

UNIVERSITE D'ALGER

8/78

1 ex

**Ecole Nationale Polytechnique**

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES المد

— المكتبة —

ECOLE NATIONAL POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

**POLYCLINIQUE MATERNITE  
à Constantine (S.M.) RC+6**

Proposé par :

**DNC / BEREG**

Dirigé par :

**N.M. BEJINARIU**

Etudié par :

**K. BRAHIMI**

**M.L. SAMAI**

1978  
Promotion Juin 1978



UNIVERSITE D'ALGER

**Ecole Nationale Polytechnique**

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

**POLYCLINIQUE MATERNITE  
à Constantine (S.M.) R C + 6**

Proposé par :

**DNC / BEREG**

Dirigé par :

**N.M. BEJINARIU**

Etudié par :

**K. BRAHIMI**

**M.L. SAMAI**

Promotion Juin 1978

## \* Remerciements \*

Nous remercions toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin à l'élaboration de cette thèse. Nous remercions en particulier notre promoteur M<sup>E</sup> Béjinaraviu, dont les conseils judicieux et précis, nous ont été d'une grande utilité.

- Samai med Laïd dit Mourad.

- Brahimi Haddour.

Je dédie ce travail

- à mon père et à ma mère
- à mes frères et sœurs
- à toute ma famille
- à tous mes amis

SAMAÏ Mohammed Laïd  
dit MOUAB



Je dédie ce travail :

- à ma très chère mère -
- mes frères et sœurs -
- mes parents -
- et à tous mes amis -

-Boahimi Kaddour-

Sommaire

	Pages
* Chapitre I.	
A. Etude architecturale . . . . .	2.
B. Caractéristiques des matériaux utilisés . . . . .	4.
C. Charges et surcharges . . . . .	7.
* Chapitre II.	
Calcul des éléments .	
A. Calcul des escaliers : . . . . .	9.
A <sub>1</sub> ) Calcul de la poutre-dalle brisée . . . . .	10.
A <sub>2</sub> ) Calcul de la poutre palière (acrotère) . . . . .	15.
B. Calcul du Balcon : . . . . .	22.
B <sub>1</sub> ) Calcul de la poutre de rive . . . . .	-
B <sub>2</sub> ) Calcul de la console la plus chargée . . . . .	31.
B <sub>3</sub> ) Calcul de l'acrotère . . . . .	33.
C. Calcul du plancher : . . . . .	35.
C <sub>1</sub> ) Calcul des poutrelles . . . . .	36.
C <sub>2</sub> ) ferrailage de la table de compression . . . . .	48.
* Chapitre III.	
Etude au séisme :	
A. Etude sismique . . . . .	49.
A <sub>1</sub> ) Effet du séisme . . . . .	-
A <sub>2</sub> ) Calcul sismique . . . . .	-

. A <sub>3</sub> ] Evaluation des charges et surcharges par plancher .	-----	54.
. A <sub>4</sub> ] Détermination des efforts horizontaux .	-----	60.
B. Calcul des portiques sous les charges horizontales (Bowmann)	-----	-
. B <sub>1</sub> ] Exposé de la méthode de Bowmann .	-----	66
. B <sub>2</sub> ] Portique dans le sens transversal .	-----	69.
. B <sub>3</sub> ] Portique dans le sens longitudinal .	-----	73
C. Calcul des portiques sous les charges verticales (Baquet)	-----	-
. C <sub>1</sub> ] Exposé de la méthode de Baquet .	-----	76.
. C <sub>2</sub> ] Détermination des moments dans les nœuds du portique longitudinal .	-----	79.
. S <sub>3</sub> ] Evaluation des charges /ml .	-----	89.
Tableaux I et II .	-----	91-92.
D. Evaluation des efforts (M, N, T) pour les portiques. (sous les différentes sollicitations)	-----	-
. D <sub>1</sub> ] Portique transversal .	-----	93.
D <sub>11</sub> . Pontres .	-----	-
D <sub>12</sub> . Poteaux .	-----	112.
. D <sub>2</sub> ] Portique longitudinal .	-----	117.
D <sub>2-1</sub> . Pontres .	-----	-
D <sub>2-2</sub> . Poteaux .	-----	137.
* Chapitre IV .		
Ferrailage des portiques .	-----	-

A. Portique longitudinal . . . . .	142 .
. A <sub>1</sub> ] Poutres . . . . .	-
. A <sub>2</sub> ] Poteaux . . . . .	153 .
B. Portique transversal . . . . .	169 .
. B <sub>1</sub> ] Poutres . . . . .	-
. B <sub>2</sub> ] Poteaux . . . . .	184 .
* Chapitre V .	
. Calcul des fondations . . . . .	187 .
* Bibliographie . . . . .	203

### Planches

. Plan n° 1 :	Coffrage et ferrailage des fondations .
. Plans n° 2 ■ 3	Coffrage et ferrailage des Portiques .
. Plan n° 4	Coffrage - ferrailage du plancher .
. Plan n° 5	Coffrage - ferrailage des éléments -



## Chapitre I.

### A. Etude architecturale:

#### 1. Présentation de l'ouvrage à étudier:

Le bâtiment que l'on se propose d'étudier est une polyclinique-maternité à Constantine (Sidi-Mabrouk). Elle se compose d'un sous-sol; un rez-de-chaussée et six (6) étages.

La longueur totale est de 39,6 m.

La largeur totale est de 26,6 m.

Une les recommandations pour les ouvrages en Béton armé et pour la région de Constantine; on prévoit un joint de dilatation tous les 25 m. Dans notre cas, le bâtiment est divisé en deux blocs (1, 2). Notre étude se porte sur le bloc 1.

Vue en plan, le bloc 1 présente les caractéristiques géométriques suivantes:

largeur: 14,4 m.

longueur: 26,6 m.

hauteur totale: 24,64 m.

La distance entre étages étant de 3,52 m.

- On prévoit, au niveau du sous-sol, un mur de soutènement qui sera calculé ultérieurement.

#### 2. Taux de travail du sol:

Des résultats au pénétromètre dynamique ont donné une contrainte du sol approximative de  $3 \text{ kg/cm}^2$  en-deça de 1,00 m de profondeur. Nous préconisons un taux de travail admissible de 2,5 bars.

- La nappe phréatique n'a pas été décelée aux profondeurs reconnues.

#### 3. Béton armé:

a) Tous le béton armé entrant dans la construction de l'immeuble sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions (CCBA 68), et à tous les règlements en vigueur.

b) La composition du béton sera au principe de 800 l de gravillon ( $D_g = 25 \text{ mm}$ ), 400 l de sable ( $D_s \leq 5 \text{ mm}$ ), de  $350 \text{ kg/m}^3$

de CPA classe 325.

- c) Pour l'acier, nous utiliserons de l'acier doux et de l'acier haute adhérence conforme aux normes - Il sera parfaitement propre et débarrassé de toute trace de rouille non adhérente, de peinture ou de graisse.
- d) le béton est préparé mécaniquement et le chantier sera muni de matériel nécessaire pour permettre des prélèvements d'échantillon à des fins de contrôle.
- e) Les coffrages seront étudiés pour être enlevés sans secousses et ménager les arêtes - Les parties destinées à être enduites devront être rugueuses, pour permettre une adhérence parfaite.

#### 4. Ossatures:

Tous les ouvrages reposent directement sur le sol par l'intermédiaire d'une couche de béton de propreté, de 8 à 10 cm sous les semelles isolées.

- a) Un mur de soutènement au sous-sol entoure la base du bâtiment.
- b) Les éléments résistants seront les portiques -  
(le contreventement sera assuré par des portiques).
- c) à la périphérie et à l'intérieur, nous aurons des murs à double cloison et à simple cloison en briques creuses.

#### 5. Planchers:

Ils seront constitués par des corps creux et une dalle de compression (17+4), reposant sur des poutrelles préfabriquées.  
Le plancher sous terrasse sera analogue aux autres avec une isolation thermique, hydrofuge et une forme de pente.  
Dans tous les cas, le plancher inférieur sera nettoyé aussitôt le plancher supérieur décoffré.

#### 6. Escaliers:

Le Bâtiment est muni de deux (2) cages d'escaliers.  
Ils seront construits étagés par étage, en même temps que l'ossature, de façon à limiter l'emploi des échelles au minimum.  
Ils seront munis de garde-corps protégés.  
Ils seront en béton armé avec faillasse portuse et marches recouvertes de saarelage.

7. Maçonnerie:

Murs extérieurs (35cm).

- une cloison en briques creuses (20cm).

- un vide d'air de 5cm.

- une cloison en briques creuses (10cm).

Murs intérieurs (cloisons de séparation). (10cm).

8. Revêtements:

- En céramique dans les salles d'eau.

- En sarrelage (granito) dans les autres pièces.

B. Caractéristiques des matériaux utilisés.

1) Béton:

Le béton est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA classe 250/325, à "contrôle atténué".

grosseur des granulats :  $\phi_g = 5/15$  mm.

\* Résistance nominale de compression :  $\sigma'_{28} = 270$  bars.

\* Résistance nominale de traction :  $\sigma'_{28} = 23,2$  bars.

\* Contrainte de compression admissible (CCBA 68 art. 9/4):  
 $\sigma'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_n$

avec  $\rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot E$ .

•  $\alpha = 1$  : classe 250/325.

•  $\beta = 5/6$  : "contrôle atténué".

•  $\gamma = 1$  : Il dépend des épaisseurs relatives des éléments de construction et des dimensions des granulats ( $\phi_g$ ).

$$\gamma = \begin{cases} 0.30 & \text{en compression simple.} \\ 0.60 & \text{en flexion simple.} \end{cases}$$

En flexion composée:

Effort normal de traction :  $S = 0,60$ .

Effort normal de compression:

$$S = \begin{cases} 0,30(1 + e_0/3e_1) & \text{Si } S < 0,60. \\ 0,60 & \text{le cas contraire.} \end{cases}$$

$e_0$  = excentricité de la résultante par rapport au centre de gravité de la section de béton seule.

6. Aciers à haute adhérence :

. De nuance Fe E 40 ( $\phi < 20 \text{ mm}$ );  $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

.  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$  s/s SP1.

.  $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$  s/s SP2.

3. Compatibilité avec le béton: (CCBA 68 art. 18.):

les aciers ne peuvent être utilisés que si :

$$\bar{\sigma}'_{bo} > 20(1 + 1,25 \cdot \psi_d)$$

$\psi_d$  = plus haut coefficient de scellement parmi ceux des aciers en barres à haute adhérence employés.

Pour  $\psi_d$ , on adopte:  $\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \cdot \eta_d$

$\eta_d$  = Valeur du coefficient de scellement fixée par les fiches d'agrément.

$\eta_d = \sqrt{2} \Rightarrow \psi_d = 1,5$ .

$\Rightarrow \bar{\sigma}'_{bo} > 20(1 + 1,25 \cdot 1,5) = 57,5 \text{ kg/cm}^2$ .

Il est en outre à noter que les contraintes admissibles de l'acier ci-dessus déterminées, ne sont à retenir que si elles sont compatibles avec les conditions de fissuration :

$$\bar{\sigma}_a \leq \begin{cases} \bar{\sigma}_a \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{(1 + 10 \bar{\omega}_f)} \\ \sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} \end{array} \right. \end{cases}$$

avec:  $\bar{\omega}_f$  = pourcentage de fissuration:

$$\bar{\omega}_f \% = \frac{A}{B_f}$$

A = section d'aciers.  
B<sub>f</sub> = section de béton

$\phi$  = diamètre nominal (en mm) de la plus grosse barre tendue.

$\eta$  = coefficient de fissuration =

$$K = \begin{cases} 10^6 \text{ fiss. préjudiciable -} \\ 1,5 \cdot 10^6 \text{ fiss. peu nuisible -} \\ 0,5 \cdot 10^6 \text{ fiss. très préjudiciable -} \end{cases}$$

Remarques pour le ferrailage.

Pour le calcul du ferrailage, on adopte les 3 méthodes suivantes :

• Méthode de l'aide-mémoire.

• Méthode de charon.

• Méthode du CCBA 68.

Selon la commodité.

Pour le calcul, on utilise les coefficients et les paramètres de la méthode choisie.

• Méthode CCBA 68 :

$$M_{rb} = \frac{\bar{\sigma}'_b}{2} \times b \times y \times (h - \frac{y}{3})$$

$$y = \frac{\sigma'_b}{(\bar{\sigma}'_a/n + \sigma'_b)} \times h$$

$$z = (h - \frac{y}{3}) \quad - \quad A = \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}'_a}$$

• Méthode aide-mémoire :

$$M_{rb} = K_M \cdot b h^2$$

$$y = K_y \times h$$

$$z = K_z \cdot h \quad - \quad A = \frac{\bar{\omega}}{100} \cdot b \cdot h$$

• Méthode charon :

$$z = \epsilon \cdot h$$

$$y = \alpha \cdot h$$

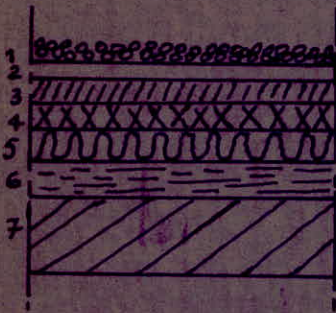
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}'_a \cdot \epsilon \cdot h}$$

# Cl. Charges et Surcharges.

## 1. Charges permanentes :

### a. Niveau Terrasse :

\* isolation :



①	gravier :	85 kg/m <sup>2</sup>
②	isolation hydrofuge :	10 kg/m <sup>2</sup>
③	chappe de protection :	10 kg/m <sup>2</sup>
④	isolation Thermique -phonique	} 10 kg/m <sup>2</sup>
⑤	barrière de vapeur	
⑥	diffusion de vapeur	} 5 kg/m <sup>2</sup>
⑦	béton de pente :	

Total : 240 kg/m<sup>2</sup>

\* plancher :

Corps creux (17+4) :	301 kg/m <sup>2</sup>
Enduit de plâtre :	30 kg/m <sup>2</sup>

$$\Rightarrow G = (240 + 301 + 30) = 571 \text{ kg/m}^2$$

* Acrotère - Terrasse } 10cm d'épaisseur	225 kg/ml
Acrotère - Balcon } 90cm de hauteur	chacun .

### b. Niveau Courant :

\* revêtement :

• Enduit de plâtre :	30 kg/m <sup>2</sup>
• isolation phonique :	10 kg/m <sup>2</sup>
• Sable :	51 kg/m <sup>2</sup>
• mortier de pose :	40 kg/m <sup>2</sup>
• Carrelage granito : (2,5 cm)	55 kg/m <sup>2</sup>

Total : 186 kg/m<sup>2</sup>

\* plancher :

• Corps creux (17+4) :	301 kg/m <sup>2</sup>
------------------------	-----------------------

$$\Rightarrow G = (301 + 186) = 487 \text{ kg/ml .}$$

\* garde corps : 30 kg/ml.

- le balcon est à corps creux (17+4).
- le poids des murs cloisons (séparation) est réparti forfaitairement sur les planchers des chambres à 75 kg/m<sup>2</sup>.

## 2. Surcharges :

\* Niveau Terrasse :

- non accessible, sauf entretien : 100 kg/m<sup>2</sup>
- neige : 55 kg/m<sup>2</sup>
- deux citernes d'eau de 2000l chacune : 2 x 237 kg/m<sup>2</sup>
- Acrotère : 100 kg/ml (horizontale).

\* Niveau courant :

- Couloirs; halls d'entrée : 400 kg/m<sup>2</sup>
- Balcon ; escaliers : 400 kg/m<sup>2</sup>
- pharmacie ; dépôts : 350 kg/m<sup>2</sup>
- laboratoires ; salle de radiologie : 350 kg/m<sup>2</sup>
- restaurant, archives : 800 kg/m<sup>2</sup>
- bibliothèque : 500 kg/m<sup>2</sup>
- Pour tout le reste : 250 kg/m<sup>2</sup>.
- Balcon : 100 kg/ml (horizontale).

Chapitre II

Calcul  
des éléments.



### A] Calcul des escaliers :

L'escalier à calculer est à faillasse adjacentes ; il est constitué de deux poutres dalles inclinées (faillasse) identiques ; d'un palier intermédiaire à mi-étage, et de deux paliers au niveau des étages.

Les possibilités d'appui sont :

• au niveau des étages, deux poutres dont l'une fait partie du portique transversal et l'autre prenant appui sur deux portiques longitudinaux (poutre palière).

• à mi-étage, on ne peut compter que sur une poutre intermédiaire s'appuyant sur les deux portiques longitudinaux.

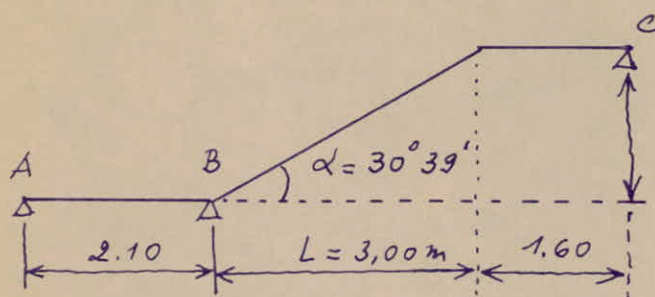
• au niveau de la jonction faillasse-palier, vu qu'on a pas de voiles en béton ; on ne peut compter sur la poutre palière dont les appuis seraient des murs de remplissage. L'élément résistant est constitué d'une poutre brisée (faillasse-palier), semi-encastree à ses extrémités et d'un palier. Leur calcul sera fait séparément.

#### \* Pour les marches :

elles ne seront pas armées, ce qui évitera la difficulté pour le coffrage et le coulage. Elles ne rentrent pas dans le calcul de résistance.

Vu que leurs dimensions sont faibles devant la portée de la faillasse, on admet que leur poids propre est uniformément réparti sur la faillasse, et sont considérées comme surcharges solidaires de l'élément résistant.

#### \* Caractéristiques géométriques des escaliers :



$$H = \frac{3,52}{2} = 1,76 \text{ m.}$$

$h$  = hauteur de la marche.

$g$  = largeur de la contre-marche.

$$\text{on a : } (2g + h) = 64 \text{ cm,}$$

$n$  = nombre de contre-marches.

$n, H, L$  sont liés par la relation :

$$64 \cdot n^2 - n \cdot (64 + 2 \cdot H + L) + 2L = 0.$$

⇒  $h = 10$ .

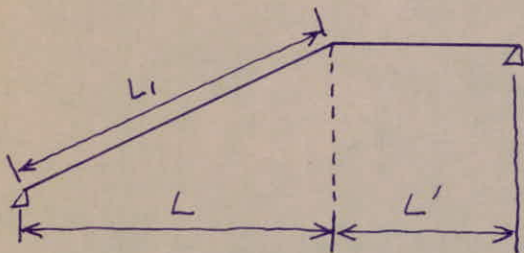
d'où l'on tire :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{176}{10} = 17,6 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{300}{9} \approx 33,34 \text{ cm.}$$

On prendra :  $n = 11$ , (11 contre-marches).  
 $h = 16 \text{ cm.}$   
 $g = 30 \text{ cm.}$

A.1] Calcul de la poutre-dalle brisée :

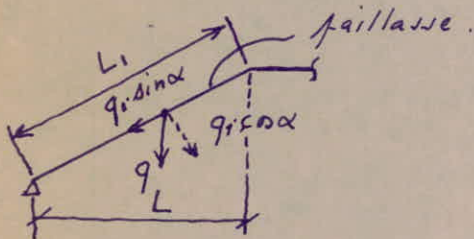


L'épaisseur de la faillasse et celle du palier intermédiaire seront prises égales, afin d'éviter le calcul d'une poutre à inertie variable.

On calcule une poutre droite de portée  $(L + L')$ .

Pour cela, on projette le poids propre de la faillasse suivant l'horizontale.

Les surcharges d'exploitation, le poids des marches et le revêtement sont donnés par mètre linéaire horizontal.



Poids propre de la faillasse ;  
 -  $q_1$  en kg/ml incliné.

-  $q$  en kg/ml horizontal.

on a :  $q_1 \cdot L_1 = q \cdot L$  avec  $L = L_1 \cdot \cos \alpha$ .

$$\Rightarrow q = \frac{q_1}{\cos \alpha}$$

$q_1 \cdot \cos \alpha$  produit un moment fléchissant sur la faillasse.  
 $q_1 \cdot \sin \alpha$  (en kg/ml incliné) qui donne un effort de traction sur la partie supérieure et une compression sur la partie inférieure ; cet effort est négligeable devant le moment fléchissant, c'est pour cela que notre calcul sera fait en flexion simple.

\* Le calcul se fait au premier genre.

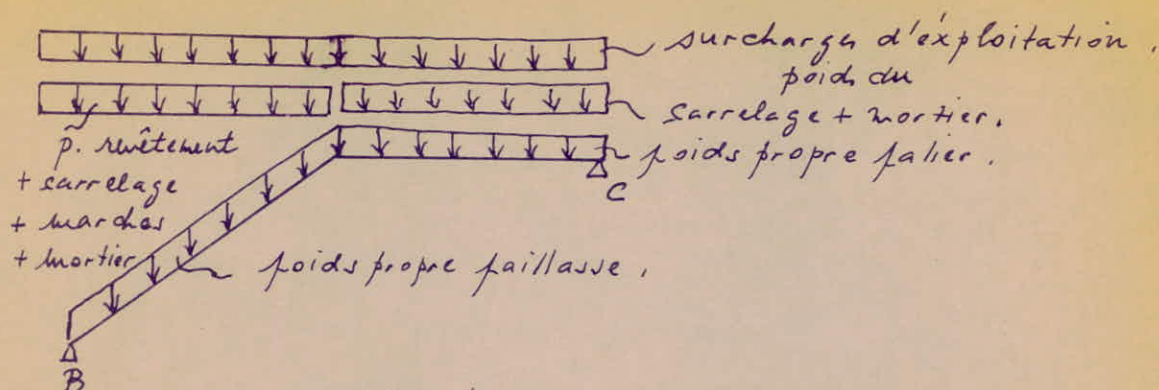
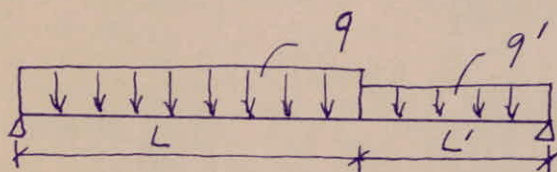


schéma équivalent :



\* Voir coupe d'escalier en page 12

\* faillasse :

on prend une bande de 1ml de la largeur de la faillasse.

• épaisseur de la faillasse : 15cm  
(  $e = 15 \text{ cm}$  ; car  $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$  ) -

• poids propre :  $\frac{0,15 \cdot 2500}{1000} = 474,73 \text{ kg/ml}$  horizontale

• poids des marches :  $\frac{2200 \cdot 0,16}{2} \cdot \frac{1}{0,3} = 586,67 \text{ kg/ml}$  horiz.

• revêtements } mortier : 40kg/ml, horiz.  
                  } sarrelage : 55 kg/ml horiz.

• surcharges : 400kg/ml horiz.

$$q = (G + 1,2 \cdot P) = 1596,4 \text{ kg/ml} \text{ horizontal et par mètre de largeur.}$$

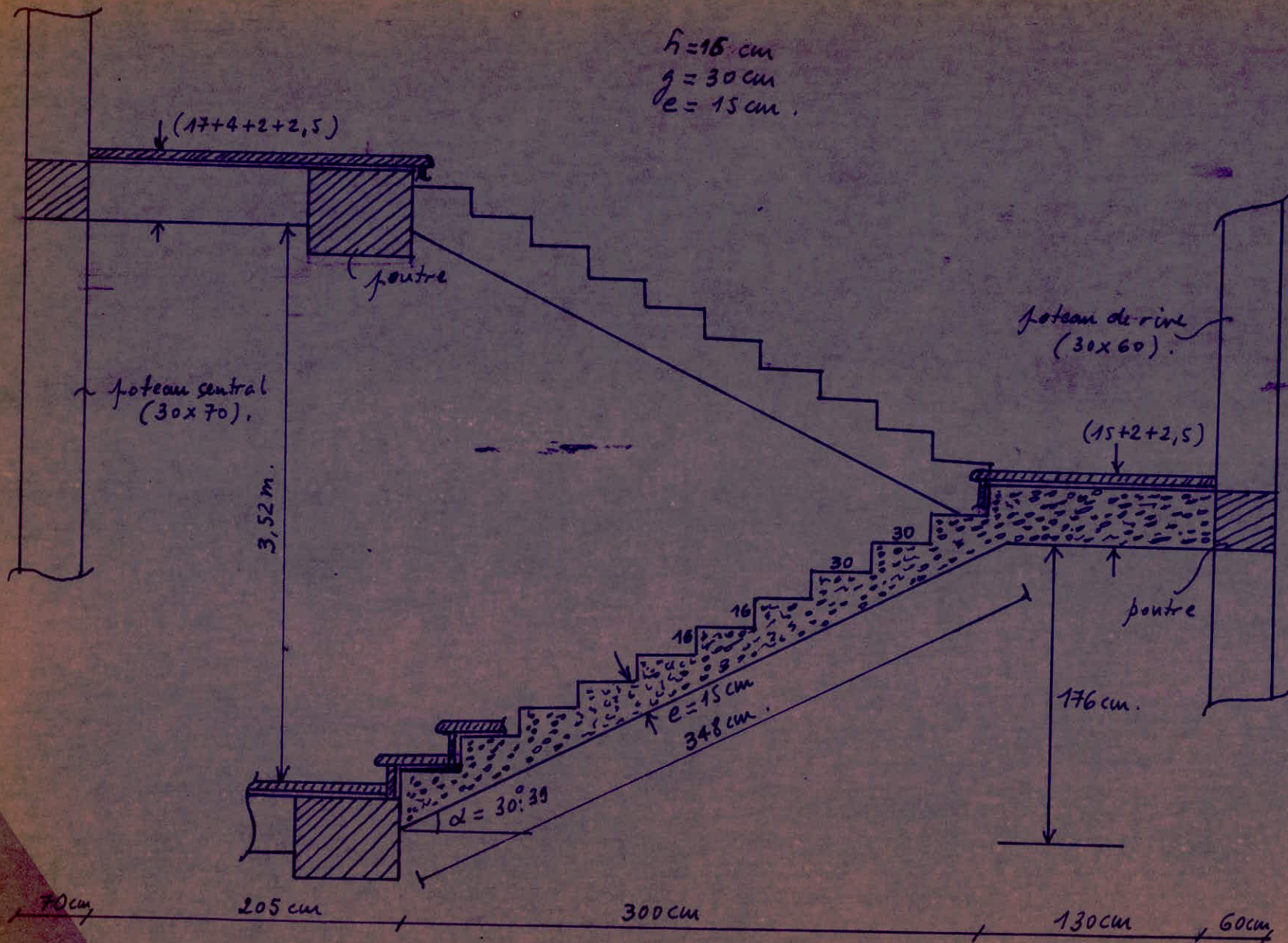
\* faillier :  $q' = (G' + 1,2 \cdot P')$

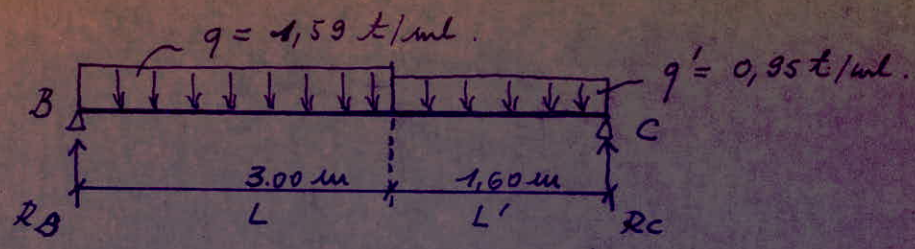
$$q' = (0,15 \cdot 2500 + 95) + 1,2 \cdot 400 = 0,95 \text{ t/ml}$$

horizontale et par mètre de largeur.

$$q = 1,59 \text{ t/ml} ; q' = 0,95 \text{ t/ml}$$

- 12 -





$(\sum M)_B = 0 \Rightarrow R_B = 3,479 \text{ t}$

$R_C = 2,811 \text{ t}$

\* Expression du moment fléchissant:  
 x Compte à partir de l'origine B.

Pour:  $0 < x < 3 \text{ m} \Rightarrow M(x) = (R_B \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2})$

$3 < x < 4,6 \Rightarrow M(x) = R_B \cdot x - 3q(x-1,5) - q'(x-3)$

\* Expression de l'effort tranchant:

Pour:  $0 < x < 3 \Rightarrow T(x) = (R_B - q \cdot x) = (3,479 - 1,59 \cdot x)$  (1)

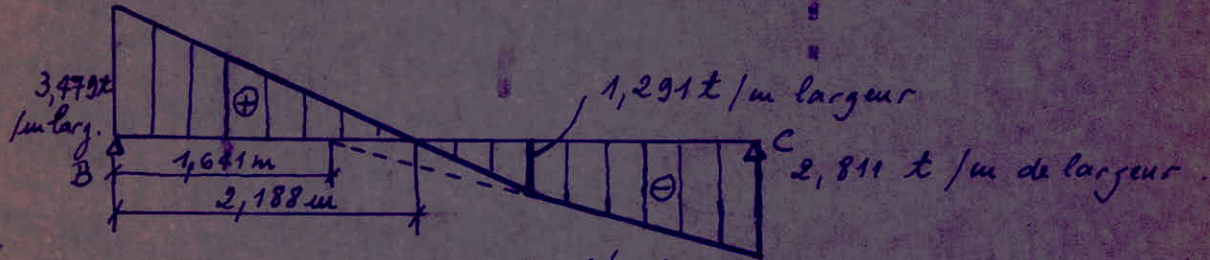
$3 < x < 4,6 \Rightarrow T(x) = [R_B - 3 \cdot q - q'(x-3)]$  (2)

M(x) maximum, quand T(x) nul.

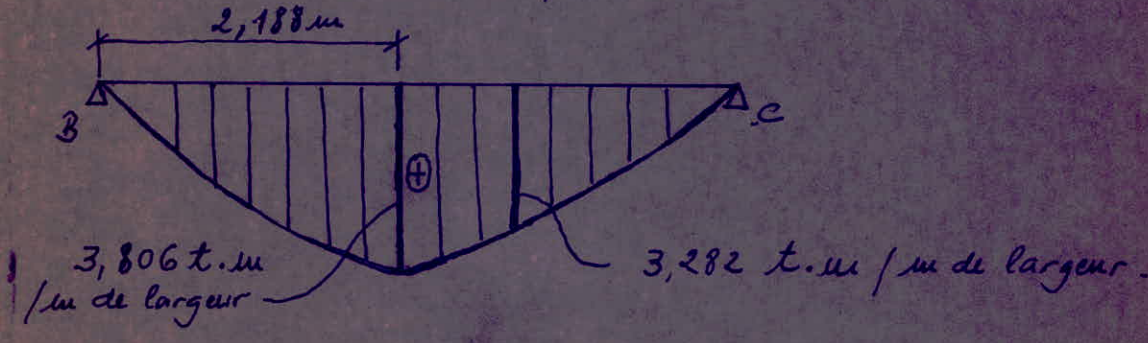
$T(x) = 0 \Rightarrow$  (1) donne:  $x = 2,188 \text{ m}$

$T(x) = 0 \Rightarrow$  (2) donne:  $x = 1,641 \text{ m}$

\* Diagramme de l'effort tranchant:



\* Diagramme du moment fléchissant:



\* ferraillage de la faille et palier :

On a une section rectangulaire (100.15).

Effet du semi-encastrement:  $M_{max.} = 3,8 \text{ t.m / m de largeur.}$

$M_{ap.} = 0,3 M_{max.} = 0,3 \cdot 3,8 = 1,14 \text{ t.m / m de largeur.}$

$M_{tr.} = 0,85 M_{max.} = 0,85 \cdot 3,8 = 3,23 \text{ t.m / m de largeur.}$

On remarque que pour  $M_{max.} = 3,8 \text{ t.m.}$

$$KM = \frac{M}{bh^2} \quad \text{enrobage de 2 cm} \Rightarrow \begin{matrix} h = 13 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \end{matrix}$$
$$\Rightarrow KM = 22,5 \Rightarrow \sigma'_b = 126 \text{ bars} < \sigma'_b$$

$\Rightarrow$  le béton à lui seul résiste à la compression  
non nécessité d'aciers comprimés.

\* en travée:

(Méthode Charon).

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

$$\mu = \frac{\lambda \cdot M_{tr}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3,23 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,1028.$$

$$\mu = 0,1028 \Rightarrow \epsilon = 0,8728.$$

$$\Rightarrow A = \frac{M_{tr}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3,23 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8728 \cdot 13} = 10,16 \text{ cm}^2$$
$$\Rightarrow \underline{9 \phi 10.}$$

\* sur appui:

$$\mu = \frac{\lambda \cdot M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,14 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0361.$$

$$\mu = 0,0361 \Rightarrow \epsilon = 0,9188.$$

$$\Rightarrow A = \frac{M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1,14 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9188 \cdot 13} = 3,41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{5 \phi 10.}$$

\* Conditions:

a-t-on besoin d'aciers transversaux:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \quad ; \quad z = \frac{7}{8} \cdot h.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{3,479 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 3,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ bars} \quad \bar{\sigma}_b < 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b$$

non nécessité d'aciers transversaux.

• de fragilité :

Les armatures doivent avoir une section suffisante pour équilibrer l'effort qui entraîne la fissuration du béton -

$$\bar{\sigma}_{su} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{su}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 13 = 1,23 \text{ cm}^2$$

Vérification assurée.

• à l'effort tranchant :

à-t-on besoin d'aciers au droit d'appuis :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3} \quad M \text{ pris avec son signe } (< 0)$$

$$T - \frac{M}{3} = 3,479 \cdot 10^3 - \frac{114000}{\frac{7}{8} \cdot 13} < 0$$

Vérifiée.

• condition de flèche : (CCBA 68).

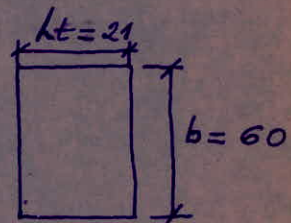
$$\frac{A}{b \cdot h} < \frac{43}{\bar{\sigma}_{su}} \Rightarrow A < 100 \cdot h \cdot \frac{43}{4200} = 13,3 \text{ cm}^2$$

Vérifié.

NB: Les poutres aux niveaux d'étages seront calculés comme les planchers. (car c'est une continuité de planchers).

A.2] calcul de la poutre palière :

Dimensions : (21 x 60)

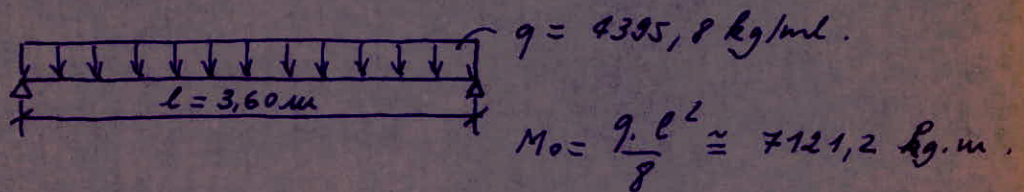


• la portée de la poutre palière est de 3,60 m.

Elle supporte :

- son poids propre :  $(0,21 \cdot 0,6 \cdot 2500) = 315 \text{ kg/ml}$ .
- le poids du demi-hourdis :  $\frac{120}{2} \cdot 0,63 = 37,8 \text{ kg/ml}$
- revêtements :  $84 \text{ kg/ml}$ .
- Effort tranchant-faïence :  $3479 \text{ kg/ml}$ .
- surcharge :  $400 \text{ kg/ml} = P$ .

$$q = (G + 1,2 \cdot P) = 4395,8 \text{ kg/ml}$$



• Effet du semi encastrement :

- $M_{ap} = 0,3 \cdot M_0 = 0,3 \cdot 7121,2 = 2136,36 \text{ kg.m}$ .
- $M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 7121,2 \approx 6053 \text{ kg.m}$ .

\* ferrailage :

• enrobage de 2 cm  $h = 19 \text{ cm}$   
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$   $b = 60 \text{ cm}$

\* en Travée :

$$\mu = \frac{\lambda \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 6053 \cdot 10^5}{2800 \cdot 60 \cdot (19)^2} = 0,1496$$

$$\bar{k} = 18,9 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{18,9} \approx 148 \text{ bars} > \bar{\sigma}'_b$$

• nécessité d'aciers comprimés.  
 on cherche des sections :

- $A' =$  aciers comprimés.
- $A = (A_1 + A_2) =$  section d'aciers tendus.

• on fait travailler le béton à  $\bar{\sigma}'_b$  et les aciers à  $\bar{\sigma}_a$ ,

$$y = \frac{\bar{\sigma}'_b}{(\bar{\sigma}_a/n + \bar{\sigma}'_b)} \cdot h = \frac{137 \cdot 19}{\left(\frac{2800}{15} + 137\right)} \approx 8,04 \text{ cm}$$

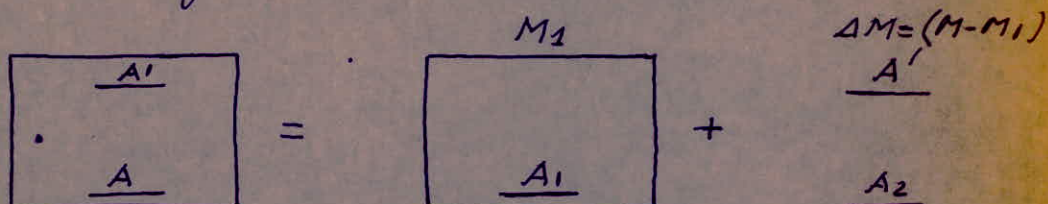


$$M_{rb} = \frac{\bar{\sigma}'_b}{2} \cdot b \cdot y \cdot \left( h - \frac{y}{3} \right) = \frac{137}{2} \cdot 60 \cdot 8,04 \left( 19 - \frac{8,04}{3} \right)$$

$$M_{rb} = 5,393 \text{ t.m.}$$

on pose:  $M_{rb} = M_1$ .

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{n(y-d')}{y} \cdot \bar{\sigma}'_b = \frac{15 \cdot (8,04 - 2)}{8,04} \cdot 137 = 1543,8 \text{ kg/cm}^2$$



- Un couple de forces  $F_1$  équilibre  $M_{rb} = M_1$
- un couple de forces  $F_2$  équilibre  $\Delta M = (M - M_1)$ .

- $A_1$  travaille à  $\bar{\sigma}'_a = 1543,8 \text{ kg/cm}^2$
- $A_2$  travaille à  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

• nous avons:

$$A_1 = \frac{M_1}{\bar{\sigma}'_a \left( h - \frac{y}{3} \right)} = \frac{5,393 \cdot 10^5}{2800 \left( 19 - \frac{8,04}{3} \right)} = 11,8 \text{ cm}^2$$

$$\Delta M = (6,053 - 5,393) = 0,66 \text{ t.m.}$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h - d')} = \frac{0,66 \cdot 10^5}{2800 (19 - 2)} \approx 1,4 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}'_a (h - d')} = \frac{0,66 \cdot 10^5}{1543,8 (19 - 2)} = 2,5 \text{ cm}^2$$

ce qui donne:  $A = (A_1 + A_2) = 13,2 \text{ cm}^2$   
 $A' = 2,5 \text{ cm}^2$ .

$\bar{\sigma}'_m$  = contrainte moyenne de compression.  
 on voit que:

$$\bar{\sigma}'_m = \frac{A \cdot \bar{\sigma}_a}{(b \cdot y + n A')} = \frac{13,2 \cdot 2800}{(60 \cdot 8,04 + 15 \cdot 2,5)} = 79,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$\bar{\sigma}'_m > \bar{\sigma}'_b$ , la section ne passe pas.  
 on avait une poutre moyée (21.60); on adopte une autre section pour la poutre (plus grande): (25x45), nous n'aurons pas de poutre moyée.

- on refait la même marche de calcul.

• Pour cette nouvelle section:  $q = 4330,8 \text{ kg/ml}$ .

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4330,8 \cdot 3,6^2}{8} \approx 7015,9 \text{ kg.m.}$$

•  $M_{ap} = 2104,77 \text{ kg.m}$  ;  $M_t \approx 5963,5 \text{ kg.m}$ ,

\* en Travée:

•  $y = 9,73 \text{ cm}$  .  $h = 23 \text{ cm}$  .  $b = 40 \text{ cm}$  .

•  $M_{rb} = 5,267 \text{ t.m} < M_t = 5,9635 \text{ t.m}$  .

•  $\bar{\sigma}_a' = 1632 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a'$  .

•  $A_1 = \frac{5,267 \cdot 10^5}{2800(23 - \frac{9,73}{3})} = 8,52 \text{ cm}^2$  .

$\Delta M = (M - M_1) = 0,6965 \text{ t.m}$  .

•  $A_2 = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h - d')} = \frac{0,6965 \cdot 10^5}{2800(23 - 2)} = 1,18 \text{ cm}^2$

•  $A' = \frac{0,6965 \cdot 10^5}{1632(23 - 2)} = 2,03 \text{ cm}^2$  .

$A = (A_1 + A_2) = 9,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow (2\phi 16 + 4\phi 14)$

•  $A' = 2,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 14$

•  $\sigma'_{m} = \frac{A \cdot \bar{\sigma}_a}{(b \cdot y + n \cdot A')} = \frac{9,7 \cdot 2800}{(40 \cdot 9,73 + 15 \cdot 2,05)} = 64,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$

la section passe .

\* aux appuis :

$$\mu = \frac{15 \times 2,105 \cdot 10^5}{2800 \cdot 40 \cdot (23)^2} = 0,0533$$

$\mu = 0,0533 \Rightarrow E = 0,9035$   
 $K = 36,84$

$A = \frac{2,105 \cdot 10^5}{2800(0,9035) \cdot 23} \approx 3,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow$

$K = 36,8 \Rightarrow$  non nécessité d'aciers comprimés .

\* Aciers Transversaux :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}'_b &= 137 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_{b0} &= 68 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

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

On a :  $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$

On vérifie si :

$$\zeta_b \leq \left( 4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \cdot \bar{\sigma}_b$$

avec  $\zeta_b = \frac{T_{max}}{60 \cdot z}$  ,  $T_{max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{4330,8}{2} \cdot 3,6 = 7795,44 \text{ kg}$

$$\zeta_b = \frac{7795,44}{40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 23} = 9,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left( 4,5 - \frac{137}{68,5} \right) \cdot 5,9 = 14,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \zeta_b = 9,68 \text{ kg/cm}^2 < 14,75 \text{ kg/cm}^2$$

On peut mettre des aciers transversaux.

Aciers transversaux ( $A_t$ ), sont des cadres en  $\phi 8$ .

$$A_t = 1,006 \text{ cm}^2$$

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

$$\sigma_{en} = 3400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (barres lisses Fe E34)}$$

$$f_{at} \in \left[ \frac{e}{3} ; \left( 1 - \frac{9,82}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} \right) \right] \text{ (pas de reprise de bétonnage)}$$

$$f_{at} = \text{Max} [ 0,67 ; 0,815 ] = 0,815$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{en} = 0,815 \cdot 3400 = 2771 \text{ kg/cm}^2$$

\* Écartements entre étriers :  $h = (25 - 4) = 21 \text{ cm}$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \frac{1,006 \cdot 2771 \cdot 18,375}{7795,44} = 6,57 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = h \cdot \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{\zeta_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 23 \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{9,68}{5,9} \right) = 11,5 \text{ cm}$$

$$t = \text{Min} (\bar{t}, t) = 6,57 \text{ cm}$$

On utilise la suite de Caquot :

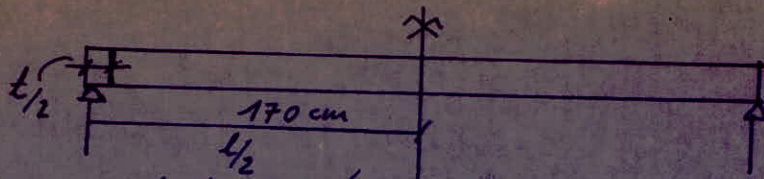
on commence la suite de Caquot à partir de 7 ; sans toutefois dépasser la hauteur de la poutre.

portée de la poutre entre mes d'appuis :  $(360 - 20) = 340 \text{ cm}$

• Demi portée :  $l/2 = 170 \text{ cm}$

$$t/2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow (l/2 - t/2) = 167 \text{ cm}$$

La suite de Baquet est : (7, 8, 9, 10, 11, 13, 16, 20, 25).



- pour une demi-portée sous courbes :

- 3 écartements de 7
- 2 " de 8
- 2 " de 9
- 1 " de 10
- 3 " de 11
- 1 " de 13
- 1 " de 16
- 2 " de 20

$$\underline{\underline{(167 \text{ cm} + 3 \text{ cm}) = 170 \text{ cm.}}}$$

\* Conditions :

• De non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot 40 \cdot 25 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié.}$$

• Effort tranchant :

$$A \cdot \sigma_a \geq \left( T + \frac{M}{3} \right) \quad M \text{ pris avec son signe.}$$

$$\left( T + \frac{M}{3} \right) < 0 \quad \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

• Vérification de la flèche :

$$\frac{A}{b_0 \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \Rightarrow \quad A \leq 40 \cdot 23 \cdot \frac{43}{4200} = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{calculée} = 9,7 \text{ cm}^2 > 9,42 \text{ cm}^2$$

Il faut que :

$$\frac{h_t}{l} < \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$h_t = 25 \text{ cm.}$$

$$l = 340 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{25}{340} = 0,0735 < \frac{1}{10} \cdot \frac{5,96}{7,015} = 0,085$$

$\Rightarrow$  la flèche est vérifiée.

Condition de non entrainement des armatures :

$$z_d = \frac{T}{p \cdot \gamma}$$

$p$  = périmètre nominal des aciers.

$$\bar{z}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,43 \text{ bars.}$$

$$\psi_d = 1,5.$$

$$p = \pi \cdot (2 \cdot 16 + 4 \cdot 14) = 27,63 \text{ cm}^2$$

$$T = 7795,44 \text{ daN.}$$

$$\Rightarrow z_d = \frac{7795,44}{27,63 \cdot \frac{7}{8} \cdot 23} = 14,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$z_d < \bar{z}_d$$

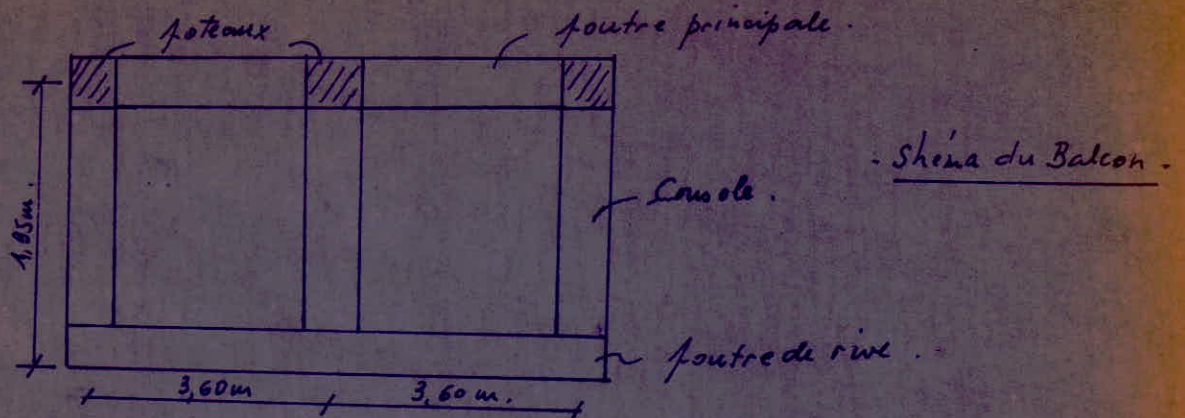
Verifiée.

Calcul de l'acrotère :

on prendra le même ferrailage que pour celui du balcon. 5 T6/mètre linéaire dans le sens de la hauteur

et 6 T10 espacés de 18 cm dans le sens de la longueur.

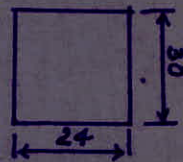
B] Calcul du Balcon :



Les distances sont prises entre axes.  
 On a un seul balcon, au niveau du 3<sup>e</sup> étage, Il est en console.  
 Pour cela, on prévoit trois (3) consoles de longueur 1,95 m, afin d'avoir un plancher à hourdis et poutrelles préfabriquées. Pour consolider ce dernier, on prévoit une poutre de rive dont la torsion due aux efforts sur l'acrotère qu'elle supporte est évitée grâce à la rigidité du plancher.

B.1] Calcul de la poutre de rive :

Dimensions de la poutre :



elle supporte :

• le poids de l'acrotère en béton armé :

$$G_a = 225 \text{ kg/ml.}$$

• Le poids du vitrage :

$$G_v = 5 \text{ kg/ml.}$$

• Le poids de la partie du plancher qui lui revient :

$$G_p = 301 \cdot \frac{1,95}{2} = 293,475 \text{ kg/ml.}$$

$$* 301 \text{ kg/m}^2 = (\text{poids des poutrelles} + \text{Hourdis}) -$$

En première approximation, la poutre ne supporte qu'un demi-hourdis ; puisque les poutrelles repréentent deux moitiés d'hourdis et donnent des réactions sur les consoles. Mais vu que le soulage du plancher et de la poutre se fait au même moment, et que la

dalle est armée suivant deux directions, cela donne une autre répartition des charges, et la poutre supportera la moitié du plancher.

\*  $G_r$  = poids du revêtement.

- Mortier de pose :  $40 \text{ kg/m}^2$
- Carrelage granito :  $55 \text{ kg/m}^2$

$$G_r = (40 + 55) \cdot \frac{1,95}{2} = 92,625 \text{ kg/ml.}$$

$G_{p.p.}$  = poids propre de la poutre :

$$G_{p.p.} = 0,24 \cdot 0,30 \cdot 2500 = 180 \text{ kg/ml.}$$

$G_T$  = charges permanentes + surcharges solidaires des charges permanentes.

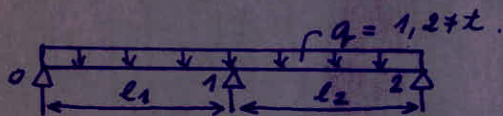
$$G_T = (G_{p.p.} + G_a + G_v + G_p + G_r) = 796,1 \text{ kg/ml.}$$

- surcharge :  $p = 400 \cdot \frac{1,95}{2} = 390 \text{ kg/ml.}$

Les calculs se font au premier genre :

$$Q = (G_T + 1,2 \cdot p) = 1264,1 \text{ kg/ml.}$$

$$Q \approx 1,27 \text{ t.}$$



$$l_1 = l_2 = l = 3,60 \text{ m.}$$

- Les moments aux appuis 0 et 2 sont nuls ( $M_0 = M_2 = 0$ ).
- On calcule le moment sur l'appui 1 à l'aide de l'équation des trois moments.

$$M_{n-1} \cdot l_n + 2M_n(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} \cdot l_{n+1} = -6EI(w_n^d + w_n^s) \quad (1)$$

- Les charges étant uniformément réparties et dirigées vers le bas :

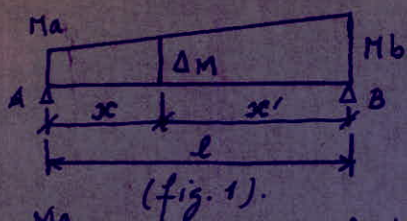
$$w_n^d = w_n^s = \frac{q \cdot l^3}{24EI} ; l_1 = l_2 = l$$

$$n=1 \Rightarrow (1) \text{ donne : } 4M_1 \cdot l = -6EI \left( \frac{2q \cdot l^3}{24EI} \right)$$

$$M_1 = -\frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$\underline{\text{A.N.}} : M_1 = -\frac{1,27 \cdot (3,6)^2}{8} = -2,06 \text{ t.m.}$$

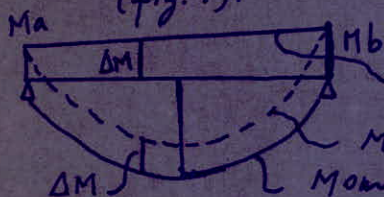
Recherche du moment maximal en travée:  
Méthode utilisée pour le calcul des poutrelles.



(fig. 1).

Soit une poutre continue, avec des moments  $M_a$  et  $M_b$  sur appuis. ( $M_b > M_a$ ).

$M_a$  et  $M_b$  trouvés à l'aide de l'équation des trois moments.



ligne de fermeture.

Moment hyperstatique.

Moment isostatique.

(fig 2).

on a :  $M(x)_{\text{hyperstatique}} = (M(x)_{\text{isostatique}} - |\Delta M|)$

Dans la fig 1. (triangles semblables).

$$\frac{(M_b - M_a)}{l} = \frac{(\Delta M - M_a)}{x}$$

$$\Rightarrow \Delta M = \frac{(M_b - M_a)}{l} \cdot x + M_a$$

$$\Delta M = \frac{M_b}{l} \cdot x + \frac{M_a}{l} (l - x); \quad (l - x) = x'$$

$$\Delta M = \frac{(M_b \cdot x + M_a \cdot x')}{l}$$

$$\Rightarrow M(x)_{\text{hyp.}} = \left[ \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} - \frac{(M_b \cdot x + M_a \cdot x')}{l} \right]$$

$M_a$  et  $M_b$  en valeurs absolues.

En faisant le même calcul avec  $M_a > M_b$ , on abouti au même résultat.

finalement :  $M(x)_{\text{hyp.}} = \left( \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} + \frac{M_b \cdot x + M_a (l - x)}{l} \right)$

$M_a; M_b$  pris avec leurs signes.

On sait que :  $T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \left( \frac{q \cdot l}{2} - q \cdot x + \frac{M_b}{l} - \frac{M_a}{l} \right) \quad (2)$

$M(x)_{\text{hyp.}}$  est Max. quand  $T(x) = 0$ .

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{1}{q} \left( \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_b}{l} - \frac{M_a}{l} \right)$$

$$\Rightarrow x = \left( \frac{l}{2} + \frac{M_b}{q \cdot l} + \frac{M_a}{q \cdot l} \right) \cdot \begin{matrix} M_b < 0 \\ M_a < 0 \end{matrix}$$



L'existence de moments sur appuis donne pour valeurs aux réactions

$$R_A = \frac{qL}{2} + \frac{M_b}{L} - \frac{M_a}{L}$$

$$R_B = - \left( \frac{qL}{2} - qL + \frac{M_b}{L} - \frac{M_a}{L} \right) = \frac{qL}{2} - \frac{M_b}{L} + \frac{M_a}{L}$$

avec  $R_A + R_B = qL$ .

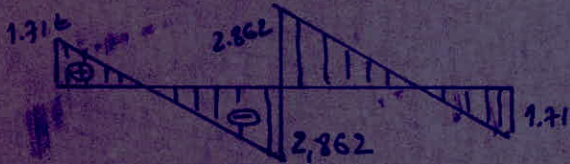
Les moments maximaux en travées seront

avec  $M_a = 0$

$$M_b = -2,06 \text{ tm} \Rightarrow x = 1,35 \text{ m} \Rightarrow M_{x, \text{hyp max}} = M_{x=1,35}$$

$$M_{x=1,35} = 1,27 \times \frac{3,6}{2} \times 1,35 - 1,27 \times \frac{(1,35)^2}{2} - \frac{2,06 \times 1,35}{3,6} = 1,049 \text{ tm.}$$

Caractérisation de la poutre.



$$T(x) = \frac{qx}{2} - qx + \frac{M_b}{L} - \frac{M_a}{L}$$

avec  $M_b < 0$   
 $M_a < 0$

$h_f = 30 \text{ cm}$  enrobage de 4 cm  
 $b = 24 \text{ cm}$   $h = 26 \text{ cm}$ .

$$\bar{\sigma}_a = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{b0} = 67,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 135 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} \xrightarrow[\text{aide memoire}]{\text{tableau}} k_n = 24,34$$

$$M_{rb} = k_n b b^2 = 24,34 \times 24 \times (26)^2 = 3,95 \text{ tm.}$$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} = 2,08 \text{ tm.}$$

$M_{rb} > M_0 \Rightarrow$  non nécessité d'aciers comprimés

Dans les sections I et V

$$\begin{cases} T = 1,71 t \\ N = 0 \end{cases}$$

$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1710}{2800} = 0,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{2T8 (1 \text{ cm}^2)}.$$

• Dans les sections II et IV :  $\begin{cases} T = 0 \\ M = 1,049 \text{ t.m} \end{cases}$

$$A = \frac{\bar{\omega}}{100} \cdot b \cdot h \quad \text{ou} \quad A = \frac{M}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{7}{8} \cdot h.$$

$$Kh = h \cdot \sqrt{\frac{b}{M}} = 26 \cdot \sqrt{\frac{24}{104900}} = 0,39 \Rightarrow \bar{\omega} = 0,26$$

$$A = \frac{0,26}{100} \cdot 24 \cdot 26 = 1,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{4T8 (2,01 \text{ cm}^2)}.$$

• Dans la section III :  $\begin{cases} T = 2,862 \text{ t} \\ M = -2,06 \text{ t.m} \end{cases}$

$$Kh = 0,28 \Rightarrow \bar{\omega} = 0,52 \Rightarrow A = 3,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{2T16}.$$

• a-t-on besoin d'aciers inférieurs au droit de l'appui?

$$T + \frac{M}{\gamma} \leq A \cdot \bar{\sigma}_a \quad M \text{ pris avec son signe.}$$

$$\frac{2862}{\gamma} - \frac{206000}{\frac{7}{8} \cdot 26} < 0$$

• non nécessité d'aciers inférieurs.

\* conditions :

\* de flèche :

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$$

$$A \leq \frac{43 \cdot 24 \cdot 26}{4200} = 6,39 \text{ cm}^2$$

Les sections d'aciers vérifient cette condition, non nécessité de vérifier la flèche (CCBA 68).

\* de non fragilité :

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

$$A > 0,69 \cdot \frac{5,8}{4200} \cdot 24 \cdot 26 = 0,59 \text{ cm}^2$$

Les sections d'aciers vérifient cette condition -

\* Aux appuis :

• appui 1.  $C = \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b}$   $C =$  largeur de la bête de béton inclinée à  $45^\circ$  pour transmettre les efforts de la poutre à la console -

$a =$  largeur de l'appui.  
Compare  $a$  à  $C$  :

$$C = \frac{2 \cdot 1710}{24 \cdot 67,5} = 2,11 \text{ cm} < a = 20 \text{ cm}$$

Vérification assurée.

\* de non entrainement :

on vérifie toujours l'adhérence pour les aciers tendus.

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} \quad \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,8 = 17,4 \text{ bars}$$

( $\psi_d = 1,5$  pour les H.A.)  
 $p =$  périmètre utile -

• appui 1:  $\tau_d = \frac{1710}{2\pi \cdot 0,8 \cdot 22,75} = 14,95 \text{ bars}$

$\tau_d < \bar{\tau}_d = 17,4 \text{ bars}$   
Vérification assurée.

• appui 2:  $\tau_d = \frac{2862}{2 \cdot \pi \cdot 1,6 \cdot 22,75} = 12,5 \text{ bars}$

$\tau_d < \bar{\tau}_d = 17,4 \text{ bars}$   
Vérification assurée.

aciers transversaux art 25.12.

on espale  $\tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b z} = \frac{2862}{24 \times \frac{7}{8} \times 28} = 4,87 \text{ bars}$

$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$   $\tau_{b \max} = 4,87 < 5 \times 5,8$  vérification assurée

peut on mettre des étriers verticaux ?

$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$   $4,87 \leq 3,5 \times 5,8$  assuré

$\tau_b \leq 2,5 \bar{\sigma}_b$   $4,87 \leq 2,5 \times 5,8$  assuré  
on mettra des étriers verticaux

calcul de  $\bar{\sigma}_{at}$  art 25.1.

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

$$\rho_{at} = \max \left[ \frac{2}{3}; 1 - \frac{z_b}{9\bar{\sigma}_b} \right]$$

car tout le béton est coulé en même temps.

$$\rho_{at} = \max \left[ 0,667; 1 - \frac{4,87}{9 \times 5,8} \right] = 0,9$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,9 \times 4200 = 3780 \text{ bars}$$

$$t = \frac{A_t \times \bar{\sigma}_{at} \times z}{T}$$

$$T = 2862 \text{ kg}$$

$$A_t = 2 \times 95 = 190 \text{ cm}^2$$

$$A_t$$

$$z = \frac{7}{8} \times 28 = 24,5 \text{ cm}$$

$$t = \frac{190 \times 3780 \times 24,5}{2862} = 32,35 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = h \left[ 1 - 0,3 \frac{z_b}{\bar{\sigma}_b} \right] = 28 \left[ 1 - 0,3 \times \frac{4,87}{5,8} \right] = 20,94 \text{ cm}$$

$$t = \min(t, \bar{E}) = \min(32,35; 20,94 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

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

La suite de laquod commence de 20 et ne doit pas dépasser la hauteur c'est à dire 30cm.

$z$  = longueur libre entre appuis = 360 - 20 = 340 cm.

$$\frac{z}{2} = 170 \text{ cm}$$

1,7 écartement de 20

$$4 \times 20 = 80$$

1,7 écartement de 25

$$2 \times 25 = 50$$

1,7 écartement de 30

$$1 \times 30 = 30$$

$$z = 160 + \frac{z}{2} = 160 + \frac{340}{2} = \frac{z}{2} = 170$$

ces écartements ont été trouvés en partant de l'appui intermédiaire;

en partant de l'appui de rive  $T = 1710 \text{ kg}$

$$\tau_b = \frac{1710}{24 \times 24,5} = 2,9 \text{ bars}$$

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

$$\rho_{at} = \max \left[ 0,667; 1 - \frac{2,9}{9 \times 5,8} \right] = 0,94$$

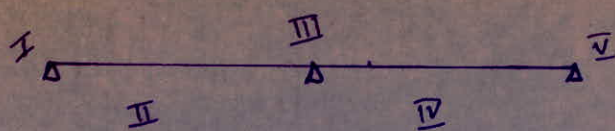
$$\bar{\sigma}_{at} = 0,94 \times 4200 = 3967 \text{ bars}$$

$$t = \frac{190 \times 3967 \times 24,5}{1710} = 56,83 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = h \left[ 1 - 0,3 \frac{z_b}{\bar{\sigma}_b} \right] = 28 \left[ 1 - 0,3 \times \frac{2,9}{5,8} \right] = 23,8 \text{ cm}$$

$t = 23 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  on peut conserver les mêmes écartements que ci-dessus

arrêt des barres et ancrage des barres



$$A_I = A_V = 2T8$$

$$A_{II} = A_{IV} = 4T11$$

$$A_{III} = 2T16$$

arrêt des aciers de chapeau en III.

$$\Delta(x) = 0 \Leftrightarrow \frac{qP}{2}x - \frac{qx^2}{2} - \frac{\pi_b x}{l} = 0$$

$$\frac{1,27 \times 3,6}{2}x - \frac{1,27}{2}x^2 - \frac{2,06}{3,6}x = 0$$

$$-0,635x^2 + 1,71x = 0 \Rightarrow x = 0$$

$$x = 2,69 \text{ m.}$$

donc les aciers de chapeau auront une longueur de  $2 \times (3,6 - 2,69) = 1,82 \text{ m.}$

longueur d'ancrage

$$l_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\sigma}_d}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \mu_d \bar{\sigma}_b = 17,4 \text{ bars}$$

$$\phi = 1,6 \text{ cm}$$

$$l_d = \frac{1,6 \times 2800}{4 \times 17,4} = 64,36 \text{ cm.}$$

d'où la longueur totale des aciers de chapeau est égale à  $1,82 + 2 \times 0,65 = 3,12 \text{ m.}$

pour les aciers longitudinaux en travée; on arrête par la méthode forfaitaire 2T8 à  $\frac{l}{10} = \frac{360}{10} = 36 \text{ cm}$  des appuis la longueur d'ancrage et est égale;

longueur d'ancrage au niveau des appuis.

$$l_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\sigma}_d} = \frac{0,8 \times 2800}{4 \times 17,4} = 32 \text{ cm.}$$

B.2] Calcul de la console la plus chargée :

La console la plus chargée est la console mentionnée  
 Ses dimensions sont  $R_t = \frac{l}{5} = \frac{185}{5} = 37 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$

$$b = 0,5 R_t = 20 \text{ cm}$$

Elle est soumise à un poids propre :  $0,2 \times 0,4 \times 2600 = 208 \text{ kg/ml}$   
 à la part du plancher qui lui revient :  $301 \times 3,6 = 1083,6 \text{ kg/ml}$   
 à la réaction de la poutre de rive = force concentrée  
 $= 2862 \text{ kg}$  calculée  
 $= R_p = 2,9 \text{ t}$  auparavant

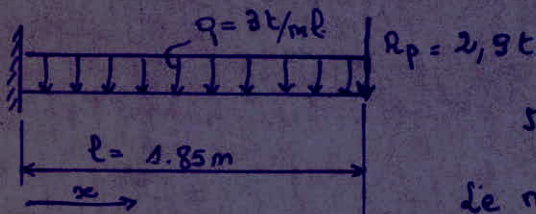
$$q = 208 + 1083,6 = 1291,6 \text{ kg/ml}$$

$$R_p = 2862 \text{ kg}$$

$$P : \text{ surcharge} = 400 \times 3,6 = 1440 \text{ kg/ml}$$

au 1<sup>er</sup> degré :

$$q = q^* + 1,2 P = 1291,6 + 1,2 \times 1440 = 3011,6 \text{ kg/ml} \approx 3 \text{ t/ml}$$



$$M(x) = -R_p (l-x) - q \frac{(l-x)^2}{2}$$

Le moment maximum est au droit de l'encastrement c'est à dire pour  $x=0$

$$M_{\text{max}} = -2,9 (1,85-0) - 3 \times \frac{(1,85-0)^2}{2} = -10,49 \text{ t.m}$$

$$T'(x) = \frac{d(M_{\text{max}})}{dx} = \frac{d}{dx} (R_p l + R_p x - \frac{q l^2}{2} - \frac{q x^2}{2} + q l x) = R_p - q x + q l$$

$$T(x) = R_p + q l - q x = 2,9 + 3 \times 1,85 - 3x = 8,45 - 3x$$

pour  $x=0$   $T = +8,45 \text{ t}$

pour  $x=l=1,85$   $T = 2,9 \text{ t}$

La valeur de l'effort tranchant pour  $x=0$  est égale à la réaction à l'encastrement ;

Moment fléchissant :



effort tranchant



Dimensionnement de la console.

$$\bar{\sigma}_b = 67,5 \text{ bars} \quad \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars}$$

$$M_{rb} = \frac{\bar{\sigma}_b}{2} \times b \times y \times \left( h - \frac{y}{3} \right) \quad \text{avec } y = \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{a/n} + \bar{\sigma}'_b} \times h = 15,1 \text{ cm}$$

on fait travailler le béton à sa contrainte admissible ainsi que les aciers.

on prend un enrobage de 4 cm

$$M_{rb} = 6,31 \text{ t.m} < M_{max} = 10,49 \text{ t.m} \Rightarrow 2 \text{ solutions}$$

ou augmenter la section; on nécessite d'aciers comprimés on opte pour la 1ère solution et on prend une hauteur de 60 cm qui sera dans la continuité des poutres dans le sens longitudinal;

$$q = 3 \text{ t/ml} + (0,2 \times 0,2 \times 2500) 10^{-3} = 3,1 \text{ t/ml}$$

$$M_{max} = 10,67 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = 8,635 \text{ t}$$

$$y = \frac{135}{\frac{2800}{15} + 135} \times 56 = 23,5 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{135}{2} \times 20 \times 23,5 \times \left( 56 - \frac{23,5}{3} \right) = 1528087,5 \text{ kg.cm} = 15,3 \text{ t.m}$$

$M_{rb} > M_{max}$  non nécessite d'aciers comprimés;

$$A = \frac{M}{z \bar{\sigma}_a} \quad \text{avec } z = h - \frac{y}{3} = 56 - \frac{23,5}{3} = 37,23 \text{ cm}$$

$$A = \frac{1067000}{37,23 \times 2800} = 10,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T20 \text{ placés en haut}$$

a-t-on besoin d'aciers inférieurs.

$$T + \frac{T}{3} \leq A \bar{\sigma}_a$$

A: section d'aciers inférieurs

T pris avec son signe

$$T = 8635 \text{ kg}$$

$$8635 - \frac{1067000}{37,23} < 0 \Rightarrow A = 0$$

Verification des conditions:

$$f_{peche} \quad A \leq \frac{43 b h}{\sigma_{en}} = \frac{43 \times 20 \times 56}{\sigma_{en}} = 11,46 \text{ cm}^2$$

$$A = 10,23 \text{ cm}^2 < 11,46 \text{ cm}^2 \quad \text{verification assurée}$$

condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h \quad A \geq 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \times 20 \times 16 = 1,05 \text{ cm}^2 \text{ assurée}$$

condition pour le béton = l'encastrement

$$c = \frac{2I}{6\bar{\sigma}_b} = \frac{2 \times 8635}{20 \times 67,5} = 12,79 \text{ cm} < a = 20 \text{ cm} \text{ assurée}$$

condition de non entrainement . adhérence

$$\tau_d = \frac{I}{P_2} = \frac{8635}{4 \times \pi \times 2 \times 37,23} = 9,22 \text{ bars} \quad p = 4\pi \times 2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 17,4 \text{ bars} \quad \psi_d = 1,1 \text{ car les aciers sont à haute adhérence}$$

$\tau_d < \bar{\tau}_d$  assurée

aciers transversaux

$$\tau_{b \text{ max}} = \frac{T_{\text{max}}}{b z} = \frac{8635}{20 \times 37,23} = 11,53 \text{ bars} < 5 \times \bar{\sigma}_b \text{ assurée}$$

part on mettre des étriers verticaux  $\tau_b < 2,1 \bar{\sigma}_b$  assurée

calcul de  $\bar{\sigma}_{at}$  art 25.1  $\rho_{at} = \text{max} \left[ \frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} \right]$  car il n'y a pas de reprise de bétonnage.

$$\rho_{at} = \text{max} \left[ 0,667; 1 - \frac{11,53}{9 \times 5,9} \right] = 0,77$$

$$\sigma_{at} = 0,77 \times 4200 = 3234 \text{ bars} \quad \begin{array}{c} \text{---} \\ \text{---} \end{array} 2T8 \Rightarrow A_T = 1 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_T \times \bar{\sigma}_{at} \times 3}{T} = \frac{1 \times 3234 \times 37,23}{8635} = 13,94 \text{ cm}$$

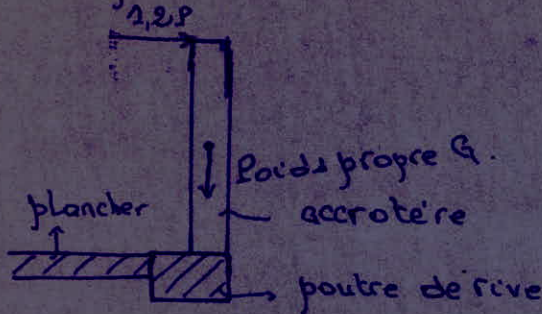
$$\bar{t} = 2 \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 22,4 \text{ cm} \quad t = \min(t, \bar{t}) = 14 \text{ cm}$$

Il est à rappeler que la suite de Coquard n'est pas valable pour la console puisqu'on a une force concentrée; on prendra des espacements égaux.



B.3] Calcul de l'accrotère.

L'accrotère est calculé comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive; il est à noter que cette poutre de rive doit être en principe vérifiée à la torsion mais cette dernière est évitée grâce à la rigidité du plancher;



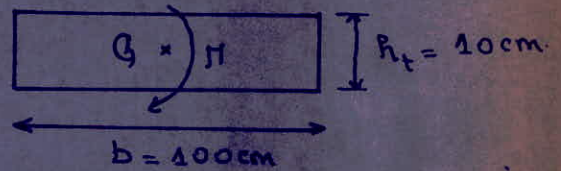
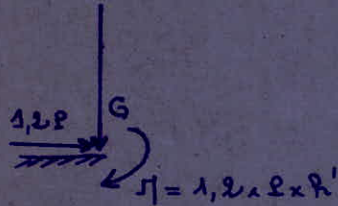
1,2 P . représente la surcharge horizontale majorée due à la main courante

dimensions de l'accrotère  
0,10 d'épaisseur  
0,9 de hauteur

Le calcul sera fait pour un metre linéaire;

$G = 0,1 \times 0,9 \times 2500 = 225 \text{ kg/ml}$   
on calcule une section rectangulaire 100x10;  
La section dangereuse est au niveau de l'encastrement  
on ramène la force horizontale au niveau de l'encastrement  
on aura donc cette force plus un moment égal à  $1,2P \times h'$   
où  $h'$  est la hauteur de l'accrotère

section:



pour la section considérée : L'effort normal est le poids propre  $N = G = 225 \times 1 = 225 \text{ kg}$   
 $= 225 \times 1 = 225 \text{ kg}$

Le moment est  $M = 1,2P \times h'$  avec  $P = 100 \text{ kg/ml}$   
 $h' = 0,9 \text{ m}$

$M = 1,2 \times 100 \times 0,9 = 108 \text{ kg.cm}$

L'effort tranchant est  $T = 1,2 \times P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg}$

La section est soumise à la flexion composée;

calcul de l'excentricité

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{108}{225} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$        $e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm}$

où  $e_1$  : distance du centre de gravité au bord du noyau central

$M = 0,108 \text{ t.m}$

$N = 0,225 \text{ t}$

$e_0 > y_{gs} - d'$

où  $y_{gs}$  = centre de gravité du béton seul

$y_{gs} = \frac{h_t}{2} = 5 \text{ cm}$

la section est partiellement comprimée

$f = e_0 + (\frac{h_t}{2} - d)$  = distance du centre de pression aux axes A.

$f = 48 + 5 - 2 = 51 \text{ cm}$

on calcule la section sous le moment pluriplissant de flexion simple; puis on rajoute l'effet de l'effort normal;

$M_{Fs} = N \times f = 0,225 \times 0,51 = 0,11475 \text{ t.m}$

évaluation de  $\bar{\sigma}_b$  art 9.4 CCBA 68

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

$\alpha = 1$  car on a du CEA 325

$\beta = \frac{5}{6}$  car le contrôle est attenué

$\gamma = 1$  car  $e_m \geq 4d$

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

car la flexion composée est avec un effort normal de compression

$\delta = \min [0,6 ; 0,3 (1 + \frac{48}{3 \times 1,66})] = 0,6$

$\varepsilon = 1$  pour une section rectangulaire sans armatures comprimées

$\varepsilon = \frac{1}{2} \frac{y}{y_{gc}}$

ou  $y_{gc}$  est l'ordonnée du centre de gravité pour le béton comprimé

$\frac{y}{y_{gc}} = 2$  pour une section  $\square$

$\bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ bars}$

calculons à présent le moment résistant béton

$M_{rb} = \frac{\bar{\sigma}_b}{2} \times b \times \bar{y}_1 (h - \frac{\bar{y}_1}{3})$  avec  $\bar{y}_1 = h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} = 3,36 \text{ cm}$

$M_{rb} = \frac{135}{2} \times 160 \times 3,36 (8 - \frac{3,36}{3}) = 156039,4 \text{ kg.cm}$   
 $= 1,56 \text{ t.m}$

$M_{rb} > M_{Fs}$  => non nécessité d'aciers comprimés

$A = \frac{M_{Fs}}{z \bar{\sigma}_a}$

$z = h - \frac{y}{3}$

$A = \frac{11475}{6,88 \times 2300} = 0,6 \text{ cm}^2$

$z = 8 - \frac{3,36}{3} = 6,88 \text{ cm}$

on doit rajouter la section d'acier tenant compte de l'effort de compression

$$\Delta A = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{225}{2800} = 0,08 \text{ cm}^2$$

d'où la section totale est égale à  $0,6 + 0,08 = 0,68 \text{ cm}^2$   
armature minimale

$$A \geq 0,69 \text{ br } \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}}$$

$$A \geq 0,69 \times 100 \times 8 \times \frac{5,8}{4200} = 0,76 \text{ cm}^2$$

pour des raisons constructives et vu que l'écartement des barres doit être  $\leq \min(3h_0 \text{ et } 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ ; on prendra 5T6 /mètre linéaire et espacés de 25 cm;

par ailleurs vu que l'escalier est exposé aux intempéries et aux différences de température (compression et traction) on prendra des aciers de répartition transversaux dont la section est prise égale à 0,5% de la section de béton.

$$\text{Section de béton} = 10 \times 90 = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,5 \times \frac{900}{100} = 4,5 \text{ cm}^2$$

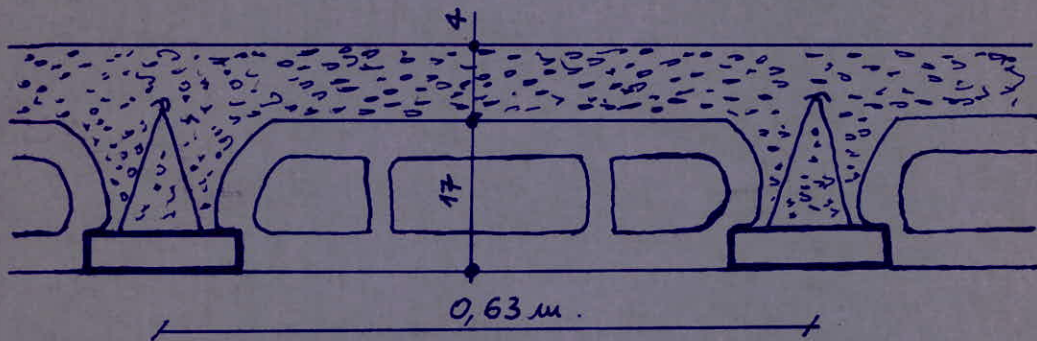
on prendra 6T10 espacés de 18 cm;

Remarque: Vu que les escaliers donnent des sections faibles on adoptera le même ferrailage pour les escaliers des terrasses et de la terrasse;

- 35' -

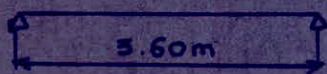
C.J Calcul du plancher :

. Les poutrelles sont préfabriquées sur place (chantier).

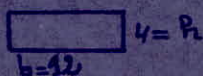


### C.1/Calcul des poutrelles.

Tous les planchers de la construction sont constitués de poutrelles et hourdis (17+4)  
 Les poutrelles prennent appui sur les poutres des portiques longitudinaux; on se propose dans le présent traité et pour des commodités pratiques sur le chantier de concevoir un seul genre de poutrelles (poutre continue sur 4 travées) et ce pour tous les niveaux; on concevra la poutrelle la plus sollicitée;  
 pour cela on commencera par concevoir la poutrelle au moment du montage; à ce moment c'est une poutre simplement appuyée dont les dimensions sont 12 x 4.



Section



charges:

pois propre  $0,12 \times 0,04 \times 2500 = 12 \text{ kg/ml}$

pois de l'hourdis  $120 \times 0,63 = 75,6 \text{ kg/ml}$

La poutrelle supporte un demi hourdis de chaque côté et vu que la distance entre axes des poutrelles est 63 cm on prend  $120 \times 0,63$ ;

$q = 12 + 75,6 = 87,6 \text{ kg/ml}$

comme surcharge on prendra  $100 \text{ kg/m}^2$  (personne posant les hourdis);

$p = 100 \times 0,63 = 63 \text{ kg/ml}$

au premier genre  $q = q + 1,2 p$

$q = 87,6 + 1,2 \times 63 = 163,2 \text{ kg/ml}$

$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{0,16 \times (3,6)^2}{8} = 0,259 \text{ t.m}$

$\bar{\sigma}_{b0} = 67,5 \text{ bars} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 2\bar{\sigma}_{b0} = 135 \text{ bars} \xrightarrow{\text{A. memoire}} K_{\eta} = 24,37$

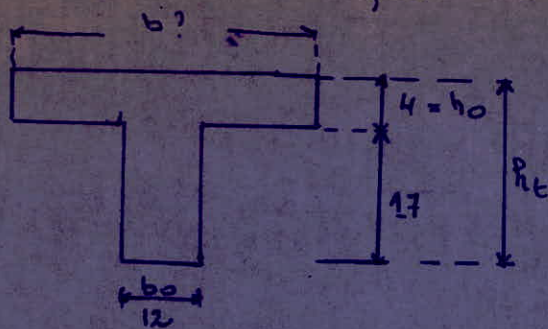
$M_{rb} = K_{\eta} b R^2 = 24,37 \times 12 \times 2^2 = 1169,76 \text{ kg.cm} = 0,012 \text{ t.m}$

$M_{rb} < M_0 \Rightarrow$  necessite d'aciers comprimés

Conclusion: pour une telle section (12x4) on a besoin d'aciers comprimés et d'aciers tendus; et faute de pouvoir les placer on mettra un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter cette charge avant de placer les hourdis et de commencer le coulage du béton;

on concevra donc la poutrelle de hauteur (17+4) cm.

La poutrelle se coupe comme une section en T pour des raisons économiques car le béton tendu ne sert à rien;



b : largeur de la table de compression est déterminée à l'aide des 4 critères du CCBA 68

art 23.31 :  interdit

P : distance entre nervures  
 $x \leq P/2$  avec  $x = \frac{b - b_0}{2}$

art 23.32.  $x \leq \frac{P}{10}$  où P est la portée de la travée  
 $P = 360 \text{ cm}$   
 $x \leq \frac{360}{10} = 36 \text{ cm}$

art 23.33  $x \leq \frac{2}{3}$  distance de la section considérée au pt de  $h_t$  nul le plus voisin (vérification assurée)

art 23.34  $6h_0 < x < 8h_0$   
 $24 < x < 32$

x doit vérifier les 4 critères simultanément ; on prendra  
 $x = 24 \text{ cm} \Rightarrow b = 2x + b_0$   
 $b = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$

La poutrelle continue supporte le poids propre du plancher dont elle fait partie avec les hourdis et la table de compression

$304 \times 0,63 = 189,63 \text{ kg/ml}$

le poids du revêtement du plancher qui lui revient.

$186 \times 0,63 = 117,18 \text{ kg/ml}$

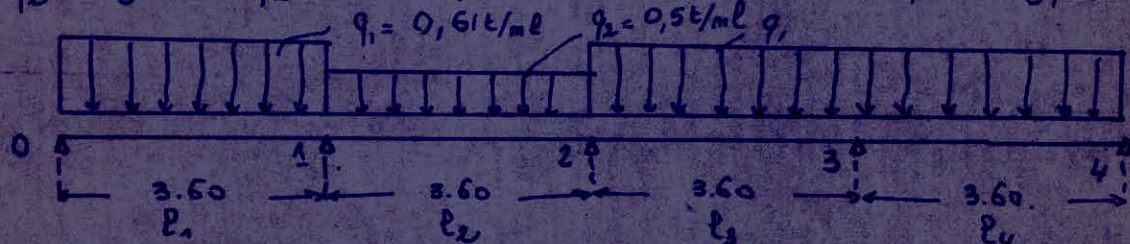
$q = 189,63 + 117,18 = 306,81 \text{ kg/ml}$

et deux différentes surcharges :  $p_1 = 400 \times 0,63 = 252 \text{ kg/ml}$   
 $p_2 = 250 \times 0,63 = 157,5 \text{ kg/ml}$

on travaille au 1<sup>er</sup> genre

$q_1 = q + 1,2 p_1 = 306,81 + 1,2 \times 252 = 609,21 \text{ kg/ml}$

$q_2 = q + 1,2 p_2 = 306,81 + 1,2 \times 157,5 = 495,81 \text{ kg/ml}$



Recherche des moments sur appuis par la methode des 3 moments  
on a  $\pi_0 = \pi_4 = 0$   
pour  $\pi_1, \pi_2, \pi_3$  on applique l'equation des 3 moments qui s'ecrit.

$$\pi_{m-1} l_m + 2\pi_m (l_m + l_{m+1}) + \pi_{m+1} l_{m+1} = -6EI (w_n^g(q) + w_n^d(q))$$

$$\underline{n=1} : \pi_0 l_1 + 2\pi_1 (l_1 + l_2) + \pi_2 l_2 = -6EI (w_n^g(q_1) + w_n^d(q_2))$$

$$w_n^g(q_1) = + \frac{q_1 l_1^3}{24EI} \quad + : \text{car la charge est dirigee vers le bas}$$

$$w_n^d(q_2) = + \frac{q_2 l_2^3}{24EI} \quad + : \quad = \quad = \quad = \quad =$$

$$l_1 = l_2 = l \quad \text{et } \pi_0 = 0$$

$$4\pi_1 l + \pi_2 l = -6EI \left( \frac{q_1 l^3}{24EI} + \frac{q_2 l^3}{24EI} \right)$$

$$4\pi_1 + \pi_2 = -\frac{1}{4} l^2 (q_1 + q_2)$$

$$\underline{n=2} \quad \pi_1 l_2 + 2\pi_2 (l_2 + l_3) + \pi_3 l_3 = -6EI \left( \frac{q_2 l_2^3}{24EI} + \frac{q_1 l_3^3}{24EI} \right)$$

$$\pi_1 l + 4\pi_2 l + \pi_3 l = -\frac{1}{4} l^3 (q_2 + q_1)$$

$$\pi_1 + 4\pi_2 + \pi_3 = -\frac{1}{4} l^2 (q_1 + q_2)$$

$$\underline{n=3} \quad \pi_2 l_3 + 2\pi_3 (l_3 + l_4) + \pi_4 l_4 = -6EI \left( \frac{q_1 l_3^3}{24EI} + \frac{q_2 l_4^3}{24EI} \right)$$

$$\pi_2 l + 4\pi_3 l = -\frac{q_1 l^3}{2}$$

$$\pi_2 + 4\pi_3 = -\frac{q_1 l^2}{2}$$

A.N

$$\underline{n=1} \quad \left\{ \begin{array}{l} 4\pi_1 + \pi_2 = -0,2775 \times 12,96 = -3,5964 \quad (1) \end{array} \right.$$

$$\underline{n=2} \quad \left\{ \begin{array}{l} \pi_1 + 4\pi_2 + \pi_3 = -3,5964 \quad (2) \end{array} \right.$$

$$\underline{n=3} \quad \left\{ \begin{array}{l} \pi_2 + 4\pi_3 = -3,9528 \quad (3) \end{array} \right.$$

La resolution de ce systeme de 3 equations a 3 inconnues nous donne:

$$\text{de (3) on tire } \pi_3 = -0,9882 - \pi_2/4 \text{ qu'on reporte dans (2)}$$

$$\pi_1 + 0,9375 \pi_2 = -2,6082 \text{ on obtient 2 equations a 2 inconnues}$$

on trouve

$$\begin{aligned} M_1 &= -0,777 \text{ t.m} \\ M_2 &= -0,488 \text{ t.m} \\ M_3 &= -0,866 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Connaissant les moments sur appuis on peut calculer les moments maximums en travee ainsi que les efforts tranchants à l'aide des equations demontrees auparavant.

pour la 1ere travee:  $M_0 = 0$      $M_1 = -0,777 \text{ t.m}$      $q = 0,61 \text{ t/ml}$   
 $M_a = 0$      $M_b = -0,777 \text{ t.m}$      $l = 3,60 \text{ m}$   
 x pour laquelle  $M$  est maximum est:

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_b}{q l} - \frac{M_a}{q l} \quad \text{avec } M_b < 0, M_a < 0$$

$$x = \frac{3,60}{2} - \frac{0,777}{0,61 \times 3,6} = 1,446 \text{ m.}$$

$$M_x = \frac{q l}{2} x - \frac{q x^2}{2} + \frac{M_b x + M_a (l-x)}{l} \quad \text{avec } M_a < 0, M_b < 0$$

$$\begin{aligned} M_{\text{max}} = M_{x=1,446} &= \frac{0,61 \times 3,6}{2} - \frac{0,61 \times (1,446)^2}{2} - \frac{0,777 \times 1,446}{3,6} \\ &= \cancel{0,148 \text{ t.m.}} \quad \cancel{1,246 \text{ t.m.}} \quad 0,148 \text{ t.m} \end{aligned}$$

valeurs de l'effort tranchant aux appuis.

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q l}{2} - q x + \frac{M_b}{l} - \frac{M_a}{l} \quad \text{avec } M_a < 0, M_b < 0$$

pour  $x=0$      $T = \frac{0,61 \times 3,6}{2} - \frac{0,777}{3,6} = 0,882 \text{ t}$

pour  $x = 1,446$      $T = 0$

pour  $x = l = 3,6$      $T = \frac{0,61 \times 3,6}{2} - 0,61 \times 3,6 - \frac{0,777}{3,6} = T = -1,314 \text{ t}$

en resume' pour la 1ere travee

$$\begin{aligned} M_0 &= M_a = 0 \\ M_b &= M_1 = -0,777 \text{ t.m} \\ M_{\text{max}} &= \cancel{0,148 \text{ t.m.}} \quad \cancel{1,246 \text{ t.m.}} \\ &= 0,148 \text{ t.m} \\ T_{x=0} &= 0,882 \text{ t} \\ T_{x=1,446} &= 0 \\ T_{x=3,6} &= -1,314 \text{ t} \end{aligned}$$

pour la 2eme travee:

$$\begin{aligned} M_1 &= M_a = -0,777 \text{ t.m} \\ M_2 &= M_b = -0,488 \text{ t.m} \\ q &= 0,5 \text{ t/ml} \end{aligned}$$



$$x = \frac{p}{2} + \frac{\pi_b}{q} - \frac{\pi_a}{q} = \frac{3.60}{2} - \frac{0.488}{0.5 \times 3.6} + \frac{0.777}{0.5 \times 3.6} = 1.96 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{x_{max}} &= 0.5 \times 1.8 \times 1.96 - 0.5 \times \frac{(4.36)^2}{2} + \frac{(-0.488 \times 1.96 - 0.777 \times 2.64)}{3.6} \\ &= 0.184 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$T_{x=0} = 0.5 \times 1.8 - \frac{0.488}{3.6} + \frac{0.777}{3.6} = 0.98 \text{ t}$$

$$T_{x=3.6} = 0.5 \times 1.8 - 0.5 \times 3.6 - \frac{0.488}{3.6} + \frac{0.777}{3.6} = -0.819 \text{ t}$$

$M_2 = M_a = -0.777 \text{ t.m.}$
$M_2 = M_b = -0.488 \text{ t.m.}$
$M_{max} = 0.184 \text{ t.m.}$
$T_{x=0} = 0.98 \text{ t}$
$T_{x=1.36} = 0$
$T_{x=3.6} = -0.819 \text{ t}$

pour la 3<sup>eme</sup> travée

$$M_2 = M_a = -0.488 \text{ t.m}$$

$$M_3 = M_b = -0.866 \text{ t.m.}$$

$$q = 0.61 \text{ t/ml}$$

$$x = \frac{3.6}{2} - \frac{0.866}{0.61 \times 3.6} + \frac{0.488}{0.61 \times 3.6} = 1.63 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} M_{x_{max}} &= 0.61 \times 1.8 \times 1.63 - 0.61 \times \frac{(4.63)^2}{2} + \frac{(-0.866 \times 1.63 - 0.488 \times 2.97)}{3.6} \\ &= 0.32 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$T_{x=0} = 0.61 \times 1.8 - \frac{0.866}{3.6} + \frac{0.488}{3.6} = 0.993 \text{ t}$$

$$T_{x=1.63} = 0$$

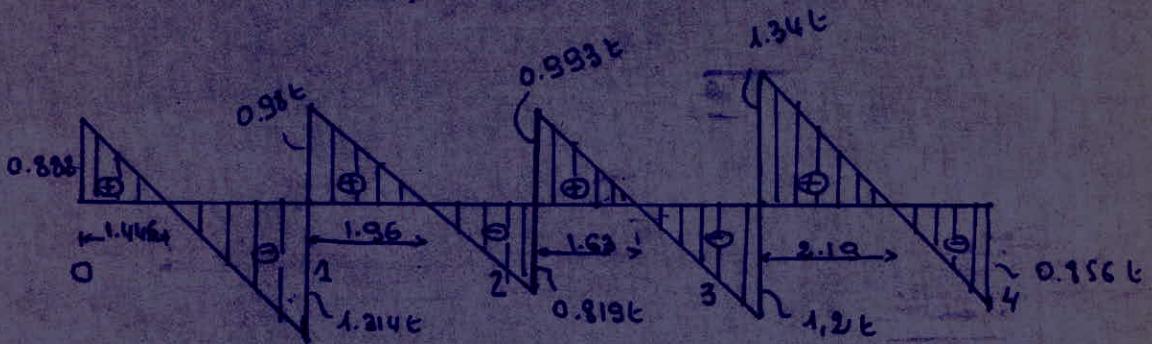
$$T_{x=3.6} = 0.61 \times 1.8 - 0.61 \times 3.6 - \frac{0.866}{3.6} + \frac{0.488}{3.6} = -1.203 \text{ t}$$

$M_2 = M_a = -0.488 \text{ t.m.}$
$M_3 = M_b = -0.866 \text{ t.m.}$
$M_{max} = 0.32 \text{ t.m.}$
$T_{x=0} = 0.993 \text{ t}$
$T_{x=1.63} = 0$
$T_{x=3.6} = -1.203 \text{ t}$

pour la 4eme travée

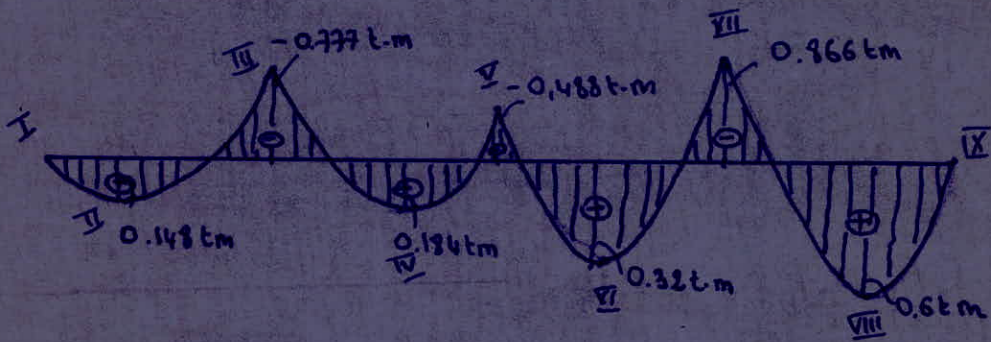
$$\begin{aligned} \pi_3 = \pi_a &= -0,866 \text{ t.m} \\ \pi_4 = \pi_b &= 0 \\ \pi_{max} &= 0,6 \text{ t.m} \\ T_{x=0} &= 1,34 \text{ t} \\ T_{x=2,9} &= 0 \\ T_{x=3,6} &= -0,856 \end{aligned}$$

Diagramme de l'effort tranchant.



Nota: La valeur des reactions en 0 et 4 sont egales respectivement à 0,882t et 0,856t en 1, 2 et 3 on fait la somme des efforts tranchants à droite et à gauche des appuis.

Diagramme des moments pléchissants.



ferraillage de la poutre continue

on aura à ferrailler 9 sections:

section I :  $\pi = 0$  on prend un enrobage de 2 cm.  
 $T = 0,882 \text{ t}$   $h = 19 \text{ cm}$   $z = \frac{7}{8} h = 16,625 \text{ cm}$   
 $A_I = \frac{T}{\sigma_a} = \frac{882}{2800} = 0,315 \text{ cm}^2$   $\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Section II.  $M_{II} = +0,148 \text{ t.m} = +14800 \text{ kg.cm}$   
 on ferraille avec le procede Charon.  
 la largeur à prendre en compte est  $b = 60 \text{ cm}$   
 position de l'axe neutre?

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} \quad \mu = \frac{15 \times 14800}{2800 \times 60 \times 19^2} = 0,00366 = 0,0037$$

Connaissant  $\mu$   $\xrightarrow{\text{tableau}}$   $\alpha = 0,0829$   
 $k = 166$   
 $\epsilon = 0,9724$

$y = \alpha h = 0,0829 \times 19 = 1,575 < h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression  $\Rightarrow$  on ferraille une section rectangulaire ou qu'on néglige le béton tendu

$$\bar{\sigma}_a = k \sigma'_b \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{166} = 16,86 \text{ bars} < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars}$$

$\Rightarrow$  non nécessité d'acier comprimés

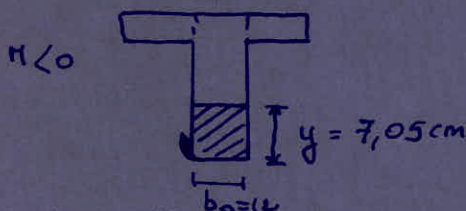
$$A_{II} = \frac{M_{II}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{14800}{2800 \times 0,9724 \times 19} = 0,286 \text{ cm}^2$$

Section III.  $M_{III} = -0,777 \text{ t.m} = -77700 \text{ kg.cm}$   
 ici le moment est négatif; la largeur à prendre en compte est  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et  $y$  est compté à partir du parement inférieur

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 77700}{2800 \times 12 \times 19^2} = 0,096 \Rightarrow \alpha = 0,3713$$

$k = 25,4$   
 $\epsilon = 0,8769$

$y = \alpha h = 0,3713 \times 19 = 7,05 \text{ cm} \Rightarrow$  l'axe neutre est dans la mesure et ou qu'on néglige le béton tendu on ferraille une section rectangulaire  $b_0 \times h_f = 12 \times 21$



nécessité d'acier comprimés ?

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{25,4} = 110,23 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} \Rightarrow \text{pas besoin d'acier comprimés}$$

$$A_{III} = \frac{M_{III}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{77700}{2800 \times 0,8762 \times 19} = 1,66 \text{ cm}^2$$

dans la section III on a 2 valeurs de l'effort tranchant  
 à gauche de l'appui  $T = 11,314 \text{ t}$   
 à droite de l'appui  $T = 10,98 \text{ t}$   
 en III a-t-on besoin d'aciers comprimés ?

$$T + \frac{\pi}{8} \leq A \bar{\sigma}_a$$

A : section d'aciers comprimés  
 $\lambda = \epsilon R = 0,8762 \times 19 = 16,64 \text{ cm}$   
 A pris avec son signe.

pour T on prendra  $T_{\max} = 1314 \text{ kg}$

$$1314 - \frac{7700}{16,64} < 0 \Rightarrow A = 0 \Rightarrow \text{pas besoin d'aciers comprimés}$$

Section IV  $M_{IV} = +0,18 \text{ t.m} = 18400 \text{ kg.cm}$

$T = 0$  La largeur à prendre en compte est  $b = 60 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 18400}{2800 \times 60 \times 19^2} = 0,0045 \Rightarrow \epsilon = 0,9693$$

$$\alpha = 0,0920$$

$$k = 148$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{148} = 18,91 < \bar{\sigma}_b = 135 \text{ bars} \Rightarrow \text{non necessite' d'aciers comprimés.}$$

$y = \alpha k = 0,0920 \times 19 = 1,748 \text{ cm} \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression on fera une section rectangulaire  $60 \times 21$ .

$$A_{IV} = \frac{M_{IV}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{18400}{2800 \times 0,9693 \times 19} = 0,356 \text{ cm}^2$$

Section V  $M_V = -0,488 \text{ t.m} = -48800 \text{ kg.cm}$

$T$  à gauche de l'appui =  $10,819 \text{ t}$

$T$  à droite de l'appui =  $10,993 \text{ t}$

La largeur à prendre en compte est  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et  $y$  est compte à partir du parement inférieur

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 48800}{2800 \times 12 \times 19^2} = 0,064 \Rightarrow \epsilon = 0,9982$$

$$\alpha = 0,3055$$

$$k = 34,1$$

$y = \alpha k = 0,3055 \times 19 = 5,8 \text{ cm} \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la nervure et vu que la partie comprimée est en bas et que  $y$  est compte à partir du bas on fera une section rectangulaire  $12 \times 21$ .

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{34,1} = 82,11 \text{ bars} < \bar{\sigma}_b = 135 \text{ bars} \Rightarrow \text{pas besoin d'aciers comprimés}$$

$$A_{V} = \frac{M_V}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{48800}{2800 \times 0,9982 \times 19} = 1,02 \text{ cm}^2$$

d.t - on besoin d'aciers inferieurs au niveau de la section V

$$\Gamma + \frac{\Pi}{2} \leq A \bar{\sigma}_a$$

$\Gamma$  pris avec son signe

$$\Gamma = m_0 \times (0,819; 0,993) = 0,993 t$$

$$993 - \frac{48800}{17,06} < 0 \Rightarrow A = 0$$

$$z = \epsilon h = 0,8982 \times 19 = 17,06 \text{ cm}$$

Section VI

$$M = + 0,32 \text{ tm} = 32000 \text{ kg.cm}$$

$$\Gamma = 0$$

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

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$= \frac{15 \times 32000}{2800 \times 60 \times 19^2} = 0,0079 \Rightarrow \alpha = 0,12$$

$$\epsilon = 0,96$$

$$k = 110$$

$$y = \alpha h = 0,12 \times 19 = 2,28 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table}$$

on ferraille une section rectangulaire 60 x 21

$$A_{VI} = \frac{M_{VI}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{32000}{2800 \times 0,96 \times 19} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Section VII

$$M = - 0,866 \text{ t.m} = - 86600 \text{ kg.cm}$$

$$\Gamma_g = 1,2 t$$

$$\Gamma_d = 11,34 t$$

y compte' a partir du parement inferieur, b = 12 cm.

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$= \frac{15 \times 86600}{2800 \times 12 \times 19^2} = 0,107 \Rightarrow \alpha = 0,3876$$

$$\epsilon = 0,8708$$

$$k = 23,7$$

$$y = \alpha h = 0,3876 \times 19 = 7,37 \text{ cm} \Rightarrow y \text{ dans la nervure et vu que } \Gamma < 0 \Rightarrow \text{on es peu le une section rectangulaire 12 x 21}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{23,7} = 118,14 \text{ bars} < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} \Rightarrow \text{aciers comprimés non nécessaires}$$

$$A_{VII} = \frac{M_{VII}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{86600}{2800 \times 0,8708 \times 19} = 1,87 \text{ cm}^2$$

aciers inferieurs

$$\frac{1340}{0,8708 \times 19} + \frac{-86600}{0,8708 \times 19} < 0 \Rightarrow A = 0$$

Section VIII

$$M = + 0,6 \text{ tm} = 60000 \text{ kg.cm}$$

$$\Gamma = 0$$

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

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$= \frac{15 \times 60000}{2800 \times 60 \times 19^2} = 0,0148 \Rightarrow \alpha = 0,1621$$

$$\epsilon = 0,9460$$

$$k = 77,5$$

$$y = \alpha h = 0,1621 \times 19 = 3,08 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{on ferraille une section rectangulaire 60 x 21.}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{77,5} = 36,13 \text{ bars} < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} \Rightarrow \text{non necessite' d'aciers comprimés}$$

$$A_{\text{VII}} = \frac{\pi \sqrt{M}}{\bar{\sigma}_c E h} = \frac{60000}{2800 \times 0,946 \times 19} = 1,2 \text{ cm}^2$$

section IX  $\begin{matrix} M = 0 \\ T = 0,856 \text{ t} \end{matrix}$

$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{856}{2800} = 0,305 \text{ cm}^2$$

Recapitulatif :

*A <sub>I</sub>	= 0,315 cm <sup>2</sup>
A <sub>II</sub>	= 0,286 cm <sup>2</sup>
*A <sub>III</sub>	= 1,66 cm <sup>2</sup>
A <sub>IV</sub>	= 0,356 cm <sup>2</sup>
*A <sub>V</sub>	= 1,02 cm <sup>2</sup>
A <sub>VI</sub>	= 0,63 cm <sup>2</sup>
*A <sub>VII</sub>	= 1,87 cm <sup>2</sup>
A <sub>VIII</sub>	= 1,2 cm <sup>2</sup>
*A <sub>IX</sub>	= 0,305 cm <sup>2</sup>

On prendra 2T10 pour les aciers des talons



et 4T8 pour les aciers au niveau des appuis

condition de fêlure: art 61.21. CCBA 68  
 $A \leq \frac{43 b_0 h}{\bar{\sigma}_{en}}$   $b_0$ : largeur de la nervure.

$$A \leq \frac{43 \times 12 \times 19}{4200} = 2,33 \text{ cm}^2$$

dans notre cas toutes les sections suffisent cette condition condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b_0 h. \quad A \geq 0,69 \times \frac{58}{4200} \times 12 \times 19 = 0,22 \text{ cm}^2$$

dans notre cas toutes les sections sont supérieures à 0,22 cm<sup>2</sup>

conditions aux appuis. pour le beton on se servira pour les appuis extremes.

appui 1 
$$C = \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_{b_0}} = \frac{2 \times 882}{12 \times 67,5} = 2,17 \text{ cm} < a = \text{largeur de l'appui} = 20 \text{ cm}$$
  
 verification assurée

appui 5

$$C = \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_{b_0}} = \frac{2 \times 856}{12 \times 67,5} = 2,11 \text{ cm} < a = 20 \text{ cm} \text{ verification assurée.}$$

condition de non entraînement  
l'adhérence est toujours vérifiée pour les aciers tendus  
on la vérifie aux endroits critiques c'est à dire aux appuis

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z}$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_s \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4 \text{ bars}$$

$\psi_s = 1,5$  car on a des aciers HA

$p$  = périmètre des barres.

$$T_{\text{max}} = 1340 \text{ kg}$$

$$p = 4 \pi \times 0,8$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 19 = 16,625 \text{ cm}$$

$$\tau_d = \frac{1340}{4 \times \pi \times 0,8 \times 16,625} = 8,02 \text{ bars} < \bar{\tau}_d \text{ vérification assurée}$$

$$\tau_d = \frac{1340}{2 \times \pi \times 10 \times 16,625} = 12,83 \text{ bars} < \bar{\tau}_d \text{ vérification assurée.}$$

aciers transversaux. ils sont toujours indispensables:

$$\text{calcul de } \tau_{b\text{max}} = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} = \frac{1340}{12 \times \frac{7}{8} \times 19} = 6,7 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} ; 5 \bar{\sigma}_b = 5 \times 5,8 = 29 \text{ bars}$$

$$\tau_{b\text{max}} < 5 \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{Vérification assurée.}$$

peut-on mettre des étriers verticaux art 25.12

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad 6,7 \stackrel{?}{\leq} 3,5 \times 5,8 = 20,3 \text{ bars} \text{ vérification assurée}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}_b = 11,6 \text{ bars}$$

$$\tau_b \leq \left( 4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \bar{\sigma}_b$$

$$\leq 2,5 \bar{\sigma}_b = 2 \times 5,8 = 11,6 \text{ bars} \text{ vérification assurée}$$

donc on pourra mettre des étriers verticaux;

calcul de  $\bar{\sigma}_{at}$  art 25.1.

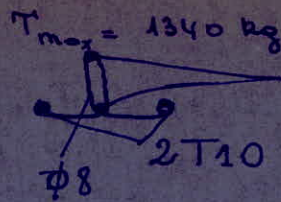
$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en}$$

$$\rho_{at} = \frac{2}{3}$$

car on a reprise de bétonnage  
sur pue la poutrette est préfabriquée  
et arrive sur le chantier avec  
un talon 12x4 en béton armé

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ bars}$$

$$t = \frac{A_t \times \sigma_{at} \times 3}{\pi}$$



barres de montage 2T8

$$A_t = 2 \times 0,5 = 1 \text{ cm}^2$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 19 = 16,625 \text{ cm}$$

$$t = \frac{10 \times 2300 \times 16,625}{1340} = 34,73 \text{ cm}$$

$$E = R \left( 1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_b} \right) = 19 \left( 1 - 0,3 \times \frac{6,7}{5,8} \right) = 12,41 \text{ cm}$$

$$t = \min(t, E) = 12 \text{ cm}$$

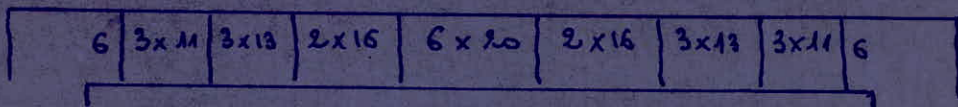
Épacement des étriers: on commence la suite de caquot à partir de 11 et on se limite à 20 car 21 est plus grand que la hauteur  
 demi portée  $\cdot \frac{p}{2} = 1,7$

1,7 écartement de 11  
 = = = de 13  
 = = = de 16  
 = = = de 20

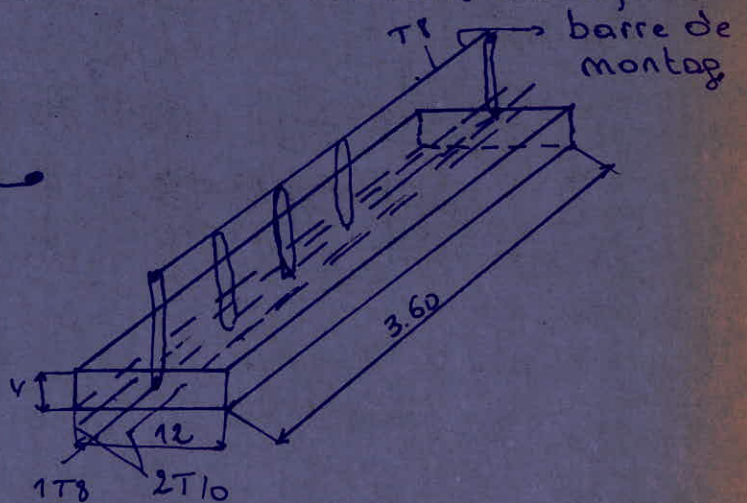
3 x 11 = 33  
 3 x 13 = 39  
 2 x 16 = 32  
 3 x 20 = 60

$$\Sigma = 164 + \frac{t}{2} = 170$$

La somme cumulée des coefficients multiplicateurs des écartements doit être supérieure ou égale à R pour la demi-portée  $\frac{p}{2}$  le designant le R<sup>e</sup> écartement à partir du premier à prendre en compte dans la suite de caquot.



Donc la hauteur est préfabriquée sur chantier avec 2T10 + 2T8 de montage, et avec les écartements indiqués ci dessus





C.2] Ferraillage de la table de compression.

Elle sera ferraillée avec un treillis soudé vu que le plancher est à poutrelles et que ces dernières ont été colées pour reprendre toutes les charges et surcharges des planchers

CCBA art 58.2

écartement entre axes des nervures  $l_n$  est compris entre 50cm et 80 cm ; (dans notre cas c'est bien le cas vu que  $l_n = 63$  cm)

La section des armatures perpendiculaires aux nervures exprimée en  $cm^2$  par mètre linéaire doit être au moins égale

$$\bar{a} \quad A_{\perp} = 0,02 l_n \frac{2460}{\sigma_{en}} = \frac{43 l_n}{\sigma_{en}}$$

$$l_n = 63 \text{ cm}$$

$$\sigma_{en} = 5200 \text{ kg/cm}^2 = 5200 \text{ bars}$$

$$A_{\perp} = \frac{43 \times 63}{5200} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on prendra 5  $\phi 5$  espacés de 20 cm. recommandation du CCBA

art 58.2 quant aux armatures parallèles aux nervures autre que les armatures supérieures des poutrelles, elles doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires

on prendra pour  $A_{//}$  3  $\phi 5$  par mètre linéaire espacés de 33 cm recommandation du CCBA art 58.2 relatif aux planchers à corps creux en hourdis;

## A) Etude au séisme :

### A1) \* Effets du séisme :

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières. On conçoit pour cela trois composantes : l'une verticale et les deux autres horizontales, suivant deux directions perpendiculaires. Les composantes sont caractérisées par la valeur de l'accélération horizontale du mouvement sismique ; et on admet qu'elle s'adresse aux masses mêmes de la construction.

Les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher. Dans l'évaluation des charges soumises à l'action sismique, on mettra en compte les charges permanentes, et éventuellement la fraction de surcharge correspondante au plancher considéré.

### \* Recommandations de conception générale de bâtiments :

Il faut :

- Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et surtout le rapport de cette hauteur à la largeur.
- Éviter les grandes ouvertures.
- Éviter les "mouables mal équilibrés".
- Éviter des éléments de constructions mal liés à l'ossature.
- Prévoir, si possible, un sous-sol rigide (qui ancre la construction dans le sol).
- Établir des fondations profondes et soigneusement chaînées ; afin de s'opposer aux efforts de soulèvement.

Pour la superstructure :

- Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction.
- Réaliser des nœuds rigides.

Dans les poteaux, les recouvrements de barres en attente doivent être au moins égaux à 50 fois le diamètre de ces barres, et réalisés sans crochets.

Autour des ouvertures, il faut prévoir des encadrements armés liés à l'ossature.

### A2) \* Calcul sismique : ( P.S. 69 ).

Le mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels les sollicitations statiques résultant de la considération de systèmes de forces fictifs dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

Les systèmes équivalents résultent de la combinaison :

- d'un système de forces élémentaires horizontales (SH);
- d'un système de forces élémentaires verticales (SV);
- d'un système de couples de Torsion d'ensemble d'axe vertical (ST).

Les sollicitations sismiques horizontales sont de direction quelconque. Les règles permettent la vérification dans deux directions rectangulaires envisagées successivement.

Le Bloc à étudier présente une symétrie, la rigidité est uniforme. Dans l'ensemble, nous appliquerons le calcul sismique pour deux portiques : un portique Transversal - un portique longitudinal.

La désignation de ces portiques est en page 51.

\* Pour le calcul des sollicitations sismiques :

Nous déterminerons d'abord la masse soumise à l'action sismique pour chaque portique.

Nous Rappelons que les règlements admettent, pour simplification, que dans de telles constructions, que toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers.

Les calculs pour chaque portique seront consignés sur des Tableaux.

\* Détermination des coefficients sismiques :

$$\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot S$$

•  $\alpha$  = coefficient d'intensité, il dépend de l'intensité nominale in pour laquelle est demandée la protection de la construction.

Le bâtiment sera implanté à Constantine ; zone de faible sismicité (in = 7)  $\Rightarrow \alpha = 0,5$ .

•  $\beta$  = coefficient de réponse. Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence, il dépend :

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

a) Évaluation de la période du mode fondamental :

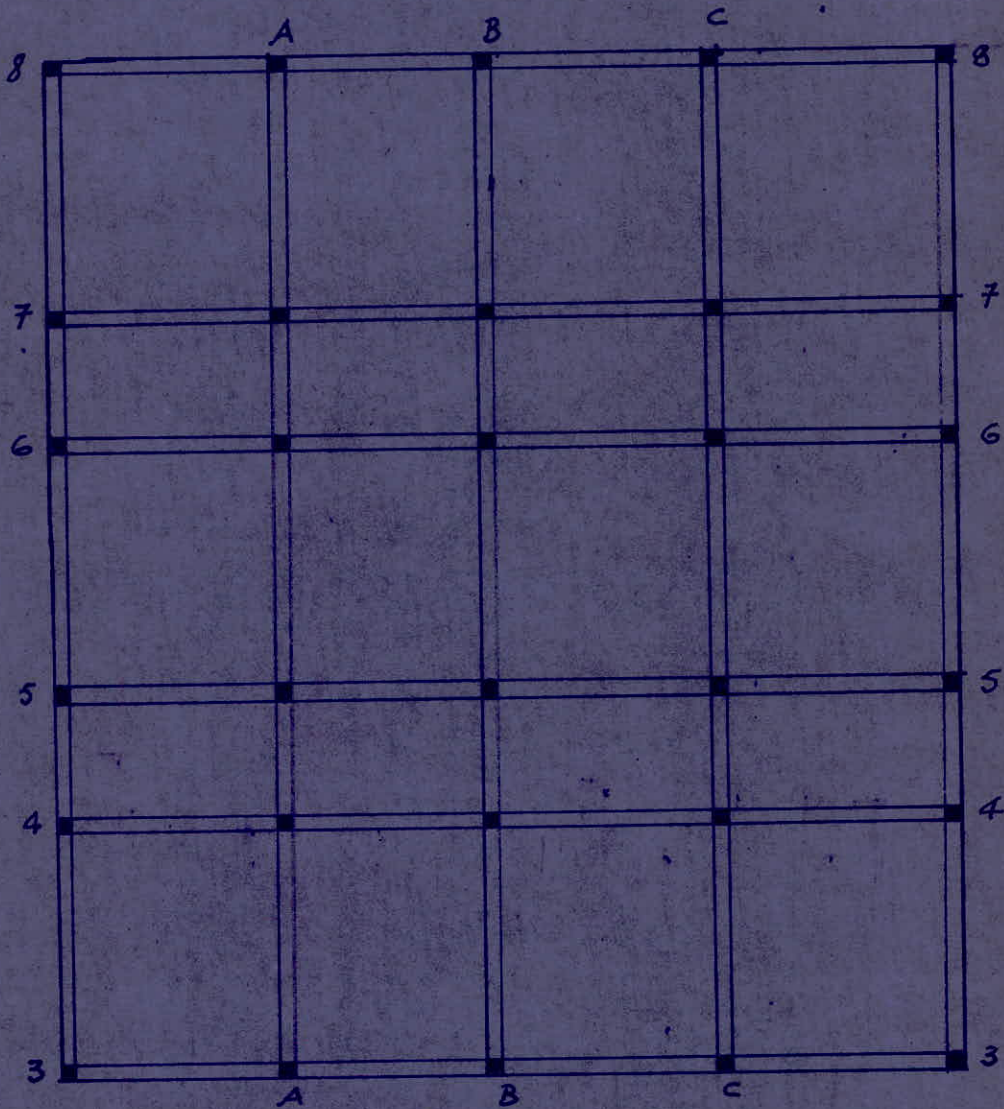
Le contreventement est assuré par une ossature en B.A.

$$T = 0,09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L_x}}$$

$L_x$  = longueur dans le sens longitudinal = 20,6 m  
 $H$  = hauteur du bâtiment = 28,16 m

Maille du Bloc 1.

• dénomination des portiques : longitudinal  
Transversal .



• Portiques calculés :

- portique (5-5) : sens transversal .
- portique (B-B) : sens longitudinal .

$$\Rightarrow T_{\text{long.}} = 0,09 \cdot \frac{28,16}{\sqrt{26,6}} = 0,491 \text{ s.}$$

de même:

$$L_x = \text{longueur du portique dans le sens transversal.} \\ = 14,4 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow T_{\text{transv.}} = 0,09 \cdot \frac{28,16}{\sqrt{14,4}} = 0,668 \text{ s.}$$

b) amortissement normal:

On considère comme "normal", le degré d'amortissement obtenus dans les étages courants des bâtiments traditionnels à usage d'habitation ou de bureaux, et plus généralement dans les bâtiments traditionnels présentant une densité de distributions inférieures comparables à celle des bâtiments d'habitation.

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}}$$

$$\begin{aligned} \cdot T_{\text{long.}} = 0,491 \text{ s.} &\Rightarrow \beta_{\text{long.}} = 0,0823 = \beta_L \\ \cdot T_{\text{transv.}} = 0,668 \text{ s.} &\Rightarrow \beta_{\text{transv.}} = 0,0743 = \beta_t \end{aligned}$$

NB: Les valeurs de  $\beta$  peuvent être lues directement sur des abaques dans le parasismique 69 (fig. 18 page 86).

$\gamma$  = coefficient de distribution; fonction de la structure; il caractérise à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

art. 143.3;

Pour des bâtiments composés d'étages pouvant être considérés comme identiques.  $\gamma$  peut s'exprimer en fonction du rang  $r$  du plancher compté à partir de la base.

Si  $n$  = nombre de planchers.

$$\gamma_r = \frac{3r}{(2n+1)} \Rightarrow \text{coefficient applicable au plancher de rang } r.$$

Dans le cas général on a:

$$\gamma(h) = h \cdot \frac{S}{I} \quad \begin{aligned} S &= \text{moment statique du bloc / base,} \\ I &= \text{moment d'inertie du bloc / base.} \end{aligned}$$

Dans notre cas on a 7 planchers:

n°	1	2	3	4	5	6	7
$\gamma_r$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4

•  $S$  = Coefficient de fondation; coefficient correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage.

Il tient compte de l'interaction sol-batiment. pour les terrains de consistance moyenne et pour les semelles superficielles:  $S = 1,15$  (fonction de la nature des fondations et du terrain).

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{x_{\text{long.}}} = \alpha \cdot \beta_{\text{long.}} \cdot \sigma_r \cdot S \\ \sigma_{x_{\text{transv.}}} = \alpha \cdot \beta_{\text{transv.}} \cdot \sigma_r \cdot S \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{x_{\text{long.}}} = 0,0473 \cdot \sigma_r \\ \sigma_{x_{\text{transv.}}} = 0,0427 \cdot \sigma_r \end{cases}$$

On note:

$$\begin{cases} \sigma_L(r) = \text{coeff. suivant le sens longitudinal (de rang } r) \\ \sigma_x(r) = \text{coeff. suivant le sens transversal (de rang } r) \end{cases}$$

\* Tableau récapitulatif des résultats:

art. 3.112.2. Pour un élément donné de construction le coefficient sismique vertical à prendre en compte dans les calculs de stabilité d'ensemble est égal à:

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \sigma_H \quad \text{ou} \quad \sigma_H = \max.(\sigma_L; \sigma_x) = \sigma_L$$

Pour les valeurs de  $\alpha < 1$ ,  $\sigma_v$  peut-être pris égal à 1.

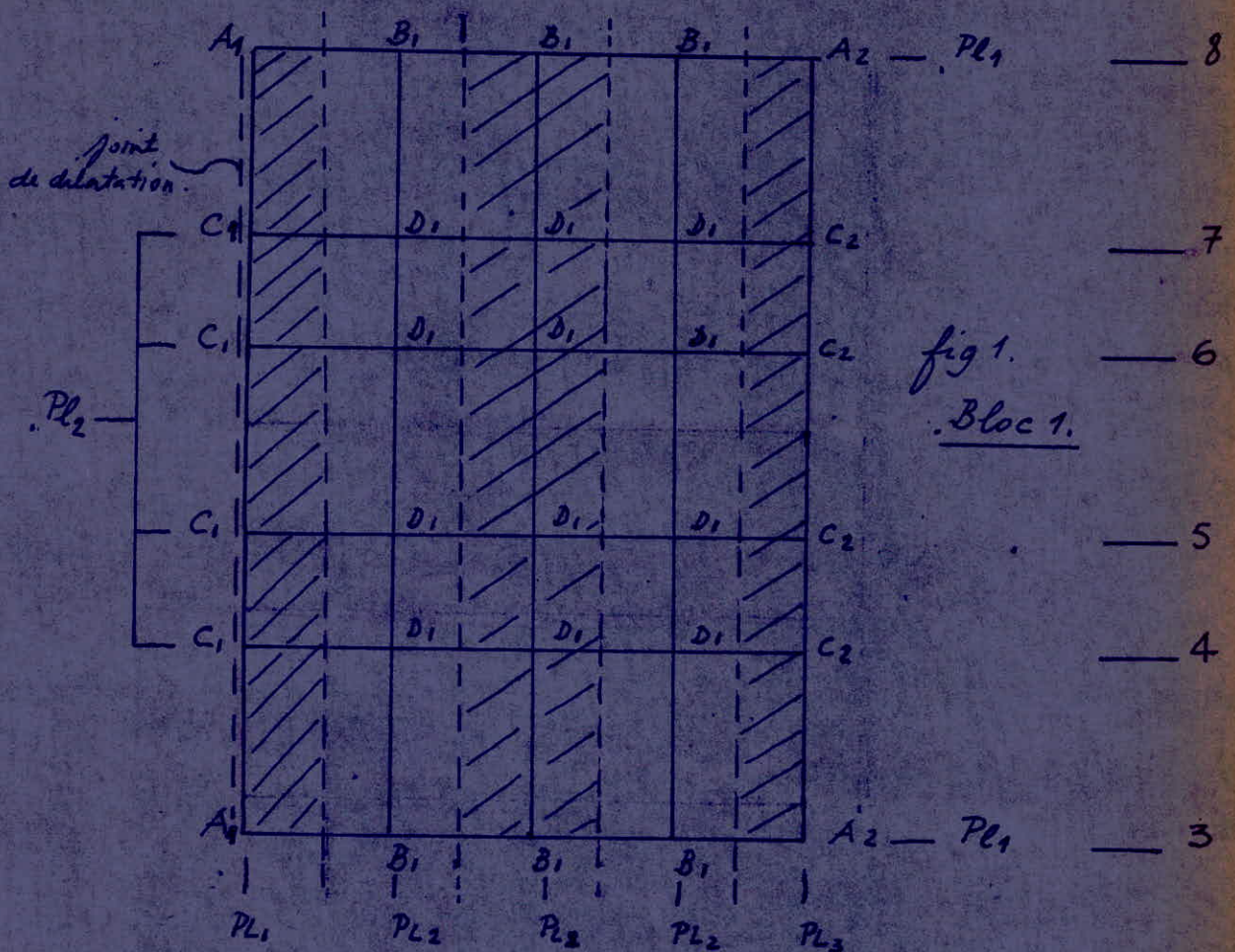
Niveaux	$\sigma_r$	$\sigma_L(r) = 0,0473 \cdot \sigma_r$	$\sigma_x(r) = 0,0427 \cdot \sigma_r$	$\sigma_v(r) = 1,414 \cdot \sigma_L(r)$
7	1,4	0,0662	0,0598	0,0936
6	1,2	0,0568	0,0512	0,0803
5	1,0	0,0473	0,0427	0,0669
4	0,8	0,0378	0,0342	0,0534
3	0,6	0,0285	0,0256	0,0403
2	0,4	0,0189	0,0171	0,0267
1	0,2	0,0095	0,0085	0,0134
0	0	0	0	0

A.3] Évaluation des charges et surcharges par plancher :

- Dimensions des poteaux :

- poteaux de rive : (60x30) (A<sub>1</sub>; A<sub>2</sub>; B<sub>1</sub>)
- poteaux centraux : (70x30) (C<sub>1</sub>; C<sub>2</sub>; D<sub>1</sub>) Cf. fig 1.

- Dimensions des poutres : (60x20).



• Dans le sens longitudinal, nous avons 3 types de calcul des poutres :

- PL<sub>1</sub>; PL<sub>2</sub>; PL<sub>3</sub>
- PL<sub>1</sub> et PL<sub>3</sub> = poutres de rive.
- PL<sub>2</sub> = poutres centrales.

• Dans le sens transversal, nous avons 2 types de calcul de poutres :

- PL<sub>1</sub>; PL<sub>2</sub>
- PL<sub>1</sub> = poutres de rive.
- PL<sub>2</sub> = poutres centrales.

• Pour le niveau terrasse, on considère que la moitié des poteaux et des murs extérieurs du niveau inférieur, sont supportés par la Terrasse.

• Quand un mur extérieur présente un vide en excès, son poids propre sera réduit de 50%.

• La répartition des charges sur les poutres se fait suivant la fig. 2 page (parties hachurées)

• Les poutres PL1 et PL3 supportent leurs poids propres, plus, respectivement, la moitié du plancher (A1, B1, B1, A1) et la moitié du plancher (B1, A2, A2, B1).

• Les poutres PL2 supportent leurs propres, plus, le plancher en entier (B1, B1, B1, B1).

1/ Niveau Terrasse:

- poids propre de la poutre :  $0,5 \cdot 0,2 \cdot 2500 = 250 \text{ kg/ml}$
- poids du plancher :  $301 \cdot 3,6 = 1083,6 \text{ kg/ml}$
- moitié du mur extérieur (triqués creux) :  $\frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot \frac{3,02}{2} \cdot 1400 = 317 \text{ kg/ml}$
- moitié des murs cloisons (séparation) :  $\frac{1}{2} \cdot 75 \cdot 3,6 = 135 \text{ kg/ml}$
- Enduit de plâtre (4cm) :  $\frac{1}{2} \cdot 0,04 \cdot \frac{3,02}{2} \cdot 1800 = 54,36 \text{ kg/ml}$
- le poids du revêtement :  $240 \times 3,6 = 864 \text{ kg/ml}$

a/ Poutres A2-C2-C2-C2-C2-A2:

Chaque poutre supporte :

- son poids propre :  $250 \text{ kg/ml}$
- le poids de la dalle + Hourdis + poutrelles qui lui vient :  $547,8 \text{ kg/ml}$
- la moitié du mur extérieur (réduite de 50% à cause du vide) :  $317 \text{ kg/ml}$
- un demi-poids de murs cloisons :  $67,5 \text{ kg/ml}$
- la moitié du poids de l'enduit de plâtre (réduite de 50% à cause du vide) :  $54,36 \text{ kg/ml}$
- le poids du revêtement :  $432 \text{ kg/ml}$

NB: Il n'y a pas d'acrotère.

$\cdot q_1 = 1662,66 \text{ kg/ml}$

b/ Poutres A2-C2-C2-C2-C2-A2

on doit rajouter le poids de l'acrotère :  $225 \text{ kg/ml}$

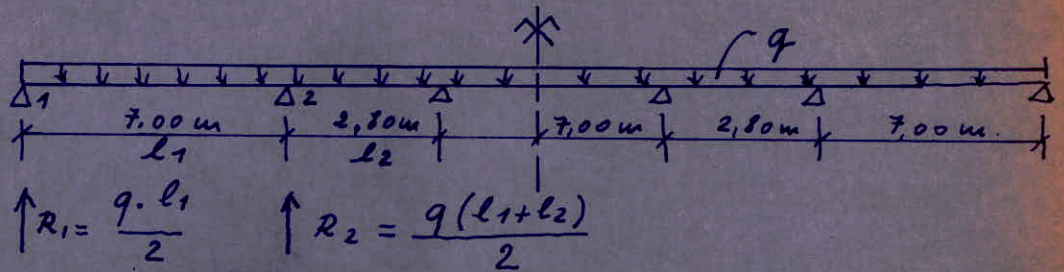
$\cdot q_2 = 1887,66 \text{ kg/ml}$



- Poids du poteau de rive (60.30) : 1584 kg.
- Poids du poteau central (70.30) : 1848 kg.

⇒ Ce qui permet le calcul des réactions.

Méthode de calcul des réactions :



on donne les charges  $q$  (kg/ml) pour chaque file, et la position des charges ponctuelles. les résultats sont dans des tableaux I et II.

- \* file A1-A1 :  $q = 1662,66 \text{ kg/ml}$ .  
 • charges ponctuelles : 975,78 kg  
 (A1;8); (A1;3) chacune.
- \* file A2-A2 :  $q = 1887,66 \text{ kg/ml}$ .  
 • charges ponctuelles : 975,78 kg.  
 (A2;8); (A2;3) chacune.
- \* file B1-B1 :  $q = 1468,6 \text{ kg/ml}$ .  
 • charges ponctuelles : 2147,3 kg

2) Plancher courant :

On procède de la même façon.

- \* file A1-A1 :  $q = 2412,64 \text{ kg/ml}$ .  
 • charges ponctuelles : 1337,256 kg.  
 (A1;8); (A1;3)
- \* file A2-A2 :  $q = 1669,72 \text{ kg/ml}$ .  
 • charges ponctuelles : 1337,256 kg.  
 (A2;3); (A2;8)
- \* file B1-B1 :  $q = 1603,6 \text{ kg/ml}$ .  
 • charges ponctuelles : 3065,9 kg.  
 (B1;3); (B1;8)

On fait dresser les tableaux I (pour Terrasse).  
 II (pour plancher).

Tableau I -

- NIVEAU - TERASSE -

Types de poteaux.	Poteaux	Réactions des Poutres	Poids d' $\frac{1}{2}$ Poteau.	charges ponctuelles	$\Sigma$ en kg.	total en tonnes.
Poteaux d'angle	2 x A1	7749	792	975,78	9516,78	19
	2 x A2	6606,16	792	975,78	8373,94	16,75
Poteaux de rive	4 x C1	10848,6	924	—	11772,6	47,09
Longitud.	4 x C2	9249,57	924	—	10173,57	40,7
Poteaux de rive transver.	6 x B1	8164,1	792	2147,296	11103,396	66,62
Poteaux Centraux	12 x D1	11429,74	924	—	12353,74	148,25
$G = \Sigma =$					338,41t	

Tableau II

NIVEAU - COURANT -

Types de poteaux	Poteaux	Reactions des poutres	Poids d' $\frac{1}{2}$ poteau	Charges ponctuelles	$\Sigma$ en kg	total en tonnes
Poteaux	2 x A1	9616,04	1584	1337,256	12537,296	25,074
d'angle	2 x A2	7015,82	1584	1337,256	9937,076	19,88
Poteaux de rive	4 x C1	13462,456	1848	—	15310,456	61,24
Longitud.	4 x C2	9822,148	1848	—	11670,148	48,68
Poteaux de rive transvers.	6 x B1	7956,20	1584	3065,904	12606,104	75,636
Poteaux Centraux	12 x D1	11139,10	1848	—	12987,10	155,845
$G = \Sigma = 384,355t$						

### 3. Evaluation des Surcharges.

On pose:  $\begin{cases} S = (3,6 \times 7) = 25,2 \text{ m}^2 \\ \Delta = (3,6 \times 2,8) = 10,08 \text{ m}^2 \end{cases}$

On donne les valeurs de surcharges totales sur chaque niveau.

\* Terrasse: (7).

$$\begin{aligned} & (12 \times 100 \times S + 8 \times 100 \times \Delta + 231 \times \Delta) \\ & = (12 \times 100 \times 25,2 + 8 \times 100 \times 10,08 + 231 \times 10,08) = 40,632 \text{ t.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{toiture: } & (12 \times 20 \times S + 8 \cdot 20 \cdot \Delta) \\ & = (12 \times 20 \times 25,2 + 8 \times 20 \cdot 10,08) = 7,66 \text{ t.} \end{aligned}$$

\* 6<sup>e</sup> étage: (6).

$$\begin{aligned} & (8 \times 250 \times S + 250 \times 2 \times \Delta + 175 \times 2 \times S + 400 \cdot S + 6 \times 400 \cdot \Delta) \\ & = (8 \times 250 + 2 \times 175 + 400) \times 25,2 + (2 \times 250 + 6 \times 400) \times 10,08 = 72,2 \text{ t.} \end{aligned}$$

\* 5<sup>e</sup> étage: (5).

$$\begin{aligned} & (10 \times 250 \times S + 250 \Delta + 400 \cdot S + 7 \times 400 \cdot \Delta) \\ & = (10 \times 250 + 400) \times 25,2 + (7 \times 400 + 250) \cdot 10,08 = 103,824 \text{ t.} \end{aligned}$$

\* 4<sup>e</sup> étage: (4).

$$103,824 \text{ t.}$$

\* 3<sup>e</sup> étage: (3).

$$\begin{aligned} & (8 \times 250 \times S + 350 \times S + 2 \times 400 \times S + 5 \times 400 \cdot \Delta) \\ & = (8 \times 250 + 350 + 2 \times 400) \times 25,2 + 5 \times 400 \times 10,08 = 99,54 \text{ t.} \end{aligned}$$

\* 2<sup>e</sup> étage: (2).

$$\begin{aligned} & (10 \times 250 \times S + 400 \times S + 8 \times 400 \times \Delta) \\ & = (10 \times 250 + 400) \times 25,2 + (8 \times 400 \times 10,08) = 105,336 \text{ t.} \end{aligned}$$

\* 1<sup>er</sup> étage: (1).

$$\begin{aligned} & (9 \times 250 \times S + 2 \times 400 \times S + 3 \times 250 \times \Delta + 5 \times 400 \cdot \Delta) \\ & = (9 \times 250 + 2 \times 400) \times 25,2 + (3 \times 250 + 4 \times 400) \times 10,08 = 100,948 \text{ t.} \end{aligned}$$

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1
S. totales.	40,632	72,2	103,824	103,824	99,54	105,336	100,948
(tonnes).	7,66						

AA] Détermination des efforts horizontaux.

1) Dans le sens longitudinal:

$$F_L(r) = W \times \sigma_L(r)$$

$F_L(r)$  = force sismique totale au niveau de l'étage de rang r.

art. 3.103 :

uniquement pour la terrasse (neige)

aux charges permanentes et la surcharge fixe solidaires à la construction, on rajoute l'excédent sur 35 kg/m<sup>2</sup> de la surcharge normale de neige.

Le lieu d'implantation est à Constantine, la neige normale est de 55 daN/m<sup>2</sup>.

Excédent :  $(55 - 35) = 20 \text{ kg/m}^2$ .

$$W = G + \frac{P}{5} \quad P = \text{surcharges.}$$

$$G = (338,41 + 20 \cdot 383,04) = 346 \text{ t.}$$

(383,04 m<sup>2</sup> = surface de la Terrasse).

$$P = 40,632 \text{ t} \Rightarrow W_{\text{Terrasse}} = (346 + \frac{40,632}{5}) = 354 \text{ t.}$$

- donc :
- $W_{6e} = 384,355 + \frac{72,2}{5} = 399 \text{ t}$
  - $W_{5e} = 384,355 + \frac{103,824}{5} = W_{4e} = 405 \text{ t}$
  - $W_{3e} = 384,355 + \frac{99,54}{5} = 404 \text{ t}$
  - $W_{2e} = 384,355 + \frac{105,336}{5} = 406 \text{ t}$
  - $W_{1e} = 384,355 + \frac{100,948}{5} = 405 \text{ t}$

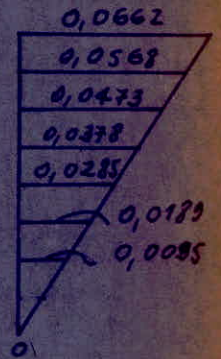
$$F_L(r) = W \times \sigma_L(r)$$

avec :  $\sigma_L(r) = \alpha \cdot \beta_L \cdot \gamma_r \cdot \delta$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,5 \\ \delta = 1,15 \\ \beta_L = 0,0823 \\ \gamma_r \text{ varie} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_L(r) = (0,5 \times 0,0823 \times 1,15 \times \gamma_r)$$

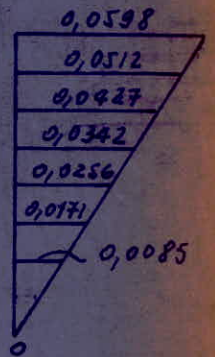
On dresse un Tableau donnant  $\sigma_L(r)$  et  $F_L(r)$ .

$\sigma_L(r)$	$W (t)$	$FL(r) (t)$
$\sigma_L(7) = 0,0662$	354	$FL(7) = 23,434$
$\sigma_L(6) = 0,0568$	399	$FL(6) = 22,623$
$\sigma_L(5) = 0,0473$	405	$FL(5) = 19,156$
$\sigma_L(4) = 0,0378$	405	$FL(4) = 15,309$
$\sigma_L(3) = 0,0285$	404	$FL(3) = 11,433$
$\sigma_L(2) = 0,0189$	406	$FL(2) = 7,673$
$\sigma_L(1) = 0,0085$	405	$FL(1) = 3,807$
0	0	0

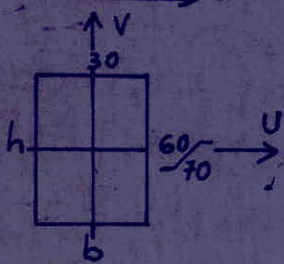
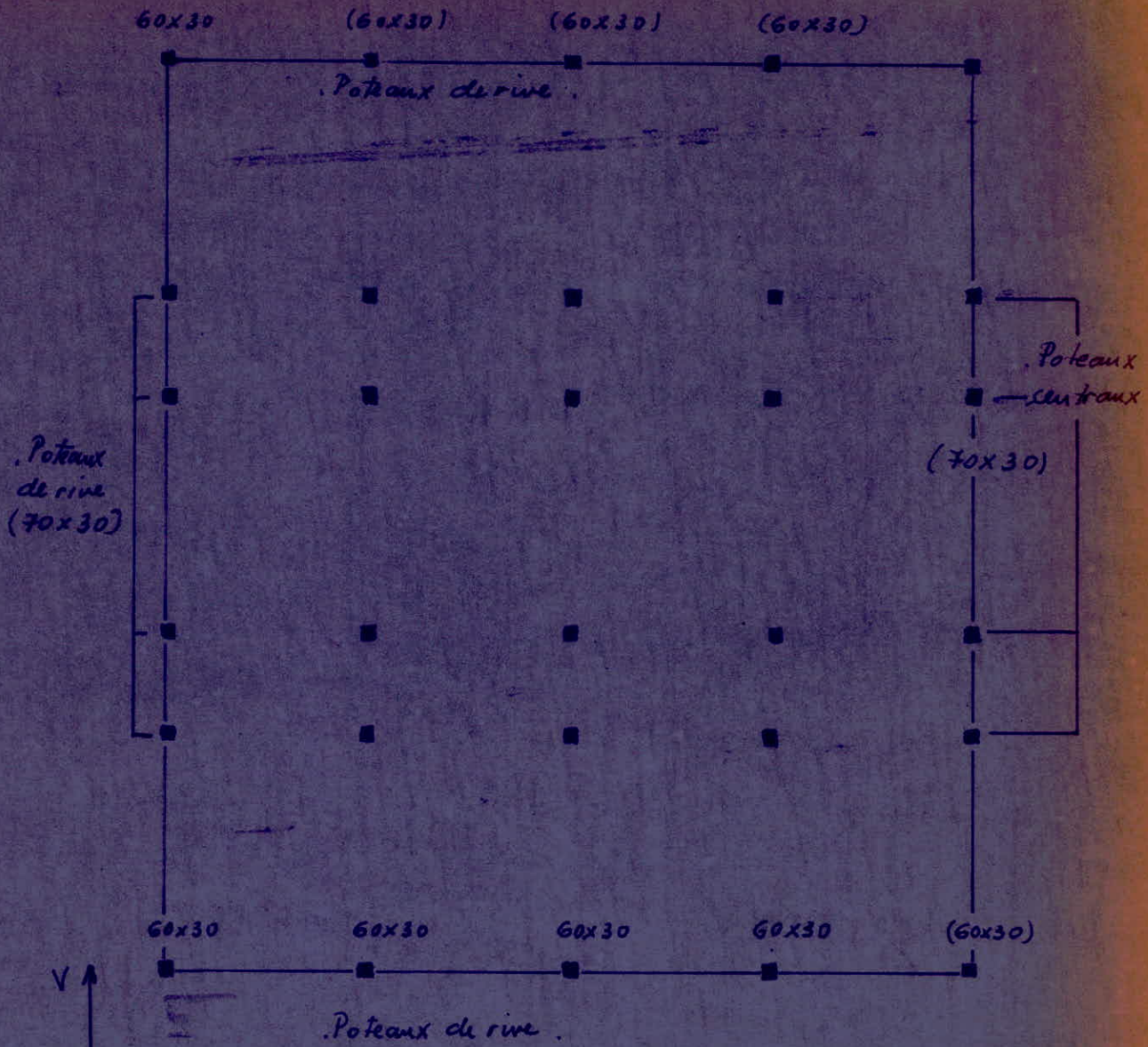


2/. \* Dans le sens transversal :

$\sigma_t(r)$	$W (t)$	$FL(r)$
$\sigma_t(7) = 0,0598$	354	$FL(7) = 21,769$
$\sigma_t(6) = 0,0512$	399	$FL(6) = 20,428$
$\sigma_t(5) = 0,0427$	405	$FL(5) = 17,293$
$\sigma_t(4) = 0,0342$	405	$FL(4) = 13,851$
$\sigma_t(3) = 0,0256$	404	$FL(3) = 10,342$
$\sigma_t(2) = 0,0171$	406	$FL(2) = 6,942$
$\sigma_t(1) = 0,0085$	406	$FL(1) = 3,451$
0	0	0



\* La distribution de ces Forces  $FL(r)$  et  $FL(r)$  sur les portiques se fait en fonction des rigidités des poteaux.



On a 2 types de poteaux : A : (60x30)  
B : (70x30).

Pour A :  $I_U = \frac{b \cdot h^3}{12} = 54 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$ ,

$I_V = \frac{h \cdot b^3}{12} = 13,5 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$ .

Pour B :  $I_U = \frac{b \cdot h^3}{12} = 85,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$ .

$I_V = \frac{h \cdot b^3}{12} = 15,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$ .

A.5] Inerties Totales du Bloc 1.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum I_{Ux} = (I_{UA} \times 10 + I_{UB} \times 20) = 2255 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \text{ (S. longitudinal)} \\ \sum I_{Vx} = (I_{VA} \times 10 + I_{VB} \times 20) = 450 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \text{ (S. transversal)} \end{array} \right.$$

1/ Dans le sens longitudinal;

$$\sum I_U \text{ d'un portique} = (2 \times I_{UA} + 4 \times I_{UB}) = 451 \cdot 10^4 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow \frac{\sum I_U \text{ portique}}{\sum I_{Ux}} = \frac{451 \cdot 10^4}{2255 \cdot 10^4} = \frac{1}{5} \Rightarrow \text{chaque portique}$$

dans le sens longitudinal, le portique reprend le  $\frac{1}{5}$  de la force sismique horizontale totale, par niveau.  
Soient les forces suivantes:

$f_L(7) =$	$4,135 \text{ t}$
$f_L(6) =$	$3,99 \text{ t}$
$f_L(5) =$	$3,400 \text{ t}$
$f_L(4) =$	$2,700 \text{ t}$
$f_L(3) =$	$2,020 \text{ t}$
$f_L(2) =$	$1,356 \text{ t}$
$f_L(1) =$	$0,675 \text{ t}$

2/ Dans le sens transversal:

$$\sum I_V \text{ d'un portique dans le sens transversal et median} = 5 I_{VB} = 78,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\sum I_{Vx} = 450 \cdot 10^4 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow \frac{\sum I_V \text{ portique}}{\sum I_{Vx}} = \frac{78,75 \cdot 10^4}{450 \cdot 10^4} \cong 0,175.$$

dans le sens transversal, le portique reprend 0,175 de la force sismique horizontale totale, par niveau.



pour un portique de rive ;

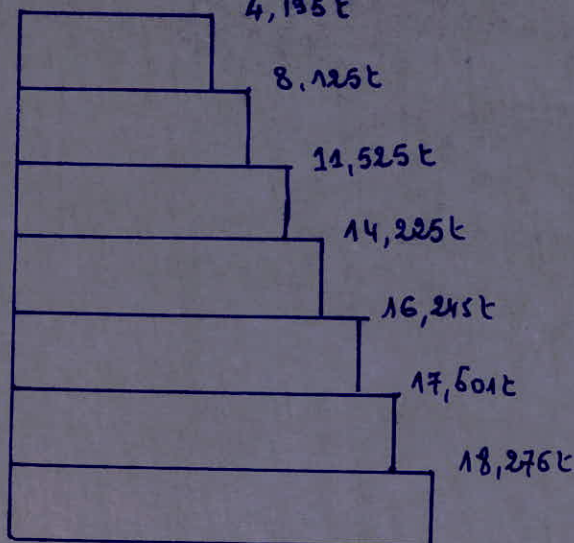
$$\frac{\sum I v_{\text{portique}}}{\sum I v_t} = \frac{5 \times 13,5 \cdot 10^4}{450 \cdot 10^4} = 0,15$$

Il reprend 0,15 de la force sismique horizontale totale, par niveau.  
Soient les forces suivantes :

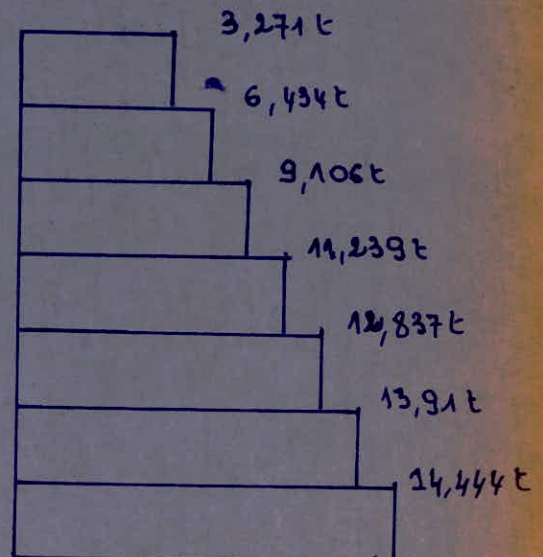
$f_t(7)$	=	3,271 t
$f_t(6)$	=	3,163 t
$f_t(5)$	=	2,672 t
$f_t(4)$	=	2,133 t
$f_t(3)$	=	2,598 t
$f_t(2)$	=	1,073 t
$f_t(1)$	=	0,534 t

⇒ schéma de portiques soumis aux forces horizontales.  
que ce soit dans le sens transversal ou dans le sens longitudinal.  
On prendra les forces cumulées sans appliquer la loi de dégression  
ainsi donc nous aurons :

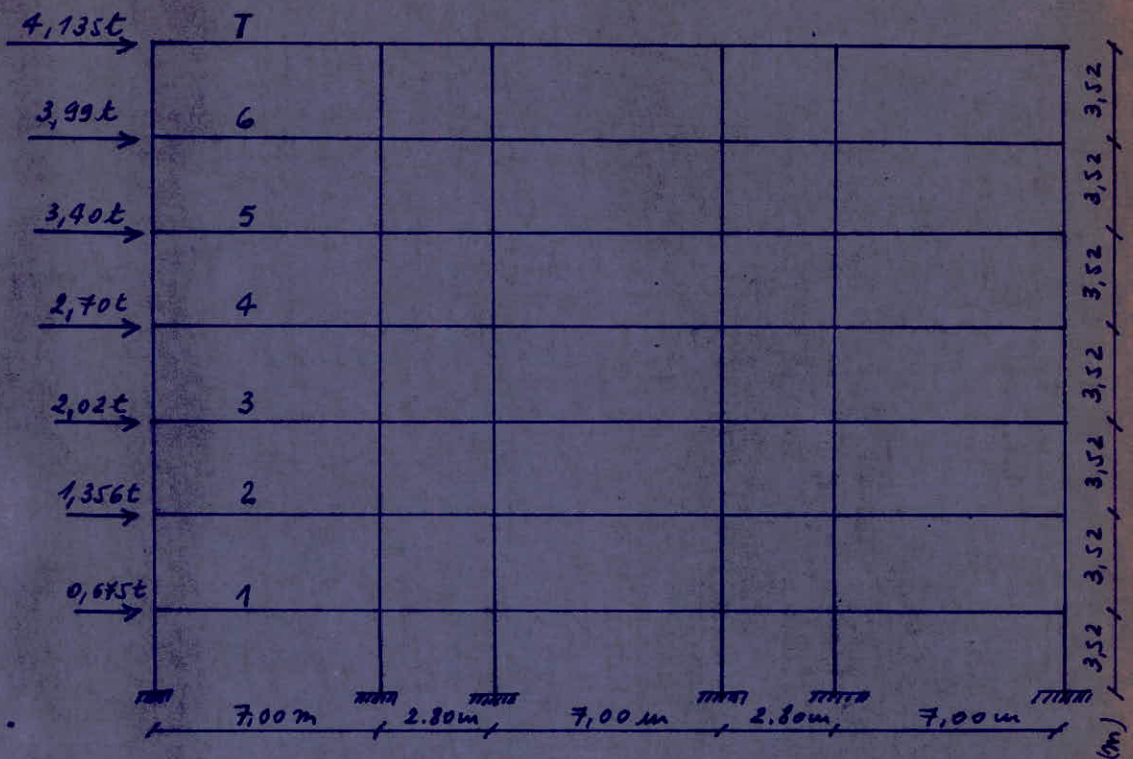
dans le sens longitudinal



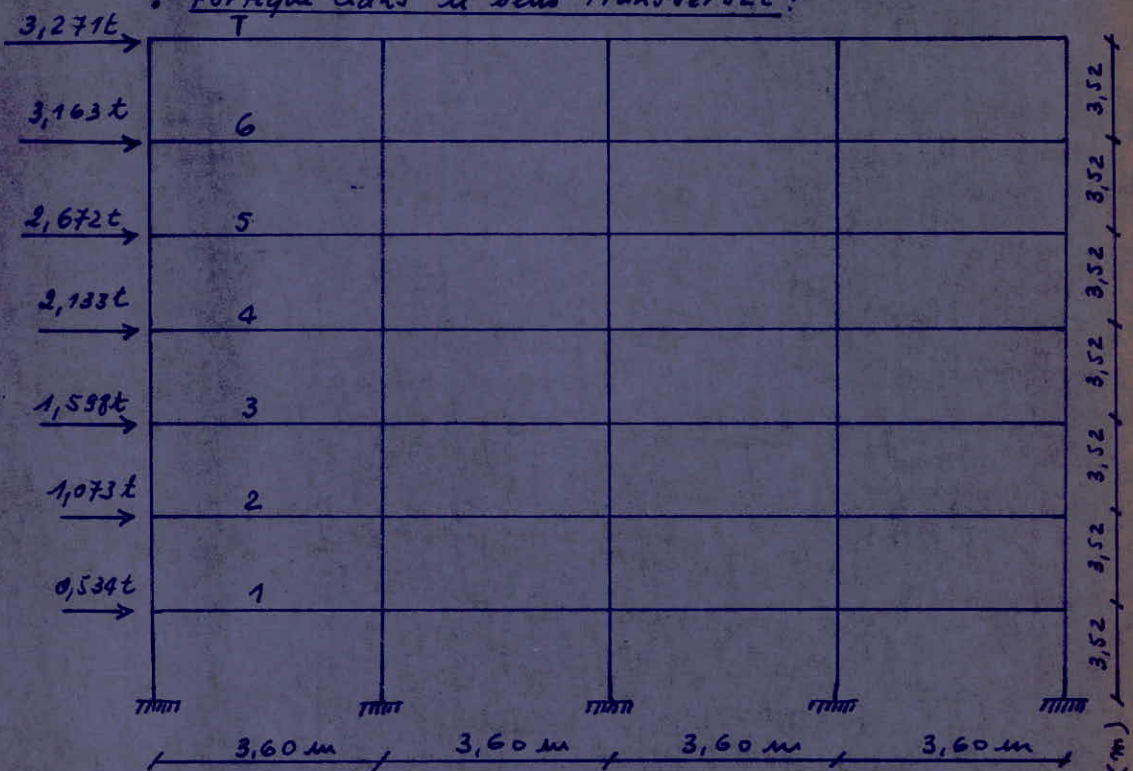
dans le sens transversal



Portique dans le sens longitudinal :



Portique dans le sens transversal :



N.B : ce sont les forces par niveau sans tenir compte de l'accumul;

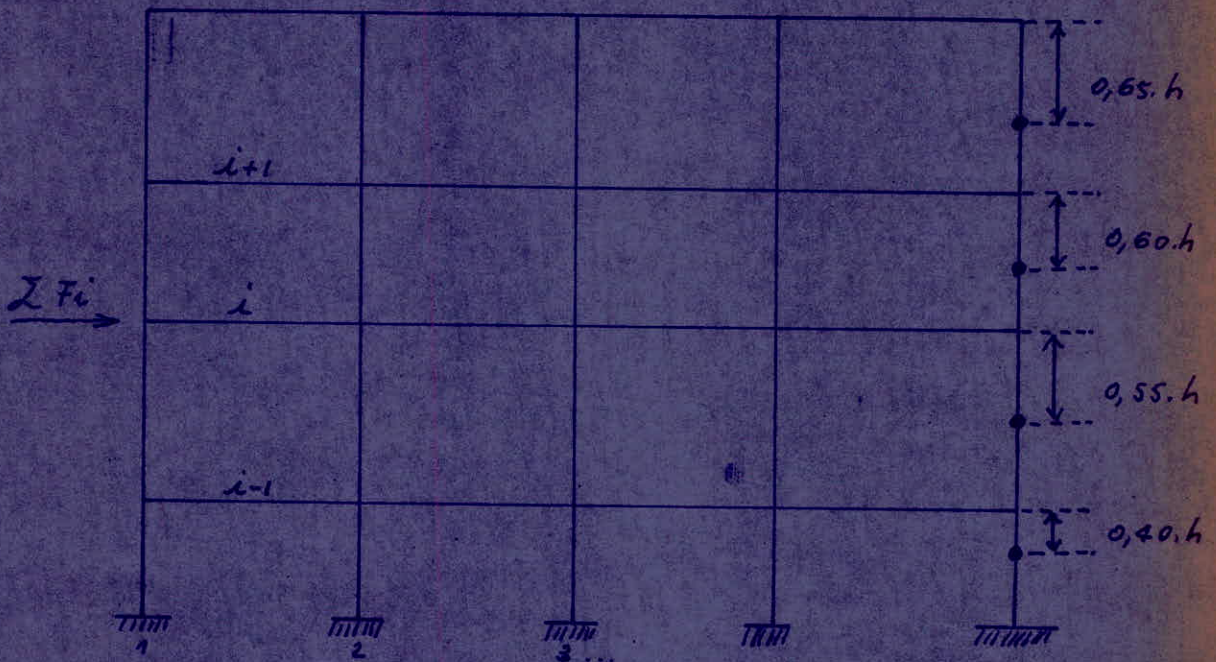
B.17) Exposé :

Le calcul des portiques sous les forces horizontales sera fait avec la méthode de Bowmann.

L'effort tranchant total à chaque niveau de partage proportionnellement aux inerties des poteaux.

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

- au dernier niveau, à  $0,65.h$  de la partie supérieure du poteau
- à l'avant dernier niveau, à  $0,60.h$  de la partie supérieure du poteau
- au niveau directement au-dessous, à  $0,55.h$  de la partie supérieure du poteau
- aux autres niveaux, sauf au premier, à  $0,50.h$
- au premier niveau, à  $0,40.h$  de la partie supérieure du poteau.



Hypothèses de calcul : (exposé de la méthode).

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs (rapport de l'inertie à la longueur) de différentes travées de poutres portées des planchers, parallèles aux forces appliquées et solidaires de poteaux, sont toutes supérieures au cinquième 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'inerties de ces poteaux. Les moments

d'inertie des poteaux de rive, étant toutefois affectés du coefficient 0,8.

II - Les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs définies précédemment.

On peut écrire que :

\* Pour un seul niveau :

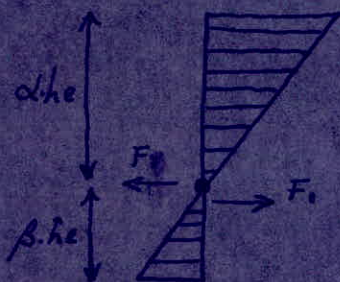
$$F = (F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_n)$$

avec :

$$F_1 = \frac{F \times 0,8 J_1}{(0,8 J_1 + J_2 + \dots + 0,8 J_n)} \quad (\text{de même que } F_n).$$

$$F_2 = \frac{F \times I_2}{(0,8 J_1 + J_2 + \dots + 0,8 J_n)} \quad (\text{de même que } F_{n-1}).$$

Les moments fléchissants seront :



à la base des poteaux :  $M = F_1 \cdot \beta \cdot h$

à la tête des poteaux :  $M = F_1 \cdot \alpha \cdot h$

$(\alpha; \beta) =$  coefficients de Bowman définis précédemment.

Dans les poutres :

Le moment fléchissant du poteau doit être équilibré par le moment fléchissant des poutres.

Les moments seront :

Pour le nœud de la file 1 :  $M = F_1 \cdot \alpha \cdot h$

pour le nœud de la file 2 :

à gauche du nœud 2 :  $M = F_2 \cdot \alpha \cdot h \cdot \frac{K_g}{(K_d + K_g)}$

à droite du nœud 2 :  $M = F_2 \cdot \alpha \cdot h \cdot \frac{K_d}{(K_g + K_d)}$

Avec :  $K_g = \frac{J_g}{l_g}$  et  $K_d = \frac{J_d}{l_d}$

\* Pour un étage intermédiaire :

au niveau du plancher de rang i :

$$F = \sum F_i = (F_i + F_{i+1} + \dots + F_{i+n})$$

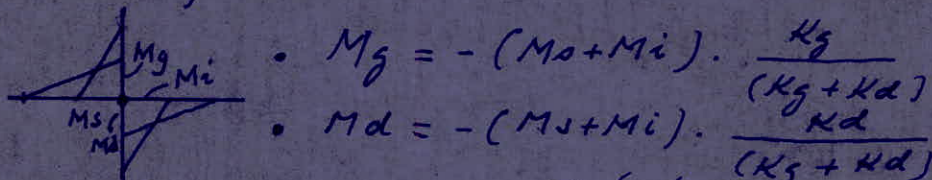
Où i+n est le dernier plancher :

à l'étage de rang  $(i+1)$ , nous savons que l'effort  $\Sigma F_i$  crée aux pieds des poteaux supportant le plancher de rang  $(i+1)$ , des moments calculés conformément à ce qui a été exposé précédemment (après avoir fait le partage de  $\Sigma F_{i+1}$  suivant l'inertie des poteaux supportant le plancher avec le coefficient 0,8 pour les poteaux de rive); soit par ex. pour le poteau 2 de l'étage  $(i+1)$ :

$$M_2 = F_2 \cdot \alpha \cdot h_e \quad \text{avec} \quad F_2 = \frac{\Sigma F_{i+1} \cdot J_2}{(0,8 \cdot J_1 + J_2 + \dots + J_n)}$$

On opère de même en ce qui concerne l'effort  $\Sigma F_i$ , ce qui nous permet de déterminer les moments en tête des poteaux supportant l'étage de rang  $i$ .

Au 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 pour le poteau supérieur et inférieur correspondant à ce nœud.



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

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

ceci pour un nœud intermédiaire.

$M_g$  ou  $M_d$  est égal à  $- (M_s + M_i)$  pour un nœud de rive.

⇒ La méthode de Bowman est applicable pour le calcul de portiques.

- Nous détaillerons le calcul du portique transversal (5-5).

- Les charges horizontales sont données dans le schéma de deux portiques, précédemment.

HB:

$l_g$  = portée libre de la travée de gauche.

$l_d$  = portée libre de la travée de droite.

$J_g$  = Inertie de la travée de gauche.

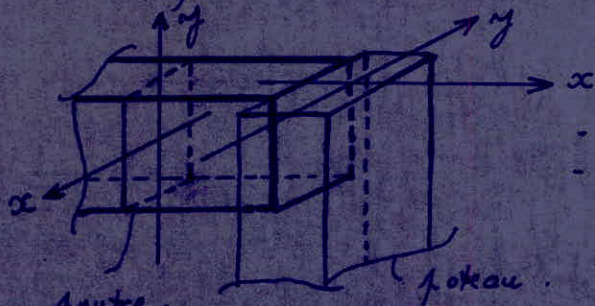
$J_d$  = Inertie de la travée de droite.

$h$  = hauteur entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

B<sub>2</sub>] Portique dans le sens transversal.

1] \* Vérification de hypothèses :

• Les poteaux d'un même étage ont la même hauteur.



- poteau le plus raide (70x30)
- poutre : (50x20)

\* raideur de la poutre:  $R_p = \frac{I_{p/x}}{l_p} = \frac{20 \times 50^3}{12 \cdot 3.30} = 631,31 \text{ cm}^3$

•  $l_p =$  portée entre nus d'appuis =  $(360 - 30) = 330 \text{ cm}$ .

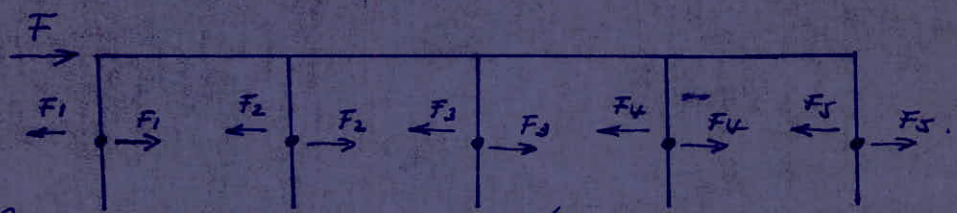
\* raideur du poteau:  $R_{pt} = \frac{I_{pt/y}}{h} = \frac{70 \cdot 30^3}{12 \cdot 352} = 447,44 \text{ cm}^3$

•  $h =$  hauteur libre du poteau.

On voit que :  $R_p > \frac{1}{5} R_{pt}$  (Condition vérifiée).

$\frac{I_{pt/y}}{12} = \frac{70 \cdot 30^3}{12} = 15,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 = J$

$F = (F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5)$



• Les inerties des poteaux sont égales :

$F_1 = F_5 = \frac{F \times 0,8 \cdot J_1}{(0,8 \cdot J_1 + J_2 + J_3 + J_4 + 0,8 \cdot J_5)}$

$F_2 = F_3 = F_4 = \frac{F \times J_2}{D}$   
avec  $D = (0,8 \cdot J_1 + J_2 + J_3 + J_4 + 0,8 \cdot J_5)$

$J_1 = J_2 = J_3 = J_4 = J_5 = J_{pt/y} = J = 15,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

après simplification, on trouve :

\* Niveau terrasse :  $F_1 = F_5 = \frac{ft(r) \cdot 0,8}{4,6}$   
 $F_2 = F_3 = F_4 = \frac{ft(r) \cdot 1}{4,6}$

\* Niveau Couvert :  $F_1 = F_5 = \frac{\sum ft(r) \cdot 0,8}{4,6}$   
 $F_2 = F_3 = F_4 = \frac{\sum ft(r)}{4,6}$

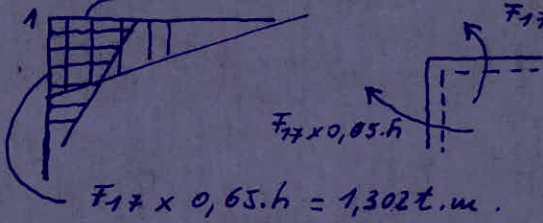
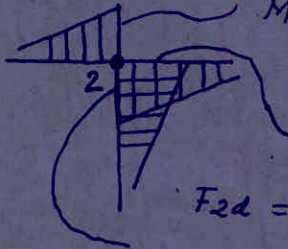

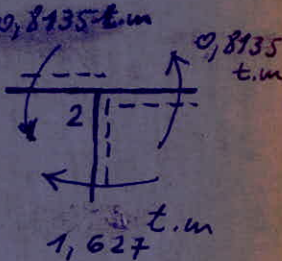
Résultats par niveau :

- Niveau terrasse :  $F_1 = F_5 = 0,569 t$   
 $F_2 = F_3 = F_4 = 0,711 t$
- Niveau 6<sup>e</sup> étage :  $F_1 = F_5 = 1,119 t$   
 $F_2 = F_3 = F_4 = 1,398 t$
- Niveau 5<sup>e</sup> étage :  $F_1 = F_5 = 1,58 t$   
 $F_2 = F_3 = F_4 = 1,979 t$
- Niveau 4<sup>e</sup> étage :  $F_1 = F_5 = 1,955 t$   
 $F_2 = F_3 = F_4 = 2,443 t$
- Niveau 3<sup>e</sup> étage :  $F_1 = F_5 = 2,406 t$   
 $F_2 = F_3 = F_4 = 3,008 t$
- Niveau 2<sup>e</sup> étage :  $F_1 = F_5 = 2,593 t$   
 $F_2 = F_3 = F_4 = 3,241 t$
- Niveau 1<sup>er</sup> étage :  $F_1 = F_5 = 2,686 t$   
 $F_2 = F_3 = F_4 = 3,357 t$

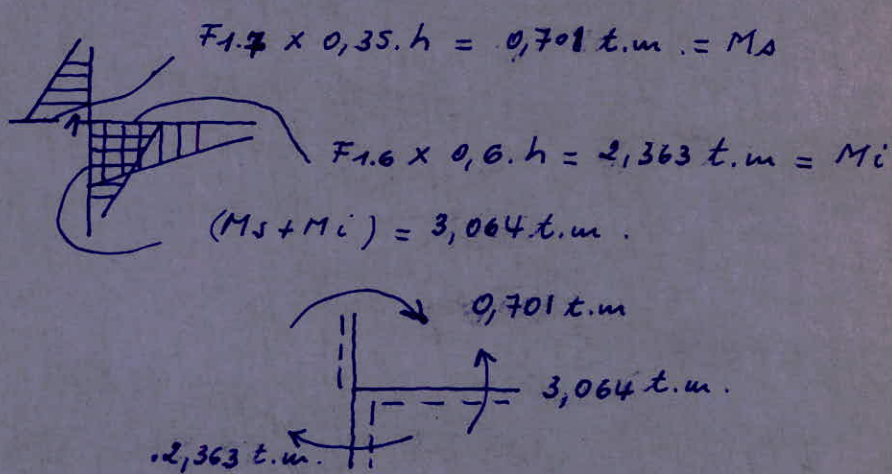
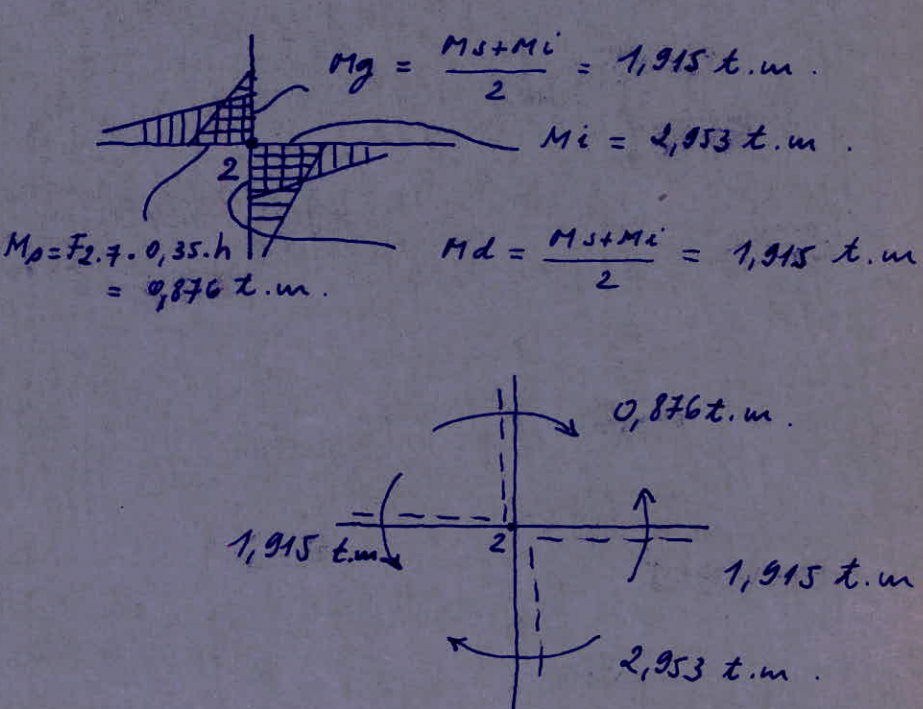
NB : tous les moments dus aux charges sinusoïdales horizontales sont donnés sur des schémas de fortiques, et ce, dans les deux sens. (SIH).

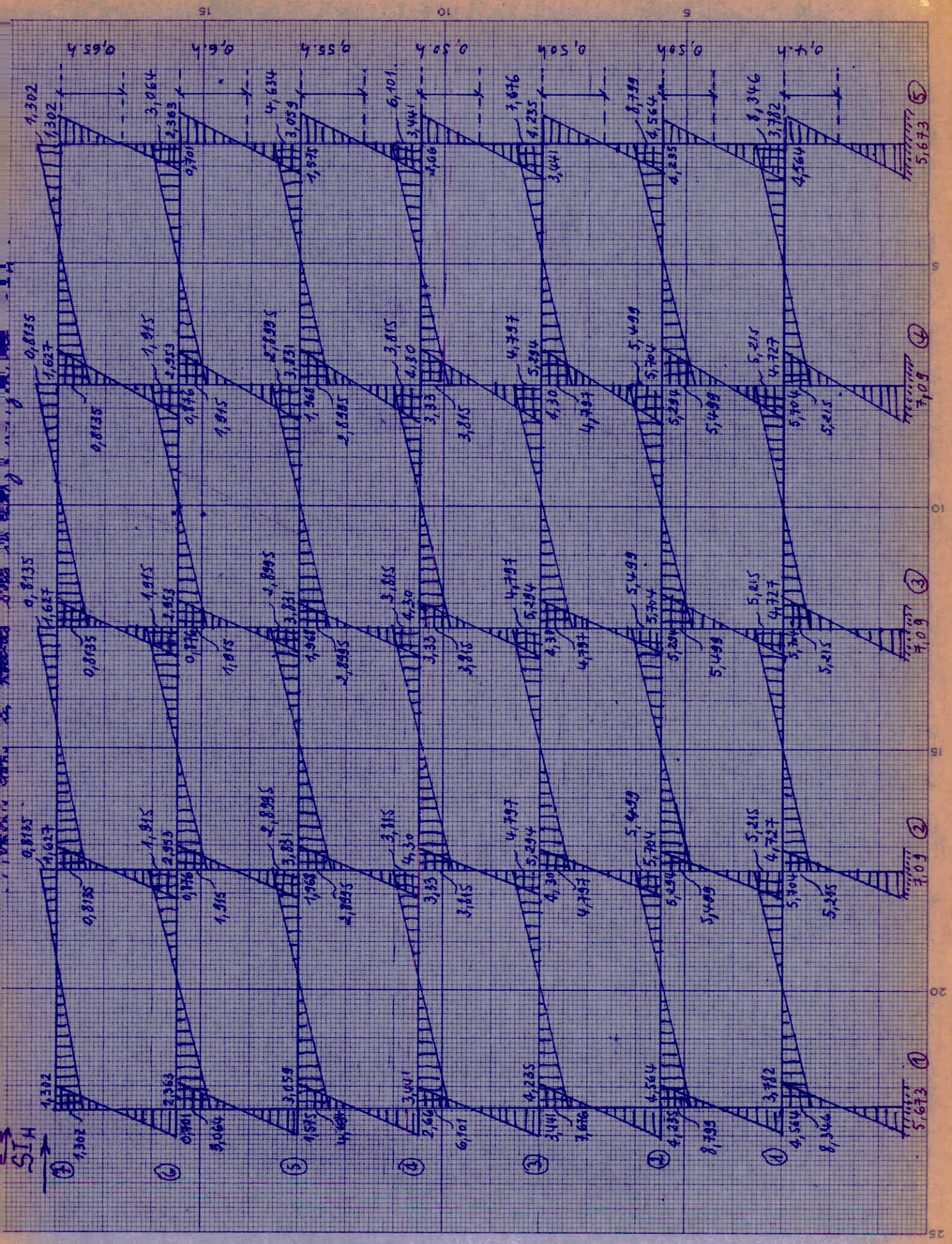
2/. Nous donnons un petit aperçu pour le calcul des moments pour deux niveaux :

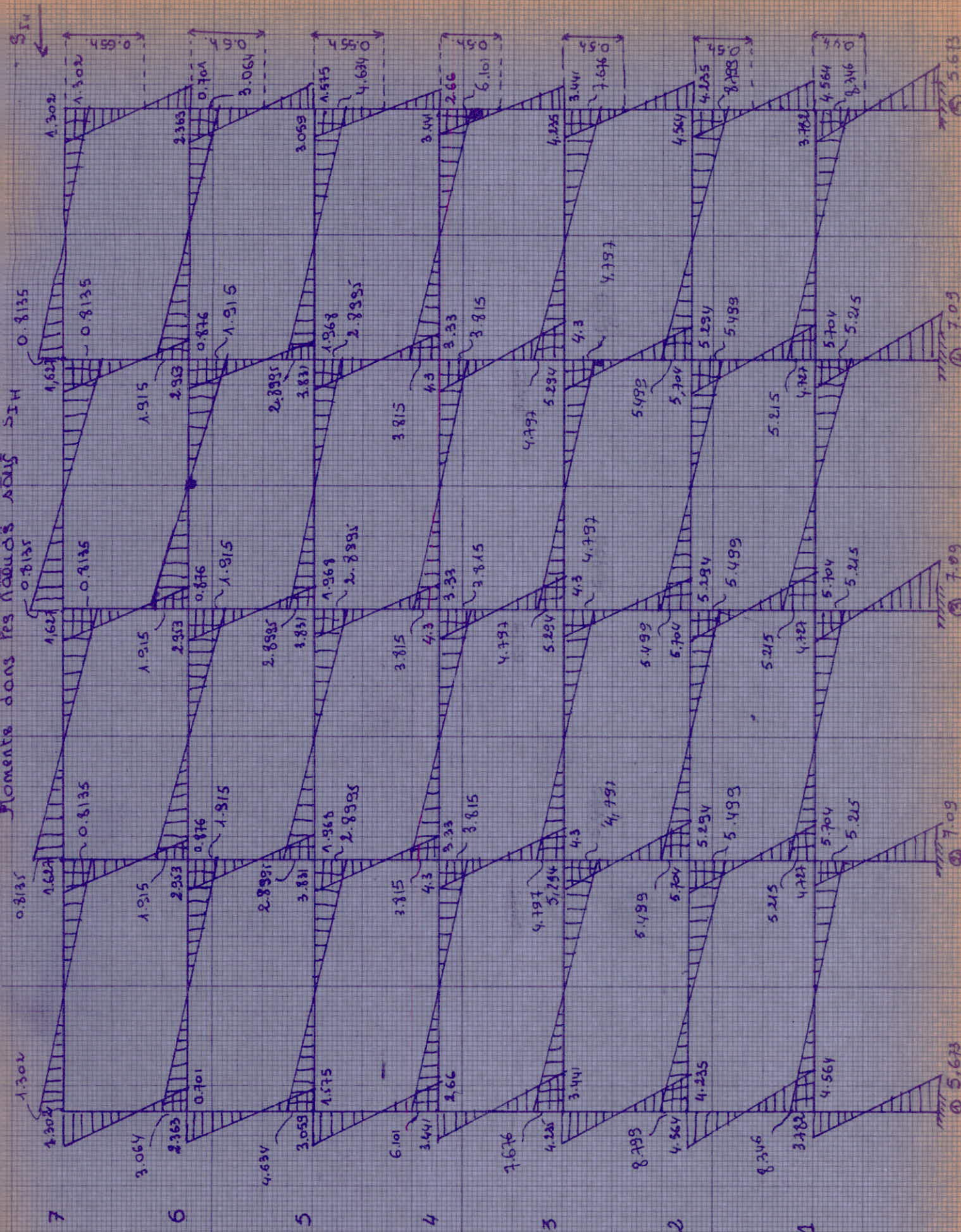
- . Niveau 7 (Terrasse).
- . Niveau 6 (plancher courant).

Nœuds	Terrasse (7)	5th
1 et 5	<p><math>F_{17} \times 0,65 \cdot h = 1,302 \text{ t.m.}</math></p>  <p><math>F_{17} \times 0,65 \cdot h = 1,302 \text{ t.m.}</math></p>	
2  3	 <p><math>M_{eg} = F_{2.7} \times 0,65 \cdot h \times \frac{K_g}{(K_g + K_d)}</math></p> <p><math>F_{2.7} \times 0,65 \cdot h</math></p> <p><math>F_{2d} = F_{2.7} \times 0,65 \cdot h \times \frac{K_d}{(K_g + K_d)}</math></p>	
et	<p>. dans notre cas :</p> <p><math>I_d = I_g = \frac{20 \times 50^3}{12}</math></p>	
4	<p><math>l_d = l_g = (360 - 30) = 330 \text{ cm.}</math></p> <p><math>\Rightarrow \frac{K_g}{2 K_g} = \frac{1}{2}</math></p> <p><math>\Rightarrow M_{2g} = M_{2d}</math></p>  <p><math>0,8135 \text{ t.m.}</math></p> <p><math>1,627 \text{ t.m.}</math></p> <p><math>0,8135 \text{ t.m.}</math></p> <p>mêmes procédés pour les nœuds 3 et 4.</p>  <p><math>0,8135 \text{ t.m.}</math></p> <p><math>1,627 \text{ t.m.}</math></p>	



nœuds	Niveau courant (6). <span style="float: right;">SIH.</span>
<p>1 et 5</p>	 <p> <math>F_{1.7} \times 0,35 \cdot h = 0,701 \text{ t.m.} = M_s</math>  <math>F_{1.6} \times 0,6 \cdot h = 2,363 \text{ t.m.} = M_i</math>  <math>(M_s + M_i) = 3,064 \text{ t.m.}</math> </p>
<p>2 3 et 4</p>	 <p> <math>M_g = \frac{M_s + M_i}{2} = 1,915 \text{ t.m.}</math>  <math>M_i = 2,953 \text{ t.m.}</math>  <math>M_p = F_{2.7} \cdot 0,35 \cdot h = 0,876 \text{ t.m.}</math>  <math>M_d = \frac{M_s + M_i}{2} = 1,915 \text{ t.m.}</math> </p> <p>- Mêmes procédés pour les nœuds 3 et 4.</p>

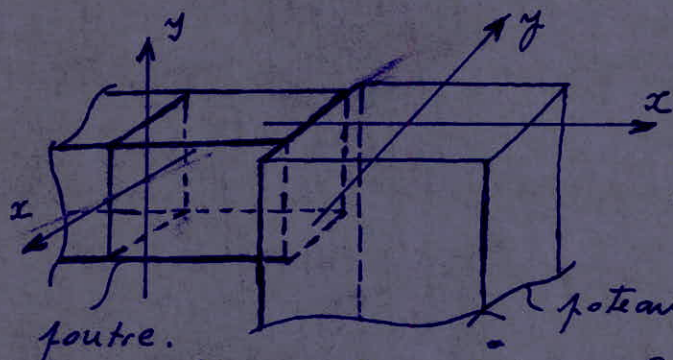




B.3] Portique dans le sens longitudinal.

1) \* Verification de hypotheses:

. Les poteaux d'un même étage ont la même hauteur.



- poteau le plus raide: (70 x 30)
- poutre: (50 x 20)

\* raideur de la poutre:  $R_p = \frac{I_p/x}{l_p} = \frac{20 \times 50^3}{12 \times 635} = 328,08 \text{ cm}^3$

$l_p = \text{portée entre nus d'appuis} = (700 - 35) = 635 \text{ cm}$ .

\* raideur du poteau le plus raide:  $R_{pt} = \frac{I_{pt}/y}{h} = \frac{30 \times 70^3}{12 \times 352} = 2436,3 \text{ cm}^3$

$h = \text{hauteur libre du poteau}$ .

- . On voit que:  $R_p < \frac{1}{5} R_{pt}$  (Condition non vérifiée).
- . Dans le sens longitudinal on prend des poutres: (20 x 60).
- . La différence de poids entre une poutre (50 x 20) et une poutre (60 x 20) est sans influence, puisque pour le calcul de  $w$ , la méthode de répartition de charges sur les pontes (CCBA 88) est très défavorable.

$R_p = \frac{20 \times 60^3}{12 \times 635} \approx 567 \text{ cm}^3$

$R_p > \frac{1}{5} R_{pt} = 487,2 \text{ cm}^3$

(Condition vérifiée).

. même marche de calcul que pour le portique transversal.

. Poteaux de rive: (60 x 30)  $\Rightarrow J_r = 54 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$   
Inertie du poteau de rive.

. Poteaux centraux: (70 x 30)  $\Rightarrow J_c = 85,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$   
Inertie du poteau central.

.  $J_1 = J_6 = J_r = 54 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

.  $J_2 = J_3 = J_4 = J_5 = J_c = 85,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \Rightarrow J_c = 1,588 \cdot J_r$

(74)

$$\text{On pose : } D = (0,8 \cdot J_1 + J_2 + J_3 + J_4 + J_5 + 0,8 \cdot J_6).$$

$$\Rightarrow D = (0,8 + 4 \times 1,588 + 0,8) \cdot J_r = 7,952 \cdot J_r$$

Après simplification, et pour les mêmes formules que le portique transversal:

$$\begin{aligned} \times \text{ Niveau Terrasse : } & \cdot F_1 = F_6 = \frac{f(L(r)) \cdot 0,8}{7,952} \\ & \cdot F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = \frac{f(L(r)) \cdot 1,588}{7,952} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \times \text{ Niveau Courant : } & \cdot F_1 = F_6 = \frac{\sum f(L(r)) \cdot 0,8}{7,952} \\ & \cdot F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = \frac{\sum f(L(r)) \cdot 1,588}{7,952} \end{aligned}$$

Résultats par niveau :

$$\begin{aligned} \cdot \text{ Niveau Terrasse : } & \cdot F_1 = F_6 = 0,416 t \\ & \cdot F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = 0,826 t \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{ Niveau 6}^\circ \text{ étage : } & \cdot F_1 = F_6 = 0,817 t \\ & \cdot F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = 1,622 t \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{ Niveau 5}^\circ \text{ étage : } & \cdot F_1 = F_6 = 1,16 t \\ & \cdot F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = 2,30 t \end{aligned}$$

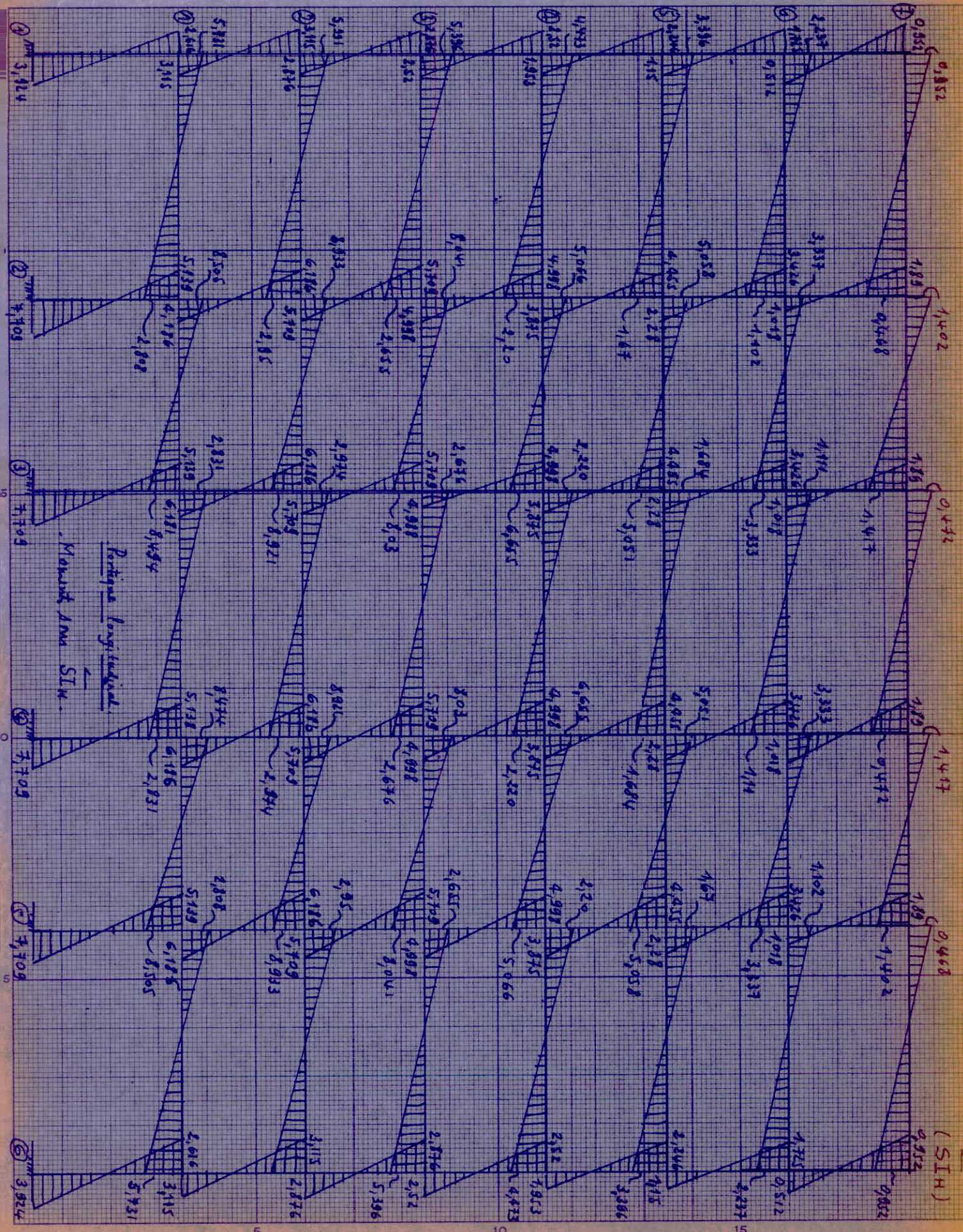
$$\begin{aligned} \cdot \text{ Niveau 4}^\circ \text{ étage : } & \cdot F_1 = F_6 = 1,431 t \\ & \cdot F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = 2,84 t \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{ Niveau 3}^\circ \text{ étage : } & \cdot F_1 = F_6 = 1,634 t \\ & \cdot F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = 3,244 t \end{aligned}$$

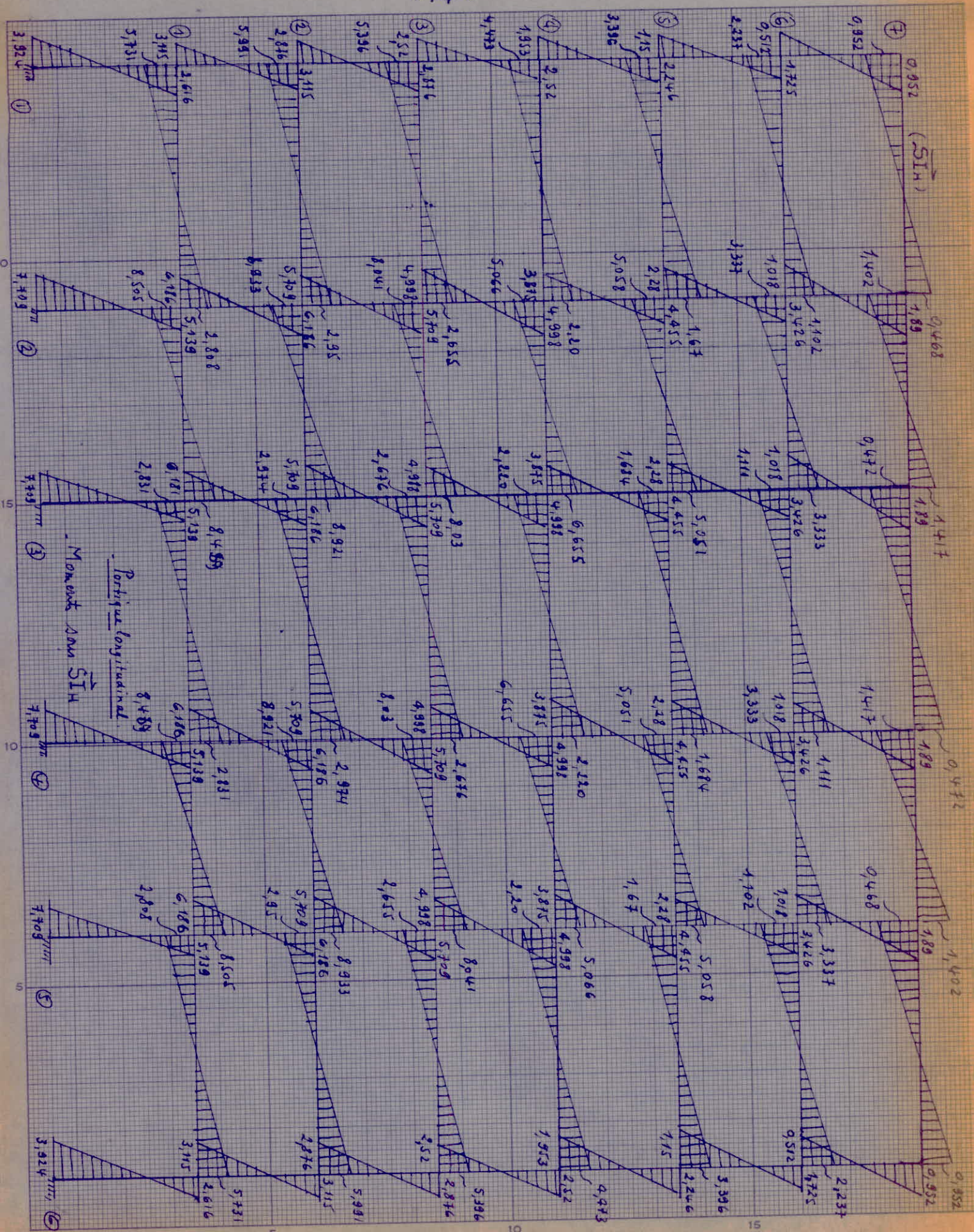
$$\begin{aligned} \cdot \text{ Niveau 2}^\circ \text{ étage : } & \cdot F_1 = F_6 = 1,77 t \\ & \cdot F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = 3,515 t \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{ Niveau 1}^\circ \text{ étage : } & \cdot F_1 = F_6 = 1,858 t \\ & \cdot F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = 3,65 t \end{aligned}$$

NB : tous les moments dus aux charges sismiques horizontales sont donnés sur les schémas de portiques, et ce, dans les deux sens. (S<sub>I</sub>H).



11-7



Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait avec la méthode de Laquot exposée en annexe A, du CCBA 68. Les portiques constituant l'ossature du bâtiment sont soumis à leur poids propre ; aux poids propres des planchers qu'ils supportent, et aux surcharges transmises par les planchers, ainsi qu'aux surcharges sismiques.

Pour le calcul relatif à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations totales fondées sur le second genre qui sont plus défavorables.

Les règles parasismiques 69 considèrent que dans le cas de bâtiments courants, les sollicitations d'origine sismique prennent naissance à partir des charges ci-après :

- charges permanentes.
- $\frac{1}{5}$  de surcharges d'exploitation.
- L'excédent sur  $35 \text{ dan/m}^2$  de la surcharge de neige normale.

Les sollicitations à prendre en compte pour chaque élément et la sollicitation la plus défavorable résultant de la combinaison :

- de la sollicitation normale due aux charges et surcharges.
- de la sollicitation d'origine sismique (Annexe B1, p. 569).
- de la sollicitation normale due aux surcharges alternées.

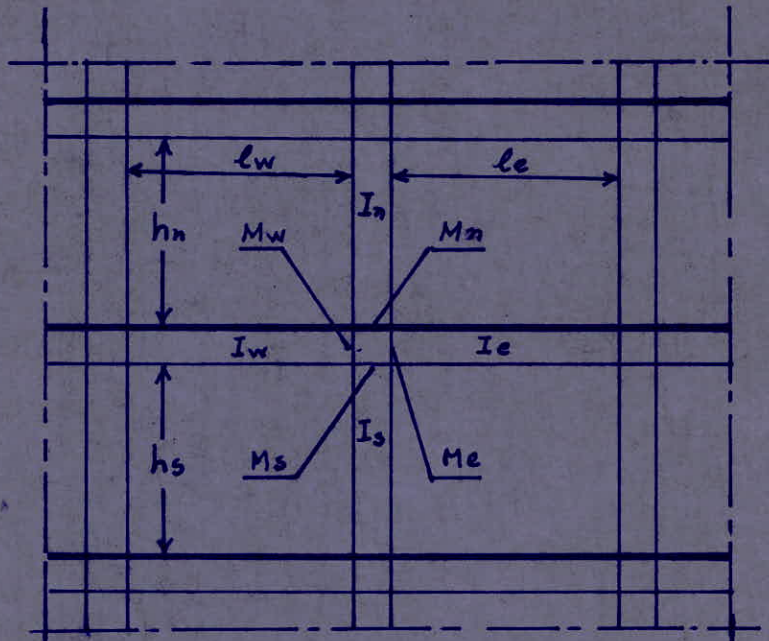
Avec la méthode de Laquot, on calcule les moments pour une charge  $q = 1 \text{ t/m}^2$  ; les résultats pour les différentes sollicitations sont donnés dans des Tableaux.

Sous les charges verticales, la méthode de Laquot est parfaitement applicable, pour le calcul de poutres continues solidaires (ou non) de poteaux qui les supportent.

On donne l'exposé de la méthode de Laquot ; on fera le calcul détaillé pour un portique (longitudinal) ; la même marche de calcul sera pour le portique transversal.



C.1.] Exposé de la méthode de Caquot.



On considère des hauteurs fictives des poteaux.

-  $h'_n = 0,9 \cdot h_n$  si le noeud considéré appartient à l'avant dernier plancher.  
 $h_n =$  hauteur libre.

-  $h'_n = 0,8 \cdot h_n$  pour les autres cas.

$h'_s = 0,8 \cdot h_s$ .

\* Traverses intermédiaires :

on prend :

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

.  $l'_w =$  longueur fictive de la travée à gauche de l'appui.

.  $l'_e =$  " " " à droite de l'appui.

.  $l_w =$  portée libre de la travée de gauche.

.  $l_e =$  " " " de droite.

Soient :

-  $q_w =$  charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche ( $q_e$  sur la travée de droite).

-  $P_w =$  une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance  $a_w$  du mur de l'appui ( $P_e, a_e$  pour la travée de

droite .  $M'_W = \frac{q_w \cdot l_w'^2}{2} + l'_w \cdot \sum k_w \cdot \Phi_w$

et  $M'_e = \frac{q_e \cdot l_e'^2}{2} + l'_e \cdot \sum k_e \cdot \Phi_e$

Les valeurs de  $k$  (soit  $k_w$  ou  $k_e$ ) sont données (pour les poutres à sections constantes), par l'échelle fonctionnelle en fonction du rapport  $\frac{a}{l'}$  (soit  $\frac{a_w}{l'_w}$  ou  $\frac{a_e}{l'_e}$ ).

$I_w, I_e, I_s$  et  $I_n$  désignant respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau inférieur et du poteau supérieur.

$$k_w = \frac{I_w}{l'_w} ; k_e = \frac{I_e}{l'_e} ; k_s = \frac{I_s}{h'_s} ; k_n = \frac{I_n}{h'_n}$$

et  $D = (k_w + k_e + k_s + k_n)$ .

Les moments dans les sections dangereuses (mus de appuis) sont en valeur absolue :

- Au mu de l'appui dans la travée de gauche :

$$M_w = M'_e \cdot \frac{k_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right)$$

- Au mu de l'appui dans la travée de droite :

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) + M'_w \cdot \frac{k_e}{D}$$

- Au mu inférieur des poutres dans le poteau inférieur :

$$M_s = \frac{k_s}{D} \cdot (M'_e - M'_w)$$

- Au mu supérieur du flancher dans le poteau supérieur :

$$M_n = \frac{k_n}{D} \cdot (M'_e - M'_w)$$

Pour les travées, les moments  $M_e$  et  $M_w$  sont négatifs. Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande valeur de  $M'_e$  ou  $M'_w$ , la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

\* travée de rive :

- Nœud de rive :

$$M_{e1} = M'_e \left(1 - \frac{k_{e1}}{D_1}\right)$$

$$M_{D1} = (M_{e1} - M_{W1}) \cdot \frac{K_{S1}}{D_1}$$

avec :  $M_{e1} = \frac{q_{e1} \cdot l_{e1}^2}{8,5} + l_{e1} \cdot \sum K_{e1} \cdot Q_{e1}$

Nœud voisin du nœud de rive :

La longueur  $l'_{e2}$  de la travée fictive de rive (gauche) est prise égale à  $\psi_1 \cdot l_{e2}$ .

$$\text{et } l'_{e2} = 0,8 \cdot l_{e2}$$

- ceci si la travée voisine de la travée de rive n'est pas elle-même travée de rive.

$\psi_1 =$  coefficient compris entre 0,8 et 1.

$$\psi_1 = 0,8 \quad \text{pour } (K_{S1} + K_{N1}) \geq 1,5 \cdot K_{e1}$$

$$\psi_1 = 1 - \frac{(K_{S1} + K_{N1})}{7,5 \cdot K_{e1}} \quad \text{pour } (K_{S1} + K_{N1}) < 1,5 \cdot K_{e1}$$

Si la travée voisine de la travée de rive, et elle-même travée de rive :

$$l'_{e2} = \psi_3 \cdot l_{e2}$$

avec :

$$\psi_3 = 0,8 \quad \text{si } (K_{S3} + K_{N3}) \geq 1,5 \cdot K_{W3}$$

$$\psi_3 = 1 - \frac{(K_{S3} + K_{N3})}{7,5 \cdot K_{W3}} \quad \text{si } (K_{S3} + K_{N3}) < 1,5 \cdot K_{W3}$$

Nous exposons ci-après le calcul détaillé du portique longitudinal pour une charge  $q = 1 \text{ t/ml}$ . Les résultats pour les différents sollicitations sont donnés dans un tableau.

Pour le portique transversal, nous aurons la même marche de calcul, les résultats des différents moments sont donnés dans un tableau.

### C.2] Détermination des moments dans les nœuds

du portique longitudinal :

$$q = 1 \text{ t/ml}$$

Après avoir trouvé les moments pour  $q = 1 \text{ t/ml}$  ; les moments dus aux sollicitations seront trouvés, en multipliant le résultat par la charge/ml, correspondantes à chaque type de sollicitation.

Sauf dans le cas des charges/ml dues aux surcharges, où l'on a des travées différemment chargées ; pour celle on utilise les formules citées avant pour chaque type de moment.

On a ni consoles, ni charges concentrées ; les formules citées avant

seront réduits, puisque :

$$(Q_w = Q_e = 0; M_{w1} = 0)$$

les formules deviendront :

$$M'_w = \frac{q_w \cdot l_w^2}{8,5}; \quad M'_e = \frac{q_e \cdot l_e^2}{8,5}$$

et pour la travée droite :

$$M_{o1} = M'_{e1} \cdot \frac{K_{s1}}{D_1}$$

$$M_{s1} = M'_{e1} \cdot \frac{K_{n1}}{D_1}$$

et les autres formules qui restent inchangées.

\* Niveau Terrasse :

. Round 1 :

$$I_{e1} = \frac{20 \times 60^3}{12} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s1} = \frac{30 \times 60^3}{12} = 54 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{e1} = 0,8 \cdot l_{e1} = (635 \times 0,8) = 508$$

$$l'_{s1} = 0,8 \cdot l_{s1} = (810 \times 0,8) = 648$$

$$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}} = 708,7 \text{ cm}^3$$

$$K_{s1} = \frac{I_{s1}}{l'_{s1}} = 2311,65 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow M'_{e1} = q_{e1} \cdot \frac{l_{e1}^2}{8,5} = 1 \cdot \frac{(508)^2}{8,5} = 3,036 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow D_1 = 3020,32 \text{ cm}^3$$

$$M_{e1} = 3,036 \left( 1 - \frac{708,7}{3020,32} \right) = 2,324 \text{ t.m}$$

$$M_{s1} = 3,036 \cdot \frac{2311,65}{3020,32} = 2,324 \text{ t.m}$$

Round 1 :

$M_{e1} = 2,324 \text{ t.m}$
$M_{s1} = 2,324 \text{ t.m}$

. Round 2 :

$$\cdot I_{e2} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\cdot l'_{e2} = 0,8 l_{e2} = 0,8 \cdot 210 = 168 \text{ cm}$$

$$\cdot I_{w2} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\cdot l'_{w2} = \psi_1 \cdot l_{w2} = 0,8 \times 635 = 508 \text{ cm}$$

$$\cdot I_{s2} = 85,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$(\psi_1 = 0,8 \text{ car } K_{s1} = 2311,6 > 1,5 \times K_{e1} = 9063 \text{ cm}^3)$$

$$\cdot K_{w2} = \frac{36 \cdot 10^4}{508} = 708,7 \text{ cm}^3$$

$$\cdot K_{e2} = \frac{36 \cdot 10^4}{168} = 2142,8 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow D_2 = 6522,3 \text{ cm}^3$$

$$\cdot K_{s2} = \frac{85,75 \cdot 10^4}{233,6} = 3670,8 \text{ cm}^3$$

$$\cdot M'_{w2} = q_{w2} \times \frac{l'_{w2}}{8,5} = 1 \times \frac{(5,08)^2}{8,5} = 3,036 \text{ t.m}$$

$$\cdot M'_{e2} = q_{e2} \times \frac{l'_{e2}}{8,5} = 1 \times \frac{(1,68)^2}{8,5} = 0,332 \text{ t.m}$$

$$\cdot M_{w2} = M'_{e2} \times \frac{K_{w2}}{D_2} + M'_{w2} \left(1 - \frac{K_{w2}}{D_2}\right) = 0,332 \frac{708,7}{6522,3} + 3,036 \left(1 - \frac{708,7}{6522,3}\right) = 2,742 \text{ t.m}$$

$$\cdot M_{e2} = M'_{e2} \times \left(1 - \frac{K_{e2}}{D_2}\right) + M'_{w2} \left(\frac{K_{e2}}{D_2}\right) = 0,332 \left(1 - \frac{2142,8}{6522,3}\right) + 3,036 \frac{2142,8}{6522,3} = 1,22 \text{ t.m}$$

$$\cdot M_{s2} = (M'_{e2} - M'_{w2}) \cdot \frac{K_{s2}}{D_2} = (3,036 - 0,332) \frac{3670,8}{6522,3} = 1,522 \text{ t.m}$$

$\Rightarrow$  Noud 2 :

$M_{w2} = 2,742 \text{ t.m}$ $M_{e2} = 1,22 \text{ t.m}$ $M_{s2} = 1,522 \text{ t.m}$
---

Noud 3 :

$$\cdot I_{e3} = I_{w3} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\cdot l'_{e3} = 504 \text{ cm}$$

$$\cdot I_{s3} = 85,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\cdot l'_{w3} = 168 \text{ cm}$$

$$\cdot h'_{s3} = 233,6 \text{ cm}$$

$$\cdot K_{w3} = 2142,8 \text{ cm}^3$$

$$\cdot K_{e3} = 714,3 \text{ cm}^3 ; K_{s3} = 3670,8 \text{ cm}^3 \Rightarrow D_3 = 6527,95 \text{ cm}^3$$

$$\cdot M'_{W3} = q_{W3} \times \frac{l'_{W3}}{8,5} = 1 \times \frac{(1,68)^2}{8,5} = 0,332 \text{ t.m.}$$

$$\cdot M'_{e3} = q_{e3} \times \frac{l'_{e3}}{8,5} = 1 \times \frac{(5,04)^2}{8,5} = 2,99 \text{ t.m.}$$

$$\cdot M_{W3} = 2,99 \cdot \left( \frac{2142,8}{6527,95} \right) + 0,332 \cdot \left( 1 - \frac{2142,8}{6527,95} \right) = 1,2045 \text{ t.m.}$$

$$\cdot M_{e3} = 2,99 \cdot \left( 1 - \frac{714,3}{6527,95} \right) + 0,332 \cdot \frac{714,3}{6527,95} = 2,699 \text{ t.m.}$$

$$\cdot M_{S3} = (M'_{e3} - M'_{W3}) \cdot \frac{K_{S3}}{D_3} = (2,699 - 0,332) \cdot \frac{3670,8}{6527,95} = 1,495 \text{ t.m.}$$

⇒ Noud 3:

$$\begin{aligned} M_{W3} &= 1,2045 \text{ t.m.} \\ M_{e3} &= 2,699 \text{ t.m.} \\ M_{S3} &= 1,495 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

Noud 4:

$$\cdot I_{e4} = I_{W4} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\cdot l'_{e4} = 168 \text{ cm}$$

$$\cdot I_{S4} = 85,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\cdot l'_{W4} = 504 \text{ cm}$$

$$\cdot l'_{S4} = 233,6 \text{ cm}$$

$$\cdot K_{W4} = 714,3 \text{ cm}^3$$

$$\cdot K_{e4} = 2142,8 \text{ cm}^3 \Rightarrow D_4 = 6527,95 \text{ cm}^3$$

$$\cdot K_{S4} = 3670,8 \text{ cm}^3$$

$$\cdot M'_{W4} = \frac{l'_{W4}}{8,5} = \frac{(5,04)^2}{8,5} = 2,99 \text{ t.m.}$$

$$\cdot M'_{e4} = \frac{l'_{e4}}{8,5} = \frac{(1,68)^2}{8,5} = 0,332 \text{ t.m.}$$

$$\cdot M_{W4} = 0,332 \cdot \frac{714,3}{6527,95} + 2,99 \cdot \left( 1 - \frac{714,3}{6527,95} \right) = 2,699 \text{ t.m.}$$

$$\cdot M_{e4} = 0,332 \cdot \left( 1 - \frac{2142,8}{6527,95} \right) + 2,99 \cdot \frac{2142,8}{6527,95} = 1,2045 \text{ t.m.}$$

$$\cdot M_{S4} = (2,99 - 0,332) \cdot \frac{3670,8}{6527,95} = 1,495 \text{ t.m.}$$

⇒ Noud 4:

$$\begin{aligned} M_{W4} &= 2,699 \text{ t.m.} \\ M_{e4} &= 1,2045 \text{ t.m.} \\ M_{S4} &= 1,495 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

Notend 5:

$I_{e5} = I_{w5} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$I_{s5} = 85,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$l'_{e5} = 0,8 \cdot l_{e5} = 508 \text{ cm} \quad (\psi = 0,8)$

$l'_{w5} = 0,8 \cdot l_{w5} = 168 \text{ cm}$

$h'_{s5} = 233,6 \text{ cm}$

$K_{e5} = \frac{36 \cdot 10^4}{508} = 708,7 \text{ cm}^3$

$K_{w5} = \frac{36 \cdot 10^4}{168} = 2142,8 \text{ cm}^3 \Rightarrow J_5 = 6522,3 \text{ cm}^3$

$K_{s5} = \frac{85,75 \cdot 10^4}{233,6} = 3670,8 \text{ cm}^3$

$M'_{w5} = \frac{l'_{w5}}{8,5} = \frac{(1,68)^2}{8,5} = 0,332 \text{ t.m.}$

$M'_{e5} = \frac{l'_{e5}}{8,5} = \frac{(5,08)^2}{8,5} = 3,036 \text{ t.m.}$

$M_{w5} = 3,036 \cdot \frac{2142,8}{6522,3} + 0,332 \left(1 - \frac{2142,8}{6522,3}\right) = 1,22 \text{ t.m.}$

$M_{e5} = 3,036 \cdot \left(1 - \frac{708,7}{6522,3}\right) + 0,332 \cdot \frac{708,7}{6522,3} = 2,742 \text{ t.m.}$

$M_{s5} = (3,036 - 0,332) \frac{3670,8}{6522,3} = 1,522 \text{ t.m.}$

Notend 5:

$M_{w5} = 1,22 \text{ t.m.}$

$M_{s5} = 1,522 \text{ t.m.}$

$M_{e5} = 2,742 \text{ t.m.}$

Notend 6:

$I_{w6} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$I_{s6} = 54 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$l'_{w6} = 0,8 \cdot l_{w6} = 508 \text{ cm}$

$h'_{s6} = 233,6 \text{ cm}$

$K_{w6} = 708,7 \text{ cm}^3$

$K_{s6} = 2311,65 \text{ cm}^3$

$\Rightarrow D_6 = 3020,35 \text{ cm}^3$

$M'_{w6} = \frac{l'_{w6}}{8,5} = \frac{(5,08)^2}{8,5} = 3,036 \text{ t.m.}$

$M_{w6} = 3,036 \cdot \left(1 - \frac{708,7}{3020,35}\right) = 2,324 \text{ t.m.}$

•  $M_{S6} = 3,036 \cdot \frac{2311,65}{3020,32} = 2,324 \text{ t.m.}$

• Niveau 6 :

$M_{W6} = 2,324 \text{ t.m.}$   
 $M_{S6} = 2,324 \text{ t.m.}$

\* Niveau 6 : (avant dernier plancher).

• Niveau 1 :

•  $I_{e1} = I_{W1} = 34 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

•  $I_{S1} = I_{N1} = 54 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

•  $l'_{e1} = 0,8 \cdot l_{e1} = 508 \text{ cm}$

•  $K_{e1} = 708,7 \text{ cm}^3$

•  $h'_{S1} = 233,6 \text{ cm}$

•  $K_{S1} = 2311,65 \text{ cm}^3 \Rightarrow D1 = 5075,15 \text{ cm}^3$

•  $h'_{N1} = 262,8 \text{ cm}$

•  $K_{N1} = 2054,8$

•  $M'_{e1} = \frac{l'_{e1}{}^2}{8,5} = 3,036 \text{ t.m.}$

•  $M_{S1} = 3,036 \cdot \frac{2311,65}{5075,15} = 1,383 \text{ t.m.}$

•  $M_{N1} = 3,036 \cdot \frac{2054,8}{5075,15} = 1,23 \text{ t.m.}$

•  $M_{e1} = 3,036 \left( 1 - \frac{708,7}{5075,15} \right) = 2,612 \text{ t.m.}$

Niveau 1 :

$M_{e1} = 2,612 \text{ t.m.}$   
 $M_{S1} = 1,383 \text{ t.m.}$   
 $M_{N1} = 1,23 \text{ t.m.}$

• Niveau 2 : ( $\psi_1 = 0,8$ ).

•  $I_{e2} = I_{W2} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

•  $K_{e2} = 2142,8 \text{ cm}^3$

•  $I_{S2} = I_{N2} = 85,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

•  $K_{W2} = 708,7 \text{ cm}^3$

$\Rightarrow D = 9785,3 \text{ cm}^3$

•  $h'_{S2} = 233,6 \text{ cm}$

•  $l'_{W2} = 508 \text{ cm}$

•  $K_{S2} = 3670,8 \text{ cm}^3$

•  $h'_{N2} = 262,8 \text{ cm}$

•  $l'_{e2} = 168 \text{ cm}$

•  $K_{N2} = 3263 \text{ cm}^3$



$$M'_{w2} = \frac{l'_w{}^2}{(8,5)^2} = 3,036 \text{ t.m.}$$

$$M'_{e2} = \frac{l'_{e2}}{(8,5)^2} = 0,332 \text{ t.m.}$$

$$M_{w2} = 0,332 \cdot \frac{708,7}{9785,3} + 3,036 \left(1 - \frac{708,7}{9785,3}\right) = 2,84 \text{ t.m.}$$

$$M_{e2} = 0,332 \left(1 - \frac{2142,8}{9785,3}\right) + 3,036 \frac{2142,8}{9785,3} = 0,924 \text{ t.m.}$$

$$M_{s2} = (3,036 - 0,332) \cdot \frac{3670,8}{9785,3} = 1,014 \text{ t.m.}$$

$$M_{h2} = (3,036 - 0,332) \cdot \frac{3263}{9785,3} = 0,902 \text{ t.m.}$$

nod 2:

$M_{w2} = 2,84 \text{ t.m.}$
$M_{e2} = 0,924 \text{ t.m.}$
$M_{s2} = 1,014 \text{ t.m.}$
$M_{h2} = 0,902 \text{ t.m.}$

nod 3:

$$I_{e3} = I_{w3} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4.$$

$$l'_{w3} = 168 \text{ cm}; \quad h'_n = 0,9 \cdot 292 = 262,8 \text{ cm}$$

$$I_{s3} = I_{h3} = 85,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4.$$

$$l'_{e3} = 504 \text{ cm}; \quad h'_s = 233,6 \text{ cm.}$$

$$K_{w3} = 2142,8 \text{ cm}^3$$

$$K_{e3} = 714,3 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow D_3 = 9791 \text{ cm}^3$$

$$K_{s3} = 3670,8 \text{ cm}^3$$

$$K_{h3} = 3263 \text{ cm}^3$$

$$M'_{w3} = \frac{l'_{w3}{}^2}{8,5^2} = 0,332 \text{ t.m.}$$

$$M'_{e3} = \frac{8,5 \cdot l'_{e3}}{8,5} = 2,99 \text{ t.m.}$$

$$M_{w3} = 2,99 \cdot \frac{2142,8}{9791} + 0,332 \cdot \left(1 - \frac{2142,8}{9791}\right) = 2,796 \text{ t.m.}$$

•  $M_{e3} = 2,99 \left(1 - \frac{714,3}{9791}\right) + 0,332 \left(\frac{714,3}{9791}\right) = 0,914 \text{ t.m.}$

•  $M_{s3} = 0,997 \text{ t.m.}$

•  $M_{n3} = 0,886 \text{ t.m.}$

Node 3:

$M_{w3} = 2,796 \text{ t.m.}$
$M_{e3} = 0,914 \text{ t.m.}$
$M_{s3} = 0,997 \text{ t.m.}$
$M_{n3} = 0,886 \text{ t.m.}$

Node 4:

•  $I_{e4} = I_{w4} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$  .  $e'_{w4} = 504 \text{ cm}$  ;  $h'_{n4} = 262,8 \text{ cm}$  .

•  $I_{s4} = I_{n4} = 85,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$  .  $e'_{e4} = 168 \text{ cm}$  ;  $h'_{s4} = 233,6 \text{ cm}$  .

•  $K_{w4} = 714,3 \text{ cm}^3$  .

•  $K_{e4} = 2142,8 \text{ cm}^3$  .

•  $K_{n4} = 3263 \text{ cm}^3$  .

•  $K_{s4} = 3670,8 \text{ cm}^3$  .

•  $M'_{w4} = 2,99 \text{ t.m.}$  .

•  $M'_{e4} = 0,332 \text{ t.m.}$  .

•  $M_{w4} = 2,796 \text{ t.m.}$  .

•  $M_{e4} = 0,914 \text{ t.m.}$  .

•  $M_{n4} = 0,886 \text{ t.m.}$  .

•  $M_{s4} = 0,997 \text{ t.m.}$  .

$\Rightarrow D_4 = 9791 \text{ cm}^3$

Node 4:

$M_{w4} = 2,796 \text{ t.m.}$
$M_{e4} = 0,914 \text{ t.m.}$
$M_{n4} = 0,886 \text{ t.m.}$
$M_{s4} = 0,997 \text{ t.m.}$

Node 5:

•  $I_{e5} = I_{w5} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$  .

- $I_{SS} = I_{NS} = 85,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$
  - $l'_{es} = 508 \text{ cm}$  ( $\nu = 0,8$ ) •  $K_{es} = 708,7 \text{ cm}^3$
  - $l'_{ws} = 168 \text{ cm}$  •  $K_{ws} = 1442,8 \text{ cm}^3$
  - $h'_{ns} = 262,8 \text{ cm}$  •  $K_{ns} = 3263 \text{ cm}^3$
  - $h'_{ss} = 233,6 \text{ cm}$  •  $K_{ss} = 3670,8 \text{ cm}^3$
- $\Rightarrow D_5 = 2785,3 \text{ cm}^3$

Hand 5 :

$$M'_{ws} = 0,332 \text{ t.m.}$$

$$M'_{es} = 3,036 \text{ t.m.}$$

$$M_{ss} = 1,014 \text{ t.m.}$$

$$M_{ns} = 0,902 \text{ t.m.}$$

$$M_{es} = 2,84 \text{ t.m.}$$

$$M_{ws} = 0,96 \text{ t.m.}$$

Hand 6 :

- $I_{WG} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$
  - $h'_{ng} = 262,8 \text{ cm}$  •  $K_{ng} = 2054,8 \text{ cm}^3$
  - $h'_{sg} = 233,6 \text{ cm}$  •  $K_{sg} = 221,65 \text{ cm}^3$
  - $l'_{wg} = 508 \text{ cm}$  •  $K_{wg} = 708,7 \text{ cm}^3$
- $\Rightarrow D_6 = 5073,15 \text{ cm}^3$

$$M'_{wg} = \frac{l'_{wg}^2}{8,5} = 3,036 \text{ t.m.}$$

Hand 6 :

$$M_{wg} = 2,012 \text{ t.m.}$$

$$M_{ng} = 1,21 \text{ t.m.}$$

$$M_{sg} = 1,383 \text{ t.m.}$$

\* Hand 5 :

Hand 1 :

$$I_{e1} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{n1} = I_{s1} = 54 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$



$h'_{h3} = l'_{s3} = 233,6 \text{ cm}$

$K_{m3} = K_{s3} = 3670,8 \text{ cm}^3$

$D_3 = 10193 \text{ cm}^3$

$M'_{w3} = 0,332 \text{ t.m}$

$M'_{e3} = 2,99 \text{ t.m}$

load 3:

$M_{w3} = 0,82 \text{ t.m}$

$M_{e3} = 2,8952 \text{ t.m}$

$M_{s3} = 0,95 \text{ t.m}$

$M_{h3} = 0,957 \text{ t.m}$

load 4:

$I_{e4} = I_{w4} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$I_{s4} = I_{h4} = 85,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$l'_{e4} = 168 \text{ cm}$

$K_{w4} = 714,3 \text{ cm}^3$

$l'_{w4} = 504 \text{ cm}$

$K_{e4} = 2142,8 \text{ cm}^3 \Rightarrow D_4 = 10198,7 \text{ cm}^3$

$h'_{h4} = h'_{s4} = 233,6 \text{ cm}$

$K_{h4} = K_{s4} = 3670,8 \text{ cm}^3$

$M'_{w4} = 2,99 \text{ t.m}$

$M'_{e4} = 0,332 \text{ t.m}$

load 4:

$M_{w4} = 2,804 \text{ t.m}$

$M_{e4} = 0,89 \text{ t.m}$

$M_{s4} = 0,857 \text{ t.m}$

$M_{h4} = 0,857 \text{ t.m}$

load 5:

$I_{e5} = I_{w5} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$I_{s5} = I_{h5} = 85,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$l'_{e5} = 504 \text{ cm} \cdot (\nu = 0,3)$

$K_{e5} = 708,7 \text{ cm}^3$

$l'_{w5} = 168 \text{ cm}$

$K_{w5} = 2142,8 \text{ cm}^3$

$D_5 = 10193 \text{ cm}^3$

$h'_{h5} = h'_{s5} = 233,6 \text{ cm}$

$K_{h5} = K_{s5} = 3670,8 \text{ cm}^3$

.  $M'_{w5} = 0,332 \text{ t.m.}$

.  $M'_{e5} = 3,036 \text{ t.m.}$

. Niveau 5 :

$M_{w5} = 0,9 \text{ t.m.}$
$M_{e5} = 2,898 \text{ t.m.}$
$M_{n5} = 0,974 \text{ t.m.}$
$M_{s5} = 0,974 \text{ t.m.}$

. Niveau 6 :

.  $I_{w6} = 36.10^4 \text{ cm}^4.$

.  $I_{s6} = I_{n6} = 54.10^4 \text{ cm}^4$

.  $l'_{w6} = 508 \text{ cm}$

.  $K_{w6} = 708,7 \text{ cm}^3$

.  $h'_{n6} = h'_{s6} = 233,6 \text{ cm.}$

.  $K_{s6} = K_{n6} = 2311,6 \text{ cm}^3$

$\Rightarrow D = 5332 \text{ cm}^3$

.  $M'_{w6} = 3,036 \text{ t.m.}$

Niveau 6 :

$M_{w6} = 2,632 \text{ t.m.}$
$M_{s6} = 1,316 \text{ t.m.}$
$M_{n6} = 1,316 \text{ t.m.}$

- Nous avons les mêmes résultats (pour  $q = 1 \text{ t/ml}$ ) que le niveau 5 pour les niveaux 4, 3, 2, 1.

- Pour le portique transversal, même marche, les résultats sont donnés dans un tableau.

- Nous dressons deux tableaux concernant les charges sismiques verticales par mètre linéaire pour les deux portiques à étudier.

- Les charges/ml de autres sollicitations, sont données dans les tableaux de moments.

C.3] Calcul des charges sismiques verticales /ml.

\* portique transversal :

$F_v(r) = W \cdot \sigma_v(r)$  ; elle s'applique au c.d.g. du flancher;  
 elle s'exerce sur une surface de  $(14,4 \times 26,6) = 383,04 \text{ m}^2$ ,  
 donc, pour  $1 \text{ m}^2$  homogène :

$\frac{F_v(r)}{383,04} \text{ t/m}^2$  (charge uniformément répartie sur le flancher).  
 $\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \sigma_H$  ;  $\sigma_H = \max(\sigma_L; \sigma_t) = \sigma_L$  ;  $\alpha = 0,5$ .

r	$\sigma_H$	$\sigma_v$	W (t)	Fv (t)	Fv (t/m <sup>2</sup> )	Qv (t/ml)
7	0,0662	0,0936	354	33,134	0,07634	0,374
6	0,0568	0,0803	359	28,827	0,07365	0,361
5	0,0473	0,0669	405	27,094	0,06281	0,308
4	0,0378	0,0534	405	21,624	0,04992	0,245
3	0,0285	0,0403	404	16,281	0,03723	0,182
2	0,0189	0,0267	406	10,840	0,02501	0,123
1	0,0095	0,0134	405	5,427	0,01248	0,0612

\* portique longitudinal :

r	$\sigma_H$	$\sigma_v$	W (t)	Fv (t)	Fv (t/m <sup>2</sup> )	Qv (t/ml)
7	0,0662	0,0936	354	33,134	0,07634	0,275
6	0,0568	0,0803	359	28,827	0,07365	0,265
5	0,0473	0,0669	405	27,094	0,06281	0,226
4	0,0378	0,0534	405	21,627	0,04992	0,180
3	0,0285	0,0403	404	16,281	0,03723	0,134
2	0,0189	0,0267	406	10,840	0,02501	0,090
1	0,0095	0,0134	405	5,427	0,01248	0,045

PORTIQUE LONGITUDINAL

Tableau II

/ SOUS LES FORCES VERTICALES PAR LA METHODE CAQUOT /

Table with columns for levels (NIVEAU) and various structural parameters (l1, l2, h1, h2, etc.) and load values (Mw, Me, Ms, Mn, etc.).

MEMES RESULTATS QUE LE NIVEAU 5

MEMES RESULTATS QUE LE NIVEAU 5

MEMES RESULTATS QUE LE NIVEAU 5

MEMES RESULTATS QUE LE NIVEAU 5

q = 12 / ml

Summary of calculations and constants including q = 2.25 t/m, G = 3.22 t/m, and other structural parameters.



SOUS LES FORCES VERTICALES PAR LA METHODE CAQUOT

Main data table with columns for levels (NIVEAUX), nodes (NOEUDS), dimensions (l1, l2, l3, l4), section properties (Ic, Ie, Ia, Is), and various mechanical parameters (Kc, Ke, Ka, Kb, D, etc.) across 5 levels.

Mêmes résultats que niveau 5

Mêmes résultats que niveau 5

Mêmes résultats que niveau 5

Mêmes résultats que niveau 5

q = 1 t/m

G: (t/m) (charges permanentes)

q1 = 2,32 t/m

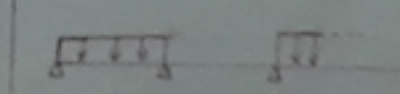
q2 = 2,68 t/m

SI: (t/m) (charges d'usage)

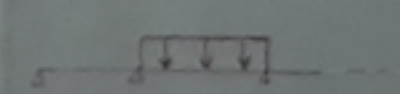
Small table listing values for SI and P: (charges d'usage) across different load cases.

P: (charges d'usage)

charges d'usage (t/m)



charges d'usage (t/m)



D]

évaluation des efforts (M, N, T).  
Pour les portiques. (sous les différentes sollicitations).

• D2] Portique transversal :

D1.1) Poutres :

ayant déterminé les moments aux nœuds sous les charges verticales par la méthode de Caquot et sous les charges horizontales par la méthode de Bowman; nous nous proposons dans ce qui suit d'établir les combinaisons les plus défavorables pour le calcul des poutres et des poteaux; pour ce faire on établira les diagrammes pour les différentes sollicitations puis on fera leur somme de la manière la plus défavorable et ce par section c'est que qu'on appelle diagrammes enveloppes; nous noterons au passage que les moments maximum ne donnent pas forcément le plus de ferrailage car pour les combinaisons du 1<sup>er</sup> genre  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  et pour les combinaisons du 2<sup>es</sup> genre  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

vu que dans les tableaux donnant les moments aux nœuds nous avons travaillé avec 3 cas de répartition des surcharges

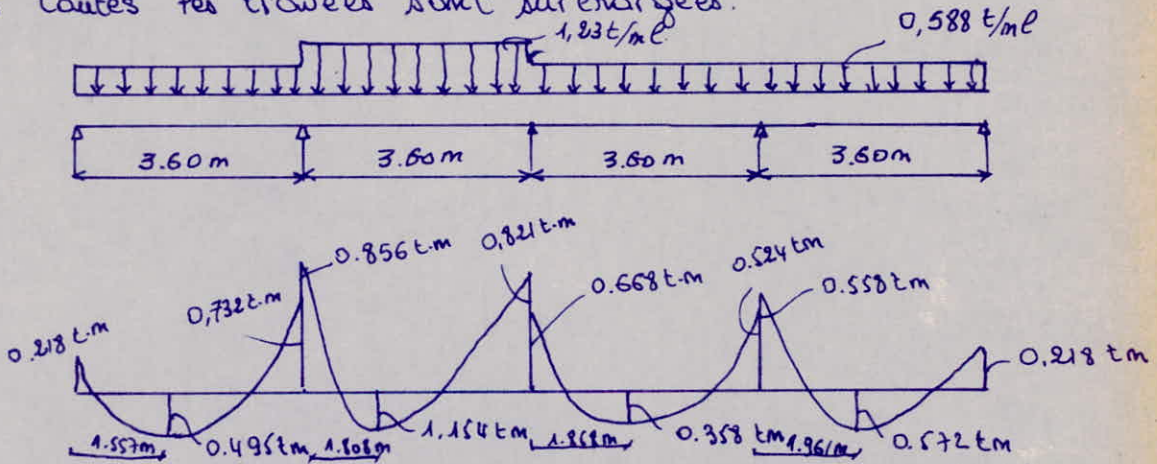
- 1) surcharges sur toutes les travées
- 2) surcharges alternées : chargée; non chargée etc...
- 3) surcharges alternées non chargées, chargées etc...

Nous établirons un diagramme enveloppe pour les surcharges qui nous donnera le maximum des moments sur appuis et en travée

Nous détaillerons dans ce qui suit le calcul pour le portique transversal:

au niveau de la terrasse.

a) toutes les travées sont surchargées.



Les valeurs des moments sur appuis sont tirés des tableaux établis auparavant; si partant de  $P_a$  on peut trouver pour quel  $x$  on a le moment maximum à l'aide des relations démontrées lors du calcul des poutres;

$$x = \frac{P}{2} - \frac{1}{2P} (\pi_b - \pi_a) \quad \text{avec } \pi_b > 0 \text{ et } \pi_a > 0$$

$$M(x) = \frac{qP}{2} x - \frac{qx^2}{2} + \frac{\pi_b x + \pi_a (P-x)}{P} \quad \text{avec } \pi_a < 0 \text{ et } \pi_b < 0$$

$$T(x) = \frac{qP}{2} - qx + \frac{\pi_b}{P} - \frac{\pi_a}{P} \quad \text{avec } \pi_a < 0 \text{ et } \pi_b < 0$$

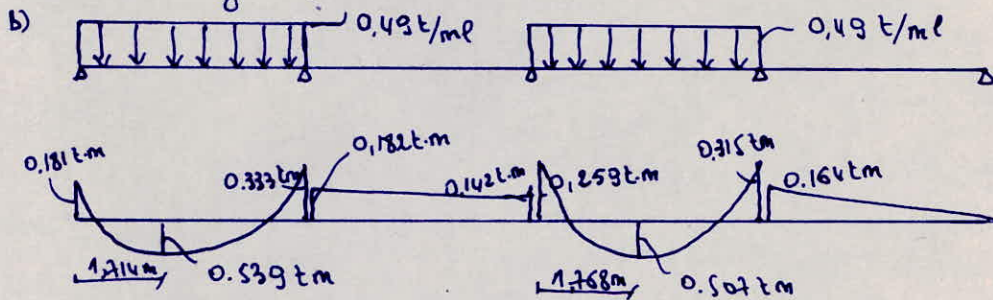
Nous appelons dans ce qui suit

$M_a$  : Moment sur appui de gauche de la travée  
 $M_b$  : Moment sur appui de droite de la travée

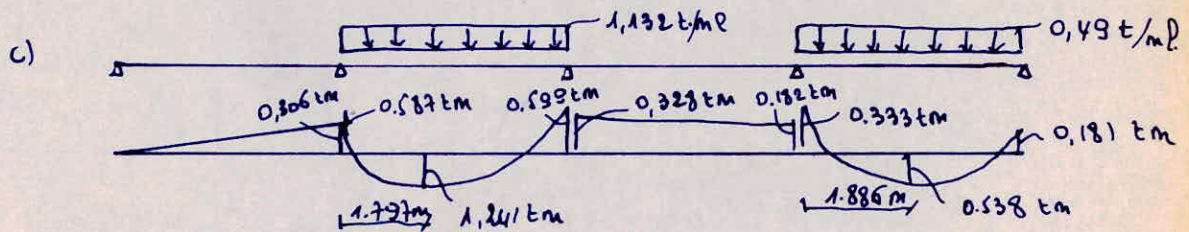
Nous résumons sur le tableau ci-dessous les valeurs de  $x$  pour lesquelles on a le maximum en travée ; les moments maximum en travée et les efforts tranchants au droit des appuis.

travées	$M_a < 0$ (t.m)	$M_b < 0$ (t.m)	$M_0$ (t.m)	$x$ (m)	$M_{max}$ (t.m)	T (t)	
						$x=0$	$x=l$
1	0,218	0,732	0,953	1,557	+0,495	+0,916	-2,259
2	0,856	0,821	1,993	1,808	+1,154	+2,224	-2,204
3	0,668	0,524	0,953	1,868	+0,358	+1,098	-1,013
4	0,558	0,218	0,953	1,961	+0,572	+1,153	-0,955

Nous établissons de la même manière un tableau pour le cas de surcharge suivant.

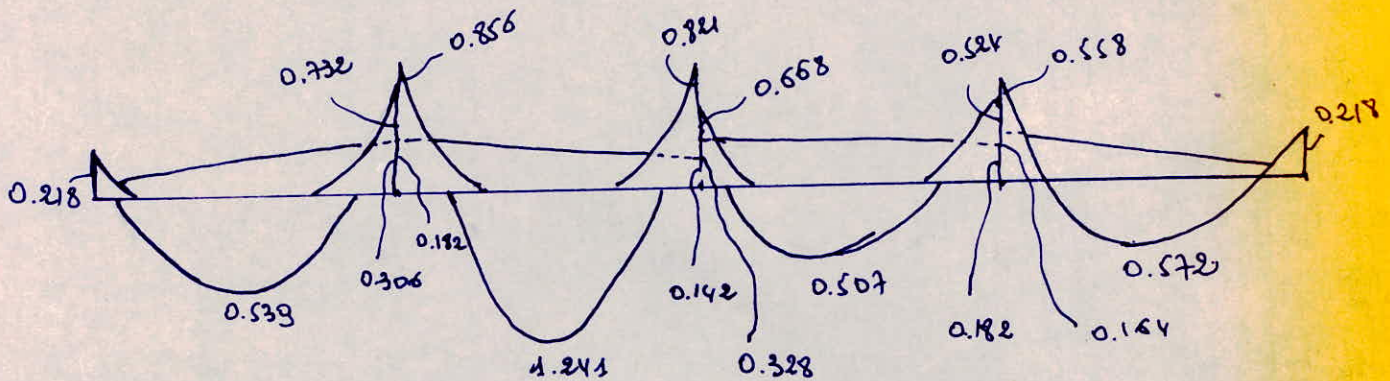


travées	$M_a < 0$ (t.m)	$M_b < 0$ (t.m)	$M_0$ (t.m)	$x$ (m)	$M_{max}$ (t.m)	T (t)	
						$x=0$	$x=l$
1	0,181	0,333	0,794	1,714	0,539	+0,839	-0,924
2	0,182	0,142	0	/	/	+0,011	+0,011
3	0,259	0,315	0,794	1,768	0,507	+0,866	-0,938
4	0,164	0	0	/	/	+0,045	+0,045



travées	$M_a < 0$ (tm)	$M_b < 0$ (tm)	$M_0$ (tm)	$x$ (m)	$M_{max}$ tm	T (t)	
						$x=0$	$x=l$
1	0	0,306	0	/	/	-0,078	-0,078
2	0,587	0,599	1,834	1,797	1,241	+2,034	-2,041
3	0,328	0,182	0	/	/	+0,041	+0,041
4	0,333	0,181	0,794	1,886	0,538	+0,924	-0,839

à partir de ces 3 tableaux ; on établit le diagramme enveloppe pour les surcharges qui nous donne le maximum en travée et au appuis



dans le ferrailage on vérifie pour toutes les sections les quantités d'aciers nécessaires pour  $M > 0$  et  $M < 0$

Peu la complexité des calculs on adoptera pour la suite des coupes comme valeur de  $x$   $x = \frac{l}{2}$  car on a vu que dans les coupes le moment maximum se trouve soit à droite soit à gauche de  $\frac{l}{2}$

pour  $x = \frac{l}{2}$

$$M_{max} = \frac{ql}{2} \times \frac{l}{2} - \frac{q}{2} \times \frac{l^2}{4} + \frac{M_b \frac{l}{2} + M_a \frac{l}{2}}{l}$$

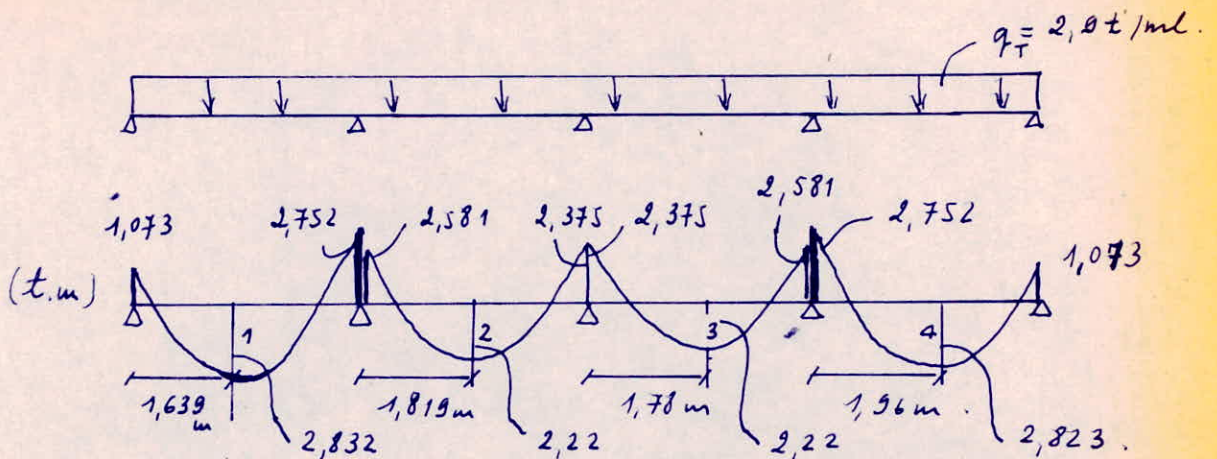
$$= \frac{ql^2}{8} + \frac{l}{2} (M_b + M_a) \quad \text{avec } M_b < 0 \text{ et } M_a < 0$$

$M_{max} = M_0 + \frac{1}{2} (M_b + M_a) \quad \text{avec } M_b < 0 \text{ et } M_a < 0$

ou  $M_{max} = M_0 - \frac{1}{2} (M_b + M_a) \quad \text{avec } M_b > 0 \text{ et } M_a > 0$

$M$ pour	$x = 0$	$M = \frac{ql}{2} - \frac{1}{2} (M_b - M_a)$	avec $M_b > 0$ et $M_a > 0$
	$x = l$	$M = -\frac{ql}{2} - \frac{1}{2} (M_b - M_a)$	avec $M_b > 0$ et $M_a > 0$

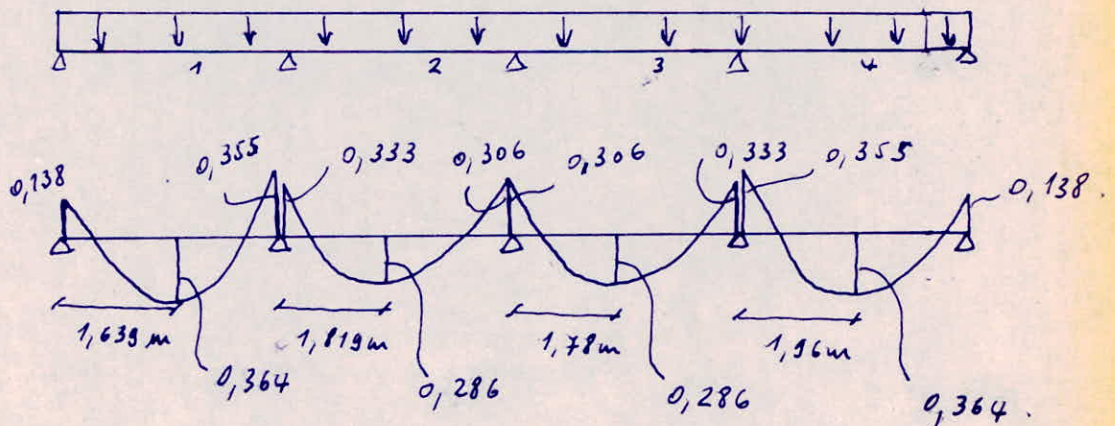
\* Sous les charges permanentes: (G)



$l = 3,60 \text{ m}$

travées	$M_{a < 0}$ t.m	$M_{b < 0}$ t.m	$M_0$ t.m	x m	$M_{max.}$ t.m	$T(x)$	
						$x=0$	$x=l$
1	1,073	2,752	4,698	1,639	2,832	4,753	-5,686
2	2,581	2,375	4,698	1,819	2,22	5,277	-5,162
3	2,375	2,581	4,698	1,780	2,22	5,162	-5,277
4	2,752	1,073	4,698	1,96	2,823	5,686	-4,753

\* Sous les charges vivantes (SIV)

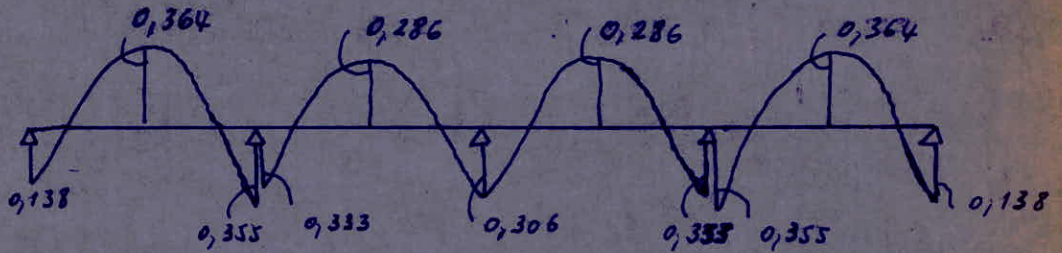


traves	Ma < 0 t.m	Mb < 0 t.m	Mo t.m	x m	Mmax t.m	T(x).	
						z=0	z=l
1	0,138	0,355	0,606	1,639	0,364	0,613	- 0,733
2	0,333	0,306	0,606	1,82	0,286	0,68	- 0,665
3	0,306	0,333	0,606	1,779	0,286	0,665	- 0,68
4	0,355	0,138	0,606	1,959	0,364	0,733	- 0,613

$l = 3,6 \text{ m} , q = 0,374 \text{ t/ml}$

\* Sous la charge siniquete SIV ↑ :

On en tire le diagramme de (SIV ↓).



Sous SIV, les moments sont donnés dans un tableau.  
Les efforts tranchants seront calculés de la manière suivante :



$$T_1 = - \frac{(M_A + M_B)}{l}$$

Niveau - Terrasse. (7)

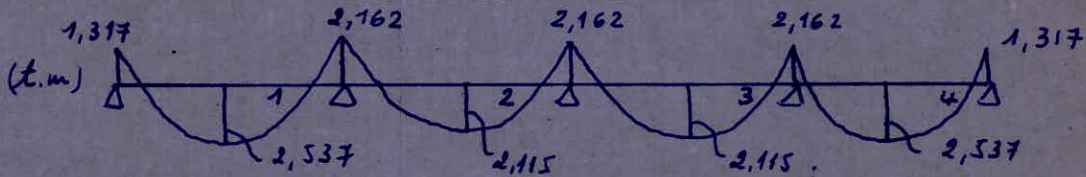
Sections dangereuses	M (kNm) T (k)	G	P	SIH	SIH	SIH	SIH	SIH	SIH	SIH	1 <sup>e</sup> genre. $\sigma_a = 2500 \text{ kg/cm}^2$		2 <sup>e</sup> genre. $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
											(G+1/2.P)	(G+P+SIH)	(G+P+SIH)	(G+P+SIH)
1	M (kNm) T (k)	-1,073 4,753	-0,218 0,916	1,302 -0,587	-1,302 0,587	-0,138 0,613	0,138 -0,613	-0,262 +5,852	X X	-2,418 +5,523	X X	X X	X X	X X
2	M T	2,832 -	0,539 -	-	0,587	0,364 -	-0,364 -	+3,479 -	X -	+0,587	X -	X -	X -	+3,735 -
3	Mg Md Td	-2,752 -2,584 -5,086 +5,237	-0,732 -0,856 -2,259 +2,224	+0,8135 +0,8135 -0,587 -0,452	-0,8135 -0,8135 0,587 0,452	-0,335 -0,335 -0,733 0,68	0,335 0,335 0,733 -0,68	-3,63 -3,60 -8,347 +7,946	X X X X	-3,772 -1,938 -6,725 +9,27	X X X X	X X X X	X X X X	-3,839 -3,77 -8,678 +8,181
4	M T	2,22 -	1,241 -	-	0,452	0,286 -	-0,286 -	+3,709 -	X -	-0,452	X -	X -	X -	3,747 -
5	Mg Md Td	-2,345 -2,345 -5,162 +5,162	-0,821 -0,668 -2,604 +1,098	+0,8135 +0,8135 -0,452 -0,452	-0,8135 -0,8135 0,452 0,452	-0,306 -0,306 -0,663 0,665	0,306 0,306 0,663 -0,665	-3,36 -3,136 -7,807 +0,150	X X X X	X X X X	X X X X	X X X X	X X X X	X X X X
6	M T	2,22 -	0,507 -	-	0,452	0,286 -	-0,286 -	+2,828 -	X -	+0,452	X -	X -	X -	+3,013 -
7	Mg Md Td	-2,561 -2,762 -5,277 +5,686	-0,524 -0,558 -1,013 +1,123	+0,8135 +0,8135 -0,452 -0,452	-0,8135 -0,8135 0,452 0,587	-0,333 -0,335 -0,68 0,733	0,333 0,335 0,68 -0,733	-3,21 -3,422 -6,493 +7,07	X X X X	-3,499 -2,050 -5,932 +5,329	X X X X	X X X X	X X X X	X X X X
8	M T	2,823 -	0,572 -	-	0,587	0,364 -	-0,364 -	+3,509 -	X -	+0,587	X -	X -	X -	+3,759 -
9	M Tg	-1,073 -4,753	-0,218 -0,955	-1,302 -0,587	1,302 0,587	-0,138 -0,613	0,138 0,613	-1,334 -5,899	X X	-2,418 -5,310	X X	X X	X X	X X

1 2 3 4 5 6 7 8 9 (x) = boins d'alignement.



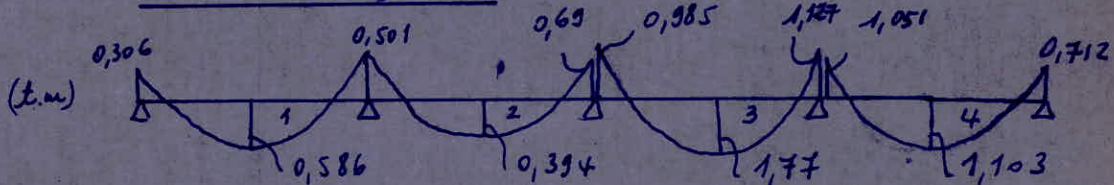
Niveau G:

\* Sous les charges permanentes: G



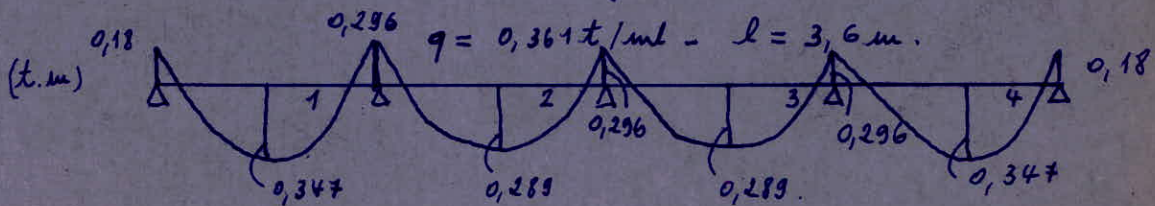
Travées	MaLo t.m	MbLo t.m	Mo t.m	M(l/2) t.m	T(x).	
					x=0	x=l
1	1,317	2,162	4,277	2,537	4,517	-4,986
2	2,162	2,162	4,277	2,115	4,752	-4,752
3	2,162	2,162	4,277	2,115	4,752	-4,752
4	2,162	1,317	4,277	2,537	4,986	-4,517

\* Sous les surcharges P:



Travées	MaLo t.m	MbLo t.m	Mo t.m	M(l/2) t.m	T(x).	
					x=0	x=l
1	0,306	0,501	0,99	0,586	+1,047	-1,155
2	0,501	0,69	0,99	0,394	+1,049	-1,154
3	0,985	0,127	2,325	1,77	+2,821	-2,384
4	1,051	0,712	1,985	1,103	+2,299	-2,111

\* Sous les charges SIV ↓



Travées	$M_{a c_0}$	$M_{b c_0}$	$M_0$	$M(l/2)$	$T(\tau)$	
	t.m	t.m	t.m	t.m	$x=0$	$x=l$
1	0,180	0,296	0,585	0,347	0,617	-0,682
2	0,296	0,296	0,585	0,289	0,650	-0,650
3	0,296	0,296	0,585	0,289	0,650	-0,650
4	0,296	0,180	0,585	0,347	0,682	-0,534

\* On a les mêmes valeurs pour  $SI_v \uparrow$  (de signes contraires).

On dresse un Tableau pour le 6<sup>e</sup> étage :

Niveau - G<sup>e</sup> :

1<sup>e</sup> genre:  $\bar{\sigma}_a = 2800 \frac{kg}{cm^2}$

2<sup>e</sup> genre:  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$

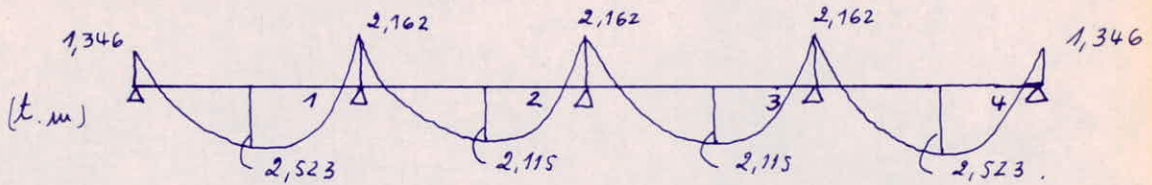
Sections dangereuses	Solllicitations efforts	G	P	$\vec{S}I_H$	$\overleftarrow{S}I_H$	$SIV \downarrow$	$SIV \uparrow$	$(G+1,2.P)$	$(G+\frac{P}{5}+\vec{S}I_H)$	$(G+\frac{P}{5}+\overleftarrow{S}I_H)$	$(G+\frac{P}{5}+SIV \uparrow)$	$(G+P+SIV \downarrow)$
		1	M(t.m.) Td(t.)	-1,317 +4,517	-0,306 +1,047	+3,064 -1,383	-3,064 +1,383	-0,180 +0,617	+0,180 -0,617	-1,684 +5,773	X X	-4,442 +6,109
2	M T	+2,537 -	+0,586 -	- -1,383	- +1,383	+0,347 -	-0,347 -	+3,240 -	X -1,383	X X	X X	X X
3	Mg Md	-2,162 -2,162	-0,501 -0,501	-1,915 +1,915	+1,915 -1,915	-0,296 +0,296	+0,296 -0,296	-2,763 -2,763	-4,177 -0,3472	X -4,177	X X	X -2,959
	Tg Td	-4,986 +4,752	-1,755 +1,049	-1,383 -1,064	+1,383 +1,064	+0,682 +0,650	+0,682 -0,650	-6,324 +6,011	-6,60 +3,898	X +3,898	X X	X +6,451
4	M T	+2,115 -	+0,394 -	- -1,064	- +1,064	+0,289 -	-0,289 -	+2,588 -	X -1,064	X X	X X	+2,798 -
5	Mg Md	-2,162 -2,162	-0,69 -0,985	-1,915 +1,915	+1,915 -1,915	-0,296 +0,296	+0,296 -0,296	-2,99 -3,344	-4,215 -0,444	X -4,270	X X	X -3,443
	Tg Td	-4,752 +4,752	-1,754 +2,821	-1,064 -1,064	+1,064 +1,064	-0,650 +0,650	+0,650 -0,650	-6,134 +8,137	-6,047 +4,252	X +6,380	X X	X +8,223
6	M T	+2,115 -	+1,77 -	- -1,064	- +1,064	+0,289 -	-0,289 -	+4,239 -	X -1,064	X +1,064	X X	X X
7	Mg Md	-2,162 -2,162	-1,127 -1,051	-1,915 +1,915	+1,915 -1,915	-0,296 +0,296	+0,296 -0,296	-3,814 -3,423	-4,302 -0,457	X -4,377	X X	X X
	Tg Td	-4,752 +4,986	-2,344 +2,299	-1,064 -1,383	+1,064 +1,383	-0,650 +0,682	+0,650 -0,682	-7,565 +7,745	-6,285 +4,063	X +6,829	X X	X X
8	M T	+2,537 -	+1,103 -	- -1,383	- +1,383	+0,347 -	-0,347 -	+3,86 -	X -1,383	X X	X X	+3,987 -
9	M Tg	-1,317 -4,517	-0,712 -2,111	-3,064 -1,383	+3,064 +1,383	-0,180 -0,534	+0,180 +0,534	-2,171 -7,050	-4,523 -6,322	X X	X X	X X

1 2 3 4 5 6 7 8 9 (X) moins défavorables.

- 101 -

\* Niveau 5:

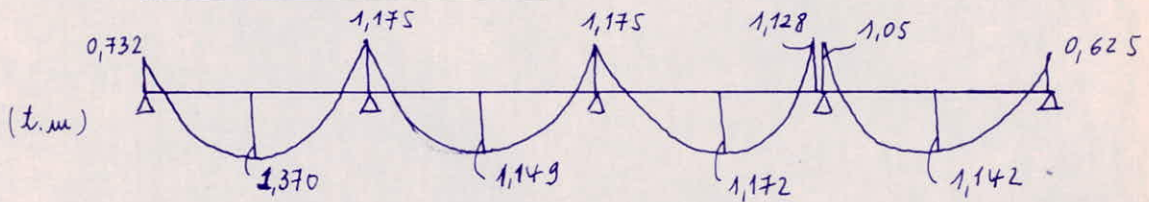
• Sous les charges permanentes: G ( $q = 2,64 \text{ t/ml}$ ;  $l = 3,60 \text{ m}$ ).



Travées	$M_{a<0}$ t.m	$M_{b<0}$ t.m	$M_0$ t.m	$M(l/2)$ t.m	$T(\pm)$	
					$x=0$	$x=l$
1	1,346	2,162	4,277	2,523	4,525	- 4,978
2	2,162	2,162	4,277	2,115	4,752	- 4,752
3	2,162	2,162	4,277	2,115	4,752	- 4,752
4	2,162	1,346	4,277	2,523	4,978	- 4,525

. NB: Le Tableau est le même pour les niveaux 4, 3, 2 et 1.

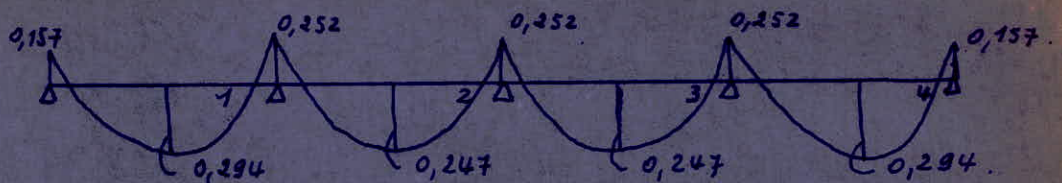
• Sous les surcharges P: ( $q = q_i$ ;  $l = 3,60 \text{ m}$ ).



Travées	$M_{a<0}$ t.m	$M_{b<0}$ t.m	$M_0$ t.m	$M(l/2)$ t.m	$T(\pm)$	
					$x=0$	$x=l$
1	0,732	1,175	2,324	1,370	2,460	- 2,706
2	1,175	1,175	2,324	1,149	2,583	- 2,583
3	1,175	1,128	2,324	1,172	2,596	- 2,570
4	1,05	0,625	1,98	1,142	2,323	- 2,087

• Sous les charges SIV↓:

$$q = 0,308 \text{ t/ml}; \quad l = 3,60 \text{ m}.$$



Travée	M <sub>aco</sub> t.m	M <sub>bco</sub> t.m	M <sub>o</sub> t.m	M(l/2) t.m	T(x)	
					x=0	x=l
1	0,157	0,252	0,499	0,294	0,528	- 0,58
2	0,252	0,252	0,499	0,247	0,554	- 0,554
3	0,252	0,252	0,499	0,247	0,554	- 0,554
4	0,252	0,157	0,499	0,294	0,580	- 0,528

\* On a les mêmes valeurs pour SIV↑ (de signes contraires).

On dresse un Tableau pour le 5<sup>e</sup> étage :

Niveau 5° :

1<sup>er</sup> genre:  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

2<sup>e</sup> genre:  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Sections dangereuses	Solicitations Efforts	G	P	$\vec{S}_{IH}$	$\vec{S}_{IH}$	$S_{IV\downarrow}$	$S_{IV\uparrow}$	$(G+1,2\cdot P)$	$(G+\frac{P}{5}+\vec{S}_{IH})$	$(G+\frac{P}{5}+\vec{S}_{IV})$	$(G+\frac{P}{5}+S_{IV\uparrow})$	$(G+P+S_{IV\downarrow})$
		1	M(t.m) Td(t.)	-1,346 +4,525	-0,732 +2,460	+4,634 -1,83	-4,634 +1,83	-0,157 +0,528	+0,157 -0,528	-2,224 +7,477	+3,142 +3,187	-6,126 +6,847
2	M T	+2,523 -	+1,370 -	- -1,83	- +1,83	+0,294 -	-0,294 -	+4,167 -	X -1,83	X +1,83	X X	X X
3	Mg	-2,162	-1,175	-2,90	+2,90	-0,252	+0,252	-3,572	-5,297	X	X	X
	Md	-2,162	-1,175	+2,90	-2,90	-0,252	+0,252	-3,572	+0,503	-5,297	X	X
	Tg	-4,752	-2,706	-1,83	+1,83	-0,58	+0,58	-8,225	-7,349	X	X	X
	Td	+4,752	+2,583	-1,61	+1,61	+0,554	-0,554	+7,852	+3,658	+7,098	X	X
4	M T	+2,115 -	+1,149 -	- -1,61	- +1,61	+0,247 -	-0,247 -	+3,494 -	X -1,61	X X	X X	X X
5	Mg	-2,162	-1,175	-2,90	+2,90	-0,252	+0,252	-3,572	-5,297	X	X	X
	Md	-2,162	-1,175	+2,90	-2,90	-0,252	+0,252	-3,572	+0,503	-5,297	X	X
	Tg	-4,752	-2,583	-1,61	+1,61	-0,554	+0,554	-7,852	-3,658	X	X	X
	Td	+4,752	+2,583	-1,61	+1,61	+0,554	-0,554	+7,852	+3,601	+6,881	X	X
6	M T	+2,115 -	+1,172 -	- -1,61	- +1,61	+0,247 -	-0,247 -	+3,521 -	X -1,61	X +1,61	X X	X X
7	Mg	-2,162	-1,128	-2,90	+2,90	-0,252	+0,252	-3,515	-5,287	X	X	X
	Md	-2,162	-1,05	+2,90	-2,90	-0,252	+0,252	-3,422	+0,528	-5,272	X	X
	Tg	-4,752	-2,57	-1,61	+1,61	-0,554	+0,554	-7,836	-6,876	X	X	X
	Td	+4,848	+2,323	-1,83	+1,83	+0,58	-0,58	+7,765	+3,613	+7,273	X	X
8	M T	+2,523 -	+1,142 -	- -1,83	- +1,83	+0,294 -	-0,294 -	+3,893 -	X -1,83	X +1,83	X X	X X
9	M	-1,346	-0,625	-4,634	+4,634	-0,157	+0,157	-2,846	-6,105	X	X	X
	Tg	-4,525	-2,087	-1,83	+1,83	-0,528	+0,528	-7,029	-6,772	X	X	X

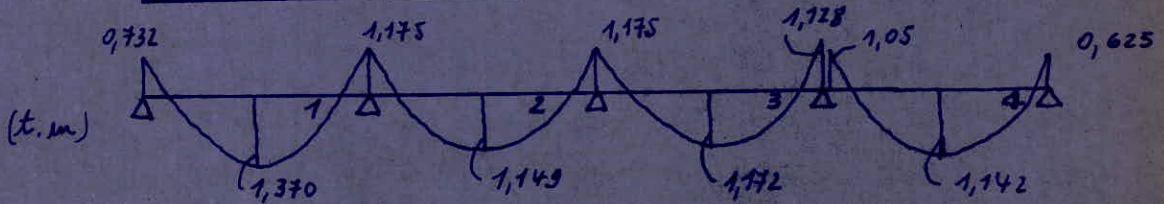
1 2 3 4 5 6 7 8 9 (x) = moins défavorables.

-104-

\* Niveau 4 :

• Sous les charges G : (mêmes résultats que le 3<sup>e</sup> niveau).

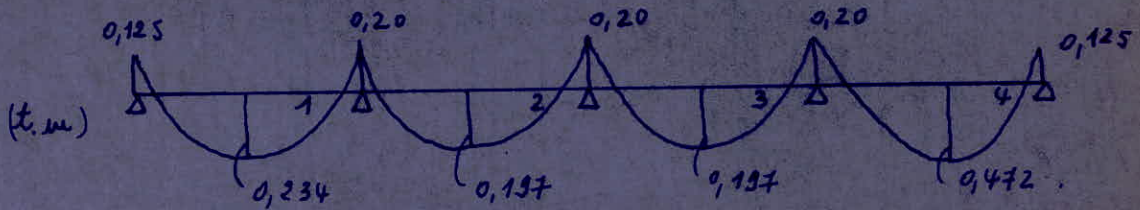
• Sous les surcharges P : ( $q = \varphi_i$  ;  $l = 3,60\text{ m}$ ).



Travée	Ma20 t.m	Mb20 t.m	Mo t.m	M(l/2) t.m	T(t)	
					x=0	x=l
1	0,732	1,175	2,324	1,370	2,460	-2,706
2	1,175	1,175	2,324	1,149	2,583	-2,583
3	1,175	1,128	2,324	1,172	2,596	-2,570
4	1,05	0,625	1,98	1,142	2,323	-2,087

• Sous SIV ↓.

( $q = 0,245\text{ t/ml}$  ;  $l = 3,60\text{ m}$ ).



Travée	Ma20 t.m	Mb20 t.m	Mo t.m	M(l/2) t.m	T(t)	
					x=0	x=l
1	0,125	0,20	0,397	0,234	0,420	-0,462
2	0,20	0,20	0,397	0,197	0,441	-0,441
3	0,20	0,20	0,397	0,197	0,441	-0,441
4	0,20	0,125	0,397	0,472	0,462	-0,420

• On a les mêmes valeurs pour SIV ↑ (de signes contraires).  
 • On dresse un tableau pour le niveau 4.

Niveau 4.

1<sup>er</sup> genre:  $\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$       2<sup>e</sup> genre:  $\bar{\sigma}_a = \sigma_{cm} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Sections dangereuses	Solicitation efforts	G	P	$\vec{S}_{IH}$	$\overleftarrow{S}_{IH}$	$S_{IV\downarrow}$	$S_{IV\uparrow}$	$(G+1,2 \cdot P)$	$(G+\frac{P}{5}+\vec{S}_{IH})$	$(G+\frac{P}{5}+\overleftarrow{S}_{IH})$	$(G+\frac{P}{5}+S_{IV\uparrow})$	$(G+P+S_{IV\downarrow})$
1	M(t.m)	-1,346	-0,732	+6,101	-6,101	-0,125	+0,125	-2,224	+4,608	-7,593	x	x
	Td(t)	+4,525	+4,525	-2,754	+2,754	+0,420	-0,420	+7,477	+2,676	+8,184	x	x
2	M	+2,523	+1,370	-	-	+0,234	-0,234	+4,167	x	x	x	x
	T	-	-	-2,754	+2,754	-	-	-	-2,754	+2,754	x	x
3	Mg	-2,162	-1,175	-3,815	+3,815	-0,20	+0,20	-3,572	-6,212	x	x	x
	Md	-2,162	-1,175	+3,815	-3,815	-0,20	+0,20	-3,572	+1,418	-6,212	x	x
	Tg	-4,978	-2,706	-2,754	+2,754	-0,462	+0,462	-8,225	-8,273	x	x	x
	Td	+4,752	+2,583	+2,119	+2,119	+0,441	-0,441	+7,852	+3,149	+7,387	x	x
4	M	+2,115	+1,149	-	-	+0,197	-0,197	+3,494	x	x	x	x
	T	-	-	-2,119	+2,119	-	-	-	-2,119	+2,119	x	x
5	Mg	-2,162	-1,175	-3,815	+3,815	-0,20	+0,20	-3,572	-6,212	x	x	x
	Md	-2,162	-1,175	+3,815	-3,815	-0,20	+0,20	-3,572	+1,418	-6,212	x	x
	Tg	-4,752	-2,583	-2,119	+2,119	-0,441	+0,441	-7,852	-7,387	x	x	x
	Td	+4,752	+2,583	+2,119	+2,119	+0,441	-0,441	+7,852	+3,152	+7,390	x	x
6	M	+2,115	+1,172	-	-	+0,197	-0,197	+3,521	x	x	x	x
	T	-	-	-2,119	+2,119	-	-	-	-2,119	+2,119	x	x
7	Mg	-2,162	-1,128	-3,185	+3,185	-0,20	+0,20	-3,515	-5,172	x	x	x
	Md	-2,162	-1,05	+3,185	-3,185	-0,20	+0,20	-3,422	+0,813	-5,557	x	x
	Tg	-4,752	-2,57	-2,119	+2,119	-0,441	+0,441	-7,836	-7,385	x	x	x
	Td	+4,978	+2,323	-2,754	+2,754	+0,462	-0,462	+7,765	+2,688	+8,196	x	x
8	M	+2,523	+1,142	-	-	+0,472	-0,472	+3,893	x	x	x	x
	T	-	-	-2,754	+2,754	-	-	-	-2,754	+2,754	x	x
9	M	-1,346	-0,625	-6,101	+6,101	+0,125	+0,125	-2,846	-7,572	x	x	x
	Tg	-4,525	-2,087	-2,754	+2,754	-0,42	+0,42	-7,029	-7,696	x	x	x

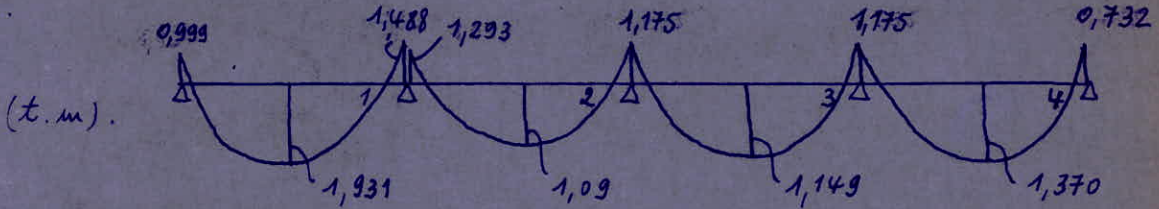
1      2      3      4      5      6      7      8      9 (x) = moins défavorables.

- 106 -



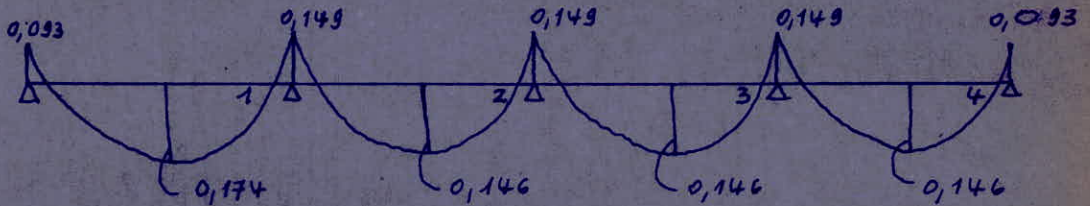
\* Niveau 3:

- Sous les charges permanentes:  $G$  (mêmes résultats que niveau 5).
- Sous les surcharges  $P$ : ( $q = \Phi_i$ ;  $l = 3,60m$ ).



Travées	M <sub>ac0</sub> t.m	M <sub>bc0</sub> t.m	M <sub>o</sub> t.m	M( $l/2$ ) t.m.	T(x)	
					x=0	x=l
1	0,999	1,488	3,175	1,931	3,392	-3,664
2	1,293	1,175	2,324	1,09	2,616	-2,55
3	1,175	1,175	2,324	1,149	2,583	-2,583
4	1,175	0,732	2,324	1,370	2,706	-2,460

- Sous les charges SIV ↓: ( $q = 0,182t/ml$ ;  $l = 3,60m$ ).



Travées	M <sub>ac0</sub> t.m	M <sub>bc0</sub> t.m	M <sub>o</sub> t.m	M( $l/2$ ) t.m	T(x)	
					x=0	x=l
1	0,093	0,149	0,295	0,174	0,312	-0,343
2	0,149	0,149	0,295	0,146	0,327	-0,327
3	0,149	0,149	0,295	0,146	0,327	-0,327
4	0,149	0,149	0,295	0,146	0,327	-0,327

- on a les mêmes résultats pour  $SIV \uparrow$  (de signes Contraires).
- on dresse un tableau pour le niveau 3.

Niveau 3:

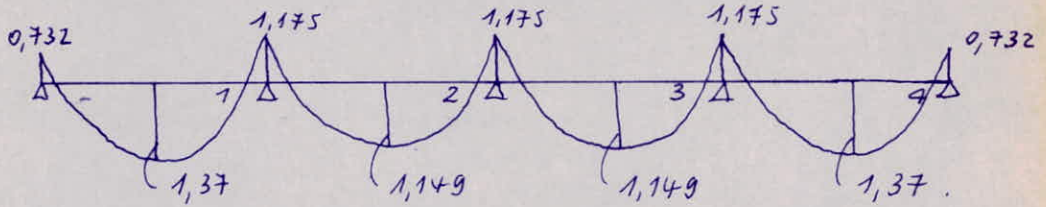
Actions dangereuses	Soll. / efforts	G	P	$\vec{S}IH$	$\vec{S}IH$	SI $\downarrow$	SI $\uparrow$	$\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$			
								(G + 1,2 · P)	(G + $\frac{P}{5}$ + $\vec{S}IH$ )	(G + $\frac{P}{5}$ + $\vec{S}IH$ )	(G + $\frac{P}{5}$ + SI $\uparrow$ )	(G + P + SI $\downarrow$ )
1	M(t.m)	-1,346	-0,999	+7,676	-7,676	-0,093	/	x	-6,130.	-9,22	/	x
	Td(t)	+4,525	+3,392	-3,464	+3,464	+0,312	/	x	+1,739.	+8,667	/	x
2	M	+2,523	+1,031	-	-	+0,174	/	4,840	x	x	/	x
	T	-	-	-3,464	+3,644	-	/	-	-3,464	+3,644	/	x
3	Mg	-2,162	-1,488	-4,797	+4,797	-0,149	/	x	-7,256	x	/	x
	Md	-2,162	-1,293	+4,797	-4,797	-0,149	/	x	+2,376	-7,217	/	x
	Tg	-4,978	-3,664	-3,464	+3,464	-0,343	/	x	-9,175	x	/	x
	Td	+4,752	+2,616	-2,665	+2,665	+0,327	/	x	+2,610	+7,940	/	x
4	M	+2,115	+1,09	-	-	+0,146	/	+3,423	x	x	/	x
	T	-	-	-2,665	+2,665	-	/	-	-2,665	+2,665	/	x
5	Mg	-2,162	-1,175	-4,797	+4,797	-0,149	/	x	-7,194	x	/	x
	Md	-2,162	-1,175	+4,797	-4,797	-0,149	/	x	+2,40	-7,194	/	x
	Tg	-4,752	-2,55	-2,665	+2,665	-0,327	/	x	-7,927	x	/	x
	Td	+4,752	+2,583	-2,665	+2,665	+0,327	/	x	+2,604	+7,934	/	x
6	M	+2,115	+1,149	-	-	+0,146	/	+3,494	x	x	/	x
	T	-	-	-2,665	+2,665	-	/	-	-2,665	+2,665	/	x
7	Mg	-2,162	-1,175	-4,797	+4,797	-0,149	/	x	-7,194	x	/	x
	Md	-2,162	-1,175	+4,797	-4,797	-0,149	/	x	+2,40	-7,194	/	x
	Tg	-4,752	-2,583	-2,665	+2,665	-0,327	/	x	+7,934	x	/	x
	Td	+4,978	+2,706	-3,464	+3,464	+0,327	/	x	+2,055	+8,983	/	x
8	M	+2,523	+1,37	-	-	+0,146	/	+4,167	x	x	/	x
	T	-	-	-3,464	+3,464	-	/	-	-3,464	+3,464	/	x
9	M	-1,346	-0,732	-7,676	+7,676	-0,093	/	x	-9,168	x	/	x
	Tg	-4,525	-2,460	-3,464	+3,464	-0,327	/	x	-8,481.	x	/	x

1 2 3 4 5 6 7 8 9 (x) = moins défavorable

-108-

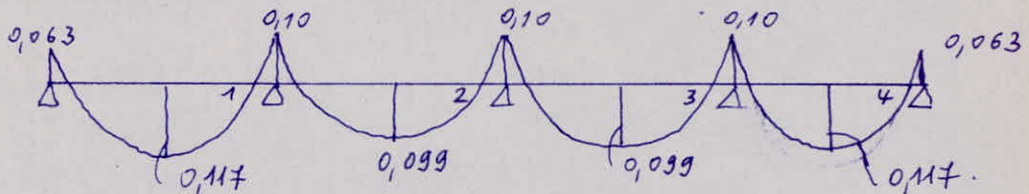
\* Niveau 2 :

- Sous les charges permanentes :  $G$  ( mêmes résultats que le niveau 5 ).
- Sous les surcharges P : (  $q = \Phi_i = 1,435 \text{ t/ml}$  ;  $l = 3,60 \text{ m}$  ).



Travées	MaLo t.m	MbLo t.m	Mo t.m	M(l/2) t.m	T(x)	
					x=0	x=l
1	0,732	1,175	2,324	1,370	2,460	- 2,706
2	1,175	1,175	2,324	1,149	2,583	- 2,583
3	1,175	1,175	2,324	1,149	2,583	- 2,583
4	1,175	0,732	2,324	1,370	3,026	- 2,460

- Sous les charges SIV↓ : (  $q = 0,123 \text{ t/ml}$  ;  $l = 3,60 \text{ m}$  ).



NB : On voit que pour les niveaux 2 et 1, SIV↓ n'est pas important leurs combinaisons seront moins défavorables.

- On dresse deux tableaux: pour le niveau 2 et niveau 1:

\* Pour le niveau 1:

- Sous  $G$  ( mêmes résultats que le niveau 5 ).
- Sous  $P$  ( mêmes résultats que le niveau 3 ).
- Sous SIV↓↑ ( moins défavorables ) -

Niveau 2 :

1<sup>er</sup> genre:  $\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

2<sup>e</sup> genre:  $\sigma_a = \sigma_{ch} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Niveau dangerosité	Solicitations efforts	G	P	$\vec{S}IH$	$\overleftarrow{S}IH$	$SI_{v\downarrow}$	$SI_{v\uparrow}$	$(G+1,2\cdot P)$	$(G+\frac{P}{5}+\vec{S}IH)$	$(G+\frac{P}{5}+\overleftarrow{S}IH)$	$(G+\frac{P}{5}+SI_{v\uparrow})$	$(G+P+SI_{v\downarrow})$
		1	M(t.m) Td(t)	-1,346 +4,525	-0,732 +2,460	+8,799 -3,972	-8,799 +3,972	/	/	x x	-7,307 +0,601	-10,29 +8,545
2	M T	+2,523 -	+1,37 -	- -3,972	- +3,972	/	/	+4,167 -	x -3,972	x +3,972	/	/
3	Mg Md	-2,162 -2,162	-1,175 -1,175	-5,499 +5,499	+5,499 -5,499	/	/	x x	-7,896 +3,102	+3,102 -7,896	/	/
	Tg Td	-4,978 +4,752	-2,706 +2,583	-3,972 -3,055	+3,972 +3,055	/	/	x x	-9,491 +2,214	-7,547 +8,324	/	/
4	M T	+2,115 -	+1,149 -	- -3,055	- +3,055	/	/	+3,494 -	x -3,055	x +3,055	/	/
5	Mg Md	-2,162 -2,162	-1,175 -1,175	-5,499 +5,499	+5,499 -5,499	/	/	x x	-7,896 +3,102	+3,102 -7,896	/	/
	Tg Td	-4,752 +4,752	-2,583 +2,583	-3,055 -3,055	+3,055 +3,055	/	/	x x	-8,324 +2,214	-2,214 +8,324	/	/
6	M T	+2,115 -	+1,149 -	- -3,055	- +3,055	/	/	+3,494 -	x -3,055	x +3,055	/	/
7	Mg Md	-2,162 -2,162	-1,175 -1,175	-5,499 +5,499	+5,499 -5,499	/	/	x x	-7,896 +3,102	+3,102 -7,896	/	/
	Tg Td	-4,752 +4,978	-2,583 +3,026	-3,055 -3,972	+3,055 +3,972	/	/	x x	-8,324 +1,611	-2,214 +9,555	/	/
8	M T	+2,523 -	+1,149 -	- -3,972	- +3,972	/	/	+3,902 -	x -3,972	x +3,972	/	/
9	M Tg	-1,346 -4,525	-0,732 -2,460	-8,799 -3,972	+8,799 +3,972	/	/	x x	-10,291 -8,989	x x	/	/

1  
Δ

2

3  
Δ

4

5  
Δ

6

7  
Δ

8

9  
Δ

(x) = moments défavorables.

- 110 -

- Niveau 1:

1<sup>st</sup> genre:  $\sigma_A = 2800 \text{ kg/cm}^2$     2<sup>nd</sup>  $\bar{\sigma}_c = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Sect. no dangerous	Solicitations Efforts	G	P	$\vec{S}IH$	$\overleftarrow{S}IH$	$SIV\uparrow$	$SIV\downarrow$	$(G + 1,2P)$	$(G + \frac{P}{5} + \vec{S}IH)$	$(G + \frac{P}{5} + \overleftarrow{S}IH)$	$(G + \frac{P}{5} + SIV\uparrow)$	$(G + P + SIV\downarrow)$
		1	M (t.m) Td (t)	-1,346 +4,525	-0,999 +3,392	+8,346 -3,767	-8,346 +3,767	/	/	x x	x x	-9,892. +8,970.
2	M T	+2,523 -	+1,931 -	- -3,767	- +3,767	/	/	4,840 -	x -3,767	x +3,767	/	/
3	Mg Md Tg Td	-2,162 -2,162 -4,978 +4,752	-1,488 -1,293 -3,664 +2,616	-5,215 +5,215 -3,767 -2,897	+5,215 -5,215 +3,767 +2,897	/	/	x x x x	-7,675 +2,794 -9,478 +2,378	+2,794 -7,675 -1,944 +8,172	/	/
4	M T	+2,115 -	+1,09 -	- -2,897	- +2,897	/	/	+3,423 -	x -2,897	x +2,897	/	/
5	Mg Md Tg Td	-2,162 -2,162 -4,752 +4,752	-1,175 -1,175 -2,55 +2,583	-5,215 +5,215 -2,897 -2,897	+5,215 -5,215 +2,897 +2,897	/	/	x x x x	-7,522 +2,818 -8,159 +2,372	+2,818 -7,522 -2,365	/	/
6	M T	+2,115 -	+1,149 -	- -2,897	- +2,897	/	/	+3,494 -	x -2,897	x +2,897	/	/
7	Mg Md Tg Td	-2,162 -2,162 -4,752 +4,978	-1,175 -1,175 -2,583 +2,706	-5,215 +5,215 -2,897 -3,767	+5,215 -5,215 +2,897 +3,767	/	/	x x x x	-7,522 +2,818 -8,166 +1,752	+2,818 -7,522 -2,371 +9,286	/	/
8	M T	+2,523 -	+1,37 -	- -3,767	- +3,767	/	/	+4,167 -	x -3,767	x +3,767	/	/
9	M Tg	-1,346 -4,525	-0,732 -2,46	-8,346 -3,767	+8,346 +3,767	/	/	x x	-9,838 -8,784.	x x	/	/

1                      2                      3                      4                      5                      6                      7                      8                      9 (x) = minus defavorables.

$\Delta$                        $\Delta$                        $\Delta$                        $\Delta$                        $\Delta$                        $\Delta$                        $\Delta$                        $\Delta$

-111-

## D1-2) Poteaux:

- Contrairement aux poutres, les poteaux travaillent à la flexion composée. L'effort normal étant important dans les poteaux, on ne peut le négliger, comme dans le cas des poutres.

- La trace des diagrammes des moments dans les poteaux pour les différentes sollicitations  $G$ ,  $P$  et  $SIV$  a été faite par la méthode de Caquot. Dans les tableaux I et II nous donnons les moments ( $M_s$ ,  $M_n$ ,  $M_w$  et  $M_e$ ) par la méthode de Caquot.

- Dans les poteaux les moments sont linéaires; ce qui montre que pour le tracer, il faut deux points (à l'étage  $i$  et à l'étage  $i+1$ ) par lesquels passe le tracé.

\* CCBA 68; (Caquot):

" Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues  $M_e$  et  $M_w$ ; la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé".

- Nous rappelons que les moments dans les poteaux sous  $\overleftarrow{SIV}$  ont été tracés précédemment par la méthode de "Bowman".

- Les valeurs des moments à la tête et à la base des poteaux sont en général plus importantes sous  $\overleftarrow{SIV}$  que  $(G + \frac{P}{5})$ ; pour cela: sous  $(G + \frac{P}{5} + SIV)$ , on a des moments des deux côtés des poteaux.

- En réalité le portique dans un sens, rencontre le portique calculé dans l'autre sens. (Les moments ont été tracés au niveau du plan des portiques).

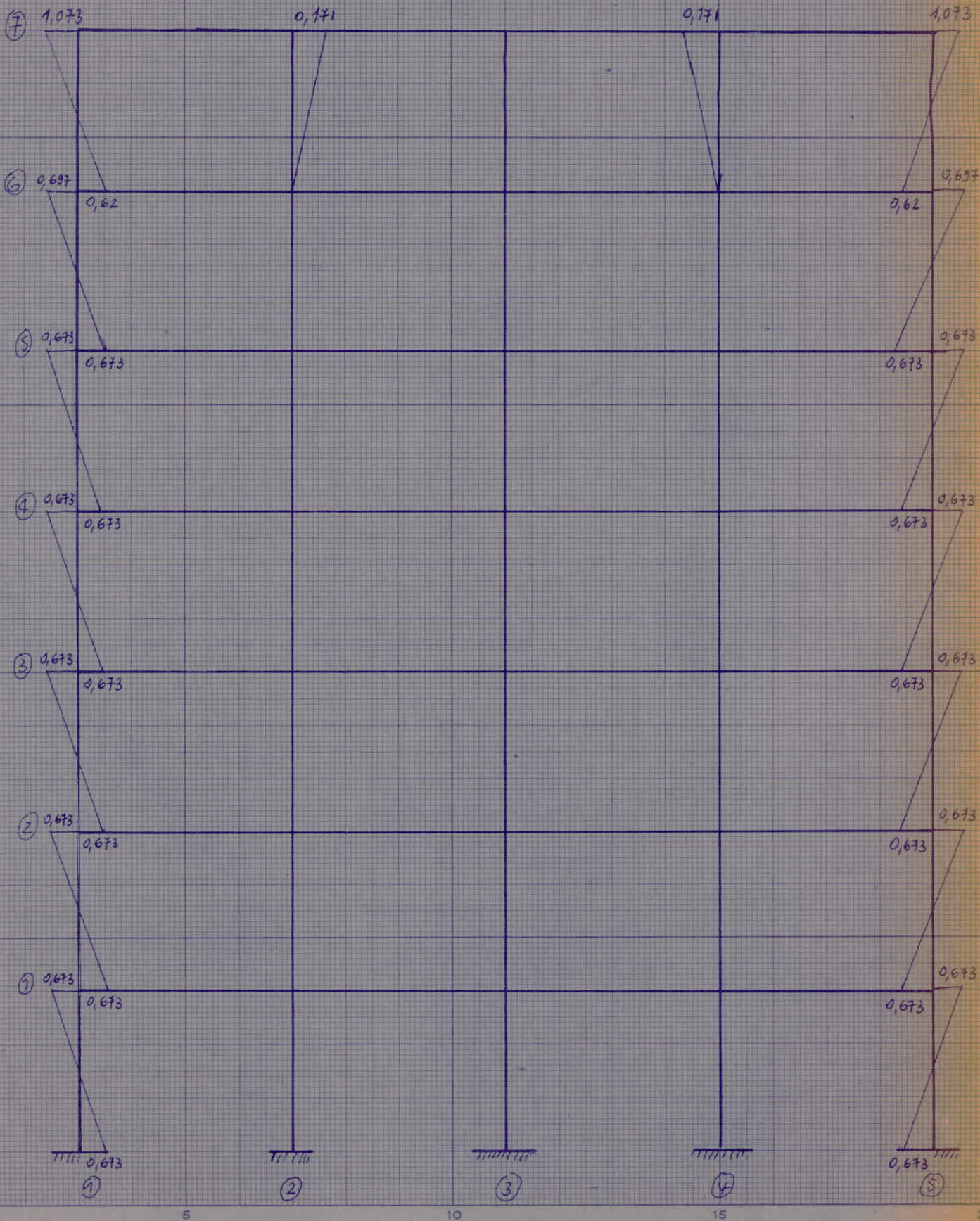
- Les quantités d'aciers dont on disposera dans les poteaux de manière symétrique supportent ces moments.

- Remarque importante:

Pour ce qui est du ferrailage des poteaux et pour des raisons de chantier, on calculera les armatures longitudinales avec les moments maximaux et on disposera d'une manière symétrique les armatures de l'autre côté.

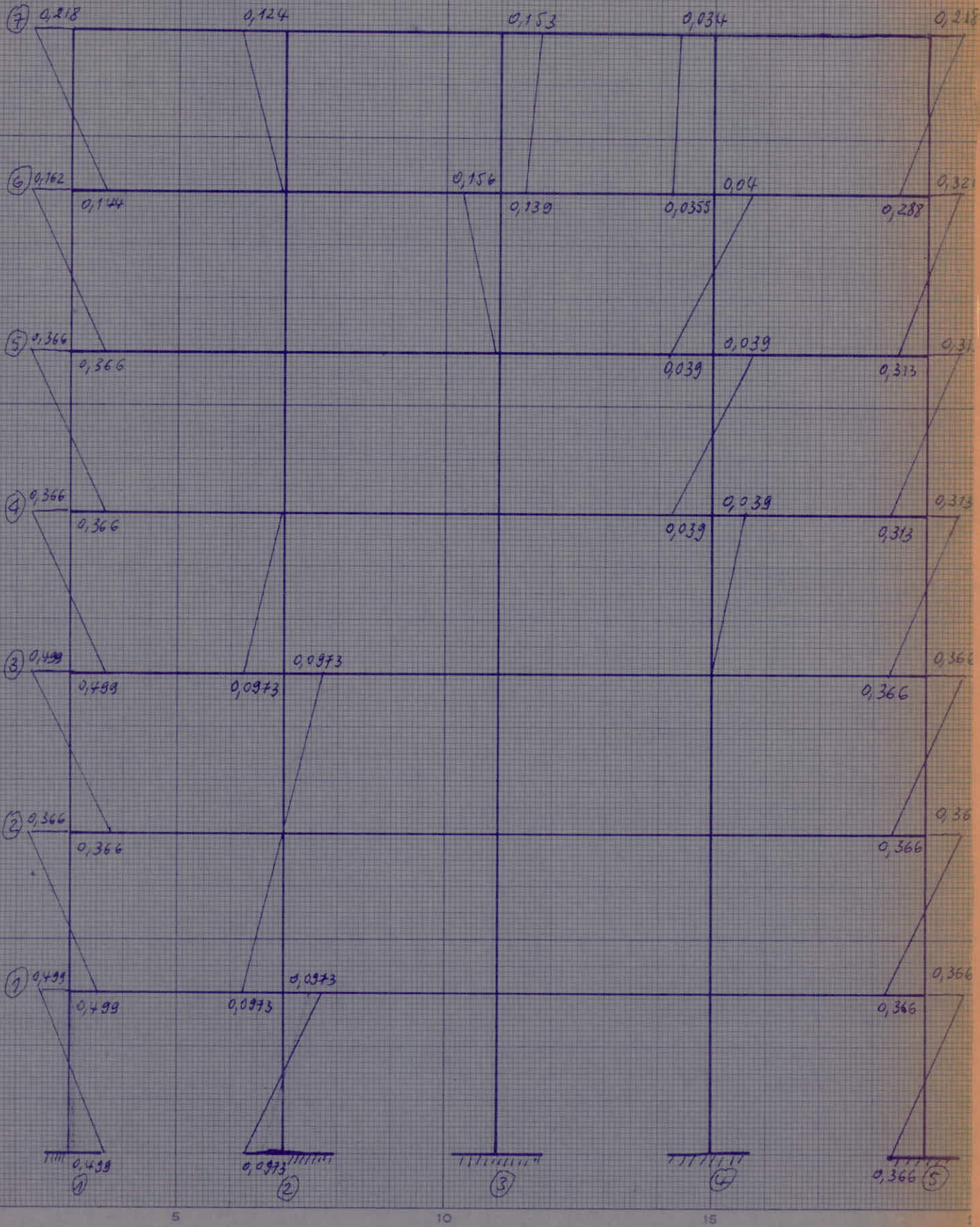
Portique Transversal

Moments dans les poteaux sous la charge G : (t.m).



Portique transversal :

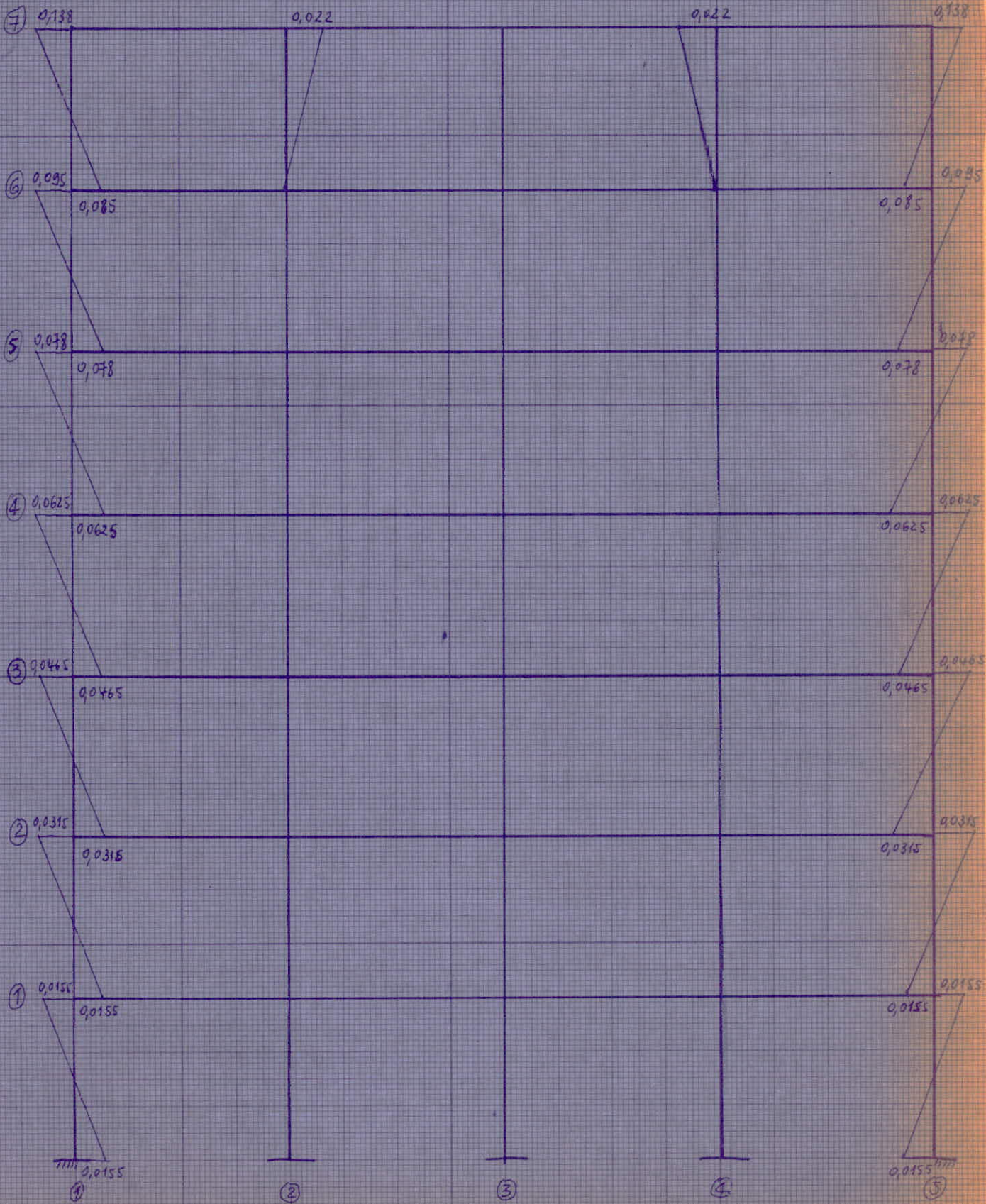
Moments dans les poteaux sous la surcharge P : (t.m).






Portique Transversal

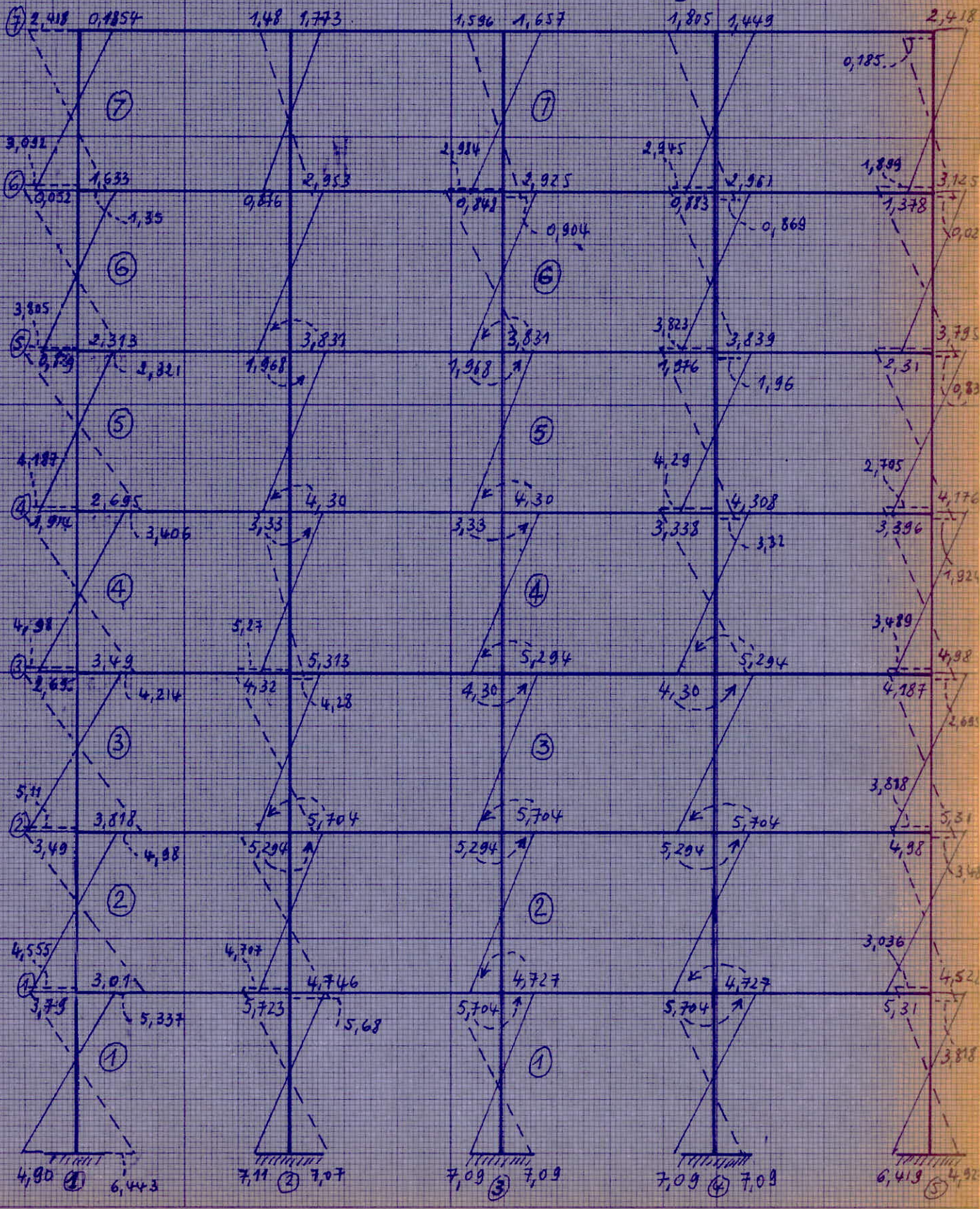
Moments dans les poteaux sous la charge SIV ↓ : (t.m.)



NB:  
 = on interverti les  
 mêmes valeurs pour SIH

Portique transversal

Moments dans les poteaux sous:  $(G + \frac{P}{5} + \overrightarrow{SIH})$  (t.m)



D2] Portique longitudinal: D2-1) Poutres:

pour le portique longitudinal et dans le tableau de simplifier les calculs on se propose de calculer le moment au travée pour les différentes sollicitations au point  $x = \frac{l}{2}$  bien que ça ne soit pas le maximum; l'erreur qu'on fait est assez peu importante ou que les moments maximums ne s'éloignent pas beaucoup de ceux travée pour  $x = \frac{l}{2}$  aussi dans la suite des calculs on s'intéressera aux efforts tranchants sur appuis et on négligera l'effort tranchant au travée puisqu'il est sensiblement égal à zéro sans ça si on l'on notera également que pour les surcharges P on a considéré 3 cas de surchargement (toutes les travées surchargées; travée chargée + travée non chargée; non chargée - chargée) on aurait pu également pour le surchargement prévoir d'autres possibilités mais cela nous aurait donné beaucoup de calculs avec la méthode de Caquot; on s'est donc contenté de ces 3 possibilités et pour cela on doit prendre l'enveloppe des 3 diagrammes sans P.

niveau 7. sans P avec toutes les travées surchargées pour  $x = \frac{l}{2}$

On appliquera les formules suivantes

$$M_{x=\frac{l}{2}} = M_0 - \frac{1}{2} (\pi_b + \pi_a) \quad \text{avec } \pi_a > 0 \text{ et } \pi_b > 0$$

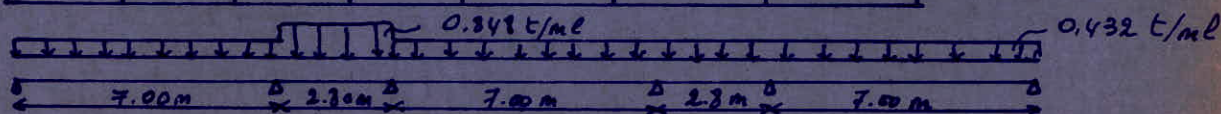
$$M_{x=0} = \frac{qP}{2} - \frac{1}{l} (\pi_b - \pi_a) \quad \text{et } M_0 = \text{moment statique}$$

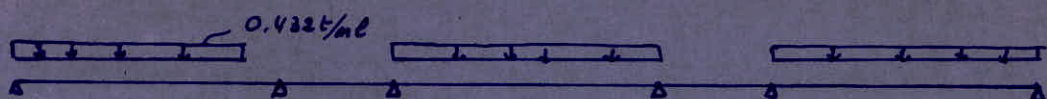
$$M_{x=l} = -\frac{qP}{2} - \frac{1}{l} (\pi_b - \pi_a) \quad \text{avec } \pi_b > 0 \text{ et } \pi_a > 0$$

où  $\pi_a$  = moment sur l'appui gauche de la travée  
 $\pi_b$  = moment sur l'appui droit de la travée

travées	$l_a$ (m)	$l_b$ (m)	$M_0$ (tm)	$M_{x=\frac{l}{2}}$ (tm)	T	
					$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
1	1,004	1,21	2,646	+ 1,544	+ 1,484	- 1,54
2	0,62	0,614	0,831	+ 0,214	+ 1,183	- 1,185
3	1,181	1,166	2,646	+ 1,473	+ 1,514	- 1,51
4	0,52	0,527	0,423	- 0,1	+ 0,602	- 0,607
5	1,185	1,004	2,646	+ 1,552	+ 1,538	- 1,486

$\pi_a$  et  $\pi_b$  tirés des tableaux des résultats par la méthode de Caquot

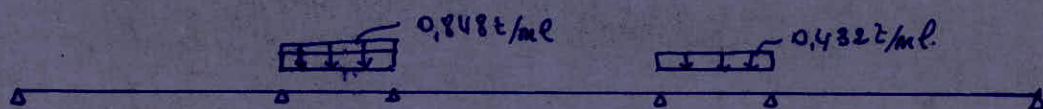




travées	$\Pi_a \text{ Co}$ (t/ml)	$\Pi_b \text{ Co}$ (t/ml)	$\Pi_0$ (t/ml)	$\Pi_{x=1/2}$ (t/ml)	T (t)	
					$T_{x=0}$	$T_{x=l}$
1	1,004	1,169	2,646	1,559	+1,488	-1,536
2	0,431	0,424	/	/	+0,001	+0,001
3	1,15	1,15	2,646	1,496	+1,512	-1,512
4	0,424	0,431	/	/	-0,001	-0,001
5	1,169	1,004	2,646	1,559	+1,536	-1,488

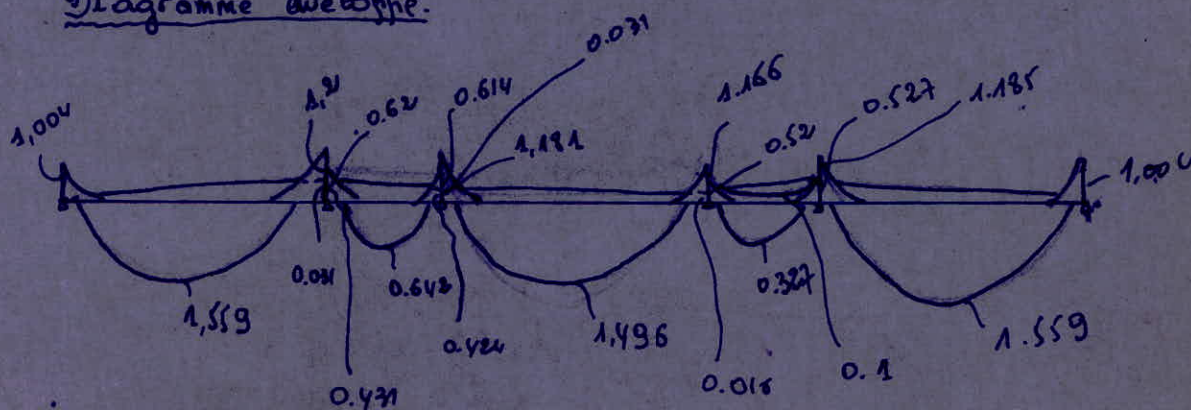
Nota: / signifie pas de valeur

pour la travée où on a  $T = 0$  cela veut dire que le Moment est linéaire  
 $M > 0 \Rightarrow$  pente de la droite du moment est  $> 0$



travées	$\Pi_a \text{ Co}$ (t/ml)	$\Pi_b \text{ Co}$ (t/ml)	$\Pi_0$ (t/ml)	$\Pi_{x=1/2}$ (t/ml)	T (t)	
					$T_{x=0}$	$T_{x=l}$
1	0	0,031	/	/	-0,004	-0,004
2	0,189	0,189	0,831	+0,642	+1,187	-1,187
3	0,031	0,016	/	/	+0,002	+0,002
4	0,096	0,096	0,423	+0,327	+0,605	-0,605
5	0,016	0	/	/	+0,002	+0,002

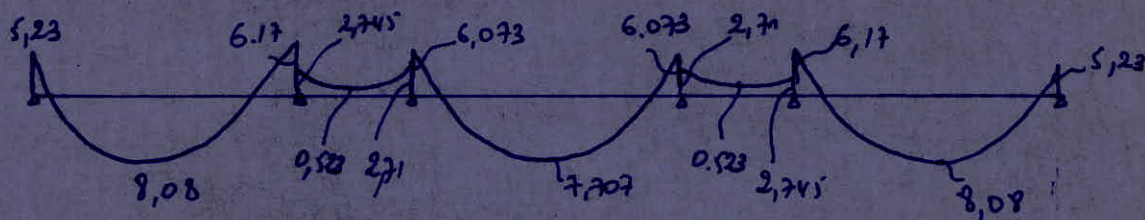
Diagramme avelotype.



Sous G.

$q = 2,25 \text{ t/ml}$

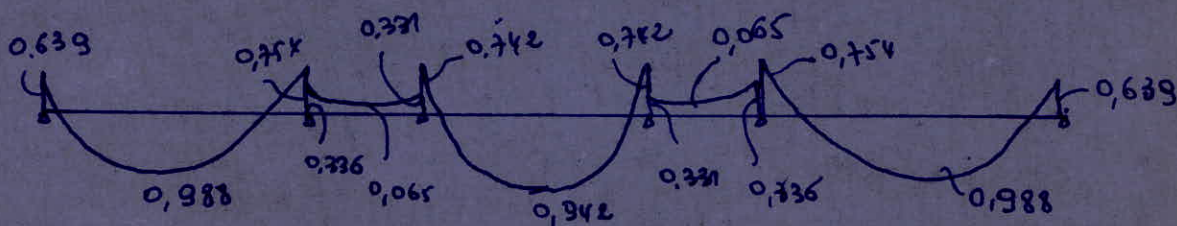
travées	$\Pi_a < 0$ (cm)	$\Pi_b < 0$ (cm)	$\Pi_0$ (cm)	$\Pi_{x=l/2}$ (cm)	$\Pi$ (t)	
					$\Pi_{x=0}$	$\Pi_{x=l}$
1	5,23	6,17	13,78	+ 8,08	+ 7,741	- 8,009
2	2,745	2,71	2,205	- 0,523	+ 3,163	- 3,138
3	6,073	6,073	13,78	+ 7,707	+ 7,175	- 7,875
4	2,71	2,745	2,205	- 0,523	+ 3,138	- 3,163
5	6,17	5,23	13,78	+ 8,08	+ 8,009	- 7,741



Sous  $S_{IV}$

$q = 0,275 \text{ t/ml}$

travées	$\Pi_a < 0$ (cm)	$\Pi_b < 0$ (cm)	$\Pi_0$ (cm)	$\Pi_{x=l/2}$ (cm)	$\Pi$ (t)	
					$\Pi_{x=0}$	$\Pi_{x=l}$
1	0,639	0,754	1,684	+ 0,988	+ 0,946	- 0,973
2	0,336	0,331	0,269	- 0,065	+ 0,387	- 0,383
3	0,742	0,742	1,684	+ 0,942	+ 0,963	- 0,963
4	0,331	0,336	0,269	- 0,065	+ 0,383	- 0,387
5	0,754	0,639	1,684	+ 0,988	+ 0,973	- 0,946



Nota: pour les charges trismique ascendantes on conserve les mêmes valeurs en changeant les signes pour  $\Pi$  et  $\Pi$

Sous  $\overleftarrow{SI}_H$  Les valeurs des moments au appuis sont sur les diagrammes tracés auparavant; la valeur du moment en travée est proche de zéro c'est pour cela qu'on la néglige dans la suite des calculs; il nous reste à trouver les efforts tranchants:

Le moment est une droite  $M(x) = \alpha x + \beta$

$$T = \frac{dM(x)}{dx} = \alpha = \frac{M_a + M_b}{l} = \text{cte}; \alpha \text{ est } > 0 \text{ si l'inclinaison est } \nearrow$$

$$\alpha \text{ est } < 0 \text{ si l'inclinaison est } \searrow$$

$T$  est constant pour toute la travée

Sous  $\overrightarrow{SI}_H$

travées	$M_a$ (tm)	$M_b$ (tm)	$T$ (t)
1	+0,932	-0,468	-0,203
2	+1,402	-1,417	-1,007
3	+0,472	-0,472	-0,135
4	+1,417	-1,402	-1,007
5	+0,468	-0,932	-0,203

Sous  $\overleftarrow{SI}_H$  on inverse les signes pour toutes les valeurs du

tableau ci contre:

pour les moments en travée et vu qu'on a calculé  $M_{x=l/2}$ ; l'équation du moment s'écrit

$$y = - \left( \frac{M_a + M_b}{l} \right) x + M_a \quad \text{où } \frac{M_a + M_b}{l} \text{ est la pente et } M_a \text{ l'ordonnée à l'origine}$$

$$M_{x=l/2} = \frac{M_a - M_b}{2} \quad \text{avec } M_a > 0 \text{ et } M_b > 0$$

pour les travées où  $M_a = M_b = M_{x=l/2} = 0$

Connaissant les moments et les efforts pour les différentes sollicitations; on pourra regrouper tous les résultats dans un même tableau et pour les différentes sections (appui, travée) dangereuse et voir quelle sera la combinaison la plus défavorable pour se faire: on considère la combinaison du 1<sup>er</sup> genre

$G + 1,2 P$  où  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 = \frac{2}{3} \sigma_{en}$ ; pour obtenir  $M$  et  $T$  pour 1,2P on multiplie les résultats de P par 1,2

Il est à noter que si pour une section donnée on prend  $M_{\max}$  automatiquement on prend le  $T$  correspondant et non le  $T_{\max}$ ;

combinaison du 2<sup>nd</sup> genre avec  $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$G + \frac{P}{5} + \overleftarrow{SI}_H$ ;  $G + \frac{P}{5} + \overrightarrow{SI}_H$ ;  $G + \frac{P}{5} + SI_v \uparrow$ ;  $G + I + SI_v \downarrow$

on notera que même si le moment est plus important pour le 2<sup>nd</sup> genre, cela ne veut pas dire qu'on aura le plus d'acier car la contrainte des aciers  $\bar{\sigma}_a$  est plus importante. A proportionnelle à  $\frac{M}{\bar{\sigma}_a}$ , au 1<sup>er</sup> genre si  $M$  est égal à  $\frac{2}{3} M$  du 2<sup>nd</sup> genre on aura la même quantité d'acier

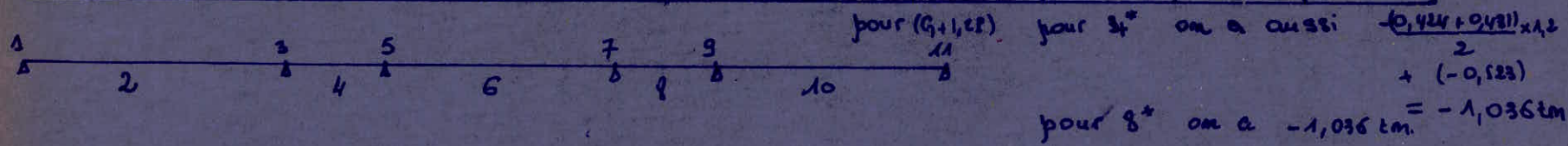
si  $M$  du 1<sup>er</sup> genre  $> \frac{2}{3} M$  du 2<sup>nd</sup> genre on aura plus d'acier au 1<sup>er</sup> genre.

Niveau terrasse: niveau 7.

Section	Sollicitations Efforts	1 <sup>er</sup> genre $\bar{G}_a = 2800 \text{ kg/m}^2$						2 <sup>nd</sup> genre $\bar{G}_a = \bar{G}_{en} = 4200 \text{ kg/m}^2$				
		G	P	$\bar{S}I_u$	$\bar{S}I_u$	$SI_{v\downarrow}$	$SI_{v\uparrow}$	$G+1,2P$	$G+\frac{P}{5}+\bar{S}I_u$	$G+\frac{P}{5}+\bar{S}I_u$	$G+\frac{P}{5}+SI_{v\uparrow}$	$G+P+SI_{v\downarrow}$
1	$M_x(\text{tm})$	-5,23	-1,004	+0,952	-0,952	-0,639	+0,639	-6,435				-6,873
	$T_x(\text{t})$	+7,741	+1,488	-0,203	+0,203	+0,946	-0,946	+9,527				+10,175
2	M	+8,08	+1,559	0,242	-0,242	+0,988	-0,988	+9,951				+10,627
3	$M_x$	6,17	-1,2	-0,468	+0,468	-0,754	+0,754	-7,61				-8,124
	$\Pi_d$	-3,745	-0,62	+1,402	-1,402	-0,336	+0,336	-3,429		-4,271		
	$T_x$	-8,009	-1,54	-0,203	+0,203	-0,978	+0,978	-9,857				-10,523
	$T_d$	+3,163	+1,189	-1,007	+1,007	+0,327	-0,327	+4,590				+4,739
4	M	-0,523	+0,642	0	0	-0,065	+0,065	+0,243				-1,016
5	$\Pi_g$	-2,71	-0,614	-1,417	+1,417	-0,331	+0,331	-1,008		-4,249		
	$\Pi_d$	-6,078	-1,181	+0,472	-0,472	-0,742	+0,742	-7,490				-7,936
	$T_x$	-3,138	-1,185	-1,007	+1,007	-0,383	+0,383	-4,56				-4,706
	$T_d$	+7,875	+1,514	-0,135	+0,135	+0,963	-0,963	+9,692				+10,352
6	M	+7,707	+1,436	0	0	+0,942	-0,942	+9,5				+10,145
7	$\Pi_g$	-6,078	-1,165	-0,472	+0,472	-0,742	+0,742	-7,472				-7,981
	$\Pi_d$	-2,71	-0,52	+1,417	-1,417	-0,331	+0,331	-3,334		-4,231		
	$T_x$	-7,875	-1,51	-0,135	+0,135	-0,963	+0,963	-9,687				-10,348
	$T_d$	+3,138	+0,602	-1,007	+1,007	+0,383	-0,383	+3,86		+4,265		
8	M	-0,523	+0,327	0	0	-0,065	+0,065	-1,016				-1,016
9	$\Pi_g$	-2,745	-0,527	-1,402	+1,402	-0,336	+0,336	-3,377		-4,252		
	$\Pi_d$	-6,17	-1,185	+0,468	-0,468	-0,754	+0,754	-7,592				-8,109
	$T_x$	-3,162	-0,607	-1,007	+1,007	-0,387	+0,387	-3,89				-4,155
	$T_d$	+8,009	+1,538	-0,203	+0,203	+0,979	-0,979	+9,855				+10,526
10	M	+8,08	+1,559	-0,242	+0,242	+0,988	-0,988	+9,951				+10,627
11	$\Pi_g$	-5,23	-1,004	-0,952	+0,952	-0,639	+0,639	-6,485				-6,873
	$T_x$	-7,741	-1,488	-0,203	+0,203	-0,946	+0,946	-9,527				-10,175

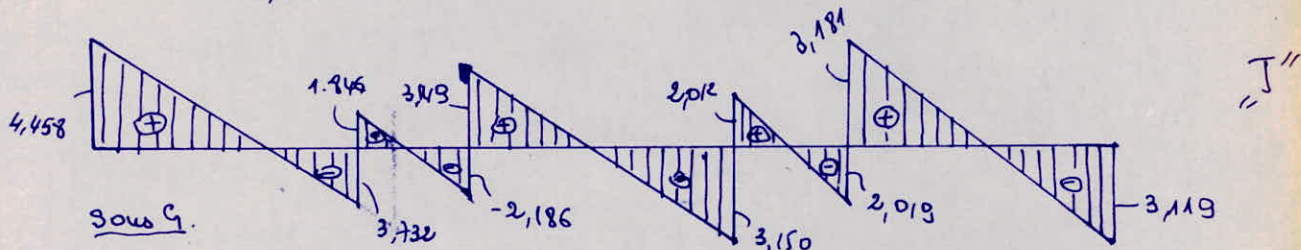
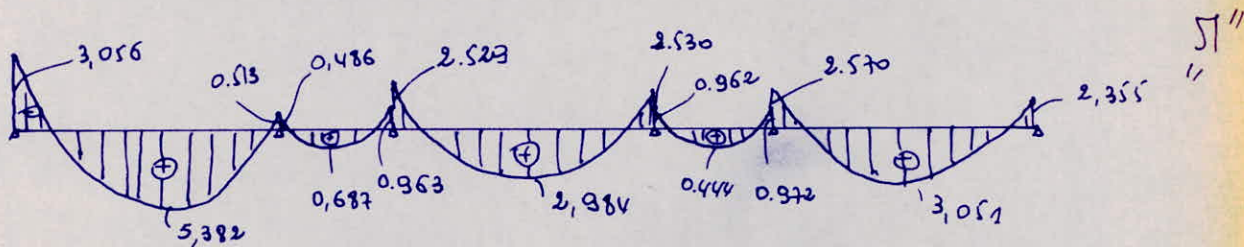
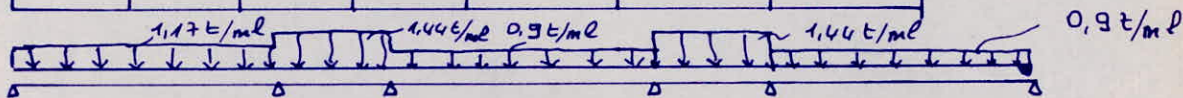
on s'est intéressé à chaque fois à la combinaison la plus défavorable pour le 2<sup>nd</sup> genre.

- 121 -



pour le 6<sup>ème</sup> niveau: Si que la courbe enveloppe des surcharges n'apporte pas de grandes modifications pour les moments sur appuis et en travée on s'occupera dorénavant au cas où toutes les travées sont surchargées;  
niveau 6 sous P.

travées	$\pi_a < 0$ (tm)	$\pi_b < 0$ (tm)	$M_0$ (tm)	$\pi_{x=l/2}$ (tm)	$\pi$	
					$\pi_{x=0}$ (tm)	$\pi_{x=l}$ (t)
1	3,056	0,513	7,166	+5,382	+4,458	<del>3,332</del> -3,732
2	0,486	0,963	1,411	+0,687	+1,846	-2,186
3	2,529	2,530	5,513	+2,984	+3,149	-3,150
4	0,962	0,972	1,411	+0,444	+2,012	-2,019
5	2,570	2,355	5,513	+3,051	+3,181	-3,119

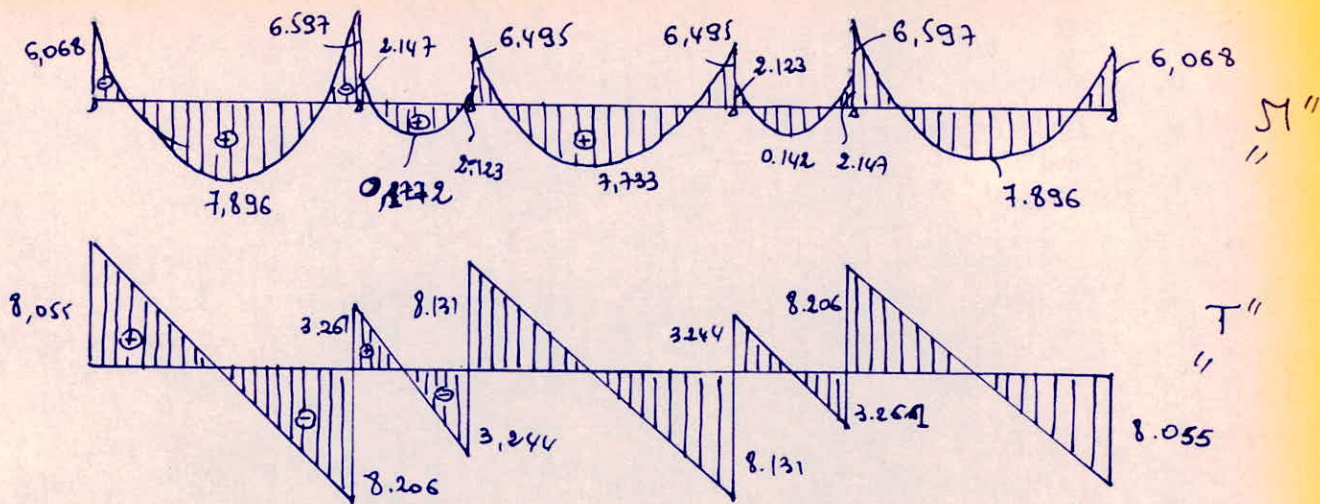


Sous Q.

travées	$\pi_a < 0$ (tm)	$\pi_b < 0$ (tm)	$\pi_0$ (tm)	$\pi_{x=l/2}$ (tm)	$\pi$ (t)	
					$\pi_{x=0}$	$\pi_{x=l}$
1	6,068	6,597	14,228	+7,896	+8,055	-8,206
2	2,147	2,123	2,277	+0,142	+3,261	-3,244
3	6,495	6,495	14,228	+7,733	+8,131	-8,131
4	2,123	2,147	2,277	+0,142	+3,244	-3,261
5	6,597	6,068	14,228	+7,896	+8,206	-8,055

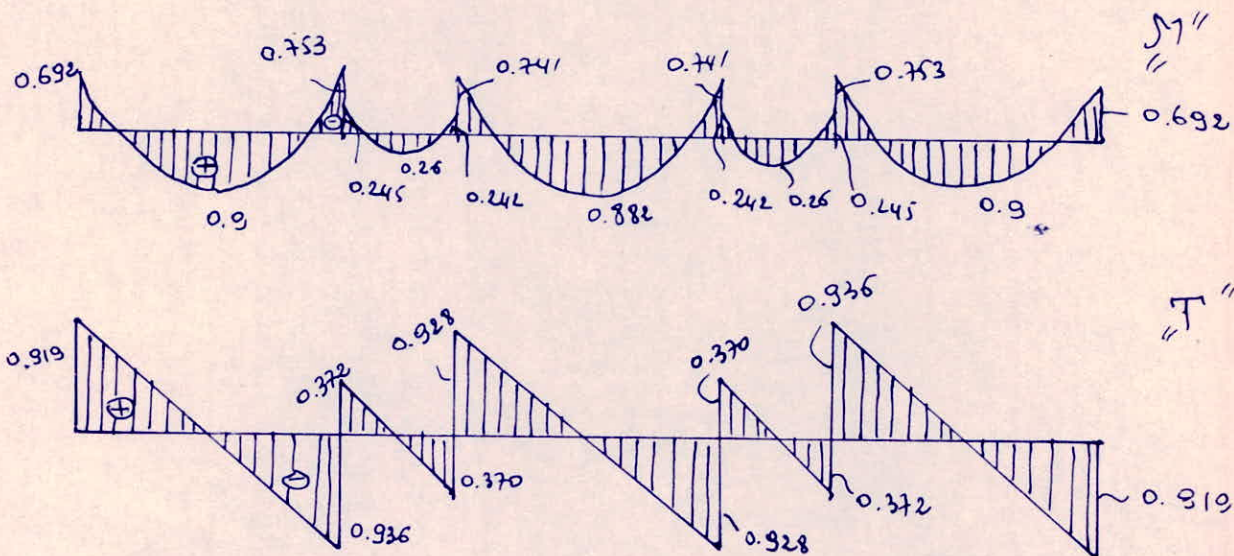
Q = 2,323





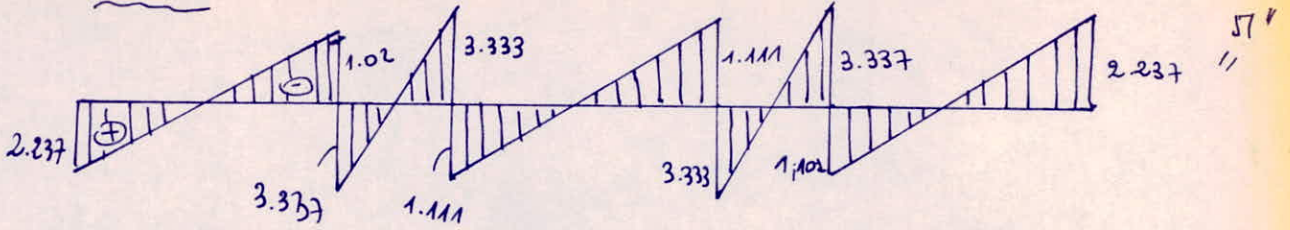
sous  $S I_v \downarrow$   $q = 0,265 \text{ t/ml}$

travées	$\pi_a \text{ (tm)}$	$\pi_b \text{ (tm)}$	$\pi_0 \text{ (tm)}$	$\pi_x = p/x \text{ (tm)}$	$\pi \text{ (t)}$	
					$T_{x=0}$	$T_{x=l}$
1	0,692	0,753	1,623	+0,9	+0,919	-0,936
2	0,245	0,242	0,260	+0,017	+0,372	-0,370
3	0,741	0,741	1,623	+0,882	+0,928	-0,928
4	0,242	0,245	0,260	+0,017	+0,370	-0,372
5	0,753	0,692	1,623	+0,9	+0,936	-0,919



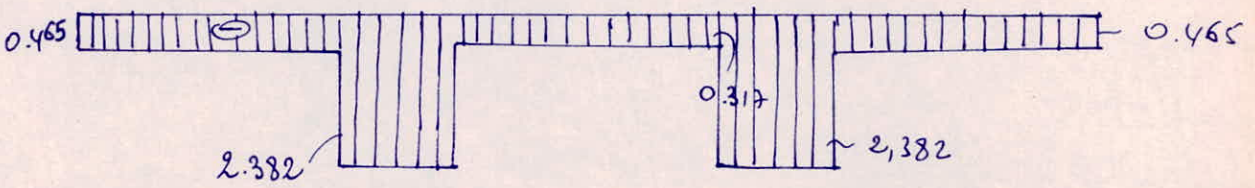
pour  $S I_v \uparrow$  on inverse les diagrammes.

Sous  $\overline{S I_H}$



$$\Gamma = \frac{d(n\alpha)}{dx} = \frac{d(\alpha x + \beta)}{dx} = \alpha = \text{cte} \quad \text{ou} \quad \alpha = \frac{n\alpha + n\beta}{l}$$

"T"



Sous  $\overleftarrow{S I_H}$  on vérifie les signes

niveau 6.

								1 <sup>er</sup> genre	2 <sup>nd</sup> genre		
Section	soll eff	G	P	$\vec{S}I_H$	$\overleftarrow{S}I_H$	$SI_V \downarrow$	$SI_V \uparrow$	$G+P$	$G+\frac{P}{5}+\vec{S}I_H$	$G+\frac{P}{5}+\overleftarrow{S}I_H$	$G+P+SI_V \downarrow$
		1	$\Pi_d$ (cm) $\Pi_d$ (ct)	-6,068 +8,055	-3,056 +4,458	+2,237 -0,465	-2,237 +0,465	-0,692 +0,919	+0,692 -0,919	-9,735 +13,405	-
2	$\Sigma$	+7,896	+5,392	+0,568	-0,568	+0,9	-0,9	+14,354	-	-	+14,588
3	$\Pi_g$	-6,597	-0,519	-1,02	+1,02	-0,753	+0,753	-7,213	-	-	-7,863
	$\Sigma_d$	-2,147	-0,486	+3,337	-3,337	-0,245	+0,245	-2,73	+1,093	-5,581	-
	$\Pi_g$	-8,206	-3,732	-0,465	+0,465	-0,936	+0,936	-12,684	-	-	-12,874
	$\Pi_d$	+3,261	+1,846	-2,382	+2,382	+0,372	-0,372	+5,476	-	+6,012	-
4	$\Sigma$	+0,142	+0,687	0	0	+0,26	-0,26	+0,966	-	-	+1,089
5	$\Pi_g$	-2,123	-0,963	-2,333	+2,333	-0,242	+0,242	-3,279	-5,649	+1,017	-
	$\Pi_d$	-6,495	-2,529	+1,111	-1,111	-0,741	+0,741	-9,53	-	-	-9,765
	$\Pi_g$	-3,244	-2,186	-2,382	+2,382	-0,37	+0,37	-5,867	-6,063	-	-
	$\Pi_d$	+8,131	+3,149	-0,317	+0,317	+0,928	-0,928	+11,91	-	-	+12,208
6	$\Sigma$	+7,733	+2,987	0	0	+0,882	-0,882	+11,314	-	-	+11,599
7	$\Pi_g$	-6,495	-2,530	-1,111	+1,111	-0,741	+0,741	-9,531	-	-	-9,766
	$\Pi_d$	-2,123	-0,962	+3,333	-3,333	-0,242	+0,242	-3,277	+1,018	-5,649	-
	$\Pi_g$	-8,131	-3,15	-0,317	+0,317	-0,928	+0,928	-11,91	-	-	-12,209
	$\Pi_d$	+3,244	+2,012	-2,382	+2,382	-0,37	+0,37	+5,658	-	+6,028	-
8	$\Sigma$	+0,142	+0,444	0	0	+0,26	-0,26	+0,675	-	-	+0,846
9	$M_g$	-2,147	-0,972	-3,337	+3,337	-0,245	+0,245	-3,313	-5,678	+0,996	-
	$\Sigma_d$	-6,597	-2,57	+1,102	+1,102	-0,753	+0,753	-9,681	-	-	-9,92
	$\Pi_g$	-8,261	-2,013	-2,382	+2,382	-0,372	+0,372	-5,684	-6,047	-	-
	$\Pi_d$	+8,206	+3,181	-0,465	+0,465	+0,936	-0,936	+12,023	-	-	+12,323
10	$\Sigma$	+7,896	+3,051	-0,568	+0,568	+0,9	-0,9	+11,557	-	-	+11,847
11	$\Pi_g$	-6,068	-2,355	-2,237	+2,237	-0,692	+0,692	-8,894	-	-	-9,115
	$\Pi_g$	-8,055	-3,119	-0,465	+0,465	-0,919	+0,919	-11,798	-	-	+12,093

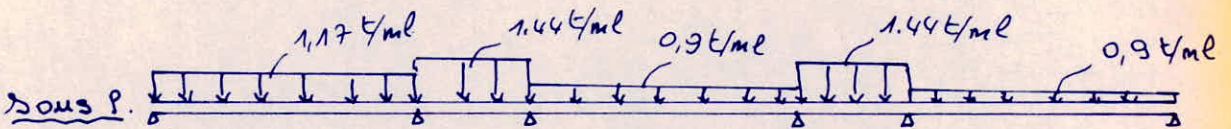
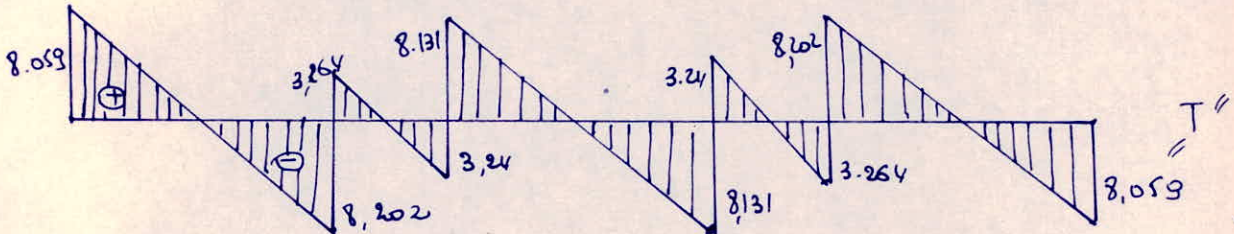
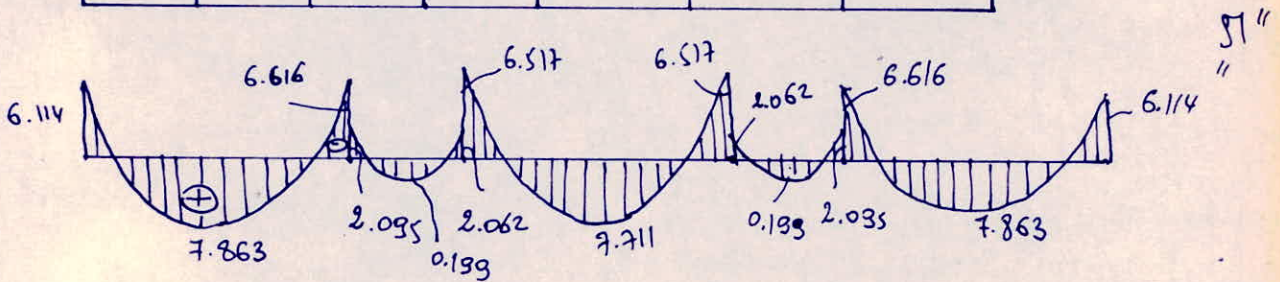
Il est à noter que pour les combinaisons où on a  $\Pi > 0$  et  $\Pi < 0$ , il faut se fier que les quantités d'acier tendus et comprimés équilibrent les moments.

niveau 5  
Sous G

$q = 2,323 \text{ t/ml}$

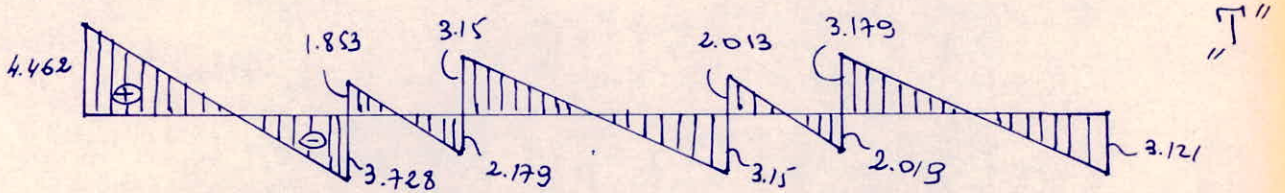
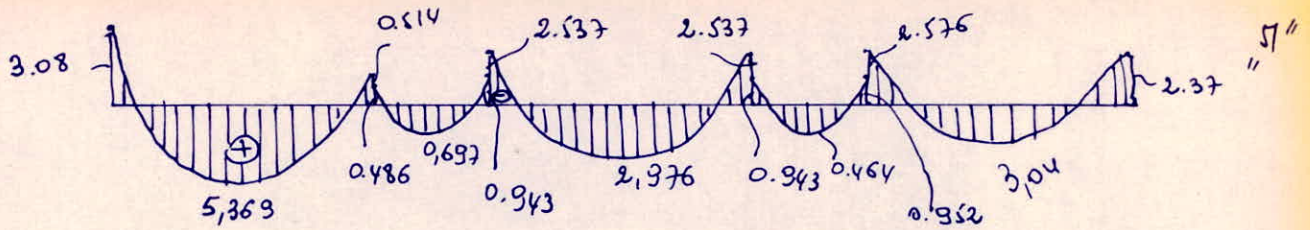
travées	$\pi_{a<0}$ (tm)	$\pi_{b<0}$ (tm)	$\pi_0$ (tm)	$\pi_{x=l/2}$ (tm)	$\pi$ (t)	
					$\pi_{x=0}$	$\pi_{x=l}$
1	6,114	6,616	14,228	+7,863	+8,059	-8,902
2	2,095	2,062	2,277	+0,199	+3,264	-3,24
3	6,517	6,517	14,228	+7,711	+8,131	-8,131
4	2,062	2,095	2,277	+0,199	+3,24	-3,264
5	6,616	6,114	14,228	+7,863	+8,202	-8,059

Valable pour  
les 5<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>  
2<sup>ème</sup> et 1<sup>er</sup> et ages.  
(m diagrammes)



travées	$\pi_{a<0}$ (tm)	$\pi_{b<0}$ (tm)	$\pi_0$ (tm)	$\pi_{x=l/2}$ (tm)	$\pi$ (t)	
					$\pi_{x=0}$	$\pi_{x=l}$
1	3,08	0,514	7,156	+5,369	+4,462	-3,728
2	0,486	0,943	1,411	+0,697	+1,853	-2,179
3	2,537	2,537	5,513	+2,976	+3,15	-3,15
4	0,343	0,952	1,411	+0,464	+2,013	-2,019
5	2,576	2,37	5,513	+3,04	+3,79	-3,121

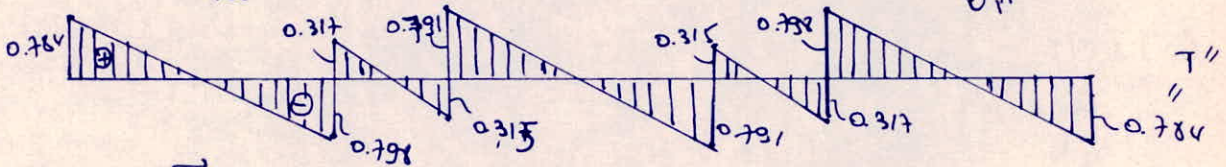
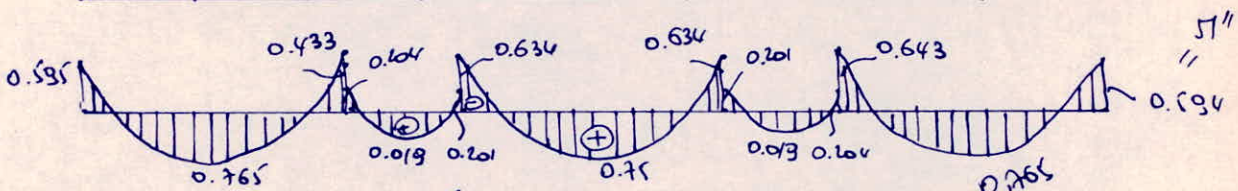
Valable pour  
les niveaux 6  
5, 4, 3 et 2  
(m diagrammes)



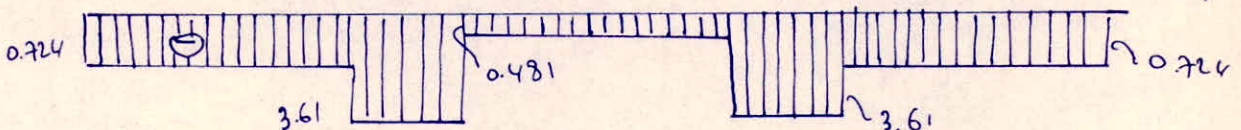
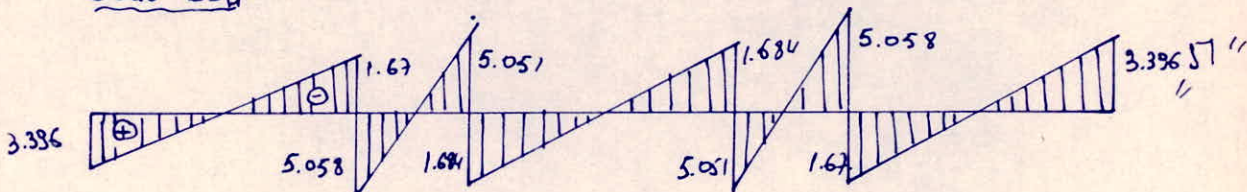
Sous  $\overrightarrow{SI_v}$   $q = 0,226 \text{ t/ml}$

travées	$M_A < 0$ (tm)	$M_B < 0$ (tm)	$M_C$ (tm)	$M_{x=l/2}$ (tm)	$T$ (t)	
					$T_{x=0}$	$T_{x=l}$
1	0,595	0,643	1,384	+0,765	+0,784	-0,798
2	0,204	0,201	0,221	+0,019	+0,317	-0,315
3	0,634	0,634	1,384	+0,75	+0,731	-0,791
4	0,201	0,204	0,221	+0,019	+0,315	-0,317
5	0,643	0,594	1,384	+0,765	+0,798	-0,784

Sous  $\overrightarrow{SI_v}$  ↑ on inverse les signes



Sous  $\overrightarrow{SI_v}$



Niveau 5

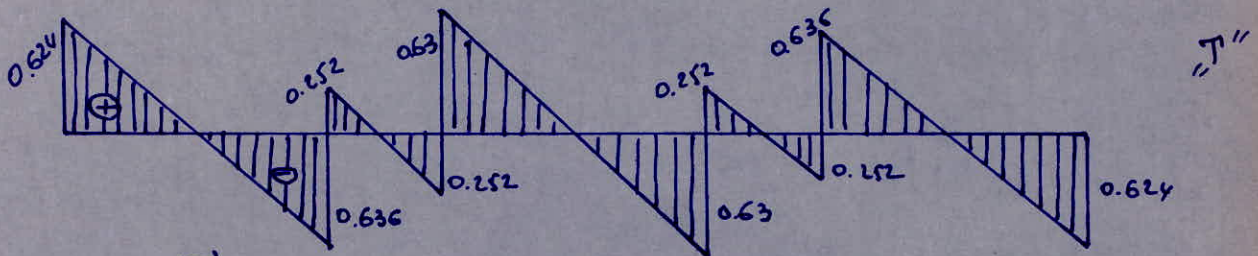
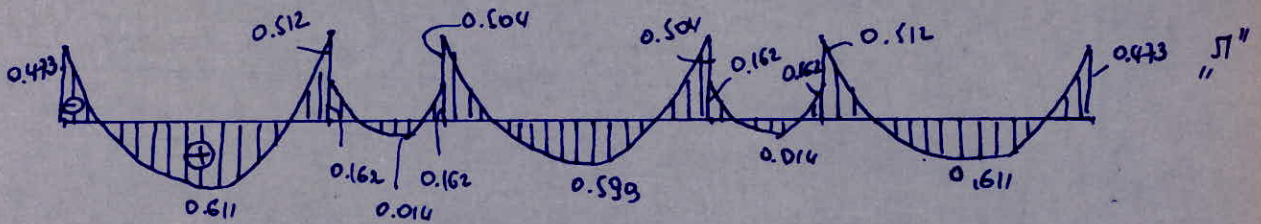
Sect	supp eff	G	P	$\overrightarrow{SI}_H$	$\overleftarrow{SI}_H$	$SI_{V\downarrow}$	$SI_{V\uparrow}$	1er genre	2nd genre		
								$G+1,2P$	$G+\frac{P}{2}+\overrightarrow{SI}_H$	$G+\frac{P}{2}+\overleftarrow{SI}_H$	$G+P+SI_{V\downarrow}$
1	$\Pi_a$ (tm)	-6,114	-3,09	+3,396	-3,396	-0,595	+0,595	-9,81	-	-10,126	-
	$T_a$ (tm)	+8,059	+4,462	-0,724	+0,724	+0,784	-0,784	+13,413	-	-	+13,305
2	$\Pi$	+7,863	+5,369	+0,863	-0,863	+0,765	-0,765	+14,306	-	-	+14,267
3	$\Pi_g$	-6,616	-0,594	-1,67	+1,67	-0,433	+0,433	-7,317	-	-	-7,639
	$\Pi_b$	-2,095	-0,486	+5,058	-5,058	-0,204	+0,204	-2,678	+2,866	-7,25	-
	$T_g$	-8,202	-3,729	-0,724	+0,724	-0,798	+0,798	-12,676	-	-	-12,728
	$T_b$	+3,264	+1,853	-3,61	+3,61	+0,317	-0,317	+5,488	-	+7,245	-
4	$\Pi$	+0,199	+0,697	0	0	+0,019	-0,019	+1,085	-	-	+0,915
5	$\Pi_g$	-2,062	-0,943	-5,051	+5,051	-0,201	+0,201	-3,194	-7,3	+2,8	-
	$\Pi_b$	-6,517	-2,537	+1,684	-1,684	-0,634	+0,634	-9,561	-	-	-10,738
	$T_g$	-3,24	-2,179	-3,61	+3,61	-0,315	+0,315	-5,855	-7,286	-	-
	$T_b$	+8,131	+3,15	-0,481	+0,481	+0,791	-0,791	+11,911	-	-	+12,072
6	$\Pi$	+7,711	+2,976	0	0	+0,75	-0,75	+11,282	-	-	+11,437
7	$\Pi_g$	-6,517	-2,537	+1,67	-1,67	-0,634	+0,634	-9,561	-	-	-9,688
	$\Pi_b$	-2,062	-0,943	+5,051	-5,051	-0,201	+0,201	-3,194	+2,8	-7,3	-
	$T_g$	-8,131	-3,15	-0,481	+0,481	-0,791	+0,791	+11,911	-	-	-12,072
	$T_b$	+3,24	+2,013	-3,61	+3,61	+0,315	-0,315	+5,656	-	+7,253	-
8	$\Pi$	+0,199	+0,697	0	0	+0,019	-0,019	+0,756	-	-	+0,682
9	$\Pi_g$	-2,095	-2,576	-5,058	+5,058	-0,204	+0,204	-5,196	-7,663	+2,488	-
	$\Pi_b$	-6,616	-0,952	+1,67	-1,67	-0,643	+0,643	-7,759	-8,476	-	-
	$T_g$	-3,264	-2,079	-3,61	+3,61	-0,317	+0,317	-5,687	-7,278	-	-
	$T_b$	+8,202	+3,779	-0,724	+0,724	+0,798	-0,798	+12,017	-	-	+12,179
10	$\Pi$	+7,863	+3,04	+0,863	+0,863	+0,765	-0,765	+11,511	-	-	+11,668
11	$\Pi_g$	-6,114	-2,37	-3,396	+3,396	-0,594	+0,594	-9,762	-9,984	-	-
	$T_g$	-8,059	+3,114	-0,724	+0,724	-0,784	+0,784	-11,8	-	-	-11,964

niveau 4 on a les mêmes diagrammes de P et G que pour le niveau 5.

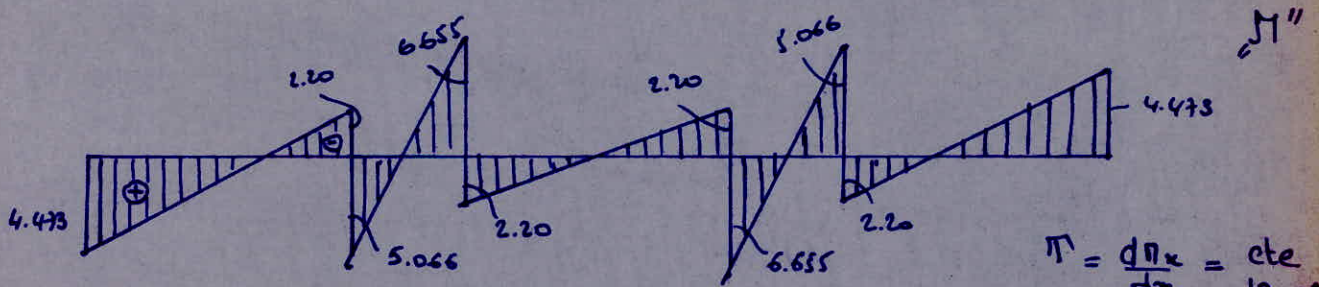
Sous  $\vec{S}I_y \downarrow$   $q = 0.18 \text{ t/ml}$

travées	$\pi_a < 0$ (tm)	$\pi_b < 0$ (tm)	$\pi_0$ (tm)	$\pi_{x=2/2}$ (tm)	$\pi(t)$	
					$\pi_{x=0}$	$\pi_{x=l}$
1	0,473	0,512	1,103	+0,611	+0,624	-0,636
2	0,162	0,162	0,176	+0,014	+0,252	-0,252
3	0,504	0,504	1,103	+0,599	+0,63	-0,63
4	0,162	0,162	0,176	+0,014	+0,252	-0,252
5	0,512	0,473	1,103	+0,611	+0,636	-0,624

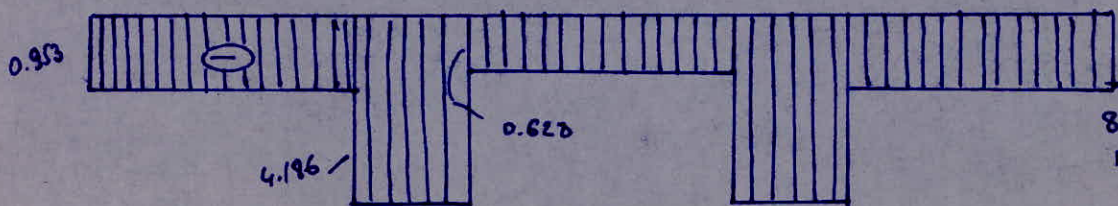
Sous  $\vec{S}I_y \uparrow$  on inverse les diagrammes



Sous  $\vec{S}I_H$



$$\pi = \frac{d\pi_x}{dz} = \text{cte} = \frac{(\pi_a + \pi_b)}{l}$$



Sous  $\vec{S}I_y$  on inverse les diagrammes

Niveau 4

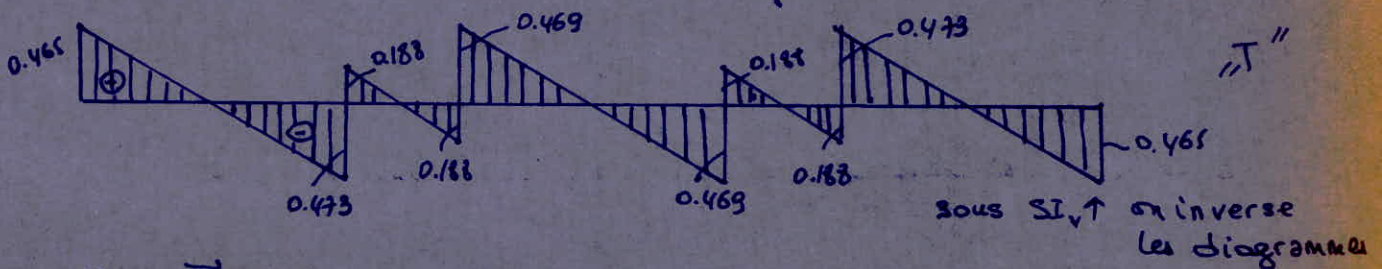
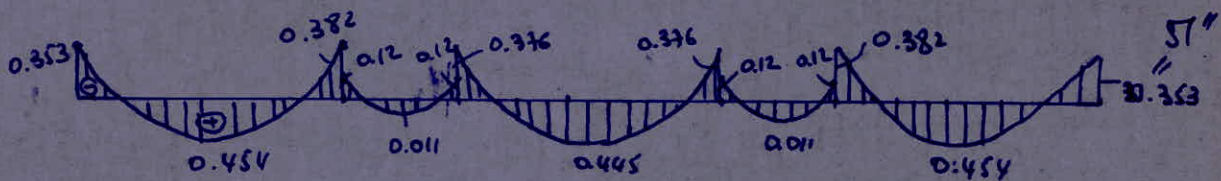
								1 <sup>er</sup> genre	2 <sup>eme</sup> genre			
sod.	solf. eff	G	P	$\rightarrow$ SI <sub>H</sub>	$\leftarrow$ SI <sub>H</sub>	SI <sub>V</sub> ↓	SI <sub>V</sub> ↑	G + 1,2P	$G + \frac{P}{3} + \vec{SI}_H$	$G + \frac{P}{3} + \overleftarrow{SI}_H$	G + P + SI <sub>V</sub> ↓	
1	M d (Tm)	-6,114	-3,08	+4,473	-4,473	-0,473	+0,473	-9,81	-	-11,203	-	
	T d (Tm)	+8,059	+4,462	-0,953	+0,953	+0,624	-0,624	+13,413	-	-	+13,145	
2	M	+7,863	+5,369	+1,137	-1,137	+0,611	-0,611	+14,306	-	-	+14,113	
3	Mg	-6,616	-0,514	-2,20	+2,20	-0,512	+0,512	-7,317	-	-8,919	-	
	Md	-2,095	-0,486	+5,066	-5,066	-0,162	+0,162	-2,678	+2,874	-7,258	-	
	Tg	-8,202	-3,729	-0,953	+0,953	-0,636	+0,636	-12,676	-	-	-12,566	
	Td	+3,264	+1,853	-4,186	+4,186	+0,252	-0,252	+5,488	-0,55	+7,821	-	
4	M	+0,199	+0,697	0	0	+0,014	-0,014	+1,035	-	-	+0,91	
5	Mg	-2,062	-0,943	-6,655	+6,655	-0,162	+0,162	-3,194	-8,906	+4,404	-	
	Md	-6,517	-2,537	+9,550	-9,550	-0,504	+0,504	-9,561	-	-	-9,558	
	Tg	-3,24	-2,179	-4,186	+4,186	-0,252	+0,252	-5,855	-7,862	+0,51	-	
	Td	+8,131	+3,15	-0,628	+0,628	+0,63	-0,63	+11,911	-	-	+11,911	
6	M	+7,711	+2,976	0	0	+0,599	-0,599	+11,282	-	-	+11,286	
7	Mg	-6,517	-2,537	-2,2	+2,2	-0,504	+0,504	-9,561	-9,224	-	-	
	Md	-2,062	-0,943	+6,655	-6,655	-0,162	+0,162	-3,194	+4,404	-8,906	-	
	Tg	-8,131	-3,15	-0,628	+0,628	-0,63	+0,63	-11,911	-	-	-11,911	
	Td	+3,24	+2,013	-4,186	+4,186	+0,252	-0,252	+5,656	-0,543	+7,829	-	
8	M	+0,199	+0,464	0	0	+0,014	-0,014	+0,756	-	-	+0,677	
9	Mg	-2,095	-2,576	-5,066	+5,066	-0,162	+0,162	-5,186	-7,676	+2,456	-	
	Md	-6,616	-0,952	+2,2	-2,2	-0,512	+0,512	-7,759	-	-9,006	-	
	Tg	-3,264	-2,019	-4,186	+4,186	-0,252	+0,252	-5,687	-7,854	+0,518	-	
	Td	+8,202	+3,179	-0,953	+0,953	+0,636	-0,636	+12,017	-	-	12,017	
10	M	+7,863	+3,04	-1,137	+1,137	+0,611	-0,611	+11,511	-	-	+11,514	
11	Mg	-6,44	-2,37	-4,473	+4,473	-0,473	+0,473	-9,762	-11,034	-	-	
	Tg	-8,059	-3,12	-0,953	+0,953	-0,624	+0,624	-11,8	-	-	+11,804	



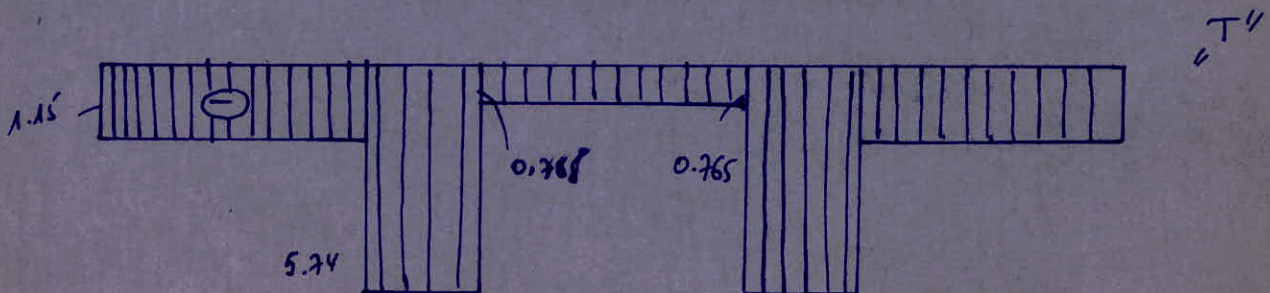
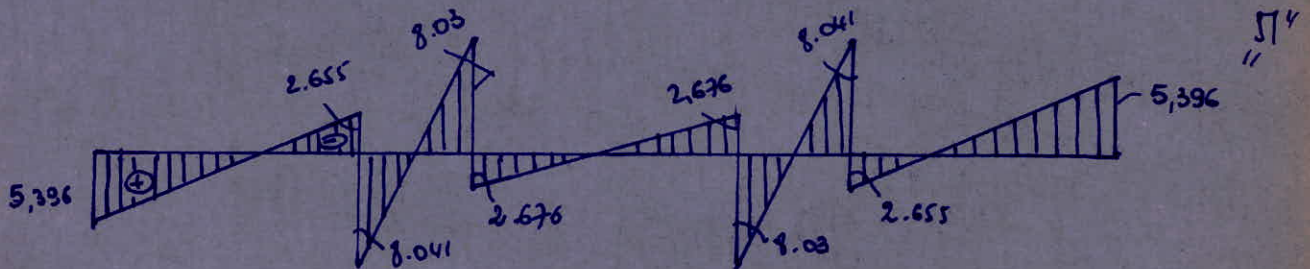
niveau 3 on a les mêmes diagrammes de  $G$  et  $P$  que pour les niveaux 6, 5, et 4.

Sous  $SI_v \downarrow$   $q = 0,134 \text{ t/ml}$

travées	$\Pi_{c0}$ (tm)	$\Pi_{b0}$ (tm)	$\Pi_0$ (tm)	$\Pi_{x=0/2}$ (tm)	$T$ (t)	
					$T_{x=0}$	$T_{x=l}$
1	0,353	0,382	0,821	+0,454	+0,465	-0,473
2	0,12	0,12	0,131	+0,011	+0,188	-0,188
3	0,376	0,376	0,821	+0,445	+0,469	-0,469
4	0,12	0,12	0,131	+0,011	+0,188	-0,188
5	0,382	0,353	0,821	+0,454	+0,473	-0,465



Sous  $SI_H$



Niveau 3

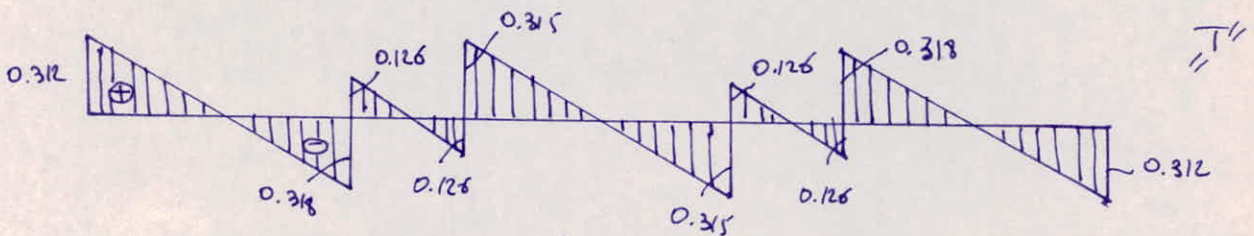
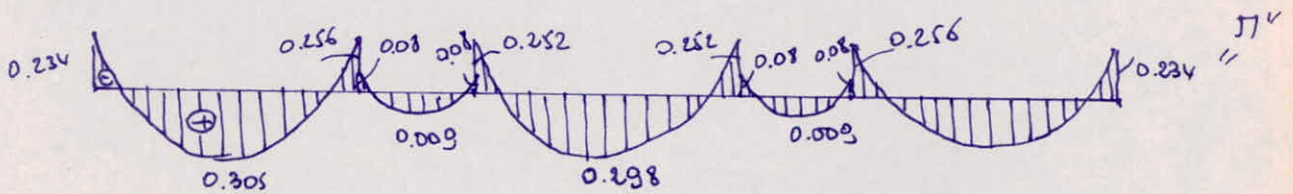
Niveau 3								1 <sup>er</sup> genre	2 <sup>eme</sup> genre			
sect.	Soll. eff.	G	P	→ SI <sub>H</sub>	← SI <sub>H</sub>	SI <sub>V</sub> ↓	SI <sub>V</sub> ↑	G + 1,2P	G + $\frac{P}{5}$ + SI <sub>H</sub> →	G + $\frac{P}{5}$ + SI <sub>H</sub> ←	G + P + SI <sub>V</sub> ↓	
1	Md (Tm)	-6,114	-3,09	+5,396	-5,396	-0,353	+0,353	-9,81	-	-12,126	-	
	Td (Tm)	+8,059	+4,462	-1,15	+1,15	+0,465	-0,465	+13,413	-	-	+12,926	
2	M	+7,863	+5,639	+1,37	-1,37	+0,454	-0,454	+14,306	-	-	+13,502	
3	Mg	-6,616	-0,514	-2,655	+2,655	-0,382	+0,382	-7,317	-9,374	-	-	
	Md	-2,095	-0,486	+9,041	-8,041	-0,12	+0,12	-2,678	+5,849	-10,233	-	
	Tg	-8,202	-3,721	-1,15	+1,15	-0,473	+0,473	-12,676	-	-	+12,403	
	Td	+3,264	+1,853	-5,74	+5,74	+0,188	-0,188	+5,488	-2,105	+9,375	-	
4	M	+0,199	+0,697	0 →	0	+0,011	-0,011	+1,035	-	-	+0,907	
5	Mg	-2,062	-0,943	-8,03	+8,03	-0,12	+0,12	-3,194	-10,231	+5,779	-	
	Md	-6,817	-2,537	+2,676	+2,676	-0,376	+0,376	-9,561	-	-9,8	-	
	Tg	-3,24	-2,179	-5,74	+5,74	-0,188	+0,188	-5,855	-9,416	+2,064	-	
	Td	+8,131	+3,15	-0,765	+0,765	+0,469	-0,469	+11,911	-	-	+11,75	
6	M	+7,741	+2,976	0	0	+0,445	-0,445	+11,232	-	-	+11,732	
7	Mg	-6,517	-2,537	-2,676	+2,676	-0,376	+0,376	-9,561	-9,7	-10,231	-	
	Md	-2,062	-0,943	+8,03	-8,03	-0,12	+0,12	-3,194	+5,779	-	-	
	Tg	-8,131	-3,15	-0,765	+0,765	-0,469	+0,469	-11,911	-	-	-11,75	
	Td	+3,24	+2,013	-5,74	+5,74	+0,188	-0,188	+5,656	-	-	+5,441	
8	M	+0,199	+0,444	0	0	+0,011	-0,011	+0,756	-	-	+0,674	
9	Mg	-2,095	-2,537	-8,041	+8,041	-0,12	+0,12	-5,186	-10,651	+5,431	-	
	Md	-6,616	-0,982	+2,655	-2,655	-0,382	+0,382	-7,758	-	-9,461	-	
	Tg	-3,264	-2,019	-5,74	+5,74	-0,188	+0,188	-5,687	-9,408	+2,072	-	
	Td	+8,202	+3,179	-1,15	+1,15	+0,473	-0,473	+12,017	-	-	+11,854	
10	M	+7,863	+3,04	-1,37	+1,37	+0,454	-0,454	+11,511	-	-	+11,357	
11	Mg	-6,114	-2,37	-5,396	+5,396	-0,353	+0,353	-9,762	-11,984	-	-	
	Tg	-8,059	-3,121	-1,15	+1,15	-0,465	+0,465	-11,8	-	-	+11,645	

- 132 -

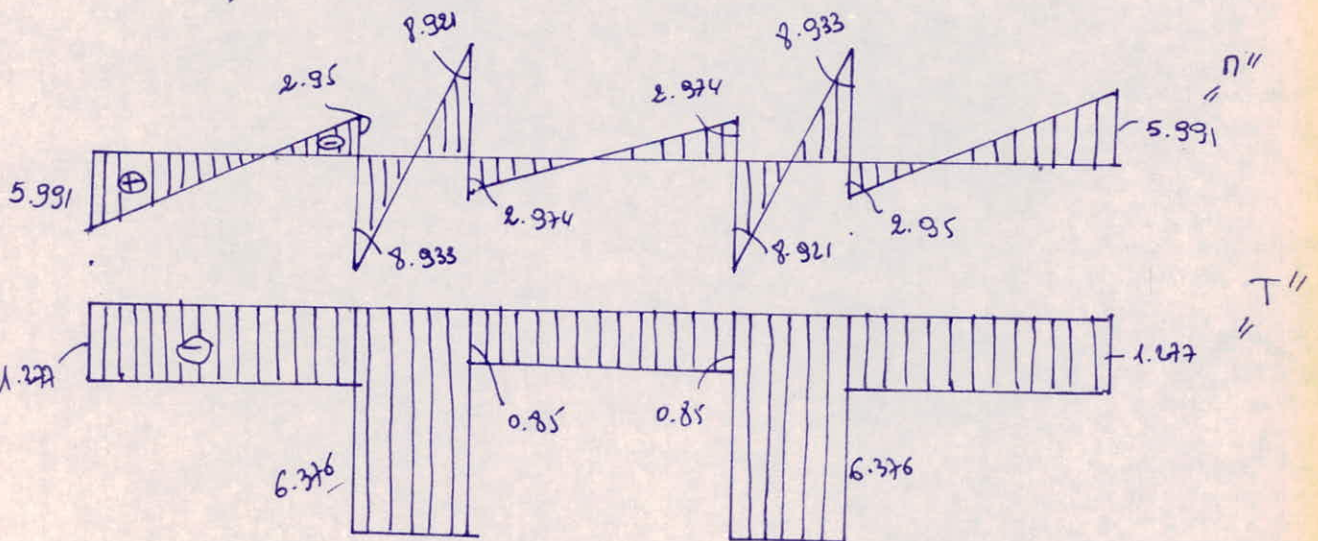
niveau 2 on a les mêmes diagrammes de G et P que pour les niveaux 6, 5, 4 et 3.

Sous  $\overline{SI}_v \downarrow$   $q = 0,03 \text{ t/ml}$

travées	$\pi_a < 0$ (tm)	$\pi_b < 0$ (tm)	$\pi_0$ (tm)	$\pi_{x=l/2}$ (tm)	$\pi (t)$	
					$\pi_{x=0}$	$\pi_{x=l}$
1	0,234	0,256	0,55	+0,305	+0,312	-0,318
2	0,08	0,08	0,089	+0,009	+0,126	-0,126
3	0,252	0,252	0,55	+0,298	+0,315	-0,315
4	0,08	0,08	0,089	+0,009	+0,126	-0,126
5	0,256	0,234	0,55	+0,305	+0,318	-0,312



Sous  $\overline{SI}_v \uparrow$  on inverse les diagrammes



Niveau 2

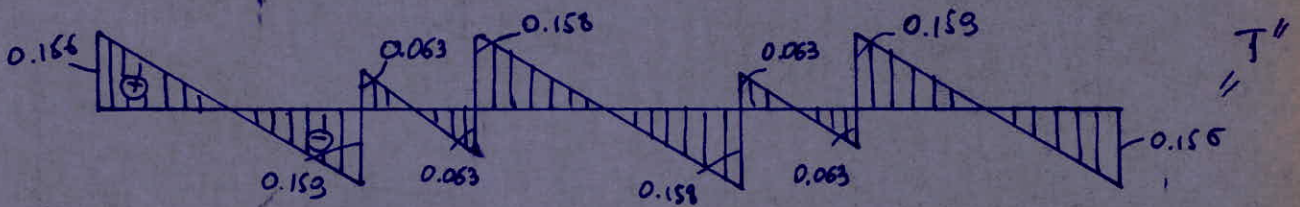
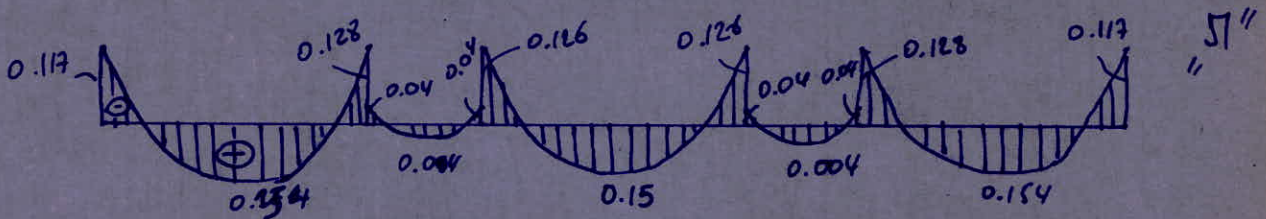
sect.	soff. eff.							1 <sup>er</sup> genre	2 <sup>eme</sup> genre		
		G	P	→ SI <sub>H</sub>	← SI <sub>H</sub>	SI <sub>v</sub> ↓	SI <sub>v</sub> ↑	G+1,2P	G+ $\frac{P}{5}$ +SI <sub>H</sub> →	G+ $\frac{P}{5}$ +SI <sub>H</sub> ←	G+P+SI <sub>v</sub> ↓
1	Md (Tm)	-6,114	-3,08	+5,991	-5,991	-0,234	+0,234	-9,81			
	Td (Tm)	+8,059	+4,462	-1,277	+1,277	+0,312	-0,312	+13,413		-12,721	
2	M	+7,863	+5,639	+1,52	-1,52	+0,305	+0,305	+14,306			+12,833
3	Mg	-6,616	-0,514	-2,95	+2,95	-0,256	+0,256	-7,317	-9,669		
	Md	-2,098	-0,496	+8,933	-8,933	-0,08	+0,08	-2,678	+6,741	-11,125	
	Tg	-8,200	-3,728	-1,277	+1,277	-0,318	+0,318	-12,676			+12,248
	Td	+3,854	+1,83	-6,376	+6,376	+0,125	-0,125	+5,488	+10,011	-2,741	
4	M	+0,193	+0,697	0	0	+0,009	+0,009	+1,035			+0,905
5	Mg	-2,062	-0,943	-8,921	+8,921	-0,08	+0,08	-3,194	-11,172	+6,67	
	Md	-6,517	-2,537	+2,974	-2,974	-0,252	+0,252	-9,561		-9,999	
	Tg	-3,24	-2,173	-6,376	+6,376	-0,126	+0,126	-5,855	-10,052	+2,7	
	Td	+8,131	+3,15	-0,85	+0,85	+0,315	-0,315	+11,911			+11,596
6	M	+7,711	+2,976	0	0	+0,298	-0,298	+11,282			+10,985
7	Mg	-6,517	-2,537	-2,974	+2,974	-0,252	+0,252	-9,561	-9,999		
	Md	-2,062	-0,943	+8,921	-8,921	-0,08	+0,08	-3,194	+6,67	-11,172	
	Tg	-8,131	-3,15	-0,85	+0,85	-0,315	+0,315	-11,911			+11,596
	Td	+3,24	+2,013	-6,376	+6,376	+0,126	-0,126	+5,658	-2,73	+10,019	
8	M	+0,193	+0,464	0	0	+0,009	-0,009	+0,756			+0,672
9	Mg	-2,095	-2,576	-8,933	+8,933	-0,08	+0,08	-5,186	-11,543	+6,323	
	Md	-6,616	-0,952	+2,95	-2,95	-0,256	+0,256	-7,758		-9,756	
	Tg	-3,264	-2,019	-6,376	+6,376	-0,126	+0,126	-5,687	-10,044	+2,708	
	Td	+8,202	+3,179	-1,277	+1,277	+0,318	-0,318	+12,017			+11,519
10	M	+7,863	+3,04	-1,52	+1,52	+0,305	-0,305	+11,511			+11,208
11	Mg	-6,114	-2,37	-5,991	+5,991	-0,234	+0,234	-9,762	-12,579		
	Tg	-8,059	-3,121	-1,277	+1,277	-0,312	+0,312	-11,8			+11,492

- 134 -

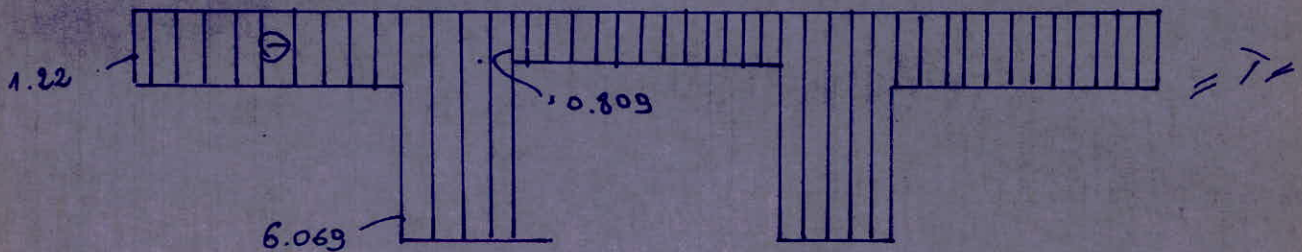
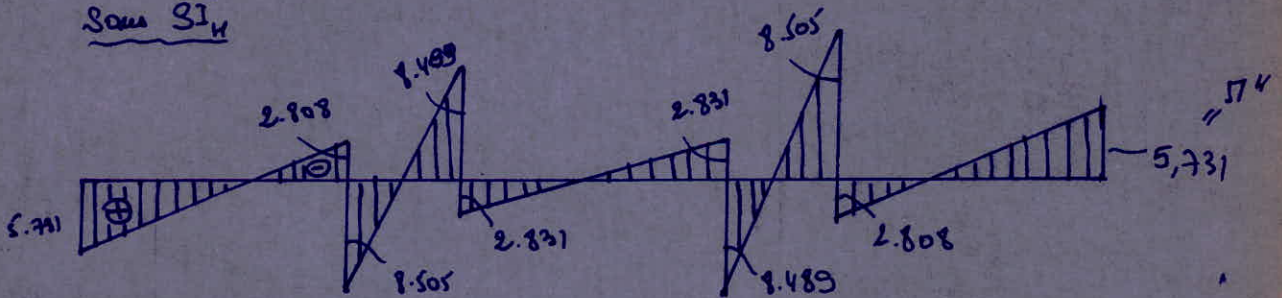
niveau 1. on a les mêmes diagrammes de G et P que pour les niveaux 6, 5, 4, 3 et 2.

sous  $\vec{S}I_v \downarrow$   $q = 0,045 \text{ t/ml}$

travées	$n_b \text{ Co}$ (tm)	$n_c \text{ Co}$ (tm)	$n_o$ (tm)	$\pi_{x=l/L}(\text{tm})$	$\pi$ (tm)	
					$\pi_{x=0}$	$\pi_{x=l}$
1	0,117	0,128	0,276	+0,154	+0,156	-0,159
2	0,04	0,04	0,044	+0,004	+0,063	-0,063
3	0,126	0,126	0,276	+0,15	+0,158	-0,158
4	0,04	0,04	0,044	+0,004	+0,063	-0,063
5	0,128	0,117	0,276	+0,154	+0,159	-0,156



sous  $\vec{S}I_H$



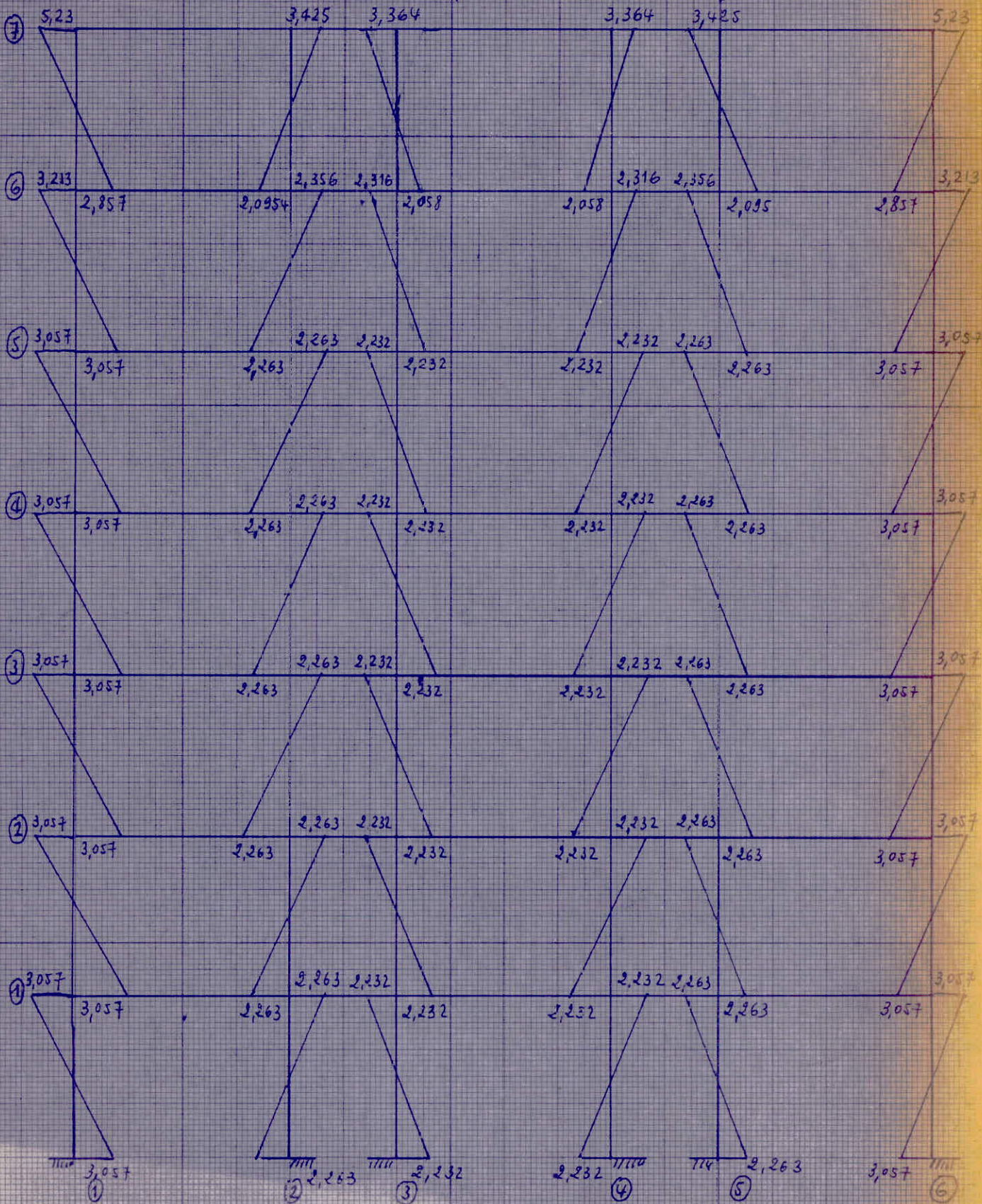
Niveau 1

								1 <sup>er</sup> genre	2 <sup>eme</sup> genre		
sect.	Soft. eff.	G	P	→ SI <sub>H</sub>	← SI <sub>H</sub>	SI <sub>V</sub> ↓	SI <sub>V</sub> ↑	G+1/2P	G+ $\frac{P}{5}$ +SI <sub>H</sub> →	G+ $\frac{P}{5}$ +SI <sub>H</sub> ←	G+SI <sub>V</sub> ↓
1	Md (Tm)	-6,114	+3,08	+5,731	-5,731	-0,117	+0,117	-9,81		-12,451	
	Td (Tm)	+8,059	+4,462	-1,22	+1,22	+0,156	-0,156	+13,413			+12,677
2	M	+7,863	+5,639	+1,462	-1,462	+0,154	-0,154	+14,306			+13,656
3	Mg	-6,616	-0,514	-2,808	+2,808	-0,128	+0,128	-7,317	-9,527		
	Md	-2,095	-0,486	+8,505	-8,505	-0,04	+0,04	-2,678	+6,213	-10,697	
	Tg	-8,202	-3,728	-1,22	+1,22	-0,159	+0,159	-12,676			+12,059
	Td	+3,864	+1,853	-6,069	+6,069	+0,063	-0,063	+5,488	-1,834	+10,304	
4	M	+0,199	+0,697	0	0	+0,004	-0,004	+1,035			+0,9
5	Mg	-2,062	-0,943	-2,808	+2,808	-0,04	+0,04	-3,194	-10,74	+6,239	
	Md	-6,517	-2,537	+2,808	-2,808	-0,126	+0,126	-9,561		-9,855	
	Tg	-3,24	-2,179	-0,069	+0,069	-0,063	+0,063	-5,855	-9,745	+2,393	
	Td	+8,131	+3,15	-0,069	+0,069	+0,158	-0,158	+11,911			+11,439
6	M	+7,711	+2,976	0	0	+0,15	-0,15	+11,282			+10,837
7	Mg	-6,517	-2,537	-2,808	+2,808	-0,126	+0,126	-9,561	-9,855		
	Md	-2,062	-0,943	+2,808	-2,808	-0,04	+0,04	-3,194	+6,239	-10,74	
	Tg	-8,131	-3,15	-0,069	+0,069	-0,158	+0,158	-11,911			-11,439
	Td	+3,24	+2,013	+0,063	+0,063	+0,063	-0,063	+5,656	-3,426	+9,712	
8	M	+0,199	+0,464	0	0	+0,004	-0,004	+0,756			+0,667
9	Mg	-2,095	-2,576	-8,505	+8,505	-0,04	+0,04	-5,186	-11,115	+5,935	
	Md	-6,616	-0,952	+2,808	-2,808	-0,128	+0,128	-7,758		-9,614	
	Tg	-3,264	-2,019	-6,069	+6,069	-0,063	+0,063	-5,687	-9,734	+2,401	
	Td	+8,202	+3,179	-1,22	+1,22	+0,153	-0,153	+12,017			+11,534
10	M	+7,863	+3,04	-1,462	+1,462	+0,154	-0,154	+11,511			+11,057
11	Mg	-6,114	-2,37	-5,731	+5,731	-0,117	+0,117	-9,762	-12,319		
	Tg	-8,059	-3,121	-1,22	+1,22	-0,156	+0,156	-11,800			+11,736

- 136 -

D2.2] Portique longitudinal

Moments dans les poteaux sous la charge G. (t.m)



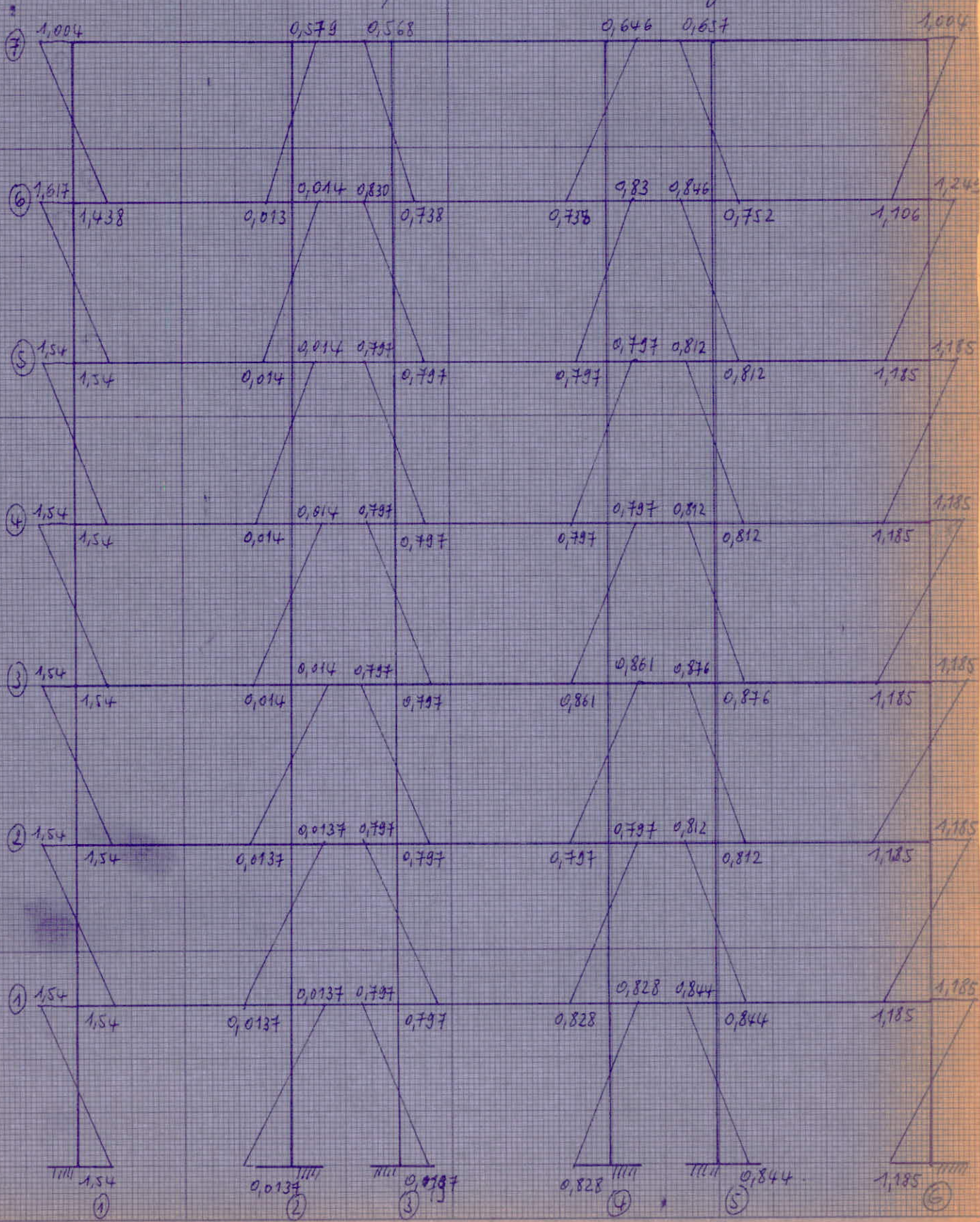
5

10

15

Portique longitudinal.

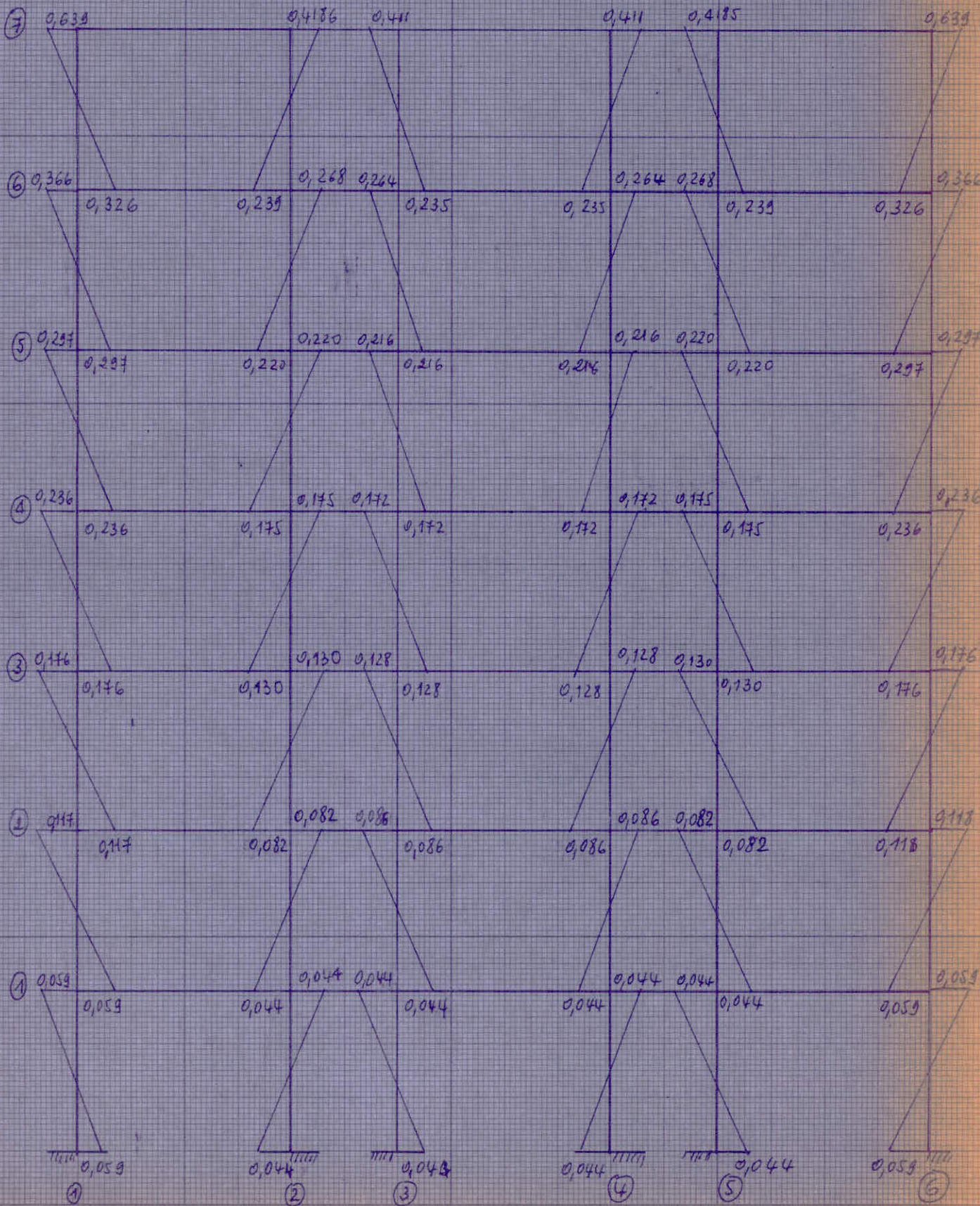
- Moments dans les poteaux sous la surcharge P (t.m).





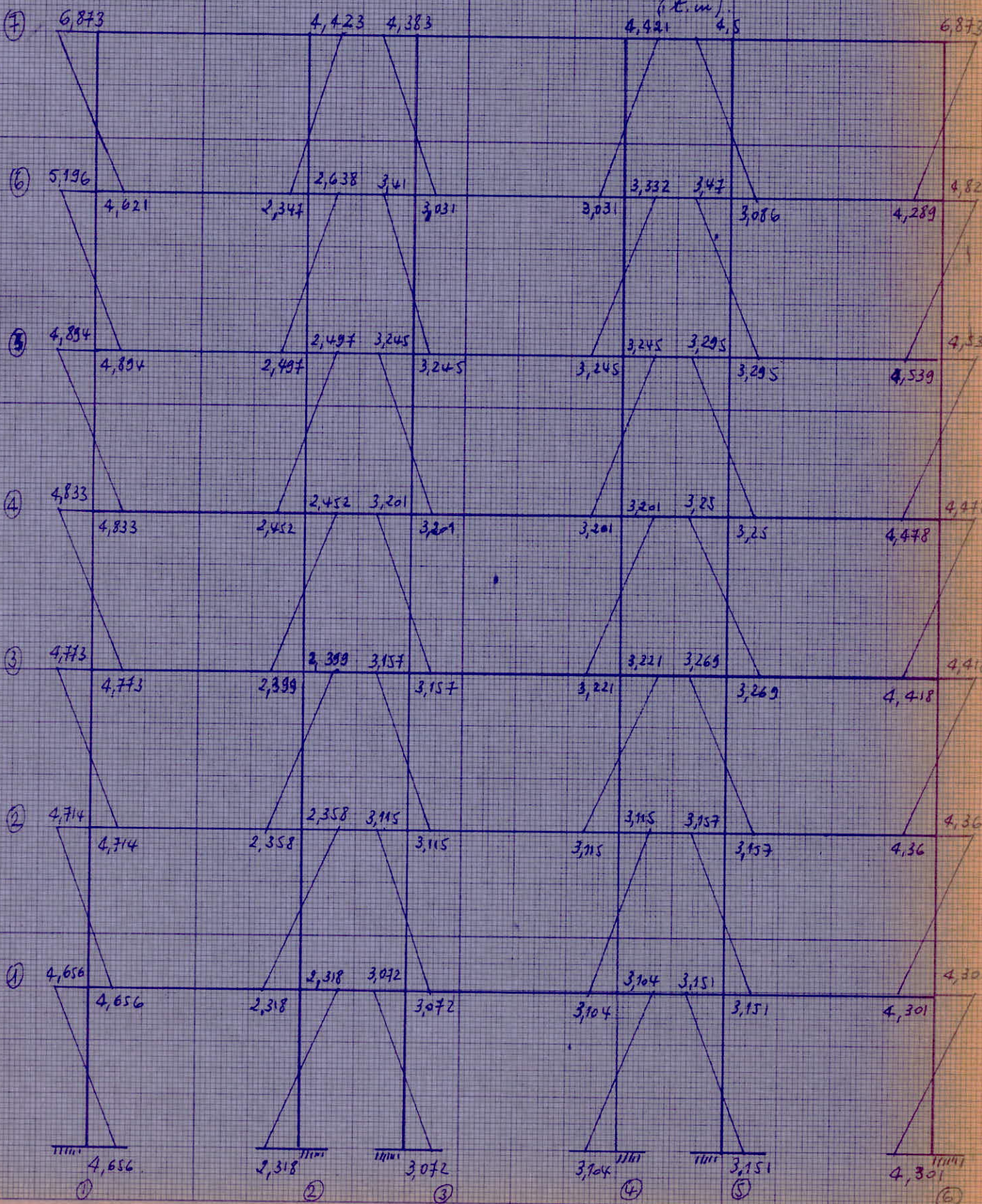
Portique longitudinal.

Moments dans les poteaux sous la charge  $5I \downarrow$  (t.m).

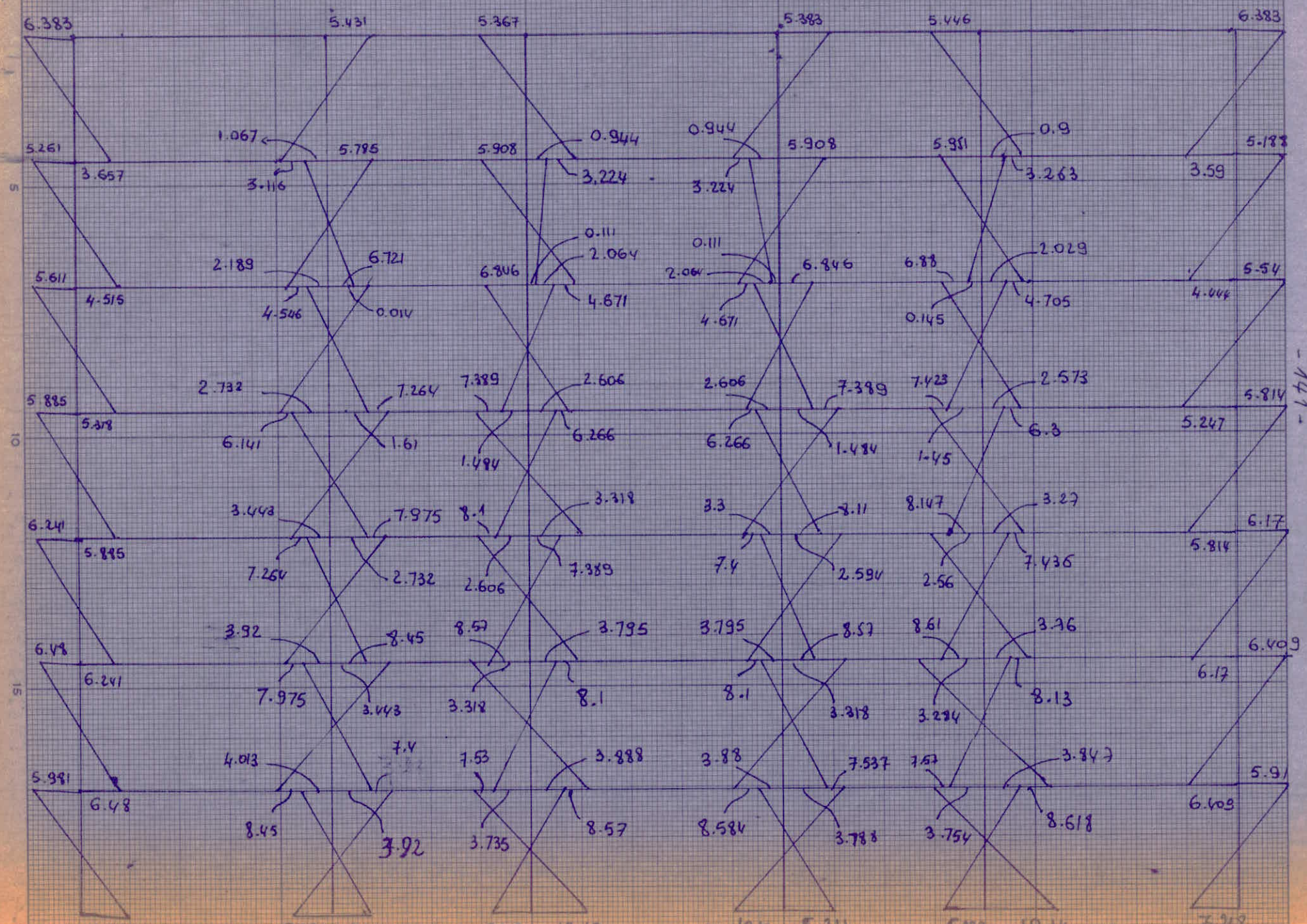


Portique longitudinal.

Diagramme enveloppe des moments dans les poteaux sous (G+P+SIV).



portique longitudinal  
 Moments dans les poteaux sous  $G + \frac{P}{5} + \overleftarrow{S_{14}}$



-14-

Chapitre IV.

Ferraillage des portiques.

## ferraillage du portique longitudinal.

### A1] ferraillage des poutres:

En principe les poutres travaillent à la flexion composée; existence de  $M, N, T$

$N$  est dû aux charges sismiques horizontales distribuées proportionnellement aux inerties des poteaux et ce à la tête de ces derniers; ces forces sont des efforts tranchants pour les poteaux et des efforts axiaux pour les poutres;

2) aux charges verticales; ces dernières engendrent des moments flexionnants dans les poteaux; en dérivant ces moments flexionnants qui sont linéaires on obtient les efforts tranchants dans les poteaux et qui sont en même temps des efforts axiaux pour les poutres

L'existence de cet effort axial dans les poutres contribue dans certains cas à amoindrir la flexion dans les poutres; par ailleurs la contrainte additive ou soustractive suivant les cas (compression ou traction) de l'ordre de 3 bars; ce qui est négligeable devant  $\bar{\sigma}_b$ ;  $\Rightarrow$  donc on ferraille les poutres en flexion simple;

Les valeurs des moments et des efforts tranchants sont inscrites dans les tableaux établis auparavant; à ce sujet il est bon de rappeler les combinaisons effectuées au 1<sup>er</sup> genre (G) + 1, 2 (P) avec  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}_b = 135 \text{ kg/cm}^2$

ou 2<sup>nd</sup> genre.

Regles parasismiques 69 annexe B, § : stabilité d'ensemble p. 170

art 1.3 : combinaisons à effectuer

$$G + \frac{P}{5} + \bar{S}_{I_H}; G + \frac{P}{5} + \bar{S}_{I_H}; G + P + S_{I_v} \downarrow; G + \frac{P}{5} + S_{I_v} \uparrow$$

pour les composantes sismiques verticales se référer à l'annexe B2 des RPS 69 p. 195

sous  $S_{I_v} \downarrow$  on prend la totalité des surcharges

sous  $S_{I_v} \uparrow$  on prend le 1/5 des surcharges.

Il est à noter également que les règles parasismiques admettent que les maxima de réponse dus aux composantes horizontales d'une part et aux composantes verticales d'autre part ne se produisent pas simultanément en général (page 21) et est pour cela qu'on ne combine pas  $S_{I_H}$  et  $S_{I_v}$  ensemble;

par ailleurs comme on l'a mentionné précédemment que même si les combinaisons du 2<sup>nd</sup> genre donnent des moments plus importants cela ne signifie pas qu'on aura le plus de ferraillage; cela revient à comparer  $\frac{3}{2} \eta_{1er\ genre}$  à  $\eta_{2nd\ genre}$ ; car  $A \propto \frac{\pi}{\sigma_a}$

$$A = K \frac{\pi}{\sigma_c}$$

K: coefficient de proportionnalité

$$A_1 = K \frac{\pi_1}{\frac{2}{3} \sigma_{en}}$$

au 1er genre

$$A_2 = K \frac{\pi_2}{\sigma_{en}}$$

- $A_1 = A_2$  pour  $\frac{3}{2} \pi_1 = \pi_2$
- $A_1 < A_2$  pour  $\frac{3}{2} \pi_1 < \pi_2$
- $A_1 > A_2$  pour  $\frac{3}{2} \pi_1 > \pi_2$

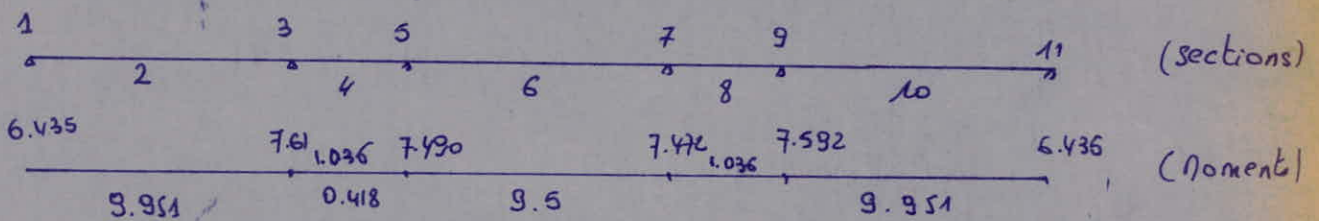
pour cela on prendra dans la poutre et pour les différentes sections la combinaison donnant le plus de ferrailage et avec l'effet tranchant correspondant;  
 pour ce faire au niveau des appuis on a 2 moments  $M_0$  et  $M_3$  on calculera les sauts de trapeaux pour  $\max(M_0 \text{ et } M_3)$  la différence sera prise sur le poteau qui d'avant l'appui de la mortise; et le poteau sera calculé en flexion composée comme on le verra plus loin;  
 autre remarque: pour certaines combinaisons on a un moment positif et un moment négatif; pour cela on calculera les armatures tendues avec  $M > 0$  et on vérifiera la nécessité d'acier comprimé, avec  $M < 0$  on calculera les armatures comprimées et pour la section d'armatures comprimées on prendra le maximum des 2 dernières;

Niveau terrasse.

la combinaison défavorable est G + 1,2 P.

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ bars}$$

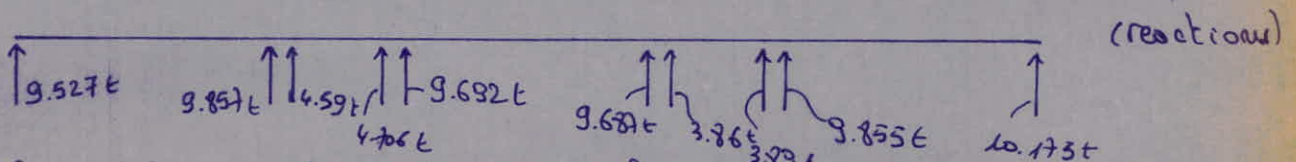
$$\bar{\sigma}_b = 135 \text{ bars}$$



Les moments sont en (tm) ceux qui sont placés au dessus de l'axe ont le signe (-)

= = = au dessous = =  
 = = (+)

pour la section (4) on a un  $\sigma_t > 0$  + 0,418 et un  $\sigma_c < 0$  1,35 tm.  
 pour la section (8) on a uniquement un  $\sigma_t < 0$ .



Les réactions sont tirées des tableaux; la réaction = gauche représente  $T_0$   
 = = droite =  $T_3$

le moment maximum en travée est égal à 9,951 tm ; Soyons sûr on a besoin d'aciers comprimés ; on adopte la méthode de ferroutage de Charon

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \quad \begin{array}{l} h_t = 60 \text{ cm} \\ h = 56 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{array} \quad \text{enrobage de 4 cm.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 9,951 \times 10^5}{2800 \times 20 \times 56^2} = 0,08499 \xrightarrow{\text{on lit}} K = 27,5$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{27,5} = 101,81 \text{ bars} < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} \Rightarrow \text{non, nécessite d'aciers comprimés ; le béton seul reste à la compression.}$$

ferroutages des sections.

Section 1.

$$\begin{array}{l} M = -5,435 \text{ tm.} \\ T = 9,527 \text{ t} \end{array} \Rightarrow \text{les aciers tendus sont placés en haut ;}$$

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 6,435 \times 10^5}{2800 \times 20 \times (56)^2} = 0,0549 \rightarrow K = 36,2$$

$$\omega = 0,405$$

$$A_s = \frac{\omega}{100} b h = \frac{0,405}{100} \times 20 \times 56 = 4,536 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T14 \text{ ou } 2T14 + 2T10$$

Section 2.

$$\begin{array}{l} M = +9,951 \text{ tm} \\ T = 0 \end{array} \quad \mu = \frac{15 \times 9,951 \times 10^5}{2800 \times 20 \times 56^2} = 0,0849 \rightarrow K = 27,5$$

$$\omega = 0,642.$$

$$A_s = \frac{\omega}{100} b h = \frac{0,642}{100} \times 20 \times 56 = 7,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T16$$

Section 3

$$\begin{array}{l} M = -7,61 \text{ tm.} \\ T_{\text{max}} = 9,857 \text{ t} \end{array} \quad \mu = \frac{15 \times 7,61 \times 10^5}{2800 \times 20 \times (56)^2} = 0,0649 \rightarrow K = 32,6$$

$$\omega = 0,483$$

$$A_s = \frac{0,483}{100} \times 20 \times 56 = 5,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T14$$

Section 4.

$$\begin{array}{l} M = +0,418 \text{ tm} \\ M' = -1,036 \text{ tm.} \end{array}$$

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 0,418 \times 10^5}{2800 \times 20 \times 56^2} = 0,00357 \rightarrow K = 166$$

$$\omega = 0,0250$$

$$A_v = \frac{0,025}{100} \times 20 \times 56 = 0,28 \text{ cm}^2 \text{ on l'augmente à } 1,07 \text{ cm}^2 \text{ (fragilité)} \Rightarrow 2T10$$

$$\mu = \frac{m M'}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1,036 \times 10^5}{2800 \times 20 \times 56^2} = 0,0088 \rightarrow K = 103$$

$$\omega = 0,0616$$

$$A'_y = \frac{\omega}{100} bh = \frac{0,0616}{100} \times 20 \times 56 = 0,69 \text{ cm}^2 \text{ on prend l'armature minimale}$$

Donnée par la condition de non fragilité  $\Rightarrow$  2T10

Section 5.

$$\eta = -7,490 \text{ tm} \quad \mu = \frac{15 \times 7,49 \times 10^5}{2800 \times 20 \times 56^2} = 0,0639 \rightarrow \kappa = 32,9$$

$$T_{\text{max}} = 9,692 \text{ t} \quad \bar{\omega} = 0,476$$

$$A_5 = \frac{0,476}{100} \times 20 \times 56 = 5,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T14}$$

Section 6.

$$\eta = +9,5 \text{ tm} \quad \mu = \frac{15 \times 9,5 \times 10^5}{2800 \times 20 \times 56^2} = 0,0811 \rightarrow \bar{\omega} = 0,612$$

$$T = 0$$

$$A_6 = \frac{0,612}{100} \times 20 \times 56 = 6,95 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T16}$$

Section 7.

$$\eta = -7,472 \text{ tm} \quad \mu = \frac{15 \times 7,472 \times 10^5}{2800 \times 20 \times 56^2} = 0,0638 \rightarrow \bar{\omega} = 0,476$$

$$T_{\text{max}} = 9,687 \text{ t}$$

$$A_7 = \frac{0,476}{100} \times 20 \times 56 = 5,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T14}$$

Section 8

$$\eta = -1,036 \text{ tm} \quad A_8 = A'_y = 0,69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{armature minimale}$$

$$T = 0 \quad 2 \text{ T10}$$

Section 9.

$$\eta = -7,592 \text{ tm} \quad \mu = \frac{15 \times 7,592 \times 10^5}{2800 \times 20 \times 56^2} = 0,0648 \rightarrow \bar{\omega} = 0,483$$

$$T_{\text{max}} = 9,855 \text{ t}$$

$$A_9 = \frac{0,483}{100} \times 20 \times 56 = 5,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T14}$$

Section 10

$$\eta = +9,951 \text{ tm} \quad A_{10} = A_2 = 7,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T16}$$

$$T = 0$$

Section 11

$$\eta = +6,435 \text{ tm} \quad A_{11} = A_1 = 4,536 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ T14}$$

$$T = 10,133 \text{ t} \quad \text{ou } 2 \text{ T14} + 2 \text{ T10}$$

Vérifications des conditions.

\* Condition de flèche:  $\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{\text{en}}} \Rightarrow A \leq \frac{43 bh}{\sigma_{\text{en}}} = \frac{43 \times 20 \times 56}{4200}$

Toutes les sections trouvées vérifient cette condition;  $= 11,46 \text{ cm}^2$

\* condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\omega}}{\sigma_{\text{en}}} bh \quad A \geq 0,69 \times \frac{5,8}{4200} \times 20 \times 56 = 1,067 \text{ cm}^2$$

pour cela on augmente  $A_y$ ;  $A'_y$  et  $A_8 \bar{\omega} 1,07 \text{ cm}^2$ ;



condition de non avarnement : elle est vérifiée pour les aciers tendus et ce dans les endroits critiques, en général on la vérifie aux nœuds.

art 29  
 $\bar{\sigma}_d = 2 \psi_s \bar{\sigma}_b$        $\psi_s = 1,5$  pour les HA

$\bar{\sigma}_d = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4$  bars

$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{Fz}$       on la vérifie pour l'acier où  $T_{\text{est max}}$  est à dire pour la section 3  
 $z = \epsilon h = 0,895 \times 56 = 50,12 \text{ cm}$        $T = 9,857 \text{ t}$

$A_3 = 5,41 \text{ cm}^2$       3 T16  $\rightarrow \rho = 3\pi \times 1,6$

$\bar{\sigma}_d = \frac{9857}{3\pi \times 1,6 \times 50,12} = 13,04$  bars  $< \bar{\sigma}_d = 17,4$  bars      vérification assurée

Conditions aux appuis.

acier :

sections 1 et 11  $N = -9,435 \text{ tm}$   
 $T = 10,173 \text{ t}$

$T + \frac{N}{\gamma} = A \bar{\sigma}_a$

A : section d'aciers inférieurs

$10,173 - \frac{9,435 \times 10^5}{0,895 \times 56} < 0 \Rightarrow A = 0$

$z = \epsilon h$

$\gamma$  pris avec son signe

sections 3, 5, 7 et 9

$N = 7,472 \text{ tm}$

$9857 - \frac{7,472 \times 10^5}{0,8956 \times 56} < 0 \Rightarrow A = 0$

$T_{\text{max}} = 9,857 \text{ t}$

donc au droit des appuis où  $N$  est toujours  $< 0$  on n'a pas besoin d'aciers inférieurs.

beton :

$c = \frac{2T}{b \sigma_b}$

$T_{\text{max}} = 9,857 \text{ t}$

$b = 20 \text{ cm}$        $\sigma_b = 67,5 \text{ bars}$

$c = \frac{2 \times 9857}{20 \times 67,5} = 14,6 \text{ cm}$

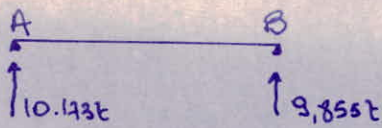
valeur à comparer à  $a$  : longueur de l'acier =  $70 \text{ cm}$

$c =$  longueur de la bielle de béton nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau

$c = 14,6 \text{ cm} < a = 70 \text{ cm} \Rightarrow$  vérification assurée.

Aciers transversaux.

on a 2 types de travées (7m; 2.8m) on adoptera les mêmes espacements pour les travées de même type on prendra la travée pour laquelle les efforts aux nœuds sont les plus grands, et ceci pour les commodités de chantiers



distance entre axes 7.00m  
distance entre nus d'appuis  $7.00 - 0.65 = 6.35m$

$$\tau_{b,max} = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$$

$$T_{max} = 10173 \text{ kg}$$

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

$$z = \varepsilon h = 0.9023 \times 56 = 50.53 \text{ cm}$$

$$\tau_{b,max} = \frac{10173}{20 \times 50.53} = 10.066 \text{ bars}$$

$\bar{\sigma}_b = 5.8 \text{ bars}$       $5 \bar{\sigma}_b = 5 \times 5.8 = 29 \text{ bars}$       $\tau_{b,max} < 5 \bar{\sigma}_b$  assurée  
peut-on mettre des étriers verticaux?

$\tau_b \leq 2.5 \bar{\sigma}_b = 11.6 \text{ bars}$  vérification assurée  
on pourra mettre des étriers verticaux;  
à l'appui de l'appui A.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{en} \quad \rho_{at} = \max \left[ \frac{1}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{5 \bar{\sigma}_b} \right] \text{ avec } \tau_b = 10.066 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0.8 \times 4200 = 3360 \text{ bars} \quad \rho_{at} = 0.8$$

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

$$A_t = 1 \text{ cm}^2$$

on prendra pour les étriers verticaux du  $\Phi 8$   $A_t$

$$t = \frac{1 \times 3360 \times 50.53}{10173} = 16.69 \text{ cm} \quad (t \text{ mécanique})$$

$$\bar{E} = h \left( 1 - 0.3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 56 \left( 1 - 0.3 \times \frac{10.066}{5.8} \right) = 26.84 \text{ cm} \quad (t \text{ admissible})$$

$$t = \min(t, \bar{E}) = 16 \text{ cm}$$

on commencera la suite de l'appui à partir de 16 et on peut y aller jusqu'à 80cm ou que la hauteur de la poutre est 60cm.  
Le 1er espacement est  $\bar{t}_2 = t/2 = 8 \text{ cm}$ .

$$\text{demi portée} = \frac{6.35}{2} = 3.175 \text{ m}$$

3.175 écartements de 16

$$= \quad = \quad = \quad = \quad = 20$$

$$= \quad = \quad = \quad = \quad = 25$$

$$= \quad = \quad = \quad = \quad = 35$$

$$4 \times 16$$

$$5 \times 20$$

$$3 \times 25$$

$$2 \times 35$$

$$\Sigma = 309 + \left( \frac{t}{2} + 0.5 \right) = 317.5$$

Le 1<sup>er</sup> cadre on le placera à 8.5cm de l'appui;  
on adoptera le même espacement pour l'autre demi-portée

pour le 2<sup>em</sup> type de travée on refera les mêmes procédés

$$\uparrow 11.59t \quad \uparrow 14.706t$$

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

$$z = 50.53 \text{ cm}$$

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

$$\tau_b = 4.54 \text{ bars}$$

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

$$\text{ou } \rho_{at} = \max \left[ \frac{1}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{5 \bar{\sigma}_b} \right] = 0.91$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,91 \times 4200 = 3822 \text{ bars}$$

$$t = \frac{A \times \bar{\sigma}_{at}}{\tau} = \frac{1 \times 3822 \times 50,53}{4590} = 42,07 \text{ cm}$$

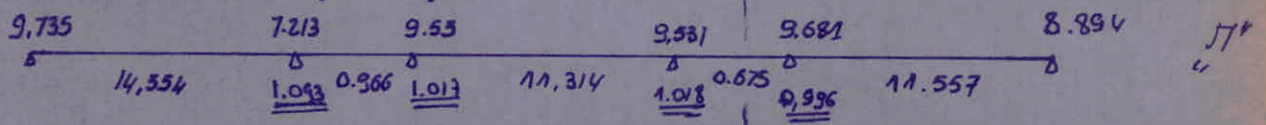
$$\bar{t} = h \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 56 \left( 1 - 0,3 \times \frac{4,54}{5,8} \right) = 42,85 \text{ cm}$$

$$t = \min(t, \bar{t}) = 42 \text{ cm}$$

portée entre nus d'appuis  $280 - 70 = 210 \text{ cm}$ .

demi portée  $\frac{210}{2} = 105$  on prendra  $3 \times 35$ .

pour le niveau B ; on ne détaillera pas tous les escales comme on l'a fait pour le niveau G ;

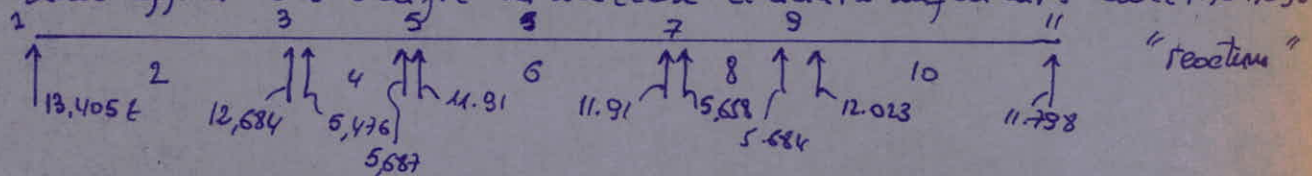


valeurs au dessus de l'axe sont  $> 0$

= valeurs = dessous =  $< 0$

valeurs soulignées sont celles travaillant avec les combinaisons du 2<sup>nd</sup> genre ; ce aussi Le 1<sup>er</sup> genre est prépondérant ; les moments aux appuis sont sensiblement les mêmes, on calculera une seule section avec  $M_{max} = 9,681 \text{ tm}$ .

en travée on calculera avec  $M_{max} = 14,354 \text{ tm}$  et  $\eta = 0,966 \text{ tm}$ . aux appuis on vérifie la section d'aciers inférieurs avec  $M = 1,093 \text{ tm}$ .



est-ce que le béton seul reprend la compression ?

$$M_{max} = 14,354 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{M \pi}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 14,354 \times 10^5}{20 \times (56)^2 \times 2800} = 0,1226 \rightarrow h = 21,7$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{h} = \frac{2800}{21,7} = 129 \text{ bars} < \bar{\sigma}_b = 135 \text{ bars} \Rightarrow \text{non nécessaire}$$

les aciers comprimés et ce pour toutes les sections on fera un a travaillé avec le plus grand moment. sections 2, 6 et 10  $A = \frac{\bar{\omega}}{100} b h = \frac{0,943}{100} \times 20 \times 56 = 10,55 \text{ cm}^2$

$$\text{sections 1, 3, 5, 7 et 11} \quad \mu = \frac{15 \times 9,681 \times 10^5}{2800 \times 20 \times (56)^2} = 0,0826 \rightarrow \bar{\omega} = 0,623$$

$$A = \frac{0,623}{100} \times 20 \times 56 = 6,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{sections 4 et 8} \quad \mu = \frac{15 \times 0,966 \times 10^5}{2800 \times 20 \times (56)^2} = 0,00826 \rightarrow \bar{\omega} = 0,0575$$

$$A = \frac{0,0575}{100} \times 20 \times 56 = 0,644 \text{ cm}^2$$

pour les sections 3, 5, 7 et 9 on doit employer les sections d'acier inférieurs au droit de ces supports

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ bars}$       $\mu = \frac{15 \times 1,093 \times 10^5}{4200 \times 20 \times (56)^2} = 0,0062 \rightarrow \bar{w} = 0,0436$

$A' = \frac{0,0436 \times 20 \times 56}{100} = 0,487 \text{ cm}^2$

condition de flèche  $A \leq 11,46 \text{ cm}^2$  assuré  
 condition de non fragilité 1<sup>er</sup> genre  $A \geq 1,067 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  on augmente les sections 6 et 8

2<sup>nd</sup> genre  $A \geq 0,69 \times \frac{1,5 \times 5,8}{4200} \times 20 \times 56 = 1,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  on augmente  $A'$

récapitulatif.

$A_1 = A_3 = A_5 = A_7 = A_9 = A_{11} = 6,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T16$
$A_2 = A_6 = A_{10} = 10,55 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T20$
$A_4 = A_8 = 1,07 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T10$
$A'_3 = A'_5 = A'_7 = A'_9 = 1,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T12$

les autres conditions sont toutes vérifiées  
 Aciers transversaux.

travée de 7m.

$\tau_b = \frac{13405}{20 \times 50,53} = 13,26 \text{ bars}$       $\tau_{at} = 0,35$       $\bar{\sigma}_{at} = 0,75 \times 4200 = 3150 \text{ bars}$

$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{\tau} = \frac{1 \times 3150 \times 50,53}{13405} = 11,87 \text{ cm}$

$\bar{t} = 17,59$       $t = \min(t, \bar{t}) = 12 \text{ cm}$

demi portée  $\frac{6,35}{2} = 3,175$  ; on aura **7,5 ; 4x11 ; 4x13 ; 4x16 ; 5x20 ; 2x25**

travée de 2.80m

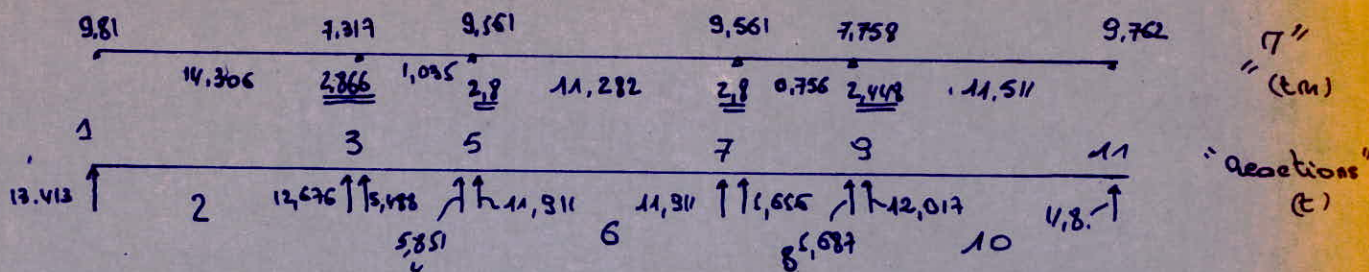
$\tau_b = \frac{I}{b^2} = \frac{5687}{20 \times 50,53} = 5,63$   
 $\tau_{at} = 0,39$       $\bar{\sigma}_{at} = 3758 \text{ bars}$

$t = 1 \times \frac{3758 \times 50,53}{5687} = 33,21 \text{ cm}$

$\bar{t} = 39,69 \text{ cm} \rightarrow t = \min(t, \bar{t}) = 33 \text{ cm}$

longueur entre nœuds d'appui  $280 - 70 = 210 \rightarrow$  demi-portée 105 cm.  
 on aura  $5 \times 35 \text{ cm}$  pour la travée.

niveau 5.



a-t-on besoin d'aciers comprimés?  $M_{max} = 14,306 \text{ kNm}$ .

$$\mu = \frac{\alpha M}{bh^2 \sigma_a} = \frac{15 \times 14,306 \times 10^5}{20 \times (56)^2 \times 2800} = 0,122 \rightarrow k = 21,7$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{21,7} = 129 \text{ bars} < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} \Rightarrow \text{non besoin d'aciers comprimés}$$

- $A_2 = A_6 = A_{10} = 10,55 \text{ cm}^2$
- $A_1 = A_5 = A_7 = A_{11} = 7,1 \text{ cm}^2$
- $A_4 = A_8 = 0,69 \text{ cm}^2$
- $A_3 = A_9 = 5,54 \text{ cm}^2$
- $A'_3 = A'_5 = A'_7 = A'_9 = 1,736 \text{ cm}^2$

Condition de flèche  $A < \frac{48bh}{\sigma_{en}} = 11,46 \text{ cm}^2$  assurée pour toutes les sections

Condition de non fragilité  $A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_{en}} bh$   
 pour le 1er genre  $A > 1,067 \text{ cm}^2$   
 pour le 2nd genre  $A > 1,6 \text{ cm}^2$

Dans notre cas on doit augmenter  $A_4$  et  $A_8$  à  $1,07 \text{ cm}^2$ .

Note:  $A'_3 = A'_5 = A'_7 = A'_9$  sont des sections calculées à partir d'un moment positif (travée) avec une combinaison de 2nd genre ( $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ bars}$ ); on les a notées par A' car les aciers tendus au droit de ces appuis ont été calculés avec les moments négatifs et sont placés en haut.

$A_2 = A_6 = A_{10} = 10,55 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 4T20$
$A_1 = A_5 = A_7 = A_{11} = 7,1 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 4T16$
$A_4 = A_8 = 1,07 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 2T10$
$A_3 = A_9 = 5,54 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 2T20$ (ou 4T16)
$A'_3 = A'_5 = A'_7 = A'_9 = 1,736 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 2T12$

les autres vérifications telles que l'adhérence, l'effort tranchant et les conditions aux appuis sont toutes assurées.

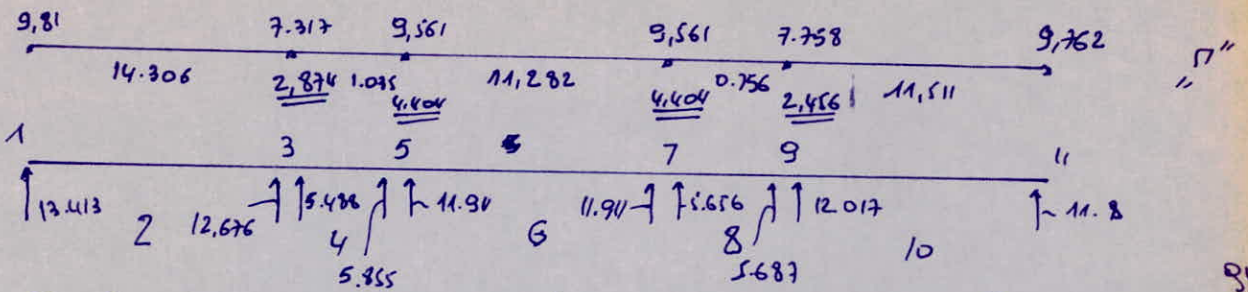
Aciers transversaux.

travée de 7m:  $\tau_b = \frac{13413}{20 \times 0,7637 \times 56} = 13,864 \text{ bars}$   $\rho_{at} = 0,73$   $\bar{\sigma}_{at} = 3084 \text{ bars}$

$t = 11,12 \text{ cm}$   $\bar{t} = 15 \text{ cm} \rightarrow t = \min(t, \bar{t}) = 11 \text{ cm}$  on remarque

que c'est le même espacement qu'on a adopté pour le niveau 6  
 pour la travée de 2,8m on aura  $\{6 \times 35\}$  et au sol de 7m pour l'auk de deux poutres

niveau 4

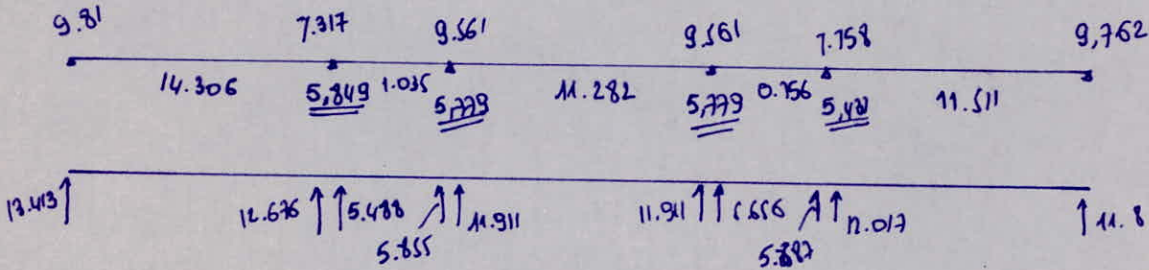


On remarque que l'on a les mêmes moments et les mêmes réactions à 2 exceptions près la seule différence est due aux charges sismiques horizontales qui donnent des moments sur appuis joints plus importants;

$A'_5 = A'_7 = 2,016 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  les autres sections sont égales à celles qui se trouvent pour le niveau 5; on garde les mêmes espacements pour les étriers verticaux

$A_2 = A_6 = A_{10} = 10,55 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 4T20$
$A_1 = A_5 = A_7 = A_{11} = 7,1 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 4T16$
$A_4 = A_8 = 1,07 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 2T10$
$A_3 = A_9 = 5,54 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 2T20$ (ou 4T16)
$A'_3 = A'_9 = 1,736 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 2T12$
$A'_5 = A'_7 = 2,016 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 2T12$

niveau 3

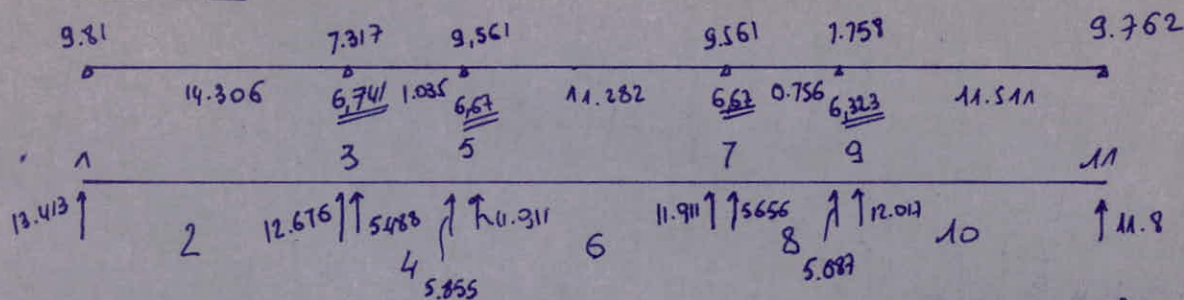


même remarque que plus haut.

$A'_3 = A'_5 = A'_7 = A'_9 = 2,699 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 3T12$ ou 4T10
$A_2 = A_6 = A_{10} = 10,55 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 4T20$
$A_4 = A_8 = 1,07 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 2T10$
$A_3 = A_9 = 5,54 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 2T20$ (4T16)
$A_1 = A_5 = A_7 = 7,1 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow 4T16$

pour les étriers verticaux, on adoptera les mêmes espacements que pour les niveau 6, 5, et 4.  
Les autres vérifications sont nécessairement toutes assurées

niveau 2.



on remarque que précédemment; on constate que la différence est au niveau des appuis et ce pour les moments positifs engendrés par  $S_{11}$  et qui augmentent au feu et à mesure qu'on descend.

$A_1 = A_5 = A_7 = A_{11} = 7,1 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	4 T16
$A_2 = A_6 = A_{10} = 10,55 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	4 T20
$A_4 = A_8 = 1,07 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	2 T10
$A_3 = A_9 = 5,54 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	2 T20 (ou 4 T16)
$A'_3 = A'_9 = A'_5 = A'_7 = 3,136 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	3 T12 ou 4 T10

niveau 1.

$A_1 = A_5 = A_7 = A_{11} = 7,1 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	4 T16
$A_2 = A_6 = A_{10} = 10,55 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	4 T20
$A_4 = A_8 = 1,07 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	2 T10
$A_3 = A_9 = 5,54 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	2 T20 (ou 4 T16).
$A'_3 = A'_9 = A'_5 = A'_7 = 2,878 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	3 T12 ou 4 T10

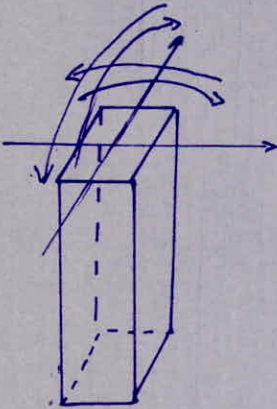
## A2] ferrailage des poteaux

Contrairement aux poutres les poteaux travaillent à la flexion composée; l'effort normal dans les poteaux est très important et on ne peut le négliger comme on l'a fait pour les poutres. nous avons tracé les diagrammes dans les poteaux sous les 2 combinaisons  $G + \frac{P}{5} + \overline{SI}_H \uparrow$  et  $G + \frac{P}{5} + \overline{SI}_H \downarrow$ , et l'on remarque que la combinaison la plus défavorable pour les poteaux est  $G + \frac{P}{5} + \overline{SI}_H$ ;

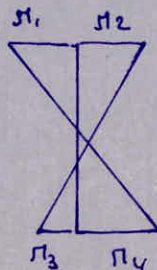
Le tracé des diagrammes des moments dans les poteaux pour les différentes sollicitations  $G$ ;  $P$ ;  $\overline{SI}_H$  a été fait par la méthode de Caprot; dans les tableaux nous donnons les moments aux noeuds ( $M_s$ ;  $M_n$ ;  $M_w$ ;  $M_e$ ) par la méthode de Caprot, on sait que les moments dans les poteaux sont linéaires, donc pour les tracer il nous faut les 2 points (à l'étage  $i$  et à l'étage  $i+1$ ) par lesquels passe le moment; pour cela on s'est référé à Caprot. Pour les poteaux la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des 2 valeurs absolues  $M'_e$  et  $M'_w$  et la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé; les moments dans les poteaux sous  $\overline{SI}_H$  ont été tracés précédemment par la méthode de Bowdon;

Les valeurs des moments à la tête et à la base des poteaux sont en général plus importantes sous  $\overline{SI}_H$  que sous  $\frac{P}{5} + G$ ; c'est pour cela que dans la combinaison  $G + \frac{P}{5} + \overline{SI}_H$  on a des moments des deux côtés des poteaux;

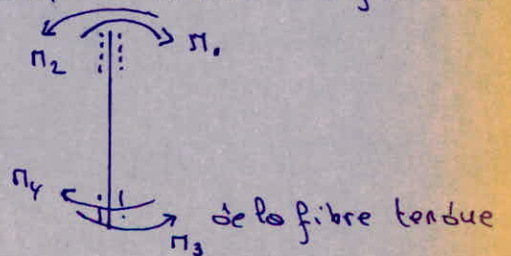
on remarque également que ces moments ont été tracés au niveau du plan du portique, alors qu'en réalité le même portique rencontre un portique dans le sens perpendiculaire qui lui emmènent également 2 moments, mais les quantités d'acier dont on dispose dans les poteaux et d'une manière symétrique supportent ces moments;



pour ce qui est du ferrailage des poteaux et pour des raisons de chantier; on coartère les armatures longitudinales avec le moment maximal et on dispose d'une manière symétrique les armatures de l'autre côté



Le moment maximal est  $\max(M_1, M_2, M_3, M_4)$   
 $M_1$  et  $M_2$  à la tête du poteau  
 $M_3$  et  $M_4$  à la base du poteau

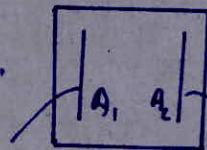


Le sens des moments est déterminé au fonction



Il est à noter que les armatures sont espacées avec  $\max(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4)$  car dans les poteaux les armatures ne peuvent être serrées et de ce fait elles doivent être espacées pour reprendre le moment maximal

Logiquement on devra considérer 2 maximums  $\max(\sigma_1, \sigma_3)$  et  $\max(\sigma_2, \sigma_4)$  pour espacer les armatures tendues sous  $\max(\sigma_1, \sigma_3)$  et les armatures également tendues sous  $\max(\sigma_2, \sigma_4)$  qui sont disposées de part et d'autre du centre de gravité de la section

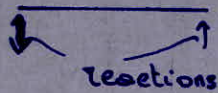


mais comme on l'a dit plus haut et afin qu'il n'y ait pas d'erreurs de montage au chantier ce qui est très fréquent, on

préfère travailler avec  $\max(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4)$  et disposer des mêmes séries à droite et à gauche du centre de gravité;

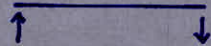
d'autre part et vu que les poteaux travaillent en flexion composée on est en présence d'un effort normal et d'un moment pléchiissant

$M_{\max}$  a été calculé sous  $G + \frac{P}{5} + \overline{S_{I_H}}$ , on ne prend pas l'effort normal maximal mais  $N$  correspondant trouvé sous  $G + \frac{P}{5} + \overline{S_{I_H}}$  à ce sujet il n'est nécessaire de formuler la remarque suivante



L'effort normal est additif pour l'appui de gauche et soustractif pour l'appui de droite

sous  $\overline{S_I}$



$N$  est additif pour l'appui de gauche et soustractif pour l'appui de droite

donc si  $\sigma_{\max} = \max(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4)$  est obtenu avec  $G + \frac{P}{5} + \overline{S_{I_H}}$  on prend pour valeur de l'effort normal celle de  $G + \frac{P}{5}$  et  $\pm$  celle de  $\overline{S_{I_H}}$  en fonction de l'appui pour un appui intermédiaire on additionne algébriquement les efforts normaux dus à  $\overline{S_{I_H}}$ ;

il est à noter que ces efforts normaux ont été calculés précédemment pour le cas des poutres; ce sont donc les réactions des poutres qui sont des efforts normaux pour les poteaux; pour le cas des poteaux l'effort normal est cumulé (suite de charge);

par ailleurs, à chaque niveau on aura 3 types de poteaux à espacer,

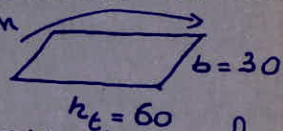
un poteau de rive et 2 poteaux centraux pour le cas du portique longitudinal et un poteau central et un poteau de rive pour le portique transversal;

Détermination des efforts pour les poteaux de la file 1 (poteaux de rive) du portique longitudinal.

on appellera  $N_G$  : effort normal dû aux charges permanentes  
 $N_{P/5}$  : effort normal dû au 1/5 des surcharges  
 $N_{SI_H}$  : effort normal dû aux charges simples horizontales

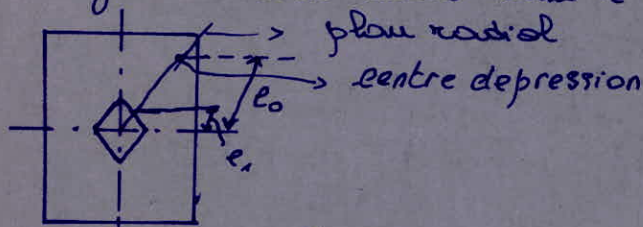
pour la file n°1 Les moments maximums dans les poteaux ont été obtenus sous la combinaison  $G + P/5 + SI_H$  donc les efforts normaux correspondant à cette combinaison sont égaux pour chaque poteau à  $N_G + N_{P/5} + N_{SI_H}$

par ailleurs l'action du moment dans la section est dans le sens de la plus grande inertie de la section



$e_0 = \frac{M}{N}$  désigne l'excentricité de la force extérieure dans le plan radial passant par le centre de gravité de la section du béton seul

$e_1 = \frac{h_t}{6}$  désigne le rayon secteur du même signe que  $e_0$ , du moyeu central situé dans le même plan radial.



Nota:  $e_1 = \frac{h_t}{6}$  est valable pour une section rectangulaire homogène. En principe les bords du moyeu central sont déterminés de la manière suivante:

$G$ : centre de gravité du béton seul  
 après la détermination des axes  $A-A'$   $\Rightarrow$  on détermine le moment d'inertie de gravité  $G'$   $\Rightarrow$  de là on a  $I_{G'} = I_G - \frac{3c^2}{B}$   
 où  $B$  est la section réduite homogénéisée  
 on détermine les rayons de gyration  $r = \frac{I_{G'}}{B}$  sur l'axe sont à  $\frac{r^2}{v}$  et  $-\frac{r^2}{v}$  où  $v$  est la distance de  $G'$  à la fibre supérieure ou inférieure

donc si on aura des armatures symétriques de part et d'autre de  $G$  comme c'est expliqué auparavant  $G=G'$  et les bords du moyeu central sur l'axe sont à  $\pm \frac{h_t}{6}$

donc si  $e_0 > e_1 \Rightarrow$  la section est partiellement tendue et comprimée  
 si  $e_0 < e_1 \Rightarrow$  le centre de pression se trouve dans le moyeu central et la section est entièrement comprimée car  $N$  est un effort de compression.

pipe no 1 : noeud 1

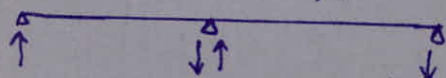
Pipe no 1	Sopp <sup>u</sup> niveau	M <sub>max</sub> (tm)	N <sub>G</sub> (t)		N <sub>P/5</sub> (t)		N <sub>SI<sub>H</sub></sub> (t)		N <sub>total</sub> par niveau (t)	N par niveau et cumule
			N <sub>Gg</sub>	N <sub>Gd</sub>	N <sub>P/5g</sub>	N <sub>P/5d</sub>	N <sub>SI<sub>g</sub></sub>	N <sub>SI<sub>d</sub></sub>		
7		6,383		7,741		0,2976		0,203	8,2426	8242
6		5,261		8,055		0,8916		0,465	9,4126	17,653
5		5,611		8,059		0,8924		0,724	9,6754	27,329
4		5,885		8,059		0,8924		0,953	9,9044	37,233
3		6,241		8,059		0,8924		1,15	10,1014	47,334
2		6,48		8,059		0,8924		1,277	10,2284	57,563
1		7,289		8,059		0,8924		1,22	10,1714	67,734

pour la pipe no 2 : noeud 9 on a N<sub>Gg</sub> et N<sub>Gd</sub> ; N<sub>P/5g</sub> et N<sub>P/5d</sub>

N<sub>SI<sub>g</sub></sub> et N<sub>SI<sub>d</sub></sub>

$$N_{Total} = N_{Gg} + N_{Gd} + N_{P/5g} + N_{P/5d} - N_{SIg} + N_{SI_d}$$

En effet sous  $\overline{SI_H}$  L'effort tranchant est positif. donc Les reactions ont l'orientation indiquée



Test > 0    ↑ | ↓    conventionnellement  
Test < 0    ↓ | ↑

les efforts extérieurs sont directement opposés aux reactions donc N<sub>SI<sub>g</sub></sub> est soustrait et N<sub>SI<sub>d</sub></sub> est additif.

M<sub>max</sub> a été obtenu avec cette combinaison donc on a pris N<sub>correspondant</sub>

pipe no 2 noeud 9

Pipe no 2	Sopp <sup>u</sup> niveau	M <sub>max</sub> (tm)	N <sub>G</sub> (t)		N <sub>P/5</sub> (t)		N <sub>SI<sub>H</sub></sub> (t)		N <sub>total</sub> par niveau (t)	N cumulé par niveau (t)
			N <sub>Gg</sub>	N <sub>Gd</sub>	N <sub>P/5g</sub>	N <sub>P/5d</sub>	N <sub>SI<sub>g</sub></sub>	N <sub>SI<sub>d</sub></sub>		
7		5,446	3,162	8,009	0,1214	0,3076	-1,007	+0,203	10,796	10,796
6		5,951	3,261	8,206	0,4038	0,6362	-2,382	+0,465	10,59	21,386
5		6,88	3,264	8,202	0,4038	0,6362	-3,61	+0,724	9,62	31,006
4		7,436	3,264	8,202	0,4038	0,6362	-4,196	+0,953	9,273	40,279
3		8,147	3,264	8,202	0,4038	0,6362	-5,74	+1,15	7,916	48,195
2		8,618	3,264	8,202	0,4038	0,6362	-6,376	+1,277	7,407	55,602
1		10,14	3,264	8,202	0,4038	0,6362	-6,069	+1,22	7,657	63,259

file 003 : nœuds 3.

file nœuds	Sollia nœuds	$M_{max}$ (cm)	$N_G$ (t)		$N_{P/5}$ (t)		$N_{SI}$ (t)		$N_{total}$ (t) non cumulé	$N_{total}$ (t) cumulé
			g	d	g	d	g	d		
7		5,367	3,138	7,875	0,237	0,3028	-1,007	+0,135	10,6801	10,681
6		5,908	3,244	8,131	0,4372	0,6238	-2,382	+0,317	10,377	21,058
5		6,846	3,24	8,131	0,4358	0,63	-3,61	+0,481	9,3078	30,366
4		7,393	3,24	8,131	0,4358	0,63	-4,186	+0,628	8,8788	39,244
3		8,1	3,24	8,131	0,4358	0,63	-5,74	+0,765	7,4618	46,706
2		8,57	3,24	8,131	0,4358	0,63	-6,376	+0,85	6,9108	53,617
1		10,10	3,24	8,131	0,4358	0,63	-6,069	+0,803	7,1768	60,794

Remarque: pour les files 2 et 3 (nœuds 5 et nœuds 3)  $M_{max}$  a été obtenu sous  $G + \frac{P}{5} + \overrightarrow{SI}_H$ ; les mêmes moments sont retrouvés pour les nœuds 2 et 4 à cause de la symétrie mais sous  $G + \frac{P}{5} + \overrightarrow{SI}_H$  sous  $\overrightarrow{SI}_H$  l'effort tranchant est négatif

↓      ↑ ↓      ↑      (reactions)      les efforts de torsion sont opposés  
 donc  $N_{SI_g}^{\rightarrow}$  est additif et  $N_{SI_d}^{\rightarrow}$  est soustractif, mais vu  
 que  $N_{SI_g}^{\rightarrow} = N_{SI_d}^{\leftarrow}$  et  $N_{SI_d}^{\rightarrow} = N_{SI_g}^{\leftarrow}$  on aura le même résultat  
 pour l'effort normal total;

Évaluation de  $\overline{\sigma}_b$

les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$\overline{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28}$$

- $\alpha = 1$  ciment de classe 325
- $\beta = 5/6$  contrôle atténué
- $\gamma = 1$  pignon des épaisseurs relatives
- $\epsilon = 1$  section rectangulaire armée symétriquement
- $\sigma'_{28} = 270$  béton dose à 310 kg/m<sup>3</sup>

$\delta$ : fonction de la nature de la sollicitation.  
 flexion composée avec compression  $\delta = \min [0,6; 0,3 (1 + \frac{e_0}{3e})]$   
 vu pignon calculé au second genre pour chaque section on aura un  $\overline{\sigma}_b$  à calculer:

$\overline{\sigma}_{b \text{ 2}^{\text{e}} \text{ genre}} = \overline{\sigma}_{b \text{ 1}^{\text{er}} \text{ genre}} \times 1,5$

Évaluation de  $e_c$  : longueur critique.  
 article 53.22 CBA 68.

$l_c = l_0$  où  $l_0$  est la longueur libre du poteau ; dans le cas où le poteau est encasturé aux 2 extrémités et que ces extrémités peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe de la pièce et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement.  
 ce qui s'applique à tous nos poteaux  $l_c = l_0 = 352 \text{ cm}$ .

Rappel des formules utilisées pour le calcul en flexion composée

$M$  : moment de flexion rapporté au centre de gravité du béton seul  
 $N$  : effort normal de compression = = = = =

$e_0 = \frac{M}{N}$

$e_1 = \frac{k_f N}{6}$

si  $e_0 > e_1 \Rightarrow$  centre de pression au dehors du moyeu central  
 $\Rightarrow$  section hautement comprimée et tendue  
marque à suivre pour le calcul :

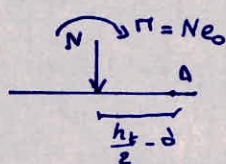
1ère possibilité : on se ramène à la flexion simple.

on calcule  $\bar{\sigma}_b$  ;  $e_0$  ;  $e_1$  ;  $y_c$ .

où  $y_c$  : distance du centre de pression aux  
 centre de gravité des aciers  $A$ .

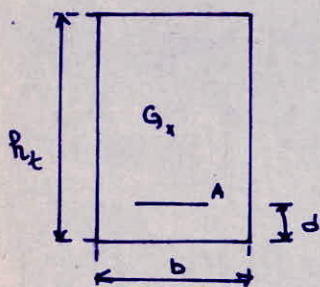
on calcule  $M_A$  : Moment des forces extérieures  
 par rapport à  $A$ .

$M_A = M + N \left( \frac{k_f}{2} - d \right)$



et comme  $M = N e_0$

$M_A = N e_0 + N \left( \frac{k_f}{2} - d \right) = N \left( e_0 + \frac{k_f}{2} - d \right)$



$M_A = N y_c$

on détermine les aciers  $A$  en flexion simple sous  $M_A$   
 ensuite on retranche à ces aciers  $\frac{N}{\bar{\sigma}_a}$  car  $N$  est  
 un effort de compression ;

$A = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \bar{\sigma}_a} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

c'est à dire si  $\bar{\sigma}_{ab} > \bar{\sigma}_a$   
 comprimés comme en flexion simple ;

il faudra aussi vérifier les aciers  
 comprimés, soit si  $\bar{\sigma}_{rb}$  reprend  $M_A$   
 sinon calculer les armatures

2ème possibilité :

calculer  $\bar{\sigma}_b$  ;  $e_0$  ;  $e_1$  ;  $y_c$  ;  $M_A$

calculer  $\bar{y}_1 = R \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a/n}$

à partir du diagramme bilimite c'est  
 à dire on fait travailler  
 le béton et les aciers à leurs  
 contraintes admissibles

calculer 
$$\bar{I}_{b/A} = \frac{bR^3}{3} - \frac{b(h-\bar{y}_1)^3}{3}$$

$$\bar{S}_{b/A} = \frac{bh^2}{2} - \frac{b(h-\bar{y}_1)^2}{2}$$

$$\bar{M}_{RB} = \frac{\sigma_b}{\bar{y}_1} \left[ \bar{I}_{b/A} - (h-\bar{y}_1) \bar{S}_{b/A} \right]$$

si  $\bar{\sigma}_{RB} > \sigma_A = N y_c \Rightarrow$  non necessite d'aciers comprimés  
 apres cela on determine la valeur réelle de  $y_1$  (position de  
 l'axe neutre) et ce en suivant un mode iteratif.

on determine  $\mu = f(\sigma_A, |\bar{\sigma}_a|)$   $\mu = \frac{n \sigma_A}{|\bar{\sigma}_a|}$  où  $n$  est le coefficient  
 d'equivalence

on part de  $(y_1)_0 = \bar{y}_1$  on calcule  $\bar{I}_A$  et  $\bar{S}_A \Rightarrow$  on determine

$$(y_1)_1 = R - \frac{\bar{I}_A}{\mu + \bar{S}_A} \quad \text{si } (y_1)_1 \approx (y_1)_0 \text{ on arrete}$$

si non à partir de  $(y_1)_1$  on calcule  $(\bar{I}_A)_1$  et  $(\bar{S}_A)_1 \Rightarrow (y_1)_2 = R - \frac{\bar{I}_A}{\mu + \bar{S}_A}$

si  $(y_1)_2 = (y_1)_1$  on arrete sinon on continue l'iteration  
 jus qu'à ce que la suite soit convergente.

connaissant  $(y_1)_{\text{reel}}$  on determine  $I_{A \text{ reel}}$ ,  $S_{A \text{ reel}}$ ;  $B_b = b \times y_1$

on calcule  $N'_b$  : effort de compression dans le beton seul à l'aide de  
 la formule

$$N'_b = \frac{\sigma_a}{n(h-y_1)} \left[ \bar{S}_{b/A} - (h-y_1) B_b \right]$$

$N_A = N - N'_b$   $N_A$  : effort dans les aciers.

$A = \frac{N_A}{|\bar{\sigma}_a|}$   $N_A$  peut être  $< 0$  cela signifie que c'est un  
 effort de traction.

si  $\bar{\sigma}_{RB} < \sigma_A = N y_c \Rightarrow$  necessite d'aciers comprimés  
 on suivra le même procede pour déterminer la vraie valeur de  $y_1$   
 on calcule  $N'_b$  comme précédemment.

on determine  $\sigma'_A = |\bar{\sigma}_a| \times \frac{y_1 - d'}{h - y_1}$   $d'$ : enrobage de  $A'$   
 $z_0$ : distance entre  $A$  et  $A'$

connaissant  $\sigma'_A$  on calcule  $A' = \frac{N_A - \bar{\sigma}_{RB}}{n z_0 \sigma'_A}$

$$N'_A = A' \sigma'_A$$

$N_A = N - N'_b - N'_A$  algebriquement

$$A = \frac{N_A}{|\bar{\sigma}_a|}$$

le cas où  $e_0 < e_1$  : section entièrement comprimée  
 centre de pression dans le noyau central.

1<sup>ere</sup> possibilité: on prendra une contrainte uniforme dans toute la section  $\sigma_A = \sigma_{A'} = + m \bar{\sigma}_b$   
 on détermine A et A' (A: scières les moins comprimés; A': scières les plus comprimés) de sorte que  $G \equiv C$

où C est le centre de pression;

$$N'_{b \max} = B_b \times \bar{\sigma}_b \quad \text{avec} \quad B_b = b \times R_t$$

$$N'_a = N - N'_{b \max} \Rightarrow A + A' = \frac{N'_a}{m \bar{\sigma}_b}$$

on détermine A et A' à partir des formules suivantes

$$A = \frac{N e' + \bar{\sigma}_b S_{b/A'}}{m z_a}$$

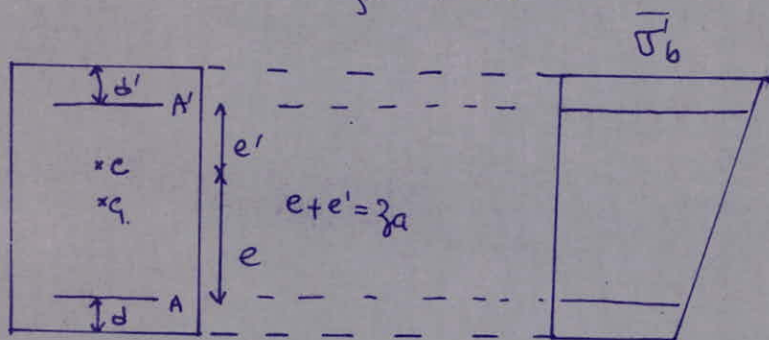
$$A' = \frac{N'_a}{m \bar{\sigma}_b} - A$$

e': distance de c (centre de pression) à A'  
 $z_a$  distance entre A et A'

si A et A' sont  $< 0 \Rightarrow$  la solution optimale qui est la plus économique n'est pas applicable.

2<sup>eme</sup> possibilité:

on néglige les scières inférieures et on calcule A' en appliquant le théorème d'équivalence.



pente K du diagramme de Navier inconnue

$$K = - \frac{(N e' + S_{A'} \bar{\sigma}_b)}{I_{A'} - S_{A'} d'}$$

ou qu'on néglige A

$$S_{A'} = S_{B/A'}$$

$$I_{A'} = I_{B/A'}$$

$$\frac{\sigma_{A'}}{m} = \bar{\sigma}_b - K d'$$

$$N'_b = B_b \frac{\sigma_{A'}}{m} + K S_{A'}$$

$$N'_{A'} = N - N'_b$$

$$A' = \frac{N'_{A'}}{\sigma_{A'}}$$

Nota: pour l'utilisation des formules on a appliqué pour note ces ces formules suivant le cas des tableaux suivants; et on me donne que les résultats; aussi il est à signaler qu'on n'a pas détaillé les démonstrations car elles ont été démontrées au cours de béton;

pourcentage minimal d'armatures article 32.26 CBA 68

Vu que les poteaux seront armés symétriquement la condition devient

$$2A \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\sigma_{b0}}$$

portique longitudinal

poteaux de rive (file 1)

$$\theta_1 = 1,4$$

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

$$p_c = 352 \text{ cm}$$

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

plus petite dimension.

$$\theta_2 = 4,143$$

$$c = 4 \text{ cm}$$

enrobage.

$$\theta_3 = \frac{2160}{\sigma_{en}} + 1 = \frac{2160}{4200} + 1 = 1,514$$

$$\sigma_{b0} = 67,5 \times 1,5 = 101,25 \text{ bars} \quad \text{car on travaille au second genre.}$$

$$2A \geq \frac{1,25}{1000} \times 1,4 \times 4,143 \times 1,514 \times \frac{1}{121,5} \times N'$$

$$A \geq 5,42 \times 10^{-5} N'$$

où  $N'$  est l'effort de compression en daN.

poteaux centraux (file 2 et file 3)

$$\theta_1 = 1 ; \theta_2 = 4,143 ; \theta_3 = 1,514$$

$$A \geq 3,872 \times 10^{-5} N'$$

portique transversal.

poteaux de rive.

$$\theta_1 = 1,4$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{352}{4 \times 30 - 2 \times 3} = 4,09$$

enrobage = 3 cm

$$\theta_3 = 1,514$$

$$A \geq 5,35 \times 10^{-5} N'$$

poteau central

$$\theta_1 = 1$$

$$\theta_2 = 4,09$$

$$\theta_3 = 1,514$$

$$A \geq 3,82 \times 10^{-5} N'$$

Recommandations pratiques

- le diamètre minimum pour les poteaux est T12.
- le poteau de rang  $i$  aura les aciers supérieurs ou égaux à ceux du rang  $i-1$ ;
- la distance entre 2 aciers voisins ne doit pas dépasser la dimension minimum de la section dans notre cas c'est 30 cm
- on dispose les aciers longitudinaux le plus près possible des parois (contraintes importantes développées près des parois, on maximise le moment d'inertie  $\Rightarrow$  on minimise l'éloignement  $l$ )
- on adopte une disposition uniforme (au moins un acier à chaque sommet)



Poteaux caract...	7	6	5	4	3	2	1
	$\Sigma$ (tm)	6,383	5,261	5,611	5,885	6,241	6,48
N (t)	8,242	17,653	27,329	37,233	47,334	57,563	67,734
$e_0$ (cm)	77,44	29,8	20,53	15,8	13,18	11,25	10,76
$y_c$ (m)	1,034	0,558	0,465	0,418	0,392	0,373	0,368
$\bar{S}_b$ (barr)	202,5	201,83	170,54	154,56	145,56	139,22	137,56
$\Sigma A$ (tm)	8,522	9,85	12,71	15,56	18,55	21,47	24,92
$\bar{y}_i$ (cm)	23,5	23,46	21,2	19,9	19,17	18,59	18,45
$\bar{I}_{y_A}$ (cm <sup>4</sup> )	1412878,75	1411609,69	1334718,08	1285701,19	1256579,87	1232604,02	1226704,06
$\bar{S}_{y_A}$ (cm <sup>3</sup> )	31196,25	31157,23	28874,4	27491,85	26693,27	26047,38	25889,96
$\bar{I}_{AA}$ (tm)	34,38	34,22	26,54	22,77	20,79	19,33 *	18,97 *
$\mu$ (cm <sup>3</sup> )	3043,57	3517,85	4539,28	5557,14	6625	7667,85	8900
$H_{reel}$ (cm)	12,99	13,86	15,53	16,95	18,28	19,44	20,74
$h - y_j$ (cm)	43,01	42,14	40,47	39,05	37,72	36,56	35,26
$S_{b_A}$ (cm <sup>3</sup> )	19395,22	20479,1	22472,68	24166,46	25698,02	26990,49	28390,98
$B_b$ (cm <sup>2</sup> )	389,7	415,8	465,9	508,5	548,4	583,2	622,2
$N'_b$ (dan)	17149,09	19649,78	25029,84	30900,63	37207,42	43414,53	51237,04
$\sigma'_{A'}$ (bars)	/	/	/	/	/	1773,74	1993,98
$A'$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0,154	0,382
$N'_{A'}$ (dan)	0	0	0	0	0	274,36	762,81
$N_t$ (dan)	8907,09	1996,78	2299,16	6322,37	10126,57	13874,11	15734,14
A (cm <sup>2</sup> )	2,12	0,475	0,547	1,5	2,41	3,3	3,746
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,446	0,96	1,48	2,02	2,57	3,12	3,67
barres $\left[ \begin{smallmatrix} \vdots \\ \vdots \end{smallmatrix} \right]$	4T12	4T12	4T12	4T12	4T14	4T16	4T16

portique longitudinal  
 pile des poteaux de cive (pile)

$\bar{u}_a = 4200 \text{ bars}$   
 $A' \neq 0 \Rightarrow \bar{H}_{rb} < N_A$   
 poteau supportant le niveau i

$d = d' = 4 \text{ cm}$   
 $h = 56 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$   
 $h_t = 60 \text{ cm}$

$e_1 = \frac{h_1}{2} = 15 \text{ cm}$





armatures transversales :

-  $\phi_{lmax}/4 \leq \phi_t \leq \phi_{lmax}/3$ .

$\phi_t$  = diamètre des armatures transversales.

$\phi_l$  = diamètre des armatures longitudinales.

dans notre cas  $\phi_{lmax} = 16 \text{ mm}$ .

$16/4 \leq \phi_t \leq 16/3 \Rightarrow 4 \leq \phi_t \leq 5,33$ .

faire ailleurs  $\phi_t$  doit être dans tous les cas supérieur ou égal à 5 mm (art. 32.42. CCBA 68).

Nous adopterons pour tous les poteaux  $\phi_t = 6 \text{ mm}$ .

Les aciers transversaux sont ronds lisses FeE24 ( $\sigma_{ent} = 2350 \text{ bars}$ )

Espacement des cadres verticaux :  $t = 15 \phi_{lmin}$  (zone sans recouvrement).

Pour les poteaux où on a 4T12  $t = 15 \times 12 = 180 \text{ mm} = 18 \text{ cm}$

" " " 4T14  $t = 15 \times 14 = 210 \text{ mm} = 21 \text{ cm}$

" " " 4T16  $t = 15 \times 16 = 240 \text{ mm} = 24 \text{ cm}$

Pour la zone avec recouvrement ; il faudra tout d'abord déterminer la longueur de recouvrement.

Cette longueur est égale à la longueur de scellement droit art. 30.51 CCBA 68.

$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{da}}$   $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ bars}$   
 $\bar{\sigma}_{da} = 1,25 \cdot \phi d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$

$\psi_d = 1,5$  (coeff. de scellement) = pour les barres à haute adhérence

$\bar{\sigma}_b = 8,7 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}_{da} \approx 24,46 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \boxed{l_d = 42,9 \times \phi}$

Pour :

$\phi = 12 \text{ mm}$	$l_d = 51,48 \text{ cm}$
$\phi = 14 \text{ mm}$	$l_d = 60 \text{ cm}$
$\phi = 16 \text{ mm}$	$l_d = 69 \text{ cm}$

- zone avec recouvrement :

$v$  = nombre de cours sur la longueur de recouvrement.

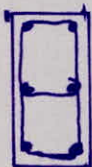
$v = \max \left\{ 3; 0,4 \cdot \frac{\phi l^2}{\phi_t^2} \cdot \frac{\bar{\sigma}_{ent} l}{\bar{\sigma}_{ent} t} \right\} = \max \left\{ 3; \frac{\phi l^2}{62} \cdot \frac{4200}{2350} \right\}$

nous obtenons comme résultats :

$\phi = 12; l_d = 51; t = 17; v = 3$	$\phi = 14; l_d = 60; t = 15; v = 4$	$\phi = 16; l_d = 69; t = 13,8; v = 5$
--------------------------------------	--------------------------------------	--

Remarques.

- que ce soit pour le portique longitudinal ou le portique transversal toutes les sections coffrées sont partiellement tendues et comprimées ( $e_0 = \frac{M}{N} > e_1 = \frac{h_0}{6}$ )
- les poteaux supportant les niveaux 7 ont deux sections supérieures à celles des 2 ou 3 poteaux immédiatement au dessus; cela s'explique par le fait que pour ces poteaux supportant le niveau 7 l'excentricité  $e_0$  est très importante (supérieure à  $\frac{h_0}{2}$ ) et comme on ne peut pas avoir d'armatures plus faibles pour les poteaux immédiatement inférieurs, on a adopté pour plusieurs files de poteaux la même section d'aciers dans les poteaux et ce à partir d'un certain niveau.
- aussi on constate dans la plupart des cas que  $A_{min} > A_{res}$  cela signifie que les poteaux ont une section de béton assez importante et qu'on pourrait compter sur une section plus faible; mais pour des raisons pratiques sur le chantier (utilisation des mêmes planches pour le coffrage) on a préféré conserver la même section pour les poteaux et d'une file donnée et jouer sur les aciers;
- à propos des aciers on a utilisé 3 genres de diamètres T12, T14 et T16 (bonne rentabilité et meilleure organisation sur le chantier)
- par ailleurs on a 2 genres de poteaux 60x30 et 70x30 et comme on a trouvé à chaque fois 4 barres dans la section et vu que  $b \leq \frac{h_0}{2}$  on doit rajouter 2 barres constructives médianes (T12) car la distance entre 2 aciers voisins ne doit pas dépasser la dimension minimum de la section.



- par ailleurs on a coffré les poteaux au 1<sup>er</sup> genre G+1,2(2) on a trouvé des sections entièrement comprimées ( $e_0 < e_1$ ) et vu que le béton travaille très bien en compression on a trouvé dans la plus part des cas que A était négligeable;

Ferraillage des poteaux supportant le Rez de chaussée.

avec l'hypothèse prise au début, c'est à dire que les poteaux au dessus du Rez de chaussée seront encastres à leurs extrémités et que le sous sol sera considéré comme un ensemble rigide formé par des murs de soutènement en béton armé et des voiles en béton armé assurant le contreventement à l'intérieur de la construction; les poteaux supportant le Rez de chaussée travailleront à la compression simple; et les moments d'encastrement des poteaux au dessus du Rez de chaussée seront pris pour les murs de soutènement et les voiles en béton armé

portique longitudinal.

La combinaison à prendre en compte est  $G + 1,2 P$ .  
Les valeurs des efforts normaux (Reactions des poutres) ont été calculées auparavant; on rajoutera néanmoins les reactions de la poutre supportant le Rez de chaussée, ces reactions sont égales à celles support au niveau courant.

poteau de rive.

$N' = 9,527 + 13,405 + 6 \times 14,306 = 109 \text{ tonnes} = 109000 \text{ daN}$   
 section du poteau  $60 \times 30 \Rightarrow B' = 60 \times 30 = 1800 \text{ cm}^2$   
 $\sigma'_{bo} = 67,5 \text{ bars}$

$A'_{\text{constant}} = \frac{1}{m} \left[ \frac{N'}{\sigma'_{bo}} - B' \right] = \frac{1}{15} \left[ \frac{109000}{67,5} - 1800 \right] < 0 \Rightarrow \text{pas besoin d'acier}$   
 donc on prendra  $A'_{\text{minimum}}$

$A'_{\text{min}} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\sigma'_{bo}}$

$\theta_1 = 1,4$        $\theta_2 = 1 + \frac{P_c}{4a \cdot 2c}$

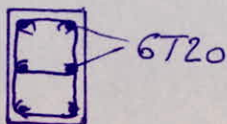
$P_c = P_0 = 352 \text{ cm}$  (articulation aux 2 extrémités)

$a = 30 \text{ cm}$   
 $c = 4 \text{ cm}$

$\theta_2 = 1 + \frac{352}{4 \times 30 - 8} = 4,143$

$\theta_3 = \frac{2160}{\sigma_{en}} + 1 = \frac{2160}{4200} + 1 = 1,514$

$A'_{\text{min}} \geq \frac{1,25}{1000} \times 1,4 \times 4,143 \times 1,514 \times \frac{109000}{67,5} = 17,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6T20$



poteau central sous la file 2  
section 70x30

$$N' = 14,45 + 7 \times 19,16 = 142 \text{ tonnes} = 142000 \text{ daN}$$

$$A'_{pres} = \frac{1}{m} \left[ \frac{N'}{\sigma_{bo}} - B' \right] = \frac{1}{15} \left[ \frac{142000}{67,5} - 2100 \right] = 0,25 \text{ cm}^2$$

$\theta_1 = 1$  (poteau central)

$$A'_{pmin} = \frac{1,25}{1000} \times 1 \times 4,143 \times 1,514 \times \frac{142000}{67,5} = 16,49 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6T20$$

poteau central sous la file 3.

section 70x30

$$N' = 14,25 + 7 \times 17,77 = 139 \text{ tonnes} = 139000 \text{ daN}$$

$$A'_{pres} = \frac{1}{15} \left[ \frac{139000}{67,5} - 2100 \right] < 0 \Rightarrow A'_{era} = 0$$

$$A'_{pmin} = \frac{1,25}{1000} \times 1 \times 4,143 \times 1,514 \times \frac{139000}{67,5} = 16,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6T20$$

armatures transversales

$$\phi_t = 6 \text{ mm.}$$

longueur de scellement droit

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{da}} = \frac{2}{4} \times \frac{2800}{1,25 \times (1,5)^2 \times 5,8} = 85,82 \text{ cm.}$$

zone sans recouvrement  $l = 15 \phi_t = 15 \times 2 = 30 \text{ cm.}$

zone avec recouvrement  $D = \max \left\{ 3; 0,4 \frac{\phi_t^2 \bar{\sigma}_{ent}}{\phi_t^2 \bar{\sigma}_{ent}} \right\}$

$$D = \max \left\{ 3; 0,4 \left( \frac{20^2}{6^2} \times \frac{4200}{2350} \right) \right\} = \max \{ 3; 7,94 \} = 8$$

on augmente  $l_d$  à 88 cm on aura 8 cadres espacés de 11 cm:

pour le portique transversal: on donnera les mêmes aciers que ceux travaillés pour le portique longitudinal, car ces derniers étaient déterminés par le pourcentage minimal;

Nota: Les efforts normaux revenant aux poteaux calculés ci-dessus sont transmis aux fondations, et au niveau des fondations on aura un effort normal et pas de moment flectissant;

B]. Portique transversal

B.1]. Ferrailage des poutres:

Les poutres sont calculées en flexion simple.

• Contrainte admissible en flexion simple:

- $\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars}$  sous SP<sub>1</sub>.
- $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ bars}$  sous SP<sub>2</sub>.

• Contrainte admissible du béton en compression simple:

- $\bar{\sigma}'_{b0} = 67,5 \text{ bars}$  sous SP<sub>1</sub>
- $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,25 \text{ bars}$  sous SP<sub>2</sub>.

• Contrainte admissible du béton en traction simple:

- $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$  sous SP<sub>1</sub>.
- $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,8 = 8,7 \text{ bars}$  sous SP<sub>2</sub>.

• Aciers de haute adhérence: de marque Fe 40 ( $\phi \leq 20 \text{ mm}$ ).

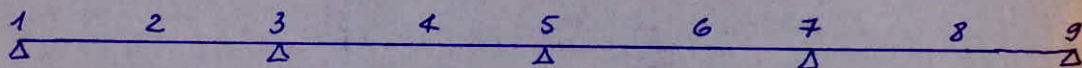
- $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  sous SP<sub>1</sub>.
- $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$  sous SP<sub>2</sub>.

Pour le ferrailage, on utilise les Tableaux pour chaque niveau à calculer, en prenant les efforts donnés par la combinaison la plus défavorable (1<sup>re</sup> ou 2<sup>e</sup> genre).

- La méthode de ferrailage est celle de Charon.
- On détaillera les calculs pour un niveau (Terrasse (7)), pour les autres niveaux, on dressera des tableaux récapitulatifs.

- Poutres (50x20).

$h_t = 50 \text{ cm}$                       enrobage de 4 cm.  
 $b = 20 \text{ cm}$                          $\Rightarrow h = 46 \text{ cm}$ .



\* Niveau terrasse: (7).



Poutre 1-3:

Section 1:  $M = -2,418 \text{ t.m.}$  (2<sup>e</sup> genre).  
 $T = +5,523 \text{ t.}$

$$\mu = \frac{\lambda \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2,418 \cdot 10^5}{4200 \cdot 20 \cdot (46)^2} = 0,0204 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9375 \\ K = 65 \end{matrix}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{2,418 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9375 \cdot 46} = 1,334 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{2 \text{ T } 10}$$

aucun comprimés:  $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{65} = 64,6 < \bar{\sigma}'_b$   
non nécessité d'aucun comprimés.

Section 2:

$M = -3,479 \text{ t.m.}$  (1<sup>e</sup> genre).  
 $T \approx 0$

$$\mu = \frac{15 \cdot 3,479 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot (46)^2} = 0,044 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9114 \\ K = 41,4 \end{matrix}$$

$$A = \frac{3,479 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9114 \cdot 46} = 2,96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{2 \text{ T } 14}$$

non nécessité d'aucun comprimés:

Section 3:

$M = -3,63 \text{ t.m.}$  (Moment maximum sur appui).  
 $T = -8,397 \text{ t.}$  1<sup>er</sup> genre.

$$\mu = \frac{15 \cdot 3,63 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 46^2} = 0,0459 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9098 \\ K = 40,4 \end{matrix}$$

$$A = \frac{3,63 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9098 \cdot 46} = 3,09 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{4 \text{ T } 10}$$

non nécessité d'aucun comprimés -

Poutre 3-5:

Section 4:  $M = 3,709 \text{ t.m.}$  (1<sup>e</sup> genre).  
 $T \approx 0$

$$\mu = \frac{15 \cdot 3,709 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 46^2} = 0,0469 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9088 \\ K = 39,8 \end{matrix}$$

$$A = \frac{3,709 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9098 \cdot 46} = 3,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{2 \text{ T } 14}$$

. Non nécessité d'aciers comprimés .

. Section 5:

$$\begin{matrix} \cdot M = - 3,36 \text{ t.m.} & (\text{1}^{\text{e}} \text{ genre}) \\ \cdot T = - 7,807 \text{ t.} \end{matrix}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 3,36 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 46^2} = 0,0425 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9126 \\ K = 42,2 \end{matrix}$$

$$A = \frac{3,36 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9126 \cdot 46} = 2,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{4 \text{ T } 10}$$

. Non nécessité d'aciers comprimés .

. Poutre 5-7:

$$\begin{matrix} \cdot \text{Section 6:} & \cdot M = + 2,828 \text{ t.m.} & (\text{1}^{\text{e}} \text{ genre}) \\ & \cdot T \approx 0 \end{matrix}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2,828 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 46^2} = 0,0357 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9191 \\ K = 46,8 \end{matrix}$$

$$A = \frac{2,828 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9191 \cdot 46} = 2,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{2 \text{ T } 14}$$

$$\begin{matrix} \cdot \text{Section 7:} & \cdot M = - 3,422 \text{ t.m.} & (\text{1}^{\text{e}} \text{ genre}) \\ & \cdot T = 7,07 \text{ t.} \end{matrix}$$

$$\mu = \frac{15 \times 3,422 \cdot 10^5}{2800 \times 20 \times 46^2} = 0,0433 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9120 \\ K = 41,8 \end{matrix}$$

$$A = \frac{3,422 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,912 \cdot 46} = 2,91 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{4 \text{ T } 10}$$

. Non nécessité d'aciers comprimés .

. Poutre 7-9:

$$\begin{matrix} \cdot \text{Section 8:} & \cdot M = 3,509 \text{ t.m.} & (\text{1}^{\text{e}} \text{ genre}) \\ & \cdot T \approx 0 \end{matrix}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 3,509 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 46^2} = 0,0444 \Rightarrow \epsilon = 0,9111 \quad k = 41,2$$

$$A = \frac{3,509 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9111 \cdot 46} = 2,99 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{2 \text{ T } 14}$$

• Non nécessité d'aciers comprimés.

• section 9: même que ①:  $A = 1,334 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{2 \text{ T } 10}$

• Non nécessité d'aciers comprimés.

- Conditions:  
- Poutre 1-3.

• de flèche:

$$\frac{A}{b_0 \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \leq \frac{43}{4200} \cdot 20 \cdot 46 = 9,42 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

• de non fragilité:

$$\frac{A}{b_0 \cdot h} \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \geq 0,69 \cdot 20 \cdot 46 \cdot \frac{8,7}{4200} = 1,3 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

• effort. tranchant: (aux appuis).  $z = \epsilon \cdot h$ .

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq \left( T + \frac{M}{z} \right) \quad (M \text{ pris avec son signe})$$

$$\left( T + \frac{M}{z} \right) = \left( 5523 - \frac{2,418 \cdot 10^5}{0,9375 \cdot 46} \right) < 0 \quad \text{vérifiée.}$$

$$c = \frac{2 \cdot T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}}$$

$b =$  largeur de la poutre  
 $a =$  largeur de l'appui = 30 cm  
- on compare  $c$  à  $a$ .

• pour l'appui 3.  $T = 8397 \text{ daN}$  (+ grand effort).

$$\Rightarrow c = \frac{2 \cdot 8397}{20 \cdot 67,5} = 12,44 < a \quad \text{vérifiée.}$$

- NB: les conditions sont vérifiées pour tous les poutres.

• de non entraînement : (appui 1).

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b \quad \psi_d = 1,5 \quad (\text{H.A.}).$$

$$\tau_d = \frac{T}{P \cdot z} \quad \text{Comparer } \tau_d \leq \bar{\tau}_d$$

$$p = 2\pi \cdot \phi = 6,28 \text{ cm.}$$

$$z = \epsilon \cdot h = 43,12 \text{ cm.}$$

$$\bar{\tau}_d = 1,5 \cdot 2 \cdot 8,7 = 26,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{5523}{6,28 \cdot 43,12} = 20,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d \quad \text{vérifié.}$$

• (appui 3):

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,8 = 17,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 4 \cdot 3,14 \cdot 1 = 12,56 \text{ cm}; \quad z = \epsilon \cdot h = 41,85 \text{ cm.}$$

$$\tau_d = \frac{8397}{12,56 \cdot 41,85} = 15,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d \quad \text{vérifié.}$$

• (appui 5):

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,8 = 17,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 12,56 \text{ cm} \quad z = \epsilon \cdot h = 41,97 \text{ cm.}$$

$$\tau_d < \bar{\tau}_d \quad (\text{vérifié}).$$

• (appui 7):

$$\bar{\tau}_d = 17,4 \text{ kg/cm}^2; \quad z = \epsilon \cdot h = 41,95 \text{ cm}; \quad p = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_d < \bar{\tau}_d \quad \text{vérifié.}$$

• (appui 9): (vérifié selon ①).

• Calcul des étriers réticulaires.

$$\text{on a } \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_b \leq 2 \bar{\sigma}_b \Rightarrow \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \bar{\sigma}_m$$

$$f_{at} = \text{Max} \left[ \frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right]$$

• écartement :  $t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \cdot z$

$$\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \Rightarrow t_0 = \text{Min}(t, \bar{t}).$$

- Pour les étriers, on prendra du T8.

$$A_t \cong 1 \text{ cm}^2$$

• Poutre 1-3 - (effort tranchant maximum).  
 $z = 41,85 \text{ cm}$ .

$$z_{b, \max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z}$$

$$z_{b, \max} = \frac{8397}{20 \cdot 41,85} = 9,736 \text{ kg/cm}^2 = z_b$$

$$\left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b = (4,5 - 0,5) \cdot 5,8 = 23,2 \text{ kg/cm}^2 > z_b$$

- on mettra des étriers verticaux :

$$f_{at} = \text{Max} \left[ \frac{z}{3}; 1 - \frac{23,2}{9,736} \right] = \text{Max} \left[ \frac{2}{3}; 0,56 \right] \cong 0,67$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,67 \times 4200 = 2814 \text{ kg/cm}^2$$

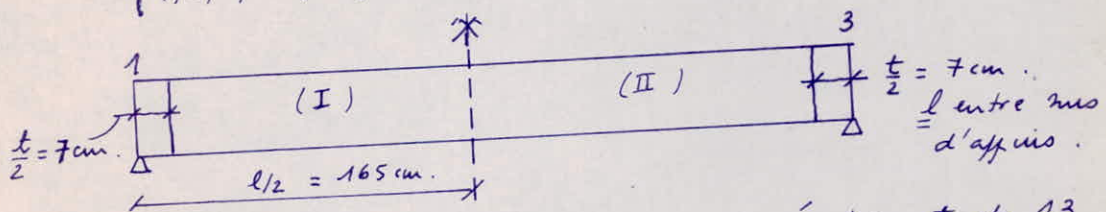
$$t = \frac{1 \cdot 2814 \cdot 41,85}{8397} = 14 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_0 = 14 \text{ cm}$$

$$\bar{x} = 46 \cdot \left(1 - 0,3 \cdot \frac{9,736}{5,8}\right) = 22,8 \text{ cm}$$

- on utilise la suite de Caquot :

(7; 8; 9; 10; 11; 13; 16; 20; 25; 35 - ...)



- On commence la suite de Caquot par des écartements de 13.

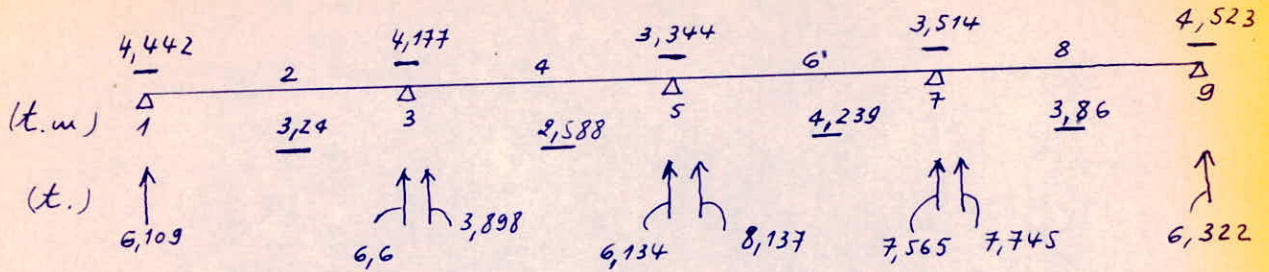
- Pour (I) :

- 2 écartements de 13.
  - 2 écartements de 16.
  - 2 écartements de 20.
  - 1 écartement de 25.
  - 1 écartement de 35
- $$\frac{158 \text{ cm} + 7 \text{ cm} = 165 \text{ cm}}$$

- Pour (II) : même procédé (disposition) -

- On a les mêmes fortes, on adopte les mêmes dispositions pour les autres travées -

\* Niveau 6 :



- on dresse un tableau :

. Poutres (50x20)  
. même enrobage 4cm.

Section	M t.m	T t.	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm <sup>2</sup>	E	K	A		A'	
						A(cm <sup>2</sup> )	n. barres	A'(cm <sup>2</sup> )	n. barres.
2	-	-	-	-	-	-	2 T 16	-	-
4	-	-	-	-	-	-	2 T 16	-	-
6	4,239	-	2800	0,9031	36,6	3,64	2 T 16	-	-
8	-	-	-	-	-	-	2 T 16	-	-
1	-	-	-	-	-	-	2 T 14	-	-
3	-	-	-	-	-	-	2 T 14	-	-
5	-	-	-	-	-	-	4 T 10	-	-
7	3,514	7,745	2800	0,9111	41,2	2,99	4 T 10	-	-
9	4,523	6,322	4200	0,9167	45	2,55	2 T 14	-	-

Conditions :

toutes les conditions sont vérifiées pour toutes les poutres.

Étriers Verticaux :

Pour les étriers on prendra du T8, ( $A_t \cong 1 \text{ cm}^2$ ).

poutre (5-7) : (effort tranchant maximum).

$$Z_{b \max} = Z_b = \frac{8137}{20 \cdot 41,5} = 9,8 \text{ kg/cm}^2 \quad z \cong 41,5 \text{ cm.}$$

$$\left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{b_0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b = (4,5 - 0,5) \cdot 5,8 = 23,2 \text{ kg/cm}^2 > Z_b$$

On mettra des étriers verticaux -

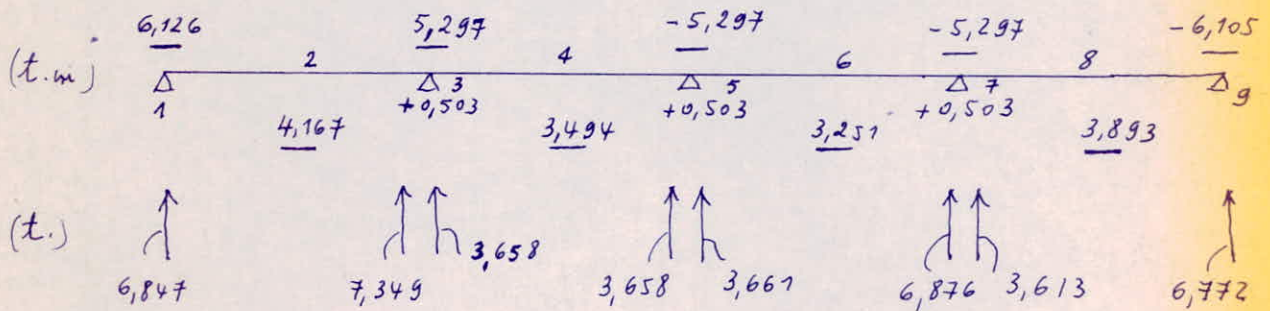
$$f_{at} = 0,67 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2814 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{cases} t = \frac{1 \cdot 2814 \cdot 41,50}{8137} \cong 14 \text{ cm.} \\ \bar{x} \cong 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow t_0 = 14 \text{ cm.}$$

On adopte la même disposition des étriers verticaux pour le niveau 6, que celui du niveau 7.

\* Niveau 5 :

- Poutres (50 x 20).
- même enrobage 4 cm.



On dresse un tableau pour le niveau 5.

N°	M t.m	T t	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm <sup>2</sup>	E	K <sub>i</sub>	A		A'	
						A (cm <sup>2</sup> )	n. barres	A' (cm <sup>2</sup> )	n. barres
2	4,167	-	2800	0,9635	122	3,35	2 T 16	-	-
4	-	-	-	-	-	-	2 T 16	-	-
6	-	-	-	-	-	-	2 T 16	-	-
8	-	-	-	-	-	-	2 T 16	-	-
1	-6,126	6,847	4200	0,9049	37,6	3,50	2 T 16	-	-
3	-5,297 +0,503	7,349 3,661	4200 4200	0,9128 0,9704	47,6 154	3,07 ~	4 T 10	~	~
5	-	-	-	-	-	-	2 T 14	~	~
7	-	-	-	-	-	-	2 T 14	~	~
9	-	-	-	-	-	3,50	2 T 16	-	-

Les conditions sont vérifiées.

Etriers Verticaux

Etriers en T8. (A<sub>t</sub> = 1 cm<sup>2</sup>).

Poutre 1-3. (effort tranchant maximum).

$$\tau_b = \frac{7349}{20 \cdot 41,6} = 8,83 \text{ kg/cm}^2$$

$z \cong 41,6 \text{ cm}$

$$(4,5 - 0,5) \cdot 8,7 = 34,8 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$$



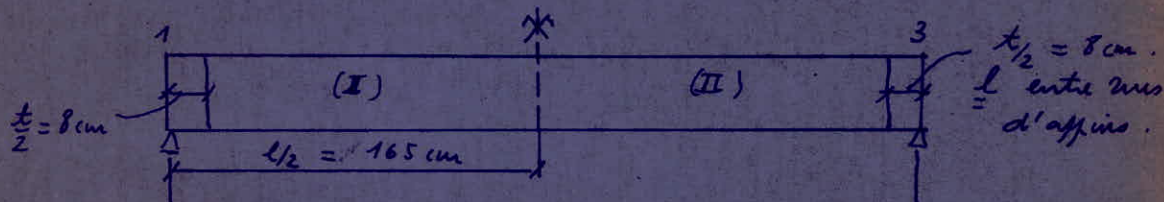
- On peut mettre des étriers verticaux.

$$\rho_{at} = 0,67 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2814 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t = \frac{1 \cdot 2814 \cdot 41,6}{7349} \approx 16 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = 46 \cdot \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{8,83}{8,7} \right) = 31,99 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow t_0 = 16 \text{ cm.}$$



- Pour (I):

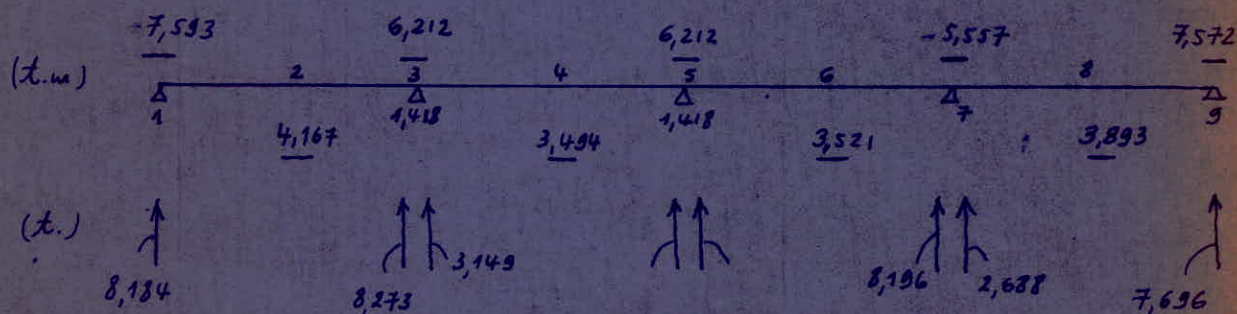
- 2 écartements de 16.
- 2 écartements de 20.
- 2 écartements de 25.
- 1 écartement de 35.

$$(157 + 8) = 165 \text{ cm.}$$

- Pour (II) - même procédé (disposition).

- On adopte les mêmes dispositions pour les autres travées.

\* Niveau 4 :



. Pontres (50x20).

. même enrobage de 4 cm.

On dresse un tableau :

N° d'ordre	M t.m	T t	$\bar{P}_a$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon$	K	A		A'	
						A (cm <sup>2</sup> )	n. barres	A' (cm <sup>2</sup> )	n. barres
2	4,167	-	2800	0,9635	122	3,55	2 T 16	-	-
4	-	-	-	-	-	3,55	2 T 16	-	-
6	-	-	-	-	-	3,55	2 T 16	-	-
8	-	-	-	-	-	3,55	2 T 16	-	-
1	-7,593	8,184	4200	0,8956	32,9	4,38	4 T 12	-	-
3	-6,212	8,273	4200	0,9042	37,2	3,55	2 T 16	-	-
	11,418	3,149	4200	0,9512	27,5	0		0,77	~
5	-	-	-	-	-	3,55	2 T 16 + $\phi 10$	0,77	~
7	-	-	-	-	-	3,55	2 T 16 + $\phi 10$	0,77	~
9	-	-	-	-	-	4,38	4 T 12	-	-

• Etriers verticaux : (T8) ( $A_t = 1 \text{ cm}^2$ )

• poutre 1-3 : (effort tranchant maximum).  
 $z = 41,59 \text{ cm}$

$$Z_b = \frac{8273}{20 \cdot 41,59} = 9,946 \text{ kg/cm}^2$$

$$(4,5 - 0,5) \cdot 8,7 = 34,8 \text{ kg/cm}^2 > Z_b$$

On fait mettre des étriers verticaux.

$$g_{at} = 0,67 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2814 \text{ kg/cm}^2.$$

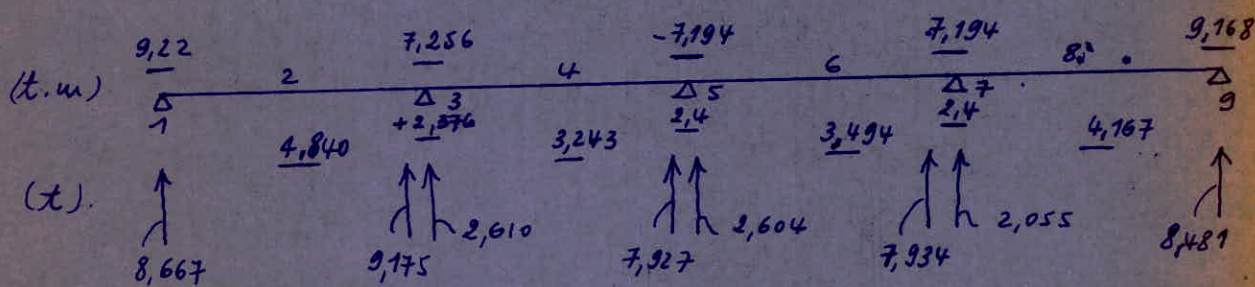
$$t = \frac{1 \cdot 2814 \cdot 41,59}{8273} \approx 14 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow t_0 = 14 \text{ cm}.$$

$$\bar{t} = 46 \cdot \left( 1 - 0,3 \frac{9,946}{8,7} \right) = 30,2 \text{ cm}$$

On a la même disposition de étriers verticaux que le niveau 6.

\* Niveau 3 :



• Etriers verticaux : (T8) ( $A_t \approx 1 \text{ cm}^2$ ).

• poutre (1-3) : (Effort tranchant maximum).  
 $z \approx 42 \text{ cm}$ .

$$\sigma_b = \frac{9175}{20 \cdot 42} = 10,9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$(4,5 - 0,5) \cdot 8,7 = 34,8 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_b$$

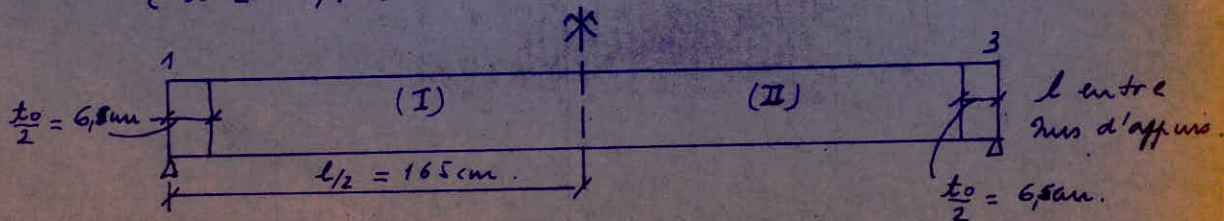
• on peut mettre des étriers verticaux :

$$g_{at} = 0,67 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2814 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t = 12,5 \text{ cm}.$$

$$\bar{t} = 28,7 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_0 = 12,5 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm}.$$



• Pow (I) :

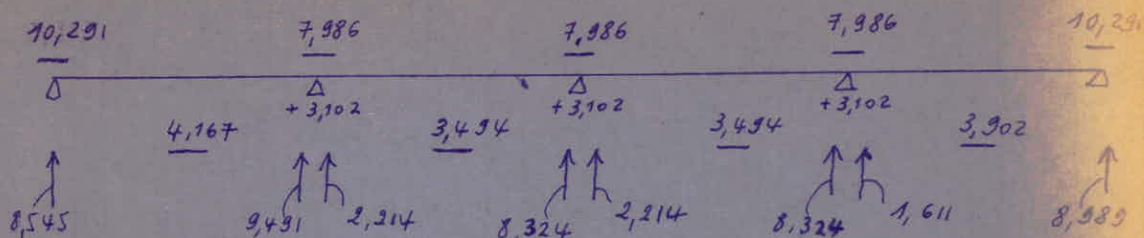
- 2 écartements de 13.
- 2 écartements de 16.
- 2 écartements de 20.
- 1 écartements de 25.
- 1 écartement de 35.

• Pow (II) : même disposition.

• On adopte la même disposition des étriers verticaux pour les autres travées.

Section	M	T	$\bar{\sigma}_a$	$\epsilon$	K	A		A'	
	t.m	t	kg/cm <sup>2</sup>	-	-	A(cm <sup>2</sup> )	n. barres	A'(cm <sup>2</sup> )	n. barres.
2	+4,84	-	2800	0,8975	33,8	4,18	2 T 16	-	-
4	-	-	-	-	-	4,18	2 T 16	-	-
6	-	-	-	-	-	4,18	2 T 16	-	-
8	-	-	-	-	-	4,18	2 T 16	-	-
1	9,22	8,667	4200	0,8866	29,1	5,38cm <sup>2</sup>	2 T 16 + 2 T 12	-	-
3	-7,256 +2,40	9,175 2,61	4200 4200	0,8975 0,9371	33,8 64,5	4,18	4 T 12	1,32	2 T 10
5	-	-	-	-	-	4,18	4 T 12	1,32	2 T 10
7	-	-	-	-	-	4,18	4 T 12	1,32	2 T 10
9	-	-	-	-	-	5,38cm <sup>2</sup>	2 T 16 + 2 T 12	-	-

Niveau 2



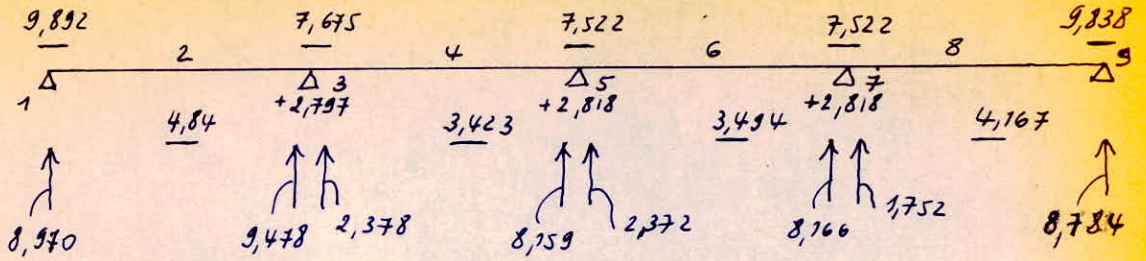
- Poutres (50 x 20).
- même enrobage de 4 cm.

Section	M t.m.	T t.	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm <sup>2</sup>	E -	k -	A		A'	
						A (cm <sup>2</sup> )	n. barres	A' (cm <sup>2</sup> )	n. barres
2	4,167	-	2800	0,9038	37	3,54	2 T16	-	-
4	-	-	-	-	-	3,54	2 T16	-	-
6	-	-	-	-	-	3,54	2 T16	-	-
8	-	-	-	-	-	3,54	2 T16	-	-
1	-10,291	8,545	4200	0,8812	37	6,04	2 T16 + 2 T12	-	-
3	7,986 +3,102	9,491 2,214	4200 4200	0,8934 0,9401	31,9 68,5	4,63	4 T14	1,22	2 T10
5	-	-	-	-	-	4,63	4 T14	1,22	2 T10
7	-	-	-	-	-	4,63	4 T14	1,22	2 T10
9	-	-	-	-	-	6,04	2 T16 + 2 T12	-	-

Étriers Verticaux:

Même disposition que le niveau 3.

\* Niveau 1:



- Poutres (50x20).
- même enrobage 4cm.

Sections	M t.m	E t	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm <sup>2</sup>	ε	K	A		A'	
						A(cm <sup>2</sup> )	n. barres.	A'(cm <sup>2</sup> )	n. barres.
2	+ 4,84	-	2800	0,8975	33,8	4,18	4 T 12	-	-
4	-	-	-	-	-	4,18	4 T 12	-	-
6	-	-	-	-	-	4,18	4 T 12	-	-
8	-	-	-	-	-	4,18	4 T 12	-	-
1	- 9,892	8,970	4200	0,8832	27,8	5,79	4 T 14	-	-
3	- 7,675 + 2,797	9,478 2,378	4200	0,8952 0,9329	37,2 59,8	4,43	4 T 12	1,55	2 T 10
5	-	-	-	-	-	4,43	4 T 12	1,55	2 T 10
7	-	-	-	-	-	4,43	4 T 12	1,55	2 T 10
9	-	-	-	-	-	5,79	4 T 14	-	-

• Étriers Verticaux.

• même disposition que le niveau 3.

Portique transversal.

B.2] Ferrailage des Poteaux.

\* Les poteaux sont calculés en flexion composée ; (cf. portique longitudinal).

\* D'après le diagramme enveloppe des moments dans les poteaux sous la combinaison la plus défavorable ( $G + \frac{P}{5} + \vec{S}_{IH}$ ), les efforts à prendre en compte sont donnés dans le Tableau suivant, pour :

- les poteaux de rive (file ①) - [même ferrailage pour ⑤]
- les poteaux centraux (file ③) [même ferrailage pour ② et ④]

Tableau des efforts :

file ①	M <sub>max</sub> t.m	N <sub>G</sub> t.	N <sub>P</sub> 5 t.	N <sub>S<sub>IH</sub></sub> t.	N <sub>t.</sub>	file ③	M <sub>max</sub> t.m	N <sub>G</sub> t.	N <sub>P</sub> 5 t.	N <sub>S<sub>IH</sub></sub> t.	N <sub>S<sub>IH</sub></sub> t.	N <sub>t.</sub>
7	2,418	4,753	0,183	+ 0,597	5,852	7	2,925	10,324	0,660	-	+0,452 -0,452	10,984
6	3,092	4,517	0,209	+ 1,383	11,961	6	3,831	9,504	0,795	-	+1,064 -1,064	21,280
5	3,805	4,525	0,492	+ 1,83	18,808	5	4,30	9,504	1,036	-	+1,61 -1,61	31,820
4	4,187	4,525	0,905	+ 2,754	26,992	4	5,294	9,504	1,036	-	+2,119 -2,119	42,360
3	4,98	4,525	0,678	+ 3,464	35,669	3	5,704	9,504	1,026	-	+2,665 -2,665	52,893
2	5,11	4,525	0,492	3,472	44,214	2	5,704	9,504	1,033	-	+3,055 -3,055	63,430
1	6,443	4,525	0,678	3,767	53,184	1	7,09	9,504	1,026	-	+2,897 -2,897	73,96

• N.B. Pour l'effort normal : à chaque étage (à partir du niveau 7), on prend l'effort normal cumulé.





		7	6	5	4	3	2	1
partique transversal pile des poteaux centraux	poteaux coté ..							
	$M$ (tm)	2,925	3,831	4,3	5,294	5,704	5,704	7,09
	$N$ (t)	10,914	21,280	31,820	42,360	52,893	63,430	73,960
	$e_0$ (cm)	26,63	18	13,51	12,5	10,78	8,99	9,58
	$y_c$ (m)	0,386	0,3	0,255	0,245	0,228	0,21	0,216
	$\bar{\sigma}_b$ (bars)	202,5	202,5	192,44	185,62	174	161,93	165,9
	$M_A$ (tm)	4,24	6,384	8,114	10,378	12,06	13,32	15,97
	$\bar{y}_1$ (cm)	11,33	11,33	10,99	10,76	10,35	9,89	10,05
	$\bar{I}_{b/A}$ (cm <sup>4</sup> )	369489	369489	363517	359331	351569	342393,6	345641,9
	$\bar{S}_{b/A}$ (cm <sup>3</sup> )	16920,8	16920,8	16543,8	16284,2	15812,2	15196,68	15459,4
	$\bar{J}_{Rb}$ (tm)	18,64	18,64	17,27	16,36	14,84	13,48	* 13,8
	$\mu$ (cm <sup>3</sup> )	1514,28	2280	2897,85	3706,43	4307,14	4757,14	5703,57
	$y_{i,real}$ (cm)	6,07	7,25	8,03	8,92	9,5	9,9	10,66
	$R-y_i$ (cm)	20,93	19,75	18,97	18,08	17,5	17,1	16,34
	$J_{b/A}$ (cm <sup>3</sup> )	10182,7	11862,8	12919,87	14073,9	14796,25	15280,65	16170,15
$B_b$ (cm <sup>2</sup> )	424,9	507,5	562,1	624,4	665	693	746,2	
$N'_s$ (daN)	17251,79	26081,6	33311,16	43127,8	50540	56169,47	68153,5	
$\sigma'_{A'}$ (bars)	—	—	—	—	—	—	1368,9	
$A'$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0	0,306	
$N'_{A'}$ (daN)	0	0	0	0	0	0	602,7	
$N_A$ (daN)	6267,79	4901,6	1491,16	767,8	2353	7260,52	5203,7	
$A$ (cm <sup>2</sup> )	1,49	1,14	0,355	0,183	0,56	1,73	1,24	
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,42	0,813	1,216	1,618	2,02	2,423	2,825	
barres $\square$	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T14	4T14	

$\pi_{Rb} < \pi_A \Leftrightarrow A' \neq 0$

$e_1 = \frac{h}{8} = 5cm$   
 $\frac{d}{a} = \frac{d'}{a} = 3cm$

$h = 27cm$   
 $d = 7cm$

$h = 30cm$   
 $b = 70cm$

Calcul des fondations

Les fondations seront soumises uniquement à un effort de compression pour le cas de notre bâtiment et en tenant compte de la symétrie on aura 4 types de fondations à calculer; 2 types seront constitués par des semelles isolées rectangulaires sous poteaux et les 2 autres seront constitués par des semelles continues sous 2 poteaux (distance entre axe des poteaux centraux faible 2,80m). Elles seront cotées sous G+1,20.

Semelles Sa. ce sont les semelles centrées des portiques transversaux de Rive.

Section du poteau 30x60.

L'effort de compression est égal à l'effort s'exerçant sur le poteau supportant le rez de chaussée plus l'effort dû au poids du poteau supportant le rez de chaussée plus le poids de la semelle elle-même qui sera calculé a posteriori c'est à dire après qu'on ait déterminé les dimensions de la semelle.

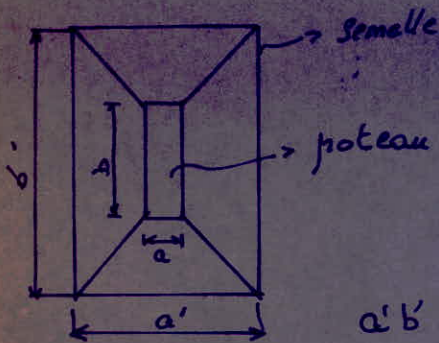
$$N_i = N'_{RDC} + N'_{PDC}$$

$N'_{RDC}$  : effort s'exerçant sur le RDC

$N'_{PDC}$  : poids du poteau du RDC

$N_i$  ne tient pas compte a priori du poids de la semelle car elle est inconnue;

pour cela on dispose de 2 relations.



1<sup>ere</sup> relation : poteau et fondation homothétiques

$$\frac{a'}{b'} = \frac{a}{b} = \frac{30}{60} = \frac{1}{2} \Rightarrow a' = \frac{b'}{2}$$

2<sup>eme</sup> relation  $\sigma = \frac{N'_i}{a'b'} \leq \bar{\sigma}_{ad usuel} = 2,5 \text{ bars}$

$$a'b' \geq \frac{N'_i}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow \frac{b'^2}{2} \geq \frac{N'_i}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow b'^2 \geq \frac{2N'_i}{\bar{\sigma}_s}$$

$$b' \geq \sqrt{\frac{2N'_i}{\bar{\sigma}_s}}$$

$$N'_i = 109000 + 0,3 \times 0,6 \times 3,52 \times 2500 = 110584 \text{ daN}$$

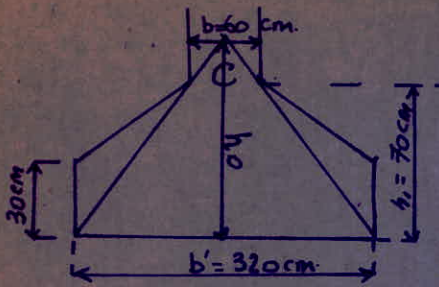
$$b' \geq 297,43 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend}$$

$$\begin{aligned} b' &= 320 \text{ cm} \\ a' &= 160 \text{ cm} \end{aligned}$$

pour que la methode des bielles soit applicable il faut que  $R_{n1} \geq \frac{b'-b}{4} = \frac{320-60}{4} = 65 \text{ cm}$  ou  $R_{n1}$  est la hauteur comptée à partir de la fondation jusqu'à la jonction poteau-fondation

On prend  $h_1 = 70 \text{ cm}$ .

$$N'_{\text{total}} = N'_i + N'_{\text{fondation}}$$



$$N'_p = 6880 \text{ daN}$$

$$N'_t = 117464 \text{ daN}$$

Il faudra à présent vérifier avec  $N'_t$  que la contrainte reste inférieure à  $\bar{\sigma}_s$

$$\sigma = \frac{117464}{320 \times 160} = 2,29 \text{ bars} < \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars} \quad \text{Vérification assurée}$$

détermination de  $h_0$  où C est le point de concours des fissures

$$h_0 = h_1 \frac{b'}{b' - b} = \frac{70 \times 320}{320 - 60} = 86,15 \text{ cm}$$

force de traction dans le sens longitudinal  $F = \frac{N'_t \times a'}{8 h_0}$

$$F = \frac{117464 \times 160}{8 \times 86,15} = 27269,65 \text{ daN} \Rightarrow A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = 9,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow 9T12$$

force de traction des aciers dans le sens transversal

$$F = \frac{N'_t \times b'}{8 h_0} = \frac{117464 \times 320}{8 \times 86,13} = 54537,4 \text{ daN} \Rightarrow A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = 19,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow 18T12$$

Recapitulatif.

Semelle  $S_1$  : semelle isolée rectangulaire.

poteau  $30 \times 60$

semelle  $150 \times 320$

$h_1 = 70 \text{ cm}$ .

- sens longitudinal //  $b'$   $A = 9,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow 9T12$  espacés de 13 cm

- sens transversal //  $a'$   $A = 19,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow 18T12$  espacés de 18 cm

Le lit inférieur est constitué par les aciers longitudinaux  
les aciers transversaux sont placés au lit supérieur et concentrés  
autant que possible sous la section du pilier

Semelles S<sub>2</sub>.

poteau 30x60

$$N'_i = 56084 \text{ daN}$$

$$\frac{a'}{b'} = \frac{a}{b} = \frac{1}{2} \Rightarrow a' = \frac{b'}{2}$$

$$\sigma = \frac{56084}{a'b'} \leq \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bors} \Rightarrow a'b' \geq 22433,6 \text{ cm}^2$$

$$b'^2 \geq 44867,2 \Rightarrow b' \geq 211,18 \text{ cm}$$

On prend

$$\begin{aligned} b' &= 220 \text{ cm} \\ a' &= 110 \text{ cm} \end{aligned}$$

methode des bielles applicable pour  $b'-b \leq h_1 \Rightarrow 220-60 = 160 \leq h_1$   
pour des raisons pratiques sur le chantier on prend le même  $R_1$  que celui des semelle S<sub>1</sub>.

$$N'_t = 59439 \text{ daN}$$

$$\sigma = \frac{59439}{220 \times 110} = 2,15 < \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bors}$$

Verification assurée

$$h_0 = R_1 \frac{b'}{b-b} = 70 \times \frac{220}{220-60} = 96,25 \text{ cm}$$

Sens longitudinal  $F = \frac{N_t \times a'}{8h_0} = \frac{59439 \times 110}{8 \times 96,25} = 8491,28 \text{ daN} \Rightarrow A = \frac{F}{\sigma_a} = 3,03 \text{ cm}^2$

Sens transversal  $F = \frac{N_t \times b'}{8h_0} = \frac{59439 \times 220}{8 \times 96,25} = 16982,57 \text{ daN} \Rightarrow A = 6,065 \text{ cm}^2$

Recapitulatif.

Semelle S<sub>2</sub>: Semelle rectangulaire isolée.

poteau 30x60

semelle 110x220

$$R_1 = 70 \text{ cm}$$

Sens longitudinal // b' A = 3,03 cm<sup>2</sup> → 8 T 8 espacés de 15 cm

Sens transversal // a' A = 6,06 cm<sup>2</sup> → 16 T 8 espacés de 15 cm

Semelle S3.

Semelle continue sous 2 poteaux  
section des poteaux 70x30

$N'_{i1} = 143848 \text{ daN}$

$N'_{i2} = 140848 \text{ daN}$

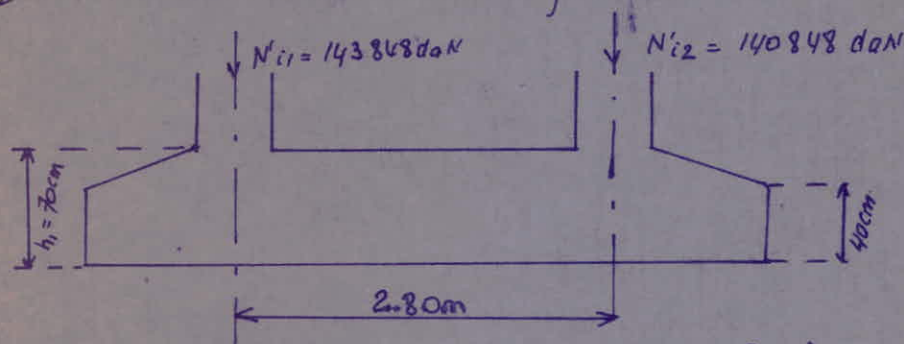
Sous le 1<sup>er</sup> poteau  $\frac{a'}{b'} = \frac{a}{b} = \frac{30}{70} \Rightarrow a' = \frac{3}{7} b'$

$\bar{\sigma} = \frac{N'_{i1}}{a'b'} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow a'b' \geq \frac{N'_{i1}}{2,5}$

$a'b' \geq 56339,2 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow \frac{3}{7} b'^2 \geq 56339,2 \Rightarrow b' = 370 \text{ cm} \text{ et } a' = 170 \text{ cm.}$

$\frac{b'}{2} >$  demi distance entre axes des poteaux (1,4m)  $\Rightarrow$  necessite' d'une semelle continue sous 2 poteaux.



Pour des raisons pratiques sur le chantier on conserve la même hauteur  $h_1 = 70 \text{ cm}$  et par la même occasion on évite les tassements différentiels.

$\frac{N'_{i1} + N'_{i2}}{a'b'} \leq \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars}$ : où  $a'$  et  $b'$  sont les dimensions de la semelle continue sous les 2 poteaux  
on a ici une inéquation à 2 inconnues  $a'$  et  $b'$ ; fixons  $a' = 25 \text{ cm}$  et déterminons  $b'$

$b' \geq \frac{143848 + 140848}{250 \times 2,5} = 455,51 \text{ cm} \Rightarrow$  on prend

$a' = 250 \text{ cm}$
$b' = 500 \text{ cm}$

pois de la fondation.  $N'_p = 18020 \text{ daN}$

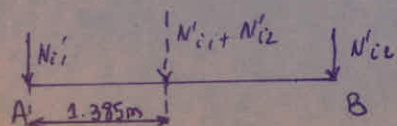
effort total  $N_T = N'_{i1} + N'_{i2} + N'_p = 302716 \text{ daN}$

Vérifions que la contrainte au sol reste inférieure à la contrainte admissible

$\bar{\sigma} = \frac{302716}{250 \times 500} = 2,42 < \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars}$  Vérification assurée

point d'application de la résultante de  $N'_{i1}$  et  $N'_{i2}$

Le moment des forces/A = moment de la résultante/A

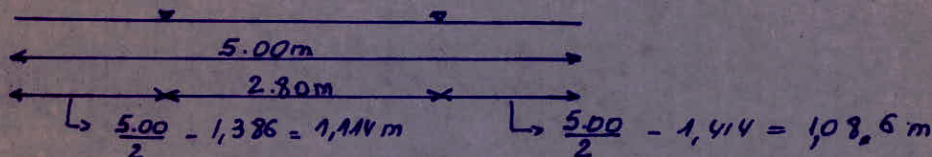


$N'_{i2} \times 2,8 = (N'_{i1} + N'_{i2}) x \Rightarrow x = 1,385 \text{ m}$

Le poids de la fondation est appliqué au centre de gravité de la semelle

point d'application de  $N_T = N'_{i1} + N'_{i2} + N'_p$   
 $(N'_{i1} + N'_{i2}) \times 1,385 + N'_p \times 1,4 = N_T x \Rightarrow \boxed{x = 1,386 \text{ m}}$

Nous centrons la semelle sous cette résultante  $N_T$  de là on détermine les dimensions des 2 consoles



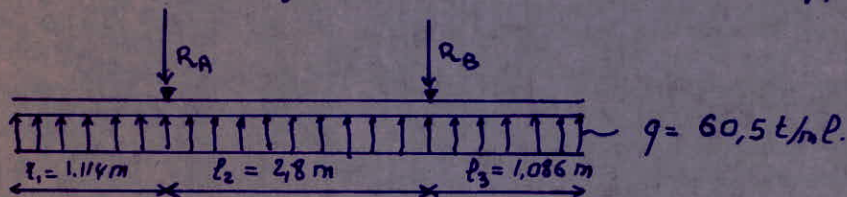
Dans ce genre de calcul, nous supposons que les sous pressions des terres sont uniformément réparties sur toute la longueur de la fondation

on a  $N'_{i1} + N'_{i2} + N'_p = 302716 \text{ daN}$  s'exerçant sur une surface  $S'b' = 2,5 \times 5 = 12,5 \text{ m}^2$

d'où  $p = \frac{302716}{12,5} = 24217,28 \text{ daN/m}^2 = 24,22 \text{ t/m}^2$

charge par metre linéaire  $\boxed{q = p \times 2,5 = 60,5 \text{ t/ml}}$

on aura donc une poutre renversée dont les appuis sont la potéeur



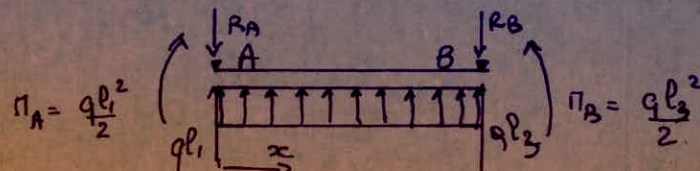
calcul des réactions

$\sum \Pi_A = 0 \Leftrightarrow \frac{q l_1^2}{2} - \frac{q l_2^2}{2} + R_B l_2 - q l_3 \left( \frac{l_3}{2} + l_2 \right) = 0 \Rightarrow \boxed{R_B = 150 \text{ t}}$

$\sum \Pi_B = 0 \Leftrightarrow q l_1 \left( \frac{l_1}{2} + l_2 \right) - R_A l_2 + \frac{q l_2^2}{2} - \frac{q l_3^2}{2} = 0 \Rightarrow \boxed{R_A = 152 \text{ t}}$

on supprime les consoles et on remplace dans le calcul de la poutre AB les consoles par leurs effets  $\Pi_A = \frac{q l_1^2}{2}$  et  $\Pi_B = \frac{q l_3^2}{2}$   
 $R_{A'} = \frac{q l_1}{2}$  et  $R_{B'} = q l_3$

on aura le schéma de calcul suivant:



$M(x) = + \frac{q l_1^2}{2} + q l_1 x - R_A x + \frac{q x^2}{2}$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q l_1 - R_A + qx$$

$$T(x) = 0 \iff M(x) \text{ max} \quad qx = R_A - q l_1 \implies x = \frac{R_A - q l_1}{q} = 1,4 \text{ m}$$

$$M_{x \text{ max}} = M_{x=1,4} = -22,22 \text{ tm.} \quad \text{moment maximum en travée}$$

Diagramme des moments.

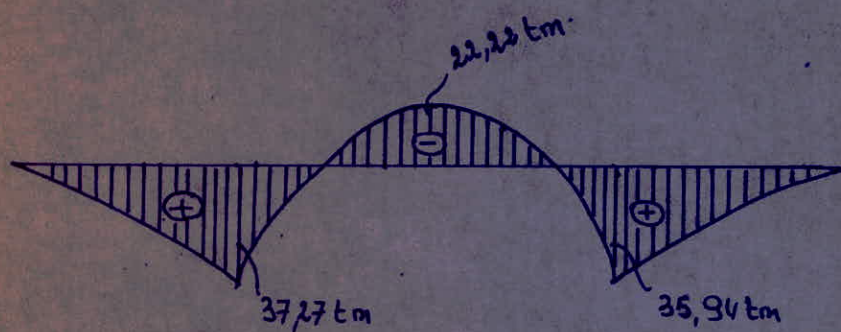
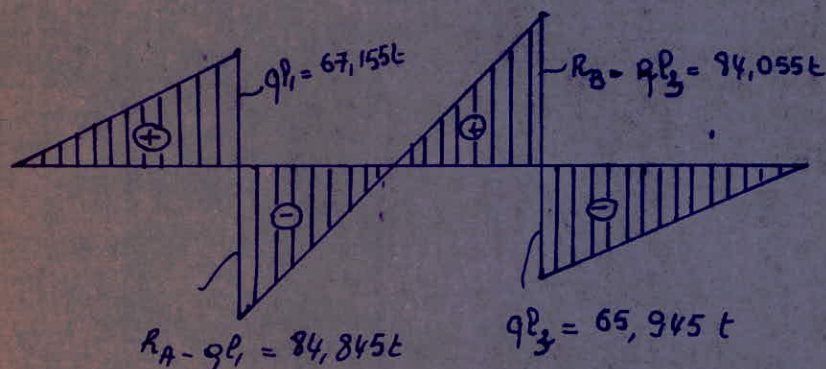
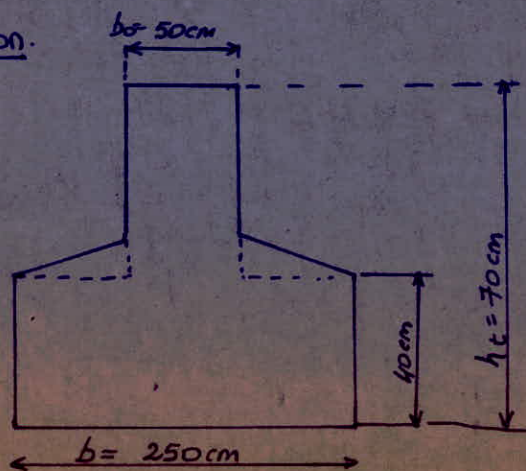


Diagramme des efforts tranchants



ferraillage de la fondation.

forme de la section  
on prend  $b_0 = 50 \text{ cm}$  au lieu  
de  $30 \text{ cm}$  largeur du poteau  
pour passer de part et  
d'autre de la place pour  
les planches de coffrage  
des poteaux et de  
pouvoir placer les aciers  
des poteaux et des fondations  
ciement :



pour être  
sécuritaire  
on fera une section  
en T'

Section au droit de l'appui A. (on prendra les mêmes aciers au niveau de B  $\eta_A \approx \eta_B$ )  
 $M_A = + 37,27 \text{ tm}$   $h_t = 70 \text{ cm}$   
 $T_{\text{max}} = 84,845 \text{ t}$   $h = 66 \text{ cm}$  enrobage de 4 cm.

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b_0 h^2} = \frac{15 \times 37,27 \times 10^5}{2800 \times 50 \times 66^2} = 0,0916 \Rightarrow \begin{cases} k = 26,2 \\ \alpha = 0,3641 \\ \epsilon = 0,8786 \end{cases}$$

ici on a pris  $b_0$  au lieu de  $b$  car la partie comprimée est en haut  
 $y$  compte à partir du parement supérieur  
 $y = \alpha h = 0,3641 \times 66 = 24,03 \text{ cm} \Rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la nervure et vu qu'on néglige le béton tendu du bas on fera une section rectangulaire  $b_0 \times h_t = 50 \times 70$   
 donc l'hypothèse prise au début est justifiée vu qu'on a calculé  $\mu, k, \alpha,$  et  $\epsilon$  dans les tableaux de Choron pour les sections rectangulaires.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{R} = \frac{2800}{26,2} = 106,87 \text{ bars} < \bar{\sigma}'_b = 2 \times 67,5 = 135 \text{ bars} \Rightarrow \text{non necessite d'aciers comprimés}$$

$$A = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{37,27 \times 10^5}{2800 \times 0,8786 \times 66} = 22,95 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers à répartir sur toute la largeur  $b = 2,5 \text{ m}$ .

section entravée  $M = -22,22 \text{ tm}$   $T = 0$  partie tendue en haut; la largeur à prendre en compte est  $b = 250 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0109 \Rightarrow \begin{cases} k = 92 \\ \alpha = 0,1402 \\ \epsilon = 0,9533 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{R} = \frac{2800}{92} = 30,43 \text{ bars} < \bar{\sigma}'_b$$

non necessite d'aciers comprimés

$y$  est compte à partir du parement inférieur  
 $y = \alpha h = 0,1402 \times 66 = 9,253 \text{ cm} \Rightarrow y$  tombe dans la table de compression et vu qu'on néglige le béton tendu du bas on fera une section rectangulaire  $b \times h_t = 250 \times 70$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{22,22 \times 10^5}{2800 \times 0,9533 \times 66} = 12,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5T20 \text{ ou bien } 4T16 + 2T20$$

Condition de plasticité.  $A \leq \frac{43 b_0 R}{\sigma_{en}} = 33,7 \text{ cm}^2$  vérification assurée

Condition de non fragilité  $A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b_0 h = 3,14 \text{ cm}^2$  assurée

Condition aux appuis  
 béton  $c = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_b} = \frac{2 \times 84845}{50 \times 67,5} = 50,27 \text{ cm} < 70 \text{ cm} =$  largeur de l'appui  
 vérification assurée

acier  $T + \frac{\pi}{3} \leq A \bar{\sigma}_a$  A: section d'aciers comprimés  
 T et  $\pi$  pris avec leurs signes  
 $-84845 + \frac{37,27 \times 10^5}{0,8786 \times 66} < 0 \Rightarrow$  non necessite d'armatures supérieures



adhérence

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_s \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4 \text{ bars}$$

$$\tau_d = \frac{T}{\rho z} \quad \tau_d \leq \bar{\tau}_d$$

cette condition nous déterminera le nombre de barres ainsi que leur diamètre.

La condition d'adhérence est à vérifier pour les parties tendues et au droit des appuis plus particulièrement:

$$T = 84845 \text{ daN}$$

$$z = \epsilon h = 0,8786 \times 66 = 57,98 \text{ cm}$$

$$\rho = n \pi \phi \quad \frac{T}{n \pi \phi \times z} = \bar{\tau}_d \Rightarrow n \phi = \frac{T}{\pi z \bar{\tau}_d} = \frac{84845}{3,14 \times 57,98 \times 17,4}$$

$$= 26,77 \text{ cm}$$

si on prend  $\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow n = \frac{26,77}{16} \approx 17$  barres  
 $\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow n = \frac{26,77}{14} \approx 19$  barres

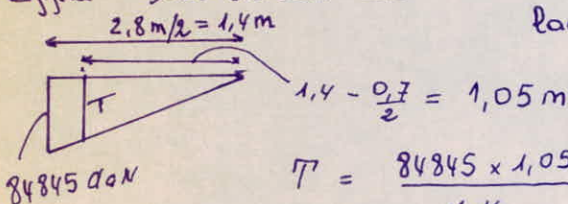
donc on prendra 20 T14 ( $A = 30,78 \text{ cm}^2$ ) afin que la condition de non entraînement soit vérifiée ou bien 16 T14 + 4 T16

$$\tau_d = \frac{84845}{20 \times \pi \times 1,4 \times 57,98} = 16,63 \text{ bars} < \bar{\tau}_d = 17,4 \text{ bars} \text{ assurée.}$$

on concevra néanmoins le plus de barres possible au niveau des poteaux.

voies transversaux:

l'effort tranchant à prendre en compte est au niveau du mu de l'appui sa valeur est:



largeur de l'appui = 70 cm.

$$T = \frac{84845 \times 1,05}{1,4} = 63633,75 \text{ daN}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 66 = 57,75 \text{ cm} \text{ (le règlement le permet)}$$

$$b_0 = 50 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{63633,75}{50 \times 57,75} = 22,03 \text{ bars}$$

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

$$\tau_b \leq 5 \bar{\sigma}_b = 5 \times 5,8 = 29 \text{ bars} \Rightarrow \text{Vérification assurée} \Rightarrow \text{Le dimensionnement est bon.}$$

peut on utiliser uniquement des cadres verticaux?

$\sigma'_b$ : contrainte effective dans la section. = 106,87 bars (calculé plus haut)

art 25.12 CCBA 68 si  $\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$  pour pouvoir utiliser des cadres verticaux il faut que  $\tau_b \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}_b$

$$\left(4,5 - \frac{106,87}{67,5}\right) 5,8 = 16,9 \text{ bars} \quad \text{comme } \sigma_b = 22,03 \text{ bars} > 16,9 \text{ bars}$$

Les étriers verticaux ne peuvent pas à eux seuls reprendre  $T$  pour cela on doit - soit serrer 2 ou 4 barres suivant la nécessité de chaque côté de l'appui (existence de l'effort tranchant d'a à la console) - soit utiliser des barres inclinées indépendantes de chaque côté de l'appui;

Les barres seront inclinées à  $45^\circ$  on utilisera 4 T16 répartis dans deux plans parallèles et distants de 2.

$$T_\alpha \text{ repris par ces barres est égal à } T_\alpha = A_i \sigma_{at} \frac{\sqrt{2}}{2} = A_i \sigma_{at} \cos 45^\circ$$

$$A_i = \frac{4 \pi \times (1,6)^2}{4} \quad \text{car une fissure quelconque (bielle de béton inclinée rencontre toujours 2 barres à } 45^\circ \text{ dans le filon de la poutre.}$$

$$\sigma_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_a = \rho_{at} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ barres} \quad \rho_{at} = \frac{2}{3} \quad \text{car les règlements admettent que lorsqu'on a association d'étriers verticaux et de barres inclinées on prend } \rho_{at} = \frac{2}{3} \text{ pour l'ensemble}$$

$$T_\alpha = \frac{4 \pi \times (1,6)^2}{4} \times 2800 \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 15923,3 \text{ daN}$$

Les cadres verticaux seront calculés de façon qu'ils puissent reprendre

$$T_R = T - T_\alpha = 63533,75 - 15923,3 = 47710,45 \text{ daN}$$

$$\sigma_b = \frac{T_R}{b_0 z} = \frac{47710,45}{50 \times 57,75} = 16,52 \text{ bars}$$

$\sigma_b \leq \left(4,5 - \frac{106,87}{67,5}\right) \times 5,8 = 16,9 \text{ bars}$  vérification assurée. d'où on pourra compter sur des cadres verticaux pour équilibrer  $T_R = 47710,45 \text{ daN}$

$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at} \times 3}{T_R} \quad A_t \text{ section des cadres utilise } \phi 10 \quad \begin{array}{c} \triangle \\ \square \\ \triangle \end{array} A_t$$

$$A_t = 2 \times 0,785 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{1,57 \times 2800 \times 57,75}{47710,45} = 5,32 \text{ cm}$$

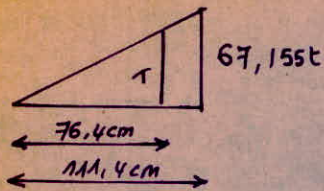
$$\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 66 \left(1 - 0,3 \times \frac{16,52}{5,8}\right) = 9,6 \text{ cm}$$

$t = \min(t, \bar{t}) = 5,32 \text{ cm} \Rightarrow$  on commence la suite de calcul à partir de 7.

$$\frac{L}{2} : \text{demi-porte entre nus d'appuis} = \frac{280 - 70}{2} = 105 \text{ cm.}$$

1<sup>er</sup> cadre à 4 cm du nus de l'appui 4; 2x7; 2x8; 2x9; 2x10; 3x11; la somme est égale à 105 cm; il en est de même pour l'autre demi-porte.

Aciers transversaux dans les 2 consoles qui sont sensiblement les mêmes  
 L'effort tranchant à prendre en compte est au niveau du mu de l'encastrement, sa valeur est



$$T = \frac{67155 \times 76,4}{111,4} = 46056 \text{ daN}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{46056}{50 \times 57,75} = 15,95 \text{ bars}$$

$\tau_b \leq 5 \bar{\sigma}_b = 29 \text{ bars} \Rightarrow$  vérification assurée  $\Rightarrow$  Le dimensionnement est bon

peut-on compter uniquement sur des cadres verticaux pour équilibrer l'effort tranchant ?

$$\tau_b \leq \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b = 16,9 \text{ bars} \quad \text{vérification assurée}$$

Donc on relèvera uniquement les barres dans la poutre vu que pour les consoles seuls les cadres verticaux équilibrent T

$$t = \frac{A_c \bar{\sigma}_b z}{T} = \frac{1,57 \times 2800 \times 57,75}{46056} = 5,5 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = h \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 66 \left( 1 - \frac{0,3 \times 15,95}{5,8} \right) = 11,55 \text{ cm.}$$

$$t = \min(t, \bar{t}) = 5,5 \text{ cm.}$$

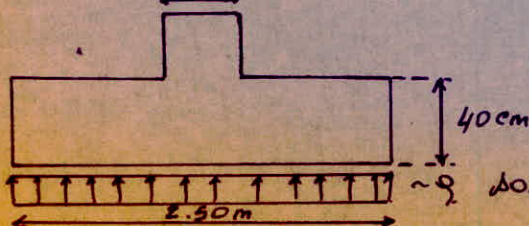
pour la console la suite de Caprot n'est plus valable ; pour cela on doit calculer T au milieu de la console et son espacement correspondant :

$$T_{\text{milieu}} = 46056 / 2 = 23028 \text{ daN} \Rightarrow t = 11 \text{ cm.}$$

on prendra les écarterments suivants, 6x6 ; 4x10  
 il en est de même pour l'autre console

Armatures des consoles dans le sens transversal de la poutre.

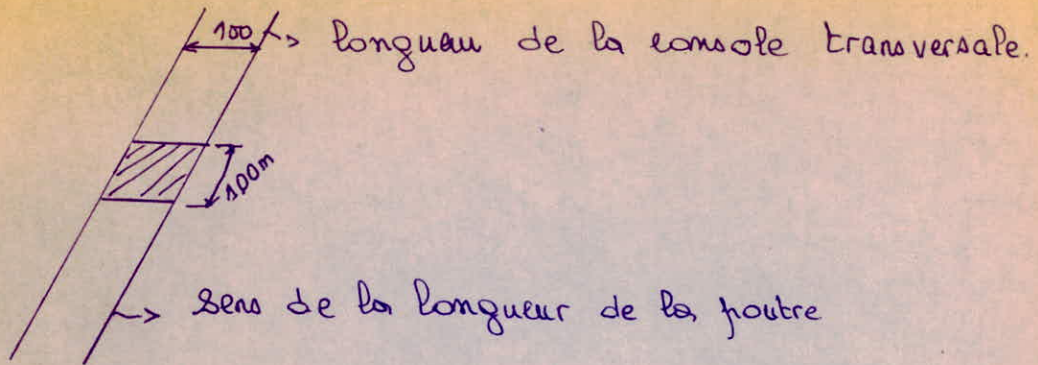
Section transversale de la poutre



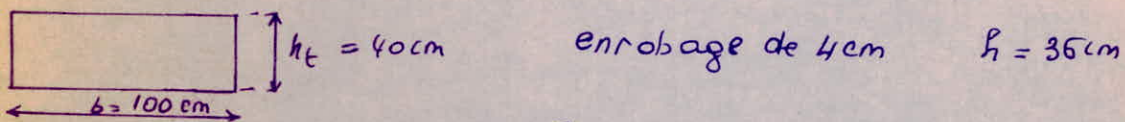
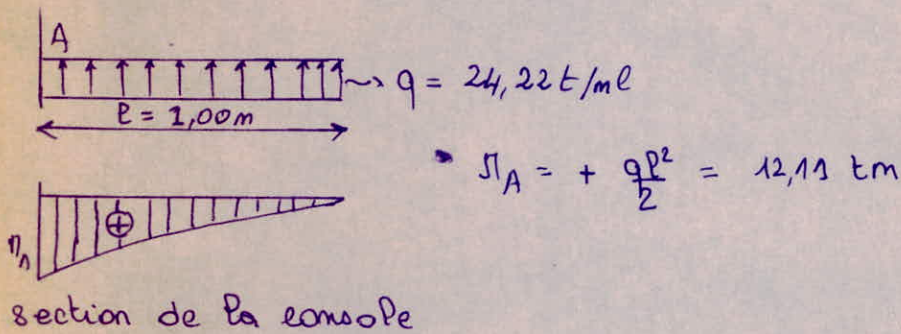
la longueur de la console dans le sens transversal est de 1 m.

~ 9 sous pression des terres

on prend une bande de 1 m de longueur  
 $q = p \times 1 = 24,22 \text{ t/ml}$



On aura le schéma de calcul suivant



$$\mu = \frac{m \sigma_A}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 24,22 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 36^2} = 0,180 \Rightarrow k = 24,7$$

$$\alpha = 0,3779$$

$$\varepsilon = 0,8741$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{24,7} = 113,26 \text{ bars} < \bar{\sigma}_b = 135 \text{ bars} \Rightarrow \text{non necessaire d'aciers comprimés}$$

$$A = \frac{\sigma_A}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{24,22 \times 10^5}{0,8741 \times 36 \times 2800} = 27,48 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 9 \text{ T20 espacés de } 12,5 \text{ cm.}$$

au total on a 40 T20 espacés de 12,5 cm.

Semelle 34.

Semelle continue sous deux poteaux

section des poteaux 70 x 30

$N'_{c1} = 71924 \text{ daN}$

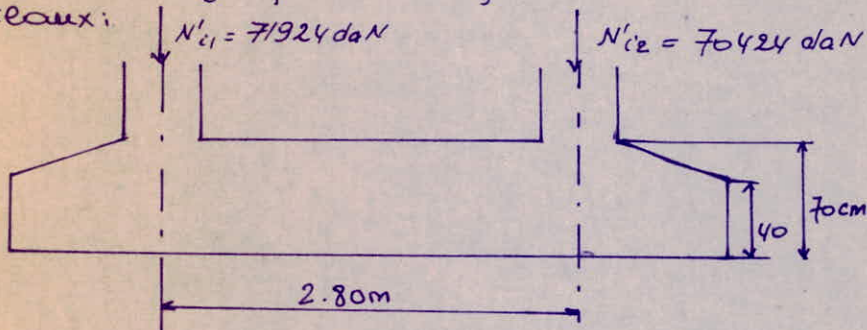
$N'_{c2} = 70424 \text{ daN}$

sous le 1<sup>er</sup> poteau  $\frac{a'}{b'} = \frac{a}{b} = \frac{30}{70} = \frac{3}{7} \Rightarrow a' = \frac{3}{7} b'$

$\sigma = \frac{N'_{c1}}{a'b'} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow a'b' \geq \frac{N'_{c1}}{2,5} = \frac{71924}{2,5} = 28769,6 \text{ cm}^2$

$\frac{3}{7} b'^2 \geq 28769,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow b' = 270 \text{ cm}$  et  $a' = 120 \text{ cm}$

$\frac{3}{7} b'$  est voisin de la demi distance entre axes des poteaux (1,4m) donc il est préférable de prendre une semelle continue sous 2 poteaux:



$\frac{N'_{c1} + N'_{c2}}{a'b'} \leq \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars}$

$a'b' \geq 56939,2 \text{ cm}^2$   
on prend  $b' = 460 \text{ cm}$   
 $a' = 140 \text{ cm}$

pois approximatifs de la fondation:  $N'_p = 9450 \text{ daN}$   
effort total  $N_T = N'_{c1} + N'_{c2} + N'_p = 151798 \text{ daN}$

Verifions que la contrainte au sol reste inférieure à  $\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars}$

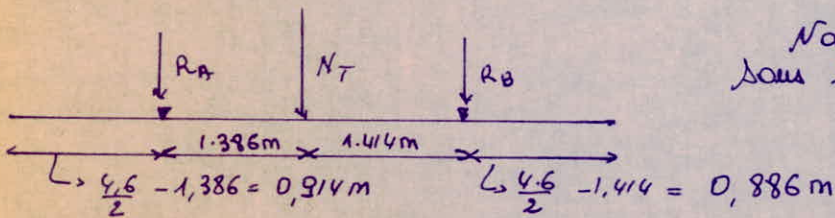
$\sigma = \frac{N_T}{a'b'} = \frac{151798}{460 \times 140} = 2,35 \text{ bars} < \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars}$  Verifié on assure

point d'application de  $N'_{c1}$  et  $N'_{c2}$

$N'_{c2} \times 2,8 = (N'_{c1} + N'_{c2}) x \Rightarrow x = 1,385 \text{ m}$

point d'application de  $N_T$

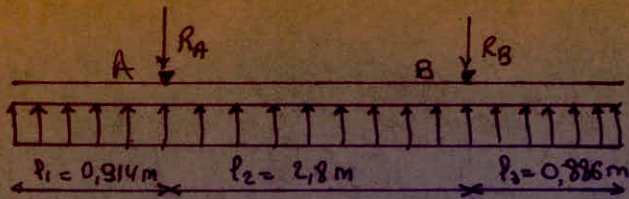
$(N'_{c1} + N'_{c2}) \times 1,385 + N'_p \times 1,4 = N_T x \Rightarrow x = 1,386 \text{ m}$



Nous centrons la semelle sous cette résultante

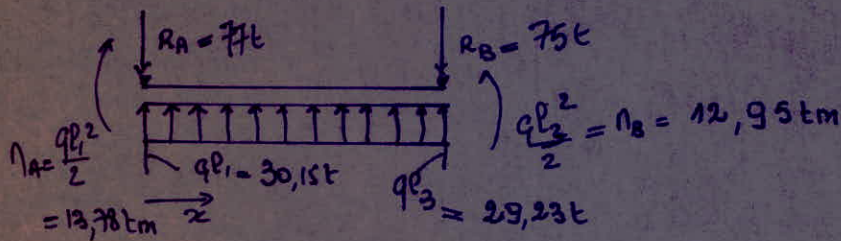
Les pressions des terres supposées uniformément réparties sur toute la longueur de la fondation

$p = \frac{151798}{460 \times 140} = 23571,12 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow q = p \times 1,4 = 32,99 \text{ t/ml}$



$$(\sum M)_A = 0 \Leftrightarrow \frac{q l_1^2}{2} - \frac{q l_2^2}{2} + R_B l_2 - q l_3 \left( \frac{l_3}{2} + l_2 \right) = 0 \Rightarrow R_B = 75 \text{ t}$$

$$(\sum M)_B = 0 \Leftrightarrow q l_1 \left( \frac{l_1}{2} + l_2 \right) - R_A l_2 + \frac{q l_3^2}{2} - \frac{q l_3^2}{2} = 0 \Rightarrow R_A = 77 \text{ t}$$



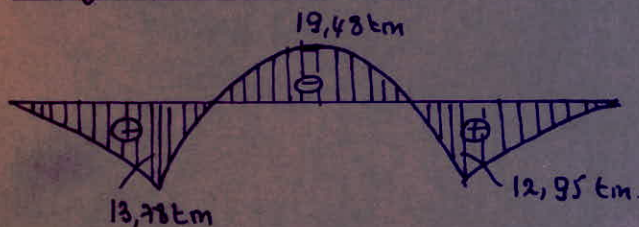
$$M(x) = \frac{q l_1^2}{2} + q l_1 x - R_A x + \frac{q x^2}{2}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q l_1 - R_A + q x \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow M(x) \text{ maximum.}$$

$$T(x) = 0 \Leftrightarrow x = \frac{R_A - q l_1}{q} = 1,42 \text{ m.}$$

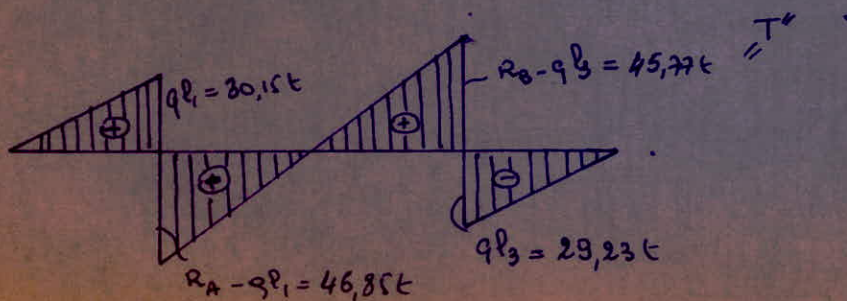
$$M_{\max} = M_{x=1,42} = -19,48 \text{ tm}$$

Diagramme des moments.



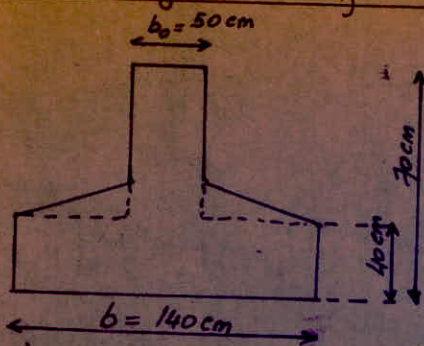
$= M''$

Diagramme des efforts tranchants



$= T'$

ferrailage de la poutre.



section au droit de l'appui A. ( $M_{appui B} \approx M_{appui A}$ )

$$\mu = \frac{m M_A}{\bar{\sigma}_a b_0 h^2} = \frac{45 \times 13,78 \times 10^5}{2800 \times 50 \times 66^2} = 0,0339 \Rightarrow k = 48,2$$

$$\alpha = 0,2373$$

$$\epsilon = 0,9209$$

$y = \alpha h = 0,2373 \times 66 = 15,66$  à partir du parement supérieur on calcule une section rectangulaire  $70 \times 50$  car le béton tendu est négligé

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{48,2} = 58,09 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{non nécessaire d'aciers comprimés}$$

$$A = \frac{M_A}{\epsilon k \bar{\sigma}_a} = \frac{13,78 \times 10^5}{0,9209 \times 66 \times 2800} = 8,09 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10 T 14$$

En travée  $M = -19,48 \text{ tm}$ .

ici la largeur à prendre en compte est  $b = 140 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 \times 19,48 \times 10^5}{2800 \times 140 \times 66^2} = 0,0171 \Rightarrow k = 71,5$$

$$\alpha = 0,1734$$

$$\epsilon = 0,9422$$

$y = \alpha h = 0,1734 \times 66 = 11,44 \text{ cm}$  à partir du bas  $< 40 \text{ cm}$  on néglige le béton tendu on ferraille une section rectangulaire  $140 \times 70$

$$A = \frac{19,48 \times 10^5}{0,9422 \times 66 \times 2800} = 11,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 T 20$$

condition de pléoché  $A \leq \frac{43 b_0 h}{\bar{\sigma}_{en}} = 33,7 \text{ cm}^2$  assurée

condition de non fragilité  $A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b_0 h = 3,14 \text{ cm}^2$  assurée

condition aux appuis  
béton  $c = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b_0}} = \frac{2 \times 46850}{50 \times 67,5} = 27,76 \text{ cm} < 70 \text{ cm}$  assurée

acier

$$T + \frac{M}{3} \leq A \bar{\sigma}_a \quad - 46850 + \frac{13,78 \times 10^5}{0,9422 \times 66} < 0 \Rightarrow A = 0$$

$A$ : aciers comprimés  
non nécessaire d'armatures supérieures

adhérence  $\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 17,4 \text{ bars}$

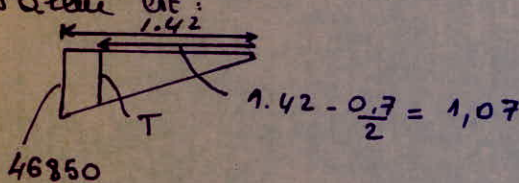
$\tau_d = \frac{T}{Pz}$   $P = n\pi\phi$

$\frac{T}{n\pi\phi z} = \bar{\sigma}_d \Rightarrow n\phi = \frac{T}{\pi E h \bar{\sigma}_d} = \frac{46850}{3,14 \times 0,9422 \times 66 \times 17,4} = 13,78 \text{ cm}$

pour  $\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow n = \frac{13,78}{14} = 9,84 \Rightarrow n = 10$   
 on prendra 10 T14 pour que l'adhérence soit vérifiée  
 bien que la section résistante est égale à  $8,09 \text{ cm}^2$   
 on concevra néanmoins le plus de barres possible au niveau des poteaux

aciers transversaux.

L'effort tranchant à prendre en compte est au nu de l'appui sa valeur est:



$T = \frac{46850 \times 1,07}{1,42} = 35806,78 \text{ daN}$

$\tau_b = \frac{T}{b_0 z}$

Le règlement permet d'écrire  $z = \frac{7}{8} h = 57,75 \text{ cm}$

$\tau_b = \frac{35806,78}{50 \times 57,75} = 12,4 \text{ bars}$

$\tau_b < 5 \bar{\sigma}_b = 29 \text{ bars} \Rightarrow$  assurée  $\Rightarrow$  dimensionnement bon

peut on utiliser uniquement des cadres verticaux pour équilibrer T

$\sigma'_b = 58,09 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{b0} = 67,5 \text{ bars}$  la condition s'écrit  
 d'après l'art 25.12 du CEB A 68

$\tau_b < 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,2 \text{ bars} \Rightarrow$  assurée  $\Rightarrow$  donc on peut

compter uniquement sur les cadres verticaux pour reprendre T

$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at} z}{T}$   $t \geq \phi_{10} \Rightarrow A_t = 1,57 \text{ cm}^2$

$t = \frac{1,57 \times 2800 \times 57,75}{35806,78} = 7,08 \text{ cm}$

$\bar{t} = R \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 66 \left( 1 - \frac{0,3 \times 12,4}{5,8} \right) = 23,66 \text{ cm}$

$t = \min(t, \bar{t}) = 7 \text{ cm}$

demi-portée entre nus d'appuis = 105 cm.  
 la suite de ce calcul est prise à partir de 7.

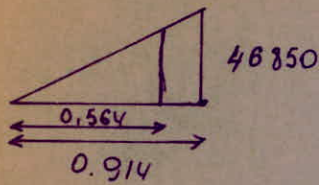


1er cadre à 4cm du nu d'appui

4; 2x7; 2x8; 2x9; 2x10; 3x11

mêmes espacements pour l'autre demi-portée

aciers transversaux dans la console l'effort tranchant dans la console à prendre en compte est au nu de l'encastrement sa valeur est



$$T = \frac{48850 \times 0,564}{0,914} = 28909,63 \text{ daN}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{28909,63}{50 \times 57,75} = 10,01 \text{ bars}$$

$$\tau_b < 5 \bar{\sigma}_b = 29 \text{ bars} \quad \text{assuré}$$

Cadres verticaux

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ bars} \quad \text{assuré}$$

$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_a \cdot z}{T} = \frac{1,57 \times 2800 \times 57,75}{28909,63} = 8,78 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = R \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 66 \left( 1 - 0,3 \times \frac{10,01}{5,8} \right) = 31,82 \text{ cm}$$

$$t = \min(t, \bar{t}) = 9 \text{ cm}$$

ici pour la console la suite de l'espacement n'est pas valable

on espacera T au milieu de la console et l'écartement correspondant

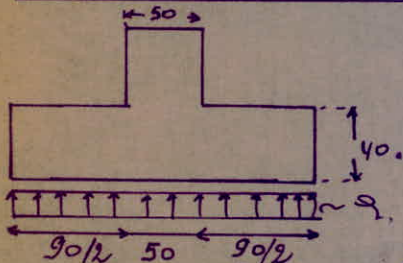
$$T = 14454,815 \text{ daN} \Rightarrow t = 7,56 \text{ cm}$$

on utilisera les espacements suivants.

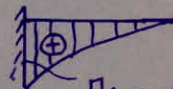
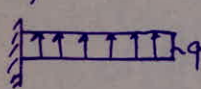
2x9 + 2x18

Il en est de même pour l'autre console;

Armatures des consoles dans le sens transversal de la poutre



$$q = 23,57 \text{ t/ml}$$



$$\pi_A = + \frac{q l^2}{2} = \frac{23,57 \times 0,45^2}{2} = 2,39 \text{ tm}$$

section de la console 100 x 40 enrobage 4cm

$$\mu = \frac{n \pi}{\bar{\sigma}_a b R^2} = \frac{15 \times 2,39 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 36^2} = 0,0098 \rightarrow k = 97,5$$

$$\alpha = 0,1333$$

$$\epsilon = 0,9556$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{0,975} = 28,71 \text{ bars} < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} \Rightarrow \text{non necessite d'aciers comprimés}$$

$$A = \frac{\pi}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{2,39 \times 10^5}{2800 \times 0,9556 \times 66} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on utilisera 6T6/ml}$$

\* Bibliographie \*

- . Calcul des sections . P. Charon .  
( flexion simple et composée ) .
- . Traité de béton armé . Guérin .
- . C.C.BA. 68 .
- . P.S. 69 .
- . Calcul des structures en B. A . Fuentes .
- . Cours de béton . M<sup>r</sup> Bonneville .
- . Cours de bâtiment . M<sup>r</sup> Bejinariu .

