

VI.1 Introduction :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres et voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour Déterminer les sollicitations on a utilisé le programme SAP2000 V14.0 qui nous a permis de Calculer les portiques

VI.2 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres : $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1}^{er} \text{ genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{eme} \text{ genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$
- Poteaux : $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1}^{er} \text{ genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{eme} \text{ genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \end{cases}$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Effort sismique.

VI.3 Ferrailage des poutres :

- **Méthode de calcul :**

En cas 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.

Le ferrailage se fera à l'ELU, est la fissuration est jugée peu préjudiciable.

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

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) : $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \\ \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \end{cases}$$

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

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

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

VI.3.1 Les armatures Longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) on a

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

VI.3.2 Poutres principales de rive (30x50) cm² :

- **Exemple de calcul :**

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

L'exemple ci-dessous sera fait pour une poutre principale de rive, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du programme SAP2000 V14.0.

- **Armatures longitudinales :**

$$A_{min}=0,5\%b.ht=0,5 \times 30 \times 50 / 100 = 7,50 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1}=4\%b.ht=4 \times 30 \times 50 / 100 = 60 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max2}=6\% b.ht=6 \times 30 \times 50 / 100 = 90 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

- **Sur appuis :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 227,7 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 173,96 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,76 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous Sp1}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 50 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 45 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.
- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{227,7 \times 10^3}{30 \times 45^2 \times 14,17} = 0,264 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,843$

❖ **La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{227,7 \times 10^3}{0,843 \times 45 \times 348} = 17,24 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **9T16** ce qui nous donne $A = 18,10 \text{ cm}^2$

- **En travée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 62,87 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 48,15 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,76 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

❖ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{62,87 \times 10^3}{30 \times 45^2 \times 14,17} = 0,073 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9625$

❖ **La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{62,87 \times 10^3}{0,9625 \times 45 \times 348} = 4,17 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14** ce qui nous donne $A = 4,62 \text{ cm}^2$

VI.3.3 Vérification du ferrailage de la poutre :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 45 \times 2,10}{348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

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

$A_{min} = 0,7\% \times b \times h_t = 10,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée pour toute la section.

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{113,69 \times 10}{30 \times 45} = 0,84 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

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

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{14,28 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

On Prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l\right\} = \min\{12,5 ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,24 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,84 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,034 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{On prend le max (1) et (2): } A_t \geq 0,051 \text{ cm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 133,96 ; M_{ap} = 227,7 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{227,7}{0,9 \times 45 \times 10^{-2}} = 562,22 \text{ KN} > 133,96 \text{ KN}$$

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

- **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 :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 133,96 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,066 \text{ m} = 6,6 \text{ cm}$$

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

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 40,5 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}; a > 6,6 \text{ cm}; \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Entraînement des armatures :**

- ❖ **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 : Effort tranchant maximum ; $T = 133,96 \text{ kN}$;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; $n = 3$;

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

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{133,96 \times 10^3}{40,5 \times 4,40 \times 3 \times 10^2} = 2,50 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 2,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **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.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{cases}$$

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

- **Calcul des crochets :**

Crochets courant d'angle de 90° : $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$; $L_1 \geq (L_s - 2,19r - L_2)/1,87$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 42,37 \text{ cm} \\ L_1 = 9,77 \text{ cm} \end{cases} \quad \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 42,35 \text{ cm} \\ L_1 = 9,75 \text{ cm} \end{cases}$$

- **La longueur de recouvrement :**

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

VI.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 46,12 \text{ KN.m} ; A = 3,27 \text{ cm}^2$$

A. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 49,05y - 2207,25 = 0 \rightarrow y = 20,36 \text{ cm}$$

B. Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 20,36^3}{3} + (15 \times 3,27 \times (45 - 20,36)^2) \\ &= 114177,93 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{46,12 \times 10^3}{114177,93} \times 20,36 = 7,89 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

D. 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 $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$.

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{46,12 \times 10^3}{114177,93} \times (45 - 20,36) = 9,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 9,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.5 Vérification de la flèche :

$$M_{t_{ser}} = 46,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{0_{ser}} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(29,97 + 3,15) \times 3,75^2}{8} = 56,56 \text{ KN.m}$$

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{375} = 0,133 > 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10 \times M_{0_{ser}}} \Rightarrow \frac{50}{375} = 0,13 > \frac{46,12}{10 \times 56,56} = 0,08 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 45} = 0,0034 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Tableau VI.1 : Poutres principales de rive

Nivea	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	T_{max} (kN)	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Terrasse	Appuis	227,7	173,30	227,7	133,96	7,5	17,24	9T16=18,10
	Travée	62,87	48,15	62,87			4,52	3T14=4,62
Etage courant	Appuis	126,85	123,61	126,85	117,24	7,5	9,52	5T16=10,5
	Travée	57,39	44,27	57,39			4,12	3T14=4,62

Tableau VI.2 : Poutres principales intermédiaires

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	Tmax (kN)	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Terrasse	Appuis	199,86	155,68	199,86	226,16	7,5	15,84	6T16+3T14=16,68
	Travée	158,00	117,44	158,00			12,13	6T16+3T14=16,68
Etage courant	Appuis	210,62	161,73	210,62	216,08	7,5	16,84	9T16=18,10
	Travée	120,54	89,31	120,54			9,01	5T16=10,5

Tableau VI.3 : Poutres secondaire de rives

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	Tmax (kN)	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Terrasse	Appuis	106,97	92,00	106,97	126,69	7,5	7,93	3T16+2T14=9.11
	Travée	143,16	106,97	143,16			10,87	6T16=12,06
Etage courant	Appuis	48,41	65,00	65,00	57,13	7,5	3,52	3T16=6,03
	Travée	21,93	29,80	29,80			1,59	3T16=6,03

Tableau VI.4 : Poutres secondaire intermédiaires

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	Tmax (kN)	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
terrasse	Appuis	90,27	87,57	90,27	120,62	7,5	6,62	3T16+2T14=9.11
	Travée	49,76	47,46	49,76			3,56	3T14=4,62
R.D.C et étage courant	Appuis	68,26	72,28	68,26	109,26	7,5	4,94	5T14=7,70
	Travée	30,74	33,90	30,74			2,18	3T12=3,39

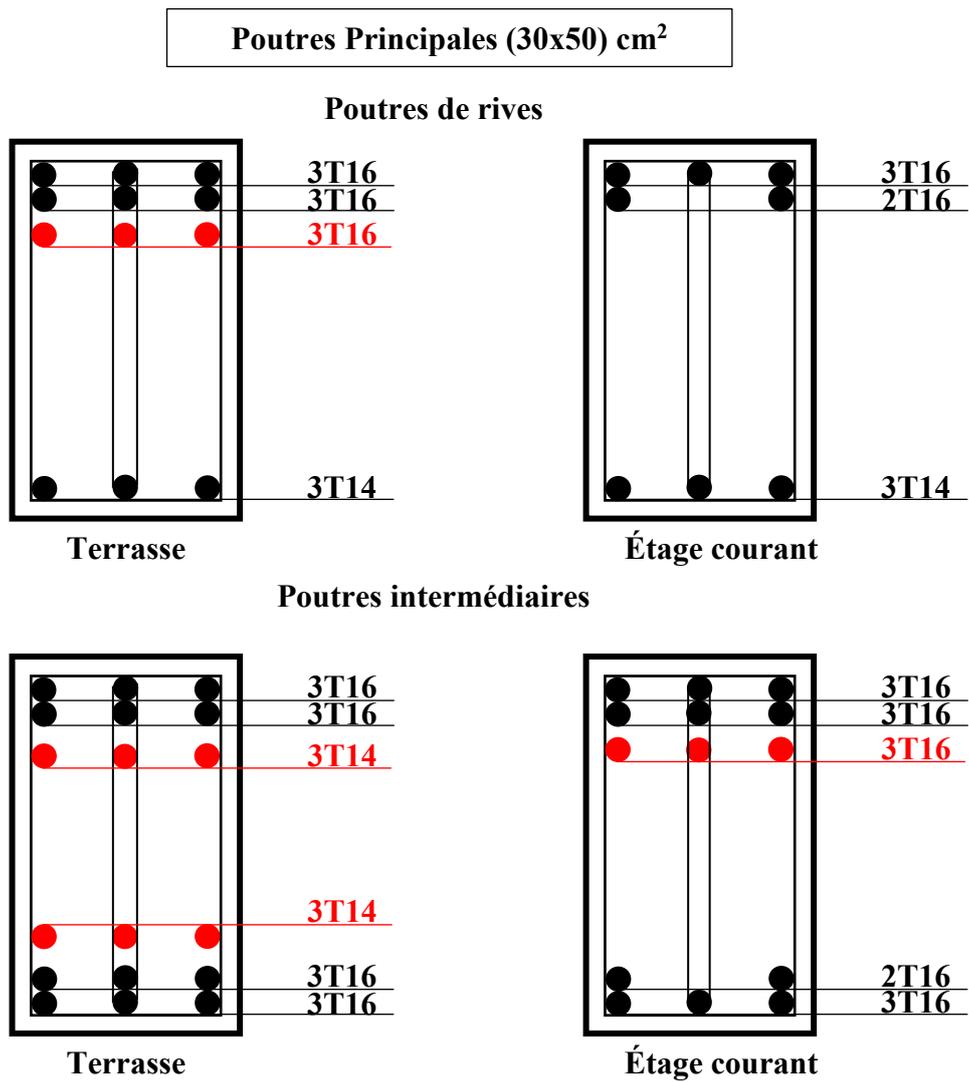


Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales

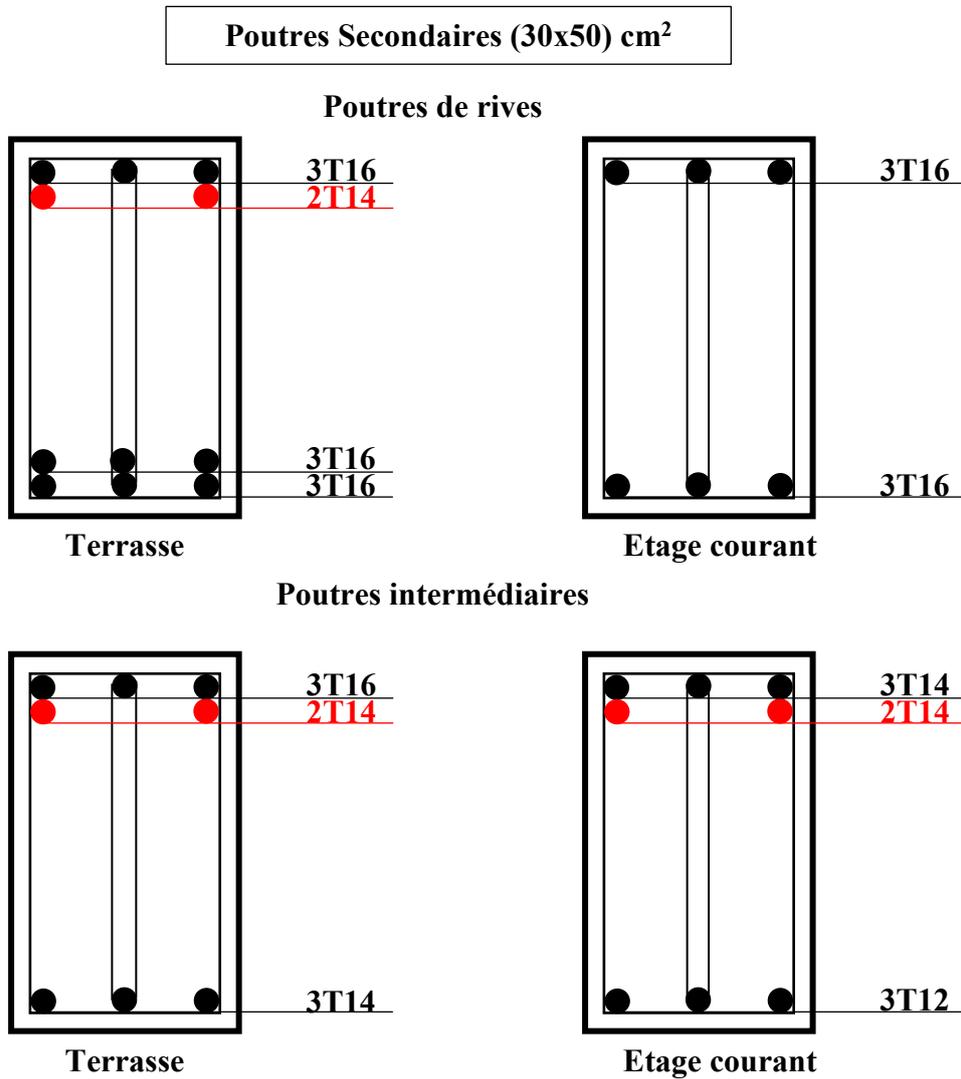


Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des sections des poutres Secondaires

VI.4 Ferrailage des poteaux :

- **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 :

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

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.4.1 Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérence droite et sans crochet.
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I).
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% 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 en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux seront donnés dans des tableaux.

Tableau VI.5 : Sections min et max imposées par le RPA 99 V 2003 et le BAEL91.

Type de poteaux	$A_{min} = 0,7\% \times S$	$A_{max1} = 4\% \times S$	$A_{max2} = 6\% \times S$
Type 1 (50x50 cm ²)	17,50 (cm ²)	100 (cm ²)	150 (cm ²)
Type 2 (45 x 45 cm ²)	14,18 (cm ²)	81 (cm ²)	121,5 (cm ²)
Type 3 (40 x 40 cm ²)	11,2 (cm ²)	64 (cm ²)	96 (cm ²)

Tableau V.6 : Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre

Etages					
Poteau	combinaison		(50x50) cm ² type I	(45x45) cm ² typeII	(40x40) cm ² typeIII
			R.D.C....1 ^{er}	2 ^{eme}4 ^{eme}	5 ^{eme}7 ^{eme}
Le Poteau le plus sollicité	A ₁	Nmax (KN)	2960,07	2127,71	949,78
		M _{cor} (KN.m)	49,53	110,92	76,19
	A ₂	Nmin (KN)	185,04	77,17	19,73
		M _{cor} (KN.m)	15,58	2,20	71,21
	A ₃	Mmax (KN.m)	152,98	142,82	160,68
		N _{cor} (KN)	2541,14	1309,23	185,54

Tableau VI.7 : Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

Etages		(50x50) cm ² type I	(45x45) cm ² typeII	(40x40) cm ² typeIII	
Poteaux	combinaison	R.D.C....1 ^{er}	2 ^{ème}4 ^{ème}	5 ^{ème}7 ^{ème}	
Poteau le plus sollicité	A ₄	N _{max} (KN)	2200,39	1585,64	720,95
		M _{cor} (KN.m)	54,43	93,39	44,90
	A ₅	N _{min} (KN)	695,53	334,01	121,74
		M _{cor} (KN.m)	45,42	5,92	20,26
	A ₆	M _{max} (KN.m)	124,14	120,20	131,00
		N _{cor} (KN)	1891,61	930,19	131,18

VI.4.2 Exemple de calcul : « poteau central (2^{em} au 4^{ème} étage) » :

- Le poteau choisi pour l'étude : (45x45) cm²

Données :

- Enrobage : $c = 2,5\text{cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400\text{ MPa}$;
- Contrainte de compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$;
- Contrainte de traction du béton à 28 jour : $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

❖ **Méthode de calcul :**

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

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

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

Combinaison du 1^{er} genre :

$$(A_1) N_{\max}=2127,71 \text{ KN} ; M_{\text{corresp}}=110,92 \text{ KN.m}$$

$$(A_2) N_{\min}=77,17 \text{ KN} ; M_{\text{corresp}}=2,20 \text{ KN.m}$$

$$(A_3) M_{\max}=142,82 \text{ KN.m} ; N_{\text{corresp}}=1309,23 \text{ KN}$$

Combinaison du 2^{ème} genre :

$$(A_4) N_{\max}=1585,64 \text{ KN} ; M_{\text{cor}}=93,39 \text{ KN.m}$$

$$(A_5) N_{\min}=334,01 \text{ KN} ; M_{\text{cor}}=5,92 \text{ KN.m}$$

$$(A_6) M_{\max}=120,20 \text{ KN.m} ; N_{\text{cor}}=930,19 \text{ KN}$$

a) Combinaison de 1^{er} genre :

$$\text{a) } N_{\max}=2127,71 \text{ KN}; M_{\text{cor}}=110,92 \text{ KN.m}$$

❖ **Détermination du centre de pression :**

$$\begin{cases} e = \frac{110,92}{2127,71} = 0,052 \\ M_u = 2127,71 \left(0,45 - \frac{0,45}{2} + 0,052 \right) = 314,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3. Sinon, on calcule la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcule la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,7\% \times b \times h_t \\ A_{\text{adoptée}} = \max\{A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{\min}\} \end{cases}$$

A_{cal} est tirée du logiciel **SOCOTEC**.

❖ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}}\right) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 2127,71 \text{ KN} \leq 2324,23 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée} \\ 314,62 \text{ KN.m} \leq 867,78 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

$$\text{b) } N_{\max}=77,17 \text{ KN} ; M_{\text{cor}}=2,20 \text{ KN.m}$$

❖ **Détermination du centre de pression :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{2,20}{77,17} = 0,028 \\ M_u = 77,17 \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,028\right) = 13,23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}}\right) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 77,17 \text{ KN} \leq 2324,23 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée} \\ 13,23 \text{ KN.m} \leq 32,74 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

$$\text{c) } M_{\max} = 142,82 \text{ KN} ; N_{\text{cor}} = 1309,23 \text{ KN.}$$

❖ **Détermination du centre de pression :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{142,82}{1309,23} = 0,10 \\ M_u = 1309,23 \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,10\right) = 119,02 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}}\right) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 1309,23 \text{ KN} \leq 2324,23 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée} \\ 119,02 \text{ KN.m} \leq 542,60 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

b) Combinaison de 2eme genre :

$$a) N_{\max}=1585,64 \text{ KN} ; M_{\text{cor}}=93,39 \text{ KN.m}$$

❖ Détermination du centre de pression :

$$\begin{cases} e = \frac{93,39}{1585,64} = 0,058 \\ M_u = 1585,64 \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,058 \right) = 223,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \begin{cases} 1585,64 \leq 3031,18 \text{ KN.m} & \text{condition vérifiée} \\ 223,73 \text{ KN.m} \leq 658,35 \text{ KN.m} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

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

$$b) N_{\max}=334,01 \text{ KN} ; M_{\text{cor}}=5,92 \text{ KN.m}$$

❖ Détermination du centre de pression :

$$\begin{cases} e = \frac{5,92}{334,01} = 0,017 \\ M_u = 334,01 \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,017 \right) = 60,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \begin{cases} 334,01 \leq 3031,18 \text{ KN.m} & \text{condition vérifiée} \\ 60,88 \text{ KN.m} \leq 141,26 \text{ KN.m} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

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

$$c) M_{\max}=120,20 \text{ KN} ; N_{\text{cor}}=930,19 \text{ KN.m}$$

❖ Détermination du centre de pression :

$$\begin{cases} e = \frac{120,20}{930,19} = 0,12 \\ M_u = 930,19 \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,12 \right) = 65,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \begin{cases} 930,19 \leq 3031,18 \text{ KN.m} & \text{condition vérifiée} \\ 65,83 \text{ KN.m} \leq 389,98 \text{ KN.m} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

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

Tableau VI.8 : Tableau Récapitulatif du calcul de ferrailage des poteaux les plus sollicités

Niveaux	Combis	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
		N_u (KN)	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	N_{acc} (KN)	M_{acc} KN.m)	A_{cal} (cm ²)		
Type 1 (50x50 cm ²)	A	2960,07	49,53	0	2200,39	54,43	0	17,50	4T16+4T20 = 20,61cm ²
	B	185,04	15,68	0	695,53	45,42	0		
	C	2541,14	152,98	0	1891,61	124,14	0		
Type 2 (45 x 45 cm ²)	A	2960,71	110,92	0	1585,64	93,39	0	14,18	8T16 = 16,08 cm ²
	B	77,17	2,20	0	334,01	5,92	0		
	C	1309,23	142,82	0	930,19	120,20	0		
Type 3 (40 x40cm ²)	A	949,78	76,19	0	720,95	44,90	0	11,20	4T14+4T16 = 14,20cm ²
	B	19,73	71,21	6,28	221,74	20,26	0		
	C	185,54	160,68	13,80	137,18	131,00	11,56		

VI.5 Les vérifications :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement : « poteau le plus sollicité (45x45) cm² » :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{95,89 \times 10}{45 \times 40,5} = 0,52 MPa$$

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

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

$\tau_u = 0,52 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa$; 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 RPA 99/V2003.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 mm$$

Donc le choix adopté est : **Φ8**.

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.

- **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'élancement géométrique :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 2,88}{0,45} = 4,48 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 95,89 \times 10}{45 \times 235} = 5,10 \text{ cm}^2$$

- c) **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$A_t / (T \times b)$ en % est donné comme suit : $\lambda_g = 4,48 < 5 \rightarrow 0,55\%$

Alors : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055 \times 10 \times 45 = 2,48 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \times 15 \times 45 = 3,71 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \{S_t = 10 \text{ cm}$

- d) **Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

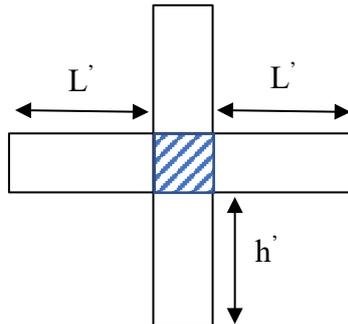
$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$< 3,71 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$

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 :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 48 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \right.$$
$$L' = 2h = 100 \text{ cm}$$

**Figure VI.3 :** La zone nodale

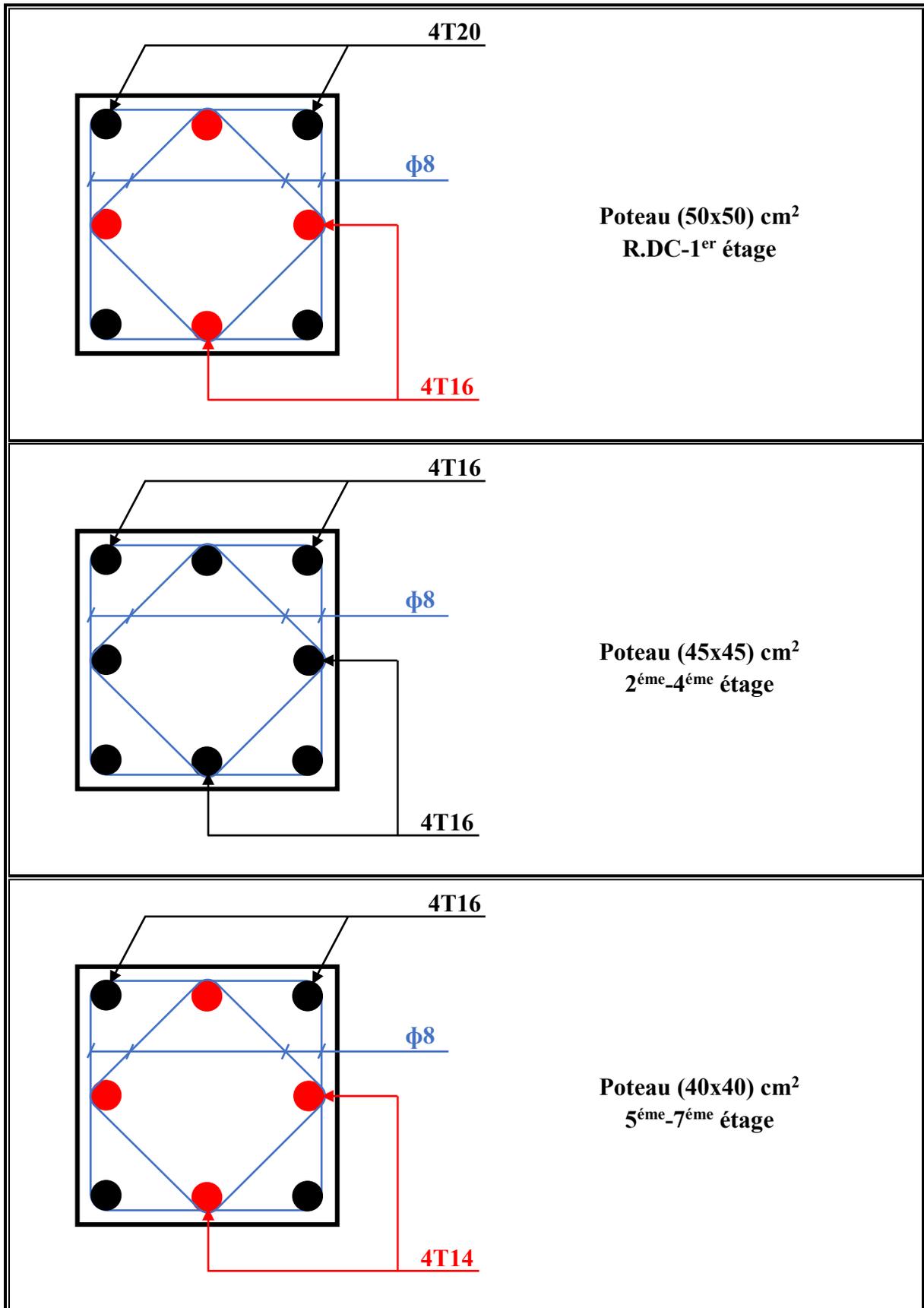


Figure VI.4 : Ferrailage des sections des poteaux