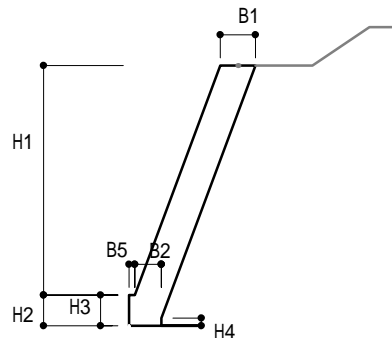


ブロック積み安定計算例

1. 設計条件

(1)形状寸法

壁高	H1 =	3.000 m
基礎コンクリート	(基部) H2 =	0.400 m
	(先端) H3 =	0.400 m
	(先端) H4 =	0.100 m
ブロック幅	(天端) B1 =	0.615 m
ブロック幅	(基部) B2 =	0.465 m
壁勾配	1 : 0.5	B3 = 1.500 m
基礎天端幅	B5 =	0.100 m



(2)地震時係数

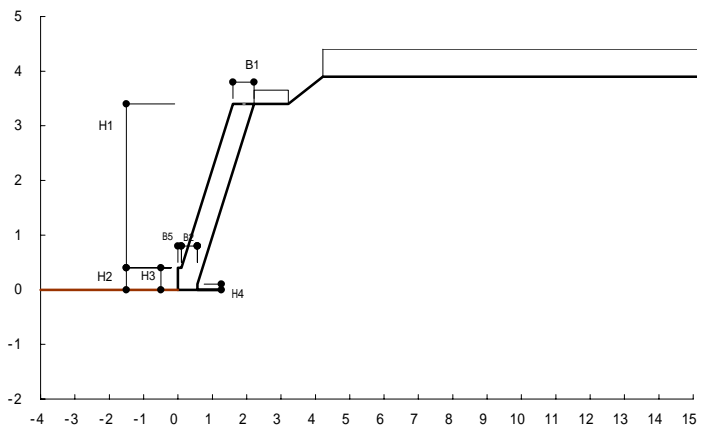
地震水平震度	Kh =	
地震時上載荷重		無し

(3)単位重量及び土質諸元

コンクリートの単位重量	c =	23 kN/m ³
背面土の単位重量	s =	18.0 kN/m ³
背面土の内部摩擦角	=	30.0 度
滑動摩擦係数	tan β =	0.60 入力値
地盤許容支持力(常時)	qa =	100.00 kN/m ²
地盤の粘着力	C =	10.0 kN/m ²
壁面 常時(土と土)	=	30.000
面 常時(土とコンクリート)	=	20.000
摩擦 地震時(土と土)	=	30.000
角 地震時(土とコンクリート)	=	20.000

(4)背面形状

X(m)	Y(m)	q(kN/m ²)
1.000	0.000	5.000
2.000	0.500	
20.000	0.500	10.000



(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

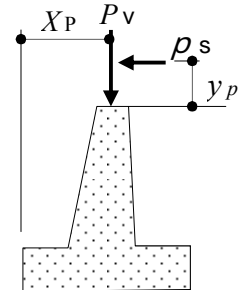
$p_v =$ kN/m当り
 $x_p =$ m

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/mm²
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} =$ 7 N/mm²
 許容せん断応力度 $\tau_{ca} =$ 0.7 N/mm²
 許容引張応力度 $\sigma_{sa} =$ 180 N/mm²
 許容付着応力度 $\tau_a =$ 2.1 N/mm²

無筋コンクリート許容引張応力度 $ca =$ 0.26 N/mm²



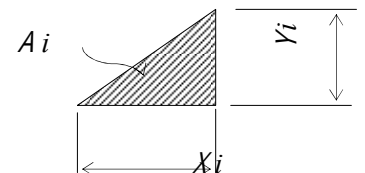
(7) 配筋計画

	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 A _s (mm ²)	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 _{n+1} - X _{n-1}	倍面積
1	0.000	0.000	-0.565	0.000
2	0.000	0.400	0.100	0.040
3	0.100	0.400	0.100	0.040
4	0.100	0.400	1.500	0.600
5	1.600	3.400	2.115	7.191
6	2.215	3.400	-1.035	-3.519
7	0.565	0.100	-1.650	-0.165
8	0.565	0.100	0.000	0.000
9	0.565	0.100	0.000	0.000
10	0.565	0.000	-0.565	0.000
倍面積				4.187
擁壁の断面積	$A =$	$4.187 / 2 =$		2.094 m ²
擁壁の重量	$w = A \cdot \gamma_c =$	$2.094 \times 23.00 =$		48.162 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	48.151	1.057	50.895
合計	48.151		50.895

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) = 10.246 (度)

背面の勾配 $j = -26.565$ (度)

すべり角 $\alpha = 43$ (度)

すべり面上の土重 $W = 69.442$ kN

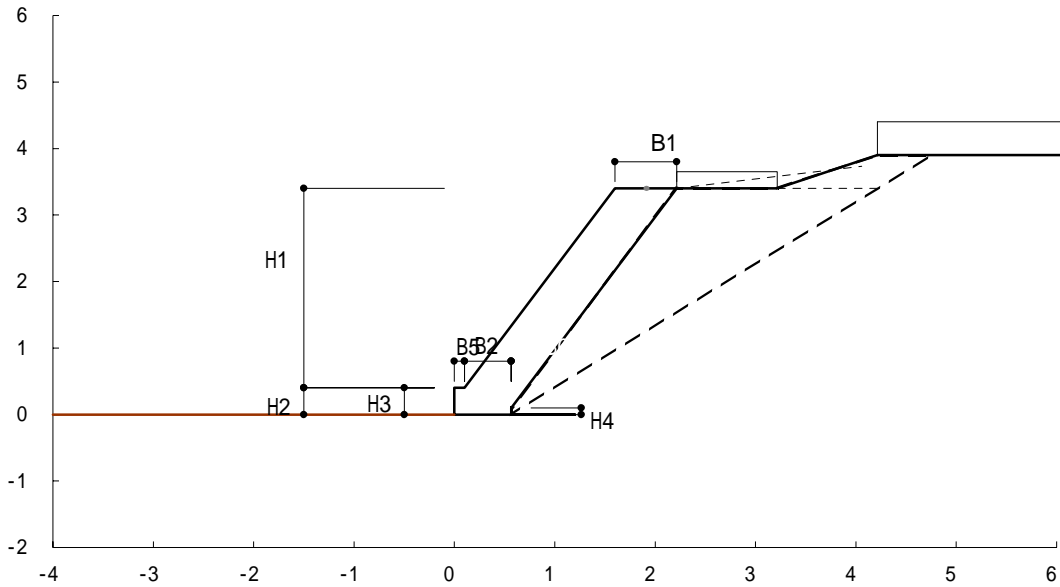
すべり面上の上載荷重 $Q = 10.322$ kN

最大土圧力 $P_a = \frac{(W+Q) \times \sin(\quad)}{\cos(\quad - j)} = 19.042$ kN

主働土圧係数 $K_A = 2 \times P_a / (\gamma_s \cdot h^2) = 0.183$

水平土圧係数 $K_H = K_A \times \cos(\delta + j) = 0.182$

鉛直土圧係数 $K_V = K_A \times \sin(\delta + j) = -0.021$



土 圧 (kN)	作用距離(m)	モーメント (kN・m)
$PH=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KH$	18.935	$My=PH \times Y$ 21.453
$PV=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KV$	-2.185	$Mx=PV \times X$ -2.364

但し h : 土圧高 3.400 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。

土圧
 鉛直力の合計 $\Sigma V = 45.966$ kN
 水平力の合計 $\Sigma H = 18.935$ kN
 モーメント M = 27.078 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

$$e = B/2 - M/N = \frac{0.565}{2} - \frac{27.078}{45.966} = -0.307 \text{ m}$$

ただし、B : フーチング長

$$\text{従って } e \leq B/6 = 0.094 \text{ m} \dots \text{OK}$$

(3) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{N \cdot \mu + C \cdot B}{H} = \frac{45.966 \times 0.60 + 5.650}{18.935} = 1.755 > 1.5 \dots \text{OK}$$

(4) 地盤支持力の検討

$$d = B/2 - e = 0.5895 \text{ m}$$

作用幅
 $x = B = 0.565 \text{ m}$

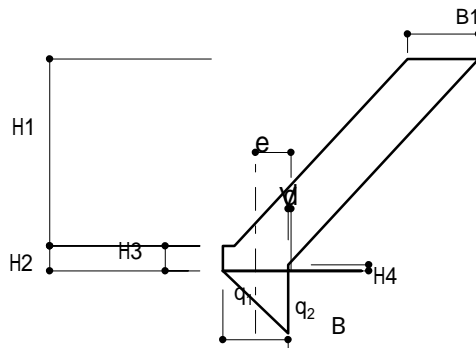
底面反力

$$q_2 = 2 \cdot V / 3d$$

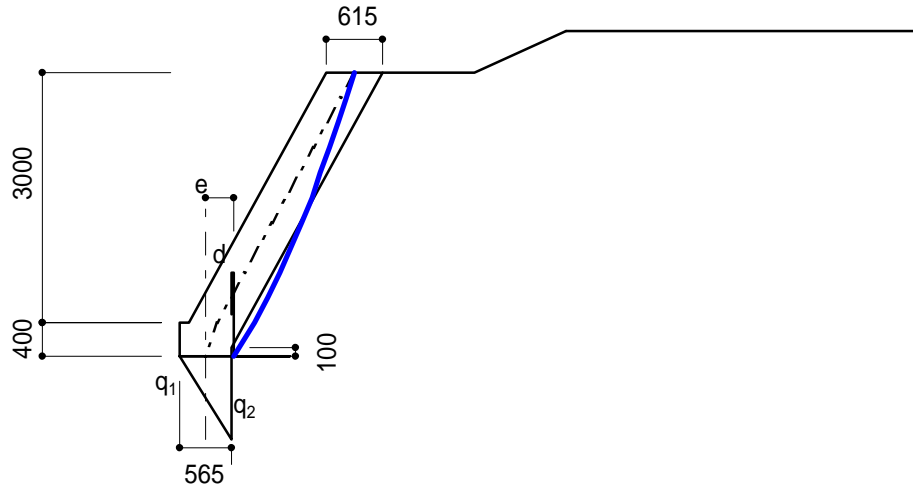
$$q_1 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 51.983 \text{ kN/m}^2$$

許容支持力 $q_a = 100 \text{ kN/m}^2$ より小さい ---- OK



3. 計算結果(直接基礎)
 (常時)
 1) 安定計算結果
 示力線図



転倒条件 合力位置が底版中央1/3より前に出ないこと

深度 H(m)	すべり角 (度)	土塊重量 W(kN)	載荷重 Q(kN)	最大土圧 Pmax(kN)	合力位置 e(m)	転倒 判定
0.300	45.0	0.405	0.000	0.113	-0.063	OK
0.600	45.0	1.620	0.000	0.451	-0.121	OK
0.900	45.0	3.645	0.000	1.014	-0.175	OK
1.200	45.0	6.480	0.000	1.803	-0.224	OK
1.500	40.0	14.024	5.000	3.446	-0.289	OK
1.800	43.0	16.699	5.000	5.180	-0.322	OK
2.100	45.0	19.867	5.000	6.921	-0.355	OK
2.400	47.0	22.434	5.000	8.751	-0.386	OK
2.700	41.0	47.563	8.312	11.183	-0.402	OK
3.000	42.0	54.945	8.871	13.997	-0.407	OK
3.400	43.0	69.442	10.322	19.042	-0.307	OK

	計算値	許容値	判定
支持力	51.98	100.0	OK
滑動	1.76	1.50	OK