

11/82

Universite des Sciences et  
de la Technologie d'Alger

Ecole Nationale Polytechnique

Departement : Genie Civil

Projet de fin d'etudes

# BATIMENT

# ADMINISTRATIF

PROPOSE PAR :  
DUCH

ETUDIE PAR :  
Z. RAHMOUNI

DIRIGE PAR :  
R. BLOUD

S. SID

Promotion : Janvier 82

11/82

Universite des Sciences et  
de la Technologie d'Alger

Ecole Nationale Polytechnique

Departement : Genie Civil

Projet de fin d'etudes

**BATIMENT**

**ADMINISTRATIF**

PROPOSE PAR :  
DUCH

ETUDIE PAR :  
Z. RAHMOUNI

DIRIGE PAR :  
R. BLOUD

S. SID

Promotion : Janvier 82

Universite des Sciences et  
de la Technologie d'Alger

Ecole Nationale Polytechnique

Departement : Genie Civil

Projet de fin d'etudes

**BATIMENT**

**ADMINISTRATIF**

PROPOSE PAR :

DUCH

ETUDIE PAR :

Z. RAHMOUNI

DIRIGE PAR :

R. BLOUD

S. SID

Promotion : Janvier 82

Universite des Sciences et  
de la Technologie d'Alger

Ecole Nationale Polytechnique

Departement : Genie Civil

Projet de fin d'etudes

**BATIMENT**

**ADMINISTRATIF**

PROPOSE PAR:  
DUCH

ETUDIE PAR :  
Z. RAHMOUNI

DIRIGE PAR:  
R. BLOUD

S. SID

Promotion : Janvier 82

## REMERCIEMENTS

- \* Nous remercions vivement notre promoteur monsieur R. Bioud pour ses conseils éclairés et son aide précieuse.
- \* Nos sincères remerciements à tous les professeurs de l'école nationale polytechnique ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.
- \* Nos vifs remerciements à tous les membres du jury qui nous font l'honneur de juger notre modeste travail.
- \* On remercie également monsieur S. Djrad ingénieur à la D.N.C de Ouargla pour son aide.

— Z. Rahmouni et S. Sid. —

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ  
« وَقُلْ اعْمَلُوا فَسَيَرَى اللَّهُ عَمَلَكُمْ وَرَسُولُنَا وَالْمُؤْمِنُونَ »

## DEDICACES

- صدق الله العظيم -

Je dedie ce modeste travail :

- A ma mère qui m'aime beaucoup.
- A mon père pour son sacrifice et sa patience.
- A mes frères Aïssa, Djelloul et Kheider.
- A mes sœurs en leur souhaitant tout le bonheur.
- A tous mes frères qui croient en Dieu et son prophète.
- A tous ceux qui ont été, sont et seront mes amis.
- A monsieur Boudaoud Ahmed pour son aide.

يا صاحِبَ العَمْرِ لِمَا نَ العَمَّ مَنفَرَجٌ : أَيْشُرُ خَيْرٍ فَإِنَّ العَارِجَ التُّدُ  
إِنَا بَلِيَّتْ فَتَوَّ بِاللَّهِ وَارضَى بِهِ : لِمَا نَ الذَّيْ يَكشِفُ البَلْوَى هُوَ اللّهُ  
اللّهُ لِحَدَثِ بَعْدَ العَسْرِ مَيَسْرَةً : لَا تَجْرَعَنَّ فَإِنَّ الصَّانِعَ اللّهُ  
الْيَأْسَ يَوقِطِعُ أَهْيَانًا بِصَاحِبِهِ : لَا تَيَأْسَنَّ فَإِنَّ الكَافِيَ اللّهُ  
وَاللّهُ مَالِكٌ عِزُّ اللّهِ مِنْ أَحَدٍ : فَحَسْبُكَ اللّهُ فَمَا كَلَّكَ اللّهُ

- Saïd. Sid -

• بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ •

« رَبِّ اجْعَلْنِي مُقِيمَ الصَّلَاةِ وَمِنْ ذُرِّيَّتِي »

— صدق الله العظيم —

## DEDICACES

je dedie ce modeste travail :

- A mon père et à ma mère dont le mérite leur revient de droit
- A mes frères Abdelhak, Abdennour, Abderezak, Liamine, que j'aime tant.
- A mes soeurs en leur souhaitant tout le bonheur.
- A toute ma famille
- A mes frères de la mosquée des étudiants
- A tous ceux qui me sont chers.

— Zine el abidine Rahmouni —

”اللهم انفعني بما علمتني وعلمني  
ما ينفعني وزدني علما“

# TABLE des MATIERES

<u>CHAPITRE I : INTRODUCTION</u>	
Présentation de l'ouvrage. ....	1
Caractéristiques des matériaux. ....	3
Charges et surcharges. ....	6
<u>CHAPITRE II : CALCUL DES ELEMENTS</u>	
Arcades, encorbellements. ....	8
Calcul des poutrelles terrasse. ....	14
Calcul des poutrelles 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et R.D.C. ....	26
Escaliers. ....	32
<u>CHAPITRE III : ETUDE AU VENT</u>	
Introduction. ....	39
Détermination des forces horizontales. ....	41
<u>CHAPITRE IV : EFFORTS DANS LES PORTIQUES</u>	
<u>A - SOUS LES CHARGES HORIZONTALES :</u>	
Exposé de la méthode de BOWMAN. ....	45
Portique longitudinal. ....	47
Portique transversal. ....	54
<u>B - SOUS LES CHARGES VERTICALES :</u>	
Exposé de la méthode de CAQUOT. ....	59
Détermination de G et E pour les 2 portiques. ....	63
Etude des deux portiques. ....	67
<u>CHAPITRE V : SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS</u>	
Moments en travée. ....	73
Moments et efforts tranchants dans les poutres. ....	78
Moments et efforts normaux dans les poteaux. ....	82
<u>CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES POUTRES</u>	
Portique longitudinal. ....	86
Portique transversal. ....	103
<u>CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES POTEAUX</u>	
Portique longitudinal. ....	114
Portique transversal. ....	124
Armatures transversales. ....	130
<u>CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA CAGE D'ESCALIERS</u>	
Introduction. ....	132
Etude du portique longitudinal. ....	134
Etude du portique transversal. ....	138
Superposition des sollicitations. ....	141
Ferrailage des poutres. ....	145
Ferrailage des poteaux. ....	153
<u>CHAPITRE IX : FONDATIONS</u>	
Calcul des longrines. ....	160
Semelles isolées. ....	162
Semelles sous deux poteaux. ....	164
Radier simple. ....	168



# INTRODUCTION

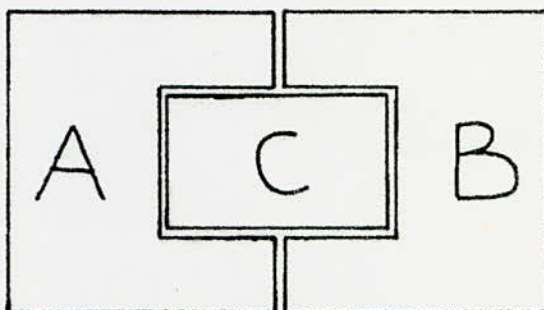
## PRESENTATION

Notre projet consiste à étudier les éléments résistants d'un immeuble à usage administratif qui sera implanté à Ouargla (Zone de sismicité nulle).

L'ouvrage comporte un rez de chaussée et deux étages d'ossature porteuse avec un vide sanitaire de 1,20 m.

Il est composé de 3 blocs A, B et C séparés par des joints de dilatation de 2 cm.

La hauteur de plancher à plancher est de 3,06 m pour les blocs A et B sauf pour le R.D.C du bloc A où la hauteur est de 3,96 m. Ce qui nous a amené à étudier seulement le bloc A car c'est le plus défavorable. Le bloc C est composé d'une cage d'escalier et 2 patios.



### Bloc A :

longueur totale du bâtiment : 19,55 m (entre nus extérieurs)  
largeur totale : 14,75 m (1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> étage) et de 13,35 m pour le R.D.C.  
hauteur : 11,52 m à partir du sol (acrotère comprise)

Caux de travail du sol : La contrainte admissible du sol où sera implanté notre ouvrage est :  $\bar{\sigma}_s = 2$  bars à 1,5 m d'ancrage.

Béton armé : le béton entrant dans la construction du présent ouvrage sera conforme aux règles CBA 68 et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

La composition du béton pour 1 m<sup>3</sup> sera :

- 800 litres de gravillons ( $D_g \leq 25$  mm)
- 400 litres de sable ( $D_s \leq 5$  mm)
- 350 kg de ciment CPA 325.
- 175 litres d'eau.

Aciers : les aciers utilisés seront des aciers doux et des aciers à haute adhérence, ainsi que des treillis soudés conformes aux normes. L'acier sera propre et débarrassé de toutes traces de rouille non adhérente, de peinture et de graisse.

Ossature : L'ossature du bâtiment sera constituée de poutres et de poteaux parfaitement encastés entre eux, formant ainsi un système de portiques assurant le contreventement du bâtiment.

Planchers : Ils seront constitués par des corps creux et une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles prefabriquées. Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique, hydrofuge, une forme de pente et une protection lourde en gravillons roulés.

Escaliers : L'accès aux différents étages est assuré par un bloc d'escaliers. Les escaliers seront en béton armé avec pailleuse portase. Ils seront exécutés en même temps que l'ossature afin de limiter l'emploi d'échelles.

Maçonnerie :

- Murs extérieurs :
  - . une cloison en briques creuses de 20 cm.
  - . un vide d'air de 5 cm.
  - . une cloison en briques creuses de 10 cm.
- Murs intérieurs :
  - . une cloison de séparation en briques creuses de 20 cm.

Revetements :

- En céramique dans les salles d'eau.
- En plâtre pour les murs et les plafonds.
- En carrelage dans les autres pièces.

# CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX CONSTITUANT LE BETON ARME

## BETON:

- Le béton est doté à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325 à contrôle atténué
- Résistance nominale de compression à 28 jours:  $\sigma'_m = \sigma'_{28} = 270$  bars
- Résistance nominale de traction à 28 jours:  $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 23,2$  bars
- Grosseur des granulats:  $C_g$  5/15 mm.
- Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance à la compression et à la traction à 28 jours - d'âge.

- Contrainte de compression admissible: (article 9-4 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}'_b = f'_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad f'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

- $\alpha$ : fonction de la classe du ciment utilisé  $\alpha = 1$  (CPA 325)
- $\beta$ : fonction de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton mis en oeuvre.  $\beta = 5/6$  (contrôle atténué).
- $\gamma$ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats.  $C_g$ : 5/15  $\rightarrow \gamma = 1$ .
- $\delta$ : dépend de la nature des sollicitations:

$\delta = 0,30$  en compression simple.

$\delta = 0,60$  en flexion simple.

En flexion composée:

$\delta = 0,60$  si l'effort normal est une traction.

$$\delta = \begin{cases} 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,60 \\ 0,60 & \text{si } \delta > 0,60 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{si l'effort normal est une} \\ \text{compression.} \end{array}$$

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

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

Nota: les valeurs de  $\delta$  seront multipliées par 1,5 quand il s'agira des sollicitations pondérées du 2<sup>ème</sup> genre. (article 9.47 CCBA 68)

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

$\epsilon = 1$  en compression simple.

$0,5 < \epsilon < 1$  dans les autres cas.

Dans notre cas:

en compression simple:

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \cdot 5/6 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars (sollicitation 1<sup>er</sup> genre)}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars (sollicitation 2<sup>e</sup> genre)}$$

En flexion :

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}'_b &= 135 \text{ bars (sous SP1)} \\ \bar{\sigma}'_b &= 202,5 \text{ bars (sous SP2)}\end{aligned}$$

Contrainte de référence en traction (art 9-5 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \Theta \cdot \sigma'_{28} \quad \alpha, \beta, \gamma \text{ sont les mêmes que précédemment.}$$

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

Ce qui nous donne :

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_b &= 5,8 \text{ bars sous SP1} \\ \bar{\sigma}_b &= 8,7 \text{ bars sous SP2.}\end{aligned}$$

## ACIERS:

On distingue généralement 3 catégories d'aciers :

- Aciers doux : (ou ronds lisses)

. Nuance Fe E24,  $\sigma_{em} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_{em}$  : limite d'élasticité nominale.

. Contraintes admissibles :

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

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{em} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2.}$$

- Aciers à haute adhérence :

Nuance Fe E40

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

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

. Contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

coefficient de fissuration  $\eta = 1,6$  ; Coef. de scellement  $\psi_s = 1,5$

- Breillis :

Les treillis soudés sont des grillages en fils cirés se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leur point de croisement.

Diamètre $\phi$ (m.m)	$\sigma_{em}$ ou $\sigma'_{em}$	
	bars	kg/cm <sup>2</sup>
$\phi \leq 6$	5200	5300
$\phi > 6$	4410	4500

- coefficient de fissuration  $\eta = 1$ .

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration  
 (art. 4-9 CCBA 68)

la valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes (en bars) :

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\eta \cdot \frac{K}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$\sigma_1$  : est la contrainte de fissuration systématique.

$\sigma_2$  : est la contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle.

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

$\tilde{w}_f$  : pourcentage de fissuration.  $\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f}$

avec  $A$  : secti d'acier

$B_f$  : section de beton tendu.

$\eta$  : coefficient de fissuration :  $\eta = 1$  pour les ronds lisses  
 $\eta = 1,6$  haute adhérence

$K$  : coefficient dependant des consequences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

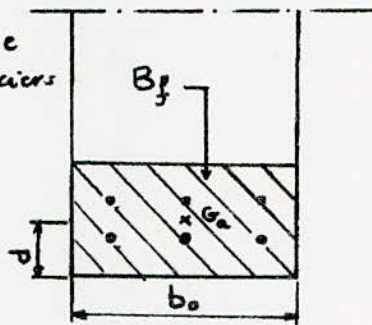
$K = 1,5 \cdot 10^6$  : fissuration peu nuisible

$K = 1 \cdot 10^6$  : fissuration prejudiciable

$K = 0,5 \cdot 10^6$  : fissuration tres prejudiciable.

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

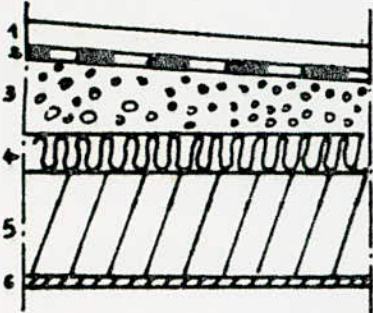
$G_a$  : est le centre de gravite' des aciers tendus.



# CHARGES et SURCHARGES

## CHARGES PERMANENTES

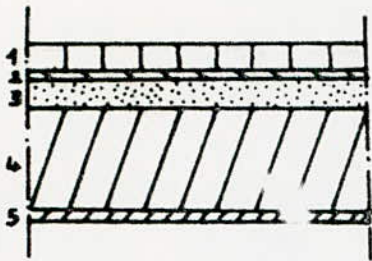
### Plancher terrasse :



- |   |                       |
|---|-----------------------|
| 1. Protection lourde (4cm) 1800 . 0,04    | 72 kg/m <sup>2</sup>  |
| 2. Etanchéité multicouche                 | 10 kg/m <sup>2</sup>  |
| - forme de pente (2%) 2000 . 0,06         | 120 kg/m <sup>2</sup> |
| 4 - liège (5cm)                           | 20 kg/m <sup>2</sup>  |
| 5 - hourdis + table de compression (20+4) | 300 kg/m <sup>2</sup> |
| 6 - Enduit plâtre (1,5 cm)                | 21 kg/m <sup>2</sup>  |

Charge permanente  $G = 543 \text{ kg/m}^2$

### Plancher courant :



- |   |                                   |                       |
|---|-----------------------------------|-----------------------|
| 1. Marbre (2 cm)                          | } finitions (6 cm)<br>2200 x 0,06 | 132 kg/m <sup>2</sup> |
| 2. Mortier (1,5 cm)                       |                                   |                       |
| 3. Sable (2,5 cm)                         |                                   |                       |
| 4 - hourdis + table de compression (20+4) | 300 kg/m <sup>2</sup>             |                       |
| 5 - enduit plâtre (1,5 cm)                | 21 kg/m <sup>2</sup>              |                       |
| + cloisons                                | 75 kg/m <sup>2</sup>              |                       |

Charge permanente :  $G = 528 \text{ kg/m}^2$

## SURCHARGES D'EXPLOITATIONS

- Plancher terrasse : terrasse inaccessible 100 kg/m<sup>2</sup>
- Plancher courant : 250 kg/m<sup>2</sup>
- Escaliers : 400 kg/m<sup>2</sup>
- Balcon : 350 kg/m<sup>2</sup>
- Acrotère : force horizontale  $S = 100 \text{ kg/ml}$

### Remplissage :

Murs extérieurs de 35 cm

- |  |                       |
|--|-----------------------|
| • briques creuses : 20 cm (+ 5 cm de vide d'air) | 280 kg/m <sup>2</sup> |
| • briques creuses : 10 cm                        | 133 kg/m <sup>2</sup> |
| • enduit extérieur : 1,5 cm                      | 25 kg/m <sup>2</sup>  |
| • enduit intérieur : 1,5 cm                      | 21 kg/m <sup>2</sup>  |

Charge totale  $q = 459 \text{ kg/m}^2$

Murs intérieurs de 20 cm

- |                                       |                       |
|---------------------------------------|-----------------------|
| • briques creuses de 20 cm            | 280 kg/m <sup>2</sup> |
| • Enduit (2 faces en plâtre : 1,5 cm) | 42 kg/m <sup>2</sup>  |

charge totale :

$q = 322 \text{ kg/m}^2$

Predimensionnement :

- Poutres : la portée maximale des poutres est de :  $l = 8,4 \text{ m}$ 
  - la hauteur des poutres doit être telle que :
$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$
$$0,93 h_t = b \leq 0,7 h_t$$

on :  $56 \text{ cm} \leq h_t \leq 84 \text{ cm}$  et  $18 \text{ cm} \leq b \leq 42 \text{ cm}$

On prendra comme section des poutres dans le sens longitudinal et transversal :  
 $h_t = 60 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$ .

- Poteaux : les poteaux sont imposés par l'architecte :  $35 \times 35 \text{ cm}^2$ . En faisant une descente de charge, on a constaté que cette section est suffisante. Cette section sera la même pour tous les poteaux du bloc A.

Sollicitations :

les sollicitations à prendre en compte dans les justifications de l'équilibre statique à la résistance et à la stabilité sont les sollicitations pondérées définies ci-dessous :

Notations

- . G : charges permanentes.
- . P : surcharges d'exploitation.
- . V : surcharges climatiques normales
- . W : surcharges climatiques extrêmes
- . T : surcharges dues aux effets de température et de retrait
- . S<sub>i</sub> : surcharges dues aux séismes.

Sollicitations totales pondérées du 1<sup>er</sup> genre : (SP1)

$$S_1 = G + 1,2 P + T ; S'_1 = G + P + V + T$$

Sollicitations totales pondérées du 2<sup>e</sup> genre : (SP2)

$$S_2 = G + 1,5 P + 1,5 V + T ; S'_2 = G + P + \gamma_w \cdot W + T ; S''_2 = G + P + S_i + T$$

Le coefficient  $\gamma_w$  est donné par la formule :

$$\gamma_w = 1,10 - 0,50 (P_{g \text{ max}}) / (G) \quad \text{si } P_{g \text{ max}} < 0,20 (G)$$

$\gamma_w = 1$  dans le cas contraire

( $P_{g \text{ max}}$ ) : est la sollicitation maximale développée par les surcharges pesantes d'exploitation.

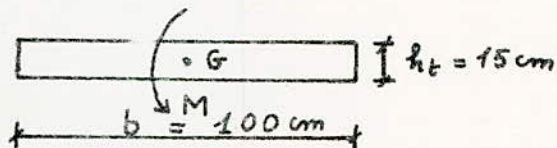
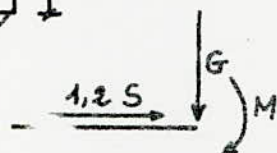
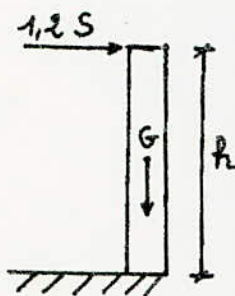
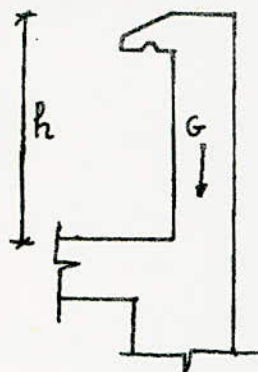


CALCUL DES

ELEMENTS

# ACROTERE

## 1<sup>er</sup> TYPE:



épaisseur : 15 cm  
 hauteur : 71 cm  
 largeur : 100 cm

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

Les efforts sont les suivants :

- poids propre :  $(0,15 \times 1 \times 0,71) 2500$   
 $G = 266 \text{ kg/ml}$
- Surcharge due à la main courante  
 $S = 100 \text{ kg/ml}$

Le calcul sera fait pour 1 ml d'acrotère, donc on considère une section rectangulaire (100 x 15) soumise à la flexion-compressée.

On a  $S = 100 \text{ kg/ml}$ , mais en tenant compte de la pondération :

$$H = 1,2 S = 120 \text{ kg/ml}$$

L'enrobage sera pris égal à 2 cm

L'effort normal :  $N = G = 150 \text{ kg/ml}$

Le moment de flexion :  $M = 1,2 \cdot S \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,71 = 85,2 \text{ kg.m/ml}$

L'excentricité  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{85,2}{266} = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$

$e_0 = 32 \text{ cm} > \frac{h_t}{2} = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm} \rightarrow$  la section est partiellement comprimée.

Calcul du moment par rapport aux aciers tendus :

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

$$y_A = e_0 + \left( \frac{h_t}{2} - d \right) = 32 + 5,5 = 37,5 \text{ cm}$$

$$M_A = 266,25 \cdot 37,5 = 9984 \text{ kg.cm/ml}$$

Calcul du moment résistant  $M_{Rb}$  :

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

$\sigma'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  ;  $h = 15,0 - 2 = 13 \text{ cm}$   
 On trouve  $\eta = 5,5 \text{ cm}$

$$M_{Rb} = 100 \cdot \frac{137,7}{2} \cdot 5,5 \cdot \left( 13 - \frac{5,5}{3} \right) = 422853 \text{ kg.cm}$$

$M_{Rb} \gg M_A \rightarrow$  les aciers comprimés sont inutilisés ( $A' = 0$ )

Determination des armatures tendues:

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

$$\mu = \frac{15 M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 9984}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,003164 \xrightarrow{\text{charon}} \left. \begin{array}{l} K = 180 \\ \epsilon = 0,9744 \end{array} \right\}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{9984}{2800 \cdot 0,9744 \cdot 13} = 0,281 \text{ cm}^2$$

En flexion composée  $A_1 = A' = 0$

$$A = -\frac{N}{\bar{\sigma}_a} + A_1 = -\frac{266,25}{2800} + 0,281 = 0,186 \text{ cm}^2$$

Cette section calculée étant très faible, on adoptera une armature minimale imposée par la condition de non-fragilité

Verifications:

• Condition de non-fragilité: (art. 5.1 CCBA 68).

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \bar{\sigma}_{cm} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$h = 13 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}$

On adoptera une section de 5 T6 par mètre linéaire soit  $A = 1,42 \text{ cm}^2$   
L'espacement sera de 20 cm.

• Condition de non-fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{100 \cdot 4} = 0,00352$$

$K = 10^6$  fissuration préjudiciable.

$\eta = 1,6$  (aciers HA)

$\phi = 6 \text{ mm}$

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 10^6 \cdot \frac{1,6}{6} \cdot \frac{0,00352}{1,0352} = 906,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{10^6 \cdot \frac{1,6}{6} \cdot 5,9} = 3010,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010,38 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

la fissuration est donc vérifiée.

• Vérification à l'effort tranchant:

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M_A}{z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h \rightarrow A \geq \frac{1}{2800} \left[ 180 - \frac{9984}{\frac{7}{8} \cdot 13} \right] < 0$$

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

## 2. TYPE:

épaisseur = 15 cm  
 largeur = 100 cm  
 hauteur = 96 cm

L'acrotère est assimilé à une  
 - console encastrée en A.  
 La partie AB sera calculée  
 - comme un encorbellement.  
 On fera le calcul pour 1 ml.  
Poids propre:

$$G = 435,62 \text{ kg/ml.}$$

Surcharge due à la main courante:

$$S = 100 \text{ kg/ml} \rightarrow H = 1,25 S = 120 \text{ kg/ml}$$

$$x_0 = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} = 25,7 \text{ cm}$$

$$\alpha = 65^\circ$$

On considère une section rectangulaire  
 soumise à la flexion composée:  
 (100 x 15).

G se décompose en  $G_{//}$  et  $G_{\perp}$   
 H se décompose en  $H_{//}$  et  $H_{\perp}$

$$G_{\perp} = G \cdot \sin 65^\circ = 396,57 \text{ kg/ml.}$$

$$G_{//} = G \cdot \cos 65^\circ = 180,26 \text{ kg/ml.}$$

$$H_{\perp} = H \cdot \cos 65^\circ = 49,65 \text{ kg/ml}$$

$$H_{//} = H \cdot \sin 65^\circ = 109,24 \text{ kg/ml.}$$

L'enrobage sera pris égal à 2 cm.

l'effort normal  $N = G_{\perp} - H_{\perp} = 346,92 \text{ kg/ml}$

le moment de flexion  $M = G_{//} \cdot 0,33 + H_{//} \cdot 0,96 = 164,35 \text{ kg.m/ml}$

l'excentricité:  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{164,35}{346,92} = 0,47 \text{ cm}$

$e_0 = 47 \text{ cm} > \frac{h}{2} = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm}$  donc la section est  
 partiellement comprimée.

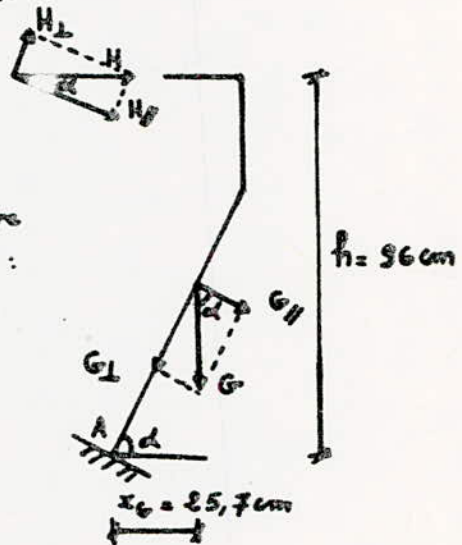
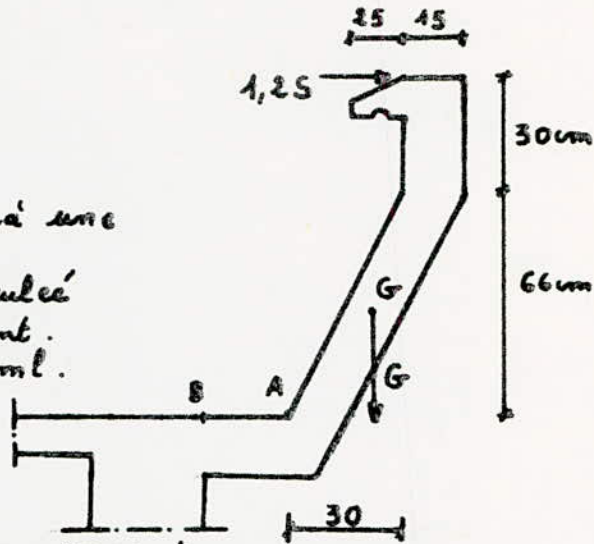
Moment par rapport aux aciers tendus:

$$M_A = N \cdot y_A \text{ avec } y_A = e_0 + \left(\frac{h}{2} - d\right) = 47 + 5,5 = 52,5 \text{ cm}$$

$$M_A = 346,92 \cdot 52,5 = 18213,3 \text{ kg.cm/ml}$$

Moment résistant  $M_{Rb}$ :

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



$$h = 15 - 2 = 13 \text{ cm}; \quad \eta = \frac{15 \cdot 137,7}{15 \cdot 137,7 + 2800} \cdot 13 = 5,5 \text{ cm}.$$

$$M_{Rb} = 100 \cdot \frac{137,7}{2} \cdot 5,5 \cdot (13 - \frac{5,5}{2}) = 422853 \text{ kg.cm/ml}$$

$M_{Rb} \gg M_A \rightarrow$  les aciers comprimés sont inutiles

Determination des armatures tendues:

La section sera calculée en flexion simple, sous l'effet du moment  $M_A$ , puis on en déduit la section en flexion composée.

$$\mu = \frac{15 M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 18213,3}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,00577 \rightarrow \begin{cases} k = 205 \\ \epsilon = 0,9773 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{18213,3}{2800 \cdot 0,9773 \cdot 13} = 0,5119 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,511 - \frac{346,92}{2800} = 0,387 \text{ cm}^2$$

Cette section est très faible, on choisira une armature minimale imposée par la condition de non-fragilité.

Verifications:

• Condition de non-fissuration: (art 49 CCBA 68)

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = 0,0352$$

$k = 10^6$  fissuration préjudiciable,  $\eta = 1,6$  (aciers H.A)

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

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\pi}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 906,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\pi}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 3010,38 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}}; \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}_{cm} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section de 5 T6 par ml soit  $A = 1,41 \text{ cm}^2$   
l'espacement sera de 20 cm.

• Verification de l'effort tranchant:

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M_A}{z} \text{ avec } z = \frac{7}{8} \cdot h \rightarrow A \geq \frac{1}{2800} \left[ 346,92 - \frac{18213,3}{11,375} \right] < 0$$

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

# ENCORBELLEMENTS

Les encorbellements sont des balcons tous identiques. Ils seront constitués d'une dalle pleine avec un garde-corps en béton identique à l'acrotère du deuxième type.

On calculera les encorbellements des niveaux courant (plus défavorable). La section dangereuse est en B. (Section d'encastrement)

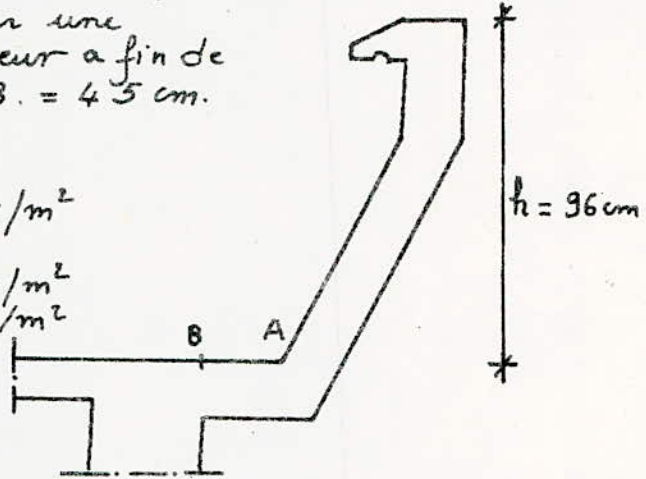
On fera le calcul pour une bande de 1 m de largeur afin de ferrailer la dalle  $AB = 45 \text{ cm}$ .

- Carrelage
- Mortier de pose. }  $132 \text{ kg/m}^2$
- Sable
- dalle pleine de 8 cm:  $200 \text{ kg/m}^2$
- Enduit ciment  $30 \text{ kg/m}^2$

$$G = 362 \text{ kg/m}^2$$

- Surcharge majorée:  $1,2 \cdot 350 = 420 \text{ kg/m}^2$

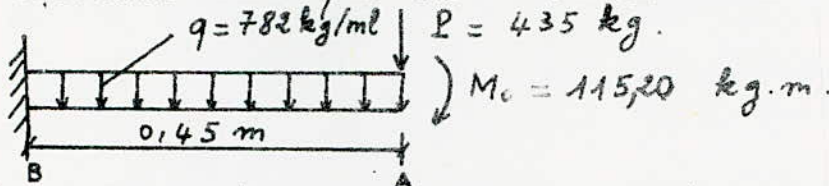
d'où la charge  $q$  en  $\text{kg/ml}$ :  
 $q = 362 + 420 = 782 \text{ kg/ml}$ .



Le garde-corps en béton agira comme une force concentrée  $P = G = 435 \text{ kg}$

La main-courante est remplacé par un moment  $M_0 = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,96$

Le schéma statique de la bande est le suivant:



La section dangereuse est la section d'encastement.

$$M = - \left( q \frac{l^2}{2} + P \cdot l + M_0 \right) = - \left( 782 \cdot \frac{0,45^2}{2} + 435 \cdot 0,45 + 115,2 \right)$$

$$M = -390,127 \text{ kg.m.}$$

Ferrailage:

• armatures principales:  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 8 - 2 = 6 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 390,127 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 6^2} = 0,0580 \rightarrow \begin{cases} K = 34,9 \\ \epsilon = 0,8998 \end{cases}$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20,43 < K = 34,9 \rightarrow \text{les aciers comprimés ne sont pas nécessaires}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{390,127 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8998 \cdot 6} = 2,58 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,58 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prendra 6T8 (A = 3,01 cm}^2)$$

• armatures transversales: (art 27.2 CCBA 68)

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

$$T = q.l + P = 782 \cdot 0,45 + 435 = 786,9 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{786,9}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 6} = 1,498 \text{ kg/cm}^2 \quad (z = \frac{7}{8} h)$$

$$\bar{\tau}_b = 1,45 \cdot \sigma_b = 1,45 \cdot 4,7 = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$  (verifié) — les aciers transversaux sont inutiles. On réalise donc des armatures de construction  $5 \phi 6$  par mètre linéaire.

### Vérification des contraintes:

$$M = 390,127 \text{ kg.m.}; \quad A = 3,01 \text{ cm}^2; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 6 \text{ cm}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,01}{100 \cdot 6} = 0,501 \rightarrow \begin{cases} k = 31,9 \\ \epsilon = 0,8934 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{390,127 \cdot 10^2}{3,01 \cdot 0,8934 \cdot 6} = 2417,92 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 75,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

### Condition de non-fissuration:

avec les T6 et les T8, la condition de non-fissuration est vérifiée.

### Vérification à l'effort tranchant:

On vérifie l'effort tranchant au niveau de l'encastrement car l'effort tranchant est maximum.  $T = 786,9 \text{ kg}$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \rightarrow A \geq \frac{1}{2800} \left[ 786,9 - \frac{390,127 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 6} \right] < 0$$

donc il n'y aura pas d'effort de traction au niveau de l'appui.

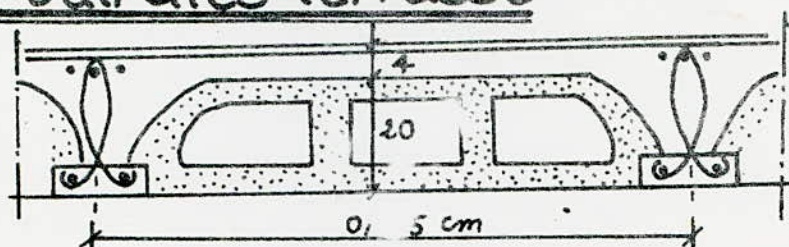
### Etude du garde-corps:

Le calcul du garde-corps se conduit de la même façon que celui de l'acrotère (type deux).

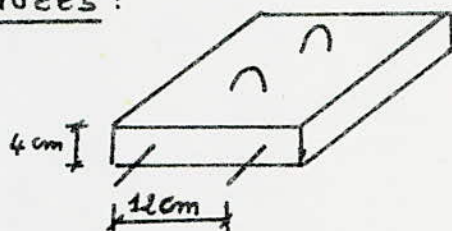
Pour cela, on adoptera le même ferrailage. c'est à dire 5T6 par ml ( $A = 1,41 \text{ cm}^2$ ).

# CALCUL DES POUTRELLES

## A - Poutrelles terrasse



1<sup>er</sup> Poutrelles à 4 traverses :



Le plancher terrasse est un plancher à corps creux. Les poutrelles utilisées sont préfabriquées sur chantier. Elles possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton des poutres et des dalles de compression.

Les poutrelles seront calculées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre :  $G + 1, 2 P$ .

Surface ne. nant à la poutrelle :  $S = 0,65 \cdot l$ .

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes :

1<sup>ère</sup> étape :

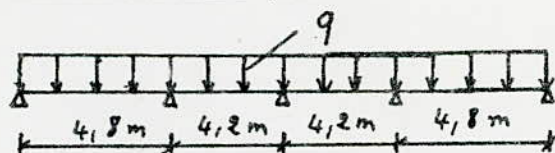
Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée ; elle supportera son poids propre, le hourdis et la surcharge due à l'ouvrier qui pose l'hourdis.

2<sup>ème</sup> étape :

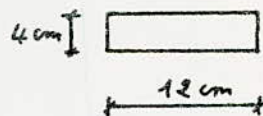
Le calcul de la poutrelle finie travaillant comme une poutre en T reposant sur 5 appuis. Les poutrelles seront disposées suivant le sens transversal qui est le sens de la plus petite dimension et ceci pour réduire la flèche.

1<sup>ère</sup> étape :

schema statique :



Section :



Charges supportées par la poutrelle :

- poids propre de la poutrelle :  $0,12 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ kg/ml}$
- Corps creux :  $0,65 \cdot 110 = 71,5 \text{ kg/ml}$
- Surcharge :  $1,2 \cdot 0,65 \cdot 100 = 78 \text{ kg/ml}$

$$q = 161,5 \text{ kg/ml}$$



Moment en travée:  $(M_{max})_{l_2}$   
 $M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8}$  ( $l$  est la plus grande travée)  
 (entre-axes des appuis).

$l = 4,8 \text{ m}$ ;  $q = 164,5 \text{ kg/m}$   $\rightarrow M_0 = 465,12 \text{ kg.m}$ .  
 $T_{max} = q \cdot \frac{l}{2} = 164,5 \cdot 2,4 = 387,6 \text{ kg}$ .

Détermination des armatures:

On utilise la méthode de P. CHARON et on considère un enrobage de  $d = 2 \text{ cm}$ .

$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 465,12 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 5,19 \rightarrow K = 0,9$ .

$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20,43 > K = 0,9 \rightarrow$  les armatures

Comprimées sont donc nécessaires, mais on ne peut pas les placer car la section de béton est trop faible.  
 Il est donc nécessaire de prévoir un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

2<sup>ème</sup> étape:

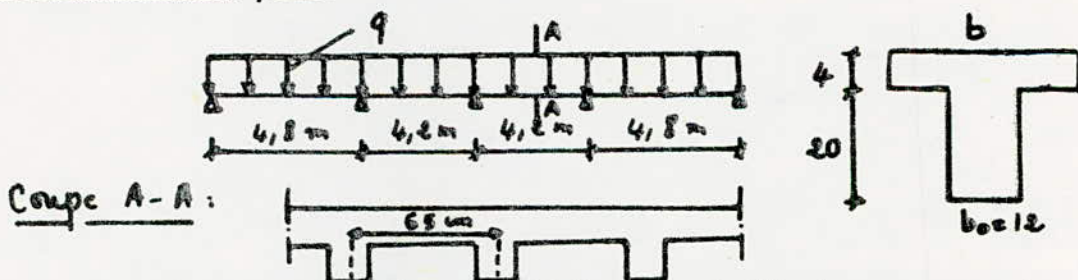
Calcul de la poutrelle en section en T. Notre poutrelle repose sur 5 appuis. (Sens transversal)

Les poutrelles supportent:

- $\rho$  de propre du plancher terrasse:  $G = 543 \text{ kg/m}^2$
- Surcharge:  $P = 100 \text{ kg/m}^2$

$q = (G + 1,2 P) \cdot 0,65 = (543 + 1,2 \cdot 100) \cdot 0,65 = 430,95 \text{ kg/ml}$ .

Schema statique:



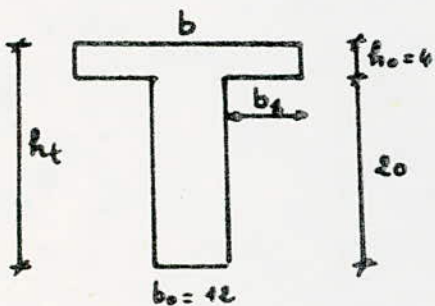
Détermination de la largeur "b" de la table de compression:

(art. 23-3 CC BA 68).

1)  $b_1 \leq \frac{l}{2}$ ;  $l$ : distance entre deux faces voisines de 2 nervures consécutives.  
 ici  $l = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

2)  $b_1 \leq \frac{L}{10}$ ;  $L$ : portée libre de la poutre (entre axes des appuis)  
 $L = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$

3)  $6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0$ ;  $h_0$ : hauteur de la table de compression  
 ( $h_0 = 4 \text{ cm}$ )



Ces conditions se traduisent par :

1)  $b_1 \leq 26,5 \text{ cm}$

2)  $b_1 \leq 45 \text{ cm}$

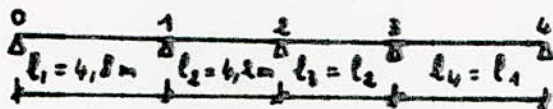
3)  $24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$

La largeur  $b_1$  doit être limitée à la plus faible de ces trois valeurs. On prend donc :  $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 24 \text{ cm}$  qui est la plus restrictive.

$b = b_0 + 2b_1 = 12 + 8 = 60 \text{ cm} \rightarrow \underline{b = 60 \text{ cm}}$

Determination des moments flechissants et des efforts tranchants :

On utilise la methode des 3 moments pour determiner les moments aux differents appuis.



$M_0 = M_4 = 0$  ;  $M_1 = M_3$  (Symetrie).

$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = 6 \cdot E \cdot I (C_{ie} - C_{ier})$

avec :

$C_{ie} = \frac{q \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot I}$  ;  $C_{ier} = \frac{q \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot I}$

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

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

En resolvant ce systeme, on obtient :

$M_1 = M_3 = -1000 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$M_2 = -450 \text{ kg} \cdot \text{m}$

les moments en travée seront determinés en utilisant la relation suivante :

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

où  $M$  : moment en une abscisse  $x$  de la  $l$  travée hyperstatique

$\mu$  : moment à l'abscisse  $x$  de la travée isostatique de reference.

1<sup>ère</sup> travée (0-1) :  $\mu = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2}$

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

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

le moment est maximum pour  $T = 0$

$\rightarrow x_1 = \frac{l}{2} + \frac{M_1}{q \cdot l} = \frac{4,8}{2} - \frac{1000}{430,95 \cdot 4,8} = 1,916 \text{ m}$

$M_{1max} = q \frac{l}{2} x_1 - q \frac{x_1^2}{2} + \frac{M_1}{l} x_1 = 794,49 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$T_0 = q \frac{l}{2} + \frac{M_1}{l} = 825,94 \text{ kg}$

$T_{1g} = -q \frac{l}{2} + \frac{M_1}{l} = -1242,61 \text{ kg}$

En procedant de la même maniere on aura :

2<sup>ème</sup> travée : (1-2)  $l_2 = 4,2 \text{ m}$  ;  $x_2 = 2,4 \text{ m}$ .

$M_{2 \text{ max}} = 245,13 \text{ kg.m}$ .

$T_{1d} = 1035,94 \text{ kg}$ .

$T_{2g} = -774,04 \text{ kg}$ .

les travées 3 et 4 sont symétriques respectivement à 2 et 1.

Resumé :

Diagramme des  
m<sup>ts</sup> flechissants  
(M en kg.m)

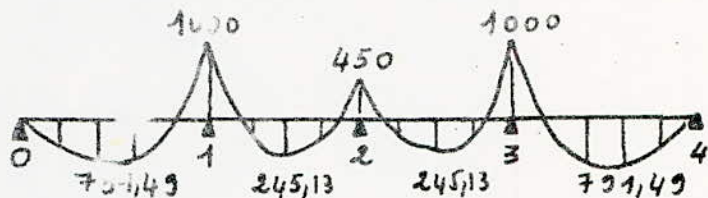
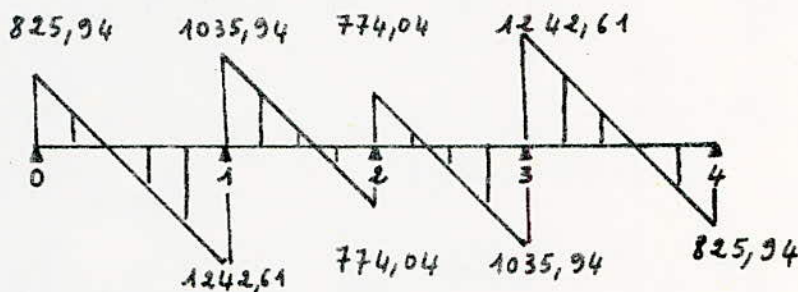


Diagramme des  
efforts  
tranchants  
(T en Kg)



Calcul des armatures longitudinales :

• En travée :

On considère la travée dont le moment est maximum. Dans notre cas, il s'agit de la travée (0-1)

$M_{\text{max}} = 791,49 \text{ kg.m}$  ;  $l = 4,8 \text{ m}$  ;  $h = 22 \text{ cm}$  ;  $b = 60 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$  ;  $d = 2 \text{ cm}$

On utilisera la méthode de P. CHARON :

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 791,49 \cdot 10^2}{2800 \cdot 60 \cdot 22^2} = 0,0146 \rightarrow \begin{cases} K = 78,5 \\ \epsilon = 0,9465 \\ \alpha = 0,1604 \end{cases}$$

$\eta = \alpha \cdot h = 0,1604 \cdot 22 = 3,52 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression donc la section en T se calculera comme une section rectangulaire :  $(b \times h) = (60 \times 22)$

$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,43 < K = 78,5 \rightarrow$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{791,49 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9465 \cdot 22} = 1,35 \text{ cm}^2$

On adoptera 2T10 ( $A = 1,57 \text{ cm}^2$ ).

• Aux appuis :

On considère le moment sur appui le plus défavorable. Pour notre cas, c'est le moment à l'appui (1) qui a pour valeur  $M_1 = 1000 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1000 \cdot 10^2}{2800 \cdot 60 \cdot 22^2} = 0,0922 \rightarrow \begin{cases} K = 26,1 \\ \epsilon = 0,8783 \\ \alpha = 0,3650 \end{cases}$$

Remarque: La table de compression étant tendue, on négligera les deux ailes dans les calculs.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$y = \alpha \cdot h = 0,3650 \cdot 22 = 8,03 \text{ cm} > h_0 = 4 \text{ cm}$$

D'après la remarque faite, on calculera notre section comme une section rectangulaire. ( $b_0 = 12$ ;  $h = 22$ )

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1000 \cdot 10^4}{2800 \cdot 0,8783 \cdot 22} = 1,84 \text{ cm}^2$$

On adoptera : 2T12 ( $A = 2,26 \text{ cm}^2$ )

$\bar{K} = 20,43 < K = 26,1 \rightarrow$  les armatures comprimées sont inutilisées.

Verification des contraintes:

. En travée:  $A = 1,57 \text{ cm}^2$ ;  $b = 60 \text{ cm}$ ;  $h = 22 \text{ cm}$ ;  $M = 791,49 \text{ kg.m}$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,57}{60 \cdot 22} = 0,1189 \rightarrow \begin{cases} K = 72,5 \\ \epsilon = 0,9429 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{791,49 \cdot 10^4}{1,57 \cdot 0,9429 \cdot 22} = 2430,28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

(Verifiée)

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2430,28}{72,5} = 33,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Verifiée)}$$

. Aux appuis:  $A = 2,26 \text{ cm}^2$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $h = 22 \text{ cm}$ ;  $M = 1000 \text{ kg.m}$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b_0 \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,26}{12 \cdot 22} = 0,856 \rightarrow \begin{cases} K = 23 \\ \epsilon = 0,8684 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1000 \cdot 10^4}{2,26 \cdot 22 \cdot 0,8684} = 2316,05 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

(Verifiée)

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2316,05}{23} = 100,69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Verifiée)}$$

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

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

. En travée:

$$A \geq 0,69 \cdot 60 \cdot 22 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,279 \text{ cm}^2$$

les 2T10 choisis précédemment conviennent

. Sur appui:

$$A \geq 0,69 \cdot 12 \cdot 22 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,255 \text{ cm}^2$$

les 2T12 choisis conviennent.

Condition de flèche: (art 58-4 CCBA 68).

Si les 3 conditions suivantes sont vérifiées, alors la justification de flèche est inutile

$$1 - \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0}$$

$l$ : portée libre de la poutrelle:  $l = 4,50 \text{ m}$

$M_t$ : moment en travée;  $M_0$ : moment isostatique

$$2 - \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$h_t$ : hauteur totale;  $h$ : hauteur utile

$$3 - \frac{A}{b_0 \cdot h} < \frac{36}{\sigma_{em}}$$

$A$ : section d'acier

$\sigma_{em}$  limite d'élasticité ( $4200 \text{ kg/cm}^2$ )

On étudiera la travée la plus défavorable.

$$A = 1,57 \text{ cm}^2; M_t = 791,89 \text{ kg.m}; M_0 = 9 \frac{q^2}{8} = 430,95 \cdot \frac{4,5^2}{8} = 1090,84 \text{ kg.m}$$

$$1 - \frac{h_t}{l} = \frac{24}{450} = 0,0533 > \frac{1}{15} \cdot \frac{791,89}{1090,84} = 0,0483 \text{ (vérifiée)}$$

$$2 - \frac{h_t}{l} = 0,0533 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \text{ (vérifiée)}$$

$$3 - \frac{A}{8 \cdot h} = \frac{1,57}{12 \cdot 22} = 0,0059 < \frac{36}{4200} = 0,0085 \text{ (vérifiée)}$$

Conclusion : la justification de flèche est inutile.

Vérification à la fissuration :

Les conditions de fissuration imposent une limite à la contrainte admissible de l'acier.

Cette limite est  $\max(\sigma_1, \sigma_2)$

L'autre limite est imposée par les caractéristiques mécaniques de l'acier  $\bar{\sigma}_a$ .

On prendra  $\bar{\sigma}_{af} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont données par les formules suivantes :

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f}; \quad \sigma_2 = 2,14 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,26}{12 \cdot 4} = 0,047; \quad \phi = 12 \text{ mm}; \quad \eta = 1,6 \text{ (aciers H.A.)}$$

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

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

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{12} \cdot \frac{0,047}{1 + 0,47} = 6394 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,14 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{12} \cdot 5,9} = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 6394 \end{array} \right. = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{pas de risque de fissuration.}$$

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

on doit vérifier :  $\tau_d < \bar{\tau}_d$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b \text{ où } \psi_d: \text{coefficient de scellement droit}$$

$$\psi_d = 1,5 \text{ (barres H.A.)}$$

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

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

$\tau_d$  est calculée pour l'effort tranchant maximum.

$$\tau_d = \frac{T}{m \cdot p \cdot z}; \quad p: \text{perimètre d'une barre.}$$

$m$ : nombre de barres

$\tau_d$ : contrainte d'adhérence.

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

Dans notre cas ;  $m = 2$ ,  $T_{\max} = 1242,61 \text{ kg}$

$$\tau_d = \frac{1242,61}{2 \cdot \pi \cdot 1,2 \cdot \frac{7}{8} \cdot 22} = 8,56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales (art 25 CCBA 68) :

On calculera les armatures transversales correspondant à l'effort tranchant maximum et on adoptera pour toutes les poutrelles ces armatures.

Nous utiliserons des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne.

Pour cela, on doit faire la vérification suivante :

$$\tau_b \leq 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \tau_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

$\tau_b$  : est la contrainte de cisaillement maximale.

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

Dans notre cas :  $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2316,05}{23} = 100,69 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b = 100,69 \text{ kg/cm}^2 \leq 2\bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow$  on vérifie :  $\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b$

Contrainte de cisaillement maximale :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot z} = \frac{1242,61}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 22} = 5,379 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 5,379 \text{ kg/cm}^2 < \left(4,5 - \frac{100,69}{100,69}\right) \cdot 5,9 = 17,87 \text{ kg/cm}^2$$

On choisit des cadres verticaux de  $\phi 6$  en FeE24

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

Contrainte admissible des armatures transversales :

$\bar{\sigma}_{at} = \rho \cdot \sigma_{cn}$  ( $\rho = \frac{2}{3}$ ) on suppose qu'il ya reprise de bétonnage.

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

écartement admissible :

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 h \\ t_2 = h \left(1 - 0,13 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \end{array} \right.$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 4,4 \text{ cm} \\ t_2 = 15,98 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \bar{t} = 15,98 \text{ cm}$$

L'écartement des armatures transversales sera calculé avec l'effort tranchant maximum.

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{0,56 \cdot \frac{7}{8} \cdot 22 \cdot 1600}{1242,61} = 13,88 \text{ cm}$$

Cet écartement doit être inférieur à l'écartement admissible  $\bar{t}$  donné par les (CCBA 68 art 52-12)

$$t = 13,88 \text{ cm} < \bar{t} = 15,98 \text{ cm}$$

On prendra un écartement  $t = 10 \text{ cm}$

le premier cours d'armatures est à une distance  $t/2$  du nez de l'appui ; les autres espacements seront donnés par la suite de CAQUOT. tout en respectant l'article 25-18 des CCBA 68 qui recommandent  $t \leq h$  ( $h = 22 \text{ cm}$ )

1<sup>ère</sup> travée :  $\frac{l}{2} = 2,25 \text{ m} \rightarrow n = 3 : 5 + 3 \cdot 10 + 3 \cdot 11 + 3 \cdot 13 + 3 \cdot 16 + 20 = 2,21 \text{ m}$

2<sup>e</sup> travée :  $\frac{l}{2} = 1,95 \text{ m} \rightarrow n = 2 : 5 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 16 + 3 \cdot 20 + 25 = 1,90 \text{ m}$

Ferraillage de la table de compression (art 58-2 CCBA 68).

La table de compression sera armée par un treillis soudé en  $\phi 6$ , mais les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (5 par mètre-linéaire)
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (3 par mètre-linéaire)

On adoptera un treillis soudé de (20x20) en  $\phi 6$  soit 5  $\phi 6$  par ml.  $\rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2$  par ml.

les sections des armatures, doivent conformément à l'article 58-2 présenter une section au mètre-linéaire telle que :

•  $A^{\perp \text{ nervures/ml}} \geq \frac{43 \cdot l_n}{\sigma_{cn}}$  où  $l_n$ : distance entre nervures  
 $l_n = 0,65 \text{ m}$   
 $\phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{cn} = 5300 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{43 \cdot l_n}{\sigma_{cn}} = \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,257 \text{ cm}^2 < A = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée).}$$

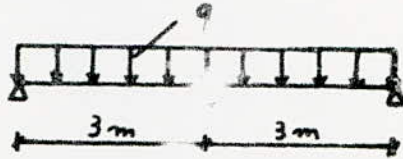
•  $A^{\parallel \text{ nervures/ml}} \geq \frac{A^{\perp \text{ nervures/ml}}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$

$A^{\parallel \text{ nervures/ml}} \geq 0,705 \text{ cm}^2$  (vérifié.)  
car  $1,41 \text{ cm}^2 > 0,705 \text{ cm}^2$ .

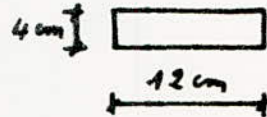
## 2<sup>e</sup> Poutrelles à deux travées :

1<sup>ère</sup> étape :

Schema statique :



Section



Charges supportées par la poutrelle :

- poids propre de la poutrelle :	12 kg/ml
- Corps creux :	71,5 kg/ml
- Surcharge :	78 kg/ml
	<u>q = 161,5 kg/ml</u>

Moment en travée : (M<sub>max</sub>)

$$M_0 = q \cdot \frac{l^2}{2} = 161,5 \cdot \frac{3^2}{2} = 181,68 \text{ kgm}$$

$$T_{\max} \approx q \cdot \frac{l}{2} = 161,5 \cdot \frac{3}{2} = 242,25 \text{ kg}$$

Determination des armatures :

on utilise la methode de I. CAARON.

On considère un enrobage de 2cm

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 181,68 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 2,027 \rightarrow \mu = 2,3$$

$\bar{\mu} = 20,43 > \mu = 2,3$  → les armatures comprimées sont donc

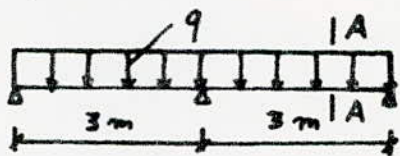
nécessaires, mais la section de béton est trop faible pour pouvoir les placer. On prévoit donc un échaffaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

2<sup>ème</sup> étape : la poutrelle se calcule comme une section RnT les poutrelles supportent :

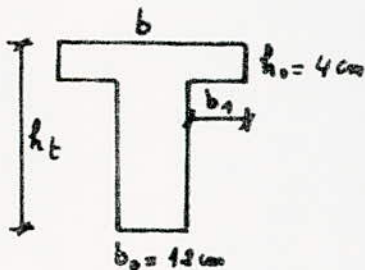
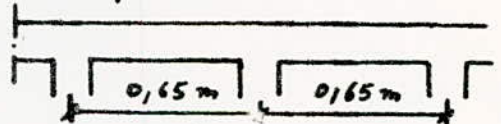
- poids propre du plancher terrasse :  $G = 543 \text{ kg/m}^2$
- Surcharge :  $P = 100 \text{ kg/m}^2$

$$q = (G + 1,2 P) \cdot 0,65 = 430,95 \text{ kg/m}^2$$

Schema statique :



Coupe A-A :



Determination de b :

$$l = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L = 300 - 35 = 265 \text{ cm}$$

$$1) b_1 \leq \frac{l}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

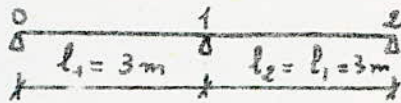
$$2) b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{265}{10} = 26,5 \text{ cm}$$

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

$$b = b_0 + 2b_1 = 12 + 2 \cdot 24 = 60 \text{ cm} \rightarrow \underline{b = 60 \text{ cm}}$$



Moments flechissants et efforts tranchants :



Moments aux appuis :

$$M_1 = M_2 = 0$$

entre (0-2) : ( formule des 3 moments)

$$2M_1(l_1 + l_2) + M_2 \cdot l_2 = -\frac{q}{4}(l_1^3 + l_2^3)$$

on trouve  $M = -484,81 \text{ kg.m.}$

Moments en travée :

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

avec  $\mu = 9 \cdot \frac{l}{2} \cdot x - 9 \frac{x^2}{2}$   
travée (0-1) :

$$M = 9 \frac{l}{2} x - 9 \frac{x^2}{2} + \frac{M_1}{l} x$$

$$T = \frac{dM}{dx} = 9 \cdot \frac{l}{2} - 9x + \frac{M_1}{l}$$

$T=0 \rightarrow M_{max}$ .

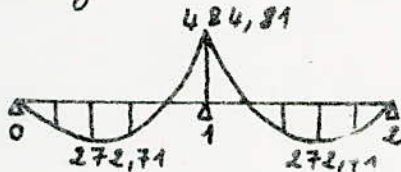
$T=0 \rightarrow x = 1,125 \text{ m} \rightarrow M_{max} = 272,71 \text{ kg.m.}$

$T_0(z=0) = 484,82 \text{ kg.}$

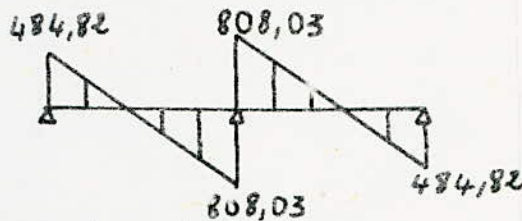
$T_1(z=3\text{m}) = -808,03 \text{ kg.}$

Resume :

M en kg.m



T en kg



Calcul des armatures longitudinales :

En travée :  $M_{max} = 272,71 \text{ kg.m}$ ,  $l = 3,0 \text{ m}$ ;  $h = 22 \text{ cm}$   
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ ;  $b = 60 \text{ cm}$ ,  $d = 20 \text{ cm}$ ,  $\bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 272,71 \cdot 10^2}{2800 \cdot 60 \cdot 22^2} = 0,00503 \rightarrow \begin{cases} K = 140 \\ \epsilon = 0,9677 \\ \alpha = 0,0968 \end{cases}$$

$\eta = \alpha \cdot h = 0,0968 \cdot 22 = 2,13 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression. La section en T se calculera comme une section rectangulaire (60x22)

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{272,71 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9677 \cdot 22} = 0,457 \text{ cm}^2$$

On adoptera 2T10 ( $A = 1,57 \text{ cm}^2$ )

$\bar{K} = 20,43 < K = 140 \rightarrow$  les armatures comprimées sont inutiles.

Aux appuis :  $M_{max} = 484,81 \text{ kg.m}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 484,81 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 22^2} = 0,0447 \rightarrow \begin{cases} K = 41 \\ \epsilon = 0,9108 \\ \alpha = 0,2678 \end{cases}$$

$\eta = \alpha \cdot h = 0,2678 \cdot 22 = 5,89 \text{ cm} > h_0 = 4 \text{ cm}$ .

La table de compression étant tendue, on négligera les deux ailes dans les calculs.

le calcul se fera pour une section rectangulaire (12 x 22)

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{484,81 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9188 \cdot 22} = 0,4877 \text{ cm}^2$$

On adoptera: 2T10 (A = 1,57 cm<sup>2</sup>)

$\bar{K} = 20,43 < K = 41$  → les armatures comprimées sont inutiles.

Verifications des contraintes:

• En travée: A = 1,57 cm<sup>2</sup>; b = 60 cm; h = 22 cm; M<sub>max</sub> = 272,71 kg.m

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,57}{60 \cdot 22} = 0,1189 \rightarrow \left| \begin{array}{l} K = 72,5 \\ \epsilon = 0,9429 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{272,71}{1,57 \cdot 0,9429 \cdot 22} = 837,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{837,36}{72,5} = 11,54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

• Aux appuis: A = 1,57 cm<sup>2</sup>; b<sub>0</sub> = 12 cm; h = 22 cm; M = 484,81 kg.m

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,5946 \rightarrow \left| \begin{array}{l} K = 28,8 \\ \epsilon = 0,8858 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{484,81 \cdot 10^2}{1,57 \cdot 0,8858 \cdot 22} = 1584,57 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifiée)

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1584,57}{28,8} = 55,02 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifiée)

Condition de non-fragilité (art 52. CCBA 68)

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} \quad (b = 60 \text{ cm en travée}; B = 12 \text{ cm aux appuis})$$

les sections choisies précédemment conviennent

Condition de flèche: (art 58-4 CCBA 68)

$$1 - \frac{ht}{l} = \frac{24}{270} = 0,0888 < \frac{1}{15} \cdot \frac{M}{M_0} = \frac{1}{15} \cdot \frac{272,71}{378,29} = 0,0463 \text{ (Vérifié)}$$

$$(M_0 = 9 \cdot \frac{l^2}{8} = 430,95 \cdot \frac{2,7^2}{8} = 378,29 \text{ kg.m})$$

$$2 - \frac{ht}{l} = 0,0888 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \text{ (Vérifié)}$$

$$3 - \frac{A}{b_0 \cdot h} = \frac{1,57}{12 \cdot 22} = 0,0059 < \frac{36}{4200} = 0,0085 \text{ (Vérifié)}$$

Verification de la fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{12 \cdot 4} = 0,0327; \quad \phi = 10 \text{ mm}; \quad \eta = 1,6 \text{ (aciers H.A.)}$$

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 5914 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2855,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 5914 \text{ kg/cm}^2$$

$\min(\bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2)) = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$  pas de risque de fissuration.

Vérification de l'adhérence : (art 29. CCBA 68)

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{808,03}{2 \cdot \pi \cdot 1 \cdot \frac{7}{8} \cdot 22} = 6,584 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$T_{max} = 808,03 \text{ kg}$

donc pas de risque d'entraînement des armatures.

Armatures transversales : (art 25 CCBA 68)

on doit vérifier :

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

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

dans notre cas :  $\sigma'_b = 55,02 \text{ kg/cm}^2$  on vérifie :  $\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_b$

Contrainte de cisaillement maximale :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{808,03}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 22} = 3,497 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

(Vérifié)

On choisit des cadres verticaux de  $\phi 6$  en Fe E24

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

Contrainte admissible des armatures transversales :

$$\bar{\sigma}'_{at} = \frac{2}{3} f_{cn} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (on suppose qu'il y a reprise de bétonnage)}$$

écartement admissible :

$$\bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 h = 4,4 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) = 22 \left(1 - 0,3 \frac{3,497}{5,9}\right) = 18,08 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\bar{E} = 18,08 \text{ cm}$$

écartement  $t$  des armatures transversales :  $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T_{max}}$

$$t = \frac{0,56 \cdot \frac{7}{8} \cdot 22 \cdot 1600}{808,03} = \frac{0,56 \cdot \frac{7}{8} \cdot 22 \cdot 1600}{808,03} = 21,34 \text{ cm}$$

$$t \leq \bar{E} = \max(t_1, t_2) = 18,08 \text{ cm}$$

on prend  $t = 16 \text{ cm}$ .

le 1<sup>er</sup> cours d'armatures sera situé à  $t/2 = 8 \text{ cm}$  ; les autres espacements seront donnés par la suite de CAQUOT.

$$l/2 = 1,35 \text{ m} \rightarrow n = 2 : 8 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 25 = 1,30 \text{ m}$$

Ferraillage de la table de compression : (art 58-2)

On adoptera des treillis soudés en  $\phi 6$  de la même façon que la table de compression du plancher terrasse (poutrelles à 4 travées).

Les dimensions des mailles : (20x20)

les conditions de l'article 58 des CCBA 68 sont toutes vérifiées.

## B. Poutrelles RDC 1<sup>er</sup> 2<sup>ème</sup> niveau:

### 1. Poutrelles à 4 travées:

On adoptera le même type de poutrelles car tous les niveaux sont chargés de la même façon. Le calcul sera fait pour le cas le plus défavorable.

Charges revenant à 1 poutrelle:

- poids propre du plancher courant:  $528 \cdot 0,65 = 343,2 \text{ kg/ml}$
- Surcharge d'exploitation:  $1,2 \cdot 250 \cdot 0,65 = 195,0 \text{ kg/ml}$

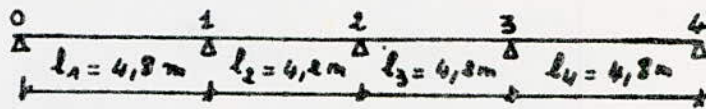
$$q = 538,2 \text{ kg/ml}$$

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur 5 appuis.

Les étapes de calcul seront les mêmes que ceux de la poutrelle du plancher terrasse.

On ne fera pas de détail, les résultats sont donnés directement.

Moments flechissants et efforts tranchants:



Moments aux appuis:

$$M_0 = M_4 = 0$$

$$M_1 = M_3 = -1249,33 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = -526,063 \text{ kg.m}$$

travée (0-1):

$$x_1 = 1,946 \text{ m}; \quad l_1 = 4,8 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = 988,28 \text{ kg.m}$$

$$T_0 = 1031,40 \text{ kg}$$

$$T_{1g} = -1551,95 \text{ kg}$$

travée (1-2):

$$x_2 = 2,4 \text{ m}; \quad l_2 = 4,2 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = 448,609 \text{ kg.m}$$

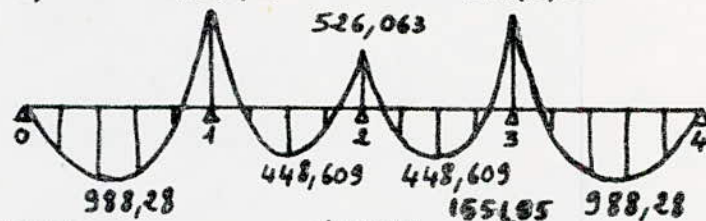
$$T_{1d} = 832,76 \text{ kg}$$

$$T_{2g} = 1427,68 \text{ kg}$$

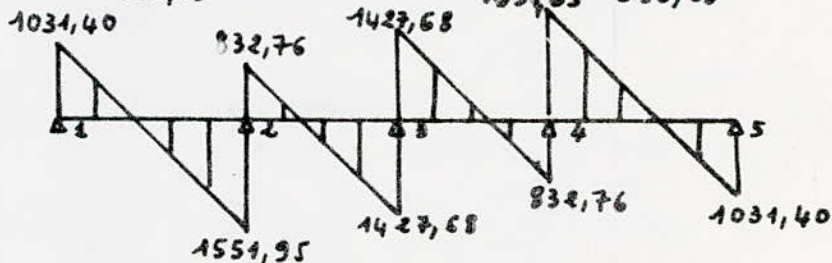
les travées (2-3) et (3-4) sont symétriques aux travées (0-1) et (1-2)

Resumé:

M en kg.m



T en kg



Calcul des armatures longitudinales:

. En travée:

On utilise la méthode de P. CHARON.

$$M_{max} = 988,28 \text{ kg.m. (travée 0-1)}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 988,28 \cdot 10^2}{2800 \cdot 60 \cdot 22^2} = 0,01823 \rightarrow \begin{cases} K = 69 \\ \epsilon = 0,9405 \\ \alpha = 0,1786 \end{cases}$$

$$y = \alpha \cdot h = 0,1786 \cdot 22 = 3,92 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

l'axe neutre tombe dans la table de compression  $\rightarrow$  la section se calcule comme une section rectangulaire (60 x 22)

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{988,28 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9405 \cdot 60} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section  $A = 2,26 \text{ cm}^2$  2 T 12

$\bar{K} = 20,43 < K = 69 \rightarrow$  les armatures comprimées sont inutiles.

. En appui:

la section sera calculée comme une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) = (12 x 22);  $M_{max} = 1249,3 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1249,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 22^2} = 0,1152 \rightarrow \begin{cases} K = 22,5 \\ \epsilon = 0,8667 \\ \alpha = 0,4000 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1249,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,4 \cdot 22} = 2,34 \text{ cm}^2$$

On adoptera 2 T 14 ( $A = 3,08 \text{ cm}^2$ )

$\bar{K} = 20,43 < \bar{K} = 22,5 \rightarrow$  les armatures comprimées sont inutiles.

Vérifications des contraintes:

. En travée:  $A = 2,26 \text{ cm}^2$ ;  $b = 60 \text{ cm}$ ;  $h = 22 \text{ cm}$ ;  $M = 988,28 \text{ kg.m}$

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,26}{60 \cdot 22} = 0,1712 \rightarrow \begin{cases} K = 59 \\ \epsilon = 0,9324 \end{cases}$$

$$\text{d'où } \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{988,28 \cdot 10^2}{2,26 \cdot 0,9324 \cdot 22} = 2131,80 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2131,80}{59} = 36,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

. A l'appui:  $A = 3,08 \text{ cm}^2$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $M = 1249,33 \text{ kg.m}$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1249,33 \cdot 10^2}{3,08 \cdot 0,8529 \cdot 22} = 2161,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

(Vérifié)

$$\text{car } \tilde{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,08}{12 \cdot 22} = 1,166 \rightarrow \begin{cases} K = 19 \\ \epsilon = 0,8529 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2161,75}{19} = 113,77 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

(Vérifié)

Condition de non-fragilité:

Elle est satisfaite en travée et aux appuis.

Vérification de la flèche :  $M = 988,28 \text{ kg.m}$ ;  $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1362,31$

1)  $\frac{h_t}{l} = \frac{24}{450} = 0,0533 > \frac{1}{15} \cdot \frac{988,28}{1362,31} = 0,0483$  (vérifié)

2)  $\frac{h_t}{l} = 0,0533 > 0,044$  (vérifié)

3)  $\frac{A}{b_0 \cdot h} = \frac{2,26}{12 \cdot 22} = 0,00856 < \frac{36}{4200} = 0,00857$  (Vérifié)

-Conclusion : pas de justification de flèche.

Vérification de la fissuration :

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,08}{12 \cdot 4} = 0,064$ ;  $\phi = 14 \text{ mm}$ ;  $K = 1,5 \cdot 10^6$ ;  $\eta = 1,6$

$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 6696 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = \sqrt{K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} \cdot 2,4 = 2413 \text{ kg/cm}^2$

$\min \{ \bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2) \} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$  pas de risque de fissuration.

Vérification de l'adhérence (art 29 CCBA 68)

$T_{\max} = 1554,95 \text{ kg}$

il faut vérifier  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

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

$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot g} = \frac{1554,95}{2 \cdot \pi \cdot 14 \cdot 718 \cdot 22} = 9,165 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

$\rightarrow$  pas de risque d'entraînement d'armatures.

Armatures transversales :

. Contrainte de cisaillement maximale :

$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot g} = \frac{1554,95}{12 \cdot 718 \cdot 22} = 6,718 \text{ kg/cm}^2$

Dans la section d'appui :  $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{2} = 143,77 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_b$  donc on doit vérifier :

$\tau_b = 6,718 \text{ kg/cm}^2 < (4,5 - \frac{143,77}{68,5}) \cdot 5,9 = 16,75 \text{ kg/cm}^2$

Conclusion : les armatures verticales suffisent

On adopte des cadres  $\phi 6$ , ce qui correspond à une section  $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$  (2 brins)

. Contrainte admissible :

$\bar{\sigma}_{at} = \rho \cdot \sigma_{cm} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{cm} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$   
( $\rho = \frac{2}{3}$  car on suppose qu'il y a reprise de bétonnage.)

. Ecartement admissible  $\bar{t}$  :

il correspond à  $T_{\max}$  à l'appui ( $T_{\max} = 1554,95 \text{ kg}$ )

$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 h = 0,2 \cdot 22 = 4,4 \text{ cm} \\ t_2 = h \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 22 \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{6,718}{5,9} \right) = 14,48 \text{ cm} \end{array} \right.$

Espacement des armatures transversales:

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{0,56 \cdot 7/8 \cdot 22 \cdot 1600}{1551,95} = 11,11 \text{ cm}$$

$$t < \bar{t}$$

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

le 1<sup>er</sup> cours d'armatures est situé à une distance  $\frac{t}{2} = 5 \text{ cm}$  du nu de l'appui les autres espacements seront donnés par la suite de CAQUOT.

1<sup>ère</sup> travée:  $\frac{l}{2} = 2,2 \text{ m} \rightarrow n=3: 5 + 3 \cdot 10 + 3 \cdot 11 + 3 \cdot 13 + 3 \cdot 16 + 20 = 2,21 \text{ m}$

2<sup>ème</sup> travée:  $\frac{l}{2} = 1,95 \text{ m} \rightarrow n=2: 5 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 16 + 3 \cdot 20 + 25 = 1,90 \text{ cm}$ .

Ferailage de la table de compression:

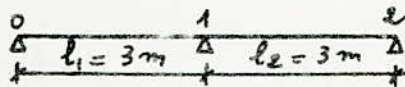
On adoptera des treillis soudés en  $\phi 6$  de la même manière que la table de compression du plancher terrasse.

2<sup>e</sup> - Poutrelles à 2 travées:

Le même type de poutrelles sera adopté car tous les niveaux sont chargés de la même manière. le calcul sera fait pour le cas le plus défavorable.

les charges revenant à la poutrelle sont les mêmes que ceux qui ont été calculés précédemment  $\rightarrow q = 538,2 \text{ kg/ml}$

Moments fléchissants et efforts tranchants:



. Moments aux appuis:

$$M_0 = M_2 = 0$$

$$M_1 = -605,475 \text{ kg.m}$$

. Moments en travée:

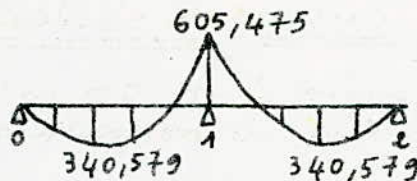
$$M_{max} = 340,579 \text{ kg.m}$$

$$T_0 = 605,475 \text{ kg}$$

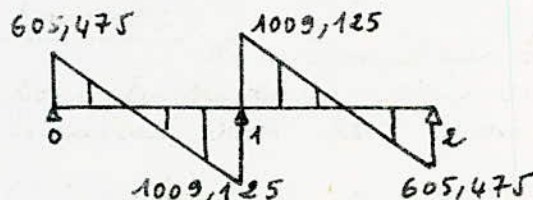
$$T_{1g} = 1009,125 \text{ kg}$$

. Resume:

M en kg.m



T en kg



Calcul des armatures longitudinales :

En travée :  $M_{max} = 340,579 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 340,579 \cdot 10^8}{2800 \cdot 60 \cdot 22^2} = 0,0062 \rightarrow \begin{cases} K = 124 \\ \epsilon = 0,9640 \\ \alpha = 0,1079 \end{cases}$$

$y = \alpha \cdot h = 0,1079 \cdot 22 = 2,37 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm} \rightarrow$  l'A.N tombe dans la table de compression, la section sera calculée comme une section rectangulaire (60 x 22).

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{340,579}{2800 \cdot 0,9640 \cdot 22} = 0,573 \text{ cm}^2$$

on choisit 2T10 (1,57 cm<sup>2</sup>)

$K = 124 > \bar{K} = 20,43 \rightarrow$  les armatures comprimées sont inutilisables

En appui :  $M_{max} = 605,475 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 605,475 \cdot 10^8}{2800 \cdot 12 \cdot 22^2} = 0,05584 \rightarrow \begin{cases} K = 35,8 \\ \epsilon = 0,9016 \\ \alpha = 0,2953 \end{cases}$$

$$y = \alpha \cdot h = 0,2953 \cdot 22 = 6,49 \text{ cm} > h_0 = 4 \text{ cm}$$

la table de compression étant tendue, on néglige les deux ailes dans les calculs. le calcul sera fait pour une section rectangulaire (b<sub>0</sub> x h) = (12 x 22)

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{605,475 \cdot 10^8}{2800 \cdot 0,9016 \cdot 22} = 1,09 \text{ cm}^2$$

On choisit 2T10 (A = 1,57 cm<sup>2</sup>)

$\bar{K} = 20,4 < K = 35,8 \rightarrow$  les armatures comprimées sont inutilisables

Vérification des contraintes :

En travée :  $A = 1,57 \text{ cm}^2$ ;  $M_{max} = 340,579 \text{ kg.m}$   
 $b = 60 \text{ cm}$ ;  $h = 22 \text{ cm}$

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,1189 \rightarrow \begin{cases} K = 72,5 \\ \epsilon = 0,9429 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1045,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1045,75}{72,5} = 14,42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

En appui :  $M_{max} = 605,475 \text{ kg.m}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$\bar{\omega} = 0,5946 \rightarrow \begin{cases} K = 28,8 \\ \epsilon = 0,8858 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{605,475 \cdot 10^8}{2800 \cdot 0,8858 \cdot 22} = 1978,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 68,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

Condition de non-fragilité :

Elle est vérifiée pour toutes les sections choisies.

Toutes les autres vérifications sont assurées.



Armatures transversales :

On doit vérifier :  
 $\tau_b \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}) \cdot \bar{\sigma}_b$  car  $\bar{\sigma}'_{b_0} < \sigma'_b = 68,71 \text{ kg/cm}^2 < 2\bar{\sigma}'_{b_0}$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1009,125}{2,800 \cdot 1,8 \cdot 22} = 4,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{68,71}{68,15}) \cdot 5,9 = 20,63 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ (vérifié)}$$

On choisit 1 cadre  $\phi 6$  en FE24  $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$  (2 brins)

Espacement des armatures :

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4,4 \text{ cm} \\ 22 \left( 1 - 0,13 \frac{4,36}{5,9} \right) = 17,12 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \bar{t} = 17,12 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,56 \cdot 19,25 \cdot 1600}{1009,125} = 17,09 \text{ cm}$$

$t < \bar{t}$

On choisit  $t = 16 \text{ cm}$ .

le premier cours sera à  $\frac{t}{2} = 8 \text{ cm}$ .

les autres espacements sont donnés par la suite de CAQUOT.

$$l/2 = 1,35 \text{ m} \rightarrow n=2 : 8 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 25 = 1,30 \text{ m}$$

Ferraillage de la table de compression :

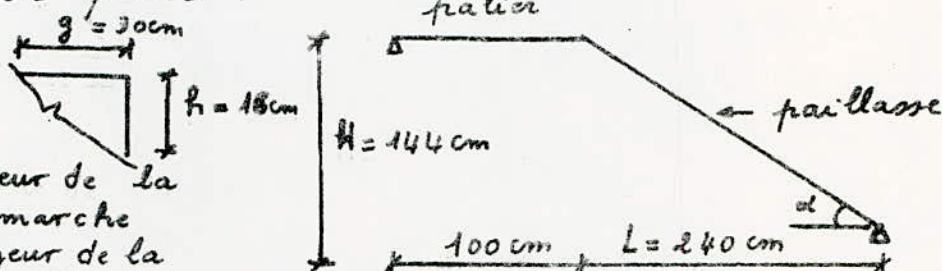
On adoptera des treillis soudés en  $\phi 6$  de la même façon que la table de compression du plancher terrasse. (poutrelles à 2 travées).

les conditions de l'article 58 des CCBA 68 sont toutes assurées.

# ESCALIERS

## 1. Escalier de l'entree:

L'escalier qu'on va calculer est constitué d'une poutre-dalle inclinée (pailleasse) et d'un palier.



h: hauteur de la contre-marche  
g: largeur de la marche.

le nombre de marches = 9

détermination de la portée l de la pailleasse:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{144}{240} = 0,6 \rightarrow \alpha = 30,96^\circ \Rightarrow l = \frac{H}{\sin \alpha}$$

$$l = \frac{144}{\sin(30,96^\circ)} = 279 \text{ cm}$$

Pré dimensionnement de l'épaisseur de la pailleasse et du palier:

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

e: épaisseur de la pailleasse.

l: est la portée.

$$l = 100 + 240 = 340 \text{ cm.}$$

$$11 \leq e \leq 17$$

on choisit  $e = 12 \text{ cm}$  pour la pailleasse et le palier

Charges et surcharges:

\* Pailleasse:

- poids propre de la pailleasse:  $0,12 \cdot 2500 = 300 \text{ kg/m}^2$  (incliné)

- poids propre des marches:  $8 \cdot \left(\frac{0,18 \cdot 0,30}{2}\right) \cdot \frac{2500}{2,14} = 200 \text{ kg/m}^2$  (incliné)

Revetement:

- Revêtement (Carrelage):  $44 \text{ kg/m}^2$  (incliné)

- Mortier:  $44 \text{ kg/m}^2$  (incliné).

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

Charge  $q_1$  par  $\text{m}^2$  de projection horizontale:

$$q_1 = \frac{1}{\cos(30,96^\circ)} [(300 + 200 + 44 + 44)] + 480 = 1165 \text{ kg/m}^2$$

La charge q se décompose en  $q \cdot \sin \alpha$  et  $q \cdot \cos \alpha$ .

$q \cdot \cos \alpha$  produit un moment fléchissant sur la pailleasse

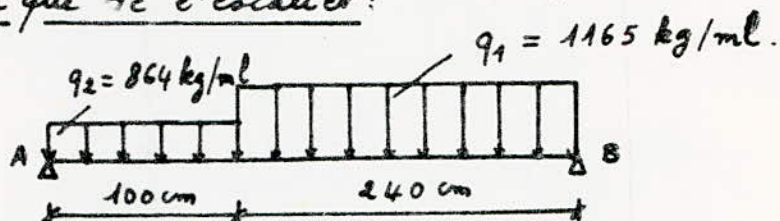
$q \cdot \sin \alpha$  produit un effort de traction sur la partie inférieure de la pailleasse.

\* Palier :

- il a une portée de 1 m.
- poids propre :  $0,12 \cdot 2500 = 300 \text{ kg/m}^2$
  - Revêtement :  $88 \text{ kg/m}^2$
  - surcharge majorée :  $480 \text{ kg/m}^2$
- $$q_2 = 868 \text{ kg/m}^2$$

On considère une bande de 1 m de largeur.

Schema statique de l'escalier :



Determination des efforts :

$$(\sum M)_B = 0 \rightarrow R_A \cdot 3,40 - (864 \cdot 1)(2,90) - 1165 \cdot 2,40 \cdot 1,2 = 0$$

$$\rightarrow R_A = 1727,11 \text{ kg.}$$

$$(\sum M)_A = 0 \rightarrow R_B = 1936,82 \text{ kg.}$$

Calcul des moments flechissants :

$$0 \leq x \leq 1 \text{ m} \rightarrow M_x = R_A \cdot x - q_2 \cdot \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} x=0 \rightarrow M=0 \\ x=1 \text{ m} \rightarrow M=1293,17 \text{ kg.m} \end{cases}$$

$$1 \leq x \leq 3,40 \text{ m} \rightarrow M_x = R_A \cdot x - q_2 \cdot 1 \cdot (x - \frac{1}{2}) - q_1 \cdot \frac{(x-1)^2}{2}$$

$$\rightarrow \begin{cases} x=1 \text{ m} \rightarrow M=1293,17 \text{ kg.m} \\ x=3,40 \text{ m} \rightarrow M=0 \end{cases}$$

Calcul de  $M_{max}$  :  $M$  est maximum pour  $T=0$

$$T = \frac{dM}{dx} = R_A - q_2 \cdot 1 - q_1(x-1) = 0 \rightarrow x = 1,737 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M_{max} = 1609,878 \text{ kg.m} = M_0$$

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

- aux appuis :  $M_{ap} = 0,3 \cdot M_0 = 482,96 \text{ kg.m}$
- En travée :  $M_t = 0,85 \cdot M_0 = 1368,39 \text{ kg.m}$

-Calcul des efforts tranchants :

$$0 \leq x \leq 1 \text{ m} \rightarrow T = R_A - q_2 \cdot x \rightarrow \begin{cases} x=0 \rightarrow T=1727,11 \text{ kg} \\ x=1 \text{ m} \rightarrow T=859,11 \text{ kg} \end{cases}$$

$$1 \text{ m} \leq x \leq 3,40 \text{ m} \rightarrow T = R_A - q_2 \cdot 1 - q_1(x-1) \rightarrow \begin{cases} x=1 \text{ m} \rightarrow T=859,11 \text{ kg} \\ x=3,40 \text{ m} \rightarrow T=-1936,82 \text{ kg} \end{cases}$$

Determination des armatures inférieures :

• En travée :  $M_t = 1368,39 \text{ kg.m}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1368,39 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0733 \rightarrow \begin{cases} K = 30,2 \\ \epsilon = 0,8894 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{1368,39 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 5,494 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = 20,43 \text{ kg/cm}^2 < K = 30,2 \rightarrow \text{les armatures comprimées sont inutiles}$$

On adoptera 5 T 12 (5,65 cm<sup>2</sup>)

• avec appuis:  $M_{ap} = 482,96 \text{ kg.m}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 10 \text{ cm}$   
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{15 M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 482,96 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,02587 \rightarrow \begin{cases} K = 53,5 \\ \epsilon = 0,9270 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{482,96 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9270 \cdot 10} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$K = 20,43 < K = 53,5 \rightarrow \text{les armatures comprimées sont inutiles.}$$

On adoptera : 5 T 8 (A = 2,51 cm<sup>2</sup>)

Verifications :

— verification des contraintes :

• en travée :  $M_t = 1368,39 \text{ kg.m}$ ,  $A = 5,65 \text{ cm}^2$   
 $b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 10 \text{ cm}$

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,565 \rightarrow \begin{cases} K = 29,7 \\ \epsilon = 0,8881 \\ \mu = 0,0753 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot M_t}{\mu \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1368,39 \cdot 10^2}{0,0753 \cdot 100 \cdot 10^2} = 2725 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (verifié)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2725}{29,7} = 91,77 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (verifié)}$$

• aux appuis :  $M_{ap} = 482,96 \text{ kg.m}$ ;  $A = 2,51 \text{ cm}^2$   
 $b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 10 \text{ cm}$

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,251 \rightarrow \begin{cases} K = 47,8 \\ \epsilon = 0,9204 \\ \mu = 0,0345 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot M_{ap}}{\mu \cdot b \cdot h^2} = 2099,82 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (verifié)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 43,92 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (verifié)}$$

— Condition de non-fragilité :

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

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot h \cdot b = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 10 \cdot 100 = 0,969 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,969 \text{ cm}^2 \text{ (verifié)}$$

— verification de la flèche :

On vérifie la condition la plus restrictive.

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \rightarrow \frac{5,65}{100 \cdot 10} = 0,00565 < 0,0102 \text{ (verifié)}$$

aciers transversaux :

• contrainte de cisaillement maximale :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1936,82}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 10} = 2,213 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}'_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires mais on disposera des aciers constructifs T6 espacés de 25 cm.

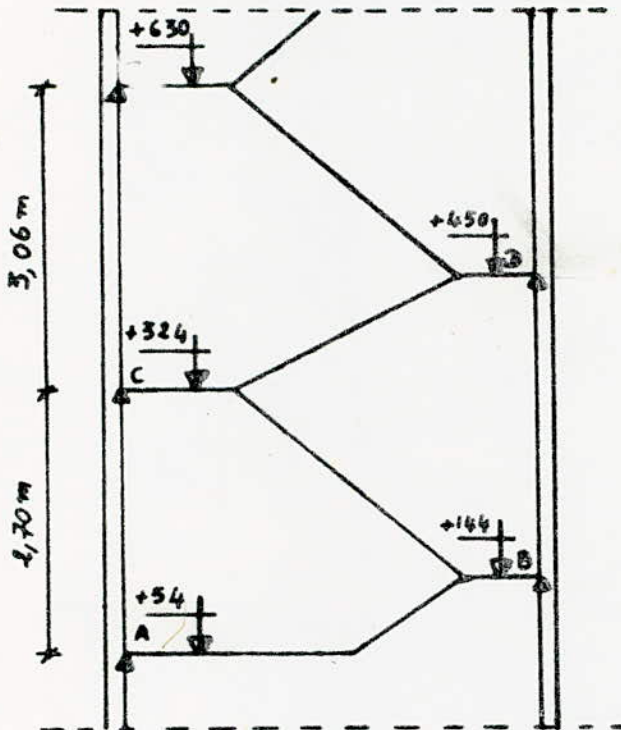
verification de l'effort tranchant à l'appui :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} ; T = 1936,82 \text{ kg} ; M_{ap} = 482,96 \text{ kg.m}$$

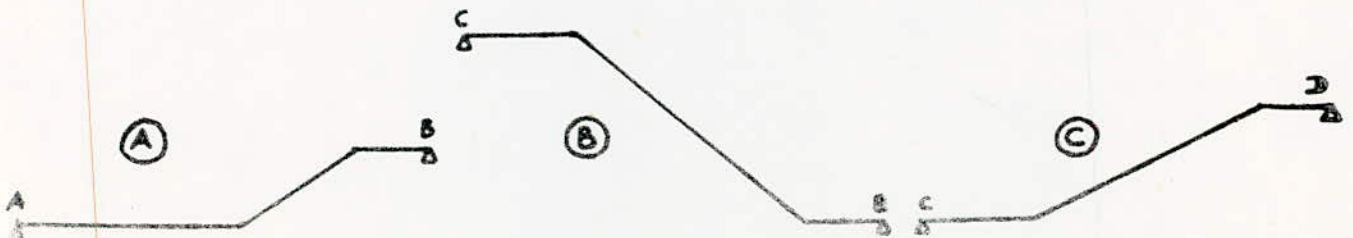
$$A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left[ T + \frac{M}{z} \right] = \frac{1}{2800} \left[ 1936,82 + \frac{482,96 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 10} \right] < 0$$

les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.

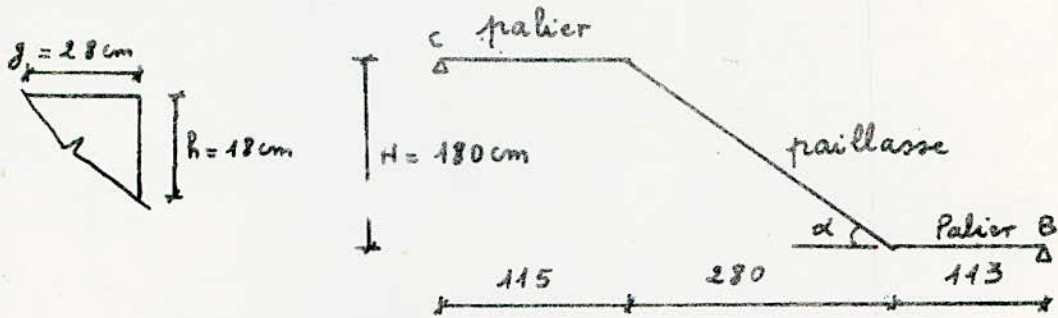
## 2. Escalier interieur :



On a trois parties à étudier :



On étudiera la partie (B) qui est la plus défavorable.  
Schema statique :



$g = 28 \text{ cm}$  (largeur d'une marche)  
 $h = 18 \text{ cm}$  (hauteur d'une contre-marche)  
 $H = 180 \text{ cm}$  (hauteur des 10 contre-marches)  
 les dimensions des marches et contre-marches vérifient la condition de BLONDE :

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \rightarrow 59 < 64 \leq 64 \text{ (vérifié).}$$

$$g > h \rightarrow 28 \text{ cm} > 18 \text{ cm} \text{ (vérifié)}$$

$$\alpha = 32^\circ 73'$$

portée  $l$  de la pailleasse :  $l = \sqrt{1,8^2 + 2,8^2} = 3,32 \text{ m}$

Predimensionnement de l'épaisseur  $e$  de la pailleasse et du palier :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \quad L = \text{la grande portée} = 4,78 \text{ m}$$

$$16,93 \leq e \leq 50,8$$

On prend  $e = 20 \text{ cm}$  pour la pailleasse et les deux paliers.

Charges et surcharges :

\* Pailleasse :

- poids propre de la pailleasse :  $0,20 \cdot 2500 = 500 \text{ kg/m}^2$  (incliné)
- poids propre des marches :  $9 \cdot \left(\frac{0,18 \cdot 0,28}{2}\right) \cdot \frac{2500}{2,8} = 202,5 \text{ kg/m}^2$  (incliné)
- Revêtement (carrelage + mortier) :  $88 \text{ kg/m}^2$  (incliné)
- Surcharge majorée :  $1,2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/m}^2$  (horizontale)

la charge  $q_1$  par  $\text{m}^2$  de projection horizontale :

$$q_1 = \frac{1}{\cos(32,73)} \left[ (500 + 202,5 + 88) \right] + 480 = 1419 \text{ kg/m}^2$$

\* Palier de portée : 1,15 m :

- poids propre du palier :  $0,2 \cdot 2500 = 500 \text{ kg/m}^2$
- Revêtement :  $88 \text{ kg/m}^2$
- Surcharge majorée :  $480 \text{ kg/m}^2$

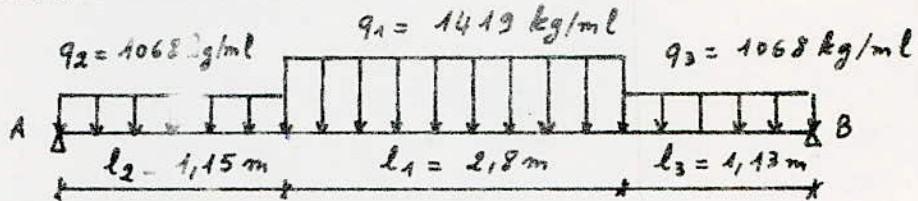
$$q_2 = 1068 \text{ kg/m}^2$$

\* Palier de portée : 1,13 m

on trouve  $q_3 = q_2 = 1068 \text{ kg/m}^2$ .

On considère une bande de 1 m de largeur :

Schema Statique de l'escalier :



Determination des efforts :

— Reactions :

$$(\sum M)_B = 0 \rightarrow R_A = 3202,18 \text{ kg}$$

$$(\sum M)_A = 0 \rightarrow R_B = 3206,06 \text{ kg}$$

— Moments flechissants :

$$0 \leq x \leq 1,15 \text{ m} \rightarrow M_x = R_A \cdot x - \frac{q_2 \cdot x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} x=0 \rightarrow M=0 \\ x=1,15 \text{ m} \rightarrow M = 2976,29 \text{ kg.m} \end{cases}$$

$$1,15 < x < 3,95 \text{ m} \rightarrow M_x = R_A \cdot x - q_2 \cdot 1,15 \cdot (x - 0,575) - q_1 \cdot \frac{(x - 1,15)^2}{2}$$

$$\rightarrow \begin{cases} x = 1,15 \text{ m} \rightarrow M = 2976,29 \text{ kg.m} \\ x = 3,95 \text{ m} \rightarrow M = 2940,95 \text{ kg.m} \end{cases}$$

$$3,95 \leq x \leq 5,08 \text{ m} \rightarrow M_x = R_A \cdot x - q_2 \cdot 1,15 \cdot (x - 0,575) - q_1 \cdot 2,8 \cdot (x - 2,55) - q_3 \cdot \frac{(x - 3,95)^2}{2}$$

$$\rightarrow \begin{cases} x = 3,95 \text{ m} \rightarrow M = 2940,95 \text{ kg.m} \\ x = 5,08 \text{ m} \rightarrow M = 0 \end{cases}$$

— Efforts tranchants :

$$0 \leq x \leq 1,15 \text{ m} \rightarrow T = R_A - q_2 \cdot x \rightarrow \begin{cases} x=0 \rightarrow T = 3202,18 \text{ kg} \\ x=1,15 \text{ m} \rightarrow T = 1973,98 \text{ kg} \end{cases}$$

$$1,15 \leq x \leq 3,95 \text{ m} \rightarrow T = R_A - q_2 \cdot 1,15 - q_1 \cdot (x - 1,15)$$

$$\rightarrow \begin{cases} x = 1,15 \text{ m} \rightarrow T = 1973,98 \text{ kg} \\ x = 3,95 \text{ m} \rightarrow T = -1999,22 \text{ kg} \end{cases}$$

$$3,95 \leq x \leq 5,08 \text{ m} \rightarrow T = R_A - q_2 \cdot 1,15 - q_1 \cdot 2,8 - q_3 \cdot (x - 3,95)$$

$$\rightarrow \begin{cases} x = 3,95 \text{ m} \rightarrow T = -1999,22 \text{ kg} \\ x = 5,08 \text{ m} \rightarrow T = -3206,06 \text{ kg} \end{cases}$$

le moment est maximum pour  $T = 0$

$$x = \frac{R_A - q_2 \cdot 1,15}{q_1} + 1,15 = 2,541 \text{ m} \rightarrow M_{\max} = 4349,30 \text{ kg} = M_0$$

le moment maximum correspond à la partie isostatique. On doit tenir compte d'un encastrement aux extrémités.

• aux appuis :

$$M_{\text{app}} = 0,3 \cdot M_0 = 1304,79 \text{ kg.m}$$

• En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 3696,90 \text{ kg.m}$$

Determination des armatures inférieures :

• En travée :

$$M_t = 3696,9 \text{ kg.m} ; b = 100 \text{ cm} ;$$

$$l = l_0 - 2 = 18 \text{ cm} ; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3696,9 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0,0611 \rightarrow \begin{cases} K = 33,8 \\ E = 0,8975 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{3696,9 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8975 \cdot 18} = 8,17 \text{ cm}^2$$

$\bar{K} = 20,43 < K = 33,8 \rightarrow$  les armatures comprimées sont inutilisées  
On adoptera : 5T16 ( $A = 10,05 \text{ cm}^2$ )

• aux appuis :  $M_{ap} = 1304,79 \cdot 10^2 \text{ kg.cm}$  ;  $h = 18 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1304,79 \cdot 10^2}{2800 \cdot 18^2 \cdot 100} = 0,0215 \rightarrow \begin{cases} K = 63 \\ E = 0,9359 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{1304,79 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9359 \cdot 18} = 2,76 \text{ cm}^2$$

$\bar{K} = 20,43 < K = 63 \rightarrow$  les armatures comprimées sont inutilisées.

On adoptera : 5T12 ( $A = 5,65 \text{ cm}^2$ ).

Verification des contraintes:

• En travée :  $M_t = 3696,90 \text{ kg.m}$  ;  $A = 10,05 \text{ cm}^2$   
 $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 18 \text{ cm}$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,5583 \rightarrow \begin{cases} K = 29,9 \\ E = 0,8886 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_t}{A \cdot E \cdot h} = \frac{3696,90 \cdot 10^2}{10,05 \cdot 0,8886 \cdot 18} = 2299,81 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a = 76,91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (verifié)}$$

• Aux appuis :  $M_{ap} = 1304,79 \text{ kg.m}$  ;  $A = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,3138 \rightarrow \begin{cases} K = 42 \\ E = 0,9123 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_{ap}}{A \cdot E \cdot h} = \frac{1304,79 \cdot 10^2}{5,65 \cdot 0,9123 \cdot 18} = 1406,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non-fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A = 10,05 \text{ cm}^2 > 1,74 \text{ cm}^2 \text{ (verifié)}$$

Condition de flèche:

On vérifie la condition la plus restrictive

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{cm}} \rightarrow \frac{10,05}{100 \cdot 18} = 0,0055 < 0,0102 \text{ (verifié)}$$

Aciers transversaux:

• Contrainte de cisaillement maximale:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{3206,06}{100 \cdot 7/8 \cdot 18} = 2,035 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais on disposera des aciers constructifs T8 espacés de 20 cm.

Verification de l'effort tranchant à l'appui.

$$T + \frac{M}{z} = \left( 3206,06 - \frac{1304,79 \cdot 10^2}{7/8 \cdot 18} \right) < 0 \rightarrow \text{les armatures inférieures sont inutilisées}$$



**ETUDE AU VENT**

## ETUDE AU VENT

### Introduction:

Nous utiliserons la méthode simplifiée pour les constructions courantes à base rectangulaire puis que nous sommes dans le cas visé par les règles NV 65 page 115.  
 Si  $h$  est la hauteur du bâtiment  
 $a$  et  $b$  la base au niveau du sol  
 On doit vérifier les deux conditions suivantes pour être dans le cas sus-visé :

$$\frac{h}{b} \geq 0,25 \rightarrow \frac{11,52}{23,35} = 0,49 > 0,25$$

$$\frac{h}{a} \leq 2,5 \rightarrow \frac{11,52}{29,55} = 0,39 < 2,5$$

Quargla a une pression dynamique de base normale :  $q_{10} = 90 \text{ kg/m}^2$   
 à 10m du sol.

Soit  $q_H$  la pression dynamique qui agit à une hauteur  $H$   
 au dessus du sol ( $H$  en m)

Pour  $0 < H < 500 \text{ m}$  :

$$q_H = 2,5 \cdot q_{10} \cdot \frac{H+18}{H+60}$$

Effet de site : (NV 65 ; 1-242)  
 site exposé :  $K_s = 1,25$ .

Effet de dimension : (fig RIII-2 N.V 65 page 63)

$$H < 30 \text{ m} \rightarrow S = 0,78$$

l'action résultante sur une paroi est  $p_a = (C_e - C_i) \cdot q_n$   
 Les actions intérieures sont caractérisées par un coefficient  $C_i$   
 Les actions extérieures sont caractérisées par un coefficient  $C_e$

Rapport de dimension  $\lambda$  :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{11,52}{29,55} = 0,39$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{11,52}{23,35} = 0,49$$

Coefficient  $\gamma_0$  : (fig RIII-5 page 89 NV 65).

$\gamma_0$  est fonction de  $\lambda_a$  et  $\lambda_b \rightarrow \gamma_0 = 1$

Actions extérieures : (page 91, (2-13) N.V 65)

- face au vent :  $C_e = +0,8$
- face sous vent :  $C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,5$ .

Actions intérieures :

- Surpression :  $C_i = 0,6 (1,8 - 1,3\gamma_0) = +0,3$
- Dépression :  $C_i = -0,6 (1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,3$

Actions résultantes sur les parois :

On combine de la façon la plus défavorable les actions extérieures moyennes et les actions intérieures.

- Face au vent :  $(C_e - C_i)_{max} = 0,8 - (-0,3) = 1,1$
- Face sous le vent :  $(C_e - C_i)_{max} = -0,5 - (-0,3) = -0,2$

Actions dynamique :

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration au moins égal à l'unité.

$\beta = (1 + \xi \cdot \theta \cdot z)$  où  $\xi$  est le coefficient de réponse qui est fonction de la période  $T$  du mode fondamental d'oscillation

On a un contreventement par ossature de béton armé

donc  $T = 0,09 \frac{h}{\sqrt{l_x}}$  où  $h$ : hauteur totale du bâtiment  
 $l_x$ : dimension en plan dans la direction considérée (a ou b).

dans notre cas : 1)  $h = 11,52 \text{ m}$   
 $l_x = 13,35 \text{ m} \rightarrow T_b = 0,09 \cdot \frac{11,52}{\sqrt{13,35}} = 0,283 \text{ s}$

$T_b = 0,283 \text{ s} \rightarrow \xi = 0,25$

2)  $h = 11,52 \text{ m}$   
 $l_x = 19,55 \text{ m} \rightarrow T_a = 0,09 \cdot \frac{11,52}{\sqrt{19,55}} = 0,234 \text{ s}$

$T_a = 0,234 \text{ s} \rightarrow \xi = 0,2$

$z$ : coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote  $H$ .

$H = 11,52 \text{ m} \rightarrow z_{max} = 0,356$

$\theta$ : Coefficient global dépendant du type de construction

$H < 30 \text{ m} \rightarrow \theta = 0,7$

d'où  $\beta_a = 0,7 (1 + 0,25 \cdot 0,356) = 0,762 < 1$   
 $\beta_b = 0,7 (1 + 0,2 \cdot 0,356) = 0,749 < 1$  }  $\beta = 1$

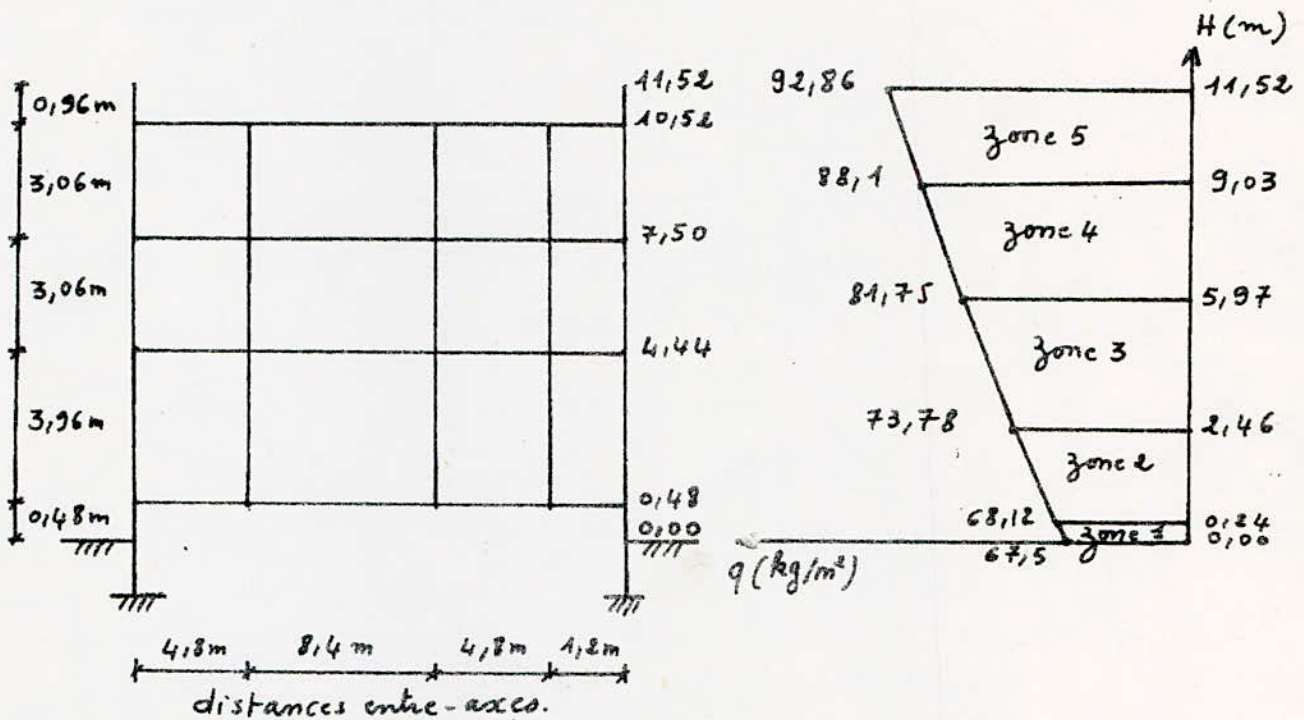
L'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément. Elle est fonction de :

- a) de la vitesse du vent
- b) de la catégorie de la construction et ses proportions d'ensemble
- c) de l'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport au vent.
- d) des dimensions de l'élément considéré
- e) de la forme de la paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré.

# A. Portique Longitudinal.

## 1. Diagramme des pressions normales

Hauteur (m)	0	0,24	2,46	5,97	9,03	11,52
$q_H$ (kg/m <sup>2</sup> )	67,5	68,12	73,78	81,75	88,10	92,86



## 2. Determination de $q_n$ et $q_{ext}$ :

• face au vent :  $C_e - C_i = 1,1$  ;  $k_s = 1,25$  ;  $S = 0,78$   
 $q'_n = q_H \cdot (C_e - C_i) \cdot k_s \cdot S \cdot \beta$   
 $q'_n = q_H \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 0,78 \cdot 1 = 1,072 \cdot q_H$   
 $q_n = 5,1 \cdot q'_n$   
 $q_{ext} = 1,75 \cdot q_n$

Zones	5	4	3	2	1
$q_H$ (kg/m <sup>2</sup> )	92,86	88,10	81,75	73,78	68,12
$q'_n$ (kg/m <sup>2</sup> )	99,54	94,44	87,63	79,09	73,02
$q_n$ (kg/ml)	507,65	481,64	446,91	403,35	372,40
$q_{ext}$ (kg/ml)	888,38	842,87	782,09	705,86	651,7

- face sous le vent :  $C_e - C_i = 0,8$  ;  $k_s = 1,25$  ;  $\delta = 0,78$   
 $q'_m = 0,78 \cdot q_H$   
 $q_m = 5,1 \cdot q'_m$   
 $q_{ext} = 1,75 q_m$

Zones	5	4	3	2	1
$q_H$ (kg/m <sup>2</sup> )	92,86	88,10	84,75	73,18	68,12
$q'_m$ (kg/m <sup>2</sup> )	72,43	68,71	63,76	57,54	53,13
$q_m$ (kg/ml)	369,39	350,42	325,17	293,45	270,96
$q_{ext}$ (kg/ml)	646,43	613,23	569,04	513,53	474,18

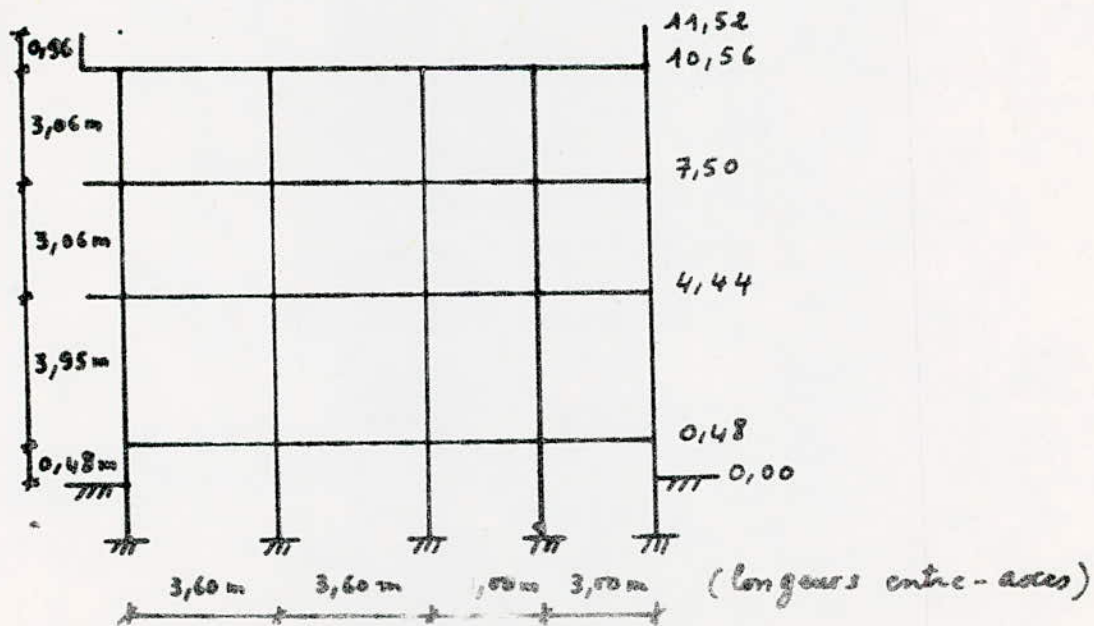
3. determination des forces  $F_1, F_2, F_3, F_4$  dans le cas normal :

Nœud 4 :  $F_4 = \Delta H \cdot q_m = (11,52 - 9,03)(507,65 + 369,39) = 2183,81 \text{ kg}$   
 Nœud 3 :  $F_3 = \Delta H \cdot q_m = (9,03 - 5,97)(484,64 + 350,42) = 2546,10 \text{ kg}$   
 Nœud 2 :  $F_2 = \Delta H \cdot q_m = (5,97 - 2,46)(446,91 + 325,17) = 2709,97 \text{ kg}$   
 Nœud 1 :  $F_1 = \Delta H \cdot q_m = (2,46 - 0,24)(403,35 + 293,45) = 1546,88 \text{ kg}$

B. Portique Transversal :

1. Diagramme des pressions normales :

H (m)	0	0,24	2,46	5,97	9,03	11,52
$q_H$ (kg/m <sup>2</sup> )	67,5	68,12	73,78	84,75	88,10	92,56



2. Determination de  $q_m$  et  $q_{ext}$ :

- face au vent :  $C_e - C_i = 1,1$  ;  $k_s = 1,25$  ;  $S = 0,78$   
 $q'_m = 1,072 \cdot q_H$   
 $q_m = 4,5 \cdot q'_m$   
 $q_{ext} = 1,75 \cdot q_m$

Zones	5	4	3	2	1
$q_H$ (kg/m <sup>2</sup> )	92,86	88,10	81,75	73,78	68,12
$q'_m$ (kg/m <sup>2</sup> )	99,54	94,44	87,63	79,09	73,02
$q_m$ (kg/ml)	447,93	424,98	394,33	355,90	328,59
$q_{ext}$ (kg/ml)	783,91	743,71	690,07	662,82	575,03

- face sous le vent :  $C_e - C_i = 0,8$  ;  $k_s = 1,25$  ;  $S = 0,78$   
 $q'_m = 0,78 \cdot q_H$   
 $q_m = 4,5 \cdot q'_m$   
 $q_{ext} = 1,75 \cdot q_m$

Zones	5	4	3	2	1
$q_H$ (kg/m <sup>2</sup> )	92,86	88,10	81,75	73,78	68,12
$q'_m$ (kg/m <sup>2</sup> )	72,43	68,71	63,76	57,54	53,13
$q_m$ (kg/ml)	325,93	309,19	286,92	258,93	239,08
$q_{ext}$ (kg/ml)	570,37	541,08	502,11	453,12	418,39

3. determination des forces  $F_1, F_2, F_3, F_4$  dans le cas normal:

- Noeud 4 :  $F_4 = \Delta H \cdot q_m = 1926,94 \text{ kg}$
- Noeud 3 :  $F_3 = \Delta H \cdot q_m = 2246,54 \text{ kg}$
- Noeud 2 :  $F_2 = \Delta H \cdot q_m = 2391,17 \text{ kg}$
- Noeud 1 :  $F_1 = \Delta H \cdot q_m = 1415,64 \text{ kg}$

Resumé :

Portique force	Portique longitudinal		Portique transversal	
	Vent normal	Vent extrême	Vent normal	Vent extrême
F <sub>4</sub> (t)	2,183	3,821	1,926	3,372
F <sub>3</sub> (t)	2,546	4,455	2,246	3,931
F <sub>2</sub> (t)	2,709	4,742	2,391	4,184
F <sub>1</sub> (t)	1,546	2,707	1,415	2,477

EFFORTS DANS  
LES PORTIQUES



# SOUS LES FORCES HORIZONTALES

1° Exposé de la méthode de Bowman: Cette méthode permet de donner des résultats très voisins de ceux obtenus par la méthode exacte.

L'effort tranchant total à chacun des niveaux de partage proportionnellement aux raideurs des poteaux. Les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur  $h$  se situent à :

- $0,65 h$  de la partie supérieure du poteau au dernier niveau.
- $0,60 h$  pour l'avant dernier niveau
- $0,55 h$  pour le niveau directement en dessous
- $0,50 h$  pour tous les autres niveaux
- $0,60 h$  à partir de la base du poteau pour le premier niveau.

Les moments seront partagés proportionnellement aux raideurs des bases (barres) situées à droite et à gauche du nœud considéré.

### Hypothèses de calcul :

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différentes travées des poutres porteuses du plan et parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont supérieures au  $1/5$  de la raideur du poteau le plus raide, on admet :

- que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux. Les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient  $0,8$ .
- que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs qui ont été définies plus haut.

COMPTE tenu de ces hypothèses, on peut écrire :

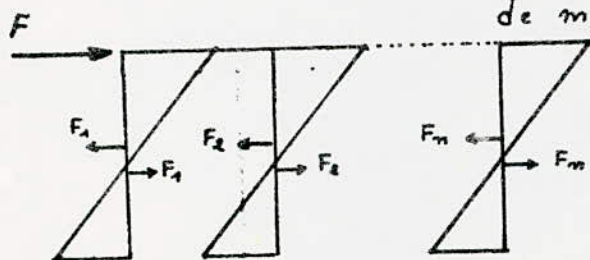
\* Pour un seul niveau :

$$F = F_1 + F_2 + \dots + F_n \text{ avec}$$

$$F_1 = \frac{F \cdot 0,8 \cdot I_1}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + \dots + 0,8 I_n}$$

$$F_2 = \frac{F \cdot 0,8 \cdot I_2}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + \dots + 0,8 I_n}$$

de même pour  $F_3, \dots, F_n$ .



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

Les moments flechissants dans les poteaux :

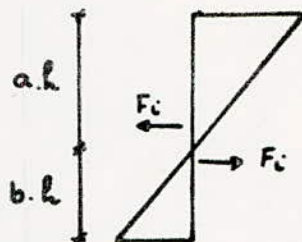
- moments en tête des poteaux :

$$M_i = F \cdot a \cdot h \quad \text{avec } i = 1, 2, \dots, n$$

- moments à la base des poteaux :

$$M_s = F \cdot b \cdot h, \quad b = 1 - a$$

a et b sont les coefficients de Bowman



les moments flechissants dans les poutres :

le partage des moments dans les travées sera effectué proportionnellement aux rigidités des poutres situées à gauche et à droite du nœud considéré. les moments dans les poutres doivent équilibrer les moments flechissants du poteau appartenant à ce nœud.

Pour un nœud i de la file j, on aura :

.. à gauche :  $M_g = F_i \cdot a \cdot h \cdot \frac{K_{gi}}{K_{gi} + K_{di}}$  avec  $K_{gi} = \frac{I_{gi}}{l_{gi}}$

.. à droite :  $M_d = F_i \cdot a \cdot h \cdot \frac{K_{di}}{K_{di} + K_{gi}}$  avec  $K_{di} = \frac{I_{di}}{l_{di}}$

$l_{gi}$  : portée libre de gauche

$l_{di}$  : portée libre de droite.

$I_{gi}$  : inertie de la travée de gauche.

$I_{di}$  : inertie de la travée de droite.

h : hauteur entre faces supérieures de deux planchers consécutifs

Pour un niveau intermédiaire :

Au niveau du plancher de rang i on a :

$$F = \sum_{j=i}^n F_j = F_i + F_{i+1} + \dots + F_n \quad \text{charges cumulées.}$$

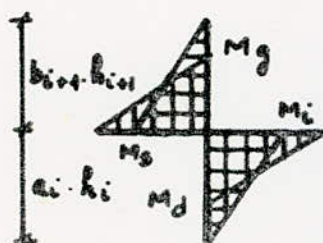
A l'étage de rang (i+1), l'effort  $\sum_{j=i+1}^n F_j$  crée au pied des poteaux supportant le plancher  $\delta^{i+1}$  (i+1) des moments calculés conformément à ce qui a été exposé précédemment.

Soit par exemple pour le poteau "n" de l'étage (i+1) :

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

On opère de même en ce qui concerne l'effort  $\sum F_j$ , ce qui nous permet de déterminer les moments en tête des poteaux supportant l'étage du niveau (i).

Au droit d'un nœud, on pourra 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.



.. Pour un nœud intermédiaire :

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

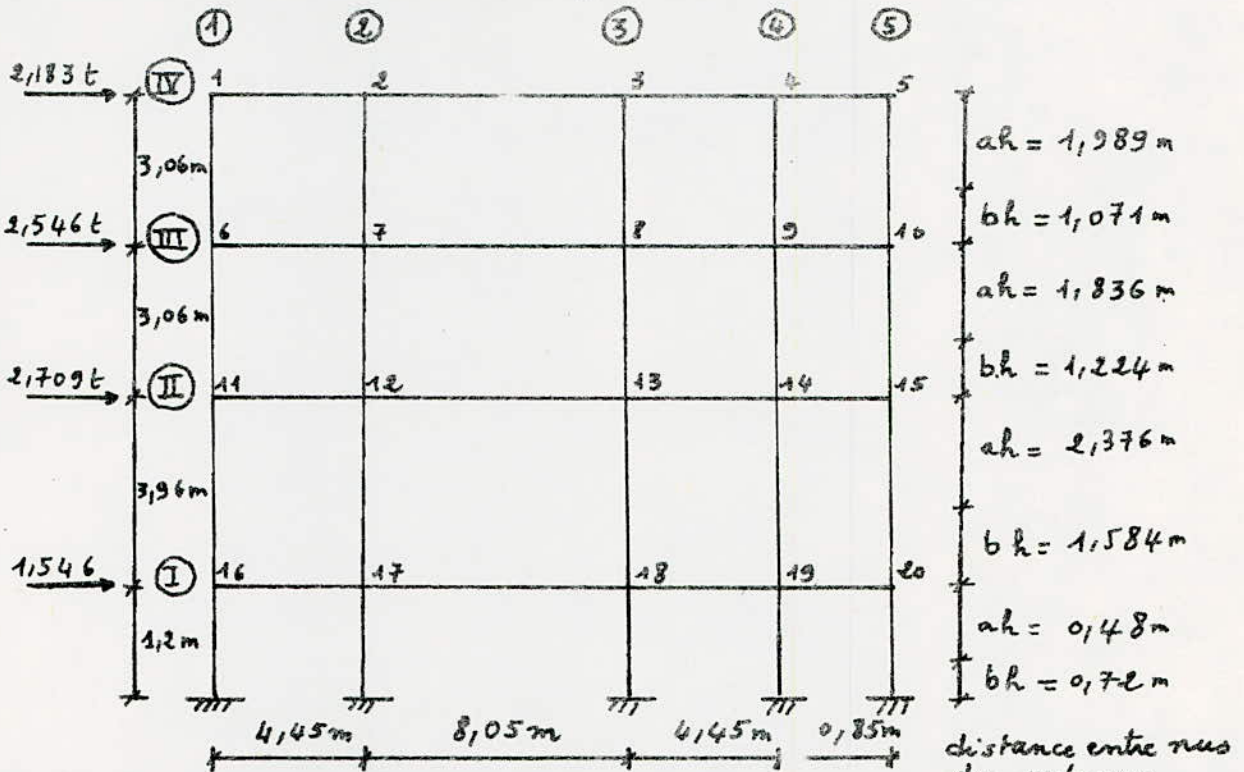
$$M_d = -(M_s + M_i) \cdot \frac{K_d}{K_d + K_g} \quad (\text{à droite})$$

.. Pour un nœud de rive :

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

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

2° Etude du portique longitudinal :



Ce portique ne presente pas de symetrie :  
 L'inertie des poteaux est constante partout : (Section 35x35)

donc  $I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = I_5 = I$   
 La force totale du plancher est :  $F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5$

$\rightarrow F = 0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + 0,8 I_5 = 4,6 I$   
 La force reprise par un poteau de la file ① et ⑤

$F_1 = F_5 = \frac{0,8 \cdot I \cdot F}{4,6 \cdot I} = 0,174 F$   
 files ②, ③ et ④ :  $F_2 = F_3 = F_4 = \frac{I \cdot F}{4,6 I} = \frac{F}{4,6}$

- Niveau IV :  $F = 2,183 t \rightarrow F_1 = F_5 = 0,379 t$   
 $F_2 = F_3 = F_4 = 0,474 t$   
 Niveau III :  $F = 2,546 t \rightarrow F_1 = F_5 = 0,442 t$   
 $F_2 = F_3 = F_4 = 0,553 t$   
 Niveau II :  $F = 2,709 t \rightarrow F_1 = F_5 = 0,471 t$   
 $F_2 = F_3 = F_4 = 0,588 t$   
 Niveau I :  $F = 1,546 t \rightarrow F_1 = F_5 = 0,269 t$   
 $F_2 = F_3 = F_4 = 0,336 t$

Pour le cas extrême, on multiplie ces resultats par 1,75.  
 Resume' des forces revenant a' chaque niveau :

a) Cas normal :

Niveau	F (t)	F <sub>1</sub> = F <sub>5</sub> (t)	F <sub>2</sub> = F <sub>3</sub> = F <sub>4</sub> (t)
IV	2,183	0,379	0,474
III	2,546	0,442	0,553
II	2,709	0,471	0,588
I	1,546	0,269	0,336

b) Cas extrême :

Niveau	F(t)	F <sub>1</sub> = F <sub>5</sub> (t)	F <sub>2</sub> = F <sub>3</sub> = F <sub>4</sub> (t)
IV	3,821	0,664	0,830
III	4,455	0,775	0,968
II	4,742	0,825	1,030
I	2,707	0,471	0,588

Moments en tête et à la base du poteau :

ils sont obtenus par les relations suivantes :

- Moment en tête :  $M_i = F \cdot a \cdot h$
- Moment en base :  $M_s = F \cdot b \cdot h$

Niveau IV :

- En tête :  $M_{i2} = M_{i5} = F_1 \cdot a \cdot h = 0,379 \cdot 1,989 = 0,754 \text{ t.m}$   
 $M_{i2} = M_{i3} = M_{i4} = F_2 \cdot a \cdot h = 0,474 \cdot 1,989 = 0,942 \text{ t.m}$
- à la base :  $M_{s1} = M_{s5} = F_1 \cdot b \cdot h = 0,379 \cdot 1,071 = 0,406 \text{ t.m}$   
 $M_{s2} = M_{s3} = M_{s4} = F_2 \cdot b \cdot h = 0,474 \cdot 1,071 = 0,507 \text{ t.m}$

On procède de la même façon pour les autres niveaux  
Resumé des moments en tête et à la base des poteaux :

a) - cas normal :

Niveau	F <sub>1</sub> = F <sub>5</sub> (t)	F <sub>2</sub> = F <sub>3</sub> = F <sub>4</sub> (t)	a. h (m)	b. h (m)	EN TETE		A LA BASE	
					M <sub>i1</sub> = M <sub>i5</sub> (t.m)	M <sub>i2</sub> = M <sub>i3</sub> = M <sub>i4</sub> (t.m)	M <sub>s1</sub> = M <sub>s5</sub> (t.m)	M <sub>s2</sub> = M <sub>s3</sub> = M <sub>s4</sub> (t.m)
IV	0,379	0,474	1,989	1,071	0,754	0,942	0,406	0,507
III	0,442	0,553	1,836	1,224	0,812	1,015	0,541	0,676
II	0,471	0,588	2,376	1,584	1,12	1,398	0,746	0,932
I	0,269	0,336	0,48	0,72	0,129	0,161	0,193	0,241

b) cas extrême :

Niveau	F <sub>1</sub> = F <sub>5</sub> (t)	F <sub>2</sub> = F <sub>3</sub> = F <sub>4</sub> (t)	a. h (m)	b. h (m)	EN TETE		A LA BASE	
					M <sub>i1</sub> = M <sub>i5</sub> (t.m)	M <sub>i2</sub> = M <sub>i3</sub> = M <sub>i4</sub> (t.m)	M <sub>s1</sub> = M <sub>s5</sub> (t.m)	M <sub>s2</sub> = M <sub>s3</sub> = M <sub>s4</sub> (t.m)
IV	0,644	0,830	1,989	1,071	1,320	1,650	0,711	0,888
III	0,775	0,968	1,836	1,224	1,422	1,777	0,948	1,184
II	0,825	1,030	2,376	1,584	1,960	2,147	1,306	1,681
I	0,471	0,588	0,48	0,72	0,226	0,282	0,339	0,423

Moments dans les traverses :

Niveau IV : file ① :  $M_{1d} = -(M_{i1} + M_{s1}) = -M_{i1} = -0,754 \text{ t.m}$

file ② :  $M_{2d} = -(M_{s2} + M_{i2}) \cdot \frac{K_d}{K_d + K_g}$  avec  $I_g = I_d = \frac{K_d}{K_d + K_g}$

$\rightarrow I_g = I_d = \frac{l_d}{l_d + l_g}$  de même :  $\frac{K_g}{K_g + K_d} = \frac{l_g}{l_g + l_d}$

d'où :  $M_{2d} = -(M_{s2} + M_{i2}) \frac{l_d}{l_d + l_g} = -M_{i2} \frac{l_d}{l_d + l_g} = -0,942 \cdot \frac{8,05}{8,05 + 4,45}$

$M_{2d} = -0,606 \text{ t.m.}$   $M_{2g} = M_{3d} = -(M_{i3} + M_{s3}) \frac{l_d}{l_d + l_g} = -M_{i3} \cdot \frac{l_d}{l_d + l_g}$

$M_{3d} = -0,942 \cdot \frac{4,45}{4,45 + 8,05} = -0,335 \text{ t.m.}$

file ④ :  $M_{4d} = -M_{i4} \cdot \frac{l_d}{l_d + l_g} = -0,942 \cdot \frac{0,85}{0,85 + 4,45}$

$\rightarrow M_{4d} = -0,15 \text{ t.m.}$

$M_{4g} = -M_{i4} \cdot \frac{l_g}{l_g + l_d} = -0,942 \cdot \frac{4,45}{0,85 + 4,45} = -0,791 \text{ t.m.}$

file ⑤ :  $M_{5g} = -M_{i5} = -0,754 \text{ t.m.}$

On procédera de la même façon pour les autres niveaux.  
Resume des moments dans les traverses :

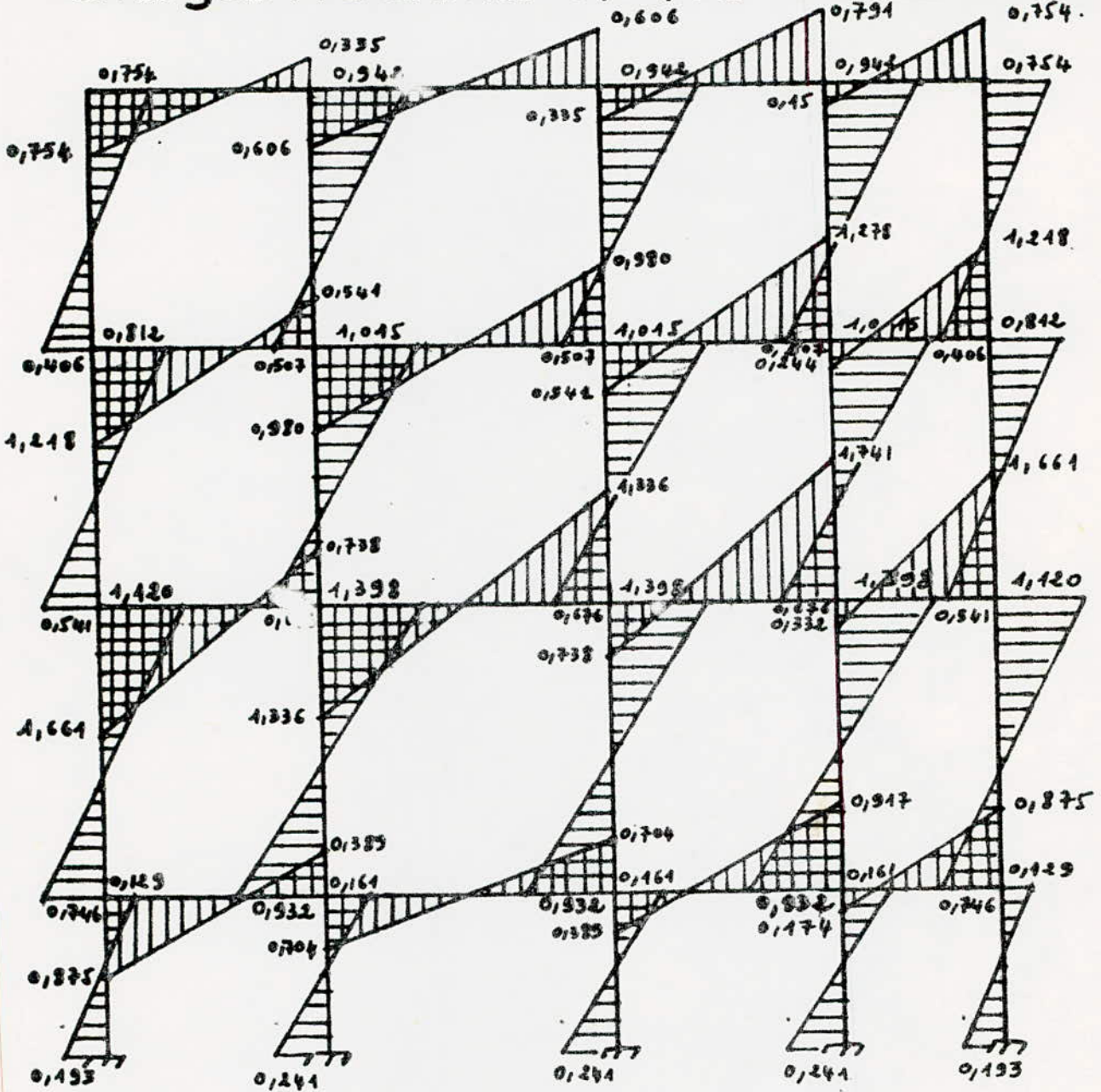
a) cas normal :

Niveau	File ①	File ②		File ③		File ④		File ⑤
	$M_{1d} \text{ (t.m)}$	$M_{2d} \text{ (t.m)}$	$M_{2g} \text{ (t.m)}$	$M_{3d} \text{ (t.m)}$	$M_{3g} \text{ (t.m)}$	$M_{4d} \text{ (t.m)}$	$M_{4g} \text{ (t.m)}$	$M_{5g} \text{ (t.m)}$
IV	-0,754	-0,606	-0,335	-0,335	-0,606	-0,150	-0,791	-0,754
III	-1,218	0,980	-0,541	-0,541	-0,980	-0,244	-1,278	-1,218
II	-1,661	-1,336	-0,738	-0,738	-1,336	-0,332	-1,741	-1,661
I	-0,875	-0,704	-0,389	-0,389	-0,704	-0,174	-0,947	-0,875

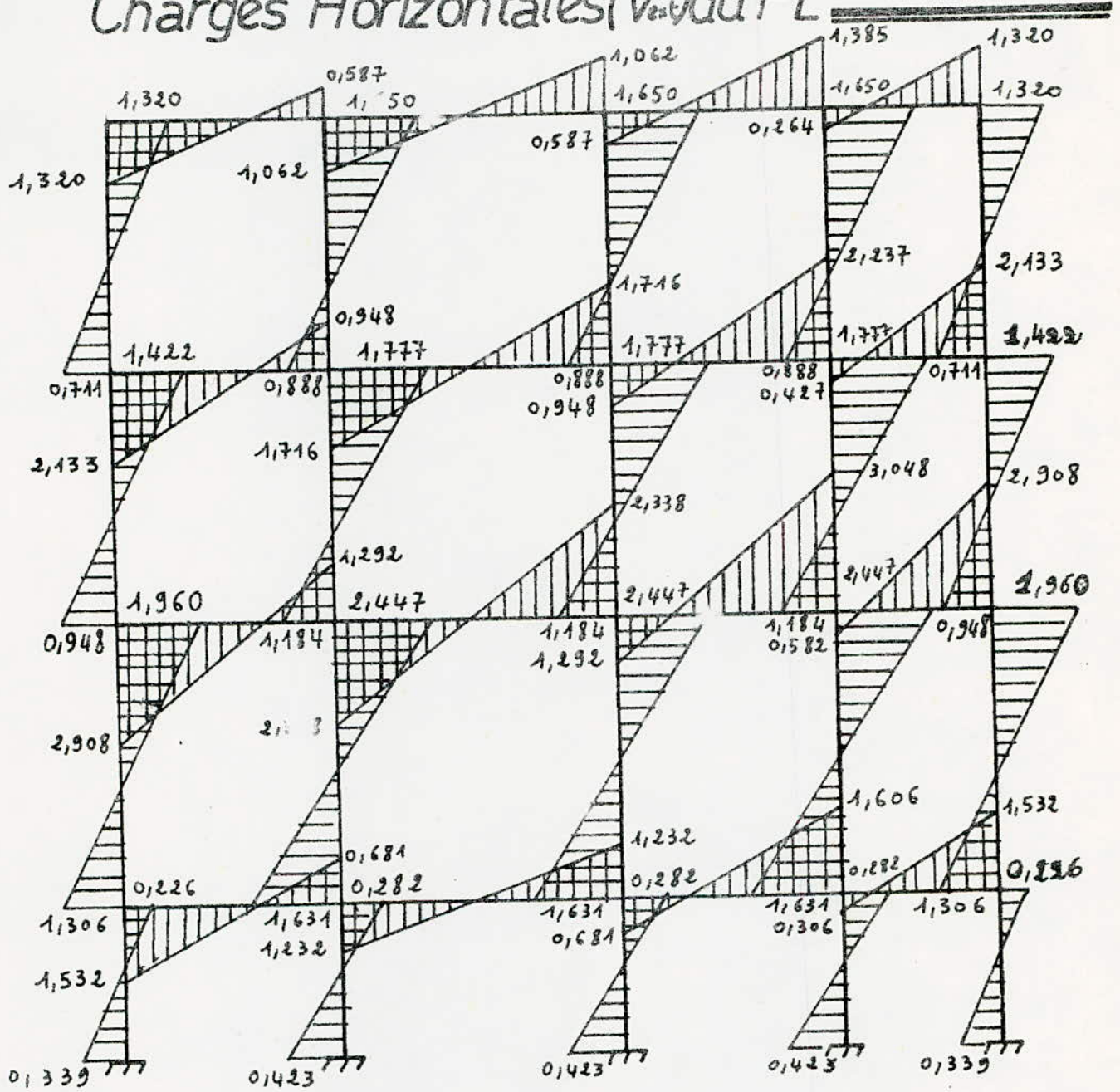
b) cas extrême :

Niveau	File ①	File ②		File ③		File ④		File ⑤
	$M_{1d} \text{ (t.m)}$	$M_{2d} \text{ (t.m)}$	$M_{2g} \text{ (t.m)}$	$M_{3d} \text{ (t.m)}$	$M_{3g} \text{ (t.m)}$	$M_{4d} \text{ (t.m)}$	$M_{4g} \text{ (t.m)}$	$M_{5g} \text{ (t.m)}$
IV	-1,320	-1,062	-0,587	-0,587	-1,062	-0,264	-1,385	-1,320
III	-2,133	-1,716	-0,948	-0,948	-1,716	-0,427	-2,237	-2,133
II	-2,908	-2,338	-1,292	-1,292	-2,338	-0,582	-3,048	-2,908
I	-1,532	-1,232	-0,681	-0,681	-1,232	-0,306	-1,606	-1,532

# Diagramme des Moments sous les Charges Horizontales ( $V_n$ ) du PL



# Diagramme des Moments sous les Charges Horizontales ( $V_{ext}$ ) du PL



calcul des efforts tranchants dans les traverses du portique longitudinal:

Connaissant l'expression du moment fléchissant  $M(x) = ax + b$ ; on peut en déduire l'effort tranchant  $T(x)$  en dérivant l'expression de  $M(x)$ .

Méthode de calcul:

• Sous  $\vec{V}$  (de gauche à droite).

$$M(x) = ax + b$$

$$x=0 \rightarrow M(0) = M_d = b$$

$$x=l \rightarrow M(l) = a \cdot l + b$$

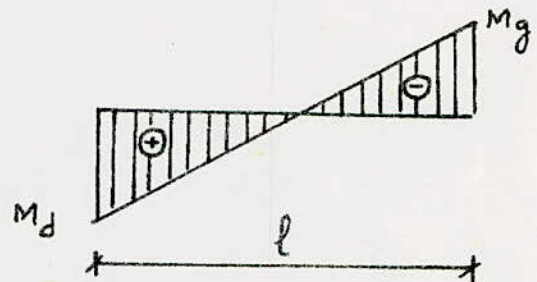
d'où :

$$a = \frac{M_g + M_d}{l}$$

$$M_x = - \frac{M_g + M_d}{l} x + M_d$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$T(x) = - \frac{M_g + M_d}{l}$$

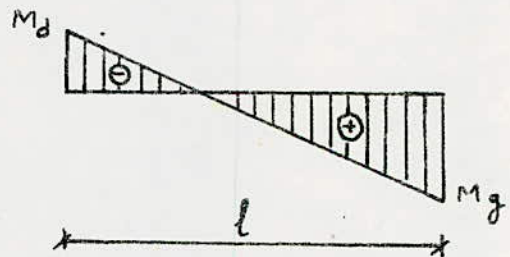


$$T = - \frac{M_g + M_d}{l}$$

• Sous  $\vec{V}$  (de droite à gauche)

Le même procédé nous donne:

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





Sous V<sub>h</sub>

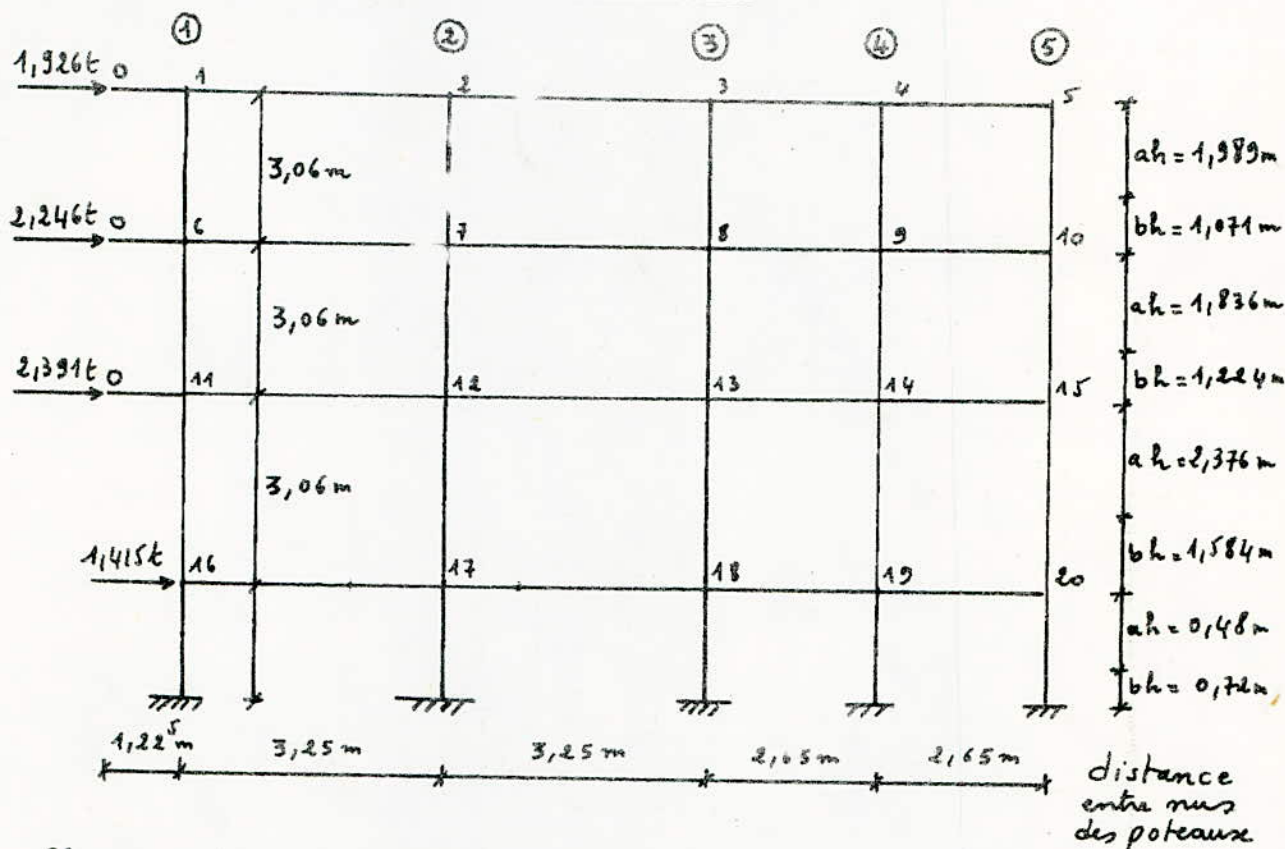
Efforts Tranchants du PL

Sous V<sub>est</sub>

Niveau	Traverse	l (m)	M <sub>d</sub> (t.m)	M <sub>g</sub> (t.m)	T <sub>trava</sub> (T <sub>tr</sub> )	T <sub>trava</sub> (T <sub>tr</sub> )
IV	1-2	4,45	-0,754	-0,335	-0,244	0,244
	2-3	8,05	-0,606	-0,606	-0,150	0,150
	3-4	4,45	-0,335	-0,791	-0,253	0,253
	4-5	0,85	-0,150	-0,764	-1,064	1,064
	6-7	4,45	-1,218	-0,541	-0,395	0,395
III	7-8	8,05	-0,980	-0,980	-0,245	0,245
	8-9	4,45	-0,541	-1,278	-0,408	0,408
	9-10	0,85	-0,244	-1,218	-1,720	1,720
	11-12	4,45	-1,161	-0,738	-0,538	0,538
II	12-13	8,05	-1,336	-1,336	-0,334	0,334
	13-14	4,45	-0,738	-1,749	-0,557	0,557
	14-15	0,85	-0,332	-1,664	-2,345	2,345
	16-17	4,45	-0,875	-0,389	-0,284	0,284
	17-18	8,05	-0,704	-0,704	-0,174	0,174
I	18-19	4,45	-0,389	-0,917	-0,293	0,293
	19-20	0,85	-0,174	-0,875	-1,235	1,235

Niveau	Traverse	l (m)	M <sub>d</sub> (t.m)	M <sub>g</sub> (t.m)	T <sub>trava</sub> (T <sub>tr</sub> )	T <sub>trava</sub> (T <sub>tr</sub> )
IV	1-2	4,45	-1,320	-0,587	-0,428	0,428
	2-3	8,05	-1,062	-1,062	-0,263	0,263
	3-4	4,45	-0,587	-1,385	-0,443	0,443
	4-5	0,85	-0,264	-1,320	-1,863	1,863
	6-7	4,45	-2,133	-0,948	-0,692	0,692
III	7-8	8,05	-1,746	-1,746	-0,426	0,426
	8-9	4,45	-0,948	-2,237	-0,745	0,745
	9-10	0,85	-0,427	-2,133	-3,071	3,071
	11-12	4,45	-2,908	-1,292	-0,943	0,943
II	12-13	8,05	-2,338	-2,338	-0,580	0,580
	13-14	4,45	-1,292	-3,048	-0,975	0,975
	14-15	0,85	-0,582	-2,908	-4,105	4,105
	16-17	4,45	-1,532	-0,681	-0,497	0,497
	17-18	8,05	-1,232	-1,232	-0,306	0,306
I	18-19	4,45	-0,681	-1,606	-0,514	0,514
	19-20	0,85	-0,306	-1,532	-2,162	2,162

3% Etude du portique transversal:



En suivant la même marche que celle du portique longitudinal, on aboutit aux résultats suivants:  
Resume' des forces revenant à chaque niveau:

a) cas normal :

Niveau	F(t)	F <sub>1</sub> = F <sub>5</sub> (t)	F <sub>2</sub> = F <sub>3</sub> = F <sub>4</sub> (t)
IV	1,926	0,334	0,418
III	2,246	0,390	0,488
II	2,391	0,416	0,519
I	1,415	0,246	0,307

b) cas extrême :

Niveau	F(t)	F <sub>1</sub> = F <sub>5</sub> (t)	F <sub>2</sub> = F <sub>3</sub> = F <sub>4</sub> (t)
IV	3,372	0,586	0,733
III	3,931	0,684	0,854
II	4,184	0,728	0,909
I	2,477	0,431	0,538

Les étapes de calcul sont les mêmes que ceux utilisés pour le portique longitudinal.  
 Resume' des moments en tête et à la base des poteaux :

a) Cas normal

Niveau	$F_1 = F_5$ (t)	$F_2 = F_3 = F_4$ (t)	a. h (m)	b. h (m)	EN TETE		A LA BASE	
					$M_{i1} = M_{i5}$ (t.m)	$M_{i2} = M_{i3} = M_{i4}$ (t.m)	$M_{s1} = M_{s5}$ (t.m)	$M_{s2} = M_{s3} = M_{s4}$ (t.m)
IV	0,334	0,418	1,989	1,071	0,665	0,833	0,358	0,448
III	0,390	0,488	1,836	1,224	0,717	0,896	0,478	0,597
II	0,416	0,519	2,376	1,584	0,988	1,233	0,658	0,822
I	0,246	0,307	0,480	0,72	0,117	0,147	0,177	0,221

b) Cas extrême :

Niveau	$F_1 = F_5$ (t)	$F_2 = F_3 = F_4$ (t.m)	a. h (m)	b. h (m)	EN TETE		A LA BASE	
					$M_{i1} = M_{i5}$ (t.m)	$M_{i2} = M_{i3} = M_{i4}$ (t.m)	$M_{s1} = M_{s5}$ (t.m)	$M_{s2} = M_{s3} = M_{s4}$ (t.m)
IV	0,586	0,733	1,989	1,071	1,165	1,458	0,627	0,785
III	0,684	0,854	1,836	1,224	1,253	1,568	0,837	1,045
II	0,728	0,909	2,376	1,584	1,729	2,159	1,153	1,439
I	0,431	0,538	0,480	0,720	0,206	0,258	0,310	0,387

Resume' des moments dans les traverses :

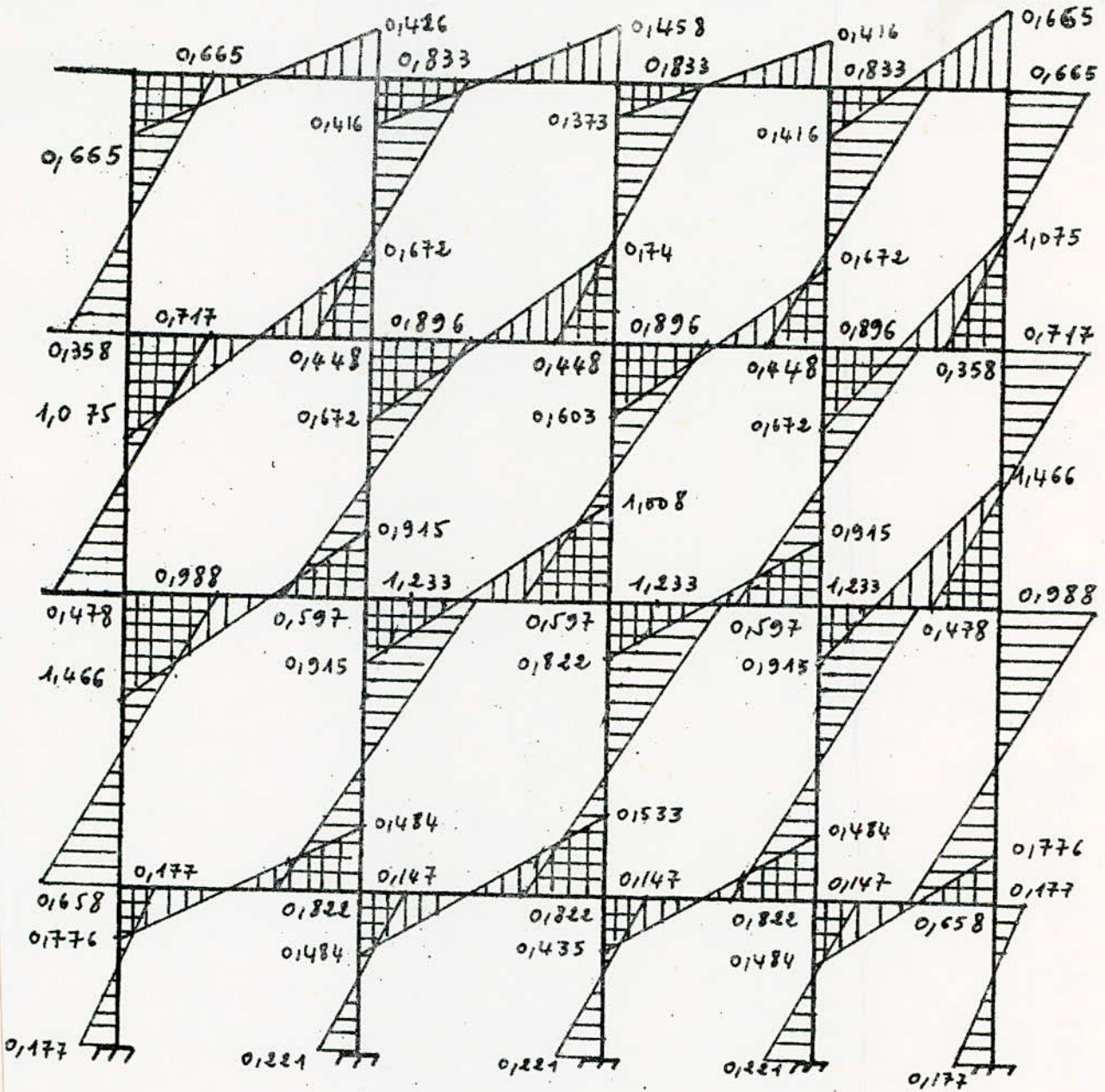
a) Cas normal :

Niveau	File ①	File ②		File ③		File ④		File ⑤
	$M_{1d}$ (t.m)	$M_{2d}$ (t.m)	$M_{2g}$ (t.m)	$M_{3d}$ (t.m)	$M_{3g}$ (t.m)	$M_{4d}$ (t.m)	$M_{4g}$ (t.m)	$M_{5g}$ (t.m)
IV	-0,665	-0,416	-0,416	-0,373	-0,458	-0,416	-0,416	-0,665
III	-1,075	-0,672	-0,672	-0,603	-0,740	-0,672	-0,672	-1,075
II	-1,466	-0,915	-0,915	-0,822	-1,008	-0,915	-0,915	-1,466
I	-0,776	-0,484	-0,484	-0,435	-0,533	-0,484	-0,484	-0,776

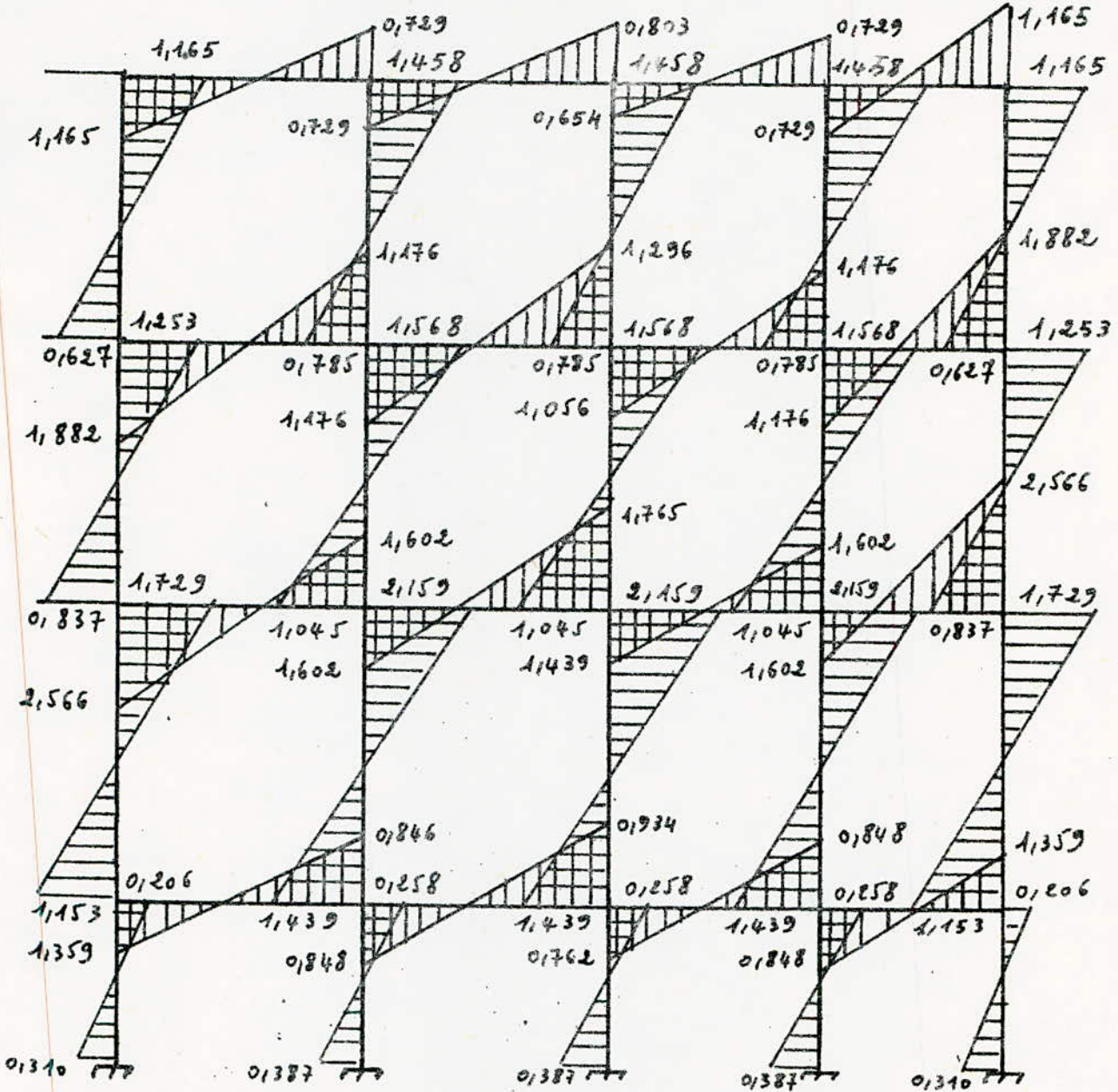
b) Cas extrême :

Niveau	File ①	File ②		File ③		File ④		File ⑤
	$M_{1d}$ (t.m)	$M_{2d}$ (t.m)	$M_{2g}$ (t.m)	$M_{3d}$ (t.m)	$M_{3g}$ (t.m)	$M_{4d}$ (t.m)	$M_{4g}$ (t.m)	$M_{5g}$ (t.m)
IV	-1,165	-0,729	-0,729	-0,654	-0,803	-0,729	-0,729	-1,165
III	-1,882	-1,176	-1,176	-1,056	-1,296	-1,176	-1,176	-1,882
II	-2,566	-1,602	-1,602	-1,439	-1,765	-1,602	-1,602	-2,566
I	-1,359	-0,848	-0,848	-0,762	-0,934	-0,848	-0,848	-1,359

# Diagramme des Moments sous les Charges Horizontales ( $V_n$ ) du PT



# Diagramme des Moments sous les Charges Horizontales ( $V_{ext}$ ) du PT



Sous V

Efforts Tranchants du PT

Sous V

Niveau	Traverse	L (m)	Md (t.m)	Mg (t.m)	T <sub>gauche</sub> (V.m)	T <sub>droite</sub> (V.m)
IV	0-1	1,225	/	-0,1482	-0,1448	0,1448
	1-2	3,25	-0,483	-0,416	-0,276	0,276
	2-3	3,25	-0,416	-0,458	-0,269	0,269
	3-4	2,65	-0,373	-0,446	-0,297	0,297
III	4-5	2,65	-0,416	-0,665	-0,408	0,408
	0-6	1,225	/	-0,294	-0,240	0,240
	6-7	3,25	-0,780	-0,672	-0,446	0,446
	7-8	3,25	-0,672	-0,740	-0,434	0,434
II	8-9	2,65	-0,603	-0,672	-0,481	0,481
	9-10	2,65	-0,672	-1,075	-0,659	0,659
	0-11	1,225	/	-0,404	-0,327	0,327
	11-12	3,25	-1,064	-0,945	-0,609	0,609
I	12-13	3,25	-0,945	-1,008	-0,592	0,592
	13-14	2,65	-0,822	-0,945	-0,655	0,655
	14-15	2,65	-0,945	-1,466	-0,898	0,898
	16-17	3,25	-0,776	-0,484	-0,388	0,388
I	17-18	3,25	-0,484	-0,533	-0,343	0,343
	18-19	2,65	-0,435	-0,484	-0,346	0,346
	19-20	2,65	-0,484	-0,776	-0,475	0,475

Niveau	Traverse	L (m)	Md (t.m)	Mg (t.m)	T <sub>gauche</sub> (V.m)	T <sub>droite</sub> (V.m)
IV	0-1	1,225	/	-0,319	-0,260	0,260
	1-2	3,25	-0,846	-0,729	-0,484	0,484
	2-3	3,25	-0,729	-0,803	-0,474	0,474
	3-4	2,65	-0,654	-0,729	-0,521	0,521
III	4-5	2,65	-0,729	-1,165	-0,714	0,714
	0-6	1,225	/	-0,545	-0,420	0,420
	6-7	3,25	-1,366	-1,176	-0,782	0,782
	7-8	3,25	-1,176	-1,296	-0,760	0,760
II	8-9	2,65	-1,056	-1,176	-0,842	0,842
	9-10	2,65	-1,176	-1,882	-1,154	1,154
	0-11	1,225	/	-0,702	-0,573	0,573
	11-12	3,25	-1,863	-1,602	-1,066	1,066
I	12-13	3,25	-1,602	-1,765	-1,036	1,036
	13-14	2,65	-1,439	-1,602	-1,147	1,147
	14-15	2,65	-1,602	-2,566	-1,572	1,572
	16-17	3,25	-1,359	-0,848	-0,679	0,679
I	17-18	3,25	-0,848	-0,934	-0,548	0,548
	18-19	2,65	-0,762	-0,848	-0,607	0,607
	19-20	2,65	-0,848	-1,359	-0,832	0,832

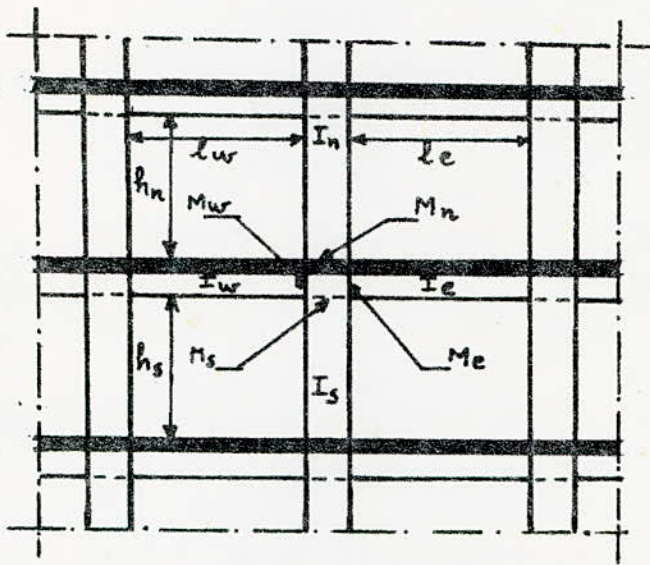
## SOUS LES CHARGES VERTICALES

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de CAQUOT exposée à l'annexe A du CCBA 68

Les portiques constituant l'ossature sont soumis à :

- leur poids propre.
- au poids propre des planchers qu'ils supportent.
- aux surcharges transmises par les planchers.
- aux surcharges d'origine sismique qu'on ne considère pas pour notre cas (seismicité nulle).

Exposé de la méthode de CAQUOT :



La méthode de CAQUOT est applicable pour notre cas; car on a des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis.

On considère des hauteurs fictives des poteaux :

- $h'_n = 0,9 \cdot h_n$  si le nœud considéré appartient à l'avant-dernier plancher avec  $h_n =$  hauteur libre
- $h'_n = 0,8 \cdot h_n$  pour les autres cas
- $h'_s = 0,8 \cdot h_s$  pour les poteaux encastres aux fondations

On considère aussi des travées fictives  $l'_e$  et  $l'_w$ .

a) Pour les travées intermédiaires :

$$l'_w = 0,8 \cdot l_w$$

$$l'_e = 0,8 \cdot l_e$$

avec :  $l_w$  : portée libre de la travée de gauche (entre nus)

$l_e$  : portée libre de la travée de droite (entre nus)

$l'_w$  : longueur fictive de la travée à gauche de l'appui considéré

$l'_e$  : longueur fictive de la travée à droite de l'appui considéré

Soit :

$q_w$  : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche ( $q_e$  sur la travée de droite)

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

On pose :  $M'_w = q_w \cdot \frac{l_w^2}{8,5} + l'_w \cdot \sum k_w \cdot Q_w$

$M'_e = q_e \cdot \frac{l_e^2}{8,5} + l'_e \cdot \sum k_e \cdot Q_e$

$k_w$  et  $k_e$  sont donnés par l'18,5 échelle fonctionnelle en fct de  $\frac{a_w}{l'_w}$  et  $\frac{a_e}{l'_e}$   
 Soit :  $I_e ; I_w ; I_s ; I_n$  respectivement les moments d'inertie de la travée de droite, de la travée de gauche du poteau inférieur et du poteau supérieur.

on pose :  $k_w = \frac{I_w}{l'_w} ; k_e = \frac{I_e}{l'_e} ; k_s = \frac{I_s}{h_s} ; k_n = \frac{I_n}{h_n}$

$D = k_w + k_e + k_s + k_n$

les moments dans les sections dangereuses (rus des appuis) sont en valeur absolue.

— Au ru de l'appui dans la travée de gauche :  $M_w = M'_e \cdot \frac{k_w}{D} + M'_w (1 - \frac{k_w}{D})$

— Au ru de l'appui dans la travée de droite :  $M_e = M'_e (1 - \frac{k_e}{D}) + M'_w \cdot \frac{k_e}{D}$

— Au ru inférieur des poutres dans le poteau inférieur :  $M_s = \frac{k_s}{D} (M'_e - M'_w)$

— Au ru supérieur du plancher dans le poteau supérieur :  $M_n = \frac{k_n}{D} (M'_e - M'_w)$

Pour les traverses, les moments  $M_e$  et  $M_w$  sont négatifs. Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues  $M'_e$  et  $M'_w$ ; la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

b) Pour les traverses de rive : (sans consoles)

— Noeud de rive :

•  $l'_w = 0,8 \cdot l_w$  (noeud de droite)

•  $l'_e = 0,8 \cdot l_e$  (noeud de gauche)

— Noeud voisin du noeud de rive :

•  $l'_w = x \cdot l_w$  ;  $x$  est compris entre 0,8 et 1.

avec  $x = 0,8$  pour  $(k_s + k_n > 1,5 k_e)$  noeud de rive de droite

et  $x = (1 - \frac{k_s + k_n}{1,5 k_e})$  pour  $(k_s + k_n < 1,5 k_e)$  noeud de rive de gauche.

Moments :

• noeud de rive gauche :  
 $M_e = M'_e (1 - \frac{k_e}{D})$

• noeud de rive de droite :  
 $M_w = M'_w (1 - \frac{k_w}{D})$

$M_s = M'_e \cdot \frac{k_s}{D}$

$M_s = M'_w \cdot \frac{k_s}{D}$

$M_n = M'_e \cdot \frac{k_n}{D}$

$M_n = M'_w \cdot \frac{k_n}{D}$

• noeud voisin du noeud de rive :

$M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_w (1 - \frac{k_w}{D}) ; M_s = \frac{k_s}{D} (M'_e - M'_w)$

$M_e = M'_e (1 - \frac{k_e}{D}) + M'_w \cdot \frac{k_e}{D} ; M_n = \frac{k_n}{D} (M'_e - M'_w)$

c) Cas d'une seule travée :



Soit :

- $q$  : la charge uniformément répartie par unité de longueur.
- $Q$  : une charge concentrée appliquée à la distance "a" de l'appui sur lequel on calcule le moment.
- $l$  : la portée de la poutre entre deux intérieurs des l'appuis.
- $I$  : Son moment d'inertie supposé constant.
- $I_n$  : le moment d'inertie du poteau supérieur.
- $I_s$  : le moment d'inertie du poteau inférieur

On pose :

$$k = \frac{I}{l} ; k_n = \frac{I_n}{h'_n} ; k_s = \frac{I_s}{h'_s}$$

Les moments dans les sections dangereuses sont :

- Au nu intérieur de l'appui, dans la poutre :  $M = M' \cdot \frac{(k_s + k_n)}{k + 1,56(k_s + k_n)}$

- Au nu inférieur de la poutre, dans le poteau inférieur :

$$M_s = M' \cdot \frac{k_s}{k + 1,56(k_s + k_n)}$$

- Au nu supérieur du plancher, dans le poteau supérieur :

$$M_n = M' \cdot \frac{k_n}{k + 1,56(k_s + k_n)}$$

avec  $M' = \frac{q \cdot l^2}{8,5} + l \cdot \sum k \cdot Q$

d) Traveés de rive (avec consoles) :

- Nœud de rive : le nœud de rive est étudié en faisant  $K_w = 0$  dans les formules données en a) et en y substituant  $M_{w1}$  à  $M'_w$ .

$M_{w1}$  : moment isostatique de la console au nu de l'appui (en valeur absolue)

On suppose que la valeur algébrique de  $M_{w2}$  est négative c.à.d que la face supérieure de la console est tendue au voisinage de l'appui.

Dans le cas contraire, on changera de signe.

on a donc :

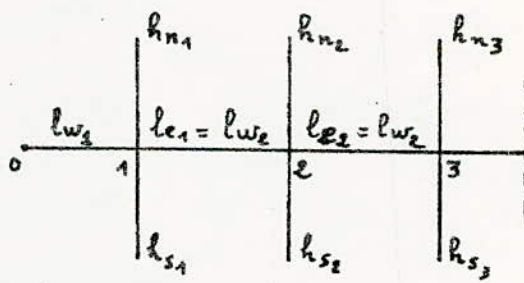
$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right) + M_{w1} \cdot \frac{K_{e1}}{D_1}$$

$$M_{s1} = (M'_{e1} - M_{w1}) \cdot \frac{K_{s1}}{D_1}$$

$$M_{n1} = (M'_{e1} - M_{w1}) \cdot \frac{K_{n1}}{D_1}$$

avec  $M'_{e1} = \left(\frac{q \cdot l_e^2}{8,5}\right)_{\text{nœud 1}} + (l'_e \sum k_e \cdot Q_e)_{\text{nœud 2}}$

$$D_1 = K_{e1} + K_{s1} + K_{n1} ; K_{e1} = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}} ; K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}} ; K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'_{n1}}$$



- Nœud voisin du nœud de rive :

la longueur  $l'_{w2}$  de la traveé fictive de rive est :  $l'_{w2} = \alpha_1 \cdot l_{w2}$  avec  $\alpha_1$  compris entre 0,8 et 1.

$$\alpha_1 = 0,8 \text{ pour } K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{e2}$$

$$\alpha_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 \cdot K_{e2}} \text{ pour } K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e2}$$

Dans ces expressions, les  $K$  sont relatifs au nœud de rive 1.

La longueur  $l'_{e2} = 0,8 \cdot l_{e2}$  (si la traveé n'est pas de rive)

Dans le cas contraire,  $l'_{e2} = \alpha_3 \cdot l_{e2}$  où  $0,8 \leq \alpha_3 \leq 1$ .

$X_3 = 0,8$  pour  $K_{S3} + K_{N3} \geq 1,5 K_{W3}$

$X_3 = 1 - \frac{K_{S3} + K_{N3}}{715 \cdot K_{W3}}$  pour  $K_{S3} + K_{N3} < 1,5 K_{W3}$

Dans ces expressions, les  $K$  sont relatifs au noeud de rive 3 :

$K_{S3} = \frac{I_{S3}}{h'_{S3}}$  ;  $K_{N3} = \frac{I_{N3}}{h'_{N3}}$  ;  $K_{W3} = \frac{I_{W3}}{l'_{W3}}$  ( $l'_{W3} = 0,8 l_{W3} = 0,8 l_{e2}$ )

On a donc :

$M'_w = M'_{W2} - \frac{1}{2,125} \cdot \frac{K_{e1}}{D_1} \cdot M_{W1}$  avec  $M'_{W2} = \left( \frac{q_w \cdot l_w^2}{8,5} \right)_{\text{noeud 2}} + (l'_w \sum k_w \cdot Q_w)_{\text{noeud 2}}$

et  $D_1 = K_{e1} + K_{S1} + K_{N1}$ .

Moments dans les poteaux :

On admet que les points de moments nuls dans les poteaux se trouvent à  $h_n$  au dessus du plancher et  $h_s$  au dessous du niveau fissure des poutres.

Efforts tranchants dans les poteaux - efforts normaux dans les poutres :

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

CALCUL des efforts tranchants dans les poutres :

Méthode de calcul :

Conformément à l'annexe A13 du CCBA 68, les efforts tranchants sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée.

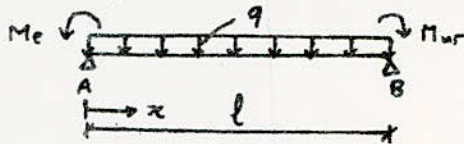
$(\sum M)_B = 0 \rightarrow R_A = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$

l'équation de l'effort tranchant sera :

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

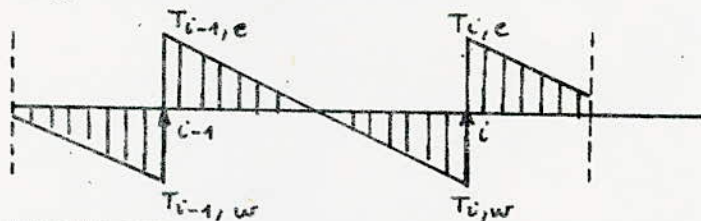
l'effort tranchant aux appuis sera :

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



Efforts normaux apportés par les poutres aux poteaux :

Ces efforts sont déterminés à partir des efforts tranchants obtenus dans les poutres ; ainsi dans le cas de charges verticales, donnant le diagramme des efforts tranchants ci-dessous, les réactions au niveau des appuis  $i-1, i$  donnent des efforts de compression dans les poteaux.



$N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,w}$
$N_i = T_{i,e} - T_{i,w}$

$T_{i-1,e}$  ;  $T_{i-1,w}$  ;  $T_{i,e}$  ;  $T_{i,w}$  sont en valeurs algébriques.

Determination de G et P pour les différents portiques:

Portique longitudinal:

Surface revenant à ce portique:  $S = 97$ ,  
Niveau IX: Plancher terrasse:

$$G = 543 \text{ kg/m}^2; \quad P = 100 \text{ kg/m}^2$$

• Charges permanentes:

- plancher:  $543 \cdot 97,2 = 52779,6 \text{ kg}$
- acrotère:  $346 \cdot 2 \cdot (3,6 + 3) + 14,4 \cdot 266 = 8397,6 \text{ kg}$
- Poutres transversales:  $(0,3 \cdot 0,6 \cdot 2500) (6,6 \cdot 4 + 3,6) = 13500 \text{ kg}$
- Poutres longitudinales:  $(0,3 \cdot 0,6 \cdot 2500) (19,2 + 8,4 + 3 + 2,4) = 14850$
- Poutrelles:  $7689,6 \text{ kg}$

• Surcharges d'exploitation:

$$P = 100 \times 97,2 = 9720 \text{ kg} \rightarrow$$

$G = 97216,8 \text{ kg}$
$P = 9720 \text{ kg}$

Niveaux III et II: Plancher courant:

$$G = 528 \text{ kg/m}^2; \quad P = 250 \text{ kg/m}^2$$

• Charges permanentes:

- plancher:  $528 \cdot 97,2 = 51321,6 \text{ kg}$
- poutres transversales:  $13500 \text{ kg}$
- poutres longitudinales:  $14850 \text{ kg}$
- poutrelles:  $7689,6 \text{ kg}$
- Balcons:  $346 (3,6 \cdot 2 + 3 \cdot 2) = 4567,2 \text{ kg}$
- Murs:  $11095,86 \text{ kg}$
- poteaux:  $9371,20 \text{ kg}$

$G = 112395 \text{ kg}$
-------------------------

• Surcharges d'exploitation:

$$P = 250 \times 97,2 = 24300 \text{ kg} \rightarrow$$

$P = 24300 \text{ kg}$
------------------------

Niveau I - Rez-de chaussée:

$$G = 528 \text{ kg/m}^2; \quad P = 250 \text{ kg/m}^2$$

• Charges permanentes:

- Plancher:  $51321,6 \text{ kg}$
- Poutres transversales:  $13500 \text{ kg}$
- Poutres longitudinales:  $14850 \text{ kg}$
- Poutrelles:  $7689,6 \text{ kg}$
- Balcons:  $3529,2 \text{ kg}$
- Murs:  $14359,2 \text{ kg}$
- poteaux:  $12127,4 \text{ kg}$

$G = 117377 \text{ kg}$
-------------------------

• Sur charges d'exploitation:

$$P = 250 \times 97,2 = 24300 \rightarrow$$

$P = 24300 \text{ kg}$
------------------------

Portique transversal :

Surface revenant à ce portique :

$S = 46,86 \text{ m}^2$  (terrace, niveaux III, II)

$S = 43,92 \text{ m}^2$  (Rez-de-chaussée).

Niveau II - Terrasse :

$G = 543 \text{ kg/m}^2$  ;  $P = 100 \text{ kg/m}^2$ .

• Charges permanentes :

- plancher :  $543 \cdot 46,86 = 25445 \text{ kg}$
- Acrotère :  $0,8 \cdot 346 + 12,6 \cdot 266 = 3628,4 \text{ kg}$
- Poutres transversales :  $14,6 \cdot 0,3 \cdot 0,6 \cdot 2500 = 6570 \text{ kg}$
- Poutres longitudinales :  $19,8 \cdot 0,3 \cdot 0,6 \cdot 2500 = 8910 \text{ kg}$
- Poutrelles :  $73,5 \cdot 48 = 3528 \text{ kg}$

$G = 48081 \text{ kg}$

• Surcharges d'exploitation :

$P = 100 \cdot 46,86 = 4686 \text{ kg} \rightarrow$

$P = 4686 \text{ kg}$

Niveau III et II : plancher courant :

$G = 528 \text{ kg/m}^2$  ;  $P = 250 \text{ kg/m}^2$

• Charges permanentes :

- plancher :  $528 \cdot 46,86 = 24742 \text{ kg}$
- poutres transversales :  $= 6570 \text{ kg}$
- poutres longitudinales :  $= 8910 \text{ kg}$
- poutrelles :  $= 3528 \text{ kg}$
- Balcons :  $= 276,8 \text{ kg}$
- Murs :  $13,2 \cdot 3,06 \cdot 459 = 18540 \text{ kg}$
- poteaux :  $5 \cdot 0,35^2 \cdot 3,06 \cdot 2500 = 4685 \text{ kg}$

$G = 67251 \text{ kg}$

• Surcharges d'exploitation :

$P = 250 \cdot 46,86 = 11715 \text{ kg} \rightarrow$

$P = 11715 \text{ kg}$

Niveau I : Rez-de-chaussée :

$G = 528 \text{ kg/m}^2$  ;  $P = 250 \text{ kg/m}^2$

• Charges permanentes :

- plancher :  $528 \cdot 43,92 = 23189 \text{ kg}$
- poutres transversales :  $= 5625 \text{ kg}$
- poutres longitudinales :  $= 5940 \text{ kg}$
- poutrelles :  $= 3360 \text{ kg}$
- Murs :  $13,2 \cdot 3,96 \cdot 459 = 23992 \text{ kg}$
- poteaux :  $5 \cdot 0,35^2 \cdot 3,96 \cdot 2500 = 6063 \text{ kg}$

$G = 68169 \text{ kg}$

• Surcharges d'exploitation :

$P = 250 \cdot 43,92 = 10980 \text{ kg} \rightarrow$

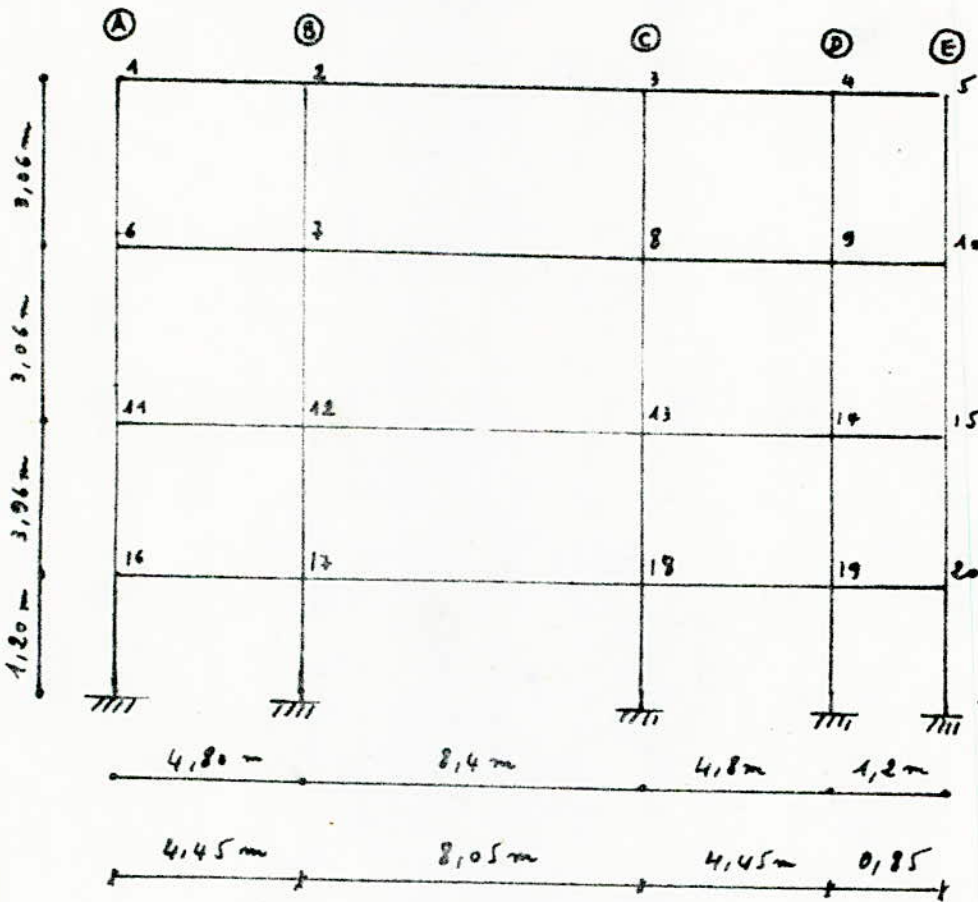
$P = 10980 \text{ kg}$

Tableau récapitulatif des charges verticales de G et P pour les différents portiques :

Niveau	Portique longitudinal		Portique transversal	
	G (t/ml)	P (t/ml)	G (t/ml)	P (t/ml)
IV	5,06	0,51	3,29	0,32
III	5,85	1,26	4,61	0,80
II	5,85	1,26	4,61	0,80
I	6,11	1,26	5,16	0,83

Schemas des portiques :

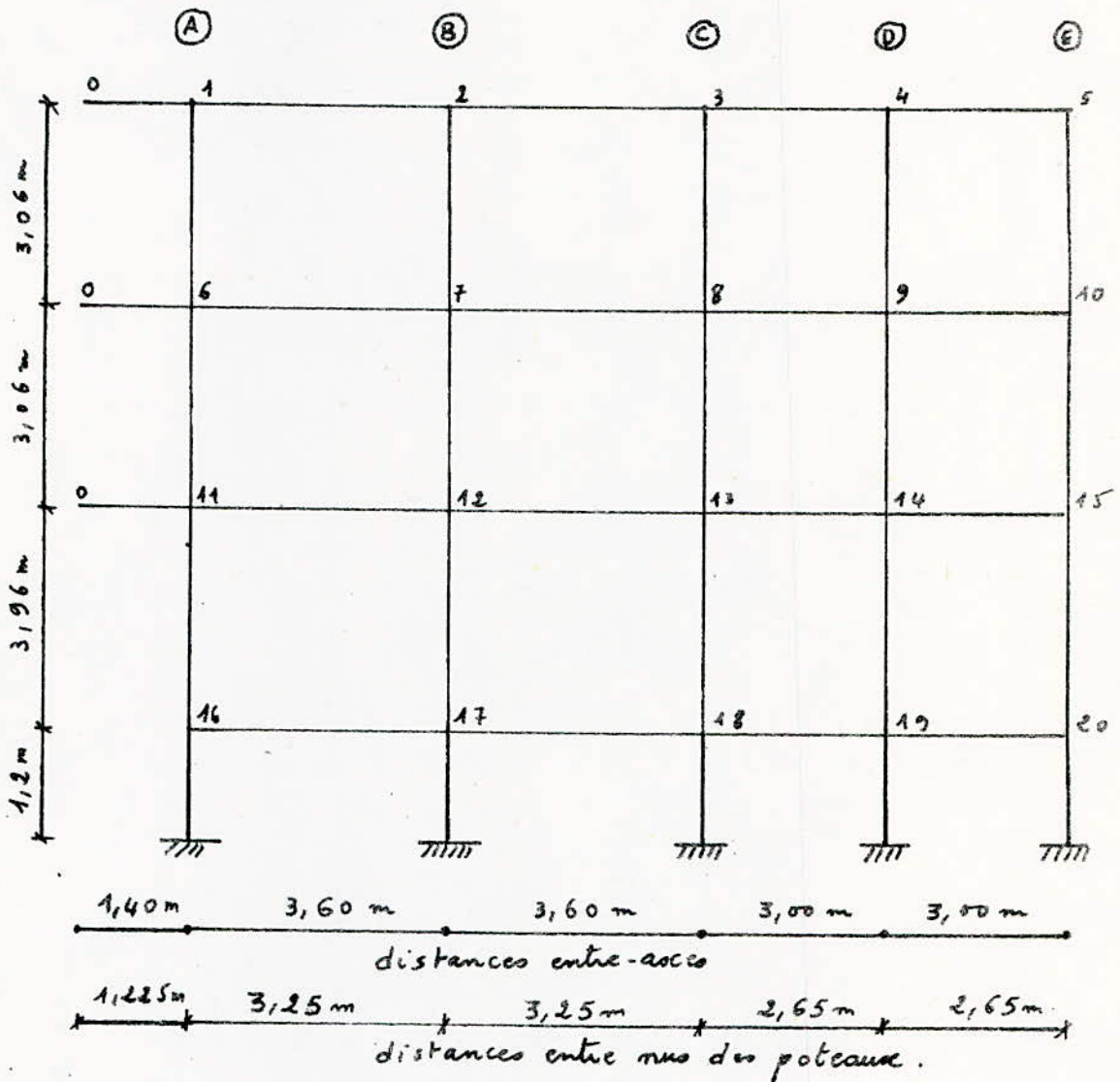
Portique longitudinal :



distances entre-axes.

distance entre nus des poteaux.

Portique transversal:



N. B.:

Les portées des poteaux et des poutres qui seront prises en compte sont des portées libres entre nus d'appuis.

Les lettres (A), (B), (C), (D), (E) désignent les files.  
Les chiffres 1, 2, ..., 20 désignent les nœuds.

# Caracteristiques Geometriques du PL

Niveau	Nord	$R_{ur}(m)$	$R_e(m)$	$R_m(m)$	$R_s(m)$	$I_e = I_{ur} \times 10^{-4} \frac{cm^4}{cm^2}$	$I_n = I_s \times 10^{-4} \frac{cm^4}{cm^2}$	$R'_{ur}(m)$	$R'_e(m)$	$R'_m(m)$	$R'_s(m)$	$K_{ur} \times 10^{-2} \frac{cm^2}{cm^2}$	$K_e \times 10^{-2} \frac{cm^2}{cm^2}$	$K_m \times 10^{-2} \frac{cm^2}{cm^2}$	$K_s \times 10^{-2} \frac{cm^2}{cm^2}$	$D_{10^4} \frac{cm^4}{cm^2}$	$\chi$
IV	1	4,45	4,45	3,06	3,06	54	42,5	3,156	3,56	2,75	2,44	42,73	45,16	5,12	5,12	20,28	
	2	4,45	8,05	3,06	3,06	54	42,5	4,124	6,44	2,75	2,44	42,73	8,38	5,12	5,12	26,23	0,954
	3	8,05	4,45	3,06	3,06	54	42,5	6,44	3,56	2,75	2,44	8,38	45,16	5,12	5,12	28,16	
	4	4,45	0,85	3,06	3,06	54	42,5	3,56	0,84	2,75	2,44	45,16	64,28	5,12	5,12	84,56	0,994
	5	0,85	4,45	3,06	3,06	54	42,5	0,68	3,56	2,75	2,44	79,41	45,16	5,12	5,12	84,53	
III	6	4,45	4,45	3,06	3,06	54	42,5	3,56	2,75	2,44	42,73	45,16	4,54	5,12	5,12	24,82	
	7	4,45	8,05	3,06	3,06	54	42,5	4,07	6,44	2,75	2,44	43,26	8,38	4,54	5,12	34,30	0,945
	8	8,05	4,45	3,06	3,06	54	42,5	6,44	3,56	2,75	2,44	8,38	45,16	4,54	5,12	33,2	
	9	4,45	0,85	3,06	3,06	54	42,5	3,56	0,83	2,75	2,44	45,16	65,06	4,54	5,12	89,88	0,983
	10	0,85	4,45	3,06	3,06	54	42,5	0,68	3,56	2,75	2,44	79,44	45,16	4,54	5,12	89,07	
II	11	4,45	4,45	3,06	3,96	54	42,5	3,56	2,44	3,16	3,16	43,20	8,38	5,12	3,95	24,23	
	12	4,45	8,05	3,06	3,96	54	42,5	4,09	6,44	3,16	3,16	43,20	8,38	5,12	3,95	30,65	0,920
	13	8,05	4,45	3,06	3,96	54	42,5	6,44	3,56	3,16	3,16	8,38	45,16	5,12	3,95	32,61	
	14	4,45	0,85	3,06	3,96	54	42,5	3,56	0,83	3,16	3,16	45,16	65,06	5,12	3,95	89,29	0,984
	15	0,85	4,45	3,06	3,96	54	42,5	0,68	3,56	3,16	3,16	79,44	45,16	5,12	3,95	88,48	
I	16	4,45	4,45	3,96	4,20	54	42,5	3,77	3,56	3,16	0,96	4,32	8,38	3,95	3,95	32,13	
	17	4,45	8,05	3,96	4,20	54	42,5	6,44	6,44	3,16	0,96	4,32	8,38	3,95	3,95	39,67	0,849
	18	8,05	4,45	3,96	4,20	54	42,5	3,56	3,56	3,16	0,96	8,38	45,16	3,95	3,95	40,54	
	19	4,45	0,85	3,96	4,20	54	42,5	3,56	0,82	3,16	0,96	45,16	65,85	3,95	3,95	97,88	0,974
	20	0,85	4,45	3,96	4,20	54	42,5	0,68	3,56	3,16	0,96	79,44	45,16	3,95	3,95	96,38	

# Moments sous Gdu PL

Niveau	Poutre	Q <sub>g</sub> (kN/m)	Q <sub>e</sub> (kN/m)	M <sub>g</sub> (kNm)	M <sub>e</sub> (kNm)	M <sub>ur</sub> (kNm)	M <sub>o</sub> (kNm)	M <sub>m</sub> (kNm)	M <sub>s</sub> (kNm)
IV	1	/	5,06	/	3,54	/	1,90	/	4,90
	2	5,06	5,06	10,70	24,68	13,48	20,24	/	2,72
	3	5,06	5,06	24,68	3,54	49,66	16,60	/	-2,06
	4	5,06	5,06	3,54	0,42	6,26	5,83	/	-0,43
	5	5,06	5,06	0,22	/	9,046	/	/	-0,016
	6	/	5,85	/	8,72	/	3,39	4,59	4,79
	7	5,85	5,85	14,40	28,54	48,66	23,95	2,48	2,80
	8	5,85	5,85	28,54	8,72	23,53	17,77	-2,74	-3,05
	9	5,85	5,85	8,72	0,47	7,32	6,44	-0,44	-0,47
	10	5,85	5,85	0,34	/	0,03	/	-0,046	-0,018
III	11	/	5,85	/	8,72	/	3,26	4,84	4,42
	12	5,85	5,85	44,54	28,54	48,84	22,88	2,84	2,19
	13	5,85	5,85	28,54	8,72	23,44	17,93	-3,44	-2,40
	14	5,85	5,85	8,72	0,47	7,32	6,48	-0,47	-0,37
	15	5,85	5,85	0,34	/	0,034	/	-0,018	-0,004
	16	/	6,44	/	9,44	/	4,84	4,42	3,69
	17	6,44	6,44	10,24	29,84	17,28	25,66	1,95	6,43
	18	6,44	6,44	29,84	9,44	25,52	16,85	-2,02	-6,65
	19	6,44	6,44	9,44	0,48	7,77	6,28	-0,34	-1,14
	20	6,44	6,44	0,33	/	0,058	/	-0,013	-0,004
II	21	/	6,44	/	9,44	/	4,84	4,42	3,69
	22	6,44	6,44	44,54	28,54	48,84	22,88	2,84	2,19
	23	6,44	6,44	28,54	8,72	23,44	17,93	-3,44	-2,40
	24	6,44	6,44	8,72	0,47	7,32	6,48	-0,47	-0,37
	25	6,44	6,44	0,33	/	0,034	/	-0,018	-0,004
	26	/	6,44	/	9,44	/	4,84	4,42	3,69
	27	6,44	6,44	10,24	29,84	17,28	25,66	1,95	6,43
	28	6,44	6,44	29,84	9,44	25,52	16,85	-2,02	-6,65
	29	6,44	6,44	9,44	0,48	7,77	6,28	-0,34	-1,14
	30	6,44	6,44	0,33	/	0,058	/	-0,013	-0,004
I	31	/	6,44	/	9,44	/	4,84	4,42	3,69
	32	6,44	6,44	44,54	28,54	48,84	22,88	2,84	2,19
	33	6,44	6,44	28,54	8,72	23,44	17,93	-3,44	-2,40
	34	6,44	6,44	8,72	0,47	7,32	6,48	-0,47	-0,37
	35	6,44	6,44	0,33	/	0,034	/	-0,018	-0,004
	36	/	6,44	/	9,44	/	4,84	4,42	3,69
	37	6,44	6,44	10,24	29,84	17,28	25,66	1,95	6,43
	38	6,44	6,44	29,84	9,44	25,52	16,85	-2,02	-6,65
	39	6,44	6,44	9,44	0,48	7,77	6,28	-0,34	-1,14
	40	6,44	6,44	0,33	/	0,058	/	-0,013	-0,004

# Moments sous Pdu PL

Niveau	Poutre	Q <sub>g</sub> (kN)	Q <sub>e</sub> (kN)	M <sub>g</sub> (kNm)	M <sub>e</sub> (kNm)	M <sub>ur</sub> (kNm)	M <sub>o</sub> (kNm)	M <sub>m</sub> (kNm)	M <sub>s</sub> (kNm)
IV	1	/	0,54	/	0,76	/	0,49	/	0,19
	2	0,54	0,54	1,07	2,48	0,36	2,03	/	0,27
	3	0,54	0,54	2,08	0,76	1,97	1,67	/	-0,20
	4	0,54	0,54	0,76	0,04	0,63	0,58	/	-0,04
	5	0,54	0,54	0,27	/	0,0016	/	/	-0,0016
	6	/	1,26	/	1,87	/	0,72	0,34	0,38
	7	1,26	1,26	2,45	6,14	4,04	5,45	0,53	0,60
	8	1,26	1,26	6,14	1,87	5,06	3,82	-0,58	-0,65
	9	1,26	1,26	1,87	0,40	1,57	1,38	-0,09	-0,1
	10	1,26	1,26	0,058	/	0,06	/	-0,003	-0,004
III	11	/	1,26	/	1,87	/	0,70	0,39	0,80
	12	1,26	1,26	2,48	6,14	4,056	5,14	0,64	0,47
	13	1,26	1,26	6,14	1,87	5,04	3,85	-0,67	-0,54
	14	1,26	1,26	1,87	0,40	1,57	1,39	-0,10	-0,08
	15	1,26	1,26	0,44	/	0,014	/	-0,008	-0,006
	16	/	1,26	/	1,87	/	0,98	0,23	0,75
	17	1,26	1,26	2,10	6,14	3,55	5,28	0,40	1,32
	18	1,26	1,26	6,14	1,87	5,26	3,46	-0,41	-1,37
	19	1,26	1,26	1,87	0,40	1,59	1,29	-0,07	-0,28
	20	1,26	1,26	0,068	/	0,042	/	-0,002	-0,007
II	21	/	1,26	/	1,87	/	0,98	0,23	0,75
	22	1,26	1,26	44,54	28,54	48,84	22,88	2,84	2,19
	23	1,26	1,26	28,54	8,72	23,44	17,93	-3,44	-2,40
	24	1,26	1,26	8,72	0,47	7,32	6,48	-0,47	-0,37
	25	1,26	1,26	0,33	/	0,034	/	-0,018	-0,004
	26	/	1,26	/	1,87	/	0,98	0,23	0,75
	27	1,26	1,26	10,24	29,84	17,28	25,66	1,95	6,43
	28	1,26	1,26	29,84	9,44	25,52	16,85	-2,02	-6,65
	29	1,26	1,26	9,44	0,48	7,77	6,28	-0,34	-1,14
	30	1,26	1,26	0,33	/	0,058	/	-0,013	-0,004
I	31	/	1,26	/	1,87	/	0,98	0,23	0,75
	32	1,26	1,26	44,54	28,54	48,84	22,88	2,84	2,19
	33	1,26	1,26	28,54	8,72	23,44	17,93	-3,44	-2,40
	34	1,26	1,26	8,72	0,47	7,32	6,48	-0,47	-0,37
	35	1,26	1,26	0,33	/	0,034	/	-0,018	-0,004
	36	/	1,26	/	1,87	/	0,98	0,23	0,75
	37	1,26	1,26	10,24	29,84	17,28	25,66	1,95	6,43
	38	1,26	1,26	29,84	9,44	25,52	16,85	-2,02	-6,65
	39	1,26	1,26	9,44	0,48	7,77	6,28	-0,34	-1,14
	40	1,26	1,26	0,33	/	0,058	/	-0,013	-0,004



Sous G

Efforts Tranchants du PL

Sous P

Niveau	Tranche	q (t/m)	N <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>ur</sub> (t.m)	T (α=0)	T (α=θ)
					(t)	(t)
IV	1-2	5,06	1,90	17,48	7,75	-14,75
	2-3	5,06	20,24	19,66	20,143	-20,30
	3-4	5,06	16,60	6,24	13,60	-8,92
	4-5	5,06	5,83	0,046	8,99	4,68
	6-7	5,85	3,39	18,66	9,58	-16,44
III	7-8	5,85	23,95	23,53	23,60	-23,50
	8-9	5,85	17,77	7,32	15,36	-10,66
	9-10	5,85	6,44	0,03	10,02	5,05
	11-12	5,85	3,26	18,84	9,54	-16,54
	12-13	5,85	23,88	23,44	23,60	-23,50
II	13-14	5,85	17,93	7,32	15,40	-10,63
	14-15	5,85	6,48	0,034	10,07	5,10
	16-17	6,14	4,84	17,28	10,80	-16,40
	17-18	6,14	25,66	25,52	24,64	-24,57
	19-20	6,14	16,85	7,77	15,63	-11,55
I	20-21	6,14	6,28	0,058	9,94	4,72

Niveau	Tranche	q (t/m)	N <sub>e</sub> (t.m)	M <sub>ur</sub> (t.m)	T (α=0)	T (α=θ)
					(t.m)	(t.m)
IV	1-2	0,54	0,19	0,136	1,10	-1,17
	2-3	0,54	2,03	1,97	2,06	-2,04
	3-4	0,54	1,67	0,63	1,36	-0,90
	4-5	0,54	0,58	0,0016	0,89	0,46
	6-7	1,26	0,72	4,04	2,06	-3,54
III	7-8	1,26	5,45	5,06	5,08	-5,06
	8-9	1,26	3,82	1,57	3,30	-2,3
	9-10	1,26	1,38	0,06	2,08	1,017
	11-12	1,26	0,70	4,05	2,05	-3,55
	12-13	1,26	5,14	5,04	5,08	-5,06
II	13-14	1,26	3,85	1,57	3,34	-2,30
	14-15	1,26	1,39	0,044	2,15	1,08
	16-17	1,26	0,98	3,55	2,22	-3,38
	17-18	1,26	5,28	5,25	5,07	-5,06
	18-19	1,26	3,46	1,59	3,22	-2,38
I	19-20	1,26	1,29	0,042	2,04	0,96

# Caracteristiques Geometriques du PI

Mod	Niveau	$l_w$ (m)	$l_e$ (m)	$h_m$ (m)	$h_s$ (m)	$I_e = I_w \times 10^{-4} \text{cm}^4$	$I_m = I_s \times 10^{-4} \text{cm}^4$	$l'_w$ (m)	$l'_e$ (m)	$h'_m$ (m)	$h'_s$ (m)	$K_w \times 10^{-3} \text{cm}^3$	$K_e \times 10^{-3} \text{cm}^3$	$K_m \times 10^{-3} \text{cm}^3$	$K_s \times 10^{-3} \text{cm}^3$	$D_x \times 10^{-3} \text{cm}^3$	$\chi$	
IV	1	1,125	3,25	/	3,06	54	12,5	0,98	2,60	/	2,44	/	20,77	20,77	/	5,12	25,89	/
	2	3,25	3,25	/	3,06	54	12,5	3,44	2,60	/	3,44	/	47,19	20,77	/	5,12	43,08	0,967
	3	3,25	2,65	/	3,06	54	12,5	2,6	2,12	/	2,44	/	20,77	25,47	/	5,12	54,36	/
	4	2,65	2,65	/	3,06	54	12,5	2,42	2,57	/	2,44	/	25,47	21,01	/	5,12	54,60	0,973
	5	2,65	/	/	3,06	54	12,5	2,12	/	/	2,44	/	25,47	/	/	5,12	30,59	/
III	6	1,125	3,25	3,06	3,06	54	12,5	0,98	2,60	2,75	2,44	/	20,77	4,54	5,12	30,43	/	
	7	3,25	3,25	3,06	3,06	54	12,5	3,04	2,60	2,75	2,44	47,76	20,77	4,54	5,12	48,19	0,938	
	8	3,25	2,65	3,06	3,06	54	12,5	2,6	2,12	2,75	2,44	20,77	25,47	4,54	5,12	55,90	/	
	9	2,65	2,65	3,06	3,06	54	12,5	2,42	2,57	2,75	2,44	25,47	24,54	4,54	5,12	56,64	0,949	
	10	2,65	/	3,06	3,06	54	12,5	2,12	/	2,75	2,44	25,47	/	4,54	5,12	35,13	/	
II	11	1,125	3,25	3,06	3,96	54	12,5	0,98	2,60	2,44	3,16	/	20,77	5,12	3,95	29,84	/	
	12	3,25	3,25	3,06	3,96	54	12,5	3,05	2,60	2,44	3,16	47,70	20,77	5,12	3,95	47,54	0,944	
	13	3,25	2,65	3,06	3,96	54	12,5	2,60	2,12	2,44	3,16	20,77	25,47	5,12	3,95	55,34	/	
	14	2,65	2,65	3,06	3,96	54	12,5	2,12	2,52	2,44	3,16	25,47	24,42	5,12	3,95	55,96	0,952	
	15	2,65	/	3,06	3,96	54	12,5	2,12	/	2,44	0,96	25,47	/	5,12	3,95	34,54	/	
I	16	1,125	3,25	3,96	4,20	54	12,5	0,98	2,60	3,16	3,96	/	20,77	45,16	43,02	48,95	/	
	17	3,25	3,25	3,96	4,20	54	12,5	2,66	2,60	3,16	0,96	20,30	20,77	45,16	43,02	69,25	0,949	
	18	3,05	2,65	3,96	4,20	54	12,5	2,60	2,42	3,16	0,96	20,77	25,47	45,16	43,02	74,42	/	
	19	2,65	2,65	3,96	4,20	54	12,5	2,12	2,25	3,16	0,96	25,47	24,00	45,16	43,02	77,65	0,852	
	20	2,65	/	3,96	4,20	54	12,5	2,12	/	3,16	0,96	25,47	/	45,16	43,02	73,65	/	

Moments sous GduPT

Moments sous P du PT

Niveau	Noeud	$q_{UF}$ (t/m)	$q_{E}$ (t/m)	$M_{UR}$ (t.m)	$M_{E}$ (t.m)	$M_{UR}$ (t.m)	$M_{E}$ (t.m)	$M_{UR}$ (t.m)	$M_{E}$ (t.m)	$M_{UR}$ (t.m)	$M_{E}$ (t.m)	$M_{UR}$ (t.m)	$M_{E}$ (t.m)
IV	1	3,29	3,29	2,46	4,08	2,46	2,78					0,32	
	2	3,29	3,29	3,81	2,61	3,33	3,18					-0,14	
	3	3,29	3,29	2,61	1,74	2,25	2,17					-0,09	
	4	3,29	3,29	1,74	2,55	2,44	2,22					0,08	
	5	3,29		1,74		0,29						-0,29	
III	6	4,61	4,61	3,45	5,72	3,45	4,17	0,34			0,38		
	7	4,61	4,61	5,04	3,66	4,51	4,24	-0,12			-0,14		
	8	4,61	4,61	3,66	2,43	3,20	3,00	-0,10			-0,11		
	9	4,61	4,61	2,43	3,41	2,87	3,03	0,08			0,09		
	10	4,61		2,43		0,66					-0,34		-0,35
II	11	4,61	4,61	3,45	5,72	3,45	4,14	0,39			0,30		
	12	4,61	4,61	5,04	3,66	4,52	4,26	-0,15			-0,14		
	13	4,61	4,61	3,66	2,43	3,19	3,00	-0,11			-0,08		
	14	4,61	4,61	2,43	3,44	2,89	3,05	0,09			0,07		
	15	4,61		2,43		0,63					-0,36		-0,27
I	16	5,16	5,16	3,87	6,44	3,87	5,33	0,78			0,67		
	17	5,16	5,16	4,29	4,10	4,23	4,15	-0,04			-0,03		
	18	5,16	5,16	4,10	2,72	3,74	3,19	-0,28			-0,24		
	19	5,16	5,16	2,72	3,07	2,83	2,96	0,07			0,06		
	20	5,16		2,72		1,42					-0,77		-0,66

Niveau	Noeud	$q_{UF}$ (t/m)	$q_{E}$ (t/m)	$M_{UR}$ (t.m)	$M_{E}$ (t.m)	$M_{UR}$ (t.m)	$M_{E}$ (t.m)	$M_{UR}$ (t.m)	$M_{E}$ (t.m)	$M_{UR}$ (t.m)	$M_{E}$ (t.m)	$M_{UR}$ (t.m)	$M_{E}$ (t.m)
IV	1	0,32	0,32	0,24	0,39	0,24	0,24					0,03	
	2	0,32	0,32	0,37	0,25	0,32	0,30					-0,014	
	3	0,32	0,32	0,25	0,17	0,21	0,21					-0,008	
	4	0,32	0,32	0,17	0,25	0,21	0,21					0,008	
	5	0,32		0,17		0,03						-0,028	
III	6	0,80	0,80	0,60	0,99	0,60	0,72	0,06			0,06		
	7	0,80	0,80	0,87	0,63	0,78	0,73	-0,022			-0,025		
	8	0,80	0,80	0,63	0,42	0,55	0,51	-0,017			-0,019		
	9	0,80	0,80	0,42	0,59	0,49	0,52	0,013			0,015		
	10	0,80		0,42		0,11					-0,054		-0,064
II	11	0,80	0,80	0,60	0,99	0,60	0,72	0,06			0,05		
	12	0,80	0,80	0,87	0,63	0,78	0,73	-0,026			-0,020		
	13	0,80	0,80	0,63	0,42	0,55	0,51	-0,019			-0,015		
	14	0,80	0,80	0,42	0,59	0,49	0,52	0,015			0,012		
	15	0,80		0,42		0,11					-0,062		-0,048
I	16	0,83	0,83	0,62	1,03	0,62	0,85	0,12			0,11		
	17	0,83	0,83	0,69	0,66	0,68	0,67	-0,006			-0,005		
	18	0,83	0,83	0,66	0,44	0,60	0,51	-0,045			-0,038		
	19	0,83	0,83	0,44	0,49	0,45	0,47	0,009			0,008		
	20	0,83		0,44		0,23					-0,124		-0,106

Sous G ————— Efforts Tranchants du PT ————— Sous P

Niveau	Traverse	q (t/m)	M <sub>G</sub> (t.m)	M <sub>ur</sub> (t.m)	T (x=0) (t)	T (x=l) (t)
IV	0-1	3,29	/	2,46	0,007	-4,023
	1-2	3,29	2,78	3,33	5,477	-5,515
	2-3	3,29	3,18	2,25	5,632	-5,060
	3-4	3,29	2,47	2,44	4,370	-4,348
	4-5	3,29	2,22	0,29	5,087	-3,634
III	0-6	4,61	/	3,45	0,0073	-5,640
	6-7	4,61	4,17	4,54	7,386	-7,595
	7-8	4,61	4,24	3,20	7,844	-7,470
	8-9	4,61	3,00	2,87	6,157	-6,059
	9-10	4,61	3,03	0,66	7,002	-5,214
II	0-11	4,61	/	3,45	0,0073	-5,640
	11-12	4,61	4,14	4,52	7,374	-7,608
	12-13	4,61	4,26	3,49	7,820	-7,462
	13-14	4,61	3,00	2,89	6,149	-6,066
	14-15	4,61	3,05	0,63	7,024	-5,195
I	16-17	5,16	5,33	4,23	8,720	-8,046
	17-18	5,16	4,15	3,71	8,520	-8,249
	18-19	5,16	3,19	2,83	6,972	-6,704
	19-20	5,16	2,96	1,42	7,418	-6,255

Niveau	Traverse	q (t/m)	M <sub>G</sub> (t.m)	M <sub>ur</sub> (t.m)	T (x=0) (t)	T (x=l) (t)
IV	0-1	0,32	/	0,24	0,00008	-0,394
	1-2	0,32	0,27	0,32	0,5046	-0,535
	2-3	0,32	0,30	0,21	0,5476	-0,4923
	3-4	0,32	0,21	0,21	0,4240	-0,424
	4-5	0,32	0,21	0,30	0,3900	-0,4579
III	0-6	0,80	/	0,60	0,0002	-0,9797
	6-7	0,80	0,72	0,78	1,2845	-1,3184
	7-8	0,80	0,73	0,55	1,3553	-1,2446
	8-9	0,80	0,51	0,49	1,0675	-1,0524
	9-10	0,80	0,52	0,11	1,2147	-0,9052
II	0-11	0,80	/	0,60	0,0002	-0,7979
	11-12	0,80	0,72	0,78	1,2845	-1,3184
	12-13	0,80	0,73	0,55	1,3553	-1,2446
	13-14	0,80	0,51	0,49	1,0675	-1,0524
	14-15	0,80	0,52	0,11	1,2147	-0,9052
I	16-17	0,83	0,85	0,68	1,14010	-1,2964
	17-18	0,83	0,67	0,60	1,3702	-1,3276
	18-19	0,83	0,51	0,45	1,2224	-1,0774
19-20	0,83	0,47	0,23	1,1903	-1,0094	

SUPERPOSITION  
DES  
SOLLICITATIONS

# SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations, dites sollicitations totales pondérées de façon ci-après :

les sollicitations totales pondérées du 1<sup>er</sup> genre sont :

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

$$(S'_1) = (G) + (P) + (V) + (T)$$

les sollicitations totales pondérées du 2<sup>ème</sup> genre sont :

$$(S_2) = (G) + 1,5 (P) + 1,5 (V) + (T)$$

$$(S'_2) = (G) + (P) + \gamma_w \cdot (W) + (T)$$

$$(S''_2) = (G) + (P) + (T) + (SI) \text{ où :}$$

$\gamma_w$  dépend des surcharges d'exploitation.

(G) : sollicitation due à la charge permanente.

(P) : sollicitation due aux surcharges d'exploitation y compris leurs migrations éventuelles pour effets dynamiques.

(V) : sollicitation due aux surcharges climatiques normales

(W) : sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes

(T) : sollicitation due aux effets de la température et au retrait.

(SI) : sollicitation due aux séismes.

Pour notre bâtiment, les effets de retrait et de température sont négligés du fait qu'il y a des joints de dilatation prévus dans le bâtiment.

Pour la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre, car généralement cette sollicitation est la plus défavorable.

les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre à considérer sont :

$$\begin{cases} (G) + 1,5 (P) + 1,5 (V) \\ (G) + (P) + \gamma_w \cdot (W) \end{cases} \text{ avec } \gamma_w = 1,10 - 0,15 \cdot \frac{(P_{g, \max})}{(G)} \text{ si } (P_{g, \max} < 0,20 (G))$$

$\gamma_w = 1$  dans le cas contraire.

Dans notre cas,  $\gamma_w = 1$ .

Conclusion : les sollicitations à prendre en compte sont :

$$\begin{array}{l} (G) + 1,2 (P) \quad : \text{ sollicitation du 1<sup>er</sup> genre.} \\ (G) + 1,5 (P) + 1,5 (V) \\ (G) + (P) + (W) \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} (G) + 1,2 (P) \\ (G) + 1,5 (P) + 1,5 (V) \\ (G) + (P) + (W) \end{array}} \right\} : \text{ sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre.}$$

Moments en travée (article A12, CCBA 68) :

Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée "l" avec les charges permanentes puis avec les charges permanentes et les surcharges. Puis on prend comme ligne de fermeture :

— pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis

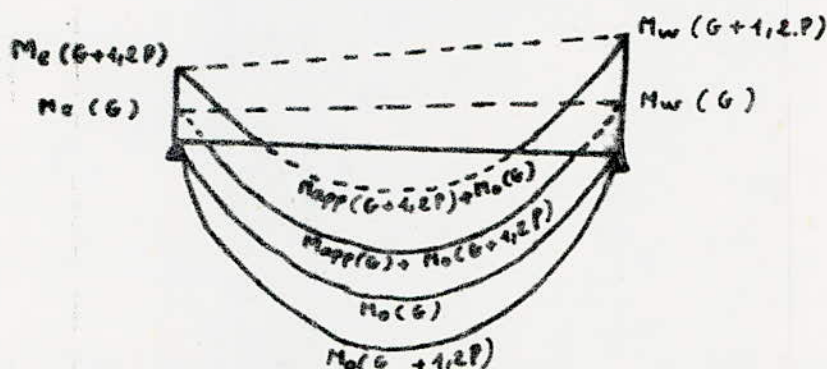
minimales en valeur absolue.

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

et ceci dans chaque de charges en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Exemple:

Soit à calculer le moment en travée sous :  $G+1,2P$ .



$M_0(G+1,2P)$  : moment isostatique sous  $(G+1,2P)$

$M_0(G)$  : moment isostatique sous  $(G)$

le moment en travée sous  $(G+1,2P)$  sera :

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

le moment en appui sera :

$$M_{app} = M_{app}(G) + M_{app}(1,2P) = M_{app}(G+1,2P)$$

Le calcul des moments en travée sera fait sous forme de tableaux pour la partie longitudinal et transversal.

Moment en travée sous  $(\vec{V})$  :

L'expression du moment en travée sous  $\vec{V}$  est donné par :

$$M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$$

On fera le calcul sous forme de tableaux pour les deux portiques.

PL

Moments en Travee

PT

Niveau	Travée	SOUS V <sub>h</sub>			SOUS V <sub>ext</sub>		
		M <sub>el</sub> (t.m)	M <sub>ur</sub> (t.m)	M <sub>c</sub> (t.m)	M <sub>el</sub> (t.m)	M <sub>ur</sub> (t.m)	M <sub>c</sub> (t.m)
IV	1-2	0,754	0,335	0,209	1,32	0,587	0,366
	2-3	0,606	0,606	/	1,062	1,062	/
	3-4	0,335	0,794	0,228	0,587	1,385	0,399
	4-5	0,379	0,754	0,187	0,664	1,32	0,328
	6-7	1,218	0,544	0,338	2,133	0,948	0,593
III	7-9	0,980	0,980	/	1,716	1,716	/
	8-9	0,544	1,278	0,368	0,948	2,237	0,644
	9-10	0,244	1,218	0,487	0,427	2,133	0,853
II	11-12	2,317	1,661	0,328	4,056	2,908	0,574
	12-13	2,188	1,336	0,772	5,04	2,338	1,351
	13-14	0,897	0,738	0,078	1,57	1,292	0,139
	14-15	0,008	0,332	0,162	0,044	0,582	0,284
	16-17	2,1028	0,875	0,576	3,55	1,532	1,009
I	17-18	3,00	0,704	2,148	5,25	1,232	2,009
	18-19	0,908	0,389	0,259	1,59	0,681	0,454
	19-20	0,006	0,174	0,084	0,012	0,306	0,147

Les moments sont en valeurs absolues du fait que le vent peut agir dans un sens ou dans l'autre

Niveau	Travée	SOUS V <sub>h</sub>			SOUS V <sub>ext</sub>		
		M <sub>el</sub> (t.m)	M <sub>ur</sub> (t.m)	M <sub>c</sub> (t.m)	M <sub>el</sub> (t.m)	M <sub>ur</sub> (t.m)	M <sub>c</sub> (t.m)
IV	0-1	/	0,182	0,091	/	0,319	0,160
	1-2	0,483	0,416	0,033	0,846	0,729	0,059
	2-3	0,416	0,458	0,021	0,729	0,803	0,037
	3-4	0,373	0,416	0,021	0,654	0,729	0,038
	4-5	0,416	0,665	0,124	0,729	1,165	0,218
III	0-6	/	0,294	0,147	/	0,515	0,258
	6-7	0,780	0,672	0,054	1,366	1,176	0,095
	7-8	0,672	0,740	0,034	1,176	1,296	0,060
II	8-9	0,603	0,672	0,034	1,056	1,176	0,060
	9-10	0,672	0,675	0,001	1,176	1,182	0,003
	0-11	/	0,401	0,200	/	0,702	0,351
	11-12	1,064	0,915	0,074	1,863	1,602	0,131
	12-13	0,915	1,008	0,046	1,602	1,765	0,082
I	13-14	0,822	0,915	0,046	1,439	1,602	0,082
	14-15	0,915	1,1466	0,275	1,602	2,1566	0,1482
	16-17	0,776	0,484	0,146	1,359	0,848	0,256
I	17-18	0,484	0,533	0,024	0,848	0,934	0,043
	18-19	0,435	0,484	0,024	0,762	0,848	0,043
	19-20	0,484	0,776	0,146	0,848	1,359	0,256



## Moments entravee sous les differentes sollicitations du PL

Niveau	Travée	$\frac{M_e + M_o}{2}$ (t.m)	G + 1,2 L			G + L			G + 1,5 L		
			q (t/ml)	M <sub>o</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	q (t/ml)	M <sub>o</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	q (t/ml)	M <sub>o</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)
IV	1-2	9,69	5,67	14,04	4,35	5,57	13,79	4,1	5,82	14,40	4,71
	2-3	19,94		45,93	25,99		45,12	25,18		47,14	27,20
	3-4	11,41		14,04	2,63		13,79	2,38		14,40	2,99
	4-5	2,92		0,51	-2,41		0,50	-2,42		0,52	-2,40
III	6-7	11,03	7,36	18,22	7,19	7,11	17,60	6,57	7,74	19,15	8,12
	7-8	23,74		59,62	35,88		57,79	33,85		62,69	38,95
	8-9	12,55		18,22	5,67		17,60	5,05		19,15	6,60
	9-10	3,24		0,66	-2,58		0,64	-2,60		0,69	-2,55
II	11-12	11,05	7,36	18,22	7,17	7,11	17,60	6,55	7,74	19,15	8,10
	12-13	23,66		59,62	35,96		57,79	33,93		62,69	39,03
	13-14	12,63		18,22	5,59		17,60	4,97		19,15	6,52
	14-15	3,26		0,66	-2,60		0,64	-2,62		0,69	-2,57
I	15-16	11,05	7,62	18,86	7,81	7,37	18,24	7,19	8,50	19,80	8,75
	16-17	25,59		61,72	36,13		59,70	34,11		64,80	39,21
	18-19	12,31		18,86	6,55		18,24	5,93		19,80	7,49
	19-20	3,17		0,69	-2,48		0,67	-2,5		0,72	-2,45

Moments en travee sous les differentes sollicitations du PT

Niveau	Travee	Moyenne 2 (t.m)	G + 1,2 P			G + P			G + 1,5 P		
			q (t/ml)	M <sub>0</sub> (t.m)	M <sub>E</sub> (t.m)	q (t/ml)	M <sub>0</sub> (t.m)	M <sub>E</sub> (t.m)	q (t/ml)	M <sub>0</sub> (t.m)	M <sub>E</sub> (t.m)
IV	0-1	1,23	3,67	0,69	-0,54	3,61	0,68	-0,55	3,77	0,70	-0,53
	1-2	3,06		4,86	1,80		4,77	1,71		4,97	1,91
	2-3	2,72		4,86	2,14		4,77	2,05		4,97	2,25
	3-4	2,16		3,22	1,06		3,17	1,01		3,30	1,14
	4-5	1,26		3,22	1,96		3,17	1,91		3,30	2,04
III	0-6	1,73	5,57	1,04	-0,69	5,44	1,01	-0,72	5,81	1,08	-0,65
	6-7	4,34		7,35	3,01		7,14	2,80		7,67	3,33
	7-8	3,72		7,35	3,63		7,14	3,42		7,67	3,95
	8-9	2,94		4,89	1,95		4,75	1,81		5,10	2,16
	9-10	1,85		4,89	3,04		4,75	2,9		5,10	3,25
II	0-11	1,73	5,57	1,04	-0,69	5,44	1,01	-0,72	5,81	1,08	-0,65
	11-12	4,33		7,35	3,02		7,14	2,81		7,67	3,34
	12-13	3,73		7,35	3,62		7,14	3,41		7,67	3,94
	13-14	2,95		4,89	1,94		4,75	1,80		5,10	2,15
	14-15	1,84		4,89	3,05		4,75	2,91		5,10	3,26
I	16-17	4,78	6,16	8,13	3,35	5,99	7,91	3,13	6,40	8,45	3,67
	17-18	3,93		8,13	4,20		7,91	3,98		8,45	4,52
	18-19	3,01		5,44	2,40		5,26	2,25		5,61	2,60
	19-20	2,19		5,44	3,22		5,26	3,07		5,61	3,42

# Moments flechissants dans les poutres du PL

Niveau	Travée	G		P		$\vec{V}_m$ ( $\vec{V}_m$ )		$\vec{V}_{ext}$ ( $\vec{V}_{ext}$ )		G + 1,2 P		G + 1,5 P + 1,5 $\vec{V}_m$		G + 1,5 P + 1,5 $\vec{V}_m$		G + P + $\vec{V}_{ext}$		G + P + $\vec{V}_{ext}$						
		Me (k.m)	Mur (k.m)	Me (k.m)	Mur (k.m)	Me (k.m)	Mur (k.m)	Me (k.m)	Mur (k.m)	Me (k.m)	Mur (k.m)	Me (k.m)	Mur (k.m)	Me (k.m)	Mur (k.m)	Me (k.m)	Mur (k.m)	Me (k.m)	Mur (k.m)	Me (k.m)	Mur (k.m)			
IV	1-2	-1,9	-17,48	-0,19	-0,36	0,754	-0,335	4,320	-0,587	-2,128	4,35	-17,91	-1,05	5,02	-18,52	-3,31	4,39	-17,51	-0,77	4,46	-18,42	-3,41	3,73	-17,25
	2-3	-20,21	-19,66	-2,03	-4,97	0,606	-0,606	1,062	-1,062	-24,64	25,99	-22,02	-22,34	27,2	-23,52	-24,16	27,2	-21,70	-21,14	25,18	-24,69	-23,30	25,18	-20,56
	3-4	-16,60	-6,24	-1,67	-0,63	0,335	-0,291	0,587	-1,385	-18,60	2,63	-6,96	-18,60	8,34	-19,60	2,64	-5,96	-17,68	2,79	-8,22	2,79	-8,22	2,79	-8,22
	4-5	-5,83	-0,016	-0,58	-0,0016	0,150	-0,254	0,264	-1,320	-6,52	-2,41	-0,018	-6,47	-2,119	-1,149	-6,92	-2,68	-1,142	-6,14	-2,09	-1,33	-6,67	-2,74	-1,32
III	1-2	-3,39	-18,66	-0,72	-4,04	0,218	-0,561	2,133	-0,948	-4,25	7,19	-23,47	-2,64	8,62	-2,518	-6,29	7,61	-23,86	-1,97	7,163	-23,61	-6,24	5,97	-21,72
	2-8	-23,95	-23,53	-5,15	-5,06	0,928	-0,928	1,716	-1,716	-30,13	35,88	-29,60	-30,20	38,95	-22,59	-33,14	38,95	-29,65	-27,38	33,85	-30,30	-30,81	33,85	-26,87
	8-9	-17,77	-7,32	-3,82	-1,57	0,644	-1,278	0,948	-2,237	-22,35	5,67	-9,20	-22,66	7,152	-1,159	-2,431	6,04	-7,75	-20,64	5,694	-11,12	-22,33	4,406	-6,65
	9-10	-6,44	-0,03	-4,38	-0,06	0,244	-1,218	0,427	-2,133	-8,09	-2,58	-0,102	8,144	-1,819	-1,94	-8,97	3,28	-1,70	-7,39	-1,747	-2,22	-8,24	3,45	-2,04
II	10-12	-3,26	-18,84	-0,70	-4,05	1,624	-0,738	2,908	-1,272	-4,10	7,17	-23,70	-1,818	8,59	-2,603	-6,80	7,60	-23,84	-1,05	7,124	-24,18	-6,86	5,97	-2,16
	12-13	-23,88	-23,44	-5,14	-5,04	1,336	-1,336	2,738	-2,738	-30,14	35,96	-29,48	-29,58	40,18	-33,80	-33,59	37,87	-28,99	-26,68	35,281	-30,81	-31,35	32,57	-26,14
	13-14	-17,93	-7,32	-3,85	-1,57	0,738	-1,278	1,272	-2,237	-22,55	5,59	-9,20	-22,59	6,638	-22,28	-24,81	6,40	-7,06	-20,48	5,109	-11,92	-23,07	4,83	-5,84
	14-15	-6,48	-0,034	-4,39	-0,014	0,332	-1,661	0,582	-2,908	-8,148	-2,60	-0,048	8,107	-2,227	-2,54	-9,06	-2,84	2,439	-7,28	-2,336	-2,95	-8,45	-2,90	-2,86
I	15-17	-4,84	-17,28	-0,98	-3,55	0,775	-0,289	1,532	-0,684	-5,986	7,84	-21,54	-4,96	9,614	-23,18	-7,59	7,88	-22,02	-4,25	8,199	-2,154	-7,32	6,18	-20,14
	17-18	-25,66	-25,52	-5,28	-5,25	0,704	-0,704	1,232	-1,232	-31,96	36,13	-31,82	-31,52	40,93	-34,45	-34,63	37,48	-32,33	-29,70	36,119	-32,80	-32,17	32,10	-29,58
	18-19	-16,85	-7,77	-3,46	-1,59	0,389	-0,917	0,664	-1,606	-24,00	6,55	-9,67	-21,45	7,878	-11,53	-22,62	7,10	-8,77	-19,62	6,384	-10,90	-20,99	5,47	-7,75
	19-20	-6,28	-0,058	-1,29	-0,012	0,174	-0,335	0,306	-1,532	-7,820	-2,48	-0,072	7,95	-2,32	-1,38	-8,47	-2,57	-1,23	-7,26	-2,35	-1,60	-7,87	-2,64	-1,46

# Moments flechissants dans les poutres du PT

Niveau	travée	G		P		$\vec{V}_n$ ( $\vec{V}_n$ )		$\vec{V}_{eaf}$ ( $\vec{V}_{eaf}$ )		G + 1,2 P		G + 1,5 P + 1,5 $\vec{V}_n$		G + 1,5 P + 1,5 $\vec{V}_n$		G + P + $\vec{V}_{eaf}$		G + P + $\vec{V}_{eaf}$						
		Me (t-m)	Mu (t-m)	Me (t-m)	Mu (t-m)	Me (t-m)	Mu (t-m)	Me (t-m)	Mu (t-m)	Me (t-m)	Mu (t-m)	Me (t-m)	Mu (t-m)	Me (t-m)	Mu (t-m)	Me (t-m)	Mu (t-m)	Me (t-m)	Mu (t-m)	Me (t-m)	Mu (t-m)			
IV	0-1	-246		-0,24		0,182		0,182		-0,154	-2,75	-0,135	-3,109	-0,66	-2,54	-0,139	-3,102	-0,71	-2,38					
	1-2	-2,78	-3,33	-0,27	-0,32	0,148	-0,146	0,246	-0,729	-3,110	-4,80	-3,74	-2,46	-4,195	-4,143	-3,90	-4,186	-3,18	-2,20	-4,77	-4,38	-3,90	1,65	-2,92
	2-3	-3,18	-2,25	-0,30	-0,24	0,156	-0,158	0,729	-0,283	-3,54	2,14	-2,50	-3,006	2,28	-3,25	-4,25	2,21	-4,87	-2,75	2,109	-3,26	-4,21	2,01	-1,66
	3-4	-2,12	-2,14	-0,21	-0,24	0,133	-0,146	0,654	-0,732	-2,42	1,06	-2,39	-1,92	4,47	-3,07	-3,04	1,10	-4,83	-1,73	1,05	-3,08	-3,03	0,97	-1,62
	4-5	-2,22	-0,29	-0,24	-0,30	0,146	-0,165	0,729	-1,165	-2,47	1,96	-0,65	-1,01	2,22	-1,73	-3,15	1,85	-0,25	-4,70	2,13	-1,76	-3,16	1,69	-0,58
III	0-1	-345		-0,60		0,296		0,515		-0,69	-4,17	-0,142	-4,79	-0,87	-3,90	-0,146	-4,57	-0,98	-3,54					
	1-2	-4,17	-4,54	-0,72	-0,78	0,780	-0,632	4,366	-4,746	-5,103	3,04	-5,15	-4,08	3,44	-6,68	-6,42	3,24	-4,67	-3,52	2,190	-6,47	-6,26	2,71	-4,11
	2-3	-4,24	-3,20	-0,73	-0,55	0,672	-0,740	4,766	-1,296	-5,12	3,63	-3,86	-4,32	4,00	-5,13	-6,34	3,89	-2,91	-3,79	3,48	-5,05	-6,15	3,36	-2,45
	3-4	-3,00	-2,83	-0,54	-0,49	0,603	-0,630	4,436	-4,436	-3,61	4,95	-3,46	-2,86	2,21	-4,61	-4,66	2,10	-2,59	-2,45	1,87	-4,54	-4,53	1,75	-2,18
	4-5	-3,03	-0,66	-0,52	-0,44	0,672	-1,035	4,736	-1,882	-3,65	3,04	-0,79	-2,80	3,25	-2,43	-4,81	3,24	-0,78	-2,37	2,90	-2,65	-4,73	2,90	-1,11
II	0-1	-345		-0,60		0,401		0,702		-0,69	-4,17	-0,135	-4,95	-0,95	-3,74	-0,137	-4,75	-1,07	-3,35					
	1-2	-4,14	-4,52	-0,72	-0,78	1,056	-0,915	4,863	-1,602	-5,00	3,02	-5,46	-3,62	3,15	-7,06	-6,81	3,22	-4,34	-3,00	2,94	-6,90	-6,72	2,68	-3,70
	2-3	-4,26	-3,19	-0,73	-0,55	0,915	-1,008	4,602	-4,745	-5,14	3,62	-3,85	-3,98	4,00	-5,52	-6,72	3,87	-2,50	-3,39	3,49	-5,54	-6,59	3,33	-1,98
	3-4	-3,00	-2,89	-0,54	-0,49	0,822	-0,915	4,439	-1,602	-3,61	4,94	-3,48	-2,53	2,24	-4,77	-4,99	2,08	-2,25	-2,07	1,88	-4,98	-4,95	1,72	-1,78
	4-5	-3,05	-0,63	-0,52	-0,44	0,915	-1,466	4,602	-2,566	-3,67	3,05	-0,76	-2,15	3,67	-2,99	-5,12	2,84	-1,40	-4,97	3,39	-3,34	-5,17	2,43	-1,83
I	1-2	-5,33	-4,23	-0,85	-0,68	0,776	-0,464	4,359	-0,807	-6,35	3,35	-5,05	-5,14	3,88	-5,97	-7,76	3,45	-4,52	-4,82	3,39	-5,76	-7,54	2,87	-4,06
	2-3	-4,15	-3,74	-0,67	-0,60	0,984	-0,953	0,848	-0,934	-4,195	4,20	-4,19	-4,14	4,55	-5,40	-5,88	4,14	-3,81	-3,97	4,02	-5,24	-5,67	3,94	-3,38
	3-4	-3,19	-2,83	-0,54	-0,45	0,935	-0,984	0,762	-0,848	-3,80	2,40	-3,37	-3,30	2,63	-4,23	-4,60	2,56	-2,77	-2,94	2,29	-4,13	-4,46	2,21	-2,43
	4-5	-2,19	-1,42	-0,47	-0,23	0,944	-0,776	0,848	-0,848	-3,52	3,22	-1,70	-2,93	3,63	-2,19	-4,39	3,20	-0,60	-2,58	3,33	-3,04	-4,28	2,81	-0,29

# Efforts tranchants dans les poutres du PL

Niveau	Travée	G		P		$V_n^0 (V_n^0)$		$V_{end}^0 (V_{end}^0)$		G+1,2 P		G+1,5 P+1,5 $V_n^0$		G+P+ $V_{end}^0$		G+P+ $V_{end}^0$			
		$T_e$ (+)	$T_w$ (+)	$T_e$ (+)	$T_w$ (+)	$T_e$ (+)	$T_w$ (+)	$T_e$ (+)	$T_w$ (+)	$T_e$ (+)	$T_w$ (+)	$T_e$ (+)	$T_w$ (+)	$T_e$ (+)	$T_w$ (+)	$T_e$ (+)	$T_w$ (+)		
IV	1-2	7,75	-14,75	4,10	-11,7	-0,245 (+)	-0,245 (+)	-0,143 (+)	-0,143 (+)	9,107	-16,15	9,103	-16,87	9,76	-16,13	8,42	-16,35	9,28	-15,83
	2-3	20,43	-20,03	2,106	-2,104	-0,148 (+)	-0,148 (+)	-0,26 (+)	-0,26 (+)	22,9	-22,75	22,29	-23,58	23,74	-23,13	22,23	-22,6	22,75	-22,0
	3-4	43,60	-8,92	4,36	-0,90	-0,254 (+)	-0,254 (+)	-0,44 (+)	-0,44 (+)	15,23	-10,00	15,26	-10,64	16,04	-9,89	14,52	-10,26	15,4	-9,88
	4-5	8,99	4,68	0,89	0,46	-1,062 (+)	-1,062 (+)	-1,86 (+)	-1,86 (+)	10,106	5,23	8,73	3,77	41,91	6,96	8,02	3,28	11,74	7
	6-7	9,58	-16,14	2,106	-3,54	-0,394 (+)	-0,394 (+)	-0,69 (+)	-0,69 (+)	12,105	-20,69	12,107	-22,34	13,26	-21,15	10,95	-20,67	12,33	-19,29
III	1-8	23,60	-23,50	5,108	-5,106	-0,245 (+)	-0,245 (+)	-0,43 (+)	-0,43 (+)	29,70	-29,57	30,85	-31,45	31,58	-30,72	28,26	-28,95	29,11	-28,13
	9-9	45,36	-10,66	3,30	-2,30	-0,411 (+)	-0,411 (+)	-0,72 (+)	-0,72 (+)	19,32	-13,42	19,69	-14,72	20,92	-13,49	17,94	-13,68	19,38	-12,24
	9-10	40,02	5,05	2,108	4,102	-4,720 (+)	-4,720 (+)	-3,01 (+)	-3,01 (+)	12,52	6,27	40,56	4,00	15,72	9,16	9,09	3,06	15,11	9,108
	4-12	9,54	-16,51	2,105	-3,55	-0,537 (+)	-0,537 (+)	-0,94 (+)	-0,94 (+)	11,97	-20,77	11,77	-22,64	13,39	-2,102	10,62	-2,100	12,50	-19,12
	12-13	23,60	-23,50	5,108	-5,106	-0,334 (+)	-0,334 (+)	-0,58 (+)	-0,58 (+)	29,70	-29,57	30,72	-31,58	31,71	-30,59	28,10	-29,14	29,26	-27,98
II	13-14	45,40	-10,63	3,34	-2,30	-0,560 (+)	-0,560 (+)	-0,98 (+)	-0,98 (+)	19,37	-43,39	19,52	-44,98	21,20	-13,24	17,73	-13,91	19,69	-11,95
	14-15	40,07	5,10	2,115	4,108	-2,348 (+)	-2,348 (+)	-4,11 (+)	-4,11 (+)	12,65	6,40	9,77	3,19	16,81	10,24	8,11	2,107	4,633	10,29
	16-17	40,80	-16,40	2,22	-3,38	-0,285 (+)	-0,285 (+)	-0,50 (+)	-0,50 (+)	13,46	-20,44	13,70	-21,89	14,55	-21,04	12,52	-20,28	13,50	-19,28
	17-18	24,61	-24,57	5,107	-5,106	-0,177 (+)	-0,177 (+)	-0,34 (+)	-0,34 (+)	30,69	-30,64	34,94	-32,42	32,48	-31,89	29,37	-29,94	29,99	-29,32
	18-19	15,63	-11,55	3,22	-2,38	-0,291 (+)	-0,291 (+)	-0,54 (+)	-0,54 (+)	19,49	-14,41	20,02	-15,59	20,89	-14,68	18,34	-14,44	19,36	-13,42
I	19-20	9,94	4,72	2,104	0,96	-1,234 (+)	-1,234 (+)	-2,16 (+)	-2,16 (+)	12,36	5,87	44,44	4,30	14,82	8,01	9,79	3,52	14,11	7,84

# Efforts tranchants dans les poutres du PI

Niveau	Travée	G		P		$\vec{V}_m (\vec{V}_m)$		$\vec{V}_{eaf} (\vec{V}_{eaf})$		G + 1,2P		G + 1,5P + 1,5 $\vec{V}_m$		G + 1,5P + 1,5 $\vec{V}_m$		G + P + $\vec{V}_{eaf}$		G + P + $\vec{V}_{eaf}$	
		$T_e$ (t)	$T_{ur}$ (t)	$T_e$ (t)	$T_{ur}$ (t)	$T_e$ (t)	$T_{ur}$ (t)	$T_e$ (t)	$T_{ur}$ (t)	$T_e$ (t)	$T_{ur}$ (t)	$T_e$ (t)	$T_{ur}$ (t)	$T_e$ (t)	$T_{ur}$ (t)	$T_e$ (t)	$T_{ur}$ (t)	$T_e$ (t)	$T_{ur}$ (t)
IV	0-1	0,04	-4,02	0,60	-0,39	-0,14	-0,14	-0,26	-0,26	0,104	-4,149	-0,12	-4,181	0,22	-4,139	-0,125	-4,167	0,27	-4,115
	1-2	5,18	-5,52	0,50	-0,54	-0,27	-0,27	-0,48	-0,48	5,78	-6,117	5,152	-6,773	6,33	-5,92	5,20	-6,54	6,16	-5,58
	2-3	5,63	-5,10	0,55	-0,49	-0,26	-0,26	-0,47	-0,47	6,29	-5,69	6,106	-6,22	6,84	-5,44	5,74	-6,06	6,65	-5,12
	3-4	4,33	-4,35	0,42	-0,42	-0,29	-0,29	-0,52	-0,52	4,87	-4,85	4,56	-5,141	5,43	-4,54	4,27	-5,29	5,34	-4,28
	4-5	5,09	-3,63	0,39	-0,46	-0,40	-0,40	-0,71	-0,71	5,56	-4,18	5,107	-4,92	6,22	-3,72	4,77	-4,80	6,19	-3,38
	0-6	0,02	-5,64	0,00	-0,98	-0,24	-0,24	-0,42	-0,42	0,104	-6,82	-0,135	-7,47	0,37	-6,75	-0,141	-7,04	0,43	-6,20
	6-7	7,39	-5,60	1,28	-1,32	-0,44	-0,44	-0,78	-0,78	8,93	-7,18	8,65	-8,24	9,197	-6,92	8,89	-7,70	9,45	-6,14
	7-8	7,84	-7,47	1,36	-1,24	-0,43	-0,43	-0,76	-0,76	9,44	-8,66	9,20	-9,67	10,49	-8,38	8,41	-9,17	9,93	-7,65
	8-9	5,16	-6,106	1,07	-1,05	-0,48	-0,48	-0,84	-0,84	6,44	-7,32	6,104	-8,35	7,48	-6,91	5,39	-7,95	7,07	-6,27
	9-10	7,00	-5,21	1,24	-0,91	-0,65	-0,65	-1,45	-1,45	8,45	-6,30	7,84	-7,55	9,79	-5,60	7,06	-7,27	9,36	-4,97
III	0-11	0,104	-5,64	0,00	-0,80	-0,32	-0,32	-0,57	-0,57	0,104	-6,60	-0,47	-7,32	0,49	-6,36	-0,56	-7,01	0,58	-5,87
	11-12	7,37	-7,61	1,28	-1,32	-0,64	-0,64	-1,07	-1,07	8,94	-9,19	8,37	-10,50	10,20	-8,67	7,58	-10,00	9,72	-7,86
	12-13	7,82	-7,16	1,35	-1,24	-0,59	-0,59	-1,04	-1,04	9,44	-8,65	8,96	-9,90	10,73	-8,13	8,13	-9,44	10,21	-7,35
	13-14	6,15	-6,107	1,07	-1,05	-0,65	-0,65	-1,45	-1,45	7,47	-7,33	6,78	-8,62	8,73	-6,67	6,107	-8,27	8,37	-5,97
	14-15	7,102	-5,20	1,24	-0,91	-0,89	-0,89	-1,57	-1,57	8,47	-6,29	7,50	-7,90	10,17	-5,23	6,66	-7,68	9,80	-4,54
	15-16	8,72	-8,105	1,40	-1,30	-0,38	-0,38	-0,68	-0,68	10,14	-9,64	10,25	-10,57	11,39	-9,43	9,44	-10,03	10,80	-8,67
	16-17	8,52	-8,25	1,37	-1,33	-0,34	-0,34	-0,55	-0,55	10,16	-9,85	10,44	-10,74	11,04	-9,78	9,34	-10,13	10,44	-9,03
	17-18	6,97	-6,70	1,22	-1,08	-0,34	-0,34	-0,61	-0,61	8,43	-8,00	8,29	-8,83	9,34	-7,81	7,58	-8,39	8,80	-7,17
	19-20	7,42	-6,26	1,19	-1,04	-0,47	-0,47	-0,63	-0,63	8,85	-7,47	8,50	-8,48	9,94	-7,07	7,78	-8,10	9,44	-6,44
	II	0-1	0,04	-4,02	0,60	-0,39	-0,14	-0,14	-0,26	-0,26	0,104	-4,149	-0,12	-4,181	0,22	-4,139	-0,125	-4,167	0,27
1-2		5,18	-5,52	0,50	-0,54	-0,27	-0,27	-0,48	-0,48	5,78	-6,117	5,152	-6,773	6,33	-5,92	5,20	-6,54	6,16	-5,58
2-3		5,63	-5,10	0,55	-0,49	-0,26	-0,26	-0,47	-0,47	6,29	-5,69	6,106	-6,22	6,84	-5,44	5,74	-6,06	6,65	-5,12
3-4		4,33	-4,35	0,42	-0,42	-0,29	-0,29	-0,52	-0,52	4,87	-4,85	4,56	-5,141	5,43	-4,54	4,27	-5,29	5,34	-4,28
4-5		5,09	-3,63	0,39	-0,46	-0,40	-0,40	-0,71	-0,71	5,56	-4,18	5,107	-4,92	6,22	-3,72	4,77	-4,80	6,19	-3,38
0-6		0,02	-5,64	0,00	-0,98	-0,24	-0,24	-0,42	-0,42	0,104	-6,82	-0,135	-7,47	0,37	-6,75	-0,141	-7,04	0,43	-6,20
6-7		7,39	-5,60	1,28	-1,32	-0,44	-0,44	-0,78	-0,78	8,93	-7,18	8,65	-8,24	9,197	-6,92	8,89	-7,70	9,45	-6,14
7-8		7,84	-7,47	1,36	-1,24	-0,43	-0,43	-0,76	-0,76	9,44	-8,66	9,20	-9,67	10,49	-8,38	8,41	-9,17	9,93	-7,65
8-9		5,16	-6,106	1,07	-1,05	-0,48	-0,48	-0,84	-0,84	6,44	-7,32	6,104	-8,35	7,48	-6,91	5,39	-7,95	7,07	-6,27
9-10		7,00	-5,21	1,24	-0,91	-0,65	-0,65	-1,45	-1,45	8,45	-6,30	7,84	-7,55	9,79	-5,60	7,06	-7,27	9,36	-4,97
I	0-11	0,104	-5,64	0,00	-0,80	-0,32	-0,32	-0,57	-0,57	0,104	-6,60	-0,47	-7,32	0,49	-6,36	-0,56	-7,01	0,58	-5,87
	11-12	7,37	-7,61	1,28	-1,32	-0,64	-0,64	-1,07	-1,07	8,94	-9,19	8,37	-10,50	10,20	-8,67	7,58	-10,00	9,72	-7,86
	12-13	7,82	-7,16	1,35	-1,24	-0,59	-0,59	-1,04	-1,04	9,44	-8,65	8,96	-9,90	10,73	-8,13	8,13	-9,44	10,21	-7,35
	13-14	6,15	-6,107	1,07	-1,05	-0,65	-0,65	-1,45	-1,45	7,47	-7,33	6,78	-8,62	8,73	-6,67	6,107	-8,27	8,37	-5,97
	14-15	7,102	-5,20	1,24	-0,91	-0,89	-0,89	-1,57	-1,57	8,47	-6,29	7,50	-7,90	10,17	-5,23	6,66	-7,68	9,80	-4,54
	15-16	8,72	-8,105	1,40	-1,30	-0,38	-0,38	-0,68	-0,68	10,14	-9,64	10,25	-10,57	11,39	-9,43	9,44	-10,03	10,80	-8,67
	16-17	8,52	-8,25	1,37	-1,33	-0,34	-0,34	-0,55	-0,55	10,16	-9,85	10,44	-10,74	11,04	-9,78	9,34	-10,13	10,44	-9,03
	17-18	6,97	-6,70	1,22	-1,08	-0,34	-0,34	-0,61	-0,61	8,43	-8,00	8,29	-8,83	9,34	-7,81	7,58	-8,39	8,80	-7,17
	19-20	7,42	-6,26	1,19	-1,04	-0,47	-0,47	-0,63	-0,63	8,85	-7,47	8,50	-8,48	9,94	-7,07	7,78	-8,10	9,44	-6,44

VIOLIKIS ELI IURIS IVIILLIQUA UDNIS ICS PULEQUA UU I I

Files	Potama	G				P				V <sub>n</sub> (V <sub>n</sub> )				V <sub>oak</sub> (V <sub>oak</sub> )				G + 1, 2 P				
		propre (t)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>n</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>n</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>n</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>n</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>n</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>n</sub> (t.m)	N (t)	Normal (t)	
A	4-6	0,937	0,32	-0,34	9,2	0,03	-0,06	0,89	-0,166	0,36	-0,112	-4,47	0,63	-0,22	0,36	-0,44	44,20	44,20	44,20	44,20	44,20	44,20
	6-11	0,937	0,38	-0,39	43,03	0,06	-0,06	2,26	-0,72	0,48	-0,20	-4,26	0,84	-0,36	0,45	-0,36	46,67	46,67	46,67	46,67	46,67	
	11-16	4,243	0,30	-0,78	13,04	0,05	-0,12	2,08	-0,98	0,65	-0,28	-4,73	4,45	-0,50	0,36	-0,92	14,72	14,72	14,72	14,72	14,72	
	16-21	0,367	0,67	/	8,72	0,44	/	4,40	-0,42	0,47	-0,38	-0,21	0,34	-0,68	0,34	-0,68	40,76	40,76	40,76	40,76	40,76	
	2-7	0,937	-0,14	0,12	44,45	-0,04	0,02	4,09	-0,83	0,45	0,04	-4,46	0,79	-0,04	-0,15	0,44	43,39	43,39	43,39	43,39	43,39	
B	7-12	0,937	-0,14	0,15	13,44	-0,03	0,03	2,68	-0,89	0,60	0,04	-4,57	4,05	0,02	-0,17	0,18	17,56	17,56	17,56	17,56	17,56	
	12-17	4,213	-0,44	0,04	15,43	-0,02	0,04	2,67	-4,23	0,82	0,04	-2,16	4,04	0,03	-0,13	0,105	49,84	49,84	49,84	49,84	49,84	
	17-22	0,367	-0,03	/	16,57	-0,01	/	2,67	-0,14	0,22	0,07	-0,26	0,39	0,43	-0,04	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43		
	3-8	0,937	-0,09	0,10	9,47	-0,04	0,02	0,94	-0,83	0,45	-0,02	-4,46	0,79	-0,05	-0,10	0,12	44,49	44,49	44,49	44,49	44,49	
	8-13	0,937	-0,44	0,14	22,33	-0,02	0,02	2,34	-0,89	0,60	-0,04	-4,57	4,05	-0,08	-0,43	0,19	16,03	16,03	16,03	16,03	16,03	
C	13-18	4,213	-0,08	0,03	23,34	-0,02	0,05	2,34	-4,23	0,82	-0,06	-2,16	4,04	-0,11	-0,10	4,09	17,29	17,29	17,29	17,29	17,29	
	18-23	0,367	-0,24	/	15,22	-0,04	/	2,55	-0,14	0,22	-0,03	-0,26	0,39	-0,06	-0,29	18,64	18,64	18,64	18,64	18,64		
	4-9	0,937	0,08	-0,08	9,44	-0,04	0,01	0,81	-0,83	0,45	-0,10	-4,46	0,79	-0,19	0,09	44,34	44,34	44,34	44,34	44,34		
	9-14	0,937	0,09	-0,09	43,06	-0,02	0,02	2,26	-0,89	0,60	-0,47	-4,57	4,05	-0,34	0,06	-0,106	46,70	46,70	46,70	46,70	46,70	
	14-19	4,213	0,07	-0,07	13,09	-0,04	0,01	2,26	-4,23	0,82	-0,24	-2,16	4,04	-0,42	0,06	0,06	47,04	47,04	47,04	47,04	47,04	
D	19-24	0,367	0,06	/	14,12	-0,04	/	2,27	-0,14	0,22	-0,12	-0,26	0,39	-0,22	0,105	17,20	17,20	17,20	17,20	17,20		
	5-10	0,937	-0,29	0,34	3,63	-0,03	0,05	0,46	-0,66	0,36	-0,40	0,46	-4,47	0,63	-0,32	0,37	5,44	5,44	5,44	5,44	5,44	
	10-15	0,937	-0,35	0,36	5,24	-0,06	0,06	0,94	-0,72	0,48	-0,05	-4,94	-4,26	0,84	-0,42	0,43	7,23	7,23	7,23	7,23	7,23	
	15-20	4,213	-0,27	0,77	5,20	-0,05	0,12	0,94	-0,98	0,65	-0,89	-4,73	-4,73	4,15	-0,33	0,94	19,84	19,84	19,84	19,84	19,84	
	20-25	0,367	-0,66	/	6,26	-0,14	/	4,04	-0,42	0,47	-0,47	-0,21	0,34	-0,83	-0,19	7,83	7,83	7,83	7,83	7,83		

G + P + $V_{\text{cort}}$				G + P + $V_{\text{cort}}$				G + 1.5 P + 1.5 $V_m$				G + 1.5 P + 1.5 $V_m$			
$H_s$ (f.m.)	$H_n$ (f.m.)	N (t)	Normal (t)	$H_s$ (f.m.)	$H_n$ (f.m.)	N (t)	Normal (t)	$H_s$ (f.m.)	$H_n$ (f.m.)	N (t)	Normal (t)	$H_s$ (f.m.)	$H_n$ (f.m.)	N (t)	Normal (t)
-0.182	0.23	10180	10180	1.52	-1.03	11,24	11,24	-0.62	0.14	11,28	11,28	1.35	0.97	11,64	29,29
-0.182	0.39	15186	26,66	1.70	-1.29	16,58	27,82	-0.64	0.24	17,05	28,33	1.55	-1.20	17,65	47,05
-1.38	0.25	15180	42,46	2.08	-2.05	16,80	44,62	-1.09	0.04	16,92	45,25	1.84	-1.93	17,76	58,80
0.157	0.34	9,80	52,26	0.99	-0.34	11,16	55,78	0.655	0.25	10,64	55,86	1.04	-0.25	11,75	13,70
-1.61	0.93	13,18	13,18	1.34	-0.65	13,16	13,16	-1.40	0.82	13,73	13,73	1.09	-0.52	13,70	32,04
-1.74	1.23	17,04	30,22	1.40	-0.87	17,00	30,16	-1.52	1.09	18,37	32,10	1.15	-0.70	18,34	52,67
-2.29	1.49	19,34	49,56	2.03	-1.39	19,28	49,44	-1.98	1.28	20,66	52,76	1.70	-1.17	20,63	73,50
-0.30	0.39	19,70	69,26	0.22	-0.39	19,47	68,94	-0.25	0.33	21,04	73,80	0.16	-0.33	20,83	111,79
-1.56	0.94	11,26	44,26	1.36	-0.67	11,36	41,36	-1.35	0.80	11,73	41,73	1.14	-0.54	11,79	28,57
-1.70	1.18	15,49	26,75	1.44	-0.92	15,65	27,04	-1.47	1.04	16,66	28,39	1.19	-0.76	16,78	46,64
-2.26	1.52	16,72	43,47	2.06	-1.36	16,94	42,95	-1.95	1.33	17,89	46,28	1.73	-1.42	18,07	66,09
-0.54	0.39	18,07	64,54	-0.02	-0.39	18,19	62,14	-0.51	0.33	19,36	65,64	-0.09	-0.33	19,45	111,73
-1.39	0.72	10,99	10,99	1.53	-0.86	11,37	11,37	-1.18	0.64	11,43	11,43	1.34	-0.74	11,73	29,36
-1.50	0.98	15,94	26,93	1.64	-1.12	16,56	27,93	-1.27	0.84	17,12	28,55	1.39	-0.96	17,63	47,41
-2.10	1.38	16,14	43,07	2.22	-1.51	16,98	44,91	-1.79	1.17	17,33	45,88	1.90	-1.28	18,05	65,47
-0.21	0.39	16,53	59,60	0.34	-0.39	16,97	61,88	-0.16	0.33	17,70	63,58	0.25	-0.33	18,06	5,85
-1.49	0.99	11,34	4,34	0.85	-0.27	5,73	5,73	-1.32	0.92	4,65	4,65	0.65	-0.45	5,85	14,33
-1.67	1.26	5,90	10,21	0.85	-0.42	8,20	13,93	-1.52	1.17	6,58	11,18	0.64	-0.27	8,48	23,44
-2.05	2,04	5,75	15,96	1.41	-0.26	8,89	22,82	-1.81	1.92	6,44	17,62	1.12	-0.02	9,11	32,28
-0.98	0.34	6,80	22,76	-0.56	-0.34	8,46	31,28	-1.00	0.25	7,43	25,05	-0.64	-0.25	8,84	11,84



# Moments et Efforts Normaux dans les poteaux du PL

Files	Poteaux	poids propre (t)	P			G			V <sub>m</sub> (V <sub>m</sub> )			V <sub>ceat</sub> (V <sub>ceat</sub> )			G + 1,2 P			
			M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>m</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>m</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>m</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>m</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>m</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>max</sub> (t)
A	1-6	0,937	0,19	-0,34	4,10	1,90	-1,59	7,75	-0,75 (+)	0,40 (-)	-0,24 (+)	-1,32 (+)	0,71 (-)	-0,43 (+)	2,13	-2,00	10,00	10,00
	6-11	0,937	0,38	-0,39	2,06	1,79	-1,84	9,58	-0,84 (+)	0,54 (-)	-0,39 (+)	-1,42 (+)	0,95 (-)	-0,69 (+)	2,25	-2,31	12,98	22,98
	11-16	1,213	0,30	-0,23	2,105	1,42	-1,12	9,51	-1,12 (+)	0,74 (-)	-0,53 (+)	-1,96 (+)	1,36 (-)	-0,94 (+)	1,78	-1,40	13,18	36,16
	16-21	0,367	0,75	/	2,122	3,69	/	10,80	0,13 (+)	0,49 (-)	-0,28 (+)	0,23 (+)	0,34 (-)	-0,50 (+)	4,59	/	13,82	49,98
	2-7	0,937	0,17	-0,53	3,23	2,72	-2,14	35,18	-0,94 (+)	0,50 (-)	+0,09 (-)	-1,65 (+)	0,89 (-)	-0,17 (+)	2,92	-3,12	39,99	39,99
B	7-12	0,937	0,60	-0,64	8,62	2,80	-2,84	40,04	-1,04 (+)	0,67 (-)	+0,14 (-)	-1,78 (+)	1,18 (-)	-0,26 (+)	3,52	-3,57	51,34	94,30
	12-17	1,213	0,47	-0,40	8,63	2,19	-1,95	40,44	-1,40 (+)	0,93 (-)	+0,20 (-)	-2,45 (+)	1,63 (-)	-0,36 (+)	2,75	-2,43	54,67	142,97
	17-22	0,367	1,32	/	8,45	6,13	/	41,04	-0,16 (+)	0,24 (-)	+0,10 (-)	-0,28 (+)	0,42 (-)	-0,19 (+)	8,04	/	54,54	194,48
	3-8	0,937	-0,30	0,58	3,40	-3,06	2,74	33,90	-0,94 (+)	0,50 (-)	-0,40 (+)	-1,65 (+)	0,89 (-)	-0,18 (+)	-3,42	3,44	38,91	38,91
	8-13	0,937	-0,65	0,67	8,36	-3,05	3,14	38,86	-1,04 (+)	0,67 (-)	-0,16 (+)	-1,78 (+)	1,48 (-)	-0,29 (+)	-3,83	3,94	49,42	88,33
C	13-18	1,213	-0,54	0,44	8,13	-2,14	2,02	38,90	-1,40 (+)	0,93 (-)	-0,22 (+)	-2,45 (+)	1,63 (-)	-0,14 (+)	-3,04	2,51	50,15	138,18
	18-23	0,367	-1,37	/	8,28	-6,65	/	40,20	-0,16 (+)	0,24 (-)	-0,14 (+)	-0,28 (+)	0,42 (-)	-0,20 (+)	-8,29	/	50,49	188,97
	4-9	0,937	-0,04	0,09	1,79	-0,14	0,41	17,94	-0,94 (+)	0,50 (-)	-0,84 (+)	-1,65 (+)	0,89 (-)	-0,14 (+)	-0,48	0,52	20,99	20,99
	9-14	0,937	-0,10	0,10	4,38	-0,14	0,47	20,68	-1,04 (+)	0,67 (-)	-1,30 (+)	-1,78 (+)	1,18 (-)	-0,29 (+)	-0,59	0,59	26,86	47,85
	14-19	1,213	-0,08	0,07	4,15	-0,37	0,34	20,70	-1,40 (+)	0,93 (-)	-1,78 (+)	-2,45 (+)	1,63 (-)	-0,13 (+)	-0,47	0,42	27,25	75,10
D	19-24	0,367	-0,23	/	4,12	-1,14	/	21,16	-0,16 (+)	0,24 (-)	-0,94 (+)	-0,28 (+)	0,42 (-)	-0,16 (+)	-1,42	/	27,12	102,22
	5-10	0,937	/	/	0,46	-0,02	0,02	41,68	-0,75 (+)	0,40 (-)	-1,06 (+)	-1,32 (+)	0,71 (-)	-1,86 (+)	-0,02	0,02	6,16	6,16
	10-15	0,937	/	0,04	1,02	-0,02	0,02	5,05	-0,84 (+)	0,54 (-)	-1,72 (+)	-1,42 (+)	0,95 (-)	-3,01 (+)	-0,02	0,03	7,20	13,36
	15-20	1,213	-0,04	/	1,08	-0,04	0,04	5,10	-1,12 (+)	0,74 (-)	-2,34 (+)	-1,96 (+)	1,31 (-)	-4,14 (+)	-0,02	0,04	7,60	20,96
	20-25	0,367	-0,04	/	0,86	-0,04	/	41,72	-0,13 (+)	0,19 (-)	-1,23 (+)	0,23 (+)	0,34 (-)	-0,16 (+)	-0,05	/	6,11	27,07
E																		

G + P + V <sub>cont</sub>				G + P + V <sub>cont</sub>				G + 1/5 P + 1/5 V <sub>m</sub>				G + 1/5 P + 1/5 V <sub>m</sub>			
M <sub>g</sub> (h.m.)	M <sub>g</sub> (h.m.)	N (t)	M <sub>cont</sub> (t)	M <sub>g</sub> (h.m.)	M <sub>g</sub> (h.m.)	N (t)	M <sub>cont</sub> (t)	M <sub>g</sub> (h.m.)	M <sub>g</sub> (h.m.)	N (t)	M <sub>cont</sub> (t)	M <sub>g</sub> (h.m.)	M <sub>g</sub> (h.m.)	N (t)	M <sub>cont</sub> (t)
0.77	-1.82	9.35	9.35	3.44	-2.64	40.24	40.24	4.06	-4.50	9.97	9.97	3.34	-2.70	40.69	40.69
0.75	-1.28	14.88	24.12	3.59	-3.18	43.26	23.47	4.44	-4.64	43.04	22.98	3.57	-3.23	44.18	24.87
-0.84	-0.04	44.83	32.00	3.68	-2.66	43.74	37.48	0.49	-0.25	42.00	35.98	3.55	-2.57	44.59	39.46
4.24	0.34	42.94	45.94	4.67	-0.34	43.88	54.06	4.62	0.28	44.07	50.05	5.04	-0.28	44.94	54.37
4.24	-2.42	39.54	39.54	4.54	-3.90	39.47	39.47	4.56	-2.52	44.09	44.09	4.38	-4.02	40.82	40.82
4.52	-2.27	49.85	89.36	5.48	-4.63	49.23	88.50	2.18	-2.75	54.44	95.20	5.21	-4.76	53.69	94.54
0.24	-0.72	50.34	439.67	5.44	-3.98	49.59	138.09	0.72	-4.45	54.56	142.76	4.99	-3.94	53.96	94.84
7.47	0.42	50.04	489.66	8.03	-0.42	49.63	187.72	8.42	0.32	54.19	203.95	8.65	-0.36	53.89	202.36
-5.04	4.18	38.05	38.05	-4.74	2.40	38.44	38.44	-4.92	4.33	39.78	39.78	-2.40	2.83	40.08	40.08
-5.48	4.96	47.86	85.94	-4.92	2.60	48.44	86.85	-5.54	5.42	52.09	94.87	-2.55	3.44	52.57	92.65
-5.36	4.06	48.08	433.99	-0.46	0.80	48.88	435.73	-5.22	4.03	52.33	444.2	-4.06	4.24	52.99	445.64
-8.20	0.42	48.54	482.63	-0.74	-0.42	49.04	484.78	-8.94	0.22	52.84	497.04	-8.46	-0.32	53.44	498.78
-2.42	4.39	49.24	49.24	1.48	-0.39	22.05	22.05	-1.90	4.29	20.34	20.34	0.92	-0.20	22.74	22.74
-2.75	4.75	23.70	42.94	4.24	-0.64	22.28	50.33	-2.43	4.62	26.23	46.54	0.89	-0.28	30.43	52.87
-2.90	2.04	23.23	66.44	2.00	-4.22	29.49	79.82	-2.59	4.84	25.94	72.45	4.64	-0.95	34.25	24.12
-4.68	0.42	24.59	90.33	-4.09	-0.42	25.89	40.74	-4.73	0.36	25.04	99.09	-4.24	-0.22	29.82	113.98
-4.34	0.73	41.24	41.24	4.30	-0.69	7.93	7.93	-4.44	0.62	44.74	44.74	2.40	-0.58	7.89	7.89
-4.44	0.98	3.99	8.20	4.40	-0.82	40.04	47.94	-4.23	0.84	44.92	9.64	4.49	-0.77	40.09	47.98
-4.98	4.22	2.28	44.48	4.94	-4.32	44.50	20.44	-4.70	4.42	44.42	14.06	4.65	-4.40	44.44	29.48
-0.28	0.34	3.78	15.26	0.42	-0.24	8.40	37.54	-0.25	0.28	44.52	48.58	0.44	-0.28	8.24	37.63

FERRAILLAGE

DES

POUTRES

# FERAILLAGE DES POUTRES

Conformément à l'article A13 du CC BA 68, il ne sera pas tenu compte des efforts normaux dans les poutres.  
 Les poutres seront donc ferrillées en flexion simple.  
 Les tableaux précédents regroupent les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants nécessaires dans le calcul.  
 Ces efforts ont été déterminés d'après les combinaisons suivantes :

Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :

$$(G) + 1,2 (P) \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

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

Sollicitation du 2<sup>e</sup> genre :

$$(G) + (P) + \frac{\bar{V}}{K_1} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$(G) + 1,5 (P) + 1,5 \left( \frac{\bar{V}}{K_1} \right) \quad \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

Les sections d'aciers seront déterminées sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :  $(G) + 1,2 (P)$ , et sous la plus défavorable des sollicitations du 2<sup>e</sup>m genre ( $SP_2$ )  
 La méthode de détermination des armatures que l'on utilisera est la méthode de P. Charon.

## 1°) Portique longitudinal :

### A. Armatures longitudinales :

On considère pour le calcul des armatures longitudinales plusieurs sections (en travée et sur appui) défavorables et on fera le calcul pour chaque section sous  $SP_1$  et  $SP_2$ .  
 On adoptera la section d'acier maximale obtenue.

Pour éviter ce double calcul, on procédera de la façon suivante :  
 Soit  $A_1$  la section d'acier obtenue sous  $SP_1$  avec le moment fléchissant  $M_1$  calculé sous  $SP_1$ .

et soit  $A_2$  la section d'acier obtenue sous  $SP_2$  avec le moment fléchissant  $M_2$  calculé sous  $SP_2$ .

Remarque : Si  $M_1 < M_2$ , cela ne veut pas dire que  $A_1 < A_2$  car  $(\bar{\sigma}_a, 2^{\text{e}} \text{ genre})$  est supérieure à  $(\bar{\sigma}_a, 1^{\text{er}} \text{ genre})$

$$A_1 = k \cdot \frac{M_1}{\frac{2}{3} \cdot \bar{\sigma}_{en}} \quad ; \quad A_2 = k \cdot \frac{M_2}{\bar{\sigma}_{en}}$$

on a alors :

$k$  : coefficient de proportionnalité.

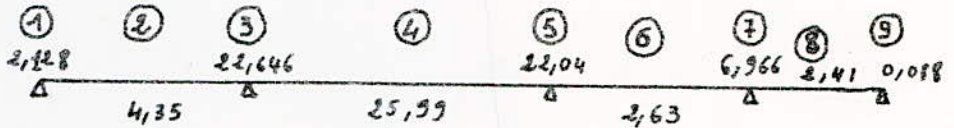
$A_1 = A_2$	si	$M_2 = \frac{3}{2} \cdot M_1$
$A_2 > A_1$	si	$M_2 > \frac{3}{2} \cdot M_1$
$A_2 < A_1$	si	$M_2 < \frac{3}{2} \cdot M_1$

Conclusion :

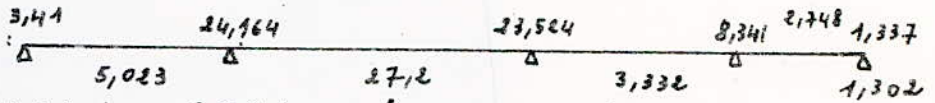
- Si  $1,5(SP_1) > (SP_2)$ , on déterminera les armatures longitudinales sous ( $SP_1$ )
- Si  $1,5(SP_1) < (SP_2)$ , on déterminera les armatures longitudinales sous ( $SP_2$ ).

Niveau IV :

• Sous SP<sub>1</sub> :



• Sous SP<sub>2</sub>(max) :



Section ① :  $M = 3,44 \text{ t.m (SP}_2)$  ;  $h_t = 60 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$   
 $d = d' = 6 \text{ cm}$  ;  $h = 54 \text{ cm}$ .

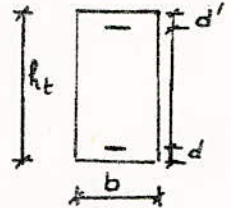
$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3,44 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 54^2} = 0,04392$$

$$\mu = 0,04392 \rightarrow \begin{cases} K = 80,5 \\ \epsilon = 0,9476 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{80,5} = 52,17 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3,44 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9476 \cdot 54} = 1,586 \text{ cm}^2 \text{ (armatures supérieures)}$$

On adopte : 2T16 ( $A = 4,62 \text{ cm}^2$ )



Section ② :  $M = 4,35 \text{ t.m (SP}_1)$  ,  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 4,35 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 54^2} = 0,0266 \rightarrow \begin{cases} K = 56 \\ \epsilon = 0,9296 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{56} = 50 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{les armatures comprimées sont inutiles}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{4,35 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9296 \cdot 54} = 3,09 \text{ cm}^2$$

on adoptera : 2T16 ( $A = 4,62 \text{ cm}^2$ )

Section ③ :  $M = 22,646 \text{ t.m (SP}_1)$

$$\mu = \frac{15 \cdot 22,646 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 54^2} = 0,1386 \rightarrow \begin{cases} K = 19,9 \\ \epsilon = 0,8567 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{19,9} = 140,7 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{les armatures comprimées sont nécessaires}$$

$$K_I = \frac{15(h-d')}{\bar{\sigma}_a \cdot h + d'} = \frac{15(54-6)}{54+6} = 12 < \bar{K}_I = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = 20,43$$

$$K_{max} = 20,43 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,4237 \\ \epsilon = 0,8588 \\ \mu' = 0,1819 \end{cases} \quad y = \alpha \cdot h = 0,4237 \cdot 54 = 22,87 \text{ cm}$$

$$M_1 = \mu' \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2 = 0,1819 \cdot 137 \cdot 30 \cdot 54^2 = 21,8 \cdot 10^5 \text{ kg.m} = 21,8 \text{ t.m}$$

$$M_2 = M - M_1 = 22,646 - 21,8 = 0,846 \text{ t.m}$$

$$\sigma'_a = \frac{15(y-d') \cdot \bar{\sigma}'_b}{y} = \frac{15(22,87-6) \cdot 137}{22,87} = 1515,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = \frac{M_2}{(h-d') \cdot \sigma'_a} = \frac{0,846 \cdot 10^5}{48 \cdot 1515,86} = 1,162 \text{ cm}^2$$

on choisit 2T16 ( $A = 4,62 \text{ cm}^2$ )

$$A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} + \frac{M_2}{(h-d') \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{21,8 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8567 \cdot 54} + \frac{0,846 \cdot 10^5}{48 \cdot 2800} = 17,41 \text{ cm}^2$$

$A = 17,41 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on adoptera: 3T25 + 2T16 ( $A = 18,75 \text{ cm}^2$ )  
 Section (4):  $M = 25,99 \text{ t.m (SP1)}$ ;  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{15 \cdot 25,99 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 54^2} = 0,1591 \rightarrow \begin{cases} K = 18,2 \\ \epsilon = 0,8494 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{18,2} = 153,8 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$K_{\text{max}} = 20,43 \rightarrow \begin{cases} d = 0,4237 \\ \epsilon = 0,8588 \\ \mu' = 0,1819 \end{cases} \rightarrow y = d \cdot h = 22,87 \text{ cm}$$

$$M_1 = 21,8 \text{ t.m}$$

$$M_2 = M - M_1 = 25,99 - 21,8 = 4,19 \text{ t.m.}$$

$$\sigma'_a = 1515,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$A'_1 = \frac{M_2}{(h-d') \cdot \sigma'_a} = \frac{4,19 \cdot 10^5}{48 \cdot 1515,86} = 5,758 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{21,8 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8588 \cdot 54} + \frac{4,19 \cdot 10^5}{48 \cdot 2800} = 19,9 \text{ cm}^2$$

Section (5):  $M = 22,024 \text{ t.m (SP1)}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 22,024 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 54^2} = 0,1348 \rightarrow \begin{cases} K = 20,3 \\ \epsilon = 0,8584 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 137,93 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$K_{\text{max}} = 20,43 \rightarrow \begin{cases} d = 0,4237 \\ \epsilon = 0,8588 \\ \mu' = 0,1819 \end{cases} \rightarrow y = d \cdot h = 22,87 \text{ cm}$$

$$M_1 = 21,8 \text{ t.m}$$

$$M_2 = M - M_1 = 22,024 - 21,8 = 0,224 \text{ t.m.}$$

$$\sigma'_a = 1515,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$A'_1 = \frac{M_2}{(h-d') \cdot \sigma'_a} = \frac{0,224 \cdot 10^5}{48 \cdot 1515,86} = 0,307 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{21,8 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8588 \cdot 54} + \frac{0,224 \cdot 10^5}{48 \cdot 2800} = 16,95 \text{ cm}^2$$

Section (6):  $M = 2,63 \text{ t.m (SP1)}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2,63 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 54^2} = 0,0161 \rightarrow \begin{cases} K = 74 \\ \epsilon = 0,9438 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 37,89 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{les armatures comprimées sont inutilisables.}$$

$$A = \frac{2,63 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9438 \cdot 54} = 1,843 \text{ cm}^2$$

Section (7):  $M = 6,966 \text{ t.m (SP1)}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 6,966 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 54^2} = 0,0426 \rightarrow \begin{cases} K = 42,2 \\ \epsilon = 0,9126 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{42,2} = 66,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{les armatures comprimées sont inutilisables}$$

$$A = \frac{6,966 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9126 \cdot 54} = 5,048 \text{ cm}^2$$

Section (8):  $M = 2,41 \text{ t.m (SP1)}$ ,  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\mu = \frac{15 \cdot 2,41 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 54^2} = 0,10147 \rightarrow \begin{cases} K = 78 \\ E = 0,9462 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = 35,89 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{les armatures comprimées sont inutilisables.}$$

$$A = \frac{2,41 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9462 \cdot 54} = 16,84 \text{ cm}^2 \text{ (armatures supérieures).}$$

Section ⑨:  $M_1 = -1,337 \text{ t.m (SP}_2)$ ;  $M_2 = +1,302 \text{ t.m (SP}_2)$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,337 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 54^2} = 0,10054 \rightarrow \begin{cases} K = 134 \\ E = 0,9664 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = 31,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

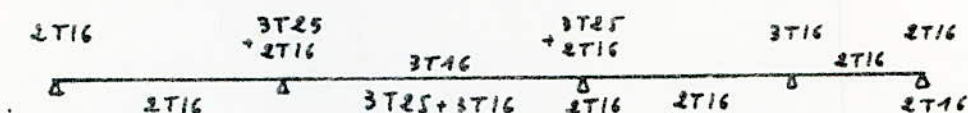
$$A = \frac{1,337 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9664 \cdot 54} = 0,61 \text{ cm}^2 \text{ (armatures supérieures)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,302 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 54^2} = 0,10053 \rightarrow \begin{cases} K = 136 \\ E = 0,9669 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = 20,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$A = \frac{1,337 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 54} = 0,593 \text{ cm}^2 \text{ (à prévoir comme section d'armatures inférieures minimale)}$$

Sections adoptées pour le niveau IV:



Vérifications:

\* Condition de non fragilité: (art 52 CCBA 68).  
il faut que la section des armatures tendues soit inférieure à une valeur limite.

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{en}} \text{ avec } b = 30 \text{ cm}; h = 54 \text{ cm}; \bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2; \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow A \geq 0,69 \cdot 30 \cdot 54 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée pour toutes les sections adoptées).}$$

\* Condition de flèche: (art 61 CCBA 68).

D'après les règles, il n'est pas utile de donner une justification des flèches si les 3 conditions suivantes sont vérifiées:

$$(1) \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad ; \quad M_t = \text{moment maximal en travée.}$$

$h$  = hauteur utile de la section.

$$(2) \frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \sigma_{en} = \text{limite d'élasticité des aciers en bars.}$$

$$(3) \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \quad l: \text{portée libre.}$$

$b_0$ : largeur de la section.

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée:  $A \leq 43 \cdot \frac{b_0 \cdot h}{\sigma_{en}} = 16,90 \text{ cm}^2$   
le calcul de flèche s'impose, on doit s'assurer que elle est inférieure à la flèche admissible.

$\bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{805}{1000} = 1,405 \text{ cm}$  (car  $l = 8,05 \text{ m} > 5 \text{ m}$ ).  
 le calcul des <sup>1000</sup>flèches est conduit suivants les méthodes usuelles de la Résistance des Matériaux.

Pour tenir compte des fissures éventuelles dans les zones tendues on substitue au moment d'inertie  $I_t$  de la section totale rendue homogène, le moment d'inertie  $I_f$  défini par la relation :

$$I_f = \frac{I_t}{1 + n \cdot \mu} \quad \text{avec} \quad n = d_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}) \bar{w}} \quad \text{pour les charges de faible durée d'application}$$

$$\text{et} \quad n = d_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}) \bar{w}} \quad \text{pour les charges permanentes.}$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \cdot \bar{\sigma}_b}{4 \cdot \bar{w} \cdot \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b} \quad \text{si la valeur de } \mu \text{ résultant de cette expression est positive et égal à zéro dans le cas contraire.}$$

Dans notre cas :  $b_0 = b = 30 \text{ cm}$  ;  $\bar{w} = \frac{20,76}{b \cdot h} = \frac{A}{30 \cdot 54} = 0,0128$

Calcul de la flèche  $f_{max}$  :

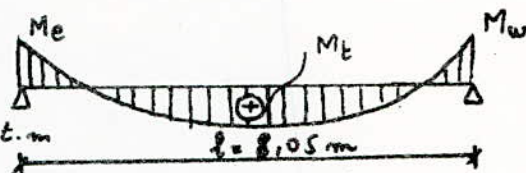
Les règles donnent des valeurs approchées des flèches  $f_0$  et  $f_{\infty}$  sous charge de faible durée d'application et de longue durée d'application applicables au cas des poutres continues.

$$f_0 = \frac{M \cdot l^2}{10 E_c \cdot I_{f_i}} \quad ; \quad f_{\infty} = \frac{M \cdot l^2}{10 E_v \cdot I_{f_v}}$$

Moment sous G :

$$q = 5,06 \text{ t.m}$$

$$M_0(G) = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5,06 \cdot 8,05^2}{8} = 30,987 \text{ t.m}$$



$$M_t(G) = M_0(G) - \frac{M_{e(G)} + M_{w(G)}}{2} = 30,987 - \frac{20,21 + 19,66}{2} = 11,052 \text{ t.m}$$

$$\rightarrow M_t(G) = 11,052 \text{ t.m}$$

Moment sous P :

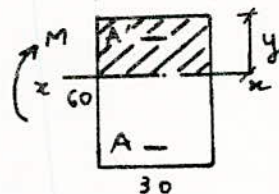
$$q = 0,51 \text{ t.m} \quad , \quad M_0 = \frac{0,51 \cdot 8,05^2}{8} = 4,13 \text{ t.m}$$

$$M_t(P) = M_0(P) - \frac{M_{e(P)} + M_{w(P)}}{2} = 4,13 - \frac{2,03 + 4,97}{2} = 2,13 \text{ t.m}$$

La section dangereuse en travée est la section du milieu. Elle est ferrillée de la façon suivante :

$$A = 20,76 \text{ cm}^2 ; \quad A' = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$h = 54 \text{ cm} ; \quad y = 54 \text{ cm} ; \quad d' = 6 \text{ cm}$$



$$S_x = \frac{b \cdot y^2}{2} + 15(A + A')y - 15(A' \cdot d' + A \cdot h) = 0$$

$$\rightarrow y = 23,16 \text{ cm}$$

$$I_t = \frac{b y^3}{3} + 15 \cdot A' (y - d')^2 + 15 \cdot A (y - h)^2 \rightarrow I_t = 4,47 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\bar{w} = \frac{A}{b \cdot h} = \frac{20,76}{30 \cdot 54} = 0,0128$$



$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2+3\frac{b_0}{b})\bar{\omega}} = \frac{5,8}{72(2+3)\cdot 0,0128} = 1,258$$

$$\lambda_v = \frac{\lambda_i}{2,5} = 0,503$$

$$\sigma_a = m \cdot k \cdot (h - \eta) \quad \text{avec} \quad k = \frac{M}{I_t} = \frac{25,99 \cdot 10^5}{4,47 \cdot 10^5} = 5,814 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 \cdot 5,814 (54 - 23,16) = 2689,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \cdot \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \cdot \sigma_a + 3 \cdot \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \cdot 5,8}{4 \cdot 0,0128 \cdot 2689,55 + 3 \cdot 5,8} = 0,8130$$

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{4,47 \cdot 10^5}{1 + 1,258 \cdot 0,813} = 2,209 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{4,47 \cdot 10^5}{1 + 0,503 \cdot 0,813} = 3,172 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 21000 \sqrt{1,2 \cdot \sigma'_a} = 21000 \sqrt{1,2 \cdot 270} = 3,78 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 1,26 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

• Charge de faible durée d'application :

$$M_{i \max} = M_t(2) = 2,13 \text{ t.m.}$$

$$f_0 = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{2,13 \cdot 10^5 \cdot 805^2}{10 \cdot 3,78 \cdot 10^5 \cdot 2,209 \cdot 10^5} = 0,1653 \text{ cm}$$

• Charge de longue durée d'application :

$$M_{v \max} = M_t(6) = 14,052 \text{ t.m.}$$

$$f_{00} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{14,052 \cdot 10^5 \cdot 805^2}{10 \cdot 1,26 \cdot 10^5 \cdot 3,172 \cdot 10^5} = 1,792 \text{ cm}$$

$$f_{00} - f_0 = 1,792 - 0,1653 \text{ cm} = 1,626 \text{ cm} > \bar{f}_a = 1,405 \text{ cm}$$

les résultats sont presque les mêmes, On peut dire que la flèche est vérifiée

\* Condition de non-entraînement des armatures (art 29 CCBA68) :

on doit vérifier :  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$  ;  $\bar{\tau}_d$  : contrainte d'adhérence admissible pour l'entraînement.

$$\text{on a : } \bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{avec } \psi_d = 1,5 \text{ (pour les H.A.)}$$

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot s} ; \quad T : \text{est l'effort tranchant maximum } T_{\max} = 22,9 \text{ t}$$

$n$  : nombre de barres. sous SP1

$p$  : périmètre des barres (on a 3T25 + 2T16)

N.B. : Les sollicitations du 2<sup>e</sup> genre ne sont pas à considérer pour les armatures transversales et pour les contraintes d'adhérence.

$$\tau_d = \frac{22,9 \cdot 10^3}{(3 \cdot 2,5 + 2 \cdot 1,6) \cdot \pi \cdot 7/8 \cdot 54} = 14,41 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié}).$$

\* Conditions aux appuis :

— longueur de l'appui : on doit avoir  $c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = c_0$

$c_0$  : longueur de la bielle de béton nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau.

$$c_0 = \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = \frac{2 \cdot 9,07 \cdot 10^3}{30 \cdot 6815} = 8,82 \text{ cm} \quad (T = 9,07 \text{ t : appui de rive sous SP1})$$

Dans notre cas :  $c = a$  (largeur du poteau) = 35 cm  
 $c = 35 \text{ cm} > c_0 = 8,82 \text{ cm}$

— armatures inférieures (art 35-32 CCBA 68)

Au niveau des appuis, l'effort tranchant et le moment flechissant provoquant un effort de traction sur les armatures inférieures.

On doit vérifier que :  $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3}$

M : moment dans la section d'appui pris avec son signe. les armatures inférieures aux appuis sont en general, celles des travées restées filantes.

appui ① :  $M = -3,41 \text{ t.m}$ ,  $T = 9,76 \text{ t}$  (sous SP2)

$$A \geq \frac{1}{4200} \left[ 9,76 \cdot 10^3 - \frac{3,41 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 0,605 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on laisse filer les armatures de la travée } 1-2, \text{ 2T16 } (A = 4,62 \text{ cm}^2)$$

appui ② :  $M = -22,646 \text{ t.m}$ ;  $T = 22,9 \text{ t}$  (sous SP1)

$$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 22,9 \cdot 10^3 - \frac{22,646 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$$

appui ③ :  $M = -22,024 \text{ t.m}$ ;  $T = 22,75 \text{ t}$  (sous SP1)

$$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 22,75 \cdot 10^3 - \frac{22,024 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$$

appui ④ :  $M = -6,966 \text{ t.m}$ ;  $T = 10,06 \text{ t}$  (sous SP1)

$$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 10,06 \cdot 10^3 - \frac{6,966 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$$

appui ⑤ :  $M = 1,302 \text{ t.m}$ ;  $T = 7 \text{ t}$  (sous SP2)

$$A \geq \frac{1}{4200} \left[ 7 \cdot 10^3 - \frac{1,302 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 2,32 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections inférieures adoptées sont plus grandes que les valeurs imposées par les conditions aux appuis.

\* Vérification des contraintes :

— sections simplement armées :  $b, h, A, M$  sont connus

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} \xrightarrow{\text{charm}} \left| \frac{K}{\epsilon} \right. ; \text{ puis on vérifie que :}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} \leq \bar{\sigma}_a ; \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} \leq \bar{\sigma}'_b$$

— sections doublement armées :  $b, h, M, A$  et  $A'$  : connus

Le Moment statique par rapport à l'axe neutre est nul  $\rightarrow$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15(A + A') y - 15(A' \cdot d' + A \cdot h) = 0 \Rightarrow y$$

Le Moment d'inertie de la section totale homogénéisée par rapport à l'axe neutre :  $I_t$

$$I_t = \frac{M}{K} = \frac{b y^3}{3} + 15 A' (y - d')^2 + 15 A (y - h)^2 \Rightarrow K = \frac{M}{I_t}$$

$$\text{puis on vérifie : } \begin{cases} \sigma'_b = K \cdot y \leq \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_a = 15 K (y - d') \leq \bar{\sigma}'_a \\ \sigma_a = 15 \cdot K \cdot (h - y) \leq \bar{\sigma}_a \end{cases}$$

Sous  $SP_1$  :  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

Sous  $SP_2$  :  $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

La vérification des contraintes sera menée sous forme d'un tableau

a) sections simplement armées :

Sections	(1)	(2)	(6)	(7)	(8)	(9)
M (t.m)	-3,44 (SP2)	4,35 (SPA)	2,63 (SPA)	-6,966 (SPA)	-2,41 (SPA)	-1,337 (SP2)
A (cm <sup>2</sup> )	4,62	4,62	4,62	6,03	4,62	4,62
$\bar{\omega}$	0,285	0,285	0,285	0,372	0,285	0,285
$\epsilon$	0,9158	0,9158	0,9158	0,9054	0,9158	0,9158
K	44,4	44,4	44,4	38	44,4	44,4
$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1492,51	1903,93	1151,11	2362,82	1054,82	585,18
$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	33,61	42,88	25,92	62,17	23,75	13,18

b) sections doublement armées :

Section	(3)	(4)	(5)
M (t.m)	-22,646 (SPA)	25,99 (SPA)	-22,024 (SPA)
A (cm <sup>2</sup> )	18,75	20,76	18,75
A' (cm <sup>2</sup> )	4,62	6,03	4,62
$\eta$ (cm)	22,61	23,16	22,61
$I_t$ (cm <sup>4</sup> )	$4,118 \cdot 10^5$	$4,47 \cdot 10^5$	$4,118 \cdot 10^5$
K (kg/cm <sup>2</sup> )	5,498	5,813	5,348
$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	124,31	134,62	120,92
$\sigma'_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1369,82	1496,26	1332,45
$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2588,73	2689,09	2518,10

Toutes les contraintes sont vérifiées.

\* Vérification à la fissuration :

la vérification se fait à chaque niveau où on a le maximum d'acier.

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}'_b}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \eta = 1,6 \text{ (acier H.A.)} ; \quad K = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{A'}$$

Pour qu'il n'y ait pas fissuration, il faut que :

$$\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

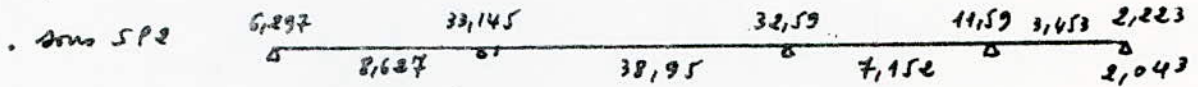
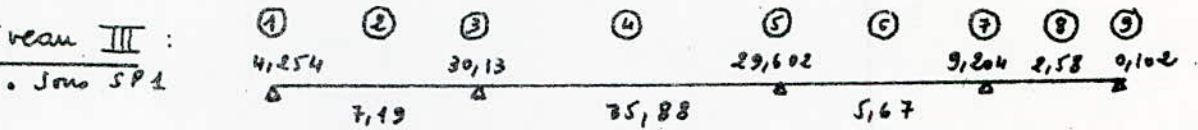
$A = 20,76 \text{ cm}^2$  (section (4))

$B_f = 2 \cdot d \cdot b = 2 \cdot 6,87 \cdot 30 = 412,2 \text{ cm}^2$

$\bar{\omega}_f = \frac{20,76}{412,22} = 0,050 \rightarrow \sigma_1 = 3200 \text{ kg/cm}^2, \sigma_2 = 1790 \text{ kg/cm}^2$

min ( $\bar{\sigma}_a, \sigma_f$ ) =  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$  pas de risque de fissuration.

Niveau III :



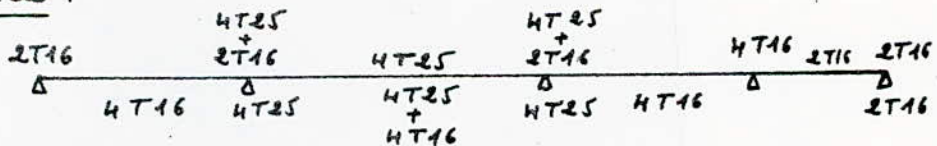
Sections simplement armées :

section	(1)	(2)	(6)	(7)	(8)	(9)
M (t.m)	-4,254 (SPA)	7,19 (SPA)	5,67 (SPA)	-9,204 (SPA)	-2,58 (SPA)	-2,223 (SPA) 2,1034 (SP2)
$\mu$	0,02605	0,0440	0,0347	0,0563	0,0158	0,0136 0,0425
K	56,5	44,4	47,6	35,6	75	81,5 88,5
E	0,9301	0,9114	0,9201	0,9012	0,9445	0,9482 0,9502
A (cm <sup>2</sup> )	3,024	5,21	4,07	6,75	1,80	1,55 1,42

Sections doublement armées :

Section	M (t.m)	Kmax	M <sub>a</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )
(1)	-30,13 (SPA)	20,43	21,8	8,33	11,44	22,98
(4)	35,88 (SPA)	20,43	21,8	14,08	19,35	27,26
(5)	-29,602 (SPA)	20,43	21,8	7,802	10,72	22,59

Sections adoptées :



Verifications :

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

$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow$  vérifiée pour toutes les sections adoptées.

\* Condition de flèche :

-  $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$  (vérifié).

-  $A \leq 43 \cdot \frac{b_0 \cdot h}{\bar{\sigma}_{cm}}$  ; le même calcul que précédemment, montre que la flèche est vérifiée.

\* Condition de non-entraînement des armatures :

$$T_{max} = 29,70 \text{ t (section (3))}$$

$$\bar{\sigma}_d = 2,45 \cdot \bar{\sigma}_b = 2,45 \cdot 5,9 = 14,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{29,7 \cdot 10^3}{(4 \cdot 2,15 + 2 \cdot 1,6) \cdot \pi \cdot 7/8 \cdot 54} = 15,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d \text{ (vérifiée)}$$

\* Conditions aux appuis :

- longueur de l'appui :  $c \geq \frac{2 \cdot T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = c_0$

$$T = 12,05 \text{ t (appui de rive sous SP1)}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_0 = \frac{2 \cdot 12,05 \cdot 10^3}{30 \cdot 68,5} = 11,72 \text{ cm ; } c = a = 35 \text{ cm} > 11,72 \text{ cm (vérifié)}$$

- Armatures inférieures :  $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

appui (1) :  $M = -4,254 \text{ t.m ; } T = 12,05 \text{ t (sous SP1)}$

$$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 12,05 \cdot 10^3 - \frac{4,254 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 1,08 \text{ cm}^2$$

donc on laisse filer 2 barres T16 de la travée 1-2 qui seront suffisantes.

appui (2) :  $M = -30,3 \text{ t.m ; } T = 29,7 \text{ t (sous SP1)}$

$$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 29,7 \cdot 10^3 - \frac{30,3 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$$

appui (3) :  $M = -29,602 \text{ t.m ; } T = 29,57 \text{ t (sous SP2)}$

$$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 29,57 \cdot 10^3 - \frac{29,6 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$$

appui (4) :  $M = -9,204 \text{ t.m ; } T = 13,42 \text{ t (sous SP2)}$

$$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 13,42 \cdot 10^3 - \frac{9,204 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$$

appui (5) :  $M = 2,043 \text{ t.m ; } T = 9,16 \text{ t (sous SP2)}$

$$A \geq \frac{1}{4200} \left[ 9,16 \cdot 10^3 + \frac{2,043 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 3,21 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections inférieures adoptées sont plus grandes que celles imposées par les conditions d'appui.

\* Vérifications des contraintes :

on les mènera sous forme de tableau.

Section	(1)	(2)	(6)	(7)	(8)	(9)
M (t.m)	-4,254 (SP1)	7,19 (SP1)	5,67 (SP1)	-9,204 (SP1)	-2,58 (SP1)	-2,223 (SP2)
A (cm <sup>2</sup> )	4,02	8,04	8,04	8,04	4,02	4,02
w	0,248	0,496	0,496	0,496	0,248	0,248
ε	0,9206	0,8938	0,8938	0,8938	0,9206	0,9206
K	48,0	32,1	32,1	32,1	48,0	48,0
σ <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	2128,66	1852,84	1461,14	2371,84	1291	1112,36
σ' <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	44,34	57,72	45,51	73,88	26,89	23,17

sections doublement armées :

Section	M (t.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	η (cm)	I <sub>e</sub> (cm <sup>4</sup> )	K (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>b</sub> ' (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>a</sub> ' (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
(3)	-30,13 (SPA)	23,65	19,63	21,52	5,448.10 <sup>5</sup>	5,53	119	1287,38	2694,21
(4)	35,88 (SPA)	27,67	19,63	22,94	6,056.10 <sup>5</sup>	5,92	135,8	1504,27	2758,12
(5)	-29,602 (SPA)	23,65	19,63	21,52	5,448.10 <sup>5</sup>	5,43	116,8	1264,1	2645,49

Toutes les contraintes sont vérifiées.

\* Vérification à la fissuration :

la vérification à la fissuration se fait à chaque niveau où on a le maximum d'acier.

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \cdot \tilde{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B \cdot f} \quad \text{avec } B_f = 2 \cdot d \cdot b$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \eta = 1,6 \text{ (aciers H.A)} ; \quad k = 1,5 \cdot 10^6$$

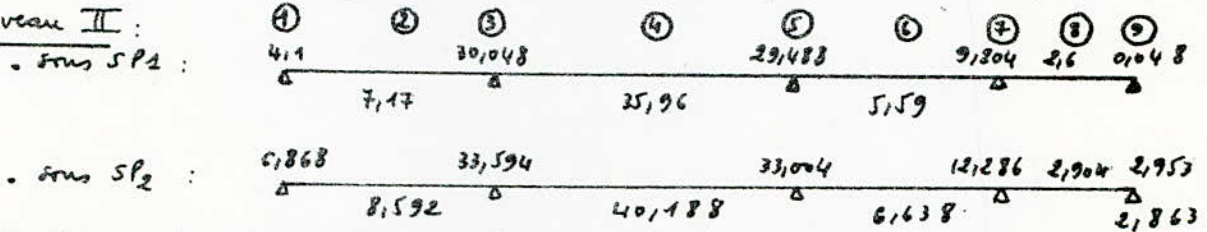
$$A = 27,67 \text{ cm}^2 \text{ (section (4))} ; \quad B_f = 2 \cdot 6,87 \cdot 30 = 412,2 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \tilde{\omega}_f = 0,067 ; \quad \sigma_1 = 3851 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma_2 = 1790 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{min} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3851 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2758,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

Niveau II :



sections simplement armées :

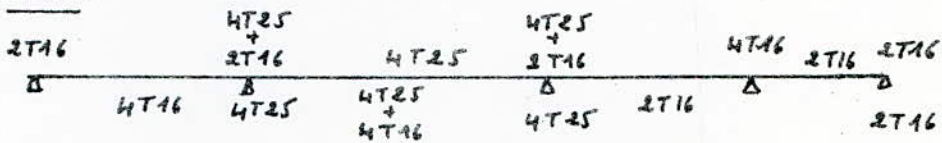
Section	(1)	(2)	(6)	(7)	(8)	(9)
M (t.m)	-6,868 (SP2)	7,17 (SPA)	5,59 (SPA)	-9,204 (SP1)	-2,6 (SPA)	-2,953(SP2) 2,863(SP2)
μ	0,028	0,0439	0,0342	0,0563	0,0159	0,012 0,0116
K	54	41,4	48	35,6	74,5	87 89
E	0,9275	0,9114	0,9206	0,9012	0,9442	0,9510 0,9519
A (cm <sup>2</sup> )	3,26	5,20	4,01	6,75	1,82	1,369 1,326

sections doublement armées :

Ce sont les sections (3), (4) et (5).

Section	M (t.m)	K max	M <sub>1</sub> (t.m)	M <sub>2</sub> (t.m)	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )
(3)	-30,048 (SPA)	20,43	21,8	8,248	11,33	22,92
(4)	35,96 (SPA)	20,43	21,8	14,16	19,46	27,32
(5)	-29,488 (SPA)	20,43	21,8	4,688	10,56	22,50

Sections adoptées :



Vérifications :

\* Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \frac{\sigma_b}{\sigma_{su}} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée pour toutes les sections)}$$

\* Condition de flèche :

$$- \frac{h_b}{l} \approx \frac{1}{16} \text{ (vérifiée)}$$

$$- A \leq 43 \cdot \frac{b_0 \cdot h}{\sigma_{su}} \text{ (non vérifiée). Un calcul de justification de la flèche montre que la flèche est vérifiée (le même calcul que précédemment).}$$

\* Condition de non-entraînement :

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 ; T_{max} = 29,7 \text{ t (sel 3)}$$

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{29,7 \cdot 10^3}{(4 \cdot 2,15 + 2 \cdot 1,16) \pi \cdot 7/8 \cdot 54} = 15,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée).}$$

\* Conditions aux appuis :

• longueur de l'appui :  $c \geq \frac{2 \cdot T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = c_0$

$T = 11,97 \text{ t (appui de rive sous SP2)}$

$$c_0 = \frac{2 \cdot 11,97 \cdot 10^3}{30 \cdot 68,5} = 11,64 \text{ cm} < c = a = 35 \text{ cm (vérifiée)}$$

• armatures inférieures :  $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

appui ① :  $M = -6,868 \text{ t.m} ; T = 13,39 \text{ t} \text{ (sous SP2)}$

$$A \geq \frac{1}{4200} \left[ 13,39 \cdot 10^3 - \frac{6,868 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$$

appui ② :  $M = -30,048 \text{ t.m} ; T = 29,7 \text{ t (sous SP1)}$

$$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 29,7 \cdot 10^3 - \frac{30,048 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$$

appui ③ :  $M = -29,488 \text{ t.m} ; T = 29,57 \text{ t (sous SP1)}$

$$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 29,57 \cdot 10^3 - \frac{29,488 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$$

appui ④ :  $M = -9,204 \text{ t.m} ; T = 13,39 \text{ t (sous SP1)}$

$$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 13,39 \cdot 10^3 - \frac{9,204 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$$

appui ⑤ :  $M = 2,863 \text{ t.m} ; T = 10,29 \text{ t}$  (Avec SP2)

$$A \geq \frac{1}{4200} \left[ 10,29 \cdot 10^3 + \frac{2,863 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 3,89 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections inférieures adoptées sont plus grandes que les valeurs imposées par les conditions d'appui.

\* Designations des contraintes.

a) sections simplement armées :

section	(1)	(2)	(6)	(7)	(8)	(9)
M (t.m)	-6,868 (SP2)	7,17 (SPA)	5,59 (SPA)	-9,204 (SPA)	-2,60 (SPA)	-2,953 (SP2)
A (cm <sup>2</sup> )	4,02	8,04	4,02	8,04	4,02	4,02
$\tilde{\omega}$	0,248	0,496	0,248	0,496	0,248	0,248
E	0,9206	0,8938	0,9206	0,8938	0,9206	0,9206
K	48	32,1	48	32,1	48	48
$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	3436,68	1847,68	2797	2371,84	1301,01	1477,65
$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	71,59	57,66	58,27	73,88	27,10	30,78

b) sections doublement armées :

section	M (t.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )	K (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )
(3)	-30,048 (SPA)	23,65	19,63	21,52	5,448.10 <sup>5</sup>	5,51	118,57	1282,72	2684,47
(4)	35,96 (SPA)	27,67	19,63	22,94	6,056.10 <sup>5</sup>	5,93	136,03	1506,81	2762
(5)	-29,488 (SPA)	23,65	19,63	21,52	5,448.10 <sup>5</sup>	5,41	116,42	1259,44	2635,75

Toutes les contraintes sont bien vérifiées.

\* Vérification à la fissuration :

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \sigma'_b}$$

$$A = 27,67 \text{ cm}^2 \text{ (section (4))} ; \quad \tilde{\omega}_f = \frac{27,67}{2 \cdot 6,87 \cdot 30} = 0,067$$

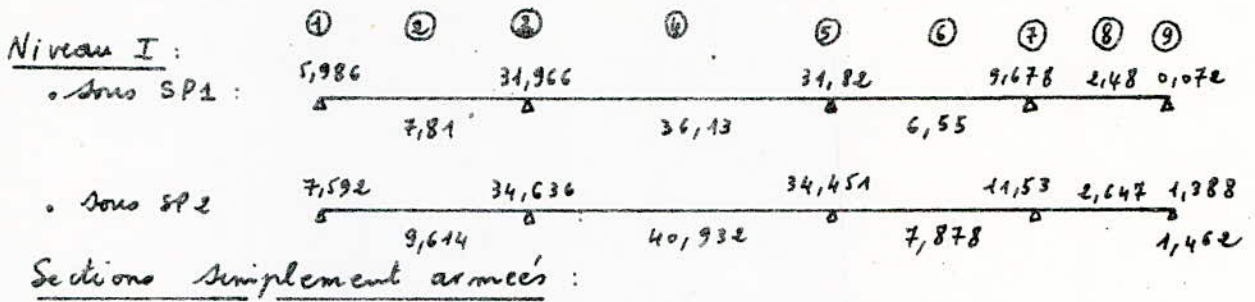
$$\rightarrow \sigma_1 = 3851,5 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma_2 = 1790 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a \leq \min(\bar{\sigma}_a, \sigma_f) = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2762 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

$\rightarrow$  pas de risque de fissuration.



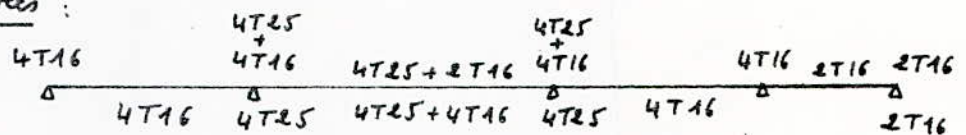


Section	(1)	(2)	(6)	(7)	(8)	(9)
M (t.m)	-5,986 (SP1)	7,81 (SP1)	6,55 (SP1)	-9,678 (SP1)	-2,48 (SP1)	-13,88 (SP2) 11,462 (SP2)
μ	0,0366	0,0478	0,0404	0,0592	0,0151	0,0056 0,0059
K	46,2	39,4	43,8	34,5	76,5	132 128
E	0,9183	0,9081	0,9150	0,8990	0,9454	0,966 0,965
A (cm <sup>2</sup> )	4,31	5,68	4,73	7,119	1,73	0,633 0,668

Sections doublement armées :

Section	M (t.m)	K <sub>max</sub>	M <sub>1</sub> (t.m)	M <sub>2</sub> (t.m)	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )
(3)	-31,966 (SP1)	20,43	21,8	10,166	13,97	24,35
(4)	36,13 (SP1)	20,43	21,8	14,33	19,69	27,45
(5)	31,82 (SP1)	20,43	21,8	10,02	13,77	24,24

Sections adoptées :



Vérifications :

\* Condition de non-fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié pour toutes les sections adoptées).}$$

\* Condition de flèche : la condition  $A \leq 43 \cdot \frac{b \cdot h}{\bar{\sigma}_{cm}}$  n'étant pas vérifiée, on fera le même calcul que pour le niveau IV. On trouve que la flèche est vérifiée.

\* Condition de non-entraînement :

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

$$T_{max} = 30,69 \text{ t (section (3))}$$

$$\bar{\tau}_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{30,69 \cdot 10^3}{(4 \cdot 2,15 + 4 \cdot 1,16) \pi \cdot 7/8 \cdot 54} = 12,60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

\* Conditions aux appuis:

• longueur de l'appui:  $c \geq \frac{2 \cdot T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = c_0$

$T_{max} = 13,46 \text{ t}$  (appui de rive sous SP1).

$c_0 = \frac{2 \cdot 13,46 \cdot 10^3}{30 \cdot 6815} = 13,09 \text{ cm} < c = a = 35 \text{ cm}$  (vérifié)

• armatures inférieures:  $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\bar{\sigma}_a}$

appui ①:  $M = -5,986 \text{ t.m}$ ;  $T = 13,46 \text{ t}$  (sous SP1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 13,46 \cdot 10^3 - \frac{5,986 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 0,28 \text{ cm}^2$

On laisse filer 2 barres T16 (4,02 cm<sup>2</sup>) de la travée 1-2 qui seront suffisantes.

appui ②:  $M = -31,966 \text{ t.m}$ ;  $T = 30,69 \text{ t}$  (sous SP1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 30,69 \cdot 10^3 - \frac{31,966 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$

appui ③:  $M = -31,82 \text{ t.m}$ ;  $T = 30,64 \text{ t}$  (sous SP1).

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 30,64 \cdot 10^3 - \frac{31,82 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$

appui ④:  $M = -9,678 \text{ t.m}$ ;  $T = 14,41 \text{ t}$  (sous SP1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 14,41 \cdot 10^3 - \frac{9,678 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$

appui ⑤:  $M = 1,462 \text{ t.m}$ ;  $T = 8,01 \text{ t}$  (sous SP2)

$A \geq \frac{1}{4200} \left[ 8,01 \cdot 10^3 - \frac{1,462 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 2,64 \text{ cm}^2$

Toutes les sections inférieures a droite sont plus grandes que les valeurs imposées par la condition d'appui.

\* Vérification des contraintes:

a) sections simplement armées:

Section	(1)	(2)	(6)	(7)	(8)	(9)
M (t.m)	-5,986 (SP1)	7,81 (SP1)	6,55 (SP1)	-9,678 (SP1)	-2,48 (SP1)	-1,388 (SP2)
A (cm <sup>2</sup> )	8,04	8,04	8,04	8,04	4,02	4,02
$\bar{\omega}$	0,496	0,496	0,496	0,496	0,248	0,248
$\epsilon$	0,8938	0,8938	0,8938	0,8938	0,9206	0,9206
$k$	32,1	32,1	32,1	32,1	48	48
$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1542,57	2012,6	1687,9	2494	1241	694,54
$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	48,05	62,69	52,58	77,69	25,85	14,46

b) sections doublement armées:

Ce sont les sections ③, ④ et ⑤

Section	M (t.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	η <sub>f</sub> (cm)	I <sub>L</sub> (cm <sup>4</sup> )	K (kg/cm <sup>3</sup> )	σ <sub>b</sub> ' (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>a</sub> ' (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
(3)	-34,986 (SPL)	27,67	19,63	22,94	6,056.10 <sup>5</sup>	5,27	120,89	1339,1	2455,29
(4)	36,13 (SPL)	27,67	23,65	22,24	6,22.10 <sup>5</sup>	5,80	129	1412,88	2763,12
(5)	-34,82 (SPL)	27,67	19,63	22,94	6,056.10 <sup>5</sup>	5,25	120,43	1334,02	2445,92

Toutes les contraintes sont vérifiées.

\* Vérification à la fissuration:

$$A = 27,67 \text{ cm}^2 \text{ (section (4))}; \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{27,67}{2 \cdot 6,187 \cdot 30} = 0,067$$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \cdot \tilde{\omega}_f}; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$\sigma_1 = 3851,5 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_2 = 1790 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3851,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \min(\bar{\sigma}_a, \sigma_f) = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2763,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

B. Armatures transversales:

Pour pouvoir utiliser des étriers et cadres perpendiculaires à la ligne moyenne, il faut que la contrainte de cisaillement  $\tau_b$ , calculée par la relation:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \text{ soit inférieure aux valeurs:}$$

$$- \tau_b \leq 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b \text{ si } \sigma_b' \leq \bar{\sigma}_b'$$

$$- \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'}\right) \bar{\sigma}_b \text{ si } \bar{\sigma}_b' < \sigma_b' \leq 2 \cdot \bar{\sigma}_b'$$

$\sigma_b'$ : contrainte maximale de compression du béton dans la section pour laquelle on considère  $\tau_b$ .

Niveau III:  $T_{\max} = 22,90 \text{ t}$  (section (3))

$$\sigma_b' = 124,34 \text{ kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}_b' = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

on constate que:  $68,5 < \sigma_b' < 137 \text{ kg/cm}^2$

on vérifie donc:

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

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{22,9 \cdot 10^3}{30 \cdot 7/8 \cdot 54} = 12,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'}\right) \cdot \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{124,34}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 15,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 12,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 15,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

→ les armatures transversales suffisent. On choisit (1 cadre + 1 étrier)  $\phi 8$ .

espacement des cadres et étriers:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}; \quad \bar{\sigma}_{at} = \beta_{at} \cdot \sigma_{em} \text{ avec } \beta_{at} = \max\left[\frac{z}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b}\right]$$

$\rho_{at} = 0,767$  ; on utilise du Fe E24  $\rightarrow \sigma_{cm} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$t = \frac{2,01 \cdot 7/8 \cdot 54 \cdot 0,767 \cdot 2400}{22,9 \cdot 10^3} = 7,6 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 0,2 \cdot 54 = 10,8 \text{ cm} \\ t_2 = h \left( 1 - \frac{0,3 \cdot \tau_b}{\sigma'_b} \right) = 54 \left[ 1 - \frac{0,3 \cdot 12,36}{5,9} \right] = 20,06 \text{ cm} \end{cases}$$

$\bar{t} = 20,06 \text{ cm} \rightarrow t < \bar{t}$ .

On choisit :  $t = 8 \text{ cm}$ .

le 1<sup>er</sup> cours d'armatures transversales sera situé à  $\frac{t}{2} = 4 \text{ cm}$  du nu de l'appui. Les autres espacements seront  $\frac{2}{3}$  donnés par la suite de CA200T.

Niveau III :  $T_{max} = 19,32 \text{ t}$  ;  $\sigma'_b = 116,8 \text{ kg/cm}^2$ .

on a :  $\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b = 116,8 \text{ kg/cm}^2 < 2 \bar{\sigma}'_b = 117 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$  on vérifie

alors :  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \cdot \bar{\sigma}_b$

$$\tau_b = \frac{19,32 \cdot 10^3}{30 \cdot 7/8 \cdot 54} = 13,62 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 16,54 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}.$$

les armatures transversales suffisent : on choisit

(1 cadre + 1 étrier)  $\phi 8$   $\rightarrow A_t = 4 \cdot 0,503 = 2,01 \text{ cm}^2$

espacement des cadres et étriers :  $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$  ;  $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{cm}$

$$\rho_{at} = \max \left[ \frac{t}{z}, 1 - \frac{13,62}{9 \cdot 5,9} \right] = 0,743$$

On utilise du Fe E24  $\rightarrow \sigma_{cm} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$t = \frac{2,01 \cdot 7/8 \cdot 54 \cdot 0,743 \cdot 2400}{19,32 \cdot 10^3} = 8,76 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 10,8 \text{ cm} \\ t_2 = 54 \left[ 1 - 0,3 \frac{13,62}{5,9} \right] = 16,6 \text{ cm} \end{cases}$$

$t = 8,76 \text{ cm} < \bar{t} = 16,6 \text{ cm}$ .

on choisit :  $t = 8 \text{ cm}$ .

Niveau II :  $T_{max} = 19,37 \text{ t}$  ;  $\sigma'_b = 116,42 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b < 2 \cdot \sigma'_b \rightarrow$  on vérifie :  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \cdot \bar{\sigma}_b$

$$\tau_b = \frac{19,37 \cdot 10^3}{30 \cdot 7/8 \cdot 54} = 13,66 \text{ kg/cm}^2 < \left( 4,5 - \frac{116,42}{68,5} \right) \cdot 5,9 = 16,58 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}.$$

donc les armatures transversales suffisent.

On choisit (1 cadre + 1 étrier)  $\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 7/8 \cdot 54 \cdot 0,742 \cdot 2400}{19,37 \cdot 10^3} = 8,73 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 10,8 \text{ cm} \\ 54 \left[ 1 - 0,3 \frac{13,66}{5,9} \right] = 16,49 \text{ cm} \end{cases}$$

$\bar{t} = 16,49 \text{ cm}$  , on choisit :  $t = 8 \text{ cm}$ .

Niveau I :  $T_{max} = 19,49 \text{ t}$  ;  $\sigma'_b = 120,43 \text{ kg/cm}^2$

$68,5 < \sigma'_b = 120,43 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$  On vérifie :

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

$$\tau_b = \frac{19,49 \cdot 10^3}{30 \cdot 7/8 \cdot 54} = 13,74 \text{ kg/cm}^2 < \left( 4,5 - \frac{120,43}{68,5} \right) \cdot 5,9 = 16,23 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures transversales suffisent.

On choisit (1 cadre + 1 étrier)  $\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\rho_{at} = \max \left[ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{13,74}{9 \cdot 5,9} \right] = 0,741$$

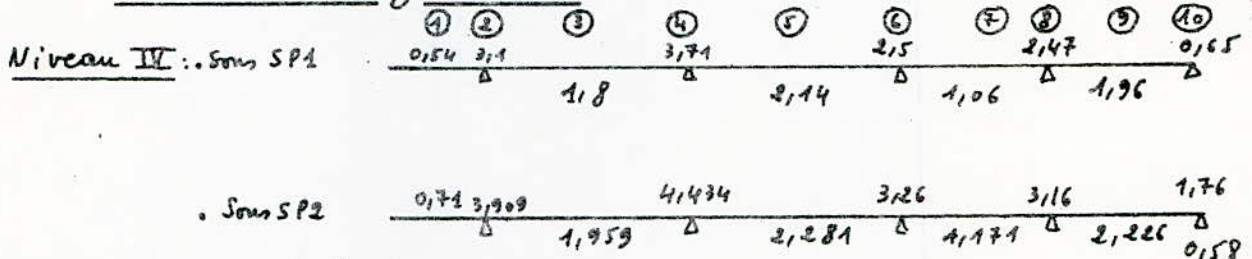
$$t = \frac{2,01 \cdot 7/8 \cdot 54 \cdot 0,741 \cdot 2400}{19,49 \cdot 10^3} = 8,66 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 10,8 \text{ cm} \\ 54 \left[ 1 - 0,3 \frac{13,74}{5,9} \right] = 16,27 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \bar{t} = 16,27 \text{ cm}$$

On choisit  $t = 8 \text{ cm}$  ; les autres écartements seront donnés par la suite de CAQUOT.

2/ Portique transversal :

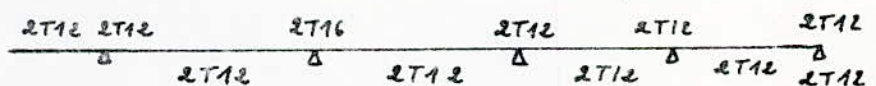
A - armatures longitudinales :



Sections calculées :

Section	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
M(t.m)	-0,54 (SP1)	-3,10 (SP1)	1,8 (SP1)	-3,71 (SP1)	2,14 (SP1)	-2,50 (SP1)	1,06 (SP1)	-2,47 (SP1)	1,96 (SP1)	-1,76 (SP2)
$\mu$	0,0033	0,0489	0,0411	0,0227	0,0434	0,0453	0,0064	0,0451	0,042	0,0071 0,0023
K	176	67,5	91,5	61	83	76,5	124	77	87	116 210
E	0,9738	0,9394	0,9531	0,9342	0,9490	0,9454	0,9640	0,9457	0,951	0,9618 0,9728
A(cm <sup>2</sup> )	0,366	2,182	1,249	2,626	1,491	1,748	0,727	1,727	1,363	0,806 0,261

Sections adoptées :



Vérifications :

\* Condition de non-fragilité : (art 52 CBA 68)

on doit vérifier :  $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{cu}} = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow$  ce qui est vérifié pour toutes les sections d'armatures.

\* Condition de flèche :

-  $\frac{ht}{l} = \frac{60}{325} = 0,184 > \frac{1}{16} = 0,0625$  (vérifié)

-  $A \leq 43 \cdot \frac{b_0 \cdot h}{\sigma_{adm}} = 43 \cdot \frac{30 \cdot 54}{4200} = 16,58 \text{ cm}^2$

Cette condition est la plus restrictive. Elle est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

\* Condition de non entraînement des armatures: (art 29 CCR 68)

on vérifie :  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$  ;  $T = 6,29 \text{ t}$  (sect(4) sous SP1)

$\tau_d = \frac{T}{m \cdot p \cdot l} = \frac{6,29 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,4 \cdot \pi \cdot 7/8 \cdot 54} = 15,133 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_d = 15,133 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$  (Vérifié).

\* Conditions aux appuis :

• longueur de l'appui :  $c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = c_0$

$T = 4,18 \text{ t}$  (appui de rive).

$c_0 = \frac{2 \cdot 4,18 \cdot 10^3}{30 \cdot 68,5} = 4,068 \text{ cm} < c = a = 35 \text{ cm}$  (Vérifié!).

• armatures inférieures :

on vérifie :  $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\delta}$

appui ① :  $M = -3,1 \text{ t.m}$  ;  $T = 5,78 \text{ t}$  (sous SP1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 5,78 \cdot 10^3 - \frac{3,1 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$

appui ② :  $M = -3,74 \text{ t.m}$  ;  $T = 6,29 \text{ t}$  (sous SP1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 6,29 \cdot 10^3 - \frac{3,74 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$

appui ③ :  $M = -2,5 \text{ t.m}$  ;  $T = 5,69 \text{ t}$  (sous SP1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 5,69 \cdot 10^3 - \frac{2,5 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 0,142 \text{ cm}^2$

Il suffit de laisser filer 2 barres T12 de la travée 2-3.

appui ④ :  $M = -2,47 \text{ t.m}$  ;  $T = 5,65 \text{ t}$  (sous SP1).

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 5,65 \cdot 10^3 - \frac{2,47 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 0,118 \text{ cm}^2$

On laisse filer 2 barres T12 de la travée 3-4.

appui ⑤ :  $M = 0,58 \text{ t.m}$  ;  $T = 4,92 \text{ t}$  (sous SP2)

$A \geq \frac{1}{4200} \left[ 4,92 \cdot 10^3 + \frac{0,58 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 1,46 \text{ cm}^2$

la section adoptée est suffisante.

\* Vérification des contraintes :

Toutes les sections sont simplement armées.

On mènera la vérification des contraintes pour ce niveau sous forme d'un tableau.

Section	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
M (t.m)	-0,54 (SPA)	-3,10 (SPA)	1,80 (SPA)	-3,74 (SPA)	2,14 (SPA)	-2,50 (SPA)	1,06 (SPA)	-2,47 (SPA)	1,96 (SPA)	-1,76 (SPA)
A (cm <sup>2</sup> )	2,26	2,26	2,26	4,02	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
$\bar{w}$	0,139	0,139	0,139	0,248	0,139	0,139	0,139	0,139	0,139	0,139
E	0,9387	0,9387	0,9387	0,9602	0,9387	0,9387	0,9387	0,9387	0,9387	0,9387
K	66,5	66,5	66,5	48	66,5	66,5	66,5	66,5	66,5	66,5
$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	471,37	2706,03	1571,24	1856,44	1868,03	2122,28	325,28	2156,09	1710,9	1536,32
$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	7,08	40,69	23,62	38,67	28,09	32,84	43,94	32,42	25,72	23,10

Toutes les contraintes sont vérifiées.

\* Vérification à la fissuration:

$$A = 4,02 \text{ cm}^2 \rightarrow w = \frac{A}{8f} = \frac{4,02}{8 \cdot 16} = 0,0111.$$

$$k = 1,5 \cdot 10^6; \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; \quad \eta = 1,6 \text{ (aciers H.A.)}; \quad \phi = 16 \text{ mm.}$$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w} f}{1 + 10 \bar{w} f}; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 1498 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_2 = 2238,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 1856,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min(\bar{\sigma}_a, \sigma_f) = 2238,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 1856,44 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_2 = 2238,57 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{pas de risque de fissuration.}$$

Niveau III:

• sous SP1:  $\frac{0,69 \ 5,03}{\Delta} \quad \frac{5,45}{\Delta} \quad \frac{3,86}{\Delta} \quad \frac{3,65}{\Delta} \quad \frac{0,79}{\Delta}$   
 $\frac{3,04}{\Delta} \quad \frac{3,63}{\Delta} \quad \frac{1,95}{\Delta} \quad \frac{3,04}{\Delta}$

• sous SP2:  $\frac{0,98 \ 6,42}{\Delta} \quad \frac{6,688}{\Delta} \quad \frac{5,135}{\Delta} \quad \frac{4,818}{\Delta} \quad \frac{2,65}{\Delta}$   
 $\frac{3,411}{\Delta} \quad \frac{4,001}{\Delta} \quad \frac{2,211}{\Delta} \quad \frac{3,251}{\Delta} \quad \frac{1,44}{\Delta}$

Calcul des sections:

Section	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
M (t.m)	-0,69 (SPA)	-5,03 (SPA)	3,04 (SPA)	-5,45 (SPA)	3,63 (SPA)	-3,86 (SPA)	1,95 (SPA)	-3,65 (SPA)	3,04 (SPA)	2,65 (SPA)
$\mu$	0,0042	0,0308	0,0484	0,0333	0,0222	0,0236	0,0119	0,0223	0,0186	0,0108 0,0045
K	154	51	69	48,8	61,5	59,5	87,5	61,5	68,5	32,5 48
E	0,9704	0,9242	0,9405	0,9216	0,9346	0,9329	0,9212	0,9346	0,9401	0,935 0,9493
A (cm <sup>2</sup> )	0,47	3,60	2,11	3,91	2,56	2,73	1,40	2,58	2,13	1,22 0,50

Sections adoptées:

$\frac{2T14 \ 2T20}{\Delta} \quad \frac{2T20}{\Delta} \quad \frac{2T14}{\Delta} \quad \frac{2T14}{\Delta} \quad \frac{2T14}{\Delta} \quad \frac{2T14}{\Delta}$

Verifications :

\* Condition de non-fragilité (art 52 CCBA 68).

on verifie :  $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{b0}} = 1,57 \text{ cm}^2$

Ce qui est verifie pour toutes les sections adoptées.

\* Condition de fléche : (art 51 CCBA 68).

-  $\frac{ht}{l} = \frac{60}{325} = 0,184 > \frac{1}{16} = 0,0625$  (Verifiée).

-  $A \leq 43 \cdot \frac{b_0 \cdot h}{\sigma_{\text{adm}}} = 16,58 \text{ cm}^2$  (Verifiée pour toutes les sections en travée).

\* Condition de non-entraînement : (art 29 CCBA 68)

on verifie :  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

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

$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{9,22 \cdot 10^3}{\pi(2,2) \cdot 7/8 \cdot 54} = 15,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$  (verifié)

donc il n'y a pas de risque d'entraînement.

\* Conditions aux appuis:

• longueurs de l'appui :  $c > \frac{eT}{b \cdot \sigma'_b} = c_0$

$T = 6,30 \text{ t}$  (appui de rive);  $c_0 = \frac{2 \cdot 6,30 \cdot 10^3}{30 \cdot 68,5} = 6,13 \text{ cm}$

$c = a = 35 \text{ cm} > c_0 = 6,13 \text{ cm}$  (Verifiée)

• armatures inférieures :

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

appui ① :  $M = -3,1 \text{ t.m}$ ;  $T = 8,93 \text{ t}$  (sous  $\frac{2}{3}$  SP1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 8,93 \cdot 10^3 - \frac{3,1 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 0,846 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on laisse  
filer 2 barres T14 de la travée 1-2.

appui ② :  $M = -5,45 \text{ t.m}$ ;  $T = 9,44 \text{ t}$  (sous SP1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 9,44 \cdot 10^3 - \frac{5,45 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$

appui ③ :  $M = -3,860 \text{ t.m}$ ;  $T = 8,66 \text{ t}$  (sous SP1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 8,66 \cdot 10^3 - \frac{3,86 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 0,175 \text{ cm}^2$

on laisse filer 2 barres T14 de la travée 2-3.

appui ④ :  $M = -3,65 \text{ t.m}$ ;  $T = 8,45 \text{ t}$  (sous SP1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 8,45 \cdot 10^3 - \frac{3,65 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 0,258 \text{ cm}^2$

on laisse filer 2 barres T14 de la travée 3-4 qui seront suffisantes.

appui ⑤ :  $M = 1,11 \text{ t.m}$ ;  $T = 7,55 \text{ t}$  (sous SP2)

$A \geq \frac{1}{4200} \left[ 7,55 \cdot 10^3 + \frac{1,11 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 2,35 \text{ cm}^2$

la section adoptée (2T14) est suffisante.



\* Vérification des contraintes :

Section	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
M(km)	-0,69 (SPA)	-5,03 (SPA)	3,01 (SPA)	-5,45 (SPA)	3,63 (SPA)	-3,86 (SPA)	1,95 (SPA)	-3,65 (SPA)	3,04 (SPA)	-265 SP2
A(cm <sup>2</sup> )	3,08	6,28	3,08	6,28	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08
$\bar{\sigma}_b$	0,190	0,387	0,190	0,387	0,190	0,190	0,190	0,190	0,190	0,190
E	0,9296	0,9042	0,9296	0,9042	0,9296	0,9296	0,9296	0,9296	0,9296	0,9296
K	56	37,2	56	37,2	56	56	56	56	56	56
$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	446,28	1640,4	1946,80	1777,37	2347,81	2496,57	1261,22	2360,74	1966,21	1713,96
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	7,969	44,096	34,764	47,778	41,925	44,581	22,528	42,156	35,110	30,606

Toutes les contraintes sont vérifiées.

\* Vérification de la fissuration :

$A = 6,28 \text{ cm}^2 ; k = 1,5 \cdot 10^6 ; \eta = 1,6 ; \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{20} \cdot \frac{0,10174}{1 + 0,174} = 1778 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{20} \cdot 5,9} = 2002,2 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_f = \sigma_2 = 2002,2 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_a \leq \min(\bar{\sigma}_a, \sigma_f) = 2002,2 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_a = 1777,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2002,2 \text{ kg/cm}^2$  (Vérifié!)

→ pas de risque de fissuration.

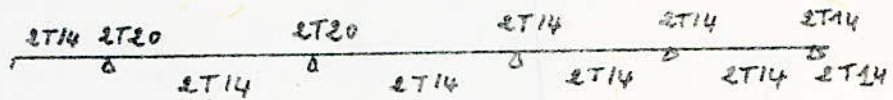
Niveau II :

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
• sous SP1	0,69	5,00		5,46		3,85		3,67		0,76
			3,02		3,62		1,94		3,05	
• sous SP2	1,07	6,816		7,062		5,527		5,202		3,31
			3,451		4,009		2,219		3,672	1,83

Calcul des sections :

Section	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
M(km)	-1,07 (SP2)	-5,00 (SPA)	3,02 (SPA)	-5,46 (SPA)	3,62 (SPA)	-3,85 (SPA)	1,94 (SPA)	-3,67 (SPA)	3,05 (SPA)	3,31(SP2) 4,83(SP2)
$\mu$	0,0043	0,0306	0,0184	0,0334	0,0221	0,0235	0,0118	0,0224	0,0186	0,0135 0,0074
K	152	51,5	69	48,8	62	59,5	88	61,5	68,5	81,5 114
E	0,9701	0,9248	0,9405	0,9216	0,9351	0,9329	0,9515	0,9346	0,9401	0,9482 0,9612
A(cm <sup>2</sup> )	0,486	3,57	2,12	3,91	2,56	2,72	1,34	2,59	2,14	1,53 0,84

Sections adoptées :



Vérifications :

\* Condition de non-fragilité : (art 52 CCBA68)

On vérifie :  $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{em}} = 1,157 \text{ cm}^2$   
Ce qui est vérifié pour toutes les sections choisies.

\* Condition de flèche : (article 61 CCBA68).

-  $\frac{h_t}{l} = \frac{60}{325} = 0,184 > 0,0625 = \frac{1}{16}$  (Vérifié).

-  $A \leq 43 \cdot \frac{b_0 \cdot h}{\sigma_{em}} = 16,58 \text{ cm}^2$  (Vérifié pour toutes les sections d'armatures en travié)

\* Condition de non-entraînement des armatures (art 29 CCBA68)

On vérifie :  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

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

$T = 9,44 \text{ t}$  (sous SP1) (section (4))

$\tau_d = \frac{T}{m.p.z} = \frac{9,44 \cdot 10^3}{2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 7/8 \cdot 54} = 15,89 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$  (Vérifié)

→ pas de risque d'entraînement des armatures.

\* Conditions aux appuis :

• longueur d'appui :  $c \geq \frac{2T}{b \cdot \sigma'_b} = c_0$

$T = 6,29 \text{ t}$  (appui de rive sous SP1)

$c_0 = \frac{2 \cdot 6,29 \cdot 10^3}{30 \cdot 68,5} = 6,12 \text{ cm} < c = a = 35 \text{ cm}$  (Vérifié)

• armatures inférieures :

On vérifie :  $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$   
appui (1) :  $M = -5,00 \text{ t.m}$ ;  $T = 8,91 \text{ t}$  (sous SP1) &

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 8,91 \cdot 10^3 - \frac{5 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < c_0$

appui (2) :  $M = -5,46 \text{ t.m}$ ;  $T = 9,44 \text{ t}$  (sous SP1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 9,44 \cdot 10^3 - \frac{5,46 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < c_0$

appui (3) :  $M = -3,85 \text{ t.m}$ ;  $T = 8,65 \text{ t}$  (sous SP1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 8,65 \cdot 10^3 - \frac{3,85 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 0,179 \text{ cm}^2$

On laisse filer 2 barres T14 de la travié E-3 qui seront suffisantes.

appui (4) :  $M = -3,67 \text{ t.m}$ ;  $T = 8,47 \text{ t}$  (sous SP1)

appui ⑤ :  $M = 1,83 \text{ t.m}$ ;  $T = 7,9 \text{ t}$  (sans SP2)

$$A \geq \frac{1}{4200} \left[ 7,9 \cdot 10^3 + \frac{1,83 \cdot 10^5}{7/8,54} \right] = 2,8 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

La section inférieure adoptée est suffisante.

\* Verification des contraintes :

Section	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
M(t.m)	-1,07 (SP2)	-5,00 (SP1)	3,02 (SP1)	-5,46 (SP1)	3,62 (SP1)	-3,85 (SP1)	1,94 (SP1)	-3,67 (SP1)	3,05 (SP1)	-3,31 (SP2)
A(cm <sup>2</sup> )	3,08	6,28	3,08	6,28	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08
$\bar{\omega}$	0,1904	0,3876	0,1904	0,3876	0,1901	0,1901	0,1901	0,1901	0,1901	0,1901
E	0,9296	0,9042	0,9296	0,9042	0,9296	0,9296	0,9296	0,9296	0,9296	0,9296
K	56	37,2	56	37,2	56	56	56	56	56	56
$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	692,07	1630,61	1953,28	1780,63	2341,35	2490,11	1254,17	2373,69	1972,69	2140,85
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	12,35	43,83	34,88	47,86	41,80	44,46	22,40	42,38	35,22	38,22

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées.

\* Verification à la fissuration :

$$A = 6,28 \text{ cm}^2 ; \bar{\omega}_f = \frac{A}{2 \cdot d \cdot b} = \frac{6,28}{2 \cdot 6 \cdot 30} = 0,0174$$

$$K = 1,6 \cdot 10^6 ; \eta = 1,6 ; \phi = 20 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1778 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2002,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \bar{\sigma}_f = \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \end{array} \right. = 2002,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1780,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2002,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

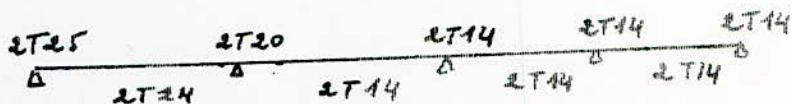
→ donc il n'y a pas de risque de fissuration.

Niveau I :

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
• sous SP1 :	6,35	3,35	5,05	4,20	4,43	2,40	3,52	3,22	1,70
• sous SP2 :	7,769	5,976	5,409	4,391	3,04	3,889	4,556	2,636	3,639

Section	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
M(t.m)	-6,35 (SP1)	3,35 (SP1)	-5,05 (SP1)	4,20 (SP1)	-4,43 (SP1)	2,40 (SP1)	-3,52 (SP1)	3,22 (SP1)	1,70 (SP2)
$\bar{\omega}$	0,0388	0,0205	0,0309	0,0257	0,0271	0,0446	0,0215	0,0197	0,0069
K	44,6	64,5	51	57	55	78,5	63	66	118
E	0,9161	0,9371	0,9242	0,9306	0,9286	0,9465	0,9359	0,9383	0,9624
A(cm <sup>2</sup> )	4,58	2,36	3,61	2,98	3,15	1,67	2,48	2,27	0,77

sections adoptées:



Verifications:

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

on vérifie:  $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 1,57 \text{ cm}^2$

Ce qui est vérifié pour toutes les sections adoptées.

\* Condition de flèche: (art 61 CCBA 68)

-  $\frac{h_t}{l} = \frac{60}{325} = 0,184 > \frac{1}{16} = 0,0625$  (vérifié)

-  $A \leq 43 \cdot \frac{b_0 \cdot h}{\bar{\sigma}_{cm}} = 43 \cdot \frac{30 \cdot 54}{4200} = 16,58 \text{ cm}^2$ . (ce qui est vérifié pour toutes les sections d'armatures en travée)

\* Condition de non-entraînement des armatures (art 29 CCBA 68)

On vérifie:  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$ ;  $T = 10,4 \text{ t}$  (section (4) sous SPA)

$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{10,4 \cdot 10^3}{2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 7/8 \cdot 54} = 17,54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$  (vérifié)

\* Conditions aux appuis:

• longueur de l'appui:  $T = 10,4 \text{ t}$  (appui de rive)

$C \geq \frac{2 \cdot T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = C_0$ ;  $\frac{2 \cdot T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = \frac{2 \cdot 10,4 \cdot 10^3}{30 \cdot 68,5} = 10,12 \text{ cm}$

$C = a = 35 \text{ cm} > C_0 = 10,12 \text{ cm}$  (vérifié)

• armatures inférieures:

on vérifie:  $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

appui ①:  $M = -6,35 \text{ t.m}$ ;  $T = 10,4 \text{ t}$  (sous SP 1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 10,4 \cdot 10^3 - \frac{6,35 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$

appui ②:  $M = -5,05 \text{ t.m}$ ;  $T = 10,16 \text{ t}$  (sous SP 1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 10,16 \cdot 10^3 - \frac{5,05 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] < 0$

appui ③:  $M = -4,43 \text{ t.m}$ ;  $T = 9,85 \text{ t}$  (sous SP 1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 9,85 \cdot 10^3 - \frac{4,43 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 0,169 \text{ cm}^2$

On laisse filer 2 barres T14 de la travée 2-3 qui seront suffisantes.

appui ④:  $M = -3,52 \text{ t.m}$ ;  $T = 8,85 \text{ t}$  (sous SP 1)

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 8,85 \cdot 10^3 - \frac{3,52 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 0,496 \text{ cm}^2$

On laisse filer 2 barres T14 de la travée 3-4

appui ⑤ :  $M = -1,7 t.m$ ;  $T = 7,47 t$  (sous SP2)

$$A \geq \frac{1}{4200} \left[ 7,47 \cdot 10^3 - \frac{1,7 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 54} \right] = 0,92 cm^2$$

On laisse filer 2 barres T14 de la travée 4-5 qui seront suffisantes.

\* Verification des contraintes:

Section	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
M(t.m)	-6,35 (SPA)	3,35 (SPA)	-5,05 (SPA)	4,20 (SPA)	-4,43 (SPA)	2,40 (SPA)	-3,52 (SPA)	3,22 (SPA)	-1,70 (SP2)
A (cm <sup>2</sup> )	9,82	3,08	6,28	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08
$\bar{\omega}$	0,606	0,190	0,387	0,190	0,190	0,190	0,190	0,190	0,190
E	0,8851	0,9296	0,9042	0,9296	0,9296	0,9296	0,9296	0,9296	0,9296
K	28,5	56	37,2	56	56	56	56	56	56
$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1352,93	2166,22	1646,92	2716,49	2865,23	1552,68	2276,48	2682,64	1099,53
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	47,47	38,69	44,27	48,50	51,16	27,71	40,65	37,19	19,63

- Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées -

\* Verification à la fissuration:

$$A = 9,82 cm^2 \rightarrow \bar{\omega}_f = \frac{9,82}{2 \cdot 6 \cdot 30} = 0,0272$$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{2}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{1 + 0,272} \cdot 0,0272 = 2057,44 kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = 2,14 \sqrt{k \frac{2}{\phi} \cdot \bar{\sigma}'_b} = 2,14 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{5,9}} = 1790 kg/cm^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 kg/cm^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2057,44 kg/cm^2 \end{cases} = 2057,44 kg/cm^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1352,93 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2057,44 kg/cm^2$$

B - Armatures transversales:

Niveau IV :  $T_{max} = 6,29 t$  (section (4) sous SPA)

$$\bar{\sigma}'_b = 38,67 kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 kg/cm^2 \rightarrow \text{on vérifie donc}$$

$$\tau_b \leq 3,5 \cdot \bar{\sigma}'_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{6,29 \cdot 10^3}{30 \cdot 7/8 \cdot 54} = 4,43 kg/cm^2 < 3,5 \cdot \bar{\sigma}'_b = 20,65 kg/cm^2$$

les armatures transversales suffisent (vérifiée)

On choisit : 1 cadre  $\phi 8 \rightarrow A_t = 1 cm^2$

espacement des cadres et étriers:

$$s = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T} ; \bar{\sigma}'_{at} = \sigma_{at} \cdot \sigma_{em} \text{ avec } \sigma_a = \max \left[ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}'_b} \right]$$

$$\sigma_a = \max \left[ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{4,43}{9 \cdot 38,69} \right] = 0,916$$

On utilise du Fe E24 ;  $\sigma_{em} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$t = \frac{1.7/8.54.0.916.2400}{6.29.10^3} = 16,51 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ 0,2.h = 0,2.54 = 10,8 \text{ cm} \right. \\ \left. \left[ h \left[ 1 - 0,13 \frac{\tau_b}{\sigma_b} \right] = 54 \left[ 1 - 0,13 \frac{4,43}{5,9} \right] = 41,83 \text{ cm} \right. \right.$$

$$\bar{t} = 41,83 \text{ cm.}$$

$t = 16,51 \text{ cm} < \bar{t} = 41,83 \text{ cm}$ . On choisit  $t = 16 \text{ cm}$ .  
Le 1<sup>er</sup> cours sera situé à  $t/2 = 8 \text{ cm}$ . Les autres écartements seront donnés par la suite de CAQUOT.

Niveau III :  $T_{max} = 9,44 \text{ t}$  (Section (4) sous SP1)  
 $\sigma'_b = 47,778 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

On vérifie donc :  $\tau_b \leq 3,5. \bar{\sigma}_b$ .

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{9,44.10^3}{30.7/8.54} = 6,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5.5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

→ les armatures transversales suffisent. On choisit

1 cadre  $\phi 8$  :  $A_t = 1 \text{ cm}^2$ .

espacement des cadres et étriers :

$$t = \frac{A_t.3.\bar{\sigma}_{at}}{T} ; \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at}.\sigma_{em} \text{ avec } \rho_{at} = \max \left[ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{6,65}{9.5,9} \right] \\ \rho_{at} = 0,874.$$

$$t = \frac{1.7/8.54.0,874.2400}{9,44.10^3} = 10,49 \text{ cm}$$

$$t = 10,49 \text{ cm} < \bar{t} = 35,74 \text{ cm}$$

On choisit  $t = 10 \text{ cm}$ . Le 1<sup>er</sup> cours sera situé à  $t/2 = 5 \text{ cm}$ .  
Les autres écartements seront donnés par la suite de CAQUOT.

Niveau II :  $T_{max} = 9,44 \text{ t}$  (Section (4) sous SP1).

$$\sigma'_b = 47,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2.$$

on vérifie donc :  $\tau_b \leq 3,5.\bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{9,44.10^3}{30.7/8.54} = 6,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

les armatures transversales suffisent.

On choisit 1 cadre  $\phi 8$  :  $A_t = 1 \text{ cm}^2$ .

espacement des cadres et étriers :

$$t = \frac{A_t.3.\bar{\sigma}_{at}}{T} \text{ avec } \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at}.\sigma_{em} \quad \rho_{at} = \max \left[ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{6,65}{9.5,9} \right] \\ \rho_{at} = 0,874.$$

$$t = \frac{1.7/8.54.0,874.2400}{9,44.10^3} = 10,49 \text{ cm.}$$

$$t = 10,49 \text{ cm} < \bar{t} = 35,74 \text{ cm}$$

On choisit  $t = 10 \text{ cm}$ .  
Le 1<sup>er</sup> cours sera situé à  $t/2 = 10/2 = 5 \text{ cm}$ . Les autres écartements seront donnés par la suite de CAQUOT.

Niveau I: l'effort tranchant maximum pour ce niveau est,  $T_{max} = 10,4 t$  (section (e) sous SP1)

$$\sigma'_b = 38,69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2.$$

donc on doit vérifier la condition:

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

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{10,4 \cdot 10^3}{30 \cdot 7/8 \cdot 54} = 7,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow$  les armatures transversales ne sont suffisantes (les armatures obliques sont inutilisables)

On choisit 1 cadre  $\phi 8$  :  $A_t = 1 \text{ cm}^2$ .

espacements des cadres et étriers:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}; \quad \bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{en}$$

$$f_{at} = \max \left[ \frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} \right] = \max \left[ \frac{2}{3}; 1 - \frac{7,33}{9 \cdot 5,9} \right] = 0,861$$

$$t = \frac{1 \cdot 7/8 \cdot 54 \cdot 0,861 \cdot 2400}{10,4 \cdot 10^3} = 9,39 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 0,2 \cdot 54 = 10,8 \text{ cm} \\ h \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 54 \left( 1 - 0,3 \frac{7,33}{5,9} \right) = 33,87 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \bar{t} = 33,87 \text{ cm}$$

$$t = 9,39 \text{ cm} < \bar{t} = 33,87 \text{ cm}$$

On choisit :  $t = 10 \text{ cm}$ .

Le 1<sup>er</sup> cours sera situé à  $t/2 = 5 \text{ cm}$  du nu de l'appui.

Les autres écartements seront donnés par la suite de CAQUOT.

FERRAILLAGE

DES

POTEAUX



# FERAILLAGE DES POTEAUX

Chaque poteau est soumis à un effort normal et des moments fléchissants en tête et à la base, et cela dans les sens longitudinal et transversal. On calculera les poteaux en flexion composée sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre et la plus défavorable des sollicitations du 2<sup>e</sup> genre. On armera ensuite avec la plus grande des sections ainsi déterminées.

## Armatures longitudinales:

Deux cas peuvent se présenter:

- 1- section entièrement comprimée.
- 2- section partiellement comprimée.

### 1/ Section entièrement comprimée:

la section est entièrement comprimée si  $e_0 = \frac{M}{N} < e_1 = \frac{h_t}{6}$  et la section sera armée symétriquement  $A'_1 = A'_2 = A'$ . La contrainte en un point situé à la distance  $v$  du centre de gravité sera donc:

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

La contrainte sur la fibre la plus comprimée sera:

$$\sigma'_{1b} = \frac{N}{b \cdot h_t + 2 \cdot n \cdot A'} + \frac{M_G \cdot \frac{h_t}{2}}{I}$$

avec:

$M_G$ : moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité  $G$  de la section homogénéisée, centre de gravité qui, dans le cas envisagé où les armatures sont symétriques, est confondu avec le centre du rectangle.

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

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + 2 \cdot n \cdot A' (0,5 - S'_t)^2 \cdot h_t^2$$

Comme le béton est fortement comprimé, nous avons intérêt, du point de vue économique, à prendre pour  $\sigma'_{1b}$  la plus grande valeur, c'est à dire:  $\sigma'_{1b} = \bar{\sigma}'_b$ .

Posons:

$$\frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t} = \rho \quad ; \quad \frac{M_G}{N} = e \quad ; \quad \frac{6 \rho e}{h_t} = \nu \quad ; \quad 12(0,5 - S'_t)^2 = \epsilon$$

$$\frac{2n A'}{b \cdot h_t} = \mu \quad ; \quad c = \frac{1 - \rho - \nu}{\epsilon} \quad ; \quad D = 0,5 \left[ 1 - \rho + \frac{\rho}{\epsilon} + c \right]$$

Avec ces notations, on obtient la relation suivante:

$$\mu^2 + 2D\mu + c = 0 \quad \rightarrow \quad \mu = -D + \sqrt{D^2 - c} \quad \Rightarrow$$

$$A' = \mu \cdot \frac{b \cdot h_t}{2n}$$

2/ Section partiellement comprimée:

La section est partiellement comprimée quand l'effort normal de compression est appliqué en dehors du noyau central de la section homogénéisée. on aura :

$$e_0 = \frac{M}{N} > e_1 = \frac{h_t}{6}$$

avec :  $e_0$  : excentricité de la charge.

$M$  : moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section du béton seul.

$N$  : effort normal au centre de gravité du béton seul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

a) Section sans armatures tendues :

On détermine les armatures  $A_1$  de la section rectangulaire de mêmes dimensions soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M$  des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

La section d'armature tendue soumise à  $N$  et  $M$  est :

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad (N : \text{effort de compression}).$$

On doit avoir :  $K > \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$  pour ne pas avoir des armatures comprimées.

Pour obtenir l'armature minimale, on prend  $\sigma_a = \bar{\sigma}_a$ .

b) Section avec armatures comprimées :

Soit  $\left\{ \begin{array}{l} M_{at} : \text{moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au c.d.g des arm. tendues.} \\ M_{ac} : \text{moment des mêmes forces extérieures par rapport aux armatures comprimées.} \end{array} \right.$

$$\text{On a : } \omega'_a = \frac{M_{at}}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2} ; \quad \omega'_c = \frac{M_{ac}}{-\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2} ; \quad \bar{\omega}' = \frac{100 A'}{b \cdot h}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} ; \quad \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} ; \quad S' = \frac{d'}{h}$$

On doit rechercher, du point de vue économique, des sections d'armatures  $A$  et  $A'$  telle que la somme soit étre minimale. On cherchera donc la valeur de  $K$  qui répond à cette condition.

Si  $K < \bar{K}$ , on prend  $K$  pour la suite des calculs

Si  $K > \bar{K}$ , on prend  $K = \bar{K}$ .

Avec  $K$ , on déterminera :

$\bar{\omega}$  et  $\bar{\omega}'$  à l'aide des formules suivantes.

$$\bar{\omega}' = \frac{\omega'_a - \omega'_c}{f}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 (\omega'_a + g)}{K (1 - S')}$$

$\omega'_a, g, f$  sont données par des abaques (calcul pratiques des sections en B.A P. CHARON) en fonction de  $K$  et  $S'$ .

d'où les sections d'armatures :

$$\boxed{A' = \frac{15}{n} \cdot \bar{w}' \cdot \frac{b \cdot h}{100}} \quad \text{et} \quad \boxed{A = \frac{15}{n} \cdot \bar{w} \cdot \frac{b \cdot h}{100}}$$

La contrainte des armatures comprimées est :

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

3°/ Cas de la compression simple : La section d'armature longitudinale doit vérifier les trois conditions suivantes :

- $A_L \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$
- $A_L \geq \frac{1}{n} \left( \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - B \right)$
- $\frac{A_L}{B} \leq 5\% \rightarrow A_L \leq \frac{B}{20}$

$\theta_1$  : Coefficient qui tient compte de l'excentricité de la charge.

- $\theta_1 = 1,8$  pour les poteaux d'angles.
- $\theta_1 = 1,4$  pour les poteaux de rive.
- $\theta_1 = 1$  pour les autres poteaux.

•  $\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - e_c}$  avec  $\left\{ \begin{array}{l} l_c : \text{longueur de flambement} \\ a : \text{la plus petite dimension} \\ c : \text{encrobage des armatures longitudinales} \end{array} \right.$

•  $\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}(\text{bars})}$   $\sigma_{en}$  : limite d'élasticité nominale de l'acier.

Contrainte admissible  $\bar{\sigma}'_b$  en flexion composée (art 9-4 CCBA 68)

— Sous SP1 :  $\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{e8}$   
 les coefficients  $\alpha, \beta, \gamma, \epsilon$  sont définis précédemment.  
 $\delta$  : dépend de la nature de la sollicitation en flexion composée.  
 $\delta = \min \left( 0,16 ; 0,13 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right)$

— Sous SP2 : La valeur de  $\delta$  est multipliée par 1,5 donc la contrainte admissible  $\bar{\sigma}'_b$  en flexion composée sous SP2 est égale à 1,5 par la contrainte admissible  $\bar{\sigma}'_b$  en flexion composée sous SP1.

# PORTIQUE LONGITUDINAL

Determination des armatures longitudinales sous SP1:

on doit calculer le rapport  $e_0 = \frac{M}{N}$  pour tous les poteaux et le comparer à  $e_1 = \frac{h_t}{6}$  pour connaître si les sections sont simplement, partiellement ou totalement comprimées.

$$h_t = 35 \text{ cm} \rightarrow e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm} \rightarrow e_1 = 5,83 \text{ cm}$$

Tableau donnant les différentes valeurs de  $e_0$  et  $\bar{\sigma}'_b$ :

Files	Poteaux	M (t.m)	N (t)	$e_0$ (cm)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Nature de sollicitation
A	1-6	2,13	10	21,30	137	P.C
	6-11	2,31	22,98	10,05	107,83	P.C
	11-16	1,78	36,16	4,92	87,75	E.C
	16-21	4,59	49,98	9,18	104,43	P.C
B	2-7	3,12	39,99	7,80	99,03	P.C
	7-12	3,57	91,30	3,91	83,80	E.C
	12-17	2,75	142,97	1,92	76,01	E.C
	17-22	8,01	194,48	4,11	84,58	E.C
C	3-8	3,42	38,91	8,78	102,86	P.C
	8-13	3,91	88,33	4,42	85,80	E.C
	13-18	3,01	138,48	2,17	76,99	E.C
	18-23	8,29	188,97	4,38	85,64	E.C
D	4-9	0,52	20,77	2,50	78,28	E.C
	9-14	0,59	47,85	1,23	73,31	E.C
	14-19	0,47	75,10	0,62	70,92	E.C
	19-24	1,42	102,22	1,38	73,90	E.C
E	5-10	0,02	6,16	0,32	69,75	E.C
	10-15	0,03	13,36	0,22	69,36	E.C
	15-20	0,02	20,96	0,09	68,85	E.C
	20-25	0,05	27,07	0,18	69,20	E.C

P.C : section partiellement comprimée ( $e_0 > e_1$ )  
 E.C : section entièrement comprimée ( $e_0 < e_1$ ).

Pourcentage minimal d'armatures (art 32-2 et 53-23 CCR 68)

$$w_L = \frac{A}{B} \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{b_0}}$$

avec  $\sigma'_m$ : contrainte moyenne de compression sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre calculée sur la section de béton seul.

•  $\theta_1 = 1$  pour les files B, C, D (Poteaux centraux).

•  $\theta_1 = 1,4$  pour les files A et E (Poteaux de rive)

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

$$\theta_3 = 1 + \frac{2460}{\sigma_{cn}} = 1 + \frac{2460}{4200} = 1,52 \quad (\sigma_{cn} \text{ exprimé en bars})$$

a)  $l_c = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 3,06 = 2,142 \text{ m}$  (pour les poteaux du 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> étage)

$$\rightarrow \theta_2 = 1 + \frac{2,142}{4 \cdot 0,135 - 2 \cdot 0,102} = 2,575$$

b)  $l_c = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 3,96 = 2,772 \text{ m}$  (pour les poteaux du R.D.C)

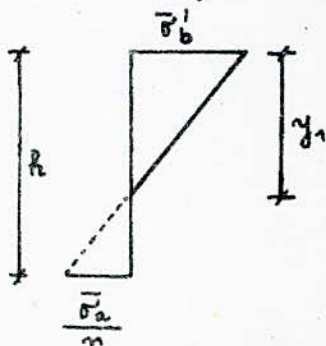
$$\rightarrow \theta_2 = 1 + \frac{2,772}{4 \cdot 0,135 - 2 \cdot 0,102} = 3,038$$

c)  $l_c = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 1,20 = 0,84 \text{ m}$  (pour les poteaux inférieurs)

$$\rightarrow \theta_2 = 1 + \frac{0,84}{4 \cdot 0,135 - 2 \cdot 0,102} = 1,617$$

$\sigma'_m$ : contrainte moyenne de compression:

\* Pour les sections partiellement comprimées: on se réfère au diagramme de Navier.



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

$$B' = b \cdot y_1 \quad \text{et} \quad \sigma'_m = \frac{N}{B'} = \frac{N}{b \cdot y_1}$$

\* Pour les sections entièrement comprimées:

$$\sigma'_m = \frac{N}{B'}$$

N: effort normal

B': section de béton seul.

De ce fait, la relation précédente devient:

$$A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\sigma'_{b_0}}$$

Tableau donnant le pourcentage minimum d'armatures :

files	A				B				C				D				E			
Poteaux	1-6	6-11	11-16	16-21	2-7	7-12	12-17	17-22	3-8	8-13	13-18	18-23	4-9	9-14	14-19	19-24	5-10	10-15	15-20	20-25
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	137	107,83	87,75	104,43	99,03	83,80	75,01	84,58	102,86	85,80	76,99	85,64	78,48	73,31	70,92	73,90	69,75	69,36	68,85	69,26
N (t)	10	22,98	36,16	49,98	39,99	91,30	142,97	194,48	38,91	88,33	138,48	188,97	20,77	47,85	75,1	102,22	6,16	13,36	20,96	27,07
$g_1$ (cm)	19,96	12,08		11,83	11,43				11,38											
$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	2,25	5,99	4,26	8,35	7,87	6,52	12,04	8,72	7,46	6,30	11,66	8,47	1,48	3,41	6,32	4,58	0,61	1,33	2,147	1,70

Exemples de calcul : \* poteau 1-6 de la file A  
( le calcul des autres poteaux se fera sous forme de tableau )

$$M = 2,13 \cdot t \cdot m$$

$$N = 10 t$$

$$d = 3,5 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2,13 \cdot 10^5}{10 \cdot 10^3} = 21,3 \text{ cm} > e_1 = 5,83 \text{ cm}$$

→ la section est partiellement comprimée

Moment par rapport aux aciers tendus :  $M_{at}$

$$M_{at} = M_{\text{fictif}} = M + \left( \frac{h_t}{2} - d \right) N = 2,13 + \left( \frac{0,35}{2} - 0,035 \right) 10 = 3,53 \cdot t \cdot m$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{at}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3,53 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 34,5^2} = 0,0544 \rightarrow \begin{cases} K = 36,4 \\ \epsilon = 0,9027 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{36,4} = 76,92 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{la section}$$

ne comporte que des armatures tendues. les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

\* poteau 16-21 de la file A

$$M = 4,59 \text{ t} \cdot m$$

$$N = 49,98 \text{ t}$$

$$d = 3,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 104,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 9,18 \text{ cm} > e_1 = 5,83 \text{ cm}$$

→ la section est partiellement comprimée.

$$M_{at} = M + \left( \frac{h_t}{2} - d \right) N = M + 0,14 \cdot N$$

$$M_{at} = 4,59 + 0,14 \cdot 49,98 = 11,5872 \text{ t} \cdot m$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{at}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 11,5872 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 34,5^2} = 0,1787 \rightarrow \begin{cases} K = 16,4 \\ \epsilon = 0,8430 \end{cases}$$

$K = 16,4 < \bar{K} = 26,81 \rightarrow \bar{\sigma}'_b > \bar{\sigma}'_b \rightarrow$  la section comporte des aciers comprimés qui sont nécessaires.

$$M_{ac} = M - \left( \frac{h_t}{2} - d' \right) \cdot N = M - 0,14 N = 4,59 - 0,14 \cdot 49,98 = -2,4072 \text{ t} \cdot m$$

$$\alpha'_1 = \frac{M_{ab}}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{11,5872 \cdot 10^5}{104,43 \cdot 35 \cdot 31,5^2} = 0,3194$$

$$\alpha'_2 = \frac{M_{ac}}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{-2,4072 \cdot 10^5}{104,43 \cdot 35 \cdot 31,5^2} = -0,0663$$

$$\delta' = \frac{d'}{h} = \frac{31,5}{31,5} = 0,1111 \neq 0,10$$

on a :  $k = 6 < \bar{k} = 20,4$

On retiendra :  $k = 6$ , on lit sur l'abaque 5 page 52 (calcul pratique des sections de béton armé) les valeurs :

$$\alpha'_0 = 0,2721 ; f = 0,1161 ; g = 0,0493$$

$$\bar{w}' = \frac{\alpha'_1 - \alpha'_0}{f} = \frac{0,3194 - 0,2721}{0,1161} = 0,4074$$

$$\bar{w} = \frac{100(\alpha'_2 + g)}{k(1 - \delta')} = \frac{100(-0,0663 + 0,0493)}{6(1 - 0,11)} = -0,3183$$

d'où :  $A = \bar{w} \cdot \frac{b \cdot h}{100} < 0$  car  $\bar{w} < 0$

$$A' = \bar{w}' \cdot \frac{b \cdot h}{100} = 0,4074 \cdot \frac{35 \cdot 31,5}{100} = 4,49 \text{ cm}^2$$

\* Poteau 11-16 :

$$M = 1,78 \text{ t.m} \quad \bar{\sigma}'_b = 87,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = 36,16 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 4,92 \text{ cm} < e_1 = 5,83 \text{ cm} \rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

$$f = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t} = \frac{36,16 \cdot 10^3}{87,75 \cdot 35 \cdot 35} = 0,336$$

$$v = \frac{6 \cdot e_0 \cdot f}{h_t} = \frac{6 \cdot 4,92 \cdot 0,336}{35} = 0,283$$

$$E = 12(0,5 - \delta'_t)^2 ; \delta'_t = \frac{d'}{h_t} = \frac{31,5}{35} = 0,1 \rightarrow E = 1,92$$

$$c = \frac{1 - f - v}{E} = \frac{1 - 0,336 - 0,283}{1,92} = 0,198$$

$$D = 0,5 \cdot \left[ 1 - f + \frac{f}{E} + c \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 - 0,336 + \frac{0,336}{1,92} + 0,198 \right] = 0,518$$

$$\mu = -D + \sqrt{D^2 - c} = -0,518 + \sqrt{0,518^2 - 0,198} = -0,252$$

$$A' = \frac{\mu \cdot b \cdot h_t}{2 \cdot n} \rightarrow A' < 0 \text{ car } \mu < 0$$

On prendra donc  $A_{\min} = 4,26 \text{ cm}^2$ .

Pour les autres sections entièrement comprimées, on présentera les calculs dans un tableau.









# PORTIQUE TRANSVERSAL

Détermination des armatures longitudinales sous SP1 :

$$h_t = 35 \text{ cm} ; \quad d = d' = 3,5 \text{ cm} ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm} ; \quad e_1 = \frac{h_t}{6} = 5,83 \text{ cm}$$

Pourcentage minimal d'armatures :

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

- $\theta_1 = 1$  pour les files B, C, D ( poteaux centraux )
- $\theta_1 = 1,4$  pour les files A et E ( poteaux de rive )
- $\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$
- $\theta_3 = 1,52$ .

- a)  $l_c = 2,142 \text{ m} \rightarrow \theta_2 = 2,575$  ( poteaux du 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> étage )
- b)  $l_c = 2,772 \text{ m} \rightarrow \theta_2 = 3,038$  ( poteaux du R.D.C )
- c)  $l_c = 0,84 \text{ m} \rightarrow \theta_2 = 1,617$  ( poteaux inférieurs )

Sections entièrement comprimées :

$$\sigma'_m = \frac{N}{B} \rightarrow A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_b}$$

Sections partiellement comprimées :

on détermine :  $y_1 = h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a} \rightarrow \sigma'_m = \frac{N}{y_1 \cdot b}$

Tableau donnant les valeurs de  $e_0$ ,  $\bar{\sigma}'_b$ ,  $y_1$  et  $A_{min}$  :

files	A				B				C				D				E			
Poteaux	A-6	6-11	11-16	16-21	2-7	7-12	12-17	17-22	3-8	8-13	13-18	18-23	4-9	9-14	14-19	19-24	5-10	10-15	15-20	20-25
M (t.m)	0,41	0,46	0,92	0,80	0,15	0,18	0,13	0,04	0,12	0,13	0,10	0,29	0,09	0,06	0,06	0,05	0,37	0,43	0,91	0,79
N (t)	11,2	27,87	44,59	55,35	13,39	30,95	50,79	70,92	11,49	27,52	44,81	63,45	11,34	28,04	45,05	62,25	5,11	12,34	19,84	27,67
$e_0$ (cm)	3,66	1,65	2,06	1,44	1,12	0,58	0,25	0,05	1,04	0,47	0,22	0,45	0,79	0,21	0,13	0,08	7,24	3,48	4,58	2,85
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	82,8	74,9	76,5	74,1	73,8	70,7	69,4	68,6	72,5	70,3	69,3	70,2	71,5	69,3	69,0	68,8	96,8	82,1	86,4	79,6
$y_1$ (cm)	9,68	9,02	9,16	8,95	8,84	8,65	8,54	8,47	8,81	8,62	8,53	8,61	8,73	8,53	8,50	8,48	9,62	9,96	9,42	
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1,11	2,78	5,26	3,47	0,956	2,21	4,27	3,18	8,20	1,96	3,77	2,84	0,809	2,00	3,79	2,79	0,51	1,23	2,34	1,73
Nature Sollicit.	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	E.C	P.C	P.C	P.C

E.C : section entièrement comprimée ( $e_0 < e_1$ )

P.C : section partiellement comprimée ( $e_0 > e_1$ )

# Determination des Armatures Longitudinales du PT

Sous SP1

E.C	Sections entièresment comprimées																									P.C
	A					B					C					D					E					
Fils	1-6	6-11	11-16	16-21	21-26	1-7	7-12	12-17	17-22	22-27	1-8	8-13	13-18	18-23	23-28	1-9	9-14	14-19	19-24	24-29	1-10	10-15	15-20	20-25	Fils	
Poix	1-6	6-11	11-16	16-21	21-26	1-7	7-12	12-17	17-22	22-27	1-8	8-13	13-18	18-23	23-28	1-9	9-14	14-19	19-24	24-29	1-10	10-15	15-20	20-25	Poix	
M (t.m)	0,44	0,46	0,92	0,80	0,45	0,45	0,48	0,43	0,04	0,42	0,43	0,10	0,10	0,29	0,09	0,06	0,06	0,06	0,05	0,37	0,43	0,92	0,79	1,1 (t.m)		
N (t)	41,2	27,87	44,59	55,35	43,39	30,98	50,79	70,92	44,49	27,52	44,84	69,45	11,34	28,04	45,05	62,5	5,11	12,34	19,84	27,67	12,34	19,84	27,67	N (t)		
Eo (cm)	3,66	4,65	2,06	4,44	1,42	0,58	0,85	0,05	1,04	0,47	0,22	0,45	0,79	0,21	0,13	0,08	7,24	3,48	4,58	2,85	3,48	4,58	2,85	Eo (cm)		
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	82,82	74,95	76,56	74,13	72,88	70,77	69,47	68,69	72,57	70,33	69,36	70,26	71,59	69,32	69,00	68,81	56,83	82,12	86,42	79,65	56,83	82,12	86,42	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )		
Module d'élasticité	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	P.C	P.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	Module d'élasticité		
M <sub>el</sub> (tm)	4,085	0,0147	72,5	43,37																				M <sub>el</sub> (tm)		
$\mu$																								$\mu$		
K																								K		
$\tau_c$																								$\tau_c$		
E	0,1103	0,3035	0,4754	0,6095	0,1499	0,3573	0,5968	0,8428	0,2129	0,3194	0,5273	0,7372	0,1233	0,3302	0,5320	0,7414	0,9429	0,1226	0,1844	0,2335	0,1226	0,1844	0,2335	E		
$\nu$	0,0692	0,0858	0,1678	0,1504	0,287	0,0355	0,0255	0,0072	0,023	0,0257	0,0198	0,0268	0,0175	0,0118	0,0118	0,0101		0,0731	0,1471	0,1385	0,0731	0,1471	0,1385	$\nu$		
E	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92		1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	E		
C	0,14273	0,1318	0,1858	0,1125	0,14278	0,3162	0,1967	0,0781	0,14415	0,3410	0,2328	0,1072	0,14443	0,3427	0,2371	0,1294		0,1489	0,3466	0,3110	0,1489	0,3466	0,3110	C		
D	0,6872	0,5862	0,5201	0,4164	0,6779	0,5724	0,4553	0,3371	0,6897	0,5939	0,4912	0,3769	0,16911	0,5922	0,4908	0,3830		0,680	0,6284	0,5825	0,680	0,6284	0,5825	D		
$\mu$	-0,475	-0,425	-0,229	-0,196	-0,499	-0,465	-0,352	-0,148	-0,504	-0,485	-0,415	-0,19	-0,508	-0,502	-0,429	-0,244		-0,471	-0,408	-0,386	-0,471	-0,408	-0,386	$\mu$		
A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )																								A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )		
A (cm <sup>2</sup> )																								A (cm <sup>2</sup> )		
A' (cm <sup>2</sup> )	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0		<0	<0	<0	<0	<0	<0	A' (cm <sup>2</sup> )		
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,11	2,78	5,26	3,47	0,956	2,24	4,27	3,18	0,82	1,96	3,77	2,84	0,84	2,00	3,79	2,79	0,54	1,23	2,34	1,73	1,23	2,34	1,73	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		

SOUS SP2

sous la combinaison Mmax et Ncor

E.C	A												B												C												D												E												P.C																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
	fr/ks	4-6	6-11	11-16	16-21	21-27	27-32	32-37	37-42	42-47	47-52	52-57	57-62	62-67	67-72	72-77	77-82	82-87	87-92	92-97	97-102	102-107	107-112	112-117	117-122	122-127	127-132	132-137	137-142	142-147	147-152	152-157	157-162	162-167	167-172	172-177	177-182	182-187	187-192	192-197	197-202	202-207	207-212	212-217	217-222	222-227	227-232	232-237	237-242	242-247	247-252	252-257	257-262	262-267	267-272	272-277	277-282	282-287	287-292	292-297		297-302	302-307	307-312	312-317	317-322	322-327	327-332	332-337	337-342	342-347	347-352	352-357	357-362	362-367	367-372	372-377	377-382	382-387	387-392	392-397	397-402	402-407	407-412	412-417	417-422	422-427	427-432	432-437	437-442	442-447	447-452	452-457	457-462	462-467	467-472	472-477	477-482	482-487	487-492	492-497	497-502	502-507	507-512	512-517	517-522	522-527	527-532	532-537	537-542	542-547	547-552	552-557	557-562	562-567	567-572	572-577	577-582	582-587	587-592	592-597	597-602	602-607	607-612	612-617	617-622	622-627	627-632	632-637	637-642	642-647	647-652	652-657	657-662	662-667	667-672	672-677	677-682	682-687	687-692	692-697	697-702	702-707	707-712	712-717	717-722	722-727	727-732	732-737	737-742	742-747	747-752	752-757	757-762	762-767	767-772	772-777	777-782	782-787	787-792	792-797	797-802	802-807	807-812	812-817	817-822	822-827	827-832	832-837	837-842	842-847	847-852	852-857	857-862	862-867	867-872	872-877	877-882	882-887	887-892	892-897	897-902	902-907	907-912	912-917	917-922	922-927	927-932	932-937	937-942	942-947	947-952	952-957	957-962	962-967	967-972	972-977	977-982	982-987	987-992	992-997	997-1002	1002-1007	1007-1012	1012-1017	1017-1022	1022-1027	1027-1032	1032-1037	1037-1042	1042-1047	1047-1052	1052-1057	1057-1062	1062-1067	1067-1072	1072-1077	1077-1082	1082-1087	1087-1092	1092-1097	1097-1102	1102-1107	1107-1112	1112-1117	1117-1122	1122-1127	1127-1132	1132-1137	1137-1142	1142-1147	1147-1152	1152-1157	1157-1162	1162-1167	1167-1172	1172-1177	1177-1182	1182-1187	1187-1192	1192-1197	1197-1202	1202-1207	1207-1212	1212-1217	1217-1222	1222-1227	1227-1232	1232-1237	1237-1242	1242-1247	1247-1252	1252-1257	1257-1262	1262-1267	1267-1272	1272-1277	1277-1282	1282-1287	1287-1292	1292-1297	1297-1302	1302-1307	1307-1312	1312-1317	1317-1322	1322-1327	1327-1332	1332-1337	1337-1342	1342-1347	1347-1352	1352-1357	1357-1362	1362-1367	1367-1372	1372-1377	1377-1382	1382-1387	1387-1392	1392-1397	1397-1402	1402-1407	1407-1412	1412-1417	1417-1422	1422-1427	1427-1432	1432-1437	1437-1442	1442-1447	1447-1452	1452-1457	1457-1462	1462-1467	1467-1472	1472-1477	1477-1482	1482-1487	1487-1492	1492-1497	1497-1502	1502-1507	1507-1512	1512-1517	1517-1522	1522-1527	1527-1532	1532-1537	1537-1542	1542-1547	1547-1552	1552-1557	1557-1562	1562-1567	1567-1572	1572-1577	1577-1582	1582-1587	1587-1592	1592-1597	1597-1602	1602-1607	1607-1612	1612-1617	1617-1622	1622-1627	1627-1632	1632-1637	1637-1642	1642-1647	1647-1652	1652-1657	1657-1662	1662-1667	1667-1672	1672-1677	1677-1682	1682-1687	1687-1692	1692-1697	1697-1702	1702-1707	1707-1712	1712-1717	1717-1722	1722-1727	1727-1732	1732-1737	1737-1742	1742-1747	1747-1752	1752-1757	1757-1762	1762-1767	1767-1772	1772-1777	1777-1782	1782-1787	1787-1792	1792-1797	1797-1802	1802-1807	1807-1812	1812-1817	1817-1822	1822-1827	1827-1832	1832-1837	1837-1842	1842-1847	1847-1852	1852-1857	1857-1862	1862-1867	1867-1872	1872-1877	1877-1882	1882-1887	1887-1892	1892-1897	1897-1902	1902-1907	1907-1912	1912-1917	1917-1922	1922-1927	1927-1932	1932-1937	1937-1942	1942-1947	1947-1952	1952-1957	1957-1962	1962-1967	1967-1972	1972-1977	1977-1982	1982-1987	1987-1992	1992-1997	1997-2002	2002-2007	2007-2012	2012-2017	2017-2022	2022-2027	2027-2032	2032-2037	2037-2042	2042-2047	2047-2052	2052-2057	2057-2062	2062-2067	2067-2072	2072-2077	2077-2082	2082-2087	2087-2092	2092-2097	2097-2102	2102-2107	2107-2112	2112-2117	2117-2122	2122-2127	2127-2132	2132-2137	2137-2142	2142-2147	2147-2152	2152-2157	2157-2162	2162-2167	2167-2172	2172-2177	2177-2182	2182-2187	2187-2192	2192-2197	2197-2202	2202-2207	2207-2212	2212-2217	2217-2222	2222-2227	2227-2232	2232-2237	2237-2242	2242-2247	2247-2252	2252-2257	2257-2262	2262-2267	2267-2272	2272-2277	2277-2282	2282-2287	2287-2292	2292-2297	2297-2302	2302-2307	2307-2312	2312-2317	2317-2322	2322-2327	2327-2332	2332-2337	2337-2342	2342-2347	2347-2352	2352-2357	2357-2362	2362-2367	2367-2372	2372-2377	2377-2382	2382-2387	2387-2392	2392-2397	2397-2402	2402-2407	2407-2412	2412-2417	2417-2422	2422-2427	2427-2432	2432-2437	2437-2442	2442-2447	2447-2452	2452-2457	2457-2462	2462-2467	2467-2472	2472-2477	2477-2482	2482-2487	2487-2492	2492-2497	2497-2502	2502-2507	2507-2512	2512-2517	2517-2522	2522-2527	2527-2532	2532-2537	2537-2542	2542-2547	2547-2552	2552-2557	2557-2562	2562-2567	2567-2572	2572-2577	2577-2582	2582-2587	2587-2592	2592-2597	2597-2602	2602-2607	2607-2612	2612-2617	2617-2622	2622-2627	2627-2632	2632-2637	2637-2642	2642-2647	2647-2652	2652-2657	2657-2662	2662-2667	2667-2672	2672-2677	2677-2682	2682-2687	2687-2692	2692-2697	2697-2702	2702-2707	2707-2712	2712-2717	2717-2722	2722-2727	2727-2732	2732-2737	2737-2742	2742-2747	2747-2752	2752-2757	2757-2762	2762-2767	2767-2772	2772-2777	2777-2782	2782-2787	2787-2792	2792-2797	2797-2802	2802-2807	2807-2812	2812-2817	2817-2822	2822-2827	2827-2832	2832-2837	2837-2842	2842-2847	2847-2852	2852-2857	2857-2862	2862-2867	2867-2872	2872-2877	2877-2882	2882-2887	2887-2892	2892-2897	2897-2902	2902-2907	2907-2912	2912-2917	2917-2922	2922-2927	2927-2932	2932-2937	2937-2942	2942-2947	2947-2952	2952-2957	2957-2962	2962-2967	2967-2972	2972-2977	2977-2982	2982-2987	2987-2992	2992-2997	2997-3002	3002-3007	3007-3012	3012-3017	3017-3022	3022-3027	3027-3032	3032-3037	3037-3042	3042-3047	3047-3052	3052-3057	3057-3062	3062-3067	3067-3072	3072-3077	3077-3082	3082-3087	3087-3092	3092-3097	3097-3102	3102-3107	3107-3112	3112-3117	3117-3122	3122-3127	3127-3132	3132-3137	3137-3142	3142-3147	3147-3152	3152-3157	3157-3162	3162-3167	3167-3172	3172-3177	3177-3182	3182-3187	3187-3192	3192-3197	3197-3202	3202-3207	3207-3212	3212-3217	3217-3222	3222-3227	3227-3232	3232-3237	3237-3242	3242-3247	3247-3252	3252-3257	3257-3262	3262-3267	3267-3272	3272-3277	3277-3282	3282-3287	3287-3292	3292-3297	3297-3302	3302-3307	3307-3312	3312-3317	3317-3322	3322-3327	3327-3332	3332-3337	3337-3342	3342-3347	3347-3352	3352-3357	3357-3362	3362-3367	3367-3372	3372-3377	3377-3382	3382-3387	3387-3392	3392-3397	3397-3402	3402-3407	3407-3412	3412-3417	3417-3422	3422-3427	3427-3432	3432-3437	3437-3442	3442-3447	3447-3452	3452-3457	3457-3462	3462-3467	3467-3472	3472-3477	3477-3482	3482-3487	3487-3492	3492-3497	3497-3502	3502-3507	3507-3512	3512-3517	3517-3522	3522-3527	3527-3532	3532-3537	3537-3542	3542-3547	3547-3552	3552-3557	3557-3562	3562-3567	3567-3572	3572-3577	3577-3582	3582-3587	3587-3592	3592-3597	3597-3602	3602-3607	3607-3612	3612-3617	3617-3622	3622-3627	3627-3632	3632-3637	3637-3642	3642-3647	3647-3652	3652-3657	3657-3662	3662-3667	3667-3672	3672-3677	3677-3682	3682-3687	3687-3692	3692-3697	3697-3702	3702-3707	3707-3712	3712-3717	3717-3722	3722-3727	3727-3732	3732-3737	3737-3742	3742-3747	3747-3752	3752-3757	3757-3762	3762-3767	3767-3772	3772-3777	3777-3782	3782-3787	3787-3792	3792-3797	3797-3802	3802-3807	3807-3812	3812-3817	3817-3822	3822-3827	3827-3832	3832-3837	3837-3842	3842-3847	3847-3852	3852-3857	3857-3862	3862-3867	3867-3872	3872-3877	3877-3882	3882-3887	3887-3892	3892-3897	3897-3902	3902-3907	3907-3912	3912-3917	3917-3922	3922-3927	3927-3932	3932-3937	3937-3942	3942-3947	3947-3952	3952-3957	3957-3962	3962-3967	3967-3972	3972-3977	3977-3982	3982-3987	3987-3992	3992-3997	3997-4002	4002-4007	4007-4012	4012-4017	4017-4022	4022-4027	4027-4032	4032-4037	4037-4042	4042-4047	4047-4052	4052-4057	4057-4062	4062-4067	4067-4072	4072-4077	4077-4082	4082-4087	4087-4092	4092-4097	4097-4102	4102-4107	4107-4112	4112-4117	4117-4122	4122-4127	4127-4132	4132-4137	4137-4142	4142-4147	4147-4152	4152-4157	4157-4162	4162-4167	4167-4172	4172-4177

# sous la combinaison Nmax et Mcor

E.C	P.C												P.C																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
	A			B			C			D				E																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
Fils	1-6	6-11	11-16	16-21	2-7	7-12	12-17	17-22	22-27	27-32	32-37	37-42	42-47	47-52	52-57	57-62	62-67	67-72	72-77	77-82	82-87	87-92	92-97	97-102	102-107	107-112	112-117	117-122	122-127	127-132	132-137	137-142	142-147	147-152	152-157	157-162	162-167	167-172	172-177	177-182	182-187	187-192	192-197	197-202	202-207	207-212	212-217	217-222	222-227	227-232	232-237	237-242	242-247	247-252	252-257	257-262	262-267	267-272	272-277	277-282	282-287	287-292	292-297	297-302	302-307	307-312	312-317	317-322	322-327	327-332	332-337	337-342	342-347	347-352	352-357	357-362	362-367	367-372	372-377	377-382	382-387	387-392	392-397	397-402	402-407	407-412	412-417	417-422	422-427	427-432	432-437	437-442	442-447	447-452	452-457	457-462	462-467	467-472	472-477	477-482	482-487	487-492	492-497	497-502	502-507	507-512	512-517	517-522	522-527	527-532	532-537	537-542	542-547	547-552	552-557	557-562	562-567	567-572	572-577	577-582	582-587	587-592	592-597	597-602	602-607	607-612	612-617	617-622	622-627	627-632	632-637	637-642	642-647	647-652	652-657	657-662	662-667	667-672	672-677	677-682	682-687	687-692	692-697	697-702	702-707	707-712	712-717	717-722	722-727	727-732	732-737	737-742	742-747	747-752	752-757	757-762	762-767	767-772	772-777	777-782	782-787	787-792	792-797	797-802	802-807	807-812	812-817	817-822	822-827	827-832	832-837	837-842	842-847	847-852	852-857	857-862	862-867	867-872	872-877	877-882	882-887	887-892	892-897	897-902	902-907	907-912	912-917	917-922	922-927	927-932	932-937	937-942	942-947	947-952	952-957	957-962	962-967	967-972	972-977	977-982	982-987	987-992	992-997	997-1002	1002-1007	1007-1012	1012-1017	1017-1022	1022-1027	1027-1032	1032-1037	1037-1042	1042-1047	1047-1052	1052-1057	1057-1062	1062-1067	1067-1072	1072-1077	1077-1082	1082-1087	1087-1092	1092-1097	1097-1102	1102-1107	1107-1112	1112-1117	1117-1122	1122-1127	1127-1132	1132-1137	1137-1142	1142-1147	1147-1152	1152-1157	1157-1162	1162-1167	1167-1172	1172-1177	1177-1182	1182-1187	1187-1192	1192-1197	1197-1202	1202-1207	1207-1212	1212-1217	1217-1222	1222-1227	1227-1232	1232-1237	1237-1242	1242-1247	1247-1252	1252-1257	1257-1262	1262-1267	1267-1272	1272-1277	1277-1282	1282-1287	1287-1292	1292-1297	1297-1302	1302-1307	1307-1312	1312-1317	1317-1322	1322-1327	1327-1332	1332-1337	1337-1342	1342-1347	1347-1352	1352-1357	1357-1362	1362-1367	1367-1372	1372-1377	1377-1382	1382-1387	1387-1392	1392-1397	1397-1402	1402-1407	1407-1412	1412-1417	1417-1422	1422-1427	1427-1432	1432-1437	1437-1442	1442-1447	1447-1452	1452-1457	1457-1462	1462-1467	1467-1472	1472-1477	1477-1482	1482-1487	1487-1492	1492-1497	1497-1502	1502-1507	1507-1512	1512-1517	1517-1522	1522-1527	1527-1532	1532-1537	1537-1542	1542-1547	1547-1552	1552-1557	1557-1562	1562-1567	1567-1572	1572-1577	1577-1582	1582-1587	1587-1592	1592-1597	1597-1602	1602-1607	1607-1612	1612-1617	1617-1622	1622-1627	1627-1632	1632-1637	1637-1642	1642-1647	1647-1652	1652-1657	1657-1662	1662-1667	1667-1672	1672-1677	1677-1682	1682-1687	1687-1692	1692-1697	1697-1702	1702-1707	1707-1712	1712-1717	1717-1722	1722-1727	1727-1732	1732-1737	1737-1742	1742-1747	1747-1752	1752-1757	1757-1762	1762-1767	1767-1772	1772-1777	1777-1782	1782-1787	1787-1792	1792-1797	1797-1802	1802-1807	1807-1812	1812-1817	1817-1822	1822-1827	1827-1832	1832-1837	1837-1842	1842-1847	1847-1852	1852-1857	1857-1862	1862-1867	1867-1872	1872-1877	1877-1882	1882-1887	1887-1892	1892-1897	1897-1902	1902-1907	1907-1912	1912-1917	1917-1922	1922-1927	1927-1932	1932-1937	1937-1942	1942-1947	1947-1952	1952-1957	1957-1962	1962-1967	1967-1972	1972-1977	1977-1982	1982-1987	1987-1992	1992-1997	1997-2002	2002-2007	2007-2012	2012-2017	2017-2022	2022-2027	2027-2032	2032-2037	2037-2042	2042-2047	2047-2052	2052-2057	2057-2062	2062-2067	2067-2072	2072-2077	2077-2082	2082-2087	2087-2092	2092-2097	2097-2102	2102-2107	2107-2112	2112-2117	2117-2122	2122-2127	2127-2132	2132-2137	2137-2142	2142-2147	2147-2152	2152-2157	2157-2162	2162-2167	2167-2172	2172-2177	2177-2182	2182-2187	2187-2192	2192-2197	2197-2202	2202-2207	2207-2212	2212-2217	2217-2222	2222-2227	2227-2232	2232-2237	2237-2242	2242-2247	2247-2252	2252-2257	2257-2262	2262-2267	2267-2272	2272-2277	2277-2282	2282-2287	2287-2292	2292-2297	2297-2302	2302-2307	2307-2312	2312-2317	2317-2322	2322-2327	2327-2332	2332-2337	2337-2342	2342-2347	2347-2352	2352-2357	2357-2362	2362-2367	2367-2372	2372-2377	2377-2382	2382-2387	2387-2392	2392-2397	2397-2402	2402-2407	2407-2412	2412-2417	2417-2422	2422-2427	2427-2432	2432-2437	2437-2442	2442-2447	2447-2452	2452-2457	2457-2462	2462-2467	2467-2472	2472-2477	2477-2482	2482-2487	2487-2492	2492-2497	2497-2502	2502-2507	2507-2512	2512-2517	2517-2522	2522-2527	2527-2532	2532-2537	2537-2542	2542-2547	2547-2552	2552-2557	2557-2562	2562-2567	2567-2572	2572-2577	2577-2582	2582-2587	2587-2592	2592-2597	2597-2602	2602-2607	2607-2612	2612-2617	2617-2622	2622-2627	2627-2632	2632-2637	2637-2642	2642-2647	2647-2652	2652-2657	2657-2662	2662-2667	2667-2672	2672-2677	2677-2682	2682-2687	2687-2692	2692-2697	2697-2702	2702-2707	2707-2712	2712-2717	2717-2722	2722-2727	2727-2732	2732-2737	2737-2742	2742-2747	2747-2752	2752-2757	2757-2762	2762-2767	2767-2772	2772-2777	2777-2782	2782-2787	2787-2792	2792-2797	2797-2802	2802-2807	2807-2812	2812-2817	2817-2822	2822-2827	2827-2832	2832-2837	2837-2842	2842-2847	2847-2852	2852-2857	2857-2862	2862-2867	2867-2872	2872-2877	2877-2882	2882-2887	2887-2892	2892-2897	2897-2902	2902-2907	2907-2912	2912-2917	2917-2922	2922-2927	2927-2932	2932-2937	2937-2942	2942-2947	2947-2952	2952-2957	2957-2962	2962-2967	2967-2972	2972-2977	2977-2982	2982-2987	2987-2992	2992-2997	2997-3002	3002-3007	3007-3012	3012-3017	3017-3022	3022-3027	3027-3032	3032-3037	3037-3042	3042-3047	3047-3052	3052-3057	3057-3062	3062-3067	3067-3072	3072-3077	3077-3082	3082-3087	3087-3092	3092-3097	3097-3102	3102-3107	3107-3112	3112-3117	3117-3122	3122-3127	3127-3132	3132-3137	3137-3142	3142-3147	3147-3152	3152-3157	3157-3162	3162-3167	3167-3172	3172-3177	3177-3182	3182-3187	3187-3192	3192-3197	3197-3202	3202-3207	3207-3212	3212-3217	3217-3222	3222-3227	3227-3232	3232-3237	3237-3242	3242-3247	3247-3252	3252-3257	3257-3262	3262-3267	3267-3272	3272-3277	3277-3282	3282-3287	3287-3292	3292-3297	3297-3302	3302-3307	3307-3312	3312-3317	3317-3322	3322-3327	3327-3332	3332-3337	3337-3342	3342-3347	3347-3352	3352-3357	3357-3362	3362-3367	3367-3372	3372-3377	3377-3382	3382-3387	3387-3392	3392-3397	3397-3402	3402-3407	3407-3412	3412-3417	3417-3422	3422-3427	3427-3432	3432-3437	3437-3442	3442-3447	3447-3452	3452-3457	3457-3462	3462-3467	3467-3472	3472-3477	3477-3482	3482-3487	3487-3492	3492-3497	3497-3502	3502-3507	3507-3512	3512-3517	3517-3522	3522-3527	3527-3532	3532-3537	3537-3542	3542-3547	3547-3552	3552-3557	3557-3562	3562-3567	3567-3572	3572-3577	3577-3582	3582-3587	3587-3592	3592-3597	3597-3602	3602-3607	3607-3612	3612-3617	3617-3622	3622-3627	3627-3632	3632-3637	3637-3642	3642-3647	3647-3652	3652-3657	3657-3662	3662-3667	3667-3672	3672-3677	3677-3682	3682-3687	3687-3692	3692-3697	3697-3702	3702-3707	3707-3712	3712-3717	3717-3722	3722-3727	3727-3732	3732-3737	3737-3742	3742-3747	3747-3752	3752-3757	3757-3762	3762-3767	3767-3772	3772-3777	3777-3782	3782-3787	3787-3792	3792-3797	3797-3802	3802-3807	3807-3812	3812-3817	3817-3822	3822-3827	3827-3832	3832-3837	3837-3842	3842-3847	3847-3852	3852-3857	3857-3862	3862-3867	3867-3872	3872-3877	3877-3882	3882-3887	3887-3892	3892-3897	3897-3902	3902-3907	3907-3912	3912-3917	3917-3922	3922-3927	3927-3932	3932-3937	3937-3942	3942-3947	3947-3952	3952-3957	3957-3962	3962-3967	3967-3972	3972-3977	3977-3982	3982-3987	3987-3992	3992-3997	3997-4002	4002-4007	4007-4012	4012-4017	4017-4022	4022-4027	4027-4032	4032-4037	4037-4042	4042-4047	4047-4052	4052-4057	4057-4062	4062-4067	4067-4072	4072-4077	4077-4082	4082-4087	4087-4092	4092-4097	4097-4102	4102-4107	4107-4112	4112-4117	4117-4122	4122-4127	4127-4132	4132-4137	4137-4142	4142-4147	4147-4152	4152-4157	4157-4162	4162-4167	4167-4172	4172

Resume':

On retiendra la section la plus favorable pour les differents portiques et on les regroupera dans des tableaux. On armera les poteaux symetriquement dans chacun des deux sens (longitudinal et transversal).

Portique longitudinal

Portique transversal

files	Poteaux	Sous SP1 (A=A')	Sous SP2 (A=A')	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	max(A=A') sect. retenue
A	1-6	0,85	1,60	2,25	1,60
	6-11	< 0	0,24	5,99	5,99/2
	11-16	< 0	< 0	4,26	4,26/2
	16-21	4,61	< 0	8,35	4,61
B	2-7	< 0	1,39	7,87	7,87/2
	7-12	10,86	3,1	6,52	10,86
	12-17	15,76	14,9	12,04	15,76
	17-22	29,07	< 0	8,72	29,07
C	3-8	< 0	< 0	7,46	7,46/2
	8-13	11,55	< 0	6,30	11,55
	13-18	14,29	14,08	11,66	14,29
	18-23	26,86	< 0	8,47	26,86
D	4-9	< 0	< 0	1,48	1,48/2
	9-14	< 0	< 0	3,41	3,41/2
	14-19	< 0	< 0	6,32	6,32/2
	19-24	< 0	0,24	4,58	4,58/2
E	5-10	< 0	0,55	0,61	0,55
	10-15	< 0	0,15	1,33	1,33/2
	15-20	< 0	0,22	2,47	2,47/2
	20-25	< 0	< 0	1,70	1,70/2

files	Poteaux	Sous SP1 (A=A')	Sous SP2 (A=A')	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	max(A=A') sect. retenue
A	1-6	< 0	< 0	1,11	1,11/2
	6-11	< 0	< 0	2,78	2,78/2
	11-16	< 0	< 0	5,26	5,26/2
	16-21	< 0	< 0	3,47	3,47/2
B	2-7	< 0	< 0	0,956	0,956/2
	7-12	< 0	< 0	2,21	2,21/2
	12-17	< 0	< 0	4,27	4,27/2
	17-22	< 0	< 0	3,18	3,18/2
C	3-8	< 0	< 0	0,82	0,82/2
	8-13	< 0	< 0	1,96	1,96/2
	13-18	< 0	< 0	3,77	3,77/2
	18-23	< 0	< 0	2,84	2,84/2
D	4-9	< 0	< 0	0,81	0,81/2
	9-14	< 0	< 0	2,00	2,00/2
	14-19	< 0	< 0	3,79	3,79/2
	19-24	< 0	< 0	2,79	2,79/2
E	5-10	1,52	0,66	0,51	1,52
	10-15	< 0	0,10	1,23	1,23/2
	15-20	< 0	< 0	2,34	2,34/2
	20-25	< 0	< 0	1,73	1,73/2

Remarque:

La section A<sub>min</sub> est la section totale d'acier a repartir sur toute la section du poteau.

les sections donnees dans les autres colonnes sont des sections symetriques.

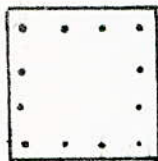
### Recommandations pratiques:

- le diamètre minimum pour les aciers des poteaux est  $\phi = 12\text{mm}$
- la distance entre deux barres voisines ne doit pas dépasser la dimension minimale de la section. Dans notre cas c'est 35cm
- Disposer les aciers longitudinaux le plus près possible des parois (contraintes importantes développées près des parois)
- Un poteau ne doit pas avoir une section d'armatures inférieure à celle du poteau supérieur.
- Les poteaux seront armés:
  - dans le sens longitudinal avec les armatures calculées longitudinalement (portique longitudinal).
  - dans le sens transversal avec la section d'armatures calculée transversalement (portique transversal).

### Ferrailage adopté:

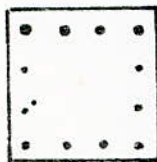
On ferraillera la file de poteau la plus défavorable qu'on adoptera partout. Donc les poteaux d'un même niveau seront armés de la même façon.

#### Niveau IV:



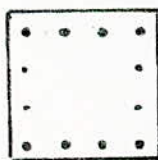
transversalement: 4T14  
longitudinalement: 8T14

#### Niveau III:



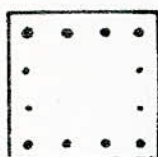
transversalement: 4T14  
longitudinalement: 8T16

#### Niveau II:



transversalement: 4T14  
longitudinalement: 8T20

#### Niveau I:



transversalement: 4T14  
longitudinalement: 8T25



Armatures transversales:

Les armatures transversales disposées dans les poteaux ont les rôles suivants:

- permettre le positionnement des armatures longitudinales
- empêcher le gonflement du béton.
- s'opposer au flambement des armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont disposées en cours successifs dans un plan horizontal perpendiculairement à l'axe longitudinal du poteau.

Les espacements sont limités comme suit:

- Zones courantes: l'espacement admissible est:

$$t = \min \left\{ \begin{array}{l} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{l_{max}}) \cdot \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}}\right) \cdot \phi_{l_{min}} \end{array} \right.$$

Pratiquement, on prend:

$t \leq 15 \cdot \phi_{l_{min}}$  - dans notre cas:  $\phi_{l_{min}} = 14 \text{ mm}$ .  
 $t \leq 15 \cdot 1,4 = 21 \text{ cm} \rightarrow \underline{t \leq 21 \text{ cm}}$

$\phi_t \geq 0,13 \cdot \phi_{l_{max}}$  dans notre cas  $\phi_{l_{max}} = 25 \text{ mm}$ .  
 $\phi_t \geq 0,13 \cdot 2,5 = 0,75 \text{ cm} = 7,5 \text{ mm}$ .

soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$ , les aciers transversaux en Fe E24

- Zones de recouvrement:

Soit  $\nu$ , le nombre de cours d'armatures à disposer sur le recouvrement, on doit avoir:

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu \geq 3 \\ \nu \geq \frac{0,14 \cdot \phi_l^2 \cdot \bar{\sigma}_{en,l}}{\phi_t^2 \cdot \bar{\sigma}_{en,t}} = \frac{0,14 \cdot \phi_l^2 \cdot 4200}{1^2 \cdot 2400} = 0,17 \cdot \phi_l^2 \end{array} \right.$$

longueur de recouvrement: (art 30-5 CCBA 68)

Cette longueur est au moins égale à la longueur de scellement droit.

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_{da}} \text{ avec } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2; \bar{\tau}_{da} = 1,35 \cdot \psi_s \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\tau}_{da} = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

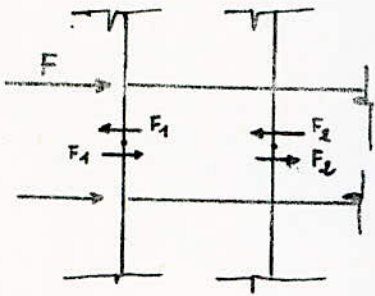
$$l_d = 42,17 \cdot \phi_l$$

pour  $\phi_l = 14 \text{ mm} \rightarrow l_d = 59,04 \text{ cm}; \nu \geq 3$

$\phi_l = 20 \text{ mm} \rightarrow l_d = 84,34 \text{ cm}; \nu \geq 3$

$\phi_l = 25 \text{ mm} \rightarrow l_d = 105 \text{ cm}; \nu \geq 4,375$  ( $\nu$ : nombre entier).

Les armatures transversales doivent contraindre l'effort tranchant développé par les forces horizontales dues au vent agissant à chaque niveau.



le maximum d'effort tranchant est obtenu pour le niveau II où les forces développées par le vent sont maximales. le calcul sera fait en fonction de cet effort et l'espacement sera maintenu constant.

$$F_2 = T_{max} = \frac{F}{4,6} = 1,03 \text{ t.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1,03 \cdot 10^3}{35 \cdot \frac{7}{8} \cdot 31,5} = 1,067 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en}$  avec  $\rho_a = \frac{e}{3}$  (on suppose qu'il y a reprise de bétonnage)

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

Soit deux cadres  $\rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$  (4 brins)

$$t = \frac{A_t \cdot \frac{7}{8} \cdot h \cdot \bar{\sigma}_{at}}{1,03 \cdot 10^3} = 134 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 0,2 \cdot 31,5 = 6,30 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{1,067}{1,5 \cdot 5,9}\right) \cdot 31,5 = 30,3 \text{ cm} \end{cases}$$

t doit être inférieur à  $\bar{t}$ , on prendra donc un espacement  $t = 13 \text{ cm}$ .

### Conclusion:

On prendra comme espacement  $t = 13 \text{ cm}$  sur une longueur égale à la longueur de recouvrement.

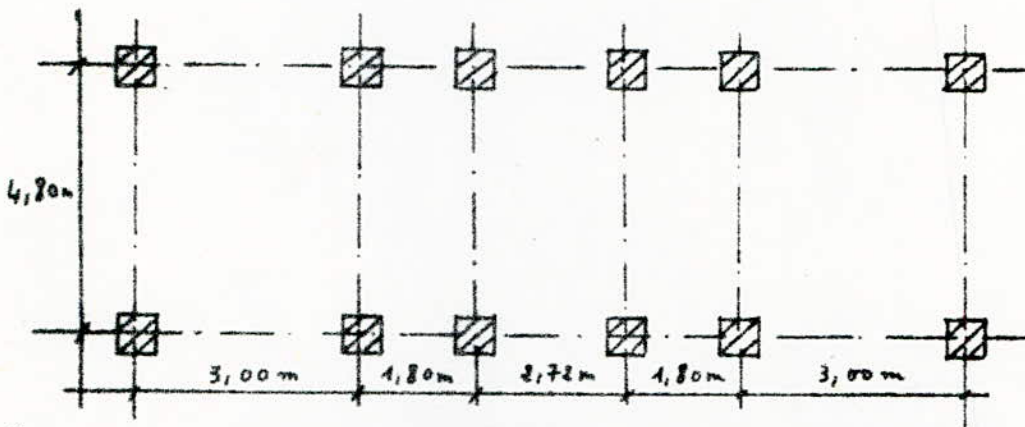
Dans les zones courantes, on prendra un espacement  $t = 20 \text{ cm}$ .

ETUDE  
DE LA CAGE  
D'ESCALIERS

# ETUDE DE LA CAGE D'ESCALIERS

Comme nous l'avant signalé au début dans l'introduction, la cage d'escalier sera étudiée indépendamment du bloc A à cause de l'existence des joints de dilatation.  
Cette partie de l'étude est consacré à la conception de l'ossature de la cage. L'ossature est assurée par les portiques longitudinaux et transversaux.

Vue en plan du rez-de-chaussée:



Détermination de G et P pour les différents niveaux:

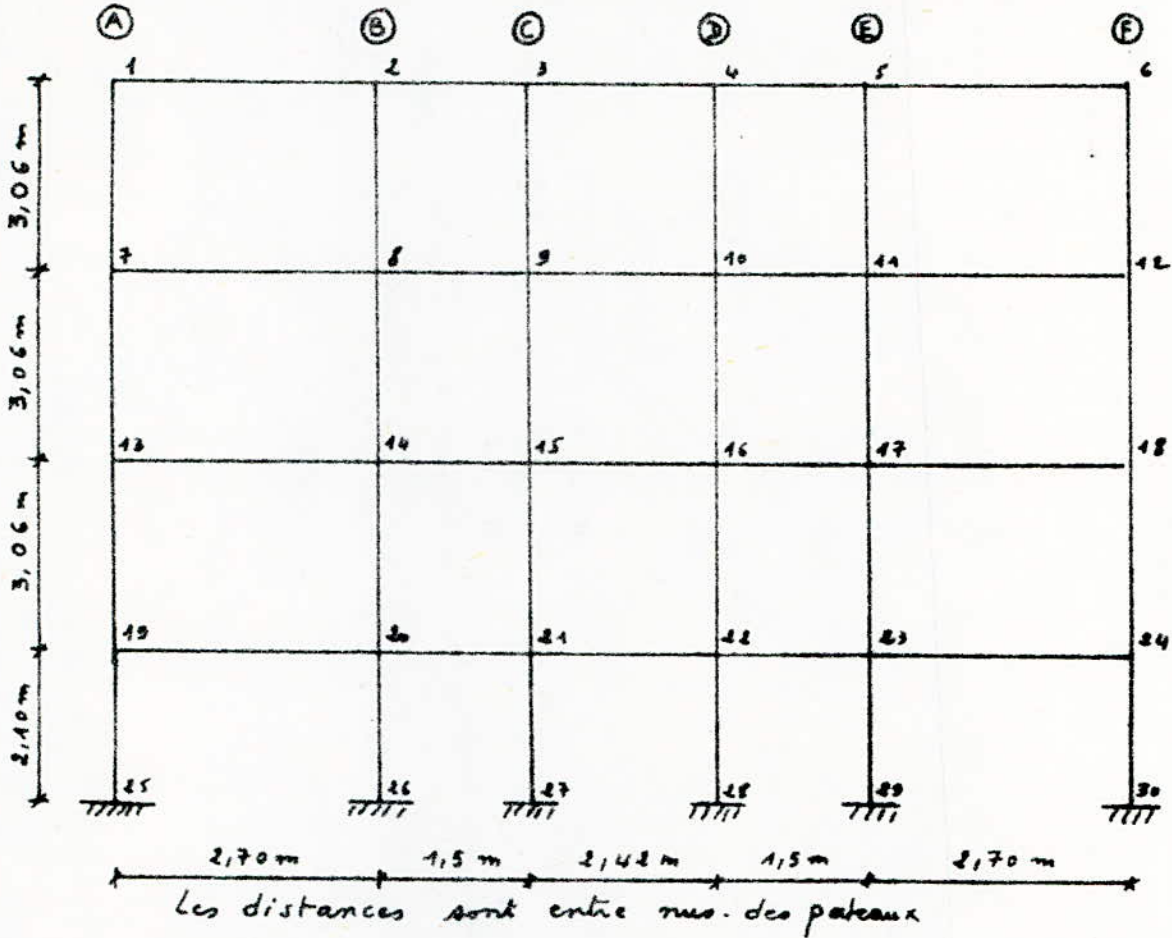
Un calcul analogue que précédemment conduit à des résultats regroupés dans le tableau récapitulatif suivant:

Niveau	Portique longitudinal		Portique transversal	
	G (t/ml)	P (t/ml)	G (t/ml)	P (t/ml)
IV	3,62	0,42	3,29	0,46
III	2,43	0,97	2,60	0,17
II	2,89	4,30	2,60	0,17
I	2,35	4,30	2,60	0,17

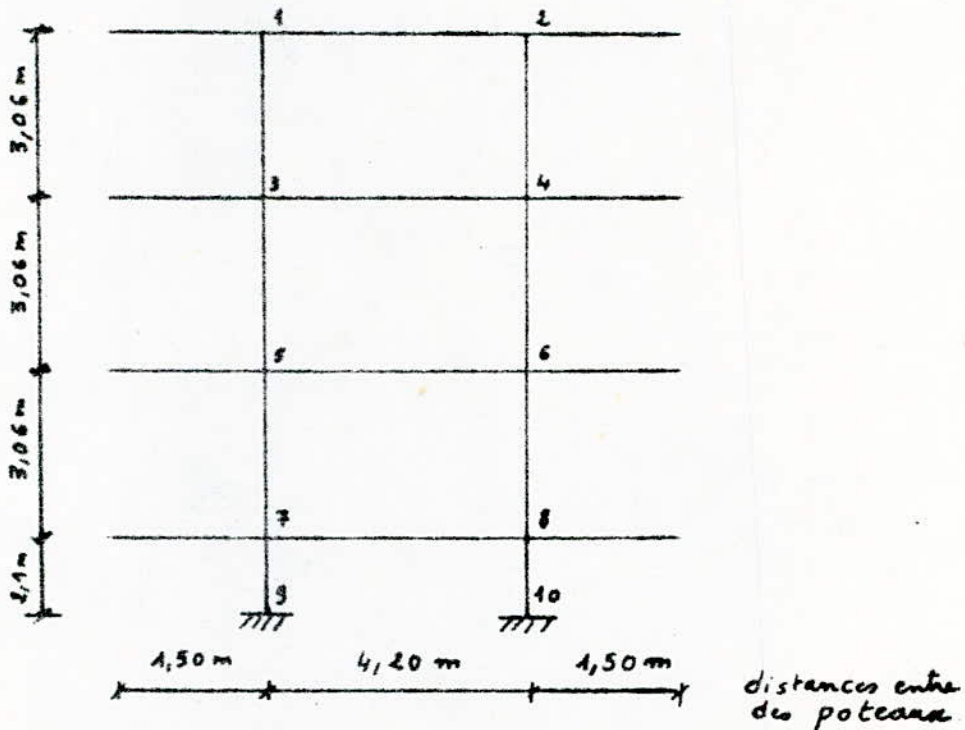
Les méthodes que nous utiliserons dans les différentes phases de calcul de la cage d'escaliers sont les mêmes que celles qui ont été exposées dans le bloc précédent.

ETUDE DES PORTIQUES sous les charges verticales:

Schema du portique longitudinal:



Schema du portique transversal:



# Caracteristiques Geometriques du PL

Niveau	Niveau	L <sub>ur</sub> (m)	L <sub>e</sub> (m)	R <sub>no</sub> (cm)	R <sub>s</sub> (cm)	I <sub>c</sub> = I <sub>u</sub> x 10 <sup>-4</sup> cm <sup>4</sup>	I <sub>n</sub> = I <sub>s</sub> x 10 <sup>-4</sup> cm <sup>4</sup>	L <sub>ur</sub> ' (m)	L <sub>e</sub> ' (m)	R <sub>m</sub> ' (m)	R <sub>s</sub> ' (m)	K <sub>ur</sub> = R <sub>u</sub> <sup>3</sup> x 10 <sup>-6</sup> cm <sup>3</sup>	K <sub>e</sub> = I <sub>e</sub> <sup>3</sup> x 10 <sup>-6</sup> cm <sup>3</sup>	K <sub>m</sub> = I <sub>m</sub> <sup>3</sup> x 10 <sup>-6</sup> cm <sup>3</sup>	K <sub>s</sub> = I <sub>s</sub> <sup>3</sup> x 10 <sup>-6</sup> cm <sup>3</sup>	D x 10 <sup>-4</sup> cm <sup>3</sup>	X
IV	1	2,170	2,170	3,106	3,106	40,666	6,735	2,149	2,146	2,144	2,144	4,128	4,193	2,176	2,176	7,69	
	2	2,170	1,150	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,144	2,144	8,88	8,88	2,176	2,176	15,92	0,925
	3	1,150	2,142	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,144	2,144	5,52	5,52	2,176	2,176	17,16	
	4	2,142	1,150	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,144	2,144	8,88	8,88	2,176	2,176	17,16	
	5	1,150	2,170	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,144	2,144	8,88	4,128	2,176	2,176	15,92	0,925
	6	2,170	2,170	3,106	3,106	40,666	6,735	2,146	2,146	2,144	2,144	4,193	4,193	2,176	2,176	7,69	
III	7	2,170	2,170	3,106	3,106	40,666	6,735	2,132	2,146	2,175	2,144	4,159	4,193	2,145	2,176	10,14	
	8	2,170	1,150	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,175	2,144	8,88	8,88	2,145	2,176	18,68	0,859
	9	1,150	2,142	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,175	2,144	5,52	5,52	2,145	2,176	19,64	
	10	2,142	1,150	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,175	2,144	8,88	8,88	2,145	2,176	19,64	
	11	1,150	2,170	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,175	2,144	8,88	4,159	2,145	2,176	18,68	0,859
	12	2,170	2,170	3,106	3,106	40,666	6,735	2,146	2,132	2,175	2,144	4,193	4,193	2,145	2,176	10,14	
II	13	2,170	2,170	3,106	3,106	40,666	6,735	2,146	2,146	2,144	2,144	4,193	4,193	2,176	2,176	10,14	
	14	2,170	1,150	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,144	2,144	4,165	8,88	2,176	2,176	19,05	0,850
	15	1,150	2,142	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,144	2,144	8,88	5,52	2,176	2,176	19,92	
	16	2,142	1,150	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,144	2,144	5,52	8,88	2,176	2,176	19,92	
	17	1,150	2,170	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,144	2,144	8,88	4,165	2,176	2,176	19,05	0,850
	18	2,170	2,170	3,106	3,106	40,666	6,735	2,146	2,129	2,144	2,144	4,193	4,165	2,176	2,176	10,14	
I	19	2,170	2,170	3,106	3,106	40,666	6,735	2,146	2,146	2,144	2,144	4,168	4,193	2,176	2,176	11,70	
	20	2,170	1,150	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,144	2,144	4,184	8,88	2,176	2,176	20,49	0,816
	21	1,150	2,142	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,144	2,144	8,88	5,52	2,176	2,176	21,17	
	22	2,142	1,150	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,144	2,144	5,52	8,88	2,176	2,176	21,17	
	23	1,150	2,170	3,106	3,106	40,666	6,735	1,120	1,120	2,144	2,144	8,88	4,184	2,176	2,176	20,49	0,816
	24	2,170	2,170	3,106	3,106	40,666	6,735	2,146	2,120	2,144	2,144	4,193	4,193	2,176	2,176	11,70	

## Moments sous Gdu PL

Niveau	Nord	$q_w$ (t/ml)	$q_c$ (t/ml)	$M_w$ (t.m)	$M_c$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$M_c$ (t.m)	$M_m$ (t.m)	$M_s$ (t.m)
IV	1	/	3,62	/	1,98	/	0,71	/	0,71
	2	3,62	3,62	2,64	0,61	2,09	1,74	/	-0,35
	3	3,62	3,62	0,61	1,58	1,11	1,26	/	0,15
	4	3,62	3,62	1,58	0,61	1,26	1,11	/	-0,15
	5	3,62	3,62	0,61	2,64	1,74	2,09	/	0,35
	6	3,62	/	1,98	/	0,71	/	/	-0,71
III	7	/	2,43	/	1,33	/	0,68	0,32	0,36
	8	2,43	2,43	1,53	0,41	1,25	0,94	-0,14	-0,16
	9	2,43	2,43	0,41	1,06	0,70	0,87	0,08	0,09
	10	2,43	2,43	1,06	0,41	0,87	0,70	-0,08	-0,09
	11	2,43	2,43	0,41	1,53	0,94	1,25	0,14	0,16
	12	2,43	/	1,33	/	0,68	/	-0,32	-0,36
II	13	/	2,89	/	1,58	/	0,83	0,41	0,41
	14	2,89	2,89	1,78	0,48	1,46	1,08	-0,18	-0,18
	15	2,89	2,89	0,48	1,26	0,82	1,04	0,11	0,10
	16	2,89	2,89	1,26	0,48	1,04	0,82	-0,11	-0,10
	17	2,89	2,89	0,48	1,78	1,08	1,46	0,18	0,18
	18	2,89	/	1,58	/	0,83	/	-0,41	-0,41
I	19	/	2,35	/	1,28	/	0,74	0,30	0,43
	20	2,35	2,35	1,33	0,39	1,10	0,79	-0,12	-0,18
	21	2,35	2,35	0,39	1,03	0,65	0,86	0,08	0,12
	22	2,35	2,35	1,03	0,39	0,86	0,65	-0,08	-0,12
	23	2,35	2,35	0,39	1,33	0,79	1,10	0,12	0,18
	24	2,35	/	1,28	/	0,74	/	-0,30	-0,43

## Moments sous P du PL

Niveau	Noced	$q_w$ (H/ml)	$q_e$ (H/ml)	$M'_{ur}$ (t.m)	$M'_e$ (t.m)	$M_{ur}$ (t.m)	$M_e$ (t.m)	$M_m$ (t.m)	$M_s$ (t.m)
IV	1	/	0,42	/	0,23	/	0,08	/	0,08
	2	0,42	0,42	0,30	0,07	0,23	0,19	/	-0,04
	3	0,42	0,42	0,07	0,18	0,12	0,14	/	0,02
	4	0,42	0,42	0,18	0,071	0,14	0,12	/	-0,02
	5	0,42	0,42	0,07	0,30	0,19	0,23	/	0,04
	6	0,42	/	0,23	/	0,08	/	/	-0,08
III	7	/	0,97	/	0,53	/	0,27	0,13	0,14
	8	0,97	0,97	0,61	0,16	0,50	0,37	-0,06	-0,06
	9	0,97	0,97	0,16	0,42	0,27	0,34	0,03	0,03
	10	0,97	0,97	0,42	0,16	0,34	0,27	-0,03	-0,03
	11	0,97	0,97	0,16	0,61	0,37	0,50	0,06	0,06
	12	0,97	/	0,53	/	0,27	/	-0,13	-0,14
II	13	/	1,30	/	0,71	/	0,37	0,18	0,18
	14	1,30	1,30	0,80	0,22	0,65	0,49	-0,08	-0,08
	15	1,30	1,30	0,22	0,57	0,37	0,47	0,05	0,05
	16	1,30	1,30	0,57	0,22	0,47	0,37	-0,05	-0,05
	17	1,30	1,30	0,22	0,80	0,49	0,65	0,08	0,08
	18	1,30	/	0,71	/	0,37	/	-0,18	-0,18
I	19	/	1,30	/	0,71	/	0,41	0,16	0,24
	20	1,30	1,30	0,74	0,22	0,61	0,44	-0,07	-0,10
	21	1,30	1,30	0,22	0,56	0,36	0,47	0,04	0,06
	22	1,30	1,30	0,56	0,22	0,47	0,36	-0,04	-0,06
	23	1,30	1,30	0,22	0,74	0,44	0,61	0,07	0,10
	24	1,30	/	0,71	/	0,41	/	-0,16	-0,24



Sous G

Efforts Tranchants du P.L.

Sous P

Niveau	Traverse	q (H/m)	M <sub>e</sub> (H-m)	M <sub>u</sub> <sup>+</sup> (H-m)	T <sub>(x=0)</sub>	T <sub>(x=l)</sub>
					(H)	(H)
IV	1-2	3,26	0,71	2,09	3,88	4,91
	2-3	3,26	1,74	1,14	2,86	2,02
	3-4	3,26	1,26	1,26	3,94	3,94
	4-5	3,26	1,14	1,74	2,02	2,86
	5-6	3,26	2,09	0,71	4,91	3,88
III	7-8	2,43	0,68	1,25	3,07	3,49
	8-9	2,43	0,94	0,70	1,98	1,66
	9-10	2,43	0,87	0,87	2,94	2,94
	10-11	2,43	0,70	0,94	1,66	1,98
	11-12	2,43	1,25	0,68	3,49	3,07
II	13-14	2,89	0,83	1,46	3,66	4,13
	14-15	2,89	1,08	0,82	2,34	2,00
	15-16	2,89	1,04	1,04	3,49	3,49
	16-17	2,89	0,82	1,08	2,00	2,34
	17-18	2,89	1,46	0,83	4,13	3,66
I	19-20	2,35	0,74	1,10	3,04	3,30
	20-21	2,35	0,79	0,65	1,85	1,67
	21-22	2,35	0,86	0,86	2,84	2,84
	22-23	2,35	0,65	0,79	1,67	1,85
	23-24	2,35	1,10	0,74	3,30	3,04

Niveau	Traverse	q (H/m)	M <sub>e</sub> (H-m)	M <sub>u</sub> <sup>-</sup> (H-m)	T <sub>(x=0)</sub>	T <sub>(x=l)</sub>
					(H)	(H)
IV	1-2	0,42	0,08	0,23	0,51	0,62
	2-3	0,42	0,19	0,12	0,36	0,27
	3-4	0,42	0,14	0,14	0,51	0,51
	4-5	0,42	0,12	0,19	0,27	0,36
	5-6	0,42	0,23	0,08	0,62	0,51
III	7-8	0,97	0,27	0,50	1,22	1,39
	8-9	0,97	0,37	0,27	0,79	0,66
	9-10	0,97	0,34	0,34	1,16	1,16
	10-11	0,97	0,27	0,37	0,66	0,79
	11-12	0,97	0,50	0,27	1,39	1,22
II	13-14	1,30	0,37	0,65	1,65	1,86
	14-15	1,30	0,49	0,37	1,05	0,89
	15-16	1,30	0,47	0,47	1,57	1,57
	16-17	1,30	0,37	0,49	0,89	1,05
	17-18	1,30	0,65	0,37	1,86	1,65
I	19-20	1,30	0,41	0,64	1,68	1,83
	21-22	1,30	0,44	0,36	1,03	0,92
	22-23	1,30	0,47	0,47	1,58	1,58
	24-25	1,30	0,36	0,44	0,92	1,03
	25-26	1,30	0,64	0,41	1,83	1,68

## Caracteristiques Geometriques du PT

Niveau	Niveau	$h_{ur}$ (m)	$h_c$ (m)	$h_{m1}$ (m)	$h_{s1}$ (m)	$I_c = I_{ur} \times 10^{-4} \text{ cm}^4$	$I_m = I_s \times 10^{-4} \text{ cm}^4$	$g_{ur}$ (m)	$g_c$ (m)	$h_{m1}'$ (m)	$h_{s1}'$ (m)	$K_{ur} \times 10^{-3} \text{ cm}^3$	$K_c \times 10^{-3} \text{ cm}^3$	$K_{m1} \times 10^{-3} \text{ cm}^3$	$K_{s1} \times 10^{-3} \text{ cm}^3$	$D \times 10^3$	$\chi$
IV	1	1,50	4,20	/	3,06	40,66	6,75	1,20	3,36	/	2,44	8,88	3,17	/	2,76	44,81	/
	2	4,20	1,50	/	3,06	40,66	6,75	3,36	1,20	/	2,44	3,17	8,88	/	2,76	44,81	/
III	3	1,50	4,20	3,06	3,06	40,66	6,75	1,20	3,36	2,75	2,44	8,88	3,17	2,45	2,76	17,26	/
	4	4,20	1,50	3,06	3,06	40,66	6,75	3,36	1,20	2,75	2,44	3,17	8,88	2,45	2,76	17,26	/
II	5	1,50	4,20	3,06	3,06	40,66	6,75	1,20	3,36	2,44	2,44	8,88	3,17	2,76	2,76	17,54	/
	6	4,20	1,50	3,06	3,06	40,66	6,75	3,36	1,20	2,44	2,44	3,17	8,88	2,76	2,76	17,54	/
I	7	1,50	4,20	3,06	2,10	40,66	6,75	1,20	3,36	2,44	1,68	8,88	3,17	2,76	4,01	18,82	/
	8	4,20	1,50	3,06	2,10	40,66	6,75	3,36	1,20	2,44	1,68	3,17	8,88	2,76	4,01	18,82	/

Moments du PT

Sous G

Niveau	Nœud	$q_w$ (t/ml)	$q_e$ (t/ml)	$M'_{ur}$ (t.m)	$M'_e$ (t.m)	$M_{ur}$ (t.m)	$M_e$ (t.m)	$M_m$ (t.m)	$M_s$ (t.m)
IV	1	3,29	3,29	0,155	4,136	2,83	3,54	/	0,171
	2	3,29	3,29	4,136	0,155	3,54	2,83	/	-0,171
III	3	2,60	2,60	0,144	3,145	1,98	2,89	0,142	0,148
	4	2,60	2,60	3,145	0,144	2,89	1,98	-0,142	-0,148
II	5	2,60	2,60	0,144	3,145	1,96	3,18	0,147	0,147
	6	2,60	2,60	3,145	0,144	3,18	1,96	-0,147	-0,147
I	7	2,60	2,60	0,144	3,145	1,86	2,94	0,144	0,164
	8	2,60	2,60	3,145	0,144	2,94	1,86	-0,144	-0,164

Sous P

Niveau	Nœud	$q_w$ (t/ml)	$q_e$ (t/ml)	$M'_{ur}$ (t.m)	$M'_e$ (t.m)	$M_{ur}$ (t.m)	$M_e$ (t.m)	$M_m$ (t.m)	$M_s$ (t.m)
IV	1	0,146	0,146	0,107	0,161	0,139	0,149	/	0,110
	2	0,146	0,146	0,161	0,107	0,149	0,139	/	-0,110
III	3	0,117	0,117	0,102	0,122	0,112	0,118	0,103	0,103
	4	0,117	0,117	0,122	0,102	0,118	0,112	-0,103	-0,103
II	5	0,117	0,117	0,102	0,122	0,112	0,118	0,103	0,103
	6	0,117	0,117	0,122	0,102	0,118	0,112	-0,103	-0,103
I	7	0,117	0,117	0,102	0,122	0,112	0,118	0,103	0,104
	8	0,117	0,117	0,122	0,102	0,118	0,112	-0,103	-0,104

## Efforts Tranchants du PT

### SOUS G

Niveau	Travée	$q$ (t/ml)	$M_c$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$T(x=0)$ (t)	$T(x=l)$ (t)
IV	0-1	3,29	/	2,83	0,58	4,35
	1-2	3,29	3,54	3,54	6,91	6,91
	2-0'	3,29	2,83	/	4,35	0,58
III	0-3	2,60	/	1,98	0,63	3,27
	3-4	2,60	2,89	2,89	5,46	5,46
	4-0'	2,60	1,98	/	3,27	0,63
II	0-5	2,60	/	1,96	0,64	3,25
	5-6	2,60	3,18	3,18	5,46	5,46
	6-0'	2,60	1,96	/	3,25	0,64
I	0-7	2,60	/	1,86	0,71	3,19
	7-8	2,60	2,94	2,94	5,46	5,46
	8-0'	2,60	1,86	/	3,19	0,71

### SOUS P

Niveau	Travée	$q$ (t/ml)	$M_c$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$T(x=0)$ (t)	$T(x=l)$ (t)
IV	0-1	0,46	/	0,39	0,08	0,60
	1-2	0,46	0,49	0,49	0,96	0,96
	2-0'	0,46	0,39	/	0,60	0,08
III	0-3	0,17	/	0,12	0,05	0,21
	3-4	0,17	0,18	0,18	0,36	0,36
	4-0'	0,17	0,12	/	0,21	0,05
II	0-5	0,17	/	0,12	0,05	0,21
	5-6	0,17	0,18	0,18	0,36	0,36
	6-0'	0,17	0,12	/	0,21	0,05
I	0-7	0,17	/	0,11	0,05	0,20
	7-8	0,17	0,18	0,18	0,36	0,36
	8-0'	0,17	0,11	/	0,20	0,05

# Superposition des Sollicitations

## Moments en travee sous les differentes sollicitations

PL

Niveau	Travée	Net Mur Σ	q (t/m)	G + 1,2 E	
				M <sub>0</sub> (t.m)	M <sub>E</sub> (t.m)
IV	1-2	1140	4142	3,75	2,35
	2-3	1142		1,16	-0,26
	3-4	1126		3,01	1,75
	4-5	1142		1,16	-0,26
	5-6	1140		3,75	2,35
III	7-8	0,96	3,59	3,27	2,31
	8-9	0,82		1,01	0,19
	9-10	0,87		2,63	1,76
	10-11	0,82		1,01	0,19
	11-12	0,96		3,27	2,31
II	13-14	1,14	4,45	4,05	2,91
	14-15	0,95		1,25	0,30
	15-16	1,04		3,25	2,21
	16-17	0,95		1,25	0,30
	17-18	1,14		4,05	2,91
I	19-20	0,92	3,91	3,56	2,64
	20-21	0,72		1,10	0,38
	21-22	0,86		2,86	0,20
	22-23	0,72		1,10	0,38
	23-24	0,92		3,56	2,64

PT

Niveau	Travée	Net Mur Σ (t.m)	q (t/m)	G + 1,2 E	
				M <sub>0</sub> (t.m)	M <sub>E</sub> (t.m)
IV	0-1	1141	3,84	1,08	-0,33
	1-2	3,54		8,46	4,92
	2-0'	1141		1,08	-0,33
	0-3	0,99		0,78	-0,24
	3-4	2,89		6,17	3,28
III	4-0'	0,99	2,80	0,78	-0,24
	0-5	0,98		0,78	-0,20
	5-6	3,18		6,17	2,99
	6-0'	0,38		0,78	-0,20
	0-7	0,93		0,78	-0,15
II	7-8	2,94	2,80	6,17	3,23
	8-0'	0,93		0,78	-0,15
	0-7	0,93		0,78	-0,15
I	7-8	2,94	2,80	6,17	3,23
	8-0'	0,93		0,78	-0,15

# Moments Flechissants dans les poutres

PL

Niveau	Travée	G		P		G + 1,2 P		
		M <sub>te</sub> (t.m)	M <sub>mur</sub> (t.m)	M <sub>te</sub> (t.m)	M <sub>mur</sub> (t.m)	M <sub>te</sub> (t.m)	M <sub>mur</sub> (t.m)	
I	1-2	-0,714	-2,009	-0,108	-0,223	-0,806	2,135	-2,366
	2-3	-1,734	-4,144	-0,149	-0,142	-4,969	-0,266	-4,254
	3-4	-4,266	-4,266	-0,144	-0,144	-4,428	4,755	-4,428
	4-5	-1,114	-4,734	-0,142	-0,149	-4,254	-0,266	-4,969
	5-6	-2,109	-0,734	-0,223	-0,108	-2,366	2,135	-0,806
	7-8	-0,168	-4,285	-0,227	-0,150	-4,004	2,334	-1,850
	8-9	-0,934	-0,730	-0,137	-0,227	-4,384	0,149	-4,024
	9-10	-0,837	-0,837	-0,134	-0,134	-4,278	4,766	-4,278
	10-11	-0,170	-0,934	-0,227	-0,137	-4,024	0,149	-4,384
	11-12	-1,25	-0,668	-0,150	-0,227	-4,85	2,334	-1,004
II	13-14	-0,133	-4,466	-0,137	-0,165	-4,234	2,944	-2,240
	14-15	-1,08	-0,82	-0,149	-0,137	-4,668	0,130	-4,264
	15-16	-1,04	-4,04	-0,147	-0,147	-4,604	2,21	-4,604
	16-17	-0,82	-4,08	-0,137	-0,149	-4,264	0,130	-4,668
	17-18	-1,46	-0,83	-0,165	-0,137	-2,240	2,944	-1,234
	19-20	-0,734	-4,40	-0,144	-0,164	-4,232	2,64	-4,832
	20-22	-0,739	-0,65	-0,144	-0,136	-4,318	0,138	-4,086
	22-23	-0,86	-0,86	-0,147	-0,147	-4,424	2,00	-4,424
	23-24	-0,65	-0,739	-0,136	-0,144	-4,086	0,138	-4,318
	24-25	-1,40	-0,730	-0,164	-0,144	-4,832	2,64	-4,232

PT

Niveau	Travée	G		P		G + 1,2 P		
		M <sub>te</sub> (t.m)	M <sub>mur</sub> (t.m)	M <sub>te</sub> (t.m)	M <sub>mur</sub> (t.m)	M <sub>te</sub> (t.m)	M <sub>mur</sub> (t.m)	
I	0-1	/	-2,83	/	-0,39	/	-0,33	-3,298
	1-2	-3,54	-3,54	-0,49	-0,49	-4,128	4,192	-4,128
	2-0'	-2,83	/	-0,39	/	-3,298	-0,33	/
	0-3	/	-1,98	/	-0,12	/	-0,24	-2,124
	3-4	-2,89	-2,89	-0,18	-0,18	-3,106	3,28	-3,106
	4-0'	-1,98	/	-0,12	/	-2,124	-0,24	/
	0-5	/	-1,96	/	-0,12	/	-0,20	-2,104
	5-6	-3,48	-3,48	-0,18	-0,18	-3,396	2,99	-3,396
	6-0'	-1,96	/	-0,12	/	-2,104	-0,20	/
	0-7	/	-1,86	/	-0,14	/	-0,15	-1,996
II	7-8	-2,94	-2,94	-0,18	-0,18	-3,156	3,23	-3,156
	8-0'	-1,86	/	-0,14	/	-1,992	-0,15	/

# Efforts Tranchants dans les poutres

Niveau	Travée	G		P		G + 1, 2, P	
		$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$
		IV	1-2	3,188	-4,194	0,554	-0,662
	2-3	2,186	-2,02	0,36	-0,27	3,29	-2,34
	3-4	3,194	-3,24	0,54	-0,54	4,55	-4,55
	4-5	2,102	-2,186	0,27	-0,36	2,34	-3,29
	5-6	4,194	-3,88	0,62	-0,54	5,65	-4,49
	7-8	3,107	-3,49	1,22	-1,39	4,53	-5,46
	8-9	1,98	-1,66	0,79	-0,66	2,93	-2,45
III	9-10	2,194	-2,194	1,16	-1,16	4,33	-4,33
	10-11	1,66	-1,98	0,66	-0,79	2,45	-2,93
	11-12	3,149	-3,107	1,39	-1,22	5,16	-4,53
	12-13	3,166	-4,143	1,65	-1,86	5,64	-6,36
	13-14	2,145	-2,180	1,05	-0,89	3,69	-3,107
	14-15	3,149	-3,149	1,57	-1,57	5,37	-5,37
II	15-16	2,100	-2,134	0,89	-1,05	3,06	-3,60
	16-17	4,143	-3,66	1,86	-1,65	6,36	-5,64
	17-18	3,104	-3,30	1,68	-1,83	5,05	-5,49
	18-19	1,85	-1,67	1,03	-0,92	3,08	-2,77
	19-20	2,184	-2,184	1,58	-1,58	4,73	-4,73
I	20-21	1,67	-1,85	0,92	-1,03	2,77	-3,08
	21-22	3,30	-3,104	1,83	-1,68	5,49	-5,05

Niveau	Travée	G		P		G + 1, 2, P	
		$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$
		IV	0-1	0,58	-4,35	0,08	-0,60
	1-2	6,91	-6,91	0,96	-0,96	8,06	-8,06
	2-0'	4,35	-0,58	0,60	-0,08	5,07	-0,67
	0-3	0,63	-3,27	0,05	-0,24	0,69	-3,52
III	3-4	5,46	-5,46	0,35	-0,35	5,88	-5,88
	4-0'	3,27	-0,63	0,24	-0,05	3,52	-0,69
	0-5	0,64	-3,25	0,05	-0,24	0,70	-3,50
II	5-6	5,46	-5,46	0,36	-0,36	5,89	-5,89
	6-0'	3,25	-0,64	0,24	-0,05	3,50	-0,70
	0-7	0,74	-3,19	0,05	-0,20	0,77	-3,43
I	7-8	5,46	-5,46	0,36	-0,36	5,89	-5,89
	8-0'	3,19	-0,74	0,20	-0,05	3,43	-0,77

PL

PT

# Moments et Efforts Normaux dans les poteaux

## PL

filés	poteaux	Poids propre (t)	P			G			G + 1,2 P			
			M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>m</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>m</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>m</sub> (t.m)	N (t)	N <sub>normal</sub> (t)
A et F	1-7	0,688	0,08	-0,13	0,51	0,71	-0,32	3,88	0,80	-0,47	5,18	5,18
	7-13	0,688	0,14	-0,18	1,22	0,36	-0,41	3,07	0,53	-0,62	5,22	10,14
	13-19	0,688	0,18	-0,16	1,65	0,44	-0,20	3,66	0,62	-0,49	6,32	16,72
	19-25	0,472	0,24	/	1,68	0,43	/	3,04	0,72	/	5,52	22,24
B et E	2-8	0,688	-0,04	0,06	0,98	-0,35	0,14	7,77	-0,39	0,24	9,63	9,63
	8-14	0,688	-0,06	0,08	2,18	-0,16	0,18	5,47	-0,23	0,27	8,77	18,14
	14-20	0,688	-0,08	0,07	2,94	-0,18	0,12	6,56	-0,22	0,20	10,74	29,14
	20-26	0,472	-0,10	/	2,86	-0,18	/	5,15	-0,20	/	9,05	38,19
C et D	3-9	0,688	0,02	-0,03	0,78	0,15	0,08	5,96	0,17	-0,11	7,58	7,58
	9-15	0,688	0,03	-0,05	1,82	0,09	-0,11	4,60	0,12	-0,17	7,47	15,05
	15-21	0,688	0,05	-0,04	2,46	0,10	-0,08	5,49	0,16	-0,13	9,13	24,18
	21-27	0,472	0,06	/	2,50	0,12	/	4,51	0,19	/	7,98	32,16

## PT

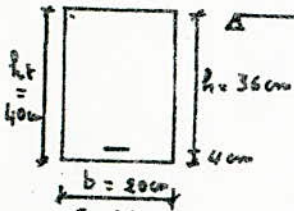
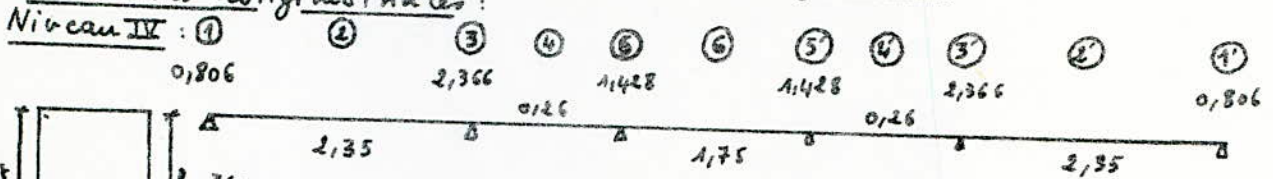
filés	poteaux	Poids propre (t)	G			P			G + 1,2 P			
			M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>m</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>m</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>s</sub> (t.m)	M <sub>m</sub> (t.m)	N (t)	N <sub>normal</sub> (t)
A	1-3	0,688	0,71	-0,42	11,26	0,10	-0,03	1,56	0,83	-0,45	13,82	13,82
	3-5	0,688	0,48	-0,47	8,73	0,03	-0,03	0,56	0,51	-0,50	10,09	23,91
	5-7	0,688	0,47	-0,44	8,71	0,03	-0,03	0,57	0,51	-0,47	10,08	33,99
	7-9	0,472	0,64	/	8,65	0,04	/	0,56	0,69	/	9,79	43,78
B	2-4	0,688	-0,71	0,42	11,26	-0,10	0,03	1,56	-0,83	0,45	13,82	13,82
	4-6	0,688	-0,48	0,47	8,73	-0,03	0,03	0,56	-0,51	0,50	10,09	23,91
	6-8	0,688	-0,47	0,44	8,71	-0,03	0,03	0,57	-0,51	0,47	10,08	33,99
	8-9	0,472	-0,64	/	8,65	-0,04	/	0,56	-0,69	/	9,79	43,78



## A-Ferrailage des poutres :

### Q-Ferrailage des poutres du portique longitudinal:

Armatures longitudinales :



les moments aux appuis et en travées sont en t.m

Tableau donnant les valeurs de M,  $\mu$ , K,  $\epsilon$ , A :

Section	① et ①'	② et ②'	③ et ③'	④ et ④'	⑤ et ⑤'	⑥
M (t.m)	-0,806	2,350	-2,366	-0,26	-1,428	1,750
$\mu$	0,0166	0,0485	0,0489	0,0053	0,0295	0,0361
K	72,5	39,0	38,8	136	52,5	46,6
$\epsilon$	0,9429	0,9074	0,9071	0,9669	0,9259	0,9188
A (cm <sup>2</sup> )	0,84	2,57	2,58	0,26	1,53	1,89

Sections adoptées :



Verifications :

\* Condition de non-fragilité : (CCBA 63 art 52)

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 20 \cdot 36 = 0,69 \text{ cm}^2$$

Ce qui est vérifié pour toutes les sections d'armatures adoptées.

\* Condition de flèche :

$$(1) A \leq 43 \cdot \frac{b \cdot h}{\sigma_{cm}} = 7,37 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

$$(2) \frac{h_t}{l} = \frac{0,14}{2,7} = 0,0518 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (\text{vérifié})$$

Les deux conditions sont vérifiées  $\rightarrow$  le calcul de justification de flèche est inutile

\* Condition de non-entraînement des armatures :

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_s \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2; T_{max} = 5,65 \text{ t} \quad (\text{sect } ②)$$

$$\tau_d = \frac{T}{m \cdot p \cdot z} = \frac{5,65 \cdot 10^3}{3 \cdot \pi \cdot 11,4 \cdot \frac{36}{8}} = 13,59 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des armatures. (vérifié)

\* Condition aux appuis:

• longueur de l'appui:  $c \geq \frac{2.T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = c_0$

$T_{max} = 4,49 \text{ t}$  (appui de rive)  $c_0 = \frac{2 \cdot 4,49 \cdot 10^3}{20 \cdot 68,5} = 6,55 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

$c = a = 30 \text{ cm} > c_0 = 6,55 \text{ cm}$  (vérifié)

• armatures inférieures: on doit vérifier:  $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3}$

appuis ① et ①':  $\begin{cases} M = -0,806 \text{ t.m.} \\ T = 4,49 \text{ t.} \end{cases}$

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 4,49 \cdot 10^3 - \frac{0,806 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 36} \right] = 0,689 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on laisse filer 3 barres de la travée 1-2 (1'-2')

appuis ② et ②':  $\begin{cases} M = -2,366 \text{ t.m.} \\ T = 5,65 \text{ t.} \end{cases}$

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 5,65 \cdot 10^3 - \frac{2,366 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 36} \right] < 0$

appuis ③ et ③':  $\begin{cases} M = -1,428 \text{ t.m.} \\ T = 4,55 \text{ t.} \end{cases}$

$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 4,55 \cdot 10^3 - \frac{1,428 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 36} \right] = 0,0059 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on laisse filer 3T12 de la travée 3-4. (3'-4')

\* Vérification des contraintes:

Section	① et ①'	② et ②'	③ et ③'	④ et ④'	⑤ et ⑤'	⑥
M (t.m)	-0,806	2,350	-2,366	-0,260	-1,428	1,750
A (cm <sup>2</sup> )	3,39	4,62	4,62	3,39	3,39	3,39
w	0,4708	0,6446	0,6446	0,4708	0,4708	0,4708
E	0,8960	0,8824	0,8824	0,8960	0,8960	0,8960
K	33,1	27,5	27,5	33,1	33,1	33,1
$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	737,09	1601,24	1612,14	237,77	1305,92	1600,39
$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	22,26	58,22	58,62	7,18	39,45	48,35

Toutes les contraintes sont vérifiées.

\* Vérification de la fissuration:

$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$  ;  $\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}'_b}$

$A = 4,62 \text{ cm}^2$  (section ②) ;  $\bar{\omega}_f = \frac{4,62}{2 \times 4 \times 20} = 0,0288$ .

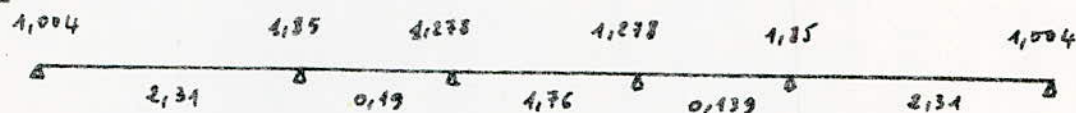
on trouve:  $\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{14} \cdot \frac{0,0288}{1 + 0,288} = 3843,16 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{14} \cdot 5,9} = 2393,13 \text{ kg/cm}^2$

$\min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3843,16 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

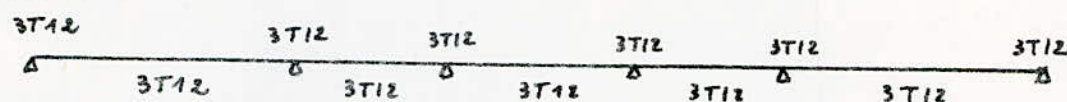
$\sigma_a = 1601,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$  pas de risque de fissuration.

Niveau III :



Section	① et ①'	② et ②'	③ et ③'	④ et ④'	⑤ et ⑤'	⑥
M (t.m)	-1,004	2,340	-1,850	0,190	-1,278	1,760
$\mu$	0,0207	0,0477	0,0382	0,0039	0,0264	0,0363
K	64,0	39,40	45,0	160,0	56,0	46,4
E	0,9367	0,9081	0,9167	0,9714	0,9296	0,9146
A (cm <sup>2</sup> )	1,06	2,52	2,00	0,19	1,363	1,91

Sections adoptées :



• armatures inférieures :

appuis ① et ①' :  $\begin{cases} M = -1,004 \text{ t.m} \\ T = 4,53 \text{ t} \end{cases} \rightarrow A \geq 0,147 \text{ cm}^2$

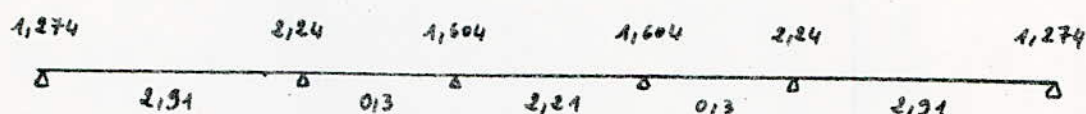
donc on laisse filer 3 barres T12 de la travée 1-2 (1'-2')

appuis ③ et ③' :  $\begin{cases} M = -1,278 \text{ t.m} \\ T = 4,33 \text{ t} \end{cases} \rightarrow A \geq 0,109 \text{ cm}^2$

donc on laisse filer 3 barres T12 de la travée 2-3 (2'-3')

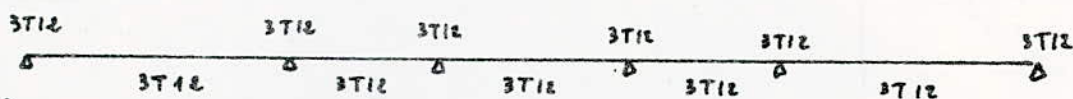
Toutes les autres conditions sont vérifiées.

Niveau II :



Section	① et ①'	② et ②'	③ et ③'	④ et ④'	⑤ et ⑤'	⑥
M (t.m)	-1,274	2,94	-2,24	0,30	-1,604	2,21
$\mu$	0,0263	0,0604	0,0462	0,0062	0,0331	0,0456
K	56	34,2	40,2	124	49	40,4
E	0,9296	0,8984	0,9094	0,9642	0,9219	0,9098
A (cm <sup>2</sup> )	1,35	3,21	2,44	0,30	1,72	2,41

Sections adoptées :



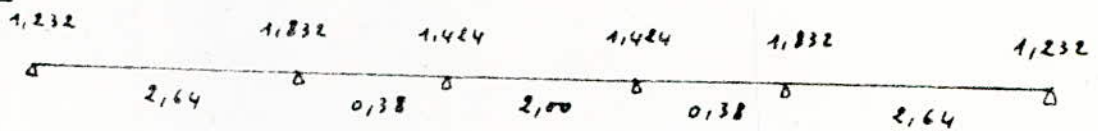
armatures inférieures : appuis ① et ①' :  $\begin{cases} M = -1,274 \text{ t.m} \\ T = 5,64 \text{ t} \end{cases} \rightarrow A \geq 0,156 \text{ cm}^2$

on laisse filer 3 barres T12 de la travée 1-2 (1'-2')

appuis ③ et ③' :  $\begin{cases} M = -1,604 \text{ t.m} \\ T = 5,37 \text{ t} \end{cases} \rightarrow A \geq 0,10 \text{ cm}^2$

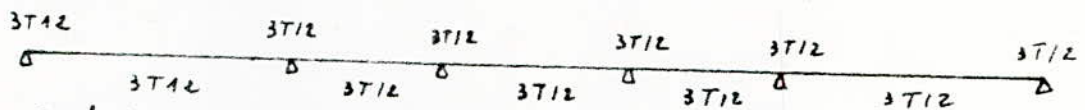
on laisse filer 3 barres T12 de la travée 3-4 (3'-4').

Niveau I:



Section	① et ④	② et ③	③ et ⑤	④ et ⑥	⑤ et ⑦	⑧
M (t.m)	-1,232	2,64	-1,832	0,38	-1,424	2,00
l <sub>m</sub>	0,0254	0,0545	0,0378	0,0078	0,0294	0,0413
K	57,0	36,4	45,2	110	52,5	43
E	0,9306	0,9027	0,9169	0,9600	0,9259	0,9138
A (cm <sup>2</sup> )	1,31	2,90	1,98	0,39	1,52	2,17

Sections adoptées:



armatures inférieures: appuis ① et ④ :  $\begin{cases} M = -1,232 \text{ t.m} \\ T = 5,05 \text{ t} \end{cases} \rightarrow A \geq 0,4 \text{ cm}^2$   
 donc on laisse filer 3 barres T12 de la travée (1-2) (1'-2')  
 appuis ③ et ⑤ :  $\begin{cases} M = -1,424 \text{ t.m} \\ T = 4,73 \text{ t} \end{cases} \rightarrow A \geq 0,07 \text{ cm}^2$   
 On laisse filer 3 barres T12 de la travée 3-4 (3'-4')

Armatures transversales:

Niveau IV: L'effort tranchant maximum pour ce niveau est  $T_{\max} = 5,65 \text{ t}$  ;  $\sigma'_b = 58,62 \text{ kg/cm}^2$

On doit vérifier:

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

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5,65 \cdot 10^3}{2,7/8 \cdot 36} = 8,96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

les armatures verticales suffisent, les armatures inclinées sont inutilisées

on adopte 1 cadec  $\phi 8$  + 1 équin gle

$$A_t = 4 \cdot 0,503 = 2,012 \text{ cm}^2$$

espacement:

$$t = \frac{A_t \cdot z}{T_{\max}} = \frac{2,012 \cdot 7/8 \cdot 36 \cdot 1000}{5,65 \cdot 10^3} = 17,94 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = \max \left\{ \begin{aligned} t_1 &= 0,2 h = 0,2 \cdot 36 = 7,2 \text{ cm} \\ t_2 &= h \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\sigma'_b} \right) = 36 \left( 1 - \frac{0,3 \cdot 8,96}{5,9} \right) = 19,59 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

on a  $t = 17,94 \text{ cm} < \bar{E} = 19,59 \text{ cm}$

On prendra  $t = 16 \text{ cm}$  ; le premier cours d'armatures transversales sera à  $t/2 = 8 \text{ cm}$  du nu de l'appui.

les autres écartements seront donnés par la suite de CARUOT.

Niveau III:

$$T_{\max} = 5,16 \text{ t} ; \sigma'_b = 52,34 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\tau_b = \frac{5,16 \cdot 10^3}{20 \cdot 7/8 \cdot 36} = 8,19 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

→ pas d'armatures inclinées.

espacement :

$$t = \frac{2,042 \cdot 7/8 \cdot 36 \cdot 1600}{5,16 \cdot 10^3} = 19,65 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 7,2 \text{ cm} \\ 36 \left( 1 - 0,13 \frac{8,19}{5,19} \right) = 21 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$t = 19,65 \text{ cm} < \bar{t} = 21 \text{ cm}$ . → on prend  $t = 16 \text{ cm}$   
 le premier cours sera situé à  $t/2 = 8 \text{ cm}$  du nu de l'appui.  
 les autres écartements seront donnés par la suite de CAQUOT.

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi 8 + 1 \text{ épingle} = 2,1012 \text{ cm}^2$$

Niveau II :  $T_{max} = 6,36 \text{ t}$  ;  $\sigma'_b = 61,88 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_b = \frac{6,36 \cdot 10^3}{20 \cdot 7/8 \cdot 36} = 10,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

donc les armatures obliques ne sont pas nécessaires.

espacement :

$$t = \frac{2,042 \cdot 7/8 \cdot 36 \cdot 1600}{6,36 \cdot 10^3} = 16,00 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 7,2 \text{ cm} \\ 36 \left( 1 - 0,13 \frac{10,09}{5,19} \right) = 17,53 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$t = 16 \text{ cm} < \bar{t} = 17,53 \text{ cm}$   
 on prend  $t = 16 \text{ cm}$  → le 1<sup>er</sup> cours d'armatures transversales sera situé à  $t/2 = 8 \text{ cm}$  du nu de l'appui.  
 les autres écartements seront donnés par la suite de CAQUOT.

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi 8 + 1 \text{ épingle} = 2,1012 \text{ cm}^2$$

Niveau I :  $T_{max} = 5,49 \text{ t}$  ;  $\sigma'_b = 50,63 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_b = \frac{5,49 \cdot 10^3}{20 \cdot 7/8 \cdot 36} = 8,71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{les armatures obliques ne sont pas nécessaires.}$$

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi 8 + 1 \text{ épingle} = 2,1012 \text{ cm}^2$$

espacement :

$$t = \frac{2,042 \cdot 7/8 \cdot 36 \cdot 1600}{5,49 \cdot 10^3} = 18,47 \text{ cm}$$

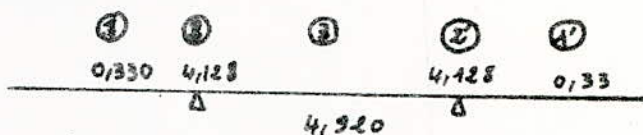
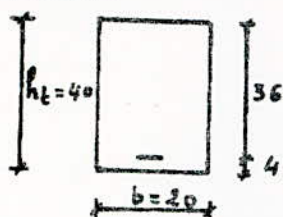
$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 7,2 \text{ cm} \\ 36 \left( 1 - 0,13 \frac{8,71}{5,19} \right) = 20,05 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$t = 18,47 \text{ cm} < \bar{t} = 20,05 \text{ cm}$   
 on prend  $t = 16 \text{ cm}$  ; le 1<sup>er</sup> cours d'armatures transversales sera situé à  $t/2 = 8 \text{ cm}$  du nu de l'appui.  
 les autres écartements seront donnés par la suite de CAQUOT.

Pour les autres vérifications, elles sont toutes assurées.

B-Ferrailage des poutres du portique transversal:  
armatures longitudinales:

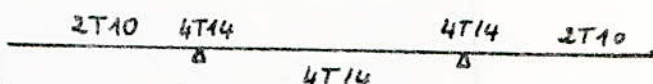
Niveau IV:



les moments aux appuis et en travées sont en t.m

Section	① et ①'	② et ②'	③
M (t.m)	-0,330	-4,128	4,920
$\mu$	0,10068	0,10853	0,1016
K	120,0	27,4	24,5
E	0,9630	0,8821	0,8734
A (cm <sup>2</sup> )	0,34	4,64	5,58

Sections adoptées:



Toutes les vérifications sont assurées.

armatures transversales:

l'effort tranchant maximum pour ce niveau est  $T_{max} = 8,06 t$ ,  $\sigma'_b = 92,9 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\tau}_b = 3,15$ ,  $\bar{\sigma}_b = 3,15 \cdot 5,9 = 18,58 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_b = \frac{8,06 \cdot 10^5}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 36} = 12,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 18,58 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

les armatures obliques ne sont pas nécessaires.

$$A_t = 2 \text{ cadres } \phi 8 = 2,012 \text{ cm}^2$$

espacement:

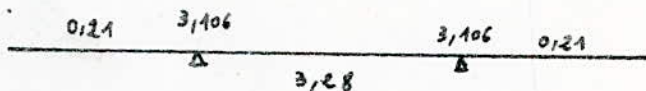
$$t = \frac{2,012 \cdot \frac{7}{8} \cdot 36 \cdot 1600}{8,06 \cdot 10^3} = 12,58 \text{ cm}$$

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} 7,2 \text{ cm} \\ (1 - 0,3 \cdot \frac{12,79}{5,9}) \cdot 36 = 12,59 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On choisit  $t = 12 \text{ cm}$ ; le premier cours sera situé à  $\frac{t}{2} = 6 \text{ cm}$  du nu de l'appui. les autres écartements seront déterminés par la suite de CAQUOT.

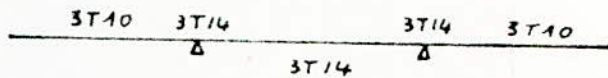
Toutes les autres vérifications sont assurées.

Niveau III:



Section	① et ①'	② et ②'	③
M (t.m)	-0,210	-3,106	3,28
$\mu$	0,0043	0,0641	0,0677
K	152,0	32,8	31,7
E	0,9701	0,8954	0,8929
A (cm <sup>2</sup> )	0,21	3,44	3,64

Sections adoptées :



armatures transversales :

l'effort tranchant maximum est  $T_{max} = 5,88t$   
 $\sigma_b' = 81,27 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b = 3,26 \quad \bar{\sigma}_b = 3,26 \cdot 5,9 = 19,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{5,88 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 36} = 9,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 19,23 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{les}$$

armatures obliques ne sont pas nécessaires.

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi 8 + 1 \text{ epingle} = 2,012 \text{ cm}^2$$

espacement :

$$t = \frac{2,012 \cdot \frac{7}{8} \cdot 36 \cdot 1600}{5,88 \cdot 10^3} = 17,24 \text{ cm}$$

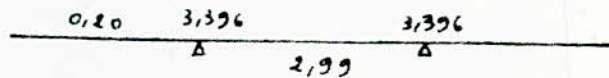
$$\bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} 7,2 \text{ cm} \\ 36 \left( 1 - 0,13 \frac{9,33}{5,9} \right) = 18,92 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$t = 17,24 \text{ cm} < \bar{E} = 18,92 \text{ cm}$$

on choisit  $t = 16 \text{ cm}$  ; le 1<sup>er</sup> cours sera situé à  $\frac{t}{2} = 8 \text{ cm}$   
 les autres écartements seront déterminés par la suite de CAQUOT

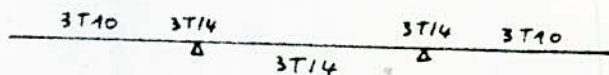
Toutes les autres conditions ont été vérifiées.

Niveau II :



Section	① et ①'	② et ②'	③
M (t.m)	-0,20	-3,396	2,99
$\mu$	0,0041	0,0701	0,0617
K	156	31	33,6
E	0,9708	0,8913	0,8971
A (cm <sup>2</sup> )	0,20	3,78	3,30

Sections adoptées :







### 3-Ferraillage des poteaux:

#### 1-Ferraillage des poteaux du portique longitudinal: Armatures longitudinales:

$h_t = 30 \text{ cm}$  ;  $d = d' = 3 \text{ cm}$  ;  $h = 27 \text{ cm}$  ;  $e_1 = \frac{h_t}{6} = 5 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$   
 $b = 30 \text{ cm}$

#### Pourcentage minimal d'aciers:

$$\omega_L = \frac{A}{B} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

- $\theta_1 = 1,8$  pour les files (A) et (E) (poteaux de rive)
- $\theta_1 = 1$  pour les files (B), (C), (D), (F) (poteaux centraux)
- $\theta_3 = 1,52$
- $\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} \rightarrow \theta_2 = 1,018$  (poteaux du 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> étage)  
 $\theta_2 = 1,012$  (poteaux inférieurs)  
Car :
- $l_c = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 3,06 = 2,142$  (poteaux du 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> étage)
- $l_c = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 2,10 = 1,012$  (poteaux inférieurs)

#### Sections entièrement comprimées:

$$\sigma'_m = \frac{N}{B} \rightarrow A_L \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

#### Sections partiellement comprimées:

on détermine  $y_1 = h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_{b_0}}{\bar{\sigma}'_{b_0} + \frac{\sigma'_a}{m}} \rightarrow \sigma'_m = \frac{N}{y_1 \cdot b}$

On fera l'étude d'un demi-portique (symétric).  
les résultats seront regroupés dans des tableaux.

Tableau donnant les valeurs de  $e_0 = \frac{M}{N}$ ,  $y_1$ ,  $\bar{\sigma}'_{b_0}$ ,  $A_{min}$ :

files	poteaux	M (t.m)	N (t)	$e_0$ (cm)	$\bar{\sigma}'_{b_0}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$y_1$ (cm)	A min (cm <sup>2</sup> )	nature sollicitation
(A) et (E)	1-7	0,180	5,18	15,4	137	12,70	0,617	P.C
	7-13	0,53	10,40	5,09	91,74	9,88	1,60	P.C
	13-19	0,62	16,72	3,71	85,44	/	0,84	E.C
	19-25	0,72	22,24	3,23	83,25	/	1,11	E.C
(B) et (F)	2-8	0,39	9,63	4,05	87,00	/	0,38	E.C
	8-14	0,27	18,40	1,46	75,16	/	0,72	E.C
	14-20	0,27	29,14	0,92	72,70	/	1,15	E.C
	20-26	0,30	38,19	0,78	72,06	/	1,50	E.C
(C) et (D)	3-9	0,17	7,58	2,24	78,73	/	0,21	E.C
	9-15	0,17	15,05	1,13	73,66	/	0,42	E.C
	15-21	0,16	24,18	0,66	71,51	/	0,68	E.C
	21-27	0,19	32,16	0,59	71,19	/	0,90	E.C

# Détermination des Armatures Longitudinales du PL

P.C												E.C											
Filles	A				B				C				Filles										
	ct	ct	ct	ct	ct	ct	ct	ct	ct	ct	ct	ct											
Potences	1-7	7-13	13-19	19-25	2-8	8-14	14-20	20-26	3-9	9-15	15-21	21-27	Potences										
M(km)	0,80	0,53	0,62	0,72	0,39	0,27	0,30	0,17	0,17	0,17	0,16	0,19	M(km)										
N(t)	5,18	10,14	16,72	22,84	9,63	18,10	25,14	38,19	7,58	15,05	24,18	32,16	N(t)										
E <sub>0</sub> (cm)	15,14	5,09	3,74	2,23	4,05	1,46	0,92	0,78	2,24	1,13	0,66	0,59	E <sub>0</sub> (cm)										
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	137	91,74	85,44	83,25	87,00	75,16	72,70	72,06	78,73	73,66	74,54	74,19	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )										
Mature Sollicit.	P.C	P.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	Mature Sollicit										
Mat (km)	1,421	1,778																					
$\bar{\sigma}_c$	0,0348	0,0435																					
K	47,6	44,6																					
$\bar{k}$	20,43	30,52																					
Mat (km)																							
E	0,2204	0,2947	0,247	0,296	0,123	0,272	0,445	0,588	0,107	0,227	0,375	0,502	$\rho$										
$\mu_1$			0,161	0,194	0,100	0,079	0,082	0,094	0,048	0,054	0,049	0,059	$\nu$										
$\mu_2$			1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	$\epsilon$										
K			0,324	0,267	0,1404	0,338	0,246	0,167	0,140	0,376	0,300	0,228	C										
$\bar{w}$			0,640	0,562	0,672	0,603	0,546	0,442	0,694	0,633	0,560	0,493	D										
$\bar{u}$			-0,39	-0,34	-0,453	-0,442	-0,373	-0,273	-0,489	-0,475	-0,443	-0,370	K										
$A_{1(arm)}$	1,83	2,32											$A_{1(arm)}$										
$A_{2(arm)}$	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	$A_{2(arm)}$										
$A_{3(arm)}$													$A_{3(arm)}$										
$A_{4(arm)}$													$A_{4(arm)}$										
$A_{5(arm)}$													$A_{5(arm)}$										
$A_{6(arm)}$													$A_{6(arm)}$										
$A_{7(arm)}$													$A_{7(arm)}$										
$A_{8(arm)}$													$A_{8(arm)}$										
$A_{9(arm)}$													$A_{9(arm)}$										
$A_{10(arm)}$													$A_{10(arm)}$										
$A_{11(arm)}$													$A_{11(arm)}$										
$A_{12(arm)}$													$A_{12(arm)}$										
$A_{13(arm)}$													$A_{13(arm)}$										
$A_{14(arm)}$													$A_{14(arm)}$										
$A_{15(arm)}$													$A_{15(arm)}$										
$A_{16(arm)}$													$A_{16(arm)}$										
$A_{17(arm)}$													$A_{17(arm)}$										
$A_{18(arm)}$													$A_{18(arm)}$										
$A_{19(arm)}$													$A_{19(arm)}$										
$A_{20(arm)}$													$A_{20(arm)}$										
$A_{21(arm)}$													$A_{21(arm)}$										
$A_{22(arm)}$													$A_{22(arm)}$										
$A_{23(arm)}$													$A_{23(arm)}$										
$A_{24(arm)}$													$A_{24(arm)}$										
$A_{25(arm)}$													$A_{25(arm)}$										
$A_{26(arm)}$													$A_{26(arm)}$										
$A_{27(arm)}$													$A_{27(arm)}$										
$A_{28(arm)}$													$A_{28(arm)}$										
$A_{29(arm)}$													$A_{29(arm)}$										
$A_{30(arm)}$													$A_{30(arm)}$										
$A_{31(arm)}$													$A_{31(arm)}$										
$A_{32(arm)}$													$A_{32(arm)}$										
$A_{33(arm)}$													$A_{33(arm)}$										
$A_{34(arm)}$													$A_{34(arm)}$										
$A_{35(arm)}$													$A_{35(arm)}$										
$A_{36(arm)}$													$A_{36(arm)}$										
$A_{37(arm)}$													$A_{37(arm)}$										
$A_{38(arm)}$													$A_{38(arm)}$										
$A_{39(arm)}$													$A_{39(arm)}$										
$A_{40(arm)}$													$A_{40(arm)}$										
$A_{41(arm)}$													$A_{41(arm)}$										
$A_{42(arm)}$													$A_{42(arm)}$										
$A_{43(arm)}$													$A_{43(arm)}$										
$A_{44(arm)}$													$A_{44(arm)}$										
$A_{45(arm)}$													$A_{45(arm)}$										
$A_{46(arm)}$													$A_{46(arm)}$										
$A_{47(arm)}$													$A_{47(arm)}$										
$A_{48(arm)}$													$A_{48(arm)}$										
$A_{49(arm)}$													$A_{49(arm)}$										
$A_{50(arm)}$													$A_{50(arm)}$										
$A_{51(arm)}$													$A_{51(arm)}$										
$A_{52(arm)}$													$A_{52(arm)}$										
$A_{53(arm)}$													$A_{53(arm)}$										
$A_{54(arm)}$													$A_{54(arm)}$										
$A_{55(arm)}$													$A_{55(arm)}$										
$A_{56(arm)}$													$A_{56(arm)}$										
$A_{57(arm)}$													$A_{57(arm)}$										
$A_{58(arm)}$													$A_{58(arm)}$										
$A_{59(arm)}$													$A_{59(arm)}$										
$A_{60(arm)}$													$A_{60(arm)}$										
$A_{61(arm)}$													$A_{61(arm)}$										
$A_{62(arm)}$													$A_{62(arm)}$										
$A_{63(arm)}$													$A_{63(arm)}$										
$A_{64(arm)}$													$A_{64(arm)}$										
$A_{65(arm)}$													$A_{65(arm)}$										
$A_{66(arm)}$													$A_{66(arm)}$										
$A_{67(arm)}$													$A_{67(arm)}$										
$A_{68(arm)}$													$A_{68(arm)}$										
$A_{69(arm)}$													$A_{69(arm)}$										
$A_{70(arm)}$													$A_{70(arm)}$										
$A_{71(arm)}$													$A_{71(arm)}$										
$A_{72(arm)}$													$A_{72(arm)}$										
$A_{73(arm)}$													$A_{73(arm)}$										
$A_{74(arm)}$													$A_{74(arm)}$										
$A_{75(arm)}$													$A_{75(arm)}$										
$A_{76(arm)}$													$A_{76(arm)}$										
$A_{77(arm)}$													$A_{77(arm)}$										
$A_{78(arm)}$													$A_{78(arm)}$										
$A_{79(arm)}$													$A_{79(arm)}$										
$A_{80(arm)}$													$A_{80(arm)}$										
$A_{81(arm)}$													$A_{81(arm)}$										
$A_{82(arm)}$													$A_{82(arm)}$										
$A_{83(arm)}$													$A_{83(arm)}$										
$A_{84(arm)}$													$A_{84(arm)}$										
$A_{85(arm)}$													$A_{85(arm)}$										
$A_{86(arm)}$													$A_{86(arm)}$										
$A_{87(arm)}$													$A_{87(arm)}$										
$A_{88(arm)}$													$A_{88(arm)}$										
$A_{89(arm)}$													$A_{89(arm)}$										
$A_{90(arm)}$													$A_{90(arm)}$										
$A_{91(arm)}$													$A_{91(arm)}$										
$A_{92(arm)}$													$A_{92(arm)}$										
$A_{93(arm)}$													$A_{93(arm)}$										
$A_{94(arm)}$													$A_{94(arm)}$										
$A_{95(arm)}$													$A_{95(arm)}$										
$A_{96(arm)}$													$A_{96(arm)}$										
$A_{97(arm)}$													$A_{97(arm)}$										
$A_{98(arm)}$													$A_{98(arm)}$										
$A_{99(arm)}$													$A_{99(arm)}$										
$A_{100(arm)}$													$A_{100(arm)}$										

Sections entièrement comprimées

# Determination des Armatures Longitudinales du PT

P.C	(A) et (B)				E.C
Files					Files
Poteaux	1-3	3-5	5-7	7-9	Poteaux
$n(t.m)$	0,83	0,51	0,51	0,69	$n(t.m)$
$N(t)$	13,82	23,91	33,99	43,78	$N(t)$
$c_0(cm)$	6,00	2,13	1,50	1,57	$c_0(cm)$
$\sigma'_b(kg/cm^2)$	95,9	78,22	75,35	75,66	$\sigma'_b(kg/cm^2)$
Nature Sollicit.	P.C	E.C	E.C	E.C	Nature Sollicit.
$M_{at}(t.m)$	2,488	Sections entièrement - comprimés.			
$\mu$	0,0609				
$K$	33,9				
$\bar{K}$	29,19				
$M_{ac}(t.m)$					
$E$	0,8977	0,339	0,501	0,643	$\beta$
$\mu'_1$		0,144	0,150	0,202	$\nu$
$\mu'_2$		1,92	1,92	1,92	$\epsilon$
$K$		0,269	0,181	0,080	$C$
$\bar{\omega}_1$		0,553	0,470	0,386	$D$
$\bar{\omega}$		-0,364	-0,270	0,123	$\mu$
$A_1(cm^2)$	3,30				$A_1(cm^2)$
$A(cm^2)$	<0	<0	<0	<0	$A(cm^2)$
$A'(cm^2)$					$A'(cm^2)$
$A_{min}(cm^2)$	1,61	0,94	1,34	1,72	$A_{min}(cm^2)$

Resume':

On retiendra les sections les plus defavorables pour les differents portiques et on les rassemblera dans des tableaux. On armera les poteaux symetriquement dans les deux sens (longitudinalement et transversalement).

Portique longitudinal:

files	Poteaux	Sous SPd $A=A'$ (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Max (A=A') Sect. retenue
Ⓐ et Ⓕ	1-7	< 0	0,627	0,627/2
	7-13	< 0	1,60	1,60/2
	13-19	< 0	0,84	0,84/2
	19-25	< 0	1,11	1,11/2
Ⓑ et Ⓔ	2-8	< 0	0,38	0,38/2
	8-14	< 0	0,72	0,72/2
	14-20	< 0	1,15	1,15/2
	20-26	< 0	1,50	1,50/2
Ⓒ et Ⓓ	3-9	< 0	0,21	0,21/2
	9-15	< 0	0,42	0,42/2
	15-21	< 0	0,68	0,68/2
	21-27	< 0	0,90	0,90/2

Portique transversal:

files	Poteaux	Sous SPd $A=A'$ (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Max (A=A') Sect. retenue
	1-3	< 0	1,61	1,61/2
	3-5	< 0	0,94	0,94/2
	5-7	< 0	1,34	1,34/2
	7-9	< 0	1,72	1,72/2

Remarque:

La section A<sub>min</sub> est la section totale à repartir sur toute la section du poteau.

les sections donnees dans les autres colonnes sont des sections symetriques.

On utilisera les memes recommandations que ceux qui ont ete citees precedemment.

B-Ferraillage des poteaux du portique transversal:

Notre portique est symétrique, donc on fera l'étude d'une seule file d'armatures longitudinales:

$h_t = 30\text{ cm}$  ;  $d = d' = 3\text{ cm}$  ;  $h = 27\text{ cm}$  ;  $b = 30\text{ cm}$  ;  $e_1 = \frac{h_t}{6} = 5\text{ cm}$  ;  $c = 2\text{ cm}$

Pourcentage minimal d'aciers :

$$\omega_L = \frac{A}{B} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

•  $\theta_1 = 1,4$  pour les files (A) et (B)

•  $\theta_3 = 1,52$

•  $\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$  ;  $l_c = 0,7 \cdot l_0$

•  $\theta_2 = 2,012$  car  $l_c = 0,7 \cdot 3,06 = 2,142\text{ m}$  (Poteaux du 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> étage) et R.D.C

•  $\theta_2 = 1,012$  car  $l_c = 0,7 \cdot 2,1 = 1,47\text{ m}$  (Poteaux inférieurs)

Sections entièrement comprimées :

$$\sigma'_m = \frac{N}{B} \rightarrow A_L \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

Sections partiellement comprimées :

on détermine  $\gamma_1 = h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \frac{\sigma_a}{n}} \rightarrow \sigma'_m = \frac{N}{\gamma_1 \cdot b}$

Tableau donnant les valeurs de  $e_0 = \frac{M}{N}$  ;  $\gamma_1$  ;  $\bar{\sigma}'_b$  ;  $A_{min}$  :

files	poteaux	M (k.m)	N (t)	$e_0$ (cm)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ (cm)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	nature sollicitati.
(A)	1-3	0,83	13,82	6,00	95,9	10,18	1,61	P.C
	3-5	0,51	23,91	2,13	78,22	/	0,94	E.C
(B)	5-7	0,51	33,99	1,50	75,35	/	1,34	E.C
	7-9	0,69	43,78	1,57	75,66	/	1,72	E.C

PC: section partiellement comprimée ( $e_0 > e_1$ )

EC: section entièrement comprimée ( $e_0 < e_1$ )

$e_0 = \frac{M}{N}$  : est l'excentricité de la charge.

M: moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section du béton seul.

N: effort normal au centre de gravité du béton seul.

Pour avoir l'armature minimale, on a pris  $\sigma_a = \bar{\sigma}_a = 2800\text{ kg/cm}^2$

Armatures transversales:

\* Zones courantes:

. espacement admissible  $\bar{t}$ :

$$\bar{t} = \min \left\{ \begin{array}{l} t_1 = (100 \phi l - 15 \phi l_{max}) \cdot (2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}) \\ t_2 = 15 \cdot (2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}) \cdot \phi l_{min} \end{array} \right.$$

En pratique, on prend:

$$t \leq 15 \cdot \phi l_{min} = 15 \cdot 1,2 = 18 \text{ cm} \text{ soit } t = 15 \text{ cm}$$

$$\phi t \geq 0,3 \cdot \phi l_{max} = 0,3 \cdot 1,2 = 0,36 \text{ cm} = 3,6 \text{ mm}$$

soit  $\phi t = 10 \text{ cm}$ .

\* Zones de recouvrement:

Soit  $\nu$  le nombre de cours d'armatures  $\bar{r}$  disposées sur la zone de recouvrement.

On doit avoir:

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu \geq 3 \\ \nu > \frac{0,4 \cdot \phi l \cdot \sigma_{enl}}{\phi t \cdot \sigma_{ent}} = \frac{0,4 \cdot 1,2^2 \cdot 4200}{7^2 \cdot 2400} = 1,008 \end{array} \right.$$

on prend:  $\nu = 4$ .

\* longueur de recouvrement: (art. 30-5 CCBA 68)

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\tau_d} \text{ avec } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2; \tau_d = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{1,2}{4} \cdot \frac{2800}{16,6} = 52 \text{ cm}$$

$$t = \frac{52}{4} = 13 \text{ cm} \rightarrow t = 13 \text{ cm}$$

Conclusion:

zone courante:  $t = 15 \text{ cm}$

zone de recouvrement:  $t = 13 \text{ cm}$  avec  $l_d = 52 \text{ cm}$ .

N.B.: On respectera les règlements du C.T.C.  
(voir planches)

Ferrailage adopté :

on utilisera les mêmes recommandations que précédemment pour ferrailer les poteaux.

Niveau IV :



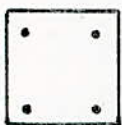
$$\begin{cases} \text{transversal} : 1,64/2 = 0,85 \text{ cm}^2 (1,64) \rightarrow 2T12 \\ \text{longitudinal} : 0,617/2 = 0,308 \text{ cm}^2 (0,617) \rightarrow 2T12 \end{cases}$$

Niveau III :



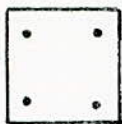
$$\begin{cases} \text{transversal} : 0,94/2 = 0,47 \text{ cm}^2 (0,94) \rightarrow 2T12 \\ \text{longitudinal} : 1,60/2 = 0,8 \text{ cm}^2 (1,6) \rightarrow 2T12 \end{cases}$$

Niveau II :



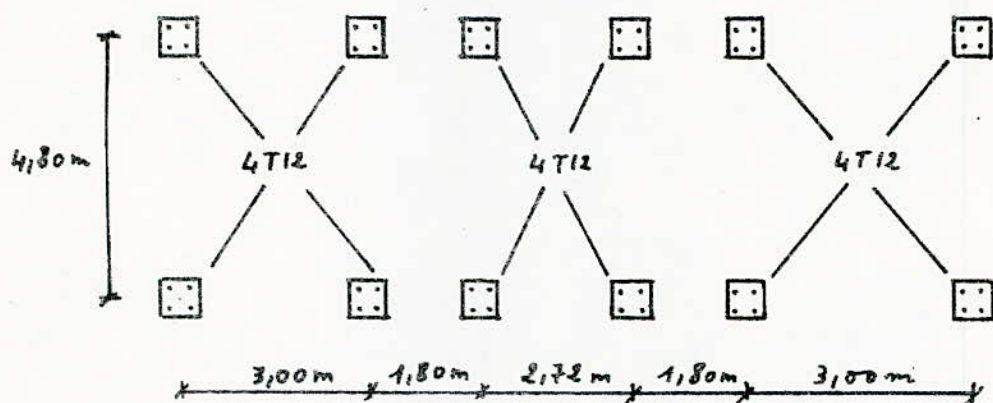
$$\begin{cases} \text{transversal} : 1,34/2 = 0,67 \text{ cm}^2 (1,34) \rightarrow 2T12 \\ \text{longitudinal} : 1,15/2 = 0,575 \text{ cm}^2 (1,15) \rightarrow 2T12 \end{cases}$$

Niveau I :



$$\begin{cases} \text{transversal} : 1,72/2 = 0,86 \text{ cm}^2 (1,72) \rightarrow 2T12 \\ \text{longitudinal} : 1,5/2 = 0,75 \text{ cm}^2 (1,5) \rightarrow 2T12 \end{cases}$$

Niveau IV (vue en plan).



Ce sont des distances entre-axes.

**FONDATIONS**



# FONDITIONS

## 1. Calcul des Longrines

Principe de calcul : (art 22.5 du C.T.C)

a) rôle des longrines : En l'absence d'un système rigide d'infrastructure, toutes les fondations isolées sur sols de consistance moyenne et sur sols meubles seront chaînées dans les deux directions avec des longrines suffisamment rigides.

b) principe de calcul : Les longrines auront comme dimensions minimales les valeurs indiquées ci-dessous :

25 x 30 : pour les sols de fondation de consistance moyenne.  
 30 x 30 : pour sols meubles ou ayant une forte teneur en eau.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à  $N/10$ .

$N$  est la force axiale du poteau en question.

On ajoutera, le cas échéant, les efforts des charges et moments appliqués directement à la longrine.

Les moments apportés par les poteaux seront repris par les fondations.

On fera le calcul pour un seul type de longrines.

On représentera les autres longrines dans les planches.

On choisit comme dimensions des longrines : 40 x 30.

L'écartement ne doit pas dépasser 20 cm.

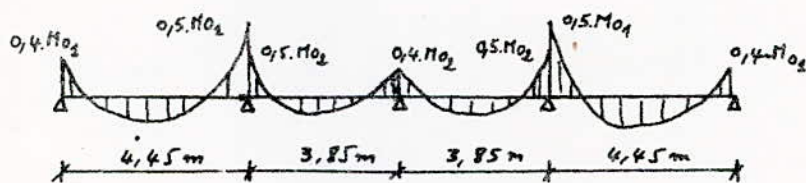
Charges uniformes :

• Mur intérieur reposant sur la longrine :  $0,322 \cdot 1,2 = 0,386 \text{ t/ml}$

• poids propre de la longrine :  $0,4 \cdot 0,3 \cdot 2,5 = 0,300 \text{ t/ml}$

$$q = 0,686 \text{ t/ml}$$

On applique la méthode forfaitaire :



l'effort normal dans le poteau est  $N_{max} = 102,22 \text{ t}$ , donc l'effort de traction dans la longrine sera  $N/10 = 10,222 \text{ t}$

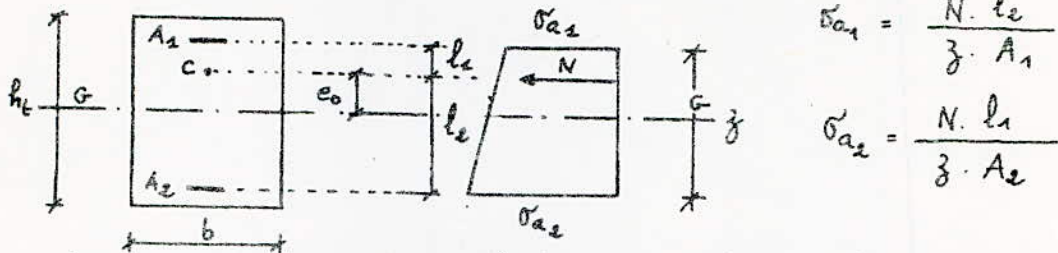
Calcul des sections d'armatures :

\* appui 1 :

$$M_{01} = q \cdot \frac{l^2}{8} = 0,686 \cdot \frac{4,45^2}{8} = 1,699 \text{ t.m}$$

$$M = 0,4 \cdot M_{01} = 0,4 \cdot 1,699 = 0,679 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,679 \cdot 10^2}{10,222} = 6,642 \text{ cm} \quad (e_0 \text{ est l'excentricité})$$



c: est le point de passage de la résultante des forces extérieures.

$$h_t = 40 \text{ cm}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad z = 40 - 2 \cdot 4 = 32 \text{ cm}; \quad (d = 4 \text{ cm})$$

$$l_1 = \frac{h_t}{2} - d - e_0$$

$e_0 = 6,642 \text{ cm} \rightarrow$  la section est entièrement tendue (la résultante des forces extérieures passe entre les deux armatures et l'effort normal appliqué est un effort de traction)

$$A_2 = \frac{N \cdot l_1}{z \cdot \sigma_a} = \frac{10,222 \cdot 10^3 \cdot 9,358}{32 \cdot 2800} = 1,067 \text{ cm}^2 \quad \text{car } l_2 = 20 - 4 - 6,642 = 9,358 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N \cdot l_2}{z \cdot \sigma_a} = \frac{N(z - l_1)}{z \cdot \sigma_a} = \frac{10,222 \cdot (32 - 9,358)}{32 \cdot 2800} = 2,583 \text{ cm}^2$$

\* appui 2:  $M = 0,5 \cdot M_{01} = 0,5 \cdot 1,699 = 0,849 \text{ t.m}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,849 \cdot 10^2}{10,222} = 8,305 \text{ cm} \rightarrow \text{la section est entièrement tendue.}$$

$$l_1 = 20 - 4 - 8,305 = 7,695 \text{ cm}$$

$$A_2 = \frac{N \cdot l_1}{z \cdot \sigma_a} = 0,877 \text{ cm}^2; \quad A_1 = \frac{N(z - l_1)}{z \cdot \sigma_a} = 2,772 \text{ cm}^2$$

\* appui 3:  $M_{02} = 9 \cdot \frac{l^2}{8} = 0,686 \cdot \frac{3,85^2}{8} = 1,271 \text{ t.m} \rightarrow M = 0,4 \cdot M_{02}$

$$M = 0,508 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,508 \cdot 10^2}{10,222} = 4,96 \text{ cm} \rightarrow \text{la section est entièrement tendue.}$$

d'où  $A_1 = 2,391 \text{ cm}^2, \quad A_2 = 1,259 \text{ cm}^2$ .

\* travée 1:  $M = 0,705 \cdot M_{01} = 0,705 \cdot 1,699 = 1,197 \text{ t.m}$

$$e_0 = 11,717 \text{ cm} \rightarrow \text{la section est entièrement tendue.}$$

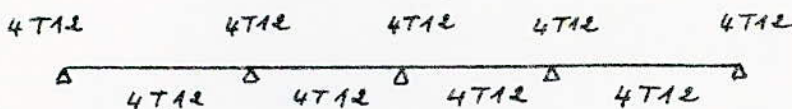
On trouve:  $A_1 = 2,313 \text{ cm}^2; \quad A_2 = 0,488 \text{ cm}^2$ .

\* travée 2:  $M = 0,705 \cdot M_{02} = 0,705 \cdot 1,271 = 0,896 \text{ t.m}$

$$e_0 = 8,765 \text{ cm} \rightarrow \text{la section est entièrement tendue}$$

d'où  $A_1 = 2,825 \text{ cm}^2; \quad A_2 = 0,825 \text{ cm}^2$ .

Toutes les vérifications ont été satisfaites.  
Sections adoptées:



Armatures transversales:

On ne doit pas dépasser l'écartement de 20 cm pour les deux travées.

## 2- Calcul des Fondations

### Introduction - Choix du type de fondation :

La contrainte admissible du sol à 1,5 m d'ancrage est  $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$ .  
On aura à calculer trois types de fondation.

- semelle isolée.
- semelle continue sous deux poteaux.
- un petit radier simple.

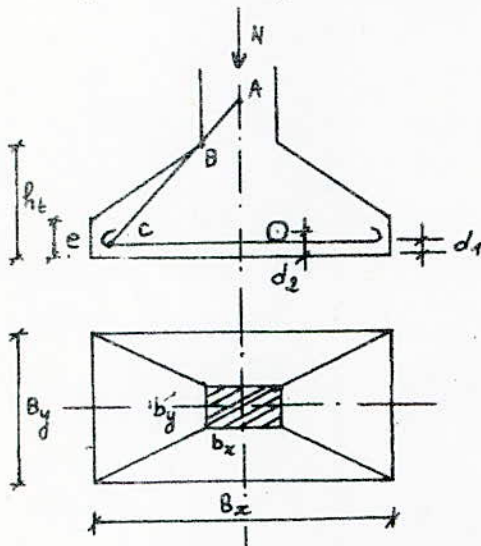
Le calcul se fera sous la sollicitation : G + 1,2 P.

Un béton de propriété de 10 cm d'épaisseur sera coulé sous la fondation.

### Calcul des semelles :

1. Semelle S1 : la semelle S1 est une semelle isolée.

- les semelles isolées sont supposées rigides.
- On considère des semelles homothétiques des poteaux.
- la semelle est constituée d'un tronç de pyramide.



$N$  : charge transmise au sol  
 $\bar{\sigma}_s$  : contrainte admissible du sol  
 $B_x$  : grand côté du rectangle.  
 $B_y$  : petit côté du rectangle.  
 $h_t$  : hauteur de la semelle.  
 $e$  : épaisseur de la semelle.  
 $b_x$  : grand côté du poteau  
 $b_y$  : petit côté du poteau.

On doit vérifier que :

$$\frac{N}{B_x \cdot B_y} \leq \bar{\sigma}_s ; h_t \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1$$

$$e \geq 6\phi + 6$$

On utilisera pour le calcul des armatures la méthode des bielles qui consiste à admettre que l'effort  $N$  se transmet par l'intermédiaire de bielles obliques de béton qui ont pour origine un point A (point de rencontre de l'axe du poteau avec la droite joignant le pt C où commence le crochet de la barre au point B où la semelle rejoint le parement du poteau.)

les efforts de traction dans les aciers sont :

dans le sens x :  $F_x = \frac{N \cdot (B_x - b_x)}{8 \cdot (h_t - d_1)} \rightarrow A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a}$

dans le sens y :  $F_y = \frac{N \cdot (B_y - b_y)}{8 \cdot (h_t - d_2)} \rightarrow A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a}$

$A_x$  : armatures parallèles à  $B_x$

$A_y$  : armatures parallèles à  $B_y$

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} \quad (\text{homothétie}).$$

Pour la semelle s1, l'effort de compression maximum est  
 $N = 70,92 \text{ t}$ .

dimensionnement: on a  $b_x = b_y = 35 \text{ cm}$ .

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = 1 \rightarrow B_x = B_y$$

$$B_x \cdot B_y = B_x^2 = B_y^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{70,92 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,02} \rightarrow B_x = B_y = 186,45 \text{ cm}$$

On choisit  $B_x = B_y = 200 \text{ cm}$ .

hauteur de la semelle:  $d_1 = 4 \text{ cm}$ .

$$h_t \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1 = \frac{(200 - 35)}{4} + 4 = 45,25 \text{ cm}; \text{ on choisit: } h_t = 50 \text{ cm}$$

épaisseur de la semelle:

$e \geq 6\phi + 6$  soit pour des  $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow e \geq 18 \text{ cm}$ ; on prend:  $e = 20 \text{ cm}$

poids propre de la semelle:

$$N_0 = \left[ B_x \cdot e + \frac{(B_x + b_x)(h_t - e)}{2} \right] \cdot B_y \cdot 2500$$

$$= \left[ 2 \cdot 0,2 + \frac{(2 + 0,35)(0,5 - 0,2)}{2} \right] \cdot 2 \cdot 2500 = 3762,5 \text{ kg}$$

effort normal total transmis au sol:

$$N_t = N + N_0 = 70920 + 3762,5 = 74682,5 \text{ kg}$$

$$\frac{N_t}{\bar{\sigma}_s} = \frac{74682,5}{2 \cdot 1,02} = 36609,06 \text{ cm}^2 < B_x \cdot B_y = 40000 \text{ cm}^2$$

le sol peut supporter l'effort total qui lui est transmis.

Détermination des efforts  $F_x$  et  $F_y$ :

$$F_x = \frac{N_t (B_x - b_x)}{8(h_t - d_1)} = \frac{74682,5(200 - 35)}{8(50 - 4)} = 33485,36 \text{ kg}$$

$$F_y = \frac{N_t (B_y - b_y)}{8(h_t - d_2)} = \frac{74682,5(200 - 35)}{8(50 - 6)} = 35007,42 \text{ kg}$$

Détermination des armatures:

• lit inférieur:  $A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{33485,36}{2800} = 11,95 \text{ cm}^2$   
 on adoptera 8 T14

• lit supérieur:  $A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{35007,42}{2800} = 12,50 \text{ cm}^2$   
 on adoptera 7 T16.

2. semelle s2:  $N = 102,22 \text{ t}$

un calcul identique que précédemment nous donne les résultats suivants:

dimensionnement:  $\begin{cases} B_x = B_y = 240 \text{ cm} \\ h_t = 50 \text{ cm} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$

$$N_0 = 5355 \text{ kg} \rightarrow N_t = N + N_0 = 102220 + 5355 = 107575 \text{ kg}$$

$$\frac{N_t}{\bar{\sigma}_s} = \frac{107575}{2800} = 52732,84 \text{ cm}^2 < B_x^2 = 57600 \text{ cm}^2$$

le sol peut supporter l'effort total qui lui est transmis.

détermination des efforts  $F_x$  et  $F_y$ :

$$F_x = \frac{107575(240-35)}{8(50-4)} = 59926,29 \text{ kg.}$$

$$F_y = \frac{107575(240-35)}{8(50-6)} = 62650,21 \text{ kg.}$$

détermination des armatures :

• lit inférieur :  $A_x = \frac{59926,29}{2800} = 21,40 \text{ cm}^2$

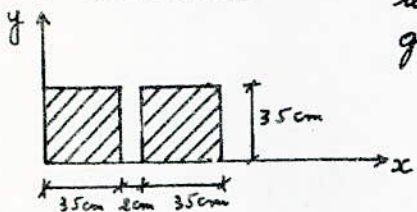
on adopte : 12T14

• lit supérieur :  $A_y = \frac{62650,21}{2800} = 22,37 \text{ cm}^2$

on adopte : 12T14

3- semelle continue sous deux poteaux :

a) semelle S3 :



les deux charges étant égales, le centre de gravité aura pour coordonnées :

$$\begin{cases} y_G = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \\ x_G = \frac{35+2+35}{2} = 36 \text{ cm} \end{cases}$$

On va centrer la fondation.

$$N_t = 27,67 + 27,67 = 55,34 \text{ t.}$$

dimensionnement :

$$\begin{cases} B_x = 250 \text{ cm} \\ B_y = 120 \text{ cm} \\ h_t = 50 \text{ cm} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$N_t = N_0 + N = 2949 + 55340 = 58289 \text{ kg.}$$

$$\frac{N_t}{\bar{\sigma}_s} = \frac{58289}{2800} = 20853 \text{ cm}^2 < B_x \cdot B_y = 120 \cdot 250 = 30.000 \text{ cm}^2$$

donc le sol peut supporter l'effort qui lui est transmis.

détermination des forces  $F_x$  et  $F_y$  :

$$F_x = \frac{58289(250-72)}{8(50-4)} = 28194,13 \text{ kg.}$$

$$F_y = \frac{58289(120-35)}{8(50-6)} = 14075,46 \text{ kg.}$$

détermination des armatures :

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{28194,13}{2800} = 10,07 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte : } 9T12$$

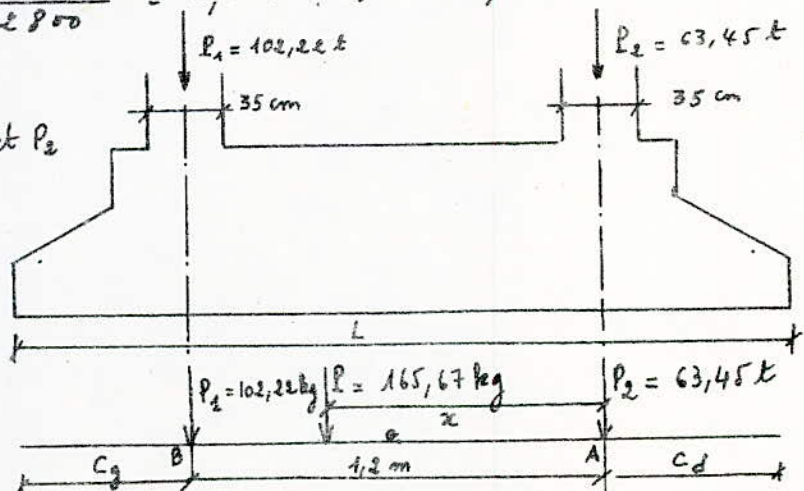
$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{14075,46}{2800} = 5,027 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On adopte : } 9T10$$

b) semelle S4 :

la résultante de  $P_1$  et  $P_2$  est  $P$ .

$$P = \sum P_i = P_1 + P_2 = 102,22 + 63,45$$

$$P = 165,67 \text{ kg.}$$



détermination de la distance  $x$  de la résultante  $P$  au point A:

$$(\Sigma M)_A = 0 \rightarrow 102,22 \cdot 1,2 = 165,67 x \rightarrow x = 0,74 \text{ m.}$$

la résultante  $P$  est excentrée de  $0,74 - 0,60 = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$  du centre de gravité. Elle doit passer par ce dernier. On se fixe une largeur  $B = 170 \text{ cm}$  et on calcule  $L$ .

$$L \geq \frac{P}{B \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{165,67 \cdot 10^3}{170 \cdot 2 \cdot 1,02} = 477 \text{ cm} \rightarrow \text{on choisit } L = 550 \text{ cm}$$

la hauteur de la poutre de rigidité doit être telle que :

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } h_t = 100 \text{ cm.}$$

$$e \geq 6\phi + 6 ; \text{ pour } \phi = 20 \text{ mm} \rightarrow e \geq 18 \text{ cm} ; \text{ soit } e = 20 \text{ cm}$$

pois propre de la semelle :

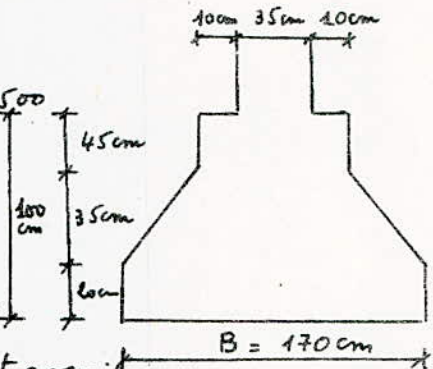
$$N_0 = \left[ 1,7 \cdot 0,2 + \left( \frac{1,7 + 0,55}{2} \right) \cdot 0,35 + 0,55 \cdot 0,45 \right] 5,5 \cdot 2500$$

$$N_0 = 13492,188 \text{ kg.}$$

$$N_t = N + N_0 = 165670 + 13492,188$$

$$\sigma_s = \frac{N_t}{B \cdot l} = 1,916 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,04 \text{ kg/cm}^2$$

le sol peut supporter l'effort qui lui est transmis



Calcul des consoles :

$$c = \frac{L - 1,2 - 0,35}{2} = 1,975 \text{ m} = 197,5 \text{ cm}$$

Compte tenu de l'excentricité  $e_0 = 0,14 \text{ m}$ , pour avoir une semelle centrée on aura deux consoles (gauche et droite) différentes telle que :

$$c_g = c + e_0 = 197,5 + 14 = 211,5 \text{ cm}$$

$$c_d = c - e_0 = 197,5 - 14 = 183,5 \text{ cm.}$$

Reaction du sol par ml :

$$q = \frac{P}{l} = \frac{165,67}{5,5} = 30,121 \text{ t/ml.}$$

détermination des efforts :

Efforts tranchants :

$$x \in [0; 2,29 \text{ m}]$$

$$T = -30,121 x$$

$$x = 0 \rightarrow T = 0$$

$$x = 2,29 \text{ m} \rightarrow T = -68,97 \text{ t.}$$

$$x \in [2,29 \text{ m}; 3,49 \text{ m}] \rightarrow T = -30,121 x + 102,22$$

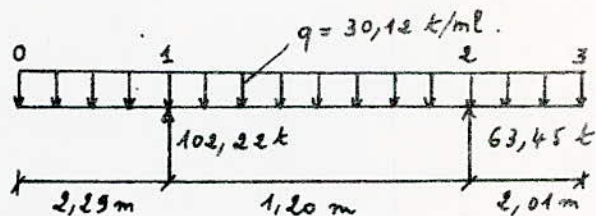
$$x = 2,29 \text{ m} \rightarrow T = 33,24 \text{ t}$$

$$x = 3,49 \text{ m} \rightarrow T = -2,902 \text{ t.}$$

$$x \in [3,49; 5,50 \text{ m}] \rightarrow T = -30,121 x + 165,67$$

$$x = 3,49 \text{ m} \rightarrow T = 33,24 \text{ t}$$

$$x = 5,50 \text{ m} \rightarrow T = 0.$$



• moments flechissants :

-  $x \in [0; 2,29m] \rightarrow M = -9 \cdot \frac{x^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \rightarrow M=0 \\ x=2,29m \rightarrow M = -78,978 \text{ t.m.} \end{array} \right.$

-  $x \in [2,29m; 3,49m] \rightarrow M = -30,121 \cdot \frac{x^2}{2} + 102,22(x-2,29)$

$x = 2,29m \rightarrow M = -78,978 \text{ t.m.}$

$x = 3,49m \rightarrow M = -60,774 \text{ t.m.}$

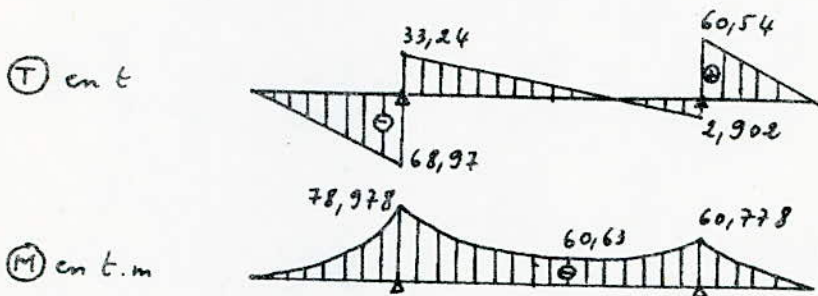
$T=0 \rightarrow x = 3,39m \rightarrow M_{\max} = -60,63 \text{ t.m.}$

-  $x \in [3,49m; 5,50m] \rightarrow M = -30,121 \cdot \frac{x^2}{2} + 102,22(x-2,29) + 63,45(x-3,49)$

$x = 3,49m \rightarrow M = -60,774 \text{ t.m.}$

$x = 5,50m \rightarrow M = 0$

Diagrammes des efforts tranchants et des moments flechissants :



determination des armatures :

• aux appuis :  $b_0 = 55 \text{ cm}; h = 100 - 5 = 95 \text{ cm}; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

- appui 1 :

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b_0 \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 78,978 \cdot 10^5}{2800 \cdot 55 \cdot 95^2} = 0,0853 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 27,4 \\ \epsilon = 0,8821 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{78,978 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8821 \cdot 95} = 33,65 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7T25 \text{ (34,36 cm}^2\text{)}$$

- appui 2 :

$$\mu = \frac{15 \cdot 60,778 \cdot 10^5}{2800 \cdot 55 \cdot 95^2} = 0,0666 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 32,1 \\ \epsilon = 0,8938 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{60,778 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8938 \cdot 95} = 25,56 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7T25 \text{ (34,36 cm}^2\text{)}$$

• En travée :  $M = 60,63 \text{ t.m.}$

$$\mu = 0,0654 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 32,4 \\ \epsilon = 0,8945 \end{array} \right.$$

on tire  $A = 25,48 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7T25 \text{ (34,36 cm}^2\text{)}$

Verifications :

\* effort tranchant : on verifie :  $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\delta}$

• appui 1 :  $M = -78,978 \text{ t.m}; T = 68,97 \text{ t.}$

$$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 68,97 \cdot 10^3 - \frac{78,978 \cdot 10^5}{7,8 \cdot 95} \right] < 0 \text{ (verifié)}$$

• appui 2 :  $M = -60,778 \text{ t.m}; T = 60,54 \text{ t.}$   
on trouve aussi  $A < 0$  (verifié)

\* entraînement des armatures:

$$\tau_d = \frac{T}{m.p.z} ; T_{max} = 68,97 \text{ t.}$$

$$\tau_d = \frac{68,97 \cdot 10^3}{\pi \cdot 7 \cdot 2,5 \cdot \frac{7}{8} \cdot 95} = 15,09 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\tau}_d = 2\psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_d = 15,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$  (vérifié) → pas de risque d'entraînement des armatures.

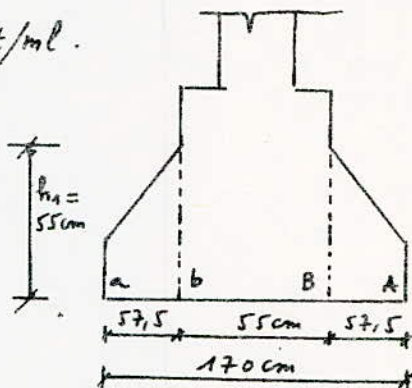
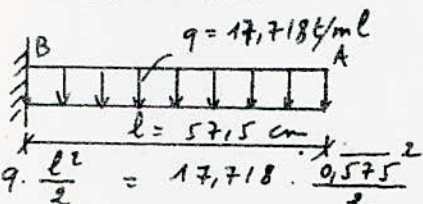
Détermination des armatures perpendiculaires à la poutre de rigidité:

On fera le calcul pour une bande de 1 m de largeur.

$$q = \frac{P}{B.L} \times 1 = \frac{165,67 \cdot 10^3}{1,7 \cdot 5,50} = 17,718 \text{ t/ml.}$$

$$q = 17,718 \text{ t/ml.}$$

la section dangereuse est celle de l'encastrement.



$$M_B = q \cdot \frac{l^2}{2} = 17,718 \cdot \frac{0,575^2}{2} = 2,929 \text{ t.m.}$$

soit  $b = 100 \text{ cm}$  (bande de 1 m de largeur)

$$h = h_1 - d = 55 - 3 = 52 \text{ cm.}$$

$h_1$ : hauteur de la dalle (console).

au niveau de l'encastrement:

$$\mu = \frac{15 \cdot M_B}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0058 \rightarrow \left| \begin{array}{l} K = 128 \\ \epsilon = 0,965 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_B}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 2,08 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } 5T10/\text{ml.}$$

Vérification:

contrainte de cisaillement au niveau de l'encastrement:

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{q \cdot l}{b.z} = \frac{17,718 \cdot 10^3 \cdot 0,575}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 52} = 2,239 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b = 2,239 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$  → pas de risque de cisaillement au niveau de l'encastrement.

Calcul des armatures transversales pour la poutre de rigidité:

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{68,97 \cdot 10^3}{55 \cdot \frac{7}{8} \cdot 94} = 15,24 \text{ kg/cm}^2 ; h = h_t - c = 100 - 6 = 94 \text{ cm}$$

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 34,36}{55 \cdot 94} = 0,6646 \rightarrow K = 26,9.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{26,9} = 104,08 \text{ kg/cm}^2$$

donc  $\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\tau}_b = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \cdot \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\tau}_b = \left( 4,5 - \frac{104,08}{69,5} \right) \cdot 5,9 = 17,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 15,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 17,58 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$