

VII.1. Ferrailage des portiques

1.1. Poutres

a. Méthode de calcul

En général les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre.

1^{er} genre: $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow M_{sp1}$

2^{ème} genre: $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow M_{sp2}$

Si: $\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1,15 \Rightarrow$ on détermine les armatures sous S_{p1}

$\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1,15 \Rightarrow$ On détermine les armatures sous S_{p2}

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurité ($\gamma_s ; \gamma_b$)

Pour la situation accidentelle: $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable: $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

b. Armatures longitudinales

D'après le RPA 99/2003 on a:

- Section d'armature minimale: $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale: $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{ème} genre sont résumées dans les tableaux suivants:

Tableau VII.1. Moments maximums des poutres principales

	Etage	Position	Moment max (kN.m)		Rapport M_{Sp2}/M_{Sp1}	Moment de calcul	Tmax (kN.m)
			M _{Sp1}	M _{Sp2}			
Rive	Terrasse	Appuis	41,30	38,32	0,93	41,30	56,2
		Travée	51,96	81,70	1,57	81,70	
	Etage Courant	Appuis	36,56	70,32	1,92	70,32	86,52
		Travée	69,29	135,87	1,96	135,87	
Intermédiaire	Terrasse	Appuis	65,02	50,78	0,78	50,78	44,89
		Travée	74,6	91,44	1,22	91,44	
	Etage Courant	Appuis	56,25	77,81	1,38	77,81	89,13
		Travée	102,26	141,26	1,38	141,2	

Tableau VII.1. Moments maximums des poutres secondaires

	Etage	Position	Moment max (kN.m)		Rapport M_{Sp2}/M_{Sp1}	Moment de calcul	Tmax (kN.m)
			M _{Sp1}	M _{Sp2}			
Rive	Terrasse	Appuis	25,40	40,10	1,58	40,10	22,88
		Travée	50,35	69,67	1,38	69,67	
	Etage Courant	Appuis	37,25	77,51	2,07	77,51	63,72
		Travée	65,26	77,16	1,18	77,16	
Intermédiaire	Terrasse	Appuis	40,39	30,73	0,76	40,39	72,32
		Travée	59,87	56,90	0,95	59,87	
	Etage Courant	Appuis	66,46	41,39	1,14	36,46	63,88
		Travée	66,61	86,70	1,30	86,70	

c. Poutres principales (40 x 50) cm²

c.1. Armatures longitudinales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, On a :

$$A_{\min} = 0,5\%(b \times h) = 0,5 \times 40 \times 50 / 100 = \mathbf{10\text{cm}^2} \text{ (sur tout la section).}$$

$$A_{\max} = 4\%(b \times h) = 4 \times 40 \times 50 / 100 = \mathbf{80\text{cm}^2} \text{ (zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\%(b \times h) = 6 \times 40 \times 50 / 100 = \mathbf{120\text{cm}^2} \text{ (zone de recouvrement).}$$

➤ **En appuis**

❖ **Etat limite ultime**

$$\begin{cases} M_{sp1} = 56,25 \text{ kN.m} \\ M_{sp2} = 77,81 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,38 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données:

- Largeur de la poutre : $b = 40 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 50 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 45 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 348 \text{ MPa}$;
- $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{77,81 \times 10^3}{40 \times 45^2 \times 14,17} = 0,068 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,965$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{77,81 \times 10^3}{0,965 \times 45 \times 348} = 5,15 \text{ cm}^2$$

❖ **En travée:**

$$\begin{cases} M_{sp1} = 141,26 \text{ kN.m} \\ M_{sp2} = 102,26 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,38 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{141,26 \times 10^3}{40 \times 45^2 \times 14,17} = 0,123 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9345$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{141,26 \times 10^3}{0,9345 \times 45 \times 348} = 9,65 \text{ cm}^2$$

d. Poutres secondaires (30 x 35) cm²

d.1. Armatures longitudinales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, On a :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{5,25 \text{ cm}^2} \text{ (sur tout la section).}$$

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{42 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante).}$$

$A_{\max} = 6\% (b \times h) = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement).

➤ **En Travée:**

❖ **Etat limite ultime**

$$\begin{cases} M_{sp1} = 66,61 \text{ kN.m} \\ M_{sp2} = 86,70 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,30 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données:

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 348 \text{ MPa}$;
- $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{86,70 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,206 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,883$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{86,70 \times 10^3}{0,883 \times 31,5 \times 348} = 8,96 \text{ cm}^2$$

❖ **En appuis:**

$$\begin{cases} M_{sp1} = 41,39 \text{ kN.m} \\ M_{sp2} = 36,46 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,14 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données:

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{36,46 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 18,48} = 0,066 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,966$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36,46 \times 10^3}{0,966 \times 31,5 \times 400} = 3 \text{ cm}^2$$

Les tableaux représentés ci-après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et le section de ferrailage adopté pour l'ensemble des niveaux.

Tableau VII.3: Récapitulation du ferrailage des poutres principales

	Etage	Position	Moment de Calcul	As min	Choix	As
			(kN.M)			
RIVE	Terrasse	Appuis	41,30	10	4T14+4T12	10,78
		Travée	81,70		4T14+4T12	
	Etage Courant	Appuis	70,32	10	4T14+4T12	10,78
		Travée	135,87		4T14+4T12	
Intermédiaire	Terrasse	Appuis	50,78	10	4T14+4T12	10,78
		Travée	91,44		4T14+4T12	
	Etage Courant	Appuis	77,81	10	4T14+4T12	10,78
		Travée	141,26		4T14+4T12	

Tableau VII.4: Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires

	Etage	Position	Moment de calculé	As min	As calculé	Choix adopté
Rive	Terrasse	Appuis	40,10	5,25	3,82	3T12+2T12
		Travée	69,67		6,88	3T14+3T12
	Etage courant	Appuis	77,51	5,25	7,74	3T14+3T12
		Travée	77,16		7,70	3T14+3T12
Intermédiaire	Terrasse	Appuis	40,39	5,25	3,31	3T12+2T12
		Travée	59,87		4,99	3T12+2T12
	Etage courant	Appuis	36,46	5,25	3	3T12+2T12
		Travée	86,70		8,96	6T14

e. Vérification

e.1. Poutres principales (40 x 50) cm²

a). Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 45 \times 2,10}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} > A_{min}$; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 10 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

b). Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{89,13 \times 10}{40 \times 45} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c. Détermination du diamètre des armatures transversal

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right\} = \min\{14,29 \text{ mm}; 40 \text{ mm}; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

c.1 Espacement des cades

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_l\right\} = \min\{10 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow$$

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

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

d). Vérification de la section d'armatures minimale

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,25; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 40}{235} = 0,068 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,50 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 40 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235}$$

$$= 0,028 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{adoptée}} \geq 0,068 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} A_t \geq 1,02 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit : } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

e). Ancrage des armatures aux niveaux des appuis

$$T = 89,13; M_{ap} = 77,81 \text{ kN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{77,81}{0,9 \times 45 \times 10^{-2}} = 192,12 \text{ kN.m} > 89,13 \text{ kN.m}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

f). Compression de la bielle d'about

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appuie la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que:

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 89,13 \times 1,5}{0,8 \times 40 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,033 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,3 \text{ MPa}$$

$$a' = b - 4 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(36 \text{ cm}; 40,5 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}.$$

$a > 3,3 \text{ cm}$; Condition vérifiée

g). Entraînement des armatures

g.1 Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement; $\psi_s = 1,5$ pour H.A;

T: L'effort tranchant maximum; $T = 89,13 \text{ kN}$;

n: Nombre de armatures longitudinaux tendus; $n = 8$;

μ : Périmètre d'armatures tendue; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{89,13 \times 10^3}{0,9 \times 45 \times 4,40 \times 8 \times 10^2} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

g.2 Ancrage des armatures tendues

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre Principale ($b = 40 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r »: $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

g.3 Calcul des crochets

Crochets courant d'angle de 90: $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$;

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19 r - L_2}{1,87}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 19,7 \text{ cm} \\ L_1 = 6,90 \text{ cm} \end{cases} \quad \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 19,6 \text{ cm} \\ L_1 = 6,94 \text{ cm} \end{cases}$$

g.4 Longueur de recouvrement

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I :

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

h). Vérification des contraintes à l'ELS

$$M_{ser} = 40,88 \text{ kN.m} ; A = 10,78 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 20y^2 + 161,7y - 7276,5 = 0$$

$$\rightarrow y = 23,54 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{40 \times 23,54^3}{3} + 15 \times 10,78(45 - 23,54)^2$$

$$I = 248391,40 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{40,88 \times 10^3}{248391,40} \times 23,54 = 3,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration pour HA } \Phi \geq 6 \text{ mm} ; \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{40,88 \times 10^3}{248391,40} \times (45 - 23,54) = 52,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 52,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche

$M_{t\ ser} = 12,37kN.m$; Tirée à partir du logiciel ETABS

$$M_{0\ ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(18,91 + 2,6) \times 2,6^2}{8} = 18,18kN.m$$

$$A_s = 10,78cm^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots 0,096 > 0,063 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 M_0} \dots\dots\dots 0,096 > 0,068 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b d} < \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 0,006 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

e.2. Poutres secondaires (30 x 35) cm²**a). Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 35 \times 2,10}{400} = 1,27 cm^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 5,25cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée sur toute la section.}$$

b). Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{63,88 \times 10}{30 \times 35} = 0,61 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 MPa) ; \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 MPa ; 5 MPa) = 3,25 MPa$$

$$\tau_u = 0,61 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c). Détermination du diamètre des armatures transversal

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 10 mm ; 30 mm ; 14 mm \} \Rightarrow \Phi_t = 8 mm$$

c.1 Espacement des cades

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 cm \} = \min \{ 28,35 cm ; 40 cm \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale: } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 cm ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 8,75cm ; 30 cm ; 16,8 cm \} \Rightarrow$$

$$S_t = 10 cm$$

$$\text{Zone courante: } S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5cm \Rightarrow S_t = 20 cm$$

d). Vérification de la section d'armatures minimale

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 MPa \right\} = \max \{ 0,31 ; 0,4 \} = 0,4 MPa$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,61 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235}$$

$$= 0,0033 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{adoptée}} \geq 0,051 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} A_t \geq 1,02 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit : } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

e). Ancrage des armatures aux niveaux des appuis

$$T = 63,88; M_{ap} = 36,46 \text{ kN.m}$$

$$\tau_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{36,46}{0,9 \times 31,5 \times 10^{-2}} = 128,61 \text{ kN.m}^2 > 63,88 \text{ kN.m}^2$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

f). Compression de la bielle d'about

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ OÙ } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 63,88 \times 1,5}{0,85 \times 30 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,030 \text{ kgf/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 3 \text{ MPa}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 28,35 \text{ cm}) = 28,35 \text{ cm}.$$

$a > 3 \text{ cm}$; Condition vérifiée

g). Entraînement des armatures

g.1 Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; $T = 63,88 \text{ kN}$;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; $n = 6$;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40\text{cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{63,88 \times 10^3}{0,9 \times 31,5 \times 4,40 \times 6 \times 10^2} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,85\text{MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

g.2 Ancrage des armatures tendues

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre Principale ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7\text{cm}$

g.3 Calcul des crochets

Crochets courant d'angle de 90° : $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$;

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19 r - L_2}{1,87}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Leftrightarrow \begin{cases} L_2 = 19,6 \text{ cm} \\ L_1 = 6,94 \text{ cm} \end{cases}$$

g.4 La longueur de recouvrement

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I :

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

h). Vérification des contraintes à l'ELS

$$M_{ser} = 48,44\text{KN.m} ; A = 9,24\text{cm}^2 ; ,$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 138,6y - 4365,9 = 0$$

$$\rightarrow y = 22,29\text{cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{30 \times 22,29^3}{3} + 15 \times 9,24(31,5 - 22,29)^2$$

$$I = 122503,17 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{48,44 \times 10^3}{122503,17} \times 22,29 = 8,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

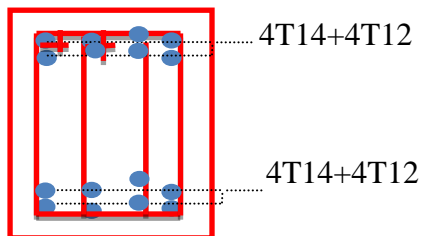
η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

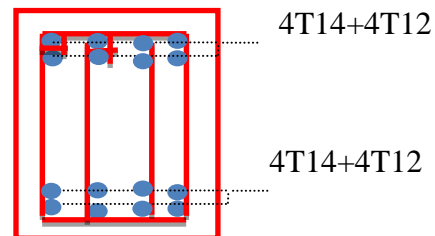
$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{48,44 \times 10^3}{122503,17} \times (31,5 - 22,29) = 54,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Poutres principales (40x50) cm²



-Cau8^{eme} étages courant)



(Terrasse)

Poutres Secondaires (30x35) cm²

	Terrasse	Etage Courant
Rive	<p>3T14 +2T12</p> <p>3T12 +3T14</p>	<p>3T14 +3T12</p> <p>3T12 +3T14</p>
Intermédiaire	<p>3T12 +2T12</p> <p>2T12 +3T12</p>	<p>3T12 +2T12</p> <p>3T14 +3T14</p>

VI.1.2. Ferrailage des poteaux

VI.1.2.1. Méthode de calcul

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre (1): } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow B \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow C \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} (2): 0,8G \pm E \\ (3): G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow B \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow C \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

VI.1.2.2. Ferrailage exigé par le RPA 99/2003

Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;

Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de **0,8% (zone IIa)** ;

Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement ;

Le diamètre minimum est de **12 mm** ;

La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi & \text{en zone I et II} \\ 50\Phi & \text{en zone III} \end{cases}$

Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**;

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

Poteau	$A_{min} = 0,8\%(a \times b)$	$A_{max1}=4\%.(a \times b)$	$A_{max2}=6\%.(a \times b)$
(45X45) cm ²	16,20	81	121,5
(40X40) cm ²	12,80	64	96
(35X35) cm ²	9,80	49	73,5

VI.1.2.3.Exemple de calcul

Poteau (45x45) cm²:

Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :

$$\text{➤ (a) } -N_{\max}=1695,41\text{kN}$$

$$M_{\text{corr}}=1,02\text{kN.m}$$

a. Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,02}{1695,41} = 6 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1695,41 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 6 \times 10^{-4} \right) = 306,19\text{kN.m}$$

b. Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 1695,41 \times 0,40 \left(1 - 0,514 \frac{1695,41 \cdot 10^4}{450 \times 405 \times 14,2} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 1695,41\text{kN} < 2324,23\text{kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_u = 306,19\text{kN.m} < 454,94\text{kN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A_1' = 0$).

$$\text{➤ (b) } -N_{\min}=289,67\text{kN}$$

$$M_{\text{corr}}=0,43\text{kN.m}$$

c. Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,43}{289,67} = 1,5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 289,67 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 1,5 \times 10^{-3} \right) = 52,58 \text{ kN.m}$$

d. Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 289,67 \times 0,40 \left(1 - 0,514 \frac{289,67 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,2} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 289,67 \text{ kN} < 2324,23 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_u = 52,58 \text{ kN.m} < 110,55 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A_2' = 0$).

$$\triangleright \text{(c) } -M_{\max} = 16 \text{ kN}$$

$$N_{\text{corr}} = 1127,54 \text{ kN.m}$$

e. Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{16}{1127,54} = 1,4 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1127,54 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 1,4 \times 10^{-2} \right) = 218,74 \text{ kN.m}$$

f. Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 1127,54 \times 0,40 \left(1 - 0,514 \frac{1127,54 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,2} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 1127,54 \text{ kN} < 2324,23 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_u = 218,74 \text{ kN.m} < 354,17 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A_3' = 0$).

Combinaison de 2^{er} genre (G+Q+E) : -

$$\triangleright \text{(a) } -N_{\max} = 2013,19 \text{ kN}$$

$$M_{\text{corr}} = 3,77 \text{ kN.m}$$

a. Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,77}{2013,19} = 1,9 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 2013,19 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 1,9 \times 10^{-3} \right) = 366,20 \text{ kN.m}$$

b. Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 2013,19 \times 0,40 \left(1 - 0,514 \frac{2013,19 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,2} \right) \end{cases}$$

$$^4 N_u = 2013,19 \text{ kN} < 2324,23 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$^4 M_u = 366,20 \text{ kN.m} < 488,64 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A_4' = 0$).

$$\triangleright \text{(b) } -N_{\min} = 1366,53 \text{ kN}$$

$$M_{\text{corr}} = 1,48 \text{ kN.m}$$

c. Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,48}{1366,53} = 1,3 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1366,53 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 1,3 \times 10^{-3} \right) = 247,75 \text{ kN.m}$$

d. Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 1366,53 \times 0,40 \left(1 - 0,514 \frac{1366,53 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,2} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 1366,53 \text{ kN} < 2324,23 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_u = 247,75 \text{ kN.m} < 402,92 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5 = A_5' = 0$).

$$\triangleright \text{(c) } -M_{\max} = 30,87 \text{ kN}$$

$$N_{\text{corr}} = 1064,29 \text{ kN.m}$$

e. Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{30,87}{1064,29} = 2,9 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1064,29 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 2,9 \times 10^{-2} \right) = 222,51 \text{ kN.m}$$

f. Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 1064,29 \times 0,40 \left(1 - 0,514 \frac{1064,29 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,2} \right) \end{cases}$$

$N_u = 1064,29 \text{ kN} < 2324,23 \text{ kN}$ condition vérifiée

$M_u = 222,51 \text{ kN.m} < 339,73 \text{ kN.m}$ condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A_6' = 0$).

Section adoptée

$A_{\text{adoptée}} = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_4 ; A_5 ; A_6 ; A_{\text{min RPA}})$

$A_{\text{adoptée}} = \max (0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 16,20)$

$A_{\text{adoptée}} = 16,20 \text{ cm}^2$

Choix : 4T20+4T16=20,61 cm²

VI.3. Vérifications complémentaires

a. Vérifications de la contrainte de cisaillement

Le poteau le plus sollicité est de type (45 x 45 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{6,48 \times 10^2}{45 \times 40,5} = 0,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ;$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

b. Calcul des armatures transversales

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

➤ Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} < 12 \text{ mm}$$

On adopte un $\Phi 8$.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

➤ **L'espacement:**

D'après le RPA 99/2003 on

a. $\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

➤ Calcul de l'élanement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,4} = 4,76 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 648}{45 \times 235} = 2,29 \text{ cm}^2$$

c. Quantité d'armatures transversales minimales

$A_t / (T \times b)$ en % est donné comme suit : $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

Alors : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2,03 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 8\Phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

d. Vérification de la section minimale d'armatures transversales

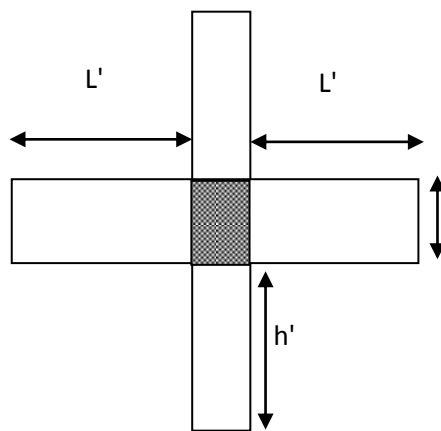
$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$< 2,03 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$

e. Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \right.$$
$$L' = 2h = 90 \text{ cm}$$



Poteau		Effort	Valeur en kN/kN.m	As Calculée (cm ²)	As min (cm ²)	Choix	As cm ²
45x45	E.L.U	N _{max}	1695,41	0	16,2	4T20+4T16	20,61
		M _{corr}	1,02				
		N _{min}	289,67				
		M _{corr}	0,43				
		M _{max}	16,00				
		N _{corr}	1127,54				
	G+Q+E 08G+E	N _{max}	2013,19	0			
		M _{corr}	3,77				
		N _{min}	1366,53				
		M _{corr}	1,84				
		M _{max}	30,87				
		N _{corr}	1064,29				
40x40	E.L.U	N _{max}	1076,78	0	12,8	4T16+4T14	14,20
		M _{corr}	8,132				
		N _{min}	161,06				
		M _{corr}	0,295				
		M _{max}	24,858				
		N _{corr}	756,89				
	G+Q+E 08G+E	N _{max}	966,67	0			
		M _{corr}	1,653				
		N _{min}	521,63				
		M _{corr}	1,809				
		M _{max}	60,37				
		N _{corr}	712,78				
35x35	E.L.U	N _{max}	352,00	0	9,8	4T14+4T12	10,78
		M _{corr}	13,15				
		N _{min}	34,9				
		M _{corr}	0,094				
		M _{max}	27,16				
		N _{corr}	246,05				
	G+Q+E 08G+E	N _{max}	766,15	0			
		M _{corr}	9,30				
		N _{min}	582,2				
		M _{corr}	6,60				
		M _{max}	53,29				
		N _{corr}	244,14				

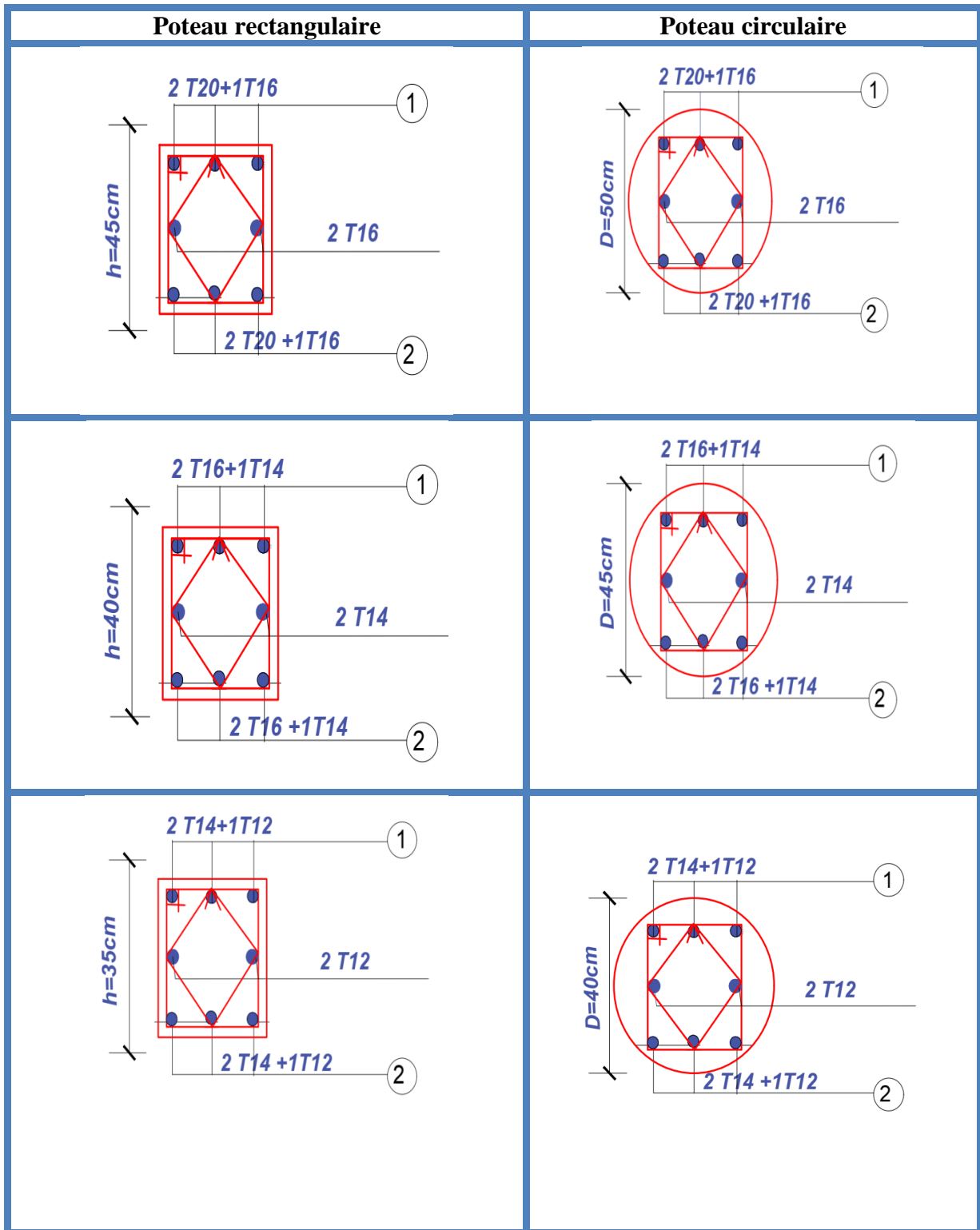


Figure VI.: Schéma de ferraillage des poteaux