

Université de M'sila

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Polycopié de

Fondations

Dr. Abdelaziz Meddah

Avant-propos

Ce polycopié de cours a pour objet de permettre à l'étudiant d'approfondir ses connaissances à la conception et au calcul des fondations superficielles et profondes des ouvrages. Le contenu de ce polycopié est préparé selon le canevas officiel harmonisé en 2016 de la matière Fondation. Après avoir présenté une description générale sur le rôle et le mode du fonctionnement des fondations, le document utilise une méthode simplifiée permettant aux étudiants de calculer facilement la capacité portante des fondations loin des complications théoriques et de la variabilité des formalismes qui se trouvent dans les ouvrages classiques de mécanique des sols.

Informations de la matière

UE Fondamentale

Code : UEF 1.1.2

Crédits : 8

Coefficients : 4

Volume horaire /semestre 45 heures

Objectifs de l'enseignement :

Ce cours a pour objet de permettre à l'étudiant d'approfondir ses connaissances à la conception et au calcul des fondations superficielles et profondes des ouvrages.

Connaissances préalables recommandées :

Mécanique des sols 1 et 2, Fondations et ouvrages géotechniques

Table des matières

1	Fondations superficielles	4
1.1	Généralités.....	4
1.1.1	Définition	4
1.1.2	Mécanismes de rupture	5
1.2	Capacité portante d'une fondation superficielle.....	7
1.2.1	Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire	9
1.2.2	Fondations sur sols stratifiés	23
1.2.3	Détermination de la capacité portante par les méthodes pressiométriques 26	
1.2.4	Détermination de la capacité portante par les méthodes pénétrométriques	32
1.3	Calcul des tassements _rappel.....	34
1.3.1	Tassements à partir des essais de laboratoire.....	34
2	Fondations profondes	39
2.1	Définition et terminologie	39
2.2	Classification des fondations profondes.....	39
2.3	Mode de transmission des charges au sol.....	43
2.4	Calcul de la capacité portante du pieu.....	43
2.4.1	Méthode classique.....	43
2.4.2	Méthode pressiométrique.....	47
2.4.3	Méthode basé sur les résultats du pénétromètre statique	51
2.4.4	Méthode basé sur les résultats du pénétromètre dynamique.....	52
2.4.5	Méthodes basées sur les formules de battage	53
2.5	Groupe de pieu	54

Liste des Figures

Fig. 1.1 Types de fondations superficielles	5
Fig. 1.2. Types de rupture de la capacité portante : (a) générale, (b), locale (c) poinçonnement.....	6
Fig. 1.3 Forces contribuant dans la contrainte admissible nette	8
Fig. 1.4 Capacité portante selon la méthode de superposition de Terzaghi.....	11
Fig. 1.5 Effet de la présence d'une nappe d'eau	14
Fig. 1.6	21
Fig. 1.7 Semelle soumise à une charge excentrée dans une direction	22
Fig. 1.8 Présence d'une couche molle en profondeur.....	24
Fig. 1.9 Détermination du $N\gamma^*$	25
Fig. 1.10 Méthode de la semelle fictive pour un bicouche	26
Fig. 1.11 Détermination de $i\delta$	27
Fig. 1.12 Détermination du K_p	28
Fig. 1.13 Détermination de la pression nette équivalente	29
Fig. 1.14 Définition de l'encastrement équivalente	30
Fig. 1.15 contraintes de référence pour une charge excéntrée	31
Fig. 1.16 Résistance de pointe équivalente	33
Fig. 2.1	39
Fig. 2.2 pieu battu moulé	41
Fig. 2.3 pieu foré à la boue	42
Fig. 2.4	43
Fig. 2.5	44
Fig. 2.6	45
Fig. 2.7	49
Fig. 2.8 Schéma du principe de battage	53
Fig. 2.9 Fondation équivalente fictive d'un groupe de pieux	56

Liste des Tableaux

Tableau 1.1 principe de superposition de Terzaghi	10
Tableau 1.2 Coefficients de portance.....	12
Tableau 1.3. Autres formule de $N\gamma$	13
Tableau 1.4 formules de coefficients de forme.....	16
Tableau 1.5 Prise en compte de l'inclinaison de charge –formules de l'Eurocode	20
Tableau 1.6 Détermination du K_c	33
Tableau 1.7 Valeurs de C_f	35
Tableau 2.1 Valeurs de K_p	48
Tableau 2.2.....	50
Tableau 2.3 Valeurs de K_c	51
Tableau 2.4 Valeurs de β et $q_s \max$	52
Tableau 2.5 Formules de battage	54
Tableau 2.6 Coefficient d'efficacité pour un sol cohérent.....	55

1 Fondations superficielles

1.1 Généralités

1.1.1 Définition

La fondation superficielle constitue la partie inférieure d'un ouvrage. Elle est destinée à la transmission des charges de la superstructure au sol. Sous l'effet du chargement appliqué, le sol support devra présenter une résistance suffisante et les tassements doivent être acceptables, non seulement pour l'ouvrage lui-même, mais également pour les ouvrages voisins (s'ils existent). Conventionnellement, une fondation est dite ;

- superficielle si $\frac{D}{B} < 4$ (rapport entre l'ancrage et la largeur de la fondation),
- semi profonde si $4 < \frac{D}{B} < 10$,
- profonde si $\frac{D}{B} > 4$.

En outre, pour les fondations superficielles, on distingue (Fig. 1.1) :

- semelle isolée : la largeur (B) et longueur (L) de la fondation sont égales (carrée et circulaire) ou de dimensions comparables (rectangulaire). Elle est destinée généralement pour supporter un poteau ;
- semelle filante ou continue : lorsque la largeur de la fondation est beaucoup plus faible devant sa longueur. Elle est destinée pour supporter plusieurs poteaux ou un mur (voile)
- fondation sur radier général : c'est une fondation surfacique supportant plusieurs poteaux et/voiles dans deux directions.

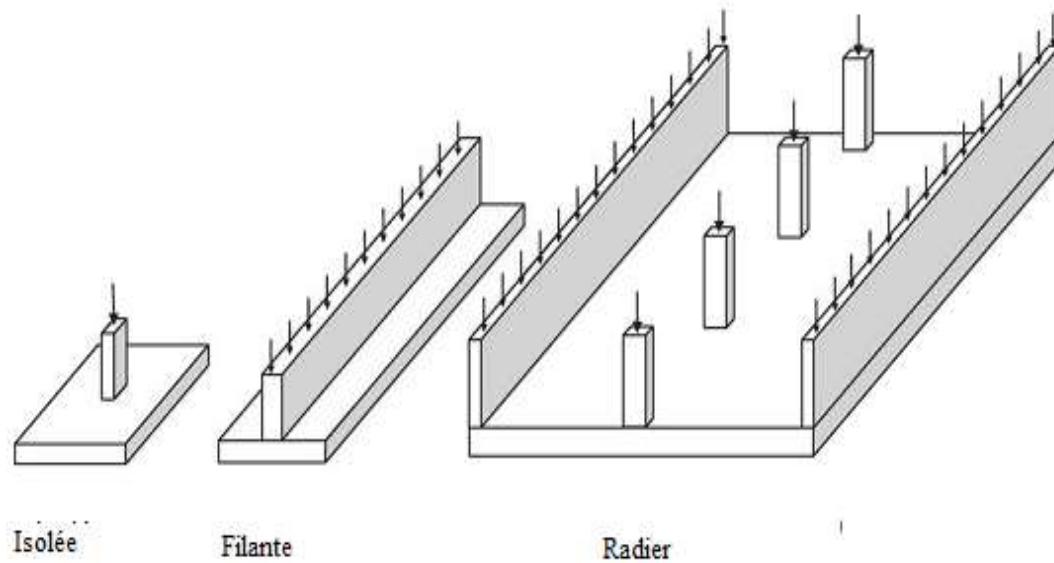


Fig. 1.1 Types de fondations superficielles

1.1.2 Mécanismes de rupture

La rupture d'une fondation superficielle se produit par l'une des formes suivantes (Fig.1.2):

- i. Rupture générale par cisaillement : Considérons une fondation de largeur B reposant sur la surface d'un sol (Fig. 1.2a). Si la charge est progressivement appliquée à la fondation, le tassement augmentera. À un certain moment, sous l'effet du chargement appliqué, la rupture du sol supportant la fondation se produira, et la surface de rupture s'étendra jusqu'à la surface du sol. Cette charge par unité de surface est généralement appelée capacité portante ultime de la fondation. Lorsqu'une telle rupture soudaine du sol se produit, on parle de rupture générale par cisaillement.
- ii. rupture locale par cisaillement : Dans ce cas, la surface de rupture dans le sol s'étendra progressivement vers l'extérieur à partir de la fondation, mais reste limitée dans les zones proches (Fig. 1.2b). En effet, un mouvement considérable de la

fondation est alors nécessaire pour que la surface de rupture dans le sol s'étende jusqu'à la surface du sol.

iii. rupture par poinçonnement :

Dans ce cas, la surface de rupture dans le sol ne s'étendra pas jusqu'à la surface du sol (Fig. 1.2c). Ce type de rupture se produit généralement avec les sols lâches et la courbe de comportement (charge-tassement) est généralement quasi linéaire.

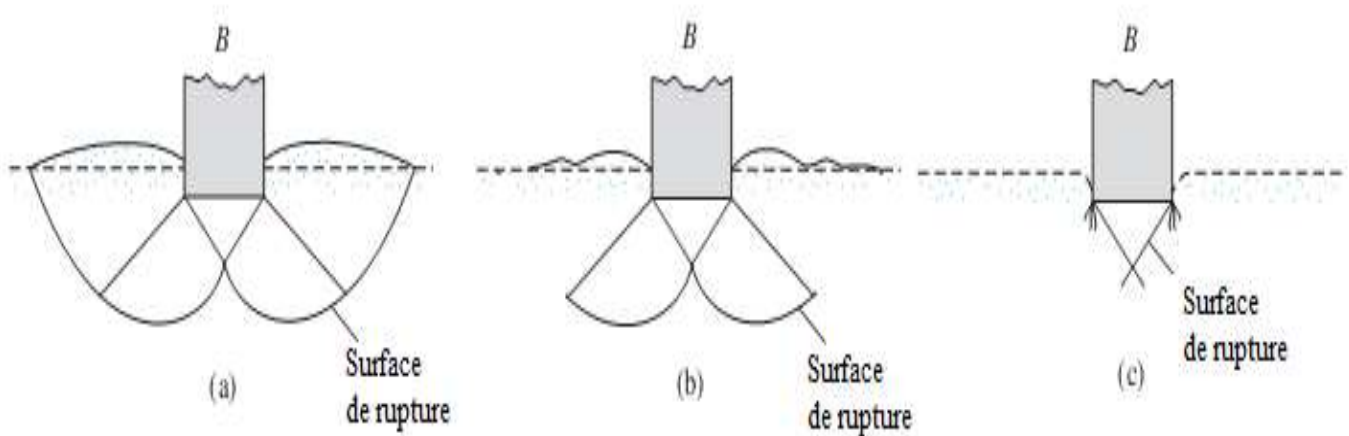


Fig. 1.2. Types de rupture de la capacité portante : (a) générale, (b), locale (c) poinçonnement

1.2 Capacité portante d'une fondation superficielle

La capacité portante est la capacité du sol sous une fondation à supporter des charges venant de la superstructure. La contrainte limite ou ultime (q_{ult}) est capacité de charge maximale qui peut supporter un sol sans rupture. Cette contrainte dépend de la forme de la fondation (carrée, rectangulaire, circulaire), de sa taille, de sa profondeur d'encrage, de l'état d'humidification et des conditions de drainage.

Dans les approches classiques de dimensionnement des ouvrages un coefficient de sécurité global (F_s) est généralement appliqué à la contrainte ultime pour tenir compte de l'approximation des méthodes de conception et également les incertitudes dans l'estimation des paramètres du sol.

Par conséquent, la capacité de charge admissible est utilisée pour comparer avec la contrainte maximale due à la superstructure.

$$q_{adm} = \frac{q_l}{F_s}$$

où :

- q_{adm} est la contrainte admissible,
- q_l est la contrainte ultime,
- F_s : Coefficient de sécurité, généralement pris égale à 3.

Il existe autre forme de la contrainte admissible, dite parfois contrainte admissible nette dans laquelle l'effet du poids de la semelle et du poids de sol (approximativement semblable) sont déduite de la contrainte ultime puisqu'ils participent à la stabilisation de la semelle (Fig. 1.3). D'où l'équation 1 peut être formulée comme suit :

$$q_{adm} = \frac{q_l - \gamma D}{F_s}$$

où (γD) est le poids des terres au-dessus de la base de la fondation

Le règlement Algérien (DTR-BC 2.331) utilise une formule similaire en ajoutant à la formule précédente la surcharge venant du poids des terre au-dessus de la base de fondation tel que :

$$q_{adm} = \frac{q_l - \gamma D}{F_s} + \gamma D$$

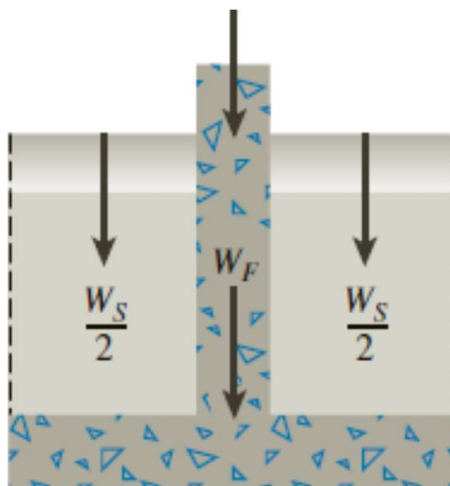


Fig. 1.3 Forces contribuant dans la contrainte admissible nette

Remarque : Il est également possible d'utiliser une approche de conception basée sur la théorie des états limites combinées à des facteurs de sécurité partiels selon les exigences des normes européennes (Eurocodes). L'incertitude liée aux paramètres du sol et aux méthodologies de conception est prise en compte par des facteurs partiels de sécurité, et ceux-ci peuvent être différents pour toutes les propriétés du sous-sol.

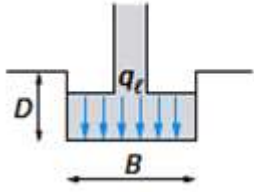
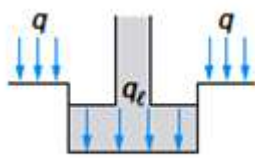
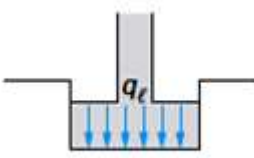
La charge de conception V_d ($V_d = q_{ult} \cdot A$, où A est la surface de la fondation) est comparée à la charge imposée E_d (charge venant de la superstructure). Cette dernière est également corrigée par des facteurs partiels de sécurité. En effet le principe de la capacité portante est vérifié comme suit :

$$V_d < E_d$$

1.2.1 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire

En 1943 Terzaghi a proposé une formule pour l'estimation de la pression limite ou capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale et centrée (Fig.1.4). La formule de Terzaghi est basée sur le principe de la superposition de trois hypothèses (Tableau 1);

Tableau 1.1 principe de superposition de Terzaghi

le sol est supposé non cohérent non chargé		$\left. \begin{array}{l} c = 0 \\ \gamma_1 = 0 \\ \gamma_2 \neq 0 \\ q = 0 \\ \gamma_1 \cdot D = 0 \end{array} \right\} \rightarrow$ $q_l = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma$
le sol est supposé non cohérent et chargé		$\left. \begin{array}{l} c = 0 \\ \gamma_1 \neq 0 \\ \gamma_2 = 0 \\ q \neq 0 \\ \gamma_1 \cdot D \neq 0 \end{array} \right\} \rightarrow$ $q_l = (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot N_q$
le sol est supposé cohérent		$\left. \begin{array}{l} c \neq 0 \\ \gamma_1 = 0 \\ \gamma_2 = 0 \\ q = 0 \\ \gamma_1 \cdot D = 0 \end{array} \right\} \rightarrow$ $q_l = c N_c$

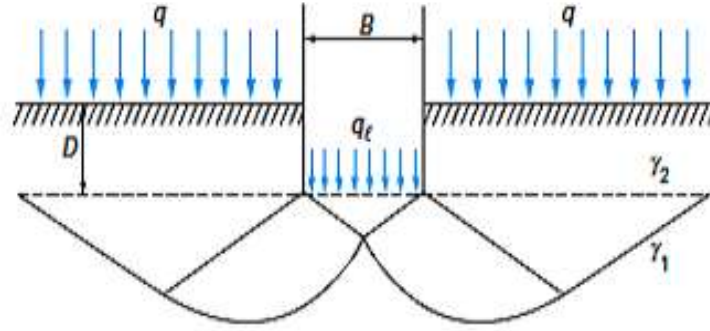


Fig. 1.4 Capacité portante selon la méthode de superposition de Terzaghi

La formule de Terzaghi résultante est la suivante :

$$q_t = cN_c + (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma$$

Avec :

- C : est la cohésion
- B : est la largeur de la fondation
- γ_1 : est le poids volumique du sol situé au-dessus du niveau inférieur de la semelle.
- D : l'ancrage de la fondation.
- N_c, N_q, N_γ : sont les termes de cohésion, de la surcharge (profondeur) et de poids des terres, respectivement. Ces facteurs sont liés uniquement de l'angle de frottement du sol. Ils peuvent calculés avec les formules suivantes :

-

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

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} ;$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$$

Les coefficients de portance sont donnés également dans le tableau 1.2 ci-après :

Tableau 1.2 Coefficients de portance

ϕ	Nq	Ng	Nc
0	1.00	0.00	5.14
1	1.09	0.00	5.38
2	1.20	0.01	5.63
3	1.31	0.03	5.90
4	1.43	0.06	6.19
5	1.57	0.10	6.49
6	1.72	0.15	6.81
7	1.88	0.22	7.16
8	2.06	0.30	7.53
9	2.25	0.40	7.92
10	2.47	0.52	8.34
11	2.71	0.66	8.80
12	2.97	0.84	9.28
13	3.26	1.05	9.81
14	3.59	1.29	10.37
15	3.94	1.58	10.98
16	4.34	1.91	11.63
17	4.77	2.31	12.34
18	5.26	2.77	13.10
19	5.80	3.30	13.93
20	6.40	3.93	14.83
21	7.07	4.66	15.81
22	7.82	5.51	16.88
23	8.66	6.50	18.05
24	9.60	7.66	19.32
25	10.66	9.01	20.72

ϕ	Nq	Ng	Nc
26	11.85	10.59	22.25
27	13.20	12.43	23.94
28	14.72	14.59	25.80
29	16.44	17.12	27.86
30	18.40	20.09	30.14
31	20.63	23.59	32.67
32	23.18	27.72	35.49
33	26.09	32.59	38.64
34	29.44	38.37	42.16
35	33.30	45.23	46.12
36	37.75	53.40	50.59
37	42.92	63.18	55.63
38	48.93	74.90	61.35
39	55.96	89.01	67.87
40	64.20	106.05	75.31
41	73.90	126.74	83.86
42	85.37	151.94	93.71
43	99.01	182.80	105.11
44	115.31	220.77	118.37
45	134.87	267.75	133.87
46	158.50	326.20	152.10
47	187.21	399.36	173.64
48	222.30	491.56	199.26
49	265.50	608.54	229.92
50	319.06	758.09	266.88

Remarque : Il existe dans la littérature d'autres approches pour estimer le facteur N_γ (Tableau 1.3)

Tableau 1.3. Autres formule de N_γ

Formule	Auteur
$N_\gamma = (N_q - 1)tg(1,4\varphi)$	Meyerhof (1963)
$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)tg\varphi$	Hansen (1970)
$N_\gamma = 2(N_q + 1)tg\varphi$	Vesic (1973)

➤ **Calcul en conditions drainées**

Le calcul à long terme pour les sols pulvérulents et les sols cohérents sont des calculs en conditions drainées (en contraintes effectives). Les paramètres de résistance drainés sont $c=c'$ et $\varphi=\varphi'$. Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_l = c'N_c + (q + \gamma'_1 \cdot D) \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma'_2 \cdot N_\gamma$$

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

Remarque :

Il y lieu de noter que la position de la nappe par rapport à la base de fondation et la surface libre du sol affecte la contrainte limite par l'effet de l'eau (poussée d'Archimède). En effet, on peut distinguer trois cas selon la position de la nappe (Fig.1.5) :

1. Si les sols correspondants sont immergés (nappe coïncide avec la surface libre du sol) : la contrainte limite est calculée avec la formule précédente, c'est à dire :

$$q_l = c'N_c + (q + \gamma'_1 \cdot D) \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma'_2 \cdot N_\gamma$$

avec : $\gamma'_1 = (\gamma_1 - \gamma_w)$ et $\gamma'_2 = (\gamma_2 - \gamma_w)$

2. Si la nappe se situe à grande profondeur ($h_1 > B$), ou simplement les sols sont à l'état sec : on place dans la formule les poids volumiques totaux :

$$q_l = c'N_c + [q + \gamma_1 D] \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma$$

3. Si la nappe est très proche ($h_1 < B$) : Dans ce cas le poids volumique en troisième terme de l'équation de Terzaghi γ_2 est calculé comme suit :

$$\gamma_2 = \frac{1}{B} [\gamma_2 h_1 + \gamma'_2 (B - h_1)]$$

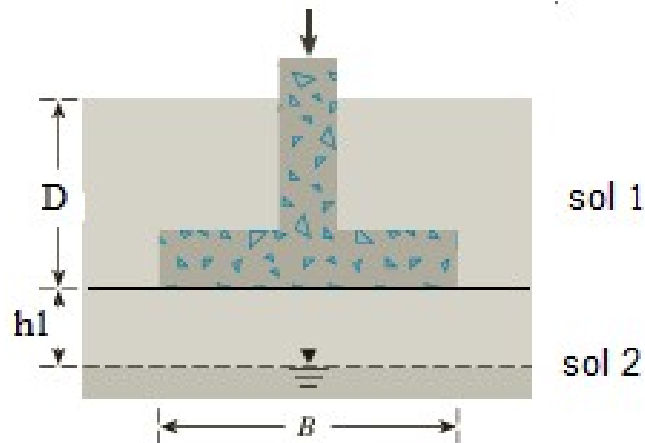


Fig. 1.5 Effet de la présence d'une nappe d'eau

➤ Calcul en conditions non drainées

Lorsque le sol 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 : $c = c_u$ et $\phi = \phi_u = 0$

La contrainte est calculée par la formule suivante :

$$\begin{cases} q_l = (\pi + 2)c_u + q + \gamma_1 D & \text{fondation lisse} \\ q_l = 5,71 c_u + q + \gamma_1 D & \text{fondation rugueuse} \end{cases}$$

Exemple 1

Soit une semelle filante de 2m de largeur, est implantée à 1,5m de profondeur dans un sol sableux (Fig. 1.6). Calculer la pression limite q_l

On donne : l'angle de frottement interne $\varphi = 36^\circ$, le poids volumique $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$.

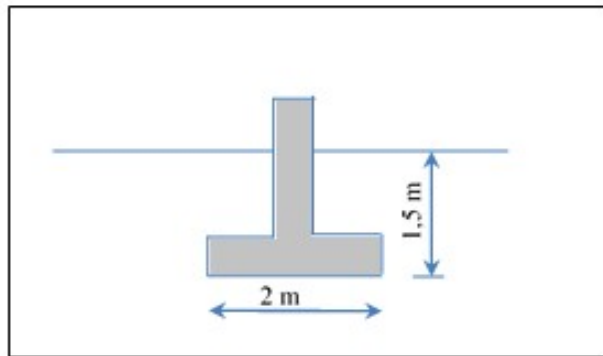


Fig. 1.6 Fondation implantée dans un sol sableux sec

Solution

- Type de sol : Sable donc le comportement est de type drainé (calcul à long terme), pas de cohésion ($c=0$)
- Absence de la nappe d'eau
- $\gamma'_1 = \gamma'_2 = \gamma$

La formule de Terzaghi devient comme suit :

$$q_l = (\gamma' \cdot D) \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma' \cdot N_\gamma$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{17kN}{m^3} \\ B = 2m \\ N_\gamma = 53,4 \text{ (Tableau)} \\ N_q = 37.75 \text{ (Tableau)} \\ D = 1,5m \end{array} \right. \rightarrow q_l = 17 \times 1,5 \times 37.75 + \frac{1}{2} \times 2 \times 17 \times 53,4$$

d'où : $q_l = 1870,6 \text{ kN/m}^2$

1.2.1.1 Prise en compte de la forme de fondation –Charge verticale et centrée

La relation de la pression limite est modifiée par l'introduction des coefficients

multiplicatifs s_γ , s_c et s_q pour tenir compte de la forme de fondation

-en condition drainées : $q_l = c' N_c s_c + (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot N_q s_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma s_\gamma$

-en conditions non drainées : $q_l = 5.14 c_u s_c + q + \gamma_1 D$

Les coefficients de forme sont groupés dans le tableau 1.4:

Tableau 1.4 formules de coefficients de forme

	s_γ	s_c	s_q	Remarques
Terzaghi	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1	-Rectangulaire (BxL) -drainées et non drainées
	0,6	1,3	1	Circulaire
De Beer (1970)	$1 - 0,4 \frac{B}{L}$	$1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \varphi$	-
Eurocode	-	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1	Conditions non drainées
	$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	$\frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	Conditions drainées

Exemple 3 : Calculer la charge limite de l'exemple 1 dans l'hypothèse que la nappe est en surface (Fig. 1.7).

Prendre $\gamma_{\text{sat}}=20\text{kN/m}^3$

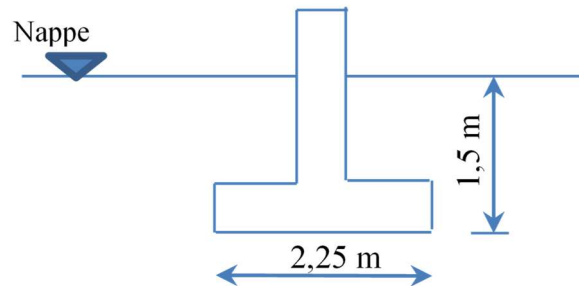


Fig. 1.7 Fondation implantée dans un sol sableux saturé

Solution

- Type de sol : Sable donc le comportement est de type drainé (calcul à long terme), pas de cohésion ($c=0$)
- Absence de la d'eau nappe
- Sol homogène (monocouche) : $\gamma'_1 = \gamma'_2 = \gamma'$
- Coefficients de forme :

Paramètre	Formule	valeur
s_γ	0,7	0,7
s_q	$1 + \sin\phi'$	1,423

La formule de Terzaghi devient comme suit :

$$q_l = S_q \cdot (\gamma'_1 \cdot D) \cdot N_q + \frac{1}{2} S_\gamma \cdot B \cdot \gamma'_2 \cdot N_\gamma$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3 \\ B = 2,25\text{m} \\ N_\gamma = 74,9 \text{ (Tableau)} \\ N_q = 48,93 \text{ (Tableau)} \\ D = 1,5\text{m} \end{cases} \rightarrow$$

$$q_l = 1,423 \times (20 - 10) \times 1,5 \times 48,93 + \frac{1}{2} \times 0,7 \times 2,25 \times (20 - 10) \times 74,9$$

$$= \mathbf{1634 \text{ kN/m}^2}$$

Exemple 2 : Une fondation de dimensions (2,25 x 2,25) m est ancrée à une profondeur de 1,5 m dans un sol sableux. Calculer la charge limite.

On donne : $\varphi=38^\circ$, $\gamma=18\text{kN/m}^3$. La nappe d'eau est très profonde (sol sec).

Solution

- Type de sol : Sable donc le comportement est de type drainé (calcul à long terme), pas de cohésion ($c=0$)
- Absence de la d'eau nappe
- Sol homogène (monocouche) : $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma$
- Coefficients de forme :

Paramètre	Formule	valeur
s_γ	0,7	0,7
s_q	$1 + \sin\varphi'$	1,423

La formule de Terzaghi (voir cours) devient comme suit :

$$q_l = S_q \cdot (\gamma_1 \cdot D) \cdot N_q + \frac{1}{2} S_\gamma \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma$$

avec :

$$\begin{cases} \gamma = 18 \text{ kN/m}^3 \\ B = 2,25 \text{ m} \\ N_\gamma = 74,9 \text{ (Tableau)} \\ N_q = 48,93 \text{ (Tableau)} \\ D = 1,5 \text{ m} \end{cases} \rightarrow q_l$$

$$= 1,423 \times 18 \times 1,5 \times 48,93 + \frac{1}{2} \times 0,7 \times 2,25 \times 18 \times 74,9$$

$$q_l = 2941,3 \text{ kN/m}^2$$

1.2.1.2 Prise en compte de l'inclinaison de la charge

La méthode la plus simple pour tenir l'effet de l'inclinaison de la charge est celle de Meyerhof. Elle consiste d'introduire les coefficients i_γ , i_c et i_q dans la formule générale, d'où :

-en condition drainées : $q_l = c' N_c s_c i_c + (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot N_q s_q i_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma s_\gamma i_\gamma$

-en conditions non drainées : $q_l = 5.14 c_u s_c i_c + q + \gamma_1 D$

avec :

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi'}\right)^2$$

Pour prendre l'effet de l'inclinaison de la charge, l'Eurocode utilise autre formule plus complexe (voir Tableau 1.5).

Tableau 1.5 Prise en compte de l'inclinaison de charge –formules de l'Eurocode

Conditions de drainage	i_c	i_q	i_γ
non drainées	$\frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{\frac{H}{A'c_u}} \right)$	-	-
drainées (*)	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$	$\left[1 - \frac{H}{V + A'c' \cdot \cot \varphi'} \right]^m$	$i_q^{\left(\frac{m+1}{m} \right)}$

- V= La charge verticale appliquée sur la fondation

- H= la charge horizontale (ou composante horizontale de la charge) appliquée sur la fondation.

- A'= surface effective ou section réduite de la fondation

$$(*) \quad \begin{cases} m = m_b = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} & \text{pour } H \text{ parallèle à } B' \\ m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} & \text{pour } H \text{ parallèle à } L' \end{cases}$$

Remarque : Il existe autre méthode répandue pour traiter le cas d'une charge inclinée.

Elle consiste d'abord à déterminer les composantes horizontale et verticale de la force P_H , P_V (Fig.1.8). Ensuite, on déduit l'excentricité globale, en tenant compte des moments, puis on considère le cas d'une fondation avec largeur effective ($B' = B - 2e$) supportant une charge centrée et inclinée par un angle α par rapport à la verticale.

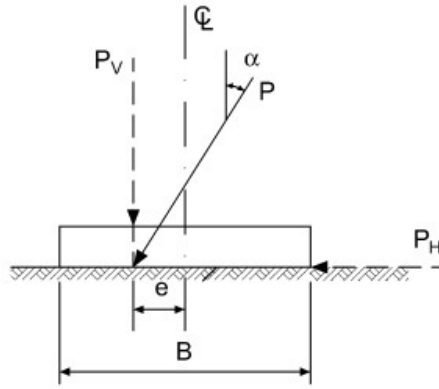


Fig. 1.8 Semelle filante soumise à une charge inclinée

1.2.1.3 Prise en compte de l'excentrement de la charge

Pour les fondations superficielles sollicitées par des charges horizontales (effet de vents pour les structures, poussée des terres pour les ouvrages de soutènement, etc.), il existe des moments de rotation agissant sur les fondations qui peuvent engendrer une distribution non uniforme (diagramme de pression trapézoïdale) sous la base de la fondation. D'un autre côté, cette non uniformité du diagramme de pressions verticales peut créer quand le point d'application de charge extérieur et le centre de gravité de la semelle étant différents.

Pour résoudre le problème, Meyerhof a introduit le concept de la section effective de la semelle (de largeur et longueur effectives L' et B' , respectivement). Telle que :

$$L' = L - e_L$$

$$B' = B - e_B$$

Dans le cas d'une semelle filante de largeur B , soumise à une charge linéaire excentrée suivant B , On remplace dans la formule générale de la contrainte limite B par B' .

$$q_l = c' N_c s_c + (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot N_q s_q + \frac{1}{2} \cdot B' \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma s_\gamma$$

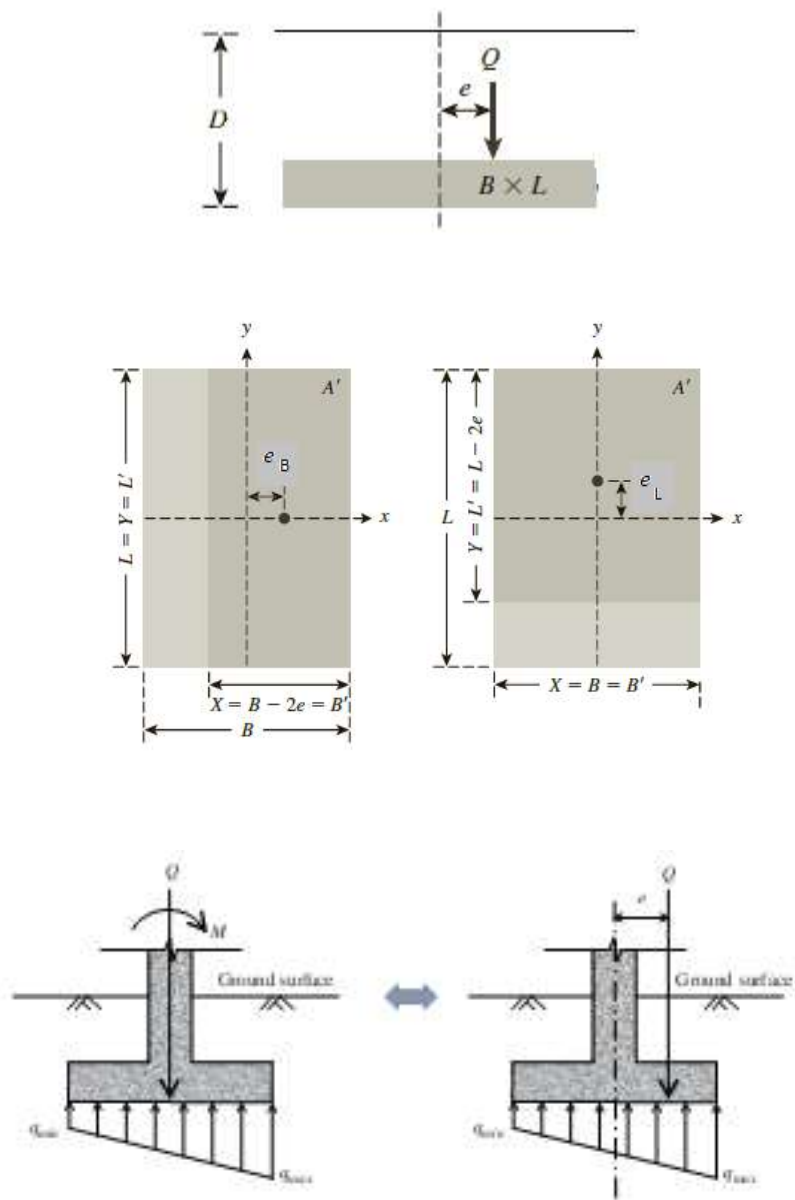


Fig. 1.9 Semelle soumise à une charge excentrée dans une direction

Remarque :

- Lorsque $e > \frac{B}{6}$, la pression minimale (σ_{min}) devient négative, cela signifie que des contraintes de traction se développent dans le sol. Pour corriger ce problème, il faut toujours vérifier que $e < \frac{B}{6}$

Pour vérifier le principe de la capacité portante et au même temps éviter l'apparition de zones sollicitées en traction. On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{max} < q_{adm} \\ \sigma_{min} \geq 0 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

1.2.2 Fondations sur sols stratifiés

La théorie de la capacité portante de Terzaghi est utilisée avec l'hypothèse que le sol supportant la fondation est homogène, ou moins sur une épaisseur déterminée. Cependant, il y a pour une fondation reposant sur un milieu plus ou moins homogène.

Dans le cas des sols hétérogènes, il est possible d'utiliser les méthodes numériques (éléments finis, différences finies) ou d'utiliser des solutions d'élasticité pour des cas typiques (Mandel et Salençon, Buttom, Giroud et al, ..).

Par ailleurs, dans le cas de la présence d'une couche de faible résistance en profondeur (présence d'une couche d'argile molle en dessous d'un massif de sol résistant. La Figure montre cette configuration :

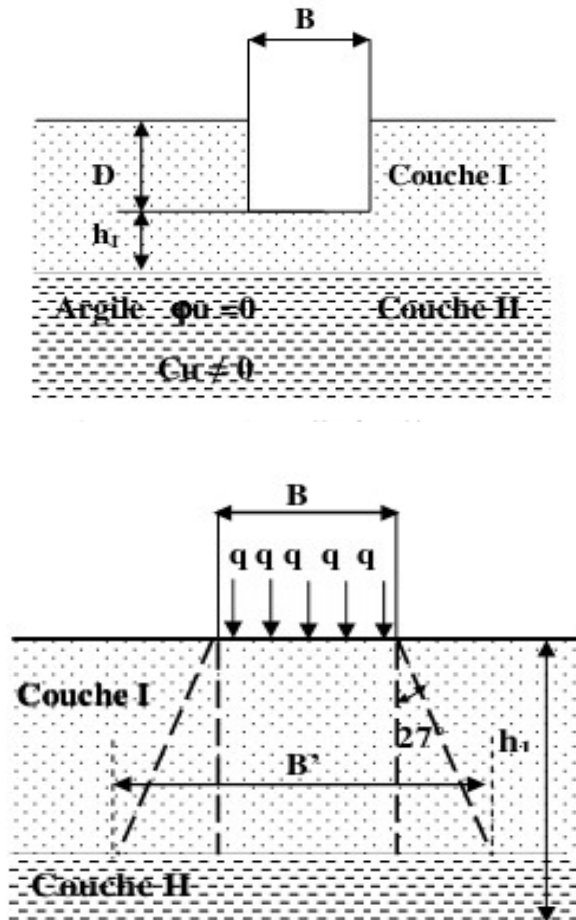


Fig. 1.10 Présence d'une couche molle en profondeur

Cheng Y. a proposé des solutions pour résoudre ce genre de problèmes comme suit :

- ❖ Cas 1 : Si $\frac{h_1}{B} < 1,5$: La semelle poinçonne la couche I, on suppose qu'elle repose directement sur la couche II. La contrainte limite peut être estimée par la formule :

$$q_l = \gamma_1 D + \frac{(2 + \pi)c_u}{1 - 0.3 \frac{h_1}{B}}$$

- ❖ Cas 2 : Si $\frac{h_1}{B} > 3,5$: Pratiquement l'influence de la couche II est négligeable.
- ❖ Cas 3 : Si $1,5 < \frac{h_1}{B} < 3,5$: c'est un cas intermédiaire. La contrainte limite peut être estimée suivant l'approche proposée par Tcheng 1957

$$q_l = c_u N_c^* + (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_1 N_\gamma^*$$

avec

$$N_c^* = 15.75 - 4,5 \frac{h_1}{B}$$

N_γ^* est en fonction de l'angle de frottement de la couche supérieure. (Figure)

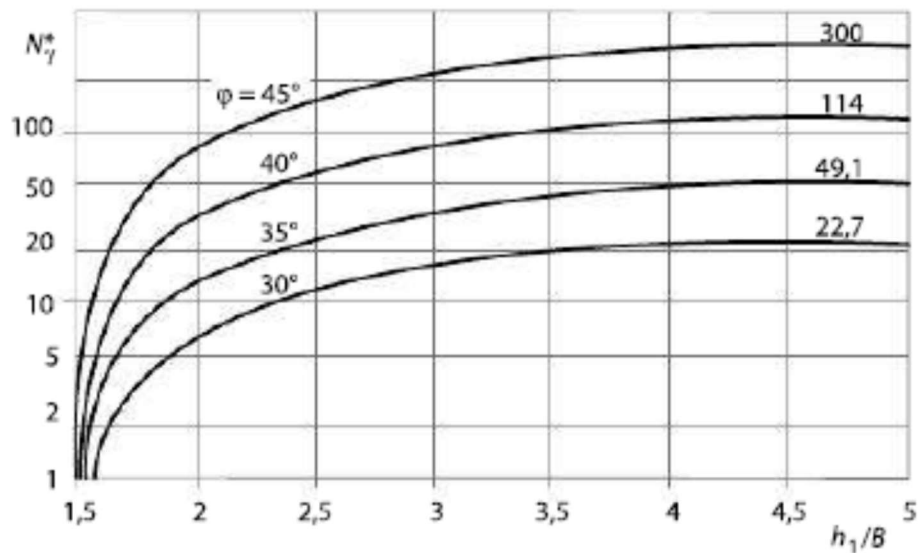


Fig. 1.11 Détermination de N_γ^*

Par ailleurs, il est possible également d'utiliser la méthode de la semelle fictive avec une répartition de 2/1. Il faudra vérifier que la stabilité au poinçonnement de la couche II est assurée lorsque celle-ci supporte directement une semelle de largeur « B' » appliquant une contrainte :

$$q' = q \frac{B}{B'} + \gamma_1 h_1 ;$$

$$\text{avec } B' = B + h_1$$

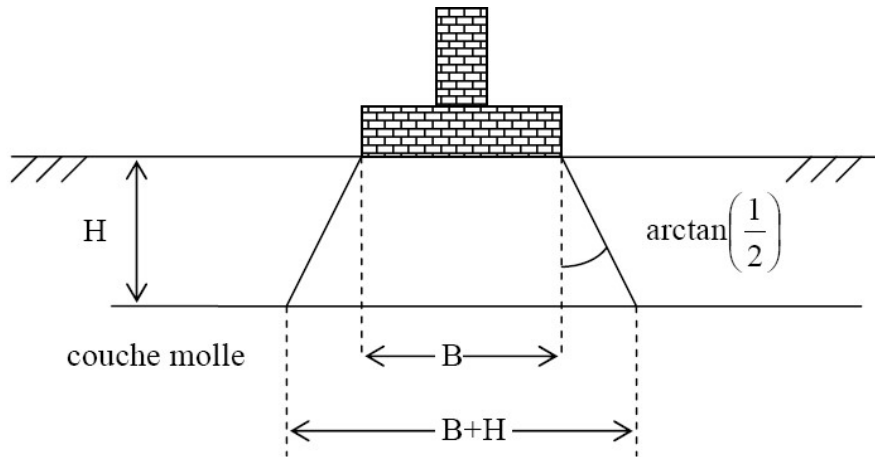


Fig. 1.12 Méthode de la semelle fictive pour un bicouche

1.2.3 Détermination de la capacité portante par les méthodes pressiométriques

Pour une semelle sous charge centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D,

on a :

$$q_l = K_p \cdot p_{le}^* \cdot i_\delta + q_0$$

Avec :

- q_0 Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation.
- K_p Facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol (Fig. 1.12)
- p_{le}^* pression limite équivalente.
- i_δ : effet de l'inclinaison de la charge (égal à 1 pour une charge verticale). Les fonctions $\Phi_1(\delta)$ et $\Phi_2(\delta)$ sont présentées dans la Figure 1.12. $i_\delta = \Phi_1(\delta)$, pour les sols cohérents et $i_\delta = \Phi_2(\delta)$, pour les sols pulvérulents

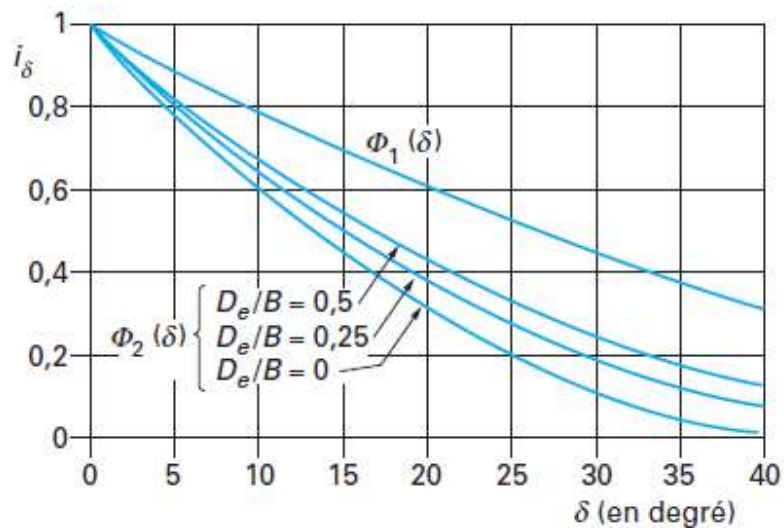
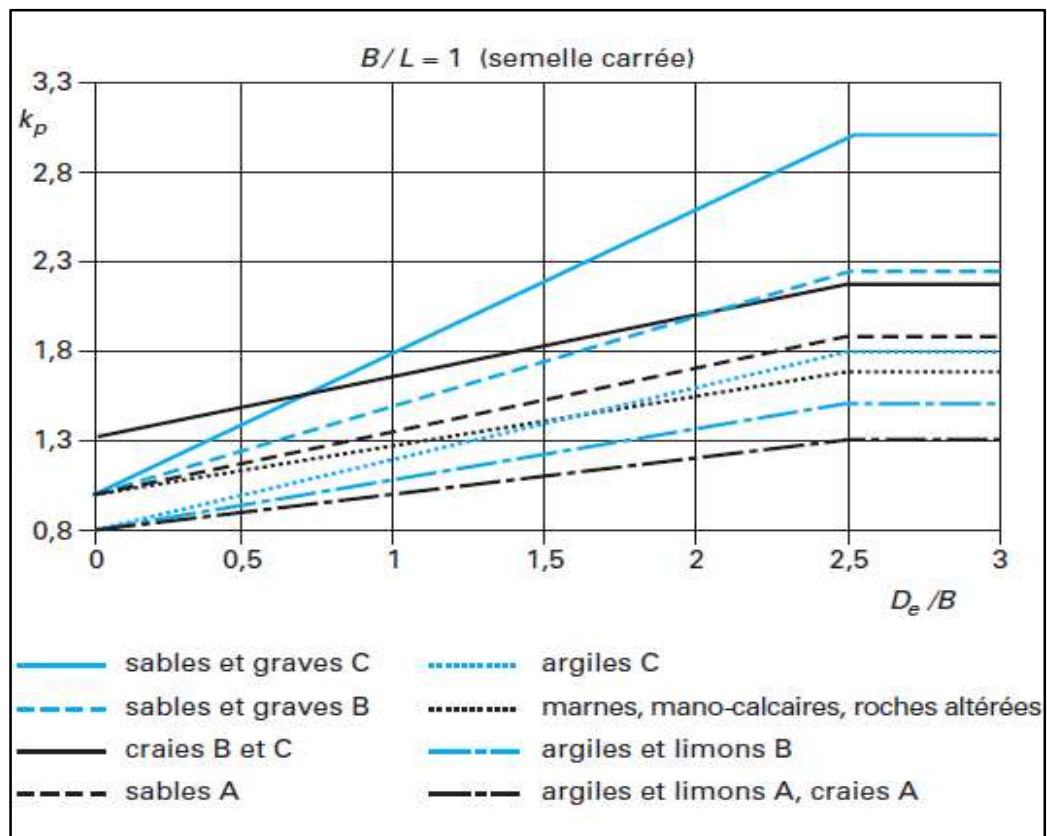


Fig. 1.13 Détermination de i_δ

1.1.1. Détermination du facteur de portance

Le facteur de portance k_p dépend du sol, de l'encastrement et de la forme de la fondation. Il est donné dans la Figure



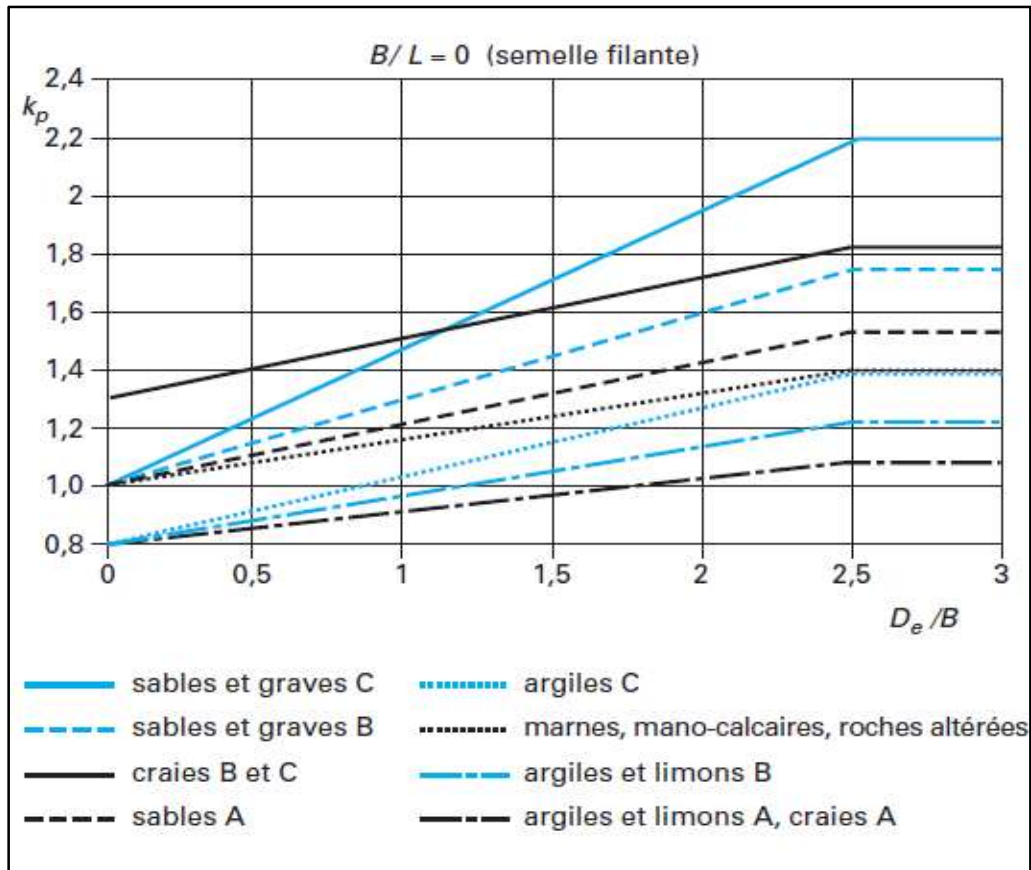


Fig. 1.14 Détermination du K_p

1.1.2. Détermination de la pression limite équivalente p_{le}^*

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 $p^* = p_l - p_0$ 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 1.14.

$$p_{le}^* = p_l^* \left(D + \frac{2}{3} B \right)$$

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 pour p_{le}^* la moyenne géométrique :

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{l1}^* p_{l2}^* \dots p_{ln}^*}$$

$p_{l1}^*, p_{l2}^* \dots p_{ln}^*$ étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de D à $D + 1,5 B$, après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

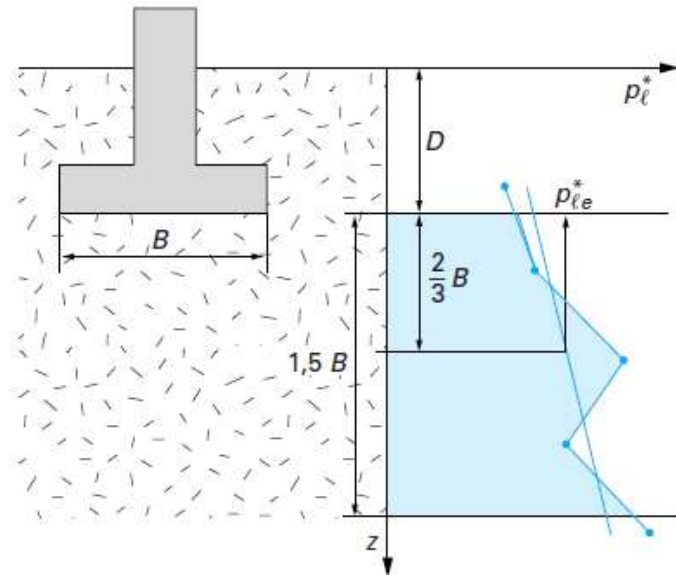


Fig. 1.15 Détermination de la pression nette équivalente

1.1.3. Détermination de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

L'encastrement équivalent (D_e) a été introduit pour prendre en compte la qualité des sols d'encastrement. Cet encastrement équivalent se détermine comme suit à l'aide des données pressiométriques :

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

De façon générale, $d = 0$ car il correspond à la surface du sol. Cependant, si les caractéristiques du sol en surface sont particulièrement médiocres, il est possible de négliger l'épaisseur concernée et prendre $d \neq 0$.

Même si, par le calcul, il est possible d'obtenir un encastrement équivalent De supérieur à l'encastrement géométrique D, par exemple si les pressions limites mesurées au-dessus du niveau de l'assise sont supérieures à la pression limite nette équivalente p_{le}^* , il est sécuritaire et très fortement conseillé de limiter :

$$D_e \leq D$$

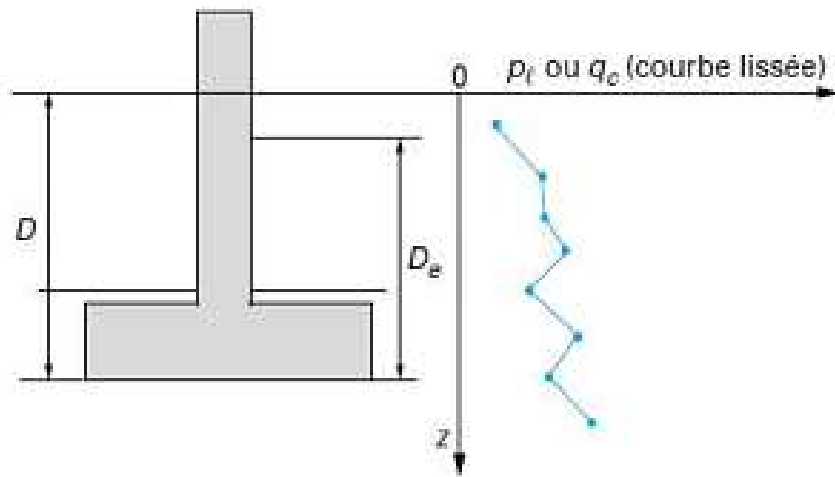


Fig. 1.16 Définition de l'encastrement équivalente

1.1.4. Prise en compte de l'excentrement de charge

L'influence de l'excentrement de la charge est prise en compte par l'intermédiaire de la contrainte de référence $q_{réf}$ appliquée par la semelle au sol, contrainte qui sera comparée à la contrainte de rupture du sol. La contrainte $q_{réf}$ est la contrainte située aux 3/4 de la largeur comprimée, le sol étant supposé ne pas réagir aux contraintes de traction sur la partie décomprimée (Figure 12) :

$$q_{réf} = \frac{3q_{max} + q_{min}}{4}$$

$q_{\max}$ et $q_{\min}$ sont calculées en supposant une répartition linéaire de la contrainte normale à la base de la fondation, de manière à équilibrer la force Q et le moment Q_e par rapport au centre. Pour les semelles rectangulaires, on peut se servir de la méthode de Meyerhof, qui prend en compte une largeur réduite $B-2e$, où e est l'excentrement des charges Q , c'est-à-dire la distance de son point d'application par rapport au centre. La contrainte $q_{\text{réf}}$ est alors la contrainte uniforme (Figure 1-25) :

$$q_{\text{réf}} = \frac{Q}{B - 2e}$$

Dans le cas où l'on a également un excentrement e' dans la direction parallèle à L , la contrainte uniforme appliquée $q_{\text{réf}}$ est alors (Figure 1.17) :

$$q_{\text{réf}} = \frac{Q}{(B - 2e)(L - 2e')}$$

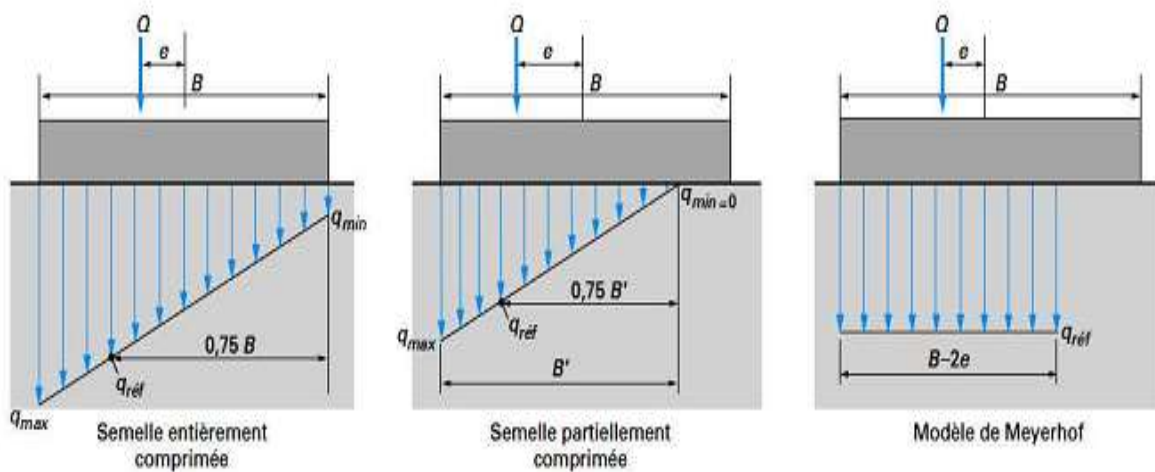


Fig. 1.17 contraintes de référence pour une charge excentrée

1.2.4 Détermination de la capacité portante par les méthodes pénétrométriques

1.2.4.1 Pénétromètre statique

La contrainte limite (de rupture) sous une charge verticale est donnée par la formule :

$$q_l = K_c \cdot q_{ce} \cdot i_\delta + q_0$$

- q_0 contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation
- K_c Facteur de portance pénétrométrique
- i_δ : effet de l'inclinaison de la charge (égal à 1 pour une charge vertical). Les fonctions $\Phi_1(\delta)$ et $\Phi_2(\delta)$ sont déterminées d'une façon similaire comme pour la méthode pénétrométrique.
- q_{ce} : résistance de pointe équivalente, C'est une résistance de pointe moyenne autour de la base de la fondation définie, à partir d'une courbe lissée $q_{cc}(z)$, par figure 13 :

$$q_{ce} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz$$

Avec q_{cc} résistance de pointe q_c écrêtée à $1,3q_{cm}$:

$$q_{cm} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz$$

avec :

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

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

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

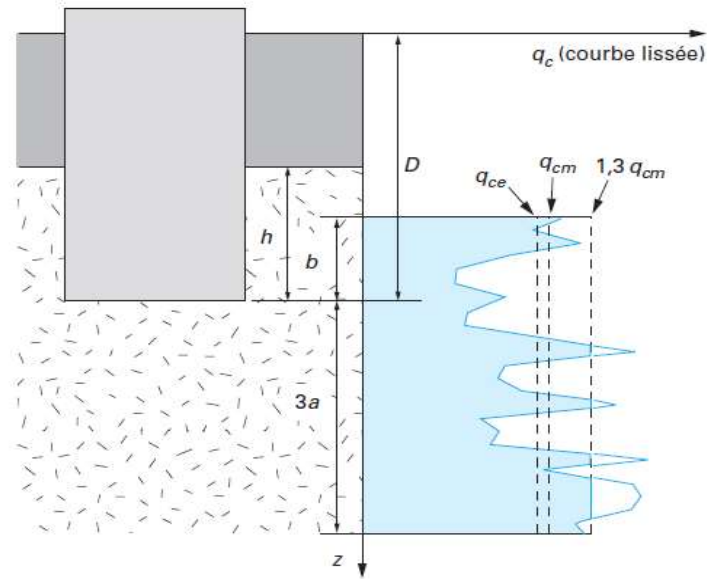


Fig. 1.18 Résistance de pointe équivalente

Tableau 1.6 Détermination du K_c

Type de sol	K_c	K_c max Semelle carrée	K_c max Semelle filante
Argiles et limons (mous et fermes)	$0,32 \left[1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$	0,6	0,49
Sables laches	$0,14 \left[1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$	0,26	0,21
Sables et graves moyennement compacts	$0,11 \left[1 + 0,5(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$	0,25	0,19
Sables et graves compacts	$0,08 \left[1 + 0,8(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$	0,24	0,18
Craies altérées	$0,17 \left[1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$	0,29	0,24
De : est la hauteur d'encastrement équivalente $D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z) dz$			

1.2.4.2 Pénétromètre dynamique

L'essai au pénétromètre dynamique permet d'obtenir un profil de pénétration donnant la résistance dynamique q_d en fonction de la profondeur. Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B , de longueur L et d'encastrement D , la contrainte ultime q_l est obtenue par une formule empirique telle que :

$$q_l = \frac{q_d}{k_d} \quad \text{avec} \quad k_d = 5 \text{ à } 7$$

Remarque : Cette formule empirique ne peut être utilisée que dans la phase de l'avant-projet pour avoir une idée sur la portance des sols afin d'apprécier la faisabilité de fondations superficielle. En plus, elle est déconseillée pour les sols fins.

1.3 Calcul des tassements (rappel)

1.3.1 Tassements à partir des essais de laboratoire

Le tassement 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 :

$$s_i = C_f \frac{(1 - \nu^2)}{E} q B$$

s_i tassement,

q contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne),

E et ν module d'Young et coefficient de Poisson du massif de sol,

B largeur ou diamètre de la fondation,

C_f coefficient dépendant de la forme de la fondation, de sa rigidité et de la position du point considéré. Le tableau 7 donne quelques valeurs de C_f tirées des tables de Giroud (1972) :

Tableau 1.7 Valeurs de C_f

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

$$s_{oed} = \frac{HC_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_{v0}}$$

Travaux dirigés

Exercice N01

Une semelle filante est ancrée dans un bicouche, de 1.5 m de largeur. Calculer la capacité portante pour les cas suivants, pour un coefficient de sécurité égal 2.5, dans les cas suivants :

a-nappe d'eau très profonde.

b- nappe d'eau en surface

On donne: $\varphi=38^\circ$, $\gamma=18\text{kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}}=20\text{kN/m}^3$

Exercice N02

Une semelle filante destinée de supporter une charge permanente $Q_g=500\text{kN/m}$ et une charge d'exploitation $Q_q=300\text{ kN/m}$. la semelle est fondée à une profondeur de 0.7 m, par rapport au terrain naturel dans une grave sableuse de poids volumique $\gamma=17\text{kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}}=20\text{kN/m}^3$. Calculer la largeur minimale de la semelle pour qu'elle puisse résister aux sollicitations imposées.

Exercice N03

Une semelle isolée 2.0 x2.0 m est fondée à une profondeur de 4.0 m, par rapport au terrain naturel, dans une argile raide saturée de poids volumique $\gamma_{\text{sat}}=21\text{ kN/m}^3$. La fondation supporte une charge permanente $Q_g=1200\text{ kN}$ et une charge d'exploitation $Q_q=700\text{ kN}$. Est ce que la fondation peut supporter ces sollicitations.

On donne: $c_u=120\text{ kPa}$, $\phi_u=0^\circ$, $\gamma_{\text{sat}}=20\text{kN/m}^3$

Exercice N04

Un mur de soutènement de grande longueur a une largeur de fondation $B=3\text{ m}$. La semelle de fondation est fondée à une profondeur de 1.0 m dans le sable. La charge totale appliquée sur la semelle est décomposée en deux composantes verticale $V=282\text{ kN/m}$ et horizontale $H=102\text{ kN/m}$. La charge est excentrée de $e=0.36\text{ m}$. La nappe d'eau est très profonde. Calculer de coefficient de sécurité.

On donne: $c'=0$, $\phi=35^\circ$, $\gamma=18\text{kN/m}^3$.

Exercice N05

Un réservoir d'eau de 3.0 m d diamètre est fondé sur un radier circulaire de 31.0 m de diamètre ancré à 0.5 m de profondeur. Le sol est constitué d'une marne plastique

saturée de grande profondeur. Les charges permanentes et exploitations sont réduites à une force totale de 100 MN. On donne: $c_u=80$ kPa, $\phi_u=0^\circ$, $\gamma_{\text{sat}}=20\text{kN/m}^3$, $c'=50$ kPa, $\phi'=10^\circ$. Vérifier le poinçonnement de ce radier à court et à long terme.

Exercice 7

Une semelle **isolée** de section **circulaire** (diamètre $d= 1.6$ m), **est ancrée** dans un massif de sol à une distance ($D= 1.5$ m), **à partir du surface libre** de sol. Le massif du sol **est constitué** d'un bicouche (02 couches). Les caractéristiques géotechniques du sol sont **groupées** dans le tableau1. Cette fondation **est sollicitée** par une force ($F= 120$ kN) **concentrée** et **appliquée** à leur C.D.G (centre de gravité) et. La force est **inclinée** par rapport au vertical par un angle $\delta= 6^\circ$. La nappe **se trouve** à 7 m de profondeur **à partir de la surface libre** de sol.

	Epaisseur de la couche (m)	γ kN/m ³	C kPa	ϕ°
Sol I (couche supérieure)	3	17	15	25
Sol II (couche inférieure)	4	18	0	36

On demande de;

a/ schématisez le problème dans un dessin en montrant les différentes paramètres du problème (géométrie du massif, dimensions de la fondation et les sollicitations appliquées)

b/ calculer la capacité portante (contrainte admissible) de cette fondation suivant la formule générale de Terzaghi, pour un coefficient de sécurité égal à 3.

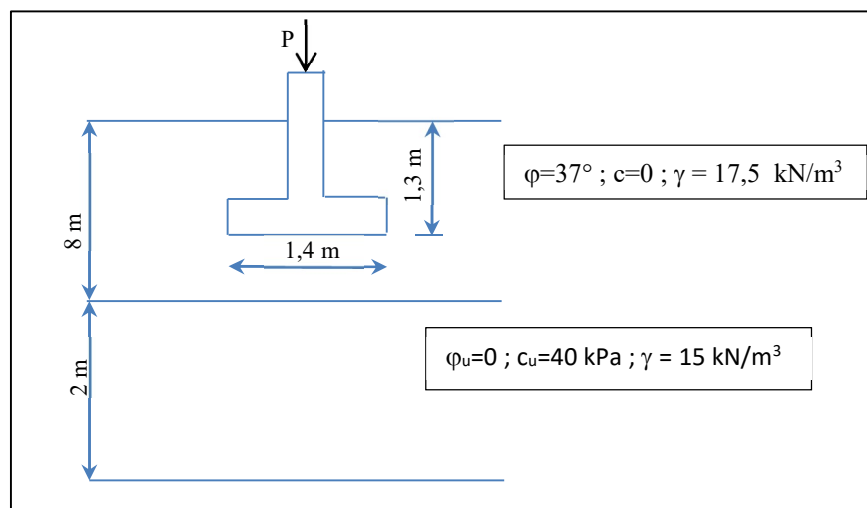
c/ vérifier si la fondation peut résister aux sollicitations qui sont appliquées

d/ tracer le diagramme de distribution des pressions sous la fondation

Exercice N° 01

Une fondation circulaire de diamètre de 1,6 m est installée dans un massif de sol composé de deux couches (voir Figure1). La nappe d'eau se trouve à 7 m de profondeur à partir de la surface libre du sol. La fondation est chargée par une force verticale et centrée d'intensité $P = 3000$ kN. On se propose de :

- calculer la pression limite q_l
- calculer la contrainte admissible pour un coefficient de sécurité égal à 2,5
- vérifier le principe de la capacité portante



2 Fondations profondes

2.1 Définition et terminologie

Les fondations profondes (pieux, barrette, puits, micropieux, pieux forés, parois moulées) permettent de reporter les charges d'un ouvrage au niveau des couches situées entre profondeur. Elles sont en général utilisées quand la résistance du sol superficiel n'a pas une résistance suffisante pour équilibrer les forces transmises par la fondation superficielle et/ou que les déformations résultantes dépassent les tassements admissibles.

Le mode de fonctionnement des fondations profondes se diffère à celui envisagé en fondations superficielles (Figure) par la présence d'un frottement latéral développé entre le pieu les couches des sols qu'il traverse. En effet :

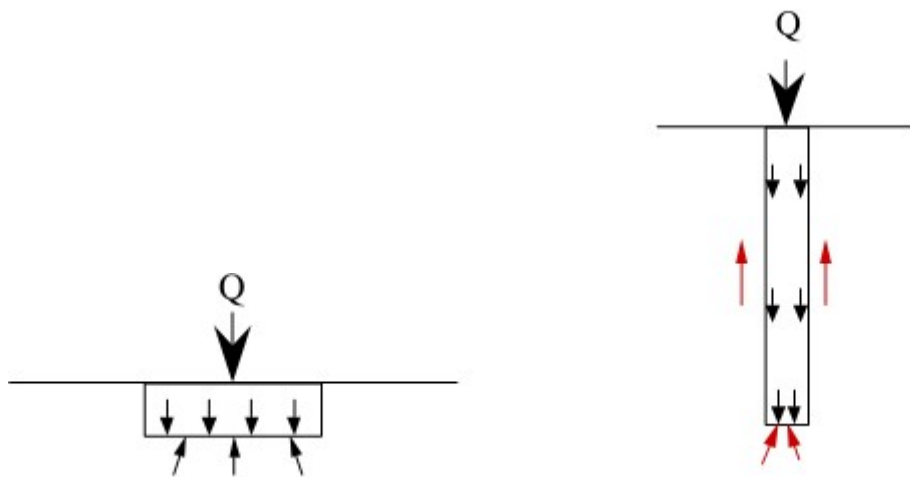


Fig. 2.1 Mode de fonctionnement des fondations profondes

- dans une fondation superficielle, la charge appliquée est reprise à la base de la fondation (résistance de pointe)
- dans une fondation profonde, la charge appliquée est reprise à la base de la fondation (résistance à la pointe) et au parois latérale du pieu par le frottement mobilisé (résistance au frottement). Ce dernier dépend du matériau constitutif du pieu et du mode de mise en place (battu, foré, viré...)

2.2 Classification des fondations profondes

Les pieux sont classés suivant :

- le matériau constitutif : bois, métal, béton
- le mode d'introduction dans le sol, pieux battus, pieux forés

En effet ces deux critères (matériaux et condition d'exécution) vont influencer le frottement latéral le long de la fondation profonde. Le mode d'exécution va provoquer soit un refoulement du sol soit se faire par extraction du sol. La mise en place va donc influencer la sollicitation imposée au sol. On différencie :

- les pieux dont la mise en place provoque le refoulement du sol ;
- les pieux exécutés par extraction du sol et dont la mise en place ne provoque pas de refoulement du sol ;

Le mode de mise en place : refoulement du sol ou extraction a une influence sur le frottement latéral. Quand il y a refoulement du sol et on pourra considérer que l'on se rapproche d'un état de butée (passif), à l'inverse, pour des pieux forés, le sol se rapproche d'un état d'équilibre actif.

Pieux provoquant le refoulement du sol

Ils peuvent être battus, foncés, vibro-foncés, pilonnés. Leur matériau constitutif peut être : le béton, le béton armé, le métal, (le bois éventuellement)

On distingue :

- Les pieux battus ou vibrofoncés préfabriqués en béton armé ou précontraint ;
- Les pieux en métal battus ;
- Les pieux en béton foncés (mis en place à l'aide d'un vérin) ;
- Les pieux en métal foncé ;

Pieux ne refoulant du sol

Ces pieux sont exécutés in-situ. On distingue :

- Pieu foré simple ;
- Pieu foré à la boue et barrette ;
- Pieu foré tubé ;
- Puits (gros diamètres : creusement "à la main") ;
- Pieu tarière creuse.

Quand le diamètre est inférieur à 250 mm, on parlera de micropieu.

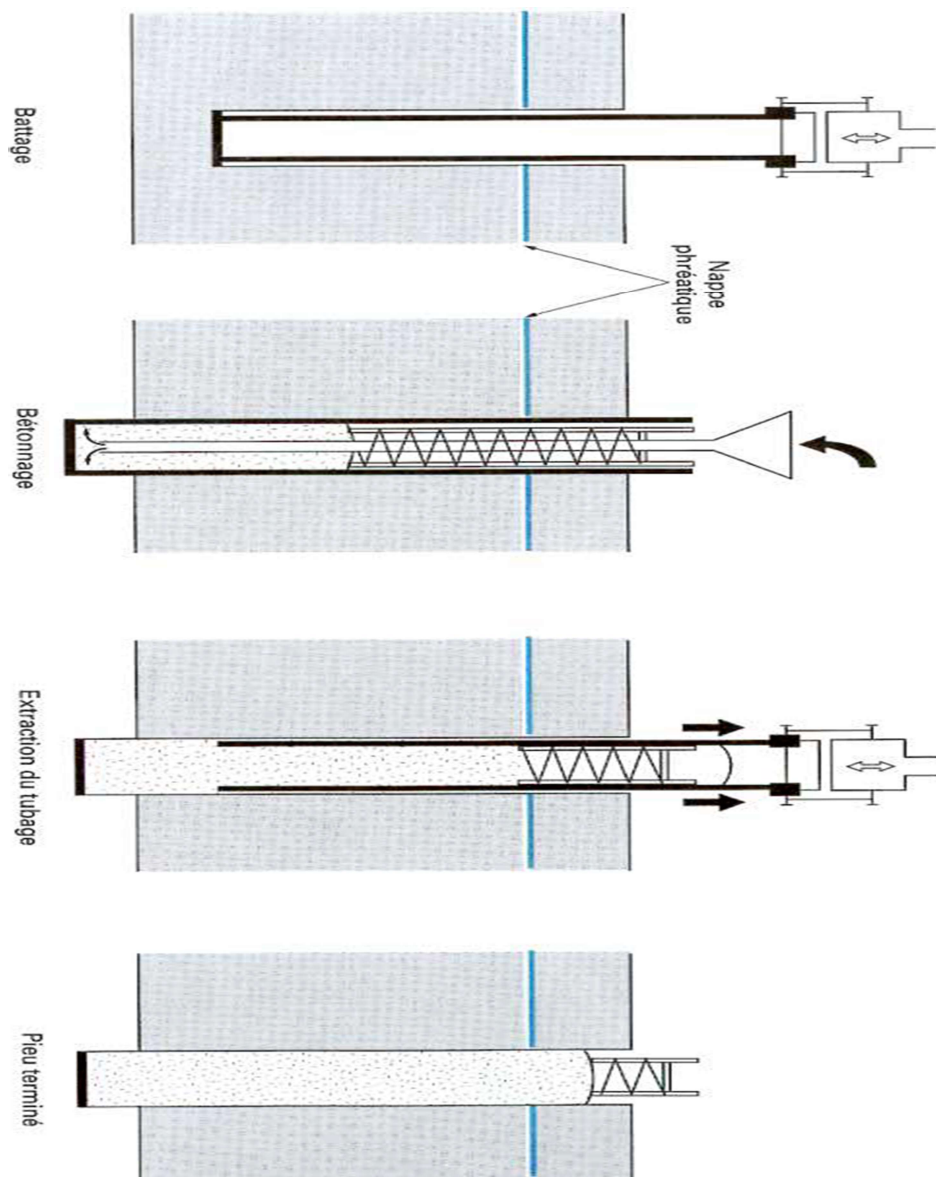


Fig. 2.2 pieu battu moulé

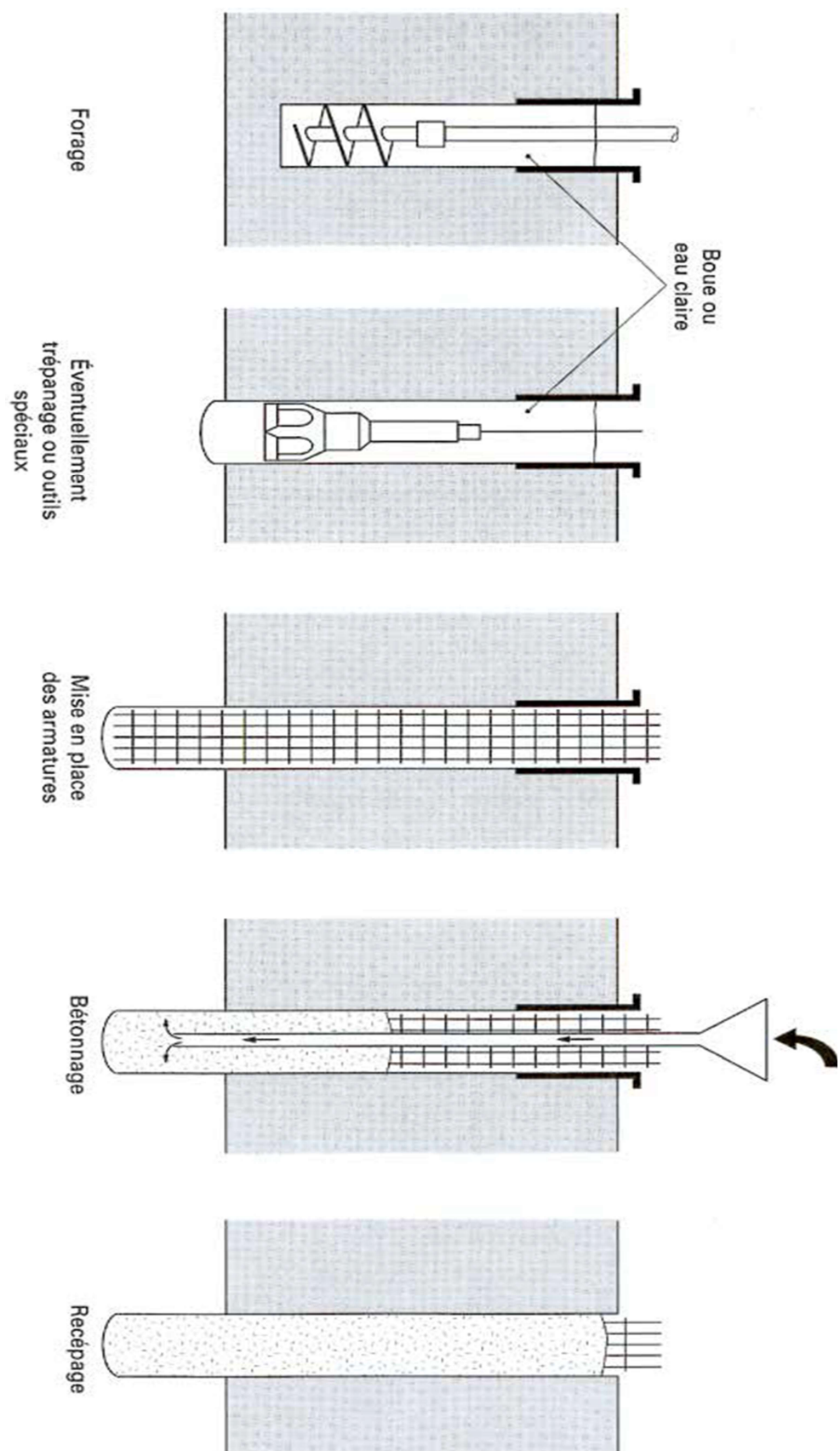


Fig. 2.3 pieu foré à la boue

2.3 Mode de transmission des charges au sol

Les pieux sont parfois classés en fonction de leur mode de transmission des charges au sol :

Pieu colonne Pieu flottant

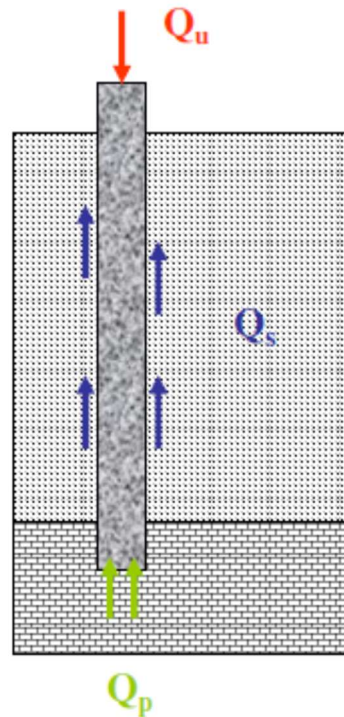


Fig. 2.4 Mode de transmission de charge

2.4 Calcul de la capacité portante du pieu

2.4.1 Méthode classique

Le comportement d'une fondation profonde est étudié généralement par l'analyse de la réponse typique d'un pieu enfoncé dans le sol par une force axiale qui accroît progressivement jusqu'à la rupture (Fig.2.5)

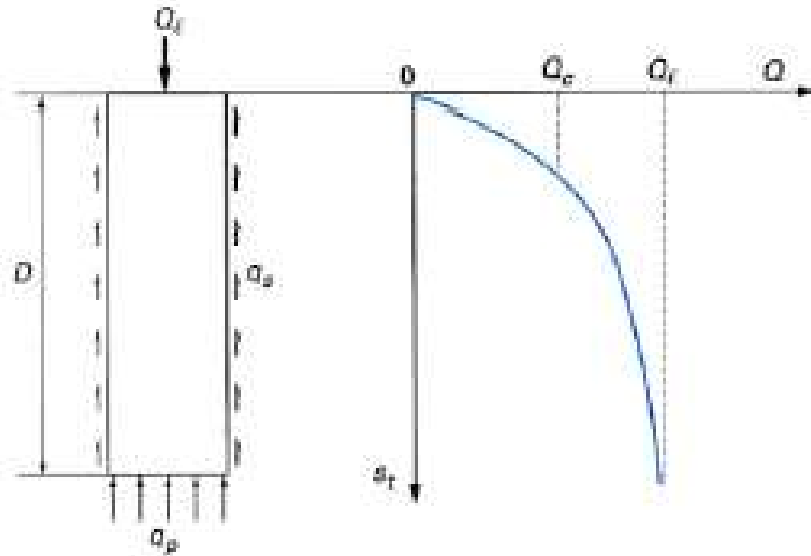


Fig. 2.5

A la rupture, la charge appliquée est équilibrée deux mécanismes :

- La résistance du sol sous le pieu (résistance à la pointe), q_p donnant la charge limite de pointe Q_p :

$$Q_p = q_p A_p$$

A_p est la surface de la pointe

- La résistance du sol développée à la paroi latérale du pieu due au frottement (résistance de frottement), q_s donnant la charge limite de pointe Q_s :

$$Q_s = q_s A_s$$

A_s est la surface latérale du pieu

d'où la charge limite totale :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

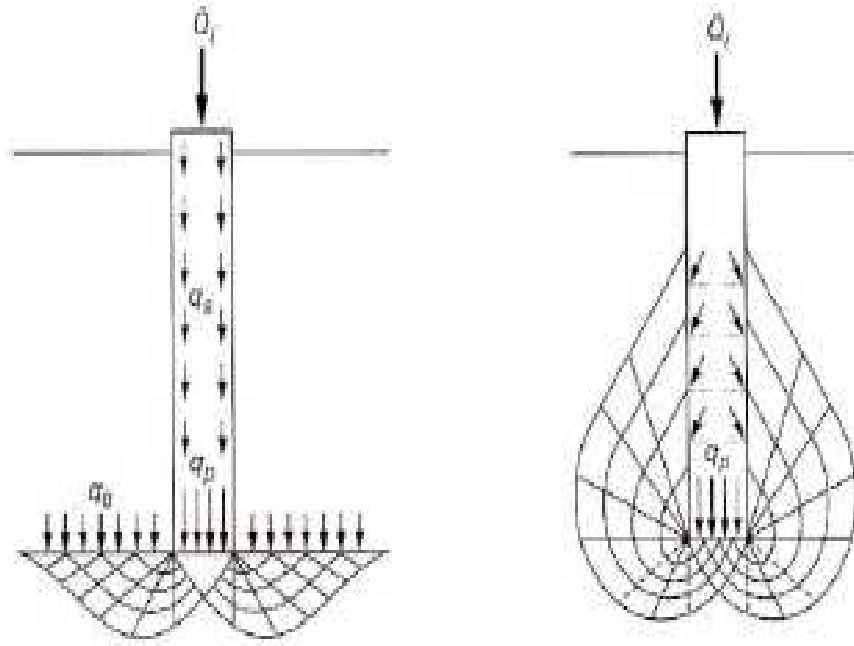


Fig. 2.6 Charges de rupture et de pointe pour une fondation profonde

1.1.4.1. Calcul de la pression limite de pointe q_p

$$q_p = \begin{cases} c' N_c + q_0 N_q & \text{pour } D < D_0 \\ c' N_{c \max} + q_0 N_{q \max} & \text{pour } D > D_0 \end{cases}$$

q_0 est la pression verticale effective au niveau de la pointe $q_0 = \gamma' D$, D est la longueur du pieu, en présence de différents sols $q_0 = \sum(\gamma'_i D_i)$

c' cohésion du sol (de pointe)

N_c et N_q facteurs de la capacité portante dépendant de l'angle de frottement interne du sol de pointe (considéré comme fondation superficielle)

$N_{c \max}$ et $N_{q \max}$ facteurs de portance majorés, calculés à partir des formules proposées par caquot et Kérisel, telle que :

$$N_{q \max} = 10^{3,04 \tan \varphi}$$

$$N_{c \max} = \frac{N_{q \max} - 1}{\tan \varphi}$$

D_0 est calculé par la formule :

$$D_0 = \frac{B}{4} N^{2/3}$$

2.4.1.1 Calcul de la charge limite de frottement q_s

$$q_s = K q_z \tan \delta + c'$$

K est le rapport entre la contrainte normale au pieu et la contrainte parallèle à l'axe à la profondeur z , ce coefficient représente la poussée du sol sur le pieu. K dépend de l'état initial du sol, de la compressibilité et de la manière de l'installation du pieu). On peut admettre que $K = K_0 = 1 - \sin \varphi$ pour les pieux ne refoulant pas le sol (réalisé par forage) et $K = K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ si le pieu refoulant le sol (introduit par battage)

q_z est la contrainte verticale à la profondeur z , ($q_z = \gamma' z$)

δ angle de frottement de l'interface (entre le pieu et le sol), pris souvent égal à 2/3 de l'angle de frottement interne du sol, ($\delta = \frac{2}{3} \varphi$)

c' cohésion du sol

➤ Cas d'un sol purement cohérent

Dans le cas d'un sol purement cohérent, la pression limite à la pointe en conditions non drainées (à court terme) vaut :

$$q_p = c_u N_c + q_0$$

c_u est la cohésion non drainée

q_0 est la pression verticale effective au niveau de la pointe

N_c souvent pris égal à 9

Le frottement latéral, pour un sol purement cohérent, est estimé par la formule empirique suivante :

$$q_s = \alpha c_u$$

c_u est la cohésion non drainée

α paramètre inférieur ou égal à l'unité qui dépend à la fois de nature du sol et celle du pieu.

On peut admettre les valeurs proposées par Broms (1981), tel que α égal à 1 pour un pieu en bois, à 0,8 pour un pieu en béton et 0,5 pour un pieu en acier.

Remarques : Suite aux limitations et aux incertitudes présentent dans la théorie classique, elle est actuellement peu utilisée dans le dimensionnement des fondations profondes. Cependant, elle peut fournir des ordres de grandeurs intéressants pour les ingénieurs durant le contrôle des résultats de simulations numériques.

2.4.2 Méthode préssiométrique

À partir des résultats pressiométriques, la contrainte et la charge limites du terrain sous la base du pieu se détermine de la façon suivante :

$$q_p = K_p \cdot p_{le}^*$$

$$Q_p = AK_p \cdot p_{le}^*$$

Avec :

- K_p Facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol (Tableau 2.1)
- p_{le}^* pression limite équivalente déterminée à partir de la courbe de la Figure d'une façon similaire à celle envisagée dans les fondations superficielles.
- A section de pointe

Tableau 2.1 Valeurs de Kp

	Pieu foré (sans refoulement du sol)	Pieu battu (avec refoulement du sol)
Argile et limons mous	1,1	1,4
Argile et limons fermez	1,2	1,5
Argile très fermes à dures	1,3	1,6
Sables et graves laches	1	4,2
Sables et graves moyennement compacts	1,1	3,7
Sables et graves compacts	1,2	3,2
Craies molles	1,1	1,6
Craies altérées	1,4	2,2
Craies compactes	1,8	2,6
Marnes, marno-calcaires	1,8	2,6
Roches altérées	1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

P est le périmètre du pieu

Le frottement latéral q_s est en fonction de p_{le}^* . Il est estimé à partir des courbes de la Figure. Le choix de la courbe considérée dépend de la nature du sol et du type du pieu comme indiqué dans le Tableau.

D'où la charge limite totale vaut :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

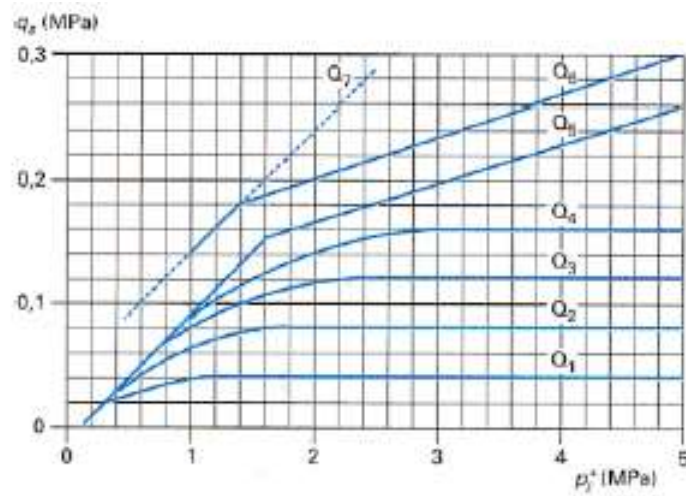


Fig. 2.7

Tableau 2.2

Type du pieu	Nature du sol											
	Argiles limons			Sables, graves			Craies			Marnes		Roches
	mous	fermes	Très fermes à dures	lâches	Moyennement compacts	compacts	mous	fermes	Très fermes à dures	Tendres	compacts	
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ (1)	Q ₂ , Q ₃ (1)				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₆
Foré à la boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ (1)		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ (2)	Q ₃ , Q ₂ (2)	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₆
Foré tubé (récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ (3)		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ (2)	Q ₃ , Q ₂ (2)	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ (3)	Q ₃	Q ₄	
Foré tubé (perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	(4)			Q ₂	Q ₃	
Puits	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂			(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄	(4)			Q ₃	Q ₄	
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅		
Injecté forte pression		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆	Q ₆		Q ₇ (7)
(1) Réalésage et rainurage en fin de forage. (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m). (3) Forage à sec, tube non louvoyé. (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas. (5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses). (6) Injection sélective et répétitive à faible débit. (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.												

2.4.3 Méthode basé sur les résultats du pénétromètre statique

$$q_p = K_c \cdot q_{ce}$$

$$Q_p = AK_c \cdot q_{ce}$$

- A section de pointe
- q_{ce} résistance de pointe au pénétromètre statique
- K_c facteur de portance, déterminé à partir du Tableau 5

Tableau 2.3 Valeurs de K_c

	Pieu foré (sans refoulement du sol)	Pieu battu (avec refoulement du sol)
Argile et limons mous	0,4	0,55
Argile et limons fermez		
Argile très fermes à dures		
Sables et graves laches	0,15	0,5
Sables et graves moyennement compacts		
Sables et graves compacts		
Craies molles	0,2	0,3
Craies altérées	0,3	0,45

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

P est le périmètre du pieu

Le frottement latéral unitaire q_s est en fonction de p_{le}^* . Il est déterminé par la formule suivante :

$$q_s(z) = \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta}; q_{s \max} \right\}$$

β et $q_{s \max}$ sont données par le Tableau 2.4

Tableau 2.4 Valeurs de β et $q_{s \max}$

Type du pieu											
		Argile et limons						Sables et graves		Craies	
		mous	fermes		Très fermes à dures		lâches	Moyennement compacts	compacts	molles	altérées
foré	β			75 (1)			200	200	200	125	80
	$q_{s\max}$ (kPa)	15	40	80 (1)	40	80			120	40	120
Foré tubé (tube récupéré)	β	-	100	100 (2)	-	100	250	250	300	125	100
	$q_{s\max}$ (kPa)	15	40	60 (2)	40	80		40	120	40	80
Métal battu fermé	β		120		150		300	300	300	(3)	
	$q_{s\max}$ (kPa)	15	40		80				120		
Battu préfabriqué béton	β		75				150	150	150	(3)	
	$q_{s\max}$ (kPa)	15	80		80				120		
(1) réalésage et rainurage en fin de forage											
(2) forage à sec, tube non louvoyé											
(3) nécessite une étude spécifique											

2.4.4 Méthode basé sur les résultats du pénétromètre dynamique

L'essai au pénétromètre dynamique est un essai facilement réalisable et peu coûteux.

Cette méthode permet de renseigner des ordres de grandeurs de la charge limite des pieux réalisés par battage. La charge limite est donnée par la formule suivante :

$$Q_l = A \cdot q_d$$

A : section du pieu

q_d La résistance dynamique calculée par la formule :

$$Q_l = \left(\frac{MgH}{a e} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{M'}{M}} \right)$$

a : section droite de la pointe du pénétromètre.

M : Masse du Mouton

M' : Masse du pieu

e : refus

g : accélération due à la pesanteur

H : Hauteur de chute

2.4.5 Méthodes basées sur les formules de battage

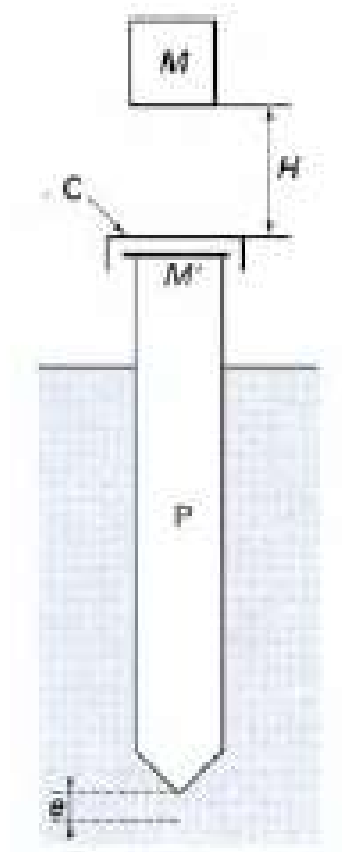


Fig. 2.8 Schéma du principe de battage

Tableau 2.5 Formules de battage

Approche	Formule	Coefficient de sécurité	Paramètres
Formule des Hollandais	$Q_l = \left(\frac{MgH}{e} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{M'}{M}} \right)$	Fs=6	M : Masse du Mouton M' : Masse du pieu e : refus g : accélération due à la pesanteur H : Hauteur de chute
Formule de Grandall	$Q_l = \left(\frac{MgH}{e + \frac{e_1}{2}} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{M'}{M}} \right)$	Fs=4	M : Masse du Mouton M' : Masse du pieu e : refus e_1 : refus élastique g : accélération due à la pesanteur H : Hauteur de chute

2.5 Groupe de pieu

D'une façon générale, un coefficient de sécurité C_e est introduit, telle que :

$$\text{Charge limite du groupe} = C_e \cdot N \cdot \text{Charge limite du pieu isolé}$$

N est le nombre de pieu

➤ **Cas d'un sol cohérent**

Tableau 2.6 Coefficient d'efficacité pour un sol cohérent

Cas	Coefficient d'efficacité	
Entre-axe supérieur à 3 fois le diamètre	Méthode 1	$C_e = 0,7$, pour un entre-axe de 3 fois le diamètre
		$C_e = 1$, pour un entre-axe de 8 fois le diamètre
		Varie linéairement pour un entre-axe entre 3 et 8
	Méthode 2 : converse-Labarre	$C_e = 1 - \frac{2 \arctan B/S}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$ B : diamètre du pieu, S : entre-axes, m et n représentent respectivement le nombre de lignes et colonnes constituant le groupe
Entre-axe inférieur à 3 fois le diamètre	On considère l'ensemble des pieux et le sol qu'ils enserrent comme une fondation massive fictive de périmètre P égal à celui du groupe, et de longueur égale à la longueur des pieux (figure 16). La charge de pointe Q_p et le frottement latéral Q_s sur cette fondation fictive sont déterminés comme indiqué au cas d'un pieu isolé en considérant (la surface de pointe est a × b , la surface latérale P×D). La capacité portante à retenir pour le groupe est alors la plus petite des deux valeurs ; • Capacité portante de la fondation massive fictive et, • N fois la capacité portante du pieu isolé.	

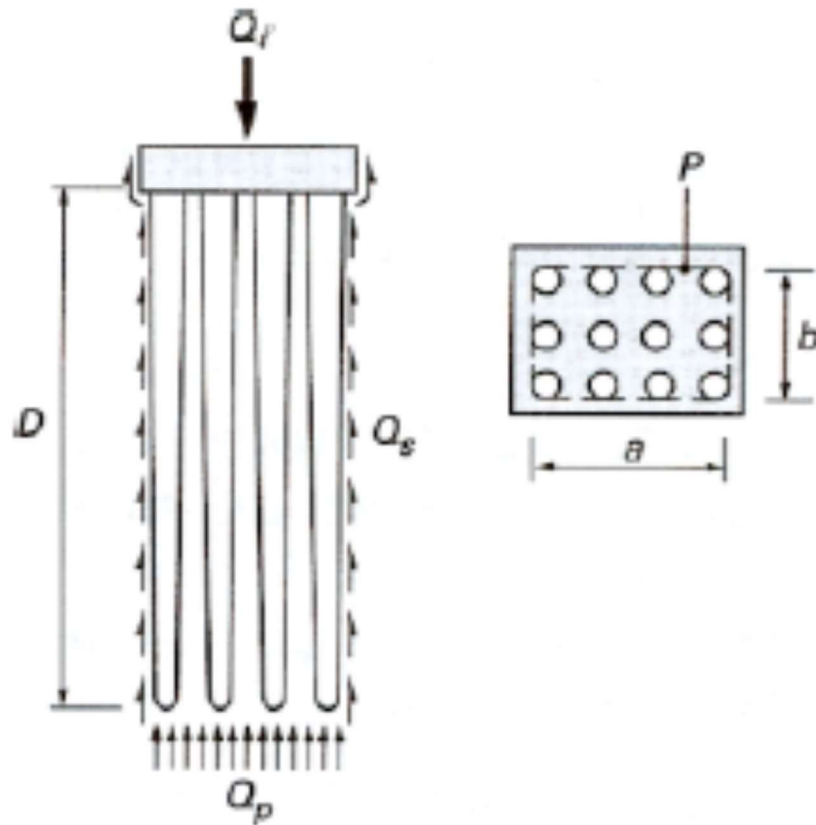


Fig. 2.9 Fondation équivalente fictive d'un groupe de pieux

➤ **Cas d'un sol sans cohésion**

Pour une charge centrée appliquée sur un groupe de pieux verticaux, les différentes études qui ont été faites ont abouti aux conclusions suivantes, qui s'appliquent essentiellement pour des pieux refoulant le sol hors de la mise en place.

- Sables lâches : Pour un petit groupe de pieux courts, on adopte un coefficient d'efficacité variant de 1,5 pour un entre-axes de 2 diamètres, à 1 pour un entre-axes de 4 diamètres. Pour un groupe important de pieux longs, le coefficient d'efficacité varie de 2 pour un entre-axes de 2 diamètres à 1 pour un entre-axes de 6 diamètres.
- Sables denses : Le coefficient d'efficacité varie de 0,7 pour un entre-axes de 3 à 6 diamètres à 1 pour un entre-axes de l'ordre de 8 diamètres.

Références

Frank, R. (1999). *Calcul des fondations superficielles et profondes* (p. 142). Techniques de l'Ingénieur et Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées.

Frank, R. (1995). *Fondations profondes*. Ed. Techniques Ingénieur.

Costet, J., Sanglerat, (1983). *Cours pratique de mécanique des sols*. Paris : Dunod.

Philipponat, G. (1979). *Fondations et ouvrages en terre*.