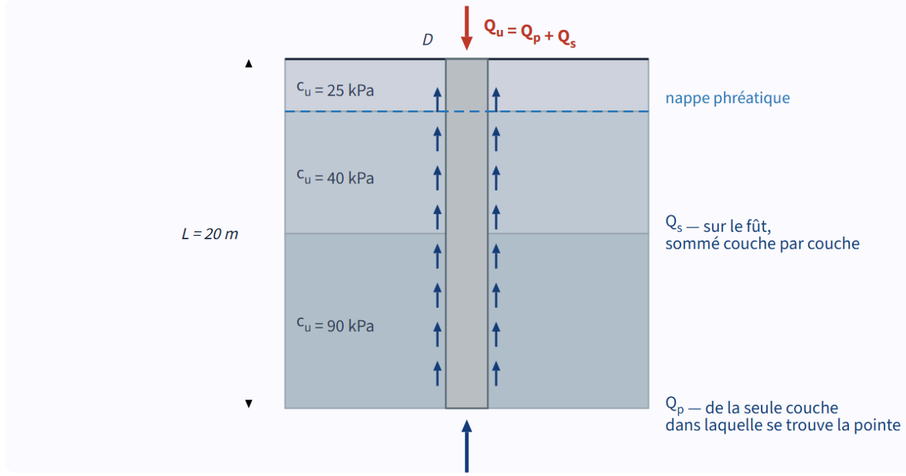
Présentation de cours de géotechnique · Pieux

Capacité portante des pieux dans l'argile

Cours : résistance de pointe non drainée, frottement latéral par les méthodes α, λ et β, pieu foré. La théorie de chaque méthode, suivie d'un exemple résolu.

Meyerhof · Vesic | Méthodes α · λ · β | Pieu foré | Exemples résolus



Basé sur la page de théorie de GeoTerva · geoterva.com

Que verrons-nous dans ce cours ?

Être capable d'expliquer pourquoi l'argile est traitée en condition **non drainée** ($\varphi = 0$) et où la contrainte effective intervient malgré tout

Pouvoir calculer la **résistance de pointe** par deux méthodes : Meyerhof ($N^*_c = 9$) et Vesic (rigidité)

Pouvoir calculer le frottement latéral selon **trois approches** : α, λ et β

Appliquer les règles particulières du **pieu foré** : $\alpha^* = 0$ sur les deux longueurs, avec sa propre expression de la base

Déterminer la **contrainte admissible** et interpréter ensemble les résultats des approches

DÉROULÉ DU COURS

Chaque méthode est traitée en **trois étapes** :

1 · **Théorie** : comment la méthode fonctionne-t-elle, et pourquoi ?

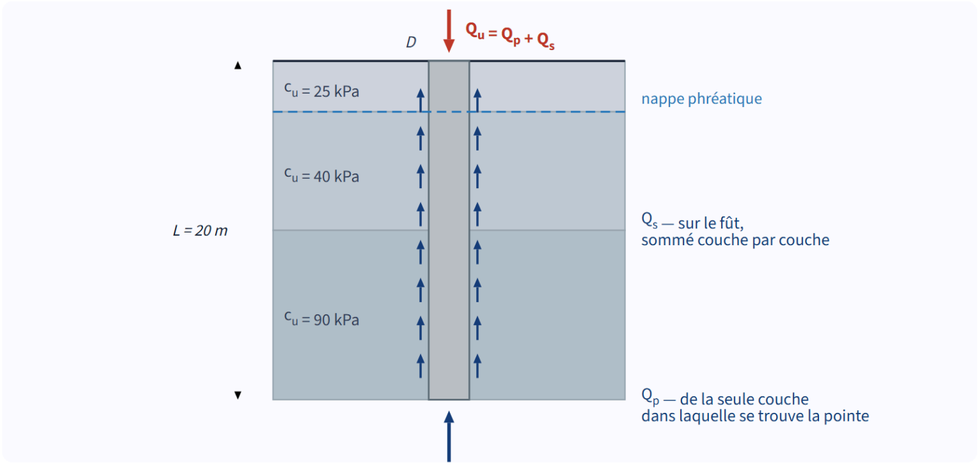
2 · **Énoncé** : données et à déterminer

3 · **Solution** : étape par étape, avec les valeurs numériques

La plupart des exemples sont traités avec le même pieu : un pieu tubulaire de 20 m de longueur traversant trois couches d'argile.

La charge est transmise de deux manières

THÉORIE



Le pieu transmet sa charge au sol **simultanément par deux voies** : l'argile sous la pointe y résiste comme une fondation profonde par la **résistance de pointe** (Q_p), et l'argile le long du fût par l'**adhérence** (Q_s).

$$Q_u = Q_p + Q_s \qquad Q_{all} = \frac{Q_u}{FS}$$

Dans l'argile, la **résistance du fût** se cumule couche par couche ; la **résistance de pointe** provient uniquement de la couche où se trouve la pointe.

Dans un profil typique, la pointe ne représente qu'une très petite part du total : environ **un neuvième** pour le pieu de l'exemple ; le fût en représente environ huit neuvièmes. L'incertitude porte elle aussi principalement sur le fût.

Dans ce cours : **pieu isolé**, argile, pieu battu ou foré, section constante.

Pourquoi traite-t-on l'argile avec φ = 0 ?

THÉORIE

Dans une argile saturée, la charge de l'ouvrage arrive **bien plus vite** que l'eau ne peut s'évacuer ; l'argile est cisaillée **à volume constant**. Dans ce cas, la résistance se réduit à un seul nombre : la **résistance au cisaillement non drainé** c_u ; l'angle de frottement est nul.

$$\varphi = 0 \qquad \tau_f = c_u$$

Grande différence avec le sable : la résistance n'augmente plus proportionnellement à la contrainte effective. Un pieu dans l'argile n'est pas « un pieu dans le sable avec d'autres nombres ».

Néanmoins, **deux méthodes** font appel à la contrainte effective : la méthode λ (sa valeur moyenne sur la longueur) et la méthode β (qui en dépend entièrement). C'est pourquoi le **niveau de la nappe** importe ici aussi ; il n'affecte ni la résistance de pointe ni la méthode α.

CONTRAINTE EFFECTIVE (POUR λ ET β)

$$\sigma' = \sum \gamma_i h_i \qquad \text{(Au-dessus de la nappe)}$$

$$\sigma' = \sum (\gamma_{sat,i} - \gamma_w) h_i \qquad \text{(Sous la nappe)}$$

γ_W = 9.81 kN/m³

Dans un sol stratifié, la pente de σ′ change dans chaque couche et au niveau de la nappe

Énoncé

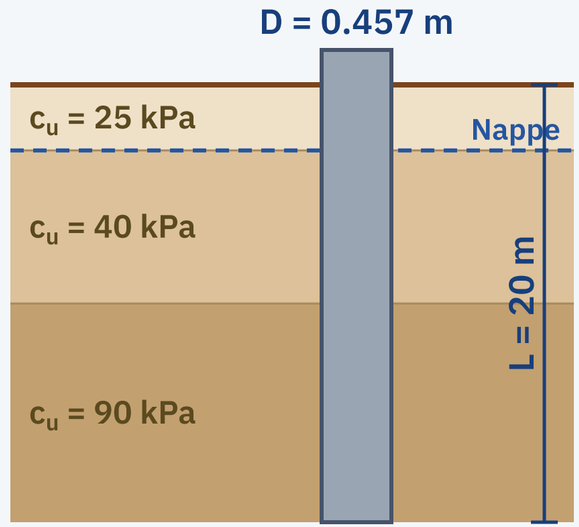
EXEMPLE

Données

Argile 1 (0–3 m)	$c_u = 25\ \text{kPa},\ \gamma = 16\ \text{kN/m}^3$
Argile 2 (3–10 m)	$c_u = 40\ \text{kPa},\ \gamma = 17\ \text{kN/m}^3$
Argile 3 (10–20 m)	$c_u = 90\ \text{kPa},\ \gamma = 18\ \text{kN/m}^3$
Nappe phréatique (NP)	**à 3.0 m de profondeur**
Pieu	**pieu tubulaire, D = 0.457 m, L = 20 m**
Poids volumique de l'eau	$\gamma_w = 9.81\ \text{kN/m}^3$

À DÉTERMINER

Aux limites des couches (3, 10 et 20 m), déterminer la **contrainte verticale effective** et, sur toute la longueur, la **contrainte effective moyenne** $\bar{\sigma}'_o$.



Solution (1/2)

SOLUTION

1 3 m (nappe) et limites de couches : sous la nappe, $\gamma' = \gamma - \gamma_w$

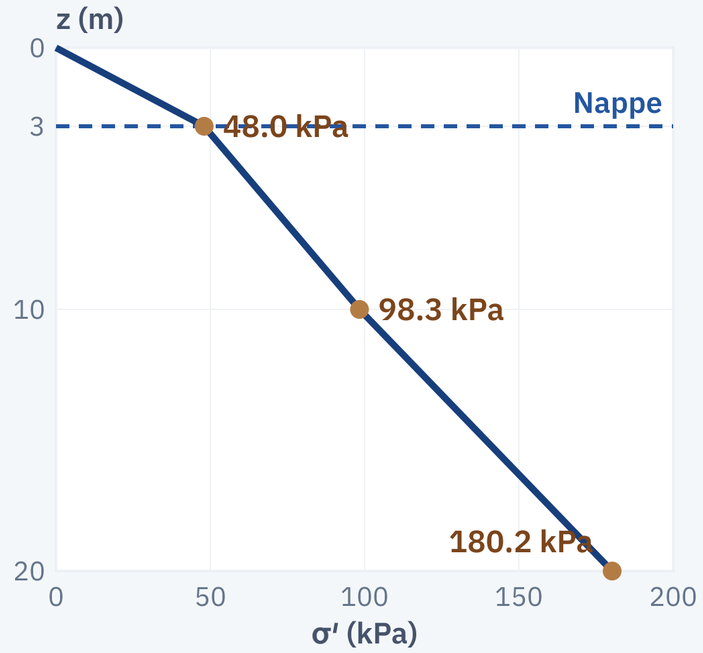
$$\sigma'(3) = 16(3) = \mathbf{48.0}\ \mathrm{kPa}$$

2 10 m de profondeur (fin de la deuxième couche)

$$\sigma'(10) = 48.0 + (17 - 9.81)(7) = \mathbf{98.3}\ \mathrm{kPa}$$

3 Profondeur de 20 m (pointe du pieu)

$$\sigma'(20) = 98.3 + (18 - 9.81)(10) = \mathbf{180.2}\ \mathrm{kPa}$$



Solution (2/2)

SOLUTION

4 Aire du diagramme σ′ dans chaque couche (trapèze)

$$A_1 = \tfrac{1}{2}(0 + 48.0)(3) = 72.0$$
$$A_2 = \tfrac{1}{2}(48.0 + 98.3)(7) = 512.2$$
$$A_3 = \tfrac{1}{2}(98.3 + 180.2)(10) = 1{,}392.8$$

5 Contrainte effective moyenne : aire totale / longueur

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3}{L} = \frac{1{,}977.0}{20} = \mathbf{98.85}\ \text{kPa}$$

La moyenne est inférieure à la moitié de la valeur à l'extrémité (98.8 < 90.1) : la contrainte n'augmente pas linéairement avec la profondeur, la pente change au niveau de la nappe. Cette valeur de σ′$_o$ sera utilisée dans la méthode λ.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Résistance de pointe : argile sous la pointe du pieu

THÉORIE

Dans une argile saturée non drainée, l'angle de frottement est nul ; la **résistance de pointe ultime nette** du pieu est le produit de la cohésion non drainée de l'argile située sous la pointe par un coefficient :

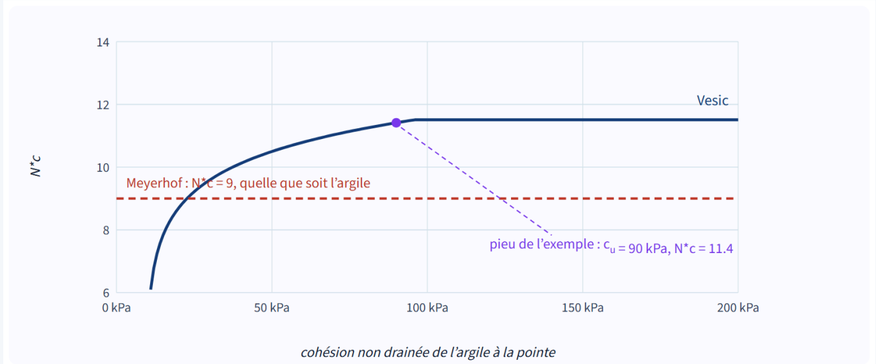
$$Q_p = A_p\, q_p = A_p\, c_u\, N_c^*$$

c_u : cohésion non drainée de l'argile **sous la pointe**

N^*_c : facteur de capacité portante (deux approches ci-dessous)

A_p : aire de la pointe du pieu

> La résistance de l'argile **traversée** par le pieu n'agit pas sur la pointe : cette résistance relève du fût.



Deux approches : Meyerhof prend le coefficient égal à **9** ; Vesic le relie à la **rigidité** de l'argile.

Meyerhof : constante neuf

THÉORIE

Dans une argile saturée, en condition non drainée, la charge ultime nette sous la forme de Meyerhof est donnée par les **neuf coefficients classiques** :

$$Q_p \approx N_c^* \, c_u \, A_p = 9 \, c_u \, A_p$$

c_u : cohésion non drainée du sol sous la pointe du pieu

Aucune autre donnée n'est requise ; tant que le pieu est profond (quelques diamètres suffisent), il ne dépend pas de la profondeur.

La simplicité est sa force ; sa faiblesse est la même : elle ne tient pas compte de la rigidité de l'argile.

La résistance de pointe étant faible par rapport à celle du fût, elle influe très peu sur la capacité totale ; c'est pourquoi une valeur simple suffit le plus souvent.

Énoncé

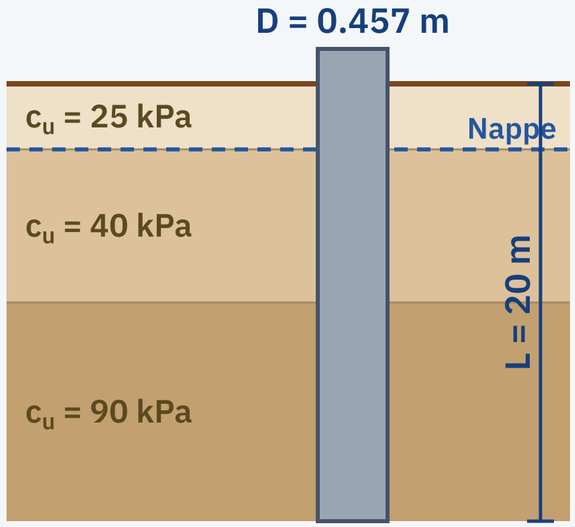
EXEMPLE

Données

Pieu	**pieu tubulaire, battu**
Diamètre	**D = 0.457 m**
Longueur	**L = 20 m**
Argile sous la pointe	$c_u = 90\ \mathrm{kPa}$

À DÉTERMINER

Déterminer la **résistance de pointe** Q_p du pieu selon la méthode de **Meyerhof**.



Solution

SOLUTION

1 Aire de la pointe du pieu

$$A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.457)^2}{4} = \mathbf{0.1640}\ \mathrm{m^2}$$

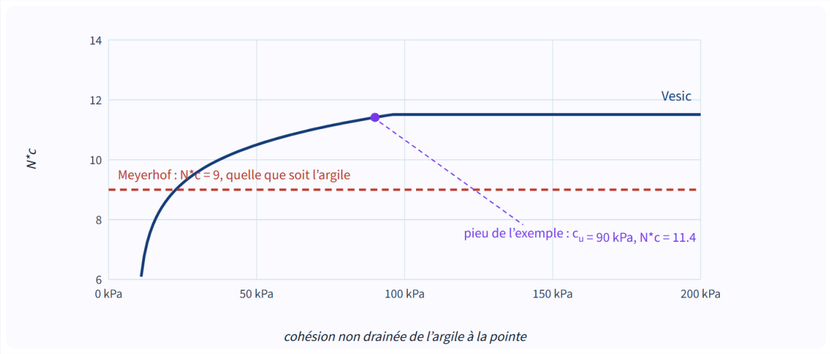
2 Résistance de pointe unitaire (N*c = 9)

$$q_p = 9\, c_u = 9(90) = \mathbf{810}\ \mathrm{kPa}$$

3 Résistance de pointe

$$Q_p = A_p\, q_p = 0.1640(810) = \mathbf{132.9}\ \mathrm{kN}$$

La méthode n'a demandé aucune autre donnée : seulement c_u sous la pointe. Q_p = **132.9 kN**.



Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Vesic : la rigidité intervient dans N*c

THÉORIE

Vesic, d'après la théorie de l'**expansion de cavité** : le coefficient pour le cas φ = 0 est tiré de l'indice de rigidité réduit de l'argile. Dans une argile saturée, la variation de volume dans la zone plastique est nulle ; la réduction disparaît et **$I_{rr} = I_r$** :

$$N_c^* = \frac{4}{3}\left(\ln I_{rr} + 1\right) + \frac{\pi}{2} + 1 \qquad I_r = \frac{E_s}{3\,c_u}$$

DONNÉE UNIQUE : c_u sous la pointe

O'Neill et Reese (1999) : $I_r \approx 50$ ($c_u/p_a = 0.24$), 150 (0.48), 250 – 300 (≥ 0.96). Le module approche cela comme suit :

$$I_r = 347\,\frac{c_u}{p_a} - 33 \;\leq\; 300$$

N^*_c — RELATION I_{rr}

I_{rr}	N^*_c
10	6.97
20	7.90
40	8.82
60	9.36
80	9.75
100	10.04
200	10.97
300	11.51

À mesure que I_{rr} augmente, le coefficient croît lentement : logarithme

Énoncé

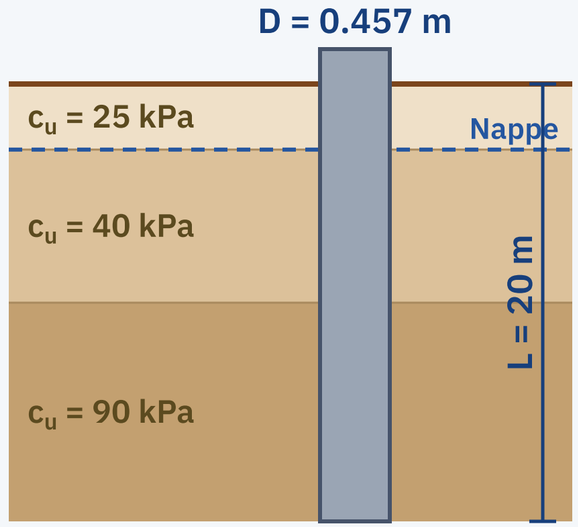
EXEMPLE

Données

Pieu	**Identique à l'exemple 2 : D = 0.457 m, L = 20 m**
Argile sous la pointe	$c_u = 90\ \text{kPa}$
Pression atmosphérique	$p_a = 100\ \text{kPa}$

À DÉTERMINER

Déterminer, selon la méthode de **Vesic (1977)**, la **résistance de pointe** Q_p du pieu et la comparer à celle de Meyerhof.



Solution (1/2)

SOLUTION

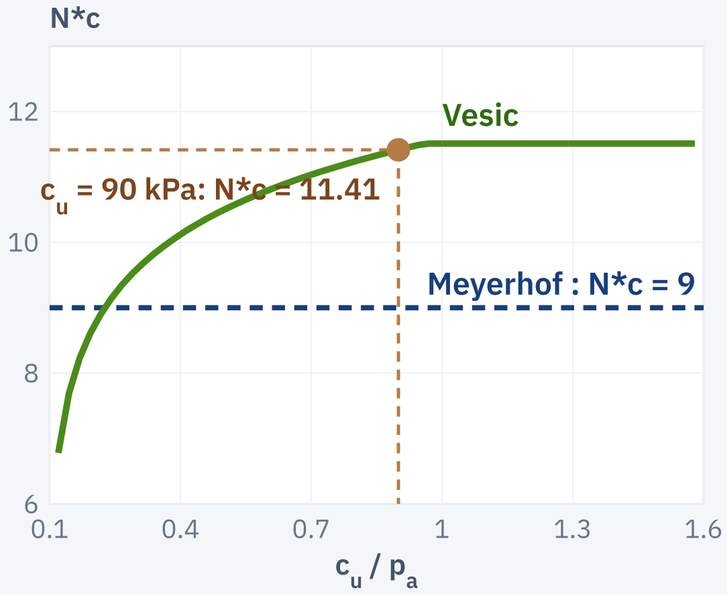
1 Indice de rigidité ($I_{rr} = I_r$, car il n'y a pas de variation de volume dans l'argile)

$$I_{rr} = I_r = 347\,\frac{90}{100} - 33 = \mathbf{279.3} \quad (\leq 300)$$

2 Coefficient N*c

$$N_c^* = \frac{4}{3}\,(\ln 279.3 + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 = \mathbf{11.41}$$

La courbe verte du graphique est le coefficient de Vesic : pour c_u = 90 kPa, **N^*_c = 11.41**, soit environ 27 % de plus que le 9 de Meyerhof.



Solution (2/2)

SOLUTION

3 Résistance de pointe unitaire

$$q_p = c_u\, N_c^* = 90(11.41) = \mathbf{1{,}027}\ \mathrm{kPa}$$

4 Résistance de pointe

$$Q_p = A_p\, q_p = 0.1640(1{,}027) = \mathbf{168.5}\ \mathrm{kN}$$

Meyerhof : 132.9 kN, **Vesic : 168.5 kN** ; écart d'environ 27 %. La pointe n'étant qu'une petite part du total, cet écart modifie très peu la capacité totale.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Frottement latéral : là où la capacité est principalement mobilisée

THÉORIE

Dans l'argile, la résistance du fût est la somme du frottement unitaire sur la surface du fût :

$$Q_s = \sum f \, p \, \Delta L$$

Beaucoup des variables qui déterminent le frottement unitaire ne se mesurent pas facilement ; c'est pourquoi il existe **trois approches** :

Méthode α : frottement déterminé uniquement à partir de la **résistance au cisaillement non drainé** (contrainte totale, court terme)

Méthode λ : combinaison de la **contrainte effective moyenne** sur la longueur et de la résistance moyenne ; un seul coefficient pour l'ensemble du pieu

Méthode β : **contrainte effective** et angle de frottement remanié (drainé, long terme)

Dans le pieu de l'exemple, le fût reprend environ les **neuf dixièmes** du total ; l'incertitude se situe également ici.

α : une fraction de la résistance

THÉORIE

Le frottement unitaire est le produit de la résistance non drainée par un **facteur d'adhérence empirique α** :

$$f = \alpha\, c_u \qquad Q_s = \sum \alpha\, c_u\, p\, \Delta L$$

α : facteur d'adhérence ; il **diminue** lorsque l'argile devient plus résistante (une argile résistante mobilise une fraction plus petite de sa résistance)
α est en réalité une fonction de la **contrainte effective** en plus de c_u (recommandations de Sladen, Randolph–Murphy/API, NGI-99)

> Ce module interpole le **tableau (c_u/p_a – α)** tracé à côté ; l'α de la couche peut aussi être saisi manuellement.

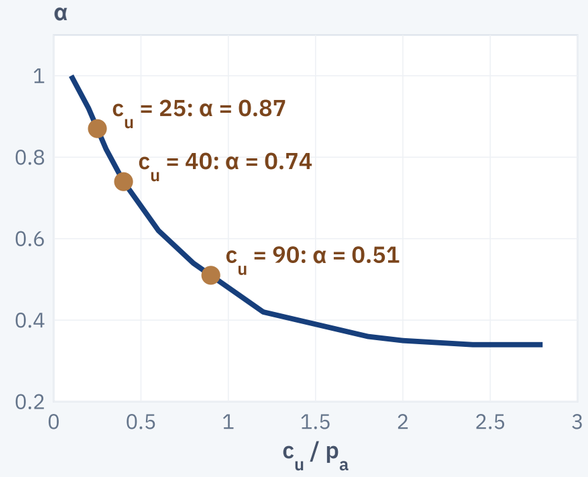


TABLEAU DE α (SYNTHÈSE)

c_u / p_a	α

Énoncé

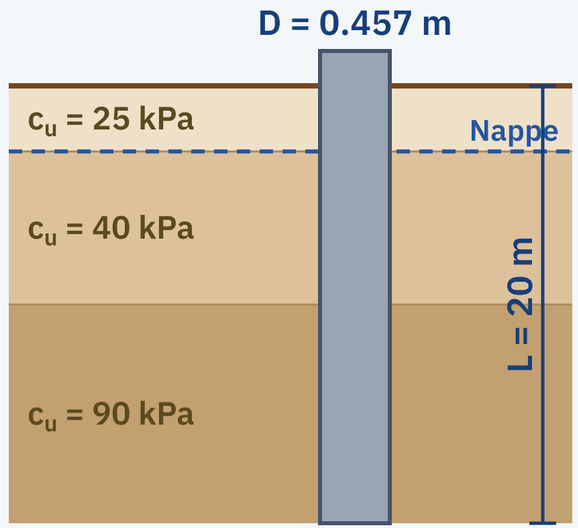
EXEMPLE

Données

Argile 1 (0–3 m)	$c_u = 25\ \text{kPa},\ \gamma = 16\ \text{kN/m}^3$
Argile 2 (3–10 m)	$c_u = 40\ \text{kPa},\ \gamma = 17\ \text{kN/m}^3$
Argile 3 (10–20 m)	$c_u = 90\ \text{kPa},\ \gamma = 18\ \text{kN/m}^3$
Nappe phréatique (NP)	**à 3.0 m de profondeur**
Pieu	**pieu tubulaire, D = 0.457 m, L = 20 m**
Périmètre	$p = \pi D = \pi(0.457) = 1.436\ \text{m}$

À DÉTERMINER

Déterminer, par la **méthode α**, le **frottement latéral** Q_S du pieu. (α par interpolation linéaire dans le tableau ; p_a = 100 kPa)



Solution

SOLUTION

1 Valeurs de α : pour c_u/p_a = 0.25 ; 0.40 ; 0.90, d'après le tableau

$$\alpha_1 = 0.87,\ \alpha_2 = 0.74,\ \alpha_3 = 0.51$$

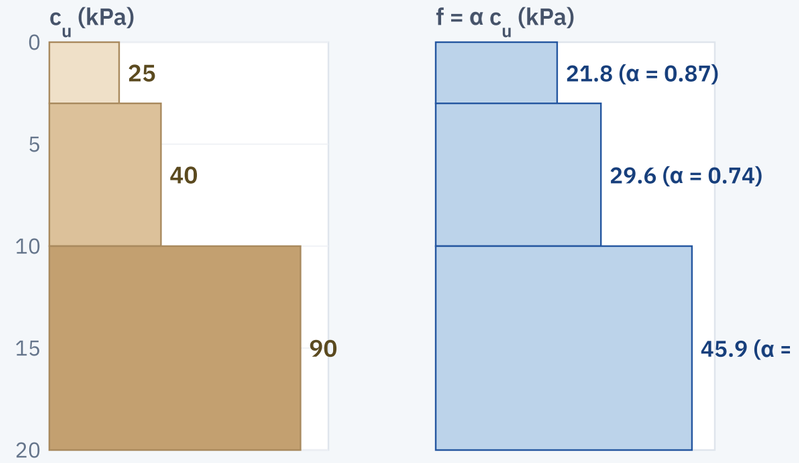
2 Frottement unitaire dans chaque couche $f = \alpha\, c_u$

$$f_1 = 21.8\ ,\ f_2 = 29.6\ ,\ f_3 = 45.9\ \text{kPa}$$

3 $Q_s = p\, \Sigma\, f\, H$

$$Q_s = 1.436\,[21.8(3) + 29.6(7) + 45.9(10)] = \mathbf{1{,}050}\ \text{kN}$$

Contributions : 94 + 297 + 659 = **1,050 kN**. L'argile la plus résistante donne le plus grand f, mais avec une fraction plus faible de c_u (α = 0.51).



Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

λ : une seule moyenne, sur toute la longueur

THÉORIE

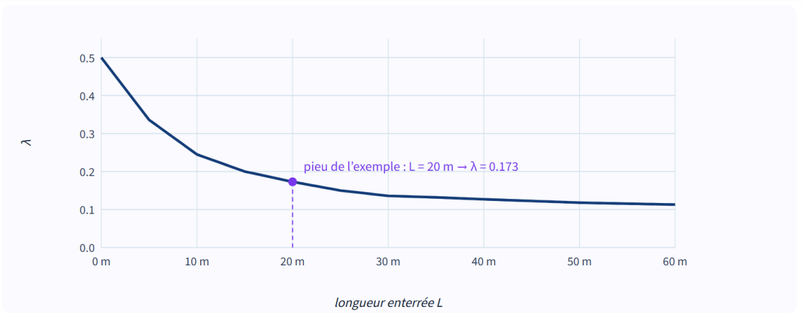
Vijayvergiya et Focht (1972) : le **sol déplacé** par le pieu engendre à chaque profondeur une pression latérale passive, et le frottement unitaire moyen en découle :

$$f_{av} = \lambda \left(\bar{\sigma}'_o + 2\,\bar{c}_u \right) \qquad Q_s = p\,L\,f_{av}$$

$\bar{\sigma}'_o$: **contrainte verticale effective moyenne** sur la longueur enterrée (aire du diagramme de σ′ / L)

$\bar{c}_u$: résistance non drainée moyenne, **pondérée par l'épaisseur** : $(c_{u1}L_1 + c_{u2}L_2 + \ldots)/L$

λ : coefficient dépendant de la **longueur** du pieu (ci-contre)



λ — LONGUEUR D'ENCASTREMENT

L (m)	λ
0	0.500
5	0.336
10	0.245
15	0.200
20	0.173
30	0.136
40	0.127

Énoncé

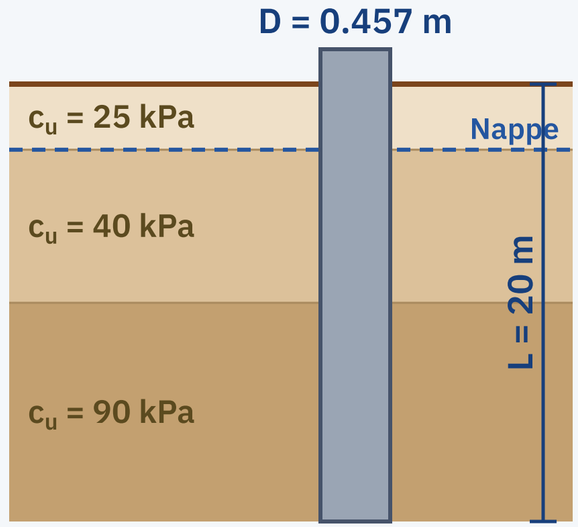
EXEMPLE

Données

Argile 1 (0–3 m)	$c_u = 25\ \text{kPa},\ \gamma = 16\ \text{kN/m}^3$
Argile 2 (3–10 m)	$c_u = 40\ \text{kPa},\ \gamma = 17\ \text{kN/m}^3$
Argile 3 (10–20 m)	$c_u = 90\ \text{kPa},\ \gamma = 18\ \text{kN/m}^3$
Nappe phréatique (NP)	**à 3.0 m de profondeur**
Pieu	**pieu tubulaire, D = 0.457 m, L = 20 m**
Contrainte effective moyenne	$\bar{\sigma}'_o = 98.85\ \text{kPa}$ **(Exemple 1)**

À DÉTERMINER

Déterminer, par la **méthode λ**, le **frottement latéral** Q_s du pieu.



Solution

SOLUTION

1 Résistance moyenne (pondérée par l'épaisseur)

$$\bar{c}_u = \frac{25(3) + 40(7) + 90(10)}{20} = \mathbf{62.75}\ \text{kPa}$$

2 λ (L = 20 m, d'après le tableau) et le frottement unitaire moyen

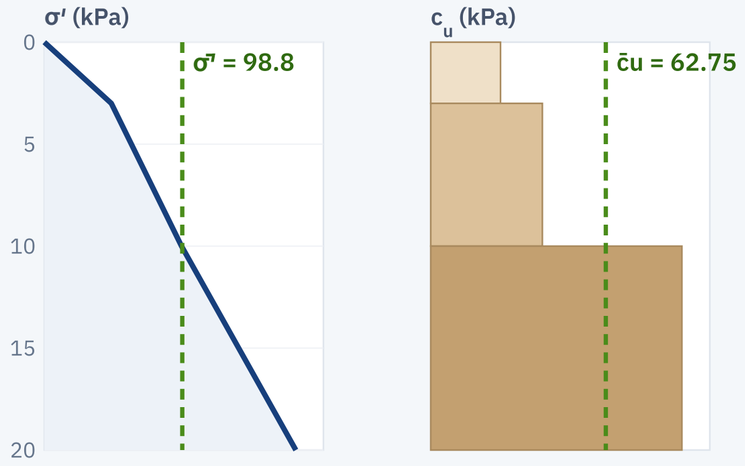
$$\lambda = 0.173$$

$$f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}'_o + 2\bar{c}_u) = 0.173\,(98.85 + 2(62.75)) = \mathbf{38.81}\ \text{kPa}$$

3 Frottement latéral

$$Q_s = p\,L\,f_{av} = 1.436(20)(38.81) = \mathbf{1{,}114}\ \text{kN}$$

La méthode λ combine les deux moyennes : **1,114 kN**. Sur le graphique, l'aire à gauche est σ̄′o et la droite à droite est c̄u.



Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

β : contrainte effective et croûte remaniée

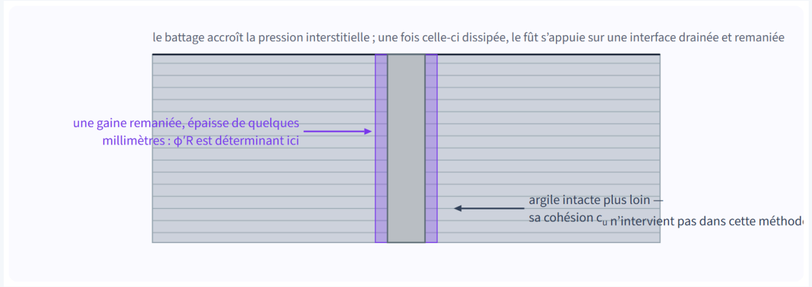
THÉORIE

Approche en contraintes effectives de Burland (avec la correction de surconsolidation de Meyerhof) : elle ne considère pas du tout la résistance non drainée ; elle découle de la **contrainte verticale effective** et de l'angle de frottement drainé de l'argile **remaniée** (c′ = 0) :

$$f = \beta\,\sigma'(z) \qquad \beta = K\tan\delta,\quad \delta = \varphi'_R$$

$$\beta = (1-\sin\varphi'_R)\tan\varphi'_R\sqrt{OCR}$$

K : coefficient de pression latérale des terres ; pris, par prudence, **au repos**, il augmente avec √OCR pour une argile surconsolidée
Pour OCR = 1, l'expression se réduit d'elle-même à la forme normalement consolidée



φ′R et OCR sont **saisis** ; ils ne sont pas déduits du terrain par corrélation (le module s'ouvre avec φ′R = 30° et OCR = 1).

f, comme σ′(z), **augmente avec la profondeur** à l'intérieur de la couche ; il forme un palier à la limite où β change.

Énoncé

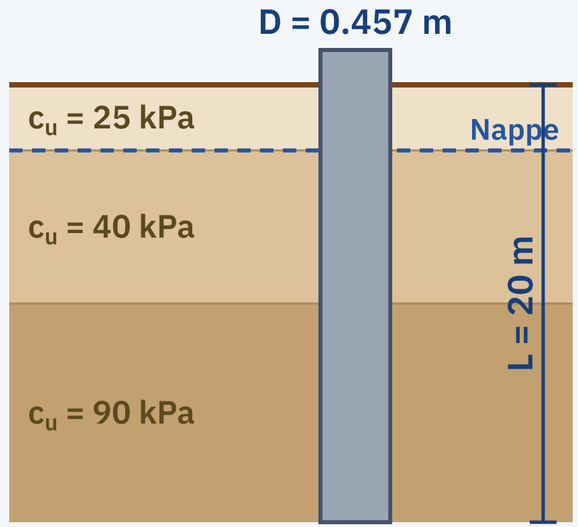
EXEMPLE

Données

Argile 1 (0–3 m)	$c_u = 25\ \text{kPa},\ \gamma = 16\ \text{kN/m}^3$
Argile 2 (3–10 m)	$c_u = 40\ \text{kPa},\ \gamma = 17\ \text{kN/m}^3$
Argile 3 (10–20 m)	$c_u = 90\ \text{kPa},\ \gamma = 18\ \text{kN/m}^3$
Nappe phréatique (NP)	**à 3.0 m de profondeur**
Angle de frottement remanié	$\varphi'_R = 30°$ **(trois couches)**
Rapport de surconsolidation	$OCR = 1;\ 1;\ 2$ **(couche 3 surconsolidée)**
Pieu	**D = 0.457 m, L = 20 m**

À DÉTERMINER

Déterminer, par la **méthode β**, le **frottement latéral** Q_s du pieu. (Valeurs moyennes de σ′ par couche, tirées des aires de l'Exemple 1.)



Solution (1/2)

SOLUTION

1 coefficients β

$$\beta_{1,2} = (1 - \sin 30^\circ)\tan 30^\circ = \mathbf{0.289} \qquad \beta_3 = 0.289\sqrt{2} = \mathbf{0.408}$$

2 Contraintes effectives moyennes de la couche (surface / épaisseur)

$$\bar{\sigma}'_1 = \frac{72}{3} = 24.0, \quad \bar{\sigma}'_2 = \frac{512.2}{7} = 73.2, \quad \bar{\sigma}'_3 = \frac{1{,}392.8}{10} = 139.3\ \text{kPa}$$

Solution (2/2)

SOLUTION

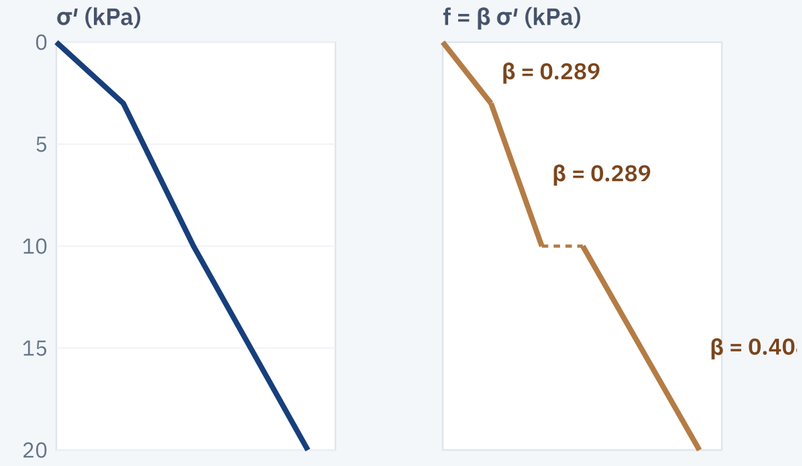
3 Frottements latéraux unitaires moyens de la couche $\bar{f} = \beta\,\bar{\sigma'}$

$$\bar{f}_1 = 6.93, \quad \bar{f}_2 = 21.12, \quad \bar{f}_3 = 56.86 \text{ kPa}$$

4 Frottement latéral $Q_s = p\,\Sigma\,\bar{f}\,H$

$$Q_s = 1.436\,[6.93(3) + 21.12(7) + 56.86(10)] = \mathbf{1{,}058} \text{ kN}$$

La moyenne est l'**intégrale réelle** de la contrainte dans la couche (et non la moyenne des deux extrémités) : si la nappe coupe la couche, les deux peuvent différer de plus de 10 %. Le résultat est **1,058 kN**.



Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Trois approches, même pieu

THÉORIE



Dans ce profil, les trois valeurs sont à **quelques pour cent** les unes des autres. Mais **en principe**, elles ne concordent pas ; la concordance est une particularité de ce profil.

Pour un pieu très **long**, λ diminue en raison du coefficient

Surconsolidée, l'argile présente un β qui croît avec √OCR

Dans l'argile **molle** normalement consolidée, α augmente vers la résistance totale du sol

Lecture honnête : dans l'argile, la résistance du fût n'est connue, **par le calcul, qu'à un cinquième près environ**. Pour les grands ouvrages, l'**essai de chargement** en vaut donc le coût.

Les pieux forés ont leurs propres règles

THÉORIE

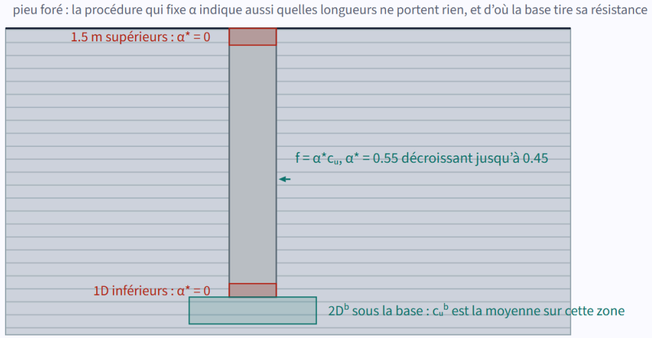
Le forage est réalisé et le béton coulé : le sol n'est pas refoulé ; l'argile de la paroi du forage absorbe de l'eau et **se ramollit**, des débris s'accumulent sous la base, et un **tassement plus important** est nécessaire pour mobiliser la résistance de pointe. La procédure d'O'Neill et Reese modifie les deux parties.

$$\alpha^* = 0 \ \ (\text{supérieur } 1.5 \text{ m et au-dessous } 1D) \qquad \alpha^* = 0.55 \ \ (\text{ailleurs})$$

α* = 0.55 ($c_u/p_a \le 1.5$), décroissant jusqu'à 0.45 à 2.5

Les 1.5 m supérieurs sont les plus remaniés et les plus sujets au retrait par rapport au fût ; sur un diamètre en partie inférieure, la base sollicite déjà le sol

Les épaisseurs des couches ne changent pas : la profondeur et σ′ restent ceux du profil, seule la longueur mobilisant le frottement varie



$$q_p = \min\left[6c_{ub}\left(1 + 0.2\frac{L}{D_b}\right),\ 9c_{ub},\ 40p_a\right]$$

c_{ub} : valeur moyenne de c_u dans la zone de **$2D_b$** sous la base. Si $D_b > 1.91$ m, q_p est réduit par un facteur $F_r \le 1$.

Énoncé

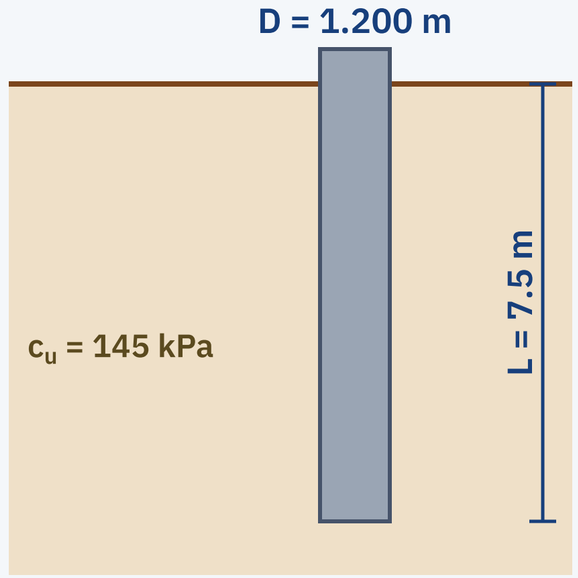
EXEMPLE

Données

Pieu	**pieu foré, section circulaire**
Diamètre et longueur	**$D = D_b = 1.2$ m, $L = 7.5$ m**
Argile (homogène)	$c_u = 145\ \mathrm{kPa}$, $\gamma = 18\ \mathrm{kN/m^3}$
Nappe phréatique	**aucun**
Coefficient de sécurité	**FS = 3**

À DÉTERMINER

Déterminer la **résistance de pointe**, le **frottement latéral** et la **capacité portante admissible** du pieu foré.



Solution (1/2)

SOLUTION

1 Résistance moyenne dans la zone $2D_b$ sous la base et expression de la base

$$c_{ub} = 145\ \text{kPa} \qquad 6c_{ub}\left(1 + 0.2\frac{7.5}{1.2}\right) = 1{,}957.5\ ; \quad 9c_{ub} = 1{,}305\ ; \quad 40p_a = 4\,000$$

2 q_p = la plus petite des trois valeurs ; $D_b = 1.2\ \text{m} \leq 1.91\ \text{m}$, donc $F_r = 1$

$$q_p = \min(1{,}957.5;\ 1{,}305;\ 4\,000) = \mathbf{1{,}305}\ \text{kPa}$$

3 Aire de la base et résistance de pointe

$$A_b = \frac{\pi(1.2)^2}{4} = 1.131\ \text{m}^2 \qquad Q_p = A_b\, q_p = \mathbf{1{,}476}\ \text{kN}$$

$9c_{ub}$ est déterminant : la formule $6c_{ub}(1 + 0.2L/D_b)$ a donné une valeur plus grande, mais le plafond $9c_u$ est intervenu. Q_p = **1,476 kN**.

Solution (2/2)

SOLUTION

4 α* et la longueur portante par frottement (1.5 m négligé en tête et 1D en pied)

$$\alpha^* = 0.55 \quad (c_u/p_a = 1.45 \leq 1.5)$$

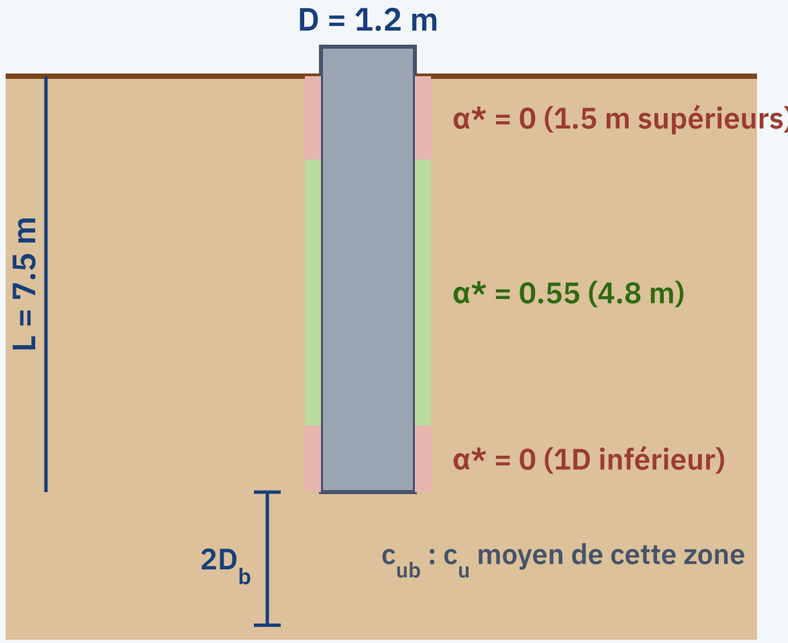
$$L_{eff} = 7.5 - 1.5 - 1.2 = \mathbf{4.8}\ \text{m}$$

5 Frottement latéral

$$Q_s = \pi D\, \alpha^* c_u\, L_{eff} = \pi(1.2)(0.55)(145)(4.8) = \mathbf{1{,}443}\ \text{kN}$$

6 Capacité portante ultime et admissible

$$Q_u = 1{,}476 + 1{,}443 = 2{,}919\ \text{kN} \qquad Q_{all} = \frac{Q_u}{3} = \mathbf{973}\ \text{kN}$$



Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Total avec un seul coefficient de sécurité

THÉORIE

La capacité ultime est la somme des deux composantes ; la capacité admissible s'obtient en appliquant **un seul coefficient de sécurité à l'ensemble de cette somme** :

$$Q_{all} = \frac{Q_p + Q_s}{FS}$$

Valeur usuelle **FS = 2.5 – 4** pour un pieu isolé

Extrémité supérieure : lorsque le sol n'est connu que par quelques sondages, lorsque l'argile est **raide et fissurée** ou lorsqu'aucun **essai de chargement** n'est prévu

Les méthodes de pointe et de frottement latéral peuvent être choisies **indépendamment** l'une de l'autre ; les résultats sont interprétés conjointement

Énoncé

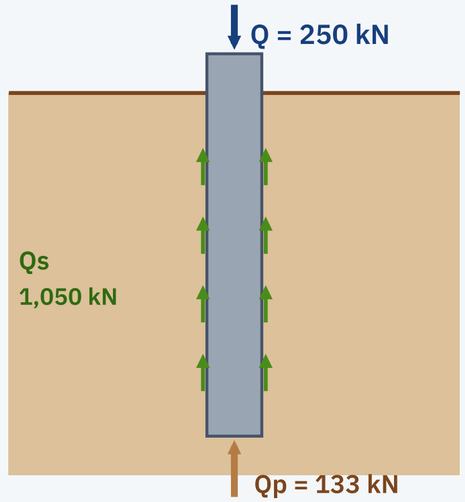
EXEMPLE

Données

Résistance de pointe	Q_p = 132.9 kN (Meyerhof, exemple 2)
Frottement latéral	Q_s = 1,050 kN (méthode α, exemple 4)
Coefficient de sécurité	FS = 4
Charge de service sur le pieu	Q = 250 kN

À DÉTERMINER

Quelle est la **charge admissible** Q_{all} du pieu ? La charge de service est-elle **suffisante** ?



Solution

SOLUTION

1 Capacité portante ultime

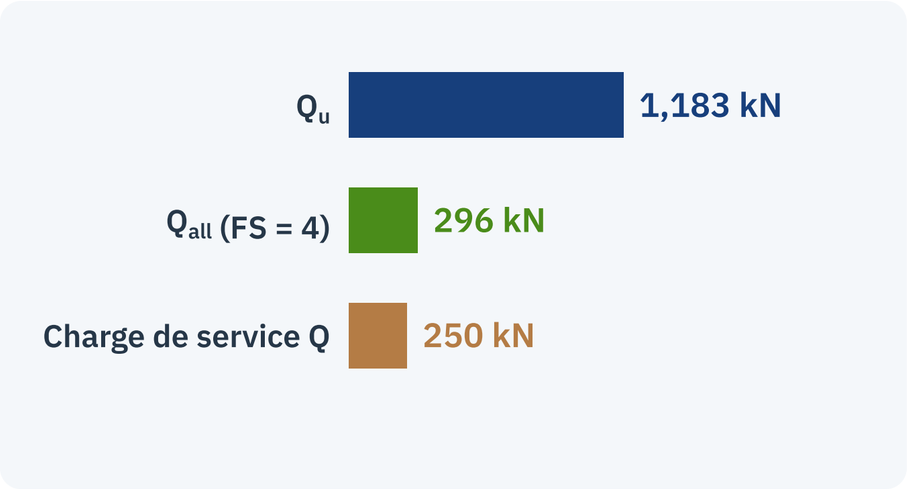
$$Q_u = Q_p + Q_s = 132.9 + 1{,}050.1 = \mathbf{1{,}183}\ \text{kN}$$

2 Contrainte admissible

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1{,}183}{4} = \mathbf{296}\ \text{kN}$$

3 Vérification

$$Q = 250\ \text{kN} \ \leq \ Q_{all} = 296\ \text{kN} \ \Rightarrow \ \text{suffisant}$$



Taux d'utilisation Q / Q_{all} = 250 / 296 = **0.85**. Le fût reprend environ 89 % du total.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Même pieu : Q_u et Q_{all} (FS = 4)

THÉORIE

Q_u · Q_{all} (kN)

	Q_s: α 1,050 kN	Q_s: λ 1,114 kN	Q_s: β 1,058 kN
Q_p : Meyerhof 132.9 kN	1,183 · **296**	1,247 · **312**	1,191 · **298**
Q_p : Vesic 168.5 kN	1,219 · **305**	1,283 · **321**	1,227 · **307**

Pour les six combinaisons, Q_u ne varie qu'entre **1,183 – 1,283 kN** : la pointe étant petite, le choix influe très peu sur le total ; la vraie différence se situe dans le frottement latéral.

Interpréter la plage, ne pas se fier à une valeur unique

Le frottement latéral représente **environ neuf dixièmes** du total

Pour les grands ouvrages, vérifier par un **essai de chargement de pieu**

Synthèse

Points à retenir

Argile **non drainée** ($\varphi = 0$, $\tau_f = c_u$) ; la résistance n'est pas proportionnelle à la contrainte effective

Pointe : Meyerhof $N^*_c = 9$; Vesic $N^*_c = f(I_{rr})$, $I_r \approx 347 c_u / p_a - 33$; la pointe ne représente qu'une petite part du total

α: $f = \alpha c_u$ · **λ**: $f_{av} = \lambda(\bar{\sigma'} + 2\bar{c}_u)$ · **β**: $f = \beta\sigma'$, $\beta = (1 - \sin\varphi'_R)\tan\varphi'_R\sqrt{OCR}$

Pieu foré : $\alpha^* = 0$ (1.5 m en tête, 1D en pied), $q_p = \min[6c_{ub}(1 + 0.2L/D_b), 9c_{ub}, 40p_a]$

$Q_{all} = (Q_p + Q_s)/FS$, $FS = 2.5 - 4$

Références bibliographiques

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning ; la présente page s’y conforme.

Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd ed. Wiley — valeurs de α du tableau 2.

O’Neill, M.W. and Reese, L.C. (1999). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. FHWA-IF-99-025 — coefficient α des pieux forés et indice de rigidité d’une argile.

Reese, L.C. and O’Neill, M.W. (1989). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. FHWA — expression de la résistance de pointe d’un pieu foré dans l’argile.

Burland, J.B. (1973). Shaft friction of piles in clay — a simple fundamental approach. Ground Engineering, 6(3), 30–42.

Meyerhof, G.G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 102(GT3), 197–228 — correction √OCR de la méthode β.

Vijayvergiya, V.N. and Focht, J.A. (1972). A new way to predict the capacity of piles in clay. Offshore Technology Conference, Paper 1718, Houston.

Vesic, A.S. (1977). Design of Pile Foundations. NCHRP Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board.

REMARQUE

Les figures de cette présentation sont issues de la page de théorie de GeoTerva ; tous les exemples numériques ont été produits avec la bibliothèque de calcul propre au module, et le module donne les mêmes valeurs.

Calculs géotechniques en ligne

De la théorie à la pratique

Calculer le pieu de l'exemple de cette présentation pas à pas dans GeoTerva : les valeurs numériques sont identiques.

Ouvrir le module →

Page de théorie →

Ouvrir sur smartphone
Les modules d'essai ne nécessitent pas d'inscription.

Si vous souhaitez les utiliser dans vos cours : info@geoterva.com