

**VI.1 -Etude sous charges verticales et horizontales :**

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETABS ce 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 données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

**2. a-Poutres :**

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]

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

**2. b-Poteaux :**

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare G + Q \pm 1,2 E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

**VI.3-Ferraillage des poutres :****VI.3.1-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.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre

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

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre  $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{array} \right. \Rightarrow$  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 ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour situation accidentelle :  $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$  Mpa.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$  Mpa

Pour les autres cas :  $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348$ Mpa.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$  Mpa

**VI.3.2-Les armatures minimales des poutres principales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{min} = 0,5\% bht$ .

- Section d'armature maximale :  $A_{max1} = 4\%bht$ . (Zone courante)

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

**2. a-poutre principale (30x40) cm<sup>2</sup> :**

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

$A_{min} = 0,5\%b.ht = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6,00 \text{ cm}^2$  (Sur toute la section)

$A_{max1} = 4\%b.ht = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 48 \text{ cm}^2$

$A_{max2} = 6\% b.ht = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 72 \text{ cm}^2$

**VI.3.3-Exemple de calcul :****3.1-Poutre de rive :(RDCau 9<sup>ème</sup> étage)****1. a-En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 48,92 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 43,12 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,88 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

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

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{48,92 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 14 \cdot 17} = 0,089 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,953$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{48,92 \cdot 10^3}{0,953 \cdot 36 \cdot 348} = 4,10 \text{ cm}^2$$

**1. b- En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 36,29 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 27,16 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{asp2}}{M_{asp1}} = 0,75 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{36,29 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 14,17} = 0,066 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,965$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{36,29 \cdot 10^3}{0,965 \cdot 36 \cdot 348} = 3,00 \text{ cm}^2$$

### 3.2-Poutre de rive :

**Tableau VI.1: Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens principale)**

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	Appuis	49,92	47,85	49,92	6,00	4,19	3T14+3T12=8,01
	Travée	53,78	40,36	53,78		4,53	3T14+3T12=8,01
RDC au 9 <sup>ème</sup>	Appuis	48,92	43,12	48,92	6,00	4,10	3T14+3T12=8,01
	Travée	36,29	27,16	36,29		3,00	3T14+3T12=8,01

### 3.3-Poutre intermédiaire :

**Tableau VI.2 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre inter sens principale)**

Niveau	section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	Appuis	72,63	66,41	72,63	6,00	6,24	3T14+3T12=8,01
	Travée	39,21	29,82	39,21		3,25	3T14+3T12=8,01
RDC au 9 <sup>ème</sup>	Appuis	52,71	45,01	52,71	6,00	4,43	3T14+3T12=8,01
	Travée	36,09	26,56	36,09		2,98	3T14+3T12=8,01

### 4.1-Poutre secondaire (30x35) cm<sup>2</sup> :

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

$$A_{max1} = 4\% bht = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% bht = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.3: Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens secondaire)

Niveau	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	Appuis	45,18	68,29	68,29	5,25	5,81	3T12+3T12=6,78
	Travée	32,34	73,22	73,22		6,26	3T12+3T12=6,78
RDC au 9 <sup>ème</sup>	Appuis	28,86	47,06	47,06	5,25	3,91	3T12+3T12=6,78
	Travée	14,43	37,09	37,09		3,05	3T12+3T12=6,78

**4.2-Poutre intermédiaire :**

Tableau VI.4 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre inter sens secondaire)

Niveau	section	Moments(KN.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	Appuis	38,19	42,27	42,27	5,25	3,65	3T12+3T12=6,78
	Travée	24,90	27,17	27,17		2,35	3T12+3T12=6,78
RDC au 9 <sup>ème</sup>	Appuis	12,22	23,35	23,35	5,25	1,89	3T12+3T12=6,78
	Travée	8,63	13,23	13,23		1,06	3T12+3T12=6,78

**5.1-Poutre secondaire (30x30) cm<sup>2</sup> :**

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

$$A_{max1} = 4\%bht = 4 \times 30 \times 30 / 100 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\%bht = 6 \times 30 \times 30 / 100 = 54 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.5: Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive 30x30 )

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	Appuis	3,20	2,43	3,20	4,5	0,34	3T12+2T12=5,65
	Travée	2,02	1,5	2,02		0,22	3T12+2T12=5,65
RDC au 9 <sup>ème</sup>	Appuis	3,18	2,79	3,18	4,5	0,34	3T12+2T12=5,65
	Travée	2,02	1,5	2,02		0,22	3T12+2T12=5,65

**5.2-Poutre intermédiaire :**

**Tableau VI.6 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre inter 30x30 )**

Niveau	section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	Appuis	1,72	1,87	1,87	4,5	0,17	3T12+2T12=5,65
	Travée	0,95	0,83	0,95		0,10	3T12+2T12=5,65
RDC au	Appuis	1,56	1,41	1,56	4,5	0,17	3T12+2T12=5,65
	Travée	0,98	0,76	0,98		0,10	3T12+2T12=5,65

**6.1-Poutre (30x45) cm<sup>2</sup> :**

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

$A_{max1} = 4\%bht = 4 \times 30 \times 45 / 100 = 54 \text{ cm}^2$

$A_{max2} = 6\%bht = 6 \times 30 \times 45 / 100 = 81 \text{ cm}^2$

**Tableau VI.7: Ferrailage des différents niveaux (poutre 30X45)**

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	Appuis	29,78	72,83	72,83	6,75	7,49	3T14+3T12=8,01
	Travée	29,79	58,32	58,32		5,86	3T14+3T12=8,01
RDC au 9 <sup>ème</sup>	Appuis	28,78	53,02	53,02	6,75	5,28	3T14+3T12=8,01
	Travée	22,54	26,94	26,94		2,58	3T14+3T12=8,01

**VI.4-Vérifications:**

**VI.4.1-Poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup> :**

**1.a-Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1 / 400 = 1,30 \text{ cm}^2.$

$A_{adoptée} > A_{min}$ .....condition vérifiée.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 91,46 \times 10^3 / (30 \times 36) = 0,84 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$

$\tau_u = 0,84 \text{ Mpa} < \tau_u = 3,25 \text{ Mpa}$ .....condition vérifiée.

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

## **2-Calcul les armatures transversales :**

### **2.a-Diamètre des armatures transversales :**

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

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 30 ; 14)$$

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

### **2.b-Espacement:**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (32,4; 40\text{cm}) \Rightarrow St=30\text{cm} \end{array} \right.$$

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

$$St \leq \min (10 ; 19,2 ; 30\text{cm}) \Rightarrow St=10 \text{ cm}$$

Zone courante:  $St \leq h/2$

$$St \leq 20\text{cm} \Rightarrow St=15\text{cm}$$

## **3-Section des armatures transversales :**

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

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

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{st} \right)_{cal} \geq \frac{(0,80 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,02 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

### **3.a-Pourcentage minimal des armatures transversales :**

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

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

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,40 \times b}{fe} = \frac{0,40 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) :  $\left(\frac{At}{S_t}\right) \geq 0,02 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$T_{\max} = 91,46 \text{ kN} \quad M_{\text{app}} = 72,63 \text{ kN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 72,63 / 0,9 \times 36 \times 10^{-2} = 224,16 \text{ kN} > 91,46 \text{ kN}$$

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

#### **5-Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= F_b / S & \begin{cases} F_b = T \sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = axb / \sqrt{2} \end{cases} \\ d'où: \bar{\sigma}_b &= 2T / ab \end{aligned}$$

a : Longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$ , mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différentes de  $45^\circ$  donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T / ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / 0,8 b f_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 91,46 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,04 \text{ m} = 4 \text{ cm}$$

$$a' = b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 25 \text{ cm}$$

$a = 25 \text{ cm} > 4 \text{ cm}$  ..... condition vérifiée

#### **6-Entraînement des armatures :**

##### **6-1 Vérification des contraintes d'adhérence :**

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = \psi s \cdot f_{t28}$$

$\psi s$ : coefficient de scellement  $\psi s = 1,5$  pour H.A

T : Effort tranchant max  $T = 91,46 \text{ kN}$

n : Nombre des armatures longitudinales tendues  $n = 6$

$\mu$  : Périmètre d'armature tendue  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 91,46 \times 10^3 / 0,9 \times 36 \times 4,396 \times 6 \times 10^2 = 1,07 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{u_{ser}} = 1,07 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### **1.a-Ancrage des armatures tendues :**

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

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

Avec :  $\Phi$  : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,30 \text{ cm}$$

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

### **1.b-La longueur de recouvrement :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone I et II

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

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

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

### **7-Vérification des contraintes (ELS) :**

$$M_{ser} = 52,97 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 8,01 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\Rightarrow 15 y^2 + 120,15 y - 4325 = 0 \Rightarrow y = 13,44 \text{ cm}$$

#### **7.2-Moment d'inertie :**

$$I = b y^3 / 3 + n \cdot A (d - y)^2 = 85427,93 \text{ cm}^4$$

#### **7.3-Contrainte maximale dans le béton comprimée $\sigma_{bc}$ :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{52,97 \times 10^3}{85427,93} \times 13,44 = 8,33 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 8,33 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**8-Vérification de la flèche :**

$$M_{tsmax}=52,97 \text{ kN.m}, M_0=(G+Q) l^2/8= 138,52\text{kN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s=8,01\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,08 > 0,06 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,08 > 0,038 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,0074 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**VI.4.2-Poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup> :****2.1-Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1/400 = 1,14 \text{ cm}^2.$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 101,57 \times 10^3 / (30 \times 31,5) = 1,07 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 1,07 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

**2.3-Calcul les armatures transversales :****3.a-Diamètre des armatures transversales :**

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

$$\Phi_t \leq \min (10 ; 30 ; 14)$$

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

**3.b-Espacement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (28,35 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St=25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

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

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

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

$$St \leq 20\text{cm}$$

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

**3.c-Section des armatures transversales :**

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

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

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

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

**2.4 -Pourcentage minimal des armatures transversales :**

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

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,53; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,55 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,55 \times b}{fe} = \frac{0,53 \times 30}{235} = 0,06 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

De (1) et (2) :  $\left( \frac{At}{S_t} \right) \geq 0,06 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$T_{max} = 101,57 \text{ kN} \quad M_{app} = 73,22 \text{ kN.m}$$

$$\delta_u = M_{app} / Z = 73,22 / (0,9 \times 31,5 \times 10^{-2}) = 285,27 \text{ kN} > 101,57 \text{ kN}$$

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

**2.6-Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b = F_b / S \\ \text{d'ou: } \bar{\sigma}_b = 2T / ab \end{cases} \begin{cases} F_b = T \sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = axb / \sqrt{2} \end{cases}$$

a : Longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$ , mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différentes de  $45^\circ$  donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / 0,8bf_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 101,57 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$$

$$a' = b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 25 \text{ cm}$$

$a = 25 \text{ cm} > 5 \text{ cm}$ .....condition vérifiée

## **2.7-Entraînement des armatures :**

### **7.1-Vérification des contraintes d'adhérence :**

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

$\psi_s$ : coefficient de scellement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T : Effort tranchant max  $T = 101,57 \text{ kN}$

n: Nombre des armatures longitudinaux tendus  $n = 6$

$\mu$  : Périmètre d'armature tendu  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,39 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 101,57 \times 10^3 / 0,9 \times 31,5 \times 4,39 \times 6 \times 10^2 = 1,36 \text{ Mpa}$$

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

$\tau_{u_{ser}} = 1,36 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa}$ .....condition vérifiée

### **1.a-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  $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

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

### **1.b-La longueur de recouvrement :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone I et II

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

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

### **2.8-Vérification des contraintes (ELS) :**

$$M_{\text{ser}} = 41,08 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\Rightarrow 15y^2 + 101,7y - 3203,55 = 0 \Rightarrow y = 11,61 \text{ cm}$$

#### **8.2-Moment d'inertie:**

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 55883,11 \text{ cm}^4$$

#### **8.3-Contrainte maximale dans le béton comprimée $\sigma_{bc}$ :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{\text{ser}}}{I_g} \times y = \frac{41,08 \times 10^3}{55883,11} \times 11,61 = 8,53 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 8,53 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### **2.9-Vérification de la flèche :**

$$M_{\text{tsmax}} = 41,08 \text{ kN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 44,18 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS}) A_s = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,114 > 0,06 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,114 > 0,092 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,0071 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Le ferrailage des poutres principales et les chaînages et regroupe dans les tableaux suivantes:

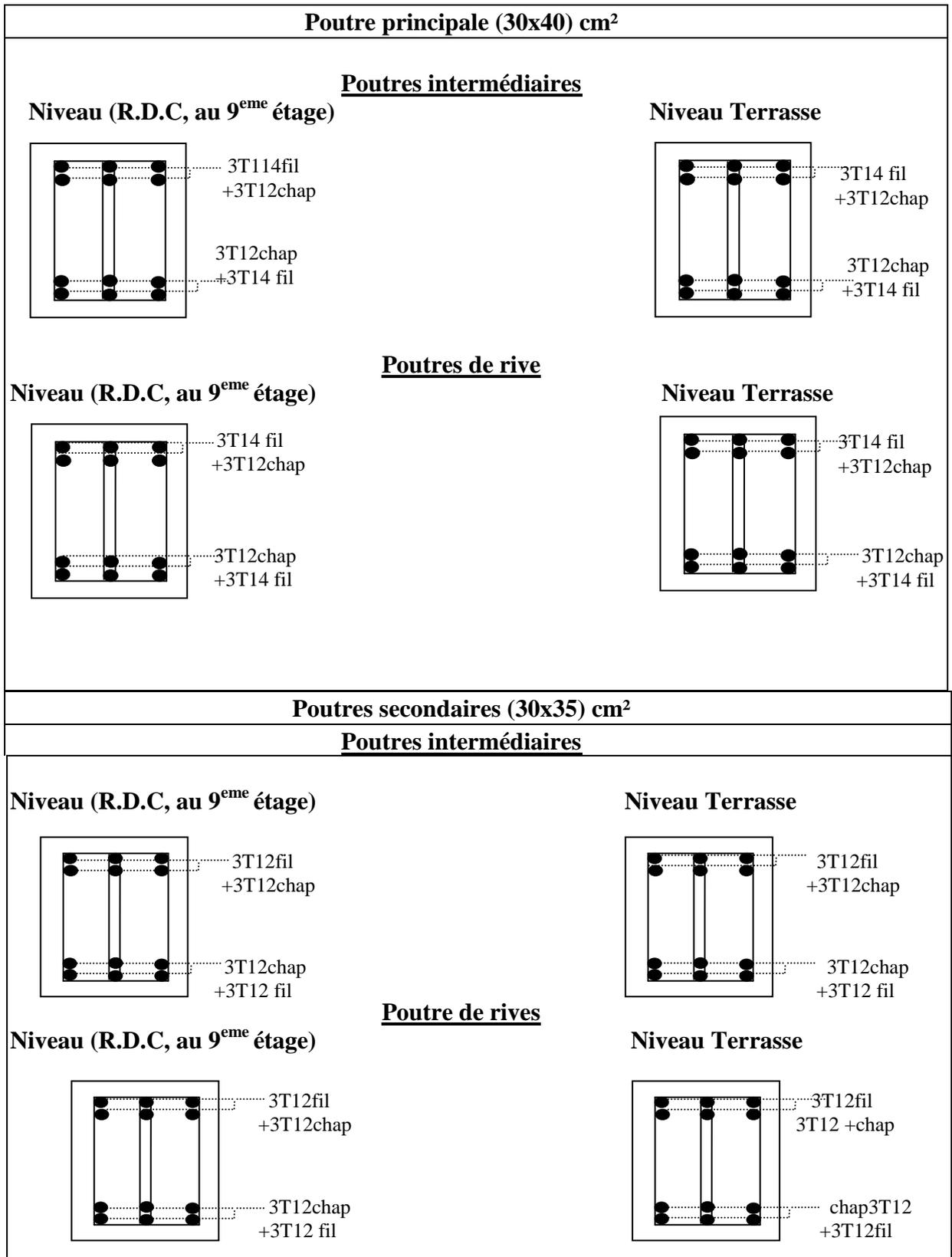


Fig.VI.1-Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.

**VI.5-Ferraillage des poteaux :****VI.5.1-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 :

$$- 1^{\text{er}} \text{Genre} : 1,35G + 1,5Q \Rightarrow [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1$$

$$[N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$$

$$[M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$$

$$- 2^{\text{eme}} \text{Genre} : 0,8G \pm E. \Rightarrow [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4$$

$$G + Q \pm 1,2E \quad [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5$$

$$[M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

$$\text{Pour situation accidentelle : } \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$$

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

$$\text{Pour les autres cas : } \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$$

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

**VI.5.2-Ferraillage 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 0,8% (zone IIa)

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  $40 \varnothing$  (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).

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 VI.8 : les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)**

Famille de poteaux	$A_{min}=0,8 \%b.ht$	$A_{max1}=4\%b.ht$	$A_{max2}=6\%b.ht$
(50x50) cm <sup>2</sup>	20.0 cm <sup>2</sup>	100 cm <sup>2</sup>	150 cm <sup>2</sup>
(45x45) cm <sup>2</sup>	16,2cm <sup>2</sup>	81cm <sup>2</sup>	121,5 cm <sup>2</sup>
(40x40) cm <sup>2</sup>	12,8cm <sup>2</sup>	64cm <sup>2</sup>	96 cm <sup>2</sup>
(30x30) cm <sup>2</sup>	7,2 cm <sup>2</sup>	36 cm <sup>2</sup>	54 cm <sup>2</sup>

**Tableau VI.9 : les sollicitations défavorables du 1<sup>er</sup> genre**

Etages			(50x50)	(45x45)	(40x40)	(30x30)
poteaux	Combinaison					
P	(a)	$N_{max}$	1770,25	1233,45	455,34	443,96
		$M_{corr}$	8,32	19,18	16,42	0,18
	(b)	$N_{min}$	661,15	275,41	60,82	8,28
		$M_{corr}$	15,93	18,59	25,72	11,95
	(c)	$M_{max}$	39,89	43,12	47,70	15,59
		$N_{corr}$	1085,52	412,83	95,27	32,38

**Tableau VI.10:les sollicitations défavorables du 2<sup>ème</sup> genre**

Etages			(50x50)	(45x45)	(40x40)	(30x30)
Poteaux	Combinaison					
P	(a)	$N_{max}$	1404,71	981,41	351,19	866,3
		$M_{corr}$	38,40	39,52	20,03	4,44
	(b)	$N_{min}$	202,1	100,02	25,41	421,54
		$M_{corr}$	8,31	10,61	25,43	2,71
	(c)	$M_{max}$	66,84	69,50	49,01	29,32
		$N_{corr}$	951,95	311,25	88,6	33,87

**VI.5.3-Exemple de calcul :****3.1-Poteau de (RDC, 1er et 2eme étage)**Section (50x50) cm<sup>2</sup>**1.a-Sens longitudinale :**

Données :

- Largeur du poteau  $b = 50$  cm.
- hauteur de la section  $ht = 50$  cm.
- Enrobage  $c = 2,5$  cm.
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = ht - c = 47.5$  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

**3.2-Combinaison du 1<sup>ère</sup> genre :**

$$\text{---} > N_{max} = 177,02t \quad M_{corresp} = 0.82 \text{ t.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0.83/177,82 = 0,004 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 177,02x \left( 0,475 - 0,50/2 + 0,004 \right) = 40,53t.m$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 x f_{bc} x b . h \\ \Rightarrow \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514Nu/b . d . f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 177,02 \text{ t} < 286,9 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 40,53t.m < 61,35t.m \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$\text{---} > N_{min} = 66,11t \quad M_{corresp} = 1,59t.m$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 1,59/66,11 = 0,024 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 66,11 (0,475 - 0,50/2 + 0,024) = 16,46 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 66,11 \text{ t} < 286,9 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 16,46 \text{ t.m} < 28,23 \text{ t.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$\text{---} > N_{\text{corresp}} = 108,55 \text{ t} \quad M_{\text{max}} = 3,98 \text{ t.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 3,98/108,55 = 0,036 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 108,55 (0,475 - 0,50/2 + 0,036) = 28,33 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ \Rightarrow Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 108,55 \text{ t} < 286,9 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 28,33 \text{ t.m} < 43,01 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

**3.3-Combinaisons du 2eme genre :**

$$\text{---} > N_{\text{max}} = 140,47 \text{ t} \quad M_{\text{corresp}} = 3,84 \text{ t.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 3,84/140,47 = 0,027 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 140,47 (0,475 - 0,50/2 + 0,027) = 35,39 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 140,47 \text{ t} < 374,22 \text{ t} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 35,39 \text{ t.m} < 55,74 \text{ t.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$\longrightarrow N_{min} = 20,21t \quad M_{corresp} = 0,83 t.m$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,83/20,21 = 0,04 m$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 20,21 \left( 0,475 - 0,50/2 + 0,04 \right) = 5,35t.m$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d \left( 1 - 0,514 Nu / b . d . fbc \right) \end{cases} \begin{cases} Nu = 20,21 t < 374,22 t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 5,35t.m < 9,21t.m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

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

$$\longrightarrow N_{corresp} = 95,19 t \quad , \quad M_{max} = 6,68 t.m$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 6,68/95,19 = 0,07 m$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 95,19 \left( 0,475 - 0,50/2 + 0,07 \right) = 28,08t.m$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d \left( 1 - 0,514 Nu / b . d . fbc \right) \end{cases} \begin{cases} Nu = 95,19 t < 374,22 t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 28,08 t.m < 40,41t.m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

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

**Section adoptée :**

$$A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 cm$$

$$A_{adopté} = \max(A1, A2, A3, A4, A5, A6, , A_{min} ) = \max (0, 0, 0, 0, 0, 0, 20 )$$

$$= 20 cm^2$$

Tableau VI.11 : Calcul de ferrailage des poteaux

Niveaux	Combi- naison.	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm)	A <sub>adoptée</sub> (cm)
		N <sub>U</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t.m)	A <sub>cal</sub> (cm)	N <sub>U</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t.m)	A <sub>cal</sub> (cm)		
(50x50)	(a)	177,02	40,53	0	140,47	35,39	0	20	6T20+2T16 As=22,87
	(b)	66,11	16,46	0	20,21	5,35	0		
	(c)	108,55	28,33	0	95,19	28,08	0		
(45x45)	(a)	123,34	25,90	0	98,14	23,55	0	16,20	4T20+4T14 As = 18,91
	(b)	27,54	7,16	0	10,02	3,00	0		
	(c)	41,28	12,38	0	31,12	12,44	0		
(40x40)	(a)	45,43	9,33	0	35,11	7,89	0	12.8	4T16+4T14 As = 14,12
	(b)	6,08	3,49	1,85	2,5	2,98	1,96		
	(c)	9,52	6,42	3,82	8,86	5,98	3,54		
(30x30)	(a)	44,3	5,55	0	86,63	11,26	0	7,4	8T14 As= 12,32
	(b)	0,82	1,29	1,25	42,15	5,29	0		
	(c)	3,23	1,69	1,34	3,38	3,32	3,21		

**VI.6-Les vérifications :**

**VI.6.1-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

« Le poteau le plus sollicité (50x50) cm<sup>2</sup> »

$T_{max} = 4,11t$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{(bxd)} = 4,11 \times \frac{100}{(50 \times 47.5)} = 0,17 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible :  $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5Mpa) = 3,25 \text{ Mpa}$ .

$\tau_u = 0,17 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

Pas de risque de cisaillement.

**VI.6.2- Calcul des armatures transversales :**

**2.1-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

-  $\rho_a$  : 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.

### **2.2- Calcul de l'espacement :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

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

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

### **2.3- Calcul de l'élançement géométrique $\lambda_g$ :**

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,50} = 4,28 m$$

$\lambda_g = 4,28 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$  (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 41,15}{50 \times 235} = 0,19 \text{ cm}^2$$

### **2.4-Quantité d'armatures transversales minimales :**

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

$$\lambda_g = 0,55 \% \rightarrow \lambda_g = 4,28 < 5$$

$$\frac{5 - 3}{0,8 - 0,3} = \frac{4,28 - 36}{0,8 - x}$$

$$x = 0,49\%$$

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0049 \times 10 \times 50 = 2,499 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante: } A_t = 0,0049 \times 15 \times 50 = 3,67 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 10\phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

**2.5-Vérification de la section minimale d’armatures transversales :**

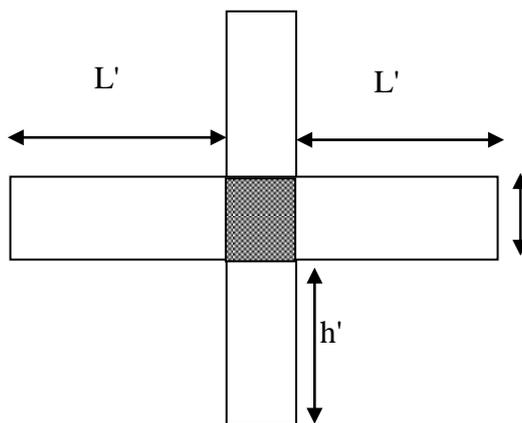
$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau/2. ; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{Mpa}$$

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

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 50 / 235 = 1,27 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**2.6-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.



**Fig. VI.2 zone nodale**

$$\begin{cases} h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60\text{cm} \right) = \text{Max} \left( \frac{306}{6} ; 50 ; 50 ; 60 \right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

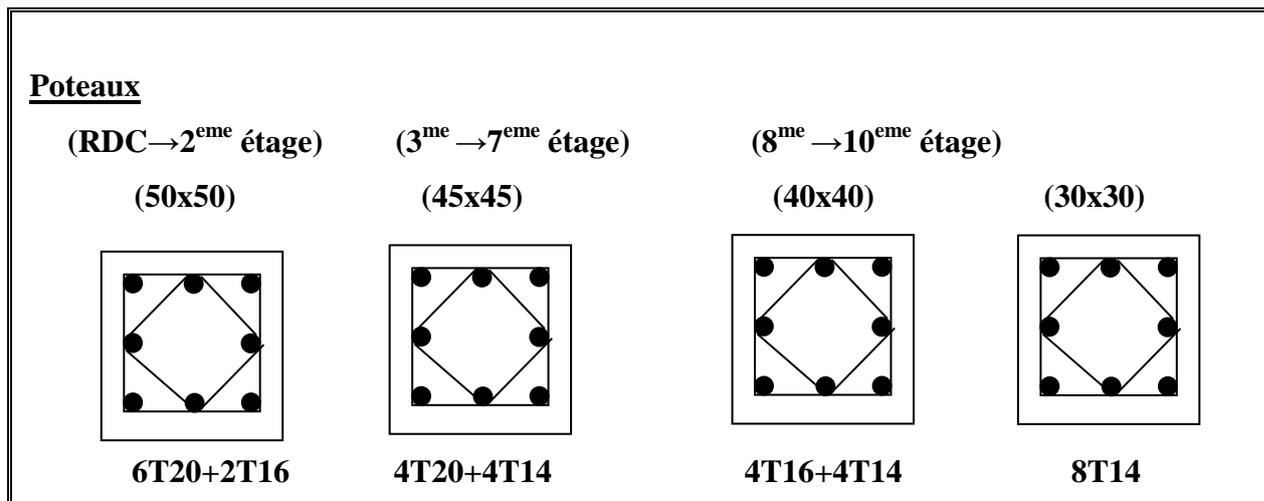


Fig. VI.3-Dessin de ferrillages des sections des poteaux