

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. 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 $\geq 15\text{cm}$;
- 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 $e = 20\text{cm}$, la hauteur du voile périphérique $h = 3.00\text{m}$ et on fait le calcul pour une bande de 1m de largeur:

- Q: Surcharge d'exploitation $Q = 4\text{kN/m}^2$;
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 18\text{kN/m}^3$;
- ϕ : Angle de frottement interne du sol $\phi = 30^\circ$;
- K_a : Coefficient de poussée des terres: $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2C \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$

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

$$K_a' = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)} = K_a = \tan^2(45^\circ - 15^\circ) - 2 \times 0,2 \tan(45^\circ - 15^\circ) = 0,102$$

1. 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

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,102 \times 1,8 \times 3, = 0,55 \text{ t/ml}$$

b. Poussée supplémentaire due à la surcharge

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,102 \times 0,4 \times 3 = 0,12 \text{ t/ml}$$

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

c. Charge pondérée

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 0,92 \text{ t/m}$$

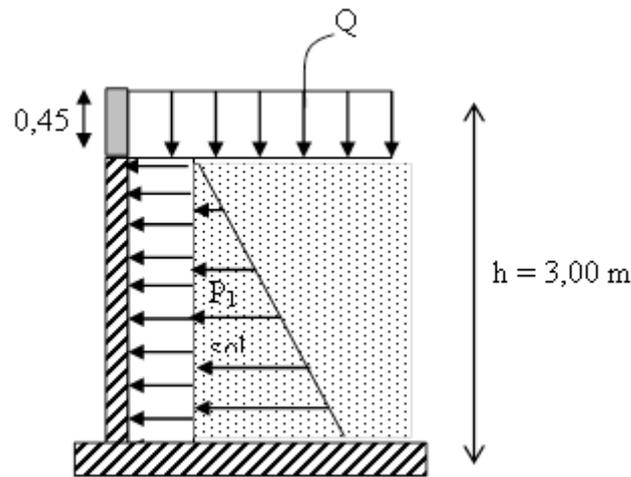


Figure VIII.1: Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique

2. Calcul des sollicitations

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

$$\begin{cases} L_x = 3 - 0,50 = 2,50 \text{ m} \\ L_y = 4 - 0,45 = 3,1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,81 > 0,4$$

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,81 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0550 \\ \mu_y = 0,6135 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0550 \times 0,92 \times 2,50^2 = 0,32 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,6135 \times 0,32 = 0,19 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont: } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,27 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,16 \text{ t.m} \end{cases}$$

➤ Vérification:

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 0,16 \text{ t.m} > 0,07 \text{ t.m}$$

3. Calcul du ferrailage

• Sens x :

$$M_{tx} = 0,27 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,27 \times 10^4}{14,20 \times 18^2 \times 100} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,27 \times 10^4}{0,997 \times 18 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Sens-y:

$$M_{ty} = 0,16 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,16 \times 10^4}{14,20 \times 18^2 \times 100} = 0,003 < \mu_l = 0,392$$

$$\rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,9985 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,16 \times 10^4}{0,9985 \times 18 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ 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:

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

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

$$\text{On prend: } 5T12 \rightarrow A_{ty} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• 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:

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0,81}{2} \right) = 2,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc: $A_{adoptée} = \max\{A_{t\text{ cal}} ; A_{\min RPA} ; A_{\min BAEL}\} = 2,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend: 5T12 $\rightarrow A_{tx} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

4. Vérifications

a. Vérification de l'effort tranchant

On a $\alpha = 0,81 > 0,4$ donc:

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 0,92 \times \frac{2,5}{2 \left(1 + \frac{0,81}{2}\right)} = 0,82 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 0,92 \times \frac{2,5}{3} = 0,77 \text{ t} < V_x = 0,82 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{max} = 0,82 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{db_0} = \frac{0,82 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,046 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \tau_{ultime} \Rightarrow$ 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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,81 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0617 \\ \mu_y = 0,7246 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 0,67 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0617 \times 0,67 \times 2,50^2 = 0,26 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,7246 \times 0,26 = 0,19 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont: $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,22 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,16 \text{ t.m} \end{cases}$

- Sens x:

a. Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 84,75 - 1525,5 = 0$$

$$\rightarrow y = 6,09 \text{ cm}$$

b. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = 15786,07 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,22 \times 10^4}{15786,07} \times 6,04 = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

d. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0,22 \times 10^4}{15786,07} \times (18 - 6,04) = 24,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 24,20 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent

- Sens-y:

a. Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow y = 6,09 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = 15786,07 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,16 \times 10^4}{15786,07} \times 6,09 = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0,16 \times 10^4}{15786,07} \times (18 - 6,09) = 18,11 MPa$$

$$\sigma_{st} = 18,11 MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrailé en deux nappes avec **5T12** ($A_s = 5,65 \text{cm}^2/\text{ml}$) chacune est avec un espacement **S_t = 20 cm**.

VIII.2. Calcul des fondations

2.1. Introduction

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 2.00bars à un ancrage de 3.00m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40cm;
- 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.

2.2. Choix du type de fondations

Avec une capacité portante du terrain égale à 2.00bars, 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

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

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

Avec:

S: La surface totale de la semelle;

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

$$\begin{cases} N_u = 5832,97 \text{ t} \Rightarrow S = 291,64 \text{ m}^2 \\ N_{\text{ser}} = 4230,47 \text{ t} \Rightarrow S = 211,52 \text{ m}^2 \end{cases}$$

a. Vérification du chevauchement

La surface du bâtiment est de: $S = 291,64 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 66\% > 50\%; \text{ Condition non vérifiée}$$

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;

2.3. Définition du radier

Le radier c'est 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.

2.4. Pré dimensionnement du radier

2.4.1. Calcul du radier

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

2.4.2. Poids supporté par le radier

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i = 3418,3t.$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^8 Q_i = 812,17t$$

2.4.3. Combinaison d'actions

$$\text{E.L.U: } NU = 1,35G_T + 1,5Q_T = 5832,97t.$$

$$\text{E.L.S: } Nser = G_T + Q_T = 4230,47 t.$$

2.4.4. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante: $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = 5832,97 t.$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{5832,97}{20} = 291,64m^2.$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 439,02t$.

2.5. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

2.5.1. Condition 1

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

$$V_u: \text{Effort tranchant ultime: } V_u = Q.L/2$$

L: Longueur maximal d'une bande 1m; L = 5,66 m

$$Qu = \frac{Nu}{S} = 5832,9/439,02 = 13,29 t/m^2.$$

$$\text{Par ml: } Qu = 13,29 \times 1 = 13,29/ml.$$

$$Vu = 13,29 \times 5,66 / 2 = 37,60 t$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{37,60 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,25 m$$

2.5.2. Condition 2

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} . \quad L = 566 \text{ cm}$$

$$22,64 \leq d \leq 28,3 \text{ cm}$$

$h = d + c = 28,33 + 5 = 33,3\text{cm}$; on prend: $h = 45\text{cm}$; $d = 40,5\text{cm}$

2.6. 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:

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 62,87 \text{ cm} \leq h \leq 94,33 \text{ cm}$$

On prend: **d=81cm; h = 90 cm; b = 45cm.**

2.6.1. Vérification des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre:

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b \left[h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i \right]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 \left[0,45 \times 439,02 + 0,90 \times 0,45 \times 251,76 \right] = 748,81 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = 748,81 + 3418,3 = 4167,10 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{4167,10}{439,02} = 9,49 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2.6.2. Longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec:

$$I: \text{ Inertie de la poutre: } I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,9)^3 / 12 = 0,027 \text{ m}^4.$$

$$E: \text{ Module d'élasticité du béton, } E = 3216420 \text{ t/m}^2.$$

$$b: \text{ Largeur de la poutre } b = 0,45 \text{ m.}$$

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

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,027}{500 \times 0,45}} = 6,27 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 5,26 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,84 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nœuds des poteaux.

2.6.3. Evaluation des charges pour le calcul du radier

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{4167,10}{439,02} = 9,49 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 1,125 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 8,37 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de:

$$Q = 8,37 \text{ t/m}^2$$

2.7. Ferrailage du radier

2.7.1. Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur quatre (04) côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas:

Cas 01:

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

a. Les moments sont donnés par

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

b. Moment en travée

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

c. Moment sur appuis

$$M_a = 0,2M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

Cas 02:

Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

a. Exemple de calcul

$$\alpha = L_x/L_y = 3,55/4,75 = 0,75 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,75 \Rightarrow \mu_x = 0,0621; \mu_y = 0,5104.$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0621 \times 8,37 \times (3,55)^2 = 6,55 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{oy} = 0,5104 \times 6,55 = 3,34 \text{ t.m}$$

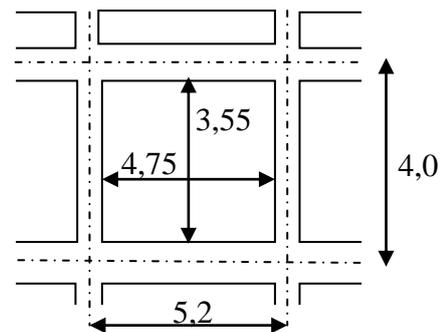


Figure VIII.1: Schéma du panneau le plus défavorable

b. En travée**Sens x:**

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 6,55 = 5,57 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{5,57 \cdot 10^4}{100(40,5)^2 \cdot 14,17} = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,57 \cdot 10^4}{0,988 \cdot 40,5 \cdot 348} = 4,00 \text{ cm}^2.$$

On adopte: **5T12/ml, A = 5,65cm²/ml, S_t = 20cm****Sens y:**

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 3,34 = 2,83 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{2,83 \cdot 10^4}{100(40,5)^2 \cdot 14,17} = 0,012 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,83 \cdot 10^4}{0,994 \cdot 40,5 \cdot 348} = 2,02 \text{ cm}^2.$$

On adopte: **5T12/ml, A = 5,65cm²/ml, S_t = 20 cm****c. En appuis****Sens x:**

$$M_{ax} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 6,55 = 3,28 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{3,28 \cdot 10^4}{100(40,5)^2 \cdot 14,17} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,28 \cdot 10^4}{0,993 \cdot 40,5 \cdot 348} = 2,34 \text{ cm}^2.$$

On adopte: **5T12/ml, A = 3,93cm²/ml, S_t = 20 cm****Sens y:**

$$M_{ay} = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 3,34 = 1,67 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{1,67 \cdot 10^4}{100(40,5)^2 \cdot 14,17} = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,007 \rightarrow \beta = 0,9965$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,67 \cdot 10^4}{0,9965 \cdot 40,5 \cdot 348} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

On adopte: **5T12 / ml, A = 5,65cm²/ml, S_t = 20 cm**

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

2.8. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ 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.

2.8.1. Sens longitudinal (sens y)

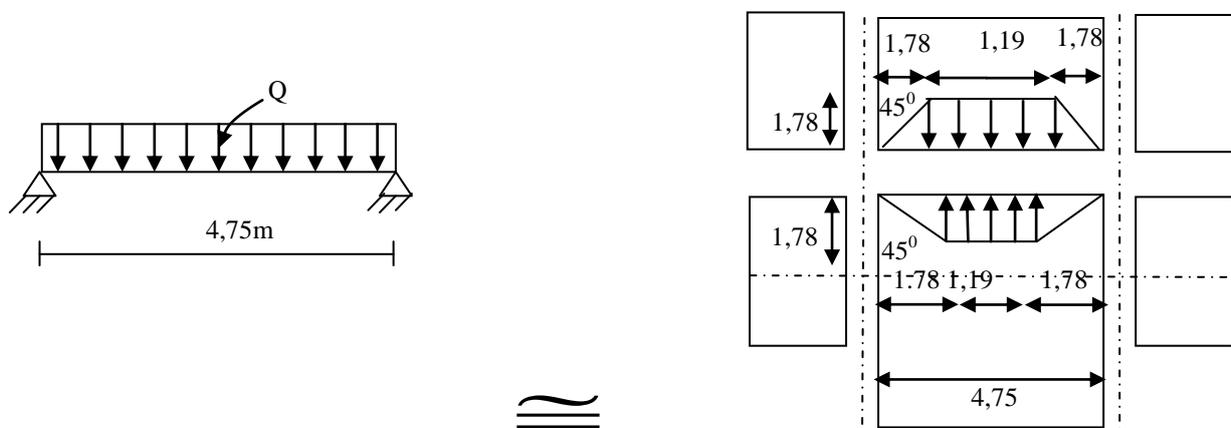


Figure VIII.2: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

2.8.2. Calcul de Q

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

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec: $Lx_1 = 3,55$ m, $Ly_1 = 4,75$ m, $Lx_2 = 3,55$ m, $Q = 7,36$ t/m²

Donc:

$$Q' = \frac{7,36}{2} \left[\left(1 - \frac{3,55^2}{3 \times 4,75^2} \right) . 3,55 \right]^2 = 30,72 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{30,72 \times 4,75^2}{8} = 86,64 \text{ t.m}$$

2.8.3. Calcul du ferrailage

a. En travée

$$M_t = 0,85M_o = 0,85.86,64 = 73,64 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 90 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 81 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{73,64.10^4}{45.(81)^2.14,17} = 0,18 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,900$$

$$A_1 = M_t / \sigma_s.\beta.d$$

$$A_1 = 73,64.10^4 / 348.0,900.81 = 29,03 \text{ cm}^2$$

on adopte: $\left\{ \begin{array}{l} 2^{\text{ème}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 1^{\text{ère}} \text{ lit } 4\text{T}16 \end{array} \right. ; A = 31,28 \text{ cm}^2$

b. En appuis

	Intermédiaire	Rive
M_a (t.m)	0,5M ₀ = 43,32	0,2M ₀ = 17,33
μ → β	0,10 → 0,947	0,041 → 0,9795
A_s (cm²)	16,23	6,28
A_s adopte (cm²)	4T20 (fil) +4T16 (chap)	2T16 (fil) +2T16 (chap)

2.8.4. Sens transversal (sens x)

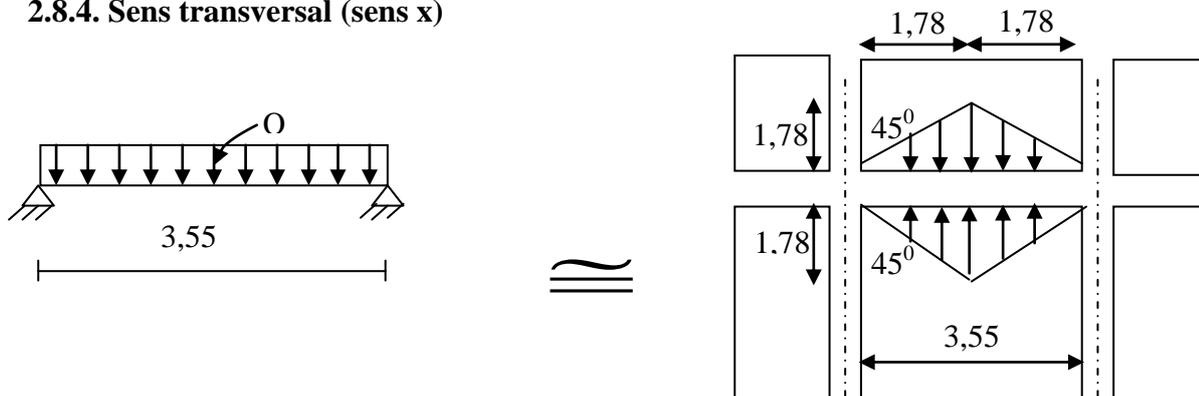


Figure VIII.3: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture

2.8.5. Calcul de Q'

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

$$Q' = \frac{2}{3}.Q.Lx_1$$

Tel que: Q = 7,36t/m²

$$L_{x1} = 3,55\text{m}$$

$$Q' = 2/3 \times 7,36 \times 3,55 = 17,42\text{t/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{17,42 \times 3,55^2}{8} = 27,44 \text{ t.m}$$

2.8.6. Calcul du ferrailage

a. En travée

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \cdot 27,44 = \text{t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 90\text{cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 81\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{23,32 \cdot 10^4}{45 \cdot (81)^2 \cdot 14,17} = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,32 \cdot 10^4}{0,971 \cdot (81) \cdot 348} = 8,52 \text{ cm}^2.$$

on adopte: $\left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 2\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 2\text{T}16 ; A = 10,3\text{cm}^2 \end{array} \right.$

b. En appuis

	Intermédiaire	Rive
M_a (t.m)	$0,5M_o = 13,72$	$0,2M_o = 5,49$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,033 \rightarrow 0,9835$	$0,013 \rightarrow 0,9935$
A_s (cm ²)	4,94	1,96
A_s adopte (cm ²)	2T14 (fil) + 2T14 (chap)	2T10 (fil) + 2T10 (chap)

2.9. Armature de peau

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1 fe) = 80 \text{ cm}$.

Dans notre cas $h_a = 90 \text{ cm}$ (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 obligatoire 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 $(h \times b_0) = (0,90 \times 0,45) m^2$,

on a : $Asp = 3 \times 2 (b_0 + h) cm^2 \rightarrow Asp = 3 \times 2 (0,45 + 0,9) = 8,10 cm^2$

On adopte: 2T16+2T20; A = 10,30 cm².

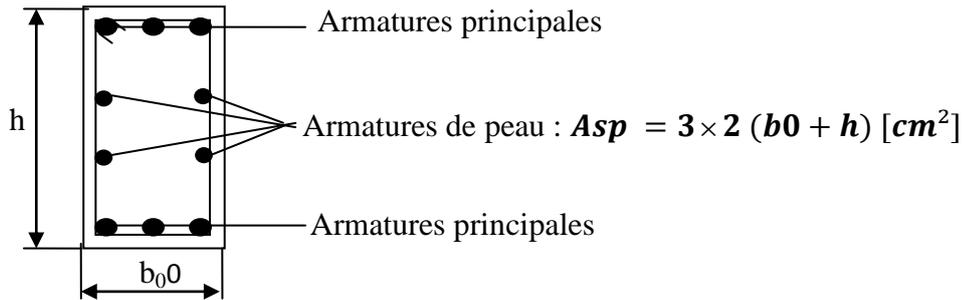


Figure VIII.5: Schéma des armatures de peau

2.10. Vérifications complémentaires

2.10.1. Contrainte de cisaillement

$T_{max} = 17,48 t$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{17,48}{0,45 \cdot 0,81 \cdot 100} = 0,48 MPa.$

$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,50 MPa.$

$\tau_u = 0,48 MPa < \bar{\tau}_u = 2,50 MPa \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

2.10.2. Armatures transversales

a. Diamètre des barres

$\phi_t \leq \min(h/35; \phi_1; b/10) = \min(25,71; 10; 45) = 10 mm$

on prend $\phi_t = 10 mm$

b. Espacement des cadres

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(22,512) = 12 cm$

on prend $S_t = 15cm.$

Donc on utilise des armatures: HA, Fe400, soit 4T10, A=3,14cm².

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,24 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{45 \cdot 15} = 1,86 > 0,40 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

