

2.1. Introduction

Les fondations sont les éléments de la structure (Infrastructure) assurant l'acheminement des efforts résultant des actions appliquées sur la construction au sol d'assise.

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable ; les efforts appliqués au sol sont donc inclinés.

Si les efforts sont reportés à la surface du sol, les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes. Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement.

Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par L sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- Fondation superficielle: $D/B \leq 4$ à 5 (semelle filante ou isolée, radier)
- Fondation profonde: $D/B \geq 10$ (puits)
- Fondation semi-profonde: $4 \leq D/B \leq 10$ (sur pieux)

Les 02 premiers types de fondation se calculent d'une manière semblable. Par contre le dernier type de calcul par des méthodes très différentes, on les schématise de la façon suivante :

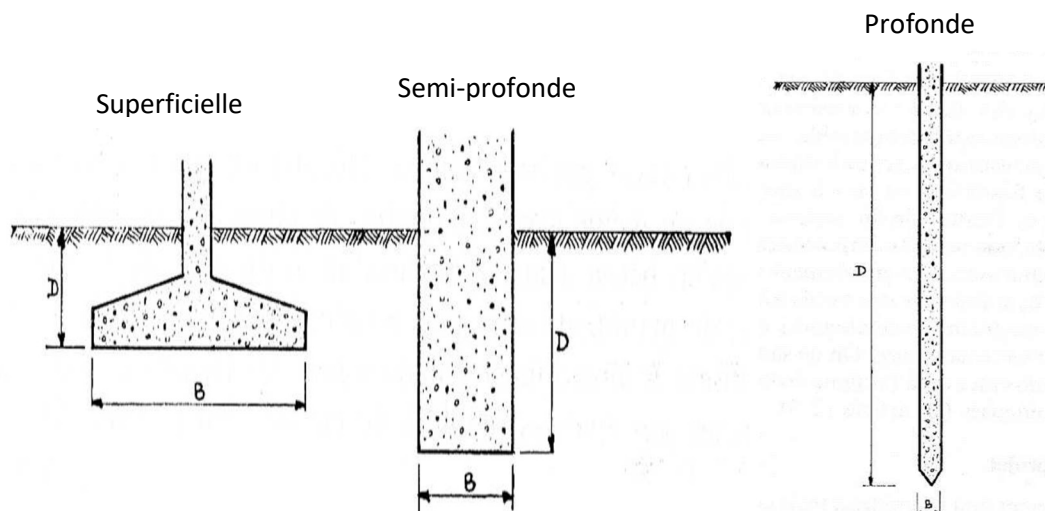


Fig1.1 Différents types de fondations selon la profondeur.

Le choix d'une fondation est liée à :

- Qualité du sol ;

- Charges amenées par la construction ;
- Coût d'exécution.

2.2 Projet de fondation

- **Reconnaissance des lieux et du sol** : il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier mais il faut aussi procéder des renseignements sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

- **Caractéristique d'un bon projet** : un bon projet de fondation doit avoir trois sortes de préoccupations.

1/ la forme et l'emplacement des fondations doivent être choisis de manière à assurer la sécurité de la construction vis-à-vis des modifications prévisibles de l'état des lieux

2/ la fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture « calcul de la capacité portante ».

3/ le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble.

2.3 Mode de rupture du sol sous une fondation superficielle

Des études sur modèles réduits ont permis de définir trois zones de sol dans lesquelles le comportement est différent en phase de rupture, figure 2.2.

- **Zone I** : située directement sous la semelle, cette zone, formée d'un coin délimité par les points A, B, et C est fortement comprimée et se déplace avec la semelle ;
- **Zone II** : Le sol est refoulé vers la surface; les déplacements et cisaillements sont très importants. Il s'y produit une rupture généralisée.
- **Zone III** : Le sol est peu ou pas perturbé par la rupture.

Exemples de mode de rupture des fondations superficielles :

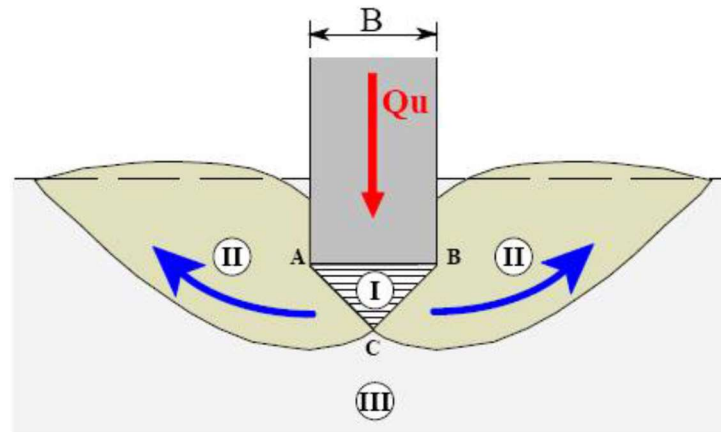


Fig. 2. 2 Modes de rupture du sol sous une fondation Superficielle

2.4. Théorie de la capacité portante

On considère le principe de superposition de Terzaghi pour examiner les fondations superficielles, cas d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée reposant sur un massif semi infini et homogène horizontale, figure 2.3.

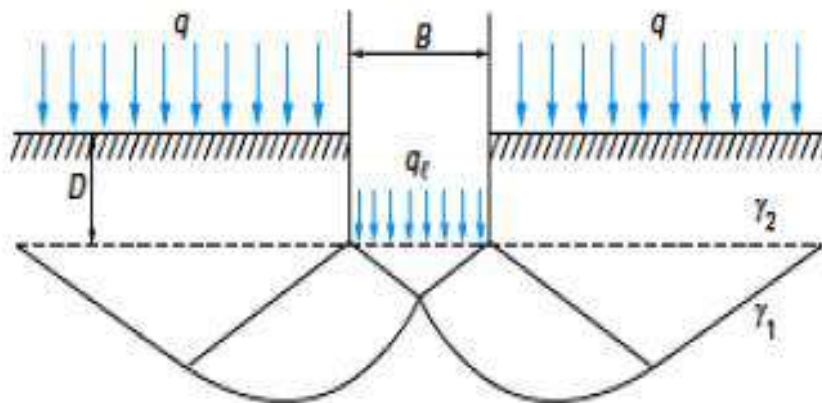


Fig. 2. 3 Schéma de rupture d'une fondation superficielle

Le principe de superposition consiste à superposer trois états, figure 2.4.

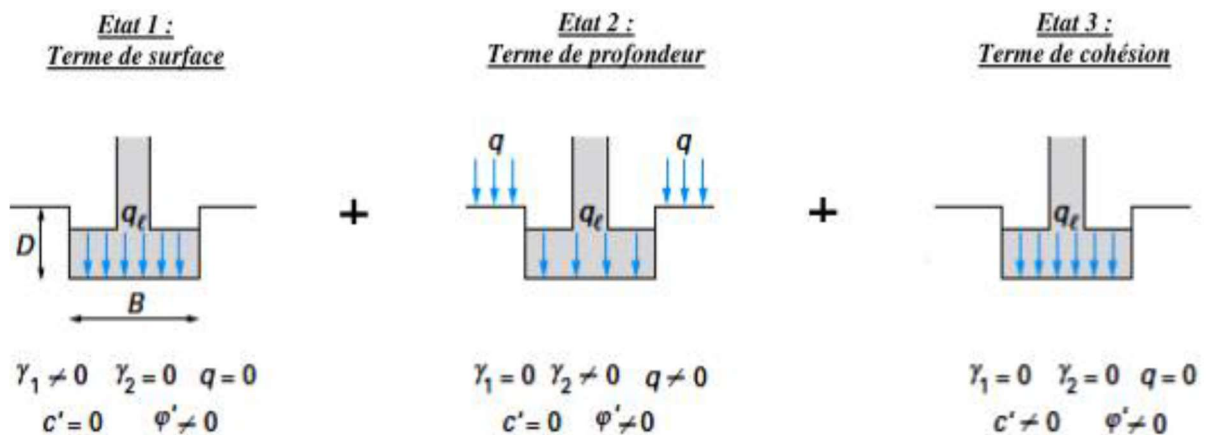


Fig. 2. 4 Méthode de superposition de Terzaghi pour une fondation superficielle.

✓ **Etat 1** : le premier terme $\frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma$ est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique du sol γ_1 sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;

✓ **Etat 2** : le deuxième terme $C N_c$ est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;

✓ **Etat 3** : le troisième terme $\gamma_2 D N_q$ est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante :

$$q_l = \underbrace{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma}_{\text{Terme de profondeur}} + \underbrace{C N_c}_{\text{Terme de cohésion}} + \underbrace{(q + \gamma_2 D) N_q}_{\text{Terme de surcharge}} \quad 2.1$$

Avec :

q_l : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) ;

γ_1 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation ;

γ_2 : Poids volumique du sol latéralement à la fondation ;

C : Cohésion du sol sous la base de la fondation ;

B : largeur de la fondation ;

D : profondeur d'encastrement de la fondation (profondeur à laquelle se trouve la base de la fondation).

$N_\gamma, N_c, \text{ et } N_q$ Sont des facteurs de portance qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne ϕ du sol sous la base de la fondation.

Le tableau II.1 indique les valeurs à retenir pour les facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7 :

Tableau 2.1 -Facteurs de portance donnés par le DTR- BC 2.331 (**Document Algérien**)

φ	N_c	N_γ	N_q
0	5,14	0,00	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension N_c et N_q on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte) :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\text{Si } \varphi \neq 0 \quad N_c = (N_q - 1) \cot \varphi = \frac{(N_q - 1)}{\tan \varphi}$$

$$\text{Si } \varphi = 0 \quad N_c = \pi + 2$$

Pour $\varphi = 0$

$$N_q = 1.0 \text{ et } N_c = (2 + \pi)$$

$$\text{Pour le DTR 13.12} \quad N_\gamma = 1.85 (N_q - 1) \tan \varphi$$

$$\text{Pour l'Eurocode 7} \quad N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi$$

Ou bien par la formule générale

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left[K_p \frac{\cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} - \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

2.5 Calcul de la capacité portante

En se basant sur les mécanismes de rupture se développant dans le sol sous une fondation dont les paramètres de résistance au cisaillement sont C (cohésion) et φ (angle de frottement) et en utilisant la théorie de calcul à la rupture on pourrait estimer la charge de rupture. Le dimensionnement d'une fondation superficielle est comme suit :

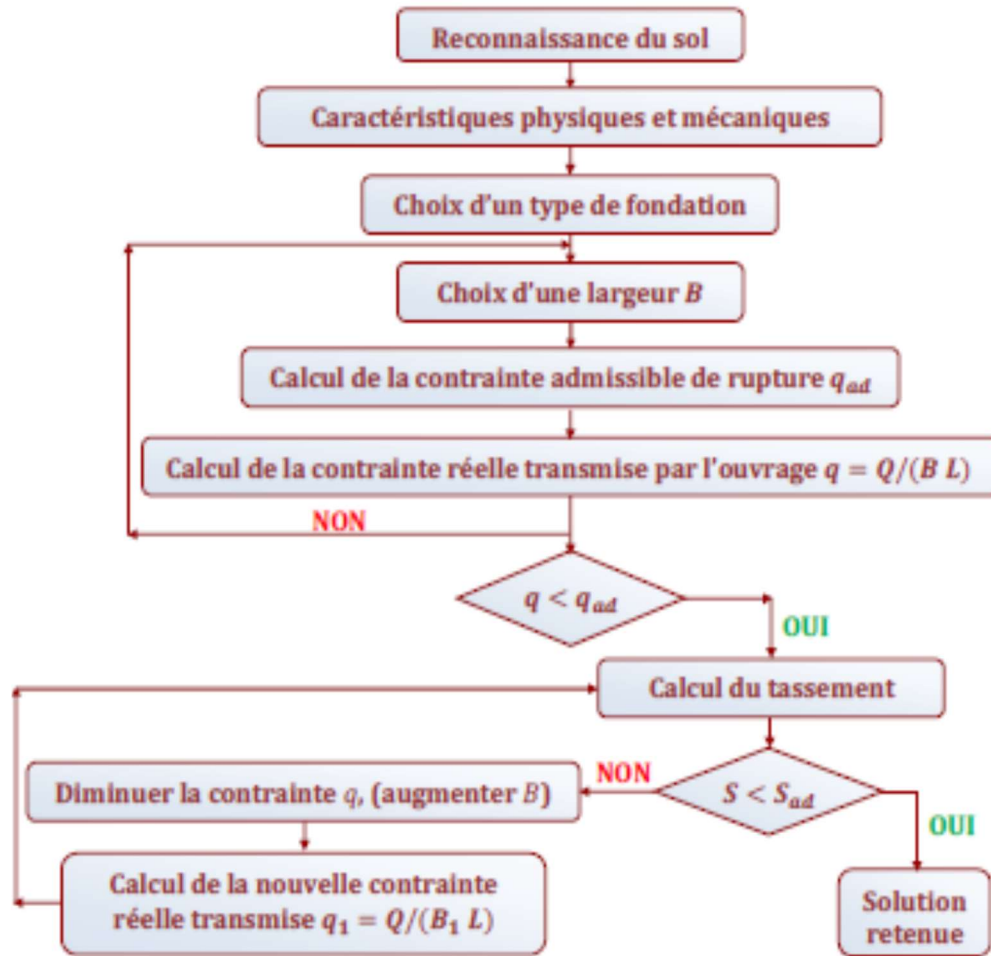


Fig. 2.5 Organigramme de dimensionnement des fondations superficielles.

Les hypothèses suivantes sont utilisées pour calculer la capacité portante d'une semelle :

- ✓ Le sol est un matériau rigide plastique de caractéristiques γ , C et ϕ ;
- ✓ Semelle filante horizontale, parfaitement lisse ;
- ✓ Charge verticale centrée « Q » (par mètre linéaire) ;
- ✓ La contrainte limite « q_l » obtenue est la contrainte moyenne uniformément répartie sous la semelle.

2.5.1 Calcul à court terme et à long terme

Le comportement d'un sol fin saturé diffère suivant que les excès de pression interstitielle (surpression) provoquée par l'application des charges ont eu ou non le temps de se dissiper (temps nécessaire pour la consolidation, selon la perméabilité de sol). Il y a donc lieu de se préoccuper du calcul à court terme et à long terme (Olivari G., 1983).

- **Le calcul à court terme** fait intervenir les contraintes totales (σ) et les caractéristiques non drainées du sol ($c = c_u$ et $\varphi = \varphi_u$).

$$q_l = \gamma_{sat} D + (\pi + 2) c_u \quad 2.2$$

Puisque $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$ et $\varphi = 0$.

- **Le calcul à long terme** fait intervenir les contraintes effectives (σ') et les caractéristiques drainées du sol ($c = c'$ et $\varphi = \varphi'$).

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma'_1 B N_\gamma(\varphi') + C' N_c(\varphi') + (q + \gamma'_2 D) N_q(\varphi') \quad 2.3$$

NB : Le dimensionnement à court terme est généralement plus défavorable que celui à long terme.

2.6. Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers

On a démontré le principe de superposition de Terzaghi pour le calcul d'une fondation filante, dans ce qui suit-on donnera les procédures de calcul de la capacité portante des fondations superficielles pour des cas particulières, en prenant en compte l'influence de :

- L'influence de la forme géométrique de la semelle ;
- L'influence de l'inclinaison de la charge portée par la semelle ;
- L'influence de l'excentrement de la charge portée par la semelle ;
- L'influence de l'inclinaison de la base de la semelle.

2.6.1. Semelle filante. Charge verticale et centrée

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous une charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi) :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + C N_c + (q + \gamma_2 D) N_q \quad 2.4$$

2.6.2. Influence de la forme de la fondation (charge verticale et centrée)

Afin de tenir compte la forme de la fondation, la relation proposée pour la capacité portante ultime est obtenue par l'utilisation de coefficients multiplicatifs S_γ , S_c , et S_q et prend la forme suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + S_c C N_c + S_q (q + \gamma_2 D) N_q \quad 2.5$$

Les valeurs des coefficients de forme, sont déterminées à l'aide des formules montrées dans les tableaux ci-dessous (tableau 2.2 et 2.3):

Tableau 2. 2 Valeurs des coefficients de formes selon Terzaghi

Fondations	Filantes	Rectangulaires ou carrées ($\frac{B}{L} = 1$)	circulaires
s_γ (1)	1	$1 - 0.2 \frac{B}{L}$	0.6
s_c	1	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.3
s_q	1	1	1
(1) Conditions drainées, seulement			

NB : Les formules sont données pour une semelle rectangulaire de côtés $L > B$. Pour un carré, on fait $L = B$ dans les formules.

Tableau 2. 3 Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7

	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	Rectangulaire s	Carrées ou circulaires ($B/L = 1$)	Rectangulaires	Carrées ou circulaires ($B/L = 1$)
s_γ			$1 - 0.3 \frac{B}{L}$	0.7
s_c	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2	$\frac{\left(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'\right) N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

2.6.3. Influence de l'inclinaison de la charge

Pour une inclinaison δ de la charge par rapport à la verticale, figure 2.6, le DTU 13.12 et Meyerhof propose les relations suivantes pour les coefficients d'inclinaison

$$q_l = \frac{1}{2} i_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + i_c C N_c + i_q (q + \gamma_2 D) N_q$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{si } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{si } \varphi = 0$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

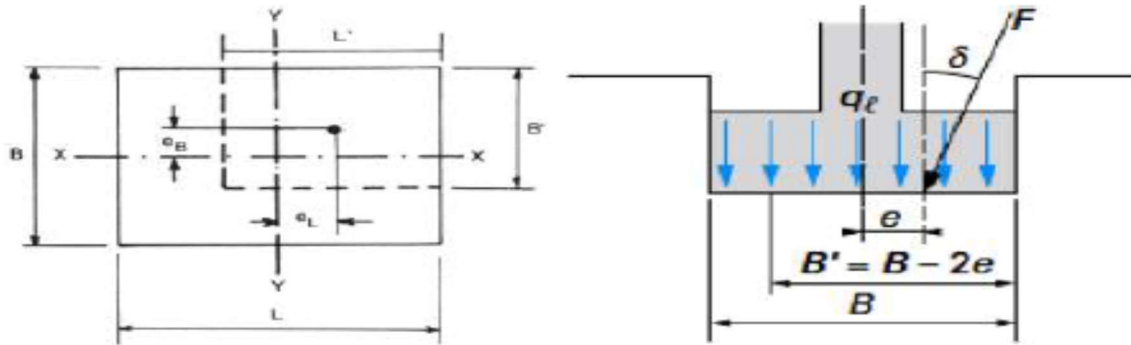


Fig.2. 6 Inclinaison et excentrement d'une charge (à droite dans la direction parallèle à B, à gauche excentrement dans les deux directions)

2.6.4. Influence de l'excentrement e d'une charge verticale

Si la charge a un excentrement e parallèle à B , figure 2.6, alors on remplace dans tout ce qui précède la largeur B par une largeur réduite, selon Meyerhof (1953), donnée par :

$$B' = B - 2e$$

Si l'excentrement e' est parallèle à la dimension L alors on fait la même procédure avec la longueur L en le remplaçant par une longueur réduite :

$$L' = L - 2e'$$

Pour un excentrement e parallèle à B on remplace dans la contrainte limite q_l la largeur B par une largeur effective B' , donc :

$$q_l = \left(\frac{1}{2} \gamma_1 B' N_\gamma + C N_c + (q + \gamma_2 D) N_q\right) \quad 2.6$$

Lorsqu'on est en présence d'une semelle isolée et que la charge est doublement excentrée, on opérera de même, en remplaçant B et L par B' et L' respectivement.

2.7. Calcul de la capacité portante admissible

Lorsque la conception des fondations est régie par un critère de capacité portante, un coefficient de sécurité total (global) égal à trois (3) est généralement appliqué à la capacité portante pour obtenir la capacité portante admissible.

La contrainte admissible d'une semelle (fondation superficielle) est donnée par la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{ql - (q + \gamma_2 D)}{3} + (q + \gamma_2 D) \quad 2.7$$

2.8. Calcul de la charge ultime portée par la semelle

La charge maximale qui doit être portée par la semelle est obtenue en divisant la capacité portante de cette semelle par sa surface ($A = B L$), pour le cas d'une charge excentrée on divise par la surface réduite ($A' = B' L'$).

$$ql = \frac{Ql}{A} \quad 2.8$$

2.9. Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai oedométrique

À partir de la distribution avec la profondeur de la contrainte verticale sous la fondation. Le calcul du tassement avec la méthode oedométrique se base sur la formule suivante pour chaque couche homogène, consolidation des sols (cours MDS II).

$$s = \Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[C_s \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + C_c \lg \frac{(\sigma'_0 + \Delta \sigma')}{\sigma'_p} \right]$$

Où :

s : Le tassement total sous une contrainte verticale maintenue constante ;

H_0 : La hauteur de la couche de sol sous la fondation ;

Δe : La variation de l'indice des vides ;

e_0 : L'indice des vides du sol en place ;

C_s : L'indice de décompressibilité (ou de recompressibilité) ;

C_c : L'indice de compressibilité ;

σ'_p : Contrainte verticale effective de préconsolidation

σ'_0 : Contrainte verticale effective du sol en place ;

$\Delta \sigma'$: Contrainte verticale effective appliquée (due à la surcharge).

2.10 Détermination de la capacité portante à l'aide des essais in situ

Les essais in situ sont très utilisés pour déterminer la capacité portante des fondations superficielle, car ils intègrent mieux les hétérogénéités du sol, ils sont moins coûteux que les essais au laboratoire.

Il faut d'abord donner quelques définitions de base avant d'entamer le calcul de la capacité portante.

2.10.1 Hauteur d'encastrement équivalente « D_e »

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place : pressiomètre ou pénétromètre. On considère la courbe représentant la variation de la pression limite ou de la résistance de pointe en fonction de la profondeur z (*Figure 2-7*) :

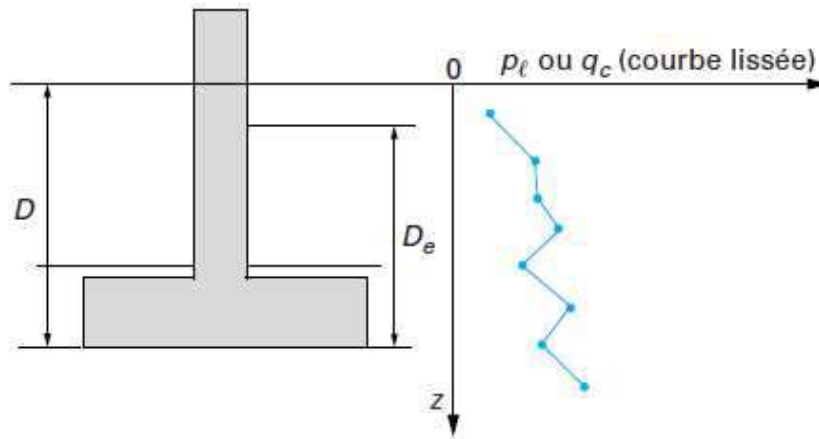


Figure 2.7 Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle

Soit, dans le cas du **pressiomètre**, la pression limite nette :

$$P^*_1 = P_1 - P_0$$

avec p_l : pression limite mesurée,

p_0 : contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai ;

La hauteur d'encastrement équivalente « D_e » est définie par :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}} \int_0^D p_l^*(z) dz$$

p^*_{le} étant la pression limite nette

Dans le cas du pénétromètre

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \times \int_0^D q_c^*(z) dz$$

avec q_c la résistance de pointe (ou résistance de cône) mesurée

2.10.2 Pression limite nette équivalente « p_l^* » au pressiomètre Ménard et résistance de pointe

- Pression limite

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à **1,5 B** au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites p_l sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la **pression**

limite nette $p^*_l = p_l - p_0$ et l'on prend pour pression limite nette équivalente p^*_{le} la valeur à la profondeur $D + 2/3 B$, comme indiqué sur la **Figure 1-2**

$$p^*_{le} = p^*_l (D + 2/3 B)$$

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins « $1,5B$ » au-dessous de la base de la fondation, on retient « p^*_{le} » pour la moyenne géométrique :

$$P^*_{le} = \sqrt[n]{P^*_{l1} \times P^*_{l2} \times P^*_{l4} \times \dots \times P^*_{ln}}$$

$P_{l1}, P_{l2}, \dots$ et P_{ln} étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches sous la fondation après avoir écarté, si besoin, des valeurs singulières. Le DTR BC 2.331 recommande de plafonner les pressions limites nettes à 1,5 fois leur valeur minimale sur la profondeur envisagée ($1,5.B$).

2.10.3 Résistance de pointe équivalente.

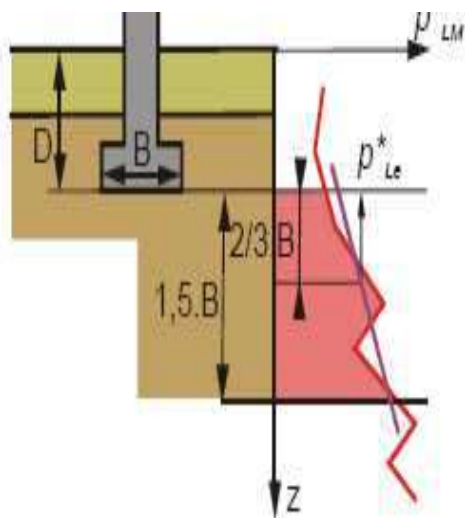
La résistance de pointe moyenne peut être définie à partir d'une courbe lissée ou écrêtée à « $1,3.q_{cm}$ » avec :

$$a = B/2 \quad \text{si} \quad B > 1\text{m}$$

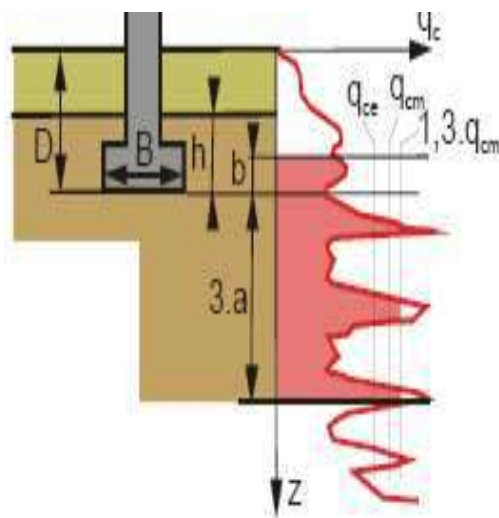
$$a = 0,5 \text{ m} \quad \text{si} \quad B < 1\text{m}$$

$b = \min(a, h)$ où h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse

$$q_{ce} = \frac{1}{3.a + b} \int_{D-b}^{D+3.a} q_c(Z).dZ$$



Pressiomètre



pénétromètre

Figure 2.8 Définition de la pression limite nette équivalente p^*_{le} et de la résistance de pointe équivalente.

2.10.4 Profondeur critique

L'expérience montre que, dans un sol homogène, la capacité portante sous la base de la fondation « Q_l » augmente avec la profondeur « D », jusqu'à une profondeur dite profondeur critique D_c au-delà de laquelle elle reste constante (**Figure 2.9**). Cette profondeur critique varie, en principe, avec :

- le type de sol ;
- la résistance du sol ;
- le diamètre du pieu.

En fonction du rapport D_e / B entre la hauteur d'encastrement équivalente et la largeur de la fondation, on pourra admettre les limites suivantes proposées par le fascicule 62-V (1993)

- $D_e / B < 1,5$: il s'agit de **fondations superficielles** : les méthodes de calcul développées ci-après s'appliquent pleinement.
- $D_e / B > 5$: il s'agit de **fondations profondes** dont la base est située au-delà de la profondeur critique : elles doivent être traitées par les méthodes propres à ce type de fondation.
- $1,5 < D_e / B < 5$: il s'agit de **fondations semi-profondes ou sous critiques**. Les méthodes de calcul des fondations superficielles ou profondes s'appliquent, moyennant des adaptations.

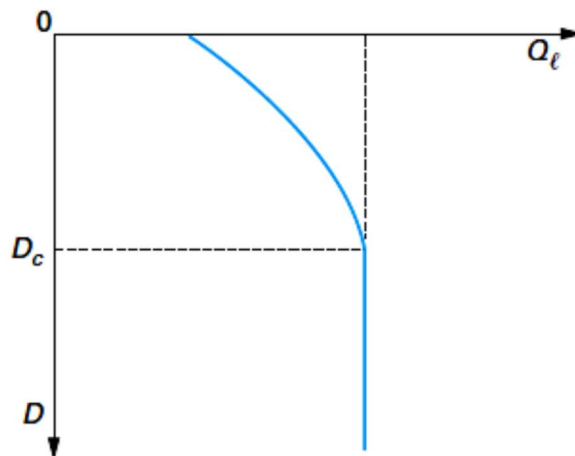


Figure 2.9 Variation de la capacité portante « Q_l » en fonction de la profondeur D dans un sol homogène.

2.10.5 Calcul de la capacité portante

a/ Classification des sols

Pour le calcul de la portance à partir du pressiomètre Ménard on distingue les catégories de sols suivantes (**Tableau 2-3**) :

Tableau 2-3 Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993)

Classe de sol		Description de consistance	Pressiomètre P_1 en (MPa)	Pénétromètre Statique q_c (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	<0,7	<3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0	3,0 – 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables, graves	A	Lâches	< 0,5	< 5,0
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0	8,0 – 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A	Molles	< 0,7	< 5,0
	B	Altérées	1,0 – 2,5	> 5,0
	C	Compactes	> 3,0	—
Marnes Marno- calcaire	A	Tendres	1,5 – 4,0	—
	B	Compactes	> 4,5	—
Roches*	A	Altérées	2,5 – 4,0	—
	B	Fragmentées	> 4,5	—
(*) L'appellation « roches » peut regrouper des matériaux divers : calcaires, schistes, granite, etc. Cette classification est réservée aux matériaux présentant des modules pressiométriques > 50 à 80 MPa.				

b/ Charge verticale centrée

La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule : $q_l = q_0 + K_p \cdot P_{le}^*$ ou bien $q_l = q_0 + K_p \cdot (P_{le} - P_0)$.

avec q_l contrainte de rupture,

q_0 contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),

P_{le}^* pression limite nette équivalente, K_p facteur de portance pressiométrique.

La contrainte admissible $q_{adm} = q_0 + K_p / 3 \cdot (P_{le}^*)$

La méthode pressiométrique est une approche en contraintes totales. Si la base de la fondation est immergée, il n'y a donc pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède dans les actions dues à l'eau, en d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation.

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance « K_p » sont données par le *tableau 2-4* et par les *figures 2-10* et *2-11* :

Tableau 2-4 Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993).

Type de sol	Expression de K_p	K_{pmax} (semelle carrée)	K_{pmax} (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A.....	$0,8 \left[1 + 0,25(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$	1,30	1,10
Argiles et limons B.....	$0,8 \left[1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$	1,50	1,22
Argiles C.....	$0,8 \left[1 + 0,5(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$	1,80	1,40
Sables A.....	$\left[1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$	1,88	1,53
Sables et graves B.....	$\left[1 + 0,5(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$	2,25	1,75
Sables et graves C.....	$\left[1 + 0,8(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$	3,00	2,20
Craies B et C.....	$1,3 \left[1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées.....	$\left[1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$	1,68	1,41

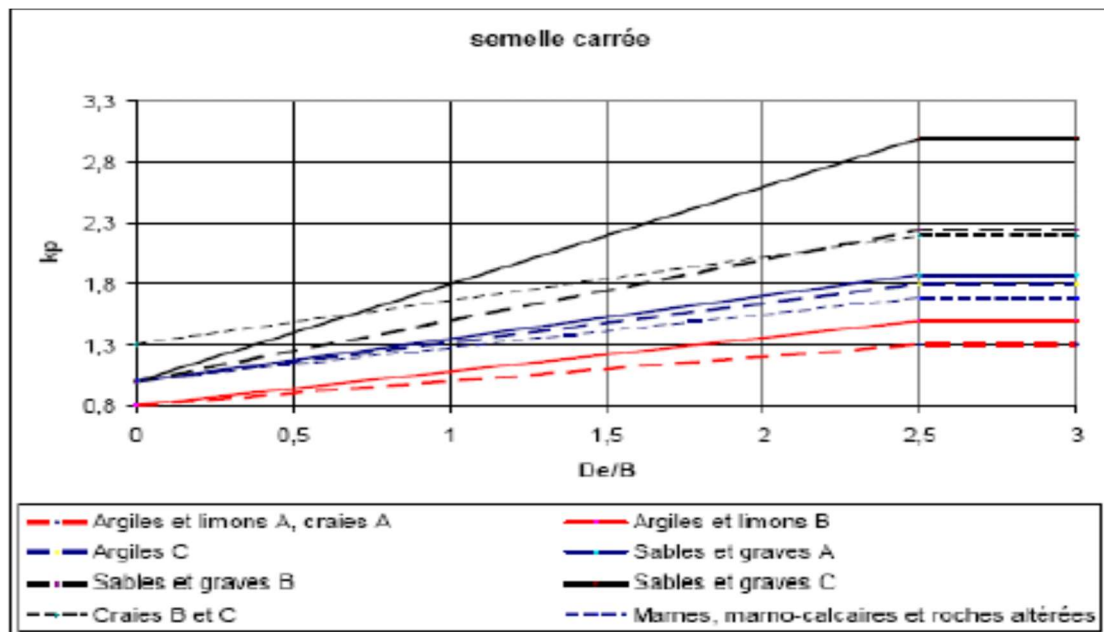


Figure 2.10 Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées et circulaire

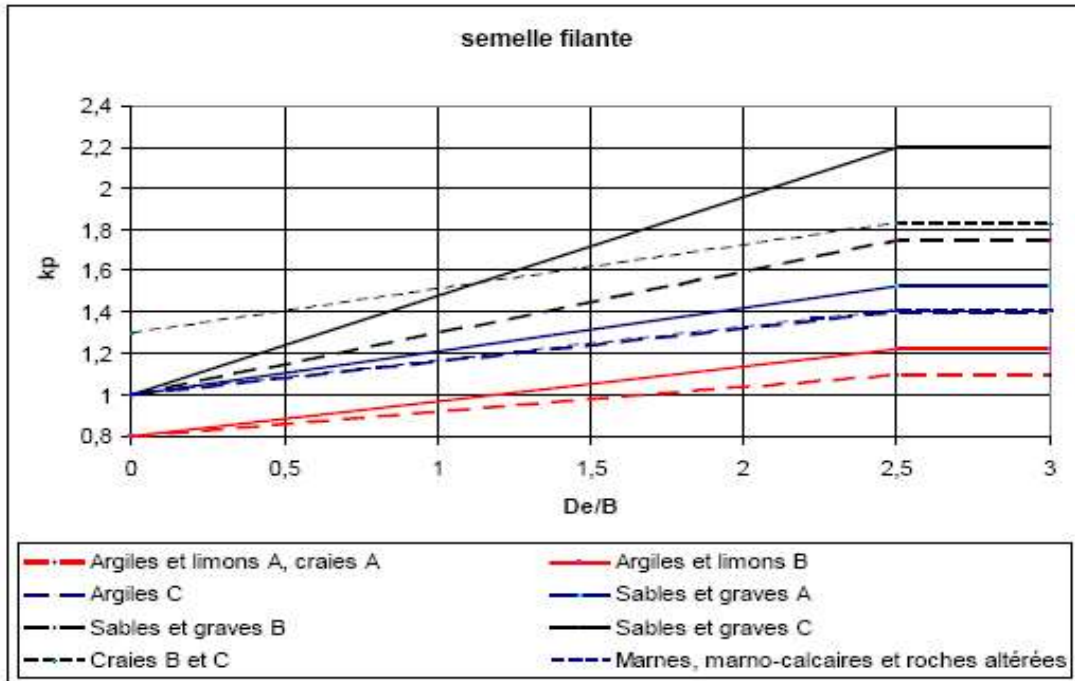


Figure 2.11 Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes.

2.11. Conclusion

Le calcul des fondations superficielles est présenté dans ce chapitre, où on a donné les différents types des fondations et leurs rôles, le mode de rupture du sol sous une fondation superficielle. Enfin, on a présenté la théorie de calcul de la capacité portante des fondations, pour différentes géométries et cas de chargement.