

20x

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **Genie Civil**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

**ETUDE DE LA STRUCTURE
D'UNE MOSQUEE**

Proposé par :

SETAM

Etudié par :

MAAMRI
HEIBACHE

Dirigé par :

Mr STRAKHOV

PROMOTION : **Juin 86**

REMERCIEMENTS

Nous remercions chaleureusement notre promoteur M^R "Strakhov", qui a bien suivi notre étude, pour son aide, et ses conseils qui nous ont été utiles.

Nous tenons aussi à remercier tous les professeurs de l'école nationale polytechnique, qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions également tous les membres de jury, qui vont nous faire l'honneur de juger notre modeste travail.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail à ma mère et à mon père, qui n'ont jamais hésité à sacrifier tout ce qui pourrait être cher chez eux, pour assurer mon bonheur.

- à tous mes frères et sœurs
- à la mémoire de ma tante "Keltoum"
- à tous mes amis et frères croyants en particulier "Benyahia" et "Messaoudens Mustapha"

عمرى محمد

Je dedie ce modeste travail à :

- Mon père, en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard
- la mémoire de ma mère
- Mes frères et sœurs
- Toute ma famille
- Tous ceux qui me sont chers

عبد الرحمن حياض

SOMMAIRE

	Page
- Présentation de l'ouvrage	1
- Caractéristiques des matériaux	2 et 3
- Charges et surcharges	4
- Predimensionnement	5
- Charges horizontales	6
- Calcul des rigidités	7
- Etude au séisme	8
- Efforts dans les portiques engendrés par les charges horizontales	10
- Vérification au renversement	14
- Charges verticales	15
- Superposition des sollicitations	16
- Ferrailage des portiques -	25
{ A) ferrailage des poutres	25
{ B) ferrailage des poteaux	33
Etude du minaret	37
- Méthode de Holzer (étude dynamique)	37
- étude au séisme	43
- étude au vent	45
- Efforts dans le portique	47
- ferrailage du portique	50
- Vérification de la stabilité	52
- Etude de la coupole	53
- Théorie de la membrane	53
- ferrailage de la coupole	57
- Déformations et déplacements	58
- Voûte	60
Calcul des éléments secondaires	
- Poutrelles préfabriquées	61
- Balcons	65
- Escaliers	66
- Poutre palière	68
- Escalier à noyau central	69
- Acrotère	71
- Calcul des dalles	73
- Fondations	74
- Longrines	82
- Voiles périphériques	83

INTRODUCTION

Le projet qui nous a été proposé par la SETAM consiste à l'étude d'une mosquée surmontée d'une coupole, et comprenant 2 minarets. Elle sera implantée à Tablat, zone de moyenne sismicité. Cette mosquée doit couvrir une surface de $(25 \times 42) \text{ m}^2$, et de hauteur d'environ 8m (acrotère et coupole non comprises). Le minaret a une hauteur de 21,00m, et de largeur 2,5m. Il comprend un escalier à noyau central. La coupole est demi sphérique. Elle a pour diamètre à la base égal à 8,70m et pour épaisseur égale à 15m.

Le rapport du sol a fourni une contrainte admissible du sol de 2 bars à une profondeur de (1,5m).

Le bâtiment est contreventé par des portiques longitudinaux et transversaux. Le remplissage sera fait par de la maçonnerie.

Les planchers sont à corps creux : hourdis + table de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces planchers auront une épaisseur de $(16+4) \text{ cm}$.

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses. Les murs extérieurs seront constitués de deux cloisons séparés par un vide d'air de 5cm. Les murs intérieurs seront des cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Beton: Le béton est dosé à 350 kg/m^3 de CPA 325 avec un contrôle atténué.

. Résistance nominale de compression: $\bar{\sigma}'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$

. Résistance nominale à la traction: $\bar{\sigma}'_{28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2$

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

. Dosage d'un m^3 de béton: 800l de gravillons, 400l de sable, 350kg de ciment CPA 325, 175l d'eau.

Contraintes de compression admissibles. (CCBA 68, art 9.4)

$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \epsilon \bar{\sigma}'_{28}$, Cas general, $\bar{\sigma}'_{b0} = 0,3 \alpha \beta \gamma \bar{\sigma}'_{28}$, C. simple

avec $\alpha = 1 \rightarrow$ Ciment CPA 325, $\beta = \frac{5}{6} \rightarrow$ (contrôle atténué)

$\gamma = 1$ ($\frac{h_m}{4c_g} > 1$); $\delta = 0,3$ (compression simple), $\delta = 0,6$ en flexion simple et en flexion composée avec effort normal de traction

$\epsilon = 1 \rightarrow$ en compression simple \forall section, ou en flexion avec section rectangulaire. $0 < \epsilon \leq 1$ dans les autres cas.

Contrainte de traction de référence [CCBA 68, art 9.5]

$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \theta \bar{\sigma}'_{28}$ avec α, β, γ définis ci-dessus

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\bar{\sigma}'_{28}} = 0,0258$$

Sollicitation	Compression simple	flexion simple	Traction
SP ₁	$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$
SP ₂	$\bar{\sigma}'_{b0} = 102,7 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}'_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$

Aciers : Aciers a H.A FeE 40

. Limite d'élasticité nominale (σ_{en})

. Contrainte admissible ($\sigma_a = \sigma'_a$)

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2, \phi < 20 \text{ mm} \\ \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2, \phi > 20 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 (\text{SP}_1) \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 (\text{SP}_2) \\ \quad (\phi \leq 20 \text{ mm}) \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2667 \text{ kg/cm}^2 (\text{SP}_1) \\ \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 (\text{SP}_2) \\ \quad (\phi > 20 \text{ mm}). \end{array} \right\}$$

Aciers ronds lisses (FeE 24)

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2 (\text{SP}_1) \\ \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 (\text{SP}_2) \end{array}$$

. Contrainte admissible de non fissuration (CCBA art 4.9)

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

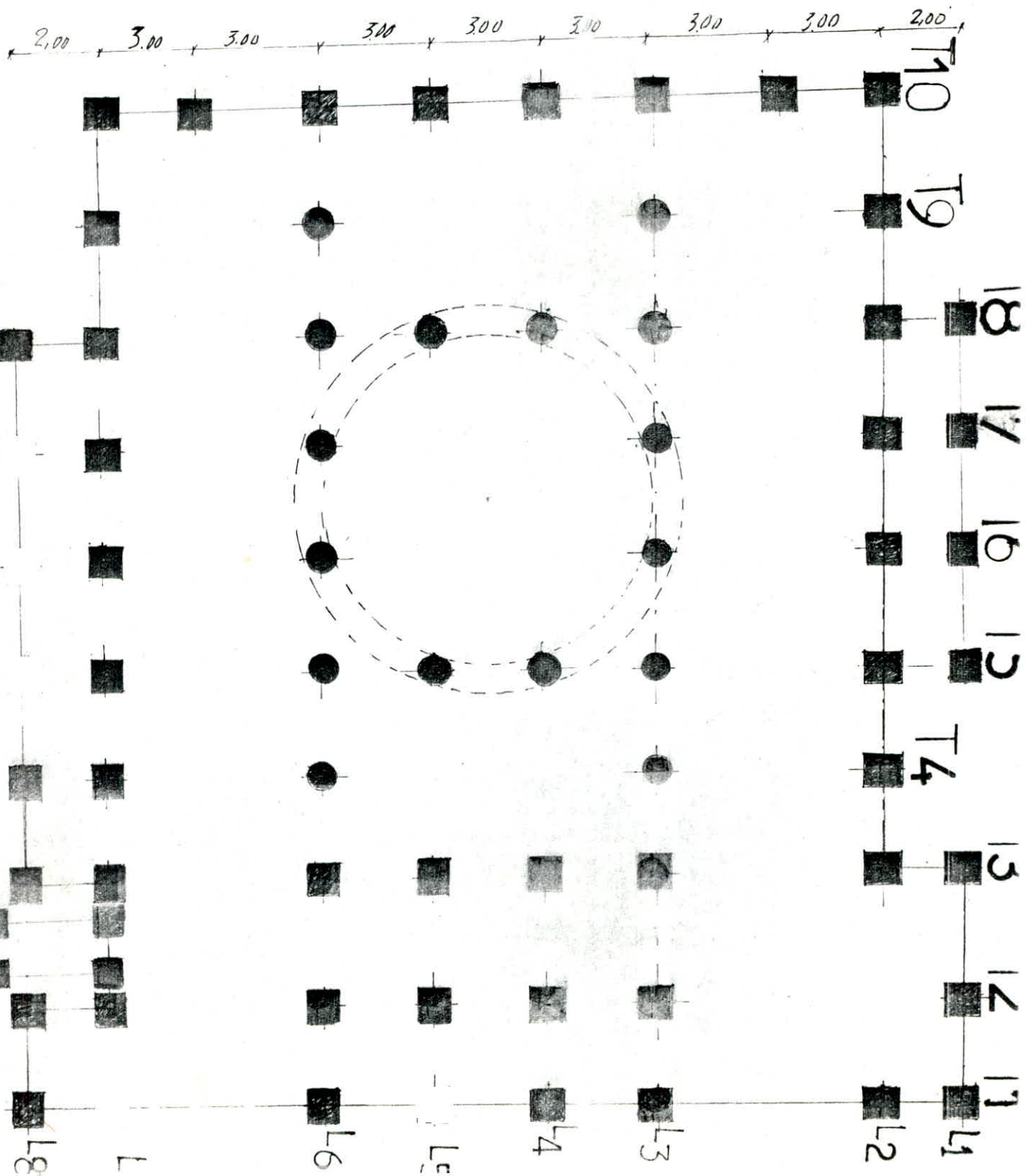
$$\text{et } \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k\eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} .$$

Écailles soudés : . $\phi \leq 6 \text{ mm}, \sigma_{en} = 5300 \text{ kgf/cm}^2$
 $\phi > 6 \text{ mm}, \sigma_{en} = 4500 \text{ kgf/cm}^2$

Armatures transversales :

$\sigma_{at} = \beta_{at} \sigma_{en}$ avec $\beta_{at} = 1 - \frac{1}{9} \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}$. si $\beta_{at} > \frac{2}{3}$ et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage . $\beta_{at} = \frac{2}{3}$ sinon

BATIMENT



CHARGES ET SURCHARGES

a) Plancher terrasse

Charges permanentes

* Gravierlon : (5cm) -----	90 kg/m ²
* Etanchéité multicouche (2cm) -----	10 kg/m ²
* Isolation thermique (4cm) -----	16 kg/m ²
* Forme de pente 2‰ -----	120 kg/m ²
* Plancher corps creux (16+4) -----	285 kg/m ²
* Enduit et plâtre (1cm) -----	14 (kg/m ²)
	<hr/>
	$\Sigma = 535 \text{ kg/m}^2$

- Surcharges d'exploitation ----- $P = 100 \text{ kg/m}^2$
(Terrasse non accessible)

b) Plancher courant

- Charges permanentes

* Carrelage (2cm) -----	44 kg/m ²
* Mortier de pose (2cm) -----	44 kg/m ²
* Hourdis + table de compression -----	285 kg/m ²
* Enduit et plâtre -----	14 kg/m ²
* Cloisons -----	75 kg/m ²
	<hr/>
	$\Sigma = 462 \text{ kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation
Terrasse accessible ----- 400 kg/m^2

PREDIMENSIONNEMENT

* Poutres : $b \geq 20 \text{ cm}$.
 $h_t \geq 30 \text{ cm}$. } \rightarrow en zone II.

- Poutres portées : $b \times h_t = 30 \times 60, 30 \times 75$
- Poutres non portées : $b \times h_t = 30 \times 40$.

* Poteaux :

- Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (RPA 81, Art 4.2.1).

- $A = b \cdot h \geq \frac{K \cdot N'}{\sigma_{28}}$ ($\sigma_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2, K = 4, \text{Zone II}$)

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ (en zone II)

- $\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} < 3$

- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ / h_e : hauteur de l'étage

$$N' = S \cdot (G + 1,2 P) = (4,5 + 3) \times 3 \times (0,535 + 1,2 \times 0,4) \times 2$$

$$= 45,67 \text{ t}$$

D'où $A = bh \geq 664 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Section carrée : 26×26

Poteaux Carrés : On choisit une section carrée : 35×35 .

Poteaux Circulaires : On prend $D = 40 \text{ cm}$.

CHARGES HORIZONTALES

Le calcul des efforts sous l'effet des charges horizontales se fait par la méthode de "Muto".

Principe de la méthode : l'effort tranchant d'étage est distribué sur les différents portiques proportionnellement à leur rigidité de niveau, puis l'effort tranchant de niveau du portique est distribué sur les poteaux du portique suivant ou proportionnellement à leurs rigidités corrigées.

Resumé de la méthode

- 1) Calcul des rigidités linéaires des poteaux ($K_{pot} = \frac{I}{h}$) et des poutres ($K = \frac{I}{l}$)
- 2) Calcul des coefficients \bar{K} : $\bar{K} = \frac{\sum K}{K_{pot}}$ (niveau courant) et $\bar{K} = \frac{\sum K}{2K_{pot}}$ (1^{er} niveau)
- 3) Calcul des coefficients de correction a_j des rigidités des poteaux
 $a_j = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$ (niveau courant) et $a_j = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$ (1^{er} niveau)
- 4) Calcul de la somme des rigidités corrigées des poteaux $D_j = \sum_{i=1}^m a_j K_j$ pour chaque niveau des différents portiques transversaux ou longitudinaux
- 5) Rigidité de niveau d'un portique à l'étage "i" $R_j = \frac{12E}{h_j^2} D_j$ (sens x et y)
- 6) Rigidité totale de l'étage $R_j = \sum R_j$ dans les 2 sens.
- 7) Détermination du centre de torsion (x_{cj}, y_{cj})
- 8) Calcul de la rigidité à la torsion $R_{j\theta}$ à chaque niveau
 $R_{j\theta} = \sum_{t=1}^k R_{jy}^{(t)} [x_j^{(t)}]^2 + \sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)} [y_j^{(l)}]^2$ où x_j et y_j coordonnées du portique par rapport au centre de torsion.
- 9) Calcul de l'effort tranchant pour chaque portique : $T_{jx}^{(l)} = \tau_{jx} \frac{R_{jx}^{(l)}}{R_{jx}} + \tau_{jx} \frac{R_{jx}^{(l)}}{R_{j\theta}} y_j^{(l)} e_y$
- 10) Calcul des efforts tranchants de niveau t_j à chaque poteau des portiques transversaux et longitudinaux $t_j = \frac{a_j K_j T_j}{D_j}$
- 11) Détermination de la position du pt de moment nul $z = y h$ avec
 $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$, y_1, y_2, y_3, y_0 donnés par des tableaux.
- 12) Calcul des moments aux têtes des poteaux, et à leurs pieds
- 13) Répartition et calcul des moments dans les poutres (suivant les rigidités de ces poutres).

Rigidités de niveau des portiques

Portiques transversaux:

Niv	Portiques	D _j	R _{J_z} (kg/cm)
2	T ₁ -T ₁	1373,2	54379,13
1	T ₁ -T ₁	2257,16	78835,9
2	T ₂ -T ₂	1188,62	47069,84
1	T ₂ -T ₂	1982,6	66298,3
2	T ₃ -T ₃	1373,2	54379,13
1	T ₃ -T ₃	2257,16	78835,9
2	T ₄ -T ₄	1087,51	43065,84
1	T ₄ -T ₄	1407,5	47065,48
2	T ₅ -T ₅	1658,93	65694,32
1	T ₅ -T ₅	2264,3	75715,74
2	T ₆ -T ₆	764,99	30294,22
1	T ₆ -T ₆	1297,36	43382,64
2	T ₇ -T ₇	764,99	30294,22
1	T ₇ -T ₇	1297,36	43382,64
2	T ₈ -T ₈	1658,93	65694,32
1	T ₈ -T ₈	2264,3	75715,74
2	T ₉ -T ₃	913,67	36182,107
1	T ₉ -T ₉	1118,56	37403,6
2	T ₁₀ -T ₁₀	1399,81	55433,09
1	T ₁₀ -T ₁₀	2322,7	77654,53

Portiques longitudinaux

Niv	Portiques	D _j	R _{J_x} (kg/cm)
2	L ₁ -L ₁	373,4	14787
1	L ₁ -L ₁	1504,96	50324,45
2	L ₂ -L ₂	1097,6	43464,62
1	L ₂ -L ₂	1227,28	41039,1
2	L ₃ -L ₃	1398,07	55364,3
1	L ₃ -L ₃	1804,86	60352,83
2	L ₄ -L ₄	373,4	14787
1	L ₄ -L ₄	633,9	21197
2	L ₅ -L ₅	373,4	14787
1	L ₅ -L ₅	633,9	21197
2	L ₆ -L ₆	1835,6	72650
1	L ₆ -L ₆	2329	77879
2	L ₇ -L ₇	1335,82	52899
1	L ₇ -L ₇	1632,88	54602
2	L ₈ -L ₈	1046	41420,45
1	L ₈ -L ₈	1354,3	45290,87
2	/	/	/
1	/	/	/
2	/	/	/
1	/	/	/

Calcul de la rigidité totale de l'étage.

Niv	R _{J_x} ^(e)	R _{J_y} ^(t)
2	310159,42	482486,22
1	371882,25	611199,81

$$R_{J_x}^{(e)} = \sum_{e=1}^8 R_{J_x}^{(e)}$$

$$R_{J_y}^{(t)} = \sum_{t=1}^{10} R_{J_y}^{(t)}$$

ETUDE SISMIQUE

ETUDE AU SEISME

La force sismique qui sollicite l'ouvrage est calculée par la méthode statique donnée par le R.P.A 81, et qui est jugée suffisante. Toutes les conditions du R.P.A 81 ont été vérifiées.

- force sismique : $V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$

A : Coefficient d'accélération des zones : $A = 0,25$ (R.P.A.3.3.1)

D : facteur d'amplification dynamique moyen qui dépend de la période T , et du type de sol, on a $T_x = \frac{0,09 \times 11,45}{\sqrt{27}} = 0,198s$ et $T_y = \frac{0,09 \times 11,45}{\sqrt{25}} = 0,25s$ donc on adopte $T = 0,198s \Rightarrow D = 2$ (sol ferme)

B : facteur de comportement de la structure, Il dépend de la structure et de la nature de ses contreventements (portique autostable) $\Rightarrow B = \frac{1}{4}$

Q : facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$ ou q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non des critères de qualité q . On trouve $Q = 1,4$.

W : masse de l'ouvrage. $W = G + \frac{P}{5}$ ou G : charge permanente et P : surcharge d'exploitation, (on prend $\frac{P}{5}$ pour le niveau 2, et $\frac{P}{2}$ pour le niveau 1)

On concentre les charges au niveau du plancher donc $W = W_1 + W_2$

W_1 : masse du niveau 1 : $W_1 = G_1 + \frac{P_1}{2}$

W_2 : masse du niveau 2 : $W_2 = G_2 + \frac{P_2}{5}$

Niveau 2

Surface du plancher : $555,14 m^2$

Acrotère : $30,6t$

Plancher terrasse : $0,535 \times 555,14 = 297,14t$

Poutres transversales : $100,43t$

Poutres longitudinales : $40,5t$

$\frac{1}{2}$ poteaux ----- $27t$

$\frac{1}{2}$ Murs extérieurs ---- $43,81t$

Coupoles ----- $44t$

$\frac{P}{5}$ ----- $11,108t$.

donc $W_2 = 562,46t$.

Niveau 1

Surface du plancher : $497,36 m^2$

Poteaux ----- $63,5t$

Plancher ----- $229,8t$

Poutres transversales ---- $91,275t$

Poutres longitudinales --- $40,5t$

Murs extérieurs ----- $87,14t$

Escaliers ----- $7,17t$

$\frac{P}{2}$ ----- $99,472t$

donc $W_1 = 619,46t$

$W = W_1 + W_2 = 1182t$

- Verification de la condition 5 du R.P.A. 81 (3.2.1.1)

Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction

Niv	m(kg)	R_{jx}	$\frac{m}{R_{jx}}$	Variation	R_{jy}	$\frac{m}{R_{jy}}$	Variation
2	562400	310159,4	1,813	8,8%	482486,2	1,16	17,17%
1	619460	371832,25	1,665		624288,81	0,99	

d'où $V = A.B.D.Q.W = 0,25 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,4 \cdot 2 \cdot 1182 = 206,85t$

Distribution des forces laterales: La force laterale V doit être distribuée selon la hauteur de la construction suivant la formule suivante

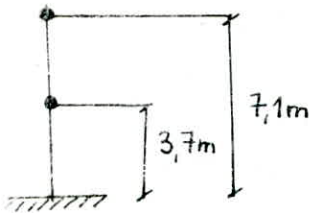
$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$ (R.P.A 81. Art 3.3.3). La force F_t concentrée au sommet est calculée à partir de la formule $F_t = 0,07.T.V$ ($F_t < 0,25V$)

si $T < 0,7s \rightarrow F_t = 0$. Pour notre cas: $T = 0,198s < 0,7s$.

$F_k = \frac{(V - F_t) w_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i}$. F_k : effort horizontal au niveau k. $w_{i,k}$

partie de w qui se trouve au niveau i, k

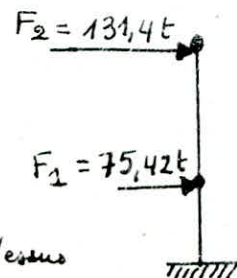
- Modelisation sous forme de console



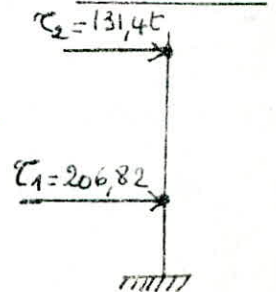
$\sum w_i \cdot h_i = 562,4 \times 7,1 + 619,46 \times 3,7 = 6285,2tm.$

Niv	$w_k(t)$	$h_k(m)$	$w_k h_k(tm)$	$F_k(t)$
2	562,4	7,1	3993	131,4
1	619,5	3,7	2292,15	75,42

Forces



E. tranchant



- Effort tranchant d'étage j

$C_j = \sum_{i=j}^n F_i$ (somme des forces agissantes au dessus du niveau j)

Niv-2: $C_2 = 131,4t$ Niv 1: $C_1 = 131,4 + 75,42 = 206,82t$

Coordonnées du centre de torsion, de masse, et excentricités

Niveau	X _G (m)	X _c (m)	e _x =x _G -x _c	Y _G	Y _c	e _y
2	14,2	13,76	0,44	12,02	10,86	1,16
1	14,6	13,9	0,7	11,56	12,07	0,5

- L'excentricité minimale imposée par Le R.P.A 81 est: $e = \max(5\%l_x, 5\%l_y) = 5\%l_x = 5\% \cdot 27 = 1,35 \text{ m}$. donc on prend pour tous les niveaux, les excentricités $e_x = e_y = 1,35 \text{ m}$

- Calcul de la rigidité à la torsion: $R_{j0} = \sum_{t=1}^{10} R_{jy}^{(t)} [x_j^t]^2 + \sum_{k=1}^8 R_{jx}^{(k)} [Y_j^{(k)}]^2$
 ou x_j et Y_j : Coordonnées des portiques / au centre de torsion
 Niv 2: $R_{j0} = 59155460,28 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
 Niv 1: $R_{j0} = 75604496,46 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Calcul de l'effort tranchant revenant à chaque portique: T_{jz} dans le sens longitudinal et T_{jy} dans le sens transversal.

$$T_{jz} = \frac{C_{jz} R_{jz}}{R_{jz}} + \frac{C_{jz} R_{jz} e_y \cdot Y_j}{R_{j0}}, \quad T_{jy} = \frac{C_{jy} R_{jy} e_x \cdot x_j}{R_{j0}} + \frac{C_{jy} R_{jy}}{R_{jy}}$$

Longitudinal

Niv	C _{jz}	Portiques	Y _j	T _{jz} (t)	δ = $\frac{T_j}{R_j}$
2	131,4	L8-L8	-10,8	13,55	0,423
1	206,8		-12,1	17,645	0,556
2	131,4	L7-L7	-8,8	18,414	0,423
1	206,8		-10,1	22,82	0,556
2	131,4	L6-L6	-2,86	30,778	0,423
1	206,8		-14,1	43,331	0,556
2	131,4	L3-L3	6,14	24,475	0,442
1	206,8		4,93	34,66	0,574
2	131,4	L2-L2	12,14	19,99	0,464
1	206,8		10,93	24,476	0,596
/	/	/	/	/	/

Transversal

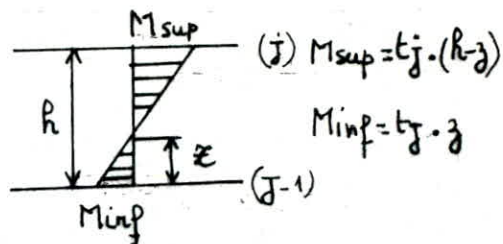
Niv	C _{jy}	Portiques	x _j	T _{jy} (t)	δ = $\frac{T_j}{R_j}$
2	131,4	T1-T1	13,24	16,96	0,31
1	206,8		13,1	28,94	0,37
2	131,4	T2-T2	10,56	14,31	0,3
1	206,8		10,12	23,84	0,36
2	131,4	T3-T3	7,24	15,99	0,29
1	206,8		7,1	27,65	0,35
2	131,4	T4-T4	4,24	12,28	0,28
1	206,8		4,1	16,3	0,33
2	131,4	T5-T5	1,24	18,13	0,27
1	206,8		1,1	25,38	0,33
2	131,4	T8-T8	7,76	17,89	0,27
1	206,8		-7,9	25,08	0,33
2	131,4	T10-T10	-13,7	15,10	0,27
1	206,8		-13,9	25,73	0,33

Calcul des moments dans les poteaux :

$x = y \cdot h / y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$

y_0, y_1, y_2, y_3 données par des tableaux.

Sens longitudinal (h: hauteur du poteau)



Portique L6-L6

Niv	Pot	$t_j (h)$	$y = \sum y_i$	M_{inf}	M_{sup}
2	T1	2,646	0,45	4,05	4,95
	T2	3,223	0,5	5,48	5,48
	T3	3,173	0,5	5,4	5,48
	T4-T9	4,843	0,45	7,41	9,06
	T10	2,646	0,45	4,05	4,95
1	T1	3,771	0,562	9,08	6,11
	T2	4,463	0,552	9,08	7,43
	T3	4,39	0,55	8,95	7,32
	T4-T9	4,48	0,55	9,12	7,46
	T10	3,771	0,562	9,08	6,11

Portique L2-L2

Niv	Pot	$t_j (h)$	$y = \sum y_i$	M_{inf}	M_{sup}
2	T3	2,07	0,45	5,2	6,36
	T4-T9	2,63	0,5	5,78	5,78
	T10	2,07	0,45	5,2	6,36
1	T3	3,9	0,57	7,81	5,883
	T4-T9	2,7	0,55	7,51	6,18
	T10	3,9	0,57	7,81	5,883

Sens transversal

Portique T1-T1

Niv	Pot	M_{inf}	M_{sup}	
2	L1	3,33	3,33	
	L2	3,58	3,58	
	L3	3,64	3,64	
	L4-L5-L6	3,74	3,74	
	L7	3,72	3,72	
	L8	3,32	3,32	
	1	L1	6,82	5,59
		L2	7,36	6,06
L3		6,86	5,64	
L4-L5-L6-L7-L8		7,73	6,36	

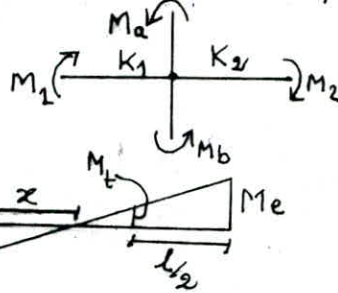
Portique T5-T5

Niv	Pot	M_{inf}	M_{sup}	
2	L2	2,55	2,55	
	L3-L4-L5-L6	5,37	5,37	
	L7	3,18	3,18	
	L8	2,94	2,94	
	1	L1-L8	5,95	4,89
		L2	6,43	5,29
		L3-L6-L7	6,55	5,39

Portique T4-T4

Niv	Pot	$M_{inf} (tm)$	$M_{sup} (tm)$	
2	L2	3,11	3,11	
	L3	5,66	5,66	
	L6	5,66	5,66	
	L7	3,4	3,4	
	L8	3,02	3,02	
	1	L2	6,27	5,16
		L3	6,84	5,62
L6		6,84	5,62	
L7		6,9	5,71	

Calcul des moments dans les poutres : Dans un noeud le moment résultant des poteaux aboutissant à ce noeud est reparti entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires.



$$M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

Moment entravée

$$M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$$

Effort tranchant : $T = - \frac{M_w + M_e}{2}$ (e: est et w: west)

Effort normal dans les poteaux : $N = -(T_{ie} - T_{iw})$ avec $N > 0$ Comp, et $N < 0$ Traction

Poutres sous seisme (S.I) :

Portique L6-L6

Portique L2-L2

Niv	Poutre	Mw	Me	Mt	T(t)
2	2-1	3,02	4,95	-0,96	-2,95
	3-2	2,82	2,46	0,18	-1,95
	4-3	4,53	2,57	0,98	-2,7
	5-4 9-8	4,53	4,53	0	-3,5
	10-9	4,95	4,53	0,21	-3,6
	1	2-1	7,123	10,16	-1,52
3-2		6,06	5,78	0,14	-4,5
4-3		7,43	6,66	0,39	-5,4
5-4 9-8		7,43	7,43	0	-5,72
10-9		10,16	7,43	1,365	-6,7

Niv	Poutre	Mw(tm)	Me(tm)	Mt	T(t)	
2	1-2	6,36	2,89	1,735	-3,083	
	2-3	2,89	2,89	0	-1,926	
	3-4 2-6-7	2,89	2,89	0	-1,926	
	7-8	2,89	6,36	-1,735	-3,083	
	1	1-2	11,083	5,98	2,55	-5,687
		2-3	5,98	5,98	0	-3,986
3-4 2-6-7		5,98	5,98	0	-3,986	
7-8		5,98	11,083	-2,55	-5,687	

Portique T5-T5

Portique T4-T4

Portique T1-T1

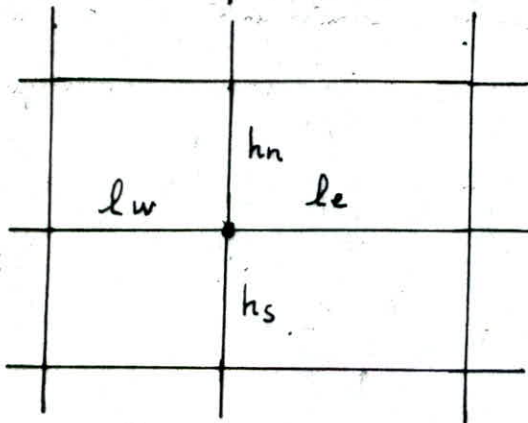
Niv	Poutre	Mw	Me	Mt	T(t)
2	1-2	2,55	2,45	0,05	-0,83
	2-3	4,91	2,84	1,04	-2,6
	3-4	2,84	2,84	0	-1,89
	4-5	2,84	3,58	-0,37	-2,14
	5-6	1,79	1,16	0,315	-0,5
	6-7	2,02	2,94	-0,46	-1,65
	1	1-2	4,89	4,97	-0,04
2-3		2,86	3,59	-0,37	-1,07
3-4		7,17	5,64	0,765	-4,27
4-5		5,64	5,64	0	-3,76
5-6		5,64	5,84	-0,105	-3,83
6-7		2,92	3,13	-0,1	1,01
7-8		5,44	7,83	-1,2	-6,64

Niv	Pout	Mw	Me	Mt	T(t)
2	1-2	3,11	3,4	-0,15	-1,08
	2-3	2,26	3,4	-0,57	-0,63
	3-4	2,26	1,8	0,23	-0,67
	4-5	1,6	3,02	-0,71	-3,82
	6-7	8,27	6,77	0,75	-2,51
1	7-8	4,51	6,77	-1,13	-1,25
	8-9	4,51	4,82	-0,15	1,55
	9-10	4,28	8,06	-1,89	-6,17

Niv	Pout	Mw	Me	Mt	T(t)	
2	1-2	3,33	2,27	0,53	-2,8	
	2-3	1,31	1,21	0,05	-0,42	
	3-4	2,43	1,87	2,8	-3,05	
	4-5 5-6	1,87	1,87	0	-1,25	
	6-7	1,87	1,99	0,02	-0,64	
	7-8	1,73	2,32	-3,95	-2,03	
	1	1-2	8,32	6,12	1,4	-7,52
		2-3	3,52	3,1	0,21	-1,1
3-4		6,19	5,02	0,58	-3,7	
4-5 5-6		5,02	5,02	0	-3,4	
6-7		5,02	5,37	-0,175	-1,73	
7-8		4,66	9,63	-2,48	-7,15	

CHARGES VERTICALES

Le calcul des efforts dans les portiques sous les charges verticales se fait par la méthode simplifiée de MCAQUOT. La méthode consiste à étudier la distribution des moments autour d'un nœud en l'isolant fictivement du reste de la structure. Le principe consiste à déterminer les moments de continuité (M_w, M_e, M_n, M_s) agissant dans la section du nœud d'un appui. w : (gauche), e : (droite), n : (haut), s : (bas), en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui considéré (l_w, l_e) et de la résistance offerte par ces travées et par les tronçons (h_n, h_s) inférieurs et supérieurs des poteaux aboutissant au nœud.



$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

$$M_e = M'_w \frac{K_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)$$

$$M_s = (M'_e - M'_w) \frac{K_s}{D}$$

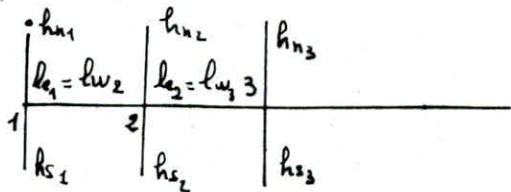
$$M_n = (M'_e - M'_w) \frac{K_n}{D}$$

avec $K_w = \frac{I_w}{l_w}$, $l_w = 0,8 l_w$ (Travée intermédiaire) et $K_e = \frac{I_e}{l_e}$ avec $l_e = 0,8 l_e$ (Travée intermédiaire). $K_n = \frac{I_n}{h_n}$ et $K_s = \frac{I_s}{h_s}$

$h'_n = 0,9 h_n$ si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher. $h'_n = 0,8 h_n$ pour les autres cas. $h'_s = 0,8 h_s$. $D = K_w + K_e + K_n + K_s$.

$$M'_w = \frac{q_w l_w^2}{8,5} \quad \text{et} \quad M'_e = \frac{q_e l_e^2}{8,5}$$

Travée de rive sans console :



- nœud de rive 1: Il est étudié en faisant $K_w = 0$ dans les formules ci-dessus.

- nœud voisin d'un nœud de rive : 2 : La longueur l'_{w2} de la travée fictive de

rive est $l'_{w2} = X_1 l_{w2}$ avec X_1 compris entre 0,8 et 1. $X_1 = 0,8$ pour $K_{s1} + K_{n1} > 1,5 K_{e1}$ et $X_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}}$ pour $K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1}$. Ceci, si 2-3 est une travée de rive. Dans le cas contraire $l'_{w2} = 0,8 l_{w2}$. $l'_{e2} = 0,8 l_{e2}$ si 2-3 n'est pas de rive.

si 2-3 est de rive $l'_{e2} = X_3 l_{e2}$ avec $X_3 = 0,8$ pour $K_{s3} + K_{n3} > 1,5 K_{w3}$.

et $X_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7,5 K_{w3}}$ pour $K_{s3} + K_{n3} < 1,5 K_{w3}$.

- Superposition des sollicitations : Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessus : Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons des charges sur la base des règlements en vigueur (RPA 81) et du (CCBA 68).

Poutres : $G + P + \overleftrightarrow{SI}$, $0,8G + \overleftrightarrow{SI}$, $G + 1,2P$

Poteaux : $G + P + 1,2\overleftrightarrow{SI}$, $0,8G + \overleftrightarrow{SI}$, $G + 1,2P$

où G : sollicitation due à la charge permanente, P : sollicitation due à la surcharge d'exploitation. SI : sollicitation due au séisme

Moments en travée des poutres : $M_t = M_o - \frac{M_w + M_e}{2}$ (CCBA Art 12)

Moments sur appuis : - sous $(G + 1,2P) \rightarrow M_a(G) + 1,2 M_a(P)$

- sous $(G + P + \overleftrightarrow{SI}) \rightarrow M_a(G) + M_a(P) + M_a(\overleftrightarrow{SI})$ - sous $(0,8G + \overleftrightarrow{SI}) \rightarrow 0,8 M_a(G) + M_a(\overleftrightarrow{SI})$

Efforts tranchants "T" : $(G + 1,2P) \rightarrow T(G) + 1,2 T(P)$

• $(G + P + \overleftrightarrow{SI}) \rightarrow T(G) + T(P) + T(\overleftrightarrow{SI})$ • $(0,8G + \overleftrightarrow{SI}) \rightarrow 0,8 T(G) + T(\overleftrightarrow{SI})$

- Moments en travée des poteaux après superposition

sous $(G + 1,2P) \rightarrow M_t = M_o(G + 1,2P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$

sous $(G + P + \overleftrightarrow{SI}) \rightarrow M_t = M_o(G + P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} + M_t(\overleftrightarrow{SI})$

sous $(0,8G + \overleftrightarrow{SI}) \rightarrow M_t = M_o(0,8G) - \frac{M_w(0,8G) + M_e(0,8G)}{2} + M_t(\overleftrightarrow{SI})$

Tableaux resumant les résultats

- Moments dans les poutres : Sens transversal

Portique T1-T1

Niv	Travée	G + 1,2P			G + P + \overleftrightarrow{SI}			G + P + \overleftrightarrow{SI}			0,8G + \overleftrightarrow{SI}			0,8G + \overleftrightarrow{SI}			
		Mw	Me	Mt	Mo	Mw	Me	Mt	Mw	Me	Mt	Mw	Me	Mt	Mw	Me	Mt
2	1-2	0,06	-2,35	-0,48	0,561	3,277	-4,57	0,032	-3,38	-0,035	1,03	3,31	-3,93	0,088	-0,02	-8,47	-0,97
	2-3	2,62	-2,91	3,862	6,307	-1,259	-4,06	3,80	3,88	-1,645	3,7	-0,542	-3,26	2,553	-3,162	-5,68	2,453
	3-4	2,723	0,851	-0,165	1,415	-0,24	-2,75	0,09	-5,1	1,035	-0,47	0,504	-2,47	0,016	-4,35	-6,22	-5,44
	4-5	-0,851	-0,851	-0,662	1,415	-1,035	-2,7	0,637	-4,77	1,035	+0,637	1,267	4,398	-2,264	-1,36	-4,34	0,397
	5-6	-0,851	-2,72	-0,165	1,415	-1,035	-4,54	-0,19	-4,77	-0,8	-0,19	1,267	-0,26	-3,796	-2,47	-4,34	-0,264
	6-7	-3,842	-2,611	3,867	6,307	-0,985	-4,55	3,68	-4,72	-0,57	3,8	-0,18	-3,84	-0,764	-3,92	-6,98	-0,174
	7-8	-2,37	-0,032	-0,522	0,534	-0,59	-2,351	0,257	-4,05	-0,389	-0,33	0,06	-2,34	-0,764	-3,4	-6,98	0,174
1	1-2	-0,13	-3,6	-0,45	0,885	8,82	-9,5	0,751	-9,02	+2,69	-2,05	8,85	-8,203	0,84	-8,99	4,04	-1,96
	2-3	-4,52	-4,92	6,96	10,37	-0,79	3,78	4,897	-7,83	-1,6	4,47	0,906	5,94	3,48	-6,124	0,24	3,06
	3-4	-4,198	-1,38	-0,26	2,28	2,184	-6,33	0,345	-10,2	3,713	-0,82	3,76	-5,82	0,286	-8,62	4,22	-0,87
	4-5	1,37	-1,37	1,29	2,28	3,71	-6,33	0,79	-6,33	3,713	0,79	4,226	-5,8	0,53	-5,84	4,22	0,53
	5-6	-1,37	-3,397	7,35	2,28	3,71	-9,1	-0,24	-6,33	1,015	-0,24	4,226	-7,45	-0,294	-5,81	2,59	-0,29
	6-7	-4,92	-0,11	-0,19	10,4	0,33	-8,56	4,9	-9,71	10,74	5,25	2,174	-7,87	+3,411	-7,8	3,38	3,75
	7-8	-3,081	-0,12	-0,46	0,54	1,75	-9,74	-2,362	-7,6	9,526	2,03	3,05	-9,7	-2,83	-6,27	9,57	2,165

Portique L6-L6

+ 21

Niv	Eza	G+1,2P			G+P+SI			G+P+SI			0,8G+SI			0,8G+SI		
		Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc
2	10.9	-0,115	0,375	-0,498	4,86	0,572	-5,002	-5,04	0,152	4,06	4,88	4,455	-4,87	-5,02	0,0285	4,19
	9.8	-0,438	0,224	-0,42	4,014	0,213	-4,94	5,05	0,213	4,12	4,22	0,13	-4,83	-4,84	0,126	4,23
	8.7	-0,459	0,379	-0,45	4,081	0,356	-4,97	-4,98	0,356	4,09	4,207	0,192	4,85	-4,85	0,192	4,21
	7.6	-0,415	0,216	-0,417	4,123	0,205	-4,93	-4,93	0,205	4,13	4,24	0,119	-4,82	-4,82	0,119	4,24
	6.5	-0,452	0,379	-0,46	4,087	0,356	-4,98	-4,97	0,356	4,08	4,212	0,114	-4,85	-4,85	0,114	4,21
	5.4	-0,798	0,278	-0,37	3,74	0,221	-4,89	-5,32	0,221	4,17	4,231	0,168	-4,75	-4,83	0,168	4,31
	4.3	-0,374	0,273	-0,43	4,163	1,196	-3,99	-4,89	-0,764	2,15	4,264	0,164	-2,87	-4,79	-1,79	2,27
	3.2	-0,413	0,224	-0,47	2,415	0,347	-2,92	-3,225	-0,013	2	2,5	0,26	-2,79	-3,14	-0,234	2,13
	2.1	-0,87	0,394	-0,07	2,16	-0,63	-5,02	-3,88	1,302	4,88	2,692	0,261	-4,99	-3,85	2,19	4,91
1	10.9	-0,224	0,524	-0,538	9,95	2,084	-7,93	-10,37	-0,884	6,93	10,05	1,57	-7,7	-10,3	-1,16	7,16
	9.8	-0,498	0,446	-0,446	6,96	0,705	-7,85	-7,9	0,402	7,01	7,17	0,154	-7,66	-7,7	0,154	7,2
	8.7	-0,44	0,446	-0,446	7,02	0,533	-7,84	-7,9	0,251	7,02	7,2	0,146	-7,65	-7,66	0,146	7,21
	7.6	-0,44	0,448	-0,44	7,02	0,684	-7,84	-7,84	0,404	7,02	7,206	0,148	-7,65	-7,65	0,148	7,21
	6.5	-0,44	0,448	-0,44	7,02	0,684	-7,85	-7,84	0,404	7,02	7,206	0,148	-7,65	-7,65	0,148	7,21
	5.4	-0,44	0,441	-0,45	7,02	0,684	-7,85	-7,84	0,397	7,01	7,206	0,142	-7,66	-7,65	0,142	7,2
	4.3	-0,457	0,45	-0,511	6,99	1,104	-7,14	-7,9	0,02	6,176	7,19	0,53	-6,92	-7,67	-1,15	6,04
	3.2	-0,555	0,389	-0,65	6,302	0,872	-6,38	-5,82	0,203	5,18	5,77	0,232	-0,11	-6,35	-0,05	5,45
	2.1	-0,52	0,56	-0,15	6,63	-0,782	-10,29	-7,62	2,034	10,03	6,85	-1,29	-10,24	-7,89	1,75	10,08

Portique L4-L4

Niv	Eza	G+1,2P			G+P+SI			G+P+SI			0,8G+SI			0,8G+SI		
		Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc
2	3.2	0,13	0,473	0,575	3,373	1,261	-2,457	-3,627	-0,35	1,323	3,408	1,363	-2,29	-3,592	-0,247	1,49
	2.1	-0,542	0,218	-0,08	7,704	-0,534	-3,89	-2,858	0,95	3,73	7,742	-0,391	-3,867	-2,71	1,093	3,73
1	3.2	-0,227	0,79	-0,64	8,833	2,564	-5,867	-9,25	-1,216	4,66	8,953	0,402	-5,69	-9,18	1,377	4,93
	2.1	-0,565	0,543	-0,146	5,94	-0,839	-0,904	-7,10	1,467	8,633	6,178	-0,804	-8,841	-6,762	1,446	8,601

Portique T₃-T₃

Niv	Éra	G+1,2P			G+P+SI			G+P+SI			0,8G+SI			0,8G+SI		
		Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
2	1-2	-0,12	0,652	-3,44	3,22	-0,09	-5,6	-3,44	-1,2	-1,08	3,296	-0,1	-4,583	-3,36	-1,15	-0,04
	2-3	-3,80	5,78	-4,23	-2,39	5,58	-5,32	-5,01	5,48	-2,9	1,25	3,453	-4,05	-3,87	3,353	-1,63
	3-4	-3,95	-0,13	-1,24	-1,42	0,09	-3,1	-6,28	-0,47	0,68	-0,29	-0,52	-2,70	5,09	-1,08	1,04
	4-5	-1,24	1,015	-1,24	0,667	0,96	-3,07	-3,07	0,96	0,67	1,038	0,341	-2,7	-2,7	0,341	1,64
	5-6	-1,236	-0,13	-3,95	0,667	-0,24	-5,72	-3,07	-0,24	-1,98	1,04	-0,8	-4,527	-2,7	-0,8	-0,79
	6-7	-4,23	5,79	-3,93	-2,243	5,48	-5,68	-5,98	5,6	-1,7	-0,97	3,398	-4,532	-2,84	3,52	-0,55
	7-8	-3,44	0,67	0,047	-1,621	-1,23	-2,36	-5,1	-0,64	2,28	-0,57	-0,94	-2,252	-4,03	-0,245	2,24
1	1-2	-0,14	-0,14	-4,35	8,79	1,73	10,13	-9,05	-1,63	2,11	8,86	0,89	-8,00	-8,98	-1,91	4,24
	2-3	-5,46	9,44	-5,94	-1,52	6,89	-6,25	-8,56	8,27	-0,07	1,158	3,16	-5,658	-5,22	+2,74	0,522
	3-4	-5,04	0,94	-1,65	1,53	1,313	-6,54	-10,8	0,53	3,5	4,008	0,622	-5,73	-8,37	-0,84	4,31
	4-5	-1,65	1,862	-1,65	3,497	-1,65	6,54	-6,54	1,65	3,5	4,31	0,477	-5,73	-5,73	0,477	4,31
	5-6	-1,65	0,94	-5,04	3,497	0,753	-9,67	-6,54	0,75	0,37	4,31	-0,26	-7,2	-5,73	-0,258	2,84
	6-7	-5,94	9,44	-4,65	-0,11	4,23	-9,69	-10,15	4,64	4,05	2,45	2,77	-7,73	-7,59	3,12	3,01
	7-8	-4,48	0,164	0,132	5,5	-2,72	-9,72	-3,32	2,24	9,51	2,78	-3,08	9,68	-6,54	1,957	3,58

Portique T₄-T₄

Niv	Éra	G+1,2P			G+P+SI			G+P+SI			0,8G+SI			0,8G+SI		
		Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
2	1-2	-0,682	-10,5	4,895	2,495	4,51	-13,63	-3,72	4,799	-6,83	2,65	2,525	-10,52	-3,57	3,71	-3,72
	2-3	-11,25	-10,6	13,62	-8,7	11,5	-13,72	-13,2	12,64	-6,92	-5,37	6,864	-10,6	-9,89	8,005	-3,78
	3-4	-9,61	-3,12	4,04	-7,11	4,04	-4,84	-11,6	3,58	1,24	-4,26	2,32	-3,91	-8,78	1,86	-0,31
	4-5	2,77	-0,05	-0,41	-1,09	-1,14	-3,07	-4,29	0,283	2,97	-0,27	-1,18	-3,054	-3,47	0,282	2,934
1	1-2	1,993	-13,56	8,52	6,424	8,32	-19,32	-10,12	6,825	-5,8	7,38	5,77	-12,81	-9,16	4,27	0,73
	2-3	-15,4	-14,80	21,61	-9,767	18,26	-20,5	-18,8	20,52	-7,02	-2,35	14,4	-13,41	-11,4	16,64	0,13
	3-4	-12,65	-4,68	8,02	-7,21	6,922	-9,16	-16,2	7,23	0,481	-1,28	5,51	-6,91	-10,3	5,816	2,73
	4-5	-3,59	-0,15	10 ⁻³	-0,95	-1,97	-8,197	-7,61	1,81	7,92	2,678	-1,955	-8,13	5,88	1,825	7,99

- Portique T5-T5

Niv	Eca	G + 1,2 P			G + P + S \bar{I}			G + P + S \bar{I}			0,8G + S \bar{I}			0,8G + S \bar{I}		
		Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
2	7-6	-0,06	-0,683	-3,79	1,962	-1,165	-6,5	-2,08	-0,249	-0,62	1,98	-0,601	-5,33	-4,65	-0,701	0,552
	6-5	-4,28	5,964	-7,8	2,24	6,04	-8,85	1,243	5,44	-6,51	-0,906	4,66	-4,15	4,47	2,59	-1,83
	5-4	-3,79	-0,415	-4,41	0,854	-0,835	-7,96	-6,53	-0,095	-0,8	0,27	-0,576	-4,13	-5,4	-0,576	3,03
	4-3	-0,86	0,661	-1,22	2,013	0,61	-3,97	3,67	0,61	1,71	2,29	-0,084	-3,38	-3,38	0,656	2,3
	3-2	-0,87	-1,13	-5,58	4,072	-0,145	-8,27	-5,75	2,215	-2,6	4,36	-0,836	-6,55	-5,46	-1,466	-0,84
	2-1	-6,62	6,216	-1,165	-3,901	6,021	-3,586	-9,0	5,921	1,314	-1,94	3,364	-3,24	-7,04	4,284	1,658
1	8-7	-0,16	-0,23	-4,5	5,294	-1,505	-9,14	-5,586	0,885	0,795	5,37	-0,612	-9,886	5,51	-0,532	-5,47
	7-6	-5,76	9,52	-6,15	-2,43	8,465	-9,28	3,415	8,675	-2,1	0,32	2,714	-5,83	-5,84	3,444	0,426
	6-5	-4,82	0,642	-1,513	1,184	-0,09	-7,03	10,09	0,114	4,25	3,53	0,304	-6,46	-7,75	-1,226	5,22
	5-4	-1,463	2,01	-1,463	4,3	1,807	-6,98	-6,98	1,807	1,224	5,056	0,64	-6,224	-6,224	0,64	5,06
	4-3	-1,513	0,642	-4,82	5,78	1,21	-10,3	-8,56	-0,323	1,384	5,55	0,131	-7,75	-8,24	0,321	3,53
	3-2	-6,15	9,57	-5,62	-2,83	8,255	-8,34	-5,72	8,98	-2,07	0,136	3,02	-2,58	-5,64	3,23	4,62
	2-1	-4,27	-0,62	-0,07	0,93	-0,7	-7,89	-8,9	-0,62	7,766	2,976	-1,89	-5,01	-6,854	0,5	4,93

- Sens longitudinal

Portique L2.L2

Niv	Eca	G + 1,2 P				G + P + S \bar{I}			G + P + S \bar{I}			0,8G + S \bar{I}			0,8G + S \bar{I}		
		Mw	Me	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
2	10-9	0,711	-0,107	0,404	-0,54	6,275	2,133	-3,43	-6,445	-1,337	2,355	6,28	2,03	-3,29	-6,44	-1,441	2,49
	9-8	0,711	-0,511	0,265	-0,427	2,38	0,259	-3,313	-3,4	0,259	2,467	2,566	0,184	3,215	-3,214	0,184	2,565
	8-7	0,711	-0,427	0,305	-0,427	2,466	0,299	-3,39	-3,314	0,299	2,467	2,56	0,215	-3,215	-3,215	0,215	2,5
	5-4	0,711	-0,54	0,404	-0,107	2,355	-1,47	-6,44	-3,42	2	6,254	2,48	-1,55	-0,44	-3,3	1,92	6,278
	4-3	0,711	-0,54	0,404	-0,107	2,355	-1,47	-6,44	-3,42	2	6,254	2,48	-1,55	-0,44	-3,3	1,92	6,278
1	10-9	1,26	-0,35	0,714	-0,875	10,74	3,241	-6,84	-11,43	-1,86	5,12	10,83	3,012	-6,6	-11,34	-2,09	5,36
	9-8	1,26	-0,823	0,544	-0,817	5,172	0,518	-6,78	-6,79	0,518	5,18	5,39	0,323	-6,54	-6,57	0,323	5,42
	8-7	1,53	-0,866	0,788	-0,924	5,137	0,741	-6,88	-6,823	0,741	5,084	5,39	0,252	-6,585	-6,563	0,252	5,375
	7-6	1,53	-0,924	0,774	-0,924	5,084	0,727	-6,88	-6,88	0,727	5,084	5,375	0,399	-6,585	-6,585	0,399	5,375
	6-5	1,53	-0,924	0,788	-0,896	5,084	0,741	-6,88	-6,88	0,741	5,084	5,375	0,41	-6,56	-6,585	0,41	5,4
	5-4	1,397	-0,873	0,678	-0,823	5,135	0,633	-6,79	-6,825	0,633	5,172	5,416	0,252	-6,57	-6,544	0,252	5,39
	4-3	1,26	-0,35	0,714	-0,35	5,122	-1,852	-11,43	-6,84	3,25	10,74	5,356	-2,23	-11,33	-6,6	2,873	-10,834

Efforts tranchants dans les poutres

Sens transversal

Portique T₁-T₁

Niv	Etra	G+1,2P		G+P+SI		G+P+SI		0,8G+SI		0,8G+SI	
		Tw(t)	Te(t)	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
2	1-2	2,59	0,126	-0,244	-2,68	-0,89	-2,766	5,356	2,92	4,71	2,83
	2-3	4,476	-4,373	3,97	-4,71	2,746	-3,517	4,81	-3,87	3,586	-2,677
	3-4	1,403	-2,788	-1,674	5,948	-2,057	-5,022	4,43	0,12	4,04	1,078
	4-5	2,095	-2,095	0,88	3,305	0,232	-2,732	3,38	0,80	2,73	-0,232
	5-6	2,726	-1,472	1,433	2,684	0,723	-2,246	3,933	1,48	3,22	-0,254
	6-7	4,37	-4,47	3,648	5,03	2,453	-3,784	6,148	3,75	5,73	-2,5
	7-8	-0,149	-2,627	-2,127	4,65	-2,115	-3,879	-0,847	0,5	1,607	0,18
1	1-2	4,258	-0,03	-3,458	7,55	-5,056	-7,537	11,58	7,49	9,984	7,5
	2-3	7,42	-7,273	-5,97	8,037	3,189	-5,31	8,17	5,837	5,389	-3,11
	3-4	2,377	-4,51	-1,46	8,033	-2,356	-6,34	6	0,573	5,104	1,12
	4-5	3,444	-3,44	-0,061	7,015	-1,254	-5,34	6,62	0,323	5,338	1,35
	5-6	4,51	-3,32	0,957	6,55	-0,735	-5,47	3,46	0,14	5,957	1,22
	6-7	7,06	-7,622	5,009	8,998	2,367	-6,128	8,46	5,54	5,828	-2,67
	7-8	0,348	-3,88	-6,79	10,83	-6,894	-9,276	7,5	3,46	7,396	6,01

Portique T₃-T₃

Niv	Etra	G+1,2P		G+P+SI		G+P+SI		0,8G+SI		0,8G+SI	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
2	1-2	3,73	-0,234	0,86	-2,596	6,46	3,004	-0,16	-2,748	5,44	2,852
	2-3	2,496	-6,348	5,9	-6,6	6,79	-5,76	3,947	-4,68	4,785	-3,84
	3-4	2,035	-4,047	-1,069	-6,99	5,03	-0,89	-1,681	-5,77	4,419	0,33
	4-5	3,042	-3,042	1,711	-4,21	4,21	-1,71	0,795	-3,296	3,295	-0,796
	5-6	3,921	-2,162	2,584	-3,337	5,08	-0,837	1,47	-2,618	3,97	-0,118
	6-7	6,343	-6,497	5,534	-6,96	6,814	-5,68	3,624	-4,59	4,904	-3,72
	7-8	0,103	-3,848	-1,923	-5,773	2,137	-1,713	-1,93	-4,61	2,13	-0,55
1	1-2	5,139	-0,036	-2,774	-7,554	12,26	7,48	-5,296	-7,5	9,744	7,54
	2-3	8,948	-8,775	7,16	-9,204	9,36	-7,004	2,77	-4,898	4,97	-2,698
	3-4	2,87	-5,435	-1,075	-8,749	6,38	-1,289	3,73	-6,083	11,19	1,377
	4-5	4,156	-4,156	-0,494	7,184	6,198	-0,492	-1,547	-5,14	5,145	1,552
	5-6	5,434	-2,876	1,672	-6,002	8,364	0,6	-0,994	-4,59	5,698	2,102
	6-7	8,626	-9,09	6,25	-10,11	10,08	-6,65	2,068	-5,6	5,528	-2,04
	7-8	1,329	-3,861	-5,827	-1,959	8,463	3,7	-6,137	-8,277	8,153	6,013

Portique T₄-T₄

Niv	Etra	G+1,2P		G+P+SI		G+P+SI		0,8G+SI		0,8G+SI	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
2	1-2	4,95	-8,68	3,74	-9,555	5,91	-7,38	2,275	-7,005	4,445	-4,83
	2-3	10,25	-0,09	9,361	-10,47	10,62	-9,21	6,224	-7,47	7,58	-6,21
	3-4	7,83	-5,53	6,96	-6,06	8,3	-4,72	4,642	-4,42	5,98	-3,08
	4-5	3,45	-0,25	-0,46	-4,06	7,18	3,58	-1,5	-3,97	6,14	3,67
1	1-2	7,08	-11,196	4,055	-12,87	9,067	-7,85	0,65	-7,49	5,662	-2,478
	2-3	14,04	-3,91	11,75	-14,137	14,26	-11,63	5	-7,54	7,566	-5,034
	3-4	10,57	-7,74	8,23	-8,72	11,34	-5,62	3,15	-4,99	6,26	-1,88
	4-5	4,615	0,484	-1,91	-6,56	10,43	5,78	-4,167	-6,3	8,17	6,04

Portique T5.T5

Niv	Era	G+1,2P		G+P+SI		G+P+SI		0,8G+SI		0,8G+SI	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
2	7-6	0,094	-4,158	-0,744	-4,843	+1,012	-3,097	-0,878	-3,534	0,878	-1,778
	6-5	6,713	-6,7	5,39	-7,75	7,466	-5,38	3,377	5,177	5,647	-3,507
	5-4	3,477	-1,208	0,903	-3,646	5,843	1,294	0,188	-3,204	4,752	1,73
	4-3	1,93	-2,206	-0,31	-4,29	4,06	+0,08	-0,905	-3,465	3,465	0,905
	3-2	0,57	-4,134	-1,015	-5,564	1,727	-2,822	-1,224	-4,24	1,518	-1,498
	2-1	7,156	-5,227	3,883	-8,343	10,223	-2,003	2,062	-7,092	8,402	-0,752
1	8-7	0,0493	-5,306	-8,003	-12,963	8,081	3,121	-8,031	6,647	8,053	5,647
	7-6	9,057	-9,193	7,313	-9,587	7,313	-7,435	2,964	-3,004	5,116	-3,004
	6-5	4,88	-3,664	0,06	-6,53	8,89	2,3	-2,455	3,599	6,375	3,599
	5-4	4,222	-4,825	-0,544	-8,364	8,364	0,544	-2,475	2,574	6,334	-2,574
	4-3	2,339	-9,036	-2,807	-9,405	7,047	0,449	-4,107	2,965	5,747	2,965
	3-2	9,222	-1,086	7,392	-9,516	9,686	-7,222	2,952	-2,88	5,246	-2,88
2-1	3,987	0,412	-2,268	-6,095	9,672	5,845	-4,15	5,521	7,79	5,521	

Sens longitudinal : Portique L6-L6

Niv	Era	G+1,2P		G+P+SI		G+P+SI		0,8G+SI		0,8G+SI	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
2	10-9	1,204	-1,304	-2,382	-4,855	4,758	2,285	-3,507	-3,644	3,633	3,496
	9-8	0,938	-0,928	-2,558	-4,391	4,402	2,569	-3,413	-3,55	3,547	3,41
	8-7	1,209	-1,191	-2,307	-4,636	4,653	2,324	-3,338	-3,62	3,622	3,34
	7-6	0,894	-0,895	-2,782	-4,288	4,178	2,602	-3,413	-3,55	3,547	3,41
	6-5	1,197	-1,202	-2,32	-4,647	4,64	2,313	-3,338	-3,622	3,622	3,338
	5-4	0,955	-0,912	-2,543	-4,356	4,417	2,604	-3,409	-3,545	3,551	3,415
	4-3	0,902	-1	-1,815	-3,683	+3,585	4,717	-2,632	-2,769	2,768	2,631
	3-2	0,960	-0,977	-1,012	-2,914	2,898	0,996	-1,885	-2,025	2,025	1,885
	2-1	1,114	-0,825	-1,856	-3,76	4,044	2,14	-2,869	-3,01	3,031	2,89
1	10-9	1,047	-1,206	-5,649	-7,845	7,753	5,557	-6,453	-6,949	6,949	6,453
	9-8	1,168	-1,137	-4,615	-6,785	6,815	4,645	-5,441	-6,982	5,989	5,448
	8-7	1,122	-1,119	-4,661	-6,766	6,769	4,664	-5,445	-5,985	5,985	5,445
	7-6	1,121	-1,121	-4,662	-6,768	6,768	4,662	-5,445	-5,985	5,985	5,445
	6-5	1,121	-1,121	-4,662	-6,768	6,768	4,662	-5,445	-5,985	5,985	5,445
	5-4	1,113	-1,121	-4,67	-6,773	6,76	4,657	-5,445	-5,985	5,985	5,445
	4-3	1,143	-1,126	-4,292	-6,483	6,444	4,253	-5,445	-5,646	5,636	5,09
	3-2	1,139	-1,184	-3,396	-5,606	5,44	3,33	-4,201	-4,751	4,736	4,185
	2-1	1,315	-1,209	-5,284	-7,495	7,76	5,549	-6,204	-6,764	6,84	6,28

Niv	Era	G+1,2P		G+P+SI		G+P+SI		0,8G+SI		0,8G+SI	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
2	3-2	+0,898	-1,192	-0,749	-2,8	2,511	0,46	-0,922	-2,478	2,268	0,782
	2-1	1,025	-0,636	-1,284	-2,914	3,296	1,666	-1,562	-2,742	3,018	1,838
1	3-2	1,186	-1,464	-3,216	-5,766	5,446	2,954	-3,727	-5,095	4,935	3,565
	2-1	1,189	-0,819	-4,561	-6,982	6,799	4,378	-5,065	-6,105	6,295	5,255

Portique L4-L4

Portique L2-L2

Niv	Elevée	G+1,2P		G+P+SI		G+P+SI		0,86+SI		0,86+SI	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
2	10-9	0,892	-1,211	-2,198	-4,284	3,968	1,882	-2,405	-4,003	3,761	2,163
	9-8	1,083	-1,022	-0,852	-2,939	3,0	0,913	-1,104	-2,702	2,748	1,15
	8-7	1,043	-1,043	-0,892	-2,96	2,96	0,892	-1,134	-2,718	2,718	1,134
	7-6	1,043	-1,043	-0,892	-2,96	2,96	0,892	-1,134	-2,718	2,718	1,134
	6-5	1,043	-1,043	-0,892	-2,96	2,96	0,892	-1,134	-2,718	2,718	1,134
	5-4	1,022	-1,083	-0,913	-2,999	2,939	0,853	-1,15	-2,748	2,718	1,104
	4-3	1,211	-0,895	-1,882	-3,97	4,284	2,196	-2,163	-3,763	4,003	2,403
1	10-9	1,706	-2,09	-4,012	-7,739	7,362	3,635	-4,471	-7,185	6,903	4,189
	9-8	1,905	-1,89	-2,114	-5,84	5,858	2,132	-2,62	-5,334	5,352	2,638
	8-7	2,302	-2,314	-1,754	-6,232	6,218	1,74	-2,479	-5,51	5,493	2,462
	7-6	2,309	-2,309	-1,746	-6,226	6,226	1,746	-2,47	-5,502	5,502	2,47
	6-5	2,319	-2,298	-1,736	-6,215	6,236	1,757	-2,462	-5,48	5,51	2,479
	5-4	2,128	-2,09	-1,932	-6,012	6,04	1,96	-2,638	-5,351	5,334	2,621
	4-3	2,099	-3,626	-3,626	-7,349	7,748	4,025	-4,213	-6,904	7,161	4,47

Moments et efforts normaux dans les poteaux apres superposition

Sens transversal: Portique T1-T1 : M_{sup}: M_{supérieur}, N_{cum}: N_{cumule}

Niv	Pot	G+1,2P			G+P+1,2SI			G+P+1,2SI			0,86+SI			0,86+SI		
		M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}
2	L1	0,0556	-0,124	3,556	4,051	-4,034	0	-3,941	3,946	6,72	3,348	-3,354	-0,899	-3,348	3,31	4,701
	L2	0,247	-0,317	5,979	4,539	-4,59	8,491	4,053	3,99	2,779	3,755	-3,76	5,513	-3,93	3,94	0,753
	L3	0,186	-0,263	7,782	4,55	-4,668	4,18	4,186	4,128	10,492	3,77	-3,78	1,456	-3,51	-3,92	6,716
	L4	0	0	6,52	4,48	-4,48	8,263	-4,48	4,48	3,993	3,74	3,74	5,255	-3,74	3,74	1,655
	L5	0	0	6,52	4,48	-4,738	6,153	-4,48	4,48	6,153	3,74	-3,74	3,465	-3,74	3,74	3,455
	L6	0,186	-0,993	7,712	4,67	-4,65	8,01	-4,31	4,238	6,55	3,87	-3,926	4,699	-4	4,112	3,479
	L7	0,251	-0,248	6,121	4,689	-4,65	4,093	4,24	-4,278	7,43	3,896	-3,833	4,577	-4,07	3,986	7,337
	L8	0,0316	-0,365	3,443	4,01	-4,014	5,675	-3,958	-3,954	0,803	3,354	-3,34	3,866	-3,388	3,36	-0,254
1	L1	0,086	0	6,851	6,79	-8,18	-5,675	-6,626	8,18	19,003	5,643	-6,82	-5,956	-5,69	6,82	14,68
	L2	0,605	0	11,87	7,849	-8,83	2,2	-6,69	8,83	0,88	6,41	-7,36	16,24	-6,76	7,36	-1,36
	L3	0,483	0	15,426	7,227	-8,23	8,56	-6,31	8,23	21,18	5,91	-6,86	4,407	-6,18	6,86	14,82
	L4	0	0	12,84	7,63	-9,156	14,29	-7,63	9,156	9,76	6,36	-7,73	10,21	-6,36	7,73	5,878
	L5	0	0	16,23	7,63	-9,156	12,388	-7,63	9,156	12,4	6,36	-7,73	8,058	-6,36	7,73	8,058
	L6	0,483	0	12,441	8,09	-9,708	18,344	-7,174	9,708	13	6,63	-7,73	12,54	-6,9	7,73	8,083
	L7	0,477	0	12,441	8,02	-9,62	3,836	-7,124	9,62	20,16	6,56	-7,67	3,797	-6,81	7,67	17,39
	L8	0,0721	0	6,423	7,64	-9,168	11,673	-7,5	9,168	-11,7	6,35	-7,67	9,017	-6,39	7,67	-1,263

Portique T4-T4

Niv	Pot	G+1,2P			G+P+1,2SI			G+P+1,2SI			0,86+SI			0,86+SI		
		M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}
2	L1	0,682	-1,012	4,952	4,399	-4,375	3,525	-3,065	3,689	6,129	-2,65	2,8	4,445	3,57	-3,419	2,275
	L2	0,751	-0,924	16,09	7,524	-7,648	17,91	-6,06	5,936	18,458	-5,15	5,248	13,3	6,169	-6,072	12,407
	L3	0,996	-1,106	17,92	7,764	-7,816	17,52	-5,82	5,768	17,461	-4,984	5,16	15,156	6,33	-6,153	15,24
	L4	0,3186	-0,379	8,98	4,42	-4,43	4,97	-3,74	3,73	12,53	-3,16	3,23	9,22	3,658	-3,568	2,92
	L5	0,051	-0,049	0,25	3,673	-3,67	4,824	-3,57	3,58	-4,344	-2,936	2,99	-3,67	3,059	-3,042	3,17
1	L1	1,3	0	12,036	8,728	-7,52	7,079	-3,656	7,52	15,697	4,58	6,27	10,16	5,74	-6,27	2,925
	L2	0,935	0	41,32	9,014	-8,21	39,77	-4,41	8,21	41,82	-5,2	6,84	25,81	6,037	-6,84	22,397
	L3	1,118	0	42,4	9,243	-8,21	40,54	-4,24	8,21	39,798	-5,12	6,84	25,766	6,118	-6,84	23,597
	L4	0,708	0	21,34	8,936	-8,28	10,85	-4,788	8,28	28,49	-5,39	6,9	18,82	6,025	-6,9	4,16
	L5	0,098	0	0,684	7,446	-7,386	12,614	4,65	7,36	-11,4	-5	6,13	-9,704	5,08	-6,13	10,28

Portique L6-L6

Niv	Pot	G+1,2P			0,8G+SI			0,8G+SI			G+P+1,2SI			G+P+1,2SI		
		Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum
2	T10	0,115	-0,071	3,364	5,017	-4,087	-2,145	-4,883	4,013	4,175	6,05	-4,93	2,444	-5,83	4,793	5,14
	T9	0,043	-0,021	3,31	9,091	-7,424	2,618	-9,03	7,396	2,358	10,914	-8,911	3,443	-10,83	8,873	3,707
	T8	0,034	-0,002	3,205	9,083	-7,412	2,311	-9,037	7,408	2,311	10,906	-8,894	3,152	-10,838	8,89	3,152
	T7	0,0385	0	3,153	9,086	-7,41	2,274	-9,034	7,41	2,274	10,909	-8,892	3,101	-10,835	8,892	3,101
	T6	0,0366	0	3,16	9,086	-7,41	2,277	-9,034	7,41	2,277	10,908	-8,892	3,108	-10,836	8,892	3,108
	T5	0,0345	0	3,225	9,083	-7,41	2,326	-9,037	7,41	2,326	10,905	-8,892	3,172	-10,839	8,892	3,172
	T4	0,0052	-0,00103	2,882	9,063	-7,411	2,146	-9,057	7,41	0,838	10,877	-8,892	3,634	-10,867	8,891	2,065
	T3	0,0158	-0,014	2,726	5,491	-5,407	2,773	-5,469	5,393	12,47	6,592	-6,493	3,610	-6,56	6,467	1,772
	T2	0,0122	-0,028	2,857	5,485	-5,502	0,734	-5,475	5,458	3,474	6,588	-6,604	1,175	-6,504	6,548	4,463
	T1	0,062	-0,0208	1,59	4,996	-4,065	4,17	-4,9	4,035	-1,77	6,002	-4,881	5,739	-5,878	3,842	-1,989
1	T10	0,138	/	3,452	6,181	-9,08	-6,63	-6,04	9,08	11,408	7,462	-10,88	7,45	-7,202	10,89	14,198
	T9	0,0212	/	6,682	7,471	-9,12	8,656	7,45	9,12	0,556	8,97	-10,94	11,377	-8,932	10,944	1,68
	T8	0,0021	/	6,532	7,462	-9,12	4,327	7,458	9,12	4,327	8,954	-10,94	6,344	-8,95	10,944	6,344
	T7	0	/	6,46	7,46	-9,12	4,271	7,46	9,12	4,271	8,952	-10,94	6,273	-8,952	10,944	6,273
	T6	0	/	6,463	7,46	-9,12	4,275	7,46	9,12	4,275	8,952	-10,94	6,282	-8,952	10,944	6,282
	T5	0	/	6,527	7,461	-9,12	4,32	7,46	9,12	4,32	8,952	-10,94	6,801	-8,952	10,944	6,339
	T4	0,00107	/	6,219	7,334	-9,12	4,419	7,46	9,12	2,611	8,953	-10,94	7,136	-8,951	10,944	1,155
	T3	0,0281	✓	6,091	7,472	-8,95	5,567	7,306	8,95	2,535	8,810	-10,74	7,739	-8,758	10,74	4,101
	T2	0,055	✓	6,422	7,47	-9,08	0,377	7,388	9,08	8,117	8,993	-10,89	1,592	-8,839	10,896	10,88
	T1	0,098	✓	3,663	6,161	-9,08	11,989	6,059	9,08	-6,85	7,424	-10,89	14,893	-7,24	10,896	7,715

Portique L2-L2

Niv	Pot	G+1,2P			0,8G+SI			0,8G+SI			G+P+1,2SI			G+P+1,2SI		
		Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum
2	T10	0,107	-0,115	1,627	6,442	-5,285	-1,793	-6,278	5,115	4,373	7,738	-6,357	-2,275	-7,526	6,123	5,124
	T9	0,0275	-0,018	3,059	5,801	-5,793	3,511	-5,759	5,767	1,197	6,963	-6,954	4,428	-6,909	6,918	1,651
	T8	0	-0,017	2,830	5,78	-5,786	2,18	-5,78	5,774	2,18	6,936	-6,951	2,812	-6,936	6,921	2,812
	T7	0	0	2,852	5,78	-5,78	2,196	-5,78	5,78	2,196	6,936	-6,936	2,834	-6,936	6,936	2,834
	T6	0	0	2,852	5,78	-5,78	2,196	-5,78	5,78	2,196	6,936	-6,936	2,834	-6,936	6,936	2,834
	T5	0	-0,008	2,83	5,78	-5,78	2,18	-5,78	5,78	2,18	6,936	-6,944	2,812	-6,936	6,928	2,812
	T4	0,0014	-0,018	3,059	5,78	-5,786	1,197	-5,78	5,774	3,511	6,937	-6,954	1,651	-6,935	6,918	3,938
	T3	0,107	-0,119	1,66	6,442	-5,285	4,375	-6,278	5,115	-1,791	7,738	-6,357	5,282	-7,526	6,123	2,047
	T2	0,229	/	4,466	6,046	-7,807	-5,358	-5,72	7,807	12,182	7,285	-9,368	-6,291	-6,834	9,368	14,757
	T1	0,065	/	8,197	6,205	-7,511	8,982	-6,155	7,511	3,266	7,449	-9,013	11,536	-7,383	9,013	4,677
1	T8	0,063	/	8,164	6,192	-7,511	5,942	-6,168	7,511	5,942	7,471	-9,013	8,041	-7,361	9,013	8,041
	T7	0	/	7,475	6,18	-7,511	6,142	-6,18	7,511	6,142	7,416	-9,013	7,32	-7,446	9,013	7,32
	T6	0	/	7,988	6,18	-7,511	6,142	-6,18	7,511	6,142	7,416	-9,013	7,936	-7,416	9,013	7,936
	T5	0,015	/	8,418	6,192	-7,511	5,942	-6,168	7,511	5,942	7,431	-9,013	8,257	-7,401	9,013	8,257
	T4	0,034	/	10,088	6,207	-7,511	4,63	-6,153	7,511	10,35	7,447	-9,013	6,537	-7,305	9,013	12,906
	T3	0,229	/	4,499	6,046	-7,807	9,005	-5,72	7,807	-5,356	7,285	-9,368	14,98	-6,834	9,368	-6,04

Portique T₃-T₃

Niv	Pot	G + 1, 2P			0,8G + SI			0,8G + SI			G + P + 1, 2SI			G + P + 1, 2SI		
		Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum
2	L ₁	0,122	-0,05	3,732	3,667	-3,352	-0,16	-2,95	3,312	5,44	4,107	-4,043	0,3	-3,89	3,954	7,02
	L ₂	0,361	0,382	6,262	3,822	-3,74	0,094	-3,34	3,415	4,334	4,349	-4,65	8,973	-4,243	3,94	3,261
	L ₃	0,271	-0,332	8,384	3,822	-3,78	3,008	-3,458	3,92	8,268	4,632	-4,304	5,005	4,104	4,432	11,317
	L ₄	0	0	7,089	3,74	-3,74	6,567	3,74	3,74	2,967	4,48	-4,48	9,061	-4,48	4,48	4,741
	L ₅	0	0	6,963	3,74	-3,74	4,765	-3,74	3,74	4,765	4,48	-4,48	6,795	-4,48	4,48	6,795
	L ₆	0,271	-0,332	8,505	3,922	-3,884	6,243	-3,558	4,028	5,026	4,752	-4,79	8,993	-4,224	4,186	7,529
	L ₇	0,361	-0,374	6,6	3,964	-3,886	3,078	-3,476	4,052	5,858	4,817	-4,81	4,763	-4,111	4,118	8,099
	L ₈	0,048	-0,046	3,85	3,351	-3,339	4,604	-3,289	3,30	0,544	4,029	-4,026	6,179	-3,939	3,94	1,307
1	L ₁	0,088	0	8,871	5,628	-6,82	5,456	-5,66	6,82	15,144	6,79	-8,184	-3,98	-6,62	8,184	20,8
	L ₂	0,734	0	15,246	6,377	-7,36	19,4	-6,69	7,36	1,8	7,95	-8,832	24,973	-6,59	8,832	3,853
	L ₃	0,632	0	20,034	5,914	-6,86	5,42	-6,181	6,86	15,94	7,352	-8,232	12,668	-6,184	8,232	25,23
	L ₄	0	0	16,7	6,36	-7,73	11,098	-6,36	7,73	6,738	7,632	-9,276	13,374	-7,63	9,276	13,142
	L ₅	0	0	16,55	6,36	-7,73	8,915	-6,36	7,73	8,915	7,632	-9,276	15,65	-7,63	9,276	15,65
	L ₆	0,632	0	20,01	6,63	-7,73	12,91	-6,9	7,73	8,446	8,216	-9,276	21,573	-7,078	9,276	16,21
	L ₇	0,719	0	17,021	6,63	-7,67	2,547	-6,95	7,67	16,147	8,238	-9,204	5,889	-6,906	9,204	22,21
	L ₈	0,087	0	7,709	6,347	-7,67	12,876	-6,38	7,67	-5,461	7,65	9,204	18,2	-7,49	9,204	-3,81

Portique T₅-T₅

Niv	Pot	G + 1, 2P			0,8G + SI			0,8G + SI			G + P + 1, 2SI			G + P + 1, 2SI		
		Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum
2	L ₈	0,116	-0,058	0,859	2,971	-2,965	2,211	-2,962	2,915	-1,095	3,58	-3,582	2,815	3,474	3,474	-1,152
	L ₇	0,423	0,464	11,69	3,472	-3,386	2,673	-2,888	2,974	9,038	4,24	-4,246	10,0	3,397	3,386	12,707
	L ₆	0,0988	-0,658	11,245	5,652	-5,672	9,36	-5,088	5,068	6,077	6,870	-7,052	12,95	-6,018	5,836	9,011
	L ₅	0,011	-0,318	4,226	5,699	-5,944	2,621	-5,681	5,436	3,115	6,839	-7,146	3,923	-6,817	6,51	4,416
	L ₄	0,041	-0,318	3,845	5,699	-5,944	3,116	-5,681	5,436	1,736	6,839	-7,146	4,538	-6,817	6,51	2,882
	L ₃	1,008	-0,658	12,257	6,059	-5,672	7,06	-4,691	5,068	10,56	7,428	-7,055	10,033	-5,46	5,833	14,233
	L ₂	1,108	-0,495	5,992	3,303	-2,769	3,701	-1,791	2,331	5,367	4,14	-3,518	4,938	-1,98	2,002	6,937
	L ₁	0,109	/	2,041	4,936	-5,95	9,746	-4,714	5,95	-6,84	5,369	-7,14	11,954	-5,767	7,14	7,941
1	L ₇	0,858	/	2,186	5,772	-6,55	8,443	-5,008	6,55	2,201	7,263	-7,86	17,681	-5,673	7,86	3,97
	L ₆	0,665	/	2,648	5,695	-6,55	19,146	-5,085	6,55	10,226	7,086	-7,86	25,043	-5,85	7,86	14,34
	L ₅	0,019	/	11,95	5,605	-6,8	6,186	-5,575	6,8	6,8	6,727	-8,16	10,94	-6,69	8,16	11,675
	L ₄	0,019	/	11,57	5,605	-6,8	7,255	-5,57	6,8	4,855	6,727	-8,16	12,34	-6,679	8,16	9,462
	L ₃	0,665	/	2,704	5,695	-6,55	10,86	-5,085	6,55	20,738	7,086	-7,86	20,38	-5,85	7,86	3,224
	L ₂	0,915	/	20,15	5,696	-6,43	6,604	-4,884	6,43	15,97	7,195	-7,72	13,522	-5,501	7,72	24,76
	L ₁	0,657	/	1,17	5,396	-5,95	-3,571	-4,384	5,95	6,286	5,521	-7,14	4,656	-5,215	7,14	7,174

Sens Longitudinal : Portique L₄-L₄

Niv	Pot	G + 1, 2P			0,8G + SI			0,8G + SI			G + P + 1, 2SI			G + P + 1, 2SI		
		Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum
	T ₃	0,128	-0,101	1,663	3,591	-2,912	-0,38	-3,409	2,808	2,88	4,326	-3,53	-0,309	4,074	3,357	3,603
	T ₂	0,0348	-0,025	2,982	4,24	-4,229	1,528	-4,192	4,203	2,578	5,093	-5,083	2,149	-5,025	5,035	3,733
	T ₁	0,079	-0,05	1,401	3,835	-3,146	3,354	-3,781	3,074	-1,226	4,65	-3,791	4,137	-4,494	3,697	-1,359
	T ₃	0,189	/	3,982	5,75	-7,583	3,577	-5,537	7,589	8,343	6,958	-9,107	-3,258	-6,601	9,107	11,05
	T ₂	0,047	/	6,764	7,544	-9,193	2,464	-7,496	9,198	6,214	9,068	-11,031	4,157	-8,98	11,031	8,981
	T ₁	0,096	/	3,353	3,869	-7,945	10,36	-8,49	7,945	-5,75	7,506	-9,534	12,857	-7,326	9,534	-6,72

Msup = Msuperieur, Minf = Minferieur, Ncum: Neumule

A) Ferraillage des poutres

Conformément à l'article A15 du CCBA68, Les poutres seront ferraillées en flexion simple sous la plus défavorable des combinaisons SP_1 et SP_2 . La sollicitation la plus défavorable sera la plus grande valeur des 2 valeurs $1,5M(SP_1)$ et $M_{max}(SP_2)$: étant le moment sous la plus défavorable des combinaisons du 2^{ème} genre.

La méthode de détermination des sections d'acier sera celle de P. Charron.
Armatures longitudinales : On calcule $\mu = \frac{15M}{V_a b h^2}$ (tableau) $\rightarrow \epsilon$ et $K \rightarrow \bar{V}_b = \frac{V_a}{K}$

si $V'_b \leq \bar{V}_b \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow A = \frac{M}{V_a \epsilon h}$. Si $V'_b > \bar{V}_b \Rightarrow$ il faut prévoir des armatures

Comprimées. On calcule $V'_a = \frac{15(\alpha - \delta')}{\alpha} \bar{V}_b$ ($\delta' = \frac{d'}{h}$, α donnée par 1 tableau). On calcule

$M_0 = \mu' b h^2 \bar{V}_b$ (μ' : donné par le tableau de P. Charron). $\Rightarrow \Delta M = M - M_0 \Rightarrow A' = \frac{\Delta M}{(h - d') V_a}$

et $A = \omega \frac{b h}{100} + \frac{\Delta M}{(h - d') V_a}$ (ω donnée par les tableaux).

Pourcentage d'armatures : Le pourcentage total minimal (maximal), suivant le R.P.A

81 (Art 4.2.3.2.1), des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3% (2,5%) pour les aciers à H.A.

Armatures transversales : La quantité d'armatures transversales (Art 4.2.3.2.2) est donnée par $A_t = 0,0035 \cdot s \cdot b$ ($s = t =$ espacement maximum entre les armatures transversales. b : largeur de la poutre.

Contraintes admissibles de cisaillement : $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{V}_b$ pour $V'_b \leq \bar{V}_{b0}$. $\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{V'_b}{\bar{V}_{b0}}) \bar{V}_b$ pour $\bar{V}_{b0} < V'_b \leq 2 \bar{V}_{b0}$. Si $\tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow$ on utilise des cadres et étriers.
 et si $\bar{\tau}_b < \tau_b < 5 \bar{V}_b \rightarrow$ on utilise des cadres et étriers droits plus des barres obliques.

Contrainte admissible des armatures transversales : $\bar{V}_{at} = \beta_{at} V_{en}$ avec $\beta_{at} = \frac{2}{3}$ (reprise de bétonnage) sinon $\beta_{at} = \sup(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{V}_b})$.

Espacement $t = \frac{A_t \cdot \beta_{at}}{T_c}$. $\bar{t} \leq \min(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30cm)$ en Z.N et $\bar{t} \leq \frac{h}{2}$ en zone courante.

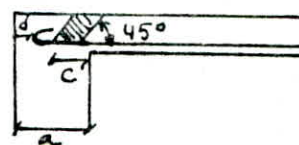
Contrainte de cisaillement : $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$. $z = \frac{7}{8} h$.

Vérifications : Condition de non fragilité (Art 19. CCBA68). $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{V}_b}{V_{en}}$.

- Condition de la flèche : $h t \geq \frac{l}{16}$, $h t \geq \frac{1}{10} \frac{M t l}{M_0}$, $A \leq b \cdot h \frac{43}{V_{en}}$.

Fissuration : on doit vérifier que $\max(V_1, V_2) \geq \bar{V}_{aa}$

Condition aux appuis : $c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{V}_{b0}}$



$c = a - (d + r)$

Armatures inférieures : $A \bar{V}_a \geq T + \frac{M}{z}$

Condition de non enlèvement des barres (CCBA 68, art 20.11). $\tau_d < \bar{\tau}_d / \tau_d = 2 \psi_d \bar{V}_b$ ($\psi_d = 1,5$, H.A.) et $\tau_d = T / n p_z$ avec p_z : périmètre de la barre. n : nombre de barres.

Vérification des contraintes : $\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b h} \rightarrow \epsilon, K \rightarrow V_a = \frac{M}{A \epsilon h} \leq \bar{V}_a$ et $V'_b = \frac{V_a}{K} \leq \bar{V}_b$

Sens transversal : Portique T₁.T₁ : ht = 60cm.

Sections d'aciers aux appuis

Niv	appuis	M _{sup} M _{inf}	μ	ε	K	V _b	Acalculé	(T+M)/Va	Aadop	Φ		
2	SP ₂ 1	331 / 5,38	0,0198	0,939	67 66	62,68	1,86 1,906	3,20	4,62	3T14		
	SP ₂ 2	/ 8,47	0,033	0,921	/ 48,8	/ 86,06	4,86	/	4,62 6,88	3T14 + 2T12		
	SP ₂ 3	0,504 5,68	0,019	0,022	0,98 0,935	235 61	17,87 68,85	2,67 0,2369	1,5	4,62 4,62	3T14 3T14	
	SP ₂ 4	1,267 6,21	0,0049	0,024	0,987 0,932	380 59	11,05 71,18	0,556 2,865	2	4,62 4,62	3T14 3T14	
	SP ₂ 5	1,267 4,77	0,005	0,0187	0,987 0,948	380 69,5	11,05 60,43	0,556 2,79	2,01	4,62 4,62	3T14 3T14	
	SP ₂ 6	/ 3,842	0,0227	0,934	61	45,9	2,68	/	4,62 4,62	3T14 3T14		
	SP ₂ 7	2,289 7,83	0,0134	0,046	0,948 0,904	820 40,2	34,2 104,5	1,296 4,55	2,5	4,62 4,62	3T14 3T14	
	SP ₂ 8	0,06 6,98	3x10 ⁻⁴	0,041	0,992 0,94	650 43	646 97,67	0,032 4,04	1,2	4,62 4,62	3T14 3T14	
1	SP ₂ 1	8,85 9,02	0,052	0,053	0,904 0,9035	372 36,8	112,9 114,13	5,17 5,22	7,7	8,01 6,88	3T14 + 2T12 3T14 + 2T12	
	SP ₂ 2	4,01 9,55	0,0237	0,0564	0,9329	0,9012	59,5 35,6	70,8 117,9	2,289 5,6	3,86	4,62 6,88	3T14 + 2T12 3T14 + 2T12
	SP ₂ 3	3,4 10,19	0,0148	0,046	0,946	0,915	77,5 43,8	54,9 91,8	1,12 4,82	/	4,62 6,88	3T14 3T14 + 2T12
	SP ₂ 4-5	4,22 6,33	0,016	0,0249	0,9429	0,931	74,5 57,5	57,9 73,04	1,937 2,94	3,9	4,62 4,62	3T14 3T14
	SP ₂ 6	2,59 9,71	0,0102	0,0312	0,9648	0,9167	95,5 45	43,9 93,33	1,17 4,58	2,6	4,62 4,62	3T14 3T14
	SP ₂ 7	3,38 10,74	0,0198	0,051	0,9383	0,8968	66 33,2	63,64 186,5	1,91 6,34	3,75	4,62 6,88	3T14 + 2T12 3T14 + 2T12
	SP ₂ 8	9,57 9,73	0,056	0,057	0,9012	0,9004	35,6 35,2	117,9 119,3	5,62 5,72	8,12	9,24 6,88	3T14 + 3T14 + 2T12 3T14 + 2T12

Sections d'aciers en travée : Portique T₁.T₁

Niv	Solli	trav	M _{inf}	M _{sup}	K	V _b	Acal	Aadop	Φ	
2	SP ₂ 1-2	0,85	1,028	480	126	8,75 33,33	0,047 0,56	4,62 4,62	3T14 3T14	
	SP ₁ 2-3	3,86	3,084	61	/	45,9	2,68	4,62 4,62	3T14 3T14	
	SP ₂ 3-4	0,09	5,44	580	63	7,24 66,66	0,039 2,516	4,62 4,62	3T14 3T14	
	SP ₁ 4-5	0,637	0,662	540	420	7,77 66,66	0,27 0,435	4,62 4,62	3T14 3T14	
	SP ₂ 5-6	/	0,264	/	850	/	4,94	0,115	4,62 4,62	3T14 3T14
	SP ₁ 6-7	3,867	/	61	/	45,9	2,686	/	4,62 4,62	3T14 3T14
	SP ₁ 7-8	0,257	0,522	260	146	16,15 19,18	0,138 0,427	4,62 4,62	3T14 3T14	
	SP ₂ 1-2	0,84	2,05	142	87	29,6 48,28	0,459 1,139	4,62 4,62	3T14 3T14	
1	SP ₁ 2-3	6,96	/	43	/	65,116	4,94	6,88 4,62	3T14 + 2T12 3T14	
	SP ₂ 3-4	0,945	0,87	280	172	15 24,42	0,152 0,386	4,62 4,62	3T14 3T14	
	SP ₂ 4-5	1,29	/	112	/	25	0,872	4,62 4,62	3T14 3T14	
	SP ₂ 5-6	0,265	0,294	260	300	10,77 14	0,175 0,129	4,62 4,62	3T14 3T14	
	SP ₁ 6-7	7,348	/	41,8	/	66,9	5,23	6,88 4,62	3T14 + 2T12 3T14	
	SP ₂ 7-8	2,13	2,86	85	72	49,41 58,33	1,18 1,605	4,62 4,62	3T14 3T14	

Condition aux appuis : Béton : $c \geq \frac{2T}{b_0 \sqrt{V_b}} = c_0$ avec $c = a - (d + e) = 35 - 4 - 5,5\phi = 23,3 \text{ cm}$.

La plus grande valeur de c₀ été trouvée pour T = 11,58t ⇒ c₀ = 10,83.

23,3 > 10,83 cm → vérifiée.

Verification des Contraintes

Niv	File	Secti	M	A	ω	ϵ	K	\bar{V}_a	\bar{V}_b
9	SP ₂	4	6,21	4,62	0,256	0,9196	47	2564	54,558
	SP ₂	3	5,65	4,62	0,256	0,9196	47	2333	49,64
	SP ₂	7	7,83	4,62	0,256	0,9196	47	3233,16	68,79
	SP ₂	2	8,47	6,88	0,380	0,9049	37,6	2386	63,45
1	SP ₂	3	10,19	6,88	0,38	0,9049	37,6	2691	71,56
	SP ₂	6	9,71	4,62	0,256	0,9196	47	4009	85,3

fissuration : $\omega_f = \frac{A}{2bd}$, $K = 1,5 \times 10^6$, $\eta = 1,6$ (HA)

Pour $A = 4,62 \text{ cm}^2 \rightarrow \max(V_1, V_2) = V_1 = 3428 > \bar{V}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$
 $A = 6,88 \text{ cm}^2 \rightarrow \max(V_1, V_2) = V_1 = 4720 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{V}_a$

Armatures transversales : (1 cadre + 1 étrier) ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$, $\phi 8$, Fe E24)

Niv	Ecar	Secti	T _{max}	τ_b	$\bar{\tau}_b$	\bar{V}_a	A _t	t	t adopté	
									Z.N	Z.C
9	1-2	SP ₂	5,356	4,34	30,97	2400	2,01	37	10	20
	2-3	SP ₁	4,476	2,99	20,65	1600	2,01	35,8	14	20
	3-4	SP ₂	5,95	3,97	30,97	2400	2,01	40,9	14	20
	4-5	SP ₂	3,38	2,258	30,97	2400	2,01	72	14	20
	5-6	SP ₁	2,726	1,822	20,65	1600	2,01	58,84	14	20
	6-7	SP ₁	4,37	2,92	20,65	1600	2,01	36,7	14	20
	7-8	SP ₁	2,627	2,12	20,65	1600	2,01	61,0	10	20
	1	1-2	SP ₂	11,58	9,38	30,97	2400	2,01	17,13	10
2-3		SP ₂	7,42	4,96	30,97	2400	2,01	32,42	14	20
3-4		"	8,03	5,36	30,97	2400	"	29,96	14	20
4-5		"	7,01	4,68	30,97	2400	"	34,32	14	20
5-6		SP ₁	4,51	3,007	30,97	1600	"	35,56	14	20
6-7		"	7,622	5,009	20,65	1600	"	21,04	14	20
7-8		SP ₂	10,83	8,77	30,97	2400	"	18,32	10	15

$\bar{V}_b < \bar{V}_{b0} \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{V}_b$. $A_t^{\text{min}} = 0,003 \times 20,30 = 0,18 < 2,01$ vérifié.
 $\left\{ \begin{array}{l} \bar{t} \leq \min(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm}) \text{ (Z.N)} \\ \bar{t} \leq \frac{h}{2} \text{ (Z.C)} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{t} < 15 \text{ cm. (Z.N)} \\ \bar{t} < 30 \text{ cm (Z.C).} \end{array} \right.$

- Verification de la fleche : $h_t = 60 \text{ cm}$.

$h_t > \frac{l}{16} = \frac{565}{16} = 35,3 \text{ cm}$

$A \leq b \cdot h \frac{43}{\sigma_{en}} = \frac{30 \times 57 \times 43}{4200} = 17,5 \text{ cm}^2$

$h_t \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} l$

Niv	l(cm)	M _p	M _t	$\frac{M_t}{M_0} \frac{l}{10}$
2	5,65	6,3	3,86	34,6
1	5,65	10,37	6,96	37

- Non fragilité : $A \geq 30,57 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{60}{57}\right)^2 = 2,15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$.

Portique T₃-T₃ : Sections d'aciers aux appuis : ht = 60 cm.

Niv	appui	selli	M		Acal		Aadop		Φ	
			inf	sup	-	-	-	-	-	-
2	1	SP ₂	3,29	3,44	1,85	1,94	5,65	3,39	5T12	3T12
	2	SP ₁	/	3,805	/	3,27	3,39	3,39	3T12	3T12
	3	SP ₁	/	4,225	/	2,94	3,39	3,39	3T12	3T12
	4	SP ₂	1,04	3,07	0,46	1,39	3,39	3,39	3T12	3T12
	5	SP ₂	1,04	3,07	0,46	1,39	3,39	3,39	3T12	3T12
	6	SP ₂	/	4,225	/	2,94	3,39	3,39	3T12	3T12
	7	SP ₁	/	3,93	/	3,38	3,39	3,39	3T12	3T12
	8	SP ₂	2,28	2,36	1,27	1,31	3,39	3,39	3T12	3T12
1	1	SP ₂	8,86	9,06	5,18	5,24	7,7	6,88	5T14	3T14+2T12
	2	SP ₂	4,24	10,13	2,48	5,96	6,88	6,88	3T14+2T12	3T14+2T12
	3	SP ₂	1,53	10,79	0,68	5,11	4,62	6,88	3T14	3T14+2T12
	4	SP ₂	4,31	6,54	1,97	3,04	4,62	4,62	3T14	3T14
	5	SP ₂	4,31	6,54	1,97	3,04	4,62	4,62	3T14	3T14
	6	SP ₂	2,84	10,15	1,29	4,8	4,62	6,88	3T14	3T14+2T12
	7	SP ₂	5,5	9,69	3,15	5,69	6,88	6,88	3T14+2T12	3T14+2T12
	8	SP ₂	9,58	9,75	5,62	5,73	8,42	6,88	4T14+2T12	3T14+2T12

- Sections d'aciers en travée : apres tout calcul fait, les ^{Sections} aciers adoptés sont les suivantes :

Niv	Etar	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
2	Φ	3T12 3T12	3T12 5T12	3T12 3T12	3T12 3T12	3T12 3T12	5T12 3T12	3T12 3T12
1	Ø	3T14 3T14	3T14 3T14	3T14 3T14	3T14 3T14	3T14 3T14	3T14 3T14	3T14 3T14

- Verification des Contraintes :

Niv	sect	M	A	w	σ _a	σ _b
2	3-6	4,22	3,39	0,188	211,5	37,7
1	3	10,79	6,88	0,38	304	81,32
1	4	6,54	4,62	0,26	270	57,5
1	8	9,75	8,42	0,48	230,2	68,5

fissuration

Φ = 14mm . A_{min} = 3,39 cm².

$$w_f = \frac{3,39}{6.30} = 0,0188 \Rightarrow \sigma_a = \frac{k \eta w_f}{\phi (1 + \rho)} = 3165 > \bar{\sigma}_a$$

Armatures transversales : On prend un Cadre + 1 étrier de Φ8 FeE24
 A_t = 2,01 cm². L'espacement adopté apres toute verification est comme suit

Niv	Etar	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
2	t _{cal}	20,7	24,7	39,6	52,76	49,92	24,7	41,77
	t _{ad}	10	20	10	20	10	20	10
1	t _{cal}	20,35	17,92	21,5	33,51	28,77	17,64	18,73
	t _{ad}	10	15	10	20	10	20	10

Rem: t_{cal}: t calculé, t_{ad}: t adopté (dans la zone nodale, et la zone courante).

Portique T4-T4 : Appuis : ht = 75cm.

Niv	appui	Solli	Minf	Msup	Acal	Aeal	A adop (cm ²)		φ		(T+M/3)/Va
2	1	SP ₂	2,64	-3,72	0,931	1,322	4,62	4,62	3T14	3T14	2,66
	2	SP ₂	/	-16,87	/	6,27	4,62	6,88	3T14	3T14+2T12	/
	3	SP ₂	/	15,88	/	5,894	4,62	6,88	3T14	3T14+2T12	/
	4	SP ₂	/	-4,84	/	1,729	4,62	4,62	3T14	3T14	/
	5	SP ₂	2,99	-3,07	1,67	1,547	4,62	4,62	3T14	3T14	2,6
1	1	SP ₂	7,58	-10,12	2,67	3,69	6,88	4,62	3T14+2T12	3T14	5,68
	2	SP ₂	0,73	23,12	0,253	8,726	4,62	9,23	3T14	6T14	3,74
	3	SP ₂	0,13	-223	0,04	8,414	4,62	9,23	3T14	6T14	/
	4	SP ₂	2,73	-9,16	1,53	5,345	4,62	6,88	3T14	3T14+2T12	3,74
	5	SP ₂	7,99	-8,19	4,65	4,77	6,88	6,88	3T14+2T12	3T14+2T12	6,18

Travée

Niv	Travée	Solli	Minf	Msup	A cal (cm ²)		A adop (cm ²)		φ	
2	1-2	SP ₁	4,805	/	2,65	/	4,62	4,62	3T14	3T14
	2-3	SP ₁	12,62	/	7,07	/	8,01	4,62	3T14+3T12	3T14
	3-4	SP ₁	4,04	/	2,18	/	4,62	4,62	3T14	3T14
	4-5	SP ₂	0,28	1,14	0,097	0,402	4,62	4,62	3T14	3T14
1	1-2	SP ₁	8,52	/	4,706	/	6,88	4,62	3T14+2T12	3T14
	2-3	SP ₁	21,61	/	12,44	/	14,04	4,62	3T14+3T20	3T14
	3-4	SP ₁	8,02	/	4,419	/	4,62	4,62	3T14	3T14
	4-5	SP ₂	1,82	1,97	1,09	1,1	4,62	4,62	3T14	3T14

Verification des contraintes

Solli	Sect	M	A	ω	ε	K	σ _a	σ' _b
SP ₂	1	10,12	4,62	0,468	0,9627	119	3042	26,56
SP ₂	2	16,87	6,88	0,305	0,9132	42,6	3729,3	87,54
SP ₂	3	23,12	9,23	0,410	0,9020	36	3725,2	103,47

fissuration : Pour A = 4,62 cm², on obtient max(σ₁, σ₂) = 3428 kg/cm² > σ_a
 Pour A = 6,88 → max(σ₁, σ₂) = 4720 kg/cm² > σ_a.
 Pour A = 9,23 → max(σ₁, σ₂) = 5903 > σ_a.

flèche : ht = 75cm > $\frac{l}{16} = \frac{865}{16} = 54,06$ vérifié. et aussi $A < \frac{bh}{43} = \frac{30 \times 72 \times 43}{4200} = 22 \text{ cm}^2$ (vérifié).

ht > $\frac{1}{10} \frac{M_t \cdot l}{M_0} \Rightarrow$

Niv	Travée	l(m)	M _t	M ₀	$\frac{M_t \cdot l}{M_0 \cdot 10}$
2	1-2	5,65	4,89	9,55	29,2
	2-3	8,6	12,62	21,88	49,6
	3-4	5,65	4,04	9,45	24,1
1	1-2	5,65	8,52	12,85	56,43
	2-3	8,6	21,6	30,05	61,8
	3-4	5,65	8,02	12,85	35,26

vérifiée.

Armatures transversales : 1 cadre + 1 chier = 2,01 cm² (φ 8, F_e E24)

Après tout calcul fait, et vérifications, on entreprend l'espacement suivant

Niv	Écras	1-2	2-3	3-4	4-5	
2	t _{cal}	18,5	20	20	33,51	✓
	t _{adop}	14 18	18 18	15 (Z.N) 18 (Z.C)	11 (Z.N) 18 (Z.C)	✓
1	t _{cal}	14,3 14,3	14,4 14,4	15,12 15,12	24,3 24,3	✓
	t _{adop}	14 15	18 15	15 15	11 18	✓

Portique T₅. T₅ : sections d'aciers aux appuis : h_t = 60cm.

Niv	appui	Selli	M _{inf}	M _{sup}	A _{cal}	(T + M ₃)/Pa	A _{adop}	Φ
2	8	SP ₂	1,98	4,652	1,101 2,65	1,143	4,62 4,62	3T14 3T14
	7	SP ₂	1,243	6,5	0,674 5,625	2,53	4,62 6,88	3T14 3T14+2T12
	6	SP₂	0,277	7,8	/ 5,57	1,98	4,62 6,88	3T14 3T14+2T12
	5	SP ₂	4,36	5,46	2,004 2,53	2,466	4,62 4,62	3T14 3T14
	4	SP ₂	4,36	5,46	2,004 2,53	2,466	4,62 4,62	3T14 3T14
	3	SP ₁	/	6,62	/ 4,29	/	/ 6,88	3T14 3T14+2T12
	2	SP ₂	1,658	3,242	0,728 1,477	/	4,62 4,62	3T14 3T14
1	8	SP ₂	5,474	5,586	3,08 3,2	5,17	6,16 6,16	4T14 4T14
	7	SP ₂	5,474	9,986	3,13 5,81	6,39	6,16 8,42	4T14 4T14+2T12
	6	SP ₂	3,53	10,096	1,613 4,77	4,03	6,16 6,16	4T14 4T14
	5	SP ₂	5,216	7,03	2,4 3,28	4,572	6,16 6,16	4T14 4T14
	4	SP ₂	5,78	8,864	2,68 4,17	4,53	6,16 6,16	4T14 4T14
	3	SP ₂	3,53	10,3	1,613 4,88	4,053	6,16 6,16	4T14 4T14
	2	SP ₂	4,62	8,9	2,63 5,21	5,096	6,16 6,16	4T14 4T14
1	SP ₂	7,766	7,894	4,52 4,59	6,15	8,42 8,42	4T14+2T12 4T14+2T12	

- Sections d'aciers en travée : après un calcul similaire au précédent, les sections adoptées ont été comme suit :

Niv	Écras	8-7	7-6	6-5	5-4	4-3	3-2	2-1
2	Φ	3T14 3T14	3T14 3T14	3T14 3T14	3T14 3T14	3T14 3T14	3T14 3T14	3T14 3T14
1	Φ	4T14 4T14	4T14 4T14	4T14 4T14	4T14 4T14	4T14 4T14	4T14 4T14	4T14 4T14

- Vérification de la flèche : $h_t > \frac{l}{16} = \frac{565}{16} = 35,3125 \text{ cm}$ or $h_t = 60 \text{ cm} > 35,3125 \text{ cm}$ (vérifié)

$$A \leq \frac{b \cdot h \cdot 43}{\sigma_{en}} = \frac{30 \cdot 55 \cdot 43}{4200} = 16,89 \text{ cm}^2 \text{ or } A_{max} = 8,42 < 16,89 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

$h_t > \frac{M_t}{M_0} \frac{l}{10}$
 vérifié \Rightarrow

Niv	Écras	l(m)	M _t	M ₀	M _t /M ₀ l/10
2	7-6	5,65	5,964	9,516	41,74
	3-2	5,65	6,216	9,516	36,9
1	7-6	5,65	9,52	12,84	41,89
	3-2	5,65	9,52	12,84	42,11

- non fragilité :

$$A \geq b \cdot h \cdot \psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 30 \cdot 55 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{60}{55} \right)^2 = 2,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifié}$$

- Pourcentage minimal total (RP A81) : $0,3\% \times 30 \times 60 = 5,4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$

- Pourcentage maximal total : $2,5\% \times 30 \times 60 = 45 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$

- Portique L₀-L₀ : (S en longitudinal)

- Sections d'aciers aux appuis : h_t = 40 cm.

- Les poutres longitudinales doivent être (R.P.A.81 art 4-2-3-2) ferrillées, d'une façon symétrique. Le calcul sera fait avec le moment max en valeurs absolues. On optera une section en travée égale au moins à la moitié des armatures sur appuis. Car ces poutres ne sont pas porteuses des charges verticales, et ne sont sollicitées principalement que par les forces latérales.

Niv	Section	M (tm)	μ	ε	K	√b	Acal	A _{adop}	Φ
2	1,10	5,05	0,044	0,9114	41,4	10,5	3,56	4,52	4T12
	2,9	5,05	0,044	0,9114	41,4	10,5	3,56	4,52	4T12
	3,4,7,8	4,98	0,043	0,912	41,8	10,5	3,52	4,52	4T12
	5,6	5,32	0,0463	0,9091	40	10,5	3,76	6,78	6T12
1	1,10	10,37	0,0902	0,8792	26,4	159,1	7,59	11,12	4T16+2T14
	2,3,4,5	7,93	0,0689	0,8922	31,4	133,75	5,72	8,04	4T16
	6,7,8,9	7,93	0,0689	0,8922	31,4	133,75	5,72	8,04	4T16

- Verification des contraintes

Niv	Solli	Section	M	A	ω	ε	K	√a	√b
2	SP ₂	1,10	5,05	4,52	0,407	0,9022	36,1	3347	92,71
1	SP _L	1,10	10,05	11,12	1,002	0,8603	20,8	2839	1136,5
1	SP _L	2,9	7,21	8,04	0,724	0,8765	25,5	2765	108,44
2	SP _L	5,6	5,32	6,78	0,509	0,8922	31,6	2850	90,21

- fissuration :
 $A = 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3193 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $A = 8,04 \text{ cm}^2 \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 4655 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $A = 6,78 \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3764 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Armatures transversales

Niv	T _{max} (ss)	√b	C _b	ε _b	σ _{at}	A _t	t (cm)	t _{adop} (cm)	
								Z.N	Z.C
2	4,855	92,7	4,99	31,85	2400	2,01	32,17	9	15
1	7,845	108,44	8,07	30,48	2400	2,01	19,91	9	15

$$\bar{t} \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm}\right) = \frac{h}{4} = 9,25 \text{ cm. (Zone nodale)}$$

$$\bar{t} \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm (Zone courante)}$$

- flèche : h_t = 40 cm > $\frac{l}{16} = \frac{265}{16} = 16,56 \text{ cm}$.

$$h_t = 40 \text{ cm} > \frac{l}{16} = 26,5 \text{ cm (Sans l'intervention de } \frac{M_t}{M_0})$$

$$A \leq b \cdot h \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \times 37 \times \frac{43}{4200} = 11,36 \text{ cm}^2 \text{ or } A_{\max} = 11,12 < 11,36 \text{ cm}^2$$

- non fragilité : $A \geq b \cdot h \cdot \psi_4 \cdot \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right) \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 1,48 \text{ cm}^2$ pour toutes les sections (vérifiée)

Portique L₂-L₂ : Sections d'aciers aux appuis : b=30cm, ht=40cm

Niv	Solli	Section	M (tm)	μ	E	K	$\nabla'b$	A _{cal}	$(T+M_y)/\bar{V}_a$	A _{adop}	Φ		
2	SP ₂	1,8	6,466	0,0562	0,9012	35,6	118	4,62	5,562	5,65	5,65	5T12	5T12
	SP ₂	2,3,4,5,6,7	3,425	0,0298	0,9254	52	80,77	2,382	2,907	5,65	5,65	5T12	5T12
1	SP ₂	1,8	11,426	0,0994	0,8745	24,81	169,3	8,408	9,72	10,65	10,65	3T16 +3T14	3T16 +3T14
	SP ₂	2,3,4,5,6,7	6,876	0,0598	0,8986	34,3	122,5	4,924	5,736	6,03	6,03	3T16	3T16

Sections d'aciers en travée : dans le niveau 1 : A = 6,03cm² = 3T16, et dans le niveau 2 : A = 3,39cm² = 3T12

- Verification des contraintes

Niv	Solli	Section	M	A	$\bar{\omega}$	E	K	\bar{V}_a	$\nabla'b$
2	SP ₂	1,8	6,466	5,65	0,509	0,8927	31,6	3465	109,65
	SP ₂	2,3,4,5,6,7	3,425	5,65	0,407	0,902	36	2270,5	63,07
	SP ₂	Travée	-	3,39	-	-	-	-	-
1	SP ₂	1,8	11,426	10,65	0,959	0,8626	21,4	3361,5	157,08
	SP ₂	2,3,4,5,6,7	6,876	6,03	0,543	0,8899	30,4	1725,05	56,75

- fissuration : $\omega_f = \frac{A}{2bd}$, K = 1,5 x 10⁶ (peu nuisible), $\eta = 1,6$ (H.A).

Pour A = 5,65cm² → max(V₁, V₂) = 4778 kg/cm² > $\bar{V}_a = 2800$ kg/cm².

A = 3,39cm² → max(V₁, V₂) = 4013 kg/cm² > \bar{V}_a

A = 6,03cm² → max(V₁, V₂) = 3193 kg/cm² > \bar{V}_a

A = 10,65cm² → max(V₁, V₂) = 5576 kg/cm² > \bar{V}_a

Armatures transversales : on utilise des cadres et étriers verticaux $\phi 8$ FeE24.
(1cadre + 1étrier) → A_t = 2,01cm². $\tau'_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$

Niv	T _{max} (SP ₂)	τ'_b	$\nabla'b$	\bar{C}_b	\bar{V}_{at}	E	t _{adopt}	
2	4,284	4,41	109,65	30,38	2400	36,45	9(Z.N)	15(Z.C)
1	7,748	7,97	157,08	26,29	2400	20,15	9(Z.N)	15(Z.C)

Portique L₄-L₄ : Sections d'aciers aux appuis

Niv	Section	M (tm)	μ	E	K	$\nabla'b$	A _{cal}	A _{adop}	Φ
2	1,3	3,89	0,0338	0,9209	48,2	87,137	2,72	3,39	3T12
	2	2,86	0,025	0,9310	57,5	73,043	1,977	3,39	3T12
1	1,3	9,25	0,08044	0,8848	28,4	147,9	6,72	10,3	4T16+2T12
	2	7	0,0608	0,8977	33,9	123,9	5,02	8,04	4T16

- Verification des contraintes

Niv	Solli	Section	M	A	$\bar{\omega}$	E	K	\bar{V}_a	$\nabla'b$
2	SP ₂	1,2,3	3,89	3,39	0,305	0,9132	44,6	3356	98,59
1	SP ₂	1,3	9,25	10,3	0,928	0,8645	21,9	2807,6	191,78

Ferraillage des poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal N et à un moment fléchissant en tête, et en pied dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Ces efforts ont été déterminés précédemment selon les différentes sollicitations et pour chacune des genres on retiendra la combinaison la plus défavorable. On prévoit des armatures symétriques par rapport au centre de gravité de la section du poteau carré.

Méthode de calcul : On a adopté la méthode de "P. Charron" avec $\bar{V}'_b = 2\bar{V}'_{b0}$
 si $e_0 > \frac{h_b}{6}$ et $\bar{V}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{V}'_{b0}$ si $e_0 < \frac{h_b}{6}$. ($e_0 = \frac{M}{N}$).

On peut avoir 3 cas : 1°) $e_0 < e_1 = \frac{h_b}{6} \rightarrow$ S.E.C (N: compression) ou S.E.T (N: traction)
 2°) $e_0 > e_1 \rightarrow$ S.P.C
 3°) $e_0 = 0 \rightarrow$ Compression simple

1°) Section partiellement comprimée ($e_0 > e_1$) :

Poteaux carrés : on ferraillera symétriquement ; on calculera le moment fictif $M_f = N \cdot f$ avec $f = \frac{h_b}{2} - d + e$. On calcule la section en flexion simple sous M_f .

si $\bar{V}'_b \leq \bar{V}'_b \rightarrow A \leq 0$ et $A'_{fc} = A'_{fs} - \frac{N}{\sigma_s}$ et si $\bar{V}'_b > \bar{V}'_b \rightarrow$ Les armatures comprimées sont nécessaires. on va calculer la section d'acier sous la flexion composée $A'_{fc} = A'_{fs}$ et $A'_{fc} = A'_{fs} - \frac{N}{\sigma_a}$ (N < 0 : traction)

Poteaux circulaires : Ils ont été calculés suivant la méthode de (l'aide mémoire "Béton armé", Dunod). Le calcul se fait dans le sens longitudinal, et dans le sens transversal. On retient la valeur la plus défavorable. Ceci pour une section (S.P.C).

Pour la section E.C : Méthode de P. Charron 1965 : on calcule $\frac{M}{N}$ qui doit être inférieur à $\frac{R}{4} \cdot \beta = \frac{\pi R^2 \bar{V}'_b}{N}$. $a = \frac{r}{R}$. $\beta = \frac{4MG}{RN}$. $c = N_{0,045} a^2 \beta$.

$$D = 0,15 [\beta - \beta + 2a^2 (\beta - 1)] \quad E = \beta - 1 - \beta \quad \bar{\omega} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$$

$$A_s = \bar{\omega} \frac{\pi R^2}{100}$$

- Flambement des poteaux : La longueur de flambement est déterminée en fonction de la longueur du poteau l_0 , et de la liaison de ses extrémités.

Pour les poteaux en compression simple, il n'est pas tenu compte du flambement si $\lambda < 50$

- Pour les poteaux soumis à la flexion (simple) composée l'élanement mécanique doit être inférieur à 35. avec $\lambda = \frac{l_0}{i}$ avec $i =$ rayon de giration $\rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} \Rightarrow \lambda = \frac{l_0}{a} \sqrt{12} \text{ Pour les poteaux carrés. et } \lambda = \frac{l_0}{D} \sqrt{64} = \frac{l_0}{D} \cdot 8 = \frac{8l_0}{D}$$

si $\lambda > 35 \Rightarrow$ il faut tenir compte du flambement en excentrant l'effort normal d'une excentricité complémentaire $f_{ac} \leq 0,16 (\lambda - 35) e_0$; e_0 : excentricité de la charge / C de G de la section du béton seul.

Armatures transversales :

R.P.A 81 (Art 4.2.3.1.2) : $\frac{A_t}{t} = \frac{1,25T}{h_1 \sqrt{e_n}}$ avec t: espacement entre les cours

successifs d'armatures transversales.

avec $\bar{t} < \begin{cases} 12\phi_{\min} \rightarrow \text{zone courante} \\ \min(10\phi_{\min}, 15\text{cm}) \rightarrow \text{zone nodale.} \end{cases}$

$A_{t\min} = 0,004 \times t \times b_1$ en zone II.

- Pourcentage minimal d'armatures longitudinales: 1% en zone II (Art 4.2.3.1)
- Pourcentage maximal d'armatures longitudinales: 4% (R.P.A 81-Art 4.2.3.1)
- Diamètre minimum: 14mm en zone II.

- Calcul des poteaux carrés : Le calcul des armatures longitudinales sous la

combinaison S_{P1} a donné des sections négatives, infeasibles à la section prévue par le R.P.A 81. (section minimale).

Poteau $L_6.T_1$: $e_1 = \frac{ht}{6} = 0,058\text{m}$.

Selli	(N _{max} , M _{corr})				M _{max} , N _{corr}				N _{min} , M _{corr}				(N, M) S_{P1}			
	long		E _{trans}		long		E _{trans}		long		E _{trans}		long		E _{trans}	
niv	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1
N	5,139	14,89	8,01	18,34	5,139	6,002	8,01	18,34	-1,98	-6,85	3,479	8,683	1,59	3,665	7,711	16,225
M	6,002	10,89	4,74	9,71	14,89	10,89	4,74	9,71	4,5	9,08	3,926	4,112	0,062	0,098	0,093	0,483
e ₀	1,17	0,732	0,592	0,529	1,17	0,732	0,53	0,529	2,77	1,325	1,13	0,508	0,04	0,027	0,129	0,0207
\bar{v}_b	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
f	1,3	0,887	0,72	0,64	1,3	0,887	0,659	0,684	2,9	1,48	1,26	0,663	/	/	/	/
M _f	6,68	13,21	5,78	12,54	6,68	5,32	5,78	12,55	5,13	10,14	4,28	5,36	/	/	/	/
μ	0,12	0,12	0,887	0,117	0,101	0,05	0,801	0,117	0,078	0,095	0,0665	0,0562	/	/	/	/
K	24,5	21,9	27	22,3	24,6	38,4	28,5	22,3	29,1	25,6	32,1	38,2	/	/	/	/
E	0,865	0,865	0,881	0,866	0,874	0,906	0,885	0,866	0,887	0,878	0,896	0,906	/	/	/	/
\bar{v}_b	171,4	191,7	155,5	188,3	170,7	109,4	147,3	188,34	144,3	164,1	130,8	109,66	/	/	/	/
A _f s	6,5	11,03	5,58	10,44	6,5	4,23	5,07	10,45	4,92	8,34	4,138	4,96	/	/	/	/
A _f c	5,2	7,48	3,67	6,075	5,2	2,81	3,16	6,08	5,39	9,97	3,31	2,34	/	/	/	/

Poteau $L_3.T_2$

Selli	Sens	niv	N	M	e ₀	\bar{v}_b	M _f	\bar{v}_b	ω	\bar{v}_a	M ₁	ΔM	A	A _f s	A _f c
N ^{max}	long	2	4,463	6,564	1,47	205,5	7,141	178,7	/	/	/	/	/	6,98	5,92
		1	10,88	10,89	1,001	205,5	12,31	259,3	1,036	2562,2	8,78	3,53	5,29	11,93	9,34
M _{corr}	trans	2	6,624	3,923	0,592	205,5	4,782	138,6	/	/	/	/	/	4,57	2,99
		1	22,5	8,328	0,387	205,5	11,12	241,4	1,036	2562,2	8,78	2,304	3,513	11,91	6,8
N ^{min}	long	2	0,734	5,502	7,49	205,5	5,59	152,7	/	/	/	/	/	5,38	5,21
		1	0,377	9,08	24,1	205,5	9,13	211,1	1,036	2562	8,78	0,35	0,525	9,02	8,93
M _{corr}	E _{trans}	2	3,28	4,04	1,23	205,5	4,461	132,5	/	/	/	/	/	4,25	3,47
		1	6,674	6,94	1,039	205,5	7,80	190,05	/	/	/	/	/	7,66	6,08
N _{corr}	M ^{max}	2	1,75	6,604	5,62	205,5	6,76	172	/	/	/	/	/	6,58	6,08
		1	15,32	10,89	6,84	205,5	11,9	241,3	1,03	2562	8,78	3,28	4,69	11,56	11,18

Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

Sollé	S _{P2}					Ferrailage		
	Niv	A _{long}	A _{trans}	A _{min} ^(RPA)	A _{max} ^(RPA)	A _{adop}	long	Transv
2	6,35	5,33	12,25	49	18,64	2(2T20+1T14)	2(2T20+1T14)	T ₄ L ₂
1	6,7	6,39	12,25	49	18,64	2(2T20+1T14)	2(2T20+1T14)	T ₄ L ₂
2	5,39	3,67	12,25	49	16,13	2(3T16)	2(3T16)	L ₆ T ₁
1	9,97	6,08	12,25	49	25,75	2(2T25+1T14)	2(2T25+1T14)	L ₆ T ₁
2	7,5	3,85	12,25	49	18,64	2(2T20+1T14)	2(2T20+1T14)	L ₃ T ₂
1	11,18	6,8	12,25	49	27,64	2(2T25+1T16)	2(2T25+1T16)	L ₃ T ₂
2	27,77	14,72	12,56	50,26	28,27	9T20	/	Poteaux Circulaires
1	28,9	14,7	12,56	50,26	31,4	10 T20	/	Circulaires

Armatures Transversales : Elles sont calculées le R.P.A.81.

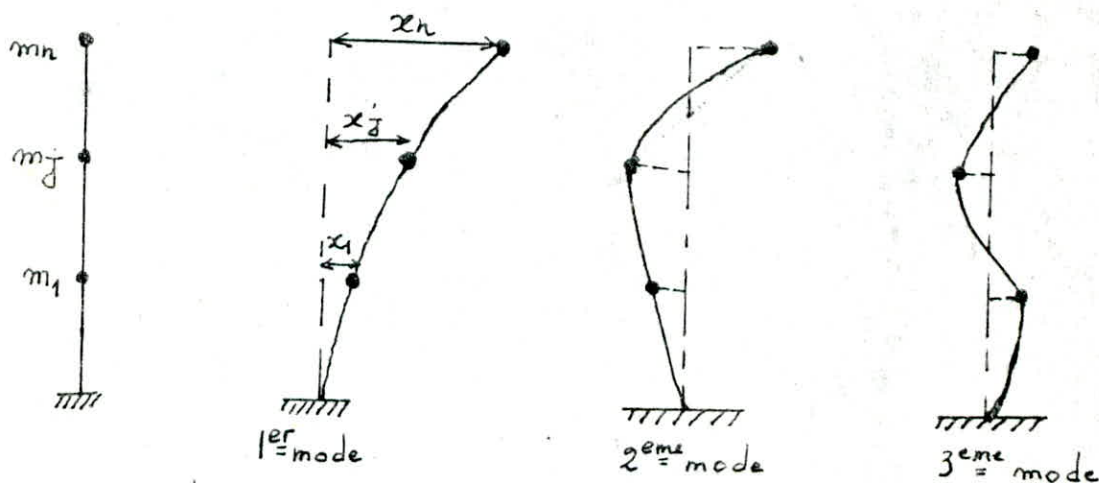
Pot	Niv	2T	z	A _t	Nbre de cadres et étriers	zone cour		zone nod	
						z	l _{nod}	z	l _{nod}
T ₄ L ₂	2	6,8	28,77	2,01	1 cadre + 1 étrier φ 8	23	15	23	14
	1	7,4	28,33	2,01					
L ₆ T ₁	2	5,28	28,82	2,01	2 cadres φ 8	21,02	18	21	15
	1	8,20	"	2,01					
L ₃ T ₂	2	6,44	"	"	2 cadres φ 8	23,3	18	23,3	15
	1	8,92	"	"					
Poteaux Circulaires	2	9,68	/	/	Cercles espacés de 12cm				
	1	8,96							

ETUDE DU MINARET

Introduction: Le minaret a une forme carrée. Le carré a pour côté égal à 2,5 m. La hauteur du minaret est de 21,00 m. Le système de contreventement est en portiques. On prévoit des raidisseurs, dans chaque étage du minaret, qui sont en dalle pleine, qui pourront augmenter la rigidité du minaret, et soulager le noyau central.

Étude dynamique: Le minaret présente un élancement très important. L'étude dynamique s'avère nécessaire, pour la détermination de la période d'oscillation, sous l'effet des efforts sismiques, ou ceux du vent. On assimile le minaret à une console encastree dans le sol. On concentre les masses au niveau des dalles. On ne considère que le déplacement, qui est dans le plan horizontal.

Méthode de Holzer: C'est une méthode itérative basée sur la notion de rigidité de niveau. Elle se prête bien pour des ouvrages contreventés par des portiques.



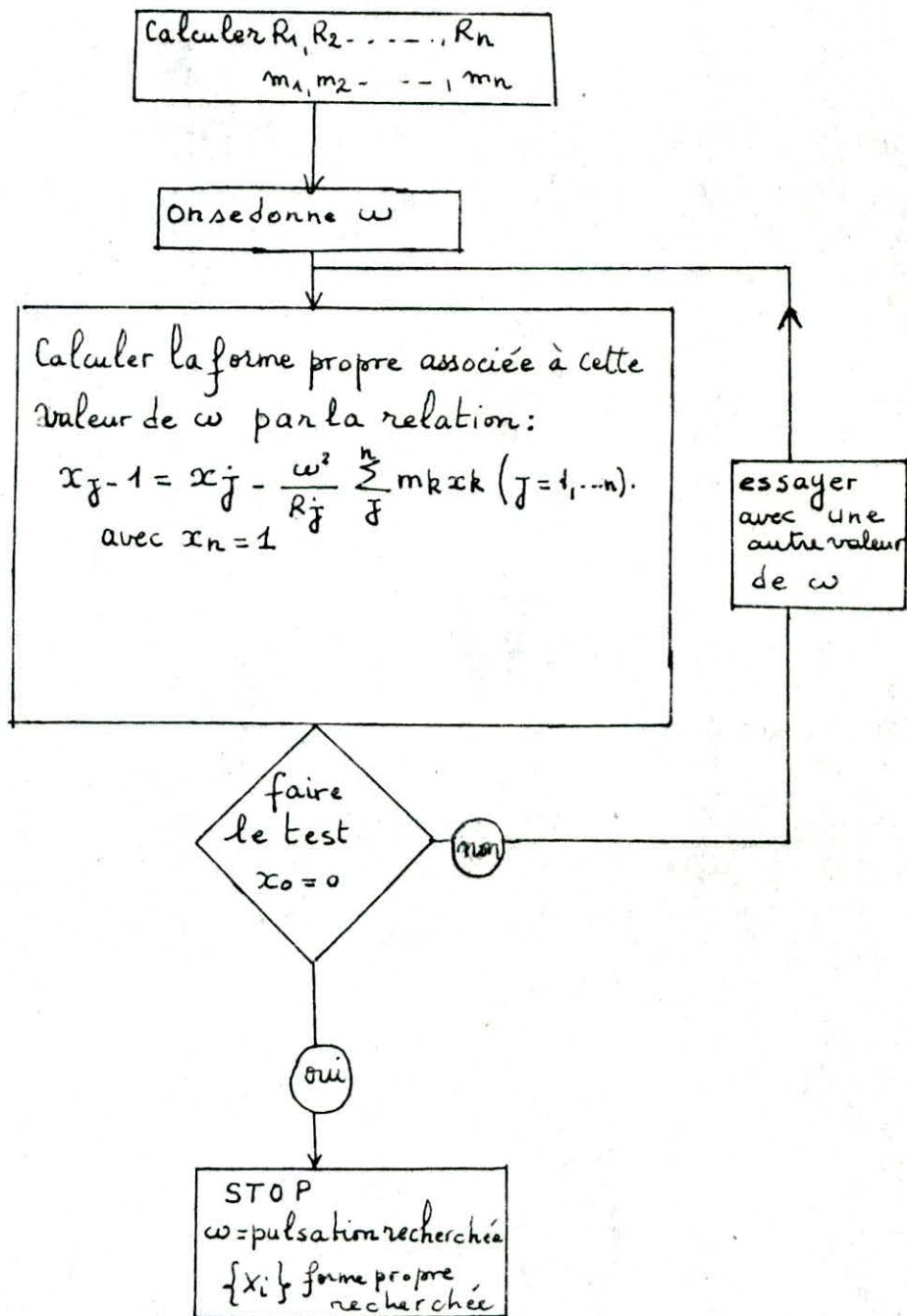
Le processus d'iteration est suivant l'équation: $x_{j,1} = x_j - \frac{\omega^2}{R_j} \sum_{k=1}^n m_k x_k$,
 où R_j : étant la rigidité de niveau calculée par la méthode de Muto
 Condition aux limites: - à la base de la structure, le déplacement relatif de niveau est nul $x_0 = 0$, et au sommet, on prend généralement $x_n = 1$
 Les formes propres étant définies à une constante près.

$$x_1 = x_2 - \frac{\omega^2}{R_2} \sum_{k=1}^n m_k x_k, \text{ et } x_0 = 0 = x_1 - \frac{\omega^2}{R_1} \sum_{k=1}^n m_k x_k \Rightarrow x_1 = \frac{\omega^2}{R_1} \sum_{k=1}^n m_k x_k$$

La condition à la base peut être formulée comme suit :

$$x_0 = 0 \Leftrightarrow \frac{\omega^2}{R_1} \sum_1^n m_k x_k = x_1 - \frac{\omega^2}{R_2} \sum_2^n m_k x_k$$

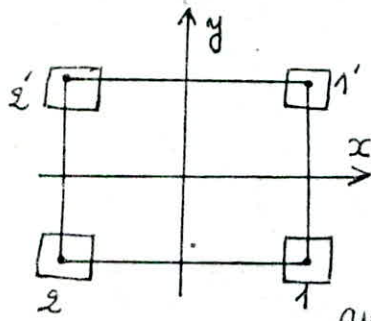
- Le principe de calcul est résumé dans l'organigramme suivant



Détermination de rigidités et masses de niveau

Les rigidités sont calculées par la méthode de Muto. Les masses sont déterminées en les concentrant au niveau des étages

Vue en plan d'un niveau du minaret



$$R_{jx} = R_{jy} = R_j = \frac{12 E D_j}{h_j^2}$$

$$a_j = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad (\text{niveau courant})$$

$$a_j = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad (1^{\text{er}} \text{ niveau})$$

avec $\bar{K} = \frac{\sum K_{\text{poutres}}}{2 K_{\text{poteau}}} \quad (\text{niveau courant})$

et $\bar{K} = \frac{\sum K_{\text{poutres}}}{K_{\text{poteau}}} \quad (1^{\text{er}} \text{ niveau})$

Niv	Pot	\bar{K}	a_j	$K_{P_x} = \frac{I}{h}$	$a_j K_p$	$\sum a_j K_p$	R_j (kg/cm)	$\sum R_j$ (kg/cm)	$M_j(t)$
6	1	1	0,33	225	67,5	135	6866,72	13733,44	10,62
	2	1	0,33	225	67,5				
5	1	1	0,33	225	67,5	135	6866,72	13733,44	15,49
	2	1	0,33	225	67,5				
1	1	1	0,5	225	112,5	225	11444,52	22889,04	15,49
	2	1	0,5	225	112,5				

Remarque: Poutre: 30x25, Poteau: 30x30, $E = 381484 \text{ kg/cm}^2$

Determination de la periode d'oscillation et les formes propres

1^{er} mode de vibration

1^{er} = essai : $\omega^2 = 49$

k	m_k (kg)	x_k	$m_k \omega^2 x_k$ $\times 10^{+2}$	$\sum m_k \omega^2 x_k$ $\times 10^{+2}$	$R_k = \sum R_k$ $\times 10^{+3}$	$\frac{\sum m_k \omega^2 x_k}{R_k}$
6	10620	1,00	5203,8	5203,8	13733,44	0,037
5	15490	0,965	7590	12794	13733,44	0,093
4	15490	0,872	6618,5	19412,5	13733,44	0,141
3	15490	0,542	4113,83	23526,334	13733,44	0,1713
2	15490	0,371	2813,6	26339,93	13733,44	0,192
1	15490	0,179	2775,89	29115,83	22889,04	0,127

On remarque que $0,179 \neq 0,127$, on doit continuer les iterations
2^{eme} = essai : $\omega^2 = 62$

k	m_k (kg)	x_k	$m_k \omega^2 x_k$ $\times 10^{+2}$	$\sum m_k \omega^2 x_k$ $\times 10^{+2}$	$R_k = \sum R_k$ $\times 10^{+3}$	$\frac{\sum m_k \omega^2 x_k}{R_k}$
6	10620	1	6584,4	6584,4	13733,44	0,048
5	15490	0,952	9142,81	15727,22	13733,44	0,1145
4	15490	0,837	8043	23770,23	13733,44	0,173
3	15490	0,664	6376,12	30146,36	13733,44	0,2195
2	15490	0,444	4264,1	34410,45	13733,44	0,2505
1	15490	0,193	1857,76	36268,21	22889,04	0,16

On s'arrête car $0,193 - 0,16 = 0,033 \rightarrow 0$ donc $\omega = \sqrt{62} = 7,87$

donc $T \approx 0,8$ s (1^{er} mode de vibration) donc il faut passer au 2^{eme} mode.

2^{eme} mode de vibration

1^{er} essai : $\omega^2 = 500$

k	m_k (kg)	x_k	$m_k \omega^2 x_k$ $\times 10^2$	$\sum m_k \omega^2 x_k$ $\times 10^2$	$R_k = \sum R_k$ $\times 10^3$	$\frac{\sum m_k \omega^2 x_k}{R_k}$
6	10620	1	53100	53100	13733,44	0,387
5	15490	0,613	47476,85	100576,85	13733,44	0,7323
4	15490	-0,1193	-9239,785	91337,06	13733,44	0,665
3	15490	-0,7843	-6074,9	30587,56	13733,44	0,223
2	15490	-1,007	-7799,3	-47406,388	13733,44	-0,345
1	15490	-0,662	-5125,7	-98663,614	22889,04	-0,431

$-0,662 \neq -0,431 \rightarrow$ On continue les iterations

2^{eme} essai : $\omega^2 = 550$

k	m_k (kg)	x_k	$m_k \omega^2 x_k$ $\times 10^2$	$\sum m_k \omega^2 x_k$ $\times 10^2$	$R_k = \sum R_k$ $\times 10^3$	$\frac{\sum m_k \omega^2 x_k}{R_k}$
6	10620	1,00	58410	58410	13733,44	0,425
5	15490	0,575	48987,125	107397,13	13733,44	0,782
4	15490	-0,207	-17635,365	89761,765	13733,44	0,6536
3	15490	-0,8606	-73318,8	16442,95	13733,44	0,1197
2	15490	-0,9803	-83601,854	-67158,901	13733,44	-0,489
1	15490	-0,491	-41854,83	-109013,73	22889,04	-0,476

On remarque que $-0,491 \approx -0,476 \rightarrow$ on s'arrête

$\omega = \sqrt{550} = 23,45 \rightarrow T = 0,267 \text{ s}$ (2^{eme} mode)

On remarque que la periode du 2^{eme} mode est petite, et qu'il n'est pas necessaire de passer au 3^{eme} mode.

Determination du Coefficient de participation de chaque mode

<p><u>1^{er} mode</u></p> <p>$T_1 = 0,8 \text{ s}$</p> <p>forme propre</p> <p style="margin-left: 100px;">I</p> $\begin{pmatrix} 1 \\ 0,952 \\ 0,837 \\ 0,664 \\ 0,444 \\ 0,193 \end{pmatrix}$	<p><u>2^{eme} mode</u></p> <p>$T_2 = 0,267 \text{ s}$</p> <p>forme propre</p> <p style="margin-left: 100px;">II</p> $\begin{pmatrix} 1,00 \\ 0,575 \\ -0,207 \\ -0,8606 \\ -0,9803 \\ -0,491 \end{pmatrix}$
---	--

$$\{x\} = \eta_I \{x^I\} + \eta_{II} \{x^{II}\}$$

η : Coefficient de participation modale avec $\eta^{(i)} = \frac{[\sum m_j x_j^{(i)}]^2}{\sum m_j \times \sum m_j x_j^{(i)2}}$

$\eta < 1$. On ne retient que le mode qui a un coefficient $\eta > 0,8$

1^{er} mode: $\eta^{(I)} = \frac{[10,62 \times 1 + 15,49(0,952 + 0,837 + 0,664 + 0,444 + 0,193)]^2}{88,07(10,62 \times 1^2 + 15,49(0,952^2 + 0,837^2 + 0,664^2 + 0,444^2 + 0,193^2))}$

$= 0,845$

$\eta^I > 0,8 \Rightarrow$ on ne retient que le 1^{er} mode de vibration, car η^{II} est sûrement inférieur à 0,8 car $\sum \eta^{(i)} = 1$ ($i = I, II, \dots$).

donc en conclusion, On ne retient que la période du mode fondamental $T = 0,8 \text{ s}$ pour la détermination des Efforts dus soit au sisme, soit au vent.

ETUDE SISMIQUE

Étude au séisme

Calcul de la force sismique minimale par la méthode statique

C'est une force donnée par le règlement R.P.A 81, qui substitue les effets dynamiques par des effets statiques basés sur des coefficients A, B, D, Q . Pour notre cas, on va comparer cette force à celle donnée par la méthode dynamique.

Conditions d'application du R.P.A. 81

- hauteur du minaret $21,70\text{ m} < 45\text{ m}$ (Zone II)
- la forme du minaret en plan est simple, symétrique, carrée, sans partie importante en saillie ou en retrait
- Pas de décrochement
- La distance entre le centre de masse, et le centre de torsion, ne dépasse à aucun niveau 20% de la largeur effective du minaret = 2,5m

Niv	$x_G - x_c$	$y_G - y_c$	20% largeur
6, 5, 4, 3, 2, 1	0,125m	0,125m	0,5m.

$x_G - x_c = y_G - y_c = 0,125$ (excentricités imposées par le R.P.A 81)
en réalité l'excentricité est nulle car il y a symétrie.

force sismique : $V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$

A : coefficient d'accélération des zones, pour notre cas $A = 0,1$
(groupe d'usage III, zone II)

D : facteur d'amplification dynamique, qui dépend de la période, et du type de sol. $T = 0,85$ et on a un sol ferme $\rightarrow D = 1,22$ (R.P.A 81, Art 3.3.1.2).

B : facteur de comportement de la structure. Il dépend du type de la structure et de la nature de ses contreventements. $B = \frac{1}{4}$ (Portiques antistabiles)

$Q = 1 + \sum_{q=1}^k p_q$: facteur de qualité avec p_q : pénalité qui dépend de l'observation ou non des critères de qualité q . $Q = 1 + 0,4 = 1,4$

W : totalité de la charge permanente : $W = 88,07\text{ t}$

d'où $V = ABDQW = 0,1 \times \frac{1}{4} \times 1,22 \times 1,4 \times 88,07 = 3,76t$

- force sismique par la methode dynamique

$F_{tot} = m \cdot \eta^I \cdot S_a(\beta, T_1)$ avec $m = W$ et η^I : Coefficient de participation du mode I et $S_a(\beta, T_1)$: spectre de reponse de la structure. β : amortissement de la structure. On a $S_a(\beta, T_1) = S'_a(\beta, T_1) \times Q$ avec $Q = 1,4$ (R.P.A.81). $\beta = 10\%$ (R.P.A.81).

où $S'_a(\beta, T_1) = \begin{cases} S''_a(\beta, T_1) \times \frac{B}{0,7} & \text{pour } T > 0,5s \text{ (} S''_a \text{: reponse elastique)} \\ \frac{S''_a(\beta, T_1)}{\sqrt{1,4/\beta - 1}} & \text{pour } T < 0,5s \text{ (reponse elasto-plastique)} \end{cases}$

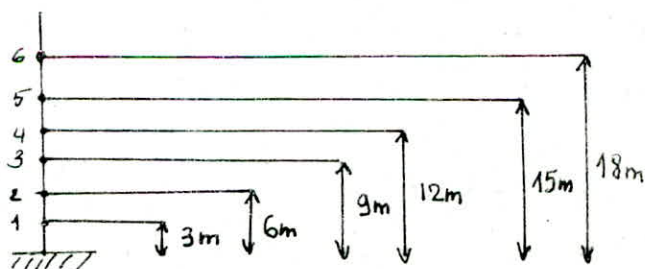
Pour notre cas $T > 0,5s \rightarrow S'_a(\beta, 0,8s) = S''_a(\beta, 0,8) \times \frac{B}{0,7}$ avec $S''_a(\beta, 0,8)$ egal à $A.D(\beta, 0,8) = 0,1 \times 1,22 = 0,122 \Rightarrow S'_a(\beta, 0,8) = 0,122 \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{0,7} = 0,0435$
 donc $S_a(\beta, 0,8) = 0,0435 \times 1,4 = 0,051$

donc $F_{tot} = 88,07 \times 0,845 \times 0,051 = 3,721t$.

On remarque que la force statique $V = 3,76t > F_{tot} = 3,721t$
 donc la methode est jugée suffisante pour la determination de efforts qui sollicitent notre ouvrage.

Distribution des forces laterales: La force laterale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule citée: $V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$ (RPA81 Art 3.3.3) avec F_t : la force concentrée au sommet de la structure on a $T > 0,7s \rightarrow F_t = 0,07 \cdot T \cdot V = 0,07 \cdot 0,8 \cdot 3,76 = 0,24t < 0,25 \cdot 3,76 = 0,94t$
 La partie restante $F_k = \frac{(V - F_t) \cdot w_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i}$ avec $\sum w_i \cdot h_i = 15,49(3 + 6 + 9 +$

$12 + 15) + 18 \times 10,62 = 888,21tm$. donc on aura $F_1 = 0,164t$, $F_2 = 0,329t$
 $F_3 = 0,494t$, $F_4 = 0,659t$, $F_5 = 0,824t$, $F_6 = 0,678t$



ETUDE AU VENT

Etude au vent

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction. Le vent correspond à un phénomène vibratoire, mettant en mot la structure résistante, caractérisée par sa période propre fondamentale. L'introduction du coefficient de majoration dynamique permet de substituer les forces dynamiques par des forces statiques. Ces dernières sont censées produire les mêmes conséquences.

- à une hauteur H , la pression du vent s'exprime pour une largeur b par

$$V_H = q_d \cdot b \text{ où } q_d: \text{ la pression dynamique au niveau } H.$$

$$q_d = q \cdot \beta \leq 170 \text{ kg/m}^2 \text{ (max pour la pression dynamique normale)}$$

où β : Coefficient dynamique tenant compte de la période T . $\beta \geq 1$

et q : pression statique, $q = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot \delta \cdot C_E$

avec q_H : la pression de base au niveau H , $q_H = 910 \frac{(H+18)^{2,5}}{H+60} = 70 \cdot \frac{36}{78} \cdot 2,5$

donc $q_H = 80,7 \text{ kg/m}^2$ au niveau $H = 18 \text{ m}$

K_s : Coefficient de site égal à 1, K_m : tenant compte de l'effet de masque égal à 1 car on suppose que notre construction n'est pas abritée par une autre.

δ : tenant compte des dimensions de la surface sollicitée $\rightarrow \delta = 0,8$ car $H = 18 < 30 \text{ m}$.

C_E : Coefficient de forme $\rightarrow C_E = 1,3$ (prisme rectangulaire)

d'où $q = 80,7 \times 1 \times 1 \times 0,8 \times 1,3 = 84 \text{ kg/m}^2$

- Détermination du coefficient β : $\beta = \theta (1 + \xi \tau)$, $\theta = 0,7 + 0,01(H-30)$

ξ : Coefficient de réponse de la structure, en fonction de la période du mode fondamental, et tient compte du degré d'amortissement.

$\xi = 0,65$. τ : Coefficient de pulsation. Il est calculé à chaque niveau.

$$\theta = 0,7 \text{ pour } H \leq 30 \text{ et } \theta = 1 \text{ pour } H \geq 60$$

H(m)	0	3	6	9	12	15	18
τ	0,36	0,36	0,36	0,36	0,358	0,35	0,348
θ	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
ξ	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
$1 + \xi \tau$	1,234	1,234	1,234	1,234	1,232	1,227	1,226
β	0,494	0,53	0,567	0,604	0,64	0,675	0,711

Rem: $\beta < 1 \Rightarrow \beta = 1$ (à prendre en compte)

donc la pression dynamique $q_d = q \cdot \beta = 84 \cdot 1 = 84 \text{ kg/m}^2$. d'où $q_e = 1,75 \times 84$
donc $q_e = 147 \text{ kg/m}^2$.

Actions perpendiculaires à l'action du vent : $L = \delta \cdot C_L \cdot \beta' \cdot q_{cr} \cdot d \cdot \frac{H}{2}$ (force de derive) . avec $\delta = 0,8$ (deja vu) . C_L : Coefficient de derive, pris egal à $0,2$. β' : Coefficient de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement, $\beta' = \frac{\pi}{\Delta}$ avec Δ : decrement logarithmique d'amortissement egal à $0,3$ pour B. Armé $\Rightarrow \beta' = \frac{\pi}{0,3} = 10,47$.

q_{cr} : pression dynamique critique correspondant à la vitesse de resonance

$$q_{cr} = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot \delta \cdot C_t = q_H \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 1,3 = 1,04 q_H$$

$$q_H = q_{10} \cdot \frac{2,5(H+18)}{(H+60)} \text{ avec } q_{10} = \frac{V_{cr}^2}{16,3}$$

V_{cr} : vitesse du vent en m/s critique obtenue par la periode de tourbillons donnée par la theorie de KARMAN $\Rightarrow T_K = \frac{d}{S \cdot V} \Rightarrow V = \frac{d}{T_K \cdot S}$ où d est la largeur du maître couple $\Rightarrow d = 2,5 \text{ m}$. Nombre de Strouhal

$$S = 0,3 \Rightarrow V = \frac{2,5}{0,8 \cdot 0,3} = 10,4 \text{ m/s} \Rightarrow q_{10} = 6,14 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 0,8 \cdot 0,2 \cdot 10,47 \cdot 1,04 q_H \cdot 2,5 \cdot \frac{H}{2} = 2,17 q_H \cdot H$$

Actions paralleles à l'action du vent de vitesse V_{cr}

La force de traînée $T_r = \delta \cdot C_t \cdot \beta \cdot q_{cr} \cdot d = 0,8 \cdot 1,3 \cdot 1 \cdot 1,04 q_H \cdot 2,5$

donc $T_r = 2,704 q_H$.

La force F a prendre en compte dans chaque niveau est $F = \sqrt{T_r^2 + L^2}$

H	q_H	q_{cr}	L_n (kg)	T_{rn} (kg)	F_n (kg)	F_{ext} (kg)
0	4,6	4,8	0	12,48	12,48	21,84
3	5,11	5,31	33,39	13,80	36,13	63,23
6	5,57	5,79	72,74	15,05	74,3	130,02
9	6	6,24	117,6	16,22	118,71	207,74
12	6,38	6,64	167,0	17,26	167,9	293,8
15	6,74	7,02	220,5	18,25	221,25	387,18
18	7,07	7,36	277,44	19,14	278,1	486,67

Rem : Les efforts dus au vent sont inferieurs à ceux dus au seisme.

Effort tranchant d'étage "j" (T_j) : C'est la somme des forces agissantes au dessus du niveau "j" : Soit $T_j = \sum_{i=j}^n F_i$. donc on aura $T_6 = 0,678t$ et $T_5 = 0,678 + 0,824 = 1,502t$. $T_4 = 2,161t$. $T_3 = 2,655t$.

$T_2 = 2,984t$ et enfin $T_1 = 3,148t$.

- Effort tranchant revenant à chaque portique : T_j

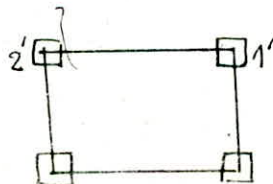
$$T_j = \frac{T_j \cdot R_j}{R_j} + \frac{T_j R_j \cdot x_j e_x}{R_{j\theta}} + \frac{T_j R_j \cdot y_j e_y}{R_{j\theta}}$$

avec $e_x = e_y = 0,125m$ (excentricité due à la torsion) et $R_{j\theta}$: rigidité de niveau totale à la torsion : $R_{j\theta} = 43,35 \times 10^7 kg \cdot cm$ (Niv 6.5.4.3.2) et $R_{j\theta} = 72,24 \times 10^7 kg \cdot cm$ (Niv: 1). (x_j ou y_j : coordonnées du portique par rapport au centre de torsion)

Niv	x_j (ou y_j) (m)	$\frac{T_j R_j x_j e}{R_{j\theta}}$	T_j (t)	$\delta_j = \frac{T_j}{R_j}$ (mm)	$2 \delta_j = \frac{\delta_j}{2B} = \frac{\delta_j}{2 \times 0,25}$ (mm)
6	1.1: 1,375	0,018	0,375	0,546	1,092
	2.2: 1,125	0,015	0,369	0,537	1,074
5	1,375	0,042	0,835	1,216	2,432
	1,125	0,034	0,819	1,193	2,386
4	1,375	0,06	1,20	1,747	3,494
	1,125	0,05	1,18	1,718	3,436
3	1,375	0,073	1,473	2,145	4,29
	1,125	0,06	1,477	2,150	4,3
2	1,375	0,083	1,658	2,414	4,828
	1,125	0,07	1,632	2,376	4,752
1	1,375	0,087	1,748	1,53	3,06
	1,125	0,072	1,718	1,501	3,002

Remarque : Dans le tableau figure le déplacement relatif δ_j de l'étage j. Il doit être multiplié par le rapport $\frac{1}{2B}$, puis le comparer à $D_j = 0,0075 h_j = 2,25 cm = 22,5 mm$. donc tous les déplacements sont vérifiés.

1.1' veut dire portique 1.1' →
(voir figure) ..



Calcul de l'Effort tranchant revenant à chaque poteau: t_j ⁽ⁱ⁾

on a $t_j^{(i)} = \frac{a_j K_j^{(i)}}{D_j} T_j$ où a_j, K_j, D_j Coefficients donnés dans le calcul des rigidités D_j par la méthode de Muto. Mais on constate que les poteaux ont même raideur (même inertie) et on a 2 poteaux dans chaque portique. donc l'effort tranchant qui revient à chaque poteau sera la moitié de celui qui revient au portique correspondant.

Portique 1.1'

Niv	$T_j(t)$	Pot 1	Pot 1'
		$t_j(t)$	$t_j(t)$
6	0,375	0,1875	0,1875
5	0,835	0,4175	0,4175
4	1,2	0,6	0,6
3	1,473	0,7365	0,7365
2	1,658	0,829	0,829
1	1,748	0,874	0,874

Portique 2.2'

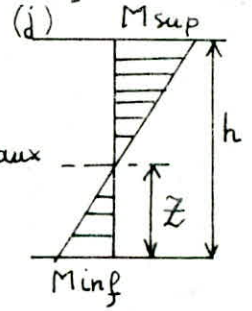
Niv	$T_j(t)$	Pot 2	Pot 2'
		$t_j(t)$	$t_j(t)$
6	0,369	0,1845	0,1845
5	0,819	0,41	0,41
4	1,18	0,6	0,6
3	1,477	0,74	0,74
2	1,632	0,816	0,816
1	1,718	0,86	0,86

Calcul des moments dans les poteaux : La position du pt d'inflexion est calculée en fonction des caractéristiques du portique

$$z = y h \quad (y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3)$$

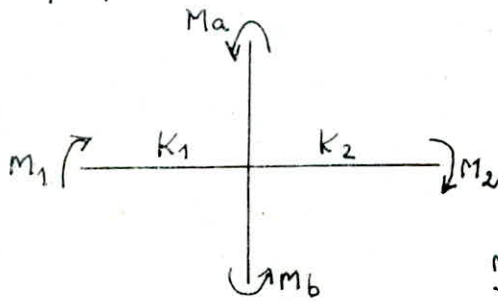
y_0, y_1, y_2, y_3 : Coefficients correcteurs donnés par les tableaux de Muto.

$$M_{sup} = t_j (h - z) \quad , \quad M_{inf} = t_j \cdot z \quad (z = z_j)$$



Niv	Pot	$t_j (t)$	y_0	y_1	y_2	y_3	y	z	M_{inf}	$(h-z)_{(m)}$	M_{sup}
6	T_1 et T_2	0,1845	0,35	0	0	0	0,35	1,05	0,1937	1,95	0,3597
5	T_1 et T_2	0,410	0,45	0	0	0	0,45	1,35	0,5535	1,65	0,6765
4	T_1 et T_2	0,600	0,45	0	0	0	0,45	1,35	0,810	1,65	0,99
3	T_1 et T_2	0,74	0,5	0	0	0	0,5	1,5	1,110	1,50	1,110
2	T_1 et T_2	0,816	0,5	0	0	0	0,5	1,5	1,224	1,50	1,224
1	T_1 et T_2	0,860	0,65	0	0	0	0,65	1,9	1,677	1,10	0,946

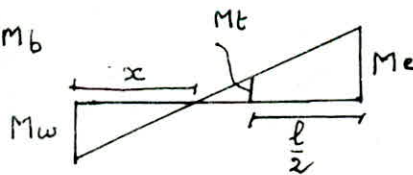
Calcul des moments dans les poutres : Dans un noeud, le moment résultant des poteaux aboutissant à ce noeud est reparti entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires.



$$M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

Moment en travée :



$$M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$$

Effort tranchant : $T = -\frac{M_w + M_e}{l}$

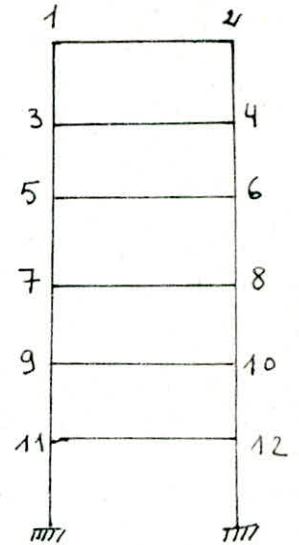
Effort normal : $N_i = -(T_{ie} - T_{iw})$ avec $N > 0$: Compression et $N < 0$: Traction

Poutres sous S.I : Tableau récapitulatifs

Niv	6	5	4	3	2	1
$M_w = M_e$	0,3597	0,8702	1,5435	1,920	2,334	2,17
$M_t (tm)$	0	0	0	0	0	0
$T (t)$	-0,2877	-0,696	-0,617	-1,536	-1,8672	-1,736

Poteaux sous S.I

Niv	Pot	(tm) M _{sup}	(tm) M _{inf}	T (t)	N (t)	N _{cumulé}
6	1 et 2	0,3597	0,1937	-0,1846	-0,2877	-0,2877
5	3 et 4	0,6765	0,5535	-0,41	-0,696	-0,9837
4	5 et 6	0,99	0,810	-0,6	-0,617	-1,6007
3	7 et 8	1,11	1,11	-0,74	-1,536	-3,1367
2	8 et 9	1,224	1,224	-0,816	-1,8672	-5,004
1	11 et 12	0,946	1,677	-0,874	-1,736	-6,736



ferraillage des portiques

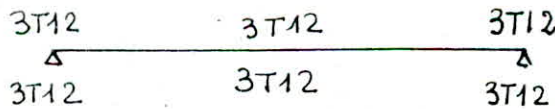
Poutres : Toutes les poutres seront ferraillées suivant les moments du niveau 2, qui donne l'effet le plus défavorable.

Détermination des armatures aux appuis :

$$\text{Appui 1 et 2 : } M = 2,334 \text{ tm} \Rightarrow \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 2,334 \times 10^5}{4200 \times 25 \times 27^2} = 0,0457$$

On tire $\epsilon = 0,9098$ et $K = 40,4 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 103,96 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

on calcule $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \times \epsilon \times h} = 2,26 \text{ cm}^2$. On prend $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$.



Vérification des contraintes : $b = 25 \text{ cm}$, $h = 27 \text{ cm}$ ($d = 3 \text{ cm}$) $\Rightarrow \omega = \frac{100A}{bh}$

donc $\omega = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,418 \Rightarrow \epsilon = 0,9008, K = 35,4$

d'où $\epsilon = \epsilon h = 24,32 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon} = 2831 < 4200, \bar{\sigma}'_b = \frac{4200}{35,4} = 118,6 < 205,5$

Pourcentage total minimum prévu par RPA 81 Art 4.2.3.2.1 : $0,3\% bht$

$= 0,3 \times 25 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2$ (vérifié) • Pourcentage total maximum :

$2,5\% bht = 2,5\% \times 25 \times 30 = 18,75 \text{ cm}^2$ (vérifié).

- Effort tranchant : $T + \frac{M}{3} = 1,8672 \times 10^3 + \frac{2,334 \times 10^5}{3 \times 27} = 11750 \Rightarrow \left(T + \frac{M}{3}\right) \cdot \frac{1}{\bar{\sigma}_a}$
 $= 2,79 < A_{adop} = 3,39 \text{ cm}^2$ (vérifié)

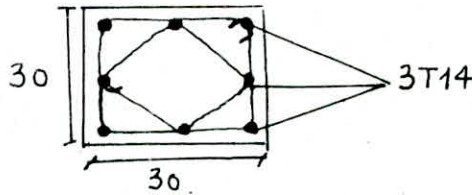
ferraillage des poteaux : Les ^{Poteaux} sont calculés en flexion composée. Les efforts seront déterminés suivant la combinaison $G + P \pm 1,25I$ avec G et P négligeables.

- Après avoir fait plusieurs combinaisons. L'effet le plus défavorable a été donné comme suit : $M_{corr} = 1,2 \times 1,677 = 2,0124 \text{ tm}$
 $N_{min} = -6,736 \times 1,2 = -8,083 \text{ t}$ } $e_0 = \frac{M}{N} = 0,25 \text{ m}$

or $e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{0,3}{6} = 0,05 \text{ m}$ donc $e_0 > e_1 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée. Le moment fictif $M = N \cdot f$ avec $f = e_0 + \frac{ht}{2} - d = 0,25 + 0,15 - 0,03 = 0,37 \text{ m}$. $M = f \cdot N = 8,083 \times 0,37 = 2,99 \text{ tm}$.

on tire $\mu = \frac{15 M}{\sqrt{a} b h^2} = \frac{15 \times 2,99 \times 10^5}{4200 \times 30 \times 27^2} = 0,0488 \rightarrow \epsilon = 0,9071$
 et $K = 38,8 \Rightarrow \sqrt{b} = 108,24 < 205,5 \Rightarrow A_{fs} = \frac{M}{\epsilon \sqrt{a} h} = 2,91 \text{ cm}^2$
 donc $A_{fc} = 2,91 + \frac{6,736 \times 1,2 \times 10^3}{4200} = 4,83 \text{ cm}^2$.

La section d'acier minimale imposée par R.P.A. 81 est $1/100 bht = \frac{30 \times 30}{100}$.
 donc $A_{min} = 9 \text{ cm}^2$. On adopte $A = 2(3T14)$ dans les 2 sens.



Armatures transversales

- vérification de la résistance à l'effort tranchant : $\tau_b = \frac{n \cdot T}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b$
 avec $\bar{\tau}_b = 0,15 \sqrt{f_{28}} = 0,15 \times 27,5 = 40,91 \text{ kgf/cm}^2$.

$n = \begin{cases} 2 \text{ si } \lambda \geq 15 \\ 3 \text{ si } \lambda < 15 \end{cases}$ avec $\lambda = \frac{l_c}{i} = l_c \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec I : moment d'inertie

de la section et B : surface de la section.

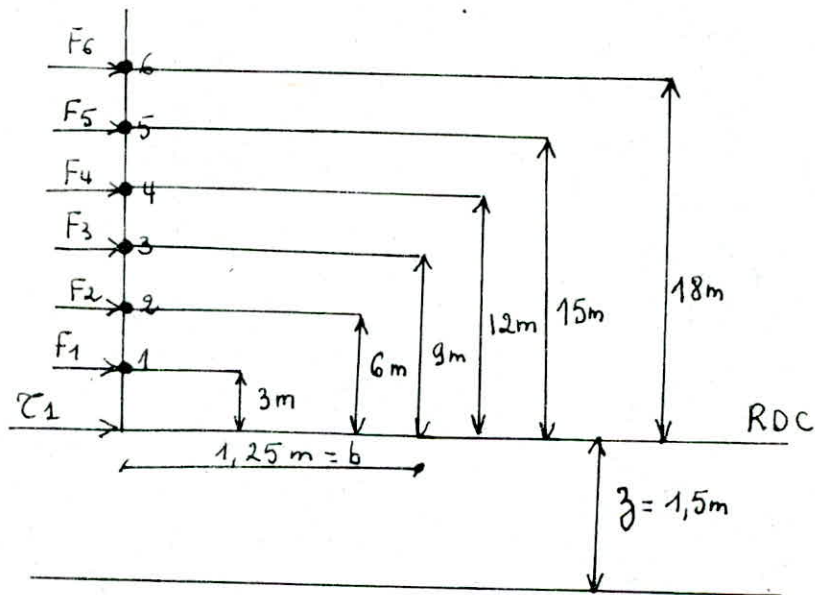
l_c (m)	I (m ⁴)	B (m)	i	λ	n	T (t)	z (cm)	τ_b	$\bar{\tau}_b$
2,8	$6,75 \times 10^{-4}$	9×10^{-2}	$8,66 \times 10^{-2}$	32,3	2	1,05	23,6	2,466	40,91

Espacement des armatures transversales

Espacement admissible : $\bar{t} \leq \min(10\phi_{\min}, 15\text{cm}) \rightarrow$ Zone nodale
 et $\bar{t} \leq 12\phi_{\min} \rightarrow$ Zone courante. L'espacement théorique
 est $t = \frac{A_E \cdot z \cdot \gamma_{at}}{T_{cal}}$

zT (t)	z (cm)	A_E (cm ²)	Cadres oucriers	t (cm)	Zone courante		Zone nodale	
					\bar{t} (cm)	t_{adap}	\bar{t} (cm)	t_{adap}
2,09	23,6	2,01	2 cadres	45,225	14	14	16,8	16

Verification de la stabilité du minaret



Pour que l'ouvrage soit stable il faut que $\frac{M_{résistant}}{M_{renv}} > 1,5$

$$M_{résistant} = \sum w_i \cdot b = 88,07 \times 1,25 = 110,1\text{ tm.}$$

$$M_{renv} = F_1 \times h_1 + F_2 \times h_2 + F_3 \times h_3 + F_4 \times h_4 + F_5 \times h_5 + F_6 \times h_6 + C_1 \times z$$

$$= 0,164 \times 3 + 0,329 \times 6 + 0,494 \times 9 + 0,659 \times 12 + 0,824 \times 15 + 0,678 \times 18 + 3,148 \times 1,5 = 44,106\text{ tm.}$$

donc le rapport $\frac{M_{résis}}{M_{renv}} = \frac{110,1}{44,106} = 2,5 > 1,5$

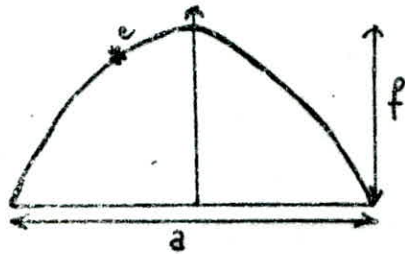
donc le minaret est stable.

COUPOLE

COUPOLE

Introduction : On peut considérer la coupole comme un voile mince de révolution, caractérisé par le diamètre a , de sa base le long du parallèle d'appui, la flèche f traduisant l'altitude du sommet par rapport à la base, et l'épaisseur e . En général, les efforts en un pt donné, sont déterminés en envisageant l'équilibre de flexion qui fait intervenir 5 éléments de réduction par facette.

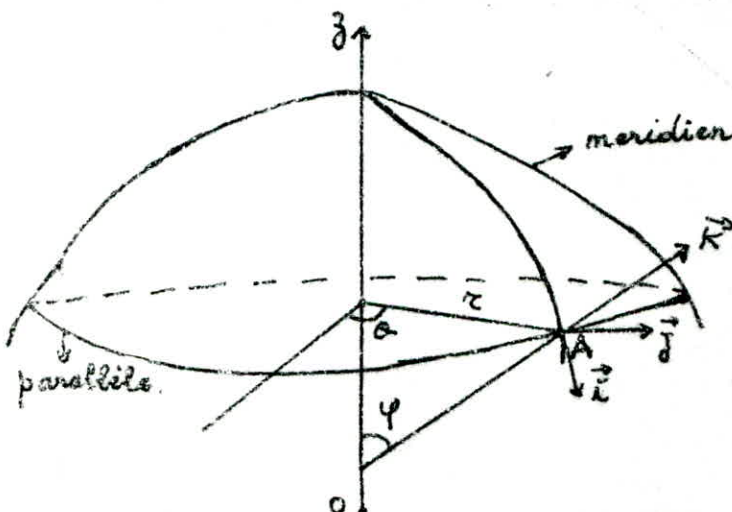
Si f est très faible, l'effet de membrane est négligeable, on retrouve l'équilibre de flexion des plaques planes de révolution. Et si f est importante ($f > \frac{a}{10}$), on considère l'effet de membrane, et les efforts en tout point, sont déterminés par l'équilibre de membrane.



notre cas: $f = 4,35\text{m} > \frac{a}{10} = 0,87\text{m}$

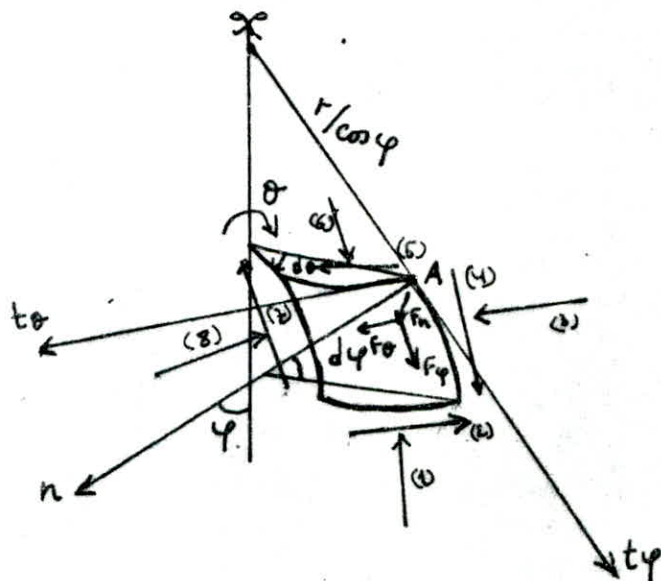
Theorie de la membrane

Paramétrage de la surface : Un pt A de la surface est caractérisé par l'angle θ reperant le méridien passant A par rapport à un méridien choisi comme origine, et par l'angle φ reperant l'inclinaison de la normale en A au méridien par rapport à l'axe de révolution Oz .



Equation d'équilibre :

La théorie de membrane consiste à supposer que les forces intérieures sont contenues dans le plan tangent au voile. L'état de contraintes est alors défini par un tenseur symétrique du second ordre. donc les actions élastiques sur une facette du petit élément isolé, sont réduites à une tension normale, et à une tension de cisaillement. sur la figure ci-dessous sont représentées les forces agissantes sur les 4 facettes du petit élément isolé. Les forces extérieures sont repérées par leurs composantes dans le trièdre $At\varphi$ à n soient F_φ, F_θ, F_n .



$$(1) = N_\varphi r d\theta + \frac{\partial}{\partial \varphi} (N_\varphi r d\theta) d\varphi, \quad (2) = N_\theta \varphi d\theta + \frac{\partial}{\partial \varphi} (N_\theta \varphi r d\theta) d\varphi$$

$$(3) = N_\theta R_\varphi d\varphi, \quad (4) = N_\theta \cdot R_\varphi d\varphi, \quad (5) = N_\theta \varphi d\theta, \quad (6) = N_\varphi d\theta r$$

$$(7) = (N_\theta \varphi + \frac{\partial N_\theta \varphi}{\partial \theta} d\theta) R_\varphi d\varphi, \quad (8) = (N_\theta + \frac{\partial N_\theta}{\partial \theta} d\theta) R_\varphi d\varphi.$$

Projection suivant At_θ : $\frac{\partial N_\theta}{\partial \theta} d\theta R_\varphi d\varphi + \frac{\partial}{\partial \varphi} (N_\theta \varphi r d\theta) d\varphi + N_\theta \varphi R_\varphi d\varphi \cdot \frac{r d\theta}{r/\cos\varphi} = F_\theta r d\theta R_\varphi d\varphi.$

Projection suivant At_φ :

$$\frac{\partial}{\partial \varphi} (N_\varphi r d\theta) d\varphi + \frac{\partial N_\theta \varphi}{\partial \theta} d\theta R_\varphi d\varphi - N_\theta d\theta R_\varphi d\varphi \cos\varphi = F_\varphi r d\theta R_\varphi d\varphi$$

Projection suivant An : $N_\theta d\theta R_\varphi \sin\varphi d\varphi + N_\varphi r d\theta \sin\varphi = F_n r d\theta d\varphi R_\varphi$
 En simplifiant par $d\varphi d\varphi$, sachant que θ ne depend pas de φ , et $\sin\varphi \approx d\varphi$ très petit

$$\begin{cases} R\varphi \frac{\partial N\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial}{\partial \varphi} (N\theta\varphi \cdot r) + N\theta\varphi R\varphi \cos\varphi = F\theta r R\varphi \\ \frac{\partial (N\varphi r)}{\partial \varphi} + \left(\frac{\partial N\theta\varphi}{\partial \varphi}\right) R\varphi - N\theta R\varphi \cos\varphi = -F\varphi r R\varphi \\ N\theta R\varphi \sin\varphi + N\varphi r = -F_n r R\varphi. \end{cases}$$

Supposons maintenant que le voile est soumis à une densité ne dépendant pas de θ , lorsque $F\theta, F\varphi, F_n$ ne dépendent pas de θ . Il en est de même des composantes $N\theta, N\varphi, N\theta, \varphi$ qui sont donc fonction de la seule variable φ . En effet, l'équilibre n'est pas modifié lorsqu'on fait subir au voile une rotation d'ensemble autour de l'axe de révolution.

$$\frac{\partial (N\theta\varphi r)}{\partial \varphi} + N\theta\varphi \cdot R\varphi \cos\varphi = -F\theta r R\varphi \quad (1)$$

$$\frac{\partial (N\varphi r)}{\partial \varphi} - N\theta R\varphi \cos\varphi = -F\varphi r R\varphi \quad (2)$$

$$N\theta R\varphi \sin\varphi + N\varphi r = -F_n r R\varphi \quad (3).$$

L'équation (1) est une équation différentielle linéaire qui permet de calculer $N\theta\varphi \Rightarrow N\theta\varphi = -\frac{1}{rR\varphi} \int_0^\varphi F\theta(\alpha) r^2(\alpha) d\alpha$. Si la densité possède une symétrie de révolution donc $F\theta = 0$. $F\varphi$ et F_n ne dépendent pas de θ d'où $N\theta\varphi = 0$.

Les équations deviennent :

$$\begin{cases} \frac{\partial (N\varphi r)}{\partial \varphi} - R\varphi N\theta \cos\varphi = -F\varphi r R\varphi \\ N\theta R\varphi \sin\varphi + N\varphi r = -F_n r R\varphi \end{cases}$$

En éliminant $N\theta$ entre les 2 équations, on aura : $\frac{d(\tau N\varphi \sin\varphi)}{d\varphi} = F\varphi \sin\varphi + F_n \cos\varphi \tau R\varphi \Rightarrow N\varphi = \frac{-1}{r \sin\varphi} \int_0^\varphi [F\varphi(\alpha) \sin\alpha + F_n(\alpha) \cos\alpha] \tau(\alpha) R\varphi(\alpha) d\alpha \quad (II)$

Cas particulier : Coupole sphérique soumise au poids propre par m^2 P/m^2
on a $F\varphi = +P \sin\varphi$ et $F_n = +P \cos\varphi$, $R\varphi = R = r/\sin\varphi$

L'équation II devient
$$\begin{aligned} N\varphi &= -\frac{1}{R \sin^2\varphi} \int_0^\varphi (P \sin^2\alpha + P \cos^2\alpha) R^2 \sin\alpha d\alpha \\ &= -\frac{1}{R \sin^2\varphi} \int_0^\varphi P R^2 \sin\alpha d\alpha = -\frac{PR}{\sin^2\varphi} [-\cos\varphi]_0^\varphi \\ &= -\frac{PR}{\sin^2\varphi} [1 - \cos\varphi] \end{aligned}$$

En remplaçant dans les 2 équations $N\varphi$ par sa valeur \Rightarrow

$$N_{\varphi} = \frac{-PR(1-\cos\varphi)}{1-\cos^2\varphi} = \frac{-PR(1-\cos\varphi)}{(1-\cos\varphi)(1+\cos\varphi)} = \frac{-PR}{(1+\cos\varphi)} = N_{\varphi}$$

$$N_{\theta} = \frac{PR}{1+\cos\varphi} - PR\cos\varphi = -PR\left(\cos\varphi - \frac{1}{1+\cos\varphi}\right)$$

$$\begin{cases} N_{\varphi} = -\frac{PR}{1+\cos\varphi} \\ N_{\theta} = -PR\left(\cos\varphi - \frac{1}{1+\cos\varphi}\right) \end{cases}$$

N_{φ} est toujours négatif $\forall \varphi$, donc N_{φ} est un effort de compression. Mais N_{θ} s'annule pour une certaine valeur φ_0 . Il est un effort de compression (si $N_{\theta} < 0$) $\Rightarrow \varphi < \varphi_0$ et un effort de traction ($N_{\theta} > 0$) si $\varphi > \varphi_0$.

$$N_{\theta} = 0 \Rightarrow \cos\varphi(1+\cos\varphi) - 1 = 0 \Rightarrow \cos\varphi + \cos^2\varphi - 1 = 0 \Rightarrow x^2 + x - 1 = 0$$

$$x_2 = \cos\varphi_0 = 0,618 \text{ donc } \varphi_0 = 51^{\circ}50'$$

Application numérique

$$G = e \times 2500 + 50 = 0,15 \times 2500 + 50 = 425 \text{ kg/m}^2 \quad (\rho_b = 2500 \text{ kg/m}^3, \text{ Enduit: } 50 \text{ kg/m}^2)$$

$$S' = 100 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow q = G + 1,2S' = 425 + 1,2 \times 100 = 545 \text{ kg/m}^2$$

Les valeurs de N_{θ} et N_{φ} pour plusieurs valeurs de φ

φ_0	$\cos\varphi$	$\sin\varphi$	$P(\text{kg/m}^2)$	$R(\text{m})$	$N_{\varphi}(\text{kg/ml})$	$N_{\theta}(\text{kg/ml})$
0	1	0	545	4,35	-1185,37	-1185,37
10	0,985	0,174	545	4,35	-1194,33	-1140,85
20	0,9396	0,342	545	4,35	-1222,28	-1005,27
30	0,866	0,5	"	"	-1270,49	-782,57
40	0,766	0,643	"	"	-1342,44	-473,55
50	0,643	0,786	"	"	-1442,94	-81,45
51°50'	0,6178	0,786	"	"	-1465,41	0
60°	0,5	0,866	"	"	-1580,5	395,125
70°	0,342	0,939	"	"	-1766,57	955,78
80°	0,1736	0,985	"	"	-2020,06	1608,5
90	0	1	"	"	-2370,7	2370,7

Ferrailage de la coupole

On remarque^{que} toutes les valeurs de N_{φ} sont négatives. La plus grande valeur positive de N_{θ} est égale à 2370,7 kg/ml.

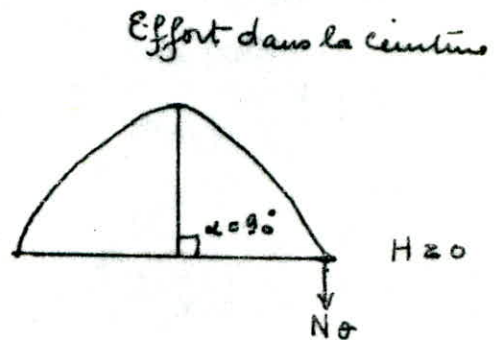
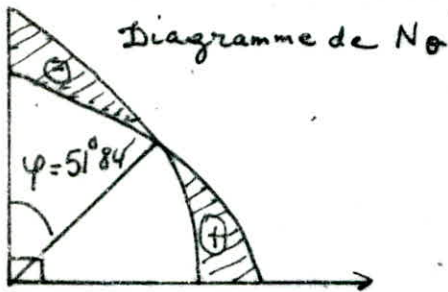
On utilise des aciers doux de nuance FeE 22 d'où $V_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2$.

$$\bar{V}_a = \frac{2}{3} V_{en} = 1470 \text{ kg/cm}^2 \text{ d'où } A = \frac{2370,7}{1470} = 1,61 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend $6\phi 6 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$ espacés de $\frac{1470}{20} \text{ cm}$ dans le sens des parallèles. Dans le sens des méridiens, on n'a pas besoin d'armatures ($N_{\varphi} < 0$), mais on met des armatures de répartition soit $5\phi 6/\text{ml}$.

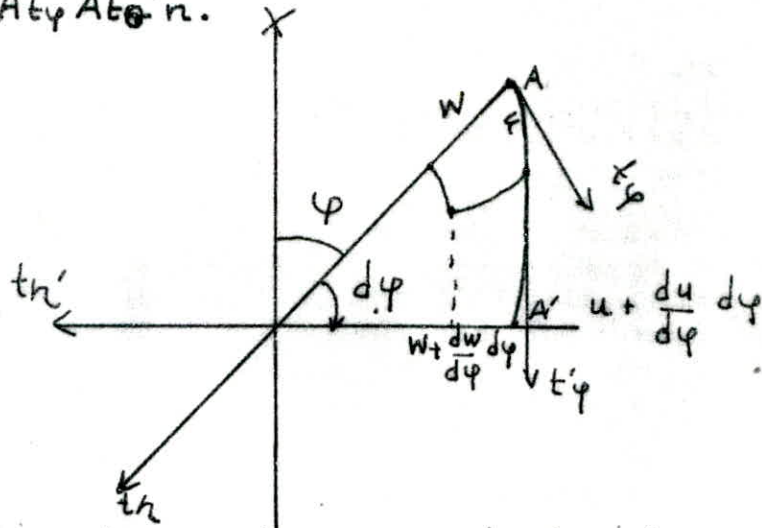
Ceinture : L'effort H dans la ceinture est égal à $N_{\varphi} \cos \varphi = \frac{PR \cos \alpha}{1 + \cos \alpha}$

or $\alpha = 90^\circ \Rightarrow H = 0 \Rightarrow$ L'effort de traction dans la Ceinture est nul.
on prend une section d'armatures constructive : 4T12.



Deformations et déplacements

La symétrie de géométrie et de charges, nous permet de dire qu'il n'y a pas de déplacement suivant l'axe $A\theta$. Dans ces conditions, nous repérons le déplacement du point courant A par ses composantes u et w dans le trièdre $A\tau\eta$.



Le point A' déduit du point A par la variation $d\varphi$ de φ . des déplacements repérés dans son propre trièdre $A'\tau'\eta'$ à savoir $u + \frac{du}{d\varphi} d\varphi$ et $w + \frac{dw}{d\varphi} d\varphi$

La symétrie de révolution nous permet de dire que les directions principales associées aux déformations sont les parallèles et les méridiens. nous cherchons à relier les déformations élémentaires e_φ et e_θ aux déplacements u et w du pt A .

$$e_\varphi = \frac{1}{R_\varphi d\varphi} \left[u + \frac{du}{d\varphi} d\varphi - u - w d\varphi \right] = \frac{1}{R_\varphi} \left[\frac{du}{d\varphi} - w \right]$$

$$e_\theta = \frac{1}{r} \left[u \cos\varphi - w \sin\varphi \right] = \frac{1}{R_\theta} \left[-w + u \cot\varphi \right]$$

D'après la loi de Hooke, on peut relier les déformations élémentaires aux tensions $n_\varphi = \frac{N_\varphi}{h}$, $n_\theta = \frac{N_\theta}{R}$

$$\begin{cases} e_\varphi = \frac{1}{E_h} (N_\varphi - \nu N_\theta) \\ e_\theta = \frac{1}{E_h} (N_\theta - \nu N_\varphi) \end{cases}$$

L'équation différentielle donnant u s'obtient en éliminant w .

$$w = \frac{du}{d\varphi} - e_\varphi R_\varphi = u \cot\varphi - e_\theta R_\theta = u \cot\varphi - \frac{R_\theta}{E_h} (N_\theta - \nu N_\varphi)$$

on tire $u(\varphi) = A \sin\varphi + u_1(\varphi)$. La constante A est donnée par la condition aux limites $u=0$ pour $\varphi=\varphi_0$

$$A = -q \frac{R^2(1+\nu)}{E_h} \cos\varphi$$

On en deduit
$$\begin{cases} u = \frac{qR^2}{E_h} (1+\nu) \sin\varphi (\cos\varphi - \cos\varphi_0) \\ W = u \cotg\varphi - R\epsilon_\theta \end{cases}$$

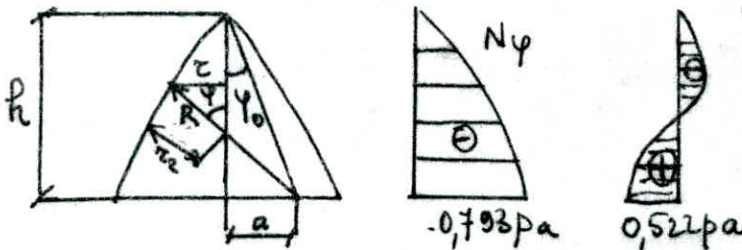
Application

u	cotgφ	Nφ	Nθ	εφ × 10 ⁻⁶	u × 10 ⁶	εθ × 10 ⁻⁶	w × 10 ⁻⁶	δ
10	5,67	-1194,33	-1140,88	1,68	3,55	1,68	12,82	12,82
20	2,74	-1222,28	-1005,28	1,44	6,66	1,44	11,9	11,9
30	1,73	-1270,49	-782,57	1,035	8,98	1,035	11,03	11,03
40	1,19	-1342,9	-473,55	0,476	10,22	0,476	10,09	10,22
50	0,84	-1442,9	-81,45	0,236	10,22	0,236	7,55	10,22
60	0,577	-1580,5	395,125	1,106	8,98	1,106	0,37	8,98
70	0,364	-1766,57	955,78	2,136	6,66	2,136	-6,86	6,86
80	0,176	-2020,06	1608,5	3,34	3,55	3,34	-13,9	13,9
90	0	236,7	237,7	3,52	0	3,52	-15,37	15,37

Remarque: Les flèches sont acceptables, car elles sont très faibles.

VOÛTE

La partie haute du minaret est couverte par une voûte de forme ogivale. L'étude est analogue à celui de la coupole. Il a une hauteur de 3m et de diamètre à la base égal à 2,5m. $R=14,5m$, épaisseur = 7cm



Poids propre : $0,07 \times 2500 = 175 \text{ kg/m}^2$

enduit : 44 kg/m^2

surcharge : 80 kg/m^2

$q = G + 1,2P = 175 + 1,2 \times 80 = 315 \text{ kg/m}^2$

$\sin \varphi_0 = \frac{a}{R}$, $r = (\sin \varphi - \sin \varphi_0) a$, $\kappa_2 = \frac{\kappa}{\sin \varphi} = a \left(\frac{1 - \sin \varphi_0}{\sin \varphi} \right)$

$h^2 + a^2 = R^2 \Rightarrow a = \sqrt{R^2 - h^2} = \sqrt{14,5^2 - 3^2} = 14,18 \Rightarrow \varphi_0 = 77,94'$

En vertu des résultats obtenus dans la coupole : On obtient : $N_\varphi = \frac{PR^2}{r \sin \varphi} \int_{\varphi_0}^{\varphi} (\sin \varphi - \sin \varphi_0) d\varphi$

$$N_\varphi = \frac{-PR \left[(\cos \varphi_0 - \cos \varphi) - (\varphi - \varphi_0) \sin \varphi_0 \right]}{\sin \varphi (\sin \varphi - \sin \varphi_0)}$$

$$N_\theta = \frac{-PR}{\sin^2 \varphi} \left[(\varphi - \varphi_0) \sin \varphi_0 - (\cos \varphi_0 - \cos \varphi) + \sin \varphi \cos \varphi (\sin \varphi - \sin \varphi_0) \right]$$

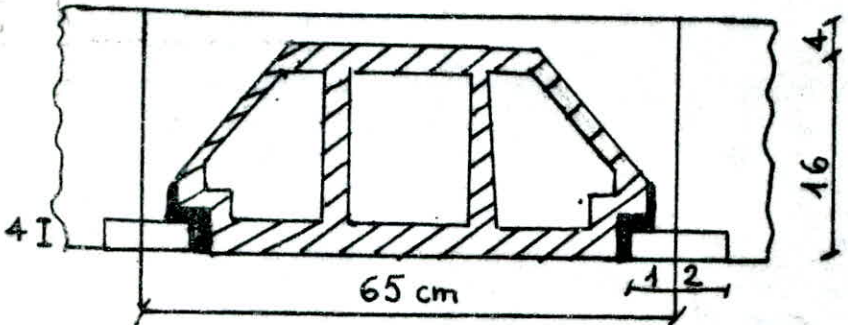
Les valeurs de N_φ et N_θ sont données dans un tableau :

φ	$\sin \varphi$	$\cos \varphi$	$N_\varphi \text{ (kg/ml)}$	$N_\theta \text{ (kg/ml)}$
77,94	0,977	0,2089	0	0
80	0,984	0,1736	-732,7	-334,56
85	0,996	0,087	-181,5	-4,117
90	1	0	-546,7	18,57

On remarque que l'effort de traction est très faible donc, on adoptera une section de $5 \phi 6 \text{ /ml}$ dans les 2 sens.

Poutrelles prefabriquees

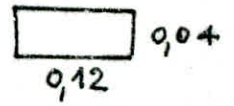
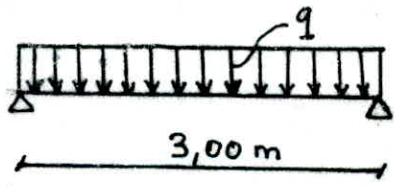
Le plancher est a corps creux, Constitué par des poutrelles prefa-
 briquées, associées aux corps creux (16+4) cm.
 Les poutrelles seront disposées suivant le sens longitudinal du
 Bâtiment. Les poutrelles seront ((disposées)) Calculées sous la solli-
 citation du 1^{er} genre (G+1,2P).



- Le calcul sera fait en 2 étapes

1^{ere} étape : Avant le coulage du beton, la poutrelle est considérée
 comme simplement appuyée. Elle supporte son poids propre, L'hourdis,
 et la surcharge de l'ouvrier qui pose l'hourdis.

Schema statique



Charge supportée par la poutrelle

- Poids propre : $0,04 \times 0,12 \times 2,5 = 0,012 \text{ t/ml}$.
 - Corps creux : $0,65 \times 85 \times 10^{-3} = 0,052 \text{ t/ml}$.
 - Surcharge pondérée : $1,2 \times 100 \times 0,65 = 0,078 \text{ t/ml}$.
- d'où $q = G+1,2P = 0,133 \text{ t/ml}$.

- Moment en travée : $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,15 \text{ tm}$

- Effort tranchant sur appui : $T_{max} = q \frac{l}{2} = \frac{0,133 \times 3}{2} = 0,199 \text{ t}$

Calcul des armatures : On utilise la methode de P. Charron.

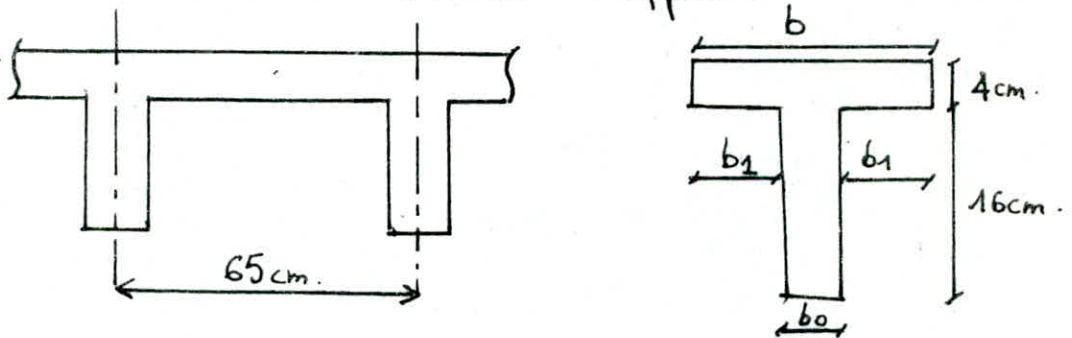
on prend un eurobage $d = 2 \text{ cm}$.

On calcule $\mu = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 0,15 \times 10^5}{2800 \times 12 \times 2^2}$
 $= 1,67$

On obtient $K = 2,7 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{2,7} = 1037 > \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$ Les armatures comprimées sont nécessaires. Vu les dimensions de la section du béton. Ceci est impossible. On fera recours à des échafaudages pour aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges, avant le coulage du béton de la table de compression.

2^{ème} étape : La poutrelle repose sur plusieurs appuis et travaille comme une poutre continue, et sera calculée comme une section en T en travée, et rectangulaire sur appuis.

On a plusieurs types de poutrelles, donc le calcul sera fait seulement avec le moment max en travée, le moment max sur appui, et l'effort tranchant max de toutes les travées et appuis.



l : distance entre les faces voisines de 2 nervures consécutives $l = 65 - 12$
 $l = 53 \text{ cm}$. $b_1 = 26,5 \text{ cm}$. donc $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

Détermination des efforts agissant sur la poutrelle

Charges et surcharges : Pour une poutrelle $q = 0,65 (0,462 + 1,2 \times 0,4)$
 $= 0,612 \text{ t/ml}$.

d'où $M_0 = 0,612 \text{ t/ml}$. Après plusieurs combinaisons faites sur les types de poutrelles qui existent, (CCBA 68, Art 55) on a obtenu $M_t = 0,81 M_0$ et $M_a = 0,6 M_0 \Rightarrow M_t = 0,558 \text{ tm}$ et $M_a = 0,413 \text{ tm}$. L'effort tranchant max $T_{\max} = q \frac{l}{2} + \frac{0,6 M_0 - 0,2 M_0}{l} = \frac{0,612 \times 3}{2} + \frac{0,4 \times 0,688}{3}$
 $= 1 \text{ t}$

donc $M_{tmax} = 0,558 \text{ tm}$, $M_{amax} = 0,413 \text{ tm}$, $T_{max} = 1 \text{ t}$.

Ferrailage : $\mu = \frac{15 M_o}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,014$, $K = 80$, $\alpha = 0,1579$, $\epsilon = 0,9474$

$\alpha h = 0,1579 \times 18 = 2,84 < 4 \text{ cm} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression. donc section rectangulaire ($b \times h_t$) = (65×20)

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{80} = 35 < \bar{\sigma}_b \rightarrow A' = 0, A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 1,169 \text{ cm}^2$$

soit $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

Appuis : Section rectangulaire (12×20). En procédant de la même manière, on obtient $A = 0,9 \text{ cm}^2$, soit $1T12 = 1,13 \text{ cm}^2$.

Verifications

* Contraintes : - En travée, on a $\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 1,57}{65 \times 18} = 0,134 \rightarrow$
 $\epsilon = 0,9394$, $K = 67,5$, $\sigma_a = 1785 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$, $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 41,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$.

- Aux appuis : on trouve $\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = 2276 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$ et $\sigma'_b = 72,97 < \bar{\sigma}'_b$

* Condition de non fragilité : $A_t \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = \frac{0,69 \times 65 \times 18 \times 5,9}{4200}$

donc cette condition est vérifiée. Car $A_t = 1,57 \text{ cm}^2 = 1,13 \text{ cm}^2$

Sur appuis : $A_a = 1,13 > 0,69 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,21 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifiée.

- Condition de la flèche : (CCBA 68, art 58.4)

$$\frac{h_t}{l} = \frac{20}{300} = 0,06 > \frac{1}{15} \times \frac{0,558}{0,688} = 0,054$$

$$\frac{h_t}{l} = 0,06 > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

$$\frac{A}{b h} = 0,005 < \frac{43}{4200} = 0,01$$

} \Rightarrow vérifiée

fissuration : En travée : $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{10}} = 2855,8 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

Sur appuis : $\sigma_1 = \frac{K \eta \cdot \bar{\omega} f}{\phi \cdot (1 + 10 \bar{\omega} f)} = 2806 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

Conditions aux appuis : $A \bar{V}_a > T + \frac{M}{\delta} = 1000 - \frac{0,413 \times 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 18} < 0$, vérifiée

Armatures transversales : La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = 5,29 \text{ kg/cm}^2. \quad \bar{V}'_b = 72,97 \text{ kg/cm}^2 > \bar{V}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{72,97}{68,5}\right) \times 5,9 = 20,26 \text{ kg/cm}^2. \text{ donc } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

Les armatures droites suffisent. On choisit des cadres dont

$$\phi_t = 6 \text{ mm}. \quad A_t = 2\phi_6 = 0,565 \text{ cm}^2 \text{ en acier doux Fe E 24.}$$

Contrainte admissible des armatures transversales : On n'a pas de

$$\text{reprise de bétonnage : } V_{at} = \rho_{at} V_{en} = \max \left[\left(1 - \frac{1}{9} \frac{\tau_b}{\bar{V}_b}\right), \frac{2}{3} \right] \\ = \max (0,9, 0,6) = 0,9$$

$$V_{at} = 0,9 \times 2400 = 2160 \text{ kg/cm}^2.$$

d'écartement des armatures transversales est donné par $t = \frac{A_t z V_{at}}{T}$

$$\text{donc } t = 19,22 \text{ cm}. \quad \bar{t} = \max (3,6, 13,5) = 13 \text{ cm. donc on prend}$$

$t = 13 \text{ cm}$. Le premier cours est donné par $t/2 = 6,5 \text{ cm}$ du axe d'appui.

Ferraillage de la table de compression (CCBA 68, Art 58.2)

Pour limiter les risques, et répartir les charges, on prévoit un treillis soudé (quadrillage) de maille 20×20

Armatures \perp aux nervures : $A_{\perp N} \geq \frac{2160}{V_{en}} \rightarrow$ pour $l_n \leq 50 \text{ cm}$.

$$\text{et } A_{\perp N} \geq \frac{43 l_n}{V_{en}} \rightarrow 50 < l_n < 80 \text{ cm.}$$

$$\text{dans notre cas } V_{en} l_n = 65 \text{ cm donc } A_{\perp N} \geq \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,527$$

C'est vérifié car $A_{\perp N} = 5\phi_6/\text{ml} (5 \text{ pm})$. car on a une maille de 20×20 .
 $= 1,41 \text{ cm}^2$

Armatures // aux nervures

$$A_{//N} = \frac{A_{\perp N}/\text{ml}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 < 5T6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un Treillis soudé ϕ_6 . maille (20×20)

BALCONS

Le balcon est constitué d'une dalle pleine avec un garde corps en barres d'acier. Il est calculé comme une console.

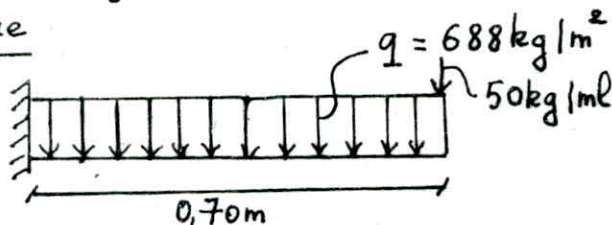
* Charges à prendre en compte :

- Charges permanentes : 1. Carrelage + mortier + Sable ----- 110 kg/m^2
 - 2. Dalle en béton armé de 10cm ---- 250 kg/m^2
 - 3. Enduit en plâtre ----- 28 kg/m^2
- $G = 388 \text{ kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation

$q = 250 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 1,2q = 300 \text{ kg/m}^2$. La main courante est remplacée par 1 moment $M_0 = 1,2 \times 100 \times 0,7 = 84 \text{ kg.m/ml}$. Le garde corps en acier agit comme 1 force concentrée $P = 50 \text{ kg/ml}$

Schema statique



$$M = \left(84 + 50 \cdot 0,7 + \frac{688 \times 0,7^2}{2} \right) = 287,56 \text{ Kg.m/ml}$$

ferrailage

Armatures principales : $b = 100 \text{ cm}$. $h = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$. $\mu = \frac{15 \times 287,56 \times 10^3}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2}$

donc $\mu = 0,0344 \Rightarrow \epsilon = 0,9206$, $K = 48$, $\bar{\nu}_b = \frac{2800}{48} = 58,33 < \bar{\nu}_b$

donc $A' = 0 \Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\nu}_a \epsilon h} = \frac{287,56 \times 10^3}{2800 \cdot 0,9206 \cdot 8} = 1,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{GT8} = 3,1 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : L'effort tranchant max au niveau de

l'appui est $T = ql + p = 688 \cdot 0,7 + 50 = 531,6 \text{ Kg}$. $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{531,6 \times 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 8}$

donc $\tau_b = 5,759 \text{ Kg/cm}^2$. $\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\nu}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$

donc $\tau_b < \bar{\tau}_b$ (vérifié). Les armatures transversales sont inutiles.

on réalise des armatures de construction. $5 \phi 6 / \text{m.lin}$

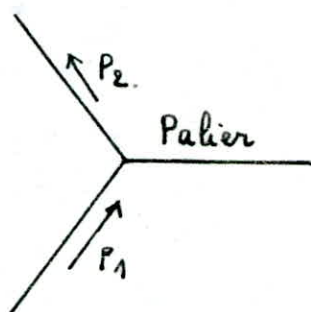
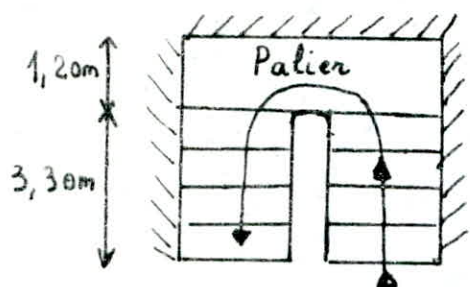
- Vérification des contraintes : $w = \frac{100A}{bh} = 0,553\% \rightarrow \bar{\nu}_a = 1343,44 < \bar{\nu}_a$

et $\bar{\nu}_b = 44,62 < \bar{\nu}_b$

fissuration : $\bar{\nu}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{2800}} = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\nu}_2 = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Armatures aux appuis : $A \bar{\nu}_a > T + \frac{8M}{3} = 531,6 - \frac{287,56 \times 10^3}{7} < 0$ vérifiée

ESCALIERS



La hauteur d'une marche : $h = 17\text{ cm}$
 La largeur d'une marche : $g = 30\text{ cm}$ } $\Rightarrow 2h + g = 17 \times 2 + 30 = 64\text{ cm}$.
 donc la $(60 \leq 2h + g \leq 64)$ condition de Blondel est vérifiée

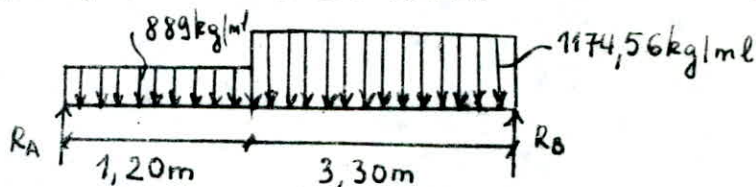
Predimensionnement

On prendra pour la paillasse et les paliers la même épaisseur : $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$

avec $l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{330}{\cos 29,54} = 379,3\text{ cm}$ (car $\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54'$)

$\frac{l}{20} = 18,965\text{ cm}$, $\frac{l}{30} = 12,64\text{ cm} \rightarrow e = 13\text{ cm}$.

Schema statique



Evaluation de la charge de calcul

- 1) Paillasse
- Poids propre ----- $\frac{2500 \times 0,13}{\cos \alpha} = \frac{2500 \times 0,13}{0,87} = 373,56\text{ kg/m}^2$
- Poids des marches ----- $2200 \times \frac{0,17}{2} = 187\text{ kg/m}^2$
- Revêtements ----- 84 kg/m^2
- garde corps (en acier) ----- 50 kg/m^2

$$\underline{G = 694,5\text{ kg/m}^2}$$

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

Pour une bande de 1m, on a $G = 694,5\text{ kg/ml}$ et $P = 400\text{ kg/ml}$.
 donc $q_1 = G + 1,2P = 694,5 + 1,2 \cdot 400 = 1174,5\text{ kg/ml}$

2) Palier

$$\begin{array}{l} \text{Poids propre} \text{ --- } 2500 \cdot 0,13 = 325 \text{ kg/m}^2 \\ \text{revêtement} \text{ --- } \text{---} = 84 \text{ kg/m}^2 \\ \hline G = 409 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

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

$$\text{donc } q_2 = G + 1,2P = 409 + 1,2 \times 400 = 889 \text{ Kg/ml (Pour une bande: 1m)}$$

$$R_A + R_B = q_1 l_1 + q_2 l_2 = 889 \cdot 1,2 + 3,3 \cdot 1174,5 = 1066,8 + 3875,85 = 4,942 \text{ t}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4,5 \cdot R_B - 0,6 \cdot 889 \cdot 1,2 - 2,85 \cdot 1174,5 \cdot 3,3 = 0 \Rightarrow R_B = 2,596 \text{ t}$$

$$R_A = 2,346 \text{ t}$$

$$\text{- Moment isostatique : } M(x) = R_B \cdot x - q_1 \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = R_B - q_1 x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_B}{q_1} = \frac{2596}{1174,56} = 2,21 \text{ cm} \Rightarrow M_{\max} = 2868,97 \text{ kg.m/ml}$$

$$\text{- Moment hyperstatique : } M_t = 0,85 M_0^{\max} = 0,85 \cdot 2868,97 = 2438,63 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_a = 0,3 M_0^{\max} = 0,3 \cdot 2868,97 = 860,69 \text{ Kg.m/ml}$$

Calcul des armatures

$$\text{Entravée : } \mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,1079 \quad (b=100, h=11 \text{ cm}) \Rightarrow \varepsilon = 0,8701, K=23,5$$

$$\text{donc } A_t = \frac{2438,63 \times 10^2}{2800 \cdot 11 \cdot 0,8701} = 9,09 \text{ cm}^2 \quad (6T14)$$

$$\text{sur appui : } \mu = 0,0381 \Rightarrow \varepsilon = 0,9167, K=45 \Rightarrow A_a = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T10/\text{ml}$$

avec $t = 25 \text{ cm}$. et 4T8 comme armature de repartition.

Vérification

$$\text{- Contraintes : entravée : } \omega = \frac{9,23 \times 100}{100 \cdot 11} = 0,839 \rightarrow \varepsilon = 0,8695 \text{ et } K=23,3$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}'_a = \frac{M}{\bar{\sigma}_a A} \quad (z = \varepsilon h) \Rightarrow \bar{\sigma}'_a = 2762,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2. \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{23,3} = 120,17 < \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Sur appui : } \omega = 0,285, K=44,4, \varepsilon = 0,9158 \Rightarrow \bar{\sigma}'_a = 2721 < \bar{\sigma}_a, \bar{\sigma}'_b = 63,06 < \bar{\sigma}_b$$

$$\text{- Condition de non fragilité : } A \geq 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{ten}}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 11 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entravée : } A_t = 9,23 \text{ cm}^2 > 1,1 \text{ cm}^2 \text{ et sur appui } A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,1 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

$$\text{flèche : } \frac{A}{bh} = \frac{9,23}{100 \cdot 11} = 0,0084 < 0,01 \text{ (vérifiée)}$$

$$\text{fissuration : entravée : } \omega_f = \frac{9,23}{4 \cdot 100} = 0,023 \text{ on trouve } \bar{\sigma}_1 = 3854,25 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \text{ (vérifié)}$$

$$\text{- Condition aux appuis : } A_a \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\bar{\sigma}} = 2596 - \frac{2438,63}{9,62} < 0 \rightarrow \text{Les armatures ne}$$

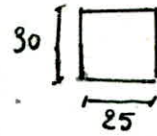
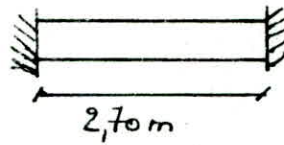
sont soumis à aucun effort de traction

$$\text{Armatures transversales : } \tau_b = \frac{T_{\max}}{b z} = \frac{2596}{100 \cdot 9,625} = 2,69 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \cdot 5,9 = 6,785$$

donc on utilise 4 armatures transversales

Calcul de la poutre palier

Cette poutre palier d'une section (30x25) est supposée semi encastrée aux poteaux à mi-hauteur.



Charges:

- Poids propre: $2500 \times 0,3 \times 0,25 = 187,5 \text{ kg/ml}$
 - Reaction du palier: $2346,65 \text{ kg/ml}$
 - Poids du $\frac{1}{2}$ mur: $\frac{3,5}{2} \times 253 = 442,75 \text{ kg/ml}$
- $\Rightarrow q = 2976,85 \text{ kg/ml}$

Moment isostatique: $M_{max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{2976,85 \cdot 2,7^2}{8} = 2712,65 \text{ kg.m}$

Moment hyperstatique: $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 2712,65 = 2305,75 \text{ kg.m}$
 $M_a = 0,3 M_0 = 0,3 \cdot 2712,65 = 813,79 \text{ kg.m}$

ferrailage: $\mu = \frac{15 M_t}{2800 \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 2305,75}{2800 \cdot 25 \cdot 27^2} = 0,0677 \Rightarrow \epsilon = 0,8929, K = 31,7$

donc $V'_b = \frac{V_a}{K} = \frac{2800}{31,7} = 88,33 < \bar{V}'_b \rightarrow A' = 0$ et $A = \frac{M_t}{V_a \epsilon_R} = 3,41 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Sur appui: $\mu = 0,0239, K = 59, \epsilon = 0,9324 \Rightarrow A = 1,15 \text{ cm}^2$ soit $3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$.

d'où: $V'_b = \frac{2800}{59} = 47,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}'_b \Rightarrow A' = 0$

Verification des Contraintes:

En travée: $\omega = 0,684, \epsilon = 0,8792, K = 26,4 \Rightarrow V'_a = \frac{2305,75 \times 10^2}{4,62 \cdot 27 \cdot 0,8792} = 2102,42 \text{ kg/cm}^2$

et $V'_b = \frac{2102,42}{26,4} = 79,63 < \bar{V}'_b$

Sur appui: $\omega = 0,348, K = 39,6, \epsilon = 0,9084 \Rightarrow V'_a = 1411,89 < \bar{V}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

$V'_b = \frac{V_a}{K} = 35,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}'_b$

non fragilité: $\frac{A}{bh} = \frac{4,62}{25 \cdot 27} = 0,0068 < \frac{43}{4200} = 0,0102$

fissuration: - en travée: $\omega_f = \frac{4,62}{2 \cdot 3 \cdot 25} = 0,0308 \rightarrow V_1 = 5122 > \bar{V}_a$

- Sur appui: $V_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2 > \bar{V}_a$

donc pas de risque de fissuration.

Condition aux appuis: $A_a \bar{V}_a > T + \frac{M}{\gamma} = q \frac{l}{2} + \frac{M}{\gamma} = 4018,75 - \frac{813,79}{23,62} = 573,4$

or $A_a \bar{V}_a = 2,35 \cdot 2800 > 573,4$ (vérifié).

Armatures transversales: $T_{max} = q \frac{l}{2} = 4018,75 \Rightarrow \tau_b = \frac{T_{max}}{b \delta} = 6,80 < 3,5 \bar{V}_b$

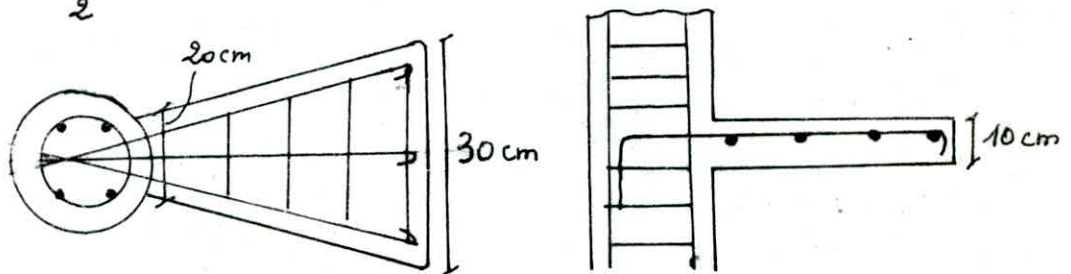
On peut utiliser des cadres et étriers \perp à la ligne moyenne
 moyen (1 cadre + 1 étrier) avec un espacement $t = 11 \text{ cm} < \bar{t} = 21 \text{ cm}$.

Escalier a noyau central

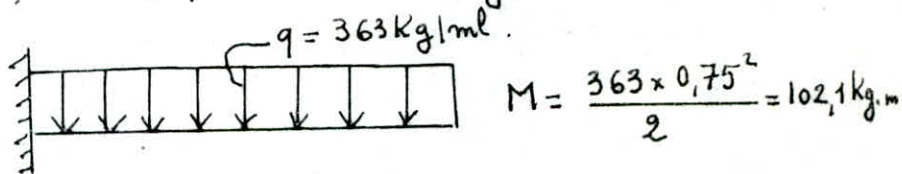
Dans le minaret, on a un escalier a noyau central helicoidal
On considere que cet escalier est coulé sur place.

Etude de la marche : La marche est encastree dans le poteau. Elle se calcule comme une console. La marche est assimilée à une section rectangulaire de hauteur 10cm, de longueur 75cm, et de largeur

$$\frac{a_1 + a_2}{2} = \frac{20 + 30}{2} = 25 \text{ cm.}$$



Poids propre : $G = 0,1 \times 2500 \cdot \frac{(20+30)}{2} \times 10^{-2} = 63 \text{ Kg/ml}$
donc $q = G + 1,2P = 63 + 1,2 \times 250 = 363 \text{ Kg/ml}$.



d'où $A = \frac{M}{\gamma \sigma_a} = \frac{102,1 \times 10^2}{7,8 \cdot 8 \cdot 2800} = 0,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend $3T8 = 1,5 \text{ cm}^2$.

L'effort tranchant : $T = ql = 363 \times 0,75 = 272,25 \text{ Kg}$.

On doit verifier l'adhérence : $\tau_d = \frac{T}{P} < \bar{\tau}_d = 2 \bar{\psi}_d \cdot \bar{v}_b$ avec P , étant le périmètre des barres $P = 3(2\pi \cdot 0,4) = 7,54 \text{ cm} \Rightarrow \tau_d = 4,51 \text{ kg/cm}^2$
or $\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_d < \bar{\tau}_d$ (verifié). On prend comme armature de repartition $5\phi 6$.

Calcul du noyau central : Le calcul du noyau a été précisé par Nicol'sky. Le moment de flexion dans le noyau est sinusoidal le long de sa hauteur. $M_{max} = \frac{2}{3} q a^3$, où q : étant la charge par m^2 de projection horizontale et a : la distance du centre du noyau à l'extrémité de la marche. Le calcul admet que les marches sont simplement appuyées, s'il y a, encastrement, le moment est plus faible

On constate de l'équation précédente, que le moment est indépendant de la hauteur du noyau.

$$a = 0,9 = 0,15 + 0,75$$

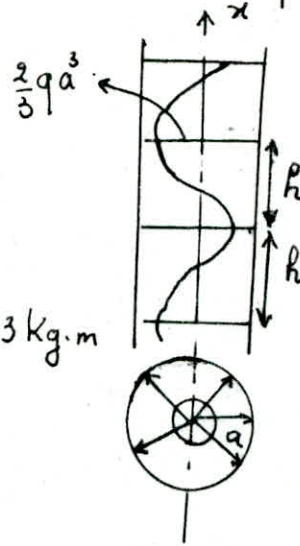
$$G = 2500 \times 0,1 = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$S = 1,2P = 1,2 \times 250 = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 250 + 1,2 \times 250 = 550 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{max} = \frac{2}{3} q a^3 = \frac{2}{3} \times 550 \times (0,9)^3 = 267,3 \text{ kg.m}$$

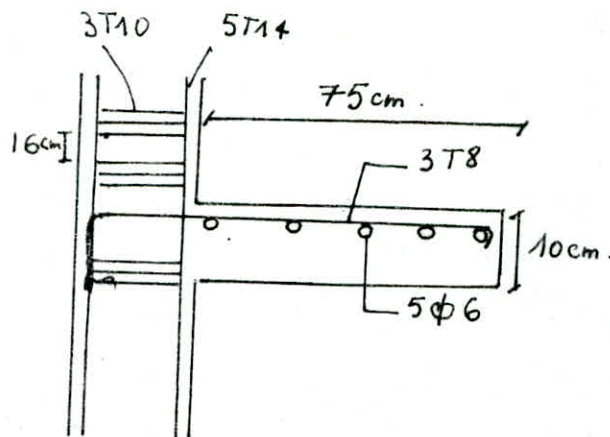
On calcule $K_a = \frac{M}{\pi^3 V a} = \frac{267,3 \times 10^2}{(15)^3 \times 2800} = 2,82 \times 10^{-3}$



d'après le tableau 4.58 (Aide-mémoire B.A), On tire $\omega = 0,27\%$,
 et $K = 51,26 \Rightarrow A = \frac{\pi R^2 \omega}{100} = \frac{0,27 \times 3,14 \times 15^2}{100} = 1,91 \text{ cm}^2$.

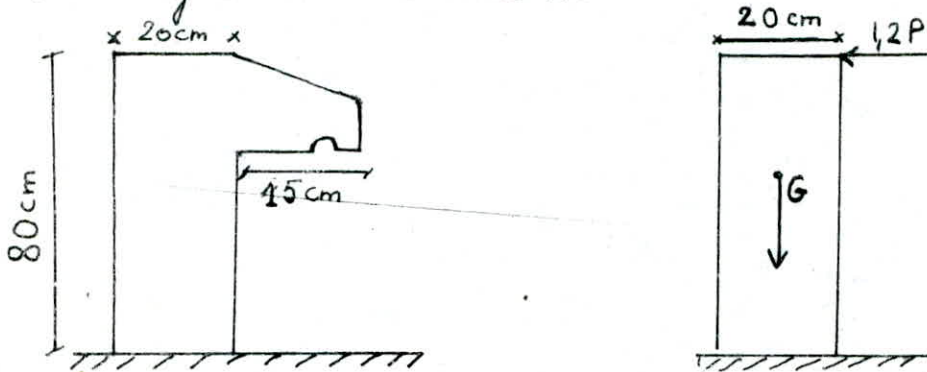
Le ferrailage minimal imposé par RPA 81 nous donne $5T14 = 7,69 \text{ cm}^2$
Armatures transversales: RPA 81 Art 4.2.3.1.2: On prend des Caobres
 circulaires espacés de $16 \text{ cm} < 12 \times 1,4 = 16,8 \text{ cm}$ en zone courante, et de
 14 cm en zone nodale. La quantité d'armatures transversales $A_t = 0,004 \times$
 $S \times b_1$ en zone II avec $S = 14$ en zone nodale $\Rightarrow A_t = 0,004 \times 1,4 \times 30 = 1,68 \text{ cm}^2$
 et $S = 16$ en zone courante donc $A_t = 1,92 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$.

Vérification au flambement: On a un noyau de 30 cm de diamètre
 et de 3 m de hauteur. $l_c = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3 = 2,1 \text{ m} \Rightarrow \frac{l_c}{D} = \frac{2,1}{0,3} = 7 < 12,5$
 donc pas de risque de flambement.



ACROTÈRE

L'acrotère est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse. Elle est calculée en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre et d'un moment flechissant max à la base qui est dû à la surcharge de main courante P .



Les efforts sollicitant l'acrotère sont : Poids propre $G = 0,8 \times 2500 \times 0,2 \times 1$
 donc $G = 400 \text{ kg/ml} = N$ et la surcharge $P = 100 \text{ kg/ml}$.

donc $M = 1,2P \times 0,8 = 96 \text{ kgm/ml}$. $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{96}{400} = 0,24 \text{ m}$.

$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{0,2}{6} = 0,033$. $e_0 > e_1 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

Calcul des armatures : $f = \frac{ht}{2} - d = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$. $M_f = M + N \cdot f = 96 + 400 \cdot 0,08$
 donc $M_f = 128 \text{ kgm/ml}$. puis on calcule la section en flexion simple avec la

methode de P. Charron : $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 128 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0,0021 \Rightarrow K = 220$,

$$\varepsilon = 0,9787 \Rightarrow A_{fs} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 0,259 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{220} = 12,72 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_b \rightarrow A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,259 - \frac{400}{2800} = 0,116 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 18 \times \frac{12,72}{4200} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En conclusion, on adoptera $5\phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm. On prévoit des armatures perpendiculaires aux armatures principales.

Condition de non fissuration : $\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,51}{4 \cdot 100} = 63 \times 10^{-4}$

$K = 1,5 \times 10^6$ (fissuration peu nuisible), η (acier HA) = 1,6

$$\sigma_1 = \frac{K \eta \omega_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)} = 1878 \text{ Kg/cm}^2. \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3226 \text{ Kg/cm}^2.$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3226 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifié.

Vérification de l'effort tranchant: $T + \frac{M}{z} \leq A \bar{V}_a$ avec $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 18$
donc $z = 15,75 \text{ cm}$. et on aura $1,2 \cdot 100 - \frac{128}{15,75} < 0 \rightarrow$ vérifiée

Vérification du seisme local de l'acrotère:

On doit calculer $F_p = Z I C_p W_p$ (R. P.A. 81, art 3.3.9) avec $W_p = 400 + \frac{1}{5} \cdot 100$
donc $W_p = 420 \text{ kg}$, et $Z = 0,714$, $I = 1,66$, $C_p = 0,8 \Rightarrow F_p = 398,24 \text{ kg/ml}$

on remarque que $F_p > 1,2P = 120 \text{ kg/ml}$. donc, on doit recalculer les armatures avec F_p , et les comparer avec celles trouvées par la condition de non fragilité. $M = F_p \cdot h = 398,24 \cdot 0,8 = 318,6 \text{ kg}\cdot\text{m}$. $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{318,6}{400}$

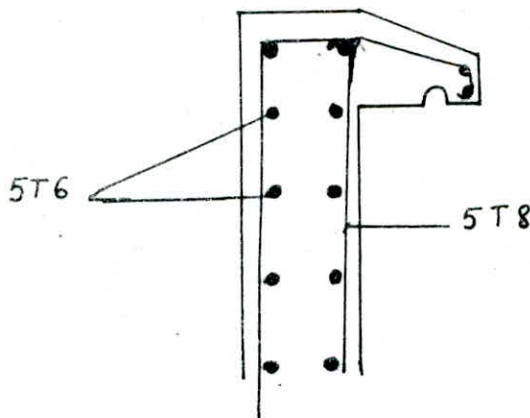
donc $e_0 = 0,79 > \frac{h_t}{6} = 0,0333 \text{ cm} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

On a $M_{fs} = 350,6 \text{ kg}\cdot\text{m/ml}$, $\mu = \frac{15 \times 350,6 \times 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0,0058 \rightarrow K = 130$

et $\varepsilon = 0,9657 \rightarrow A_{fs} = 0,72 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{V}_a} = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilité: $A \geq 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$

donc On prend 5T8 = $2,51 \text{ cm}^2$, et on prend 5T6 pour armatures de peau.

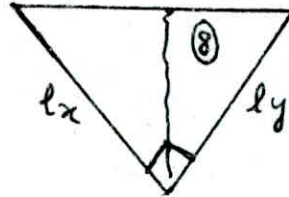


Calcul des dalles

Dalle triangulaire : au niveau de l'appui de la coupole, on a une dalle triangulaire

$$e \leq \frac{\max(l_x, l_y)}{35} \approx 8,5 \text{ cm}$$

on prend $e = 8 \text{ cm}$



Cette dalle sera calculée par la méthode des lignes de rupture, d'où le moment de rupture $m = P/6$ (plaque simplement appuyée sur les deux côtés de l'angle droit) qu'on multiplie par un coefficient de majoration $\gamma = 1,7$. On admet un encastrement partiel aux appuis

$$M_{apx} = M_{apy} = 0,5\gamma \cdot m = 0,5 \cdot 1,7 \cdot m = 0,85m$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85\gamma \cdot m = 1,445m$$

Charge uniformément répartie $\Rightarrow q = G + 1,2P = 0,08 \cdot 2500 + 1,2 \cdot 100 = 320 \text{ kg/ml}$.

Ferraillage

En travée : $M_t = 1,445 \times \frac{0,32}{6} = 0,077 \text{ tm/ml} \rightarrow \mu = \frac{15 \times 0,077 \times 10^5}{100 \times 2800 \cdot 6^2} = 0,0114$

$$\varepsilon = 0,9522, K = 89,5, \bar{V}_b = \frac{2800}{89,5} = 31,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{V}_a \varepsilon h} = \frac{0,077 \times 10^5}{2800 \cdot 0,9522 \cdot 6} = 0,48 \text{ cm}^2$$

on prend 5T8 = 2,51 cm².

Appui : $M_{ap} = 0,85 \cdot \frac{0,32}{6} = 0,045 \text{ tm/ml} \rightarrow \mu = 0,00669, \varepsilon = 0,963$

$$K = 120, \bar{V}_b = 23,33 \Rightarrow A = \frac{0,045}{2800 \cdot 0,963 \cdot 6} = 0,278 \text{ cm}^2$$

on prend 5T8.

Vérification de la fissuration : $A = 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2, \omega_f = \frac{A}{2bd} = 0,009$

$$\bar{V}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K\eta}{\Phi} \bar{V}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 1,6 \times 10^6}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{V}_a$$

- Vérification de contraintes : $M_t = 0,077 \text{ tm}, A = 2,51 \text{ cm}^2$ (vérifiée)

$$\omega = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \times 2,51}{100 \cdot 6,6} = 0,38 \Rightarrow K = 37,4, \varepsilon = 0,9046 \Rightarrow \bar{V}_a = \frac{M}{\varepsilon h A} = 514$$

donc $\bar{V}_a = 514 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_a$ et $\bar{V}_b = \frac{\bar{V}_a}{2,74} = 187,6 \text{ kg/cm}^2$

FONDATIONS

FONDATEIONS

Les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles

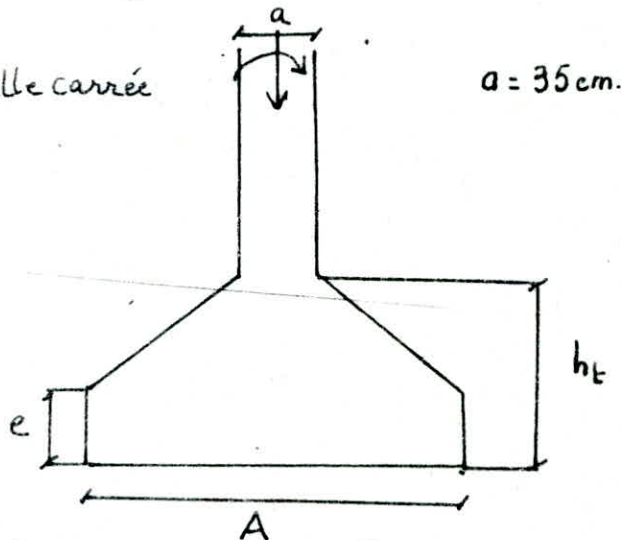
nous avons 4 types de semelles :

- Semelles isolées sous un poteau
- Semelles isolées sous 2 poteaux.
- Semelles continues sous 2 poteaux
- Semelles filantes sous voiles périphériques

Le dimensionnement et le calcul des semelles se fait sous max ($1,5 SP_1, SP_2$).
Le prédimensionnement se fait sous SP_1 , et la stabilité de la fondation sous SP_2 .

Semelle isolée carrée : S_1

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \Rightarrow \text{Semelle carrée}$$



Prédimensionnement : on a sous SP_1 $\begin{cases} N = 19,72t \\ M = 0,789tm \end{cases}$ et sous SP_2 $\begin{cases} N = 32,38t \\ M = 10,89tm \end{cases}$

$\bar{V}_s \geq \frac{N}{S}$ (La valeur de \bar{V}_s est prise d'abord du rapport du sol, puis on calculera par la suite sa valeur exacte).

$$\text{dmc } S \geq \frac{N}{\bar{V}_s} = \frac{19720}{2} = 9860 \text{ cm}^2 \Rightarrow A \geq 100 \text{ cm.} \Rightarrow \text{On prend } A = 150 \text{ cm.}$$

$$h \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4}, \frac{A-a}{4} \right\} = \frac{150-35}{4} = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } h = 35 \text{ cm et } ht = 40 \text{ cm avec } d = 5 \text{ cm.}$$

Vérification des contraintes sous SP_2 : $\bar{V}_s \geq \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$

$$\text{Poids des terres : } 2,12 \times 1,5 [1,5 \cdot 1,5 - 0,35 \cdot 0,35] = 6,76t.$$

$$\text{Poids de la semelle : } 2,5 [1,5 \cdot 1,5] \times 0,4 = 2,25t$$

$$\text{d'où } N_t = 32,38 + 2,25 + 6,76 = 41,39t.$$

$$\bar{V}_s \geq V\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{41390}{22500} + \frac{10,89 \times 10^5}{1125000} = 1,8 + 0,9 = 2,7 \text{ kg/cm}^2$$

or $\bar{V}_s = 1,33 \times 2 = 2,66 \text{ kg/cm}^2$ (sous SP_2). donc $\bar{V}_s \approx 2,7$ (C'est vérifié)

Vérification de la stabilité sous SP_2

$$\left. \begin{array}{l} N_t = 41,39 \text{ t} \\ M = 10,89 \text{ tm} \end{array} \right\} A \geq 4e = 4 \cdot \frac{M}{N} = 4 \cdot \frac{10,89}{41,39} = 105 \text{ cm (vérifié)}$$

- Calcul de \bar{V}_s :

$$\bar{V}_s = \gamma_h D + \frac{\gamma_h \rho N \gamma + \gamma_h D (Nq - 1) + c N c}{F} \cdot \beta = \frac{B}{2(1 + \frac{B}{L})}$$

$c = 0,3 \text{ kg/cm}^2$

$D = 1,5$

$\gamma = \text{densité} = 2,12$

$\varphi = 18^\circ$

$N \gamma = 3,69$

$Nq = 5,25$

$Nc = 13,1$

$F = 3$ (coefficient de sécurité)

$$\bar{V}_s = 2,12 \cdot 1,5 + \frac{2,12 \cdot 37,5 \cdot 3,69 + 2,12 \cdot 1,5(5,25 - 1) + 0,3 \cdot 13,1}{3} = 2,17 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des contraintes sous SP_1

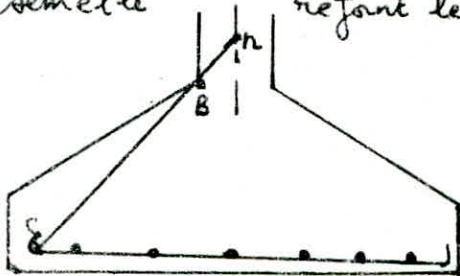
$$\left. \begin{array}{l} N = 28,73 \text{ t} \\ M = 0,79 \text{ tm} \end{array} \right\} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v = \frac{28,73 \times 10^3}{150 \times 150} \pm \frac{0,79 \times 10^5}{962500}$$

$\sigma_1 = 1,41 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 1,14 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{V}_s > \max(\sigma_1, \sigma_2) = 1,41 \text{ kg/cm}^2$

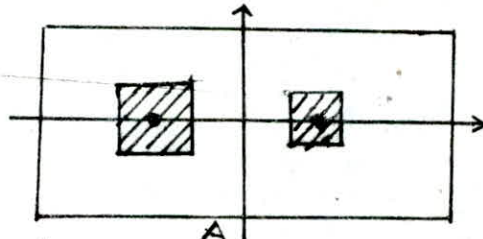
Ferraillage de la semelle : on utilise la méthode des bielles qui consiste à admettre que l'effort provenant du poteau se transmet par l'intermédiaire des bielles obliques de béton ayant leur origine en m . m est le pt de rencontre de l'axe du poteau avec la droite joignant le point c où commence le crochet des barres au pt B ou la semelle rejoint le parement du poteau



- Semelles sous 2 poteaux : S_2

Predimensionnement

$$SP_1 \begin{cases} N_G = N_1 + N_2 = 29,18t \\ M = 0,96tm. \end{cases}$$



$$A^2 \geq \frac{N}{\bar{V}_s} = \frac{29180}{2} = 14590cm^2$$

$$A \geq 120cm^2 \Rightarrow \text{on prend } A = 175cm \rightarrow h \geq \frac{1,75 - 0,7}{4} = 26cm$$

$$\text{on prend } h = 40cm \Rightarrow ht = 45cm.$$

- Verification de la stabilité sous SP_2 $\begin{cases} N = 46,15t \\ M_G = 9,7tm. \end{cases}$

Poids des terres $2,12 \times 1,5 [1,75 \times 1,75 - 0,35 \times 0,35 - 0,3 \times 0,3] = 8,96t$

Poids de la semelle : $2,5 \times [1,75 \times 1,75] \times 0,45 = 8,66t$

d'où $N_t = 46,15 + 8,96 + 8,6 = 63,8t \Rightarrow e = \frac{9,7}{63,8} = 0,15 < \frac{A}{4} = 0,43m$ (vérifié)

Verification des contraintes sous SP_2 : $\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} = \frac{63,8 \times 10^3}{1,2 \times 175^2} \pm 3 \cdot \frac{0,79 \cdot 10^5}{175^3}$

on aura $\sigma_1 = 2,57$ et $\sigma_2 = 1,51 \Rightarrow \sigma(\frac{A}{4}) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,31kg/cm^2$

ou remarque que $\sigma_1 = 2,57 < 1,33\bar{V}_s = 2,66kg/cm^2$.

- Calcul de la valeur exacte de \bar{V}_s

$$\bar{V}_s = \frac{2,12 \cdot 150 + 2,12 \cdot 3,69 \cdot 0,437 + 2,12 \cdot 1,5(5,25 - 1) + 3 \cdot 13,1}{3}$$

d'où $\bar{V}_s = 2,19kg/cm^2$.

- Calcul des contraintes sous SP_1

$$\begin{cases} N = 45,79t \\ M = 0,79tm \end{cases} \quad \sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{45,79 \cdot 10^3}{175^2} \pm \frac{3 \cdot 0,79 \cdot 10^5}{175^3}$$

$$= 1,495 \pm 0,04 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,53 \\ \sigma_2 = 1,45 \end{cases}$$

$$\sigma(\frac{A}{4}) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,51kg/cm^2.$$

Ferraillage de la semelle : on utilise la methode des bielles

$$A_x = A_y = \frac{Q'(A-a)}{8h\bar{V}_a} = \frac{46,24 \times 10^3 \cdot 102}{8 \cdot 40 \cdot 2800} = 5,25cm^2 \quad (Q' = \sigma(\frac{A}{4}) \cdot A^2 = 46,24t)$$

on prend $8T10 = 6,28cm^2$ dans les 2 sens.

- Verification au poinçonnement : $h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{V}_1}} = 37,2cm$ (vérifié)

$$A_y = A_x = \frac{Q'(A-a)}{8h\bar{v}_a} \quad \text{avec } Q' = \nabla\left(\frac{A}{4}\right) \cdot A^2 = \frac{3\nabla_1 + \nabla_2}{4} \cdot A^2 = 1,62 \cdot 150^2 = 36,45t$$

$$\text{d'où } A_y = A_x = \frac{36,45 \times 10^3 (150 - 35)}{8 \cdot 35 \cdot 2800} = 5,34 \text{ cm}^2$$

On prendra 8T10 dans les deux sens.

Verification de non poinçonnement : $h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{v}'_{b_0}}} = 29,49 \text{ cm (verifié)}$

Verification à l'adhérence : $\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d \bar{v}_b = 1,25 \cdot 1,6^2 \cdot 5,9 = 19,69 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi = 1 \text{ cm} < \frac{\bar{\tau}_d}{\bar{v}_a} \cdot A = \frac{19,69}{2800} \cdot 150 = 1,05 \text{ cm} \rightarrow \text{verifié :}$$

(pas de crochets)

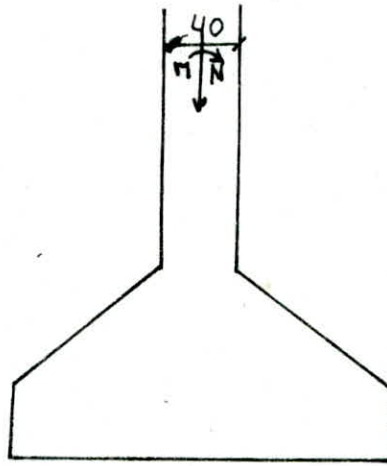
Semelle sous poteau circulaire : S₃

$$Sp_1 \begin{cases} N = 48,62t \\ M = 1,11 \text{ tm} \end{cases}$$

$$D \geq \sqrt{\frac{4Q}{\pi \bar{v}_s}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 48620}{3,14 \cdot 2}}$$

$$D \geq 175 \text{ cm}$$

on prend $D = 200 \text{ cm}$.



$$e \begin{cases} e \geq 6\phi + 6 \\ e \geq 14 \text{ cm} \end{cases}$$

$$h_t \geq d_1 + \frac{D-d}{4} \approx 5 + \frac{200-40}{4} \approx 45 \text{ cm}$$

Poids des terres $\rightarrow 2,12 \cdot 1,5 \left[2 \cdot 2 - 0,4 \cdot 0,4 \right] \cdot \frac{\pi}{4} = 9,59t$

Poids de la semelle : $2,5 \cdot 0,45 \cdot \pi \cdot \frac{2^2}{4} = 3,53t$

$$\left. \begin{array}{l} N_t = 48,62 + 3,53 + 9,59 \\ = 61,74t \end{array} \right\}$$

$$A_x = \frac{Q(D-d)}{3\pi(h_t-d_1)\bar{v}_a} = \frac{61,74 \times 10^3 (200-40)}{3 \cdot 3,14 (45-5) \cdot 2800} = 9,36 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{Q(D-d)}{3\pi(h_t-d_2)\bar{v}_a} = \frac{61,74 \times 10^3 \cdot 160}{3 \cdot 3,14 (45-3,5) \cdot 2800} = 9,02 \text{ cm}^2$$

On prend $A_x = A_y = 9,04 \text{ cm}^2 = 8T12$ avec un espacement de 25 cm.

Semelle isolée S_4 (sous minaret)

Sous SP_1 $\left\{ \begin{array}{l} N = 22t \\ \end{array} \right.$, sous SP_2 $\left\{ \begin{array}{l} N = 28,92t \\ M = 2tm. \end{array} \right.$

- Predimensionnement : $A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{22000}{2} \Rightarrow A \geq 105 \text{ cm.}$

on prend $A = 130 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{A-a}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} \\ h_t = 35 \text{ cm.} \end{array}$

- Verification des contraintes sous SP_2 : $\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \gamma$

Poids des terres : 5,08t

Poids de la semelle : 1,48t $\} \Rightarrow N_t = N_{\text{terr}} + N_s + N$

$\bar{\sigma}_s \geq \frac{35480}{130^2} + \frac{2 \cdot 10^5 \cdot 3}{130^3} \geq 2,09 + 0,27 = 2,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \text{ (sous } SP_2)$

$\sigma_1 = 2,36 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_2 = 1,82 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma\left(\frac{A}{4}\right) = 2,22 \text{ kg/cm}^2$.

On applique la methode des bielles : $A_x = A_y = \frac{q'(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{37,52 \times 10^3 \times 100}{8 \cdot 30 \cdot 2800 \cdot 1,5} = 3,72 \text{ cm}^2$

On prend 6T10 dans les 2 sens.

Semelle continue sous 2 poteaux

$$SP_1 \left\{ N_1 = N_2 = 31,42t \right.$$

Predimensionnement : $R = N_1 + N_2 = 62,84t$, soit L la longueur de la

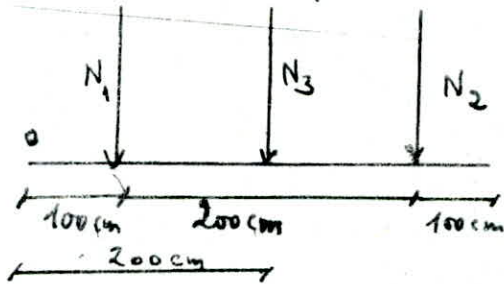
semelle et B sa largeur, $S = BL \geq \frac{R}{\bar{\sigma}_s}$ ou se donne $L = 400cm$.

d'où $B = \frac{62,84 \times 10^3}{400 \cdot 2} = 78,55cm$ ou prend $B = 120cm$.

$h_t = \left(\frac{l}{6} \div \frac{l}{9} \right) = (33,33, 22,22)cm \Rightarrow$ on prend $h_t = 70cm$ pour rigidité de la semelle et $e \geq 6\phi + 6 \Rightarrow e < 20cm$.

bilan et position des efforts sur la semelle:

$N_{sem} = 9,275t$, $N_{terres} = 9,09t \Rightarrow R' = N_1 + N_2 + N_s + N_{terr} = 81,68t$



$N_3 = N_{sem} + N_{terres} = 18,37t$
 $N_1 = N_2 = 31,42t$

$\sum M|_0 = 0 \Rightarrow 31,42 \times 1,00 + 18,37 \times 2,00 + 31,42 \times 3,00 - N_{tot} \times x = 0$

$x = 1,98 \Rightarrow e = 2,00 - 1,98 = 0,01$ (e: excentricité)

Pour les semelles continues sous poteaux la répartition des contraintes sur le sol est fonction de la raideur de la semelle. Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux. Nous utiliserons la théorie de la poutre sur sol élastique. On calcule en premier lieu la longueur élastique de la semelle

"le" = $\sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 4,2 \times 10^5 \cdot 3,43 \times 10^6}{4 \cdot 120}} = 234cm$

On remarque $l \leq \frac{\pi}{2} le = 367cm$ avec l : entre axe des poteaux ($l = 200cm$) donc la répartition des contraintes sur le sol (est en fonction) est une répartition linéaire. Il n'y a pas lieu de faire les calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

et comme $e = 0,01m < \frac{4l_0}{6} = 0,66m \Rightarrow$ répartition trapézoïdale

Calcul de σ_1 et σ_2 : $\sigma_{1,2} = \frac{N_{tot}}{L \cdot B} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \Rightarrow \sigma_1 = 1,74 kg/cm^2$

$\sigma_2 = 1,67 kg/cm^2$

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,713 kg/cm^2$

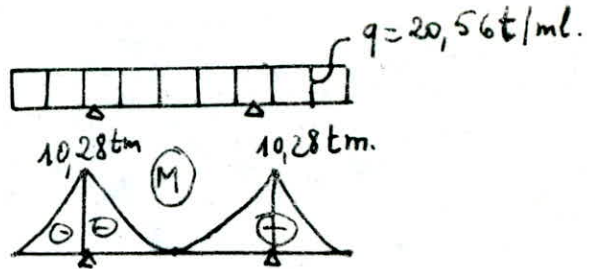
calcul des efforts

Ferrailage de la semelle

a) longitudinalement: Elle agit comme une poutre renversée avec des poteaux comme appuis soumise à une charge "q" uniformément répartie
 $q = \gamma \left(\frac{A}{4}\right) \cdot B = 1,713 \cdot 120 = 20,56 \text{ t/ml}$.

- Calcul des efforts:

Schema statique



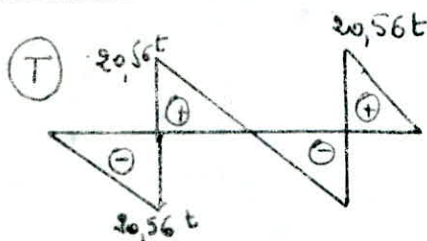
- Armature longitudinale de traction

$$M_{max} = 10,28 \text{ tm} \rightarrow \mu = \frac{15 M_{max}}{2800 \cdot 65^2 \cdot 55} = 0,0237 \Rightarrow \varepsilon = 0,9329$$

$$K = 59,5$$

d'où $\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{59,5} = 47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon k} = 6,05 \text{ cm}^2$
 ou adoptera 4 T16 = 8,04 cm².

Armatures transversales



$$\sigma_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{20,56 \times 10^3}{55 \cdot 7 \cdot 65} = 6,57 \text{ kg/cm}^2$$

Comme $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$

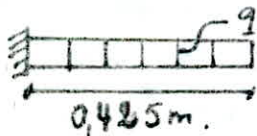
donc $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$ (armatures droites)

on prend 2 cadres T10 $\Rightarrow 4 \text{ T10} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $\bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

espacement $t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 24,32 \text{ cm}$ avec $\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t = 0,2h = 13 \text{ cm} \\ t \cdot \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h = 43,2 \text{ cm} \end{array} \right.$

ou adopte $t = 20 \text{ cm}$.

Armatures perpendiculaires à la poutre de rigidité



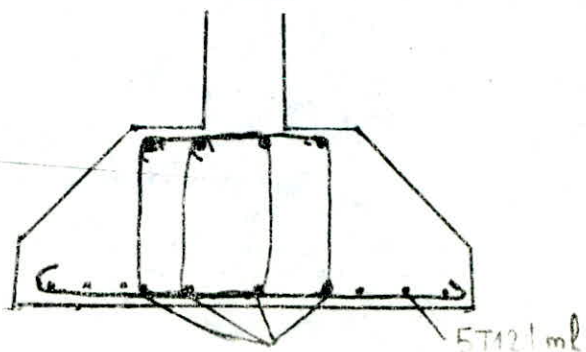
$$q = \gamma \left(\frac{L}{4}\right) \cdot 1,00 = 1,713 \cdot 1 = 1,713 \text{ t/ml}$$

$$M_{max} = q \frac{l^2}{2} = 0,154 \text{ tm}$$

$$T_{max} = ql = 0,728 \text{ t}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,154 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 65^2} = 0,0002 \rightarrow \mu \text{ tres faible} \Rightarrow \text{on adopte une armature}$$

Comprise de 5 T12/ml.



Semelle filante sous voile périphérique

Poids/ml du voile

$$1.2,5 \cdot 0,2 \cdot 1,5 = 0,75 \text{ t/ml}$$

Dimensionnement de la semelle

$$\text{Largeur : } B \geq \frac{q}{\bar{\sigma}_s \cdot 100} = \frac{0,75 \cdot 10^3}{100 \cdot 2}$$

$$B \geq \frac{750}{200} = 3,75 \text{ cm.}$$

on prend $B = 60 \text{ cm.}$

$$\text{hauteur } h \geq \frac{B-b}{4} = \frac{60-20}{4} = \frac{40}{4} = 10 \text{ cm}$$

on prend $h = 16 \text{ cm}$, $d = 4 \text{ cm} \rightarrow h_t = 20 \text{ cm.}$

verification de la contrainte du sol :

$$\text{Poids des terres : } 2,12 \times 1,3 \times 0,4 \times 0,4 = 1,102 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids de la semelle : } 0,6 \times 2,5 \times 0,2 = 0,3 \text{ t/ml.}$$

$$N_{\text{total}} = 1,102 + 0,3 + 0,75 = 2,152 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } \sigma = \frac{2,152 \times 10^3}{60 \cdot 100} = 0,358 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \text{ (vérifié).}$$

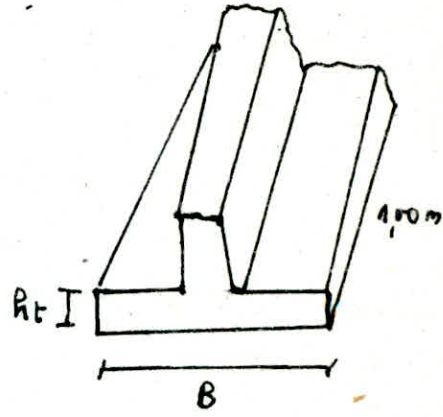
Ferraillage

$$\text{on utilise la methode des brielles : } F = \frac{N_{\text{tot}} (B-b)}{8h} = \frac{2,152 \times 10^3 \cdot 40}{8 \cdot 16} = 672,5 \text{ kg.}$$

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{672,5}{2800} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend 5 T10/ml avec $t = 25 \text{ cm.}$

$$\text{Armature de repartition } A_r \geq \frac{A}{4} = 0,08 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend 4 T8/ml}$$



Longrines

Les longrines sont calculées conformément à l'article 4.2.3.3 R.P.A.81. Les longrines doivent pouvoir équilibrer une force maximale de consistance moyenne). Dans notre cas, la plus grande charge verticale est $N_1 = \frac{N}{15} = \frac{48,62}{15} = 3,24t$.

Dimension : on prendra des longrines de 25×30 .

En compression : $\bar{\sigma}'_b = \frac{N_1}{B} = \frac{3,24 \times 10^3}{25 \times 30} = 4,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5$

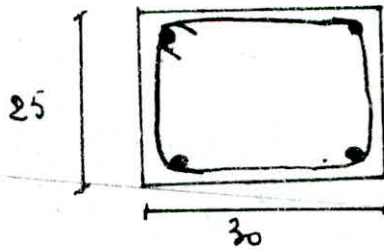
Armature : $A'_{\ell} = \frac{1}{n} \left(\frac{N_1}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - B \right) = \frac{1}{15} \left(\frac{3,24 \times 10^3}{68,5} - 25 \times 30 \right) < 0$

$$A_{\ell} = A_{\text{min}}$$

$$A_{\ell} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{3,24 \times 10^3}{2800} = 1,16 \text{ cm}^2$$

On prendra un ferrailage minimum $A = A_{\text{min}} = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité : $A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,69 \cdot 25 \cdot 27 \cdot \frac{5,9}{2800} = 0,99 \text{ cm}^2$



Voiles peripheriques

Prescription RPA 81 (art 3.3.8.5)

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts doivent comporter un voile peripherique continu entre le niveau de base, et le niveau des fondations (semelles, radier) en zones II et III le voile qui sert a rigidifier l'infrastructure aura les caracteristiques suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$.

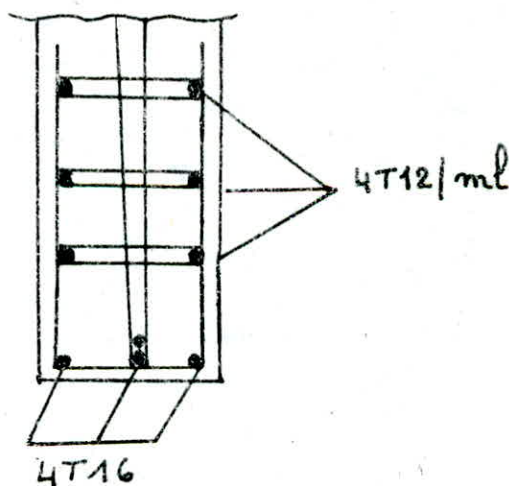
- Armatures longitudinales filantes superieures et inferieures doivent être superieures à $0,20\%$ de la section transversale totale de beton avec recouvrements $\geq 50 \phi$, et une epure de renforcement aux angles.

Armatures de peau $\geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par ml

hauteur du voile $h = 1,5 \text{ m}$, epaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

- $A_e \geq \frac{0,2 \times 150 \times 20}{100} = 6 \text{ cm}^2$ soit 4T16 ($8,04 \text{ cm}^2$)

Armatures longitudinales de peau : 4T12/ml ($4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$)



BIBLIOGRAPHIE

- Cours de Béton armé Tome II M^e Belazoughi
- Voiles minces A COÏN
- Traité de Béton armé Tome 4 A. GUERRIN
- Traité de Béton armé Tome 5 A GUERRIN
- Théorie des plaques et coques S. Timoshenko
- Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé P CHARON
- Aide mémoire B. Armé Dunod
- Règles R.P.A. 81 "Version 83"
- Règles NV 65 révisé en 82
- Règles PS 69
- Règles CCBA 68 "modifications 1970"
- Conception et calcul des structures soumises au séisme Daoudi, Rili, Salhi

