

重力式擁壁安定計算書

重力式擁壁H5000

※注意

本計算書は、計算過程に於いて四捨五入等の丸目処理を行っていない為、出力された値で計算を行った場合、計算誤差が生じます。

§1. 計算条件

1) 形 状

天 端 幅 :A	0.500	m
擁 壁 高 :H	5.000	m
底 盤 幅 :B	3.500	m
擁壁前面勾配 :n	1:0.300	
擁壁背面勾配 :m	1:0.300	
盛 土 高 :H _o	2.000	m
盛土面勾配	1:1.500	

2) 裏込め土

土質名称	砂質土	
単位体積重量 : γ	20.000	kN/m ³
せん断抵抗角 : ϕ	35.000	°
粘 着 力 :c	10.000	kN/m ²

3) 支持地盤

土質名称	密な砂質土	
許容支持力 :q _a	300.000	kN/m ²
摩擦係数 : μ	0.600	
付着力 :C _b	0.000	kN/m ²

4) コンクリート

単位体積重量 : γ_c	23.000	kN/m ³
設計基準強度 : σ_{ck}	18	N/mm ²
許容応力度の割増係数	1.50	

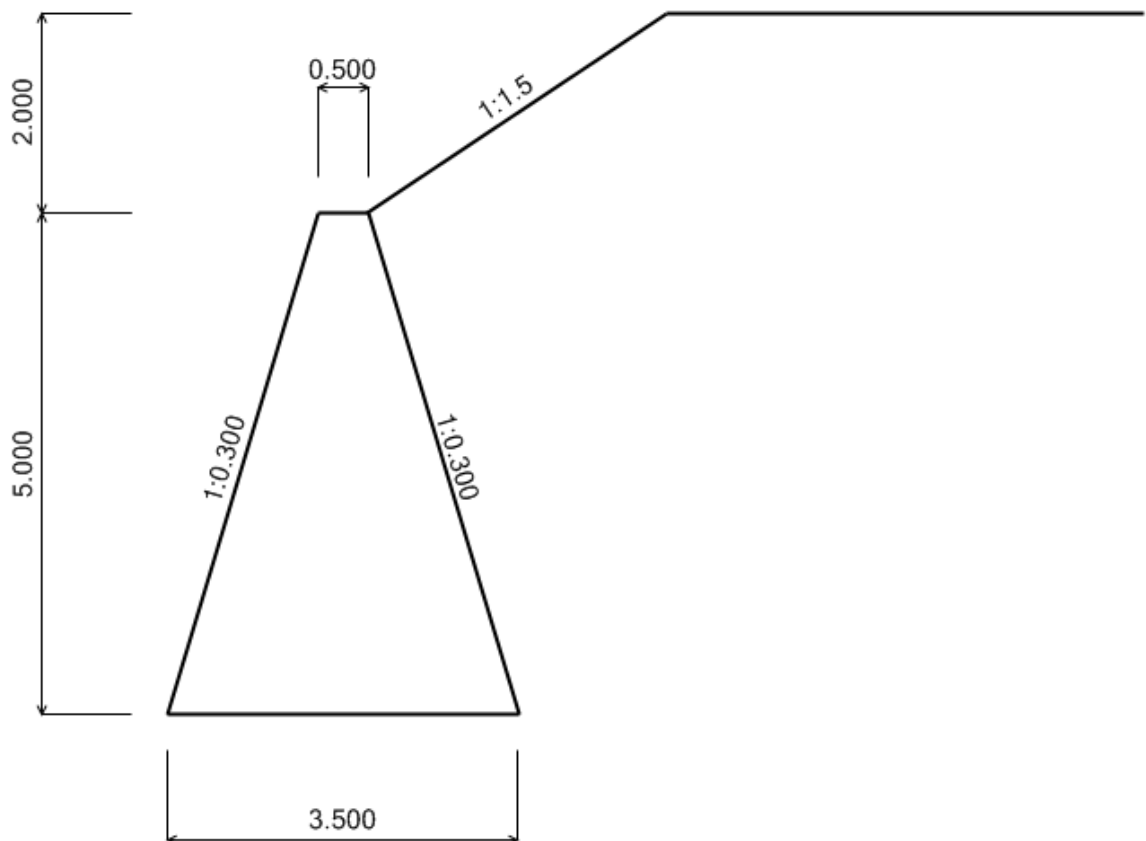
5) 載荷重

上載荷重 :q	0.000	kN/m ²
---------	-------	-------------------

6)地震荷重

地震規模	中規模地震
地盤種別	Ⅱ種
地域区分	A地域
設計水平震度:kh	0.15

7)形状



8)参考文献

- 平成11年3月 道路土工擁壁工指針 日本道路協会 【擁壁の安定性の照査】
- 平成24年7月 道路土工擁壁工指針 日本道路協会 【部材の安全性の照査】
- 擁壁の設計法と計算例 理工図書(右城 猛 著)

§2. 荷重計算

1) 自重

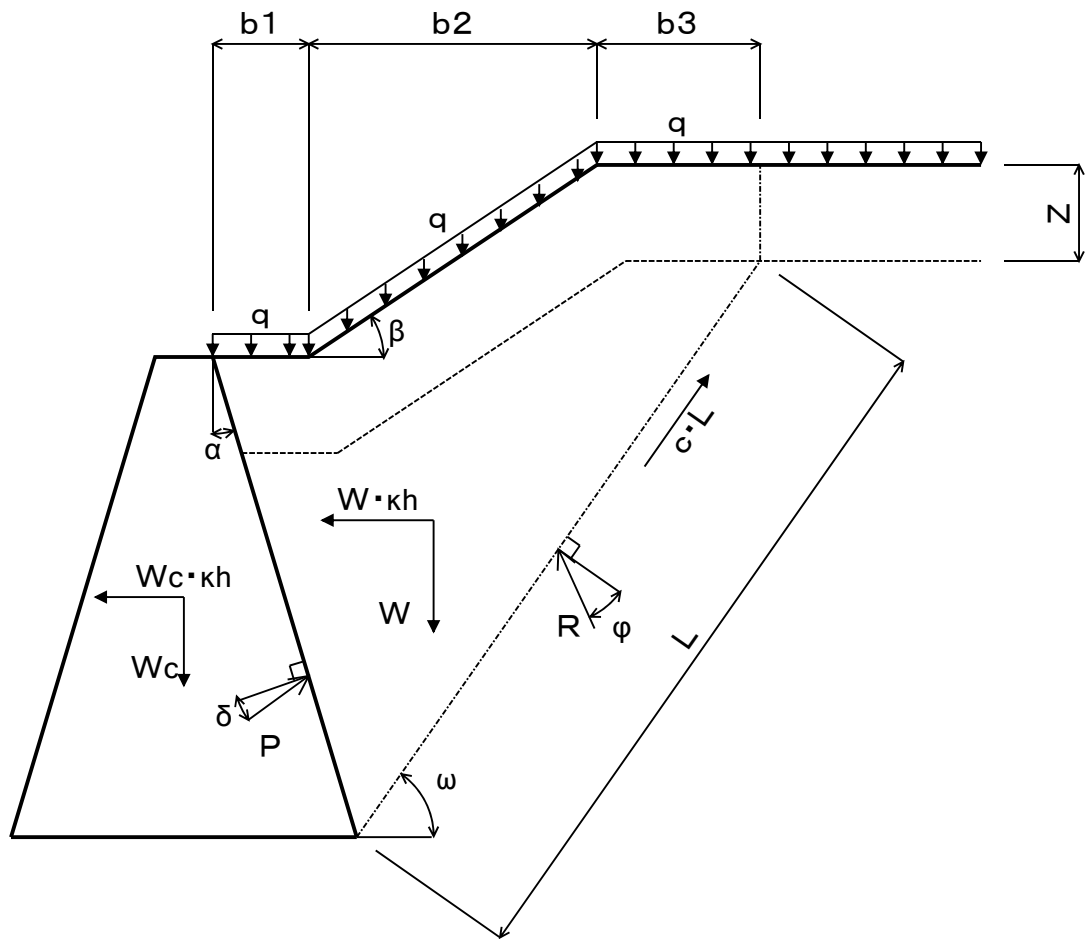
$$\begin{aligned}\text{重量 : } W_c &= \frac{H}{2} (A+B) \cdot \gamma_c \\ &= \frac{5.000}{2} \times (0.500 + 3.500) \times 23.000 \\ &= 230.000 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{慣性力 : } H_c &= W_c \times kh \\ &= 230.000 \times 0.15 \\ &= 34.500 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{重心 : } X_c &= \frac{B}{2} + \frac{H}{6} \cdot \frac{2A+B}{A+B} \cdot (n-m) \\ &= \frac{3.500}{2} + \frac{5.000}{6} \times \frac{2 \times 0.500 + 3.500}{0.500 + 3.500} \times (0.300 - 0.300) \\ &= 1.750 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{重心 : } Y_c &= \frac{H}{3} \cdot \frac{2A+B}{A+B} \\ &= \frac{5.000}{3} \times \frac{2 \times 0.500 + 3.500}{0.500 + 3.500} \\ &= 1.875 \text{ m}\end{aligned}$$

2) 土圧



$$P = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \varphi + \theta) - c \cdot L \cdot \cos \varphi}{\cos(\omega - \varphi - \alpha - \delta)}$$

ここに、

P: 土圧合力 (kN/m)

W: 土のくさび重量(上載荷重を含む) (kN/m)

θ : 地震時合成角 $\theta^\circ = \tan^{-1} kh$

$\theta = \tan^{-1}(0.15)$

$= 8.531^\circ$

ω : 仮定したすべり面と水平面のなす角 ($^\circ$)

φ : せん断抵抗角 ($^\circ$)

c: 裏込め土の粘着力 (kN/m²)

L: 主働すべり面長 (m)

α : 壁面の傾斜角 ($^\circ$)

δ : 壁面摩擦角 ($^\circ$)

$$\delta = \frac{1}{2} \cdot \varphi$$

$$= \frac{1}{2} \times 35.000$$

$$= 17.500^\circ$$

Z: 粘着高 (m)

$$Z = \frac{2c}{\gamma} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$= \frac{2 \times 10.000}{20.000} \times \tan\left(45 + \frac{35.000}{2}\right)$$

$$= 1.921\text{m}$$

土圧計算結果表

ω°	b1(m)	b2(m)	b3(m)	L(m)	W(kN/m)	P(kN/m)
46	0.000	3.000	3.405	7.061	512.552	125.587
47	0.000	3.000	3.236	6.945	497.521	129.121
48	0.000	3.000	3.073	6.834	482.972	132.195
49	0.000	3.000	2.915	6.730	468.872	134.838
50	0.000	3.000	2.762	6.630	455.195	137.079
51	0.000	3.000	2.613	6.535	441.912	138.941
52	0.000	3.000	2.468	6.445	428.999	140.449
53	0.000	3.000	2.327	6.360	416.434	141.621
54	0.000	3.000	2.190	6.278	404.195	142.477
55	0.000	3.000	2.056	6.200	392.263	143.032
56	0.000	3.000	1.926	6.126	380.619	143.304
57	0.000	3.000	1.798	6.056	369.246	143.303
58	0.000	3.000	1.674	5.989	358.127	143.044
59	0.000	3.000	1.552	5.925	347.249	142.538
60	0.000	3.000	1.432	5.865	336.596	141.793
61	0.000	3.000	1.315	5.807	326.157	140.820
62	0.000	3.000	1.201	5.752	315.917	139.626
63	0.000	3.000	1.088	5.700	305.865	138.218
64	0.000	3.000	0.977	5.651	295.991	136.604
65	0.000	3.000	0.868	5.604	286.283	134.787

最大合力時のすべり角： $\omega_a = 56^\circ$

土圧合力の最大値： $P_{\max} = 143.304 \text{ kN/m}$

主働土圧の鉛直成分： $P_{av} = P_a \cdot \sin(\alpha + \delta)$
 $= 143.304 \times \sin(16.699 + 23.333)$
 $= 80.547 \text{ kN/m}$

主働土圧の水平成分： $P_{ah} = P_a \cdot \cos(\alpha + \delta)$
 $= 143.304 \times \cos(16.699 + 23.333)$
 $= 118.525 \text{ kN/m}$

土圧の作用位置

$$Y_a = \frac{H}{3}$$
$$= \frac{5.000}{3}$$

$$= 1.667\text{m}$$

$$X_a = B - \text{背面勾配} \times Y_a$$
$$= 3.500 - 0.300 \times 1.667$$
$$= 3.000\text{m}$$

§3. 擁壁の安定性の照査

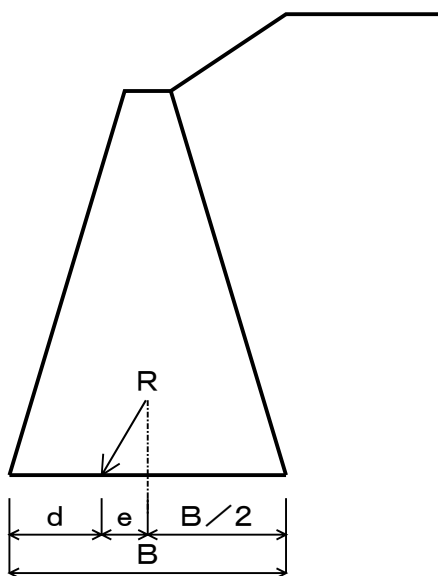
1) 荷重の集計

荷重集計表

種 別	V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	V・x (kN・m/m)	H・y (kN・m/m)
自重	230.000	34.500	1.750	1.875	402.500	64.688
土圧	80.547	118.525	3.000	1.667	241.641	197.541
Σ	310.547	153.025			644.141	262.229

$$\begin{aligned}
 \text{合力の作用位置 : } d &= \frac{\Sigma(V \cdot x) - \Sigma(H \cdot y)}{\Sigma V} \\
 &= \frac{(644.141 - 262.229)}{310.547} \\
 &= 1.230\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{荷重の偏心量 : } e &= \frac{B}{2} - d \\
 &= \frac{3.500}{2} - 1.230 \\
 &= 0.520\text{m}
 \end{aligned}$$



2) 転倒に対する安定性の照査

$$\text{偏心量: } e \leq \frac{B}{3} \dots\dots \text{OK}$$

$$0.520\text{m} \leq \frac{3.500}{3} = 1.167\text{m} \dots\dots \text{OK}$$

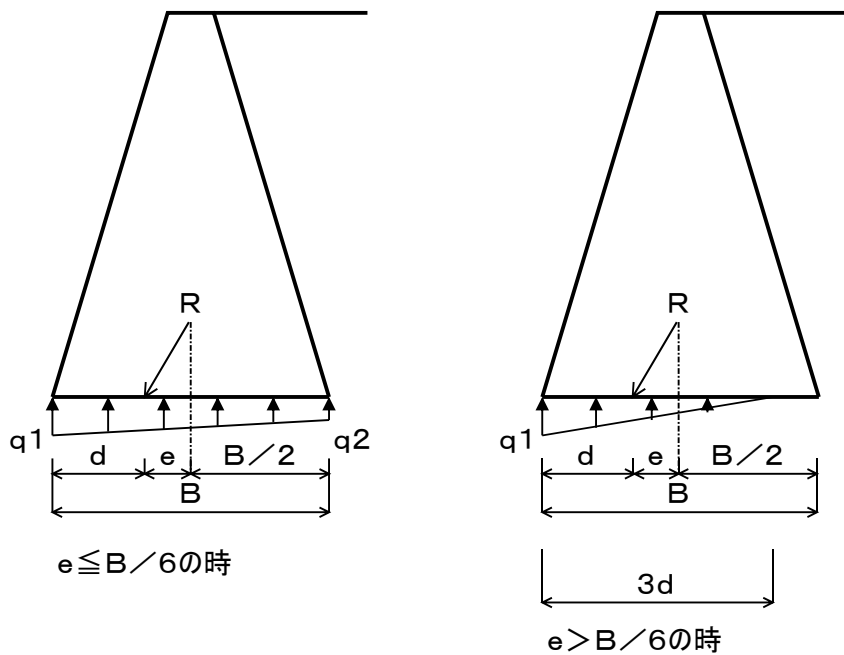
3) 滑動に対する安定性の照査

$$\text{滑動安全率: } F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + Cb \cdot B}{\Sigma H} \geq 1.2 \dots\dots \text{OK}$$

$$= \frac{310.547 \times 0.600 + 0.000 \times 3.500}{153.025}$$

$$= 1.218 \geq 1.2 \dots\dots \text{OK}$$

4) 支持力に対する安定性の照査



$$\begin{aligned}
 q1 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) \\
 &= \frac{310.547}{3.500} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.520}{3.500}\right) \\
 &= 167.822 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

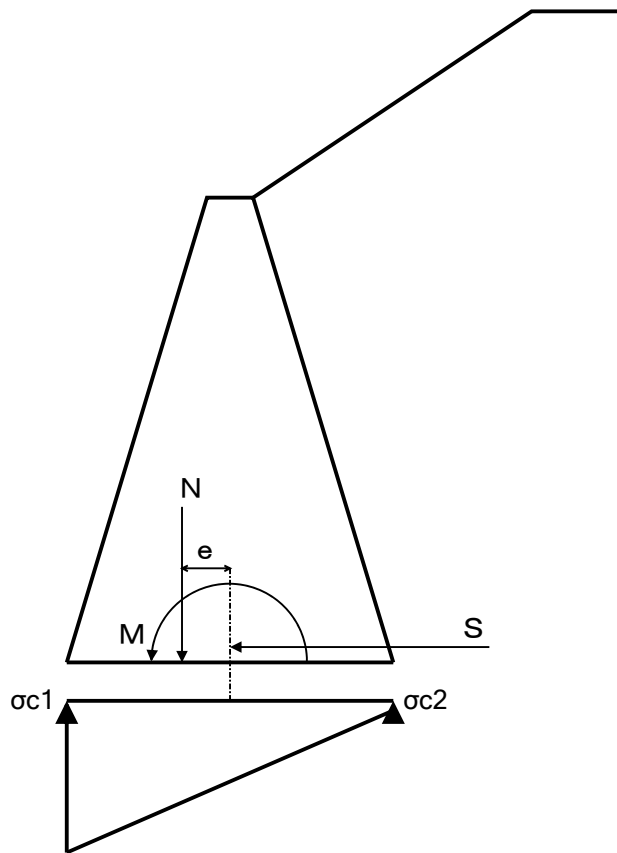
$$\begin{aligned}
 q2 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) \\
 &= \frac{310.547}{3.500} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.520}{3.500}\right) \\
 &= 9.633 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$q1 = 167.822 \text{ kN/m}^2 \leq \text{許容支持力} : q_a \times 1.5 = 450.000 \text{ kN/m}^2 \cdots \text{OK}$$

$$q2 = 9.633 \text{ kN/m}^2 \leq \text{許容支持力} : q_a \times 1.5 = 450.000 \text{ kN/m}^2 \cdots \text{OK}$$

§4. 部材の安全性の照査

1) 無筋コンクリート断面の縁応力度に対する安全性の照査



$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W}$$

ここに、

σ_c : コンクリート断面の縁応力度 (N/mm²)

N: 軸方向力 (kN)

A: コンクリート全断面積 (mm²)

e: コンクリート断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

W: コンクリート断面の図心軸に関する断面係数 (mm³)

$$\begin{aligned} A &= 1,000 \times 3,500 \\ &= 3,500,000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= \frac{1,000 \times 3,500^2}{6} \\ &= 2,041,666,667 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

荷重集計表

種 別	V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	V・x (kN・m/m)	H・y (kN・m/m)
自重	230.000	34.500	0.000	1.875	0.000	64.688
土圧	80.547	118.525	1.250	1.667	100.684	197.541
Σ	310.547	153.025			100.684	262.229

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{\Sigma(H \cdot y - V \cdot x)}{\Sigma V} \times 1,000 \\
 &= \frac{262.229 - 100.684}{310.547} \times 1,000 \\
 &= 520.2\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{310,547}{3,500,000} + \frac{310,547 \times 520.2}{2,041,666,667} \\
 &= 0.168\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

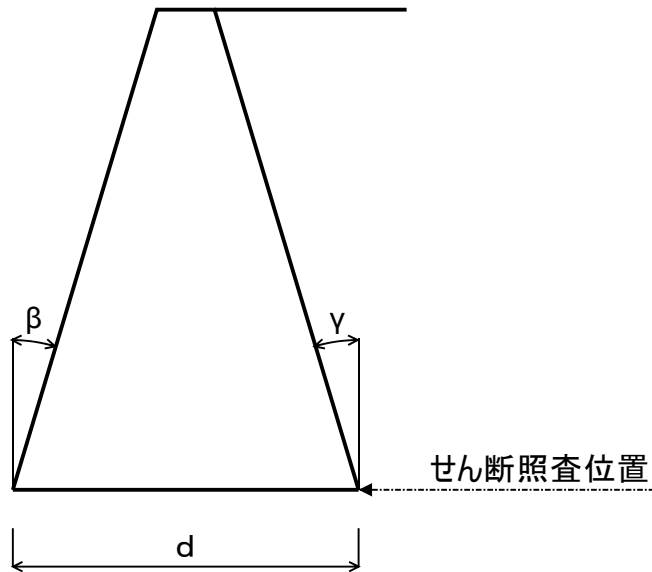
$$\begin{aligned}
 \sigma_2 &= \frac{310,547}{3,500,000} - \frac{310,547 \times 520.2}{2,041,666,667} \\
 &= 0.010\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{許容圧縮応力度} : \sigma_{ca} = \frac{\sigma_{ck}}{4} = \frac{18}{4} \times 1.5 = 6.750 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_1 = 0.168 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$

$$\sigma_2 = 0.010 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$

2) 平均せん断応力度に対する安全性の照査



$$\tau_m = \frac{Sh}{b \cdot d}$$

ここに、 τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

Sh : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

$$Sh = S - \frac{M}{d} (\tan\beta + \tan\gamma)$$

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

b : 部材断面幅 (mm)

d : 部材断の有効高 (mm)

β : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 (°)

γ : 部材引張縁が部材軸方向となす角度 (°)

$$\begin{aligned} Sh &= 153,025 - \frac{161,544,832}{3,500} (\tan 73.301^\circ + \tan 73.301^\circ) \\ &= 125,332 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{125,332}{1,000 \times 3,500} \\ &= 0.036 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{許容せん断応力度: } \tau_a = \frac{\sigma_{ck}}{100} + 0.15 = \frac{18}{100} + 0.15 = 0.330 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_m = 0.036 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 0.330 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$