2- Choix de type de fondation:

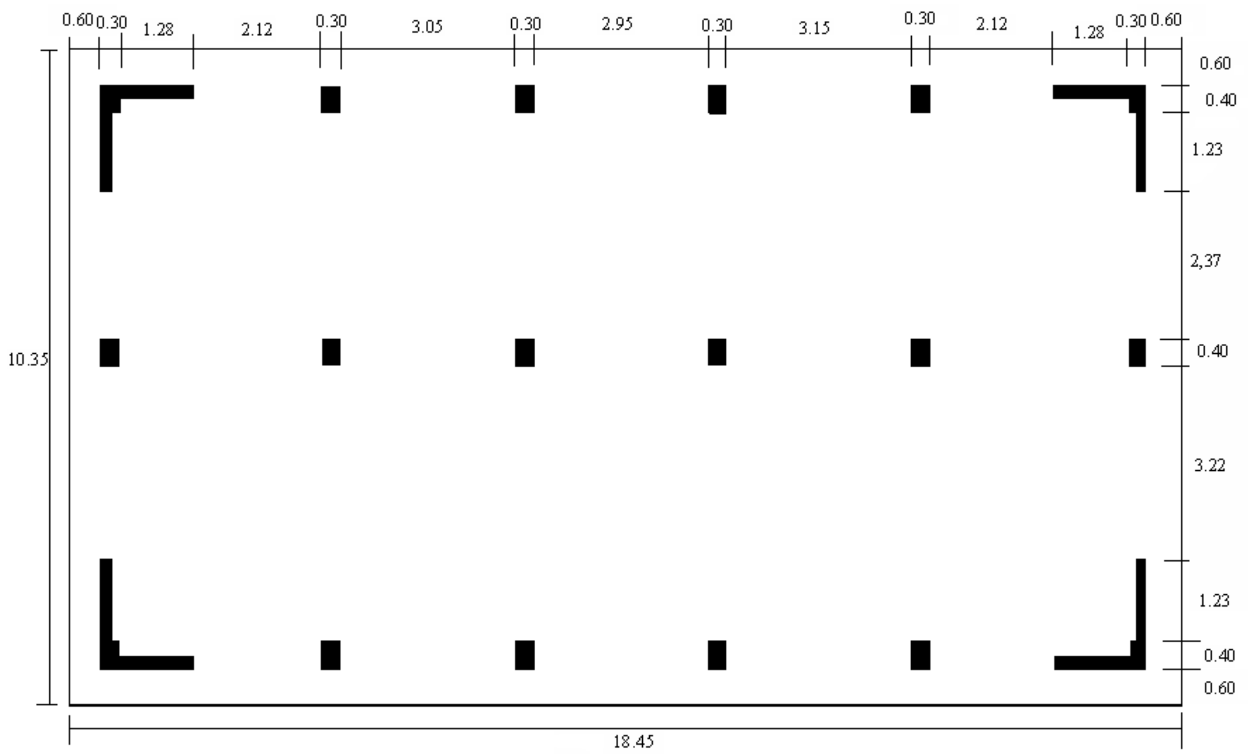
Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1,6 bars, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ♠ Semelle filante.
- ♠ Radier évidé.
- ♠ Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

-Dimensionnement des semelles sous poteaux :



Plan de fondation

⌖ D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =1,6 bars), sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles filantes comme solution ;pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

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

($S_s / S_b < 50$ %)

On a :

$\sigma_{sol} = 1.6\, bar$

Profondeur de : 2m

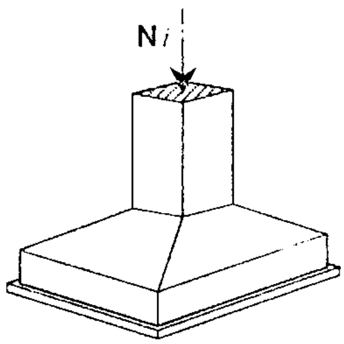
On suppose une variation trapézoïdale des contraintes à fin de réaliser l'équilibre statique de la semelle.

Prenant la combinaison : G + Q

Le règlement BAEL91 préconise : $\sigma(B/4) \leq \bar{\sigma}_{sol}$

On à : $\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}.y \leq \bar{\sigma}_{sol} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(1)$

$$\left\{ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{30}{40} = \frac{3}{4} \Rightarrow A = \frac{3}{4}.B \right. \quad \left| I = \frac{A.B^3}{12} = \frac{3}{4}B.\frac{B^3}{12} = \frac{B^4}{16} \right.$$



$$(1) \Rightarrow \frac{N}{A.\frac{4.A}{3}} + \frac{M}{\frac{(4A/3)^3}{16}}.\frac{4A/3}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\Rightarrow \frac{3N}{4.A^2} + \frac{27.M}{16.A^3} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{sol}.A^3 - \frac{27}{16}M - \frac{3.N}{4}.A \geq 0$$

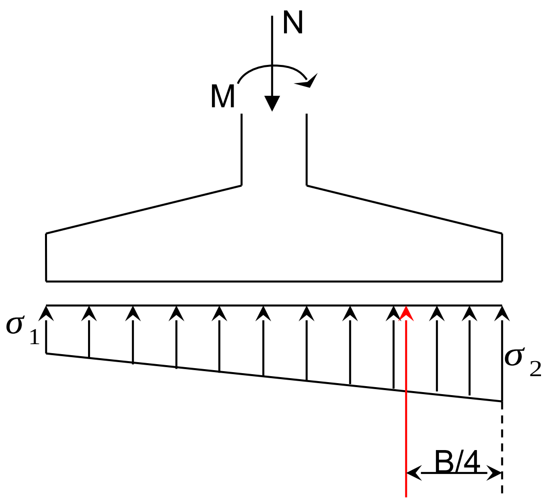
« Équation du 3eme degré »

$A^3 + p.A + q = 0$

Avec : $p = -3.N/4.\bar{\sigma}_{sol}$

$q = -27M/16\bar{\sigma}_{sol}$

Les rsultats sont cumulees dans ce tableau :



La

Noeud	M(KN.m)	N (KN)	A (m)	B (m)	S(m^2)
Voile01	-0,574	397,912	1,989	1,25	2,487
Voile02	-0,576	398,111	1,88	1,224	2,489
Voile03	1,466	564,437	2,231	1,587	3,54
Voile04	1,467	564,879	2,231	1,587	3,54
Voile05	15,796	476,419	1,4	2,129	2,98
Voile06	18,602	489,204	1,52	2,012	3,058
Voile07	15,836	476,876	1,54	1,94	2,98
Voile08	18,638	489,474	1,62	1,88	3,058
A-2	-7,004	568,252	1.68	2,114	3,552
A-3	-5,688	737,653	1,81	2,55	4,62
A-4	-5,858	745,359	1,625	2,87	4,66
A-5	-7,114	573,479	1,835	1,95	3,585
B-1	3,204	499,540	1,753	1,782	3,125
B-2	3,709	895,494	2,034	2,753	5,599
B-3	1,545	1061,333	2,064	3,217	6,64
B-4	2,856	1021,902	2,518	2,53	6,387
B-5	3,780	899,912	2,02	2,78	5,625
B-6	3,210	500,060	1,44	2,17	3,126
C-2	2,012	830,514	2,035	2,44	5,191
C-3	4,486	935,495	2,145	2,73	5,847
C-4	3,143	885,547	2,083	2,66	5,540
C-5	2,035	832,271	2,24	2,321	5 ,202
TOTAL					**87,629**

surface totales des semelles :

$S^* = 92,826\ m^2$

La surface totale du batiment :

$S = 17,75 \times 9,15 = 162,41\ m^2$

Le rapport de surface des semelles à celui du batiment est :

$R = Ss / Sb = 92,826 / 162,41 = 0,572$ $\Rightarrow$ **R=57,2 %**

Vérification de chevauchement:

$Ss / Sb > 0.5$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, et qui nous mène à envisager un radier générale comme fondation.

3-Calcul du radier :

ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

►L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.

►La réduction des tassements différentiels.

►Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.

►La facilité d'exécution.

3-1) Prédimensionnement du radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

▪ La surface du radier :

L'emprise totale du bâtiment est de : 162,41 m²

La surface de bâtiment est supérieure à la surface nécessaire de radier ; Alors on prend un débord de 60cm sur le périmétre du batiment.

Donc :la surface du radier étant égale à :

S_r = 18,95 × 10,35 = **196,1323 m²**

▪ La surface minimale du radier :

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{14844,123}{1.6 \times 100} = 92,776\, m^2$$

S_r = 196,1323 m² ¿ 92,776 cm² ……………………………. CV

▪ épaisseur du radier :

Condition forfaitaire (*Condition de coffrage*):

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10}$$

avec :L_{max} :la plus grande distance entre deux poteaux

h_r:épaisseur du radier.

D'où : $h_r \geq 485/10 = 48,5$ cm ; alors : **ht≥48,5 cm**

Condition de cisaillement :

$$\tau_u=\frac{V_u}{bd}\leq\bar{\tau}=0.05 f_{c28}$$

$$V_u=q\frac{l}{2}$$

Avec $q=\frac{N_u\times 1ml}{S_{rad}}=\frac{21247{,}96}{170{,}645}\Rightarrow q=124{,}52\ KN/ml$

Donc :

$$\frac{V_u}{bd}=\frac{q\times\frac{L_{\max}}{2}}{b\times 0.9h}\leq 0.05 f_{c28}$$

A.N : $h\geq\frac{124{,}52\times 4{,}425}{0{,}05.1.0{,}9.25.10^3}=0{,}49\ m$

Soit : $h_r=50\,cm$

condition de rigidité :

$$Le\geq\frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux portique parallèles :

L_e: longueur élastique.

$$Le=\sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier (bande de 1m) .

$$Le^4=\frac{4EI}{Kb}\quad,\quad I=\frac{bh^3}{12}$$

D'où : $h\geq\sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^2}}$

$L_{max}=4{,}85$ m , E = 32164 MPa , K=40 MN/m^3 (sol moyen)

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (4.8)^2}{32164 \times \pi^2}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{h \geq 0,52\ m}$$

- ***Conclusion :***

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : h_r = max (48,5cm ; 52 cm)

On prend : **h_r = 55 cm.**

▪ **Le poids du radier :**

$P_r = S \times h_t \times \gamma_b$ = 196,132 × 0,55 × 25 ⇒ P_r = 2696,819 KN

▪ **Centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i . X_i}{\sum S_i} = 8,725\, m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i . Y_i}{S_i} = 4,425\, m$$

$$\begin{cases} X_G = 8,725\ m \\ Y_G = 4,425\ m \end{cases}$$

▪ **Moment d'inertie du radier :**

$I_x = L_x.(L_y)^3/12 = 1752,698\ m^4$

$I_y = L_y.(L_x)^3/12 = 5869,306\ m^4$

▪ **Centre de torsion :**

$$X_t = \frac{\sum N_i . x_i}{\sum N_i} = \frac{127882,12}{14844,123} = 8,615\, m$$

$$Y_t = \frac{\sum N_i . y_i}{\sum N_i} = \frac{64794,597}{14844,123} = 4,365\, m$$

▪ **Excentricité de la résultante des forces par rapport au C.D.G :**

$$\begin{cases} e_X = X_g - X_t = 8,725 - 8,615 = 0,11\, m \\ e_Y = Y_g - Y_t = 4,425 - 4,365 = 0,06\, m \end{cases}$$

3-2) Les verifications :

a) Vérification vis-à-vis des charges verticales :(G+Q)

$\sum N_i$ = 155311,21 KN

P_r= 2696,819 KN

N_{tot}= $\sum N_i + P_r$ = 18228,03 KN

M_{x0}= 22141,43 KN.m

M_{y0}= 27348,13 KN.m

$M_x = N_{tot}.e_y + M_{x0}$= 23235,08 KN.m

$M_y = N_{tot}.e_x + M_{y0}$= 29353,21 KN.m

- **Sens X-X :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_y}{I_y}\right).X_g = \frac{18228,03}{196,133} + \frac{29353,21}{5869,31}.8,725 = 136,66 \ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y}\right).X_g = 49,34 \ KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 114,86 \ KN/m^2 \leq \overline{\sigma}_s = 160 \ KN/m^2$$ …………………… CV

- **Sens Y-Y :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_x}{I_x}\right).y_g = \frac{18228,03}{196,133} + \frac{23235,08}{1752,70}.4,425 = 151,66 \ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y}\right).X_g = 34,34 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 122,36 \ KN/m^2 \leq \overline{\sigma}_s = 160 \ KN/m^2$$ …………………. CV

Donc : le radier est stable vis-à-vis des charges verticales

b) Stabilité du radier vis-à-vis de renversement :(G+Q+E)

D'après le RPA 99 le radier reste stable si :

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma}_s$$

$\sum N_i$=15541,13 KN

M_{x0} = 25585,50 KN .m

M_{y0} = 34119,92 KN .m

N = $\sum N_i$+ 2696,819 = 18237,949 KN .m

$M_x = N.e_x + M_{x0}$ = 27591,674 KN .m

$M_y = N.e_y + M_{y0}$ = 35052,368 KN .m

Calcul des contraintes :

- **Sens X-X :**

$$\sigma_1=\frac{N}{S}+\left(\frac{M_y}{I_y}\right).X_g=\frac{18237,95}{196,133}+\frac{27591,674}{5869,31}.8,725=134,02$$ *KN/m²*

$$\sigma_2=\frac{N}{S}-\left(\frac{M_y}{I_y}\right).X_g=$$ 51,94 *KN/m²*

$$\sigma_{moy}=\frac{3.\sigma_1+\sigma_2}{4}=113,5\ KN/m^2\leq\overline{\sigma}_s$$ = 160 *KN/m²*…………………….. CV

- **Sens Y-Y :**

$$\sigma_1=\frac{N}{S}+\left(\frac{M_x}{I_x}\right).y_g=\frac{18237,95}{196,133}+\frac{35052,368}{1752,70}.4,425=181,48$$ KN/m²

$$\sigma_2=\frac{N}{S}-\left(\frac{M_y}{I_y}\right).X_g=$$ 4,48 KN/m²

$$\sigma_{moy}=\frac{3.\sigma_1+\sigma_2}{4}=137,233\ \ KN/m^2\leq\overline{\sigma}_s=160\ KN/m^2$$ …………………. CV

Donc : *pas de risque de renversement.*

c) Stabilité du radier vis-à-vis du soulèvement (0.8G + E) :

$\sum N_i$=10937,13 KN

M_{x0} = 12533,32 KN .m

M_{y0} = 10432,72 KN .m

N = $\sum N_i$+ 2696,819 = 13633,82 KN .m

$M_x = N.e_x + M_{x0}$ = 14033,04 KN .m

$M_y = N.e_y + M_{y0}$ = 11250,72 KN .m

Calcul des contraintes :

- **Sens X-X :**

$$\sigma_1=\frac{N}{S}+\left(\frac{M_y}{I_y}\right).X_g=\frac{13633,82}{196,133}+\frac{11250,72}{5869,31}.8,725=86,38$$ *KN/m²*

$$\sigma_2=\frac{N}{S}-(\frac{M_y}{I_y}).X_g= \quad 52{,}65 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy}=\frac{3.\sigma_1+\sigma_2}{4}=77{,}963\ KN/m^2\leq\overline{\sigma_s} = 160\ KN/m^2$$ …………………… CV

- **Sens Y-Y :**

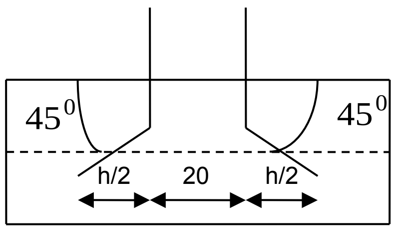
$$\sigma_1=\frac{N}{S}+(\frac{M_x}{I_x}).y_g=\frac{13633{,}82}{196{,}133}+\frac{14033{,}04}{1752{,}70}.4{,}425=104{,}95\ KN/m^2$$

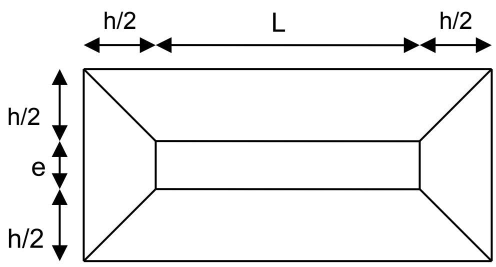
$$\sigma_2=\frac{N}{S}-(\frac{M_y}{I_y}).X_g= \quad 34{,}09 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy}=\frac{3.\sigma_1+\sigma_2}{4}=87{,}235\ KN/m^2\leq\overline{\sigma_s}=160\ KN/m^2$$ …………………. CV

Donc : *pas de risque de soulevement.*

d) Stabilité du radier au poinçonnement (1.35G + 1.5Q) :





➢ On à le poteau le plus sollicité N° = 501 (B-3)

N_u = 1455,5 KN

On doit vérifier que : ($N_u \leq 0.045.\mu_c.h.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$)…………..BAEL91

μ_c : Le périmètre de la surface d'impact avec le sol.

On à : a=30cm $\Rightarrow$ a'= a+h_0 = 30+55 = 85 cm

b= 40cm $\Rightarrow$ b'= b+h_0 = 40+55 = 95 cm

μ_c = 2.(a'+b') = 3.6 m

Donc : $0.045.\mu_c.h.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ = 0,045.3,6.0,55.25.10^3/1,5 = **1485 KN**

Alors : N_u = 1455,5 KN < $0{,}045.\mu_c.h.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ ……………………..CV

➢ Et on a le voile le plus sollicité est :…….. VOILE 04

$N_u = 693{,}247$ KN

Par mètre linéaire, on à :

$N_u = 693{,}247/1{,}43 = 484{,}788$ KN/ml

Donc : $N_u = 484{,}788$ KN/ml < $0.045.\mu_c.h.\dfrac{f_{c28}}{\gamma_b}$ = 1485 KN……………......CV

Donc *: il n'y a pas de risque de poinçonnement.*

e) Verification de la raideur de radier :

On peut considérer la répartition des contraintes comme uniforme sous radier ; que si la condition de raideur est vérifiée :

$$Le \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

L_e : la longueur élastique.

$I = b.h^3/12 = 1.(0.55)^3/12 = 1.386.10^{-2}\, m^4$

K : raideur du sol ; pour un sol moyen on a : K=4

$E = 3.22.10^7\ KN/m^2 = 3.22.10^4$ MPA

$L_e = (4.3{,}22.10^4.1{,}386.10^6)^{1/4}/4$

$L_e = 4{,}596$ m .⇒ $(\pi/2)\, L_e = 7.21$m

Et on à : $L_{max} = 4{,}85$ m.

Donc : $(\pi/2)\, L_e = 7.21$m > $L_{max} = 4{,}85$ m ……………………..CV

Donc la hauteur du radier **h_t=55cm** est dans les normes.

Le radier est rigide et la répartition des contraintes est linéaire.

f) Condition de résistance au cisaillement :

D'après les règles de B.A.E.L 91 :

$$\tau_u = V_u / bd < \bar{\tau}_u$$

$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4\,MPA)$

$b_0 = 1.00$ m

$V_u = q_u.\, L_{max} / 2$; $L_{max} = 4{,}85$ m

$q_u = N_u / S_{rad}$

$N_u = N = 21247{,}96$ KN.

$S_{rad} = 170,645\ m^2$

$q_u = 124,52\ KN/m^2$

$V_u = 301,95\ KN/ml \Rightarrow \tau_u = 0,610\ MPa < \bar{\tau}_u = 2,5\ MPa$ ……………CV

4) Ferraillage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les poteaux et les voiles. Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé est émergés en eau douce.

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol.

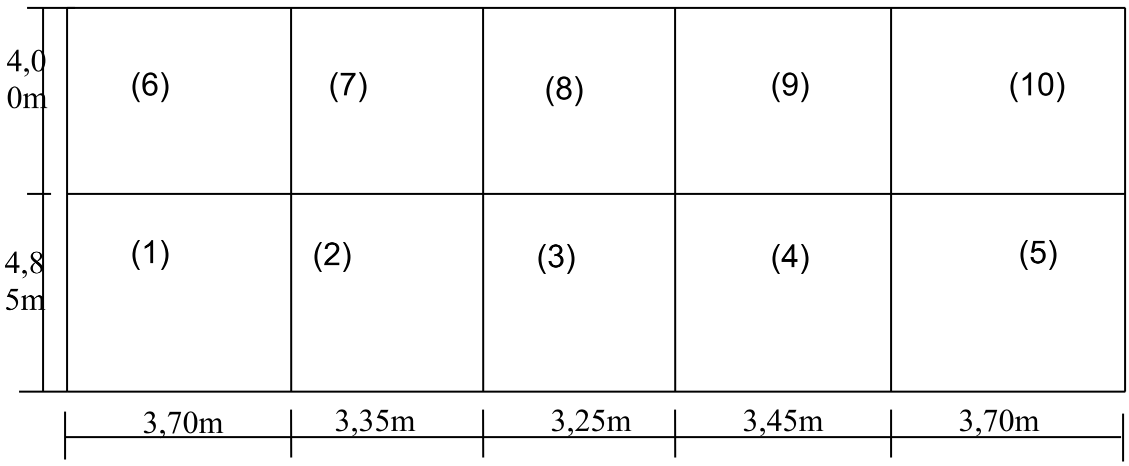


Figure « les panneaux des fondations »

On prend le panneau du radier le plus sollicité avec la contrainte moyenne du radier sous la combinaison (1.35G+1.5Q)

Soit le panneau « N^0 01 »

$L_x = 3,70$ m

$L_y = 4,85$m

Calcul des contraintes:

ELU :

$\sum N_i = 21247,959$ KN

$P_r = 2696,819$ KN

$N_{tot} = \sum N_i + P_r = 23944,78$ KN

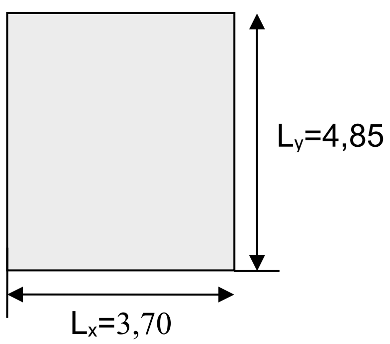


Figure « le panneau le plus sollicité »

M_{x0}= 60342,40 KN.m

M_{y0}= 71543,83 KN.m

$M_x=N_{tot}.e_y+M_{x0}$= 61779,088KN.m

$M_y=N_{tot}.e_x+M_{y0}$= 74177,756 KN.m

- **Sens X-X :**

$$\sigma_1=\frac{N}{S}+(\frac{M_y}{I_y}).X_g=\frac{23944,78}{196,133}+\frac{74177,756}{5869,31}.8,725=232,35$$ *KN/m²*

$$\sigma_2=\frac{N}{S}-(\frac{M_y}{I_y}).X_g=$$ 11,81 *KN/m²*

$$\sigma_{moy}=\frac{3.\sigma_1+\sigma_2}{4}=177,215\ KN/m^2$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_1=\frac{N}{S}+(\frac{M_x}{I_x}).y_g=\frac{23944,78}{196,133}+\frac{61779,088}{1752,70}.4,425=278,072$$ KN/m²

$$\sigma_2=\frac{N}{S}-(\frac{M_y}{I_y}).X_g=$$ 33,89 KN/m²

$$\sigma_{moy}=\frac{3.\sigma_1+\sigma_2}{4}=217,027\ KN/m^2$$

On prend la plus grande valeur de contrainte**: σ_{max}= 217,027 KN/m²**

ELS :

- **Sens X-X :**

$$\sigma_{moy}=114,86$$ *KN/m²*

- **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{moy}=122,36\ KN/m^2$$

On prend la plus grande valeur de contrainte**: σ_{max}= 122,36 KN/m²**

Calcul des moments :

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISON et de rapport : $\rho = L_x / L_y$.

Si : $0<\rho<0{,}4$ ……………………….. La dalle porte dans un seul sens

$M_x = q L^2_x / 8$

$M_Y = 0$

Si : $0{,}4<\rho<1$ ……………………… La dalle porte dans les deux seul sens

$M_x = \mu_x \sigma . L_x^2$ $\qquad \mu_x = \dfrac{1}{8.(1+2{,}4\rho^3)}$

$M_y = \mu_y M_x$ $\qquad \mu_y = \rho^3 (1{,}9 - 0{,}9\rho)$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis. D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

-Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- Moment en travée :($M_{tx}= 0{,}75.M_x$; $M_{ty}= 0{,}75.M_y$)
- Moment sur appuis :($M_{ax}= 0{,}5.M_x$; $M_{ay}= 0{,}5.M_y$)

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

- Moment en travée : ($M_{tx}= 0{,}85.M_x$; $M_{ty}= 0{,}85.M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{tx}= 0{,}3.M_x$; $M_{ty}= 0{,}3.M_y$)

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$M_t + (M_{ad} + M_{ag}) /2 \geq 1.25 M_0$

- Ferraillage longitudinal : le ferraillage est déterminé par le calcul d'1 section rectangulaire en flexion simple.
- Ferraillage transversal : les armatures transversales d'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :
- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.
- $V_u \leq 0.05 f_{c28}$; V_u : effort tranchant maximum à l'ELU.

  Les résultats sont donnés sous forme de tableau.

Application :

$P = L_x/L_y = 3{,}70/4{,}85 = 0{,}76$

$M_x = \mu_x . \sigma_{moy} . (Lx)^2$

$M_y = \mu_y . M_x$

E.L.U: **v =0**

$$\mu_x = \frac{1}{8.(1+2{,}4\rho^3)} = \frac{1}{8.(1+2{,}4.0{,}76^3)} \Rightarrow \mu_x = 0{,}061$$

$\mu_y = \rho^3(1,9-0,9\rho) = 0,71^3(1,9-0,9.0,71)$ $\Rightarrow$ $\mu_y = 0,54$

Sens x-x: « *panneau intermédiaire* »

$M_x = \mu_x.\, б_{moy}.(L_x)^2 = 0,061 \times 217,027 \times (3,70)^2$ $\Rightarrow$ $M_x = 181,24$ KN.m

Alors :

$M_{tx} = 0.85M_x = 154,054$ KNm

$Ma_{x\ int} = 0,50M_x = 90,62$ KN.m

$M_{axriv} = 0.30M_x = 54,372$ KN.m

Sens y-y:

$M_y = \mu_y.M_x = 97,87$ KN.m

Alors :

$M_{ty} = 0.85M_y = 83,19$ KNm

$M_{ayint} = 0.50M_y = 48,94$ KN.m

$M_{ayrive} = 0.30M_y = 29,36$ KN.m

Calcul des sections d'armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} \qquad \alpha = 1.25\left(1-\sqrt{(1-2\mu)}\right)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \qquad A_{s_{min}} = \frac{0.23\,bdf_{t28}}{f_e} \qquad Z = d(1-0.4\alpha)$$

Le calcul se fait pour une bande de « b=1m ».

Section minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 6,038\,cm^2$$

Espacement maximal :

Et travée :

$S_t \leq$ min (3.h ; 33cm) = 33cm

Sur appui:

$S_t \leq$ min (3.h ; 33cm) = 33cm

Section minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 6,038\, cm^2$$

	sens x- x			sens y-y		
Panneau (01)	**travée**	**Appui rive**	**appui intr**	**Travée**	**appui rive**	**appui intr**
M_u (KN /ml)	154,054	54,37	90,62	83,19	29,36	48,94
b(m)	1	1	1	1	1	1
d(m)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
As(cm^2/ml)	9,03	3,15	5,28	4,84	1,70	2,83
As_{min}(cm^2/ml)	6,038	6,038	6,038	6,038	6,038	6,038
choix des barres/ml	**6HA14**	**6HA14**	**6HA14**	**6HA14**	**6HA14**	**6HA14**
As_{corr}(cm^2/ml)	9,24	9,24	9,24	9,24	9,24	9,24
Espacement (cm)	16	16	16	16	16	16

- On prend le même ferraillage dans les deux sens.

Vérification à l'E.L.U :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

-la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \le \min(0,15.f_{c28}/\gamma_b; 4\,MPA) = 2,5\,MPA$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T_u = \frac{q_u.L^2}{2} = \frac{217,027.(3,7)^2}{2} = 1291,582\,KN$$

$$\tau_u = \frac{1291,582.10^{-3}}{1.0,55} = 2,34\,MPA$$

$$\tau_u = 2,34\,MPA < \bar{\tau}_u = 2,5\,MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

Vérification à l'E.L.S :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15\,MPA$$

$$\sigma_b = M_{ser}.\frac{y}{I}$$

y : position de l'axe neutre donnée par l'équation :

$$\mathbf{b.y^2 + 30.A_s.y - 30A_s.d = 0}$$

$100.y^2 + 231.y - 11550 = 0$

$\Delta = (231)^2 + 4.100.\ 11550 = 4673361 > 0$

$\Rightarrow \quad y = 9{,}65$ cm

I : Le moment d'inertie donné par :

$I = b.y^3/3 + 15\,[A_s.(d-y)^2]$

$I = 217965{,}468\ cm^4$

M_{ser}=?

Calcul les moments:(E.L.S)

E.L.S: ν =0.2

μ_x=0,072

μ_y=0,61

Sens x-x : « *panneau intermédiaire* »

$M_x = \mu_x.\ \sigma_{moy}.(Lx)^2 = 0{,}072\times122{,}36\times(3{,}7)^2 \quad \Rightarrow \quad M_x = 120{,}61 KN.m$

Alors :

$M_{tx}=0.85M_x = 102{,}52$ KNm

$Ma_{x\ int} = 0{,}50M_x = 60{,}30$ KN.m

$M_{axriv}=0.30M_x= 36{,}18$ KN.m

Sens y-y:

$M_y = \mu_y.M_x = 73{,}566$ KN.m

Alors :

$M_{ty} = 0.85M_y = 62{,}53$ KNm

$M_{ayint} = 0.50M_y = 36{,}785$ KN.m

$M_{ayrive} = 0.30M_y = 22{,}071$ KN.m

Donc: **M_{ser}= 102,52 KN.m**

$$\sigma_b = M_{ser}.\frac{y}{I} = 4{,}54\,MPA$$

$$\sigma_b = 4{,}54\,MPA \le \bar{\sigma}_b = 15\,MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

État limite d'ouverture des fissures :

-fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}\right)$$

η : coefficient de fissuration.

η=1 : pour les rondes lisses

η=1,6 : pour les hauts adhérences.

$\bar{\sigma}_s = \min(2/3.400\,;110\sqrt{1,6.2,1}) = 201,63\,MPA$
$\sigma_s = 15\,M_{ser}(d-y)/I = 284,81\,MPA$
$\sigma_s = 284,81\,MPA \succ \bar{\sigma}_s = 201,63\,MPA$……………………………………CNV

Alors on calcul la section d'armature avec la contrainte $\bar{\sigma}_s$:

$\bar{\alpha} = \eta.\bar{\sigma}_b/(\eta.\bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s) = 0,527$
$y = \bar{\alpha}.d = 0,264\,m$
$Z = d.(1-\bar{\alpha}/3) = 0,413\,m$

Moment résistant M_r :

$M_r = b.y.Z.\bar{\sigma}_b/2 = 812,68\,KN.m$
$M_{ser} \prec M_r \Rightarrow M_{ser} = 102,52\,KN.m \prec M_r = 812,68\,KN.m$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée.

Tableau de calcul :

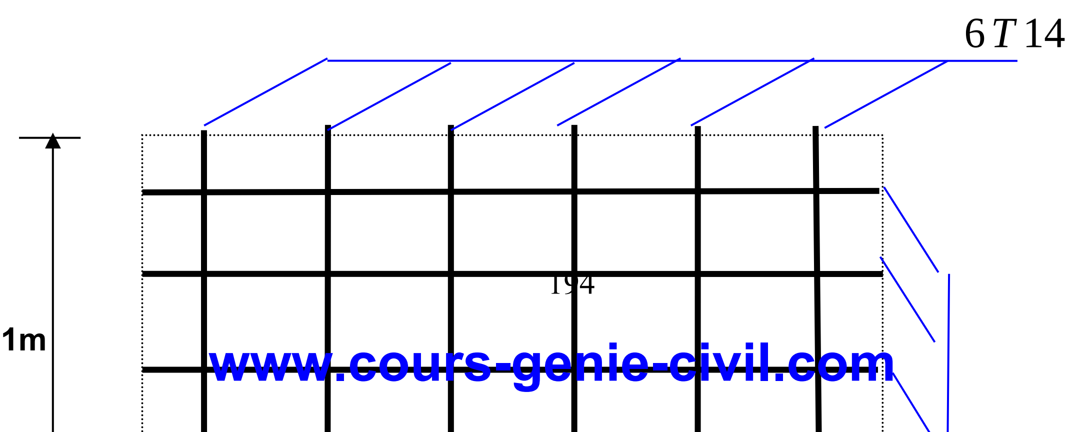
section	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm^2)	A_{min}	$A_{adopté}$
travée	102,52	100	50	5,99	6,038	**4T14=6,16**

Section minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 6,038\,cm^2$$

Schéma de ferraillage du radier :

Nappe supérieure (en travées) :



Nappe inférieure (sur appuis) :