

CHAPITRE 9

FONDATIONS SUPERFICIELLES

9.1 Introduction
9.2 Capacité portante limite d'une fondation superficielle
9.3 Semelle fictive
9.4 Fondations rectangulaire, carrée, et circulaire
9.5 Charges excentrée et inclinée
9.6 Dimensionnement d'une fondation superficielle
9.7 Dimensionnement d'une semelle à partir de l'essai pressiométrique
9.8 Elaboration d'un projet de fondation
9.9 Applications

9.1 Introduction

Définition

Pour tout ouvrage de génie civil, on appelle fondation l'élément de structure qui assure la transmission des charges au sol. Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol et par B sa largeur (voir figure 1), on distingue en pratique trois types de fondations ; (indépendamment de sa longueur ; dimension perpendiculaire au plan de la figure 1)

- la fondation superficielle lorsque: $\frac{D}{B} \leq 5$;
- la fondation semi-profonde lorsque $5 < \frac{D}{B} \leq 10$;
- la fondation profonde lorsque $\frac{D}{B} > 10$.

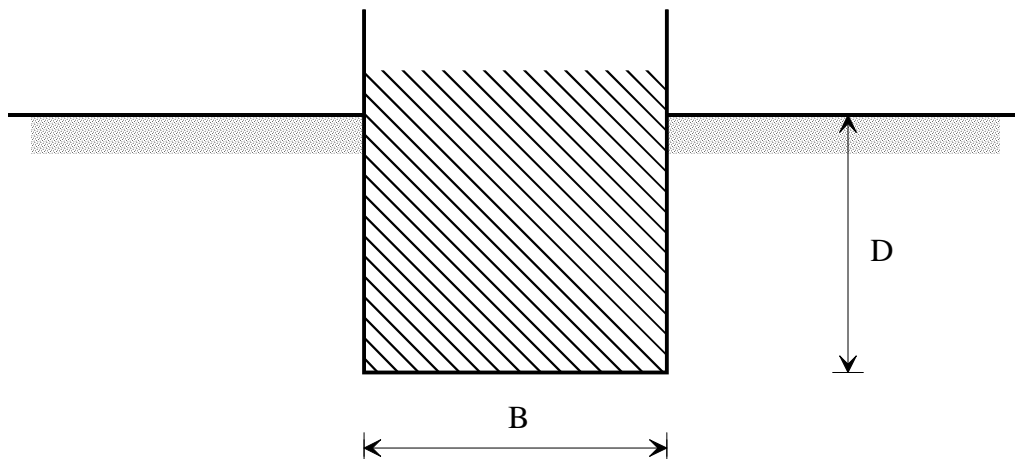


Figure 1. Un élément de fondation

La semelle est l'élément de fondation superficielle le plus utilisé en pratique; sa géométrie est caractérisée par, (figure 2) :

- sa largeur B, c'est la plus petite dimension;
- sa longueur L, (dimension perpendiculaire au plan de la figure 1)
- son encastrement D, épaisseur minimale des terres situées au dessus du niveau d'assise de la fondation.

Comme fondation superficielle, on utilise parfois le radier : il s'agit d'une dalle, de forme rectangulaire ou circulaire et d'épaisseur constante.

On fait recours à cette solution surtout lorsque le nombre de semelles devient important et leur exécution devient difficile pour qu'elles sont rapprochées, les radiers constituent souvent la solution adéquate lorsqu'il se transmette au sol une répartition quasi-uniforme : c'est le cas des réservoirs destinés au stockage d'eau ou d'hydrocarbures.

Le but de ce chapitre est la présentation du calcul avec capacités portantes limite (ou ultime) et admissible pour une fondation superficielle.

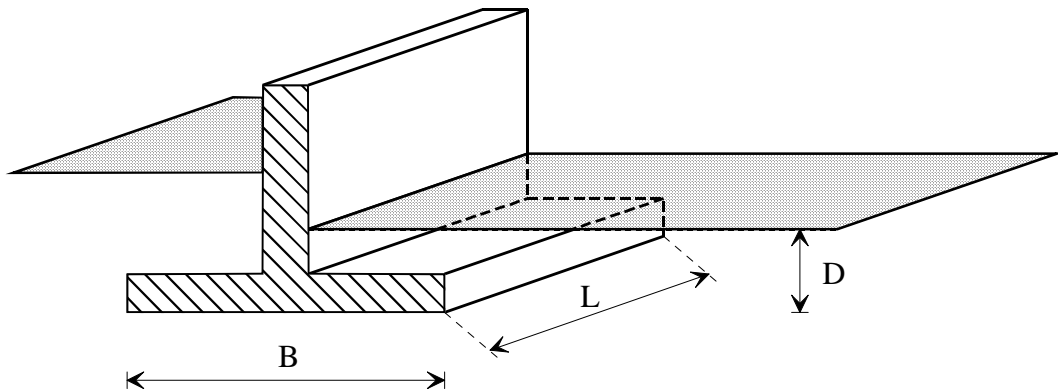


Figure 2. Caractéristiques géométriques d'une semelle isolée, d'après Philipponat {6}

On distingue les types de semelles suivants* :

- la semelle continue ou filante: l'une de ses dimensions est grande par rapport à l'autre : $\frac{L}{B} > 5$
- la semelle isolée: $\frac{L}{B} \leq 5$.

9.2 Capacité portante limite d'une fondation superficielle

Cette notion est étudiée à partir du chargement d'une fondation AA' placée sur un sol homogène de poids volumique γ , et ayant pour caractéristiques mécaniques C et ϕ , (figure 3a), {5}. Lorsque la contrainte appliquée sur la semelle provoque la rupture du sol, la capacité portante limite de la fondation est atteinte.

Dans cette étude on suppose que les déformations du sol sont négligées avant sa rupture, en outre le sol a un comportement plastique parfait. Cette hypothèse, utilisée par Prandtl pour l'étude de poinçonnement des métaux, a été ensuite envisagée pour les sols par Terzaghi et par d'autres auteurs.

* La limite du rapport $\frac{L}{B}$ est arbitraire, il en est de même pour le rapport $\frac{D}{B}$.

Le problème ainsi posé est analogue à celui de la butée pour un mur de soutènement (figure 3b), il est formulé comme suit: pour la fondation de largeur (AA') et de longueur infinie posée sur un sol homogène de caractéristiques γ , C , et ϕ , il s'agit de déterminer la charge limite P (ou d'une autre manière) la contrainte limite équivalente appelée capacité portante limite de la fondation qui provoque la rupture du sol.

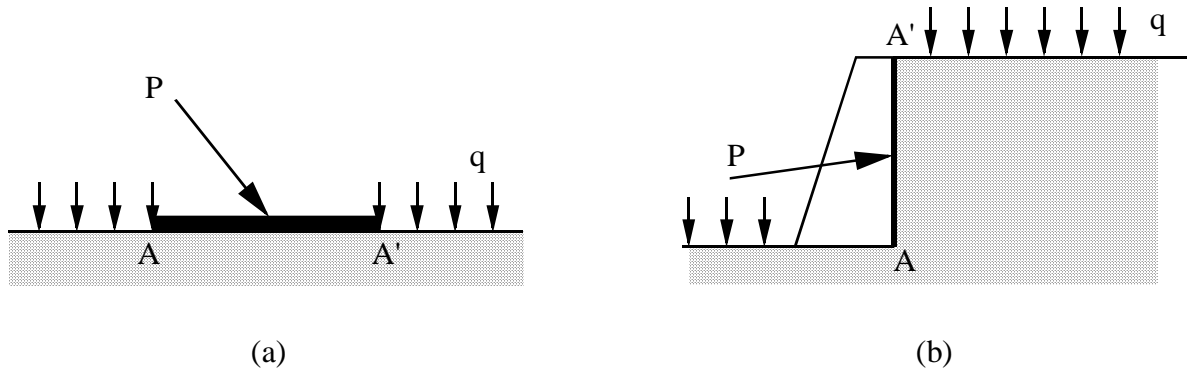


Figure 3. Analogie entre les problèmes d'une fondation superficielle et d'un mur de soutènement

9.2.1 Le mécanisme de rupture

On étudie la rupture du sol sous la fondation par le mécanisme suivant (figure 4): le coin de sol MAA', situé juste sous la fondation, poinçonne les couches sous-jacentes. L'enfoncement du coin refoule le sol de chaque côté et fait naître deux zones symétriques de cisaillement, chacune est composée de deux régions:

- l'une en cisaillement radial MAN (MA'N'), en contact direct avec le coin et la fondation (induit une déformation par cisaillement de (mécasol).

- l'autre en cisaillement à surfaces de rupture planes NAJ (N'A'J').

Par conséquent, la zone de sol en rupture est située au dessus de la ligne JNMN'J'.

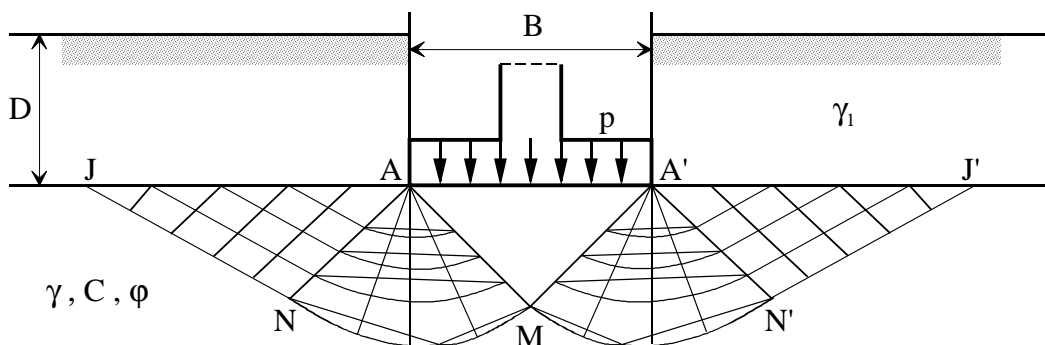


Figure 4. Comportement du sol à la rupture sous une semelle chargée: mécanisme de Prandtl

9.2.2 Détermination de la capacité portante limite

Hypothèses:

- On suppose que le frottement entre le sol et la semelle est nul (contact lisse), en outre la contrainte moyenne appliquée sur la fondation de largeur B est uniforme, ainsi si on désigne par P la force appliquée sur la semelle la contrainte moyenne qui en résulte est:
- Les calculs qui suivent sont faits par mètre linéaire, ce qui correspond au cas d'une semelle filante.

$$p = \frac{P}{B} \quad (1)$$

D'après une hypothèse de Terzaghi, la résistance mobilisée par le sol lors de la rupture est obtenue par la superposition de trois termes: un terme de surface proportionnel à B, un terme de profondeur proportionnel à D, et un terme de cohésion proportionnel à C. Les deux premiers termes sont calculés en considérant que le sol d'assise a une cohésion nulle, pour le premier terme le sol est considéré pesant, pour le deuxième terme on suppose que la pesanteur est nulle. Le troisième terme sera déduit de second en considérant le sol d'assise non pesant et ayant une cohésion C.

Terme de surface : C = 0 ; D = 0

Lorsque la semelle s'enfonce sous l'action d'une charge centrée elle pousse devant elle le coin de sol (AA'M) qui est supposé lié avec elle, l'angle en M est donc égal à $(\frac{\pi}{2} - \varphi)$. Les surfaces (AM) et (A'M) repoussent le sol jusqu'à mobiliser son équilibre limite de butée (figure 5), la force de butée P_B s'exerçant sur (AM) ou (A'M) est orientée d'un angle $(-\varphi)$ par rapport à la normale car sur ces surfaces le frottement est du type sol-sol. A l'équilibre de butée on écrit alors:

$$P + W = 2.P_B \cdot \cos(\frac{\pi}{4} - \varphi) \quad (2)$$

où W désigne le poids du coin de sol (AA'M) dont le calcul conduit à la valeur:

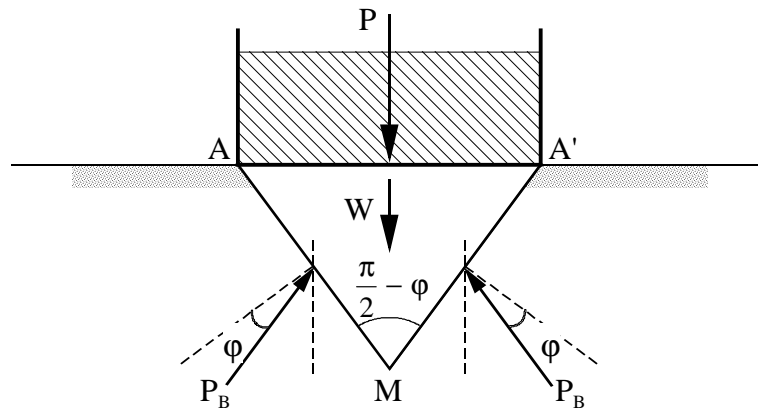


Figure 5

$$W = \gamma \frac{B^2}{4} \cotg(\frac{\pi}{4} - \varphi) \quad (3)$$

La force de butée P_B est donnée par l'expression suivante:

$$P_B = \frac{1}{2} \gamma |AM|^2 \quad (4)$$

avec

$$AM = \frac{B}{2 \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right)}$$

K_B est le coefficient de butée, il peut être déterminé par la théorie de Coulomb pour le cas d'un mur faisant un angle $-\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right)$ par rapport à l'horizontale, qui retient un massif de sol à surface horizontale, l'angle de frottement sol-mur est $\delta_f = -\varphi$.

En utilisant (1) dans (2) pour un équilibre limite, on obtient d'après (2), (3), et (4) l'expression de la capacité portante limite, soit:

$$P_{lim} = \gamma \frac{B}{4} \left[K_B \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right] \quad (5)$$

En utilisant la forme:

$$P_{lim} = \gamma \frac{B}{2} N_g$$

on détermine l'expression du facteur de portance N_g , correspondant au terme de surface:

$$N_g = \gamma \frac{1}{2} \left[K_B \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right] \quad (6)$$

Terme de profondeur : $C = 0$; $\gamma = 0$

Lorsque la fondation est enterrée, l'épaisseur D du terrain située au dessus du niveau d'assise intervient comme une surcharge uniforme égale à $\gamma_1 D$ (figure 6). En supposant d'une part que le sol est non pesant, et en considérant d'autre part un mécanisme de rupture du sol similaire à celui représenté sur la figure 4 dans lequel le coin (AA'M) est en état d'équilibre de poussée, on détermine la contrainte limite q_d qui participe à la résistance manifestée par le sol à la rupture. Ce terme est écrit sous la forme:

$$q_d = \gamma_1 D \cdot N_g \quad (7)$$

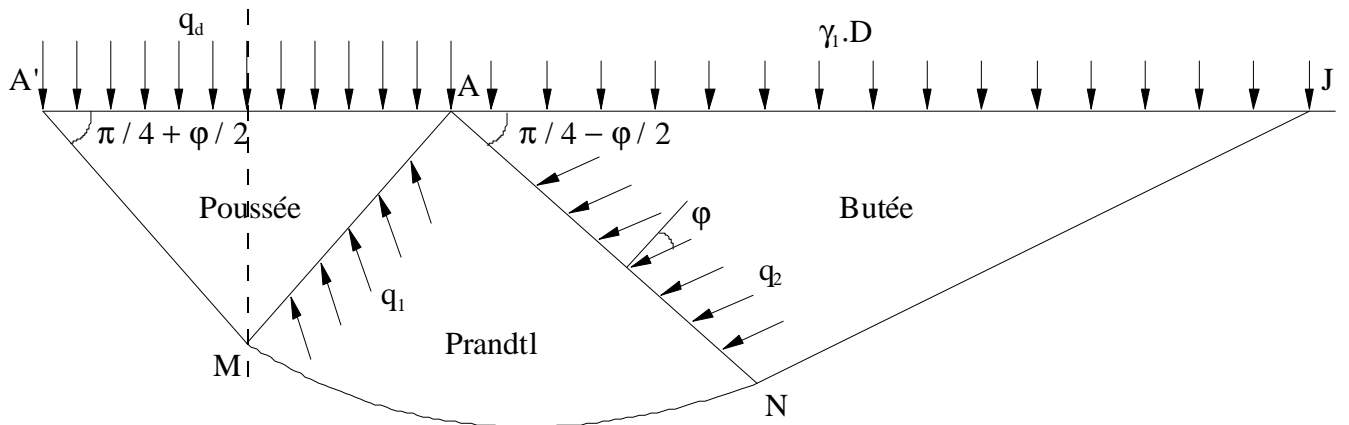


Figure 6.

La contrainte q_d est recherchée en deux temps. L'état d'équilibre de butée a lieu dans la zone (ANJ), en étudiant le cercle de Mohr en un point N du plan(AN) on trouve:

$$q_2 = \gamma_1 D \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (7a)$$

En outre, l'état d'équilibre de poussée du plan (AN) qui a lieu dans le coin (AA'M) permet d'écrire:

$$q_d = q_1 \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (7b)$$

Dans la zone (AMN), d'après l'équilibre de Prandtl on écrit la relation:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{AN}{AM} = \exp(-\pi \text{tg} \phi) \quad (7c)$$

En tenant compte de (7c) et (7a), l'équation (7b) s'écrit:

$$q_d = \gamma_1 \cdot D \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \exp(\pi \cdot \text{tg} \phi) \quad (8)$$

A partir de (7) et (8), on aura:

$$N_q = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \exp(\pi \cdot \text{tg} \phi) \quad (8a)$$

Terme de cohésion

On considère un sol non pesant de cohésion égale à C. La contribution de ce terme, dans la détermination de la capacité portante limite du sol, est obtenue en appliquant le théorème des états correspondants. Par ce dernier, on considère de nouveau que le massif de sol est pulvérisé d'angle de frottement ϕ , et autour duquel est appliquée en tout point une pression

uniforme égale à $\frac{C}{\text{tg}\varphi}$. Le calcul de la capacité portante limite q_c , due à cette surcharge, est déterminée de la même manière que celle due à la surcharge $\gamma_1 D$, à la seule différence que la contrainte $\frac{C}{\text{tg}\varphi}$ est appliquée aussi le long de (AA'), d'où on écrit:

$$q_c + \frac{C}{\text{tg}\varphi} = N_q \frac{C}{\text{tg}\varphi} \quad (9a)$$

De la même manière qu'en (7), on écrit:

$$\frac{P}{B} = q_c = C.N_q \quad (9b)$$

On obtient d'après (9a) et (9b):

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg}\varphi} \quad (9)$$

Récapitulation

Pour une semelle filante de largeur B, fondée à la profondeur D sur un sol de poids volumique γ , et ayant pour caractéristiques mécaniques C et φ , la capacité portante limite provoquant la rupture du sol s'écrit:

$$p_{\text{lim}} = \gamma_1 N_q(\varphi) + \gamma \frac{B}{2} N_g(\varphi) + C.N_c(\varphi) \quad (10)$$

où N_q , N_g et N_c sont des coefficients adimensionnels ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol, ils sont appelés facteurs de portance. Les valeurs de ces facteurs, en fonction de φ , figurent dans le tableau 1.

Les valeurs des facteurs N_q et N_c sont exactes. Cependant, la valeur de la fraction N_g a fait l'objet de plusieurs propositions ; car dans son expression (6) intervient le coefficient K_B qui est déterminé par plusieurs méthodes.

Dans le cas d'un sol purement cohérent ($\varphi = 0$), et compte tenu de (8a) et (9), on a:

$$\lim_{\varphi \rightarrow 0} \frac{N_q - 1}{\text{tg}\varphi} = \pi + 2$$

$$\varphi > 0$$

d'où on obtient (Th de L'hôpital) :

$$p_{\text{lim}} = (\pi + 2).C$$

Remarque:

L'expression (10), appelée aussi capacité portante limite moyenne sous une fondation, est la somme de trois termes appelés comme suit:

- terme de profondeur, il est proportionnel à D;
- terme de surface, il est proportionnel à B;
- terme de cohésion, il est proportionnel à C.

On note aussi qu'en plus des caractéristiques de la résistance au cisaillement du sol C et φ , la capacité portante limite dépend du type de la fondation (caractéristiques géométriques B et D).

Conclusion:

la charge limite pouvant être appliquée sur une semelle filante de largeur B s'écrit:

$$P = B \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_q(\varphi) + \gamma \frac{B^2}{2} N_g(\varphi) + B \cdot C \cdot N_c(\varphi)$$

φ (Degré)	N_c	N_q	N_g
0	5.14	1.00	0.00
5	6.47	1.56	0.45
6	6.81	1.72	0.57
7	7.16	1.88	0.71
8	7.53	2.06	0.81
9	7.92	2.25	1.95
10	8.45	2.49	1.00
11	8.80	2.71	1.20
12	9.29	2.97	1.43
13	9.80	3.26	1.69
14	10.40	3.59	1.99
15	11.00	3.94	2.33
16	11.6	4.33	2.72
17	12.3	4.77	3.14
18	13.10	5.25	3.69
19	13.9	5.80	4.29
20	14.8	6.40	4.97
21	15.8	7.07	5.76
22	16.9	7.83	6.68
23	18.1	8.66	7.73
24	19.3	9.60	8.97
25	20.7	10.7	10.4
26	22.2	11.8	12.00
27	24.	13.20	13.9
28	25.80	14.7	16.1
29	27.9	16.4	18.8
30	30.1	18.4	21.8
31	32.7	20.6	25.5
32	35.5	23.2	29.8
33	38.7	26.1	34.8
34	42.2	29.4	40.9
35	46.1	33.30	48.0

36	50.6	37.8	56.6
37	55.6	42.9	67.0
38	61.4	48.9	79.5
39	67.9	56.	94.7
40	75.4	64.2	113
41	83.9	73.9	133.0
42	93.7	85.4	164.
43	105.0	99.0	199.0
44	118.0	115.0	244.0
45	135.0	135.0	297.0

Tableau 1. Valeurs des facteurs de portance d'après l'hypothèse de Caquot-Kérisel, {7}

9.2.3 Rupture à court terme et rupture à long terme

Pour les sols fins saturés il y a lieu de distinguer entre deux états différents, (voir chapitre 6):

- le premier correspond au début de l'application des charges sur le sol, où des excès de la pression interstitielle se développent. Ce comportement, dit à court terme, est régi par les caractéristiques mécaniques non consolidées non drainées; la capacité portante du sol est calculée en termes des contraintes totales (figure 7a). Pour le cas d'une semelle filante (avec $\phi_u = 0$) on a:

$$p_{lim} = \gamma_1 \cdot D + 5,14 C_u$$

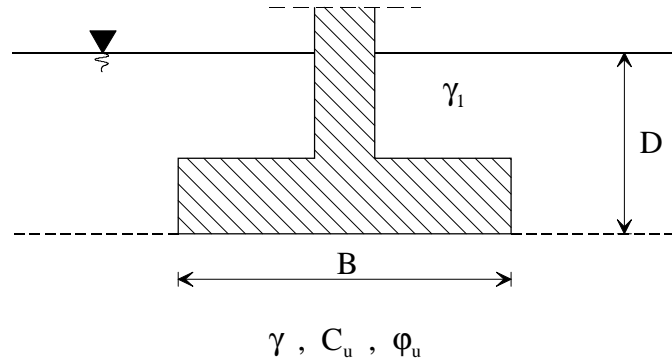
Le deuxième comportement correspond à la fin de consolidation primaire du sol lorsque les excès de la pression interstitielle se sont dissipés (les contraintes dues au chargement sont transmises vers le squelette solide). Ce comportement, dit à long terme, est régi par les caractéristiques mécaniques consolidées drainées; la capacité portante du sol est calculée en termes des contraintes effectives. Pour le cas d'une semelle filante (figure 7b), on a:

$$p_{lim} = \gamma'_1 \cdot D \cdot N_q(\phi) + \gamma' \frac{B}{2} N_g(\phi) + C' \cdot N_c(\phi)$$

Remarque

Dans le cas de sols fins saturés, le calcul de la capacité portante doit être effectué pour les comportements à court terme et à long terme du sol; le cas le plus défavorable (la plus faible valeur contrainte ultime du sol) sera retenu pour le dimensionnement de la fondation.

(a) Court terme



(b) Long terme

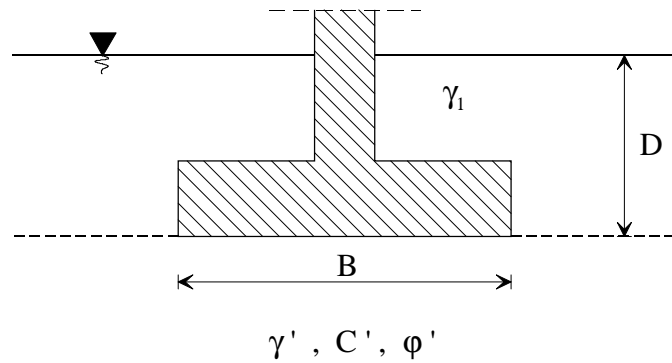


Figure 7. Calcul de la capacité portante d'un sol à court terme et à long terme

9.2.4 Capacité portante nette d'une semelle: p_{nette}

Elle est obtenue en diminuant la contrainte due au poids des terres situées au dessus de la base de la semelle de la capacité portante limite p_{lim} : avant de poser la fondation on a retiré un volume de sol qui exerçait au niveau de AA' la contrainte verticale $\gamma_1 \cdot D$.

$$p_{nette} = p_{lim} - \gamma_1 \cdot D$$

- Pour un sol pulvérulent, on a:

$$p_{nette} = \gamma \cdot \frac{B}{2} N_g - \gamma_1 \cdot D \cdot (N_q - 1) \quad (11)$$

- Pour un sol purement cohérent, on a:

$$p_{nette} = C \cdot N_c \quad (12)$$

9.2.5 Capacité 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:

$$p_{adm} = \gamma_1 \cdot D + \frac{p_{nette}}{3} \quad (13)$$

D'après l'hypothèse formulée par (1), si on désigne par (ΣP) la somme des forces appliquées sur une semelle de section S, on doit toujours vérifier la condition:

$$p_{adm} = \frac{\Sigma P}{S} = p_{réelle}$$

D'après Schlosser [9], on peut retenir à titre approximatif les valeurs suivantes du taux de travail du sol pour le cas d'une semelle de largeur égale à 1.0 m et fondée à une profondeur voisine du mètre:

- argile moyennement consistante : 200 kPa
- argile raide : 300 kPa
- sable lâche : 200 kPa
- sable compact : 400 kPa

9.2.6 Influence du niveau de la nappe

En présence de la nappe phréatique dans le sol de fondation, le calcul de la capacité portante nette est fait selon les cas suivants

Toutes les expressions correspondent aux cas d'une semelle filante pour le comportement à L.T.

(a) Nappe à la surface du sol, on a:

$$p_{nette} = \gamma' \cdot \frac{B}{2} N_g - \gamma_1' \cdot D \cdot (N_q - 1) + C \cdot N_c$$

(b) Nappe au niveau de la base de la semelle, on a:

$$p_{nette} = \gamma' \cdot \frac{B}{2} N_g - \gamma_1' \cdot D \cdot (N_q - 1) + C \cdot N_c$$

(c) Nappe à un niveau: $z \geq D + \frac{B}{2}$, on a:

$$p_{nette} = \gamma' \cdot \frac{B}{2} N_g - \gamma_1' \cdot D \cdot (N_q - 1) + C \cdot N_c$$

Remarque:

Si le niveau de la nappe phréatique est à une profondeur située entre les positions (a) et (b), ou (b) et (c), la capacité portante sera calculée en décomposant le terme multiplicateur de N_q ou de N_g en considérant une contrainte effective lorsque le sol est saturé.

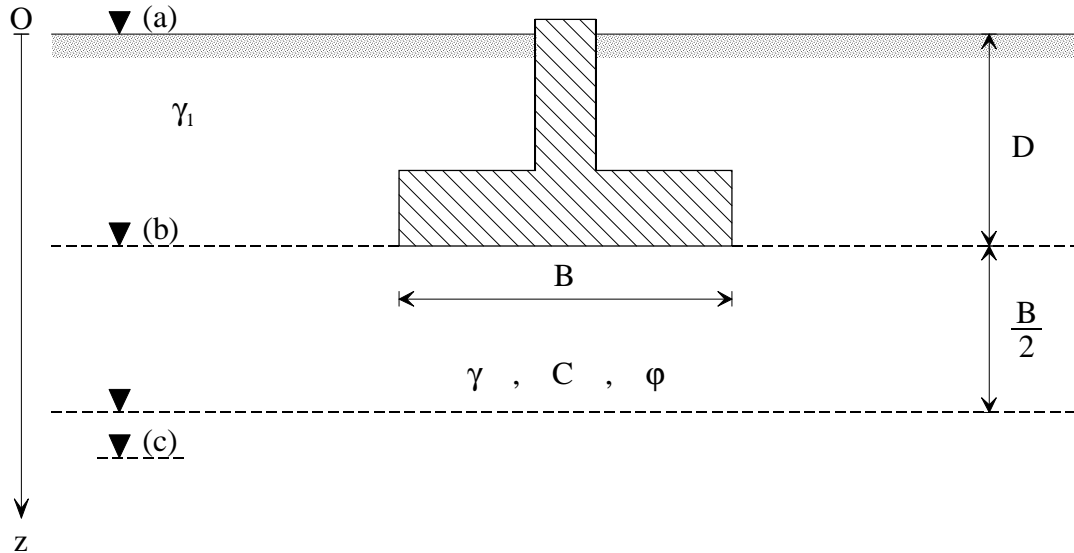


Figure 8. Différentes positions de la nappe phréatique dans le sol

9.3 Semelle fictive

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. Il est aussi nécessaire de vérifier, sur une profondeur déterminée, que les contraintes transmises aux couches sous-jacentes soient admissibles. Pour cela, on utilise la méthode des semelles fictives (voir chapitre 3) qui suppose que les charges se transmettent vers le bas suivant un angle Ψ donné (figure 9), tel que : $\text{tg}\Psi = 0,5$.

Lorsque $\frac{H_0}{B} \leq 3,5$, si p désigne la contrainte appliquée sur la semelle de section S à la profondeur D , on considère la répartition de contrainte uniforme:

$$p_1 = p \cdot \frac{S}{S_1} + \gamma \cdot H_0 \quad (14)$$

sur la semelle fictive de section S_1 , tel que:

$$\begin{aligned} \text{avec} \quad S &= B \cdot L & ; & \quad S_1 = B_1 \cdot L_1 \\ B_1 &= B + H_0 & ; & \quad L_1 = L + H_0 \end{aligned}$$

Ce type de vérification est essentiel, en particulier lorsque la couche de sol n° [2] figure 8 est constituée d'une argile compressible d'épaisseur importante; il faut alors vérifier que sa

contrainte admissible est au moins égale à la contrainte p_1 déterminée à partir de l'équation (14).

Lorsque $\frac{H_0}{B} > 3,5$, il n'y a pas lieu de considérer une semelle fictive.

La profondeur $z = 3,5B$ correspond à une valeur approchée, en effet l'excès de contrainte dû à un chargement se propage dans le sol (sous la fondation) à des profondeurs variables en fonction du type de la semelle {12}. Pour une semelle filante, l'excès de contrainte devient négligeable après une profondeur égale à trois fois la largeur de la semelle. Mais pour une semelle carrée, cet excès devient négligeable à une profondeur égale à une fois et demi le côté de la semelle.

Remarque :

La méthode des semelles fictives est également utilisée lorsqu'on prévoit de mettre pour la semelle une couche de gros béton pour réduire les contraintes transmises au sol.

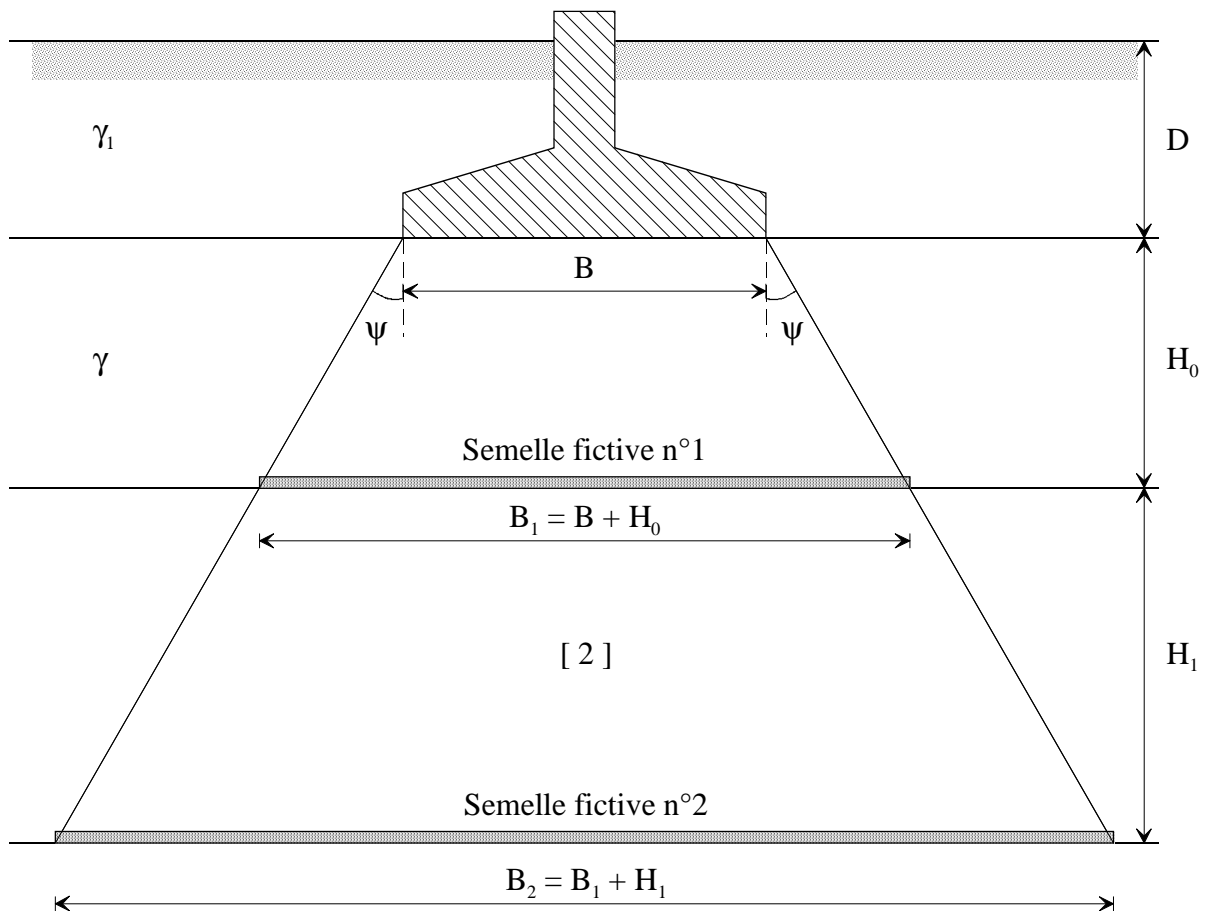


Figure 9. Méthode de la semelle fictive

9.4 Fondations rectangulaire, carrée, et circulaire

L'expression de la capacité portante limite donnée par (10) est relative à une semelle filante de largeur B . Dans le cas d'une semelle isolée (de dimensions finies), la capacité portante limite est calculée en modifiant les coefficients numériques des facteurs de portance N_g et N_c . Leurs valeurs dépendent de la forme de la section de la semelle.

* Pour une semelle isolée de forme quelconque:

$$p_{lim} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + \gamma \cdot r_m \cdot N_g + 1,3 \cdot C \cdot N_c \quad (15)$$

où r_m est le rayon moyen de la semelle, il est égal au rapport: $\frac{\text{surface de la semelle}}{\text{périmètre de la semelle}}$

Majoration du terme de cohésion de 30% (par rapport au cas de la semelle filante) : on tient compte de la résistance au cisaillement du sol dans le plan adjacent perpendiculaire à la direction de la longueur L.

* Pour une semelle rectangulaire, on a : ($B \neq L$)

$$r_m = \frac{B}{2 \left(1 + \frac{B}{L} \right)}$$

* Pour une semelle carrée on trouve : $r_m = \frac{B}{4}$; cependant Terzaghi recommande de considérer la valeur $r_m = 0,4 \cdot B$.

* Pour une semelle de section circulaire de rayon r:

$$p_{lim} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + 0,6 \cdot \gamma \cdot r \cdot N_g + 1,3 \cdot C \cdot N_c$$

9.5 Charges excentrée et inclinée

On définit l'excentrement de la force P appliquée à la fondation par la distance x_e entre le point d'application de cette force et l'axe de fondation (figure 10). Pour le calcul de la capacité portante ultime l'excentrement et l'inclinaison de la force P sont traités indépendamment l'un de l'autre.

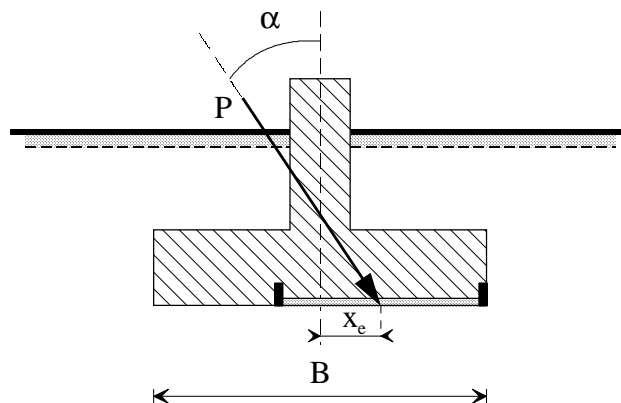


Figure 10. Semelle soumise à une charge excentrée et inclinée

Lorsque la charge est excentrée, on considère comme si elle centrée mais elle s'exerce sur une fondation de largeur réduite:

$$B' = B - 2.x_e$$

La charge maximale P est égale à:

- pour une semelle carrée excentrée d'un seul côté la charge est :

$$P = p_{lim} \cdot (B - 2.x_e) \cdot B \quad (16)$$

-pour une semelle circulaire:

$$P = p_{lim} \cdot \pi(r - x_e) \cdot r \quad (17)$$

Dans les expressions (16) et (17) la contrainte p_{lim} est calculée avec la largeur réduite B'.

Lorsque la force appliquée est inclinée d'un angle α par rapport à la verticale, Meyerhof propose l'introduction de coefficients de correction pour les facteurs de portance. Dans le cas

général on affecte le facteur N_g par le coefficient réducteur $\left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2$; les facteurs N_q et

N_c sont affectés par le coefficient réducteur $\left(1 - 2 \frac{\alpha}{\pi}\right)^2$ où α est exprimé en radians.

Remarque :

Lorsque la charge appliquée à la fondation est à la fois excentrée et inclinée, on combinera la réduction de la largeur de la semelle avec les coefficients réducteurs relatifs à l'inclinaison de la charge.

Dans la réglementation spécifique à la méthode pressiométrique.

9.6 Dimensionnement d'une fondation superficielle à partir des caractéristiques mécaniques :

Le dimensionnement d'un élément de fondation consiste à déterminer les dimensions (D, B, et L) nécessaires pour qu'il transmette au sol une contrainte inférieure (ou au plus égale) à son taux de travail admissible.

Un dimensionnement ne sera définitivement retenu qu'après avoir vérifié que le tassement estimé sous la fondation est jugé admissible. En effet, parfois on est amené à changer le type de fondation à cause d'un tassement excessif que l'ouvrage ne peut subir. On ne reviendra pas sur le calcul du tassement qui a été traité dans le chapitre 5.

Remarque :

Dans le cas où on ne dispose pas de caractéristiques mécaniques déterminées au laboratoire, on peut estimer ces caractéristiques par l'intermédiaire de corrélations établies (par exemple) à partir d'essais in situ { 12}.

Mais il faut noter en pratique que l'on considère les résultats des essais in situ (pressiomètre, pénétromètre, etc..) pour évaluer la capacité portante admissible des sols {12}, {13}.

9.7 Dimensionnement d'une semelle à partir de l'essai pressiométrique

Remarque importante: Cette méthode est valable uniquement pour le comportement à court terme du sol, ce cas représente souvent la situation la plus défavorable. Sauf dans le cas de certains sols surconsolidés où le comportement à long terme peut être parfois plus défavorable que celui du court terme.

La méthode pressiométrique est de caractère semi-empirique parce qu'elle fait intervenir le paramètre dépendant des mesures faites dans des catégories de sol variables. Pour cette raison les recommandations relatives à cette méthode sont toujours évolutives.

Méthode de dimensionnement : Elle est développée à l'origine par L. Ménard {2}, {7}.

On détermine la contrainte admissible du sol, pour une profondeur d'encastrement D de la fondation, par l'expression :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{K}{3}(p_1 - p_0) \quad (18)$$

avec:

q_0 : la contrainte verticale totale ; $q_0 = \gamma_1 \cdot D$.

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 {12}.

K est un facteur de portance qu'on détermine à partir de l'abaque n°1, il dépend de:

- la hauteur d'encastrement relatif H_e de la fondation;
- la forme de la fondation;
- la catégorie du sol: Ménard a classé les sols en quatre catégories en fonction de la pression limite tel que indiqué dans le tableau 2.

La hauteur d'encastrement est calculée par l'expression, {7}:

$$H_e = \frac{1}{p_{le}} \sum_1^D p_{li} z_i$$

z_i est la distance séparant les mesures $p_{1(i-1)}$ et p_{li} sur la profondeur d'encastrement D de la fondation;

Catégorie de sol	Nature	Pression limite (kPa)
I	Argile	0-1200
	Limon	0-700

II	Argile raide et marne	1800-4000
	Limon compact	1200-3000
	Sable compressible	400-800
	Roche tendre	1000-3000
III	Sable et gravier	1000-2000
	Roche	4000-10000
III bis	Sable et gravier très compact	3000-6000

Tableau 2. Catégories des sols en fonction de la pression limite, d'après Ménard {7}, {12}

p_{le} est la pression limite équivalente, elle est définie par :

$$p_{le} = 3\sqrt{p_{11} \cdot p_{12} \cdot p_{13}}$$

p_{11} , p_{12} et p_{13} sont les moyennes géométriques des valeurs de p_1 mesurées respectivement sur les distances situées entre r et $3.r$, r et $-r$, et $-r$ et $-3.r$ (figure 11). Dans chaque zone, on impose la règle : la pression limite max. ne doit pas être supérieur à 50 % de la pression limite la plus faible.

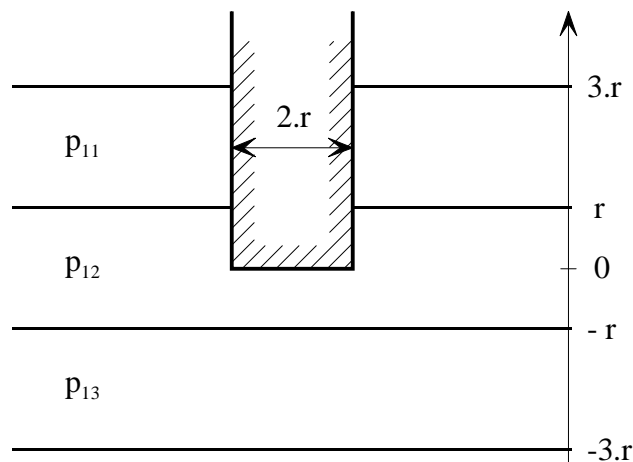


Figure 11. Zones définissant les pressions limites de référence

Remarque : En pratique, on fait souvent les calculs dans (18) en considérant la différence $(p_1 - p_0)$ pour déterminer les valeurs p_{11} , p_{12} , p_{13} et p_{le} , ensuite calculer le facteur K.

Le facteur K est déterminé à partir de l'abaque n°1 en fonction de la forme de la semelle par interpolation entre les cas extrêmes d'une semelle carrée et d'une semelle filante (la méthode de détermination de K est explicitée sur l'abaque n°1).

9.8 Elaboration d'un projet de fondation

Dans un projet de fondation, on effectue plusieurs phases qui sont: une reconnaissance géotechnique du sol support, le choix du type de la fondation, le calcul du taux de travail admissible du sol, la prévision du tassement, et les recommandations relatives à l'exécution de la fondation.

9.8.1 Reconnaissance géotechnique du sol

Le but de cette reconnaissance est de déterminer le niveau d'assise de la fondation, c.à.d. le niveau de la couche porteuse. Cette reconnaissance comprend en général:

- la réalisation d'essais in situ;
- plusieurs sondages avec prélèvements d'échantillons intacts, et d'échantillons remaniés destinés pour faire des essais d'identification.

Sur les échantillons intacts, on effectue des essais de résistance au cisaillement, des essais de compressibilité en laboratoire, et des essais d'identification supplémentaires.

Les résultats de ces essais sont regroupés sur une fiche (par sondage) donnant en même temps une coupe géotechnique du sol ou sera indiqué également le niveau de la nappe phréatique.

9.8.2 Choix du type de la fondation

Le choix d'une fondation superficielle peut être retenu si le sol est assez homogène, et s'il comprend des couches porteuses assez proches de la surface. Sinon il faut s'orienter vers le choix d'un autre type de fondation (semi-profonde ou profonde). Mais il faut toujours examiner avec soin le choix d'une fondation superficielle, en effet cette dernière revient toujours moins chère par rapport à aux autres types de fondation.

Cependant, lorsqu'un sol de fondation possède une capacité portante relativement faible (inférieure à 1 bars), le choix d'une fondation superficielle est envisageable en ayant recours à un radier général qui consiste en une dalle à faible profondeur d'encastrement, et qui permet notamment une meilleure répartition des charges en diminuant la contrainte apportée par la structure sur le sol {12}. Cependant, dans le cas de sols relativement compressibles et en raison de la dissymétrie des charges transmises par le radier le risque de basculement d'ensemble de la construction est plausible. Dans le cas des carburants ce problème est à examiner avec soins car il peut aboutir à condamner l'exploitation de ce réservoir

9.8.3 Calcul du taux de travail admissible du sol

Le niveau de fondation ayant été décidé, on calcule la contrainte admissible du sol en tenant compte des règles exposées dans les paragraphes 2, 3, 4, et 5.

9.8.4 Calcul du tassement

On calcule le tassement prévisible sous la fondation en choisissant la méthode appropriée pour le cas étudié {12}, et on vérifie que le tassement prévisible est inférieur ou égal au tassement admissible.

9.8.5 Recommandations pratiques

Le dimensionnement de la fondation étant achevé, on doit préciser les conditions d'exécution dans lesquelles les travaux de fondation doivent être réalisés, telles que les

précautions à prendre lors de la réalisation des fouilles (soutènements, drainage, etc..), les types de béton, et de gros béton prévus pour le coulage des semelles, etc.. .

9.9 Applications

1) Calculer la capacité portante d'un sable sec d'angle de frottement $\phi = 40^\circ$ et de poids spécifique $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, pour le cas d'une semelle filante ayant pour dimensions: $D = 60 \text{ cm}$, et $B = 60 \text{ cm}$.
Quelle est la valeur de la charge verticale et centrée qu'on peut appliquer sur la semelle par mètre linéaire ?

Réponses

D'après le tableau 1, pour $\phi = 40^\circ$, on a : $N_g = 113$ et $N_q = 64,2$.

En utilisant les formules (10), et (13) on obtient : $p_{adm} = 417,2 \text{ kN/m}^2$

La charge admissible qu'on peut appliquer sur la semelle par mètre linéaire est:

$$P = B \cdot p_{adm}$$

d'où:

$$P = 250,3 \text{ kN/ml}$$

2) On construit un remblai très large de poids spécifique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ sur un sol vaseux (figure 12). A la surface du sol, la cohésion non drainée a pour valeur $C_u = 15 \text{ kPa}$. Jusqu'à quelle hauteur peut-on monter le remblai sans qu'il se rompe?

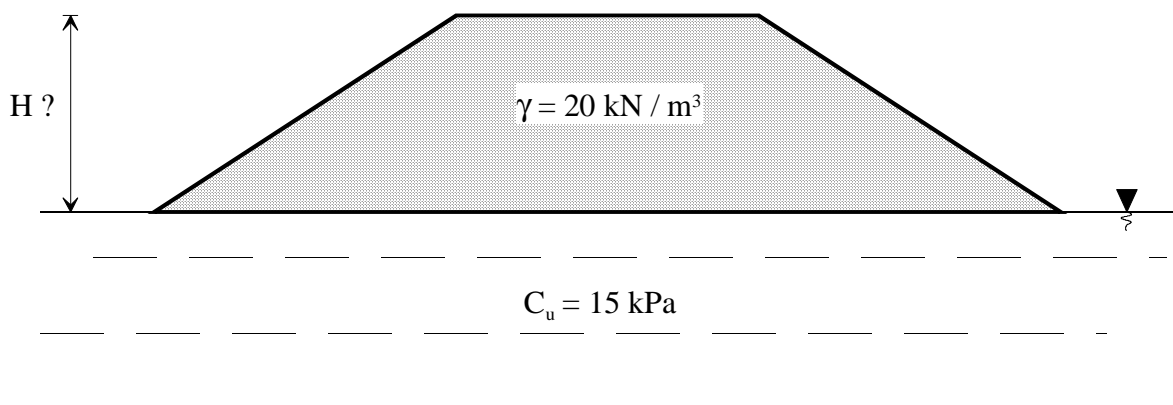


Figure 12.

Réponse

Pour déterminer la hauteur H, on écrit que la contrainte verticale $\sigma_v = \gamma.H$ appliquée en surface, ne doit pas dépasser la contrainte limite de la vase qui est égale à: $p_{\text{lim}} = (\pi + 2).C_u$
On a alors:

$$\gamma.H \leq (\pi + 2).C_u$$

D'où on obtient :

$$H_{\text{lim}} = 3,85 \text{ m}$$