

VI.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.1.1 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 : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$
- Poteaux : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} 0,8G \pm E \end{cases} \end{array} \right.$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI-Ferraillage des portiques:

VI -1-Les poutres :

↳ **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 ferraillage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) : $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$

Momentcorrespondant M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$

Momentcorrespondant M_{sp2}

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ Ondéterminelesarmaturessous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ Ondéterminelesarmaturessous } S_{p1} \end{cases}$$

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

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

Pour la situation normale ou durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

VI.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

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

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi_{enzoneIetII} \\ 50\Phi_{enzoneIII} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

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-VI-1-Moments max des Poutres principales de rive

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max (KN)
		M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	
Terrasse	Appuis	28.67	80.58	0.35	28.67	105.77
	Travées	14.33	40.29	0.35	40.29	
7^{eme} et 6^{eme}	Appuis	31.47	89.85	0.35	31.47	115.88
	Travées	15.73	44.92	0.35	44.92	
5^{eme} a 3^{eme}	Appuis	31.34	88.23	0.35	31.34	114.62
	Travées	15.03	48.39	0.31	48.39	
RDC a02^{eme}	Appuis	22.88	68.52	0.33	22.88	97.83
	Travées	1.79	51.22	0.03	51.22	

Tableau-VI-2-Moments max des Poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max
		M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	(KN)
Terrasse	Appuis	80.86	76.92	1.05	80.86	119.62
	Travées	40.43	38.46	1.05	40.43	
7^{eme} et 6^{eme}	Appuis	75.14	87.52	0.85	87.52	115.43
	Travées	44.28	43.76	1.01	44.28	
5^{eme} a 3^{eme}	Appuis	66.15	82.64	0.80	82.64	112.60
	Travées	40.36	41.32	0.97	41.32	
RDC a 02^{eme}	Appuis	71.33	71.53	0.99	71.53	106.63
	Travées	35.67	35.76	0.99	35.76	

Tableau-VI-3-Moments max des poutres secondaires de rive

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max
		M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	(KN)
Terrasse	Appuis	20.34	31.83	0.63	31.83	37.41
	Travées	10.17	15.91	0.63	15.91	
7^{eme} et 6^{eme}	Appuis	27.12	41.99	0.64	41.99	48.50
	Travées	13.56	20.99	0.64	20.99	
5^{eme} a 3^{eme}	Appuis	24.13	40.16	0.60	40.16	46.56
	Travées	12.06	20.18	0.60	20.18	
RDC a 02^{eme}	Appuis	18.64	31.21	0.60	31.21	39.96
	Travées	9.32	15.60	0.60	15.60	

Tableau-VI-4-Moments max des poutres secondaires intermédiaires

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max
		M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	(KN)
Terrasse	Appuis	21.83	27.61	0.79	27.61	35.91
	Travées	10.91	13.80	0.79	13.80	
7 ^{eme} et 6 ^{eme}	Appuis	25.46	33.26	0.76	33.26	40.67
	Travées	12.73	16.63	0.76	16.63	
5 ^{eme} a 3 ^{eme}	Appuis	21.11	30.67	0.69	30.67	38.51
	Travées	10.55	15.33	0.69	15.33	
RDC a 02 ^{eme}	Appuis	13.13	22.07	0.59	22.07	28.47
	Travées	6.56	11.03	0.59	11.03	

VI -1-1-Poutres principales de rive (35x40) cm² :

↳ a) Armatures longitudinales :

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

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 35 \times 40 / 100 = \mathbf{7 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 35 \times 40 / 100 = \mathbf{56 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\%(bxh) = 6 \times 35 \times 40 / 100 = \mathbf{84 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

b-1) En travée :

↳ Etat limite ultime

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 1.79 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 51.22 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0.03 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 40 \text{ cm}$.

- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9xh_t = 36$ cm
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48$ Mpa
- $\sigma_s = 400$ Mpa

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{51.22 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,0712 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,963$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{51.22 \cdot 10^3}{0,963 \cdot 36 \cdot 400} = 3.694 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b-2) En appuis :

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{asp1} = 22.88 \text{ KN.m}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{asp2} = 68.52 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{asp1}}{M_{asp2}} = 0,33 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (S_{p2})$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{68.52 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 18,48} = 0,31 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,985$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{68.52 \times 10^3}{0,985 \times 36 \times 400} = 6,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

VI -1-1-1-poutres secondaires de rive (30x35) cm² :

↳ a) Armature longitudinale :

$$A_{min} = 0.5\% \cdot b \cdot h_t = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{5,25 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{max1} = 4\% \cdot b \cdot h_t = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{max2} = 6\% \cdot b \cdot h_t = 6 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

b-1) En travée :

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 9.32 \text{ KN.m}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 15,60 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,59 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp1)}$$

Données :

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

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{9,32 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,5)^2 \cdot 18,48} = 0,16 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,912$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,32 \cdot 10^3}{0,912 \cdot 31,5 \cdot 400} = 8,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b-2) En appuis :

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{asp1} = 18,64 \text{ KN.m}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{asp2} = 31,21 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 0,59 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp2)}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{61,421 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,5)^2 \cdot 18,48} = 0,112 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,940$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{61,421 \cdot 10^3}{0,940 \cdot 31,5 \cdot 400} = 5,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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-VI-5-Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	75,566	5,55	7,00	3T14 fil + 2T14 chapeau	7,70
	Travées	38,502	2,75		3T14	4,62
RDC a 07 ^{eme}	Appuis	83,963	6,22	7,00	3T14 fil + 2T14 chapeau	7,70
	Travées	51,512	3,71		3T14	4,62

Tableau-VI-6-Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	84,25	7,33	7,00	3T14 fil + 2T14 chapeau	7,70
	Travées	50,601	4,24		3T14	4,62
RDC a 07 ^{eme}	Appuis	90,587	7,68	7,00	3T14 fil + 2T14 chapeau	7,70
	Travées	61,365	5,20		3T14 fil + 2T12 Renf	6,88

Tableau-VI-7-Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	54,265	4,54	5,25	3T12 fil + 2T12 chapeau	5,615
	Travées	57,39	4,82		3T12 fil + 2T12 Renf	5,65
RDC a 07 ^{eme}	Appuis	61,421	5,19	5,25	3T12 fil + 2T12 chapeau	5,65
	Travées	77,986	6,71		3T12 fil + 3T12 Renf	6,78

Tableau-VI-8-Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	72,163	6,16	5,25	3T12 fil + 3T12chapeau	6,78
	Travées	38,655	3,18		3T12	3,39
RDC a 07 ^{eme}	Appuis	60,79	5,12	5,25	3T12 fil + 2T12chapeau	5,65
	Travées	34,717	2,85		3T12	3,39

VI -1-2 Vérifications:

VI -1-2-1-Poutres principales (30x40) cm² :

↳ a) Condition de non fragilité :

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

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

{ Contrainte tangente : $\tau_u = T/(bx d) = 172,35 \times 10^3 / (300 \times 360) = 1,60 \text{ Mpa}$

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

$\tau_u = 1,60 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

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

↳ b) Calcul les armatures transversales :

b-1) Diamètre des armatures transversales :

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

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

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

Espacement:

{ $St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$

{ $St \leq \min (32,40 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 30 \text{ cm}$

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

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

Zone courante: $St \leq h/2$

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

b-2) Section des armatures transversales :

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

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,60 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,16 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

b-3) Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,8; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,8 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,8 \times b}{fe} = \frac{0,8 \times 30}{235} = 0,10 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,16 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 2,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

VI -1-2-2-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 172,35 \text{ KN} \quad M_{app} = 90,587 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{app} / Z = 90,587 / 0,9 \times 40 \times 10^{-2} = 251,63 \text{ KN} > 15,32 \text{ KN}$$

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

VI -1-2-3--Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\bar{\sigma}_b = F_b / S \quad F_b = T \sqrt{2} \quad \left(\text{1}^{\text{er}} \text{ état d'équilibre} \right)$$

$$d'ou: \quad \bar{\sigma}_b = 2T / ab \quad \left\{ \begin{array}{l} S = a \times b / \sqrt{2} \end{array} \right.$$

a : Longueur d'appuis de la bielle

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

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

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

$$a \geq 2 \times 172,35 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,086 \text{ m} = 8,6 \text{ cm}$$

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

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

$$a = 25 \text{ cm} > 8,6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI -1-2-4-Entraînement des armatures :

↳ a) **Vérification des contraintes d'adhérence :**

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

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

T : Effort tranchant max T = 172,35 KN

n : Nombre des armatures longitudinales tendues n = 5

μ : Périmètre d'armature tendue $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,768 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 172,35 \times 10^3 / 0,9 \times 36 \times 3,768 \times 5 \times 10^2 = 2,82 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{u_{ser}} = 2,82 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

↳ b) **Ancrage des armatures tendues :**

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

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

↳ c) **Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de 90°

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

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

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 24,8\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 5,41\text{cm}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 32,6\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 4,77\text{cm}$$

↳ **d) La longueur de recouvrement :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 Φ en zone I et II

- 50 Φ en zone III

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

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

VI -1-3-Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 65,915\text{KN.m}$$

$$A_s = 9,24\text{cm}^2$$

↳ **a) Position de l'axe neutre :**

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

$$\Rightarrow 15y^2 + 138,6y - 4989,6 = 0 \Rightarrow y = 14,19\text{cm}$$

↳ **b) Moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 94501,14\text{cm}^4$$

↳ **c) Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc}:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{65,915 \times 10^3}{794501,14} \times 14,19 = 9,90\text{Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 9,90\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VI-1-4-Vérification de la flèche :

$$M_{tmax} = 61,37\text{KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 68,69\text{KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 9,24\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,0087 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,0087 > 0,089 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,0086 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Une condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche .

D'après BAEL 91 modifiée99 : $f \leq f_{adm}$

$$\text{Avec: } F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max} : \text{ la portée maximal}$$

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,51 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{4,51}{500} 0,0092mI_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,30 \times 0,40^3}{12} + 15 \times 9,24 \left(\frac{0,40}{2} - 0,04\right)^2$$

$$I_0 = 3,55m^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0d} = \frac{9,24 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,36} = 0,086$$

$$\lambda_i = \frac{0,05ft_{28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05.2,1}{(2+3\frac{0,30}{0,30})0,086} = 0,24$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75ft_{28}}{(4\rho 6st) + ft_{28}} = 0,97$$

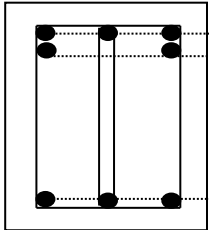
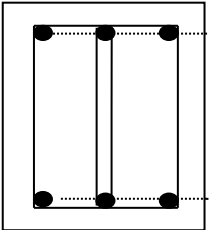
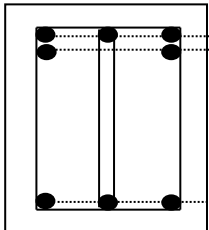
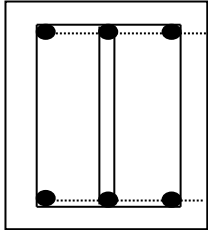
$$I_{Fi} = \frac{1,1I_0}{(1+\lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \times 3,55}{(1+0,24 \times 0,97)} = 3,16m^4$$

$$f = \frac{M_{st} . L^2}{10E_i . I_{Fi}} = \frac{61,37 \times 10^{-3} 4,51^2}{10 \times 32164,2 \times 3,16} = 1,23 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

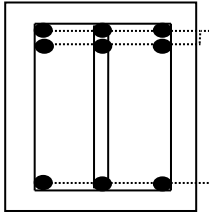
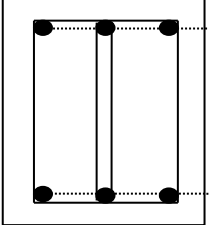
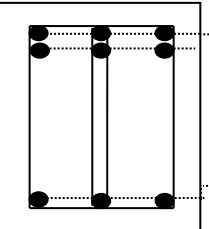
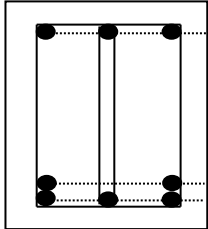
$$\text{Avec : } E_i = 11000(fc_{28})^{1/3} = 32164,2MPa$$

Donc : $f = 1,23 \cdot 10^{-4} \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,902 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

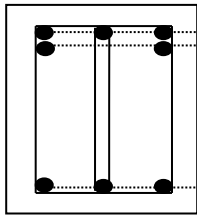
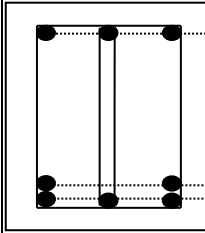
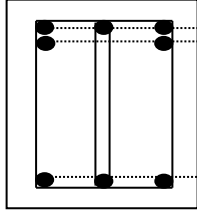
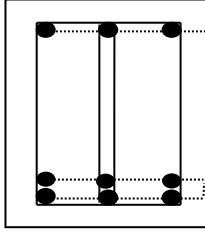
Poutres principale de rives (30x40)

Niveaux	En appuis	En travées
Terrasse	 <p>3T14 fil +2T14chap 3T14</p>	 <p>3T14 fil 3T14</p>
(R.D.C à 7 ^{eme})	 <p>3T14 fil +2T14chap 3T14</p>	 <p>3T14 fil 3T14</p>

Poutre principale intermédiaires(30x40) cm²

Niveaux	En appuis	En travées
Terrasse	 <p>3T14 fil 3T14</p>	 <p>3T14 fil 3T14</p>
(R.D.C à 7 ^{eme})	 <p>3T14 fil +2T14chap 3T14 fil</p>	 <p>3T14 fil 3T14 fil +2T12 renf</p>

Poutres secondaires de rives (30x35) cm²

Niveaux	En appuis	En travées
Terrasse	 <p>3T12 fil + 2T12 chap 3T12 fil</p>	 <p>3T12 fil 3T12 fil + 2T12 renf</p>
(R.D.C à 7 ^{eme})	 <p>3T12 fil + 2T12 chap 3T12 fil</p>	 <p>3T12 fil 3T12 fil + 3T12 renf</p>

Poutres secondaires intermédiaires(30x35)

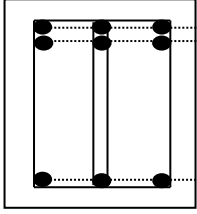
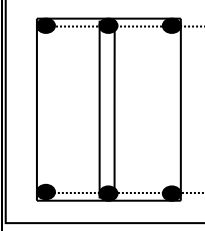
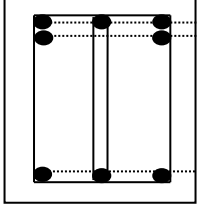
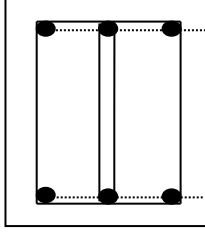
Niveaux	En appuis	En travées
Terrasse	 <p>3T12 fil + 3T12 chap 3T12</p>	 <p>3T12 fil 3T14</p>
(R.D.C à 7 ^{eme})	 <p>3T12 fil + 2T12 chap 3T12</p>	 <p>3T12 fil 3T12</p>

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

VI -2-Ferraillage des poteaux :

VI -2-1-Méthode de calcul :

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

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

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

VI -2-2-Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

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

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

Le diamètre minimum est de 12 mm

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

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

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

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

Tableau-VI-9-les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)

poteaux	Amin=0,8 %xS	Amax1=4%xS	Amax2=6%xS
(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

VI -2-2-Exemple de calcul :Section (50x50) cm²**VI -2-2-1Sens longitudinale :**

Données :

- Largeur du poteau $b = 50$ cm.
- hauteur de la section $ht = 50$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = ht - c = 47.5$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

VI -2-2-3-Combinaison du 1^{er} genre : $N_{max} = 1821.01$ KN $M_{corresp} = 9.7$ KN.m

↳ a-1) Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,0053 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1821.01 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,0053 \right) = 373.85 \text{ KN.m}$$

↳ a-2) Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1821.01 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 373.85 \text{ KN.m} < 602,95 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

 $N_{min} = 380.68$ KN $M_{corresp} = 59.97$ KN.m

↳ b-1) Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.15 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 380.68 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.15 \right) = 133.23 \text{ KN.m}$$

↳ **b-2) Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 380,68 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 133,23 \text{ KN.m} < 95,02 \text{ KN.m} \dots \text{Condition} \end{array} \right.$$

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

Ncorresp = 423.97 KN Mmax = 74.23KN.m

↳ **C-1) Détermination le centre de pression :**

$e = M/N = 0,17 \text{ m}$

$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 423,97 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,17 \right) = 156,86 \text{ KN.m}$

↳ **c-2) Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 423,97 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 156,86 \text{ KN.m} < 432,17 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

VI -2-2-4-Combinaisons du 2eme genre :

Nmax = 1821.01 KN Mcorresp = 9.7KN.m

↳ **a-1) Détermination le centre de pression :**

$e = M/N = 0,0053 \text{ m}$

$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 380,68 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,15 \right) = 133,23 \text{ KN.m}$

↳ **a-2) Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 1821,01 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 373,85 \text{ KN.m} < 536,55 \text{ KN.m} \dots \text{Condition} \\ \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$N_{min} = 380.68KN \quad M_{corresp} = 59.97KN.m$$

↳ **b-1) Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0.15m$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1821,01 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,0053 \right) = 133,23KN.m$$

↳ **b-2) Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81fbc.b.h \\ M_u \leq N_u.d \left(1 - 0,514N_u/b.d.fbc \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 380.68KN < 2869,45KN \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 133,23KN.m < 261,22 \dots \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$N_{corresp} = 956,02 KN \quad M_{max} = 55,843 KN.m$$

↳ **c-1) Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,058 m$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 956,02 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,058 \right) = 270,55KN.m$$

↳ **c-2) Vérifications si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81fbc.b.h \\ M_u \leq N_u.d \left(1 - 0,514N_u/b.d.fbc \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 956,02 KN < 2869,43KN \dots \text{Condition vérifiée} \\ M_u = 270,558KN.m < 363,90KN.m \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

Section adoptée :

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

$$A_{adopté} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{min}) = \max(0, 0, 0, 0, 0, 0, 20) = 20cm^2$$

On adopte **12T16=24,13 cm²**

VI -2-2-5-Vérification de la contrainte de cisaillement :**T_{max}**=52.61KN (50x50)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 52.61 \times 10^3 / (500 \times 450) = 0,23 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \overline{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

 $\tau_u = 0,23 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI -2-2-6-Calcul des armatures transversales :**↳ a) 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**-h₁** : 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.**↳ b) 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 $S_t = 15 \text{ cm}$.

VI -2-2-7-Calcul de l'élanement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f , Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \times 3,06 / 0,5 = 4,28$$

$$\lambda_g = 4,28 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,75$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 24,68 \times 10}{50 \times 235} = 1,18 \text{ cm}^2$$

VI -2-2-8-Quantité d'armatures transversales minimales :

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

$$\lambda_g = 4,28 < 5 \dots \dots \dots 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow 0,25 \%$$

Alors : Zone nodale } $A_t = 0,0025 \times 10 \times 50 = 1,25 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t = 0,0025 \times 15 \times 50 = 1,87 \text{ cm}^2$

On adopte: $4 \Phi 8$ soit $S = 2,01 \text{ cm}^2$

VI -2-2-9-Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

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

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

$$A_t \geq 0,4 \times 10 \times 50 / 235 = 0,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI -2-2-10-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.

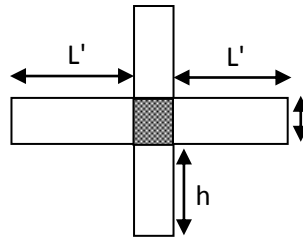


Figure-VI-2-zone nodale

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left(\frac{he}{6}; b; h; 60\text{cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{303}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100\text{cm} \end{array} \right.$$

Tableau-VI-10-Calcul de ferrailage des poteaux

	Efforts	Valeur en KN ; KN.m	AS(calculer) (cm ²)	AS(min) (cm ²)	Choix	AS(cm ²)
(50x50) cm²	N_{max}	1821.01	0,00	20,00	12T16	24,13
	M_{corr}	9.7				
	N_{min}	380.68	0,00			
	M_{corr}	59.97				
	M_{max}	74.23	0,00			
	N_{corr}	423.97				
(45x45) cm²	N_{max}	1193.33	0,00	16,2	4T16 + 8T14	20,36
	M_{corr}	18.91				
	N_{min}	198.45	0,00			
	M_{corr}	70.04				
	M_{max}	86.6	0,00			
	N_{corr}	231.07				
(40x40) cm²	N_{max}	598.87	0,00	12,8	12T14	18,47
	M_{corr}	14.81				
	N_{min}	38.57	0,00			
	M_{corr}	12.54				
	M_{max}	76.58	0,00			
	N_{corr}	52.48				

