VII.1 Etude des fondations :

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 2 bars à un ancrage de 4m.

- 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.

VII.1.1 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, 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 ;

$\sigma_{sol} = 2\ bar = 20\ t/m^2$

$$\begin{cases} N_u = 5900{,}154\ t \Rightarrow S = 295{,}01\ m^2 \\ N_{ser} = 4310{,}805\ t \Rightarrow S = 215{,}54\ m^2 \end{cases}$$

VII.1.2 Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 335{,}7\ m^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 87\% < 50\%\ ; Condition\ non\ vérifiée$$

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 ;

VII.2 Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a 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.

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.

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

VII.2.1Pré dimensionnement du radier :

a)Calcul du débordement :

$$D \geq max\left\{\frac{h}{2}\ ; 30\ cm\right\} = 30\ cm \rightarrow On\ prend\ D = 50\ cm$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $S_r = 394{,}6\ m^2$

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

b) Condition forfaitaire :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 8{,}37\ m \end{cases} \Rightarrow 33{,}48\ cm \leq d \leq 41{,}85\ cm \Rightarrow \begin{cases} d = 40\ cm \\ h = d + c = 40 + 5 = 45\ cm \end{cases}$$

Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux les conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 60cm.$h_t = 60\ cm$.

VII.2.2 Les vérifications :

a) Vérification au poinçonnement :

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement

D'après CBA93 (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0{,}045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u: Effort normal du voile le plus sollicité (Nu=1300,79kN)

μ_c: Périmètre de contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier.

a,b : Dimensions du voile (8,57×0,15) m².

Q_u : Charge de calcul pour le voile le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

μ_c= 2 [(a + b) + 2h] = 2 [(8,57+ 0,15) + 2×0,60] = 19,84m

$$Q_u = 0{,}045 \times 1984 \times 60 \times \frac{25.10^{-1}}{1{,}5} = 8928\ \text{KN}$$

N_u= 1300,79 KN < Qu = 8928 KN; Condition vérifier

Il n y a pas de risque de poinçonnement.

b) Condition au cisaillement :

D'après le BAEL 91 :

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

b : Désigne la largeur.

$$\begin{cases} \tau_u = \dfrac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0{,}07 f_{c28} = 1{,}75\ MPa \\ V_u = \dfrac{q_u \times L_{max}}{2} \\ q_u = \dfrac{N_u}{S} = \dfrac{5900{,}154}{394{,}6} = 14{,}95\ t/m^2 \qquad \Rightarrow V_u = \dfrac{14{,}95 \times 8{,}37}{2} = 62{,}56\ t \\ q_u = 14{,}95 \times 1 = 14{,}95\ t.m \\ \tau_u = \dfrac{62{,}56 \times 10^2}{100 \times 54} = 1{,}16\ MPa \end{cases}$$

Donc : $\tau_u = 1{,}16\ MPa < \bar{\tau} = 1{,}75\ MPa; Condition\ vérifie$

c) Vérification des contraintes du sol la charge vertical :

La contrainte du sol le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier :

$$G_{radier} = \gamma_b[(h_r \times S_r)] = 2{,}5[(0{,}60 \times 394{,}6)] = 591{,}9\ t$$

$N_{ser} = 591{,}9 + 4310{,}805 = 4902{,}705\ t$

$\dfrac{N_{ser}}{S_r} = 12{,}42\ t/m^2 < 20\ t/m^2; Condition\ vérifiée$

c.1) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \dfrac{N_{ser}}{S_r} = \dfrac{4904{,}055}{394{,}6} = 12{,}42\ t/m^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2.5 \times 0{,}6 = 1{,}5\ t/m^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 10{,}92\ t/m^2$$

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

$$Q = 10{,}92\ t/m^2$$

d) Vérifications diverses :

d.1) 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 : $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$

$\boldsymbol{\gamma_w}$: 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.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1{,}5 \times 394{,}6 \times 3 = 1775{,}7\ t$$

$$\rightarrow N_u = 5900{,}154\ t > 1775{,}7\ t\ ; Condition\ vérifiée$$

d.2) Vérification de l'excentricité :

$Centre\ de\ gravité\ des\ masses\ du\ radier\ (infra) : \begin{cases} X_g = 13{,}95\ m \\ Y_g = 9{,}12\ m \end{cases}$

$Centre\ de\ gravité\ des\ masses\ du\ bâti\ (super) \begin{cases} X_g = 12{,}75 m \\ Y_g = 8{,}21\ m \end{cases}$

$L'excentricité$: $\begin{cases} e_x = 1{,}2\ m \\ e_y = 0{,}91m \end{cases}$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celle relative au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

VII.2.3 Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

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

VII.2.3.1 Méthode de calcul :

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

Tel que :

$\mu_x\ et\ \mu_y$: sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme 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 : $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow Panneau\ de\ rive \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow Panneau\ intermédiaire \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow Panneau\ de\ rive \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow Panneau\ intermédiaire \end{cases}$

VII.2.3.2 Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = \dfrac{N_u}{S_r} = \dfrac{5900{,}54}{394{,}6} = 14{,}95\ t/m^2 \\ q_{ser} = \dfrac{N_{ser}}{S_r} = \dfrac{4904{,}055}{394{,}6} = 12{,}43\ t/m^2 \end{cases}$$

VII.2.3.3 Calcul du ferraillage :

a) Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$										
L_X (m)	L_Y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
3,4	8,37	0,41	0,1008	17,42	13,07	8,71	0,25	4,35	3,70	6,10
Les efforts à l'ELS $\nu = 0{,}2$										
L_X (m)	L_Y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
3,4	8,37	0,41	0,1110	15,86	11,90	7,93	0,2924	4,64	3,94	5,55

Tableau VII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

b) Calcul des armatures :

- Suivant L_x :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13{,}07 \times 10^4}{100 \times 54^2 \times 14{,}17} = 0{,}032 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}032 \rightarrow \beta = 0{,}984$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13{,}07 \times 10^4}{0{,}984 \times 54 \times 348} = 7{,}06\ cm^2/ml$$

On adopte : **8T14** = 12,32 cm², avec un espacement de 13 cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8{,}71 \times 10^4}{100 \times 54^2 \times 14{,}17} = 0{,}021 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}021 \rightarrow \beta = 0{,}9895$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8{,}71 \times 10^4}{0{,}9895 \times 54 \times 348} = 4{,}68\ cm^2/ml$$

On adopte : **6T14** = 9,24 cm², avec un espacement de 15 cm.

- Suivant L_y :

3. En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3{,}70 \times 10^4}{100 \times 54^2 \times 14{,}17} = 0{,}008 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}008 \rightarrow \beta = 0{,}996$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3{,}70 \times 10^4}{0{,}996 \times 54 \times 348} = 1{,}97\ cm^2/ml$$

On adopte : **4T14** = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

4. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6{,}10 \times 10^4}{100 \times 54^2 \times 14{,}17} = 0{,}014 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}014 \rightarrow \beta = 0{,}993$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6{,}10 \times 10^4}{0{,}993 \times 54 \times 348} = 3{,}26\ cm^2/ml$$

On adopte : **4T14** = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- Sens y :

$A_y = 6{,}16\ cm^2 > A_{y\,min} = 8 \times épaisseur = 4{,}8\ cm^2/ml;$

$Pour\ Fe400$; $Condition\ vérifée$

- Sens x :

$$A_x = 12{,}32\ cm^2 > A_{x\,min} = A_{y\,min}\frac{(3-\alpha)}{2} = 5{,}85\ cm\ ;\ Condition\ vérifée$$

d) Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité : $\begin{cases} S_t \leq min\{3h\ ; 33\ cm\} \\ S_t \leq 33\ cm \end{cases}$; $Condition\ vérifée$