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 connaitre 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 3 m.

- 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. Ferraillage 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 .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 cella on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment $\left(S_{semelle}/S_{bâtiment} < 50\% \right)$.

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

Avec :

S : La surface totale de la semelle ;

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

$$\begin{cases} \boldsymbol{N_u = 6116,81\ t \Rightarrow S = 407,78\ m^2} \\ \boldsymbol{N_{ser} = 4461,03\ t \Rightarrow S = 297,40\ m^2} \end{cases}$$

2. a- Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $\boldsymbol{S = 297,40\ m^2}$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{297,40}{393,43} = \mathbf{75}\ \% > 50\%\ ; \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . Condition\ non\ vérifiée$$

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.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 résistant aux contraintes de sol.

VIII.4-Pré dimensionnement du radier :

VIII.4.1-Calcul du radier :

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

VIII.4.2-Poids supporté par le radier :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i-1}^{10} G_i = 3831{,}55\ t.$$

$$Q_t = \sum_{i-1}^{10} Q_i = 629{,}48t.$$

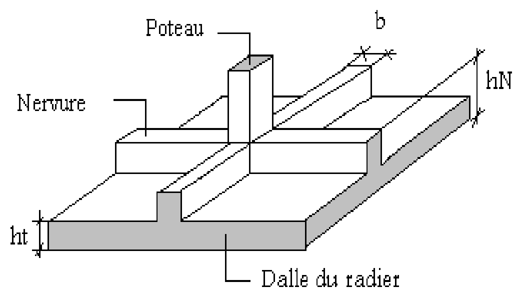

Figure .VIII:1-Radier général

2.1-Combinaison d'actions :

E.L.U : $\boldsymbol{NU = 1,35GT + 1,5QT = 6116,81\ t}$.

E.L.S : $\boldsymbol{Nser = GT + QT = 4461,03\ t}$.

2.2-Surface du radier :

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

-$\boldsymbol{N = Nser = 4461,03\ t}$.

$$\boldsymbol{S \geq \frac{N}{\sigma sol} = \frac{4461,03}{15} = 297,40\ m^2}.$$

- Calcul du débordement :

$$\boldsymbol{D \geq max\left\{\frac{h}{2}\ ;30\ cm\right\} = 30\ cm \rightarrow On\ prend\ D = 60\ cm}$$

On prend un débord de 60 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $\boldsymbol{S\ radier = 472,74\ m^2}$.

2.3-Calcul de l'épaisseur du radier :

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

3. a-1^{ere} condition :

D'après le BAEL 91 :

$\boldsymbol{V_u}$: Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,06 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ \Rightarrow V_u = \frac{12,94 \times 5,20}{2} = 33,64\ t \\ q_{u=} \frac{N_u}{S} = \frac{6116,81}{472,74} = 12,94 \frac{t}{m^2} \\ q_u = 12,94 \times 1m = 12,94 t.m \\ d \geq \frac{33,64 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,22\ m \end{cases}$$

2. b-2^{éme} condition :

$$\begin{cases} \mathbf{\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20}} \\ \mathbf{L = 5,20\ m} \end{cases} \Rightarrow \mathbf{20,80\ cm \leq d \leq 26cm} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{d = 25\ cm} \\ \mathbf{h = d + c = 25 + 5 = 30\ cm} \end{cases}$$

L'épaisseur qui satisfait aux conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 50 cm, $\boldsymbol{h_t = 50\ cm}$.

VIII.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 :

$$\begin{cases} \mathbf{\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 57,77 \leq h \leq 86,66\ cm \rightarrow Onprendh = 80cm\ ;\ d = 72cm\ ;\ b = 50cm} \\ \mathbf{L : lapourtemaximaled'unepoutredelibage, L = 5,20\ m} \end{cases}$$

VIII.5.1-Vérification des contraintes :

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

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

$$G_{radier} = 2,5[0,50 \times 472,74 + 0,80 \times 0,50 \times 227,22] = 818,14\ t$$

$$E.L.S : N_{ser} = 818,14 + 4461,03 = 5279,17\quad t.$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{5279,17}{472,74} = 11,16\ t/m^2 < 15 t/m^2 ....\text{condition verifiée.}$$

VIII.5.2-La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $\mathbf{L_e = \sqrt[4]{4EI / K \times b}}$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,50 \times (0,80)^3/12 = 0,021 m^4$.

E : Module d'élasticité du béton, E = 3216420 t/m².

b : Largeur de la poutre b=0,50 m.

K : Coefficient de la raideur de sol k = 500 t/m^3.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,021}{500 \times 0,50}} = 5,98\ m$$

$$L_{max} = 4,7 m < \frac{\pi}{2}.L_e = 9,69\ m ....\text{condition vérifiée.}$$

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

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide

VIII.6-Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\boldsymbol{Q = \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{5279,17}{472,74} = 11,16\ t/m}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,50 \times 0,5 = 1,25\ t/m^2}$$

$$\boldsymbol{\rightarrow\ \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 9,91\ \ t/m^2}$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferraillage du radier est de : $\mathbf{Q = 9,91\ t/m^2}$

VIII.7- Vérifications diverses :

Vérification de l'effet de surpression :

On vérifié que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante : $\boldsymbol{N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z}$.

$\boldsymbol{\gamma_w}$:Densité de l'eau ;

Z : Hauteur de la partie immergée = 3 m ;

$\boldsymbol{f_s}$:Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = 1,5.

$\mathbf{\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1,5 \times 472,74 \times 3 = 2127,33t}$

$\rightarrow \mathbf{N_u = 6116,81\ t. \geq 2127,33\ t}$; **Conditionvérifiée**

VIII.8-Ferraillage du radier :

VIII.8.1-Ferraillage des dalles :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de petite portée: $M_{0x} = \mu_x \times q \times l^2{}_x$
- Dans le sens de grande portée: $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

$\boldsymbol{\mu_x et \mu_y}$: sont des coefficients fonction de α et $\boldsymbol{\nu}$(prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton armé BAEL 91).

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 :

- Moment en travée :$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow Panneauderive \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow Panneauintermédiaire \end{cases}$
- Moment sur appuis :$\begin{cases} M_a = 0.2 \times M_0 \rightarrow Panneauderive \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow Panneauintermédiaire \end{cases}$

VIII.8.2-Exemple de calcul

Tableau VIII.1 : **Les moments fléchissant suivant les 2 sens. Les efforts à l'ELU**

L_X (m)	L_Y (m)	α	Sens x				Sens-y			
			$\mathbf{\mu_x}$	$\mathbf{M_0}$(t.m)	$\mathbf{M_t}$(t.m)	$\mathbf{M_a}$(t.m)	$\mathbf{\mu_y}$	$\mathbf{M_0}$(t.m)	$\mathbf{M_t}$(t.m)	$\mathbf{M_a}$(t.m)
4,55	4,7	0,96	0,040	8,20	6,97	4,1	0,9092	7,45	6,33	3,7

2.1-En travée :

1. a-Sens x :

$$M_{tx} = 0{,}85M_{ox} = 0{,}85 \times 8{,}2 = 6{,}97t.m$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{6{,}97.10^{4}}{100(45)^2.14{,}17} = 0{,}024 \prec \mu_1 = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0$$

$$.\mu_1 = 0{,}024 \rightarrow \beta = 0{,}987$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{6{,}97.10^{4}}{0{,}987.45.348} = 4{,}51cm^2.$$

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

1. b-Sens-y :

$$M_{ty} = 0{,}85M_{0y} = 0{,}85 \times 7{,}45 = 6{,}33t.m$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{6{,}33.10^4}{100(45)^2.14{,}17} = 0{,}022 \prec \mu_1 = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0$$

$$.\mu_1 = 0{,}022 \rightarrow \beta = 0{,}988$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{6{,}33.10^4}{0{,}988.45.348} = 4{,}09cm^2.$$

On adopte **: 4T12 / ml, A = 4,52cm²/ml, S_t = 25cm**

2.2-En appuis :

2. a-Sens x :

$$M_{ax} = 0{,}5M_{ox} = 0{,}5 \times 8{,}20 = 4{,}1\ t.m$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{4{,}1.10^4}{100(45)^2.14{,}17} = 0{,}014 \prec \mu_1 = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0$$

$$.\mu_1 = 0{,}014 \rightarrow \beta = 0{,}992$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{4{,}1.10^4}{0{,}992.45.348} = 2{,}64cm^2.$$

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

2. b-Sens-y :

$$M_{ay} = 0{,}5M_{0y} = 0{,}5 \times 7{,}45 = 3{,}7\ t.m$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{3{,}7.10^4}{100(45)^2.14{,}17} = 0{,}013 \prec \mu_1 = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0$$

$$.\mu \ = 0{,}013\beta = 0{,}993$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{3{,}7.10^4}{0{,}993.45.348} = 2{,}38cm^2.$$

On **adopte 4T12 / ml, A =4,52 cm²/ml, St = 25cm**

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

VIII.9-Ferraillage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituants le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques**.**

VIII.9.1-Sens longitudinal (y) :

1.1-Calcul de Q' :

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

$$\begin{cases} Q' = \frac{Q}{2}\left[\left(1 - \frac{L^2{}_{x1}}{3L^2{}_{y1}}\right)L_{x1} + \left(1 - \frac{L^2{}_{x2}}{3L^2{}_{y1}}\right)L_{x2}\right] = \frac{9,91}{2}\left[\left(1 - \frac{4,55^2}{3 \times 4,7^2}\right)4,55 + \left(1 - \frac{2,75^2}{3 \times 4,7^2}\right)2,75\right] = 27,54\ t/m \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{27,54 \times 4,7^2}{8} = 76,04 t.m \end{cases}$$

Avec : **Lx_1**= 4,55 m

Ly_1= 4,70 m

Lx_2 = 2,75 m

Q = 9,91t/m²

1.2- Calcul du ferraillage :

2. a-En travée :

$M_t = 0,85M_o = 0,85.76,04 = 64,63t.m, \quad b = 50cm, \quad h = 80cm, \quad d = 0,9.h = 72cm$

$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{64,63.10^4}{50.(72)^2.14,17} = 0,176 \prec \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$

$\beta = 0,902$

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

$A_1 = 64,63.10^4 / 348.0,902.72 = 28,60 cm^2$

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

2. b-En appuis :

$M_a = 0,4M_o = 0,4.76,04 = 30.42$ t.m

$\mu = 0,083 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$

$\mu = 0,083 \rightarrow \beta = 0,956$

A_S =12.70 cm^2

On adopte **: (4T16) Fil + (4T16) chap. ; A = 16.08 cm².**

<u>VIII.9.2-Sens transversal(x) :</u>

<u>2.1-Calcul de Q' :</u>

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

$$Q' = \frac{1}{3}.Q.Lx_1 + \frac{Q}{2}\left[\left(1 - \frac{L^2{}_{x1}}{3L^2{}_{y1}}\right)L_{x1}\right]$$

Tel que : Q = 9,91 t/m²

Lx_1 = 4,55 m

Q' = $Q' = \frac{1}{3}.9{,}91.4{,}55 + \frac{9{,}91}{2}\left[\left(1 - \frac{4{,}55^2}{34{,}7^2}\right)4{,}55\right]$= 30,54 t/m

$$M_o = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{30{,}54 \text{ x } 4{,}55^{\ 2}}{8} = 79{,}03 \text{ t.m}$$

<u>2.2- Calcul du ferraillage :</u>

<u>2. a-En travée :</u>

$$M_t = 0{,}85M_o = 0{,}85.79{,}03 = 67{,}17 \text{t.m}, \quad b = 50\text{cm}, \quad h = 80\text{cm}, \quad d = 0{,}9.h = 72\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{67{,}17.10^{\ 4}}{50.(72)^2.14{,}17} = 0{,}153 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0{,}183 \rightarrow \beta = 0{,}898$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{67{,}17.10^{\ 4}}{0{,}898.(72).348} = 29{,}86\text{cm}^2.$$

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

<u>2. b- En appuis :</u>

$M_a = 0{,}4M_o$ = 0,5.79,03= 31,61t.m

μ = 0,086<μ_l = 0,392⇒ (A'=0)

μ=0,086→β=0,955

A_S =13,22cm^2

On adopte : **(4T16) fil + (4T16) chap. ; A = 16,08cm².**

VIII.9.3-Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $\mathbf{ha \geq 2\ (80\ -\ 0,1\ fe)\ =\ 80\ cm}$.

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 $\mathbf{(h\ x\ b0)\ =\ (0,80\ x\ 0,50)\ m^2}$,

$\boldsymbol{on\ a : Asp\ = 3\times 2\ (b0 + h)\ cm^2 \rightarrow Asp = 3\times 2\ (0,50\ + 0,80)\ =\ 7,8\ cm^2}$

On adopte : 4T16 Fil ; A = 8,04 cm².

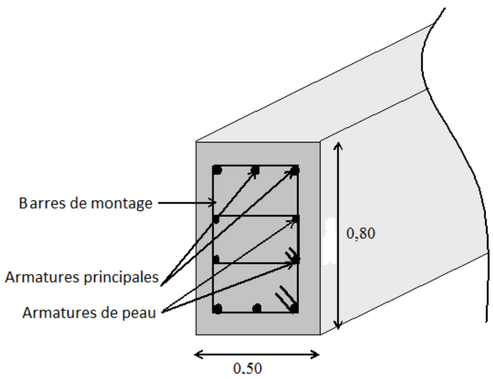

Fig. VIII. 2 : Schéma des armatures de peau.

VIII.9.4-Les vérifications :

4.1- Contrainte de cisaillement :

$$\begin{cases} T = \dfrac{Q}{2}\left[\left(1-\dfrac{L_{x1}}{2L_{y1}}\right)L_{x1}+\left(1-\dfrac{L_{x2}}{2L_{y1}}\right)L_{x1}\right] = \dfrac{9,91}{2}\left[\left(1-\dfrac{4,55}{2\times 4,7}\right)4,55+\left(1-\dfrac{2,75}{2\times 4,7}\right)4,55\right] \\ = 27,59\ t/m \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \dfrac{T}{b\times d} = \dfrac{27,59\times 10}{50\times 72} = 0,76\ MPa \\ \overline{\tau_u} = \min(0,10 f_{c28}\ ; 4MPa) = \min(2,5\ MPa\ ; 4\ MPa) = 2,50 MPa \\ \tau_u = 0,76\ MPa < \overline{\tau_u} = 2,50\ MPa\ ; Condition vérifiée \end{cases}$$

4.2- Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}\ ;\ \Phi_l\ ;\ \frac{b}{10}\right\} = \min\{24,28\ ; 10\ ; 50\} = 10\ \text{mm} \rightarrow \Phi_t = 10\ \text{mm}$$

4.3- Espacement :

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\Phi_l\right\} = \min\{21,25; 12\} = 12\ \text{cm} \rightarrow S_t = 14\ \text{cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe400, soit 4T10 = 3,14 cm²

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}\ ; 0,4\ \text{MPa}\right\} \Rightarrow 1,07\text{MPa} > 0,38\ \text{MPa}\ ; \text{Condition vérifée}$$