

VI.1. Introduction :

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

- Poteaux :

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

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

- Poutres :

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

VI.2.-Ferrailage des poutres :

VI.2.1- Méthode de calcul :

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

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

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

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

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

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

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

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

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

VI.2.2- Les armatures longitudinales :

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

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

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

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants :

VI.2.3- Poutres principales intermédiaire (30x40) cm² :

- **Armatures longitudinales :**

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

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h_t = 36\text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc}=18,48\text{ Mpa}$
- $\sigma_s=400\text{Mpa}$

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

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

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

➤ **En travée :**

- **Etat limite ultime**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 74,1\text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 56,7\text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,77 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{74,1 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,01 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,988$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{74,1 \cdot 10^3}{0,995 \cdot 40 \cdot 5 \cdot 400} = 5,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 3T14 fil + 2T12 chap pour : $A_{adoptée} = 6,88$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_{t28} / f_e = 0,23 x 30 x 36 x 2,1 / 400 = 1,3 \text{ cm}^2.$$

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

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b x d) = 211,65 x 10^2 / (300 x 360) = 0,2 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

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

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

➤ En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 43,8 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 73,1 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 2,25 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{73,1 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,01 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,995$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{73,1 \cdot 10^3}{0,995 \cdot 36 \cdot 400} = 5,1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/30 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (12,85 ; 30 ; 14)$$

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

Espacement:

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

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

$$St \leq \min (11,25 ; 16,80 ; 30\text{cm}) \Rightarrow St=10\text{cm}$$

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

$$St \leq 22,5\text{cm} \Rightarrow St=15\text{cm}$$

Section des armatures transversales :

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

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

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,74 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 235} = 0,30 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,87; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,87 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,87 \times b}{f_e} = \frac{0,87 \times 30}{235} = 0,11 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{De (1) et (2) : } \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,18 \text{ cm} , \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } At \geq 1,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 211,65 \text{ KN} \quad M_{\text{app}} = 73,1 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 73,1 / 0,9 \times 40 \times 10^{-2} = 203,06 \text{ KN} > 15,32 \text{ KN}$$

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

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\bar{\sigma}_b = Fb/S \quad \left\{ \begin{array}{l} Fb = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre) } \end{array} \right.$$

$$\text{d'ou: } \bar{\sigma}_b = 2T/ab \quad S = a \times b/\sqrt{2}$$

a : Longueur d'appuis de la biellette

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° donc on doit vérifier que :

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

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

$$a \geq 2 \times 211,65 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,105 \text{ m} = 10,5 \text{ cm}$$

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

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

a = 25 cm > 10,5 cm.....condition vérifiée

- **Entraînement des armatures :**

Vérification des contraintes d'adhérence :

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

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

T : Effort tranchant max T = 211,65 kN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus n = 6

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

$$\tau_{\text{ser}} = 211,65 \times 10^3 / 0,9 \times 45 \times 4,4 \times 6 \times 10^2 = 1,97 \text{ Mpa}$$

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

$\tau_{\text{ser}} = 1,97 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa}$condition vérifiée

- **Ancrage des armatures tendues :**

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

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

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

- **Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de 90°

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

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

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 27,6\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 5,75\text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 26,4\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 2,59\text{cm}$$

- **La longueur de recouvrement :**

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

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

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

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

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

$$M_{ser} = 34,08\text{KN.m}$$

$$A_s = 6,16\text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\Rightarrow 15y^2 + 92,4y - 3742,20 = 0 \Rightarrow y = 13,01\text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + n.A(d-y)^2 = 91847,43\text{cm}^4$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{34,08 \times 10^3}{91847,43} \times 13,01 = 4,83\text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ Mpa} ; \sigma_{bc} = 4,83 < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

- **Vérification de la flèche :**

$$M_{tsmax} = 34,08\text{KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 62,58\text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 10,3\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,093 > 0,06 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,054 > 0,0361 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,005 < 0,0105 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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 :

Tableau.VI.1 : Poutres principales de rive (30x40) cm² :

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	Choix	As
Terrasse	Appuis	5,81	3,3	3T12	3,39
	Travées	6,27	3,36	3T12	3,39
RDC et etages courantes	Appuis	4,77	4,1	3T14	4,62
	Travées	5,2	4,4	3T14	4,62

Tableau.VI:2 poutres principales intermédiaires (30x40) cm²:

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	Choix	As
Terrasse	Appuis	7,31	5,1	3T14 fil + 2T12 chap	6,88
	Travées	7,41	4,2	3T14	4,62
RDC et etages courantes	Appuis	5,20	3,90	3T14	4,62
	Travées	7,41	5,2	3T14 fil+2T12 chap	8,42

Tableau.VI.3 : poutres secondaires de rive (30x30) cm² :

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	Choix	As
Terrasse	Appuis	5,48	3,96	3T12+2T12	5,65
	Travées	6,15	4,30	3T12+2T12	5,65
RDC et etages courantes	Appuis	6,60	4,8	3T12+2T12	5,65
	Travées	7,85	5,6	3T12+2T12	5,65

Tableau.VI.3 : poutres secondaires de intermédiaire (30x30) cm² :

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	Choix	As
Terrasse	Appuis	5,20	3,3	3T12+2T12	5,65
	Travées	6,15	4,8	3T12+2T12	5,65
RDC et étages courantes	Appuis	6,60	5,1	3T12+2T12	5,65
	Travées	7,85	5,58	3T12+2T12	5,65

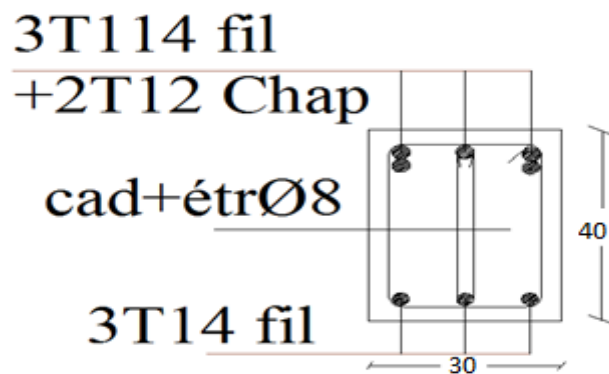


Figure .VI.1 : Exemple du ferrailage d'une poutre principale

VI.3- Les poteaux :

VI.3.1- 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 Combinaisons suivantes :

$$\text{- 1^{er} Genre : } \left| 1,35G+1,5Q.. \longrightarrow A_1 (N_{\max} ; M_{\text{corresp}}) (M_{\max} ; N_{\text{corsp}}) (N_{\min} ; M_{\text{corsp}}) \right.$$

$$\text{- 2^{ème} Genre : } \left| G+Q \pm E..... \longrightarrow A_2 (N_{\max} ; M_{\text{corresp}}) (M_{\max} ; N_{\text{corsp}}) (N_{\min} ; M_{\text{corsp}}) \right.$$

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

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

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

VI.3.2-Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

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

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,8%** (zone I)

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

Le diamètre minimal est de **12 mm**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone I)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone I.

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

Tableau.VI.5 : Les ferraillages (min ;max) selon le RPA99

poteaux	A_{min}=0,8 %xS	A_{max1}=4%xS	A_{max2}=6%xS
(50x50) cm ²	20	100	150
(40x40) cm ²	12,8	64	96
(35x35) cm ²	9,8	49	73,5

VI.3.3- Exemple de calcul :

Poteaux (50x50) cm²:

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

$$\text{➤ (a)- } N_{\max} = 1874,69 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 8,39 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,00448 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1874,69 \left(0,45 - 0,50/2 + 0,00448 \right) = 383,34 \text{ KN.m}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1874,69 \text{ KN} < 2869,4 \text{ KN} \dots \text{cv} \\ M_u = 383,34 \text{ KN.m} < 818,11 \text{ KN} \dots \text{cv} \end{array} \right.$$

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

➤ (b)- $N_{\min} = 282,97 \text{ KN}$ $M_{\text{corresp}} = 26,54 \text{ KN.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 26,54/282,97 = 0,09379 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 282,97 \left(0,45 - 0,50/2 + 0,09379 \right) = 83,13 \text{ KN.m}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 282,97 \text{ KN} < 2869,4 \text{ KN} \dots \text{cv} \\ M_u = 83,13 \text{ KN.m} < 1267,5 \text{ KN.m} \dots \text{cv} \end{array} \right.$$

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

➤ (c) $M_{\max} = 45,38 \text{ KN.m}$ $N_{\text{corresp}} = 935,45 \text{ KN}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 45,38/935,45 = 0,0485 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 935,45 \left(0,45 - 0,50/2 + 0,0485 \right) = 232,46 \text{ KN.m}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 935,45 \text{ KN} < 2869,4 \text{ KN} \dots \text{cv} \\ M_u = 232,46 \text{ KN.m} < 414,6 \text{ KN.m} \dots \text{cv} \end{array} \right.$$

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

Tableau.VI.6 : Récapitulation du ferrailage des poteaux 1genre :

Etages	Efforts	Valeur en KN ;KN.m	As(calculer) (cm ²)	As(min) (cm ²)	Choix	As(cm ²)
07 ^{eme} étage et 06 ^{eme} étage (35x35) cm ²	N _{max}	463,47	0,9	9,8	4T12 + 4T14	10,68
	M _{corr}	12,51				
	N _{min}	15,12	0,00			
	M _{corr}	1,21				
	M _{max}	50,85	0,00			
	N _{corr}	133,11				
05 ^{eme} étage a 03 ^{eme} étage (40x40) cm ²	N _{max}	1139,32	0,00	12,8	4T16 + 4T14	14,19
	M _{corr}	14,21				
	N _{min}	95,39	1,03			
	M _{corr}	22,32				
	M _{max}	44,77	0,00			
	N _{corr}	390,38				
02 ^{eme} étage a RDC (50x50) cm ²	N _{max}	1874,69	0,00	20	8T16 + 4T14	22,24
	M _{corr}	8,39				
	N _{min}	282,97	0,00			
	M _{corr}	26,54				
	M _{max}	45,38	0,00			
	N _{corr}	935,45				

Tableau.VII.7 : Récapitulation du ferrailage des poteaux 2^{ème} gene :

Etages	Efforts	Valeur en KN ;KN.m	As(calculer) (cm ²)	As(min) (cm ²)	Choix	As(cm ²)
07 ^{ème} étage et 06 ^{ème} étage (35x35) cm ²	N _{max}	350,81	0,90	9,8	4T12 + 4T14	10,68
	M _{corr}	21,13				
	N _{min}	0,4	0,00			
	M _{corr}	9,69				
	M _{max}	62,08	0,00			
	N _{corr}	135,82				
05 ^{ème} étage a 03 ^{ème} étage (40x40) cm ²	N _{max}	877,54	0,00	12,8	4T16 + 4T14	14,19
	M _{corr}	32,76				
	N _{min}	161,32	0,00			
	M _{corr}	14,88				
	M _{max}	72,25	0,00			
	N _{corr}	451,11				
02 ^{ème} étage a RDC (50x50) cm ²	N _{max}	1617,4	0,00	20	8T16 + 4T14	22,24
	M _{corr}	38,87				
	N _{min}	610,58	0,00			
	M _{corr}	15,07				
	M _{max}	79,02	0,00			
	N _{corr}	1140,49				

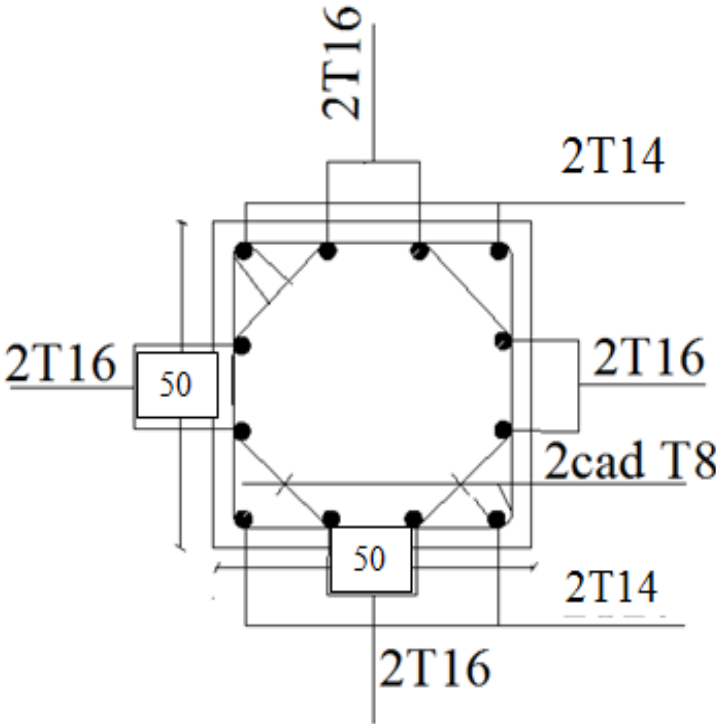


Figure .VI.2 : Exemple du ferrailage du poteau (50x50)