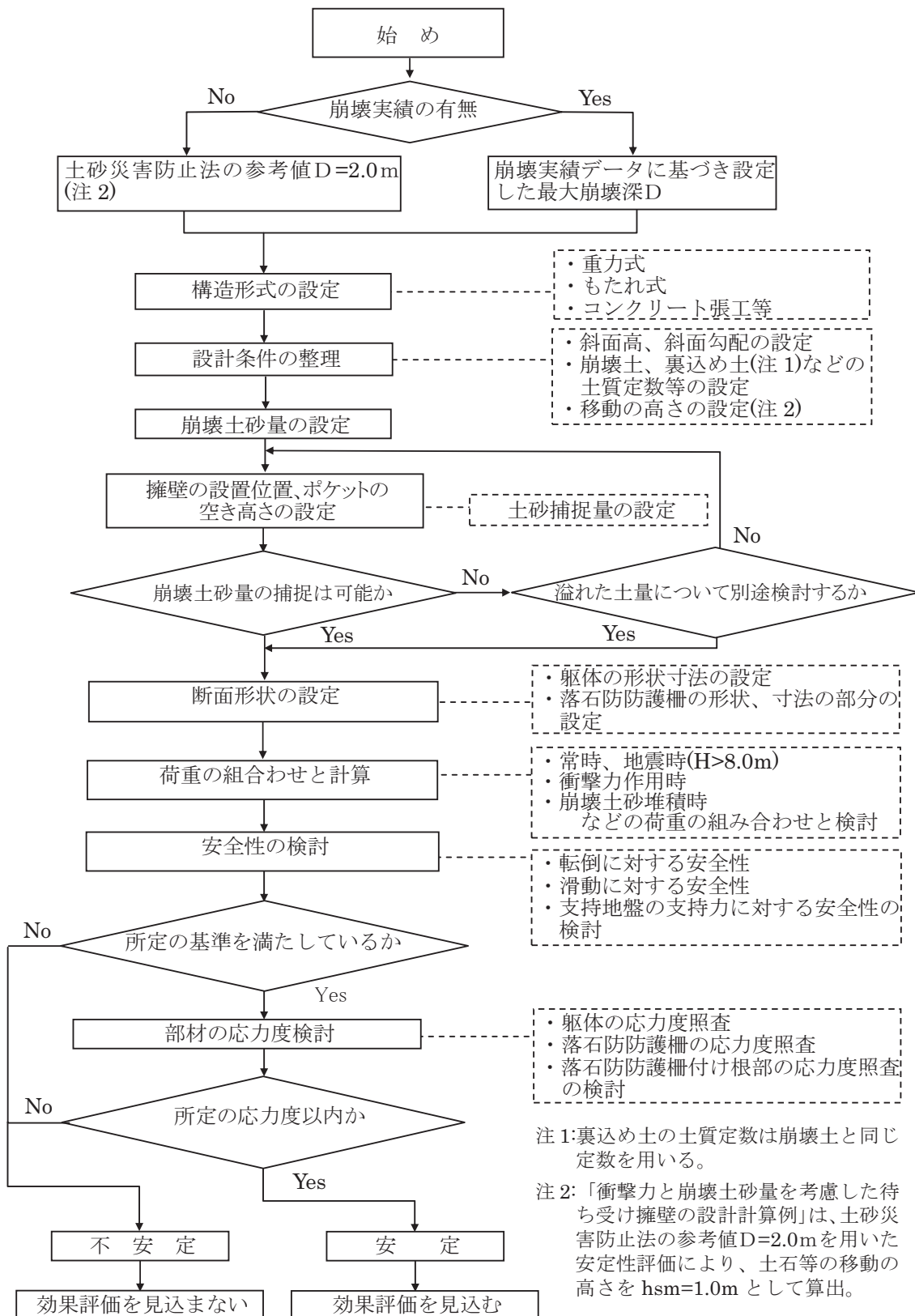


## 【巻末資料】

- ① 待受け式擁壁工の設計計算例
- ② 審査チェックリスト

## ① 待受け式擁壁工の設計計算例

<安定計算①> 安全性検討フロー



注1:裏込め土の土質定数は崩壊土と同じ定数を用いる。

注2:「衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待ち受け擁壁の設計計算例」は、土砂災害防止法の参考値D=2.0mを用いた安定性評価により、土石等の移動の高さを hsm=1.0m として算出。

図1 安全性検討フロー

〈安定計算②〉 断面形状

以下に示す地形条件、施設諸元より待受け式擁壁の安定計算を行い、安全性を判断する。

擁壁高  $h = 4.0$  m

急傾斜地下端から擁壁までの距離  $X = 2.0$  m

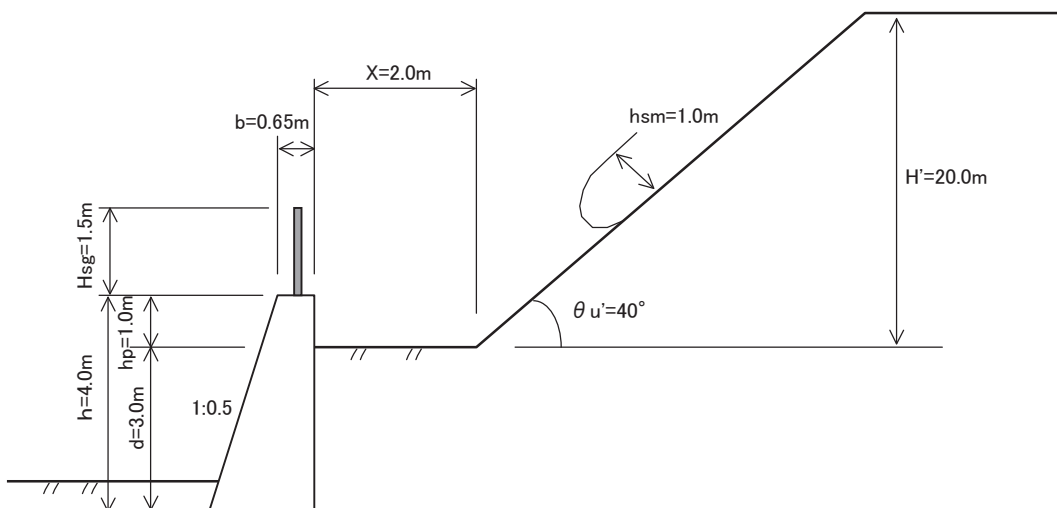
ポケット高（現況）  $h_p = 1.0$  m

〔構造形式〕：重力式擁壁

天端幅  $b = 0.65$  m

表法勾配  $n = 1 : 0.5$

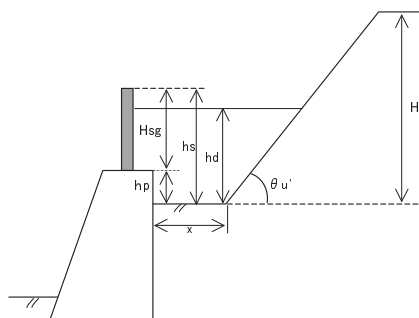
〔断面模式図〕



〈安定計算③〉 崩壊土砂捕捉容量の検討

1) 設計条件

- 急傾斜地の高さ\*  $H' = 20.0$  m
- 急傾斜地の傾斜度\*  $\theta u' = 40.0^\circ$
- 急傾斜地下端から擁壁までの距離\*  $X = 2.0$  m
- 擁壁のポケット高 (現況)  $h_p = 1.0$  m  
(移動の高さ  $h_{sm}$  以上とする)
- 落石防護柵の高さ  $H_{sg} = 1.5$  m



\*:ここでの急傾斜地の高さ、傾斜度及び下端から擁壁までの距離は、擁壁背後の斜面(=残斜面)についての諸元となる。

2) 崩壊土量; V

ここでは、全国の崖崩れ災害データより設定した斜面高による崩壊土量の値を用いる。

- 崩壊土量  $V = 150.0$  m<sup>3</sup> (斜面高  $H' = 20$ m より)
- 崩壊幅  $W = 21.2$  m
- 土石等の断面積  $S = 7.1$  m<sup>2</sup>

急傾斜地の高さ (H) に対する崩壊土量、崩壊幅および断面積

急傾斜地の高さ $H'$ (m)	崩壊土量 $V$ (m <sup>3</sup> )	崩壊幅 $W$ (m)	断面積 $S$ (m <sup>2</sup> )
$5 \leq H < 10$	41.9	13.8	3.0
$10 \leq H < 15$	78.9	17.1	4.6
$15 \leq H < 20$	101.2	18.6	5.4
* $20 \leq H < 25$	150.0	21.2	7.1
$25 \leq H < 30$	214.3	23.9	9.0
$30 \leq H < 40$	238.3	24.8	9.6
$40 \leq H < 50$	371.4	28.8	12.9
$50 \leq H$	500.0	31.8	15.7

3) 土砂捕捉容量の検討

落石防護柵を含めたポケット高

$$h_s = h_p + H_{sg} = 1.00 + 1.50 = 2.5 \text{ m}$$

土砂捕捉必要容量の算定

$$\begin{aligned}
 Vd &= (2X + h_d / \tan \theta u') \times h_d / 2 \quad \text{より} \\
 h_d &= \sqrt{2Vd \tan \theta u' + X^2 \tan^2 \theta u'} - X \tan \theta u' \\
 &= \sqrt{2 \times 7.1 \times \tan 40^\circ + 2^2 \times \tan^2 40^\circ} - 2 \times \tan 40^\circ \\
 &= 2.16 \leq h_s \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

∴  $h_d \leq h_s$  より、

崩壊土量に対して捕捉容量を確保しているため安全であると判断される。

※落石防護柵の安定性について：

土圧に対し、部材強度の応力度照査、付け根部の応力度照査の検討を行い、安定性の確認を行う。  
 なお、一般的な落石防護柵は移動の力に耐えうる設計にはなっていないため、移動の力が落石防護柵に作用するようなケース ( $h_p < h_{sm}$  となる場合等) では、落石防護柵は無いものとして取り扱う。

## 〈安定計算④〉 土石等の移動による力

## 1) 設計定数

土石等の密度	$\rho_m =$	<input type="text" value="1.8"/>	t/m <sup>3</sup>
重力加速度	$g =$	<input type="text" value="9.8"/>	m/s <sup>2</sup>
土石等の比重	$\sigma =$	<input type="text" value="2.6"/>	t/m <sup>3</sup>
土石等の容積濃度	$C =$	<input type="text" value="0.5"/>	
内部摩擦角	$\phi =$	<input type="text" value="30"/>	°
流体抵抗係数	$f_b =$	<input type="text" value="0.025"/>	

## 2) 移動の力

土石等の移動による力は、以下の式により算出する。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[ \frac{b_u}{a} (1 - \exp(-2aH/h_{sm} \sin \theta_u)) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right] \exp(-2ax/h_{sm}) + \frac{b_d}{a} (1 - \exp(-2ax/h_{sm}))$$

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)c + 1} f_b$$

$$b_u = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\}$$

$$b_d = \cos \theta_d \left\{ \tan \theta_d - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\}$$

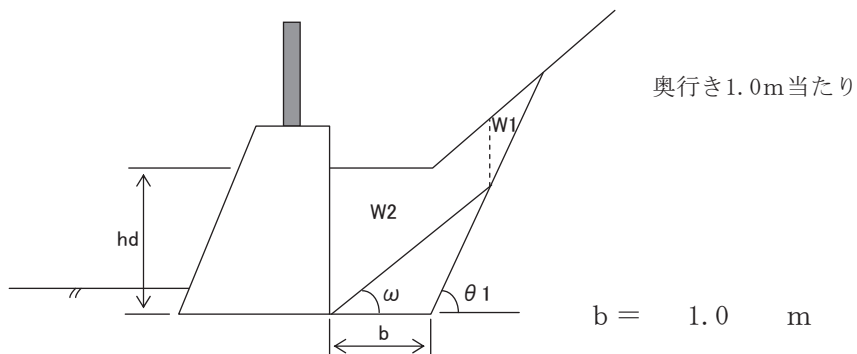
以上の計算結果は、以下のとおりである。

急傾斜地(残斜面)の諸元及び計算結果

急傾斜地の高さ	H'	m	20.0
土石等の移動の高さ	h <sub>sm</sub>	m	1.0
急傾斜地の傾斜度	$\theta_u'$	°	40
急傾斜地の下端から平坦部の傾斜度	$\theta_d$	°	0
急傾斜地の下端からの距離	X	m	2.0
a			0.028
b <sub>u</sub>			0.45
b <sub>d</sub>			-0.26
土石等の移動による力	F <sub>sm</sub>	kN/m <sup>2</sup>	105.2

〈安定計算⑤〉 常時土圧の計算

常時、衝撃力作用時に作用する土圧は試行くさび法（切土部土圧）として求める。



- 1 段目の土圧作用高さ  $hd = \boxed{3.000} \text{ m}$
- 裏込め土砂の単位体積重量（大気中）  $\gamma u = \boxed{18.00} \text{ kN/m}^2$
- 裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi = \boxed{30.000}^\circ$
- 土圧作用面と鉛直面のなす角  $\alpha 1 = \boxed{0.000}^\circ$
- 壁面摩擦角  $\delta = \boxed{20.000}^\circ$
- 切土面の摩擦角  $\delta' = \boxed{30.000}^\circ$
- 切土面の角度  $\theta 1 = \boxed{63.435}^\circ \text{ (=1:0.5)}$

$$P_1 = \frac{W_1 \cdot \tan(\theta_1 - \delta') \cdot \cos(\omega - \phi) + W_2 \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 $\omega$ (°)	重量 W1			重量 W2		
	土砂 $W_{s1}$ (kN)	載荷重 $W_{q1}$ (kN)	小計 $W1$ (kN)	土砂 $W_{s2}$ (kN)	載荷重 $W_{q2}$ (kN)	小計 $W2$ (kN)
49.000	5.66	0.00	5.66	71.06	0.00	71.06
50.000	4.22	0.00	4.22	70.34	0.00	70.34
51.000	2.81	0.00	2.81	69.23	0.00	69.23

すべり角 $\omega$ (°)	重量 W1 $W1$ (kN)	重量 W2 $W1$ (kN)	合計 $W$ (kN)	土圧力 $P1$ (kN)
49.000	5.66	71.06	76.72	26.670
50.000	4.22	70.34	74.56	26.674
51.000	2.81	69.23	72.05	26.550

土圧水平力  $P_H = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 26.674 \times \cos(20.00^\circ) = \boxed{25.07} \text{ kN}$

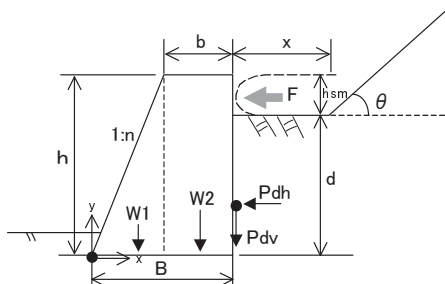
土圧鉛直力  $P_V = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 26.674 \times \sin(20.00^\circ) = \boxed{9.12} \text{ kN}$

〈安定計算⑥〉 衝撃力作用時の安定性検討

1) 設計条件

- 壁高  $h = 4.00$  m
- 天端幅  $b = 0.65$  m
- 表法勾配  $n = 1 : 0.50$
- 裏込め土工  $d = 3.00$  m
- 平場の距離  $x = 2.00$  m
- 急傾斜地の傾斜度  $\theta = 40.00^\circ$
- 移動による力  $F_{sm} = 105.2$  kN/m<sup>2</sup>
- 移動の高さ  $h_{sm} = 1.00$  m
- 待受け式擁壁における衝撃力緩和係数 ※1  $\alpha = 0.5$
- 土圧の算出方法 **試行くさび (切土部土圧)**
- 基礎地盤の摩擦係数 ※2  $\mu = 0.60$
- 滑動の安全率 ※3  $F_s = 1.0$

奥行き1.0m当たり



- コンクリートの単重  $\gamma_c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 裏込め土の単重  $\gamma_u = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 基礎地盤の粘着力  $CB = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>
- 地盤の許容支持力 ※4  $q_a = 450$  kN/m<sup>2</sup>
- 底版幅  $B = 2.65$  m

※1 : <安定計算⑥>資料-1 参照  
 ※2 : <安定計算⑥>資料-2 参照  
 ※3 : <安定計算⑥>資料-3 参照  
 ※4 : <安定計算⑥>資料-4 参照

2) 荷重計算

		計算式	H	V	作用位置	M
			kN	kN	m	kN・m
躯体自重	W1	$1/2 \times 4.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	—	92.00	$x=1.33$	122.36
	W2	$4.00 \times 0.65 \times 23.0$	—	59.80	$x=2.33$	139.33
裏込土圧	P <sub>h</sub>	前頁参照	26.46	—	$y=1.00$	-26.46
	P <sub>v</sub>	前頁参照	—	9.63	$x=2.65$	25.52
衝撃力		$\alpha \cdot F_{sm} \cdot h_{sm}$	52.60	—	$v=3.50$	-184.10
合計 (Σ)			79.06	161.43	—	76.65

3) 安定計算

①転倒に対する安定性 :

$$d = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{76.65}{161.43} = 0.48 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 2.65/2 - 0.48 = 0.85 \text{ m} \leq B/3 = 0.88 \text{ m} \dots \dots \text{OK}$$

②滑動に対する安定性 :

$$F_s = \frac{\mu \cdot \sum V + CB \cdot B}{\sum H} = \frac{0.60 \times 161.43 + 0.00 \times 2.65}{79.06} = 1.23 \geq 1.00 \dots \dots \text{OK}$$

③支持力に対する安定性 :

$$e = 0.85 \geq B/6 = 0.44 \text{ より、三角形分布となる。}$$

$$q1 = \frac{2 \sum V}{3d} = \frac{2 \times 161.43}{3 \times 0.48} = 226.57 \leq 450 \dots \dots \text{OK}$$

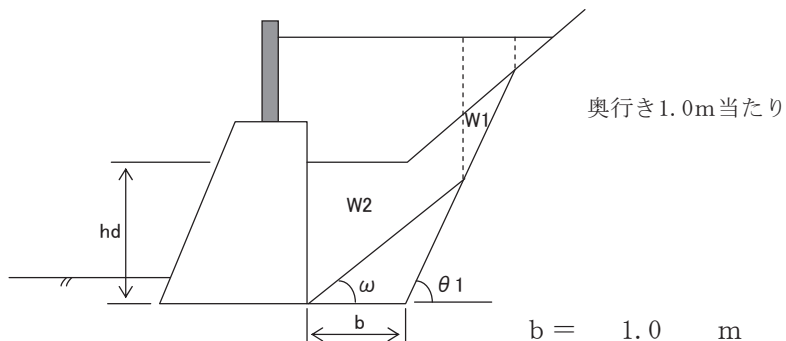
$$q2 = 0.00 \leq 450 \dots \dots \text{OK}$$





### 2) 壁面全体に作用する土圧

試行くさび法（切土部土圧）により求める。



- 1 段目の土圧作用高さ  $hd = 3.000$  m
- 裏込め土砂の単位堆積重量（大気中）  $\gamma u = 18.00$  kN/m<sup>2</sup>
- 裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi = 30.000^\circ$
- 土圧作用面と鉛直面のなす角  $\alpha_1 = 0.000^\circ$
- 壁面摩擦角  $\delta = 20.000^\circ$
- 切土面の摩擦角  $\delta' = 30.000^\circ$
- 切土面の角度  $\theta 1 = 63.435^\circ$  (=1:0.5)

$$P_1 = \frac{W_1 \cdot \tan(\theta_1 - \delta') \cdot \cos(\omega - \phi) + W_2 \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 $\omega$ (°)	重量 W1			重量 W2		
	裏込め土砂 Ws1 (kN)	崩壊土砂 Wq1 (kN)	小計 W1 (kN)	裏込め土砂 Ws2 (kN)	崩壊土砂 Wq2 (kN)	小計 W2 (kN)
50.000	4.22	24.50	28.72	70.34	92.61	162.95
51.000	2.81	20.01	22.82	69.23	97.10	166.33
52.000	1.53	14.75	16.28	67.58	102.37	169.95

すべり角 $\omega$ (°)	重量 W1 W1 (kN)	重量 W2 W1 (kN)	合計 W (kN)	土圧力 P1 (kN)
50.000	28.72	162.95	191.67	73.55
51.000	22.82	166.33	189.16	73.69
52.000	16.28	169.95	186.22	73.67

土圧水平力  $P_{H2} = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 73.69 \times \cos(20.00^\circ) = 69.24$  kN

土圧鉛直力  $P_{V2} = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 73.69 \times \sin(20.00^\circ) = 25.20$  kN

### 3) 裏込め土砂による土圧

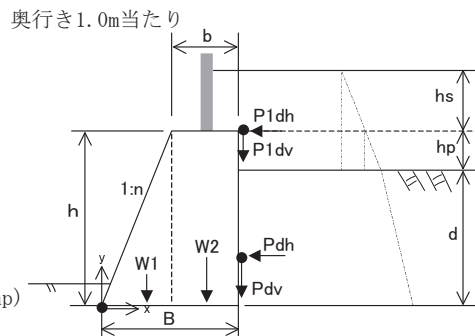
裏込め土砂による土圧は、壁面全体に作用する土圧から崩壊土砂による土圧を差し引いたものとして求める。

	$P_H$	$P_V$
①壁面全体(hd+hd')に作用する土圧	69.24	25.20
②崩壊土砂による土圧	11.62	4.23
裏込め土による土圧 (①-②)	57.62	20.97

＜安定計算⑧＞ 堆積土圧時の安定性検討

1) 設計条件

壁高	h =	<input type="text" value="4.00"/>	m				
天端幅	b =	<input type="text" value="0.65"/>	m				
表法勾配	n = 1 :	<input type="text" value="0.50"/>					
裏込め土高	d =	<input type="text" value="3.00"/>	m				
堆積高	h <sub>s</sub> =	<input type="text" value="1.15"/>	m (hd-hp)				
空きポケット高	h <sub>p</sub> =	<input type="text" value="1.00"/>	m				
崩壊土砂	水平方向土圧係数	K <sub>adh</sub> =	<input type="text" value="0.279"/>	(前掲)	コンクリートの単重	γ <sub>c</sub> = <input type="text" value="23.0"/>	kN/m <sup>3</sup>
裏込め土	鉛直方向土圧係数	K <sub>adv</sub> =	<input type="text" value="0.102"/>	(前掲)	崩壊土砂の単重	γ <sub>d</sub> = <input type="text" value="18.0"/>	kN/m <sup>3</sup>
	水平方向土圧力	P <sub>h</sub> =	<input type="text" value="57.62"/>	(前掲)	裏込め土の単重	γ <sub>u</sub> = <input type="text" value="18.0"/>	kN/m <sup>3</sup>
	鉛直方向土圧力	P <sub>v</sub> =	<input type="text" value="20.97"/>	(前掲)	基礎地盤の粘着力	C <sub>B</sub> = <input type="text" value="0.0"/>	kN/m <sup>2</sup>
	基礎地盤の摩擦係数	μ =	<input type="text" value="0.60"/>		地盤の許容支持力	q <sub>a</sub> = <input type="text" value="450"/>	kN/m <sup>2</sup>
	滑動の安全率	F <sub>s</sub> =	<input type="text" value="1.2"/>		底版幅	B = <input type="text" value="2.65"/>	m



※ 2 : <安定計算⑧>資料-2 参照  
 ※ 3 : <安定計算⑧>資料-3 参照  
 ※ 4 : <安定計算⑧>資料-4 参照

2) 荷重計算

		計算式	H	V	作用位置	M
			kN	kN	m	kN・m
躯体自重	W1	1/2 × 4.00 <sup>2</sup> × 0.50 × 23.0	—	92.00	x=1.33	122.36
	W2	4.00 × 0.65 × 23.0	—	59.80	x=2.33	139.33
土圧	P1dh	1/2 × h <sub>s</sub> <sup>2</sup> × K <sub>adh</sub> × γ <sub>d</sub>	3.32	—	y=4.00	-13.28
	P1dv	1/2 × h <sub>s</sub> <sup>2</sup> × K <sub>adv</sub> × γ <sub>d</sub>	—	1.21	x=2.65	3.21
	P2dh①	h <sub>s</sub> × K <sub>adh</sub> × γ <sub>d</sub> × h <sub>p</sub>	5.78	—	y=3.50	-20.23
	P2dv①	h <sub>s</sub> × K <sub>adv</sub> × γ <sub>d</sub> × h <sub>p</sub>	—	2.11	x=2.65	5.59
	P2dh②	1/2 × h <sub>p</sub> <sup>2</sup> × K <sub>adh</sub> × γ <sub>d</sub>	2.51	—	y=3.33	-8.36
	P2dv②	1/2 × h <sub>p</sub> <sup>2</sup> × K <sub>adv</sub> × γ <sub>d</sub>	—	0.92	x=2.65	2.43
	P2dh③	(前掲)	57.62	—	y=1.00	-57.62
	P2dv③	(前掲)	—	20.97	x=2.65	55.57
合計 (Σ)			69.23	177.01	—	229.00

3) 安定計算

① 転倒に対する安定性 :

$$d = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{229.00}{177.01} = \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 2.65/2 - 1.29 = \text{ m} \leq B/3 = \text{ m}$$

..... **OK**

② 滑動に対する安定性 :

$$F_s = \frac{\mu \cdot \sum V + C_B \cdot B}{\sum h} = \frac{0.60 \times 177.01 + 0.00 \times 2.65}{69.23} = \text{} \geq \text{}$$

..... **OK**

③ 支持力に対する安定性 :

$$e = \text{} \leq B/6 = \text{} \text{ より、三角形分布となる。}$$

$$q_1 = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{177.01}{2.65} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0.04}{2.65}\right) = \text{} \leq \text{}$$

..... **OK**

$$q_2 = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{177.01}{2.65} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 0.04}{2.65}\right) = \text{} \leq \text{}$$

..... **OK**

＜安定計算⑨＞ 躯体の断面応力度の検討

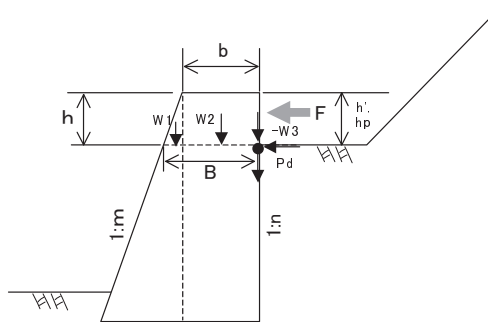
ここでは、躯体の断面応力度の照査を行う。なお、照査を高さ1.0mごとに行うものとする。

⑨-1. 照査位置 A (天端から1.0m)

1) 設計条件

奥行き 1.0 m 当たり

- 照査位置  $h = 1.00$  m (天端からの距離)
- 直壁部  $h' = 1.00$  m
- 天端幅  $b = 0.65$  m
- 表法勾配  $m = 1 : 0.50$
- 裏法勾配  $n = 1 : 0.00$
- 空きポケット高  $h_p = 1.00$  m
- 土圧作用高  $h_l = 0.00$  m
- 崩壊土砂
  - 水平方向土圧係数  $K_{adh} = 0.279$  (前掲)
  - 鉛直方向土圧係数  $K_{adv} = 0.102$  (前掲)
- 裏込め土の単重  $\gamma_u = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 衝撃力  $F = 52.60$  kN/m<sup>2</sup> (=  $F_{sm} \times 0.5$ )
- コンクリートの単重  $\gamma_c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>



- コンクリートの許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/4) = 1.5 \times (18/4) = 6.75$  N/mm<sup>2</sup> ※5
  - コンクリートの許容曲げ引張り応力度  $\sigma_{cat} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/80) = 1.5 \times (18/80) = 0.34$  N/mm<sup>2</sup> ※5
  - コンクリートの許容剪断応力度  $\tau_{at} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/100 + 0.15) = 1.5 \times (18/100 + 0.15) = 0.50$  N/mm<sup>2</sup> ※5
- ※5：許容応力度の考え方は＜安定計算⑩＞資料-5参照

2) 荷重計算

		計算式	H kN	V kN	作用位置 m	M kN・m
躯体自重	W1	$1/2 \times 1.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	—	5.75	0.33	1.90
	W2	$1.00 \times 0.65 \times 23.0$	—	14.95	0.82	12.26
	-W3	$1/2 \times 0.00^2 \times 0.00 \times 23.0$	—	0.00	1.15	0.00
土圧	P <sub>uh</sub>	$1/2 * h_l^2 * K_{adh} * \gamma_u$	0.00	—	0.00	0.00
	P <sub>uv</sub>	$1/2 * h_l^2 * K_{adv} * \gamma_u$	—	0.00	1.15	0.00
衝撃力	F	(6. 衝撃力作用時の安定性検討)	52.60	—	0.50	-26.30
合計 (Σ)			52.60	20.70	—	-12.14

3) 安定計算

$$d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{-12.14}{20.70} = -0.59 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 1.17 \text{ m}$$

$$\sigma_{c1} = V/B \cdot (1 + 6e/B) = 127.4 \text{ kN/m}^2 = 0.13 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2$$

..... **OK**

$$\sigma_{c2} = V/B \cdot (1 - 6e/B) = -91.4 \text{ kN/m}^2 = -0.09 \text{ N/mm}^2 \geq -\sigma_{cat} = -0.34 \text{ N/mm}^2$$

..... **OK**

$$A = B \times L = 1.15 \text{ m}^2$$

$$\tau_c = S/A = 45.74 \text{ kN/m}^2 = 0.046 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.50 \text{ N/mm}^2$$

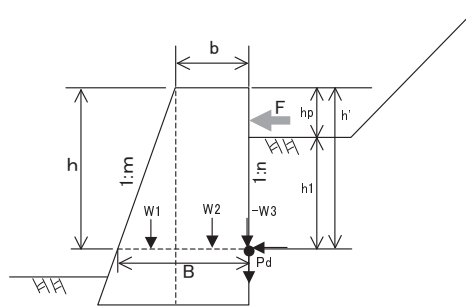
..... **OK**

⑨-2. 照査位置B (天端から3.0m)

1) 設計条件

奥行き 1.0 m 当たり

- 照査位置  $h = 3.00$  m (天端からの距離)
- 直壁部  $h' = 3.00$  m
- 天端幅  $b = 0.65$  m
- 表法勾配  $n = 1 : 0.50$
- 裏法勾配  $n = 1 : 0.00$
- 空きポケット高  $h_p = 1.00$  m
- 土圧作用高  $h_1 = 2.00$  m
- 崩壊土砂
  - 水平方向土圧係数  $K_{adh} = 0.279$  (前掲)
  - 鉛直方向土圧係数  $K_{adv} = 0.102$  (前掲)
- 裏込め土の単重  $\gamma_u = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 衝撃力  $F = 52.60$  kN/m<sup>2</sup> (前掲)
- コンクリートの単重  $\gamma_c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>



- コンクリートの許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/4) = 1.5 \times (18/4) = 6.75$  N/mm<sup>2</sup> ※5
  - コンクリートの許容曲げ引張り応力度  $\sigma_{cat} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/80) = 1.5 \times (18/80) = 0.34$  N/mm<sup>2</sup> ※5
  - コンクリートの許容剪断応力度  $\tau_{at} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/100 + 0.15) = 1.5 \times (18/100 + 0.15) = 0.50$  N/mm<sup>2</sup> ※5
- ※5：許容応力度の考え方は<安定計算⑥>資料-5参照

2) 荷重計算

		計算式	H kN	V kN	作用位置 m	M kN・m
躯体自重	W1	$1/2 \times 3.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	—	51.75	1.00	51.75
	W2	$3.00 \times 0.65 \times 23.0$	—	44.85	1.82	81.63
	-W3	$1/2 \times 0.00^2 \times 0.00 \times 23.0$	—	0.00	2.15	0.00
土圧	P <sub>uh</sub>	$1/2 \times h_1^2 \times K_{adh} \times \gamma_u$	10.04	—	0.67	-6.73
	P <sub>uv</sub>	$1/2 \times h_1^2 \times K_{adv} \times \gamma_u$	—	3.67	2.15	7.90
衝撃力	F	(⑥. 衝撃力作用時の安定性検討)	52.80	—	2.50	-132.00
合計 (Σ)			62.84	100.27	—	2.55

3) 安定計算

$$d = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{2.55}{100.27} = 0.03 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 1.05 \text{ m}$$

$$\sigma_{c1} = V/B \cdot (1 + 6e/B) = 182.6 \text{ kN/m}^2 = 0.18 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{c2} = V/B \cdot (1 - 6e/B) = -89.4 \text{ kN/m}^2 = -0.09 \text{ N/mm}^2 \geq -\sigma_{cat} = -0.34 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

$$A = B \times L = 2.15 \text{ m}^2$$

$$\tau_c = S/A = 29.23 \text{ kN/m}^2 = 0.03 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.50 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

… 《安定計算終了》

※擁壁の全高さが 4.0m であるので、 $h = 1.0\text{m}$  の場合は自重が最も軽くなる条件であり、 $h = 3.0\text{m}$  の場合は水平モーメントが最も大きくなる条件である。そのため、この両条件のどちらかが最も危険となる断面である。上記のとおり、両条件に対して安定性が確認できるので、躯体の断面応力度の安定性は確保されている。

〈安定計算⑩〉 参考資料－ 1

資料－1 待受け式擁壁の安定計算に用いる擁壁が受ける崩壊土砂の衝撃力

〔待ち受け擁壁の安定計算に用いる擁壁が受ける崩壊土砂の衝撃力〕

待ち受け擁壁が受ける崩壊土砂の衝撃力 $F$ ( $kN/m^2$ )は以下のとおりとする。

$$F = \alpha \cdot F_{sm}$$

ここに、 $F_{sm}$ ；移動の力（「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令第2条第2号の規定に基づき国土交通大臣が定める方法等を定める告示（平成13年3月28日国土交通省告示第三百三十二号）」に示される算出式により建築物又はその地上部分に作用すると想定される力）( $kN/m^2$ )

$\alpha$ ；待ち受け擁壁による崩壊土砂の衝撃力緩和係数( $\alpha = 0.5$ )

資料－2 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

せん断面の条件	支持地盤の種類	摩擦係数 $\mu = \tan \phi_B$	付着力 $C_B$
岩または礫とコンクリート	岩盤	0.7	考慮しない
	礫層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に割り栗石または砕石を敷く場合	砂質土	0.6	考慮しない
	粘性土	0.5	考慮しない

注) プレキャストコンクリートでは、基礎底面が岩盤であっても、摩擦係数は0.6を超えないものとする。

「道路土工 擁壁工指針」p21,表1-7

資料－3 安全率

荷重の組み合わせ		平常時	地震時 <sup>注1)</sup>	衝撃力作用時	崩壊土砂堆積時
状態図					
安全率	滑動	$F_s \geq 1.5$	$F_s \geq 1.2$	$F_s > 1.0$	$F_s \geq 1.2$
	転倒	$ e  \leq B/5$	$ e  \leq B/3$	$ e  \leq B/3$	$ e  \leq B/3$
	基礎地盤の支持力	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 3.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 1.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$

注1) 擁壁高が8mを超えるものについて検討する。

ここに、 $e$ ：底版中心より合力の作用位置の偏心距離、 $B$ ：擁壁の底版幅、 $q$ ：地盤反力度、 $q_a$ ：許容地盤支持力度、 $q_u$ ：極限地盤支持力度

## 〈安定計算⑩〉 参考資料－ 2

## 資料－4 支持地盤の種類と許容支持力度(常時値)

地盤の許容支持力度は原位置試験などを行って決定することを原則とするが、高さ8m以下の擁壁で、現地の試験を行うことが困難な場合は、以下の表の値を1.5倍したものをを用いてもよい(衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時)。

支持地盤の種類		許容支持力度 $q_a$ ( $\text{kN/m}^2$ )	備 考	
			$q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10000以上	-
	亀裂の多い硬岩	600	10000以上	-
	軟岩・土丹	300	1000以上	-
礫 層	密なもの	600	-	-
	密でないもの	300	-	-
砂 質 地 盤	密なもの	300	-	30～50
	中位なもの	200	-	20～30
粘性土 地 盤	非常に硬いもの	200	200～400	15～30
	硬いもの	100	100～200	10～15

## 資料－5 許容支持力度の割増係数

荷重の組合わせ	割増係数
衝撃力作用時	1.5
崩壊土砂堆積時	1.5

## ② 審査チェックリスト



チェック項目		確認	掲載箇所	判断根拠等
<b>1 対策工事等の計画</b>				
(1) 特定予定建築物の敷地に土石等が到達しない計画となっているか				
①	対策工事の実施範囲		2.2	
②	対策工事の実施範囲が適正に計画されているか		2.3	
③	対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画		2.4	
1)	対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、開発区域およびその周辺の地域において土砂災害の発生のおそれを大きくしていないか		2.1 2.5	
2)	対策工事の機能を妨げていないか			
④	急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設置に関して 地形、地質、土質ならびに周辺の状況に応じて適切な土留又はのり面保護施設を 選定しているか			
<b>2 対策工事等の設計</b>				
(1) 設定外力の確認				
①	急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設の設置に関して			
1)	当該施設の高さが土石等の堆積の高さ以上となっているか		3.1.2	
2)	土石等の堆積の高さは、対策施設の最も急傾斜地側となる位置で算定しているか			
②	設計外力の確認			
1)	土石等の移動や堆積の力の算定に用いる土質定数は適正か		3.1.1	
2)	対策施設の位置を考慮して適正な設計外力が算定されているか		3.1.2	
(2) 対策工事の形状又は施設の構造				
①	のり切 急傾斜の崩壊を助長し、又は誘発することのないように地形、地質等の状況を考 慮して計画されているか		3.2	
②	土留 のり面の崩壊を防止し、土圧、水圧及び自重によって損壊、転倒、滑動又は沈下 せず、かつその裏面の排水に必要な水抜き穴を有する構造となっているか		3.3.1	
③	のり面保護工 石張り、芝張り、モルタルの吹付等によりのり面を風化その他の侵食に対して保 護する構造となっているか		3.3.2	

チェック項目	確認	掲載箇所	判断根拠等
④ 排水工			
急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を急傾斜地から速やかに排除することができる構造となっているか		3.3.3	
⑤ 土石等を堆積するための施設			
土圧、水圧、自重及び土石等の移動又は堆積により、当該施設に作用する力によって損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造となっているか		3.4	
⑥ 高さが2 mを超える擁壁			
建築基準法施行令第142条に定められた基準を満足しているか		3.5	
⑦ 落石対策施設			
落石対策施設を設置する必要性について検討されているか		3.6	
落石対策施設の構造は適切に計画されているか			
⑧ 管理・保安施設			
対策施設の点検、補修等維持管理のため管理保安施設が適切に計画されているか		3.7	
<b>3 特別警戒区域の範囲を変更する対策工事等</b>			
特定開発行為における対策工事等による特別警戒区域の範囲が消滅もしくは変更について確認したか		4.1 4.2	

【参考文献等】

- 土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律(平成 12 年法律第 57 号)  
土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令(平成 13 年政令第 84 号)  
福岡県 技術マニュアル(急傾斜地の崩壊編):平成 19 年 4 月 福岡県土木部砂防課  
建築基準法施行令(昭和 25 年政令第 338 号)  
平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1449 号  
宅地造成等規制法施行令(昭和 37 年政令第 16 号)  
新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例 急傾斜地崩壊防止工事技術指針  
:平成 21 年 10 月 15 日発行 一般社団法人全国治水砂防協会  
道路土工一擁壁工指針(平成 24 年度版):平成 24 年 7 月 公益社団法人日本道路協会  
道路土工一盛土工指針(平成 22 年度版):平成 22 年 4 月 公益社団法人日本道路協会  
道路土工一切土工・斜面安定工指針(平成 21 年度版):平成 21 年 6 月 公益社団法人日本道路協会  
宅地防災マニュアル 耐震対策:平成 20 年 3 月 27 日 国土交通省  
砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準(案)  
:昭和 49 年 4 月 19 日建設省河川局砂防課長通達  
建設省河川砂防技術基準(案)同解説・設計編[Ⅱ]:平成 9 年 10 月改訂 日本河川協会編  
崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算例  
:平成 16 年 6 月 全国地すべりがけ崩れ対策協議会