

On appelle fondations d'un ouvrage les éléments de la structure en contact avec le sol. Elles transmettent au sol les effets des charges permanentes, des charges d'exploitations et des actions climatiques et reçoivent les actions ascendantes du sol. Son rôle est donc d'assurer l'équilibre entre la pression engendrée par la superstructure et la résistance du sol.

On distingue 2 types de fondation :

- Les fondations superficielles : semelle isolée, semelle filante, radier général ;
- Les fondations profondes : pieux ; puits.

Le choix s'effectue à partir de deux critères principaux :

- Assurer la stabilité du bâtiment ;
- Adopter une solution économique.

X.1 Reconnaissance du sol

L'investigation géotechnique réalisée sur le site comprend :

- Quinze (15) sondages au pénétromètre dynamique pour apprécier l'homogénéité du site et la position des horizons résistants ;
- Deux (02) sondages à la tarière manuelle couplés aux essais pressiométriques Ménard, pour avoir les paramètres intrinsèques nécessaires au prédimensionnement des fondations.

Les résultats des essais préssiométriques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 90 : Résultats des essais préssiométriques

Profondeur (m)	Pl (MPa)	E (MPa)	E/Pl
1,00	0,20	1,52	7,6
2,00	0,22	1,69	7,7
3,00	0,17	1,47	8,6
4,00	1,92	20,23	10,5
5,00	2,40	25,30	10,5
6,00	2,70	29,15	10,8
7,00	2,82	29,30	10,4

Le site est constitué en général par du sable limoneux grossier en passant par du sable fin grisâtre et se termine par du sable fin légèrement argileux avec un module de déformation de l'ordre de 1,52 à 29,30 MPa et une pression limite variant de 0,17 à 2,82 MPa. Une nappe phréatique a été décelée à une profondeur de 3,80 m lors de l'investigation du site.

Proposition de variantes de fondation

Vue la nature de couche en profondeur, la non cohérence du matériau de fondation ainsi que son implantation à proximité de la mer ; il est nécessaire de recourir au type de fondation ayant une caractéristique solidaire et ayant un ancrage sur le bon sol.

Les deux systèmes de fondation suivants sont donc recommandés :

- Un radier général avec un ancrage satisfaisant ;
- Une fondation sur puits

Notre choix se repose sur la fondation sur puits car :

- La couche superficielle présente une résistance insuffisante pour équilibrer les charges ;
- Les charges venant de la superstructure sont importantes ;
- Les puits sont moins coûteux que le radier général ;
- L'action du vent est considérable dans la zone d'implantation du projet.

Caractéristiques d'une fondation semi-profonde ou puits

Les puits sont constitués par des colonnes de section circulaire, carrée ou rectangulaire et la profondeur ne dépasse guère 8m.

Les puits circulaires ont un diamètre supérieur ou égal à 1,2m et les puits de section quelconque ont une largeur minimale de 0,8 m et une section minimale de 1.1m².

Les puits sont creusés à la main ou mécaniquement avec de benne preneuse. Ils sont constitués par du gros béton c'est-à-dire ils peuvent être ne pas armés s'ils restent entièrement comprimés. Une armature peut être incorporée à la partie haute du puits pour frotter le béton.

Les puits sont surmontés d'une semelle de liaison isolée en béton armé. Les semelles sont ensuite reliées par des longrines qui absorbent les moments en pieds du poteau.

X.4 Prédimensionnement de la fondation

X.4.1 Puits

Nous allons étudier le puits recevant les charges du poteau E3 du portique transversal qui est le plus chargé.

Les puits sont les fondations satisfaisant la relation : $4 \leq \frac{D}{B} \leq 10$

D : ancrage en [m]

L'ancrage est fixé à $D = 5 \text{ m}$ car la valeur de la pression limite à 5 m indique une couche de bonne portance.

$$0,5 \leq B \leq 1,25 \text{ m}$$

De plus, on doit vérifier la contrainte due à la compression du béton c'est-à-dire : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ELS}}{S} = \frac{4N_{ELS}}{\pi B^2}$$

$$\text{Alors : } B \geq \sqrt{\frac{4 N_{ELS}}{\pi \overline{\sigma}_{bc}}} = 0,3m$$

On prend : $B = 1,2m$

X.4.2 Semelle

Pour le predimensionnement de la semelle, on tient compte la condition d'homothétie : $\frac{a}{b} = \frac{l}{L}$.

Pour que les côtés de la semelle rectangulaire s'inscrivent le contour du puits rectangulaire, il faut que : $l^2 + L^2 \leq B^2$.

En combinant ces deux relations, on a :

$$l = \sqrt{\frac{B}{1+(\frac{b}{a})^2}} \text{ et } L = \sqrt{\frac{B}{1+(\frac{a}{b})^2}}$$

Avec :

a : petit côté du poteau

b : grand côté du poteau

l : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

B : diamètre du puits.

On a :

$$l = \sqrt{\frac{1.2}{1+(\frac{0.5}{0.3})^2}} = 0,62m \text{ et } L = \sqrt{\frac{1.2}{1+(\frac{0.30}{0.5})^2}} = 1,03m$$

La hauteur H est déterminée à partir de la condition de rigidité de la semelle :

$$\frac{L-b}{4} \leq d \leq L - b \rightarrow 0.13 \leq d \leq 0.53$$

$$\text{et } \frac{l-a}{4} \leq d \leq l - a \rightarrow 0.08 \leq d \leq 0.32$$

on prend $d = 0,35m$

En prenant compte un enrobage de 5cm, on a : $h = 40cm$.

Dans la suite de calcul, on prend :

$$l = 0,6m, L = 1m \text{ et } h = 0,4m$$

X.5 Vérification de la fondation semi profonde

Les puits se rattachent, par le principe de réalisation, aux fondations profonde, mais généralement calculés suivant les règles des fondations superficielles. Les calculs sont effectués suivant le fascicule 62 titre V.

X.5.1 Capacité portante du puits

La capacité portante de puits est la somme de deux terme : terme de pointe et terme de frottement latérale mais la profondeur du puits est relativement faible, alors le terme de frottement est négligeable.

La charge admissible sous la pointe est déterminée à partir de la relation :

$$Q_p = q_p \cdot A$$

q_p : contrainte de rupture sous la pointe

A : aire de la section droite du puits $A = \frac{\pi B^2}{4} = 1.131$

Pour l'évaluation de q_p , procédons comme pour le calcul des fondations superficielles.

$$q_p = q_0 + \frac{k_p}{3}(p_{le} - p_0)$$

Avec :

q_0 : contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation

$$q_0 = \sum \gamma_i h_i = \gamma z_w + \gamma'(D - z_w)$$

z_w : niveau de la nappe phréatique

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$q_0 = 19 \times 3.8 + 9 \times (5 - 3.8)$$

$$q_0 = 84.2 \text{ KPa}$$

p_0 : pression horizontale des terres

$$p_0 = 0.5q_0 + \gamma_w h_w$$

γ_w : poids volumique de l'eau 10 kN/m^3

h_w : hauteur de la couche dans la nappe

$$p_0 = 0.5 \times 84.2 + 10 \times 1.2$$

$$p_0 = 54.1 \text{ KPa}$$

p_{le} : pression limite équivalente

Si $2R = B > 1 \text{ m}$

$$p_{le} = \sqrt[7]{\prod_{-3R}^{3R} P_{liR}} = \sqrt[7]{P_{l(-3R)} P_{l(-2R)} P_{l(-1R)} P_{l(0R)} P_{l(+R)} P_{l(+2R)} P_{l(+3R)}}$$

$P_{l(-iR)}$: pression limite mesurée à $-iR$ au-dessous de la base du puits ;

P_{l0R} : pression limite mesurée à la base du puits ;

$P_{l(+iR)}$: pression limite mesurée à $+iR$ au-dessus de la base du puits.

Les valeurs des P_{liR} sont données dans le tableau suivant :

Tableau 91 : Valeurs des P_{liR}

R	z(m)	$P_{liR}(MPa)$
-3R	3,20	1,57
-2R	3,80	0,52
-R	4,40	2,21
0R	5	2,4
+R	5,60	2,52
+2R	6,20	2,78
+3R	6,80	2,73

$$\text{Alors : } p_{le} = \sqrt[7]{1.57 \times 0.52 \times 2.21 \times 2.4 \times 2.52 \times 2.8 \times 2.73} = 1.88 MPa$$

k_p : facteur de portance qui tient compte de la nature du terrain ainsi que des paramètres de fondations.

Le tableau de détermination de k_p est représentée en annexe E2.

Le sol à la base du puits a une pression limite $p_l = 2.3 MPa$, on a alors du sables de classe C ainsi, la valeur de k_p est donné par la relation suivante :

$$k_p = \left[1 + 0,8 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

Avec :

$$\frac{B}{L} = 1 \text{ pour un puit circulaire}$$

$$D_e = \frac{1}{p_{le}} \sum_0^D p_l \Delta z$$

$$D_e = \frac{1}{1.88} \times (0.2 \times 1 + 0.22 \times 1 + 0.17 \times 1 + 1.92 \times 1 + 2.4 \times 1) = 2.74 m$$

$$k_p = \left[1 + 0,8(0,6 + 0,4) \frac{2.74}{1.2} \right] = 2,74$$

Finalement on a :

$$q_p = 84,2 \times 10^{-3} + \frac{2.74}{3} (1,88 - 54,1 \times 10^{-3}) = 1,75 MPa$$

D'où la résistance à la pointe du puits est :

$$Q_p = 1,982 MN$$

X.5.2 Vérification vis-à-vis du poinçonnement

Elle consiste à vérifier que la charge totale transmise à la fondation est inférieure à la capacité portante du puits.

La charge totale supportée par le puits est :

$$Q' = N + Q_{semelle} + Q_{puits}$$

N : charge venant de la superstructure $N = 1,1956MN$

$Q_{semelle}$: poids de la semelle $Q_{semelle} = 0,025 \times 0,6 \times 1 \times 0,4 = 0.006MN$

Q_{puits} : poids propre du puits $Q_{puits} = 0,0022 \times 5 \times \frac{\pi 1.2^2}{4} = 0.124MN$

$Q' = 1,326MN < Q_p$ donc il n'y a pas de risque au poinçonnement.

X.5.3 Vérification vis-à-vis du tassement

Le tassement est la somme de deux terme :

$$S_f = S_c + S_d$$

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B$$

$$S_d = \frac{2}{9E_d} (q' - \sigma'_{v0}) B_0 \left(\frac{B}{B_0} \lambda_d \right)^\alpha$$

S_f : tassement final ;

S_c : tassement sphérique ;

S_d : tassement déviatorique ;

q' : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation ;

$$q' = \frac{Q'}{A} = \frac{4 \times 1.326}{\pi \times 1.2^2} = 1.17MPa$$

σ'_{v0} : contrainte verticale effective ;

$B_0 = 0.6m$ largeur de référence ;

B : largeur de la fondation ;

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol ;

λ_c, λ_d : coefficient de forme.

Tableau 92 : Valeurs de λ_c, λ_d

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

On a un puits circulaire : $\lambda_c = 1$ et $\lambda_d = 1$

Tableau 93 : Valeurs de α

Nature	Argile		Limon		Sable		Grave	
Etat	$\frac{E}{p_l}$	α	$\frac{E}{p_l}$	α	$\frac{E}{p_l}$	α	$\frac{E}{p_l}$	α
Consolidé ou serré	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou moyennement serré	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4
Sous consolidé ou lâche	7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3	< 6	1/4

Le sol de fondation est du sable avec $\frac{E}{p_l} = 10.5$ compris entre 7 et 12 alors $\alpha = 1/3$.

Les modules équivalents E_c et E_d sont donnés par les formules suivantes :

E_c est égal à la valeur de E_1 mesurée dans la tranche d'épaisseur $R = \frac{B}{2}$ située immédiatement sous la fondation.

$$E_c = E_1$$

$$\frac{3.2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}}$$

Les valeurs de E_{iR} située dans la base de fondation avec $R = 0.6m$ sont données dans le tableau 94 :

Tableau 94 : Valeurs de E_{iR}

	Z	E_{iR} (MPa)
0R	5	25,3
1R	5,6	26,84
2R	6,2	29,27
3R	6,8	29,18
4R	7,4	29,3
5R	8	29,3

$$\frac{2}{E_1} = \frac{1}{25.3} + \frac{1}{26.84} = 0.077 \text{ de } +0R \text{ à } +R$$

$$E_1 = E_c = 26,05MPa$$

$$\frac{2}{E_2} = \frac{1}{26.84} + \frac{1}{29.27} = 0.071 \text{ de } +R \text{ à } +2R$$

$$E_2 = 28,00 MPa$$

$E_{i,j}$: moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur $i \frac{B}{2}$ à la profondeur $j \frac{B}{2}$.

$$\frac{4}{E_{3,5}} = \frac{1}{29.27} + \frac{1}{29.18} + \frac{2}{29.3} = 0,137 \text{ de } +2R \text{ à } +5R$$

$$E_{3,5} = 29.26 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\frac{3.2}{E_d} = \frac{1}{26.05} + \frac{1}{0.85 \times 28} + \frac{1}{29.26} = 0.115$$

$$E_d = 27.93 \text{ MPa}$$

Finalement :

$$\begin{cases} S_c = \frac{0.33}{9 \times 26.05} (1.17 - 0.095) \times 1 \times 1.2 = 0,18 \text{ cm} \\ S_d = \frac{2}{9 \times 27.93} (1,17 - 0,095) \times 0.6 \times \left(\frac{1.2}{0.6} \times 1 \right)^{0.33} = 0,65 \text{ cm} \\ S_f = 0,83 \text{ cm} \end{cases}$$

Le tassement admissible pour une fondation isolée est de 6cm, le tassement final est inférieur au tassement admissible, alors il n'y pas de risque de tassement.

X.6 Dimensionnement

X.6.1 Semelle sur puits

➤ Hypothèses de dimensionnement

$$\begin{cases} l = 0.6 \text{ m} \\ L = 1 \text{ m} \\ h = 0.4 \text{ m} \end{cases}$$

➤ Armatures

Les semelles sur puits sont calculées comme des semelles isolées en appliquant la méthode de bielle comprimée.

$$A_{sl} = \frac{N(C-a)}{8 d \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_{sL} = \frac{N(C-b)}{8 d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

N : charge apportée par le poteau ;

d : hauteur utile de la semelle ; $d = 0,9h = 0,36 \text{ m}$

C : côté équivalente du puits s'il était carrée ; $C = \sqrt{\frac{\pi B^2}{4}}$

$$A_{sl} = 7,30 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}14$$

$$A_{sL} = 5,39 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}12.$$

Les longrines de liaison ont pour rôle de relier transversalement et longitudinalement les semelles et d'équilibrer les moments venant des poteaux pour que les semelles travaillent en compression centrée.

Nous allons étudier les longrines suivant l'axe 3, de même dimension que les poutres. La fissuration étant préjudiciable et on suppose que les longrines ne se reposent pas directement sur le sol, ce qui nous ramène au calcul en flexion simple.

$$\begin{cases} b = 0.25m \\ h = 0.5m \\ d = 0.45m \\ c = 5cm \end{cases}$$

X.6.2.2 Evaluation des charges

Les charges appliquées sur les longrines sont essentiellement son poids propre et le poids du mur au-dessus.

- Poids propre de la longrine : $2500 \times 10^{-5} \times 0.25 \times 0.5 = 0.0031 MN/m$
- Poids du mur : $324 \times 10^{-5} \times 0.23 \times 2.5 = 0.0019 MN/m$
- Charge totale à l'ELU : $g_{ELU} = 1.35 \times (0.0031 + 0.0019) = 0.0067 MN/m$
- Charge totale à l'ELS : $g_{ELS} = 0.0031 + 0.0019 = 0.0050 MN/m$.

X.6.2.3 Calcul des sollicitations

Pour la détermination des sollicitations dans la longrine, on suppose que le moment M dû à la superstructure se répartit proportionnellement à la raideur de l'élément.

$$M_G = \frac{\frac{I_G}{L_G}}{\frac{I_G}{L_G} + \frac{I_D}{L_D}} M \text{ et } M_D = \frac{\frac{I_D}{L_D}}{\frac{I_G}{L_G} + \frac{I_D}{L_D}} M$$

M_G, M_D : respectivement moments que les longrines doivent équilibrer à gauche et à droite du poteau considéré ;

M : moment transmis par le poteau au niveau de la fondation ;

I_G, I_D : moment d'inertie des longrines à gauche et à droite du poteau ;

L_G, L_D : longueur des longrines à gauche et à droite du poteau considéré.

Les moments dus aux charges permanentes peuvent être obtenus par :

- En travée : $M_t = 0.8M_0$
- Aux appuis : $M_a = 0.5M_0$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{gL^2}{8}$$

Les résultats de calcul des sollicitations sont donnés dans le tableau 95 :

Tableau 95 : Sollicitations dans les longrines

appuis/travées		A	travée 1	B		travée 2	C		travée 3	D
		Droite		Gauche	Droite		Gauche	Droite		Gauche
b(m)			0,25			0,25			0,25	
h(m)			0,5			0,5			0,5	
I(m4)			0,0026			0,0026			0,00260	
L(m)			3,75			1,25			4,25	
I/L			0,00069			0,00208			0,00061	
M(MNm)	ELU	0,29		0,33			0,35		0,24	
	ELS	0,19		0,22			0,23		0,159	
M _G , M _D (MNm)	ELU	0,29		0,084	0,25		0,267	0,08		0,24
	ELS	0,19		0,056	0,17		0,178	0,05		0,16
M _{perm.} (MNm)	ELU	-0,006	0,010	-0,006	-0,001	0,001	-0,001	-0,008	0,013	-0,008
	ELS	-0,004	0,007	-0,004	0,000	0,001	0,000	-0,006	0,010	-0,006
M _{réel} (MNm)	ELU	0,283	0,010	0,078	0,251	0,001	0,266	0,071	0,013	0,231
	ELS	0,189	0,007	0,051	0,167	0,001	0,178	0,047	0,010	0,153

Les armatures des longrines se calculent en flexion simple et le dimensionnement se fera à l'ELS.

La section d'armature minimale est donnée par la règle du millième et la condition de non fragilité.

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{B}{1000}; \left(0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \right\}$$

Les armatures longitudinales sont données dans le tableau 96 :

Tableau 96 : Armature longitudinale dans les longrines

							SDA		SSA	
Appuis/travée	M _{ser} (MNm)	$\bar{\alpha}_1$	M _{rb} (MNm)		σ_{sc} (MPa)	z _b (m)	A'(cm2)	A(cm2)	A(cm2)	Amin
1	0,1888	0,474	0,1515	SDA	172,2	0,379	5,4140	19,72		1.25
travée 1	0,0075	0,474	0,1515	SSA	172,2	0,379			0,7867	1.25
2	0,1666	0,474	0,1515	SDA	172,2	0,379	2,2034	17,50		1.25
travée 2	0,0008	0,474	0,1515	SSA	172,2	0,379			0,0874	1.25
3	0,1777	0,474	0,1515	SDA	172,2	0,379	3,8063	18,61		1.25
travée 3	0,0096	0,474	0,1515	SSA	172,2	0,379			1,0104	1.25
4	0,1644	0,474	0,1515	SDA	172,2	0,379	1,8816	16,15		1.25

	SDA				SSA	
Appuis/travée	Choix A'	A' réelle(cm²)	Choix A	A réelle(cm²)	Choix A	A réelle(cm²)
1	3HA16	6,032	3HA16+3HA25	20,76		
travée 1					2HA10	1,571
2	3HA10	2,356	6HA20	18,850		
travée 2					2HA10	1,571
3	3HA14	4,618	6HA20	18,850		
travée 3					2HA10	1,571
4	3HA10	2,356	6HA20	18,850		

X.6.2.5 Armatures transversales

- Dimension :

$$\Phi_t = \min\left(\Phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

On prend : $\Phi_t = 12mm$

- Nécessité d'armature d'âme

La démarche pour la nécessité d'armature d'âme est la même que dans les poutres et est représentée dans le tableau 98 :

$$\tau_{u,0} = \frac{V_{u,0}}{bd}$$

$$V_{u,0} = V_{u,max} - \frac{5}{6}p_u h$$

$$\text{Avec : } V = \theta + \frac{M_d - M_g}{L}$$

Tableau 97 : Nécessité d'armature d'âme

APPUIS	1	2	3	4
	D	G D	G D	G
TRAVEE	Travée1	Travée 2	Travée 3	
V_u (MN)	0,08814	0,05868	0,14237	0,06086
p_u (MN/m)	0,007	0,007	0,007	0,007
$V_{u,0}$ (MN)	0,09	0,06	0,14	0,06
$\tau_{u,0}$ (MPa)	0,76	0,50	1,241	0,52
$\min\left\{\frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b}; 1,5\right\}$	1,2			
$\min\left\{\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right\}$	2,5			
$\min\left\{\frac{0,27f_{c28}}{\gamma_b}; 7\right\}$	4			
CONCLUSION	Espacement régulier	Ame droite	Espacement régulier	

Pour espacement régulier, on a : $s_t = \min(b + 10; 40cm; 15\Phi_l) = 30cm$