

VII.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.

VII.2 Les combinaisons de calcul :

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

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

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VII.3 Ferrailage des 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 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^{ier} genre (BAEL 91) : $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

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

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

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

b) Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

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

- Section d'armature minimale : $A_{\min} = 0,8\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{\max 1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{\max 2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- 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.

c) Exemple de calcul :

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

1) Ferrailage d'une poutre :

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 SAP 2000.

a) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 130,60 \text{KN.m} \\ M_{sp2} = 44,97 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 2,90 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 40 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 45 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.
- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{130,60 \times 10^3}{40 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,108 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,943$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{130,60 \times 10^3}{0,943 \times 40,5 \times 400} = 8,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 5T16 ce qui nous donne $A = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

b) Ferrailage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 115,71 \text{KN.m} \\ M_{sp2} = 38,45 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 3,01 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{115,71 \times 10^3}{40 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,096 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,949$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{115,71 \times 10^3}{0,949 \times 40,5 \times 400} = 7,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 5T16 ce qui nous donne $A = 10.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

VII.7.1.3 Sens longitudinal : « poutres principale (40 x 45) cm^2 »

Poutre de rive :

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	A _{min} (cm ²)		A _{cal} (cm ²)	A adopter (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}		RPA	BAEL		
RDC et 1 ^{ère}	appuis	62,5	129,7	129,7	9	1,956	8,48	5T16=10.05
	travée	31,55	103,35	103,35	9	1,956	6,68	5T14= 7,70
2 ^{ème} au 4 ^{ème}	appuis	54,12	176,53	176,53	9	1,956	11,83	3T14+5T16=12.32
	travée	23,88	137,65	137,65	9	1,956	9,05	5T16=10.05
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	appuis	55,68	175,3	175,3	9	1,956	11,74	3T14+5T16=12.32
	travée	25,09	119,16	119,16	9	1,956	7,76	5T16=10.05
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	appuis	67,46	106,44	106,44	9	1,956	6,89	5T14= 7,70
	travée	24,7	69,99	69,99	9	1,956	4,45	5T14= 7,70
TERRASSE	appuis	65,49	54,47	65,49	9	1,956	4,80	5T14= 7,70
	travée	26,8	21,52	26,8	9	1,956	1,93	5T14= 7,70

Tableau : V- 1. Ferrailage des poutres principales de rive

Poutre intermédiaire :

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	A _{min} (cm ²)		A _{cal} (cm ²)	A adopter (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}		RPA	BAEL		
RDC et 1 ^{ère}	appuis	99,01	135,11	135,11	9	1,956	8,87	5T16=10.05
	travée	49,65	92,40	92,40	9	1,956	5,94	5T14= 7,70
2 ^{ème} au 4 ^{ème}	appuis	85,54	171,09	171,09	9	1,956	11,43	3T14+5T16=12.32
	travée	42,53	112,68	112,68	9	1,956	7,31	5T16=10.05
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	appuis	89,47	174,24	174,24	9	1,956	11,67	3T14+5T16=12.32
	travée	40,13	104,33	104,33	9	1,956	6,74	5T16=10.05
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	appuis	92,24	124,82	124,82	9	1,956	8,15	5T14= 7,70
	travée	42,66	62,48	62,48	9	1,956	3,96	5T14= 7,70
TERRASSE	appuis	85,38	73,98	85,38	9	1,956	6,36	5T14= 7,70
	travée	49,69	36,27	49,69	9	1,956	3,63	5T14= 7,70

Tableau : VII- 2. Ferrailage des poutres principales d'intermédiaire

VII.7.1.3 Sens longitudinal : « poutres secondaires (30 x 35) cm² »**Armatures longitudinales :**

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devront conditionner la section à adopter selon le RPA 99 (version 2003), on a :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% b \times h = 5,25 \text{ cm}^2 \\ A_{\max 1} = 4\% b \times h = 4,2 \text{ cm}^2 \\ A_{\max 2} = 6\% b \times h = 6,3 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Poutre de rive :

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	A _{min} (cm ²)		A _{cal} (cm ²)	A adopter (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}		RPA	BAEL		
RDC et 1 ^{ère}	appuis	17,74	81,83	81,83	5,25	1,141	5,23	5T14= 7,70
	travée	10,36	76,27	76,27	5,25	1,141	4,86	5T14= 7,70
2 ^{ème} au 4 ^{ème}	appuis	28,51	122,12	122,12	5,25	1,141	7,96	5T16=10.05
	travée	21,82	110,29	110,29	5,25	1,141	7,14	5T16=10.05
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	appuis	30,67	115,90	115,90	5,25	1,141	7,54	5T16=10.05
	travée	28,64	97,21	97,21	5,25	1,141	6,26	5T16=10.05
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	appuis	33,65	61,32	61,32	5,25	1,141	3,89	3T14= 4,62
	travée	28	56,45	56,45	5,25	1,141	3,57	3T14= 4,62
TERRASSE	appuis	28,88	26,02	28,88	5,25	1,141	2,08	3T14= 4,62
	travée	25,65	21,75	25,65	5,25	1,141	1,84	3T14= 4,62

Tableau : V- 3. Ferrailage des poutres secondaires de rive

Poutre intermédiaire :

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	A _{min} (cm ²)		A _{cal} (cm ²)	A adopter (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}		RPA	BAEL		
RDC et 1 ^{ère}	appuis	17,74	64,53	64,53	5,25	1,141	4,1	3T14= 4,62
	travée	11,87	63,31	63,31	5,25	1,141	4,02	3T14= 4,62
2 ^{ème} au 4 ^{ème}	appuis	28,51	126,88	126,88	5,25	1,141	8,29	5T16=10.05
	travée	21,82	117,95	117,95	5,25	1,141	7,64	5T16=10.05
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	appuis	44,97	130,60	130,60	5,25	1,141	8,55	5T16=10.05
	travée	38,45	115,71	115,71	5,25	1,141	7,53	5T16=10.05
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	appuis	49,25	86,79	86,79	5,25	1,141	5,56	5T14= 7,70
	travée	42,64	75,15	75,15	5,25	1,141	4,79	5T14= 7,70
TERRASSE	appuis	42,20	37,51	42,20	5,25	1,141	3,06	3T14= 4,62
	travée	39,18	31,41	39,18	5,25	1,141	2,84	3T14= 4,62

Tableau : VII- 4. Ferrailage des poutres secondaires d'intermédiaire

2 Vérification du ferrailage de la poutre :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 40,5 \times 2,10}{400} = 1,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\text{adpt}} > A_{\min}$; Condition vérifiée

$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t = 0,5\% \times 40 \times 45 = 9 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{98,15 \times 10}{40 \times 40,5} = 0,61 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

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

c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1\right\} = \min\{12,85 \text{ mm} ; 40 \text{ mm} ; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{36,45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_1\right\} = \min\{11,25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \leq 22,50 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,305 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 40}{235} = 0,068 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,61 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 40 \times 1}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,003 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le max (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,068 \times 20 = 1,36 \\ \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,003 \times 20 = 0,06 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 98,15 ; M_{ap} = 130,60 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{130,60}{0,9 \times 40,5 \times 10^{-2}} = 358,30 \text{ KN.m} > 98,15 \text{ KN.m}$$

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

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

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

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 98,15 \times 1,15}{0,8 \times 40 \times 25 \times 10} = 0,028 \text{ m} \\ = 2,8 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9d) = \min(36 \text{ cm} ; 36,45 \text{ cm}) = 36 \text{ cm} ; a > 2,8 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures :

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 98,15 kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 7 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40$ cm

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{98,15 \times 10^3}{36,45 \times 4,40 \times 7 \times 10^2} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{\text{ser}}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{\text{ser}} = 0,87 \text{ MPa} < \overline{\tau_{\text{ser}}} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

h.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.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 40$ cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7$ cm

h.3) Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90°

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19 r - L_2}{1,87} ; L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right)$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 28,1 \text{ cm} \\ L_1 = 20,44 \text{ cm} \end{cases}$$

h.4) La longueur de recouvrement :

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

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

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = 27,77 \text{ KN.m} ; A = 10,05 \text{ cm}^2$$

i.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 20y^2 + 150,75y - 6105,38 = 0 \rightarrow y = 13,30 \text{ cm}$$

i.2) Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{40 \times 13,30^3}{3} + (15 \times 10,05 \times (40,5 - 13,30)^2) \\ &= 142899,37 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{27,77 \times 10^3}{142899,37} \times 13,30 = 2,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

j) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$M_{t \text{ ser}} = 44,47 \text{ KN.m} ; \text{Tirée à partir du logiciel SAP 2014}$$

$$M_{0 \text{ ser}} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(9,85 + 8,25)4,30^2}{8} = 41,83 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{45}{430} = 0,105 > 0,062 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Leftrightarrow \frac{45}{430} = 0,105 > \frac{44,47}{10 \times 41,83} = 0,1008 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{10,05}{40 \times 40,5} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

VII.4 Ferrailage des poteaux :

a) Méthode de calcul :

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

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

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

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

b) 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 : $\left\{ \begin{array}{l} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{array} \right.$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I ;

- 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 niveaux donnés dans des tableaux.

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

Type de poteaux	$A_{\min} = 0,8\% \times S$	$A_{\max 1} = 4\% \times S$	$A_{\max 2} = 6\% \times S$
Type 1 (35x 35 cm ²)	98 (cm ²)	49(cm ²)	73,5 (cm ²)
Type 2 (40 x 40 cm ²)	128 (cm ²)	64 (cm ²)	96 (cm ²)
Type 3 (45 x 45 cm ²)	162 (cm ²)	81 (cm ²)	121,5 (cm ²)
Type 4 (50 x 50 cm ²)	200(cm ²)	100 (cm ²)	150 (cm ²)

Tableau VII. 5 : Armatures minimales pour les poteaux.

1. Exemple de calcul :

a) Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de KN.m :

Niveau	Section	ELU 1,35 G+1,5Q					
	[cm ²]	N^{\max}	M^{corr}	M^{\max}	N^{corr}	N^{\min}	M^{corr}
		[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35X35	20,80	0,11	3,33	38,15	272,07	0,04
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	40X40	46,95	0,73	2,63	66,89	694,64	0,1
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	45X45	77,03	4,34	4,34	77,03	1216,31	0,49
RDC, 1 ^{ère} → 2 ^{ème}	50X50	257,74	0,16	7,72	1026,36	1872,45	2,45

Tableau VII. 6 : Sollicitations du premier genre. ELU

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de KN.m :

Niveau	Section	0,8G ± E					
	[cm ²]	N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	M ^{max} [kN.m]	N ^{corr} [kN]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kN.m]
8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35X35	932,86	0,74	4,45	561,07	1023,02	0.82
5 ^{ème} , 6 ^{ème} → 7 ^{ème}	40X40	1738,16	1,69	7,31	943,86	2037,19	1.91
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45X45	1956,38	2,66	10,91	1039,16	2377,36	2.85
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème}	50X50	1152,26	3,14	40,34	348,95	2000.81	1.66

Tableau VII. 7 - Sollicitations du deuxième genre.

b) Calcul d'un poteau :

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

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 :

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

2. On vérifie si la section est surabondante :

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

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

3. Sinon, on calcule la section des armatures :

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

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

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{min}\} \end{cases}$$

A_{cal} : est tirée du logiciel SOCOTEC.

Exemple de calcul :

- Dimension du poteau (35 x 35) cm²
- Enrobage c = 4 cm
- Hauteur utile d = 31,5 cm
- Contrainte d'acier $f_e = 400$ MPa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c\ 28} = 25$ MPa
- Contrainte limite de traction de béton $f_{t\ 28} = 2,1$ MPa
- Fissuration peu préjudiciable

Combinaison de 1^{er} genre :

a) $N_{\max} = 20,80$ KN. $M_{\text{cor}} = 0,11$ KN.m.

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,11}{20,80} = 0,005 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 20,80 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0,005 \right) = 3,02 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

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

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,17 \times 0,35 \times 0,35 \\ M_u \leq 20,80 \times 0,315 \left(1 - 0,514 \frac{20,80}{35 \times 31,5 \times 14,2} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 20,80 \text{ KN} < 140,6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 3,02 \text{ t.m} < 6,51 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

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

b) $N_{\min} = 272,07$ KN. $M_{\text{cor}} = 0,04$ KN. m.

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,04}{27,207} = 0,0015 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 27,207 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0,0015 \right) = 38,13 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) = 8,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 272,07 \text{ KN} > 140,6 \text{ KN} & \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ M_u = 3,84 \text{ KN.m} < 8,49 \text{ t.m} & \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A_2

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée :

$$(d - c)N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc}$$

$$\begin{cases} (d - c)N_u - M_u = 0,748 \text{ NK.m} & (1) \\ (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc} = 148,499 \text{ KN.m} & (2) \end{cases}$$

$\Rightarrow (1) < (2) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,078$$

$$\mu = 0,078 \Rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_2 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{3,84 \cdot 10^3}{0,996 \cdot 31,5 \cdot 348} - \frac{272,07}{348} = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2,85 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_2' = 0$$

$$\text{c) } N_{\text{cor}} = 38,15 \text{ KN.}$$

$$M_{\text{max}} = 3,33 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,33}{38,15} = 0,08 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 38,15 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0,08 \right) = 8,67 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h = 140,6 \text{ KN} \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) = 11,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 38,15 \text{ KN} < 140,6 \text{ KN} & \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 8,67 \text{ KN.m} < 11,86 \text{ KN.m} & \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

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

Combinaison de 2^{ème} genre :

a) $N_{\max} = 932,86 \text{ KN}$

$M_{\text{cor}} = 0,74 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,74}{932,86} = 0,0008 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 932,86 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0,0008 \right) = 131,34 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h = 140,61 \text{ KN} \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) = 203,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 932,86 \text{ KN} > 140,61 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ M_u = 131,34 \text{ KN.m} < 203,66 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A4

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée :

$$(d - c)N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc}$$

$$\begin{cases} (d - c)N_u - M_u = 25,65 \text{ NK.m} & (1) \\ (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc} = 148,499 \text{ KN.m} & (2) \end{cases} \Rightarrow (1) < (2) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,266$$

$$\mu = 0,266\beta = 0,842$$

$$A_4 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{131,34 \cdot 10^3}{0,842 \cdot 31,5 \cdot 348} - \frac{932,86}{348} = 11,55 \text{ cm}^2$$

$$A_4 = 11,55 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_4' = 0$$

b) $N_{\min} = 1023,02 \text{ KN}$

$M_{\text{cor}} = 0,82 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,82}{1023,02} = 0,0008 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 144,04 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h = 140,60 \text{ KN} \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) = 213,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1023,02 \text{ KN} > 140,60 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ M_u = 144,04 \text{ KN.m} < 213,78 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A5

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée :

$$(d - c)N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc}$$

$$\begin{cases} (d - c)N_u - M_u = 28,132 \text{ NK.m} & (1) \\ (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc} = 148,499 \text{ KN.m} & (2) \end{cases}$$

$\Rightarrow (1) < (2) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,292$$

$$\mu = 0,292 \quad \beta = 0,823$$

$$A_2 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{144,04 \cdot 10^3}{0,823 \cdot 31,5 \cdot 348} - \frac{1023,02}{348} = 13,03 \text{ cm}^2$$

$$A_5 = 13,03 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_5' = 0$$

$$\text{c) } N_{\text{cor}} = 561,07 \text{ KN}$$

$$M_{\text{max}} = 4,45 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,45}{561,07} = 0,008 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 82,99 \text{ KN}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h = 226,38 \text{KN} \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) = 144,11 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 561,07 \text{KN} > 140,60 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ M_u = 82,99 \text{KN.m} < 144,11 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A_6

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée :

$$(d - c)N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc}$$

$$\begin{cases} (d - c)N_u - M_u = 15,42 \text{KN.m} & (1) \\ (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc} = 148,499 \text{KN.m} & (2) \end{cases}$$

$\Rightarrow (1) < (2) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,168$$

$$\mu = 0,168 \quad \beta = 0,907$$

$$A_2 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{82,99 \cdot 10^3}{0,823 \cdot 31,5 \cdot 348} - \frac{561,07}{348} = 6,74 \text{cm}^2$$

$$A_6 = 6,74 \text{cm}^2 \quad \text{et} \quad A_6' = 0$$

Le tableau est résumé le résultat :

Niveaux	Co mbi s	1 ^{er} genre				2 ^{ème} genre				A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{sl min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	N _{ACC} (KN)	M _{ACC} (KN.m)	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	
Type 1 (35x 35 cm ²)	A	20,80	0,11	0	0	932,86	0,74	0	9,8	4T12+4
	B	272,07	0,04	2,85	0	1023,02	0,82	0		T14=10
	C	38,15	3,33	0	0	561,07	4,45	0		,68cm ²
Type 2 (40 x 40 cm ²)	A	46,95	0,73	0	0	1738,16	1,69	0	12,8	6T12+2
	B	694,64	0,73	7,69	0	2037,19	1,91	0		T16 =
	C	66,89	2,63	0	0	943,86	7,31	0		13,26
Type 3 (45 x 45cm ²)	A	77,03	4,34	0	0	1956,38	2,66	0	16,2	8T16 =
	B	1216,31	0,49	14,18	0,68	2377,36	2,85	0		20,61c
	C	77,03	4,34	0	2,40	1039,16	10,91	0		m ²
Type 4 (50 x 50 cm ²)	A	257.74	0,16	0	0	1152.26	3,14	0	20	4T16+4
	B	1872.45	2.45	23,10	0	2000.81	1,66	0		T20
	C	1026.36	7,72	11,85	0	348,75	40,34	0		=20,61 cm ²

Tableau VII. 8 : Ferrailage des poteaux.

Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (50x50 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{2000,81}{50 \times 45} = 0,889 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,889 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

c) 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 :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

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

3) Calcul de l'élanement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 4,3}{0,5} = 6,02 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 2000,18}{50 \times 400} = 3,75 \text{ cm}^2$$

4) Quantité d'armatures transversales minimales :

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

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

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

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,889 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,889 \times b \times S_t}{f_e} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$< 1,8 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

f) 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 :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 56,67 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 56,67 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 100 \text{ cm}$$

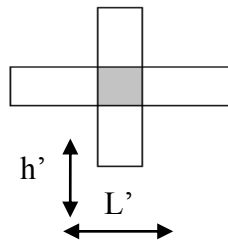


Figure VII. 1 : La zone nodale

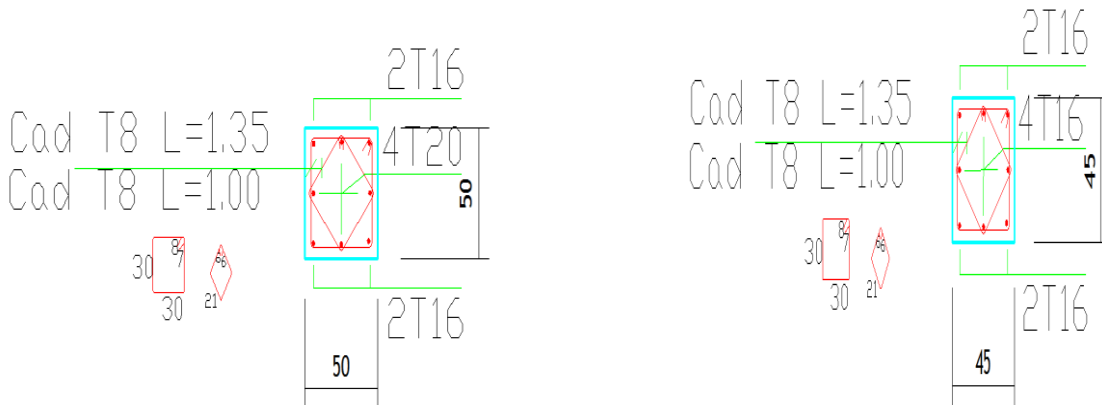
REMARQUE :

Une nouvelle section de poteau ($45 \times 45 \text{ cm}^2$) a été ajoutée, pour que la condition des sollicitations normales de l'article 7.4.3.1 du RPA 99/2003 soit respectée :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Poteaux RDC ,1ère et 2 ème étage

Poteaux 2 ème5ème étage



Poteaux 6 ème....8ème étage

Poteaux 9 ème10ème étag

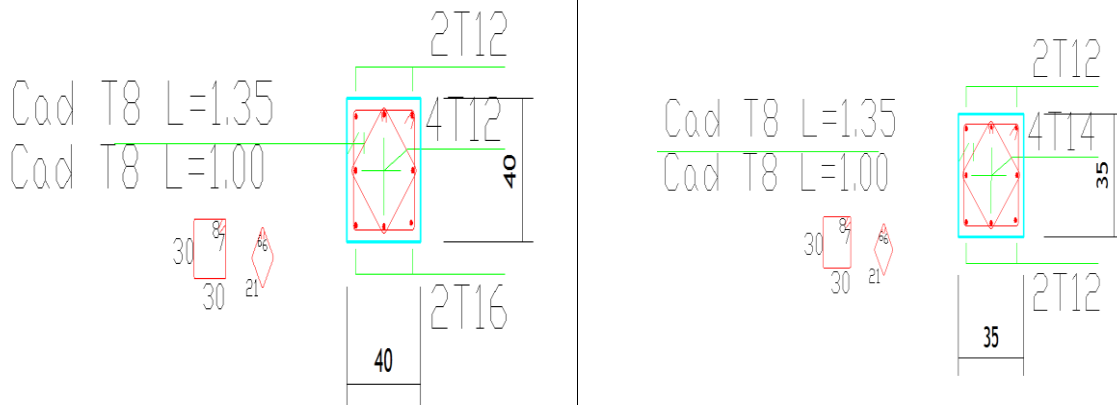


Figure VII. 2 : ferrailage des poteaux

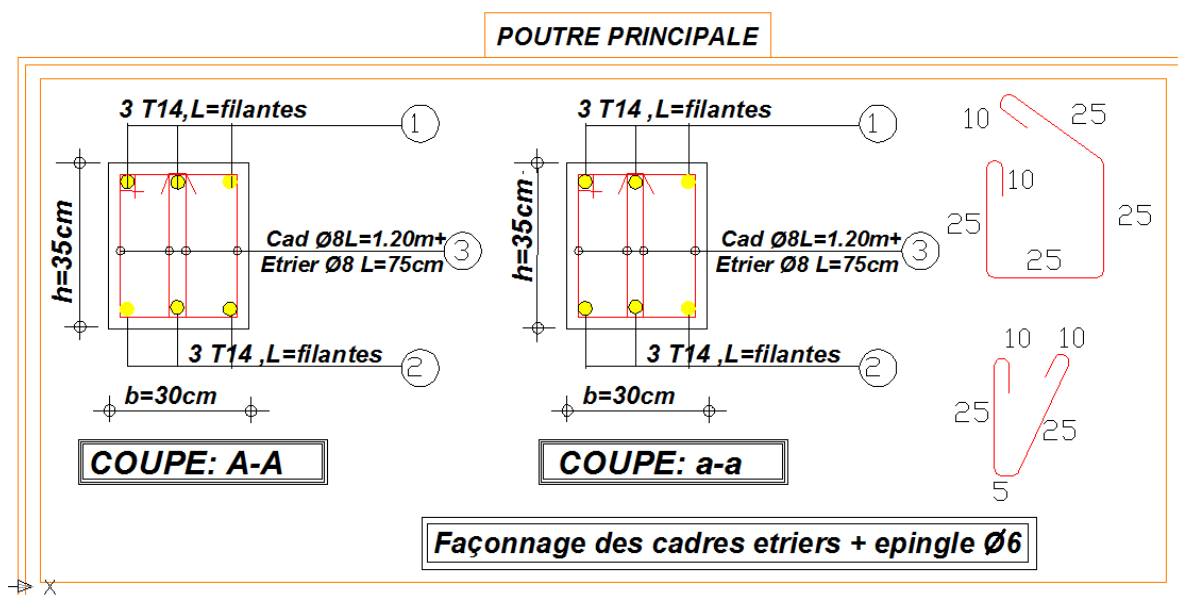


Figure VII. 3 : ferrailage des poutres principales de RDC7ème étage

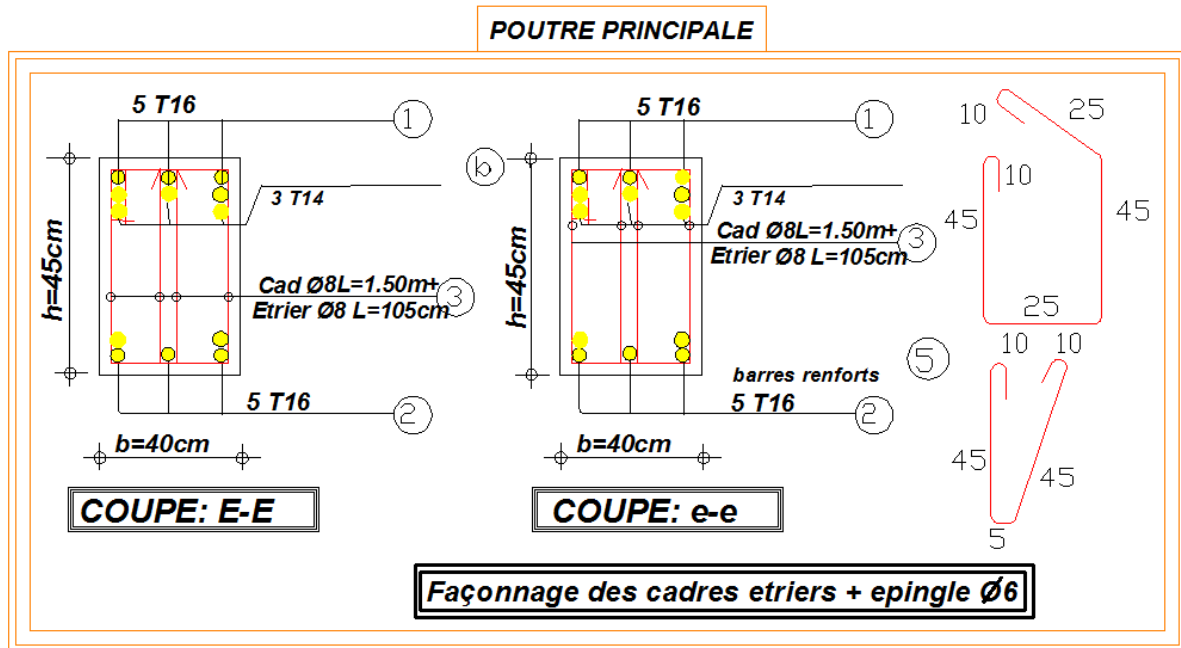


Figure VII. 4 : ferrailage des poutres principales de 8ème10 ème étage

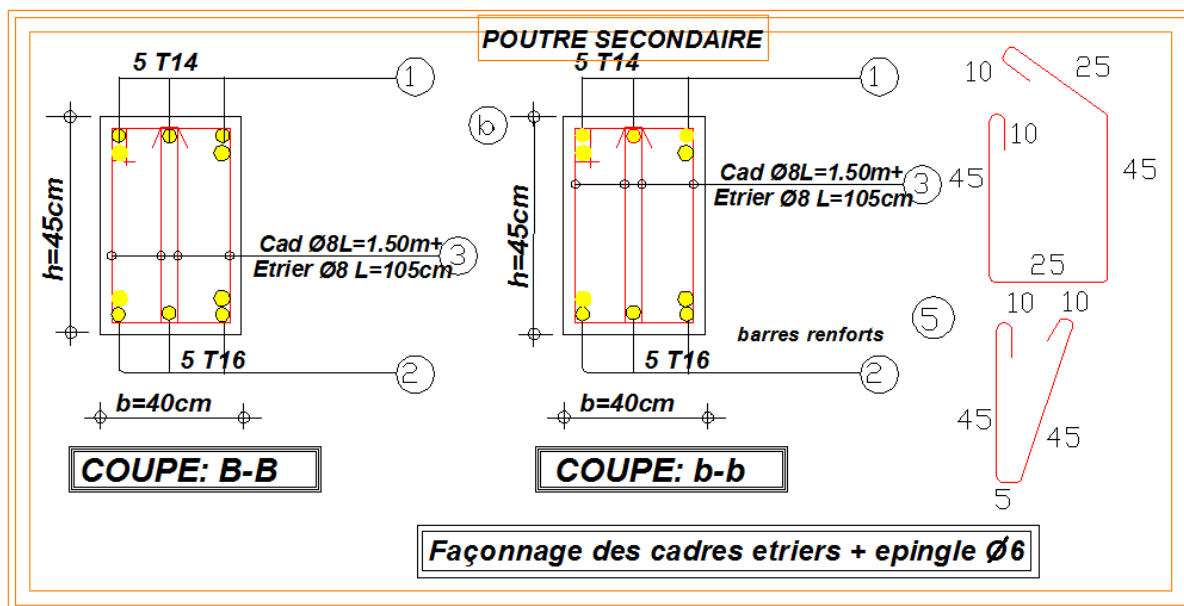


Figure VII. 5 : ferrailage des poutres secondaires de RDC7ème étage

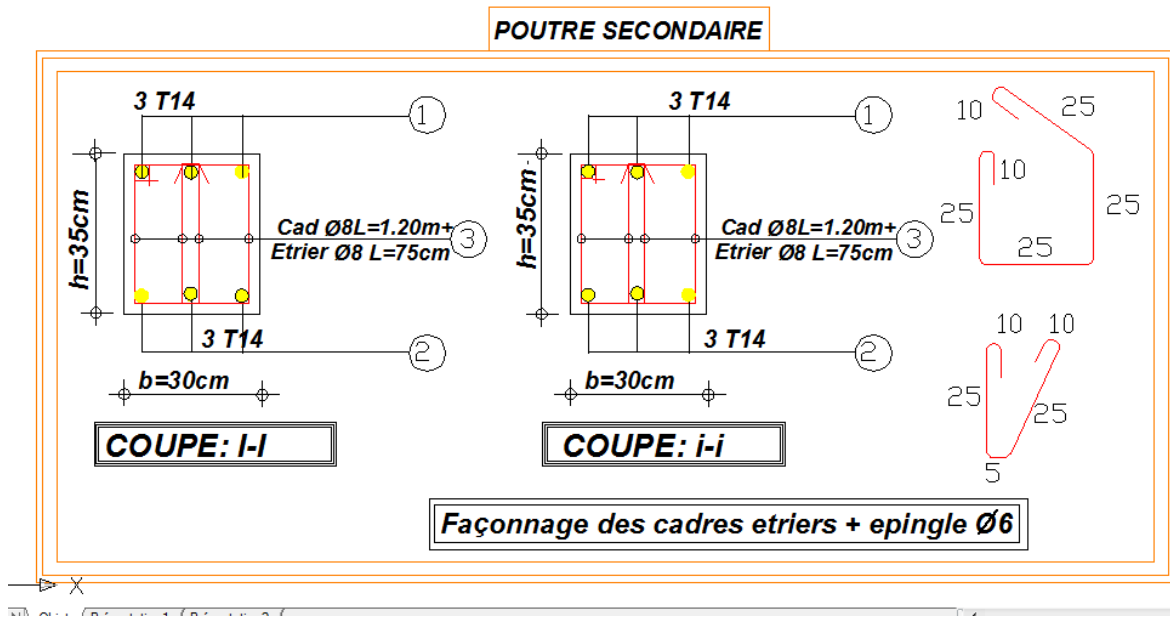


Figure VII. 6 : ferrailage des poutres secondaires de 8ème10 ème étage

VII-5) Etude des voiles de contreventement :

Les voiles peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales (séisme...) et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Trois grandes catégories peuvent être rencontrées :

- 1) structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques.
- 2) structures à noyau central.
- 3) structures uniquement à murs porteurs.

Dans le cas 1), le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base.

La (figure VII-1) montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constants sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage du voile est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile ($A_0 > 10 \text{ cm}^2$), d'armatures verticales uniformément réparties (A) et d'armatures horizontales (A_t), elles aussi uniformément réparties.

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué.

A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant

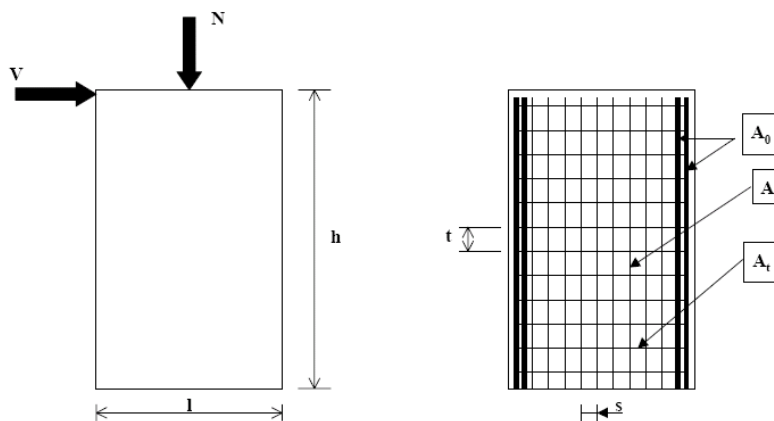


Figure VII-2 : Schéma d'un voile plein et son disposition du ferrailage.

VII-5-1) Méthode de calcul :

Les combinaisons à considérer sont :

- 1) $G + Q \pm E$
- 2) $0.8G \pm E$

VII-5-2) Les sollicitations :

Sens vertical :

$$\begin{cases} N_{11} = 122,95 \text{ KN} \\ M_{11} = 6,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens horizontal :

$$\begin{cases} N_{22} = 919,02 \text{ KN} \\ M_{22} = 28,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a) ferrailage de sens vertical :

$$\begin{cases} N_{11} = 122,95 \text{ KN} \\ M_{11} = 6,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_{11}}{N_{11}} \Rightarrow e_1 = \frac{6,36}{122,95} \Rightarrow e_1 = 0,051m = 5,1cm$$

$$e_a = \max\left[2; \frac{L}{250}\right] \Rightarrow e_a = 2cm ; \text{ Avec } L = 3,90m$$

$$e_2 = \frac{3.L_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi) ; \phi = 2 ; L_f = 0,7L = 2,73m$$

$$\alpha = \frac{M_{per}}{M_{per} + M_{exp}} \Rightarrow \alpha = 0,5$$

$$e_2 = \frac{3.(2,73)^2}{10000(0,2)}(2 + 0,5(2))$$

Donc $e_2 = 3,35cm$

Alors $e_T = 5,1 + 2 + 3,35 \Rightarrow e_T = 10,45cm$

$$M_u = e_T \times N \Rightarrow M_u = 12,85KN.m$$

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b.h.f_{bc}} \Rightarrow \psi_1 = 0,02 < 0,81$$

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12x\psi_1}}{4x3 + \sqrt{9 - 12x\psi_1}}$$

Donc : $\xi = 0,27$

$$e_{NC} = \xi \times h \Rightarrow e_{NC} = 5,4cm < e_T = 10,45cm$$

\Rightarrow Section partiellement comprimée.

$$M_{ufict} = N_u \times \left(e + d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow M_{ufict} = 122,95 \times \left(0,1045 + 0,18 - \frac{0,20}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_{ufict} = 22,68KN.m$$

$$\mu = \frac{M_{ufict}}{f_{bu}.b.d^2} \Rightarrow \mu = \frac{22,68 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,18)^2}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,048 < \mu_{lim} = 0,392$$

$\Rightarrow A' = 0$ Pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,617$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,753$$

$$A_{\text{fict}} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{\text{fict}} = \frac{0,02251}{0,753 \times 0,18 \times 400} \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_{\text{fict}} = 4,02 \text{ cm}^2$$

Les armatures tendues réelles valent : $A_s = A_{\text{fict}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

$$A_s = 4,02 - \frac{122,02}{400} \times 10 \Rightarrow A_s = 1,15 \text{ cm}^2$$

- **Les conditions minimales de BAEL99 et RPA2003 :**

$$A_{\text{min}} = \max \left[\frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,15\% \cdot b \cdot h \right] \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{min}} = \max [2; 2,42; 3] \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} = 3 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

$$A_s = \max [0,63; 3] \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 3 \text{ cm}^2$$

On prend **5T10** $\Rightarrow A_s = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **L'espacement :** selon le **BAEL99** et le **RPA2003**

Dans la zone courante : $S_t \leq \min [1,50h; 30 \text{ cm}] \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Dans la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

b) ferrailage de sens horizontal :

$$\begin{cases} N_{22} = 919,02 \text{ KN} \\ M_{22} = 28,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_{22}}{N_{22}} \Rightarrow e_1 = \frac{28,15}{919,02} \Rightarrow e_1 = 0,030 \text{ m} = 3,00 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left[2; \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_1 = 2 \text{ cm} \quad \text{Avec } L = 3,30 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10000h} (2 + \alpha \phi) ; \phi = 2 ; L_f = 0,7L = 2,31 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{M_{per}}{M_{per} + M_{ser}} \Rightarrow \alpha = 0,5$$

Donc $e_2 = 2,40cm$

$$\text{Alors } e_T = 3,00 + 2 + 2,40 \Rightarrow e_T = 7,40cm$$

$$M_u = e_T \times N \Rightarrow M_u = 58,29KN.m$$

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b.h.f_{bc}} \Rightarrow \psi_1 = 0,14 < 0,81$$

$$\xi = f(\psi_1) = 0,25$$

$$e_{NC} = \xi \times h \Rightarrow e_{NC} = 5cm < e_T = 7,4cm \text{ Section partiellement comprimée.}$$

$$M_{ufict} = N_u \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{ufict} = 141,53KN.m$$

$$\mu = \frac{M_{ufict}}{f_{bu}.b.d^2} \Rightarrow \mu = \frac{0,14152}{14,2 \times 1 \times (0,18)^2}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,308 < \mu_{lim} = 0,392$$

$$\Rightarrow A' = 0 \text{ Pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,475$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,810$$

$$A_{tfict} = \frac{M_{tu}}{\beta.d.\sigma_{st}} \Rightarrow A_{tfict} = \frac{0,14152}{0,810 \times 0,18 \times 400} \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_s = 24,26cm^2$$

Les armatures tendues réelles vont :

$$A_s = A_{sfict} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 24,26 - \frac{919,02}{400} \times 10$$

$$\Rightarrow A_s = 1,29cm^2$$

• **Vérification des sections minimales selon BAEL99 et RPA2003 :**

$$A_s = \max \left[\frac{b.h}{1000}; 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}; 0,15\%.b.h \right] cm^2 \Rightarrow A_s = \max [2; 2,42; 3] cm^2$$

$$\Rightarrow A_s = 3cm^2$$

• **Choix d'armature :**

$$A_s = \max [1,24; 3] cm^2 \Rightarrow A_s = 3 cm^2$$

$$\text{On prend } \mathbf{5T10} \Rightarrow A_s = 3,93cm^2 / ml$$

- **L'espacement** : selon **BAEL99** et **RPA2003**

Dans la zone courante : $S_t \leq \min[1,50h; 30cm] \Rightarrow S_t = 30cm \Rightarrow S_t = 20cm$

Dans la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} \Rightarrow S_t = 10cm$

➤ **Schéma de ferrailage du voile.**

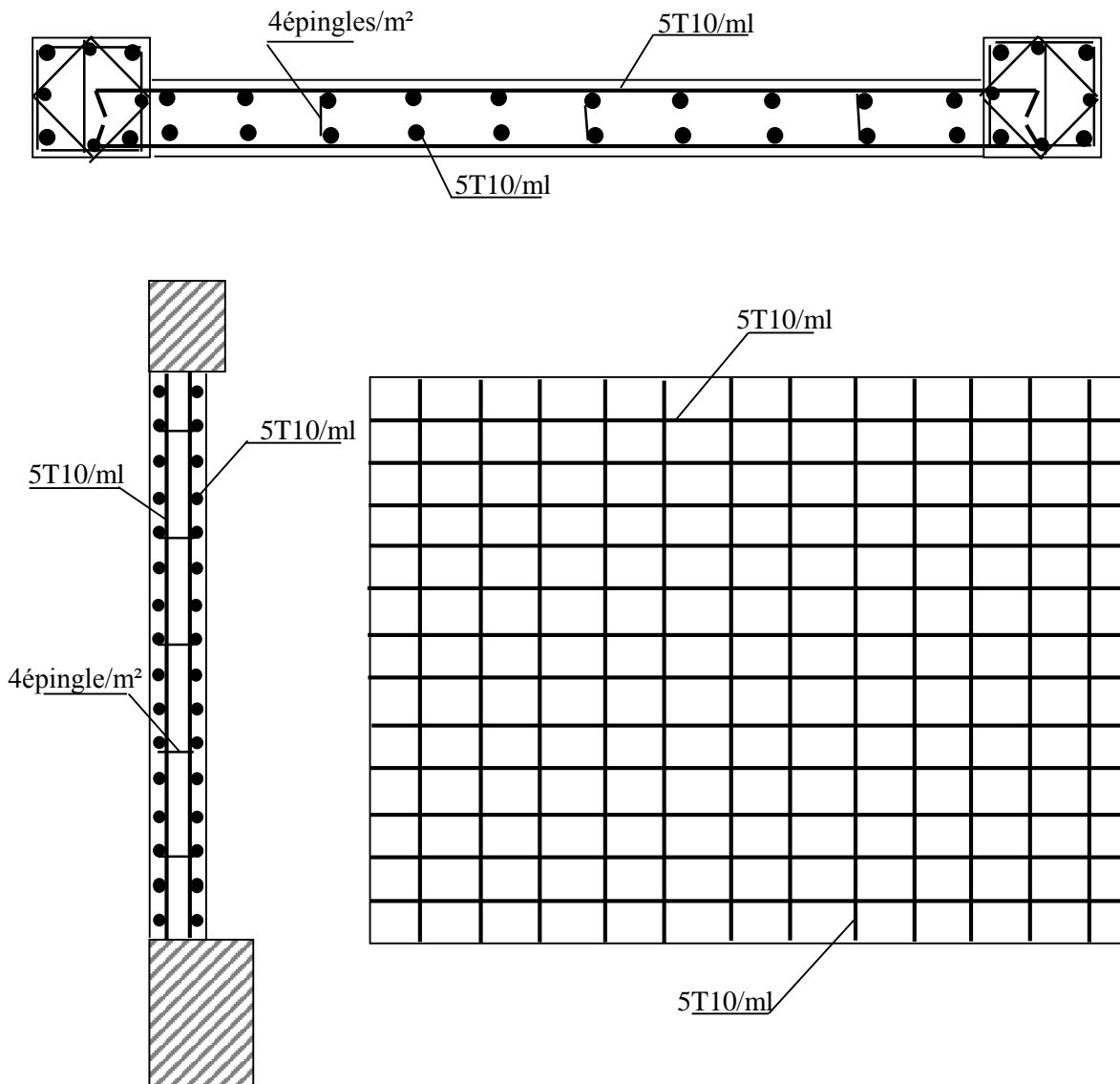


Figure VII-3 : Schéma de ferrailage du voile.