

VIII.1 Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2 Le voile périphérique

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20$ cm, la hauteur du voile périphérique = 3 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation = $1,5 \text{ kN/m}^2$;
- γ : poids volumique de la terre = 17 kN/m^3 ;
- Φ : angle de frottement interne du sol = 35° ;
- Ka : coefficient de poussée des terres : $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$

VIII.2.2 Calcul des charges

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) Poussée des terres :

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,271 \times 17 \times 3 = 1,38 \text{ t/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,271 \times 0,15 \times 3 = 0,12 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K\alpha' \cdot \Phi$ et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 2,04 \text{ t/ml}$$

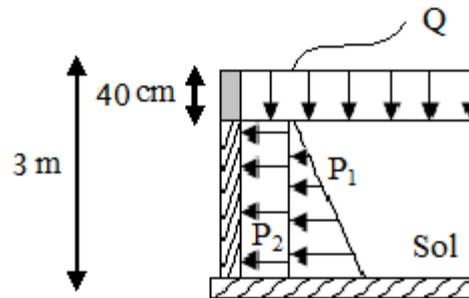


Figure VIII.1 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.

VIII.2.3 Calcul des sollicitations

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 3,00 - 0,40 = 2,60 \text{ m} \\ L_y = 4,51 - 0,45 = 4,06 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,64 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,64 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0765 \times 2,04 \times 2,6^2 = 1,05 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,3472 \times 1,05 = 0,36 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,89 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,30 \text{ t.m} \end{cases}$

- Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 0,30 \text{ t.m} > 0,22 \text{ t.m}$$

VIII.2.4 Calcul du ferrailage

- Sens x :

$$M_{tx} = 0,89 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,89 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,019 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,019 \rightarrow \beta = 0,990 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,93 \times 10^4}{0,990 \times 18 \times 348} = 1,43 \text{ cm}^2$$

- Sens y :

$$M_{ty} = 0,30 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,30 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,30 \times 10^4}{0,997 \times 18 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :
- Sens L_y :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens L_x :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{x \min} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2,04 \left(\frac{3 - 0,64}{2} \right) = 2,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VIII.2.5 Les vérifications

a) Vérification de l'effort tranchant :

On a $\alpha = 0,8 > 0,4$ donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 2,04 \times \frac{2,60}{2 \left(1 + \frac{0,64}{2}\right)} = 2,01 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Leftrightarrow 2,04 \times \frac{2,60}{3} = 1,77 \text{ t} < V_x = 2,01 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{\max} = 2,01 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{db_0} = \frac{2,01 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \Leftrightarrow$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,62 \\ \nu = 0,0 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 1,50 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0765 \times 1,50 \times 2,60 = 0,30 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,3472 \times 0,31 = 0,104 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,26 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,088 \text{ t.m} \end{cases}$

• Sens x :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,26 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 49,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 49,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{49,36}{58,53} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

• Sens y :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,088 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 16,70 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 16,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{16,70}{58,53} = 0,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrailé en deux nappes avec $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ chacune et avec un espacement de 25 cm.

VIII.3 Etude des fondations

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 2bars à un ancrage de 3 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VIII.3.1 Choix du type de fondations

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N/\sigma_{sol}$

Avec :

S : la surface totale de la semelle ;

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 8578,51 \text{ t} \Rightarrow S = 428,92 \text{ m}^2 \\ N_{ser} = 6286,72 \text{ t} \Rightarrow S = 314,34 \text{ m}^2 \end{cases}$$

VIII.3.1.1 Vérification du chevauchement

La surface du bâtiment est de : $S = 599,77 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 52\% > 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VIII.3.2 Définition du radier

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol \cong poids total de la structure).

VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier

a) Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $S_r = 648,97 \text{ m}^2$

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

b) Condition de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 18,04 \text{ cm} \leq d \leq 22,55 \text{ cm} \\ L = 4,51 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} d = 22,55 \text{ cm} \\ h = d + c = 22,55 + 5 = 27,55 \text{ cm} \end{array} \right.$$

c) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,07 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{8578,51}{648,97} = 13,22 \text{ t/m}^2 \Rightarrow V_u = \frac{13,22 \times 4,51}{2} = 29,80 \text{ t} \\ q_u = 13,22 \times 1 = 13,22 \text{ t.m} \\ d \geq \frac{29,80 \times 10^{-2}}{0,07 \times 25 \times 1} = 0,17 \text{ m} \end{array} \right.$$

d) Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 40 cm, $h_t = 40 \text{ cm}$.

e) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 50,11 \text{ cm} \leq h \leq 75,16 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 70 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} \\ L : \text{ la longueur maximal d'une poutre de libage, } L = 4,51 \text{ m} \end{array} \right.$$

f) Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$\begin{aligned} G_{radier} &= \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right] \\ &= 2,5 [(0,40 \times 648,97) + (0,7 \times 0,3 \times 279,36)] = 795,63 \text{ t} \\ N_{ser} &= 795,63 + 6286,72 = 7082,35 \text{ t} \\ \frac{N_{ser}}{S_r} &= 10,91 \text{ t/m}^2 < 20 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}; \text{ Condition vérifiée} \end{aligned}$$

g) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{4EI/K \times b}$

I : inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,0086 \text{ m}^4$;

K : Coefficient de raideur du sol $K = 500 \text{ t/m}^3$;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,0086}{500 \times 0,3}} = 5,21 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,51 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8,18 \text{ m} ; \text{Condition vérifiée}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nœuds des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

h) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{7082,35}{345,75} = 10,91 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,4 = 1 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 9,91 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 9,91 \text{ t/m}^2$$

i) Vérifications diverses :

- Vérification de l'effet de surpression :

On vérifié que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante : $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$.

γ_w : Densité de l'eau ;

Z : Hauteur de la partie immergée = 4,34 m ;

f_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = 1,5.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1,5 \times 648,97 \times 4,34 = 4224,79 \text{ t} \rightarrow N_u = 8578,51 \text{ t} \\ \geq 4224,79 \text{ t} ; \text{Condition vérifiée}$$

VIII.3.4 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VIII.3.4.1 Méthode de calcul

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

VIII.3.4.2 Evaluation des charges

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{8578,51}{648,97} = 13,22 \text{ t/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{6286,72}{648,97} = 9,68 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

VIII.3.4.3 Calcul du ferrailage

a) Détermination des efforts :

Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$										
L _x (m)	L _y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
4,06	3,75	1,06	0,0466	10,15	7,62	5,07	0,7635	7,74	5,81	3,87
Les efforts à l'ELS $\nu = 0,2$										
L _x (m)	L _y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
4,06	3,75	1,08	0,0466	8,38	6,28	4,19	0,7635	6,39	4,79	3,19

b) Calcul des armatures :

- Suivant L_x :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,62 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,041 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,041 \rightarrow \beta = 0,979 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,62 \times 10^4}{0,979 \times 36 \times 348} = 6,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T14 = 7,70 cm², avec un espacement de 20 cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,07 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,027 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,027 \rightarrow \beta = 0,981 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,07 \times 10^4}{0,981 \times 36 \times 348} = 4,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4,52 cm², avec un espacement de 25 cm.

- Suivant L_y :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,81 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,031 \rightarrow \beta = 0,984 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,81 \times 10^4}{0,984 \times 36 \times 348} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T12 = 5,65 cm², avec un espacement de 20 cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,87 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,021 \rightarrow \beta = 0,989 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,87 \times 10^4}{0,989 \times 36 \times 348} = 3,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4,52 cm², avec un espacement de 25 cm.

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- Sens y :

$$A_y = 5,48 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 8 \times \text{épaisseur} = 3,2 \text{ cm} ; \text{Pour Fe400} ; \text{Condition vérifiée}$$

- Sens x :

$$A_x = 7,70 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = A_{y \min} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 3,09 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{Condition vérifiée}$$

VIII.3.4.4 Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinale :

a.1) Calcul de Q' :

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y1}^2}\right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3L_{y1}^2}\right) L_{x2} \right] = \frac{9,91}{2} \left[\left(1 - \frac{1,85^2}{3 \times 4,06^2}\right) 1,85 + \left(1 - \frac{1,85^2}{3 \times 4,06^2}\right) 1,85 \right] \\ \hspace{15em} = 17,05 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{17,05 \times 4,06^2}{8} = 35,13 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

a.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

-

$$M_t = 0,75 \times M_0 = 26,34 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26,34 \times 10^4}{30 \times 63^2 \times 14,17} = 0,156 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,915 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26,34 \times 10^4}{0,915 \times 63 \times 348} = 13,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : } 4T12 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : } 4T12 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : } 4T12 \end{cases} \rightarrow A = 13,56 \text{ cm}^2$$

- **Sur appui :**

Tableau VIII.2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$= 0.5 \times M_0 = 17,57$	$= 0.35 \times M_0 = 12,30$
$\mu \rightarrow \beta$	0,031 → 0,984	0,021 → 0,989
$A_s (cm^2)$	8,14	5,67
$A_{adoptée}(cm^2)$	4T12 (fil) + 4T12 (chap) =9,04	3T12 (fil) + 3T12 (chap) =6,78

b) Sens transversale:

b.1) Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 9,91 \times 1,85 = 12,22 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{12,22 \times 4,06^2}{8} = 25,18 \text{ t.m} \end{cases}$$

b.2) Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 18,88 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,88 \times 10^4}{30 \times 63^2 \times 14,17} = 0,111 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,940 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{49,28 \times 10^4}{0,940 \times 63 \times 348} = 9,16 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{ier} \text{ lit : 4T12} \\ 2^{ème} \text{ lit : 4T12} \\ 3^{ème} \text{ lit : 4T12} \end{cases} \rightarrow A = 13.56 \text{ cm}^2$$

- **Sur appui :**

Tableau VIII. 3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$0.5 \times M_0 = 12,59$	$0.35 \times M_0 = 8,81$
$\mu \rightarrow \beta$	0,074 → 0,962	0,052 → 0,973
$A_s (cm^2)$	5,96	4,12
$A_{adoptée}(cm^2)$	3T12 (fil) + 3T12 (chap) =6,78	3T12 (fil) + 3T12 (chap) =6,78

VIII.3.4.5 Les armatures de peau

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(70 - 0,1f_c) = 60 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a=70 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi, pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(0,7 \times 0,3) \text{ m}^2$ on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(0,3 + 0,7) = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

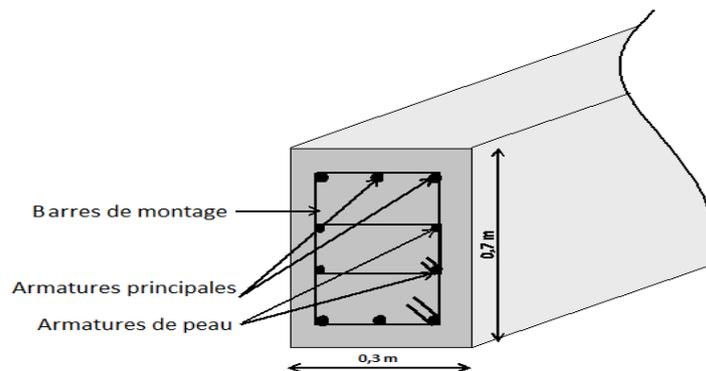


Figure VIII.2 : Schéma représentant la poutre de libage.

a) Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{13,22 \times 4,06}{2} = 26,84 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{26,84 \times 10}{30 \times 63} = 0,141 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,141 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min\{20 ; 12 ; 30\} = 12 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

c) Espacement :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right\} = \min\{17,5 ; 14,4\} = 14,4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit **4T10** = 3,14 cm²

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow 1,75 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$