

重力式擁壁工安定計算書（出力例）

1. 設計条件

現場名	サンプルデータ
ケース名	
備考	

設計条件

項目		記号	単位	数値
擁壁形状	擁壁高さ	H	mm	3000
	天端幅	B_2	mm	400
	底版幅	B_4	mm	3400
	前面勾配	N_1		0.50
	背面勾配	N_2		0.50
	コンクリートの単位体積重量	γ_c	kN/m ³	23.0
	コンクリートの設計基準強度	σ_{ck}	N/mm ²	18
盛土形状	擁壁天端からの盛土高さ	H_0	mm	2000
	高さ比	H_0/H		0.67
	載荷重	q	kN/m ²	10
土質定数	裏込め土の種類			礫質土
	裏込め土の内部摩擦角	ϕ	度	30.0
	壁面摩擦角	δ	度	20.0
	裏込め土の単位体積重量	γ	kN/m ³	20.0
擁壁基礎	基礎形状			直接基礎
	許容支持応力度	qa	kN/m ²	300
	底面と土の摩擦係数	μ		0.60
	底面と土の粘着力	C	kN/m ²	0.00
許容応力度	コンクリートの圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	4.5
	コンクリートの曲げ引張り応力度	σ_{sa}	N/mm ²	0.225
	コンクリートのせん断応力度	τ_{a1}	N/mm ²	0.33

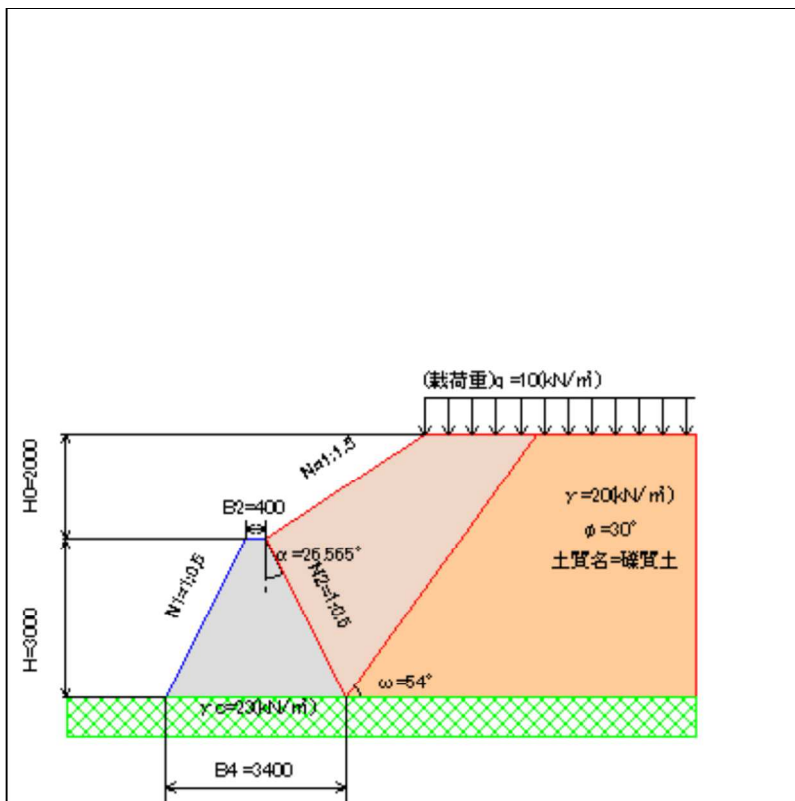


表 1 重力式擁壁工断面図

計算結果

項目	記号	単位	数値	判定
滑動に対する検討	F_s		1.68 > 1.5	O.K.
転倒に対する検討	$ e $	m	0.095 < 0.567	O.K.
地盤の許容支持力に対する検討	q_1	kN/m ²	52 < 300	O.K.
	q_2	kN/m ²	72 < 300	O.K.

2 モーメントの算出

2.1 自重の算出

図1の断面形状に対し、自重およびモーメントを算出する。

表 2. 1 重力式擁壁の算出

	面積 A (m ²)	単位体積重量 γ _c (kN/m ³)	鉛直力 x (kN)	アーム位置 x (m)	モーメント V・x (kN・m)
①	2.250	23.0	51.750	1.000	51.750
②	1.200	23.0	27.600	1.700	46.920
③	2.250	23.0	51.750	2.400	124.200
合計			131.100		222.870

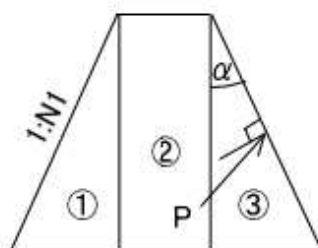


図 2. 1 モデル図

2.2 試行くさび法による最大土圧の計算

図1の重力式擁壁に対し、試行くさび法により最大土圧力を与えるすべり角 ω を算出する。

土くさび上の上載荷重を含んだ土くさびの重量 w 、すべり面における地盤からの反力 R 、擁壁に作用する土圧合力の反力 P が釣り合うという条件の下で未知の P の大きさを定める。

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{247.990 \times \sin(54.0 - 30.0)}{\cos(54.0 - 30.0 - 26.565 - 20.000)} = 109.229$$

$$P_H = P \cdot \cos(\delta + \alpha) = 109.229 \times \cos(20.000 + 26.565) = 75.098 \quad (P_H: \text{水平土圧力})$$

$$P_V = P \cdot \sin(\delta + \alpha) = 109.229 \times \sin(20.000 + 26.565) = 79.317 \quad (P_V: \text{鉛直土圧力})$$

W	: 土くさびの重量 (載荷重含む)	(kN/m)
R	: すべり面に作用する反力	(kN/m)
P	: 土圧合力	(kN/m)
α	: 壁背面と鉛直角のなす角	(°)
φ	: 裏込め土のせん断抵抗角	(°)
δ	: 壁面摩擦角	(°)
ω	: 仮定したすべり面と水平角がなす角	(°)

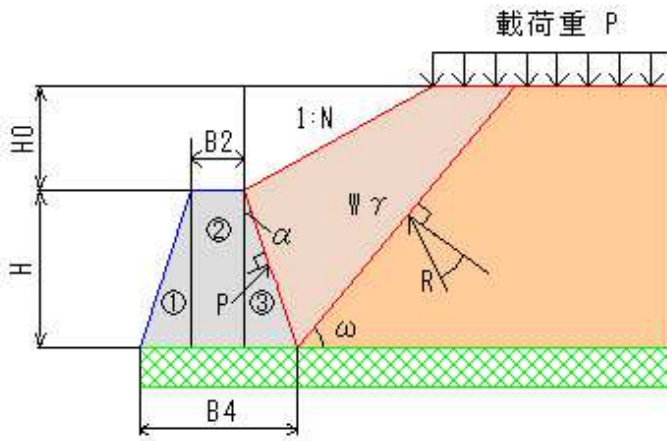


図 2. 2 土圧作用面と壁面摩擦角

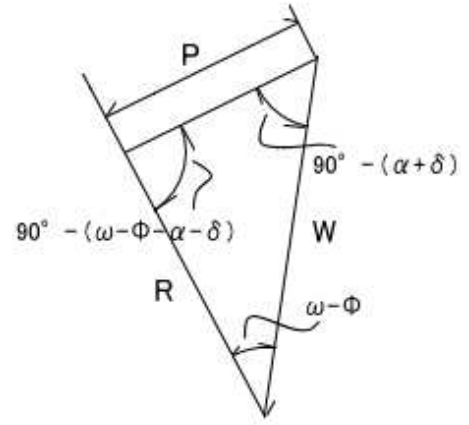


図 2. 3 連力図

以上の式より $\omega = [49.0 \sim 59.0]$ (°) の範囲において最大土圧力 P を求める。

表 2. 2 すべり面角度と各土圧

$\omega(^{\circ})$	P	P_H	P_V	備考
49.0	106.791	73.422	77.547	
50.0	107.723	74.063	78.224	
51.0	108.425	74.546	78.733	
52.0	108.895	74.869	79.075	
53.0	109.170	75.058	79.274	
54.0	109.229	75.098	79.317	最大土圧
55.0	109.104	75.012	79.226	
56.0	108.807	74.808	79.011	
57.0	108.316	74.471	78.654	
58.0	107.705	74.051	78.211	
59.0	106.931	73.518	77.648	

以上の結果より、 $\omega = 54.0^\circ$ の時、Pは最大値 109.229 kNとなる。

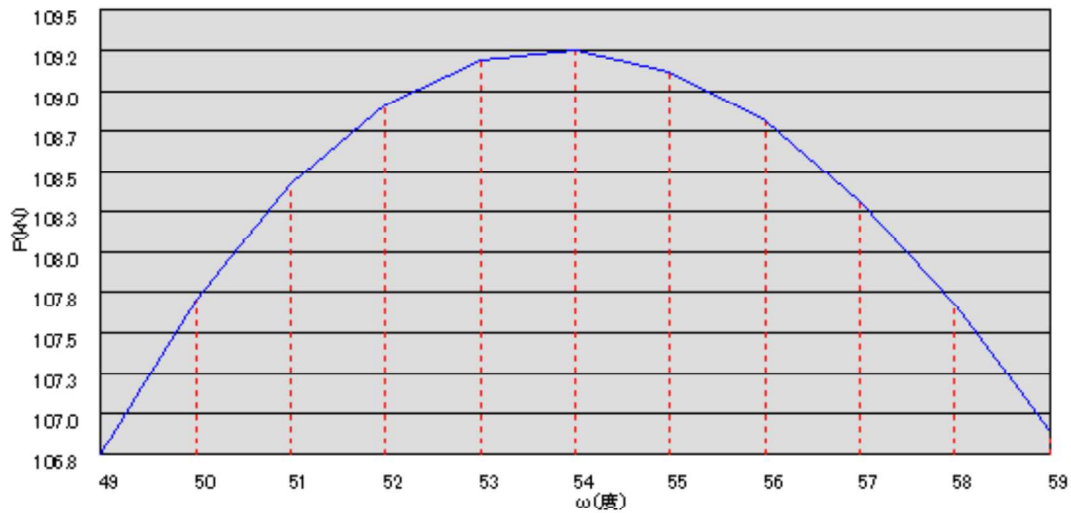


図 2. 4 すべり面角度－土圧関係図

2.3 係数

算出された値より水平土圧係数 (K_H) および鉛直土圧係数 (K_V) を逆算する。

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \tau \cdot H^2$$

$$K_A = P_A / \left(\frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \tau \right)$$

$$K_H = P_H / \left(\frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \tau \right) = 75.098 / \left(\frac{1}{2} \times (3.000)^2 \times 20.0 \right) = 0.834$$

$$K_V = P_V / \left(\frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \tau \right) = 79.317 / \left(\frac{1}{2} \times (3.000)^2 \times 20.0 \right) = 0.881$$

3 安定計算

3.1 各モーメントの計算

前章より算出された値より各モーメントを算出する。

表3 各モーメントの計算

	鉛直力 V (kN/m)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平力 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	131.100		222.870			
土圧	79.317	2.900	230.019	75.098	1.000	75.098
計	210.417		452.889	75.098		75.098

作用位置

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{452.889 - 75.098}{210.417} = 1.795 \text{ (m)}$$

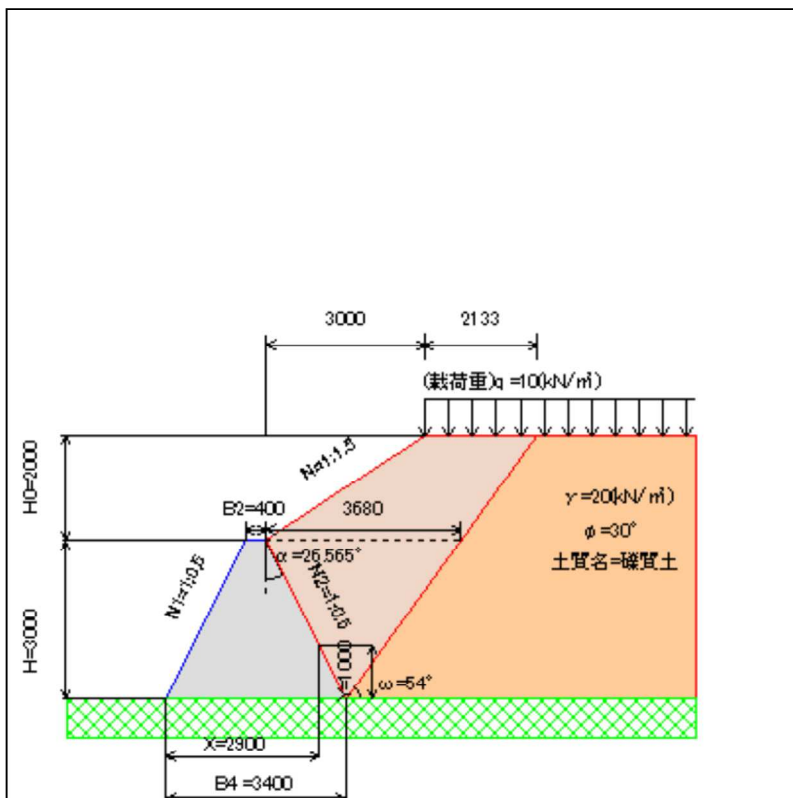


図3 作用位置図

土くさび面積の合計：S

$$S = S_1 + S_2 = 5.813 + 5.520 = 11.333 \text{ (m}^2\text{)}$$

3.2 安定計算結果

算出されたモーメントから安定度を照査する。

(a) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.400}{2} - 1.795 = -0.095 \quad (\text{m})$$

$$|e| = 0.095 \quad (\text{m})$$

$$\frac{B}{6} = \frac{3.400}{6} = 0.567 \quad (\text{m})$$

0.095 (m)	<	0.567 (m)	O.K.
-----------	---	-----------	-------------

よって転倒に対して安定である。

(b) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + C \cdot B}{\sum H} = \frac{210.417 \times 0.60 + 0.00 \times 3.400}{75.098} = 1.681 \quad \doteq 1.68$$

1.68	>	1.5	O.K.
------	---	-----	-------------

よって滑動に対して安定である。

(c) 地盤の許容支持力に対する検討

$$q_1, q_2 = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{210.417}{3.400} \times \left(1 \pm \frac{6 \times -0.095}{3.400}\right)$$

$$q_1 = 52 \quad (\text{kN/m}^2), \quad q_2 = 72 \quad (\text{kN/m}^2)$$

52 (kN/m ²)	<	300 (kN/m ²)	O.K.
72 (kN/m ²)	<	300 (kN/m ²)	O.K.

よって地盤の許容支持力度に対して安定である。

以上の結果、この重力式擁壁は安定である。