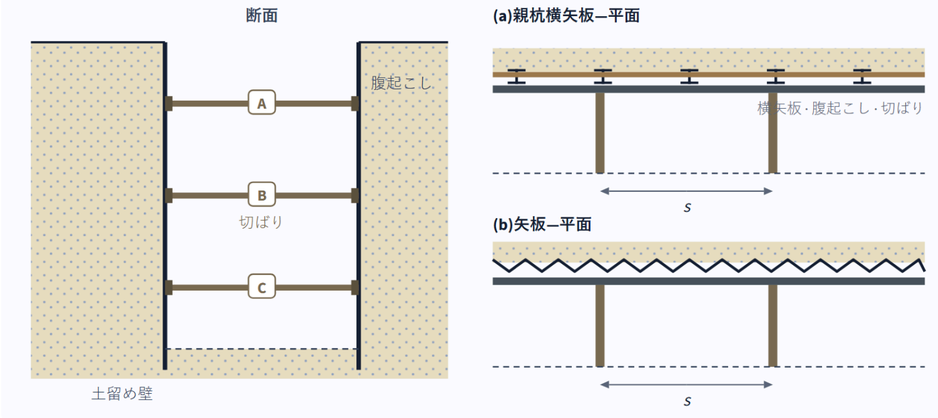
地盤工学の講義スライド ・ 矢板と切ばり式土留め掘削

砂上の粘土：切ばり式土留め掘削

講義：同一の掘削における砂と粘土（Peckの等価粘着力）；見かけの土圧、切ばり荷重、矢板と腹起しの断面決定、鋼材の照査およびヒービング；各項目に計算例。

掘削土留め　等価粘土（砂＋粘土）　切ばり・腹起し・矢板　EN 1993 · AISC 360　ヒービング



はじめに

この講義で学ぶこと

切ばり式掘削において圧力が**なぜRankineではないか**、および包絡分布の作り方；粘土の包絡分布（$\gamma H/c$を用いる）

掘削が砂と粘土を通過する場合、Peckの**等価粘着力**c_{av}とγ_aを用い、包絡分布を$\gamma_a H/c_{av}$で選ぶ。

National Plaza（シカゴ）の掘削における、**複数の粘土層**をまず層厚で平均し、次いで砂と合わせる扱い

上載荷重を包絡分布の脇に加えること。包絡分布から**切ばり荷重**、**矢板**および**腹起し**の断面決定を行うこと

鋼材を**EN 1993-1-1**および**AISC 360-22**により照査すること；層状地盤での**ヒービング**照査

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（掘削）：上部3 mが砂（γ = 17 kN/m³、ϕ' = 30°）、その下が粘土（γ = 18 kN/m³、c = 35 kPa）である。H = 7.00 m、B = 6.00 m、切ばりは深さ1.00・3.50・6.00 mに設置し、水平間隔はs = 3.00 mとする。力は壁1 mあたりの値である（切ばり荷重はsを乗じた値）。

土留め支保システムとその構成要素

理論

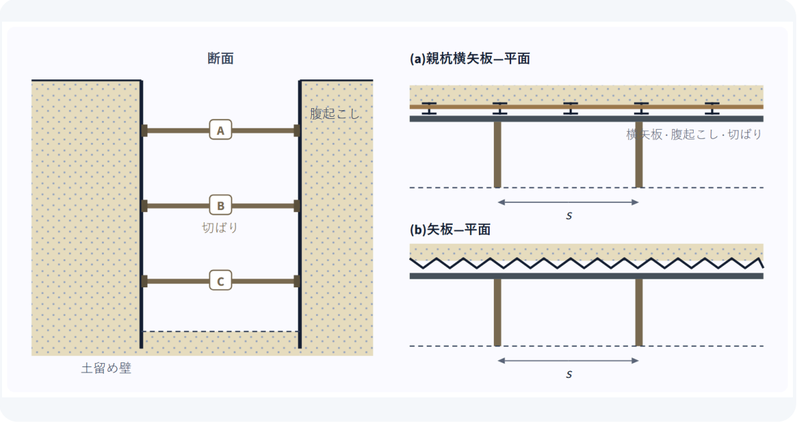
鉛直な掘削面をもつ深い掘削（市街地の地下室、開削トンネル）は、仮設の**支保システム**によって保持される。一般的な形式は2つある。あらかじめ打設した**鉛直杭**（鋼または木）の間に、掘削の進行に伴って水平な木製の矢板を設置する方法、あるいは互いに噛み合う**矢板**によって連続した壁を形成する方法である。

各支保レベルでは、掘削がそのレベルに達した時点で水平な**腹起し**（wale）を設置する。**切ばり**（strut）は腹起しから腹起しへ掘削を横切り、圧縮を伝える水平な鋼材である。

部材を選定するには、支保システムが受ける水平土圧が必要である。理論は全推力を与えるが、その**分布**は与えない：分布は地盤、施工の順序と速度、作業員および機材に依存する。

したがって設計土圧は**経験的な包絡分布**である：実際の掘削で測定された切ばり荷重から逆算した土圧の周囲に描かれる。

施工時において、切ばりの鉛直間隔は少なくとも約2.75 mとする必要がある。



壁頂を中心に回転する

理論

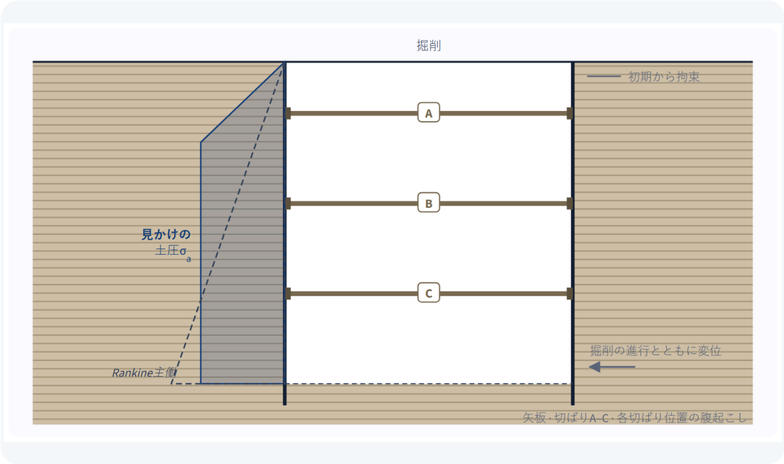
片持ち梁式擁壁は底面を中心に回転し、Rankineの主働土圧（上端でゼロ、下端で最大）がこれをよく表す。**切ばり式土留め壁は逆の動きをする**：最初の切ばりは掘削が浅いうちに設置されるため、上部はほとんど動かない。以降の各段階は切ばり設置前に掘削され、その間隔は深さとともに長くなるため、壁はしだいに下方でたわむ：掘削完了時には**頂部を中心に回転した状態**となっている。

上部では土圧は**静止土圧の値**に近いままである（地盤はほとんど動いていない）。

底部では圧力がRankineの主働値より低下することがある（地盤はすでに塑性平衡を大きく超えている）。

合力の主働土圧P_aは三角形の3分の1点**より上方**に作用する：底面から高さn_aH、$n_a > 1/3$。

全推力を対数らせんくさびで求める（$r = r_o e^{\theta \tan \phi'}$）；砂質土ではCoulombの値より15–20%大きい。しかしその分布とn_aは地盤と現場条件に依存するため、掘削は**包絡分布**で設計する。



包絡分布はどのように作成されたか

理論

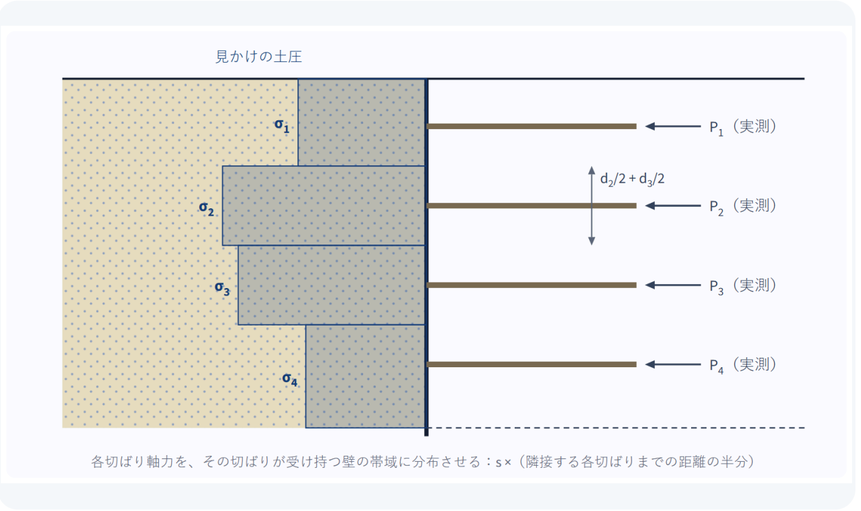
圧力は場所によって変化し、各支保工は遭遇し得る**最大荷重**に対して設計しなければならない。包絡線はこのために構築される：計測された掘削において、各支保工の荷重が測定され、その支保工が支持する矢板の帯（水平間隔 s ×上下の支保工までの距離の半分）で除され、この帯上の**見かけの土圧**に換算される：

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{s\left(d_1 + \frac{d_2}{2}\right)} \qquad \sigma_i = \frac{P_i}{s\left(\frac{d_i}{2} + \frac{d_{i+1}}{2}\right)}$$

d_1は最初の切ばりの深さ、d_iは以降の切ばり間の距離である。重ねて描いたすべての分布の包絡線が**見かけの土圧の包絡分布**である。

Peckの包絡分布はベルリン、ミュンヘンおよびニューヨークの地下鉄掘削で測定された砂の荷重に基づく；軟〜中硬および硬質粘土についても同じ方法で構築した。

包絡線は、ある瞬間に擁壁に作用する土圧**ではない**：ある支保についてそれから求めた荷重は、実測荷重の安全側にとどまるように描かれている。



軟弱～中硬質または硬質：γH/c

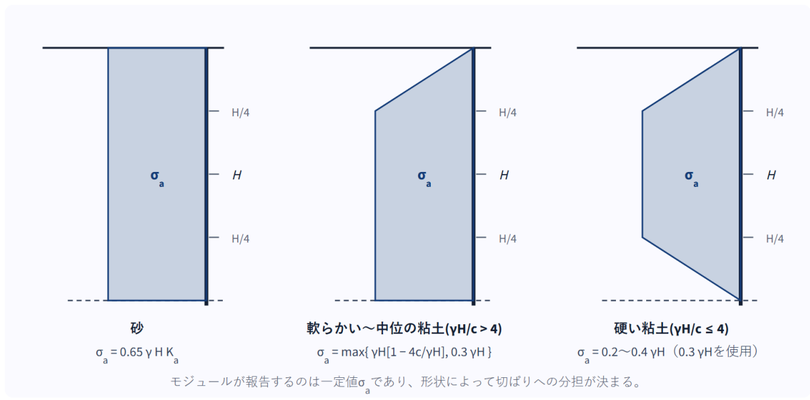
理論

粘土では包絡分布の形は**安定数γH/c**で決まる（cは非排水粘着力、$\phi = 0$）。γH/c > 4の**軟～中硬粘土**は、掘削によって強度をはるかに超えて働かされる；**硬質粘土**は弾性域に近い：

$$\frac{\gamma H}{c} > 4: \quad \sigma_a = \max\left(\gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right], 0.3\gamma H\right) \qquad \frac{\gamma H}{c} \le 4: \quad \sigma_a \approx 0.3\gamma H$$

軟～中硬質粘土の包絡線は表面でゼロ、上部4分の1で増加し、底面まで一定のプラトーをなす。硬質粘土の包絡線は上部4分の1で増加し、中央の半分で一定、下部4分の1でゼロに戻る。2つの式の大きい方が支配する。

条件：掘削深さ ≳ 6 m；水は底面より下；粘土は非排水（間隙水圧は考慮しない）。



Peckの等価粘着力

理論

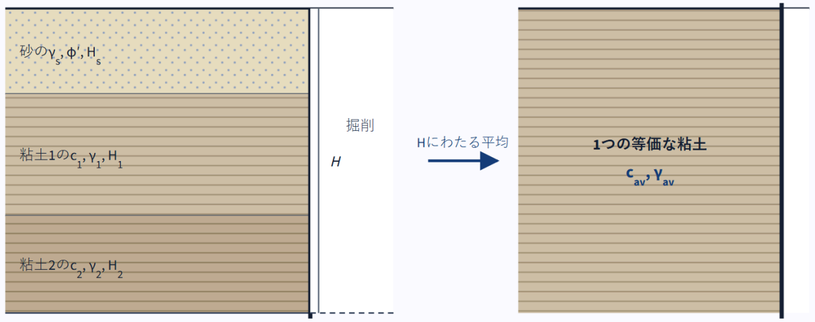
掘削に砂と粘土の両方が含まれる場合、Peckの包絡分布は**単一の粘土**に置き換えた：高さ方向に沿って地盤が発揮できる強度を平均化する。砂は自重による摩擦を、粘土は一軸圧縮強さ（進行性破壊に対して低減した値）を寄与する：

$$c_{av} = \frac{1}{2H}\left[\gamma_s K_s H_s^2 \tan\varphi'_s + (H - H_s)\, n' q_u\right] \qquad \gamma_a = \frac{1}{H}\left[\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c\right]$$

H_s、γ_s、ϕ'_s：砂の高さ、単位体積重量および有効せん断抵抗角；K_sは砂の土圧係数（≈ 1）；$q_u = 2c$は粘土の一軸圧縮強さ、γ_cは飽和単位体積重量；n′は漸進的破壊係数で0.5–1.0（平均0.75）。

c_{av} と γ_a により粘土の包絡線を全高に適用する；包絡線は $\gamma_a H/c_{av}$ で選定する。

砂の下に複数の粘土がある場合、出典はまずそれらを層厚で平均し（$c_{av} = \Sigma c_i H_i / \Sigma H_i$、$\gamma_{av}$）、次にこの等価な粘土を砂と組み合わせる（National Plazaの事例のように）。



砂：自重による摩擦$\gamma K_s H_s^2 \tan\phi'$・粘土：$n' q_u H$・両者を全高にわたって合計し、粘土の規則を適用

問題

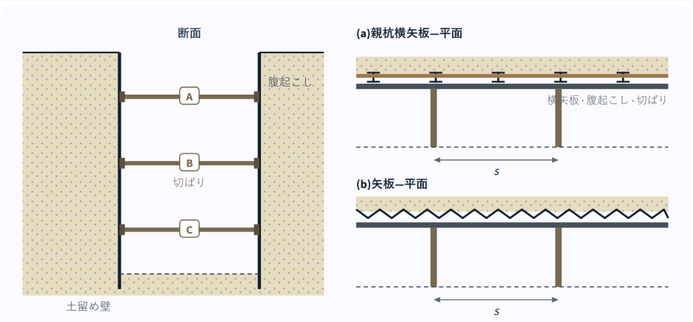
例題

与条件

プロファイル	上部に$H_s = 3$ mの砂（$\gamma_s = 17$ kN/m³, $\varphi'_s = 30°$, $K_s = 1$）、その下に粘土（$\gamma_c = 18$ kN/m³, $c = 35$ kPa）
掘削と係数	$H = 7.0$ m；$n' = 0.75$（平均）；さらに$n' = 0.5$と1.0

求めるもの

c_{av}、γ_a、$\gamma_a H/c_{av}$、包絡分布の種類およびσ_a；n′の変化による結果。



解答 (1/2)

解答

1 等価粘着力と単位体積重量（n′ = 0.75）

$$c_{av} = \frac{1}{2(7)}\left[17(1)(3)^2\tan 30^\circ + (7-3)(0.75)(2\cdot 35)\right] = \frac{88.33+210.0}{14} = \mathbf{21.31}\ \text{kPa}$$

$$\gamma_a = \frac{17(3)+(7-3)18}{7} = \mathbf{17.57}\ \text{kN/m}^3 \qquad \frac{\gamma_a H}{c_{av}} = \frac{17.57(7)}{21.31} = \mathbf{5.77} > 4$$

等価粘土：c_{av} = **21.31 kPa**、 γ_a = 17.57 kN/m³、 $\gamma_a H/c_{av}$ = **5.77** > 4 → 軟〜中硬質粘土の包絡分布。

解答 (2/2)

解答

2 軟〜中程度の粘土の包絡線とn′の感度

$$\sigma_a = \gamma_a H \left[1 - \frac{4c_{av}}{\gamma_a H}\right] = 17.57(7) - 4(21.31) = \mathbf{37.75}\ \text{kPa}$$

n′	c_{av} (kPa)	$\gamma_a H/c_{av}$	σ_a (kPa)	P_{max} (kN)
0.50	16.31	7.54	57.75	424.5
0.75	21.31	5.77	37.75	277.5
1.00	26.31	4.67	36.90	271.2

等価粘土：c_{av} = **21.31 kPa**、 $\gamma_a H/c_{av}$ = 5.77 > 4：軟〜中硬粘土の包絡線、 **σ_a = 37.75 kPa**。n′ = 0.5とするとc_{av}は16.31に下がり、 σ_aは57.8 kPaに上がる：進行性破壊係数は結果に大きく影響する。

GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

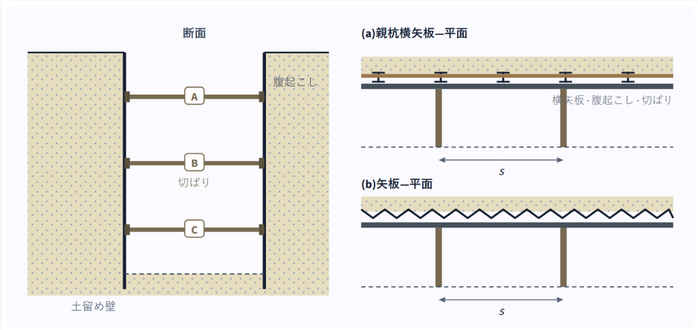
例題

与条件

掘削	$H = 70$ ft $= 21.34$ mの深さ、下方に6本の支保工；盛土の下に13 ftの砂、4層の粘土（下表、SI）
係数	$K_s = 1, \varphi'_s = 30°, n' = 0.75$

求めるもの

粘土の厚さ平均$c_{av,kil}$；c_{av}、γ_{av}、γ H/c およびσ_a。



解答 (1/2)

解答

1 土層構成（SI）と粘土の厚さ平均

層	厚さ (m)	γ (kN/m³)	c (kPa)	寄与項（kN/m）
砂盛土	3.96	17.28	—	156.6
粘土1	10.06	19.95	19.2	289.0
粘土2	3.35	20.42	33.5	168.6
粘土3	1.83	21.21	95.8	262.7
粘土4	2.13	21.21	191.5	612.9

$$c_{av,clay} = \frac{\Sigma c_i H_i}{\Sigma H_i} = \mathbf{51.16}\ \text{kPa}$$

4層の粘土の層厚による平均は**51.16 kPa**である。砂の項は $\gamma_s K_s H_s^2 \tan\phi'_s = 156.6$、粘土の項は $n' q_u \Sigma H_i = 1{,}333.2$ kN/mである。

解答 (2/2)

解答

2 等価粘着力、単位体積重量および包絡線

$$c_{av} = \frac{\gamma_s K_s H_s^2 \tan\varphi'_s + n' q_u \Sigma H_i}{2H} = \frac{156.6 + 1{,}333.2}{2(21.34)} = \mathbf{34.91}\ \text{kPa}$$

$$\gamma_{av} = \frac{\Sigma \gamma_i H_i}{H} = \mathbf{19.76}\ \text{kN/m}^{\mathbf{3}} \qquad \frac{\gamma_{av} H}{c_{av}} = \frac{19.76(21.34)}{34.91} = \mathbf{12.08}\ > 4$$

$$\sigma_a = \gamma_{av} H \left[1 - \frac{4c_{av}}{\gamma_{av} H}\right] = \mathbf{282.0}\ \text{kPa}$$

軟質〜中硬質粘土の包絡分布を適用する：**σ_a = 282.0 kPa**（c_{av} = 34.91 kPa、γ_{av} = 19.76 kN/m³、$\gamma_{av}H/c_{av}$ = 12.08）。この包絡分布と実測の切ばり荷重との比較は「実際の掘削における包絡分布」の節にある（Peckの包絡分布 ≈ 1.8倍）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

包絡分布の脇に加える

理論

上載荷重 qは包絡分布に含めない（含めると経験係数がこれにも適用されてしまう）。上載荷重は全高さにわたる独自の等分布圧力として考慮し、非排水粘土では$K_a = 1$とする：$\Delta p_q = q$。

水：粘性土の包絡線は非排水、全応力の構成である。粘性土では水はすでに単位体積重量と非排水強さに含まれている。底面より上の水は描画して注記し、別の荷重として加えない。水は地盤重量のみを変える：水中では飽和単位体積重量、水が層を横切る場合は2つの値の層厚平均とする。

砂層の厚さが等価粘土層を決めるため、土層構成の**層の順序**は結果に直接影響する：砂が厚くなるほどc_{av}は変化する（以下の例）。

$$\Delta p_q = K_a q = q \;\; (\varphi = 0 \Rightarrow K_a = 1)$$

$$\gamma = \frac{\gamma z_w + \gamma_{sat}(H - z_w)}{H}$$

問題

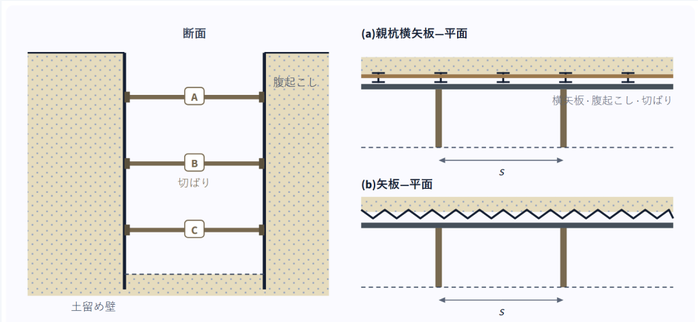
例題

与条件

掘削	**例題1の掘削（$H = 7$ m、$n' = 0.75$）：砂 3 m（開削）**
変更点	**(a) 砂5 m厚（粘土2 m）；(b) 上載荷重$q = 10$ kPa**

求めるもの

いずれの場合もc_{av}、$\gamma_a H/c_{av}$、σ_a、全荷重Rおよび最大切ばり荷重。



解答 (1/2)

解答

1 (a) 砂5 m：等価粘土再圧密

$$c_{av} = \frac{1}{14}\left[17(5)^2 \tan 30^\circ + (2)(0.75)(70)\right] = 25.03 \text{ kPa}$$

$$\gamma_a = \frac{17(5) + 2(18)}{7} = 17.29 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_a = \max\left(\gamma_a H - 4c_{av},\, 0.3\gamma_a H\right) = \max(20.91, 36.31) = \mathbf{36.31} \text{ kPa}$$

砂が5 mになると等価粘着力は21.3 → **25.0 kPa**となり、包絡分布は**0.3 γ_aH = 36.3 kPa**で決まる。

解答 (2/2)

解答

2 (b) 上載荷重：別途 $\Delta p_q = q = 10$ kPa；3ケースのまとめ

条件	c_{av} (kPa)	γ_a (kN/m³)	$\gamma_a H/c_{av}$	σ_a (kPa)	R (kN/m)	P_{max} (kN)
掘削（砂 3 m）	21.31	17.57	5.77	37.75	231.2	277.5
(a) 砂 5 m	25.03	17.29	4.84	36.31	222.4	266.9
(b) q = 10 kPa	21.31	17.57	5.77	37.75	301.2	351.0

砂層が厚くなるとc_{av}は21.3 → 25.0 kPaとなり、包絡分布は37.8 → **36.3 kPa**に低下する（摩擦性の砂は粘土より多くの強度を付加する。残る$0.3\,\gamma_a H$の項が支配する）。上載荷重は包絡分布に影響しない：$\Delta p_q = 10$ kPaを加えるのみである（Rは231.2 → 301.2 kN/m）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

包絡分布から切ばり荷重へ

理論

切ばりは水平部材である：圧力を軸方向に沿って伝え、自重で曲げられる；耐力は細長比に依存し、広い掘削では追加が必要となる場合がある。参考文献は荷重に対する簡便で安全側の方法を与える：

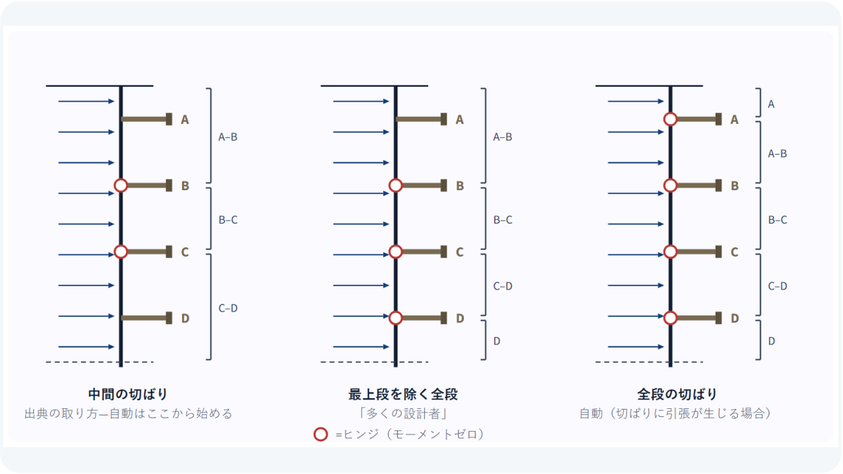
> 土圧包絡線と支保レベルを描く。矢板は最上段と最下段を除く**各支保レベルでピン支持**と仮定する（多くの設計者は最上段を除くすべてでそうする）。

> 壁をヒンジ位置で**両端は単純片持ち梁、中間は単純梁**に分割し、各部分の反力を静力学で求める（4支点の掘削ではA、B_1、B_2、C_1、C_2、D）。

> 一つの切ばりの荷重は、それが受ける反力の合計 × 水平間隔 s である。

$$P_A = A\,s \quad P_B = (B_1 + B_2)\,s \quad P_C = (C_1 + C_2)\,s \quad P_D = D\,s$$

各分割片は静的に安定である：2つの支点で支持され、一方の支点に関するモーメントと水平力のつり合いから両方が求まる。ヒンジ支点は両側に属するため**2つの反力**を受ける。反力は壁の単位長さ当たり（kN/m）であり、sはそれらを支点荷重に変換する。



問題

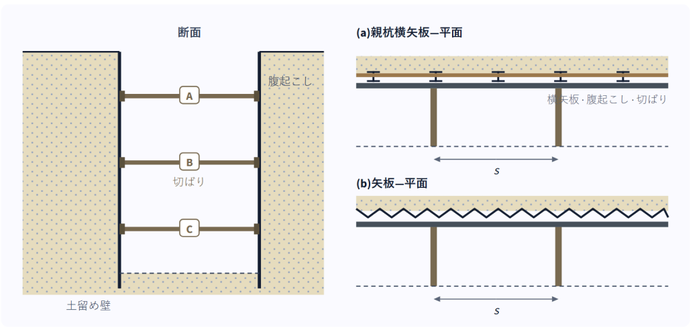
例題

与条件

掘削	$H = 7.00$ m；$B = 6$ m；切ばり$z = 1.00, 3.50, 6.00$ m（A、B、C）；水平間隔 $s = 3.00$ m
圧力	例題1：等価な粘土、軟質～中硬質の包絡分布$\sigma_a = 37.75$ kPa（上部4分の1で増加し、底面まで一定）；矢板は支点Bでヒンジ支持（最上部と最下部を除く）

求めるもの

部分の**合力W**とその腕の長さ**z̄**；反力**A、B_1、B_2、C**；支点荷重**P_A、P_B、P_C**。



解答 (1/2)

解答

1 包絡分布をヒンジで部分に分割する；各部分の合力と腕の長さ（天端からの深さ）

部分	範囲 (m)	W (kN/m)	z̄ (m)	支点
1	0.00 – 3.50	99.09	2.139	A (z = 1.00), B (z = 3.50)
2	3.50 – 7.00	132.12	5.250	B (z = 3.50), C (z = 6.00)

2 第1部分：最初の支点に関するモーメントのつり合い

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{99.09(2.139 - 1.00)}{3.50 - 1.00} = \mathbf{45.14} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{53.95}\ \text{kN/m}$$

.最初のスパンは2本の支柱を53.95および45.14 kN/mで支持する。最上部の支点（A）の反力は、片持ち部分の荷重も含むため大きい。

解答 (2/2)

解答

3 第2の部分

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{132.12(5.250 - 3.50)}{6.00 - 3.50} = \mathbf{92.49} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{39.64}\ \text{kN/m}$$

4 各支点は受け持つ反力を合計する；荷重 = 合計 × s（s = 3.00 m）

レベル	z (m)	受け持つ反力 (kN/m)	合計 (kN/m)	P = R·s (kN)
A	1.00	53.95	53.95	**161.85**
B	3.50	45.14 + 39.64	84.78	**254.34**
C	6.00	92.49	92.49	**277.47**

最大切ばり荷重**P_C = 277.47 kN**（レベルC）：この荷重が切ばりの断面決定を支配する。Bの切ばりは2つの部分に属するため、2つの反力を合計する。

GeoTervaで解答を確認する ↗

最大モーメントと必要な断面係数

理論

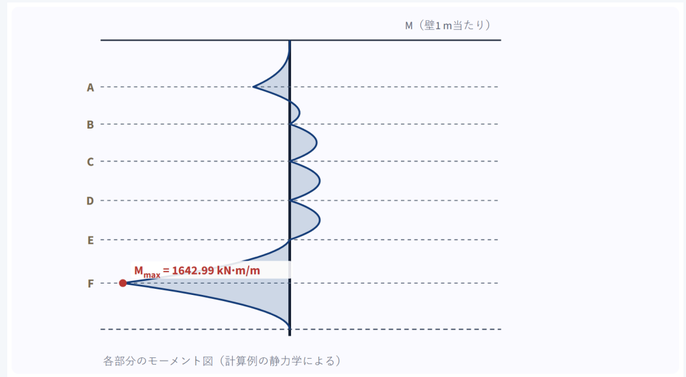
矢板は同じ部分から設計する。各部分で最大曲げモーメント（せん断力の符号が変わる位置：スパン内、または片持ち部が切ばりと交わる支点）を求め、その最大値が壁体単位長さ当たりの設計モーメントとなる。必要断面係数は許容曲げ応力度から求め、表から少なくともその値以上の断面を選定する：

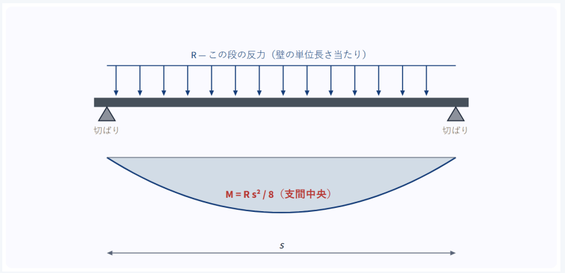
$$M_{max} = \max_{parts} |M| \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

切ばりは適切に接続されれば連続とみなせる；保守的に、支持部で**ヒンジ**として扱う：スパンsの単純梁、レベルの反力R（壁の単位長さ当たり）を分布荷重とする：

$$M_{max} = \frac{R\,s^2}{8} \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

最大反力のレベルが支配的となる。切ばりは、必要な水平支持を与えられる位置で矢板に接続されることがある。





問題

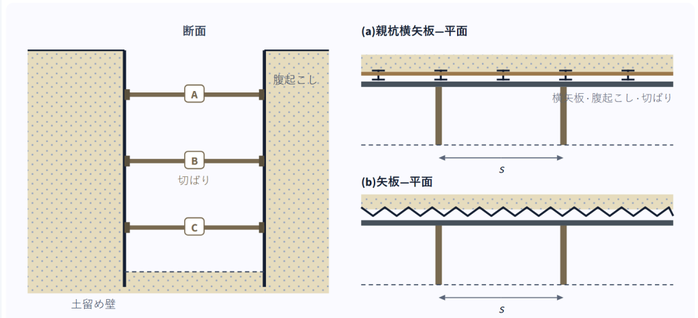
例題

与条件

掘削	**例題1の掘削（$H = 7$ m、等価な粘土、$\sigma_a = 37.75$ kPa）；切ばりは1.0・3.5・6.0 m；$s = 3.0$ m；Bでヒンジ**
鋼材	**許容曲げ応力$\sigma_{allow} = 170\,000$ kPa**

求めるもの

矢板の**M_{max}**と必要**S**（cm³/m）；最大反力が生じる位置での腹起しの**M_{max}**と**S**（cm³）。



解答 (1/2)

解答

1 矢板：各部の最大モーメント

部分	範囲 (m)	M_{max} (kN·m/m)	位置 z (m)
1	0.00 – 3.50	26.99	2.30
2	3.50 – 7.00	20.81	4.55

2 必要な断面係数

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{26.99}{170{,}000} = 0.0001588\ \text{m}^3/\text{m} = \mathbf{158.8}\ \text{cm}^3/\text{m}$$

矢板において**M_{max} = 26.99 kN·m/m**（区間1、z = 2.30 m）：**S ≥ 158.8 cm³/m**。

解答 (2/2)

解答

3 腹起し：各レベルで単純梁（s = 3.000 m）

レベル	R (kN/m)	M = R s²/8 (kN·m)	S = M/ σ 許容 (cm³)
A	53.95	60.69	357
B	84.78	95.38	561
C	92.49	104.05	612

最大反応は**Cレベル**で生じる（R = 92.49 kN/m）。腹起しは**M_{max} = 104.05 kN·m**、**S ≥ 612 cm³**で断面を決定する。他のレベルの腹起しはより小さくてよい。

GeoTervaで解答を確認する ↗

設計効果、等級、曲げおよび座屈

理論

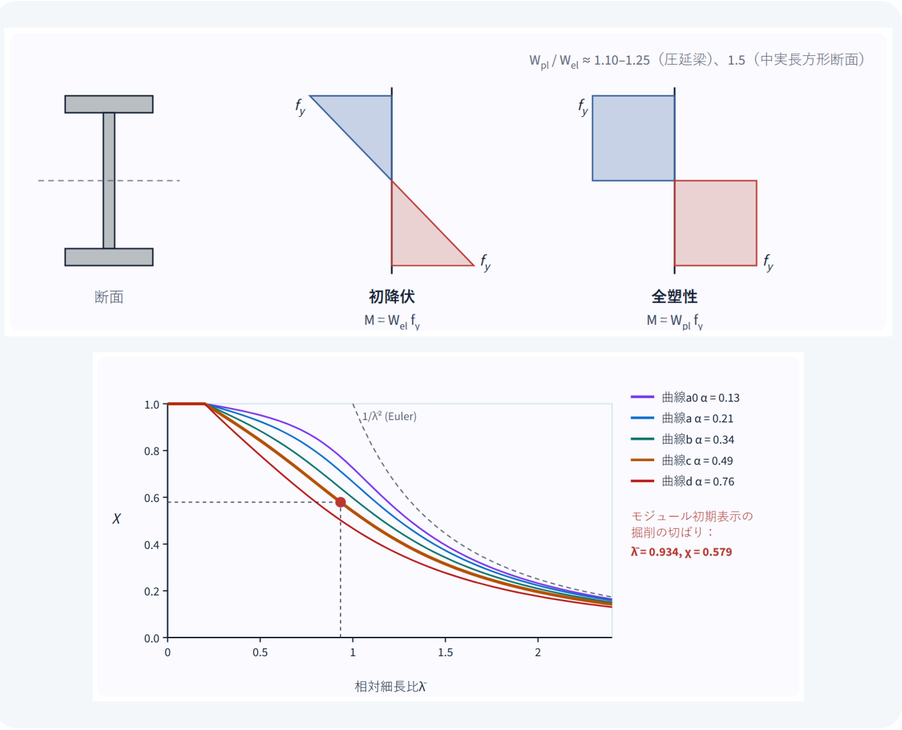
包絡分布から得られる荷重は**使用時の値**である（Peckの包絡分布は実測荷重の上限値である）。これを1回だけ設計用値に割り増す：$E_d = \gamma_F E_k$。各部材はそれぞれの鋼種の降伏強さ（f_y）で照査し、断面は部材の**断面係数**（矢板：1 m当たりのW_{el}、腹起し：W、切ばり：Aおよび弱軸まわりのI）で与える。

$$M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1 \qquad W = W_{pl}\ (\text{分類 1–2}),\ W_{el}\ (\text{分類 3})$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \qquad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \qquad \Phi = 0.5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right] \qquad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \le 1 \qquad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

切ばりは弱軸まわりに座屈する。Iは小さい方の断面二次モーメント、$L_{cr} = K L_b$は有効座屈長である（間に親杭やクロスバーシングが通っていない場合、掘削幅となる）。αは座屈曲線から求める（c曲線：0.49）。

矢板では同じ抵抗が単位幅あたりで成立する（EN 1993-5；U形鋼では継手のずれβ_B、Z形鋼では1.0）。腹起しの圧縮フランジが壁に押し付けられるため、横ねじれ座屈は支配的ではない。



問題

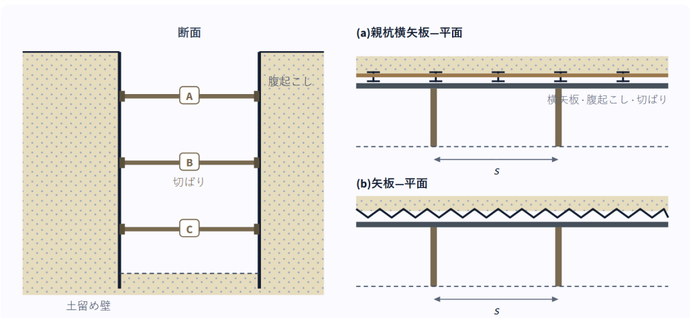
例題

与条件

掘削と荷重	**例題1の掘削と例題4の荷重：$P_{max} = 277.47$ kN**
要素	**S275（$f_y = 275$ MPa）、$\gamma_F = 1.35$、$\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.00$：矢板$W_{el} = 600$ cm³/m；腹起し$W_{el,y} = 1\,000$ cm³；切ばり$A = 65.7$ cm²、$I = 3\,598$ cm⁴、c曲線、$L_{cr} = 6.00$ m**

求めるもの

矢板、最大荷重を受ける腹起しおよび最大荷重を受ける切ばりに対するη（≤ 1）。



解答 (1/2)

解答

1 矢板および腹起し（曲げ）：$\eta = \gamma_F M/(W f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(26.99)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{36.44}{165.0} = \mathbf{0.221}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(104.05)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{140.47}{275.0} = \mathbf{0.511}$$

矢板 η = **0.221**、腹起し η = **0.511**：いずれも十分である（$\eta \leq 1$）。

解答 (2/2)

解答

2 切ばり（座屈）：$N_{Ed} = 1.35\,P_{max} = 1.35(277.47) = 374.58$ kN

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (210\,000\,000)(3\,598 \cdot 10^{-8})}{6.00^2} = 2{,}071.5 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1\,806.8}{2{,}071.5}} = 0.9339$$

$$\Phi = 0.5\left[1 + 0.49(0.9339 - 0.2) + 0.9339^2\right] = 1.1159$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.5791 \quad N_{b,Rd} = \chi A f_y = 1{,}046.4 \text{ kN}$$

$\eta_{\text{strut}} = 374.6 / 1{,}046.4 =$ **0.358**。3部材とも十分である（$\eta \le 1$）。切ばりでは**座屈**が支配的である（$N_{c,Rd} = 1{,}806.8$ kN、$N_{b,Rd} = 1{,}046.4$ kN）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

LRFDまたはASD；等級、曲げ、せん断、柱曲線

理論

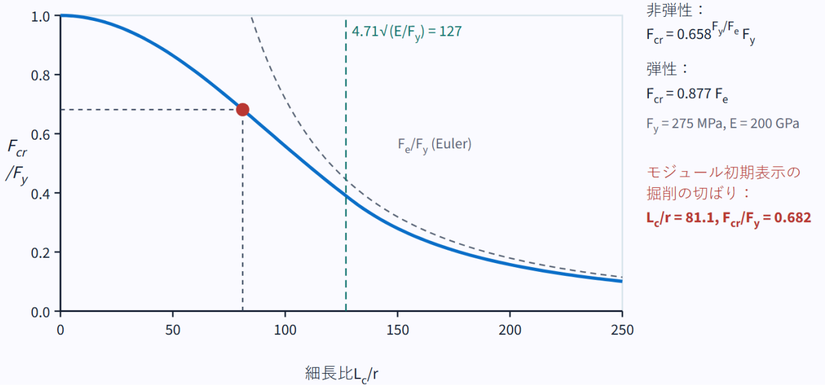
各部材は、圧縮・曲げ・せん断の規定から求めた**公称耐力 R_n**で照査する。LRFDでは荷重に係数を掛け、耐力を ϕ で低減する。ASDでは使用荷重を、耐力を安全率 Ω で除した値と比較する：

$$R_u \le \phi R_n \text{ (LRFD)} \qquad R_a \le \frac{R_n}{\Omega} \text{ (ASD)} \qquad P_u = \gamma_H P,\ M_u = \gamma_H M,\ \gamma_H = 1.6$$

包絡分布から得られる荷重はASCE 7-22の**土圧H**である。LRFDの組合せでは、荷重に加えられるすべての箇所（切ばり式掘削では常に）で1.6、ASDでは1.0で考慮する。矢板およびモジュールで与えられる腹起しは、モジュールが主張する強度で評価する。コンパクト断面ではF_yZ、初降伏ではF_ySである。腹起しは壁によって横方向に拘束されるため$L_b = 0$となり、横ねじれ座屈は限界状態ではない。

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} \quad F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \left(\frac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{E/F_y}\right) \text{ それ以外の場合 } 0.877F_e \quad P_n = F_{cr} A_g$$

単一の柱曲線はすべての断面に適用される（EN 1993-1-1のように選択すべき曲線はない）。rは小さい方の断面回転半径、$L_c = K L_b$は有効長さである。$L_c/r \le 200$が推奨される。AISCは、EN 1993-1-1と異なり、せん断力による曲げ強度の低減を行わない。



問題

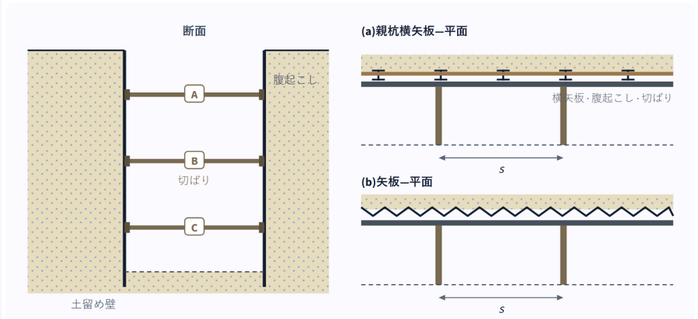
例題

与条件

掘削と荷重	**例題1の掘削と例題4の荷重：$P_{max} = 277.47$ kN**
要素	**例題6の部材（S275、$F_y = 275$ MPa）；$E = 200$ GPa；LRFD $\gamma_H = 1.6$、$\phi_c = \phi_b = 0.90$；ASD $\Omega_c = 1.67$、$\Omega_b = 1.67$（$M_n = F_y S$）**

求めるもの

最も荷重の大きい切ばりについて**L_c/r**、**F_e**、**F_{cr}**、**P_n**、LRFDおよびASDの比、矢板と腹起しについてLRFDの比を示す。



解答 (1/2)

解答

1 支保：柱曲線（A_g = 65.7 cm²、r = 7.40 cm、L_c = 6.00 m）

$$\frac{L_c}{r} = \frac{600}{7.40} = 81.1 \;\le 4.71\sqrt{E/F_y} = 127$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} = \frac{\pi^2(200\,000)}{(81.1)^2} = 300.3 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 0.658^{275/300.3}(275) = 187.4 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 187.4 \times 6\,570 \text{ mm}^2 = \mathbf{1{,}231.5} \text{ kN}$$

支点における**公称耐力P_n = 1,231.5 kN**；細長比L_c/r = 81.1、非弾性座屈領域（限界127）。

解答 (2/2)

解答

2 LRFDとASDの比（P = 277.47 kN）

LRFD: $P_u = 1.6(277.47) = 444.0\ \text{kN} \leq \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.401}$

ASD: $P_a = 277.47\ \text{kN} \leq \dfrac{P_n}{\Omega_c} = \dfrac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.376}$

切ばり：LRFD η = **0.401**、ASD η = **0.376**。矢板（LRFD）0.291、腹起し0.673；EN 1993-1-1では0.221、0.511、0.358であった。

GeoTervaで解答を確認する ↗

下の粘土が支持し、側方の層がせん断と荷重を与える。

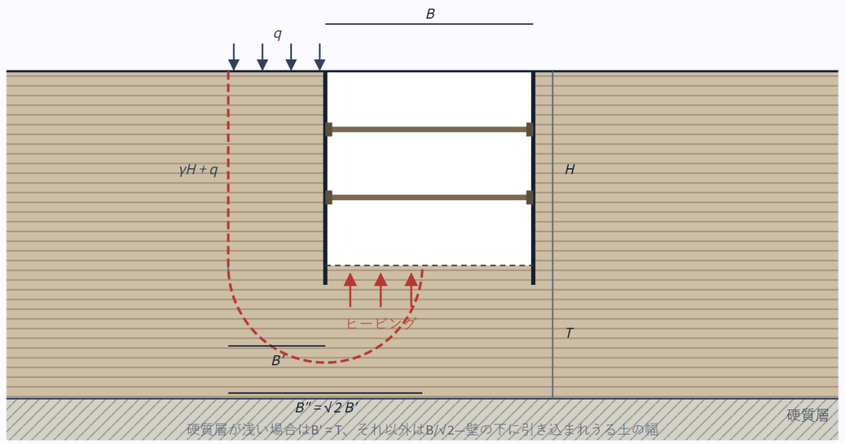
理論

粘土中の掘削底面は、隣接地盤の重量により上方へ隆起する場合がある（Terzaghiの柱、Changの補正）。式は均質な粘土に対して導かれており、モジュールは**層状の土層構成ではGeoTervaの拡張機能を用いて**適用する：

$$FS = \frac{5.14\,c\left(1 + 0.2\dfrac{B''}{L}\right) + \dfrac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\,B'$$

c：底面下の粘土（支持力項）；**c_{side}**：保持高さにわたる平均粘着力（砂は0とみなす；側面せん断項）；**$\sigma_v(H)$**：掘削端部における底面レベルでの全上載応力（$\Sigma\ \gamma_i H_i$）。

Bは掘削幅、Lは平面長さ、Tは底面下の硬質層；壁の根入れは考慮しない（安全側）。要求FS ≈ **1.5**。



問題

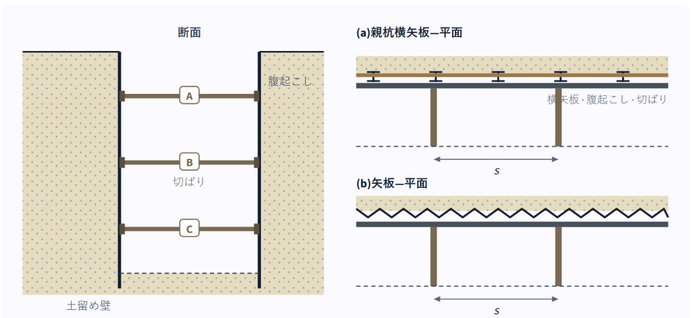
例題

与条件

開削掘削	$H = 7$ m、$B = 6$ m、$L = 20$ m、底面下の粘土 $T = 4$ m；上部に3 mの砂（$\gamma = 17$）、その下に粘土（$\gamma = 18$、$c = 35$ kPa）
比較	砂が5 m厚であった場合（粘土2 m）

求めるもの

c_{side}、$\sigma_v(H)$、B'および**FS**（≥ 1.5？）；砂層厚が増すとFSは？



解答

解答

1 隣接層から、平均粘着力と上載圧を求める。

$$c_{side} = \frac{0\,(3) + 35\,(4)}{7} = \mathbf{20.0}\ \text{kPa}\ \ (\text{砂ゼロ}) \qquad \sigma_v(H) = 17(3) + 18(4) = \mathbf{123}\ \text{kPa}$$

$$B/\sqrt{2} = 4.24\ \text{m} > T = 4\ \text{m} \ \Rightarrow\ B' = 4.00\ \text{m}, \quad B'' = \sqrt{2}B' = 5.66\ \text{m}$$

2 安全率（支持力項：基礎底面下の粘土 c = 35 kPa）

$$FS = \frac{5.14(35)\left(1 + 0.2\frac{5.66}{20}\right) + \frac{20(7)}{4.00}}{123} = \frac{190.1 + 35.0}{123} = \mathbf{1.83}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

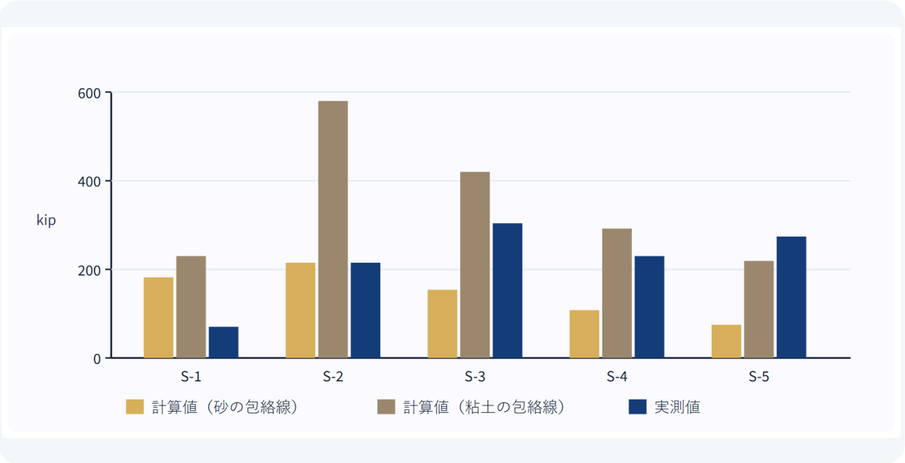
ヒービングに対する安全率は**1.83**（≥ 1.5）。砂が5 mになると側方粘着力は10 kPaに低下し、上載応力は121 kPaまで下がり、FSは**1.72**に低下する。砂層が厚くなるほど側面せん断の寄与は小さくなる。

GeoTervaで解答を確認する ↗

BostonとChicagoの事例研究

理論

Boston（試験断面B）：深さ17.7 m、切ばり5段；土層構成は砂と粘土に対する2つの包絡線で近似した（砂の包絡線53.5 kPa、軟〜中硬粘土の包絡線146.1 kPa）；実測荷重は両推定値と大きく異なり、切ばりは実測値をはるかに上回る荷重に対して設計されていた。**Chicago, National Plaza**：深さ21.3 m、切ばり6段；土層構成は等価な粘土に換算した（c_{av} = 34.91 kPa、γ_{av} = 19.76 kN/m³、$\gamma H/c$ = 12.08、σ_a = 282.0 kPa）。Peckの包絡分布は観測圧力の約**1.8倍**を与えた：多数の掘削の周囲に描かれた包絡分布は単一の掘削に対して安全側である；同一地盤での現場経験は過剰設計を大幅に低減できる。



この手法が仮定していること

理論

包絡線はおよそ6 mより深い掘削から集められている。**包絡線はある時点での壁面上の実圧力ではない**：安全な支保荷重を与えるもので、壁のたわみを与えるものではない。粘土は非排水、砂は排水条件である。

砂＋粘土の土層構成は**単一の等価粘土**（c_{av}、γ_a）に置き換えられる。包絡分布は$\gamma_a H/c_{av}$によって選定する。複数の粘土層はまず厚さで平均化する。$K_s \approx 1$および$n' = 0.75$は平均値であり、$n' = 0.5–1.0$の変動は結果に大きな影響を与える。

上載荷重は別途加算する（$\Delta p = q$）。水は単位体積重量のみを変化させる。**矢板**はヒンジ結合された静定梁の連鎖である。**腹起こし**は支保間の単純支持スパンである。鋼材はEN 1993-1-1（クラス4は設計しない）またはAISC 360-22で照査する。

ヒービングは、均質粘土に対して導出された式をGeoTervaで層状に拡張したものにより照査する；矢板の根入れは考慮しない。

掘削中には側方移動と周辺地盤の地盤損失が予想される；硬い層があれば矢板はその層に根入れされる。

まとめ

ポイントのまとめ

等価粘着力：$c_{av} = [\gamma_s K_s H_s^2 \tan\phi'_s + (H - H_s) n' q_u]/(2H)$、$\gamma_a = [\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c]/H$。例題では21.31 kPaおよび17.57 kN/m³

包絡線：$\gamma_a H/c_{av} = 5.77 > 4$ → 軟質〜中硬質粘土の包絡線 $\sigma_a = \gamma_a H[1 - 4c_{av}/\gamma_a H] = 37.75$ kPa；$n' = 0.5$ → 57.75 kPa

National Plaza：$c_{av,clay} = 51.16$、$c_{av} = 34.91$ kPa、$\gamma_{av} = 19.76$ kN/m³、$\gamma H/c = 12.08$ → $\sigma_a = 282.0$ kPa（観測値の約1.8倍）

切ばり荷重と断面決定：$P_{max} = 277.47$ kN；矢板 $M_{max} = 26.99$ kN·m/m；腹起し M = 104.05 kN·m

鋼材：EN 1993-1-1 η = 0.221 / 0.511 / 0.358、AISC LRFD 切ばり 0.401、ASD 0.376

ヒービング（成層）：$c_{side} = 20$ kPa、$\sigma_v(H) = 123$ kPa、FS = 1.83 ≥ 1.5

参考文献

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning — Chapter 15, “Braced Cuts”。本ページはこれに従っている。

Peck, R.B. (1943). Earth pressure measurements in open cuts, Chicago (Ill.) subway. Transactions, ASCE, 108, 1008–1058.

Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Volume, 225–290.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York.

Lambe, T.W. (1970). Braced excavations. Proceedings, Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE, 149–218.

Swatek, E.P., Asrow, S.P. and Seitz, A. (1972). Performance of bracing for deep Chicago excavation. Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 2, 1303–1322.

Bjerrum, L. and Eide, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. Géotechnique, 6(1), 32–47.

Chang, M.F. (2000). Basal stability analysis of braced cuts in clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(3), 276–279.

U.S. Department of the Navy (1971). Design Manual — Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAVFAC DM-7, Washington, D.C.

Moormann, C. (2004). Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database. Soils and Foundations, 44(1), 87–98.

EN 1990:2002, Eurocode — Basis of structural design. CEN.

EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN.

EN 1993-5:2007, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 5: Piling. CEN.

ANSI/AISC 360-22, Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, 2022.

ASCE/SEI 7-22, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, 2022.

注記

数値例はすべてモジュール自身の計算エンジンで生成した；モジュールも同じ値を与える。モジュールページの計算例は、National Plaza（Chicago）の事例と、モジュールの冒頭の掘削（H = 7 m、砂3 m＋粘土）である。

GeoTerva

オンライン地盤工学計算

理論から実務へ

自分の掘削の砂層と粘土層、切ばり位置、上載荷重および部材をGeoTervaに入力する。モジュールは等価粘土、包絡分布、切ばり荷重、矢板および腹起しのモーメント、鋼材の照査およびヒービングをまとめて与える。

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