

VI-1-Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnels des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l’outil informatique à travers les deux logiciels d’analyses des structures :

- Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2011 pour les deux bloc A1 et A2 ;
- Et ETABS v.9.6.0 pour les deux bloc B1 et B2 ;

Qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

On a calculé la section d’armature du ferrailage (A_s) avec logiciel SOCOTEC pour les deux bloc B1 et B2 ; et le logiciel EXPERT 2011 pour les deux bloc A1 et A2.

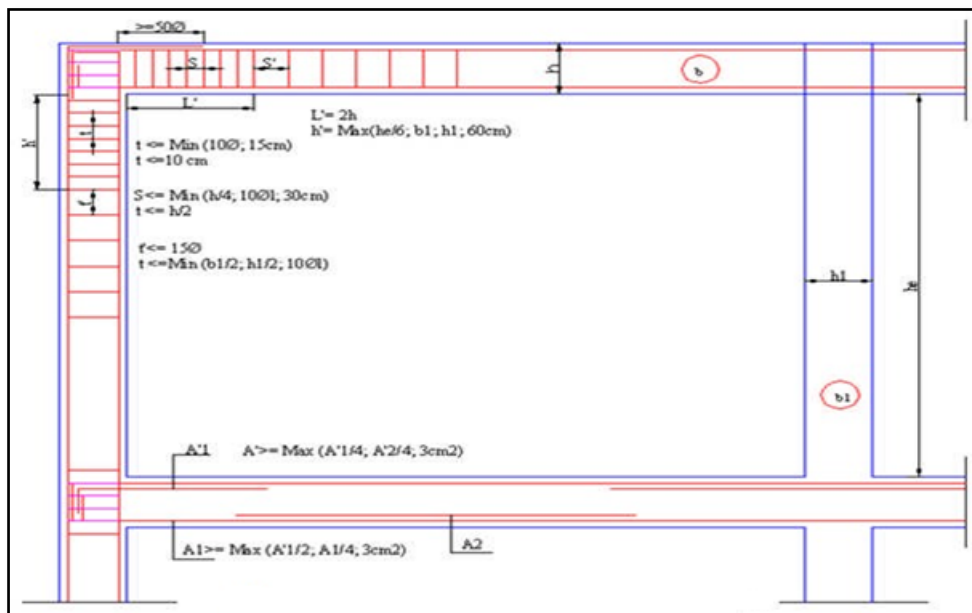


Figure VI-1 : Disposition constructives des portiques.

VI-2-Etude des poteaux :

Les efforts sollicitant les poteaux sont :

- Un effort normal « N ».
- Un moment de flexion « M ».
- Un effort tranchant « T ».

Et par conséquent les poteaux seront calculés en flexion composée. Avec fissuration peu nuisible, donc les armatures sont déterminées à l’état limité ultime sous des couples de sollicitation suivante :

$$\begin{cases} (N_{\max} ; M_{\text{cor}}) & \rightarrow A_1 \\ (N_{\min} ; M_{\text{cor}}) & \rightarrow A_2 \\ (M_{\max} ; N_{\text{cor}}) & \rightarrow A_3 \end{cases}$$

Les poteaux seront ferrailés avec la section des armatures suivantes : $A = \max(A_1; A_2; A_3)$.

VI-2-1-Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales : « 1er genre »

$$1.35 \times G + 1.5Q \quad \text{ELU (BAEL 91 mod 99 Art B.8.2,11")}$$

Combinaisons accidentelles : « 2ème genre »

$$\begin{cases} G + Q + 1,2 \times E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad \text{ACC (RPA99 V2003 "Art 5.2")}$$

VI-2-2-Calcul des armatures longitudinales :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2)** :

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

-leur pourcentage minimale sera de **0,7 % (zone I)**.

-Leur pourcentage maximal sera de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

-Le diamètre minimum est de **12 mm**.

-La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ (zone I)**.

-La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (zone I)**.

-On va prendre un seul type de poteau et on le calcul en flexion composée et les autres sont déterminés au tableau.

➤ Calcul des armatures minimales :

Tableau VI-1 : calcul des sections minimales et maximales imposée par le RPA 99 V2003

Type de poteau (cm ²)	A _{min} =0.7% × b × ht (cm ²)	A _{max1} =4% × b × h (cm ²)	A _{max2} =6% × b × h (cm ²)
45×45	14.18	81	121.5
35×35	8.58	49	73.5
70	26.93	153.86	230.79

➤ Les sollicitations défavorables :

- **Bloc A1 :**

Tableau VI-2 : Les sollicitations défavorables du 1^{ère} genre.

Combinaisons		(45x45)	(35x35)
A ₁	N _{max} (KN)	1754.09	1444.74
	M _{corr} (KN.m)	9.18	13.26
A ₂	N _{min} (KN)	10.85	15.41
	M _{corr} (KN.m)	11.03	14.90
A ₃	M _{max} (KN.m)	75.49	68.31
	N _{corr} (KN)	447.71	191.10

Tableau VI-3 : Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

Combinaisons		(45x45)	(35x35)
A ₁	N _{max} (KN)	1282.53	1057.50
	M _{corr} (KN.m)	0.58	3.38
A ₂	N _{min} (KN)	3.00	131.38
	M _{corr} (KN.m)	6.86	10.70
A ₃	M _{max} (KN.m)	58.14	59.83
	N _{corr} (KN)	258.33	143.73

- **Exemple de calcul (poteau 45 × 45) :**

Sens longitudinale :

Combinaison du 1^{ère} genre :

$$N_{\max} = 1754.09 \text{ t} \rightarrow M_{\text{corr}} = 9.18 \text{ t.m}$$

Détermination de centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9.18}{1754.09} = 0.005 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 324.51 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0.514 \times N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} N_u = 1754.09 \text{ t} \geq 232.42 \text{ t} & \rightarrow \text{condition non vérifier.} \\ M_u = 324.51 \geq -1769.78 & \rightarrow \text{condition non vérifier.} \end{cases}$$

Donc la section n'est pas surabondante, nous vérifions s'il s'agit d'une section partiellement comprimée ou entièrement comprimée.

$$(d - c') \times N_u - M_u < ((0.337 \times h) - (0.81 \times c')) \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(0.405 - 0.025) \times 1754.09 - 324.5 = 342.04 \text{ t.m}$$

$$((0.337 \times 0.45) - (0.81 \times 0.025)) \times 14.17 \times 0.45 \times 0.45 \times 10^2 = 37.70 \text{ t.m}$$

donc: $342.04 > 37.70 \rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

$$N_{\max} = 10.85 \text{ t} \rightarrow M_{\text{corr}} = 11.03 \text{ t.m}$$

Détermination de centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11.03}{10.85} = 1.02 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 13.02 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0.514 \times N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} N_u = 10.85 \text{ t} \leq 232.42 \text{ t} & \rightarrow \text{condition vérifier.} \\ M_u = 13.02 \text{ t.m} \geq 4.30 \text{ t.m} & \rightarrow \text{condition non vérifier.} \end{cases}$$

Donc la section n'est pas surabondante, nous vérifions s'il s'agit d'une section partiellement comprimée ou entièrement comprimée.

$$(d - c') \times N_u - M_u < ((0.337 \times h) - (0.81 \times c')) \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(0.405 - 0.025) \times 10.85 - 13.02 = -8.90 \text{ t.m}$$

$$((0.337 \times 0.45) - (0.81 \times 0.025)) \times 14.17 \times 0.45 \times 0.45 \times 10^2 = 37.70 \text{ t.m}$$

donc: $-8.90 \text{ t.m} < 37.70 \text{ t.m} \rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$$N_{\max} = 447.71 \text{ t} \rightarrow M_{\text{corr}} = 75.49 \text{ t.m}$$

Détermination de centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{447.71}{75.49} = 5.93 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 2735.51 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0.514 \times N_u}{b \times d \times f_{bc}}\right) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} N_u = 447.71 \text{ t} \geq 232.42 \text{ t} & \rightarrow \text{condition non vérifier.} \\ M_u = 2735.51 \text{ t.m} \geq 19.75 \text{ t.m} & \rightarrow \text{condition non vérifier.} \end{cases}$$

Donc la section n'est pas surabondante, nous vérifions s'il s'agit d'une section partiellement comprimée ou entièrement comprimée.

$$(d - c') \times N_u - M_u < ((0.337 \times h) - (0.81 \times c')) \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(0.405 - 0.025) \times 447.71 - 2735.51 = -2565.38 \text{ t.m}$$

$$((0.337 \times 0.45) - (0.81 \times 0.025)) \times 14.17 \times 0.45 \times 0.45 \times 10^2 = 37.70 \text{ t.m}$$

donc: $-2565.38 \text{ t.m} < 37.70 \text{ t.m}$ → la section est partiellement comprimée.

Combinaison du 2^{ème} genre :

$$N_{\max} = 1282.53 \text{ t} \rightarrow M_{\text{corr}} = 0.58 \text{ t.m}$$

Détermination de centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.58}{1282.53} = 0.00045 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e\right) = 231.43 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0.514 \times N_u}{b \times d \times f_{bc}}\right) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} N_u = 1282.53 \text{ t} \geq 232.42 \text{ t} & \rightarrow \text{condition non vérifier.} \\ M_u = 231.43 \text{ t.m} \geq -805.11 \text{ t.m} & \rightarrow \text{condition non vérifier.} \end{cases}$$

Donc la section n'est pas surabondante, nous vérifions s'il s'agit d'une section partiellement comprimée ou entièrement comprimée.

$$(d - c') \times N_u - M_u < ((0.337 \times h) - (0.81 \times c')) \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(0.405 - 0.025) \times 1282.53 - 231.43 = 255.93 \text{ t.m}$$

$$((0.337 \times 0.45) - (0.81 \times 0.025)) \times 14.17 \times 0.45 \times 0.45 \times 10^2 = 37.70 \text{ t.m}$$

donc: $255.93 > 37.70$ → la section est entièrement comprimée.

$$N_{\max} = 3.00 \text{ t} \rightarrow M_{\text{corr}} = 6.86 \text{ t.m}$$

Détermination de centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6.86}{3.00} = 2.29 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 7.41 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0.514 \times N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} N_u = 3.00 \text{ t} \leq 232.42 \text{ t} & \rightarrow \text{condition vérifier.} \\ M_u = 7.41 \text{ t.m} \geq 1.21 \text{ t.m} & \rightarrow \text{condition non vérifier.} \end{cases}$$

Donc la section n'est pas surabondante, nous vérifions s'il s'agit d'une section partiellement comprimée ou entièrement comprimée.

$$(d - c') \times N_u - M_u < ((0.337 \times h) - (0.81 \times c')) \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(0.405 - 0.025) \times 3.00 - 12.74 = -11.6 \text{ t.m}$$

$$((0.337 \times 0.45) - (0.81 \times 0.025)) \times 14.17 \times 0.45 \times 0.45 \times 10^2 = 37.70 \text{ t.m}$$

donc: $-11.6 \text{ t.m} < 37.70 \text{ t.m}$ → la section est partiellement comprimée.

$$N_{\max} = 258.33 \text{ t} \rightarrow M_{\text{corr}} = 58.14 \text{ t.m}$$

Détermination de centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{58.14}{258.33} = 0.23 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 105.92 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0.514 \times N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} N_u = 258.33 \text{ t} \geq 232.42 \text{ t} & \rightarrow \text{condition non vérifier.} \\ M_u = 105.92 \text{ t.m} \geq 51.27 \text{ t.m} & \rightarrow \text{condition non vérifier.} \end{cases}$$

Donc la section n'est pas surabondante, nous vérifions s'il s'agit d'une section partiellement comprimée ou entièrement comprimée.

$$(d - c') \times N_u - M_u < ((0.337 \times h) - (0.81 \times c')) \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(0.405 - 0.025) \times 258.33 - 105.92 = -7.75 \text{ t.m}$$

$$((0.337 \times 0.45) - (0.81 \times 0.025)) \times 14.17 \times 0.45 \times 0.45 \times 10^2 = 37.70 \text{ t.m}$$

donc: $-7.75 \text{ t.m} < 37.70 \text{ t.m}$ → la section est partiellement comprimée.

Tableau VI-4 : Calcul de ferrailage des poteaux de bloc A1

Poteaux (cm ²)	Combs.	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	As choisi	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)			
(45x45)	A ₁	1754.09	9.18	3.60	1282.53	0.58	3.60	14.18	14.18	4T14+4T16 As=14.20
	A ₂	10.85	11.03	3.60	3.00	6.86	3.60			
	A ₃	447.71	75.49	3.60	258.33	58.14	3.60			
(35x35)	A ₁	1444.74	13.26	2.80	1057.50	3.38	2.80	5.58	5.58	4T14 As = 6.16
	A ₂	15.41	14.90	2.80	131.38	10.70	2.80			
	A ₃	191.10	68.31	3.76	143.73	59.83	3.05			

• **Bloc A2 :**

Tableau VI-5 : Les sollicitations défavorables du 1^{ère} genre.

Combinaisons		(45x45)	(35x35)	D=70
A ₁	N _{max} (KN)	1767.62	1441.86	1943.48
	M _{corr} (KN.m)	31.50	48.35	26.44
A ₂	N _{min} (KN)	83.31	31.98	119.52
	M _{corr} (KN.m)	5.02	19.64	49.90
A ₃	M _{max} (KN.m)	61.86	80.10	132.28
	N _{corr} (KN)	1740.26	279.93	258.00

Tableau VI-6 : Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

Combinaisons		(45x45)	(35x35)	D=70
A ₁	N _{max} (KN)	1312.51	1071.38	1484.33
	M _{corr} (KN.m)	22.06	44.86	8.58
A ₂	N _{min} (KN)	21.13	15.28	58.80
	M _{corr} (KN.m)	3.02	16.94	30.76
A ₃	M _{max} (KN.m)	54.82	72.13	159.61
	N _{corr} (KN)	475.29	207.11	1204.69

Tableau VI-7 : Calcul de ferrailage des poteaux de bloc A2

Poteaux (cm ²)	Comb	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²) choisi	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)			
(45x45)	A ₁	1754.09	9.18	3.60	1282.53	0.58	3.60	14.18	14.18	4T14+4T16 A _s =14.20
	A ₂	10.85	11.03	3.60	3.00	6.86	3.60			
	A ₃	447.71	75.49	3.60	258.33	58.14	3.60			
(35x35)	A1	1444.74	13.26	2.80	1057.50	3.38	2.80	5.58	5.58	4T14 A _s = 6.16
	A ₂	15.41	14.90	2.80	131.38	10.70	2.80			
	A ₃	191.10	68.31	3.76	143.73	59.83	3.05			
(70)	A1	1943.48	26.44	0.0	1484.33	8.58	0.0	26.93		9T20 A _s =28.27
	A ₂	119.52	49.90	0.0	58.80	30.76	0.0			
	A ₃	258.00	132.28	0.0	1204.69	159.61	0.0			

Bloc B1 :

Tableau VI-8 : Les sollicitations défavorables du 1^{ère} genre.

Combinaisons		(45x45)	(35x35)
A ₁	N _{max} (KN)	132.29	84.61
	M _{corr} (KN.m)	1.414	0.457
A ₂	N _{min} (KN)	1.56	1.22
	M _{corr} (KN.m)	2.234	1.368
A ₃	M _{max} (KN.m)	8.187	4.412
	N _{corr} (KN)	92.14	70.10

Tableau VI-9 : Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

Combinaisons		(45x45)	(35x35)
A ₁	N _{max} (KN)	96.06	62.15
	M _{corr} (KN.m)	0.966	0.271
A ₂	N _{min} (KN)	1.573	3.95
	M _{corr} (KN.m)	2.19	1.538
A ₃	M _{max} (KN.m)	6.125	3.949
	N _{corr} (KN)	68.87	49.83

Tableau VI-10 : Calcul de ferrailage des poteaux de bloc B1

Poteaux (cm ²)	Combs.	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _s choisi	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)			
(45x45)	A ₁	132.29	1.414	0.0	96.06	0.966	0.0	14.18	14.18	4T14+4T16 A _s =14.20
	A ₂	1.56	2.234	1.29	1.573	2.19	1.26			
	A ₃	92.14	8.187	0.0	6.125	6.125	3.39			
(35x35)	A ₁	84.61	0.457	0.0	62.15	0.271	0.0	5.58	5.58	4T14 A _s = 6.16
	A ₂	1.22	1.368	1.04	3.95	1.538	0.79			
	A ₃	70.10	4.412	0.0	49.83	3.949	0.0			

Bloc B2 :

Tableau VI-11 : Les sollicitations défavorables du 1^{ère} genre.

Combinaison		(45x45)	(35x35)
A ₁	N _{max} (KN)	137.11	102.61
	M _{corr} (KN.m)	1.516	2.221
A ₂	N _{min} (KN)	3.58	2.44
	M _{corr} (KN.m)	1.529	3.645
A ₃	M _{max} (KN.m)	5.146	14.246
	N _{corr} (KN)	11.24	23.2

Tableau VI-12 : Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

Combinaisons		(45x45)	(35x35)
A ₁	N _{max} (KN)	101.27	76.12
	M _{corr} (KN.m)	0.451	4.545
A ₂	N _{min} (KN)	3.96	2.06
	M _{corr} (KN.m)	1.516	6.276
A ₃	M _{max} (KN.m)	5.029	12.394
	N _{corr} (KN)	7.9	17.9

Tableau VI-13 : Calcul de ferrailage des poteaux de bloc B2

Poteau x (cm ²)	Combs	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _s choisi	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)			
(45x45)	A ₁	137.11	1.52	0.0	101.27	0.45	0.0	14.18	14.18	4T14+4T16 A _s =14.20
	A ₂	3.58	1.53	0.5	3.96	1.52	0.44			
	A ₃	11.24	5.15	1.95	7.9	5.03	2.34			
(35x35)	A ₁	102.61	2.22	0.0	76.12	4.55	0.0	5.58	14.95	6T16+2T14 A _s = 15,14
	A ₂	2.44	3.65	3.00	2.06	6.28	5.67			
	A ₃	23.2	14.25	14.95	17.9	12.39	11.14			

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.2)** :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{RPA99 / 2003(Art 7.3)}$$

Avec :

$$\tau_u : \begin{cases} \tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} & \text{CBA 93(Art A. 5.1.1)} \\ T_{max}: \text{l'effort tranchant vis - à - vis de l'états limite ultime.} \\ b: \text{largueur de poteau.} \\ d: \text{hauteur utile} = 0.9 \times h \end{cases}$$

$$\rho_d : \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0.040 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \begin{cases} \lambda_g: \text{est l'elacement géométrique du poteau.} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} & \text{RPA99/2003(Art7.4.2.2)} \\ a \text{ et } b: \text{dimension de la section droite du poteau dans} \\ \text{la direction de déformation considirée.} \\ l_f: \text{longueur de flambement du poteau.} \end{cases}$$

Tableau VI-14 : Vérification des contraintes de cisaillement du bloc A1.

Poteaux	T_{max} (kN)	τ_u (Mpa)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ (Mpa)	Observation
Sous-sol (45 × 45)cm ²	1754.09	1.06	6.36	0.075	1.875	Condition vérifier
RDC (35 × 35)cm ²	1754.09	1.64	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
1 ^{ère} étage (35 × 35)cm ²	1139.35	1.06	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
2 ^{ème} étage (35 × 35)cm ²	847.50	0.79	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
3 ^{ème} étage (35 × 35)cm ²	564.63	0.53	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
4 ^{ème} étage (35 × 35)cm ²	290.84	0.27	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier

Tableau VI-15 : Vérification des contraintes de cisaillement du bloc A2.

Poteaux	T_{max} (kN)	τ_u (Mpa)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ (Mpa)	Observation
Sous-sol (45 × 45)cm ²	109.12	0.06	6.36	0.075	1.875	Condition vérifier
Sous-sol d=70 cm	476.74	0.11	6.36	0.075	1.875	Condition vérifier
RDC (35 × 35)cm ²	22.15	0.02	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
RDC d=70 cm	27.38	0.006	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
1 ^{ère} étage (35 × 35)cm ²	24.34	0.02	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
1 ^{ère} étage d=70 cm	47.56	0.012	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
2 ^{ème} étage (35 × 35)cm ²	25.30	0.02	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
2 ^{ème} étage d=70 cm	44.26	0.01	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
3 ^{ème} étage (35 × 35)cm ²	25.84	0.02	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
3 ^{ème} étaged=70 cm	39.60	0.008	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
4 ^{ème} étage (35 × 35)cm ²	31.62	0.03	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
4 ^{ème} étage d=70 cm	68.59	0.02	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier

Tableau VI-16 : Vérification des contraintes de cisaillement du bloc B1.

Poteaux	T _{max} (kN)	τ _u (Mpa)	λ _g	ρ _d	$\overline{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Sous-sol (45 × 45)cm ²	37.3	0.02	6.36	0.075	1.875	Condition vérifier
RDC (35 × 35)cm ²	19.1	0.02	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
1 ^{ère} étage (35 × 35)cm ²	30.3	0.03	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier

Tableau VI-17 : Vérification des contraintes de cisaillement du bloc B2

Poteaux	T _{max} (kN)	τ _u (Mpa)	λ _g	ρ _d	$\overline{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Sous-sol (45 × 45)cm ²	22.8	0.01	6.36	0.075	1.875	Condition vérifier
RDC (35 × 35)cm ²	45.7	0.04	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier
1 ^{ère} étage (35 × 35)cm ²	89.1	0.08	6.80	0.075	1.875	Condition vérifier

VI-2-3-Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales (φ_t):

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3}$$

Précis de calcul en BA page : 224

Tableau VI-18 : Diamètre des armatures transversales du siège APC (04 blocs)

Les blocs	Sections des poteaux (cm ²)	φ _t (mm)
Bloc A1	45x45	6
	35x35	6
Bloc A2	45x45	6
	35x35	6
	D= 70 cm	8
Bloc B1	45x45	6
	35x35	6
Bloc B2	45x45	6
	35x35	6

Calcul de l'espacement des cadres (S_t):

1. En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm})$$

RPA 99 mod 2003 page: 67

Tableau VI-19 : Espacement des cadres en zone nodale du siège APC (04 blocs)

Les blocs	Sections des poteaux (cm ²)	S _t (mm)
Bloc A1	45x45	15
	35x35	15
Bloc A2	45x45	15
	35x35	15
	D= 70 cm	20
Bloc B1	45x45	15
	35x35	15
Bloc B2	45x45	15
	35x35	15

2. En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l$$

RPA 99 mod 2003 page: 67

Tableau VI-20 : Espacement des cadres en zone courante du siège APC (04 blocs)

Les blocs	Sections des poteaux (cm ²)	S _t (mm)
Bloc A1	45x45	15
	35x35	15
Bloc A2	45x45	15
	35x35	15
	D= 70 cm	20
Bloc B1	45x45	15
	35x35	15
Bloc B2	45x45	15
	35x35	15

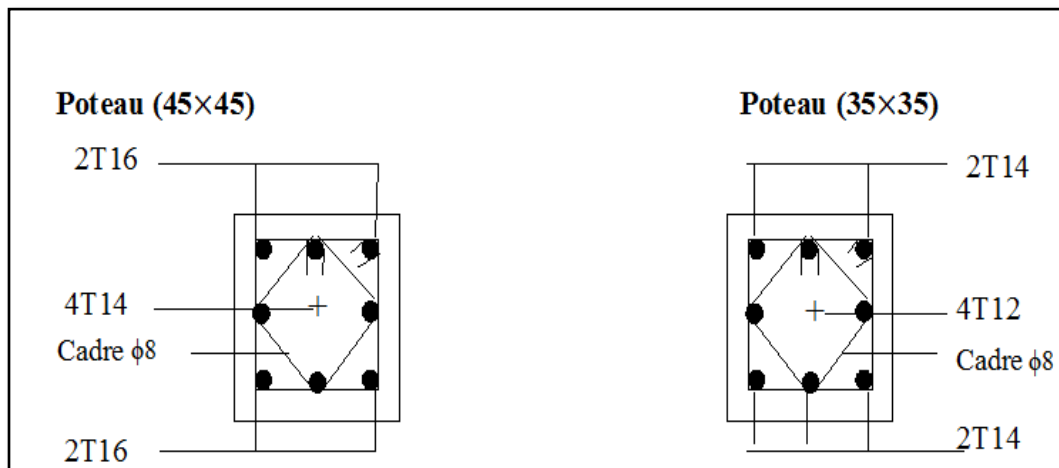


Figure VI-2 : Ferrailage des poteaux des blocs A1, A2 et B1 de siège APC.

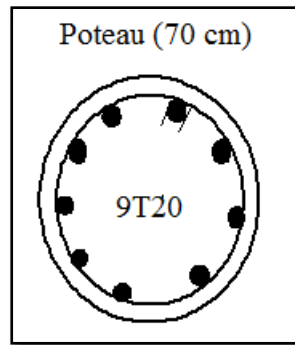


Figure VI-3 : Ferrailage du poteau circulaire du bloc A2.

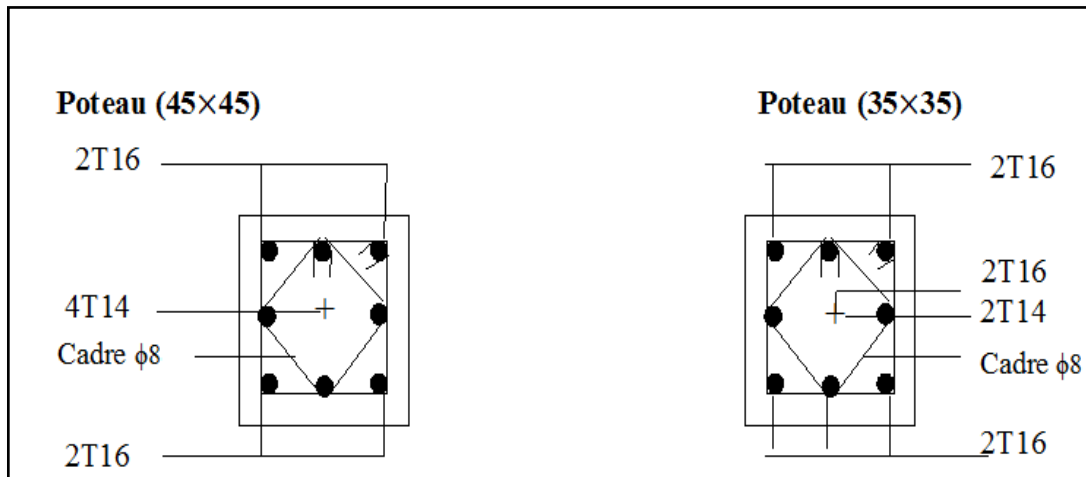


Figure VI-4 : Ferrailage des poteaux du bloc B2.

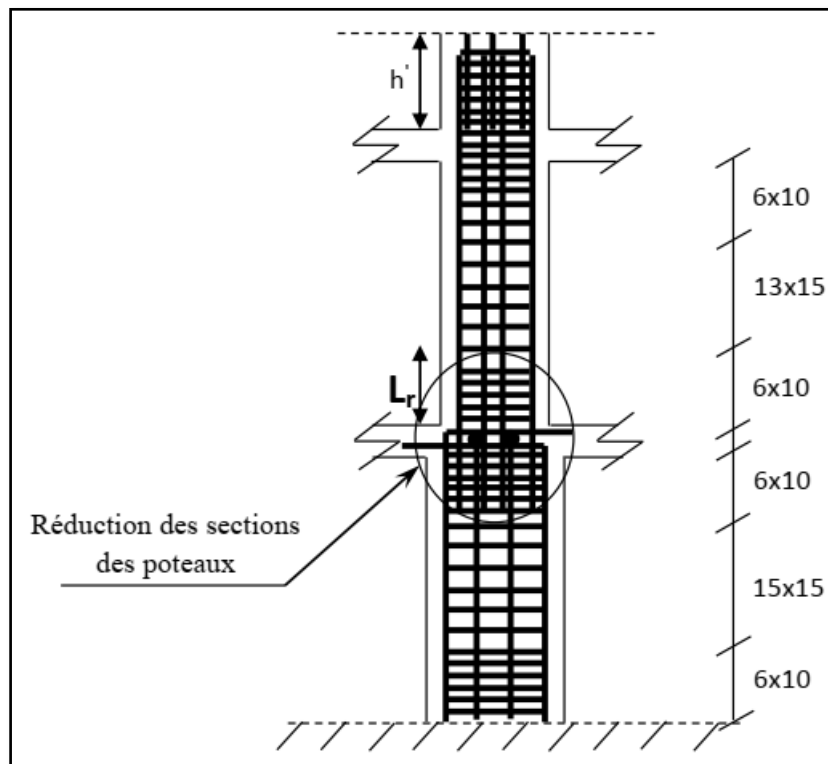


Figure VI-5 : Disposition des armatures des poteaux.

VI-3-Etude des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 / version 2003 pour la vérification.

VI-3-1-Les combinaisons d'action : sont les suivantes :

Combinaisons fondamentales : « **1er genre** »

$$1.35 \times G + 1.5Q \rightarrow M_{\text{correspondant}}(M_{sp1}) \quad \text{ELU (BAEL 91 mod 99 Art B.8.2,11")}$$

Combinaisons accidentelles : « **2ème genre** »

$$\begin{cases} G + Q + 1,2 \times E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \rightarrow M_{\text{correspondant}}(M_{sp2}) \quad \text{ACC (RPA99 V2003 "Art 5.2")}$$

VI-3-2-Calcul des armatures longitudinales :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (article 7.5.2.1) :

- le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Leur pourcentage maximal sera de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ (zone I)**.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferrailage de toute les poutres de chaque étage ensemble.

A) - L'étude des Poutres principales :

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferrailage de toute les poutres de chaque étage ensemble.

➤ **Les armatures minimales des poutres :**

Tableau VI-21 : Section minimale des armatures des poutres du quatre blocs de siège APC.

Blocs	Type de poutre	Section des poutres (b×h)	$A_{min}=0.5\% \times b \times h$ (cm ²)	$A_{max 1}=4\% \times b \times h$ (cm ²)	$A_{max 2} =6\% \times b \times h$ (cm ²)
A1	Pp	30 × 45	6.75	81	121.5
	Ps	30 × 35	5.25	63	94.5
A2	Pp	30 × 55	8.25	99	148.5
	Ps	30 × 35	5.25	63	94.5
B1	Pp	30 × 55	8.25	99	148.5
	Ps	30 × 35	5.25	63	94.5
B2	Pp	30 × 55	8.25	99	148.5
	Ps	30 × 35	5.25	63	94.5

Bloc A1 :

- **Poutre de rive :**

Tableau VI-22 : Ferrailage des poutres principales et secondaires de rive du bloc A1.

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul (kN.m)	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1} (kN.m)	M _{sp2} (kN.m)				
Pp	Appuis	10.23	8.93	10.23	6.75	6.75	3T14+3T12=8.01
	Travée	8.69	7.64	8.69		6.75	3T14+3T12=8.01
Ps	Appuis	8.45	7.25	8.45	5.25	5.12	3T12+3T12=6.76
	Travée	9.96	8.55	9.96		5.12	3T12+3T12=6.76

- **Poutre intermédiaire :**

Tableau VI-23 : Ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire du bloc A1.

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul (kN.m)	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1} (kN.m)	M _{sp2} (kN.m)				
Pp	Appuis	2.75	3.57	3.57	6.75	6.75	3T14+3T12=8.01
	Travée	2.72	2.79	2.79		6.75	3T14+3T12=8.01
Ps	Appuis	2.81	3.36	3.36	5.25	5.25	3T12+3T12=6.76
	Travée	1.46	4.24	4.24		5.25	3T12+3T12=6.76

Bloc A2 :

- **Poutre de rive :**

Tableau VI-24 : Ferrailage des poutres principales et secondaires de rive du bloc A2.

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul (kN.m)	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1} (kN.m)	M _{sp2} (kN.m)				
Pp	Appuis	23.60	26.43	26.43	8.25	8.25	3T14+3T14= 9.24
	Travée	18.51	21.73	21.73		8.25	3T14+3T14= 9.24
Ps	Appuis	10.73	11.44	11.44	6.75	6.75	3T14+3T12=8.01
	Travée	14.16	15.36	15.36		6.75	3T14+3T12=8.01

• **Poutre intermédiaire :**

Tableau VI-25 : Ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire du bloc A2.

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul (kN.m)	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1} (kN.m)	M _{sp2} (kN.m)				
Pp	Appuis	8.33	8.91	9.91	8.25	8.25	3T14+3T14= 9.24
	Travée	10.95	11.63	11.63		8.25	3T14+3T14= 9.24
Ps	Appuis	3.44	4.35	4.35	6.75	6.75	3T14+3T12=8.01
	Travée	2.42	4.31	4.31		6.75	3T14+3T12=8.01

Bloc B1 :

• **Poutre de rive :**

Tableau VI-26 : Ferrailage des poutres principales et secondaires de rive du bloc B1.

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul (kN.m)	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1} (kN.m)	M _{sp2} (kN.m)				
Pp	Appuis	86.32	81.9	86.32	8.25	8.25	3T14+3T14= 9.24
	Travée	94.74	76.41	94.74		8.25	3T14+3T14= 9.24
Ps	Appuis	90.23	76.67	96.67	6.25	6.75	3T14+3T12=8.01
	Travée	65.77	61.39	65.77		6.75	3T14+3T12=8.01

• **Poutre intermédiaire :**

Tableau VI-27 : Ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire du bloc B1.

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul (kN.m)	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1} (kN.m)	M _{sp2} (kN.m)				
Pp	Appuis	97.41	58.96	97.41	8.25	8.25	3T14+3T14= 9.24
	Travée	65.35	63.04	65.35		8.25	3T14+3T14= 9.24
Ps	Appuis	69.5	63.81	69.5	6.25	6.25	3T14+3T12=8.01
	Travée	64.56	59.11	64.56		6.25	3T14+3T12=8.01

Bloc B2 :

- **Poutre de rive :**

Tableau VI-28 : Ferrailage des poutres principales et secondaires de rive du bloc B2.

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul (kN.m)	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1} (kN.m)	M _{sp2} (kN.m)				
Pp	Appuis	92.03	96.97	96.97	8.25	8.25	3T14+3T14= 9.24
	Travée	80.62	68.11	80.62		8.25	3T14+3T14= 9.24
Ps	Appuis	11.94	56.45	56.45	6.25	6.25	3T14+3T12=8.01
	Travée	12.38	50.8	50.8		6.25	3T14+3T12=8.01

- **Poutre intermédiaire :**

Tableau VI-29 : Ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire du bloc B2.

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul (kN.m)	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1} (kN.m)	M _{sp2} (kN.m)				
Pp	Appuis	58.87	57.73	58.87	8.45	8.25	3T14+3T14= 9.24
	Travée	63.45	89.35	119.35		8.45	3T14+3T14= 9.24
Ps	Appuis	81.84	61.34	81.84	6.25	6.25	3T14+3T12=8.01
	Travée	87.66	78.96	87.66		6.25	3T14+3T12=8.01

➤ **Vérifications :**

- **Condition de non fragilité :**

On doit vérifier que :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 Article A. 4.2,1})$$

Poutres principale (b×h) cm² :

Poutre de rive :

Tableau VI-30 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres principales de rive du siège APC (04 blocs)

Blocs	b(cm)	d(cm)	f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)	A_{min} (cm ²)	Observation
A1	30	40.5	2.1	400	1.75	Condition vérifier
A2	30	49.5	2.1	400	2.13	Condition vérifier
B1	30	49.5	2.1	400	2.13	Condition vérifier
B2	30	49.5	2.1	400	2.13	Condition vérifier

Poutre intermédiaire :

Tableau VI-31 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres principales intermédiaire du siège APC (04 blocs)

Blocs	b(cm)	d(cm)	f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)	A_{min} (cm ²)	Observation
A1	30	40.5	2.1	400	1.75	Condition vérifier
A2	30	49.5	2.1	400	2.13	Condition vérifier
B1	30	49.5	2.1	400	2.13	Condition vérifier
B2	30	49.5	2.1	400	2.13	Condition vérifier

Poutres secondaire (b×h) cm² :

Poutre de rive :

Tableau VI-32 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres secondaires de rive du siège APC (04 blocs)

Blocs	b(cm)	d(cm)	f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)	A_{min} (cm ²)	Observation
A1	30	40.5	2.1	400	1.75	Condition vérifier
A2	30	31.5	2.1	400	1.36	Condition vérifier
B1	30	31.5	2.1	400	1.36	Condition vérifier
B2	30	31.5	2.1	400	1.36	Condition vérifier

Poutre intermédiaire :

Tableau VI-33 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres secondaires intermédiaire du siège APC (04 blocs)

Blocs	b(cm)	d(cm)	f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)	A_{min} (cm ²)	Observation
A1	30	40.5	2.1	400	1.75	Condition vérifier
A2	30	31.5	2.1	400	1.36	Condition vérifier
B1	30	31.5	2.1	400	1.36	Condition vérifier
B2	30	31.5	2.1	400	1.36	Condition vérifier

- **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y & \text{précis de calcul BA page: 130 (2.2; formule: 6)} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} & \text{BAEL91 mod 99 (Art A. 4.5,2)} \end{cases}$$

Position de l'axe neutre :

Déterminée avec l'équation des moments statiques :

Exemple de calcul bloc A1 :

Poutre principale :

On a: $d = 40.5 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $\eta = 15$; $A'_s = 0 \text{ cm}^2$; $A_s = 8.01 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{b \times y_1^2}{2} + \eta \times A'_s \times (h_0 - C') - \eta \times A_s \times (d - y_1) = 0$$

$$\rightarrow S = \frac{45 \times y_1^2}{2} - 15 \times 8.01 \times (40.5 - y_1)$$

$$\rightarrow 22.5y_1^2 + 159.75y_1 - 6469.88 = 0$$

$$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 779.62 \quad \rightarrow \begin{cases} y_{1(1)} = -20.87 \text{ cm (inadmissible)} \\ y_{1(2)} = 13.77 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul de moment d'inertie I_x :

$$I_x = \frac{b \times y_1^2}{3} + \eta \times A'_s \times (h_0 - C') + \eta \times A_s \times (d - y_1)^2$$

$$I_x = \frac{30 \times 13.77^2}{3} + 15 \times 8.01 \times (40.5 - 13.77)^2 = 116984.43 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 116984.43 \text{ cm}^4$$

Calcul de contrainte maximale dans le béton comprimé « σ_{bc} » :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \times y_1 = \frac{6.29}{116984.43 \times 10^{-8}} \times 13.77 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 740.39 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.74 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & \text{condition vérifier} \end{cases}$$

Tableau VI-34 : Vérification des poutres principales de la contrainte maximale dans le béton du siège APC.

Blocs	d (cm)	b (cm)	η	A_s (cm ²)	y (cm)	I_x (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
A2	49.5	30	15	9.24	16.67	209490.93	1.06	15	Condition vérifier
B1	49.5	30	15	9.24	18.14	209490.93	2.14	15	Condition vérifier
B2	49.5	30	15	9.24	19.00	253094.06	8.96	15	Condition vérifier

Poutre secondaire :

Tableau VI-35 : Vérification des poutres secondaires de la contrainte maximale dans le béton du siège APC

Blocs	d (cm)	b (cm)	η	A_s (cm ²)	y (cm)	I_x (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
A1	40.5	30	15	8.01	13.86	91874.96	1.09	15	Condition vérifier
A2	31.5	30	15	8.01	13.86	91874.96	1.54	15	Condition vérifier
B1	31.5	30	15	8.01	16.94	121578.59	9.46	15	Condition vérifier
B2	31.5	30	15	8.01	23.15	169075.50	13.61	15	Condition vérifier

- **Vérifications diverses : Exemple de calcul bloc B1**
 a) **Cisaillement (effort tranchant) :**

Poutre principale :

On a : $T_{max} = V_{max} = 13.12$ kN

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{13.12}{30 \times 49.5 \times 10^{-4}} = 58.90 \text{ kN/m}^2 = 0.059 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28} ; 5\text{MPa}) \quad \text{BAEL 91 page 53}$$

$$\rightarrow \overline{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u = 0.059 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa}$ Pas de risque de cisaillement.

Tableau VI-36 : Vérification de l'effort tranchant des poutres principales du siège APC.

Blocs	V_{max} (kN)	b(cm)	d(cm)	τ_u (kN)	$\overline{\tau}_u$ (kN)	Observation
A1	98.47	30	40.5	0.54	3.25	Condition vérifier
A2	85.26	30	49.5	0.38	3.25	Condition vérifier
B2	20.06	30	49.5	0.09	3.25	Condition vérifier

Poutre secondaire :

Tableau VI-37 : Vérification de l'effort tranchant des poutres secondaires du siège APC.

Blocs	V_{max} (kN)	b(cm)	d(cm)	τ_u (kN)	$\bar{\tau}_u$ (kN)	Observation
A1	41.08	30	40.5	0.29	3.25	Condition vérifier
A2	31.62	30	31.5	0.22	3.25	Condition vérifier
B1	14.51	30	31.5	0.01	3.25	Condition vérifier
B2	23.47	30	31.5	0.17	3.25	Condition vérifier

VI-3-3-Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales :**

Poutre principale :

On a : $\phi_t \leq \min \left(\phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$ BAEL 91 page 53

$\phi_t \leq \min \left(16 ; \frac{55}{35} ; \frac{30}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min (16 \text{ mm} ; 1.57 \text{ mm} ; 3 \text{ mm})$

$\phi_t \leq 1.57 \text{ mm} \rightarrow$ On adopte: $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Tableau VI-38 : Diamètre des armatures transversales des poutres principales du siège APC.

Blocs	b(cm)	h(cm)	ϕ_t calculé(mm)	ϕ_t choisi(mm)
A1	30	45	4.5	6
A2	30	55	1.57	6
B2	30	55	1.57	6

Poutre secondaire :

Tableau VI-39 : Diamètre des armatures transversales des poutres secondaires du siège APC.

Blocs	b(cm)	h(cm)	ϕ_t calculé(mm)	ϕ_t choisi(mm)
A1	30	45	1.29	6
A2	30	35	1.29	6
B1	30	35	1.29	6
B2	30	35	1.29	6

Espacement « s_t » :

Poutre principale :

$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm})$ BAEL 91 mod 99 (Art A. 5.1,22)

$S_t \leq \min(0.9 \times 49.5 ; 40 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (44.55; 40 \text{ cm})$

$S_t \leq 40 \text{ cm} \rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$

Tableau VI-40 : Calcul de l'espacement des poutres principales du siège APC

Blocs	d(cm)	S _{t calculé} (cm)	S _{t choisi} (cm)
A1	40.5	36.45	18
A2	49.5	40	18
B2	49.5	40	18

Poutre secondaire :

Tableau VI-41 : Calcul de l'espacement des poutres secondaires du siège APC

Blocs	d(cm)	S _{t calculé} (cm)	S _{t choisi} (cm)
A1	40.5	40	18
A2	31.5	40	18
B1	31.5	40	18
B2	31.5	40	18

- **Vérification de la flèche :** On a pris comme exemple de calcul le bloc B2

Poutre principale :

$$M_{ts\ max} = 80.62\ \text{KN.m}$$

$$M_{0\ ser} = \frac{(G + Q) \times l^2}{8} = 4.1\ \text{kN.m}$$

$$avec : \begin{cases} G = G_{plancher} + P_p \\ G = ((5.46 \times 5.3) + (25 \times 0.55 \times 5.3) + \left(\frac{5.3^2}{8} \times 2.5\right)) = 70.51\ \text{kN.m} \end{cases}$$

$$A_s = 4.11\ \text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,084 > 0,0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ h/L > Mt/10M_0 \Rightarrow 0,125 > 0,0361 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,0018 < 0,0105 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Tableau VI-42 : Vérification de la flèche des poutres principales du siège APC

BLOC	h/L > 1/16	h/L > Mt/10M ₀	A _s /b.d < 4,2/f _e
B1	CV	CV	CV
A1	CV	CV	CV
A2	CV	CV	CV

Poutre secondaire :

Tableau VI-43 : Vérification de la flèche des poutres secondaires du siège APC

BLOC	h/L > 1/16	h/L > Mt/10M ₀	A _s /b.d < 4,2/f _e
A1	CV	CV	CV
A2	CV	CV	CV
B1	CV	CV	CV
B2	CV	CV	CV

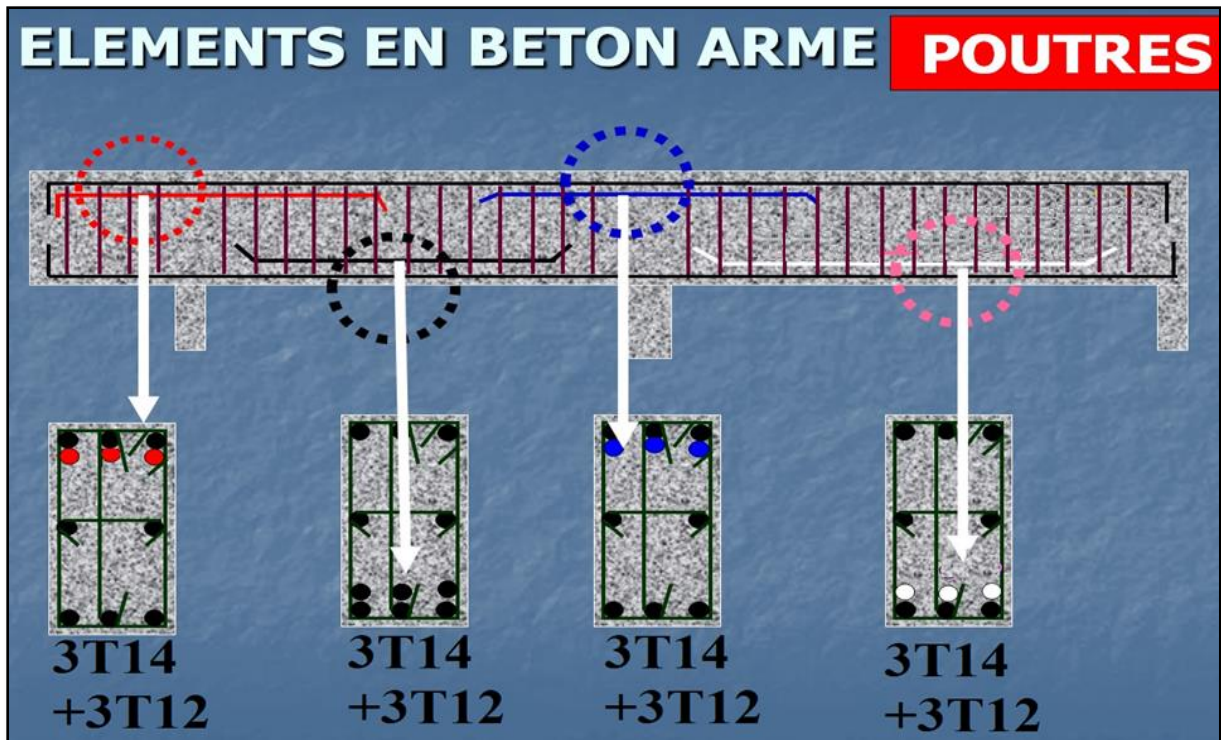


Figure VI-6 : Ferrailage des poutres principales du bloc A1 de siège APC.

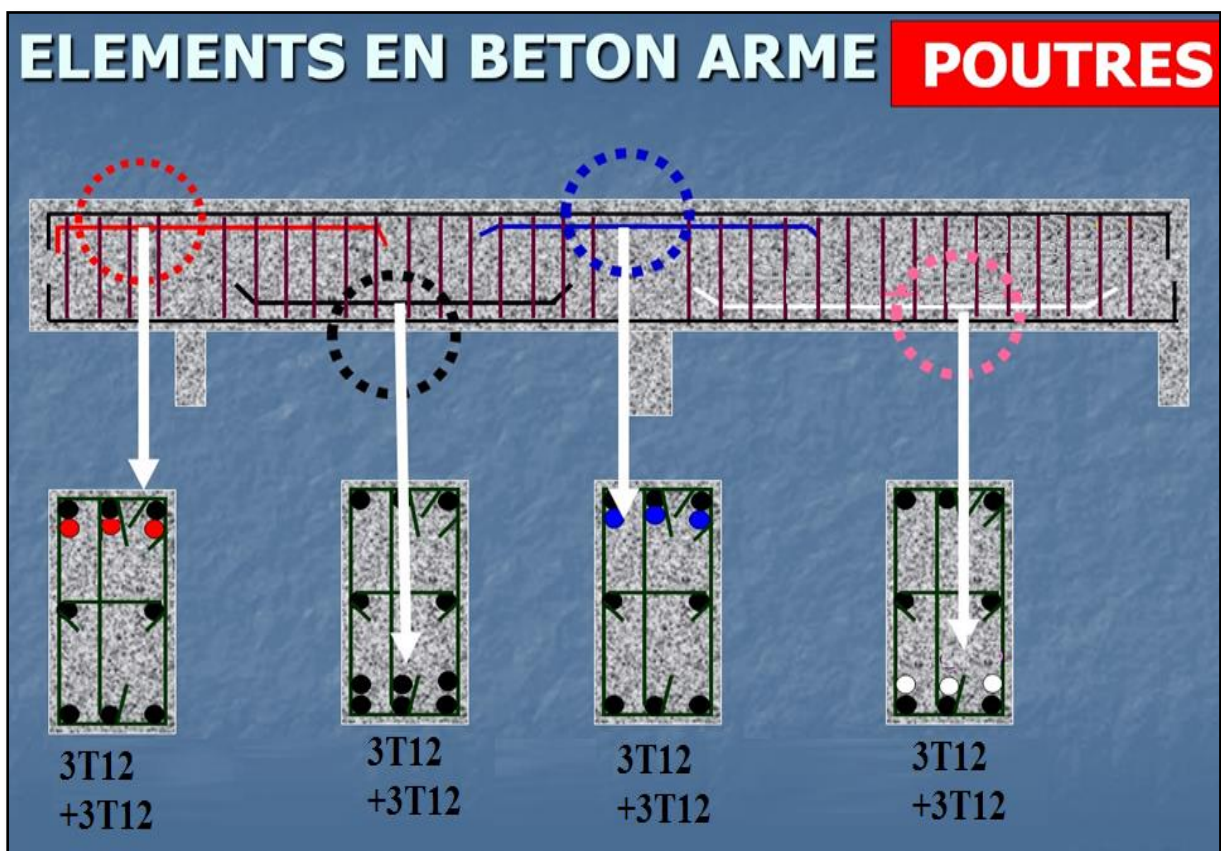


Figure VI-7 : Ferrailage des poutres secondaires du bloc A1 de siège APC.

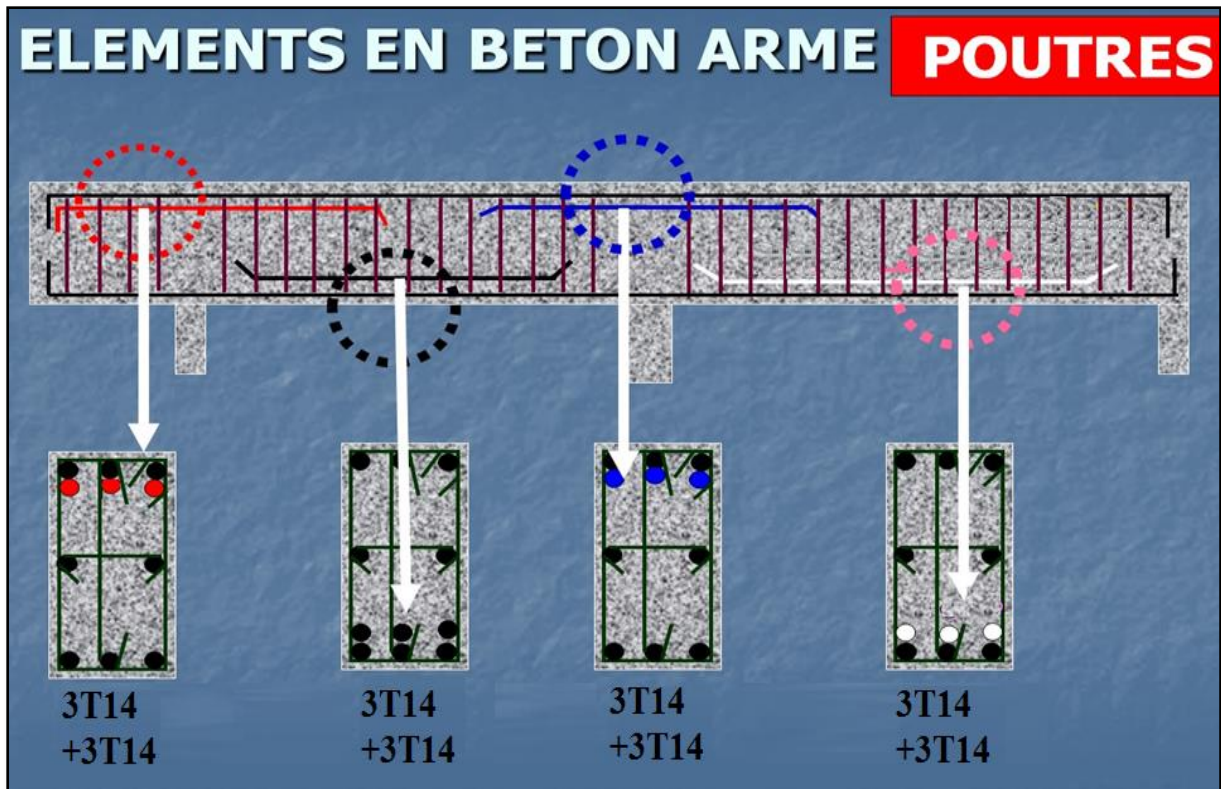


Figure VI-8 : Ferrailage des poutres principales du bloc A2, B1 et B2 de siège APC.

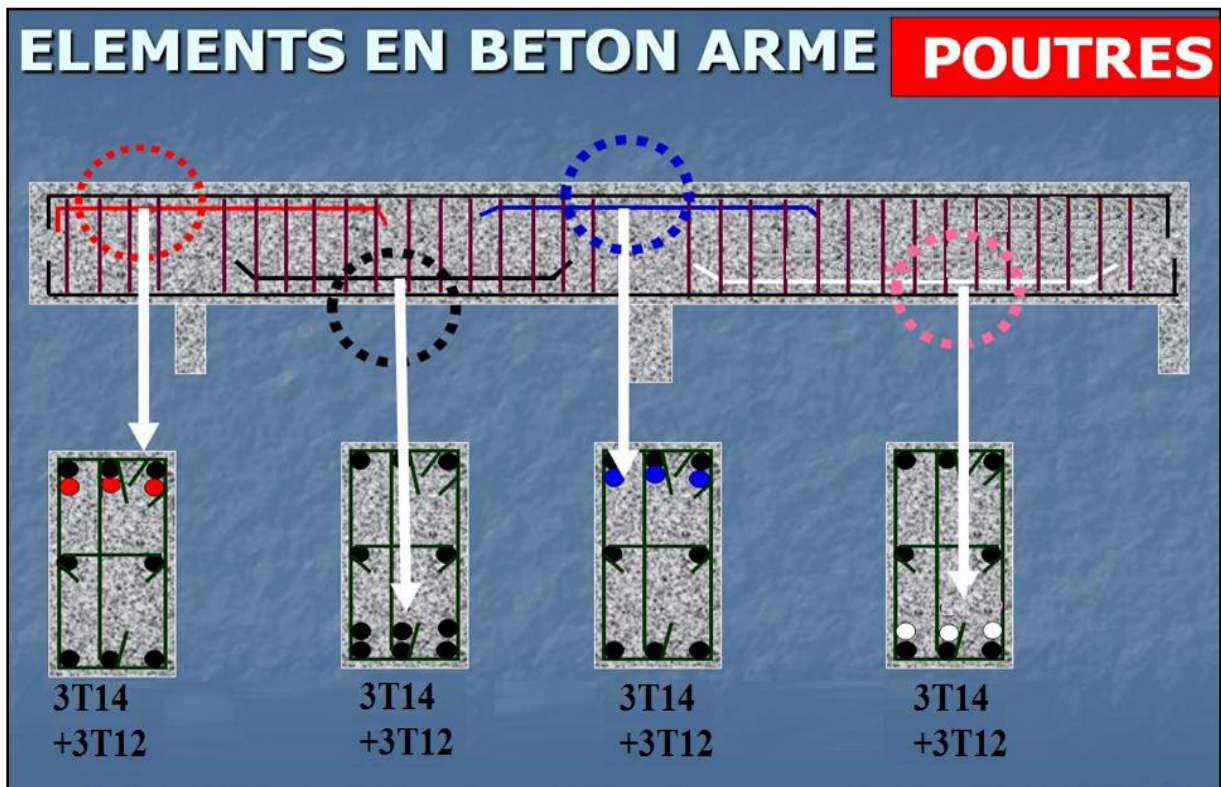


Figure VI-9 : Ferrailage des poutres secondaires du bloc A2, B1 et B2 de siège APC.

VI-4-Etude des voiles de contreventement :

Le voile de contreventement c'est un élément porteur rigide en béton- armé destiné à transmettre les charges latérales dans les fondations.

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant sept niveaux ou 23 m de hauteur dans la zone I. Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

VI-4-1-Les combinaisons d'action :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm 1.2^E$
- $0.8G\pm Q$

VI-4-2-Recommandations du RPA99 mod 2003

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux (RPA 99 mod 2003 ; Art 7.7.4.1) :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e \quad \text{avec: } \begin{cases} l_t = \text{Longueur de la zone tendue.} \\ e = \text{épaisseur du voile.} \end{cases}$$

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont L 'espacement $S_t \leq e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

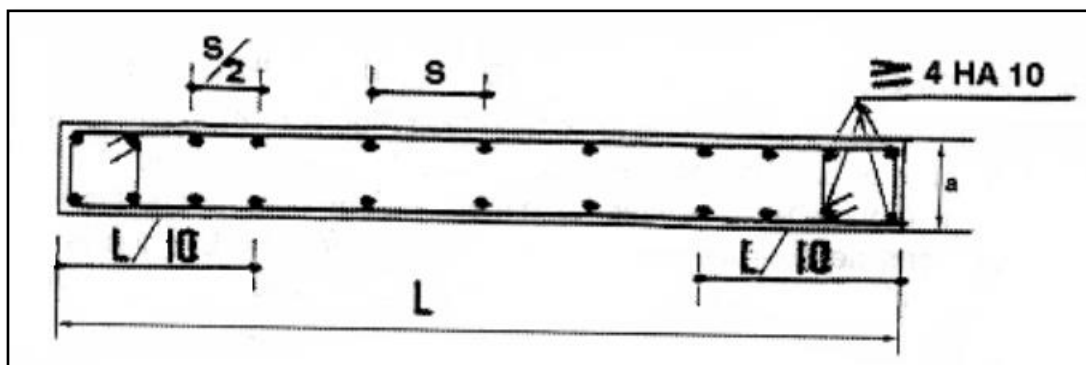


Figure VI-10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b). Aciers horizontaux (RPA 99 mod 2003 ; Art 7.7.4.2) :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - En zone courante (non tendue) 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e ; 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
 - les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI-4-3-Détermination des sollicitations :

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontales et verticales à la flexion composée sous un effort normal de compression « F » et un moment de flexion, tirée à partir des fichier résultats du Robot Autodesk Professional structural 2011.

Tableau VI-44 : Sollicitation des voiles

Voile 20 cm	combinaisons	F11(t)	M11(t.m)	F22(t)	M22(t.m)
Bloc A1	1,35G+1,5Q	10.99	0.17	54.94	0.87
	0,8G+Q	20.84	0.17	104.18	0.85
	G+Q±1,2E	26.59	0.24	132.95	1.18

VI-4-4-Détermination du ferrailage :

Le ferrailage est calculé de la même manière que les poteaux en flexion composée d'une bande de section $0.15 \times 1\text{ml}$. Il est fait par le logiciel « SOCOTEC ».

Espacement :

Ferrailage vertical : $S_t \leq \min(15e ; 30 ; 15)$

Ferrailage horizontale : $S_t \leq \min(15e ; 30)$

Diamètre des armatures transversales :

D'après le DTR-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égale à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4 / m^2$ au moins.

Tableau VI-45 : Ferrailages des voiles

Ferrailage		A_{min} (RPA)		A_{st} choisit cm ² /ml		St (cm)	Armature transversale
Bloc A1	$A_{s\ vertical}$	0,005(b×h)	7.5	7.5	7T12	20cm	4Ø6
	$A_{s\ horizontale}$	$A_{s\ vertical}/4$	1.88	1.88	2T12	25cm	

VI-4-5-Vérification des contraintes de tangentielles :

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28} \\ \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \end{cases} \quad \text{On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé à l'ELU}$$

Tableau VI-46 : Vérification de la contrainte tangentielle.

Voile 20 cm	V_{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Bloc A1	4.8	0.27	5	Condition vérifiée

Récapitulatif :

BLOC A1 :

✚ Ferrailage des poutres :

Poutre principale de rive (appuis) : 3T14 + 3T12

Poutre principale de rive (travée) : 3T14 + 3T12

Poutre secondaire de rive (appuis) : 3T12 + 3T12

Poutre secondaire de rive (travée) : 3T12 + 3T12

Poutre principale intermédiaire (appuis) : 3T14 + 3T12

Poutre principale intermédiaire (travée) : 3T14 + 3T12

Poutre secondaire intermédiaire (appuis) : 3T12 + 3T12

Poutre secondaire intermédiaire (travée) : 3T12 + 3T12

✚ Ferrailage des poteaux :

Poteaux (45 x 45) : 4T16 + 4T14

Poteaux (35 x 35) : 4T14 + 4T12

✚ Les voiles :

Armature principale : 7T12 /ml ; St =15 cm

Armature de répartition : 2T12/ml ; St=20 cm

Bloc A2 :** Ferrailage des poutres :**

Poutre principale de rive (appuis) : 3T14 + 3T14

Poutre principale de rive (travée) : 3T14 + 3T14

Poutre secondaire de rive (appuis) : 3T14 + 3T12


Poutre secondaire de rive (travée) : 3T14 + 3T12

Poutre principale intermédiaire (appuis) : 3T14 + 3T14

Poutre principale intermédiaire (travée) : 3T14 + 3T14

Poutre secondaire intermédiaire (appuis) : 3T14 + 3T12

Poutre secondaire intermédiaire (travée) : 3T14 + 3T12

 Ferrailage des poteaux :

Poteaux (45 x 45) : 4T16 + 4T14

Poteaux (35 x 35) : 4T14 + 4T12

Poteau (D=70 cm) : 9T20

BLOC B1 :** Ferrailage des poutres :**

Poutre principale de rive (appuis) : 3T14 + 3T14

Poutre principale de rive (travée) : 3T14 + 3T14

Poutre secondaire de rive (appuis) : 3T14 + 3T12

Poutre secondaire de rive (travée) : 3T14 + 3T12

Poutre principale intermédiaire (appuis) : 3T14 + 3T14

Poutre principale intermédiaire (travée) : 3T14 + 3T14

Poutre secondaire intermédiaire (appuis) : 3T14 + 3T12

Poutre secondaire intermédiaire (travée) : 3T14 + 3T12

 Ferrailage des poteaux :

Poteaux (45 x 45) : 4T16 + 4T14

Poteaux (35 x 35) : 4T14 + 4T12

BLOC B2 :

 **Ferraillage des poutres :**

Poutre principale de rive (appuis) : 3T14 + 3T14

Poutre principale de rive (travée) : 3T14 + 3T14

Poutre secondaire de rive (appuis) : 3T14 + 3T12

Poutre secondaire de rive (travée) : 3T14 + 3T12

Poutre principale intermédiaire (appuis) : 3T14 + 3T14

Poutre principale intermédiaire (travée) : 3T14 + 3T14

Poutre secondaire intermédiaire (appuis) : 3T14 + 3T12

Poutre secondaire intermédiaire (travée) : 3T14 + 3T12

 **Ferraillage des poteaux :**

Poteaux (45 x 45) : 4T16 + 4T14

Poteaux (35 x 35) : 6T16+2T14