VIII.I Etude de l'infrastructure

1) Introduction

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. En cas de séisme, les fondations se déplacent en même temps que le sol.

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de structure
- Les caractéristiques du sol
- L'aspect économique
- La facilité de réalisation

Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise égale à 1,8 bar, il y a lieu de projet à priori des fondations superficielles du type :

- Semelles filantes
- Radier évidé
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification tel que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50%de la surface totale du bâtiment

(Ss/Sb< 50%

VIII.1.1 Calcul de l'infrastructure :

Les fondations sont destinées à transmettre au sol les charges et les surcharges de la superstructure. La connaissance des sollicitations engendrées par ces actions et celles du sol de fondations permettent de définir le type et les dimensions de ces dernières. La capacité portante de notre sol d'assise est définie par : $\overline{\sigma_{sol}} = 2{,}5$ bars.

Tableau des sollicitations appliquées sur les semelles isolées :

semelle	combinaison	N (t)	M (t. m)
S	**G + Q**	352,69	6,64
	1,35 G +1,5 Q	485,96	9,35
	G + Q + E	888,95	25,32
	0,8 G + E	1111,324	21,43

VIII.1.2 Exemple de calcul :

$$\bar{\sigma}_{sol} = \mathbf{2,5\ bars = 2,5KN/m^2}$$

Calcule des surfaces revenant aux semelles :

Les surfaces des semelles et les charges appropries sont représentées sur les tableaux suivants :

Sens longitudinal

Fille	$N_G + N_Q$ (t)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m²)	S_s (m²)
A	676,99	2,5	7,33
B	694,18	2,5	7,71
C	512,08	2,5	4,20
D	882,95	2,5	12,47
E	585,40	2,5	5,48
F	680,43	2,5	7,41
$\sum S_s$ =492,52m²			

Tableau VIII. 1. vérification de chevauchement

Surface totales des semelles= 492,52m²

Surface totales du bâtiment= 312,81m²

Vérification :

$$\frac{Ss}{sb} = \frac{492,52}{312,81} = 157,45\% > 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit un chevauchement des semelles. Ceci qui nous amène à envisager un radier général comme fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apporté par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogène du sol.
- La facilité de l'exécution.

VIII.2. Etude du radier :

Pré dimensionnement :

Poids supporté par le radier :

La définition du poids supporté par le radier est subordonnée de :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

Donc :

$$G_T = \sum_{i-1}^{12} G_i = 19336{,}89KN.$$

$$Q_t = \sum_{i-1}^{12} Q_i = 2214{,}06KN.$$

Combinaison d'actions :

E.L.U: N_U= 1,35G_T +1,5Q_T = 29425,89KN.

E.L.S: N_{ser} = G_T + Q_T = 21550,95KN.

Surface du radier :

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

N = N_{ser} = 21550,95KN.

On prend un débord de 40cm de chaque côté dans les deux directions ce qui rendre notre surface d'assise S $_{radier}$ égale à 355.31m².

Epaisseur du radier :

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

Condition forfaitaire

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 5{,}10m \end{cases} \Rightarrow 17{,}2cm \leq d \leq 21.50cm \Rightarrow \begin{cases} d = 30cm \\ h = d + c = 30 + 5 = 35cm \end{cases}$$

Condition de cisaillement :

D'après le **BAEL91**

Vu : valeur calcul de l'effort de tranchant à **ELU**

B : désigne la largeur.

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$v_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{s} \times \frac{L_{max}}{2}$$
$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{s} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0{,}9h} \leq \bar{\tau} = \frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}$$
$$\Rightarrow h = \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0{,}9 \times 2S \times 0{,}07 f_{c28}} = \frac{29425{,}89 \times 4{,}3 \times 1{,}15}{0{,}9 \times 2 \times 355{,}31 \times 0{,}07 \times 25} = 53{,}59\text{cm}$$

On prend h=55cm.

Et de ce fait, la surface du radier est Sr=312,18m²

Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant nous amène à choisir une hauteur totale du radier égal à 50cm (hr=50cm).

Calcule du D (débordement)

$$D \geq \text{Max}\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow D \geq \text{Max}(25; 30\text{cm}) \Rightarrow D \geq 30\text{cm}$$

Soit $D = 50\text{cm}$

Alors la surface du radier est Sr=355,31cm²

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 :

$$\begin{cases} \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 47{,}78\text{cm} \leq h \leq 71{,}67\text{cm} \rightarrow \text{on prend } h = 70\text{cm}; d = 63\text{cm}; b = 50\text{cm} \\ \text{L: la longueur maximal d'une de libage } L = 4{,}30\text{m} \end{cases}$$

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 calcule sera fait tenant compte du poids propre du radier et de la poutre

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{s_r} \leq \bar{\sigma}$$

$$G_r = \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i)\right] = 25[(0{,}55 \times 355{,}31)] + (0{,}7 \times 0{,}5 \times 243{,}86)$$
$$= 7017 \text{ KN.}$$

$N_{ser} = 7017 + 21550{,}95 = 28567{,}96$ KN.

$\frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{28567{,}96}{355{,}31} = 80{,}40\text{KN/m}^2 \leq 250\text{KN/m}^2$ condition vérifiée

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

$$I = {bh^3}/{12} = 0{,}0123$$

K : coefficient de raideur du sol K=400t/m^3

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0{,}0123}{400 \times 0{,}5}} = 5{,}30\text{m}$$

$L_{max} = 4{,}3\text{m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8{,}33\text{m}$ Condition vérifiée

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

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

Evaluation des charges pour calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{28567{,}96}{355{,}31} = 80{,}40\text{KN/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 17{,}5\text{KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 62{,}9\text{KN/m}^2$$

VIII.2.1. Ferraillage du radier :

VIII.2.1.1. Ferraillage des dalles :

Nos dalles sont reposées sur 4 cotés dont leurs dimensions prises sont celles entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferraillage des dalles on prend en considération les deux cas suivants :

1 er cas :

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

Les moments sont donnés par :

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

Moment en travée :

$M_t = 0{,}85M_o$ Panneau de rive.

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

Moment sur appuis :

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

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

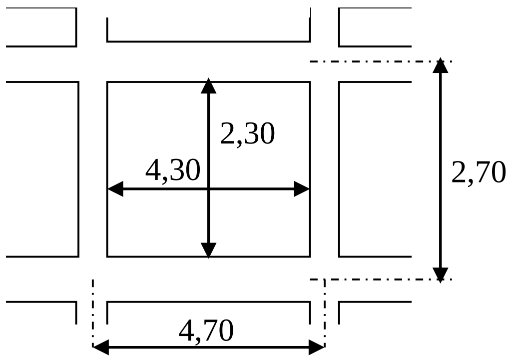

Figure VIII.1. Dimensions de la section La plus sollicitée.

2[éme] cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y < 0{,}4$ La dalle se calcule étant comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand) ayant :

$$\alpha = L_x/L_y = 3{,}30/4{,}30 = 0{,}77 > 0{,}4$$

La dalle porte les charges dans les deux sens.

$$\alpha = 0{,}65 \Rightarrow \mu_x = 0{,}0596 \; ; \mu_y = 0{,}544$$
$$M_{0x} = \mu_x.Q.L_x^2$$
$$M_{ox} = 0{,}596 \times 62.9 \times (3{,}3)^2 = 408{,}25 \text{ KN.m}$$
$$M_{0y} = \mu_y.M_{0x}$$
$$M_{oy} = \; 0{,}544 \times 408{,}25 = 222{,}09 \text{ KN.m}$$

En travée :

Sens suivant x :

$$M_{tx} = 0{,}85M_{ox} = 0{,}85 \times 408{,}25 = 347{,}01 \text{ KN.m}$$
$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{347{,}01 \times 10^3}{100(49{,}5)^2 \times 14{,}20} = 0{,}099 \prec \mu_1 = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0$$
$$\mu = 0{,}018 \rightarrow \quad \beta = 0{,}891$$
$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{347{,}01 \times 10^3}{0{,}891 \times 49;5 \times 348} = 22{,}60 \text{ cm}^2\text{/ml.}$$

On adopte donc comme ferraillage : **5T16 +5T20/ ml** avec : A **= 25,76 cm²/ml**, **S_t = 10 cm**

Sens suivant y :

$$M_{ty} = 0,85 \times 222,09 = 188.78\ KN.m$$
$$\mu = 0,054 \rightarrow \beta = 0,972$$
$$A = 11,27\ \ cm^2\ \ .$$

On adopte ainsi : **8T14** avec : **A =12,31cm²/ml,** **S_t = 12 cm**

-En appuis :

Sens suivant x :

M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 0,5 ×408,25= 204,13KN.m

$$\mu = 0,058 \rightarrow \beta = 0,970$$
$$A = 12,22cm^2$$

On adopte alors un ferraillage de : **8T14** avec : **A = 12,31 cm²/ml,** **St = 12 cm**

Sens suivant y :

M_{ay} = 0,5 M_{oy} = 0,5 ×222,09= 111,05KN.m

$$\mu = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$$
$$A = 6,56\,cm^2 / ml$$

On adopte l'armature suivante : **6T12** avec : A **= 6,78cm²/ml, St = 16 cm**
Suite à ce calcule on peut généraliser le même ferraillage pour tout le reste des panneaux du radier.

VIII.2.2.3 Ferraillage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x / L_y > 0,4$ sera préservé 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 ferraillage, on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens en considérant les travées étant isostatiques.

a- Sens longitudinal (y) :

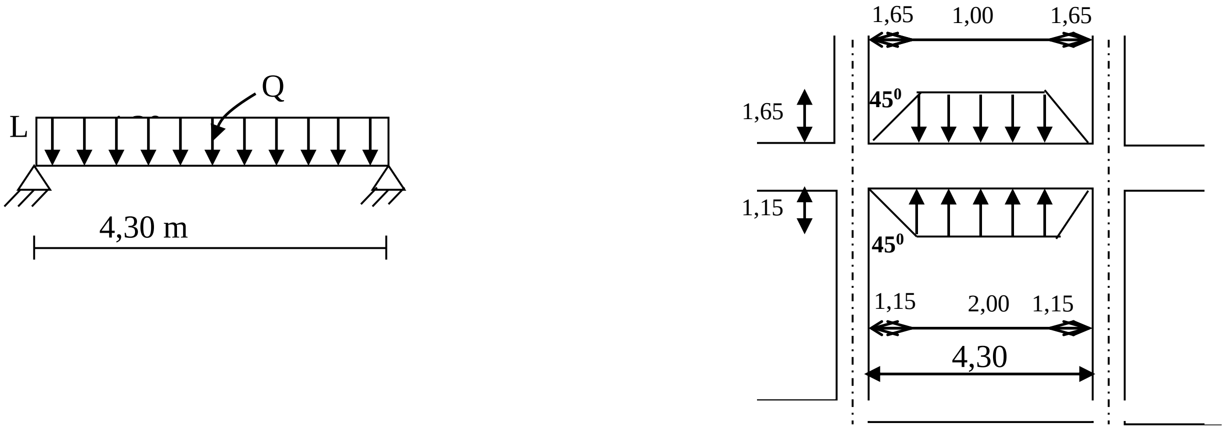

Fig.VIII.2-Répartition des charges sur les poutres selon

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 : $Lx_1 = 3{,}30m$

$Ly_1 = 4{,}30m$

$Lx_2 = 2{,}30m$

$Q = 62{,}90\ KN/m^2$

$$Q'=\frac{62{,}90}{2}\left[\left(1-\frac{3{,}30^2}{3\times 4{,}30^{\ 2}}\right).3{,}30+\left(1-\frac{2{,}30^2}{3\times 4{,}30^2}\right).2{,}30\right]=148{,}76\ KN/m$$

Donc :

$$M_0=\frac{Q'.L^2}{8}=\frac{148{,}76\times 4{,}30^{\ 2}}{8}=343{,}82\ KN.m$$

a.1- Calcul du ferraillage :

En travée :

$M_t = 0{,}85M_o = 0{,}85.343{,}82 = 292{,}25KN.m, \quad b = 50cm, \quad h = 70cm, \quad d = 0{,}9.h = 63\ cm$

$\mu = \dfrac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \dfrac{292{,}25.10^3}{50.(63)^2.14{,}17} = 0{,}104 \prec \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' = 0$

$\beta = 0{,}945$

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

$A_1 = 292{,},25.10^3 / 348.0{,}945..63 = 14{,}11\ \ cm^2$

$$\text{on adopte:}\begin{cases} 1^{ere}\text{ lit } 4T16 \\ 2^{éme}\text{ lit } 4T16\ ; \qquad A = 20{,}70\ \ cm^2 \\ 3^{eme}\text{ lit } 3T14 \end{cases}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires :

$M_a = 0{,}5M_o = 0{,}5.343{,}82 = 171{,}91$ KN.m

$\mu = 0{,}060 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow (A'=0)$

$\mu = 0{,}060 \rightarrow \beta = 0{,}969$

$A_S = 8{,}09cm^2$

On adopte : **(4T16) Fil + (3T16) chap.** ; A **= 14,07 cm²**.

Appuis de rive :

$M_a = 0{,}2.M_0 = 0{,}2.343{,}82 = 68{,}76$ KN.m

$\mu = 0{,}024 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow (A'=0)$

$\mu = 0{,}042 \rightarrow \beta = 0{,}988$

$A_S = 3{,}17cm^2$

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

b- Sens transversal(x) :

L_{max} = 3,30 m.

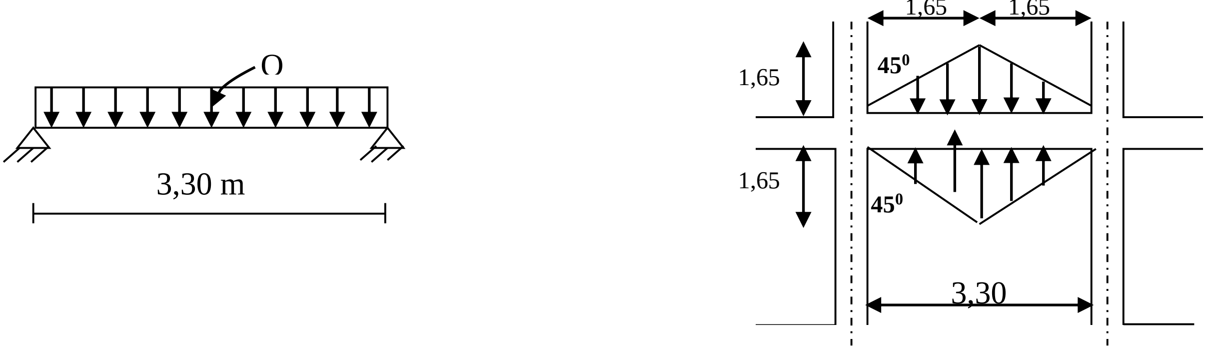

Fig.VIII.3-Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

Calcul de Q' :

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

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

Tel que : Q =62,90KN/m²

Lx_1 = 3,30 m

Q' = 2/3.62,90.3,30 = 138,38 KN/m

$$M_o = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{138,38.3,30^2}{8} = 188,37 KN.m$$

b.1- Calcul du ferraillage :

En travée :

$M_t = 0{,}85M_o = 0{,}85.188{,}37 = 160{,}12\ KN.m,\quad b = 50\,cm,\quad h = 70\,cm,\quad d = 0{,}9.h = 63\,cm$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{160{,}12.10^3}{50.(63)^2.14{,}17} = 0{,}056 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' = 0$$

$\mu = 0{,}066 \rightarrow \beta = 0{,}971$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{160{,}12.10^3}{0{,}971.\,63.\,348} = 7{,}52\ cm^2.$$

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

En appuis :

Appuis intermédiaires :

$M_a=0{,}5.M_0=0{,}5.188{,}37 = 94{,}19$ KN.m b=50cm h=70cm d=0,9h=63cm

$\mu = 0{,}034<\mu_l=0{,}392 \Rightarrow (A'=0)$

$\mu=0{,}026\rightarrow\beta=0{,}983$

$A_S = 4{,}37cm^2$

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

Appuis de rive :

$M_a=0{,}2.M_0=0{,}2.188{,}37 = 37{,}67$ KN.m b= 50cm h=70cm d=0,9h=63cm

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

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

$A_S =1{,}72cm^2$

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

VIII.3- Armature de peau :

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

Dans notre cas h_a=80 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 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 ($h \times b_0$) = (0,70 x 0,50) m², on a :

$Asp = 3 \times 2\ (b_0 + h)$ [cm²]

$Asp = 3 \times 2\ (0{,}50 + 0{,}70) = 7{,}20$ cm²

On adopte **4T20 Fil ; A = 12,56cm².**

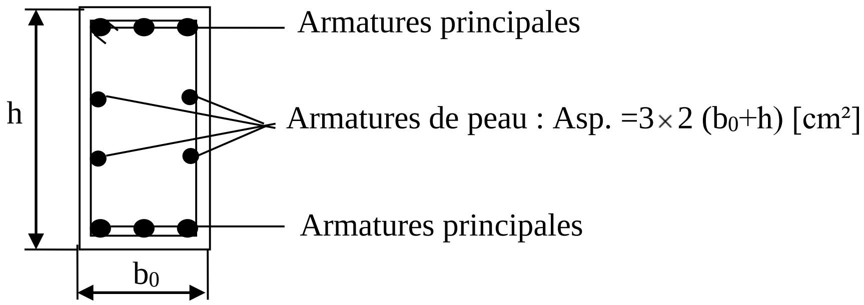

Figure. VIII .4. Représente les armatures de peau.

VIII.3.1- Contrainte de cisaillement :

$T_{max} = 48{,}596$ t

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{48{,}596}{0{,}50.0{,}63\ .100} = 1{,}543 MPa.$$

$\bar{\tau}_u = \min(0{,}10 f_{c28}\ ; 4MPa) = 2{,}5 MPa.$

$\tau_u = 1{,}543 MPa < \bar{\tau}_u = 2{,}5 MPa$.........................condition vérifiée.

Armatures transversales :

Diamètre :

$$\varphi_t \leq \min\left(h/35\,;\varphi_l\,;b/10\right) = \min\left(20mm;\ 12mm;\ 50mm\right) = 12\ mm$$

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

Espacement :

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

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

$$S_t \leq \frac{0{,}8.A_t.f_e}{b\,(\tau_u - 0{,}3f_{c28})} \Rightarrow fe \geq \frac{b\,(\tau_u - 0{,}3f_{t28})S_t}{0{,}8A_t}$$

$$fe \geq \frac{50.\left(1{,}72 - 0{,}3 \times 2{,}1\right)15}{0{,}8 \times 4{,}71} = 135{,}35MPa.$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 6T10, A=4,71cm².

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

$$\frac{4{,}62.400}{50.15} = 2{,}51 \succ 0{,}65\ MPa\text{.....................conditi on vérifiée.}$$

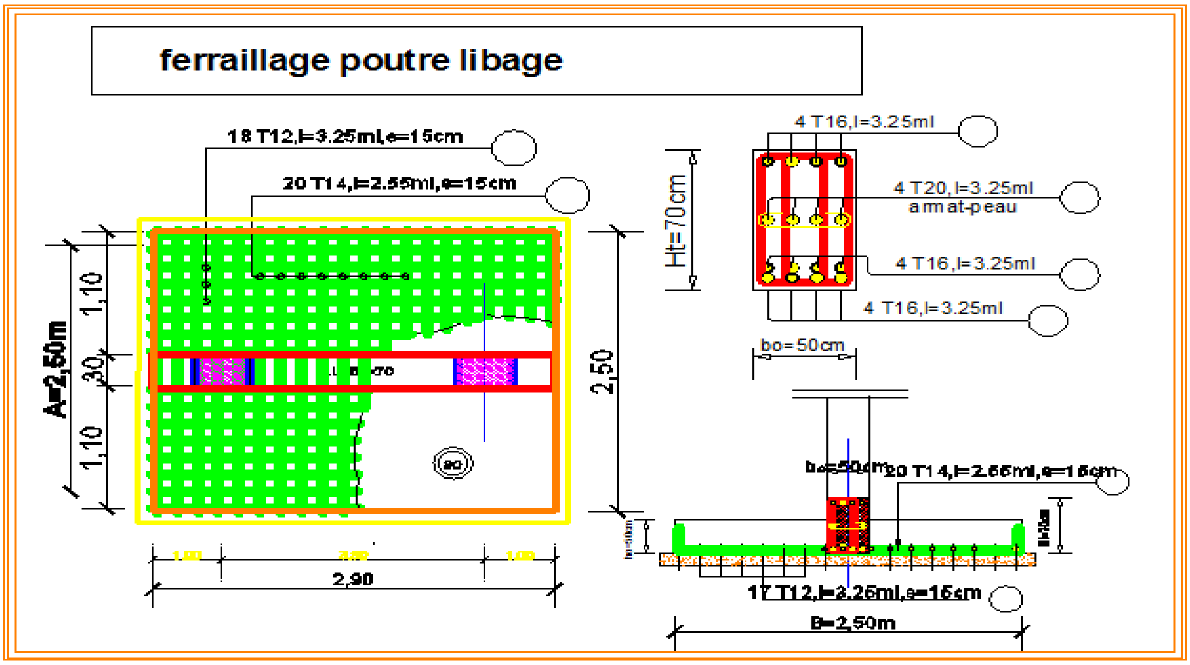

Figure. VIII .5. ferraillage de poutre de libage.