

# 重 力 式 擁 壁 計 算 例

壁 高  $H = 2.000 \text{ m}$

平成23年5月29日

株式会社

# 重力式擁壁計算例

## 1. 設計条件

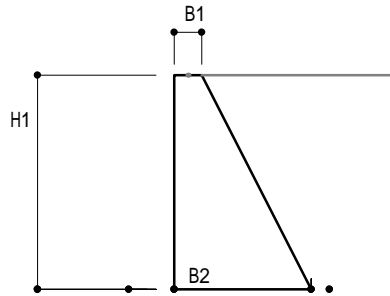
### (1) 形状寸法

壁 高  $H1 = 2.000 \text{ m}$

壁 厚 (天端)  $B1 = 0.300 \text{ m}$

壁 厚 (基部)  $B2 = 1.500 \text{ m}$

前面勾配厚  $B3 = \text{m}$



基点：前面つま先

### (2) 地震時係数

地震水平震度  $Kh =$

地震時上載荷重 無し

### (3) 単位重量及び土質諸元

コンクリートの単位重量  $c = 24 \text{ kN/m}^3$

背面土の単位重量  $s = 18.0 \text{ kN/m}^3$

背面土の内部摩擦角  $= 30.0 \text{ 度}$

滑動摩擦係数  $\tan \beta = 0.60 \text{ 岩盤}$

地盤許容支持力(常時)  $qa = 149.94 \text{ kN/m}^2$

地盤の粘着力  $C = 20.0 \text{ kN/m}^2$

壁 常時(土と土)  $= 20.000$

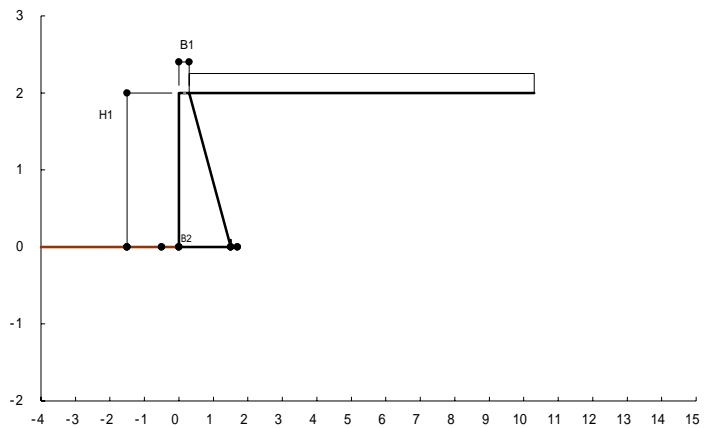
面 常時(土とコンクリート)  $= 20.000$

摩 地震時(土と土)  $= 15.000$

擦 地震時(土とコンクリート)  $= 15.000$

### (4) 背面形状

X(m)	Y(m)	q(kN/m <sup>2</sup> )
10.000	0.000	5.000



(5) 任意荷重

水平荷重名

鉛直荷重名

荷重強度  $p_s =$  kN  
 作用高さ  $y_p =$  m  
 荷重幅  $b_p =$  m当り

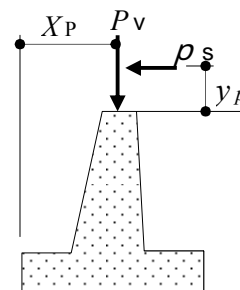
$p_v =$  kN/m当り  
 $x_p =$  m

常時考慮  地震時考慮  常時考慮  地震時考慮

(6) 許容応力度

設計基準強度  $\sigma_{ck} =$  21 N/mm<sup>2</sup>  
 許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} =$  7 N/mm<sup>2</sup>  
 許容せん断応力度  $\tau_{ca} =$  0.7 N/mm<sup>2</sup>  
 許容引張応力度  $\sigma_{sa} =$  180 N/mm<sup>2</sup>  
 許容付着応力度  $\tau_a =$  2.1 N/mm<sup>2</sup>

無筋コンクリート許容引張応力度  $ca =$  0.26 N/mm<sup>2</sup>



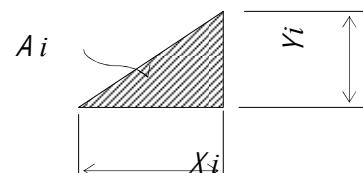
(7) 配筋計画

	鉄筋径1 D (mm)	鉄筋径2 D (mm)	ピッチ @ (mm)	中心かぶり t(mm)	鉄筋量 As (mm <sup>2</sup> )	周長 U(mm)
たて壁(基部)	無筋					
(中間部)2.00 m	無筋					
前面フーチング	無筋					
背面フーチング	無筋					

(8) 重量・重心計算式

a) 面積は座標系より倍面積法によって求める。

No	X	Y	X <sub>n+1</sub> - X <sub>n-1</sub>	倍面積
1	0.000	0.000	-1.500	0.000
2	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.000	2.000	0.300	0.600
6	0.300	2.000	1.500	3.000
7	1.500	0.000	1.200	0.000
8	1.500	0.000	0.000	0.000
9	1.500	0.000	0.000	0.000
10	1.500	0.000	-1.500	0.000
倍面積				3.600
擁壁の断面積	$A =$	$3.600 / 2 =$		1.800 m <sup>2</sup>
擁壁の重量	$w = A \cdot \gamma_c =$	$1.800 \times 24.00 =$		43.200 kN



$$(X, Y) = \left( \frac{\sum \{ (A_i \cdot (\Delta X_i \cdot 2/3 + X_i)) \}}{A}, \frac{\sum \{ (A_i \cdot (\Delta Y_i \cdot 1/3 + Y_i)) \}}{A} \right)$$

2. 安定計算(常時)

(1) 外力

a) 荷重	鉛直荷重 (kN)	作用距離 (m)	モーメント (kN・m)
躯体	43.200	0.517	22.334
合計	43.200		22.334

b) 土圧

土圧の計算は試行くさび法による方法を用いる。

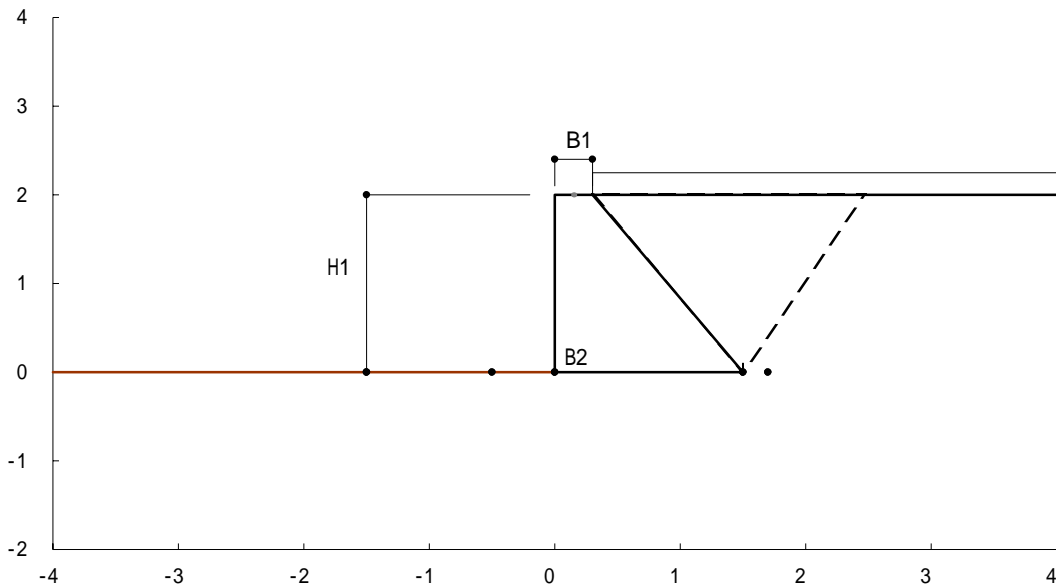
壁面摩擦角  $\delta = 20.000$  (度) = 0.000 (度)  
 背面の勾配  $j = 30.964$  (度)  
 すべり角  $\alpha = 64$  (度)  
 すべり面上の土重  $W = 39.158$  kN

最大土圧力  $P_a = \frac{W \times \sin(\quad)}{\cos(\quad - j)} = 22.893$  kN

主動土圧係数  $K_A = 2 \times P_a / (\gamma_s \cdot h^2) = 0.636$

水平土圧係数  $K_H = K_A \times \cos(\delta + j) = 0.401$

鉛直土圧係数  $K_V = K_A \times \sin(\delta + j) = 0.494$



土 圧 (kN)	作用距離(m)	モーメント (kN・m)
$PH=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KH$	14.436	$My=PH \times Y$ 9.629
$PV=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KV$	17.784	$Mx=PV \times X$ 19.562
$QwH=Qw \times h \times KH$	4.010	$My=QwH \times Y$ 4.010
$QwV=Qw \times h \times KV$	4.940	$Mx=QwV \times X$ 5.434

但し h : 土圧高 2.000 m

PH : 背面土による水平土圧

PV : 背面土による鉛直土圧 土圧作用面は実背面とする。

QwH : 上載荷重による水平土圧

QwV : 上載荷重による鉛直土圧 土圧作用面は実背面とする。

土圧

鉛直力の合計  $\Sigma V = 65.924$  kN

水平力の合計  $\Sigma H = 18.446$  kN

モーメント  $M = 33.691$  kN

(M : 前面フーチング先端に対する回転モーメント)

(2) 転倒に対する検討

$$e = B/2 - M/N = \frac{1.500}{2} - \frac{33.691}{65.924} = 0.239 \text{ m}$$

ただし、B : フーチング長

$$\text{従って } |e| < B/6 = 0.250 \text{ m} \dots \text{OK}$$

(3) 滑動に対する検討

基礎地盤の種類 岩盤  $\tan \mu = 0.6$   $\mu = \tan^{-1} 0.6$

$$F_s = \frac{N \cdot \mu + C \cdot B}{H} = \frac{65.924 \times 0.60 + 30.000}{18.446} = 3.771 > 1.5 \dots \text{OK}$$

(4) 地盤支持力の検討

$$d = B/2 - e = 0.511 \text{ m}$$

作用幅

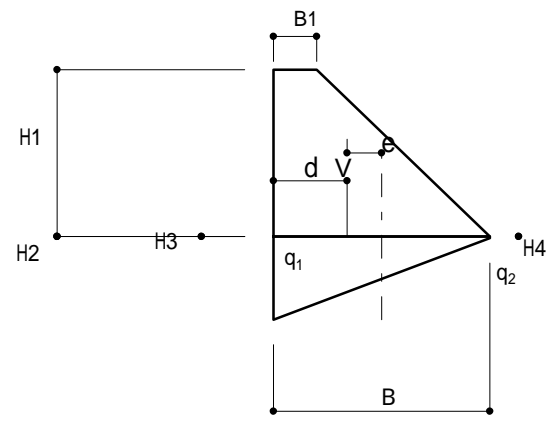
$$x = B = 1.500 \text{ m}$$

底面反力

$$q_1, q_2 = V/B (1 \pm 6e/B)$$

$$q_1 = 85.965 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 1.934 \text{ kN/m}^2$$



$$\text{許容支持力 } q_a = 149.94 \text{ kN/m}^2 \text{ より小さい ---- OK}$$

許容支持力

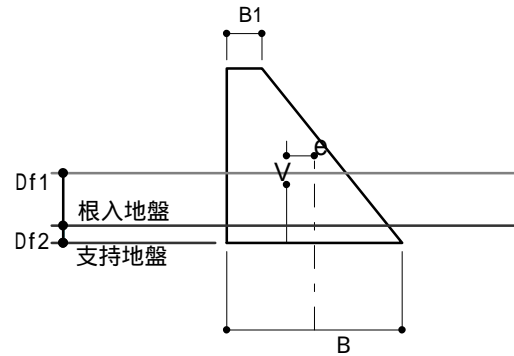
根入地盤

根入れ深さ Df1= 0.600 m  
 単位体積重量  $\gamma_1$ = 18.00 kN/m<sup>3</sup>

支持地盤

根入れ深さ Df2= 0.200 m  
 単位体積重量  $\gamma_2$ = 18.00 kN/m<sup>3</sup>

支持地盤の種類 砂礫地盤  
 最大地盤反力度 700.0 kN/m<sup>2</sup>  
 せん断抵抗角  $\phi$ = 30.0 度  
 粘着力 c= 20.0 kN/m<sup>2</sup>



基礎寸法 基礎幅 B= 1.500 m  
 基礎長 L= 1.000 m  
 荷重状態 鉛直力 V= 65.92 kN  
 水平力 HB= 18.45 kN  
 偏心量 e= 0.239 m

許容支持力

$$Q_a = 1/a \cdot A_e \cdot (\alpha \cdot K \cdot C \cdot N_c \cdot S_c + K \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_2 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r)$$

$$= 1/3 \times 1.022 \times (1 \times 1.059 \times 20 \times 15.69 \times 0.794 + 1.059 \times 14.4 \times 10.06 \times 0.886 + 1/2 \times 18 \times 1 \times 1.022 \times 4.42 \times 0.993)$$

$$= 150 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

a: 安全率 a= 3

C: 地盤の粘着力 kN/m<sup>2</sup>

q: 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q = \gamma_1 \cdot Df1 + \gamma_2 \cdot Df2 = 14.400 \text{ (kN/m}^2)$$

Ae: 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$$A_e = B_e \cdot L = 1.022 \text{ (m}^2)$$

Be: 偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2 \cdot eB = 1.022 \text{ (m)}$$

$\alpha, \beta$ : 基礎の形状係数

$$\alpha = 1.00$$

$$\beta = 1.00$$

K: 根入れ効果に対する割増し係数

$$K = 1 + 0.3 \cdot Df/Be = 1.059$$

Nc, Nq, Nr: 荷重の偏心を考慮した支持力係数

$$\tan\theta = HB/V = 0.280$$

$$N_c = 15.69$$

$$N_q = 10.06$$

$$N_r = 4.42$$

寸法効果の補正係数

$\lambda = \nu = \mu = -1/3$  とする。

$$S_c = (C')^\lambda = 0.794$$

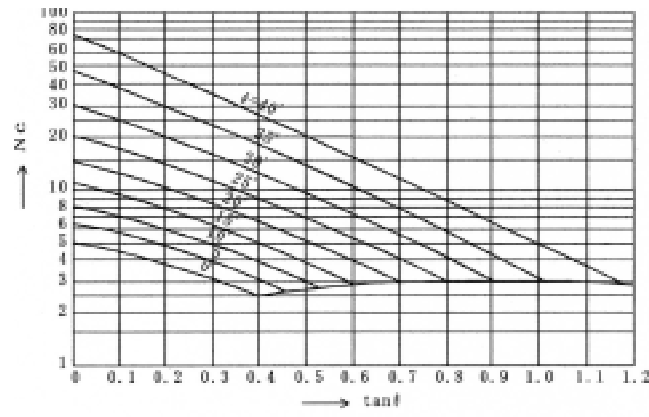
$$S_q = (q')^\nu = 0.886$$

$$S_\gamma = (B')^\mu = 0.993$$

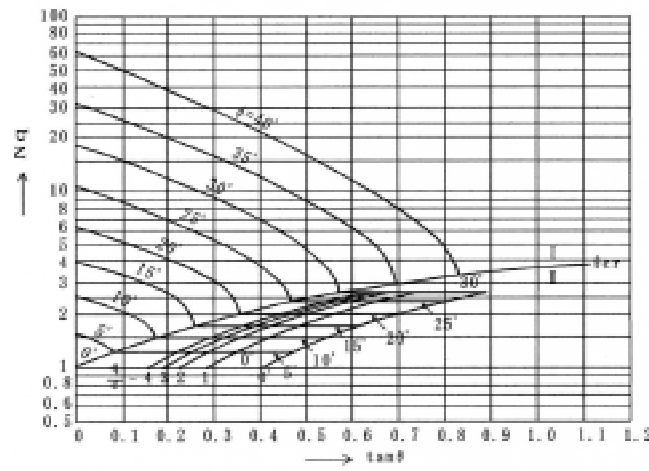
$$C' = C / C_0 = C / 10 = 2.000$$

$$q' = q / q_0 = q / 10 = 1.440$$

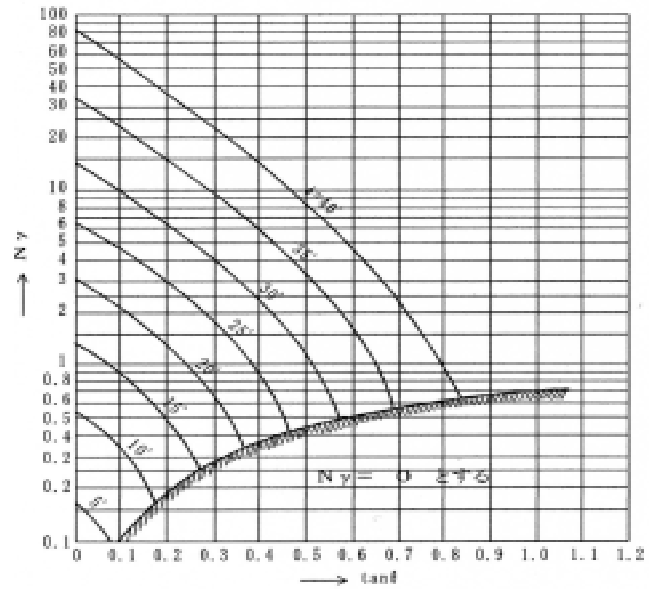
$$B' = B_e / B_0 = B_e / 1 = 1.022$$



支持力係数  $N_c$



支持力係数  $N_q$



支持力係数  $N_r$

### 3. 部材の構造計算(常時)

#### (1) たて壁の計算

##### a) 土圧

土圧の計算は試行くさび法による方法を用いる。

壁面摩擦角 = 20.000 (度)

背面の勾配  $j = 30.9638$  (度)

すべり角 = 64 (度)

すべり面上の土重  $W = 39.158$  kN

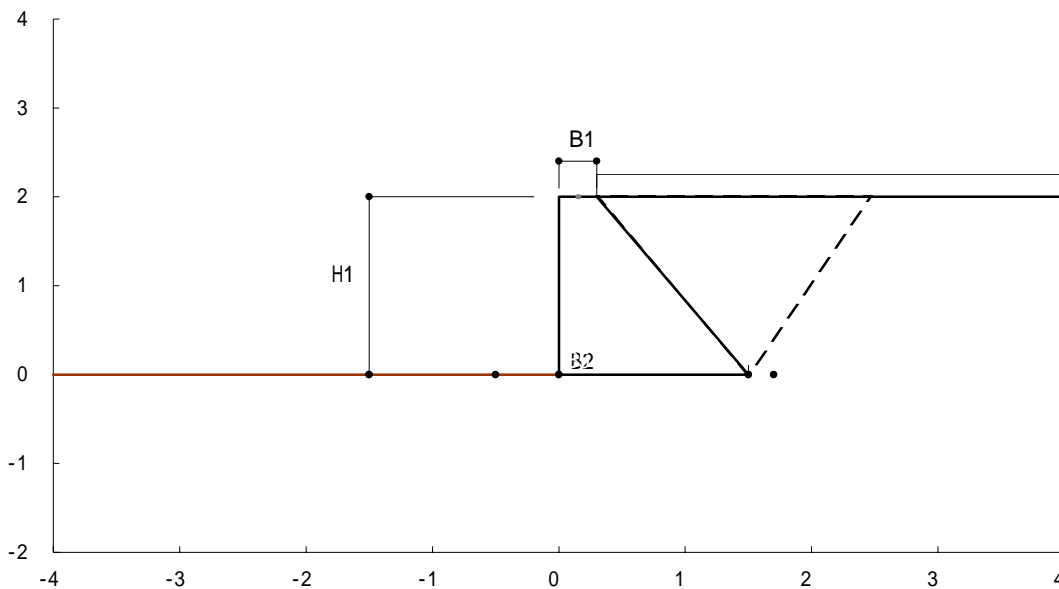
すべり面上の上載荷重  $Q = 0.000$  kN

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{(W+Q) \times \sin(-)}{s(- - -j) 0.583} = 22.893 \text{ kN}$$

$$\text{主働土圧係数 } KA = 2 \times Pa / (s \cdot h^2) = 0.636$$

$$\text{水平土圧係数 } KH = Ka \times \cos(+j) = 0.401$$

$$\text{鉛直土圧係数 } KV = Ka \times \sin(+j) = 0.494$$



##### b) 任意荷重

	$P = 0.000$	kN
作用高	$y_p = 2.000$	m (たて壁基部からの高さ)
荷重幅	$b_p = 0.000$	m 当り
1m当り水平荷重	$P_u = 0.000$	kN/m

##### c) 断面力

(基部)

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1/2 + 1/2 \cdot s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1/3 + Pu \cdot y_p = 13.634 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 18.446 \text{ kN/m}$$

(中間部) 2.00 m

$$Pa' = Pa \cdot H / H1 = 22.893 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1/2 + 1/2 \cdot s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1/3 + Pu \cdot (H+Hp) = 13.634 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 18.446 \text{ kN/m}$$

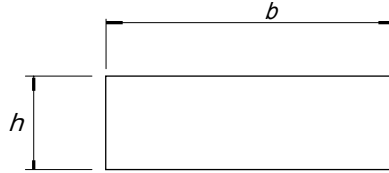
d) 応力度

(基 部)

部材厚さ  $B2=h = 1500 \text{ mm}$

有効幅  $b = 1000 \text{ mm}$

せん断力と曲げモーメントが作用する無筋長方形断面として計算する。



$$\text{断面係数 } Z = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \times 1500}{6} = 375 \times 10^6 \text{ m}^3$$

コンクリート引張応力度

$$t = \frac{M}{Z} = 0.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 0.26 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.012 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

(中間部)2.00 m

部材厚さ  $h = 1500 \text{ mm}$

有効幅  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\text{断面係数 } Z = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \times 1500}{6} = 375 \times 10^6 \text{ m}^3$$

コンクリート引張応力度

$$t = \frac{M}{Z} = 0.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 0.26 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.012 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

4. 計算結果(直接基礎)

(常時)

1) 安定計算結果

照査項目	計算値	許容値	判定
転倒	0.239	0.250	OK
支持力	85.97	149.9	OK
滑動	3.77	1.50	OK

2) 応力計算結果

許容応力度 N/mm <sup>2</sup>	鉄筋コンクリート	無筋コンクリート	鉄筋応力	せん断応力	付着力
	7.00	0.26	180.00	0.70	2.10
たて壁(基部) 無筋		0.04 OK		0.01 OK	
(中間部)2.00 m 無筋		0.04 OK		0.01 OK	
前面フーチング					
背面フーチング					

