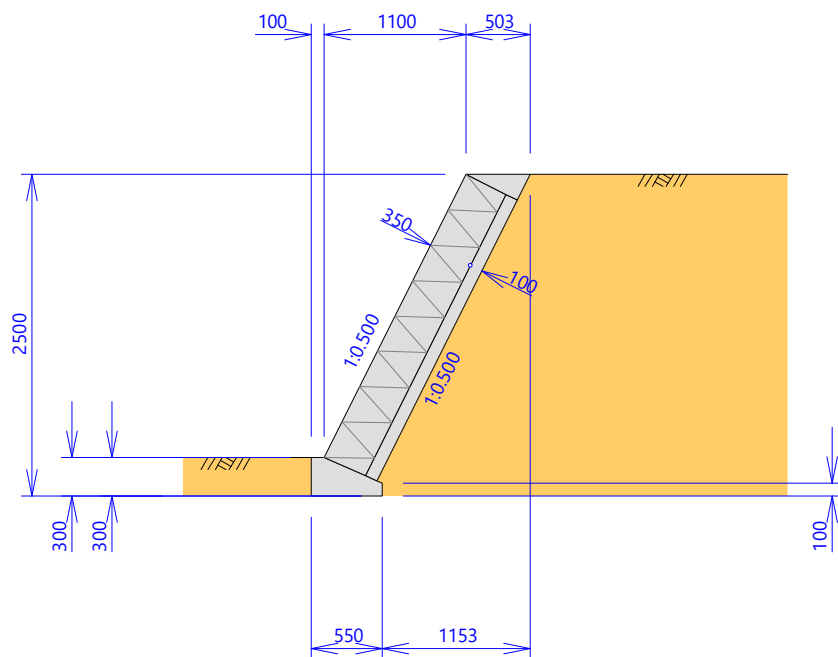


1 表題

2 設計条件

2.1 構造形式及び形状寸法

適用基準 : 土地改良事業計画設計基準 設計「農道」
 構造形式 : ブロック式
 背後地盤 : 盛土部擁壁
 擁壁の高さ : $H = 2.500$ (m)
 擁壁の前面勾配 : $N = 0.500$
 擁壁1ブロック長 : $L = 10.000$ (m)



前面土砂高 常時 : 0.300 (m)
 地震時 : 0.500 (m)

水の影響 : 浮力
 常時水位 前面 : 0.000 (m)
 背面 : 0.000 (m)
 地震時水位 前面 : 0.000 (m)
 背面 : 0.000 (m)

※水位は擁壁下端からの高さ。

2.2 単位体積重量

| | | | |
|--------|------|--------|----------------------|
| コンクリート | 壁 | 23.000 | (kN/m ³) |
| | 基礎 | 23.000 | (kN/m ³) |
| | 裏込め | 23.000 | (kN/m ³) |
| 裏込め土 | 湿潤重量 | 19.000 | (kN/m ³) |
| | 水中重量 | 10.000 | (kN/m ³) |
| 前面土 | 湿潤重量 | 19.000 | (kN/m ³) |
| | 水中重量 | 10.000 | (kN/m ³) |
| 水 | | 9.800 | (kN/m ³) |

2.3 地盤の諸定数

2.3.1 裏込め土

| | | | |
|-------|-----|--------|-----|
| 内部摩擦角 | | 35.000 | (°) |
| 壁面摩擦角 | 常時 | 23.333 | (°) |
| | 地震時 | 17.500 | (°) |

2.3.2 基礎地盤

| | | | | |
|-----------|-------------|------------|--------|-----------------------|
| 底面と地盤との間の | 摩擦角 | ϕ_B | 30.000 | ($^{\circ}$) |
| | 摩擦係数 | μ | 0.577 | ($\tan \phi_{B\%}$) |
| | 付着力 | c_B | 0.000 | (kN/m^2) |
| 支持地盤の定数 | せん断抵抗角 | ϕ | 30.000 | ($^{\circ}$) |
| | 粘着力 | c | 0.000 | (kN/m^2) |
| | 単位重量 | γ_1 | 16.000 | (kN/m^3) |
| | 支持地盤への根入れ深さ | D_f' | 0.500 | (m) |
| 根入れ地盤の定数 | 根入れ深さ | D_f | 0.500 | (m) |
| | 単位重量 | γ_2 | 18.000 | (kN/m^3) |

2.4 許容応力度

| | | | | |
|--------|----------|---------------|---------|---------------------|
| コンクリート | 設計基準強度 | σ_{ck} | 18.000 | (N/mm^2) |
| | 許容圧縮応力度 | σ_{ca} | 4.500 | (N/mm^2) |
| | 許容引張応力度 | σ_{ta} | 0.250 | (N/mm^2) |
| | 許容せん断応力度 | τ_a | 0.330 | (N/mm^2) |
| 鉄筋 | 許容引張応力度 | σ_{sa} | 176.000 | (N/mm^2) |

2.5 設計水平震度

| | | |
|--------|------|-------|
| 設計水平震度 | 躯体 | 0.120 |
| | 裏込め土 | 0.120 |

2.6 安定計算

転倒に対する検討 : 偏心量で検討
 滑動に対する検討 : 前面受働土圧を考慮しない

2.7 荷重

2.7.1 上載荷重

| | | | |
|------|------|-------|---------------------|
| 群集荷重 | 載荷位置 | 0.000 | (m) |
| | 荷重強度 | 3.000 | (kN/m^2) |

2.8 荷重の組合せ

| No | 1 | 2 | 3 | |
|-----------|-------|------------|--------|--|
| ケース名称 | 自重 | 自重+載荷重(群集) | 自重+慣性力 | |
| 地震の影響 | | | ○ | |
| 水の影響 | | | | |
| 前面土砂 | ○ | ○ | ○ | |
| 自動車荷重 | — | — | — | |
| 群集荷重 | | ○ | | |
| 雪荷重 | — | — | — | |
| 宅地荷重 | — | — | — | |
| 自動車衝突荷重 | — | — | — | |
| 落石による降伏荷重 | — | — | — | |
| 風荷重 | — | — | — | |
| 滑動安全率 | 1.500 | 1.500 | 1.200 | |

2.9 準拠指針

土地改良事業計画設計基準・設計「農道」
 平成17年3月 社団法人 農業土木学会
 土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」
 平成26年3月 公益社団法人 農業農村工学会

3 底面における作用力

3.1 重量及び重心位置の計算方法

重量及び重心位置の計算は次式の座標法により行う。

$$A_c = \frac{1}{2} \Sigma (X_{i+1} \cdot Y_i - X_i \cdot Y_{i+1})$$

$$G_y = \frac{1}{2} \Sigma (Y_{i+1} - Y_i) \left\{ X_i^2 + \frac{1}{3} (X_{i+1} - X_i) (X_{i+1} + 2X_i) \right\}$$

$$G_x = \frac{1}{2} \Sigma (X_{i+1} - X_i) \left\{ Y_i^2 + \frac{1}{3} (Y_{i+1} - Y_i) (Y_{i+1} + 2Y_i) \right\}$$

$$X_c = \frac{G_y}{A_c}$$

$$Y_c = \frac{G_x}{A_c}$$

ここに、 A_c : 断面積 (m²)

G_y : y軸に関する断面一次モーメント (m³)

G_x : x軸に関する断面一次モーメント (m³)

X_c : X方向の図心座標 (m)

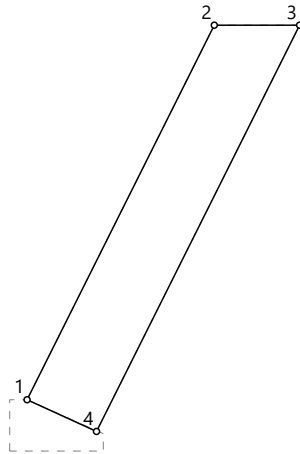
Y_c : Y方向の図心座標 (m)

X_i : i番目のX方向の座標 (m)

Y_i : i番目のY方向の座標 (m)

3.2 く体の重量及び重心位置

3.2.1 く体重量・壁部



| No | 座標値 | | 断面積 A_c (m ²) | 断面一次モーメント | |
|----------|-----------|-----------|--------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | X_i (m) | Y_i (m) | | G_x (m ³) | G_y (m ³) |
| 1 | 0.100 | 0.300 | 0.055000 | 1.299833 | -0.575667 |
| 2 | 1.200 | 2.500 | 0.628894 | 1.572235 | 0.000000 |
| 3 | 1.703 | 2.500 | 0.539876 | -1.301950 | 1.602041 |
| 4 | 0.512 | 0.117 | -0.070894 | -0.009524 | -0.009847 |
| 1 | 0.100 | 0.300 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| Σ | | | 1.152876 | 1.560595 | 1.016528 |

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.153 \text{ (m}^3\text{)}$

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{1.016528}{1.152876} = 0.882 \text{ (m)}$

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.560595}{1.152876} = 1.354 \text{ (m)}$

単位重量 $\gamma = 23.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

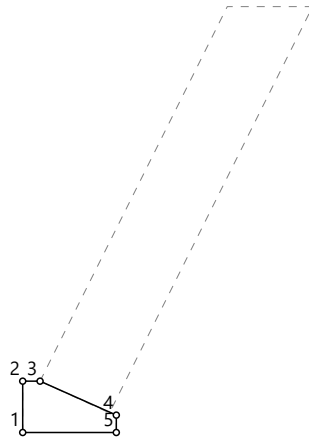
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.153 \times 23.000 = 26.519 \text{ (kN)}$

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 26.519 \times 0.120 = 3.182 \text{ (kN)}$

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 26.519 \times 0.882 = 23.390 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$M_y = H_c \cdot Y_c = 3.182 \times 1.354 = 4.308 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

3.2.2 <体重量・基礎部



| No | 座標値 | | 断面積 A_c (m ²) | 断面一次モーメント | |
|----|-----------|-----------|--------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | X_i (m) | Y_i (m) | | G_x (m ³) | G_y (m ³) |
| 1 | 0.000 | 0.000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 2 | 0.000 | 0.300 | 0.015000 | 0.004500 | 0.000000 |
| 3 | 0.100 | 0.300 | 0.077500 | 0.009750 | 0.012250 |
| 4 | 0.550 | 0.100 | 0.027500 | 0.000000 | 0.015125 |
| 5 | 0.550 | 0.000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 1 | 0.000 | 0.000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| Σ | | | 0.120000 | 0.014250 | 0.027375 |

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.120$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.027375}{0.120000} = 0.228$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.014250}{0.120000} = 0.119$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.120 \times 23.000 = 2.760$ (kN)

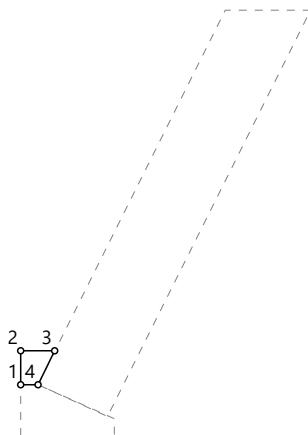
慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 2.760 \times 0.120 = 0.331$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 2.760 \times 0.228 = 0.629$ (kN・m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 0.331 \times 0.119 = 0.039$ (kN・m)

3.3 前面土の重量及び重心位置

3.3.1 地震時



| No | 座標値 | | 断面積 A_c (m ²) | 断面一次モーメント | |
|----|-----------|-----------|--------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | X_i (m) | Y_i (m) | | G_x (m ³) | G_y (m ³) |
| 1 | 0.000 | 0.300 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 2 | 0.000 | 0.500 | 0.050000 | 0.025000 | 0.000000 |
| 3 | 0.200 | 0.500 | -0.005000 | -0.008167 | 0.002333 |
| 4 | 0.100 | 0.300 | -0.015000 | -0.004500 | 0.000000 |
| 1 | 0.000 | 0.300 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| Σ | | | 0.030000 | 0.012333 | 0.002333 |

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.030$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.002333}{0.030000} = 0.078$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.012333}{0.030000} = 0.411$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.030 \times 19.000 = 0.570$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 0.570 \times 0.078 = 0.044$ (kN·m)

3.4 上載荷重

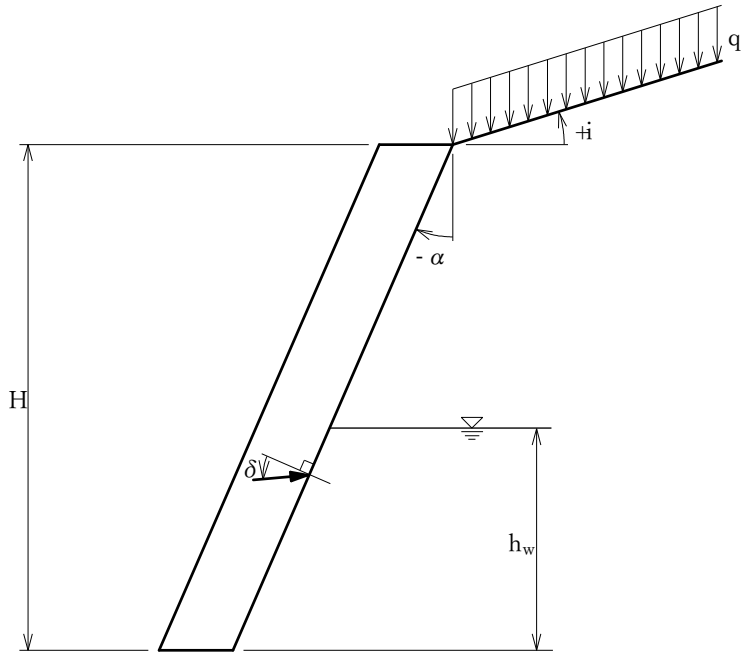
3.4.1 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

| 名 称 | 載荷位置 (m) | 荷重強度 (kN/m ²) |
|------|----------|---------------------------|
| 群集荷重 | 0.000 | 3.000 |

3.5 土 圧

3.5.1 計算方法

土圧はクーロン公式により算出する。



$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1.191}{2.383} = -26.565 (^\circ)$$

土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \cos(\alpha - i)}} \right)^2}$$

主働土圧強度 (kN/m²)

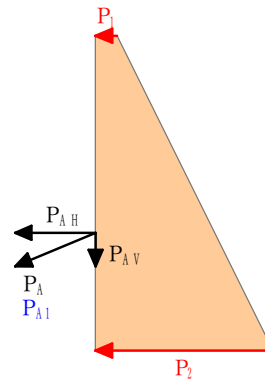
$$\begin{aligned} P_1 &= K_A \cdot q \\ P_2 &= P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) \\ P_3 &= P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w \end{aligned}$$

主働土圧 (kN/m)

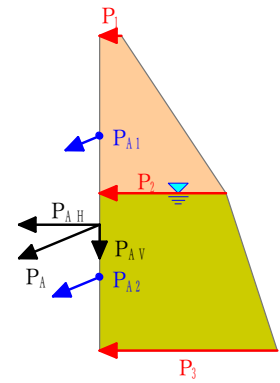
$$\begin{aligned} P_{A1} &= \frac{1}{2} (P_1 + P_2) (H - h_w) \\ P_{A2} &= \frac{1}{2} (P_2 + P_3) h_w \\ P_A &= P_{A1} + P_{A2} \end{aligned}$$

土圧の作用位置 (m)

$$\begin{aligned} Y_P &= \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A} \\ X_P &= B - Y_P \cdot \tan \alpha \end{aligned}$$



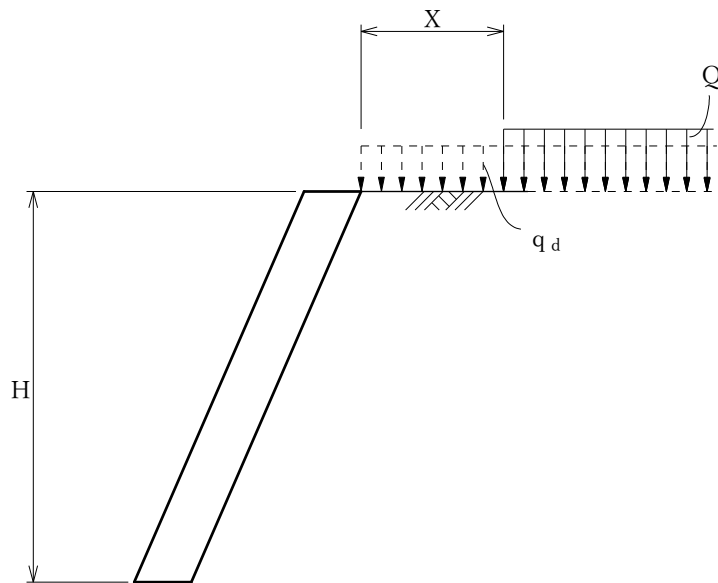
水の影響が無い場合



水の影響が有る場合

ここに、 P_A : 主働土圧合力 (kN/m)
 P_{AV} : 主働土圧合力の鉛直成分 (kN/m)
 P_{AH} : 主働土圧合力の水平成分 (kN/m)
 P_{A1} : 土圧作用面の上端から水位面までの主働土圧合力 (kN/m)
 P_{A2} : 水位面から土圧作用面の下端までの主働土圧合力 (kN/m)
 P_1 : 土圧作用面の上端での主働土圧強度 (kN/m²)
 P_2 : 水位面での主働土圧強度 (kN/m²)
 P_3 : 土圧作用面の下端での主働土圧強度 (kN/m²)
 M_{P1} : 土圧作用面の上端から水位面までの土圧によるモーメント (kN・m)
 M_{P2} : 水位面から土圧作用面の下端までの土圧によるモーメント (kN・m)
 X_P : 主働土圧合力のX方向の作用位置 (m)
 Y_P : 主働土圧合力のY方向の作用位置 (m)
 B : 底面幅 = 0.550 (m)
 K_A : 主働土圧係数
 ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 = 35.000 (°)
 δ : 壁面摩擦角 (°)
 α : 壁面が鉛直面となす角 = -26.565 (°)
 i : 地表面が水平面となす角 = 0.000 (°)
 θ : 地震合成角 (度) 地震の影響を考慮しない場合は $\theta=0$ とする。
 $\theta = \tan^{-1} k_H$
 k_H : 設計水平震度 = 0.120
 γ : 裏込め土の湿潤重量 = 19.000 (kN/m³)
 γ' : 裏込め土の水中重量 = 10.000 (kN/m³)
 q : 上載荷重 (kN/m²)
 H : 壁高 (m)
 h_w : 擁壁下面から水位面までの高さ (m)

上載荷重がある場合には上載荷重をフリューリッヒの地盤応力の理論を応用し、擁壁背面位置からの等分布荷重として取り扱う。



$$Q_d = Q \cdot I_w$$

$$I_w = 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left[1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 \right] \tan^{-1} \left(\frac{X}{H} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H} \right)$$

- ここに、 q_d : 換算後の等分布荷重 (kN/m²)
 Q : 上載荷重 (kN/m²)
 I_w : 等分布荷重換算係数
 X : 上載荷重の壁背面からの載荷位置 (m)
 H : 壁高 = 2.500 (m)

・群集荷重

$$X = 0.000 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left[1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 \right] \tan^{-1} \left(\frac{X}{H} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H} \right) \\ &= 1 + \left(\frac{0.000}{2.500}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left[1 + \left(\frac{0.000}{2.500}\right)^2 \right] \tan^{-1} \left(\frac{0.000}{2.500} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{0.000}{2.500} \right) \\ &= 1.00000 \end{aligned}$$

3.5.2 荷重ケース.1 - 自重

・水の影響を考慮しない ($h_w=0.000\text{m}$)、地震の影響を考慮しない

土圧係数

$$\begin{aligned} K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - i)}} \right)^2} \\ &= \frac{\cos^2(35.000 - 26.565)}{\cos^2 - 26.565 \times \cos(-26.565 + 23.333) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(35.000 + 23.333) \times \sin(35.000 - 0.000)}{\cos(-26.565 + 23.333) \times \cos(-26.565 - 0.000)}} \right)^2} \\ &= 0.094 \end{aligned}$$

主働土圧強度 (kN/m^2)

$$\begin{aligned} P_1 &= K_A \cdot (q_d + q_w) = 0.094 \times (0.000 + 0.000) = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ P_2 &= P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) = 0.000 + 0.094 \times 19.000 \times (2.500 - 0.000) = 4.465 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ P_3 &= P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w = 4.465 + 0.094 \times 10.000 \times 0.000 = 4.465 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

主働土圧 (kN/m)

$$\begin{aligned} P_{A1} &= \frac{1}{2} (P_1 + P_2) (H - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.000 + 4.465) \times (2.500 - 0.000) = 5.581 \text{ (kN/m)} \\ P_{A2} &= \frac{1}{2} (P_2 + P_3) h_w = \frac{1}{2} \times (4.465 + 4.465) \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m)} \\ P_A &= P_{A1} + P_{A2} = 5.581 + 0.000 = 5.581 \text{ (kN/m)} \\ P_{AV} &= P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 5.581 \times \sin(-26.565 + 23.333) = -0.315 \text{ (kN/m)} \\ P_{AH} &= P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 5.581 \times \cos(-26.565 + 23.333) = 5.572 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

土圧によるモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)

$$\begin{aligned} M_{P1} &= \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w}{3} + h_w \right) P_{A1} = \left(\frac{2 \times 0.000 + 4.465}{0.000 + 4.465} \times \frac{2.500 - 0.000}{3} + 0.000 \right) \times 5.581 = 4.651 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ M_{P2} &= \left(\frac{2P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A2} = \frac{2 \times 4.465 + 4.465}{4.465 + 4.465} \times \frac{0.000}{3} \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

土圧の作用位置 (m)

$$\begin{aligned} Y_P &= \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A} = \frac{4.651 + 0.000}{5.581} = 0.833 \text{ (m)} \\ X_P &= B + Y_P \cdot \tan \alpha = 0.453 + 0.833 \times \tan -26.565 = 0.870 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3.5.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

・水の影響を考慮しない($h_w=0.000m$)、地震の影響を考慮しない

| 名称 | X (m) | Q (kN/m ²) | I _w | Q _d (kN/m ²) | 備考 |
|------|----------|---------------------------|----------------|--|----|
| 群集荷重 | 0.000 | 3.000 | 1.00000 | 3.000 | |
| Σ | | | | 3.000 | |

土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - i)}} \right)^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35.000 - 26.565)}{\cos^2 -26.565 \times \cos(-26.565 + 23.333) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(35.000 + 23.333) \times \sin(35.000 - 0.000)}{\cos(-26.565 + 23.333) \times \cos(-26.565 - 0.000)}} \right)^2}$$

$$= 0.094$$

主働土圧強度 (kN/m²)

$$P_1 = K_A \cdot (q_d + q_w) = 0.094 \times (3.000 + 0.000) = 0.282 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) = 0.282 + 0.094 \times 19.000 \times (2.500 - 0.000) = 4.747 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_3 = P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w = 4.747 + 0.094 \times 10.000 \times 0.000 = 4.747 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

主働土圧 (kN/m)

$$P_{A1} = \frac{1}{2}(P_1 + P_2)(H - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.282 + 4.747) \times (2.500 - 0.000) = 6.286 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2}(P_2 + P_3)h_w = \frac{1}{2} \times (4.747 + 4.747) \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} = 6.286 + 0.000 = 6.286 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 6.286 \times \sin(-26.565 + 23.333) = -0.354 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 6.286 \times \cos(-26.565 + 23.333) = 6.276 \text{ (kN/m)}$$

土圧によるモーメント (kN・m)

$$M_{P1} = \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w}{3} + h_w \right) P_{A1} = \left(\frac{2 \times 0.282 + 4.747}{0.282 + 4.747} \times \frac{2.500 - 0.000}{3} + 0.000 \right) \times 6.286 = 5.532 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{P2} = \left(\frac{2P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A2} = \frac{2 \times 4.747 + 4.747}{4.747 + 4.747} \times \frac{0.000}{3} \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A} = \frac{5.532 + 0.000}{6.286} = 0.880 \text{ (m)}$$

$$X_P = B + Y_P \cdot \tan \alpha = 0.453 + 0.880 \times \tan -26.565 = 0.893 \text{ (m)}$$

3.5.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

・水の影響を考慮しない ($h_w=0.000\text{m}$)、地震の影響を考慮する

土圧係数

$$\theta = \tan^{-1} k_h = \tan^{-1}(0.120) = 6.843 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \cos(\alpha - i)}} \right)^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35.000 - 26.565 - 6.843)}{\cos 6.843 \times \cos^2 -26.565 \times \cos(-26.565 + 17.500 + 6.843) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(35.000 + 17.500) \times \sin(35.000 - 0.000 - 6.843)}{\cos(-26.565 + 17.500 + 6.843) \times \cos(-26.565 - 0.000)}} \right)^2}$$

$$= 0.155$$

主働土圧強度 (kN/m²)

$$P_1 = K_A \cdot (q_d + q_w) = 0.155 \times (0.000 + 0.000) = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) = 0.000 + 0.155 \times 19.000 \times (2.500 - 0.000) = 7.363 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_3 = P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w = 7.363 + 0.155 \times 10.000 \times 0.000 = 7.363 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

主働土圧 (kN/m)

$$P_{A1} = \frac{1}{2}(P_1 + P_2)(H - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.000 + 7.363) \times (2.500 - 0.000) = 9.204 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2}(P_2 + P_3)h_w = \frac{1}{2} \times (7.363 + 7.363) \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} = 9.204 + 0.000 = 9.204 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 9.204 \times \sin(-26.565 + 17.500) = -1.450 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 9.204 \times \cos(-26.565 + 17.500) = 9.089 \text{ (kN/m)}$$

土圧によるモーメント (kN・m)

$$M_{P1} = \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w}{3} + h_w \right) P_{A1} = \left(\frac{2 \times 0.000 + 7.363}{0.000 + 7.363} \times \frac{2.500 - 0.000}{3} + 0.000 \right) \times 9.204 = 7.670 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{P2} = \left(\frac{2P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A2} = \frac{2 \times 7.363 + 7.363}{7.363 + 7.363} \times \frac{0.000}{3} \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A} = \frac{7.670 + 0.000}{9.204} = 0.833 \text{ (m)}$$

$$X_P = B + Y_P \cdot \tan \alpha = 0.453 + 0.833 \times \tan -26.565 = 0.870 \text{ (m)}$$

3.6 作用力の集計

3.6.1 荷重ケース.1 - 自重

| 項目名 | 荷重 (kN/m) | | アーム長 (m) | | モーメント (kN・m/m) | | 備考 |
|----------|-----------|-------|----------|-------|----------------|----------|------------|
| | 鉛直力 V | 水平力 H | X | Y | 抵抗 M_r | 転倒 M_o | |
| <体自重(壁) | 26.519 | 0.000 | 0.882 | 0.000 | 23.390 | 0.000 | 項目3.2.1 参照 |
| <体自重(基礎) | 2.760 | 0.000 | 0.228 | 0.000 | 0.629 | 0.000 | 項目3.2.2 参照 |
| 土圧 | -0.315 | 5.572 | 0.870 | 0.833 | -0.274 | 4.641 | 項目3.5.2 参照 |
| Σ | 28.964 | 5.572 | | | 23.745 | 4.641 | |

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{23.745 - 4.641}{28.964} = 0.660 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.550}{2} - 0.660 = -0.385 \text{ (m)}$$

3.6.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

| 項目名 | 荷重 (kN/m) | | アーム長 (m) | | モーメント (kN・m/m) | | 備考 |
|----------|-----------|-------|----------|-------|----------------|----------|------------|
| | 鉛直力V | 水平力H | X | Y | 抵抗 M_r | 転倒 M_o | |
| <体自重(壁) | 26.519 | 0.000 | 0.882 | 0.000 | 23.390 | 0.000 | 項目3.2.1 参照 |
| <体自重(基礎) | 2.760 | 0.000 | 0.228 | 0.000 | 0.629 | 0.000 | 項目3.2.2 参照 |
| 土圧 | -0.354 | 6.276 | 0.893 | 0.880 | -0.316 | 5.523 | 項目3.5.3 参照 |
| Σ | 28.925 | 6.276 | | | 23.703 | 5.523 | |

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{23.703 - 5.523}{28.925} = 0.629 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.550}{2} - 0.629 = -0.354 \text{ (m)}$$

3.6.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

| 項目名 | 荷重 (kN/m) | | アーム長 (m) | | モーメント (kN・m/m) | | 備考 |
|----------|-----------|--------|----------|-------|----------------|----------|------------|
| | 鉛直力V | 水平力H | X | Y | 抵抗 M_r | 転倒 M_o | |
| <体自重(壁) | 26.519 | 3.182 | 0.882 | 1.354 | 23.390 | 4.308 | 項目3.2.1 参照 |
| <体自重(基礎) | 2.760 | 0.331 | 0.228 | 0.119 | 0.629 | 0.039 | 項目3.2.2 参照 |
| 前面土 | 0.570 | 0.000 | 0.078 | 0.411 | 0.044 | 0.000 | 項目3.3.1 参照 |
| 土圧 | -1.450 | 9.089 | 0.870 | 0.833 | -1.262 | 7.571 | 項目3.5.4 参照 |
| Σ | 28.399 | 12.602 | | | 22.801 | 11.918 | |

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{22.801 - 11.918}{28.399} = 0.383 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.550}{2} - 0.383 = -0.108 \text{ (m)}$$

4 安定計算

4.1 転倒に対する検討

4.1.1 検討方法

次式のとおり、合力の偏心距離 e が許容偏心量以下であることを照査する。

$$e \leq \frac{B}{n} \quad \dots \text{ [背面側への転倒はOK]}$$

ここに、 e : 合力の作用点の底面中央からの偏心距離 (m)
 d : 底面つま先から荷重の合力の作用点までの距離 (m)
 B : 底面幅 = 0.550 (m)
 n : 許容偏心量の算出に用いる係数

4.1.2 荷重ケース.1 - 自重

偏心量 $e = -0.385$ (m) \dots [項目3.6.1] 参照

$$e = -0.385 \text{ (m)} \leq \frac{B}{n} = \frac{0.550}{6} = 0.092 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.1.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

偏心量 $e = -0.354$ (m) \dots [項目3.6.2] 参照

$$e = -0.354 \text{ (m)} \leq \frac{B}{n} = \frac{0.550}{6} = 0.092 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.1.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

偏心量 $e = -0.108$ (m) \dots [項目3.6.3] 参照

$$e = -0.108 \text{ (m)} \leq \frac{B}{n} = \frac{0.550}{3} = 0.183 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.2 許容支持力の計算

4.2.1 計算方法

以下の公式により地盤の許容支持力を計算する。

- ・長期許容支持力度

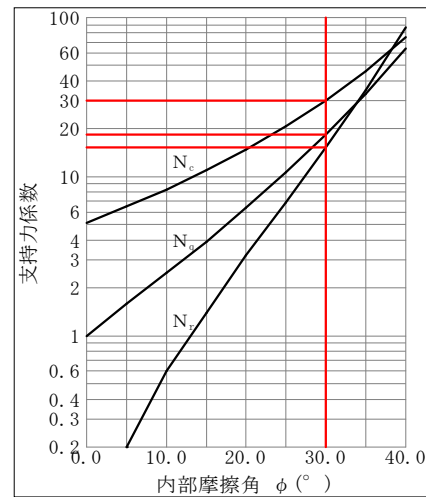
$$q_a = \frac{1}{3} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right)$$

- ・短期許容支持力度

$$q_a = \frac{1}{2} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right)$$

ここに、 q_a : 基礎地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m²)
 α : 基礎の形状係数 = 1.0
 β : 基礎の形状係数 = 0.5
 c : 支持地盤の粘着力 = 0.000 (kN/m²)
 B : 擁壁底面幅 = 0.550 (m)
 γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 = 16.000 (kN/m³)
 γ_2 : 根入れ地盤の単位体積重量 = 18.000 (kN/m³)
 D_f : 有効根入れ深さ = 0.500 (m)
 N_c, N_q, N_r : 支持力係数(内部摩擦角 ϕ の関数で次表より求める)

| ϕ | N_c | N_q | N_r |
|--------|-------|-------|-------|
| 0° | 5.1 | 1.0 | 0.0 |
| 5° | 6.5 | 1.6 | 0.2 |
| 10° | 8.3 | 2.5 | 0.6 |
| 15° | 11.0 | 3.9 | 1.4 |
| 20° | 14.8 | 6.4 | 3.2 |
| 25° | 20.7 | 10.7 | 6.9 |
| 30° | 30.1 | 18.4 | 15.3 |
| 35° | 46.1 | 33.3 | 35.2 |
| 40° | 75.2 | 64.2 | 86.5 |



上表より、内部摩擦角=30.000(°)の値を採用する

$$N_c = 30.100, N_q = 18.400, N_r = 15.300$$

4.2.2 長期許容支持力度

- ・荷重ケース.1 - 自重
- ・荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{3} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right) \\ &= \frac{1}{3} \times \left(1.0 \times 0.000 \times 30.100 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.000 \times 0.550 \times 15.300 + 18.000 \times 0.500 \times 18.400 \right) \\ &= 66.420 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

4.2.3 短期許容支持力度

- ・荷重ケース.3 - 自重+慣性力

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{2} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right) \\ &= \frac{1}{2} \times \left(1.0 \times 0.000 \times 30.100 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.000 \times 0.550 \times 15.300 + 18.000 \times 0.500 \times 18.400 \right) \\ &= 99.630 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

4.3 地盤支持に対する検討

4.3.1 計算方法

地盤反力度は次式により算出し、地盤反力度が許容支持力を越えないことを照査する。
ただし、荷重による偏心は考慮しない。

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} \leq q_a$$

4.3.2 荷重ケース.1 - 自重

全鉛直力 $\Sigma V = 28.964$ (kN/m) … [項目3.6.1] 参照

許容支持力 $q_a = 66.420$ (kN/m²) … [項目4.2.2] 参照

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{28.964}{0.550} = 52.662 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 66.420 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.3.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

全鉛直力 $\Sigma V = 28.925$ (kN/m) … [項目3.6.2] 参照

許容支持力 $q_a = 66.420$ (kN/m²) … [項目4.2.2] 参照

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{28.925}{0.550} = 52.591 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 66.420 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.3.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

全鉛直力 $\Sigma V = 28.399$ (kN/m) … [項目3.6.3] 参照

許容支持力 $q_a = 99.630$ (kN/m²) … [項目4.2.3] 参照

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{28.399}{0.550} = 51.635 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 99.630 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.4 滑動に対する検討

4.4.1 計算方法

次式で求める滑動に対する安全率が所要安全率以上であることを照査する。

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} \geq F_a$$

ここに、 ΣV : 底面に作用する全鉛直力 (kN/m)
 ΣH : 底面に作用する全水平力 (kN/m)
 μ : 底面と地盤との間の摩擦係数 = 0.577
 $\mu = \tan \phi_B = \tan(30.000)$
 ϕ_B : 底面と地盤との間の摩擦角 = 30.000 (°)
 c_B : 底面と地盤との間の粘着力 = 0.000 (kN/m²)
 B : 底面幅 = 0.550 (m)
 B' : 有効載荷幅 $B' = B - 2e$ (m)
 e : 荷重の偏心距離 (m)
 F_s : 滑動に対する安全率
 F_a : 滑動に対する所要安全率

4.4.2 荷重ケース.1 - 自重

全水平力 $\Sigma H = 5.572$ (kN/m) … [項目3.6.1] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 28.964$ (kN/m)
偏心距離 $e = -0.385$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.550 - 2 \times 0.385 = -0.220 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{28.964 \times 0.577 + 0.000 \times -0.220}{5.572} = 3.001$$

$$F_s = 3.001 \geq F_a = 1.500 \quad \dots \text{OK}$$

4.4.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

全水平力 $\Sigma H = 6.276$ (kN/m) … [項目3.6.2] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 28.925$ (kN/m)
偏心距離 $e = -0.354$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.550 - 2 \times 0.354 = -0.158 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{28.925 \times 0.577 + 0.000 \times -0.158}{6.276} = 2.661$$

$$F_s = 2.661 \geq F_a = 1.500 \quad \dots \text{OK}$$

4.4.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

全水平力 $\Sigma H = 12.602$ (kN/m) … [項目3.6.3] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 28.399$ (kN/m)
偏心距離 $e = -0.108$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.550 - 2 \times 0.108 = 0.334 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{28.399 \times 0.577 + 0.000 \times 0.334}{12.602} = 1.301$$

$$F_s = 1.301 \geq F_a = 1.200 \quad \dots \text{OK}$$

4.5 滑動安全率が最小となる水位

4.5.1 計算方法

滑動安全率が最小となる水位を繰り返し計算により求める。
但し、擁壁前後の水位は同じとする。また擁壁の高さ以下とする。

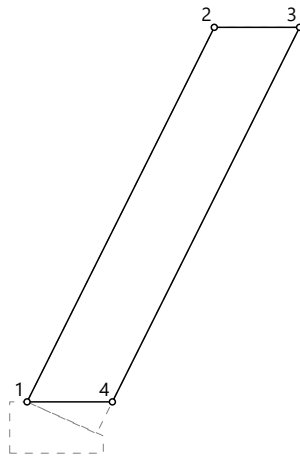
4.6 安定計算結果一覧

| No | 荷重ケース名 | 条件 | 水位 | 転倒の検討 | 滑動の検討 | 地盤反力度の検討 |
|----|------------|-----|----|------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|
| 1 | 自重 | 常時 | 無視 | $e = -0.385$ ≤ 0.092 | $F_s = 3.001$ ≥ 1.500 | $q_{max} = 52.662$ ≤ 66.420 |
| | | | | → OK | → OK | → OK |
| 2 | 自重+載荷重(群集) | 常時 | 無視 | $e = -0.354$ ≤ 0.092 | $F_s = 2.661$ ≥ 1.500 | $q_{max} = 52.591$ ≤ 66.420 |
| | | | | → OK | → OK | → OK |
| 3 | 自重+慣性力 | 地震時 | 無視 | $e = -0.108$ ≤ 0.183 | $F_s = 1.301$ ≥ 1.200 | $q_{max} = 51.635$ ≤ 99.630 |
| | | | | → OK | → OK | → OK |

5 たて壁の断面計算

5.1 照査位置:0.000(m) - [I-I断面]

5.1.1 く体重量(壁部)



| No | 座標値 | | 断面積 A_c (m ²) | 断面一次モーメント | |
|----------|-----------|-----------|--------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | X_i (m) | Y_i (m) | | G_x (m ³) | G_y (m ³) |
| 1 | -0.252 | 0.000 | 0.276713 | 0.887333 | -0.208891 |
| 2 | 0.848 | 2.200 | 0.553427 | 1.217539 | 0.000000 |
| 3 | 1.352 | 2.200 | 0.276713 | -0.887333 | 0.817661 |
| 4 | 0.252 | 0.000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 1 | -0.252 | 0.000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| Σ | | | 1.106854 | 1.217539 | 0.608770 |

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.107$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.608770}{1.106854} = 0.550$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.217539}{1.106854} = 1.100$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

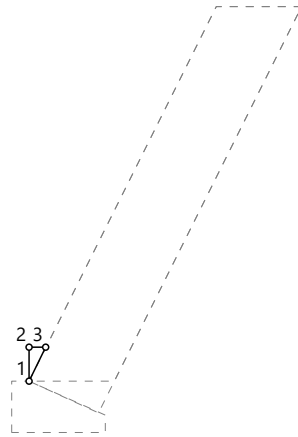
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.107 \times 23.000 = 25.461$ (kN)

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 25.461 \times 0.120 = 3.055$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 25.461 \times 0.550 = 14.004$ (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 3.055 \times 1.100 = 3.361$ (kN·m)

5.1.2 前面土重量・水位無視・地震時



| No | 座標値 | | 断面積 A_c (m ²) | 断面一次モーメント | |
|----------|-----------|-----------|--------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | X_i (m) | Y_i (m) | | G_x (m ³) | G_y (m ³) |
| 1 | 0.100 | 0.300 | -0.010000 | 0.000000 | -0.001000 |
| 2 | 0.100 | 0.500 | 0.025000 | 0.012500 | 0.000000 |
| 3 | 0.200 | 0.500 | -0.005000 | -0.008167 | 0.002333 |
| 1 | 0.100 | 0.300 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| Σ | | | 0.010000 | 0.004333 | 0.001333 |

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.010$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.001333}{0.010000} = 0.133$ (m)

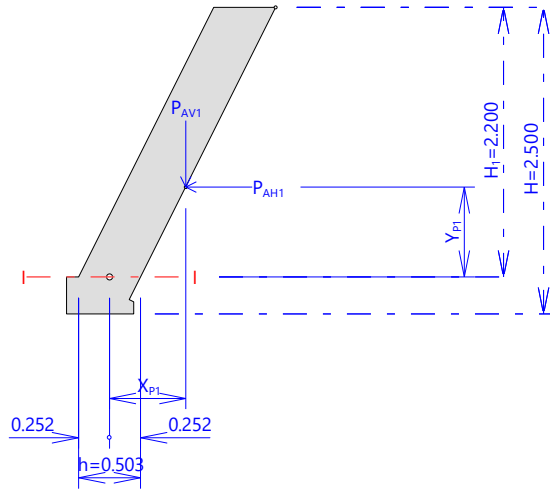
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.004333}{0.010000} = 0.433$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.010 \times 19.000 = 0.190$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 0.190 \times 0.133 = 0.025$ (kN・m)

5.1.3 土 圧



5.1.3.1 換算係数 I_w の算出

・群集荷重

$$X = 0.000 \text{ (m)}$$

$$I_w = 1 + \left(\frac{X}{H_1}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left[1 + \left(\frac{X}{H_1}\right)^2 \right] \tan^{-1} \left(\frac{X}{H_1}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H_1}\right)$$

$$= 1 + \left(\frac{0.000}{2.200}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left[1 + \left(\frac{0.000}{2.200}\right)^2 \right] \tan^{-1} \left(\frac{0.000}{2.200}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{0.000}{2.200}\right)$$

$$= 1.00000$$

5.1.3.2 荷重ケース, 1 - 自重

安定計算で算定された土圧係数 K_A を元に、断面位置から上部に作用する土圧 P_{A1} を求める。

土圧係数 $K_A = 0.094$ … [項目3.5.2] 参照

主働土圧強度 (kN/m²)

$$P_1 = K_A \cdot (q_d + q_w) = 0.094 \times (0.000 + 0.000) = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) = 0.000 + 0.094 \times 19.000 \times (2.200 - 0.000) = 3.929 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_3 = P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w = 3.929 + 0.094 \times 10.000 \times 0.000 = 3.929 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

主働土圧 (kN/m)

$$P_{A1} = \frac{1}{2} (P_1 + P_2) (H - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.000 + 3.929) \times (2.200 - 0.000) = 4.322 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2} (P_2 + P_3) h_w = \frac{1}{2} \times (3.929 + 3.929) \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} = 4.322 + 0.000 = 4.322 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 4.322 \times \sin(-26.565 + 23.333) = -0.244 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 4.322 \times \cos(-26.565 + 23.333) = 4.315 \text{ (kN/m)}$$

土圧によるモーメント (kN・m)

$$M_{P1} = \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w + h_w}{3} \right) P_{A1} = \left(\frac{2 \times 0.000 + 3.929}{0.000 + 3.929} \times \frac{2.200 - 0.000 + 0.000}{3} \right) \times 4.322 = 3.169 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{P2} = \left(\frac{2P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A2} = \frac{2 \times 3.929 + 3.929}{3.929 + 3.929} \times \frac{0.000}{3} \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A} = \frac{3.169 + 0.000}{4.322} = 0.733 \text{ (m)}$$

$$X_{P1} = Y_{P1} \cdot \tan(-\alpha) + X_o = 0.733 \times \tan 26.565 + 0.252 = 0.618 \text{ (m)}$$

| 名 称 | X (m) | Q (kN/m ²) | I_w | q_d (kN/m ²) | 備 考 |
|------|----------|---------------------------|---------|-------------------------------|-----|
| 群集荷重 | 0.000 | 3.000 | 1.00000 | 3.000 | |

| | | | | | |
|---|--|--|--|-------|--|
| Σ | | | | 3.000 | |
|---|--|--|--|-------|--|

安定計算で算定された土圧係数 K_A を元に、断面位置から上部に作用する土圧 P_{A1} を求める。

$$\text{土圧係数 } K_A = 0.094 \quad \dots \text{ [項目3.5.3] 参照}$$

主働土圧強度 (kN/m²)

$$P_1 = K_A \cdot (q_d + q_w) = 0.094 \times (3.000 + 0.000) = 0.282 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) = 0.282 + 0.094 \times 19.000 \times (2.200 - 0.000) = 4.211 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_3 = P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w = 4.211 + 0.094 \times 10.000 \times 0.000 = 4.211 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

主働土圧 (kN/m)

$$P_{A1} = \frac{1}{2}(P_1 + P_2)(H - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.282 + 4.211) \times (2.200 - 0.000) = 4.942 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2}(P_2 + P_3)h_w = \frac{1}{2} \times (4.211 + 4.211) \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} = 4.942 + 0.000 = 4.942 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 4.942 \times \sin(-26.565 + 23.333) = -0.279 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 4.942 \times \cos(-26.565 + 23.333) = 4.934 \text{ (kN/m)}$$

土圧によるモーメント (kN・m)

$$M_{P1} = \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w + h_w}{3} \right) P_{A1} = \left(\frac{2 \times 0.282 + 4.211}{0.282 + 4.211} \times \frac{2.200 - 0.000 + 0.000}{3} \right) \times 4.942 = 3.852 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{P2} = \left(\frac{2P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A2} = \frac{2 \times 4.211 + 4.211}{4.211 + 4.211} \times \frac{0.000}{3} \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A} = \frac{3.852 + 0.000}{4.942} = 0.779 \text{ (m)}$$

$$X_{P1} = Y_{P1} \cdot \tan(-\alpha) + X_o = 0.779 \times \tan 26.565 + 0.252 = 0.641 \text{ (m)}$$

5.1.3.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

安定計算で算定された土圧係数 K_A を元に、断面位置から上部に作用する土圧 P_{A1} を求める。

$$\text{土圧係数 } K_A = 0.155 \quad \dots \text{ [項目3.5.4] 参照}$$

主働土圧強度 (kN/m²)

$$P_1 = K_A \cdot (q_d + q_w) = 0.155 \times (0.000 + 0.000) = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) = 0.000 + 0.155 \times 19.000 \times (2.200 - 0.000) = 6.479 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_3 = P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w = 6.479 + 0.155 \times 10.000 \times 0.000 = 6.479 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

主働土圧 (kN/m)

$$P_{A1} = \frac{1}{2}(P_1 + P_2)(H - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.000 + 6.479) \times (2.200 - 0.000) = 7.127 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2}(P_2 + P_3)h_w = \frac{1}{2} \times (6.479 + 6.479) \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} = 7.127 + 0.000 = 7.127 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 7.127 \times \sin(-26.565 + 17.500) = -1.123 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 7.127 \times \cos(-26.565 + 17.500) = 7.038 \text{ (kN/m)}$$

土圧によるモーメント (kN・m)

$$M_{P_1} = \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w + h_w}{3} \right) P_{A_1} = \left(\frac{2 \times 0.000 + 6.479}{0.000 + 6.479} \times \frac{2.200 - 0.000 + 0.000}{3} \right) \times 7.127 = 5.226 \text{ (kN・m)}$$

$$M_{P_2} = \left(\frac{2P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A_2} = \frac{2 \times 6.479 + 6.479}{6.479 + 6.479} \times \frac{0.000}{3} \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN・m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{M_{P_1} + M_{P_2}}{P_A} = \frac{5.226 + 0.000}{7.127} = 0.733 \text{ (m)}$$

$$X_{P_1} = Y_{P_1} \cdot \tan(-\alpha) + X_o = 0.733 \times \tan 26.565 + 0.252 = 0.618 \text{ (m)}$$

5.1.4 作用力の集計

5.1.4.1 荷重ケース.1 - 自重

| 項目名 | 軸力 N (kN/m) | せん断力 S (kN/m) | アーム長 (m) | | モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m) | 備考 |
|------|----------------|------------------|----------|-------|--------------------------------|--------------|
| | | | X | Y | | |
| <体自重 | 25.461 | 0.000 | 0.550 | 0.000 | -14.004 | 項目5.1.1 参照 |
| 土 圧 | -0.244 | 4.315 | 0.618 | 0.733 | 3.314 | 項目5.1.3.2 参照 |
| Σ | 25.217 | 4.315 | | | -10.690 | |

5.1.4.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

| 項目名 | 軸力 N (kN/m) | せん断力 S (kN/m) | アーム長 (m) | | モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m) | 備考 |
|------|----------------|------------------|----------|-------|--------------------------------|--------------|
| | | | X | Y | | |
| <体自重 | 25.461 | 0.000 | 0.550 | 0.000 | -14.004 | 項目5.1.1 参照 |
| 土 圧 | -0.279 | 4.934 | 0.641 | 0.779 | 4.022 | 項目5.1.3.3 参照 |
| Σ | 25.182 | 4.934 | | | -9.981 | |

5.1.4.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

| 項目名 | 軸力 N (kN/m) | せん断力 S (kN/m) | アーム長 (m) | | モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m) | 備考 |
|------|----------------|------------------|----------|-------|--------------------------------|--------------|
| | | | X | Y | | |
| <体自重 | 25.461 | 3.055 | 0.550 | 1.100 | -10.643 | 項目5.1.1 参照 |
| 前面土 | 0.190 | 0.000 | -0.218 | 0.000 | 0.041 | |
| 土 圧 | -1.123 | 7.038 | 0.618 | 0.733 | 5.853 | 項目5.1.3.4 参照 |
| Σ | 24.528 | 10.093 | | | -4.749 | |

5.1.5 応力度計算

5.1.5.1 計算方法

次式で求める各種応力度が許容値以下であることを照査する。

$$\sigma_{c_1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2}$$

$$\sigma_{c_2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2}$$

$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) \leq \sigma_{ca}$$

$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) \leq \sigma_{ta}$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot H} \leq \tau_{ca}$$

ここに、 σ_{c1}, σ_{c2} : 曲げ圧縮応力度
 負となった場合は曲げ引張応力度
 τ_c : せん断応力度
 N : 軸力 (kN/m)
 S : せん断力 (kN/m)
 M : 曲げモーメント (kN・m/m)
 b : 有効幅 = 1.0 (m)
 H : 部材厚 (m)
 σ_{ca} : 許容曲げ圧縮応力度
 σ_{ta} : 許容曲げ引張応力度
 τ_{ca} : 許容せん断応力度

5.1.5.2 荷重ケース.1 - 自重

軸力 $N = 25.217$ (kN/m) … [項目5.1.4.1] 参照
 せん断力 $S = 4.315$ (kN/m)
 曲げモーメント $M = -10.690$ (kN・m/m)
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.500$ (N/mm²)
 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = 0.250$ (N/mm²)
 許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.330$ (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{25.217}{1 \times 0.503} + \frac{6 \times (-10.690)}{1 \times 0.503^2} = -203.376 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.203 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{25.217}{1 \times 0.503} - \frac{6 \times (-10.690)}{1 \times 0.503^2} = 303.642 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.304 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.304 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.203 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|4.315|}{1 \times 0.503}$$

$$= 8.579 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.009 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.5.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

軸力 $N = 25.182$ (kN/m) … [項目5.1.4.2] 参照
 せん断力 $S = 4.934$ (kN/m)
 曲げモーメント $M = -9.981$ (kN・m/m)
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.500$ (N/mm²)
 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = 0.250$ (N/mm²)
 許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.330$ (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{25.182}{1 \times 0.503} + \frac{6 \times (-9.981)}{1 \times 0.503^2} = -186.632 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.187 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{25.182}{1 \times 0.503} - \frac{6 \times (-9.981)}{1 \times 0.503^2} = 286.759 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.287 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.287 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.187 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|4.934|}{1 \times 0.503}$$

$$= 9.809 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.010 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.5.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

軸力 $N = 24.528$ (kN/m) … [項目5.1.4.3] 参照
 せん断力 $S = 10.093$ (kN/m)
 曲げモーメント $M = -4.749$ (kN・m/m)
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.500 \times 1.50 = 6.750$ (N/mm²)
 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = 0.250 \times 1.50 = 0.375$ (N/mm²)
 許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.330 \times 1.50 = 0.495$ (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{24.528}{1 \times 0.503} + \frac{6 \times (-4.749)}{1 \times 0.503^2} = -63.857 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.064 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{24.528}{1 \times 0.503} - \frac{6 \times (-4.749)}{1 \times 0.503^2} = 161.384 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.161 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.161 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.064 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.375 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|10.093|}{1 \times 0.503}$$

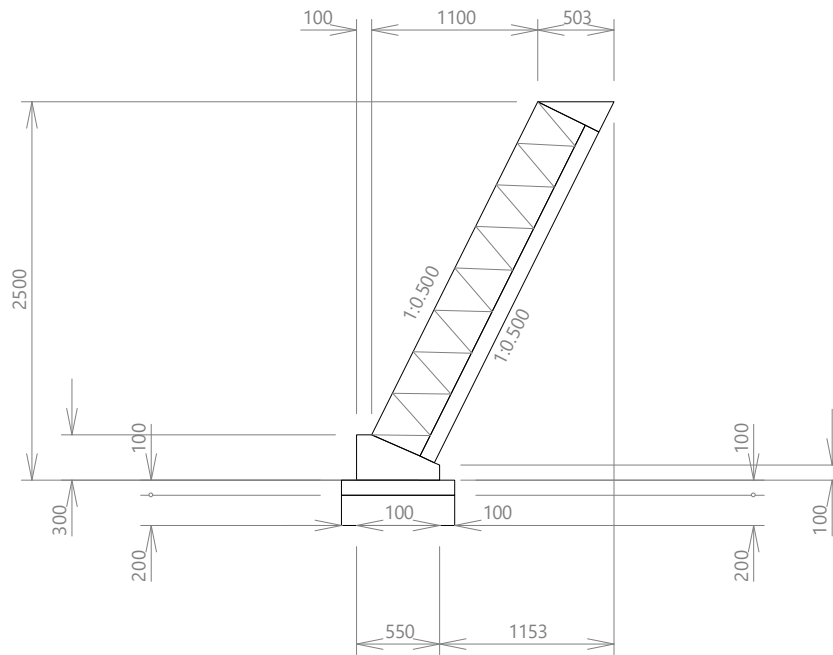
$$= 20.066 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.020 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.2 たて壁の応力度一覧

5.2.1 I-I断面(照査位置:0.000)

| No | 荷重ケース名 | 条件 | 水位 | σ_c (N/mm ²) | σ_t (N/mm ²) | τ_c (N/mm ²) |
|----|------------|-----|----|------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 自重 | 常時 | 無視 | 0.304 ≦ 4.500 | 0.203 ≦ 0.250 | 0.009 ≦ 0.330 |
| | | | | → OK | → OK | → OK |
| 2 | 自重+載荷重(群集) | 常時 | 無視 | 0.287 ≦ 4.500 | 0.187 ≦ 0.250 | 0.010 ≦ 0.330 |
| | | | | → OK | → OK | → OK |
| 3 | 自重+慣性力 | 地震時 | 無視 | 0.161 ≦ 6.750 | 0.064 ≦ 0.375 | 0.020 ≦ 0.495 |
| | | | | → OK | → OK | → OK |

1 数量計算



| No | 項目名 | 算出式 | 値 | 単位 | 備考 |
|----|----------|--|--------|----------------|----|
| 1 | コンクリート量 | $(0.550 \times 0.300 - 0.450 \times (0.450 \times 0.500) / 2) \times 10.000$ | 1.144 | m ³ | |
| 2 | 端型枠 (断面) | $2 \times (0.550 \times 0.300 - 0.450 \times (0.450 \times 0.500) / 2)$ | 0.229 | m ² | |
| 3 | 型 枠 | $(0.300 + (0.300 - 0.450 \times 0.500)) \times 10.000$ | 3.750 | m ² | |
| 4 | ブロック積面積 | $2.200 / \cos(\tan^{-1}(0.500)) \times 10.000$ | 24.597 | m ² | |
| 5 | 均しコンクリート | $(0.550 + 2 \times 0.100) \times 0.100 \times 10.000$ | 0.750 | m ³ | |
| 6 | 基礎材 | $(0.550 + 2 \times 0.100) \times 0.200 \times 10.000$ | 1.500 | m ³ | |