

**VI.1 Ferrailage de portique:****VI.1.1 Introduction :**

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

**VI.1.2 Les combinaisons de calcul :**

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

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

Avec :G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

**VI.1.3 Ferrailage des poutres :****VI.1.4 a) Méthode de calcul :**

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

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

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

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

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

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

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

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

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

➤ Selon BAEL 91 :

$$A = A' = \max(4 \text{ cm}^2; 0,2\%B = 2,4 \text{ cm}^2) = 4 \text{ cm}^2$$

➤ Selon R.P.A :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{\min} = 0,7\% \times b \times h_t$  ;
- Section d'armature maximale :  $\begin{cases} A_{\max 1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{\max 2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$  ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\Phi$  en zone I
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .c)

❖ Exemple de calcul :

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

**1) Ferrailage d'une poutre principale P.P (30 × 40) cm<sup>2</sup>:**

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de rive planché terrasse, les moments  $M_{sp1}$  et  $M_{sp2}$  sont tirés à partir du logiciel ETABS.

**a. Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \ 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \ 40 \times 35 = 48 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \ 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

**a) Ferrailage sur appuis :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 47,743 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 41,935 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,13 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre :  $b = 30 \text{ cm}$  ;
- Hauteur de la section :  $h = 40 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$  ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.
- Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{41,935 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18,48} = 0,058 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,075$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,969$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41,935 \times 10^3}{0,969 \times 36 \times 400} = 3,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 3T14ce qui nous donne  $A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ **b) Ferrailage en travée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 37,224 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 27,796 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,33 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{37,224 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,2} = 0,067 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,087$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,965$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{37,224 \times 10^3}{0,965 \times 36 \times 348} = 3,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 4T12ce qui nous donne  $A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

## VI.2 2- Vérification du ferrailage de la poutre :

### a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,10}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{\text{adpt}} > A_{\min}$  ; Condition vérifiée Sur toute la section.

### b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{87,25 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,1}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) ; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,173 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 2,173 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,173 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

### c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1\right\} = \min\{11,42 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 12 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 12 \text{ mm}$$

### d) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{32,4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale :  $S_t \leq \min\{h/4 ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_1\} = \min\{10\text{cm} ; 30 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

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

**e) Armatures transversales (BAEL91 art A.7.2.2)**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,80 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,027 \text{ cm} \quad (1)$$

**Pourcentage minimale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,403 ; 0,4\} = 0,403 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,403 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le  $\max(0,051 \text{ cm}^2 ; 0,027 \text{ cm}^2) = 0,051 \text{ cm}^2$

$S_t$ : 15 cm  $\rightarrow$  L'espace minimal.

**f) Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la biellette est de :

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

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 87,25 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,043 \text{ m}$$

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

$$a = \min(a' ; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 32,4 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} ; a > 4,3 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

**h) Vérification des contraintes :**

- Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne  $\sigma_s$  (acier).
- Lorsque les contraintes de la compression du béton et de traction des armatures sont vérifiées ; le calcul des armatures à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

➤ **En travée**➤ **Position de l'axe neutre**

$$D = (15.A)/b = 15 \times \frac{3,07}{30} = 1,53 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2. (1,53).36 = 110,16 \text{ cm}$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,53 + \sqrt{1,53^2 + 110,16} = 8,85 \text{ cm}$$

## ➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15A_s(d - Y_1)^2 = \frac{30 \times 8,85^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (36 - 8,85)^2) = 56908,44 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{35,04 \times 10^3}{56908,44} \times 8,85 = 5,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

➤ **En appui**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{27,29 \times 10^3}{56908,44} \times 8,85 = 4,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

**j) Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$M_{t_{ser}} = 27,29 \text{ KN. m; Tirée à partir du logiciel ETABS}$$

$$M_{0\text{ ser}} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(1,87 + ,0547) \times 4,8^2}{8} = 7,87 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{480} = 0,083 > 0,062 ; \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\text{ ser}}}{10 \times M_{0\text{ ser}}} \Rightarrow \frac{40}{480} = 0,083 > \frac{27,29}{10 \times 7,78} = 0,032 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{30 \times 36} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,010 ; \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

**Sens longitudinal :** « poutres principales (30 x 40) cm<sup>2</sup> »

**Poutre de rive :**

Niveau	section	Moment (KN. m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>		RPA	BAEL		
Tous les étages	appuis	49,31	72,07	72,07	6,00	4,00	5,28	3T14+2T12= 6,88
	travée	32,47	59,13	59,13	6,00	4,00	4,29	3T14+2T12= 6,88
Terrasse	appuis	47,74	41,93	41,93	6,00	4,00	3,00	3T14+2T12= 6,88
	travée	37,22	27,79	37,22	6,00	4,00	3,07	3T14+2T12= 6,88

**Poutre intermédiaire :**

Niveau	section	Moment (KN. m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>		RPA	BAEL		
Tous les étages	appuis	78,50	92,71	92,71	6,00	4,00	6,91	5T14= 7,70
	travée	37,69	50,55	50,55	6,00	4,00	3,64	3T14+2T12= 6,88
Terrasse	appuis	101,75	84,88	101,75	6,00	4,00	9,05	3T16+2T14= 10,65
	travée	56,11	41,63	56,11	6,00	4,00	4,73	3T14+2T12= 6,88

**Tableau VI. 1 : Armatures adoptées pour les poutres**

**1) Ferrailage d'une poutre secondaires P.S(30 × 35) cm<sup>2</sup>:**

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre intermédiaire planché courant, les moments M<sub>sp1</sub> et M<sub>sp2</sub> sont tirés à partir du logiciel ETABS.

**a. Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \cdot 40 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \cdot 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \cdot 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

**a) Ferrailage sur appuis :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 36,31 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 58,71 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,61 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre :  $b = 30 \text{ cm}$  ;
- Hauteur de la section :  $h = 35 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$  ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.
- Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{58,71 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 18,48} = 0,106 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,141$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,943$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{58,71 \times 10^3}{0,943 \times 31,5 \times 400} = 4,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 3T14 ce qui nous donne  $A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ **b) Ferrailage en travée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 27,48 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 50,14 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,54 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{50,14 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 18,48} = 0,106 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,119$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,952$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{50,14 \times 10^3}{0,952 \times 31,5 \times 400} = 3,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 4 T12 ce qui nous donne  $A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

### VI.3 2- Vérification du ferrailage de la poutre :

#### a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,10}{400} = 1,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{\text{adpt}} > A_{\min}$  ; Condition vérifiée Sur toute la section.

#### b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{27,53 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,1}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) ; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,173 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 2,173 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,173 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

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

#### c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1\right\} = \min\{10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 12 \text{ mm}\} \Leftrightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

#### d) L'espace :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{h/4 ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_1\} = \min\{8,75 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}\}$$

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

$$\text{Zone courante : } S_t \leq h/2 = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

### e) Armatures transversales (BAEL91 art A.7.2.2)

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,29 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = -0,055 \text{ cm} \dots 1$$

### Pourcentage minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,145 ; 0,4\} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le  $\max(0,051 \text{ cm}^2 ; -0,055 \text{ cm}^2) = 0,051 \text{ cm}^2$

$S_t$ : 15 cm  $\rightarrow$  L'espacement minimal.

### f) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

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

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 27,53 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,013 \text{ m}$$

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

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 32,4 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} ; a > 1,3cm ; \text{Condition vérifiée.}$$

### h) Vérification des contraintes :

- Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne  $\sigma_s$  (acier).

- Lorsque les contraintes de la compression du béton et de traction des armatures sont vérifiées ; le calcul des armatures à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

#### ➤ En travée

#### ➤ Position de l'axe neutre

$$D = (15.A)/b = 15 \times \frac{4,17}{30} = 2,08 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2. (2,08).31,5 = 131,04 \text{ cm}$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,08 + \sqrt{2,08^2 + 131,04} = 9,45 \text{ cm}$$

#### ➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15A_s(d - Y_1)^2 = \frac{30 \times 9,45^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (31,5 - 8,85)^2) = 42221,61 \text{ cm}^4$$

#### ➤ Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,43 \times 10^3}{42221,61} \times 9,45 = 1,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,66 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

#### ➤ En appui

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{16,82 \times 10^3}{42221,61} \times 9,45 = 3,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,76 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

### j) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$M_{t_{ser}} = 4,93 \text{ KN.m}$ ; Tirée à partir du logiciel ETABS

$$M_{0_{ser}} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(1,87 + ,0547) \times 4,8^2}{8} = 7,87 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{480} = 0,072 > 0,062 ; \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10 \times M_{0_{ser}}} \Rightarrow \frac{35}{480} = 0,072 > \frac{27,29}{10 \times 7,78} = 0,032 ; \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,93}{30 \times 31,5} = 0,005 < \frac{4,2}{400} = 0,010 ; \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

**Sens transversal :** « poutres secondaires (30 x 35) cm<sup>2</sup> »

**Armatures longitudinales :**

**Poutre de rive :**

Niveau	section	Moment (KN. m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>		RPA	BAEL		
Tous les étages	appuis	22,89	27,33	27,33	5,25	4,00	2,22	5T12= 5,65
	travée	10,22	19,97	19,97	5,25	4,00	1,61	5T12= 5,65
Terrasse	appuis	18,01	20,91	20,91	5,25	4,00	1,69	5T12= 5,65
	travée	8,87	11,49	11,49	5,25	4,00	0,92	5T12= 5,65

**Poutre intermédiaire :**

Niveau	section	Moment (KN. m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>		RPA	BAEL		
Tous les étages	appuis	36,31	58,71	58,71	5,25	4,00	4,94	5T12= 5,65
	travée	27,48	50,14	50,14	5,25	4,00	4,18	5T12= 5,65
Terrasse	appuis	37,76	55,60	55,6	5,25	4,00	4,66	5T12= 5,65
	travée	28,46	43,01	43,01	5,25	4,00	3,60	5T12= 5,65

**Tableau VI.2 : Armatures adoptées pour les poutres**

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

**a) Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

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

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité  $\gamma_s ; \gamma_b$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

**b) Ferraillage exigé par le RPA 99/2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\Phi$  en zone
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau no doit pas dépasser 25 cm en zone I ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

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

**VII.1 1. Exemple de calcul :**

**Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre :**

Pour le calcul des poteaux, on considère le cas le plus défavorable qui donne la contrainte maximale de traction des armatures et celle maximale de compression du béton

$N_{\max} = 1028,42 \text{ KN.}$

$M_{\text{cor}} = 0,471 \text{ KN. m}$

Données :

- Enrobage :  $c = c' = 3\text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = h - c$  ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400\text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.

On détermine le centre de pression puis le moment :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{0,471 \times 100}{1028,42} = 0,045\text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section (b.h) et (N) est un effort de compression. La section est partiellement comprimée si la formule suivante est remplie :

$$N(d - c') - M_A \leq (0,337h - 0,81c').b.h.f_{bc}$$

$$M_A = M + N\left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,471 + 1028,42\left(\frac{40}{2} - 3\right) = 17530,24\text{ KN.cm}$$

$$1028,42 \times (36 - 3) - 17530,24 \leq (0,337 \times 40 - 0,81 \times 3) \times 30 \times 40 \times 14,2 \times 10^{-1}$$

$$16407,62 \leq 18829,2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$L_f = 0,5 \times L_0 = 0,7 \times 3,06 = 1,53\text{ m}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{1,53}{0,40} = 3,82$$

$$\frac{20.e_1}{h} = \frac{20 \times 0,045}{40} = 0,0228$$

$$\frac{L_f}{h} = 3,82 < \max\left(15; \frac{20.e_1}{h}\right) = 15 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc, le calcul est comme suit:

$$M_{/G} = N \times e_t < N \times (e_1; e_2; e_a)$$

Selon les règles BAEL91,

$e_1$  : excentricité due à la résultante des contraintes normales (verticales).

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} = 1,224 \text{ cm} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$e_2$  : excentricité de deuxième ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times L_f}{10000 \times h} (2 + \alpha \varnothing)$$

$$\varnothing = 2$$

$$\lambda = 15,30 \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{2}\right)^2} = 0,807$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,53^2}{10000 \times 0,40} (2 + 2 \times 0,807) = 0,634 \text{ cm}$$

$$e_T = (e_1; e_2; e_a) = 1,219 + 2 + 0,045 = 2,68 \text{ cm}$$

$$M_{/G} = N \times e_t = 1028,42 \times 3,246 = 2756,82 \text{ KN.cm}$$

$$M_A = 3357,67 + 1028,42 \times 17 = 20239,96 \text{ KN.cm}$$

$$\mu = \frac{M_A}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{20239,96 \times 10}{35 \times 36^2 \times 18,48} = 0,281$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,424$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,830$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20840,81 \times 10^3}{0,823 \times 36 \times 400} = 16,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 16,92 - \frac{1028,42 \times 10^3}{100 \times 400} = 8,78 \text{ cm}^2$$

- Selon le B.A.E.L 91:

$$A_{\text{min(BAEL)}} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{tj}}{f_e} \right\} = 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99:

$$A_{\text{min(RPA)}} = 0,7\% \cdot b \cdot h = 0,7\% \times 30 \times 40 = 8,4 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du 1<sup>ier</sup> genre et 2<sup>ème</sup> genre :

Niveaux	Combis	1 <sup>er</sup> genre				2 <sup>ème</sup> genre				A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ACC</sub> (KN)	M <sub>ACC</sub> KN.m	A <sub>sl</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
R.D.C	A	1224,86	2.325	9,6	0.98	1028.42	0.471	8,14	8,4	4T14
	B	695,81	18,91	9,6	3,68	490.48	15.636	3,12		=10,68
	C	217,36	0,002	9,6	2,39	659.23	0.073	5,59		cm <sup>2</sup>

$$A_{adoptée} = \max\{A_1; A_2; A_3; A_4; A_5; A_6; A_{\min(RPA)} ; A_{\min(BAEL)}\} = 8,4 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{add} = 4T14+4T12 = 10,68 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérifications**

• **Vérification à ELS**

D’après les règles BAEL91, on doit vérifier la contrainte du béton de la section soumise à la compression qui ne doit pas dépasser  $\sigma_{bc}=15MPa$ , en utilisant la combinaison (G+Q+1.2E).

$$N = 1028,42KN$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{100 \times B + 15 \times B} =$$

Donc la section adoptée est retenue et comme la fissuration est peu préjudiciable, il est inutile de vérifier

ζII.2

**VII.3 • Contrainte tangentielle:**

$$T_{max}=17,94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17,94 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

• **Calcul d’espacement :**

Selon BAEL91 :

$$S_t \leq \min\{0,9d = 31,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Selon RPA 99/2003 :

$$\text{On a : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}\} = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_1 = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

Soit  $f_e = 235 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

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

Dans le cas de flexion composée avec armatures droites :

$$K = \frac{1 + 3 \times N_u}{B \times f_{c28}} = \frac{1 + 3 \times (1028,42 \times 10^3)}{B \times 25}$$

$\alpha = 90^\circ$  ( $\alpha$  : L'inclination des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,16 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = -0,076 \text{ cm}^2/\text{cm} \dots 1$$

**Pourcentage minimale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,08 ; 0,4\} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le  $\max(0,051 \text{ cm}^2 ; -0,076 \text{ cm}^2) = 0,051 \text{ cm}^2/\text{cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

La section d'armatures transversales :  $A_t = S_t \times 0,051 = 20 \times 0,051 = 1,02 \text{ cm}$

**Calcul de l'élancement géométrique :**

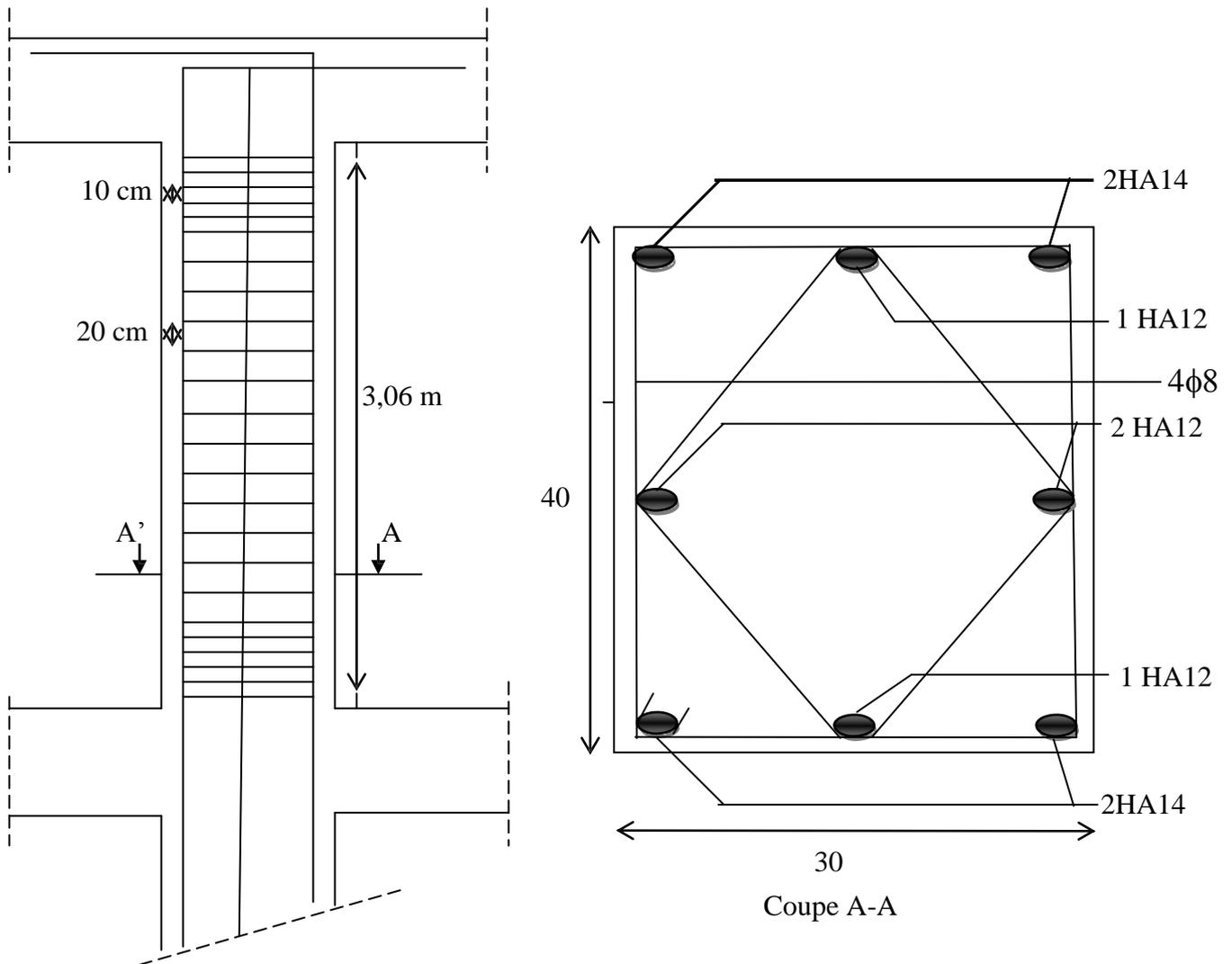
$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{40} = 0,0535$$

Donc, la quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit :

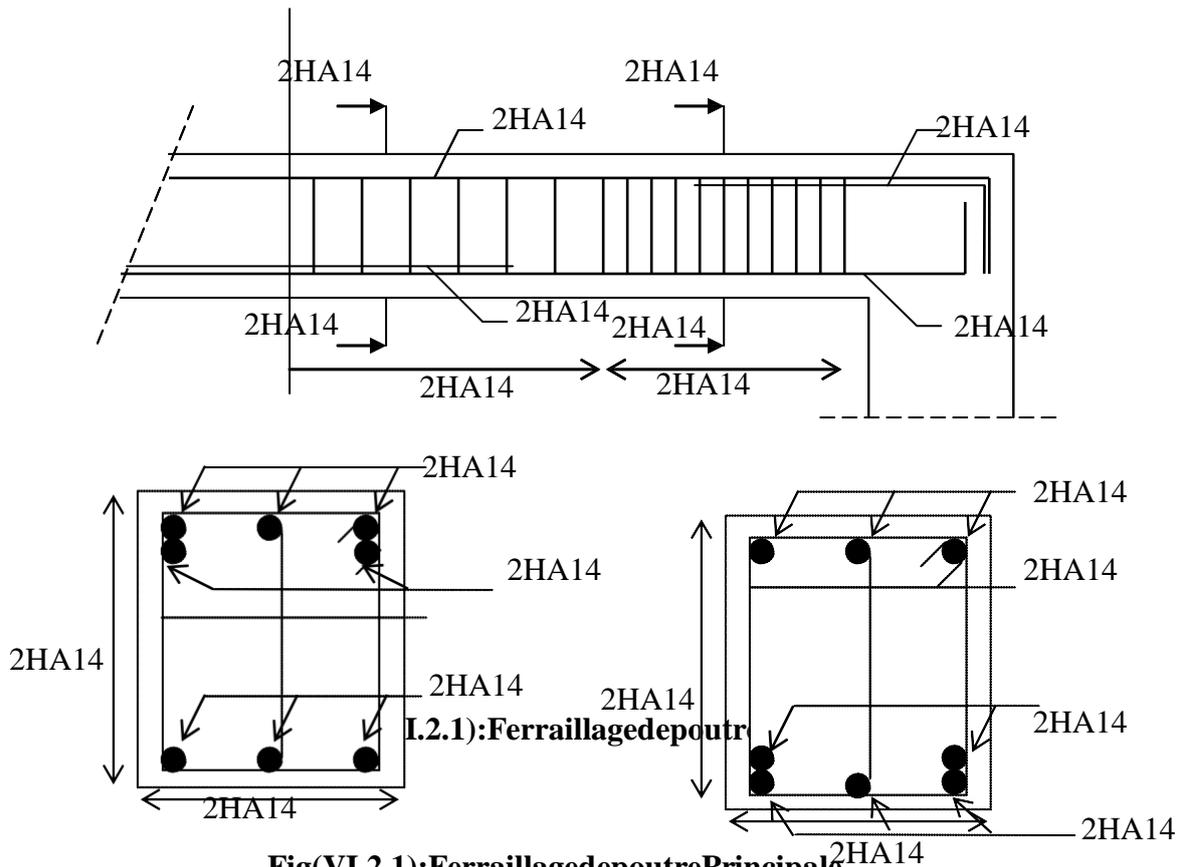
$$\frac{A_t}{S_t \times b} = 0,3\% \rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35$$

$$A_t = \max\{A_{t\text{BAEL}} ; A_{t\text{RPA}}\} = \max\{1,35 ; 1,02\} = 1,35 \text{ cm}^2$$

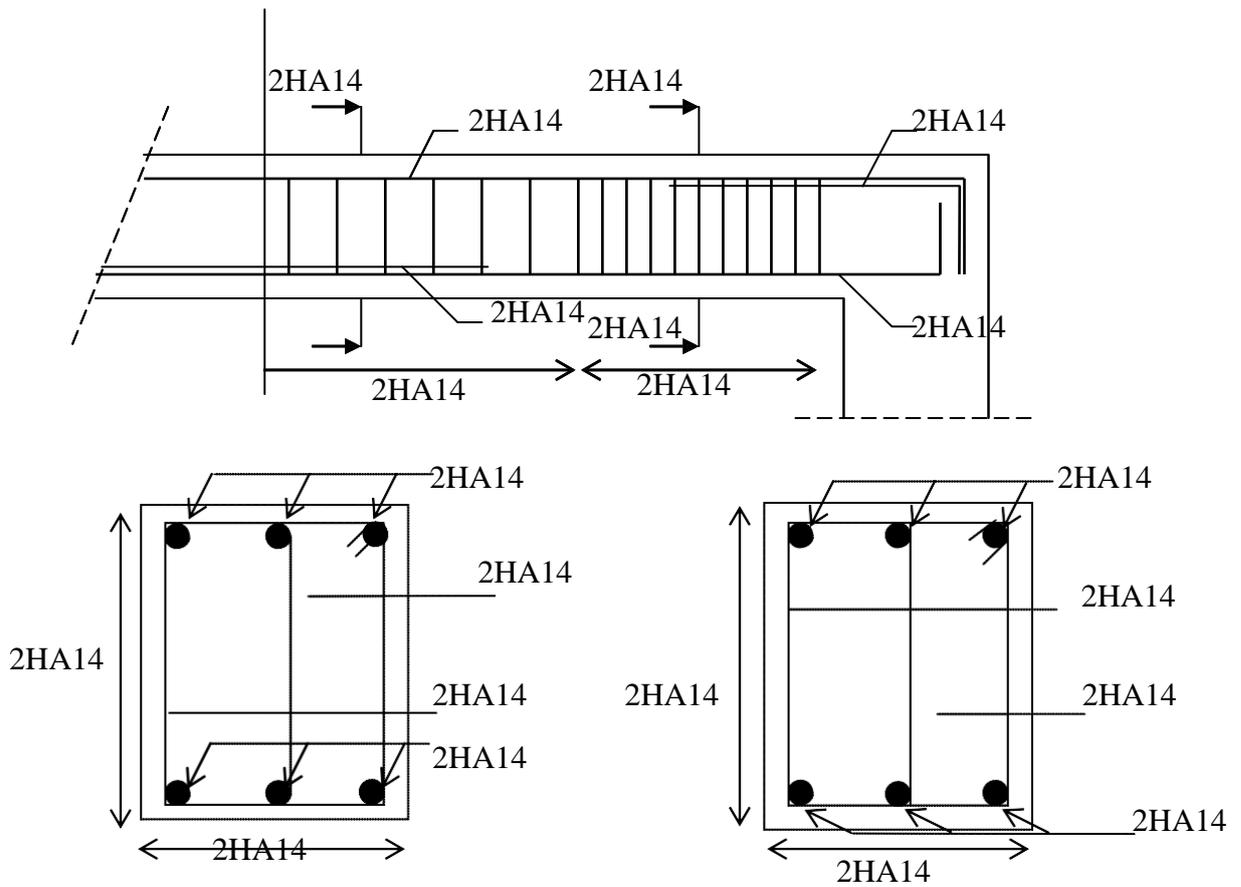
**On adopter:  $A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$**



**Fig( VI.1) : Ferrailage de poteau**



Fig(VI.2.1): Ferrillage de poutre Principale



Fig(VI.2.2): Ferrillage de poutre Secondaire