



**VIII.1.Calcul des fondations**

**VIII.1.1-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 1,5 bar à un ancrage de 3m.

- 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 .1.2-Choix du type de fondations :**

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bar, 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

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

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

**S** : La surface totale de la semelle ;



$$\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{bar} = 15 \text{t/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 4337,558 \text{t} \Rightarrow S = 289,17 \text{m}^2 \\ N_{\text{ser}} = 2825,29 \text{t} \Rightarrow S = 188,35 \text{m}^2 \end{cases}$$

## 2. a- Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de :  $S = 339,6 \text{m}^2$ .

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 55,45\% > 50\% ; \text{Condition non vérifiée.}$$

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 .1.3-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 en résistant aux contraintes de sol.

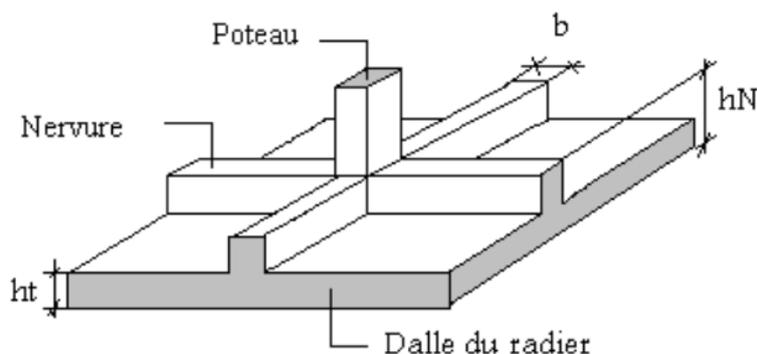


Figure VIII. 1 : Schéma du radier général

**VIII .1.4-Pré dimensionnement du radier :****VIII .1.4.1-Calcul du radier :**

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

**VIII .1.4.2-Poids supporté par le radier :**

$G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

**VIII .1.4.2.1-Combinaison d'actions :**

**E.L.U :  $N_U = 4337,55t$ .**

**E.L.S :  $N_{ser} = 2825,29t$ .**

**VIII .1.4.2.2-Surface du radier :**

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

**$N = N_{ser} = 2825,29t$ .**

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{2825,29}{15} = 188,35 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise  **$S_{radier} = 380,9\text{m}^2$** .

**VIII .1.4.2.3-Calcul de l'épaisseur du radier :**

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

**3. a-1<sup>ere</sup> condition :**

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

$V_u$  : Effort tranchant ultime :  $V_u = Q.L/2$

$L$  : Longueur maximal d'une bande 1m ;  $L = 5,50\text{m}$

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{4337,5}{380,9} = 11,39 \text{ t/m}^2.$$

Par ml :  **$Q_u = 11,39 \times 1 = 11,39 \text{ t/ml}$** .

$$V_u = 11,39 \times \frac{5,50}{2} = 31,31 \text{ t}$$

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



$$d \geq \frac{31,31 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,21 \text{ m}$$

**b-2<sup>ème</sup> condition :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad . \quad L = 550 \text{ cm}$$

$$22 \leq d \leq 27,5 \text{ cm}$$

$h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$  ; on prend :  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $d = 30 \text{ cm}$

**VIII .1.5-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 :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 61,11 \text{ cm} \leq h \leq 91,66 \text{ cm}$$

On prend : **d=63cm ; h = 70 cm ; b = 50 cm.**

**VIII .1.5.1-Vérification des contraintes :**

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

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

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,35 \times 380,9 + 0,70 \times 0,50 \times 209,2] = 516,34 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 516,34 + 4337,5 = 4853,84 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{4853,84}{380,9} = 12,74 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**VIII .1.5.2-La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

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

Avec : I : Inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,50 \times (0,70)^3 / 12 = 0,014 \text{ m}^4$ .

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

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

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

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,014}{500 \times 0,50}} = 5,18 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 5,5 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 8,13 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$



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

**VIII.1.6-Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

$$Q = \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{2825,29}{380,9} = 7,42t/m$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 0,875 t/m^2$$

$$\rightarrow \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 6,54/m^2$$

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

$$Q = 6,54t/m^2$$

**VIII.1.6.1-Ferrailage du radier :**

**VIII.1.6.1.1-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<sup>er</sup> cas :**

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

**1. a-Les moments sont données par :**

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

**1. b-Moment en travée :**

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

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

**1. c-Moment sur appuis :**

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

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

**-2<sup>ème</sup> 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)

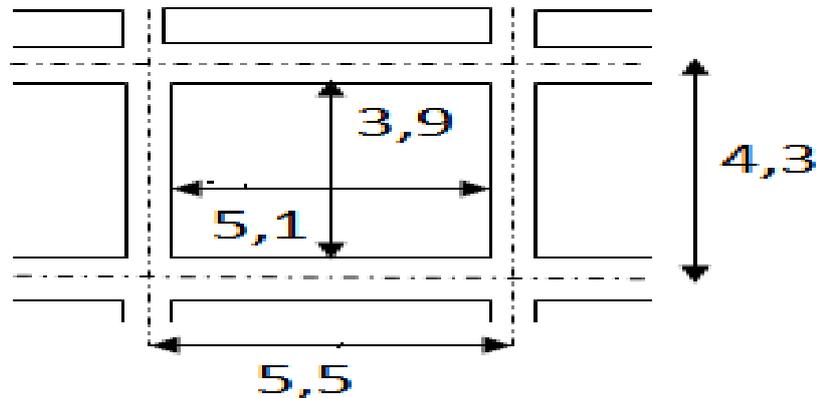


Figure VIII. 1: Dalle reposé sur 4 cotés

**1.3-Exemple de calcul :**

$$\alpha = L_x/L_y = 3,9/5,1 = 0,76 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,76 \Rightarrow \mu_x = 0,0608; \mu_y = 0,5274.$$

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

$$M_{0x} = 0,0608 \times 6,54 \times (5,1)^2 = 10,34 \text{ t.m}$$

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

$$M_{0y} = 0,5274 \times 11,63 = 5,45 \text{ t.m}$$

**-En travée :**

**1. a-Sens x :**

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 10,34 = 7,75 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,75 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14,17} = 0,06 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,06 \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,75 \cdot 10^4}{0,965 \cdot 30 \cdot 348} = 7,69 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5T14 / ml, A = 7,70cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 20 cm**

**1. b-Sens-y :**

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 5,45 = 4,09 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{4,09.10^4}{100(30)^2.14,17} = 0,032 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,029 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{4,09.10^4}{0,984.30.348} = 3,98 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **4T14 / ml, A = 6,16cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 25 cm**

**-En appuis :****a-Sens x :**

$$M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 10,34 = 5,17 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{5,17.10^4}{100(30)^2.14,17} = 0,04 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{5,17.10^4}{0,980.30.348} = 5,05 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5T12 / ml, A = 5,65cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 20 cm**

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

**VIII.1.7-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 subdivisent 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.



VIII.1.7.1-Sens longitudinal:

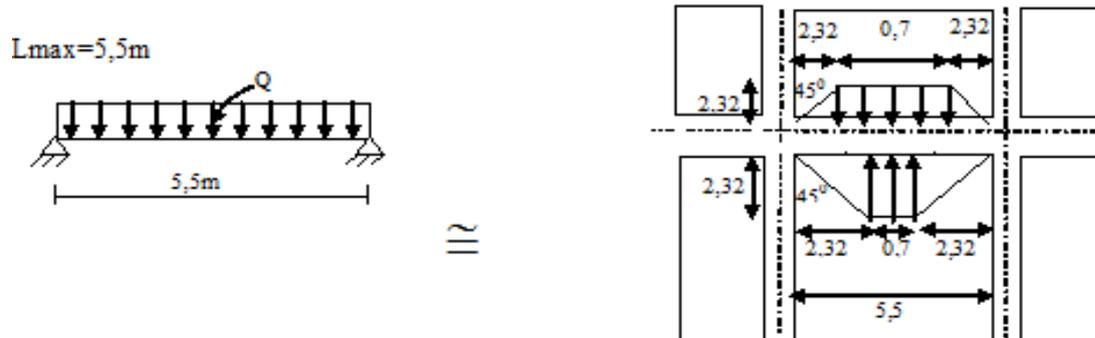


Figure VIII. 2: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

VIII.1.7.2-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 :

$$Lx_1 = 4,3m$$

$$Lx_2 = 4m$$

$$Ly = 5,5m$$

Donc :

$$Q' = \frac{6,54}{2} \left[ \left( 1 - \frac{4,3^2}{3 \times 5,5^2} \right) . 4,3 + \left( 1 - \frac{4^2}{3 \times 5,5^2} \right) . 4 \right] = 12,21t/m$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{12,21 \times 5,5^2}{8} = 46,18 t.m$$

**1.2- Calcul du ferrailage :****2. a-En travée :**

$$M_t = 0,85M_o = 0,85.46,18 = 39,25 \text{ t.m}, \quad b = 50\text{cm}, \quad h = 70\text{cm}, \quad d = 0,9.h = 63\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{39,2510^4}{50.(63)^2.14,17} = 0,139 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,9245$$

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

$$A_1 = 39,25.10^4 / 348.0,9245.63 = 19,36\text{cm}^2$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T16} \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T14} ; A = 28,04\text{cm}^2 \end{cases}$$

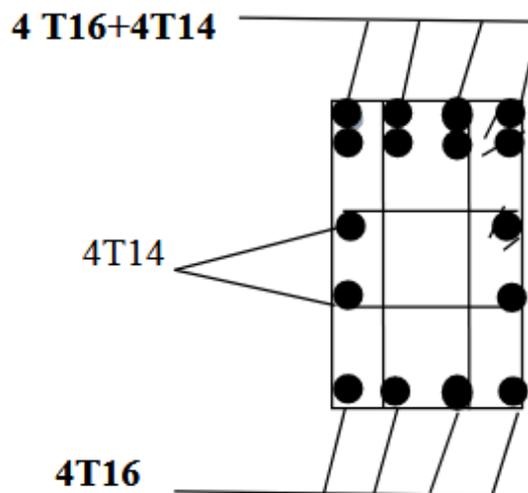


Figure VIII.4:Ferrailage poutre de libage en travée

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

$$M_a = 0,4M_o = 0,4.46,18 = 18,47\text{t.m}$$

$$\mu = 0,28 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,289 \rightarrow \beta = 0,825$$

$$A_s = 21,44\text{cm}^2$$



On adopte : (4T25) Fil + (4T20) chap. ;  $A = 32,19 \text{ cm}^2$ .

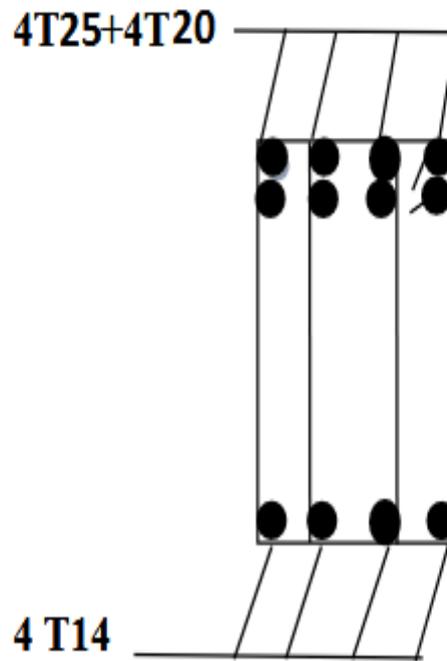


Figure VIII.5:ferrailage poutre de libage sur appuis

VIII.1.7.2-Sens transversal :

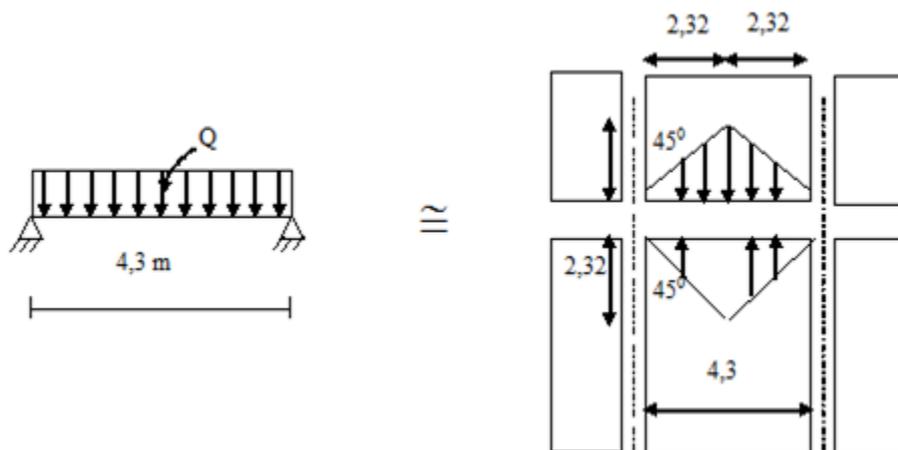


Figure VIII.6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture



**1-Calcul de Q' :**

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

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot L_{x_1}$$

Tel que :  $Q = 6,54 \text{ t/m}^2$

$L_{x_1} = 4,3 \text{ m}$

$Q' = 2/3 \times 6,54 \times 4,3 = 18,75 \text{ t/m}$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{18,75 \times 4,3^2}{8} = 43,33 \text{ t.m}$$

**2- Calcul du ferrailage :**

**a-En travée :**

$M_t = 0,85M_o = 0,85 \cdot 43,33 = 36,83 \text{ t.m}$ ,  $b = 50 \text{ cm}$ ,  $h = 70 \text{ cm}$ ,  $d = 0,9 \cdot h = 63 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{36,83 \cdot 10^4}{50 \cdot (63)^2 \cdot 14,17} = 0,13 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$\mu = 0,13 \rightarrow \beta = 0,930$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{36,83 \cdot 10^4}{0,930 \cdot (63) \cdot 348} = 18,06 \text{ cm}^2$$

on adopte :  $\left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}16 ; A = 20,61 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

**b- En appuis :**

**b. a- Appuis intermédiaires :**

$M_a = 0,4M_o = 0,4 \cdot 43,33 = 17,33 \text{ t.m}$

$\mu = 0,272 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$

$\mu = 0,135 \rightarrow \beta = 0,838$

**$A_s = 19,81 \text{ cm}^2$**

On adopte : **(4T20) fil + (4T16) chap. ;  $A = 20,60 \text{ cm}^2$ .**

**VIII.1.8-Armature de peau :**

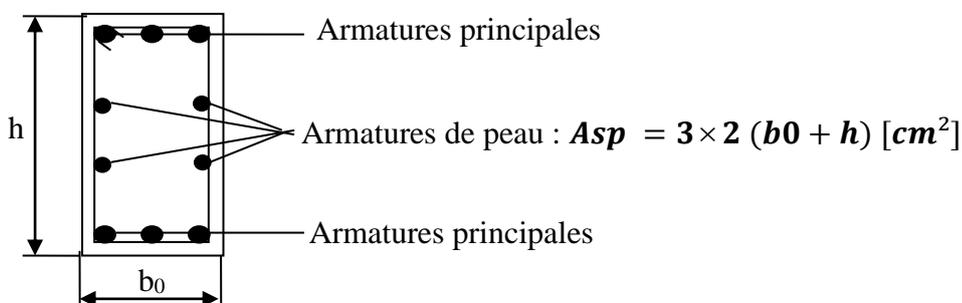
Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2 (85 - 0,1 f_e) = 85 \text{ cm}$ .

Dans notre cas  $h_a=85 \text{ cm}$  (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  $3 \text{ cm}^2$  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  $(h \times b_0) = (0,70 \times 0,50) \text{ m}^2$

on a :  $A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{sp} = 3 \times 2 (0,50 + 0,70) = 7,20 \text{ cm}^2$

On adopte : **4T16 Fil ; A = 8,04 cm<sup>2</sup>**.



**Figure VIII. 7 : Schéma des armatures de peau.**



**VIII.1.9-Les vérifications :**

**VIII.1.9.1- Contrainte de cisaillement :**

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

$$Q' = \frac{6,54}{2} \left[ \left( 1 - \frac{4,3}{3,5} \right) .4,3 + \left( 1 - \frac{4}{3,5} \right) .4 \right]$$

$$T_{\max} = 19,62t$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{19,62}{0,50.0,63 .100} = 0,62MPa.$$

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

$$\tau_u = 0,62MPa < \bar{\tau}_u = 2,50MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**VIII.1.9.2-Armatures transversales :**

**VIII.1.9.2.1-Diamètre :**  $\varphi_t \leq \min (h/35 ; \varphi_1 ; b/10) = \min (20; 10; 50) = 10 \text{ mm}$   
 on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$ .

**VIII.1.9.3-Espacement :**

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12\varphi_1 \right) = \min (17,5; 12) = 12 \text{ cm}$$

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

Donc on utilise des armatures : **HA, Fe400, soit 4T10, A=3,14cm<sup>2</sup>.**

$$\frac{A_t . f_e}{b_0 . S_t} \geq \max (\tau_u / 2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max (0,31; 0,4MPa) = 0,4MPa$$

$$\frac{3,14.400}{50.15} = 1,67 > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditi on vérifiée.}$$