

9/85

DEMOCRATIC AND POPULAR REPUBLIC OF ALGERIA .
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

2 esc

NATIONAL POLYTECHNIC SCHOOL
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Department: ENGINEERING
Departement: GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT A USAGE MULTIPLE

(R + 7)

(STRUCTURE AUTOSTABLE DISSYMETRIQUE)

Proposé par: B.E.R.E.P

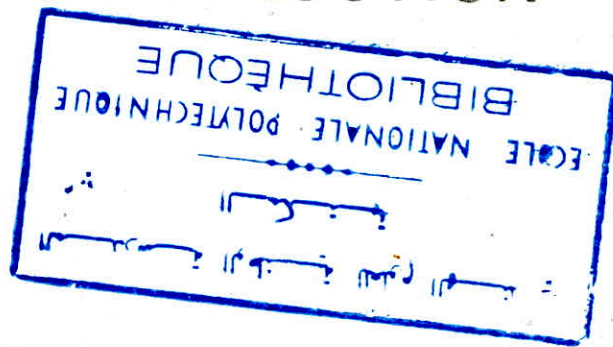
Etudié par: BELHADJ Omar

Dirigé par: KORDJANI M.

BENDAHGANE Mohamed

Promotion: JANVIER 85

INTRODUCTION



CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

BETON

Le béton est doté à 350 Kg/m³ à base de ciment CPA 325 avec un contrôle atténué.

La résistance nominale de compression à 28 jours : $\sigma'_{28} = 270 \text{ Kg/cm}^2$

La résistance nominale de traction à 28 jours : $\sigma'_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28} = 23,2 \text{ Kg/cm}^2$

La contrainte de compression admissible selon CCBA 68/70 art. 9.4 :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28}$$

$\alpha = 1$: Ciment CPA 325

$\beta = 5/6$: contrôle atténué

$\gamma = 1$: Coefficient fonction de l'épaisseur minimale des pièces (cm) et des dimensions des granulats (Dans notre cas : $h_{\min} > 4 C_g$)

δ : Dépend de la nature de la sollicitation

$\delta = 0,3$ en compression simple

$\delta = 0,6$ en flexion simple et en flexion composée lorsque l'effort normal est une traction

$\delta = \delta_1$ si $\delta_1 < 0,6$

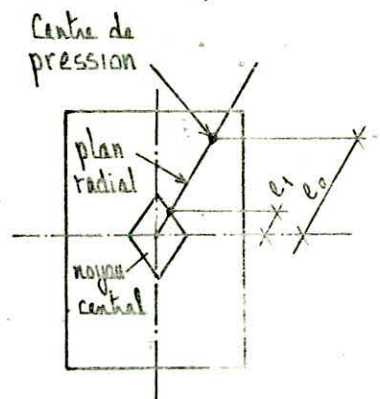
$\delta = 0,6$ si $\delta_1 \geq 0,6$

flexion composée lorsque l'effort normal est une compression.

$$\text{avec : } \delta_1 = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3 \cdot e_1} \right)$$

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

e_1 : Rayon vecteur, de même signe que e_0 , du noyau central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de pression.



$\varepsilon = 1$: en compression simple quelle que soit la forme de la section ou flexion avec section rectangulaire

$0,5 \leq \varepsilon \leq 1$: pour les autres cas

Note : $\delta(SP2) = 1,5 \cdot \delta(SP1)$



Valeurs numériques des contraintes :

1. Compression simple : $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5/6 \cdot 0,3 \cdot 1,270 = 67,5 \text{ bar} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$

Donc pour les sollicitations du second genre : $\sigma'_{b0} = 102,75 \text{ Kg/cm}^2$

2. Flexion : en flexion simple ou en flexion avec traction pour les sections rectangulaires et les sections en T dont l'axe neutre tombe dans la table :

sollicitations du 1^{er} Genre : $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$

sollicitations du 2nd Genre : $\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$

3. Traction : (CEBA 68/70 Art. 9-5)

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

α, β et γ comme définies précédemment

$$A = 0,018 - \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,0258 \quad (\sigma'_{28} \text{ en bar})$$

sollicitations du 1^{er} Genre : $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$

sollicitations du second Genre : $\bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ Kg/cm}^2$

DEFORMATIONS (Art 9-6 du CEBA 68/70)

Modules de déformation du béton :

instantané : $E_i = 21000 \cdot \sqrt{\sigma'_g} = 378000 \text{ Kg/cm}^2$

de longue durée : $E_r = 7000 \cdot \sqrt{\sigma'_g} = 126000 \text{ Kg/cm}^2$

ACIERS

Barres à haute adhérence de nuance Fe E40

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

Contraintes admissibles :

Sollicitations du 1^{er} Genre : $\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot \bar{\sigma}_{en}$

soit : $\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$$\phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2670 \text{ Kg/cm}^2$$

Sollicitations du second Genre : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en}$

Barres rond lisse de nuance Fe E24.

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

Contraintes admissibles : 1^{er} Genre : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2/3 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

2nd Genre : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

Contraintes de traction imposées par la condition de non fissuration du béton
 La valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée par la plus
 grande des valeurs suivantes :

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

ϕ : diamètre nominal, en mm, de la plus grosse des barres tendues de
 la section d'enrobage (voir schéma)

η : Coefficient de fissuration, dépend de l'acier : $\eta = 1$ acier Adx
 $\eta = 1,6$ acier H.A

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

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

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

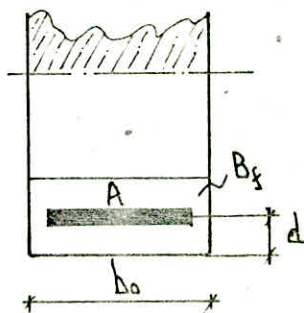
$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$: pourcentage de fissuration

A : section totale des barres tendues

B_f : section d'enrobage des barres tendues : $B_f = 2 \cdot d \cdot b_0$

σ_1 : Contrainte de fissuration systématique.

σ_2 : Contrainte de fissuration accidentelle.



CHARGES ET SURCHARGES

TERRASSE INACCESSIBLE

Gravillon (Protection) 7 cm	100	Kg/m ²
Etanchéité Multicouche	20	Kg/m ²
Béton de pente	260	Kg/m ²
Isolation thermique 7 cm	50	Kg/m ²
dalle en béton armé 13 cm	325	Kg/m ²
Faux Plafond	65	Kg/m ²
	g = 820	Kg/m²
Surcharge d'exploitation	p = 100	Kg/m²

TERRASSE ACCESSIBLE - BALCON

Carrelage	60	Kg/m ²
Mortier de pose	60	Kg/m ²
Etanchéité multicouche	20	Kg/m ²
Forme de pente	140	Kg/m ²
Isolation thermique 5 cm	50	Kg/m ²
dalle en béton armé 13 cm	325	Kg/m ²
Faux Plafond	65	Kg/m ²
	g = 720	Kg/m²
Surcharge d'exploitation	p = 200	Kg/m²

Plancher - LOGEMENTS

Carrelage	60	Kg/m ²
Mortier de pose	60	Kg/m ²
dalle en béton armé 13 cm	325	Kg/m ²
Faux Plafond	5	Kg/m ²
Chisson	150	Kg/m ²
	g = 660	Kg/m²
Surcharge d'exploitation	p = 175	Kg/m²

CHARGES ET SURCHARGES

TERRASSE INACCESSIBLE

Gravillon (Protection) 5 cm	100	Kg/m ²
Etauchéité Multicouche	20	Kg/m ²
Béton de pente	260	Kg/m ²
Isolation thermique 5 cm	50	Kg/m ²
dalle en béton armé 13 cm	325	Kg/m ²
Faux Plafond	65	Kg/m ²
	g = 980	Kg/m²
Surcharge d'exploitation	p = 100	Kg/m²

TERRASSE ACCESSIBLE - BALCON

Carrelage	60	Kg/m ²
Mortier de pose	60	Kg/m ²
Etauchéité multicouche	20	Kg/m ²
Fosse de pente	140	Kg/m ²
Isolation thermique 5 cm	50	Kg/m ²
dalle en béton armé 13 cm	325	Kg/m ²
Faux Plafond	65	Kg/m ²
	g = 720	Kg/m²
Surcharge d'exploitation	p = 200	Kg/m²

Plancher - LOGEMENTS

Carrelage	60	Kg/m ²
Mortier de Pose	60	Kg/m ²
dalle en béton armé 13 cm	325	Kg/m ²
Faux Plafond	65	Kg/m ²
Chissons	150	Kg/m ²
	g = 660	Kg/m²
Surcharge d'exploitation	p = 175	Kg/m²

Blancher - COMMERCE

Carrelage	60	Kg/m ²
Mortier de pose	60	Kg/m ²
dalle en béton armé 13 cm	325	Kg/m ²
Faux Plafond	65	Kg/m ²
Cloisons	200	Kg/m ²
	<u>g = 710</u>	Kg/m ²
Surcharge d'exploitation	P = 500	Kg/m ²

PARKING

Asphalte	180	Kg/m ²
Béton Maigre 10 cm	210	Kg/m ²
dalle en béton armé 13 cm	325	Kg/m ²
Enduit Plâtre	45	Kg/m ²
	<u>g = 760</u>	Kg/m ²

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1. Poutres

La portée maximale des poutres est $L = 6,60$ m constante dans les deux directions.

Nous predimensionnerons la largeur (b) et la hauteur (h_e) selon les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h_e < \frac{L}{10} \\ 0,3 \cdot h_e \leq b \leq 0,7 \cdot h_e \end{array} \right.$$

Les valeurs de b et de h_e sont vérifiées selon les prescriptions du Règlement Parasismique Algérien en vigueur (RPA81) relatives au coffrage des poutres (Art 4.2.1.2) soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Zone II} \\ \frac{h_e}{b} \leq 3,0 \end{array} \right.$$

- poutres principales :

Plancher Logement : $h_e = 70$ cm et $b = 30$ cm

Plancher Commerce : $h_e = 75$ cm et $b = 40$ cm

- nervures :

Plancher Logement : $h_e = 60$ cm et $b = 25$ cm

Plancher Commerce : $h_e = 65$ cm et $b = 25$ cm :

2. Poteaux

Les poteaux sont dimensionnés à partir du processus descente de charge.

La section est déterminée par le critère de résistance à la compression simple sous la contrainte admissible correspondante : $\sigma \geq \frac{N}{A_{bo}}$

On vérifie de même les conditions du RPA81 relatives

au coffrage des poteaux (Art 4.2.1.1) soit :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$ cm Zone II

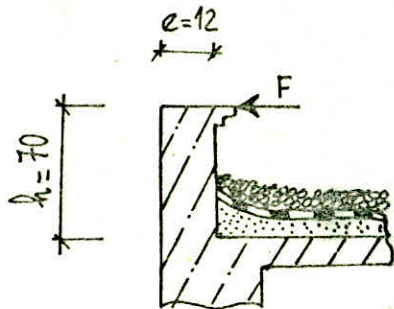
$$\frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 3$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h}{20}$$

où b_1, h_1 sont les dimensions transversales du poteau
 h la hauteur

CALCUL
DES
ELEMENTS

CALCUL DE L'ACROTERE.



L'Acrotère est assimilée à une console encastree dans le plancher terrasse.

On fait les calculs pour une bande de largeur $b = 100$ cm d'épaisseur $e = 12$ cm et de hauteur $h = 70$ cm

Les charges sollicitant l'acrotère sont :

Le poids propre : $g = (0,12 \cdot 0,70) \cdot 25 = 0,21 \text{ t/ml} = 210 \text{ Kg/ml}$

La surcharge : $p = 0,1 \text{ t/ml} = 100 \text{ Kg/ml}$

Cette surcharge est due à la main courante et est appliquée horizontalement

CALCUL DES EFFORTS

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Le calcul se fait pour une section rectangulaire 100×12 cm sollicitée en flexion composée par les éléments de réduction suivants :

L'effort normal $N = g \cdot l = 210 \text{ Kg}$

le moment de flexion $M = F \cdot h = p \cdot l \cdot h = 84 \text{ Kg m}$

L'excentricité du centre de pression : $e_0 = \frac{M}{N} = 40 \text{ cm}$

La limite du noyau central est : $e_1 = \frac{e}{6} = 2 \text{ cm}$

} La section est comprimée partiellement

Calcul du moment fictif : $M = N \cdot e_c = N \cdot (e_0 + \frac{e}{2} - d)$

e_c : distance du centre de pression aux armatures tendues

$$M = 210 \left(0,40 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 90,30 \text{ Kg m}$$

Calcul des sections fictives en flexion simple sous M

Le moment résistant du béton est : $M_{r_b} = \frac{\sigma_b'}{2} \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\delta} \cdot b h^2$

$$\text{ou } \bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{19,137}{19,137 + 2900} = 0,4233$$

$$\bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,8589$$

$$h = e - d = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$M_{r_b} = \frac{137}{2} \cdot 0,4233 \cdot 0,8589 \cdot 100 \cdot 10^2 = 2,49 \cdot 10^5 \text{ Kg cm} = 2,49 \cdot 10^3 \text{ Kg m}$$

$M_{rb} \gg M$: Les Aciers comprimés ne sont pas nécessaires
 Calcul des Armatures tendues (Tableau de CHARON)

$$\rho = \frac{19 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{19 \cdot 90,30 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0048 \rightarrow \begin{cases} K = 144 \\ \epsilon = 0,9686 \end{cases}$$

$$A_0 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{90,30 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9686 \cdot 10} = 0,333 \text{ cm}^2$$

donc : $A_c = A_s - \frac{\delta \cdot N}{\bar{\sigma}_a}$ avec $\begin{cases} \delta = 1 \text{ si } N \text{ est une compression.} \\ \delta = -1 \text{ si } N \text{ est une traction.} \end{cases}$

$$A_c = A_s - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,333 - \frac{210}{2800} = 0,258 \text{ cm}^2$$

Verification des Conditions :

- Condition de non fragilité (Art 92 CCBA 68/70)

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

La section d'acier nécessaire était insuffisante, On disposera donc 4 HA 6/ml ($1,13 \text{ cm}^2$) espacés de 25 cm. On prévoit également des armatures constructives perpendiculaires aux armatures principales

- Condition de non fissuration (Art 49.22 CCBA 68/70)

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,13}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,00283$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6 ; \eta = 1,6 ; \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{6} \cdot \frac{0,00283}{1 + 0,0283} = 1174 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{6}} \approx 3687 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1 ; \sigma_2) = 3687 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

La fissuration est ainsi vérifiée.

- La contrainte du béton :

$$\sigma'_b = \frac{2800}{144} = 19,4 < 137 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

- L'effort repris par les armatures tendues

Il faut vérifier que l'effort repris par les armatures tendues soit supérieur à l'effort tranchant

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

$$\text{Comme : } T + \frac{M}{z} = 120 + \frac{(-84 \cdot 10^2)}{70 \cdot 10} = -840 \text{ Kg} < 0$$

La relation est donc vérifiée.

- Vérification au séisme local (RPA 91 Art 3.3.9)

L'acrotère doit être vérifiée à l'action horizontale : $F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$

$W_p = G$: poids de l'élément (acrotère)

$$Z = \frac{A(\text{groupe d'usage 2, Zone II})}{A(\text{groupe d'usage 2, Zone III})} = \frac{0,19}{0,29} = 0,6$$

Les valeurs de A sont données par le tableau 1 (Art 3.3.1.1 RPA 91)

$C_p = 0,8$ → facteur de force horizontale (Tableau 4 Art 3.3.9 RPA 91)

$I = 1$: Groupe d'usage 2

$$\text{D'où : } F_p = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 210 = 101 \text{ Kg/ml} \leq 120 \text{ Kg/ml.}$$

Conclusion : L'effort sismique horizontal sur l'acrotère est inférieur à l'effort horizontal ayant servi au dimensionnement. L'acrotère est donc vérifiée au séisme local.

DALLES

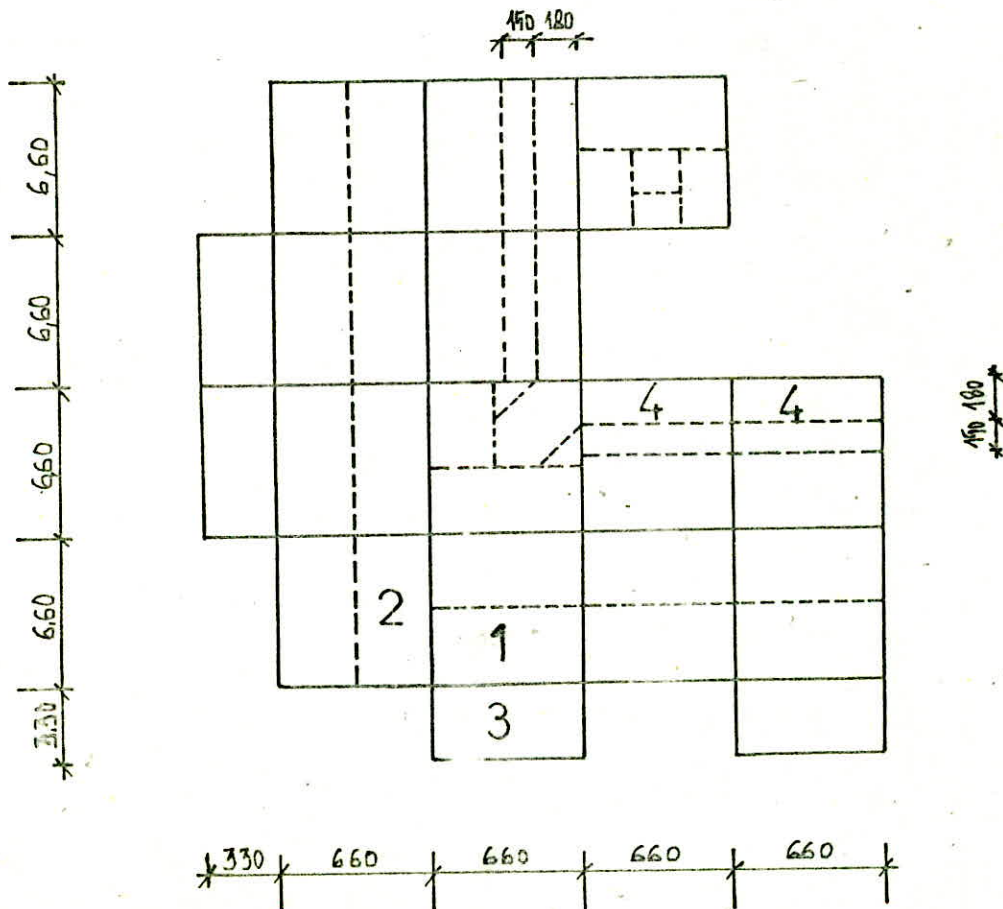
INTRODUCTION

Les dalles sont des pièces minces et planes qui reposent avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis dont l'épaisseur dépend plus souvent des conditions d'utilisation et de rigidité.

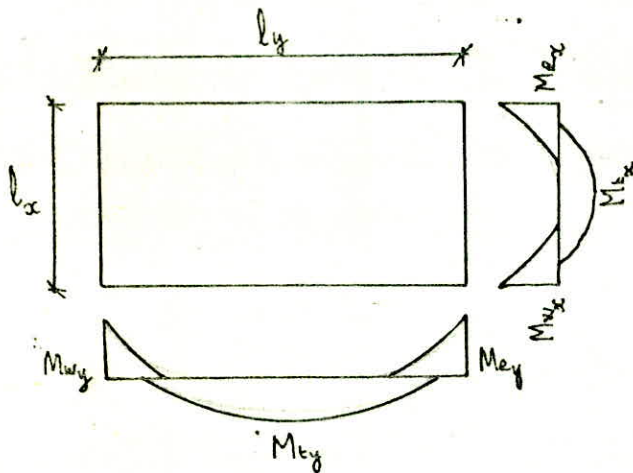
Notre structure est constituée de dalles pleines d'épaisseur $h_0 = 13$ cm.

Pour le calcul des effets on utilisera la réglementation en vigueur (CCBA 68/70)

DALLES DU PLANCHER



PANNEAU DE DALLE 1



$$l_x = 3,30 - \frac{0,25 + 0,30}{2} = 3,025 \text{ m}$$

$$l_y = 6,60 - 0,30 = 6,30 \text{ m}$$

$$l = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,03}{6,30} = 0,48$$

$0,4 \leq l \leq 1$: Le panneau de dalle travaille dans les deux sens
Charges et Surcharges

$$\left. \begin{array}{l} \text{Charges permanentes : } q = 660 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Surcharges d'exploitation : } p = 175 \text{ Kg/m}^2 \end{array} \right\} \text{ (Art 55.1 du CCRP 68/70)}$$

$$\frac{p}{q} = \frac{175}{660} = 0,265 < 2$$

Sollicitation totale pondérée du premier genre : $q_1 = q + 1,2p = 870 \text{ Kg/m}^2$

Sollicitation totale pondérée du second genre : $q_2 = q + 1,5p = 922,5 \text{ Kg/m}^2$

Les contraintes admissibles sont alors majorées de 50%.

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{922,5}{870} = 1,06 < 1,5 : \text{La sollicitation } q_1 \text{ est plus défavorable.}$$

Il n'y a pas lieu d'envisager q_2

$$\text{Les moments isostatiques sont : } \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q_1 \cdot l_x^2 = 0,100 \cdot 870 \cdot (3,03)^2 = 798 \text{ Kg.m.} \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_0 = 0,31 \cdot 798 = 247 \text{ Kg.m.} \end{cases}$$

En raison de la continuité On prend :

$$\text{Dans le sens } x-x : M_{tx} + \frac{M_{ax}^w + M_{ax}^e}{2} \geq 1,25 \cdot M_{0x}$$

$$\text{soit } M_{ax} = M_{ax}^w = M_{ax}^e = 0,5 \cdot M_{0x} = 0,5 \cdot 798 = 399 \text{ Kg.m.}$$

$$\text{et } M_{tx} \geq 1,25 M_{0x} \rightarrow M_{tx} = 0,75 M_{0x}$$

$$\text{On choisit pour raison d'économie : } M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 598,5 \text{ Kg.m.}$$

Dans le sens y-y : On doit avoir $11_{xy} + \frac{M_{ay} + M_{ay}^c}{2} \geq 1,25 \cdot M_{oy}$

Pour tenir compte du rapport d'encastrement et faciliter l'exécution (ferrailage identique aux appuis)

On prend $M_{ay} = M_{ax} = 399 \text{ Kg.m.}$

et on tire M_{txy} de la relation ci dessus soit $M_{txy} \geq 0$
Cependant comme M_{tx} doit être au i tel que :

$$0,75 M_b \leq M_{tx} \leq M_b$$

On choisit $M_{txy} = 0,75 \cdot M_{oy} = 189 \text{ Kg.m.}$

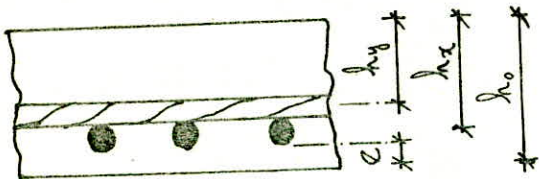
FERRAILLAGE

Le diamètre des barres utilisées doit être au plus égal à : $\phi \leq \frac{h_0}{10} = 13 \text{ mm}$ (Art 29,14)

L'enrobage e doit être tel que : $\begin{cases} e \geq 1 \text{ cm} & \text{Local couvert et clos (Art 43)} \\ e \geq \phi & \text{(Art 29,13)} \end{cases}$

On choisit : $\phi = 8 \text{ mm}$ (Commentaire Art 29,13)

et : $e = 10 \text{ mm}$



$$h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 13 - 1 - 0,4 = 11,6 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi = 11,6 - 0,8 = 10,8 \text{ cm}$$

Armatures supérieures (chapeaux)

$$M_{ax} = M_{ay} = 399 \text{ Kg.m.} \rightarrow \mu = \frac{15M}{\sigma_a b h_y^2} = 0,0183 \rightarrow \begin{cases} K = 69 \\ \epsilon = 0,9405 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 40,6 \text{ Kg/cm}^2 \\ A_a = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma'_b = 40,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \\ A_a = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml} : 5 \text{ HA6/ml} ; e = 20 \text{ cm} ; A_a = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Armatures inférieures (en travée)

$$\text{nappe inférieure : } M_{tx} = 598,5 \text{ Kg.m.} \rightarrow \mu = 0,0240 \rightarrow \begin{cases} K = 99 \\ \epsilon = 0,9324 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma'_b = 47,45 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \\ A_{tx} = 1,976 \text{ cm}^2/\text{ml} : 4 \text{ HA8/ml} ; e = 25 \text{ cm} ; A_{tx} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

nappe supérieure : $M_y = 185 \text{ Kg}\cdot\text{m} \rightarrow (\mu = 0,0085 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 105 \\ E = 0,9583 \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_b = 26,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \\ A_{ty} = 0,638 \text{ cm}^2/\text{ml} : 3 \text{ HA8/ml} ; e = 33 \text{ cm} ; A_{ty} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

VERIFICATIONS :

- Condition de non fragilité (Art 19,2 CCRB 68/70) :

Le pourcentage d'acier minimum de non fragilité est :

armatures parallèles au petit côté : $\bar{\omega}_{lx} = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} \cdot \frac{2-l}{2} = 7 \cdot 10^{-4}$

armatures parallèles au grand côté : $\bar{\omega}_{ly} = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} \cdot \frac{1+l}{4} = 3 \cdot 10^{-4}$

On doit vérifier : (Art 19,21 CCRB 68/70)

et (Art 19,22 CCRB 68/70) : $A_{calc} > A = \bar{\omega}_l \cdot b \cdot h$

$$\frac{A}{b \cdot h_e} \geq \frac{1,2}{\sigma_{cm} - 2200} ; \sigma_{cm} (\text{bars}) \text{ Acier HA}$$

Soit donc :

Sens x-x : $A_{calc} = 2,01 \text{ cm}^2 > A = 7 \cdot 10^{-4} \cdot 100 \cdot 11,6 = 0,81 \text{ cm}^2$

$$\frac{A}{b \cdot h_e} = 1,55 \cdot 10^{-3} \geq \frac{1,2}{4120 - 2200} = 6,25 \cdot 10^{-4}$$

et Sens y-y : $A_{calc} = 1,50 \text{ cm}^2 > A = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 100 \cdot 10,8 = 0,32 \text{ cm}^2$

$$\frac{A}{b \cdot h_e} = 1,15 \cdot 10^{-3} \geq 6,25 \cdot 10^{-4}$$

Conclusion : le volume d'armature nécessaire adopté est suffisant

- l'écartement des armatures (Art 57,3 CCRB 68/70)

Horizontalement uniformément chargés :

Sens x-x : 4 HA8/ml : $e = 29 \text{ cm} < (33 \text{ cm} ; 3h_0 = 39 \text{ cm})$

Sens y-y : 3 HA8/ml : $e = 33 \text{ cm} < (45 \text{ cm} ; 4h_0 = 52 \text{ cm})$

A l'appui l'écartement est de 20cm il vérifie la plus restrictive condition
l'Article 29,15 du CCRB 68/70 relatif à l'espacement min. est aussi vérifié

ARRÊT DES BARRES.

a. Les armatures inférieures dans chaque sens peuvent être arrêtées par moitié.

La longueur du lit arrêté est égale à :

$$\text{Dans le sens principal (x-x)} \quad 0,8 \cdot l_x = 2,42 \text{ m}$$

$$\text{Dans le sens secondaire (y-y)} \quad l_y - 0,2 l_x = 5,70 \text{ m}$$

L'autre moitié doit être totalement ancrée au delà de la ligne d'appui.

b. Les armatures supérieures (chapeaux) doivent être ancrées selon les prescriptions réglementaires (CCBA BB110 Art 30,7). Leur longueur est égale au maximum de : $[l'_d ; l_x/5]$

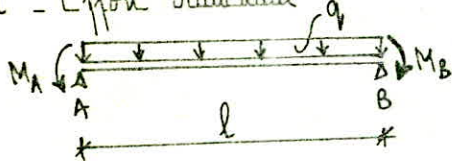
$$\text{où : } l'_d = \frac{\bar{\sigma}_a'}{Z_a'} \cdot \frac{\phi}{4} = \frac{2800}{16,59} \cdot \frac{0,6}{4} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{avec : } \bar{\sigma}_a = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot (1,5)^2 \cdot 5,9 = 16,59 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\psi_d = 1,5 \text{ HA})$$

$$\text{et : } \frac{l_x}{5} = 60,5 \text{ cm.}$$

La longueur des chapeaux est donc : $l = 60,5 \text{ cm.}$

A // Effort tranchant



$$T_A = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_A - M_B}{l}$$

$$T_B = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_B - M_A}{l}$$

$$T_x = \frac{870 \cdot 3,03}{2} = 1318 \text{ Kg.}$$

$$T_y = \frac{870 \cdot 6,30}{2} = 2740 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma}_b^{\text{max}} = \frac{T_y}{b \cdot z} = \frac{2740}{100 \cdot 7/8 \cdot 10,8} = 2,90 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,79 \text{ Kg/cm}^2$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

L'effet de traction repris par les armatures inférieures au niveau des appuis doit être supérieur à l'effort tranchant soit :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad \text{Ce qui est vérifié car : } 4200 \geq 2740 - \frac{18400}{9,45} = 782 \text{ (Kg)}$$

- A la fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \cdot \bar{\omega}_f} = 1963 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{avec } \phi = 8 \text{ mm et } \bar{\omega}_f = 0,7\%$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 3193 \text{ Kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$: Il n'y a pas de risque de fissuration

- Vérification de la flèche (Art 61,22 (CBA 68/70))

Il n'est pas utile de donner une justification des flèches des hourdis si les conditions suivantes sont réalisées:

$$i) \frac{h_e}{l_x} > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_{tx}}{M_{ox}} \quad \text{avec } M_{tx} \geq 0,75 M_{ox}$$

$$ii) \bar{\omega}_0 = \frac{A}{b \cdot h} < \frac{20}{\sigma_{en}}$$

M_{ox} (resp. M_{tx}) étant le moment entrant de la dalle isostatique (resp. continue)

h_e et h étant la hauteur totale et la hauteur utile

A étant la section d'armature tendue par une bande de largeur b

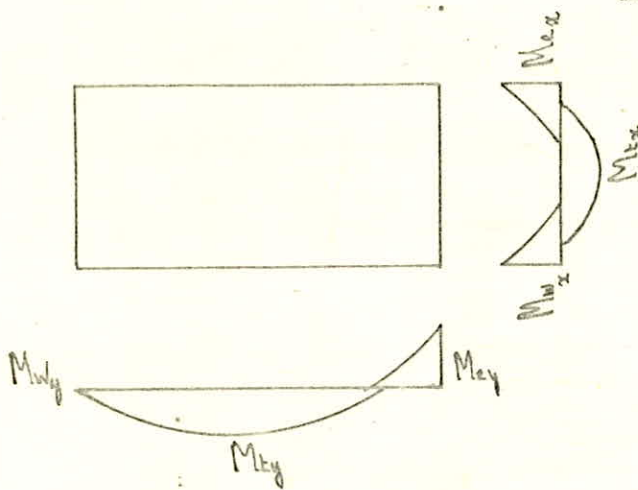
soit donc:

$$i) \frac{h_e}{l_x} = \frac{13}{303} = 0,0430 > \frac{1}{20} \cdot \frac{0,75 \cdot M_{ox}}{M_{ox}} = 0,0375$$

$$ii) \bar{\omega}_0 = \frac{2,01}{100 \cdot 11,6} = 0,0017 < \frac{20}{\sigma_{en}} = 0,0048$$

Les prescriptions du règlement sont donc vérifiées

PANNEAU DE DALLE 2



Sollicitations - Ferrailage:

$$0,4 \leq \rho = 0,48 \leq 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,100 \\ \mu_y = 0,310 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q = 720 \text{ Kg/m}^2 \\ p = 200 \text{ Kg/m}^2 \end{cases} \rightarrow \frac{p}{q} < 2$$

$$q_1 = q + 1,2p = 960 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_2 = q + 1,5p = 1020 \text{ Kg/m}^2$$

$$\frac{q_2}{q_1} = 1,06 < 1,5 \rightarrow \text{Calcul sous S.P.1}$$

$$\begin{aligned} M_{0x} &= \mu_x \cdot q_1 \cdot l_x^2 = 881,4 \text{ Kgm} \rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 661 \text{ Kgm} \\ M_{ax} = 0,50 \cdot M_{0x} = 440,7 \text{ Kgm} = 441 \text{ Kgm} \end{cases} \\ M_{0y} &= \mu_y \cdot M_{0x} = 273,2 \text{ Kgm} \rightarrow \begin{cases} M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 204,9 \text{ Kgm} = 205 \text{ Kgm} \\ M_{ay}^e = M_{ax} = 440,7 \text{ Kgm} = 441 \text{ Kgm} \\ M_{ay}^w = 0,15 \cdot M_{0y} = 41 \text{ Kgm (forfaitaire)} \end{cases} \end{aligned}$$

Ces moments sont choisis conformément à l'inégalité : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 \cdot M_0$

Armatures supérieures (cheveux)

$$M_{ax} = M_{ay}^e = 441 \text{ Kgm} \rightarrow \sigma'_b = 43,1 \text{ Kg/cm}^2 \text{ et } A_b = 1,56 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ HA6/ml}$$

$$M_{ay}^w : \text{valeur négligeable} \rightarrow A_{ay}^w = 3 \text{ HA6/ml}$$

Armatures inférieures (en têtes)

$$\text{nappe inférieure : } M_{tx} = 661 \text{ Kgm} \rightarrow \sigma'_b = 50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ et } A_{tx} = 2,19 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ HA6/ml}$$

$$\text{nappe supérieure : } M_{ty} = 205 \text{ Kgm} \rightarrow \sigma'_b = 28,1 \text{ Kg/cm}^2 \text{ et } A_{ty} = 0,71 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ HA6/ml}$$

Verifications:

Condition de non fragilité:

$$\text{sens } x-x : \omega = 17 \cdot 10^{-4} \geq 6,25 \cdot 10^{-4} \quad \text{et} \quad A_c = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$\text{sens } y-y : \omega = 6,61 \cdot 10^{-4} \geq 6,25 \cdot 10^{-4} \quad \text{et} \quad A_c = 0,86 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,39 \text{ cm}^2$$

l'ecartement des armatures :

$$\text{sens } x-x : 8 \text{ HA } 6 / \text{ml} : e = 12,5 \text{ cm} < (33 \text{ cm} ; 3h_0 = 39 \text{ cm})$$

$$\text{sens } y-y : 3 \text{ HA } 6 / \text{ml} : e = 33 \text{ cm} < (45 \text{ cm} ; 4h_0 = 52 \text{ cm})$$

Les dispositions réglementaires relatives aux espacements sont ainsi vérifiées

Arrêt des barres :

a. armatures inférieures : La longueur du lit arrêté est égal à :

$$\text{sens } x-x : 0,8.l_x = 2,42 \text{ m}$$

$$\text{sens } y-y : l_y - 0,2.l_x = 5,70 \text{ m}$$

les barres sont arrêtées par recuit, le reste étant totalement ancré

b. armatures supérieures (chapeaux) doivent être ancrées de (l) :

$$\bar{\sigma}_s = 1,25 \psi^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 16,59 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \left. \begin{array}{l} l_d = 25 \text{ cm} \\ \frac{l_x}{5} = 60,5 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow l = \max \left(l_d, \frac{l_x}{5} \right) = 60,5 \text{ cm}$$

A la fissuration :

$$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3687 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Il n'y a pas risque de fissuration.

Vérification de la flèche :

Conditions préliminaires :

$$i) \frac{h_t}{l_x} = 0,0430 > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_{tx}}{M_{ox}} = 0,0375$$

$$ii) \bar{\omega}_0 = \frac{2,26}{100 \cdot 11,6} = 0,0019 < \frac{20}{\bar{\sigma}_{an}} = 0,0048$$

Conclusion : Il n'est pas utile de donner des justifications de flèche

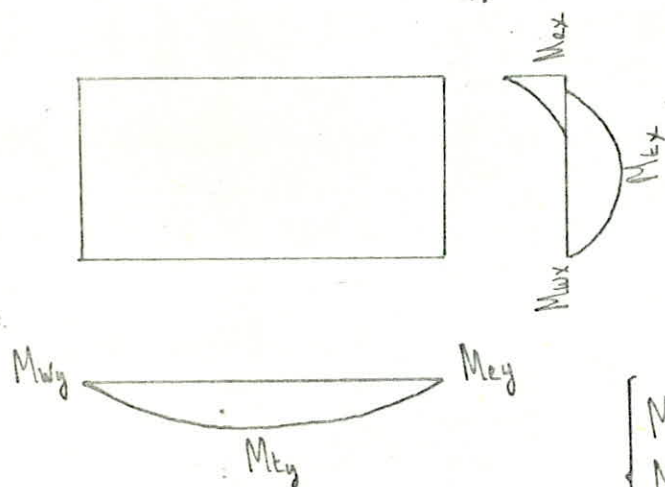
A l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 3024 \text{ Kg} \rightarrow \bar{\tau}_0 = \frac{T}{b \cdot z} = 3,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_0 = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

N.B. : Dans les sens $x-y$ et à l'appui gauche les chapeaux sont ancrés par recuit de 45° à l'intérieur de la poutre.

PANNEAU DE DALLE 3



Sollicitations - Ferrailage :

$$0,4 \leq \ell < 1 \rightarrow \mu_x = 0,10 \text{ et } \mu_y = 0,31$$

$$\frac{q}{p} = \frac{720}{200} < 2 \text{ (Art 55.1 CEBR)}$$

$$\frac{q_2}{q_1} = 1,06 < 1,5 \rightarrow \text{Calcul sous SPA}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 661 \text{ Kgm} \\ M_{ax}^e = 0,50 \cdot M_{0x} = 441 \text{ Kgm} \\ M_{ax}^w = 0,15 \cdot M_{0x} = 132 \text{ Kgm} \end{cases}$$

$$\text{et } \begin{cases} M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 205 \text{ Kgm} \\ M_{ay} = M_{ax}^w = 132 \text{ Kgm} \end{cases}$$

Ces moments sont choisis conformément à l'inégalité : $M_x + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$

Armatures supérieures (chapeaux)

$$M_{ax}^e = 441 \text{ Kgm} \rightarrow \sigma_b' = 43,1 \text{ Kg/cm}^2 \text{ et } A_a^e = 1,56 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ HA } 6 / \text{ml}$$

$$M_{ay} = M_{ax}^w = 132 \text{ Kgm} \rightarrow \sigma_b' = 20,6 \text{ Kg/cm}^2 \text{ et } A_a = A_{ay} = 0,45 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ HA } 6 / \text{ml}$$

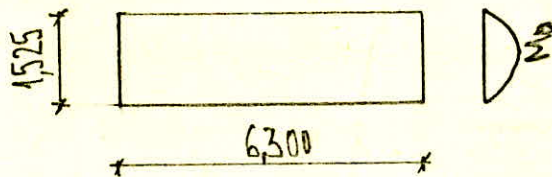
Armatures inférieures (en tôle)

$$\text{nappe supérieure : } M_{tx} = 661 \text{ Kgm} \rightarrow \sigma_b' = 50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ et } A_{tx} = 2,19 \text{ cm}^2 \\ \text{soit } 8 \text{ HA } 6 / \text{ml}$$

$$\text{nappe inférieure : } M_{ty} = 205 \text{ Kgm} \rightarrow 3 \text{ HA } 6 / \text{ml}$$

Toutes les vérifications données pour le panneau 2 sont identiques pour le panneau 3

Panneau de dalle 4



$$M_0 = \frac{960 (1,53)^2}{8} = 281 \text{ Kgm}$$

Solllicitations-ferraillage.

$\rho = 0,24 < 0,4$: La dalle porte dans une direction

- Les conditions de l'ART 55 CCBK sont vérifiées
- En travée on fera le calcul avec $M_t = 0,8 M_0$ et aux appuis on prendra $M_a = 0,3 M_0$
- Les sollicitations du 1^{er} Genre sont défavorables

Armatures supérieures (chapeaux)

$$M_a = 85 \text{ Kgm (négligeable)} \rightarrow 4 \text{ HA } 6 / \text{ml}$$

Armatures inférieures (en travée)

$$M_t = 225 \text{ Kgm} \rightarrow \sigma'_b = 27,5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ et } A_t = 0,72 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ HA } 6 / \text{ml}$$

VERIFICATIONS

- Condition de non fragilité.

$$A_{\text{min}} \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{\text{ser}}} \rightarrow A_{\text{min}} \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 11,6 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Le volume d'armature nécessaire adopté est suffisant

- Flèche

$$\text{i) } h_{\text{at}}^{\text{min}} = 13 \text{ cm} \geq \frac{l_{\text{max}}}{16} = 9,5 \text{ cm}$$

$$\text{ii) } h_{\text{at}}^{\text{min}} = 13 \text{ cm} \geq \frac{l_{\text{max}}}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = 12,2 \text{ cm}$$

$$\text{iii) } A_f^{\text{max}} = 1,13 \text{ cm}^2 \leq \frac{43}{\sigma_{\text{ser}}} \cdot b \cdot h = 11,88 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow f < \bar{f}$$

- Fissuration

$$\text{On vérifie bien : } \bar{\sigma}_a = 2900 \text{ Kg/cm}^2 \leq \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3687 \text{ Kg/cm}^2$$

- Ecartement des armatures

$$4 \text{ HA} / \text{ml} \rightarrow e = 25 \text{ cm} < \min(33 \text{ cm}, 3h_0) = 33 \text{ cm}$$

NERVURES

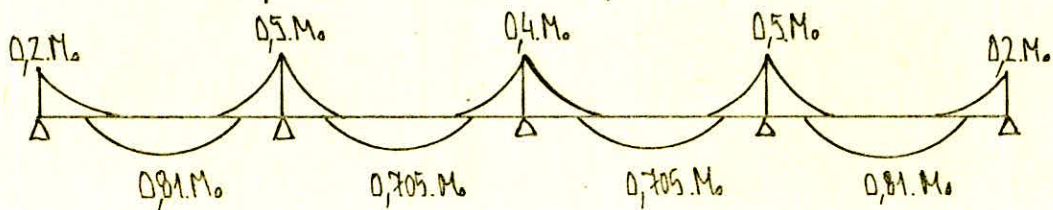
Dans notre planche nous distinguons 4 types de nervures :

1. nervures à 4 travées
2. nervures à 3 travées
3. nervures à 2 travées
1. nervures à 1 travée

- Le calcul des efforts se fera par la méthode simplifiée selon l'Art 55 du CCA
vu que les conditions préconisées par ce dernier sont vérifiées

- Pour le calcul des efforts isostatiques on utilise un artifice de calcul qui consiste à remplacer la charge trapezoidale par une charge rectangulaire correspondant à une largeur de dalle l_m pour le moment et l_t pour l'effort tranchant et qui donnerait les mêmes sollicitations

1. Les moments se répartissent suivant l'épure ci dessous :



en vérifiant dans chaque travée la condition : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,15 M_0$

$$l_m = \left(0,5 - \frac{e^2}{6}\right) \cdot l_x = \left(0,5 - \frac{0,48^2}{6}\right) \cdot 3,03 = 1,40 \text{ m}$$

$$l_t = \left(0,5 - \frac{e}{4}\right) \cdot l_x = \left(0,5 - \frac{0,48}{4}\right) \cdot 3,03 = 1,15 \text{ m}$$

pour la travée de gauche ($q = 960 \text{ Kg/m}^2$)

$$\text{retombée de la nervure et mur : } q_1 = 0,25(0,60 - 0,13)2500 + 500 = 795 \text{ Kg/ml}$$

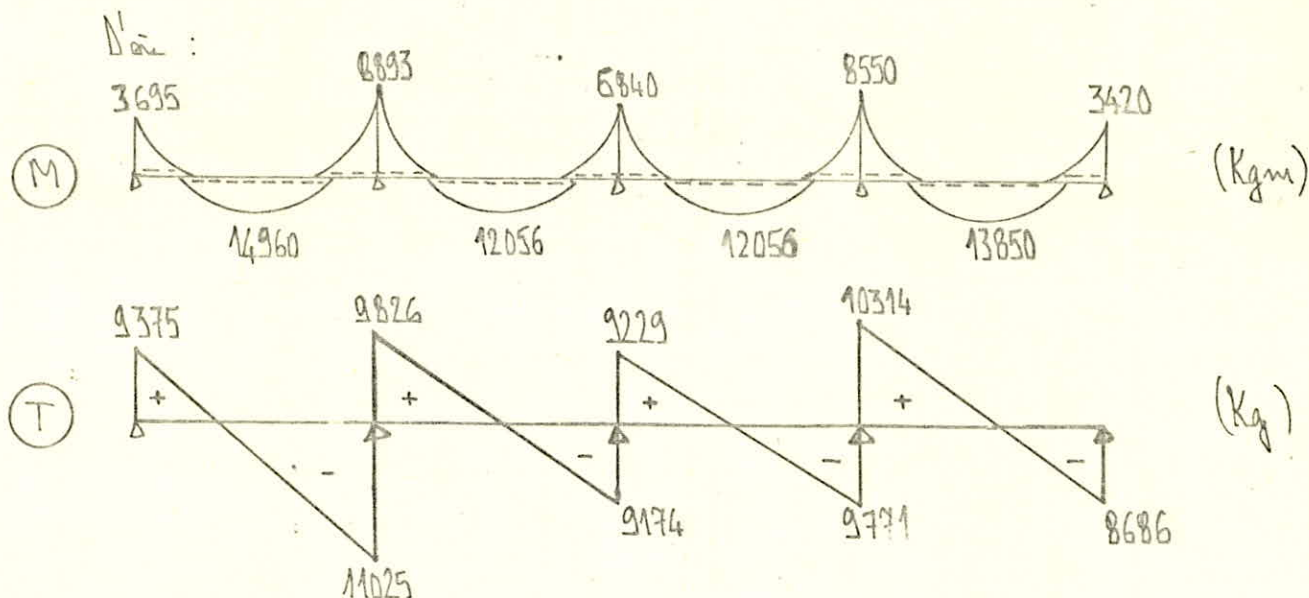
$$M_0^{\max} = [q(2l_m + b_0) + q_1] \cdot \frac{l_x^2}{8} = [960(2 \cdot 1,40 + 0,25) + 795] \frac{6,30^2}{8} = 12470 \text{ Kg m}$$

$$T_0^{\max} = [q(2l_t + b_0) + q_1] \cdot \frac{l_x}{2} = [960(2 \cdot 1,15 + 0,25) + 795] \frac{6,30}{2} = 10200 \text{ Kg}$$

pour les autres travées ($q = 870 \text{ Kg/m}^2$)

$$M_0^{\max} = [870(2 \cdot 1,40 + 0,25) + 795] \frac{6,30^2}{8} = 17100 \text{ Kg m}$$

$$T_0^{\max} = [870(2 \cdot 1,15 + 0,25) + 795] \frac{6,30}{2} = 9500 \text{ Kg}$$



Calcul de la largeur de la table de compression (Art 23,3 du CBA 68/70)

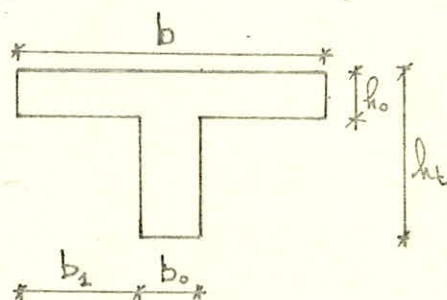
L : distance entre nus intérieurs des nervures et pote

$$L = 3,025 \text{ m}$$

l : portée des nervures entre nus intérieurs

$$\text{des appuis : } l = 6,30 \text{ m}$$

l_1 : distance entre points de moments nuls.



La largeur de la table de compression sera prise, conformément à l'article en vigueur selon la plus restrictive des conditions suivantes :

$$\text{(Art 23,31)} \quad b_1 \leq \frac{L}{2} \rightarrow b_1 \leq \frac{3,025}{2} = 1,51 \text{ m}$$

$$\text{(Art 23,32)} \quad b_1 \leq \frac{l}{10} \rightarrow b_1 \leq \frac{6,30}{10} = 0,63 \text{ m}$$

$$\text{(Art 23,33)} \quad b_1 \leq \frac{2}{3} l_1 \rightarrow b_1 \leq \frac{2}{3} \sqrt{\frac{B \cdot M_e}{q'}} = 3,52 \text{ m}$$

$$\rightarrow b_1 \leq 63 \text{ cm}$$

Jointure Hourdis - nervure (afin d'éviter les contraintes trop élevées en ce point)

$$6 \cdot h_0 \leq b_1 \leq 8 \cdot h_0 \rightarrow 78 \leq b_1 \leq 104 \text{ (cm)}$$

On prendra $b_1 = 60 \text{ cm}$ soit $b = 145 \text{ cm}$ et On vérifiera la section de jonction

Condition de non fissuration :

Entravée :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2b \cdot d} = \frac{10,13}{2 \cdot 25 \cdot 3} = 0,0675 \rightarrow \bar{\sigma}_1 = \frac{k \eta \bar{\omega}_f}{\Phi} = \frac{15 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0675}{20 (1 + 0,675)} = 4835 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 24 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\Phi}} = 24 \sqrt{\frac{15 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{20} \cdot 5,9} = 2019 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \leq \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 4836 \text{ Kg/cm}^2$$

La contrainte adoptée pour les aciers est justifiée

A l'appui :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2b \cdot d} = 0,0473 \rightarrow \bar{\sigma}_1 = \frac{15 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0473}{16 (1 + 0,473)} = 4816,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2)$$

Condition vérifiée

Armatures transversales :

$$T^{\max} = 11025 \text{ Kg} \rightarrow \bar{\tau}_b = \frac{T^{\max}}{b_0 \cdot z} = \frac{11025}{25 \cdot 7/8 \cdot 57} = 8,84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{puisque : } \bar{\sigma}'_b = 87,5 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\text{soit } \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{87,5}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 19,01 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{càd. } \bar{\tau}_b = 8,84 < \bar{\tau}_b = 19,01 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

On disposera des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne.

espacement des cadres

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Aciers doux) et garde reprise}$$

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{8,84}{9 \cdot 5,9} = 0,83 > 2/3 \rightarrow \rho_{at} = 0,83 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1992 \text{ Kg/cm}^2$$

L'espacement est donné par la formule : $e = \frac{A_k \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$

en choisissant 2 cadres $\Phi 8$ soit $A_k = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\text{On obtient : } e = \frac{2,01 \cdot 7/8 \cdot 57 \cdot 1992}{11025} = 18 \text{ cm}$$

L'espacement admissible est : $E = \sup(0,2l; l(1 - \frac{0,3 \bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_b})) = 31,4 \text{ cm}$

- Pour des facilités d'exécution, nous garderons cet espacement constant dans la nervure. Ce qui nous dispense de la répartition de CAQUOT
- On retiendra cet espacement et ces armatures transversales pour toutes les autres travées conformément à l'article 25,12 du CBA 68/70 qui préconise l'usage d'armatures d'âmes écartées au plus de la hauteur utile de la poutre même si l'effort tranchant est nul.

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art. 35 de CBA)
- On doit vérifier pour les armatures tendues que :

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

avec : $z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 57 \approx 50 \text{ cm}$ nous avons :

Appui	M (Kg cm)	M/z (Kg)	T (Kg)	T + M/z (Kg)
1	-3695.10 ²	-7390	9375	1985
2	-8893.10 ²	-17786	11025	—
3	-6840.10 ²	-13680	9229	—
4	-8550.10 ²	-17100	10314	—
5	-3420.10 ²	-6840	8686	1846

On remarque que :

— Pour les appuis intermédiaires : $T + \frac{M}{z} < 0$. Par conséquent

la force de traction due à l'effort tranchant est équilibrée par la force de compression induite par le moment négatif à l'appui

— Pour les appuis d'extrémité, il est nécessaire d'avoir une section d'acier au moins égale à :

$$A \geq \frac{1985}{2900} = 0,71 \text{ cm}^2$$

Dans tous les cas une section d'acier de montage sera disposé

Ancrages des armatures (CCBA 68 Art 30).

Contrainte d'adhérence admissible :

$$\bar{\tau}_a = 1,25 \cdot \psi_a^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,6 \text{ Kg/cm}^2$$

Longueur de scellement droit :

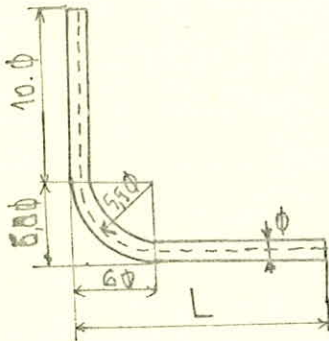
$$l_d = \phi \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{4 \cdot \bar{\tau}_a} = \phi \cdot \frac{2800}{4 \cdot 16,6} = 42 \cdot \phi = 67 \text{ cm}$$

Pour ce qui est impossible de réaliser cet ancrage dans une poutre de largeur $b = 30 \text{ cm}$, nous procéderons à un ancrage par courbe.

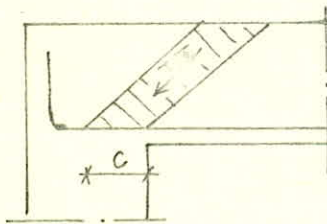
Ancrage par courbe retour d'équerre.

$$l = \phi \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{4 \cdot \bar{\tau}_a} = \phi \cdot \frac{2459}{4 \cdot 16,6} = 37 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } L = l - 22 \cdot \phi = 37 - 35 = 2 \text{ cm}$$



Vérification de la compression de la bielle d'about :



$$c \geq \frac{2 \cdot T_{max}}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{bc}} = \frac{2 \cdot 11029}{25 \cdot 68,5} = 12,7 \text{ cm}$$

$$\text{soit } c = 13 \text{ cm}$$

Conclusion : En entamant le calcul des nervures nous avons mesuré que l'on distinguait 4 types de nervures. Le premier dont le calcul a été fait et présenté et les autres dont nous suggérons d'adopter le même ferrailage.

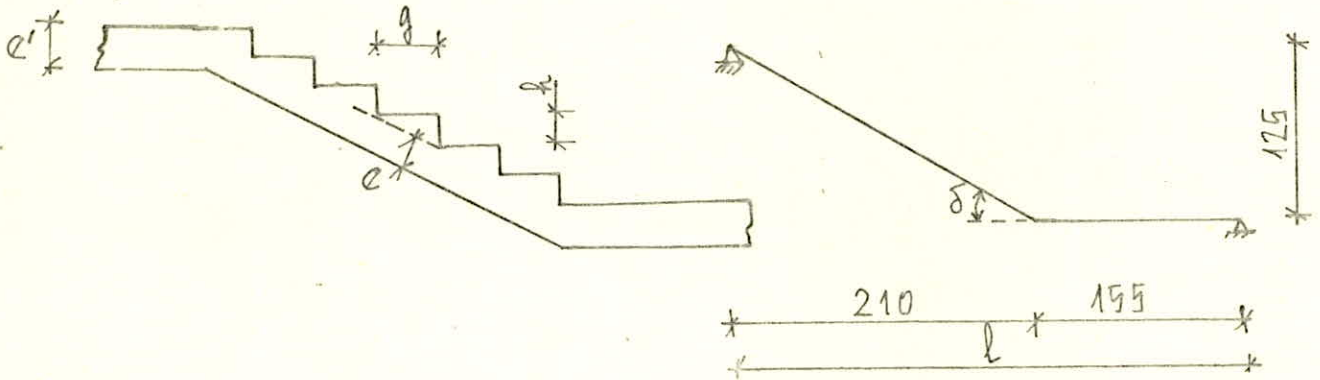
ESCALIERS.

On dispose de deux types d'escaliers :

Type "a" : Escaliers à paillasses adjacentes

Type "b" : Escaliers à paillasses orthogonales

ETUDE DU TYPE "a"



$$\tan \delta = \frac{125}{210} = 0,595 \rightarrow \delta = 30,76^\circ \rightarrow \sin \delta = 0,511$$

$$\cos \delta = 0,859$$

Hauteur de la marche : $h = 15,6 \text{ cm}$

Largeur de la marche : $g = 30 \text{ cm}$

$$n = \frac{125}{15,6} = 8, \dots \rightarrow n' = 8 \rightarrow L = g(n' - 1) = 30(8 - 1) = 210 \text{ cm}$$

$$g + 2h = 30 + 2(15,6) = 61,2 \text{ cm}$$

La relation de BLONDEL est ainsi vérifiée :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

Prédimensionnement :

L'épaisseur de la paillasse (e) sera tel que : $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{h}{20}$

$$\text{càd : } \frac{365}{30} \leq e \leq \frac{365}{20} \rightarrow (12 \leq e \leq 18) \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

L'épaisseur du palier est donc : $e' = \frac{e}{\cos \delta} = 17 \text{ cm}$

Charges et Surcharges

Palier (KG/m ²)	Paillassse (KG/m ²)
Poids propre (B-A) : $2500 \times 0,17 = 425$	Poids propre (B-A) : $2500 \times \frac{0,19}{0,859} = 437$
Poids du Mortier : $2000 \times 0,02 = 40$	Poids du mortier : $2000 \times \frac{0,02}{0,859} = 47$
Poids du Marbre : $2800 \times 0,03 = 84$	Poids du Marbre : $2800 \times 0,03 = 84$
Poids de l'enduit : $1800 \times 0,02 = 36$	Poids de l'enduit : $1800 \times \frac{0,02}{0,859} = 42$
	Poids des Marches : $2500 \times \frac{0,156}{0,859} = 195$

Pour une bande de 1 m de large

$$q = 585 \text{ Kg/ml}$$

$$p = 400 \text{ Kg/ml}$$

Les charges totales sont :

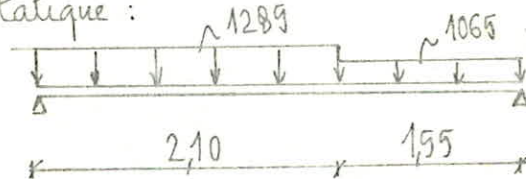
$$q + 1,2 p = 1065 \text{ Kg/ml}$$

$$q = 805 \text{ Kg/ml}$$

$$p = 400 \text{ Kg/ml}$$

$$q + 1,2 p = 1285 \text{ Kg/ml}$$

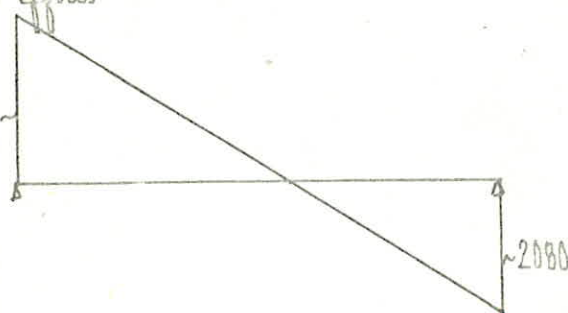
Le schéma statique :



Diagrammes des efforts

* Tranchants

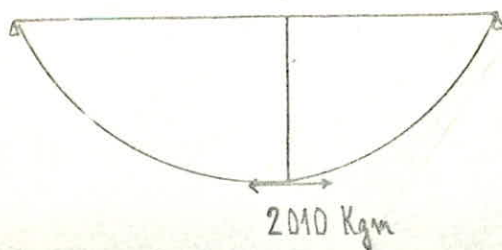
2270



$$T_{max} = 2270 \text{ Kg}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 1,77 \text{ m}$$

* Flechissants



$$M_{max} = M(1,77) = 2,01 \cdot 10^3 \text{ Kg.m}$$

Calcul des armatures (à l'aide des tableaux de P. CHARON) principales:

$$\mu = \frac{19 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0652 \rightarrow K = 32,4 \rightarrow \sigma'_a = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 86,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\varepsilon = 0,8945 \rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 6,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix: $A = 6 \text{ HA } 12/\text{ml}$; $e = 16,5 \text{ cm}$ soit $A = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Calcul des armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4 \text{ HA } 8/\text{ml}; e = 25 \text{ cm}$$

Calcul des armatures sur appuis:

À l'appui la section d'armature correspond à: $M_a = 0,19 \cdot M_o = 300 \text{ Kgm}$

soit $\mu = \frac{19 \cdot 300 \cdot 10^2}{2900 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0095 \rightarrow K = 99 \rightarrow \sigma'_a = 28,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 137 \text{ Kg/cm}^2$

$$\varepsilon = 0,9961 \rightarrow A = \frac{300 \cdot 10^2}{2900 \cdot 0,9961 \cdot 13} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Cette valeur de la section étant faible on prend celle donnée par la condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{am}} \cdot b \cdot h \rightarrow A \geq 0,69 \cdot \frac{9,9}{4200} \cdot 100 \cdot 13 = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A \rightarrow 4 \text{ HA } 8/\text{ml}$ ($2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$); $e = 25 \text{ cm}$

VERIFICATIONS

Contraintes (d'après les tableaux de P. CHARON)

$$\begin{array}{l} M_E = 2010 \text{ Kgm} \\ A_E = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{enrobage} = 1,5 \text{ cm} \rightarrow d = 2,1 \text{ cm} \\ \rightarrow h = 12,9 \text{ cm} \end{array} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\omega} = \frac{100 \cdot A_E}{b \cdot h} = 0,926 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 31,0 \\ \varepsilon = 0,8913 \end{array} \right. \\ \sigma_a = \frac{\bar{\sigma}_a}{A_E \cdot \varepsilon \cdot h} = 2578 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2900 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_a = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 90,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A^{min}}{B_f} = \frac{2,01}{2 \times 100 \times 2,1} = 0,0048 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 916 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2607 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2607 \text{ Kg/cm}^2.$$

Flèche :

La valeur de la flèche peut être donnée par :

$$f = \frac{5q.l^4}{384.E.I}$$

$$\text{avec } E = \frac{2}{3} E_i = 252000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

$$q = 1289 \text{ Kg/ml}$$

$$f = \frac{5 \cdot 1289 \cdot (365)^4}{384 \cdot 252000 \cdot 28125} = 0,42 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0,73 \text{ cm}$$

Condition d'appui :

$$A. \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{S} \quad (\text{effort de traction des armatures inférieures})$$

$$\rightarrow 6,78 \cdot 2800 = 18984 \text{ Kg} \geq 2270 \text{ Kg} \quad (\text{vérifiée})$$

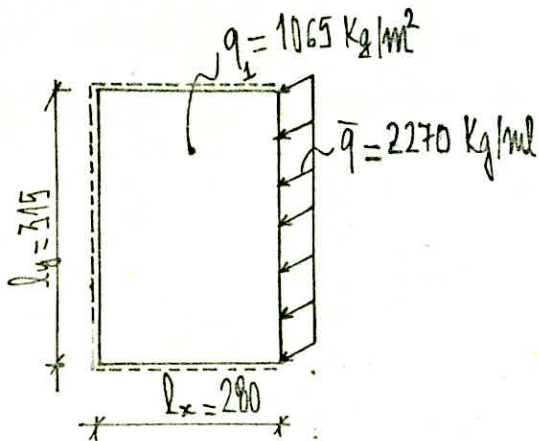
Armatures transversales.

$$\text{La contrainte de cisaillement est : } \tau_b = \frac{T^{max}}{b \cdot \bar{y}} = \frac{2270}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 12,9} = 2,01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{La contrainte admissible est : } \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$: Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Etude du Palier.



Le palier est calculé comme une dalle appuyée sur trois (03) cotés chargés uniformément (q_1) et dont le bord libre est soumis à une charge linéaire uniforme (réaction de la palette). On utilise un artifice de R-D-M exposé dans un manuel Bulgare pour répartir sur surface la charge linéaire.

En fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,899$ on tire un coefficient (η) d'un tableau

soit $\eta = 1,231$: La charge répartie en surface est donnée par: $q_2 = \eta \cdot \frac{\bar{q}}{l_x}$

$$\rightarrow q_2 = 1,231 \frac{2270}{2,80} \approx 998 \text{ Kg/m}^2$$

Le palier est donc soumis à une charge totale (q): $q = q_1 + q_2 = 2063 \text{ Kg/m}^2$

Sollicitations (selon L'HERMITE «R.D.M»)

Au Bord libre : $\bar{M}_x = \beta_1 \cdot q \cdot l_y^2 = 0,102 \cdot 2063 \cdot (3,15)^2 = 2088 \text{ Kgm}$

Au Centre : $\begin{cases} M_x = \beta_2 \cdot q \cdot l_y^2 = 0,072 \cdot 2063 \cdot (3,15)^2 = 1474 \text{ Kgm} \\ M_y = \beta_3 \cdot q \cdot l_x^2 = 0,036 \cdot 2063 \cdot (2,80)^2 = 582 \text{ Kgm} \end{cases}$

avec β_1 , β_2 et β_3 données en fonction de ρ .

Ferraillage (tableaux de CHARRON)

$b \times h_e / h$	Moments (Kgm)	α	K	ϵ	σ_b (Kg/cm ²)	A_{calc} (cm ²)	A_{adopte} ; e (cm)
100 x 17 / 15	\bar{M}_x	2088	0,0497	38,4	0,9064	72,9	7HA10 = 549; e = 14
	M_x	1474	0,0351	47,2	0,9196	59,3	5HA10 = 392; e = 20
	M_y	582	0,0139	80,5	0,9476	34,8	4HA8 = 201; e = 25

VERIFICATIONS

Contraintes normales :

b=100cm	Acier (cm ²)	M (Kgm)	f _v (cm)	x (cm)	I 10 ⁻³ (cm ⁴)	σ _b ' (Kg/cm ²)	τ _v ' (Kg/cm ²)	σ _a ' (Kg/cm ²)	σ _a (Kg/cm ²)
Bord Libre	7HA10 : 5,49	2088	15,5	4,30	12,980	69,1	137	2703,5	2800
Centre	5HA10 : 3,92	1474	15,5	3,72	9,875	55,6	137	2637,0	2800
	4HA8 : 2,01	582	14,6	2,68	4,926	31,7	137	2112,5	2800

Condition de non fragilité

$$\text{sens XX: } A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} \cdot b \cdot h \cdot \frac{2-l}{2} = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 15,5 \cdot \frac{2-0,889}{2} = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{sens YY: } A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} \cdot b \cdot h \cdot \frac{1+l}{4} = 0,71 \text{ cm}^2$$

(VERIFIEE)

$$\text{et } \frac{A}{b \cdot h_e} = \frac{2,01}{100 \cdot 17} = 12 \cdot 10^{-4} \geq \frac{1,2}{\bar{\sigma}_{cm} - 2200} = 6,29 \cdot 10^{-4}$$

On adopte donc le ferrillage donné par la condition de Résistance

Fissuration.

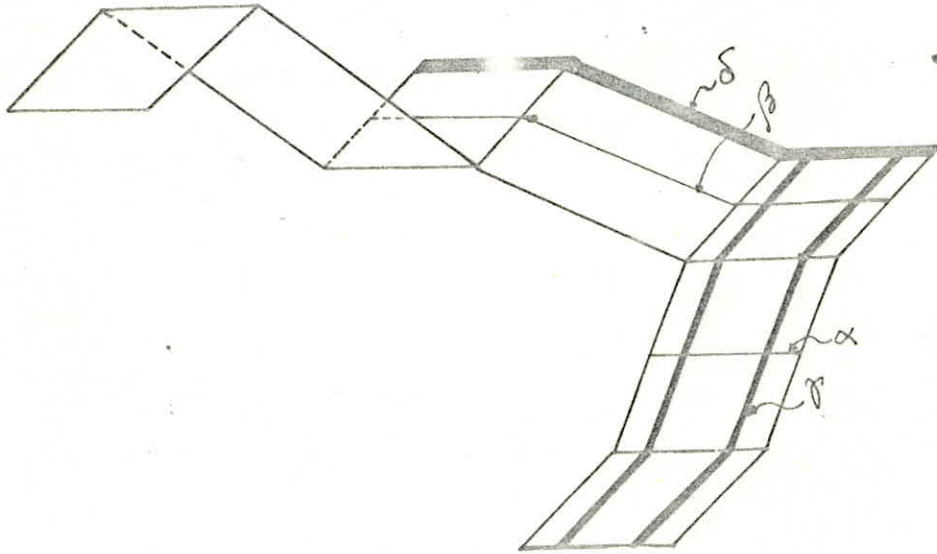
$$\bar{\epsilon}_f = \left(\frac{A}{B_f} \right)_{\min} = \frac{2,01}{2 \cdot 100 \cdot 24} = 0,0042 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 967,4 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2855,9 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2)$$

Appui

A l'appui on disposera une section d'armature forfaitaire vérifiant la condition de non fragilité et celle de non fissuration soit donc : 3HA8/ml.

ETUDE DU TYPE "b"



L'étude se compose de 4 étapes :

- Le calcul de la dalle (α) de 8cm comme une poutre appuyée sur (γ)
- Le calcul de la dalle (β) composée de la paillasse et des paliers comme une poutre brisée appuyée sur (γ)
- Le calcul de la nervure (γ) appuyée sur la poutre brisée (δ) et sur la poutre de patique.
- Le calcul de la poutre brisée (δ) prenant appui sur poteaux

Etape 1 : Calcul de la dalle (α)

Charges et Surcharges

Poids propre : $0,08 * 2500 / 0,87 = 230 \text{ Kg/m}^2$

Poids des marches : $0,156 * 2500 / 2 = 195 \text{ Kg/m}^2$

Marbre : 84 Kg/m^2

Monier : $0,02 * 2000 / 0,87 = 46 \text{ Kg/m}^2$

Enduit : $0,02 * 1800 / 0,87 = 41 \text{ Kg/m}^2$

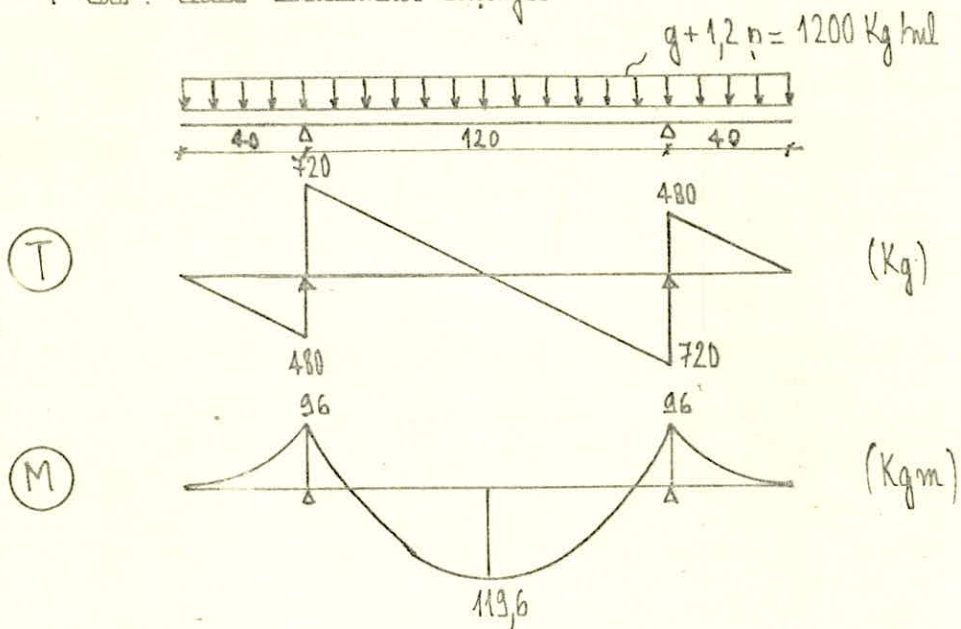
Pour une bande de 1m de Large :

charges : $g = 596 \text{ Kg/ml}$

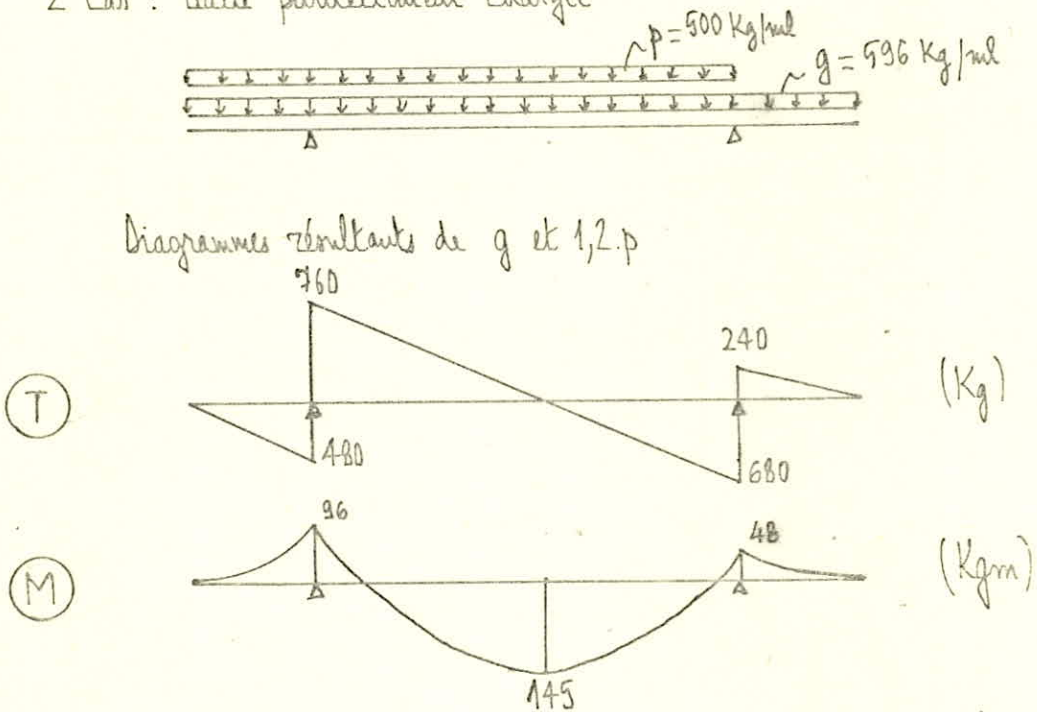
Surcharges : $p = 500 \text{ Kg/ml}$

Nous étudierons deux cas de charges :

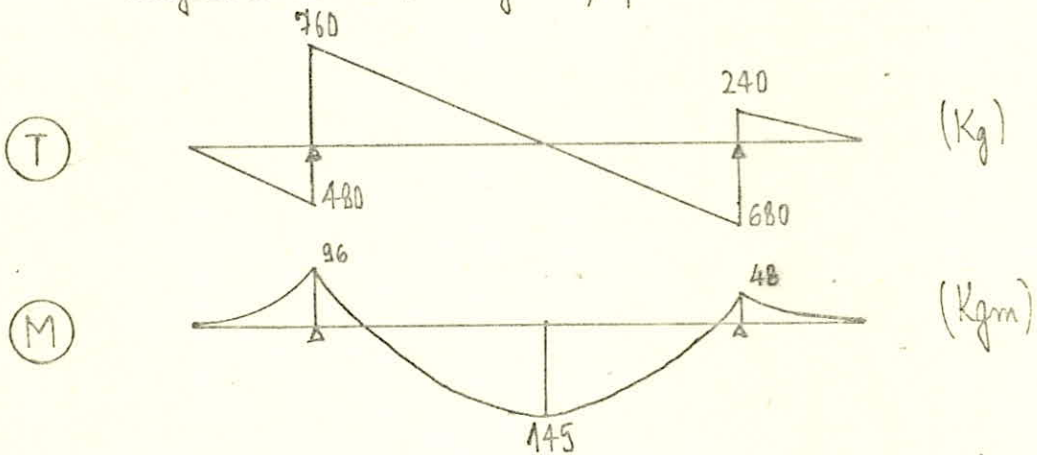
1^{er} Cas : dalle totalement chargée



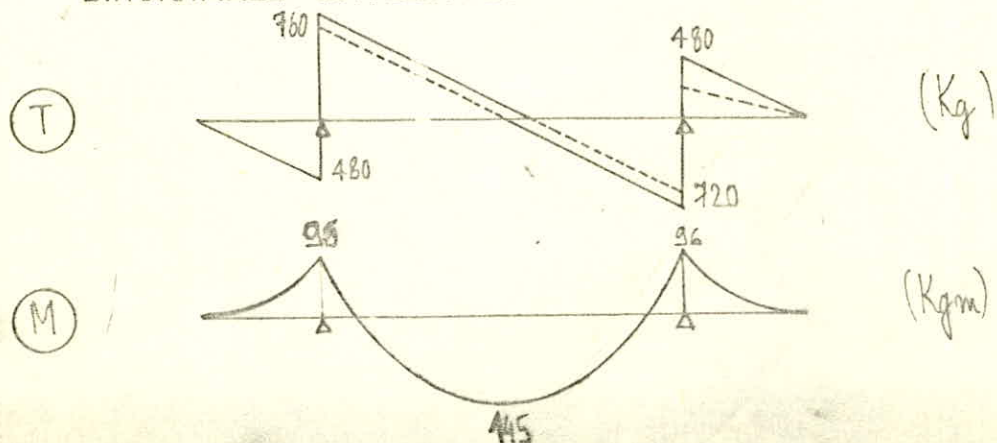
2^e Cas : dalle partiellement chargée



Diagrammes résultants de g et $1,2 p$



DIAGRAMMES ENVELOPPES



FERRAILLAGE

$b \times h_e / h$	Moments (Kgm)		α	M_{rb} (Kgm)	α	σ'_b (Kg/cm ²)	A (cm ²)	A adopté ; e (cm)
100x8/6,5	M_e	145	0,423	1052,1	0,179	40,7	0,85	5HA6(1A cm ²); 20 _(cm)
	M_a	96	0,423	1052,1	0,148	32,4	0,55	5HA6(1A cm ²); 20 _(cm)

On disposera aussi des armatures de repartition rapendant à la condition : $A_r \geq \frac{A}{4}$ soit donc 4 HA6/ml.

VERIFICATIONS

Contraintes normales :

$$\begin{cases} \sigma'_{b_{max}} = 31,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{a_{max}} = 1668,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Fissuration : $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3687 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = 1,24 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,19 \quad \bar{\sigma}_b = 6,79 \text{ Kg/cm}^2$$

Pas besoin d'armatures transversales

Non fragilité :

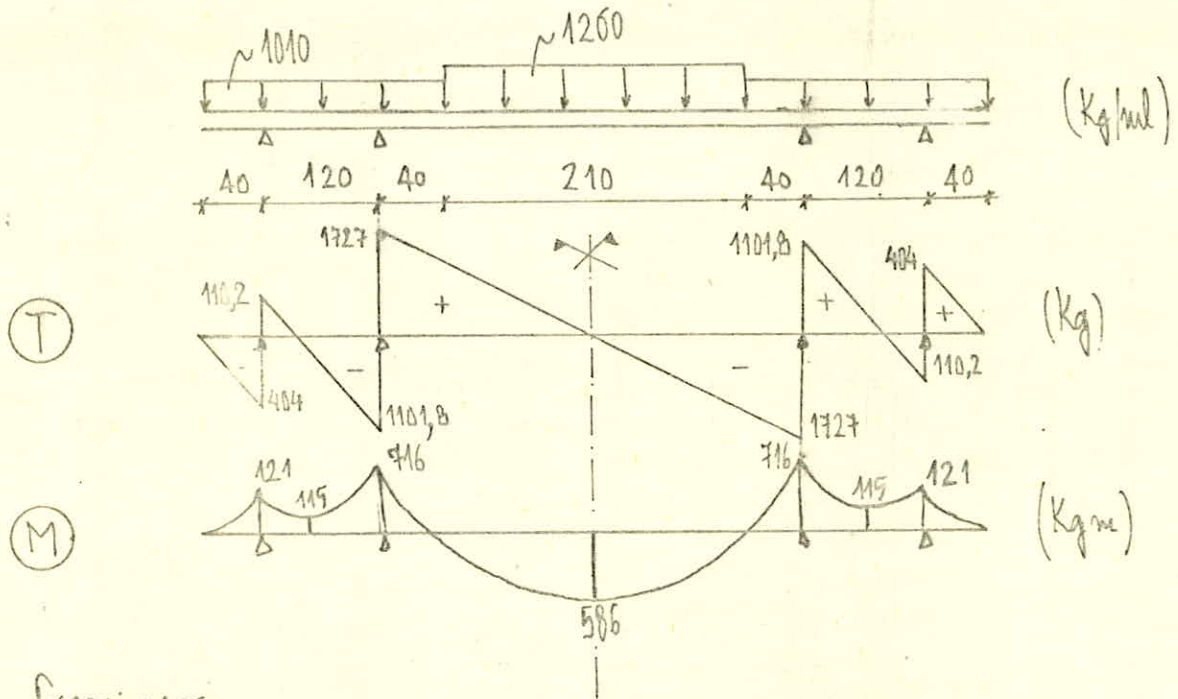
$$A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 6,5 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Etape 2 : Calcul de la dalle (β)

Charges et surcharges

Pailleme (KG/m ²)	Pakier (KG/m ²)
Poids propre BA : $2500 \frac{0,10}{0,859} = 290$	Poids propre (PA) : $2500 \cdot 0,10 = 250$
Poids du Mortier : $2000 \frac{0,02}{0,855} = 47$	Poids du Mortier : $2000 \cdot 0,02 = 40$
Poids du Marbre : $2800 \cdot 0,03 = 84$	Poids du Marbre : 84
Poids de l'enduit : $1800 \frac{0,02}{0,859} = 42$	Poids de l'enduit : 36
Poids des Marches : $2500 \frac{0,156}{0,859} = 195$	

Pour une bande de 1m de large :
 poutre : $g + 1,2 p = 1260 \text{ Kg/ml}$
 pilier : $g + 1,2 p = 1010 \text{ Kg/ml}$



FERRAILLAGE

$b \times h_e / h$	Moments (Kg.m)		$\bar{\alpha}$	$M_{rd}(\text{Kg.m})$	α	$\bar{\sigma}_b'(\text{Kg/cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{adossé}; e(\text{cm})$
100x10/8	M_a	121	0.423	1593.8	0.135	29.26	0.57	5HA6; 20 cm
	M_k	115	0.423	1593.8	0.132	28.46	0.54	5HA6; 20 cm
	M_a	716	0.423	1593.8	0.304	81.76	3.56	8HA8; 12,5 cm
	M_k	586	0.423	1593.8	0.279	72.32	2.88	8HA8; 12,5 cm

VERIFICATIONS

Contraintes normales : $\bar{\sigma}'_{bmax} = 78,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_{amax} = 2499 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

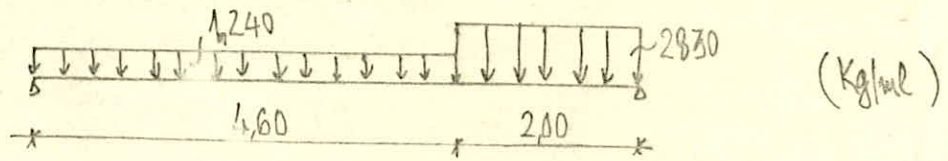
Fissuration : $\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 36,56 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

Contraintes tangentielles : $\bar{\tau}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = 2,47 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,79 \text{ Kg/cm}^2$

Condition de non fragilité : $A \geq 0,63 \text{ cm}^2$

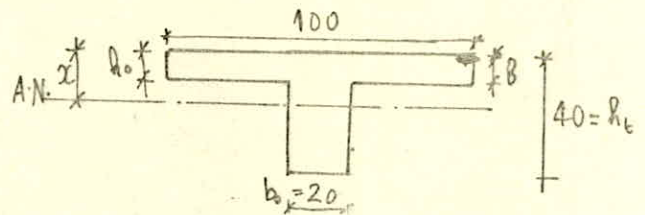
ETAPE 3 : Calcul de la nervure δ .

La nervure est chargée par les réactions des dalles (α) et (β)



$$T_{max} = 6790 \text{ Kg}$$

$$M_{max} = M(3,7) = 9510 \text{ Kgm}$$



ARMATURES LONGITUDINALES

On se fixe une contrainte : $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$

$$h = h_e - d = 36 \text{ cm}$$

Le moment résistant de la section en T δ : $M_T = \frac{\bar{\sigma}_a}{2n} \left(\frac{h - h_0/3}{h - h_0} \right) b_w \cdot h^2 = 2880 \text{ Kgm}$

$M_T = 2880 \text{ Kgm} < M = 9510 \text{ Kgm} \rightarrow x > h_0$: l'A.N. tombe dans la nervure

$$x = \frac{n \cdot \bar{\sigma}'_b}{n \cdot \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} \cdot h = \frac{15 \cdot 68,5}{15 \cdot 68,5 + 2800} \cdot 36 = 9,7 \text{ cm}$$

On procède par superposition classique de sections rectangulaires :

$$N'_{b1} = \frac{\bar{\sigma}'_b}{2} \cdot b \cdot x = 33222,5 \text{ Kg} \rightarrow z_1 = 32,8 \text{ cm} \rightarrow M_1 = N'_{b1} z_1 = 10897 \text{ Kgm}$$

$$N'_{b2} = \frac{\bar{\sigma}'_b}{2} (b - b_w) \frac{(x - h_0)^2}{x} = 816,4 \text{ Kg} \rightarrow z_2 = 27,5 \text{ cm} \rightarrow M_2 = N'_{b2} z_2 = 224,5 \text{ Kgm}$$

$$N'_b = N'_{b1} - N'_{b2} = 32406,1 \text{ Kg} \rightarrow M_b = M_1 - M_2 = 10672,5 \text{ Kgm}$$

Comme M_b est voisin de M alors la contrainte fixée est "bonne" et on a :

$$A = \frac{N'_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \frac{M}{M_b} = 10,3 \text{ cm}^2$$

On choisit donc : $A \rightarrow 2 \text{ HA } 20 + 2 \text{ HA } 16$ soit $A = 10,3 \text{ cm}^2$

ARMATURES TRANSVERSALES

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

$$\sigma_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z} = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot \left(\frac{M_0}{N_0}\right)} = 10,31 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$: On disposera des arm. trans. perpendiculaires à la ligne moy.

La contrainte de traction admissible des armatures transversales $\bar{\sigma}_{at}$ est telle que :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad a = \begin{cases} \rho_a = 1 - \frac{\sigma_b}{9 \cdot \bar{\sigma}'_b} & \text{si } \rho_a > \frac{2}{3} \text{ et pas de reprise de béton} \\ \rho_a = \frac{2}{3} & \text{: dans les cas contraires.} \end{cases}$$

$$\rho_a = 1 - \frac{9,88}{9 \cdot 5,9} = 0,813 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,813 \cdot 4200 = 3414,6 \text{ Kg/cm}^2$$

On disposera 1 cadre HAB $\rightarrow A_E = 1,00 \text{ cm}^2 \rightarrow t = \frac{A_E \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = 15,8 \text{ cm} \rightarrow t = 15 \text{ cm}$

L'espacement admissible est : $E = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 7,2 \text{ cm} \\ h \left(1 - \frac{0,3\sigma_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) = 17,1 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow E = 17 \text{ cm}$

On augmentera l'espacement des cours vers le milieu de la travée selon la série de CAQUOT sans toutefois dépasser la hauteur utile h quelque soit les circonstances

VÉRIFICATIONS :

* Contraintes normales (P. CHARON)

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 10,3 \text{ cm}^2 ; h = 36 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} \\ M = 9910 \text{ Kgcm} ; h_0 = 8 \text{ cm} ; b_0 = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (h - h_0) < 0$$

Donc l'axe neutre tombe dans le béton.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15 \cdot A}{b_0} = 39,725 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot h}{b_0} = 700,2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 8 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{y_1}{h} = \frac{b}{36} = 0,22 ; \theta = \frac{h_0}{h} = \frac{b}{36} = 0,22 \rightarrow \rho = \frac{\theta}{\alpha} = 1 ; \beta = \frac{b_0}{b} = 0,2 \rightarrow C = 0,1667$$

$$\text{soit } Z = \left[1 - \frac{\theta}{2} + C\alpha \right] h = 33,4 \text{ cm} \rightarrow \sigma_a = \frac{M}{Z \cdot A} = \frac{9510 \cdot 10^2}{33,4 \cdot 10,3} = 2764 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0,22 \rightarrow K = 53,0 \rightarrow \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 52,2 \text{ Kg/cm}^2 ; \sigma_m' < \sigma_b' < \bar{\sigma}_{b_0}' \rightarrow \sigma_m' < \bar{\sigma}_{b_0}'$$

* Verification de la flèche (Art 61,21 du CCBR 68/70)

$$\text{verification préliminaire : } \frac{l_{\text{min}}}{l_{\text{max}}} = \frac{40}{660} = 0,061 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

Une verification exacte est nécessaire

La flèche totale Δf_k est : $\Delta f_k = f_{g_{\infty}} + f_{q_0} - f_{g_0}$

$$\text{où : } f_{g_{\infty}} \text{ : flèche sous charge permanente de longue durée} \rightarrow f_{g_{\infty}} = \frac{M_{g_{\infty}} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{g_{\infty}}}$$

$$f_{g_0} \text{ : flèche sous charge permanente instantanée} \rightarrow f_{g_0} = \frac{M_{g_0} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{g_i}}$$

$$f_{q_0} \text{ : flèche sous charge totale} \rightarrow f_{q_0} = \frac{M_{q_0} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{g_i}}$$

$$M_{g_0} = 9510 \text{ Kgm} ; M_{g_{\infty}} = M_{g_0} = \frac{T_g}{T_{g_0}} \cdot M_{g_0} = \frac{336+200}{1240} \cdot 9510 = 6105 \text{ Kgm}$$

$$y_g = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = 24,37 \text{ cm (Prendre en compte de toute la section du béton)}$$

$$I_{\text{total}} = 4,31 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 ; \bar{\omega} = \frac{A}{b_0 \cdot h} = \frac{10,3}{20 \cdot 36} = 0,143$$

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \bar{\omega}} = 2,20 \rightarrow \lambda_v = \frac{\lambda_i}{2,5} = 0,88$$

$$\text{sous G : } M_g = 6105 \text{ Kgm} \rightarrow \sigma_a = \frac{M_g}{Z \cdot A} = 1745 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \mu_g = 1 - \frac{5 \cdot \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b} = 0,75$$

$$\text{sous Q : } M_q = 9510 \text{ Kgm} \rightarrow \sigma_a = \frac{M_q}{Z \cdot A} = 2717 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \mu_q = 0,83$$

$$I_{f_0} = \frac{I_t}{1 + \mu_g \cdot \lambda_r} = 259640 \text{ cm}^4 \rightarrow f_{g_0} = \frac{l^2 M_{g_0}}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_0}} = 0,81 \text{ cm}$$

$$I_{f_{sig}} = \frac{I_t}{1 + \mu_g \cdot \lambda_i} = 162640 \text{ cm}^4 \rightarrow f_{g_0} = \frac{M_{g_0} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{sig}}} = 0,43 \text{ cm}$$

$$I_{f_{iq}} = \frac{I_t}{1 + \mu_g \cdot \lambda_i} = 249080 \text{ cm}^4 \rightarrow f_{g_0} = \frac{M_{g_0} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{iq}}} = 0,44 \text{ cm}$$

D'où : $\Delta f_t = 0,82 \text{ cm} < \bar{f} = 1,16 \text{ cm}$; $\bar{f} = 0,5 + \frac{l}{1000}$

* Vérification de la condition d'appui :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \rightarrow A \geq \frac{6790}{2800} = 2,42 \text{ cm}^2$$

* Liaison bordis-nervure (Art 25,22 CEA 68/70)

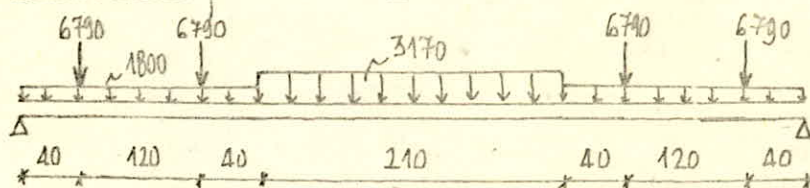
$$\tau_b = \frac{T \cdot (b - b_0)}{2 \cdot b \cdot h_0 \cdot z} = \frac{6790 (100 - 20)}{2 \cdot 100 \cdot 8 \cdot 324} = 10,48 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 4 \cdot \bar{\sigma}_b = 23,6 \text{ Kg/cm}^2$$

* Armatures de capture

On considère les armatures propre du bordis comme armatures de capture.
On doit donc vérifier les contraintes de traction sollicitant ces armatures

$$A = \rightarrow \bar{\sigma}_a =$$

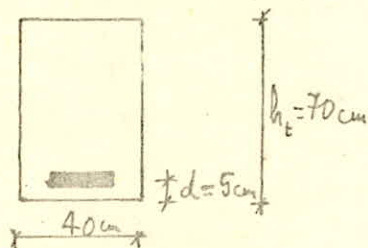
ETAPE 4 : Calcul de la poutre brisée Δ



(Kg or Kg/m)

$$T_{max} = 20510 \text{ Kg}$$

$$M_{max} = M(3,05) = 25560 \text{ Kgcm}$$



Armatures Longitudinales (P.CHARON)

$$M = 25560 \text{ Kgcm} \rightarrow \mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0810 \rightarrow K = 28,3 ; \epsilon = 0,8864 \rightarrow A = \frac{M}{2 \cdot R \cdot \bar{\sigma}_a} = 15,84 \text{ cm}^2$$

$$K = 28,3 \rightarrow \bar{\sigma}'_a = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 98,9 \text{ Kg/cm}^2 ; A \rightarrow 4HA20 + 2HA16$$

Armatures transversales

$$Z_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{20510}{40 \cdot (78.65)} = 9,02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2 \cdot \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{Z}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}'_b = \left(4,5 - \frac{98,9}{68,5}\right) 59 = 18,03 \text{ Kg/cm}^2$$

$Z_b \leq \bar{Z}_b \rightarrow$ armatures d'âme droites (perpendiculaires à la ligne moyenne)

La contrainte de traction admissible des armatures transversales: (pas de reprise de bétonnage)

$$f_a = 1 - \frac{9,02}{9,59} = 0,83 > \frac{2}{3} \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,83 \cdot 4200 = 3486 \text{ Kg/cm}^2$$

On disposera 2 cadres HA8 $\rightarrow A_{t2} = 2,00 \text{ cm}^2 \rightarrow t = \frac{A_{t2} \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = 19 \text{ cm} \rightarrow t = 20 \text{ cm}$

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot h = 13 \text{ cm} \\ h \left(1 - \frac{0,3 \cdot Z_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 35 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Donc } t = 20 \text{ cm} < E = 35 \text{ cm}$$

VERIFICATIONS:

Contraintes normales: $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_b = \text{Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_a = \text{Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$

Condition de non fragilité: $A_{min} \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \rightarrow A_{min} \geq 2,5 \text{ cm}^2$

Fissuration: $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) =$

Fleche: On vérifie les conditions préliminaires:

a) $l_{t2} = 70 \text{ cm} \geq \frac{l_{max}}{10} \quad (M_t = M_0)$
 b) $A_{t2} = 16,58 \text{ cm}^2 \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 26 \text{ cm}^2$

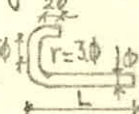
Les conditions sont suffisantes.
La fleche est vérifiée.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

Contrainte de compression dans la bielle: $\sigma'_b = \frac{2 \cdot T}{b \cdot c} \leq \bar{\sigma}'_b \rightarrow c \geq 15 \text{ cm}$
 vérifiée

Armatures inférieures: $A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} \rightarrow A \geq 7,3 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prolonge 2HA16+2HA20

Adhérence-ancrages: $Z_d = 2 \cdot Y_a \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow Z_d = \frac{T}{p \cdot z} = 15,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{Z}_d$

Crochet à double corde : $L = l - 32,2 \cdot \phi = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_a} - 32,2 \cdot \phi = 20 \text{ cm}$
 avec $\bar{Z}_d = 125 \cdot Y_a \cdot \bar{\sigma}_b = 16,6 \text{ Kg/cm}^2$

ETUDE
AU
SEISME

ETUDE AU SEISME

ETUDE DYNAMIQUE

Introduction

Lorsque une structure se trouve soumise à une excitation variable dans le temps elle présente une réponse correspondant aux modes de vibration de celle-ci. Sa structure effectue tout d'abord et tant que dure l'excitation, une série d'oscillations forcées régies par des lois assez complexes. Elles leur succèdent, dès que l'excitation a pris fin, des oscillations libres qui décroissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir rapidement. Pour cela une analyse dynamique est nécessaire pour connaître le comportement de la structure. Du point de vue dynamique, notre structure peut être assimilée à un oscillateur multiple avec les masses concentrées aux nœuds et qui présentent plusieurs degrés de liberté.

Une analyse purement dynamique consiste à déterminer la réponse d'après un spectre ou un accélérogramme puis à faire une analyse modale détaillée.

Dans notre étude un calcul dynamique est obligatoire (Art 3.2.2 RPA B1) car le bâtiment présente une dissymétrie dans le plan et des irrégularités en élévation. A cet effet on a eu recours à l'ordinateur grâce au programme ETABS qui fait une analyse dynamique de la structure selon le spectre RPA car un calcul manuel est laborieux.

Pour pouvoir faire une approche avec la réponse donnée par le calcul automatique on a fait un calcul manuel pour l'analyse sismique et modale (calcul de la période) en utilisant les propriétés structurales ainsi que les caractéristiques de déformation participant à la résistance.

Analyse modale : Etude du mode fondamental

Méthode de calcul de la période

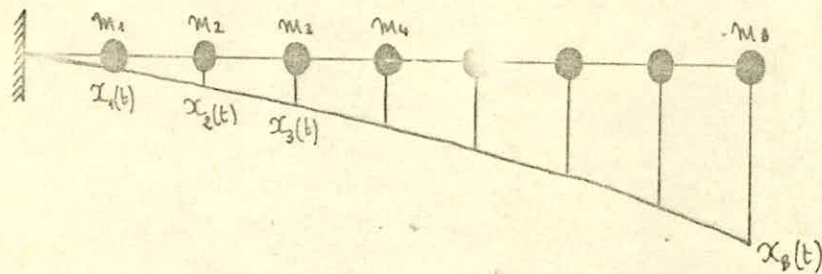
On utilise la méthode énergétique (RAYLEIGH). Cette méthode approchée ramène l'étude de la structure réelle à une structure ne possédant qu'un seul degré de liberté, elle est seulement utilisée pour trouver la première pulsation propre.

La méthode de RAYLEIGH repose sur le principe de conservation de l'énergie; l'énergie totale d'un système non amorti et libre de se mouvoir est constante: $E_{tot} = E_c(t) + E_p(t) = \text{Conste}$ (1)

$E_c(t)$: énergie cinétique fonction du temps

$E_p(t)$: énergie potentielle fonction du temps

Dans le cas d'un système oscillant ayant plusieurs degrés de liberté Les masses $m_1, m_2, m_3, \dots, m_n$, auront les elongations $x_1(t), x_2(t), \dots, x_n(t)$ mesurées à partir des directions des degrés de liberté et de la position de l'équilibre statique.



Les deux énergies pourront être exprimées sous la forme:

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \sum_j W_j \dot{x}_j^2(t) \quad (2) \quad : W_j : \text{masse du niveau } j$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \sum_j G_j x_j^2(t) \quad (3) \quad : G_j = W_j \cdot g, \text{ Charge gravitationnelle correspondante à la masse du niveau } j$$

Dans le cas du mode fondamentale les solutions sont des harmoniques simples :

$$x_j(t) = x_j \cdot \sin(\omega_1 t + \phi_1) \quad (4) \quad j=1,2,3,\dots,n$$

et où x_j représente l'amplitude maximale, ω_1 la pulsation fondamentale et ϕ_1 le déphasage du mode fondamental.

En substituant (4) dans les expressions des énergies (2) et (3) on aboutit à :

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \cdot \omega_1^2 \cdot \cos^2(\omega_1 t + \phi_1) \sum_{j=1}^n W_j x_j^2 = E_{c \max} \cos^2(\omega_1 t + \phi_1) \quad (5)$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \sin^2(\omega_1 t + \phi_1) \sum_{j=1}^n G_j x_j^2 = E_{p \max} \sin^2(\omega_1 t + \phi_1) \quad (6)$$

On constate que pendant le mouvement oscillatoire, le système passe par deux positions extrêmes, à cet instant $E_c = 0$ car $\dot{x}(t) = 0$ et E_p est maximum ($x(t) = x$: elongation max. du mouvt); de même le système passe par la position d'équilibre statique, à cet instant E_c est maximum ($\dot{x}(t) = \dot{x}$: vitesse max) tandis que l'énergie potentielle à ce moment est nulle $E_p = 0$ ($x(t) = 0$)
 Finalement on aura :

$$E_{\text{tot}} = 0 + E_c^{\max} = E_p^{\max} + 0 = \text{Const}^e; \text{Donc } E_c^{\max} = E_p^{\max} \quad (7)$$

En remplaçant les valeurs maximales des énergies dans l'expression (7)

On obtient :

$$\frac{1}{2} \omega_1^2 \cdot \sum_{j=1}^n W_j x_j^2 = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n G_j x_j^2$$

De là RAYLEIGH a pu tirer l'expression de la pulsation fondamentale :

$$\omega_1^2 = \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot x_j^2}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot x_j^2}$$

c.à.d. la période fondamentale :

$$T_1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_j W_j \cdot x_j^2}{\sum_j G_j \cdot x_j^2}}$$

Etapes de calcul :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_j \Delta_j^2}{g \cdot \sum W_j \Delta_j}}$$

En première iteration on prendra les poids de niveau comme distribution de forces latérales (en conformité avec l'hypothèse émise par RAYLEIGH)

1. Détermination des déplacements absolus de niveau

Ces déplacements sont calculés à partir des n déformations relatives d'étages. Pour déterminer ces rigidités relatives d'étages nous devons d'abord calculer les rigidités relatives de niveau de chaque portique

2) rigidité relative de niveau d'un portique

La rigidité relative de niveau d'un portique (R_i) représente l'effort tranchant de niveau qui produit un déplacement relatif des niveaux égal à l'unité.

$$R_i = \frac{T_i}{\Delta_i}$$

Le programme ETABS nous donne :

• les déplacements absolus (par rapport à la base) de niveau par portique d'où l'on tire les déplacements relatifs par portique

$$\text{soit } \begin{cases} \Delta_1 = \Delta_1 \\ \text{et } \Delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \end{cases} ; i \neq 1$$

• les forces sismiques de niveau (F_i) de chaque portique d'où l'on tire l'effort tranchant des niveaux (T_i)

$$\text{soit } \begin{cases} T_0 = F_0 \\ \text{et } T_i = T_{i+1} + F_i \end{cases} ; i \neq 0$$

par conséquent on aboutit à la rigidité R_i

b) rigidité relative d'étage R

$$R = \sum_{m=1}^m R_{im}$$

m : nombre de portique dans une direction

c) déplacements absolus de niveau

$$\delta_j = \frac{T_{jw}}{R} \rightarrow \begin{cases} \Delta_1 = \delta_1 \\ \Delta_j = \delta_j + \Delta_{j-1} \end{cases} \quad \text{avec } T_{jw}: \text{effort tranchant} \\ \text{relatif au masses} \\ \text{de niveau.}$$

On calcule la période T

La précision des résultats obtenues dépend du choix des forces latérales, cette précision peut être améliorée en utilisant un procédé itératif de correction des déplacements

Procédé itératif.

- Après avoir déterminé la période T on tire le coefficient D correspondant.

- On adopte une autre distribution des forces latérales telle que

$$F_j = A.B.D.Q. \gamma_j W_j$$

où γ_j est donnée par :
$$\gamma_j = \Delta_j \cdot \frac{\sum W_j \Delta_j}{\sum W_j \Delta_j^2}$$

- On tire les efforts tranchants correspondant à ces forces latérales

- On calcule de nouveaux déplacements $[\Delta_{j1}]$ qu'on compare aux déplacements $[\Delta_j]$

• si chaque Δ_{j1} est tq : $\Delta_{j1} = \Delta_j$

alors la convergence est atteinte et la période

est égale à :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_j \cdot \Delta_j^2}{g \cdot \sum_j F_j \cdot \Delta_j}}$$

• sinon On pose $\Delta_j = \Delta_{j1}$ et On reitère

Note : Les coefficients A, B, D, Q seront définis aux pages suivantes.

Determination des déplacements relatifs de niveau

Le programme ETABS nous donne, pour chaque portique, les déplacements absolus de niveau d'où l'on déduit les déplacements relatifs par portique.

Sens Longitudinal (x-x)

NIVEAU	P.E.H		P.E.I		P.E.J		P.E.K		P.E.L		P.E.M	
	Δ_i (cm)	δ_i (cm)	Δ_i (cm)	δ_i (cm)	Δ_i (cm)	δ_i (cm)	Δ_i (cm)	δ_i (cm)	Δ_i (cm)	δ_i (cm)	Δ_i (cm)	δ_i (cm)
1	0.460	0.460	0.432	0.432	0.415	0.415	0.401	0.401	0.388	0.388	0.379	0.379
2	0.988	0.528	0.955	0.523	0.925	0.510	0.898	0.497	0.824	0.486	0.854	0.475
3	1.505	0.517	1.471	0.516	1.440	0.515	1.411	0.513	1.383	0.509	1.359	0.505
4			1.955	0.484	1.916	0.476	1.878	0.467	1.839	0.456	1.801	0.442
5			2.377	0.422	2.322	0.406	2.268	0.390	2.215	0.376	2.163	0.362
6			2.691	0.314	2.619	0.297	2.548	0.280	2.482	0.267	2.418	0.255
7					2.827	0.208	2.732	0.184	2.642	0.160	2.560	0.142
8									2.709	0.067	2.624	0.064

Sens transversal (y-y)

NIVEAU	P.E.30		P.E.31		P.E.32		P.E.33		P.E.34		P.E.35	
	Δ_i (cm)	δ_i (cm)	Δ_i (cm)	δ_i (cm)	Δ_i (cm)	δ_i (cm)	Δ_i (cm)	δ_i (cm)	Δ_i (cm)	δ_i (cm)	Δ_i (cm)	δ_i (cm)
1	0.328	0.328	0.349	0.349	0.376	0.376	0.407	0.407	0.443	0.443	0.482	0.482
2	0.726	0.398	0.780	0.431	0.846	0.470	0.921	0.514	1.003	0.560	1.091	0.609
3	1.113	0.387	1.209	0.429	1.322	0.476	1.448	0.527	1.585	0.582	1.729	0.638
4			1.603	0.394	1.754	0.432	1.924	0.476	2.106	0.523	2.303	0.574
5			1.946	0.343	2.128	0.374	2.334	0.410	2.558	0.450	2.796	0.493
6			2.194	0.248	2.400	0.272	2.634	0.300	2.889	0.331	3.161	0.365
7			2.346	0.152	2.575	0.175	2.837	0.203	3.121	0.232	3.424	0.263
8							2.927	0.090	3.222	0.106		

Determination des rigidités relatives de niveau par pontique : sans transversal

NIVEAU	PL.30		PL.31		PL.32		PL.33		PL.34		PL.35	
	δ_i (cm)	T _i (t)	δ_i	T _i	δ_i	T _i	δ_i	T _i	δ_i	T _i	δ_i	T _i
1	0.328	54.29	0.349	104.01	0.376	136.74	0.407	144.72	0.443	114.92	0.482	87.36
		16502.77		29801.45		26367.82		35558.48		25940.63		18124.42
2	0.398	42.96	0.434	93.13	0.470	114.74	0.514	118.23	0.560	100.19	0.609	73.87
		10793.97		21606.96		24443.49		23801.17		17691.07		12119.06
3	0.387	34.22	0.429	74.93	0.476	94.36	0.527	99.36	0.582	83.20	0.638	58.91
		8790.96		17456.90		19823.53		18851.84		14295.53		9232.92
4			0.394	52.86	0.432	74.79	0.476	78.95	0.523	61.87	0.574	30.88
				13445.74		17341.81		16585.21		11829.64		6773.17
5			0.343	36.61	0.374	59.48	0.410	62.07	0.450	48.02	0.493	29.67
				10672.89		15902.94		15138.54		10670.89		6048.05
6			0.248	24.15	0.272	41.24	0.300	43.36	0.334	33.62	0.365	21.67
				9737.50		15160.66		14454.33		10455.89		5935.89
7			0.157	7.03	0.115	22.98	0.203	25.05	0.232	17.79	0.263	10.67
				4477.31		19982.61		12337.44		7668.53		4057.03
8							0.090	5.83	0.106	4.72		
								6472.22		1455.66		

Determination des masses de niveau W_j

D'après l'ART 3.3.1.5 du RPA, la masse de niveau W_j est définie comme suit :

$$W_j = G + 0,25P \quad : \text{Plancher logement}$$

$$W_j = G + 0,5.P \quad : \text{Plancher Commerce}$$

où G : Totalité des charges permanentes

P : Surcharges d'exploitation

Tableau récapitulatif

NIVEAU	TYPE	G (k)	P (k)	W (k)
8	Terrasse	76.00	4.42	77
7	Logement	603.00	50.94	616
6	Logement	814.00	96.00	838
5	Logement	852.00	108.00	879
4	Logement	950.00	124.00	981
3	Logement	1476.00	224.00	1532
2	Commerce	1556.00	454.00	1783
1	Commerce	1473.00	504.00	1725

Détermination des déplacements absolus de niveau pour la structure

NIVEAU	$R_x = \sum R_j^x$ (t/m)	$R_y = \sum R_j^y$ (t/m)	T_{jw} (t)	δ_j^x (cm)	Δ_{jx} (cm)	δ_j^y (cm)	Δ_{jy} (cm)
1	153218.06	162295.23	8431	0.0550	0.0550	0.0520	0.0520
2	106451.71	109835.42	6706	0.0630	0.1180	0.0611	0.1131
3	86397.76	88464.67	4923	0.0570	0.1750	0.0557	0.1688
4	67705.64	65916.06	3391	0.0501	0.2251	0.0514	0.2202
5	62592.14	58403.30	2410	0.0385	0.2636	0.0413	0.2615
6	58328.26	55444.27	1531	0.0262	0.2898	0.0276	0.2891
7	43979.03	48523.32	693	0.0158	0.3056	0.0143	0.3034
8	14066.98	10927.88	77	0.0055	0.3111	0.0705	0.3739

1^{re} Itération

NIVEAU	Δ_{jx} (cm)	Δ_{jy} (cm)	W_j (t)	$W_j \Delta_{jx}$ (tcm)	$W_j \Delta_{jx}^2$ (tcm ²)	$W_j \Delta_{jy}$ (tcm)	$W_j \Delta_{jy}^2$ (tcm ²)
1	0.0550	0.0520	1725	94.9198	5.2230	89.7000	4.6644
2	0.1180	0.1131	1783	210.3940	24.8265	201.6573	22.8074
3	0.1750	0.1688	1532	268.1000	46.9175	258.6016	43.6520
4	0.2251	0.2202	981	220.8231	49.7073	216.0162	47.5668
5	0.2636	0.2615	879	231.7044	61.0773	229.8585	60.1080
6	0.2898	0.2891	838	242.8524	70.3786	242.2658	70.0390
7	0.3056	0.3034	616	188.2496	57.5291	186.8944	56.7038
8	0.3111	0.3739	77	23.9547	7.4523	28.7903	10.7647
			$\sum_{j=1}^8$	1480.9980	323.1116	1453.7841	316.3061

$$\text{Donc : } T_x = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum W_j \cdot \Delta_{jx}^2}{g \cdot \sum W_j \cdot \Delta_{jx}}} = 0,937 \text{ s}$$

$$\text{d' : } T_y = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum W_j \cdot \Delta_{jy}^2}{g \cdot \sum W_j \cdot \Delta_{jy}}} = 0,936 \text{ s}$$

sur longitudinal

2^e Itération:

$$T_x = 0,937 \text{ s} \rightarrow D_x = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T_x}} = 1,461 \rightarrow F_{jx} = A \cdot B \cdot D_x \cdot \alpha_j \cdot W_j$$

NIVEAU	$F_{jx} (t)$	$T_{jx} (t)$	$\delta_{jx} (m)$	$\Delta_{jx} (m)$	$W_j (t)$	$F_{jx} \Delta_{jx} (t)$	$W_j \Delta_{jx} (t)$	$W_j \Delta_{jx}^2 (t)$
1	30.94	482.81	0.0032	0.0032	1725	0.0990	5.5200	0.0177
2	68.59	451.87	0.0042	0.0074	1783	0.5076	13.1942	0.0976
3	87.40	383.28	0.0044	0.0118	1532	1.0313	18.0776	0.2133
4	71.99	295.88	0.0044	0.0162	981	1.1662	15.8922	0.2575
5	75.54	223.89	0.0036	0.0198	879	1.4957	17.4042	0.3446
6	79.17	148.35	0.0025	0.0223	838	1.7655	18.6874	0.4167
7	61.37	69.18	0.0016	0.0239	616	1.4667	14.7224	0.3519
8	7.81	7.81	0.0006	0.0245	77	0.1913	1.8865	0.0462
					$\sum_{j=1}^8$	7.5320	105.3845	1.6993

$$N^{\circ} \text{mi} : T_x = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{1,6993}{9,81 \cdot 7,5320}} = 0,953 \text{ s}$$

3^e Itération:

$$T_x = 0,953 \text{ s} \rightarrow D_x = 1,449 \rightarrow F_{jx} = A \cdot B \cdot D_x \cdot \alpha_j \cdot W_j$$

NIVEAU	$F_{jx} (t)$	$T_{jx} (t)$	$\delta_{jx} (m)$	$\Delta_{jx} (m)$	$W_j (t)$	$F_{jx} \Delta_{jx} (t)$	$W_j \Delta_{jx} (t)$	$W_j \Delta_{jx}^2 (t)$
1	23.72	451.94	0.0029	0.0029	1725	0.0688	5.0025	0.0145
2	56.71	428.22	0.0040	0.0069	1783	0.3913	12.3027	0.0849
3	77.70	372.51	0.0043	0.0112	1532	0.8702	17.1584	0.1922
4	68.30	294.81	0.0044	0.0156	981	1.0655	15.3036	0.2387
5	74.80	226.51	0.0036	0.0192	879	1.4362	16.8768	0.3240
6	80.32	151.71	0.0026	0.0218	838	1.7510	18.2684	0.3983
7	63.28	71.39	0.0016	0.0234	616	1.4808	14.4144	0.3373
8	8.11	8.11	0.0006	0.0240	77	0.1946	1.8480	0.0444
					$\sum_{j=1}^8$	7.2584	101.1784	1.6346

$$N^{\circ} \text{mi} : T_x = 0,952 \text{ s}$$

4^e Iteration:

$$T_x = 0,952 \text{ s} \quad \longrightarrow \quad D_x = 1,449$$

NIVEAU	F_{jx}	T_{jx}	Δ_{jx}	Δ_{jx}	W_j	$F_{jx} \Delta_{jx}$	$W_j \Delta_{jx}$	$W_j \Delta_{jx}^2$
1	21.87	442.35	0.0029	0.0029	1725	0.0634	5.0025	0.0145
2	53.79	420.48	0.0039	0.0068	1783	0.3658	12.1244	0.0324
3	75.02	366.69	0.0042	0.0110	1532	0.8252	16.8520	0.1854
4	66.91	291.67	0.0043	0.0153	981	1.0237	15.0093	0.2296
5	73.79	224.76	0.0036	0.0189	879	1.3946	16.6131	0.3140
6	79.87	150.97	0.0026	0.0215	838	1.7172	18.0170	0.3874
7	63.02	71.10	0.0016	0.0231	616	1.4558	14.2296	0.3287
8	8.08	8.08	0.0006	0.0237	77	0.1915	1.8249	0.0433
					$\sum_{j=1}^8$	7.0372	99.6728	1.5853

$$N^{\text{ou}} : T_x = 0,952 \text{ s}$$

5^e Iteration:

$$T_x = 0,952 \text{ s} \quad \longrightarrow \quad D_x = 1,449$$

NIVEAU	F_{jx}	T_{jx}	Δ_{jx}	Δ_{jx}	W_j	$F_{jx} \Delta_{jx}$	$W_j \Delta_{jx}$	$W_j \Delta_{jx}^2$
1	22.22	426.64	0.0029	0.0029	1725	0.0644	5.0025	0.0145
2	53.84	420.42	0.0039	0.0068	1783	0.3661	12.1244	0.0824
3	74.84	366.58	0.0042	0.0110	1532	0.8232	16.8520	0.1854
4	66.66	291.74	0.0043	0.0153	981	1.0199	15.0093	0.2296
5	73.78	225.08	0.0036	0.0189	879	1.3944	16.6131	0.3140
6	80.01	151.30	0.0026	0.0215	838	1.7202	18.0170	0.3874
7	63.19	71.29	0.0016	0.0231	616	1.4597	14.2296	0.3287
8	8.10	8.10	0.0006	0.0237	77	0.1920	1.8249	0.0433
					Σ	7.0399	99.6728	1.5853

Finalement, la période dans le sens longitudinal est : $T_x = 0,952 \text{ s}$

De même pour le sens transversal on obtient :

4^e Itération :

$$T_Y = 0,950 \Delta \rightarrow D_Y = 1,451$$

NIVEAU	F_{jY}	T_{jY}	S_{jY}	Δ_{jY}	W_j	$F_{jY} \cdot \Delta_{jY}$	$W_j \cdot \Delta_{jY}$	$W_j \cdot \Delta_{jY}^2$
1	20.61	437.19	0.0027	0.0027	1725	0.0556	4.6575	0.0126
2	51.28	416.58	0.0038	0.0065	1783	0.3333	11.5895	0.0753
3	72.52	375.30	0.0041	0.0106	1532	0.7687	16.2392	0.1721
4	65.97	292.78	0.0044	0.0150	981	0.9896	14.7150	0.2207
5	74.28	226.81	0.0039	0.0189	879	1.4039	16.6131	0.3140
6	80.82	152.53	0.0028	0.0217	838	1.7538	18.1846	0.3946
7	63.50	71.71	0.0015	0.0232	616	1.4732	14.2912	0.3316
8	8.21	8.21	0.0008	0.0240	77	0.1970	1.8480	0.0444
					Σ	6.9752	98.1381	1.5653

D'où : $T_Y = 0,950 \Delta$

5^e Itération :

$$T_Y = 0,950 \Delta \rightarrow D_Y = 1,451$$

NIVEAU	F_{jY}	T_{jY}	S_{jY}	Δ_{jY}	W_j	$F_{jY} \cdot \Delta_{jY}$	$W_j \cdot \Delta_{jY}$	$W_j \cdot \Delta_{jY}^2$
1	20.76	437.45	0.0027	0.0027	1725	0.0561	4.6575	0.0126
2	51.66	416.69	0.0038	0.0065	1783	0.3358	11.5895	0.0753
3	72.39	365.03	0.0041	0.0106	1532	0.7673	16.2392	0.1721
4	65.59	296.64	0.0044	0.0150	981	0.9839	14.7150	0.2207
5	74.05	227.05	0.0039	0.0189	879	1.3995	16.6131	0.3140
6	81.06	153.00	0.0028	0.0217	838	1.7590	18.1846	0.3946
7	63.70	71.94	0.0015	0.0232	616	1.4778	14.2912	0.3316
8	8.24	8.24	0.0008	0.0240	77	0.1978	1.8480	0.0444
					Σ	6.9772	98.1381	1.5653

Finalement la vitesse dans les sens transversal est : $T_Y = 0,950 \Delta$

Après plusieurs itérations, on a obtenu les résultats suivants pour le mode fondamental :

dans le sens longitudinal :

$$T_x = 0,952 \text{ s} \quad \text{avec une participation de : } \varepsilon_x^2 = \frac{(\sum W_j \Delta_{ij})^2}{(\sum W_j)(\sum W_j \Delta_{ij}^2)} = 74\%$$

dans le sens transversal :

$$T_y = 0,950 \text{ s} \quad \text{avec une participation de : } \varepsilon_y^2 = \frac{(98,1381)^2}{(8431) \cdot (1,5653)} = 73\%$$

Le premier mode participe donc pour les 3/4 de l'ensemble des modes. C'est une participation importante mais insuffisante pour le calcul des efforts.

Etude du 2^e Mode :

Méthode de VIANELLO-STODOLA

On connaît le 1^{er} Mode de vibration (fondamental)

Soit $X_{2j}^{(0)}$ une expression approximative pour le 2^e mode. Elle peut être écrite sous la forme :

$$X_{2j}^{(0)} = X_{2j} + a_1 X_{1j} \quad (1)$$

où X_{2j} : représente la forme exacte du 2^e mode (à déterminer)

X_{1j} : représente la forme exacte du 1^{er} mode (connue)

On multiplie la relation (1) par $G_j X_{1j}$ et on fait la somme des produits ainsi obtenus :

$$\sum_{j=1}^n G_j X_{2j}^{(0)} X_{1j} = \sum_j G_j X_{2j} X_{1j} + a_1 \sum_j G_j X_{1j}^2$$

la propriété d'orthogonalité nous donne :

$$\sum_j G_j X_{2j} X_{1j} = 0$$

$$\text{Donc : } a_1 = \frac{\sum G_j X_{2j}^{(0)} X_{1j}}{\sum G_j X_{1j}^2} = \frac{\sum W_j X_{2j}^{(0)} X_{1j}}{\sum W_j X_{1j}^2}$$

On calcule ensuite les ordonnées du 2^e mode : $X_{2j}^{(1)} = X_{2j}^{(0)} - a_1 X_{1j}$

et les forces : $M_{2j}^{(1)} = M_j X_{2j}^{(1)}$ et on détermine les déplacements : $X_{2j}^{(2)}$

Enfin : $\bar{\omega}_2^2 = \frac{X_{2j}^{(1)}}{X_{2j}^{(2)}}$ ou $\bar{\omega}_2^2 = \frac{\sum X_{2j}^{(1)}}{\sum X_{2j}^{(2)}}$ avec $\bar{\omega}_2^2 \ll \omega_2^2 \ll \bar{\omega}_2^2$

sens longitudinal :

z/h	$X_{2j}^{(0)}$	W_j	X_{1j}	$W_j X_{2j}^{(0)} X_{1j}$	$W_j X_{2j}^2$	$X_{2j}^{(1)}$	$M_{2j}^{(0)}$	$T = \sum M_{2j}^{(0)}$	$\delta_j = T/R$	$X_{2j}^{(1)}$	$W_j X_{2j}^{(1)}$	$W_j X_{2j}^{(1)2}$
1	-1.	77	1.	-77.0000	77.0000	-1.0760	-8.4457	-8.4457	-0.0006	-0.0050	-0.3850	0.0019
0.92	-0.9298	616	0.9747	-558.2661	585.2247	-1.0039	-63.0380	-71.4837	-0.0016	-0.0044	-2.7104	0.0119
0.81	-0.6252	838	0.9072	-475.2980	689.6839	-0.6941	-59.2921	-130.7798	-0.0022	-0.0028	-2.3464	0.0066
0.70	-0.1564	879	0.7975	-109.6368	599.0495	-0.2170	-19.4437	-150.2495	-0.0024	-0.0006	-0.0879	/
0.59	0.3535	981	0.6456	223.8834	408.8802	0.3044	30.4400	-119.7795	-0.0018	0.0018	1.7658	0.0032
0.48	0.7709	1532	0.4641	547.8264	329.9757	0.7352	114.8141	-4.9554	0.0001	0.0036	5.5152	0.0199
0.33	0.9999	1783	0.2869	511.4915	146.7616	0.9781	177.7729	172.8079	0.0016	0.0035	6.2405	0.0218
0.17	0.7181	1725	0.1224	151.6196	25.8435	0.7088	124.6361	297.4436	0.0019	0.0019	3.2775	0.0062
			Σ	214.6200	2822.4191	-0.2645				-0.0020	11.2693	0.0715
				$a_1 = 0.0760$								

Donc : $132,25 \bar{\Delta}^2 \leq \omega_x^2 \leq 169,11 \bar{\Delta}^2$

càd : $0,483s \leq T_{2x} \leq 0,546s$

la valeur moyenne est : $T_{2x} = 0,514s$

avec un coefficient de participation :

$$\xi_x^{\pi} = \frac{(11,2693)^2}{8431 (0,0715)} = 21\%$$

Les efforts sismiques correspondants sont donnés par $F_{jx}^{\pi} = ABDA \cdot \xi_j \cdot W_j$ (tableau)

NIVEAU	F_{jx}^{π} (t)
1	50.72
2	96.57
3	85.35
4	27.33
5	-8.16
6	-36.31
7	-41.94
8	-5.96

Il faut de considérer une déformée arbitraire, on considère la déformée du deuxième mode à un facteur pour cela on utilise les valeurs données sur les tableaux de l'ouvrage de PETROVICI-RADU (ordonnée de la force réduite du 2^e mode)

sens transversal :

NIVEAU	Z/h	$X_{2i}^{(0)}$	W_i	X_{1i}	$W_i X_{2i}^{(0)} X_{1i}$	$W_i X_{2i}^{(0)}$	$X_{2i}^{(1)}$	$M_{2i}^{(1)}$	$T = \sum M_{2i}^{(1)}$	$\Delta_j = T/R$	$X_{2i}^{(2)}$	$W_i X_{2i}^{(2)}$	$W_i X_{2i}^{(2)}$	$F_{ij}^{II} (s)$
8	1.	-1.	77	1.	-77.	77.	-1.0543	-8.2753	-8.2753	-0.0008	-0.0051	-0.3927	0.0020	-5.70
7	0.92	-0.9298	616	0.9667	-553.6840	575.6575	-0.9823	-61.6816	-69.9570	-0.0014	-0.0043	-2.6488	0.0114	-38.44
6	0.81	-0.6252	838	0.9042	-473.7263	685.1301	-0.6743	-57.6008	-127.5577	-0.0023	-0.0029	-2.4302	0.0070	-35.27
5	0.70	-0.1564	879	0.7875	-108.2620	545.1173	-0.1992	-17.8488	-145.4065	-0.0025	-0.0006	-0.0879	/	-7.65
4	0.59	0.3535	981	0.6250	216.7397	383.2031	0.3196	31.9600	-113.4465	-0.0017	0.0019	1.8639	0.0035	27.05
3	0.48	0.7705	1532	0.4417	521.3853	298.8915	0.7465	116.5788	3.1323	0.0000	0.0036	6.4188	0.0231	80.04
2	0.33	0.9999	1783	0.2708	482.7881	130.7521	0.9852	179.0634	182.1956	0.0017	0.0036	6.4188	0.0231	93.15
1	0.17	0.7181	1725	0.1125	139.3563	21.8320	0.7120	125.1988	307.3944	0.0019	0.0019	3.2775	0.0062	47.56
				Σ	147.5971	2717.5836	-0.1468				Σ	-0.0019	12.4194	0.0763
						$a_1 = 0.0543$								

D'où : $77,26 \text{ s}^{-2} \leq \omega_{2y}^2 \leq 168,21 \text{ s}^{-2}$

càd : $0,484 \text{ s} \leq T_{2y} \leq 0,715 \text{ s}$

la valeur moyenne est : $T_{2y} = 0,599 \text{ s}$

avec un coefficient de participation :

$$\xi_Y^{II} = \frac{(12,4194)^2}{8431(0,0763)} = 24\%$$

Les efforts sismiques correspondants sont donnés par : $F_{ij}^{II} = A B D_y \alpha \gamma_j W_j$ (voir tableau)

Conclusion :

Après plusieurs itérations on a obtenu les résultats suivants :

Pour le mode fondamental :

dans le sens longitudinal $T_x = 0,952$ s avec une participation de 74 %

dans le sens transversal $T_y = 0,950$ s avec une participation de 73 %

Pour le second mode :

dans le sens longitudinal $T_x = 0,514$ s avec une participation de 21 %

dans le sens transversal $T_y = 0,599$ s avec une participation de 24 %

Sont donc une participation globale de 95 % dans le sens longitudinal et de 97 % dans le sens transversal. Ceci est amplement suffisant pour le calcul des efforts sismiques

Le calcul par la méthode dynamique directe (programme ETABS) a donné les résultats suivants :

SENS \ MODE	1	2	3
LONGITUDINAL	1.107	0.445	0.245
TRANSVERSAL	1.081	0.430	0.240
C _i de particip.	76 %	14 %	6 %
Coef. de part. cum	76 %	90 %	96 %

Ainsi les valeurs obtenues par la méthode dynamique directe et ceux obtenues par la méthode manuelle sont compatibles.

La période du mode fondamental est de l'ordre de 1 s ceci nous permet de conclure que notre bâtiment est "flexible".

La participation des deux premiers modes de vibration représente la réponse presque totale.

ETUDE AU SEISMÉ

Règlement utilisé : Règles Parasismiques Algériennes (RPA81)

Introduction:

L'objet du RPA est de prévoir les mesures nécessaires à l'exécution des constructions de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Suivant le RPA les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Ses forces sismiques horizontales seront considérées appliquées successivement (et non simultanément), suivant deux directions orthogonales caractéristiques données par les axes principaux du plan horizontal de la structure engendrant une énergie minimale.

Les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se développeraient dans la structure élastiques sous l'action du seisme extrême, car on tient compte du phénomène d'adaptation plastique; Cette prise en compte est justifiée puisque les structures sont généralement hyperstatiques et sortent du domaine élastique pour passer au domaine plastique lors d'un tremblement de terre.

Calcul des caractéristiques géométriques

1. Centre de masse :

$$C_m : X_m = \frac{\sum X_i W_i}{\sum W_i} ; Y_m = \frac{\sum Y_i W_i}{\sum W_i}$$

NIVEAU	1	2	3	4	5	6	7	8
$X_m (m)$	16.41	16.41	15.95	17.49	17.83	18.70	20.46	23.10
$Y_m (m)$	16.41	16.41	15.95	17.71	19.10	19.25	17.05	29.70

2. Centre de torsion :

$$C_t : X_t = \frac{\sum X_k R_k}{\sum R_k} ; Y_t = \frac{\sum Y_k R_k}{\sum R_k}$$

où X_k, Y_k sont les coordonnées du potique k par rapport aux axes principaux.

NIVEAU	1	2	3	4	5	6	7	8
$X_t (m)$	16.41	16.32	16.19	17.92	18.16	18.30	18.01	22.49
$Y_t (m)$	17.75	17.61	17.44	18.80	19.29	19.16	20.31	29.81

3. Excentricités :

$$RPA81 \text{ (Art 3.3.5)} \rightarrow \begin{cases} e_x = \max [|X_m - X_t| ; 5\% L] \\ e_y = \max [|Y_m - Y_t| ; 5\% L] \end{cases}$$

où L est la plus grande dimension au niveau considérée

NIVEAU	1	2	3	4	5	6	7	8
$ X_m - X_t _{(m)}$	0.00	0.09	0.24	0.43	0.33	0.40	2.45	0.61
$5\% L_{(m)}$	1.65	1.65	1.65	1.32	1.32	1.32	1.32	0.33
$e_x (m)$	1.65	1.65	1.65	1.32	1.32	1.32	2.45	0.61
$ Y_m - Y_t _{(m)}$	1.34	1.20	1.49	1.09	0.19	0.09	3.32	0.11
$5\% L_{(m)}$	1.65	1.65	1.65	1.32	1.32	1.32	1.32	0.33
$e_y (m)$	1.65	1.65	1.65	1.32	1.32	1.32	3.32	0.33

4 Calcul des moments d'inertie polaire : I_p

$$I_p = \sum_{j/k} [R_{jkx} \cdot d_{jkx}^2 + R_{jky} \cdot d_{jky}^2]$$

où $d_{jkx} = (x_t - x_k)$

et $d_{jky} = (y_t - y_k)$

avec $C_t(x_t, y_t)$ et $C_k(x_k, y_k)$ respectivement
coordonnées du centre de torsion et du portique k.

SENS	Port. Niv.	1	2	3	4	5	6	7	8
d, Longitudinal, (m)	H	17.75	17.61	17.44					
	I	11.15	11.01	10.84	12.20	12.69	12.56		
	J	4.55	4.41	4.24	5.60	6.09	5.96	7.17	
	K	-2.05	-2.19	-2.36	-1.00	-0.51	-0.64	0.57	
	L	-8.65	-8.79	-8.96	-7.60	-7.11	-7.24	-6.03	3.41
	M	-15.25	-15.39	-15.56	-14.20	-13.71	-13.84	-12.63	-3.19
d, transversal, (m)	30	16.41	16.32	16.19					
	31	9.81	9.72	9.59	11.32	11.56	11.70	11.41	
	32	3.21	3.12	2.99	4.72	4.96	5.10	4.81	
	33	-3.39	-3.48	-3.61	-1.88	-1.65	-1.50	-1.79	2.69
	34	-9.99	-10.08	-10.21	-8.48	-8.24	-8.10	-8.39	-3.91
	35	-16.59	-16.68	-16.81	-15.08	-14.84	-14.70	-14.99	
I_p (km)		26810265	21637736	17193624	9739569	8531985	8140665	4672513	267979

Actions sismiques

Principe de calcul

1. Détermination de la force sismique totale

La force sismique qui agit au niveau du centre de masse d'un niveau quelconque en considérant l'effet de translation engendre un effet de torsion créé par le moment de torsion dû à l'excentricité entre le centre de masse (C_m) et le centre de torsion (C_t). Pour cela la force sismique totale est donnée par la somme des forces dues aux deux effets.

$$F_{kj}^{tot} = F_{kj}^{tr} + F_{kj}^{tor}$$

où F_{kj} est la force sismique qui agit sur le porteur K au niveau j

A. effet de la translation.

On utilisera la méthode approchée du spectre de réponse exposée dans l'annexe 3 du RPA81 (Méthode simplifiée d'analyse modale).

Cette méthode approximative prend en compte la réponse de la structure suivant les modes supérieurs: elle consiste en une superposition de réponses des modes aux spectres sismiques.

2. évaluation des forces sismiques de calcul.

L'effort au niveau j pour le mode i est: $F_{ji} = A B D_i G \delta_i W_j$

b. superposition modale

Si les modes ne sont pas en phase et une addition arithmétique des différents modes donnerait des valeurs de réponse considérablement élevées; pour tenir compte de cette différence de phase, il est en général plus juste de considérer une superposition quadratique.

$$F_j = \sqrt{\sum F_{ji}^2}$$



Superposition: $F_j = \sqrt{F_{j1}^2 + F_{j2}^2}$

Définitions et valeurs des coefficients

A: Coefficient d'accélération des zones

$$\begin{array}{l|l} \text{groupe d'usage : 2} & \\ \text{zone : II} & \end{array} \rightarrow A = 0,15$$

B: facteur de comportement de la structure, dépend du type de la structure et de la nature de ses contreventements

$$\text{Portique autostable en béton} \rightarrow B = 0,25$$

D: facteur d'amplification dynamique, dépend de la période et de la nature du sol

$$\text{Sol meuble} : \rightarrow D = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,5}{T}}$$

Q: facteur de qualité du système de contreventement donné en fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction.

Sa valeur est donnée par:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

où P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité. si le critère est observé alors $P_q = 0$
si le critère est non observé alors $P_q = 0,1$

Dans notre cas :

1. Condition minimale des files porteuses : $P_q = 0$
2. Surabondance en plan : $P_q = 0$
3. Symétrie en plan : $P_q = 0,1$
4. Régularité en élévation : $P_q = 0,1$
5. Contrôle de la qualité des matériaux : $P_q = 0,1$
6. Contrôle de la qualité de construction : $P_q = 0$

$$\text{D'où : } Q = 1,3$$

Distribution de la force sismique sur niveau

NIVEAU	sens longitudinal			sens transversal		
	$F_{jx}^I (t)$	$F_{jx}^{II} (t)$	$F_{jx} (t)$	$F_{jy}^I (t)$	$F_{jy}^{II} (t)$	$F_{jy} (t)$
1	22.22	50.72	55.37	20.76	47.56	51.89
2	53.84	96.57	110.56	51.66	93.15	106.52
3	74.84	85.35	113.51	72.39	80.04	107.92
4	66.66	27.33	72.05	65.59	27.05	70.95
5	73.78	-8.16	74.23	74.05	-7.65	74.44
6	80.01	-36.31	87.86	81.06	-35.27	88.40
7	63.19	-41.94	75.84	63.70	-38.44	74.40
8	8.10	-5.96	10.06	8.24	-5.70	10.02

c. Distribution de la force sismique sur les portiques

Sous l'action de la force F_j on a sur le portique k un effort de niveau j qui sera :

$$F_{kj} = F_j \frac{R_{jk}}{\sum_k R_{jk}}$$

sens longitudinal (en tonnes)

NIVEAU	P.E. H	P.E. I	P.E. J	P.E. K	P.E. L	P.E. M
1	4.46	9.51	12.74	9.52	10.29	8.85
2	9.01	20.07	24.41	19.18	20.87	17.02
3	9.28	20.82	25.39	19.89	21.99	16.14
4		13.77	18.25	15.14	14.85	10.03
5		12.14	18.97	16.16	16.34	10.61
6		14.87	22.95	19.69	16.59	13.77
7			28.26	23.73	12.88	10.96
8					4.87	5.19

sens transversal (en tonnes) ..

NIVEAU	Pt.30	Pt.31	Pt.32	Pt.33	Pt.34	Pt.35
1	5.28	9.53	11.63	11.37	8.29	6.11
2	10.47	20.95	23.68	22.31	17.35	11.76
3	10.72	21.31	24.18	23.00	17.44	11.26
4		14.44	18.63	17.85	12.73	7.29
5		13.60	20.27	19.30	13.60	7.67
6		15.53	24.17	23.05	16.19	9.46
7		6.87	30.64	18.92	11.76	6.22
8				5.93	4.09	

B. effet de torsion

2. Calcul des moments de torsion

Le moment de torsion est défini par l'expression: $M_t = F_j \cdot e$ (tm)

où F_j est la force sismique au niveau des étages

et e l'excentricité (du centre de masse par rapport au centre de torsion)

NIVEAU	1	2	3	4	5	6	7	8
F_{jx} (t)	55.37	110.56	113.51	72.05	74.23	87.86	75.84	10.06
e_x (m)	1.65	1.65	1.65	1.32	1.32	1.32	2.45	0.61
M_{tx} (tm)	91.36	182.42	187.29	95.11	97.98	115.98	185.81	6.14
F_{jy} (t)	51.89	106.52	107.92	70.95	74.44	88.40	74.40	10.02
e_y (m)	1.65	1.65	1.65	1.32	1.32	1.32	3.32	0.33
M_{ty} (tm)	85.62	175.76	178.07	93.65	98.26	116.69	247.01	3.31

Ces moments de torsion sont équilibrés par les portiques longitudinaux et transversaux caractérisés par l'inertie polaire I_p

c. Détermination des forces sismiques dues à la torsion.

$$F_{kj}^{tor} = \frac{R_{kj} \cdot d_{kj} \cdot M_E}{I_p}$$

où les composantes de F_{kj} sont définies précédemment

SENS	PORT. NIV.	1	2	3	4	5	6	7	8
F_{kj} , Longitudinal, (E)	H	0.75	1.29	1.34					
	I	1.00	1.79	1.87	1.54	1.49	1.77		
	J	0.55	0.87	0.89	0.94	1.12	1.29	4.67	
	K	-0.18	-0.34	-0.39	-0.14	-0.08	-0.12	0.31	
	L	-0.84	-1.49	-1.63	-1.04	-1.12	-1.14	-1.79	0.53
	M	-1.27	-2.13	-2.08	-1.31	-1.41	-1.80	-3.19	-0.53
F_{kj} , Transversal, (E)	30	0.86	1.43	1.47					
	31	0.93	1.71	1.73	1.46	1.42	1.63	2.70	
	32	0.37	0.62	0.61	0.79	0.91	1.11	5.08	
	33	-0.38	-0.65	-0.70	-0.30	-0.29	-0.31	-1.17	0.22
	34	-0.83	-1.46	-1.51	-0.96	-1.01	-1.18	-3.40	-0.22
	35	-0.96	-1.64	-1.61	-0.98	-1.03	-1.25	-3.21	

C. effet résultant

Leur bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure. (RPAB1 Art 3.3.1)

La force sismique totale, F_{kj}^{tot} , est définie par :

$$F_{kj}^{tot} = F_{kj}^{trans} + F_{kj}^{tor}$$

Les effets tranchants négatifs dus à la torsion sont négligés (RPAB1 Art 3.3.5)

Tableau récapitulatif

Ses valeurs sont exprimées en tonnes.

SENS	Port	NIVEAU	1	2	3	4	5	6	7	8	
LONGITUDINAL	H	Ftrans.	4.46	9.01	9.28						
		Ftors.	0.75	1.29	1.34						
		Ftot.	5.21	10.30	10.62						
	I	Ftrans.	9.51	20.07	20.82	13.77	12.14	14.87			
		Ftors.	1.00	1.79	1.87	1.54	1.49	1.77			
		Ftot.	10.51	21.86	22.69	15.31	13.63	16.64			
	J	Ftr.	12.74	24.41	25.39	18.25	18.95	22.95	28.26		
		Ftors.	0.55	0.87	0.89	0.94	1.12	1.29	4.67		
		Ftot.	13.29	25.28	26.28	19.19	20.09	24.24	32.93		
	K	Ftrans.	9.52	19.18	19.89	15.14	16.16	19.69	23.73		
		Ftors.	-0.18	-0.34	-0.39	-0.14	-0.08	-0.12	0.31		
		Ftot.	9.52	19.18	19.89	15.14	16.16	19.69	24.04		
	L	Ftrans.	10.29	20.87	21.99	14.85	16.34	16.59	12.88	4.87	
		Ftors.	-0.84	-1.49	-1.63	-1.04	-1.12	-1.14	-1.79	0.5	
		Ftot.	10.29	20.87	21.99	14.85	16.34	16.59	12.88	5.40	
	M	Ftrans.	8.85	17.02	16.14	10.03	10.61	13.77	10.96	5.19	
		Ftors.	-1.27	-2.13	-2.08	-1.31	-1.41	-1.80	-3.19	-0.53	
		Ftot.	8.85	17.02	16.14	10.03	10.61	13.77	10.96	5.19	
TRANSVERSAL	30	Ftrans.	5.28	10.47	10.72						
		Ftors.	0.86	1.43	1.47						
		Ftot.	6.14	11.90	12.19						
	31	Ftrans.	9.53	20.95	21.31	14.44	13.60	15.53	6.87		
		Ftors.	0.93	1.71	1.73	1.46	1.42	1.63	2.70		
		Ftot.	10.46	22.66	23.04	15.90	15.02	17.16	9.57		
	32	Ftrans.	11.63	23.68	24.18	18.63	20.27	24.17	30.64		
		Ftors.	0.37	0.62	0.61	0.79	0.91	1.11	5.08		
		Ftot.	12.00	24.30	24.79	19.42	21.18	25.28	35.72		
	33	Ftrans.	11.37	22.31	23.00	17.85	19.30	23.05	18.92	5.93	
		Ftors.	-0.38	-0.65	-0.70	-0.30	-0.29	-0.31	-1.17	0.22	
		Ftot.	11.37	22.31	23.00	17.85	19.30	23.05	18.92	6.15	
	34	Ftrans.	8.29	17.35	17.44	12.73	13.60	16.19	11.76	4.09	
		Ftors.	-0.83	-1.46	-1.51	-0.96	-1.01	-1.18	-3.40	-0.22	
		Ftot.	8.29	17.35	17.44	12.73	13.60	16.19	11.76	4.09	
35	Ftrans.	6.11	11.76	11.26	7.29	7.67	9.46	6.22			
	Ftors.	-0.96	-1.64	-1.61	-0.98	-1.03	-1.25	-3.21			
	Ftot.	6.11	11.76	11.26	7.29	7.67	9.46	6.22			

Tableau récapitulatif du calcul automatique.

Les valeurs sont exprimées en tonnes sur les différentes sous-structures

SENS	PORT. NIV.	1	2	3	4	5	6	7	8
		LONGITUDINAL	H	11.00	9.31	36.55			
I	12.69		19.30	19.13	19.49	12.26	31.02		
J	26.41		20.36	17.89	16.70	19.75	11.17	34.11	
K	14.60		14.97	11.22	14.04	16.56	11.28	25.29	
L	12.87		12.45	21.57	11.84	15.83	17.46	7.40	4.56
M	14.95		15.82	20.38	9.31	9.09	14.29	4.39	4.67
TRANSVERSAL	30	11.33	8.95	34.02					
	31	10.88	18.19	22.07	16.25	12.46	17.12	7.03	
	32	22.00	20.38	19.62	15.31	18.54	18.26	22.98	
	33	26.50	18.86	20.42	16.88	18.71	19.13	19.22	5.83
	34	14.73	17.00	21.33	13.85	14.40	15.83	13.03	4.72
	35	13.49	14.96	20.03	9.21	8.00	11.00	10.68	

Conclusion: Cet aspect quantitatif de l'étude nous a permis d'apprécier à sa juste mesure la recommandation de l'article 3.2.2 du R.P.A. 81 qui préconise une analyse dynamique directe dans le cas d'un bâtiment dissymétrique en plan et irrégulier en élévation. En effet on remarque une différence notable dans la distribution des efforts sur la structure.

VERIFICATION DES DEFORMATIONS HORIZONTALES

Pour éviter le désordre dans les éléments de remplissage ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement, et le heurt de deux constructions voisines, on limite les déplacements horizontaux de la structure.

Déplacements relatifs d'étages:

Le déplacement calculé à partir des forces latérales (sismiques) doit être multiplié par $1/2B$ pour obtenir le déplacement relatif (Art 3.3.7.1 RPA 81)

$$\Delta_j = \frac{T_j}{R_j} \cdot \frac{1}{2.B} \quad ; \text{ avec}$$

Δ_j : déplacement relatif du niveau $j/j-1$
 $1/2B \geq 1$: dans notre cas: $1/2.B = 2$
 B : facteur de comportement de la structure (Rappel: $B=1/4$)
 T_j : effort tranchant du niveau j
 R_j : rigidité du niveau j

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage soit: $\Delta_j = 0,0075 \cdot h_j$ (Art 3.3.7.1 RPA 81)

NIVEAU	SENS LONGITUDINAL (X)				SENS TRANSVERSAL (Y)			
	T_j (t)	R_j (t/m)	Δ_j (cm)	$\bar{\Delta}_j$ (cm)	T_j (t)	R_j (t/m)	Δ_j (cm)	$\bar{\Delta}_j$ (cm)
8	10.06	14066.98	0.14	2.03	10.02	10927.88	0.18	2.03
7	85.90	43979.03	0.39	2.62	84.42	48523.32	0.35	2.62
6	173.76	58328.26	0.60	2.62	172.82	55444.27	0.62	2.62
5	247.99	62992.14	0.79	2.62	247.26	58403.30	0.85	2.62
4	320.04	67505.64	0.95	2.62	318.21	65916.06	0.97	2.62
3	433.55	86397.76	1.00	3.75	426.13	88464.67	0.96	3.75
2	544.11	106451.71	1.02	3.75	532.65	109835.42	0.96	3.75
1	599.48	153218.06	0.79	3.75	584.54	162295.23	0.71	3.75

Conclusion: La rigidité de la structure vis à vis des forces sismiques est assurée.
En effet les déplacements horizontaux dus aux forces sismiques vérifient la condition admissible dans les deux sens.

VERIFICATION AU RENVERSEMENT

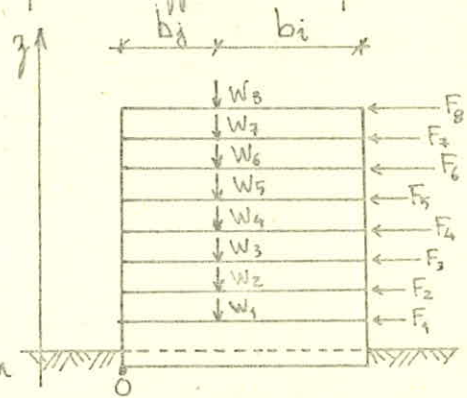
Chaque structure doit être calculée de manière à résister aux effets de renversement susceptibles d'être causés par les efforts sismiques

soit: Moment de renversement:

$$M_{re} = \sum_{1 \leq j \leq 8} F_j \cdot z_j$$

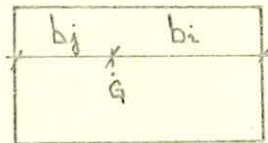
Moment résistant:

$$M_{rs} = \sum_{1 \leq j \leq 8} W_j \cdot b_j$$



Remarque: On prend pour chaque direction le cas le plus défavorable: $M_{résistant \min}$.

C'est à dire que le sens de F_j doit correspondre à la plus petite valeur des bras de levier b_j



On doit vérifier que: $\frac{M_{résistant}}{M_{renversement}} \geq 1,5$

Sens longitudinal:

$$M_{renv.} = 55,37 \cdot 5,60 + 110,56 \cdot 10,6 + 113,51 \cdot 15,6 + 12,05 \cdot 19,1 + 74,23 \cdot 22,6 + 87,86 \cdot 26,1 + 75,84 \cdot 29,6 + 10,06 \cdot 32,6 = 11172,48 \text{ t.m}$$

$$M_{résist.} = 1725 \cdot 16,41 + 1783 \cdot 16,41 + 1532 \cdot 15,95 + 981 \cdot 15,51 + 879 \cdot 15,17 + 838 \cdot 14,3 + 616 \cdot 12,54 + 77 \cdot 9,9 = 131021,76 \text{ t.m}$$

$$\text{Voici: } \frac{M_{résistant}}{M_{renversement}} = \frac{131021,76}{11172,48} = 11,73 \gg 1,5$$

SENS transversal: De même pour le sens transversal: $M_{résist.} \gg 1,5 \cdot M_{renv.}$

Conclusion: Notre bâtiment est stable vis à vis des efforts sismiques

FERRAILLAGE
DES
PORTIQUES

FERRAILLAGE DES POUTRES

Armatures longitudinales

Les poutres seront ferrillées à la flexion simple (il n'exera pas fait état, dans les calculs, des efforts normaux : A.15 CCBA 68/70)

La section d'acier sera donnée par la plus défavorable des sollicitations, du premier genre (max SP1) et du second genre (max SP2).

. Si $1,5 \cdot M(\text{sp1}) > M(\text{sp2}) \Rightarrow$ On calcule A sous SP1

. Si $1,5 \cdot M(\text{sp2}) < M(\text{sp1}) \Rightarrow$ On calcule A sous SP2

On adoptera, toujours, la plus grande des quantités d'acier entre celle nécessaire déterminée par le calcul et celle minimale exigée par la réglementation (RPA 81)

Méthode de calcul :

- On calcule $\bar{\alpha} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a}$: grandeur adimensionnelle exprimant la position de l'axe neutre dans une section soumise à $\bar{\sigma}'_b$. ($n = 15$: Art 21 iv. CCBA 68/70)

- On déduit : $\bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}$: grandeur adimensionnelle du bras de levier

- On obtient : $M_{rb} = \frac{\bar{\sigma}'_b}{2} \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\delta} \cdot b \cdot h^2 = \bar{K} \cdot b h^2$: moment maximal que peut équilibrer la section : C'est le moment résistant

- On compare : On note M le moment sollicitant la section

. si $M \leq M_{rb}$ alors $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$: Pas d'armatures comprimées

. si $M > M_{rb}$ alors $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$: Armatures comprimées nécessaires

- On opte :

1) Section sans armatures comprimées :

$$\left. \begin{array}{l} k = \frac{M}{b h^2} \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha \\ \delta = 1 - \frac{\alpha}{3} \\ \sigma'_b \end{array} \right\} \rightarrow A = \frac{M}{\delta \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a}$$

b) Section avec armatures comprimées

$$A' = \frac{M - M_{rb}}{\sigma_a' (h - d')} \quad \text{avec} \quad \sigma_a' = n \cdot \sigma_b' \cdot \frac{\alpha h - d'}{\alpha h}$$

$$A = \frac{M_{rb}}{\gamma \cdot h \cdot \sigma_a} + \frac{M - M_{rb}}{(h - d') \cdot \sigma_a}$$

Prescriptions du R.P.A 81

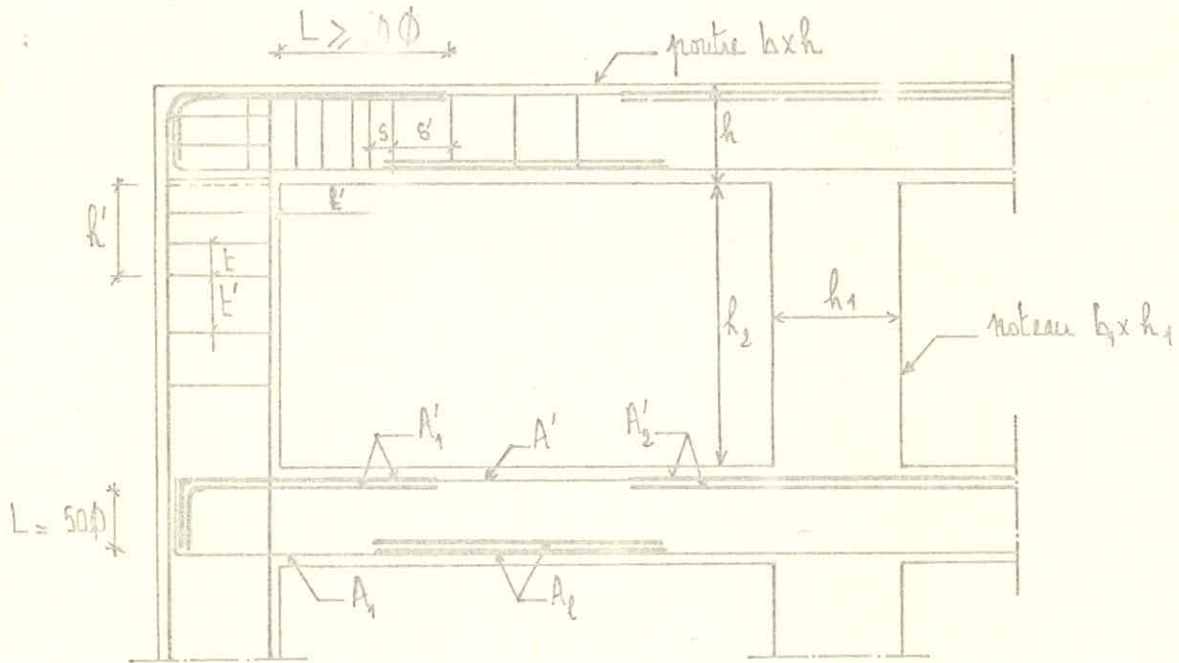


FIGURE ①.

Longueur nodale :

$$\left| \begin{array}{l} l' = 2 \cdot h \\ l' = \max \left(\frac{h_2}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right) \end{array} \right.$$

Ancrage des armatures longitudinales inférieures et supérieures : $L \geq 50 \cdot \phi$

Sur toute la longueur de la poutre et en chaque section le pourcentage total est tel que :

$$\left| \begin{array}{l} A_{H.A}^{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot h \\ A_{H.A}^{\max} = 2,5\% \cdot b \cdot h \end{array} \right.$$

Les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures) d'une section minimale :

$$\begin{cases} A' \geq \max\left(\frac{A'_1}{4}, \frac{A'_2}{4}, 3 \text{ cm}^2\right) \\ A_1 \geq \max\left(\frac{A'_1}{2}, \frac{A'_2}{4}, 3 \text{ cm}^2\right) \end{cases}$$

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

Armatures transversales :

Les armatures transversales des poutres sont calculées pour l'effort tranchant du premier genre (SP1), conformément à l'esprit de l'Art 24,3 (CCBA 08/70)

La contrainte de cisaillement max est : $\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z}$ avec $z = 7/8 \cdot h$
(Art 25,11)

Ses contraintes admissibles de cisaillement sont : (Art 25,12 ii. (CCBA 08/70))

$$\begin{aligned} \text{pour } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b &\rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}'_b \\ \text{pour } \bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2 \cdot \bar{\sigma}'_b &\rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}'_b \end{aligned}$$

avec : $\bar{\sigma}'_b$ telle que définie à l'Art 9,5 : $\bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$

- si $\tau_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow$ armatures d'âme droites
- si $\bar{\tau}_b < \tau_b < 5 \cdot \bar{\sigma}'_b \rightarrow$ armatures d'âme droites plus lames d'âme inclinées
- si $\tau_b > 5 \cdot \bar{\sigma}'_b \rightarrow$ redimensionner la section de la poutre

La contrainte admissible (de traction) des armatures transversales (Art 25,12 ii. (CCBA 08/70))

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{ca} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}'_b} > \frac{2}{3} \text{ et pas de reprise de bétonnage} \\ \rho_a = \frac{2}{3} : \text{ dans les cas contraires} \end{cases}$$

Espacement des cours successifs d'armatures transversales d'âme :

$$s = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{avec } A_t : \text{ somme des aires des sections transversales d'un cours d'arm. transversales d'âme}$$

L'espacement admissible \bar{S}_2 est :
$$\bar{S}_2 = \max \left\{ \begin{array}{l} h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \\ 0,2 \cdot l \end{array} \right.$$

Prescriptions du R.P.A 81 (Art 4.2.3.2.2)

La quantité d'acier minimale : $A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$

L'espacement max. est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : $\bar{S}_2 = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_2 \right)$

- En dehors de la zone nodale : $\bar{S}_2 = \frac{h}{2}$

avec ϕ_2 : le plus petit diamètre calculé, et dans le cas d'une section en travée avec arm. comprimées c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés

Dans tous les cas on prendra la valeur la plus restrictive : $\bar{S} = \min(\bar{S}_1, \bar{S}_2)$

Verifications :

- Contraintes normales :

* sections sans armatures comprimées :

- position de l'axe neutre : équation des moments statiques : $\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A \cdot (h-x) = 0$

D'où : $x = \dots$

- Moment d'inertie/A.N. : $I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A \cdot (h-x)^2$

- Contraintes : $\sigma'_b = \frac{M}{I} \cdot x \leq \bar{\sigma}'_b$ et $\sigma_a = n \cdot \frac{M}{I} \cdot (h-x) \leq \bar{\sigma}_a$

* sections avec armatures comprimées :

- position de l'axe neutre : $\frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot A' \cdot (x-d') - n \cdot A \cdot (h-x) = 0$

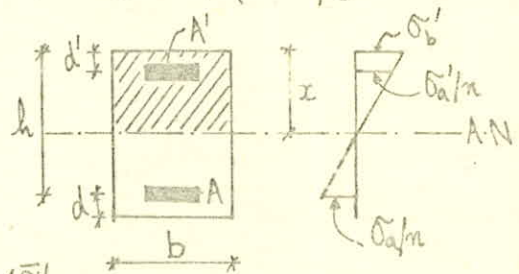
- Moment d'inertie/A.N. :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A' \cdot (x-d')^2 + n \cdot A \cdot (h-x)^2$$

- Contraintes :

$$\sigma'_b = \frac{M}{I} \cdot x \leq \bar{\sigma}'_b ; \sigma'_a = n \cdot \frac{M}{I} \cdot (x-d') \leq \bar{\sigma}'_a$$

$$\text{et } \sigma_a = n \cdot \frac{M}{I} \cdot (h-x) \leq \bar{\sigma}_a$$



- Condition de Non fragilité : $A_{min} \geq 0,69.b.h. \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{en}}$

- Fixation :

On doit avoir : $\bar{\sigma}_a = 43 \cdot \bar{\sigma}_{en} \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$;

avec $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{K\eta}{\Phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K\eta}{\Phi} \bar{\sigma}_a} \end{array} \right.$; $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd}$, $K = 1,5 \cdot 10^6$ [permissible]
 ; $\eta = 1,6$ (Acier H.A.)

pour $\Phi \geq 14$ mm on a $\sigma_2 \leq 2413,7 \text{ Kg/cm}^2$ soit $\bar{\sigma}_a > \sigma_2$

il est donc exigé d'avoir : $\sigma_1 \geq \bar{\sigma}_a \rightarrow \frac{K \cdot \eta}{\Phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} \geq \bar{\sigma}_a \rightarrow \textcircled{2}$

$\textcircled{2}$: $\bar{\omega}_f \geq \frac{\Phi \cdot \bar{\sigma}_a}{K \cdot \eta - 10 \cdot \Phi \cdot \bar{\sigma}_a} \rightarrow \bar{\omega}_f \geq \bar{\omega}_{f0}$

Φ (mm)	14	16	20	25
$\bar{\omega}_{f0}$ (%)	1,95	2,30	3,04	3,85

Il suffit de vérifier : $\bar{\omega}_{fmin} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{A}{b \cdot d} \right)_{min} \geq \bar{\omega}_{f0}$

- Flèche : (Art 61,21 CCRB 68/70)

a) $h_{tt}^{min} \geq \frac{l_{max}}{16}$; l_{max} : portée libre

b) $h_{tt}^{min} \geq \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_{tt}^{max}}{M_0}$; M_0 : Moment isostatique

c) $A_{tt}^{max} \leq \frac{43 \cdot b \cdot h^3}{\bar{\sigma}_{en}}$

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de faire une justification de la flèche des poutres

- Condition de non écrasement du béton (Art 30,62 CCRB 68/70)

$r \geq 0,10 \cdot \Phi \cdot \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(1 + \frac{\Phi}{d} \right) \cdot \gamma$: Φ diamètre de la barre courbée

σ_a : Contrainte sollicitant la barre à l'origine de la courbe ;

d : distance du centre de courbure de la barre à la paroi dont la proximité augmente le danger d'écrasement du béton ;

$\gamma = 1$: barre courbée isolée ou faisant partie d'un ensemble de barres courbées disposées en un seul lit ;

$\gamma = 5/3, 7/3, 3$ respectivement lorsque la barre courbée fait partie d'un ensemble disposé en deux, trois ou quatre lits, sous réserve que les distances libres entre lits successifs soient au moins égales au diam. des plus grosses barres.

$$r_{\min} = 5 \cdot \Phi = \begin{cases} 10 \text{ cm} & ; \Phi \leq 20 \text{ mm} \\ 12,5 \text{ cm} & ; \Phi = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

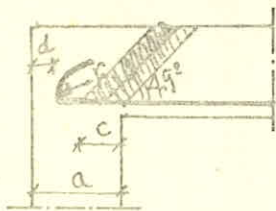
$$\Phi = 25 \text{ mm et } d = 5 \text{ cm} \rightarrow r \geq 0,1 \cdot 2,5 \cdot \frac{2670}{68,5} \cdot \left(1 + \frac{2,5}{5}\right) \cdot \gamma = 14,62 \cdot \gamma$$

$$\Phi \leq 20 \text{ mm et } d = 9 \text{ cm} \rightarrow r \geq 0,1 \cdot 2 \cdot \frac{2800}{68,5} \cdot \left(1 + \frac{2}{9}\right) \cdot \gamma = 11,45 \cdot \gamma$$

Conclusion : On prendra $r = 10 \cdot \Phi = 25 \text{ cm}$ pour toutes les barres ancrées et on prendra soin de ne disposer que deux lits au max.

Conditions aux appuis

* Béton : L'effort tranchant " T_{\max} " provoque des efforts de compression dans la brique de béton inclinée à 45° .



Il est donc requis de vérifier la contrainte de compression simple dans la brique de béton :

$$\sigma'_b = \frac{T \cdot \sqrt{2}}{b \cdot c / \sqrt{2}} = \frac{2 \cdot T}{b \cdot c} \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

Cette condition s'exprime sous la forme : $c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = c_0$

avec : $\left. \begin{array}{l} a : \text{largeur du poteau} \\ b_0 : \text{largeur de la poutre} \end{array} \right\} \rightarrow c = a - (d + r)$

et : $T = T_{\max}$

* Acier : Les aciers sont soumis à des efforts de traction (armatures inférieures) :
 $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\gamma}$ avec $\gamma = \frac{7}{8} h$ et M en valeur algébrique

Condition de non entraînement des barres : (Art 29, 11 de CEA 68/70)

On doit vérifier : $\Sigma_d \leq \bar{\Sigma}_d$

avec $\bar{\Sigma}_d = 2 \cdot \Psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 3 \cdot \bar{\sigma}_b$ ($\Psi_d = 1,5$ pour aciers HA)

$$\Sigma_d = \frac{T_{\max} \cdot A_i}{\gamma \cdot p_i \cdot A}$$

$$\Sigma_d = \frac{T_{\max}}{n \cdot p_i \cdot \gamma} \quad (\text{barres identiques})$$

T_{\max} : effort tranchant maximum
 p_i : périmètre de la barre ($p = \pi \Phi$)
 n : nombre de barres ; $\gamma = \frac{7}{8} h$
 A_i : section de la barre i ($A = \Sigma A_i$)

Ferraillage longitudinal :

On calculera la section d'acier longitudinal avec l'hypothèse que :

"Le diamètre des barres utilisées est au plus égal à 20 mm" ($\sigma_{cu} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$)
 mais lors du choix on utilisera des barres de diamètre 25 mm sous réserve
 des vérifications requises

Calcul des moments résistants :

$$\bar{\alpha} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = 0,423$$

$$\bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859$$

* sollicitation du premier genre :

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_b'}{2} \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} = \frac{137}{2} \cdot 0,423 \cdot 0,859 = 24,903 \text{ Kg/cm}^2 : \text{Contrainte réduite}$$

$$\text{Niveaux 1 et 2 : Section } 40 \times 75 / h = 70 \rightarrow M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 = 48,80 \text{ tm}$$

$$\text{Niveaux 3 et plus : Section } 30 \times 70 / h = 65 \rightarrow M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 = 31,57 \text{ tm}$$

* sollicitation du second genre :

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_b'}{2} \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} = \frac{205,5}{2} \cdot 0,423 \cdot 0,859 = 73,355 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Niveaux 1 et 2 : Section } 40 \times 75 / 70 \rightarrow M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 = 73,22 \text{ tm}$$

$$\text{Niveaux 3 et plus : Section } 30 \times 70 / 65 \rightarrow M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 = 47,35 \text{ tm}$$

Supérieures

Inférieures

NIVEAU	Appui	M^s (tm)	Type	D_0 (kg/cm ²)	A(cm ²)	Adopté	M^i (tm)	Type	D_0 (kg/cm ²)	A(cm ²)	Adopté
7	10	17.53	2	108.92	7.08	2HA14+2HA16	1.75	2	29.71	0.66	4HA14
	17	21.84	2	124.66	8.92	2HA16+2HA20	0.24	2	10.62	0.09	4HA14
	24	22.56	2	127.20	9.22	2HA16+2HA20	0.46	2	14.82	0.17	4HA14
	31	22.67	2	127.57	9.27	2HA16+2HA20					4HA14
	38	17.14	2	107.43	6.92	2HA14+2HA16	1.73	2	29.56	0.66	4HA14
6	9	24.42	2	133.64	10.02	2HA16+2HA20	8.21	2	69.64	3.22	4HA14
	16	31.23	2	156.23	12.99	4HA16+2HA20	5.62	2	56.21	2.18	4HA16
	23	34.78	2	167.51	14.56	8HA16	3.39	2	42.48	1.30	4HA16
	30	34.22	2	165.74	14.31	4HA16+2HA20	3.87	2	45.66	1.49	4HA16
	37	29.88	2	151.88	12.40	4HA20	4.13	2	47.37	1.59	2HA14+2HA16
5	8	37.05	2	174.58	15.57	8HA16	8.80	2	72.51	3.46	4HA16
	15	41.70	2	188.71	17.64	6HA20	13.39	2	92.64	5.35	2HA16+2HA20
	22	32.93	2	161.68	13.74	4HA16+2HA20	14.74	2	98.19	5.91	4HA16
	29	33.32	2	162.93	13.91	4HA16+2HA20	14.07	2	95.14	5.63	4HA16
	36	31.06	2	155.69	12.91	4HA16+2HA20	12.32	2	88.21	4.91	4HA16
4	7	44.56	2	197.28	18.93	4HA16+4HA20	13.59	2	93.48	5.43	2HA16+2HA20
	14	50.36	2	205.50	21.39	8HA20	17.82	2	110.02	7.21	4HA20
	21	38.54	2	179.14	16.23	6HA20	20.56	2	120.11	8.37	2HA16+2HA20
	28	39.53	2	182.18	16.67	6HA20	19.58	2	116.53	7.95	2HA16+2HA20
	35	35.52	2	169.83	14.89	8HA16	18.44	2	112.33	7.47	4HA16
3	3	29.37	2	150.20	12.17	4HA16+2HA20	4.64	2	50.48	1.79	4HA16
	6	48.95	2	205.50	20.83	8HA20	14.34	2	96.52	5.47	4HA20
	13	44.42	2	186.48	18.87	4HA16+4HA20	17.57	2	109.09	7.10	2HA16+2HA20
	20	47.57	2	205.50	20.78	4HA20+4HA16	15.27	2	100.23	6.13	2HA16+2HA20
	27	46.75	2	203.73	19.92	4HA20+4HA16	15.21	2	99.96	6.11	2HA16+2HA20
	34	42.86	2	192.21	18.16	6HA20	14.93	2	98.88	5.99	2HA16+2HA20
2	2	50.62	2	161.05	19.60	4HA20+4HA16	11.95	2	67.28	4.34	2HA16+2HA20
	5	73.08	2	205.25	28.94	4HA20+4HA25	20.81	2	92.94	7.72	4HA16+2HA20
	12	66.44	2	192.54	26.15	6HA25	29.32	2	114.27	11.04	4HA16+2HA20
	19	55.92	2	171.83	21.78	8HA20	30.55	2	117.19	11.53	4HA20
	26	67.50	2	194.58	26.59	6HA25	29.96	2	115.80	11.29	4HA16+2HA20
	33	61.84	2	183.58	24.23	8HA20	22.14	2	96.43	8.23	4HA20
1	1	48.43	2	156.53	18.71	6HA20	7.96	2	53.51	2.86	2HA16+2HA20
	4	80.94	2	205.50	31.82	2HA20+6HA25	22.55	2	97.50	8.39	4HA16+2HA20
	11	57.64	2	175.28	22.49	8HA20	28.30	2	111.81	10.64	4HA20
	18	58.51	2	177.00	22.85	8HA20	27.80	2	110.61	10.44	4HA20
	25	57.90	2	175.78	22.60	8HA20	28.33	2	111.88	10.65	4HA20
	32	52.40	2	164.70	20.33	8HA20	27.27	2	109.33	10.23	4HA20

Armatures inférieures en travée

Portique longitudinal (J)

Portique transversal (32)

NIVEAU	Travée	M(km)	G'_i (notée)	A (cm ²)	A adopté	NIVEAU	Travée	M(km)	G'_i (notée)	A (cm ²)	A adopté
7	10-17	12.68	76.33	7.71	4 HA 16	7	16-23	15.81	87.48	9.72	2 HA 16 + 2 HA 20
	17-24	6.83	52.77	4.05	4 HA 14		23-30	7.64	56.35	4.55	4 HA 14
	24-31	7.75	56.82	4.62	4 HA 14		30-37	9.61	64.55	5.78	4 HA 14
	31-38	9.43	63.82	5.66	4 HA 14		9-15	17.59	93.55	10.88	6 HA 16
6	9-16	5.94	48.67	3.51	4 HA 14	6	15-22	17.16	92.10	10.60	6 HA 16
	16-23	15.16	85.22	9.30	2 HA 16 + 2 HA 20		22-29	16.12	88.55	9.92	2 HA 16 + 4 HA 14
	23-30	14.08	81.40	8.61	2 HA 16 + 2 HA 20		29-36	17.68	93.85	10.93	6 HA 16
	30-37	15.33	85.82	9.41	2 HA 16 + 2 HA 20		8-14	20.08	101.77	12.50	4 HA 20
5	8-15	16.19	88.79	9.97	2 HA 16 + 2 HA 20	5	14-21	11.39	71.50	6.90	2 HA 14 + 2 HA 16
	15-22	5.02	44.20	2.95	4 HA 14		21-28	6.14	49.61	3.63	4 HA 14
	22-29	6.19	49.85	3.66	4 HA 14		28-35	6.82	52.73	4.04	4 HA 14
	29-36	8.10	58.32	4.83	4 HA 14		7-13	17.99	94.89	11.14	6 HA 16
4	7-14	21.88	107.55	13.69	4 HA 16 + 2 HA 20	4	13-20	11.19	70.73	6.77	2 HA 14 + 2 HA 16
	14-21	4.87	43.44	2.86	4 HA 14		20-27	6.10	49.43	3.60	4 HA 14
	21-28	6.18	49.80	3.65	4 HA 14		27-34	7.20	54.42	4.28	4 HA 14
	28-35	8.51	60.04	5.09	4 HA 14		3-6	23.84	113.72	14.99	2 HA 16 + 4 HA 20
3	3-6	23.40	112.34	14.70	2 HA 16 + 4 HA 20	3	6-12	15.68	87.03	9.64	2 HA 16 + 2 HA 20
	6-13	6.17	49.75	3.65	4 HA 14		12-19	13.94	80.90	8.52	6 HA 14
	13-20	13.69	80.00	8.36	2 HA 16 + 2 HA 20		19-26	16.37	89.41	10.08	2 HA 16 + 2 HA 20
	20-27	14.68	83.53	8.99	2 HA 16 + 2 HA 20		26-33	6.20	49.89	3.66	4 HA 14
	27-34	15.20	85.36	9.33	2 HA 16 + 2 HA 20		2-5	32.29	104.36	18.71	6 HA 20
2	2-5	33.57	107.38	19.61	4 HA 16 + 4 HA 20	2	5-11	18.04	72.54	10.15	6 HA 16
	5-12	25.80	90.48	14.77	8 HA 16		11-18	14.82	64.44	8.27	6 HA 14
	12-19	8.90	47.49	4.82	4 HA 14		18-25	28.78	96.96	16.57	2 HA 16 + 4 HA 20
	19-26	5.83	47.58	4.83	4 HA 14		25-32	30.09	99.74	17.37	6 HA 20
	26-33	27.10	93.33	15.56	8 HA 16		1-4	33.01	105.85	19.15	6 HA 20
1	1-4	48.50	136.41	28.80	4 HA 20 + 4 HA 25	1	4-10	28.17	95.65	16.20	2 HA 16 + 4 HA 20
	4-11	9.33	49.11	5.12	4 HA 14		10-17	28.72	96.83	16.54	2 HA 16 + 4 HA 20
	11-18	10.81	53.49	5.96	4 HA 14		17-24	28.26	95.84	16.26	2 HA 16 + 4 HA 20
	18-25	10.73	53.26	5.91	4 HA 14		24-31	30.17	99.91	17.42	6 HA 20
	25-32	11.56	55.63	6.39	2 HA 14 + 2 HA 16						

Section transversal (32): Armatures d'appui

Supérieures

Inférieures

NIVEAU	Appui	M ^s (kN)	Type	S ₀ '(kN/m ²)	A _(c_{app}) '(cm ²)	Adapté	M ^s (kN)	Type	S ₀ '(kN/m ²)	A _(c_{app}) '(cm ²)	Adapté
7	16	24.82	2	135.04	10.20	2 HA 16 + 2 HA 20					4 HA 14
	23	24.72	2	134.69	10.16	2 HA 16 + 2 HA 20					4 HA 14
	30	13.83	1	80.49	8.44	2 HA 16 + 2 HA 20					4 HA 14
	37	15.52	2	101.20	6.24	2 HA 14 + 2 HA 16	0.79	2	19.59	0.30	4 HA 14
6	9	25.55	2	137.50	10.51	2 HA 16 + 2 HA 20	1.40	2	25.78	0.51	4 HA 14
	15	39.97	2	183.52	16.87	6 HA 20					4 HA 14
	22	37.08	2	174.67	15.58	8 HA 16	0.13	2	7.69	0.05	4 HA 16
	29	37.27	2	175.25	15.66	8 HA 16					4 HA 16
	36	30.75	2	154.68	12.78	4 HA 20	1.17	2	23.99	0.44	2 HA 16 + 2 HA 14
5	8	40.79	2	186.00	17.24	6 HA 20	5.40	2	54.97	2.09	2 HA 16 + 2 HA 20
	14	43.22	2	193.28	18.32	6 HA 20	7.64	2	66.84	2.99	2 HA 16 + 2 HA 20
	21	33.41	2	163.19	13.95	4 HA 16 + 2 HA 20	12.46	2	88.78	4.96	4 HA 16
	28	31.21	2	156.18	12.98	4 HA 16 + 2 HA 20	13.31	2	92.31	5.31	4 HA 16
	35	29.35	2	150.15	12.17	4 HA 20	12.27	2	88.01	4.89	2 HA 14 + 2 HA 16
4	7	41.39	2	187.81	17.50	6 HA 20	12.86	2	90.45	5.13	2 HA 16 + 2 HA 20
	13	46.75	2	203.73	19.92	4 HA 16 + 4 HA 20	11.80	2	85.99	4.69	2 HA 16 + 2 HA 20
	20	37.68	2	176.50	15.84	2 HA 16 + 4 HA 20	17.05	2	107.17	6.88	4 HA 16
	27	35.88	2	170.94	15.04	2 HA 16 + 4 HA 20	17.68	2	109.50	7.15	4 HA 16
	34	32.60	2	160.61	13.59	4 HA 16 + 2 HA 20	17.89	2	110.30	7.24	4 HA 16
3	3	28.57	2	174.59	11.83	4 HA 20	3.44	2	42.80	1.32	2 HA 14 + 2 HA 16
	6	48.90	2	205.50	20.81	2 HA 16 + 6 HA 20	5.99	2	58.27	2.33	4 HA 20
	12	54.37	2	205.50	22.98	2 HA 16 + 6 HA 20	9.22	2	74.47	3.63	4 HA 20
	19	51.22	2	205.50	21.73	2 HA 16 + 6 HA 20	8.57	2	71.42	3.37	4 HA 20
	26	40.06	2	201.71	19.61	4 HA 16 + 4 HA 20	15.89	2	102.65	6.39	2 HA 16 + 2 HA 20
	33	34.16	2	165.57	14.28	4 HA 16 + 2 HA 20	17.64	2	109.34	7.13	4 HA 16
2	2	47.13	2	153.81	18.18	6 HA 20	11.87	2	67.02	4.31	2 HA 16 + 2 HA 20
	5	64.61	2	188.98	25.39	HA 20 + 4 HA 25	19.80	2	90.23	7.33	4 HA 16 + 2 HA 20
	11	55.98	2	171.94	21.81	8 HA 20	26.69	2	107.91	10.01	4 HA 20
	18	68.40	2	196.32	26.97	6 HA 25	26.90	2	108.41	10.09	4 HA 16 + 2 HA 20
	25	69.44	2	198.31	27.41	6 HA 25	19.98	2	88.01	7.02	4 HA 16 + 2 HA 20
	32	60.73	2	181.40	23.77	2 HA 20 + 4 HA 25	19.03	2	88.13	7.03	4 HA 16 + 2 HA 20
	39	59.80	2	179.15	23.33	2 HA 20 + 4 HA 25	19.29	2	88.95	7.13	4 HA 16 + 2 HA 20
1	1	39.80	2	138.15	15.21	8 HA 16	11.74	2	66.60	4.27	4 HA 16
	4	67.31	2	194.22	26.52	6 HA 25	15.04	2	76.81	5.51	4 HA 16 + 2 HA 20
	10	68.07	2	195.67	26.83	6 HA 25	18.67	2	87.15	6.90	4 HA 16 + 2 HA 20
	17	69.48	2	198.39	27.42	6 HA 25	18.21	2	85.89	6.72	4 HA 16 + 2 HA 20
	24	69.82	2	199.04	27.57	6 HA 25	18.79	2	87.48	6.94	4 HA 16 + 2 HA 20
	31	59.66	2	179.28	23.33	2 HA 20 + 4 HA 25	19.29	2	88.95	7.13	4 HA 16 + 2 HA 20

Verification des contraintes dans chaque section.

NIVEAU	SECTIONS	M^{\max} (kn)	R (cm)	A (cm ²)	α (cm)	$I \cdot 10^{-3}$ (cm ⁴)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}'_a$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)
2	2 HA 16 + 2 HA 20	25.55	66.5	10.30	21.52	4.122	133.40	205.50	4182.21	4200
	6 HA 20	43.22	65.0	18.84	26.82	6.049	191.64	205.50	4092.14	4200
	8 HA 16	37.27	65.0	16.08	25.27	5.421	173.77	205.50	4096.82	4200
	4 HA 20	30.75	66.5	12.56	23.30	4.781	149.83	205.50	4168.30	4200
	4 HA 16 + 2 HA 20	34.22	65.0	14.32	24.18	4.993	165.71	205.50	4196.86	4200
	4 HA 16 + 4 HA 20	47.57	65.0	20.60	27.71	6.424	205.21	205.50	4141.22	4200
	2 HA 16 + 4 HA 20	37.68	65.0	16.58	25.57	5.538	173.95	205.50	4023.97	4200
	2 HA 14 + 2 HA 16	17.53	66.5	7.10	18.47	3.087	104.87	205.50	4091.55	4200
	8 HA 20	50.38	65.0	25.13	29.76	7.317	204.82	205.50	3638.29	4200
	2 HA 16 + 2 HA 20	13.83	66.5	10.30	21.52	4.122	72.21	137.00	2263.31	2800
	4 HA 16	12.68	66.5	8.04	19.45	3.406	72.42	137.00	2627.79	2800
	4 HA 14	9.61	66.5	6.16	17.39	2.754	60.69	137.00	2570.02	2800
	2 HA 16 + 2 HA 20	16.37	66.5	10.30	21.52	4.122	85.47	137.00	2678.98	2800
	4 HA 16 + 2 HA 20	21.88	65.0	14.32	24.18	4.993	105.95	137.00	2683.38	2800
	2 HA 16 + 4 HA 20	23.84	65.0	16.58	25.57	5.538	110.06	137.00	2545.95	2800
	6 HA 16	17.99	65.0	12.06	22.61	4.406	92.31	137.00	2595.93	2800
1 et 2	2 HA 16 + 4 HA 14	16.12	65.0	10.18	21.13	3.822	87.75	137.00	2732.25	2800
	4 HA 20	20.08	66.5	12.56	23.29	4.781	97.84	137.00	2721.93	2800
	2 HA 14 + 2 HA 16	11.99	66.5	7.10	18.47	3.087	68.14	137.00	2658.45	2800
	6 HA 14	13.94	65.0	9.23	20.31	3.603	78.58	137.00	2593.67	2800
	6 HA 20	48.43	70.0	18.84	25.17	7.806	156.16	205.50	4172.34	4200
	8 HA 20	58.51	70.0	25.13	28.10	9.576	171.70	205.50	3839.88	4200
	6 HA 25	69.82	70.0	29.45	29.80	10.667	195.04	205.50	3946.91	4000
	8 HA 16	39.80	70.0	16.08	23.64	6.945	135.49	205.50	3984.52	4200
	4 HA 20 + 4 HA 16	50.62	70.0	20.60	26.06	8.326	158.42	205.50	4057.66	4200
	4 HA 20 + 4 HA 25	73.08	70.0	32.19	30.77	11.315	198.79	205.50	3800.12	4000
	4 HA 16 + 4 HA 20	33.97	70.0	20.60	26.06	8.326	105.06	137.00	2657.72	2800
	8 HA 16	27.10	70.0	16.08	23.64	6.945	99.26	137.00	2713.57	2800
	4 HA 20 + 4 HA 25	48.50	70.0	32.19	30.77	11.315	131.30	137.00	2521.97	2670
	4 HA 14	10.81	71.5	6.16	16.01	3.392	51.02	137.00	2652.35	2800
	2 HA 14 + 2 HA 16	11.56	71.5	7.10	17.03	3.818	51.56	137.00	2473.55	2800
	2 HA 16 + 4 HA 20	28.78	70.0	16.58	23.93	7.106	96.94	137.00	2798.73	2800
6 HA 16	18.04	70.0	12.06	21.04	5.578	68.09	137.00	2374.91	2800	
6 HA 20	32.29	70.0	18.84	25.17	7.806	104.12	137.00	2781.85	2800	

Vérification des sections avec armatures comprimées.

A (cm ²)	A' (cm ²)	M (kn)'	h (cm)	x (cm)	I ₀ (cm ⁴)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}'_a$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{ax}$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}'_a$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)
22.86	12.56	54.37	65.0	25.45	7.800	177.37	205.50	4135.82	2137.69	4200
20.60	10.30	47.77	65.0	24.91	7.124	166.35	205.50	4014.90	1994.44	4200
25.13	12.56	50.36	65.0	26.45	8.319	180.10	205.50	3500.69	1947.46	4200
35.73	10.30	80.94	70.0	29.77	13.140	183.41	205.50	3716.72	2289.16	4200

Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{ax}} = 0,69 \cdot 40 \cdot 71,5 \cdot \frac{5,9}{4000} = 2,91 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 6,16 \text{ cm}^2 (4 \text{ HA} 14) \text{ vérifiée}$$

Fissuration

il suffit de vérifier : $\bar{\omega}_{f_{\min}} = \frac{1}{2 \cdot b} \left(\frac{A}{d} \right)_{\min} \geq \bar{\omega}_f$

Φ (mm)	14	16	20	25
$\bar{\omega}_{f_{\min}}$ (%)	2.93	2.53	4.02	7.36
$\bar{\omega}_f$ (%)	1.95	2.30	3.04	3.85

vérifiée

Fleche

a) $h_e^{\min} = 70 \text{ cm} > \frac{l_{\max}}{16} = \frac{660}{16} = 41,25 \text{ cm}$
 b) $h_e^{\min} = 70 \text{ cm} > \frac{l_{\max}}{10} \cdot \frac{M_{e \max}}{M_0} = \frac{660}{10} \cdot \frac{23,40}{45,87} = 33,67 \text{ cm}$
 c) $A_{\max} = 16,58 \text{ cm}^2 < \frac{43 \cdot b \cdot h}{\bar{\sigma}_{ax}} = \frac{43 \cdot 30 \cdot 65}{4200} = 19,96 \text{ cm}^2$

a) $h_e^{\min} = 75 \text{ cm} > \frac{l_{\max}}{16} = 41,25 \text{ cm}$
 b) $h_e^{\min} = 75 \text{ cm} > \frac{l_{\max}}{10} \cdot \frac{M_{e \max}}{M_0} = \frac{660}{10} \cdot \frac{48,50}{88,38} = 36,22 \text{ cm}$
 c) $A_{\max} = 28,80 \text{ cm}^2 < \frac{43 \cdot b \cdot h}{\bar{\sigma}_{ax}} = \frac{43 \cdot 40 \cdot 70}{4000} = 30,10 \text{ cm}^2$

Conclusion: Les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de justifier la fleche

Conditions aux appuis

a. Béton :

$$c \geq \frac{2 \cdot T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}_{b0}} = c_0$$

avec $c = a - (d + r)$

$c_{\min} \rightarrow a = a_{\min} ; r = 10 \cdot \phi = 25 \text{ cm}$

$d = 25 \text{ mm} = 2,5 \text{ cm}$

$c_{\max} \rightarrow T = T_{\max} ; b_0 = \begin{cases} 30 \text{ cm (de 3 à 7)} \\ 40 \text{ cm (niv. 1 et 2)} \end{cases}$

Niveau	$T_{\max} (t)$	$a_{\min} (cm)$	$\bar{\sigma}_{b0}'$	$c_0 (cm)$	$c (cm)$
3 à 7	22.29	50	68.5	21.69	22.50
1 et 2	27.56	50	68.5	20.12	22.50

b. Acier :

Niveau 3 à 7 : $h_t = 70 \text{ cm} \rightarrow h = 65 \text{ cm} \rightarrow y = \frac{7}{8} \cdot h = 56,88 \text{ cm}$

Niveau 1 et 2 : $h_t = 75 \text{ cm} \rightarrow h = 70 \text{ cm} \rightarrow y = \frac{7}{8} \cdot h = 61,25 \text{ cm}$

On doit vérifier, pour chaque appui, la condition : $A_{\text{adopté}}^{\text{inf}} \geq (T + M) / \bar{\sigma}_a$

avec : $\bar{\sigma}_a$ correspondant au type de sollicitation et M en valeur algébrique

Exemples :

appui 10 niv. 7 : $T = 10,84 \text{ t} ; M = -9,22 \text{ tm} :$

(SP1) D'où $A_{\text{adopté}}^{\text{inf}} = 6,16 \text{ cm}^2 (4 \text{ HA } 14) \geq 0$ (résultat négatif)

appui 24 niv. 7 : $T = 11,47 \text{ t} ; M = -13,62 \text{ tm} :$

(SP1) D'où $A_{\text{adopté}}^{\text{inf}} = 6,16 \text{ cm}^2 \geq 0$ (résultat négatif)

appui 14 niv. 4 : $T = 17,44 \text{ t} ; M = -39,75 \text{ tm}$

(SP2) D'où : $A_{\text{adopté}}^{\text{inf}} = 12,56 \text{ cm}^2 \geq 0$ (résultat négatif)

appui 4 niv. 1 : $T = 27,53 \text{ t} ; M = 13,03 \text{ tm}$

(SP2) D'où $A_{\text{adopté}}^{\text{inf}} = 20,60 \text{ cm}^2 \geq 11,62 \text{ cm}^2$

Conclusion : Nous avons fait le calcul pour tous les appuis et dans tous les cas la condition requise est vérifiée : donc les armatures inférieures sur appuis résisteront à l'effort de traction les sollicitant

Condition de non entrainement des barres

$$\tau_d = \frac{T_{\max}^{(SP1)}}{\beta} \cdot \frac{A_i}{P_i \cdot A} \leq \bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 3 \cdot \bar{\sigma} = 17,7 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Acier H.A. : } \psi_d = 1,5)$$

niv. 3 à 7 : $T_{\max} = 22,29 \text{ t}$; $A : 8 \text{ HA } 20 \rightarrow P_i = \pi \cdot \phi_i$ (plancher adhérent, barres isolées)

$$\beta = 56,88 \text{ cm}$$

$$\text{Niv. 3 : } \tau_d = \frac{22,29 \cdot 10^3}{8 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 56,88} = 7,80 \text{ Kg/cm}^2 \leq 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

niv. 1 et 2 : $T_{\max} = 35,96 \text{ t}$; $A : 2 \text{ HA } 20 + 6 \text{ HA } 25 \rightarrow P_i = \pi \cdot \phi_i^{\max}$; A_i^{\max}

$$\beta = 61,25 \text{ cm} \quad \text{Niv. 1 : } \tau_d^{\max} = \frac{35,96 \cdot 10^3}{61,25 \cdot \pi \cdot 2,5 \cdot 35,73} = 10,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_d^{\max} = 10,25 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{ak} = 2/3 \cdot \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

NIVEAU	$T_{\max} (\text{t})$	$\bar{\sigma}'_b (\text{Kg/cm}^2)$	$\tau_b^{\max} (\text{Kg/cm}^2)$	$\bar{\tau}_b (\text{Kg/cm}^2)$	$A_k (\text{cm}^2)$	$S (\text{cm})$	S adopté		$A_{tk} (\text{cm}^2)$
							Z. nodale	Z. courante	
7	12.30	77.01	7.21	19.92	2.01	26.0	15	20	1.3
6	14.29	95.83	8.37	18.30	2.01	22.4	15	20	1.8
5	17.11	97.28	10.03	18.17	2.01	18.7	15	18	1.6
4	18.58	102.37	10.89	17.73	2.01	17.2	15	15	1.3
3	22.29	121.45	13.06	16.09	3.14	22.4	15	20	2.4
2	29.89	119.83	12.20	16.23	3.14	18.5	15	18	2.2
1	35.96	120.19	14.68	16.20	3.14	15.0	15	15	1.8

niv. 4 à 7 : 2 cadres HA 8 $\rightarrow A_k = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ zone nodale : $\bar{S} = 16,3 \text{ cm}$
zone courante : $\bar{S} = 32,5 \text{ cm}$

niv. 3 : 2 cadres HA 10 $\rightarrow A_k = 3,14 \text{ cm}^2$

niv. 1 et 2 : 2 cadres HA 10 $\rightarrow A_k = 3,14 \text{ cm}^2$ — zone nodale : $\bar{S} = 17,5 \text{ cm}$
zone courante : $\bar{S} = 35,0 \text{ cm}$

FERRAILLAGE DES POTEAUX

Introduction:

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants en tête et à la base dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

Ils seront donc calculés en flexion composée sous les sollicitations du premier genre (SP1) et sous la plus défavorable des combinaisons des sollicitations du second genre (SP2) et On optera pour la plus importante section d'acier.

Sous les sollicitations du second genre on distinguera trois types d'efforts:

$$\begin{array}{l} M^{\max}, N^{\text{cor}} \\ M^{\text{cor}}, N^{\max} \\ N^{\min}, M^{\text{cor}} \end{array} \left. \begin{array}{l} \rightarrow \text{pour le calcul du béton comprimé et éventuellement} \\ \rightarrow \text{des aciers comprimés} \\ \rightarrow \text{pour le calcul des aciers tendus.} \end{array} \right.$$

Méthode de calcul des armatures longitudinales

On calcule la contrainte admissible de compression du béton en flexion composée:

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 \geq \frac{h_t}{2}, \quad e_0 = \frac{M}{N}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{\frac{h_t}{6}}\right) \cdot \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 < \frac{h_t}{2}, \quad e_1 = \frac{h_t}{6}$$

On peut avoir deux cas de sollicitations^(*):

$e_0 > e_1$: Section partiellement comprimée

$e_0 \leq e_1$: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Section totalement comprimée (Ncompr.)} \\ \text{Section totalement tendue (Ntraction.)} \end{array} \right.$

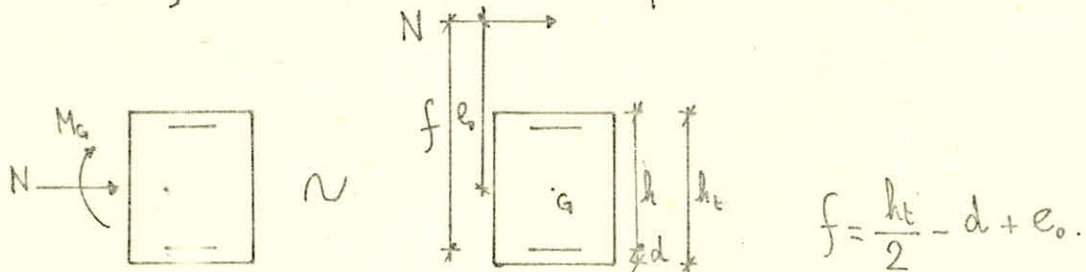
^(*) À noter que la formule de e_1 est approchée puisqu'on néglige les armatures: donc la condition sur le type de sollicitation est suffisante. La valeur de $e_1 = \frac{h_t}{6}$ est exacte pour le calcul des contraintes.

Section partiellement comprimée ($e_0 > e_1$)

On ferrillera de manière symétrique, d'où la marche à suivre est:

On calcule le moment fictif: $M = N \cdot f$.

où f est la distance du centre de pression de N aux aciers tendus



On calculera la section en flexion simple sous ce moment fictif M

En calculant M_{rb} (moment résistant du béton) On peut avoir deux cas:

$M_{rb} \geq M$ c.à.d. $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$: Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

On calculera une section d'acier A_{fs} sous M et la section d'acier en flexion composée sera:

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_a} \quad (N < 0: \text{si traction})$$

$M_{rb} < M$ c.à.d. $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$: Les armatures comprimées sont nécessaires.

On calculera les sections d'acier A'_{fs} et A_{fs} sous M et les sections d'acier en flexion composée seront:

$$A'_{fc} = A'_{fs}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_a} \quad (N < 0: \text{si traction})$$

Dans tous les cas si la section d'armatures tendues nécessaire est négative on adoptera le pourcentage minimal donné par le R.P.A.81 et on vérifie les contraintes

Section entièrement comprimée ($e_0 \leq e_1$): (Exposé sur l'ouvrage de CHARON)

On ferraille toujours de façon symétrique:

on détermine: $\delta' = \frac{d'}{h_t}$ (dans notre cas on prend: $\delta' = 0,1$)

et on calcule les coefficients suivants définis par:

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}' \cdot b \cdot h_t}{N}; \quad \beta = \frac{6 \cdot e_0}{h_t}; \quad C = 0,27 \cdot (1 - 2\delta')^2 \cdot \rho$$

$$D = 0,8(\rho - \beta) - 0,9 \cdot (1 - \rho) \cdot (1 - 2\delta')^2$$

$$E = -(1 + \beta - \rho); \quad \bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4 \cdot E \cdot C}}{2 \cdot C}$$

enfin la section d'armatures est obtenue par:

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

si le pourcentage $\bar{\omega}'$ est relatif on disposera la section min. et on vérifie les contraintes

Flambement des poteaux. (Art 33 du CCBP 68/70)

•• Longueur de flambement (l_c):

• Pour un pilier appartenant à un système de contreventement d'axe latéral à étages multiples et dont ses extrémités sont:

soit encasté dans un massif de fondation.

soit assemblé à des poutres de planches ayant au moins même raideur que le pilier et le traversant de part et d'autre.

On a: $l_c = 0,7 \cdot l_0$

• Pour les autres cas on a: $l_c = 0,9 \cdot l_0$

où l_0 est la longueur libre du poteau

•• Elancement mécanique (λ): $\lambda = \frac{l_c}{i}; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$: rayon de giration

où $I = \frac{ba^3}{12}$ ($a < b$): moment d'inertie du poteau rectangulaire

$B = a \cdot b$: Section du poteau rectangulaire

∴ pièces chargées axialement.

Il ne sera pas tenu compte du flambement si $\lambda < 50$

pour une section rectangulaire, cette condition peut se mettre sous la forme:

$$\frac{l_c}{a} < 14,4 \quad \text{avec } a = \text{la plus petite dimension de la section}$$

∴ pièces soumises à la flexion composée

si l'élanement du poteau est au plus égal à 35 : $\lambda \leq 35 \left(\frac{l_c}{a} \leq 10,1 \right)$

La pièce est justifiée en flexion composée sans qu'il soit tenu compte de l'effet de ses déformations transversales sur les contraintes agissant sur ses sections droites

si l'élanement du poteau est supérieur à 35 et au plus égal à 50 : $35 < \lambda \leq 50$

La pièce est justifiée en flexion composée avec une excentricité complémentaire : $f_{ac} = 0,16 \cdot (\lambda - 35) \cdot e$

où $e =$ excentricité de la charge / au centre de gravité de béton seul

Pour notre part on a plusieurs sections de poteau on vérifie le cas le plus défavorable soit $l_0 = 4,60 \text{ m}$ et $a = 50 \text{ cm}$

$$\text{D'où } \frac{l_c}{a} = \frac{0,7 \cdot l_0}{a} = 6,44 < 10,1$$

Conclusion: On ne tient pas compte du flambement

Prescriptions du R.P.A. 81.

Les armatures longitudinales d'un poteau doivent être des barres à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage min. des armatures long. sera de 1% (Zone II) sous toutefois dépasser en toute section 4%.

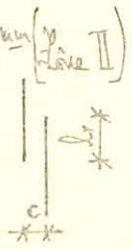
Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 14 mm (Zone II)

La longueur de recouvrement: $l_r \geq \max \{ (l_d + c), 50 \cdot \Phi_l^{\max} \}$

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau

ne doit pas dépasser 25 cm en Zone II

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de la zone nodale

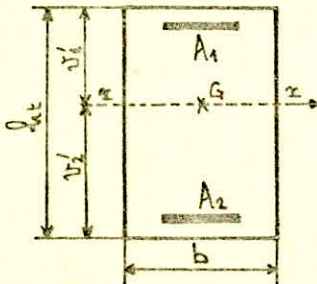


Le calcul de la section d'acier a donné pour la plus part des cas une section d'acier tendue négative pour les sections partiellement comprimées ou un pourcentage négatif pour les sections entièrement comprimées.

Pour cela on a choisi une section d'acier, généralement correspondante au pourcentage minimum exigé par le R.P.A, pour laquelle on vérifiera les contraintes (dans l'acier si la section est partiellement comprimée et dans le béton dans tous les cas).

A cet effet on note:

$$e'_i = \frac{I_{1xx}}{[B + 15.A'].v'_2} \quad (\text{on tient compte des aciers})$$



où B : section du béton

$A' = A_1 + A_2$: section des aciers (potaux : $A_1 = A_2 = A$)

v'_2 : distance de G à la fibre la moins comprimée

I_{1xx} : moment d'inertie / à l'axe passant par G

POTEAU 32/H : $b \times h_t = 50 \times 50$

Niv.	Grave	M (tm)	N (t)	A (cm ²)	e ₀ (cm)	e' _i (cm)	Type	ω%	σ _a max	σ _b	σ _a (kg/cm ²)	σ _a (kg/cm ²)	σ _a (kg/cm ²)
3	1	15.37	47.38	14.72	32.44	9.48	P.C	0.65	93.5	135.7	1088.6	1419.7	2670
	2	31.30	52.25	14.72	59.90	9.48	P.C	0.65	178.1	205.5	1939.5	3911.5	4000
		5.36	28.64	14.72	18.72	9.48	P.C	0.65	35.4	179.7	441.3	275.9	4000
2	1	12.00	97.47	14.72	12.31	9.48	P.C	0.65	88.3	102.2	1150.4	240.1	2670
	2	26.44	109.93	14.72	24.06	9.48	P.C	0.65	167.5	201.6	2023.9	1878.1	4000
		6.78	50.42	14.72	13.45	9.48	P.C	0.65	48.5	158.0	626.5	177.8	4000
1	1	7.57	143.06	14.72	5.29	9.48	E.C	0.59	75.8	83.0			
	2	17.72	162.08	14.72	10.93	9.48	P.C	0.65	136.3	147.7	1794.1	214.4	4000
		9.44	69.56	14.72	13.57	9.48	P.C	0.65	67.3	158.5	869.1	253.8	4000

POTEAU 32/I : niv. 1,2,3 : $b \times h_e = 80 \times 80$ et niv. 4,5,6 : $b \times h_e = 50 \times 50$

Niv.	GENRE	M (cm)	N (t)	A (cm ²)	e ₀ (cm)	e ₁ (cm)	Type	ω (%)	σ _b ^{max} (kg/cm ²)	σ _s ' (kg/cm ²)	σ _a ' (kg/cm ²)	σ _a (kg/cm ²)	σ _a (kg/cm ²)
6	1	14.13	27.81	14.72	50.81	9.48	P.C	0.65	81.69	137.6	904.4	1663.4	2670
	2	27.87	31.76	14.72	87.75	9.48	P.C	0.65	153.66	205.5	1620.3	2856.1	4000
		1.40	16.37	14.72	8.55	9.48	E.C	0.59	10.58	137.9			
5	1	10.32	56.54	14.72	18.25	9.48	P.C	0.65	68.5	118.5	856.3	510.8	2670
	2	24.37	67.17	14.72	36.28	9.48	P.C	0.65	146.2	205.5	1680.1	2424.2	4000
		5.81	30.69	14.72	18.93	9.48	P.C	0.65	38.3	180.6	476.7	304.3	4000
4	1	7.01	101.45	14.72	6.91	9.48	E.C	0.59	59.6	87.4			
	2	23.91	119.81	14.72	19.96	9.48	P.C	0.65	156.1	184.78	1930.6	1352.0	4000
		14.01	54.48	14.72	25.72	9.48	P.C	0.65	87.9	205.5	1053.2	1065.6	4000
3	1	8.16	178.16	21.00	4.58	14.88	E.C	0.33	33.1	76.3			
	2	43.66	151.37	21.00	28.84	14.88	P.C	0.35	76.3	176.8	1023.4	674.7	4000
		32.14	197.56	21.00	16.27	14.88	P.C	0.35	64.3	144.5	895.6	68.0	4000
		34.77	105.56	21.00	32.94	14.88	P.C	0.35	60.3	187.4	798.1	680.8	4000
2	1	3.70	264.42	21.00	1.40	14.88	E.C	0.33	41.2	70.9			
	2	43.53	230.47	21.00	18.89	14.88	P.C	0.35	82.4	151.3	1139.2	211.6	4000
		38.78	281.54	21.00	13.77	14.88	E.C	0.33	77.1	138.1			
		35.28	149.85	21.00	23.54	14.88	P.C	0.35	63.2	163.2	862.4	346.2	4000
1	1	2.05	351.00	21.00	0.58	14.88	E.C	0.33	51.9	69.5			
	2	70.04	309.23	21.00	22.65	14.88	P.C	0.35	126.5	160.9	1729.2	620.1	4000
		69.78	366.25	21.00	19.05	14.88	P.C	0.35	131.7	151.7	1820.2	351.4	4000
		58.35	113.39	21.00	52.8	14.88	P.C	0.35	99.1	205.5	1254.9	1996.6	4000

POTEAU 32/K : $b \times h_e = \text{niv. 1 à 3 : } 90 \times 90 \text{ et niv. 4 à 7 : } 60 \times 60$

NIV.	GENRE	M (tm)	N (t)	A (cm ²)	e ₀ (cm)	e' (cm)	Type	ω (%)	σ ₀ ^{max} (kg/cm ²)	σ ₀ ' (kg/cm ²)	σ _a ' (kg/cm ²)	σ _a (kg/cm ²)	σ _a (kg/cm ²)
7	1	1.58	50.35	12.56	3.14	11.03	E.C	0.35	16.26	75.76			
	2	21.04	50.11	12.56	41.99	11.03	P.C	0.38	86.9	205.5	1020.3	1809.5	4200
	2	14.97	36.16	12.56	41.40	11.03	P.C	0.38	61.9	205.5	727.8	1274.0	4200
6	1	0.44	118.31	12.56	0.37	11.03	E.C	0.35	30.8	69.4			
	2	23.58	115.53	12.56	20.41	11.03	P.C	0.38	101.9	172.7	1314.5	821.1	4200
	2	22.75	116.33	12.56	19.56	11.03	P.C	0.38	98.8	169.7	1220.9	726.3	4200
	2	19.71	82.92	12.56	23.77	11.03	P.C	0.38	84.0	184.2	1064.0	900.7	4200
5	1	0.79	178.27	12.56	0.44	11.03	E.C	0.35	46.6	69.5			
	2	32.47	174.73	12.56	18.58	11.03	P.C	0.38	141.9	166.4	1851.4	928.0	4200
	2	25.74	123.71	12.56	20.81	11.03	P.C	0.38	111.0	174.0	1428.7	930.5	4200
4	1	1.13	240.93	12.56	0.47	11.03	E.C	0.35	63.2	69.8			
	2	34.21	235.78	12.56	14.51	11.03	P.C	0.38	151.7	152.4	2106.6	492.1	4200
	2	27.51	166.39	12.56	16.53	11.03	P.C	0.38	122.8	159.4	1620.7	590.0	4200
3	1	7.66	312.74	24.14	2.45	16.69	E.C	0.30	40.6	72.2			
	2	49.82	305.47	24.14	16.31	16.69	E.C	0.30	68.5	140.0			
	2	35.66	306.02	24.14	11.65	16.69	E.C	0.30	58.9	129.4			
	2	38.97	216.38	24.14	18.01	16.69	P.C	0.32	55.2	143.9	776.0	50.7	4000
2	1	9.12	385.78	24.14	2.36	16.69	E.C	0.30	49.9	72.1			
	2	55.57	374.87	24.14	14.82	16.69	E.C	0.30	80.2	136.6			
	2	44.55	375.34	24.14	11.87	16.69	E.C	0.30	72.8	129.9			
	2	43.54	257.24	24.14	16.93	16.69	P.C	0.32	63.4	141.4	893.6	25.1	4000
1	1	2.11	472.11	24.14	0.45	16.69	E.C	0.30	54.9	69.2			
	2	105.90	456.63	24.14	23.19	16.69	P.C	0.32	137.5	155.7	1911.9	504.6	4000
	2	87.79	304.62	24.14	28.82	16.69	P.C	0.32	109.7	168.6	1503.9	762.7	4000

POTEAU 32/M : b x h = niv. 1 à 3 : 70 x 70 et niv. 4 à 7 : 50 x 50

Niv.	GENRE	M(kw)	N(t)	A(cm)	Eo(cm)	Zh(cm)	type	ω (%)	$\bar{\sigma}_b^{max}$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)
7	1	9.28	16.79	14.72	55.27	9.48	P.C	0.65	53.2	137.0	583.8	1127.5	2670
	2	16.91	19.05	14.72	88.77	9.48	P.C	0.65	93.2	205.5	981.4	2345.1	4000
		1.77	10.17	14.72	17.40	9.48	P.C	0.65	11.9	174.4	149.1	80.9	4000
6	1	8.59	64.22	14.72	13.38	9.48	P.C	0.65	61.5	105.1	795.4	221.9	2670
	2	19.29	78.49	14.72	24.58	9.48	P.C	0.65	121.8	203.8	1468.0	1401.9	4000
		3.32	40.27	14.72	8.24	9.48	E.C	0.59	25.6	136.7			
5	1	5.13	103.42	14.72	4.96	9.48	E.C	0.59	53.6	82.1			
	2	19.26	115.78	14.72	16.63	9.48	P.C	0.65	130.3	171.1	1646.8	813.1	4000
		9.72	62.44	14.72	15.57	9.48	P.C	0.65	66.8	166.7	850.2	360.6	4000
4	1	3.97	140.83	14.72	2.82	9.48	E.C	0.59	62.1	76.2			
	2	19.99	160.85	14.72	12.43	9.48	P.C	0.65	146.6	153.8	1908.6	413.0	4000
		11.81	81.97	14.72	14.41	9.48	P.C	0.65	82.8	162.0	1062.5	369.2	4000
3	1	12.16	183.10	15.70	6.64	12.90	E.C	0.32	51.6	81.5			
	2	30.61	210.48	15.70	14.54	12.90	P.C	0.35	92.6	145.5	1272.2	130.7	4200
		9.59	105.12	15.70	9.12	12.90	E.C	0.32	33.4	129.5			
2	1	17.00	237.55	15.70	7.16	12.90	E.C	0.32	68.8	82.5			
	2	38.63	274.12	15.70	14.09	12.90	P.C	0.35	118.4	144.1	1629.0	132.5	4200
		10.47	128.53	15.70	8.15	12.90	E.C	0.32	39.0	126.7			
1	1	11.12	287.97	15.70	3.86	12.90	E.C	0.32	69.7	76.0			
	2	45.33	333.86	15.70	13.58	12.90	P.C	0.35	141.2	142.6	1946.0	111.6	4200
		31.53	148.97	15.70	21.17	12.90	P.C	0.35	86.2	165.0	1153.4	530.1	4200

FERRAILLAGE ADOPTÉ SELON LE COFFRAGE DES POTEAUX

COFFRAGE	FERRAILLAGE ADOPTÉ/PAGE	A_{min} RPA89 (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	A_{max} RPA89 (cm ²)
50 x 50	3 HA 25	25.00	39.28	100.00
60 x 60	4 HA 20	36.00	37.68	144.00
70 x 70	5 HA 20	49.00	50.24	196.00
80 x 80	3 HA 25 + 2 HA 20	64.00	64.40	256.00
90 x 90	3 HA 20 + 3 HA 25	81.00	81.00	324.00

Armatures transversales

Vérification de la résistance à l'effort tranchant.

$$Z_b = \frac{n \cdot T_{calc}}{b \cdot z} \leq \bar{Z}_b \quad ; \quad \bar{Z}_b = 0,15 \cdot \sigma_{28}' - 40,5 \text{ Kg/cm}^2$$

T_{calc} : effort tranchant de calcul maximum.

$$n = \begin{cases} 2 & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 & \text{si } \lambda < 15 \end{cases} \quad ; \quad \lambda = \frac{l_c}{i} = l_c \cdot \sqrt{\frac{B}{I}}$$

b, B, I : étant, respectivement, la largeur, la section et le moment d'inertie du poteau.

POTEAU	NIVEAU	$b_{(cm)}/h_{(cm)}$	l_c (cm)	λ	n	T_{calc} (k)	Z_b (Kg/cm ²)
32/H	2 et 3	50/50	350	24.25	2	11.77	11.96
	1	50/50	392	27.16	2	6.25	6.35
32/I	4 à 6	50/50	245	16.97	2	13.92	14.14
	2 et 3	80/80	350	15.16	2	17.22	6.56
	1	80/80	392	16.97	2	18.48	7.04
32/K	4 à 7	60/60	245	14.15	3	19.28	20.03
	2 et 3	90/90	350	13.47	3	21.33	9.56
	1	90/90	392	15.09	2	25.97	7.76
32/M	4 à 7	50/50	245	16.97	2	11.07	11.24
	2 et 3	70/70	350	17.32	2	15.24	7.66
	1	70/70	392	19.40	2	13.10	6.58

Armatures transversales

"CCBA 69/70"

l'espacement doit être tel que : $E \leq \min(t_1, t_2)$

$$\text{avec : } \begin{cases} t_1 = (100 \cdot \Phi_E - 15 \cdot \Phi_{E_{max}}) \cdot \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \\ t_2 = 15 \cdot \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \cdot \Phi_E^{\min} \end{cases}$$

σ'_b : Contrainte du béton sous sollicitation du premier genre

En zone de recouvrement le nombre de cours doit être tel que :

$$n \geq 3$$

$$n \geq 0,4 \cdot \frac{\Phi_E^2 \cdot \sigma_{enl}}{\Phi_E^2 \cdot \sigma_{enl}}$$

"R.P.A. 81"

Les armatures transversales sont calculées avec la formule :

$$\frac{A_E}{E} = \frac{1,25 \cdot T}{h_d \cdot \sigma_{en}} \quad \text{avec } T = \begin{cases} 2 \cdot T_{total} & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 \cdot T_{total} & \text{si } \lambda < 15 \end{cases}$$

où E est l'espacement entre les cours successifs d'arm. transversales

L'espacement admissible imposé est :

$$\text{Dans la zone nodale } \bar{E} = \min(10 \cdot \Phi_E^{\min}, 15 \text{ cm})$$

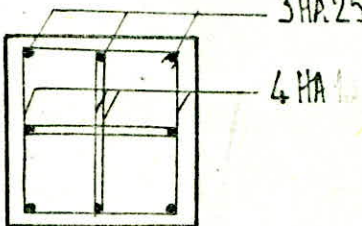
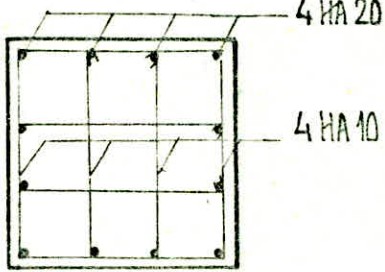
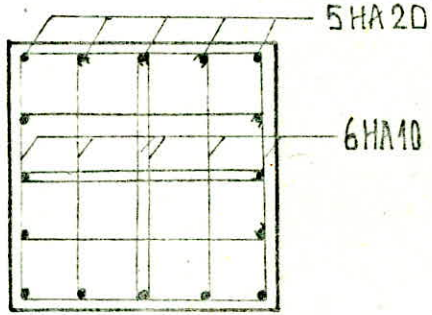
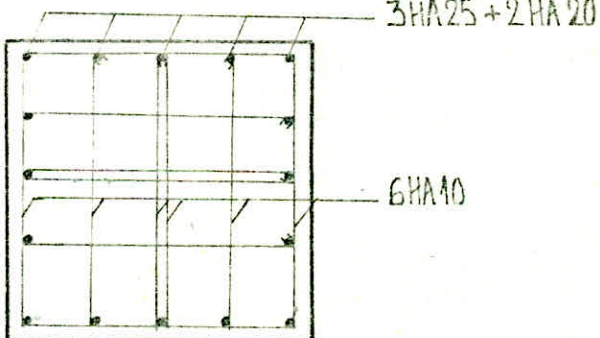
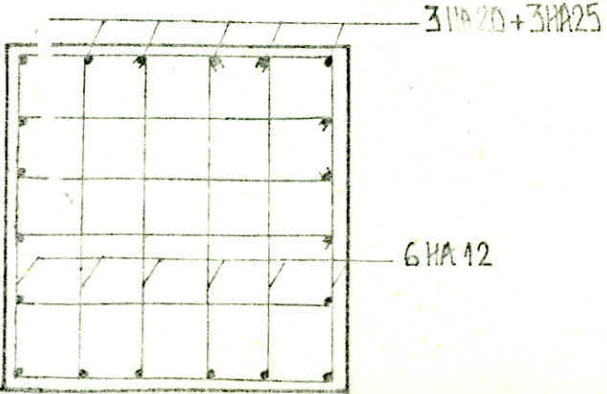
$$\text{En zone courante } \bar{E} = 12 \cdot \Phi_E^{\min}$$

La quantité d'armatures transversales minimale : $A_E^{\min} = 0,004 \cdot E \cdot b_d$ (zone II)

Armatures transversales et espacements.

POTEAU	NIVEAU	A_t adoptée (cm ²)	T (t)	E calculé (cm)	espacements admissibles			E adopté (cm)		$A_{t\ min}$ (cm ²)	
					CCBA68	RPA 81		zone nodale	zone courante	zone nodale	zone courante
					zone courante	zone nodale	zone courante				
32/H	3	3.14	23.54	22.	64.	15.	30.	14.	14.	2.8	2.8
	2	3.14	20.48	26.	54.	15.	30.	14.	14.	2.8	2.8
	1	3.14	12.50	42.	44.	15.	30.	14.	14.	2.8	2.8
32/I	6	3.14	27.84	19.	55.	15.	30.	14.	14.	2.8	2.8
	5	3.14	26.98	19.	45.	15.	30.	14.	14.	2.8	2.8
	4	3.14	25.34	21.	42.	15.	30.	14.	14.	2.8	2.8
	3	4.71	33.66	38.	48.	15.	24.	14.	14.	4.48	4.48
	2	4.71	34.44	37.	42.	15.	24.	14.	14.	4.48	4.48
	1	4.71	36.96	34.	36.	15.	24.	14.	14.	4.48	4.48
32/K	7	3.14	27.87	23.	54.	15.	24.	12.	12.	2.88	2.88
	6	3.14	34.98	18.	46.	15.	24.	12.	12.	2.88	2.88
	5	3.14	51.90	12.	38.	15.	24.	10.	10.	2.40	2.40
	4	3.14	57.84	11.	31.	15.	24.	10.	10.	2.40	2.40
	3	6.78	47.85	43.	43.	15.	24.	14.	14.	5.04	5.04
	2	6.78	63.99	32.	39.	15.	24.	14.	14.	5.04	5.04
	1	6.78	51.94	39.	34.	15.	24.	14.	14.	5.04	5.04
32/M	7	3.14	17.96	29.	71.	15.	30.	14.	14.	2.8	2.8
	6	3.14	19.12	27.	61.	15.	30.	14.	14.	2.8	2.8
	5	3.14	21.22	25.	52.	15.	30.	14.	14.	2.8	2.8
	4	3.14	22.14	24.	44.	15.	30.	14.	14.	2.8	2.8
	3	4.71	20.70	53.	44.	15.	24.	14.	14.	3.92	3.92
	2	4.71	30.48	36.	39.	15.	24.	14.	14.	3.92	3.92
	1	4.71	26.20	42.	34.	15.	24.	14.	14.	3.92	3.92

Tableau récapitulatif selon les dimensions adoptées

50x50	 <p>3 HA 25 4 HA 10</p>
60x60	 <p>4 HA 20 4 HA 10</p>
70x70	 <p>5 HA 20 6 HA 10</p>
80x80	 <p>3 HA 25 + 2 HA 20 6 HA 10</p>
90x90	 <p>3 HA 20 + 3 HA 25 6 HA 12</p>

12
The following is a list of the
names of the persons who
were present at the
meeting held on
the 15th day of
August, 1912.