

重力式擁壁安定計算書

重力式擁壁GW37

※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	0.400	m
擁 壁 高 :H	3.000	m
底 盤 幅 :B	2.400	m
擁壁前面勾配 :n	1:0.000	
擁壁背面勾配 :m	1:0.667	
盛 土 高 :H _o	0.750	m
盛土面勾配	1:2.000	

2) 裏込め土

土質名称	粘性土	
単位体積重量 : γ	18.000	kN/m ³
せん断抵抗角 : ϕ	25.000	°
粘 着 力 :c	0.000	kN/m ²

3) 支持地盤

土質名称	亀裂の少ない均一な硬岩	
許容支持力 :q _a	1,000.000	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

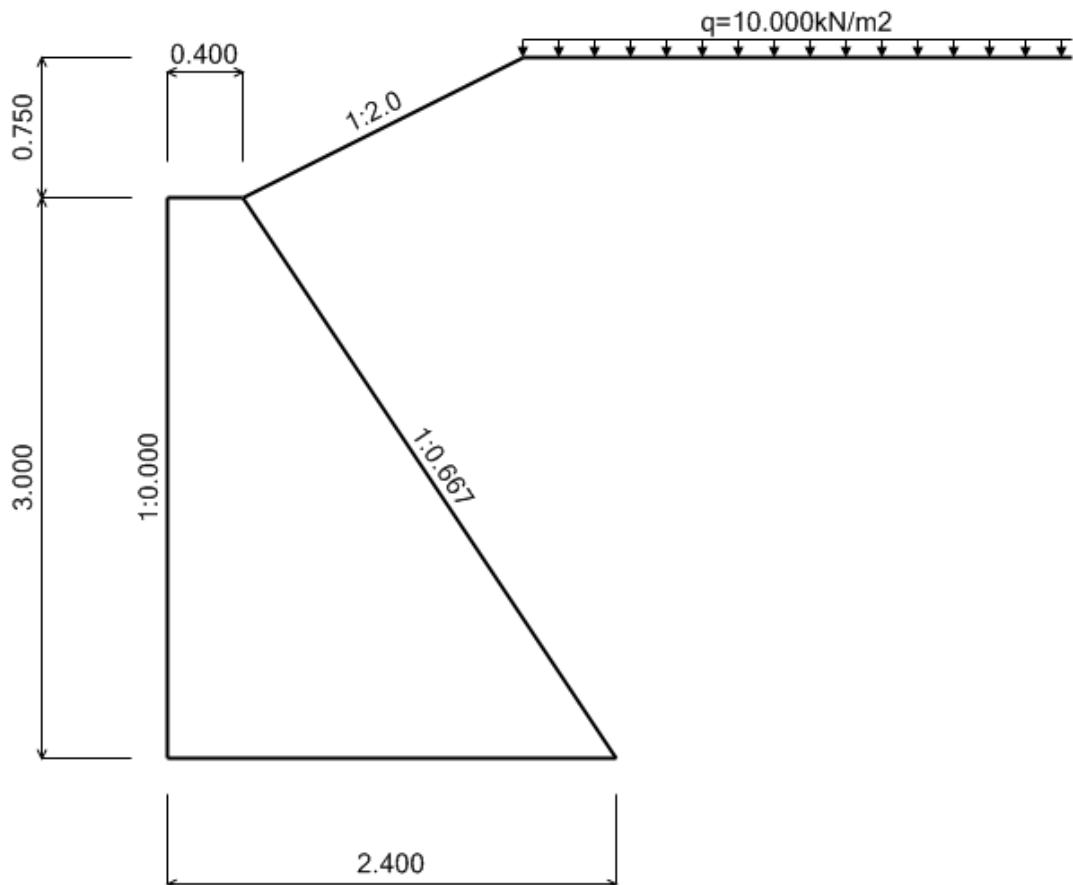
5) 載荷重

上載荷重 :q	10.000	kN/m ²
---------	--------	-------------------

6)地震荷重

地震規模	考慮しない
地盤種別	I種
地域区分	A地域
設計水平震度:kh	0.00

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

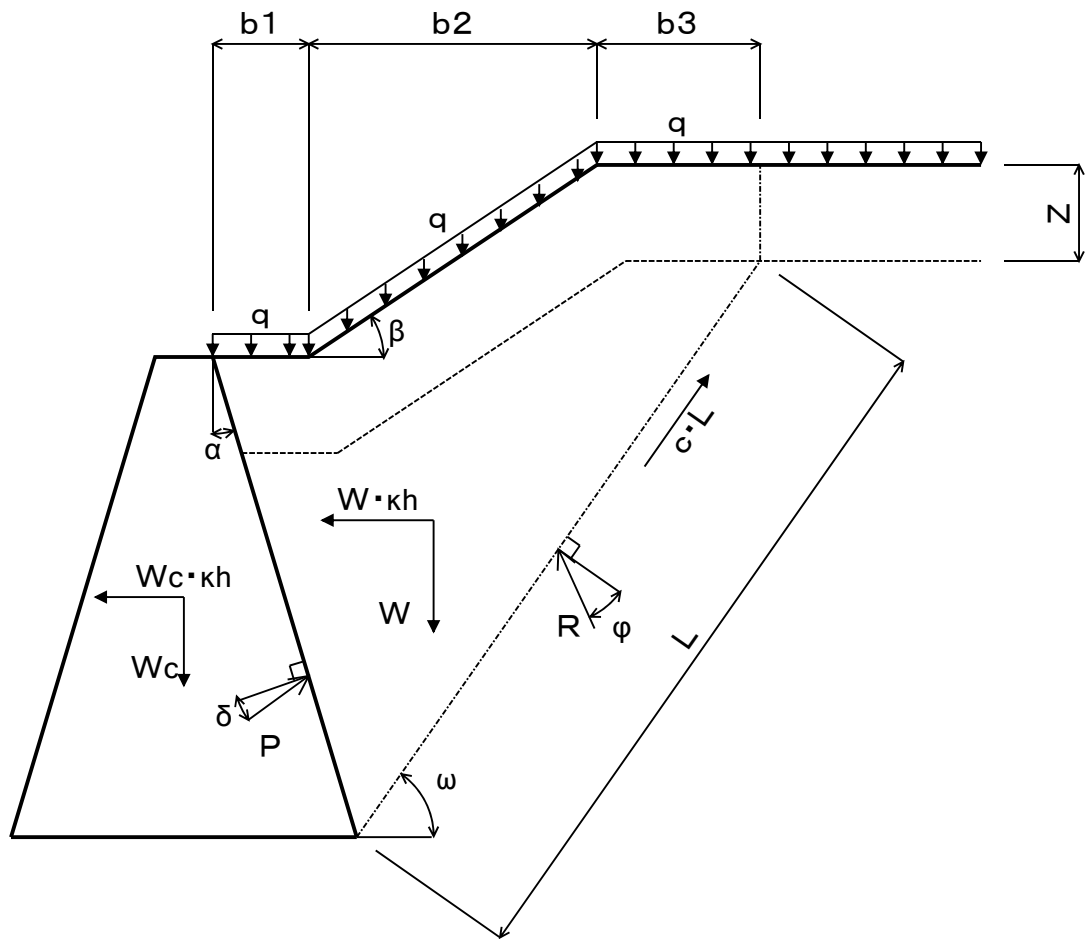
$$\begin{aligned}\text{重量 : } W_c &= \frac{H}{2} (A+B) \cdot \gamma_c \\ &= \frac{3.000}{2} \times (0.400 + 2.400) \times 23.000 \\ &= 96.600 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{慣性力 : } H_c &= W_c \times kh \\ &= 96.600 \times 0.00 \\ &= 0.000 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{重心 : } X_c &= \frac{B}{2} + \frac{H}{6} \cdot \frac{2A+B}{A+B} \cdot (n-m) \\ &= \frac{2.400}{2} + \frac{3.000}{6} \times \frac{2 \times 0.400 + 2.400}{0.400 + 2.400} \times (0.000 - 0.667) \\ &= 0.819 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{重心 : } Y_c &= \frac{H}{3} \cdot \frac{2A+B}{A+B} \\ &= \frac{3.000}{3} \times \frac{2 \times 0.400 + 2.400}{0.400 + 2.400} \\ &= 1.143 \text{ m}\end{aligned}$$

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 $\theta^\circ = \tan^{-1}kh$

$\theta = \tan^{-1}(0.00)$

$= 0.000^\circ$

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 ($^\circ$)

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \varphi$$

$$= \frac{2}{3} \times 25.000$$

$$= 16.667^\circ$$

Z: 粘着高 (m)

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

$$= \frac{2 \times 0.000}{18.000} \times \tan\left(45 + \frac{25.000}{2}\right)$$

$$= 0.000\text{m}$$

土圧計算結果表

ω°	b1(m)	b2(m)	b3(m)	L(m)	W(kN/m)	P(kN/m)
47	0.000	1.500	3.997	5.127	228.866	97.425
48	0.000	1.500	3.877	5.046	223.598	98.368
49	0.000	1.500	3.760	4.969	218.492	99.179
50	0.000	1.500	3.647	4.895	213.540	99.867
51	0.000	1.500	3.537	4.825	208.730	100.441
52	0.000	1.500	3.430	4.759	204.055	100.908
53	0.000	1.500	3.326	4.696	199.505	101.274
54	0.000	1.500	3.225	4.635	195.073	101.547
55	0.000	1.500	3.126	4.578	190.753	101.730
56	0.000	1.500	3.029	4.523	186.537	101.830
57	0.000	1.500	2.935	4.471	182.418	101.850
58	0.000	1.500	2.843	4.422	178.393	101.795
59	0.000	1.500	2.753	4.375	174.454	101.668
60	0.000	1.500	2.665	4.330	170.597	101.473
61	0.000	1.500	2.579	4.288	166.816	101.213
62	0.000	1.500	2.494	4.247	163.109	100.890
63	0.000	1.500	2.411	4.209	159.469	100.507
64	0.000	1.500	2.329	4.172	155.894	100.066
65	0.000	1.500	2.249	4.138	152.379	99.569
66	0.000	1.500	2.170	4.105	148.920	99.018

最大合力時のすべり角： $\omega_a = 57^\circ$

土圧合力の最大値： $P_{\max} = 101.850 \text{ kN/m}$

主働土圧の鉛直成分： $P_{av} = P_a \cdot \sin(\alpha + \delta)$
 $= 101.850 \times \sin(33.690 + 16.667)$
 $= 78.428 \text{ kN/m}$

主働土圧の水平成分： $P_{ah} = P_a \cdot \cos(\alpha + \delta)$
 $= 101.850 \times \cos(33.690 + 16.667)$
 $= 64.981 \text{ kN/m}$

土圧の作用位置

$$Y_a = \frac{H}{3}$$
$$= \frac{3.000}{3}$$

$$= 1.000\text{m}$$

$$X_a = B - \text{背面勾配} \times Y_a$$
$$= 2.400 - 0.667 \times 1.000$$
$$= 1.733\text{m}$$

§3. 擁壁の安定性の照査

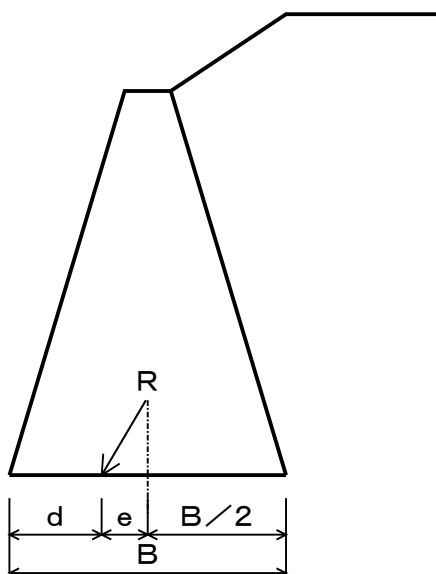
1) 荷重の集計

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	96.600	0.000	0.819	1.143	79.120	0.000
土圧	78.428	64.981	1.733	1.000	135.941	64.981
Σ	175.028	64.981			215.061	64.981

$$\begin{aligned}\text{合力の作用位置 : } d &= \frac{\Sigma(V \cdot x) - \Sigma(H \cdot y)}{\Sigma V} \\ &= \frac{(215.061 - 64.981)}{175.028} \\ &= 0.857\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{荷重の偏心量 : } e &= \frac{B}{2} - d \\ &= \frac{2.400}{2} - 0.857 \\ &= 0.343\text{m}\end{aligned}$$



2) 転倒に対する安定性の照査

$$\text{偏心量: } e \leq \frac{B}{6} \dots\dots \text{OK}$$

$$0.343\text{m} \leq \frac{2.400}{6} = 0.400\text{m} \dots\dots \text{OK}$$

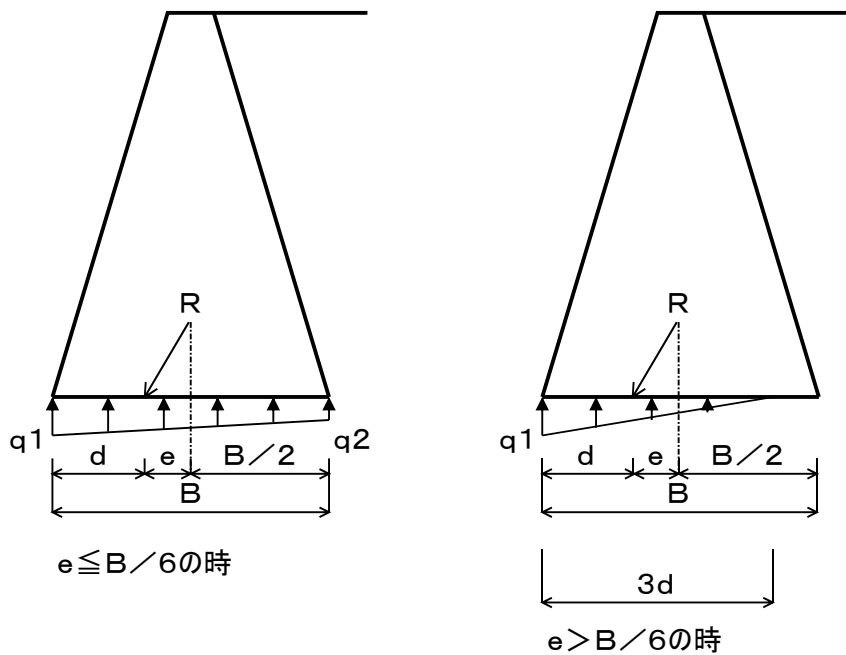
3) 滑動に対する安定性の照査

$$\text{滑動安全率: } F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + Cb \cdot B}{\Sigma H} \geq 1.5 \dots\dots \text{OK}$$

$$= \frac{175.028 \times 0.600 + 0.000 \times 2.400}{64.981}$$

$$= 1.616 \geq 1.5 \dots\dots \text{OK}$$

4) 支持力に対する安定性の照査



$$\begin{aligned}
 q1 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) \\
 &= \frac{175.028}{2.400} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.343}{2.400}\right) \\
 &= 135.464 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

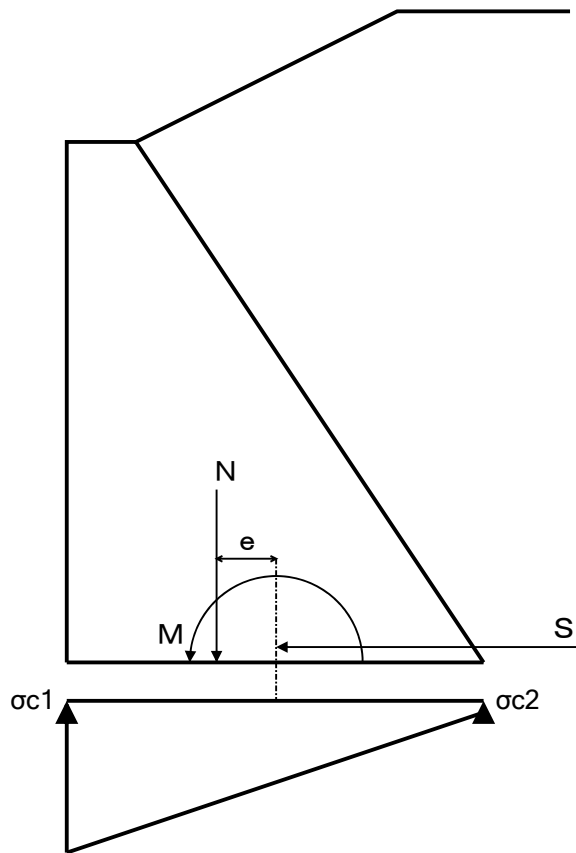
$$\begin{aligned}
 q2 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) \\
 &= \frac{175.028}{2.400} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.343}{2.400}\right) \\
 &= 10.392 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$q1 = 135.464 \text{ kN/m}^2 \leq \text{許容支持力} : q_a = 1,000.000 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$

$q2 = 10.392 \text{ kN/m}^2 \leq \text{許容支持力} : q_a = 1,000.000 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$

§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)

$$\begin{aligned} A &= 1,000 \times 2,400 \\ &= 2,400,000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= \frac{1,000 \times 2,400^2}{6} \\ &= 960,000,000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

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	96.600	0.000	-0.381	1.143	-36.800	0.000
土圧	78.428	64.981	0.533	1.000	41.828	64.981
Σ	175.028	64.981			5.028	64.981

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{\Sigma(H \cdot y - V \cdot x)}{\Sigma V} \times 1,000 \\
 &= \frac{64.981 - 5.028}{175.028} \times 1,000 \\
 &= 342.5\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{175,028}{2,400,000} + \frac{175,028 \times 342.5}{960,000,000} \\
 &= 0.135\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

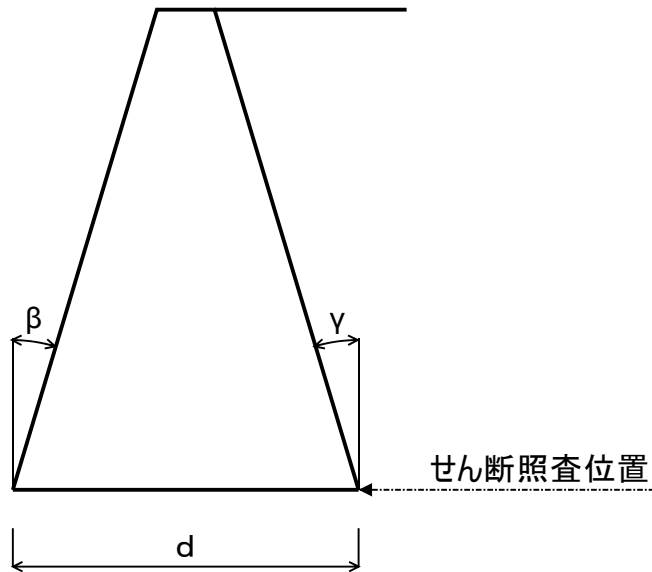
$$\begin{aligned}
 \sigma_2 &= \frac{175,028}{2,400,000} - \frac{175,028 \times 342.5}{960,000,000} \\
 &= 0.010\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{許容圧縮応力度} : \sigma_{ca} = \frac{\sigma_{ck}}{4} = \frac{18}{4} = 4.500 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_1 = 0.135 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$

$$\sigma_2 = 0.010 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$

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 (°)

$$\begin{aligned} Sh &= 64,981 - \frac{59,952,860}{2,400} (\tan 90.000^\circ + \tan 56.310^\circ) \\ &= 48,327 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{48,327}{1,000 \times 2,400} \\ &= 0.020 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

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

$$\tau_m = 0.020 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 0.330 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$