

VII -1-Ferrailage des portiques:**VII -1-1-Les poutres :****a- 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 : $\begin{cases} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ 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 : $\begin{cases} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa} \end{cases}$

b- 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)

$A_{max2}=6\%$ (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 :

Tableau VII.1. Moments max des Poutres principales de rive

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de calcul (KN.m)	T max (KN)
		MSP1	MSP2	MSP1/MSP2		
Terrasse	Appuis	53,44	102,34	1,92	102,34	85,20
	Travées	20,85	55,04	2,63	55,04	
03 ^{eme} au 08 ^{eme}	Appuis	70,74	137,87	1,95	137,87	129,03
	Travées	25,74	99,56	3,87	99,56	
RDC 01 ^{er} et 02 ^{eme}	Appuis	56,39	102,35	1,82	102,35	106,17
	Travées	24,87	73,21	2,94	73,21	

Tableau : VII.2. Moments max des Poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de calcul (KN.m)	T max (KN)
		MSP1	MSP2	MSP1/MSP2		
Terrasse	Appuis	72,72	106,08	1,45	106,08	86,36
	Travées	27,65	39,53	1,42	39,53	
03 ^{eme} au 08 ^{eme}	Appuis	85,95	124,93	1,45	124,93	106,77
	Travées	31,35	61,97	1,98	61,97	
RDC et 01 ^{er} et 02 ^{eme}	Appuis	70,34	95,35	1,35	95,35	104,44
	Travées	31,08	33,38	1,07	33,38	

Tableau VII.3. Moments max des poutres secondaires de rive

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de calcul (KN.m)	T max (KN)
		MSP1	MSP2	MSP1/MSP2		
Terrasse	Appuis	23,08	44,32	1,92	44,32	31,06
	Travées	9,74	33,13	3,40	33,13	
03 ^{eme} au 08 ^{eme}	Appuis	34,49	55,85	1,62	55,85	50,13
	Travées	11,38	42,82	3,76	42,82	
RDC et 01 ^{er} et 02 ^{eme}	Appuis	22,82	36,05	1,57	36,05	36,60
	Travées	9,42	23,49	2,49	23,49	

Tableau : VII. 4. Moments max des poutres secondaires intermédiaires

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul (KN.m)	T max (KN)
		M1	M2			
Terrasse	Appuis	29,57	45,20	1,52	45,20	32,02
	Travées	20,13	31,85	1,58	31,85	
03 ^{eme} au 08 ^{eme}	Appuis	35,12	50,19	1,42	50,19	43,13
	Travées	20,13	43,97	1,67	43,97	
RDC et 01 ^{er} et 02 ^{eme}	Appuis	14,00	28,45	2,03	28,45	26,20
	Travées	7,29	23,39	3,21	23,39	

C- Poutres principales de rive (30x35) cm² :**Armatures longitudinales :**

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

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

$$A_{\max 1} = 4\% (bxh) = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

➤ **En travée :**

❖ **Etat limite ultime**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 24,87 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 73,21 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 2,94 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $ht = 35\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times ht = 31,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{73,21 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,5)^2 \cdot 18,48} = 0,133 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9285$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{73,21 \cdot 10^3}{0,9285 \cdot 31,5 \cdot 400} = 6,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 102,35 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 56,39 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1,82 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{102,35 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,5)^2 \cdot 18,48} = 0,186 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,896$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{102,35 \cdot 10^3}{0,896 \cdot 31,5 \cdot 400} = 9,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

d-poutres secondaires de rive (30x30) cm² :

Armature longitudinale :

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

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

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

❖ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 9,42 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 23,49 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 2,49 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 27 \text{ cm}$

- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{23,63 \cdot 10^3}{30 \cdot (27)^2 \cdot 18,48} = 0,058 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,970$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,63 \cdot 10^3}{0,970 \cdot 27 \cdot 400} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 22,82 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 36,05 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1,57 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{36,04 \cdot 10^3}{30 \cdot (27)^2 \cdot 18,48} = 0,089 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9535$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{36,05 \cdot 10^3}{0,9535 \cdot 27 \cdot 400} = 3,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

Tableau : VII.5. Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	102,34	9,06	5,25	3T16 fil + 3T12 chapeau	9,42
	Travées	55,04	4,61		3T14	4,62
03 ^{eme} au 08 ^{eme}	Appuis	137,87	12,81	5,25	4T16 fil + 4T14 chapeau	14,19
	Travées	99,56	8,77		4T16 fil + 2T12 chapeau	10,3
RDC et 01 ^{er} et 02 ^{eme}	Appuis	102,35	9,06	5,25	3T16 fil + 3T14 chapeau	10,65
	Travées	73,21	6,27		3T14 fil + 3T12	8,01

Tableau : VII. 6. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	106,08	9,44	5,25	3T16 fil + 3T14 chapeau	10,65
	Travées	39,53	3,26		3T14	4,62
03 ^{eme} au 08 ^{eme}	Appuis	124,93	11,40	5,25	4T16 fil + 4T12 chapeau	12,56
	Travées	61,97	5,23		4T14	6,15
RDC et 01 ^{er} et 02 ^{eme}	Appuis	95,35	8,36	5,25	3T16 fil + 2T14 chapeau	9,11
	Travées	33,38	2,95		3T12	3,39

Tableau : VII.7. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	44,32	4,35	4,5	3T14	4,62
	Travées	33,13	3,21		3T12	3,39
03 ^{eme} au 08 ^{eme}	Appuis	55,85	5,59	4,5	4T14	6,15
	Travées	42,82	4,19		4T12	4,52
RDC et 01 ^{er} et 02 ^{eme}	Appuis	36,05	3,50	4,5	3T14	4,62
	Travées	23,49	2,26		3T12	3,39

Tableau : VII.8. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	45,20	4,45	4,5	3T14	4,62
	Travées	31,85	3,07		3T12	3,39
03 ^{eme} au 08 ^{eme}	Appuis	50,19	4,97	4,5	2T12 fil + 2T14chapeau	5,34
	Travées	43,97	4,32		4T12	4,52
RDC et 01 ^{er} et 02 ^{eme}	Appuis	28,45	2,73	4,5	3T14	4,62
	Travées	23,39	2,23		3T12	3,39

e-Vérifications:**e-1-Poutres principales (30x35) cm² :****Condition de non fragilité :**

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 129,03 \times 10^3 / (300 \times 315) = 1,36 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 1,36 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

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

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_1)$$

$$\Phi_t \leq \min (10 ; 30 ; 16)$$

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

Espacement:

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

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (8,75 ; 19,2 ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow St = 5 \text{ cm}$$

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

$$St \leq 17,5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Section des armatures transversales :

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

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

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,36 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1,15 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,11 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,68; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,68 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{s_t} \right)_{min} \geq \frac{0,44 \times b}{fe} = \frac{0,44 \times 30}{235} = 0,056 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{s_t} \right) \geq 0,11 \text{ cm}$, on prend $s_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 1,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ s_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 129,03 \text{ KN} \quad M_{app} = 137,87 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{app} / Z = 137,87 / 0,9 \times 35 \times 10^{-2} = 137,68 \text{ KN} > 15,32 \text{ KN}$$

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 :

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

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 :

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

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

$$a \geq 2 \times 129,03 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,064 \text{ m} = 6,4 \text{ cm}$$

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

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

$$a = 25 \text{ cm} > 6,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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 = 129,03 KN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus n = 6

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024$ cm

$$\tau_{\text{ser}} = 129,03 \times 10^3 / 0,9 \times 35 \times 5,024 \times 6 \times 10^2 = 1,35 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{\text{ser}} = 1,35 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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.

$$l_s = 1,6 \times 400 / (4 \times 2,84) = 56,44 \text{ cm}$$

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

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 3 \text{ cm.}$$

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

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 12,7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 26,66 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 11,7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 26,13 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 10,7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 25,59 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

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

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

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

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

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 22,32 \text{ KN.m}$$

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

Position de l'axe neutre :

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

$$\Rightarrow 15y^2 + 154,5y - 4866,75 = 0 \Rightarrow y = 13,58 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 74657,76 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{22,32 \times 10^3}{74657,76} \times 13,58 = 4,05 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 4,05 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$M_{tsmax} = 22,32 \text{ KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 11,19 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,09 > 0,06 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,09 > 0,0361 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,010 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

e-2-Poutres secondaires (30x30) cm² :**Condition de non fragilité :**

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

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

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 50,13 \times 10^3 / (300 \times 270) = 0,61 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,61 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

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

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

$$\Phi_t \leq \min (8,57 ; 30 ; 14)$$

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

Espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (24,3 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St=20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

$$St \leq \min (7,5 ; 16,8 ; 30\text{cm})$$

$$\Rightarrow St=5 \text{ cm}$$

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

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

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

Section des armatures transversales :

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

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

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,61 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,032 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times fe}{b \times S_t} \geq \max (0,305; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

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

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

$$D'où \quad At \geq 0,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 50,13 \text{ KN} \quad M_{\text{app}} = 55,85 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 55,85 / 0,9 \times 30 \times 10^{-2} = 206,85 \text{ KN} > 15,32 \text{ KN}$$

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

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= F_b / S & \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b / \sqrt{2} \end{array} \right. \\ \text{d'où: } \bar{\sigma}_b &= 2T / ab \end{aligned}$$

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 différente de 45° donc on doit vérifier que :

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

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

$$a \geq 2 \times 50,13 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,025 \text{ m} = 2,5 \text{ cm}$$

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

$$a = \min(a'; 0,9d) = 24,3 \text{ cm}$$

$$a = 24,3 \text{ cm} > 4,8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

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

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

T : Effort tranchant max $T = 50,13 \text{ KN}$

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

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

$$\tau_{\text{ser}} = 50,13 \times 10^3 / 0,9 \times 30 \times 4,39 \times 6 \times 10^2 = 0,70 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{\text{ser}} = 0,70 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

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

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

Avec : Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

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°

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

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

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 8,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 12,95 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 9,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 12,42 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

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

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

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

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 18,96 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\Rightarrow 15y^2 + 67,8y - 1830,6 = 0 \Rightarrow y = 9,02 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n \cdot A (d - y)^2 = 22008,61 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{18,96 \times 10^3}{22008,61} \times 9,02 = 7,77 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 7,77 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$M_{tsmax} = 18,96 \text{ KN.m}$, $M_0 = (G+Q) l^2/8 = 10,01 \text{ KN.m}$ (à l'ELS) **$A_s = 4,52 \text{ cm}^2$**

- $h/L > 1/16 \Rightarrow 0,08 > 0,06$ condition vérifiée
- $h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,08 > 0,03$ condition vérifiée
- $A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,005 < 0,0105$ condition vérifiée

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

Le ferraillage des poutres principales et les chaînages et regroupe dans les tableaux suivantes

Tableau VII.9 Ferraillage des poutres principales de rive

Niveaux	En Appuis	En Travées
Terrasse		
03 ^{eme} étage a 08 ^{eme} étage		
RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage		

Tableau VII.10 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires

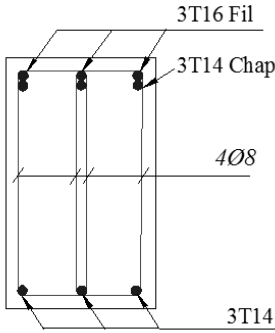
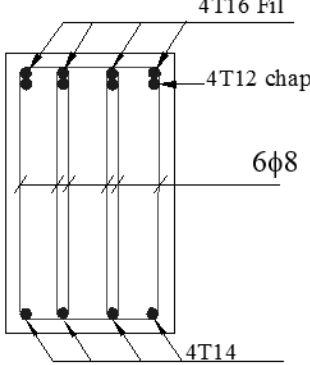
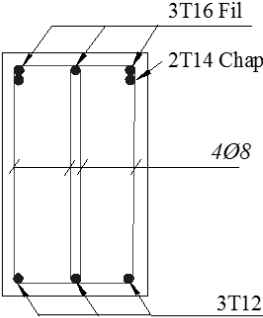
Niveaux	En Appuis	En Travées
Terrasse		
08^{eme} étage a 03^{eme} étage		
1^{er} et 2^{eme} étage et RDC		

Tableau VII. 11 Ferraillage des poutres secondaires de rive

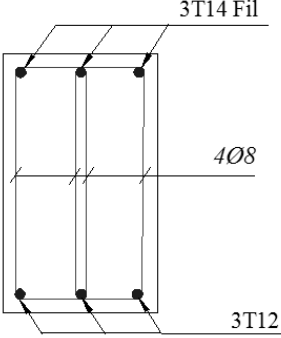
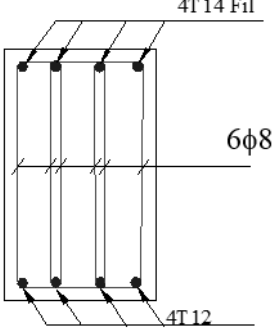
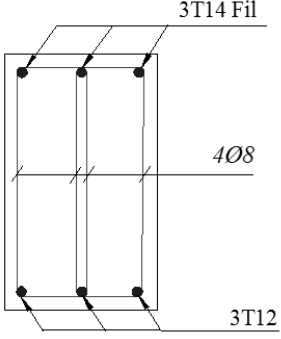
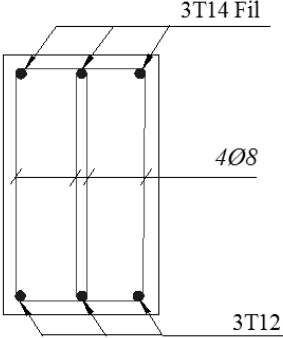
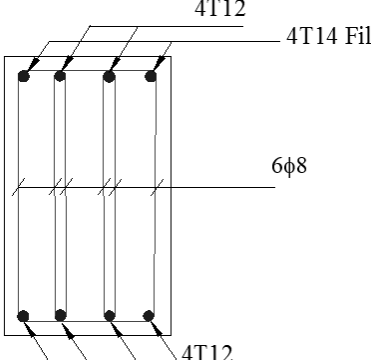
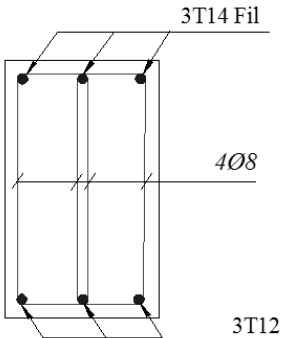
Niveaux	En Appuis	En Travées
Terrasse		
08 ^{eme} étage a 03 ^{eme} étage		
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage et RDC		

Tableau VII.12 : Ferrailage des poutres secondaires intermédiaires

Niveaux	En Appuis	En Travées
Terrasse		
08 ^{eme} étage a 03 ^{eme} étage		
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage et RDC		

VII- 1-2- Les poteaux :

a- Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les Combinaisons suivantes :

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

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

$$\text{Pour situation accidentelle : } \left\{ \begin{array}{l}
 \gamma_s = 1 \quad \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\
 \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}
 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour situation courante } \left\{ \begin{array}{l}
 \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\
 \gamma_b = 1,5 \quad \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}
 \end{array} \right.$$

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

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

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

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

Le diamètre minimal est de **12 mm**

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

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

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

poteaux	$A_{\min}=0,8 \% \times S$	$A_{\max 1}=4 \% \times S$	$A_{\max 2}=6 \% \times S$
(50x50) cm ²	20,00	100,00	150,00
(45x45) cm ²	16,20	81,00	121,50
(40x40) cm ²	12,80	64,00	96,00
(35x35) cm ²	9,80	49,00	73,50

c- Exemple de calcul :

Poteaux (50x50) cm²:

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

$$\triangleright \text{(a)- } N_{\min}=1718,157 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 0,066 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,000038 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1718,157 \left(0,45 - 0,50/2 + 0,000038 \right) = 343,69 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1718,157 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 343,69 \text{ KN.m} < 559 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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

➤ **(b)- $N_{\min} = 455,05 \text{ KN}$ $M_{\text{corresp}} = 0,3759 \text{ KN.m}$**

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,3759 / 455,05 = 0,00082 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 455,05 \left(0,45 - 0,50/2 + 0,00082 \right) = 91,38 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 455,05 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 91,38 \text{ KN.m} < 189,75 \text{ KN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

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

➤ **(c) $M_{\max} = 1,8684 \text{ KN.m}$ $N_{\text{corresp}} = 626,371 \text{ KN}$**

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 1,8684 / 626,371 = 0,0029 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 626,37 \left(0,45 - 0,50/2 + 0,0029 \right) = 127,09 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 626,371 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 127,09 \text{ KN.m} < 253,40 \text{ KN.m} \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

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

❖ **combinaison de 2^{eme} genre :**

➤ **(a)- $N_{\max} = 2029,538 \text{ KN}$ $M_{\text{corresp}} = 2,54 \text{ KN.m}$**

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,0012 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2029,538 \left(0,45 - 0,50/2 + 0,0012 \right) = 408,34 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}}\right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 2029,538 \text{ KN} < 3742,2 \text{ KN} \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 408,34 \text{ KN.m} < 684,16 \text{ KN.m} \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

➤ **(b)- $N_{\min} = 1060,792 \text{ KN}$ $M_{\text{corresp}} = 2,8715 \text{ KN.m}$**

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 2,8715/1060,792 = 0,0027 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1060,792 \left(0,45 - 0,50/2 + 0,0027 \right) = 215,02 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}}\right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1060,792 \text{ KN} < 3742,2 \text{ KN} \dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 215,025 \text{ KN.m} < 414,75 \text{ KN.m} \dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

➤ **(c) $M_{\max} = 15,11 \text{ KN.m}$ $N_{\text{corresp}} = 51,01 \text{ KN}$**

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 15,11/51,01 = 0,296$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 51,01 \left(0,45 - 0,50/2 + 0,296 \right) = 25,30 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}}\right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 51,01 \text{ KN} < 3742,2 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 25,30 \text{ KN.m} > 22,80 \text{ KN.m} \dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la section n'est pas surabondante, il faut vérifier si la section est partiellement ou entièrement comprimée.

$$(d-c)N_u - M_u \leq (0,337 h - 0,81C) f_{bc} \cdot b \cdot h^2$$

$$(d-c)N_u - M_u = (0,45 - 0,04) \cdot 51,01 - 25,30 = 4,38 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 h - 0,81c) f_{bc} \cdot b \cdot h^2 = (0,337 \cdot 0,45 - 0,81 \cdot 0,04) \cdot 18,48 \cdot 10^2 \cdot 0,50 \cdot 0,50^2 = 27,54 \text{ KN.m}$$

$$(d-c)N_u - M_u = 4,38 \text{ KN.m} \leq (0,337 h - 0,81C) f_{bc} \cdot b \cdot h^2 = 27,54 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

Calcul du ferrailage:

Le calcul de la section d'armature se fait à la flexion simple avec :

$$M_u = 25,30 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = 0,013 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\beta = 0,9935$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25,30 \cdot 10^3}{0,9935 \cdot 45 \cdot 400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_6 = A'_6 = 0$$

Section adoptée :

La section d'armature qu'on doit tenir en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

Donc :

Pour une section de béton (50x50) cm²

$$A_{\min(R.P.A)} = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min(R.P.A)}) = \max (0,00; 0,00 ; 1,41 ; 20,00) = \mathbf{20,00 \text{ cm}^2}$$

On adopte **4T20 + 4T16 = 20,61 cm²/ml**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

on va vérifier par rapport le poteau le plus sollicité (50x50) cm²

$$T_{\max} = 21,60 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot d) = 21,60 \times 10^3 / (500 \times 450) = 0,096 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,096 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3$$

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

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

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

- V_u : Effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

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

- S_t : Espacement des armatures transversales.

Espacement :

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

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

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

Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,91 / 0,5 = 5,48$$

$$\lambda_g = 5,48 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{10 \times 2,5 \times 21,60 \times 10}{50 \cdot 235} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

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

$$\lambda_g = 5,48 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 50 = 1,50 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte aux poteaux de sous-sol : **8T8** soit **S = 4,02 cm²**

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

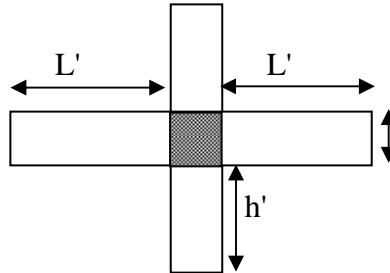
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_v ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\text{Zone courante : } \frac{4,02 \times 400}{50 \times 15} = 2,14 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Zone nodale : $\frac{4,02 \times 400}{50 \times 10} = 3,22 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa}$ 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.



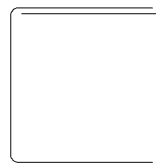
Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

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

Disposition constructive des armatures des nœuds :

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

02 U superposés



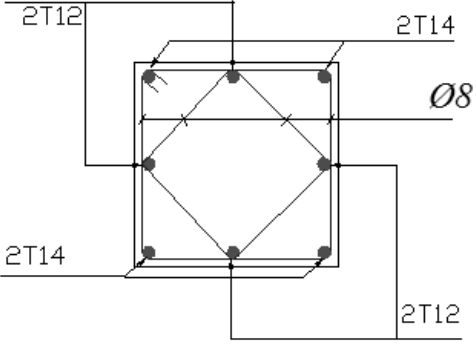
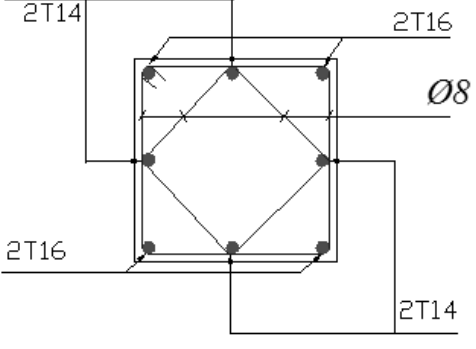
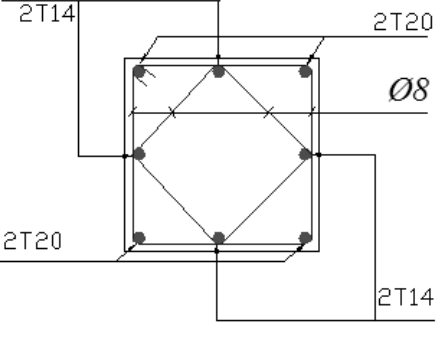
Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

Etages		Efforts	Valeur en KN ;KN.m	As(calculer) (cm ²)	As(min) (cm ²)	Choix	As(cm ²)
(35x35) cm ²	ELU	N _{max}	274,654	0	9,8	4T14 + 4T12	10,68
		M _{corr}	0,0434				
		N _{min}	14,478	0			
		M _{corr}	0,489				
		M _{max}	1,7741	0			
		N _{corr}	28,37				
	G+Q+E	N _{max}	226,48	0	9,8		
		M _{corr}	0,334				
		N _{min}	21,13	0			
		M _{corr}	0,4095				
		M _{max}	3,5112	0			
		N _{corr}	24,28				
(40x40) cm ²	ELU	N _{max}	728,64	0	12,80	4T16 + 4T14	14,20
		M _{corr}	0,0517				
		N _{min}	89,062	0			
		M _{corr}	0,0725				
		M _{max}	0,9155	0			
		N _{corr}	191,45				
	G+Q+E	N _{max}	599,044	0	12,80		
		M _{corr}	0,3928				
		N _{min}	154,305	0			
		M _{corr}	0,8212				
		M _{max}	1,5502	0			
		N _{corr}	149,512				

Tableau :VII.13 : Récapitulation du ferrailage des poteaux

(45x45) cm²	ELU	N_{max}	1256,87	0	16,20	4T20+4T14	18,73	
		M_{corr}	0,10					
		N_{min}	232,45	0				
		M_{corr}	0,02					
		M_{max}	1,2485	0				
		N_{corr}	381,187					
G+Q+E	G+Q+E	N_{max}	1120,69	0	16,20	4T20 + 4T14	18,73	
		M_{corr}	0,796					
		N_{min}	537,42	0				
		M_{corr}	2,645					
		M_{max}	4,9948	0				
		N_{corr}	138,907					
(50x50) cm²	ELU	N_{max}	1718,157	0	20,00	4T20+4T16	18,73	
		M_{corr}	0,066					
		N_{min}	455,05	0				
		M_{corr}	0,3759					
		M_{max}	1,8684	0				
		N_{corr}	626,371					
	G+Q+E	G+Q+E	N_{max}	2029,538	0	20,00	4T20 + 4T16	18,73
			M_{corr}	2,54				
			N_{min}	1060,792	0			
			M_{corr}	2,8715				
			M_{max}	51,01	1,41			
			N_{corr}	15,11				

Tableau VII.14 : Ferraillages des poteaux

Niveaux	Ferraillage
<p>08^{eme} étage au 09^{eme} étage (35×35) cm²</p>	
<p>05^{eme} étage au 07^{eme} étage (40×40) cm²</p>	
<p>02^{eme} étage au 04^{eme} étage (45×45) cm²</p>	
<p>Sous-sol+ RDC+1^{er} étage (50×50) cm²</p>	