VIII.1-Calcul du voile périphérique :

VIII.1.1- Introduction :

Afin de donner plus de rigidité 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 R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15cm.

-Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimal des armatures est de $0{,}1^{o}/_{o}$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation Q =1,5KN/m².
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17\text{KN/m}^3$
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35°$
- Ka : Coefficient de poussée des terres $\text{Ka} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$\text{Ka}' = \text{Ka}/\cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0°)$$

$$\text{Ka}' = \text{Ka} = \text{tg}^2\left(45° - \frac{35°}{2}\right) = \text{tg}^2(27{,}5°) = 0{,}271$$

$$\text{Ka}' = \text{Ka} = 0{,}271$$

VIII.1-2- le Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

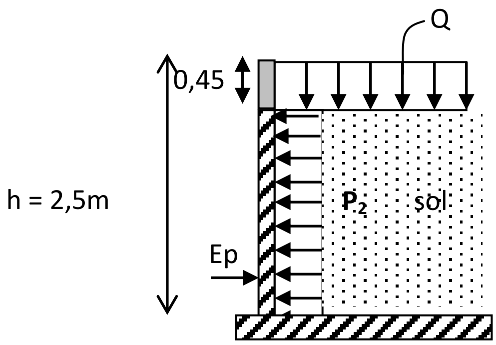
On adopte : ep = 20 cm.

VIII.1-3-Calcul des charges :

a- Poussée des terres :

$$p_1 = k_a.\gamma.h \ \text{avec :} \begin{cases} P_1 : \text{poussé des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$p_1 = 0{,}271.1{,}72{,}5 = 1{,}152 \, \text{t/ml}$$



b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$p_2 = K'_a.q.h = 0{,}271.0{,}151.2{,}5 = 0{,}102\,t/ml.$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a.\varphi$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

C - La charge pondérée :

Q =1,35P_1+1,5 P_2 = 1,35$\times$1,152+1,5$\times$0,102 = 1,71 t/ml.

Q = 1,71 t/ml.

VIII.1-4- Calcul du ferraillage :

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

L_x = 2,5-0,45 = 2,05 m.

L_y = 4,6-0,45 = 4,15m

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2{,}05}{4{,}15} = 0{,}49 > 0{,}4 \Rightarrow$ La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

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

$$\text{avec} : \begin{cases} \alpha = 0{,}49 \\ \nu = 0(\text{E.L.U}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0980 \\ \mu_y = 0{,}2500 \end{cases}$$

M $_{ox}$ = 0,0980.1,71.(2,05)² = 0,70 t.m

M $_{oy}$ = 0,2500.0,70 = 0,175 t.m

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0{,}85 M_{ox} = 0{,}595\,t.m$$
$$M_{ty} = 0{,}85 M_{oy} = 0{,}15 t.m$$

Sens x :

$M_{tx} = 0{,}595 t.m; \quad b = 100 cm; \quad h = 15 cm; \quad d = 0{,}9h = 18 cm$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2.\sigma_{bc}} = \frac{0{,}595.10^4}{100(18)^2.14{,}17} = 0{,}013 < \mu_e = 0{,}392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1{,}202\left(1 - \sqrt{1 - 2{,}055\mu}\right) = 0{,}016.$$

$$Z = d(1 - 0{,}416\alpha) = 17{,}88 cm$$

$$A_S = \frac{M_{tx}}{Z\sigma_s} = \frac{0{,}595.10^4}{17{,}88 \times 348} = 0{,}96\,cm^2/ml.$$

Sens y :

$M_{tx} = 0{,}149\text{t.m}; \quad b = 100\text{cm}; \quad h = 15\text{cm}; \quad d = 0{,}9h = 18 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2.\sigma_{bc}} = \frac{0{,}15.10^4}{100(18)^2.14{,}17} = 0{,}0033 < \mu_e = 0{,}392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1{,}202\left(1 - \sqrt{1 - 2{,}055\mu}\right) = 0{,}0037.$$

$$Z = d\left(1 - 0{,}416\alpha\right) = 17{,}97\text{cm}$$

$$A_S = \frac{M_{tx}}{Z\sigma_s} = \frac{0{,}15.10^4}{17{,}97 \times 348} = 0{,}24 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Condition de non fragilité :

Sens-y :

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$A_{y\,min}$ = 0,10%.b.h = $0{,}1 \times 0{,}001 \times 100 \times 20$ = 2,00 cm²/mL.

Et d'après B.A.E.L.91.

$A_{y\,min}$ = $8h_o$ = 8.0,20 = 1,6 cm²/mL.

$$\text{Donc}: A_{adoptée} = \max\left\{A_{calculée}, A_{min\ R.P.A2003}, A_{min\,B.A.E.L91}\right\}.$$

$$A_{adoptée} = \max\left\{0{,}24; 2{,}00\ ; 1{,}6\right\}$$

$$A_{adoptée} = 2{,}00\text{cm}^2/\text{mL}.$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93 cm²/ml** et un espacement de **20 cm.**

Sens x :

D'après R.P.A 99 (version 2003), on à:

$A_{x\,min}$ = 1,5 cm²/mL.

D'après B.A.E.L.91, on à :

$$A_{x\,min} = A_{y\,min}\left(\frac{3-\alpha}{2}\right) = 1{,}6\left(\frac{3 - 0{,}49}{2}\right) = 2{,}01\text{cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc}: A_{adoptée} = \max\left\{0{,}96; 2{,}00\ ; 2{,}01\right\}$$

$$A_{adoptée} = 2{,}01\text{cm}^2/\text{mL}.$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93 cm²/ml** et un espacement de **20 cm.**

VIII.1-5-Les vérifications :

a- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = q.\frac{L_x}{2}.\frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = 1{,}71.\frac{2{,}05}{2}.\frac{1}{1+\frac{0{,}49}{2}} = 1{,}41t$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_o d} = \frac{1{,}41.10^4}{100.18.10^2} = 0{,}078MPa.$$

$$1-\tau_{u\,limi} = 0{,}07.f_{c28}/\gamma_b = 0{,}07.25/1{,}5 = 1{,}17MPa.$$

$\tau_{u\,lim_i} = 1{,}17 \succ \tau_u = 0{,}078\,MPa$ condition vérifiée.

2- la dalle est bétonnée sans reprise.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b- Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{ser} = p_1 + p_2 = 1{,}152 + 0{,}102 = 1{,}25t/ml.$$
$$M_{ox} = \mu_x.q_{ser}.L_x = 0{,}25t.m$$
$$M_{oy} = \mu_y.M_{ox} = 0{,}0625t.m$$
$$M_{tx} = 0{,}25t.m$$
$$M_{ty} = 0{,}0625t.m$$

Sens x :

M_{ser}= 0,25t.m

A=3,93cm²

1-position de l'axe neutre :

$by^2/2+n.A\,(d-y)=0 \iff 50y^2+58{,}95y-1061{,}11=0 \Rightarrow y=4{,}.05$ cm

2-moment d'inertie:

$I=by^3/3+n.A\,(d-y)^2=13686{,}15cm^4$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc}:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K..y = \dfrac{Mser}{I_g} \times y = \dfrac{0{,}25\times10^4}{13686{,}15} \times 4{,}05 = 0{,}74\,Mpa \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

σ_{bc} = 0,74< $\overline{\sigma_{bc}}$ =15Mpa ………………………condition vérifiée.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}fe;110\sqrt{\eta f_{t28}}\right).\text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400;110\sqrt{1,6.2,1}\right) = \min(266,67;201,63)$$

$$\overline{\sigma_s} = 201,63 \ MPa$$

$$\sigma_s = 15\times k\times(d - y) = 15\times\frac{M_{ser}}{I_X}\times(d-y)$$

$$\sigma_s = 15\times\frac{0,25.10^4}{13686,15}\times(18-4,05) = 38,22 \ MPa$$

$$\sigma_s = 38,22MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63MPa.....................\text{condition vérifiée..}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Sens y :

M_{ser} = 0,0625t.m

A=3,93cm²

1-position de l'axe neutre :

by²/2+n.A (d-y)=0 $\Leftrightarrow$ 50y²+58,95y-1061,11=0 $\Rightarrow$ y=4,.05 cm

2-moment d'inertie:

I=by^3/3+n.A (d-y)²=13686,15cm^4

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc}:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K..y = \dfrac{Mser}{I_g}\times y = \dfrac{0,0625\times10^4}{13686,15}\times 4,05 = 0,18\ Mpa \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

σ_{bc} =0,18< $\overline{\sigma_{bc}}$ =15Mpa ………………………condition vérifiée.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}fe;110\sqrt{\eta f_{t28}}\right).\text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400;110\sqrt{1,6.2,1}\right) = \min(266,67;201,63)$$

$$\overline{\sigma_s} = 201,63 \ MPa$$

$$\sigma_s = 15\times k\times(d - y) = 15\times\frac{M_{ser}}{I_X}\times(d-y)$$

$$\sigma_s = 15\times\frac{0,0625.10^4}{13686,15}\times(18-4,05) = 9,56 \ MPa$$

$\sigma_s = 9{,}56\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201{,}63\text{MPa}$.....................condition vérifiée..

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Le voile sera ferraillé en deux nappes avec **5T10 =3,93 cm²/ml** chacune et avec un espacement **S_t=20cm**

VIII.2. Fondation :

VIII.2.1. Introduction :

La stabilité de l'ensemble du bâtiment est le premier problème, cette stabilité assurée essentiellement au niveau de l'infra structure c'est-à-dire que l'ensemble des fondations est la partie importante d'un ouvrage.

On appel fondation la base de l'ouvrage qui se trouve en contacte directe avec le terrain d'assise qu'a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées cet ouvrage.

Les fondations doivent assurées deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions de façon assurée la stabilité de l'ouvrage.

Le calcul de ces éléments ne peut se faire que si on connaît la superstructure (descente des charges) et les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sur lequel la structure s'appuie.

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ le type de contreventement de la structure ;
- ✓ la nature de sol (dur, ferme, meuble) ;
- ✓ la profondeur du bon sol … etc.

Notre projet est fondé sur un sol meuble de caractéristiques suivantes :

- Contrainte admissible : $\overline{\sigma}_{SOL}$ = 2,00 bars.
- Coefficient de raideur : K = 40 MN/m^3.
- Profondeur d'ancrage : H = 2,5 m.

VIII-1.2. Etude de radier :

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 80 cm de chaque coté.

a- Pré dimensionnement du radier :

Le pré dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hanteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression , cette hanteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

1- Condition forfaitaire.

2- Condition de rigidité.

3- Condition de non cisaillement.

4- Condition de non poinçonnement.

1) Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h_1 \leq \frac{L}{5}.$$

Ou ; L : est la plus grande portée entre deux poteaux.

64,37 cm ≤ h_1 ≤ 103 cm ; L=5,15 m.

2) Condition de rigidité :

On utilise un radier rigide => L ≤ $\frac{\pi}{2} L_e$ …………………………..(1).

Le : Longueur élastique donnée par : Le = $\sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$ …………. (2).

K : Coefficient de rigidité du sol = 40 MN/m^3.

E : Module de déformation = 29858,59 MPa.

I : Inertie du radier : I = $\frac{b \times h^3}{12}$ …………………………………….(3).

b =Largeur du radier.

Introduisons les expressions (2) et (3) dans (1).Il en résulte

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times K}{E}\left(\frac{2 \times L}{\pi}\right)^4}.$$

Donc $h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40 \times 10^3}{29858{,}59}\left(\frac{2 \times 5150}{3{,}14}\right)^4} \Rightarrow h_2 \geq 77{,}49 cm.$

3) Condition de non cisaillement : (**BAEL 91** / Art 2.2).

Pour le panneau le plus défavorable.

On a : L_x=4,6 m L_y=5,15 m

On sait que: Fissuration préjudiciable ⇒ $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ =min ($\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_s}$; 4 MPa) = 2,5 Mpa.

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{T_u}{bx0.9h} \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow h \geq \frac{T_u}{0.9b\overline{\tau_u}}$$ (BAEL 91 / Art 5.1.1).

T= max ($T_{(x)}$; $T_{(y)}$) ;

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4{,}6}{5{,}15} = 0{,}89$ ⇒ Le panneau travail suivant deux directions.

$\Rightarrow T_x = q.\dfrac{L_x \times L_y}{(2 \times L_y + L_x)}$; $T_y = q.\dfrac{L_x}{3}$

$q_u = \dfrac{q_1}{S} + 1{,}5Q = \dfrac{44703}{332{,}04} + (1{,}5x\ 5) = 142{,}13KN.$

Avec :

q_1 : Poids de la superstructure.

Q : Surcharge d'exploitation.

$T_x = \dfrac{142{,}13 \times 4{,}6 \times 5{,}15}{((2 \times 5{,}15) + 4{,}6)} = 225{,}98KN/m.$

$T_y = \dfrac{142{,}13 \times 4{,}6}{3} = 217{,}93KN/m.$

$h_3 \geq \dfrac{225{,}98 \times 10^3}{0{,}9 \times 10^3 \times 2{,}5} = 100{,}43mm = 10{,}04cm.$

4) Condition de non poinçonnement:

Il faut que :

$N_u \leq 0{,}045 \text{ x } U_c \text{ x h x } f_{c\,28}$ …………………………………………… (4).

U_c : Périmètre du contour cisaillé sur le plan moyen du radier ;

h :Epaisseur du radier .

$Uc = 2\,(a_1 + b_2) \Rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h. \\ b_1 = b + h. \end{cases}$

$\Rightarrow U_c = 2(a+b+2h).$

N_u: charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'ELU.

Pour notre structure N_{umax} =798,88KN appliquée sur un poteau de section rectangulaire de dimension :

a = 45cm ; b = 45cm.

(4) $\Rightarrow 4{,}5h^2 + 2025h - \left(798{,}88 \times 10^3\right) \geq 0.$

D'où h_4 = 267,5mm = 26,75cm.

Pour satisfaire les quatre conditions précédente, soit **h = 90 cm**.

Le radier sera étudié comme un plancher renversé comporte un système de poutres (nervures) avec une hauteur égale à $\dfrac{L}{10}$ et une dalle pleine d'épaisseur égale a $\dfrac{L}{20}$.

Où ; L : la plus grande portée entre axes des poteaux

Hauteur de nervure :

$h \rangle \frac{L}{10} = \frac{515}{10}$ = 51,5cm on prend h = 55cm.

Epaisseur de la dalle :

$e \geq \frac{L}{20} = \frac{515}{20}$ = 25,75 cm.

On prendra une épaisseur e = 35cm.

b- Détermination des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

h =90 cm. ; e = 35 cm.

Surface du radier :S = 332,04 m^2.

$I_{xx} = 62485{,}18 m^4$. ; $I_{yy} = 20011{,}66 m^4$.

x_g = 12,10m ; y_g = 9,03m.

Calcul du poids du radier (p_r) :

-Poids du radier sans poutres = S $\times$ e $\times \gamma_b$ = 332,04 $\times$ 0,35 $\times$ 25 = 2905,35KN.

-Poids des poutres principales = $(0{,}5 \times 0{,}55) x [(6 \times 17{,}3) + (10{,}2 \times 2)] x 25 = 853{,}87 KN$.

-Poids des poutres secondaires $= (0{,}35 \times 0{,}4) \times [(24{,}2 \times 3) + (15 \times 2)] x 25 = 359{,}1 KN$.

-Poids total du radier = $4118{,}32 KN$.

● **Combinaisons d'action :**

Situations durable et transitoire :

1-ELU :

$N_u = N_u^1 + (1{,}35.P_{tr} + 1{,}5.Q')$.

N_u^1 : La somme algébrique de toutes les réactions sur le radier (fichier de Robot) = 31175,40KN.

P_{tr} : Poids total du radier $= 4118{,}32 KN$.

Q' : Surcharge d'exploitation = $Q \times S = 5 \times 332{,}04 = 1660{,}2 KN$.

$N_u = N_u^1 + (1{,}35.P_{tr} + 1{,}5.Q') = 31175{,}4 + [(1{,}35 \times 4118{,}32) + (1{,}5 \times 1660{,}2)] = 39225{,}43 KN$.

$\sum M_x = 98{,}44 KN.m$; $\sum M_y = 26{,}45 KN.m$

2-ELS:

$N_s = N_s^1 + (P_{tr} + Q')$=22799,17 + (4118,32 + 1660,2) = 22577,69KN.m.

$\sum M_x = 71{,}64 KN.m$; $\sum M_y = 19{,}23 KN.m$.

3-Situation accidentelle :

$N_{acc} = N_{acc}^{1} + (P_{tr} + Q')$=45220,12KN.

$\sum M_x = 477{,}78 KN.m$; $\sum M_y = 127{,}44 KN.m$.

● **Vérification des contraintes sous radier:**

$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S} \pm \frac{\sum M}{I}.V$; $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4}$.

Avec :

V :Coordonnées de centre de gravité du radier.

1-ELU :

∗ **Pour le sens X :**

$$\sigma_{1;2} = \frac{39225{,}93\times10^3}{332{,}04\times10^6} \pm \frac{98{,}44\times10^6}{62485{,}18\times10^{12}}.12{,}1\times10^3 = 0{,}11 \pm 1{,}9*10^{-5} \Rightarrow \begin{cases}\sigma_1 = 0{,}11 MPa.\\ \sigma_2 = 0{,}11 MPa.\end{cases}$$

$\sigma_m = \frac{(3\times0{,}11)+0{,}11}{4} = 0{,}11 MPa < \sigma_{sol} = 0{,}15 MPa.$ $\Rightarrow$Condition vérifiée.

∗ **Pour le sens Y :**

$$\sigma_{1;2} = \frac{39225{,}93\times10^3}{332{,}04\times10^6} \pm \frac{26{,}45\times10^6}{20011{,}66\times10^{12}}.9{,}03\times10^3 = 0{,}11 \pm 1{,}19*10^{-5} \Rightarrow \begin{cases}\sigma_1 = 0{,}11 MPa.\\ \sigma_2 = 0{,}11 MPa.\end{cases}$$

$\sigma_m = \frac{(3\times0{,}11)+0{,}11}{4} = 0{,}11 MPa < \sigma_{sol} = 0{,}15 MPa.$ $\Rightarrow$Condition vérifiée.

2-ELS:

∗ **Pour le sens X :**

$$\sigma_{1;2} = \frac{22577{,}69\times10^3}{332{,}04\times10^6} \pm \frac{71{,}64\times10^6}{62485{,}18\times10^{12}}.12{,}10\times10^3 = 0{,}067 \pm 1{,}38*10^{-5} \Rightarrow \begin{cases}\sigma_1 = 0{,}067 MPa.\\ \sigma_2 = 0{,}067 MPa.\end{cases}$$

$\sigma_m = \frac{(3\times0{,}067)+0{,}067}{4} = 0{,}067 MPa < \sigma_{sol} = 0{,}15 MPa.$ $\Rightarrow$Condition vérifiée.

∗ **Pour le sens Y :**

$$\sigma_{1;2} = \frac{22577{,}69\times10^3}{332{,}04\times10^6} \pm \frac{19{,}23\times10^6}{20011{,}66\times10^{12}}.9{,}03\times10^3 = 0{,}067 \pm 8{,}67*10^{-6} \Rightarrow \begin{cases}\sigma_1 = 0{,}067 MPa.\\ \sigma_2 = 0{,}067 MPa.\end{cases}$$

$\sigma_m = \frac{(3\times0{,}067)+0{,}067}{4} = 0{,}067 MPa < \sigma_{sol} = 0{,}15 MPa.$ $\Rightarrow$Condition vérifiée.

3-Situation accidentelle :

∗ **Pour le sens X** :

$$\sigma_{1;2} = \frac{45220{,}12\times10^3}{332{,}04\times10^6} \pm \frac{477{,}78\times10^6}{62485{,}18\times10^{12}}.12{,}1\times10^3 = 0{,}13 \pm 9{,}25*10^{-5} \Rightarrow \begin{cases}\sigma_1 = 0{,}13MPa.\\ \sigma_2 = 0{,}13MPa.\end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{(3\times0{,}13)+0{,}13}{4} = 0{,}13MPa < \sigma_{sol} = 0{,}2MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

∗ **Pour le sens Y** :

$$\sigma_{1;2} = \frac{45220{,}12\times10^3}{332{,}04\times10^6} \pm \frac{127{,}44\times10^6}{20011{,}66\times10^{12}}.9{,}03\times10^3 = 0{,}13 \pm 5{,}75*10^{-5} \Rightarrow \begin{cases}\sigma_1 = 0{,}13MPa.\\ \sigma_2 = 0{,}13MPa.\end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{(3\times0{,}13)+0{,}13}{4} = 0{,}13MPa < \sigma_{sol} = 0{,}2MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

● **Vérification de l'effet de sous- pression:**

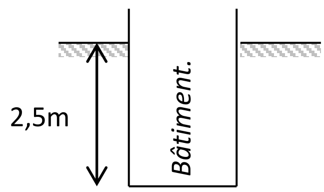
On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas.

$$\boxed{P \geq 1{,}5\times S\times\gamma\times h\,.}$$

P : Poids du bâtiment.

S : Surface du radier .

γ : Poids volumique d'eau ; h : hauteur d'ancrage de bâtiment.



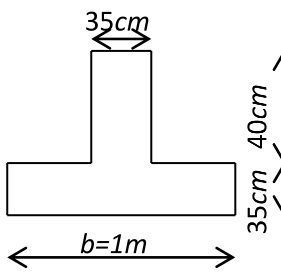
Ancrage de bâtiment.

$1{,}5\times S\times\gamma\times h = 1{,}5\times332{,}04\times10\times2{,}5 = 12451{,}5KN.$

$P = 44703KN \geq 12451KN. \Rightarrow$ le bâtiment ne soulève pas.

c- Ferraillage du Radier :

On peut prend la section de calcul du radier comme section en "T" dont les dimensions sont les suivante.



Section de calcul

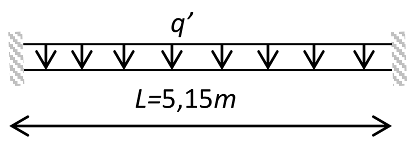


Schéma statique

Les chargements et les digrammes des moments et les efforts tranchants :

1-ELU :

$$q_u^{'} = \left(\frac{N_u^1}{S}\times b\right) + 1{,}35.poids\ propre$$

$$q_u^{'} = \left(\frac{39225{,}93}{332{,}04}\times 1\right) + 1{,}35\left[\left(1\times 0{,}35\right)+\left(0{,}4\times 0{,}35\right)\right].25 = 118{,}13 + 16{,}53 = 134{,}66 KN/ml.$$

2-ELS:

$$q_s^{'} = \left(\frac{N_s^1}{S}\times b\right) + .poids\,\text{Propre}$$

$$q_s^{'} = \left(\frac{22577{,}69}{332{,}04}\times 1\right) + \left[\left(1\times 0{,}35\right)+\left(0{,}4\times 0{,}35\right)\right].25 = 67{,}99 + 16{,}53 = 84{,}52 KN/ml.$$

3-Situation accidentelle :

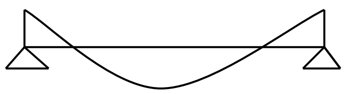
$$q_{acc}^{'} = \left(\frac{N_{acc}^1}{S}.b\right) + .poids\,\text{propre}$$

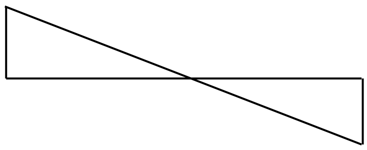
$$q_s^{'} = \left(\frac{45220{,}12}{332{,}04}\times 1\right) + \left[\left(1\times 0{,}35\right)+\left(0{,}4\times 0{,}35\right)\right].25 = 136{,}18 + 16{,}53 = 152{,}71 KN/ml.$$

- **Les diagrammes des moments et des efforts tranchants :**

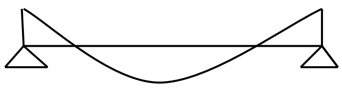
M_f (KN.m) ***T(KN).***

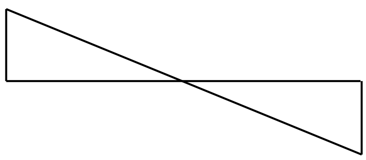
1-ELU :



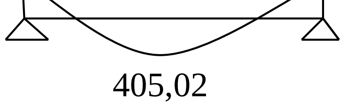


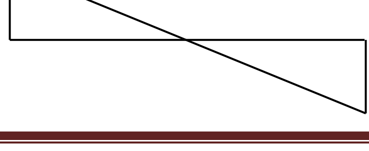
2-ELS:





3-Situation accidentelle :





❖ **Le ferraillage :**

ELU

∗ **En travée :**

$M_t^{max} = 375{,}14 KN.m$.

● **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

Soit M_t : moment fléchissant équilibré par la table de compression d'où :

$$M_t = \sigma_b . b . h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

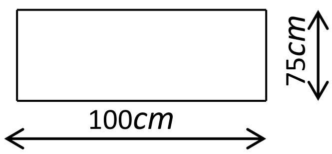
$d = 0{,}9.h = 0{,}9 \times 75 = 67{,}5 cm$.

$$M_t = 14{,}16 \times 1000 \times 350 \left(675 - \frac{350}{2} \right) = 2478 KN.m \ .$$

$M_t^{max} \prec M_t \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

$\Rightarrow$ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) cm^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{375{,}14 \times 10^6}{14{,}16 \times 10^3 \times 675^2} = 0{,}0581.$$



$\beta = 0{,}0598$.

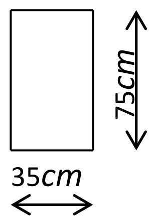
$$A_s = 0{,}0598 \times 100 \times 67{,}5 \times \frac{14{,}16}{348} = 16{,}43 cm^2.$$

Section de calcul au niveau de travée.

$$A_{min} = 0{,}23 \times 100 \times 67{,}5 \times \frac{2{,}1}{400} = 8{,}15 cm^2.$$

$A_{max} = 16{,}43 cm^2$.

Le choix : (6T16+3T16).



∗ **En appuis :**

Section de calcul au niveau d'appuis

$M_a^u = 89{,}28 KN.m$.

$$\mu = \frac{M_u^a}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{89{,}28 \times 10^6}{14{,}17 \times 350 \times 675^2} = 0{,}0395.$$

$$\beta = 0{,}0403$$

$$A_s = 0{,}0403 \times 35 \times 67{,}5 \times \frac{14{,}16}{348} = 3{,}87cm^2.$$

$$A_{min} = 0{,}23 \times 35 \times 67{,}5 \times \frac{2{,}1}{400} = 2{,}85cm^2.$$

$$A_{max} = 3{,}87cm^2.$$

Le choix : (3T16+3T12).

2-ELS:

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

● **Vérification des contraintes :**

1-la contrainte limite du béton : $\overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa.$

2-la contrainte limite de l'acier : $\overline{\sigma_s} = 200MPa.$

∗ **En travée :**

$$M_s^t = 224{,}16KN.m.$$

● Centre de gravité:

$$Y = \frac{15A_s}{b}\left[\left(\sqrt{1 + \frac{b.d}{7{,}5A_S}}\right) - 1\right] \Rightarrow Y = \frac{15 \times 18{,}09}{100}\left[\left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 67{,}5}{7{,}5 \times 18{,}09}}\right) - 1\right]$$

$$Y = 16{,}59cm.$$

● Inertie :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15\left[A_S(d-y)^2\right] \Rightarrow I = \frac{100 \times 16{,}59^3}{3} + 15\left[18{,}09 \times (67{,}5 - 16{,}59)^2\right]$$

$$I = 855493{,}68cm^4.$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{224{,}16 \times 10^6}{85549{,}368 \times 10^4} = 0{,}02 N/mm^3.$$
$$\sigma_{bc} = K.y = 0{,}02 \times 165{,}9 = 3{,}31 MPa.$$
$$\sigma_s = 15K(d-y) = 15 \times 0{,}02(675 - 165{,}9) = 152{,}73 Mpa.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3{,}31 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa. \\ \sigma_s = 152{,}73 MPa < \overline{\sigma_s} = 200 MPa. \end{cases}$$

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

* **En appuis** :

$M_s^a = 89{,}28 KN.m$.

- Centre de gravité:

y= 19,65cm.

- Inertie :

I=412042,22cm^4.

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0{,}021 N/mm^3.$$
$$\sigma_{bc} = K.y = 0{,}021 \times 196{,}5 = 4{,}12 MPa.$$
$$\sigma_s = 15K(d-y) = 15 \times 0{,}021(675 - 196{,}5) = 150{,}72 Mpa.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 4{,}12 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa. \\ \sigma_s = 150{,}72 MPa \prec \overline{\sigma_s} = 200 MPa. \end{cases}$$

Les armatures calculées à ELU sont maintenues.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$\overline{\tau_u} = 2 MPa.$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{346{,}74 \times 10^3}{350 \times 675} = 1{,}46 MPa. \leq \overline{\tau_u} = 2 MPa.$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Les armatures de peau :**

D'après **RPA-99** :

$$A_s^p = 0,2\% \ b \times h = \frac{0,2}{100} \times 35 \times 75 = 5,25cm^2.$$

Le choix : soit :(2T12+2T14).

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \le \min(\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}). \Rightarrow \phi_t \le \min(\frac{750}{35};16;\frac{350}{10}) \le \text{ (21,42 ; 16 ; 35)mm.}$$

$\phi_t = 8$ mm.

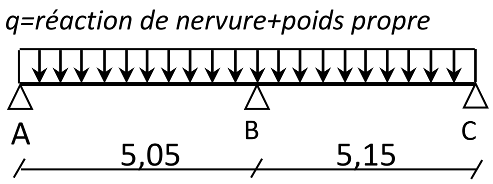
Le choix : $4\phi 8 \longrightarrow A_t = 2\ cm^2$.

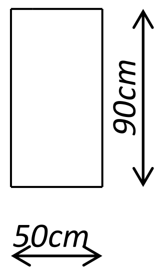
Calcul de l'espacement des armatures transversales :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

; K= 1 -flexion simple.

❖ **Ferraillage des poutres principales :**

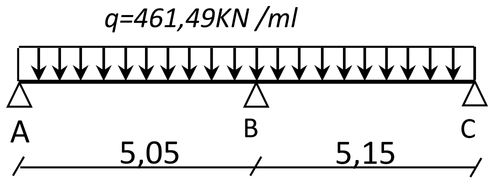




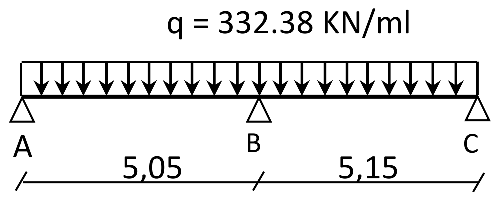
Section transversale

Schéma statique de poutre principale.

1-ELU :



2-ELS :



	$M_t^{\max}(KN.m)$	$M_a^{\max}(KN.m)$	T(KN)
ELU	575,33	633,33	805,50
ELS	362,45	452,32	

Tableau des sollicitations.

- **Le ferraillage :**

1-ELU :

∗ **En travée :**

$M_t^u = 575{,}33 KN.m.$

$$\mu = \frac{M_u^t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{575{,}33\times 10^6}{14{,}17\times 500\times 810^2} = 0{,}124. \Rightarrow \beta = 0{,}1336.$$

$$A_s = 0{,}1336\times 50\times 81\times \frac{14{,}17}{348} = 22{,}03 cm^2.$$

$$A_{\min} = 0{,}23\times 50\times 81\times \frac{2{,}1}{400} = 4{,}89 cm^2.$$

$A_{\max} = 22{,}03 cm^2.$

Le choix : (8T16+4T14). $\Rightarrow A_s = 22{,}24 cm^2.$

∗ **En appuis :**

$M_a^u = 633{,}33 KN.m.$

$\mu = 0{,}136 \Rightarrow \beta = 0{,}1475$; $A_s = 24{,}32 cm^2$; $A_{\min} = 4{,}89 cm^2.$

$A_{\max} = 24{,}32 cm^2.$

Le choix : (8T20+2T12). $\Rightarrow A_s = 27{,}39 cm^2.$

2-ELS:

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

• **Vérification des contraintes :**

1-la contrainte limite du béton : $\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 12MPa.$

2-la contrainte limite de l'acier : $\overline{\sigma_s} = 200MPa.$

∗ **En travée :**

$M_s^t = 362,45KN.m.$

• Centre de gravité:

Y= 26,87cm.

• Inertie :

I =1300801,26cm^4.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 7,52MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa. \\ \sigma_s = 227,35MPa > \overline{\sigma_s} = 200MPa. \end{cases}$$

Donc il faut calculer la section d'aciers tendus A_S .

$$\mu = \frac{30.M_s^t}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_s}} = \frac{30 \times 362,45 \times 10^6}{500 \times 810^2 \times 200} = 0,1657.$$

D'après le tableau 10-IX page 146 (**BAEL 91** modifié99).

ρ = 6,822. 10^{-3} ; K= 0,0377.

σ_b = K. $\overline{\sigma_s}$ = 0,0377 . 200 = 7,54 MP ≤ $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa .

$A_S cal$ = ρ . b. d = 6,822. 10^{-3} . 50 .81 = 27,62cm^2/ml.

Le choix : (8T20+4T12). $\Rightarrow A_s = 29,65cm^2.$

∗ **En appuis :**

$M_s^a = 452,32KN.m.$

• Centre de gravité:

y= 29,18cm.

• Inertie :

I =1517360,011cm^4.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 8,75MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa. \\ \sigma_s = 243,58MPa > \overline{\sigma_s} = 200MPa. \end{cases}$$

Donc il faut calculer la section d'aciers tendus A_S **.**

$$\mu = \frac{30.M_s^a}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_s}} = \frac{30 \times 452{,}32 \times 10^6}{500 \times 810^2 \times 200} = 0{,}21$$

D'après le tableau 10-IX page 146 (**BAEL 91** modifié99).

$\rho = 8{,}436.\ 10^{-3}$; K= 0,043.

σ_b = K. $\overline{\sigma_s}$ = 0,043 . 200 = 8,6 $MP \leq \overline{\sigma_b} = 12\,MPa$.

$A_S cal = \rho$. b. d = 8,436. 10^{-3} . 50 .81 = 34,16 cm^2/ml. .

Le choix : (10T20+2T14). $\Rightarrow A_s = 34{,}5 cm^2$.

- **Les armatures longitudinales minimale imposées par (RPA-99) :**

$$A_s^{RPA} = \frac{0{,}5}{100} \times 50 \times 90 = 22{,}5 cm^2.$$

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$\overline{\tau_u} = 2MPa.$ Fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{805{,}50 \times 10^3}{500 \times 810} = 1{,}98 MPa. \leq \overline{\tau_u} = 2MPa.$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}). \Rightarrow \phi_t \leq \min(\frac{900}{35}; 20; \frac{500}{10}) \leq \textit{ (25,71 ; 20 ; 50)mm. } \phi_t = 8\ mm.$$

Le choix : $4\phi 8 \longrightarrow A_t = 2\ cm^2$.

- **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$\delta_{t1} \leq \frac{0{,}9 A_t . f_e .(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0 . \gamma_s .(\tau_u - 0{,}3 f_{t28} . K)} = \frac{0{,}9 \times 2 \times 235 \times (1+0)}{50 \times 1{,}15 (1{,}95 - 0{,}3 \times 1{,}8 \times 1)} = 5{,}21 cm \textit{ ; K= 1 -flexion simple.}$$

$$\delta_{t2} = \min(0{,}9d; 40cm) = \min(0{,}9 \times 81; 40cm) = \textit{ min (72,9 ; 40 cm) = 40 cm.}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0{,}4 \times b_0 . \sin\alpha} = \frac{2 \times 235}{0{,}4 \times 50 \times 1} = 23{,}5 cm.$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t = 5cm.$$

Les armatures de peau :

D'après RPA-99 :

$$A_s^p = 0,2\,\%\, b \times h = \frac{0,2}{100} \times 50 \times 90 = 9cm^2.$$

Le choix: soit: 8T12.