

II.1. RAPPEL :

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol (principalement les efforts de pesanteur).

L'étude du sol (reconnaissance du sol) permet de connaître le comportement mécanique du sol lorsqu'il est soumis à un chargement :

- conditions de stabilité de la fondation,
- conditions de tassement du sol.

II.2. OBJECTIF :

Le but de ce présent chapitre est de justifier une fondation superficielle et de déterminer son tassement. Donc « **Capacité portante et tassement** » sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations superficielles.

II.3. DESCRIPTION DES FONDATIONS SUPERFICIELLES :

II.3.1. Technologie de construction :

Il y a lieu de considérer les définitions de l'ancrage d'une fondation, et du niveau d'assise (*Figure II.1*).

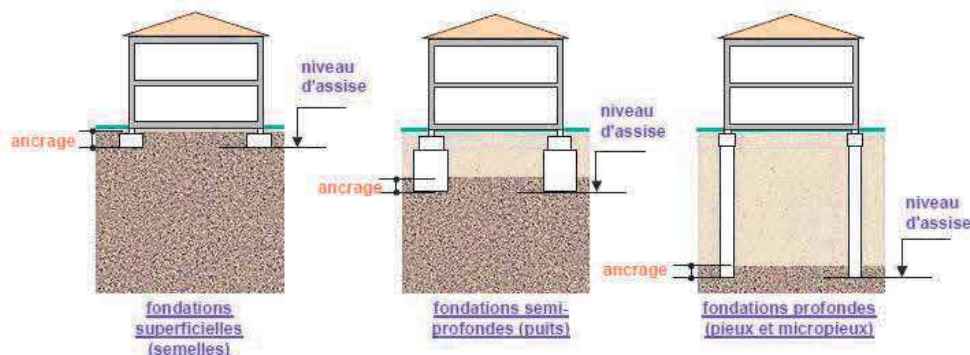


Figure II.1 : Technologie de construction

II.3.2. Types de fondations superficielles :

On distingue (*Figure II.2*) :

- Les **semelles filantes**, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées) ;
- Les **semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- Les **radiers** ou **dallages**, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

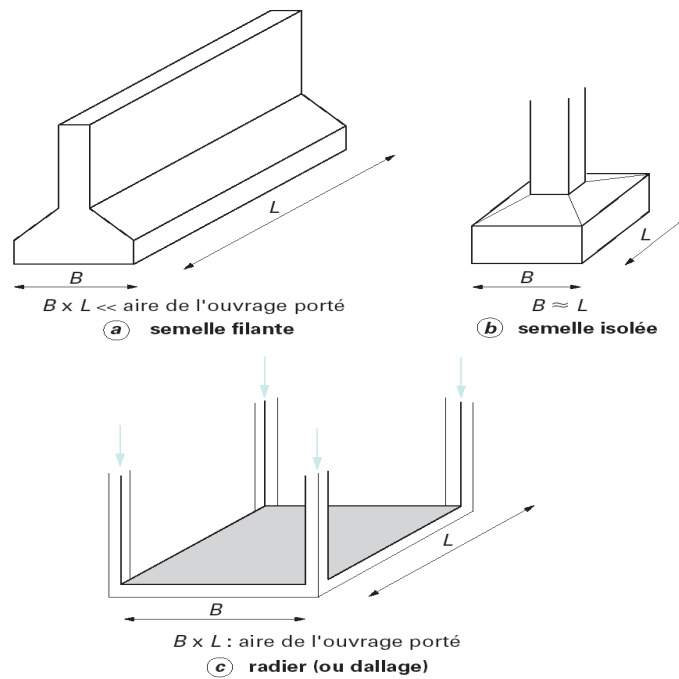


Figure II.2 : Types de fondations superficielles

II.4.COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES :

II.4.1.Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle :

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la **Figure II.3** qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée « B » et la profondeur où est située sa base est notée « D ». Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur « D » donnée et relevons les tassements « s » obtenus en fonction de la charge appliquée « Q ».

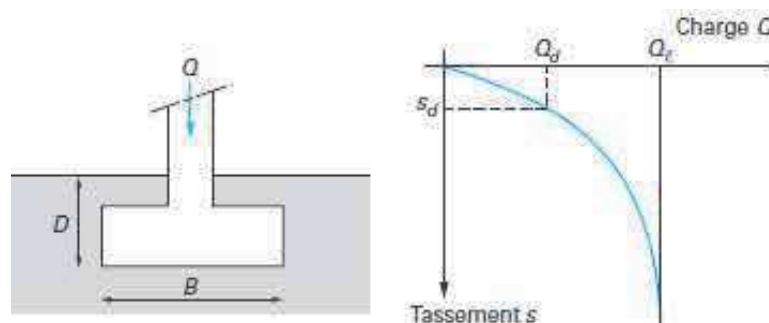


Figure II.3: Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle

- Au début, comportement sensiblement linéaire (« s » proportionnel à « Q ») ;
- Après, « s » n'est plus proportionnel à « Q » (création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation) ;
- À partir d'une certaine charge « Q_t » il y a poinçonnement du sol (un tassement

qui n'est plus contrôlé). Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure. supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre).

Cette charge est la « *capacité portante* » de la fondation (on parle aussi souvent de « charge limite », de « charge de rupture » ou encore de « charge ultime »).

II.4.2. Comportement à la rupture :

Lors du chargement d'une fondation superficielle, le sol se comporte comme illustré sur la *Figure II.4*.

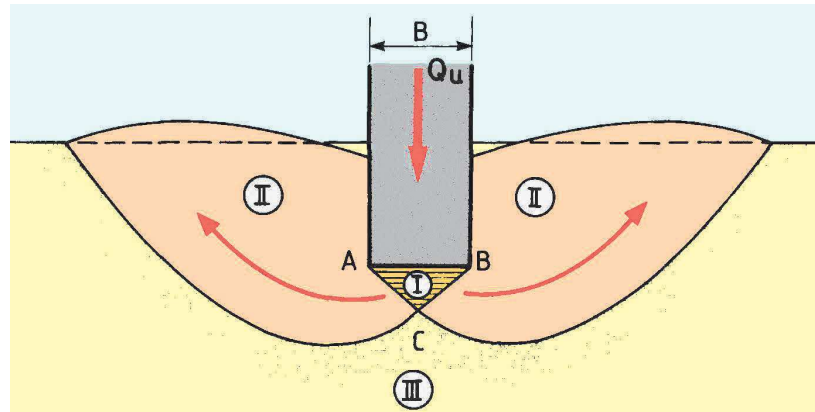


Figure II.4 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle

On définit :

- **Zone I** : Il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface.
- **Zone II** : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Déplacements et cisaillement importants → rupture généralisée.
- **Zone III** : Les zones externes ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture.

II.5. ACTIONS POUR LE CALCUL AUX ETATS LIMITES :

II.5.1. Définition des états limites:

On distingue les **états limites de service** (ELS) et les **états limites ultimes** (ELU). Pour chacun de ces états limites, on doit, d'une part, former des combinaisons d'actions afin de déterminer la charge sur la fondation « V_d » et, d'autre part, déterminer la résistance du sol « Q_d » qui est, elle-même, fonction de l'état limite considéré.

La *Figure II.5* est présentation graphique des deux états limites dont la définition est la suivante :

- Les états limites ultimes (ELU) au-delà desquels il y a risque de rupture ;
- Les états limites de service (ELS) au-delà desquels l'ouvrage ne serait plus susceptible de remplir sa fonction (par exemple déformations excessives).



Figure II.5 : Etats limites

II.5.2. Définition des actions :

La *Figure II.6* regroupe les différentes actions qui existent avec leurs définitions.

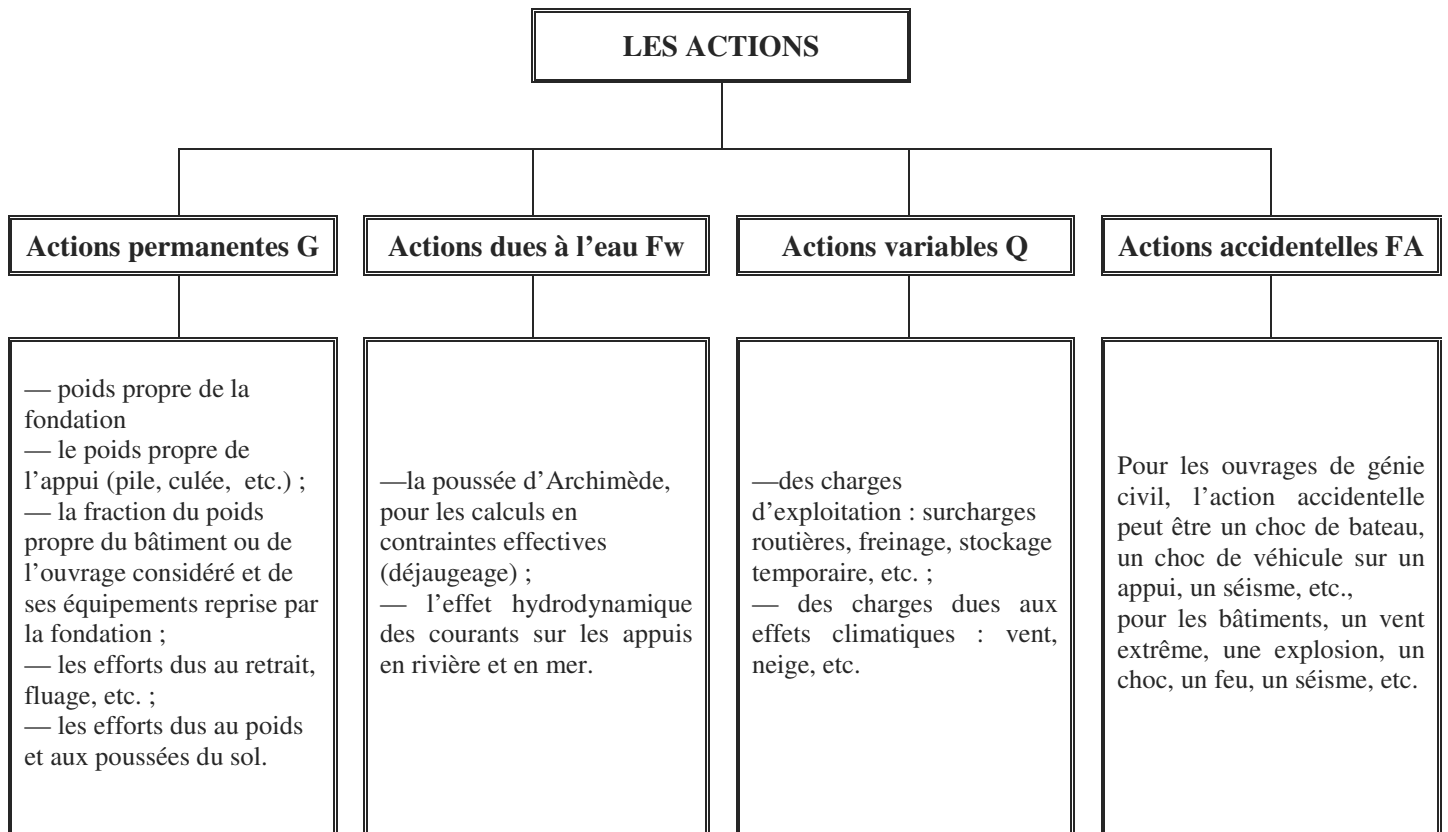


Figure II.6 : Différentes actions

II.5.3. Combinaisons d'actions type et sollicitations de calcul :

Les fondations superficielles des ouvrages de génie civil (fascicule 62-V, 1993) et des bâtiments (DTU 3.12, 1988) doivent être justifiées pour diverses combinaisons et sollicitations de calcul, conformément aux règles du béton armé ou de l'acier en vigueur. Ainsi, le fascicule 62-V définit, pour les fondations superficielles, les combinaisons illustrées sur le *Tableau II.1*.

Tableau II.1 : Combinaison des charges

Etats limites	Descriptions	Type de combinaison	Combinaison
Etats limites ultimes	— l'ELU de mobilisation du sol (capacité portante) ; — l'ELU de renversement ; — l'ELU de glissement sur la base ; — l'ELU de résistance des matériaux constitutifs de la fondation ; — lorsque les déplacements peuvent nuire au bon comportement de la structure (tassements, par exemple), l'état limite de déplacement. Il s'agit d'éviter des ruptures catastrophiques. On admet de réparer	Combinaisons fondamentales	$1,125 \ S \left[1,2 G_{max} + 0,9 G_{min} + \gamma_{fw} F_w + \gamma_{f1} Q_1 + \sum_{i>1} 1,15 \psi_{0i} Q_i \right]$ <p> γ coefficient pondérateur $\gamma_{fw} = 1,05$ pour la pression de l'eau défavorable, $= 1$ pour la pression de l'eau, $= 1,2$ ou $0,9$ pour la partie relative aux forces hydrodynamiques de courant, de manière à obtenir l'effet le plus défavorable, $\gamma_{f1} = 1,33$ le plus généralement ($1,2$ pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier), $\psi_{0i} = 0,77$ dans les cas courants des charges d'exploitation et des effets de la neige et du vent. </p>
		Combinaisons accidentelles	$S \left[G + F_w + F_A + \psi_1 Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \right]$ <p>Le plus souvent, pour les ouvrages de génie civil, $\psi_1 Q_1$, s'il existe, est négligeable vis-à-vis de FA, et $\psi_{2i} Q_i = 0$.</p>
		Combinaisons vis-à-vis des états limites (ultimes) de stabilité d'ensemble	$1,125 \ S \left[1,05 G_{max} + 0,95 G_{min} + F_w + \gamma_{f1} Q_1 + \sum_{i>1} 1,15 \psi_{0i} Q_i \right]$ <p>en remarquant qu'il n'y a pas lieu, en général, de considérer de forces hydrodynamiques de courant dans Fw.</p>
Etats limites de service	— l'état limite de service de mobilisation du sol (limitation des déplacements) ; — l'état limite de service de décompression du sol ; — l'état limite de service du matériau constitutif de la fondation (durabilité de la fondation) ; — lorsque la structure portée l'exige, l'état limite de déplacement. Il s'agit d'éviter une dégradation de l'ouvrage.	Combinaisons quasi permanentes	$S \left[G + F_w + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_i \right]$ <p>le plus souvent, pour les ouvrages de génie civil, $\psi_{2i} Q_i = 0$</p>
		Combinaisons fréquentes	$S \left\{ G + F_w + \psi_1 Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \right\}$ <p>Ces combinaisons sont à considérer lorsque les déplacements (tassements, par exemple) peuvent nuire au bon comportement de la structure portée.</p>
		Combinaisons rares	$S \left[G + F_w + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_i \right]$ <p>avec $\psi_0 = 0,77$ dans les cas courants des charges d'exploitation et des effets de la neige et du vent</p>

II.6. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE :

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « C-φ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la **pression limite** « p_l » du pressiomètre Ménard ou à partir de la **résistance de pointe** qc du pénétromètre statique CPT. Dans ce qui suit seule la première méthode sera abordée.

II.6.1. Semelle filante, charge verticale et centrée :

- Semelle filante horizontale, parfaitement lisse ;
- Charge verticale centrée « Q » (par mètre linéaire).

II.6.1.1. Principe de superposition de Terzaghi :

Considérons la **Figure II.7** qui est le schéma de rupture d'une fondation superficielle :

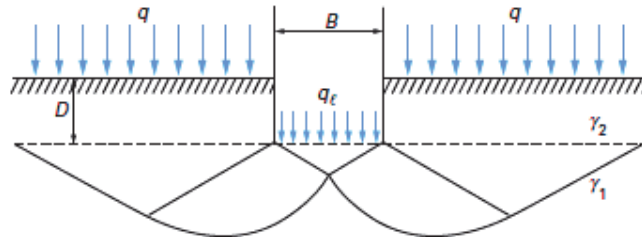


Figure II.7 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle

Le principe de superposition consiste à superposer trois états (**Figure II.8**):

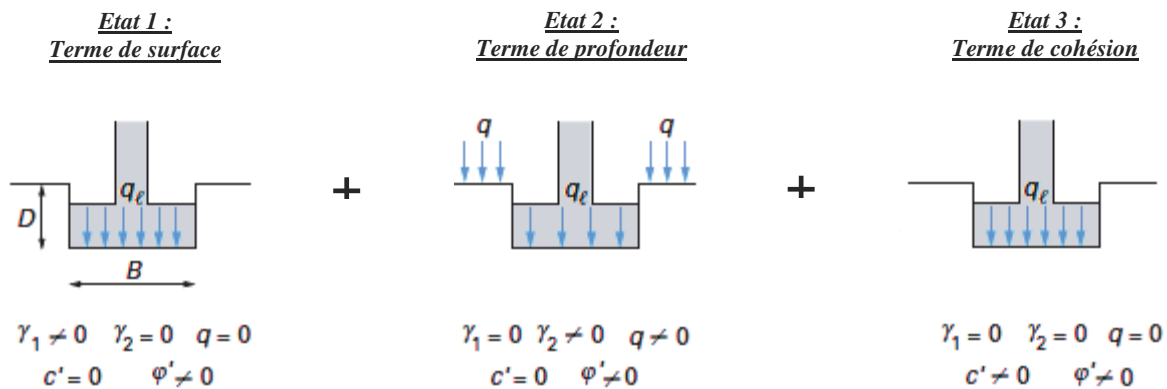


Figure II.8 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c-φ »)

- **Etat 1 :** Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle → entraîne une résistance « Q_γ »
- **Etat 2 :** Action des terres situées au-dessus du niveau des fondations et supposées agir comme une surcharge → entraîne une résistance « Q_p »
- **Etat 3 :** Action de la cohésion → entraîne une résistance « Q_c »

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

$$q_{\ell} = 1/2 \gamma_1 B N_{\gamma} (\varphi) + c N_c (\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q (\varphi) \tag{1}$$

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,

q : surcharge verticale latérale à la fondation,

c : cohésion du sol sous la base de la fondation,

$N_{\gamma} (\varphi)$, $N_c (\varphi)$ et $N_q (\varphi)$: facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne « φ » du sol sous la base de la fondation.

- Le premier terme ($1/2 \gamma_1 B N_{\gamma} (\varphi)$) est le « **terme de surface** » (ou de pesanteur). C'est la charge limite pour un massif pesant et frottant uniquement
- Le deuxième terme ($c N_c (\varphi)$) est « **le terme de cohésion** ». C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant

- Le troisième terme $(q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$ 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).

Remarque :

On distingue, selon la mécanique des sols classique, le calcul à court terme en conditions non drainées (en contraintes totales) et le calcul à long terme en conditions drainées (en contraintes effectives).

II.6.1.2. Calcul en conditions non drainées :

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée c_u . On prend :

$$c = c_u \text{ et } \varphi = 0$$

Il en résulte $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$, donc pour une semelle filante :

$$q_\ell = c_u N_c(0) + q + \gamma_2 D \quad (2)$$

Avec :

$N_c(0) = p + 2$ pour les fondations lisses,

$N_c(0) = 5,71$ pour les fondations rugueuses

γ_2 est le poids volumique total du sol latéral.

II.6.1.3. Calcul en conditions drainées :

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont :

$$c = c' \text{ et } \varphi = \varphi'$$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_\ell = 1/2 \gamma'_1 B N_\gamma(\varphi') + c' N_c(\varphi') + (q + \gamma'_2 D) N_q(\varphi') \quad (3)$$

Avec : γ'_1 et γ'_2 poids volumiques effectifs.

Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés (et on tient compte de la poussée d'Archimède sur la fondation dans F_w , c'est-à-dire que l'on déjauge également le poids de la fondation) :

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

avec :

γ : Poids volumique total du sol,

γ_w : Poids volumique de l'eau.

Ainsi pour la nappe affleurant à la surface (sol saturé) :

$$q_\ell = \frac{1}{2} (\gamma_1 - \gamma_w) B N_\gamma(\varphi') + c' N_c(\varphi') + [q + (\gamma_2 - \gamma_w) D] N_q(\varphi')$$

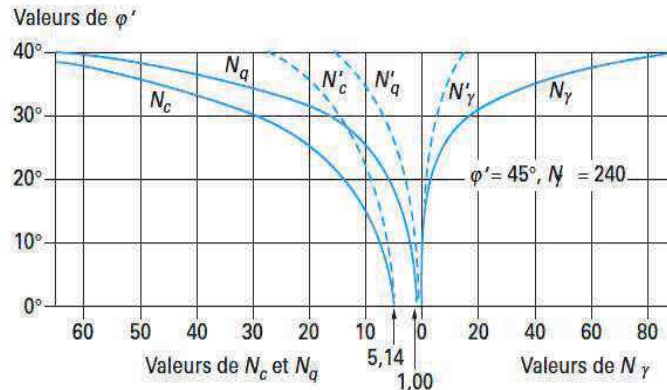
Et pour une nappe à grande profondeur (sol sec) :

$$q_{\ell} = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma} (\varphi') + c' N_c (\varphi') + (q + \gamma_2 D) N_q (\varphi')$$

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

$$N_q = \exp (\pi \tan \varphi') \tan^2 (\pi/4 + \varphi'/2) \quad \text{et} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

Ces valeurs sont données sur la **Figure II.9** et dans le **tableau II.2**.



Pour les semelles filantes sur sols mous ou lâches, Terzaghi et Peck recommandent d'utiliser $\frac{2}{3} c'$ et $\frac{2}{3} \varphi'$ en lieu et place de c' et φ' , pour tenir compte de la rupture localisée et non généralisée. Les valeurs des courbes en tiretés (N'_c, N'_q , et N'_{γ}) correspondent à $\frac{2}{3} \varphi'$.

Figure II.9 : Valeurs de $N_c(\varphi'), N_q(\varphi')$ et $N_{\gamma}(\varphi')$ recommandées par Terzaghi et Peck

Tableau II.2 : Valeurs de $N_c(\varphi'), N_q(\varphi')$ et $N_{\gamma}(\varphi')$

φ'	N_c	N_{γ}	N_q
0°	5,14	0	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

II.6.2. Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers :

II.6.2.1. Influence de la forme de la fondation avec une charge verticale et centrée :

La relation (1) est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs s_γ , s_c et s_q pour tenir compte de la forme de la fondation. Les valeurs de ces coefficients multiplicateurs sont données dans les **tableaux II.3** et **II.4**:

$$q_\ell = 1/2 s_\gamma \gamma_1 B N_\gamma (\varphi) + s_c c N_c (\varphi) + s_q (q + \gamma_2 D) N_q (\varphi) \quad (4)$$

Tableau II.3 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)

Fondations	Rectangulaires ou carrées ($\frac{B}{L} = 1$)	Circulaires
$s_\gamma (1)$	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2
s_q	1	1

(1) Conditions drainées, seulement.

Tableau II.4 : Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994)

Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	rectangulaires	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	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

II.6.2.2. Influence de l'inclinaison de la charge:

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale, il y a lieu d'appliquer la relation suivante :

$$q_\ell = 1/2 i_\gamma s_\gamma \gamma_1 B N_\gamma (\varphi) + i_c s_c c N_c (\varphi) + i_q s_q (q + \gamma_2 D) N_q (\varphi) \quad (5)$$

Avec: i_γ, i_c et i_q : Coefficients minorateurs (inférieurs à 1).

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à B (**Figure III.10**), d'angle d par rapport à la verticale, le DTU 13.12 propose les relations suivantes pour les coefficients i_γ, i_c et i_q dues à Meyerhof:

$$i_\gamma = (1 - \delta/\varphi')^2 \quad (6)$$

$$i_c = i_q = (1 - 2\delta/\pi)^2 \quad (7)$$

Dans le cas d'un sol purement cohérent (argile) et dans le cas d'un sol purement frottant (sable), Meyerhof a également donné des solutions pour les fondations filantes sous la forme de facteurs de portance N_{cq} (combinaisons de N_c et N_q) et $N_{\gamma q}$ (combinaisons de N_γ et N_q), dépendant de l'angle de frottement ϕ , de l'inclinaison δ et de l'encastrement D/B (Figure II.11). Ces solutions peuvent être résumées par les coefficients de réduction du *tableau II.5*.

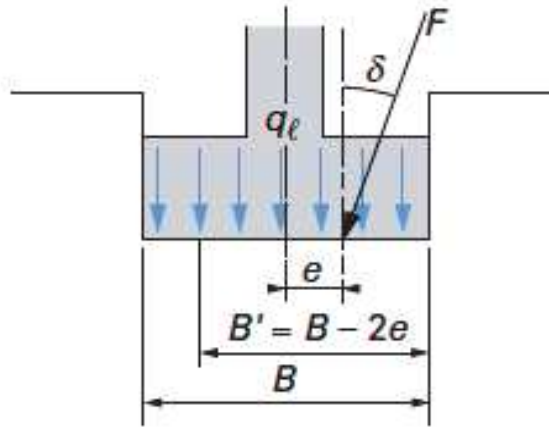


Figure II.10 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B

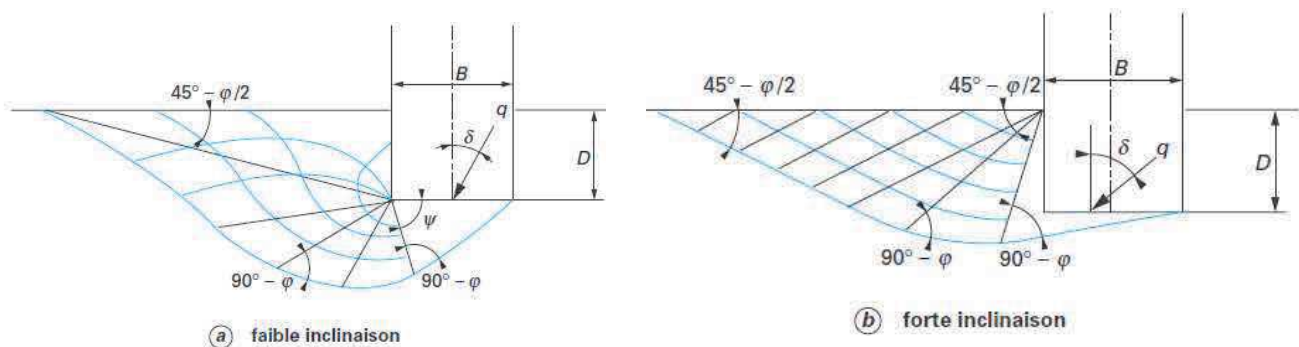


Figure II.11 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée

Tableau II.5 : Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argiles) et $N_{\gamma q}$ (sables) (D'après Meyerhof)

Sol	D/B	Inclinaison de la charge δ						
		0°	10°	20°	30°	45°	60°	90°
Argiles $N_{cq}(\delta)/N_{cq}(0)$	0 à 1	1,0	0,8	0,6	0,4	0,25	0,15	0
Sables $N_{\gamma q}(\delta)/N_{\gamma q}(0)$	0	1,0	0,5	0,2	0 pour $\delta = \phi$			
	1	1,0	0,6	0,4	0,25	0,15	0,05	0

II.6.2.3. Influence de l'excentrement de la charge:

Dans le cas d'une charge d'excentrement « e » parallèle à « B », on applique la méthode de Meyerhof qui consiste à remplacer, dans tout ce qui précède, la largeur B par la largeur réduite ou effective (Figures II.10 et II.12) :

$$B' = B - 2e$$

ce qui revient à avoir une fondation centrée sous la charge. Dans le cas d'un excentrement « e' » parallèle à la dimension « L », on procède de même pour cette dimension :

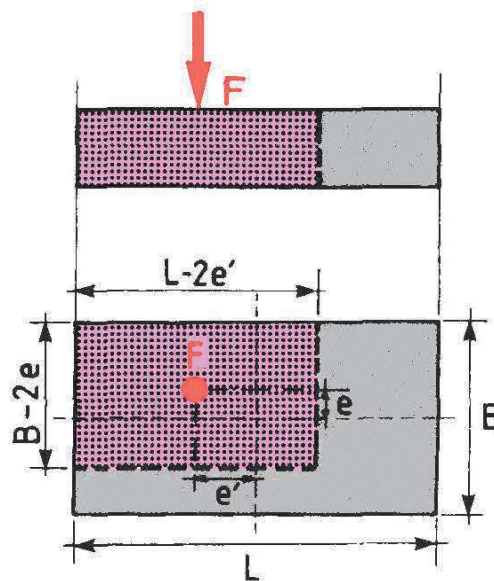
$$L' = L - 2e'$$

La capacité portante totale est alors obtenue par :

$$Q_l = q_l B' L' \quad \rightarrow \text{pour une fondation rectangulaire ou carrée}$$

$$Q_l = q_l \pi B' B/4 \quad \rightarrow \text{pour une fondation circulaire}$$

Avec : q_l ou q_d contrainte de rupture définie ci-dessus, incluant tous les coefficients correctifs éventuels,
 B' largeur ou diamètre réduit (ou effectif) dans le cas de l'excentrement,
 L' longueur réduite (ou effective) dans le cas de l'excentrement.



Figures II.12 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée d'une couche molle intercalaire (FOND 72, 1972)

II.7. La contrainte admissible du sol :

La charge ou contrainte admissible du sol est calculée à partir de la capacité portante de la fondation avec l'expression suivante :

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{(q_d - \gamma \cdot D)}{3} \tag{8}$$

Où q_d : Capacité portante de la fondation

D : Profondeur d'ancrage de la fondation.

γ : Poids volumique du sol sur la profondeur d'ancrage D .

3 : Facteur de sécurité

II.7. Dimensionnement d'une fondation :

Le sol doit supporter toutes les charges qui lui est transmises médian la fondation, donc, pour qu'il y est stabilité il faut que la contrainte admissible du sol soit supérieure à la contrainte créée par le chargement.

$$\sigma \leq q_{adm} \quad (9)$$

Avec σ : Contrainte due au chargement, on donne :

$$\sigma = \frac{Q}{B^2} \quad (10)$$

Avec C : Charge appliquée sur la fondation.

Le dimensionnement d'une fondation superficielle consiste à déterminer deux dimensions essentielles, à savoir : la largeur B et la hauteur h , et ce à travers les relations ci-dessous :

$$B \geq \sqrt{\frac{Q}{q_{adm}}} \quad (11)$$

$$h > \frac{B - b}{4} \quad (12)$$

Dans l'expression (12), b représente : Le coté du poteau s'il s'agit d'une semelle sous poteau,
: L'épaisseur du mur s'il s'agit d'une semelle filante sous mur.

FACTEURS DE PORTANCES DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)	φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (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	133.37	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