

# 重力式擁壁安定計算書

## 重力式擁壁H4000

### ※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	4.000	m
底 盤 幅 :B	1.600	m
擁壁前面勾配 :n	1:0.300	
擁壁背面勾配 :m	1:0.000	
水 平 部	1.000	m
盛 土 高 :H <sub>o</sub>	1.000	m
盛土面勾配	1:2.000	

### 2) 裏込め土

土質名称	砂質土	
単位体積重量 : $\gamma$	19.000	kN/m <sup>3</sup>
せん断抵抗角 : $\varphi$	30.000	°
粘 着 力 :c	3.000	kN/m <sup>2</sup>

### 3) 支持地盤

土質名称	密な砂質土	
許容支持力 :q <sub>a</sub>	300.000	kN/m <sup>2</sup>
摩擦係数 : $\mu$	0.600	
付着力 :C <sub>b</sub>	5.000	kN/m <sup>2</sup>

### 4) コンクリート

単位体積重量 : $\gamma_c$	23.000	kN/m <sup>3</sup>
設計基準強度 : $\sigma_{ck}$	18	N/mm <sup>2</sup>

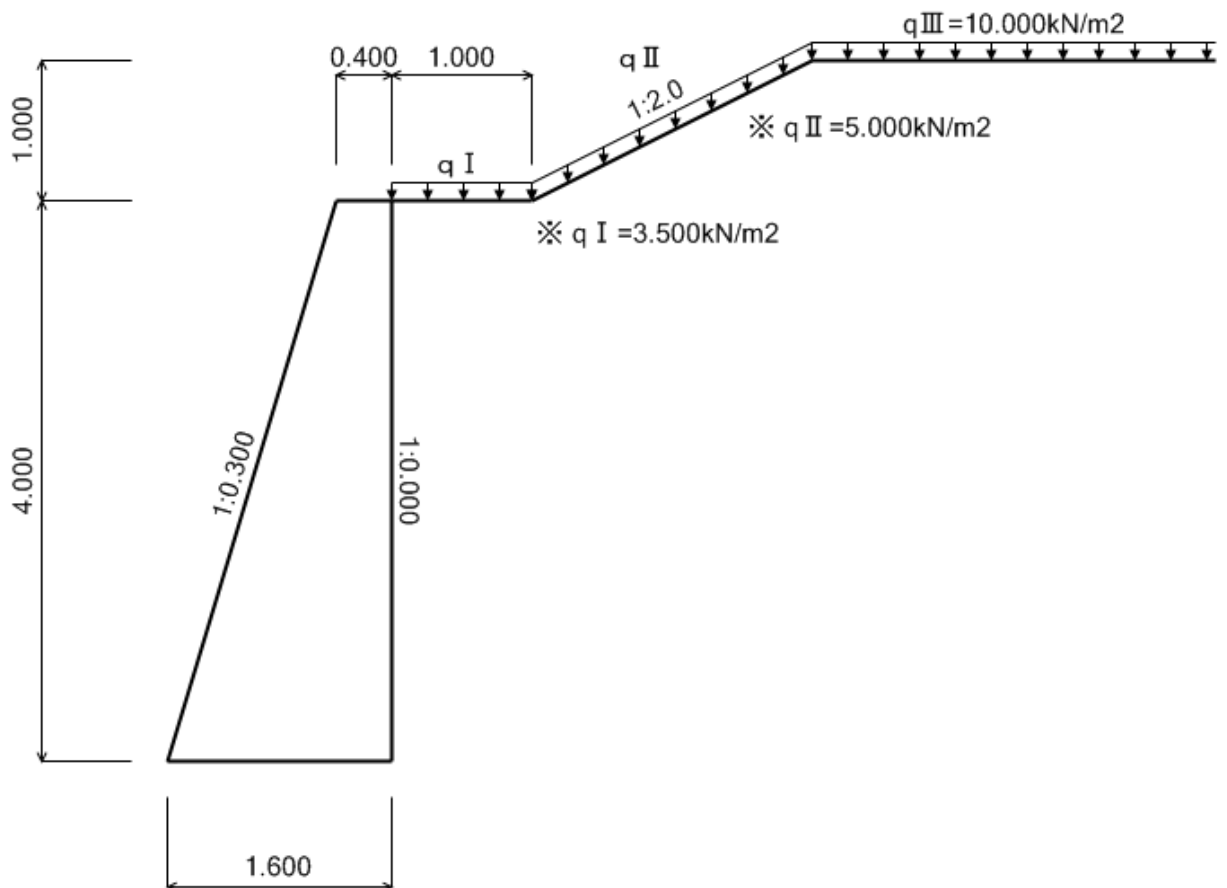
### 5) 載荷重

上載荷重 :q I	3.500	kN/m <sup>2</sup>
上載荷重 :q II	5.000	kN/m <sup>2</sup>
上載荷重 :q II	10.000	kN/m <sup>2</sup>

## 6)地震荷重

地震規模	考慮しない
地盤種別	Ⅱ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

$$\begin{aligned}\text{重量 : } W_c &= \frac{H}{2} (A+B) \cdot \gamma_c \\ &= \frac{4.000}{2} \times (0.400 + 1.600) \times 23.000 \\ &= 92.000 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{慣性力 : } H_c &= W_c \times kh \\ &= 92.000 \times 0.00 \\ &= 0.000 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{重心 : } X_c &= \frac{B}{2} + \frac{H}{6} \cdot \frac{2A+B}{A+B} \cdot (n-m) \\ &= \frac{1.600}{2} + \frac{4.000}{6} \times \frac{2 \times 0.400 + 1.600}{0.400 + 1.600} \times (0.300 - 0.000) \\ &= 1.040 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{重心 : } Y_c &= \frac{H}{3} \cdot \frac{2A+B}{A+B} \\ &= \frac{4.000}{3} \times \frac{2 \times 0.400 + 1.600}{0.400 + 1.600} \\ &= 1.600 \text{ m}\end{aligned}$$



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

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)

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

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

$= 0.000^\circ$

$\omega$ : 仮定したすべり面と水平面のなす角 ( $^\circ$ )

$\varphi$ : せん断抵抗角 ( $^\circ$ )

c: 裏込め土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

L: 主働すべり面長 (m)

$\alpha$ : 壁面の傾斜角 ( $^\circ$ )

$\delta$ : 壁面摩擦角 ( $^\circ$ )

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

$$= \frac{2}{3} \times 30.000$$

$$= 20.000^\circ$$

Z: 粘着高 (m)

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

$$= \frac{2 \times 3.000}{19.000} \times \tan\left(45 + \frac{30.000}{2}\right)$$

$$= 0.547\text{m}$$

土圧計算結果表

$\omega^\circ$	b1(m)	b2(m)	b3(m)	L(m)	W(kN/m)	P(kN/m)
42	1.000	2.000	1.946	6.655	255.570	36.198
43	1.000	2.000	1.775	6.529	244.893	38.411
44	1.000	2.000	1.611	6.410	234.608	40.323
45	1.000	2.000	1.453	6.298	224.688	41.952
46	1.000	2.000	1.300	6.190	215.109	43.314
47	1.000	2.000	1.153	6.089	205.847	44.426
48	1.000	2.000	1.010	5.992	196.882	45.300
49	1.000	2.000	0.871	5.900	188.195	45.948
50	1.000	2.000	0.737	5.813	179.767	46.381
51	1.000	2.000	0.606	5.730	171.582	46.610
52	1.000	2.000	0.479	5.651	163.626	46.642
53	1.000	2.000	0.356	5.576	155.884	46.486
54	1.000	2.000	0.235	5.504	148.342	46.148
55	1.000	2.000	0.118	5.436	140.990	45.635
56	1.000	2.000	0.004	5.371	133.815	44.952
57	1.000	1.840	0.000	5.214	126.630	44.272
58	1.000	1.684	0.000	5.064	119.849	43.532
59	1.000	1.536	0.000	4.925	113.445	42.731
60	1.000	1.397	0.000	4.794	107.384	41.874
61	1.000	1.265	0.000	4.671	101.635	40.963

最大合力時のすべり角： $\omega_a = 52^\circ$

土圧合力の最大値： $P_{\max} = 46.642 \text{ kN/m}$

主働土圧の鉛直成分： $P_{av} = P_a \cdot \sin(\alpha + \delta)$   
 $= 46.642 \times \sin(0.000 + 20.000)$   
 $= 15.953 \text{ kN/m}$

主働土圧の水平成分： $P_{ah} = P_a \cdot \cos(\alpha + \delta)$   
 $= 46.642 \times \cos(0.000 + 20.000)$   
 $= 43.829 \text{ kN/m}$

土圧の作用位置

$$Y_a = \frac{H}{3}$$
$$= \frac{4.000}{3}$$

$$= 1.333\text{m}$$

$$X_a = B - \text{背面勾配} \times Y_a$$
$$= 1.600 - 0.000 \times 1.333$$
$$= 1.600\text{m}$$



### §3. 擁壁の安定性の照査

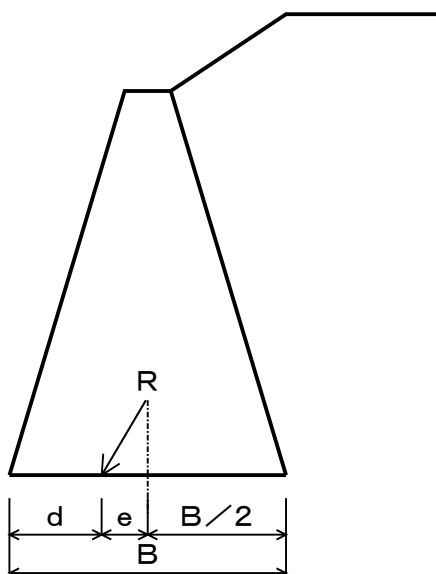
#### 1) 荷重の集計

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	92.000	0.000	1.040	1.600	95.680	0.000
土圧	15.953	43.829	1.600	1.333	25.524	58.439
Σ	107.953	43.829			121.204	58.439

$$\begin{aligned}\text{合力の作用位置 : } d &= \frac{\Sigma(V \cdot x) - \Sigma(H \cdot y)}{\Sigma V} \\ &= \frac{(121.204 - 58.439)}{107.953} \\ &= 0.581\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{荷重の偏心量 : } e &= \frac{B}{2} - d \\ &= \frac{1.600}{2} - 0.581 \\ &= 0.219\text{m}\end{aligned}$$



## 2) 転倒に対する安定性の照査

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

$$0.219\text{m} \leq \frac{1.600}{6} = 0.267\text{m} \cdots \text{OK}$$

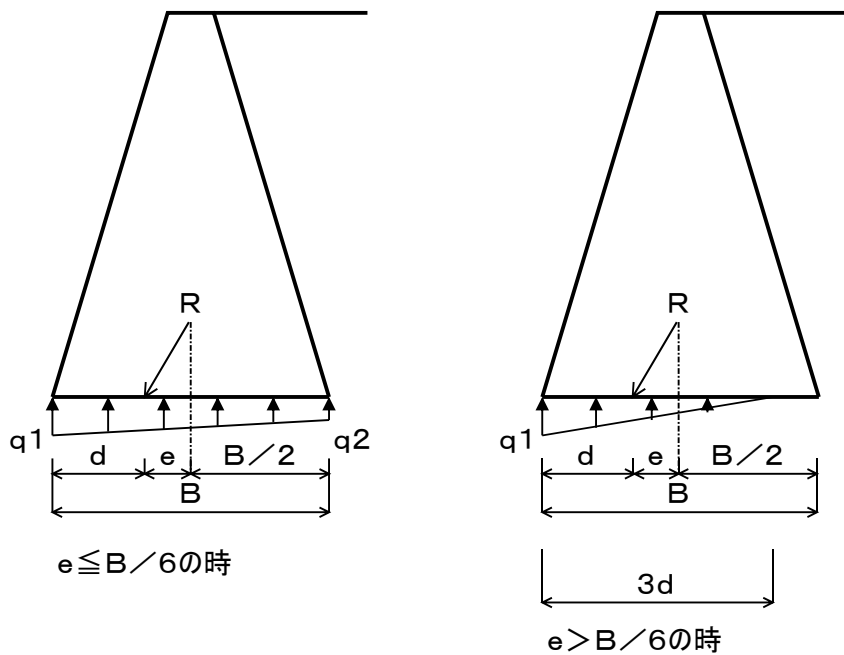
## 3) 滑動に対する安定性の照査

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

$$= \frac{107.953 \times 0.600 + 5.000 \times 1.600}{43.829}$$

$$= 1.660 \geq 1.5 \cdots \text{OK}$$

#### 4) 支持力に対する安定性の照査



$$\begin{aligned}
 q1 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) \\
 &= \frac{107.953}{1.600} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.219}{1.600}\right) \\
 &= 122.880 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

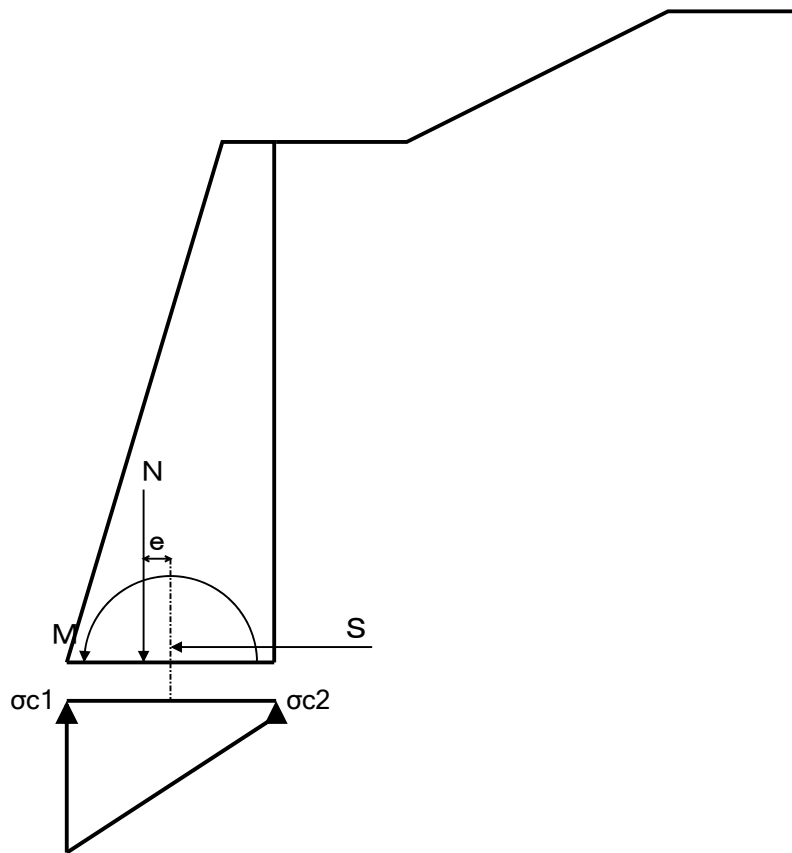
$$\begin{aligned}
 q2 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) \\
 &= \frac{107.953}{1.600} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.219}{1.600}\right) \\
 &= 12.060 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$q1 = 122.880 \text{ kN/m}^2 \leq \text{許容支持力} : q_a = 300.000 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$

$q2 = 12.060 \text{ kN/m}^2 \leq \text{許容支持力} : q_a = 300.000 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$

## §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、

$\sigma_c$ : コンクリート断面の縁応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N$ : 軸方向力 (kN)

$A$ : コンクリート全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$e$ : 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 (mm<sup>3</sup>)

$$\begin{aligned} A &= 1,000 \times 1,600 \\ &= 1,600,000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= \frac{1,000 \times 1,600^2}{6} \\ &= 426,666,667 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

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	92.000	0.000	0.240	1.600	22.080	0.000
土圧	15.953	43.829	0.800	1.333	12.762	58.439
Σ	107.953	43.829			34.842	58.439

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{\Sigma(H \cdot y - V \cdot x)}{\Sigma V} \times 1,000 \\
 &= \frac{58.439 - 34.842}{107.953} \times 1,000 \\
 &= 218.6\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{107,953}{1,600,000} + \frac{107,953 \times 218.6}{426,666,667} \\
 &= 0.123\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

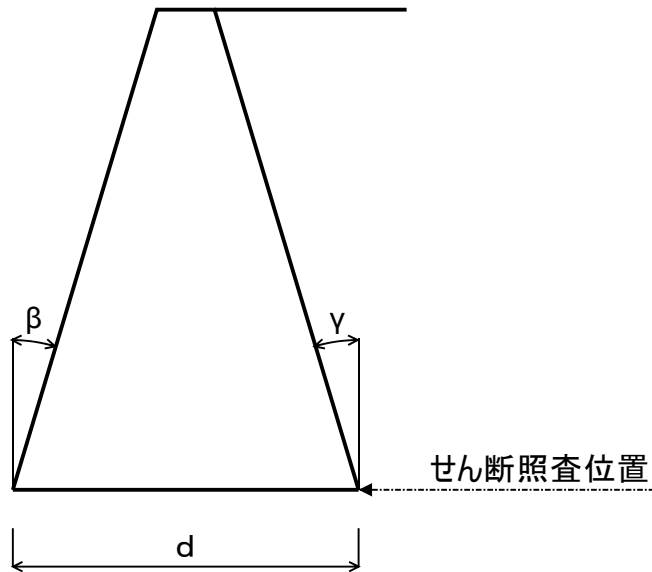
$$\begin{aligned}
 \sigma_2 &= \frac{107,953}{1,600,000} - \frac{107,953 \times 218.6}{426,666,667} \\
 &= 0.012\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

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

$$\sigma_1 = 0.123 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$

$$\sigma_2 = 0.012 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$

## 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、 $\tau_m$ : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Sh$ : 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)

$\beta$ : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 (°)

$\gamma$ : 部材引張縁が部材軸方向となす角度 (°)

$$\begin{aligned} Sh &= 43,829 - \frac{23,596,976}{1,600} (\tan 73.301^\circ + \tan 90.000^\circ) \\ &= 39,405 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{39,405}{1,000 \times 1,600} \\ &= 0.025 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

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

$$\tau_m = 0.025 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 0.330 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$