

9.1- Calcul des fondations :**9.1.1-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 puisque de leur 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 1,5 bar à un ancrage de 2,00 m.

- Pour qu'il n'y ai pas de chevauchement entre deux fondation, 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'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 de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible 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
- ❖ Eviter les tassements différentiels.

-Définition :

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.

9.1.2 Choix du type de fondations :

Le choix de type de fondation 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.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui égale à 1,50 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La sur 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 :

$$S_s = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $N = G_T + Q_T = 6120,89$.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,50bars = 15t / m^2.$$

- Surface totale du bâtiment : 404,066m².
- Surface totale de la semelle : 360,05 m².

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{360,05}{404,066} = 0,89 = 89\%$$

La surface totale des semelles dépasse 50%de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Ce qui effet, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **Radier général**.

Calcul du radier:

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

9.1.3.1-Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_I^{10} G_i = 5467,20 \text{ t.}$$

$$Q_t = \sum_I^{10} Q_i = 653,69 \text{ t}$$

Combinaison d'actions :

E.L.U: $N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 8361,25 \text{ t.}$

E.L.S: $N_{ser} = G_T + Q_T = 6120,89 \text{ t.}$

Surface du radier:

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

$$N = N_{ser} = 6120,89 \text{ t.}$$

$$S \geq N/\sigma_{sol} = 6120,89/15 = 408,06 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 489,39 \text{ m}^2$.

9.1.3.2-Calcul de l'épaisseur du radier :

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

1^{ere} 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 ; $L = 5,30 \text{ m}$

$$Q_u = N_u / S = 8361,25 / 489,39 = 17,08 \text{ t/m}^2.$$

Par ml: $Q_u = 17,08 \text{ t/ml.}$

$$V_u = 17,08.5,30 / 2 = 45,26 \text{ t}$$

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

$$d \geq \frac{45,26 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,30 \text{ m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad L = 530\text{cm}$$

$$21,20 \leq d \leq 26,50 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 26,5 + 5 = 31,5\text{cm} ; \text{ on prend : } h = 35\text{cm} ; d = 30\text{cm}$$

9.1.3.3-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 :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 58,98 \text{ cm} \leq h \leq 88,33 \text{ cm}$$

On prend : d=76,5 cm ; h = 85 cm ; b = 50 cm.

9.1.3.4-Vérification des contraintes :

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

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

$$G_{\text{radier}} = 2,5[0,35 \times 489,39 + 0,85 \times 0,50 \times 250,76] = 694,65 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 694,65 + 6120,89 = 6815,54 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{6815,54}{489,39} = 13,92 \text{ t/m}^2 < 25\text{t/m}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Inerties du radier :

$$I_{\text{XG}} = 14615,60 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{YG}} = 33532,00 \text{ m}^4$$

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 : $I = bh^3/12 = 0,50 \times (0,85)^3 / 12 = 0,0256\text{m}^4$.

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

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

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

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0256}{500 \times 0,50}} = 6,025\text{m}$$

$$L_{\text{max}} = 5,30\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,459\text{m} \dots\dots\dots\text{conditi on vérifiée.}$$

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

9.1.3.5-Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 13,92 - 0,875 = 13,04 \text{ t/m}^2.$$

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

$$Q = 13,04 \text{ t/m}^2.$$

9.1.4- Ferrailage du radier :

9.1.4.1- Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec L_x ≤ 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 :

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

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

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^{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)

Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 2,70/4,80 = 0,56 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

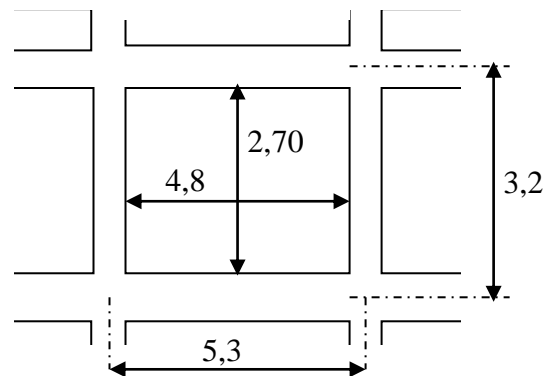
$$\alpha = 0,56 \Rightarrow \mu_x = 0,0880 ; \mu_y = 0,2500.$$

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

$$M_{ox} = 0,0880 \times 13,04 \times (2,70)^2 = 8,36 \text{ t.m}$$

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

$$M_{oy} = 0,2500 \times 8,36 = 2,09 \text{ t.m}$$



-En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 8,36 = 7,10 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{7,10.10^4}{100(30)^2.14,17} = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{7,10.10^4}{0,971.30.348} = 7,00 \text{ cm}^2.$$

On adopte **9T12 / ml** , **A = 10,18 cm²/ml** , **S_t = 12 cm**

Sens y :

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 2,09 = 1,77 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{1,77.10^4}{100(30)^2.14,17} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

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

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{1,77.10^4}{0,993.30.348} = 1,70 \text{ cm}^2.$$

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

-En appuis :

Sens x:

$$M_{ax} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 8,36 = 4,16 \text{ t.m}$$

$$\mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{4,16.10^4}{0,984.30.348} = 4,06 \text{ cm}^2.$$

On adopte **6T12 / ml** , **A = 6,79 cm²/ml** , **S_t = 16 cm**

Sens y:

$$M_{ay} = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 2,09 = 1,045 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{2,40.10^4}{100(30)^2.14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{1,045.10^4}{0,996.30.348} = 1,005 \text{ cm}^2.$$

On adopte 5T12 / ml, A = 5,65 cm²/ml, St = 20 cm

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

9.1.5- 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.

a- Sens longitudinal (y) :

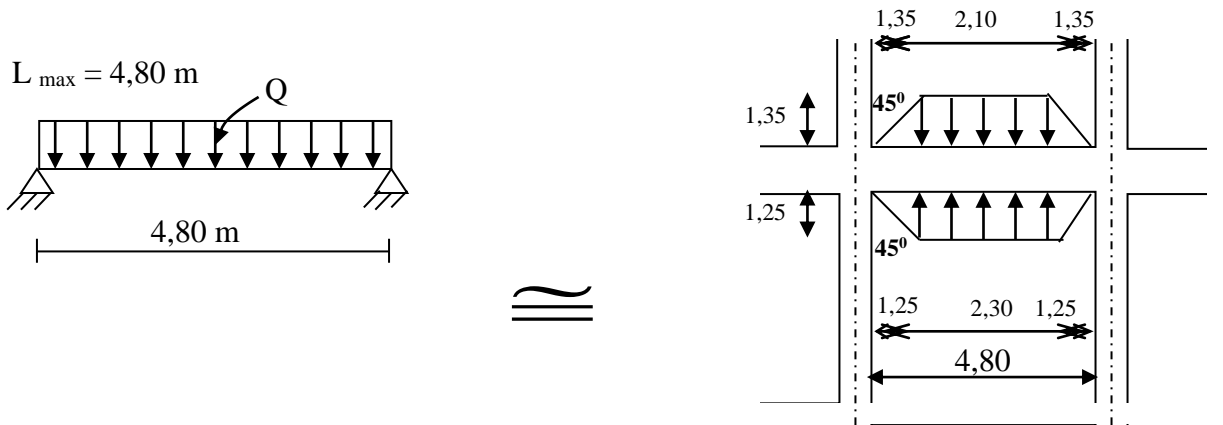


Figure.9.1-Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

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 : $Lx_1 = 2,70m$

$Ly_1 = 4,80m$

$Lx_2 = 2,50m$

$Q = 13,04 t/m^2$

Donc :

$$Q' = \frac{13,04}{2} \left[\left(1 - \frac{2,70^2}{3 \times 4,80^2} \right) . 2,70 + \left(1 - \frac{2,50^2}{3 \times 4,80^2} \right) . 2,50 \right] = 30,57 t/m$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{30,57 \times 4,80^2}{8} = 88,04 t.m$$

a.1- Calcul du ferrillage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85.88,04 = 74,83 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 85 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 76,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{74,83.10^4}{50.(76,5)^2.14,17} = 0,18 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \exists A'$$

$$\beta = 0,991$$

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

$$A_1 = 74,83.10^4 / 348.0,991.72 = 28,36 \text{ cm}^2$$

on adopte: $\begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4T20 ; \quad A = 33,18 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 3T16 \end{cases}$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_o = 0,5.88,04 = 44,02 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,106 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,106 \rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_s = 17,51 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T20) Fil + (3T20) chap. ; A = 21,99 cm².**

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2.M_o = 0,2.88,04 = 17,60 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

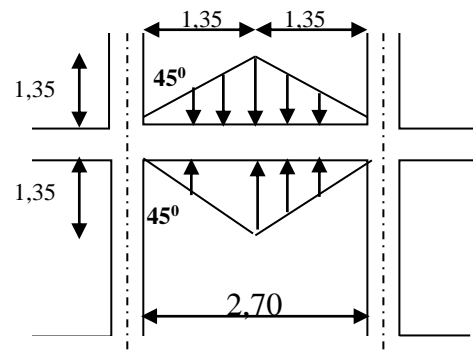
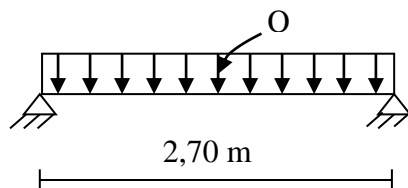
$$\mu = 0,042 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_s = 6,75 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T14) Fil + (2T12) chap. ; A = 8,42 cm².**

b- Sens transversal(x) :

$$L_{\text{max}} = 2,70 \text{ m.}$$



Calcul de Q':

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

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

Tel que : $Q = 13,04 \text{ t/m}^2$

$$Lx_1 = 2,70 \text{ m}$$

$$Q' = 2/3 \cdot 13,04 \cdot 2,70 = 23,47 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{23,47 \cdot 2,70^2}{8} = 21,39 \text{ t.m}$$

b.1- Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \cdot 21,39 = 18,18 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 85 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 76,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{18,18 \cdot 10^4}{50 \cdot (76,5)^2 \cdot 14,17} = 0,044 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,18 \cdot 10^4}{0,978 \cdot 76,5 \cdot 348} = 6,98 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 3T14 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 3T14 ; A = 12,63 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 3T12 \end{cases}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5 \cdot M_o = 0,5 \cdot 21,39 = 10,69 \text{ t.m} \quad b = 50 \text{ cm} \quad h = 85 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 76,5 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_s = 4,068 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(3T14) Fil+ (2T14) chap ; A = 7,70 cm².**

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_o = 0,2 \cdot 21,39 = 4,28 \text{ t.m} \quad b = 50 \text{ cm} \quad h = 85 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 76,5 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,01 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,01 \rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_s = 1,61 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(3T14) Fil ; A = 4,62 cm².**

9.1.6- 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 $h_a=80 \text{ cm}$ (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 $(h \times b_0) = (0,85 \times 0,50) \text{ m}^2$, on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0+h) [\text{cm}^2]$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,50 +0,85) = 8,10 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T20 Fil; A = 12,56cm²**.

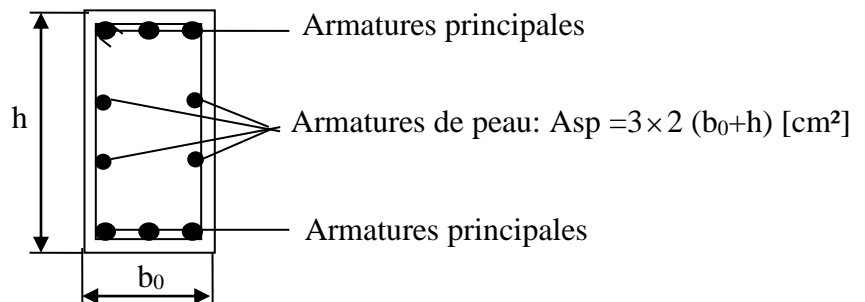


Figure.9.2- Représente les armatures de peau.

9.1.7- Contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 50,23 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{50,23}{0,50 \cdot 0,765 \cdot 100} = 0,75 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 1,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Armatures transversales :

Diamètre: $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(24,29\text{mm}; 12\text{mm}; 50\text{mm}) = 12 \text{ mm}$
 on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(21,25\text{cm}; 12 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

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

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8A_t}$$

$$f_e \geq \frac{50 \cdot (1,31 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 4,71} = 135,35\text{MPa}.$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 6T10, $A=4,71\text{cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,65; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{MPa}$$

$$\frac{4,71 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 2,51 > 0,65 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditi on vérifiée.}$$