

10/82

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA  
TECHNOLOGIE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES  
BATIMENT D'HABITATION R+4

المكتبة  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

PROPOSE PAR:

SORECAL

ETUDIE PAR:

M. MEHDI

M. MEDJAMIA

DERIGE PAR:

M. BEKARA

JANVIER 1982

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA  
TECHNOLOGIE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES  
BATIMENT D'HABITATION R+4

المكتبة  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

PROPOSE PAR:

SORECAL

ETUDIE PAR:

M. MEHDI

M. MEDJAMIA

DERIGE PAR:

M. BEKARA

JANVIER 1982

## REMERCIEMENTS

- Nous tenons à remercier vivement notre promoteur

M. Bekara  
pour ses conseils et son aide si efficace.

- Nous remercions également le Technicien : Ned Noumena.

- Nos vifs remerciements aux membres du jury qui nous font  
l'honneur de juger notre travail.

- Mohamed Nehdi .

- Mohamed Nedjania .



## ~ DEDICACES ~

Je dedie, Ce modeste travail.

A ma mère  
A mon père

pour leurs sacrifices, consentis, à mon regard.  
A mes frères: Djelloul, Kamel, Lambi, Djamel, Mustapha,  
Abdellal, Ghilou.

A mes sœurs, en leur souhaitant tout le bonheur possible.

A ma femme, pour le soutien moral et affectif dont j'ai  
bénéficié tout au long de mon travail.

A mes cousins:

- Mohamed (Aïda).
- Adda (cheïfa)
- Farouk (cheïfa)
- Hamid (Yamina).
- Mohamed (Zohra)
- Mustapha (cheïfa)
- Abdallah.

A ma cousine Houria, son mari G. Ahmed et ses enfants.

A ma tante El. Hadja.  
A ma grand-mère.

A mon intime Mohamed Noumena et sa famille.

A mon camarade et frère Youcef. Z.

A la mémoire de mon ami et frère Ahmed Chami décédé le: 20/09/80.

A tous mes amis.

A tous, ceux qui ont, contribué à ma formation

C. Chéris

## ~{ DEDICACES }~

- Je dedie ce modeste travail en signe de reconnaissance.
- A mon père et à ma mère pour leurs sacrifices et la confiance qu'ils me témoignent.
  - A mon père et à ma mère dont le mérite leur revient, du soit.
  - A mes frères: Bencherki, Larbi et Mergueb et respectivement à leurs femmes: Kheira, Hatia et Dalila.
  - A toute ma famille
  - A tous mes copains et en particulier A. Maoui.
  - A la mémoire de mon ami et frère A. Chami, décédé le 20/09/80
  - A M. Ghoulam et toute l'équipe de la M70.
- M. Medjania.

---

# TABLE DES MATIERES

---

PAGES

## INTRODUCTION

1

Presentation et description de l'ouvrage .

caracteristiques mecaniques des materiaux .

charges et surcharges

pre dimensionnement des poteaux

## CALCUL DES ELEMENTS

10

calcul de l'acrotere

calcul des planchers

calcul de l'escalier

calcul des balcons

## ETUDE AU SEISME

41

effets du seisme

calcul sismique

determination des coef sismiques

determination des forces sismiques

methode de MUTO : inertie equivalente d'un portique

inertie equivalente d'un voile avec ouvertures  
(M. ALBIGES ET GOULET)

## EFFORTS DANS LES PORTIQUES

63

### SOUS LES CHARGES HORIZONTALES

methode de BOWMAN  
portique longitudinal

### SOUS LES CHARGES VERTICALES

methode de CAQUOT  
portique transversal  
portique longitudinal.

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS.....	87
FERRAILLAGE DES POUTRES.....	97
methode de calcul	
portique transversal	
portique longitudinal	
FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	120
methode de calcul	
portique transversal	
portique longitudinal	
CALCUL DES VOILES.....	140
voile plein longitudinal	
voile transversal avec ouvertures	
CALCUL DES LONGRINES.....	161
longrines dans le sens transversal	
longrines dans le sens longitudinal	
FONDATIONS.....	165
semelles isolées sous poteaux	
semelles continues sous voiles	
BIBLIOGRAPHIE.....	174

# INTRODUCTION



## Presentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation qui sera implanté dans la région d'Algès (ZORALDA): zone de moyennes sismicité, ce bâtiment comportera un vide sanitaire, un R.D.C et de 4 étages.

longueur totale : 18,10 m (entre nus extérieurs).

largeur totale : 9,50 m ( " " " ).

hauteur totale : 17,16 m (Acrotère compris).

La hauteur de planches en planches est de 3,06 m.

### Taux de travail du sol:

Les essais mécaniques du sol ont donné un taux de travail de 2 bars à 1,30 m d'ancrage pour le sol où sera implanté le bâtiment.

### Béton armé:

Le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (C.C.BA 62); ainsi qu'à tous les règlements en vigueur applicable en Algérie.

Le béton sera composé par m<sup>3</sup> de:

- 800 l de gravillons : D<sub>g</sub> ≤ 15 mm.
- 400 l de sable : D<sub>s</sub> ≤ 5 mm.
- 350 Kg de ciment CPA 325.
- 175 l d'eau.

La préparation du béton sera faite mécaniquement et le chantier sera muni du matériel nécessaire pour permettre le placement

d'échantillons à la fin de contrôle.

Pour l'acier, on utilisera de l'acier doux et de l'acier à H.A., conforme aux normes, il sera grasé et débarrassé de toute trace de rouille non adhérente.

### OSSATURE:

L'ossature du bâtiment sera constituée de poutres longitudinales, transversales et les voiles, les poutres seront composées de poteaux et de ponts parfaitement encastrés entre eux, assurant ainsi le contreventement du bâtiment.

### Planchers:

Ils seront constitués par des corps creux et une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées, le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique, hydrofuge et une forme de pente.

### ESCALIERS:

Le bâtiment sera muni d'une seule cage d'escaliers, les escaliers seront en béton armé avec poutrelles porteuses, ils seront construits par étage en même temps que l'ossature afin de limiter l'emploi des échafauds.

### MAÇONNERIE:

#### MURS EXTÉRIEURS:

- une cloison en briques creuses de 10cm (9 trous).
- un ride d'air de 5cm.
- une cloison en briques creuses de 7cm (6 trous).

### REJETEMENT:

- Céramique dans les salles d'eau.
- Carrelage dans les autres pièces.

## CARACTERISTIQUES MECANIQUES:

Beton:

- Il est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de CPA 325, Contrôle attendu.
- granulés de granulats :  $C_g : 5/15 \text{ mm}$ .
- Résistance nominale de compression :  $\sigma_{28} = 270 \text{ bars}$ .
- Résistance nominale de traction :  $\sigma_{t28} = 23,2 \text{ bars}$ .

Contrainte de compression admissible: (C.C.B.A, Art: 9.4).

$$\bar{\sigma}_{50} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma_{28} \text{ , avec } \sigma_{28} = 270 \text{ bars}$$

- $\alpha$ : Coef dépend de la classe de ciment utilisée;  $\alpha = 1$  (C.P.A.325)
- $\beta$ : Coef dépend de l'efficacité du contrôle;  $\beta = 5/6$ .
- $\gamma$ : Coef qui dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats;  $C_g : 5/15 \rightarrow \gamma = 1$ .
- $\delta$ : Coef dépend de la nature de la sollicitation.  
 $\delta = 0,3$  en compression simple.  
 $\delta = 0,6$  en flexion simple.

En flexion composée:

$\delta = 0,6$  si l'effort normal est une traction.

$$\delta = \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{si l'effort normal est} \\ \text{une compression} \end{array}$$

$e_0$ : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au C.D.G. du béton seul.

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

Pour une sollicitation du 2<sup>e</sup> genre:  $\delta$  sera multiplié par 1,5.

-  $\epsilon$ : Coef dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre.

$\epsilon = 1$ : en compression simple.

$0,3 < \epsilon < 1$ : dans les autres cas.

dans notre cas:

- en compression simple:

$$\bar{\sigma}'_0 = 1,5 \cdot 1,0,3 \cdot 1,270 = 67,5 \text{ bars sous } SP_3.$$

$$\bar{\sigma}'_0 = 1,5 \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars (sous } SP_2).$$

- en flexion simple:

$$\bar{\sigma}'_0 = 139 \text{ bars sous } SP_1$$

$$\bar{\sigma}'_0 = 202,5 \text{ bars sous } SP_2.$$

Contraintes de traction de référence: (C.C.B.A: Art 9.5).

$$\bar{\sigma}_s = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \bar{\sigma}'_0$$

$\alpha, \beta, \gamma$ : définis de la même façon que précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\bar{\sigma}'_0} \quad (\bar{\sigma}'_0 \text{ en bars}).$$

d'où on a:

$$\bar{\sigma}_s = 5,8 \text{ bars sous } SP_1$$

$$\bar{\sigma}_s = 8,7 \text{ bars sous } SP_2$$

Modules de déformation du béton: (C.C.B.A: Art 9.6).

modules de déformation longitudinal:

dans le cas de charge d'une durée d'application inférieure à 24h,

et défini à l'âge  $j$  (jours),  $k$ : module de déformation instantané

$$E_i = 21000 \sqrt{\bar{\sigma}'_j} \quad , \quad \bar{\sigma}'_j \text{ (en bars).}$$

Sous l'action de charge de longue durée d'application, et défini, le

$$\text{module de déformation longitudinal } E_v = 7000 \sqrt{\bar{\sigma}'_j}$$

La résistance à la compression du béton augmente avec l'âge.

On peut admettre que pour les grandes valeurs de  $j$ .

$$\bar{\sigma}'_j = 1,2 \bar{\sigma}'_0 : \text{ béton à base de ciment de la classe 325}$$

$$\bar{\sigma}'_j = 1,1 \bar{\sigma}'_0 : \text{ béton à base de ciment de la classe supérieure.}$$

ACIERS: On distingue 3 catégories d'aciers:

- Aciers doux ou ronds lisses:

$$\text{nuance FeE24, } \sigma_{cy} = 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

Contraintes admissibles:

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP2.}$$

- Aciers Haute adhérence:

$$\text{nuance FeE40, } \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pour } \phi \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pour } \phi > 20 \text{ mm.}$$

Contraintes admissibles:

$$\phi \leq 20 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP2.} \end{array} \right.$$

Contraintes de traction imposées par la condition de fissuration (CC-BP68 Art 4.9).

La valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes.

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad (\text{bars}) \qquad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta}{\phi} \bar{\sigma}_s} \quad (\text{bars})$$

$\sigma_1$ : Contrainte de fissuration systématique.

$\sigma_2$ : Contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle.

$\eta$ : Coef de fissuration  $\left\{ \begin{array}{l} 1: \text{ronds lisses.} \\ 1,6: \text{H.A.} \end{array} \right.$

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

$\tilde{\omega}_f$ : pourcentage de fissuration:  $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{S_f}$

A: section totale de bars tendus

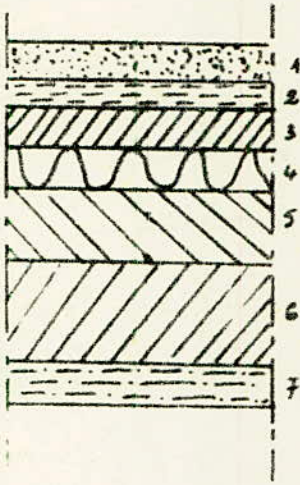
$S_f$ : section d'enrobage de bars tendus.

K: Coef qui dépend des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$$K: \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \cdot 10^6 : \text{fissuration peu nuisible.} \\ 1 \cdot 10^6 : \text{fissuration préjudiciable.} \\ 0,5 \cdot 10^6 : \text{fissuration très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

## Charges et surcharges

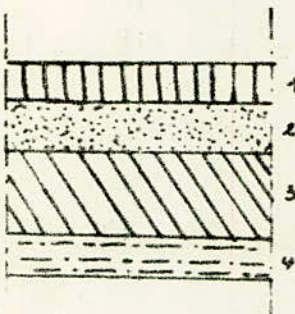
### Plancher terrasse:



- 1: Protection graviers (5cm):  $1800 \times 0,05 = \dots 90 \text{ Kg/m}^2$
- 2: Isolation hydrofuge (1cm)  $\dots 10 \text{ Kg/m}^2$
- 3: chape en beton (3cm)  $\dots 60 \text{ Kg/m}^2$
- 4: Isolation thermique (3cm)  $\dots 10 \text{ Kg/m}^2$
- 5: beton de pente (5cm)  $\dots 100 \text{ Kg/m}^2$
- 6: table de Compression + hourdis (4+16)cm  $\dots 265 \text{ Kg/m}^2$
- 7: Enduit de plâtre (2cm):  $1200 \times 0,02 = \dots 36 \text{ Kg/m}^2$

$$G_t = 571 \text{ Kg/m}^2$$

### Plancher courant:



- 1: Carrelage (2cm)  $\dots 44 \text{ Kg/m}^2$
- 2: mortier de pose (3cm)  $\dots 60 \text{ Kg/m}^2$
- 3: table de Compression + hourdis (16+4)  $\dots 265 \text{ Kg/m}^2$
- 4: Enduit de plâtre (2cm):  $1200 \times 0,02 = \dots 36 \text{ Kg/m}^2$

Les cloisons sont supposées uniformément réparties  $\dots 75 \text{ Kg/m}^2$

$$G_c = 480 \text{ Kg/m}^2$$

### Surcharges d'exploitations:

- terrasse inaccessible:  $P = 100 \text{ Kg/m}^2$
- On admet que les surcharges de neige n'agissent pas au même temps que les surcharges d'exploitations.
- Plancher niveau courant: (Immense d'habitation):  $P = 175 \text{ Kg/m}^2$
- Balcon: niveau courant:  $P = 350 \text{ Kg/m}^2$ .
- Escaliers:  $P = 400 \text{ Kg/m}^2$
- Ferrière:
  - On considère une force horizontale de:  $100 \text{ Kg/m}$

Remplissage:

- murs intérieurs

. cloisons : briques creuses de 7cm (1400 Kg/m<sup>2</sup>)

. murs : 190 Kg/m<sup>2</sup>

. enduits : 36 Kg/m<sup>2</sup>

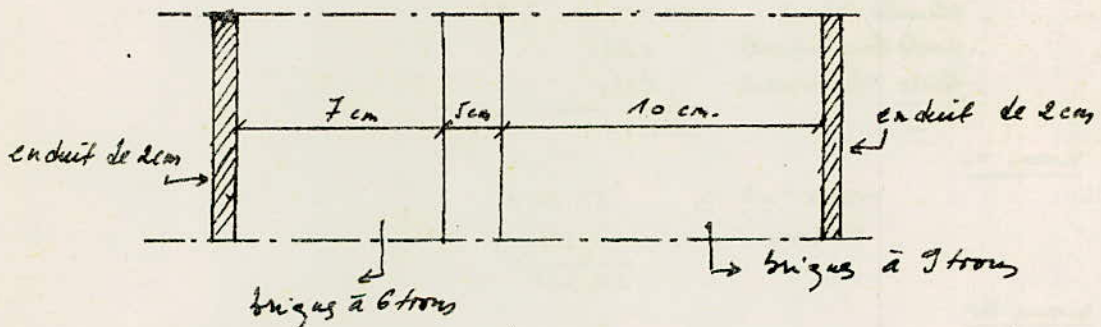
- murs extérieurs:

. briques creuses (1400 Kg/m<sup>2</sup>) et présentant une double paroi avec un vide d'air de 5cm, de chaque côté du mur, nous aurons un enduit au mortier de ciment de 2 cm à 1800 Kg/m<sup>2</sup>.

. murs : 433 Kg/m<sup>2</sup>

. enduit : 36 Kg/m<sup>2</sup>.

Charge totale : 395 Kg/m<sup>2</sup>.



Predimensionnement des pontes:

- pontes : la portée maximale des pontes est de 4,20m = l la hauteur des pontes doit être telle :

$$\frac{l}{11} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h_t \leq 42 \text{ cm.}$$

$$0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq b \leq 33,6 \text{ cm.}$$

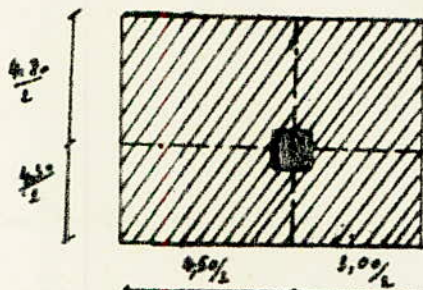
donc on prendra comme section des pontes :

- dans le sens longitudinal :  $h_t = 40 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$ .

- dans le sens transversal :  $h_t = 40 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$ .

Dimensionnement de poteaux :

On fera le décaage de charge pour le poteau central, d'où la surface recevant à le poteau sera :



surface :

$$S = \left( \frac{4,80}{2} + \frac{3,00}{2} \right) \left( \frac{4,80}{2} + \frac{4,80}{2} \right) = 17,06 \text{ m}^2$$

niveau n<sub>1</sub> :

- plancher terrasse :  $0,572 \times 13,06 = 7,47 \text{ t}$
  - poutres longitudinales :  $0,3 \times 0,45 \times 4,5 = 0,61 \text{ t}$
  - poutres transversales :  $0,3 \times 0,4 \times 4,5 = 0,54 \text{ t}$
- 
- 12,36 t

niveau n<sub>2</sub> :

- venant de n<sub>1</sub> : 12,36 t
  - poteaux :  $0,35 \times 0,35 \times 4,5 = 0,55 \text{ t}$
- 
- 12,91 t

niveau n<sub>3</sub> :

- venant de n<sub>2</sub> : 12,91 t
  - plancher courant :  $0,42 \times 13,06 = 5,50 \text{ t}$
  - poutres longitudinales : 0,61 t
  - poutres transversales : 0,54 t
- 
- 19,56 t

niveau n<sub>4</sub> :

- venant de n<sub>3</sub> : 19,56 t
  - poteaux : 0,55 t
- 
- 20,11 t

niveau n<sub>5</sub> :

- venant de n<sub>4</sub> : 20,11 t
  - plancher courant : 5,50 t
  - poutres longitudinales : 0,61 t
  - poutres transversales : 0,54 t
- 
- 26,76 t

niveau n<sub>6</sub> :

- venant de n<sub>5</sub> : 26,76 t
  - poteaux : 0,55 t
- 
- 27,31 t

niveau n<sub>7</sub> :

- venant de n<sub>6</sub> : 27,31 t
  - plancher courant : 5,50 t
  - poutres longitudinales : 0,61 t
  - poutres transversales : 0,54 t
- 
- 33,96 t



niveau n<sub>8</sub>:

$$\begin{array}{r}
 - \text{venant de } n_7 : 46,5 \text{ t} \\
 - \text{poteaux} : \underline{0,58 \text{ t}} \\
 \hline
 47,08 \text{ t}
 \end{array}$$

niveau n<sub>9</sub>:

$$\begin{array}{r}
 - \text{venant de } n_8 : 47,02 \text{ t} \\
 - \text{plancher courant} : 8,18 \text{ t} \\
 - \text{poutres long. initiales} : 1,26 \text{ t} \\
 - \text{poutres trans} : \underline{1,36 \text{ t}} \\
 \hline
 57,82 \text{ t}
 \end{array}$$

niveau n<sub>10</sub>:

$$\begin{array}{r}
 - \text{venant de } n_9 : 57,82 \text{ t} \\
 - \text{poteaux} : \underline{0,88 \text{ t}} \\
 \hline
 58,70 \text{ t}
 \end{array}$$

niveau n<sub>11</sub>:

$$\begin{array}{r}
 - \text{venant de } n_{10} : 58,70 \text{ t} \\
 - \text{plancher courant} : 8,18 \text{ t} \\
 - \text{poutres long.} : 1,26 \text{ t} \\
 - \text{poutres trans} : \underline{1,36 \text{ t}} \\
 \hline
 69,50 \text{ t}
 \end{array}$$

niveau n<sub>12</sub>:

$$\begin{array}{r}
 - \text{venant de } n_{11} : 69,50 \text{ t} \\
 - \text{poteaux} : 0,35 \times 0,35 \times 2,50 \times 0,86 = 0,19 \text{ t} \\
 \hline
 69,69 \text{ t}
 \end{array}$$

### Surcharge

$$\begin{array}{r}
 - \text{niveaux } n_1 \text{ et } n_2 : 0,100 \times 17,06 = 1,7 \text{ t} \\
 \text{à ajouter} : 0,175 \times 17,06 = 3 \text{ t} \\
 \hline
 4,7 \text{ t}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 - \text{niveaux } n_3 \text{ et } n_4 : 4,7 \text{ t} \\
 \text{à ajouter} : 0,7 \times 0,175 \times 17,06 = 2,1 \text{ t} \\
 \hline
 6,8 \text{ t}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 - \text{niveau } n_5 \text{ et } n_6 : 6,8 \text{ t} \\
 \text{à ajouter} : 0,8 \times 0,175 \times 17,06 = 2,4 \text{ t} \\
 \hline
 9,2 \text{ t}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 - \text{niveaux } n_7 \text{ et } n_8 : 9,2 \text{ t} \\
 \text{à ajouter} : 0,7 \times 0,175 \times 17,06 = 2,1 \text{ t} \\
 \hline
 11,3 \text{ t}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 - \text{niveaux } n_9 \text{ et } n_{10} : 11,3 \text{ t} \\
 \text{à ajouter} : 0,5 \times 0,175 \times 17,06 = 1,5 \text{ t} \\
 \hline
 12,8 \text{ t}
 \end{array}$$

$$- \text{niveau } n_{11} \text{ et } n_{12} : 12,8 \text{ t}$$

$$\text{d'où } G_t = 62,45 \text{ t} \quad , \quad P_t = 13,4 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad G + 1,2 P = 78530 \text{ Kg}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_b} = \frac{78530}{68} = 1154,9 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  on prendra une dimension de l'architecte :  $a = 35 \text{ cm}$ .

$$b \cdot a \geq 1154,9 \Rightarrow b \geq \frac{1154,9}{35} \Rightarrow b \geq 33 \text{ cm}$$

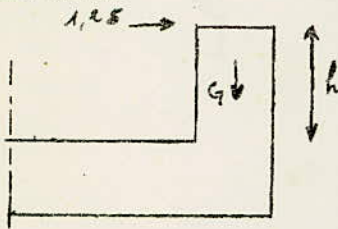
d'où on prendra :  $b = 40 \text{ cm}$ .

Donc la section à la base du poteau sera :  $35 \times 40$ , et cette section sera maintenue constante pour tous les autres poteaux.

CALCUL  
DES  
ELEMENTS

## CALCUL DES ELEMENTS

• Acrotère :



- épaisseur : 10 cm
- largeur : 100 cm
- hauteur : 60 cm

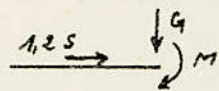
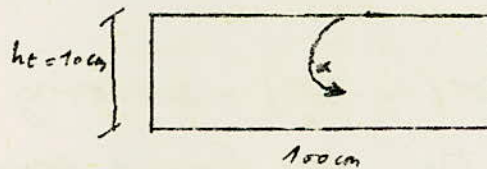
L'acrotère est assimilé à une console encastree dans le plancher terrasse ; la section dangereuse est la section d'encastrement.

Calcul des efforts :

$$G = 0,1 \times 0,6 \times 2500 = 150 \text{ Kg/ml.}$$

$$S = 100 \text{ Kg/ml (surcharge due à la main courante appliquée horizontalement)}$$

Le calcul sera fait pour une section rectangulaire (100 x 10), soumise à la flexion composée.



$$d = 2 \text{ cm (enrobage)}$$

$$\text{l'effort normal } N = G = 150 \text{ Kg/ml}$$

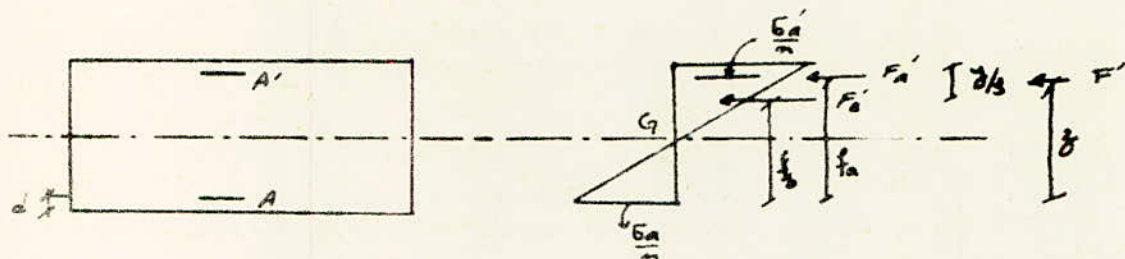
$$\text{Le moment de flexion } M = 1,25 \times h_t = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,6 = 72 \text{ Kg.m/ml.}$$

Détermination des armatures :

$$\text{l'excentricité : } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{72}{150} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm.}$$

$$e_0 = 48 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

Le calcul se fera donc en flexion composée par la méthode de P. Charon.



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

$M_A = N \cdot y_A$  ;  $y_A$ : distance entre l'acier tendu et le centre de pression

$$y_A = e_0 + \left(\frac{h}{2} - d\right) = 48 + \left(\frac{10}{2} - 2\right) = 51 \text{ cm}$$

$$M_A = 150 \times 51 = 7650 \text{ Kg. cm / ml.}$$

Calcul du moment résistant du béton  $M_{Rb}$ :

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

$$\bar{\sigma}_b' = 135 \text{ bars} = 137,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

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

$$y = \frac{15 \cdot 137,7}{15 \cdot 137,7 + 2200} \times 8 = 3,39 \text{ cm.}$$

$$M_{Rb} = 100 \times \frac{137,7}{2} \cdot 3,39 \left(10 - \frac{3,39}{3}\right) = 207027 \text{ Kg. cm / ml.}$$

d'où  $M_{Rb} \gg M_A$ , donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire.

Détermination des aciers tendus:

On calcule la section en flexion simple sous l'effet du moment  $M_A$ .  
(par rapport aux aciers tendus) puis on déduit la section en flexion composée.

$$\mu = \frac{15 \cdot M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot d^2} = \frac{15 \cdot 7650}{2200 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0065 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 122 \\ \varepsilon = 0,9635 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot \kappa \cdot b} = \frac{7650}{2200 \cdot 0,9635 \cdot 8} = 0,35 \text{ cm}^2$$

En flexion composée:  $A_1' = A_1 = 0$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,35 - \frac{150}{2200} = 0,29 \text{ cm}^2.$$

Vérification:

. Condition de non fragilité (C.C. BA 58 Art 52)

$$A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_a} = 0,69 \cdot 100 \cdot 2 \cdot \frac{5,9}{420} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Il faut que  $A$  soit supérieur ou égale à la section minimale imposée par la condition ci-dessus. ( $0,78 \text{ cm}^2$ ).

On adoptera ST6/ml ( $A = 1,41 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement constant de 20 cm.

. Condition de fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{1,41}{100 \cdot 2} = \frac{1,41}{2000} = 0,000705$$

$$k = 1,6 \quad ; \quad \eta = 1,6 \quad ; \quad \phi = 6 \text{ mm} \quad ; \quad \bar{\sigma}_s = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,6 \cdot 1,6}{6} \frac{0,000705}{1 + 0,00705} = 901,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta}{\phi} \bar{\sigma}_s} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,6}{6} \cdot 5,9} = 3010 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2200 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3010 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow$  d'où la fissuration est vérifiée.

. Vérification à l'effort tranchant:

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T \cdot \frac{17}{2} = 120 - \frac{7650}{7,8} = 120 - \frac{7650}{7} < 0$$

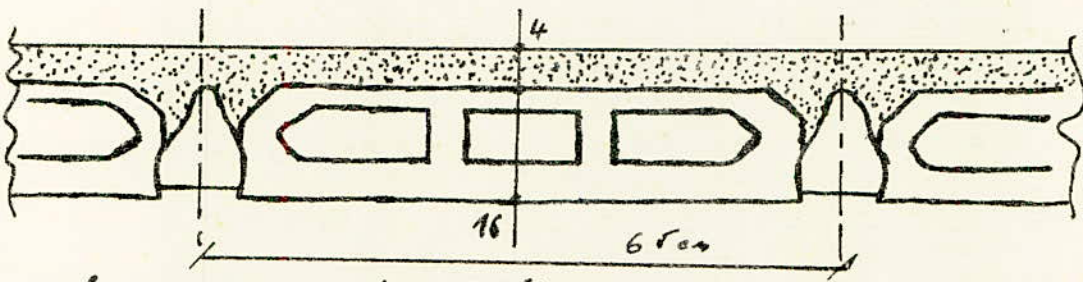
donc les armatures ne seront soumises à aucun effort de traction.

CALCUL DU PLANCHER:

Calcul des poutrelles:

• Poutrelles terrasse:

Les poutrelles à utiliser sont en béton préfabriqués à la S.N.P.C, elles seront calculées sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre, avec  $G+1,2P$ , elles sont disposées le long longitudinal.



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

Le calcul des poutrelles se fera en deux hypothèses:

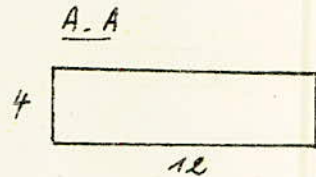
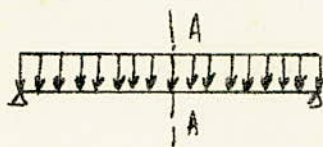
1) • Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, elle supportera son poids propre, l'hourdis et le surcharge due à l'ouvrier qui pose l'hourdis.

Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal qui est le sens de la plus petite portée et ce pour réduire la flèche.

2) • Le calcul de la poutrelle finira travaillant comme une poutre en T reposant sur 6 appuis.

1) hypothèse:

• schéma statique:



Charges supportées par la poutrelle:

- poids propre de la poutrelle:  $0,12 \times 0,04 \times 2500 = 12 \text{ kg/ml}$
  - Corps creux:  $0,65 \times 95 = 62 \text{ kg/ml}$
  - Surcharge:  $1,2 \times 100 \times 0,65 = 78 \text{ kg/ml}$
- $\gamma = 152 \text{ kg/ml}$

Determination des efforts:

• Moment en travée:

$$M_0 = q \frac{l^2}{8}$$

l: distance entre nos 2 appuis de la plus grande travée.

$$l = 4,20 \text{ m.}$$

$$M_0 = \frac{1,50 \times 4,2^2}{8} = 335,16 \text{ Kg. m.}$$

• Effort tranchant max:

$$T = q \frac{l}{2} = 1,50 \times \frac{4,2}{2} = 319,2 \text{ Kg.}$$

Determination des armatures:

La poutrelle sera sollicitée en flexion simple (P. charn)  
 $d = 2 \text{ cm}$  (enrobage).

$$\mu = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot d^2} = \frac{K \cdot 335,16 \cdot 10^2}{2200 \times 12 \cdot 2^2} = 3,74 \rightarrow \mu = 1,3$$

$$\bar{\mu} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_s} = \frac{2200}{13717} = 20,4 > \mu = 1,3$$

Comme  $\bar{\mu} > \mu$ , les armatures comprimées sont donc nécessaires, Cependant, on ne peut pas placer les armatures du fait que la section du béton est trop faible, il est donc nécessaire de prévoir un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

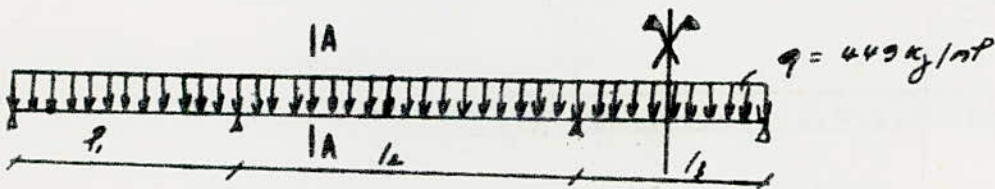
Hypothèse: Calcul de la poutrelle en section T, cette poutrelle repose sur 6 appuis (axes longitudinal).

Les poutrelles supportent:

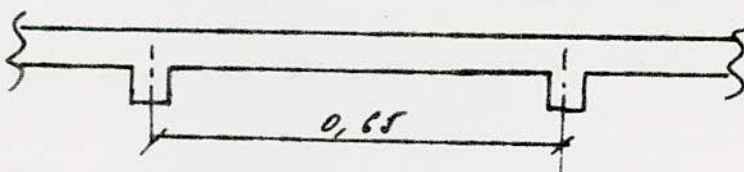
- poids propre des planches tesour:  $G = 571 \text{ Kg/m}$

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

$$q = (G + 1,2P) \cdot 0,65 = (571 + 1,2 \times 100) \cdot 0,65 = 449 \text{ Kg/m}$$



A.A:



Determination de la largeur "b" de la table de compression :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \frac{l}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

l: distance entre 2 nervures  
consecutives.  
 $l = 85 - 12 = 53 \text{ cm}$

$$b_2 = \frac{b-b_0}{2} \leq \frac{L}{10} = \frac{480-30}{10} = 45 \text{ cm}$$

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

$$b_3 = \frac{b-b_0}{2} \leq \frac{l}{3}$$

x: distance de la section considérée  
au pt du moment nul.

$$b_4 = \frac{b-b_0}{2} \leq (6 \text{ à } 8) h_0$$

h<sub>0</sub>: hauteur de la table de compression  
h<sub>0</sub> = 4 cm.

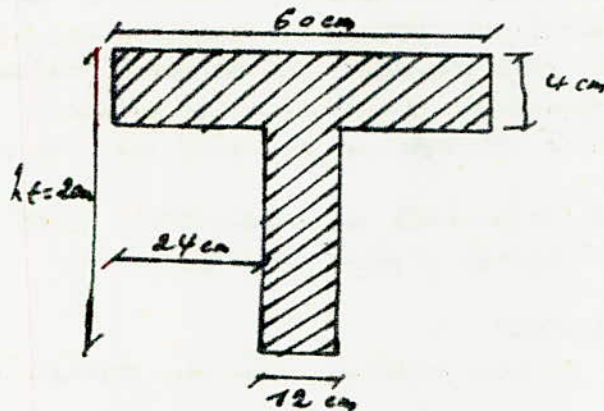
On prend donc  $b_4 = \frac{b-b_0}{2} \leq 6h_0 = 6 \cdot 4 = 24 \text{ cm}$ .

La largeur b<sub>1</sub> doit être limitée à la plus faible de ces 4 valeurs :

La dernière condition est la plus restrictive, on prend donc :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 24 \text{ cm} \Rightarrow b = b_0 + 2 \cdot 24 = 12 + 48 = 60 \text{ cm}$$

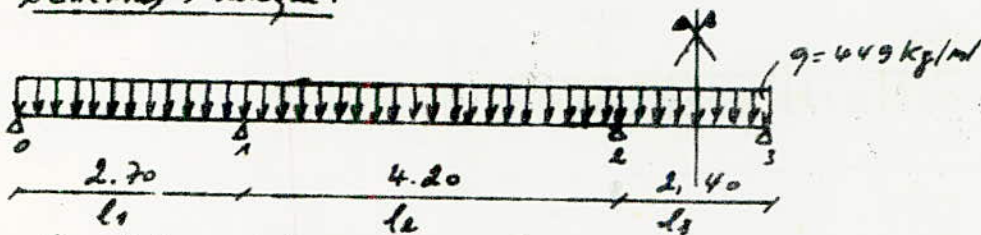
donc  $b = 60 \text{ cm}$ .



Calcul des efforts agissant sur la poutelle :

Schéma Statique :

Plancher terrasse :



l: distance prise entre nus d'appuis.

Les moments aux appuis seront calculés par la méthode des trois moments.



$$M_0 = M_5 = 0 \quad ; \quad M_1 = M_4 \quad ; \quad M_2 = M_3 \quad (\text{Symétrie})$$

$$\text{entre (0-2)}: M_0 l_1 + 2M_1(l_1+l_2) + M_2 l_2 = -\frac{q}{4} l_1^3 - \frac{q}{4} l_2^3$$

$$\text{entre (1-3)}: M_1 l_2 + 2M_2(l_2+l_3) + M_3 l_3 = -\frac{q}{4} l_2^3 - \frac{q}{4} l_3^3$$

Comme  $M_0 = 0$ ,  $M_2 = M_3$ , on obtient le système à 2 équations :

$$\begin{cases} 2M_1(l_1+l_2) + M_2 l_2 = -\frac{q}{4}(l_1^3+l_2^3) \\ M_1 l_2 + M_2(2l_2+l_3) = -\frac{q}{4}(l_2^3+l_3^3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} 2M_1(2,70+4,20) + M_2 \cdot 4,2 = -\frac{449}{4}(2,7^3+4,2^3) = -10525,79 \\ M_1 \cdot 4,2 + M_2(2 \cdot 4,2 + 3 \cdot 2,4) = -\frac{449}{4}(4,2^3+2,4^3) = -9868,12 \end{cases}$$

$$\text{On tire donc:} \quad \begin{aligned} M_1 &= -621,11 \text{ Kg.m.} \\ M_2 &= -465,35 \text{ Kg.m.} \end{aligned}$$

Les moments en travée seront déterminés par la relation suivante :

$$\text{pour la travée } (i-j): M = \mu - M_i + \frac{M_i - M_j}{L_{ij}}$$

avec :  $M$ : moment à une abscisse  $x$  de la travée hyperstatique  
 $\mu$ : moment à l'abscisse  $x$  de la travée isostatique de la poutre.  
 $M_i$ : moment à gauche de la travée pris en valeur absolue  
 $M_j$ : " " droite " " " " " " " " " " " "

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

travée (0-1):  $l = 2,7 \rightarrow m$

$$M = \frac{q}{2} l x - \frac{q}{2} x^2 - M_0 + \frac{M_0 - M_1}{l} x = \frac{q}{2} l x - \frac{q}{2} x^2 - \frac{M_1}{l} x$$

$$T = \frac{dM}{dx} = \frac{q}{2} l - qx - \frac{M_1}{l}$$

$$\text{Le moment } M \text{ max pour } T=0 \Rightarrow x_1 = \left( \frac{q}{2} l - \frac{M_1}{l} \right) \cdot \frac{1}{q} = \frac{l}{2} - \frac{M_1}{q l}$$

$$x_1 = 0,84 m.$$

$$M_{\max} = \frac{q}{2} l x_1 - \frac{q}{2} x_1^2 - \frac{M_1}{l} x_1 = 157,52 \text{ Kg.m}$$

$$T_0 = \frac{q}{2} l - \frac{M_1}{l} = 376,1 \text{ Kg}$$

$$T_1 q = -\frac{q}{2} l - \frac{M_1}{l} = -836,2 \text{ Kg}$$

En procédant de la même façon pour les autres travées, on obtient les résultats suivants :

travée (1-2) :  $l = 4,20 \text{ m}$

$$M_{\max} = 448,34 \text{ Kg.m pour } x_2 = 2,18 \text{ m.}$$

$$T_{1d} = 979,98 \text{ Kg} \approx 980 \text{ Kg.}$$

$$T_{2g} = -905,8 \text{ Kg.}$$

travée (2.3)  $l = 2,40 \text{ m}$

$$M_{\max} = -142 \text{ Kg.m.}$$

$$T_{2d} = 538,8 \text{ Kg.}$$

$$T_{3g} = 538,8 \text{ Kg.}$$

d'où 13 diagrammes suivants:

diagramme de moments fléchissants:

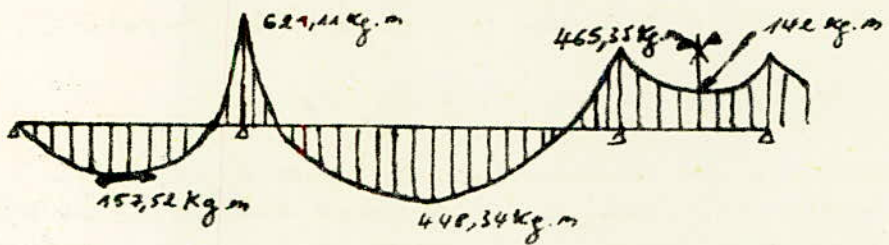
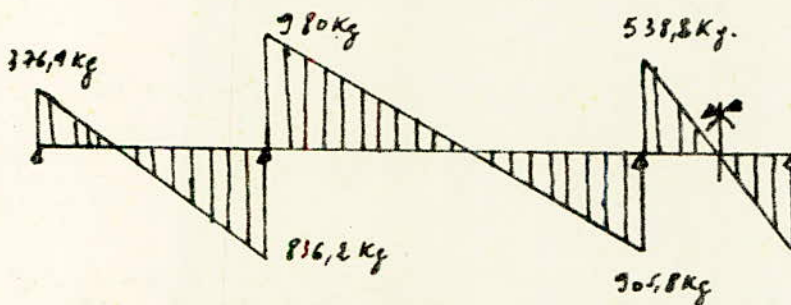


diagramme des efforts tranchants:



calcul des armatures longitudinales:

En travée : la poutrelle sera ferrillée d'après le moment max

$$M_{\max} = 448,34 \text{ Kg.m}$$

$$l = 4,20 \text{ m}, h = 18 \text{ cm}, b = 60 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_s = 133,7 \text{ Kg/cm}^2, \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\eta = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 448,34 \times 10^2}{2800 \times 60 \times 18^2} = 0,0123 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 86 \\ \epsilon = 0,9505 \\ \alpha = 0,1485 \\ \eta' = 0,0706 \end{cases}$$

$$y = \kappa h = 0,1485 \times 18 = 2,673 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

comme  $y < h_0$ : donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (80 \times 18)$ .

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_s'} = \frac{2300}{137,7} = 20,4 < k = 86 \Rightarrow \text{laques comprimées sont unitaires.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{448,34 \cdot 10^2}{2300 \cdot 0,9505 \cdot 18} = 0,93 \text{ cm}^2$$

On prend donc  $2710 = 1,57 \text{ cm}^2$ .

Aux appuis

$$M_{\max} = 621,11 \text{ Kg.m}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire  $(12 \times 18)$

$$\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 621,11 \cdot 10^2}{2300 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,0855 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 2774 \\ \alpha = 0,5538 \\ \xi = 0,8825 \\ \beta' = 0,1560 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{621,11 \cdot 10^2}{2300 \cdot 0,8825 \cdot 18} = 1,397 \text{ cm}^2$$

On prendra donc  $1716 = 2,01 \text{ cm}^2$

Cette armature lincee filante pour servir à la fois d'armature de construction et le chapeau au niveau des appuis.

Vérification de contraintes:

- En travée:  $A = 1,57 \text{ cm}^2$ ,  $b = 60 \text{ cm}$ ,  $h = 18 \text{ cm}$ ,  $M = 448,34 \text{ Kg.m}$

$$\tilde{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,145 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 64,5 \\ \xi = 0,9371 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{44834}{1,57 \cdot 0,9371 \cdot 18} = 1693 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1693}{64,5} = 26,25 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s' = 137,7 \text{ Kg/cm}^2$$

- Aux appuis:

$A = 1,54 \text{ cm}^2$ ,  $b = 12 \text{ cm}$ ,  $h = 18 \text{ cm}$ ,  $M = 621,11 \text{ Kg.m}$

$$\tilde{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,713 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 25,8 \\ \xi = 0,8779 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot z} = \frac{62111}{1,54 \times 0,8774 \cdot 18} = 2553,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2553,7}{25,8} = 98,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s' = 132,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Conditions de non fragilité (C.C.B.A Art: 52):

- En travée:

$$\frac{A}{b_0 \cdot h} \geq \psi_v \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2$$

$$\psi_v = 0,54; \quad b_0 = 12 \text{ cm}; \quad h = 18 \text{ cm}; \quad h_t = 20 \text{ cm}; \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d'où \quad A \geq 0,54 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{2800} \left( \frac{20}{18} \right)^2 = 0,303 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,303 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

- Aux Appuis: la condition est vérifiée:  
 $1,54 \text{ cm}^2 > 0,303 \text{ cm}^2$ .

Nonification de la flèche: (Art 58.4, C.C.B.A 68).

lorsque les 3 conditions suivantes sont vérifiées, on peut se dispenser de la justification de la flèche.

$$\bullet \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_e}{M_0} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_e: M^e \text{ fléchissement max en travée } (M_e = 448,34 \text{ Kg.m}) \\ M_0: M^e \text{ isostatique de la travée de référence} \\ M_0 = 990,04 \text{ Kg.m} \\ l: \text{ portée libre: } 4,2 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\bullet \frac{20}{4,2} = 0,047 > \frac{1}{15} \cdot \frac{448,34}{990,04} = 0,03 \text{ (vérifié)}$$

$$\bullet \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow 0,04 > 0,04 \text{ (vérifié)}$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 \cdot h} < \frac{36}{600} \Rightarrow \frac{1,57}{12 \cdot 18} = 0,0073 < \frac{36}{4200} = 0,0085 \text{ (vérifié)}$$

Vérification de la fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{12 \cdot 2,2} = 0,032$$

$$\phi = 16 \text{ mm}; \quad \gamma = 1,16; \quad \bar{\sigma}_s = 5,8 \text{ bars}; \quad \kappa = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \cdot \eta}{\phi} \frac{6f}{11065} = 4156 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \cdot \eta \cdot 55}{\phi}} = 2396 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 4156 \text{ bars} \\ \bar{\sigma}_a = 2200 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_a = \bar{\sigma}_a = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

donc la fissuration est bien vérifiée.

Vérification de l'adhérence: (C.C.B.H. 68 Art 29)

à vérifier:  $\sigma_d \leq \bar{\sigma}_d$ .

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_s \quad (\psi_d: \text{coef de scellement} = 1,5 ; \bar{\sigma}_s = 5,9 \text{ kg/cm}^2)$$

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

$$\sigma_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} \quad \eta = 1 ; p: \text{perimetre des aciers tendus}$$

$$\text{pour } 2770 \Rightarrow p = 6,28 \text{ cm} \quad (z = 7/8 l)$$

$$\sigma_d = \frac{980}{1,6 \cdot 28 \cdot 7 \cdot 13} = 9,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

Calcul de armatures transversales:

On utilise des armatures  $\perp$  à la ligne moyenne dans le cas où l'on a:

$$\sigma_s \leq 3,5 \bar{\sigma}_s \quad \text{si} \quad \sigma_s' \leq \bar{\sigma}_s'$$

$$\sigma_s \leq \left(4,5 - \frac{\sigma_s'}{\bar{\sigma}_s'}\right) \bar{\sigma}_s \quad \text{si} \quad \bar{\sigma}_s' < \sigma_s' \leq 2 \bar{\sigma}_s'$$

$\bar{\sigma}_s'$ : contrainte de cisaillement max.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{T_{\max}}{z \cdot z} = \frac{980}{7 \cdot 18 \cdot 12} = 5,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2200}{2,74} = 1021,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = \left(4,5 - \frac{\sigma_s'}{\bar{\sigma}_s'}\right) \bar{\sigma}_s = \left(4,5 - \frac{1021,9}{68,5}\right) 5,9 = 17,75 \text{ kg/cm}^2$$

d'où  $\bar{\sigma}_s \leq 17,7 \text{ kg/cm}^2$  (vérifié)  
 Les armatures transversales seront constituées par des cadres  $\phi 6$  en FeE24

1 cadre  $\phi 6$  (2 brins)  $\Rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{cr} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$  (repère de bétonnage)

L'écartement  $t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 15,75 \cdot 1600}{9200} = 14,4 \text{ cm}$ .

Cet écartement doit être  $< \bar{t}$  :

$\bar{t} = \max \left\{ \begin{aligned} t_1 &= 0,2h = 0,2 \cdot 18 = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 &= \left(1 - 0,3 \frac{t_b}{\bar{\sigma}_s}\right) \cdot h = \left(1 - 0,3 \frac{5,18}{5,9}\right) \cdot 18 = 13,2 \text{ cm} \end{aligned} \right.$

donc on prend un espacement de  $t = 13 \text{ cm}$  au niveau de l'appui  
On placera les armatures transversales, conformément à la règle de  
Regout ; la 1<sup>re</sup> cours d'armatures sera placé à  $t/2 = 6,5 \text{ cm}$  du  
nu de l'appui :

1<sup>er</sup> tracé :  $\frac{l_1}{2} = \frac{2,7}{2} = 1,35 \Rightarrow n = 2$

$6,5 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 16 + 3 \cdot 20 + \frac{2,1}{2} = 135 \text{ cm}$ .

2<sup>o</sup> tracé :  $\frac{l_2}{2} = \frac{4,2}{2} = 2,10 \Rightarrow n = 2$

$6,5 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 20 + 3 \cdot 25 + 30,5 = 2,1 \text{ m}$ .

3<sup>e</sup> tracé :  $\frac{l_3}{2} = \frac{2,4}{2} = 1,2 \Rightarrow$  on garde  $t = 13 \text{ cm}$ .

$6,5 + 3 \cdot 13 + 4 \cdot 16 + \frac{2,1}{2} = 120 \text{ cm}$ .

Ferraillage de la table de compression (c.c.B.A. 68 Art 58.2).

Les dimensions de la maille du treillis armé, ne doivent pas dépasser

- 20 cm pour les armatures  $\perp$  aux nervures.

- 33 cm pour les armatures  $\parallel$  aux nervures.

On adoptera donc un treillis fondé de maille (doxeo)  $5 \phi 6 / \text{ml}$   
qui donne une section de  $A = 1,41 \text{ cm}^2$

$\phi \leq 6 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{cr} = 5300 \text{ kg/cm}^2$ .

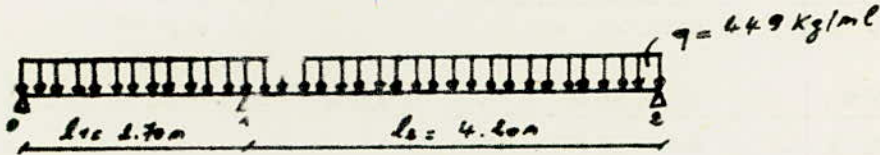
$A_{\perp}$  aux nervures / ml  $\Rightarrow \frac{43 \cdot l_n}{5 \text{ cm}} = \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,527 \text{ cm}^2 < 1,41 \text{ cm}^2$  (vérifié)

$A_{\parallel}$  aux nervures / ml  $\Rightarrow \frac{A_{\perp} \text{ au nerroue / ml}}{2} = \frac{0,705 \text{ cm}^2}{2} < 1,41 \text{ cm}^2$  (vérifié)

Deuxieme type de poutelles (à 2 travées):

- Plancher terrasse:

- schéma statique:



On applique l'équation des trois moments:

$$M_0 l_1 + 2M_1(l_1 + l_2) + M_2 l_2 = - \frac{q l_1^3}{12} - \frac{q l_2^3}{12}$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

$$2M_1(2.70 + 4.20) = - 10525.79 \Rightarrow M_1 = -762.74 \text{ Kg.m.}$$

travée 0-1:

$$M_{\max} = 116.78 \text{ Kg.m. (pour } x = 0.72 \text{ m.)}$$

$$T_0 = 323.6 \text{ Kg}$$

$$T_{12} = 888.6 \text{ Kg}$$

travée 1-2:

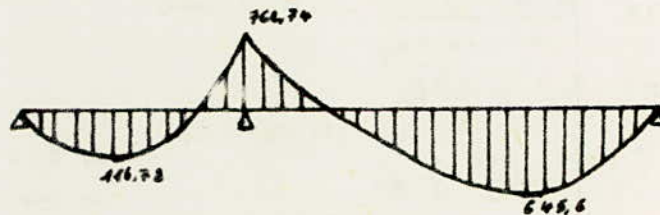
$$M_{\max} = 645.6 \text{ Kg.m (pour } x = 2.5 \text{ m)}$$

$$T_{12} = 1124.5 \text{ Kg}$$

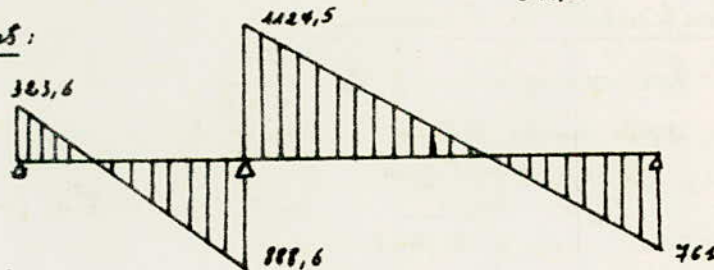
$$T_2 = -761 \text{ Kg}$$

Diagramme de efforts:

Moment:



efforts tranchants:



Calcul des armatures longitudinales:

En travée:

$$M_{\max} = 645.6 \text{ Kg.m.}$$

$$l = 4.20 \text{ m, } h = 18 \text{ cm, } b = 60 \text{ cm, } \bar{\sigma}_b = 177 \text{ Kg/cm}^2, \bar{\sigma}_a = 1200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{\alpha \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot l^2} = \frac{15 \cdot 645.6 \cdot 9^2}{1200 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0.0178 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 70 \\ \xi = 0.9412 \\ \alpha = 0.1765 \\ \mu' = 0.0832 \end{cases}$$

$y = \alpha h = 0.1765 \times 18 = 3.17 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$ , donc l'axe neutre tombe dans la table de compression:

$$\bar{\kappa} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = 20.43 < \kappa = 70 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{645,6 \cdot 10^6}{2800 \cdot 0,9412 \cdot 18} = 1,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

$$M_{\max} = 762,74 \text{ Kg.m.}$$

$$\mu = \frac{\pi \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 762,74 \cdot 10^6}{2800 \cdot 12 \cdot 12^2} = 0,105 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 24 \\ \alpha = 0,3846 \\ \epsilon = 0,8712 \\ \mu' = 0,1676 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{762,74 \cdot 10^6}{2800 \cdot 0,8712 \cdot 12} = 1,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1T16 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Verifications des contraintes:

Aux appuis:

$$\tilde{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,01}{12 \cdot 12} = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 21,9 \\ \epsilon = 0,8645 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{762,74}{2,01 \cdot 0,8645 \cdot 12} = 2432,6 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (verifié).}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2432,6}{21,9} = 111,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (verifié)}$$

Verification de la fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{8f} = \frac{2,01}{12 \cdot 4} = 0,0412 \quad \begin{cases} \phi = 16 \text{ mm} \\ \eta = 1,6 \\ \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} \\ \kappa = 15,18 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{\kappa \cdot \eta \cdot \tilde{\omega}_f}{\phi \cdot (1 + 10 \tilde{\omega}_f)} = 4421 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = \bar{\sigma}_1 \\ \bar{\sigma}_a \end{cases}$$

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

$\Rightarrow$  pas de fissuration.

Verification de l'adhérence:

$$\bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2, \quad \bar{\tau}_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z}$$

$$2\phi 10 \Rightarrow p = 6,28 \text{ cm}, \quad z = \frac{7}{8} \cdot h$$

$$T_{\max} = 1124,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = \frac{1124,5}{\frac{7}{8} \cdot 12 \cdot 6,28} = 11,36 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d \text{ (verifié)}$$

Verification de la fleche:

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{\pi \kappa}{\pi_0} = \frac{20}{4,20} \geq \frac{1}{15} \frac{644,5}{990,04} = 0,047 > 0,043 \text{ (verifié)}$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{22,5} \text{ (verifié)} \quad \cdot \frac{A}{b \cdot h} < \frac{36}{\bar{\sigma}_a} \text{ (verifié)}$$

Armatures transversales:

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1124,5}{\frac{7}{8} \cdot 12 \cdot 12} = 5,9$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 15,75 \cdot 1600}{1124,5} = 12,5 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  donc on prendra  $t = 11 \text{ cm}$ .

$$\bar{\epsilon} = \max \begin{cases} \epsilon_1 = 0,2h = 3,6 \text{ cm} \\ \epsilon_2 = (1 - 0,3 \cdot \frac{5,9}{5,9}) 18 = 12,6 \text{ cm} \end{cases}$$

- travée 0-1:  $5,5 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot 13 + 4 \cdot 16 + \frac{35}{2} = 135 \text{ cm}$ .

- travée 1-2:  $5,5 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 25 + 34,5 = 210 \text{ cm}$ .



Calcul des poutrelles:

- Planches courant: - Planches terrasse:

Les poutrelles du plancher courant sont ferrillées de la même façon que celles du plancher terrasse, cas on a dans ce cas:

$$g = (480 + 1,2 \cdot 175) \cdot 65 = 448,5 \text{ kg/ml} \approx 449 \text{ kg/ml.}$$

donc la charge du planche courant revenant à la poutrelle est sensiblement égale à la charge du plancher terrasse.

donc on adoptera la section d'armatures suivante:

- En travées:  $A = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

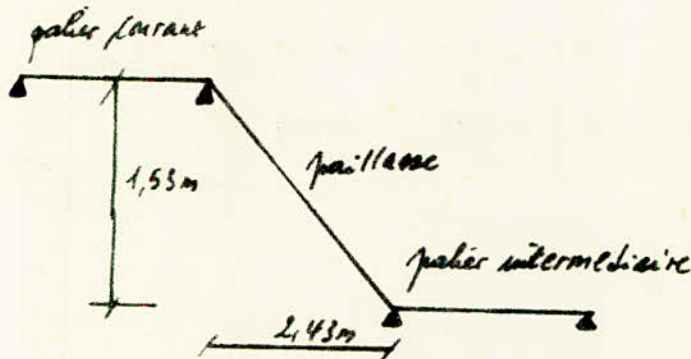
- Aux appuis:  $A = 1T16 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

## ETUDE DE L'ESCALIER

L'escalier que nous allons calculer est à pentes adjacentes, il est constitué de deux pentes-dalles inclinées (pauillonnés), d'un palier intermédiaire à mi-étage et de deux paliers courants (au niveau des étages).

La jonction pauillonné-palier courant s'appuie sur une poutre qui fait partie du portique longitudinal.

Le schéma de l'escalier est le suivant :



La jonction pauillonné-palier intermédiaire s'appuie sur une poutre palier.

- le palier courant sera calculé comme une dalle semi-encastée sur 3 côtés et articulée sur l'autre.
- le palier intermédiaire sera calculé comme une dalle semi-encastée sur 3 côtés et articulée sur le 4<sup>e</sup>.
- la pauillonné sera calculé comme une poutre reposant sur deux appuis.

### Calcul de la pauillonné :

- longueur de la pauillonné :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,53}{2,43} \Rightarrow \alpha = 32^{\circ} 17'$$

$$l = \frac{2,43}{\cos \alpha} = 2,77 \text{ m}$$

- épaisseur de la pauillonné :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 9,15 \text{ cm} \leq e \leq 14,35 \text{ cm} \quad \text{on prend donc}$$

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

- marches - contremarches :

$$\begin{array}{l} h = 17 \text{ cm} \\ g = 27 \text{ cm} \end{array} \quad | \quad 2g + h = 34 + 17 = 51 \text{ cm} < 64$$

Charges et surcharges uniformes sur la paillasse :

- poids propre de la paillasse :  $\frac{2500 \times 0,12}{0,075} = 354,5 \text{ Kg/m}^2$

- poids propre des marches :  $\frac{2200 \times 0,17}{2} = 187 \text{ Kg/m}^2$

- mortier (3cm) =  $60 \text{ Kg/m}^2$ .

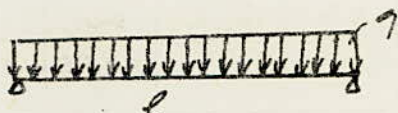
- sable (2cm) =  $44 \text{ Kg/m}^2$

Surcharge :  $P = 400 \text{ Kg/m}^2$ .  $G = 645,5 \text{ Kg/m}^2$

$$q = G + 1,2P = 925,5 \text{ Kg/m}^2.$$

On prendra donc  $q = 925,5 \text{ Kg/ml}$  d'escalier.

Calcul des efforts : la paillasse sera, calculée, comme une poutre de  $1 \text{ ml}$  = largeur dans un premier temps, elle sera supposée sur appuis simples :



$$\begin{array}{l} q = 925,5 \text{ Kg/ml.} \\ l = 2,43 \text{ m.} \end{array}$$

$$\Pi_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{925,5 \times 2,43^2}{8} = 683,12 \text{ Kg.m/ml}$$

En pratique la paillasse est semi-encastree à ses 2 extremités.

$$M_a(\text{appuis}) = 0,3 \Pi_0 = 0,3 \cdot 683,12 = 205 \text{ Kg.m/ml.}$$

$$M_t(\text{travée}) = 0,85 \Pi_0 = 0,85 \cdot 683,12 = 581 \text{ Kg.m/ml.}$$

L'effort tranchant hyperstatique se réduit à l'effort tranchant isostatique par  $\Pi_{a1} = \Pi_{a2}$ .

$$T = T_0 = q \frac{l}{2} = \frac{925,5 \times 2,43}{2} = 1124,5 \text{ Kg/ml.}$$

Détermination des armatures : la méthode employée est la méthode de calcul des sections soumise à la flexion simple de P. Charon.

Cette méthode étant aisée, nous présentons directement le résultat sous forme de tableau.

Caractéristiques de la section:

$$\begin{aligned} h_c &= 12 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ d &= 2 \text{ cm} \\ h_i &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$A = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot l^2} \rightarrow K, \varepsilon, \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_s}$$

Section	$\sigma_b$ (Kj/m)	$M$	$\varepsilon$	$K$	$\bar{K}$	$A$ (cm <sup>2</sup> )
travée	581	0,0314	0,9237	50,5	20,4	2,17
Appuis	205	0,0111	0,9128	71	20,4	0,76

On choisit en travée:  $ST10 = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• aux appuis:  $ST2 = 2,151 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Comme  $K > \bar{K}$ , on n'a pas d'acier comprimés.

Vérification de Contrainte:

Section	$\bar{\omega}$	$\varepsilon$	$K$	$\bar{\sigma}_a$ (Kj/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_s'$ (Kj/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_1$ (bars)	$\bar{\sigma}_2$ (bars)
travée $A = 3,92 \text{ cm}^2$	0,392	0,9036	36,9	1655	45	2182	2831
Appuis $A = 2,15 \text{ cm}^2$	0,251	0,9203	47,7	896	19	1698	3164

$$\bar{\sigma}_a < \min \left\{ \begin{array}{l} \text{MCC}(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right. ; \quad \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_s' ; \quad \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2200 \text{ Kj/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 138 \text{ Kj/cm}^2 \end{array}$$

tous les Contraintes sont vérifiées.

Armatures transversales: Le C.C.B.A 68 stipule qu'aucune poutre en B.A ne doit être dépourvue d'armatures transversales sauf: dalles et linteaux.

Vérification:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{T}{b \cdot s} < 1,15 \bar{\sigma}_s ; \quad \bar{\sigma}_s = \frac{11245}{\frac{7}{8} \cdot 10 \cdot 100} = 1,28 \text{ Kj/cm}^2$$

$$1,15 \bar{\sigma}_s = 1,15 \cdot 1,9 = 6,70 \text{ Kj/cm}^2 > \bar{\sigma}_s = 1,28 \text{ Kj/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

→ donc on n'a pas besoin d'armage à l'abscisse.

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \frac{\sigma_s}{\sigma_{cc}} b \cdot d = 0,69 \cdot \frac{5,9}{420} \cdot 100 \times 10 = 0,97 \text{ cm}^2$$

Cette condition est bien vérifiée puisque on a  $A_{min} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

Vérification de la flèche: Le C.E.S.A 68 recommande de ne pas faire de justification de la flèche sous réserve que certaines conditions soient vérifiées. On fera la vérification, comme pour une dalle appuyée sur 4 côtés.

$$\bullet \frac{h_e}{l} > \frac{f_{te}}{2070} \Rightarrow \frac{16}{2143} = 0,0074 > \frac{181}{20.699} = 0,0087 \text{ (vérifié)}$$

$$\bullet \frac{A}{bh} < \frac{d_0}{5c} \Rightarrow \frac{3,92}{100 \cdot 10} = 3,92 \cdot 10^{-3} < \frac{20}{420} = 4,76 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifié)}$$

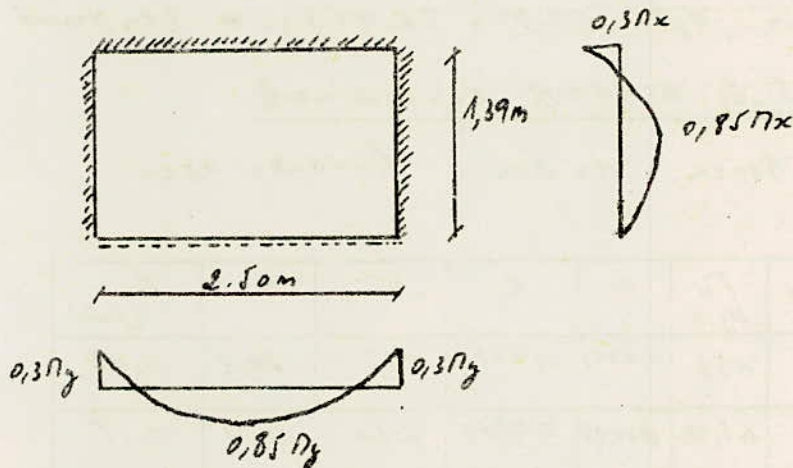
Donc les 2 conditions étant vérifiées, donc la justification, s'avère inutile.

Etude des poutres:

Poutre, longeur:

C'est un panneau qui a pour dimensions  $(1,39 \times 2,50) \text{ m}^2$ .

Le 1<sup>er</sup> des 2 est semi-encastée sur 3 côtés et est libre simplement sur l'autre.



Charges et surcharges sur le panneau:

- poids propre de la dalle:  $2500 \times 0,14 = 350 \text{ kg/m}^2$
  - mortier (3cm):  $2000 \times 0,03 = 60 \text{ kg/m}^2$
  - carrelage (2cm):  $2000 \times 0,02 = 40 \text{ kg/m}^2$
- $G = 450 \text{ kg/m}^2$

Surcharge:  $P = 400 \text{ kg/m}^2$

$$\Rightarrow q = G + 1,2P = 934 \text{ kg/m}^2$$

donc on prendra  $q = 934 \text{ kg/m}^2$  de dalle:

Calcul du rapport  $f$  et des moments  $M_x$  et  $M_y$  dans l'hypothèse de l'articulation des appuis.

$$f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,39}{2,5} = 0,556 > 0,4$$

d'où  $\mu_x = 0,090$   
 $\mu_y = 0,38$  (lég de l'échelle fonctionnelle, C.C. 8962).

Calcul des moments:

$$M_x = \mu_x q l_x^2 = 0,09 \times 934 \times 1,39^2 = 162,4 \text{ kg.m.}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,38 \times 162,4 = 61,71 \text{ kg.m.}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{ax} &= 0,3 \cdot 162,4 = 48,72 \text{ kg.m} \\ M_{ax2} &= 0 \end{aligned} \right\} \text{aux appuis}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{tx} &= 0,85 \cdot 162,4 = 138 \text{ kg.m} \\ M_{ty} &= 0,85 \cdot 61,71 = 52,45 \text{ kg.m} \end{aligned} \right\} \text{en travée.}$$

$$M_{ay0} = M_{ay2} = 0,3 \cdot 61,71 = 18,5 \text{ kg.m (à l'appui).}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot 61,71 = 52,45 \text{ kg.m (en travée).}$$

Calcul des armatures longitudinales:

$$b = 100 \text{ cm}, d = 2 \text{ cm}, h = 14 - 2 = 12 \text{ cm.}$$

section	$\sigma_b$ kg.m	$\mu$	$\epsilon$	$\kappa$	$\bar{\kappa}$	A (cm <sup>2</sup> )
travée	138	0,0051	0,9673	138	20,4	0,42
appui	48,72	0,0018	0,9804	240	20,4	0,15

On choisira une section, après avoir calculé A pour la condition de non fragilité car les sections trouvées ci-dessus sont très petites.

Condition de NON-FRAGILITE:

• pour une dalle:  $A > 0,09 b \cdot l \frac{\sigma_b}{\sigma_{ca}} \left( \frac{e-f}{e} \right)$

$$A \geq 0,69 \cdot 100 \times 12 \times \frac{5,7}{420} \left( \frac{2 - 0,0156}{2} \right) = 1,03 \text{ cm}^2$$

$A \geq 1,03 \text{ cm}^2$  ce qui n'est pas vérifié.

donc on prendra  $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,03 \text{ cm}^2$ , pour contour le moment négatif dû au semi-encastrement aux appuis, on adoptera un section de  $2,01 \text{ cm}^2 = 4T8$ .

$\kappa > \bar{\kappa}$  : on n'a pas d'aciers comprimés.

Vérification des contraintes :

Action	$\bar{\omega}$	$\bar{\epsilon}$	$\kappa$	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_1$ (bar)	$\bar{\sigma}_2$ (bars)
travée $A = 2,01 \text{ cm}^2$	0,167	0,9334	60	613	10	1428	3166
Appui $R = 2,01 \text{ cm}^2$	0,167	0,9334	60	216	3,6	1428	3166

$$\bar{\sigma}_a < \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right. \quad \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b \quad \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 1371,7 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

toutes les contraintes sont vérifiées.

Vérification de la flèche : on peut admettre qu'il n'y a pas lieu de justifier la flèche lorsque les conditions suivantes sont réalisées.

$$\bullet \frac{l_e}{l_x} > \frac{17\epsilon}{20\sigma_0} \Rightarrow \frac{0,114}{1,39} = 0,10 > \frac{138}{20 \times 1624} = 0,042 \text{ (vérifié)}$$

$$\bullet \frac{A}{s_b} < \frac{20}{6\epsilon} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \times 12} = 1,67 \cdot 10^{-3} < \frac{20}{4\epsilon} = 4,76 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifié)}$$

donc les 2 conditions étant vérifiées, il n'y a pas lieu de justifier la flèche.

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT : de méthode C.C.8.468

pour les panneaux rectangulaires estime les efforts tranchants de la manière suivante :

au milieu de  $l_x$  :  $T_x = \frac{P}{2l_y}$  avec  $P = g l_x l_y$ .

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

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 934 \times 1,39 \times 2,5 = 3245,7 \text{ Kg.}$$

$$\text{d/m } T_x = \frac{3245,7}{3 \cdot 2,5} = 432,8 \text{ Kg.}$$

$$T_y = 508 \text{ Kg.}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot f \cdot h} = \frac{508 \times 8}{100 \times 7 \times 12} = 0,49 \text{ Kg/cm}^2$$

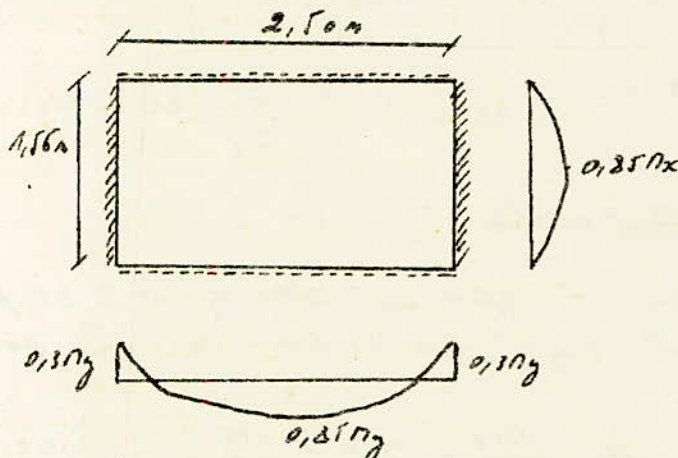
$$\sigma_b < 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,70 \text{ Kg/cm}^2 > 0,49 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

Cette condition étant vérifiée, donc nous n'avons pas besoin d'armatures transversales.

On vérifie aussi:  $T + \frac{M}{3} < A \bar{\sigma}_a$ .

$$504 - \frac{132 \cdot 100}{78 \cdot 12} = -210 < A \bar{\sigma}_a = 2,01 \times 2200 \text{ (vérifié).}$$

Plaque intermédiaire:



$$f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,56}{2,5} = 0,61 > 0,4, \text{ Ce plaque travaille dans les 2 sens.}$$

$$q = 934 \text{ Kg/ml}$$

$$f = 0,61 \Rightarrow \mu_x = 0,0385, \mu_y = 0,445$$

On procède de la même façon que pour la plaque bordant.

Calcul des moments:

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0385 \cdot 934 \cdot 1,56^2 = 190 \text{ Kg.m.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,445 \cdot 190 = 84,5 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{ax1} = M_{ax2} = 0 \text{ (aux appuis).}$$

$$M_{tx} = 0,25 \cdot M_x = 161,5 \text{ Kg.m. } \text{ ) en traversée.}$$



$M_{ay} = M_{aq} = 0,317y = 25,5 \text{ kg.m.}$  (à l'appui)

$M_{ty} = 0,8517y = 72 \text{ kg.m.}$  (en travée).

Calcul des armatures longitudinales:

on ferraillera avec le  $M_{max}$  aux appuis de même qu'en travée.

Section	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\mu$	$\epsilon$	K	K	A (cm <sup>2</sup> )
travée	161,5	0,0068	0,9627	119	2014	0,49
Appui	25,5	0,0095	0,9819	340	2014	0,076

CONDITION de NON FRAGILITE':

$A \geq 0,69 \text{ b.h} \frac{\bar{\sigma}_s (2-f)}{\bar{\sigma}_c} = 0,69 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{1,9}{4200} \cdot \frac{(2-0,61)}{2} = 0,2 \text{ cm}^2$

$A \geq 0,2 \text{ cm}^2$  ce qui n'est pas respecté, donc à partir de la condition de non fragilité, on armera le profil aussi bien aux appuis qu'en travée.

on prendra donc:  $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .  
 $K > \bar{K}$ : on n'a pas d'axes comprimés.

Vérification des contraintes:

Section	$\bar{\omega}$	$\epsilon$	K	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}'_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_1$ (bars)	$\bar{\sigma}_2$ (bars)
travée $A = 2,01 \text{ cm}^2$	0,167	0,9334	60	717	11,95	1429	3166
Appui $A = 2,01 \text{ cm}^2$	0,167	0,9334	60	113	0	1429	3166

$\bar{\sigma}_a < \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$  ;  $\bar{\sigma}'_s < \bar{\sigma}'_s$  ;  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}'_s = 13717 \text{ kg/cm}^2$

donc toutes les contraintes sont respectées.

Vérification de la flèche: on peut admettre qu'il n'y a pas à être de justifier la flèche, si les 2 conditions suivantes sont réalisées:

•  $\frac{h_t}{l_x} > \frac{M_t}{20D_0} \Rightarrow \frac{14}{156} = 0,089 > \frac{161,5}{20 \cdot 190} = 0,042$  (respecté)  
 •  $A_s < \frac{20}{b \cdot h} \frac{D_0}{50} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \times 12} = 1,67 \cdot 10^{-3} < \frac{20}{4200} = 4,76 \cdot 10^{-3}$  (respecté).

donc les 2 conditions étant vérifiées, il n'y a pas lieu de justifier la flèche.

Calcul de l'effort tranchant:

toujours d'après la méthode de C.O. 89.62.

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

$$P = q l_x \cdot l_y = 934 \cdot 1,56 \times 245 = 3643 \text{ Kg}$$

$$\text{d'où } T_x = 426 \text{ Kg.} ; T_y = 555 \text{ Kg} = T_{\text{max}}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} = \frac{555}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 12} = 0,52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{or } \bar{\sigma}_b < 1,15 \cdot \bar{\sigma}_s = 1,15 \cdot 5,9 = 6,77 \text{ Kg/cm}^2 > 0,52 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

donc cette condition est vérifiée, les armatures transversales s'avèrent inutilisables.

on vérifie aussi que:  $T + \frac{17}{8} \leq A \bar{\sigma}_a$ .

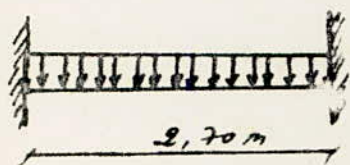
$$\Rightarrow 555 - \frac{215 \cdot 100}{7 \cdot 12} = 531 < 2,07 \cdot 2200 = 5628$$

or  $T + \frac{17}{8} = 531 > 0$ , donc il y a encore des barres à l'about.

- Pour l'auvent, on adoptera le même type de ferrailage que pour le palier intermédiaire.

ETUDE de la poutre palière :

La poutre palière se au niveau du palier intermédiaire, elle a une section de  $(30 \times 30) = (b \times h_e)$ , elle est semi-encastree aux voiles ; sa portée est de 2,70 m (entre-axe de voiles), carottage de 2 cm.



Charges relevant à la poutre :

- Poids propre de la poutre :  $2500 \times 0,3 \times 0,2 = 150 \text{ Kg/ml}$ .
  - effet tranchant de la pailleuse :  $= 1124,5 \text{ Kg/ml}$
  - poids de la partie du palier :  $2500 \times 0,10 \times \frac{1,56}{2} = 273 \text{ Kg/ml}$
  - mortier (3 cm) :  $0,03 \times 2000 \times \frac{1,56}{2} = 47 \text{ Kg/ml}$
  - carrelage (2 cm) :  $0,02 \times 2200 \times \frac{1,56}{2} = 35 \text{ Kg/ml}$
- $G = 1629,5 \text{ Kg/ml}$

Surcharges :

$P = 400 \text{ Kg/m}^2$   
 d'm par ml on a :  $P = 400 \times \frac{1,56}{2} = 312 \text{ Kg/ml}$   
 d'm  $q = G + 1,2P = 2004 \text{ Kg/ml}$ .

Calcul des efforts : on fera le calcul comme celle de la pailleuse, on considèrera au préalable que la poutre est sur appuis simples ensuite, on tiendra compte du fait qu'elle est en réalité semi-encastree à ses 2 extrémités.

Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{2004 \cdot 2,7^2}{8} = 1826 \text{ Kg.m}$

Moments réels (hyperstatique) :  $M_E = 0,85 M_0 = 1552 \text{ Kg.m}$   
 $M_A = 0,3 M_0 = 548 \text{ Kg.m}$

Effort tranchant :  $T = \frac{q l}{2} = \frac{2004 \cdot 2,7}{2} = 2705 \text{ Kg}$ .

Calcul des armatures longitudinales :

$b = 30 \text{ cm}$ ,  $h = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$ , tous les résultats seront consignés dans le tableau suivant :

Section	$\delta b$ (kg.m)	$\mu$	$\epsilon$	$\kappa$	$\bar{\kappa}$	$A$ (cm <sup>2</sup> )
travée	1552	0,053	0,9038	37	20,4	2,19
Appui	542	0,018	0,9408	69,5	20,4	0,73

donc on choisira : - en travée :  $3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$

- aux appuis :  $3T8 = 1,50 \text{ cm}^2$ .

or  $\kappa > \bar{\kappa}$  : donc on n'a pas d'armatures comprimées.

Verification des contraintes :

Section	$\bar{\omega}$	$\epsilon$	$\kappa$	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_1$ (bars)	$\bar{\sigma}_2$ (bars)
travée $A=2,35$	0,42	0,9038	35,4	2619	74	5539	2232
Appui $A=1,50$	0,267	0,9480	46	1420	31	4576	3166

$$\bar{\sigma}_a < \min \begin{cases} \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{cases}, \quad \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b, \quad \begin{matrix} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ ''} \end{matrix}$$

donc toutes les contraintes sont vérifiées.

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_{cu}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 20 \times 28 = 0,54 \text{ cm}^2$$

cette condition est bien vérifiée puisque notre section minimum est de  $1,5 \text{ cm}^2$ .

Verification de la fleche :

$$\bullet \frac{h_t}{l} > \frac{\eta_6}{10 \eta_0} \Rightarrow \frac{30}{2,7} = 0,11 > \frac{1583}{10 \times 1226} = 0,025 \text{ (vérifié)}.$$

$$\bullet \frac{A}{bh} < \frac{43}{\bar{\sigma}_{cu}} \Rightarrow \frac{2,35}{20 \times 28} = 4,2 \cdot 10^{-3} < \frac{43}{4200} = 1,02 \cdot 10^{-2} \text{ (vérifié)}.$$

donc les deux conditions étant vérifiées, il n'y a pas besoin de justifier la fleche.

Armatures transversales:

• Contraintes de cisaillement:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{T_{max}}{b \cdot g} = \frac{2705}{0,2 \cdot 28} = 4,82 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_s = 3,5 \times 4,82 = 16,87 \text{ Kg/cm}^2.$$

car  $\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}_s' = 7,4 \leq 2 \bar{\sigma}_s$ .

D'où  $\bar{\sigma}_s < \bar{\sigma}_b$ , donc toujours les armatures transversales sont à la limite élastique.

• Contraintes admissibles des armatures transversales:

Les cadres retenus seront en acier doux (FE235) ;  $\sigma_{ca} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ ,

on prendra donc  $\phi 8$ .

$$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{ca} \cdot \sigma_{ca} \quad , \quad \sigma_{ca} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_s} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,67 \\ 0,90 \end{array} \right. \rightarrow \sigma_{ca} = 0,9$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,9 \cdot 2400 = 2160 \text{ Kg/cm}^2$$

Soit donc 1 cadre ( $\phi 8$ ) + 1 épingle ( $\phi 8$ ), donc nous aurons 3 bras.  $\phi 8$  dans la section transversale.

$$A_t = 3 \phi 8 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

• Espacement des armatures transversales:

$$t = \frac{A_t \cdot g \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,5 \cdot 28 \cdot 2160}{2705} = 29,3 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}.$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 5,6 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_s}\right) \cdot 28 = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Il faut que  $t \leq \bar{t}$ , donc on prendra  $t = 20 \text{ cm}$ .

Le 1<sup>er</sup> cours sera à  $t/2$  de l'appui, puis on applique la suite de Caquot.

$$\frac{l}{2} = \frac{2,7}{2} = 1,35 \text{ m} \approx 1,35 \text{ m} \quad , \quad t/2 = 10 \text{ cm}.$$

$$10 + 2 \times 20 + 2 \times 25 + 35 = 1,35 \text{ m}.$$

Remarque:

Le Rev de chaussée étant élevé de 1,31 m par rapport au sol, pour

Rela il est prévu un balcon, composé :

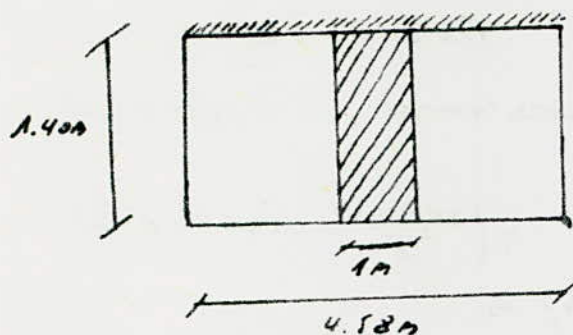
- d'un palier de départ reposant sur une poutre qui aura les mêmes caractéristiques que la poutre palier (dimension - ferrailage), ce palier sera armé de la même façon que le palier étage.
- d'une poutre supportant 2 marches, cette poutre aura la même épaisseur et le même ferrailage que celle, calculée précédemment.

## Etude des Encorbellements

Notre bâtiment comporte deux balcons ordinaires symétriques de forme rectangulaire, le balcon est dans le sens longitudinal, les deux balcons sont en dalle pleine, ils sont semi-encastrés dans les voiles, et encastrés parfaitement dans les poutres, et libres sur les autres cotés, avec un garde corps de 90 cm de hauteur (en barreaux), l'épaisseur de la dalle sera prise égale à 10 cm.

On considère au préalable que la dalle est appuyée sur le voile.

L'étude des 2 balcons est identique, le calcul sera fait pour une bande de 1 m de largeur.



### Charges et surcharges:

- Poids propre de la dalle :  $2500 \times 0,1 = 250 \text{ Kg/m}^2$
  - Carrelage (2cm) :  $2200 \times 0,02 = 44 \text{ Kg/m}^2$
  - mortier de pose (3cm) :  $2000 \times 0,03 = 60 \text{ Kg/m}^2$
  - enduit de ciment (2cm) :  $1200 \times 0,02 = 24 \text{ Kg/m}^2$
  - sable (3cm) :  $= 51 \text{ Kg/m}^2$
- 
- $G = 441 \text{ Kg/m}^2$

### Surcharge:

$$P = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{d'où } q = G + 1,2P = 861 \text{ Kg/m}^2.$$

donc on prend  $= 251 \text{ Kg/m}^2$  de dalle.

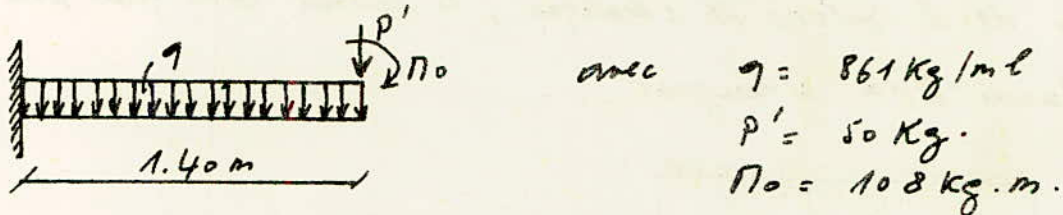
Charges, Concentrées: (due au garde-corps).

Poids des barreaux  $\approx 50 \text{ kg} = P'$ .

Effets de la main courante: Il se traduit par une force de  $100 \text{ kg/ml}$  agissant en haut sur le garde-corps ( $\approx 0,9 \text{ m}$ ), dans le sens horizontal, son effet est remplacé par un moment  $M_0$  agissant à l'extrémité libre de la bande.

$$M_0 = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,9 = 108 \text{ kg.m.}$$

Le schéma statique de cette bande est la suivante:



La section dangereuse est celle de l'encastrement, où les efforts sont max.

$$M_b = - \left( \frac{q l^2}{2} + P' l + M_0 \right) = - \left( \frac{861 \cdot 1,4^2}{2} + 50 \cdot 1,4 + 108 \right)$$

$$\Rightarrow M_b = -1021,78 \text{ kg.m.}$$

Ferraillage:

• armatures principales:

$$b = 10 \text{ cm}, \quad h = 10 \cdot 2 = 8 \text{ cm}, \quad M = -1021,78 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1021,78 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,085 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 27,5 \\ \epsilon = 0,8824 \end{cases}$$

$$\bar{\kappa} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = 20,4 < \kappa: \Rightarrow 15 \text{ aciers comprimés sont utiles.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1021,78 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8824 \cdot 8} = 5,17 \text{ cm}^2$$

On prendra donc  $F_{T10} = 5,49 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $t = 14 \text{ cm} < 3h = 30 \text{ cm}$ .

• armatures de répartition: elles sont la aux armatures



principales et ont une section comprise entre le  $\frac{1}{4}$  et le  $\frac{1}{2}$  de celle des armatures principales.

On prend donc  $A_{eq} = \frac{A_{pic}}{2} = \frac{5,49}{2} = 2,74 \text{ cm}^2$

on prendra : 6T8 =  $3,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $t = 17 \text{ cm} < 4t = 40 \text{ cm}$ .

armatures transversales:

L'effort tranchant maximal au niveau de l'appui est:

$$T = q \frac{l}{2} + p' = \frac{861 \times 1,4}{2} + 50 = 1255 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma}_L = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1255}{100 \cdot 7,8} = 1,79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_B = 1,15 \bar{\sigma}_S = 1,15 \cdot 5,9 = 6,7 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où  $\bar{\sigma}_L < \bar{\sigma}_B$

alors les aciers transversaux sont inutilisés.

Vérification des contraintes:

$$M = 1021,78 \text{ Kg.m} ; A = 5,49 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 5,49}{100 \cdot 14} = 0,686 \Rightarrow \begin{cases} K = 26,4 \\ \epsilon = 0,8792 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1021,78 \cdot 10^2}{5,49 \cdot 0,8792 \cdot 8} = 2646 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_s = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2646}{26,4} = 100,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_s = 137,3 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification de la fissuration:

T10:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{8f} = \frac{5,49}{100 \cdot 14} = 0,014 ; \sigma_1 = \frac{K \cdot \gamma}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 15 \cdot 1,6}{1 + 10 \cdot 0,014} = 1,5 \cdot 15 \cdot 1,6 \cdot 0,014$$

$$\sigma_1 = 2947 \text{ Kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}_L}{\phi}} = 2831,6 \text{ Kg/cm}^2$$

T8:

$$\bar{\omega}_f = \frac{1,01}{100 \cdot 14} = 0,0075 ; \sigma_1 = 2093 \text{ Kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 3166 \text{ Kg/cm}^2$$

donc avec les T10 et les T8, la fissuration est bien vérifiée.

Vérification à l'effort tranchant: (au niveau de l'encastrement)

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 1255 - \frac{1021,78 \cdot 10^2}{7,8 \cdot 8} < 0 \text{ (vérifié)}$$

donc on a pas d'effort de traction au niveau de l'appui.

## Etude Sismique

Introduction: Vu que notre bâtiment présente un comportement mixte dans les 2 sens. Dans le sens transversal, les forces sismiques sont reprises par les voiles, mais dans le sens longitudinal, elles sont reprises par les portiques longitudinaux, le voile longitudinal lui aussi reprend une partie des forces sismiques.

Effet du séisme: Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Ainsi on peut concevoir une composante verticale et une composante horizontale, on admet que l'accélération horizontale du mouvement sismique s'adresse à la masse même des constructions.

Dans le cas de constructions comportant des planchers, on admet que les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher.

### Recommandations de Conceptions générales de bâtiments:

Dans les zones sujettes aux actions sismiques, il faut toujours:

- réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et surtout le rapport de cette hauteur à la largeur.
- éviter les éléments de constructions mal liés à l'ossature.
- Prévoir si possible, un sous-sol rigide qui ancre la construction dans le sol.
- Etablir des fondations profondes et soigneusement chaînées afin de s'opposer aux efforts de soulèvement.

Pour la superstructure il faut:

- abaisser autant que possible le centre de gravité de la construction
- réaliser des nœuds rigides.

ETUDE  
AU  
SEISME

Dans les poteaux, les recouvrements des bords doivent être au moins égaux à 50 fois le diamètre de ces bords.

Calcul sismique: est une vérification de la stabilité d'un bâtiment soumis à une action sismique se fait en substituant aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques et en considérant, ainsi des systèmes de forces fictives (ou systèmes équivalents).

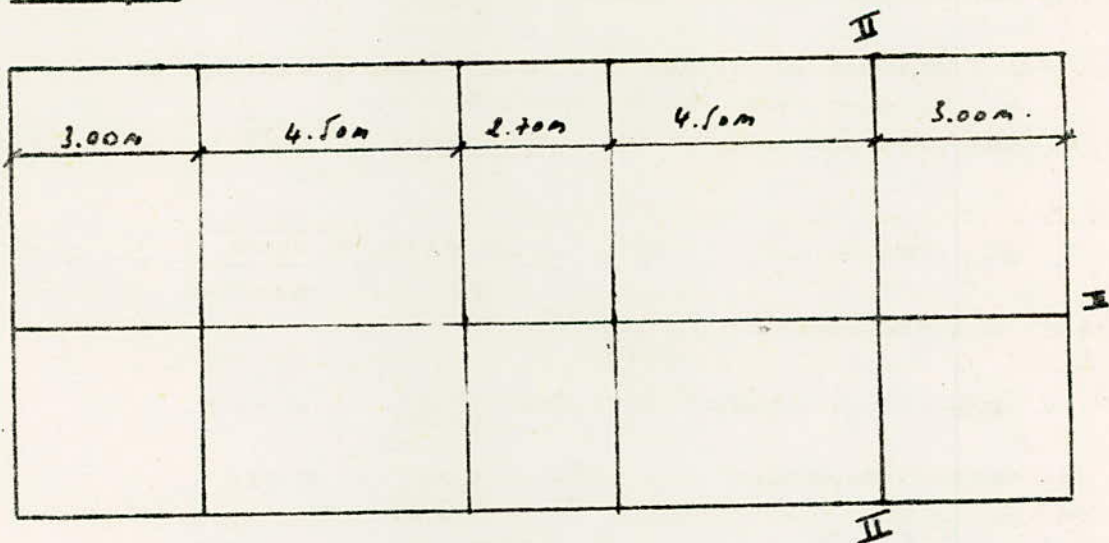
Les systèmes équivalents résultent de la combinaison:

- d'un système de forces élémentaires horizontales ( $S_{H}$ )
- d'un système de forces élémentaires verticales ( $S_{V}$ ).
- d'un système de couple de torsion d'ensemble d'axe vertical ( $S_T$ )

Les forces sismiques horizontales et verticales s'exercent par un élément sont appliquées au centre de gravité de cet élément et sont proportionnelles au poids de l'élément agissant par cet élément, les coefficients de proportionnalité seront déterminés dans ce chapitre.

On admet aussi que les charges et les fractions de surcharges sont ramenées au niveau des planchers.

Vue en plan:



Determination des Coef sismique :

L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné dans la direction  $ox$  est égale à  $F_H = \gamma_x \cdot W$ .

$W$  : poids des charges et des surcharges de l'élément soumis à l'action sismique.

$\gamma_x$  : Coef défini comme suit :

$$\gamma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \xi$$

où  $\alpha, \beta, \delta, \xi$  sont des Coef sans dimensions.

$\alpha$  : Coef d'intensité :

depend de l'intensité nominale "in", Comme notre bâtiment

se situe à ZERKALSA; zone de moyenne sismicité,  $in = 8$   
d'où  $\alpha = 1$  (P. S. 69 Art 3, 112 - 122).

$\beta$  : Coef de réponse :

il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence.

Il depend de :

- la période  $T$  du mode fondamental de vibrations.
- du degré d'amortissement de l'ouvrage.
- de la nature de l'ouvrage.

Notre construction est à usage d'habitation, l'amortissement est considéré comme normal.

Pour un amortissement normal ;  $\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}}$ , avec  $0,05 \leq \beta \leq 0,01$

Le, contrairement est assuré par les voiles dans le sens transversal et par les portiques et le voile dans le sens longitudinal.

$$\text{d'où la période } T = 0,08 \frac{H}{L} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$$

$L$  : longueur ou largeur suivant le sens considéré.

$H$  : hauteur totale du bâtiment = 17,16 m.

- sens longitudinal :  $T_L = \frac{0,08 \cdot 17,16}{18,1} \sqrt{\frac{17,16}{18,1+17,16}} = 0,053s$

- sens transversal :  $T_T = \frac{0,08 \cdot 17,16}{9,5} \sqrt{\frac{17,16}{9,5+17,16}} = 0,116s$

Degré d'amortissement :  $\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}}$

- sens longitudinal :  $\beta_L = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,053}} = 0,175$

- sens transversal :  $\beta_T = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,116}} = 0,133$

Compte tenu de l'article 3.112.122 du P.S.69  $\Rightarrow \beta = 0,085$ .

$\delta$ : Coeff de distribution:

Il ne depend que de la structure et caracterise le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Le Coef de distribution  $\delta(h)$  appliqué au plancher situe à la Cote  $h$  est donné par la relation suivante:

$$\delta(h) = h \cdot \frac{\sum z \pi(z)}{\sum z^2 \cdot \pi(z)}$$
 (Art 143.3. PS69)

$\pi(z)$ : masse concentrée à la Cote  $z$ .

Simplification admise pour le Coef  $\delta$ :

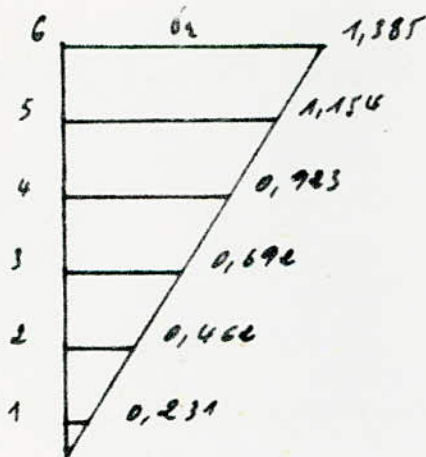
Dans le cas de constructions courantes composées d'un système porteur et de planches, il est permis de considérer que tous les masses sont concentrées au niveau des planches.

$$\delta_z = \frac{3z}{2n+1} \quad ; \quad z: \text{rang des planches considéré compte à partir de la base.}$$

$n$ : nombre de planches.

Dans notre cas  $n=6$ .

d'où les résultats sont les suivants:



$S$ : Coeff de fondation: Il depend des propriétés dynamiques de la construction, il tient compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage (PS69, Art 5.112.15).

terrain de consistance moyenne et de petites superficielles  $\Rightarrow S = 1,15$

Coeff séismique horizontal :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_e &= \alpha \beta_e \cdot \delta_2 \cdot S = 1 \cdot 0,085 \cdot 1,15 \cdot \delta_2 \\ \sigma_t &= \alpha \beta_t \cdot \delta_2 \cdot S = 1 \cdot 0,085 \cdot 1,15 \cdot \delta_2 \end{aligned} \right\} \text{Car comme } \beta_e = \beta_t = 0,085$$

alors  $\sigma_e = \sigma_t = 0,0977 \delta_2$

d'où  $\sigma_H = 0,0977 \delta_2 = \sigma_e = \sigma_t$

et

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

tableau donnant les Coef séismiques (horizontal et vertical).

Niveau	6	5	4	3	2	1
$\delta_2$	1,385	1,154	0,923	0,692	0,462	0,231
$\sigma_H$	0,135	0,112	0,09	0,067	0,045	0,022
$\sigma_v$	$\pm 0,135$	$\pm 0,112$	$\pm 0,09$	$\pm 0,067$	$\pm 0,045$	$\pm 0,022$

Détermination des forces séismiques :

- Forces séismiques horizontales : Elles sont obtenues par la relation :  $F_H = W \cdot \sigma_H$ .

Évaluation des charges et des surcharges :

Niveau VI :

- charges permanents :

Pt :  $0,571 \times 9,5 \times 12,1 = 98,18 \text{ t}$

ponts :  $3 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,5 \times 12,1 + 8 \times 0,3 \times 0,45 \times 2,5 \times 9,5 = 29,72 \text{ t}$

potence :  $12 \times 0,35 \times 0,4 \times 2,5 \times 4,3 = 2,17 \text{ t}$

Aerotère :  $2(0,6 \times 0,1(9,5 + 12,1) \times 2,5) = 8,22 \text{ t}$

voils :  $2 \cdot 0,15 \times 7,59 \times 2,5 \times 4,3 - 0,9 \times 2,14 \times 2,5 \times 4,3 = 6,98 \text{ t}$

murs ext :  $0,395 \times 2(12,1 + 9,5) \times 4,3 = 22,34 \text{ t}$

$G = 189,76$

surcharges :  $P = 100 \times 9,5 \times 12,1 = 117,19 \text{ t}$

$$\text{d'où } W = G + P/p = 193,14 \text{ t}$$

Niveau (V, IV, III, II) :

• Charges permanentes :

$$P_e : 0,42 \times 3,5 \times 12,1 = 28,53 \text{ t}$$

$$\text{Poutres :} = 29,72 \text{ t}$$

$$\text{Poteaux :} = 16,38 \text{ t}$$

$$\text{Voils :} = 13,96 \text{ t}$$

$$\text{mursect :} = 56,68 \text{ t}$$

$$G = 204,41 \text{ t}$$

• surcharges :

$$P = 175 \times 18,1 \times 9,5 = 30,09 \text{ t}$$

$$\text{d'où } W = G + P/p = 210,42 \text{ t}$$

Niveau I :

• charges permanentes :

$$P_e : = 28,53 \text{ t}$$

$$\text{Poutres :} = 32,26 \text{ t}$$

$$\text{Poteaux : } 18 \times 0,35 \times 0,4 \times 2,5 \times (1,7 + 0,86) = 13,57 \text{ t}$$

$$\text{Voils :} = 2,22 \text{ t}$$

$$\text{mursect :} = 28,34 \text{ t}$$

$$G = 165 \text{ t}$$

• surcharges :

$$P = 30,09 \text{ t}$$

$$\text{d'où } W = G + P/p = 171 \text{ t}$$



Evaluation des forces sismiques horizontales:

Niveau	W (t)	b <sub>H</sub>	-F <sub>H</sub> (t)	F <sub>H</sub> (t) cumu
6	193,14	0,135	26,07	26,07
5	210,42	0,112	23,56	49,63
4	210,42	0,09	18,9	68,53
3	210,42	0,067	14,1	82,63
2	210,42	0,045	9,46	92,09
1	171	0,022	3,76	95,85

Portique longitudinal I.I:

Ce portique étant non porteur, donc les poutrelles sont disposées // <sup>est</sup> à ce portique, l'entreaxe entre les poutrelles est de 0,65 m.

Surface revêtement du portique:  $(0,45 + 0,30) \times 17,7 = 13,27 \text{ m}^2$

Charges et surcharges:

Niveau VI: • Charges permanentes:

Pt:  $571 \times 13,27 = 7577 \text{ Kg}$ .

Poutre:  $0,3 \times 0,4 \times 2500 \times 17,7 = 5310 \text{ Kg}$

$G = 12887 \text{ Kg}$ .

• surcharges:

P =  $100 \times 13,27 = 1327 \text{ Kg}$ .

d'où  $W = G + P/\gamma = 13952 \text{ Kg} = 13,15 \text{ t}$

donc par ml de la bande: on a:  $0,74 \text{ t/ml}$ .

trois Niveau:

Pc:  $480 \times 13,27 = 6370 \text{ Kg}$ .

Poutres:  $= 5310 \text{ Kg}$

$G = 11680 \text{ Kg}$ .

• Surcharge:

$$P = 175 \times 13,27 = 2322,25 \text{ Kg.}$$

$$\text{d'où } W = G + P/r = 12,74 \text{ Kg} = 12,14 \text{ t}$$

donc par ml de bande on a: 0,69 t/ml.

Niveau	W (t/ml)	$\sigma_v$	Siv (t/ml)	G (t/ml)	P (t/ml)
6	0,74	0,155	0,10	0,73	0,075
5	0,69	0,112	0,77	0,66	0,13
4	0,69	0,09	0,062	0,66	0,13
3	0,69	0,067	0,045	0,66	0,13
2	0,69	0,045	0,031	0,66	0,13
1	0,69	0,022	0,015	0,66	0,13

### Portique transversal II.II

Surface relevant à ce portique:

$$9,1 \times \frac{4,5+3}{2} = 34,125 \text{ m}^2$$

Niveau 6:

• Charges permanentes:

$$P_t: 571 \times 34,125 = 19425,37 \text{ Kg}$$

$$\text{acrotas: } 150 \times 3,75 \times 2 = 1125 \text{ Kg}$$

$$\text{Poutre trans: } 0,3 \times 0,45 \times 9,1 \times 2500 = 3071,25 \text{ Kg}$$

$$\text{Poutre long: } 0,3 \times 0,40 \times 2500 \cdot 3,75 \cdot 3 = 3375 \text{ Kg}$$

$$\frac{1}{2} \text{ poteaux: } \frac{1}{2} \cdot 0,35 \times 0,4 \times 2500 \cdot 3,06 \times 3 = 1606 \text{ Kg}$$

$$\underline{G = 22662,62 \text{ Kg}}$$

• Surcharge:

$$P = 100 \times 34,125 = 3412,5 \text{ Kg}$$

$$\text{d'où } W = G + P/r = 29345,12 \text{ Kg}$$

tous niveaux sauf 1:

• Charges permanentes:

- $P_c: 420 \times 34,125 = 16380 \text{ Kg}$
- Pontre tras:  $= 3071,25 \text{ Kg}$
- Pontre long:  $= 3375 \text{ Kg}$
- poteaux:  $0,35 \times 0,4 \times 2500 \times 3,06 \times 3 = 3213 \text{ Kg}$
- murs ext:  $395 (3,06 - 0,45) \times 3,75 \times 2 = 7732,12 \text{ Kg}$

$$G = 33771,37 \text{ Kg}$$

• Surcharges:

$$P = 175 \times 34,125 = 5971,87 \text{ Kg}$$

$$\text{d'où } W = G + P/S = 34965,74 \text{ Kg}$$

Niveau 1

• Charges permanentes:

- $P_c: = 16380 \text{ Kg}$
- Pontre tras:  $= 3071,25 \text{ Kg}$
- Pontre long:  $= 3375 \text{ Kg}$
- poteaux:  $0,35 \times 0,4 \left( \frac{3,06}{2} + 1,31 \right) \times 2500 \times 3 = 2980 \text{ Kg}$
- murs ext:  $= 7732,12 \text{ Kg}$

$$G = 33540,33 \text{ Kg}$$

• Surcharges:

$$P = 5971,87 \text{ Kg}$$

$$\text{d'où } W = G + P/S = 34734,7 \text{ Kg}$$

Evaluation des forces sismiques verticales:

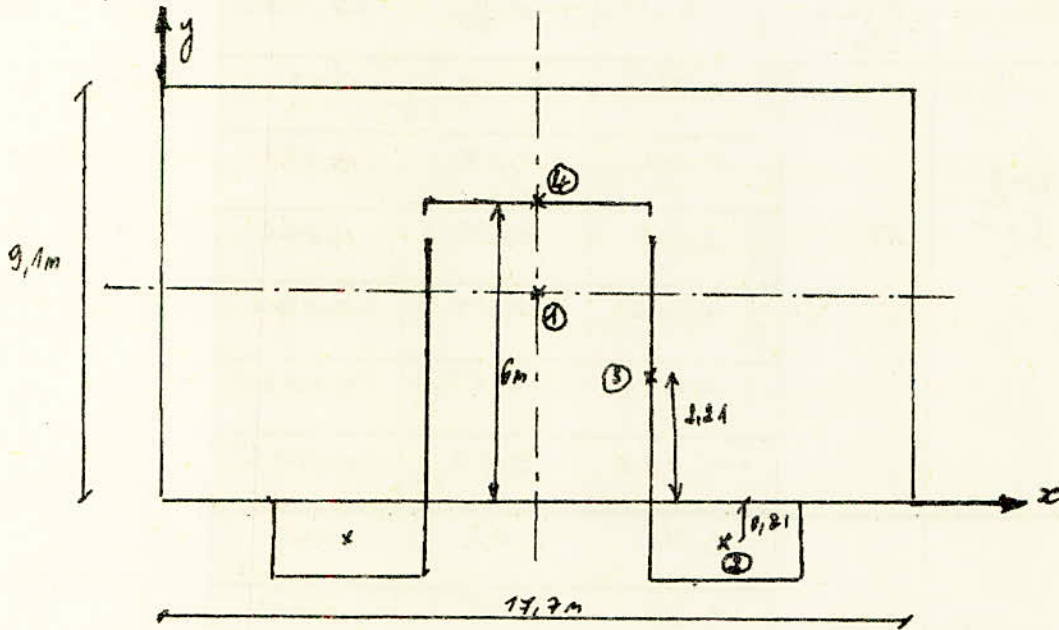
Elles sont obtenues par la relation:

$$F_v = W \cdot G_v$$

NiV	Partique	longueur (m)	$\epsilon v$	$W(\frac{h}{2\pi})$	$Fv(t/m)$
6	long: I-I	17,7	0,135	0,74	0,10
5			0,112	0,69	0,077
4			0,09	0,69	0,062
3			0,067	0,69	0,046
2			0,045	0,69	0,0031
1			0,022	0,69	0,0015
6			TRANS II-II	9,1	0,135
5	0,112	3,85			0,43
4	0,09	3,85			0,35
3	0,067	3,85			0,26
2	0,045	3,85			0,17
1	0,022	3,82			0,02

Calcul du Centre de Gravité :

La structure est symétrique dans le sens transversal, et elle ne l'est pas dans le sens longitudinal.



Planches terrasse :

- $G_1 = 182,39t$  : (planches).
- $2G_3 = 5,736t$  (voiles)
- $G_4 = 1,243t$  (voile)
- $2G_2 = 5,65t$  (Loggia).

$$y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} = \frac{182,39 \times 4,15 + 5,736 \times 2,27 + 1,243 \times 6 - 5,65 \times 0,81}{182,39 + 5,736 + 1,243 + 5,65} = 4,40m$$

$x_G = 8,85m$

d/m :  $y_G = 4,40m$

$x_G = 8,85m$ .

Plancher courant :

- $G_1 = 190,47t$
- $2G_3 = 11,47t$
- $G_4 = 2,42t$
- $2G_2 = 5,65t$

$$y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} = \frac{190,47 \times 4,15 + 11,47 \times 2,21 + 2,42 \times 6 - 5,65 \times 0,81}{190,47 + 11,47 + 2,42 + 5,65} = 4,29m$$

$x_G = 8,85m$ .

$y_G = 4,29m$ .

$x_G = 8,85m$ .

Exposé de la méthode de MUTO.

Calcul de l'inertie équivalente d'un portique.

La méthode de muto donne des résultats très proches de la réalité, et facile à utiliser et surtout elle permet le calcul des déplacements.

Cette notion de déplacements est fondamentale pour la raison qu'elle nous permet de définir l'inertie équivalente d'un portique et donc de répartir les efforts horizontaux entre les différents plans de contreventement (voiles et portiques) par la formule suivante :

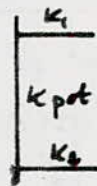
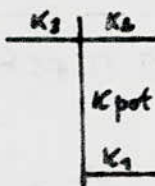
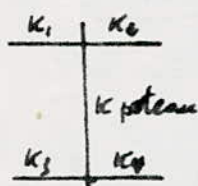
$$R_i = H I_i \left( \frac{1}{\sum I_i} + \frac{d x_i}{\sum I_i x_i} \right)$$

Donc si l'on veut déterminer l'inertie équivalente d'un portique, la marche de calcul est la suivante :

- On se donne une distribution d'effort tranchant, cohérente avec le type de sollicitation (sisme) d'intensité  $i$ .
- On calcule pour chaque étage les rigidités linéaires des poteaux et des poutres, puis le calcul de  $\bar{K}$ ,  $a_j$ .

\* étage couronné :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutres}}{2 K_{poteaux}}, \quad a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$



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

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

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

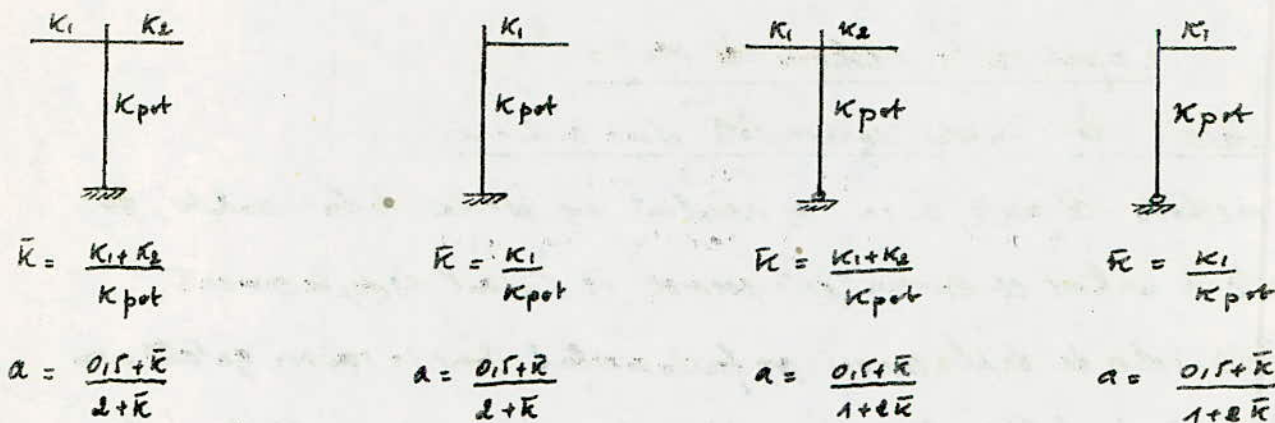
avec  $a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

\* Rée de chausseé :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutres}}{K_{pot}}$$

$$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad (\text{tri encastrement})$$

$$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2 \bar{K}} \quad (\text{tri articulation})$$



• On calcule la rigidité à chaque niveau :

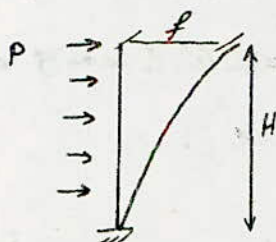
$$R_j = \sum R_j^i = \frac{12E}{h_j^3} \sum a_j^i k_j^i$$

• déplacement du sommet du portique :

$$f = \frac{\sum T_j}{R_j}$$

d'où l'inertie équivalente qui est celle du voile plein sans ouvertures et qui présenterait le même déplacement en tête (et soumis aux mêmes charges)

Le voile travaillant en son vide, on a de la R.D.M. que :



$$f = \frac{PH^4}{8EI} \Rightarrow I_e = \frac{PH^4}{8Ef}$$

### CALCUL de l'inertie équivalente d'un voile avec ouvertures :

(contrairement de bâtiments par M.M. Albriges et J. Goulet).

flexion d'un voile avec ouvertures :

$$f = \frac{T_0 H^3}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{2mc}{I} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + \frac{T_0 \cdot H^3}{EI} \quad (1)$$

Par définition, nous appellerons inertie équivalente d'un voile, l'inertie d'un refend plein fictif qui, soumis au même effort horizontal  $T_0$ , présenterait à son sommet une flexion égale à celle du refend avec ouvertures.

La flexion de ce voile plein est :  $f = \frac{T_0 H^3}{8EI_e} \quad (2)$

$(1) = (2)$  on tire :  $I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{I_1 + I_2} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$

Calcul de l'inertie equivalente du portique:

Portique longitudinal I.I:

tous les niveaux sauf I:

\*  $h_{pot} = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m}$

\*  $I_{pot} = \frac{0,35^3 \times 0,4}{12} = 1,43 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

\*  $K_{pot} = \frac{1,43 \cdot 10^3}{2,66} = 5,37 \cdot 10^4 \text{ m}^3$

•  $l_{pote} = 3 \text{ m}$

•  $I_{pote} = \frac{0,4^3 \times 0,3}{12} = 1,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

•  $K_{pote} = \frac{1,6 \cdot 10^3}{3} = 5,33 \cdot 10^4 \text{ m}^3$

•  $l_{pout} = 4,50 \text{ m}$

•  $I_{pout} = 1,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

•  $K_{pout} = \frac{1,6 \cdot 10^3}{4,5} = 3,55 \cdot 10^4 \text{ m}^3$

•  $l_p = 2,70 \text{ m}$

•  $I_{pout} = 1,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

•  $K_{pout} = \frac{1,6 \cdot 10^3}{2,7} = 5,9 \cdot 10^4 \text{ m}^3$

Niveau I:

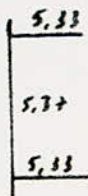
•  $h_{pot} = 2,67 - 0,4 = 2,27 \text{ m}$

•  $I_{pot} = 1,43 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

•  $K_{pot} = \frac{1,43 \cdot 10^3}{2,27} = 6,29 \cdot 10^4 \text{ m}^3$

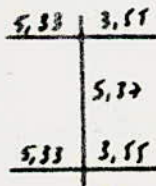
Calcul des coefficients  $\bar{k}$ ,  $a$ .

tous les niveaux sauf I:



$\bar{k} = \frac{2 \times 5,33}{2 \times 5,37} = 0,99$

$a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}} = \frac{0,99}{2 + 0,99} = 0,33$



$\bar{k} = \frac{2 \times 5,33 + 2 \times 3,55}{2 \times 5,37} = 1,65$

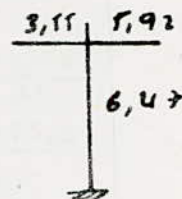
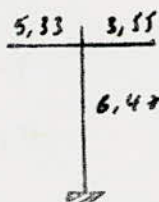
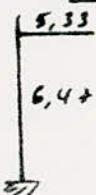
$a = 0,45$



$\bar{k} = 1,76$

$a = 0,47$

Niveau I:





$$\bar{K} = \frac{5,33}{6,47} = 0,82$$

$$\bar{K} = \frac{5,33+5,55}{6,47} = 1,37$$

$$\bar{K} = 1,46$$

$$a = \frac{0,5+0,82}{2+0,82} = 0,47$$

$$a = 0,55$$

$$a = 0,56$$

Calcul des rigidités:

tous les niveaux sauf I:

$$R_j = \sum N_j = \frac{12E}{h_j^3} \sum a_i \kappa_j$$

$$R_j = \frac{12 \cdot 3,16 \cdot 10^6}{(2,66)^2} \left[ 2 \cdot 0,33 \times 5,37 \cdot 10^4 + 2 \cdot 0,45 \cdot 5,37 \cdot 10^4 + 2 \cdot 0,47 \cdot 5,37 \cdot 10^4 \right]$$

$$\Rightarrow R_j = 8014,47$$

Niveau I:

$$R_j = \frac{12 \cdot 3,16 \cdot 10^6}{(2,21)^2} \cdot 5,47 \cdot 10^4 \times 2 (0,47 + 0,55 + 0,56) = 17682$$

Déplacement du Sommet du portique:

$$f = \frac{1}{8014,47} + \frac{2}{8014,47} + \frac{3}{8014,47} + \frac{4}{8014,47} + \frac{5}{8014,47} + \frac{6}{17682} = 0,221 \text{ cm}$$

$$P = \frac{1000}{3,06} = 326,8 \text{ kg/ml. (on prend } P=1t)$$

$$f = \frac{P H^4}{8EI} \Rightarrow I_e = \frac{P H^4}{8E f} = \frac{326,8 \cdot 10^3 (12,16)^4}{8 \cdot 3,16 \cdot 10^5 \cdot 0,221 \cdot 10^2} = 0,45 \text{ m}^4$$

Portique transversal:

tous les niveaux sauf I:

$$\bullet h_{\text{pot}} = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m}$$

$$\bullet I_{\text{pot}} = \frac{0,35^3 \times 0,4}{12} = 1,43 \cdot 10^3 \text{ m}^4$$

$$\bullet \kappa_{\text{pot}} = \frac{1,43 \cdot 10^3}{2,61} = 5,46 \cdot 10^4 \text{ m}^4$$

$$l_{\text{pout}} = 4,30 \text{ m}$$

$$l_{\text{pout}} = 4,20 \text{ m}$$

$$I_{\text{pout}} = \frac{0,45^3 \times 0,3}{12} = 2,22 \cdot 10^3 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{pout}} = 2,22 \cdot 10^3 \text{ m}^4$$

$$\kappa_{\text{pout}} = \frac{2,22 \cdot 10^3}{4,3} = 5,1 \cdot 10^4 \text{ m}^4$$

$$\kappa_{\text{pout}} = \frac{2,22 \cdot 10^3}{4,2} = 4,75 \cdot 10^4 \text{ m}^4$$

Niveau I:

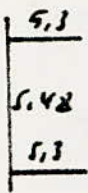
•  $h_{pot} = 2,67 - 0,47 = 2,16 \text{ m}$

•  $I_{pot} = 1,43 \cdot 10^3 \text{ m}^4$

•  $K_{pot} = \frac{1,43 \cdot 10^3}{2,16} = 3,62 \cdot 10^4 \text{ m}^2$

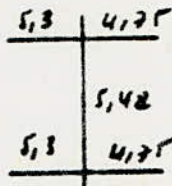
Calcul des coefficients  $\bar{K}, a$ :

tous les niveaux sauf I:



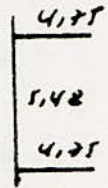
$\bar{K} = 0,97$

$a = 0,33$



$\bar{K} = 1,83$

$a = 0,48$



$\bar{K} = 0,87$

$a = 0,30$

Niveau I:



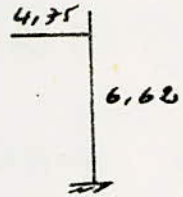
$\bar{K} = 0,8$

$a = 0,46$



$\bar{K} = 1,52$

$a = 0,57$



$\bar{K} = 0,72$

$a = 0,45$

Calcul des rigidités:

tous les niveaux sauf I:

$$R_j = \sum R_{ij} = \frac{12E}{h_j^3} \sum a_i \cdot K_j$$

$$R_j = \frac{12 \cdot 3,52 \cdot 10^6}{(2,61)^2} \cdot 5,42 \cdot 10^4 (0,33 + 0,48 + 0,3)$$

$$\Rightarrow R_j = 3751$$

Niveau I:

$$R_j = \frac{12.3.12.10^6}{(2.16)^4} \cdot 6.62.10^4 (0.46 + 0.57 + 0.45)$$

$$\Rightarrow R_j = 8870$$

Déplacement du Sommet du portique:

$$f = \frac{1}{3751} + \frac{2}{3451} + \frac{3}{3751} + \frac{4}{3751} + \frac{5}{3751} + \frac{6}{8870} = 0.467 \text{ cm.}$$

$$P = \frac{1000}{3.06} = 326.8 \text{ kg/m}^2 \quad (T_{\text{prio}} = 1t: \text{effort tranchant})$$

$$\Rightarrow \text{d'où } f = \frac{PH^4}{8EI} \Rightarrow I_e = \frac{PH^4}{8Ef} = \frac{326.8 \cdot 10^3 \cdot (0.716)^4}{8 \cdot 8.9.12.10^6 \cdot 0.467 \cdot 10^{-2}} = 0.21 \text{ m}^4$$

$$\text{d'où } I_e = 0.21 \text{ m}^4.$$

Calcul de l'inertie équivalente d'un voile avec ouvertures:

Calcul de  $\alpha$ :

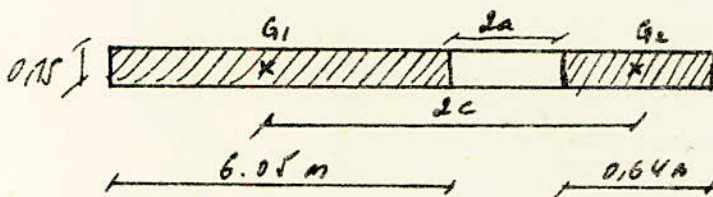
$$\text{Où Calcul } \omega^2: \quad \omega^2 = \frac{3E'i}{E(I_1 + I_2)} \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 h} \quad E' = E$$

$i$ : inertie du linteau.

$E$ : Coef. élastique du voile.

$E'$ : " " du linteau.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}$$



$$i = \frac{1.10^3 \times 0.15}{12} = 0.0166 \text{ m}^4$$

$$I_1 = \frac{6.05^3 \times 0.15}{12} = 2.77 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0.64^3 \times 0.15}{12} = 3.27 \cdot 10^3 \text{ m}^4$$

$$2a = 0.90 \text{ m}$$

$$2c = \frac{0.64 + 6.05}{2} + 0.90 = 4.24 \text{ m}$$

$$\Rightarrow c = 2.12 \text{ m}$$

$$r_1 = 6.05 \times 0.15 = 0.907 \text{ m}^2$$

$$r_2 = 0.64 \times 0.15 = 0.096 \text{ m}^2$$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}} = \frac{4,24}{\frac{1}{0,70} + \frac{1}{0,09}} = 0,37 \text{ m}$$

$h = 3,06 \text{ m}$  (hauteur, l'étage).

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 0,77 + 3,27 \cdot 10^{-3} + 4,24 \cdot 0,37 = 4,34 \text{ m}^4$$

$$d'ail \quad \omega^2 = \frac{3E'}{E} \frac{(0,0166) \times 4,34}{2,273 \cdot 0,37} \cdot \frac{2,12}{0,45^3 \cdot 3,06} = 1,6 \Rightarrow \omega = 1,27$$

$$\Rightarrow \alpha = \omega \cdot z = 1,27 \cdot 17,16 = 21,7 > 10$$

Comme  $\alpha > 10$  : on a de petits ouvertures.

Inertie équivalente :

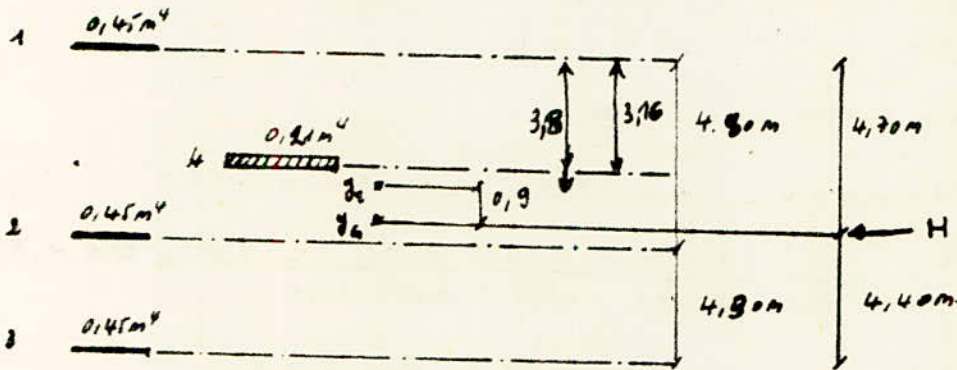
$$\psi_0 = \psi \text{ à la cote } 0 \Rightarrow \psi_0 = 0,57. \text{ (abaque 8-23b: 17. Bives).}$$

$$d'ail \quad I_e = \frac{I}{\frac{16mc \cdot \psi_0 + 1}{I_1 + I_2} \alpha^2} = \frac{4,34}{\frac{16 \cdot 0,37 \cdot 2,12 \cdot 0,57 + 1}{2,273 \cdot (21,7)^2}} = 4,24 \text{ m}^4$$

$$d'ail \quad I_e = 4,24 \text{ m}^4.$$

Comme les inerties équivalentes des poutres et de voiles avec ouvertures sont déterminées, on peut maintenant faire la distribution de l'effort horizontal.

Distribution des efforts horizontaux dues au séisme dans le cas longitudinal:



Les ordonnées  $Y_i$  sont évaluées par rapport au plan surgen du 1<sup>er</sup> portique.

	$I_i$	$Y_i$	$I_i Y_i$
1	0,45	0	0
2	0,45	4,8	2,16
3	0,45	9,1	4,095
4	0,21	3,16	0,623

$$\sum I_i = 1,55m^2 \quad \sum I_i Y_i = 6,887$$

$$y' = \frac{\sum I_i Y_i}{\sum I_i} = \frac{6,887}{1,55} = 4,443 \text{ d'où } d = 4,70 - 4,443$$

$$\rightarrow d = 26,7 \text{ cm.}$$

Dans le cas longitudinal, on a une tour, dont l'excentricité est de 26,7 cm et, comme le C.T.C recommande de prendre une excentricité égale à 5% L dans  $\bar{L}$  et sans pour des raisons de sécurité, alors

$$d = \frac{5}{100} \cdot 18,1 = 0,9 \text{ m}$$

Calcul de  $I_i Y_i^2$ :

$$I_1 Y_1^2 = 0,45 \cdot 0^2 = 0$$

$$I_2 Y_2^2 = 0,45 \cdot 1^2 = 0,45$$

$$I_3 Y_3^2 = 0,45 \cdot 5,9^2 = 15,664$$

$$I_4 Y_4^2 = 0,21 \cdot 0,64^2 = 0,082$$

$Y_i$ : ordonnée de l'élément / au Centre de torsion.

$\frac{1}{\Sigma I_i}$	Portique 1	Portique 2	Portique 3	voile 4
$\frac{1}{\Sigma I_i}$	0,645	0,645	0,645	0,645
$\frac{d \cdot Y_i}{\Sigma I_i \cdot Y_i^2}$	-0,157	0,0796	0,234	-0,0854
$\frac{1}{\Sigma I_i} + \frac{d \cdot Y_i}{\Sigma I_i \cdot Y_i^2}$	0,495	0,684	0,779	0,619

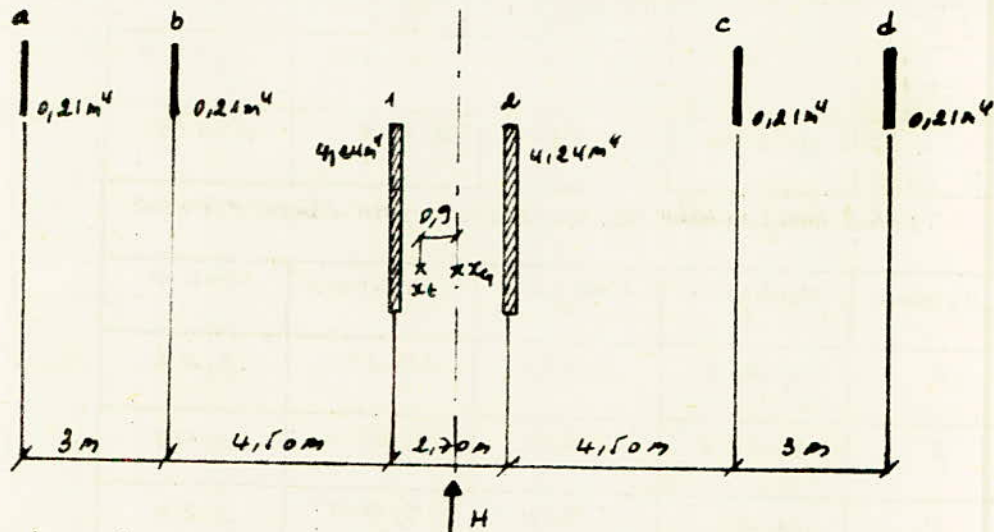
Efforts horizontaux des au dénivelé, pour chaque élément

Niveaux	Portique 1	Portique 2	Portique 3	voile 4
6	5,807	8,024	10,31	2,22
5	5,242	7,251	9,32	1,91
4	4,21	5,817	7,475	1,34
3	3,14	4,34	5,577	0,74
2	2,10	2,91	3,74	0,57
1	0,837	1,157	1,427	0,46

Efforts tranchant a chaque niveau et pour chaque élément

Niveaux	Portique 1	Portique 2	Portique 3	voile 4
6	5,807	8,024	10,31	2,22
5	11,091	15,275	19,63	4,13
4	15,301	21,092	27,105	5,47
3	18,441	25,432	32,682	6,21
2	20,541	28,342	36,422	6,78
1	21,372	29,495	37,909	7,24

Distribution des efforts horizontaux dus au pisme dans le poutre transversale:



toujours d'après le C.T.C, on prend  $d = 5\% L = 0,9m$

$$x_t = \frac{2,7}{2} + 4,5 + 3 - 0,9 = 7,95m$$

$$I_a = I_b = I_c = I_d = 0,21m^4 \text{ (portiques).}$$

$$I_1 = I_2 = 4,24m^4 \text{ (voies).}$$

Calcul des  $I_i x_i^2$  :

$$I_1 x_1^2 = 0,21 \cdot 7,95^2 = 13,27 m^6$$

$$I_2 x_2^2 = 0,21 \cdot 4,95^2 = 5,14 m^6$$

$$I_3 x_3^2 = 4,24 \cdot 0,45^2 = 0,86 m^6$$

$$I_4 x_4^2 = 4,24 \cdot 2,25^2 = 21,46 m^6$$

$$I_5 x_5^2 = 0,21 \cdot 6,75^2 = 9,56 m^6$$

$$I_6 x_6^2 = 0,21 \cdot 9,75^2 = 19,96 m^6$$

$$\Sigma I_i x_i^2 = 70,25 m^6$$

$$\Sigma I_i = 9,32 m^4$$

<del>X</del>	Portique a	portique b	voile 1	voile 2	portique c	portique d
$\frac{1}{\sum I_i}$	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107
$\frac{d \cdot X_i}{\sum I_i \cdot X_i^2}$	-0,106	-0,063	-0,0017	0,0299	0,086	0,124
$\frac{1}{\sum I_i} + \frac{d \cdot X_i}{\sum I_i \cdot X_i^2}$	-0,005	0,044	0,101	0,136	0,193	0,231

Effets horizontaux dus au périsse à chaque niveau et pour chaque élément

Niveaux	portique (a)	portique b	voile 1	voile 2	portique c	portique d
6	0,027	0,24	11,16	15,03	1,05	1,26
5	0,025	0,21	10,09	13,6	0,95	1,14
4	0,019	0,17	2,09	10,9	0,76	0,91
3	0,015	0,13	6,04	2,13	0,57	0,62
2	0,01	0,08	4,05	5,45	0,32	0,46
1	0,00	0,034	1,61	2,17	0,15	0,12

Effets tranchant à chaque niveau et pour chaque élément

Niveaux	portique a	portique b	voile 1	voile 2	portique c	portique d
6	0,027	0,24	11,16	15,03	1,05	1,26
5	0,052	0,45	21,25	22,63	2	2,4
4	0,071	0,62	29,34	39,53	2,76	3,31
3	0,086	0,75	35,32	47,66	3,33	3,99
2	0,096	0,83	39,43	53,1	3,71	4,45
1	0,136	0,86	41,04	55,23	3,26	4,63

Dans le sens transversal, on fait reprendre les effets horizontaux par les voiles (1 et 2).



EFFORTS  
DANS LES  
PORTIQUES

Efforts dans les portiques:

- Sous les charges horizontales:

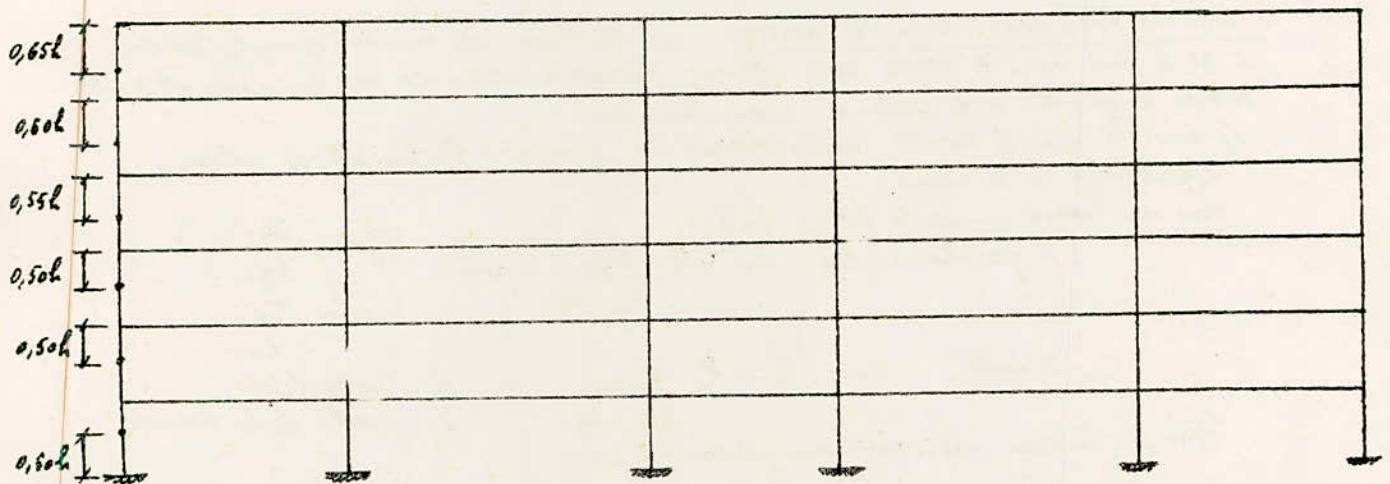
Exposé de la méthode de Bowman: Cette méthode permet d'obtenir des résultats voisins de ceux obtenus par utilisation de la méthode exacte.

L'effort tranchant total à chaque niveau se partage proportionnellement aux moments d'inertie des poteaux.

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

- au 1<sup>er</sup> et niveau à  $0,65h$  de la partie supérieure du poteau.
- à l'avant dernier niveau à  $0,60h$  de la partie supérieure du poteau.
- au niveau immédiatement au dessous à  $0,55h$  de la partie supérieure du poteau.
- à tous les autres niveaux sauf 1<sup>er</sup> niveau à  $0,50h$  de la partie supérieure du poteau.
- au 1<sup>er</sup> niveau à  $0,60h$  à partir de la base du poteau.

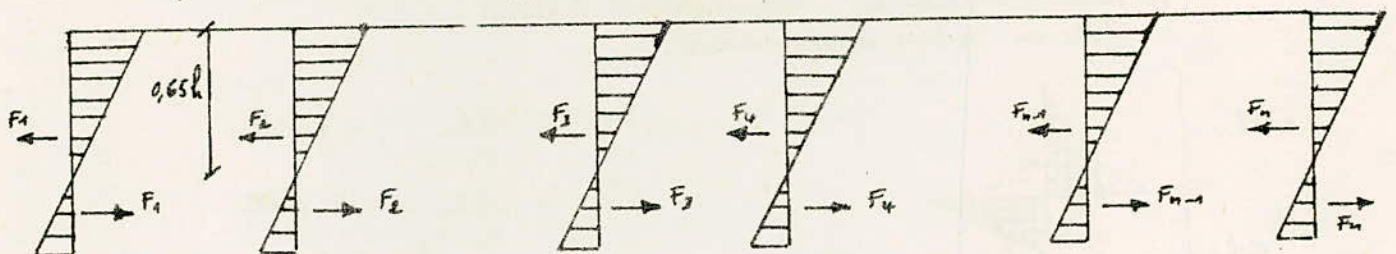
Le partage des moments dans les bords sera effectué proportionnellement aux raideurs des bords à droite et à gauche du nœud, considéré.



Hypothèses de Calcul: Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différents travées (rapport de l'inertie à la longueur) des poutres portées de planchers parallèles aux forces appliquées et solidaires de poteaux sont toutes supérieures au  $\frac{1}{2}$  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 des poteaux; les moments d'inertie de poteaux de rive sont toutefois affectés au coeff  $0,8$ .
- que les poteaux de étage, courants sont articulés au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs définies précédemment dans l'exposé de la méthode de BOWMAN.

Compte tenu de ces hypothèses, nous pouvons écrire:



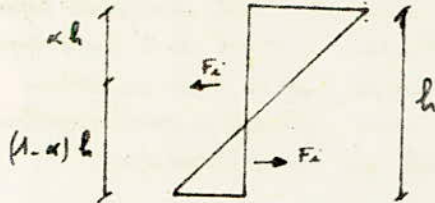
$$F = F_1 + F_2 + \dots + F_n$$

$$\text{avec } F_1 = \frac{F \cdot 0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n} ; F_n = \frac{F \cdot I_n}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n}$$

- La première expression est valable pour tous les poteaux de rive.
- La deuxième expression est valable pour tous les poteaux intermédiaires.

Les moments fléchissants dans les poteaux :

- moment en tête des poteaux :  $M = F_i \cdot \alpha \cdot h$ .
- moment à la base des poteaux :  $M = F_i (1 - \alpha) h$ .



Les moments fléchissants dans les poutres : le partage des moments dans les poutres c'est à dire dans les travées sera effectué proportionnellement aux raideurs des poutres situées à gauche et à droite du nœud, considéré.

Le moment dans les poutres doit équilibrer le moment fléchissant du poteau appartenant à ce nœud.

Pour un nœud  $i$  de la file  $j$  on a :

- à gauche :  $M_g = F_i \cdot \alpha \cdot h \cdot \frac{K_{gi}}{K_{gi} + K_{di}}$  avec

$$K_{gi} = \frac{I_{gi}}{l_{gi}}$$

$$K_{di} = \frac{I_{di}}{l_{di}}$$

- à droite :  $M_d = F_i \cdot \alpha \cdot h \cdot \frac{K_{di}}{K_{di} + K_{gi}}$

$l$ : portée libre.  
 $I$ : inertie de la travée.

Pour un niveau intermédiaire de rang  $i$  on a :

$$F = \sum_{j=1}^n F_j = F_1 + F_2 + \dots + F_n \quad (\text{charges ponctuelles})$$

à l'étage de rang  $(i+1)$ , l'effort  $\sum_{j=i+1}^n F_j$  agit au pied des poteaux

supportant le plancher de rang  $(i+1)$  des moments calculés à partir de ce qui a été exposé précédemment.

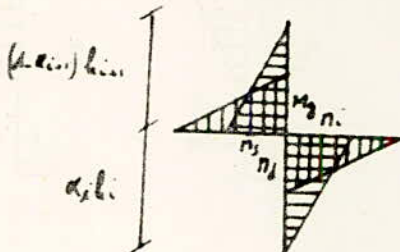
Soit par exemple pour le poteau "2" de l'étage  $(i+1)$ .

$$M_2 = F_2 \cdot \alpha \cdot h, \text{ avec } F_2 = \sum_{j=i+1}^n F_j \left( \frac{I_2}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n} \right)$$

On procède de même en ce qui concerne l'effort  $\sum F_j$ , le qui nous permet de déterminer les moments en tête des poteaux de l'étage de rang  $i$ .

En droit d'un nœud, il sera possible de calculer les moments dans les travées aboutissant à ce nœud en fonction des moments  $M_s$  et  $M_i$  obtenus dans les poteaux supérieurs et inférieurs, correspondant à ce nœud.

Pour un nœud intermédiaire :

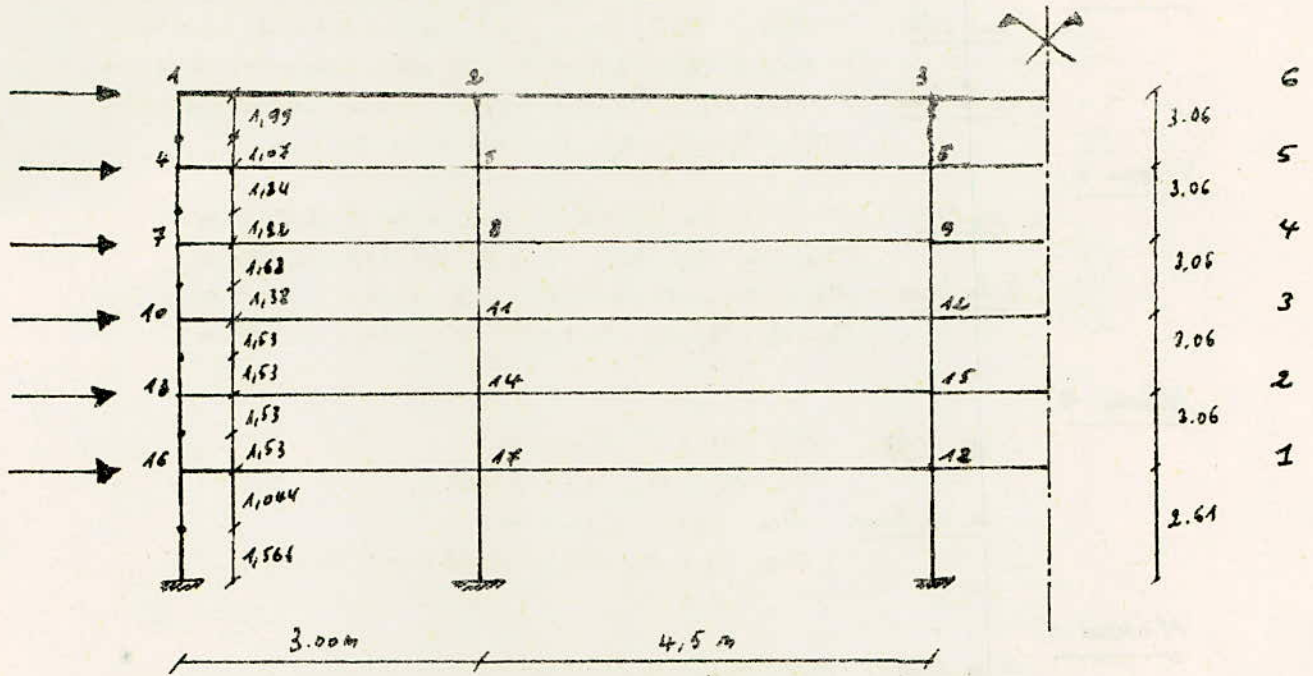


$$M_g = - (M_s + M_i) \frac{K_g}{K_g + K_d} \quad (\text{à gauche})$$

$$M_d = - (M_s + M_i) \frac{K_d}{K_d + K_g} \quad (\text{à droite})$$

Pour un nœud de rive  $M_g$  ou  $M_d = - (M_s + M_i)$

Details pour la poutre longitudinal I.I:  
(poutre de rive la plus chargée)



Determination des forces  $F_1, F_2, F_3$  ( $F_1', F_2', F_3'$ ) pour chaque niveau:

Les poteaux ont une section de (25x40), l'axe des poteaux est constant, la force totale de plancher est  $F = F_1 + F_2 + F_3 + F_1' + F_2' + F_3'$

de plus on a:  $0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_1' + I_2' + I_3' = 5,6 I$   
Car ( $I_1 = I_2 = I_3 = I_1' = I_2' = I_3'$ ).

L'a force reprise par un poteau de file 1 ou 1' sera:

$$F_1 = F_1' = \frac{0,8 I F}{5,6 I} = \frac{0,8 F}{5,6} ; F_2 = F_3 = F_3' = F_2' = \frac{F}{5,6}$$

Tableau donnant les forces pour chaque niveau:

Niveaux	$F_1 = F_1' = \frac{0,8 F}{5,6}$	$F_2 = F_3 = F_2' = F_3' = \frac{F}{5,6}$	$(1-\alpha) h$	$\alpha h$
6	1,47	1,84	1,07	1,99
5	2,80	3,50	1,22	1,84
4	3,84	4,24	1,38	1,68
3	4,67	5,23	1,53	1,53
2	5,2	6,5	1,53	1,53
1	5,41	6,76	1,566	1,044

Moments à la base et en tête des poteaux:

- Moment en tête:  $M_t = \alpha \cdot l \cdot F$

- Moment à la base:  $M_b = (1-\alpha) l \cdot F$

Niveau 6:

- en tête:  $M_{i1} = M_{i2} = F_1 \cdot \alpha \cdot h = 1,47 \cdot 1,99 = 2,92 \text{ t.m}$   
 $M_{i2} = M_{i3} = M_{i4} = M_{i5} = F_2 \cdot \alpha \cdot h = 1,84 \cdot 1,99 = 3,66 \text{ t.m}$
- à la base:  $M_{s1} = M_{s2} = F_1(1-\alpha)h = 1,47 \cdot 1,07 = 1,57 \text{ t.m}$   
 $M_{s3} = M_{s4} = M_{s5} = M_{s6} = F_2(1-\alpha)h = 1,97 \text{ t.m}$

Niveau 5:

- en tête:  $M_{i1} = M_{i2} = F_1 \cdot \alpha \cdot h = 2,2 \cdot 1,84 = 5,15 \text{ t.m}$   
 $M_{i3} = M_{i4} = M_{i5} = M_{i6} = F_2 \cdot \alpha \cdot h = 3,5 \cdot 1,84 = 6,44 \text{ t.m}$
- à la base:  $M_{s1} = M_{s2} = F_1(1-\alpha)h = 2,2 \cdot 1,22 = 3,41 \text{ t.m}$   
 $M_{s3} = M_{s4} = M_{s5} = M_{s6} = F_2(1-\alpha)h = 3,5 \cdot 1,22 = 4,27 \text{ t.m}$

Niveau 4:

- en tête:  $M_{i1} = M_{i2} = 6,5 \text{ t.m}$   
 $M_{i3} = M_{i4} = M_{i5} = M_{i6} = 8,18 \text{ t.m}$
- à la base:  $M_{s1} = M_{s2} = 5,24 \text{ t.m}$   
 $M_{s3} = M_{s4} = M_{s5} = M_{s6} = 6,62 \text{ t.m}$

Niveau 3:

- en tête:  $M_{i1} = M_{i2} = 7,145 \text{ t.m}$   
 $M_{i3} = M_{i4} = M_{i5} = M_{i6} = 8,92 \text{ t.m}$
- à la base:  $M_{s1} = M_{s2} = 7,145 \text{ t.m}$   
 $M_{s3} = M_{s4} = M_{s5} = M_{s6} = 8,92 \text{ t.m}$

Niveau 2:

- en tête:  $M_{i1} = M_{i2} = 7,956 \text{ t.m}$   
 $M_{i3} = M_{i4} = M_{i5} = M_{i6} = 9,945 \text{ t.m}$
- à la base:  $M_{s1} = M_{s2} = 7,956 \text{ t.m}$   
 $M_{s3} = M_{s4} = M_{s5} = M_{s6} = 9,945 \text{ t.m}$

Niveau 1:

- en tête:  $M_{i1} = M_{i2} = 5,65 \text{ t.m}$   
 $M_{i3} = M_{i4} = M_{i5} = M_{i6} = 7,057 \text{ t.m}$
- à la base:  $M_{s1} = M_{s2} = 2,47 \text{ t.m}$   
 $M_{s3} = M_{s4} = M_{s5} = M_{s6} = 10,52 \text{ t.m}$

Moments dans les traverses: On détaillera le calcul pour le niveau 6, puis on donnera tous les résultats dans un tableau.

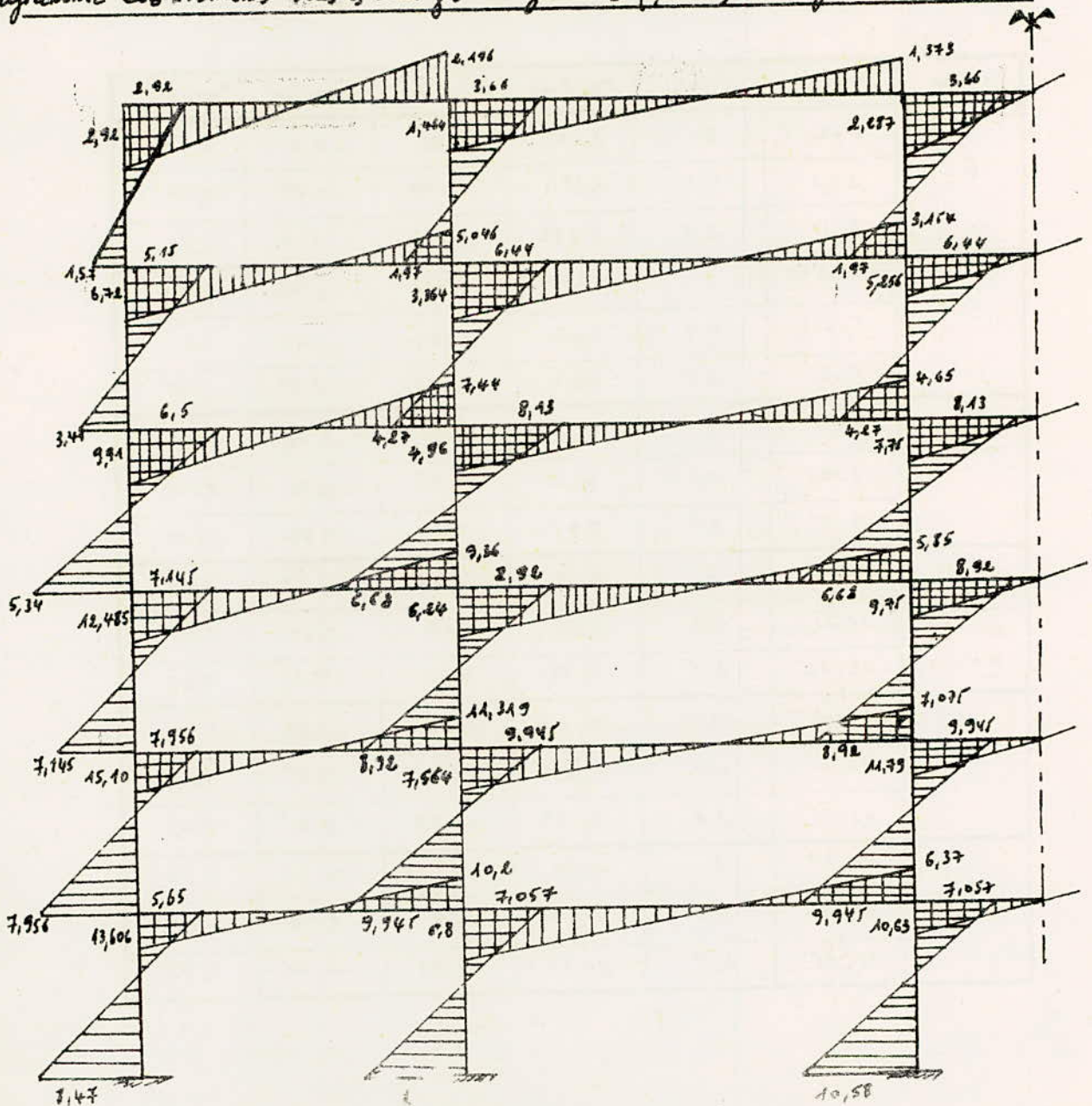
Niveau 6:

- file 1 (1'):  $M_{1d} = -(M_s + M_i) = -M_i = -2,92 \text{ t.m}$
- file 2 (2'):  $M_{2d} = -\frac{(M_s + M_i) \cdot K_d}{K_d + K_g}$  où  $I_g = I_d \rightarrow K_d \cdot l_d = K_g \cdot l_g$   
 $\Rightarrow \frac{K_d}{K_d + K_g} \frac{l_d + l_g}{l_d + l_g} = \frac{K_g}{K_d + K_g} \frac{l_d + l_g}{l_d + l_g}$
- d'où:  $M_{2d} = -\frac{(M_s + M_i) \cdot l_g}{l_d + l_g} = -\frac{(3,66) \cdot 3}{3 + 4,5} = 1,464 \text{ t.m}$   
 $M_{2g} = -\frac{(M_s + M_i) \cdot l_d}{l_g + l_d} = -\frac{(3,66) \cdot 4,5}{4,5 + 3,0} = 2,196 \text{ t.m}$
- file 3 (3'):  $M_{3d} = -\frac{(M_s + M_i) \cdot l_g}{l_g + l_d} = -\frac{(3,66) \cdot 4,5}{4,5 + 6,7} = 2,287 \text{ t.m}$   
 $M_{3g} = -\frac{(M_s + M_i) \cdot l_d}{l_d + l_g} = -\frac{(3,66) \cdot 2,7}{2,7 + 4,5}$

Moments de traverse pour les différents niveaux :

Niveau	fil 1 (1.01) M <sub>ad</sub> (t.m)	fil 2 (2.1)		fil 3 (3.1)	
		M <sub>ad</sub> (t.m)	M <sub>ag</sub> (t.m)	M <sub>ad</sub> (t.m)	M <sub>ag</sub> (t.m)
6	-2,92	-1,464	-2,196	-2,287	-1,373
5	-6,72	-3,304	-5,046	-5,256	-3,154
4	-9,91	-4,95	-7,44	-7,75	-4,65
3	-12,485	-6,24	-9,36	-9,75	-5,85
2	-15,10	-7,546	-11,319	-11,79	-7,075
1	-13,606	-6,8	-10,2	-10,63	-6,37

Diagramme de moments sous les charges horizontales (portique longitudinal I.I) :



Calcul des efforts tranchants dans les traverses:

Les efforts tranchants seront calculés à partir des moments aux nœuds, pour cela on considère la travée indépendante avec les moments par ses nœuds.

Sous  $\sin^{\rightarrow}$ , l'équation du moment est de la forme:

$$M(x) = ax + b$$

pour  $x=0 \Rightarrow M(x)=b=M_d$ .

$$x=l \Rightarrow M(x)=al+b=-M_g \Rightarrow a = -\frac{(M_d+M_g)}{l}$$

$$\Rightarrow M(x) = -\frac{(M_g+M_d)}{l}x + M_d$$

$$T = \frac{dM}{dx} = -\frac{(M_g+M_d)}{l}$$

Soit sous  $\sin^{\rightarrow}$ ,  $T = -\frac{(M_g+M_d)}{l}$ , sous  $\sin^{\leftarrow}$ ,  $T = \frac{M_g+M_d}{l}$ .

Tableau des efforts tranchants sous  $\sin^{\rightarrow}$  du pontique longitudinal I.I.

Niveaux	travées	l(m)	$M_g(t.m)$	$M_d(t.m)$	Tranche $\sin^{\rightarrow}_{(G)}$	Tranche $\sin^{\leftarrow}_{(D)}$
6	1-2	3	2,197	2,92	-1,7	1,7
	2-3	4,5	1,373	1,464	-0,63	0,63
	3-3'	2,7	2,287	2,287	-1,69	1,69
5	4-5	3	5,046	6,72	-3,92	3,92
	5-6	4,5	3,154	3,364	-1,45	1,45
	6-6'	2,7	5,256	5,256	-3,89	3,89
4	7-8	3	7,44	9,91	-5,78	5,78
	8-9	4,5	4,65	4,96	-2,13	2,13
	9-9'	2,7	7,75	7,75	-5,74	5,74
3	10-11	3	9,36	12,485	-7,28	7,28
	11-12	4,5	5,85	6,24	-2,68	2,68
	12-12'	2,7	9,75	9,75	-7,22	7,22
2	13-14	3	11,319	15,10	-8,80	8,80
	14-15	4,5	7,075	7,546	-3,25	3,25
	15-15'	2,7	11,79	11,79	-8,73	8,73
1	16-17	3	10,2	13,606	-7,93	7,93
	17-18	4,5	6,37	6,8	-2,93	2,93
	18-18'	2,7	10,63	10,63	-7,87	7,87

Sous les charges verticales

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de "CAQUOT" exposée en Annexe A du C.C.B.A 63.

Les portiques constituant l'ossature seront soumis à :

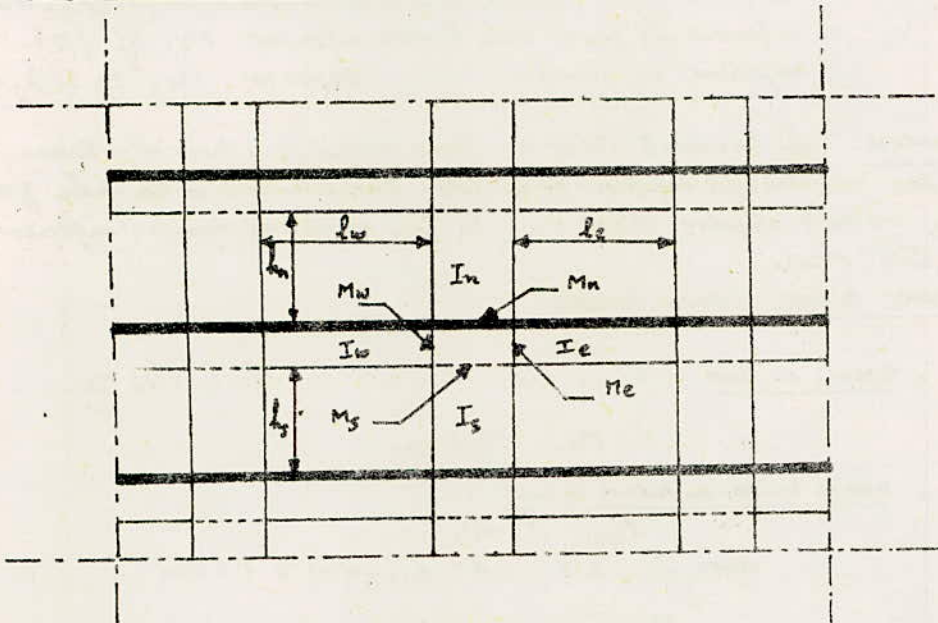
- leur poids propre.
- au poids propre des planches qu'ils supportent.
- surcharges transmises par les planches.
- surcharges d'origine sismique.

Les sollicitations qu'il faut prendre en compte pour chaque élément, et, celle qui donne l'effet le plus défavorable résultant de la combinaison :

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

La méthode de Caquot est applicable dans notre cas puisque elle s'utilise pour des éléments de planchers constitués de nervures et de pontons associés de bordes.

Exposé de la méthode de Caquot :



On considère des hauteurs fictives de poteaux :

- $h'_w = 0,9h_w$  : on le prend considéré appartenant à l'avant dernière planche avec  $h_w =$  hauteur libre.
- $h'_s = 0,8h_s$  : pour les autres cas.
- $h'_s = 0,8h_s =$  pour les poteaux encastres aux fondations.

On considère également les travées de longueurs fictives  $l'_e$  et  $l'_w$

- travées intermédiaires :

$l'_w = 0,8l_w$  ;  $l'_e = 0,8l_e$ .

- avec :
- $l'_w$  = longueur fictive de la travée à gauche de l'appui, considéré.
  - $l'_e$  = " " " " " droite " " "
  - $l_w$  : portée libre " " " de gauche (entretoises).
  - $l_e$  : " " " " " de droite ( " " )

soit qu' : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche ( $q_e$  : sur la travée de droite).

$Q_w$  : charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance  $a_w$  du mur de l'appui. ( $Q_e, a_e$  : pour la travée de droite).



On pose:  $M_u^a = \frac{q l u^2}{2,5} + l u \sum k_u Q_u$   
 $M_u^b = \frac{q l b^2}{2,5} + l b \sum k_u Q_u$

kw et ka sont donnés (pour les ponts à sections constantes) par l'échelle fonctionnelle en fonction de  $\frac{Q_u}{l u}$  et  $\frac{Q_u}{l b}$ .

Sont:  $I_e, I_w, I_s, I_n$ , respectivement les moments d'inertie de la travée de droite, de la travée de gauche du poteau inférieur et du poteau supérieur.

On pose:  $K_u = \frac{I_u}{l u}$ ;  $K_e = \frac{I_e}{l e}$ ;  $K_s = \frac{I_s}{h_s}$ ;  $K_n = \frac{I_n}{h_n}$

et  $D = K_u + K_e + K_s + K_n$ .

Les moments dans les sections dangereuses, qui sont celles formant la rive des appuis, sont en valeurs absolues:

- Au vu de l'appui dans la travée de gauche:  $M_u = \frac{M_u^a K_u}{D} + \frac{M_u^b (1 - K_u)}{D}$
- " " " " " " " " droit:  $M_e = \frac{M_u^b (1 - K_s)}{D} + \frac{M_u^a K_s}{D}$
- " " inférieur des poteaux dans le poteau inférieur:  $M_s = \frac{K_s}{D} (M_u^b - M_u^a)$
- " " supérieur du plancher " " " " supérieur:  $M_n = \frac{K_n}{D} (M_u^b - M_u^a)$

Pour les traverses: les moments  $M_e$  et  $M_u$  sont négatifs, pour le poteau, la face tendue du tronçon supérieur et du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues  $M_e$  et  $M_u$ , la face tendue du tronçon inférieur et du côté opposé.

Pour les travées de rive: (sans consoles)

• nœuds de rive:  $M_{e1} = M_e (1 - \frac{K_{e1}}{D_1})$ ,  $M_{s1} = M_e \frac{K_{s1}}{D_1}$   
 $M_{u1} = M_u \frac{K_{u1}}{D_1}$

• nœud voisin du nœud de rive:

$l_{u2} = X_1 l_{u1}$   
 avec  $X_1 = 0,8$  pour  $K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{e1}$

$X_1 = 1 - \frac{K_{s1} K_{n1}}{2,5 K_{e1}}$  pour  $K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1}$ .

Cas d'une seule travée:

- Sont:
- q: charge uniformément répartie par unité de longueur.
  - B: charge ponctuelle appliquée à la distance "a" de l'appui sur lequel, on, calcule le moment.
  - l: portée de la poutre entre deux intérieurs des appuis.
  - I: moment d'inertie supporté constant.
  - $I_n, I_s$ : " " des poteaux supérieur, inférieur

On pose  $K = \frac{I}{l^3}$ ;  $K_u = \frac{I_u}{h_u^3}$ ;  $K_s = \frac{I_s}{h_s^3}$

Les moments dans les sections dangereuses sont:

• Au vu intérieur de l'appui, dans la poutre:  $M = M' \frac{K_s + K_n}{K + 1,56(K_s + K_n)}$

• Au vu inférieur de la poutre dans le poteau inférieur:  $M_s = \frac{M' K_s}{K + 1,56(K_s + K_n)}$

• Au vu supérieur du plancher dans le poteau supérieur:  $M_n = \frac{M' K_n}{K + 1,56(K_s + K_n)}$

avec  $M \leq \frac{q l^2}{8,5} + l \sum k_u Q_u$

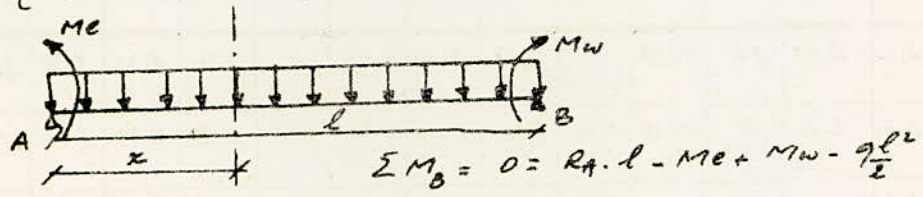
Moments dans les poteaux: On admet que les joints de moments nuls dans les poteaux se trouvent à la ou dessous des planches et à la ou dessous des planches du ou inférieur des ponts.

Efforts tranchants dans les poteaux = effort normal dans les ponts:

Par simplification, on néglige les efforts tranchants dans les poteaux et les efforts normaux dans les ponts.

Calcul des efforts tranchants dans les ponts:

Les efforts tranchants sont calculés en considérant la travée de gauche indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée (C.C.B.A 68, Annexe 1.3).



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

L'effort tranchant à l'abscisse x sera:

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

L'effort tranchant aux appuis sera:

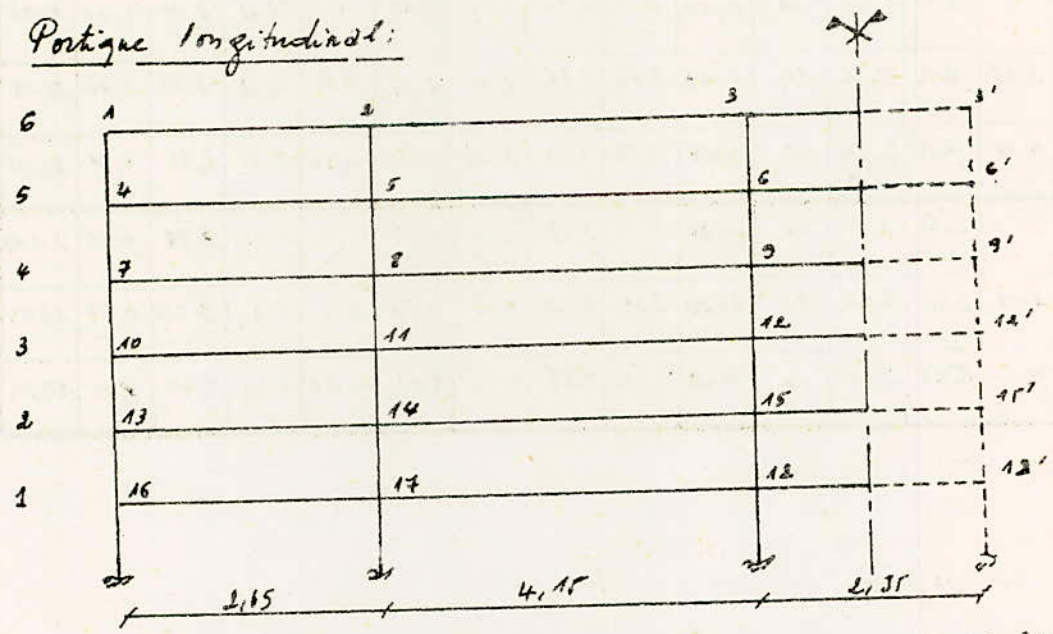
$$x=0 \Rightarrow T = q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

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

Le calcul sera détaillé pour chaque pont. Les unités utilisées sont:

- longueur (m)
- moment d'inertie ( $10^4 m^4$ )
- $K_e, K_w, K_s, K_g, K_D$  ( $10^4 m^4$ )
- moments (t.m)
- efforts tranchants (t).

Portique longitudinal:



N.B: les portées de poteaux et de ponts prise en compte sont des portées libres entre des appuis.

Caracteristiques geometriques du portique longitudinal:

Niv	Nom	$l_a$ (m)	$l_u$ (m)	$l_o$ (m)	$l_s$ (m)	$I_o=I_u$ $10^8 m^4$	$I_o=I_s$ $10^8 m^4$	$l'_u$ (m)	$l'_o$ (m)	$l'_u$ (m)	$l'_s$ (m)	$K_w$ $10^8 m^3$	$K_e$ $10^8 m^3$	$K_s$ $10^8 m^3$	$K_m$ $10^8 m^3$	D $10^8 m^3$
6	1	2,65	/	/	2,66	16	14,29	/	2,12	/	2,13	/	7,55	6,71	/	19,26
	2	4,15	2,65	/	2,66	16	14,29	2,12	3,32	/	2,13	7,55	4,82	6,71	/	19,08
	3	2,35	4,15	/	2,66	16	14,29	3,32	1,88	/	2,13	4,82	8,51	6,71	/	20,04
5	4	2,65	/	2,66	2,66	16	14,29	/	2,12	2,40	2,13	/	7,55	8,71	5,95	20,21
	5	4,15	2,65	2,66	2,66	16	14,29	2,12	3,32	2,40	2,13	7,55	4,82	6,71	5,95	25,03
	6	2,35	4,15	2,66	2,66	16	14,29	3,32	1,88	2,40	2,13	4,82	8,51	6,71	5,95	25,99
4	7	2,65	/	2,66	2,66	16	14,29	/	2,12	2,13	2,13	/	7,55	6,71	6,71	20,92
	8	4,15	2,65	2,66	2,66	16	14,29	2,12	3,32	2,13	2,13	7,55	4,82	6,71	6,71	25,78
	9	2,35	4,15	2,66	2,66	16	14,29	3,32	1,88	2,13	2,13	4,82	8,51	6,71	6,71	26,75
3	10	2,65	/	2,66	2,66	16	14,29	/	2,12	2,13	2,13	/	7,55	6,71	6,71	20,92
	11	4,15	2,65	2,66	2,66	16	14,29	2,12	3,32	2,13	2,13	7,55	4,82	6,71	6,71	25,78
	12	2,35	4,15	2,66	2,66	16	14,29	3,32	1,88	2,13	2,13	4,82	8,51	6,71	6,71	26,75
2	13	2,65	/	2,66	2,66	16	14,29	/	2,12	2,13	2,13	/	7,55	8,71	6,71	20,92
	14	4,15	2,65	2,66	2,66	16	14,29	2,12	3,32	2,13	2,13	7,55	4,82	6,71	6,71	25,78
	15	2,35	4,15	2,66	2,66	16	14,29	3,32	1,88	2,13	2,13	4,82	8,51	6,71	6,71	26,75
1	16	2,65	/	2,66	2,21	16	14,29	/	2,12	2,13	1,77	/	7,55	9,77	6,71	24,03
	17	4,15	2,65	2,66	2,21	16	14,29	2,12	3,32	2,13	1,77	7,55	4,22	9,77	6,71	28,85
	18	2,35	4,15	2,66	2,21	16	14,29	3,32	1,88	2,13	1,77	4,22	8,51	9,77	8,71	29,81

Moments sous G sur portique longitudinal

Niveaux	Nœuds	$q_0$ (t/m)	$q_w$ (t/m)	$M_0^e$ (t.m)	$M_0^w$ (t.m)	$M_1^e$ (t.m)	$M_1^w$ (t.m)	$M_2^e$ (t.m)	$M_2^w$ (t.m)
6	1	0,73	/	0,38	/	0,18	/	/	0,18
	2	0,73	0,73	0,94	0,38	0,80	0,60	/	0,20
	3	0,73	0,73	0,30	0,94	0,57	0,79	/	-0,21
5	4	0,66	/	0,35	/	0,22	/	0,10	0,116
	5	0,66	0,66	0,75	0,35	0,75	0,50	0,12	0,13
	6	0,66	0,66	0,27	0,85	0,46	0,74	-0,13	-0,15
4	7	0,66	/	0,35	/	0,22	/	0,11	0,11
	8	0,66	0,66	0,85	0,35	0,76	0,50	0,13	0,13
	9	0,66	0,66	0,27	0,85	0,45	0,74	-0,14	-0,14
3	10	0,66	/	0,35	∅	0,22	/	0,11	0,11
	11	0,66	0,66	0,85	0,35	0,76	0,50	0,13	0,13
	12	0,66	0,66	0,27	0,85	0,45	0,74	-0,14	-0,14
2	13	0,66	/	0,35	/	0,22	/	0,11	0,11
	14	0,66	0,66	0,85	0,35	0,76	0,50	0,13	0,13
	15	0,66	0,66	0,27	0,85	0,45	0,74	-0,14	-0,14
1	16	0,66	/	0,35	/	0,24	/	0,097	0,14
	17	0,66	0,66	0,85	0,35	0,77	0,48	0,116	0,17
	18	0,66	0,66	0,27	0,85	0,43	0,76	-0,13	-0,19

Efforts tranchant sous G du portique longitudinal :

Niveaux	travées	q (t/m)	M <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	T(x=0) (t)	T(x=l) (t)
6	1-2	0,73	0,18	0,60	0,81	-1,12
	2-3	0,73	0,80	0,79	1,51	-1,51
	3-3'	0,73	0,57	0,57	0,86	-0,86
5	4-5	0,66	0,22	0,50	0,77	-0,98
	5-6	0,66	0,75	0,74	1,37	-1,37
	6-6'	0,66	0,46	0,46	0,54	-0,54
4	7-8	0,66	0,22	0,50	0,77	-0,98
	8-9	0,66	0,76	0,74	1,37	-1,36
	9-9'	0,66	0,45	0,45	0,53	-0,53
3	10-11	0,66	0,22	0,50	0,77	-0,98
	11-12	0,66	0,76	0,74	1,37	-1,36
	12-12'	0,66	0,45	0,45	0,53	-0,53
2	13-14	0,66	0,22	0,50	0,77	-0,98
	14-15	0,66	0,76	0,74	1,37	-1,36
	15-15'	0,66	0,45	0,45	0,53	-0,53
1	16-17	0,66	0,24	0,48	0,78	-0,96
	17-18	0,66	0,77	0,76	1,37	-1,37
	18-18'	0,66	0,43	0,43	0,50	-0,50

Moments sous P du pontique longitudinal:

Niveau	Noeuds	$q_e$ (t.m)	$q_w$ (t.m)	$M'_e$ (t.m)	$M'_w$ (t.m)	$M_e$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$M_m$ (t.m)	$M_s$ (t.m)
6	1	0,075	/	0,040	/	0,019	/	/	0,019
	2	0,075	0,075	0,097	0,040	0,083	0,062	/	0,020
	3	0,075	0,075	0,031	0,097	0,059	0,081	/	-0,022
5	4	0,13	/	0,069	/	0,043	/	0,020	0,023
	5	0,13	0,13	0,17	0,069	0,15	0,099	0,024	0,027
	6	0,13	0,13	0,029	0,17	0,075	0,14	-0,032	-0,036
4	7	0,13	/	0,069	/	0,044	/	0,022	0,022
	8	0,13	0,13	0,17	0,069	0,15	0,098	0,026	0,026
	9	0,13	0,13	0,029	0,17	0,074	0,14	-0,035	-0,035
3	10	0,13	/	0,069	/	0,044	/	0,022	0,022
	11	0,13	0,13	0,17	0,069	0,15	0,098	0,026	0,026
	12	0,13	0,13	0,029	0,17	0,074	0,14	-0,035	-0,035
2	13	0,13	/	0,069	/	0,044	/	0,022	0,022
	14	0,13	0,13	0,17	0,069	0,15	0,098	0,026	0,026
	15	0,13	0,13	0,029	0,17	0,074	0,14	-0,035	-0,035
1	16	0,13	/	0,069	/	0,047	/	0,019	0,028
	17	0,13	0,13	0,17	0,069	0,15	0,095	0,023	0,034
	18	0,13	0,13	0,029	0,17	0,069	0,15	-0,032	-0,046

Effort tranchant sous P du pontique longitudinal:

Niveau	traves	q (t/m)	$\Pi_e$ (t.m)	$\Pi_w$ (t.m)	T(x=0) (t)	T(x=l) (t)
6	1-2	0,075	0,019	0,062	0,083	-0,11
	2-3	0,075	0,083	0,081	0,22	-0,15
	3-3'	0,075	0,059	0,059	0,088	-0,088
5	4-5	0,13	0,042	0,099	0,15	-0,19
	5-6	0,13	0,15	0,14	0,27	-0,27
	6-6'	0,13	0,075	0,075	0,15	-0,15
4	7-8	0,13	0,044	0,098	0,15	-0,19
	8-9	0,13	0,15	0,14	0,27	-0,27
	9-9'	0,13	0,074	0,074	0,15	-0,15
3	10-11	0,13	0,044	0,098	0,15	-0,19
	11-12	0,13	0,15	0,14	0,27	-0,27
	12-12'	0,13	0,074	0,074	0,15	-0,15
2	13-14	0,13	0,044	0,098	0,25	-0,19
	14-15	0,13	0,15	0,14	0,27	-0,27
	15-15'	0,13	0,074	0,074	0,15	-0,15
1	16-17	0,13	0,042	0,095	0,15	-0,19
	17-18	0,13	0,15	0,15	0,15	-0,15
	18-18'	0,13	0,069	0,069	0,15	-0,15

Moments sous Siv du pontage longitudinal:

Niveaux	Nœuds	$q_e$ (t/ml)	$q_w$ (t/ml)	$M'_e$ (t.m)	$M'_w$ (t.m)	$M_e$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$M_n$ (t.m)	$M_s$ (t.m)
6	1	0,10	/	0,053	/	0,025	/	/	0,025
	2	0,10	0,10	0,13	0,053	0,11	0,083	/	0,027
	3	0,10	0,10	0,042	0,13	0,079	0,11	/	-0,029
5	4	0,077	/	0,041	/	0,026	/	0,012	0,014
	5	0,077	0,077	0,10	0,041	0,089	0,059	0,014	0,016
	6	0,077	0,077	0,032	0,10	0,054	0,087	-0,015	-0,017
4	7	0,062	/	0,033	/	0,021	/	0,011	0,011
	8	0,062	0,062	0,08	0,033	0,071	0,047	0,012	0,012
	9	0,062	0,062	0,026	0,08	0,043	0,070	-0,013	-0,013
3	10	0,046	/	0,024	/	0,015	/	0,0077	0,0077
	11	0,046	0,046	0,06	0,024	0,053	0,034	0,0094	0,0094
	12	0,046	0,046	0,019	0,06	0,032	0,053	-0,010	-0,010
2	13	0,031	/	0,016	/	0,01	/	0,0057	0,0057
	14	0,031	0,031	0,040	0,016	0,035	0,023	0,0062	0,0062
	15	0,031	0,031	0,017	0,04	0,022	0,035	-0,0068	-0,0068
1	16	0,015	/	0,008	/	0,005	/	0,0022	0,0032
	17	0,015	0,015	0,019	0,008	0,017	0,011	0,0025	0,0037
	18	0,015	0,015	0,015	0,019	0,010	0,017	-0,003	-0,0043



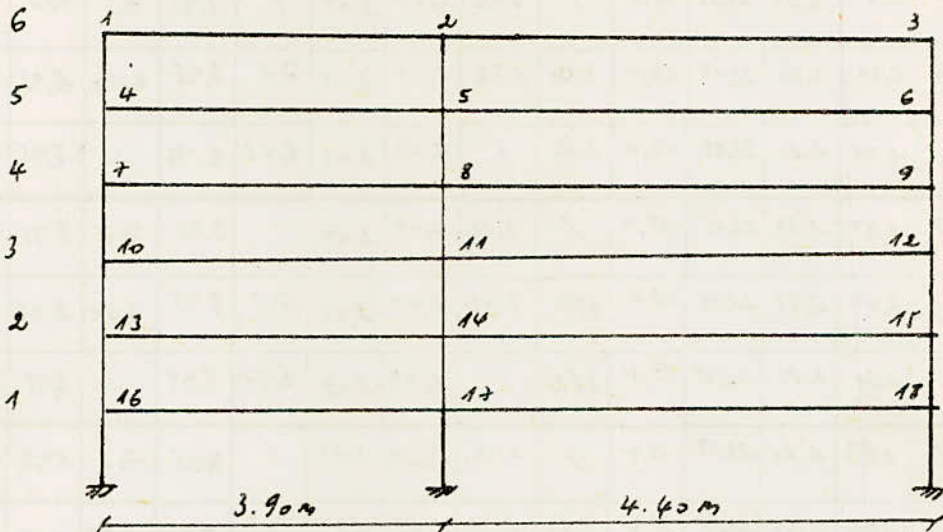
Efforts tranchants sous Siv des pontons longitudinal:

Niveaux	tracés	$q$ (t/m)	$M_e$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$T(x=0)$ (t)	$T(x=L)$ (t)
6	1-2	0,10	0,025	0,083	0,11	-0,15
	2-3	0,10	0,11	0,11	0,23	-0,23
	3-3'	0,10	0,079	0,079	0,12	-0,12
5	4-5	0,077	0,026	0,059	0,089	-0,11
	5-6	0,077	0,089	0,087	0,16	-0,16
	6-6'	0,077	0,054	0,054	0,090	-0,09
4	7-8	0,062	0,021	0,067	0,072	-0,092
	8-9	0,062	0,021	0,070	0,13	-0,13
	9-9'	0,062	0,043	0,043	0,073	-0,073
3	10-11	0,046	0,015	0,029	0,054	-0,068
	11-12	0,046	0,053	0,053	0,095	-0,095
	12-12'	0,046	0,032	0,032	0,054	-0,054
2	13-14	0,031	0,01	0,023	0,026	-0,040
	14-15	0,031	0,035	0,035	0,064	-0,064
	15-15'	0,031	0,022	0,022	0,036	-0,036
1	16-17	0,015	0,005	0,011	0,018	-0,022
	17-18	0,015	0,017	0,017	0,031	-0,031
	18-18'	0,015	0,010	0,010	0,018	-0,018

Etude du portique transversal sous les charges verticales :

Niveaux	$G_k(t/m)$	$P_k(t/m)$	$S_{iv}(t/m)$
6	3,16	0,37	0,44
5	3,7	0,65	0,43
4	3,7	0,65	0,35
3	3,7	0,65	0,26
2	3,7	0,65	0,17
1	3,7	0,65	0,08

Schema du portique transversal :



Les portées des poteaux et des poutres prises en compte sont les portées libres (entre nus d'appuis).

Caracteristiques geometriques du pontique transversal:

Niv	Nom	$l_w$ (m)	$l_e$ (m)	$l_n$ (m)	$l_p$ (m)	$I_{0-20}$ $10^{-4}m^4$	$I_{n-25}$ $10^{-4}m^4$	$l'_w$ (m)	$l'_e$ (m)	$l'_n$ (m)	$l'_s$ (m)	$K_w$ $10^{-4}m^3$	$K_{e1}$ $10^{-4}m^3$	$K_{e2}$ $10^{-4}m^3$	$K_s$ $10^{-4}m^3$	D $10^{-4}m^3$
6	1	/	3,9	/	2,61	22,78	18,7	/	3,12	/	2,09	/	/	7,3	8,95	16,25
	2	3,90	4,4	/	2,61	22,78	18,7	3,12	3,52	/	2,09	7,3	/	6,47	8,95	22,32
	3	4,40	/	/	2,61	22,78	18,7	3,52	/	/	2,09	6,47	/	/	8,95	15,42
5	4	/	3,9	2,61	2,61	22,78	18,7	/	3,12	2,35	2,09	/	7,96	7,3	8,95	24,21
	5	3,90	4,4	2,61	2,61	22,78	18,7	3,12	3,52	2,35	2,09	7,3	7,96	6,47	8,95	30,68
	6	4,40	/	2,61	2,61	22,78	18,7	3,52	/	2,35	2,09	6,47	7,96	/	8,95	23,78
4	7	/	3,9	2,61	2,61	22,78	18,7	/	3,12	2,09	2,09	/	8,95	7,3	8,95	26,2
	8	3,90	4,4	2,61	2,61	22,78	18,7	3,12	3,52	2,09	2,09	7,3	8,95	6,47	8,95	34,67
	9	4,40	/	2,61	2,61	22,78	18,7	3,52	/	2,09	2,09	6,47	8,95	/	8,95	24,37
3	10	/	3,9	2,61	2,61	22,78	18,7	/	3,12	2,09	2,09	/	8,95	7,3	8,95	26,2
	11	3,90	4,4	2,61	2,61	22,78	18,7	3,12	3,52	2,09	2,09	7,3	8,95	6,47	8,95	34,67
	12	4,4	/	2,61	2,61	22,78	18,7	3,52	/	2,09	2,09	6,47	8,95	/	8,95	24,37
2	13	/	3,9	2,61	2,61	22,78	18,7	/	3,12	2,09	2,09	/	8,95	7,3	8,95	26,2
	14	3,9	4,4	2,61	2,61	22,78	18,7	3,12	3,52	2,09	2,09	7,3	8,95	6,47	8,95	34,67
	15	4,4	/	2,61	2,61	22,78	18,7	3,52	/	2,09	2,09	6,47	8,95	/	8,95	24,37
1	16	/	3,9	2,86	2,61	22,78	18,7	/	3,12	2,09	1,73	/	8,95	7,3	10,8	27,05
	17	3,9	4,4	2,86	2,61	22,78	18,7	3,12	3,52	2,09	1,73	7,3	8,95	6,47	10,8	33,52
	18	4,4	/	2,86	2,61	22,78	18,7	3,52	/	2,09	1,73	6,47	8,95	/	10,8	26,22

Moments sous G de portique transversal :

Niveaux	Nœuds	$q_e$ (t/m)	$q_w$ (t/m)	$M_e$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$\Pi_e$ (t.m)	$\Pi_w$ (t.m)	$\Pi_n$ (t.m)	$\Pi_s$ (t.m)
6	1	3,16	/	3,62	/	1,99	/	/	1,99
	2	3,16	3,16	4,6	3,52	4,22	3,93	/	0,38
	3	/	3,16	/	4,6	/	2,62	/	-2,67
5	4	3,7	/	4,23	/	2,95	/	1,39	1,56
	5	3,7	3,7	5,39	4,23	5,14	4,5	0,30	0,34
	6	/	3,7	/	5,39	/	3,9	-1,93	-2,06
4	7	3,7	/	4,23	/	3	/	1,5	1,5
	8	3,7	3,7	5,39	4,23	5,15	4,49	0,32	0,32
	9	/	3,7	/	5,39	/	3,96	-1,98	-1,98
3	10	3,7	/	4,23	/	3	/	1,5	1,5
	11	3,7	3,7	5,39	4,23	5,15	4,49	0,32	0,32
	12	/	3,7	/	5,39	/	3,96	-1,98	-1,98
2	13	3,7	/	4,23	/	3	/	1,5	1,5
	14	3,7	3,7	5,39	4,23	5,15	4,49	0,32	0,32
	15	/	3,7	/	5,39	/	3,96	-1,98	-1,98
1	16	3,7	/	4,23	/	3,09	/	1,4	1,69
	17	3,7	3,7	5,39	4,23	5,17	4,48	0,31	0,37
	18	/	3,7	/	5,39	/	4,06	-1,84	-2,22

Efforts tranchants sous G du pontage transversal:

Niveau	Traves	q (t/m)	Me (t.m)	Mm (t.m)	T(x=0) (t)	T(x=l) (t)
6	1-2	3,16	1,99	3,93	5,66	-6,65
	2-3	3,16	4,32	2,67	7,33	-6,58
5	4-5	3,7	2,95	4,5	6,81	-7,61
	5-6	3,7	5,14	3,9	8,42	-7,86
4	7-8	3,7	3	4,49	6,83	-7,59
	8-9	3,7	5,15	3,96	8,44	-7,87
3	10-11	3,7	3	4,49	6,83	-7,59
	11-12	3,7	5,15	3,96	8,44	-7,87
2	13-14	3,7	3	4,49	6,83	-7,59
	14-15	3,7	5,15	3,96	8,44	-7,87
1	16-17	3,7	3,09	4,48	6,86	-7,57
	17-18	3,7	5,17	4,06	8,39	-7,22

Moments sous P du portique transversal:

Niveau	Nœuds	$q_0$ (t/m)	$q_w$ (t/m)	$M_0$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$M_0$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$M_n$ (t.m)	$M_s$ (t.m)
6	1	0,37	/	0,423	/	0,233	/	/	0,233
	2	0,37	0,37	0,54	0,423	0,50	0,46	/	0,046
	3	/	0,37	/	0,54	/	0,31	/	- 0,31
5	4	0,65	/	0,744	/	0,52	/	0,244	0,275
	5	0,65	0,65	0,947	0,744	0,904	0,79	0,052	0,059
	6	/	0,65	/	0,947	/	0,68	- 0,32	- 0,32
4	7	0,65	/	0,744	/	0,53	/	0,264	0,264
	8	0,65	0,65	0,947	0,744	0,9	0,79	0,057	0,057
	9	/	0,65	/	0,947	/	0,69	- 0,347	- 0,347
3	10	0,65	/	0,744	/	0,53	/	0,264	0,264
	11	0,65	0,65	0,947	0,744	0,9	0,79	0,057	0,057
	12	/	0,65	/	0,947	/	0,69	- 0,347	- 0,347
2	13	0,65	/	0,744	/	0,53	/	0,264	0,264
	14	0,65	0,65	0,947	0,744	0,9	0,79	0,057	0,057
	15	/	0,65	/	0,947	/	0,69	- 0,347	- 0,347
1	16	0,65	/	0,744	/	0,54	/	0,25	0,277
	17	0,65	0,65	0,947	0,744	0,9	0,79	0,054	0,065
	18	/	0,65	/	0,947	/	0,71	- 0,32	- 0,39

Efforts tranchés aux P du pontage transversal:

Niveaux	Travées	$q$ (t/m)	$M_c$ (t.m)	$M_u$ (t.m)	$T(x=0)$ (t)	$T(x=l)$ (t)
6	1-2	0,37	0,233	0,46	0,66	-0,78
	2-3	0,37	0,50	0,31	0,857	-0,77
5	4-5	0,65	0,52	0,79	1,2	-1,34
	5-6	0,65	0,90	0,68	1,48	-1,38
4	7-8	0,65	0,53	0,79	1,2	-1,33
	8-9	0,65	0,90	0,69	1,47	-1,38
3	10-11	0,65	0,53	0,79	1,2	-1,33
	11-12	0,65	0,90	0,69	1,47	-1,38
2	13-14	0,65	0,53	0,79	1,2	-1,33
	14-15	0,65	0,90	0,69	1,47	-1,38
1	16-17	0,65	0,54	0,79	1,20	-1,33
	17-18	0,65	0,90	0,71	1,47	-1,38

SUPERPOSITION  
DES  
SOLLICITATIONS



Moments sous Siv du pontique transversal :

Niveaux	Noeuds	g <sub>e</sub> (t/ml)	g <sub>w</sub> (t/ml)	M <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>m</sub> (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)
6	1	0,44	/	0,504	/	0,227	/	/	0,227
	2	0,44	0,44	0,641	0,504	0,502	0,548	/	0,054
	3	/	0,44	/	0,641	/	0,372	/	-0,372
5	4	0,43	/	0,492	/	0,343	/	0,161	0,181
	5	0,43	0,43	0,627	0,492	0,599	0,524	0,035	0,039
	6	/	0,43	/	0,627	/	0,453	-0,213	-0,24
4	7	0,35	/	0,40	/	0,214	/	0,142	0,142
	8	0,35	0,35	0,51	0,40	0,487	0,425	0,031	0,031
	9	/	0,35	/	0,51	/	0,374	-0,187	-0,187
3	10	0,26	/	0,297	/	0,210	/	0,105	0,105
	11	0,26	0,26	0,379	0,297	0,362	0,316	0,023	0,023
	12	/	0,26	/	0,379	/	0,278	-0,139	-0,139
2	13	0,17	/	0,194	/	0,137	/	0,068	0,068
	14	0,17	0,17	0,247	0,194	0,236	0,206	0,015	0,015
	15	/	0,17	/	0,247	/	0,186	-0,09	-0,09
1	16	0,08	/	0,09	/	0,065	/	0,03	0,036
	17	0,08	0,08	0,116	0,09	0,087	0,095	0,007	0,008
	18	/	0,08	/	0,116	/	0,087	-0,04	-0,048

Efforts tronçons sous Siv du pontique transversal:

Niveaux	travées	$q(t/m)$	$M_0(t.m)$	$M_w(t.m)$	$T(x=0)$ (t)	$T(x=l)$ (t)
6	1-2	0,44	0,277	0,548	0,788	-0,92
	2-3	0,44	0,602	0,372	1,02	-0,915
5	4-5	0,43	0,343	0,524	0,79	-0,88
	5-6	0,43	0,599	0,453	0,98	-0,913
4	7-8	0,35	0,284	0,425	0,646	-0,718
	8-9	0,35	0,487	0,374	0,795	-0,74
3	10-11	0,26	0,210	0,316	0,48	-0,53
	11-12	0,26	0,362	0,278	0,59	-0,55
2	13-14	0,17	0,137	0,206	0,262	-0,349
	14-15	0,17	0,236	0,181	0,386	-0,36
1	16-17	0,08	0,065	0,095	0,15	-0,16
	17-18	0,08	0,111	0,087	0,18	-0,17

### Superposition des sollicitations

La sollicitation totale pondérée du 1<sup>er</sup> genre à, considérée sera :

$$(G) + 1,2(P) : (G) : \text{charges permanentes}$$

(P) : surcharges d'exploitations.

La sollicitation totale pondérée du 2<sup>e</sup> genre à, considérée sera :

$$(G) + (P) + (S_i)$$

(S<sub>i</sub>) : surcharge due au poids.

Les effets due au poids, horizontal et vertical, seront considérés simultanément et avec la totalité des surcharges d'exploitations.

Pour les poteaux on prendra une combinaison qui nous donnera un effort normal minimal (ou effort de traction s'il existe) et une autre combinaison qui nous donnera un effort normal maximal.

Les combinaisons sont les suivants :

$$\text{Poutres: } \begin{cases} (G) + 1,2(P) & : 1^{\text{er}} \text{ genre} \\ (G) + (P) + (S_{iv}) \uparrow + (S_{iv}^{\rightarrow}) & : 2^{\text{e}} \text{ genre.} \end{cases}$$

$$\text{Poteaux: } \begin{cases} (G) + 1,2(P) & : 1^{\text{er}} \text{ genre} \\ (G) + (P) + (S_{iv}) \uparrow + (S_{ev}^{\rightarrow}) & : 2^{\text{e}} \text{ genre} \\ (G) + (P) + (S_{iv}) \downarrow + (S_{iv}^{\leftarrow}) & : 2^{\text{e}} \text{ genre} \end{cases}$$

Remarque: Les moments en traversées sous "S<sub>iv</sub><sup>→</sup>" sont en general faibles ;

- Pour la poutre transversale, ces moments sont négligés, du fait que les forces dérivées horizontales sont reprises par les rails.
- Pour la poutre longitudinale, les moments sont consignés dans le tableau suivant.

L'expression du moment en traversée sous "S<sub>iv</sub><sup>→</sup>" est donnée par la relation suivante :

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

Moments en traversée sous "S<sub>iv</sub><sup>→</sup>" du portique longitudinal :

Niv	6			5			4			3			2			1		
Travels	1-2	2-3	3-3'	4-5	5-6	6-6'	7-8	8-9	9-9'	10-11	11-12	12-12'	13-14	14-15	15-15'	16-17	17-18	18-18'
Me (t.m)	2,92	1,45	2,29	6,72	3,36	5,26	9,91	4,96	7,75	12,48	6,24	9,75	15,1	9,55	11,79	13,64	6,2	10,63
Mt (t.m)	0,36	0,045	0	0,83	0,1	0	1,23	0,15	0	1,56	0,19	0	1,89	0,42	0	1,70	0,43	0
Mw (t.m)	2,20	1,37	2,29	5,05	3,46	5,26	7,44	4,81	7,75	9,36	5,85	9,75	11,32	7,07	11,79	10,2	6,37	10,63

Moments en travées sous les différentes combinaisons  
du pontique longitudinal

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

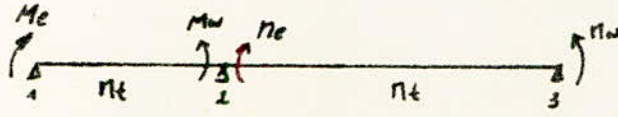
Niveaux	travées	$\frac{M_e + M_w}{2}$	$G + 1,2 P$			$G + P + S_{iv} \downarrow$		
			$\eta$	$M_0$	$M_t$	$\eta$	$M_0$	$M_t$
6	1-2	0,39	0,22	0,72	0,33	0,905	0,79	0,40
	2-3	0,795		1,76	0,965		1,95	1,15
	3-3'	0,57		0,57	0		0,62	0,05
5	4-5	0,36	0,816	0,716	0,356	0,867	0,76	0,40
	5-6	0,745		1,756	1,011		1,87	1,12
	6-6'	0,46		0,56	0,10		0,60	0,14
4	7-8	0,36	0,816	0,716	0,356	0,852	0,75	0,39
	8-9	0,75		1,756	1		1,83	1,08
	9-9'	0,45		0,56	0,11		0,59	0,14
3	10-11	0,36	0,816	0,716	0,356	0,836	0,73	0,37
	11-12	0,75		1,756	1		1,80	1,05
	12-12'	0,45		0,56	0,11		0,58	0,13
2	13-14	0,36	0,816	0,716	0,356	0,821	0,72	0,36
	14-15	0,75		1,756	1		1,77	1,02
	15-15'	0,45		0,56	0,11		0,57	0,12
1	16-17	0,36	0,816	0,716	0,356	0,805	0,71	0,35
	17-18	0,765		1,756	0,99		1,73	0,96
	18-18'	0,43		0,56	0,13		0,55	0,12

Moments en travées sous les différentes combinaisons  
du portique transversal

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

Niveau	travées	$\frac{M_e + M_w}{2}$	G + 1,2 P			G + P + Siv ↓		
			q	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	q	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
6	1-2	2,96	3,60	6,84	3,88	3,97	7,55	4,59
	2-3	3,49		8,71	5,22		9,50	6,11
	/	/		/	/		/	/
5	4-5	3,72	4,48	8,52	4,80	4,78	9,09	5,37
	5-6	4,52		10,8	6,28		11,57	7,05
	/	/		/	/		/	/
4	7-8	3,74	4,48	8,52	4,78	4,7	8,93	5,19
	8-9	4,55		10,8	6,25		11,37	6,82
	/	/		/	/		/	/
3	10-11	3,74	4,48	8,52	4,78	4,61	9,76	5,02
	11-12	4,15		10,8	6,25		11,16	6,61
	/	/		/	/		/	/
2	13-14	3,74	4,48	8,52	4,78	4,52	8,59	4,85
	14-15	4,55		10,8	6,25		10,94	6,39
	/	/		/	/		/	/
1	16-17	3,78	4,48	8,52	4,74	4,43	8,42	4,64
	17-18	4,61		10,8	6,19		10,72	6,11
	/	/		/	/		/	/

Moments flechissants dans les poutres du portique transversal



$\bar{e}_a = 2200 : SP_1$   
 $\bar{e}_{ac} = 4200 : SP_2$   
 $M (t.m)$

Niv	trav	G		P		Siv ↓		Siv ↑		G+1,2 P			G+P+ Siv ↓			G+P+ Siv ↑	
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Mw	Me	Mw	Mw	Me	Mw
6	1-2	-1,99	-3,93	-0,23	-0,46	-0,28	-0,55	0,28	0,55	-2,27	3,28	-4,48	-2,5	4,59	-4,94	-1,94	-3,88
	2-3	-4,32	-2,67	-0,9	-0,39	-0,6	-0,37	0,6	0,37	-4,92	5,22	-3,04	-5,42	6,41	-3,35	-4,22	-2,69
5	4-5	-2,95	-4,5	-0,28	-0,79	-0,34	-0,54	0,34	0,54	-3,57	4,8	-5,45	-3,81	5,37	-5,83	-3,13	-4,77
	5-6	-5,14	-3,9	-0,9	-0,68	-0,6	-0,45	0,6	0,45	-6,22	6,28	-4,72	-6,64	7,05	-5,03	-5,44	-4,13
4	7-8	-3	-4,49	-0,53	-0,79	-0,28	-0,42	0,28	0,42	-3,64	4,78	-5,44	-3,81	5,19	-5,7	-3,25	-4,86
	8-9	-5,15	-3,96	-0,9	-0,69	-0,49	-0,37	0,49	0,37	-6,23	6,25	-4,79	-6,54	6,82	-5,02	-5,56	-4,...
3	10-11	-3	-4,49	-0,53	-0,79	-0,21	-0,32	0,21	0,32	-3,64	4,78	-5,44	-3,74	5,02	-5,6	-3,32	-4,96
	11-12	-5,15	-3,96	-0,9	-0,69	-0,36	-0,28	0,36	0,28	-6,23	6,25	-4,79	-6,44	6,61	-4,93	-5,69	-4,37
2	13-14	-3	-4,49	-0,53	-0,79	-0,14	-0,21	0,14	0,21	-3,64	4,78	-5,44	-3,67	4,85	-5,49	-3,39	-5,07
	14-15	-5,15	-3,96	-0,9	-0,69	-0,24	-0,18	0,24	0,18	-6,23	6,25	-4,79	-6,29	6,39	-4,83	-5,81	-4,47
1	16-17	-3,09	-4,48	-0,54	-0,79	-0,065	-0,095	0,065	0,095	-3,74	4,74	-5,43	-3,69	4,64	-5,36	-3,39	-5,47
	17-18	-5,17	-4,06	-0,9	-0,71	-0,41	-0,087	0,41	0,087	-6,25	6,19	-4,91	6,18	6,11	-4,86	-6,67	-4,68

EFFORTS TRANCHANTS dans les poutres du portique transversal

T(t)

Niv	trav	G		P		Siv ↓		Siv ↑		G+A,EP		G+P+Siv ↓		G+P+Siv ↑	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
6	1-2	5,66	-6,65	0,66	-0,78	0,79	-0,92	-0,79	0,92	6,45	-7,58	7,19	-8,35	5,53	-6,51
	2-3	7,33	-6,58	0,857	-0,77	1,02	-0,99	-1,02	0,99	8,36	-7,5	9,2	-8,26	7,17	-6,43
5	4-5	6,81	-7,61	1,2	-1,34	0,79	-0,88	-0,79	0,88	8,25	-9,22	8,8	-9,83	7,22	-8,07
	5-6	8,42	-7,86	1,48	-1,38	0,98	-0,94	-0,98	0,94	10,2	-9,54	10,9	-10,15	8,92	-8,33
4	7-8	6,83	-7,59	1,2	-1,33	0,65	-0,72	-0,65	0,72	8,27	-9,18	8,67	-9,64	7,38	-8,2
	8-9	8,41	-7,87	1,47	-1,38	0,79	-0,74	-0,79	0,74	10,17	-9,52	10,67	-9,99	9,08	-8,51
3	10-11	6,83	-7,59	1,2	-1,33	0,48	-0,53	-0,48	0,53	8,27	-9,18	8,51	-9,45	7,55	-8,39
	11-12	8,41	-7,87	1,47	-1,38	0,59	-0,55	-0,59	0,55	10,17	-9,52	10,47	-9,8	9,29	-8,7
2	13-14	6,83	-7,59	1,2	-1,33	0,26	-0,35	-0,26	0,35	8,27	-9,18	8,29	-9,27	7,77	-8,57
	14-15	8,41	-7,87	1,47	-1,38	0,39	-0,36	-0,39	0,36	10,17	-9,52	10,27	-9,61	9,49	-8,89
1	16-17	6,86	-7,57	1,2	-1,33	0,15	-0,16	-0,15	0,16	8,3	-9,16	8,21	-9,06	7,91	-8,47
	17-18	8,39	-7,82	1,47	-1,38	0,18	-0,17	-0,18	0,17	10,15	-9,58	10,04	-9,43	9,68	-9,09



Moments fléchissants dans les poutres du portique Longitudinal (M en cm)

Niveau	Poutre	G		P		Siv ↓		Siv ↑		S <sub>in</sub>		S <sub>in</sub>		G + 1, 2 P			G + P + Siv ↓ + Siv			G + P + Siv ↓ + Siv + S <sub>in</sub>			G + P + S <sub>in</sub> + S <sub>in</sub>			G + P + S <sub>in</sub> + S <sub>in</sub> + S <sub>in</sub>						
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	
6	1-2	-0,18	-0,60	-0,019	-0,002	-0,035	-0,082	0,025	0,083	2,92	-2,186	-2,196	2,196	-0,12	0,33	-0,67	2,7	2,6	-2,94	-3,74	1,45	1,45	2,74	2,74	-2,74	-2,74	2,74	2,74	-2,74	-2,74	2,74	2,74
	2-3	0,80	0,79	-0,083	0,084	0,11	-0,11	0,11	0,11	4,464	-1,373	-1,464	1,373	-0,9	0,965	-0,89	0,47	2,52	-2,35	0,69	0,69	0,392	0,392	0,69	0,69	-0,392	-0,392	0,392	0,392	0,69	0,69	
	3-3'	-0,57	-0,57	-0,059	0,059	-0,079	0,079	0,079	0,079	2,887	-2,887	2,887	-2,887	-0,64	0	-0,64	2,18	2,34	-3,6	-3,6	2,18	2,18	2,34	2,34	-2,34	-2,34	2,34	2,34	-2,34	-2,34	2,34	2,34
5	4-5	-0,32	-0,50	-0,043	-0,039	-0,066	-0,059	0,026	0,059	6,72	-5,046	-5,046	5,046	-0,21	0,356	-0,62	6,43	5,45	-5,7	-7	-4,65	4,38	5,48	5,48	-5,48	-5,48	5,48	5,48	-5,48	-5,48	5,48	5,48
	5-6	-0,75	-0,74	-0,15	-0,16	-0,089	-0,081	0,029	0,087	3,64	-3,154	-3,154	3,154	-0,93	1,011	-0,91	2,77	4,22	-4,12	-4,35	-2,03	2,18	2,55	2,55	-2,55	-2,55	2,55	2,55	-2,55	-2,55	2,55	2,55
	6-6'	-0,46	-0,46	-0,075	-0,075	-0,074	-0,054	0,004	0,054	5,256	-5,256	5,256	-5,256	-0,55	0,10	-0,55	4,66	5,4	-5,84	-5,84	-5,22	4,66	4,77	4,77	-4,77	-4,77	4,77	4,77	-4,77	-4,77	4,77	4,77
4	7-8	-0,32	-0,50	-0,044	-0,038	-0,081	-0,047	0,021	0,047	9,91	-7,44	-7,44	7,44	-0,21	0,316	-0,62	9,62	7,83	-8,08	-10,19	-7,05	6,77	9,66	9,66	-9,66	-9,66	9,66	9,66	-9,66	-9,66	9,66	9,66
	8-9	-0,76	-0,74	-0,15	-0,14	-0,074	-0,07	0,071	0,07	4,96	-4,65	-4,65	4,65	-0,94	1	-0,91	3,98	5,73	-5,6	-5,94	-3,57	3,7	4,12	4,12	-4,12	-4,12	4,12	4,12	-4,12	-4,12	4,12	4,12
	9-9'	-0,65	-0,45	-0,074	-0,046	-0,083	-0,083	0,043	0,043	7,75	-7,75	7,75	-7,75	-0,54	0,11	-0,54	7,2	7,89	-8,32	-8,32	-7,61	7,18	7,27	7,27	-7,27	-7,27	7,27	7,27	-7,27	-7,27	7,27	7,27
3	10-11	-0,32	-0,50	-0,044	-0,038	-0,015	-0,014	0,015	0,014	12,485	-9,36	-9,36	9,36	-0,21	0,356	-0,62	12,2	9,73	-10	-12,76	-8,99	8,73	12,27	12,27	-12,27	-12,27	12,27	12,27	-12,27	-12,27	12,27	12,27
	11-12	-0,76	-0,74	-0,15	-0,14	-0,053	-0,053	0,053	0,053	6,24	-5,85	-5,85	5,85	-0,94	1	-0,91	5,3	6,9	-6,78	-7,17	-4,8	4,91	5,38	5,38	-5,38	-5,38	5,38	5,38	-5,38	-5,38	5,38	5,38
	12-12'	-0,45	-0,45	-0,074	-0,074	-0,032	-0,032	0,032	0,032	9,86	-9,75	-9,75	9,75	-0,54	0,11	-0,54	9,2	9,88	-10,3	-10,3	-9,62	9,19	9,26	9,26	-9,26	-9,26	9,26	9,26	-9,26	-9,26	9,26	9,26
2	13-14	-0,32	-0,50	-0,044	-0,038	0,01	-0,023	0,01	0,023	15,10	-14,32	-14,32	14,32	-0,27	0,356	-0,62	14,32	11,68	-11,94	-15,37	-10,96	10,7	14,84	14,84	-14,84	-14,84	14,84	14,84	-14,84	-14,84	14,84	14,84
	14-15	-0,76	-0,74	-0,15	-0,14	-0,035	-0,035	0,035	0,035	7,546	-7,075	-7,075	7,075	-0,94	1	-0,91	6,6	8,09	-7,99	-8,42	-6,05	6,16	6,67	6,67	-6,67	-6,67	6,67	6,67	-6,67	-6,67	6,67	6,67
	15-15'	-0,45	-0,45	-0,074	-0,074	-0,022	-0,022	0,022	0,022	11,79	-11,79	-11,79	11,79	-0,54	0,11	-0,54	11,24	11,91	-12,33	-12,33	-11,61	11,24	11,29	11,29	-11,29	-11,29	11,29	11,29	-11,29	-11,29	11,29	11,29
1	16-17	-0,24	-0,48	-0,047	-0,035	-0,005	-0,011	0,005	0,011	13,60	-10,8	-10,8	10,8	-0,29	0,356	-0,59	13,7	10,55	-10,78	-13,9	-9,85	9,61	13,32	13,32	-13,32	-13,32	13,32	13,32	-13,32	-13,32	13,32	13,32
	17-18	-0,77	-0,76	-0,15	-0,15	-0,041	-0,017	0,041	0,017	6,8	-6,87	-6,87	6,87	-0,95	0,99	-0,94	5,86	7,33	-7,3	-7,73	-5,41	5,44	5,9	5,9	-5,9	-5,9	5,9	5,9	-5,9	-5,9	5,9	5,9
	18-18'	-0,43	-0,43	-0,069	-0,069	-0,04	-0,04	0,04	0,04	10,63	-10,63	-10,63	10,63	-0,51	0,13	-0,51	10,12	10,75	-11,74	-14,4	-10,57	10,12	10,76	10,76	-10,76	-10,76	10,76	10,76	-10,76	-10,76	10,76	10,76

Efforts tranchants dans les poutres du portique longitudinal (Tent)

Niveau	Traverse	G		P		Siv ↓		Siv ↑		S <sub>ih</sub> →		S <sub>ih</sub> ←		G + 1,2 P		G + P + S <sub>iv</sub> + S <sub>ih</sub> ↓		G + P + S <sub>iv</sub> + S <sub>ih</sub> ↑		G + P + S <sub>iv</sub> + S <sub>ih</sub> →		G + P + S <sub>iv</sub> + S <sub>ih</sub> ←	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
6	1-2	0,81	-1,12	0,083	-0,11	0,11	-0,15	-0,11	0,15	-1,7	-1,7	1,7	1,7	-1,25	-0,70	-3,08	1,7	0,32	-0,92	2,78	2,48	0,62	
	2-3	1,51	-1,51	0,22	-0,15	0,23	-0,23	-0,23	0,23	-0,63	-0,63	0,63	0,63	-1,69	+1,33	-2,52	2,59	-1,26	0,87	-2,06	2,13	-0,98	
	3-3'	0,86	-0,86	0,088	-0,12	0,12	-0,12	-0,12	0,12	-1,69	-1,69	1,69	1,69	-0,96	-0,62	-2,76	2,76	0,62	-0,86	-2,52	2,52	0,86	
5	4-5	0,77	-0,98	0,15	-0,19	0,09	-0,11	-0,09	0,11	-3,92	-3,92	3,92	3,92	-1,21	-2,91	-5,2	4,93	2,64	-3,1	-4,98	4,75	2,89	
	5-6	1,37	-1,37	0,27	-0,27	0,16	-0,16	-0,16	0,16	-1,45	-1,45	1,45	1,45	-1,69	0,35	-3,25	3,25	-0,35	0,03	-2,93	2,93	-0,03	
	6-6'	0,54	-0,54	0,15	-0,15	0,09	-0,09	-0,09	0,09	-3,89	-3,89	3,89	3,89	-0,72	-3,14	-4,67	4,67	3,11	-3,29	-4,4	4,4	3,29	
4	7-8	0,77	-0,98	0,15	-0,19	0,09	-0,09	-0,09	0,09	-5,78	-5,78	5,78	5,78	-1,21	-4,79	-7,04	6,77	4,49	-4,93	-6,86	6,63	4,7	
	8-9	1,37	-1,37	0,27	-0,27	0,13	-0,13	-0,13	0,13	-2,13	-2,13	2,13	2,13	-1,68	-0,36	-3,89	3,9	0,37	-0,62	-3,63	3,64	0,63	
	9-9'	0,53	-0,53	0,15	-0,15	0,073	-0,073	-0,073	0,073	-3,44	-3,44	3,44	3,44	-0,71	-2,69	-4,19	4,2	2,69	-2,83	-4,05	4,05	2,83	
3	10-11	0,77	-0,98	0,15	-0,19	0,054	-0,065	-0,065	0,065	-7,28	-7,28	7,28	7,28	-1,21	-6,31	-9,52	8,25	6,03	-6,41	-8,38	8,15	6,78	
	11-12	1,37	-1,37	0,27	-0,27	0,095	-0,095	-0,095	0,095	-2,68	-2,68	2,68	2,68	-1,68	-0,94	-4,4	4,41	0,95	-1,13	-4,21	4,22	1,14	
	12-12'	0,53	-0,53	0,15	-0,15	0,054	-0,054	-0,054	0,054	-7,22	-7,22	7,22	7,22	-0,71	-6,49	-7,95	7,95	6,49	-6,59	-7,85	7,85	6,59	
2	13-14	0,77	-0,98	0,15	-0,19	0,036	-0,04	-0,04	0,04	-8,8	-8,8	8,8	8,8	-1,21	-7,84	-10	9,76	7,59	-7,92	-9,93	9,68	7,67	
	14-15	1,37	-1,37	0,27	-0,27	0,064	-0,064	-0,064	0,064	-3,25	-3,25	3,25	3,25	-1,68	-1,55	-4,94	4,95	1,56	-1,67	-4,82	4,86	1,67	
	15-15'	0,53	-0,53	0,15	-0,15	0,036	-0,036	-0,036	0,036	-8,73	-8,73	8,73	8,73	-0,71	-8	-9,85	9,45	8	-8,09	-9,37	9,37	8,09	
1	16-17	0,78	-0,96	0,15	-0,19	0,078	-0,082	-0,082	0,082	-7,93	-7,93	7,93	7,93	-1,19	-6,98	-9,10	8,88	6,76	-7,02	-9,1	8,84	6,8	
	17-18	1,17	-1,37	0,15	-0,15	0,031	-0,031	-0,031	0,031	-2,93	-2,93	2,93	2,93	-1,55	-1,38	-4,48	4,48	1,38	-1,44	-4,62	4,42	1,44	
	18-18'	0,50	-0,50	0,15	-0,15	0,018	-0,018	-0,018	0,018	-7,87	-7,87	7,87	7,87	-0,68	-7,2	-8,54	8,54	7,20	-7,24	-8,5	8,5	7,24	

Moments et efforts normaux dans les poteaux  
portique longitudinal

Filles		A						B						C					
Poteaux		1.4	4.7	7.10	10.15	13.16	16.18	2.5	5.8	8.11	11.14	14.17	17.20	3.6	6.9	10.12	13.15	16.18	19.21
G	M <sub>s</sub>	-0.1	-0.2	-0.1	-0.1	-0.09	/	-0.12	-0.13	-0.13	-0.13	-0.11	/	0.13	0.14	0.14	0.14	0.13	/
	M <sub>n</sub>	0.15	0.16	0.11	0.11	0.11	0.14	0.2	0.13	0.13	0.13	0.13	0.17	0.21	0.15	0.14	0.14	0.14	0.19
	N	0.81	0.77	0.77	0.77	0.77	0.78	2.63	2.31	2.31	2.31	2.35	2.33	2.37	1.95	1.89	1.89	1.89	1.87
P	M <sub>s</sub>	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.01	/	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	/	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	/
	M <sub>n</sub>	0.019	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
	N	0.083	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.31	0.46	0.46	0.46	0.46	0.39	0.24	0.42	0.42	0.42	0.42	0.3
Siv ↓ (Siv) ↑	M <sub>s</sub>	-0.012	-0.01	-0.007	-0.007	-0.006	/	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	/	0.015	0.013	0.01	0.008	0.003	/
	M <sub>n</sub>	0.025	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
	N	0.11	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.28	0.27	0.28	0.28	0.28	0.28	0.35	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05
↑: poids poteaux	β	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913
Siv → (Siv) ←	M <sub>s</sub>	-1.57	3.41	5.24	7.05	7.96	8.47	1.97	4.27	6.62	8.92	9.95	10.58	1.97	4.27	6.62	8.92	9.95	10.58
	M <sub>n</sub>	-2.92	-5.05	-6.5	-7.15	-7.96	-8.65	-3.66	-4.77	-5.13	-5.96	-6.91	-7.06	-3.66	-4.77	-5.13	-5.96	-6.91	-7.06
	N	-1.7	-3.92	-5.78	-7.28	-8.2	-7.91	1.07	2.42	3.61	4.6	5.16	5	-9.06	-2.44	-3.64	-4.14	-3.02	-4.92
G + P + Siv + Siv	M <sub>s</sub>	1.42	3.33	5.21	7.13	7.84	8.47	1.86	4.11	6.17	8.2	9.24	10.58	1.82	4.11	6.12	8.16	9.2	10.58
	M <sub>n</sub>	-2.76	-5.05	-6.4	-7.09	-7.84	-8.47	-3.4	-4.7	-5.1	-5.8	-6.82	-6.9	-3.8	-5.15	-5.27	-5.9	-6.10	-7.05
	N	-0.98	-3.2	-5.05	-6.13	-8	-7.05	3.4	4.4	5.37	6.7	7.9	7.34	1	-0.7	-0.83	-0.71	-0.6	-3.05
	N <sub>ann</sub>	-0.05	-2.22	-4.14	-5.44	-6.44	-6.06	4.3	5.9	6.24	7.07	7.36	6.71	1.93	2.16	2.26	-0.12	-3.19	-5.57
G + P + Siv + Siv	M <sub>s</sub>	-1.7	-3.17	-5.42	-7.3	-8.07	-8.47	-4.42	-6.44	-8.08	-10.03	-11.13	-1.8	-4.02	-6.5	-8.74	-9.78	-10.8	
	M <sub>n</sub>	3.14	5.1	6.64	7.3	8.09	8.47	3.9	6.64	8.3	9.08	10.4	7.26	3.4	5.24	8	8.74	9.16	6.8
	N	2.7	4.92	6.77	8.65	9.75	8.88	2.42	0.6	-0.6	-1.63	-2.64	-2.27	4.02	5.02	6.12	7	7.7	7.25
	N <sub>ann</sub>	3.63	4.48	17.73	26.34	37.84	46.79	5.44	4.64	4.97	4.27	2.56	0.96	4.95	10.9	17.78	25.33	34.7	42.7
G + 1,2P	M <sub>s</sub>	-0.12	-0.14	-0.14	-0.14	-0.12	/	-0.15	-0.16	-0.16	-0.16	-0.14	/	0.17	0.18	0.18	0.18	0.17	/
	M <sub>n</sub>	0.2	0.14	0.14	0.14	0.14	0.12	0.22	0.16	0.16	0.16	0.16	0.15	-0.24	-0.19	-0.18	-0.18	-0.18	-0.24
	N	1.84	1.82	1.82	1.82	1.82	1.63	3.93	3.83	3.83	3.83	3.83	3.42	3.19	3.14	3.22	3.22	3.21	2.9
	N <sub>ann</sub>	1.74	3.72	5.6	7.45	9.36	11	3.93	2.76	4.6	4.4	19.25	2.7	3.19	6.93	10.28	13.54	16.55	19.25

Units: 17(t.m)

$N(t) = T_d - T_g$

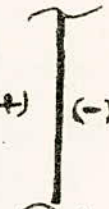
Conventions de signe des moments dans les poteaux : (+) (-)

Moment et efforts normaux dans les poteaux:  
Portique transversal

X	Fils	A						B						C						
		Pot	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
M <sub>s</sub>	G		-1,39	-1,5	-1,5	-1,5	-1,4	/	-0,3	-0,32	-0,32	-0,32	-0,31	/	1,83	1,98	1,98	1,98	1,84	/
M <sub>n</sub>			1,99	1,56	1,5	1,5	1,15	1,69	0,38	0,34	0,32	0,32	0,32	0,37	-2,67	-2,06	-1,97	-1,97	-1,97	-2,22
N			5,6	6,82	6,83	6,83	6,83	6,86	12,98	16,03	16	16	16	15,96	6,57	7,86	7,87	7,87	7,87	7,88
M <sub>s</sub>	P		-0,24	-0,25	-0,26	-0,26	-0,26	/	-0,05	-0,057	-0,057	-0,057	-0,057	/	0,32	0,35	0,35	0,35	0,32	/
M <sub>n</sub>			0,23	0,27	0,26	0,26	0,26	0,3	0,046	0,06	0,057	0,057	0,057	0,065	-0,3	-0,36	-0,35	-0,35	-0,35	-0,39
N			0,66	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,64	2,82	2,8	2,8	2,8	2,8	0,77	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38
M <sub>s</sub>	S <sub>12</sub>		-0,16	-0,14	-0,14	-0,14	-0,14	/	0,035	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	/	0,22	0,19	0,19	0,19	0,14	/
M <sub>n</sub>			0,28	0,18	0,14	0,14	0,14	0,036	0,059	0,04	0,03	0,03	0,03	0,03	-0,37	-0,24	-0,19	-0,19	-0,14	-0,09
N			0,80	0,80	0,65	0,50	0,26	0,15	4,94	1,86	1,52	1,12	0,75	0,34	0,92	0,91	0,74	0,55	0,36	0,17
N	pot		0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913
M <sub>s</sub>	G + P		-1,28	-1,44	-1,44	-1,44	-1,42	/	-0,22	-0,3	-0,34	-0,32	-0,32	/	1,58	1,99	2,04	2,09	1,86	/
M <sub>n</sub>			1,76	1,43	1,44	1,44	1,13	1,71	0,33	0,31	0,3	0,31	0,32	0,37	-2,36	-1,89	-1,86	-1,91	-1,96	-2,5
N			5,14	7,16	7,33	7,48	7,72	7,6	13,28	15,65	15,96	16,35	16,73	16,73	6,73	8,14	8,32	8,51	8,7	8,64
N	car		5,84	13	20,33	27,8	35,53	43,13	13,28	28,93	44,83	61,24	77,97	94,8	6,73	14,87	23,19	31,7	40,4	49,04
M <sub>s</sub>	G + P + S <sub>12</sub>		-1,77	-1,9	-1,87	-1,83	-1,68	/	-0,37	-0,44	-0,4	-0,39	-0,37	/	2,36	2,52	2,47	2,42	2,2	/
M <sub>n</sub>			2,5	2,01	1,9	1,87	1,63	2,03	0,48	0,44	0,41	0,4	0,39	0,44	-3,34	-2,66	-2,52	-2,47	-2,42	-2,66
N			7,97	9,74	9,59	9,44	9,20	9,1	16,47	21,62	21,22	20,83	20,45	19,75	9,18	11,06	10,9	10,7	10,5	10,3
N	car		7,97	17,71	27,1	36,74	45,94	55	16,47	44,2	61,3	82,1	102,6	122,3	9,18	20,24	31,04	41,84	52,34	62,04
M <sub>s</sub>	G + P + S <sub>12</sub>		-1,68	-1,81	-1,81	-1,81	-1,71	/	-0,36	-0,39	-0,39	-0,39	-0,37	/	2,21	2,4	2,4	2,4	2,22	/
M <sub>n</sub>			2,27	1,88	1,81	1,81	1,46	2,05	0,43	0,41	0,39	0,39	0,39	0,45	-3,03	-2,49	-2,4	-2,4	-2,4	-2,69
N			7,3	9,16	9,18	9,16	9,12	8,95	16,86	20,33	20,27	20,27	20,23	19,87	8,42	10,93	10,94	10,94	10,94	10,19
N	car		7,3	16,46	25,64	34,82	44	52,98	16,86	37,19	57,48	77,73	98	117,97	8,42	18,85	29,29	39,73	50,17	60,36

Unités: M (t.m).  
N (t) = T<sub>d</sub> - T<sub>g</sub>

Convention de signe de moment dans les poteaux: (+) (-)



FERRAILLAGE  
DES  
POUTRES

## Ferraillage des poutres

### Méthode de Calcul:

Les poutres de chaque portique sont soumises à un moment fléchissant et à un effort normal (effort tranchant dans les poteaux) dans chacune de leurs sections:

Le calcul devrait donc être fait en flexion composée, mais, compte tenu de l'article 15 C.C.B. 968 qui stipule que par simplification, on ne fait pas état de efforts normaux dans les poutres, le calcul sera mené en flexion simple.

On notera que nos pratiques ne prennent pas les efforts horizontaux dus au vent (effort repris en totalité par les voûtes).

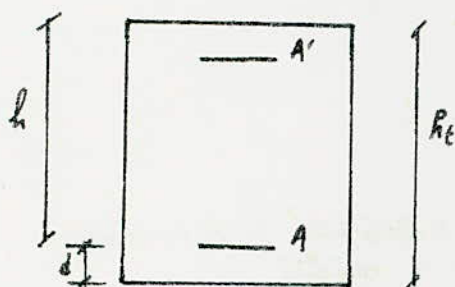
Les efforts ont été déterminés avec les combinaisons suivantes:

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre:  $(G) + 1,2 (P)$ : avec  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}_s = 133,7 \text{ kg/cm}^2$
- Sollicitation du 2<sup>d</sup> genre:  $(G) + (P) + S_{2,1} + S_{2,2}$ :  $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}_s = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

Les sections d'acier seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre ( $S_{2,1}$ )  $G + 1,2 P$  et sous  $S_{2,2}$ ; la sollicitation la plus défavorable.

La méthode de détermination des armatures que l'on utilisera est, celle de N.P.C.

### Armatures longitudinales:



$$M : \mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a b \cdot h^2} \longrightarrow \begin{cases} E \\ K \end{cases}$$

$$* \text{ Si } K > K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_s} = \frac{2800}{133,7} = 20,4 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot S \cdot R}$$

\* Si  $K < K$   $\rightarrow$  présence d'armatures comprimées, le calcul se fait en flexion simple avec armatures comprimées.

Les calculs sont conduits respectivement sous la sollicitation la plus défavorable du 1<sup>er</sup> genre et du 2<sup>d</sup> genre.

On notera la forme de la section d'armatures ainsi déterminées.

### Armatures transversales:

Contraintes de cisaillement: (C.C.B. 968 Art 25, 12).

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad ; \quad z = \frac{7}{8} h$$

\*  $\bar{\sigma}_b' \leq \bar{\sigma}_{b0}'$  :  $k_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$  ( $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$ )

\*  $\bar{\sigma}_{b0}' \leq \bar{\sigma}_b \leq 2\bar{\sigma}_{b0}'$  :  $k_b \leq \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_{b0}'}\right) \bar{\sigma}_b$ .

Espacement des cadres:

$$\bar{e}_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad ; \quad t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{F_{max}}$$

$$\bar{e} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,12h \\ \left(1 - 0,3 \frac{z_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h \end{array} \right. \quad t_{adopté} \leq \min(t, \bar{e}).$$

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

$A_t$ : sections d'armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \bar{\sigma}_{eu}$$

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

$$\bar{\sigma}_{eu} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Disposition des cadres:

Le 1<sup>er</sup> cours d'armatures sera placé à  $t$ , à partir du na de l'appui, pour les ponts chargés uniformément, on adoptera la disposition de ce qui suit.

Pour les ponts à charge concentrées, un espacement constant (à qui n'est pas le cas).

METHODE DE VERIFICATION:

verifications des contraintes:

Pour  $\bar{\sigma}_a$  :  $A$  est calculé à partir de  $\bar{\sigma}_a$  et  $A$  adopté  $\Rightarrow A$  calculé donc  $\bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}_a$  et necessairement vérifié.

Pour  $\bar{\sigma}_b'$  : on a  $k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$ ,  $k \leq \bar{k}$ , donc  $\bar{\sigma}_b' \leq \bar{\sigma}_b$

verification de la fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{k \gamma}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

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

avec  $k = 1,5 \cdot 10^6$  (fissuration peu nuisible)

$\gamma = 1,6$  (acier H.A)

condition de non fragilité:

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

verification de l'adhérence:

$$\bar{\sigma}_d \leq \bar{\sigma}_a, \text{ avec } \bar{\sigma}_a = 24 \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n \cdot p} \leq 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

avec  $n$ : nbr de barres.

$$p = \pi \phi$$

$$z = \frac{3}{8} R.$$

Cette condition doit être vérifiée pour l'effort tranchant max, on prend la plus défavorable parmi les sollicitations ( $S_{P1}$ ,  $S_{P2}$ ).

Si:  $1,5 T(S_{P1}) > T(S_{P2})$  : on prend  $T(S_{P1})$

Si:  $1,5 T(S_{P1}) < T(S_{P2})$  : on prend  $T(S_{P2})$  avec  $\bar{\sigma}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55 \text{ Kg/cm}^2$

verification de la fleche:

La verification se fait sous la sollicitation:  $G + 1,2 P$ .

La justification de la fleche est unitaire si les trois conditions sont vérifiées.

$$* \frac{R_t}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$* \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_0}{M_0}$$

$$* \frac{A}{bR} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$$

$h_t$ : hauteur totale de la section.

$l$ : portée libre de la poutre.

$M_t$ : moment max en travée sous ( $S$ )

$b$ : largeur de la poutre

$M_0$ : moment max de la travée supposé isostatique.

$R$ : hauteur utile

$\sigma_{en}$ : limite d'élasticité (en bars) des armatures en travee ( $\sigma_{en} = 4120 \text{ bars}$ )

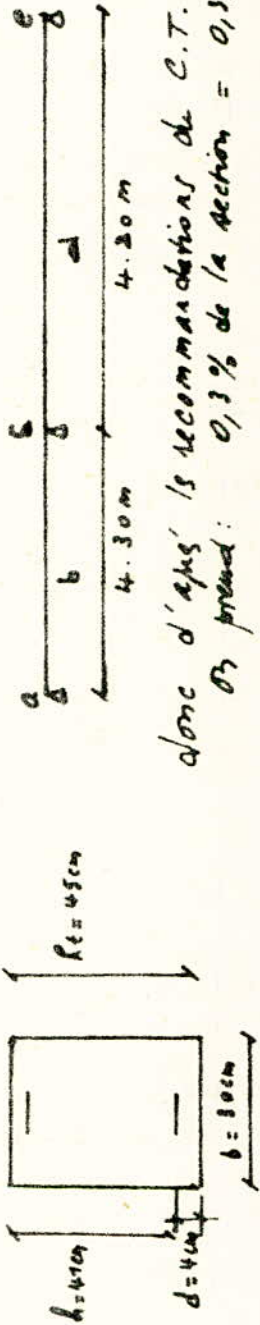
$A$ : section d'armatures tendues.

Remarques:

Dans le calcul des armatures transversales, on ne considère que les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre:



Ferrailage des poutres du portique transversal.



donc d'après les recommandations de C.T.C.  
 On prend:  $0,3\% \text{ de la section} = 0,3 \times \frac{30 \times 45}{100} = 4,05 \text{ cm}^2$

Niv	sect	sollicitation S1				sollicitation S2				Ferrailage adopté			
		M (tm)	N	E	K	A (cm <sup>2</sup> )	M (tm)	N	E	K	A (cm <sup>2</sup> )	barres	
G	a	2,17	0,0249	0,9324	59	2,12	2,5	0,0177	0,9412	70	1,54	3 T16	6,03
	b	3,88	0,0412	0,9118	43	3,70	4,59	0,0325	0,9226	49,6	2,87	3 T16	6,03
	c	4,92	0,0523	0,9042	37,2	4,74	5,42	0,0414	0,9104	44,8	3,43	3 T16	6,03
	d	5,22	0,0554	0,9020	36	5,04	6,41	0,0433	0,9220	44,8	3,87	3 T16	6,03
	e	3,04	0,0323	0,9226	49,6	2,87	3,55	0,0279	0,9370	57,5	2,22	3 T16	6,03
S E 1	a	3,74	0,0397	0,9153	44	3,56	3,81	0,0270	0,9266	55	2,38	4 T14	6,15
	b	4,8	0,051	0,9053	37,8	4,62	5,37	0,0320	0,9109	45,2	3,40	4 T14	6,15
	c	6,25	0,0664	0,8938	32,1	6,09	6,64	0,0470	0,9064	39,6	4,24	4 T14	6,15
	d	6,28	0,0667	0,8936	32	6,12	7,05	0,0479	0,9004	38,4	4,52	4 T14	6,15
	e	4,91	0,0523	0,9042	37,2	4,73	5,83	0,0356	0,9191	46,8	3,18	4 T14	6,15

Armatures transversales:

niveau 6: 1 Cadre + 1 étrier en  $\phi 8$ :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$   
 niveau 5a1: 2 Cadre en  $\phi 8$ :  $A_t = 3,01 \text{ cm}^2$

Niv	Tmax (Kg)	$\sigma_s$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$E_s$	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	t (cm)	$\bar{E}$ (cm)	t adopté (cm)
6	7500	6,97	20,65	2,01	15,38	24,8	14cm, suite de caquot
5a1	9500	8,85	20,65	3,01	12,13	20,96	16cm suite de caquot

Niveau 6:

On prend un espacement de  $t = 14 \text{ cm}$ , le 1<sup>er</sup> cours d'armatures sera à  $t_1 = 7 \text{ cm}$  du nu de l'appui, les autres espacements seront déterminés par la suite de Caquot.

$$\frac{l_1}{2} = \frac{3,9}{2} = 1,95 \rightarrow n=2, \text{ on aura donc:}$$

1<sup>er</sup> travée:

$$7 + 2 \times 14 + 2 \times 16 + 2 \times 20 + 2 \times 25 + 38 = 1,95 \text{ m} = 3,9/2$$

2<sup>e</sup> travée:

$$\frac{l_2}{2} = \frac{4,40}{2} = 2,20 \rightarrow n=2$$

et  $t_1 = 8 \text{ cm}$

On aura donc:

$$8 + 2 \times 16 + 2 \times 20 + 2 \times 25 + 3 \times 30 = 2,20 \text{ m.}$$

Verification de la fissuration:

Niv	6	5a1
$\phi_{\text{max}}$ (mm)	T16	T14
$A$ (cm <sup>2</sup> )	6,03	6,15
$\omega_f$	0,0254	0,0256
$\sigma_1$ (bar)	3010	3494
$\sigma_2$ (bar)	2239	3393

$$\sigma_1 > \sigma_2$$

$$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_1$$

donc pas de fissuration.

Condition de non fragilité:

Il faut que la section des armatures tendues soit supérieure à une valeur limite.

- Cas des poutres:

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{s0}} b \cdot h = 0,69 \frac{5,9}{4200} \cdot 30 \times 41 = 1,19 \text{ cm}^2$$

donc toutes les sections adoptées précédemment vérifient cette condition.

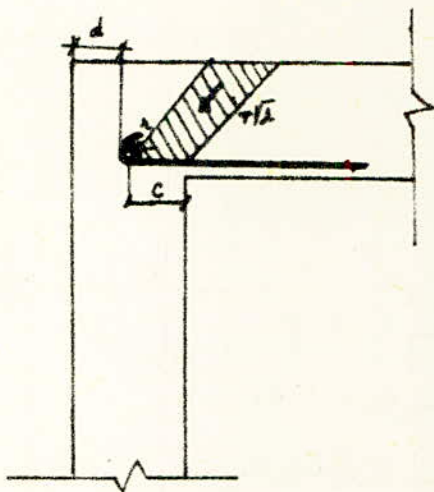
Condition aux appuis:

Pour le béton on a:

$$C \geq \frac{\alpha T}{b \bar{\sigma}_{s0}} = C_0 \quad , \quad \bar{\sigma}_{s0} = 62,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = a - (d+r) \quad ; \quad T = \text{effort tranchant max à l'appui de rive.}$$

Niv	6	5a1
T (t)	7,5	9,5
C <sub>0</sub> (cm)	7,29	9,24
C (cm)	17,2	18,3



donc la condition:

$C \geq C_0$  est bien vérifiée.

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

$T$ : effort tranchant à l'appui de rive.

$C$ : distance de l'appui au point où commence l'ancrage.

$$\text{d'où: } C = a - (d+r)$$

$a$ : largeur du poteau.

$r$ : rayon de courbure.

barre H.A:  $r = 5,5 \phi$

$\phi$ : diamètre des barres.

$$\phi = 1,6 \text{ cm (niveau 6)}$$

$$\phi = 1,4 \text{ cm (niveau courant)}$$

$$d = 4 \text{ cm}$$

Armatures inférieures:

Aux appuis: La section ds armatures inférieurs doit satisfaire l'inégalité suivante.

$$A\bar{\sigma}_a \geq \frac{T + \frac{M}{2}}{z}, \quad M \text{ étant le moment dans la section d'appui pris avec son signe.}$$

On va considérer les différents appuis:

1<sup>er</sup> appui:

$$M = -2,27 \text{ t.m.} ; T = 6,45 \text{ t}$$

$$\frac{T + \frac{M}{2}}{z} = \frac{6,45 - \frac{2,27}{2}}{7,041/8} = 0,13 \text{ t}$$

$$A\bar{\sigma}_a = 4,62 \cdot 2,2 = 12,92 > \frac{T + \frac{M}{2}}{z}$$

2<sup>e</sup> appui:

$$M = -4,48 \text{ t.m.} ; T = 7,58 \text{ t}$$

$$A\bar{\sigma}_a = 6,09 \times 2,2 = 17,05$$

$$\frac{T + \frac{M}{2}}{z} = \frac{7,58 - \frac{4,48}{2}}{7,041/8} < 0$$

$$\text{d'où } A\bar{\sigma}_a > \frac{T + \frac{M}{2}}{z}$$

Remarque: Les armatures inférieurs aux appuis sont en general celle ds travers restés filants.

Condition de non écrasement du béton:

$$r \geq 0,10 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_{b0}} \left(1 + \frac{\phi}{d_2}\right) \cdot 1$$

Niveau 6:  $\phi = 16 \text{ mm}$ ;  $\nu = 1$  (sans isolés);  $d_1 = r + d = 5,5\phi + d$   
 $\Rightarrow d_1 = 5,5 \times 1,6 + 4 = 12,8 \text{ cm.}$

$$r \geq 0,10 \cdot 1,6 \cdot \frac{2800}{62,5} \left(1 + \frac{1,6}{12,8}\right) \cdot 1 = 7,36 \text{ cm.}$$

$$r = 5,5\phi = 8,8 \text{ cm} > 7,36 \text{ cm} \Rightarrow \text{d'où pas de risque d'écrasement du Béton.}$$

Autre niveau:  $\phi = 14 \text{ mm}$ ;  $d_1 = 5,5 \times 1,4 + 4 = 11,7 \text{ cm.}$

$$r \geq 0,1 \cdot 1,4 \cdot \frac{2800}{62,5} \left(1 + \frac{1,4}{11,7}\right) \cdot 1 = 6,40 \text{ cm.}$$

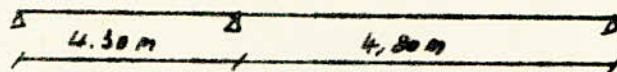
$$r = 5,5\phi = 5,5 \cdot 1,4 = 7,7 \text{ cm} > 6,40 \Rightarrow \text{d'où pas d'écrasement du béton.}$$

Adherence:

Niv	6	5	4	3	2	1
T <sub>max</sub> (kg)	7500	9530	9520	9530	9530	9530
n. p (cm)	15,02	17,60	17,60	17,60	17,60	17,60
$\bar{\sigma}_d$ (kg/cm <sup>2</sup> )	13,26	15,1	15,1	15,1	15,1	15,2
$\bar{\sigma}_d$	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7

$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d$ : la relation est bien vérifiée.

verification de la fleche:



$h_t = 45 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}$

$h = h_t - d = 45 - 4 = 41 \text{ cm}$

On fera la verification pour la travée la plus grande: ( $l = 4,80 \text{ m}$ )

La justification de la fleche sera réalisable si les conditions suivantes sont réalisées:

\*  $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$

\*  $\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{5 \text{ cm}}$

A: section d'acier la plus grande par travée.

$\frac{h_t}{l} = \frac{0,45}{4,8} = 0,094$

$\Rightarrow \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$  : vérifié.

$\frac{1}{16} = 0,062$

$\frac{A}{bh} = \frac{6,09}{30 \times 41} = 4,95 \cdot 10^{-3}$

$\Rightarrow \frac{A}{bh} < \frac{43}{5 \text{ cm}}$  : vérifié.

$\frac{43}{5 \text{ cm}} = \frac{43}{400} = 0,1075$

donc la justification de la fleche s'avère réalisable.

Verification des contraintes:

Les résultats seront présentés sous forme d'un tableau, on indiquera pour chaque moment, la 1<sup>er</sup> sollicitation ( $\sigma_p$ ), le plus défavorable.

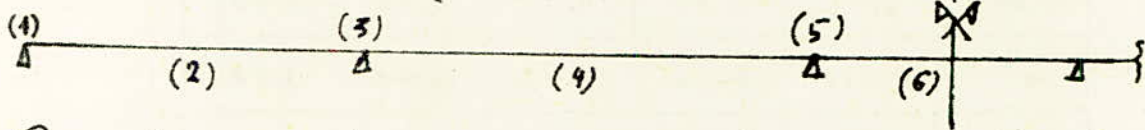
N°	Sections	a	b	c	d	e
6	M (t.m)	2,27	3,88	4,92	5,22	3,04
	A (cm <sup>2</sup> )	6,03	6,03	6,03	6,03	6,03
	$\bar{\omega}$	0,490	0,490	0,490	0,490	0,490
	E	0,8943	0,8943	0,8943	0,8943	0,8943
	K	32,3	32,3	32,3	32,3	32,3
	$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1027	1755	2225	2361	1375
	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	31,2	54,3	62,9	73	42,5
5 à 1	M (t.m)	3,74	4,8	6,25	6,28	4,91
	A (cm <sup>2</sup> )	6,15	6,15	6,15	6,15	6,15
	$\bar{\omega}$	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	E	0,8934	0,8934	0,8934	0,8934	0,8934
	K	31,9	31,9	31,9	31,9	31,9
	$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1660	2131	2774	2728	2120
	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	52	67	87	2714	68

Dans toutes les sections, les contraintes réelles sont inférieures aux contraintes admissibles.

Ferraillage des poutres du portique longitudinal.

Le portique est constitué de cinq travées. Compte tenu de la symétrie qu'il présente, nous étudions la moitié seulement. Pour ce portique tous les résultats sont donnés sous forme de tableaux.

Secteurs des poutres:  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h_t = 40 \text{ cm}$  ;  $d = d' = 27 \text{ cm}$



Pour chaque poutre, nous avons six sections à calculer.

Niveau 6 :

Sous SP<sub>1</sub>

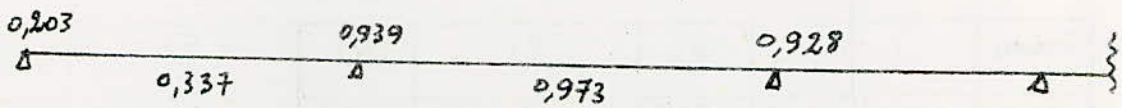
Secteurs	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
M (tm)	-0,2	0,33	-0,9	0,965	-0,89	0
$\mu$	0,00275	0,0045	0,0124	0,0133	0,0122	—
K	194	150	85,5	82,5	86,5	—
$\epsilon$	0,9761	0,9697	0,9502	0,9474	0,9507	—
A (cm <sup>2</sup> )	0,203	0,337	0,939	0,973	0,928	—

Sous  $SP_2$

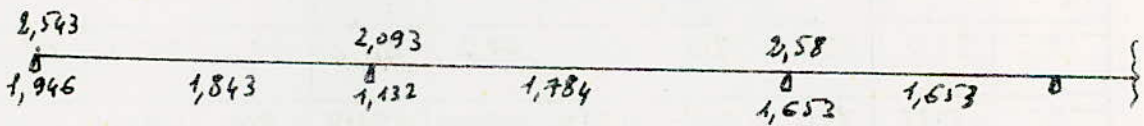
Sections	(1)		(2)	(3)		(4)	(5)		(6)
M (tm)	2,74	-3,54	2,6	1,62	-2,94	2,52	2,34	-3,6	2,34
$\mu$	0,0251	0,0348	0,0258	0,0148	0,027	0,0231	0,0215	0,033	0,0215
K	57,5	48	59,5	77,5	55	60,5	63	49	63
$\epsilon$	0,9310	0,9206	0,9329	0,9460	0,9286	0,9338	0,9359	0,9219	0,9359
A (cm <sup>2</sup> )	1,946	2,543	1,843	1,132	2,093	1,784	1,653	2,58	1,653

Les sections trouvées sont les suivantes.

Sous  $SP_1$

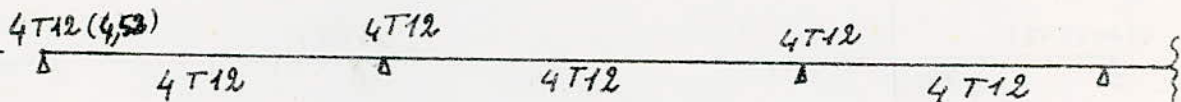


Sous  $SP_2$



Nous retiendrons pour le ferrailage de la poutre, la plus grande des sections trouvées sous  $SP_1$  et sous  $SP_2$ .

Secteurs adoptés





Niveau 5

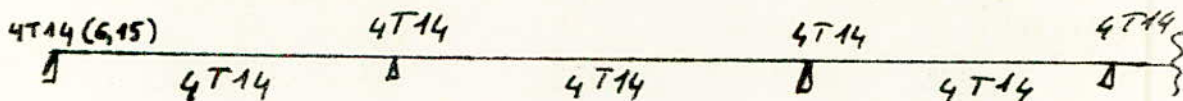
Sous SP<sub>1</sub>

Secteurs	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
M(tm)	-0,37	0,356	-0,93	1,011	-0,91	0,10
$\mu$	0,0037	0,0049	0,0128	0,0139	0,0125	0,0013
K	164	142	84	80,5	85,5	280
$\varepsilon$	0,9721	0,9682	0,9495	0,8476	0,9502	0,9831
A(cm <sup>2</sup> )	0,275	0,364	0,97	1,182	0,957	0,10

Sous SP<sub>2</sub>

Secteurs	(1)		(2)	(3)		(4)	(5)		(6)
M(tm)	6,48	-7,01	5,45	2,55	-5,7	4,27	4,77	-5,84	5,4
$\mu$	0,0595	0,0643	0,05	0,0224	0,0523	0,0392	0,0438	0,0536	0,0496
K	34,4	32,8	38,2	60	37,2	44,4	41,4	36,6	38,4
$\varepsilon$	0,8988	0,8954	0,9060	0,9334	0,9042	0,9158	0,9114	0,9031	0,9064
A(cm <sup>2</sup> )	4,768	5,177	3,978	1,806	4,196	3,083	3,461	4,276	3,94

Secteurs adoptés.



Niveau 4

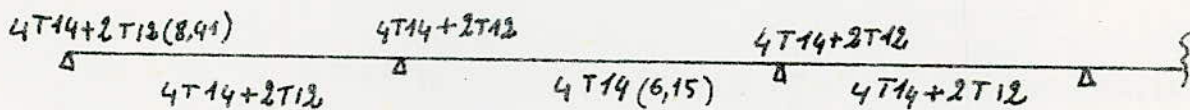
Sous SP<sub>1</sub>

Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
M (cm)	-0,27	0,356	-0,94	1	-0,91	0,11
$\mu$	0,0037	0,0049	0,0129	0,0137	0,0125	0,0015
K	164	142	84	81	85,5	265
E	0,9721	0,9682	0,9810	0,9479	0,9502	0,9821
A (cm <sup>2</sup> )	0,274	0,364	0,981	1,047	0,949	0,114

Sous SP<sub>2</sub>

Sections	(1)		(2)	(3)		(4)	(5)		(6)
M (cm)	9,66	-10,19	7,83	6,9	-8,08	5,73	7,27	-8,32	7,89
$\mu$	0,0887	0,0936	<del>0,0749</del>	0,0633	0,0742	0,0526	0,0667	0,0764	0,0724
K	26,7	25,8	30,6	33,1	30	37,2	32	29,4	30,4
E	0,8801	0,8774	0,8903	0,8960	0,8889	0,9042	0,8936	0,8874	0,8899
A (cm <sup>2</sup> )	7,259	7,68	5,816	5,093	6,012	4,19	5,38	6,20	5,863

Sections adoptés



Niveau 3

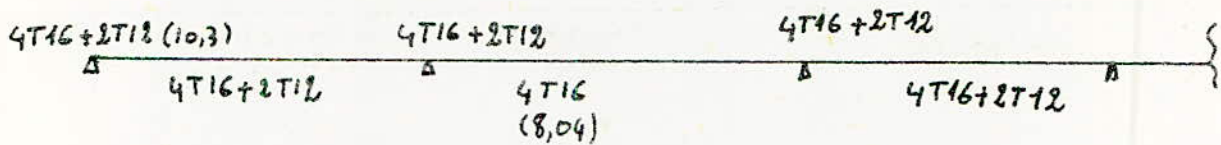
Sous SP<sub>1</sub>

Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
M(tm)	-0,27	0,356	-0,94	1	-0,91	0,11
$\mu$	0,0037	0,0049	0,0129	0,0137	0,0125	0,0015
K	164	142	84	81	85,5	265
$\varepsilon$	0,9721	0,9682	0,9498	0,9479	0,9502	0,9821
A(cm <sup>2</sup> )	0,274	0,364	0,981	1,047	0,949	0,114

Sous SP<sub>2</sub>

Sections	(1)		(2)	(3)		(4)	(5)		(6)
M(tm)	12,23	-12,76	9,73	8,8	-10	6,9	9,26	-10,3	9,88
$\mu$	0,1123	0,1172	0,0893	0,0808	0,0918	0,0633	0,085	0,0946	0,0907
K	22,9	22,3	26,6	28,4	26,2	33,1	27,4	25,7	26,4
$\varepsilon$	0,8681	0,8660	0,8798	0,8848	0,8786	0,8960	0,8821	0,8771	0,8792
A(cm <sup>2</sup> )	9,317	9,745	7,314	6,577	7,527	5,093	6,943	7,766	7,432

Sections adoptées



Niveau 2

-111-

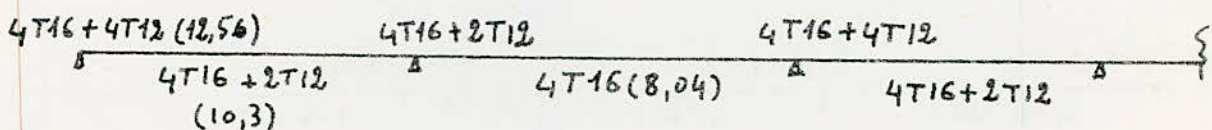
Sous SP<sub>1</sub>

Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
M (tm)	-0,27	0,356	-0,94	1	-0,91	0,11
$\mu$	0,0037	0,0049	0,0129	0,0137	0,0125	0,0015
K	164	142	84	81	85,5	265
E	0,9721	0,9682	0,9498	0,9479	0,9502	0,9521
A (cm <sup>2</sup> )	0,247	0,364	0,981	1,047	0,949	0,114

Sous SP<sub>2</sub>

Sections	(1)		(2)		(3)		(4)		(5)		(6)	
M (tm)	14,32	-15,37	11,68	10,74	-11,94	8,09	11,29	-13,87	11,91			
$\mu$	0,1315	0,1411	0,1072	0,0986	0,1096	0,0743	0,1037	0,1274	0,1094			
K	20,6	19,7	23,6	25	23,3	29,9	24,2	21,1	23,3			
E	0,8596	0,8559	0,8705	0,8750	0,8695	0,8886	0,8725	0,8615	0,8695			
A (cm <sup>2</sup> )	11,017	11,876	8,874	8,118	9,082	6,02	8,558	10,65	9,059			

Sections adoptées



Niveau 1

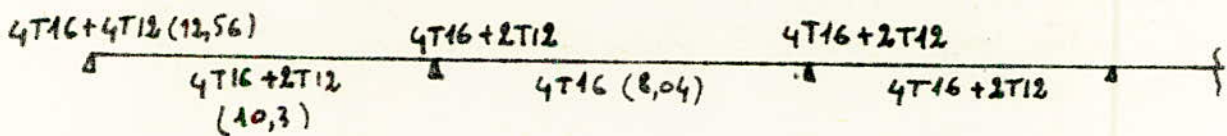
Sous SP<sub>1</sub>

Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
M (tm)	-0,29	0,356	-0,95	0,99	-0,94	0,13
$\mu$	0,004	0,0049	0,0130	0,0136	0,0129	0,0017
K	158	142	83,5	81,5	84	240
E	0,9711	0,9682	0,9492	0,9482	0,9498	0,9804
A (cm <sup>2</sup> )	0,295	0,364	0,993	1,035	0,981	0,130

Sous S<sub>0</sub>

Sections	(1)		(2)	(3)		(4)	(5)		(6)
M (tm)	13,32	-14,1	10,55	9,64	-10,78	7,3	10,12	-11,14	10,75
$\mu$	0,1223	0,1295	0,0969	0,0885	0,099	0,067	0,0929	0,1023	0,0987
K	21,7	20,9	25,3	26,8	24,9	31,9	26	24,4	25
E	0,8638	0,8607	0,8759	0,8904	0,8747	0,8934	0,8780	0,8731	0,8750
A (cm <sup>2</sup> )	10,2	10,834	7,966	7,24	8,15	5,4	7,623	8,44	8,125

Sections adoptées



Verifications :

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{bc}} \cdot b \cdot h = 0,69 \frac{5,9}{4200} \cdot 30 \cdot 36 = 1,046 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée pour toutes les sections

Condition de la flèche

$$A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{bc}} = 30 \cdot 36 \cdot \frac{43}{4200} = 11,05 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée pour toutes les sections en travée

Condition de non entraînement (art 29 - CCBA 68)

Cette condition doit être vérifiée pour l'effort tranchant max :

On prend la plus défavorable parmi les sollicitations ( $SP_1, SP_2$ )

si  $[1,5 T(SP_1)] > [T(SP_2)] \rightarrow$  on prend  $T(SP_1)$

si  $[1,5 T(SP_1)] < [T(SP_2)] \rightarrow$  on prend  $T(SP_2)$

$$\bar{\tau}_d = 2 \gamma_d \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous } SP_1)$$

$$\bar{\tau}_d = 17,7 \times 1,5 = 26,55 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous } SP_2)$$

$$\tau_d = \frac{T}{n p z} ; \text{ il faudra vérifier que } \tau_d < \bar{\tau}_d$$

$$z = \frac{h}{8} \cdot 36 = 31,5 \text{ cm}$$

Niveaux	6	5	4	3	2	1
$T_{max} (t)$	3,08 <sup>(3)</sup> ( $SP_2$ )	5,2 <sup>(3)</sup> ( $SP_2$ )	7,04 <sup>(3)</sup> ( $SP_2$ )	8,52 <sup>(3)</sup> ( $SP_2$ )	10 <sup>(3)</sup> ( $SP_2$ )	9,10 <sup>(3)</sup> ( $SP_2$ )
$P (cm)$	15,08	17,59	25,13	27,65	27,65	27,65
$\bar{\tau}_d$	26,55	26,55	26,55	26,55	26,55	26,55
$\tau_d$	6,48	9,38	8,89	9,78	11,48	10,45

Cette condition est vérifiée pour chaque niveau.

Conditions aux appuis :

A l'appui on doit avoir  $c \geq \frac{2T}{b\bar{b}_0} = c_0$

$$c = a - (d + z)$$

T : effort tranchant max à l'appui de rive.

$$z = 5,5 \phi$$

Niveaux	6	5	4	3	2	1
Sections	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
T (t)	2,7 (SP <sub>2</sub> )	4,93 (SP <sub>2</sub> )	6,77 (SP <sub>2</sub> )	8,25 (SP <sub>2</sub> )	9,76 (SP <sub>2</sub> )	8,88 (SP <sub>2</sub> )
C <sub>0</sub> (cm)	1,75	3,24	4,4	5,35	6,33	5,76
	24,4	23,3	23,3	22,2	22,2	22,2

Dans chaque appui de rive, nous avons  $c > c_0$ .

Condition de non écrasement du béton :

Pour qu'il n'y ait pas risque d'écrasement du béton, nous devons vérifier que  $z \geq 0,10 \phi \frac{\bar{b}_a}{\bar{b}_0} \left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right) v$

$$\phi_{\max} = 16 \text{ mm}$$

$$v = 1$$

$$d_1 = z + d = 5,5 \phi + d = 5,5 \times 1,6 + 4 = 12,8 \text{ cm}$$

$$z \geq 0,10 \cdot 1,6 \cdot \frac{2800}{68,5} \left(1 + \frac{1,6}{12,8}\right) \cdot 1 = 7,36 \text{ cm}$$

$$z = 5,5 \phi = 8,8 \text{ cm} > 7,36 \text{ cm}$$

Donc il n'y a pas de risque d'écrasement du béton.

Aciers inférieurs au niveau des appuis.

Au niveau des appuis, l'effort tranchant  $T$  et le moment fléchissant  $M$  engendrent un effort de traction dans les armatures inférieures ; pour cela nous devons vérifier la relation suivante.

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

$(T + \frac{M}{z})$  doit résulter de la combinaison la plus défavorable.

$$z = 0,315 \text{ m}$$

Niveau	6			5			4			3			2			1		
	(1)	(3)	(5)	(1)	(3)	(5)	(1)	(3)	(5)	(1)	(3)	(5)	(1)	(3)	(5)	(1)	(3)	(5)
M (kn) (SP <sub>2</sub> )	2,7	0,47	2,18	6,43	2,55	4,77	9,62	4,12	7,27	12,23	5,38	9,26	14,84	6,67	11,29	13,32	5,9	10,14
T (t)	-0,70	1,33	-0,62	-2,91	0,03	-3,29	-4,79	-0,62	-2,83	-6,41	-1,13	-6,99	-7,92	-1,61	-8,09	-7,02	-1,44	-7,24
$T + \frac{M}{z}$ (+)	7,87	4,5	6,3	17,5	8,12	11,8	25,7	12,4	20,24	32,4	15,9	23,8	39,1	19,5	27,7	35,2	17,3	26,95
$A \bar{\sigma}_a$ (t)	18,8	18,8	18,8	25,83	25,83	25,83	35,32	35,32	35,32	43,26	43,26	43,26	52,7	43,26	52,7	52,7	43,26	43,26

Cette condition est vérifiée pour chaque appui

Vérification des contraintes.

$$\bar{\sigma} = \frac{100 A}{b h} \rightarrow \begin{cases} K \\ E \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

sous SP<sub>1</sub>  $\begin{cases} \sigma'_b = 137 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \end{cases}$

sous SP<sub>2</sub>  $\begin{cases} \bar{\sigma}_b = 205,5 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \end{cases}$



Tableau donnant les contraintes dans chaque section et pour chaque niveau.

Tous les moments sont sous  $SP_2$

Sections		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
niveau 6	M (tm)	-3,54	2,6	-2,94	2,52	-3,6	2,34
	A (cm <sup>2</sup> )	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
	$\tilde{w}$	0,4185	0,4185	0,4185	0,4185	0,4185	0,4185
	G <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	2415	1773,8	2005,7	1719	2456	1596
	G <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	68,2	50,1	56,6	48,5	69,3	45,1
niveau 5	M (tm)	-7,01	5,45	-5,7	4,27	-5,84	5,4
	A (cm <sup>2</sup> )	6,15	6,15	6,15	6,15	6,15	6,15
	$\tilde{w}$	0,5694	0,5694	0,5694	0,5694	0,5694	0,5694
	G <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	3564	2772,4	2899,4	2172	2970,8	2750
	G <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	120,4	94	98	73,4	100,4	93
niveau 4	M (tm)	-10,19	7,83	-8,08	5,73	-8,32	7,89
	A (cm <sup>2</sup> )	8,41	8,41	8,41	6,15	8,41	8,41
	$\tilde{w}$	0,7787	0,7787	0,7787	0,5694	0,7787	0,7787
	G <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	3856,8	2962	3056,6	2915	3147,4	2986,7
	G <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	157,9	121,4	125	98,5	129	122,3
niveau 3	M (tm)	-12,76	9,73	-10	6,9	-10,3	9,88
	A (cm <sup>2</sup> )	10,3	10,3	10,3	8,04	10,3	10,3
	$\tilde{w}$	0,9537	0,9537	0,9537	0,7444	0,9537	0,9537
	G <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	3987,5	3040,6	3125	2723,5	3218	3087,4
	G <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	185,5	145	145,5	108,5	149,7	143,6
niveau 2	M (tm)	-15,37	11,68	-11,44	8,09	-13,87	11,91
	A (cm <sup>2</sup> )	12,56	10,3	10,3	8,04	12,56	10,3
	$\tilde{w}$	1,1629	0,9537	0,9537	0,7444	1,1629	0,9537
	G <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	3842,16	3650	3575	3193,2	3596,5	3721,8
	G <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	147	169,7	166,2	127,2	189	173
niveau 1	M (tm)	-14,1	10,55	-10,78	7,3	-11,14	10,75
	A (cm <sup>2</sup> )	12,86	10,3	10,3	8,04	10,3	10,3
	$\tilde{w}$	1,1629	0,9537	0,9537	0,7444	0,9537	0,9537
	G <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	3509,3	3297	3368,7	2881,4	3481,2	3359,3
	G <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	184,7	153,3	156,6	144,8	161,9	156,2

Dans chaque section les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles.

Verification à la fissuration.

$$G_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} \quad ; \quad G_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} \quad \eta = 1,6 \quad k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{2bd} \quad (b = 30 \text{ cm} ; d = 4 \text{ m})$$

$G_1$  et  $G_2$  seront calculées pour la section (1) qui la section la plus défavorable. Dans chaque section nous avons  $G_1 > G_2$

Il faut vérifier que  $G_a \leq \min \begin{cases} \bar{G}_a \\ \bar{G}_p = \max(G_1, G_2) = G_1 \end{cases}$

Niveau	A (cm <sup>2</sup> )	B <sub>f</sub>	$\tilde{w}_f$	G <sub>1</sub>	$\bar{G}_a$	G <sub>a</sub>
6	4,52	240	0,018	3256	4200	2415
5	6,15	240	0,025	3584	4200	3564
4	8,41	240	0,0335	4444	4200	3855
3	10,3	240	0,043	4503	4200	3987,5
2	12,56	240	0,0523	5154	4200	3842
1	12,56	240	0,0523	5154	4200	3509,3

Cette condition est vérifiée pour chaque, donc pas de fissuration.

Armatures transversales.

Les armatures transversales seront constituées d'un cadre + deux étriers (soit six brins actifs) de  $\phi 8$  de nuance Fe 24

$$\text{Soit } A_t = 3,01 \text{ cm}^2 \quad \bar{G}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600$$

$$Z_b = \frac{T}{b^2} \quad (z = 31,5 \text{ cm})$$

Niveau	Z travée	T <sub>max</sub> (t)	G <sub>b</sub> <sup>i</sup> (kg/m <sup>2</sup> )	Z <sub>b</sub> (kg/m <sup>2</sup> )	3,5 G <sub>b</sub>	(4,5 - 5,5) G <sub>b</sub>	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ε	t adopté
6	(1-2) (2-3)	3,08	56,6	3,26	30,45	34,3	3,01	31,9	20
	(3-3')	2,76	69,3	2,92	30,45	33,2	3,01	32,3	20
5	(4-5) (5-6)	5,2	98	5,5	30,45	30,8	3,01	29,17	20
	(6-6')	4,67	100,4	4,94	30,45	30,6	3,01	29,86	20
4	(7-8) (8-9)	7,04	125	7,45	30,45	28,5	3,01	26,75	20
	(9-9')	4,2	129	4,44	30,45	28,2	3,01	30,5	20
3	(10-11) (11-12)	8,52	145,5	9,01	30,45	26,8	3,01	24,8	16
	(12-12')	7,95	149,7	8,41	30,45	26,4	3,01	25,56	16
2	(13-14) (14-15)	10	166,2	10,58	30,45	25	3,01	22,8	13
	(15-15')	9,45	189	10	30,45	23,15	3,01	23,6	16
1	(16-17) (17-18)	9,10	166,6	9,63	30,45	25,8	3,01	24	16
	(18-18')	8,54	161,9	9,03	30,45	25,44	3,01	24,8	16

Le premier cour. d'armatures sera placé à  $\frac{t}{2}$ , du nu de l'appui ;  
Les autres espacements seront conformes à la note de la quest.

$$t = 20 \text{ cm} ; \quad \frac{l}{2} = \frac{2,85}{2} = 1,325 \quad (n=2)$$

$$10 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 25 + 32,5 = 1,325 \text{ m}$$

$$t = 20 \text{ cm} ; \quad \frac{l}{2} = \frac{4,15}{2} = 2,075 \quad (n=2)$$

$$10 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 25 + 2 \cdot 35 + 37,5 = 2,075 \text{ m}$$

$$\underline{t = 20 \text{ cm} ; \frac{\ell}{1} = \frac{2,35}{2} = 1,175 \quad (n=2)}$$

$$10 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 25 + \frac{35}{2} = 117,5 \text{ cm}$$

$$\underline{t = 16 \text{ cm} ; \frac{\ell}{2} = \frac{2,65}{2} = 1,325 \text{ m}}$$

$$8 + 2 \cdot 16 + 4 \cdot 20 + \frac{25}{2} = 132,5 \text{ cm}$$

$$\underline{t = 16 \text{ cm} ; \frac{\ell}{2} = \frac{4,15}{2} = 2,075 \text{ m}}$$

$$8 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 20 + 3 \cdot 25 + \frac{35}{2} = 207,5 \text{ cm}$$

$$\underline{t = 16 \text{ cm} ; \frac{\ell}{2} = \frac{2,35}{2} = 1,175 \text{ m}}$$

$$9 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 20 + 25 + \frac{25}{2} = 117,5 \text{ cm}$$

$$\underline{t = 13 \text{ cm} ; \frac{\ell}{2} = \frac{2,65}{2} = 1,325 \text{ m}}$$

$$7,5 + 2 \cdot 13 + 3 \cdot 16 + 2 \cdot 20 + \frac{22}{2} = 132,5 \text{ cm}$$

$$\underline{t = 13 \text{ cm} ; \frac{\ell}{2} = \frac{4,15}{2} = 2,075 \text{ m}}$$

$$7,5 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 20 + 3 \cdot 25 + 27 = 207,5 \text{ cm}$$

FERRAILLAGE  
DES  
POTEAUX

Ferraillage des poteaux:

Méthode de Calcul:

Les poteaux sont calculés en flexion composée, chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  et des moments fléchissants en tête et à la base dans le sens transversal et dans le sens longitudinal.  
On fera le calcul des poteaux sous  $G+1,2P$  et sous la sollicitation la plus défavorable des 2<sup>es</sup> genre.

Détermination des aciers longitudinaux:

deux cas peuvent se présenter:

1<sup>er</sup> section partiellement comprimée: ce cas se produit lorsque l'effort normal de compression est appliqué en dehors du noyau central de la section homogène, on a:  $e_0 = \frac{M}{N} > \frac{h_t}{6}$

$e_0$ : excentricité de la charge.

$M$ : moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section du béton seul.

$N$ : effort de compression appliqué au centre de gravité de la section du béton seul.

$h_t$ : hauteur totale de la section.

Sections sans armatures comprimées:

On détermine 1<sup>er</sup> armatures  $A_s$  de la section rectangulaire de même dimension et soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ) de forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures tendues, la section  $A$  de armatures tendues soumise à la flexion composée sera:

$$A = A_s - \frac{N}{\sigma_a}$$

La condition pour qu'il n'y ait pas d'armatures comprimées est:

$$K \geq \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$$

Sections avec armatures comprimées:

$M_{ac}$ : Moments de forces extérieures agissant à gauche de la section / au c.d.g. de armatures comprimées

$M_{at}$ :  $M_t$  de forces extérieures agissant / au c.d.g. de armatures tendues.

$$\mu'_b = \frac{N_{at}}{b \cdot h^2} ; \mu'_c = \frac{N_{ac}}{b'_c \cdot b \cdot h^2} ; \omega'_b = \frac{100 \cdot A'}{b \cdot h} ; \omega = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h}$$

$$\bar{\kappa} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} ; \delta'_b = \frac{d'}{h}$$

Pour obtenir des sections d'armature telles que  $(A+A')$  soit min, on doit rechercher la valeur de  $\kappa$  qui satisfait à cette condition, on utilise l'abaque de P. Charon (Calcul pratique des sections en béton armé).

- Si  $\kappa < \bar{\kappa}$  : on retiendra  $\kappa$  pour la suite des calculs.
- Si  $\kappa > \bar{\kappa}$  : on prendra  $\kappa = \bar{\kappa}$ .

Connaissant  $\kappa$ , on calcule  $\tilde{\omega}$ ,  $\tilde{\omega}'$ , à l'aide des formules suivantes:

$$\tilde{\omega}' = \frac{\mu'_c - \mu'_b}{\xi} ; \tilde{\omega} = \frac{100(A'_c + g)}{\kappa(1-\delta'_b)}$$

$\mu'_b$ ,  $\xi$ ,  $g$  sont données en fonction de  $\kappa$  et de  $\delta'_b$  dans le tableau (5) du même ouvrage.

Les sections d'aciers seront:

$$A'_c = \frac{\tilde{\omega}' \cdot b \cdot h}{100} ; A = \frac{\tilde{\omega} \cdot b \cdot h}{100}$$

La contrainte des armatures comprimées est:

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

### 2°) Section entièrement comprimée:

Ce cas se présente lorsque  $\rho_0 = \frac{N}{N_c} < \frac{h}{e} = e_1$ , on armera la section d'une manière symétrique:

$$A'_c = A'_t = A'$$

Avec les formules classiques de la R.D.M appliquées à la section homogénéisée, la contrainte en un point situé à la distance "a" du centre de gravité sera:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot a}{I}$$

La contrainte sur la fibre la plus comprimée sera:

$$\bar{\sigma}'_{b1} = \frac{N}{b \cdot h_t + 2nA'} + \frac{M \cdot h_t}{I} \quad (1)$$

$M_g$ : moment des forces extérieures agissant à gauche de la section / au c.d.g de la section homogénéisée, confondues avec la c.d.g du rectangle.

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

$$I = \frac{b h^3}{12} + 2nA' (0,5 - \delta'_b) h^2$$

Pour un point de vue économique, on prendra:  $\bar{\sigma}'_{b1} = \bar{\sigma}'_b$ , car le béton est fortement comprimé.

Soit donc:

$$f = \frac{N}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_t} ; \quad e_0 = \frac{M_0}{N} ; \quad \gamma = \frac{6e_0 \cdot f}{h_t}$$

$$E = 12(0,5 - \delta'_t)^2 ; \quad C = \frac{1-f-\gamma}{E} ; \quad D = 0,5(1-f+\frac{\gamma}{E}+C)$$

Avec ces notations, la relation (1) devient:

$$A^2 + 2DA + C = 0, \quad \text{la solution de cette équation à valeur pt.}$$

$$A = -D + \sqrt{D^2 - C}, \quad \text{soit, aura donc: } A = \frac{\mu \cdot b \cdot h_t}{e_n}$$

89 cas de la compression simple:

La section des armatures longitudinales doit vérifier les trois conditions:

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

avec:

$\theta_1$ : Coef qui tient compte des possibilités d'excentricité de la charge.

$\theta_1 = 1,8$  : poteaux d'angle.

$\theta_1 = 1,4$  : poteaux de ligne.

$\theta_1 = 1$  : pour les autres poteaux.

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_e}{4a - e_c}$$

avec:  $l_e$ : longueur de flambement (C.C. 8463 Art 53.23)

$a$ : la plus petite dimension transversale.

$e_c$ : excentricité des armatures longitudinales.

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{5e_n}, \quad \text{depend de la nature de acier.}$$

$$A_L \geq \frac{1}{m} \left( \frac{N}{\bar{\sigma}_b} - B \right)$$

$$A_L \leq 5\% \Rightarrow A_L \leq \frac{B}{20}$$

Contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_b$  en flexion composée: (Art 94; C.C. 8463)

• sous SP1:

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \bar{\sigma}_{bc}$$

$\alpha, \beta, \delta, \epsilon$ : sont définis précédemment.

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

• sous SP2:

la valeur de  $\delta$  est multipliée par 1,5.



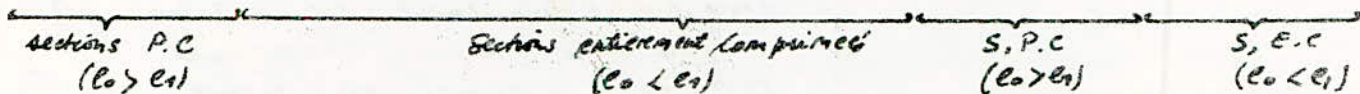
Portique transversal :

Détermination des armatures longitudinales sous S<sub>P</sub> :

Pour savoir si les sections sont partiellement ou totalement comprimées, on calcule le rapport  $e_0 = M/N$  pour tous les poteaux et on le compare à  $e_1 = h/6$ , dans le sens transversal on a :  $h = 40 \text{ cm}$  ;  $b = 35 \text{ cm}$ .  
d'où :  $e_1 = \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ cm}$ .

Tableau donnant les différents valeurs de  $e_0$  et  $\bar{\sigma}_b$  :

Filer	A						B						C						
	Poteaux	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
M (kn)	2,27	1,88	1,81	1,81	1,70	2,07	0,43	0,41	0,39	0,39	0,39	0,45	2,21	2,49	2,4	2,4	2,4	2,4	2,69
N (kN)	7,3	16,46	25,64	34,82	44	53,95	16,86	37,19	57,46	77,73	92	112,97	2,42	12,85	29,29	39,73	50,17	60,36	
$e_0$ (cm)	31,1	11,41	7,06	5,2	3,86	3,87	2,15	1,10	0,62	0,50	0,39	0,32	26,4	13,2	8,19	6,04	4,78	4,46	
$e_1$ (cm)	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	137,7	102	93	86,7	82	82	77,6	72,6	71,2	70,6	74,4	70	137,7	114	107	89,6	85,3	84,2	



Pourcentage minimal d'armatures : (C.C.B. 968 Art 32.2 ; 53.23)

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

$\bar{\sigma}_m'$  : contrainte moyenne de compression de la pièce sous S<sub>P</sub> calculée pour la section du béton seul.

$\theta_1 = 1,4$  : pour la file A et C (poteaux de rive).

$\theta_1 = 1$  : pour la file B (poteaux centraux).

$\theta_2 = 1 + \frac{l_e}{4a_{dc}}$        $l_e = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$   
pour les poteaux inférieurs :  $l_e = 0,7 \times 2,67 = 1,83 \text{ m}$

$$\theta_2 = 1 + \frac{2,14}{4 \cdot 0,35 \cdot 2,02} = 2,57$$

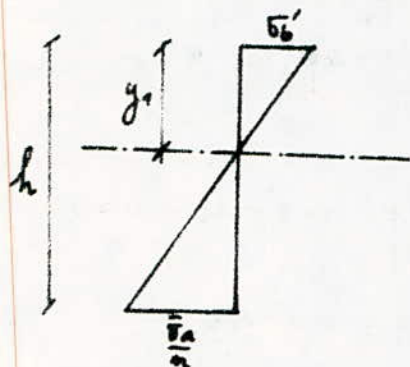
$$\theta_2 = 1 + \frac{1,83}{4 \cdot 0,35 \cdot 2,02} = 2,34 \text{ (poteaux inférieurs)}$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{564} = 1 + \frac{2160}{417,6} = 1,52 \quad (\text{5 cm au bar})$$

Pour les sections patiemment comprimées ou soumises à la compression simple  
 on a:  $\bar{\sigma}'_s = \frac{N}{B}$  ;  $B =$  section du béton seul.

d'où la relation précédente devient:  $A' \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}'_s}$

Pour les sections partiellement comprimées; le diagramme de Navier nous donne la valeur de  $y_1$  pour parois, Calculer la section du béton comprimé!



$$y_1 = \frac{h \cdot \bar{\sigma}'_s}{\bar{\sigma}'_s + \frac{\sigma_c}{n}} \quad \text{on a donc: } B' = b y_1$$

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

Tableau donnant le pourcentage minimal d'armatures:

- sections patiemment comprimées:  $A' \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}'_s}$

- sections partiellement comprimées:  $A' \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N \cdot B'}{b y_1 \cdot \bar{\sigma}'_s}$   
 avec  $B' = b \cdot h$ .

Fils	A						B						C					
	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
100%	13,77	100	93	86,7	82	82	77,6	72,6	71,6	70,6	70,4	70	13,77	114	107	89,6	86,3	84,2
100%	7,3	16,46	28,64	34,86	44	52,98	16,86	32,19	52,46	72,73	98	117,94	6,42	18,31	29,49	39,73	50,47	60,26
100%	15,24	13,2	14,97	/	/	/	/	/	/	/	/	/	15,24	13,64	12,33	/	/	/
100%	1,91	4,97	8,51	3,40	4,39	4,81	1,68	3,71	5,73	7,75	8,78	10,71	2,20	5,51	9,49	3,96	5	5,47

Sous SP2:

Fils A : poteau 1-4:  $M = 2,27 \text{ t.m}$ ;  $N = 7,3 \text{ t}$ ;  $e_0 = 31,1 \text{ cm}$  (section P.C)  
 $d = 4 \text{ cm}$

Mat = moment par rapport aux axes tendus.

$$Mat = M_{flexif} = M + \left(\frac{h_e}{2} - d\right) N = 2,27 + \left(\frac{0,40}{2} - 0,04\right) \cdot 7,3 = 3,44 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{n \cdot Mat}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3,44 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 36^2} = 0,0406 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9144 \\ \kappa = 43,4 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{Mat}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{3,44 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9144 \cdot 36} = 3,73 \text{ cm}^2$$

La section en flexion, composée est  $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1,12 \text{ cm}^2 > 0$

$$\bar{\kappa} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137,8} = 20,4 < \kappa = 43,4 \Rightarrow A' = 0$$

Problème 4-8 :

$M = 1,88 \text{ t.m}$  ;  $N = 16,45 \text{ t}$  ;  $e_0 = 11,41 \text{ cm} > e_1 = 6,67 \text{ cm}$   
 $\Rightarrow$  Acier partiellement comprimé.

$$Mat = M_f = 1,88 + \left(\frac{0,40}{2} - 0,04\right) 16,46 = 4,51 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{n \cdot Mat}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 4,51 \cdot 10^5}{2200 \cdot 35 \cdot 36^2} = 0,0532 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 36,8 \\ \varepsilon = 0,9085 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{Mat}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{4,51 \cdot 10^5}{2200 \cdot 0,9085 \cdot 36} = 4,95 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\kappa} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{102} = 27,42 < \kappa = 36,8 \Rightarrow A' = 0$$

d'où la section en flexion, composée est :  $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = -0,92 \text{ cm}^2 < 0$

Problème 7-10

$$M = 1,81 \text{ t.m}$$

$$N = 25,64 \text{ t}$$

$e_0 = 7,06 \text{ cm} > e_1 = 6,67 \text{ cm} \Rightarrow$  section partiellement comprimée.

$$Mat = M_f = 1,81 + \left(\frac{0,40}{2} - 0,04\right) \cdot 25,64 = 5,91 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{n \cdot Mat}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 5,91 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 36^2} = 0,0697 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 31,2 \\ \varepsilon = 0,8948 \end{cases}$$

$$\bar{\kappa} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{93} = 30,1 < \kappa = 31,2 \Rightarrow A' = 0$$

d'où la section en flexion, composée est :

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = -2,5 \text{ cm}^2 < 0$$

On procède de la même façon et on trouve pour la :

poteau 3-6

$$A = 0,86 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\kappa} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20,4 < \kappa = 42,6 \Rightarrow A' = 0$$

poteau 6-9 :

$$A = -0,62 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\bar{\kappa} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2300}{114} = 20,18 < \kappa = 32,5 \Rightarrow A' = 0$$

poteau 9-12 :

$$A = -2,51 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\bar{\kappa} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{107} = 26,17 < \kappa = 27,8 \Rightarrow A' = 0$$

Donc pour les poteaux dont les sections sont entièrement comprimées, on détaillera les calculs pour un seul poteau (10-13) et pour les autres poteaux on présentera le résultat dans un tableau.

poteau 10-13 :

$$M = 1,81 \text{ t.m.}$$

$$N = 34,82 \text{ t.}$$

$$e_0 = 5,2 \text{ cm} < e_1 = 6,67 \text{ cm} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$f = \frac{N}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_t} = \frac{34,82 \cdot 10^3}{86,7 \cdot 35 \cdot 40} = 0,287$$

$$f' = \frac{e_0 \cdot f}{h_t} = \frac{6 \cdot 5,2 \cdot 0,287}{40} = 0,224$$

$$E = 12 (0,5 - \delta'_t)^2, \text{ avec } \delta'_t = \frac{d'}{h_t} = \frac{d}{h_t} = \frac{4}{40} = 0,1$$

$$\Rightarrow E = 1,92$$

$$C = \frac{1 - f - f'}{E} = \frac{1 - 0,287 - 0,224}{1,92} = 0,254$$

$$D = 0,5 (1 - f - \frac{f'}{2} + C) = 0,5 (1 - 0,287 - \frac{0,224}{2} + 0,254) = 0,40$$

$$d'_{mi} \quad \mu = -D + \sqrt{D^2 - C^2} = -0,40 + \sqrt{0,4^2 - 0,254^2} = -0,09$$

$$\Rightarrow A' = \frac{\mu \cdot b \cdot h_t}{2 \cdot \pi} = -\frac{0,09 \cdot 35 \cdot 40}{2 \cdot \pi} < 0.$$

Pour les autres en potence, on consignera le résultat dans le tableau suivant :

Files	A			B						C		
	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	12-15	15-18	18-21
Potence	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	12-15	15-18	18-21
M(L.M)	1,81	1,70	2,05	0,43	0,44	0,39	0,39	0,39	0,45	2,4	2,4	2,69
N(t)	34,86	44	52,95	16,86	37,19	54,46	77,73	98	117,97	39,73	50,17	60,36
C <sub>0</sub> (cm)	5,2	3,86	3,87	2,55	1,10	0,68	0,5	0,39	0,38	6,09	4,78	4,96
$\bar{C}_i$ (kg/ha)	86,7	22	82	77,6	72,6	71,2	70,6	70,4	70	89,6	85,3	84,2
f	0,287	0,383	0,467	0,155	0,366	0,546	0,778	0,994	1,20	0,317	0,420	0,522
g	0,224	0,221	0,267	0,059	0,060	0,055	0,059	0,059	0,063	0,287	0,304	0,342
E	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92
C	0,254	0,206	0,144	0,409	0,299	0,208	0,08	-0,024	-0,04	0,206	0,144	0,076
D	0,40	0,31	0,22	0,586	0,379	0,188	-0,057	0,222	0,482	0,302	0,045	0,024
A	-0,09	-0,08	-0,05	-0,16	-0,15	/	/	-1,41	-0,02	-0,064	-0,021	-0,06
A' (cm)	<0	<0	<0	<0	<0	/	/	<0	<0	<0	<0	<0
Amin (cm)	3,4	4,39	4,81	1,66	3,77	5,73	7,75	2,78	10,71	3,96	5	5,42

Determination des armatures sous  $S P_2$

$e_1 = \frac{h_e}{6} = 6,67 \text{ cm}$

- sous la combinaison:

$M_{\text{comp}}$  et  $N_{\text{max}}$  et  $N_{\text{min}}$  et  $M_{\text{comp}}$

$N_{\text{max}}$ ,  $M_{\text{comp}}$

File	A						B						C					
Poteaux	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
$M(t.m)$ comp	2,5	2,01	1,9	1,87	1,68	2,03	0,48	0,44	0,41	0,4	0,39	0,44	3,34	2,66	2,52	2,47	2,46	2,66
$N(t)$ max	7,97	17,71	27,3	36,44	45,94	55	18,47	49,1	64,3	82,1	102,6	122,3	9,18	20,24	31,14	41,84	52,34	62,04
$e_0$ (cm)	31,37	11,34	6,96	5,08	3,65	3,69	2,59	1,09	0,67	0,48	0,32	0,36	36,32	13,14	8,09	5,9	4,66	4,24
$\bar{\sigma}_b$ kg/cm <sup>2</sup>	205,5	164,8	139,2	129,5	122	122,32	116,64	108,9	106,73	105,75	105,23	105,13	205,6	171	145	132,7	127	125,16

$N_{\text{min}}$  et  $M_{\text{comp}}$

$N(t)$ min	5,84	13	20,33	27,8	35,53	42,43	13,28	28,93	44,89	61,24	77,97	94,8	6,73	14,87	23,19	31,7	40,4	49
$M(t.m)$ comp	1,76	1,43	1,44	1,42	1,46	1,74	0,33	0,31	0,31	0,32	0,32	0,37	2,36	1,99	2,04	2,09	1,96	0,65
$e_0$ (cm)	30,14	11	7,03	5,32	3,99	3,96	2,42	1,07	0,69	0,52	0,44	0,39	35	13,4	8,79	6,19	4,85	1,32
$\bar{\sigma}_b$ kg/cm <sup>2</sup>	205,5	160	139,8	130,7	123,87	123,7	116	108,8	106,8	105,95	105,4	105,3	205,8	172,4	148,5	137,3	128,3	110

Les résultats de calcul du ferrailage (armatures longitudinales) seront donnés sous forme de tableau, Nous détaillerons le calcul pour quelques poteaux.

- sous  $S P_2$ : , avec  $N_{\text{min}}$  et  $M_{\text{comp}}$ :

Poteau 1-4:

$N_{\text{min}} = 5,84 \text{ t}$

$M_{\text{comp}} = 1,76 \text{ t.m}$

$e_0 = 30,14 \text{ cm} \Rightarrow$  section partiellement comprimée.

$b = 35 \text{ cm}$ ,  $h_e = 40 \text{ cm}$ ,  $d = 4 \text{ cm}$

$M_{\text{tot}} = M_f$ : moment fictif par rapport aux axes tendus.

$M_{\text{tot}} = M + \left(\frac{h_e}{2} - d\right) \cdot N = 1,76 + \left(\frac{0,40}{2} - 0,04\right) 5,84 = 2,69 \text{ t.m}$

$$A = \frac{n \cdot \sigma_{\text{ad}}}{\bar{\sigma}_a \cdot S_h} = \frac{15 \cdot 2,69 \cdot 10^5}{4200 \times 15 \cdot 36^2} = 0,0212 \Rightarrow \begin{cases} K = 63,5 \\ E = 0,9363 \end{cases}$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{4200}{201,5} = 20,44 < K = 63,5 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{N_{\text{ad}}}{\bar{\sigma}_a \cdot S_h} = \frac{2,69 \cdot 10^5}{4200 \cdot 36 \cdot 0,9363} = 1,9 \text{ cm}^2$$

d'm la section en flexion comprimée est:  $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1,9 - \frac{5,84 \cdot 10^3}{4200} = 0,51 \text{ cm}^2$

donc on prendra  $A_{\text{min}} = 1,9 \text{ cm}^2$ .

Poteau 3.6:

$$N_{\text{min}} = 6,73 \text{ t} ; M_{\text{comp}} = 2,16 \text{ t.m.}$$

$e_0 = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  section partiellement comprimée.

On procède de la même façon que pour le poteau (1-4) et on aura:

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = 20,44 < K = 55 \Rightarrow A' = 0 ; \text{ et } A_1 = 2,45 \text{ cm}^2.$$

d'm  $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,24 \text{ cm}^2$ , on prendra donc  $A_{\text{min}} = 2,45 \text{ cm}^2$

Calcul pour les poteaux dont les sections sont partiellement comprimées

Pour  $N_{\text{min}}$  et  $M_{\text{comp}}$ .

Fils		$N_{\text{min}}$ (t)	$M_{\text{comp}}$ (t.m)	$e_0$ (cm)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$N_{\text{ad}}$ (t.m)	$\mu$	$K$	$\bar{K}^0$	$E$	$A'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_1$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}} = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$ (cm <sup>2</sup> )
A	1.4	5,84	1,76	30,14	201,5	4,69	0,0212	63,5	20,44	0,9363	0	1,9	0,51	1,91
	4.7	13	1,43	11	160	3,51	0,0276	54,5	26,35	0,9209	0	2,5	< 0	4,97
	7.10	20,31	1,44	7,02	139,8	4,69	0,0319	46	30	0,9181	0	3,38	< 0	8,55
C	3.6	6,73	2,16	35	201,5	3,44	0,0279	55	20,44	0,9286	0	2,45	0,84	2,20
	6.9	14,97	1,99	13,4	172,0	4,38	0,0345	47,3	24,36	0,9204	0	3,15	< 0	5,51
	9.12	23,19	2,04	8,79	142,6	5,75	0,0473	40,6	28,26	0,9101	0	4,18	< 0	9,49

Poteaux dont les sections sont partiellement comprimées.

N<sub>max</sub> et M<sub>comp</sub>

On procède de la même façon que pour (N<sub>min</sub> et M<sub>comp</sub>) et on consigne les résultats dans le tableau ci-dessous:

Fils	A			C		
	1-4	4-7	7-10	3-6	6-9	9-12
N <sub>max</sub> (t)	7,97	17,71	27,7	9,18	20,24	31,14
M <sub>comp</sub> (t.m)	2,5	2,01	1,9	3,34	2,66	2,52
e <sub>0</sub> (cm)	31,37	11,24	6,96	36,32	13,14	8,09
σ <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	205,5	161,8	139,2	205,5	171	145
M <sub>at</sub> (t.m)	3,77	4,24	6,27	4,81	5,90	7,50
μ	0,0296	0,0381	0,0494	0,0379	0,0464	0,0590
K	52,5	45	32,6	45,2	40	34,6
K̄	20,44	25,95	39,17	20,44	24,56	28,96
E	0,9252	0,9167	0,9667	0,9169	0,9091	0,8992
A' Armatures comprimées	0	0	0	0	0	0
A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,69	3,49	4,57	3,47	4,29	5,52
A (cm <sup>2</sup> )	0,79	< 0	< 0	1,22	< 0	< 0
A <sub>min</sub> = A <sub>L</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,91	4,97	8,55	2,20	5,51	9,49



Poteaux dont les sections sont entièrement comprimées :

N min et M coup.

Fils	A			B						C		
	10-13	11-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	22-25	25-28	28-31
Poteaux	10-13	11-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	22-25	25-28	28-31
N min (t)	27,8	31,53	43,43	13,27	28,93	44,89	61,24	77,97	94,8	34,7	40,4	4,9
M coup (t.m)	1,48	1,42	1,74	0,33	0,31	0,31	0,32	0,32	0,37	2,09	4,96	0,65
Po (cm)	5,32	3,99	3,96	2,48	1,07	0,69	0,52	0,44	0,39	6,59	4,85	1,33
$\bar{F}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	130,7	123,87	123,7	116	108,7	106,8	105,95	105,4	105,3	172,3	128,3	110
$\int$	0,152	0,205	0,249	0,17	0,19	0,3	0,413	0,528	0,643	0,13	0,225	0,318
$\int$	0,101	0,123	0,148	0,03	0,03	0,031	0,032	0,032	0,038	0,128	0,164	0,063
E	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92
C	0,379	0,35	0,314	0,462	0,406	0,348	0,289	0,229	0,166	0,388	0,318	0,322
D	1,15	1,04	0,935	1,34	1,12	0,89	0,66	0,43	0,19	1,19	0,97	0,84
H	-0,06	-0,06	-0,05	-0,07	-0,076	-0,07	-0,066	-0,066	-0,072	-0,06	-0,05	-0,06
A' (kg)	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0
A min (cm)	3,40	4,39	4,28	1,68	3,71	5,73	7,75	9,78	10,71	3,96	5	5,48

Poteaux dont les sections sont entièrement comprimées

N<sub>max</sub> et M<sub>comp</sub>

File	A			B						C		
	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	21-24	25-28	29-32
Pot	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	21-24	25-28	29-32
N <sub>max</sub> (t)	36,74	41,94	55	18,47	40,1	61,3	82,1	102,6	122,3	42,84	52,84	62,64
M <sub>comp</sub> (t.m)	1,87	1,68	2,03	0,48	0,44	0,41	0,4	0,39	0,44	2,47	2,42	2,66
E <sub>o</sub> (cm)	5,08	3,65	3,69	2,59	1,09	0,67	0,48	0,38	0,36	5,9	4,62	4,24
Q <sub>6</sub> kg/lot	129,5	122	122,2	116,64	108,9	106,73	105,75	105,23	105,13	133,7	127	125,16
P	0,403	0,269	0,321	0,113	0,283	0,41	0,554	0,696	0,830	0,223	0,294	0,357
V	0,15	0,147	0,178	0,044	0,043	0,044	0,040	0,040	0,045	0,197	0,204	0,227
E	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92
C	0,337	0,304	0,269	0,439	0,361	0,286	0,211	0,137	0,065	0,302	0,261	0,217
D	1,03	0,895	0,773	1,27	0,961	0,662	0,368	0,078	-0,197	0,913	0,814	0,674
M	-0,026	-0,057	-0,104	-0,078	-0,070	-0,065	-0,066	/	-0,011	-0,042	-0,093	-0,036
A' (cm <sup>2</sup> )	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	/	< 0	< 0	< 0	< 0
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,40	4,39	4,81	1,68	3,74	5,73	7,75	8,78	10,71	3,96	5	5,42

Armatures transversales:

Les armatures transversales ont un triple rôle:

- permettre de positionner les armatures longitudinales.
- empêcher le gonflement du béton.
- s'opposer au flambement des armatures.

Les règles C.C.B.A.8 se bornent à limiter l'espacement entre, celle-ci, comme indiqué ci-dessous.  
zones courtes (où il n'y a pas de recouvrement).

Lorsque les armatures longitudinales ne comportent pas de recouvrement, l'espacement "e" des plans d'armatures transversales sera inférieur à la plus petite des deux valeurs t1 et t2 donnée par:

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} t_1 = (100 \phi_t - 10 \phi_{\text{long}}) \left( 2 - \frac{\sigma_s'}{\sigma_{s0}} \right) \\ t_2 = 2 \left( 2 - \frac{\sigma_s'}{\sigma_{s0}} \right) \phi_{\text{long}} \end{array} \right.$$

avec  $\phi_t$ : diamètre des armatures transversales.

$\phi_{\text{long}}$ ,  $\phi_{\text{long}}$ : sont respectivement les diamètres maximaux, parmi les diamètres nominaux des bars longitudinales employés dans le poteau considéré.

$\sigma_s'$ : contrainte moyenne sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre.

$\sigma_{s0}$ : contrainte admissible du béton en compression simple.

En pratique: on prend  $e \leq 15 \phi_{\text{long}}$ .

avec note pas:  $\phi_{\text{long}} = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow e \leq 15 \cdot 1,2 = 18 \text{ cm}$ .

et on prendra tjrs  $\phi_t \geq 0,3 \phi_{\text{long}} \Rightarrow \phi_{\text{long}} = 1,2 \text{ cm}$ .

$\Rightarrow \phi_t \geq 0,3 \cdot 1,2 = 0,36 \text{ cm}$ .

donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  (norme FE24)

Zones de recouvrement:

soit  $\gamma$ : le nombre de cours d'armatures à disposer sur le recouvrement on doit avoir:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma \geq 3 \\ \gamma \geq \frac{0,4 \phi_l^2 \cdot \sigma_{ca}}{\phi_t^2 \cdot \sigma_{ct}} = \frac{0,4 \cdot \phi_l^2 \cdot 4200}{0,8^2 \cdot 2400} = 1,093 \phi_l^2 \end{array} \right.$$

Dans la zone de recouvrement; il faut déterminer la longueur de recouvrement, cette longueur sera au moins égale à la longueur de scellement droit (Art 30.5.)

$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{da}}$ , avec  $\bar{\sigma}_a = 2200 \text{ kg/cm}^2$ ;

$\bar{\sigma}_{da} = 1,25 \cdot 42^2 \cdot \sigma_s = 1,25 \cdot 1,7^2 \cdot 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$ .

d'où  $l_d = 42,17 \phi_l$ , en pratique on prend:  $l_d = \text{recouvrement} \geq 50 \phi_l$ .

$\phi_l = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l_d = 60 \text{ cm}$  ;  $\phi_l = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l_d = 70 \text{ cm}$ .

$\phi_l = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow l_d = 80 \text{ cm}$  ;  $\phi_l = 1,8 \text{ cm} \Rightarrow l_d = 100 \text{ cm}$ .

$\phi_l = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow l_d = 125 \text{ cm}$ .

$$\phi l = 12 \text{ mm} \Rightarrow f \geq 1,57 \Rightarrow t = \frac{60}{f} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

$$\phi l = 14 \text{ mm} \Rightarrow f \geq 2,67 \Rightarrow t = \frac{60}{f} = \frac{60}{2,67} = 22,5 \text{ cm}$$

$$\phi l = 16 \text{ mm} \Rightarrow f \geq 3,04 \Rightarrow t = \frac{60}{f} = \frac{60}{3,04} = 19,7 \text{ cm}$$

$$\phi l = 20 \text{ mm} \Rightarrow f \geq 4,37 \Rightarrow t = \frac{60}{f} = \frac{60}{4,37} = 13,7 \text{ cm}$$

$$\phi l = 25 \text{ mm} \Rightarrow f \geq 6,83 \Rightarrow t = \frac{60}{f} = \frac{60}{6,83} = 8,8 \text{ cm}$$

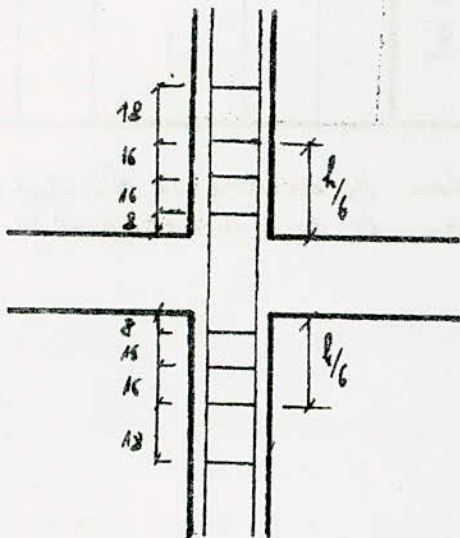
Vu que dans le sens transversal du bâtiment, les effets sismiques sont négligeables, donc l'effet tranchant est négligeable.

On aura des espacements très grands, donc, ces derniers sont limités pour le sens longitudinal :  $t = 20 \text{ cm}$  de part et d'autre des nœuds sur la longueur de reconnaissance. Au delà, dans les zones courantes, on prendra  $t = 18 \text{ cm}$ .

Remarque: les règles parasismiques du P.S. 69 (Art 2.312) recommandent de réduire l'espacement des armatures transversales à  $4 \frac{1}{6}$  de part et d'autre des nœuds sur une longueur égale au  $\frac{1}{6}$  de la hauteur libre du poteau, d'où on a après obtention des espacements des armatures transversales de part et d'autre des nœuds :

$$- t = 4 \cdot 20 = 16 \text{ cm}$$

$$- \text{zone courante: } t = 18 \text{ cm}$$



### Ferraillage des poteaux :

### Recommandations pratiques :

- Le diamètre minimum pour l'acier des poteaux est  $\phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$ .
- Le diamètre entre deux brins voisins ne doit pas dépasser la dimension minimale de la section. Dans notre cas, la dimension minimale est de  $35 \text{ cm}$ .
- Disposer les aciers longitudinaux le plus près possible des parois (Contraintes importantes développées près des parois).
- Un poteau ne doit pas avoir une section d'armature inférieure à celle du poteau supérieur.

Les poteaux seront armés :

- longitudinalement, avec la section d'armature calculée du poteau longitudinal.
- transversalement, avec la section d'armature calculée du poteau transversal.

Les sections d'armatures trouvées aux SP<sub>1</sub> et aux SP<sub>2</sub>:

Portique transversal:

S	A						B						C					
	1.4	4.7	7.10	10.13	13.16	16.19	2.5	5.8	8.11	11.14	14.17	17.20	3.6	6.9	9.12	12.15	15.18	18.21
S <sub>1</sub> )	1,12	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	/	/	<0	<0	0,86	<0	<0	<0	<0	<0
S <sub>2</sub> )	0,79	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	1,22	<0	<0	<0	<0	<0
S <sub>3</sub> )	1,91	4,97	8,55	3,40	4,39	4,81	1,68	3,71	5,33	7,75	8,78	10,71	2,60	5,51	9,49	3,96	5	5,48
	/	/	/	/	/	/	(3,39cm <sup>2</sup> ) 3T12	(4,21cm <sup>2</sup> ) 2T14 + 1T12	(6,03cm <sup>2</sup> ) 3T16	(7,79cm <sup>2</sup> ) 2T20 + 1T14	(9,08cm <sup>2</sup> ) 3T20	(11,36cm <sup>2</sup> ) 2T25 + 1T14	/	/	/	/	/	/

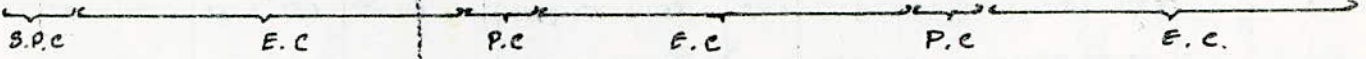
Le pas le plus défavorable est celui de la file B, donc on armera la file A et la file C de la même façon que celle de la file B, dans ce cas, on reste dans le domaine de sécurité.

Portique longitudinal:

$h_c = 35 \text{ cm}$ ,  $e_1 = \frac{h_c}{5} = 5,83 \text{ cm}$ ,  $e_0 = \frac{M}{N}$   
 $e_0 > e_1 \rightarrow$  sections partiellement comprimées.  
 $e_0 < e_1 \rightarrow$  " entièrement "

Sous  $S P_2$ :

File	A						B						C					
	1.4	4.7	7.10	10.13	13.16	16.19	2.5	5.8	8.11	11.14	14.17	17.20	3.6	6.9	9.12	12.15	15.18	18.21
Pol	1.4	4.7	7.10	10.13	13.16	16.19	2.5	5.8	8.11	11.14	14.17	17.20	3.6	6.9	9.12	12.15	15.18	18.21
M (kN)	0,20	0,14	0,14	0,14	0,14	0,17	0,22	0,18	0,18	0,16	0,16	0,21	0,24	0,19	0,18	0,18	0,18	0,24
N (kN)	1,84	3,72	5,6	7,42	9,36	11	3,93	7,76	11,6	15,4	19,25	22,7	3,59	6,93	10,25	13,57	16,89	19,79
$e_0$ (cm)	10,87	3,76	2,5	1,87	1,5	1,54	6	2,06	1,38	1,04	0,83	0,92	6,7	2,74	1,78	1,32	1,06	1,21
$\bar{\sigma}_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	114,64	83,65	78,7	76,2	74,75	74,9	72,49	76,96	74,3	73	74,1	72,5	95,22	79,6	75,73	74	73	73,6



Sections partiellement comprimées (sous  $S P_2$ )

pol	M (kN)	N (kN)	$e_0$ (cm)	$\bar{\sigma}_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Pol (k.N)	$\mu$	K	R	S	$A_n$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
1.4	0,20	1,84	10,87	114,64	0,45	90,063	124	25,8	0,840	0,538	< 0	0,236
2.5	0,22	3,93	6	72,49	0,76	0,0106	93,5	30,2	0,9539	0,918	< 0	0,392
3.6	0,24	3,59	6,7	95,22	0,72	0,01	96,5	29,4	0,9552	0,868	< 0	0,358

Sections entièrement comprimées : (avec SP<sub>1</sub>)

Fib	A					B					C				
	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
Pat	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
M (t.m)	0,14	0,14	0,14	0,14	0,17	0,16	0,16	0,16	0,16	0,21	0,18	0,18	0,18	0,18	0,24
N(t)	3,72	5,6	7,48	9,36	11	7,76	11,6	15,4	19,28	22,7	6,93	10,28	13,57	16,7	19,8
e <sub>0</sub> (cm)	3,76	2,5	1,87	1,5	1,54	2,06	1,38	1,04	0,83	0,92	2,74	1,75	1,32	1,06	1,2
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	86,35	78,7	76,2	74,85	74,9	76,89	74,3	73	72,1	74,5	77,6	75,73	74	73	73,6
$\rho$	0,03	0,05	0,07	0,09	0,105	0,07	0,11	0,15	0,19	0,22	0,06	0,096	0,13	0,165	0,19
$\gamma$	0,02	0,021	0,022	0,023	0,027	0,025	0,026	0,027	0,027	0,027	0,028	0,029	0,029	0,03	0,04
$\Sigma$	1,785	1,785	1,785	1,785	1,785	1,785	1,785	1,785	1,785	1,785	1,785	1,785	1,785	1,785	1,785
C	0,532	0,520	0,508	0,497	0,486	0,507	0,484	0,467	0,438	0,417	0,540	0,490	0,471	0,454	0,431
D	0,21	0,20	0,19	0,18	0,175	0,19	0,17	0,15	0,13	0,12	0,20	0,18	0,16	0,155	0,132
M	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
A <sub>e</sub>	0,371	0,558	0,746	0,934	1,09	0,774	1,15	1,53	1,92	2,26	0,89	1,02	1,35	1,68	1,97

Sous SP<sub>2</sub> : combinaisons : Nmax et Mmax :

Fib	A					B					C							
	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	B-C	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
Pat	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	B-C	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
Nmax (t)	3,63	9,48	17,78	26,36	37,24	46,59	4,33	9,9	16,7	24,53	33,36	44,37	4,95	10,9	17,95	25,88	34,71	42,59
Mmax (t.m)	3,14	5,3	6,64	7,3	8,09	8,47	3,5	6,32	7	7,8	9,82	14,58	3,4	6,24	8	8,74	9,78	10,58
e <sub>0</sub> (cm)	86,5	55,9	37,34	27,69	21,72	18,18	30,83	63,8	47,8	31,87	27,43	25,57	68,67	54,24	44,56	33,77	28,17	24,84
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5

$\rho_0 = \frac{M}{N} > e_0 = \frac{h_0}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm}$  , donc toutes les sections sont partiellement comprimées.

Pourcentage minimal d'armature: (Art 32.2 et 53.23, C.C. BA 68)

$$\frac{A}{B} = w_c \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_m}{\bar{\sigma}_{b0}}$$

$\bar{\sigma}_m$ : contrainte moyenne de compression de la pièce Armo S<sub>2</sub>, calculée pour la section seule du béton.

$\theta_1 = 1,8$  (poutres d'angles) : file A

= 1,4 ( " des rcs ) : file B et C

$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$  ;  $l_c = 0,7 l_0 = 0,7 \cdot 3,06 = 2,14 \text{ m.}$

$l_c = 0,7a \cdot 2,61 = 1,83 \text{ m pour les poteaux inférieurs.}$

$\theta_2 = 1 + \frac{2,14}{4 \cdot 0,35 - 2 \cdot 0,02} = 2,57$  ;  $\theta_2 = 1 + \frac{1,83}{4 \cdot 0,35 - 2 \cdot 0,02} = 3,34$  (poteaux inférieurs).

$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}_a} = 1 + \frac{2160}{4117,6} = 1,52$  (Gen en bars).

$\bar{\sigma}_m = \frac{N}{B'} = \frac{N}{b y_1}$  , avec  $y_1 = h \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a}$

$\Rightarrow A' \geq 1,25 \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N B'}{\bar{\sigma}_b' \times b y_1}$

Tableau donnant le % minimal dans les différents poteaux :

Files	A						B						C					
	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
Dot	1.4	4.7	7.10	10.13	13.16	16.19	2.5	5.8	8.11	11.14	14.17	17.20	3.6	6.9	9.12	12.15	15.18	18.21
$\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
N (t)	3,63	9,48	17,78	26,36	37,24	46,59	4,33	9,9	16,7	24,53	33,36	44,37	4,95	10,9	17,98	26,88	34,71	46,59
$y_1$ (cm)	13,12	13,12	13,12	13,12	13,12	13,12	13,12	13,12	13,12	13,12	13,12	13,12	13,12	13,12	13,12	13,12	13,12	13,12
A.P.Am (cm <sup>2</sup> )	0,236	0,371	0,558	0,746	0,934	1,09	0,396	0,774	1,15	1,53	1,92	2,26	0,358	0,69	1,02	1,35	1,68	1,97

$M_{ot} = M + \left(\frac{h}{2} - d\right) \cdot N = M + \left(\frac{0,35}{2} + 0,04\right) N$  (armatures tendues).

$M_{ac} = M - \left(\frac{h}{2} - d\right) N = M - \left(\frac{0,35}{2} + 0,04\right) N$  (armatures comprimées).

N est positif : lorsqu'il s'agit d'une compression

N est négatif : lorsqu'il s'agit d'une traction.

$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$



from Nmax pt Mconv:

File	A						B						C					
Dot	1.4	4.7	7.10	10.23	13.16	16.19	2.5	5.8	8.11	11.14	14.20	17.20	2.6	6.9	9.16	14.08	15.28	17.01
N(%)	3.63	9.08	14.78	26.36	34.24	46.59	4.33	9.9	16.7	24.53	33.36	44.87	4.95	10.9	17.96	26.58	34.71	46.89
M (t.m)	3.14	5.3	6.64	7.3	8.09	8.47	3.5	6.36	8	8.3	9.86	10.58	3.4	6.24	8	8.74	9.78	10.58
Lo (cm)	86.5	55.9	17.14	27.69	24.72	16.18	80.83	63.8	43.9	35.87	27.43	28.54	66.68	57.24	44.66	33.72	28.17	24.87
Us (kcpn)	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
Mat (t.m)	3.63	6.52	9.04	10.85	13.11	14.75	4.08	7.65	10.15	12.11	14.36	16.16	4.06	7.77	10.46	12.19	14.46	16.32
J	0.0237	0.0610	0.0819	0.1008	0.1168	0.1320	0.0279	0.0760	0.0992	0.1165	0.1330	0.1501	0.0270	0.0746	0.0988	0.1132	0.1343	0.1516
K	48.4	33.9	27.7	24.6	24.7	20.1	45.4	30.8	25.5	22.9	20.5	18.8	45.4	30.7	25.3	22.8	20.4	18.8
K	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4
Σ	0.920	0.9970	0.8869	0.8737	0.8207	0.8176	0.9169	0.8708	0.8765	0.8691	0.8592	0.8521	0.9772	0.8706	0.8289	0.8670	0.8571	0.8121
μ <sub>1</sub>	/	/	/	/	/	0.1859	/	/	/	/	/	0.1845	/	/	/	/	/	0.1836
μ <sub>2</sub>	/	/	/	/	/	0.0245	/	/	/	/	/	0.0564	/	/	/	/	/	0.0543
K	/	/	/	/	/	13.2	/	/	/	/	/	14.5	/	/	/	/	/	14.4
ω <sub>1</sub>	/	/	/	/	/	-0.57	/	/	/	/	/	-0.28	/	/	/	/	/	-0.27
ω <sub>2</sub>	/	/	/	/	/	0.39	/	/	/	/	/	0.504	/	/	/	/	/	0.533
A <sub>0</sub> (cm)	3.02	5.62	7.86	9.53	11.65	/	3.42	6.6	8.9	10.7	12.8	/	3.4	6.64	9.13	10.8	12.9	/
P (cm)	2.15	3.36	3.62	3.25	2.78	4.87	2.38	4.24	4.92	4.86	4.85	6.74	2.22	4.04	4.85	4.7	4.63	6.60
A' (cm)	/	/	/	/	/	<0	/	/	/	/	/	<0	/	/	/	/	/	<0
A <sub>max</sub> (cm)	0.236	0.374	0.508	0.746	0.914	4.09	0.392	0.774	1.15	1.53	1.92	2.26	0.388	0.69	1.02	1.35	1.68	1.97
Flac (t.m)	/	/	/	/	/	2.12	/	/	/	/	/	4.99	/	/	/	/	/	4.83

Sono Nomin et M corrigés :

File	A						B						C					
	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
Not (t)	-0,05	-2,32	-6,44	-12,04	-19,11	-25,6	3,11	4,64	4,97	4,27	2,56	0,96	1,93	2,16	1,26	-0,52	-3,19	-5,58
Mom (t.m)	2,76	5,05	6,4	7,04	7,84	8,47	2,12	4,48	6,84	9,08	10,1	10,58	3,8	6,58	8,27	9	10	10,58
eo (cm)	55,20	27,76	9,97	5,84	4,1	3,3	6,8	95,4	137,6	212,6	394	1102	176,9	304,6	656	1730	313	189,6
$\bar{e}_0$ (kg/cm²)	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5

Or  $e_0 > e_1$  : donc toutes les sections sont partiellement comprimées :

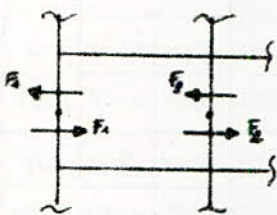
File	A						B						C					
	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
Not (t)	-0,05	-2,32	-6,44	-12,04	-19,11	-25,6	3,11	4,64	4,97	4,27	2,56	0,96	1,93	2,16	1,26	-0,52	-3,19	-5,58
Mom (t.m)	2,76	5,05	6,4	7,04	7,84	8,47	2,12	4,48	6,84	9,08	10,1	10,58	3,8	6,58	8,27	9	10	10,58
eo (m)	55,20	27,76	9,97	5,84	4,1	3,3	6,8	95,4	137,6	212,6	394	1102	176,9	304,6	656	1730	313	189,6
$\bar{e}_0$ (kg/cm²)	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
Mom (t.m)	2,76	4,73	5,53	5,41	5,26	5,01	2,54	5,05	7,51	9,65	10,4	10,7	4,06	6,77	8,44	8,92	9,56	9,87
M	0,0227	0,0370	0,0478	0,0446	0,0434	0,041	0,0229	0,0447	0,0620	0,0796	0,0818	0,873	0,0335	0,0567	0,0677	0,0736	0,0789	0,0815
K	61	44,4	40,4	41	41,8	43	64	42,8	33,5	28,7	27,3	26,8	48,6	35,4	31,2	30,1	28,9	28,2
$\bar{K}$	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43
Mom (t.m)	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
$\Sigma$	0,9342	0,9418	0,9078	0,9108	0,9120	0,9137	0,9371	0,9435	0,9788	0,8856	0,8815	0,8804	0,9214	0,9008	0,9218	0,8891	0,8861	0,8843
M <sub>1</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
M <sub>2</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
K	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
$\bar{W}$	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
$\bar{W}'$	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
A <sub>1</sub> (cm²)	2,26	3,96	4,66	4,56	4,42	4,21	2,08	4,24	6,43	8,36	9,05	9,33	3,28	5,85	7,26	7,70	8,22	8,57
A <sub>2</sub> (cm²)	2,47	4,81	6,00	7,42	8,96	10,3	1,34	3,13	5,24	7,34	8,44	9,10	2,92	5,33	6,96	7,82	9,03	9,89
A <sub>3</sub> (cm²)	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
A <sub>tot</sub> (cm²)	0,236	0,371	0,568	0,741	0,934	1,09	0,292	0,724	1,15	1,53	1,92	2,26	0,358	0,69	1,02	1,35	1,68	1,97

Ferrailage adopté dans les poteaux de portique longitudinal :

Fils	A						B						C					
Pot	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
A (cm <sup>2</sup> ) SP <sub>1</sub>	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0
A (cm <sup>2</sup> ) SP <sub>2</sub>	2,27	4,51	6,02	7,42	2,96	10,3	1,34	3,13	5,24	7,54	8,44	9,40	4,92	5,33	5,96	7,82	9,03	9,89
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,236	0,371	0,558	0,766	0,924	1,09	0,392	0,774	1,15	1,53	1,92	2,26	0,358	0,69	1,02	1,35	1,68	1,97
Arms adoptés	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	3T12	3T14	3T16	2T20+1T14	3T20	2T25+1T14

Les poteaux seront armés avec le ferrailage trouvé en file C, qui est la file la plus défavorable, d'où les poteaux de la file A, B : seront armés de la même façon, ceux de la file C :

Arms transversals: des arms transversals doivent, contre l'effort tranchant développé par les forces sismiques horizontales agissant à chaque niveau.



- L'effort tranchant max est obtenu pour le niveau (1) où les forces sismiques sont max.

$$F_c = T_{max} = 6,76 \text{ t (file B)}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{6760}{40 \cdot 0,31} = 6,23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{1}{3} \bar{\sigma}_{cu} \quad (\text{cas où on a repris du bétonnage}) \quad ; \quad \bar{\sigma}_{at} = \frac{1}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

avec 1 cadre + 2 épingles = 4 brins actifs en  $\phi 8$ .

$$A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad ; \quad t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \frac{2,01 \cdot 1600 \cdot 0,31}{6760} = 13 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 13 \times 1,5 = 19 \text{ cm (arrondi)}$$

L'espacement admissible: 
$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 0,2 \cdot 31 = 6,2 \text{ cm} \\ \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cu}}\right) h = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{6,23}{5,9}\right) 31 = 21,2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

donc on prendra  $t = 19 \text{ cm} < 21,2 \text{ cm}$ .

CALCUL  
DES  
VOILES

ETude des voiles

On distinguera dans notre ouvrage deux sortes de voiles:

- voile sans ouvertures.
- voile avec une seule file d'ouvertures.

Exposé de la méthode:

- Détermination des efforts:

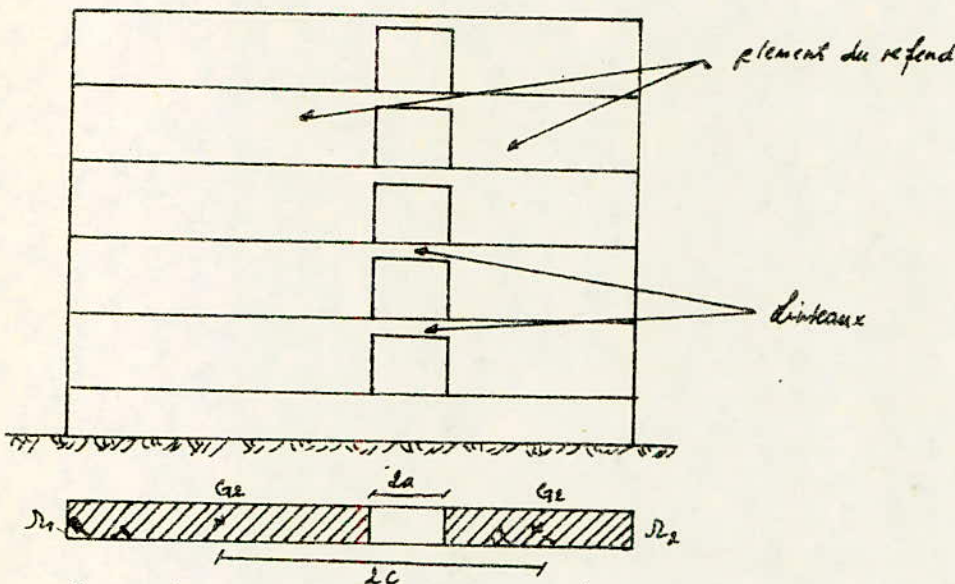
Voile sans ouvertures: Le voile sera dans ce cas là, considéré, comme une console fixée à une extrémité et libre à l'autre.

voile avec une seule file d'ouvertures:

La méthode utilisée est celle de M. Albert-Fuente.

Pour appliquer cette méthode, nous devons poser certaines hypothèses à savoir:

- Les efforts localisés transmis par les linteaux sont considérés, comme répartis le long de la file moyenne de chaque plement du voile.
- Les plement de refend sont supposés subir le même déplacement au niveau de chaque étage.



Caractéristiques:

$\alpha = 0.2$ ,  $Z$ : hauteur totale du bâtiment,  $\omega^2 = \frac{3E'i}{E(I_1+I_2)} \cdot \frac{I}{a^3 \cdot l}$

$E'$ : Coef élastique du linteau.  
 $E$ : " " " " des refend.  
 $i$ : inertie du linteau.

$I_1, I_2$ : inerties des plement (1) et (2) des refend.

$\Omega_1, \Omega_2$ : surfaces " " " " " "

$m = \frac{2c}{\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}}$  : Moment statique de chaque plement de refend par rapport au c.d.g de l'ensemble.

$l$ : hauteur d'étage.

$c$ : demi-distance entre les centres de gravité des deux plements.

$a$ : demi-portée de l'ouverture.

méthode de calcul du voile avec une seule file d'ouverture :

La méthode utilisée est celle de M<sup>e</sup> Albert. Fuentes:

Détermination des efforts dans le refend à une seule file d'ouverture.

L'ensemble du refend est constitué de deux plements (A et B), reliés par des linteaux de faible raideur relative, encastres dans les deux plements à leurs extrémités.

Hypothèse de calcul :

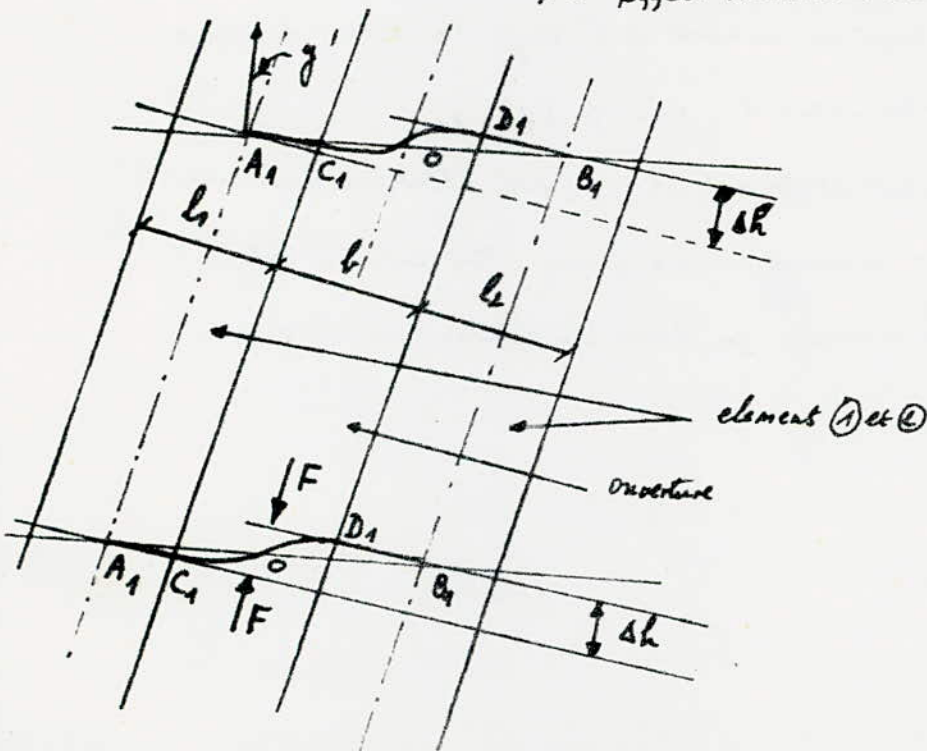
- deux points A et B des fibres moyennes des deux plements, situés dans un même plan horizontal (plancher) avant déformation, ont même déplacement horizontal après déformation.
- une section plane A<sub>1</sub>C<sub>1</sub> ou B<sub>1</sub>D<sub>1</sub> perpendiculaire à la fibre moyenne sans sollicitation, reste plane et perpendiculaire à la déformée après déformation.

En supposant que le point d'inflexion du linteau se situe au milieu de  $b$  ("largeur de l'ouverture"), le moment d'encastrement des linteaux sera tel que, si  $\delta h$  est le déplacement entre les points C et D dû à la rotation  $\gamma'$  des deux plements reliés par le linteau, le linteau subit une déformation telle qu'au point O, milieu de  $b$ , deux efforts  $F$  égaux et opposés sont créés, de sorte que la fleche s'écrit :

$$\frac{F (b/2)^3}{3EI} = \frac{\delta h}{2} \Rightarrow F = \frac{12 \cdot E \cdot I \cdot \delta h}{b^3}$$

avec  $i$ : inertie du linteau

$F$ : effort tranchant dans le linteau.



Le moment du linteau en C, ou D, sera donc :

$$M_{C1} = F \cdot \frac{b}{2} = \frac{6EI \cdot \Delta h}{b^2} \quad , \Delta h \text{ s'exprime par rapport à } y'_A \text{ (égale à } \frac{\Delta h}{b + \frac{l_1+l_2}{2}} \text{) par l'égalité suivante :}$$

$$\Delta h = \frac{l_1 + 2b + l_2}{2} y'_A$$

$$M_{C1} = \frac{6EI}{b^2} \left( \frac{l_1 + 2b + l_2}{2} \right) y'_A$$

Le moment par rapport à la fibre neutre de l'élément sera :

$$M_{A1} = \frac{F(l_1+b)}{2} = \frac{12EI \Delta h}{b^3} \cdot \frac{l_1+b}{2} = \frac{6EI \Delta h (l_1+b)}{b^3}$$

En remplaçant  $\Delta h$  par ses expressions en fonction de  $y'_A$ , en posant  $y'_1 = y'_A$ .

$$M_{A1} = \frac{6EI \Delta h}{b^3} (l_1+b)(l_1+2b+l_2) y'_1$$

De même pour l'élément ② :  $M_{B1}$  sera :

$$M_{B1} = \frac{6EI \Delta h}{b^3} (l_2+b)(l_1+2b+l_2) y'_1$$

$$\text{En posant } K_1 = \frac{3EI}{b^3} (l_1+b)(l_1+2b+l_2)$$

$$K_2 = \frac{3EI}{b^3} (l_2+b)(l_1+2b+l_2)$$

On calculera par récurrence la rotation du voile d'inertie  $I = I_1 + I_2$ , à un niveau quelconque, en partant du sommet et en descendant :

$$y'_{n-1} = y'_n + M_{n-1} \frac{h}{EI} + T_{n-1} \frac{h^2}{2EI} - (K_1 + K_2) (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1}) \frac{h}{EI}$$

avec  $h$  : hauteur d'étage.

De même la valeur du moment à l'étage  $n$  sera donnée par l'expression :

$$M_n = M_{n-1} + T_{n-1} \cdot h - (K_1 + K_2) (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

$M_{n-1}$  : moment de pose au  $n-1$  (sous effort extérieur total).

$T_{n-1}$  : effort tranchant au  $n-1$  (sous effort extérieur total)

$M_n$  : moment corrigé au dessus du linteau de rang  $n$ .

### FERRAILLAGE DES VOILES

ils seront calculés en flexion composée, pour cela on doit déterminer le effort à base.

#### Calcul des efforts

• Moments: les moments le plus défavorables sont, ceux dus au sisme horizontal pour les refends pleins, pour les refends avec ouvertures on ajoutera en plus le moment créé à la base par le charge verticales.

• efforts normaux minimum et maximum: (refend plein).

- N<sub>min</sub> est obtenu de la combinaison:  $G + P/2 - Siv$

- N<sub>max</sub> est obtenu de la combinaison:  $G + P + Siv$ .

• Calcul des aciers et vérification du béton comprimé: On calculera les aciers sous l'action de N<sub>min</sub> et M<sub>correspondant</sub>, puis on vérifiera le béton sous l'action de N<sub>max</sub> et M<sub>correspondant</sub>.

• Calcul des contraintes: On utilise la formule classique de Navier:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{Mv}{I}$$

avec:

N: effort normal appliqué.

A: section transversale du voile.

M: moment fléchissant appliqué.

v: distance du C.d.g de la section à la fibre la plus éloignée.

I: moment d'inertie.

• Marche à suivre pour le calcul du ferraillage en flexion composée:

- on détermine les efforts N<sub>min</sub>, N<sub>max</sub> et M<sub>0</sub> qui sollicitent le refend.

- on calcule l'excentricité  $e_0 = \frac{M}{N_{min}}$ , v, A, et I

- on déduit d'après la formule de Navier les contraintes min et max ( $\sigma_1, \sigma_2$ ).

Pour  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  on considère deux cas:

• Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de même signe (section entièrement comprimée), on armera alors avec le % minimum ( $\bar{\omega}_{min} = 0,25\%$ ), si localiser et inférieurs à  $\bar{\omega}_{min}$  si non on armera avec  $\bar{\omega}_{cal}$ , aussi bien par les aciers verticaux qu'horizontaux.

• Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe contraire, cela signifie que la section est partiellement comprimée, on calcule alors le volume de contraintes de traction "exprimé en %", en divisant le volume par  $\bar{\omega}_a$ , on obtient alors la section d'acier nécessaire du % minimum est  $\bar{\omega}_{min} = 0,5\%$  pour la zone tendue. On adoptera un % d'acier longitudinal, d'où la section d'acier nécessaire, et on adoptera par suite le nombre de bars par ml.

On recalcule le % réel à partir des aciers réellement mis en place puis on vérifie le béton. Pour cela on calcule de nouveau  $\bar{\omega}_1$  et  $\bar{\omega}_2$ , mais avec N<sub>max</sub> et M<sub>comp</sub>, on soustraie  $\bar{\omega}_1$  ( $\bar{\omega}_{max}$ ) qu'on compare à  $\bar{\omega}_2$ .

( $\bar{\omega}_2$  en flexion composée diffère de  $\bar{\omega}_0$  en compression simple,  $\bar{\omega}_2$  dépend de  $\epsilon_0$  et de la qualité du béton).



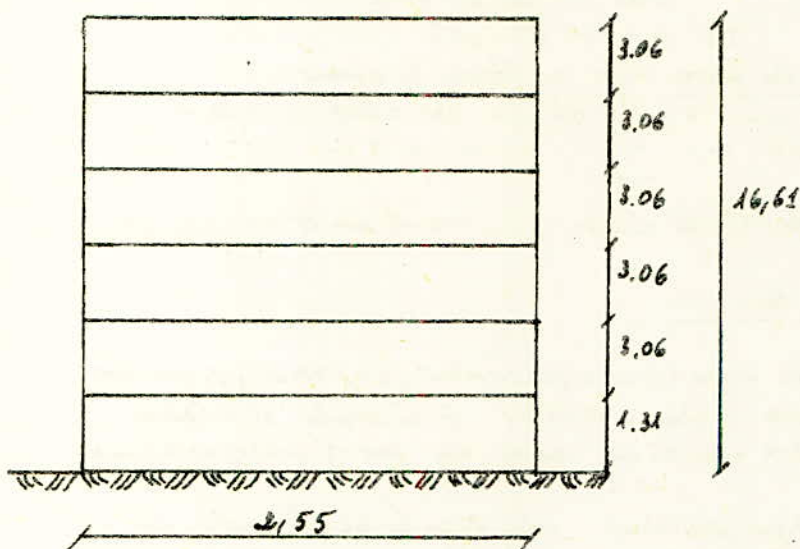
Les valeurs de  $\bar{\sigma}_s$  (en bars) en flexion composée avec compression sont données en fonction du rapport  $\frac{e_0}{h_0}$ .

- Pour le second genre (S.P.), les valeurs de  $\bar{\sigma}_s$  sont multipliés par 1,5.

Prescriptions relatives au ferrailage (C.T.C):

- Les murs du référent doivent être ferrillés avec les bords verticaux et horizontaux disposés en deux nappes.
- Si une partie du voile est tendue, l'effet de traction doit être pris en totalité par les armatures. Le % min des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%, le diamètre des bords verticaux et horizontaux est inférieur à  $\frac{1}{10} e$ ,  $e$  étant l'épaisseur du voile.
- L'espacement des bords verticaux et horizontaux doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs:  $t \leq \max(30 \text{ cm}; 1,5e = 22,5 \text{ cm})$ .
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliés avec au moins 4 épingles en  $45^\circ$  / ml. Les bords horizontaux étant disposés vers l'extérieur.
- Si le voile est complètement comprimé, les extrémités doivent être ferrillées avec  $\frac{1}{10} e$  avec un % min de 0,5%.  
Les bords verticaux doivent être retenus par des cadres horizontaux ayant un espacement inférieur à l'espacement du voile.

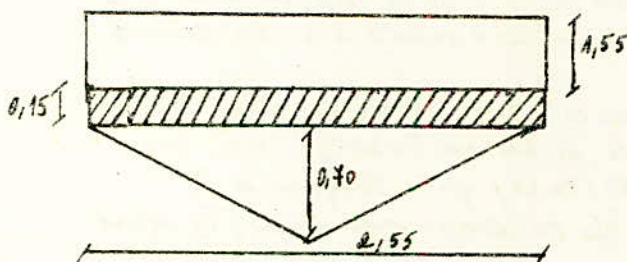
• Voile sans ouvertures (sens longitudinal):



Caracteristiques:

$I = 0,207 \text{ m}^4$   
 $H = 16,61 \text{ m}$   
 $l = 2,55 \text{ m}$   
 $e = 0,15 \text{ m}$

Surface relevant au voile:



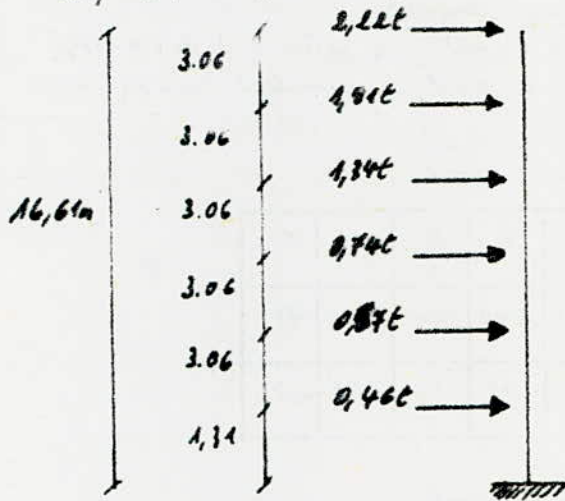
$$S = (1,55 + 0,15) \cdot 2,55 + 2 \left( \frac{2,55 \times 0,7}{2} \right)$$

$$\Rightarrow S = 5,23 \text{ m}^2$$

• Sollicitations horizontales:

• Seisme horizontal: Les forces sismiques horizontales ont été calculées en fonction de la répartition des efforts suivant les différents plans de contreventements.

Les forces sont les suivantes:



Moment à la base:

$$M = \sum F_i \cdot h_i$$

$$= 2,22 \cdot 15,61 + 1,91 \cdot 13,55$$

$$+ 1,34 \cdot 10,49 + 0,74 \cdot 7,43$$

$$+ 0,57 \cdot 4,37 + 0,46 \cdot 1,31$$

$$\Rightarrow M = 95,9 \text{ t.m.}$$

• Sollicitations verticales:

• Charges permanentes:

Niveau terrasse:

•  $P_t = 0,57 \times \frac{5,23}{2,55} = 1,17 \text{ t/ml}$

• charge due au demi-voile:  $2,5 \times 0,15 \times \frac{3,06}{2} \times 1 = 0,57 \text{ t/ml}$

• charge due aux 2 poutres:  $2 \times 2,5 \times 0,3 \times 0,45 \times (1,55 + 0,15) \times \frac{1}{2,55} = 0,45 \text{ t/ml}$

$\Rightarrow q_t = 1,17 + 0,57 + 0,45 = 2,19 \text{ t/ml}$

Niveau courants:

•  $P_c = 0,48 \times (1,55 + 0,15) \times \frac{1}{2,55} = 0,32 \text{ t/ml}$

• voile:  $2 \times 0,57 = 1,14 \text{ t/ml}$

• poutres:  $0,45 \text{ t/ml}$

• papier:  $0,984 \times \left( \frac{2,55 \times 0,7}{2 \times 2,55} \right) = 0,33 \text{ t/ml}$

$\Rightarrow q_c = 2,24 \text{ t/ml}$

Niveau	6	5	4	3	2	1
$q_t \text{ (t/ml)}$	2,19	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24
$q_c \text{ (t/ml)}$ cumulés	2,19	4,43	6,67	8,91	11,15	13,39

• Surcharge d'exploitation:

• Niveau terrasse:

$$P = 0,1 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \frac{0,1 \times 5,25}{2,55} = 0,21 \text{ t/ml}$$

• Niveaux courants:

$P = 0,4 \text{ t/m}^2$  ; palier:  $0,4 \times 0,75/2 = 0,15 \text{ t/ml}$

$P = 0,175 \text{ t/m}^2$  ; plancher:  $0,175 \times 1,7 = 0,30 \text{ t/ml}$

$$= 0,44 \text{ t/ml}$$

Niveau	6	5	4	3	2	1
$q_{ext} \text{ (t/ml)}$	0,21	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
$q_{ext} \text{ (t/ml)}$ cumulé	0,21	0,65	1,09	1,53	1,97	2,41

• Section vertical:

Niv	G(t)	P(t)	$W = \frac{L^2}{G+P}$	$\delta v$	$F_{sv,w} \text{ (t)}$	$F_v \text{ (t/ml)}$	$F_s \text{ (t/ml)}$ cum	$S_v \text{ (t)}$ cum
6	5,6	0,55	5,7	0,135	0,77	0,30	0,30	0,765
5	5,7	1,33	6	0,142	0,67	0,67	0,57	1,45
4	5,7	2,13	6	0,09	0,54	0,22	0,79	2,01
3	5,7	2,83	6	0,067	0,44	0,16	0,95	2,42
2	5,7	3,68	6	0,045	0,27	0,11	1,06	2,70
1	5,7	4,43	6	0,022	0,14	0,06	1,12	2,86

Remarque:

Les valeurs de G, P et de  $S_v$  ont été obtenues, en multipliant  $q_0, q_1$  et  $F_v$  par  $L = 2,55 \text{ m}$  représentant la largeur de voile.

Les valeurs de  $\delta v$  ont été obtenues, les valeurs calculées.

Vérification du cisaillement dans le refend: la contrainte de cisaillement

$\tau$  dans le refend, est défini par:  $\tau = \frac{1,1 T}{b \cdot h}$

T: effort tranchant majoré de 40% ;  $T = 1,4 \times 11,24 = 16,58 \text{ t}$ .

b, h: dimension de la section de béton:  $b = 0,15 \text{ m}$ ,  $h = 2,55 \text{ m}$ .

$$\tau = \frac{1,1 \cdot 16,58 \cdot 10^3}{15 \cdot 255} = 4,77 \text{ kg/cm}^2$$

la contrainte de cisaillement admissible:

$$\bar{\sigma}_a = 0,8 \bar{\sigma}_0 = 27,54 \text{ Kg/cm}^2, \quad \bar{\sigma}_s = 62,8 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où  $\tau < \bar{\sigma}_a$  (c'est vérifié).

la section d'acier résistante à l'effort tranchant:

$$\bar{\omega}_t = \frac{8-8}{50} \dots, \text{ donc le \% minimum d'acier est de } 0,25\%$$

Sous l'effet du régime le refend est sollicité en flexion composée.

Notions: N: effort normal à la base.

M: moment fléchissant.

voiles sans ouvertures:

- pour longitudinal:

$l = 4,55 \text{ m}$  : longueur du refend plein.

- détermination de  $N_{max}$  et  $N_{min}$ :

$$N_{max} = G + P + S_{iv} = 34,6 + 6,2 + 2,86 = 43,66 \text{ t}$$

$$N_{min} = G + P_{iv} - S_{iv} = 34,6 + 6,2/5 - 2,86 = 32,48 \text{ t}$$

$$M = 95,9 \text{ t.m.}$$

- Calcul des aciers et vérification du béton comprimé:

$$N_{min} = 32,48 \text{ t}$$

$$M = 95,9 \text{ t}$$

$$\Rightarrow \text{excentricité, } e = \frac{M}{N} = \frac{95,9}{32,48} = 2,95 \text{ m.}$$

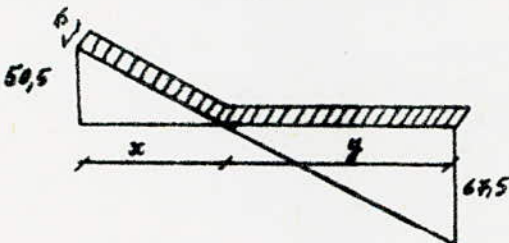
$$h = 2,55/2 = 1,275 \text{ m.}$$

$$I = 0,207 \text{ m}^4$$

$$A = 0,4 \times 2,55 = 1,02 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{1,2} = \frac{N_{min} \pm M \cdot y}{A \cdot I} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 67,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -50,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signes contraires:



- on détermine le volume des contraintes de traction exprimé en Kg.

$$\left. \begin{array}{l} x + y = 2,55 \\ x/y = \frac{50,5}{67,5} = 0,75 \end{array} \right\} \begin{array}{l} x = 1,09 \text{ m} \\ y = 1,46 \text{ m} \end{array}$$

$$F_a = 50,5 \times 1,09 \times 15 \times \frac{1}{2} = 41284 \text{ Kg. (volume des contraintes de traction)}$$

$$A = \frac{F_a}{\sigma_a} = \frac{41284}{4200} = 9,83 \text{ cm}^2, \text{ so } \bar{\omega}_{cal} = \frac{A}{b \cdot h} = \frac{9,83}{15 \cdot 2,55} = 0,25\%$$

comme  $\bar{\omega}_{cal} < \bar{\omega}_{min} = 0,5\%$ , donc on adoptera un % minimum  $\bar{\omega}_{min}$   
 $\Rightarrow \bar{\omega}_{min} = 0,5\%$  pour la zone tendue.

Armatures verticales: - zone tendue:  $A = 0,5 \times 15 \times 100/100 = 7,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

$$\Rightarrow 7 \text{ T12/ml avec } t = 15 \text{ cm.}$$

- zone non tendue:  $\bar{\omega}_{min} = 0,25\% \Rightarrow A = 0,25 \times 15 \times 100/100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
 $\Rightarrow 5 \text{ T10, avec } t = 20 \text{ cm sur chaque face.}$

Armatures horizontales: Nous avons vu précédemment que  $\bar{\omega} = \frac{8-8}{50} < 0 \Rightarrow$  donc

$$\text{le \% min adopté sera } \bar{\omega}_{min} = 0,25\% \Rightarrow A = 0,25 \times 15 \times 100/100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow 5 \text{ T10/ml, avec } t = 20 \text{ cm sur chaque face.}$$

Calcul de  $\sigma_{1,2}$  sous  $N_{max}$ :  $N_{max} = 43,66 \text{ t.}$

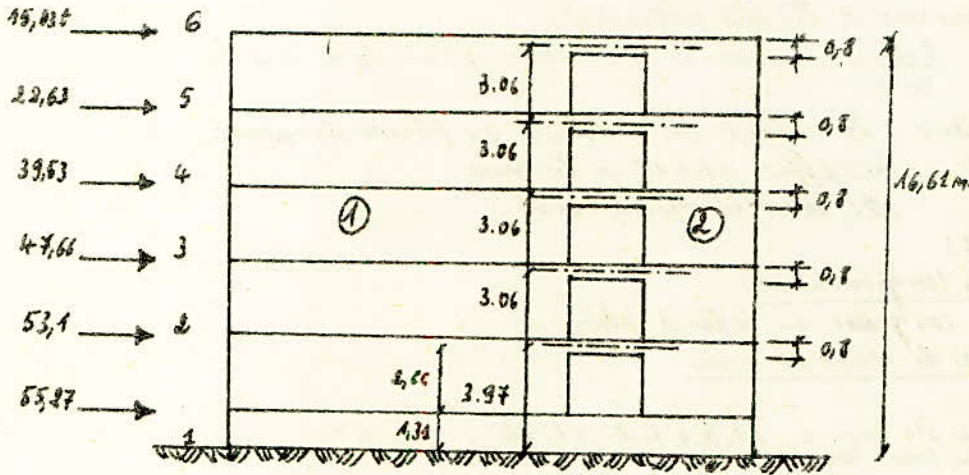
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot y}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 70,4 \text{ Kg/cm}^2; \sigma_2 = -47,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e_0 = 2,95 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,425 \text{ m} \text{ alors } \bar{\sigma}'_0 = 2\bar{\sigma}'_0 = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (form SP}_2\text{):}$$

les contraintes sont supérieures aux contraintes admissibles.

voile avec une seule file d'ouverture:  
- sans transversal:

(cumul).

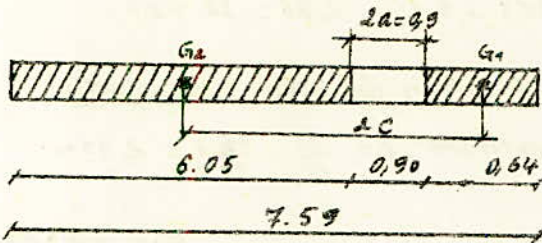


caracteristiques:

$$h = 16,61 \text{ m.}$$

$$l = 7,59 \text{ m.}$$

$$e = 0,15 \text{ m.}$$



La methode utilisee est celle de M.

caracteristiques du referend:

$$I_1 = 2,77 \text{ m}^4 \text{ (element 1)}$$

$$I_2 = 3,27 \cdot 10^3 \text{ m}^4 \text{ ( " 2)}$$

$$2c = 4,24 \text{ m}$$

$$m = 0,37 \text{ m}^3 \text{ (moment statique)}$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 4,34 \text{ m}^4$$

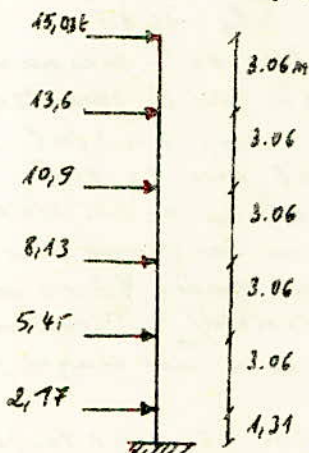
$$w = 1,27$$

$$\alpha = 24,7 > 10 \text{ (petites ouvertures)}$$

$$z = 16,61 \text{ m (hauteur total du referend à partir du sol)}$$

Evaluation des efforts:

• sisme horizontal:



Moment à la base:

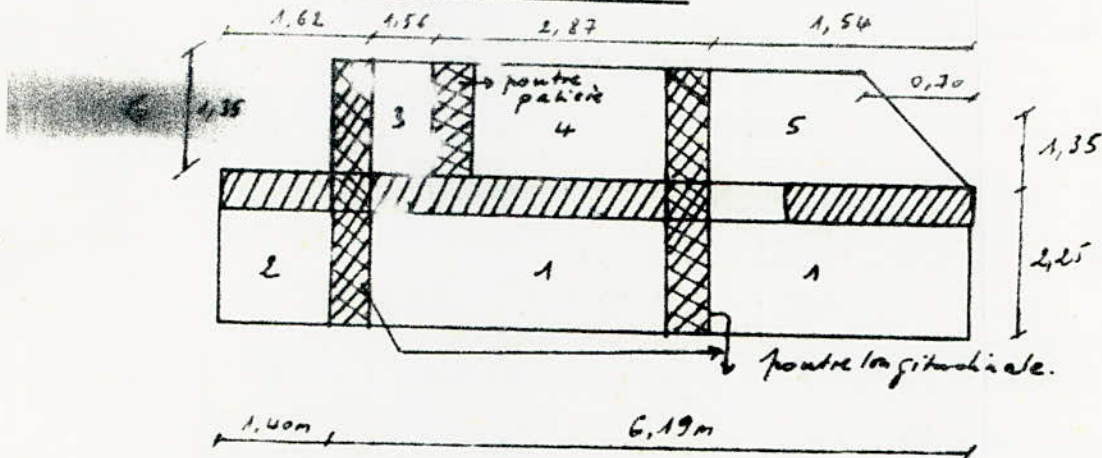
$$M = \sum F_i h_i = 15,03 \cdot 16,61 + 13,6 \cdot 13,55 + 10,9 \cdot 10,49$$

$$+ 8,13 \cdot 7,43 + 5,45 \cdot 4,37 + 2,77 \cdot 1,34$$

$$\Rightarrow M = 635 \text{ t.m.}$$

Efforts dus aux charges verticales:

- Surface revenant au voile:



Ce voile est chargé par:

- $S_2$ : plancher { terrasse  
courant
- $S_3$  et  $S_5$ : paliers.
- $S_4$ : pailleme.
- $S_2$ : Loggia.

$$S_3 \text{ et } S_5 : \text{paliers: } \begin{cases} G = 0,454 \text{ t/m}^2 \\ P = 0,4 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$S_4 : \text{Pailleme: } \begin{cases} G = 0,646 \text{ t/m}^2 \\ P = 0,4 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$S_1 : \text{planchers: } \begin{cases} \text{- terrasse: } G = 0,5716 \text{ t/m}^2 \\ \text{- courant: } G = 0,480 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$S_2 : \text{Loggia: } \begin{cases} G = 0,44 \text{ t/m}^2 \\ P = 0,350 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$\frac{1}{2} \text{ poutre palière: } \begin{cases} G = 0,343 \text{ t} \\ P = 0,42 \text{ t} \end{cases}$$

$$\text{poutres longitudinales: } 2(2,5 \times 0,3 \times 0,4 \times 3,6) = 2,16 \text{ t.}$$

Surface totale revenant au voile:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5 = 25,16 \text{ m}^2.$$

$$* S_3 \text{ et } S_5 : \text{paliers: } \begin{cases} G = 0,966 \text{ t} \\ P = 0,842 \text{ t} \end{cases}$$

$$* S_4 : \text{pailleme: } \begin{cases} G = 2,18 \text{ t} \\ P = 1,15 \text{ t} \end{cases}$$

\* S1 :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{- terrasse: } G = 14,36t ; P = 2,50t \\ \text{- Courant: } G = 6,68t ; P = 2,44t. \end{array} \right.$

\* S2: Loggia:  $\left\{ \begin{array}{l} G = 1,39t \\ P = 1,10t \end{array} \right.$

\*  $\frac{1}{2}$  pontre paliée:  $\left\{ \begin{array}{l} G = 0,34t \\ P = 0,42t \end{array} \right.$

\* Vols: niveau terrasse:  $G = 5,74t$   
 " , Courant:  $G = 11,42t.$

\* poutres long. inclinées:  $G = 2(2,5 \times 0,2 \times 0,4 \times 3,6) = 2,16t.$

donc au total on a: - Niveau terrasse:  $G = 23,66t$   
 $P = 3,5t$   
 - Niveau Courant:  $G = 25,42t$   
 $P = 6,35t$

Niveaux	G(t)	G(t) cum	P(t)	P(t) cum	$W = G + P_f$ (t)	$\bar{G}_v$	$F_v = G_v \cdot N$ (t)	$F_v = S_{iv}$ cum(t)
6	23,66	23,66	3,6	3,6	24,38	0,185	3,3	3,3
5	25,42	49,14	6,35	9,95	26,75	0,112	3	6,3
4	25,42	74,62	6,35	16,3	26,75	0,09	2,41	8,71
3	25,42	100,1	6,35	22,65	26,75	0,067	1,2	10,51
2	25,42	125,58	6,35	29	26,75	0,045	1,2	11,71
1	25,42	151,1	6,35	35,35	26,75	0,022	0,59	12,3

Niveaux	H(t)	h (m)	H(t) cum	M(t.m)	M(t.m) cum
6	15,03	0	15,03	0	0
5	13,6	3,06	28,63	46	46
4	10,9	3,06	39,53	87,6	133,6
3	8,13	3,06	47,66	121	254,6
2	5,45	3,06	53,1	146	400,6
1	2,17	3,97	55,27	211	613,6

$i$  : moment d'inertie du linteau.

$$i = \frac{0,2^3 \times 0,15}{12} = 0,0064 \text{ m}^4$$

$$E = 21000 \sqrt{\frac{12}{\sigma_j}}, \quad \text{car } \sigma_j = 1,2 \bar{\sigma}_{23} = 1,2 \cdot 2,70 \cdot 24 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow E = 21000 \sqrt{24} = 372 \text{ bars} \times 10^3 = 385560 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow E = 3,856 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I_1 = 2,77 \text{ m}^4 \quad I = I_1 + I_2 = 2,77 + 2,77 = 5,54 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 2,27 \cdot 10^3 \text{ m}^4 \quad 2 \times EI = 21,38 \cdot 10^6 \text{ t.m}^2$$

$$EI = 10,69 \cdot 10^6 \text{ t.m}^2$$

$$K_1 = \frac{3EI}{a^3} (l_1 + 2a + l_2)(a + l_2) = \frac{3 \cdot 3,856 \cdot 10^6 \cdot 0,0064}{(0,9)^3} (6,05 + 1,8 + 0,54) \times (0,9 + 6,05) = 6 \cdot 10^6 \Rightarrow K_1 = 6 \cdot 10^6$$

$$K_2 = \frac{3EI}{a^3} (l_1 + 2a + l_2)(a + l_1) = 1,33 \cdot 10^6$$

$$K_1 + K_2 = 7,33 \cdot 10^6$$

$a$  : ouverture = 0,9 m.

$$\frac{K_1 + K_2}{EI} = 0,68$$

$EI$

Calcul des rotations :

dans ce cas  $a$  : c'est la hauteur d'étage = 3,06 m.

$$y_n' = y_{n-1}' - \left( \frac{M_{n-1} a}{EI} + \frac{T_{n-1} a^2}{2EI} \right) + (K_1 + K_2)(y_1' + y_2' + \dots + y_{n-1}') \frac{a}{EI}$$

$y_1'$  : rotation du niveau 6.

$$y_2' = y_1' - \left( \frac{M_1 \cdot a}{EI} + \frac{T_1 \cdot a^2}{2EI} \right) + (K_1 + K_2) y_1' \frac{a}{EI}$$

$$y_2' = y_1' - \left( 0 + \frac{15,03 \times 3,06^2}{21,38 \cdot 10^6} \right) + 7,33 \cdot 10^6 y_1' \cdot \frac{3,06}{10,69 \cdot 10^6}$$

$$\Rightarrow y_2' = 3,1 y_1' - 6,58 \cdot 10^6 \quad (\text{rotation du niveau 5})$$

et de la même façon on aura :

$$y_3' = 11,7 y_1' - 46,1 \cdot 10^6 \quad (\text{rotation du niveau 4})$$

$$y_4' = 44,2 y_1' - 212 \cdot 10^6 \quad (\text{rotation du niveau 3})$$

$$y_5' = 172 y_1' - 861 \cdot 10^6 \quad (\text{rotation du niveau 2})$$

$$y_6' = 805,2 y_1' - 4114 \cdot 10^6 \quad (\text{rotation du niveau 1}), \text{ c'est à dire}$$

$$\text{à l'encastrement, d'où } y_6' = 0 \text{ et on tire } y_1' = \frac{4114 \cdot 10^6}{805,2} = 5,1 \cdot 10^6$$



Niveaux	6	5	4	3	2	1
Rotation $y'_i$	$5,1 \cdot 10^6$	$9,23 \cdot 10^6$	$13,57 \cdot 10^6$	$16,42 \cdot 10^6$	$16,2 \cdot 10^6$	0
$y'_i$ cumulés	$5,1 \cdot 10^6$	$14,33 \cdot 10^6$	$27,9 \cdot 10^6$	$44,32 \cdot 10^6$	$60,52 \cdot 10^6$	$60,52 \cdot 10^6$

Calcul des moments au droit du parement supérieur:

- $M_n = M_{n-1} + T_{n-1} \cdot a - (K_1 + K_2)(y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$ .  
 $M_{n-1}$ : Moment de console en (n-1) (tot. Effort extérieur total).  
 $T_{n-1}$ : Effort tranchant en (n-1) ( " " " " )  
 $M_n$ : moment corrigé au dessus du parement de rang n.

$M_1 = 0$   
 $M_2 = M_1 + T_1 \cdot a - (K_1 + K_2) y'_1$   
 $= 0 + 15,03 \cdot 3,06 - 7,33 \cdot 10^6 \cdot 5,1 \cdot 10^6 = 8,61 \text{ t.m.}$   
 $M_3 = M_2 + T_2 \cdot a - (K_1 + K_2)(y'_1 + y'_2)$   
 $= 46 + 28,63 \cdot 3,06 - 7,33 \cdot 10^6 \cdot (5,1 \cdot 10^6 + 9,23 \cdot 10^6) = 28,57 \text{ t.m.}$   
 $M_4 = 50 \text{ t.m.}$   
 $M_5 = 75,13 \text{ t.m.}$   
 $M_6 = 169,35 \text{ t.m.}$

Calcul des moments au droit du parement inférieur:

$M_n = M_{n-1} + T_{n-1} \cdot a - (K_1 + K_2)(y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$ .  
 $M_1 = -(K_1 + K_2) y'_1 = -7,33 \cdot 10^6 \cdot 5,1 \cdot 10^6 = -37,4 \text{ t.m.}$   
 $M_2 = M_1 + T_1 \cdot a - (K_1 + K_2)(y'_1 + y'_2)$   
 $= 0 + 15,03 \cdot 3,06 - 7,33 \cdot 10^6 \cdot (5,1 \cdot 10^6 + 9,23 \cdot 10^6) = -59 \text{ t.m.}$   
 $M_3 = M_2 + T_2 \cdot a - (K_1 + K_2)(y'_1 + y'_2 + y'_3)$   
 $= 46 + 28,63 \cdot 3,06 - 7,33 \cdot 10^6 \cdot 27,9 \cdot 10^6 = -70,9 \text{ t.m.}$   
 $M_4 = -70,7 \text{ t.m.}$   
 $M_5 = -43,6 \text{ t.m.}$   
 $M_6 = -169,35 \text{ t.m.}$

Repartition de moment sur les deux éléments du refend:

$I_1 = 2,77 \text{ m}^4$   
 $I_2 = 3,27 \cdot 10^3 \text{ m}^4$   
 $f_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} = 0,99$   
 $f_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} = 1,18 \cdot 10^3$

Vu que le coef. de repartition de l'élément ② est très faible devant de celui de l'élément ①, on fera donc repartir la totalité des efforts par ce dernier.

Efforts tranchants dans les lièreaux:

$F_n = \frac{6E \cdot i}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) y'_n$

$$\Rightarrow F_n = \frac{6,3256 \cdot 10^{-6} \cdot 0,0064}{0,9^6} (6,05 + 1,2 + 0,54) y_n = 1,72 \cdot 10^{-6} y_n$$

Niveaux	6	5	4	3	2	1
$y_n$	$5,1 \cdot 10^{-6}$	$9,23 \cdot 10^{-6}$	$13,57 \cdot 10^{-6}$	$16,03 \cdot 10^{-6}$	$16,2 \cdot 10^{-6}$	0
$F_n(t)$	2,77	15,87	23,34	22,34	27,26	0

Niv	$F_n(t)$	$F_n(t)$ cumul	$G(t)$ cumul	$P(t)$ cumul	$N(t)$
6	2,77	2,77	23,06	3,6	36
5	15,87	24,64	49,14	9,95	23,73
4	23,34	47,98	74,12	16,3	139
3	22,34	76,32	100,1	22,65	199
2	27,26	104,18	125,58	29	259
1	0	104,18	151,1	35,35	290,6

$$N_t = F_n + G + P$$

Determination de la nature des sections de calcul:

Niv	$M_{max}$ (t.m)	$N_t$ (t)	$e_0$ (cm)	Nature	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )
6	37,4	36	1,04	P.C	136,35
5	59	83,73	0,7	E.C	124,27
4	70,9	139	0,51	E.C	112,46
3	70,7	199	0,36	E.C	113,4
2	75,13	259	0,29	E.C	111,03
1	169,35	290,6	0,58	E.C	120,2

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{kt}{6} = \frac{6,05}{6} \approx 1$$

$$\bar{\sigma}_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}_b'$$

Calcul des armatures: Les sections étant entièrement comprimées sauf pour le niveau (6), la section étant partiellement comprimée.

- sections partiellement comprimées:

On calcule:  $f = \frac{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_e}{N}$  ;  $\beta = \frac{6\eta}{N h_e}$  ;  $\delta' = \frac{d}{h_e}$   
 $C = 0,27(1,28)^2$  ;  $D = 0,3 \cdot (f - \beta) - 0,9(1 - f)(1,28)^2$   
 $E = -(1 + \beta - f)$  ;  $w' = \frac{-D + \sqrt{D^2 + 4 \cdot E \cdot C}}{2C}$

$d = 0,25 \cdot l = 0,25 \cdot 6,05 = 1,51 \text{ m.}$

On calcule aussi:  $\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M \cdot e}{I}$  et on vérifie que:

$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_1 < \bar{\sigma}'_b \\ \bar{\sigma}'_2 > 0 \end{array} \right.$  et enfin:  $A'_1 = A'_2 = w' \cdot b \cdot h_e$ .

Niv	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	f	β	δ'	C	D	E	w'	A'_1 = A'_2 (cm <sup>2</sup> )
5	124,87	13,53	0,47	0,25	0,0675	6,74	12,06	-1,22	< 0
4	112,46	7,73	0,50	0,25	0,0675	3,62	6,23	-1,75	< 0
3	113,4	5,17	0,35	0,25	0,0675	2,33	3,22	-1,62	< 0
2	111,03	3,29	0,29	0,25	0,0675	1,73	2,16	-1,60	< 0
1	120,3	3,77	0,58	0,25	0,0675	1,53	2,19	-1,47	< 0

- section partiellement comprimée (niveau 5):

Dans ce cas, on utilise la méthode du moment fictif.

$M = 37,4 \text{ t.m.}$  ;  $N = 36 \text{ t}$  ;  $d = 0,25 \cdot l = 1,51 \text{ m.}$

$f = \frac{h_e}{2} = d = \frac{6,05}{2} - 1,51 = 1,51 \text{ m.}$

$M_b = M + N \cdot f = 37,4 + 36 \cdot 1,51 = 91,76 \text{ t.m.}$

$\mu = \frac{n \cdot M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_e^2} = \frac{15 \cdot 91,76 \cdot 15}{4200 \cdot 15 \cdot 454^2} = 0,0106 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9539 \\ \kappa = 93,5 \end{array} \right.$

$A_1 = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{91,76 \cdot 15}{4200 \cdot 0,9539 \cdot 454} = 5,04 \text{ cm}^2$ .

$A_2 = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{36 \cdot 15}{4200} = 2,57 \text{ cm}^2$ .

$A'_1 = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} < 0$ .

$\bar{\kappa} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{4200}{136,35} = 30,8 < \kappa = 93,5 \Rightarrow A'_1 = 0$ .

Dans tous les niveaux, on a trouvé  $A < 0$  et  $(A_1 = A_2) < 0$ , c'est à dire que la section nette du béton suffit. Donc on assurera les 2 planchers par le % minimum imposé par le D.T.U.

On expose la méthode de calcul en détail :

Contrainte de compression admissible :

$\bar{\sigma}_{60} = \beta_1 \cdot \sigma_{62}$

$\beta_1$  est au plus égale à la plus petite dimension des 2 valeurs / 0,45 a.s.s.p.  
avec : / 0,5 a.p.s.s

\*  $\alpha = \frac{a - 10 \frac{e'_f}{b}}{a}$  (a : épaisseur du voile).

avec e : au moins égale à la plus grande des 2 valeurs

$$\left\{ \begin{array}{l} -1 \text{ cm} \\ -\frac{l_f}{300} \end{array} \right. \text{ ou } \left\{ \begin{array}{l} l_f = \frac{l'_f}{1 + \left(\frac{l'_f}{b}\right)^2} \text{ si } l'_f \leq b \\ l_f = \frac{b}{2} \text{ si } l'_f > b \end{array} \right. \quad l'_f = 0,7 \ell$$

\*  $\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2}$  où  $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$

\*  $\delta = 0,83$ .

\*  $\delta = 1$  : Lorsque les vérifications des contraintes admissibles seront effectuées pour 3 actions ou combinaison d'actions courants.

-  $\delta = 1,1$  : Lorsque les vérifications des contraintes admissibles seront effectuées pour 3 actions ou combinaison d'actions faisant intervenir les effets climatiques.

Détermination de la longueur de flambement :

$l'_f \leq b \rightarrow l_f = \frac{l'_f}{1 + \left(\frac{l'_f}{b}\right)^2}$

$l'_f > b \rightarrow l_f = \frac{b}{2}$

Dans notre cas :  $b = \infty$  (on admet que le mur n'est pas raidi à ses extrémités).

$l'_f = 0,7 \cdot \ell$  :  $l'$  : hauteur libre entre 2 planchers.  
 $l_f = l'_f = 0,7 \cdot 3,06 = 2,142 \text{ m}$ .

$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{2,142 \cdot \sqrt{12}}{0,15} = 49,46$

- Calcul de  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{a \cdot 10^{\frac{e_3}{3}}}{a} = \frac{15 - 10^{\frac{1}{3}}}{15} = 0,856 ; e = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ cm} \\ \frac{2,14 \cdot 10^2}{300} = 0,71 \end{array} \right.$$

- Calcul de  $\beta$ :

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2} = \frac{1}{1 + 2 \left( \frac{49,46}{100} \right)^2} = 0,67$$

$$\gamma = 0,83$$

$$\delta = 1$$

$$f'_b \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,45 \alpha \gamma \delta = 0,45 \cdot 0,856 \cdot 0,83 \cdot 1 = 0,319 \\ 0,5 \alpha \beta \gamma \delta = 0,5 \cdot 0,856 \cdot 0,67 \cdot 0,83 \cdot 1 = 0,238 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow f'_b = 0,238$$

$$\sigma'_{b0} = f'_b \cdot \sigma_{28} = 0,238 \cdot 270 = 64,36 \text{ bars} = 65,54 \text{ kg/cm}^2$$

Le % minimal  $\tilde{w}_v$  d'une bande verticale donnee' rapporte au volume total de la bande doit être au moins égale à la plus grande des deux valeurs suivantes:

$$\tilde{w}_v = \frac{A'_m}{a \cdot d} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,001 \\ \frac{2,10}{\sigma_{en}(\text{bars})} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \left( \frac{2,5m}{\sigma_{30}} - 1 \right) \end{array} \right.$$

$A'_m$ : section des armatures dans la section horizontale vérifiée.

$a$ : épaisseur du voile.

$d$ : largeur de la bande considérée.

$\sigma'_m$ : contrainte moyenne de compression agissant dans la bande considérée.

$\sigma'_{b0}$ : contrainte admissible.

$\theta_1 = 1$  pour un voile intermédiaire.

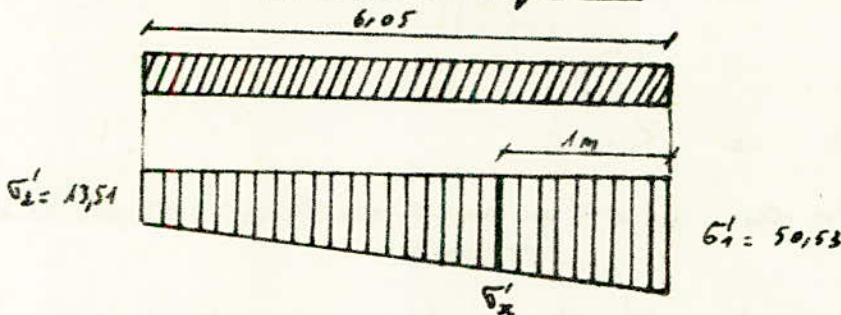
$= 1,4$  pour " " de rive.

$\theta_1 = 2$  (dans notre cas).

$$\theta_2 = 1 + \frac{\lambda}{20} = 1 + \frac{49,46}{20} = 3,473$$

La section d'armature proportionnée au %  $\tilde{w}_v$  doit être répartie par moitié sur chaque face de la bande considérée.

Calcul de la contrainte moyenne:



$$\sigma'_2 = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{N}{b \cdot h_c} + \frac{6M}{b \cdot h_c^2}$$

$$\sigma'_2 = \frac{290,6 \cdot 10^3}{15 \cdot 605} + \frac{6 \cdot 169,35 \cdot 10^5}{15 \cdot 605^2} = 50,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_2 = \frac{290,6 \cdot 10^3}{15 \cdot 605} - \frac{6 \cdot 169,35 \cdot 10^5}{15 \cdot 605^2} = 13,54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\bar{\sigma}'_x}{\bar{\sigma}'_y} = \frac{5,05}{6,05} \rightarrow \bar{\sigma}'_x = \frac{5,05}{6,05} \cdot 50,53 = 42,18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_m = \frac{\bar{\sigma}'_x + \bar{\sigma}'_y}{2} = \frac{42,18 + 50,53}{2} = 46,35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega}'_p = \frac{A'm}{a \cdot d} > m_c \begin{cases} 0,002 \\ \frac{2,10}{4,20} \cdot 1,3,473 \left( 3 \cdot \frac{46,35}{65,54} - 1 \right) = 0,002 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \bar{\omega}'_p = 0,002$$

$$A'm = \bar{\omega}'_p \cdot a \cdot d = 0,002 \cdot 15 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2$$

Cette section doit être répartie par moitié sur, chacune des faces de la bande, considérée.

Donc on prendra 5T2/ml avec un espacement de 20 cm.  
(c'est pour les armatures verticales).

Armatures horizontales :

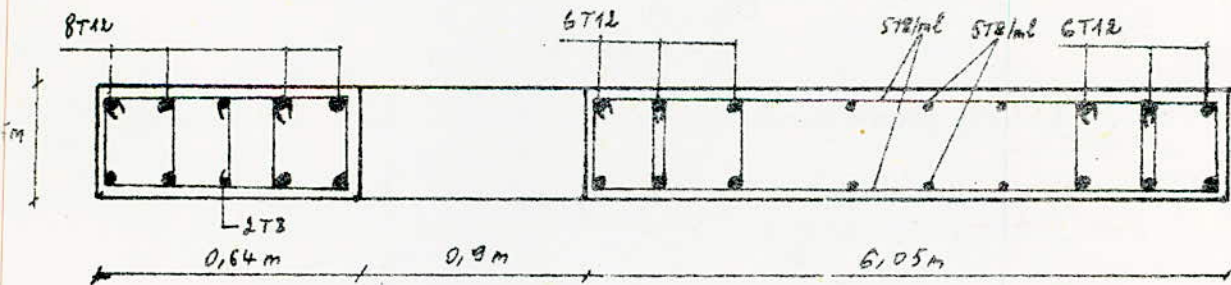
$$\bar{\omega}'_k > \begin{cases} 0,003 \\ \frac{2}{3} \bar{\omega}'_u = 0,0013 \end{cases} \Rightarrow \bar{\omega}'_k = 0,0013$$

$$d'ici A'k = \bar{\omega}'_k \cdot a \cdot d = 0,0013 \cdot 15 \cdot 100 = 2,25 \text{ cm}^2$$

on prendra donc 5T2/ml, avec un espacement de 20 cm.

Armatures auxiliaires : les armatures transversales seront prises forfaitairement, d'ici on adoptera de  $\phi 5$ /ml.

On prendra au outre des renforcements à l'intersection des voiles et à leurs extrémités de T12.



Ferraillage du linteau :

- Efforts dans les linteaux : Le linteau est considéré encasté à ses deux extrémités, le moment au droit de l'encastement est :

$$M = F \cdot \frac{a}{2} = F \cdot \frac{0,9}{2}$$

Niv	6	5	4	3	2	1
T(t)	8,77	15,87	23,34	23,34	27,26	0
M(t.m)	3,95	7,14	10,5	12,75	12,53	/

Le linteau sera étudié en flexion simple.

$M = 12,75 \text{ t.m.}$      $d = 2 \text{ cm}$ ,     $h = 80 - d = 78 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 12,75 \cdot 10^5}{4200 \cdot 15 \cdot 78^2} = 0,0499 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 38,4 \\ \epsilon = 0,9064 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{12,75 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9064 \cdot 78} = 4,29 \text{ cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{4200}{32,4} = 109,57 < \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2.$$

On adoptera donc :

et  $2T16 = 4,62 \text{ cm}^2.$

D'après le règlement P.S (C.T.C) :

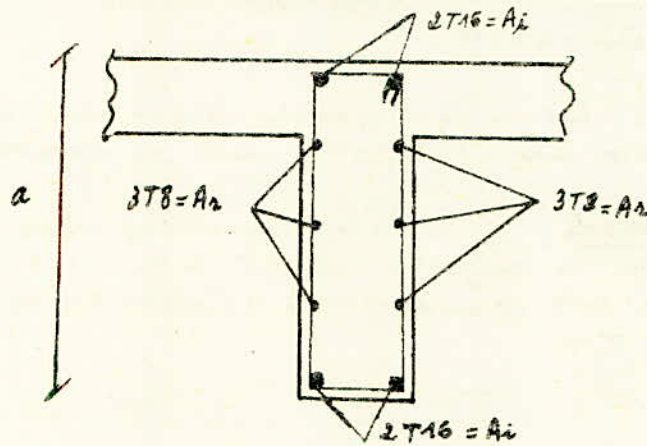
$A_i = A_0 \geq 0,0015 \cdot b \cdot a = 0,0015 \cdot 15 \cdot 80 = 1,8 \text{ cm}^2$  (vérifié).

$A_r \geq 0,0020 \cdot 15 \cdot 80 = 2,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T8 = 3,01 \text{ cm}^2$  (par espacement).

$A_t \geq 0,0025 \cdot 15 \cdot 80 = 3 \text{ cm}^2$  ( $e = \frac{80}{4} = 20 \text{ cm}$ ).

On adoptera des cadres de  $\phi 8$ , l'espacement  $t \geq \frac{a}{4} = \frac{90}{4} = 22,5 \text{ cm}$ .

Disposition des armatures dans le linteau :

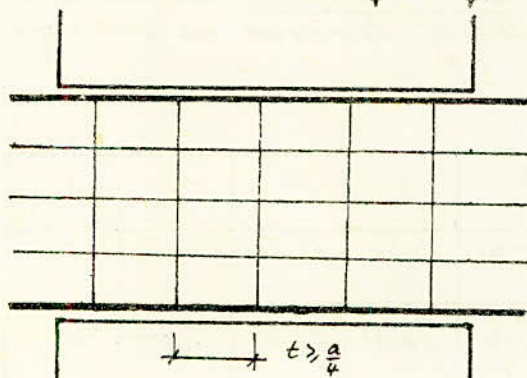


Armatures transversales :

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{T}{b \cdot f} = \frac{23340}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = 27,6 \text{ kg/cm}^2, \quad h = 78 \text{ cm.}$$

$\bar{\sigma}_b = 3,5 \times 1,5 \times 5,9 = 30,96 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b$  (vérifié).

l'espacement est de  $t \leq \frac{a}{4} = \frac{80}{4} = 20,0 \text{ cm} \rightarrow t = 20 \text{ cm}$ .



## calcul des longrines

Les longrines ont une section de 30x30 dans le sens longitudinal et dans le sens transversal du bâtiment, elles servent de chaînage pour les poteaux et les fondations.

### Méthode de calcul:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force axiale égale à  $N/10$ , où  $N$  est la force axiale du poteau en question. A cette sollicitation, il faut ajouter le cas échéant, les effets des charges et moments appliqués directement sur les longrines.

Le ferrailage minimum doit être de T12 ou T14 avec les pas dont l'épaveement  $t \leq 20$  cm.

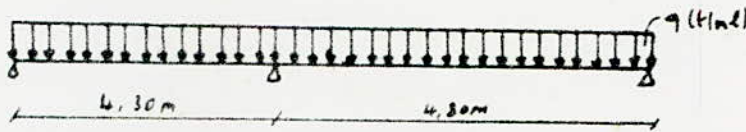
### longrines dans le sens transversal:

- poids propre de la longrine:  $0,3 \times 0,3 \times 2,5 \times 1 = 0,225 \text{ t/ml}$   
 $q = 0,225 \text{ t/ml}$

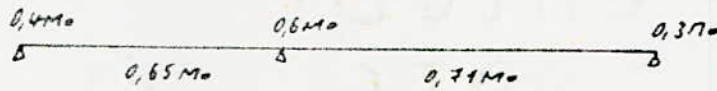
$N$ : effort normal max appliqué dans les deux sens = 117,77 t.

d'où l'effort de traction ou de compression dans la longrine:

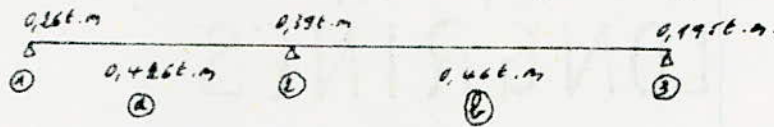
$$N' = \frac{N}{10} = \frac{117,77}{10} \approx 11,8 \text{ t}$$



On applique la méthode des C.C.B.9 02:



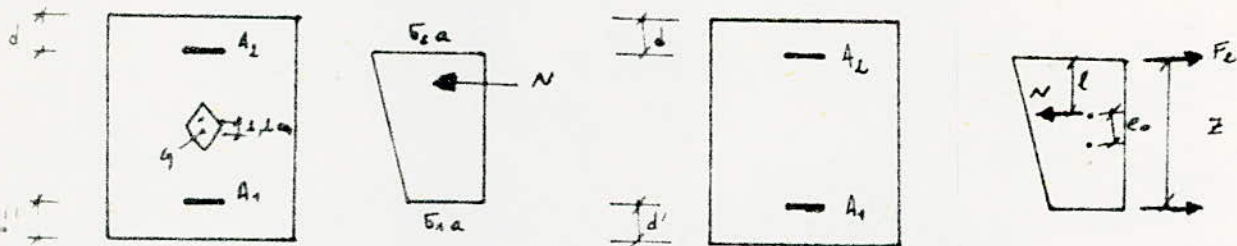
avec  $M_0$ : le moment isostatique:  $M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{0,225 \times 9,3^2}{8} = 0,65 \text{ t.m}$



Après ①:

$$R_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,26}{11,8} = 2,2 \text{ cm} < \frac{h_c}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

⇒ d'où la section est entièrement tendue, si l'effort normal est un effort de traction.



$$d = d' = 4 \text{ cm}$$

$$l = \frac{h_c}{2} - d - e_0 = \frac{30}{2} - 4 - 2,2 = 8,8 \text{ cm}$$

$$Z = h_c - 2d = 30 - 2 \times 4 = 22 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N \cdot l}{Z \cdot \bar{\sigma}_c} = \frac{11,8 \cdot 10^3 \times 8,8}{22 \times 2800} = 1,68 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_2 = \frac{N \cdot (Z - l)}{\bar{\sigma}_c \cdot Z} = \frac{11,8 \cdot 10^3 (22 - 8,8)}{2800 \cdot 22} = 2,55 \text{ cm}^2$$



CALCUL  
DES  
LONGRINES

Appuis ②:

$$M = 0,394 \text{ m} ; N = 11,8 \text{ t} ; e_0 = \frac{M}{N} = 3,3 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$$

⇒ section entièrement tendue.

$$l = \frac{l_0}{2} - d \cdot e_0 = \frac{30}{2} - 4 \cdot 3,3 = 7,7 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N \cdot l}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{11,8 \cdot 10^3 \cdot 7,7}{22 \cdot 2800} = 1,47 \text{ cm}^2 ; A_2 = \frac{N(z-l)}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{11,8 \cdot 10^3 (22 - 7,7)}{22 \cdot 2800} = 2,74 \text{ cm}^2$$

Appuis ③:

$$M = 0,195 \text{ m} ; N = 11,8 \text{ t} ; e_0 = \frac{M}{N} = 1,65 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$$

⇒ section entièrement tendue.

$$l = \frac{l_0}{2} - d \cdot e_0 = \frac{30}{2} - 4 \cdot 1,65 = 9,35 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N \cdot l}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{11,8 \cdot 10^3 \cdot 9,35}{22 \cdot 2800} = 1,79 \text{ cm}^2 ; A_2 = \frac{N(z-l)}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{11,8 \cdot 10^3 (22 - 9,35)}{22 \cdot 2800} = 2,46 \text{ cm}^2$$

travée ④:

$$M = 0,426 \text{ m} ; N = 11,8 \text{ t} ; e_0 = \frac{M}{N} = 3,6 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$$

⇒ section entièrement tendue.

$$l = \frac{l_0}{2} - d \cdot e_0 = \frac{30}{2} - 4 \cdot 3,6 = 7,4 \text{ cm}$$

$$A_1 = 1,42 \text{ cm}^2 ; A_2 = 2,80 \text{ cm}^2$$

travée ⑤:

$$M = 0,466 \text{ m} ; N = 11,8 \text{ t} ; e_0 = \frac{M}{N} = 4 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$$

⇒ section entièrement tendue.

$$l = \frac{l_0}{2} - d \cdot e_0 = \frac{30}{2} - 4 \cdot 4 = 7 \text{ cm}$$

$$A_1 = 1,34 \text{ cm}^2 ; A_2 = 2,87 \text{ cm}^2$$

Armatures adoptées:

- Aux appuis : 4 T12

- en travée : 4 T12

Calcul de armature transversales:

$$T_1 = q \frac{l_0}{2} - \frac{|M_e - M_u|}{l} = \frac{0,225 \times 4,8}{2} - \frac{0,39 - 0,195}{4,8} = 0,50 \text{ t}$$

$$T_2 = -q \frac{l_0}{2} - \frac{|M_e - M_u|}{l} = -\frac{0,225 \times 4,8}{2} - \frac{0,39 - 0,195}{4,8} = -0,58 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{0,58 \cdot 10^3}{30 \times 22} = 0,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 20,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{avec: } \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 0,87 = 20,85 \text{ kg/cm}^2$$

On prendra 4 brins actifs : 4  $\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2 = A_b$

$$t = \frac{A_b \cdot z \cdot \bar{\sigma}_a}{T} = \frac{1,13 \times 22 \cdot 1600}{580} = 68,58 \text{ cm}$$

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2l = 0,2 \cdot 26 = 5,2 \text{ cm} \\ (1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}) l = (1 - 0,3 \frac{20,85}{5,9}) 26 = 24,8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Ø après le règlement C.T.C, t ne doit pas dépasser 20 cm, donc on prendra un espacement  $t = 20 \text{ cm}$ . ; le 1<sup>er</sup> cours est à  $t/2 = 10 \text{ cm}$  de chaque appui, puis on suit la suite de CAQUOT:

$$1^{\text{er}} \text{ travée: } l = 3,90 \text{ m} : 10 + 2 \times 20 + 2 \cdot 25 + 2 \times 30 + 35 = 1,95 \text{ m} = \frac{3,90}{2}$$

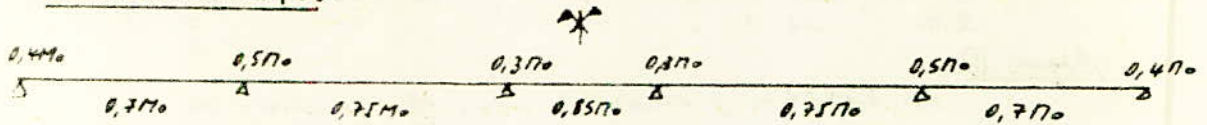
$$2^{\text{e}} \text{ travée: } l = 4,40 \text{ m} : 10 + 2 \times 20 + 2 \cdot 25 + 2 \cdot 30 + 35 = 2,20 \text{ m} = \frac{4,40}{2}$$

Longrines dans le sens longitudinal:

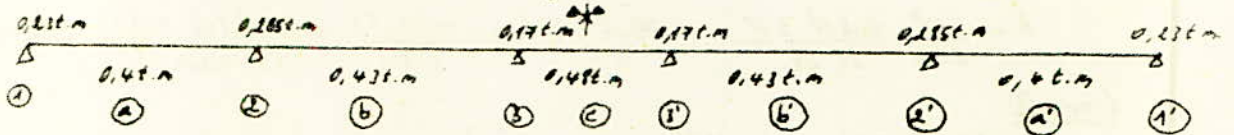
$q = 0,225 \text{ t/ml} ; N = 11,8 \text{ t.}$



Méthode du C.C. BA 88:



Moment isostatique  $M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{0,225 \cdot 4,5^2}{8} = 0,57 \text{ t.m.}$



Appuis (a) et (j):

$M = 0,23 \text{ t.m.}$   
 $N = 11,8 \text{ t.m.}$   
 $e_0 = \frac{M}{N} = 1,95 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \Rightarrow$  section entièrement tendue.

$l = h/2 - d - e_0 = 30/2 - 4 - 1,95 = 9,05 \text{ cm.}$   
 $A_1 = \frac{N \cdot l}{2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{11,8 \cdot 10 \cdot 9,05}{2 \cdot 2300} = 2,33 \text{ cm}^2 ;$   $A_2 = \frac{N(2-l)}{2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{11,8 \cdot 10^2 (22 - 9,05)}{2 \cdot 2300} = 2,48 \text{ cm}^2.$

Appuis (b) et (i):

$M = 0,285 \text{ t.m.}$   
 $N = 11,8 \text{ t.}$   
 $e_0 = \frac{M}{N} = 2,4 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \Rightarrow$  section entièrement tendue.

$l = h/2 - d - e_0 = 30/2 - 4 - 2,4 = 2,6 \text{ cm.}$   
 $A_1 = 1,65 \text{ cm}^2 ; A_2 = 2,57 \text{ cm}^2.$

Appuis (c) et (h):

$M = 0,17 \text{ t.m.}$   
 $N = 11,8 \text{ t.}$   
 $e_0 = \frac{M}{N} = 1,44 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \Rightarrow$  section entièrement tendue.

$l = h/2 - d - e_0 = 30/2 - 4 - 1,44 = 9,56 \text{ cm.}$   
 $A_1 = 1,83 \text{ cm}^2 ; A_2 = 2,38 \text{ cm}^2.$

travées (d) et (g):

$M = 0,4 \text{ t.m.}$   
 $N = 11,8 \text{ t.m.}$   
 $e_0 = \frac{M}{N} = 3,39 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \Rightarrow$  section entièrement tendue.

$l = h/2 - d - e_0 = 30/2 - 4 - 3,39 = 7,61 \text{ cm.}$   
 $A_1 = 1,46 \text{ cm}^2 ; A_2 = 2,76 \text{ cm}^2.$

travee (b); (b):

M = 0,43 t.m.

N = 11,8 t

e<sub>0</sub> = M/N = 3,64 cm < 5 cm ⇒ section entièrement tendue.

l = h/2 - d - e<sub>0</sub> = 30/2 - 4 - 3,64 = 7,36 cm.

A<sub>1</sub> = 1,41 cm<sup>2</sup> ; A<sub>2</sub> = 2,8 cm<sup>2</sup>.

travee (c):

M = 0,48 t.m.

N = 11,8 t.

e<sub>0</sub> = M/N = 4,07 cm < 5 cm ⇒ section entièrement tendue.

l = h/2 - d - e<sub>0</sub> = 30/2 - 4 - 4,07 = 6,93 cm.

A<sub>1</sub> = 1,33 cm<sup>2</sup> ; A<sub>2</sub> = 2,89 cm<sup>2</sup>.

Armatures adoptées:

- Aux appuis: 4T12

- en travee: 4T12.

Armatures transversales:

T<sub>1,2</sub> = ± 9/2 - |M<sub>e</sub> - M<sub>e</sub>'| / l

T<sub>1</sub> = (0,225 × 4,15) / 2 - (0,285 - 0,17) / 4,5 = 0,48 t

T<sub>2</sub> = - (0,225 × 4,15) / 2 - (0,285 - 0,17) / 4,5 = - 0,53 t.

T<sub>max</sub> = T<sub>2</sub> = 0,53 t:

σ<sub>b</sub> = T / (b × z) = (0,53 × 10<sup>3</sup>) / (30 × 26) = 0,80 kg/cm<sup>2</sup> < σ<sub>b</sub> = 20,65 kg/cm<sup>2</sup>.

Comme l'effort tranchant max = 0,53 t, et se trouve en espacement très grand, donc on prend l'espacement admissible (C.T.C) ; t = 20 cm.

1<sup>re</sup> travee:

l = 2,65 m, l/2 = 1,32, n = 2

10 + 2 × 20 + 2 × 25 + 32,5 = 1,325 m = (2,65) / 2

2<sup>de</sup> travee:

l = 4,15 m, l/2 = 2,075 m, n = 2.

10 + 2 × 20 + 2 × 25 + 2 × 30 + 42,5 = 2,075 m = (4,15) / 2

3<sup>de</sup> travee:

l = 2,35 m, l/2 = 1,175 m.

10 + 20 + 25 + 30 + 32,5 = 1,175 m = (2,35) / 2

# FONDATIONS

Choix du type de fondation :

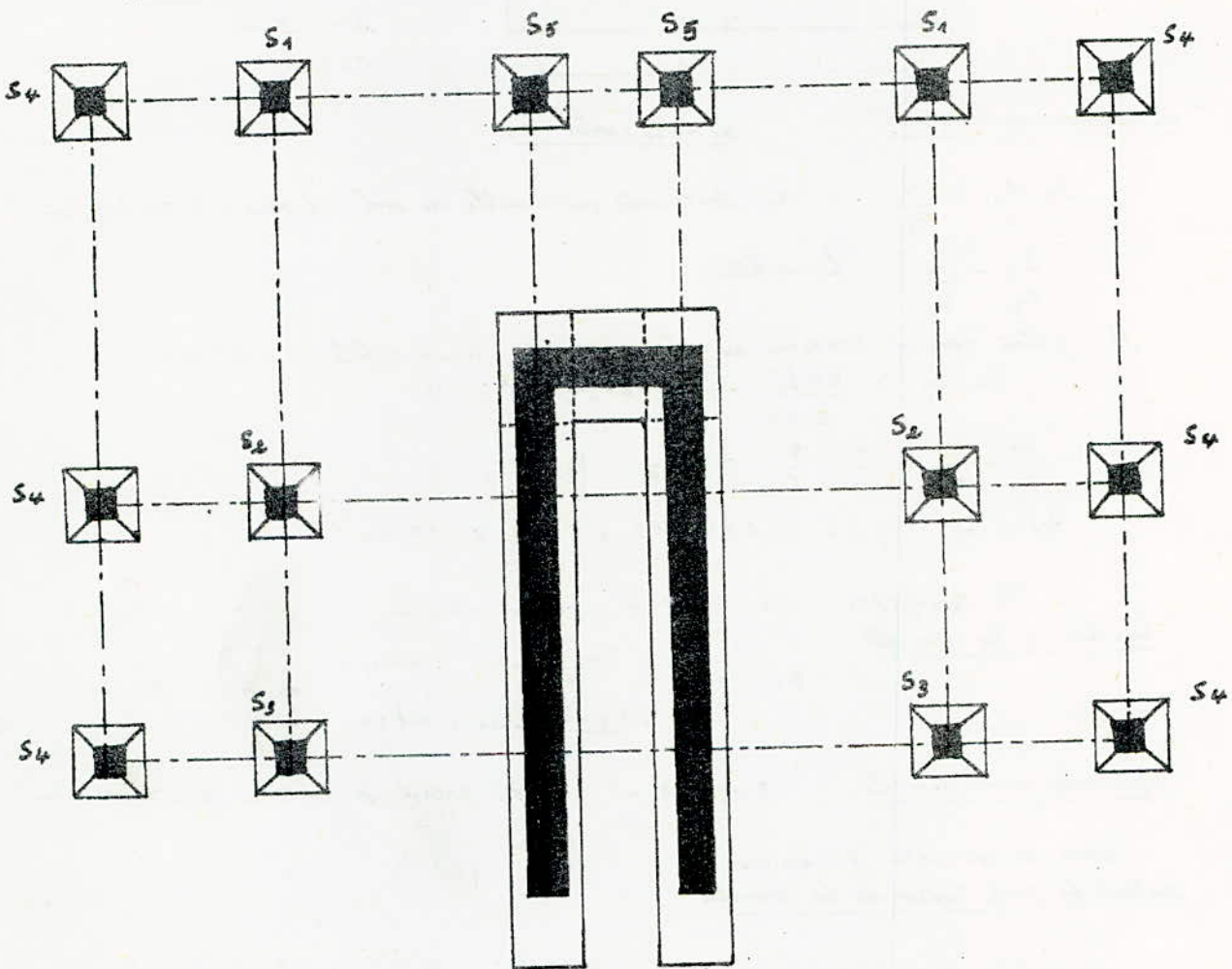
La contrainte admissible du sol à 1,30m d'ancrage et de 2 bars, on adoptera  
une semelle superficielle.

Nous aurons, à calculer deux types de fondations :

- semelle isolée sous poteau
- semelle continue sous refend.

Le calcul sera fait sous la sollicitation  $G+1,2P$ , on a un béton de propreté  
de 10 cm d'épaisseur sera coulé sous la fondation.

Vue en plan :



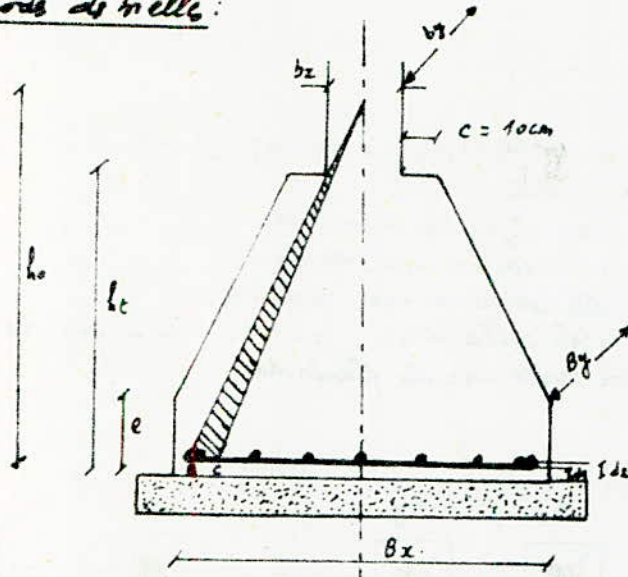
Calcul des semelles :

- semelles isolées :

- On suppose que les semelles sont rigides.
- On considère des semelles homothétiques des poteaux :

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} \quad , \quad \text{avec :} \quad \begin{array}{l} B_x, B_y : \text{dimensions de la semelle.} \\ b_x, b_y : \quad \quad \quad \text{'' du poteau.} \end{array}$$

Méthode de bielle:



$d_1 = 4 \text{ cm.}$   
 $d_2 = 6 \text{ cm.}$

dimensions de la semelle: - semelle isolée S1:

$$B_x \cdot B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \quad (\bar{\sigma}_s: \text{contrainte admissible du sol} = 2 \text{ bars} = 2,04 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} \quad (\text{homothétie})$$

$N$ : effort normal transmis au sol, soit  $N = N_{\text{norm}}(\text{file C}) = 60,36 \text{ t.}$

$$B_x \cdot B_y \geq \frac{60360}{2,04} = 29588,23 \text{ cm}^2 \quad (1)$$

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} \Rightarrow \frac{40}{35} = \frac{B_x}{B_y} \Rightarrow B_y = \frac{7}{2} B_x$$

$$\text{de (1)} \Rightarrow \frac{7}{2} B_x^2 \geq 29588,23 \Rightarrow B_x \geq 183 \text{ cm}$$

On adoptera:  $B_x = 200 \text{ cm.}, B_y = 180 \text{ cm.}$

hauteur de la semelle:

$$h_t = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B_x - b_x}{4} + d_1 = 44 \text{ cm.} \\ \frac{B_y - b_y}{4} + d_2 = 42 \text{ cm.} \end{array} \right. \Rightarrow h_t = 60 \text{ cm.}$$

épaisseur de la semelle:  $e \geq 6\phi + 6$ , on prend  $\phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow e \geq 15,6 \text{ cm.}$

Donc on prendra  $e = 20 \text{ cm.}$

calcul du poids propre de la semelle:

$$N_0 = 2 \times 1,8 \times 0,2 \times 2500 + \left( \frac{2+0,6}{2} \right) (0,6-0,2) \times 1,8 \times 2500 = 4140 \text{ Kg.}$$

$$N_t = N_0 + N_{\text{norm}} = 4140 + 60360 = 64500 \text{ Kg.}$$

$$\frac{N_t}{\bar{\sigma}_s} = \frac{64500}{2,04} = 31568,63 \text{ cm}^2 < B_x \cdot B_y = 200 \times 180 = 36000 \text{ cm}^2$$

Donc le sol peut supporter l'effort qui lui est transmis.

détermination des efforts:

$$F_x = \frac{N_t (B_x - b_x)}{8(h_t - d_1)} = \frac{64500 (200 - 40)}{8(60 - 4)} = 23357,14 \text{ Kg.}$$

$$F_y = \frac{N_t (B_y - b_y)}{8(h_t - d_2)} = \frac{64500 (180 - 35)}{8(60 - 6)} = 21951,38 \text{ Kg.}$$

Determination de armatures:

- lt inferieur:  $A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{23357,14}{2800} = 8,34 \text{ cm}^2$ .

On prendra donc: 3T12 = 9,05 cm<sup>2</sup> avec un espacement de ~~280~~ 26 cm

- lt superieur:  $A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{21951,38}{2800} = 7,84 \text{ cm}^2$

On prendra donc: 7T12 = 7,92 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 29 cm.

Semelle isolée S<sub>2</sub>: L'effort qui lui est transmis est N = 117,97 t, l'étude sera identique à la précédente de ce fait le calcul ne sera pas détaillé.

$B_x = 260 \text{ cm}$        $h_t = 70 \text{ cm}$ .

$B_y = 240 \text{ cm}$        $e = 20 \text{ cm}$ .

effort:

$F_x = \frac{N_t (B_x - b_x)}{8(h_t - d_x)} = \frac{126040 (260 - 40)}{8(70 - 4)} = 52516,66 \text{ kg}$ .

$F_y = \frac{N_t (B_y - b_y)}{8(h_t - d_x)} = \frac{126040 (240 - 35)}{8(70 - 6)} = 50465,23 \text{ kg}$ .

Armatures:

$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = 12,75 \text{ cm}^2$ , on prendra: 10T16 = 20,10 cm<sup>2</sup> avec  $t = 28 \text{ cm}$ .

$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = 12,02 \text{ cm}^2$ , on prendra: 9T16 = 12,07 cm<sup>2</sup> avec  $t = 29 \text{ cm}$ .

Semelle isolée S<sub>3</sub>:

$N = 52,95 \text{ t}$ .

$B_x = 180 \text{ cm}$        $h_t = 50 \text{ cm}$

$B_y = 150 \text{ cm}$        $e = 20 \text{ cm}$

effort:

$F_x = \frac{N_t (B_x - b_x)}{8(h_t - d_x)} = \frac{55282,5 (180 - 40)}{8(50 - 4)} = 16556 \text{ kg}$

$F_y = \frac{N_t (B_y - b_y)}{8(h_t - d_x)} = \frac{55282,5 (150 - 35)}{8(50 - 6)} = 14948,33 \text{ kg}$

Armatures:

$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = 5,91 \text{ cm}^2$ , on prendra 6T12 = 6,78 cm<sup>2</sup> avec  $t = 35 \text{ cm}$

$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = 5,34 \text{ cm}^2$ , on prendra 5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup> avec  $t = 36 \text{ cm}$

Semelle isolée S<sub>4</sub>:

$N = 11 \text{ t}$

$B_x = 100 \text{ cm}$        $h_t = 30 \text{ cm}$

$B_y = 90 \text{ cm}$        $e = 20 \text{ cm}$ .

effort:

$F_x = \frac{N_t (B_x - b_x)}{8(h_t - d_x)} = \frac{11630 (100 - 40)}{8(30 - 4)} = 3354,86 \text{ kg}$

$F_y = \frac{N_t (B_y - b_y)}{8(h_t - d_x)} = \frac{11630 (90 - 35)}{8(30 - 6)} = 3331,5 \text{ kg}$ .

Armatures:

$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = 1,21 \text{ cm}^2$ , on prendra 4T10 = 3,14 cm<sup>2</sup> avec  $t = 28 \text{ cm}$ .

$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = 1,19 \text{ cm}^2$ , on prendra 4T10 = 3,14 cm<sup>2</sup> avec  $t = 28 \text{ cm}$ .



semelle isolée S<sub>5</sub>:

$N = 19,79t$

$B_x = 140\text{ cm}$

$h_t = 40\text{ cm}$

$B_y = 130\text{ cm}$

$e = 20\text{ cm}$

efforts:

$F_x = \frac{N(B_x - b_x)}{8(h_t - d_1)} = \frac{21350(140 - 40)}{8(40 - 4)} = 7413,2\text{ kg}$

$F_y = \frac{N(B_y - b_y)}{8(h_t - d_2)} = \frac{21350(130 - 20)}{8(40 - 6)} = 7456,8\text{ kg}$

Armatures:

$A_x = \frac{F_x}{\sigma_a} = 2,64\text{ cm}^2$ , on prendra: 5T10 = 3,92 cm<sup>2</sup> avec  $t = 33\text{ cm}$

$A_y = \frac{F_y}{\sigma_a} = 2,66\text{ cm}^2$ , on prendra 5T10 = 3,92 cm<sup>2</sup> avec  $t = 34\text{ cm}$

Vérification au poinçonnement des semelles:

La condition de non poinçonnement sous charges localisées doit être satisfaite sous les sollicitations pondérées (20%) du 1<sup>er</sup> genre.

$$\sigma_b = \frac{1,5Q}{P_c \cdot l_v} \leq 1,2\bar{\sigma}_b$$

On fera cette vérification pour la semelle la plus chargée, pour les autres semelles, la vérification sera aussi vérifiée.

Q: représente la valeur de la charge localisée

h<sub>t</sub>: hauteur de la semelle.

P<sub>c</sub>: périmètre du contour à considérer, tiré à une distance  $\frac{h_t}{2}$ .

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

La semelle la plus chargée c'est la semelle S<sub>5</sub>:

$Q = N = 117,97t$

$P_c = 2(b_x + h_t + b_y + h_t) = 2(b_x + b_y + 2h_t)$

$P_c = 2(40 + 35 + 2 \cdot 70) = 430\text{ cm}$

$\sigma_b = \frac{1,5 \cdot 117,97 \cdot 10^3}{430 \cdot 70} = 5,88 < 1,2 \cdot 5,9$

La condition de non poinçonnement des semelles est bien vérifiée.

Calcul des semelles sous refends:

- Exposé de la méthode:

- refend plein:

On doit d'abord vérifier la stabilité de nos fondations, les efforts à la base de la semelle étant le moment fléchissant  $M$  dû au sismo horizontal et  $N$ , l'effort normal appliqué, on calcule l'excentricité  $e$ ,  $e = \frac{M}{N_{min}}$   
 $l$ : étant la longueur de la semelle.

On considère les deux cas suivants:

- \* 1<sup>er</sup> cas:  $e < \frac{l}{6}$  (1),  $N$  se trouve dans le tiers central, nota semelle est alors stable, on calcule les contraintes à la base de la semelle grâce à la formel.  
$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{max} \pm M.V}{S}$$
, avec:  $S$ : surface d'appui de la semelle.  
 $l$ : longueur de la semelle.

On vérifie alors que  $\max(\sigma_1, \sigma_2) < 0,75\sigma_r$ , avec:  $\sigma_r = 3\sigma_s = 3 \cdot 2,04 = 6,12 \text{ Kg/cm}^2$   
 $0,75\sigma_r = 0,75 \cdot 6,12 = 4,59 \text{ Kg/cm}^2$ .

A ce niveau on peut ajouter les deux remarques suivantes:

- \* Si la condition (1) n'est pas vérifiée, on peut soit augmenter la longueur de la semelle de façon à rester dans le cas où elle est entièrement comprimée, soit augmenter  $N_{min}$ , cela en ajoutant le poids de la semelle, on peut aussi tenir compte du poids des terres au dessus.
- \* Si les modifications apportées au dessus ne suffisent pas, le règlement C.T.C. admet à la limite au niveau de la semelle des contraintes de traction relativement faibles.

- \* 2<sup>o</sup> cas:  $e > \frac{l}{6}$ ,  $N$  se trouve en dehors du noyau central, il y'a donc non seulement d'une partie de la semelle (effort de traction). Dans ce cas  $N$  est équilibré (d'après l'équilibre de M. M. Allège et Goulet) par un prisme triangulaire de contraintes de compression dont le centre de gravité coïncide avec la position de  $N$ .  
alors on vérifie que  $e$  reste inférieur à  $\frac{l}{4}$  (réglement C.T.C.).

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3(\frac{l}{2} - e).b} \leq 0,75\sigma_r.$$

- refend avec ouvertures:

Si les ouvertures sont petites (ce qui sont dans notre cas), la méthode de calcul du refend plein reste applicable. On admet que l'effort horizontal dû au sismo est constant dans toute la hauteur, du sol jusqu'à la base de la semelle.

Calcul de la semelle du refend avec ouvertures:

$l = 2,55 \text{ m}$  (longueur du refend).

$$N_{max} = G + P + S_{iv} = 43,16 \text{ t}$$

$$M = 95,9 \text{ t.m.}$$

$$N_{min} = G + P_f - S_{iv} = 32,48 \text{ t}$$

On choisira les dimensions de la semelle de façon à ne pas avoir de traction sous la semelle ou tout au plus avoir une traction admissible, soit d'après les prescriptions du C.T.C, une traction sur une longueur inférieure ou égale au quart de la longueur. (dans ce cas la semelle sera stable).

La semelle choisie ayant les dimensions suivants:

longueur: 6m

largeur: 2m

hauteur: 0,80m = 80cm

Poids de la semelle:

$$2,5 \times 6 \times 2 \times 24 = 20t$$

Poids des terres au dessus:

$$1,8 \times 6 \times 2 \times (1,3 - 0,8) = 10,8t$$

$$\text{d'où } N_{\text{min}} = 32,48 + 24 + 10,8 = 67,28t$$

$$\text{alors l'excentricité: } e = \frac{M}{N_{\text{min}}} = \frac{95,9}{67,28} = 1,4 > \frac{b}{6} = \frac{6}{6} = 1m$$

mais d'après la prescription du C.T.C:  $e < \frac{b}{4} = 1,5m$ .

Or, notre poutre n'est équilibrée par un pignon triangulaire de contraintes de compression dont le centre de gravité coïncide avec la position de N.

d'où:

$$N_{\text{min}} = F_{\text{max}} \cdot \frac{3 \left( \frac{b}{2} - e \right) b}{2} \Rightarrow \sigma_{\text{max}} = \frac{2 \cdot N}{3 \left( \frac{b}{2} - e \right) b}$$

L: longueur de la semelle.

b: largeur de la semelle.

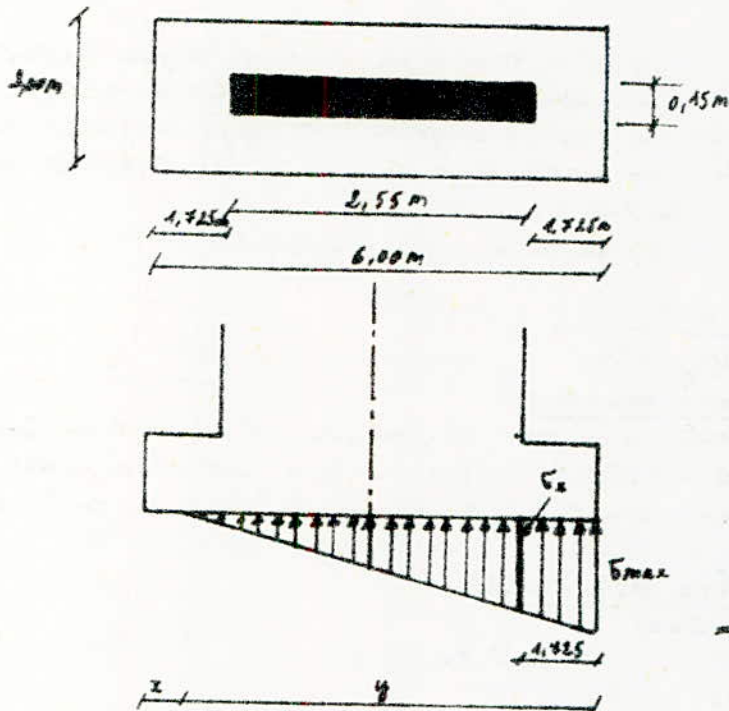
e: l'excentricité.

On vérifie que  $\sigma_{\text{max}} \leq 0,75 \sigma_a = 4,59 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{2 \cdot 67,28}{3 \left( \frac{6}{2} - 1,4 \right) \times 2} = 1,4 \text{ Kg/cm}^2 < 0,75 \sigma_a = 4,59 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

Armatures: On armere avec S Pe,  $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ .

On utilise donc la méthode de Courat.



$$y = 3 \left( \frac{b}{2} - e \right) = 3 \left( \frac{6}{2} - 1,4 \right) = 4,8m$$

$$x = 6 - 4,8 = 1,2m$$

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_{\text{max}}} = \frac{(4,8 - 1,725)}{4,8}$$

$$\Rightarrow \sigma_x = \sigma_{\text{max}} \frac{(4,8 - 1,725)}{4,8} = 0,89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = 1,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_x + \sigma_{\text{max}}}{2} = \frac{0,89 + 1,4}{2} = 1,145 \text{ Kg/cm}^2$$

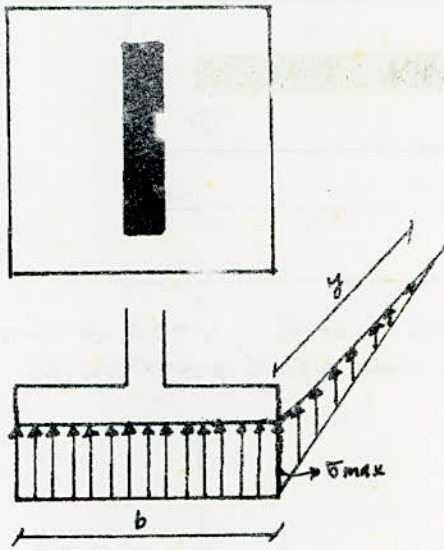
$$M = \frac{\sigma_{\text{moy}} \cdot b \cdot a^2}{2} = \frac{1,145 \times 2 \times (1,725)^2 \times 10^4}{2} = 34000 \text{ Kg.m} = 34t.m$$

$$\mu = \frac{\pi \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot l^2} = \frac{15 \cdot 34 \cdot 10^5}{4200 \times 2 \times 7^2} = 90108 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9635 \\ k = 92,5 > k = 20,4 \Rightarrow A \leq 0 \end{cases}$$

$$A/m^2 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot l \cdot b} = \frac{34 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9635 \times 7 \times 2} = 5,66 \text{ cm}^2/m^2$$

On prendra alors 6 T12 pml, avec un  $t = 20 \text{ cm}$ .

Calcul des armatures dans l'autre sens:



On calcule le volume de  
contrainte exprimé en Kg.

$$F = \frac{\sigma_{max} \times y}{2} \times \frac{(b - 0,15)}{2}$$

$$F = \frac{1,4 \cdot 10^4 \cdot 418}{2} \times \frac{(2 - 0,15)}{2} = 31080 \text{ Kg}$$

$$F = 31 \text{ t}$$

$$M = \frac{F \cdot (b - 0,15)}{4} = \frac{31 \cdot (2 - 0,15)}{4} = 14,3 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 14,3 \cdot 10^5}{4200 \cdot 600 \cdot 75^2} = 0,0015$$

$$\mu = 0,0015 \Rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9821 \\ K = 260 > \bar{K} = 20,4 \Rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

$$A_j = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h \cdot b} = \frac{14,3 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9821 \cdot 75 \cdot 6} = 0,77 \text{ cm}^2 / \text{pml}$$

donc on prendra : 4 T10 pml avec un espacement  $t = 28 \text{ cm}$ .

Calcul de la semelle du refend avec une seule file d'ouverture:

Comme le  $\mu$  est monolithique  $\mu > 10$ , donc on a des poutres ouvertes, donc la méthode de calcul sera valable, comme celle du refend plein.

$$N_{max} = G + P + S_{ir} = 198,75 \text{ t}$$

$$N_{min} = G + P_{ir} - S_{ir} = 146 \text{ t}$$

$$M \text{ (moment à la base)} = 613,6 \text{ t.m}$$

la semelle choisie ayant les dimensions suivantes:

longueur:  $L = 12 \text{ m}$   
largeur:  $b = 1,5 \text{ m}$   
hauteur:  $h = 0,8 \text{ m}$ .

Poids de la semelle:

$$2,5 \times 12 \times 1,5 \times 0,8 = 36 \text{ t}$$

Poids des terres au dessus:

$$1,8 \times 12 \times 1,5 \times (1,3 - 0,8) = 16,2 \text{ t}$$

$$\text{d'où } N_{min} = 146 + 36 + 16,2 = 198,2 \text{ t}$$

$$\text{et l'excentricité: } e = \frac{M}{N_{min}} = \frac{613,6}{198,2} = 3,09 \text{ m}$$

$$e > \frac{L}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ m}, \text{ d'où } e = 3,09 > \frac{L}{6} = 2 \text{ m}$$

mais d'après les prescriptions du C.T.C.,  $e \leq \frac{L}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ m} \approx e$ .

dans notre cas  $e \approx \frac{L}{4}$ , alors on a une traction admissible, d'où

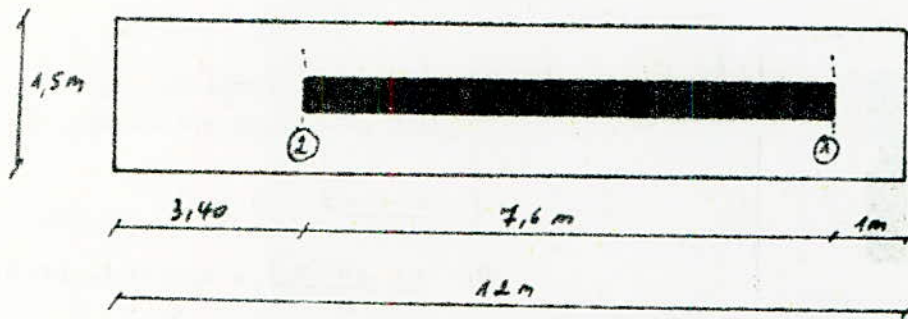
$N$  est équilibré par un prisme triangulaire de contraintes de compression, dont le centre de gravité coïncide avec la position de  $N$ .

D'où:

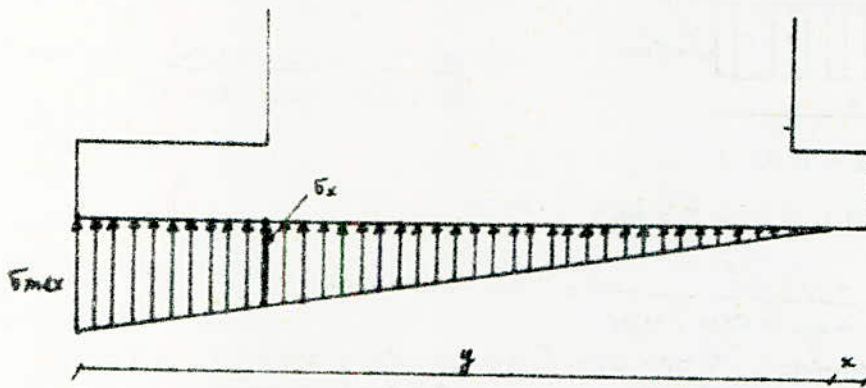
$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3 \left( \frac{L}{2} - e \right) \cdot b} = \frac{2 \cdot 198,2 \cdot 10^3}{3 \left( \frac{12}{2} - 3,09 \right) \cdot 1,5} = 3 \text{ kg/cm}^2 < 0,756 \cdot 4,59 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

$\Rightarrow$  notre semelle sera stable.

Armatures:



Le calcul sera fait pour les deux contrôles ① et ②, comme la console ② et la cas le plus défavorable, on calcule notre référent pour le cas ②.



$$y = 3 \left( \frac{l}{2} - e \right) = 3 \left( \frac{12}{2} - 3,09 \right) = 2,73 \text{ m.} \quad ; \quad x = 12 - 2,73 = 9,27 \text{ m.}$$

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_{max}} = \frac{8,73 - 3,4}{2,73} \Rightarrow \sigma_x = \frac{\sigma_{max} \cdot 5,33}{2,73} = \frac{3 \cdot 5,33}{2,73} = 5,83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_x}{2} = \frac{3 + 5,83}{2} = 4,415 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = \frac{\sigma_{moy} \cdot a \cdot b}{2} = \frac{4,415 \times 3,4^2 \times 1,5}{2} \times 10^4 = 209320 \text{ Kg} \approx 209 \text{ t.m.}$$

$$M = \frac{\eta \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 209 \cdot 10^5}{4200 \times 160 \times 15^2} = 0,0884 \Rightarrow \begin{cases} \xi = 0,8826 \\ K = 27,67 \bar{K} = 20,4 \Rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

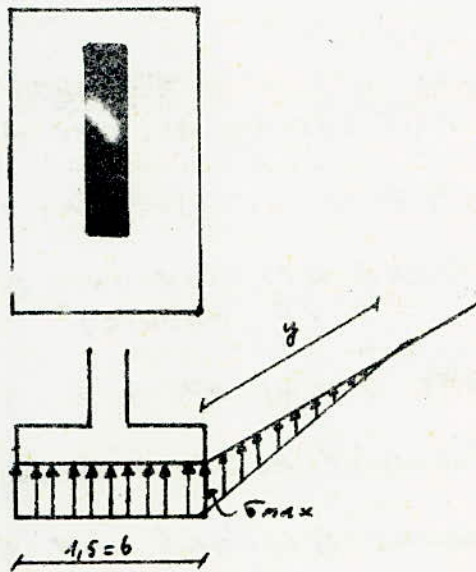
$$A'_{ml} = \frac{M}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h \cdot b} = \frac{209 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8826 \cdot 15 \cdot 160} = 50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on prendra donc:

11 Td 5 ml avec un espacement de  $t = 10 \text{ cm}$ .

Armatures dans l'autre sens:

Armatures dans l'autre poutre:



On calcule le volume de contraintes exprimé en Kg.

$$F = \frac{\sigma_{max} \times y}{2} \times \frac{(b - 0,15)}{2} = \frac{3 \cdot 10^4 \cdot 2,73}{2} \cdot \frac{(1,5 - 0,15)}{2} = 82394 \text{ Kg} = 88,4 \text{ t.}$$

$$M = \frac{F \cdot (b - 0,15)}{4} = \frac{88,4 \cdot (1,5 - 0,15)}{4} = 29,23 \text{ t. m.}$$

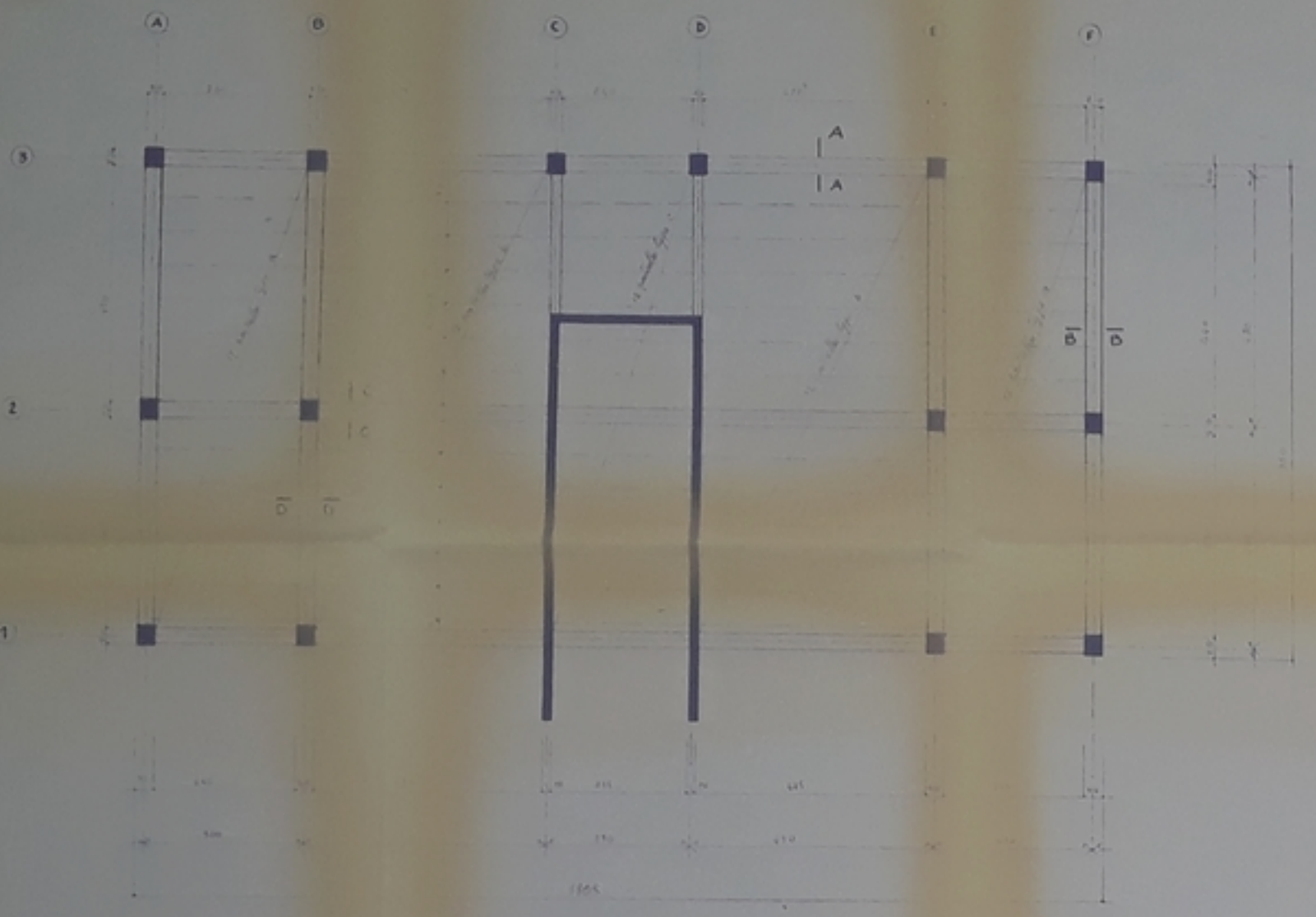
$$M = \frac{\sigma \cdot M}{\bar{\sigma} \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 29,23 \cdot 10^5}{4 \cdot 200 \times 1200 \times 75^2} = 0,0016 \Rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9215 \\ \kappa = 2557 \bar{\kappa} = 20,4 \Rightarrow A_{60} \end{cases}$$

$$A/m_l = \frac{M}{\bar{\sigma} \cdot \xi \cdot h \cdot l} = \frac{29,23 \cdot 10^5}{4 \cdot 200 \cdot 0,9215 \cdot 75 \cdot 12} = 0,20 \text{ cm}^2 \text{ pml.}$$

On prendra donc 4 T 10 pml avec un espacement  $t = 29 \text{ cm}$ .

## BIBLIOGRAPHIE

- C.C. B. A 68
- CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON ARME'.
- CALCUL PRATIQUES DES SECTIONS EN. B.A. P. Charbon.
- CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENTS en B.A.  
(A. Fuents)
- CALCUL DES TOURS EN B. A (M. DIVERS).
- Annales de l'institut technique du bâtiment et de T. public.  
(Contraintement de bâtiment. M. ALBIGES ET G. GOULET).
- traité de béton armé Tome II (Guerrin).
- Regles parasismiques 1969.
- Aide memoire R.D.M. BUNOB.

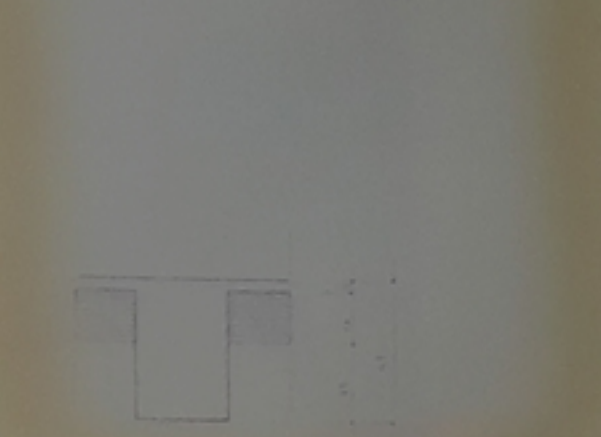
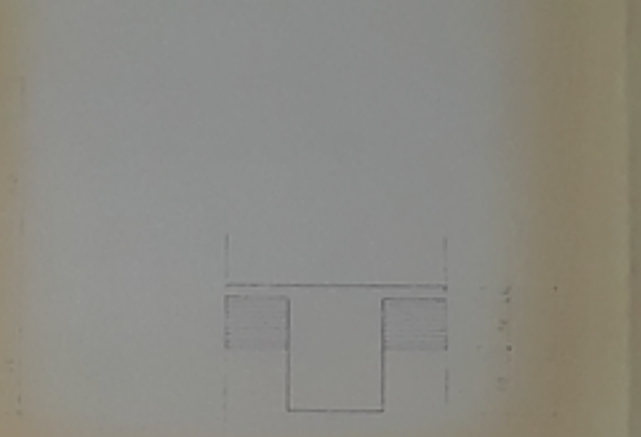
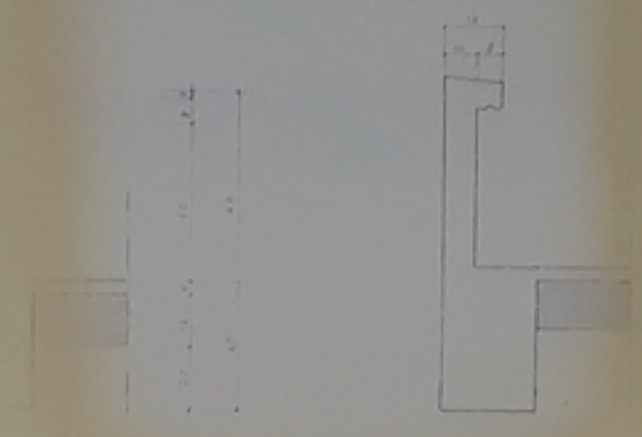


- COUPE A.A -

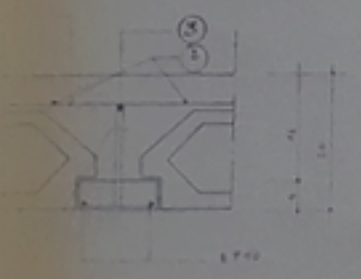
- COUPE B.B -

- COUPE C.C -

- COUPE D.D -



- COUPE 1.1 -



- ferrillage de la table de compression -

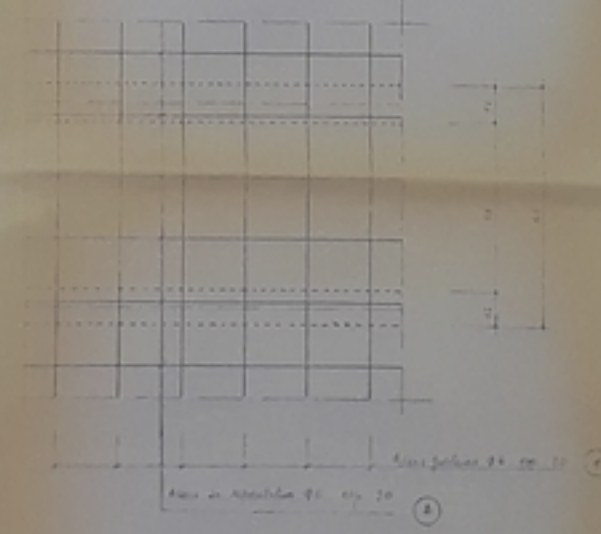
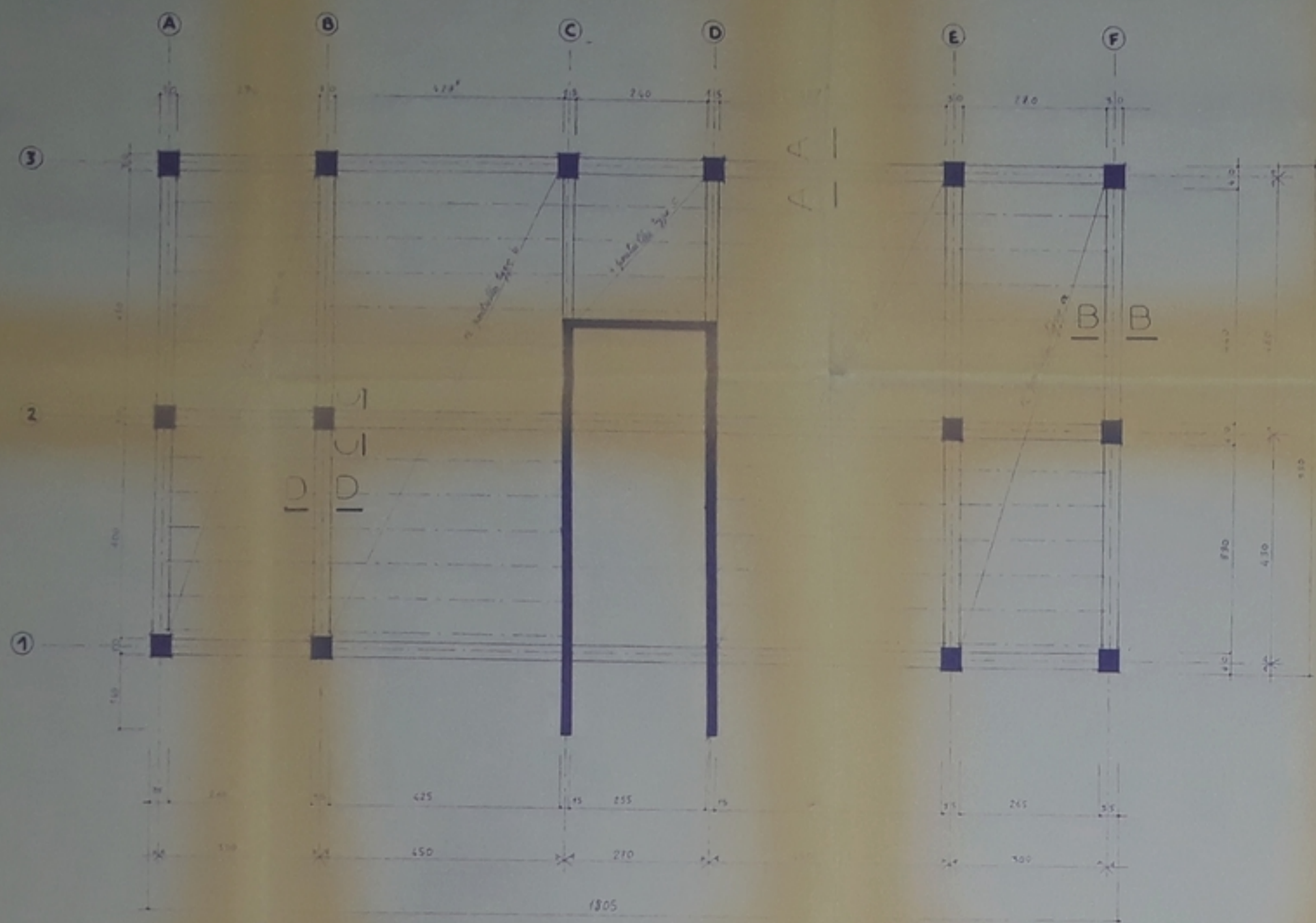


Photo 82  
-1-

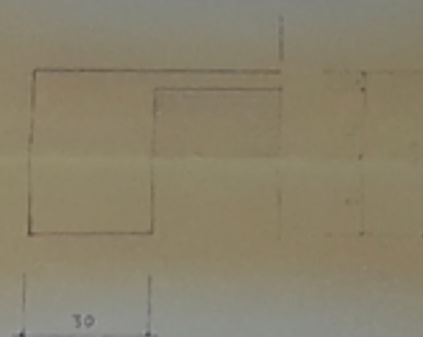
Architectural drawing stamp



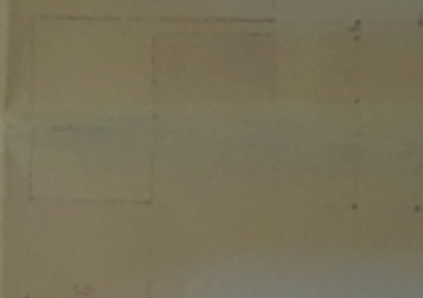


N. D. Le plan est en partie lisse et le mètre  
 sur les points de vue, sans mesure  
 sur les points de vue type de planche

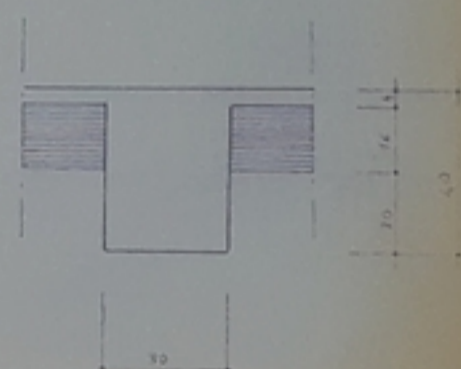
COUPE A.A



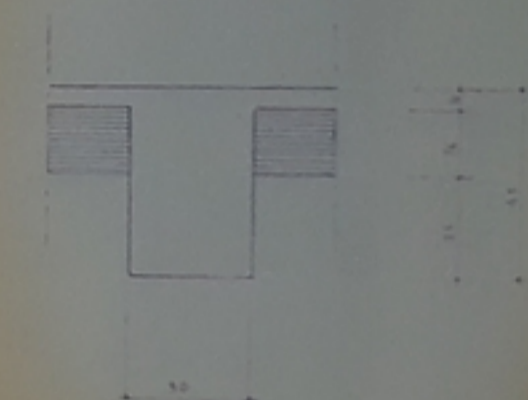
COUPE B.B



COUPE C.C



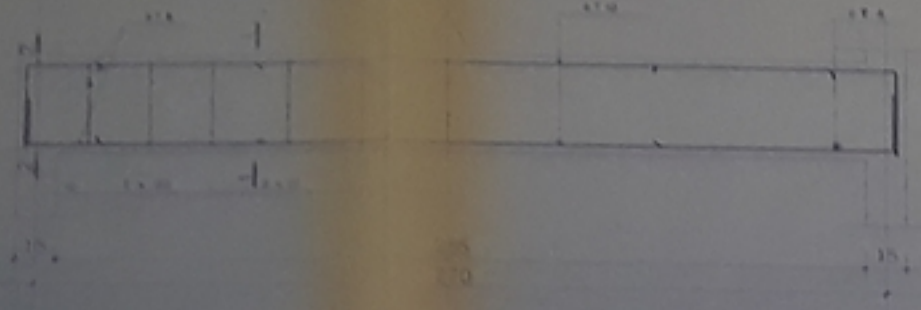
COUPE D.D



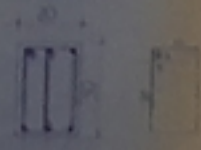
PB01082  
 - 2 -

BIBLIOTHÈQUE

Ferrailage Palier Plate 20x30 Echelle 1/10



DEP. 1.1

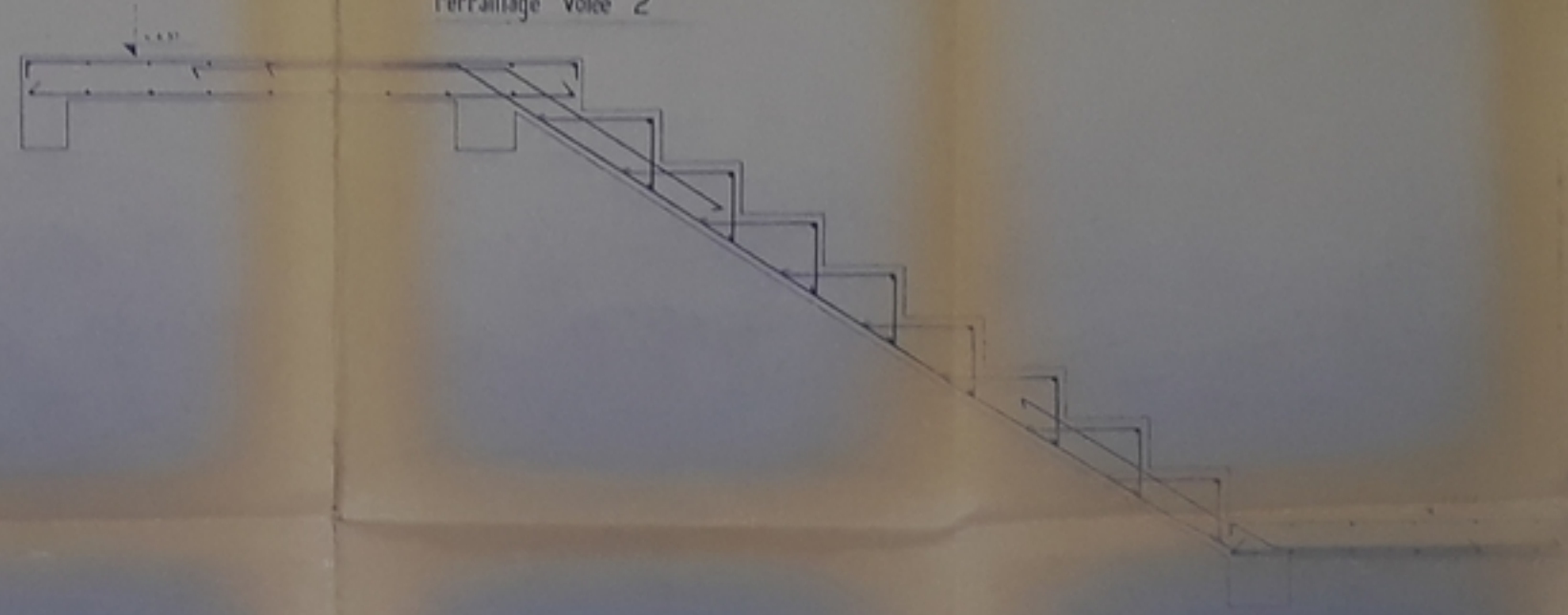


DEP. 1.2

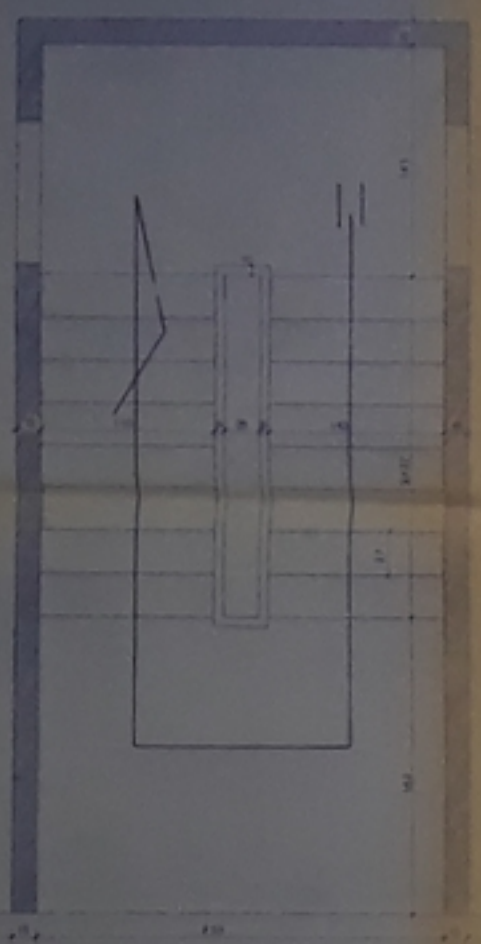


280598

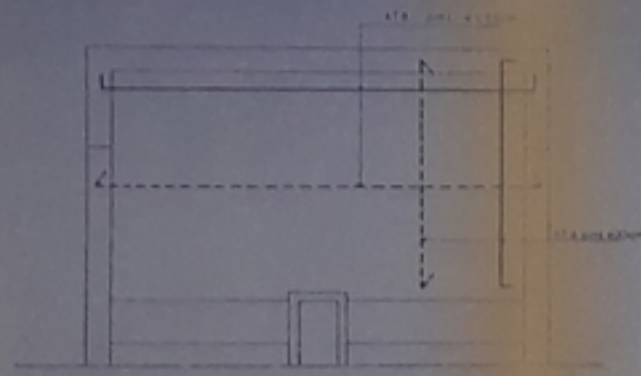
Ferrailage Volee 2



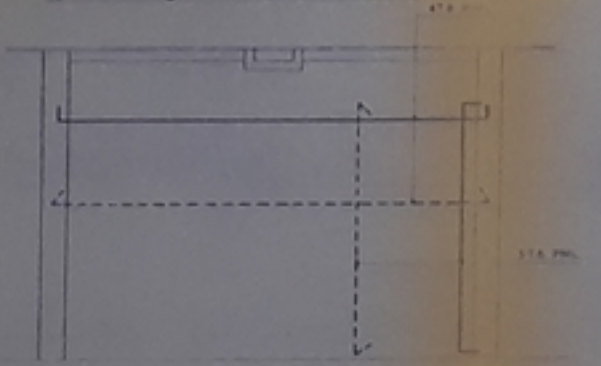
Vue en Plan Cage D'escalier



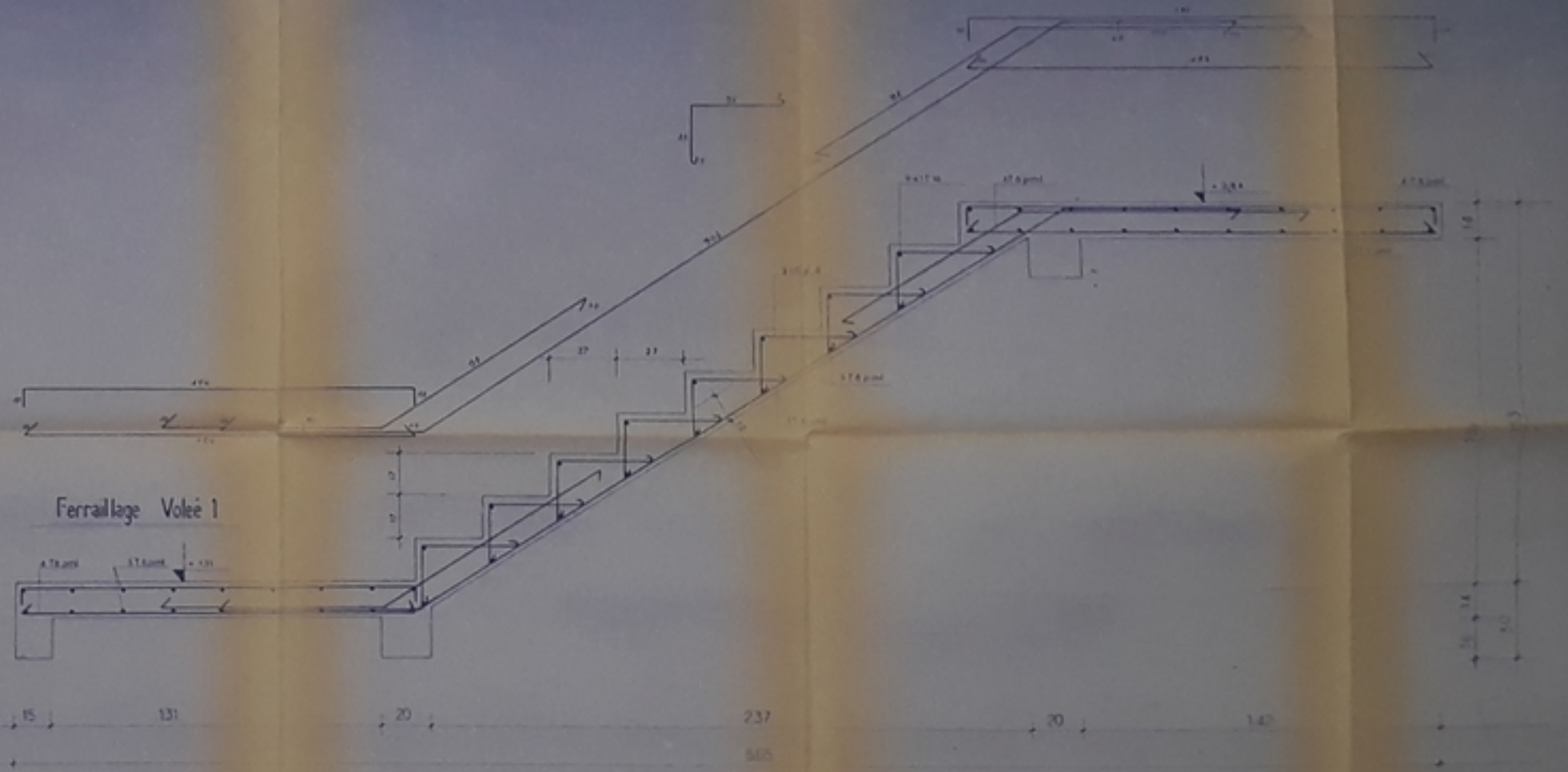
Ferrailage Palier Intermediaire

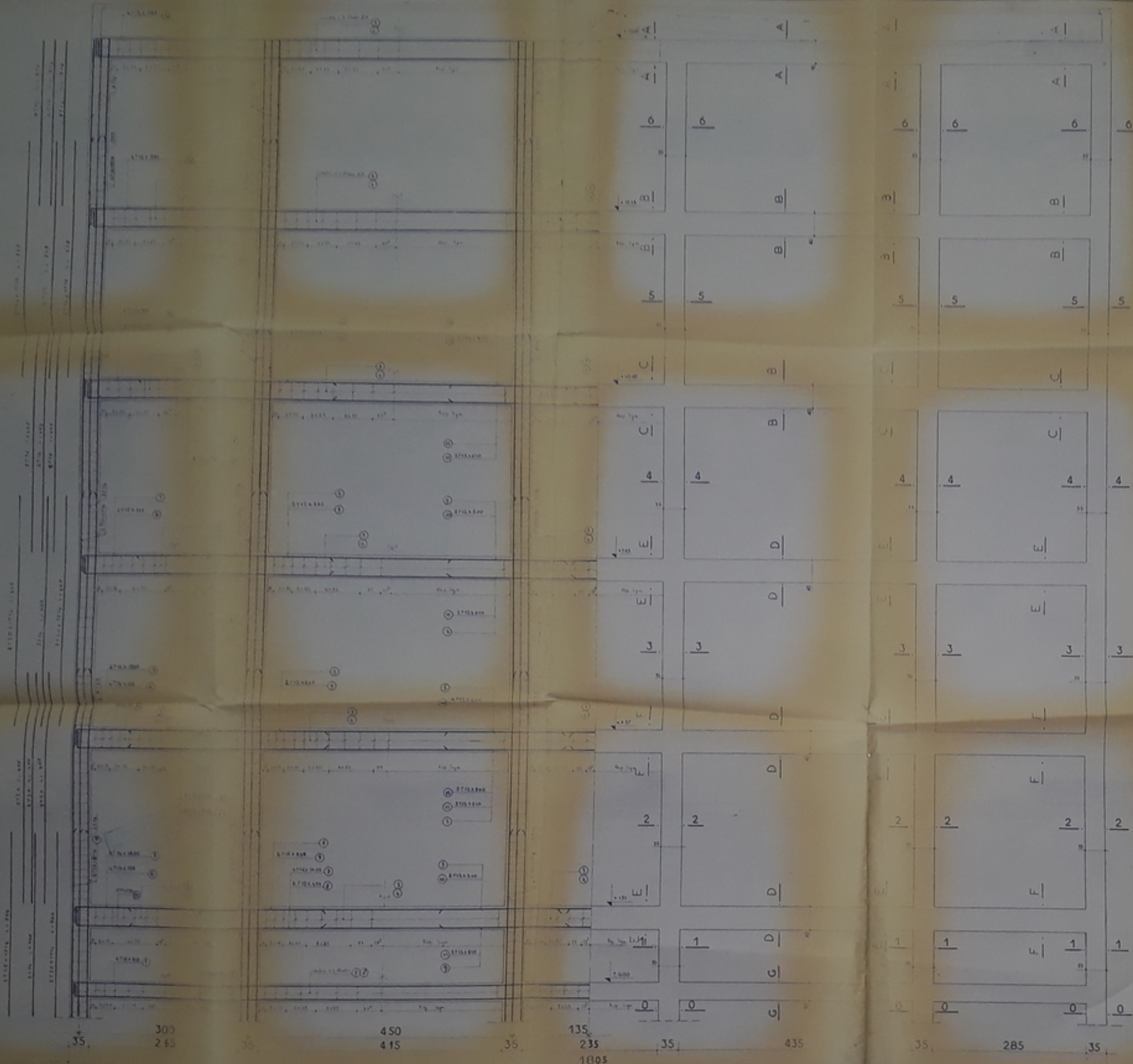


Ferrailage Palier Courant



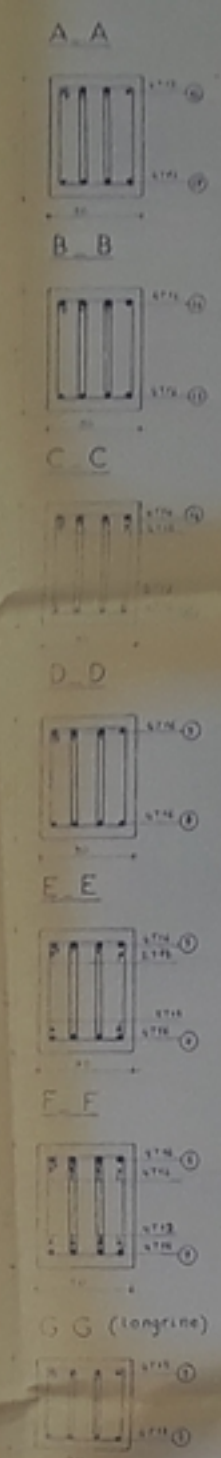
Ferrailage Volee 1



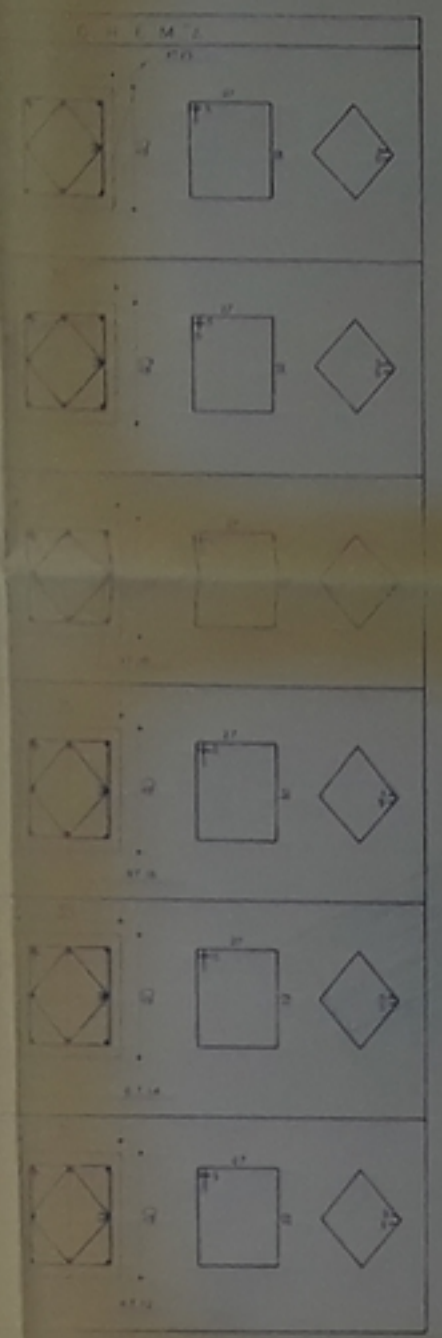


COUPES POUTRES

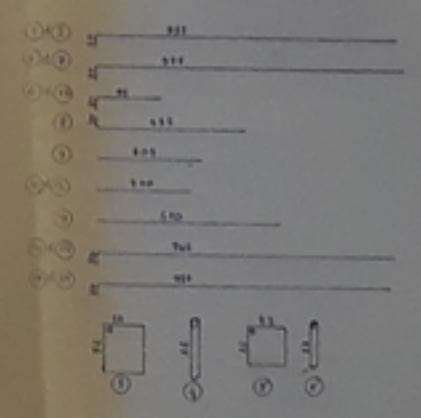
COUPES POTEAUX LA PORTIQUE LONGITUDINAL



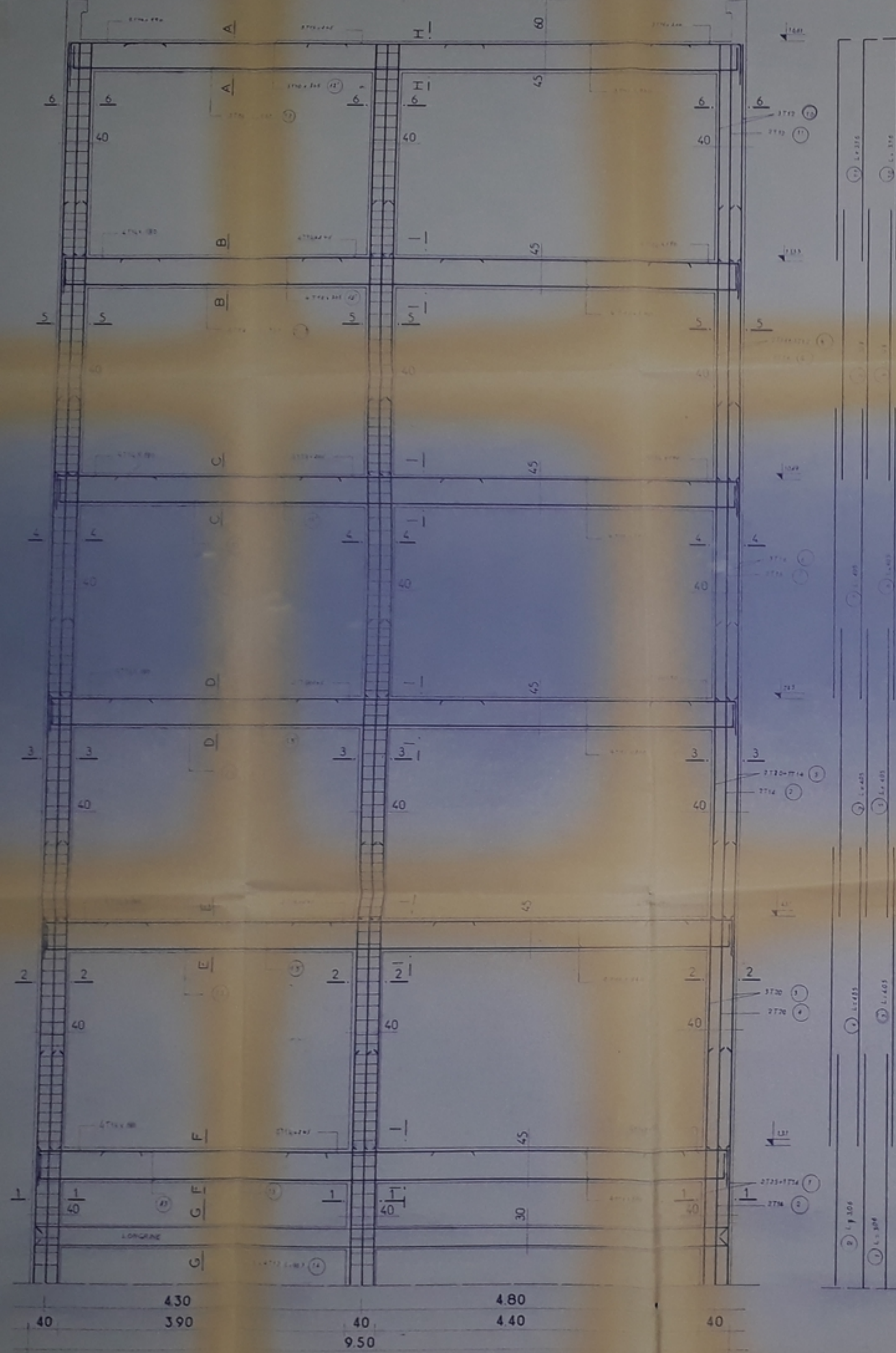
NIVEAU	S. NIVEAU	PROFIL
1	1-1 40,35	4T 20 4T 14
2	2-2 40,35	BT 20
3	3-3 40,35	4T 20 4T 14
4	4-4 40,35	BT 16
5	5-5 40,35	6T 14 2T 12
6	6-6 40,35	BT 12



Forme des Aciers

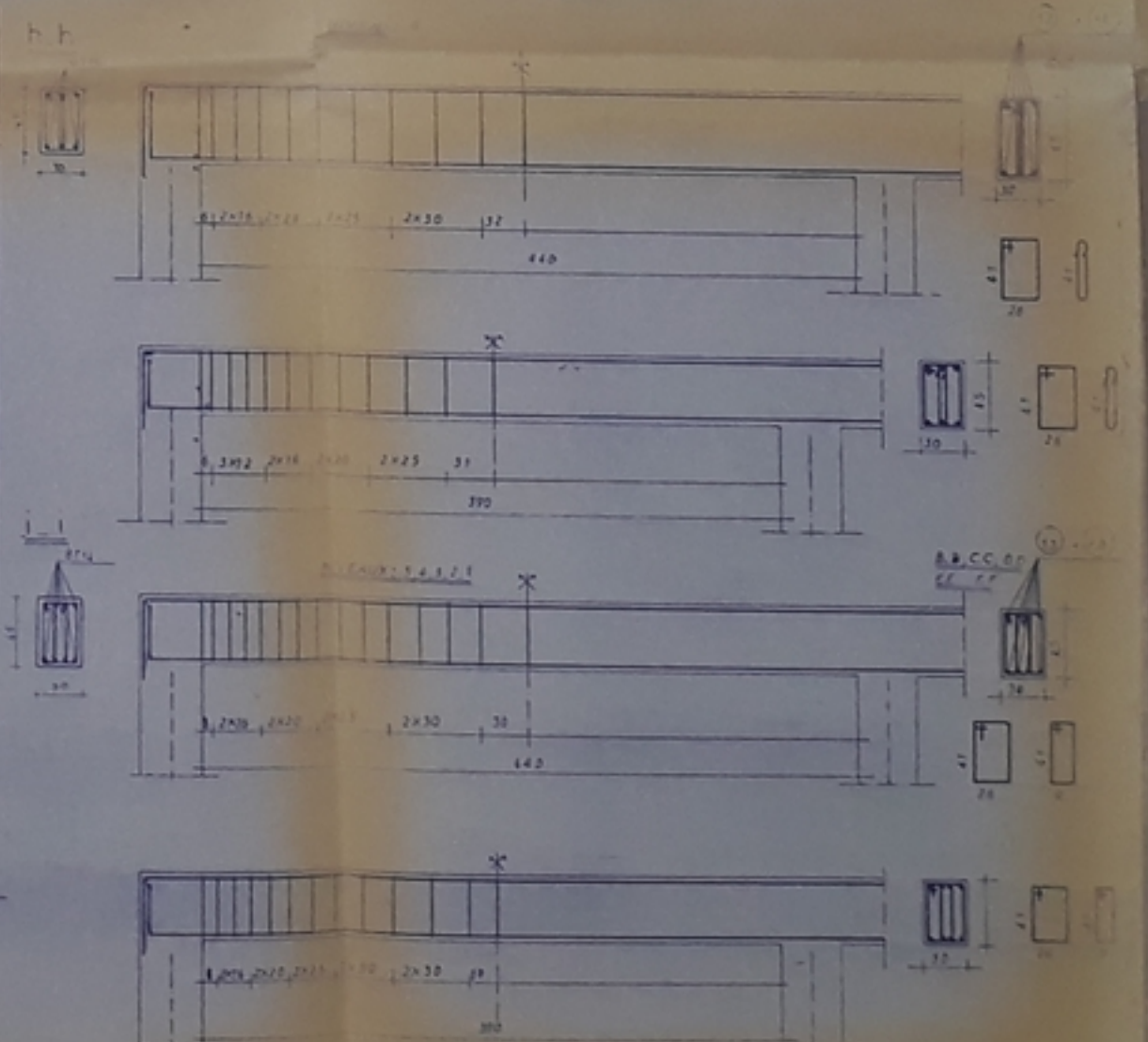
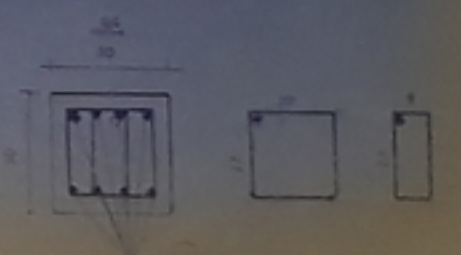


1801082  
-4-



niveaux	s poteaux	arms	s schemas	
1	1.1	4T25+4T14		
2	2.2	8T20		
3	3.3	4T20+4T14		
4	4.4	8T16		
5	5.5	6T14+2T12		
6	6.6	8T12		

PB01082  
-5-



مهندسة المعمارية  
مهندسة  
مهندسة  
مهندسة

VUE EN ELEVATION  
DU  
VOILE AVEC OUVERTURES

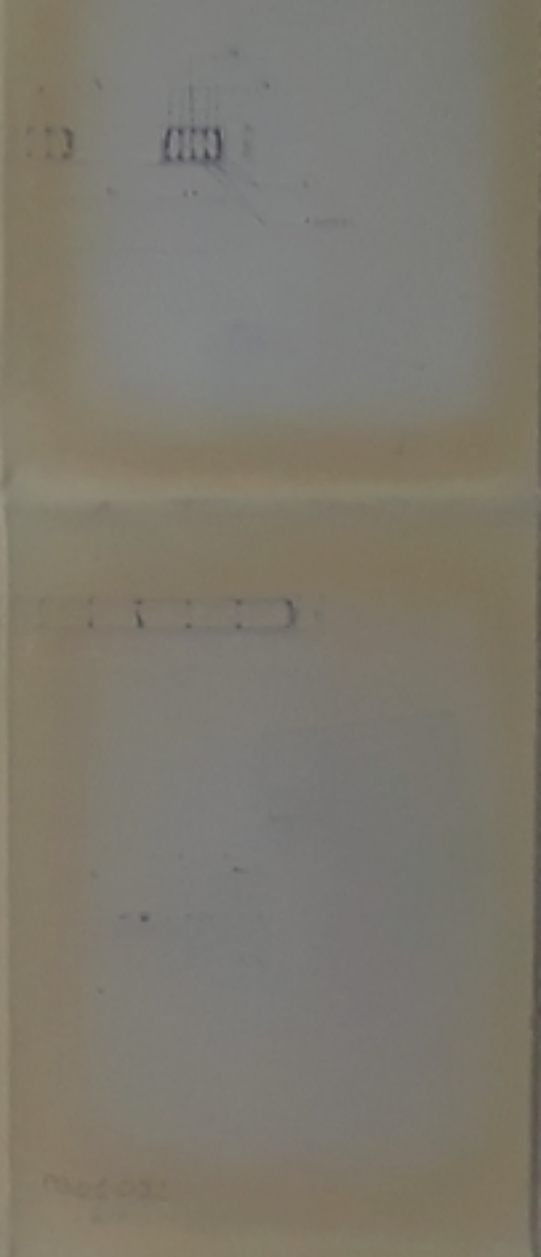
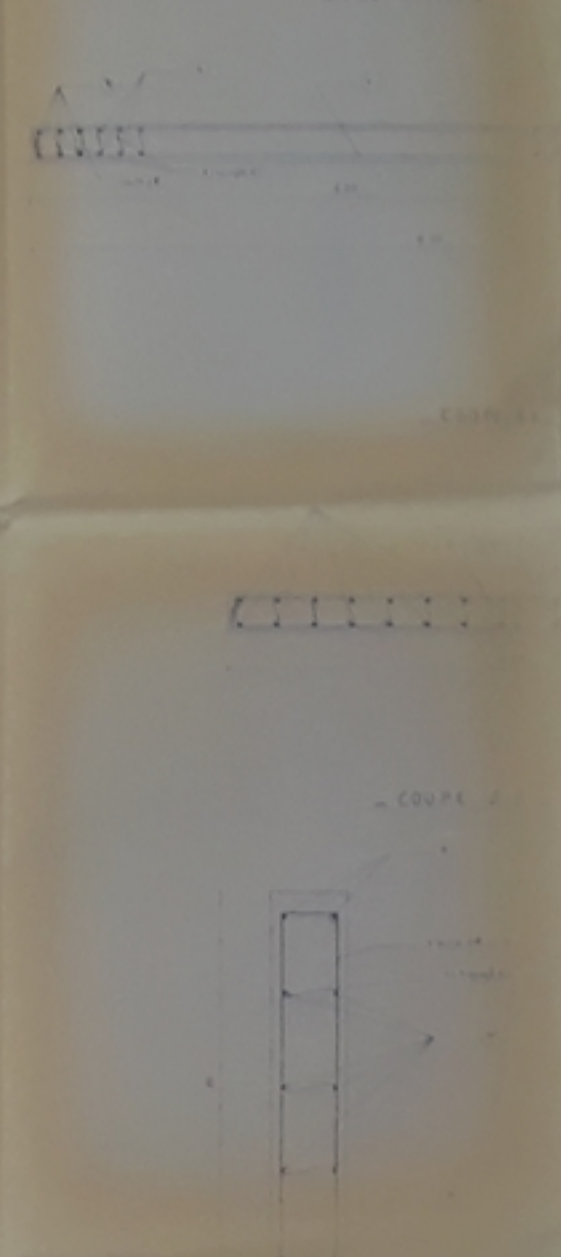
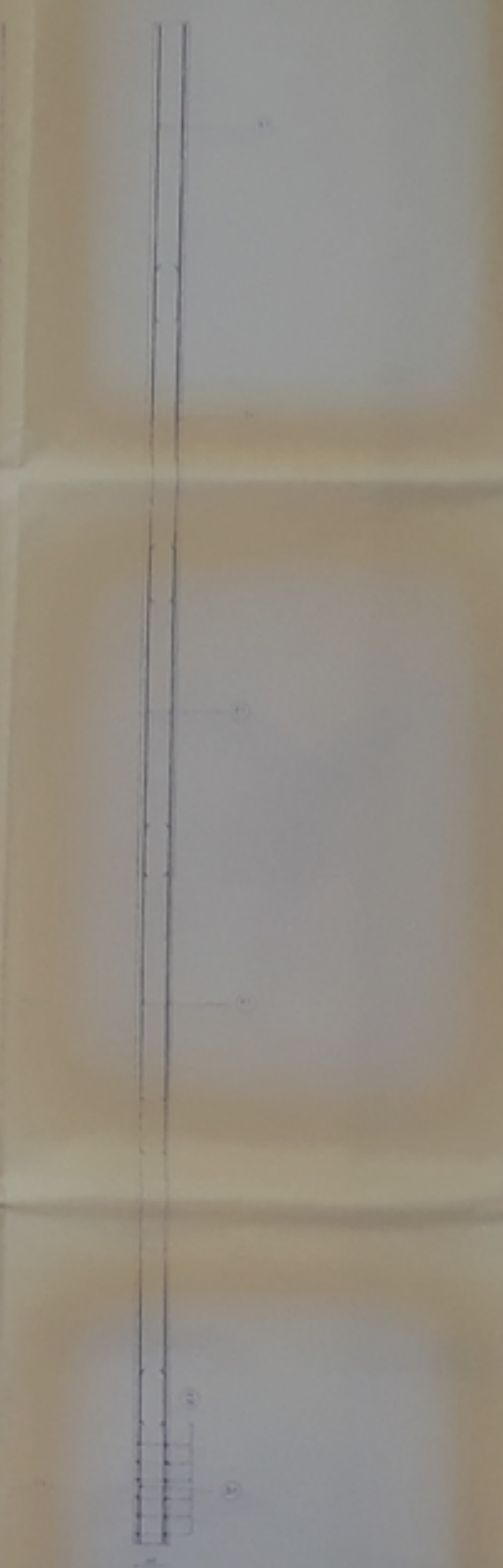
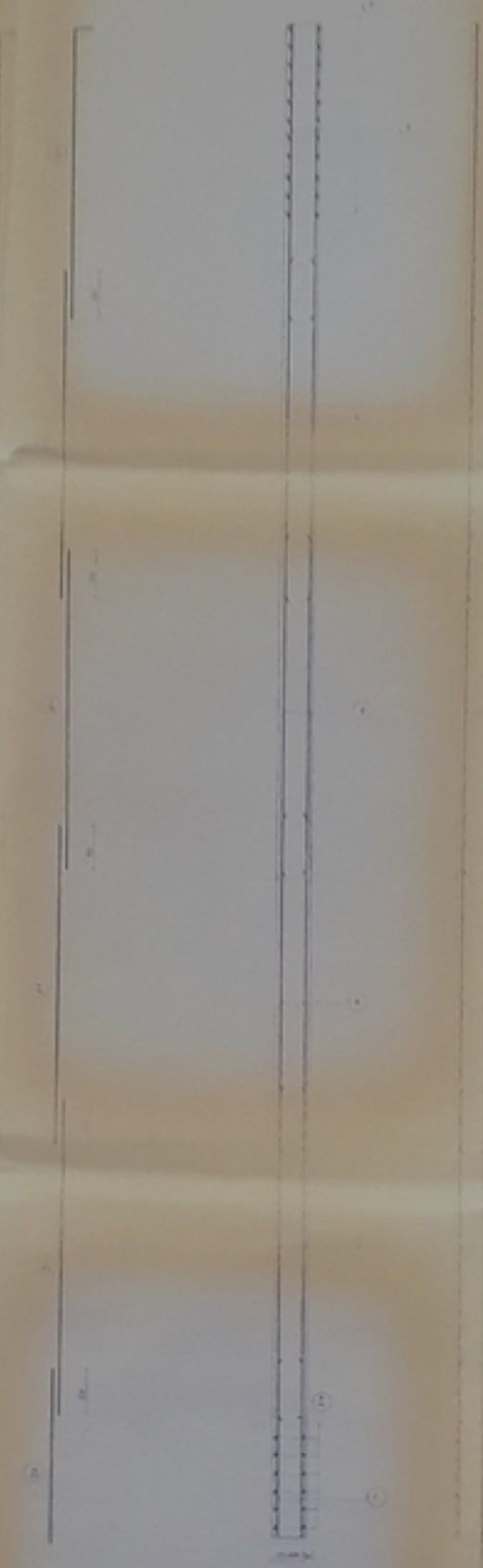
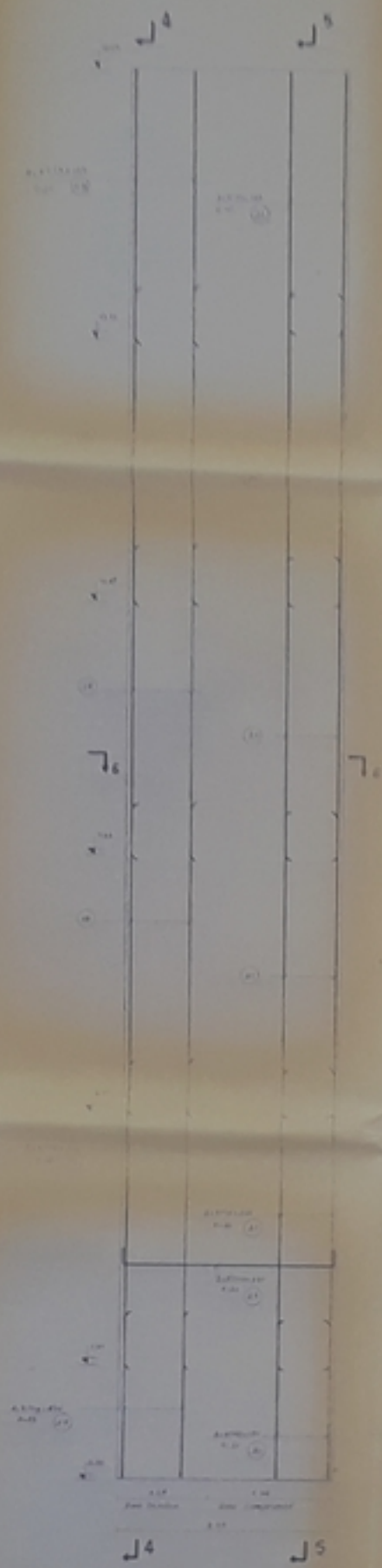
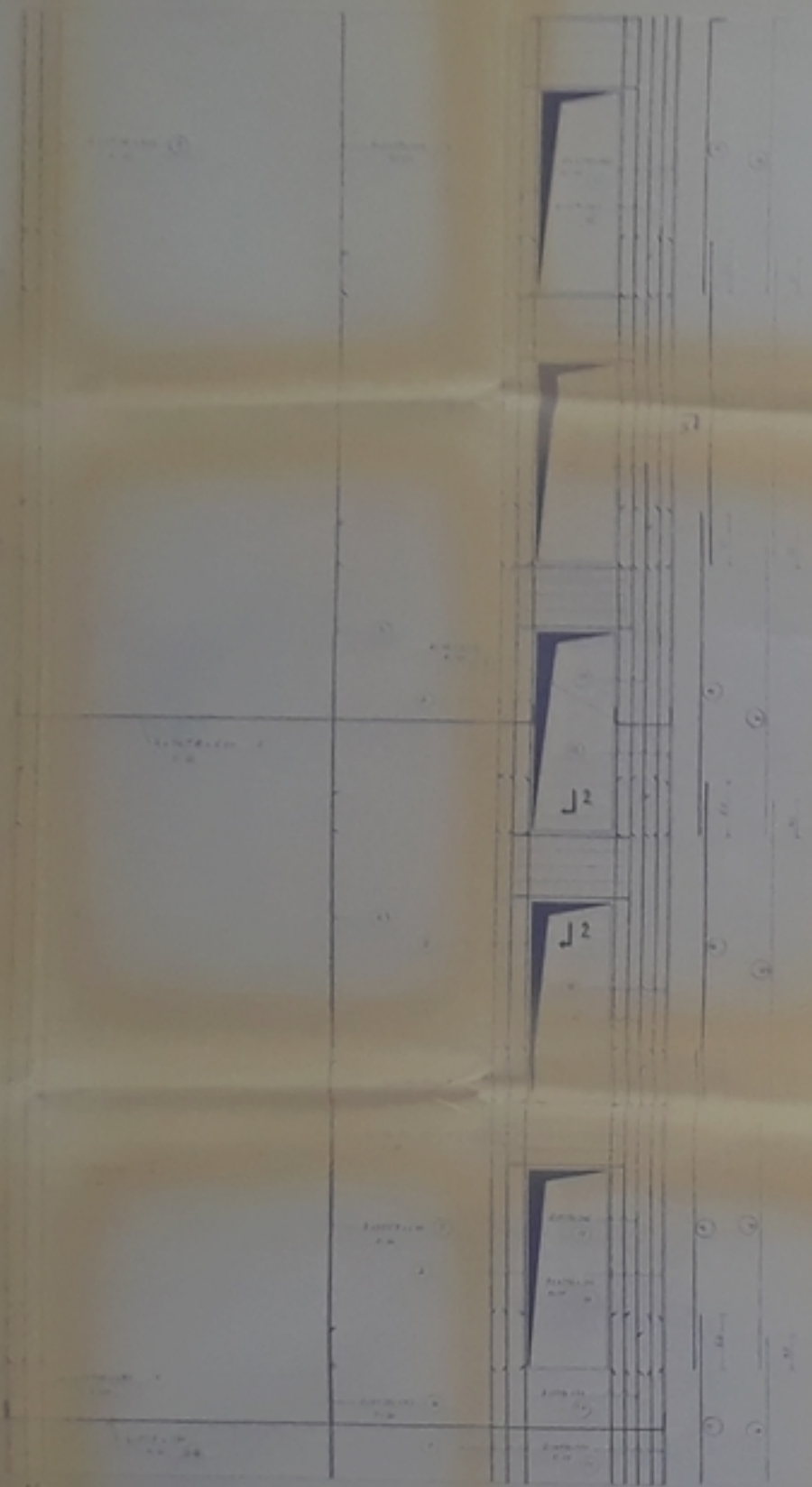
VUE EN ELEVATION DU VOILE PLEIN

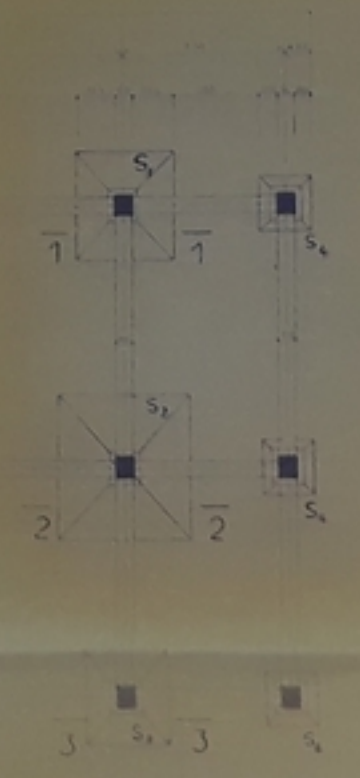
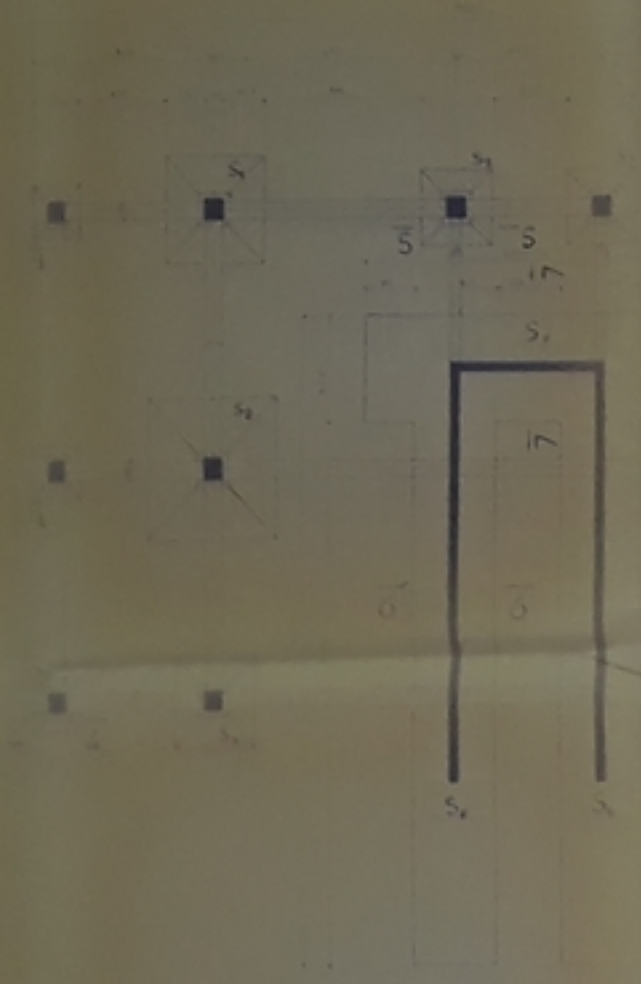
COUPE 11

COUPE 12

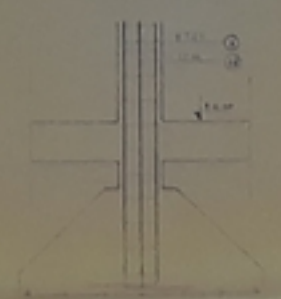
COUPE 13

COUPE 14





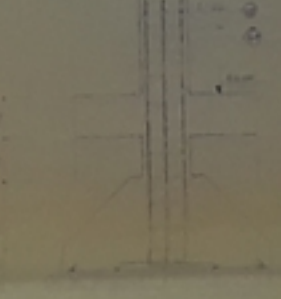
COUPE 1.1



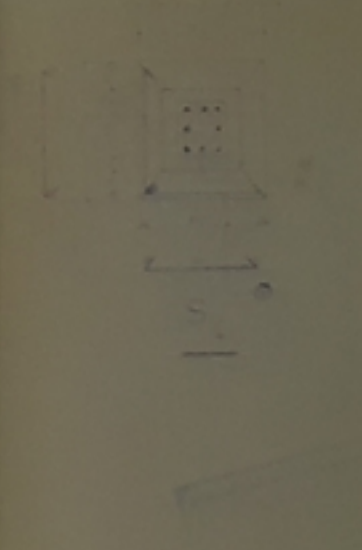
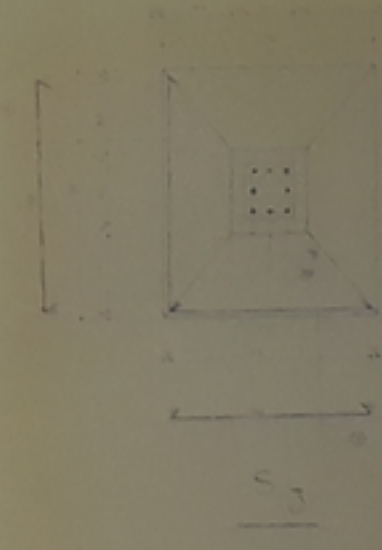
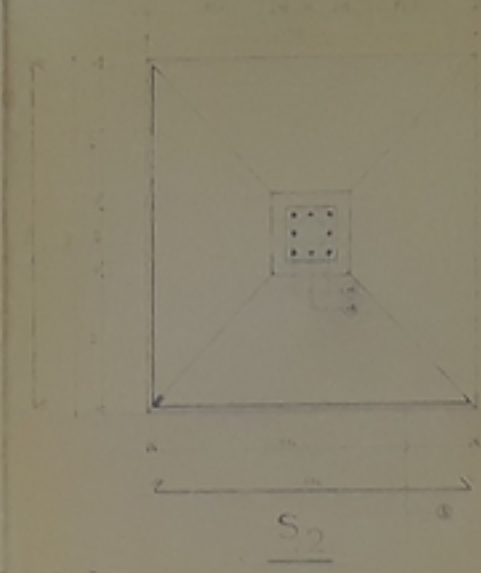
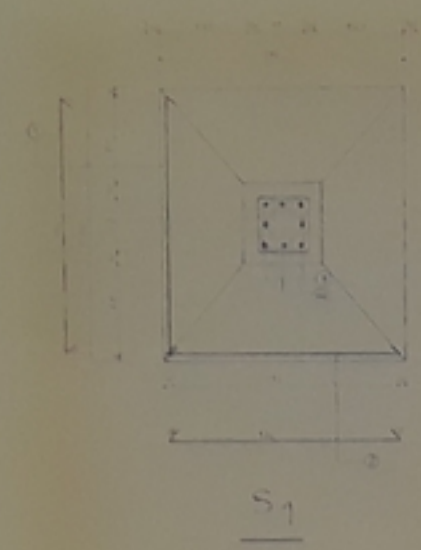
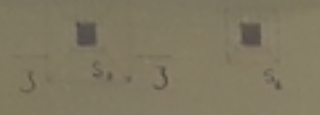
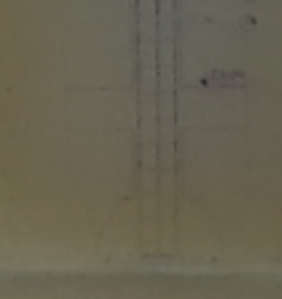
COUPE 2.2



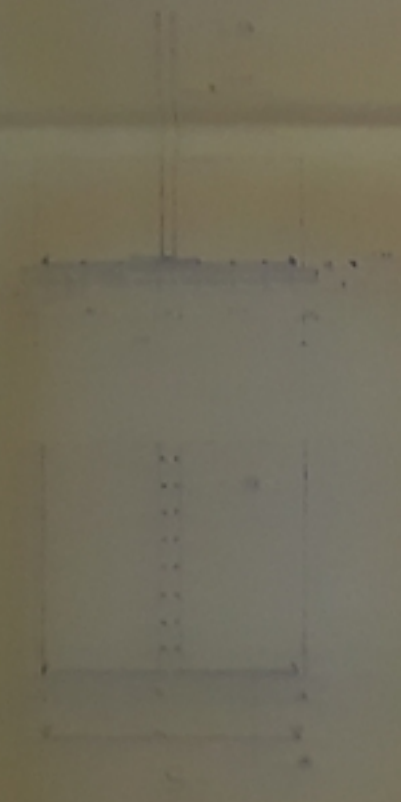
COUPE 3.3



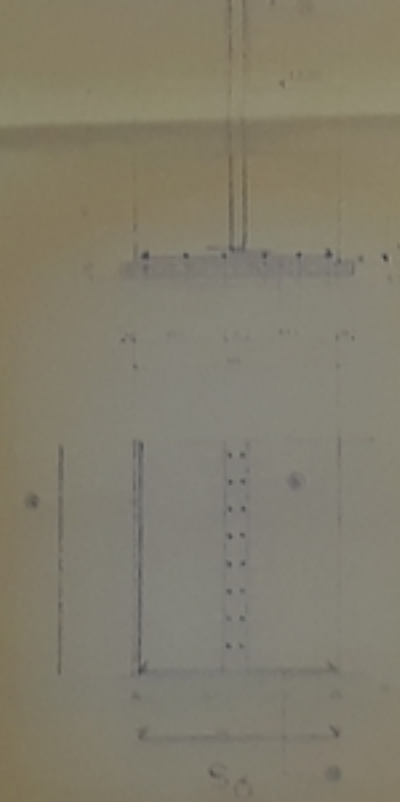
COUPE 4.4



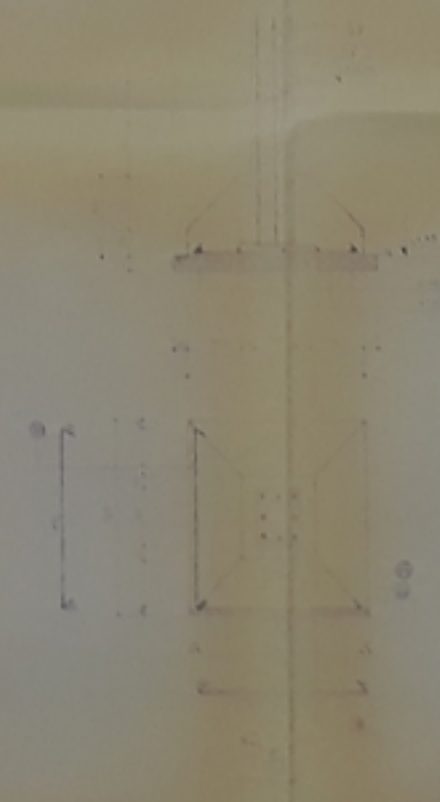
COUPE 5.5



COUPE 6.6



COUPE 7.7



FB01082  
2.

