

Chapitre VI: Etude des portiques

VI. Introduction :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du cas le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

➤ Poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

➤ Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en flexion composée.

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} G + Q \pm 1,2 E \text{ (système auto-stable)} \\ G + Q \pm E \text{ (système contreventé par des voiles)} \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

VI.1-Ferraillage des poutres :

VI.1.1-Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, 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

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

- Sollicitation du 2^{eme} genre : $\begin{cases} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour une 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 une situation courante : $\begin{cases} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa} \end{cases}$

VI.1.2-les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\%$ (bxh)
- Section d'armature maximale : $A_{max1}=4\%$ (bxh) (Zone courante)
 $A_{max2}=6\%$ (bxh) (Zone de recouvrement)

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40Φ en zone I
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

VI.1.2.1- Sens longitudinal : « poutre principale (30x40) cm² » :

❖ Armatures longitudinales :

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

$$A_{min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6,00 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{max1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{max2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h_t = 36\text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400\text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25\text{ MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable

Les résultats seront résumés sous forme des tableaux :

Tableau VI.1: Moments max des Poutres principales intermédiaires (30x40) :

Niveau	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul KN.m	T max KN
		Msp1	Msp2			
Terrasse	Appui	94,37	75,93	0,80	94,37	131,40
	Travées	83,09	62,45	0,75	83,09	
R.D.C et étage courant	Appui	102,98	87,80	0,85	102,98	133,76
	Travées	76,40	58,12	0,76	76,40	

Tableau VI.2: Moments max des Poutres principales de rive (30x40) :

Niveau	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul KN.m	T max KN
		Msp1	Msp2			
Terrasse	Appui	40,26	55,34	1,37	55,34	56,33
	Travées	23,09	31,70	1,37	31,70	
R.D.C et étage courant	Appui	38,19	67,19	1,75	67,19	67,86
	Travées	22,48	55,87	2,48	55,87	

VI.1.2.2- Sens transversale : « poutre secondaire (30x35) cm^2 » :

❖ Armatures longitudinales :

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

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

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

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

Tableau VI.3: Moments max des Poutres secondaires intermédiaires (30x35) cm² :

Niveau	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul KN.m	T max KN
		Msp1	Msp2			
Terrasse	Appui	25,71	38,24	1,48	38,24	26,13
	Travées	22,31	27,61	1,23	27,61	
R.D.C et étage courant	Appui	27,87	25,26	0,90	27,87	29,02
	Travées	40,08	33,26	0,82	40,08	

Tableau VI.1: Moments max des Poutres secondaires de rive (30x35) cm² :

Niveau	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul KN.m	T max KN
		Msp1	Msp2			
Terrasse	Appui	33,75	44,66	1,32	44,66	35,90
	Travées	20,54	25,91	1,26	25,91	
R.D.C et étage courant	Appui	44,47	48,30	1,08	44,47	46,61
	Travées	22,26	31,32	1,40	31,32	

VI.1.3-Exemple de calcul :

VI.1.3.1-Poutre principales intermédiaire (30x40) cm² :

➤ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 76,40 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 58,12 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,76 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{76,40 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,138 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,925$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{76,40 \times 10^3}{0,930 \times 36 \times 348} = 6,59 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T14+3T12 et $A_s = 8,01 \text{ cm}^2$

➤ En appui :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 102,98 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 87,80 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 0,85 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1)$$

• Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{102,98 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,18 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,900$

• La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{102,98 \times 10^3}{0,900 \times 36 \times 348} = 9,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T14+3T14 et $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

VI.1.3.2-Vérification :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

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

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{133,76 \times 10}{30 \times 36} = 1,23 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 1,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

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

c) Calcul des armatures transversales :**c.1) Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right\} = \min\{11,43 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 12 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

c.2) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{32,4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_l\right\} = \min\{10; 30 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

c.3) la section minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

K=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa}; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(1,23 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,09 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

c-4) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,615; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,615 \times 30}{235} = 0,078 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{On prend le max (1) et (2) } \left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,09S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 1,35 \text{ cm}^2 \\ 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

d) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 133,76 \text{ KN}$$

$$M_{\text{app}} = 102,98 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{\text{app}}}{Z} = \frac{102,98}{0,9 \times 36 \times 10^{-2}} = 317,84 \text{ kn} > 133,76 \text{ kn}$$

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

e) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

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

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 133,76 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,067 \text{ m} = 6,7 \text{ cm}$$

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

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 32,4 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}$$

$a = 26 \text{ cm} > 6,7 \text{ cm}$ Condition vérifiée

f) Entraînement des armatures :**f-1) Vérification des contraintes 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 = 133,76kN ;

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

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

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{133,76 \times 10^3}{32,4 \times 4,40 \times 6 \times 10^2} = 1,56 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{ser} = 1,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

f-2) Ancrage des armatures tendues :

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

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

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

f-3) Calcul des crochets :

Crotchets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36\text{cm.}$$

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

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 26,8\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 1,15 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 25,6\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,74 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 24,4\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 6,88\text{cm}$$

- **La longueur de recouvrement :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I.

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

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

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

- ❖ **Vérification des contraintes (ELS) :**

$$M_{ser} = 60,83 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,88\text{cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 73,2y - 2635,2 = 0$$

$$\rightarrow y = 10,82\text{cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 10,82^3}{3} + (15 \times 4,88 \times (36 - 10,82)^2)$$

$$= 59078,40\text{cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{60,82 \times 10^3}{59078,40} \times 10,82 = 10,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

$$M_{tsmax} = 60,82 \text{ KN.m,}$$

$$M_0 = \frac{(G+Q)L^2}{8} = \frac{(24,95+3,39) \times (5,72)^2}{8} = 115,90 \text{ KN.m (à l'ELS)}$$

$$A_s = 4,88 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,07 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,07 > 0,052 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,004 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.1.4-Tableaux récapitulatifs du ferrailage des poutres :

Tableau VI.5 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Niveau	Position	Moment de calcul (KN.m)	As(calculé)	As (min)	Choix	As (adopté)
Terrasse	Appui	94,37	8,31	6,00	3T14+3T14	9,24
	Travées	83,09	7,22		3T14+3T12	8,01
R.D.C et E.C	Appui	102,98	9,13	6,00	3T14+3T14	9,24
	Travées	76,40	6,59		3T14+3T12.	8,01

Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive

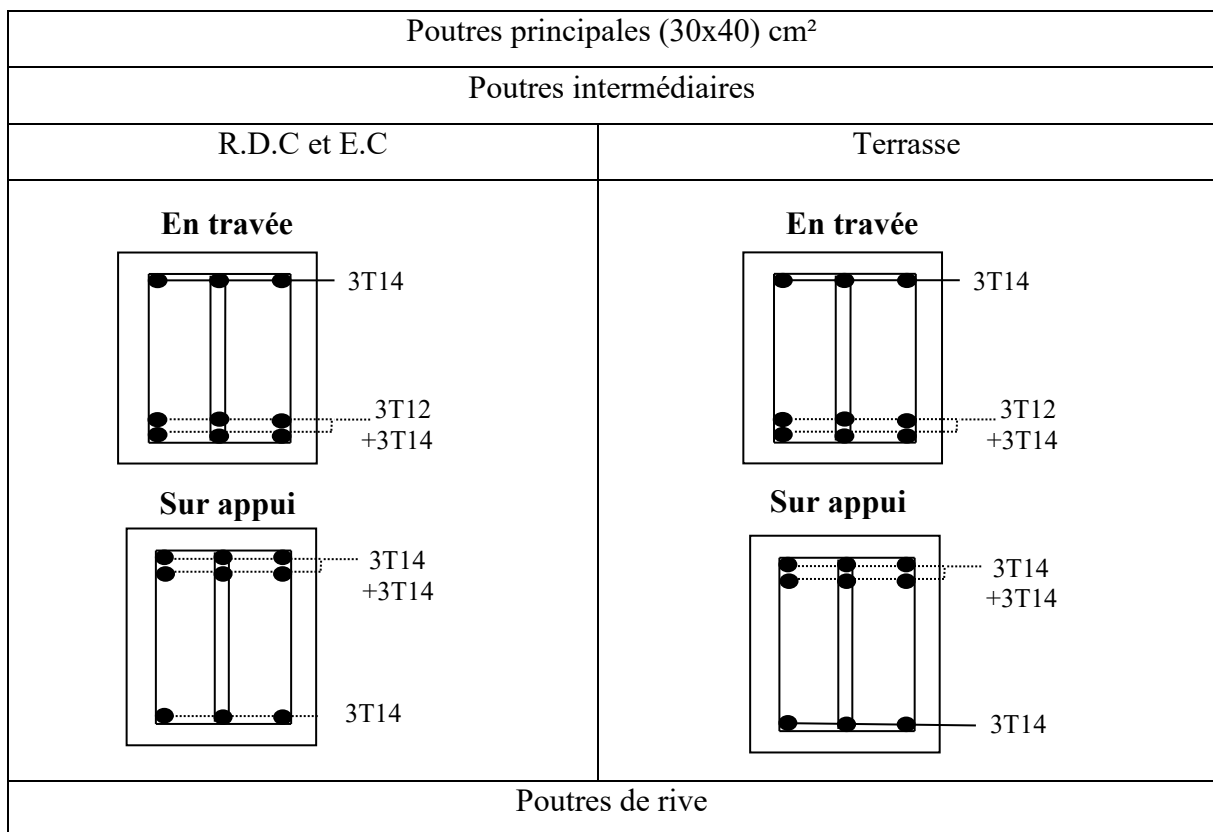
Niveau	Position	Moment de calcul (KN.m)	As(calculé)	As (min)	Choix	As (adopté)
Terrasse	Appui	55,34	3,90	6,00	3T14	4,62
	Travées	31,70	2,25		3T12	3,39
R.D.C et E.C	Appui	67,19	4,89	6,00	3T14+2T12	6,88
	Travées	55,87	3,93		3T14	4,62

Tableau VI.7 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires

Niveau	Position	Moment de calcul (KN.m)	As(calculé)	As (min)	Choix	As (adopté)
Terrasse	Appui	38,24	3,15	5,25	3T12	3,39
	Travées	27,61	2,25		3T12	3,39
R.D.C et E.C	Appui	27,87	2,63	5,25	3T12	3,39
	Travées	40,08	3,85		3T14	4,62

Tableau VI.8 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive

Niveau	Position	Moment de calcul (KN.m)	As(calculé)	As (min)	Choix	As (adopté)
Terrasse	Appui	44,66	3,70	5,25	3T14	4,62
	Travées	25,91	2,14		3T12	3,39
R.D.C et E.C	Appui	44,47	3,68	5,25	3T14	4,62
	Travées	31,32	2,56		3T12	3,39



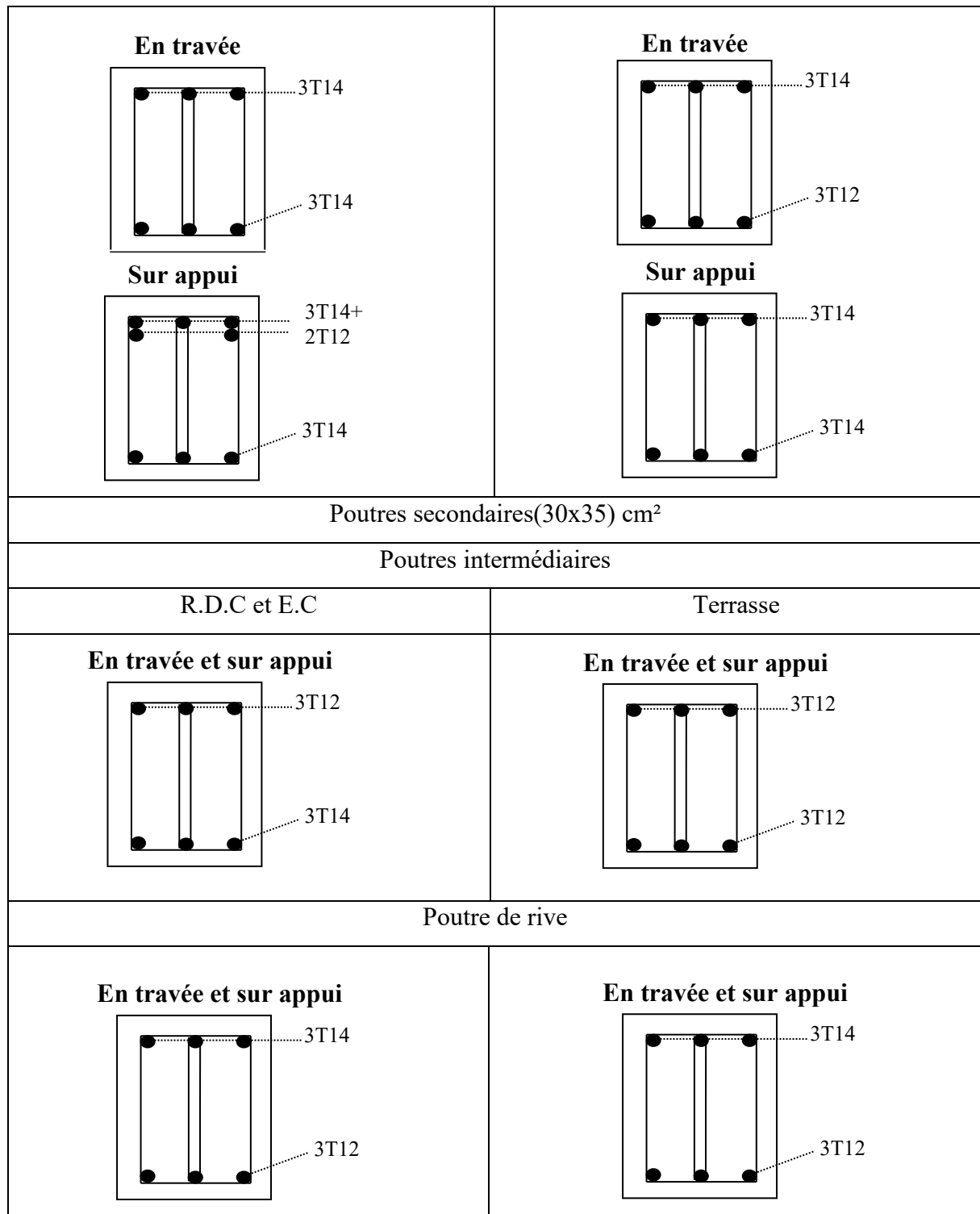


Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires

VI.2-Ferrailage des poteaux :

VI.2.1-Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et 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 suivante :

$$\begin{aligned}
 - 1^{\text{er}} \text{Genre : } 1,35G+1,5Q &\Rightarrow \begin{aligned} [N_{\max} ; M_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_1 \\ [N_{\min} ; M_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_2 \\ [M_{\max} ; N_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_3 \end{aligned} \\
 - 2^{\text{eme}} \text{ Genre : } 0,8G \pm E &\Rightarrow \begin{aligned} [N_{\max} ; M_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_4 \\ G+Q \pm 1,2E & \begin{aligned} [N_{\min} ; M_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_5 \\ [M_{\max} ; N_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_6 \end{aligned} \end{aligned}
 \end{aligned}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

$$\begin{aligned}
 \text{Pour situation accidentelle : } \gamma_s = 1 &\Rightarrow \sigma_s = 400 \text{Mpa} \\
 \gamma_b = 1,15 &\Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Pour les autres cas : } \gamma_s = 1,15 &\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{Mpa} \\
 \gamma_b = 1,5 &\Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{Mpa}
 \end{aligned}$$

VI.2.2-Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone Ia)
- Le pourcentage maximal 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 de recouvrement est de 40 Ø (zone Ia)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone Ia).

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

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

Tableau VII.9 : les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Famille de poteaux	$A_{min}=0,7\%b.ht$	$A_{max1}=4\%b.ht$	$A_{max2}=6\%b.ht$
(35x35) cm ²	8,575cm ²	49cm ²	73,5 cm ²
(40x40) cm ²	11,2cm ²	64cm ²	96 cm ²
(45x45) cm ²	14,175cm ²	81cm ²	121,5 cm ²

VI.2.3-Exemple de calcul :

VI.2.3.1-Poteau de rive (RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage)

Section (45x45) cm²

1.a-Sens longitudinale :

Données :

- Largeur du poteau $b=45$ cm. h_t
- hauteur de la section $h_t=45$ cm.
- Enrobage $c=2,5$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=h_t-c=42,5$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400$ Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ Mpa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

VI.2.3.2-Combinaison du 1^{ère} genre :

$$N_{max} = 1514,26 \quad M_{coresp} = 16,539$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 16,539/1514,26 = 0,0109 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1514,26 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,0109 \right)$$

a) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 N_u/b \times d \times f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1514,26 < 2324,23 \dots \dots C. V \\ M_u = 319,35 < 588,19 \dots \dots C. V \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1=A'_1=0$).

$$N_{\min} = 230,98 \quad M_{\text{coresp}} = 12,073$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 12,073/230,98 = 0,052 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 230,98 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,052 \right)$$

b) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 230,98 < 2324,23 \dots \dots \text{C.V} \\ M_u = 58,20 < 93,86 \dots \dots \text{C.V} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A'_2=0$).

$$M_{\max} = 72,645 \quad N_{\text{coresp}} = 986,81$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 72,645/986,81 = 0,073 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 986,81 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,073 \right)$$

c) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 986,81 < 2324,23 \dots \dots \text{C.V} \\ M_u = 269,39 < 93,86 \dots \dots \text{C.V} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

VI.2.3.3-Combinaisons du 2eme genre :

$$N_{\max} = 1145,36 \quad M_{\text{coresp}} = 24,831$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 24,831/1145,36 = 0,021 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1145,36 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,021 \right)$$

a) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1145,36 < 2324,23 \dots \dots \text{C.V} \\ M_u = 253,12 < 381,03 \dots \dots \text{C.V} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

$$N_{\min} = 480,1 \quad M_{\text{coresp}} = 13,697$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 13,697 / 480,1 = 0,028 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 480,1 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,028 \right) = 109,46$$

b) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 480,1 < 2324,23 \dots \dots \text{C.V} \\ M_u = 109,46 < 185,46 \dots \dots \text{C.V} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5=A'_5=0$).

$$M_{\max} = 60,037 \quad N_{\text{coresp}} = 662,26$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 60,037 / 662,26 = 0,090 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 662,26 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,090 \right)$$

c) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 662,26 < 2324,23 \dots \dots \text{C.V} \\ M_u = 246,10 < 93,86 \dots \dots \text{C.V} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6=A'_6=0$).

Section adoptée :

$$A_{\min} = 0,007 \times 45 \times 45 = 14,145 \text{ cm}$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1; A_2; A_3; A_4; A_5; A_6; A_{\min}) = \max(0; 0; 0; 0; 0; 0; 14,145)$$

$$= \mathbf{14,14 \text{ cm}^2}$$

VI.2.4-Les vérifications :**VI.2.4.1-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

« Le poteau le plus sollicité (45x45) cm² »

$$T_{\max} = 45,28 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = 45,28 \times \frac{100}{45 \times 42,5} = 2,36 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau} = \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = 2,36 < \tau_u = 3,25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

VI.2.4.2- Calcul des armatures transversales :**a) Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20/3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

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

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.
- St : Espacement des armatures transversales.

b) Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } St \leq \min (10 \emptyset L ; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \quad \text{Soit } St = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } St \leq 15 \emptyset L = 18 \text{ cm} \quad \text{Soit } St = 15 \text{ cm.}$$

c) Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 4,76 < 5 \rightarrow \rho_0 = 3,75 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 45,28}{45 \times 235} = 0,24 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,55 \% \rightarrow \lambda_g = 4,76 < 5$$

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055 \times 10 \times 45 = 2,475 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \times 15 \times 45 = 3,71 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 9\emptyset 8 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e$; Ronds lisses $\rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$

$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 45 / 235 = 1,57 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

f) 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.

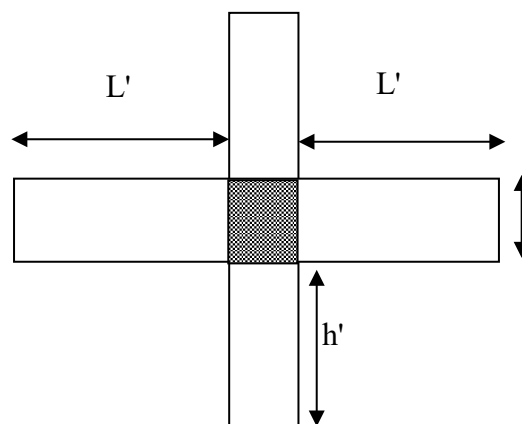


Figure VI.2 : zone nodale

$$\begin{cases} h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right) = \text{max}\left(\frac{306}{6}; 45; 45; 60\text{cm}\right) = 60\text{cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

Tableau.VI.10 : Récapitulation du ferrailage des poteaux 1^{er} genre

Etages	Efforts	Valeur en KN ; KN.m	As(calculer) (cm ²)	As(min) (cm ²)	Choix	As(cm ²)
06^{eme} étage (35x35) cm²	N_{max}	209,75	0,89	8,575	4T14 + 4T14	12 ,32
	M_{corr}	40,772				
	N_{min}	17,25	0			
	M_{corr}	0,954	4,47			
	M_{max}	64,303				
	N_{corr}	125,38				
05^{eme} étage a 03^{eme} étage (40x40) cm²	N_{max}	825,35	0	11,2	4T16 + 4T14	14,20
	M_{corr}	38,715	0,04			
	N_{min}	70,09				
	M_{corr}	14,014	0			
	M_{max}	64,458				
	N_{corr}	469				
02^{eme} étage a RDC (45x45) cm²	N_{max}	1514,26	0	14,175	4T20 + 4T16	20,97
	M_{corr}	16,539	0			
	N_{min}	230,98				
	M_{corr}	12,073	0			
	M_{max}	72,645				
	N_{corr}	986,81				

Tableau VI.11:les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

Etages	Efforts	Valeur en KN ;KN.m	As(calculer) (cm ²)	As(min) (cm ²)	Choix	As(cm ²)
06 ^{ème} étage (35x35) cm ²	N _{max}	158,24	1,17	8,575	4T14 + 4T12	10,68
	M _{corr}	39,613				
	N _{min}	9,67	0			
	M _{corr}	0,243				
	M _{max}	52,132	2,95			
	N _{corr}	100,06				
05 ^{ème} étage a 03 ^{ème} étage (40x40) cm ²	N _{max}	627,1	0	11,2	4T16 + 4T14	14,2
	M _{corr}	40,336				
	N _{min}	97,98	0			
	M _{corr}	6,699				
	M _{max}	53,491	0			
	N _{corr}	313,78				
02 ^{ème} étage a RDC (45x45) cm ²	N _{max}	1145,36	0	14,175	4T20 + 4T16	20,97
	M _{corr}	24,831				
	N _{min}	480,1	0			
	M _{corr}	13,697				
	M _{max}	60,037	0			
	N _{corr}	662,26				

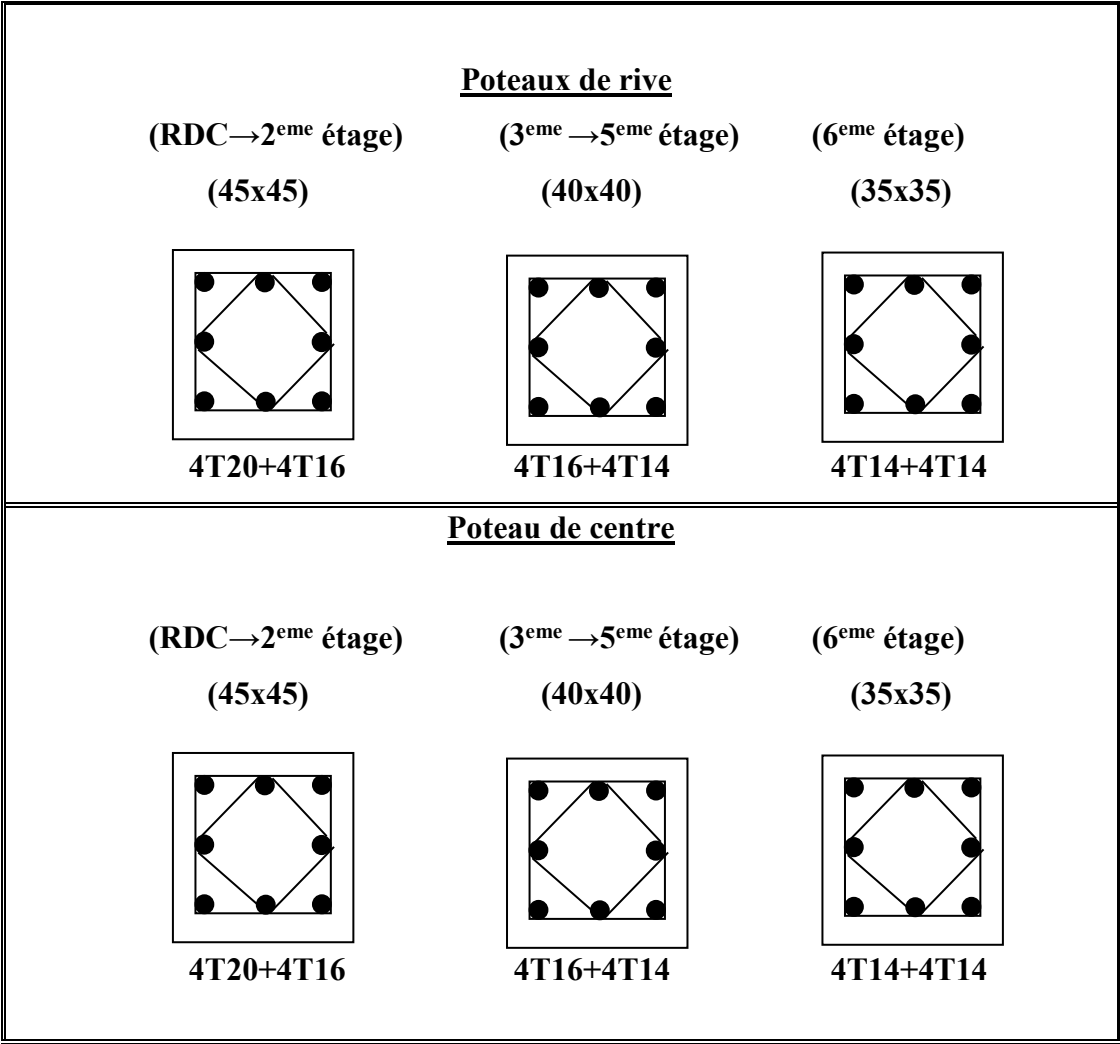


Figure VI.3 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux