

VIII.1 Calcul des fondations :

VIII.1.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

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

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,50 bar à un ancrage de 1.50 m.

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

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U. $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former 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
- Éviter les tassements différentiels.

VIII.1.2 Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges a transmises tout en en résistant aux contraintes de sol.

VIII.2. Calcul du radier:

- un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.

- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

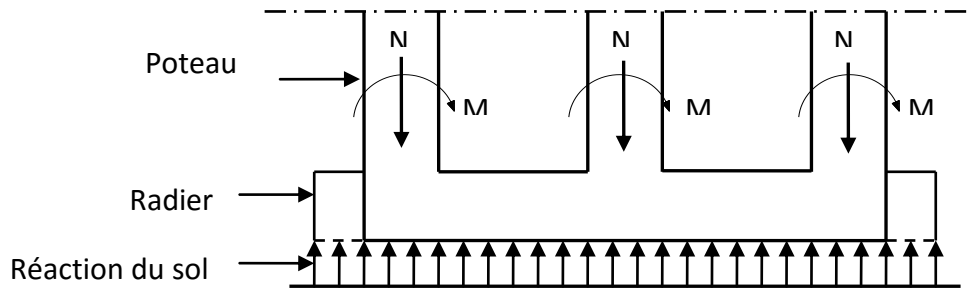


Figure .VIII.1 : Schéma du Radier

1. Pré dimensionnement du radier :

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues a la Superstructure

$$G_T = \sum_{i=1}^7 G_i$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^7 Q_i$$

Avec G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

2. Combinaison d'actions :

A L'E.L.U: $N_U = 4668,95t$

A L'E.L.S: $N_{ser} = 3412,65t$

3. Surface minimale du radier :

$$\text{On a : } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{3412,65}{2 \times 10} = 170,63m^2$$

On prend un débord de 80 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise **$S_{radier} = 595,34m^2$** .

4. Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

1^{ère} Condition :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq d \leq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots (1) \\ L = 5,00 \text{ m} \end{cases}$$

2^{ème} Condition :

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

Avec ; **V_u** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m \cdot (Nu/s) \cdot L}{2} = \frac{1 \cdot (4668,95/595,34) \cdot 5,00}{2} = 19,61t$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{19,61 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 100} = 13,07 \text{ cm} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on a $d \geq 25 \text{ cm}$

Donc : $h \geq d+c = 25+5=30 \text{ cm}$

Soit : $d=25\text{cm}$, $h=35 \text{ cm}$

5. Dimensionnement des poutres de libage :

Comme le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 55,55 \text{ cm} \leq h \leq 83,33 \text{ cm}$$

On prend comme dimension : $\begin{cases} h=75 \text{ cm} , d=67,5\text{cm} \\ b=50\text{cm} \end{cases}$

6. Vérification des contraintes :

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les nervures.

Poids propre du radier :

$$\text{Dalle : } G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r) = 2,5(0,35 \times 595,34) = 520,92t$$

$$\text{Nervure : } G_{\text{nervure}} = \gamma_b ((h_p - h_r) \times b_p \times \sum L_i) = 2,5((0,75 - 0,35) \times 0,50 \times 190) = 95 \text{ t}$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{nervure}} = 3412,65 + 595,34 + 95 = 4102,99t$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{3412,65}{595,34} = 5,73t/m^2 < 15 \text{ t/m}^2 = 1,5\text{bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

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

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,5 \times (0,75)^3 / 12 = 0,0175 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420,0 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,50\text{m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 1000 \text{ t/m}^2$ ($\sigma = 2 \text{ bar}$)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,0175}{1000 \times 0,5}} = 4,61 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5,00\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 7,23\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc la poutre de libage se calcule, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

7. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Pour le Ferrailage

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \times V_x}{I_x}$$

$$N_{u-T} = N_u + 1,35(G_{\text{radier}} + G_{\text{nervure}})$$

$$N_{u-T} = 4668,95 + 1,35(520,92 + 95) = 5500,44 \text{ t}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{u-T}}{S_r} = \frac{5500,44}{595,34} = 9,24 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,5 = 1,25 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 9,24 - 1,25 = 7,99 \text{ t/m}^2$$

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

$$Q_u = 7,99 \text{ t/m}^2$$

Pour la vérification :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \times V_x}{I_x}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{3412,65}{595,34} = 5,73 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,88 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 5,73 - 0,88 = 4,85 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{ser} = 4,85 \text{ t/m}^2$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 5,7 \text{ t.m}; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 3,01 \text{ t.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,75 \times 5,7 = 4,28 \text{ t.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,5 \times 5,7 = 2,85 \text{ tm}$$

VIII.3 Ferrailage du radier :

- Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 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 :

1^{ère} cas :

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

Les moments sont données par :

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

Moment en travée :

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

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

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,4 M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

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

2^{ème} cas :

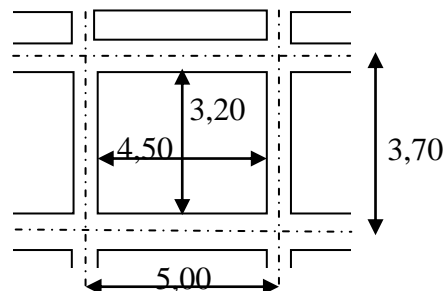
Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

VIII. 3.1.Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 3,20/4,50 = 0,72 < 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

Figure VIII.2: Schéma du panneau le plus défavorable



$$\alpha = 0,82 \Rightarrow \mu_x = 0,0765; \mu_y = 0,3472.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0765 \times 7,99 \times (3,20)^2 = 6,26 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{0y} = 0,3472 \times 6,26 = 2,17 \text{ t.m}$$

-En travée :

1. a-Sens x :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 6,26 = 4,70 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,70 \cdot 10^4}{100(25)^2 \cdot 14,17} = 0,005 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,039 \rightarrow \beta = 0,9975$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,70 \cdot 10^4}{0,9975 \cdot 25 \cdot 348} = 5,42 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 6T14 / ml, A = 9,24 cm²/ml, S_t = 16 cm

1. b-Sens-y :

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 2,17 = 1,63 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,63 \cdot 10^4}{100(25)^2 \cdot 14,17} = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,63 \cdot 10^4}{0,991 \cdot 25 \cdot 348} = 1,89 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 6T10 / ml, A = 4,71 cm²/ml, S_t = 16 cm

VIII. 3.2.Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée (dans les deux sens):

- **Détermination de la position de l'axe neutre:**

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0 ; As = 9,24 \text{ cm}^2 ; M=4,28 \text{ KN.m}$$

$$50y^2 + 138,6y - 6237 = 0 \Rightarrow y = 9,87 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(9,87)^3}{3} + 15 \times 9,24(45 - 9,87)^2$$

$$I = 203098,76 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{4,28 \times 10^4}{203098,76} \times 9,87 = 2,08 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

• **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

Pour une fissuration préjudiciable, on a:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{4,28 \times 10^4}{203098,76} (25 - 9,87) = 53,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 53,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-En appuis :

2. a-Sens x :

$$M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 6,26 = 3,13 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,13 \cdot 10^4}{100(25)^2 \cdot 14,17} = 0,035 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,035 \rightarrow \beta = 0,9825$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,13 \cdot 10^4}{0,9825 \cdot 25 \cdot 348} = 3,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 / ml, $A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St = 16 \text{ cm}$

2. b-Sens-y :

$$M_{ay} = 0,5 M_{oy} = 0,5 \times 2,17 = 1,85 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,85 \cdot 10^4}{100(25)^2 \cdot 14,17} = 0,021 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,021 \rightarrow \beta = 0,9895$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,85 \cdot 10^4}{0,9895 \cdot 25 \cdot 348} = 2,15 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T10 / ml, $A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St = 16 \text{ cm}$

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

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

En appuis (dans les deux sens):

Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0 ; As = 6,79 \text{ cm}^2 ; M=2,85 \text{ KN.m}$$

$$50y^2 + 101,85y - 4583,25 = 0 \Rightarrow y = 8,61 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(8,61)^3}{3} + 15 \times 6,79(25 - 8,61)^2$$

$$I = 156148,95 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{2,85 \times 10^4}{56148,95} \times 8,61 = 4,37 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

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

Pour une fissuration préjudiciable, on a:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{2,85 \times 10^4}{156148,95} (25 - 8,61) = 44,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 44,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.4 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.

- Sens longitudinal (y) :

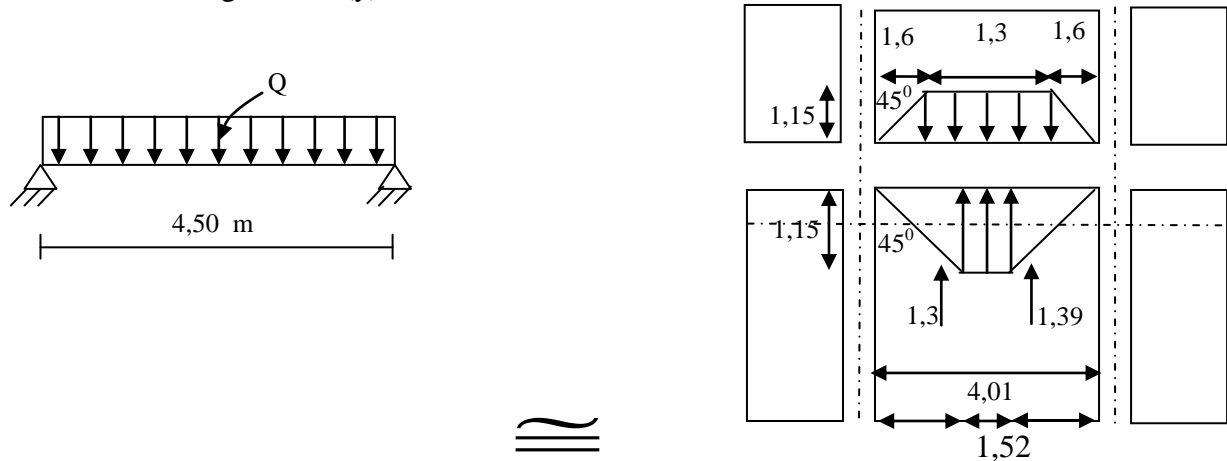


Figure VIII.3: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

1.1-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 : $Lx_1 = 1,3$ m

$Ly_1 = 4,50$ m

$Lx_2 = 2,70$ m

$Q = 6,26$ t/m²

Donc :

$$Q' = \frac{6,26}{2} \left[\left(1 - \frac{1,3^2}{3 \times 4,50^2} \right) . 1,3 + \left(1 - \frac{2,70^2}{3 \times 4,50^2} \right) . 2,70 \right] = 47,37 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' . L^2}{8} = \frac{47,37 \times 4,50^2}{8} = 119,91 \text{ t.m}$$

a.1- Calcul du ferrailage :**En travée :**

$$M_t = 0,75M_o = 0,75.119,91 = 89,93 \text{ t.m}, \quad b = 50\text{cm}, \quad h = 75\text{cm}, \quad d = 67,5\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{89,93.10^4}{50.(67,5)^2.14,17} = 0,28 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,832$$

$$A_1 = M_1 / \sigma_s.\beta.d$$

$$A_1 = 89,93.10^4 / 348.0,832.67,5 = 46,01\text{cm}^2$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}25 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}25 ; A = 51,85\text{cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 \end{cases}$$

En appuis :**b. a-Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5M_o = 0,5.119,91 = 59,96\text{.m}$$

$$\mu = 0,202 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,202 \rightarrow \beta = 0,886$$

$$A_s = 31,38\text{cm}^2$$

On adopte : (4T25) Fil + (4T20) chap. ; A = 32,21 cm².

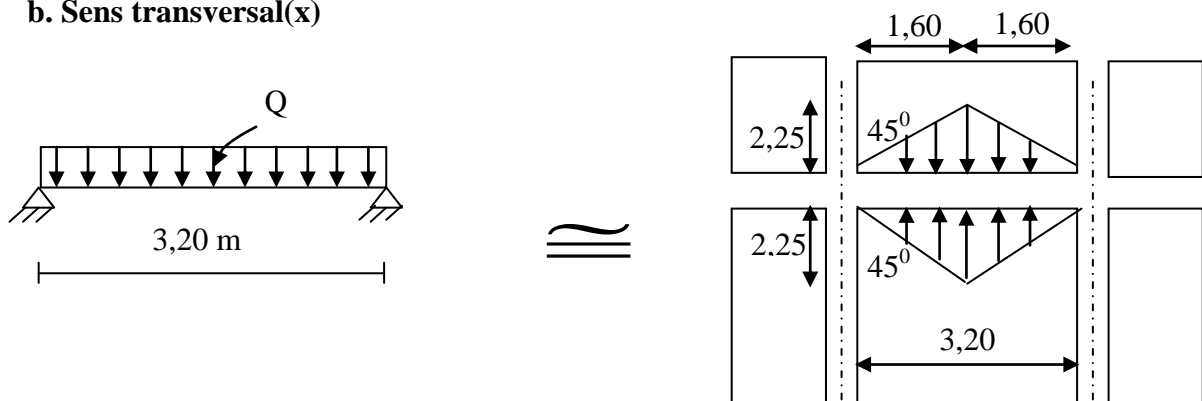
b. Sens transversal(x)

Figure VIII. 4: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

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

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

Tel que : Q = 6,26 t/m²

$$Lx_1 = 3,20 \text{ m}$$

$$Q' = 2/3 \times 6,26 \times 3,20 = 13,35 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{13,35 \times 3,20^2}{8} = 17,09 \text{ t.m}$$

b.1 Calcul du ferrailage :

-En travée :

$$M_t = 0,75M_o = 0,75 \cdot 17,09 = 12,82 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 75 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 67,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12,82 \cdot 10^4}{50 \cdot (67,5)^2 \cdot 14,17} = 0,040 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,82 \cdot 10^4}{0,980 \cdot (67,5) \cdot 348} = 13,86 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}16 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}14 ; A = 17,28 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}14 \end{cases}$$

En appuis :

- Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \cdot 17,09 = 8,55 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,071 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,071 \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_s = 10,07 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T16) fil + (4T14) chap. ; A = 14,20 cm².

c.-Armature de peau :

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

Dans notre cas $h_a = 75 \text{ cm}$ (non vérifiée), donc notre poutre est d'une hauteur normale, dans ce cas il est nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). 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 cm² 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 $(h \times b_0) = (0,75 \times 0,50) \text{ m}^2$,

on a : $Asp = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ cm}^2 \rightarrow Asp = 3 \times 2 (0,50 + 0,75) = 7,5 \text{ cm}^2$

On adopte : 4T16 Fil ; $A = 8,04 \text{ cm}^2$.

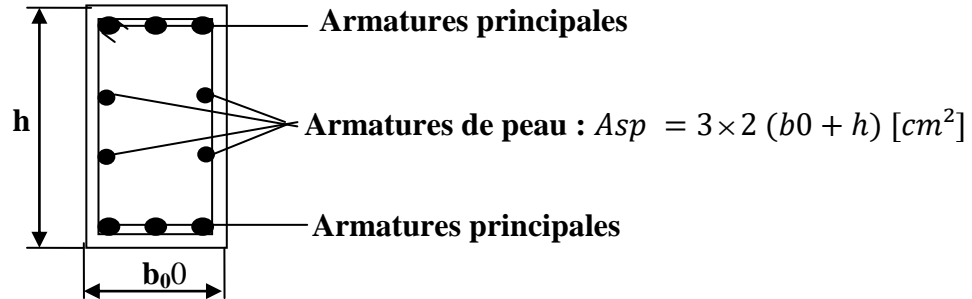


Figure VIII.5 : Schéma des armatures de peau.

c.1 Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = \frac{q.l}{2} = \frac{6,26 \times 4,50}{2} = 14,09 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{14,09}{0,50 \cdot 0,675 \cdot 100} = 0,42 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 0,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Armatures transversales :

$$\text{Diamètre : } \varphi_t \leq \min(h/35 ; \varphi_1 ; b/10) = \min(21,43 ; 20 ; 50) = 20 \text{ mm}$$

- on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

-Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(20, 19, 20) = 19,20 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}}{0,8f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3f_{tj})b_0 S_t}{0,8f_e} = \frac{(1,94 - 0,3 \times 2,1) \times 50 \times 15}{0,8 \times 400} = 3,07 \text{ cm}^2$$

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10, $A = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 1,67 > 0,97 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$