

*Chapitre VI*

*Etudes*

*Des*

*Portiques*

**VI-1-Introduction :**

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l’outil informatique à travers les logiciels d’analyse des structures (**ETABS 2008**) qui permet de déterminer les différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

**VI-2-Combinaisons spécifiques de calcul :**

**VI-2-1-Poteaux :**

Combinaisons fondamentales : « **1er genre** » **BAEL 91 révisée 99** <sup>(1)</sup>

- **1,35×G + 1,5×Q..... (ELU)**
- **G+Q..... (ELS)**  
 $N_{max} ; M_{correspondant}.....A_1$   
 $N_{min} ; M_{correspondant}.....A_2$   
 $M_{max} ; N_{correspondant}.....A_3$

Combinaisons accidentelles : « **2ème genre** » **RPA 99 / version 2003** <sup>(2)</sup>

- **0,8G ± E.....(ACC)**
- **G + Q ± 1,2×E.....(ACC)**  
 $N_{max} ; M_{correspondant}.....A_4$   
 $N_{min} ; M_{correspondant}.....A_5$   
 $M_{max} ; N_{correspondant}.....A_6$

**VI-2-2-Poutres :**

Combinaisons fondamentales : « **1er genre** » **BAEL 91 révisée 99** :

- $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

Combinaisons accidentelles : « **2ème genre** » **RPA 99 / version 2003**

- $S_{p2}=0,8G \pm E. \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$   
 $SP_2=G+Q \pm E.$
- Si  $M_{sp1}/M_{sp2}<1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$ .

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

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

<sup>1</sup> D.T.U règles **BAEL 91 révisée 99**  
<sup>2</sup> **RPA 99 / version 2003** article 5.2 page 53

- Pour situation accidentelle :  $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$ .  
 $\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa}$
- 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-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>eme</sup> genre

Données :

- Largeur de la poutre  $b = 30 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t = 45 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h_t = 40,5 \text{ cm}$
- 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  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

**VI-3-2-Les armatures minimales des poutres :**

**Tableau VI-1 : Les armatures minimales des poutres**

Type de poutres	Amin = 0,5 %b.ht	Amax1 = 4%b.ht	Amax2=6%b.ht
P P :(30x45) cm <sup>2</sup>	6.75 cm <sup>2</sup>	54 cm <sup>2</sup>	81 cm <sup>2</sup>
P S :(30x35) cm <sup>2</sup>	5,25 cm <sup>2</sup>	42 cm <sup>2</sup>	63 cm <sup>2</sup>

**VI-3-3-Bloc A :**

**VI-3-1-1-Ferraillage de la poutre principale de rive:**

- **Sur appuis :**

$(Sp_1) \Rightarrow M_{tsp1} = 71.01 \text{ KN.m}$

$(Sp_2) \Rightarrow M_{tsp2} = 62 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_{t_{sp1}}}{M_{t_{sp2}}} = 0.87 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Moment ultime $M_u$	$M_u$	71.01KN.m	$\mu=0,041 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,041	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient $\beta$	$\beta = 0,980$		
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>5,06 cm<sup>2</sup></b>	

- **En travée :**
- $(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 47.39 \text{ KN.m}$
- $(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 36.10 \text{ KN.m}$
- $\frac{M_{a_{sp1}}}{M_{a_{sp2}}} = 1.31 > 1,15$  donc le calcul se fait sous  $(Sp_1)$

Moment ultime $M_u$	$M_u$	47.39 KN.m	$\mu=0,028 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,028	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient $\beta$	$\beta = 0,986$		
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>3,31 cm<sup>2</sup></b>	

**VI-3-3-2-Ferraillage de la poutre principale intermédiaire :**

- **Sur appuis :**
- $Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 109.76 \text{ KN.m}$
- $(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 87.04 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_{a_{sp1}}}{M_{a_{sp2}}} = 1.26 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Moment ultime $M_u$	$M_u$	109.76 KN.m	$\mu=0,064 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,064	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient $\beta$	$\beta =0,967$		
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>8,07 cm<sup>2</sup></b>	

• En travée :

$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 64.62 \text{ KN.m}$

$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 46.17 \text{ KN.m}$

$\frac{M_{asp1}}{M_{asp2}} = 1.40 > 1,15$  donc le calcul se fait sous  $(Sp_1)$

Moment ultime $M_u$	$M_u$	64.62 KN.m	$\mu=0,038 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,038	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient $\beta$	$\beta =0,981$		
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>4.58 cm<sup>2</sup></b>	

**Tableau VI-3** : récapitulatif du Ferrailage des poutres principales (30x45)

Type De poutre	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> )
		$M_{sp1}$	$M_{sp2}$				
Rive	Appuis	71.01	62	71.01	<b>6,75</b>	5,06	3T14+3T14=9.24
	Travée	47.39	36.10	47.39		3.31	3T12+3T12=6.78
Intermédiaire	Appuis	109.76	87.04	109.76	<b>6,75</b>	<b>8,07</b>	3T14+3T14=9.24
	Travée	64.62	46.17	64.62		4.58	3T12+3T12=6,78

**Tableau VI-3 : récapitulatif du Ferrailage des poutres secondaire (30x35)**

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Rive	Appuis	42.28	31.47	42.28	5,25	3.94	3T12+3T12=6,78
	Travée	30.29	22.28	30.29		2.78	3T12+3T12=6,78
Intermédiaire	Appuis	29.89	42.31	42.31	5,25	3.94	3T12+3T12=6,78
	Travée	8.10	2.56	8.10		0.72	3T12+3T12=6,78

**VI-3-3-3-Vérifications :**

 ➤ **Poutre principale (30x45) cm<sup>2</sup> :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2.$$

 Adopté > A<sub>min</sub> → condition vérifiée

**Vérification de l'effort tranchant :**

 L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 19.39 \text{ KN}$ 

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{19.39.10^{-3}}{0,30.0,405} = 0,16 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left( 0,2 \left( \frac{f_{cj}}{\nu_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}$$

 $\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée

Pas de risque du cisaillement

**Calcul les armatures transversales :**
**Diamètre des armatures transversales :**

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

$$\Phi_t \leq \min (12.86 ; 30 ; 8)$$

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

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

**Calcul de L'espacement :**

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

**Zone nodale:**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (h/4; 12\Phi_l; 30 \text{ cm}) \\ St \leq \min (11.25; 14,4 ; 30 \text{ cm}) \end{array} \right. \quad St = 10 \text{ cm}$$

**Zone courante:**

$$St \leq h/2 \quad St = 22.5 \text{ cm}$$

**La longueur de recouvrement :**

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone I .

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64\text{cm} \\ \Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm} \\ \Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Vérification des contraintes d'adhérence :**

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

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

T : Effort tranchant max  $T = 19.39 \text{ kN}$

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

$\mu$  : Périmètre d'armature tendu  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,2 = 3.77 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 19.39 \times 10^3 / 0,9 \times 40.5 \times 3.77 \times 6 \times 10^2 = 0,24 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{u_{ser}} = 0,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### Ancrage des armatures :

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

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

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

$$l_s = 1,2 \times 400 / (4 \times 2,84) = 42,50 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appui « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$

### Influence de l'effort tranchant:

$$\sigma_b = \frac{2T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 19,39 \times 10^3}{0,9 \times 300 \times 405} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### Vérfications vis-à-vis à l'ELS :

$$M_{ser} = 77,56 \text{ KN.m} ; A_s = 5,78 \text{ cm}^2$$

### Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - \eta \cdot A (d-y) = 0 \Rightarrow y = 5,8 \text{ cm}$$

### Moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + \eta \cdot A (d-y)^2 = 113305,36 \text{ cm}^4$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{77,56 \times 10^3}{113305,36} \times 5,8 = 3,97 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$



$\sigma_{bc} = 3,97 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

### Vérification de la flèche :

$M_{tsmax} = 71.01 \text{ kN.m}$ ,  $M_0 = (G+Q) l^2/8 = 62 \text{ kN.m}$

$A_s = 9.29 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,09 > 0,06 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,09 > 0,08 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,002 < 0,010 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

### ➤ Poutre secondaire (30×35) cm<sup>2</sup>

#### Condition de non fragilité :

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

Adopté  $> A_{min} \rightarrow$  condition vérifiée.

#### Vérification de l'effort tranchant :

L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 9.30 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{9.30 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,315} = 0,98 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:  $\bar{\tau}_u = \{ \min(0,2(\frac{f_{cj}}{v_b}); 5 \text{ MPa}) \}$

$\tau_u = 0,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée

Pas de risque du cisaillement

#### Calcul des armatures transversales :

##### Diamètre des armatures transversales :

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

$$\Phi_t \leq \min (10 ; 30 ; 8)$$

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

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

**Calcul de L'espace :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \quad St \leq 30\text{cm} \\ St \leq \min (31,5; 40\text{cm}) \end{array} \right.$$

**Zone nodale:**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (h/4; 12\Phi; 30\text{cm}) \\ St \leq \min (8,75 ; 14,4 ; 30\text{cm}) \\ St = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Zone courante:**

$$St \leq h/2 = 17,5 \qquad St = 15 \text{ cm}$$

**La longueur de recouvrement :**

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone II.

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

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

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

**Vérification des contraintes d'adhérence :**

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

$$\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 9.30 \times 10^3 / 0,9 \times 31,5 \times 3,77 \times 6 \times 10^2 = 0,15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{u_{ser}} = 0,15 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Ancrage des armatures :**

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

$$L_s = 1,2 \times 400 / (4 \times 2,84) = 42,25 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$

**Influence de l'effort tranchant :**

$$\sigma_b = \frac{2T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 9,30 \times 10^3}{0,9 \times 300 \times 315} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Vérifications vis-à-vis à l'ELS :**

$$M_{ser} = 22,98 \text{ kN.m} ; A_s = 2,20 \text{ cm}^2$$

**Position de l'axe neutre :**

$$by^2/2 - \eta \cdot A (d-y) = 0 \Rightarrow y = 2,2 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + \eta \cdot A (d-y)^2 = 30325,33 \text{ cm}^4$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{22,98 \times 10^3}{30325,33} \times 2,2 = 1,67 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

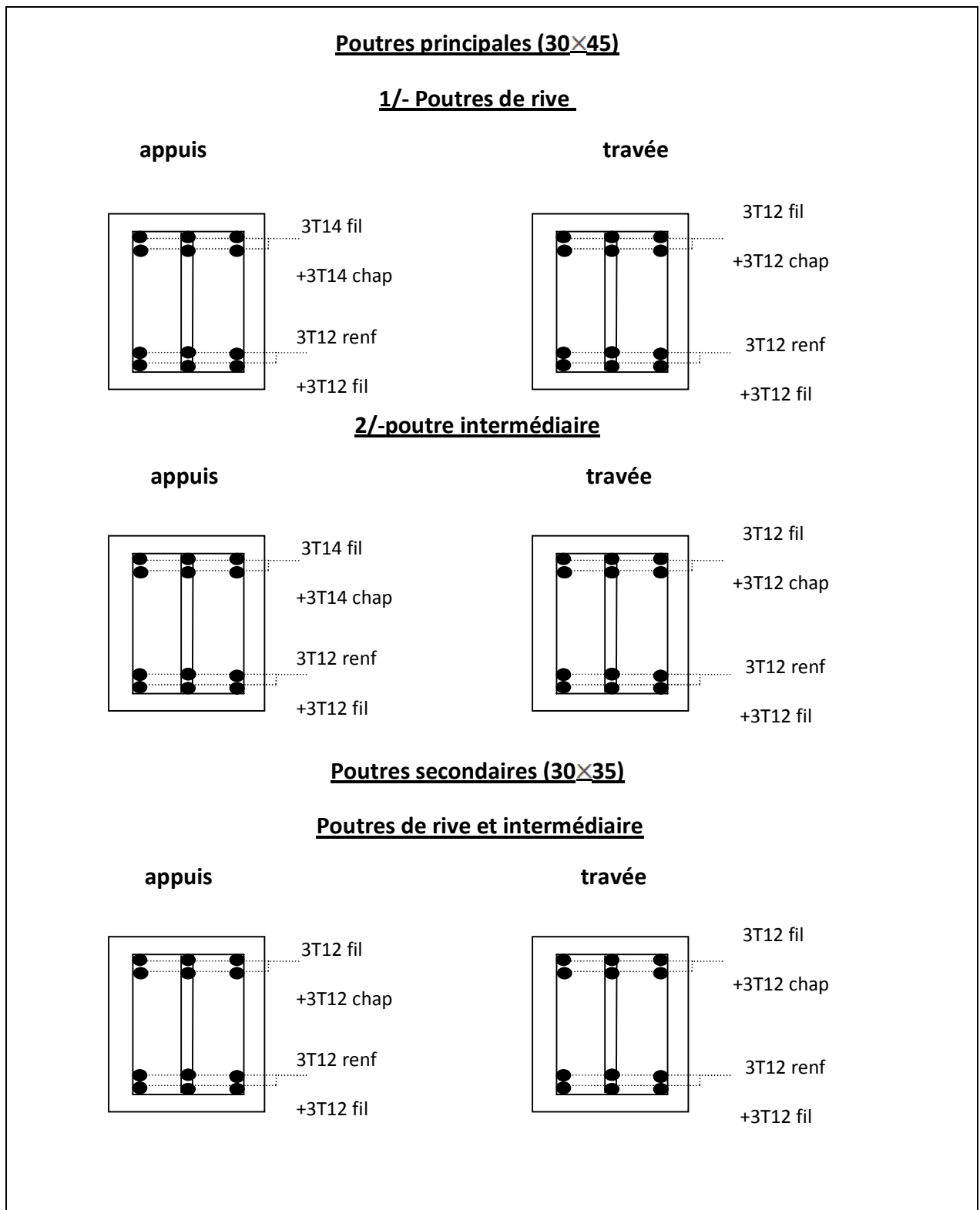
$$\sigma_{bc} = 1,67 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche :**

$$M_{tsmax} = 42,31 \text{ kN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 31,47 \text{ kN.m}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,08 > 0,06 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,08 > 0,07 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_s/b \cdot d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,002 < 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$



**Figure VI-1 : ferrailage des poutres Principales et Secondaires BLOC A**

**Bloc B :**

**VI-3-2-Les armatures minimales des poutres :**

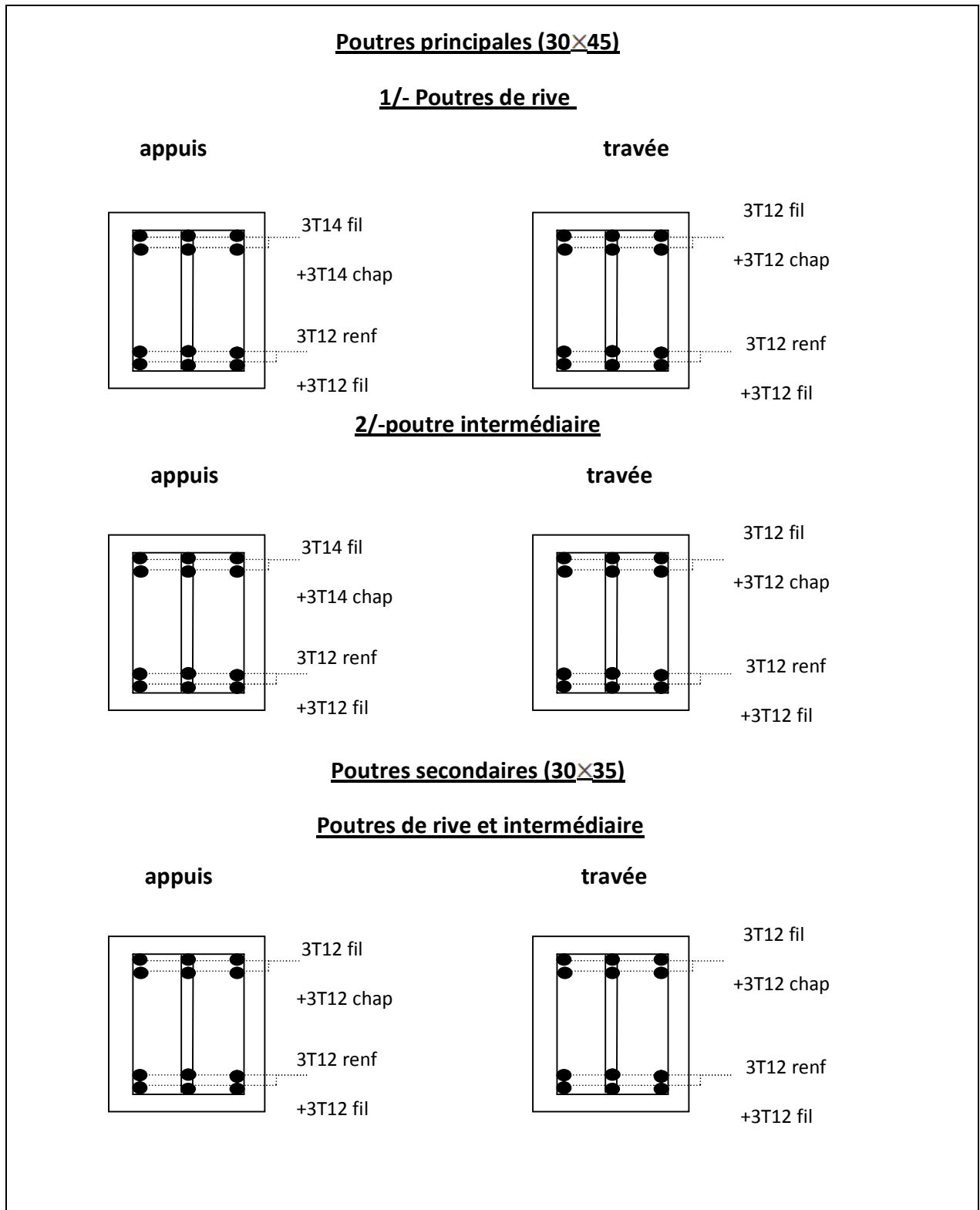
Type de poutres	Amin = 0,5 %b.ht	Amax1 = 4%b.ht	Amax2=6%b.ht
(30x45) cm <sup>2</sup>	6.75 cm <sup>2</sup>	54 cm <sup>2</sup>	81 cm <sup>2</sup>
(30x35) cm <sup>2</sup>	5,25 cm <sup>2</sup>	42 cm <sup>2</sup>	63 cm <sup>2</sup>

**Tableau VI-3 : récapitulatif du Ferrailage des poutres principales (30x45)**

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Rive	Appuis	73.34	103.61	103.61	6,75	<b>7.58</b>	3T14+3T14=9.29
	Travée	53.02	43.72	53.02		<b>3.72</b>	3T12+3T12=6.78
Intermédiaire	Appuis	92.27	108.35	108.35	6,75	<b>7.96</b>	3T14+3T14=9.29
	Travée	67.70	66.44	67.70		<b>4.81</b>	3T12+3T12=6,78

**Tableau VI-3 : récapitulatif du Ferrailage des poutres secondaire (30x35)**

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
rive	Appuis	7.84	27.17	27.17	<b>5,25</b>	2.48	3T12+3T12=6,78
	Travée	3.19	20.93	20.93		1.90	3T12+3T12=6,78
intermédiaire	Appuis	22.49	30.43	30.43	<b>5,25</b>	2.79	3T12+3T12=6,78
	Travée	15.03	23.92	23.92		2.18	3T12+3T12=6,78



**Figure VI-1 : ferrailage des poutres Principales et Secondaires BLOC B**

**Bloc C :**
**VI-3-2-Les armatures minimales des poutres :**

Type de poutres	Amin = 0,5 %b.ht	Amax1 = 4%b.ht	Amax2=6%b.ht
(30x45) cm <sup>2</sup>	6.75 cm <sup>2</sup>	54 cm <sup>2</sup>	81 cm <sup>2</sup>
(30x35) cm <sup>2</sup>	5,25 cm <sup>2</sup>	42 cm <sup>2</sup>	63 cm <sup>2</sup>

**Tableau VI-3 : récapitulatif du Ferrailage des poutres principales (30x45)**

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
rive	Appuis	107.15	104.77	107.15	6,75	<b>7.86</b>	3T14+3T14=9.29
	Travée	63.8	47.88	63.8		<b>4.52</b>	3T12+3T12=6.78
intermédiaire	Appuis	127.37	109.58	127.37	6,75	<b>9.51</b>	3T14+3T14=9.29
	Travée	85.62	62.62	85.62		<b>6.17</b>	3T12+3T12=6,78

**Tableau VI-3 : récapitulatif du Ferrailage des poutres secondaire (30x35)**

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
rive	Appuis	53.30	41.12	53.30	5,25	<b>5.04</b>	3T12+3T12=6,78
	Travée	45.06	33.94	45.06		<b>4.22</b>	3T12+3T12=6,78
intermédiaire	Appuis	46.64	48.5	48.5	5,25	<b>4.56</b>	3T12+3T12=6,78
	Travée	44.6	46.96	46.96		<b>4.41</b>	3T12+3T12=6,78

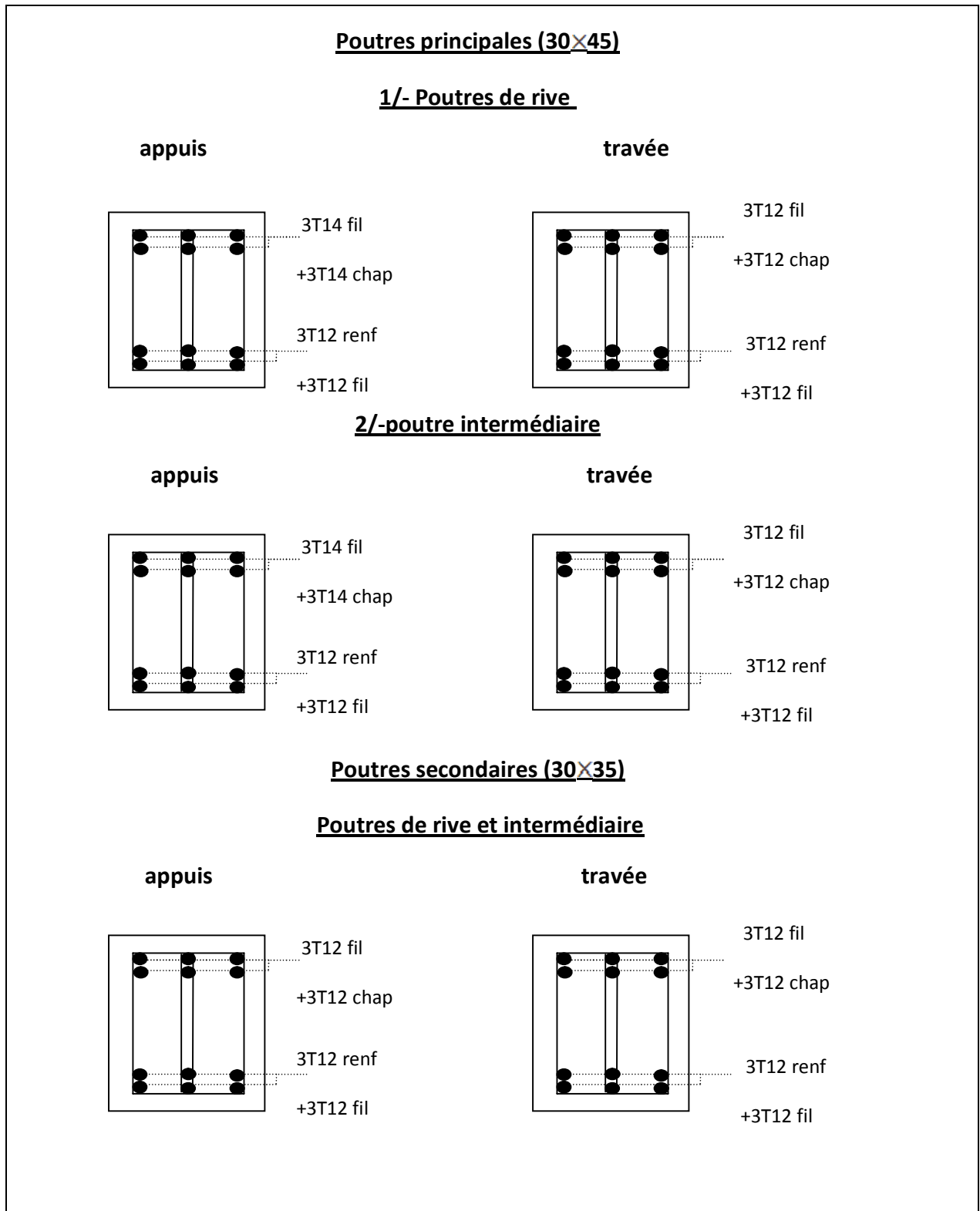


Figure VI-1 : ferrailage des poutres Principales et Secondaires BLOC C



**VI-4-Ferraillage des poteaux :**

**VI-4-1-Calcul des armatures longitudinales :**

Calcul de ferraillage des poteaux selon le **RPA 99 / version 2003 page 65:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0,7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

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

**VI-4-2-Bloc A :**

**VI-4-2-1-les armatures minimales des poteaux :**

**Tableau VI-6:** les sections min et max imposée par le **R.P.A 99(version 2003)**

Type de poteaux	Amin=0,7 %b.ht	Amax1=4%b.ht	Amax2=6%b.ht
(45x45) cm <sup>2</sup>	14.18 cm <sup>2</sup>	81 cm <sup>2</sup>	121.5 cm <sup>2</sup>

**VI-4-2-2-les sollicitations défavorables :**

**Tableau VI-7:** les sollicitations défavorables du 1<sup>er</sup> genre

Etages		(45x45)
combinaisons		
Bloc A	N <sub>max</sub> (KN)	1729.2
	M <sub>corr</sub> (KN.m)	22.4
Bloc B	N <sub>min</sub> (KN)	149.1
	M <sub>corr</sub> (KN.m)	34.5
Bloc C	M <sub>max</sub> (KN.m)	69
	N <sub>corr</sub> (KN)	258.9

**Tableau VI-8:** les sollicitations défavorables du 2<sup>ème</sup> genre

Etages		(45x45)
combinaisons		
Bloc A	N <sub>max</sub> (KN)	2401
	M <sub>corr</sub> (KN.m)	19.8
Bloc B	N <sub>min</sub> (KN)	196
	M <sub>corr</sub> (KN.m)	44.56
Bloc C	M <sub>max</sub> (KN.m)	156.6
	N <sub>corr</sub> (KN)	142.4

**Tableau VI-9:** récapitulatif de ferrailage des poteaux

Niveaux	Combs	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>ème</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>U</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>U</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
(45x45)	(a)	1729.2	22.4	0	2401	19.8	0	<b>14.18</b>	4HA16+4HA16 = 16 cm <sup>2</sup>
	(b)	149.1	44.56	0.92	196	44.56	0.26		
	(c)	258.9	69	1.22	142.4	156.6	9.68		

**VI-4-2-4-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Poteau (45x45) cm<sup>2</sup>

$$T_{max} = 9.58 \text{ KN}$$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{9.57 \times 10^3}{(450 \times 405)} = 0,053 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible :  $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_c 28; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$ .

$$\tau_u = 0,053 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

**VI-4-2-5-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

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,5 dans le cas contraire.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

**Calcul de l'espacement :**

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

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10 \Phi_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

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

**En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_L = 18 \text{ cm}$$

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

**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.

$$L_f = 0.7 L_0$$

$$\lambda_g = 0.7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0.7 \times 3.19}{0.45} = 4.96 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 4.96 < 5 \rightarrow \rho_0 = 3.5$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \times 3.5 \times 9.57}{45 \times 235} = 0.48 \text{ cm}^2$$

**Quantité d'armatures transversales minimales :**

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

$$\lambda_g = 0.5 \% \rightarrow \lambda_g = 3 < 4.96 < 5$$

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0.005 \times 10 \times 45 = 2.25 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0.005 \times 15 \times 45 = 3.38 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi 8 = 4.02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0.4 \text{ MPa}) = 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0.4 \cdot S_t \cdot b / f_c ; \text{Ronds lisses} \rightarrow f_c = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0.4 \times 15 \times 45 / 235 = 1.07 \text{ cm}^2 < 4.02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**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.

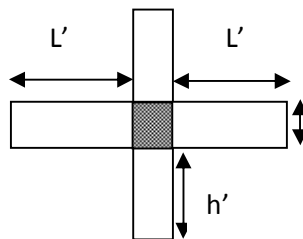
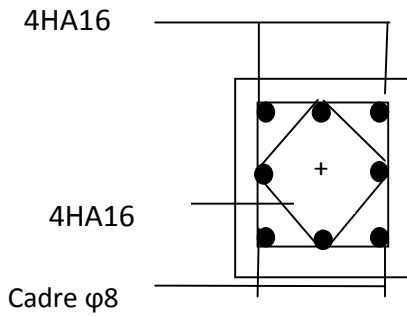


Figure VI-3 : zone nodale

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left( \frac{he}{6}; b; h; 60\text{cm} \right) = \text{Max} \left( \frac{319}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2.h = 2 \times 45 = 90\text{cm} \end{array} \right.$$

**Poteau (45×45)**



**Figure VI-4:** ferrailage des poteaux BLOC A

**Bloc B :**

**Tableau VI-9:** récapitulatif de ferrailage des poteaux

Niveaux	Combs	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
(45×45)	(a)	1488.6	5.44	0	1648.2	5.92	0	<b>14.18</b>	4HA16+4HA16 = 16 cm <sup>2</sup>
	(b)	29.5	53.46	3.28	223.8	41.96	0		
	(c)	88.4	67.34	3.45	41.5	99.3	6.47		

**VI-4-3-3-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

« Poteaux (45×45) cm<sup>2</sup> »

Contrainte tangente :

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

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{3,26 \times 10^3}{(450 \times 405)} = 0,018\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

**VI-4-3-4-Calcul des armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

**Calcul de l'espacement :**

En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**Calcul de l'élançement géométrique  $\lambda_g$  :**

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,19}{0,45} = 4,96 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 4,96 < 5 \rightarrow \rho_0 = 3,5 \text{ (RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \times 3,5 \times 3.26}{45 \times 235} = 0,16 \text{ cm}^2$$

**Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,005 \times 10 \times 45 = 2.25 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,005 \times 15 \times 45 = 3.38 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

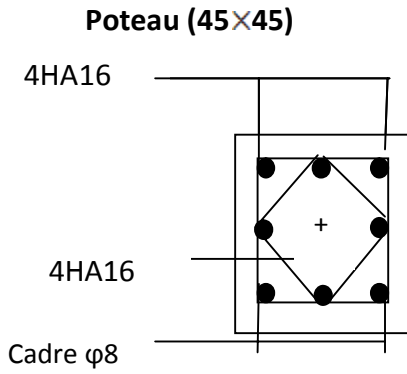
$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 45 / 235 = 1,07 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Détermination de la zone nodale :**

$$\begin{cases} h' = \text{Max} \left( \frac{he}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left( \frac{319}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2.h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \end{cases}$$



**Figure VI-4:** ferrailage des poteaux du bloc B

**Bloc C :**

**Tableau VI-9:** récapitulatif de ferrailage des poteaux

Niveaux	Combs	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>U</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>U</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
(45x45)	(a)	1864.8	4.93	0	1423	4.98	0	<b>14.18</b>	4HA16+4HA16 = 16 cm
	(b)	34.6	59.64	3.65	286	44.7	0		
	(c)	224.4	90.77	3.36	169.6	76.61	3.01		

**VI-4-3-3-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

« Poteaux (45×45) cm<sup>2</sup> »

Contrainte tangente :

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

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{2,18 \times 10^3}{(450 \times 405)} = 0,012\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

**VI-4-3-4-Calcul des armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**

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

**Calcul de l'espacement :**

En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**Calcul de l'élanement géométrique  $\lambda_g$  :**

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,19}{0,45} = 4,96 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 4,96 < 5 \rightarrow \rho_0 = 3,5$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \times 3,5 \times 2,18}{45 \times 235} = 0,11 \text{ cm}^2$$

**Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale} & : A_t = 0,005 \times 10 \times 45 = 2,25 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante} & : A_t = 0,005 \times 15 \times 45 = 3,38 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

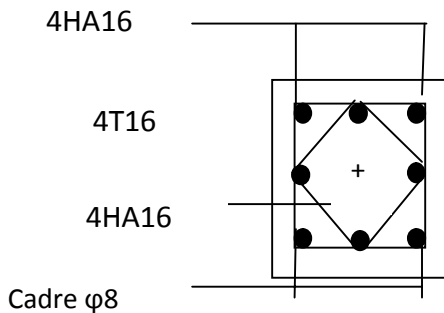
Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 45 / 235 = 1,07 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Détermination de la zone nodale :**

$$\begin{cases} h' = \text{Max} \left( \frac{he}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left( \frac{319}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

**Poteau (45×45)**



**Figure VI-4:** ferrailage des poteaux du bloc C



**VI-5-Etude des voiles :****IV-5-1-Introduction :**

Le voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcule comme le poteau en flexion composée. Leurs ferrillages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales. Les avantages importants que présentent les voiles de contreventement par rapport aux portiques sont :

- Leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- Lors de nombreux séismes modérés, les structures à voiles ont de faibles déplacements latéraux qui permettraient de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles de ce type de structure.
- La masse élevée du voile permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

**Les combinaisons :**

Selon le **RPA 99 version 2003** les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$\begin{aligned} &G+Q+E \\ &0,8G+Q \\ &G+Q\pm 1,2E \end{aligned}$$

**VI-5-2-Calcul des voiles :**

Pour le ferrillage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **RPA 99V2003** :

- Pour centrage minimum d'armatures verticales et horizontales :
  - Globalement dans la section des voiles 0,15 %
  - En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales :  $S < \min (15a; 30)$

**VI-5-3-Vérification des contraintes de tangentielles:**

Le calcul se fait en flexion composée d'une bande de section ( $0,20 \times 1 \text{ ml}$ )

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau u \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_c28$$

$$\tau u = Vu / (b \times d)$$

On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé avec L'ELU :

**Tableau VI-12: Vérification de la contrainte**

Voile 20 cm	V <sub>max</sub> (KN)	τu (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Bloc A	11.2	0.056	5	Condition vérifiée
Bloc B	4	0.02	5	Condition vérifiée
Bloc C	32.9	0.16	5	Condition vérifiée

**VI-5-4-Détermination des sollicitations :**

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression F et un moment de flexion, tirés à partir des fichiers résultats du **ETABS2008**

**TableauVI-13 : Sollicitations des voiles**

Voile 20 cm	combinaisons	F11	M11	F22	M22
Bloc A	0,8G+Q	621	4.8	1963.8	14.8
	G+Q±E	745.9	5.7	2265.4	20
Bloc B	0,8G+Q	94.8	1.6	473.8	8
	G+Q±E	112.3	2.1	566.3	9.6
Bloc C	0,8G+Q	216.1	2.4	988.2	11.8
	G+Q±E	257.5	3.2	1200.4	17.5

**VI-5-5-Détermination du ferrailage :**

Le ferrailage est calcul de la même manière que les poteaux en flexion composée d'une bande de section 0,16x 1ml. Il est fait par logiciel "Socotec"

**Espacement :**

Ferrailage vertical :  $St \leq \min 15e ; 30 ; 15$

Ferrailage horizontal :  $St \leq \min 15e ; 30$

**Tableau VI-14:** Ferrailage des voiles

Ferrailage		$A_{min}$ (RPA)		$A_{st}$ choisit $cm^2/ml$	St (cm)
Bloc A	Vertical( $A_v$ )	0,007(b.h)	<b>11.2</b>	8T14 =12.24 $cm^2$	15cm
	Horizontal( $A_h$ )	$A_v/4$	<b>2.8</b>	8T10=6.26 $cm^2$	20cm
Bloc B	Vertical( $A_v$ )	0,007(b.h)	<b>11.2</b>	8T14 =12.24 $cm^2$	15cm
	Horizontal( $A_h$ )	$A_v/4$	<b>2.8</b>	8T10=6.26 $cm^2$	20cm
Bloc C	Vertical( $A_v$ )	0,007(b.h)	<b>11.2</b>	8T14 =12.24 $cm^2$	15cm
	Horizontal( $A_h$ )	$A_v/4$	<b>2.8</b>	8T10=6.26 $cm^2$	20cm