



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

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.2 Ferrailage des poutres :

VI.2.1 Méthode de calcul :

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

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

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



Sollicitations du 1^{er} genre (BAEL 91) :

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

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

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

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

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

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

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 : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- 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.



VI.2.3 Exemple de calcul :

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

VI.2.3.1 Ferrailage d'une poutre :

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

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 50 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 45 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

1) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 18.217 \text{ Kn.m} \\ M_{sp2} = 138.31 \text{ Kn.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,13 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

• Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{138.31 \times 10^3}{30 \times 45^2 \times 18,48} = 0,123 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9341$$

• La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{138.318 \times 10^3}{0,9341 \times 45 \times 400} = 8,23 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+ 3T14** ce qui nous donne **A = 9,24 cm²**

Ferrailage en travée :



$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 11.71 \text{ Kn.m} \\ M_{sp2} = 130.897 \text{ Kn.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,089 < 1,15$$

\Rightarrow Donc le calcul se fait sous S_{p2}

- **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{130.89 \times 10^3}{30 \times 45^2 \times 18,48} = 0.117 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0.937$$

- **La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{130.89 \times 10^3}{0,937 \times 45 \times 400} = 7.75 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+ 3T12** ce qui nous donne **A = 8,01 cm²**

VI.2.3.2 Vérification du ferrailage de la poutre :

- 1) **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 45 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} > A_{min}$; **Condition vérifiée**

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 7.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

- 2) **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{111.15}{30 \times 45} = 0.0741 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.0741 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; **Condition vérifiée.**

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



3) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right\} = \min\{14.28 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 16 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

4) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{40.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_l\right\} = \min\{12,5; 30 \text{ cm}; 19,2 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

5) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,41; 0,4\} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} &\geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,08 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} \\ &= -0,037 \text{ cm} \quad (2) \end{aligned}$$

$$\text{On prend le max (1) et (2) } \begin{cases} A_t \geq 0,08 S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

6) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 111.15 \text{ KN}; M_{ap} = 138.31 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{138.31}{0,9 \times 45 \times 10^{-2}} = 341.52 \text{ KN} > 111.15 \text{ KN}$$

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



7) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

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

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

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} &\Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 111,15 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} \\ &= 0,055m = 5,55cm \end{aligned}$$

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

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 40,5 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} ; a > 3,36 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

8) Entraînement des armatures :

1. Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 111.15 kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 8 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{111,15 \times 10^3}{40,5 \times 5,024 \times 8 \times 10^2} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1 \times 2,1 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 2,1 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$



2. Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,83} = 56,43 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm}$

3. Calcul des crochets :

$$\begin{aligned} \text{Crochets courant d'angle de } 90^\circ : L_2 &= d - (c + \Phi / (2 + r)) ; L_1 \\ &\geq (L_s - 2,19r - L_2) / 1,87 \end{aligned}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \{(L_2 = 27,1 \text{ cm} \quad L_1 = 18,10 \text{ cm})\}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \{(L_2 = 28,3 \text{ cm} \quad L_1 = 12,81 \text{ cm})\}$$

4. La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow l = 64 \text{ cm} \\ \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

9) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 13,34 \text{ kn.m} ; A = 9,24 \text{ cm}^2$$

1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 138,6y - 6237 = 0 \rightarrow y = 16,26 \text{ cm}$$

2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 16,26^3}{3} + (15 \times 9,24 \times (45 - 16,26)^2) = 157471 \text{ cm}^4$$



3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13.34 \times 10^4}{157471} \times 16.26 = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant

Sens longitudinal : « poutre principale (30x50) cm² »

Poutre de rive :

Niveau	section	Moments (KN.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
RDC....au 09 ^{eme}	Travée	38.52	75.83	7.5	4,12	3T12+3T10=5.75
	Appuis	76.42	121.53		6,75	3T14+3T12=8,01
Terrasse	Travée	11.71	130.89	7.5	7.75	3T14+3T12=8,01
	Appui	18.21	138.31		8.32	3T14+3T14=9,24

Tab. VI. 1 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Poutre intermédiaire :

Niveau	Section	Moments (KN.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
RDC....au 09 ^{eme}	Travée	61.03	85.42	7.5	4,67	3T12+3T10=5.75
	Appuis	88.48	135.14		7,56	3T14+3T12=8,01
Terrasse	Travée	107.316	82.39	7.5	7,95	3T14+3T12=8,01
	Appuis	128.038	119.62		7,14	3T14+3T12=8,01

Tab VI. 2 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux



2-Sens transversal : « poutre secondaire (30x45) cm² »

Armature longitudinale :

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

$$A_{min} = 0,5\% bht = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = 6,75 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

Poutre de rive :

Niveau	section	Moments (KN.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
RDC....au 09 ^{eme}	Travée	38.52	75.83	6.75	4,12	3T12+3T10=5.75
	Appuis	76.42	121.53	6.75	6,75	3T12+3T12=6,79
Terrasse	Travée	32.58	62.88	6.75	3,4	3T12+3T10=5.75
	Appuis	75.66	105.41	6.75	5,81	3T12+3T12=6,79

Tab VI. 3 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Poutre intermédiaire :

Niveau	section	Moments (KN.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
RDC....au 09 ^{eme}	Travée	86.42	89.12	6.75	4,88	3T12+3T10=5.75
	Appuis	104.18	143.46	6.75	8,06	3T14+3T14=9,24
Terrasse	Travée	53.99	67.13	6.75	3,64	3T12+3T10=5.75
	Appuis	88.65	126.01	6.75	7,02	3T14+3T12=8,01

Tab. VI. 4 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux



Poutre principale (30x50)

Poutre de rive :

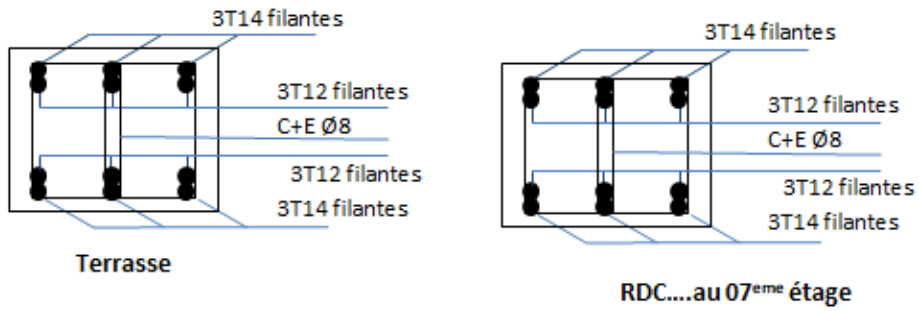
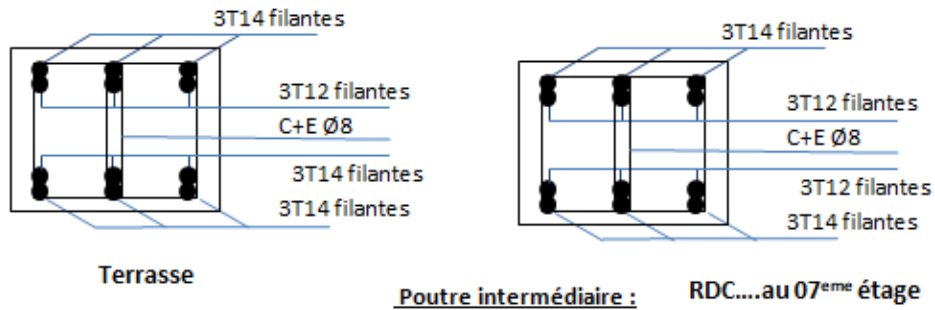
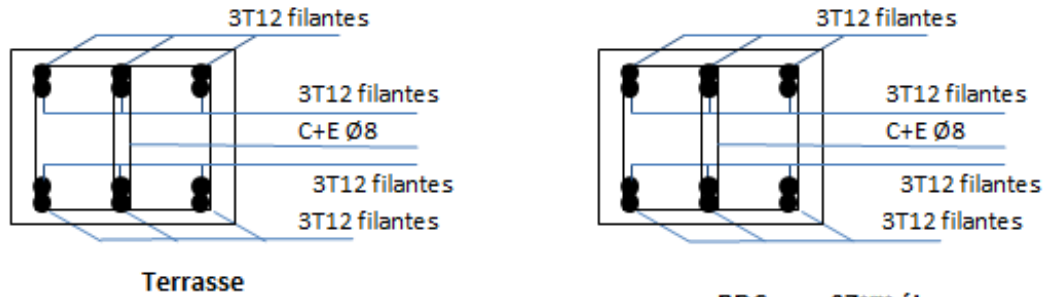


Fig VI. 1 dessin de ferrailage des sections des poutres principales.



Poutre Secondaire (30x45)

Poutre de rive :



Poutre intermédiaire : RDC....au 07^{ème} étage

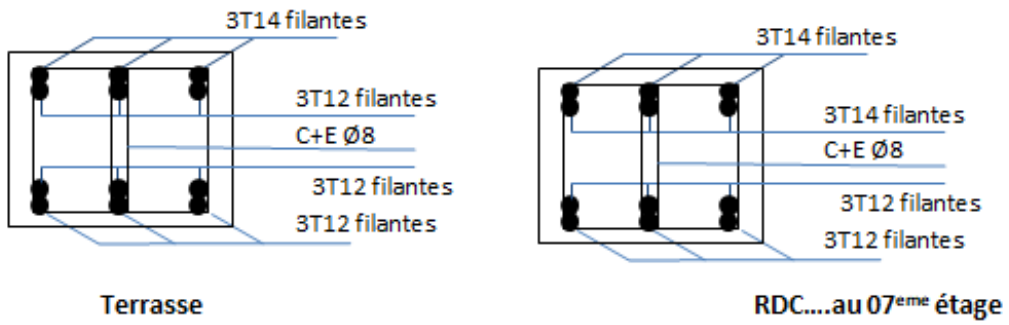


Fig. VI. 2 dessin de ferrailage des sections des poutres secondaire.



VI.3 Ferrailage des poteaux :

VI.3.1 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 γ_s ; γ_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.3.2 Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone II) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le 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'extérieure des zones nodales.

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



Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003zone IIa.

Type de poteaux	$A_{min} = 0,8\% \times S$	$A_{max1} = 4\% \times S$	$A_{max2} = 6\% \times S$
Type 1 (50x 50 cm ²)	20	100	150
Type 2 (40 x40 cm ²)	12.8	64	96
Type 3 (30 x 30 cm ²)	7.2	36	54

Tab. VI . 5 Armatures minimales et maximales pour les poteaux

VI.3.3 Exemple de calcul :

VI.3.3.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m :

Etages		Type 1 (50x 50 cm ²)	Type 2 (40 x40 cm ²)	Type 3 (30 x 30 cm ²)
Combinaison				
A	N_{max}	2125.4	1304.05	543.7
	M_{cor}	3.413	6.364	7.87
B	N_{min}	45.96	83.51	11.89
	M_{cor}	9.145	9.724	2.364
C	M_{max}	925.2	347.02	114.44
	N_{cor}	68.431	68.101	49.711

Tab. VI . 6 Sollicitations du premier genre.



Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de [t.m]:

Etages		Type 1 (50x 50 cm ²)	Type 2 (40 x40 cm ²)	Type 3 (30 x 30 cm ²)
Combinaison				
A	N_{max}	1783.92	1087.22	441.28
	M_{cor}	28.821	29.212	12.101
B	N_{min}	1076.79	227.97	38.73
	M_{cor}	9.243	26.935	8.624
C	M_{max}	640.26	229.14	102.19
	N_{cor}	146.747	93.786	47.17

Tab. VI . 7 Sollicitations du deuxième genre.

VI.3.3.2 Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage : $c = 2,5$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite du béton: $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.



Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1; A_2; \dots; A_{min}\} \end{cases}$$

A_{cal} Est tirée du logiciel SOCOTEC

1. Combinaison du 1^{ère} genre :

$$\rightarrow N_{max} = 2125.4 \text{ t} \quad M_{corresp} = 3.413 \text{ t.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 3.413/2125.4 = 0.00160 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 2125.4 * (0,475 - 0,50/2 + 0.00160) = 481.628 \text{ t.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases} \begin{cases} N_u = 2125.4 \text{ t} < 3736125 \text{ t} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 481.628 \text{ t.m} < 628.708 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$



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

$$\longrightarrow N_{min} = 45.96t \quad M_{corresp} = 9.145 t.m$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 9.145/45.96 = 0.198 m$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 45.96 * (0,475 - 0,50/2 + 0.198) = 19.486 t.m$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 45.96t < 3736125t \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 19.486t.m < 20.52 t.m \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$\longrightarrow N_{corresp} = 925.2t \quad M_{max} = 68.431 t.m$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0.073 m$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 925.2 (0,475 - 0,50/2 + 0.073) = 276.60 t.m$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 925.22 t < 3736125 t \dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 276.60 t.m < 354.2 t.m \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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



2. Combinaisons du 2eme genre :

$$\longrightarrow N_{max} = 1783.92 \text{ t} \quad M_{corresp} = 28.821 \text{ t.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0161 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1783.92 (0,475 - 0,50/2 + 0.0161) = 430.203 \text{ t.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d \left(1 - 0,514 Nu / b . d . fbc \right) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} Nu = 1783.92 \text{ t} < 3736125 \text{ t} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 430.203 \text{ t.m} < 625.73 \text{ t.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$\longrightarrow N_{min} = 1076.79 \text{ t} \quad M_{corresp} = 9.243 \text{ t.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0085 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1076.79 (0,475 - 0,50/2 + 0.0085) = 251.52075 \text{ t.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d \left(1 - \frac{0,514 Nu}{b} . d . fbc \right) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} Nu = 1076.79 \text{ t} < 3736125 \text{ t} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 251.5 \text{ t.m} > 420.056 \text{ t.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$\longrightarrow N_{corresp} = 640.26 \text{ t} \quad , \quad M_{max} = 146.747 \text{ t.m}$$



1. Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0.229 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 640.26 \left(0.475 - 0.50/2 + 0.229 \right) = 290.80 \text{ t.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0.81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0.514 Nu / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 640.26 \text{ t} < 3736125 \text{ t} \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 290.80 \text{ t.m} < 265.313 \text{ t.m} \dots \text{Condition no} \\ \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.3.3.3 Calcul la section des armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{290.80 \times 10^3}{50 \times 45^2 \times 18.48} = 0.155 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \\ \text{On a : } \beta = 0.937 \\ \text{La section d'acier :} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{130.89 \times 10^3}{0.937 \times 45 \times 400} - \frac{640.26}{400} = 8.96 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Section adoptée :

$$A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

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

$$= 20 \text{ cm}^2$$



Niveaux	Combis.	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
(50x50)	(a)	2125.4	428.493	0	1783.92	385.605	0	20	4T20+4T16 A=20.63 cm ²
	(b)	45.96	18.337		1076.79	224.601			
	(c)	925.2	253.471		640.26	274.799			
(40x40)	(a)	6.364	215.012	0	1087.22	203.1672	0	12.8	4T16+4T14 A=14.2cm ²
	(b)	9.724	23.0856		227.97	63.4102			
	(c)	68.101	123.6242	7,38	229.14	130.4484	6,81		
(30x30)	(a)	7.87	73.114	0	441.28	65.0546	0	7.2	4T14+4T12 A=10.68cm ²
	(b)	2.364	3.7908	0,25	38.73	13.2716	0,72		
	(c)	49.711	63.4438	7,15	102.19	59.4328	4,72		

Tab. VI . 8 Ferrailage des poteaux

VI.3.3.4 Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (50 x 50 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{48.66}{50 \times 45} = 0.0216 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0216 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$



Il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI.3.3.5 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

1. Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

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

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

2. L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on a :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

3. Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,50} = 4,284 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 48,66}{50 \times 235} = 0,232 \text{ cm}^2$$



4. Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$ en % est donné comme suit : $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

Alors : $\begin{cases} \text{Zone nodale} : A_t = 0,3\% \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante} : A_t = 0,3\% \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

5. Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u = 0,026 ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$< 2,25 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

6. 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 :

$$\begin{cases} h' = \max\left\{\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm}\right\} = \max\{72 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}\} = 72 \text{ cm} \\ L' = 2h = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

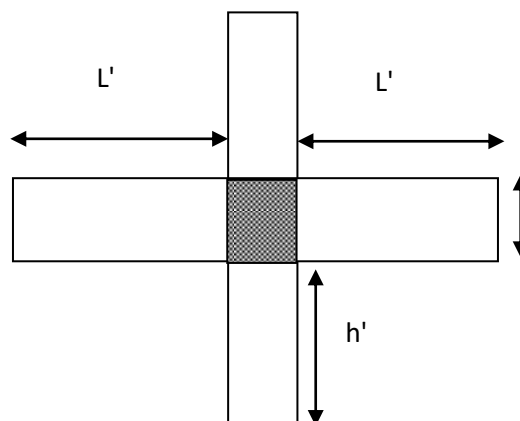


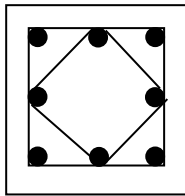
Fig. VI . 3 zone nodale



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

(RDC → 2^{ème} étage)

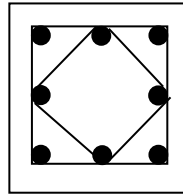
(50x50)



4T20+4T16

(3^{ème} → 5^{ème} étage)

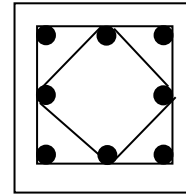
(40x40)



4T16+4T14

(6^{ème} → 7^{ème} étage)

(30x30)



4T14+4T12

Fig. VI . 4 Dessin de ferrillages des sections des poteaux

