

## V- ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

### V-- Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

#### a- Fondations superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

#### b- Fondations profondes :

- Fondations sur puits (semi profondes).
- Fondations sur pieux (profondes).

#### c-Fondations spéciales :

- Fondation avec sous pression d'eau.
- Fondation en terrain instable.
- Fondation anti-vibratile.

En ce qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle.

### V-1- Choix de type de fondations :

Le type et la géométrie d'une fondation sont fonction :

1. Des caractéristiques mécaniques du sol (taux de travail, tassement, etc.) du site (lieu, topographie).
2. De la présence de l'eau compliquant les conditions d'exécution et pouvant changer les caractéristiques du terrain.

Le choix d'un type de fondation passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum.

D'après les conditions du choix d'infrastructure concernant la géométrie de l'ouvrage et les caractéristiques du sol nous permis d'adopter comme type de fondation un radier général.

**V-2- Etude du radier général :**

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entre axe des poteaux. On peut opter alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

Le radier permet d'avoir une surface maximale de répartition des charges pour un espace donné. Ce qui entraîne une pression de contact minimale et dans la plupart de cas un coefficient de sécurité maximal à la rupture.

**V-2-1 Dimensions du radier :****Épaisseur du radier :**

La hauteur de radier sera déterminée par conditions suivantes :

**a. Condition de rigidité :**

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

$L_{\max}$  : plus grande distance entre deux files parallèles.

$L_e$  : longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

$E$  : module d'élasticité.

$I$  : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$b$  : largeur du radier

$$\text{Avec } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$L_{\max} = 4.40m \quad E = 3.21 \times 10^6 t/m^2 \quad K = 4000 t/m^3$$

$$h \geq 61.32 \text{ cm}$$

**b. Condition forfaitaire :**

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h \geq \frac{440}{10} = 44 \text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

On prend :  $h = 0.65m = 65cm$

**V-2-2 Calcul de la surface minimale du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{\sum N_U}{S_{\min}} \leq \sigma_{sol}$$

D'où :  $S_{\min} \geq \frac{\sum N_U}{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_{sol} = 1.6 \text{ bar} = 16 \text{ t/m}^2 \quad \sum N_U = 1853,52 \text{ t}$$

Donc :  $S_{\min} = 115.84 \text{ m}^2$

➤ **Vérification de non poinçonnement : (Art A.5.2.4 CBA93-page 48)**

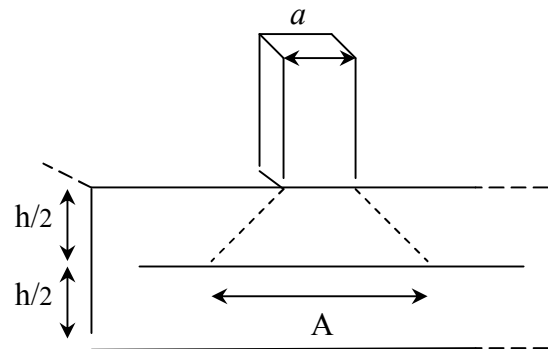
Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times \frac{h_R \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u = 1853.52 \text{ t} = 18.53 \text{ MN}$$

$\mu_c$  : Périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.



$$\mu_c = 2(A + B + 2h) = 2(0.4 + 0.4 + 2 \times 0.65) = 4.2 \text{ m}$$

$$N_u = 2.047 \text{ MN}$$

La Condition de poinçonnement vérifié.

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par poinçonnement.

**c- Condition de résistance au cisaillement:**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPA}$$

Nous vérifions l'effort tranchant sous l'effet de l'effort normal ramené par voile le plus Sollicité (V) qui devient un appui au radier renversé.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$b = 1 \text{ m}, \quad d = 0.9h_r = 0.58 \text{ m.}$$

$$V_u = \frac{Q_u \times L_{\max}}{2} \quad Q = \frac{N_U}{S_R} = 0.16 \text{ MPA}$$

$$N_U = 1853.52 \text{ t} = 18.53 \text{ MN} \quad S_R = 115.84 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.16 \text{ MPA} \Rightarrow V_u = 0.20 \text{ MN/m}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ Mpa}$$

#### ➤-Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

La condition à vérifier est :

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S \quad \text{Avec :}$$

$$W = W_{bat} + W_{rad} = 2639.31 \text{ t}$$

$$F_s = 1.5 \text{ Coefficient de sécurité}$$

$$\delta = 1 \text{ t} / \text{m}^3 : \text{ Poids volumique de l'eau}$$

$$Z = 1.50 \text{ m} : \text{ Hauteur d'ancrage du radier}$$

$$S_R = 284.32 \text{ m}^2 : \text{ Surface de radier}$$

$$F_s \times \delta \times Z \times S = 639.72 \text{ t}$$

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S \quad \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

#### V-2-3-Vérification de la contrainte du sol sous le radier :

$$\text{a- Etat limite de service (ELS) : } \overline{\sigma_s} = 16 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + P_{rad}}{S_{rad}} < \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{2315.54}{284.32} = 8.14 \text{ t} / \text{m}^2 < 16 \text{ t} / \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$$\text{b- Etat limite ultime (ELU) : } \overline{\sigma_s} = 1.5 \times 16 = 24 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ult} + P_{rad}}{S_{rad}} < \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{19626.5}{284.32} = 10.60 \text{ t} / \text{m}^2 < 24 \text{ t} / \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

#### V-3- Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

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

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés.

### V-3-1- Méthode de calcul :

Le radier est calculé par la méthode des éléments finis, qui est programmé dans le logiciel de calcul "ROBOT" et le ferrailage calculé par le logiciel ( FOND 3).

### V-3-2-Calcul de radier:

Surface en plan du bâtiment =229.27m<sup>2</sup>.

Poids total de la superstructure=2177.29T.

Profondeur d'ancrage du bâtiment= 1.5m.

Poids volumique des terres=17000kg/m<sup>3</sup>.

$\bar{\sigma}_{sol} = 1.6\text{bars}$  genre=1.

Présence de nappe phréatique (o/n)= non.

Vérification au poinçonnement :

Surface d'impact : A=0.4m. B=0.4m.

N max=138.08 T.

Epaisseur du radier =60cm.

Surface du radier =229 m<sup>2</sup>.

Calcul des efforts dans le radier :

Le radier est calculé comme une dalle continue sur plusieurs appuis (les voiles ou nervures) soumis à la pression du sol.

**Sur appuis**=0.5M<sub>t</sub>.

**En travée** =0.8M<sub>t</sub>.

M<sub>t</sub> étant le moment au centre du panneau en supposant que le panneau est simplement appuyé.

Dimension du panneau à calculer :

Sens XX : L(m)=4.30m.

Sens YY : L(m)=3.95m.

- Le radier est-il nervurer : non
- Epaisseur retenue pour le radier (m)=0.65m.

**Resultants:****V-3-Efforts et ferrailage du radier:****Sens XX :****M appui=30389.03 kg.m**Acier tendu =  $14\text{cm}^2/\text{ml}$ . On adopte 8HA16=  $16.08\text{cm}^2$ Acier comprimé =  $0\text{cm}^2/\text{ml}$ .**Mt=48622.45kg.m**Acier tendu =  $22\text{cm}^2/\text{ml}$ . On adopte 12HA16=  $24.13\text{cm}^2$ Acier comprimé =  $0\text{cm}^2/\text{ml}$ .**Sens YY :****Ma=25643.31 kg.m**Acier tendu =  $11\text{cm}^2/\text{ml}$ . On adopte 6HA16=  $12.06\text{cm}^2$ .Acier comprimé =  $0\text{cm}^2/\text{ml}$ .**Mt=41029.3kg.m**Acier tendu =  $18\text{cm}^2/\text{ml}$ . On adopte 10HA16=  $20.11\text{cm}^2$ Acier comprimé =  $0\text{cm}^2/\text{ml}$ .Acier comprimé =  $0\text{cm}^2/\text{ml}$ .**V-4- Calcul le mure périphérique :**

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteau courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau de fondation (radier) et le niveau de base.

**V- 4-1 dimensionnement par la R.P.A 99 « Art: 10.1.2 » :**

Les voiles doivent avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ Epaisseur  $\geq 15\text{ cm}$ .
- ✓ Les armatures sont de deux nappes

Donc on adaptera une épaisseur de 20 cm.

**V-4-2 Méthode de calcul :**

Les murs sont calculés comme une dalle plane supposée uniformément chargée par la poussée de terre.

Le panneau à étudier est de dimension  $(4.40 \times 3.95) \text{ m}^2$ , et d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

**-Calcul le rapport  $L_x / L_y$  :**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.40}{3.95} = 1.11 > 0.4 \dots \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens .}$$

$$\mu_x = 0.0851 ; \quad \mu_y = 0.27$$

**-Calcul de la poussée de terre :**

$$q = (1.35 \cdot \gamma \cdot h + 1.5 \rho) K_a.$$

Avec :

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.33$$

$\gamma$  : Poids volumique du remblai, ( $\delta = 16.5 \text{ kn/m}^3$ ).

$h$  : Hauteur entre nus du mur voile, ( $h = 2.66 \text{ m}$ ).

$\varphi$  : Angle de frottement, ( $\varphi = 30^\circ$ ).

$\rho$  : Surcharge sur le remblais.

$K_a$  : Coefficient de poussée de terre.

$$q = (1.35 \times 16.5 \times 1.1 + 1.5 \times 10) \times 0.33 \Rightarrow q = 13.035 \text{ kn/m}^2.$$

**-Calcul des sollicitations :****❖ En travée**

$$M_{ou} = q l_y^2 / 8 \Rightarrow M_{ou} = 21.12 \text{ kn.m.}$$

**❖ En appui:**

$$M_{au} = -0.5 M_{0x} \Rightarrow M_{au} = 10.56 \text{ kn.m}$$

**V-4-3-Ferraillage :****❖ En travée :**

$$A_t = 0.45 \text{ cm}^2.$$

**❖ En appui :**

$$A_a = 0.23 \text{ cm}^2.$$

**-Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{500} = 1.64 \dots \text{cm}^2 \dots \dots \dots C.N.F$$

$$A_{\min} = 0.1 \times b \times h = 2 \dots \text{cm}^2 \dots \dots \dots R.P.A$$

Soit :

$$A_{tx} = A_{ty} = 7\text{HA}10 = 5.5 \text{ cm}^2. \quad A_{ax} = A_{ay} = 7\text{HA}10 = 5.5 \text{ cm}^2.$$

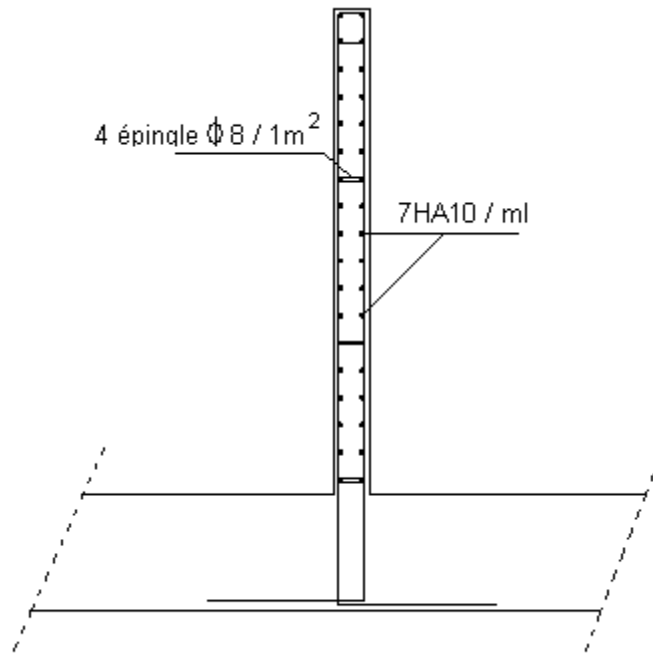


Figure V-2 Schéma de ferrailage d'un mur périphérique.

### V-5-Calcul des longrines :

#### Introduction :

Les longrines sont des en général en béton arme ,qui sont coulées sur le sol et qui relie des fondation superficielles ou des semelles sur pieux.

Leur rôle est de transmettre les efforts de traction et de compression pouvant exister entre les fondations, accessoirement ils peuvent jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticale ou des moments .

#### V-5-1-Pré dimensionnement :

D'après la règlement RPA99 V-2003 les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol (nous avons  $S_3$  alors la section minimale : 25cmx30cm ) pour des raisons constructives nous adopterons les dimensions suivantes :

$$b = 30$$

$$h = 40$$

**V-5-2- Ferrailage :**

- **Etat limite ultime :**

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force est égale à :

$$F = N_{u \max} / \alpha > 20 \text{ kN (RPA 99 V 2003)}$$

$\alpha$ : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$N_{u \max}$  : l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_{u \max} : 1380.8 \text{ kN}$$

$$F = 1380.8 / 10 = 138.08 > 20 \text{ kN} \dots\dots\text{ok}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{138.08 \times 10}{434.78} = 3.17 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite service :**

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (110 \sqrt{\eta f_{tj}}, 240 \text{ Mpa}) \right\}.$$

$$\eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} ; N_{ser} = 996.45 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = (N_{ser} / \alpha) / A_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\Rightarrow A_s = (N_{ser} / \alpha) / \bar{\sigma}_s = (996.45 \times 10 / 10) / 240 = 4.15 \text{ cm}^2$$

**- Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq b.d.f_{t28}/f_e$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9h = 45 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 36 \times 2.1}{400} = 5.67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.67 \text{ cm}^2$$

- **Recommandation de l' RPA 99 V-2003 :**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

$$\text{Donc } A_s = 0.006(30 \times 40) = 7.2 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T14 avec  $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales adoptés est  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$   
 $St \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \Phi_L)$

$$St = \min(20 \text{ cm} ; 15 \times 1, 4)$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

**Disposition des armatures :**

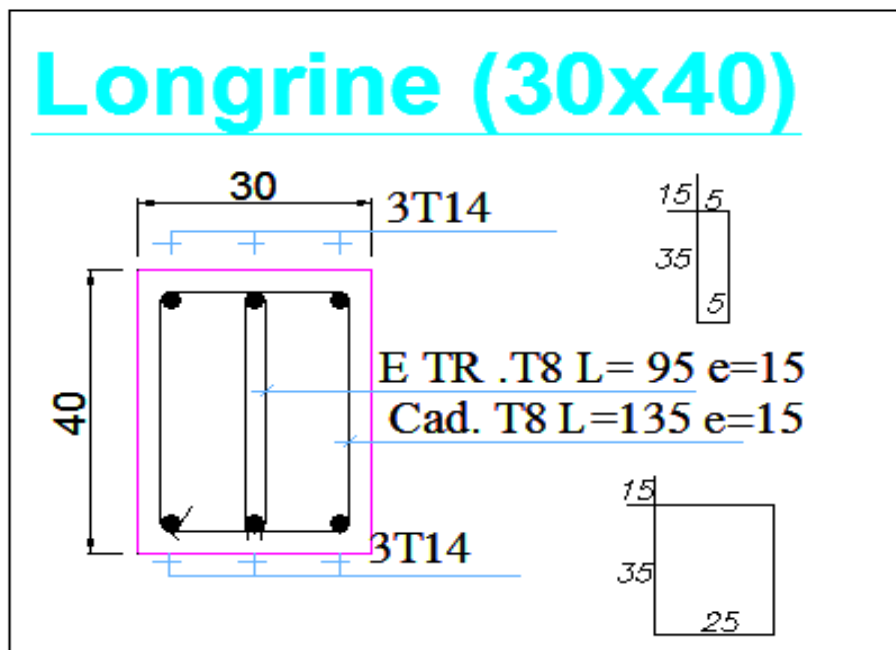


Figure V-3- Schéma de ferrailage de longrine.