

CHAPITRE 4 : FONDATIONS SUPERFICIELLES

4.1. Introduction

Le dimensionnement géotechnique d'un ouvrage repose sur deux critères principaux :

- **Le premier** est que les contraintes transmises au sol de fondation doivent être en deçà de l'état limite qui correspond à la rupture du matériau sol ou à celle du matériau de la fondation.
- **Le second** est que les déformations du sol causées par les contraintes transmises ne doivent causer aucun préjudice au bon fonctionnement de l'ouvrage, c.à.d. que les déplacements de la fondation doivent être en deçà de l'état limite de service de la structure de l'ouvrage.

4.2. Définitions préliminaires

Lorsque l'ouvrage est léger ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, on envisage de réaliser des fondations superficielles. Comme le schématise la Figure 4.1 :

- la dimension minimale de la base de la fondation est appelée **largeur** et notée (**B**).
- la dimension maximale est appelée **longueur** et notée (**L**).
- la fiche ou l'encastrement (D_f) est la profondeur minimale de la base de la fondation par rapport à la surface du sol après travaux de terrassement (décapage du remblai, terre végétale, etc.).

En pratique on admet qu'une **fondation** est dite **superficielle** si l'élancement $D_f/B < 4$, semi-profonde si $4 \leq D_f/B < 10$ et profonde si $D_f/B \geq 10$.

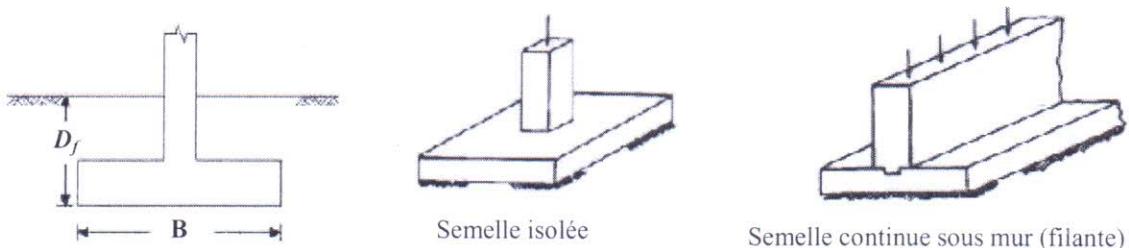


Figure 4.1. Schéma d'une fondation superficielle

4.3. Types de fondations superficielles

Les fondations superficielles sont divisées en trois types (Figure 4.2) :

- les **semelles filantes**, généralement de largeur **B** modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur **L** ($L/B > 5$).
- les **semelles isolées**, dont les dimensions en plan **B** et **L** sont toutes deux au plus quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles **carrées** ($B/L = 1$), les semelles **rectangulaires** ($L > B$) et les semelles **circulaires** (de diamètre **B**).
- les **radiers** ou **dallages** de dimensions **B** et **L** importantes, cette catégorie inclut les radiers généraux.

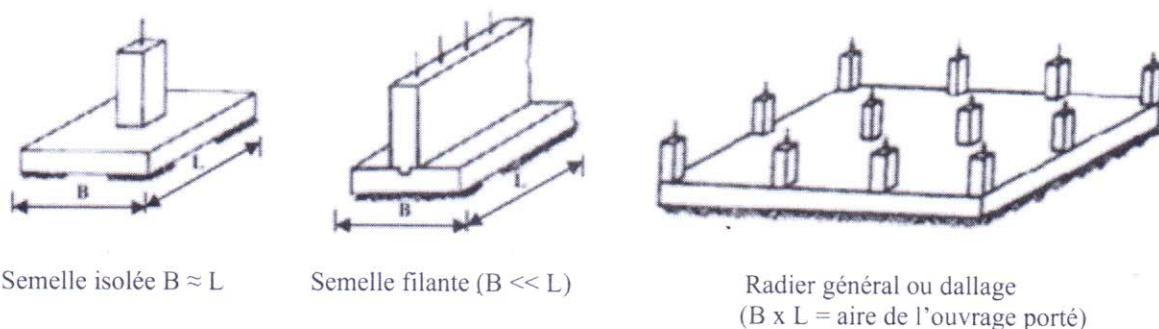


Figure 4.2. Types de fondations superficielles

4.4. Calcul théorique de la capacité portante

4.4.1. Mécanisme de rupture du sol sous une fondation superficielle

Les expériences sur modèles réduits de fondations, basées sur les techniques de la photographie ou des couches colorées, on permit de mettre en évidence un mécanisme de rupture, schématisé à la Figure 4.3.

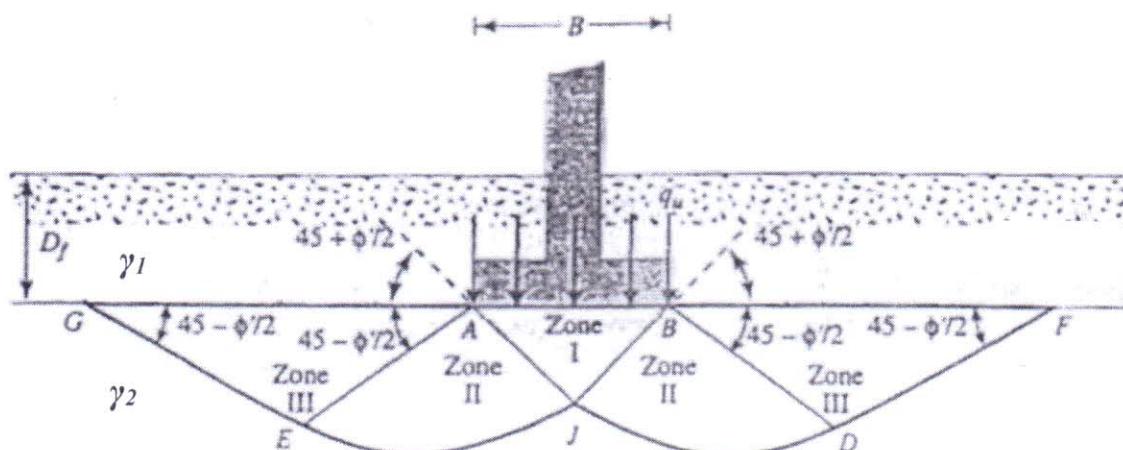


Figure 4.3. Mécanisme typique de rupture du sol sous une semelle continue

Ce mécanisme est composé d'un coin du sol (**I**) en **état actif** et solidaire à la fondation, donc s'enfonçant avec la fondation, et de deux zones latérales du sol (**II** et **III**) en **état passif** tendant à se déplacer vers la surface du sol. Ce mécanisme est formé d'un **réseau de facettes de rupture** (lignes de glissement) et le sol en dehors est supposé en état d'équilibre surabondant, donc ne participant pas à la résistance. La Figure 4.3 montre que la **zone mobilisée** par la résistance du sol dépend de la rugosité de la surface de contact de la base de la fondation avec le sol.

Par **capacité portante** on entend la **pression verticale limite** q_L au-delà de laquelle la rupture se manifeste dans le sol sous la fondation.

En pratique, l'incertitude sur le problème de la capacité portante du sol fait intervenir le coefficient de sécurité F_s pris généralement entre 2 et 3 pour les **fondations superficielles**.

La contrainte admissible du sol de fondation q_{ad} est cette pression verticale limite q_L divisée par un coefficient de sécurité F_s , ce qui nous donne : $q_{ad} = q_L/F_s$, tel que la **contrainte verticale (provenant de la superstructure) transmise au sol à la base de la fondation doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol de fondation**, c'est à dire : $q_{stre} \leq q_{ad}$.

q_{stre} est la pression verticale transmise au sol à la base de la fondation. Elle comprend outre :

- les charges permanentes et d'exploitation provenant de l'ouvrage,
- le poids de la fondation et du sol sus-jacent.

q_L est traditionnellement estimée selon l'approche de superposition des effets ; on suppose en effet que la pression verticale limite q_L résulte de trois effets séparés :

- effet de la **profondeur** (ou de la **surcharge** $\gamma_1 \cdot D_f$) q_L^q
- effet de la **cohésion** q_L^c
- effet de la **densité** q_L^r

Ce qui donne en final : $q_L \approx q_L^q + q_L^c + q_L^r$

4.5. Calcul de la capacité portante à partir des résultats des essais en laboratoire

4.5.1. Cas d'un massif semi-infini homogène sous une fondation continue exerçant une charge verticale et centrée

Dans le cas d'une semelle filante, la **contrainte de rupture** (ou **contrainte limite**) sous une charges verticale centrée est obtenue par la relation suivante :

$$q_L = 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_y + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + C \cdot N_c \quad (4.1)$$

γ_1 est le poids volumique du sol au-dessus de la base de la fondation et γ_2 en dessous. N_q , N_c et N_y sont appelés **facteurs de portance** et ne dépend que de l'angle de frottement interne du sol φ° . Ces facteurs de portances peuvent être calculés avec les relations suivantes :

Semelle lisse (base parfaitement lisse)

$$N_c = \cotan \varphi (Nq-1)$$

$$N_y = 1,8 (Nq-1) \tan \varphi$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

Semelle rugueuse (base rugueuse)

$$N_c = \cotan \varphi (Nq-1)$$

$$N_y = 2 (Nq-1) \tan \varphi$$

$$N_q = [\exp(3\pi/2 - \varphi) \tan \varphi] / [2 \cos^2(\pi/4 + \varphi/2)]$$

Le Tableau 4.1(a), extrait du D.T.U. 13.12, regroupe les valeurs des facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement interne du sol φ° .

Remarque : l'équation de la capacité portante limite (ou ultime) est composée des termes suivants :

$q_L =$	$0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_y$	$+$	$\gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q$	$+$	$C \cdot N_c$
	<i>Terme de surface : Il est proportionnel à la largeur de la fondation (B)</i>		<i>Terme de profondeur ou Terme de surcharge : Il est proportionnel à la profondeur de la fondation (D)</i>		<i>Terme de cohésion : Il est proportionnel à la cohésion du sol (C) sous la base de la fondation</i>

Tableau 4.1(a). Facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement interne du sol φ° (D.T.U. 13.12)

φ°	N_y	N_g	N_c	φ°	N_y	N_g	N_c
0	0,00	1,0	5,14	30	21,8	18,4	30,1
5	0,00	1,56	6,47	31	25,5	20,6	32,7
10	1,00	2,49	8,45	32	29,8	23,2	35,5
11	1,20	2,71	8,80	33	34,8	26,1	38,7
12	1,43	2,97	9,29	34	40,9	29,4	42,2
13	1,69	3,26	9,80	35	48,0	33,3	46,1
14	1,99	3,59	10,4	36	56,6	37,8	50,6
15	2,33	3,94	11,0	37	67,0	42,9	55,7
16	2,72	4,33	11,6	38	79,5	48,9	61,4
17	3,14	4,77	12,3	39	94,7	56,0	67,9
18	3,69	5,25	13,1	40	113,0	64,2	75,4
19	4,29	5,80	13,9	41	133,0	73,9	83,9
20	4,97	6,40	14,8	42	164,0	85,4	93,7
21	5,76	7,07	15,8	43	199,0	99,0	105,0
22	6,68	7,83	16,9	44	244,0	115,0	118,0
23	7,73	8,66	18,1	45	297,0	135,0	135,0
24	8,97	9,60	19,3	46	366,0	159,0	152,0
25	10,4	10,7	20,7	47	455,0	187,0	174,0
26	12,0	11,8	22,2	48	570,0	223,0	199,0
27	13,9	13,2	24,0	49	718,0	265,0	230,0
28	16,1	14,7	25,8	50	914,0	319,0	267,0
29	18,8	16,4	27,9				

Le Tableau 4.1(b) indique les valeurs à retenir pour les facteurs de portance selon les recommandations de l'Eurocode 7 (EC7).

Tableau 4.1(b). Facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement interne du sol φ° (EC 7)

φ	N_c	N_g	N_y	N_y (EC7)	φ	N_c	N_g	N_y	N_y (EC7)
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	30	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	35	46.12	33.30	48.03	45.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	40	75.31	64.20	109.41	106.05
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	45	133.87	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	266.88	319.06	762.86	758.09

4.5.2. Cas d'un massif semi-infini homogène sous une fondation continue exerçant une charge inclinée et centrée

En cas de charge centrée et inclinée de δ par rapport à l'axe vertical de la fondation Meyerhof (1973) a recommandé de corriger l'expression précédente de q_L comme suit :

$$q_L = 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_y \cdot I_y + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot I_q + C \cdot N_c \cdot I_c \quad (4.2)$$

Avec : $I_y = (1 - \delta/\phi)^2$ et $I_q = I_c = (1 - \delta/90^\circ)^2$, δ étant en degré.

4.5.3. Cas d'un massif semi-infini homogène sous une fondation continue exerçant une charge verticale et excentrée

Outre la pression verticale, la présence d'un moment de flexion par rapport à un des axes horizontaux de la fondation cause un soulèvement d'une part de la fondation, ce qui réduit la surface de contact sol/ fondation et la capacité portante du sol. Ainsi, dans le cas général d'une **pression verticale excentrée** de (e) , on admet que la pression est centrée sur une fondation continue **fictive** ayant une largeur réduite $B' = B - 2e$. Ainsi on aura :

$$q_L = 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B' \cdot N_y + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + C \cdot N_c \quad (4.3)$$

4.5.4. Cas d'un massif d'épaisseur finie homogène sous une fondation continue exerçant une charge verticale et centrée

En cas où le sol est formé d'une couche ayant une épaisseur finie (H) sous la base de la fondation, et reposant sur une couche très résistante (substratum), la capacité portante varie inversement avec la distance (H) entre le substratum et la base de la fondation. A la limite, lorsque $H = 0$, c.à.d. que la fondation est réalisée sur le substratum, on doit avoir $q_L = \infty$, et si $H = \infty$ le sol se comporte comme un massif semi-infini.

Mandel et Salençon (1972) ont montré qu'il existe une distance limite $H_{lim} = B \cdot \eta_{(\phi)}$ au-delà de laquelle le sol se comporte comme un massif infiniment épais.

Ainsi si, $H/B \geq \eta_{(\phi)}$: le sol se comporte comme un massif semi-infini et le substratum n'a aucune influence sur la capacité portante du sol de fondation,

Alors que si, $H/B < \eta_{(\phi)}$: la pression limite q_L se calcule comme suit :

$$q_L = 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_y \cdot \xi_y + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot \xi_q + C \cdot N_c \cdot \xi_c \quad (4.4)$$

ξ et η sont les **facteurs d'influence du substratum** donnés respectivement par les Tableaux 4.2 et 4.3.

Tableau 4.2. Valeurs des facteurs d'influence du substratum (ξ)

ϕ°	40	36	30	20	10	0	ξ
$H/B = 1,00$	1,74	1,37	1,13	1,01	1,00	1,00	ξ_c
	1,05	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	ξ_y
	1,72	1,36	1,12	1,01	1,00	1,00	ξ_q
$H/B = 0,50$	11,10	5,25	2,50	1,39	1,11	1,02	ξ_c
	3,27	1,87	1,20	1,00	1,00	1,00	ξ_y
	10,90	5,15	2,42	1,33	1,07	1,00	ξ_q
$H/B = 1/3$	82,2	23,40	6,36	2,12	1,35	1,11	ξ_c
	16,6	5,60	2,07	1,07	1,00	1,00	ξ_y
	80,9	22,80	6,07	1,95	1,21	1,00	ξ_q

H/B = 0,25	721	115	17,40	3,29	1,62	1,21	ξ_c
	106	21	4,23	1,28	1,00	1,00	ξ_y
	710	112	16,50	2,93	1,37	1,00	ξ_q
H/B = 0,20	6396	604	50,2	5,17	1,95	1,30	ξ_c
	804	90	9,9	1,63	1,01	1,00	ξ_y
	6296	588	47,5	4,52	1,56	1,00	ξ_q
H/B = 1/6	$6,23 \times 10^4$	3293	150	8,29	2,33	1,40	ξ_c
	$6,15 \times 10^5$	407	24,8	2,20	1,04	1,00	ξ_y
	$6,13 \times 10^4$	3206	142	7,14	1,79	1,00	ξ_q
H/B = 1/8	$6,05 \times 10^6$	$1,11 \times 10^5$	1444	22,00	3,34	1,59	ξ_c
	$4,54 \times 10^5$	$1,02 \times 10^4$	178	4,41	1,12	1,00	ξ_y
	$5,95 \times 10^6$	$1,08 \times 10^5$	1370	18,7	2,39	1,00	ξ_q
H/B = 0,10	$6,26 \times 10^8$	$3,78 \times 10^6$	14800	61,5	4,77	1,78	ξ_c
	$3,90 \times 10^7$	$2,80 \times 10^5$	1450	9,82	1,36	1,00	ξ_y
	$6,16 \times 10^8$	$3,68 \times 10^6$	14000	51,9	3,25	1,00	ξ_q

Tableau 4.3. Valeurs de l'épaisseur relative du substratum (η)

φ°	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
η	0,71	0,79	0,89	1,01	1,16	1,35	1,59	1,90	2,35	3,00	4,03

4.5.5. Cas d'un massif bicouche sous une fondation continue exerçant une charge verticale et centrée :

En cas d'une fondation continue transmettant une charge verticale et centrée à un sol formé de deux couches, on distingue les cas suivants, notant (H) la distance entre la base de la fondation et l'interface des deux couches (Figure 4.4) :

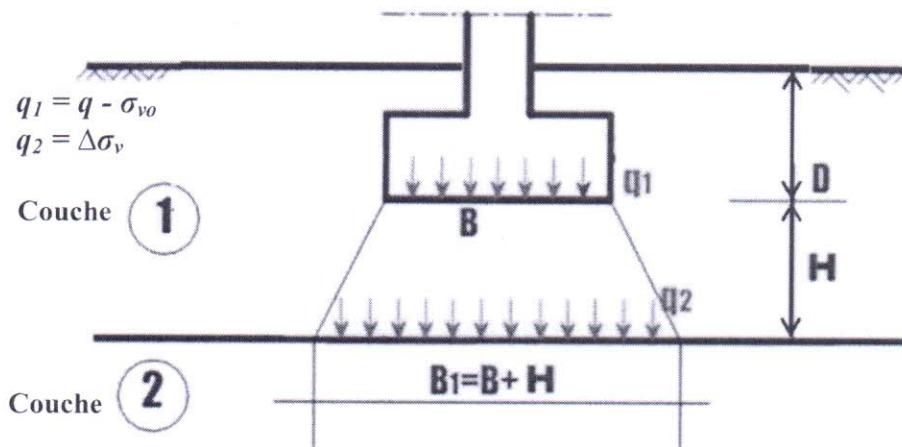


Figure 4.4. Schéma de la semelle fictive dans un système bicouche

- si $H/B > 4$: le sol se comporte comme un massif semi-infini et la couche inférieure (couche 2) est faiblement sollicitée. Aucune vérification de la capacité portante n'est à faire pour cette couche 2.
- si $H/B < 1,5$: la couche 2 risque d'être poinçonnée sous les pressions transmises par la fondation. Pour des raisons de sécurité, on néglige la présence de la couche supérieure (couche 1) et on calcule la fondation comme si elle est posée directement sur la couche 2.

(c) si $1,5 \leq H/B \leq 4$: il s'agit d'un cas intermédiaire où il faut vérifier la portance des deux couches. Il est recommandé, d'utiliser la méthode de la semelle fictive. Celle-ci se base sur l'approximation de la diffusion des contraintes verticales avec la profondeur selon un trapèze ayant un angle de $26,6^\circ$ par rapport à la verticale comme le schématisé la Figure 4.4. On montre qu'à la profondeur (Z) par rapport à la base de la semelle continue :

$$\Delta\sigma_v = (q - \sigma_{vo}) B / (B + H) \quad (4.5)$$

Avec, σ_{vo} la contrainte verticale initiale à la profondeur (Z). Cette pression agit à la base d'une **semelle continue fictive** ayant une largeur ($B+H$) et une longueur infinie. Dans le cas général d'une **fondation rectangulaire**, on aura :

$$\Delta\sigma_v = [(q - \sigma_{vo}) B \cdot L] / [(B + H) (L+H)] \quad (4.6)$$

La **semelle fictive** aura les dimensions $(L+H) \times (B+H)$; on doit faire les vérifications suivantes, en notant q_L la contrainte limite de la couche étudiée.

- **La couche 1** : $q \leq (q_L^{(1)} / F_s)$ (4.7)

- **La couche 2** : $\Delta\sigma_v + \sigma_{vo} \leq (q_L^{(2)} / F_s)$ (4.8)

4.5.6. Cas d'un massif homogène semi-infini sous une fondation isolée exerçant une charge verticale et centrée

Le problème de l'effet de forme de la base de la fondation sur la pression limite q_L a été analysé expérimentalement par plusieurs chercheurs, notamment De-beer (1967) et Vesic (1970) qui ont introduit des facteurs empiriques de correction de l'expression de la capacité portante, comme suit :

$$q_L = 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_p \cdot f_\gamma + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot f_q + C \cdot N_c \cdot f_c \quad (4.9)$$

Les expressions des facteurs de forme (f) selon Vesic, sont données par le Tableau 4.4.

Tableau 4.4. Valeurs des facteurs de forme

Forme de la fondation	L/B	f_c	f_q	f_γ
Rectangle	> 5	1	1	1
Rectangle ou carré	≤ 5	$1 + [(N_q B) / (N_c L)]$	$1 + [(\tan \varphi \cdot B) / L]$	$1 - [(0,4 \cdot B) / L]$
Cercle	1	$1 + (N_q / N_c)$	$1 + \tan \varphi$	0,60

4.5.7. Cas d'une fondation continue exerçant une charge verticale et centrée à proximité d'un terrain homogène en pente

Il arrive qu'on ne puisse établir les fondations sur un terrain suffisamment plat et que l'on soit obligé de fonder dans la **pente d'un talus** (Figure 4.5a), sur une **risberme** (Figure 4.5b), ou au **sommet d'un talus** (Figure 4.5c).

Dans tous ces cas, la **force portante** de la fondation est **plus faible** que celle que l'on aurait constatée avec un terrain horizontal. En effet, lors de la rupture, le coin rigide qui se forme sous la fondation ne trouve pas du côté aval (à gauche, sur les Figures 4.5) toute la butée que peut développer un massif horizontal. Le massif de fondation se rompt dans sa partie la plus faible. Selon Cassan (1978) il existe une **distance limite** (d_{lim}) entre la fondation et la tête du talus au-delà de laquelle la présence d'un talus n'a aucun effet sur la capacité portante de la fondation. Le Tableau 4.5 donne les valeurs de cette distance limite en fonction de l'angle de frottement interne du sol φ .

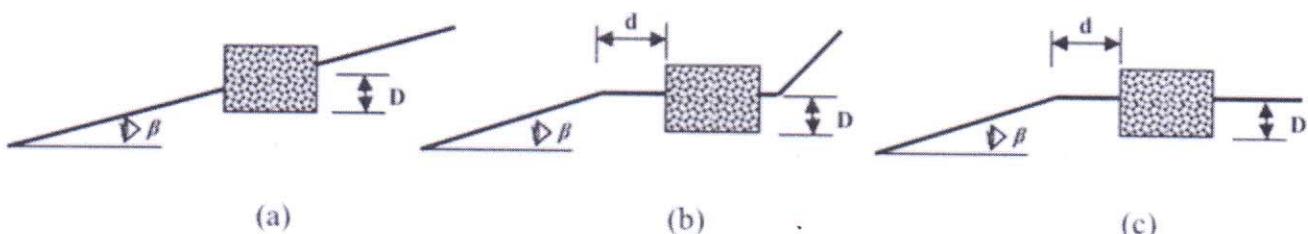


Figure 4.5. Fondation sur un terrain en pente

Tableau 4.5. Valeurs de la distance limite d_{lim}

φ°	0	25	30	40
d_{lim}/B	1,0	1,5	2,0	5,0

La pression verticale limite sous une fondation en tête du talus ($d = 0 \text{ m}$) est donnée par :

$$q_L = 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma\beta} + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_{q\beta} \cdot \cos \beta + C \cdot N_{c\beta} \quad (4.10)$$

Pour une distance (d) intermédiaire ($0 < d \leq d_{lim}$), il ya lieu d'interpoler la pression verticale q_L entre celle donnée par cette méthode et celle correspondant à un sol horizontal (sans pente).

$N_{\gamma\beta}$: est donné par le Tableau 4.6.

$$\tan \delta' = \sin \beta / [\cos \beta + (C \cdot \cotan \varphi / \gamma \cdot D \cdot \cos \beta)]$$

$$\sin T = \sin \delta' / \sin \varphi$$

$$N_{q\beta} = [(1 + \sin \varphi) \cdot \cos \beta / (1 - \sin \varphi \cdot \cos (T - \delta'))] \exp [\pi + \delta' - T - 2\beta] \cdot \tan \varphi$$

$$N_{c\beta} = [(N_{q\beta} / \cos \beta) - 1] / \tan \varphi$$

Tableau 4.6. Valeurs du facteur de portance $N_{\gamma\beta}$

	φ°	50	45	40	35	30	25	20	15	10	5	0
β°												
0	0	720	254	100	41,1	18,1	8,11	3,54	1,42	0,40	0,09	0,00
	5	550	193	75	32,6	14,1	6,40	3,00	1,15	0,38	0,02	
	10	400	142	58	25,6	11,2	5,15	2,35	0,87	0,27		
	15	281	107	43	19,6	8,9	4,10	1,8	0,65			
	20	200	76	32	14,8	6,8	3,15	1,13				
	25	139	55	23,5	10,6	4,8	1,6					
	30	95	38	16	7,1	2,4						
	35	61	25,4	10,3	3,6							
	40	37	14,5	5,2								
	45	21	7,2									
	50	10										

4.6. Calcul réglementaire de la capacité portante des fondations superficielles

Le comportement du sol sous la fondation dépend de sa nature et des conditions de drainage.

- En cas d'un **sol pulvérulent**, le comportement est **drainé** et le calcul de la capacité portante fait intervenir les caractéristiques mécaniques C' et φ' .

- Dans le cas d'un **sol fin saturé**, il y a lieu d'analyser le comportement **à court terme** faisant intervenir les **caractéristiques mécaniques non drainées** C_u et φ_u , ainsi que celui **à long terme**, après consolidation, et qui fait intervenir les **caractéristiques effectives**.

Les relations ci-dessous sont extraites du code français concernant les règles pour le calcul des fondations superficielles qui sont basées sur le principe des contraintes admissibles (DTU13.11)⁽¹⁾. Par la suite, ces relations ont été remplacées par le DTU 13.12⁽²⁾ basé sur la théorie des états limites et actuellement, en Europe, en utilise le nouveau code européen (l'EUROCODE 7).

4.6.1. Milieu à frottement $\varphi \neq 0$ (comportement à long terme, drainé) :

- Semelles filantes (ou continues) :

$$q_{ad} = \frac{\gamma_1 \cdot D_f + \rho \cdot \gamma_2 \cdot N_y + \gamma_L \cdot D_f \cdot (N_d - 1) + C' \cdot N_c}{F_s} \quad (4.11)$$

Avec :

$$N_y, N_q, N_c = f(\varphi')$$

ρ : est le rayon moyen = (surface de la semelle / périmètre de la semelle)

$$\rho = 0,5 B / [1 + (B/L)]$$

F_s : est le coefficient de sécurité qui est de l'ordre de 3 à 4 (généralement pour les projets de fondations ce coefficient $F_s = 3$).

- Semelles Isolées ($L/B \leq 5$) :

$$q_{ad} = \frac{\gamma_1 \cdot D_f + \rho \cdot \gamma_2 \cdot N_y + \gamma_L \cdot D_f \cdot (N_d - 1) + 1,3 \cdot C' \cdot N_c}{F_s} \quad (4.12)$$

- Semelles circulaire :

$$q_{ad} = \frac{\gamma_1 \cdot D_f + 0,6 \cdot \gamma_2 \cdot N_y \cdot R + \gamma_L \cdot D_f \cdot (N_d - 1) + 1,3 \cdot C' \cdot N_c}{F_s} \quad (4.13)$$

Avec, R le rayon de la semelle

4.6.2. Milieu purement cohérent $\varphi = 0$ (comportement à court terme, non drainé durable) :

- Semelles filantes (ou continues) :

$$q_{ad} = \gamma_1 \cdot D_f + [5,14 \cdot C_u / F_s] \quad (4.14)$$

- Semelles isolées :

$$q_{ad} = \gamma_1 \cdot D_f + [(5,14 \cdot C_u (1 + 0,3 B/L)) / F_s] \quad (4.15)$$

- Semelles circulaires : pour $\varphi = 0$, on peut l'assimiler à une semelle carrée ($B/L = 1$).

Remarque :

Les autres cas (cas d'un sol bicouche, proximité d'un terrain en pente, présence d'un substratum, etc.) ne sont pas exposés dans les règlements, mais ils peuvent se traiter en utilisant des méthodes reconnues pour le calcul de la capacité portante, telles que celles exposées dans ce chapitre et qui sont largement utilisées en pratique.

¹ DTU 13.11 : Travaux de fondations superficielles.

² DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles.

4.7. Calcul des contraintes admissible selon "Costet et Sanglerat" (1983) :

Les expressions ci-dessous donnent les contraintes admissibles pour des semelles recevant des charges verticales centrées.

4.7.1. Milieu à frottement $\varphi^{\circ} \neq 0$:

- Semelles filantes (ou continues) :

$$q_{ad} = \gamma_1 \cdot D_f + [(\gamma_2 \cdot B/2 \cdot N_y + \gamma_1 \cdot D_f (N_q - 1) + C \cdot N_c) / F_s] \quad (4.16)$$

- Semelles isolées :

$$q_{ad} = \gamma_1 \cdot D_f + [(1 - 0,2 B/L) \gamma_2 \cdot B/2 \cdot N_y + \gamma_1 \cdot D_f (N_q - 1) + (1 + 0,2 B/L) C \cdot N_c] / F_s \quad (4.17)$$

- *Dans le cas d'une semelle circulaire, on prendra $L = B$ (B est le diamètre de la semelle).*

4.7.2. Milieu purement cohérent $\varphi^{\circ} = 0$:

- Semelles filantes (ou continues) :

$$q_{ad} = \gamma_1 \cdot D_f + [(5,14 \cdot C_w) / F_s] \quad (4.18)$$

- Semelles isolées :

$$q_{ad} = \gamma_1 \cdot D_f + [(5,14 (1 + 0,2 B/L) C_w) / F_s] \quad (4.19)$$

- Semelles circulaires :

$$q_{ad} = \gamma_1 \cdot D_f + [(6,2 C_w) / F_s] \quad (4.20)$$

4.8. Calcul des contraintes limites selon "Terzaghi" (1943)

Dans le cas d'une semelle **circulaire de diamètre (B)** ou d'une semelle **carrée de côté (B)**, Terzaghi, avait proposé en 1943 les relations suivantes pour évaluer la contrainte limite d'une fondation superficielle avec une surface rugueuse :

- Semelles carrées :

$$q_L = 0,4 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_y + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + 1,3 \cdot C \cdot N_c \quad (4.21)$$

- Semelles circulaires :

$$q_L = 0,3 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_y + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + 1,3 \cdot C \cdot N_c \quad (4.22)$$

- Semelles rectangulaires (Terzaghi et Peck) :

$$q_L = [1 - (0,2 B/L)] 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_y + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + [1 + (0,2 B/L)] C \cdot N_c \quad (4.23)$$

- La formule (4.23) s'applique aussi aux semelles circulaires, dans ce cas, on pose ($B/L = 1$)

4.9. Equation de "Meyerhof" (1963)

Pour tenir compte des facteurs les plus importants dans le calcul de la capacité portante des fondations superficielle, une forme générale pour l'équation de la capacité portante limite (ou ultime) est suggérée par Meyerhof (1963) :

$$q_L = 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_y \cdot F_{ys} \cdot F_{yd} \cdot F_{yi} + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + C \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} \quad (4.24)$$

Avec :

C : la cohésion du sol de fondation,

B : la largeur ou le diamètre de la fondation,

N_q, **N_c** et **N_y** : les facteurs de portance ou coefficient de capacité portante (Tableau 4.7)

F_{ys}, **F_{qs}**, **F_{cs}** : les coefficients de forme géométrique de la fondation.

F_{yd}, **F_{qd}**, **F_{cd}** : les coefficients de profondeur de la fondation.

F_{yi}, **F_{qi}**, **F_{ci}** : les coefficients d'inclinaison de la charge.

Tableau 4.7. Facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement interne du sol φ° (selon Meyerhof)

φ°	N_y	N_q	N_c	φ°	N_y	N_q	N_c
0	0,00	1,00	5,10	26	8,00	11,85	22,25
2	0,01	1,20	5,63	28	11,19	14,72	25,80
4	0,04	1,43	6,19	30	15,67	18,40	30,14
6	0,11	1,72	6,81	32	22,02	23,18	35,49
8	0,21	2,06	7,53	34	31,15	29,44	42,16
10	0,37	2,47	8,34	36	44,43	37,75	50,59
12	0,60	2,97	9,28	38	64,08	48,93	61,35
14	0,92	3,59	10,37	40	93,69	64,20	75,32
16	1,37	4,34	11,63	42	139,32	85,38	93,71
18	2,00	5,26	13,10	44	211,41	115,31	118,37
20	2,87	6,40	14,83	46	328,74	158,51	152,10
22	4,07	7,82	16,88	48	526,47	222,31	199,27
24	5,72	9,60	19,32	50	873,89	319,07	266,89

Les coefficients de forme, de profondeur et d'inclinaison peuvent être déterminés comme suit (Tableau 4.8)

Tableau 4.8. Coefficients de forme géométrique, de profondeur et d'inclinaison (selon Meyerhof)

Angle de frottement interne du sol (φ°)	Coefficients de forme	Coefficients de profondeur	Coefficients d'inclinaison de la charge
Toutes valeurs de φ°	$F_{cs} = I + 0,2 K_p (B/L)$	$F_{cd} = I + 0,2 \sqrt{K_p} (D/B)$	$F_{ci} = F_{qi} = (I - \beta^\circ/90^\circ)^2$
Pour $\varphi^\circ = 10^\circ$	$F_{qs} = F_{ys} = I$	$F_{qd} = F_{yd} = 1$	$F_{yi} = I$
Pour $\varphi^\circ \geq 10^\circ$	$F_{qs} = F_{ys} = I + 0,1 K_p (B/L)$	$F_{qd} = F_{yd} = I + 0,4 \tan^{-1} (D/B)$	$F_{yi} = (I - \beta^\circ/90^\circ)^2$

Dans ce Tableau β° représente l'inclinaison de la charge appliquée par rapport à l'axe verticale de la fondation, avec :

$$K_p = \tan^2 (45 - \varphi^\circ/2) \quad (4.25)$$

Remarque générale :

Lorsque le sol de part et d'autre de la fondation étudiée est chargé par une surcharge **uniformément répartie** « q » comme le montre la Figure 4.6, cette **surcharge** est à ajouter au deuxième terme de la formule de la capacité portante utilisée.

Par exemple : pour le cas d'une semelle filante avec une charge verticale et centrée, la contrainte limite sera : $q_L = 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_y + (q + \gamma_1 \cdot D_f) N_q + C \cdot N_c$

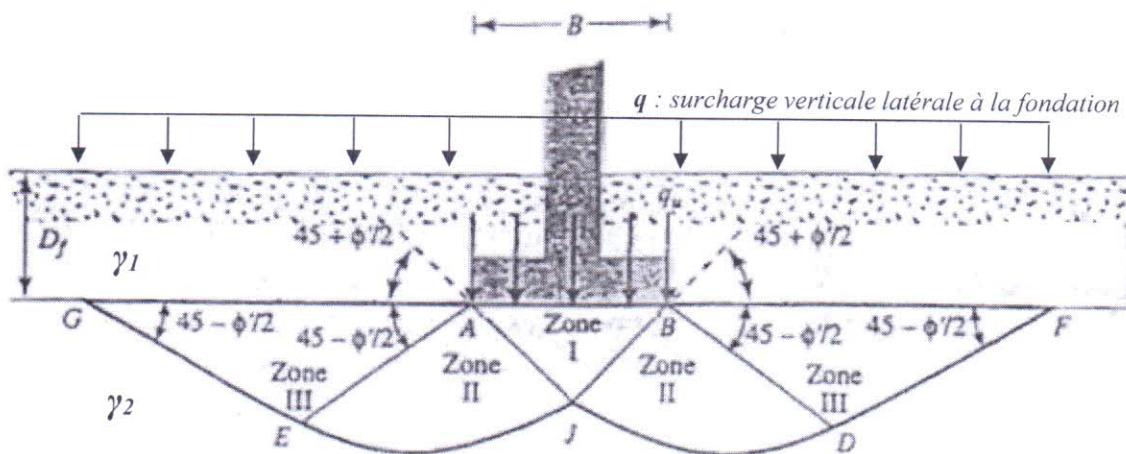


Figure 4.6. Cas d'une surcharge verticale latérale à la fondation

4.10. Influence de la nappe phréatique sur la capacité portante des fondations superficielles

Les équations de la capacité portante ultime exposées par la théorie de Terzaghi sont basées sur l'hypothèse que le **niveau de la nappe phréatique (N.N.P.)** est bien au-dessous du niveau de la base de la fondation. Cependant, si le **niveau de la nappe phréatique est proche de la fondation** quelques modifications de l'équation de la capacité portante sont alors nécessaires, et cela en fonction de sa position dans le sol (Figure 4.7). Ces modifications sont basées sur l'hypothèse qu'il n'y a aucun écoulement d'eau sous la fondation (c.à.d. une nappe en équilibre).

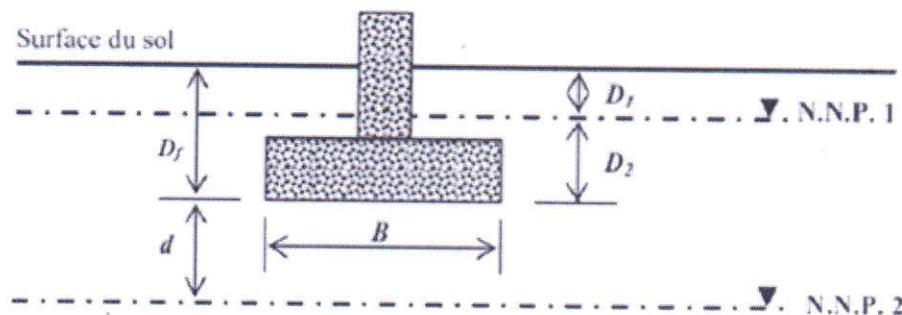


Figure 4.7. Influence de la nappe phréatique sur la capacité portante

(a) Si le N.N.P. est proche de la fondation tel que $0 \leq D_I < D_f$ alors le **terme de profondeur** (ou terme de surcharge) prendra la forme suivante :

$$[D_1; \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)] / N_a \quad (4.26)$$

(b) Si le N.N.P. est localisé tel que $0 \leq d < B$, alors le **terme de profondeur** prendra la forme suivante : $[y, D_f], N_a$ (4.27)

$$[\gamma, D_f], N_q \quad (4.27)$$

Et le terme de surface sera : $0,5 \cdot \gamma_e \cdot B \cdot N_y$ (4.28)

avec, $\gamma_e = \gamma_0 + [(d/B)(\gamma - \gamma_0)]$

(c) lorsque le **N.N.P** est situé dans le sol tel que $d \geq B$, la nappe phréatique **n'aura alors aucun effet** sur la capacité portante du sol de fondation.