



VI. Ferrailage des portiques:

VI.1. Ferrailage des poutres :

- **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 : $Sp_1=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitation du 2^{ème} genre : $\begin{cases} Sp_2=0,8G \pm E. \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_1

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_2 .

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

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

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

- **Les armatures longitudinales :**

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

- Section d'armatures minimales : $A_{min}=0,5\%$ (bxh)
- Section d'armatures maximales: $A_{max1}=4\%$ (bxh) (Zone courante)

$A_{max2}=6\%$ (bxh) (Zone de recouvrement)



**VI.1.1.Exemple de calcul (Poutre du plancher Terrasse) :****VII.1.2. Poutre principale de rive (30x45) cm² :**• **Armatures longitudinales :**

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

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 45 \times 30 / 100 = \mathbf{6.75\text{cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 45 \times 30 / 100 = \mathbf{54\text{cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 45 \times 30 / 100 = \mathbf{81\text{cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

❖ **En travée :**

Combinaison fondamentale (**ELU**) $\Rightarrow M_{t_{sp1}} = 15.32 \text{ KN.m}$

Combinaison **accidentelle** $\Rightarrow M_{t_{sp2}} = 24.65 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 1,61 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la poutre $h_t = 45\text{cm}$.
- Hauteur utile de la section $d = 0.9 \times h_t = 40.5 \text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
- $\sigma_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{24.65 \times 10^3}{30 \times (40,5)^2 \times 18,48} = 0,027 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9865$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24.65 \times 10^3}{0,9865 \times 40,5 \times 400} = 1.54 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur appuis :**

(Sp₁) $\Rightarrow M_{a_{sp1}} = 22.73 \text{ KN.m}$

(Sp₂) $\Rightarrow M_{a_{sp2}} = 44.52 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_{a_{sp2}}}{M_{a_{sp1}}} = 1.98 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$





$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{44.52 \cdot 10^3}{30 \times (40,5)^2 \times 18,48} = 0,048 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,975$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{44.52 \times 10^3}{0,975 \times 40,5 \times 400} = 2.82 \text{ cm}^2$$

VI.1.1.3. Poutre principale intermédiaire (45x30) cm² :

- **Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{6,75 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t = 4 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{54 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t = 6 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{81 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

- ❖ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 17.58 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 29.10 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 1.65 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la poutre $h_t = 45 \text{ cm}$.
- Hauteur utile de la section $d = 0.9 \times h_t = 40,5 \text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
- $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{29.10 \times 10^3}{30 \cdot (40,5)^2 \times 18.48} = 0,032 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,984$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{29.10 \times 10^3}{0,984 \times 40,5 \times 400} = 1.82 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Sur appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 33.17 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 47.65 \text{ KN.m}$$





$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1.44 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{47.65 \times 10^3}{30 \times (40.5)^2 \times 18.48} = 0.052 < 0.392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0.973$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47.65 \times 10^3}{0.973 \times 40.5 \times 400} = 3.02 \text{ cm}^2.$$

VI.2.1. 1 Poutre secondaire de rive (30x30) cm² :

- **Armatures longitudinales :**

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

$$A_{\min} = 0.5\% (bxh) = 0.5 \times 30 \times 30 / 100 = \mathbf{4.5 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% (bxh) = 4 \times 30 \times 30 / 100 = \mathbf{36 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 30 / 100 = \mathbf{54 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

- ❖ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 22.57 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 25.98 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1.151 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la poutre $h_t = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur utile de la section $d = 0.9 \times h_t = 27 \text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
- $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$





$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{25.98 \times 10^3}{30 \times (27)^2 \times 18,48} = 0,064 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,967$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25.98 \times 10^3}{0,967 \times 27 \times 400} = 2,49 \text{ cm}^2$$

❖ Sur appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 52.04 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 68.62 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1.3 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{68.62 \times 10^3}{30 \times (27)^2 \times 18,48} = 0,17 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,906$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{68.62 \times 10^3}{0,906 \times 27 \times 400} = 7.01 \text{ cm}^2$$

VI.2.2. Poutre secondaire intermédiaire (30x30) cm² :

• Armatures longitudinales :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h_t = 0,5 \times 30 \times 30 / 100 = \mathbf{4,5 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% \cdot b \cdot h_t = 4 \times 30 \times 30 / 100 = \mathbf{36 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% \cdot b \cdot h_t = 6 \times 30 \times 30 / 100 = \mathbf{54 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

❖ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 22.71 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 25.41 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 1.12 < 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1\text{)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la poutre $h_t = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur utile de la section $d = 0,9 \times h_t = 27 \text{ cm}$
- $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$





- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{22.71 \times 10^3}{30 \times (27)^2 \times 14.17} = 0,07 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,964$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22.71 \times 10^3}{0,964 \times 27 \times 348} = 2.51 \text{ cm}^2$$

❖ Sur appuis :

$$(\text{Sp}_1) \Rightarrow M_{a_{sp1}} = 50.13 \text{ kN.m}$$

$$(\text{Sp}_2) \Rightarrow M_{a_{sp2}} = 64.05 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{a_{sp2}}}{M_{a_{sp1}}} = 1.28 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (\text{Sp}_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{64.05 \times 10^3}{30 \times (27)^2 \times 18,48} = 0,158 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,914$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{64.05 \times 10^3}{0.914 \times 27 \times 400} = 6.49 \text{ cm}^2.$$

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

Tableau VI.1: Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive

Niveau	section	Moments (kN.m)		Moment de calcul (kN.m)	A min RPA (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	23.24	55.95	55.95	6.75	4.01	5T14 = 7.70
	Travée	12.97	62.68	62.68	6.75	3.57	5T14 = 7.70
Du 1 ^{er} au 6 ^{ème}	Appuis	33.93	57.20	57.20	6.75	3.65	5T14 = 7.70
	Travée	16.15	26.87	26.87	6.75	1.68	5T14 = 7.70
Terrasse	Appuis	22.73	44.52	44.52	6.75	2.82	5T14 = 7.70
	Travée	15.32	24.65	4,47	6.75	1.54	5T14 = 7.70





Tableau : VI.2.Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Niveau	section	Moments (kN.m)		Moment de calcul (kN.m)	A min RPA (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	13.61	23.90	23.9	6.75	1.49	5T14 = 7.70
	Travée	5.02	14.15	14.15	6.75	0.88	5T14 = 7.70
Du 1 ^{er} au 6 ^{ème}	Appuis	33.47	51.37	51.37	6.75	3.26	5T14 = 7.70
	Travée	18.02	34.37	34.37	6.75	2.16	5T14 = 7.70
Terrasse	Appuis	33.17	47.65	47.65	6.75	3.02	5T14 = 7.70
	Travée	17.58	29.10	29.10	6.75	1.82	5T14 = 7.70

Tableau VI.3 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive

Niveau	section	Moments (kN.m)		Moment de calcul (kN.m)	A min RPA (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	38.70	43.79	43.79	4.5	4,40	3T14=4,62
	Travée	18.99	34.54	34.54	4.5	3.35	3T14=4,62
Du 1 ^{er} au 6 ^{ème}	Appuis	50.11	69.96	69.96	4.5	7.15	5T14= 7.70
	Travée	18.99	30.24	30.24	4.5	2,91	3T14=4,62
Terrasse	Appuis	52.04	68.62	68.62	4.5	7,01	5T14= 7.70
	Travée	22.57	25.98	25.98	4.5	2.49	3T14=9,24





Tableau VI.4 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires

Niveau	section	Moments (kN.m)		Moment de calcul (kN.m)	A min RPA (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	39.65	41.62	39.65	4.5	4.53	3T14=4,62
	Travée	19.00	13.91	19.00	4.5	2.09	3T14=4,62
Du 1 ^{er} au 6 ^{ème}	Appuis	46.75	65.35	65.35	4.5	6,64	5T14=7.70
	Travée	18.98	28.37	28.37	4.5	2.72	3T14=4,62
Terrasse	Appuis	50.13	64.05	64.05	4.5	6.49	5T14=7.70
	Travée	22.71	25.41	22.71	4.5	2,51	3T14= 4,62

VI.2. Vérifications:

VI.2.1. Poutres principale de rive (30x45) cm² :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{11.1 \times 10^3}{23873.14} \times 7.6 = 3.53 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 2,07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 23.28 \times 10 / (30 \times 40,5) = 0,20 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0,2 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

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

2.2.Calcul les armatures transversales :

• Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (12.86 ; 30 ; 14)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement:

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (36.45 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 35 \text{ cm}$$

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm})$$





$$S_t \leq \min (11.25; 12; 30\text{cm})$$

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

Zone courante: $S_t \leq h/2$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots(*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,2 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = -0,07 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

• **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,1; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b}{f_e} = \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,051 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'o\grave{u} \quad \begin{cases} A_t \geq 0,765 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

2.3. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / 4(2,84) = 49,29 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$





• **Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 40.5\text{cm.}$$

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

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 27.1 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 2.85 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 29.7 \quad ; \quad L_1 = 1.46\text{cm}$$

2.4.Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 11.1 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$by^2/2 - n.A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 11.91y - 482.35 = 0 \Rightarrow y = 12.16 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie:**

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 27546.04 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1110}{27546.04} \times 12.16 = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,49 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$M_{ismax} = 11.1 \text{ kN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 39.31 \text{ kN.m}$$

Vérification de la flèche : (à l'ELS)

$$A_s = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,095 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > Ml/10M_0 \Rightarrow 0,095 > 0,036 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,005 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.2.2.Poutres secondaires de rive (30x30) cm² :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1/400 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} > A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$





• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(b \times d) = 75.98 \times 10 / (30 \times 27) = 0,94 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,94 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

2.2.1. Calcul les armatures transversales :

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 30 ; 12)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

• **Espacement:**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (24,3 ; 40 \text{ cm}) = St \leq 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm})$
 $St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30 \text{ cm}) ; St = 10 \text{ cm}$ zone nodale

Zone courante: $St \leq h/2$
 $St \leq 15 \text{ cm}$ zone courante

• **Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)
 $f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$
 $(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$
 $F_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,97 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,055 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

• **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

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





$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,48; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b}{fe} = \frac{0,48 \times 30}{235} = 0,062 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,062 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

D'où $At \geq 0,765 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t=15 \text{ cm}$

VI.6.7. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ Map}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot fe / 4 \cdot \tau_s$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,3 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

• Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

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

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

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,1 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 3,92 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 3,87 \text{ cm}$$

VI.6.8. Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 16,49 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1,80 \text{ cm}^2$$

• Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n \cdot A (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 - 27,07y - 730,87 = 0 \Rightarrow y = 7,94 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n \cdot A (d - y)^2 = 24850,67 \text{ cm}^4$$

• Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{16,49 \times 10^3}{24850,67} \times 7,94 = 5,27 \text{ Mpa}$$





$$\sigma_{bc} = 5.27 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$M_{tsmax} = 16.49 \text{ kN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 18.1 \text{ kN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,084 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,087 < 0,08 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,005 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.3.Vérifications:

VI.3.1.Poutres principale intermédiaire (30x45) cm² :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K_y \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{12.71 \times 10^3}{23873.14} \times 7.6 = 4.05 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 4.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(b \cdot d) = 23.11 \times 10 / (30 \times 40,5) = 0,20 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ MPa.} \\ \tau_u = 0,2 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

.3.2.Calcul les armatures transversales :

• Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (12.86 ; 30 ; 14)$$

$$\text{On adopte : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (36.45 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (11.25 ; 12 ; 30 \text{ cm})$$

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

$$\text{Zone courante: } St \leq h/2$$

$$St = 15 \text{ cm}$$





• **Section des armatures transversales :**

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,2 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = -0,07 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

• **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,1; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b}{fe} = \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,051 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,765 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

.3.3. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot fe / 4 \cdot \tau_s$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / 4(2,84) = 49,29 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

• **Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 40,5 \text{ cm.}$$





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

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 27.1 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 2.85 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 29.7 \quad ; \quad L_1 = 1.46\text{cm}$$

3.4.Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 12.71 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 0.91 \text{ cm}^2$$

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

$$by^2/2 - n.A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 13.65y - 552.82 = 0 \Rightarrow y = 6.54 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 18536.93 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1271}{18536.93} \times 6.54 = 0,45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,49 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$M_{tmax} = 12.71 \text{ kN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 39.31 \text{ kN.m}$$

Vérification de la flèche : (à l'ELS)

$$A_s = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,095 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,095 > 0,032 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,005 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.3.2 Poutres secondaires intermédiaire (30x30) cm² :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1 / 400 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} > A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 72.77 \times 10 / (30 \times 27) = 0,90 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 72.77 \times 10 / (30 \times 27) = 0,90 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$





$\tau_u = 0,90 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

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

3.2.1. Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 30 ; 12)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (24,3 ; 40\text{cm}) = St \leq 35\text{cm} \end{array} \right.$$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30\text{cm})$

$St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30\text{cm})$; $St = 10 \text{ cm}$ zone nodale

Zone courante: $St \leq h/2$

$St \leq 15\text{cm}$ zone courante

• **Section des armatures transversales :**

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots(*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{st} \right)_{cal} \geq \frac{(0,90 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,044 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

• **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,45; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b}{f_e} = \frac{0,45 \times 30}{235} = 0,057 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$





De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t}\right) \geq 0,062 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15\text{cm}$

D'où $At \geq 0.855\text{cm}^2 \Rightarrow 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $S_t=15 \text{ cm}$

3.2.2.Ancrage des armatures tendues :

$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2.84) = 49.3\text{cm}$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

• **Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de 90°

$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r)$; Profondeur utile $d = 40.5 \text{ cm}$.

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

$\phi_L = 1,4\text{cm}$; $L_2 = 25,1\text{cm}$; $L_1 = 3,92 \text{ cm}$

$\phi_L = 1,2\text{cm}$; $L_2 = 25.2\text{cm}$; $L_1 = 3,87\text{cm}$

3.2.3.Vérification des contraintes (ELS) :

$M_{ser} = 16.58 \text{ kN.m}$

$A_s = 1.19 \text{ cm}^2$

• **Position de l'axe neutre :**

$by^2/2 - n \cdot A (d - y) = 0$

$\Rightarrow 15y^2 - 17.86y - 723.33 = 0 \Rightarrow y = 7.56\text{cm}$

• **Moment d'inertie:**

$I = by^3/3 + n \cdot A (d - y)^2 = 23694.41 \text{ cm}^4$

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

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{16.58 \times 10^3}{23694.41} \times 7.56 = 5.29 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 15 \text{ Mpa} \end{aligned} \right.$$

$\sigma_{bc} = 5.29 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

$M_{tsmax} = 16.58 \text{ kN.m}$, $M_0 = (G+Q) l^2/8 = 39.31 \text{ kN.m}$ (à l'ELS)





$A_s = 4.5\text{cm}^2$

- $h/L > 1/16 \Rightarrow 0,084 > 0,0625$ condition vérifiée
- $h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,087 < 0,042$ condition non vérifiée
- $A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,005 < 0,0105$ condition vérifiée

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

VI.4. Schéma de ferrailage :

Tableau VI.5:Ferrailage des poutres principales

Terrasse	Etages Courants	R.D.C

Tableau VI.6 :Ferrailage des poutres secondaires

Terrasse	Etages Courants	R.D.C



**VI.4. Ferrailage des poteaux :**

- **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 Combinaisons suivantes :

$$\begin{array}{l}
 \text{-1}^{\text{er}} \text{ Genre : } 1,35G+1,5Q \dots\dots\dots \\
 \text{- 2}^{\text{ème}} \text{ Genre : } \left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \dots\dots\dots (N_{\max}; M_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_1 \\ G+Q \pm E \dots\dots\dots (N_{\min}; M_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_2 \end{array} \right. \\
 \hspace{15em} (M_{\max}; N_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_3
 \end{array}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on

$$(\gamma_s, \gamma_b) \text{ Pour situation courante : } \gamma_s=1 \quad \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b=1,15 \quad \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$$

$$(\gamma_s, \gamma_b) \text{ Pour situation accidentelle : } \gamma_s=1,15 \quad \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b=1,5 \quad \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$$

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

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,9%** (zone III)

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

Le diamètre minimal est de **12 mm**

La longueur minimale de recouvrement est de **50 Ø** (zone III) La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone III.

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

Tableau VI.7: Armatures minimales pour les poteaux

Poteaux	$A_{\min}=0,9 \% \times S$ (cm^2)	$A_{\max1}=4\% \times S$ (cm^2)	$A_{\max2} = 6\% \times S$ (cm^2)
(45x45) cm^2	18.22	81	121.5
(40x40) cm^2	14.4	64	96
(35x35) cm^2	4.9	49	73.5
Circulaire ($\frac{\pi 40^2}{4}$)	11.31	50.26	75.40





VI.4.1. Exemple de calcul :

Poteaux (45x45) cm²:

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

1) $N_{max} = 1001.67 \text{ KN}$; $M_{cor} = 0.0808 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 0,00008 \text{ m} = 0,008 \text{ cm}$

$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1001.67 \left(0,405 - 0,45/2 + 0,00008 \right) = 180.38 \text{ KN.m}$

• Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \sigma_{bc(N/cm^2)} \cdot b \cdot a \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1001.67 \text{ KN} < 2323.2 \text{ KN} \dots\dots\dots CV \\ M_u = 180.38 \text{ KN.m} < 324.80 \text{ KN.m} \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

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

2) $N_{min} = 39.67 \text{ KN}$; $M_{cor} = 9.215 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 0,2 \text{ m}$

$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 39.67 \left(0,405 - 0,45/2 + 0,2 \right) = 15.07 \text{ KN.m}$

• Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 39.67 \text{ KN} < 2324.23 \text{ KN} \dots\dots\dots CV \\ M_u = 15.07 \text{ KN.m} < 15.34 \text{ KN.m} \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

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

3) $M_{max} = 22.0656 \text{ KN}$; $N_{cor} = 68.982 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 0,32$.

$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 68.982 \left(0,40.5 - 0,45/2 + 0,32 \right) = 34.49 \text{ KN.m}$

• Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 68.982 \text{ KN} < 2324.23 \text{ KN} \dots\dots\dots CV \\ M_u = 34.49 \text{ KN.m} < 27.90 \text{ KN.m}, \dots \text{Condition non vérifiée} \end{cases}$$





$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{22.06 \times 10^3}{45 \times (40.5)^2 \times 14.17} = 0,02 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,990$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 MPa$$

$$As = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22.06 \times 10^3}{0,990 \times 40.5 \times 348} = 1.58 \text{ cm}^2$$

(A₃=1.58) .

4.1.2 Combinaison du 2^{ème} genre (0,8G±E):

4) **N_{max}**=1323.785 KN ; **M_{cor}** = 3.44 KN.m

Détermination du centre de pression :

e =M/N=0,0026 m

M_u = N_u (d- $\frac{ht}{2}$ +e) = 58.28 KN.m

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

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1323.785 \text{ KN} < 2324.23 \text{ KN} \dots\dots\dots .CV \\ M_u = 58.28 \text{ KN.m} < 522.00 \text{ KN.m} \dots\dots\dots .CV \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (A₄=0) .

5) **N_{min}**=1733.273 KN ; **M_{cor}** = 44,6 KN.m

Détermination du centre de pression :

e =M/N=0,02 m

M_u = N_u (d- $\frac{ht}{2}$ +e) = 346.65 KN.m

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

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1733.273 \text{ KN} < 2324.23 \text{ KN} \dots\dots\dots .CV \\ M_u = 346.65 \text{ KN.m} < 459.81 \text{ KN.m} \dots\dots\dots .CV \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (A₅=0) .

6) **M_{max}**= 37.4513 KN.m ; **N_{cor}** = 714.253 KN

Détermination du centre de pression :

e =M/N=0,05 m

M_u = N_u (d- $\frac{ht}{2}$ +e) = 164.28 KN.m





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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 714.253 \text{ KN} < 2324.23 \text{ KN} \dots\dots\dots CV \\ M_u = 164.28 \text{ KN.m} < 289.23 \text{ KN.m} \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

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

Donc :

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

Pour une section de béton (45x45) cm²

$$A_{\text{min(R.P.A)}} = 18.22 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\text{adopté}} = \max(0,00 ; 0,00 ; 1.58 ; 0,00 ; 0,00 ; 18.22 ; 7.2 .) = \mathbf{18,22 \text{ cm}^2}$$

On adopte **4T20 + 4T16 soit 20.61 cm²**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{\text{max}} = 25.34 \text{ kN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot x) = 25.34 \times 10^3 / (450 \times 405) = 0,14 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \overline{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \\ \tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **Calcul des armatures transversales :**

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:

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

- 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 : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.





• **Espacement :**

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

-En zone nodale : $S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10\text{cm}$.

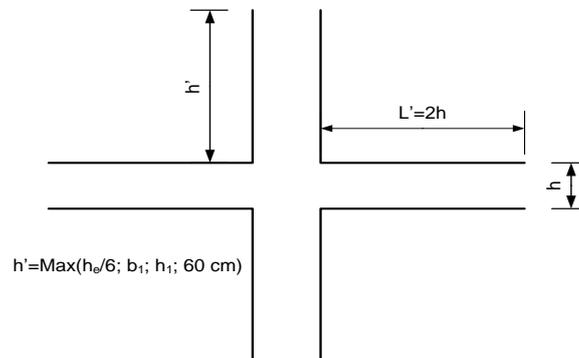


Figure VI.1.zone nodal

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$.

• **Calcul de l'élanement géométrique λ_g :**

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,02 / 0,45 = 4,70$$

$$\lambda_g = 4,70 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,75$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \times 3,75 \times 48,46 \times 10}{45 \times 235} = 2,58 \text{ cm}^2$$

• **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 4,7 : \Rightarrow 0,37 \% .$$

• **Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\text{Zone courante : } \frac{6,75 \times 400}{45 \times 15} = 4 \text{MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{6,75 \times 400}{45 \times 10} = 6 \text{MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

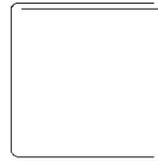




VI.4.2. Disposition constructive des armatures des nœuds :

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'évité l'éclatement des ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

2 U superposés



Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

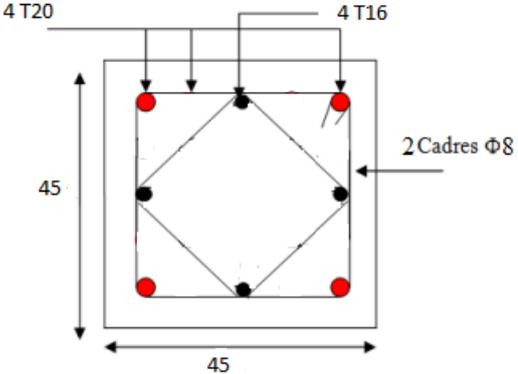
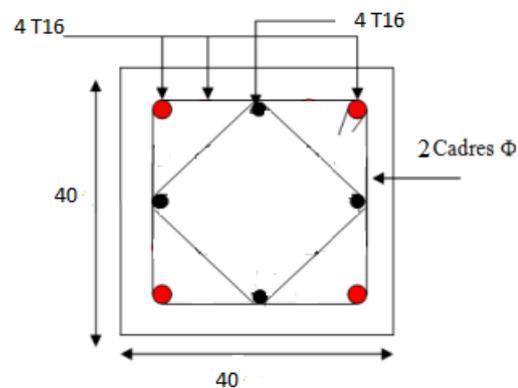
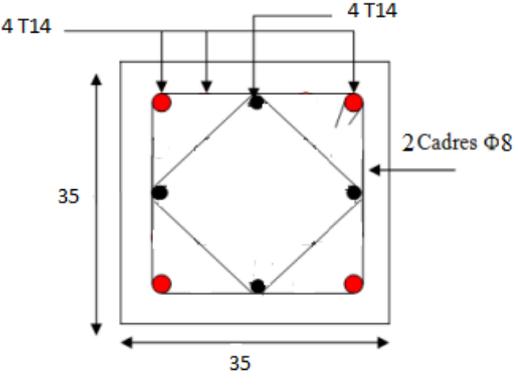
Tableau : VI.8. Les sollicitations max et les armatures correspondants

Niveaux S(cm ²)	Com bi.	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre				A _{adoptée} [cm ²]
		N _u [kN]	M _u [kN.m]	A _{cal} cm ²	N _{ACC} [kN]	M _{ACC} [kN.m]	A _{sl} cm ²	A _{min} RPA cm ²	
Type 1 (45 x 45)	A	1001.67	180.38	0	1323.78	58.28	0	18,22	4T20+4T16 soit 20,61
	B	39.615	15.07	0	1733.27	346.65	0		
	C	68.982	34.49	1.58	714.25	164.28	0		
Type 2 (40 x40)	A	717.7	115.45	0	642.19	126.29	0	14.4	8T16 soit 16.08
	B	35.85	10.93	0	501.6	95.53	0		
	C	160.29	44.27	0	283.86	80.05	0		
Type 3 (35 x 35)	A	297.604	36.87	0	252.772	44.36	0	11.02	8T14 soit 12.32
	B	25.286	9.44	1.02	111.371	28.96	0		
	C	48.054	28.35	3.17	77.977	50.09	5.84		





Tableau VI.9: Ferrailages des poteaux rectangulaires

<p>Du 04^{ème} étage au 6^{ème} étage (45×45) cm²</p>	
<p>Du 2^{ème} étage au 4^{ème} étage (40×40) cm²</p>	
<p>Du RDC au 01^{er} étage (35×35)</p>	





VI.4.3. Poteau circulaire (40) cm²:

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

1) $N_{\max}=944.59 \text{ kN}$; $M_{\text{cor}} = 0.77\text{kN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 0,001 \text{ m}$

$M_u = N_u(d - \frac{D}{2} + e) = 944.59(0,36 - 0,40/2 + 0,001) = 152.08 \text{ kN.m}$

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

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \sigma_{bc}(N/cm^2) \cdot B \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / D \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \quad \begin{cases} N_u = 944.59 \text{ KN} < 1442330.32 \text{ kN} \dots\dots\dots CV \\ M_u = 180.38 \text{ KN.m} < 259.14 \text{ kN.m} \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

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

2) $N_{\min} = 130.193 \text{ KN}$; $M_{\text{cor}} = 1.486 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 0,011 \text{ m}$

$M_u = N_u(d - \frac{D}{2} + e) = 130.193(0,36 - 0,40/2 + 0,011) = 22.26 \text{ kN.m}$

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

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \sigma_{bc}(N/cm^2) \cdot B \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / D \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \quad \begin{cases} N_u = 130.193 \text{ KN} < 1442330.32 \text{ kN} \dots\dots\dots CV \\ M_u = 22.26 \text{ KN.m} < 45.33 \text{ kN.m} \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

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

3) $M_{\max} = 5.8007 \text{ KN}$; $N_{\text{cor}} = 130.193 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 0,044$.

$M_u = N_u(d - \frac{D}{2} + e) = 130.193(0,36 - 0,40/2 + 0,011) = 22.26 \text{ kN.m}$

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

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \sigma_{bc}(N/cm^2) \cdot B \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / D \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \quad \begin{cases} N_u = 130.193 \text{ KN} < 1442330.32 \text{ kN} \dots\dots\dots CV \\ M_u = 22.26 \text{ KN.m} < 45.33 \text{ kN.m} \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

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





• **Combinaison du 2^{ème} genre (0,8G±E):**

4) $N_{max}=738.791 \text{ KN}$; $M_{cor} = 10.7057 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 0,014 \text{ m}$

$M_u = N_u(d - \frac{D}{2} + e) = 738.791(0,36 - 0,40/2 + 0,014) = 128.55 \text{ kN.m}$

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

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \sigma_{bc}(N/cm^2) \cdot B \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / D \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \quad \begin{cases} N_u = 738.791 \text{ KN} < 1442330.32 \text{ kN} \dots\dots\dots CV \\ M_u = 128.55 \text{ KN.m} < 216.47 \text{ kN.m} \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

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

5) $N_{min}=63.498 \text{ KN}$; $M_{cor} = 14.7013 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 0,23 \text{ m}$

$M_u = N_u(d - \frac{D}{2} + e) = 63.498(0,36 - 0,40/2 + 0,23) = 24.76 \text{ kN.m}$

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

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \sigma_{bc}(N/cm^2) \cdot B \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / D \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \quad \begin{cases} N_u = 63.498 \text{ KN} < 1442330.32 \text{ kN} \dots\dots\dots CV \\ M_u = 24.76 \text{ KN.m} > 22.45 \text{ kN.m} \text{ .Condition non vérifiée} \end{cases}$$

Puisque une des deux conditions n'est pas vérifiée donc on calcule A_s

$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{14.70 \times 10^3}{40 \times (36)^2 \times 14.17} = 0,02 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$

$\beta = 0,990$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14.70 \times 10^3}{0,990 \times 36 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$

L'armatures nécessaire est desection ($A_5=1.57$) .

6) $M_{max}= 17.6514 \text{ kN.m}$; $N_{cor} = 95.973 \text{ kN}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 0,18 \text{ m}$

$M_u = N_u(d - \frac{D}{2} + e) = 95.973(0,36 - 0,40/2 + 0,18) = 32.63 \text{ kN.m}$





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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \sigma_{bc}(N/cm^2) \cdot B \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / D \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u = 95.973 \text{ KN} < 1442330.32 \text{ kN} \dots\dots\dots CV \\ M_u = 32.63 \text{ KN.m} < 33.72 \text{ kN.m} \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

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

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\text{min(RPA)}}, A_{\text{min(BAEL)}})$$

Pour une section de béton (45x45) cm²

$$A_{\text{min(R.P.A)}} = 18.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\text{min(RPA)}}, A_{\text{min(BAEL)}})$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(0,00 ; 0,00 ; 0,00 ; 0,00 ; 1,57 ; 11,31 ; 7,2) = \mathbf{11,31 \text{ cm}^2}$$

On adopte **4T14 + 4T14 soit 12,32 cm²**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{\text{max}} = 9.087 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot x \cdot d) = 9.087 \times 10 / \left(\frac{\pi \cdot 40^2}{4} \right) = 0,07 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \overline{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \\ \tau_u = 0,07 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 14 / 3$$

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

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

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

- 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 : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.





• **Espacement :**

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

-En zone nodale : $S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10\text{cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$.

• **Calcul de l'élanement géométrique λ_g :**

$$\lambda_g = 4 L_f / D$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 4 \times 0,7 \cdot L_0 / D = 4 \times 0,7 \times 3.02 / 0,40 = 21.14$$

$$\lambda_g = 21.14 > 50 \Rightarrow \rho_0 = 3$$

Donc : $A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{D \cdot f_c} = \frac{15 \times 3 \times 9.09 \times 10}{40 \times 235} = 0.435 \text{ cm}^2$

• **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 21.14 : \Rightarrow 0,3 \% .$$

• **Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

Zone courante : $\frac{6,75 \times 400}{40 \times 15} = 4.5 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Zone nodale : $\frac{6,75 \times 400}{40 \times 10} = 6.75 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$





Tableau: VI.10. Les sollicitations max et les armatures correspondants

Type	Combi.	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre				$A_{adoptée}$ [cm ²]
		N_u [kN]	M_u [kN.m]	A_{cal} cm ²	N_{ACC} [kN]	M_{ACC} [kN.m]	A_{Sl} cm ²	A_{min} RPA cm ²	
Type 4 D=40cm	A	944.59	152.08	0	738.79	128.55	0	11.31	8T14 soit 12.32
	B	130.19	22.26	0	63.50	24.76	1.18		
	C	130.19	32.63	0	95.97	32.63	0		

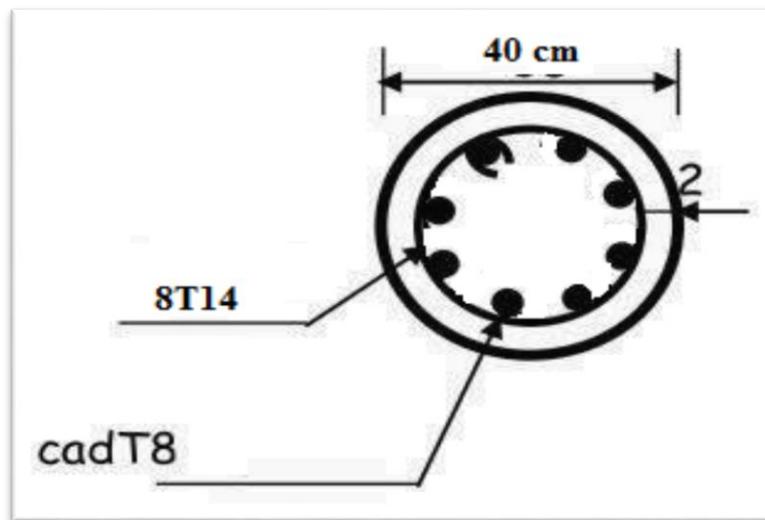
VI.4.4. Ferrillages des poteaux circulaires :

Figure VI.2 : Ferrillages du poteau circulaire

