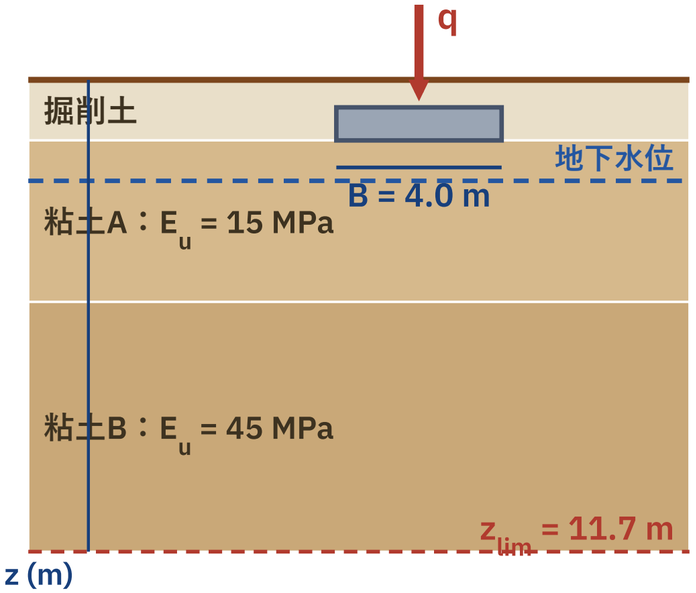
地盤工学講義スライド・沈下

即時沈下（弾性沈下）：粘性土

講義：弾性論からSteinbrenner係数へ、層状の土層構成から柔軟基礎および剛性基礎へ；粘土層は非排水（E_u, $\nu = 0.5$）として挙動する；各項目に計算例を示す。

Hookeの法則 | Steinbrennerの係数 | 成層地盤の断面 | 純圧力 | 柔軟基礎と剛体基礎 | 計算例



この講義で学ぶこと

Hookeの法則から沈下の積分へ：$\varepsilon_z = [\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)]/E$ および $S = \int \varepsilon_z \, dz$

Steinbrenner係数（F_1、F_2、I_s）を計算し、長方形基礎の**中心**および**隅角**の沈下を求めること

粘性土層を**非排水**として扱うこと（$E_u = \beta\, c_u$、$\nu = 0.5$）

成層した土層構成を$I_s(z_{下}) - I_s(z_{上})$の差で合計すること

純土圧（掘削の影響）と**計算深さ**（影響深さ）を決めること

柔な基礎と**剛**な基礎の沈下を区別すること（剛 ≈ 0.93 × 柔な中心）

講義の流れ

各項目は**3つの手順**で扱う：

1 · **理論**：規則は何か、なぜそうなるのか

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

例題基礎：4 m × 6 mの柔な長方形基礎、q = 180 kPa、掘削深さ1.5 m、地下水位2.5 m。粘土層。沈下はmm単位である。

このモジュールで計算する内容

理論

このモジュールは**粘性土**（粘土、シルト）の層のみを扱い、**即時（弾性）沈下**を計算する：荷重が載荷されると同時に、体積変化を伴わずに生じる沈下である。

荷重下の地盤の**Boussinesq**応力から**Hookeの法則**によってひずみを求め、ひずみの積分が沈下である。

粘土の**圧密**（水の排出に伴う沈下）は圧密モジュールにあり、両者の合計は総沈下（2D）モジュールにある。

解は**解析的**である：閉形式の影響係数と層ごとの重ね合わせ；有限要素は用いない。

さらに：Schmertmann法、SPT/CPTチャート、深さとともに増大する変形係数（Mayne–Poulos）、基礎の剛性、地盤と構造物の相互作用。

層の種類

	粘性土
挙動	非排水
E	$E_u = \beta\ c_u$
ν	0.5

Hookeの法則と沈下積分

理論

純圧力q_{net}を伝える**完全弾性**基礎の下方の地盤を、半無限均質弾性体と仮定する（Boussinesq応力）。Hookeの法則から鉛直ひずみが求まり、その積分から沈下が求まる：

$$S = \int \varepsilon_z \, dz = \int \frac{\Delta\sigma_z - \nu\left(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y\right)}{E} \, dz$$

水平応力は ν に依存するため、変形と沈下は**Eと ν の両方**によって変化する。

ν が大きくなるほど水平応力は鉛直ひずみを**減少**させる：同じE′では、ν = 0.5の地盤は ν = 0.3の地盤より沈下が小さい。

沈下はEに**反比例する**：弾性係数を2倍にすると沈下は半分になる。

記号

q_{net}：純粋な付加圧力（掘削後に加えられる）

$\Delta\sigma_z$、$\Delta\sigma_x$、$\Delta\sigma_y$：応力増分

E、ν：層の弾性定数

ε_z：鉛直ひずみ（圧縮を正とする）

問題

例題

与条件

応力増分	$\Delta\sigma_z = 100$ kPa, $\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = 40$ kPa
地盤	$E_u = 25$ MPa, $\nu = 0.5$
分割片	**厚さ 1.0 m**

求めるもの

鉛直ひずみと分割片の圧縮量を求めよ。ν = 0（一次元）の仮定と比較せよ。

解答

解答

1 鉛直ひずみ

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)}{E} = \frac{100 - 0.50(40 + 40)}{25{,}000} = \frac{60.0}{25{,}000} = \mathbf{0.00240}$$

2 分割片の圧縮（H = 1.0 m）

$$\Delta S = \varepsilon_z H = 0.00240(1.0) = \mathbf{2.40}\ \text{mm}$$

3 比較：ν = 0

$$\varepsilon_z = \frac{100}{25{,}000} = 0.00400 \ \Rightarrow\ \Delta S = 4.00\ \text{mm}$$

側方応力（ν = 0.50）により変形は**40%**減少する：2.40 mm、一次元では4.00 mm。

GeoTervaで解答を確認する ↗

隅角部の閉形式解

理論

等分布荷重を受ける長方形の**角**では積分の閉形式解が存在する（Steinbrenner）：

$$S = q_{net}\,\alpha\,B'\,\frac{1-\nu^2}{E}\,I_s \qquad I_s = F_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu}\,F_2$$

$$F_1 = \frac{A_0 + A_1}{\pi} \qquad F_2 = \frac{n'}{2\pi}\tan^{-1} A_2$$

m′ = L′/B′、n′ = z/B′（B′は角部矩形の短辺）。**中心**は4つの（B/2 × L/2）矩形の角部である：α = 4、B′ = B/2。**角部**は全体矩形の角部である：α = 1、B′ = B。その他の点は、その点を角部とする4つの矩形の符号付き和である。

> ν = 0.5の場合、(1 − 2 ν) = 0：**$I_s = F_1$**および(1 − ν^2) = 0.75。

記号

α：隅角矩形の数（中心で4、隅角で1）

B′：隅角矩形の短辺

m′ = L′/B′, n′ = z/B′

z：基礎レベルからの深さ

I_s：形状係数

A_0、A_1、A_2および分割片の境界

理論

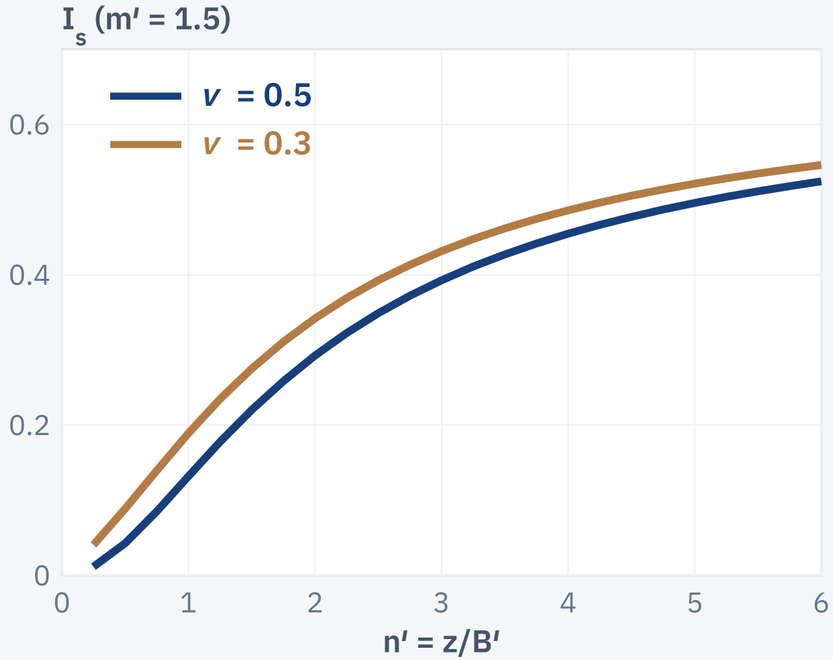
$$A_0 = m' \ln \frac{\left(1+\sqrt{m'^2+1}\right)\sqrt{m'^2+n'^2}}{m'\left(1+\sqrt{m'^2+n'^2+1}\right)}$$

$$A_1 = \ln \frac{\left(m'+\sqrt{m'^2+1}\right)\sqrt{1+n'^2}}{m'+\sqrt{m'^2+n'^2+1}} \qquad A_2 = \frac{m'}{n'\sqrt{m'^2+n'^2+1}}$$

帯状（$m' \to \infty$）：$F_1 = \ln(1+n'^2)/2\pi$、$F_2 = (n'/2\pi)\tan^{-1}(1/n')$。縁部では $\alpha = 2$、$B' = B$。

エンジンは式を直接計算する；図表や丸めた表は不要である。

I_sは深さとともに増加し**緩やかに飽和する**：深い層の寄与は限定的である（側方では$m' = 1.5$）。



問題

例題

与条件

基礎	**B × L = 4 × 6 m、中心直下の深さz′ = 4 m（基礎底面から）**
隅角の長方形	**B/2 × L/2 = 2 × 3 m ⇒ B′ = 2 m, m′ = 1.5, n′ = z′/B′ = 2.0**
地盤	$\nu = 0.5$**（非排水）**

求めるもの

A_0, A_1, A_2, F_1, F_2および**I_s**の値を求めよ。

解答

解答

1 A_0、A_1、A_2（平方根：$\sqrt{(m'^2+1)}=1.8028$、$\sqrt{(m'^2+n'^2)}=2.5000$、$\sqrt{(m'^2+n'^2+1)}=2.6926$）

$$A_0 = 1.5\ln\frac{(1+1.8028)(2.5000)}{1.5(1+2.6926)} = \mathbf{0.3527} \qquad A_1 = \ln\frac{(1.5+1.8028)\sqrt{5}}{1.5+2.6926} = \mathbf{0.5662}$$

$$A_2 = \frac{1.5}{2(2.6926)} = \mathbf{0.2785}$$

2 F_1、F_2およびI_s

$$F_1 = \frac{0.3527+0.5662}{\pi} = \mathbf{0.2925} \qquad F_2 = \frac{2}{2\pi}\tan^{-1}(0.2785) = \mathbf{0.0865}$$

$$I_s = F_1 + \frac{1-2(0.50)}{1-0.50}F_2 = \mathbf{0.2925}$$

$\nu = 0.5$であるため$(1-2\nu)=0$となり、**$I_s = F_1 = 0.2925$**；F_2は結果に影響しない。

GeoTervaで解答を確認する ↗

非排水弾性係数 E_u、 $\nu = 0.5$

理論

飽和粘土は載荷時に**体積変化しない**（$\nu = 0.5$）。これが即時沈下である。水の排出に伴う沈下は圧密であり、別のモジュールで計算する。非排水弾性係数はせん断強さから導かれる：

$$E_u = \beta\, c_u \qquad \nu = 0.5$$

β は塑性指数および過圧密比に依存する：**数百から約1500まで**変化する。

$\nu = 0.5$ に対して $I_s = F_1$ および $(1 - \nu^2) = 0.75$ となる。

剛性が深さとともに増加する粘土は、**いくつかの層に分割する**。

粘土に対する β

β	E_u (c_u = 50 kPa)
300	15 MPa
500	25 MPa
1000	50 MPa
1500	75 MPa

問題

例題

与条件

粘土　$c_u = 50$ kPa; $\beta = 300,\ 500,\ 1000,\ 1500$

参照　**β = 500の場合、多層例における単層の沈下量はS = 18.1 mm（例題6）**

求めるもの

各βについてE_uと沈下の基準値に対する比。

解答

解答

1 非排水弾性係数（c_u = 50 kPa）

$$E_u = \beta c_u : \quad 300(50) = \mathbf{15}\ \text{MPa},\ \ 500(50) = \mathbf{25},\ \ 1000(50) = \mathbf{50},\ \ 1500(50) = \mathbf{75}\ \text{MPa}$$

β	E_u (MPa)	S (mm)	$S / S_{\beta=500}$
300	15	30.2	1.67
500	25	18.1	1.00
1000	50	9.1	0.50
1500	75	6.0	0.33

沈下はE_uに**反比例**する。β = 300から1500の間で沈下は**5倍**変化する（30 → 6 mm）。粘土の弾性係数は、計算で最も不確実な入力である。

GeoTervaで解答を確認する ↗

掘削はまず荷重を除く

理論

掘削は底面レベルでの**有効上載圧**を取り除く（地下水位は変化しない）。単一のモジュールを除荷と再載荷の両方に用いると、掘削の弾性リバウンドは再載荷で回復する；即時沈下は**純圧力**で決まる：

$$q_{net} = q_{gross} - \sigma'_{v0}(D_{exc})$$

$\sigma'_{v0}(D_{exc})$：掘削底面における初期有効応力（地下水位より上はγ、下は$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$）。

$q_{net} \leq 0$なら沈下は生じない（負の値は弾性的な隆起である）。

掘削がなければ$q_{net} = q_{gross}$（圧力は地表面に作用する）。

NEDEN NET?

掘削中に取り除かれた土の重量に等しい荷重は、基礎を構築すると**返還される**。地盤の沈下は、この荷重に**上乗せされる**圧力のみに起因する。

問題

例題

与条件

荷重	$q_{gross} = 180$ kPa；**掘削深さ** $D_{exc} = 1.5$ m
地盤	$\gamma = 19$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 19.5$ kN/m^3
地下水位	**(a) 2.5 m（掘削底面の下）・(b) 1.0 m（掘削底面の上）**

求めるもの

いずれの場合も $\sigma'_{v0}(D_{exc})$ と q_{net} の値を求めよ。

解答

解答

1 (a) 地下水位2.5 m > 1.5 m：掘削底面に水はない

$$\sigma'_{v0} = \gamma D_{exc} = 19.0(1.5) = 28.50 \text{ kPa} \Rightarrow q_{net} = 180 - 28.50 = \mathbf{151.50} \text{ kPa}$$

2 (b) 地下水位1.0 m：掘削底面は水面下0.5 mにある（γ' = 19.5 – 9.81 = 9.69 kN/m³）

$$\sigma'_{v0} = 19.0(1.0) + 9.69(0.5) = 23.845 \text{ kPa} \Rightarrow q_{net} = 180 - 23.845 = \mathbf{156.16} \text{ kPa}$$

水が掘削底面より上にあれば取り除かれる有効応力は減少し、純基礎圧力は151.5 → 156.2 kPaと**増加**する：高い地下水位は即時沈下を大きくする。

GeoTervaで解答を確認する ↗

影響深さ：Δ σ = p · q

理論

荷重下の応力増分は深さとともに減少するがゼロにはならない。総和に下限が必要である：**計算深さz_{lim}**。モジュールは2つの規則を用意している：

影響深さ：中心直下でBoussinesqの応力増分が載荷圧力の**p**倍まで低下する深さ（一般にp = 10%）：I(z′) = p、$z_{lim} = D_f + z'$。

土層構成の底面：計算は最下層で終了する（岩や密な礫のような剛な底面、すなわちSteinbrennerの剛基盤層）。

土層構成がz_{lim}より上で終わる場合、最終層は同じ性質でz_{lim}まで続く。

$$I = \frac{\Delta\sigma_z}{q} = 4\, I_{corner}(m, n) \qquad m = \frac{B}{2z'},\ n = \frac{L}{2z'}$$

z′/B (p = %10 | %20)

L/B	p = %10	p = %20
1.0	2.09 B	1.40 B
1.5	2.55 B	1.70 B
2.0	2.92 B	1.94 B
5.0	4.33 B	2.68 B
帯状	6.34 B	3.13 B

問題

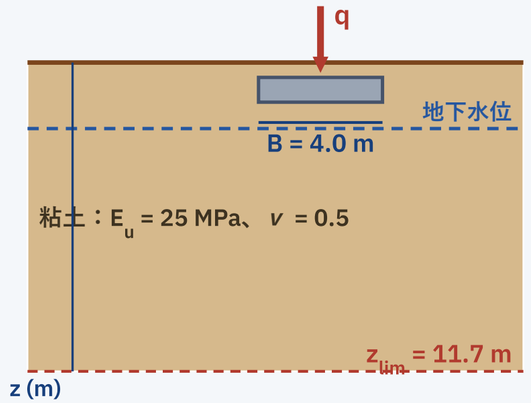
例題

与条件

基礎	B × L = 4 × 6 m（L/B = 1.5）、掘削底面において；D_f = 1.5 m
規則	影響深さ、p = 10% (I = 0.10)
式	$I = 4\,I_{corner}(m,n),\ m = B/2z',\ n = L/2z'$

求めるもの

z′および**z_{lim}**；z′ = 4 mおよび10.19 mに対するIの値。



解答

解答

1 z′ = 4 m: m = 2/4 = 0.5; n = 3/4 = 0.75

$$I = 4\,I_{corner}(0.5;\,0.75) = 4(0.1071) = \mathbf{0.4283}$$

2 条件I = 0.10：二分法による

$$z' = \mathbf{10.19}\ \text{m} \quad (= 2.55\,B)$$

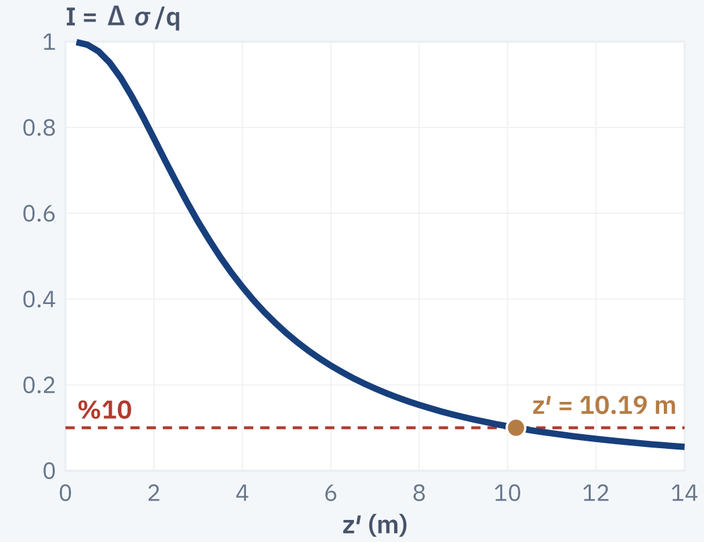
$$z_{lim} = D_f + z' = 1.5 + 10.19 = \mathbf{11.69}\ \text{m}$$

3 照査：z′ = 10.19 m ⇒ m = 2/z′、n = 3/z′

$$m = 0.1963,\ n = 0.2945$$

$$I = 4(0.0250) = \mathbf{0.1000}$$

10.19 m（2.55 B）の深さまで合計する；それより深い部分は圧力の10%未満の領域である。正方形基礎では2.09 B、帯状基礎では6.34 B：**幅の広い基礎ほど深くまで影響する。**



GeoTervaで解答を確認する ↗

層の寄与：I_sの差

理論

z_{top}とz_{bottom}（基礎底面から）の間の層は、半無限媒体解の**2つの深さの間の差**を、その層自身のEと ν で寄与する：

$$\Delta S = q_{net}\,\alpha\,B'\,\frac{1-\nu^2}{E}\,\left[I_s(z_{bottom}) - I_s(z_{üst})\right]$$

これは層にわたるHooke変形の積分である（均質半無限地盤の応力による）：この仮定に対して**厳密**であり、結果は分割片の厚さ Δz に依存しない（分割片は表と色分け領域のためだけに用いる）。

単層の式における**加重平均弾性係数**の代わりとなる。

剛性が深さとともに増加する層は、いくつかの層に分割しなければならない。

合計

土層構成の沈下は、z_{lim}までの各層の寄与の**総和**である：$S = \Sigma\ \Delta S_i$。各層のうち基礎底面とz_{lim}の間の部分のみを計上する。

問題

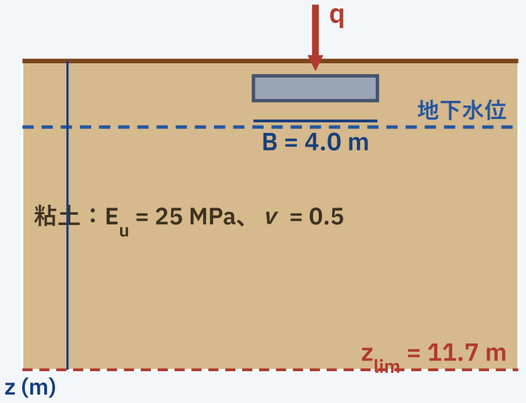
例題

与条件

基礎	**長方形、B × L = 4 × 6 m、根入れ深さD_f = 1.5 m（掘削底面）**
荷重	$q_{gross} = 180$ kPa（**弾性基礎、等分布圧力**）
地盤	**単一粘土層：**$E_u = 25$ MPa, $\nu = 0.5$, $\gamma = 19$ kN/m^3**；地下水位2.5 m**
計算深さ	**影響深さ、p = 10%（例題5）：z′ = 10.19 m、z_{lim} = 11.69 m；層はこの深さまで続く**

求めるもの

フーチングが剛体の場合の**中心**沈下**S**。



解答 (1/2)

解答

1 純圧力（例題4a）と係数 k = $q_{net}(1-\nu^2)/E$

$$q_{net} = 151.50 \text{ kPa} \qquad k = \frac{q_{net}(1-\nu^2)}{E} = \frac{151.50(0.75)}{25{,}000} = 0.004545 \quad \text{（無次元）}$$

2 中心：α = 4、B′ = B/2 = 2 m、m′ = 1.5；z′ = 10.19 m ⇒ n′ = z′/B′ = 5.094

$$A_0 = 0.6569,\ A_1 = 0.9097,\ A_2 = 0.0545$$

$$F_1 = 0.4986,\ F_2 = 0.0441 \ \Rightarrow\ I_s = \mathbf{0.4986}$$

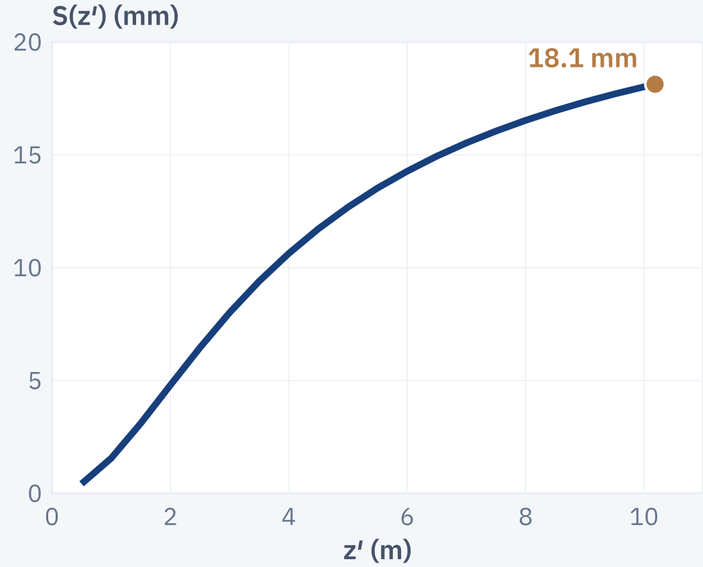
解答 (2/2)

解答

3 沈下：$S = k \cdot \alpha\ B' \cdot I_s$

$$S = 0.004545\,(4)(2)(0.4986) = 0.004545(3.9892)$$
$$= 0.01813\ \text{m} = \mathbf{18.1\ mm}$$

中心沈下は**18.1 mm**。グラフのS(z′)より、沈下の大部分は上部2B（8 m）以内で生じ、深部層の寄与は小さい。



GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

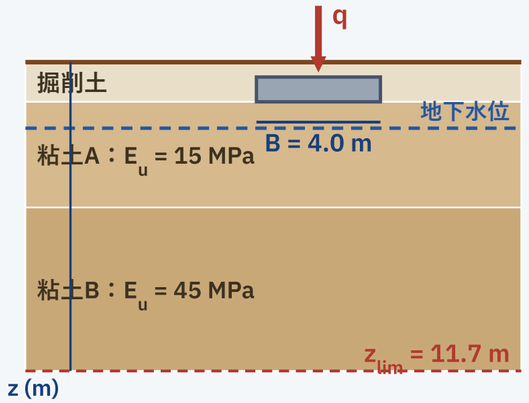
例題

与条件

基礎、荷重	**B × L = 4 × 6 m、q_{gross} = 180 kPa、D_f = 1.5 m ⇒ q_{net} = 151.50 kPa**
A層	**基礎底面から4 mの厚さ：$E_u = 15$ MPa**
B層	**その下、z_{lim}まで：$E_u = 45$ MPa**
計算深さ	**z'_{lim} = 10.19 m**

求めるもの

各層の**中央**沈下と合計を求め、単一層の場合と比較せよ。



解答 (1/2)

解答

1 層係数k = $q_{net}(1-\nu^2)/E$および$\alpha\ B' I_s$（中心；例題2および6）

$$k_A = \frac{151.50(0.75)}{15{,}000} = 0.007575 \qquad k_B = \frac{151.50(0.75)}{45{,}000} = 0.002525$$

$$8\,I_s(z'=4) = 8(0.2925) = 2.3398 \qquad 8\,I_s(z'_{lim}) = 3.9892$$

地盤プロファイルを2層に分割すると、各層は**それぞれのモジュール**で、I_sのそれぞれの区間における増分によって合計される。

解答 (2/2)

解答

2 層別沈下量と合計

$$\Delta S_A = k_A (8I_s)_4 = 0.007575(2.3398) = 17.7 \text{ mm}$$

$$\Delta S_B = k_B \left[(8I_s)_{lim} - (8I_s)_4\right] = 0.002525(3.9892 - 2.3398) = 4.2 \text{ mm}$$

$$S = \Delta S_A + \Delta S_B = \mathbf{21.9\ mm}$$

中心沈下の合計は**21.9 mm**である（エンジン：21.9 mm）。単一層（E = 25 MPa）では18.1 mmであった：上部4 mが**軟弱**であるため沈下は**21%**増加した。層Aが全体の81%を負担している。

GeoTervaで解答を確認する ↗

中心、隅角および剛体沈下

理論

各式は**完全に弾性**な基礎の沈下を与える：**中央で最大**、隅角で最小；その差が弾性基礎の**不同沈下**である。剛な基礎は**一様**に沈下する：弾性基礎の中央値の約0.93倍である：

$$S_{rigid} \approx 0.93\, S_{center} \qquad S_{diff} = S_{center} - S_{köşe}$$

中心：α = 4、B′ = B/2。隅角：α = 1、B′ = B（全長方形の隅角）。

根入れ：Foxの深さ係数I_f（D_f/B、B/Lおよび ν に依存）は根入れ基礎の沈下を低減する。モジュールは$I_f = 1$とする：補正なしで、**安全側**である。

注記

実際の基礎は柔軟と剛の間にある。モジュールは両極端の値を与える；中間の剛性と地盤–構造物相互作用は対象外である。

問題

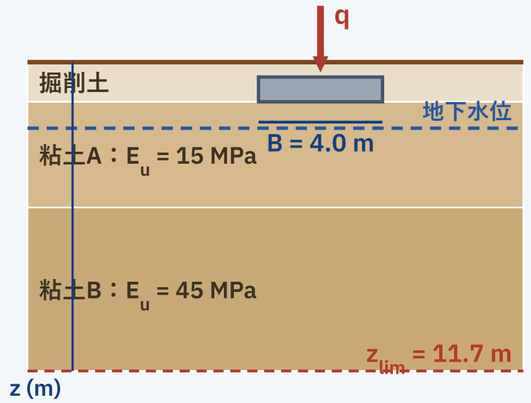
例題

与条件

プロファイル	**例題7：層A（4 m）と層B；z'_{lim} = 10.19 m**
基礎	**柔軟、4 × 6 m**
隅角	**α = 1, B′ = B = 4 m ⇒ m′ = L/B = 1.5; n′ = z′/4**

求めるもの

角の沈下、**剛**基礎の沈下、および柔な基礎の**不同**沈下。



解答

解答

1 隅角に対する4·I_sの値（n′ = z′/4）

$$z' = 4\ (n' = 1):\ 4\,I_s = 0.5277$$

$$z'_{lim} = 10.19\ (n' = 2.547):\ 4\,I_s = 1.4137$$

2 隅角部の沈下

$$S_{köşe} = k_A(0.5277) + k_B(1.4137 - 0.5277) = 4.0 + 2.2 = \mathbf{6.2\ mm}$$

3 剛体と不同沈下

$$S_{rigid} = 0.93(21.9) = \mathbf{20.4\ mm} \qquad S_{diff} = 21.9 - 6.2 = \mathbf{15.7\ mm}$$

中心 21.9、隅角部 6.2、剛体 20.4 mm；柔軟な基礎の不同沈下は**15.7 mm**である。隅角部の沈下は中心のわずか28%である。

GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

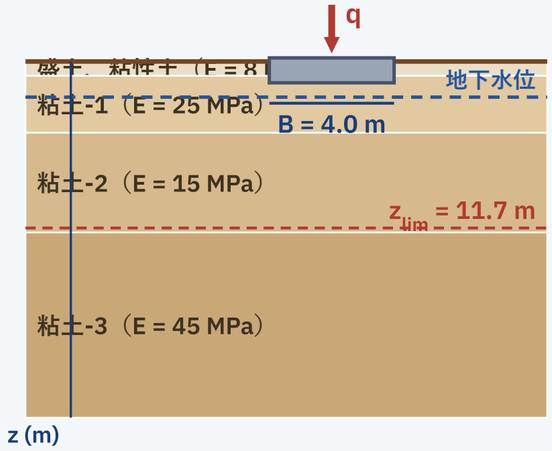
例題

与条件

基礎	**B × L = 4 × 6 m、q_{gross} = 180 kPa、掘削深さ1.5 m、地下水位2.5 m**
プロファイル	**盛土、粘性土0–1 m：E_u = 8 MPa；粘土-1 1–5 m：E_u = 25 MPa；粘土-2 5–12 m：E_u = 15 MPa；粘土-3 12–25 m：E_u = 45 MPa**
計算深さ	**影響深さ、p = 10%**

求めるもの

層ごとの**中心**および**隅角**沈下；弾性地盤の中心、隅角、剛体および不同沈下。



解答 (1/2)

解答

1 純支持力（掘削底面 1.5 m）

$$\sigma'_{v0}(1.5) = 27.50 \text{ kPa} \quad \Rightarrow \quad q_{net} = 180 - 27.50 = \mathbf{152.50} \text{ kPa}$$

2 計算深さと層

$$z_{lim} = 1.5 + 10.19 = \mathbf{11.69} \text{ m}$$ 掘削底面より上の層を除去する

掘削底面（1.5 m）は粘土-1層の内部にある：層は1.5 m以深の部分のみを計上する。z_{lim} = 11.69 mであり、粘土-2層の内部に収まるため、その層は打ち切る。

解答 (2/2)

解答

層	z (m)	H (m)	E (MPa)	k (×10⁻³)	ΔS 中央（mm）	ΔS 隅角部 (mm)
粘土-1（CL、硬質）	1.50 – 5.00	3.50	25	4.575	9.5	2.0
粘土-2（CH、極硬）	5.00 – 11.69	6.69	15	7.625	14.7	7.5
合計					**24.1**	**9.5**

中央**24.1 mm**、隅角9.5 mm、剛体22.4 mm、不同沈下14.7 mm。モジュールは同じ値を与える。

GeoTervaで解答を確認する ↗

結果を読む際の留意点

理論

仮定：

- 基礎レベル = 掘削底面、完全弾性基礎では等分布圧力。
- 各層において**均質半無限体**の応力（その層の ν を用いる）。
- 各層は粘性土であり、**非排水**で沈下する（E_u, $\nu = 0.5$）。
- 根入れ深さの補正なし；剛体基礎 ≈ 0.93 × たわみ性基礎の中心
- 符号：沈下は**正**；ヘッダーの選択肢により、上向き沈下を正とする表示に切り替えられる。

対象外：粘土の圧密および二次圧密；砂質土層；Schmertmann、SPT/CPTの図表、深さとともに増加する変形係数、基礎の剛性および地盤－構造物相互作用、有限要素法。

色領域

断面図は応力増分、弾性係数、ひずみおよびS(z)沈下を色帯で示す；基礎底面レベルでの中心値が結果の沈下である。

まとめ

ポイントのまとめ

Hooke：$\varepsilon_z = [\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)]/E$、$\mathbf{S = \int \varepsilon_z\, dz}$、Eに反比例

Steinbrenner：$S = q_{net}\ \alpha\ B'(1-\nu^2)/E \cdot I_s$；$I_s = F_1 + (1-2\nu)/(1-\nu)\,F_2$；中央 $\alpha = 4$、$B' = B/2$；隅角 $\alpha = 1$、$B' = B$

粘土：$E_u = \beta\ c_u$（β は数百〜1500）、$\nu = 0.5 \Rightarrow I_s = F_1$

層状地盤：$\Delta S = q_{net}\ \alpha\ B'(1-\nu^2)/E \cdot [I_s(z_{下端}) - I_s(z_{上端})]$。分割片の厚さには依存しない。

純圧力 $q_{net} = q_{gross} - \sigma'_{v0}(D_{exc})$；**計算深さ** $I(z') = p$（正方形で2.09 B、L = 1.5 Bで2.55 B、帯状で6.34 B）

柔軟：中央 > 隅角（不同沈下）；**剛体** ≈ 0.93 × 中央；根入れ補正なし（$I_f = 1$）

参考文献

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage.

Steinbrenner, W. (1934). Tafeln zur Setzungsberechnung. Die Strasse, 1, 121–124.

Fox, E.N. (1948). The mean elastic settlement of a uniformly loaded area at a depth below the ground surface. Proc. 2nd ICSMFE, Rotterdam, 1, 129–132.

Bowles, J.E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th ed. McGraw-Hill.

Duncan, J.M. & Buchignani, A.L. (1976). An engineering manual for settlement studies. University of California, Berkeley.

Kulhawy, F.H. & Mayne, P.W. (1990). Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. EPRI EL-6800.

注記

数値例はすべてモジュール自身の計算エンジンで作成されており、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

この講義の例題プロジェクトをGeoTervaで手順ごとに計算する：モジュールはこのモデルで開く。

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