

VIII-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 connaître 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. Ferrailage à l'ELU.

VIII.2- Différentes fonctions des fondations

- a) Assure l'encastrement de la structure dans le terrain.
- b) Assure la stabilité de l'ouvrage.
- c) Transmission des efforts de la superstructure au sol.
- d) Limite les tassements différentiels à des valeurs acceptables.

VIII.3- Différents types de fondations :

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, lorsque ces couches sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes appuyées sur une couche résistante ou flotter dans un terrain peu résistant on mobilise alors les forces de frottement du sol sur la fondation pour soutenir l'ouvrage.

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

a) Semelle isolée :

La semelle isolée est une fondation superficielle, supporte les charges verticales dues à la superstructure et les transmette au sol.

b) Semelle filante :

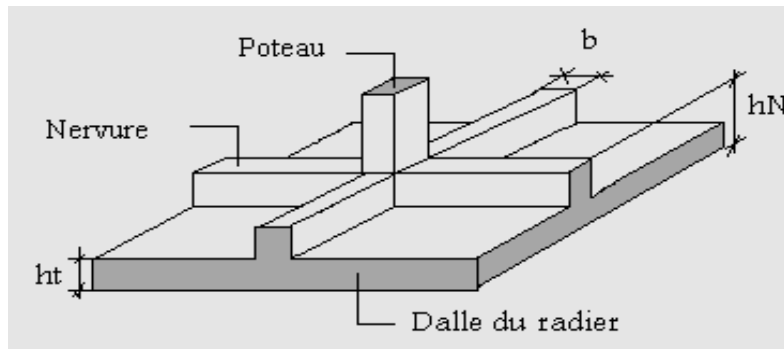
La semelle filante est une fondation superficielle, composée de béton uniquement (pour les habitations en générale) ou de béton armé (pour les plus gros bâtiments) la semelle filante est une semelle continue rectiligne portant un mur ou une rangée de paliers, son rôle est de répartir les charges qui lui sont appliquées sur une plus grande surface que le mur qu'elle soutient, afin de ne pas s'enfoncer dans le sol.

Nous avons procédé au premier lieu à un calcul des semelles filantes, donc il faut vérifier que le rapport ($S_{\text{Semelles}} / S_{\text{Bâtiment}}$) est $> 50\%$.

c) Radier général :

Un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions communes entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.

Le radier est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.



Le choix du type de 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.

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_i^6 G_i = 29452,42 \text{ KN.}$$

$$Q_T = \sum_i^6 Q_i = 3475,86 \text{ KN}$$

VIII-3-1- 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 cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\% \right).$$

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

Avec :

S : la surface totale de la semelle

$$\sigma_{\text{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 45144,98 \text{ KN} \Rightarrow S = 300,97 \text{ m}^2 \\ N_{\text{ser}} = 32928,28 \text{ KN} \Rightarrow S = 219,52 \text{ m}^2 \end{cases}$$

VIII-3-2- Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 443,53 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 68\% > 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui traduit 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 opté 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-3-3- 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 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 \cong poids total de la structure).

VIII-3-4- Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 435 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 17,4 \text{ cm} \leq d \leq 21,75 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

b) Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec ; **V_u** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m \cdot (Nu/s) \cdot L}{2} = \frac{1 \cdot (45144,98/301) \cdot 4,35}{2} = 326,21 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{326,21 \times 0,001}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,22 \text{ m} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on a $d \geq 0,22\text{m}$

Donc : $h \geq d+c = 22+5=27\text{cm}$

Soit : $d=30 \text{ cm}$, $h= 35 \text{ cm}$

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-dessus, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 35 cm, $h_r = 35 \text{ cm}$

c) Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 40 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $S_r = 489,13 \text{ m}^2$

d) 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 :

$$\begin{cases} \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \\ L : \text{la longueur maximal d'une poutre de libage, } L = 4,35 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 41,11 \text{ cm} \leq h \leq 61,11 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 60 \text{ cm} ; d = 54 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm}$$

e) Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale :

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

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right] = 25 [(0,35 \times 489,13) + (0,6 \times 0,35 \times 304,2)] \\ = 5876,94 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 5876,94 + 32928,28 = 38805,22 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = 79,35 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} < 150 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}; \text{Condition vérifiée}$$

f) 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 : $I = bh^3/12 = 0,0054 \text{ m}^4$;

K : Coefficient de raideur du sol $K = 500 \text{ t/m}^3$;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,0054}{500 \times 0,3}} = 4.64 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 3,95 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 7.29 \text{ m}; \text{Condition vérifiée}$$

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

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

g) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{38805,22}{489,13} = 79,34 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,35 = 8,75 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 70,69 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :
Q = 70,69 KN/m²

VIII-3-5- Ferrailage 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.

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

Tel que :

μ_x et μ_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 : $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

b) Calcul du ferrailage :

b-1) Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$

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

L _x (m)	L _y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	μ_y	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
2,95	3,95	0,75	0,0621	38,20	32,85	19,1	0,5105	19,50	16,58	9,75

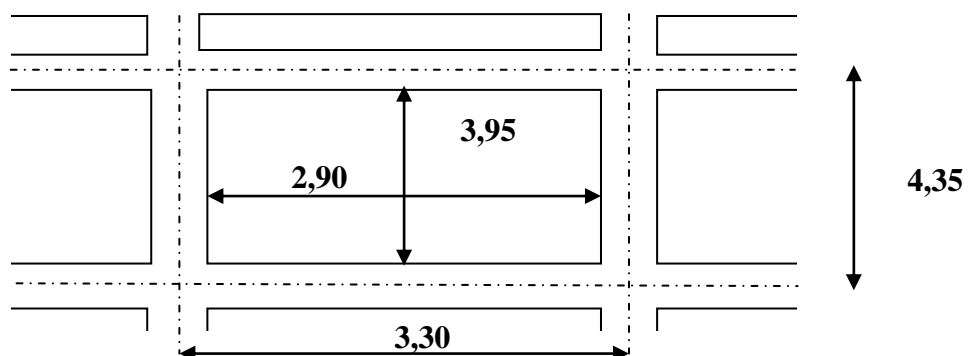


Fig VIII. 1: Schéma du panneau le plus défavorable

b-2) Calcul des armatures :

- Suivant L_x :

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32,85 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32,85 \times 10^3}{0,994 \times 45 \times 348} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T10 = 3,93 cm², avec un espacement de 20 cm.

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,1 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,007 \rightarrow \beta = 0,9965$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,1 \times 10^3}{0,9965 \times 45 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T10 = 3,14 cm², avec un espacement de 25 cm.

- Suivant L_y :

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,58 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,006 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,58 \times 10^3}{0,997 \times 45 \times 348} = 1,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T10 = 3,93 cm², avec un espacement de 20 cm.

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,75 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,004 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,004 \rightarrow \beta = 0,998$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,75 \times 10^3}{0,998 \times 45 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 25 cm.

d) Vérification de l'espacement :

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

VIII-3-6- Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires, pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinale :

a-1) Détermination des chargements :

Poids propre p_p : $P_p = \gamma.h.b = 25 \times 0,5 \times 0,30 = 3,75 \text{ KN/m}$

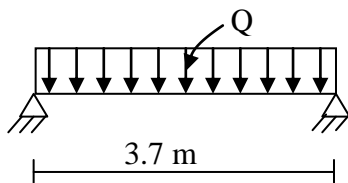
$Q = 70,69 \text{ KN/m}^2$

- Calcul de q_u :

$q_u = \sigma_{rad} - p_p = 70,69 - 3,75 = 66,94 \text{ KN/ml}$

a-2) Calcul de Q': C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$



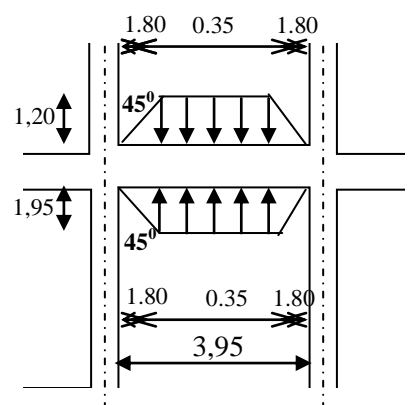
Avec : $Lx_1 = 2,4 \text{ m}$

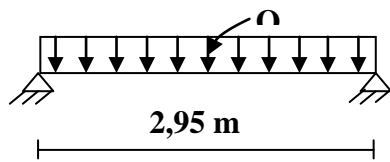
$Ly_1 = 3,95 \text{ m}$

$Lx_2 = 3,90 \text{ m}$

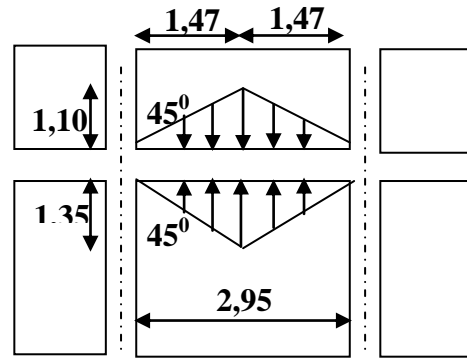
$Q = 66,94 \text{ KN/m}^2$

Q : est tirée du chargement de la poutre.





≅



b.2) Calcul du ferrillage :

- **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times M_0 = 107,41 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu &= \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{107,41 \times 10^3}{30 \times 54^2 \times 14,17} = 0,09 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,9955 \\ A_s &= \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{107,41 \times 10^3}{0,9955 \times 54 \times 348} = 5,74 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned} \right.$$

On adopte : $\begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit} : 3\text{T}14 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit} : 3\text{T}12 \rightarrow A = 11,41 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit} : 3\text{T}12 \end{cases}$

- **Sur appuis.**

Tableau VIII.3: Ferrillage de la poutre sur appui suivant le sens transversal

	Intermédiaire	Rive
M_a (KN.m)	$= 0,5 \times M_0 = 71,61$	$= 0,35 \times M_0 = 50,12$
$\mu \rightarrow \beta$	0,06 \rightarrow 0,997	0,04 \rightarrow 0,998
A_s (cm ²)	3,82	2,67
$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	3T12(fil) + 3T10(chap) = 5,75	3T12(fil) + 3T10(chap) = 5,75

VIII.3.8- Les vérifications :

1- Contrainte de cisaillement :

$$T_{\text{max}} = 132,21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b.d} = \frac{132,21 \times 1000}{300 \times 540} = 0,82 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2-Armatures transversales :

3-Diamètre : $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(17,14; 10; 30) = 10 \text{ mm}$

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

4-Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(15; 19,2) = 15 \text{ cm}$$

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

Donc on utilise des armatures : **HA, Fe400, soit 3T10, A=2,36cm²**.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,41; 0,4 \text{ MPa}) = 0,41 \text{ MPa}$$

$$\frac{2,36 \cdot 400}{30 \cdot 15} = 2,10 > 0,41 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditi on vérifiée.}$$