

FONDATIONS SUPERFICIELLES

1 GENERALITES

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 : $\frac{D}{B} \leq 4$ à 5
- Fondation profonde : $\frac{D}{B} \geq 10$
- Fondation semi-profonde : $4 \leq \frac{D}{B} \leq 10$

Exemples de fondations superficielles :

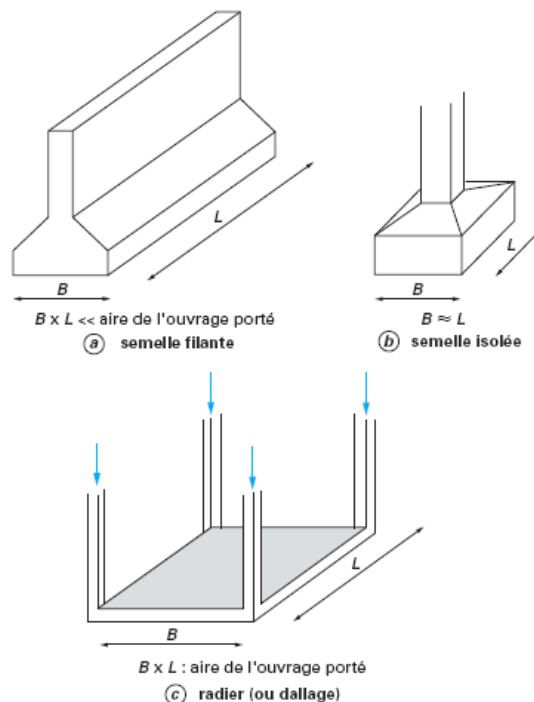


Figure 1: Types de fondations superficielles

Afin de résoudre le problème de fondation d'un ouvrage quelconque, on doit s'assurer que la **capacité portante** du sol de fondation est bien compatible avec les charges transmises par la fondation. Par la suite, on doit s'assurer que le **tassement de la fondation** reste admissible. Si le tassement est excessif, on doit résoudre ce problème soit en renforçant le sol soit en changeant le type de fondation.

Les figures 2 et 3 montrent deux exemples de rupture résultant d'un mal dimensionnement des fondations :

- le renversement d'un silo,
- l'enfoncement vertical d'une pile de pont.

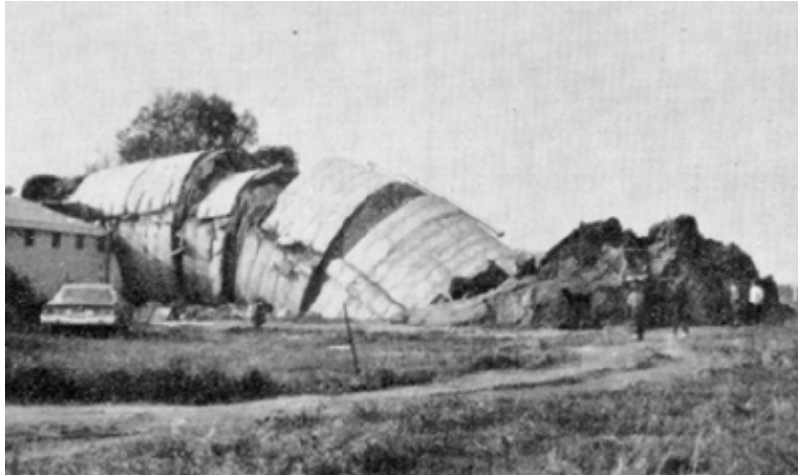


Figure 2: renversement puit effondrement d'un silo



Figure 3: Enfoncement de la pile d'un pont

2 CAPACITE PORTANTE

2.1 MECANISMES DE RUPTURE

En réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, on constate qu'au début du chargement, le comportement est linéaire. Le tassement augmente linéairement en fonction du tassement. Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence d'une charge ultime Q_l pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime Q_l . 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).

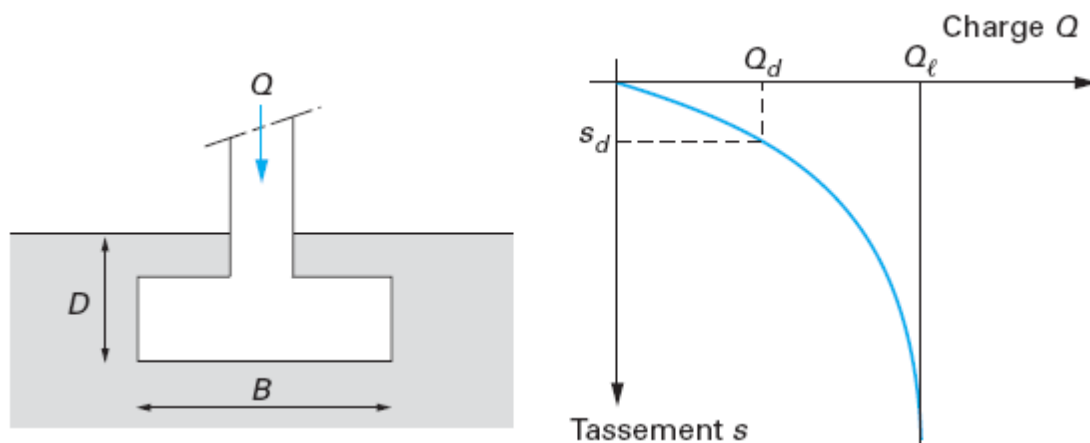


Figure 4: Courbe de chargement d'une fondation superficielle

Suivant l'état de compacité du sol, on distingue trois mécanismes de rupture du sol quand la charge limite est atteinte comme le montre la figure 3 :

- Avec un sol dense, la charge limite est atteinte quand on observe un mécanisme de rupture générale ;
- Quand on a un sol de faible compacité, la charge limite est associée à un mécanisme de rupture par poinçonnement ;
- A un état de compacité intermédiaire du sol correspond un mécanisme de rupture locale.

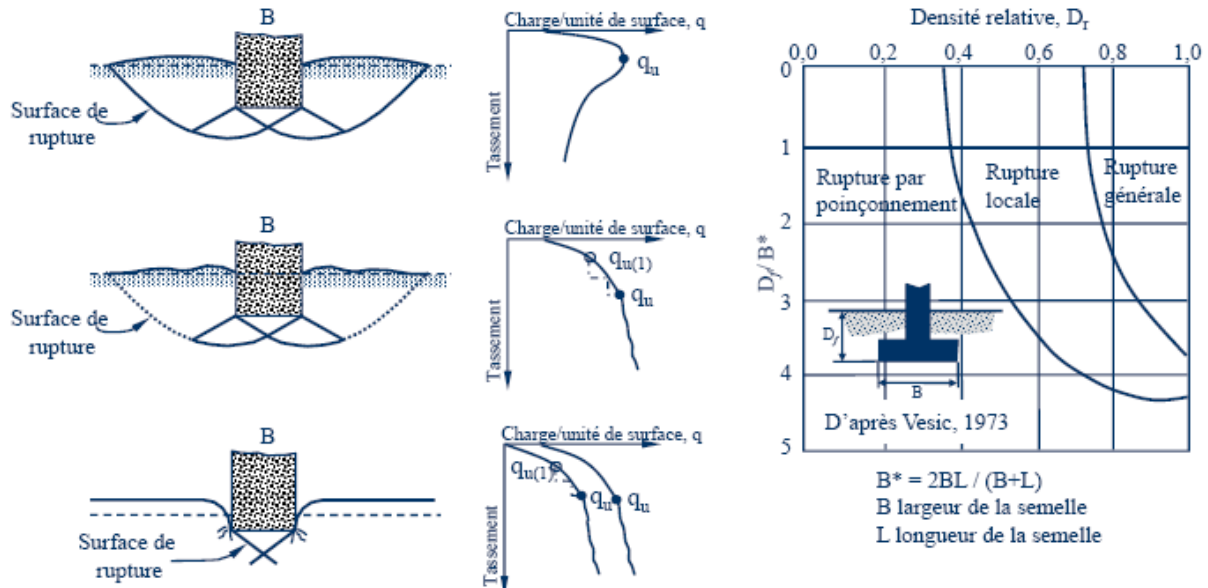


Figure 5: Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle

3 CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE (METHODE « C-Φ »)

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.

3.1 SEMELLE FILANTE. CHARGE VERTICALE ET CENTREE

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) :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\Phi) + c N_c(\Phi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\Phi)$$

Avec :

q_u : 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 ;

B : largeur de la fondation ;

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

$N_\gamma(\Phi)$, $N_c(\Phi)$ et $N_q(\Phi)$ 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 ci-dessous (tableau 1) indique les valeurs à retenir pour les facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7 :

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	133.87	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

Tableau 1: Valeurs des facteurs de portance

Les différents termes sont les suivants :

- le premier terme $\frac{1}{2}\gamma_1BN_\gamma(\phi)$ est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique γ_1 du sol sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;
- le deuxième terme $cN_c(\phi)$ est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;
- le troisième terme $(q + \gamma_2D)N_q(\phi)$ 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).

La méthode de superposition de Terzaghi consiste donc simplement à additionner ces trois termes. On peut, en effet, montrer qu'elle donne une valeur par défaut de la charge limite et l'approximation faite est du côté de la sécurité.

3.2 INFLUENCE DE LA FORME DE LA FONDATION. CHARGE VERTICALE ET CENTREE

Afin de tenir compte de la forme de la fondation, la relation proposée pour la capacité portante ultime est modifiée à l'aide de coefficients multiplicatifs s_γ , s_c , et s_q et prend la forme suivante:

$$q_l = \frac{1}{2}s_\gamma\gamma_1BN_\gamma(\phi) + s_cs_cN_c(\phi) + s_q(q + \gamma_2D)N_q(\phi)$$

Les valeurs des coefficients de forme, conformément à l'eurocode 7, sont déterminées à l'aide des formules du tableau ci-dessous (tableau 2):

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	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

Tableau 2: Coefficients de forme (Eurocode 7)

3.3 INFLUENCE DE L'EXCENTREMENT DE LA CHARGE

Si la charge a un excentrement e parallèle à B , alors on remplace dans tout ce qui précède la largeur B par une largeur réduite 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 la remplaçant par une longueur réduite :

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

L'aire réduite A' de la fondation est donnée par la formule suivante (figure 6) :

$$A' = L'B'$$

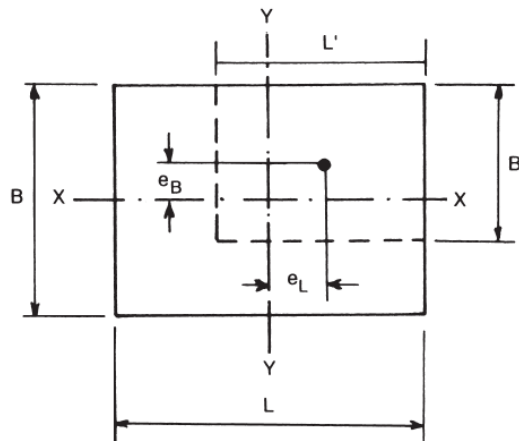


Figure 6: Excentrement de la charge

La capacité portante ultime totale est donnée par :

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

$$Q_l = q_l \pi \frac{B'}{2} B \text{ une fondation circulaire.}$$

3.4 INFLUENCE DE L'INCLINAISON DE LA CHARGE

Si la charge subie par la fondation est inclinée par rapport à la fondation, on doit tenir compte de cette inclinaison lors du calcul de la capacité portante ultime. Cette quantité est donnée par l'expression suivante :

$$q_t = \frac{1}{2} i_\gamma s_\gamma \gamma_1 B N_\gamma(\phi) + i_c s_c c N_c(\phi) + i_q s_q (q + \gamma_2 D) N_q(\phi)$$

i_γ , i_c et i_q sont des coefficients minorateurs (inférieurs à 1).

— en conditions non drainées, pour une charge horizontale H :

$$i_c = \frac{1}{2} (1 + \sqrt{1 - H/(A'Cu)})$$

Avec $H \leq A'Cu$

— en conditions drainées, pour une charge horizontale H et une charge verticale V :

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \phi'} \right]^m$$

$$i_\gamma = i_q^{\left(\frac{m+1}{m}\right)} \text{ et } i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \tan \phi'}$$

Avec $m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ pour une charge horizontale H parallèle à B ;

Et $m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$ pour une charge horizontale H parallèle à L.

3.5 FONDATIONS SUR SOLS HETEROGENES

Une fondation repose souvent sur un massif constitué de plusieurs couches de sol; la vérification de la contrainte admissible pour le niveau d'assise n'est pas à elle seule suffisante.

Les valeurs des facteurs de portance indiqués ci-dessus sont valables dans le cas d'un sol homogène, ou bien homogène sur une épaisseur relativement importante. L'épaisseur doit être suffisante pour que le mécanisme de rupture puisse s'y développer.

Dans le cas d'un sol hétérogène, il est aussi nécessaire de vérifier, sur une profondeur déterminée, que les contraintes transmises aux couches sous-jacentes soient admissibles.

Par ailleurs, dans le cas d'une couche de sol homogène reposant sur une couche de sol molle de qualité moindre, on peut appliquer la méthode de la semelle fictive.

Avec cette méthode, on suppose que la fondation est placée sur la surface supérieure de la couche molle. On suppose que la fondation a une largeur égale à celle obtenue en supposant une diffusion avec la profondeur de la contrainte à 1 pour 2 ou avec un angle de 30° (figure 5).

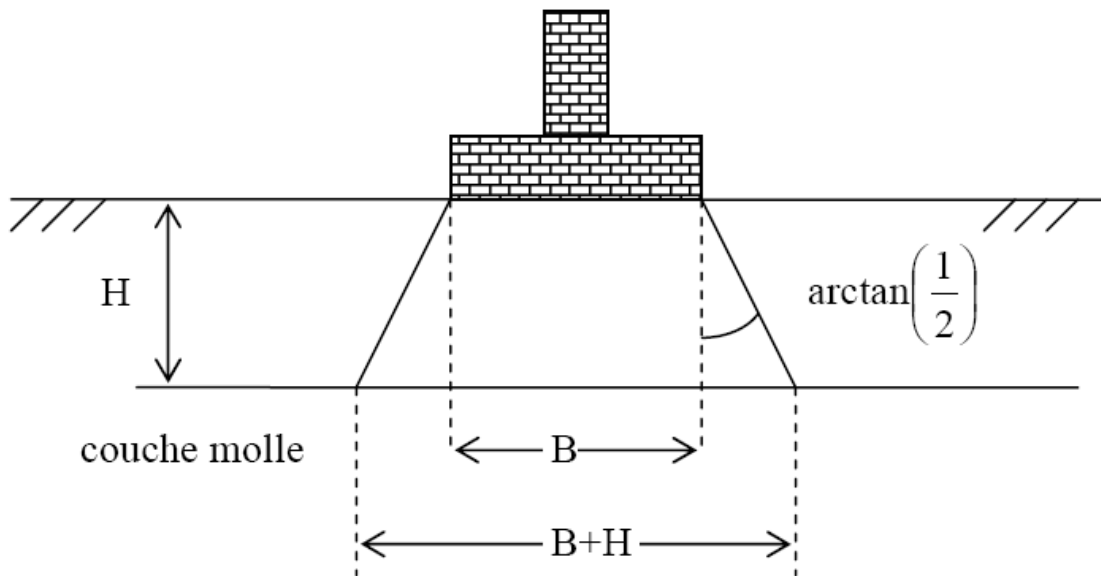


Figure 7: Méthode de la semelle fictive

3.6 CAPACITE PORTANTE ADMISSIBLE D'UNE SEMELLE (OU TAUX DE TRAVAIL ADMISSIBLE DU SOL) : P_{adm}

C'est la contrainte qu'on peut appliquer sur le sol sans qu'il y ait un risque de rupture du sol. Elle est déterminée à partir de la capacité portante nette, en faisant intervenir un coefficient de sécurité égal à 3; on a:

$$P_{nette} = q_l - \gamma_2 \cdot D$$

Et

$$P_{adm} = \gamma_2 \cdot D + \frac{P_{nette}}{3}$$

4 DIMENSIONNEMENT D'UNE SEMELLE A PARTIR DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

4.1 CAPACITE PORTANTE UNITAIRE

Cette méthode a été développée à l'origine par L. Ménard. La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + k_p (p_1 - p_0) = q_0 + k_p p_1^*$$

Pour une profondeur d'encastrement D de la fondation on a:

- q_0 : la contrainte verticale totale ; $q_0 = \gamma_2 \cdot D$;
- p_1 : est la valeur de la pression limite mesurée au niveau de la fondation ;
- p_0 : est la contrainte horizontale initiale du sol au repos mesurée au niveau de la fondation ;
- Les valeurs de p_1 et de p_0 sont déterminées après exploitation des résultats d'un essai pressiométrique, elles figurent sur une fiche d'un sondage pressiométrique ;

- $p_1^* = p_1 - p_0$ est dite pression limite nette (figure 6);
- k_p : est un facteur de portance qu'on détermine à partir du tableau 3 et 4.

Pour un terrain non homogène, p_1^* est remplacée par la pression limite nette équivalente p_{1e}^* correspondant à la moyenne géométrique de p_1^* entre les niveaux D et D + 1,5.B

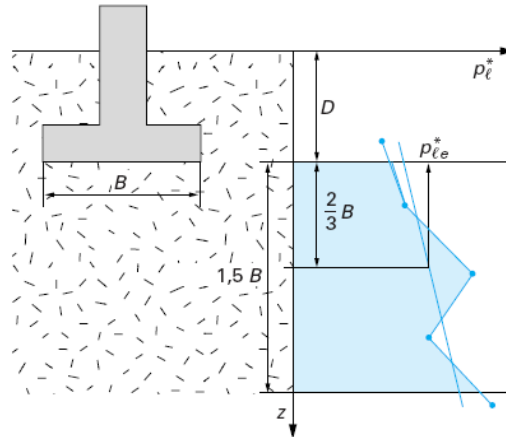


Figure 8: Définition de la pression limite nette équivalente

Classe de sol		Pressiomètre p_l (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles, limons	A- Argiles et limons mous	<0,7	<3,0
	B- Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C- Argiles très fermes à dures	>2,5	>6,0
Sables, graves	A- Lâches	<0,5	<5
	B- Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C- Compacts	>2,5	>20,0
Craies	A- Molles	<0,7	<5
	B- Altérées	1,0 à 2,5	>5,0
	C- Compactes	>3,0	
Marnes, marno-calcaires	A- Tendres	1,5 à 4,0	
	B- Compacts	>4,5	
Roches (1)	A- Altérées	2,5 à 4,0	
	B- Fragmentées	>4,5	

L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

Tableau 3: Définition des catégories conventionnelles des sols

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

Tableau 4: Facteur de portance pressiométrique

4.2 CAPACITE PORTANTE ADMISSIBLE D'UNE SEMELLE

La capacité portante unitaire admissible est donnée par la formule suivante:

$$q_{ad} = q_0 + \frac{k_p}{3} p_{le}^*$$

5 TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Le niveau de fondation ayant été décidé, on calcule la contrainte admissible du sol. On calcule également le tassement prévisible sous la fondation. On vérifie que le tassement prévisible est inférieur ou égal au tassement admissible.

Il existe deux familles de méthodes d'évaluation du tassement des fondations superficielles :

- Les méthodes basées sur les essais de laboratoire. Il s'agit principalement de l'essai oedométrique. Cette méthode est utilisée surtout pour les sols fins cohérents ;
- Les méthodes basées sur les essais en. Ces méthodes sont surtout utilisées pour les sols pulvérulents à cause des difficultés de prélèvement de carottes.

5.1 CALCUL DU TASSEMENT EN UTILISANT LA THEORIE DE L'ELASTICITE

Le tassement s d'une fondation de forme circulaire, carrée ou rectangulaire, infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope prend la forme générale suivante :

$$s = q \frac{1 - \nu^2}{E} BC_f$$

Avec

- s est le tassement ;
- q est la contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne) ;
- E module d'Young du sol ;
- ν coefficient de Poisson du sol ;
- B largeur ou diamètre de la fondation.
- C_f coefficient qui dépend de la forme de la fondation, de sa rigidité. Les valeurs de ce paramètre sont données par le tableau ci-dessous (tableau 5):

L/B	circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	
Fondation rigide	0,79	0,88	1,2	1,43	1,59	1,72	1,83	1,92	2,0	2,07	2,13	2,37	2,54	
Fondation souple	centre bord	1,00 0,64	1,12 0,56	1,53 0,76	1,78 0,89	1,96 0,98	2,10 1,05	2,22 1,11	2,32 1,16	2,4 1,2	2,48 1,24	2,54 1,27	2,80 1,40	2,99 1,49

Tableau 5 : coefficient de forme C_f

La théorie de l'élasticité peut être utilisée de différentes manières :

- On peut calculer directement le tassement (le tassement immédiat non drainé) ;
- On peut déterminer la distribution de l'accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ en fonction de la profondeur. Cette distribution pourrait être utilisée par la suite pour calculer le tassement à l'aide de la méthode oedométrique par exemple.

5.2 CALCUL DU TASSEMENT EN UTILISANT LES RESULTATS DE L'ESSAI OEDOMETRIQUE

À partir de la distribution avec la profondeur de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu s_{oed} . Le calcul du tassement avec la méthode oedométrique se base sur la formule suivante pour chaque couche homogène déjà présentée dans le chapitre *consolidation des sols* (cours mécanique des sols I) :

$$s = \Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[C_s \cdot \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot \lg \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right]$$

5.3 CALCUL DU TASSEMENT EN UTILISANT LES RESULTATS DE L'ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD

La technique de calcul du tassement d'une fondation à l'aide des résultats d'un essai au pressiomètre Ménard que l'on expose dans ce paragraphe est basée sur les recommandations du fascicule 62 titre V.

Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Elle n'est pas bien adaptée pour les fondations de grandes dimensions relativement à la couche compressible telles que les radiers et les remblais.

Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur B . Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par :

$$s(10 \text{ ans}) = s_c + s_d$$

Si la fondation a un encastrement presque nul, il faut majorer le tassement obtenu de 20%.

Les termes figurant dans la formule du tassement sont donnés par :

- $s_c = (q - \sigma_v)\lambda_c B\alpha / (9E_c)$: le tassement volumique ;
- $s_d = 2(q - \sigma_v)B_0 \frac{(\lambda_d B)^{\alpha}}{9E_d}$: le tassement déviatorique.

Avec

q : contrainte verticale appliquée par la fondation ;

σ_v : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation ;

λ_c et λ_d : coefficients de forme donnés dans le tableau 7 ;

α : coefficient rhéologique dépendant du sol et donné dans le tableau 8 ;

B : largeur ou diamètre de la fondation ;

$B_0 = 0.60\text{m}$: dimension de référence ;

E_c : module pressiométrique équivalent dans la zone volumique ;

E_d : module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique.

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

Tableau 6: Coefficients de forme

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/p_i	α	E/p_i	α	E/p_i	α	E/p_i	α		α
surconsolidé ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturé	2/3
normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal	1/2
sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé	1/3
										Très altéré	2/3

Tableau 7: Coefficient rhéologique α

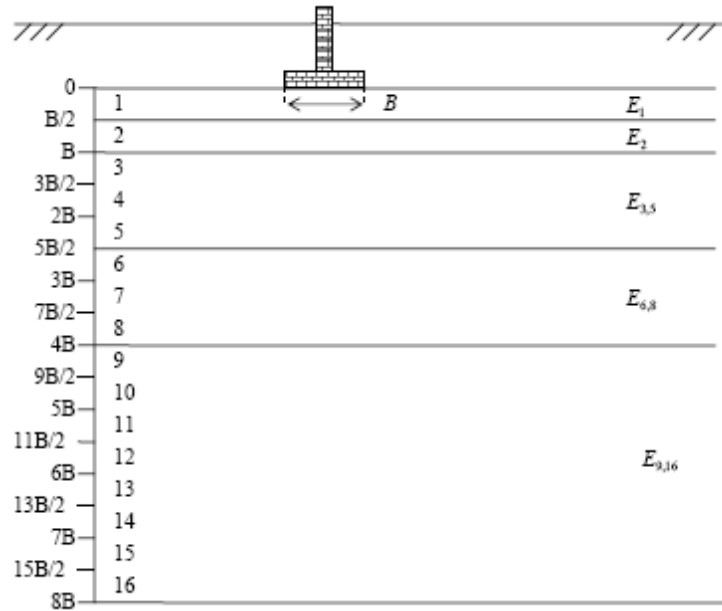


Figure 9: Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation

Les modules E_c et E_d sont calculés de la manière présentée dans ce qui suit. La figure 7 indique les notations utilisées pour le calcul.

On note par E_1 le module mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation :

$$E_c = E_1$$

E_d est donné par la formule suivante :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5E_{6,8}} + \frac{1}{2.5E_{9,16}}$$

$E_{i,j}$, étant la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur

$i \frac{B}{2}$ à la profondeur $j \frac{B}{2}$.