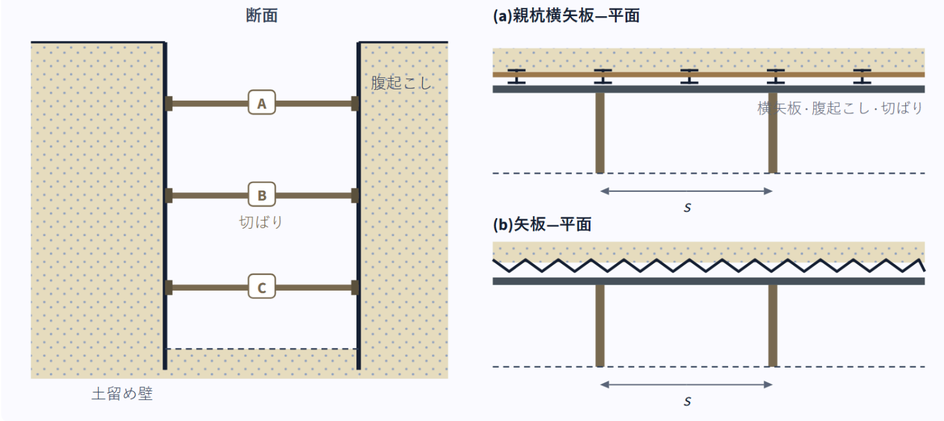
地盤工学の講義スライド ・ 矢板と切ばり式土留め掘削

粘土地盤の切ばり式掘削

講義：粘土地盤における切ばり式土留め掘削；粘土の見かけの土圧包絡分布、引張亀裂、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
- 見かけの土圧（ペックの包絡分布、粘土）
- 引張亀裂・最初の切ばり
- 切ばり・腹起こし・矢板
- 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**が実測荷重からどのように作られるか

$\gamma H/c$ 安定数による粘土の2つの包絡線：軟〜中位粘土（$\gamma H/c > 4$）と硬質粘土（≤ 4）

上載荷重を別個の圧力として加えること、粘土中の水は単位体積重量のみを変化させること；**引張亀裂 $z_c = 2c/\gamma$** と最初の支保

包絡線から**支保工荷重**（ヒンジ部材）、**矢板**と**腹起し**の断面決定まで

鋼材を**EN 1993-1-1**および**AISC 360-22**で照査すること

粘土中の掘削底面の**ヒービング**照査（Terzaghiの柱、Changの補正）

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

例題の掘削：粘土（γ = 18 kN/m³、c = 35 kPa、ϕ = 0）、深さH = 7.00 m、幅B = 6.00 m；切ばりは深さ 1.00・3.50・6.00 mにあり、水平間隔s = 3.00 m。力は壁1 m当たりである（切ばり荷重にはsを乗じている）。

土留め支保システムとその構成要素

理論

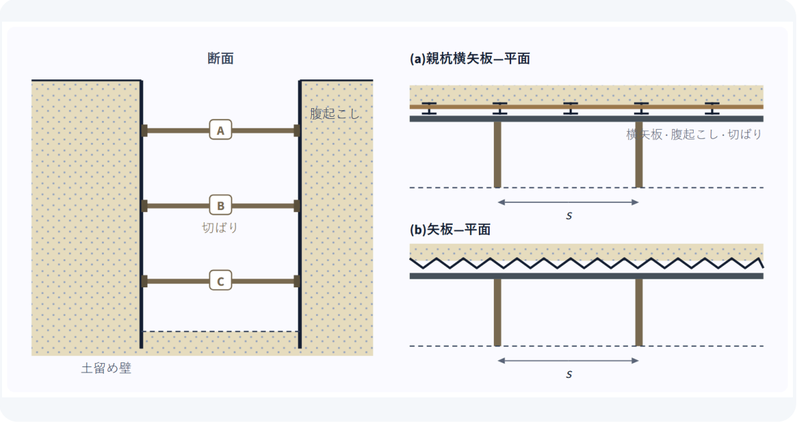
鉛直な掘削面をもつ深い掘削（市街地の地下室、開削トンネル）は、仮設の**支保システム**によって保持される。一般的な形式は2つある。あらかじめ打設した**鉛直杭**（鋼または木）の間に、掘削の進行に伴って水平な木製の矢板を設置する方法、あるいは互いに噛み合う**矢板**によって連続した壁を形成する方法である。

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

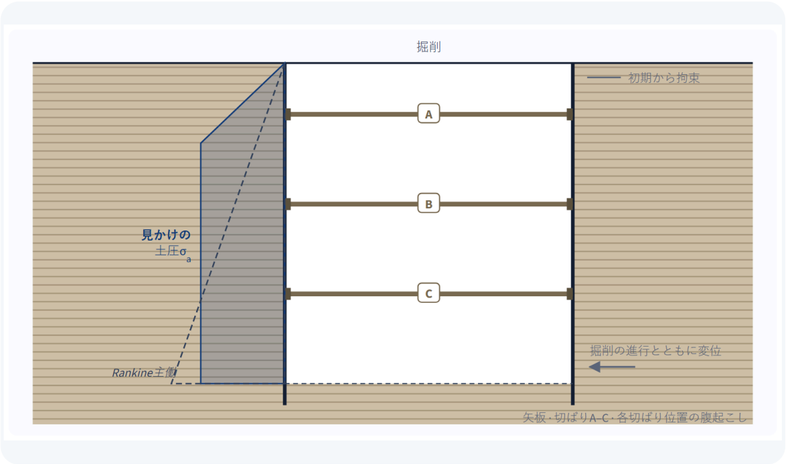
片持ち梁式擁壁は底面を中心に回転し、Rankineの主働土圧（上端でゼロ、下端で最大）がこれをよく表す。**切ばり式土留め壁は逆の動きをする**：最初の切ばりは掘削が浅いうちに設置されるため、上部はほとんど動かない。以降の各段階は切ばり設置前に掘削され、その間隔は深さとともに長くなるため、壁はしだいに下方でたわむ：掘削完了時には**頂部を中心に回転した状態**となっている。

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

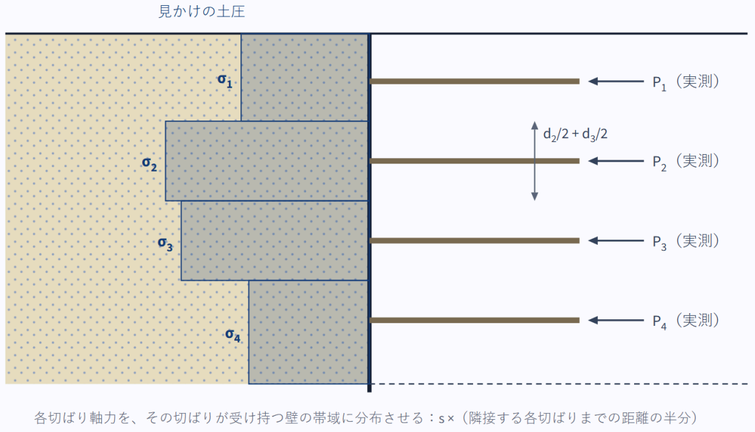
圧力は場所によって変化し、各支保工は遭遇し得る**最大荷重**に対して設計しなければならない。包絡線はこのために構築される：計測された掘削において、各支保工の荷重が測定され、その支保工が支持する矢板の帯（水平間隔 s ×上下の支保工までの距離の半分）で除され、この帯上の**見かけの土圧**に換算される：

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

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状は**安定数γH/c**で決まる（cは非排水粘着力、$\phi = 0$）。γH/c > 4となる**軟〜中位の粘土**は、掘削により強度をはるかに超えて働かされる：

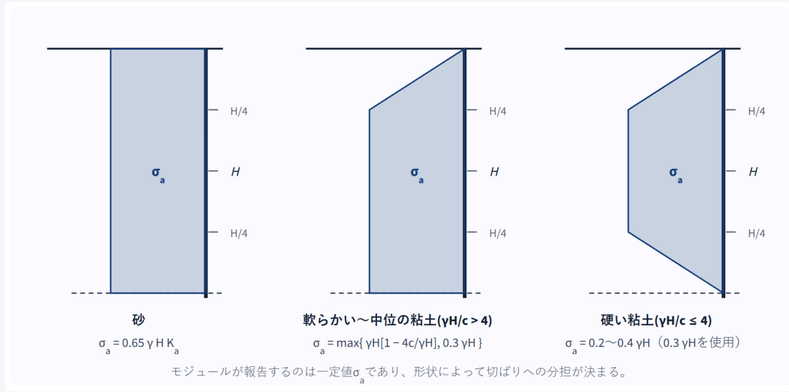
$$\frac{\gamma H}{c} > 4: \quad \sigma_a = \max\left(\gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right],\ 0.3\gamma H\right)$$

包絡分布は地表面でゼロ、上部4分の1で線形に増加し、底面まで一定を保つ；2つの式のうち大きい方が支配する。**硬質粘土**はその弾性範囲に近い：

$$\frac{\gamma H}{c} \leq 4: \quad \sigma_a = 0.2\gamma H \sim 0.4\gamma H \ (\text{平均}\ 0.3\gamma H)$$

硬質粘土では包絡分布は上部4分の1で増加し、中央半分で一定、下部4分の1でゼロに戻る。条件は砂の包絡分布と同じである（深さ ≳ 6 m、水は底面より下、粘土は非排水）。

掘削が複数の粘土層を通過する場合、出典はこれらを層厚で平均する：$c_{av} = \Sigma c_i H_i/H$, $\gamma_{av} = \Sigma \gamma_i H_i/H$。その後、粘土の包絡線を平均値で用いる。



問題

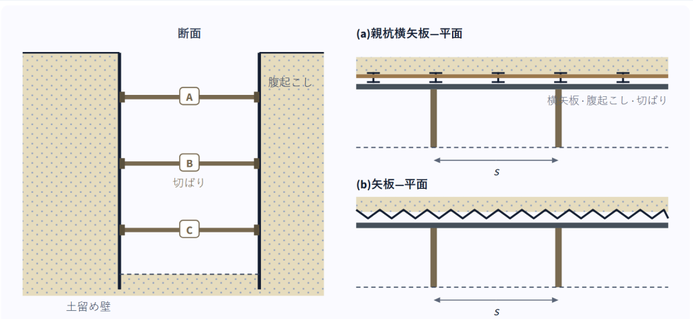
例題

与条件

開削掘削	$H = 7.0$ m, $\gamma = 18$ kN/m³, $c = 35$ kPa
より軟らかい粘土	**同じ掘削、$c = 20$ kPa**

求めるもの

両方の粘土について $\gamma H/c$、包絡分布の種類および σ_a。



解答

解答

1 開口粘土（c = 35 kPa）

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{18(7)}{35} = \mathbf{3.60} \leq 4 \Rightarrow \text{硬い粘土}$$

$$\sigma_a = 0.3\gamma H = 0.3(18)(7) = \mathbf{37.80}\ \text{kPa}$$

2 より軟弱な粘土（c = 20 kPa）

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{126}{20} = \mathbf{6.30} > 4 \Rightarrow \text{軟〜中硬粘土}$$

$$\sigma_a = \gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right] = 126(1 - 0.635) = \mathbf{46.00}\ \text{kPa} \geq 0.3\gamma H = 37.8$$

開削部の粘土は硬質とみなす：σ_a = **37.80 kPa**（最大支保荷重 P = 271.3 kN）。粘着力が20 kPaに低下すると、掘削は軟〜中硬質粘土の挙動に移行する：σ_a = **46.0 kPa** となり、包絡分布の底面は一定のプラトーとなる（P = 338.1 kN）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

包絡線の脇に；単位体積重量で；最初の切ばりの位置

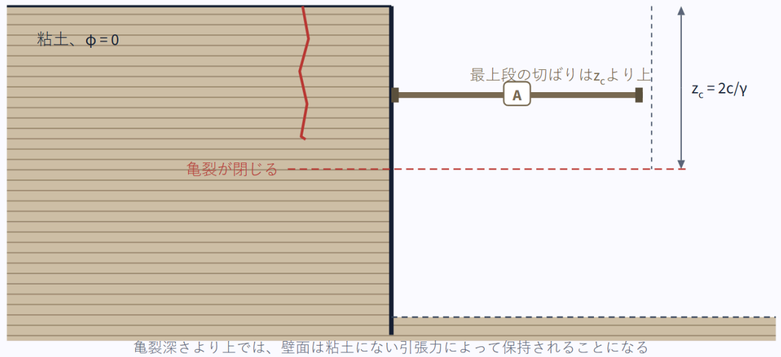
理論

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：粘土の包絡分布は非排水・全応力の定式化である。粘土中の水はすでに単位体積重量と非排水強さに含まれている。底面より上の水は図示し記録するが、別個の荷重として加えない。水が変えるのは地盤の重量のみである：水面下では飽和単位体積重量、水が層を横切る場合は両値の厚さによる平均値$\gamma = (\gamma\ z_w + \gamma_{sat}(H - z_w))/H$とする。

引張亀裂：粘土の面は、引張亀裂が閉じる深さ（粘着力を考慮したRankine主働土圧がゼロとなる深さ）まで無支保で自立できる。$\phi = 0$では$K_a = 1$であり、最初の切ばりはこの深さの**上方**に設置しなければならない。そうすることで、壁が粘土では保持できない開放面に作用しないようにする。

$$\Delta p_q = q \qquad z_c = \frac{2c}{\gamma}\ (q = 0), \qquad z_c = \frac{2c - q}{\gamma}\ \text{(上載荷重 q)}$$



亀裂深さより上では、壁面は粘土にない引張力によって保持されることになる

問題

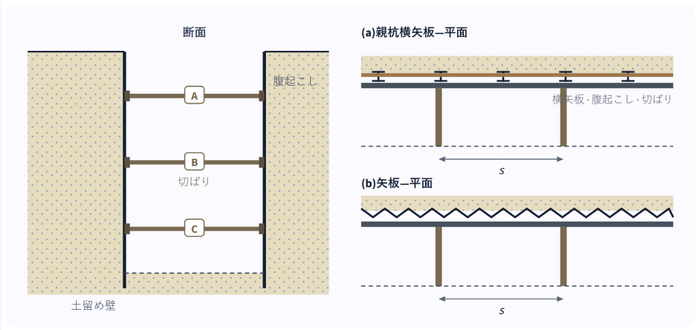
例題

与条件

掘削	例題1の開削掘削（$H = 7$ m、$\gamma = 18$、$\gamma_{sat} = 19$ kN/m³、$c = 35$ kPa）；最初の切ばりは$z = 1.0$ m
ケース	(a) q = 0、水なし；(b) 上載荷重$q = 10$ kPa；(c) 地下水位$z_w = 3$ m

求めるもの

z_c、最初の切ばりの位置は適切か；(c)ではγ'と$\gamma' H/c$；各ケースの全荷重Rと最大の切ばり荷重。



解答 (1/2)

解答

1 引張亀裂と初期支保

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} = \frac{2(35)}{18} = \mathbf{3.889}\ \text{m}\ > 1.00\ \text{m}\ \checkmark$$

$$z_c = \frac{2c - q}{\gamma} = \frac{70 - 10}{18} = 3.333\ \text{m}\ \ (q = 10\ \text{kPa})$$

第1支保（z = 1.0 m）は引張亀裂深さ（3.89 m）より十分上にある：適切である。上載荷重により亀裂は3.33 mまで下がる。

解答 (2/2)

解答

2 水（c）：$\bar{\gamma}$ = (γ z_w + γ_{sat}(H − z_w))/H。3つのケースのまとめ

$$\bar{\gamma} = \frac{18(3) + 19(4)}{7} = 18.571 \text{ kN/m}^3 \qquad \frac{\bar{\gamma} H}{c} = \frac{18.571(7)}{35} = 3.714$$

$$\sigma_a = 0.3\bar{\gamma} H = 39.00 \text{ kPa}$$

条件	γ H/c	σ_a (kPa)	z_c (m)	R (kN/m)	P_{max} (kN)
(a) q = 0、水なし	3.60	37.80	3.89	198.4	271.3
(b) q = 10 kPa	3.60	37.80	3.33	268.4	334.3
(c) 水 z_w = 3 m	3.71	39.00	—	204.8	279.8

上載荷重は Δp_q = q = 10 kPaだけを加える（R 198.4 → 268.4 kN/m）。水は γ ¯を18.57 kN/m³に増加させるだけである（σ_a 37.8 → 39.0 kPa）。

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：

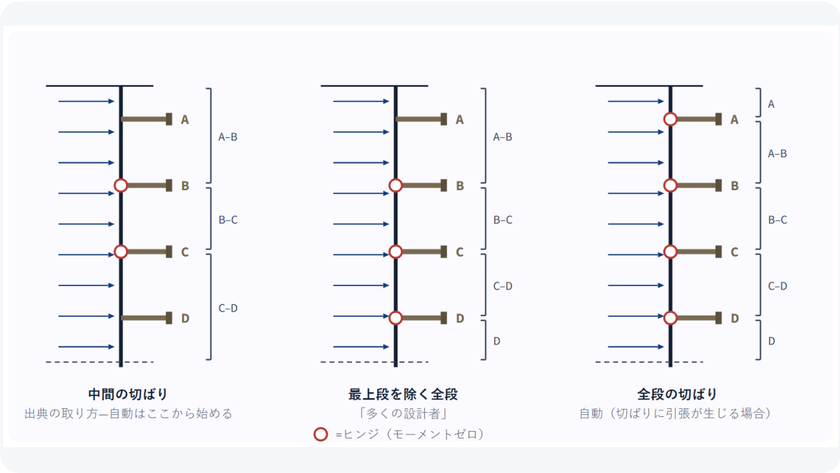
> 土圧包絡線と支保レベルを描く。矢板は最上段と最下段を除く**各支保レベルでピン支持**と仮定する（多くの設計者は最上段を除くすべてでそうする）。

> 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

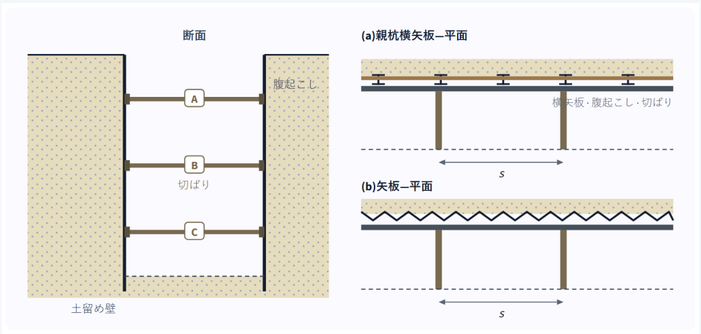
例題

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：硬質粘土（$\gamma H/c = 3.6$）：台形包絡分布 $\sigma_a = 0.3\gamma H = 37.8$ kPa（上部4分の1で増加し、下部4分の1でゼロに低下）；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	99.23	2.139	A (z = 1.00), B (z = 3.50)
2	3.50 – 7.00	99.23	4.861	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

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{99.23(2.139 - 1.00)}{3.50 - 1.00} = \mathbf{45.20} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{54.02}\ \text{kN/m}$$

第1スパンは2本の切ばりを54.02および45.21 kN/mで支持する；最上段の切ばり（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

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{99.23(4.861 - 3.50)}{6.00 - 3.50} = \mathbf{54.02} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{45.20}\ \text{kN/m}$$

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	54.02	54.02	**162.06**
B	3.50	45.21 + 45.21	90.42	**271.26**
C	6.00	54.02	54.02	**162.06**

最大切ばり荷重**P_B = 271.26 kN**（レベルB）：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

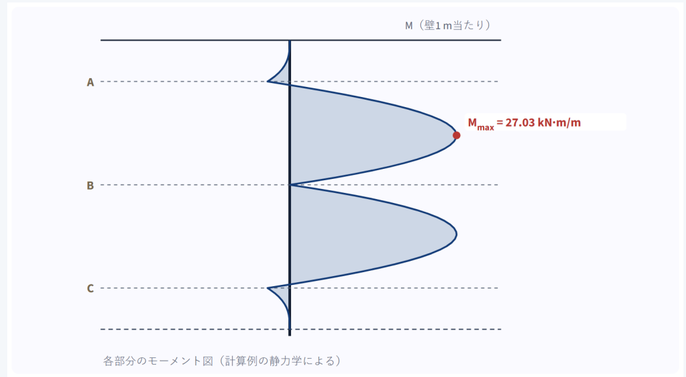
矢板は同じ部分から設計する。各部分で最大曲げモーメント（せん断力の符号が変わる位置：スパン内、または片持ち部が切ばりと交わる支点）を求め、その最大値が壁体単位長さ当たりの設計モーメントとなる。必要断面係数は許容曲げ応力度から求め、表から少なくともその値以上の断面を選定する：

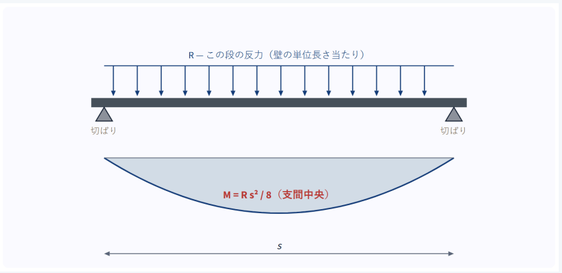
$$M_{max} = \max_{parts} |M| \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

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

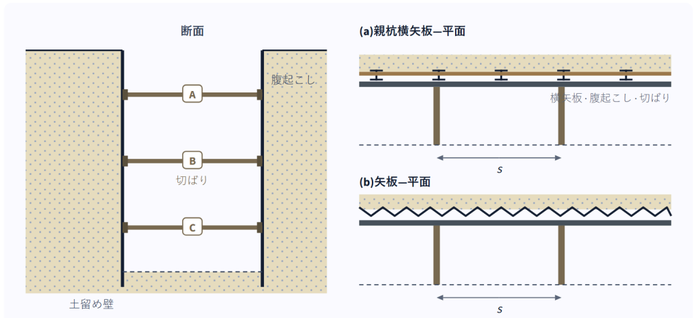
例題

与条件

掘削	**例題1の掘削（$H = 7$ m、硬質粘土、$\sigma_a = 37.8$ kPa）；切ばりは1.0・3.5・6.0 m；水平間隔$s = 3.0$ m；B点にヒンジ**
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	27.03	2.30
2	3.50 – 7.00	27.03	4.70

2 必要な断面係数

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{27.03}{170{,}000} = 0.0001590\ \text{m}^3/\text{m} = \mathbf{159.0}\ \text{cm}^3/\text{m}$$

矢板において**M_{max} = 27.03 kN·m/m**（区間1、z = 2.30 m）：**S ≥ 159.0 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	54.02	60.77	357
B	90.42	101.72	598
C	54.02	60.77	357

最大反応は**Bレベル**で生じる（R = 90.42 kN/m）。腹起しは**M_{max} = 101.72 kN·m**、**S ≥ 598 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

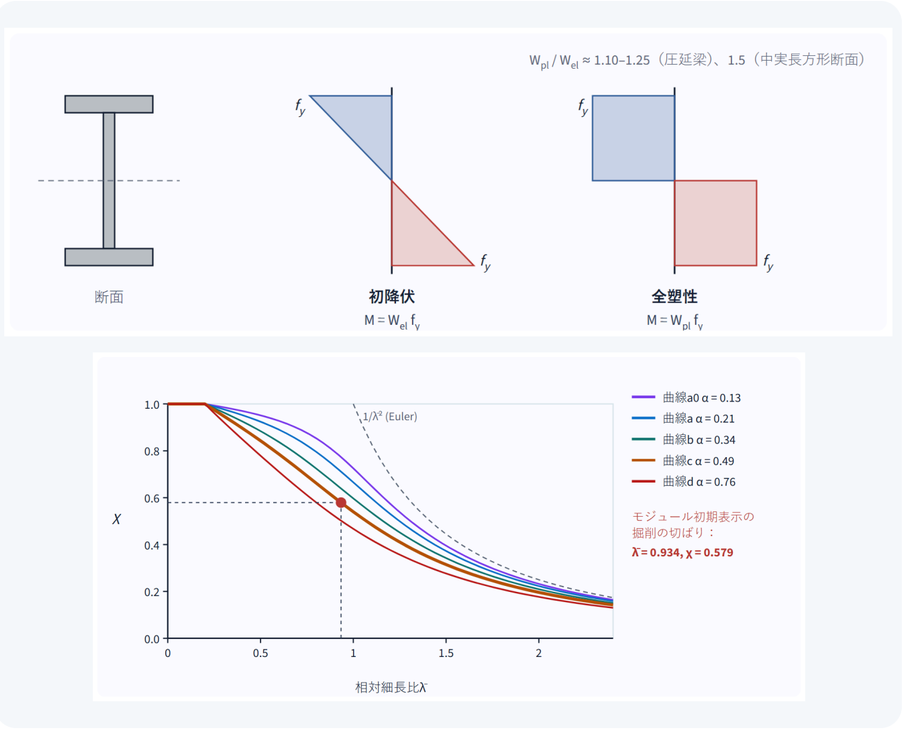
包絡分布から得られる荷重は**使用時の値**である（Peckの包絡分布は実測荷重の上限値である）。これを1回だけ設計用値に割り増す：$E_d = \gamma_F E_k$。各部材はそれぞれの鋼種の降伏強さ（f_y）で照査し、断面は部材の**断面係数**（矢板：1 m当たりのW_{el}、腹起し：W、切ばり：Aおよび弱軸まわりのI）で与える。

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

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

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

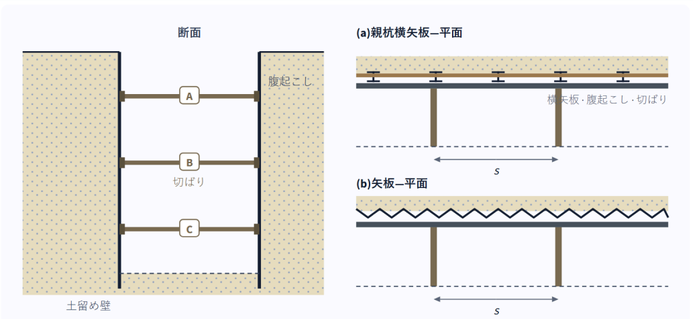
例題

与条件

掘削と荷重	**例題1の掘削と例題3の荷重：$P_{max} = 271.26$ kN（支点B）**
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）：$\eta = \gamma_F M/(W f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(27.03)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{36.49}{165.0} = \mathbf{0.221}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(101.72)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{137.33}{275.0} = \mathbf{0.499}$$

矢板 η = **0.221**、腹起し η = **0.499**：いずれも十分である（$\eta \le 1$）。

解答 (2/2)

解答

2 切ばり（座屈）：$N_{Ed} = 1.35\,P_{max} = 1.35(271.26) = 366.20$ kN

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

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

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

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

$\eta_{\text{切ばり}}$ = 366.2 / 1,046.4 = **0.350**。3つの部材はいずれも十分である（$\eta \le 1$）；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

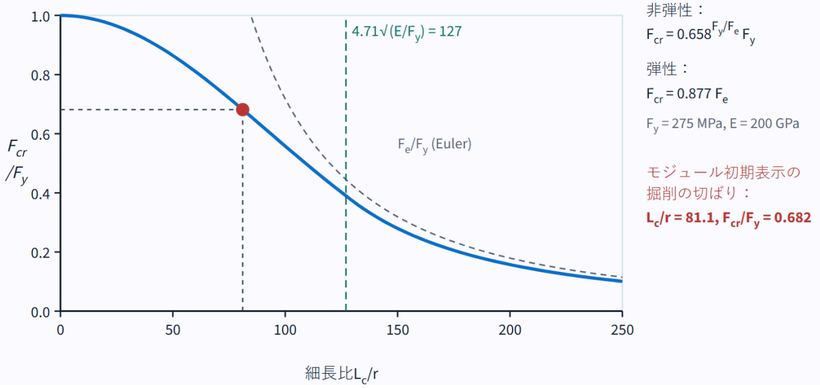
各部材は、圧縮・曲げ・せん断の規定から求めた**公称耐力 R_n**で照査する。LRFDでは荷重に係数を掛け、耐力を ϕ で低減する。ASDでは使用荷重を、耐力を安全率 Ω で除した値と比較する：

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

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

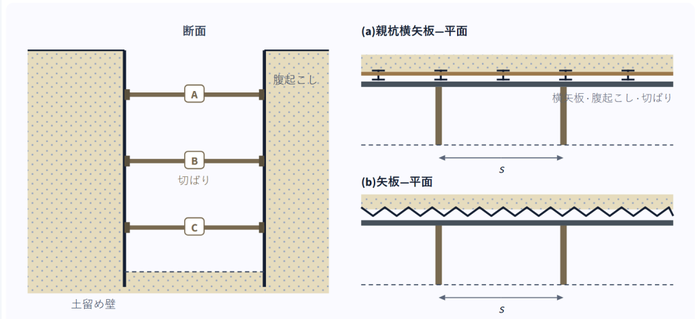
例題

与条件

掘削と荷重	**例題1の掘削と例題3の荷重：$P_{max} = 271.26$ kN（支点B）**
要素	**例題5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 = 271.26 kN）

LRFD: $P_u = 1.6(271.26) = 434.0\ \text{kN} \leq \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.392}$

ASD: $P_a = 271.26\ \text{kN} \leq \dfrac{P_n}{\Omega_c} = \dfrac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.368}$

切ばり：LRFD η = **0.392**、ASD η = **0.368**。矢板（LRFD）0.291、腹起し0.658；EN 1993-1-1では0.221、0.499および0.350であった。

GeoTervaで解答を確認する ↗

Terzaghiの式、Changの補正

理論

切ばり式掘削は、切ばりが崩壊しなくても崩壊しうる：掘削側面の地盤および上載荷重の重量が、底面下の粘土を内側かつ上方へ圧縮する。幅B′の土柱は、底面レベルにおいて支持力cN_c（$N_c = 5.7$）で粘土に載荷し、側面のせん断抵抗cHがこれを軽減する：

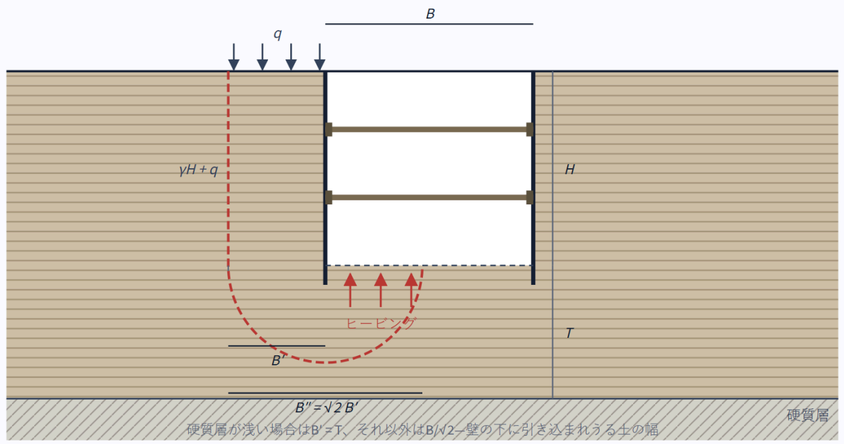
$$FS = \frac{cN_c}{\gamma H + q - cH/B'}$$

式は**3つの点で補正されている**：側面せん断は荷重を低減せず、**抵抗を加える**；幅B″の底面帯は上方載荷を受ける基礎のように働く；掘削底面は無限とみなせるため$N_c = 5.14$（滑らかな基礎）：

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

Bは掘削幅、Lは平面長さ、Tは底面下の粘土層厚、qは掘削側方の上載荷重である。完全に崩壊した掘削ではFS ≈ 1、部分的／わずかな崩壊にとどまる掘削ではやや上回る。要求されるFS ≈ **1.5**。

均質な粘土でFS < 1.5の場合、矢板はより深く（一般に底面下B/2を超えない）打ち込む；根入れ長は公表された設計図表から求めた力を負担する。



問題

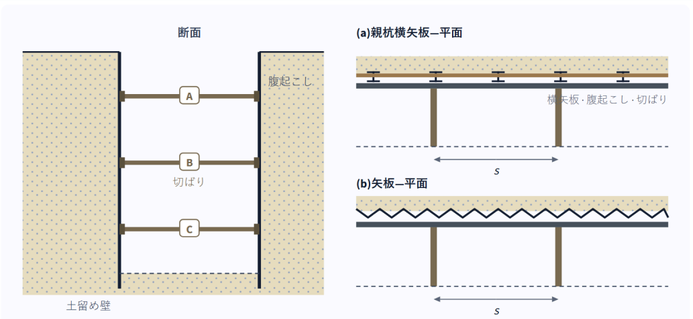
例題

与条件

開削掘削	$H = 7$ m、$B = 6$ m、$L = 20$ m；粘土$\gamma = 18$、$c = 35$ kPa、底面下の粘土層厚$T = 4$ m；上載荷重なし
書籍の掘削	幅4 m、長さ15 m、深さ6 m；$\gamma = 17$、$c = 40$ kPa；剛性層は底面の2 m下

求めるもの

両方の掘削についてB′、B″およびFS（≥ 1.5か）。開削掘削で硬い層がなく、幅が10 mの場合？



解答

解答

1 角度を付けた掘削：B/√2 = 4.24 m > T = 4 m、したがってB′ = T

$$B' = T = 4.00\ \text{m} \qquad B'' = \sqrt{2}B' = 5.66\ \text{m}$$

$$FS = \frac{5.14(35)\left(1 + 0.2\frac{5.66}{20}\right) + \frac{35(7)}{4.00}}{18(7)} = \frac{190.1 + 61.2}{126} = \mathbf{1.99} \ \geq 1.5\ \checkmark$$

2 地下室の掘削（T = 2 m ≤ B/√2 = 2.83 m：B′ = T = 2.00 m、B″ = 2.83 m）

$$FS = \frac{5.14(40)\left(1 + 0.2\frac{2.83}{15}\right) + \frac{40(6)}{2.00}}{17(6)} = \mathbf{3.27}$$

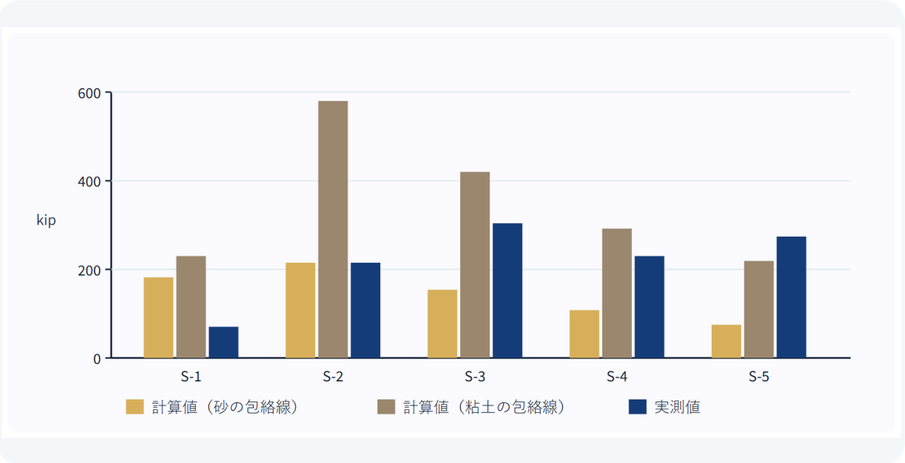
開削掘削では**FS = 1.99**、教科書の掘削では**3.27**：いずれも≥ 1.5である。剛性層に達しない場合（B′ = B/√2）、教科書の掘削ではFSは2.96に低下する；開削掘削では幅10 mかつ剛性層がない場合に1.80に低下する（安全側に減少する）：ヒービングは幅の増大と剛性層の欠如により悪化する。

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った（地盤パラメータは不確実である）、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 > 4、 σ_a = 282.0 kPa）。Peckの包絡分布は観測値の約**1.8倍**の圧力を与えた：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

包絡分布はおよそ6 mより深い掘削から収集されたものである；**包絡分布は任意の時点で壁に作用する実際の土圧ではない**：安全な支保荷重を与えるものであり、壁のたわみを与えるものではない。粘土は**非排水**であり、間隙水圧は別途考慮しない。

複数の粘土層は層厚で平均する（c_{av}、γ_{av}）。$\gamma H/c$はこの平均値を用いて選定する。上載荷重は包絡分布の脇に加算し（$\Delta p = q$）、水は単位体積重量のみを変化させる。

矢板は特定のヒンジの連鎖として扱う。自身の剛性および底面以下の根入れは用いない。**腹起こし**は支持間の単純スパン（保持材）とする。鋼材はEN 1993-1-1（クラス4断面は設計対象外）またはAISC 360-22で照査する。

ヒービングはChangの修正式で照査する。矢板の底面下への根入れは計上しない（安全側）。多層地盤ではGeoTervaの層分割拡張により式を用いる。

施工中には水平変位と周辺地盤の地盤損失が予想される。硬い層がある場合は矢板をその層に根入れする。軟弱粘土では$\gamma H/c \approx 8$で大きな変位と切ばりの崩壊が生じることがある。

まとめ

ポイントのまとめ

包絡分布：$\gamma H/c > 4$で軟質〜中硬質（$\sigma_a = \max(\gamma H[1 - 4c/\gamma H], 0.3\gamma H)$）；$\leq 4$で硬質（$\approx 0.3\gamma H$）。例：$\gamma H/c = 3.6$、$\sigma_a = 37.8$ kPa

上載荷重と水：$\Delta p = q$ は別に加算する；水は γ' のみを変化させる。**引張亀裂** $z_c = 2c/\gamma = 3.89$ m；最初の支保（1.0 m）はその上方にある

切ばり反力：包絡線をヒンジ位置で分割し、反力を静力学により求める。例題では$P_B = 271.26$ kN（2つの反力の合計）

断面決定：矢板 $M_{max} = 27.03$ kN·m/m（$S = 159$ cm³/m）、腹起し $M = R s^2/8 = 101.72$ kN·m（$S = 598$ cm³；$\sigma_{allow} = 170$ MPa）

鋼材：EN 1993-1-1 $\eta = 0.221 / 0.499 / 0.350$（矢板 / 腹起し / 切ばり）；AISC LRFD 切ばり 0.392、ASD 0.368

ヒービング：$FS = (5.14c(1 + 0.2B''/L) + cH/B')/(\gamma H + q) \geq 1.5$；開いた掘削では2.00、教科書の掘削では3.27

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されており、モジュールは同じ値を与える。モジュールページの計算例もこの掘削である（H = 7 m、γ = 18 kN/m³、c = 35 kPa、切ばりは1・3.5・6 m）。

GeoTerva

オンライン地盤工学計算

理論から実務へ

自分の掘削の粘土プロファイル、支保レベル、上載荷重、水、部材をGeoTervaに入力する。モジュールは包絡分布、引張亀裂、支保荷重、矢板と腹起こしのモーメント、鋼材の照査、掘削底面のヒービングをまとめて出力する。

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