

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

»O«

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

»O«

2/83

121

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
EL - HARRACH**

»O«

DEPARTEMENT DE GENIE - CIVIL

REPUBLICAN

École Nationale Polytechnique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

BATIMENT D'HABITATION R+3

Dirigé par :
Mr SCHAFRAN

Etudié par :
A. BOULAOUED

Promotion Janvier 1983

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

»O«

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

»O«

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
EL - HARRACH**

»O«

DEPARTEMENT DE GENIE - CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

BATIMENT D'HABITATION R+3

Dirigé par :
Mr SCHAFRAN

Etudié par :
A. BOULAOUED

Promotion Janvier 1983

Remerciements

Je tiens à remercier :

- M^r Schafzan, promoteur

- tous les enseignants ayant contribué à ma formation

- tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'achèvement de ce modeste travail.

- A. Boulaoued

Sommaire

page

<u>Introduction:</u>	1
. Présentation et Description de l'ouvrage	1
. Caractéristiques des matériaux utilisés	3
. Charges et Surcharges	6
. Predimensionnement	7

CHAPITRE I: CALCUL des Elements

. Acrotère	8
. Plancher dalle	11
. Escaliers	22
. Encorbellements	29

CHAPITRE II: ETUDE du Séisme

. Introduction	33
. Charges sismiques	36
. Forces sismiques:	38

CHAPITRE III: EFFORTS dans les portiques

- A) Sous Les Forces horizontales:	
. Exposé de la méthode de BOWMAN	40
. Portique transversal	42
. Portique longitudinal	46
- B) Sous Les Forces Verticales:	
. Exposé de la méthode de CAQUOT	51
. Portique transversal	54
. Portique longitudinal	60

CHAPITRE IV: Superposition des sollicitations:

. Portique transversal	69
. Portique longitudinal	74

CHAPITRE V: FERRAILLAGE des Poutres

. Portique transversal 79
. Portique longitudinal 87

CHAPITRE VI: FERRAILLAGE des Poteaux

- Armatures Longitudinales: 95
. Portique transversal 98
. Portique longitudinal 101
- Armatures transversales 105

CHAPITRE VII: FONDATIONS

. Semelles isolées sous poteaux: 108
. Longrines 110

BIBLIOGRAPHIE

Présentation et Description

Le projet dont suit l'étude porte sur le calcul et la vérification des éléments résistants d'un immeuble d'habitation de type R+3 devant être implanté à Berhoum dans la région de M'sila, région de moyenne sismicité ($\alpha = 1$)

Dimensions de l'immeuble :

Longueur totale : 17,10 m

Largeur : 10,50 "

Hauteur (acrotère comprise) : 14,18 "

Ossature :

L'ossature est constituée de portiques longitudinaux et transversaux qui sont composés de poutres et de poteaux assurant ainsi un bon contreventement.

Taux de travail du sol :

La contrainte admissible du sol a été estimée à : $\sigma_s = 2 \text{ bars}$

Béton armé :

Tout le béton entrant dans la construction sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (C.C.B.A. 68) et à tous les règlements en vigueur en Algérie. 1 m³ de béton sera composé de :

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

Acier :

L'acier utilisé sera soit de l'acier doux de nuance FeE24, soit de l'acier à haute adhérence.

Plancher :

Le bâtiment comprend un seul type de plancher : le plancher à dalle (d'épaisseur 20 cm)

Maçonnerie:

• Murs extérieurs (30cm)

2 briques creuses de 15 cm et 10 cm avec vide d'air

• Murs intérieurs (20cm):

2 briques creuses de 10 cm

• Murs intérieurs (10cm):

1 brique de 10 cm

Revêtements:

Céramique dans les salles d'eau

carrelage dans les autres pièces

Escaliers:

L'immeuble comporte une seule cage d'escaliers en béton armé avec poutre porteuse.

Caracteristiques Mécaniques des matériaux utilisés

1 Béton:

Il est dosé à 350 kg/m^3 de CPA 325 à contrôle atténué

Grosseur des granulats: $C_g = 5/15 \text{ mm}$

Résistance nominale de compression: $\sigma_{28} = 270 \text{ bar}$

Résistance nominale de traction: $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bar}$

Contrainte de compression admissible (Art 9,4 CCA 68)

a) Sollicitations du 1^{er} genre (SP1):

$$\bar{\sigma}_b' = \beta_b' \sigma_{28} \quad \text{avec} \quad \beta_b' = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon$$

α dépend de la classe du ciment $\alpha = 1$ pour CPA 325

β : dépend de l'efficacité du contrôle $\beta = \frac{5}{6}$ pour contrôle atténué

γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments (h_m):

$$\text{si } h_m \geq 4 C_g \quad \gamma = 1$$

$$\text{si } h_m < 4 C_g \quad \gamma = \frac{h_m}{4 C_g}$$

δ : dépend de la nature de la sollicitation:

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

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

flexion composée:

$$\text{avec traction: } \delta = 0,60$$

$$\text{avec compression: } \delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \\ 0,60 \end{array} \right.$$

e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au c.d.g du béton seul.

e_1 : distance de la limite du noyau central au c.d.g du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression

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

$$\text{compression: } \varepsilon = 1$$

$$\text{autres cas: } 0,5 < \varepsilon < 1$$

b) Sollicitations du 2^{em} genre (SP2):

$$\bar{\sigma}_b' = 1,5 \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \cdot \sigma_{28}$$

$\alpha, \beta, \gamma, \delta, \varepsilon$ sont déterminés comme précédemment

Dans notre cas :

11. Compression simple :

$$\bar{\sigma}_{b0} = 1. \frac{5}{6} \cdot 1.0,30 \cdot 1.270 = 67,5 \text{ bars} \rightarrow \text{SP1}$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,5 \text{ bar} \rightarrow \text{SP2}$$

12. Flexion simple :

$$\bar{\sigma}_b = 135 \text{ bar} \rightarrow \text{SP1}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ bar} \rightarrow \text{SP2}$$

13. Contrainte de traction de référence (Art 9,5 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma_{28} \text{ avec } \alpha, \beta, \gamma \text{ idem que précédemment}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1. \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot (9018 + \frac{2,1}{270}) \cdot 270 = 5,8 \text{ bar} \rightarrow \text{SP1}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 5,8 = 8,7 \text{ bar} \rightarrow \text{SP2}$$

2. Aciers :

	Ronds lisses		Aciers H.A		Solicitation
Nuance	FeE 24		FeE 40 $\phi \leq 20$		
σ_{en}	bar	kgf/cm ²	bar	kgf/cm ²	
	2350	2400	4120	4200	
$\bar{\sigma}_a$	1567	1600	2747	2800	SP1
	2350	2400	4120	4200	SP2

22. Trellis soudés :

$$\text{sous SP1 : } \phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 3533 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi > 6 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 3000 \text{ " "}$$

23. Contrainte de traction imposée par la condition de non fissuration

$$\sigma_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2) \text{ avec : } \sigma_1 = \frac{k \eta \hat{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \hat{\omega}_f)}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta k \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

σ_1 : contrainte de fissuration systématique

σ_2 : " " " accidentelle

η : coefficient de fissuration | $\eta = 1 \rightarrow$ ronds lisses

| $\eta = 1,6 \rightarrow$ H.A

ϕ : diamètre de la plus grosse barre

$\hat{\omega}_f$: pourcentage de fissuration : $\hat{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$

A: section totale des barres tendues

B_f : section d'enrobage des barres tendues

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

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

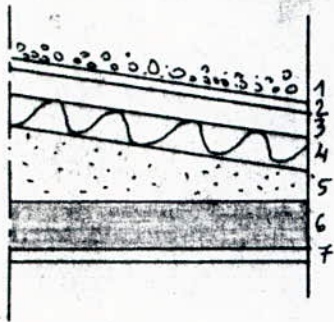
$K = 1 \cdot 10^6$ " " " " préjudiciable

$K = 0,5 \cdot 10^6$ " " " " très préjudiciable

Charges et Surcharges

1 Charges permanentes (G):

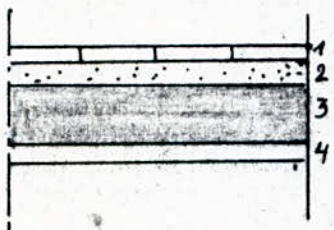
11 Plancher terrasse:



1 Gravillons	: 1500 x 0,04	60 kg/m ²
2 Multicouche	:	10 "
3 Chape en beton	: 2000 x 0,03	60 "
4 Isolation thermique:		10 "
5 beton de pente	: 2000 x 0,10	200 "
6 dalle pleine	: 2500 x 0,20	500 "
7 enduit + plâtre	1700 x 0,015	26 "

$$G = 866 \text{ kg/m}^2$$

12 Plancher courant:



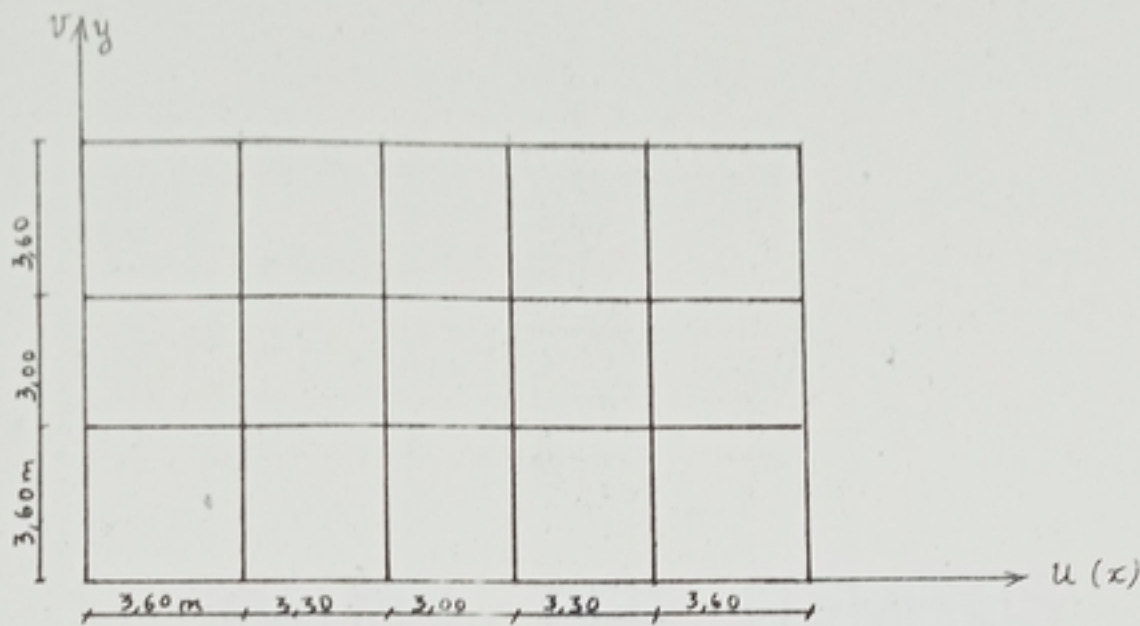
1 Carrelage	: 22 x 2	44 kg/m ²
2 mortier de pose	: 2000 x 0,03	60 "
3 dalle pleine	:	500 "
4 enduit + plâtre	:	26 "

$$G = 640 \text{ kg/m}^2$$

2 Surcharges d'exploitation:

- plancher terrasse (non accessible): $P = 100 \text{ kg/m}^2$
- plancher courant: $P = 175 "$
- escaliers: $P = 400 "$
- Loggia et sechoir: $P = 350 "$
- Acrotère (force horizontale): $P = 100 \text{ kg/ml}$

Prédimensionnement



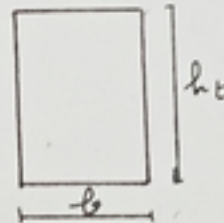
1 Poteaux:

section imposée par l'architecte : 30×30 (cm) pour tous les poteaux
 Une descente de charge rapide permet de vérifier que cette section est suffisante : $(A \geq \frac{4 \cdot N'}{\sigma_{28}})$

2 Poutres:

2.1 Poutres longitudinales:

Soit : L : portée max = 3,60 m
 h_t : hauteur totale de la poutre
 b : largeur de la poutre



$$\frac{L}{16} < h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$22,5 < h_t \leq 36 \text{ cm} \quad \underline{h_t = 36 \text{ cm}}$$

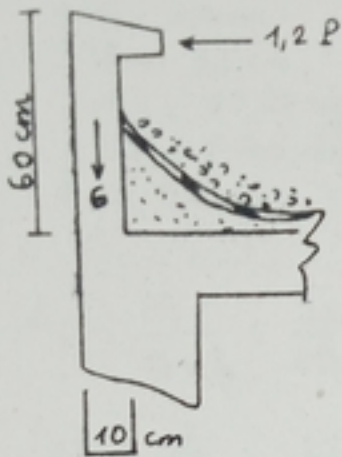
$$b = (0,4 \div 0,7) h_t = 14,4 \div 25,2 \text{ cm} \rightarrow \underline{b = 25 \text{ cm}}$$

2.2 Poutres transversales:

Un calcul similaire conduit à : $\underline{h_t = 36 \text{ cm}}$
 $\underline{b = 25 \text{ cm}}$

CALCUL DES ELEMENTS

Acrotère



L'Acrotère est calculée comme une console encastrée au plancher.
La section d'encastrement est la plus sollicitée.

1 Détermination des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de long

• poids propre : $G = 0,10 \times 0,60 \times 2500 = 150 \text{ kg/ml}$

• surcharge horizontale (main courante) : $p = 100 \text{ kg/ml}$

• Le moment produit par la surcharge pondérée est :

$$M = 1,2 P \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,60 = 72 \text{ kg/ml}$$

La section d'encastrement étant sollicitée par : $M = 72 \text{ kg/ml}$
et $N = G = 150 \text{ kg/ml}$
le calcul se fera en flexion composée en considérant une section rectangulaire : $100 \times 10 \text{ (cm)}$

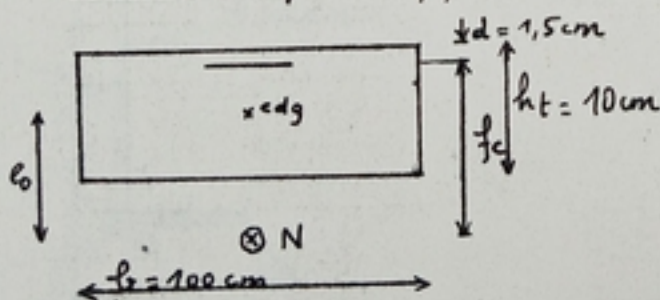
La méthode utilisée est celle des moments fictifs de L. Charon.

2.1 Détermination du centre de pression :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{72}{150} = 0,48\text{m} > \frac{h_t}{6} = \frac{0,10}{6} = 0,016\text{m}$$

- donc la section est partiellement comprimée

2.2 Moment par rapport aux aciers tendus :



Moment fictif :

$$M_f = N \cdot f_c = N \left(\frac{h_t}{2} - d + e_0 \right) = 150 \left(\frac{0,10}{2} - 0,015 + 0,48 \right) = 77,25 \text{ kg/ml}$$

23 Calcul de la section d'armatures fictives:

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 8,5 \text{ cm} \\ M_f = 7725 \text{ kgf.cm} \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 137 \text{ "} \end{cases}$$

$$u = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0057$$

$$\text{d'où } \begin{cases} \xi = 0,9655 \\ K = 130 \end{cases}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{7725}{2800 \cdot 0,9655 \cdot 8,5} = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{130} = 21,54 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kgf/cm}^2.$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

3. Calcul de la section d'armatures réelles:

$$A_r = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,34 - \frac{150}{2800} = 0,29 \text{ cm}^2$$

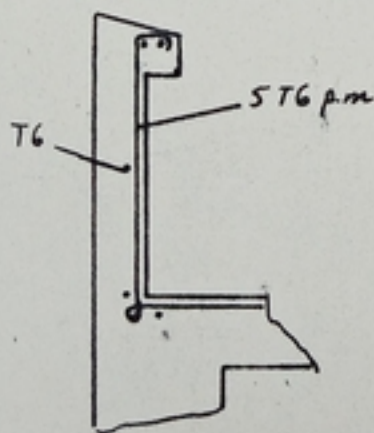
4. Vérification de la condition de non fragilité (Art 52 CBA 68)

$$A \geq \frac{0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = \frac{0,69 \cdot 100 \cdot 8,5 \cdot 5,8}{4120} = 0,82 \text{ cm}^2$$

Étant donné que la section réelle donnée par le calcul est très faible la section à adopter est celle imposée par la condition de non fissuration (ie $A = 0,82 \text{ cm}^2$)

On choisit alors 5 T6 p.m ($A = 1,41 \text{ cm}^2$) espacés de $t = 20 \text{ cm}$

On prévoit aussi des armatures de répartition (des T6)



5 Vérification de la condition de non fissuration:

$$\hat{\omega}_f = \frac{A}{A_{0f}} = \frac{1,41}{2,15 \cdot 100} = 4,71 \cdot 10^{-3} \ll 0,01 \Rightarrow \text{la fissuration n'est pas systématique}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\left| \begin{array}{l} K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (fis peu préjudiciable)} \\ \eta_0 = 1,6 \text{ (H.A)} \\ \phi = 6 \text{ mm} \\ \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bar} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \sigma_2 = 3730 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

Donc la fissuration n'est pas à craindre.

6 Vérification à l'effort tranchant:

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad \left| \begin{array}{l} T = 1,2 P = 120 \text{ kg/ml} \\ M = -7725 \text{ kg.cm} \\ z = \frac{7}{8} h = 7,45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$T + \frac{M}{z} = 120 - \frac{7725}{7,45} < 0$$

Donc les armatures ne sont pas soumises à un effort de cisaillement.

Calcul du plancher dalle

Tous les planchers sont réalisés en dalle pleine d'épaisseur: 20cm
 La charge uniformément répartie due au poids propre et aux surcharges majorées est: $q = G + 1,2P$

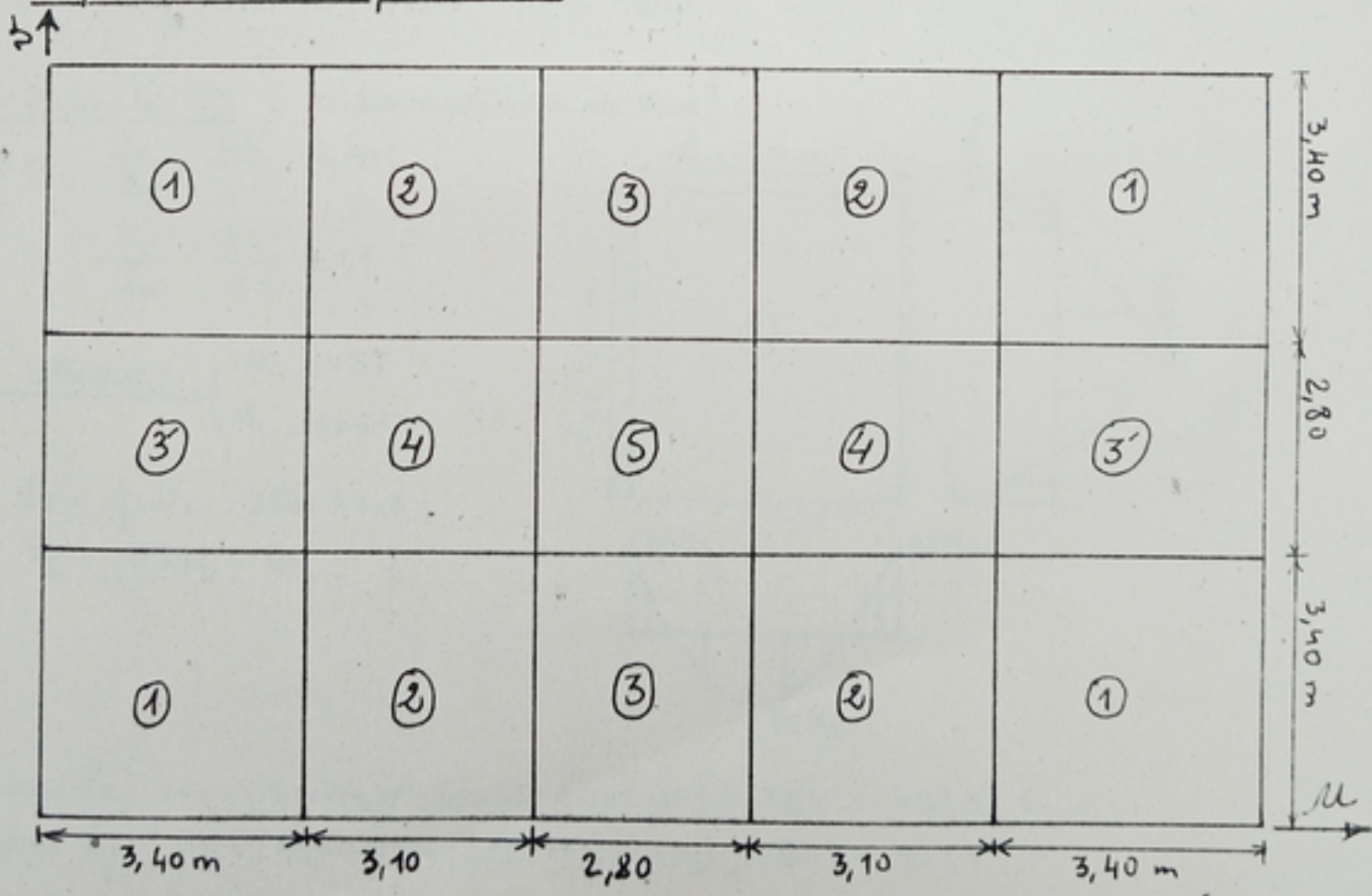
- plancher terrasse: $q_1 = 866 + 1,2 \times 100 = 986 \text{ kg/m}^2$
- " courant: $q_2 = (640 + 75) + 1,2 \times 175 = 925 \text{ kg/m}^2$

Donc le calcul se fait pour le plancher terrasse qui est le plus chargé et le ferrailage adopté sera valable pour les autres planchers; donc: $q = 986 \text{ kg/m}^2$

On a 5 panneaux différents du point de vue dimensions et situation (panneau de rive ou central ou intermédiaire)

Pour la détermination des moments on utilise les abaques de Pigeaud
 Pour tous les panneaux on a: $0,4 < \frac{l_x}{l_y} \leq 1$
 Donc ils portent tous dans les 2 sens

Représentation des panneaux:



NB: Les dimensions sont entre nus des appuis.

Panneau ① (panneau carré d'angle):

$$\begin{cases} \rho_1 = \frac{l_x}{l_y} = 1 \\ \rho_2 = \frac{l_y}{l_x} = 1 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_1 = M_2 = 0,036 \text{ (abaques de Pigeaud)}$$

$$L_1 = q \cdot l_1 = 986 \times (3,4)^2$$

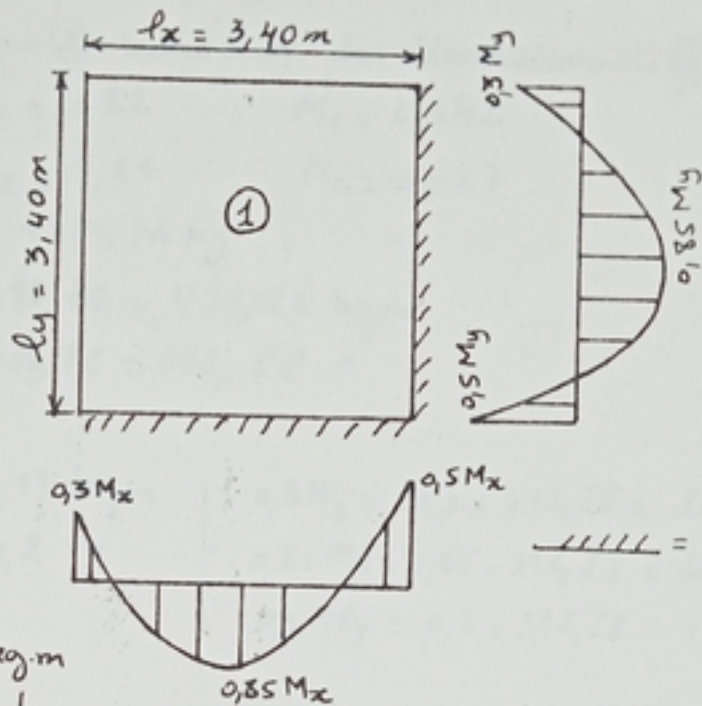
$$P_1 = 11398,16 \text{ kg}$$

$$M_x = M_y = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$= (0,036 + 0,15 \times 0,036) \cdot 11398,16$$

$$= 471,88 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_x = M_y = 471,88 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



$$\begin{cases} 0,3 M_x = 0,3 M_y = 0,3 \times 471,88 = 141,56 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ 0,85 M_x = 0,85 M_y = 0,85 \times 471,88 = 401,1 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ 0,5 M_x = 0,5 M_y = 0,5 \cdot 471,88 = 235,94 \text{ kg}\cdot\text{m} \end{cases}$$

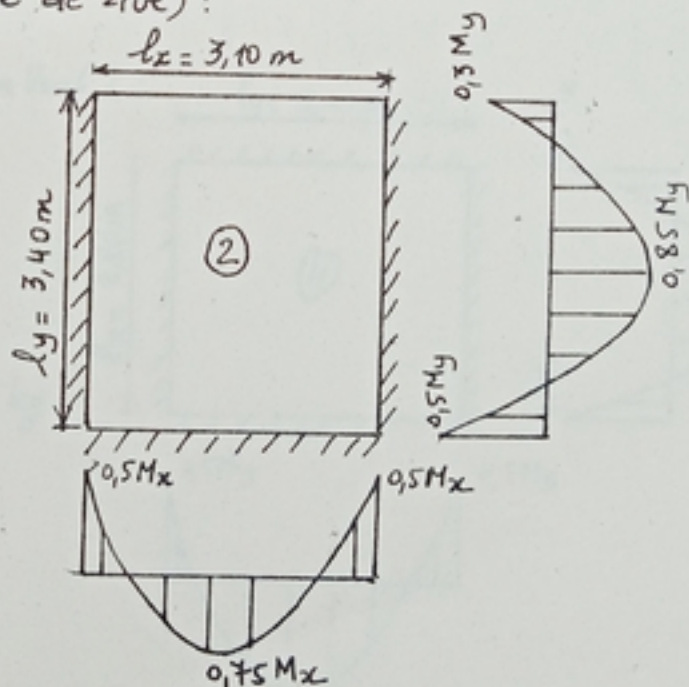
Panneau ② (intermédiaire de rive):

$$\begin{cases} \rho_1 = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,1}{3,4} = 0,912 \\ \rho_2 = \frac{l_y}{l_x} = \frac{3,4}{3,1} = 1,1 \end{cases}$$

abaques $\rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,037 \\ M_2 = 0,035 \end{cases}$

$$L_2 = q \cdot l_2 = 986 \times 3,1 \times 3,4$$

$$P_2 = 10392,4 \text{ kg}$$



sens l_x : $M_x = (M_1 + \nu M_2) P = (0,037 + 0,15 \times 0,035) \cdot 10392,4 = 439,08 \text{ kg}\cdot\text{m}$

sens l_y : $M_y = (M_2 + \nu M_1) P = (0,035 + 0,15 \cdot 0,037) \cdot 10392,4 = 421,4 \text{ "}$

$$0,5 M_x = 0,5 \cdot 439,08 = 219,54 \text{ kgm}$$

$$0,75 M_x = 0,75 \cdot 439,08 = 329,31 \text{ ''}$$

$$0,5 M_x = 329,31 \text{ kg.m}$$

$$0,3 M_y = 0,3 \cdot 421,4 = 126,42 \text{ kg.m}$$

$$0,85 M_y = 0,85 \cdot 421,4 = 358,2 \text{ ''}$$

$$0,5 M_y = 0,5 \cdot 421,4 = 210,7 \text{ ''}$$

Panneau (3) : (intermediaire de rive) :

(3) est du même type que (2) mais avec des dimensions différentes

$$l_x = 2,80 \text{ m} \quad f_1 = 0,82 \quad M_1 = 0,042$$

$$l_y = 3,40 \text{ m} \quad f_2 = 1,21 \quad M_2 = 0,027$$

$$P_3 = q \cdot \Omega_3 = 986 \times 2,8 \times 3,4 = 9386,72 \text{ kg}$$

$$M_x = (0,042 + 0,15 \cdot 0,027) \cdot 9386,72 = 432,26 \text{ kgm}$$

$$M_y = (0,027 + 0,15 \cdot 0,042) \cdot 9386,72 = 312,58 \text{ ''}$$

$$0,5 M_x = 0,5 \cdot 432,26 = 216,13 \text{ kgm}$$

$$0,75 M_x = 0,75 \cdot 432,26 = 324,2 \text{ ''}$$

$$0,5 M_x = 216,13 \text{ kg.m}$$

$$0,3 M_y = 0,3 \cdot 312,58 = 93,77 \text{ kgm}$$

$$0,85 M_y = 0,85 \cdot 312,58 = 265,7 \text{ ''}$$

$$0,5 M_y = 0,5 \cdot 312,58 = 156,3 \text{ ''}$$

NB: Les panneaux (3) et (3') sont identiques sauf que l'un correspond à la rotation de l'autre de $\frac{\pi}{2}$ (donc M_x de l'un correspond à M_y de l'autre)

Panneau (4) (panneau central)

$$f_1 = 0,9032 \rightarrow M_1 = 0,037$$

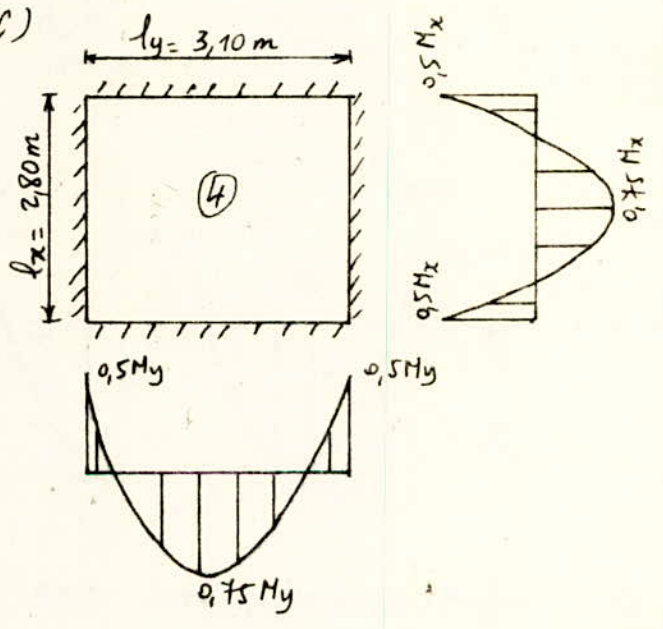
$$f_2 = 1,1 \rightarrow M_2 = 0,035$$

$$P_4 = q \cdot \Omega_4 = 986 \times 3,1 \times 2,8 = 8558,5 \text{ kg}$$

$$\rightarrow M_x = 361,6 \text{ kgm}$$

$$\rightarrow M_y = 347 \text{ ''}$$

$$\begin{cases} 0,5 M_x = 180,8 \text{ kgm} \\ 0,75 M_x = 271,2 \text{ ''} \\ 0,5 M_y = 173,5 \text{ ''} \\ 0,75 M_y = 260,2 \text{ ''} \end{cases}$$



Panneau (5) (central)

Le panneau (5) est identique au panneau (1) sauf que le (5) est carré

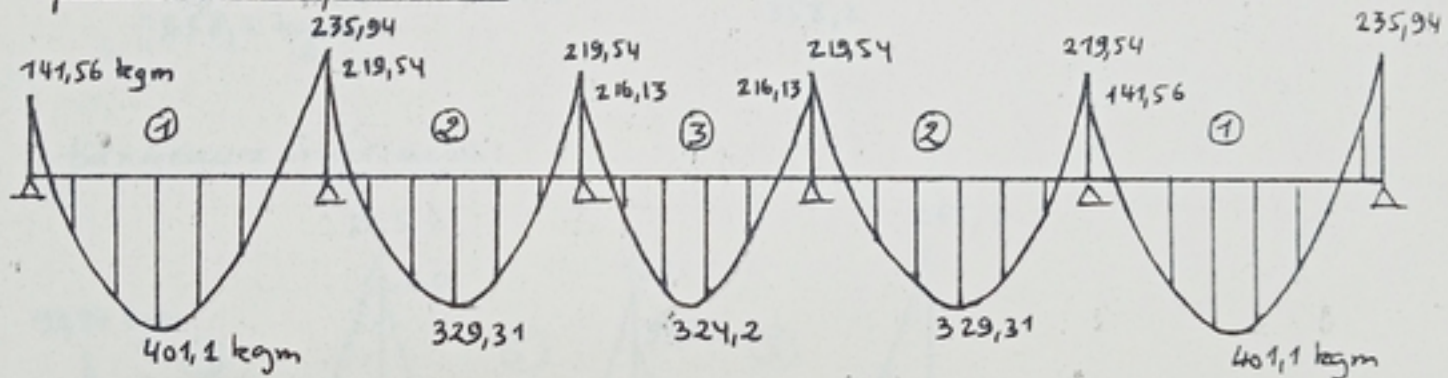
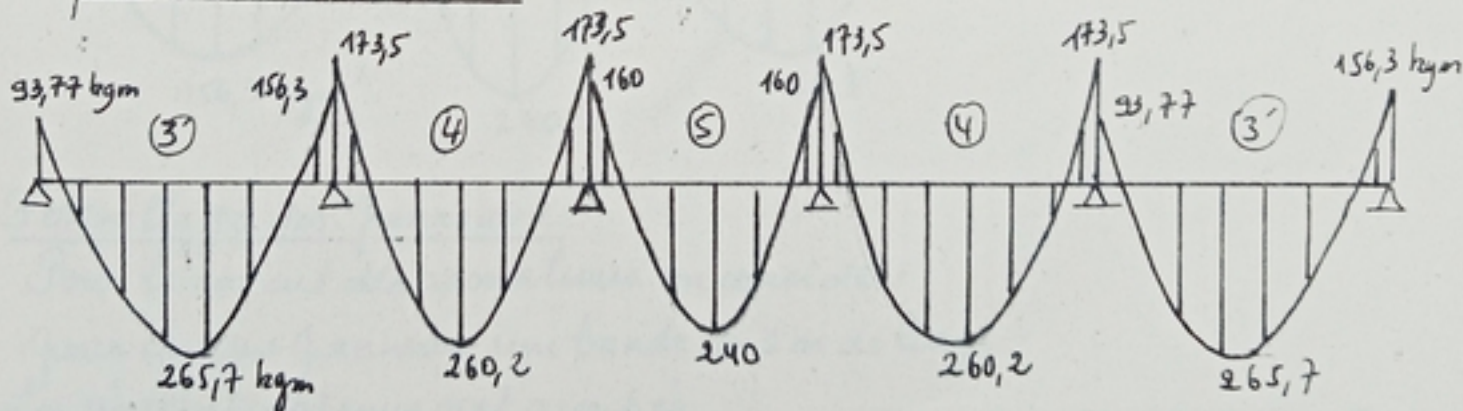
$$l_x = l_y = 2,80 \text{ m}$$

$$f_1 = f_2 = 1 \implies M_1 = M_2 = 0,036$$

$$P_5 = q \cdot P_5 = 986 \times 2,8^2 = 7730,24 \text{ kg}$$

$$M_x = M_y = (0,036 + 0,15 \times 0,036) 7730,24 = 320 \text{ kg.m}$$

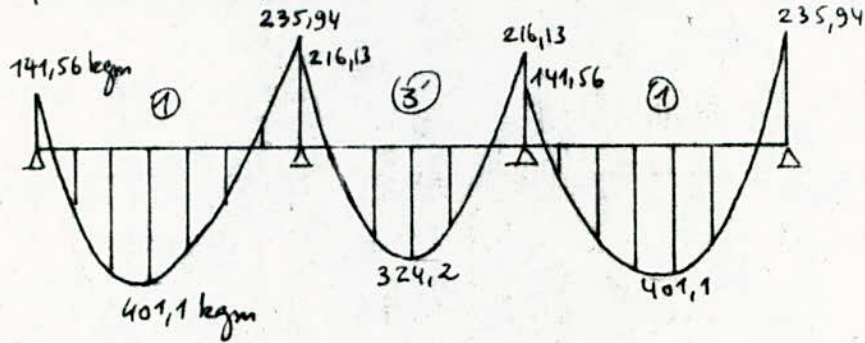
$$\begin{cases} 0,5 M_x = 0,5 M_y = 160 \text{ kg.m} \\ 0,75 M_x = 0,75 M_y = 240 \text{ "} \end{cases}$$

Diagrammes des moments fléchissants sur les panneaux:Sens M:Panneaux Supérieurs:Panneaux médians:

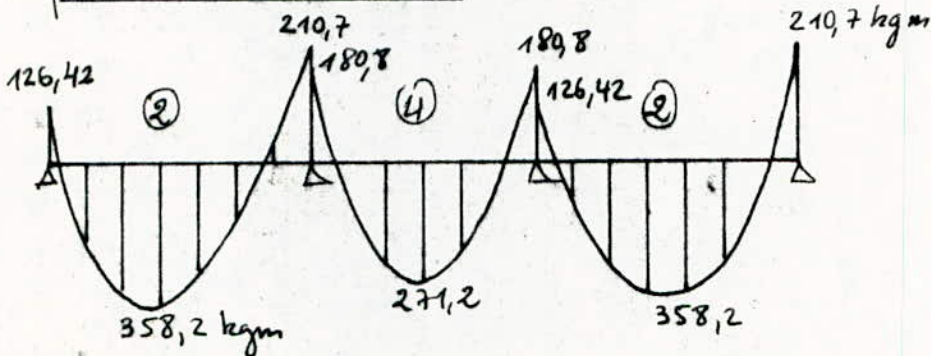
NB: Les panneaux inférieurs sont identiques aux supérieurs

Sens v:

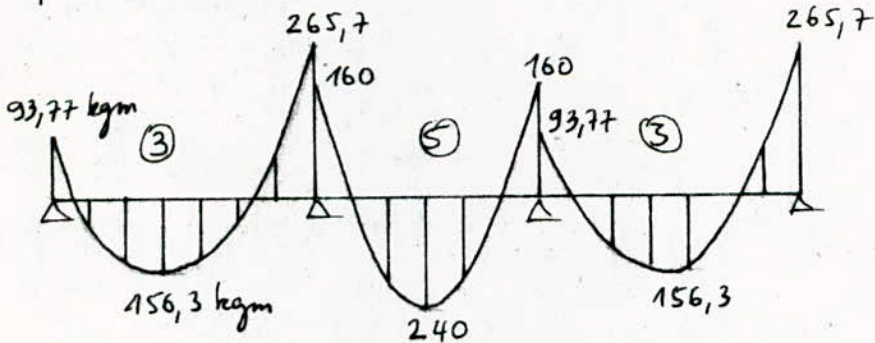
Panneaux supérieurs:



Panneaux médians:

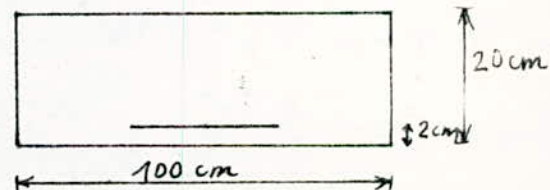


Panneaux inférieurs:



Ferrailage des panneaux:

Pour le calcul des armatures on considère pour chaque panneau une bande de 1 m de large. Les résultats obtenus sont groupés dans un tableau où figurent pour chaque panneau, aux appuis ou en travée: M , μ , ϵ , K , la section d'armatures calculée et celle adoptée.



A phui de gauche						Tournée						A phui de droite							
Marchés	q	H (kg/m)	μ	ϵ	K	A_c (cm ²)	Ami ^h (cm ²)	M	μ	ϵ	K	A_c	Ami ^h	N	μ	ϵ	K	A_c	Ami ^h
1	1	144,56	0,0024	0,9773	205	0,29	0,88	401,1	0,0068	0,9627	119	0,83	0,88	235,94	0,0040	0,9771	158	0,48	0,88
2	0,91	219,54	0,0037	0,9721	164	0,45	0,96	329,31	0,0056	0,9660	132	0,68	0,96	219,54	0,0037	0,9721	164	0,45	0,96
3	0,82	216,13	0,0037	0,9721	164	0,44	1	324,20	0,0055	0,9662	133	0,66	1	216,13	0,0037	0,9721	164	0,44	1
3'	1,21	93,77	0,0046	0,9815	255	0,19	0,97	265,7	0,0045	0,9693	148	0,54	0,97	156,30	0,0027	0,9761	194	0,31	0,97
4	0,90	143,50	0,0030	0,9749	184	0,35	0,83	260,2	0,0044	0,9697	150	0,53	0,83	143,50	0,0030	0,9749	184	0,35	0,83
5	1	160	0,0028	0,9756	190	0,32	0,88	240	0,0041	0,9708	156	0,49	0,88	160	0,0028	0,9756	190	0,32	0,88

Sens \rightarrow

Panneau	Afpui de gauche						Ecartée						Afpui de droite						
	M (kg)	μ	ϵ	K	A_c (cm ²)	A_{min} (cm ²)	M	μ	ϵ	K	A_c	A_{min}	M	μ	ϵ	K	A_c	A_{min}	
1	14156	0,0024	0,9113	205	0,29	0,88	401,1	0,0068	0,9627	119	0,83	0,88	235,94	0,0040	0,9114	158	0,48	0,88	
2	0,91126,42	0,0022	0,91183	215	0,26	0,84	358,2	0,0061	0,9645	126	0,74	0,84	210,70	0,0036	0,9124	166	0,43	0,84	
3	0,82,93,77	0,0016	0,9115	255	0,19	0,80	156,3	0,0027	0,9161	194	0,31	0,80	265,70	0,0045	0,9693	148	0,54	0,80	
3'	1,21	216,13	0,0037	0,9121	164	0,45	0,69	324,2	0,0055	0,9662	133	0,66	0,69	216,13	0,0037	0,9121	164	0,45	0,69
4	0,90	1808	0,0031	0,9144	180	0,37	0,96	271,2	0,0046	0,9690	146	0,56	0,96	180,80	0,0031	0,9144	180	0,37	0,96
5	1	160	0,0028	0,9156	190	0,32	0,88	240	0,0041	0,9108	156	0,49	0,88	160	0,0028	0,9156	190	0,32	0,88

\leftarrow sens \rightarrow
 \leftarrow ν \rightarrow

N°	Appui de gauche			Gravée			Appui de droite		
	Ac	Amin	Aadp	Ac	Amin	Aad	Ac	Amin	Aad
1	0,29	0,88	4T6	0,83	0,88	5T6	0,48	0,88	4T6
2	0,45	0,96	4T6	0,68	0,96	5T6	0,45	0,96	4T6
3	0,44	1	4T6	0,66	1	5T6	0,44	1	4T6
3'	0,19	0,97	4T6	0,54	0,97	5T6	0,31	0,97	4T6
4	0,35	0,83	4T6	0,53	0,83	5T6	0,35	0,83	4T6
5	0,32	0,88	4T6	0,49	0,88	5T6	0,32	0,88	4T6

Vérifications:

1 Condition de non fragilité:

$$0,4 < \xi \leq 1 \Rightarrow \begin{cases} A_y \geq A_{2y} = \frac{0,69 b h \bar{\sigma}_b (1+\xi)}{\sigma_{en}} \cdot 4 \\ A_x \geq A_{2x} = \frac{0,69 b h (2-\xi)}{\sigma_{en}} \cdot 2 \end{cases}$$

$$a) A_x \geq A_{2x} = \frac{0,69 \times 100 \times 18 \times 5,8 (2-\xi)}{4120 \times 2}$$

Panneaux ① et ⑤	$\xi = 1 \Rightarrow A_{2x} = 0,88 \text{ cm}^2$
Panneau ②	$\xi = 0,91 \Rightarrow A_{2x} = 0,91 \text{ cm}^2$
Panneau ③	$\xi = 0,82 \Rightarrow A_{2x} = 1 \text{ cm}^2$
Panneau ③'	$\xi = 1,21 \Rightarrow A_{2x} = 0,69 \text{ ''}$
Panneau ④	$\xi = 0,9 \Rightarrow A_{2x} = 0,96 \text{ ''}$

$$b) A_y \geq A_{2y} = \frac{0,69 \times 100 \times 18 \times 5,8 (1+\xi)}{4120 \times 4}$$

Panneaux ① et ⑤	: $A_{2y} = 0,88 \text{ cm}^2$
" ②	: $A_{2y} = 0,84 \text{ ''}$
" ③	: $A_{2y} = 0,80 \text{ ''}$
" ③'	: $A_{2y} = 0,97 \text{ ''}$
" ④	: $A_{2y} = 0,83 \text{ ''}$

En adoptant 4 T6/ml ($A = 1,13 \text{ cm}^2$) pour tous les panneaux aux appuis et en travée, on voit que la condition de non fragilité est vérifiée dans les 2 sens u et v $\left\{ \begin{array}{l} A_x > A_{2x} \\ \text{et } A_y > A_{2y} \end{array} \right.$

2 Condition de non fissuration:

Pour les T6 $\sigma_s = 3656 \text{ bar}$

$\bar{\sigma}_a = 2750 \text{ bar} < \sigma_s$ donc la fissuration n'est pas à craindre

3 Vérification à l'effort tranchant:

Il s'agit de vérifier: $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kgf/cm}^2$

$\xi > 0,4$ les panneaux portent dans les 2 sens:

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } l_y: T_x = \frac{P}{2l_y + l_x} \\ \text{" " " } l_x: T_y = \frac{P}{2l_x + l_y} \end{cases}$$

Panneaux ① et ⑤: $l_x = l_y = 3,40 \text{ m} \rightarrow P_1 = 986 \times 3,4^2 = 11398,16 \text{ kg}$

$$T_{x_1} = T_{y_1} = \frac{11398,16}{3 \times 3,4} = 1117,46 \text{ kg}$$

$$\tau_{b_1} = \frac{1117,46}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 18} = 0,7 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ kgf/cm}^2$$

Panneau ②: $l_x = 3,10 \text{ m}; l_y = 3,40 \text{ m}$

$$\rightarrow P_2 = 986 \times 3,1 \times 3,4 = 10392,4 \text{ kg}$$

$$T_{x_2} = \frac{10392,4}{2 \times 3,4 + 3,1} = 1049,73 \text{ kg}$$

$$T_{y_2} = \frac{10392,4}{3 \times 3,4} = 1018,86 \text{ kg}$$

$$\rightarrow \tau_{b_2} = \frac{1049,73}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 18} = 0,66 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Panneau ③: $l_x = 2,80 \text{ m}; l_y = 3,4 \text{ m}$

$$P_3 = 9386,72 \text{ kg}$$

$$T_{x_3} = \frac{9386,72}{2 \times 3,4 + 2,8} = 977,8 \text{ kg}$$

$$T_{x_3} < T_{x_2} \Rightarrow \tau_{b_3} < \tau_{b_2} < \bar{\tau}_b$$

Panneau ④: $l_x = 2,80 \text{ m}; l_y = 3,10 \text{ m}$

$$P_4 = 8558,5 \text{ kg}$$

$$T_{x_4} = 951 \text{ kg} < T_{x_2} \Rightarrow \tau_{b_4} < \tau_{b_2} < \bar{\tau}_b$$

4 Vérification des conditions d'appui :

a) Il faut vérifier : $T + \frac{M}{3} \leq A \cdot \bar{\sigma}_a$ (M en valeur algébrique)

Panneau ① et ⑤ : $T = 1117,46 \text{ kg}$; $M = -14156 \text{ kg}\cdot\text{cm}$; $A = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} T + \frac{M}{3} = 1117,46 - \frac{14156}{3} = 218,66 \text{ kg} \\ A \cdot \bar{\sigma}_a = 1,13 \cdot 2800 = 3164 \text{ kg} \end{cases} \rightarrow T + \frac{M}{3} < A \cdot \bar{\sigma}_a$$

Panneau ② :

$$T + \frac{M}{3} = 1049,73 - \frac{12642}{3} = 247 < 3164 \text{ kg}$$

Il en est de même pour tous les autres panneaux.

Il faut ancrer les armatures inférieures en appui pour résister à l'effort de traction de $T_t = T + \frac{M}{3}$

b) Longueur d'appui : (exemple des panneaux ① et ⑤)

il faut vérifier : $c \geq \frac{2 T_t}{b_0 \bar{\sigma}_{b0}} = \frac{2 \times 1117,46}{100 \times 68,5} = 0,32 \text{ cm}$

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

$$r = 5\phi = 5 \times 0,6 = 3 \text{ cm} \rightarrow c = a - (2r + d) = 15 \text{ cm}$$

$$d = 2 \text{ cm}$$

on a bien $c > 0,32 \text{ cm}$

Il en est de même pour les autres appuis.

Escaliers

L'escalier est constitué d'une paillasse et d'un palier intermédiaire à mi-hauteur, l'autre palier faisant partie de la dalle du plancher

largeur de la marche: $g = 30 \text{ cm}$
 hauteur de contremarche: $h = 17 \text{ cm} \rightarrow g + 2h = 64 \text{ cm}$

la relation de Blondel est vérifiée (escalier confortable)

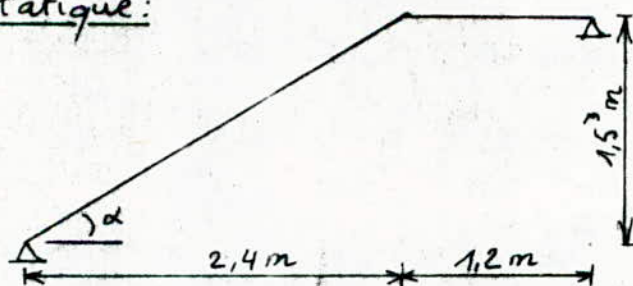
• L'épaisseur du palier intermédiaire est donnée = 15 cm

• épaisseur de la paillasse:

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} ; L = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} \rightarrow \underline{e = 15 \text{ cm}}$$

On prévoit une poutre supportant le palier intermédiaire et on calcule l'escalier comme une poutre horizontale de 1 m de large et de longueur $L = 3,60 \text{ m}$

schéma statique:



$$kg\alpha = \frac{1,5^3}{2,4} = 0,637$$

1 Charges et surcharges (calculées par mètre de projection horizontale et par mètre d'embranchement)

a) Paillasse:

• poids propre: $\frac{0,15 \times 2500}{\cos\alpha} = \frac{0,15 \times 2500}{0,843} = 444,84 \text{ kg/ml}$

• poids des marches: $\frac{0,17 \times 2200}{2 \cos\alpha} = \frac{0,17 \times 2200}{2 \times 0,843} = 222 \text{ ''}$

• contre-marches: 44 ''

• mortier de pose (2 cm): 40 ''

$$g_1 = 750,8 \text{ kg/ml}$$

b) palier:

- poids propre: $9,15 \times 2500 \rightarrow 350 \text{ kg/ml}$
 - mortier de pose (3cm) $\rightarrow 60 \text{ ''}$
 - carrelage $\rightarrow 44 \text{ ''}$
- $$g_2 = 454 \text{ kg/ml}$$

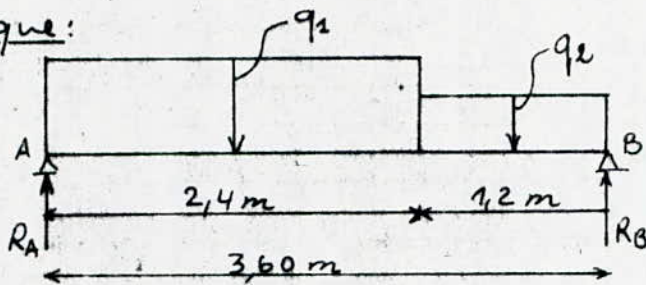
c) Surcharge d'exploitation: $P = 400 \text{ kg/ml}$

2 Sollicitations du 1^{er} genre (SP₁) = G + 1,2 P

$$q_1 = g_1 + 1,2P = 750,8 + 1,2 \times 400 = 1231 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = g_2 + 1,2P = 454 + 1,2 \times 400 = 934 \text{ ''}$$

schéma statique:



3 Efforts:

$$\sum M/B = 3,6 R_A - 1231 \times 2,4 \left(\frac{2,4}{2} + 1,2 \right) - 934 \times \frac{1,2}{2} = 0$$

$$\rightarrow R_A = 2156,4 \text{ kg}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 1918,8 \text{ kg}$$

Le moment fléchissant est maximal dans l'intervalle: $x \in (0; 2,4)$ où:

$$T(x) = R_A - q_1 x$$

$$\text{et } M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow x_0 = \frac{R_A}{q_1} = \frac{2156,4}{1231} = 1,75 \text{ m}$$

$$\rightarrow M_{\max} = M(x=1,75 \text{ m}) = 1887,12 \text{ kg.m}$$

En tenant compte d'un semi-encastrement on a:

$$\text{en travée: } M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 1887,12 = 1604,05 \text{ kgm}$$

$$\text{en appui: } M_a = 0,4 M_{\max} = 0,4 \times 1887,12 = 754,85 \text{ ''}$$

4 Détermination des armatures:4.1 en travée:

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1604,05 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 9,0508 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9055 \\ K = 37,9 \end{cases}$$

- section d'armatures tendues:

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{1604,05 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9055 \times 13} = 4,87 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \text{ T}10/\text{ml} \quad (A = 5,49 \text{ cm}^2) \\ t = 14 \text{ cm}$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{37,9} = 73,88 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

4.2 en appui:

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 754,85 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,024 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9324 \\ K = 59 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{75485}{2800 \times 0,9324 \times 13} = 2,22 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \text{ T}8/\text{ml} \quad (A = 3,51 \text{ cm}^2) \\ t = 16 \text{ cm}$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{59} = 47,45 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

4.3 Armatures de répartition:

$$\frac{1}{4} A_t < A_r < \frac{1}{2} A_t \rightarrow 4 \text{ T}8/\text{ml} \quad (A = 2,01 \text{ cm}^2) \\ t = 25 \text{ cm}$$

5 Vérifications:5.1 Contraintes:5.1.1 en travée:

$$\hat{w} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 5,49}{100 \times 13} = 0,4223 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9002 \\ K = 35,3 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A E h} = \frac{1604,05 \cdot 10^2}{5,49 \cdot 0,9002 \cdot 13} = 2496,7 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2496,7}{35,3} = 70,72 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

5.1.2 en appui:

$$\hat{w} = 0,27 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9173 \\ K = 45,5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_a = 1803 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \\ \sigma_b' = 39,6 \text{ " } < \bar{\sigma}_b' \end{cases}$$

52 Vérification à la fissuration:521 en travée:

$$\hat{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{5,49}{2 \times 100 \times 2} = 0,0137$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta \hat{\omega}_f}{\phi_{surf} (1 + 10 \hat{\omega}_f)} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 0,0137}{10 \cdot 1,137} = 2892 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_1 = 2892 \text{ kgf/cm}^2.$$

donc la fissuration n'est pas à craindre

522 à l'appui:

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_0}{\phi}}$$

$$T8 \rightarrow \sigma_2 = 3230 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_a < \sigma_2 \text{ (pas de risque de fissuration)}$$

53 Condition de non fragilité:

en travée:

$$\begin{cases} A_{0x} = 2,01 \text{ cm}^2 & \text{suivant } l_x \text{ (largeur)} \\ A_{0y} = 5,49 \text{ cm}^2 & \text{" } l_y \text{ (longueur)} \end{cases}$$

$$A_2 = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,8}{4120} = 1,263 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,2}{3,6} = 0,33$$

$$A_{2x} = A_2 \cdot \frac{2-\xi}{2} = 1,263 \cdot \frac{2-0,33}{2} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{2y} = A_2 \cdot \frac{1+\xi}{4} = 1,263 \cdot \frac{1+0,33}{4} = 0,42 \text{ cm}^2$$

on voit que: $\begin{cases} A_{2x} = 1,05 < A_{0x} = 2,01 \text{ cm}^2 \\ \text{et } A_{2y} = 0,42 < A_{0y} = 5,49 \text{ cm}^2 \end{cases}$

54 Effet de l'effort tranchant:

$$T(x) = R_A - q_x x \rightarrow T_{max} = R_A = 2156,4 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{2156,4}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 13} = 1,89 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kgf/cm}^2$$

→ armatures transversales non nécessaires.

$$T + \frac{M}{z} = 2156,4 - \frac{75485}{\frac{7}{8} \cdot 13} < 0 \text{ donc aucune vérification de la section des armatures inférieures}$$

et de leur ancrage n'est nécessaire.

55 Vérification de l'adhérence:

$$\text{armatures supérieures: } \tau_{ad} = \frac{T}{n p z} = \frac{2156,4}{7 \cdot 3,14 \cdot 0,8 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 10,8 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{ad} = 2 \psi_s \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kgf/cm}^2 > \tau_{ad}$$

6 Calcul des armatures de la poutre supportant le palier intermédiaire:61 charge uniformément répartie revenant à la poutre: $Q_1 + Q_2$ avec:

Q_1 : réaction de l'escalier

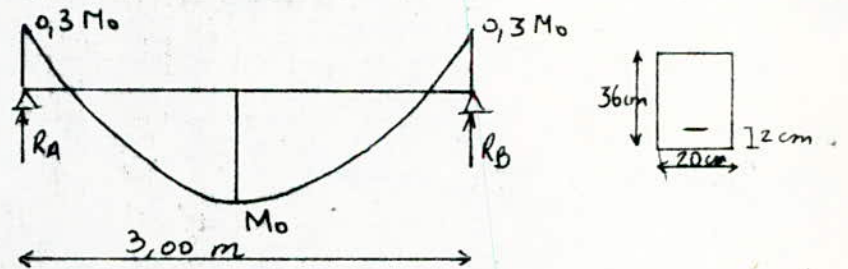
Q_2 : poids propre de la poutre + poids du mur supporté par elle

$$Q_1 = R_B = 1918,8 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 2500 \times 0,36 \times 0,36 \times 9,20 + 390 \times 2,5 = 1155 \text{ kg}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 3073,8 \text{ kg}$$

La poutre est calculée isostatiquement, toutefois on suppose un encastrement partiel au niveau des appuis pour mettre en évidence la solidarité de la poutre au poteau (monolithisme du béton) ainsi le schéma statique est le suivant:



$$\text{Moment en travée: } M_t = M_0 = Q \frac{l^2}{8} = \frac{3073,8 \cdot (3)^2}{8} = 3458 \text{ kgm}$$

$$\text{Moment en appui: } M_a = -0,3 M_0 = -1037,4 \text{ kgm}$$

62 Armatures en travée:

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 345800}{2800 \cdot 20 \cdot 34^2} = 0,0801 \rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,8851 \\ K = 28,5 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{28,5} = 98,2 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

→ armatures comprimées non nécessaires

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{345800}{2800 \cdot 0,8851 \cdot 34} = 4,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4712 \text{ (} A = 4,52 \text{ cm}^2 \text{)}$$

63 Armatures en appui:

$$\mu = \frac{15 \cdot 103700}{2800 \cdot 20 \cdot 34^2} = 0,024 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9324 \\ k = 59 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{59} = 47,46 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A = \frac{103700}{2800 \cdot 0,9324 \cdot 34} = 1,17 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3T8 \text{ (} A = 1,5 \text{ cm}^2 \text{)}$$

7 Vérifications:71 Fissuration:

12 en travée: $\hat{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,52}{2 \times 20 \times 2} = 0,0565 \rightarrow \sigma_1 = 7220,4 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

13 en appui: on a de même: $T8 \rightarrow \sigma_2 = 3230 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

72 Condition de non fragilité:

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 20 \cdot 34 \cdot \frac{5,8}{4120} = 0,66 \text{ cm}^2$$

section des armatures adoptées en travée: $A_0 = 4,52 \text{ cm}^2 > A_2$

" " " " " " appui: $A_0 = 1,5 \text{ " } > A_2$

73 Effet de l'effort tranchant:

L'effort tranchant est max aux appuis:

$$T_{\max} = R_A - \frac{M_A - M_B}{l} \quad \text{or } M_A = M_B = -0,3 M_0 \text{ et } R_A = R_B = q \frac{l}{2}$$

$$\text{donc } T_{\max} = R_A = q \frac{l}{2} = \frac{3073,8 \times 3}{2} = 4610,7 \text{ kg}$$

$$\tau_{bm} = \frac{T_m}{b \cdot z} = \frac{4610,7}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 34} = 7,75 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_b' = 47,46 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0}' = 68,5 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow \tau_b = 3,5 \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kgf/cm}^2$$

donc $\tau_{bm} < \bar{\tau}_b$

Comme armatures transversales on utilise 1 cadre et une épingle $\phi 6$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kgf/cm}^2 \text{ soit } A_t = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,85 \cdot 7/8 \cdot 34 \cdot 1600}{4610,7} = 8,8 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = \max de \begin{cases} 2 \cdot h = 2 \cdot 34 = 6,8 \text{ cm} \\ h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma_b}) = 34(1 - 0,3 \cdot \frac{7,75}{5,9}) = 20,6 \text{ cm} \end{cases}$$

on prend $t = 10 \text{ cm}$; $\frac{l}{2} = \frac{3}{2} = 1,5$ on répète 2 fois l'écartement dans la suite de Caquot mais pratiquement pour faciliter le travail on prend le 1^{er} cours d'armatures à $\frac{t}{2} = 5 \text{ cm}$ de l'appui, les autres écartements seront de cette sorte :

$$3 \times 10, 4 \times 16, 2 \times 20, 4 \times 16, 6 \times 10, 5$$

Conditions d'appui :

$$T + \frac{M}{3} = 4610,7 - \frac{103741}{8} \cdot 34 = 1123,7 \text{ kg}$$

Donc il faut ancrer les armatures inférieures en appui pour résister à l'effort de traction de $T_t = 1123,3 \text{ kg}$

Il faut :

a) armatures inférieures : $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3} = 1123,3 \text{ kg}$

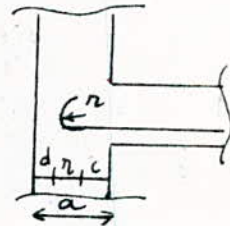
A : section d'armatures inférieures au droit de l'appui = $4,52 \text{ cm}^2$
 $\rightarrow 4,52 \cdot 2800 = 12656 \text{ kg} > 1123,3 \text{ kg}$

b) longueur d'appui :

$$c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b} = \frac{2 \cdot 1123,3}{20 \cdot 68,5} = 1,64 \text{ cm}$$

$$c = a - (2 + d) = 30 - (5 \times 1,2 + 2) = 22 \text{ cm}$$

$$c = 22 \text{ cm} > c_0 = 1,64 \text{ cm}$$



74) Vérification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \times 4,52}{20 \times 34} = 0,665 \rightarrow \begin{cases} \bar{\epsilon} = 0,8807 \\ K = 26,9 \end{cases}$$

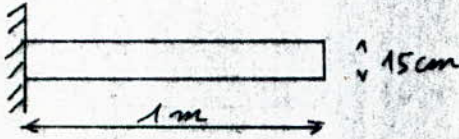
$$\sigma_a = \frac{M}{A \bar{\epsilon} h} = \frac{103740}{4,52 \cdot 0,8807 \cdot 34} = 767 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{767}{26,9} = 28,51 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,7 \text{ kgf/cm}^2$$

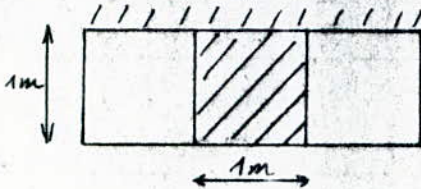
NB : Le RSC étant élevé par rapport au sol il est pourvu d'escalier comportant 6 marches ; cet escalier aura le même ferrailage que les autres.

Encorbellements

Les parties en encorbellement sont des loggias ou des séchoirs constitués de dalles encastrées dans le plancher et munis de garde-corps.



Pour le calcul du ferrailage on considère une bande de 1m de large



1 Charges et Surcharges:

a) Charge uniforme (q)

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

G : charge permanente
 P : surcharge

charge permanente:

. carrelage (2cm):	22x2	44 kg/ml
. mortier de pose (3cm):	2000x0,03	60 "
. dalle	2500x0,15	375 "
. enduit plâtre		26 "

$$G = 505 "$$

surcharge $P = 350 \text{ kg/ml}$

$$\rightarrow q = 505 + 1,2 \cdot 350 = 935 \text{ kg/ml}$$

b) Charge concentrée:

S = poids du garde corps en béton armé agissant comme une force concentrée à l'extrémité du balcon.

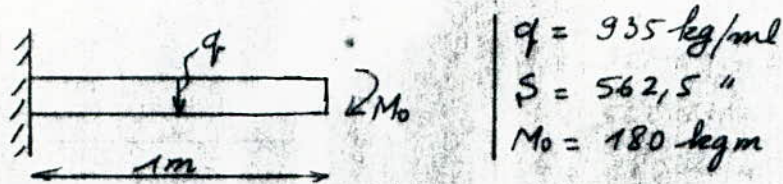
$$S = 2500 \times 1,5 \times 0,15 \times 1 = 562,5 \text{ kg/ml}$$

c) Effet de la main courante:

Il se traduit par une force de 100 kg/ml agissant sur le garde-corps horizontalement à 1,5m de hauteur, cet effet se réduit à un moment M_0 agissant à l'extrémité libre.

$$M_0 = 1,2 \times 100 \times 1,5 = 180 \text{ kgm}$$

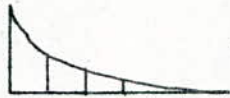
Le schéma statique est le suivant :



La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

$$M = - \left(q \frac{l^2}{2} + S \cdot l + M_0 \right) = - \left(935 \cdot \frac{1^2}{2} + 562,5 \cdot 1 + 180 \right)$$

$$M = -1210 \text{ kgm}$$



2. Ferrailage :

- Armatures principales :

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 121000}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2}$$

$$\mu = 0,0385 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9164 \\ K = 44,8 \end{cases}$$

$$A = \frac{121000}{2800 \cdot 0,9164 \cdot 13} = 3,63 \text{ cm}^2 \text{ soit } 14T8/\text{ml} \quad (A = 7,02 \text{ cm}^2)$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{44,8} = 62,5 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- Armatures transversales :

T est max au niveau de l'appui :

$$T = q \cdot l + S = 935 \cdot 1 + 562,5 = 1497,5 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1497,5}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 1,31 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_b = 1,31 \text{ kgf/cm}^2 \\ \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ kgf/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

→ Armatures de répartition :

$$\frac{1}{4} A \text{ Aref} < \frac{1}{2} A$$

$$\rightarrow 7\phi 6 \quad (A = 1,98 \text{ cm}^2), \quad t = 15 \text{ cm} < 13 h_t = 45 \text{ cm}$$

3 Vérifications:1 Contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100 \times 7,02}{100 \times 13} = 0,54 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 989 \\ \kappa = 30,5 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{121000}{7,02 \cdot 0,89 \cdot 13} = 1489,75 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{1489,75}{30,5} = 48,84 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

2. Adhérence:

$$\tau_d = \frac{T}{\pi p_3} = \frac{1497,5}{14 \cdot 3,14 \cdot 0,8 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 3,74 \text{ kgf/cm}^2 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_d < \bar{\tau}_d$$

$$\bar{\tau}_d = 2,5 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 1,5 \times 5,9 = 22,12 \text{ kgf/cm}^2$$

3 Condition de non fragilité:

$$A \geq b h \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 100 \times 13 \times 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \left(\frac{15}{13} \right)^2 = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,02 \text{ cm}^2 > 1,97 \text{ cm}^2$$

4. Fissuration:

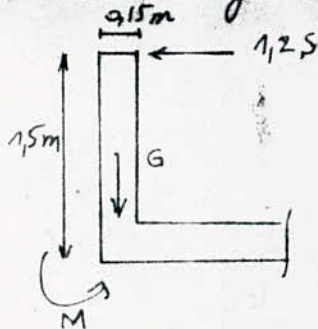
$$T_8 \rightarrow \sigma_2 = 3230 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

5 Effet de l'effort tranchant:

$$T + \frac{M}{\gamma} = 1497,5 - \frac{121000}{\frac{7}{8} \cdot 13} < 0$$

4 Étude du garde-corps:

Le calcul du garde-corps est identique à celui de l'acrotère.



l'épaisseur est donnée = 15 cm

γ : surcharge due à la main courante

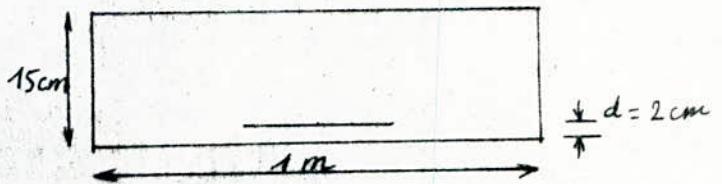
• poids propre: $G = 2500 \cdot 1,5 \cdot 0,15 = 562,5 \text{ kg/ml}$

• surcharge majorée: $1,25 = 1,2 \cdot 100 = 120$

La section à considérer est celle du bas (moment max) qui est soumise à la flexion composée.

$$M = 120 \cdot 1,5 = 180 \text{ kgm}$$

$$N' = G = 562,5 \text{ kg}$$



$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{18000}{562,5} = 32 \text{ cm}$$

$e_0 > \frac{ht}{6} \Rightarrow$ section partiellement comprimée

$$\frac{ht}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm}$$

étude par la méthode du moment fictif :

$$M_{fa.t} = M + N' \left(\frac{ht}{2} - d \right) = 180 + 562,5 \left(\frac{0,15}{2} - 0,02 \right) = 211 \text{ kgm}$$

$$M_0 = 211 \text{ kgm}$$

$$\mu = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 21100}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 90067 \rightarrow \begin{cases} \epsilon_s = 0,963 \\ K = 120 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{120} = 23,3 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2.$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

Section d'armatures tendues :

$$A_1 = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a h \cdot E} = \frac{21100}{2800 \cdot 13 \cdot 0,963} = 6,02 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N'}{\bar{\sigma}_a} = 6,02 - \frac{562,5}{2800} = 5,82 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12T8/ml (A = 6 \text{ cm}^2)$$

Vérifications :

- Fissuration : on a vu que pour des T8 elle était vérifiée.
- condition de non fragilité :

$$A \geq b h \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \frac{ht}{h} = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$A = 6 \text{ cm}^2 > 1,97 \text{ cm}^2$$

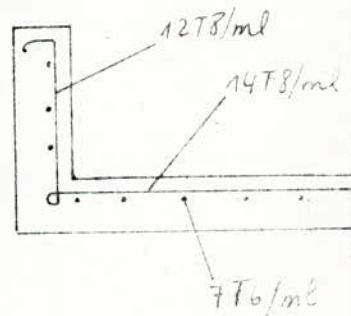
Armatures de répartition : 7φ6 (A = 1,98 cm²)

Finalement on a pour le garde corps :

12T8 longitudinalement

7φ6 transversalement

Soit 12T8 de la dalle du balcon seront relevés pour armer le garde-corps longitudinal et 7T6 pour le garde-corps transversal.



ETUDE AU SEISME

Effets causés par le séisme

Le séisme de par ses secousses engendre dans les constructions des accélérations atteignant parfois l'ordre de grandeur de la gravité. Il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques. Ainsi donc on peut concevoir deux composantes l'une verticale, l'autre horizontale. On admet que l'accélération horizontale du mouvement sismique s'adresse à la masse même des constructions.

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

Recommandations de conception générale des bâtiments (PS 69):

- . Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments ainsi que le rapport de cette hauteur à la largeur.
- . Éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en inertie.
- . " les éléments de construction mal liés à l'ossature
- . " les ouvertures de grandes dimensions
- . Prévoir si possible un sous-sol rigide avec voiles périphériques pour que la construction soit rigide
- . Établir des fondations profondes et soigneusement chaînées afin de s'opposer aux efforts de soulèvement
- . Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction
- . Réaliser des nœuds rigides ainsi qu'une bonne disposition des armatures.
- . Autour des ouvertures il faut prévoir des encadrements armés liés à l'ossature

Calcul sismique

Ce mode de calcul substitue aux efforts dynamiques réels des séismes, des sollicitations statiques résultant de la combinaison de systèmes de forces fictives dont les effets sont équivalents à ceux de l'action sismique.

Les effets sismiques se composent :

- d'un système de forces élémentaires horizontales (S_H)
- " " " " " ascendantes ou descendantes (S_V)
- " " " couples de torsion d'axe vertical (S_T)

Les sollicitations sismiques horizontales sont de direction quelconque. Cependant les règles permettent la vérification dans deux directions rectangulaires à envisager successivement (longitudinale et transversale).

Charges sismiques :

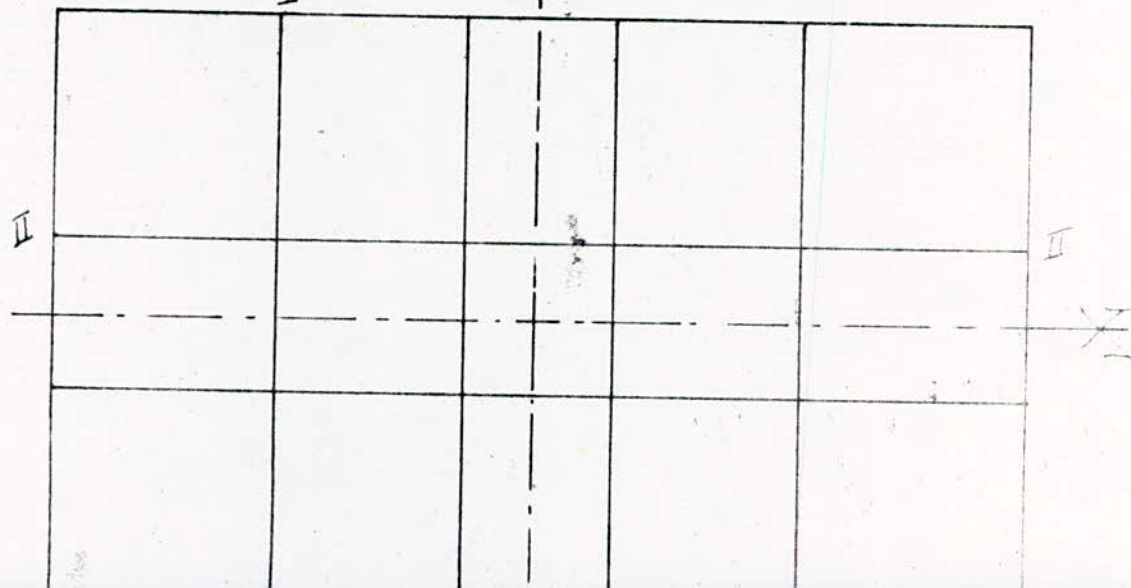
On considère que dans le cas de bâtiments courants, les sollicitations d'origine sismique prennent naissance à partir des charges suivantes :

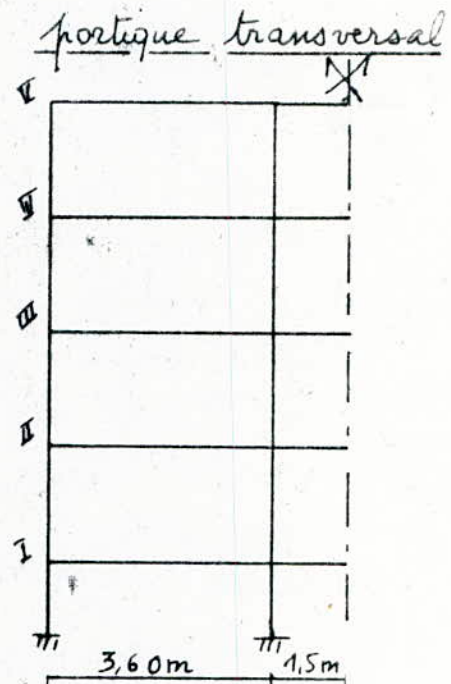
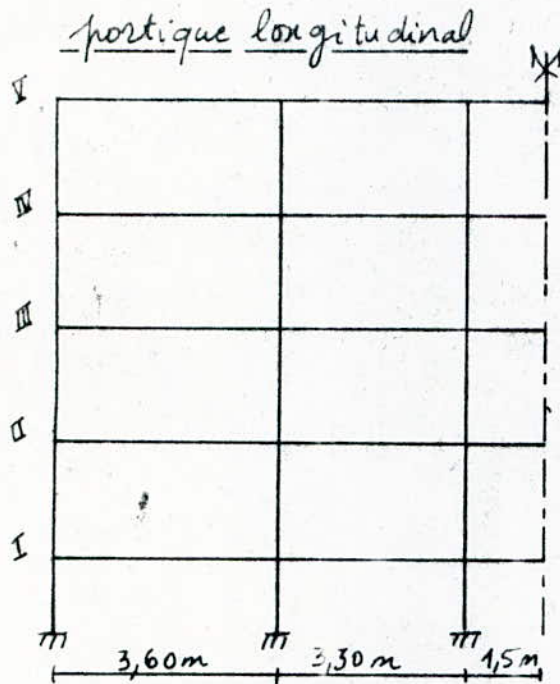
- charges permanentes : G
- le cinquième des surcharges d'exploitation $\frac{P}{5}$
- le cas échéant l'exédent sur 35 kg/m^2 de la surcharge de neige réglementaire

masse totale soumise à l'action sismique :

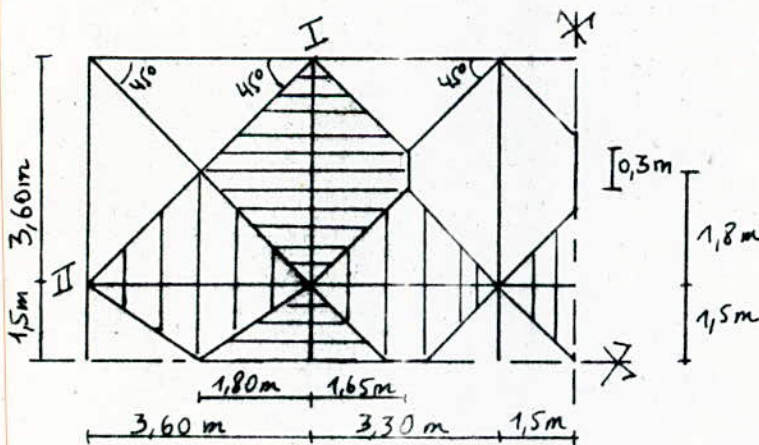
$$W = G + P/5$$

Le calcul sismique se fait pour les 2 portiques les plus sollicités : le portique transversal I-I et le portique longitudinal II-II, tous deux intermédiaires.





On admet que la charge transmise par la dalle aux poutres se répartit selon un angle de 45° de chaque côté
 Le plancher étant symétrique on aura la répartition des charges suivantes :



Surface revenant à chaque portique (surface hachurée) :

• portique transversal :

$$S = 2 \left(1,8^2 + 1,5^2 + \frac{3,6+0,3}{2} \times 1,65 \right) = 17,5 \text{ m}^2$$

• portique longitudinal :

$$S = 2 \left[1,8^2 + 1,65^2 + 1,5^2 + \frac{3,3+0,3}{2} \times 1,5 + \frac{3,6+0,6}{2} \times 1,5 \right] = 28,2 \text{ cm}^2$$

1 Charges sismiques:portique transversal:surface revenant à ce portique: $S = 17,5 \text{ m}^2$ niveau I (terrace):

. Charges permanentes:

. plancher: $866 \times 17,5 = 15,16 \text{ t}$

. acrotère: $2500 \cdot 0,6 \cdot 0,1 \cdot 3,6 + 3,3 \cdot 2 = 1,04 \text{ ''}$

. poutres transversales: $2500 \cdot 0,25 \cdot 0,36 \cdot 10,20 = 1,84 \text{ ''}$

. moitié des poteaux: $\frac{1}{2} \cdot 2500 \cdot 0,3^2 \cdot 4 \cdot 2,7 = 1,22 \text{ ''}$

$G = 19,26 \text{ t}$

. surcharge d'exploitation: $P = 100 \cdot 17,5 = 1,75 \text{ t}$

$W = G + P/5 = 19,61 \text{ t}$

niveau courant (V, III, II, I):

. Charges permanentes:

. plancher: $640 \times 17,5 = 11,2 \text{ t}$

. poutres transversales: $= 1,84 \text{ ''}$

. poteaux: $= 2,44 \text{ ''}$

. murs (intérieurs): $180 (3 + 1,6 + 2,9) \cdot 2,7 = 3,65 \text{ ''}$

. moitié des balcons: $\frac{1}{2} \cdot 375 \cdot 3,3 \cdot 2 = 1,24 \text{ ''}$

$G = 20,36 \text{ t}$

. surcharge: $P = 175 \times 17,5 = 3,06 \text{ t}$

$W = 20,98 \text{ t}$

portique longitudinal:surface revenant à ce portique: $S = 28,2 \text{ m}^2$ niveau I:

. Charges permanentes:

. plancher: $866 \times 28,2 = 24,42 \text{ t}$

. acrotère: $2500 \cdot 0,6 \cdot 0,1 \cdot 3,3 \cdot 2 = 0,99 \text{ ''}$

. poutres longitudinales: $2500 \cdot 0,25 \cdot 0,36 \cdot 16,8 = 3,03 \text{ ''}$

. moitié des poteaux: $\frac{1}{2} \cdot 2500 \cdot 0,3^2 \cdot 6 \cdot 2,7 = 1,83 \text{ ''}$

$G = 30,27 \text{ t}$

. surcharge: $P = 100 \cdot 28,2 = 2,82 \text{ t}$

$W = 32,04 \text{ t}$

niveau courant (IV, III, II, I) :

C. P :

plancher	: 640.28,2	= 18,05 t
poutres longitudinales	:	= 3,03 "
poteaux	:	= 3,65 "
murs (interieurs)	: 180.2,7.17,1	= 8,31 "
		<u>G = 33,04 t</u>

surcharge : $P = 175.28,2 = 4,94 t$

$W = 34,03 t$

2 Determination des coefficients sismiques :

a) Coefficient d'intensité (α) :

zone de moyenne sismicité $\rightarrow \alpha = 1$

b) Coefficient de réponse (β) :

pour un amortissement normal : $\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}}$ avec $0,05 \leq \beta \leq 0,10$

le contreventement étant assuré par une ossature en B.A alors :

· sens longitudinal :

$$T_L = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} = 0,09 \frac{12,24}{\sqrt{17,1}} = 0,266 \rightarrow \beta_L = 0,10$$

H : haut du bât = 12,24 m

L : long " " = 17,1 m

l : larg " " = 10,5 m

· sens transversal :

$$T_t = 0,09 \frac{H}{\sqrt{l}} = 0,09 \frac{12,24}{\sqrt{10,5}} = 0,34 \rightarrow \beta_t = 0,093$$

c) Coefficient de distribution (γ_r) :

pour un bâtiment d'habitation composé d'étages sensiblement identiques le coefficient de distribution s'écrit :

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

avec : n : nombre de planchers = 5

r : rang du plancher en comptant à partir de la base

Niveau	V	IV	III	II	I
γ_r	1,364	1,091	0,818	0,545	0,273

d) Coefficient de fondation (δ):

Terrain de consistance moyenne, semelle superficielle $\rightarrow \delta = 1,15$

e) Coefficients sismiques (σ):

. sens longitudinal (ox):

$$\sigma_L(z) = \alpha \beta_L \cdot \delta \cdot \gamma_z = 1 \times 0,1 \cdot 1,15 \cdot \gamma_z = 0,1162 \gamma_z$$

Niveau	V	IV	III	II	I
γ_z	1,364	1,091	0,818	0,545	0,273
$\sigma_L(z)$	0,1585	0,1268	0,0951	0,0633	0,0317

. sens transversal (oy):

$$\sigma_T(z) = \alpha \beta_T \cdot \delta \cdot \gamma_z = 1 \cdot 0,0931 \cdot 1,15 \cdot \gamma_z = 0,1071 \gamma_z$$

Niveau	V	IV	III	II	I
γ_z	1,364	1,091	0,818	0,545	0,273
$\sigma_T(z)$	0,1461	0,1168	0,0876	0,0584	0,0292

. sens vertical :

$$\sigma_V = \max(\sigma_L, \sigma_T) = \sigma_L$$

3 Forces sismiques:

1 Forces sismiques horizontales: $F_H = W \sigma_H$ $\begin{cases} = W \sigma_T \text{ pour portique transversal} \\ = W \sigma_L \text{ " " longitudinal} \end{cases}$

	Niv	$W = G + \frac{P}{5}$	σ_H	$F_H = W \sigma_H$	Forces cumulées (en tonnes)
Portique transversal	V	19,61 (t)	0,1461	2,87 (t)	2,87
	IV	20,98	0,1168	2,45	5,32
	III	"	0,0876	1,84	7,16
	II	"	0,0584	1,23	8,39
	I	"	0,0292	0,61	9,00
Portique longitudinal	V	30,84	0,1585	4,89	4,89
	IV	34,03	0,1268	4,32	9,21
	III	"	0,0951	3,24	12,45
	II	"	0,0633	2,15	14,6
	I	"	0,0317	1,08	15,7

2 Forces sismiques verticales: $F_v = \sigma_v \cdot W$

	Niv	W (t)	σ_v	$F_v (t)$	$F_v (t/ml)$
portique transversal L = 10,2 m	V	19,61	0,1585	3,11	0,30
	IV	20,98	0,1268	2,66	0,26
	III	"	0,0951	1,99	0,19
	II	"	0,0633	1,33	0,13
	I	"	0,0317	0,66	0,06
portique longitudinal l = 16,8 m	V	30,84	0,1585	4,89	0,29
	IV	34,03	0,1268	4,32	0,26
	III	"	0,0951	3,24	0,19
	II	"	0,0633	2,15	0,13
	I	"	0,0317	1,08	0,06

3 Torsion:

a) Torsion d'excentricité

Par suite de la symétrie présentée par l'ossature dans les 2 sens, le centre d'application des efforts sismiques coïncide avec le centre géométrique des différents planchers donc pas d'excentricité, alors pas de couple de torsion

b) Torsion accidentelle : elle a lieu quand :

- 1) l'éclatement η d'une section plane du bâtiment dans le sens perpendiculaire aux forces SH considéré (η = le quotient du carré de la plus grande dimension perpendiculaire à la direction des forces par l'aire de la section) est supérieur à 2,5
- 2) Plus de $\frac{2}{3}$ des efforts horizontaux sont équilibrés dans un même plan de contreventement.

Dans notre cas :

• sens longitudinal : $\eta = \frac{l}{L} = \frac{10,5}{17,1} < 2,5 \Rightarrow \lambda = 0$

• on a 4 plans de contreventement (4 portiques) qui équilibrent le même effort $\Rightarrow \theta = \frac{1}{4} < \frac{2}{3} \Rightarrow \mu = 0 \Rightarrow e_a = \pm \frac{1}{20} (\lambda + \mu) (L + d) = 0$

• sens transversal : $\eta = \frac{L}{l} = \frac{17,1}{10,5} < 2,5 \Rightarrow \lambda = 0$
 • $\theta = \frac{1}{6} < \frac{2}{3} \Rightarrow \mu = 0$ } $\Rightarrow e_a = 0$

Donc les sollicitations de torsion ne sont pas à prendre en considération

EFFORTS DANS LES
PORTIQUES

Sous les forces horizontales

Le calcul des efforts sous les forces horizontales sera fait avec la méthode de Bowman
Exposé de la méthode de Bowman:

L'effort tranchant total à chaque niveau se partage proportionnellement aux inerties des poteaux; les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur h se situent:

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

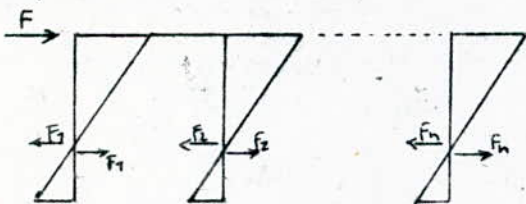
Les moments seront partagés proportionnellement aux raideurs des barres situées à gauche et à droite du nœud considéré.

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

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

Compte tenu de ces hypothèses on peut écrire:

- pour un seul niveau:



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

$$F_1 = \frac{F \cdot 0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n} \quad \text{de même pour } F_n$$

$$F_2 = \frac{F I_2}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n} \quad \text{de même pour } F_3, \dots, F_{n-1}$$

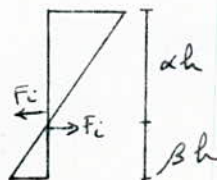
Les moments fléchissants seront:

- moment en tête des poteaux:

$$M_i = \alpha h F_i$$

- moment à la base des poteaux:

$$M_s = \beta h F_i$$



$$\beta = 1 - \alpha$$

Moments dans les poutres :

Les moments dans les poutres doivent équilibrer le moment du poteau

pour le nœud 1 de la file 1 $M_1 = F_1 \alpha h$

" " " 2 " " 2 $M_{2g} = F_2 \alpha h \cdot \frac{K_g}{K_g + K_d}$

$M_{2d} = F_2 \alpha h \cdot \frac{K_d}{K_g + K_d}$, ...

avec: l_g : portée libre de gauche

l_d : " " " droite

I_g : Inertie de la travée de gauche

I_d : " " " droite

h : hauteur entre faces supérieures de 2 planchers consécutifs

et $K_g = \frac{I_g}{l_g}$, $K_d = \frac{I_d}{l_d}$

- pour un niveau intermédiaire:

Au niveau du plancher de rang i : $F = \sum_{j=1}^{i+n} F_j$ charges cumulé.

À l'étage de rang $i+1$ l'effort $\sum F_{i+1}$ donne lieu, au pied des poteaux supportant le plancher $(i+1)$ à des moments calculés conformément à ce qui a été exposé précédemment (partage de $\sum F_{i+1}$ selon les inerties des poteaux

exemple: poteau 3 de l'étage $(i+1)$:

$$M = F_3 \alpha h \text{ avec } F_3 = \frac{I_3 \cdot \sum F_{i+1}}{0,8I_1 + I_2 + \dots + 0,8I_n}$$

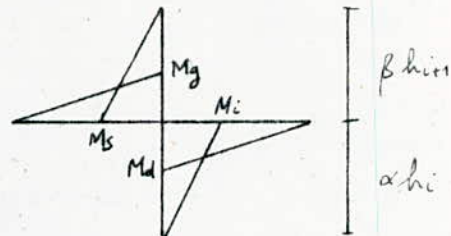
La même opération menée pour l'effort $\sum F_i$ nous permettra de déterminer les moments en tête des poteaux supportant le plancher i .

Au droit d'un nœud on pourra calculer les moments dans les travées qui y aboutissent en fonction des moments M_s et M_i obtenus pour le poteau supérieur et le poteau inférieur correspondant à ce nœud.

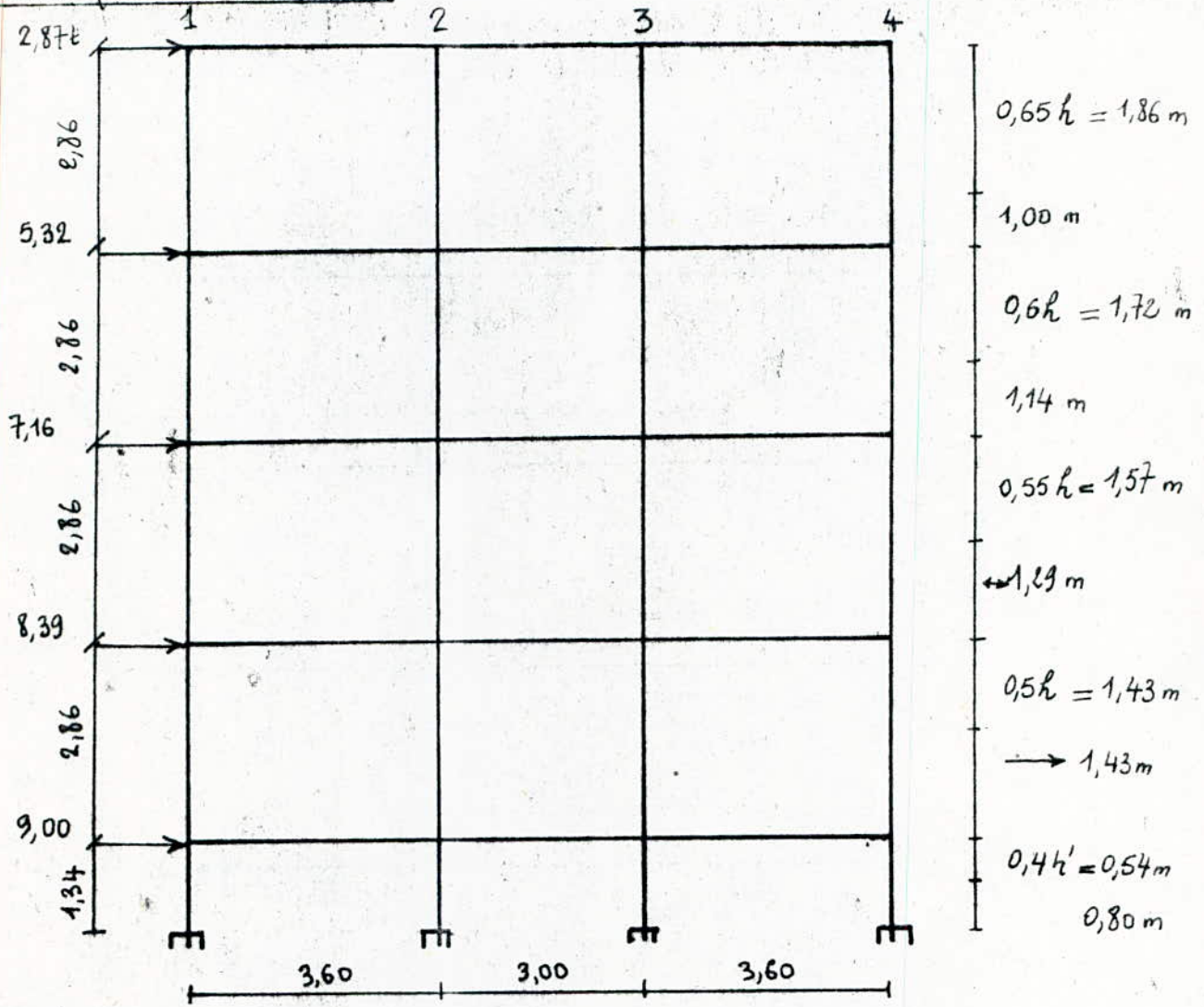
- pour un nœud intermédiaire:

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

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

- pour un nœud de rive:

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



Tous les poteaux ont même section constante 30x30 donc ils ont même inertie constante ($I_1 = I_2 = \dots = I$)

on a : $F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$ F : force totale au niveau du plancher
 F_i : " dans le poteau 'i'

file (1) et (4) :

$$F_1 = F_4 = \frac{F \cdot 0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + 0,8 I_4} = \frac{0,8 F}{3,6}$$

file (2) et (3) :

$$F_2 = F_3 = \frac{F I_2}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + 0,8 I_4} = \frac{F}{3,6}$$

Forces dans le portique : transvers

Niv	F (t)	$F_1 = F_4$	$F_2 = F_3$
5	2,87	0,64	0,80
4	5,32	1,19	1,48
3	7,16	1,60	1,99
2	8,39	1,87	2,33
1	9,00	2,00	2,5

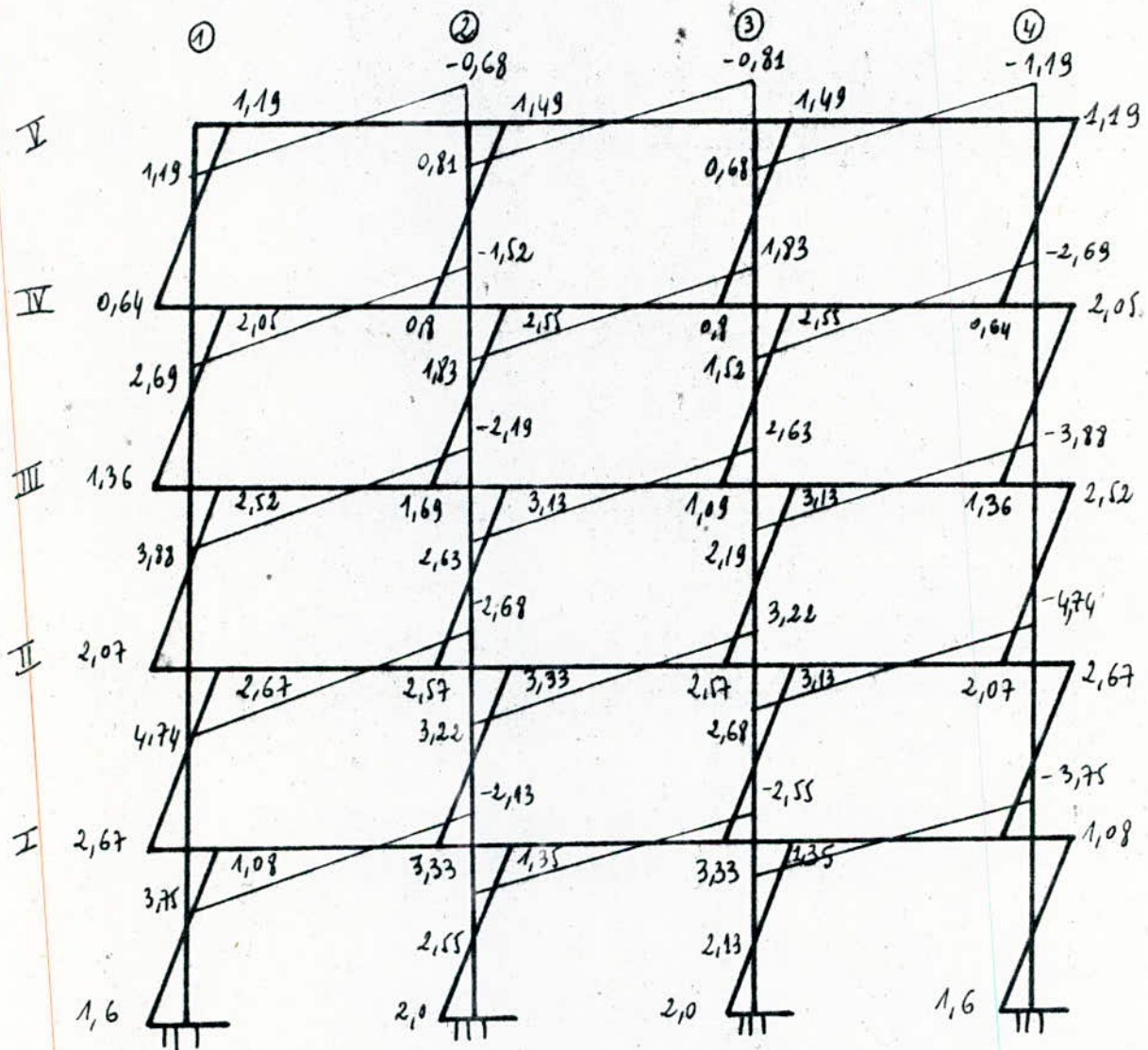
Moments en tête et à la base des poteaux (portique transversal)

Poteaux	$F_1 = F_4$ (t)	$F_2 = F_3$ (t)	αh (m)	βh (m)	- en tête		à la base	
					$M_{i2} = M_{ij}$	$M_{i3} = M_{ij}$	$M_{s1} = M_{s4}$	$M_{s2} = M_{s3}$
5-4	0,64	0,80	1,86	1,00	1,19 t-m	1,49 t-m	0,64 t-m	0,8 t-m
4-3	1,19	1,48	1,72	1,14	2,05	2,55	1,36	1,69
3-2	1,60	1,99	1,57	1,29	2,52	3,13	2,07	2,57
2-1	1,87	2,33	1,43	1,43	2,67	3,33	2,67	3,33
1-0	2,00	2,5	0,54	0,80	1,08	1,35	1,6	2,00

Moments dans les traverses :

	file (1)	file (2)		file (3)		file (4)
Niveau	Md (tm)	Mg (tm)	Md (tm)	Mg (tm)	Md (tm)	Mg (tm)
5	-1,13	-0,68	-0,81	-0,81	-0,68	-1,13
4	-2,69	-1,52	-1,83	-1,83	-1,52	-2,69
3	-3,88	-2,13	-2,63	-2,63	-2,13	-3,88
2	-4,74	-2,68	-3,22	-3,22	-2,68	-4,74
1	-3,75	-2,13	-2,55	-2,55	-2,13	-3,75

Diagrammes des moments (portique transversal)



Efforts tranchants:sous $S_{IH} \rightarrow$ (de gauche à droite)

$$M(x) = \alpha x + \beta \quad ; \quad M(0) = \beta = M_d$$

$$M(l) = \alpha l + \beta = -M_g \quad \rightarrow \quad \alpha = -\frac{M_d + M_g}{l}$$

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

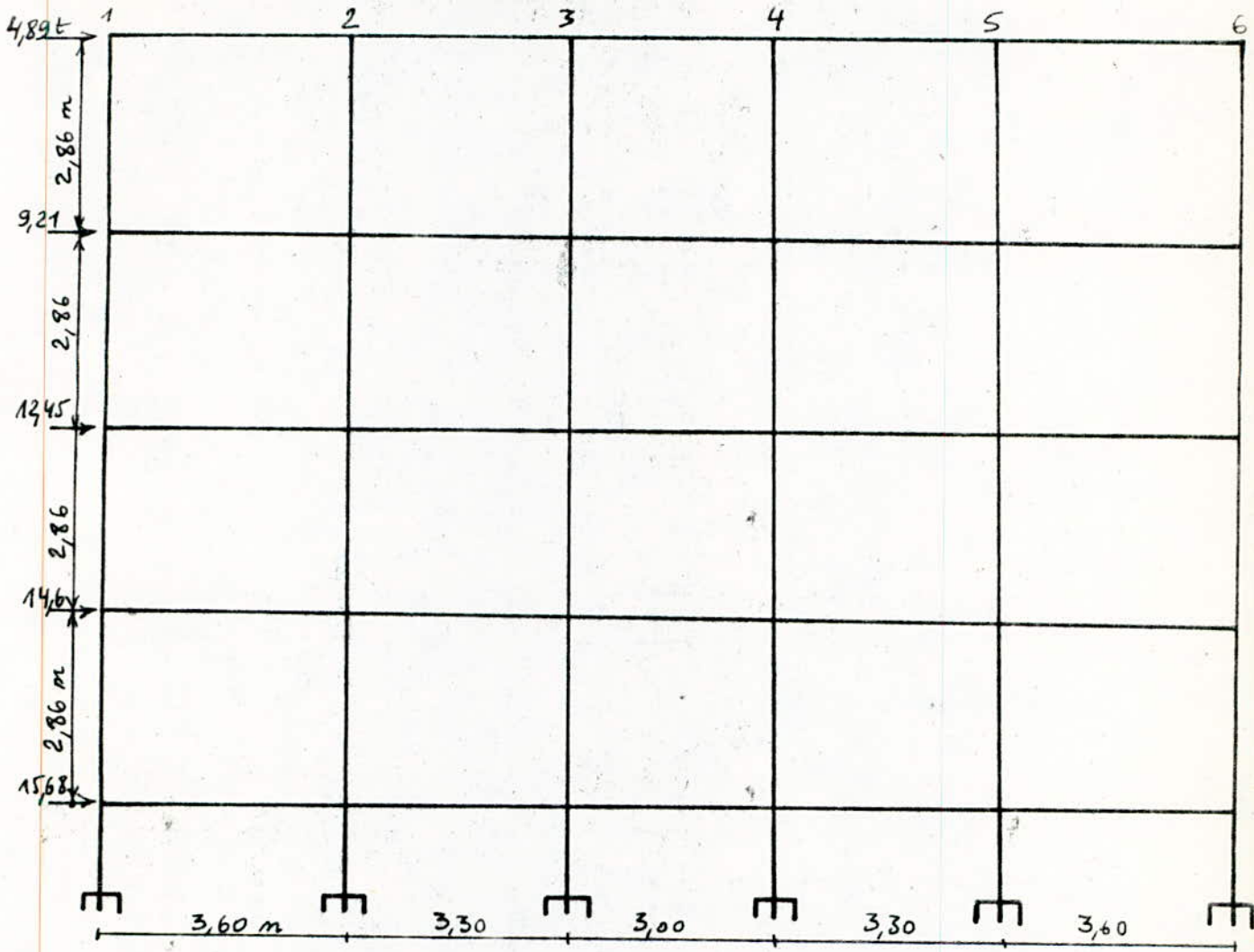
sous $S_{IH} \leftarrow$ (de droite à gauche)

$$T = +\frac{M_d + M_g}{l} \quad \rightarrow \quad T(S_{IH} \leftarrow) = -T(S_{IH} \rightarrow)$$

Portique transversal)

Niv	Etravée	l(m)	M _d (Me)	M _g (M _{wo})	T (S _{IH}) →	T S _{IH} ←
5	1-2	3,30	1,19	0,68	-0,17	0,57
	2-3	2,70	0,81	0,81	-0,60	0,60
	3-4	3,30	0,68	1,19	-0,57	0,57
4	1-2	3,30	2,69	1,52	-1,28	1,28
	2-3	2,70	1,83	1,83	-1,35	1,35
	3-4	3,30	1,52	2,69	-1,28	1,28
3	1-2	3,30	3,88	2,13	-1,84	1,84
	2-3	2,70	2,63	2,63	-1,95	1,95
	3-4	3,30	2,13	3,88	-1,84	1,84
2	1-2	3,30	4,74	2,68	-2,25	2,25
	2-3	2,70	3,22	3,22	-2,39	2,39
	3-4	3,30	2,68	4,74	-2,25	2,25
1	1-2	3,30	3,75	2,13	-1,78	1,78
	2-3	2,70	2,55	2,55	-1,89	1,89
	3-4	3,30	2,13	3,75	-1,78	1,78

Étude du portique longitudinal



Tous les poteaux ont même section constante : 30×30
donc ils ont même inertie I

file (1) et (6) :

$$F_1 = F_6 = \frac{F \cdot 0,8I}{0,8I_1 + I_2 + \dots + 0,8I_6} = 0,143 F$$

file 2, 3, 4, 5 :

$$F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = \frac{F \cdot I}{0,8I_1 + I_2 + \dots + 0,8I_6} = \frac{F}{5,6}$$

Forces dans le portique longitudinal

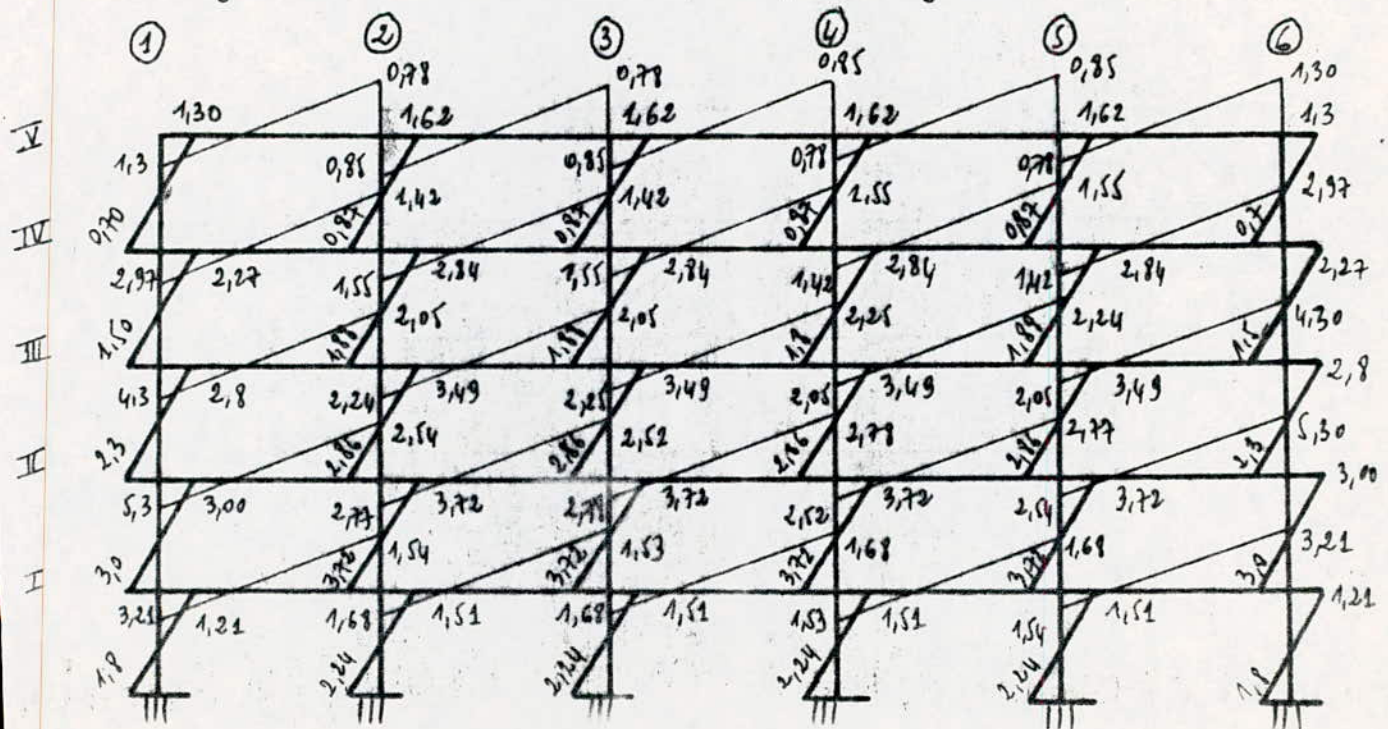
Niv	$F(t)$	$F_1 = F_6$	$F_2 = F_5$
5	4,89	0,7	0,87
4	9,21	1,32	1,65
3	12,45	1,78	2,22
2	14,6	2,09	2,6
1	15,68	2,24	2,8

Moments en tête et à la base des poteaux (port long)

Niv	$F_1 = F_6$ (t)	$F_2 = \dots = F_5$ (t)	αh (m)	βh (m)	en tête		à la base	
					$M_{i4} = M_{i6}$	$M_{i2} = \dots = M_{i5}$	$M_{b1} = M_{b6}$	$M_{b2} = \dots = M_{b5}$
5-4	0,7	0,87	1,86	1,00	1,30	1,62	0,7	0,87
4-3	1,32	1,65	1,72	1,14	2,27	2,84	1,5	1,88
3-2	1,78	2,22	1,57	1,29	2,8	3,49	2,3	2,86
2-1	2,09	2,6	1,43	1,43	3,00	3,72	3,00	3,72
1-0	2,24	2,8	0,54	0,80	1,21	1,51	1,80	2,24

	file 1	file 2		file 3		file 4		file 5		file 6
Niv	Mat (cm)	Mg	Md	Mg	Md	Mg	Md	Mg	Md	Mg
5	-1,30	-0,78	-0,85	-0,78	-0,85	-0,85	-0,78	-0,85	-0,78	-1,30
4	-2,97	-1,42	-1,55	1,42	1,55	1,55	1,42	1,55	1,42	2,97
3	-4,30	2,05	-2,24	2,05	2,25	2,25	2,05	2,24	2,05	4,30
2	-5,30	2,54	2,77	2,52	2,78	2,78	2,52	2,77	2,54	5,30
1	-3,21	1,54	1,68	1,53	1,69	1,68	1,53	1,68	1,54	3,21

Diagrammes des moments (portique longitudinal)



Efforts tranchants (portique longitudinal)

Niv	Travée	l (m)	M_d (tm) (Me)	M_g (tm) (Mw)	T (S \overrightarrow{IH})	T (S \overleftarrow{IH})
5	1-2	3,30	1,30	0,78	-0,63	+0,63
	2-3	3,00	0,85	0,78	-0,54	+0,54
	3-4	2,7	0,85	0,85	-0,63	+0,63
	4-5	3,00	0,78	0,85	-0,54	0,54
	5-6	3,30	0,78	1,30	-0,63	0,63
4	1-2	3,30	2,97	1,42	-1,33	1,33
	2-3	3,00	1,55	1,42	-0,99	0,99
	3-4	2,70	1,55	1,55	-1,15	1,15
	4-5	3,00	1,42	1,55	-0,99	0,99
	5-6	3,30	1,42	2,97	-1,33	1,33
3	1-2	3,30	4,30	2,05	-1,92	1,92
	2-3	3,00	2,24	2,05	-1,43	1,43
	3-4	2,70	2,25	2,25	-1,66	1,66
	4-5	3,00	2,05	2,24	-1,43	1,43
	5-6	3,30	2,05	4,30	-1,92	1,92
2	1-2	3,30	5,30	2,54	-2,38	2,38
	2-3	3,00	2,77	2,52	-1,76	1,76
	3-4	2,70	2,78	2,78	-2,06	2,06
	4-5	3,00	2,52	2,77	-1,76	1,76
	5-6	3,30	2,54	5,30	-2,38	2,38
1	1-2	3,30	3,21	1,54	-1,44	1,44
	2-3	3,00	1,68	1,53	-1,07	1,07
	3-4	2,70	1,68	1,68	-1,24	1,24
	4-5	3,00	1,53	1,68	-1,07	1,07
	5-6	3,30	1,54	3,21	-1,44	1,44

Sous les Charges verticales

Le calcul des sollicitations engendrées par les charges verticales peut être mené par la méthode de Caquot exposée en annexe A du CCBA 68

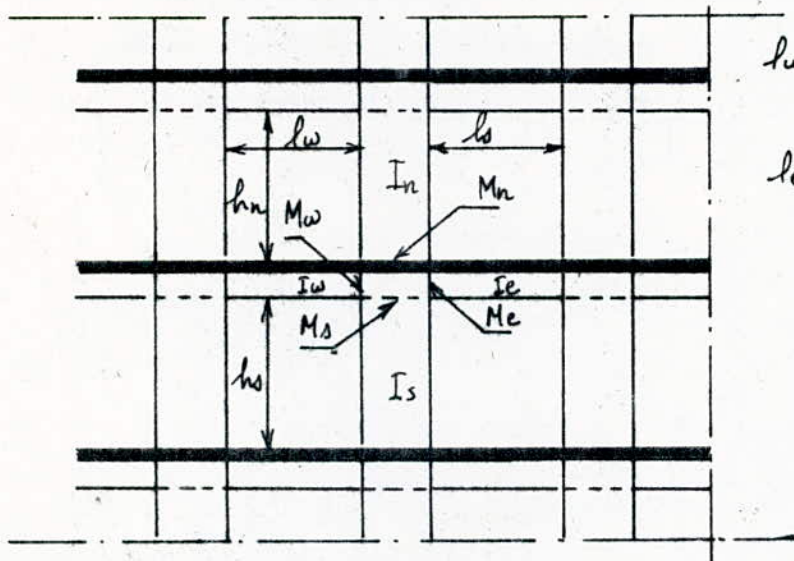
Les portiques constituant l'ossature sont soumis :

- à leur poids propre
- aux poids propres des planchers qu'ils supportent.
- aux surcharges transmises par les planchers
- aux surcharges sismiques.

Pour chaque élément la sollicitation qu'il faut prendre en compte est la sollicitation la plus défavorable résultant de la combinaison :
de la sollicitation normale due aux charges et surcharges

Le principe de la méthode consiste à choisir un nœud et à déterminer les moments agissant sur les éléments à gauche et à droite des nœuds en haut et en bas en fonction de l'état des charges et des caractéristiques des 2 travées encadrant ce nœud, par la méthode des 3 moments.

Afin de tenir compte de la non continuité au droit des nœuds entourant le nœud considéré on remplace les portées et les hauteurs réelles entre appuis par des portées et des hauteurs fictives.



l_w : portée libre de la travée de gauche

l_s : portée libre de la travée de droite

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 nœud de l'appui (Q_e et a_e pour travée de droite)

Cas du poteau intermédiaire : (Méthode de calcul)

1 On détermine les longueurs et hauteurs fictives des éléments entourant le nœud

$$h_n' = 0,9 h_n \text{ si le nœud appartient au dernier plancher}$$

$$h_n' = 0,8 h_n \text{ dans les autres cas}$$

$$h_s' = h_s \text{ si le nœud appartient au rez-de-chaussée}$$

$$h_s' = 0,8 h_s \text{ dans les autres cas}$$

$$l_w' = 0,8 l_w \text{ et } l_e' = 0,8 l_e$$

2 On détermine les inerties : I_n, I_s, I_e, I_w ,

$$\text{d'où : } K_w = \frac{I_w}{l_w'} ; K_s = \frac{I_s}{h_s'} ; K_e = \frac{I_e}{l_e'} ; K_n = \frac{I_n}{h_n'} \text{ et } D = K_w + K_e + K_n + K_s$$

3 On détermine les moments de référence :

$$M_w' = \frac{q_w l_w'^2}{8,5} + l_w' \cdot \sum K_w q_w ; M_e' = \frac{q_e l_e'^2}{8,5} + l_e' \cdot \sum K_e q_e$$

4 On calcule les moments aux nus des appuis en valeur absolue :

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M_e' - M_w') ; M_s = \frac{K_s}{D} (M_e' - M_w')$$

$$M_w = M_w' \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) + M_e' \frac{K_w}{D} ; M_e = M_e' \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M_w' \frac{K_e}{D}$$

5 On rétablit les signes :

- pour les traverses M_e et M_w sont négatifs

- pour les poteaux supérieurs la face tendue est du côté de la plus grande des valeurs absolues M_e' et M_w'

- pour les poteaux inférieurs le contraire.

Cas d'un nœud de rive (faux de console) :

$$M_{e1} = M_e' \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right) ; M_{s1} = M_e' \frac{K_{s1}}{D_1} ; M_{n1} = M_e' \frac{K_{n1}}{D_1}$$

Cas d'un nœud voisin de rive :

La longueur l_{w2} de la travée fictive de rive est prise égale à $\gamma_1 l_{w2}$

γ_1 étant un coefficient compris entre 0,8 et 1

$$\gamma_1 = 0,80 \text{ si } K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{e1}$$

$$\gamma_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}} \text{ si } K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1}$$

Charges verticalesPortique transversal

Niv	G (t/m)	P (t/m)	Siv (t/m)
V	1,89	0,17	0,30
IV	2,00	0,30	0,26
III	2,00	0,30	0,19
II	2,00	0,30	0,13
I	2,00	0,30	0,06

Portique longitudinal

Niv	G (t/m)	P (t/m)	Siv (t/m)
V	1,8	0,17	0,29
IV	1,97	0,30	0,26
III	1,97	0,30	0,19
II	1,97	0,30	0,13
I	1,97	0,30	0,06

Niveau	V				IV				III				II				I			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Neud	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
$R_{us} (m)$	—	3,30	2,70	3,30	—	3,30	2,70	3,30	—	3,30	2,70	3,30	—	3,30	2,70	3,30	—	3,30	2,70	3,30
R_e	3,30	2,70	3,30	—	3,30	2,70	3,30	—	3,30	2,70	3,30	—	3,30	2,70	3,30	—	3,30	2,70	3,30	—
R_{un}	—	—	—	—	2,96	2,86	2,96	2,86	2,96	2,86	2,96	2,86	2,96	2,86	2,96	2,86	2,96	2,86	2,96	2,86
R_{us}	2,96	2,86	2,86	2,96	2,96	2,86	2,96	2,86	2,96	2,86	2,96	2,86	2,96	2,86	2,96	2,86	2,96	2,86	2,96	2,86
$I_{w} = I_e$	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78
$I_{n} = I_a$	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
I'_{w}	—	2,94	2,16	2,97	—	2,64	2,16	2,64	—	2,64	2,16	2,64	—	2,64	2,16	2,64	—	2,64	2,16	2,64
I'_e	2,94	2,16	2,87	—	2,64	2,16	2,64	—	2,64	2,16	2,64	—	2,64	2,16	2,64	—	2,64	2,16	2,64	—
I'_n	—	—	—	—	2,57	2,57	2,57	2,57	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29
I''_n	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29
K_w	—	2,65	3,6	2,71	—	2,95	3,6	2,95	—	2,95	3,6	2,95	—	2,95	3,6	2,95	—	2,95	3,6	2,95
K_e	2,64	3,6	2,71	—	2,95	3,6	2,95	—	2,95	3,6	2,95	—	2,95	3,6	2,95	—	2,95	3,6	2,95	—
K_n	—	—	—	—	2,63	2,63	2,63	2,63	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95
K_a	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95
D	5,60	9,20	9,3	5,66	8,53	12,13	12,13	8,53	8,85	12,45	12,45	8,85	8,85	12,45	12,45	8,85	8,85	12,45	12,45	8,85
K_w/β	—	0,29	0,38	0,48	—	0,24	0,30	0,35	—	0,24	0,29	0,33	—	0,24	0,29	0,33	—	0,24	0,29	0,33
K_e/β	0,47	0,39	0,30	—	0,35	0,30	0,24	—	0,33	0,29	0,24	—	0,33	0,29	0,24	—	0,33	0,29	0,24	—
K_n/β	—	—	—	—	0,31	0,22	0,22	0,31	0,33	0,24	0,24	0,33	0,33	0,24	0,24	0,33	0,33	0,24	0,24	0,24
K_a/β	0,53	0,32	0,32	0,52	0,35	0,24	0,24	0,35	0,33	0,24	0,24	0,33	0,33	0,24	0,24	0,33	0,33	0,24	0,24	0,24

Moments :

on n'a pas de charge concentrée $\Rightarrow M_w' = q_w \frac{l_w'^2}{8,5}$; $M_e' = q_e \frac{l_e'^2}{8,5}$

\rightarrow moments réels : $M_w = M_e' \frac{K_w}{\Delta} + M_w' (1 - \frac{K_w}{\Delta})$; $M_e = M_w' \frac{K_e}{\Delta} + M_e' (1 - \frac{K_e}{\Delta})$

$$M_n = \frac{K_n}{\Delta} (M_e' - M_w') \quad , \quad M_s = \frac{K_s}{\Delta} (M_e' - M_w')$$

- Moments sous G (tm) :

Niveau	Nœud	q_e	q_w	M_e'	M_w'	M_e	M_w	M_n	M_s
<u>V</u>	1	1,89	/	1,32	/	1,02	/	/	1,02
	2	1,89	1,89	1,04	1,07	1,05	1,06	/	0,01
	3	1,89	1,89	1,33	1,04	1,58	1,34	/	0,25
	4	/	1,89	/	1,33	/	0,95	/	0,95
<u>IV</u>	1	2,50	/	1,64	/	1,07	/	0,51	0,57
	2	2,50	2,50	1,10	1,64	1,26	1,51	0,12	0,13
	3	2,50	2,50	1,64	1,10	1,51	1,26	0,12	0,13
	4	/	2,50	/	1,64	/	1,07	0,51	0,57
<u>III</u>	1	2,50	/	1,64	/	1,1	/	0,54	0,54
	2	2,50	2,50	1,10	1,64	1,26	1,51	0,13	0,13
	3	2,50	2,50	1,64	1,10	1,51	1,26	0,13	0,13
	4	/		/	1,64	/	1,10	0,54	0,54
<u>II</u>	1	2,50	/	1,64	/	1,1	/	0,54	0,54
	2	2,50	2,50	1,10	1,64	1,26	1,51	0,13	0,13
	3	2,50	2,50	1,64	1,10	1,51	1,26	0,13	0,13
	4	/	2,50	/	1,64	/	1,10	0,54	0,54
<u>I</u>	1	2,50	/	1,64	/	1,1	/	0,54	0,54
	2	2,50	2,50	1,10	1,64	1,26	1,51	0,13	0,13
	3	2,50	2,50	1,64	1,10	1,51	1,26	0,13	0,13
	4	/	2,50	/	1,64	/	1,10	0,54	0,54

Moments sous P

Niveau	Nœud	q_e	q_w	M_e'	M_w'	M_e	M_w	M_n	M_o
IV	1	0,17	/	0,175	/	0,09	/	/	0,09
	2	0,17	0,17	0,093	0,17	0,13	0,15	/	0,03
	3	0,17	0,17	0,165	0,093	0,14	0,12	/	0,02
	4	/	0,17	/	0,165	/	0,09	/	0,08
III	1	0,30	/	0,246	/	0,16	/	0,07	0,08
	2	0,30	0,30	0,165	0,246	0,19	0,23	0,01	0,02
	3	0,30	0,30	0,246	0,165	0,23	0,19	0,01	0,02
	4	/	0,30	/	0,246	/	0,16	0,08	0,08
III	1	0,30	/	0,246	/	0,16	/	0,08	0,08
	2	0,30	0,30	0,165	0,246	0,19	0,23	0,02	0,02
	3	0,30	0,30	0,246	0,165	0,23	0,19	0,02	0,02
	4	/	0,30	/	0,246	/	0,16	0,08	0,08
II	1	0,30	/	0,246	/	0,16	/	0,08	0,08
	2	0,30	0,30	0,165	0,246	0,19	0,23	0,02	0,02
	3	0,30	0,30	0,246	0,165	0,23	0,19	0,02	0,02
	4	/	0,30	/	0,246	/	0,16	0,08	0,08
I	1	0,30	/	0,246	/	0,16	/	0,08	0,08
	2	0,30	0,30	0,165	0,246	0,19	0,23	0,02	0,02
	3	0,30	0,30	0,246	0,165	0,23	0,19	0,02	0,02
	4	/	0,30	/	0,246	/	0,16	0,08	0,08

Moments sous SIV⁺ (en tm)

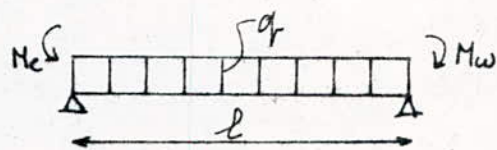
Niveau	Nœud	q _e	q _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _n	M _s
I	1	0,30	/	0,30	/	0,16	/	/	0,16
	2	0,30	0,30	0,17	0,30	0,22	0,26	/	0,05
	3	0,30	0,30	0,29	0,17	0,26	0,22	/	0,05
	4	/	0,30	/	0,29	/	0,16	/	0,16
II	1	0,26	/	0,22	/	0,14	/	0,07	0,08
	2	0,26	0,26	0,15	0,22	0,17	0,20	0,02	0,02
	3	0,26	0,26	0,22	0,15	0,20	0,17	0,02	0,02
	4	/	0,26	/	0,22	/	0,14	0,07	0,08
III	1	0,19	/	0,16	/	0,10	/	0,06	0,06
	2	0,19	0,19	0,10	0,16	0,12	0,14	0,02	0,02
	3	0,19	0,19	0,16	0,10	0,14	0,12	0,02	0,02
	4	/	0,19	/	0,16	/	0,10	0,06	0,06
IV	1	0,13	/	0,11	/	0,07	/	0,04	0,04
	2	0,13	0,13	0,07	0,11	0,08	0,10	0,01	0,01
	3	0,13	0,13	0,11	0,07	0,10	0,08	0,01	0,01
	4	/	0,13	/	0,11	/	0,07	0,04	0,04
V	1	0,06	/	0,05	/	0,03	/	0,02	0,02
	2	0,06	0,06	0,04	0,05	0,04	0,05	0,01	0,01
	3	0,06	0,06	0,05	0,04	0,05	0,04	0,01	0,01
	4	/	0,06	/	0,05	/	0,03	0,02	0,02

Efforts tranchants (portique transversal)méthode de calcul:

$$T = q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} - q \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \\ x=l \end{array} \right. \quad T = q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \\ x=l \end{array} \right. \quad T = -q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$



T (en tonnes) sous G

Niveau	Travée	l(m)	q (t/ml)	Me (tm)	Mw	T(x=0)	T(x=l)
I	1-2	3,30	1,89	1,02	1,06	3,14	-3,11
	2-3	2,70	1,89	1,05	1,34	2,70	-2,45
	3-4	3,30	1,89	1,58	0,95	3,40	-2,92
II	1-2	3,30	2,00	1,07	1,51	3,50	-3,16
	2-3	2,70	2,00	1,27	1,26	2,70	-2,7
	3-4	3,30	2,00	1,51	1,07	3,50	-3,16
III	1-2	3,30	2,00	1,10	1,51	3,50	-3,17
	2-3	2,70	2,00	1,26	1,26	2,70	-2,7
	3-4	3,30	2,00	1,51	1,10	3,50	-3,17
IV	1-2	3,30	2,00	1,1	1,51	3,50	-3,17
	2-3	2,70	2,00	1,26	1,26	2,70	-2,70
	3-4	3,30	2,00	1,51	1,10	3,50	-3,17
V	1-2	3,30	2,00	1,10	1,51	3,50	-3,17
	2-3	2,70	2,00	1,26	1,26	2,70	-2,70
	3-4	3,30	2,00	1,51	1,10	3,50	-3,17

T sous I

Niv	Étravée	ℓ(m)	q (t/m)	Mc	Mw	T(x=0)	T(x=ℓ)
V	1-2	3,30	0,17	0,09	0,15	0,32	-0,28
	2-3	2,70	0,17	0,13	0,13	0,20	-0,20
	3-4	3,30	0,17	0,15	0,09	0,32	-0,28
IV	1-2	3,30	0,30	0,16	0,23	0,53	-0,50
	2-3	2,70	0,30	0,19	0,19	0,42	-0,42
	3-4	3,30	0,30	0,23	0,16	0,53	-0,50
III	1-2	3,30	0,30	0,16	0,23	0,53	-0,50
	2-3	2,70	0,30	0,19	0,19	0,42	-0,42
	3-4	3,30	0,30	0,23	0,16	0,53	-0,50
II	1-2	3,30	0,30	0,16	0,23	0,53	-0,50
	2-3	2,70	0,30	0,19	0,19	0,42	-0,42
	3-4	3,30	0,30	0,23	0,16	0,53	-0,50
I	1-2	3,30	0,30	0,16	0,23	0,53	-0,50
	2-3	2,70	0,30	0,19	0,19	0,42	-0,42
	3-4	3,30	0,30	0,23	0,16	0,53	-0,50

T sous SIV ↓

Niveau	Étravée	ℓ(m)	q (t/m)	Mc	Mw	T(x=0)	T(x=ℓ)
V	1-2	3,30	0,30	0,16	0,26	0,53	-0,47
	2-3	2,70	0,30	0,22	0,22	0,40	-0,40
	3-4	3,30	0,30	0,26	0,16	0,53	-0,47
IV	1-2	3,30	0,26	0,14	0,20	0,45	-0,41
	2-3	2,70	0,26	0,17	0,17	0,35	-0,35
	3-4	3,30	0,26	0,20	0,14	0,45	-0,41
III	1-2	3,30	0,19	0,10	0,14	0,35	-0,32
	2-3	2,70	0,19	0,12	0,12	0,30	-0,30
	3-4	3,30	0,19	0,14	0,10	0,35	-0,32
II	1-2	3,30	0,13	0,07	0,10	0,24	-0,22
	2-3	2,70	0,13	0,08	0,08	0,20	-0,20
	3-4	3,30	0,13	0,10	0,07	0,24	-0,22
I	1-2	3,30	0,06	0,03	0,05	0,11	-0,10
	2-3	2,70	0,06	0,04	0,04	0,08	-0,08
	3-4	3,30	0,06	0,05	0,03	0,11	-0,10

Niveau	Noeud	q_e (t/m)	q_w	M_e'	M_w'	M_e	M_w	M_n	M_s
V	1	1,80	/	1,72	/	0,86	/	/	0,86
	2	1,80	1,80	1,22	1,72	1,41	1,56	/	0,16
	3	1,80	1,80	0,99	1,22	1,07	1,14	/	0,07
	4	1,80	1,80	1,44	0,99	1,26	1,13	/	0,12
	5	1,80	1,80	1,48	1,48	1,4	1,4	/	0
	6	/	1,80	/	1,48	/	0,7	/	0,7
IV	1	1,97	/	1,61	/	1,06	/	0,495	0,55
	2	1,97	1,97	1,335	1,61	0,78	1,533	0,06	0,07
	3	1,97	1,97	1,08	1,335	1,23	1,27	0,053	0,08
	4	1,97	1,97	1,08	1,08	1,58	1,08	0	0
	5	1,97	1,97	1,61	1,08	1,21	1,23	0,12	0,13
	6	/	1,97	/	1,61	/	1,08	0,71	0,80
III	1	1,97	/	1,61	/	1,06	/	0,495	0,55
	2	1,97	1,97	1,335	1,61	0,78	1,53	0,06	0,07
	3	1,97	1,97	1,08	1,335	1,23	1,27	0,053	0,08
	4	1,97	1,97	1,08	1,08	1,58	1,08	0	0
	5	1,97	1,97	1,61	1,08	1,21	1,23	0,12	0,13
	6	/	1,97	/	1,61	/	1,08	0,71	0,53
II	1	1,97	/	1,61	/	1,08	/	0,53	0,54
	2	1,97	1,97	1,335	1,61	1,41	1,54	-0,06	0,06
	3	1,97	1,97	1,08	1,335	1,15	1,27	-0,06	0,08
	4	1,97	1,97	1,08	1,08	1,08	1,08	0	0
	5	1,97	1,97	1,61	1,08	1,48	1,22	0,128	0,13
	6	/	1,97	/	1,61	/	1,08	0,536	0,53
I	1	1,97	/	1,61	/	1,21	/	0,406	0,85
	2	1,97	1,97	1,33	1,61	1,41	1,54	-0,064	0,13
	3	1,97	1,97	1,08	1,33	1,15	1,27	-0,06	0,16
	4	1,97	1,97	1,08	1,08	1,08	1,08	0	0
	5	1,97	1,97	1,61	1,08	1,48	1,23	0,133	0,23
	6	/	1,97	/	1,61	/	1,08	-0,48	1,1

Moments sous P

Niveau	Nœud	q_e (t/m)	q_w (t/m)	M_e (tm)	M_w	M_e	M_w	M_n	M_s
I	1	0,17	/	0,16	/	0,08	/	/	0,08
	2	0,17	0,17	0,11	0,16	0,13	0,144	/	0,016
	3	0,17	0,17	0,09	0,11	0,10	0,10	/	0,006
	4	0,17	0,17	0,14	0,09	0,10	0,11	/	0,015
	5	0,17	0,17	0,14	0,14	0,14	0,14	/	0
	6	/	0,17	/	0,14	/	0,07	/	0,07
IV	1	0,30	/	0,246	/	0,17	/	0,07	0,084
	2	0,30	0,30	0,203	0,246	0,21	0,23	0,01	0,01
	3	0,30	0,30	0,076	0,203	0,11	0,17	0,03	0,18
	4	0,30	0,30	0,076	0,076	0,08	0,08	0	0
	5	0,30	0,30	0,246	0,076	0,20	0,123	0,04	0,23
	6	/	0,30	/	0,246	/	0,12	0,10	0,123
III	1	0,30	/	0,246	/	0,17	/	0,07	0,084
	2	0,30	0,30	0,203	0,246	0,21	0,23	0,01	0,01
	3	0,30	0,30	0,076	0,203	0,11	0,16	0,03	0,18
	4	0,30	0,30	0,076	0,076	0,076	0,076	0	0
	5	0,30	0,30	0,246	0,076	0,20	0,10	0,04	0,23
	6	/	0,30	/	0,246	/	0,17	0,11	0,08
II	1	0,30	/	0,246	/	0,17	/	0,07	0,084
	2	0,30	0,30	0,203	0,246	0,21	0,23	0,01	0,01
	3	0,30	0,30	0,076	0,203	0,11	0,16	0,03	0,18
	4	0,30	0,30	0,076	0,076	0,076	0,076	0	0
	5	0,30	0,30	0,246	0,076	0,10	0,10	0,04	0,23
	6	/	0,30	/	0,246	/	0,17	0,11	0,08
I	1	0,30	/	0,246	/	0,17	/	0,06	0,06
	2	0,30	0,30	0,203	0,246	0,21	0,23	0,01	0,01
	3	0,30	0,30	0,076	0,203	0,11	0,16	0,03	0,18
	4	0,30	0,30	0,076	0,076	0,081	0,081	0	0
	5	0,30	0,30	0,246	0,076	0,2	0,1	0,04	0,23
	6	/	0,30	/	0,246	/	0,17	0,11	0,08

Niveau	Noeud	q _e (t/m)	q _w	M _e '	M _w '	M _e	M _w	M _n	M _s
V	1	0,29	/	+0,28	/	0,14	/	/	0,14
	2	0,29	0,29	-0,20	0,28	0,23	0,25	/	0,03
	3	0,29	0,29	-0,160	0,20	0,17	0,19	/	0,01
	4	0,29	0,29	+0,24	0,160	0,21	0,19	/	0,02
	5	0,29	0,29	+0,24	0,24	0,32	0,24	/	0
	6	/	0,29	/	0,24	/	0,12	/	0,12
IV	1	0,26	/	+0,21	/	0,14	/	0,06	0,07
	2	0,26	0,26	-0,180	0,21	0,15	0,20	0,01	0,01
	3	0,26	0,26	-0,14	0,180	0,15	0,17	0,01	0
	4	0,26	0,26	+0,14	0,14	0,14	0,14	0	0
	5	0,26	0,26	+0,21	0,14	0,15	0,16	0,02	0,02
	6	/	0,26	/	0,21	/	0,11	0,09	0,10
III	1	0,19	/	+0,15	/	0,10	/	0,05	0,05
	2	0,19	0,19	-0,13	0,15	0,13	0,14	0	0
	3	0,19	0,19	-0,10	0,13	0,11	0,12	0,01	0,01
	4	0,19	0,19	-0,10	0,10	0,10	0,10	0	0
	5	0,19	0,19	+0,15	0,10	0,15	0,11	0,01	0,01
	6	/	0,19	/	0,15	/	0,10	0,05	0,05
II	1	0,13	/	0,11	/	0,07	/	0,04	0,04
	2	0,13	0,13	0,88	0,11	0,67	0,29	0,18	0,18
	3	0,13	0,13	0,07	0,88	0,30	0,67	0,19	0,19
	4	0,13	0,13	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	5	0,13	0,13	0,11	0,07	0,10	0,08	0,01	0,01
	6	/	0,13	/	0,11	/	0,07	0,04	0,04
I	1	0,06	/	0,05	/	0,04	/	0,01	0,03
	2	0,06	0,06	0,04	0,05	0,04	0,05	0	0,01
	3	0,06	0,06	0,03	0,04	0,03	0,04	0	0,01
	4	0,06	0,06	0,03	0,03	0,03	0,03	0	0
	5	0,06	0,06	0,05	0,03	0,04	0,03	0,01	0,01
	6	/	0,06	/	0,05	/	0,03	0,02	0,04

Moments sous Siv ↓

-64-

Efforts tranchants (portique longitudinal)

T sous G

Niveau	Travée	l(m)	q(t/ml)	Me (tm)	Mw (tm)	T(x=0)	T(x=l)
V	1-2	3,30	1,8	0,86	1,56	3,18	-2,76
	2-3	3,00	1,8	1,413	1,14	2,79	-2,61
	3-4	2,70	1,8	1,07	1,13	2,46	-2,40
	4-5	3,00	1,8	1,26	1,40	2,75	-2,65
	5-6	3,30	1,8	1,40	0,70	3,18	-2,76
IV	1-2	3,30	1,97	1,06	1,53	3,11	-3,40
	2-3	3,00	1,97	0,79	1,23	2,80	-3,10
	3-4	2,70	1,97	1,23	1,08	2,72	-2,60
	4-5	3,00	1,97	1,58	1,23	3,10	-2,84
	5-6	3,30	1,97	1,21	0,80	3,37	-3,13
III	1-2	3,30	1,97	1,08	1,54	3,11	-3,40
	2-3	3,00	1,97	1,41	1,27	3,00	-2,91
	3-4	2,70	1,97	1,15	1,08	2,69	-2,63
	4-5	3,00	1,97	1,08	1,22	2,91	-3,00
	5-6	3,30	1,97	1,48	1,08	3,37	-3,13
II	1-2	3,30	1,97	1,01	1,54	3,11	-3,40
	2-3	3,00	1,97	1,41	1,27	3,00	-2,91
	3-4	2,70	1,97	1,15	1,08	2,69	-2,63
	4-5	3,00	1,97	1,08	1,22	2,91	-3,00
	5-6	3,30	1,97	1,48	1,08	3,37	-3,13
I	1-2	3,30	1,97	1,21	1,54	3,11	-3,40
	2-3	3,00	1,97	1,41	1,27	3,00	-2,91
	3-4	2,70	1,97	1,15	1,08	2,69	-2,63
	4-5	3,00	1,97	1,08	1,23	2,91	-3,00
	5-6	3,30	1,97	1,48	1,08	3,37	-3,13

T sous P:

Niveau	Travée	$l(m)$	$q(t/m)$	$M_c(6m)$	M_w	$T(x=0)$	$T(x=l)$
V	1-2	3,30	0,17	0,08	0,14	0,26	-0,30
	2-3	3,00	0,17	0,13	0,10	0,26	-0,24
	3-4	2,70	0,17	0,10	0,11	0,23	-0,23
	4-5	3,00	0,17	0,10	0,14	0,24	-0,27
	5-6	3,30	0,17	0,14	0,07	0,30	-0,26
IV	1-2	3,30	0,30	0,17	0,23	0,48	-0,52
	2-3	3,00	0,30	0,21	0,17	0,46	-0,44
	3-4	2,70	0,30	0,11	0,08	0,41	-0,39
	4-5	3,00	0,30	0,08	0,12	0,39	-0,41
	5-6	3,30	0,30	0,20	0,12	0,52	-0,48
III	1-2	3,30	0,30	0,17	0,23	0,48	-0,52
	2-3	3,00	0,30	0,21	0,16	0,46	-0,44
	3-4	2,70	0,30	0,11	0,08	0,41	-0,39
	4-5	3,00	0,30	0,08	0,10	0,39	-0,41
	5-6	3,30	0,30	0,20	0,17	0,52	-0,48
II	1-2	3,30	0,30	0,17	0,23	0,48	-0,52
	2-3	3,00	0,30	0,21	0,16	0,46	-0,44
	3-4	2,70	0,30	0,11	0,08	0,41	-0,39
	4-5	3,00	0,30	0,08	0,10	0,39	-0,41
	5-6	3,30	0,30	0,20	0,17	0,52	-0,48
I	1-2	3,30	0,30	0,17	0,23	0,48	-0,52
	2-3	3,00		0,21	0,16	0,46	-0,44
	3-4	2,70		0,11	0,08	0,41	-0,39
	4-5	3,00	0	0,08	0,10	0,39	-0,41
	5-6	3,30	0,0	0,20	0,17	0,52	-0,48

Efforts tranchants T sous SIV \downarrow :

Niveau	Étravée	l (m)	q_f (t/ml)	M_e (tm)	M_{co} (tm)	$T(x=0)$	$T(x=l)$
V	1-2	3,30	0,29	0,14	0,25	0,52	-0,43
	2-3	3,00	0,29	0,23	0,19	0,44	-0,42
	3-4	2,70	0,29	0,17	0,19	+0,40	-0,40
	4-5	3,00	0,29	0,21	0,24	+0,42	-0,44
	5-6	3,30	0,29	0,32	0,12	+0,54	-0,42
IV	1-2	3,30	0,26	0,14	0,20	0,41	-0,45
	2-3	3,00	0,26	0,19	0,17	0,40	-0,38
	3-4	2,70	0,26	0,15	0,14	+0,35	-0,35
	4-5	3,00	0,26	0,14	0,16	+0,38	-0,40
	5-6	3,30	0,26	0,19	0,11	+0,45	-0,41
III	1-2	3,30	0,19	0,10	0,14	0,30	-0,32
	2-3	3,00	0,19	0,13	0,12	0,29	-0,28
	3-4	2,70	0,19	0,11	0,10	+0,26	-0,26
	4-5	3,00	0,19	0,10	0,11	+0,28	-0,29
	5-6	3,30	0,19	0,15	0,10	+0,32	-0,30
II	1-2	3,30	0,13	0,07	0,29	0,15	-0,28
	2-3	3,00	0,13	0,67	0,67	0,20	-0,20
	3-4	2,70	0,13	0,30	0,07	0,28	-0,11
	4-5	3,00	0,13	0,07	0,08	0,20	-0,20
	5-6	3,30	0,13	0,10	0,07	0,22	-0,20
I	1-2	3,30	0,06	0,04	0,05	0,10	-0,10
	2-3	3,00	0,06	0,04	0,04	0,09	-0,09
	3-4	2,70	0,06	0,03	0,03	0,08	-0,08
	4-5	3,00	0,06	0,03	0,03	0,09	-0,09
	5-6	3,30	0,06	0,04	0,03	0,10	-0,10

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Combinaison des charges :

On appellera :

G : sollicitation due à la charge permanente

P : " " aux surcharges d'exploitation y compris leur majoration pour effet dynamique.

V : sollicitation due aux surcharges climatiques normales.

W : " " " " extrêmes

T : " " aux effets de la température et du retrait.

SI : " " aux séismes.

On prend en compte les sollicitations pondérées suivantes :

du 1^{er} genre : (S₁) : $G + 1,2P + T$

(S₁') : $G + P + V$

du 2^{ème} genre : (S₂) : $G + 1,2P + 1,5V + T$

(S₂') : $G + P + \gamma_w W + T$

(S₂'') : $G + P + T + SI$

Il dépend des surcharges d'exploitation ;

dans notre cas le bâtiment étant de hauteur faible, on néglige l'effet du vent, de même l'effet de température et de retrait est négligeable.

L'effet du séisme étant prépondérant (surtout que le bâtiment est en zone II) les sollicitations à prendre en considération sont :

1^{er} genre : $G + 1,2P$

2^{ème} " : $G + P + SI$

Compte tenu des règles parasismiques du P.S 69 et sachant que dans notre cas il n'y a pas d'effet de torsion, on a finalement à considérer :

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

$$S_2 = G + P/5 + SIH$$

$$S_2' = G + P + SIV$$

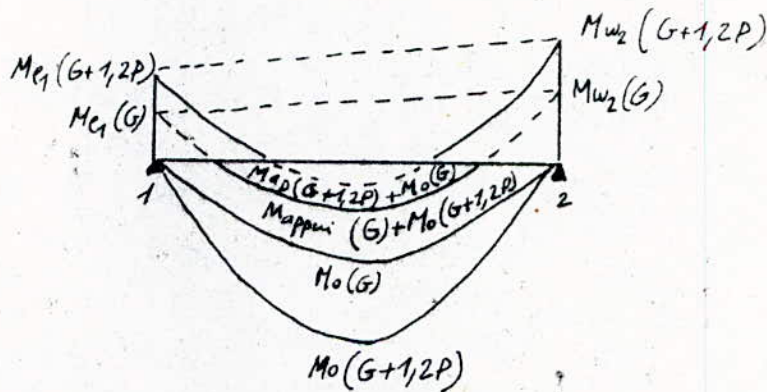
Moments en travée (Art A12 ce BA68) :

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 (simultanément)

Quis on prend comme ligne de fermeture :

- Pour les moments positifs celle qui joint les moments minimaux d'appui en valeur absolue
- Pour les moments négatifs celle qui joint les moments d'appuis maximum en valeur absolue

exemple :



On veut calculer le moment en travée sous $G+1,2P$

(On calcule le moment isostatique M_o sous $G+1,2P$, le moment en travée est

$$M_{tr} = M_o(G+1,2P) - \frac{M_{e1}(G) + M_{w2}(G)}{2}$$

le moment aux appuis est : $M_a = M(G) + M(1,2P)$

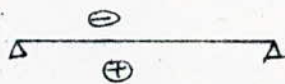
NB: Les valeurs des différents moments seront présentés sous forme de tableaux.

Moments en travée (portique transversal)

Niveau	travée	l(m)	$\frac{M_{eq} \cdot l}{2}$	G+1,2P			G+P/5			G+P+SIV*			\vec{SIV}
				q	M ₀	M _t	q	M ₀	M _t	q	M ₀	M _t	
V	1-2	3,30	1,04	2,1	2,86	1,82	1,92	2,61	1,57	2,36	3,21	2,17	+0,26
	2-3	2,70	1,20	2,1	1,91	0,71	1,92	1,75	0,55	2,36	2,15	0,95	0
	3-4	3,30	1,27	2,1	2,86	1,60	1,92	2,61	1,34	2,36	3,21	1,94	-0,26
IV	1-2	3,30	1,30	2,36	3,21	1,91	2,06	2,80	1,50	2,56	3,50	2,20	0,59
	2-3	2,70	1,26	2,36	2,15	0,90	2,06	1,88	0,62	2,56	2,33	1,07	0
	3-4	3,30	1,30	2,36	3,21	1,91	2,06	2,80	1,54	2,56	3,50	2,24	-0,59
III	1-2	3,30	1,30	2,36	3,21	1,91	2,06	2,80	1,50	2,49	3,39	2,09	0,35
	2-3	2,70	1,26	2,36	2,15	0,90	2,06	1,88	0,62	2,49	2,27	1,01	0
	3-4	3,30	1,30	2,36	3,20	1,91	2,06	2,80	1,54	2,49	3,39	2,09	-0,85
II	1-2	3,30	1,30	2,36	3,21	1,91	2,06	2,80	1,50	2,43	3,30	2,00	1,03
	2-3	2,70	1,26	2,36	2,15	0,90	2,06	1,88	0,62	2,43	2,21	0,95	0
	3-4	3,30	1,30	2,36	3,21	1,91	2,06	2,80	1,54	2,43	3,30	2,00	-1,03
I	1-2	3,30	1,30	2,36	3,21	1,91	2,06	2,80	1,50	2,36	3,21	1,91	0,81
	2-3	2,70	1,26	2,36	2,15	0,90	2,06	1,88	0,62	2,36	2,15	0,89	0
	3-4	3,30	1,30	2,36	3,21	1,91	2,06	2,80	1,54	2,36	3,21	1,91	-0,81

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

signes utilisés :



Pour \vec{SIV} : $M_t = \frac{M_e(\vec{SIV}) - M_w(\vec{SIV})}{2}$ et $M_t(\vec{SIV}) = -M_e(\vec{SIV})$

Moments fléchissants - Butée (Portique transversal)

Niveau	Etréité	G		P		SIV ⁺		SIV ⁻		G+P/S+SIV ⁺		G+P/S+SIV ⁻		G+1,2P		G+P+SIV ⁺							
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw				
I	1-2	-2,02	-1,06	-0,09	-0,15	-0,16	-0,26	1,19	-0,68	-1,19	0,68	0,18	1,83	-1,77	-2,13	1,31	-0,41	-1,13	1,81	-1,23	-2,27	2,17	-1,16
	2-3	-1,05	-1,31	-0,13	-0,13	-0,22	-0,22	0,91	-0,81	-0,81	0,81	-0,27	0,55	-2,18	-2,11	0,55	-2,18	-1,20	0,71	-1,50	-1,40	0,95	-1,50
	3-4	-1,58	-0,95	-0,15	-0,09	-0,26	-0,16	0,68	-1,19	-0,68	1,19	-0,93	1,08	-2,16	-2,24	1,60	0,22	-1,76	1,60	-1,06	-2,00	1,94	-1,20
	1-2	-1,07	-1,51	-0,16	-0,23	-0,14	-0,20	2,69	-1,52	-2,69	1,52	1,59	2,09	-3,00	-3,80	0,91	0,04	-1,26	1,94	-1,80	-1,37	2,20	2,94
II	2-3	-1,26	-1,26	-0,19	-0,19	-0,17	-0,17	1,83	-1,83	-1,83	1,83	0,53	0,62	-3,13	-3,13	0,62	0,53	-1,50	0,90	-1,50	-1,62	1,07	-1,62
	3-4	-1,51	-1,07	-0,23	-0,16	-0,20	-0,14	1,52	-2,69	-1,52	2,69	0,04	0,95	-3,80	-3,00	2,13	1,59	-1,90	1,91	-1,26	-1,94	2,24	-1,37
	1-2	-1,10	-1,51	-0,16	-0,23	-0,10	-0,14	3,89	-2,19	-3,88	2,19	2,76	2,35	-3,75	-5,00	0,65	0,63	-1,30	1,91	-1,80	-1,36	2,09	-1,88
	2-3	-1,26	-1,26	-0,19	-0,16	-0,12	-0,12	2,63	-2,63	-2,63	2,63	1,33	0,62	-3,93	-3,13	0,62	1,33	-1,50	0,90	-1,50	-1,57	1,02	-1,57
III	3-4	-1,51	-1,10	-0,23	-0,19	-0,14	-0,10	2,19	-3,88	-2,19	3,88	0,63	0,69	-5,00	-3,75	2,39	2,75	-1,80	1,91	-1,30	-1,81	2,09	-1,36
	1-2	-1,10	-1,51	-0,16	-0,23	-0,07	-0,10	4,74	-2,68	-4,74	2,68	3,61	2,53	-4,24	-5,87	0,47	1,12	-1,30	1,91	-1,80	-1,33	2,00	-1,84
	2-3	-1,26	-1,26	-0,19	-0,16	-0,08	-0,08	3,22	-3,22	-3,22	3,22	1,33	0,62	-3,93	-3,13	0,62	1,33	-1,50	0,90	-1,50	-1,53	0,95	-1,53
	3-4	-1,51	-1,10	-0,23	-0,19	-0,10	-0,07	2,68	-4,74	-2,68	4,74	1,12	0,51	-5,87	-4,24	2,57	3,61	-1,80	1,91	-1,30	-1,84	2,00	-1,84
IV	1-2	-1,10	-1,51	-0,16	-0,23	-0,03	-0,05	3,75	-2,13	-3,75	2,13	2,62	2,31	-4,89	-4,89	0,69	0,57	-1,30	1,91	-1,80	-1,29	1,91	-1,80
	2-3	-1,26	-1,26	-0,19	-0,16	-0,04	-0,04	2,55	-2,55	-2,55	2,55	1,25	0,62	-3,85	-3,85	0,62	1,25	-1,50	0,90	-1,50	-1,50	0,89	-1,50
	3-4	-1,51	-1,10	-0,23	-0,19	-0,07	-0,07	2,68	-4,74	-2,68	4,74	1,12	0,51	-5,87	-4,24	2,57	3,61	-1,80	1,91	-1,30	-1,84	2,00	-1,84
	1-2	-1,10	-1,51	-0,16	-0,23	-0,05	-0,03	3,75	-2,13	-3,75	2,13	2,62	2,31	-4,89	-4,89	0,69	0,57	-1,30	1,91	-1,80	-1,29	1,91	-1,80
V	2-3	-1,26	-1,26	-0,19	-0,16	-0,04	-0,04	2,55	-2,55	-2,55	2,55	1,25	0,62	-3,85	-3,85	0,62	1,25	-1,50	0,90	-1,50	-1,50	0,89	-1,50
	3-4	-1,51	-1,10	-0,23	-0,19	-0,05	-0,03	2,13	-3,75	-2,13	3,75	0,57	0,73	-4,89	-3,70	2,35	2,62	-1,80	1,91	-1,30	-1,80	1,91	-1,29

Moments flexionnants dans les poteaux (positive tirant vers le bas)

17

Niveau	Pout	G		P		SIV↑		SIV↑		SIV↑		SIV↑		SIV↑		SIV↑		SIV↑		SIV↑	
		HE	HL	HE	HL	HE	HL	HE	HL	HE	HL	HE	HL	HE	HL	HE	HL	HE	HL	HE	HL
I	1	4,02	-0,54	0,09	-0,08	0,16	-0,08	1,19	-0,64	-1,19	0,64	2,23	-1,17	-0,15	0,12	1,13	-0,10	1,27	-0,66		
	2	-0,01	0,12	-0,03	0,02	-0,05	0,02	1,49	-0,80	-1,49	0,80	1,47	-0,68	-1,50	0,92	-0,05	0,14	-0,09	0,16		
	3	0,25	-0,12	0,02	-0,01	0,05	-0,02	1,49	-0,80	-1,49	0,80	1,74	-0,92	-1,24	0,68	0,27	-0,13	0,32	-0,15		
	4	-0,95	0,54	-0,09	0,08	-0,16	0,07	1,19	-0,64	-1,19	0,64	0,22	-0,12	-2,16	1,17	-1,04	0,60	-1,12	0,66		
II	1	0,57	-0,54	0,09	-0,08	0,08	-0,06	2,05	-1,36	-2,05	1,36	2,64	-1,92	-1,47	0,80	0,68	-0,64	0,74	-0,68		
	2	-0,13	0,13	-0,02	0,02	-0,02	0,02	2,55	-1,69	-2,55	1,69	2,42	-1,56	-2,68	1,82	-0,15	0,15	-0,17	0,17		
	3	0,13	-0,13	0,02	-0,02	0,02	-0,02	2,55	-1,69	-2,55	1,69	2,68	-1,92	-2,42	1,56	0,15	-0,15	0,17	-0,17		
	4	-0,57	0,54	-0,09	0,08	-0,08	0,06	2,05	-1,36	-2,05	1,36	1,46	-0,90	-2,64	1,92	-0,68	0,64	-0,74	0,68		
III	1	0,54	-0,54	0,08	-0,08	0,06	-0,04	2,52	-2,07	-2,52	2,07	3,08	-2,63	-1,96	1,52	0,64	-0,64	0,68	-0,68		
	2	-0,13	0,13	-0,02	0,02	-0,02	0,02	3,13	-2,57	-3,13	2,57	3,00	-2,44	-3,26	2,70	-0,15	0,15	-0,17	0,17		
	3	0,13	-0,13	0,02	-0,02	0,02	-0,02	3,13	-2,57	-3,13	2,57	3,26	-2,70	-3,00	2,44	0,15	-0,15	0,17	-0,17		
	4	-0,54	0,54	-0,08	0,08	-0,06	0,04	2,52	-2,07	-2,52	2,07	1,96	-1,52	-3,08	2,63	-0,64	0,64	-0,68	0,68		
IV	1	0,54	-0,54	0,08	-0,08	0,04	-0,02	2,67	-2,67	-2,67	2,67	3,23	-3,23	-2,12	2,12	0,64	-0,64	0,66	-0,66		
	2	-0,13	0,13	-0,02	0,02	-0,02	0,01	3,33	-3,33	-3,33	3,33	3,20	-3,20	-3,46	3,46	-0,15	0,15	-0,16	0,16		
	3	0,13	-0,13	0,02	-0,02	0,01	-0,01	3,33	-3,33	-3,33	3,33	3,20	-3,20	-3,46	3,46	-0,15	0,15	-0,16	0,16		
	4	-0,54	0,54	-0,08	0,08	-0,04	0,02	2,67	-2,67	-2,67	2,67	2,12	-2,12	-3,23	3,23	-0,64	0,64	-0,66	0,66		
V	1	0,54	-0,54	0,08	-0,08	0,02	-0,02	1,08	-1,60	-1,60	1,60	1,64	-2,16	-0,52	2,00	0,64	-0,64	0,64	-0,64		
	2	-0,13	0,13	-0,02	0,02	-0,01	0,01	1,35	-2,00	-1,35	2,00	1,22	-1,87	-1,48	2,13	-0,15	0,15	-0,16	0,16		
	3	0,13	-0,13	0,02	-0,02	0,01	-0,01	1,35	-2,00	-1,35	2,00	1,48	-2,13	-1,22	1,87	-0,15	0,15	-0,16	0,16		
	4	-0,54	0,54	-0,08	0,08	-0,02	0,02	1,08	-1,60	-1,08	1,60	0,52	-2,00	-1,64	2,16	-0,64	0,64	-0,64	0,64		

Épave trançante dans les parties (partique transverse)

Niveau	Etravé	G		P		SIV ⁺		SIV ⁻		SIV ⁺		SIV ⁻		G+P+SIV ⁺		G+P+SIV ⁻		G+1,2P		G+P+SIV ⁺	
		Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu
I	1-2	3,14	-3,14	0,32	-0,28	0,53	-0,47	-0,57	-0,57	0,57	0,57	2,63	-3,74	3,77	-2,60	3,52	-3,45	3,40	-3,96		
	2-3	2,70	-2,45	0,20	-0,20	0,40	-0,40	-0,60	-0,60	0,60	0,60	2,14	-3,06	3,34	-1,90	2,94	-2,70	3,30	-3,01		
	3-4	3,40	-2,92	0,32	-0,28	0,53	-0,47	-0,57	-0,57	0,57	0,57	2,63	-3,55	4,03	-2,41	3,78	-3,26	4,25	-3,67		
	1-2	3,50	-3,16	0,53	-0,50	0,45	-0,44	-1,28	-1,28	1,28	1,28	2,33	-4,54	4,90	-1,98	4,14	-3,76	4,48	-4,10		
II	2-3	2,70	-2,70	0,42	-0,42	0,35	-0,35	-1,35	-1,35	1,35	1,35	1,43	-4,15	4,13	-1,45	3,20	-3,20	3,47	-3,47		
	3-4	3,50	-3,17	0,53	-0,50	0,35	-0,32	-1,84	-1,84	1,84	1,84	2,33	-4,54	4,90	-1,98	4,14	-3,76	4,48	-4,10		
	1-2	3,50	-3,17	0,53	-0,50	0,24	-0,22	-2,25	-2,25	2,25	2,25	1,36	-5,50	5,86	-1,00	4,14	-3,77	4,37	-3,90		
	2-3	2,70	-2,70	0,42	-0,42	0,30	-0,30	-1,95	-1,95	1,95	1,95	0,83	-4,75	4,73	-0,85	3,20	-3,20	3,42	-3,42		
III	3-4	3,50	-3,17	0,53	-0,50	0,35	-0,32	-1,84	-1,84	1,84	1,84	2,33	-4,54	4,90	-1,98	4,14	-3,76	4,48	-4,10		
	1-2	3,50	-3,17	0,53	-0,50	0,35	-0,32	-1,84	-1,84	1,84	1,84	2,33	-4,54	4,90	-1,98	4,14	-3,76	4,48	-4,10		
	2-3	2,70	-2,70	0,42	-0,42	0,30	-0,30	-1,95	-1,95	1,95	1,95	0,83	-4,75	4,73	-0,85	3,20	-3,20	3,42	-3,42		
	3-4	3,50	-3,17	0,53	-0,50	0,35	-0,32	-1,84	-1,84	1,84	1,84	2,33	-4,54	4,90	-1,98	4,14	-3,76	4,48	-4,10		
IV	1-2	3,50	-3,17	0,53	-0,50	0,35	-0,32	-1,84	-1,84	1,84	1,84	2,33	-4,54	4,90	-1,98	4,14	-3,76	4,48	-4,10		
	2-3	2,70	-2,70	0,42	-0,42	0,30	-0,30	-1,95	-1,95	1,95	1,95	0,83	-4,75	4,73	-0,85	3,20	-3,20	3,42	-3,42		
	3-4	3,50	-3,17	0,53	-0,50	0,35	-0,32	-1,84	-1,84	1,84	1,84	2,33	-4,54	4,90	-1,98	4,14	-3,76	4,48	-4,10		
	1-2	3,50	-3,17	0,53	-0,50	0,35	-0,32	-1,84	-1,84	1,84	1,84	2,33	-4,54	4,90	-1,98	4,14	-3,76	4,48	-4,10		
V	2-3	2,70	-2,70	0,42	-0,42	0,30	-0,30	-1,95	-1,95	1,95	1,95	0,83	-4,75	4,73	-0,85	3,20	-3,20	3,42	-3,42		
	3-4	3,50	-3,17	0,53	-0,50	0,35	-0,32	-1,84	-1,84	1,84	1,84	2,33	-4,54	4,90	-1,98	4,14	-3,76	4,48	-4,10		
	1-2	3,50	-3,17	0,53	-0,50	0,35	-0,32	-1,84	-1,84	1,84	1,84	2,33	-4,54	4,90	-1,98	4,14	-3,76	4,48	-4,10		
	2-3	2,70	-2,70	0,42	-0,42	0,30	-0,30	-1,95	-1,95	1,95	1,95	0,83	-4,75	4,73	-0,85	3,20	-3,20	3,42	-3,42		
VI	3-4	3,50	-3,17	0,53	-0,50	0,35	-0,32	-1,84	-1,84	1,84	1,84	2,33	-4,54	4,90	-1,98	4,14	-3,76	4,48	-4,10		
	1-2	3,50	-3,17	0,53	-0,50	0,35	-0,32	-1,84	-1,84	1,84	1,84	2,33	-4,54	4,90	-1,98	4,14	-3,76	4,48	-4,10		
	2-3	2,70	-2,70	0,42	-0,42	0,30	-0,30	-1,95	-1,95	1,95	1,95	0,83	-4,75	4,73	-0,85	3,20	-3,20	3,42	-3,42		
	3-4	3,50	-3,17	0,53	-0,50	0,35	-0,32	-1,84	-1,84	1,84	1,84	2,33	-4,54	4,90	-1,98	4,14	-3,76	4,48	-4,10		

Efforts normaux dans les poteaux (portique transversal)

N ^{ur}	Pot	Pds propre	G	P	S _{IV} ↓	S _{IH} →	S _{IH} ←	G+P/S+S _{IH}		G+P/S+S _{IH}		G+1,2P		G+P+S _{IV}	
								N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}
V	1	0,61	3,40	0,31	0,54	0,57	-0,57	4,64	4,64	3,50	3,50	4,38	4,38	4,86	4,86
	2	0,61	6,24	0,56	0,99	+0,03	-0,03	7,00	7,00	6,93	6,93	7,52	7,52	8,40	8,40
	3	0,61	6,24	0,56	0,99	-0,03	+0,03	6,93	6,93	7,00	7,00	7,52	7,52	8,40	8,40
	4	0,61	3,40	0,31	0,54	-0,57	+0,57	3,50	3,50	4,64	4,64	4,38	4,38	4,86	4,86
IV	1	0,61	3,60	0,54	0,47	1,28	-1,28	5,60	10,24	3,04	6,54	4,86	9,24	5,22	10,08
	2	0,61	6,60	0,99	0,86	0,07	-0,07	7,48	14,48	7,34	14,27	8,40	15,92	9,06	17,46
	3	0,61	6,60	0,99	0,86	-0,07	0,07	7,34	14,27	7,48	14,48	8,40	15,92	9,06	17,46
	4	0,61	3,60	0,54	0,47	-1,28	1,28	3,04	6,54	5,60	10,24	4,86	9,24	5,22	10,08
III	1	0,61	3,60	0,54	0,34	1,84	-1,84	6,16	16,40	2,48	9,02	4,86	14,10	5,09	15,17
	2	0,61	6,60	0,99	0,63	0,11	-0,11	7,52	22,00	7,30	21,57	8,40	24,32	8,83	26,29
	3	0,61	6,60	0,99	0,63	-0,11	0,11	7,30	21,57	7,52	22,00	8,40	24,32	8,83	26,29
	4	0,61	3,60	0,54	0,34	-1,84	1,84	2,48	9,02	6,16	16,40	4,86	14,10	5,09	15,17
II	1	0,61	3,60	0,54	0,23	2,25	-2,25	6,57	22,97	2,07	11,09	4,86	18,70	4,98	20,15
	2	0,61	6,60	0,99	0,43	0,14	-0,14	7,55	29,55	7,27	28,84	8,40	32,72	8,63	34,92
	3	0,61	6,60	0,99	0,43	-2,25	2,25	7,27	28,84	7,55	29,55	8,40	32,72	8,63	34,92
	4	0,61	3,60	0,54	0,23	-0,14	0,14	2,07	11,09	6,57	22,97	4,86	18,70	4,98	20,15
I	1	0,30	3,60	0,54	0,11	1,78	-1,78	5,79	28,76	2,23	13,32	4,55	23,25	4,55	24,70
	2	0,30	6,60	0,99	0,20	0,11	-0,11	7,21	36,76	6,99	36,83	8,10	8,09	8,09	43,01
	3	0,30	6,60	0,99	0,20	-0,11	0,11	6,99	36,83	7,21	36,76	8,10	8,09	8,09	43,01
	4	0,30	3,60	0,54	0,11	-1,78	1,78	2,23	13,32	5,79	28,76	4,55	23,25	4,55	24,70

NB: N_i = T_{iw} - T_{ie}

Moments en travée (portique longitudinal)

Niv	trav	l(m)	No Moyens 2	G+1,2P			G+P/5			G+P+SIV ⁺			SIV ₀ [→]
				q	M ₀	M _t	q	M ₀	M _t	q	M ₀	M _t	
V	1-2	3,30	1,21	2,00	2,72	1,51	1,83	2,49	1,28	2,26	3,08	1,87	0,26
	2-3	3,00	1,27	2,00	2,25	0,99	1,83	2,06	0,79	2,26	2,54	1,27	0,04
	3-4	2,70	1,10	2,00	1,22	0,32	1,83	1,67	0,57	2,26	2,06	0,86	0
	4-5	3,00	1,33	2,00	2,25	0,92	1,83	2,06	0,73	2,26	2,54	1,21	-0,04
	5-6	3,30	0,73	2,00	2,72	1,99	1,83	2,49	1,76	2,26	3,08	1,35	-0,26
IV	1-2	3,30	1,30	2,33	3,17	1,87	2,03	2,76	1,46	2,53	3,44	2,14	0,78
	2-3	3,00	1,02	2,33	2,62	1,60	2,03	2,28	1,26	2,53	2,85	1,23	0,07
	3-4	2,70	1,15	2,33	2,12	0,87	2,03	1,85	0,70	2,53	2,30	1,15	0
	4-5	3,00	1,40	2,33	2,62	1,22	2,03	2,28	0,89	2,53	2,85	1,45	-0,07
	5-6	3,30	1,15	2,33	3,17	2,02	2,03	2,76	1,61	2,53	3,44	2,29	-0,78
III	1-2	3,30	1,31	2,33	3,17	1,96	2,03	2,76	1,45	2,46	3,35	2,04	1,13
	2-3	3,00	1,34	2,33	2,62	1,28	2,03	2,28	0,94	2,46	2,77	1,43	0,10
	3-4	2,70	1,12	2,33	2,12	1,00	2,03	1,85	0,73	2,46	2,24	1,12	0
	4-5	3,00	1,15	2,33	2,62	1,47	2,03	2,28	1,13	2,46	2,77	1,62	-0,10
	5-6	3,30	1,28	2,33	3,17	1,82	2,03	2,76	1,48	2,46	3,35	2,07	-1,13
II	1-2	3,30	1,31	2,33	3,17	1,96	2,03	2,76	1,45	2,40	3,27	1,96	1,38
	2-3	3,00	1,34	2,33	2,62	1,28	2,03	2,28	0,94	2,40	2,70	1,36	0,13
	3-4	2,70	1,12	2,33	2,12	1,00	2,03	1,85	0,73	2,40	2,19	1,07	0
	4-5	3,00	1,15	2,33	2,62	1,47	2,03	2,28	1,13	2,40	2,70	1,55	-0,13
	5-6	3,30	1,28	2,33	3,17	1,82	2,03	2,76	1,48	2,40	3,27	1,99	-1,38
I	1-2	3,30	1,37	2,33	3,17	1,20	2,03	2,76	1,39	2,33	3,17	1,90	0,84
	2-3	3,00	1,34	2,33	2,62	1,23	2,03	2,28	0,94	2,33	2,62	1,23	0,08
	3-4	2,70	1,12	2,33	2,12	1,00	2,03	1,85	0,73	2,33	2,12	1,00	0
	4-5	3,00	1,15	2,33	2,62	1,47	2,03	2,28	1,13	2,33	2,62	1,47	-0,08
	5-6	3,30	1,28	2,33	3,17	1,82	2,03	2,76	1,48	2,33	3,17	1,82	-0,84

Moments fléchissants dans les poutres (portique longitudinal)

Niveau	Ecarté	G		P		SIV		SIV ⁹		SIV ⁺		G+P+SIV ⁹		G+P+SIV ⁺		G+1,2P		G+P+SIV ⁺					
		Ne	Nu	Ne	Nu	Ne	Nu	Ne	Nu	Ne	Nu	Ne	Nu	Ne	Nu	Ne	Nu	Ne	Nu	Ne	Nu		
II	1-2	-0,86	-1,56	-0,08	-0,14	-0,14	-0,25	1,30	-0,78	-2,30	0,78	0,42	1,54	-2,37	-2,18	1,02	-0,81	-0,86	1,51	-1,73	-1,08	1,87	1,91
	2-3	-1,41	-1,44	-0,13	-0,10	-0,23	-0,19	0,85	-0,78	-0,85	0,78	-0,59	0,83	-1,94	-2,29	0,75	-0,38	-1,57	0,98	-1,26	-1,77	1,27	-1,47
	3-4	-1,07	-1,13	-0,10	-0,11	-0,17	-0,19	0,85	-0,81	-0,85	0,85	-0,24	0,57	-2,00	-1,94	0,57	-0,30	-1,19	0,72	-1,25	-1,34	0,96	-1,45
	4-5	-1,26	-1,40	-0,10	-0,14	-0,24	-0,24	0,78	-0,85	-0,78	0,85	-0,50	0,69	-2,28	-2,06	0,77	-0,58	-2,38	0,92	-1,57	-1,57	1,21	-1,77
	5-6	-1,40	-0,70	-0,14	-0,07	-0,32	-0,42	0,78	-1,30	-0,78	1,30	-0,65	1,50	-2,04	-2,21	2,02	0,59	-1,57	1,99	-0,77	-1,86	2,35	-0,83
	1-2	-1,06	-1,53	-0,17	-0,23	-0,14	-0,20	2,97	-1,42	-2,97	1,42	1,88	2,24	-2,53	-1,06	0,68	0,31	-4,26	1,87	-1,81	-1,37	2,14	-1,98
III	2-3	-0,78	-1,27	-0,24	-0,17	-0,19	-0,17	1,55	-1,42	-1,55	1,42	0,73	1,33	-2,72	-2,37	1,19	0,12	-1,03	1,60	-1,47	-1,18	1,83	-1,61
	3-4	-1,23	-1,08	-0,14	-0,08	-0,15	-0,14	1,55	-1,55	-1,55	1,55	0,30	0,70	-2,65	-2,80	0,70	0,45	-4,36	0,97	-1,19	-1,49	1,15	-1,30
	4-5	-1,58	-1,23	-0,08	-0,12	-0,14	-0,16	1,42	-1,55	-1,42	1,55	-0,18	0,81	-2,80	-3,02	0,95	0,30	-1,68	1,22	-1,37	-1,80	1,45	-1,51
	5-6	-1,24	-1,08	-0,20	-0,13	-0,19	-0,14	1,42	-2,97	-1,42	2,97	0,17	0,83	-4,07	-2,67	2,39	1,87	-1,45	2,02	-1,22	-1,60	2,29	-1,31
	1-2	-1,08	-1,54	-0,17	-0,23	-0,10	-0,14	1,42	-2,05	-1,42	2,05	3,18	2,58	-3,64	-5,30	0,32	0,46	-1,28	1,86	-1,82	-1,35	2,04	-1,91
	2-3	-1,41	-1,27	-0,22	-0,16	-0,13	-0,12	2,24	-2,05	-2,24	2,05	0,79	1,04	-3,35	-3,69	0,84	0,77	-1,66	1,28	-1,47	-1,75	1,43	-1,55
IV	3-4	-1,15	-1,08	-0,11	-0,08	-0,11	-0,10	2,25	-2,25	-2,25	2,25	0,73	1,03	-3,35	-3,45	1,23	1,00	-1,28	1,47	-1,36	-1,26	1,62	-1,47
	4-5	-1,08	-1,22	-0,08	-0,10	-0,10	-0,14	2,05	-2,24	-2,05	2,24	0,95	1,03	-3,48	-3,45	1,23	1,00	-1,28	1,47	-1,36	-1,26	1,62	-1,47
	5-6	-1,48	-1,08	-0,20	-0,17	-0,15	-0,10	2,05	-1,42	-2,05	1,42	0,53	0,35	-5,30	-3,57	0,35	3,19	-1,72	1,82	-1,28	-1,83	2,07	-1,35
	1-2	-1,08	-1,54	-0,17	-0,23	-0,07	-0,29	5,30	-2,54	-5,30	2,54	1,19	2,83	-4,13	-6,44	0,07	0,97	-1,28	1,86	-1,82	-1,32	1,96	-2,00
	2-3	-1,44	-1,27	-0,21	-0,16	-0,67	-0,67	2,77	-2,52	-2,77	2,52	1,07	1,07	-3,82	-4,22	0,81	1,20	-1,66	1,28	-1,47	-2,29	1,36	-2,40
	3-4	-1,15	-1,08	-0,11	-0,08	-0,30	-0,07	2,78	-2,78	-2,78	2,78	1,61	0,73	-3,88	-3,95	0,78	1,68	-1,28	1,00	-1,48	-1,56	1,07	-1,23
I	4-5	-1,08	-1,22	-0,08	-0,10	-0,07	-0,08	2,52	-2,77	-2,52	2,77	1,42	1,00	-4,04	-3,62	1,26	1,13	-1,48	1,47	-1,36	-1,28	1,55	-1,40
	5-6	-1,48	-1,08	-0,20	-0,17	-0,10	-0,07	2,54	-2,54	-2,54	2,54	1,02	0,10	-5,44	-4,04	2,86	1,19	-1,72	1,82	-1,28	-1,78	1,99	-1,30
	1-2	-1,24	-1,54	-0,17	-0,23	-0,04	-0,06	3,24	-1,54	-3,24	1,54	1,97	2,23	-3,13	-4,45	0,55	-0,05	-4,45	1,80	-1,82	-1,44	1,82	-1,82
	2-3	-1,44	-1,27	-0,21	-0,16	-0,04	-0,04	1,68	-1,53	-1,68	1,53	0,23	1,02	-2,83	-3,13	0,86	0,23	-1,66	1,28	-1,47	-1,66	1,28	-1,47
	3-4	-1,15	-1,08	-0,11	-0,08	-0,03	-0,03	1,68	-1,68	-1,68	1,68	0,51	0,73	-2,77	-2,85	0,73	0,57	-1,28	1,00	-1,19	-1,28	1,00	-1,19
	4-5	-1,08	-1,23	-0,08	-0,10	-0,03	-0,03	1,53	-1,68	-1,53	1,68	0,43	1,05	-2,92	-2,13	0,22	0,44	-1,19	1,47	-1,36	-1,19	1,47	-1,36
5-6	-1,48	-1,08	-0,20	-0,17	-0,04	-0,03	1,54	-1,54	-1,54	1,54	0,64	0,64	-4,37	-3,06	2,32	2,80	-1,72	1,82	-1,28	-1,28	1,28	-1,28	

Moments fléchissants dans les poteaux (portique longitudinal)

Niveau	Pot	G		P		SIV ↓		SIH ↑		SIH ←		G+P/S+SIH		G+P/S+SIH		G+1,2P		G+P+SIH	
		Me	Mb	Me	Mb	Me	Mb	Me	Mb	Me	Mb	Me	Mb	Me	Mb	Me	Mb	Me	Mb
V	1	+0,86	-0,50	+0,08	-0,07	+0,14	-0,06	+1,30	-0,70	-1,30	+0,70	2,18	0,15	-0,42	1,55	0,96	-0,58	1,08	-0,83
	2	-0,16	+0,06	-0,02	+0,01	-0,03	+0,01	1,62	-0,87	-1,62	+0,87	1,46	-1,03	-1,78	0,71	-0,18	+0,07	-0,21	+0,08
	3	-0,07	-0,05	-0,01	+0,03	-0,01	+0,01	1,62	-0,87	-1,62	+0,87	1,55	-0,82	-1,70	0,92	-0,08	0,05	-0,09	0,09
	4	+0,12	0	+0,02	0	+0,02	0	1,62	-0,87	-1,62	+0,87	1,74	-0,87	-1,50	0,87	0,14	0	0,16	0
	5	0	-0,12	0	-0,04	0	-0,02	1,62	-0,87	-1,62	+0,87	1,62	-1,00	-1,62	+0,74	0	-0,17	0	-0,18
	6	-0,70	+0,71	-0,07	+0,10	-0,12	+0,09	1,30	-0,70	-1,30	+0,70	0,60	0,02	-2,00	1,42	-0,78	0,83	-0,89	0,90
IV	1	+0,55	-0,53	+0,08	-0,07	+0,07	-0,05	2,27	-1,50	-2,27	+1,50	2,84	-2,05	-1,70	+0,95	0,65	-0,61	+0,70	-0,65
	2	-0,07	0,07	-0,01	+0,02	-0,01	0	2,84	-1,88	-2,84	+1,88	2,70	-1,81	-2,91	1,95	-0,08	+0,08	-0,09	0,08
	3	-0,08	-0,06	-0,18	+0,03	0	+0,01	2,84	-1,88	-2,84	+1,88	2,72	-1,82	-2,96	1,94	-0,30	0,10	-0,28	0,10
	4	0	0	0	0	0	0	2,84	-1,88	-2,84	+1,88	2,84	-1,88	-2,84	1,88	0	0	0	0
	5	+0,13	-0,13	+0,28	-0,04	+0,02	-0,01	2,84	-1,88	-2,84	+1,88	3,02	-2,02	-2,66	1,74	0,41	-0,18	0,38	-0,18
	6	-0,80	+0,54	-0,12	+0,18	-0,10	+0,05	2,27	-1,50	-2,27	+1,50	1,46	-0,94	-3,08	2,06	-0,94	0,67	-1,02	0,70
III	1	+0,54	-0,53	+0,08	-0,07	+0,05	-0,04	2,80	-2,30	-2,80	+2,30	3,35	-2,85	-2,25	1,75	0,64	-0,61	0,67	-0,64
	2	-0,06	+0,07	-0,01	+0,02	0	0,18	3,49	-2,86	-3,49	+2,86	3,43	-2,79	-3,55	2,93	-0,07	0,08	-0,07	0,26
	3	-0,08	+0,06	-0,18	+0,03	-0,01	+0,19	3,49	-2,86	-3,49	+2,86	3,43	-2,80	-3,55	2,92	-0,30	0,10	-0,27	0,28
	4	0	0	0	0	0	0	3,49	-2,86	-3,49	+2,86	3,49	-2,86	-3,49	2,86	0	0	0	0
	5	+0,13	-0,13	+0,23	-0,04	+0,01	-0,01	3,49	-2,86	-3,49	+2,86	3,67	-3,00	-3,31	2,72	0,41	-0,18	0,37	-0,18
	6	-0,53	+0,54	-0,08	+0,11	-0,05	+0,04	2,80	-2,30	-2,80	+2,30	2,25	-1,74	3,35	2,86	-0,63	0,67	-0,66	0,70
II	1	+0,54	-0,41	+0,08	-0,06	+0,04	-0,01	3,00	-3,00	-3,00	+3,00	3,56	-3,42	-2,44	2,58	0,64	-0,48	0,66	-0,48
	2	-0,06	+0,06	-0,01	+0,01	-0,18	0	3,72	-3,72	-3,72	+3,72	3,66	-3,66	-3,78	3,78	-0,07	0,07	-0,25	0,07
	3	-0,08	+0,06	-0,18	+0,03	-0,19	0	3,72	-3,72	-3,72	+3,72	3,62	-3,66	-3,82	3,78	-0,30	0,10	-0,45	0,09
	4	0	0	0	0	0	0	3,72	-3,72	-3,72	+3,72	3,72	-3,72	-3,72	+3,72	0	0	0	0
	5	+0,13	-0,13	+0,23	-0,04	+0,01	-0,01	3,72	-3,72	-3,72	+3,72	3,90	-3,86	-3,54	3,58	0,41	-0,18	0,37	-0,18
	6	-0,53	+0,48	-0,08	+0,11	-0,04	+0,02	3,00	-3,00	-3,00	+3,00	2,45	-2,50	-3,55	+3,50	-0,63	0,61	-0,65	0,61
I	1	+0,85	-0,85	+0,06	-0,06	+0,03	-0,03	1,21	-1,80	-1,21	+1,80	2,07	-2,66	-0,35	0,94	0,92	-0,92	0,94	-0,94
	2	-0,13	+0,13	-0,01	+0,01	-0,01	+0,01	1,51	-2,24	-1,51	+2,24	1,38	-2,11	-1,64	2,37	-0,14	+0,14	-0,15	0,15
	3	-0,16	+0,16	-0,18	+0,18	-0,01	+0,01	1,51	-2,24	-1,51	+2,24	1,33	-2,04	-1,69	2,44	-0,38	+0,38	-0,35	+0,35
	4	0	0	0	0	0	0	1,51	-2,24	-1,51	+2,24	1,51	-2,24	-1,51	2,24	0	0	0	0
	5	+0,28	-0,28	+0,23	-0,23	+0,01	-0,01	1,51	-2,24	-1,51	+2,24	1,84	-2,57	-1,18	1,91	0,56	-0,56	0,52	-0,52
	6	-1,1	+1,1	-0,08	+0,08	-0,04	+0,04	1,21	-1,80	-1,21	+1,80	0,10	-0,68	-2,33	2,92	-1,20	+1,20	-1,22	1,22

Efforts tranchants dans les poutres (portique longit.)

Niveau	G		P		S _{IV} ⁴		S _{II} ^H		S _{II} ^H		G+P+S _{II} ^H		G+P+S _{II} ^H		G+1,2P		G+P+S _{IV}		
	Erav	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu
V	1-2	3,18	-2,76	0,26	-0,30	0,52	-0,43	-0,63	-0,63	0,63	0,63	2,60	-3,45	3,86	-2,19	3,50	-3,12	3,96	-3,50
	2-3	2,79	-2,61	0,26	-0,24	0,44	-0,42	-0,54	-0,54	0,54	0,54	2,30	-3,20	3,38	-2,12	3,10	-2,90	3,49	-3,27
	3-4	2,46	-2,40	0,23	-0,23	0,40	-0,40	-0,63	-0,63	0,63	0,63	1,88	-3,08	3,14	-1,89	-2,74	-2,68	3,09	3,03
	4-5	2,75	-2,65	0,24	-0,27	0,42	-0,44	-0,54	-0,54	0,54	0,54	2,26	-3,25	3,34	-2,17	3,04	-2,97	3,41	-3,36
	5-6	3,18	-2,76	0,30	-0,26	0,54	-0,42	-0,63	-0,63	0,63	0,63	2,61	-3,44	3,87	-2,18	3,54	-3,07	4,02	-3,44
IV	1-2	3,11	-3,40	0,48	-0,52	0,41	-0,45	-1,33	-1,33	1,33	1,33	1,18	-4,83	4,54	-2,17	3,69	-4,02	4,00	-4,37
	2-3	3,20	-3,10	0,46	-0,44	0,40	-0,39	-0,99	-0,99	0,99	0,99	1,90	-4,18	3,88	-2,20	3,35	-3,62	3,66	-3,92
	3-4	2,72	-2,60	0,41	-0,39	0,35	-0,35	-1,15	-1,15	1,15	1,15	1,65	-3,83	3,95	-1,53	3,21	-3,07	3,16	-3,34
	4-5	3,10	-2,84	0,39	-0,41	0,38	-0,40	-0,99	-0,99	0,99	0,99	2,19	-3,91	4,37	-1,93	3,57	-3,33	3,87	-3,65
	5-6	3,37	-3,13	0,52	-0,48	0,45	-0,41	-1,33	-1,33	1,33	1,33	2,14	-4,56	4,80	-1,90	4,00	-3,71	4,74	-4,02
III	1-2	3,11	-3,40	0,48	-0,52	0,30	-0,32	-1,92	-1,92	1,92	1,92	1,28	-5,41	5,13	-1,58	3,69	-4,02	3,79	-4,24
	2-3	3,00	-2,91	0,46	-0,44	0,29	-0,28	-1,43	-1,43	1,43	1,43	1,66	-4,62	4,52	-1,76	3,55	-3,44	3,75	-3,63
	3-4	2,69	-2,63	0,41	-0,39	0,26	-0,26	-1,66	-1,66	1,66	1,66	1,11	-4,34	4,43	-1,26	3,18	-3,04	3,36	-3,28
	4-5	2,91	-3,00	0,39	-0,41	0,28	-0,29	-1,43	-1,43	1,43	1,43	1,56	-4,35	4,42	-1,49	3,38	-3,50	3,58	-3,70
	5-6	3,37	-3,13	0,52	-0,48	0,32	-0,30	-1,92	-1,92	1,92	1,92	1,55	-5,15	5,40	-1,31	4,00	-3,71	4,21	-3,94
II	1-2	3,11	-3,40	0,48	-0,52	0,15	-0,28	-2,38	-2,38	2,38	2,38	0,83	-5,88	5,59	-1,12	3,69	-4,02	3,74	-4,20
	2-3	3,00	-2,91	0,46	-0,44	0,20	-0,20	-1,76	-1,76	1,76	1,76	1,33	-4,95	4,85	-1,43	3,55	-3,44	3,66	-3,55
	3-4	2,69	-2,63	0,41	-0,39	0,28	-0,11	-2,06	-2,06	2,06	2,06	0,71	-4,74	4,83	-0,62	3,18	-3,04	3,38	-3,13
	4-5	2,91	-3,00	0,39	-0,41	0,20	-0,20	-1,76	-1,76	1,76	1,76	1,23	-4,68	4,75	-1,16	3,38	-3,50	3,50	-3,61
	5-6	3,37	-3,13	0,52	-0,48	0,22	-0,20	-2,38	-2,38	2,38	2,38	1,09	-5,61	5,85	-0,85	4,00	-3,71	4,11	-3,81
I	1-2	3,11	-3,40	0,48	-0,52	0,10	-0,10	-1,44	-1,44	1,44	1,44	1,77	-4,94	4,65	-2,06	3,69	-4,02	3,69	-4,02
	2-3	3,00	-2,91	0,46	-0,44	0,09	-0,09	-1,07	-1,07	1,07	1,07	2,02	-4,26	4,16	-2,12	3,55	-3,44	3,55	-3,44
	3-4	2,69	-2,63	0,41	-0,39	0,08	-0,08	-1,24	-1,24	1,24	1,24	1,53	-3,92	4,01	-1,44	3,18	-3,04	3,18	-3,10
	4-5	2,91	-3,00	0,39	-0,41	0,09	-0,09	-1,07	-1,07	1,07	1,07	1,92	-3,99	4,06	-1,81	3,38	-3,50	3,39	-3,50
	5-6	3,37	-3,13	0,52	-0,48	0,10	-0,10	-1,44	-1,44	1,44	1,44	2,03	-4,67	4,91	-1,79	4,00	-3,71	4,00	-3,71

Efforts normaux dans les poteaux (portique longitudinal)

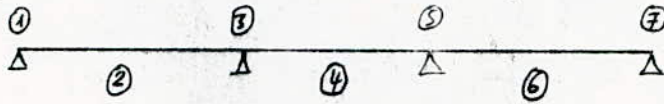
Niveau	Pot	Poids propre	G	P	SIV ⁺	SIV ⁻	SIV ⁰	G+P/S+SIV ⁺		G+P/S+SIV ⁻		G+1,2P		G+P+SIV ⁰	
								N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
V	1	0,61	3,24	0,31	0,52	0,63	-0,63	4,54	4,54	3,28	3,28	4,22	4,22	4,68	4,68
	2	0,61	6,21	0,59	1,00	-0,09	0,09	6,85	6,85	7,03	7,03	7,53	7,53	8,41	8,41
	3	0,61	5,67	0,54	0,91	0,09	-0,09	6,48	6,48	6,30	6,30	6,93	6,93	7,73	7,73
	4	0,61	5,67	0,54	0,91	0,09	-0,09	6,48	6,48	6,30	6,30	6,93	6,93	7,73	7,73
	5	0,61	6,21	0,59	1,00	-0,09	0,09	6,85	6,85	7,03	7,03	7,53	7,53	8,41	8,41
	6	0,61	3,24	0,31	0,52	-0,63	0,63	4,54	4,54	3,28	3,28	4,22	4,22	4,68	4,68
IV	1	0,61	3,55	0,54	0,47	1,33	-1,33	5,60	10,14	2,94	6,22	4,81	9,03	5,17	9,85
	2	0,61	6,80	1,04	0,90	-0,34	0,34	7,28	14,13	7,96	15,00	8,66	16,19	9,35	17,76
	3	0,61	6,21	0,95	0,82	0,16	-0,16	7,17	13,65	6,85	13,15	7,96	14,90	8,59	16,32
	4	0,61	6,21	0,95	0,82	-0,16	0,16	6,85	13,33	7,17	13,47	7,96	14,90	8,59	16,32
	5	0,61	6,80	1,04	0,90	0,34	-0,34	7,96	14,81	7,28	14,31	8,66	16,19	9,35	17,76
	6	0,61	3,55	0,54	0,47	-1,33	1,33	2,94	7,48	5,60	8,89	4,81	9,03	5,17	9,85
III	1	0,61	3,55	0,54	0,34	1,92	-1,92	6,19	16,33	2,35	8,57	4,81	13,84	5,04	14,90
	2	0,61	6,80	1,04	0,66	-0,49	0,49	7,13	21,26	8,11	23,10	8,66	24,85	9,11	26,87
	3	0,61	6,21	0,95	0,60	0,23	-0,23	7,24	20,90	6,78	19,93	7,96	22,85	8,37	24,69
	4	0,61	6,21	0,95	0,60	-0,23	0,23	6,78	20,11	7,24	20,71	7,96	22,85	8,37	24,69
	5	0,61	6,80	1,04	0,66	0,49	-0,49	8,11	22,92	7,13	21,44	8,66	24,85	9,11	26,87
	6	0,61	3,55	0,54	0,34	-1,92	1,92	2,35	9,83	6,19	15,07	4,81	13,84	5,04	14,90
II	1	0,61	3,55	0,54	0,23	2,38	-2,38	6,65	23,00	1,89	10,46	4,81	18,65	4,93	19,82
	2	0,61	6,80	1,04	0,45	-0,62	0,62	7,00	29,26	8,24	31,34	8,66	33,51	8,90	35,77
	3	0,61	6,21	0,95	0,41	0,30	-0,30	7,31	28,20	6,71	26,64	7,96	30,81	8,18	32,87
	4	0,61	6,21	0,95	0,41	-0,30	0,30	6,71	26,82	7,31	28,02	7,96	30,81	8,18	32,87
	5	0,61	6,80	1,04	0,45	0,62	-0,62	8,24	31,16	7,00	28,44	8,66	33,51	8,90	35,77
	6	0,61	3,55	0,54	0,23	-2,38	2,38	1,89	11,72	6,65	21,72	4,81	18,65	4,93	19,82
I	1	0,30	3,55	0,54	0,11	1,44	-1,44	5,40	29,10	2,52	12,98	4,51	23,16	4,50	24,32
	2	0,30	6,80	1,04	0,21	-0,37	0,37	6,94	35,20	7,69	39,02	8,35	41,86	8,35	44,12
	3	0,30	6,21	0,95	0,19	0,17	-0,17	6,47	34,67	6,13	32,77	7,65	38,46	7,65	40,52
	4	0,30	6,21	0,95	0,19	-0,17	0,17	6,13	32,95	6,47	34,50	7,65	38,46	7,65	40,52
	5	0,30	6,80	1,04	0,21	0,37	-0,37	7,69	38,34	6,94	35,38	8,35	41,86	8,35	44,12
	6	0,30	3,55	0,54	0,11	-1,44	1,44	2,62	14,24	5,40	27,12	4,51	23,16	4,50	24,32

FERRAILLAGE DES POUTRES

Portique transversal

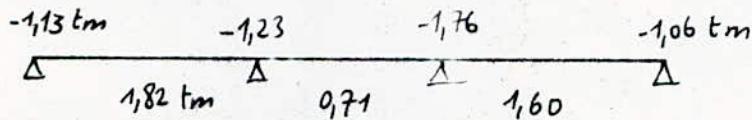
section des poutres: $\begin{cases} b = 25 \text{ cm} \\ h_t = 36 \text{ cm} \\ h = 32 \text{ cm} \quad (d = d' = 4 \text{ cm}) \end{cases}$

sections:



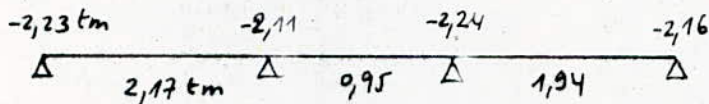
exemple: niveau V:

moments sous SP_1 ($G+1, 2P$)



$$\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 137 \text{ ''} \end{cases}$$

moments sous (SP_2) max:



$$\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ ''} \end{cases}$$

Le calcul des armatures se fait $\begin{cases} \text{sous } SP_1 \text{ si } 1,5 M(SP_1) > M(SP_2) \\ \text{" } SP_2 \text{ sinon.} \end{cases}$

du fait que $A = f(\bar{\sigma}_a)$ et $\bar{\sigma}_a(SP_2) = 1,5 \bar{\sigma}_a(SP_1)$

section (1) (sous SP_2): $M = 2,23 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 223000}{4200 \cdot 25 \cdot 32^2} = 0,0388 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9161 \\ K = 44,6 > K_0 = 20,4 \rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{223000}{4200 \cdot 0,9161 \cdot 32} = 1,81 \text{ cm}^2 \text{ soit: } 2T12 \quad (A = 2,26 \text{ cm}^2)$$

section (2) (sous SP_1): $M = 1,82 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0476 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9081 \\ K = 39,4 > K_0 \rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

$$\rightarrow A = 2,24 \text{ cm}^2 \text{ soit: } 2T14 \quad (A = 3,08 \text{ cm}^2)$$

section (3) (sous SP_2), $M = 2,11 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0367 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9181 \\ K = 46 > K_0 \rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

$$\rightarrow A = 1,71 \text{ cm}^2 \text{ soit: } 2T14 + 2T12 \quad (A = 5,34 \text{ cm}^2)$$

section ④ (SP₁): M = 0,71 t.m

$$\mu = 0,0186 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9400 \\ K = 68,2 > K_0 \rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

$$\rightarrow A = 0,85 \text{ cm}^2 \text{ soit : 2T12 (A = 2,26 cm}^2)$$

section ⑤ (SP₁): M = 1,36 t.m

$$\mu = 0,0460 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9094 \\ K = 49,2 > K_0 \rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

$$A = 2,16 \text{ cm}^2 \text{ soit : 2T14 + 2T12 (A = 5,34 cm}^2)$$

section ⑥ (SP₁): M = 1,60 t.m

$$\mu = 0,0419 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9132 \\ K = 42,6 > K_0 \rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

$$A = 1,96 \text{ cm}^2 \text{ soit : 2T14 (A = 3,08 cm}^2)$$

section ⑦ (SP₂): M = 2,16 t.m

$$\mu = 0,0376 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9172 \\ K = 45,4 > K_0 \rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

$$\rightarrow A = 1,76 \text{ cm}^2 \text{ soit : 2T12 (A = 2,26 cm}^2)$$

Vérifications:

• Condition de non fragilité: $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$

$$A \geq A_{min} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections choisies sont supérieures à 0,62 cm²

• Condition de non entraînement des barres:

il faut que: $\tau_{dmax} \leq \bar{\tau}_d$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_s \bar{\sigma}_b \quad (\text{Art 29.11 CCBA68}) \quad \left. \begin{array}{l} \psi_s = 1,5 \text{ (H.A)} \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kgf/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_{dmax} = \frac{T_{max}}{n p z} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} n: \text{ nombre de barres} \\ p = \pi \phi \\ z = \frac{7}{8} h = 28 \text{ cm} \\ 1,5 T(SP_1) > T(SP_2) \rightarrow T(SP_1) \end{array} \right.$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 32 \text{ ''}$$

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

$$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ ''}$$

niveau V :

section	$\bar{T}_{max}(t)$	ϕ	$n\pi\phi$	τ_d	$\tau_d \leq \bar{\tau}_d$
1	3,52	2T12	7,54	16,67	verifié
3	3,45	2T12 + 2T14	16,2	7,8	"
5	3,78	2T12 + 2T14	16,8	8,2	"
7	3,26	2T12	7,54	15,44	"

$$\bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

Condition aux appuis :

a) longueur d'appui :

$$\sigma_b' \leq \bar{\sigma}_b' \rightarrow c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b'}$$

$$b_0 = 25 \text{ cm}$$

$$r = 5\phi = 5 \times 1,4 = 7 \text{ cm}$$

$$T = 3,52 \text{ t (appui ①)}$$

$$c = a - (d + r) = 30 - (4 + 7) = 19 \text{ cm} \geq \frac{2 \cdot 3520}{25 \cdot 68,5} = 5,14 \text{ cm (verifié)}$$

b) Armatures inférieures :

$$T + \frac{M}{\beta}$$

$$\left. \begin{array}{l} M = -1,06 \text{ tm} \\ T_{cor} = 3,26 \text{ t} \\ \beta = 28 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$A \geq (T + \frac{M}{\beta}) \frac{1}{\bar{\sigma}_a}$$

appui ① sous SP1

$$\rightarrow T + \frac{M}{\beta} < 0$$

verifié.

Fissuration : (pour la section la plus armée)

section ⑤

$$A = 2T14 + 2T12 = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$\beta_f = 0,0251$$

$$\phi = 14 \text{ mm}$$

$$K = 1,510^6$$

$$\eta_b = 1,6$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 3012,6 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} \leq \bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2800 \text{ kgf/cm}^2 & \text{sous SP1} \\ 4200 & \text{" SP2} \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} \leq \bar{\sigma}_b' = \begin{cases} 137 \text{ kgf/cm}^2 & \text{SP1} \\ 205,5 & \text{" SP2} \end{cases}$$

$$\omega = \frac{100A}{b h} \rightarrow (\epsilon, K)$$

Section	1(SP2)	2(SP1)	3(SP2)	4(SP1)	5(SP1)	6(SP1)	7(SP2)
M(tm)	2,23	1,82	2,11	0,71	1,76	1,60	2,16
A(cm ²)	2,26	3,08	2,26	1,13	4,02	2,26	2,26
$\bar{\omega}$	0,353	0,481	0,353	0,178	0,628	0,353	0,353
K	39,2	32,7	39,2	58	27,9	39,2	39,2
ϵ	0,9077	0,8952	0,9077	0,9315	0,8834	0,9077	0,9077
$\bar{\sigma}_a$	3397	2063	3207	2108	1548	2432	3283
$\bar{\sigma}_b'$	87	63,09	89,81	36,34	55,48		83,75

Toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles

Armatures transversales: (sous T_{max})

$$T_{\max} = 3,78 \text{ t (section } \odot \text{ sous SP1)} \rightarrow \bar{\sigma}_b' = 55,48 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} = 68,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3780}{25,7 \cdot 32} = 5,4 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,6 \text{ kgf/cm}^2$$

• contrainte de traction pour les armatures transversales (art 25.12):

$$\sigma_{at} = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{5,4}{9 \cdot 5,9}\right) = 0,9$$

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

• espacement des cadres:

Soit A_t: section totale des armatures transversales dans la section (5)
sous SP1 A_t = 4φ6 = 1,13 cm²

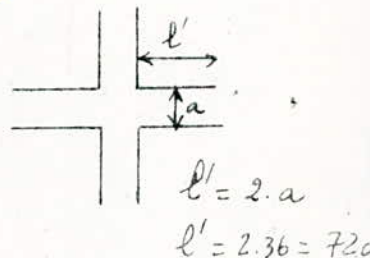
$$t = \frac{A_t \cdot 3 \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,13 \cdot 28 \cdot 2160}{3,78 \cdot 10^3} = 18 \text{ cm}$$

$$\text{or } t \leq \max \begin{cases} h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 32 \left(1 - 0,3 \frac{5,4}{5,9}\right) = 23 \text{ cm} \\ 0,2 h = 0,2 \cdot 32 = 6,4 \text{ cm} \end{cases}$$

et d'après CTC dans la zone nodale (l' = 72cm)

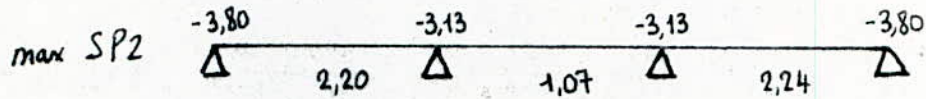
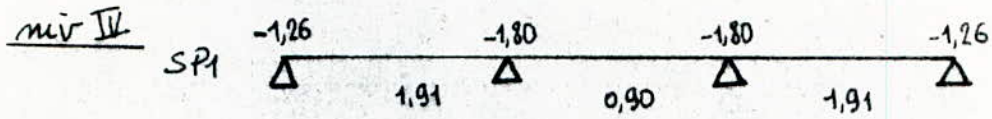
$$t_{\max} = \min(0,3h, 12\phi) = 10 \text{ cm}$$

en dehors de cette zone t_{max} = 0,6h = 20cm

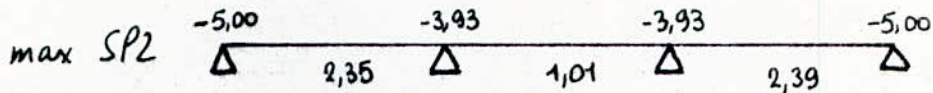
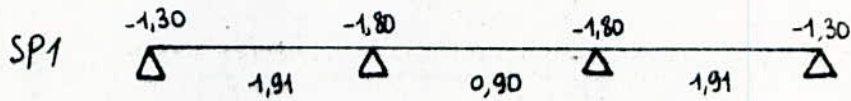


Moments flechissants
pris en compte

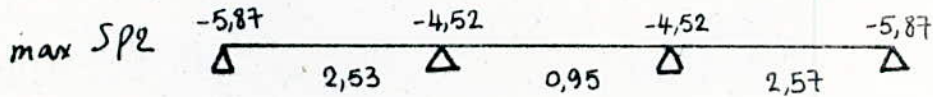
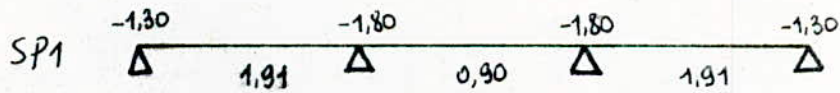
VI sur



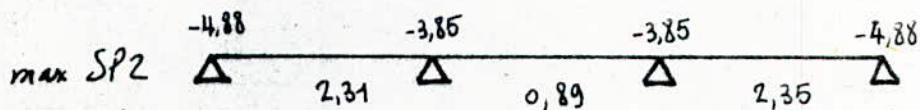
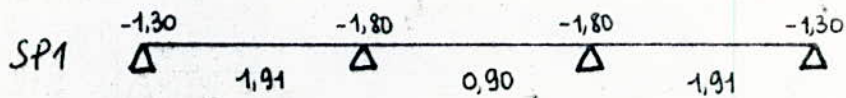
mir III



mir II



mir I :



calculo armatures longitudinales

niv IV

	sect	M	μ	K	Σ	A (cm ²)	braves ch
SP2	1	-3,80	0,0661	32,2	0,8941	3,16	3T12
SP1	2	1,91	0,0500	38,3	0,9062	2,13	2T14
SP2	3	-3,13	0,0545	36,3	0,9025	2,58	2T14
SP1	4	0,90	0,0235	60,0	0,9336	1,00	1T12
SP2	5	-3,13	0,0545	36,3	0,9025	2,58	2T14
SP1	6	1,91	0,0500	38,3	0,9062	2,13	2T14
SP2	7	-3,80	0,0661	32,2	0,8941	3,16	3T12

niv III

	sect	M	μ	K	Σ	A	A ch
SP2	1	-6,00	0,0870	27,1	0,8812	4,22	4T12
SP1	2	1,91	0,0500	38,3	0,9062	2,13	2T14
SP2	3	-3,93	0,0684	31,6	0,8926	3,28	3T12
SP1	4	0,90	0,0235	60,0	0,9336	1,00	1T12
SP2	5	-3,93	0,0684	31,6	0,8926	3,28	3T14
SP1	6	1,91	0,0500	38,3	0,9062	2,13	2T14
SP2	7	-6,00	0,0870	27,1	0,8812	4,22	4T12

niv II

	sect	M	μ	K	Σ	A	A ch
SP2	1	-5,87	0,1021	24,4	0,8731	5,00	4T14
SP1	2	1,91	0,0500	38,3	0,9062	2,13	2T14
SP2	3	-4,52	0,0786	28,9	0,8861	3,80	4T12
SP1	4	0,90	0,0235	60,0	0,9336	1,00	1T12
SP2	5	-4,52	0,0786	28,9	0,8861	3,80	4T12
SP1	6	1,91	0,0500	38,3	0,9062	2,13	2T14
SP2	7	-5,87	0,1021	24,4	0,8731	5,00	4T14

niv I

	sect	M	μ	K	Σ	A	A ch
SP2	1	-4,88	0,0849	27,5	0,8824	4,11	4T12
SP1	2	1,91	0,0500	38,3	0,9062	2,13	2T14
SP2	3	-3,85	0,0670	32,0	0,8935	3,21	3T12
SP1	4	0,90	0,0235	60,0	0,9336	1,00	1T12
SP2	5	-3,85	0,0670	32,0	0,8935	3,21	3T12
SP1	6	1,91	0,0500	38,3	0,9062	2,13	2T14
SP2	7	-4,88	0,0849	27,5	0,8824	4,11	4T12

niv IV

	sect	M	\tilde{w}	Σ	K	σ_a	$\bar{\sigma}_a$	σ_b'	$\bar{\sigma}_b'$
SP2	1	-3,80	0,530	0,8911	30,9	39,31	4200	127,2	205,5
SP1	2	1,91	0,481	0,8952	32,7	2164,7	2800	66,2	137
SP2	3	-3,13	0,481	0,8952	32,7	3547,5	4200	108,5	205,5
SP1	4	0,90	0,177	0,9315	58,0	2672	2800	46,0	137,5
SP2	5	-3,13					4200		205,5
SP1	6	1,91					2800		137
SP2	7	-3,80					4200		205,5

niv III

	sect	M	\tilde{w}	Σ	K	σ_a	$\bar{\sigma}_a$	σ_b'	$\bar{\sigma}_b'$
SP2	1	-5,00	0,707	0,8779	26,0	3937,6	4200	151,4	205,5
SP1	2	1,91	0,481	0,8952	32,7	2164,8	2800	66,2	137
SP2	3	-3,93	0,530	0,8911	30,9	4065,5	4200	131,6	205,5
SP1	4	0,90	0,177	0,9315	58,0	2672	2800	46,0	137
SP2	5	-3,93							
SP1	6	1,91							
SP2	7	-5,00							

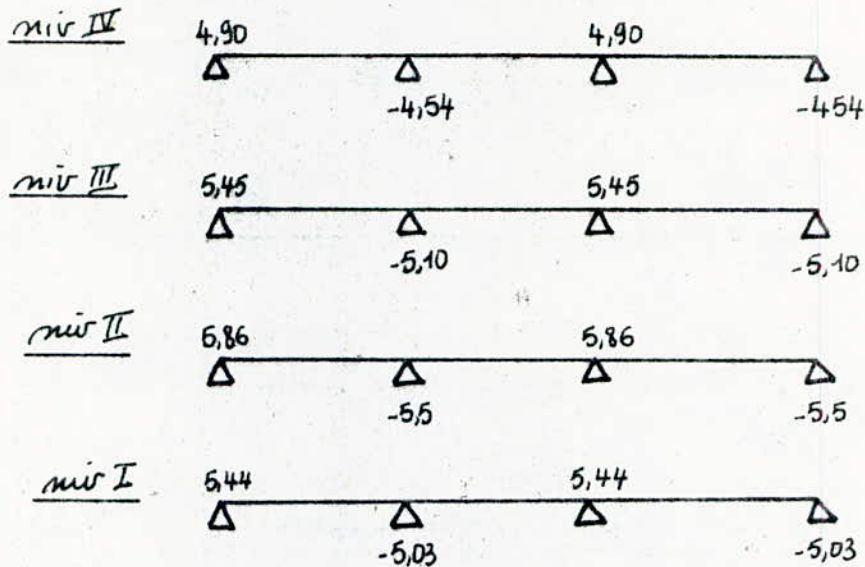
niv II

	sect	M	\tilde{w}	Σ	K	σ_a	$\bar{\sigma}_a$	σ_b'	$\bar{\sigma}_b'$
SP2	1	-5,87	0,961	0,8628	21,4	3457	4200	161,5	205,5
SP1	2	1,91	0,481	0,8952	32,7	2164,8	2800	108,5	137
SP2	3	-4,52	0,706	0,8779	26,0	3560	4200	137	205,5
SP1	4	0,90	0,177	0,9315	58,0	2672	2800	46,0	137
SP2	5	-4,52							
SP1	6	1,91							
SP2	7	-5,87							

niv I

	sect	M	\tilde{w}	Σ	K	σ_a	$\bar{\sigma}_a$	σ_b'	$\bar{\sigma}_b'$
SP2	1	-4,88	0,706	0,8779	26,0	3843	4200	147,8	205,5
SP1	2	1,91	0,481	0,8952	32,7	2164,8	2800	66,2	137
SP2	3	-3,86	0,530	0,8911	30,9	3922,8	4200	128,9	205,5
SP1	4	0,90	0,177	0,9315	58,0	2672	2800	46,0	137
SP2	5	-3,86							
SP1	6	1,91							
SP2	7	-4,88							

Efforts tranchants pris en compte :



Je fais la vérification pour le niveau II
(plus sollicité que les autres)

sect	T_{max}	ϕ	$n\pi\phi$	z (cm)	τ_{ed}	$\bar{\tau}_{ed}$
1	5,86	4T14	17,6	28	11,9	17,7
3	5,5	4T12	15,08	28	13,02	17,7
5	5,86	4T12	15,08	28	13,9	17,7
7	5,5	4T14	17,6	28	11,16	17,7

$\tau_{ed} < \bar{\tau}_{ed}$

Vérification condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 25 \cdot 32 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,77 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections des barres choisies sont supérieures à $0,77 \text{ cm}^2$.

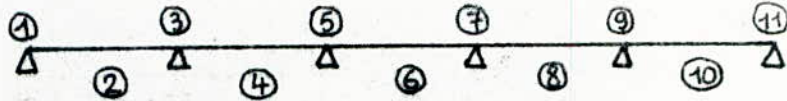
Vérification de la flèche (en travée) :

$$A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 25 \cdot 32}{4200} = 8,19 \text{ cm}^2$$

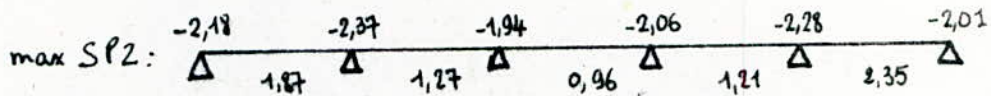
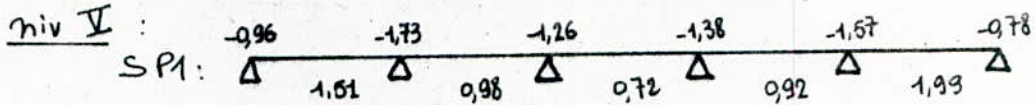
$$A_{max} = 6,15 \text{ cm}^2 (4T14) < 8,19 \text{ cm}^2$$

Poutres (portiques longitudinal)

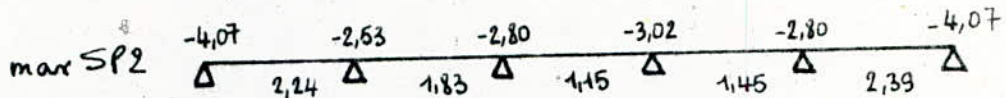
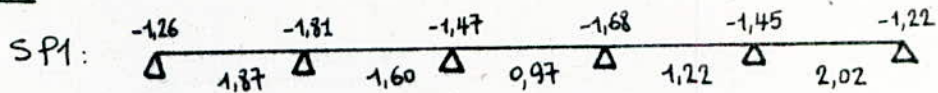
sections



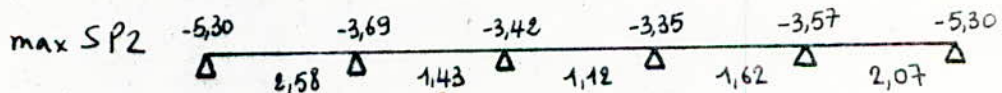
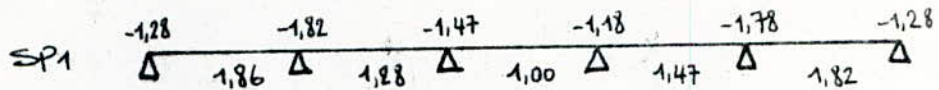
Moments fléchissants pris en compte (en tm)



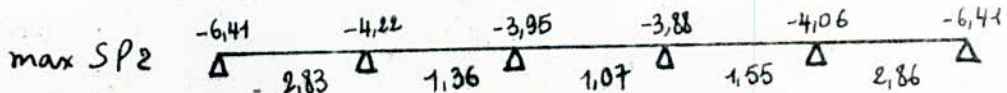
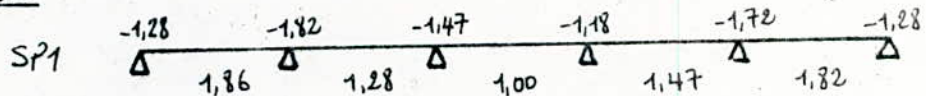
niv IV



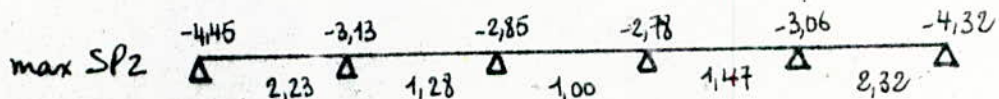
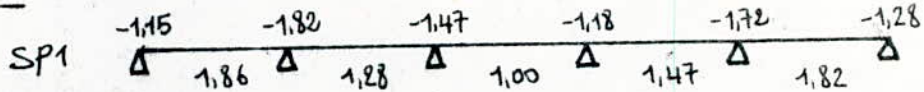
niv III



niv II



niv I



Calcul des armatures longitudinales

niveau II :

	sect	M	μ	ϵ	K	A	A choisie
SP2	1,11	-2,18	0,0379	0,9169	45,2	1,77	2T12
SP1	2	1,51	0,0395	0,9155	44,2	1,84	2T12
SP1	3	-1,73	0,0453	0,9101	40,6	2,12	2T12
SP1	4	0,98	0,0256	0,9306	57,0	1,17	2T12
SP2	5	-1,94	0,0338	0,9211	48,4	1,57	2T12
SP1	6	0,72	0,0188	0,9398	68,0	0,86	1T12
SP1	7	-1,38	0,0361	0,9188	46,6	1,68	2T12
SP1	8	0,92	0,0241	0,9324	59,0	1,10	1T12
SP1	9	-1,57	0,0411	0,9138	43,0	1,92	2T12
SP1	10	1,91	0,0521	0,9044	37,4	2,46	2T14

niveau IV

	sect	M	μ	ϵ	K	A	Ach
SP2	1,11	-4,07	0,0708	0,8911	30,9	3,40	4T12
SP1	2	1,87	0,0489	0,9071	38,8	2,30	3T12
SP1	3	-1,82	0,0476	0,9081	39,4	2,24	2T12
SP1	4	1,60	0,0419	0,9132	42,6	1,96	2T12
SP2	5	-2,80	0,0487	0,9072	38,9	2,30	3T12
SP1	6	1,00	0,0262	0,9296	56,0	1,20	2T12
SP2	7	-3,02	0,0575	0,9042	37,2	2,48	3T12
SP1	8	1,22	0,0319	0,9231	50,0	1,47	2T12
SP2	9	-2,30	0,0487	0,9072	38,8	2,30	3T12
SP1	10	2,02	0,0528	0,9038	37,0	2,50	3T12

niveau III

	sect	M	μ	ϵ	K	A	Ach
SP2	1,11	-5,30	0,0922	0,8783	26,1	4,49	4T12
SP1	2	1,87	0,0489	0,9071	38,8	2,30	3T12
SP2	3	-3,69	0,0642	0,8954	32,8	3,07	3T12
SP1	4	1,28	0,0335	0,9214	48,6	1,55	2T12
SP2	5	-3,42	0,0595	0,8988	34,4	2,83	3T12
SP1	6	1,00	0,0262	0,9296	56,0	1,20	2T12
SP2	7	-3,35	0,0583	0,8996	34,8	2,77	3T12
SP1	8	1,47	0,0385	0,9164	44,8	1,80	2T12
SP2	9	-3,57	0,0621	0,8969	33,5	2,96	3T12
SP1	10	1,82	0,0476	0,9081	39,4	2,24	2T12

niveau II

	sect	M (cm)	μ	Σ	K	A	barres choisies
SP2	1,11	-6,41	0,1115	0,8686	23,0	5,50	4T14
SP2	2	2,83	0,0492	0,9067	38,6	2,32	3T12
SP2	3	-4,22	0,0734	0,8894	30,2	3,53	4T12
SP1	4	1,28	0,0335	0,9214	48,6	1,55	2T12
SP2	5	-3,95	0,0687	0,8925	31,5	3,30	3T12
SP1	6	1,00	0,0262	0,9296	56,0	1,20	2T12
SP2	7	-3,88	0,0675	0,8932	31,8	3,22	3T12
SP1	8	1,47	0,0385	0,9164	44,8	1,80	2T12
SP2	9	-4,06	0,0706	0,8911	30,9	3,39	4T12
SP2	10	2,86	0,0498	0,9064	38,4	2,35	3T12

niveau I

	sect	M	μ	Σ	K	A	barres choisies
SP2	1,11	-4,45	0,0774	0,8886	29,9	3,73	4T12
SP1	2	1,87	0,0489	0,9071	38,8	2,30	3T12
SP2	3	-3,13	0,0545	0,9025	36,3	2,58	3T12
SP1	4	1,28	0,0335	0,9214	48,6	1,55	2T12
SP2	5	-2,86	0,0498	0,9064	38,4	2,35	3T12
SP1	6	1,00	0,0262	0,9296	56,0	1,20	2T12
SP2	7	-2,78	0,0484	0,9074	39,0	2,30	3T12
SP1	8	1,47	0,0385	0,9164	44,8	1,80	2T12
SP2	9	-3,06	0,0532	0,9035	36,8	2,52	3T12
SP1	10	1,82	0,0476	0,9081	39,4	2,24	2T12

Vérification des contraintes :

niveau V :

	sect	M	\hat{w}	K	ε	σ_a	$\bar{\sigma}_a$	σ_b'	$\bar{\sigma}_b'$
SP2	1,11	-2,18	0,353	39,2	0,9077	3321	4200	84,72	205,5
SP1	2	1,51	"	"	"	2300,3	2800	57,7	137
SP1	3	-1,78	"	"	"	2635,4	2800	67,23	137
SP1	4	0,98	"	"	"	1493	"	38,1	137
SP2	5	-1,94	"	"	"	2955,3	4200	75,4	205,5
SP1	6	0,72	0,177	58,0	0,9315	2137,5	2800	36,85	137
SP1	7	-1,38	0,353	39,2	0,9077	2102,22	"	53,63	"
SP1	8	0,92	0,177	58,0	0,9315	2731,4	"	47,10	"
SP1	9	-1,57	0,353	39,2	0,9077	2391,66	"	61,01	"
SP1	10	1,99	0,53	30,8	0,8910	2058,85	"	66,84	"

niveau IV

	sect	M	\hat{w}	K	ε	σ_a	$\bar{\sigma}_a$	σ_b'	$\bar{\sigma}_b'$
SP2	1,11	-4,07	0,707	25,9	0,8778	3205,61	4200	183,77	205,5
SP1	2	1,87	0,530	30,8	0,8910	1934,7	2800	62,81	137
SP1	3	-1,82	0,353	39,2	0,9077	2772,5	"	70,73	"
SP1	4	1,60	0,353	39,2	0,9077	2437,4	"	62,18	"
SP2	5	-2,80	0,530	30,8	0,8910	2896,9	4200	94,05	205,5
SP1	6	1,00	0,353	39,2		1523,35	2800	38,86	137
SP2	7	-3,02	0,530	30,8		31,24,5	4200	101,44	205,5
SP1	8	1,22	0,353	39,2		1858,5	2800	47,41	137
SP2	9	-2,80	0,530	30,8	0,8910	2896,9	4200	94,05	205,5
SP1	10	2,02	0,530	30,8		2089,9	2800	67,85	137

niveau III

	sect	M	\hat{w}	K	ε	σ_a	$\bar{\sigma}_a$	σ_b'	$\bar{\sigma}_b'$
SP2	1,11	-5,41	0,722	25,6	0,8768	4173,64	4200	163,02	205,5
SP1	2	1,87				—	2800	—	137
SP2	3	-3,69		30,8		3817,67	4200	123,9	205,5
SP1	4	1,28		39,2		1949,9	2800	49,74	137
SP2	5	-3,42		30,8		3538,3	4200	114,88	205,5
SP1	6	1,00				—	2800	—	137
SP2	7	-3,35		30,8		3465,9	4200	112,53	205,5
SP1	8	1,47		39,2		2239,3	2800	57,12	137
SP2	9	-3,57		30,8		3693,52	4200	120	205,5
SP1	10	1,82				—	2800	—	137

Niveau II

	sect	M	\bar{w}	K	Σ	σ_a	$\bar{\sigma}_a$	σ_b'	$\bar{\sigma}_b'$
SP2	1,11	-6,41	0,961	21,4	0,8628	3775,0	4200	176,4	205,5
SP2	2	2,83		30,8		2927,9	"	95,06	"
SP2	3	-4,22		25,9		3323,76	"	128,33	"
SP1	4	1,28		/	/	/	2800	/	137
SP2	5	-3,95		30,8		4086,67	4200	132,70	205,5
SP1	6	1,00	/	/	/	/	2800	/	137
SP2	7	-3,88		30,8		4014,25	4200	130,3	205,5
SP1	8	1,47	/	/	/	/	2800	/	137
SP2	9	-4,06		25,9		3197,73	4200	123,46	205,5
SP2	10	2,86		30,8		2958,96	4200	96,07	205,5

Niv I:

	sect	M	\hat{w}	K	Σ	σ_a	$\bar{\sigma}_a$	σ_b'	$\bar{\sigma}_b'$
SP2	1,11	-4,45		25,9		3504,9	4200	135,32	205,5
SP1	2	1,87	/	/	/	/	2800	/	137
SP2	3	-3,13		30,8		3238,3	4200	105,14	205,5
SP1	4	1,28	/	/	/	/	2800	/	137
SP2	5	-2,86	/	/	/	/	4200	/	205,5
SP1	6	1,00	/	/	/	/	2800	/	137
SP2	7	-2,78		30,8		2876,19	4200	93,40	205,5
SP1	8	1,47	/	/	/	/	2800	/	137
SP2	9	-3,06		30,8		3165,88	4200	102,80	205,5
SP1	10	1,88	/	/	/	/	2800	/	137

Les contraintes sont vérifiées pour toutes les sections de tous les niveaux
 vérification à la fissuration:

Niv	Sect	A (cm ²)	B _f	\hat{w}_f	σ_1	σ_2	σ_f	$\bar{\sigma}_a$
I	10(SP1)	3,08	160	0,0212	3498,3	2607,06	3498,3	2800
III	1,11(SP2)	4,52	160	0,0283	4411,53	2607,06	4411,5	4200
III	1,11(SP2)	4,52	160	0,0283	4411,53	2413,67	4411,5	✓
II	1,11(SP2)	6,15	160	0,0284	4756,4	2413,67	4756,4	"
I	1,11(SP2)	4,52	160	0,0283	4411,53	2607,06	4411,5	✓

$\sigma_f > \bar{\sigma}_a$ pour tous les niveaux \Rightarrow pas de risque de fissuration

Condition aux appuis (de rive):

• Longueur d'appui: $c = a - (d + r) = a - (d + 5\phi)$

$$c_0 = \frac{2T}{\bar{\sigma}_{b0} \cdot a_0} ; \quad \bar{\sigma}_{b0} = 62,5 \text{ kgf/cm}^2$$

Niv	a	r	c	T _{max}	c ₀	Cond	
I	20	7	09	3,5	5,25	c < c ₀	Verifié
II	20	6	10	3,68	5,53	c < c ₀	"
III	20	6	10	4,5	6,76	c < c ₀	"
II	20	7	09	5,64	8,46	c < c ₀	"
I	20	6	10	3,5	5,53	c < c ₀	"

• Armatures inférieures:

$$A \geq \left(T + \frac{M}{3}\right) \frac{1}{\bar{\sigma}_a} ; \quad z = \frac{7}{8} h = 28 \text{ cm}$$

Niv	SP1	SP1	SP1	SP2	SP2	SP2	Verification
	Mat	T _{cor}	A (cm ²)	Mat	T _{cor}	A _{cor}	
I	-986	3,50	0,03	942	2,60	1,46	A _{ch} = 2,26 > 1,46
II	-1,26	3,69	< 0	1,88	1,88	3,07	A _{ch} = 4,52 > 3,07
III	-1,28	3,69	< 0	3,18	1,28	4,51	A _{ch} = 4,52 > 4,51
II	-1,28	3,69	< 0	4,19	0,83	5,64	A _{ch} = 6,15 > 5,64
I	-1,45	3,68	< 0	1,97	1,77	3,14	A _{ch} = 4,52 > 3,14

Verification de la condition de flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} \rightarrow A \leq \frac{43 bh}{\bar{\sigma}_{en}} \\ 2) \frac{ht}{l} > \frac{1}{16} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \\ h = 32 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$1) \quad A \leq \frac{43 \cdot 25 \cdot 32}{4200} = 8,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 6,15 \text{ cm}^2 < 8,19 \text{ cm}^2$$

$$2) \quad \frac{ht}{l} = \frac{0,36}{3,3} = 0,109 > \frac{1}{16}$$

Condition de non fragilité

$$A > \frac{0,69 \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_{en}} = \frac{0,69 \cdot 25 \cdot 32 \cdot 5,9}{4200} = 0,77 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections choisies sont supérieures à $0,77 \text{ cm}^2$

Condition de non entraînement des barres

$$\bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

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

si $1,5 T(SP_1) > T(SP_2)$ vérifiés avec $T(SP_1)$
sinon " " $T(SP_2)$

Niveau	$T_{\max} (t)$	$n p \phi$	τ_d
I	3,54	7,54	16,76
II	4,02	15,07	9,5
III	"	"	"
IV	"	19,6	8,1
V	"	15,07	9,5

Pour tous les niveaux on a
 $\tau_d < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$

Armatures transversales

niveau I

$$\text{Avec } SP_1 \quad T_{\max} = 3,54 t \rightarrow \tau_b = \frac{T_{\max}}{b z} = 3,9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_b' = 66,3 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 68,5 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 239,25 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

On prend pour cadre et étréso de $\phi 6 \rightarrow 4 \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

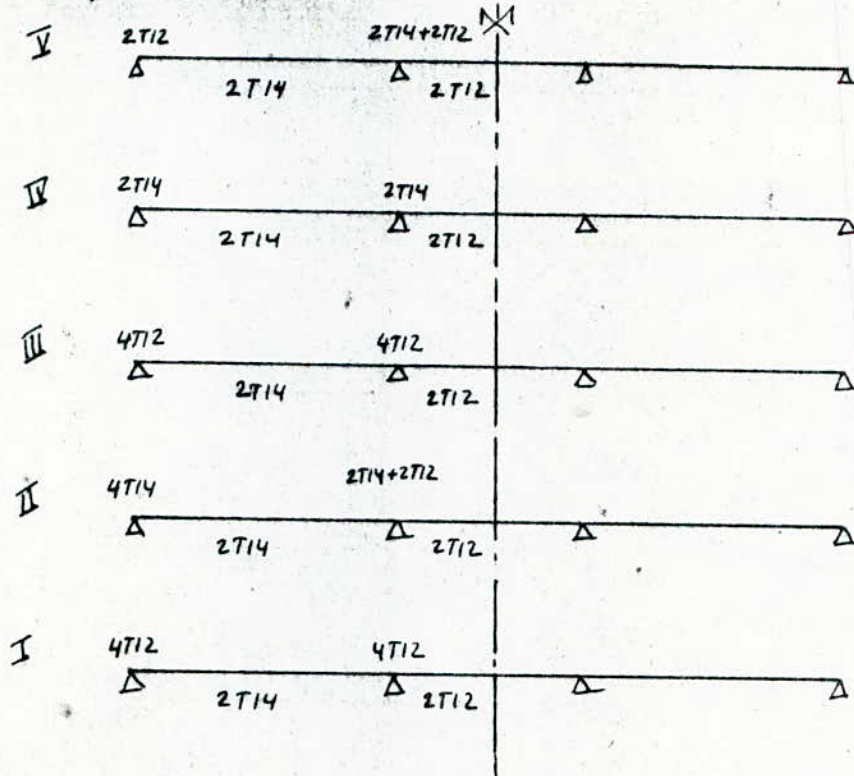
$$\rightarrow \bar{\tau}_{at} = f_{at} \sigma_{en} = 0,85 \cdot 2400 = 2040 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\rightarrow \text{espacement } s : t = \frac{A_t \bar{\tau}_{at}}{b \tau_b} = 14,6 \text{ cm}$$

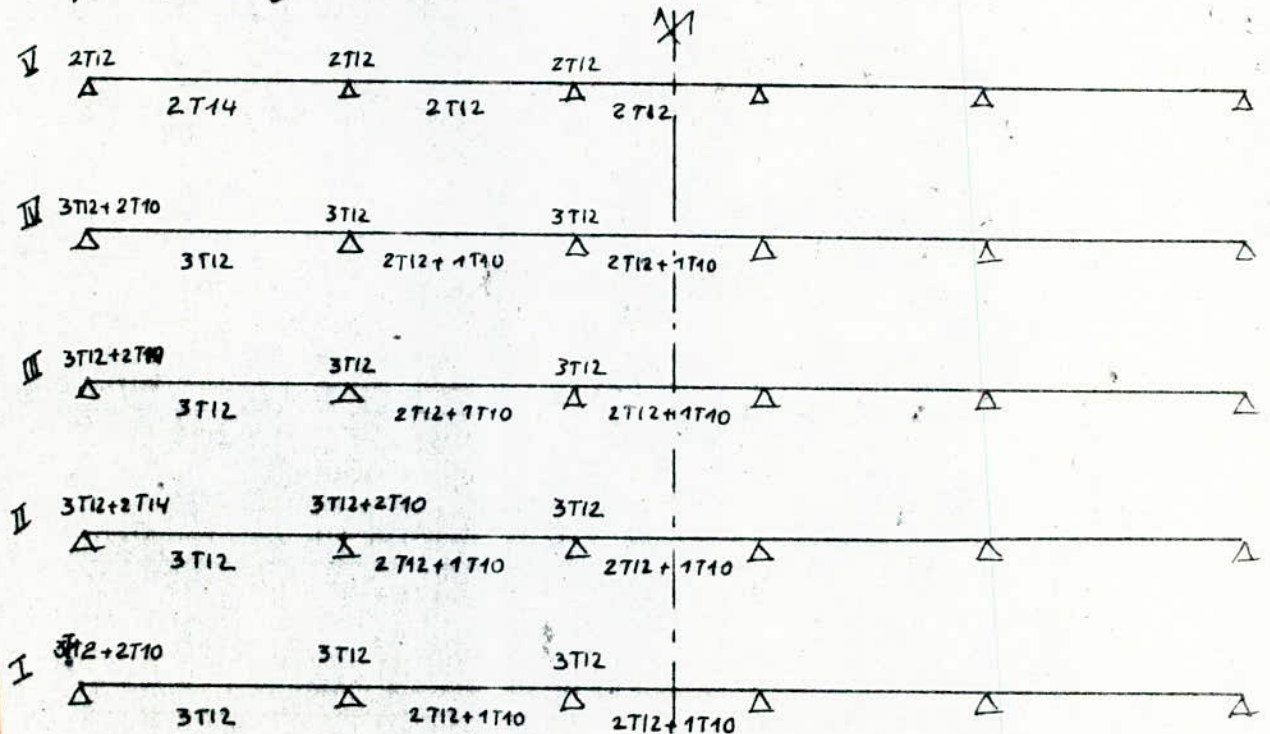
$$t \leq \max \left\{ \begin{array}{l} h (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma_b}) = 20 \text{ cm} \\ 0,2 h = 6,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Résumé du ferrailage des poutres des 2 portiques:

1) Portique transversal:



2) Portique longitudinal:



FERRAILLAGE DES POTEAUX

Tableau donnant les moments max
et les efforts normaux correspondants

		Sous SP1		Sous SP2	
Niv	Pdt	M _{max}	N _{cum}	M _{max}	N _{cum}
V	1	1,13	4,38	2,23	4,64
	2	0,14	7,52	1,50	6,93
	3	0,27	7,52	1,74	6,93
	4	1,04	4,38	2,16	4,64
IV	1	0,68	9,24	2,64	10,24
	2	0,15	15,92	2,68	14,27
	3	0,15	15,92	2,68	14,27
	4	0,68	9,24	2,64	10,24
III	1	0,64	14,10	3,08	16,40
	2	0,15	24,32	3,26	21,57
	3	0,15	24,32	3,26	21,57
	4	0,64	14,10	3,08	16,40
II	1	0,64	18,70	3,23	22,97
	2	0,15	32,72	3,46	28,84
	3	0,15	32,72	3,46	28,84
	4	0,64	18,70	3,23	22,97
I	1	0,64	23,25	2,16	28,76
	2	0,15	40,82	2,13	35,83
	3	0,15	40,82	2,13	35,83
	4	0,64	23,25	2,16	28,76

Détermination des armatures sous SP1:

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

Si $e_0 < e_1$: section entièrement compr (E)

Si $e_0 > e_1$: " partiellement " (P)

valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}_b'$

Niv	pot	M (tm)	N (t)	e_0 (cm)	$\bar{\sigma}_b'$	
I	1,4	1,13	4,38	25,8	137	PC
	2,3	0,27	7,52	3,59	82,16	EC
IV	1,4	0,68	9,24	7,36	96,51	PC
	2,3	0,15	15,92	0,94	72,08	EC
III	1,4	0,64	14,10	4,54	85,78	EC
	2,3	0,15	24,32	0,62	70,86	EC
II	1,4	0,64	18,70	3,42	81,51	EC
	2,3	0,15	32,72	0,46	70,25	EC
I	1,4	0,64	23,25	2,75	78,96	EC
	2,3	0,15	40,82	0,37	69,91	EC

$$\bar{\sigma}_b' = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma_{cs}$$

$$\alpha = 1 \quad (\text{CPA 325})$$

$$\beta = 5/6 \quad (\text{contrôle attentif})$$

$$\gamma = 1 \quad (c_{09} = 5/15)$$

$$0,5 < \xi \leq 1 \rightarrow \xi = 1$$

$$\delta = \min \left[0,60; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right]$$

$$\sigma_{cs}' = 275 \text{ kgf/cm}^2 \quad (350 \text{ kg/m}^2)$$

Pourcentage minimum d'armatures (

$$\frac{A}{B} = \omega_{\min} \geq 1,25 \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot 10^{-3} \frac{\sigma_m'}{\bar{\sigma}_s'}$$

$$l_c = 0,7 l_0 = 0,7 \cdot 2,7 = 1,89 \text{ m}$$

$$\frac{l_c}{a} = \frac{1,89}{0,30} = 6,30 < 14,4 \Rightarrow \text{pièce courte (pas de risque de) flambement}$$

θ_1, θ_2 et θ_3 :

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

$$2) \theta_2:$$

$$\text{niveau I (vide sanitaire): } l_c = 0,7 \cdot 1,34 = 0,94 \text{ m}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{0,94}{4 \cdot 0,3 - 2 \cdot 0,02} = 1,81$$

autres niveaux

$$l_c = 1,89 \rightarrow \theta_2 = 1 + \frac{1,89}{4 \cdot 0,3 - 2 \cdot 0,02} = 2,63$$

$$3) \theta_3 = 1 + \frac{2160}{4120} = 1,51$$

Calcul de σ_m' :

$$\sigma_m' = \frac{N'}{B'}$$

• section (E.C): $B' = b \cdot h \rightarrow \sigma_m' = \frac{N'}{b \cdot h}$

• section (P.C): $B' = b y_1$ avec $y_1 = \frac{h \bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b' + \frac{\bar{\sigma}_a}{n}}$ (position de l'axe neutre)

$$\sigma_m' = \frac{N'}{b y_1}$$

Niv	Pot	θ_1	θ_2	θ_3	$N(t)$	$\bar{\sigma}_a$	A_{min}
V	1,4	1,4	2,63	1,51	4,38	137	0,44
	2,3	1	2,63	1,51	7,52	82,16	0,54
IV	1,4	1,4	2,63	1,51	9,24	96,51	0,94
	2,3	1	2,63	1,51	15,92	72,08	1,15
III	1,4	1,4	2,63	1,51	14,10	85,78	1,43
	2,3	1	2,63	1,51	24,32	70,86	1,76
II	1,4	1,4	2,63	1,51	18,70	81,51	1,90
	2,3	1	2,63	1,51	32,72	70,25	2,37
I	1,4	1,4	1,81	1,51	23,25	78,96	1,62
	2,3	1	1,81	1,51	40,82	69,91	2,03

sections partiellement comprimées :

$$Mat = M + N \left(\frac{ht}{2} - d \right)$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

$$\left. \begin{array}{l} ht = 30 \text{ cm} \\ d = 4 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

si $K > \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = 20,4 \text{ kgf/cm}^2 \rightarrow$ pas d'armatures comprimées

Niv	Pot	M (km)	$N(t)$	Mat	μ	K	ϵ	A_1 (cm ²)	A	A_{min}
V	1,4	1,13	4,38	1,61	0,0421	42,4	0,9129	2,42	1,85	0,44
IV	1,4	0,68	9,24	1,70	0,0446	41,0	0,9108	2,56	1,95	0,94

Pour toutes ces sections $K > \bar{K} \Rightarrow$ armatures comprimées non nécessaires

Sections entièrement comprimées.

Niv	Pot	M (tm)	N (t)	$\bar{\sigma}_b'$	ρ	β	e	D	E	$\bar{\omega}$	A'	A _{min}
V	1,4	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	2,3	0,27	7,52	22,16	9,83	0,72	1,43	7,00	9,11	<0	<0	0,54
IV	1,4	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	2,3	0,15	15,92	72,08	4,07	0,19	0,59	2,65	2,88	<0	<0	1,15
III	1,4	0,64	14,10	25,78	5,47	0,91	0,79	3,53	3,56	<0	<0	1,43
	2,3	0,15	24,32	70,86	2,62	0,12	0,38	1,54	1,50	<0	<0	1,76
II	1,4	0,64	18,70	81,51	3,92	0,68	0,57	3,89	2,24	<0	<0	1,90
	2,3	0,15	32,72	70,25	1,93	0,09	0,28	1,00	0,84	<0	<0	2,37
I	1,4	0,64	23,25	78,96	3,05	0,55	0,44	1,74	1,50	<0	<0	1,62
	2,3	0,15	40,82	69,91	1,54	0,07	0,22	0,70	0,47	<0	<0	2,03

Ferrailage des poteaux sous SP2

Tableau donnant les différentes valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}_b'$; $e_1 = 5 \text{ cm}$

Niv	Pot	M (tm)	N (t)	e_0 (cm)	$\bar{\sigma}_b'$		y_1 (cm)
V	1,4	2,23	4,64	48,06	205,5	P.C	11,00
	2,3	1,74	6,93	25,10	205,5	PC	11,00
IV	1,4	2,64	10,24	25,78	205,5	PC	11,00
	2,3	2,68	14,27	18,78	205,5	PC	11,00
III	1,4	3,08	16,40	18,78	205,5	PC	11,00
	2,3	3,26	21,57	15,11	205,5	PC	11,00
II	1,4	3,23	22,97	14,06	199,06	PC	10,80
	2,3	3,46	28,84	12,00	184,95	PC	10,34
I	1,4	2,16	28,76	7,51	154,20	PC	9,23
	2,3	2,13	35,83	5,94	143,44	PC	8,80

Armatures longitudinales sous SP1:

Niv	Poteau	M (tm)	N (t)	Mat	μ	K	ϵ	A_1 (cm ²)	A (cm ²)
V	1,4	2,23	4,64	2,74	0,0477	39,4	0,9081	2,76	1,65
	2,3	1,74	6,93	2,50	0,0435	4,16	0,9117	2,51	0,86
IV	1,4	2,64	10,24	3,76	0,0654	32,4	0,8945	3,85	1,41
	2,3	2,68	14,27	4,25	0,0740	30,0	0,8889	4,38	0,98
III	1,4	3,08	16,40	4,88	0,0849	27,5	0,8824	5,06	1,15
	2,3	3,26	21,57	5,63	0,0980	25,1	0,8753	5,88	0,74
II	1,4	3,23	22,97	5,75	0,1001	24,7	0,8741	6,02	0,55
	2,3	3,46	28,84	6,63	0,1154	22,5	0,8667	7,00	0,133
I	1,4	2,16	28,76	5,32	0,0926	26,0	0,8780	5,55	<0
	2,3	2,13	35,83	6,07	0,1056	23,9	0,8715	6,38	<0

Résumé (portique transversal)

Niv	Pot	Sous SP1		(A+A') min		max A=A'
		A=A'	A=A'	Sous SP1	Sous SP2	
V	1,4	1,85	1,65	8,10	8,10	8,10/2
	2,3	<0	0,86	7,20	7,20	7,20/2
IV	1,4	1,95	1,41	8,10	8,10	"
	2,3	<0	0,98	7,20	7,20	"
III	1,4	<0	1,15	8,10	8,10	"
	2,3	<0	0,74	7,20	7,20	"
II	1,4	<0	0,55	8,10	8,10	"
	2,3	<0	0,13	7,20	7,20	"
I	1,4	<0	<0	8,10	8,10	"
	2,3	<0	<0	7,20	7,20	"

Portique longitudinal

Niv	Pot	sous SP1		sous SP2	
		Mmax	Ncum cor	Mmax	Ncum cor
V	1,6	0,96	4,22	2,18	4,54
	2,5	0,18	7,53	1,78	7,03
	3,4	0,14	6,93	1,74	6,48
IV	1,6	0,94	9,03	3,08	8,88
	2,5	0,41	16,19	3,02	14,81
	3,4	0,30	14,90	2,96	13,15
III	1,6	0,67	13,84	3,35	16,33
	2,5	0,41	24,85	3,55	23,10
	3,4	0,30	22,85	3,55	19,93
II	1,6	0,64	18,05	3,56	23,00
	2,5	0,41	33,51	3,90	31,16
	3,4	0,30	30,81	3,82	26,64
I	1,6	1,20	23,16	2,92	12,98
	2,5	0,56	41,86	2,57	38,84
	3,4	0,38	38,46	2,44	32,77

Determination des armatures sous SP1:Tableau donnant e_0 et $\bar{\sigma}_b$ ($e_1 = 5 \text{ cm}$)

Niv	Pot	M (tm)	N (t)	e_0	$\bar{\sigma}_b$	
V	1,6	0,96	4,22	22,75	137	PC
	2,5	0,18	7,53	2,39	79,41	EC
	3,4	0,14	6,93	2,02	77,72	EC
IV	1,6	0,94	9,03	10,41	116,00	PC
	2,5	0,41	16,19	2,53	80,00	EC
	3,4	0,30	14,90	2,01	77,70	EC
III	1,6	0,67	13,84	4,84	90,60	EC
	2,5	0,41	24,85	1,65	76,03	EC
	3,4	0,30	22,85	1,31	74,50	EC
II	1,6	0,64	18,05	3,43	84,16	EC
	2,5	0,41	33,51	1,22	74,07	EC
	3,4	0,30	30,81	0,97	72,93	EC
I	1,6	1,20	23,16	5,18	92,15	PC
	2,5	0,56	41,86	1,34	74,62	EC
	3,4	0,38	38,46	0,99	73,02	EC

Calcul des sections partiellement comprimées :

• Poteaux (2) et (6) du niveau II : $M = 0,96 \text{ tm}$, $N = 4,22 \text{ t}$

$$Mat = M + \left(\frac{ht}{2} - d\right) N = 0,96 + \left(\frac{93}{2} - 9,04\right) \cdot 4,22 = 7,42 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 Mat}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 7,42 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 26^2} = 0,0375 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9172 \\ K = 45,4 \end{cases}$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'} = \frac{2800}{137} = 20,4 \text{ kgf/cm}^2 < K \rightarrow \text{armatures comprimées non nécessaires.}$$

$$A_1 = \frac{Mat}{\bar{\sigma}_a \xi h} = 2,13 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 2,13 - \frac{4220}{2800} = 0,62 \text{ cm}^2$$

• Poteaux (1) et (6) du niveau III : $M = 0,94 \text{ tm}$, $N = 9,03 \text{ t}$

$$Mat = 0,94 + 0,11 \cdot 9,03 = 1,93 \text{ tm}$$

$$\mu = 0,0248 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9315 \\ K = 58 \end{cases} \rightarrow A_1 = 2,85 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0,70 \text{ cm}^2$$

$$K > \bar{K} \rightarrow A' = 0$$

• Poteaux (1, 6) du niveau (I) : $M = 1,20 \text{ tm}$, $N = 23,16 \text{ t}$

$$Mat = 1,20 + 0,11 \cdot 23,16 = 3,75 \text{ tm}$$

$$\mu = 0,099 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,8747 \\ K = 29,9 > \bar{K} \end{cases} \rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = 5,89 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 938 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections entièrement comprimées (sous SP1)

Niv	Pot	M	N	$\bar{\sigma}_b$	ρ	β	c	D	E	$\bar{\omega}$	A'	A _{min}
V	1,6	0,96	4,22	137	—	—	—	—	—	—	—	0,84
	2,5	0,18	7,53	79,41	9,49	0,48	1,38	6,82	>0	<0	<0	0,77
	3,4	0,14	6,93	77,72	10,09	0,40	1,47	7,31	>0	<0	<0	0,71
IV	1,6	0,94	9,03	116,00	—	—	—	—	—	—	—	1,99
	2,5	0,41	16,19	80,00	4,44	0,51	0,65	5,60	>0	<0	<0	1,65
	3,4	0,30	14,90	77,70	4,69	0,40	0,68	3,08	>0	<0	<0	1,52
III	1,6	0,67	13,84	90,30	—	—	—	—	—	—	—	3,56
	2,5	0,41	24,85	76,03	5,89	0,33	0,86	4,04	>0	<0	<0	2,54
	3,4	0,30	22,85	74,50	2,93	0,26	0,43	1,74	>0	<0	<0	2,33
II	1,6	0,64	18,65	84,16	4,06	0,69	0,59	2,5	>0	<0	<0	1,36
	2,5	0,41	33,51	74,07	1,99	0,24	0,29	1,00	>0	<0	<0	9,42
	3,4	0,30	30,81	72,93	2,13	0,19	0,31	1,13	>0	<0	<0	3,15
I	1,6	1,20	23,16	92,15	—	—	—	—	—	—	—	4,05
	2,5	0,56	44,86	74,62	1,60	0,27	0,23	0,73	>0	<0	<0	2,94
	3,4	0,38	38,46	73,02	1,71	0,22	0,25	0,99	>0	<0	<0	2,70

$$A_{min} = \frac{1,25 \theta_1 \theta_2 \theta_3 \sigma_{m'} B}{1000 \bar{\sigma}_b} = \frac{1,25 \theta_1 \theta_2 \theta_3 N}{1000 \bar{\sigma}_b}$$

Calcul des armatures sous SP2 :

tableau donnant e_0 , $\bar{\sigma}_b$ et γ_1 ($e_0 > e_1 \Rightarrow P.C$)

Niv	Pot	M	N	e_0	e_1	$\bar{\sigma}_b$		γ_1
V	1,6	2,18	4,54	48,02	5	205,5	PC	11,00
	2,5	1,77	7,03	25,32	5	205,5	PC	11,00
	3,4	1,74	6,48	26,85	5	205,5	PC	11,00
IV	1,6	3,08	8,87	34,68	5	205,5	PC	11,00
	2,5	3,02	14,81	29,40	5	205,5	PC	11,00
	3,4	2,96	13,15	22,51	5	205,5	PC	11,00
III	1,6	3,35	16,33	20,51	5	205,5	PC	11,00
	2,5	3,55	23,10	15,37	5	205,5	PC	11,00
	3,4	3,55	19,93	17,81	5	205,5	PC	11,00
II	1,6	3,56	23,00	15,48	5	205,5	PC	11,00
	2,5	3,90	31,16	12,52	5	198,51	PC	10,46
	3,4	3,82	26,64	14,34	5	201,0	PC	10,86
I	1,6	2,92	12,97	22,50	5	205,5	PC	11,00
	2,5	2,57	38,84	6,62	5	148,10	PC	9,99

Armatures longitudinales sous SP2 :

Niv	Pot	M	N	Mat	μ	K	ϵ	A_n	A
V	1,6	2,11	4,54	2,68	0,0472	39,6	0,9084	2,70	1,62
	2,5	4,79	7,03	2,55	0,0449	40,8	0,9104	2,56	0,89
	3,4	4,74	6,18	2,45	0,0431	41,8	0,9120	2,46	0,92
IV	1,6	3,08	8,88	4,06	0,0715	30,7	0,8906	4,17	2,06
	2,5	3,02	14,81	4,65	0,0818	28,2	0,8843	4,82	1,36
	3,4	2,96	13,15	4,41	0,0776	29,1	0,8866	4,56	1,43
III	1,6	3,35	16,33	5,15	0,0906	26,4	0,8792	5,36	1,47
	2,5	3,55	23,10	6,09	0,1072	23,6	0,8705	6,41	0,91
	3,4	3,55	19,93	5,74	0,1010	24,6	0,8737	6,02	1,27
II	1,6	3,56	23,00	6,09	0,1072	23,6	0,8705	6,41	0,91
	2,5	3,90	31,16	7,33	0,1229	20,9	0,8607	7,80	0,38
	3,4	3,82	26,64	6,75	0,1188	22,2	0,8652	7,15	0,81
I	1,6	2,92	12,98	4,35	0,0766	29,4	0,8874	4,49	1,40
	2,5	2,57	38,84	6,84	0,1204	21,9	0,8645	7,24	<0
	3,4	2,44	32,77	6,04	0,1063	23,8	0,8711	6,35	<0

$K > \bar{K} \rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

Résumé (portique longitudinal)

Niv	Pot	Sous SP1	Sous SP2	(A+N) min		max
		A=A'	A=A'	SP1	SP2	A=A'
V	1,6	0,62	1,62	8,10	8,10	8,10/2
	2,5	<0	0,89	7,20	7,20	7,20/2
	3,4	<0	0,92	7,20	7,20	7,20/2
IV	1,6	0,70	2,06	8,10	8,10	"
	2,5	<0	1,30	7,20	7,20	"
	3,4	<0	1,43	7,20	7,20	"
III	1,6	<0	1,47	8,10	8,10	"
	2,5	<0	0,91	7,20	7,20	"
	3,4	<0	1,27	7,20	7,20	"
II	1,6	<0	0,91	8,10	8,10	"
	2,5	<0	0,38	7,20	7,20	"
	3,4	<0	0,81	7,20	7,20	"
I	1,6	0,38	1,40	8,10	8,10	"
	2,5	<0	<0	7,20	7,20	"
	3,4	<0	<0	7,20	7,20	"

Ferrailage adopté pour les poteaux

poteaux: $30 \times 30 \rightarrow A_{max} \text{ (zone courante)} = \frac{2,5}{100} 30 \cdot 30 = 22,5 \text{ cm}^2 \text{ (CTC)}$

$A_{max} \text{ (calculée)} = 8,10 \text{ cm}^2 \text{ (d'après CTC)}$

On choisit 8T16 $\Rightarrow A = 16,08 \text{ cm}^2 < 22,5 \text{ cm}^2$

pour tous les niveaux et pour les 2 portiques

Armatures transversales:

- Diamètre (ϕ)

$\phi_t \geq 0,3 \phi_{l_{max}} = 0,3 \times 1,6 = 4,8 \text{ mm}$

on prend des $\phi 8$ (pour faciliter l'exécution)

\rightarrow 2 cadres $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- espacement des cadres:

dans la zone nodale: $t \leq \min(10\phi, 15 \text{ cm}) = \min(16, 15) = 15 \text{ cm}$

" " " courante: $t \leq 12\phi = 12 \cdot 1,6 = 20 \text{ cm}$

zone de recouvrement:

ν : nombre de courbe

$\nu \geq 3$

$\nu \geq \frac{0,4 \phi_l^2 \bar{\sigma}_{ent}}{\phi_t^2 \bar{\sigma}_{ent}} = \frac{0,4 \cdot 1,6^2 \cdot 4200}{\phi 8^2 \cdot 2400} = 3$

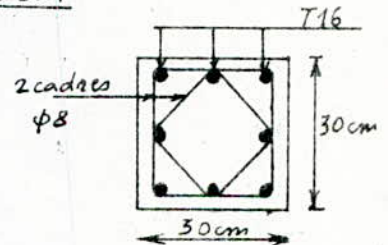
longueur de recouvrement:

$l_d = \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{4 \cdot \bar{\tau}_d}$ avec $\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 59 = 16,6 \text{ kgf/cm}^2$

$\rightarrow l_d = \frac{1,6}{4} \frac{2800}{16,6} = 67,47 \text{ cm} \rightarrow l_d = 70 \text{ cm}$

l'espacement dans la zone de recouvrement est: $t = \frac{l_d}{\nu} = \frac{70}{3} = 23,5 \text{ cm}$

$\rightarrow A = 25 \text{ cm}$



De plus les armatures transversales doivent répartir l'effort tranchant dû au séisme développé aux extrémités des poteaux.

Pour uniformiser on adopte le même système de couture pour tous les poteaux. Soit :

- F_1 : effort revenant à un portique de rive
- F_2 : " " " " intermédiaire

portique transversal : $\begin{cases} F_1 = 2,00 t \\ F_2 = 2,00 t \end{cases}$

portique longitudinal : $\begin{cases} F_1 = 2,24 t \\ F_2 = 2,80 t \end{cases}$

on prend $T = 2,80 t$

$T = 2,80 t$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$; $\tau_b = \frac{T}{b_3} = \frac{2800}{30 \cdot 26} = 4,1 \Rightarrow 1 - \frac{\tau_b}{9\sqrt{b}} = 0,92$

$f_a = \max\left(\frac{2}{3}, 0,92\right)$

$\rightarrow \bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_{en} = 0,92 \cdot 2400 = 2208 \text{ kgf/cm}^2$

$\begin{cases} A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \\ T = 2,80 t \\ \bar{\sigma}_{at} = 2208 \text{ kgf/cm}^2 \end{cases} \rightarrow t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 40,3 \text{ cm}$

or $t \leq \max\left\{ \begin{aligned} &h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{1,5\sqrt{b}}\right) = 26 \left(1 - 0,3 \frac{4,1}{1,5 \cdot 5,9}\right) = 22,4 \text{ cm} \\ &0,2 h = 5,2 \text{ cm} \end{aligned} \right.$

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

NB: t est réduit à ses $\frac{4}{5}$ dans la zone nodale ($h' = 60 \text{ cm}$).

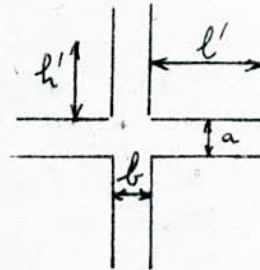
$t = \frac{4}{5} \cdot 20 = 16 \text{ cm}$ on prend $t = 15 \text{ cm}$

Definition de la zone nodale:

$h' = \max\left(\frac{h}{6}, b, 60 \text{ cm}\right)$

$\begin{cases} h = 280 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$

$l' = 2 \cdot a = 2 \cdot 36 = 72 \text{ cm}$



FONDATIONS

Généralités

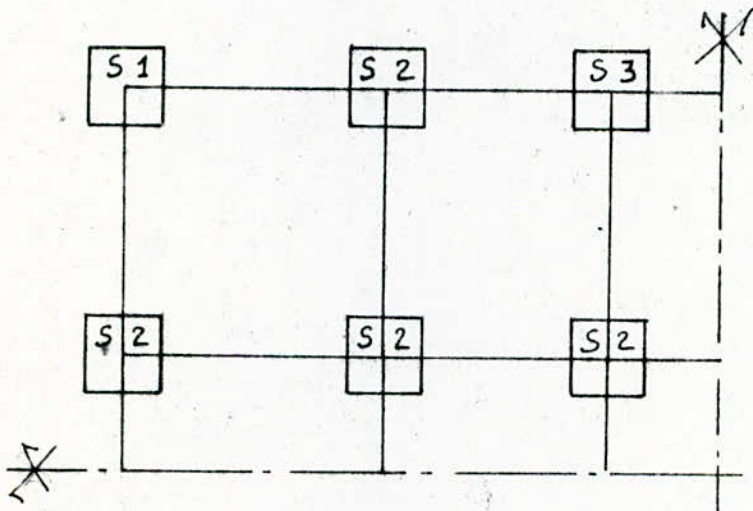
Les fondations sont destinées à répartir le poids de l'ouvrage sur le sol avec une contrainte admissible du sol de: $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$

Les fondations doivent être établies à une profondeur telle que leur base soit hors d'atteinte de la gelée, cette profondeur se calcule sur la base de 5 à 8 cm par degré de température au dessous de 0°.

Les semelles seront calculées en compression simple, les moments à la base des poteaux étant repris par les longrines.

Toutes les semelles sont des semelles isolées sous poteaux

On en a 3 types S₁, S₂ et S₃



Calcul des semelles isolées:

Dimensionnement des semelles:

$$\bar{\sigma}_s \cdot B_x \cdot B_y \geq N \quad \text{avec:}$$

$$\Rightarrow B_x \cdot B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

N: charge transmise au sol
 $\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible du sol
 B_x: grand côté du rectangle
 B_y: petit " " "

en prenant $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$ (semelles et poteau homothétiques)

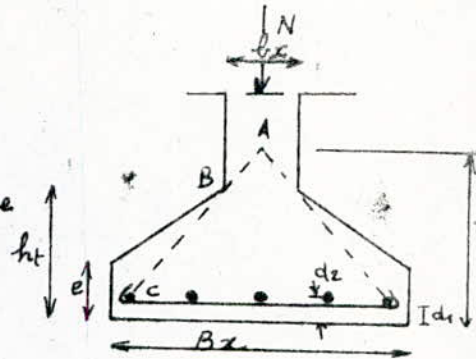
et sachant que pour le poteau: $b_x = b_y = 30 \text{ cm}$ on a alors: $B_x = B_y$
 (toutes les semelles sont carrées)

La hauteur de la semelle doit vérifier:

$$h_t \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1 \quad \text{et} \quad e \geq 6d + 6$$

$$\frac{h_t - d_1}{h_0} = \frac{B_x - b_x}{b_x}$$

Les efforts de traction existant sur le bas de la semelle se manifestent selon 2 directions (ox et oy). L'absorption de ces efforts implique la pose d'armatures selon les 2 directions. Les fondations comportent donc 2 nappes d'armatures superposées; chaque nappe servant simultanément d'armature principale pour un sens et de répartition pour l'autre.



Méthode de calcul des armatures:

Ce calcul se fera par la méthode des bielles qui consiste à admettre que l'effort provenant du poteau se transmet par l'intermédiaire de bielles obliques de béton ayant leur origine en A (A est le point d'intersection de l'axe du poteau avec la droite joignant le point c où commence le crochet des barres).

D'après cette méthode les efforts de traction dans les aciers sont:

$$\text{dans le sens } x: F_x = \frac{N(B_x - b_x)}{8(ht - d_1)}$$

$$\text{dans le sens } y: F_y = \frac{N(B_y - b_y)}{8(ht - d_2)}$$

Les armatures seront constituées de 2 nappes superposées telles que:

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} \rightarrow \text{armatures parallèles à } B_x$$

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} \rightarrow \text{ " " " } \bar{\sigma}_a \text{ à } B_y$$

1. Semelle S₁: $N = 23,25 \text{ t}$; $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bar} = 2,04 \text{ kgf/cm}^2$

$$\bullet B_x^2 \geq \frac{23250}{2,04} = 11397,06 \text{ cm}^2 \rightarrow B_x \geq 106,76 \text{ cm} \rightarrow \underline{B_x = B_y = 110 \text{ cm}}$$

$$\bullet ht \geq \frac{110 - 30}{4} + 3,5 = 23,5 \text{ cm} \rightarrow \underline{ht = 30 \text{ cm}}$$

• Poids propre de la semelle (approximatif):

$$\bullet N_s = (1,1) \times 920 \cdot 2500 = 605 \text{ kg}$$

effort normal total : $Q = N + N_s = 23855 \text{ kg}$

verification de la contrainte :

$$\sigma_s = \frac{Q}{S} = \frac{23855}{110^2} = 1,97 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,04 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (dimensionnement correct)}$$

$$\rightarrow F_x = 9001,9 \text{ kg}$$

$$\rightarrow F_y = 9542 \text{ "}$$

Calcul des armatures :

lit inférieur : $A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{9001,9}{2800} = 3,22 \text{ cm}^2$ soit 5 T10 ($A = 3,92 \text{ cm}^2$)

lit supérieur : $A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{9542}{2800} = 3,41 \text{ cm}^2$ soit 5 T10 ($A = 3,92 \text{ cm}^2$)

épaisseur de la semelle : $e \geq 6\phi + 6 = 6 \times 1,0 + 6 = 12 \text{ cm} \rightarrow \underline{e = 15 \text{ cm}}$

espacement : $t = \frac{110}{5} = 22 \text{ cm}$ soit $\underline{t_x = t_y = 25 \text{ cm}}$

Vérification de la condition de fissuration :

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

$$\eta = 1,6$$

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

$$\phi 10$$

$$\rightarrow \sigma_s = 2886,4 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

(pas de risque de fissuration.)

2 Semelles S₂ et S₃ :

	N (kg)	N _s (kg)	B _x =B _y (cm)	h _t (cm)	σ_s (kgf/cm ²)	$\bar{\sigma}_s$	F _x (kg)	F _y (kg)	A _x	A _y	e (cm)	t _x =t _y (cm)
S ₂	41860	1687,5	150	40	1,94	2,04	24649,6	26128,5	8712	7714	15	22
S ₃	38460	1687,5	150	40	1,75	2,04	22725	24088	8112	8112	15	20

Longrines

Les longrines sont des poutres reliant les semelles entre elles au niveau de la base des poteaux.

Leur calcul se fait comme pour une poutre encastree à ses 2 extremités et soumise à une charge uniformément répartie (réaction du sol et poids propre) et les moments à la base des poteaux.

On a à calculer :

longitudinalement : 3 types de longrines

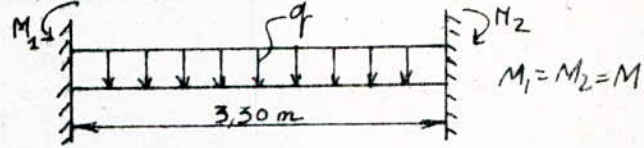
$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 : 0,30 \times 0,30 \times 3,3 \\ L_2 : 0,30 \times 0,30 \times 3,3 \\ L_3 : 0,30 \times 0,30 \times 2,7 \end{array} \right.$$

transversalement : 2 types "

$$\left\{ \begin{array}{l} L'_1 : 0,30 \times 0,30 \times 3,3 \\ L'_2 : 0,30 \times 0,30 \times 2,7 \end{array} \right.$$

1) Sens longitudinal :

Le cas le plus défavorable se présente pour L_1 , donc on fait le calcul pour L_1 et on adopte le même ferrailage pour les autres longrines.



$$M = \max(M_1, M_2)$$

$$M(SP_2) > 1,5 M(SP_1)$$

$$\rightarrow \text{sous } SP_2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 2,66 \text{ t.m} \\ M_2 = 2,92 \text{ "} \end{array} \right.$$

$$M = \max(M_1, M_2) = 2,92 \text{ t.m. sous } SP_2$$

$$\rightarrow \text{sous } SP_1 \quad M = \frac{2,92}{1,5} = 1,95 \text{ t.m}$$

$$a) \text{ Au appui : } M_a = \frac{q l^2}{12} + M = \frac{0,3^2 \times 2,5 \cdot 3,3^{-2}}{12} + 1,95 = 2,15 \text{ t.m}$$

$$b) \text{ en travée : } M_t = \frac{q l^2}{24} - \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{q l^2}{24} - M = -1,85 \text{ t.m}$$

$M_a \neq M_t \rightarrow$ on calcule avec $M_{\max} = M_a = 2,15 \text{ t.m}$

$$M = 2,15 \text{ t.m}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 26 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2100 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\rightarrow \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 215000}{2800 \cdot 30 \cdot 26^2} = 0,0568 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9008 \\ K = 35,4 \end{array} \right.$$

$K = 35,4 > \bar{K} = 20,4 \rightarrow$ pas d'armatures comprimées

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{215000}{2100 \cdot 0,9008 \cdot 26} = 3,28 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T12 \quad (A = 4,52 \text{ cm}^2)$$

. Effort tranchant :

$$T_{max} = q \frac{l}{2} = \frac{9,3 \cdot 2,5 \cdot 3,3}{2} = 0,37 \text{ t}$$

$$\rightarrow \sigma_b = \frac{T}{b z} = \frac{370}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 26} = 0,54 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_c = 3,5 \cdot 5,9 = 20,6 \text{ kgf/cm}^2$$

. Fissuration :

$$\hat{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{4,58}{2 \cdot 30 \cdot 4} = 0,0188$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta \hat{\omega}_f}{\phi(1+10\hat{\omega}_f)} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0188}{12 \cdot 1,188} = 3163 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

la fissuration n'est pas à craindre

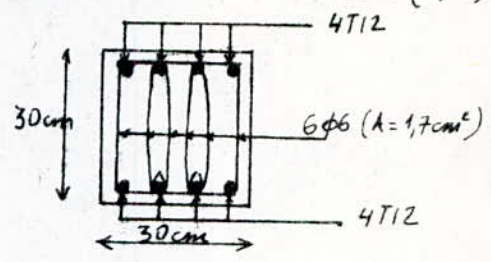
T étant faible on adopte des armatures transversales de construction ($\phi 6$)

2 sens transversal :

L_1 : sous SP2 $M_{max} = 2,16 \text{ tm}$
 " SP1 $M = \frac{2,16}{1,5} = 1,44 \text{ tm}$

$M_a = 1,64 \text{ tm}$
 $M_t = -1,34 \text{ tm}$ } $M_a \neq M_t \rightarrow$ on calcule avec $M_a = 1,64 \text{ t.m}$

$\mu = 0,0433 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9120 \\ K = 41,8 > \bar{K} \end{cases} \rightarrow A' = 0 \rightarrow A = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T10 (A = 3,14 \text{ cm}^2)$
 $t = 15 \text{ cm}$



. Effort tranchant (idem que longitudinalement)

. Fissuration : $\sigma_2 = 2840 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ pas à craindre

T faible \rightarrow arm transv de construction

NB: Vu que les moments transmis par les poteaux aux longrines peuvent comprimer tout aussi bien les fibres supérieures que les fibres inférieures elles sont armées symétriquement.

Bibliographie :

Règles CCBA 68

Règles PS 69

Cours de Béton Armé P. Charon

Exercices et Problèmes résolus " "

Traité de B.A Guerin

— A —

