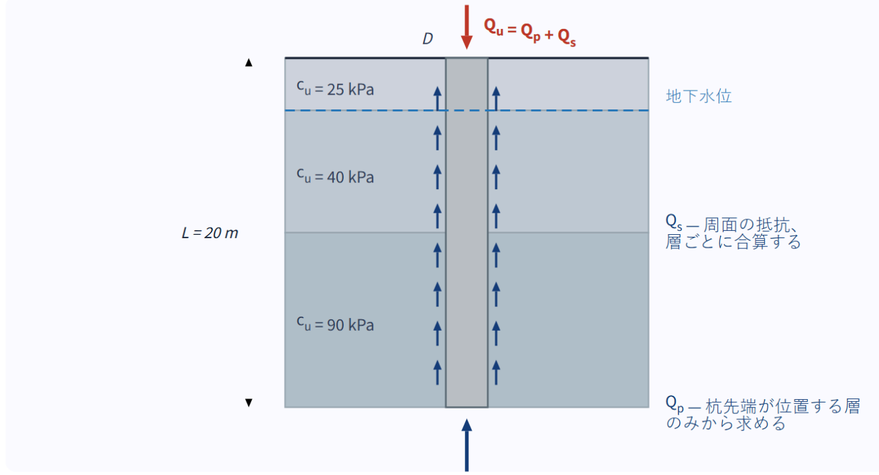
GeoTerva

地盤工学の講義スライド・杭

粘土中の杭の支持力

講義：非排水先端支持力、α、λ、β法による周面摩擦抵抗、場所打ち杭。各手法の理論に続き、計算例。

Meyerhof・Vesic　α・λ・β工法　場所打ち杭　計算例



この講義で学ぶこと

- 粘土がなぜ**非排水**（$\phi = 0$）として扱われるのか、また有効応力がどこでなお関与するのかを説明できること
- **先端支持力**を2つの方法で計算できるようにする：Meyerhof（$N^*_c = 9$）とVesic（剛性）
- 周面摩擦抵抗を**3つの手法**（α、λ、β）で計算できること
- **場所打ち杭**の特別な規則を適用できること：両方の長さで$\alpha^* = 0$、独自の先端支持力式
- **許容支持力**に到達し、各手法の結果を総合的に解釈できること

講義の流れ

各手法は**3つの手順**で扱う：

1 · **理論**：手法の仕組みとその理由

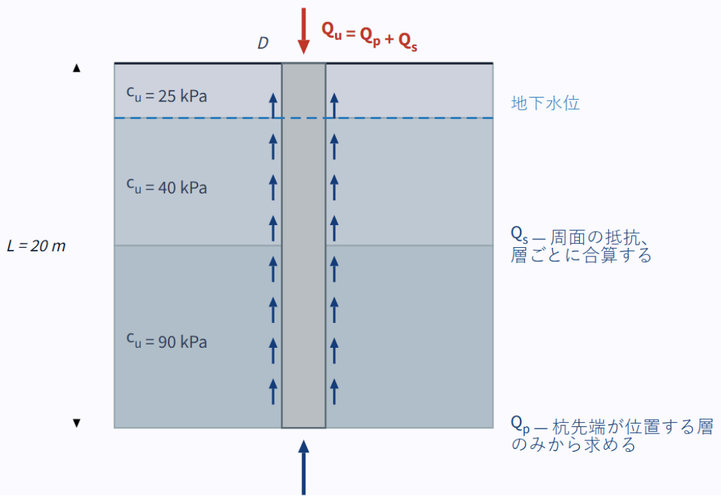
2 · **問題**：与条件と求めるもの

3 · **解答**：数値を用いて手順ごとに

例題の多くは同一の杭で行う：長さ20 m、3層の粘土層を貫く鋼管杭。

荷重は2つの経路で伝達される

理論



杭は**同時に二つの経路**で杭荷重を地盤に伝える：先端下の粘土は深い基礎のように**先端支持力**（Q_p）で、杭周面に沿う粘土は**付着力**（Q_s）で抵抗する。

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

粘土では**周面摩擦抵抗**を層ごとに合計する；**先端支持力**は先端が位置する層からのみ得られる。

典型的な土層構成では、先端は全体のごく小さな部分である：例題の杭では約**9分の1**、周面は約9分の8である。不確実性も主として周面部にある。

この講義では、**単杭**、粘土、打込み杭または場所打ち杭、一様断面を扱う。

粘土を $\phi = 0$ として扱うのはなぜか。

理論

飽和粘土では構造物の荷重が水の排出より**はるかに速く**作用し、粘土は**体積を変えずに**せん断される。この場合の強さは単一の数値であり：**非排水せん断強さ** c_u、せん断抵抗角はゼロである。

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

砂との**大きな違い**：抵抗はもはや有効応力に比例して増大しない。粘土中の杭は「数値だけが異なる砂中の杭」ではない。

それでも**2つの手法**は有効応力を用いる：λ 法（長さ方向の平均値）と β 法（全面的に有効応力に依存）である。したがってここでも**地下水位**が重要である；先端支持力と α 法には影響しない。

有効応力（λ と β に対して）

$$\sigma' = \sum \gamma_i h_i \qquad \text{(地下水位以浅)}$$
$$\sigma' = \sum (\gamma_{sat,i} - \gamma_w) h_i \qquad \text{(地下水位以深)}$$

$\gamma_w = 9.81\ \text{kN/m}^3$

層状地盤では σ' の勾配は各層および地下水位で変化する

問題

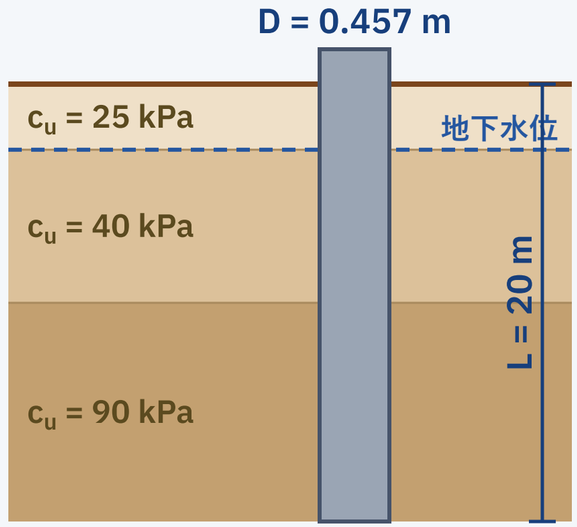
例題

与条件

粘土1（0–3 m）	$c_u = 25$ kPa, $\gamma = 16$ kN/m^3
粘土2（3–10 m）	$c_u = 40$ kPa, $\gamma = 17$ kN/m^3
粘土3（10–20 m）	$c_u = 90$ kPa, $\gamma = 18$ kN/m^3
地下水（地下水位）	**深さ3.0 mで**
杭	**鋼管杭、D = 0.457 m、L = 20 m**
水の単位体積重量	$\gamma_w = 9.81$ kN/m^3

求めるもの

層境界（3、10、20 m）における**有効鉛直応力**と、ロッドに沿った**平均有効応力** σ'_o を求めよ。



解答 (1/2)

解答

1 3 m（地下水位）および層境界：地下水位以下では $\gamma' = \gamma - \gamma_w$

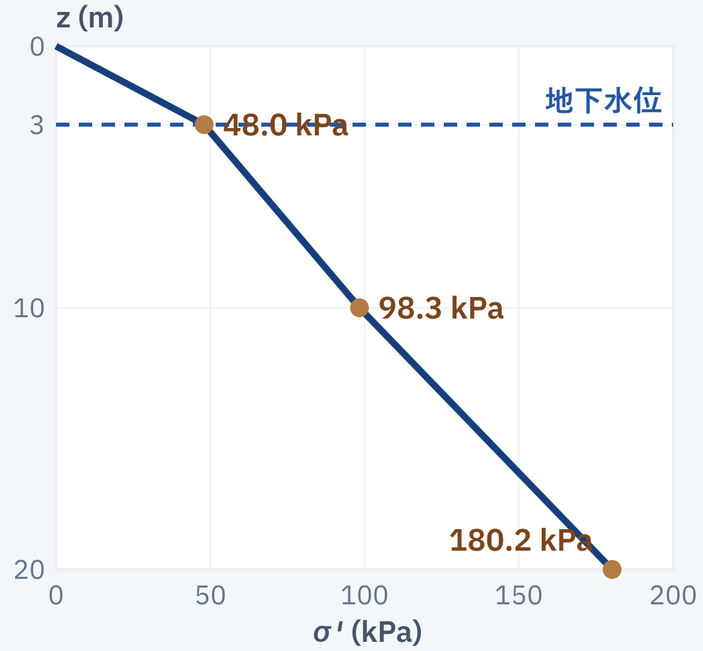
$$\sigma'(3) = 16(3) = \mathbf{48.0}\ \text{kPa}$$

2 深さ10 m（第二層の下端）

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

3 深さ20 m（杭先端）

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



解答 (2/2)

解答

4 各層における σ' 図の面積（台形）

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

5 平均有効応力：総面積／長さ

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

平均値は端部の値の半分より小さい（98.8 < 90.1）：応力は深さとともに線形に増加せず、地下水位で勾配が変化する。この $\bar{\sigma}'_o$ の値を λ 法で用いる。

GeoTervaで解答を確認する ↗

先端支持力：杭先端下の粘土

理論

非排水飽和粘土ではせん断抵抗角はゼロである。杭の**純極限先端支持力**は、先端下方の粘土の非排水粘着力と係数の積である：

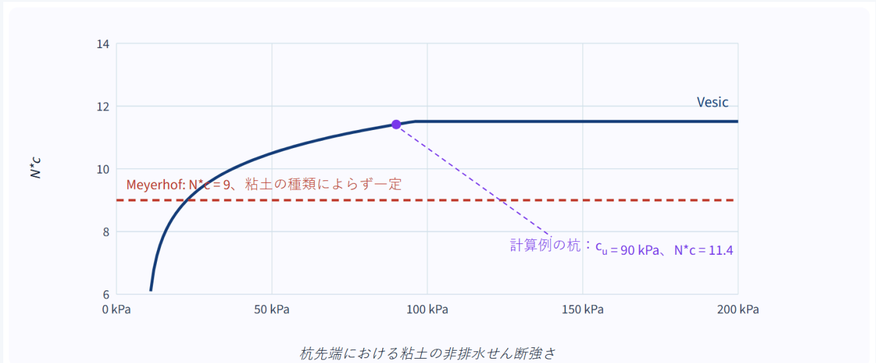
$$Q_p = A_p\, q_p = A_p\, c_u\, N_c^*$$

c_u：**先端下方**の粘土の非排水せん断強さ

N^*_c：支持力係数（以下に二つの考え方）

A_p：杭先端の面積

> 杭が**通過する**粘土の強さは先端に作用しない：その強さは周面に属する。



2つのアプローチ：Meyerhofは係数を**9**とする。Vesicは係数を粘土の**剛性**に関連づける。

Meyerhof：定数9

理論

飽和粘土で非排水条件のとき、Meyerhof形式の純極限荷重は**古典的な九つの係数**で与えられる：

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

c_u：杭先端下の地盤の非排水粘着力

他の入力は不要である。杭が深ければ（数径で十分）、深さには依存しない。

単純さが強みであるが、弱みも同じである：粘土の剛性を考慮しない。

先端支持力は周面摩擦抵抗に比べて小さいため、全支持力への影響はごくわずかである。したがって、簡単な値を用いるだけで多くの場合十分である。

問題

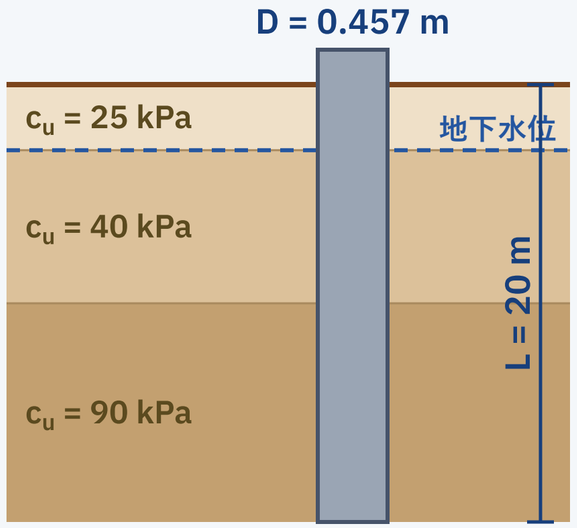
例題

与条件

杭	**鋼管杭、打込み**
直径	**D = 0.457 m**
長さ	**L = 20 m**
先端下の粘土	$c_u = 90$ kPa

求めるもの

Meyerhof法により杭の**先端支持力**Q_pを求めよ。



解答

解答

1 杭先端の面積

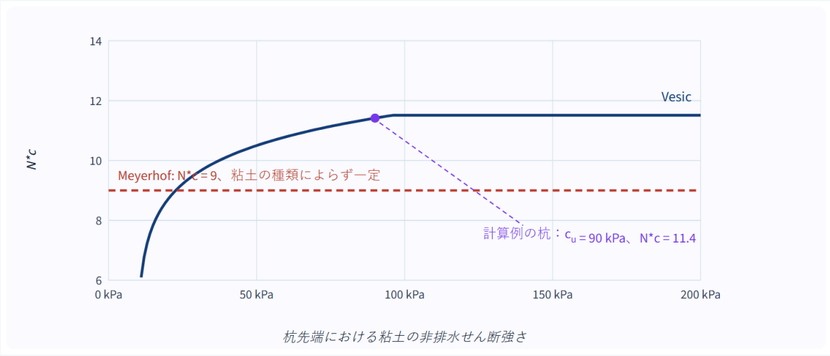
$$A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.457)^2}{4} = \mathbf{0.1640}\ \text{m}^2$$

2 単位先端支持力 (N*c = 9)

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

3 先端支持力

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



この方法は他の入力を要しなかった：先端下のc_uのみである。Q_p = **132.9 kN**。

GeoTervaで解答を確認する ↗

Vesic：剛性はN*c'に含まれる

理論

Vesicは**空洞膨張**理論から：$\phi = 0$の場合の係数は、粘土の低減された剛性指数から求める。飽和粘土では塑性域での体積変化はゼロであり、低減は消えて$\mathbf{I_{rr} = I_r}$となる：

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

単一入力：先端下のc_u

O'NeillとReese（1999）：$I_r \approx 50$（$c_u/p_a = 0.24$）、150（0.48）、250 – 300（≥ 0.96）。モジュールはこれを次のように近似する：

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

N^*_c – I_{rr} の関係

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

I_{rr}が大きくなるほど係数は緩やかに増加する：対数

問題

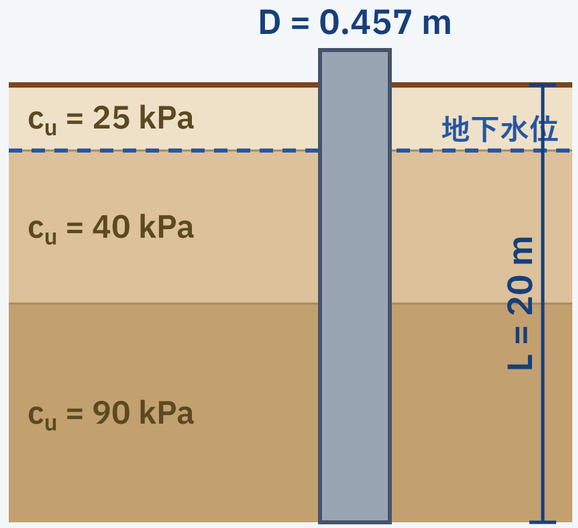
例題

求めるもの

Vesic (1977)法により杭の**先端支持力**Q_pを求め、Meyerhofと比較する。

与条件

杭	**例題2と同じ：D = 0.457 m、L = 20 m**
先端下の粘土	$c_u = 90$ kPa
大気圧	$p_a = 100$ kPa



解答 (1/2)

解答

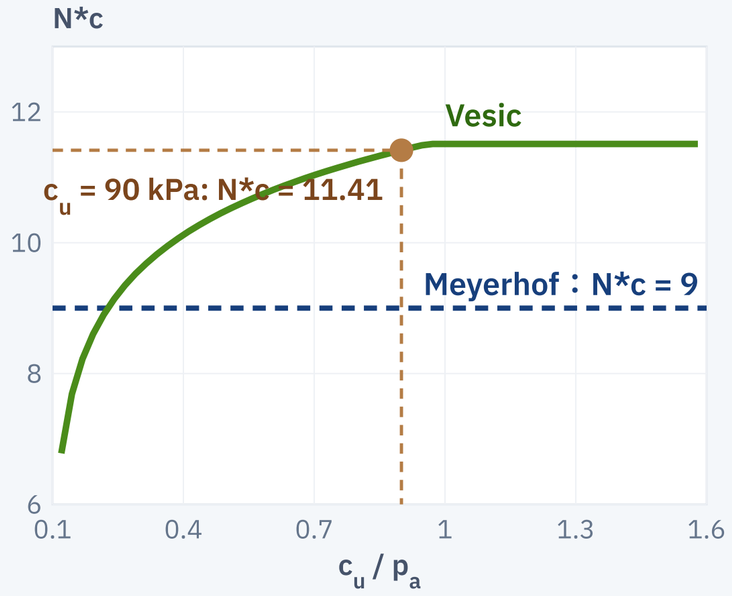
1 剛性指数（粘土では体積変化がないため$I_{rr} = I_r$）

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

2 N*c係数

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

図中の緑色の曲線はVesicの係数である：c_u = 90 kPaに対して**N^*_c = 11.41**であり、Meyerhofの9より約27%大きい。



解答 (2/2)

解答

3 単位先端支持力

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

4 先端支持力

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

Meyerhof：132.9 kN、Vesic：168.5 kN；差は約27%。先端は全体の小さな部分であるため、この差が全支持力に与える影響はごくわずかである。

GeoTervaで解答を確認する ↗

周面摩擦抵抗：支持力が主に決まる部分

理論

粘土中の周面抵抗は、単位摩擦力を杭周面に沿って合計したものである：

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

単位摩擦抵抗を決める変数の多くは容易には測定できない；そのため**3つのアプローチ**がある：

α 法：摩擦は**非排水強さ**のみから求める（全応力、短期）

λ 法：長さ方向の**平均有効応力**と平均強度の組み合わせ。杭全体で単一の係数を用いる

β 法：**有効応力**と練り返し後のせん断抵抗角（排水、長期）

例題の杭では、周面摩擦抵抗が全体の約**10分の9**を負担する。不確実性もここにある。

α：強さの割合

理論

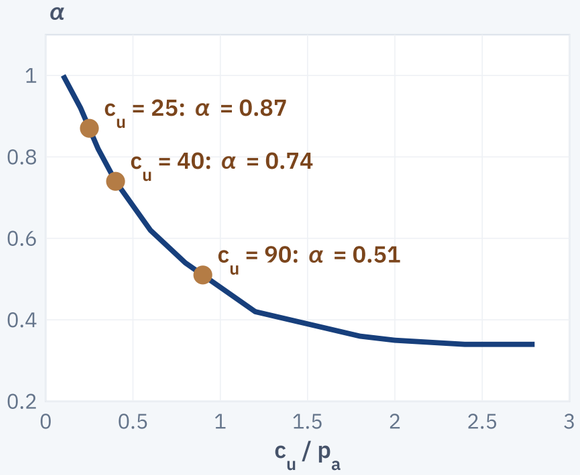
単位周面摩擦は、非排水せん断強さに**実験的な付着係数 α** を乗じたものである：

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

α：付着係数；粘土が堅くなるほど**減少する**（強い粘土は強度のより小さな割合しか発揮しない）

α は実際にはc_uのほかに**有効応力**の関数でもある（Sladen、Randolph–Murphy/API、NGI-99の提案）

> このモジュールは、横に図示した**表（c_u/p_a – α）**を補間する。層の α は手入力することもできる。



α 表（まとめ）

c_u / p_a	α

問題

例題

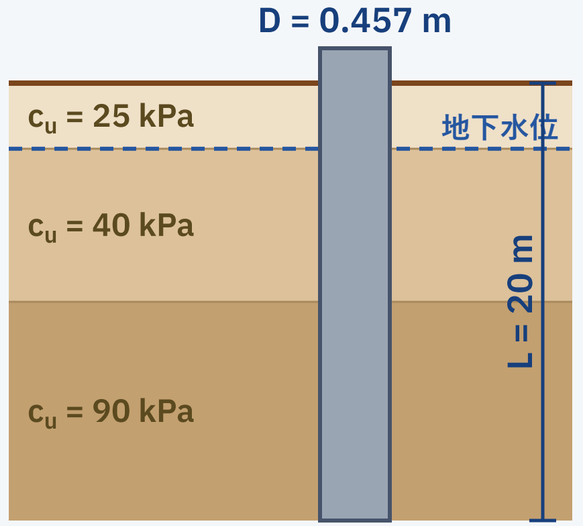
与条件

粘土1（0–3 m）	$c_u = 25$ kPa, $\gamma = 16$ kN/m^3
粘土2（3–10 m）	$c_u = 40$ kPa, $\gamma = 17$ kN/m^3
粘土3（10–20 m）	$c_u = 90$ kPa, $\gamma = 18$ kN/m^3
地下水（地下水位）	**深さ3.0 mで**
杭	**鋼管杭、D = 0.457 m、L = 20 m**
周面	$p = \pi D = \pi(0.457) = 1.436$ m

求めるもの

α法により杭の**周面摩擦抵抗**Q_sを求めよ。

（α は表から線形補間により、p_a = 100 kPa）



解答

解答

1 α の値：c_u/p_a = 0.25；0.40；0.90について表から

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

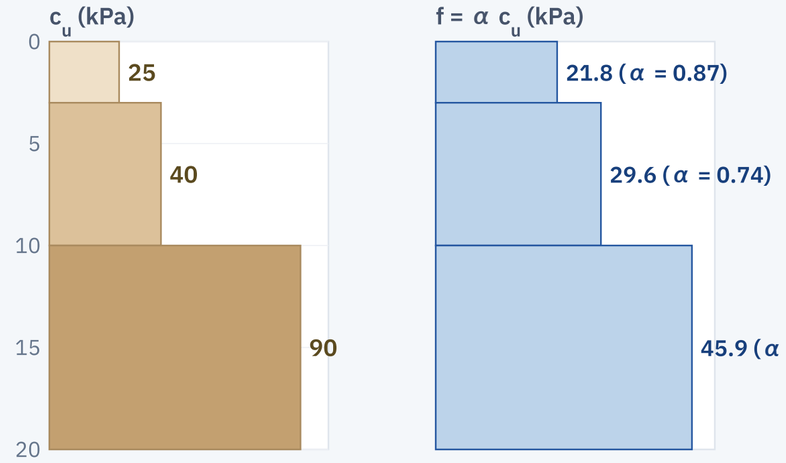
2 各層の単位摩擦抵抗 f = α c_u

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

3 Q_s = p Σ f H

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

寄与分：94 + 297 + 659 = **1,050 kN**。最も強い粘土が最大の f を与えるが、c_u のより小さな比率（α = 0.51）を伴う。



GeoTervaで解答を確認する ↗

λ：全長に対する単一の平均値

理論

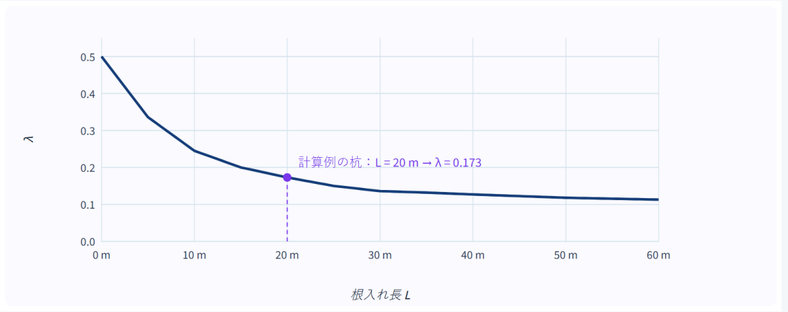
Vijayvergiya and Focht (1972)：杭が**押しのけた地盤**が各深さで受働的な側方圧力を生じ、平均単位摩擦はそこから導かれる：

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

$\bar{\sigma}'_o$：根入れ長さに沿った**平均有効鉛直応力**（σ′図の面積 / L）

$\bar{c}_u$：平均非排水強さ、**厚さで重み付け**：$(c_{u1}L_1 + c_{u2}L_2 + \ldots)/L$

λ：杭**長さ**に依存する係数（横に示す）



λ ― 根入れ長さ

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

問題

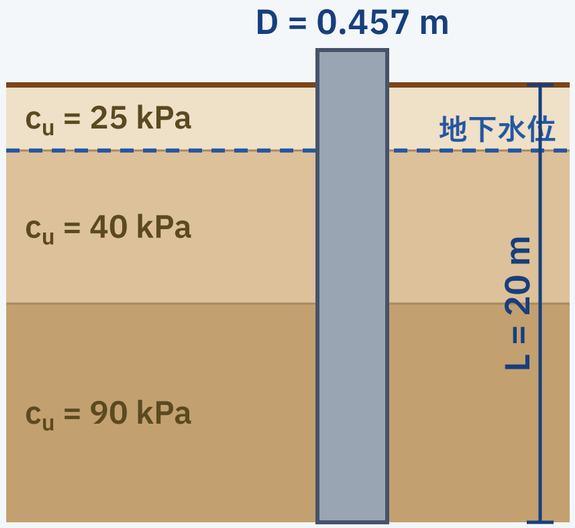
例題

与条件

粘土1（0–3 m）	$c_u = 25$ kPa, $\gamma = 16$ kN/m^3
粘土2（3–10 m）	$c_u = 40$ kPa, $\gamma = 17$ kN/m^3
粘土3（10–20 m）	$c_u = 90$ kPa, $\gamma = 18$ kN/m^3
地下水（地下水位）	**深さ3.0 mで**
杭	**鋼管杭、D = 0.457 m、L = 20 m**
平均有効応力	$\bar{\sigma}'_o = 98.85$ kPa（**例題1**）

求めるもの

λ法により杭の**周面摩擦抵抗**Q_sを求める。



解答

解答

1 平均強度（層厚による重み付き）

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

2 λ（L = 20 m、表より）と平均単位周面摩擦

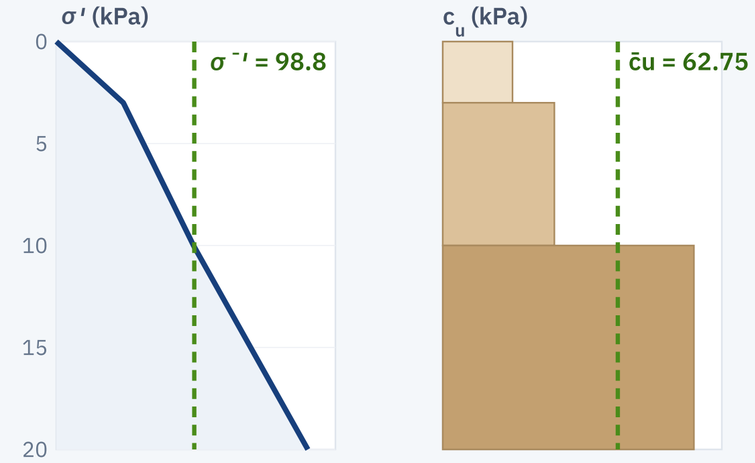
$$\lambda = 0.173$$

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

3 周面摩擦抵抗

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

λ 法は2つの平均を組み合わせる：**1,114 kN**。図の左側の領域は σ̄′o、右側の直線は c̄u である。



GeoTervaで解答を確認する ↗

β：有効応力と乱された表層

理論

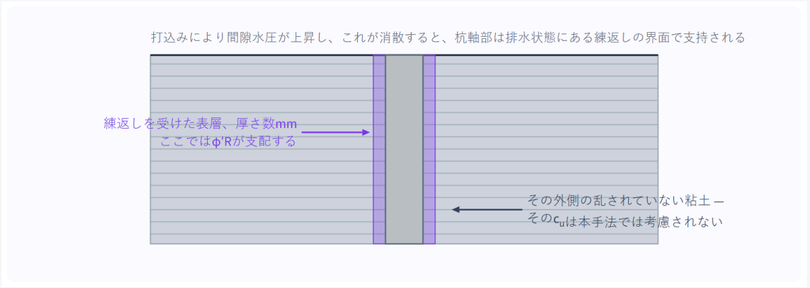
Burlandの有効応力アプローチ（Meyerhofの過圧密補正付き）：非排水強さをまったく考慮せず、**鉛直有効応力**と粘土の**練り返し**状態の排水せん断抵抗角（c′ = 0）から導出する：

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

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

K：側方土圧係数；安全側として**静止**状態をとり、過圧密粘土では√OCRとともに増加する

OCR = 1では式は自然に正規圧密の形に帰着する



ϕ'_RおよびOCRは**入力する**ものであり、地盤から相関式で読み取るものではない（モジュールではϕ'_R = 30°、OCR = 1で開く）。

fは$\sigma'(z)$とともに層内で**深さとともに増加**し、βが変化する境界で段差が生じる。

問題

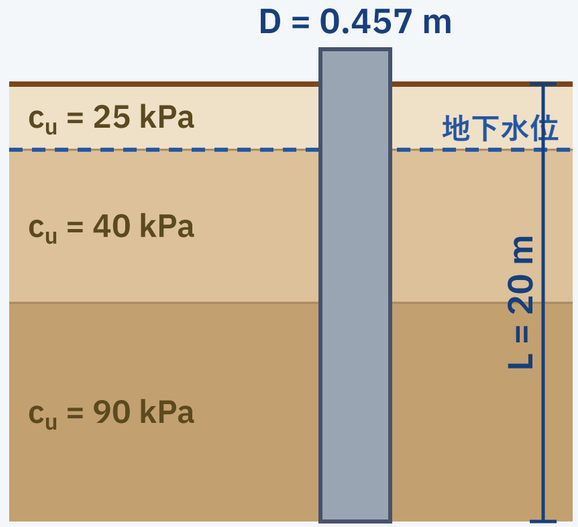
例題

与条件

粘土1（0–3 m）	$c_u = 25$ kPa, $\gamma = 16$ kN/m^3
粘土2（3–10 m）	$c_u = 40$ kPa, $\gamma = 17$ kN/m^3
粘土3（10–20 m）	$c_u = 90$ kPa, $\gamma = 18$ kN/m^3
地下水（地下水位）	**深さ3.0 mで**
練返し後のせん断抵抗角	$\varphi'_R = 30°$（**3層**）
過圧密比	$OCR = 1;\ 1;\ 2$（**第3層は過圧密**）
杭	**D = 0.457 m, L = 20 m**

求めるもの

β法により杭の**周面摩擦抵抗**Q_sを求めよ。（層の平均σ′値は例題1の面積から得る。）



解答 (1/2)

解答

1 β係数

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

2 層の平均有効応力（面積／層厚）

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

解答 (2/2)

解答

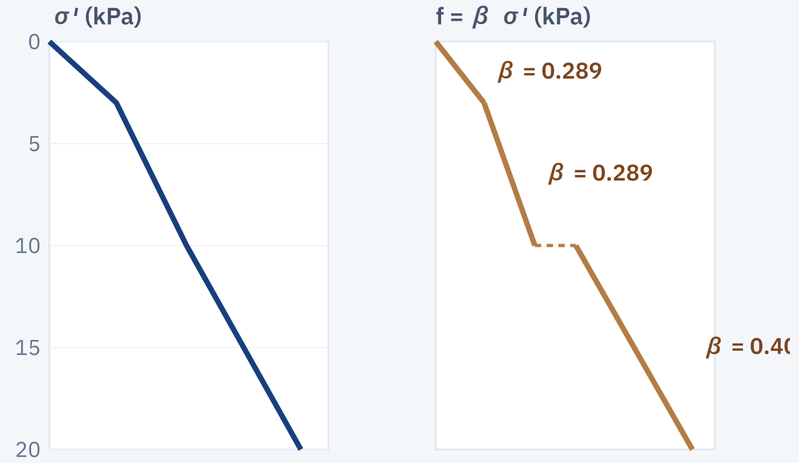
3 層の平均周面摩擦力度 $\bar{f} = \beta\ \bar{\sigma}'$

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

4 周面摩擦抵抗 $Q_s = p\ \Sigma\ \bar{f} H$

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

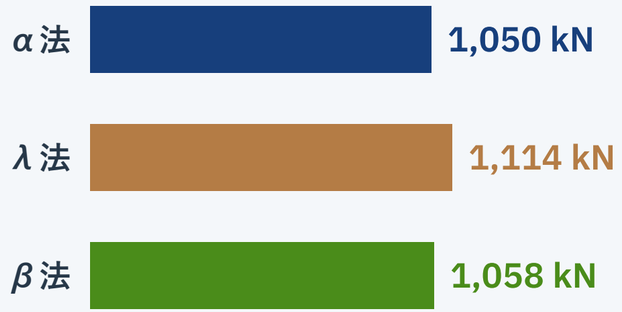
平均値は層内の応力の**真の積分値**である（両端の平均ではない）：地下水位が層を横切る場合、両者は10%以上異なることがある。結果は**1,058 kN**。



GeoTervaで解答を確認する ↗

3つの手法、同一の杭

理論



この土層構成では3つは互いに**数%**以内で近い。しかし**原理的には**一致しない；一致はこの土層構成の特性である。

非常に**長い**杭では係数の影響でλが低下する

過圧密粘土ではβは√OCRとともに増大する

軟弱な正規圧密粘土では、αは地盤の全強度に近づくにつれて増大する

正直な見方：粘土中の周面抵抗は計算値の**約5分の1**の不確かさでしか分からない。大規模工事では**載荷試験**がその費用に見合う。

場所打ち杭には独自の規則がある

理論

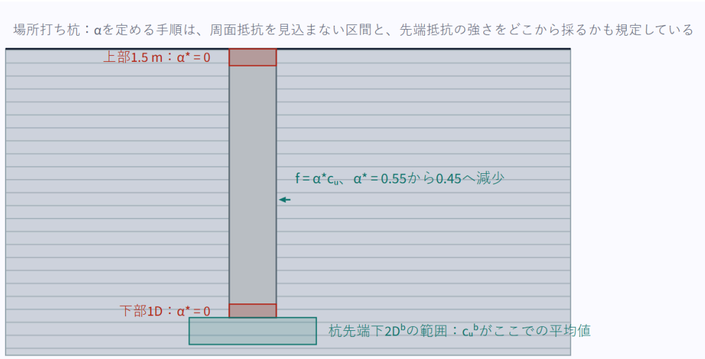
孔を掘削し、コンクリートを打設する：地盤は押しのけられない。孔壁の粘土は水を吸って**軟化**し、孔底にはスライムが堆積し、先端支持力を発揮させるには**より大きな沈下**を要する。O'NeillとReeseの手法はこの両方の側面を修正する。

$$\alpha^* = 0 \ \text{(上部 1.5 m以深 } 1D\text{)} \qquad \alpha^* = 0.55 \ \text{(その他の位置)}$$

α^* = 0.55（$c_u/p_a \le 1.5$）、2.5では0.45に低下する

上部1.5 mは最も撹乱された土であり、杭の周面から収縮して離れやすい。下部の1径分は、基礎底面がすでに地盤を動かしている長さである

層厚は変化しない：深さと σ' は土層構成のとおりに保たれ、摩擦を負担する長さのみが変化する



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

c_{ub}：基礎底面下の**2D_b** 領域における平均 c_u。D_b > 1.91 m の場合、q_p は $F_r \le 1$ の係数で低減される。

問題

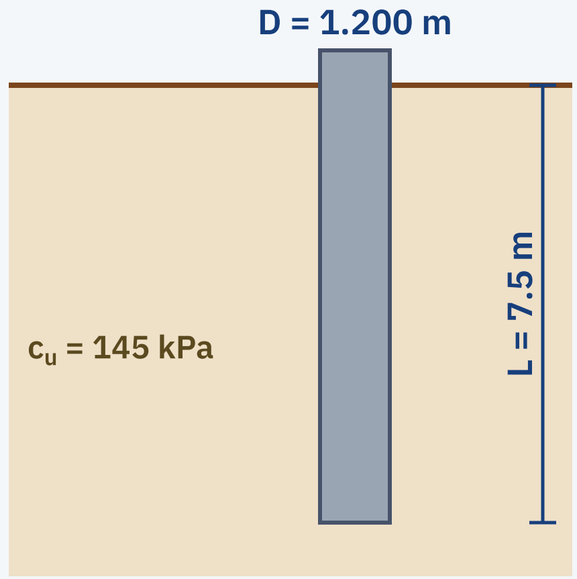
例題

与条件

杭	**場所打ち（ボーリング）杭、円形断面**
直径と長さ	**$D = D_b = 1.2$ m, $L = 7.5$ m**
粘土（均質）	$c_u = 145$ kPa, $\gamma = 18$ kN/m^3
地下水	**なし**
安全率	**FS = 3**

求めるもの

場所打ち杭の**先端支持力**、**周面摩擦抵抗**および**許容支持力**を求めよ。



解答 (1/2)

解答

1 底面下の2D_bの領域における平均強度と底面の式

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

2 q_p = 三つのうち最小値；D_b = 1.2 m ≤ 1.91 mであるからF_r = 1

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

3 基礎底面積と先端支持力

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

$9c_{ub}$が支配的：式 $6c_{ub}(1 + 0.2L/D_b)$ の方が大きい値となるが、$9c_u$ の上限が適用される。Q_p = **1,476 kN**。

解答 (2/2)

解答

4 α*と摩擦支持長（上端1.5 mと下端1Dは無視する）

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

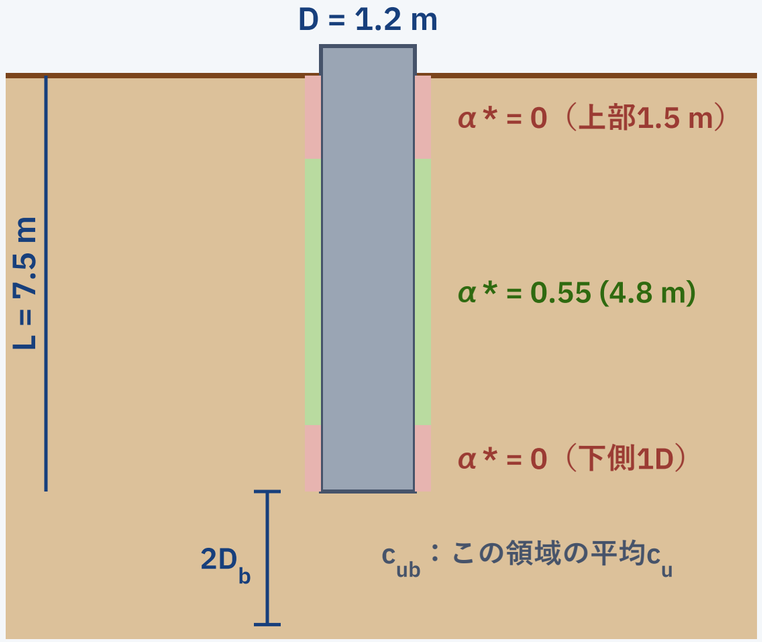
$$L_{eff} = 7.5 - 1.5 - 1.2 = \mathbf{4.8}\ \text{m}$$

5 周面摩擦抵抗

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

6 極限支持力と許容支持力

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



GeoTervaで解答を確認する ↗

単一安全率による合計

理論

極限支持力は2つの成分の和である；許容支持力はこの和の**全体に単一の安全率**を適用して求める：

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

単杭の通常の**FS = 2.5 – 4**

上端：地盤が数本のボーリングのみでしか把握されていない場合、粘土が**硬く亀裂を有する**場合、または**載荷試験**を計画しない場合

先端支持力法と周面摩擦力法は互いに**独立**に選べる；結果は併せて解釈する

問題

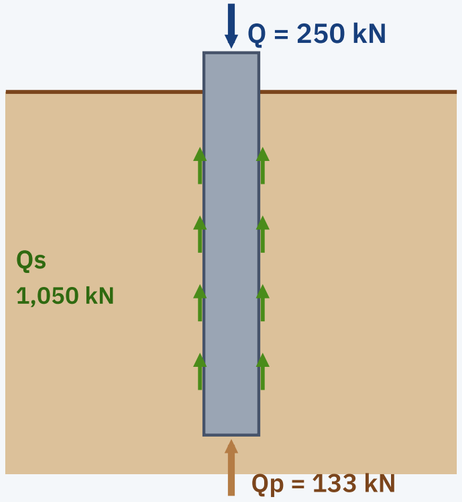
例題

与条件

先端支持力	**Q_p = 132.9 kN（Meyerhof、例題2）**
周面摩擦抵抗	**Q_s = 1,050 kN（α法、例題4）**
安全率	**FS = 4**
杭に作用する使用荷重	**Q = 250 kN**

求めるもの

杭の**許容支持力**Q_{all}はいくらか。供用荷重は**十分**か。



解答

解答

1 極限支持力

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

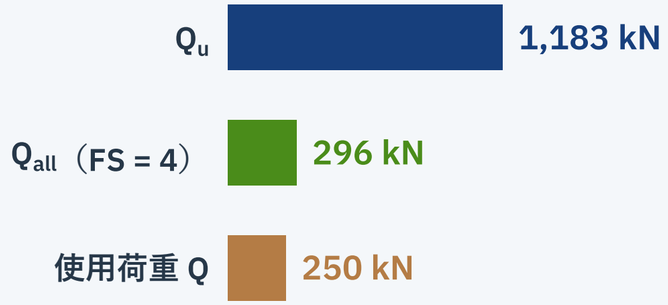
2 許容支持力

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

3 照査

$$Q = 250\ \text{kN} \ \leq \ Q_{all} = 296\ \text{kN} \ \Rightarrow \ \text{十分}$$

使用率 Q / Q_{all} = 250 / 296 = **0.85**。周面摩擦抵抗が全体の約89%を負担している。



GeoTervaで解答を確認する ↗

まとめ・手法の組み合わせ

同一の杭：Q_uとQ_{all}（FS = 4）

理論

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**

6つの組合せにおいてQ_uは**1,183 – 1,283 kN**の範囲にとどまる：先端が小さいため選択が合計に与える影響はごく小さい；実際の差は周面摩擦抵抗にある。

範囲を**解釈**し、単一の値に依存しない

周面摩擦抵抗は全体の**約10分の9**である

大規模工事では**杭載荷試験**により確認する

ポイントのまとめ

粘土は**非排水**であり（$\phi = 0$, $\tau_f = c_u$）、抵抗は有効応力に比例しない

先端：Meyerhof $N^*_c = 9$；Vesic $N^*_c = f(I_{rr})$、$I_r \approx 347 c_u / p_a - 33$；先端支持力は全体のうちの小さい部分である

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

場所打ち杭：$\alpha^* = 0$（上部1.5 m、下部1D）、$q_p = \min[6 c_{ub}(1 + 0.2L/D_b), 9 c_{ub}, 40 p_a]$

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

参考文献

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning。本ページはこの文献に従っています。

Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd ed. Wiley — 表2の α 値。

O’Neill, M.W. and Reese, L.C. (1999). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. FHWA-IF-99-025 — 場所打ち杭の α と粘土の剛性指数。

Reese, L.C. and O’Neill, M.W. (1989). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. FHWA — 粘土中の場所打ち杭の先端支持力の式。

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 — β 法の$\sqrt{\text{OCR}}$補正。

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.

注記

本スライドの図はGeoTervaの理論ページから引用したものである。数値例はすべてモジュール自身の計算ライブラリで作成しており、モジュールは同じ値を与える。

GeoTerva

オンライン地盤工学計算

理論から実務へ

この発表資料の例題杭をGeoTervaで手順ごとに計算する。数値は同一である。

モジュールを開く →

理論ページ →

スマートフォンで開く

お試しモジュールは登録不要です。

講義で使用したい場合：info@geoterva.com