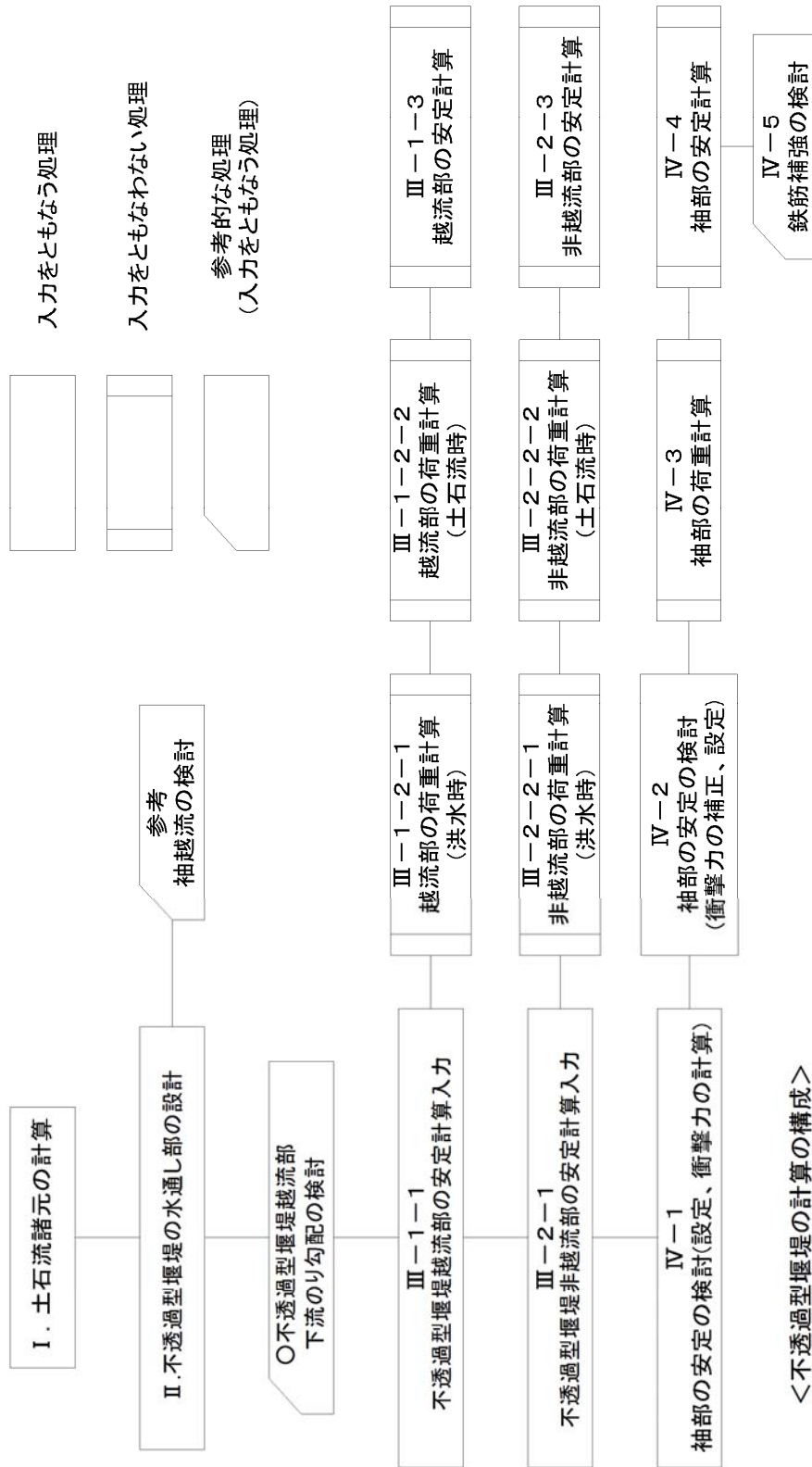


2. 土石流諸元および砂防堰堤 (土石流タイプ) の計算例

1. 土石流諸元および不透過型砂防堰堤
2. 土石流諸元および透過型砂防堰堤

土石流諸元および不透過型砂防堰堤



箇所 △△△砂防堰堤

I. 土石流諸元の計算

1. 設計諸元

NO	名称	記号	単位	入力値	備考
1	1波の土石流での流出土砂量	V_{dap}	m^3	2,520	手引きⅢ.2.4.1.1参照
2	礫の単位体積重量	σ	kN/m^3	25.5	手引きⅠ.2.2参照
3	流水の単位体積重量	ρ	kN/m^3	11.77	手引きⅠ.2.2参照
4	堆積土砂の水中内部摩擦角	ϕ	度	35	手引きⅠ.2.2参照
5	現溪床勾配	θ	1/X	1/4.4	=12.8° 手引きⅢ.4.1.1参照
6	計画堆砂勾配	θ'	1/1.5X	1/6.60	=8.6° 手引きⅢ.4.1.1参照
7	堆積土砂の容積土砂濃度	C_*		0.60	手引きⅢ.2.4.1.1参照
8	粗度係数	n		0.10	手引きⅢ.2.4.1.2参照

1. 土石流の容積土砂濃度 (C_d) の算出 (手引きⅢ.2.4.1.1参照)

$$\tan \theta = \tan(12.8^\circ) = 0.23 \leq 1/3$$

① $\tan \theta > 1/3$ の場合

$$C_d = 0.9 \times C_*$$

② $\tan \theta \leq 1/3$ の場合

$$C_d = \frac{\rho \times \tan \theta}{(\sigma - \rho) \times (\tan \phi - \tan \theta)}$$

$$= \frac{11.77 \times \tan 12.8^\circ}{(25.50 - 11.77) \times (\tan 35^\circ - \tan 12.8^\circ)}$$

$$= \frac{11.77 \times 0.23}{(25.50 - 11.77) \times (0.70 - 0.23)}$$

$$= 0.41$$

ここで、 $0.3 \leq C_d \leq 0.54$ とする。 $\therefore C_d = 0.41$

2. 土石流ピーク流量 (Q_{sp}) の算出 (手引きⅢ.2.4.1.1参照)

$$Q_{sp} = 0.01 \times \frac{\sum Q}{V \times C_*}$$

$\sum Q$: 土石総流量

$$\sum Q = \frac{Q_{sp}}{C_d} = \frac{2,520 \times 0.60}{0.41}$$

$$= 3,688 \text{ m}^3$$

$$Q_{sp} = 0.01 \times 3,688$$

$$= 36.88$$

$$= 36.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

3. 土石流の流れの幅 (B_{da})、高さ (D_r)、流速 (U) (手引きⅢ.2.4.1.2参照)

(1) 横断データ入力

表-2 に横断データを入力する

(2) 試算、決定

○表-1 の設定水位 (オレンジ色) を任意に入力し、判定がOKの場合の設定水位を探す。

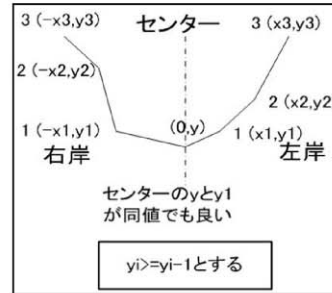
◎OKの時の、流下断面積、流れの幅、土石流水深、流速を解とする。

表-1 土石流水位等試算表

			解	参考		
設定水位	h	(m)	1.84	1.83		
流下断面積	Ad	(m ²)	7.45	7.38		
流れの幅	Bda	(m)	6.78	6.76		
粗度係数	n		0.10			
現溪床勾配	θ	°	12.80	1/N	4.40	0.22
土石流の水深	Dd	(m)	1.10	1.09		
土石流の流速	U	(m/s)	5.02	4.99		
土石流ピーク流量	Qsp	(m ³ /s)	36.90	36.90		
計算流量	Qspcal	(m ³ /s)	37.39	36.83		
判定			OK			

表-2 横断座標

	右岸側座標		左岸側座標		最低河床座標	
	x	y	x	y	x	y
1	-3.00	1.00	2.00	1.00	0.00	0.00
2	-8.00	4.00	3.36	4.00		
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						
21						
22						
23						
24						
25						
26						
27						
28						
29						
30						
31						
32						
33						
34						
35						
36						
37						
38						
39						
40						
41						
42						
43						
44						
45						
46						
47						
48						
49						
50						



4. 土石流の諸元

- ①土石流ピーク流量(Qsp) 36.90 m³/s 2. より
 ②流下断面積(Ad) 7.45 m² 表-1より
 ③流れの幅(Bda) 6.78 m 表-1より
 ④土石流の水深(Dd) 1.10 m 表-1より
 ⑤土石流の流速(U) 5.02 m/s 表-1より
 ⑥土石流の単位体積重量(γd)の算出 (手引きⅢ.2.4.1.3参照)

$$\begin{aligned} \gamma d &= \sigma \times Cd + \rho (1 - Cd) \\ &= 25.50 \times 0.41 + 11.77 \times (1 - 0.41) \\ &= 17.40 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

 ⑦土石流の流体力(F) (手引きⅢ.2.4.1.4参照)

$$F = Kh \times \frac{\gamma d}{g} \times Dd \times U^2$$

Kh : 係数 (=1.0)

g : 重力の加速度 (=9.8 m/s²)

$$\begin{aligned} \therefore F &= 1.0 \times (17.40 / 9.8) \times 1.10 \times 5.02^2 \\ &= \underline{\underline{49.22 \text{ kN/m}}} \end{aligned}$$

II-1 不透過型堰堤の水通し部の設計

1. 天端幅の検討 (手引きIV. 2. 3. 1参照)

天端幅は、3~4mの範囲で最大礫径の2倍を目安に決定する。

最大礫径 $D_{95} = 1.00 \text{ m}$ (最大礫径 $\times 2 = 2.00 \text{ m}$)

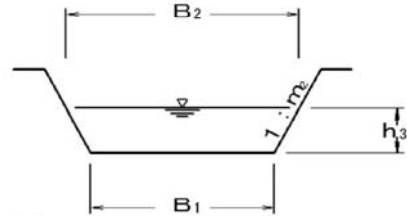
\therefore 天端幅 $b_1 = 3.00 \text{ m}$

2. 水通し幅 (B_1) (手引きIV. 2. 2. 2参照)

水通し幅は、3m以上とし、0.5m単位とする。

参考 (土石流の流れの幅(Bda)) : 6.78

水通し幅 $B_1 = 5.00 \text{ m}$



3. 設計流量 (Q_{sp} , Q_1) (手引きIV. 2. 1. 1参照)

土石流ピーク流量 $Q_{sp} = 36.90 \text{ m}^3/\text{s}$

土砂含有を考慮した流量 $Q_1 = 1.5 \times Q'$
 $= 1.5 \times 4.32 = 6.48 \text{ m}^3/\text{s}$

4. 土石流ピーク流量に対する越流水深 (手引きIII. 2. 4. 1. 2参照)

○表-1の越流水深(オレンジ色)を任意に入力し、判定がOKとなる設定流量を探す。

表-1 土石流ピーク流量の越流水深計算表(水通し)

	解	参考
土石流ピーク流量	Q_{sp} m^3/s	36.90 土石流諸元より
計画堆砂勾配	θ $^\circ$	8.62 土石流諸元より
水通し下幅	B_1 m	5.00 2.より
袖小口勾配	m_2	0.50 手引きIII. 2. 2. 2参照
粗度係数	Kn	0.10 土石流諸元より
越流水深	Z m	1.43 1.42 設定値
流れの幅	B_{da} m	6.43 6.42 計算値
流下断面積	A_d m^2	8.17 8.11 //
土石流の水深	D_d m	1.27 1.26 //
土石流の流速	U m/s	4.54 4.52 //
計算流量	Q_{spcal} m^3/s	37.11 36.67 //
判定		OK

5. 土砂含有を考慮した流量での越流水深(せきの公式による) (手引きIV. 2. 1. 2参照)

水だけの流量の1.5倍を設計流量とする。

水だけの流量 $Q_p = 4.32 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 1.5 \times Q_p = 6.48 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q' = \frac{2}{15} \times C \times (2g)^{0.5} \times (3B_1 + 2B_2) h_3^{3/2}$$

流量係数 $C = 0.6$

重力の加速度 $g = 9.80 \text{ m}/\text{s}^2$

水通し底幅 $B_1 = 5.00 \text{ m}$

越流水面上幅 $B_2 = 5.80 \text{ m} (= B_1 + 2m_2 h_3)$

袖小口勾配 $m_2 = 1 : 0.50$

(越流水深 $h_3 = 0.8 \text{ m}$)

$$Q' = 2/15 \cdot 0.60 \cdot (2 \cdot 9.8)^{0.5} \cdot (3 \cdot 5.00 + 2 \cdot 5.80) \cdot 0.8^{3/2}$$

$$= 6.74 \text{ m}^3/\text{s} \geq Q_1 = 6.48 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{OK})$$

$\therefore h_3 = 0.8 \text{ m}$

6. 設計水深

(手引きⅣ.2.1.2参照)

- ①土砂含有を考慮した流量での越流水深 0.8 m
- ②土石流ピーク流量に対する越流水深 1.5 m
- ③最大礫径 (D95) 1.0 m

①②③の内の最大値を設計水深とする
設計水深 1.5 m

7. 余裕高

(手引きⅣ.2.2.2参照)

- ①土砂含有を考慮した流量 6.48 m³/s
- ②土石流ピーク流量 36.90 m³/s

①②の内の最大値を設計流量とする
設計流量 36.9 m³/s

③表-2での余裕高 0.60 m

④表-3での余裕高 0.8 m
 溪床勾配(計画堆砂勾配) 1/6.60
 余裕高/設計水深 0.5

③、④のうちの最大値を余裕高とする
余裕高 0.8 m

表-2

設計流量 (m ³ /s)	余裕高 (m)
200未満	0.6
200以上~500未満	0.8
500以上	1.0

表-3

溪床勾配	余裕高/設計水深
1/10以上	0.50
1/10~1/30	0.40
1/30~1/50	0.30
1/50~1/70	0.25

6. 水通しの高さ

(手引きⅣ.2.2.2参照)

水通しの高さは、越流水深に余裕高を加えたものとし、0.1m単位とする。

$$\text{越流水深} + \text{余裕高} = 1.5 + 0.8 = \underline{2.3} \text{ m}$$

<袖越流の場合> (参考)

7. 設計水深

①土砂含有を考慮した流量での越流水深	0.8 m	6. より
②土石流ピーク流量に対する越流水深	-	m
③最大礫径 (D95)	-	m
設計水深	0.8 m	

8. 余裕高

①土砂含有を考慮した流量	6.48 m ³ /s
②土石流ピーク流量	- m ³ /s
設計流量	6.5 m ³ /s
③表-2での余裕高	0.60 m
④表-3での余裕高	0.40 m
渓床勾配 (計画堆砂勾配)	1/6.60 m
余裕高/設計水深	0.5
③、④のうちの最大値を余裕高とする	
余裕高	0.6 m

表-2

設計流量 (m ³ /s)	余裕高 (m)
200未満	0.6
200以上~500未満	0.8
500以上	1.0

表-3

渓床勾配	余裕高/設計水深
1/10以上	0.50
1/10~1/30	0.40
1/30~1/50	0.30
1/50~1/70	0.25

9. 水通しの高さ

水通しの高さは、越流水深に余裕高を加えたものとし、0.1m単位とする。

$$\text{越流水深} + \text{余裕高} = 0.8 + 0.6 = 1.4 \text{ m}$$

10. 袖越流の土石流水深

(手引きⅢ.2.4.1.2参照)

○下表で袖の勾配 (赤色) を入力する

袖越流の土石流越流水深

			解	参考
土石流ピーク流量	Qsp	m ³ /s	36.90	土石流諸元より
計画堆砂勾配	θ	1/N	6.60	土石流諸元より
水通し下幅	B1	m	5.00	2.より
袖小口勾配	n		0.50	手引きⅢ.2.2.2参照
水通し高さ	h	m	1.40	9.より
袖の勾配	m	1:m	6.00	設定値
粗度係数	Kn		0.10	土石流諸元より
越流水深	Z	m	1.52	1.51 設定値
下部の水深	z1	m	1.40	1.40 計算値
下部の幅	Bda1	m	6.40	6.40 //
下部の断面積	Ad1	m ²	7.98	7.98 //
上部の水深	z2	m	0.12	0.11 //
上部の幅	Bda2	m	7.84	7.72 //
上部の断面積	Ad2	m ²	0.85	0.78 //
流れの幅	Bda	m	7.84	7.72 //
流下断面積	Ad		8.83	8.76 //
土石流の水深	Dd	m	1.13	1.13 //
土石流の流速	U	m/s	4.19	4.21 //
計算流量	Qspcal	m ³ /s	37.03	36.86 //
判定			OK	

袖部の水深 0.12 m

○不透過型堰堤越流部下流のり勾配(n)の検討

(手引きIV.2.3.3.1参照)

堤高	H	m	8.50	
土石流の流速	U	m/s	5.02	土石流諸元より
重力加速度	g	m/s ²	9.8	

土砂が活発に流送され始める流速(U')

$$U' = 0.5 \times U = 5.02 \times 0.5 = 2.51 \text{ m/s}$$

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U'$$

より

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{9.8 \times 8.50}} \cdot 2.51$$

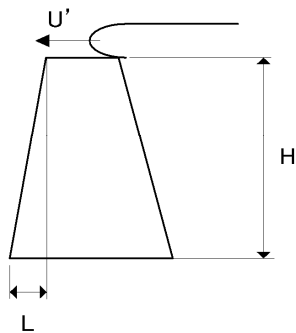
$$= 0.39$$

ただし、L/H < 0.2の時L/H=0.20とする

∴下流のり勾配(n)

$$n \doteq L/H \quad \text{として}$$

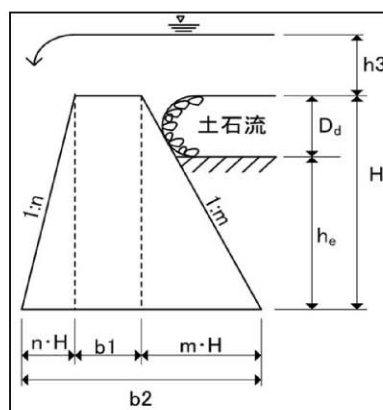
n : 0.40 より急にする必要がある。



不透過型堰堤 越流部の安定計算(入力)

1. 設計諸元

NO	名称	記号	単位	入力値	備考	
1	堤 高	H	m	10.00		
2	水通し天端幅	b_1	m	3.00	不透過型水通し部より	
3	下流法勾配	1:n		0.20		
4	上流法勾配	1:m		0.35		
5	堤体の単位体積重量	W_C	kN/m ³	22.56	手引き I.2.2参照	
6	礫の単位体積重量	σ	kN/m ³	25.50	土石流諸元より	
7	流水の単位体積重量	W_0	kN/m ³	11.77	手引き I.2.2参照	
8	堆積地内の砂礫の泥水中単位体積重量	γ_s	kN/m ³	8.24	$\gamma_s = C_* \cdot (\sigma - W_0)$	
9	堆積土砂の容積土砂濃度	C_*		0.60	土石流諸元より	
10	越流水深 洪水時	h_3	m	0.80	不透過型水通し部より	
11	土 石 流	水 深	D_d	m	1.10	土石流諸元より
12		単位体積重量	γ_d	kN/m ³	17.40	土石流諸元より
13		土石流中の砂礫の泥水中単位体積重量	γ_f	kN/m ³	5.63	$\gamma_f = \gamma_d - W_0$
14		流体力	F	kN/m	49.22	土石流諸元より
15	堆 砂 深	h_e	m	8.90	$h_e = H - D_d$	
16	堆積土砂の水中内部摩擦角	ϕ	度	35	土石流諸元より	
17	土圧係数	C_e		0.3	$C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$	
18	滑動の安全率	N		1.20	手引きIV.2.3.4参照	
19	基礎地盤	摩擦係数	f	0.60	手引きIV.2.3.4参照	
20		許容支持力	δ_a	kN/m ²	588	手引き I.2.2参照
21		許容せん断応力度	τ_o	kN/m ²	0	手引きIV.2.3.4参照
22	コンクリート	許容圧縮応力度	σ_a	kN/m ²	4.500	手引き I.2.2参照
23		許容せん断応力度	τ_{oc}	kN/m ²	330	手引き I.2.2参照



○不透過型越流部

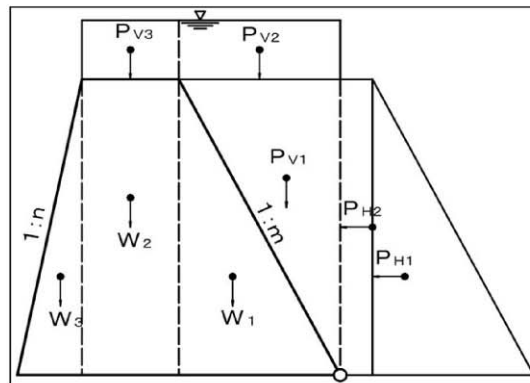
2. 単位幅当り断面に作用する力

$$\begin{aligned} \text{底幅 } b_2 &= b_1 + H(n+m) \\ &= 3.00 + 10.00 \times (0.20 + 0.35) = 8.50\text{m} \end{aligned}$$

(1) 洪水時

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作線までの距離 (l)	モーメント M=VI+HI
堤体の自重 W	W ₁	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 22.56 \cdot 0.35 \cdot 10.00^2$	394.80		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$ $\frac{2}{3} \cdot 0.35 \cdot 10.00$	2.33 919.88
	W ₂	$W_c \cdot b_1 \cdot H$ $22.56 \cdot 3.00 \cdot 10.00$	676.80		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$ $0.35 \cdot 10.00 + \frac{1}{2} \cdot 3.00$	5.00 3,384.00
	W ₃	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 22.56 \cdot 0.20 \cdot 10.00^2$	225.60		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$ $0.35 \cdot 10.00 + 3.00 + \frac{1}{3} \cdot 0.20 \cdot 10.00$	7.17 1,617.55
静水圧 P	PV ₁	$\frac{1}{2} \cdot W_o \cdot m \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 11.77 \cdot 0.35 \cdot 10.00^2$	205.98		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$ $\frac{1}{3} \cdot 0.35 \cdot 10.00$	1.17 241.00
	PV ₂	$W_o \cdot m \cdot h_3 \cdot H$ $11.77 \cdot 0.35 \cdot 0.80 \cdot 10.00$	32.96		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$ $\frac{1}{2} \cdot 0.35 \cdot 10.00$	1.75 57.68
	PV ₃	$W_o \cdot b_1 \cdot h_3$ $11.77 \cdot 3.00 \cdot 0.80$	28.25		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$ $0.35 \cdot 10.00 + \frac{1}{2} \cdot 3.00$	5.00 141.25
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \cdot W_o \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 11.77 \cdot 10.00^2$		588.50	$\frac{1}{3} \cdot H$ $\frac{1}{3} \cdot 10.00$	3.33 1,959.71
	P _{H2}	$W_o \cdot h_3 \cdot H$ $11.77 \cdot 0.80 \cdot 10.00$		94.16	$\frac{1}{2} \cdot H$ $\frac{1}{2} \cdot 10.00$	5.00 470.80
	合計	Σ		kN/m 1,564.39	kN/m 682.66	

手引きIV. 2. 3. 5. 1参照



単位当り断面に作用する力（洪水時）

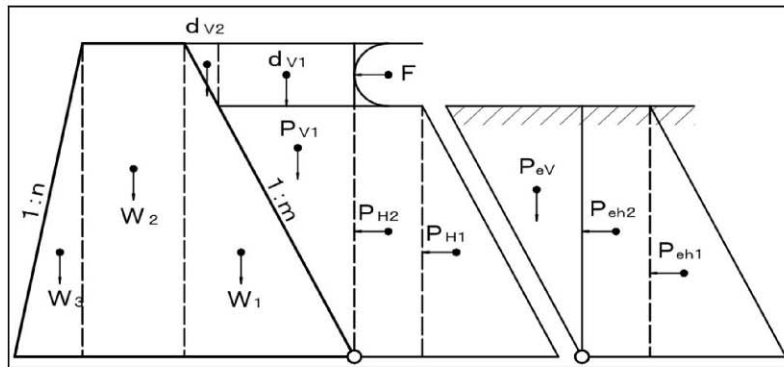
○不透過型越流部

2. 単位幅当り断面に作用する力

(2) 土石流時

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作線までの距離 (l)	モーメント M=VI+HI	
堤体の自重 W	W ₁	$1/2 \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$			$2/3 \cdot m \cdot H$		
		$1/2 \cdot 22.56 \cdot 0.35 \cdot 10.00^2$	394.80		$2/3 \cdot 0.35 \cdot 10.00$	2.33	919.88
	W ₂	$W_c \cdot b_1 \cdot H$			$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$		
		$22.56 \cdot 3.00 \cdot 10.00$	676.80		$0.35 \cdot 10.00 + 1/2 \cdot 3.00$	5.00	3,384.00
静水圧 P	P _{V1}	$1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot he^2$			$1/3 \cdot m \cdot he$		
		$1/2 \cdot 11.77 \cdot 0.35 \cdot 8.90^2$	163.15		$1/3 \cdot 0.35 \cdot 8.90$	1.04	169.68
	P _{H1}	$1/2 \cdot W_0 \cdot he^2$			$1/3 \cdot he$		
		$1/2 \cdot 11.77 \cdot 8.90^2$		466.15	$1/3 \cdot 8.90$	2.97	1,384.47
	P _{H2}	$Dd \cdot W_0 \cdot he$			$1/2 \cdot he$		
		$1.10 \cdot 11.77 \cdot 8.90$		115.23	$1/2 \cdot 8.90$	4.45	512.77
堆砂圧 P _e	P _{ev}	$1/2 \cdot \gamma_s \cdot m \cdot he^2$			$1/3 \cdot m \cdot he$		
		$1/2 \cdot 8.24 \cdot 0.35 \cdot 8.90^2$	114.22		$1/3 \cdot 0.35 \cdot 8.90$	1.04	118.79
	P _{eh1}	$1/2 \cdot C_e \cdot \gamma_s \cdot he^2$			$1/3 \cdot he$		
		$1/2 \cdot 0.30 \cdot 8.24 \cdot 8.90^2$		97.90	$1/3 \cdot 8.90$	2.97	290.76
	P _{eh2}	$C_e \cdot \gamma_f \cdot D_d \cdot he$			$1/2 \cdot he$		
		$0.30 \cdot 5.63 \cdot 1.10 \cdot 8.90$		16.54	$1/2 \cdot 8.90$	4.45	73.60
土石流 F	F				$1/2 \cdot D_d + he$		
				49.22	$1/2 \cdot 1.10 + 8.90$	9.45	465.13
	dv ₁	$\gamma_d \cdot D_d \cdot m \cdot he$			$1/2 \cdot m \cdot he$		
		$17.40 \cdot 1.10 \cdot 0.35 \cdot 8.90$	59.62		$1/2 \cdot 0.35 \cdot 8.90$	1.56	93.01
dv ₂	$1/2 \cdot \gamma_d \cdot m \cdot D_d^2$			$1/3 \cdot m \cdot D_d + m \cdot he$			
		$1/2 \cdot 17.40 \cdot 0.35 \cdot 1.10^2$	3.68		$1/3 \cdot 0.35 \cdot 1.10 + 0.35 \cdot 8.90$	3.24	11.92
合計	Σ		kN/m 1,637.87	kN/m 745.04		kN・m/m 9,041.56	

手引きIV. 2. 3. 5. 1参照



単位当り断面に作用する力 (土石流時)

3. 安定計算

○不透過型越流部

(洪水時)

水平力の合計: $H = (682.66) \text{ kN/m}$ 摩擦係数: $f = (0.6)$
鉛直力の合計: $V = (1564.39) \text{ kN/m}$ 堤底の幅: $b_2 = (8.50) \text{ m}$
モーメントの合計: $M = (8791.87) \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

(1) 転倒に対する安定計算

$$x = \frac{M}{V} = \frac{8,791.87}{1,564.39} = 5.62 \text{ m}$$

x : 荷重の合力作用線と堤底との交点から上流端までの距離 (m)
 b_2 : 堤底幅 (m)

$$0 < x = 5.62 < b_2 = 8.50 \text{ m} \quad \dots\dots - \text{OK} -$$

(2) 滑動に対する安定計算

$$n \leq \frac{f \times V + \tau_0 \times l}{H}$$

τ : せん断応力度(基礎地盤せん断応力度とコンクリートせん断応力度を比べ小さい値。ただし、砂礫基礎ではせん断強度を無視する。) (手引きIV.2.3.4参照 $\tau = 0 \text{ kN/m}^2$)
 l : せん断抵抗を期待できる長さ(=堤底幅 b_2) (m)

$$= \frac{0.60 \times 1,564.39 + 0.00 \times 8.50}{682.66} = 1.37 \geq 1.2 \quad \dots\dots - \text{OK} -$$

(3) 堤体及び基礎地盤の破壊に対する安定計算

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_2} \right)$$

$e = x - 1/2 \cdot b_2 = 5.62 - 1/2 \times 8.50 = 1.37 \text{ m}$
 e : 荷重の合力作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離 (m)

$$\sigma = \frac{1,564.39}{8.50} \left(1 \pm \frac{6 \times 1.37}{8.50} \right) = \begin{cases} 362.03 \text{ KN/m}^2 \text{ (下流端)} \\ 6.06 \text{ KN/m}^2 \text{ (上流端)} \end{cases}$$

$\sigma_{\max} = 362.03 \leq \delta a = 588 \text{ kN/m}^2$ (基礎地盤) $\dots\dots - \text{OK} -$
 $\sigma_{\max} = 362.03 \leq \sigma_a = 4500 \text{ kN/m}^2$ (堤体内部破壊) $\dots\dots - \text{OK} -$
 $\sigma_{\min} = 6.06 > 0 \text{ kN/m}^2$ (堤体内部破壊) $\dots\dots - \text{OK} -$

○不透過型越流部

(土石流時)

水平力の合計: $H = (745.04) \text{ KN/m}$ 摩擦係数: $f = (0.6)$
 鉛直力の合計: $V = (1637.87) \text{ KN/m}$ 堤底の幅: $b_2 = (8.50) \text{ m}$
 モーメントの合計: $M = (9041.56) \text{ KN}\cdot\text{m/m}$

(1) 転倒に対する安定計算

$$x = \frac{M}{V} = \frac{9,041.56}{1,637.87} = 5.52 \text{ m}$$

x : 荷重の合力作用線と堤底との交点から上流端までの距離 (m)
 b_2 : 堤底幅 (m)

$$0 < x = 5.52 < b_2 = 8.50 \text{ m} \quad \dots\dots - \text{OK} -$$

(2) 滑動に対する安定計算

$$n \leq \frac{f \times V + \tau_0 \times l}{H}$$

τ : せん断応力度(基礎地盤せん断応力度とコンクリートせん断応力度を比べ小さい値。ただし、砂礫基礎ではせん断強度を無視する。) (手引きIV.2.3.4参照 $\tau = 0 \text{ kN/m}^2$)
 l : せん断抵抗を期待できる長さ(=堤底幅 b_2) (m)

$$= \frac{0.60 \times 1,637.87 + 0.00 \times 8.50}{745.04} = 1.32 \geq 1.2 \quad \dots\dots - \text{OK} -$$

(3) 堤体及び基礎地盤の破壊に対する安定計算

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_2} \right)$$

$$e = x - 1/2 \cdot b_2 = 5.52 - 1/2 \times 8.50 = 1.27 \text{ m}$$

e : 荷重の合力作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離 (m)

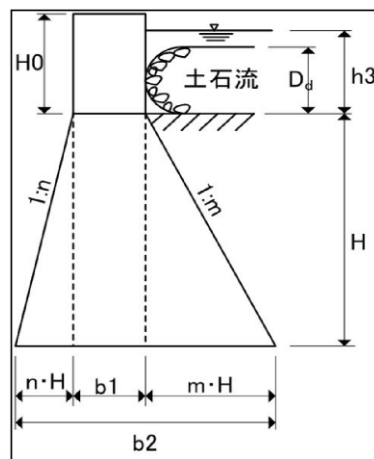
$$\sigma = \frac{1,637.87}{8.50} \left(1 \pm \frac{6 \times 1.27}{8.50} \right) = \begin{cases} 365.43 \text{ KN/m}^2 \text{ (下流端)} \\ 19.95 \text{ KN/m}^2 \text{ (上流端)} \end{cases}$$

$\sigma_{\max} = 365.43 \leq \delta a = 588 \text{ kN/m}^2$ (基礎地盤) $\dots\dots - \text{OK} -$
 $\sigma_{\max} = 365.43 \leq \sigma a = 4500 \text{ kN/m}^2$ (堤体内部破壊) $\dots\dots - \text{OK} -$
 $\sigma_{\min} = 19.95 > 0 \text{ kN/m}^2$ (堤体内部破壊) $\dots\dots - \text{OK} -$

不透過型堰堤 非越流部の安定計算(入力)

1. 設計諸元

NO	名称	記号	単位	入力値	備考	
1	堤 高	H	m	10.00		
2	袖の高さ	H ₀	m	3.50		
3	水通し天端幅	b ₁	m	3.00	不透過型水通し部より	
4	下流法勾配	1:n		0.20		
5	上流法勾配	1:m		0.40		
6	堤体の単位体積重量	W _C	kN/m ³	22.56	手引き I.2.2参照	
7	礫の単位体積重量	σ	kN/m ³	25.50	土石流諸元より	
8	流水の単位体積重量	W _O	kN/m ³	11.77	手引き I.2.2参照	
9	堆積地内の砂礫の泥水中単位体積重量	γ _s	kN/m ³	8.24	γ _s = C _* · (σ - W _O)	
10	堆積土砂の容積土砂濃度	C _*		0.60	土石流諸元より	
11	越流水深 洪水時	h ₃	m	0.80	不透過型水通し部より	
12	土石流	水深	D _d	m	1.10	土石流諸元より
13		単位体積重量	γ _d	kN/m ³	17.40	土石流諸元より
14		土石流中の砂礫の泥水中単位体積重量	γ _f	kN/m ³	5.63	γ _f = γ _d - W _O
15		流体力	F	kN/m	49.22	土石流諸元より
16	堆砂深	h _e	m	10.00	h _e = H	
17	堆積土砂の水中内部摩擦角	φ	度	35	土石流諸元より	
18	土圧係数	C _e		0.3	C _e = (1 - sin φ) / (1 + sin φ)	
19	滑動の安全率	N		1.20	手引き IV.2.3.4参照	
20	基礎地盤	摩擦係数	f	0.60	手引き IV.2.3.4参照	
21		許容支持力	δ _a	kN/m ²	390	手引き I.2.2参照
22		許容せん断応力度	τ _o	kN/m ²	0	手引き IV.2.3.4参照
23	コンクリート	許容圧縮応力度	σ _a	kN/m ²	4,500	手引き I.2.2参照
24		許容せん断応力度	τ _{oc}	kN/m ²	330	手引き I.2.2参照



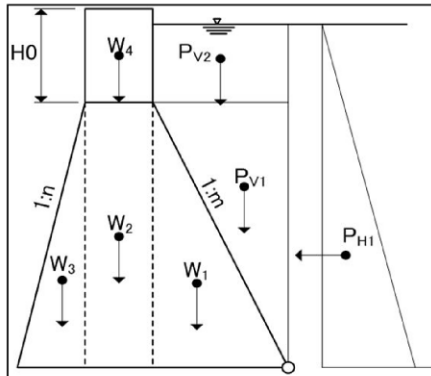
○不透過型 非越流部

2. 単位幅当り断面に作用する力

底幅 $b_2 = b_1 + H(n+m)$
 $= 3.00 + 10.00 \times (0.20 + 0.40) = 9.00\text{m}$

(1) 洪水時

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作線までの距離 (l)	モーメント M=VI+HI
堤体の自重 W	W ₁	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 22.56 \cdot 0.40 \cdot 10.00^2$	451.20		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$ $\frac{2}{3} \cdot 0.40 \cdot 10.00$	2.67 1,204.70
	W ₂	$W_c \cdot b_1 \cdot H$ $22.56 \cdot 3.00 \cdot 10.00$	676.80		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$ $0.40 \cdot 10.00 + \frac{1}{2} \cdot 3.00$	5.50 3,722.40
	W ₃	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 22.56 \cdot 0.20 \cdot 10.00^2$	225.60		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$ $0.40 \cdot 10.00 + 3.00 + \frac{1}{3} \cdot 0.20 \cdot 10.00$	7.67 1,730.35
	W ₄	$W_c \cdot b_1 \cdot H_0$ $22.56 \cdot 3.00 \cdot 3.50$	236.88		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$ $0.40 \cdot 10.00 + \frac{1}{2} \cdot 3.00$	5.50 1,302.84
静水圧 P	P _{V1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 11.77 \cdot 0.40 \cdot 10.00^2$	235.40		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$ $\frac{1}{3} \cdot 0.40 \cdot 10.00$	1.33 313.08
	P _{V2}	$W_0 \cdot m \cdot h_3 \cdot H$ $11.77 \cdot 0.40 \cdot 0.80 \cdot 10.00$	37.66		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$ $\frac{1}{2} \cdot 0.40 \cdot 10.00$	2.00 75.32
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot (H+h_3)^2$ $\frac{1}{2} \cdot 11.77 \cdot (10.00+0.80)^2$		686.43	$\frac{1}{3} \cdot (H+h_3)$ $\frac{1}{3} \cdot (10.00+0.80)$	3.60 2,471.15
合計	Σ		kN/m 1,863.54	kN/m 686.43		kN·m/m 10,819.84

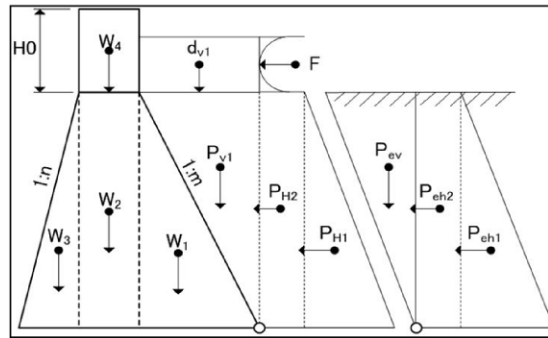


単位当り断面に作用する力 (洪水時)

○不透過型非越流部

(2) 土石流時

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作線までの距離 (l)	モーメント M=VI+HI	
堤体の自重 W	W ₁	$1/2 \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$			$2/3 \cdot m \cdot H$		
		$1/2 \cdot 22.56 \cdot 0.40 \cdot 10.00^2$	451.20		$2/3 \cdot 0.40 \cdot 10.00$	2.67	1,204.70
	W ₂	$W_c \cdot b_1 \cdot H$			$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$		
		$22.56 \cdot 3.00 \cdot 10.00$	676.80		$0.40 \cdot 10.00 + 1/2 \cdot 3.00$	5.50	3,722.40
W ₃	$1/2 \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$			$m \cdot H + b_1 + 1/3 \cdot n \cdot H$			
	$1/2 \cdot 22.56 \cdot 0.20 \cdot 10.00^2$	225.60		$0.40 \cdot 10.00 + 3.00 + 1/3 \cdot 0.20 \cdot 10.00$	7.67	1,730.35	
W ₄	$W_c \cdot b_1 \cdot H_0$			$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$			
	$22.56 \cdot 3.00 \cdot 3.50$	236.88		$0.40 \cdot 10.00 + 1/2 \cdot 3.00$	5.50	1,302.84	
静水圧 P	P _{V1}	$1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot h_e^2$			$1/3 \cdot m \cdot h_e$		
		$1/2 \cdot 11.77 \cdot 0.40 \cdot 10.00^2$	235.40		$1/3 \cdot 0.40 \cdot 10.00$	1.33	313.08
	P _{H1}	$1/2 \cdot W_0 \cdot h_e^2$			$1/3 \cdot h_e$		
		$1/2 \cdot 11.77 \cdot 10.00^2$		588.50	$1/3 \cdot 10.00$	3.33	1,959.71
P _{H2}	$D_d \cdot W_0 \cdot h_e$			$1/2 \cdot h_e$			
	$1.10 \cdot 11.77 \cdot 10.00$		129.47	$1/2 \cdot 10.00$	5.00	647.35	
堆砂圧 P _e	P _{ev}	$1/2 \cdot \gamma_s \cdot m \cdot h_e^2$			$1/3 \cdot m \cdot h_e$		
		$1/2 \cdot 8.24 \cdot 0.40 \cdot 10.00^2$	164.80		$1/3 \cdot 0.40 \cdot 10.00$	1.33	219.18
	P _{eh1}	$1/2 \cdot C_e \cdot \gamma_s \cdot h_e^2$			$1/3 \cdot h_e$		
		$1/2 \cdot 0.30 \cdot 8.24 \cdot 10.00^2$		123.60	$1/3 \cdot 10.00$	3.33	411.59
P _{eh2}	$C_e \cdot \gamma_f \cdot D_d \cdot h_e$			$1/2 \cdot h_e$			
	$0.30 \cdot 5.63 \cdot 1.10 \cdot 10.00$		18.58	$1/2 \cdot 10.00$	5.00	92.90	
土石流 F	F				$1/2 \cdot D_d + h_e$		
				49.22	$1/2 \cdot 1.10 + 10.00$	10.55	519.27
	d _{v1}	$\gamma_d \cdot D_d \cdot m \cdot h_e$			$1/2 \cdot m \cdot h_e$		
		$17.40 \cdot 1.10 \cdot 0.40 \cdot 10.00$	76.56		$1/2 \cdot 0.40 \cdot 10.00$	2.00	153.12
合計	Σ		kN/m 2,067.24	kN/m 909.37		kN・m/m 12,276.49	



単位当り断面に作用する力 (土石流時)

3. 安定計算

○不透過型非越流部

(洪水時)

水平力の合計: $H = (686.43) \text{ kN/m}$

摩擦係数: $f = (0.6)$

鉛直力の合計: $V = (1863.54) \text{ kN/m}$

堤底の幅: $b_2 = (9.00) \text{ m}$

モーメントの合計: $M = (10819.84) \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

(1) 転倒に対する安定計算

$$x = \frac{M}{V} = \frac{10,819.84}{1,863.54} = 5.81 \text{ m}$$

x : 荷重の合力作用線と堤底との交点から上流端までの距離 (m)
 b_2 : 堤底幅 (m)

$$0 < x = 5.81 < b_2 = 9.00 \text{ m} \quad \dots - \text{OK} -$$

(2) 滑動に対する安定計算

$$n \leq \frac{f \times V + \tau_0 \times l}{H}$$

τ : せん断応力度(基礎地盤せん断応力度とコンクリートせん断応力度を比べ小さい値。ただし、砂礫基礎ではせん断強度を無視する。) (手引きIV.2.3.4参照 $\tau = 0 \text{ kN/m}^2$)

l : せん断抵抗を期待できる長さ(=堤底幅 b_2) (m)

$$= \frac{0.60 \times 1,863.54 + 0.00 \times 9.00}{686.43} = 1.63 \geq 1.2 \quad \dots - \text{OK} -$$

(3) 堤体及び基礎地盤の破壊に対する安定計算

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_2} \right)$$

$$e = x - 1/2 \cdot b_2 = 5.81 - 1/2 \times 9.00 = 1.31 \text{ m}$$

e : 荷重の合力作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離 (m)

$$\sigma = \frac{1,863.54}{9.00} \left(1 \pm \frac{6 \times 1.31}{9.00} \right) = \begin{cases} 387.89 \text{ KN/m}^2 & (\text{下流端}) \\ 26.23 \text{ KN/m}^2 & (\text{上流端}) \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = 387.89 \leq \sigma_a = 588 \text{ kN/m}^2 \text{ (基礎地盤)}$$

..... - OK -

$$\sigma_{\max} = 387.89 \leq \sigma_a = 4500 \text{ kN/m}^2 \text{ (堤体内部破壊)}$$

..... - OK -

$$\sigma_{\min} = 26.23 > 0 \text{ kN/m}^2 \text{ (堤体内部破壊)}$$

..... - OK -

○不透過型非越流部

(土石流時)

水平力の合計: $H = (909.37) \text{KN/m}$ 摩擦係数: $f = (0.6)$
 鉛直力の合計: $V = (2067.24) \text{KN/m}$ 堤底の幅: $b_2 = (9.00) \text{m}$
 モーメントの合計: $M = (12276.49) \text{KN}\cdot\text{m/m}$

(1) 転倒に対する安定計算

$$x = \frac{M}{V} = \frac{12,276.49}{2,067.24} = 5.94 \text{ m}$$

x : 荷重の合力作用線と堤底との交点から上流端までの距離 (m)
 b_2 : 堤底幅 (m)

$$0 < x = 5.94 < b_2 = 9.00 \text{ m} \quad \dots\dots - \text{OK} -$$

(2) 滑動に対する安定計算

$$n \leq \frac{f \times V + \tau_0 \times l}{H}$$

τ : せん断応力度(基礎地盤せん断応力度とコンクリートせん断応力度を比べ小さい値。ただし、砂礫基礎ではせん断強度を無視する。) (手引きIV.2.3.4参照 $\tau = 0 \text{ kN/m}^2$)
 l : せん断抵抗を期待できる長さ(=堤底幅 b_2) (m)

$$= \frac{0.60 \times 2,067.24 + 0.00 \times 9.00}{909.37} = 1.36 \geq 1.2 \quad \dots\dots - \text{OK} -$$

(3) 堤体及び基礎地盤の破壊に対する安定計算

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_2} \right)$$

$$e = x - 1/2 \cdot b_2 = 5.94 - 1/2 \times 9.00 = 1.44 \text{ m}$$

e : 荷重の合力作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離 (m)

$$\sigma = \frac{2,067.24}{9.00} \left(1 \pm \frac{6 \times 1.44}{9.00} \right) = \begin{cases} 450.20 \text{ KN/m}^2 & (\text{下流端}) \\ 9.19 \text{ KN/m}^2 & (\text{上流端}) \end{cases}$$

$\sigma_{\max} = 450.2 \leq \delta a = 588 \text{ kN/m}^2$ (基礎地盤) $\dots\dots - \text{OK} -$
 $\sigma_{\max} = 450.2 \leq \sigma_a = 4500 \text{ kN/m}^2$ (堤体内部破壊) $\dots\dots - \text{OK} -$
 $\sigma_{\min} = 9.19 > 0 \text{ kN/m}^2$ (堤体内部破壊) $\dots\dots - \text{OK} -$

【安定計算結果】

計算	法勾配(1:n)		転倒	滑動	支持		安定計算	経済断面
	下流	上流			基礎地盤	堤体		
越流部	0.20	0.30	○	○	○	×	—	
	0.20	0.35	○	○	○	○	OK	●
	0.35	0.15	○	×	○	○	—	
	0.35	0.20	○	○	○	○	OK	
	0.30	0.20	○	×	○	○	—	
	0.30	0.25	○	○	○	○	OK	
非越流部	0.20	0.35	○	○	○	×	—	
	0.20	0.40	○	○	○	○	OK	●
	0.40	0.15	○	×	○	○	—	
	0.40	0.20	○	○	○	○	OK	

※上記は逆断面を考慮した経済断面を比較している。



不透過型堰堤の本体の断面は、越流部、非越流部それぞれの安定性を確保した同一断面とする。

採用する本来の断面 ---- 下流 1:0.20、上流 1:0.40

IV. 袖部の安定の検討

1. 諸元

NO	名称		記号	単位	入力値	備考
1	土石流	水深	D_d	m	1.10	土石流諸元参照
2		流速	U	m^3/s	5.02	土石流諸元参照
3		流体力	F	kN/m	49.22	土石流諸元参照
4	礫	直径	D_{95}	m	1.00	最大礫径、水通部参照
5		単位体積重量	σ_d	kN/m^3	25.5	土石流諸元参照
6		ヤング係数	E_2	N/m^2	4.9×10^{10}	
7		ポアソン比	ν_2		0.23	土流設より
	流木	立木の最大樹高	H_{wm}	m	30.0	
		土石流の平均流下幅	B_d	m	5.0	手引きⅢ. 2. 4. 1. 2参照
		流木の最大長	L_{wm}	m	6.5	*1)
		流木の最大直径	R_{wm}	m	0.5	
		単位体積重量	σ_w	kN/m^3	3.2	*2)
		ヤング係数	E_L	N/m^2	7.35×10^9	*2)
		ポアソン比	ν_{LR}		0.40	*2)
8	コンクリート	設計基準強度	f'_{ck}	N/mm^2	18	
9		単位体積重量	W_C	kN/m^3	22.56	
10		ヤング係数	E_1	N/m^2	2.2×10^9	
11		ポアソン比	ν_1		0.194	土流設より
12		許容圧縮応力度	σ_a	kN/m^2	4,500	$\sigma_a = f'_{ck}/4$
13		純せん断応力度	τ_c	kN/m^2	2,760	$\tau_c = f'_{cd}/5$
		許容せん断応力度	τ_{oc}	kN/m^2	330	$\tau_{oc} = f'_{ck}/100 + 0.15$
		許容曲げ引張応力度	σ_{ca}	kN/m^2	225	$\sigma_{ca} = f'_{ck}/80$
14		摩擦係数	f		0.7	軟岩として
15	滑動の安全率		N		4	岩盤 N=4.0

*1) $H_{wm} \geq 1.3B_d : L_{wm} \cong 1.3B_d, H_{wm} < 1.3B_d : L_{wm} \cong H_{wm}$

*2)

主要樹種の弾性定数

樹種	密度*) (kg/m^3)	ヤング係数 ($10^9 N/m^2$) E_L	ポアソン比 ν_{LR}
スギ	330 3.2	7.35	0.40
エゾマツ	390 3.8	10.79	0.40
アカマツ	510 5.0	11.77	0.40
ブナ	620 6.1	12.26	0.40
キリ	290 2.8	5.88	0.40
ミズナラ	700 6.9	11.28	0.40
ケヤキ	700 6.9	10.30	0.40
イチイガシ	830 8.1	16.18	0.40
ニセアカシア	750 7.4	12.75	0.50

*) 下段は単位体積重量 (kN/m^3)

改訂4版 木材工業ハンドブック(森林総合研究所、2004、p135より抜粋)

2. 衝撃力の計算

2-1. 礫の衝撃力 (P2') の算出

1) 礫の質量

$$\begin{aligned}
 m_2 &= 4/3 \times \pi \times (D_{95}/2)^3 \times \sigma_d / g \\
 &= 4/3 \times 3.14 \times (1.00/2)^3 \times 25.50/9.8 \\
 &= 1.36 \text{ kN/m/s}^2 \\
 &= \underline{1,360 \text{ N/m/s}^2}
 \end{aligned}$$

2) 係数

$$\begin{aligned}
 n_1 &= 1 / m_2 = 1 / 1,360 = \underline{7.35 \times 10^{-4}} \\
 K_1 &= (1 - \nu_1^2) / (\pi \times E_1) \\
 &= (1 - 0.194^2) / (3.14 \times 2.2 \times 10^9) \\
 &= \underline{1.39 \times 10^{-10}} \\
 K_2 &= (1 - \nu_2^2) / (\pi \times E_2) \\
 &= (1 - 0.23^2) / (3.14 \times 4.9 \times 10^{10}) \\
 &= \underline{6.16 \times 10^{-12}}
 \end{aligned}$$

$$(K_1 + K_2)^2 = (1.39 \times 10^{-10} + 6.16 \times 10^{-12})^2 = \underline{2.11 \times 10^{-20}}$$

$$\begin{aligned}
 \text{(係数)} \quad n &= \left\{ \frac{16 \times R_{95}/2}{9 \times \pi^2 \times (K_1 + K_2)^2} \right\}^{1/2} \\
 &= \left\{ \frac{16 \times 0.50}{9 \times 3.14^2 \times 2.11 \times 10^{-20}} \right\}^{1/2} \\
 &= \underline{2.07 \times 10^9}
 \end{aligned}$$

$$n_1 \times n = (7.35 \times 10^{-4}) \times (2.07 \times 10^9) = \underline{1.52 \times 10^6}$$

$$\begin{aligned}
 \text{へこみ量 } \alpha &= \left\{ \frac{5 \times U^2}{4 \times n_1 \times n} \right\}^{2/5} \\
 &= \left\{ \frac{5 \times 5.02^2}{4 \times 1.52 \times 10^6} \right\}^{2/5} = \underline{1.34 \times 10^{-2} \text{ m}}
 \end{aligned}$$

3) 衝撃力 (P2')

$$\begin{aligned}
 P2' &= n \times \alpha^{3/2} \\
 &= 2.07 \times 10^9 \times (1.34 \times 10^{-2})^{3/2} \\
 &= 3,210,906 \text{ N} \\
 &= \underline{3,211 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

2-2. 流木の衝撃力 (P3') の算出

1) 流木の質量

$$\begin{aligned}
 m_3 &= \pi \times (R_{wm}/2)^2 \times L_{wm} \times \sigma_w / g \\
 &= 3.14 \times (0.50/2)^2 \times 6.50 \times 3.20 / 9.8 \\
 &= \frac{0.42 \text{ kN/m/s}^2}{420 \text{ N/m/s}^2}
 \end{aligned}$$

2) 係数

$$\begin{aligned}
 n_1 &= 1 / m_3 = 1 / 420 = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1} \\
 K_1 &= (1 - \nu_1^2) / (\pi \times E_1) \\
 &= (1 - 0.194^2) / (3.14 \times 2.2 \times 10^9) \\
 &= \frac{1.39 \times 10^{-10}}{1} \\
 K_3 &= (1 - \nu_{LR}^2) / (\pi \times E_L) \\
 &= (1 - 0.40^2) / (3.14 \times 7.35 \times 10^9) \\
 &= \frac{36.40 \times 10^{-12}}{1}
 \end{aligned}$$

$$(K_1 + K_3)^2 = (1.39 \times 10^{-10} + 3.64 \times 10^{-11})^2 = \frac{3.08 \times 10^{-20}}{1}$$

$$\begin{aligned}
 (\text{係数}) \quad n &= \left\{ \frac{16 \times R_{wm}/2}{9 \times \pi^2 \times (K_1 + K_3)^2} \right\}^{1/2} \\
 &= \left\{ \frac{16 \times 0.25}{9 \times 3.14^2 \times 3.08 \times 10^{-20}} \right\}^{1/2} \\
 &= \frac{1.21 \times 10^9}{1}
 \end{aligned}$$

$$n_1 \times n = (2.38 \times 10^{-3}) \times (1.21 \times 10^9) = \frac{2.88 \times 10^6}{1}$$

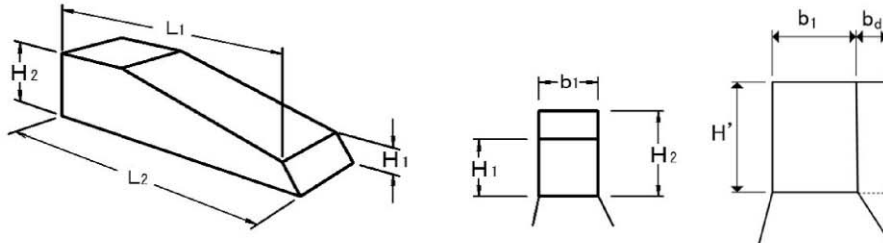
$$\begin{aligned}
 \text{へこみ量 } \alpha &= \left\{ \frac{5 \times U^2}{4 \times n_1 \times n} \right\}^{2/5} \\
 &= \left\{ \frac{5 \times 5.02^2}{4 \times 2.88 \times 10^6} \right\}^{2/5} = \frac{1.04 \times 10^{-2} \text{ m}}{1}
 \end{aligned}$$

3) 衝撃力 (P3')

$$\begin{aligned}
 P3' &= n \times \alpha^{3/2} \\
 &= 1.21 \times 10^9 \times (1.04 \times 10^{-2})^{3/2} \\
 &= 1,283,321 \text{ N} \\
 &= \frac{1,283 \text{ kN}}{1}
 \end{aligned}$$

3. 衝撃力の設定

1) ブロックの大きさ



ブロック寸法表

単位:m

区分	長さ		高さ		幅	
	上長 L1	下長 L2	左側 H1	右側 H2	上幅 b1	袖増幅幅 bd
袖部	7.35	8.00	1.30	2.30	3.00	0.00
					袖総幅	3.00

2) 袖部1ブロック当り質量 (m_1)

$$\text{コンクリートの単位体積重量 } \sigma_c = (22.56) \text{ kN/m}^3$$

$$\text{平均高さ } H' = 1/2 \times (1.30 + 2.30) = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{平均長さ } L' = 1/2 \times (7.35 + 8.00) = 7.68 \text{ m}$$

$$\text{天端総幅 } b_1 + b_d = (3.00) \text{ m}$$

$$\begin{aligned} m_1 &= (b_1 + b_d) \times H' \times L' \times Wc / g \\ &= 3.00 \times 1.80 \times 7.68 \times 22.56 / 9.8 \\ &= \underline{95.47 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

3) 単位幅当りに作用する礫衝撃力 (P_2)

①補正係数 (β)

$$\text{礫の質量 } m_2 = (1.36) \text{ kN/m}^2$$

$$\text{土石流の流速 } U = (5.02) \text{ m/s}$$

$$\begin{aligned} E &= (m_2 / m_1) \times U^2 \\ &= (1.36 / 95.47) \times 5.02^2 \\ &= \underline{0.359} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= (E + 1)^{-0.8} \\ &= (0.359 + 1)^{-0.8} \\ &= \underline{0.782} \end{aligned}$$

②補正後の衝撃力 (P_R)

$$\text{礫衝撃力 } P_2' = (3,211) \text{ kN}$$

$$P_R = \beta \times P_2' = 0.782 \times 3,211 = \underline{2,511.00 \text{ kN}}$$

③単位幅当りに作用する礫衝撃力 (P_2)

$$\text{平均長さ } L = (7.68) \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= P_R / L \\ &= 2,511.00 / 7.68 \\ &= \underline{326.95 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

4) 単位幅当りに作用する流木衝撃力 (P3)

①補正係数 (β)

$$\text{流木の質量 } m_3 = (0.42) \text{ kN/m/s}^2$$

$$\text{土石流の流速 } U = (5.02) \text{ m/s}$$

$$\begin{aligned} E &= (m_3 / m_1) \times U^2 \\ &= (0.42 / 95.47) \times 5.02^2 \\ &= \underline{0.111} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= (E + 1)^{-0.8} \\ &= (0.111 + 1)^{-0.8} \\ &= \underline{0.919} \end{aligned}$$

②補正後の衝撃力 (P_R)

$$\text{流木衝撃力 } P_3' = (1,283) \text{ kN}$$

$$P_R = \beta \times P = 0.919 \times 1,283 = \underline{1,179.08 \text{ kN}}$$

③単位幅当りに作用する礫衝撃力 (P3)

$$\text{平均長さ } L = (7.68) \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= P_R / L \\ &= 1,179.08 / 7.68 \\ &= 153.53 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

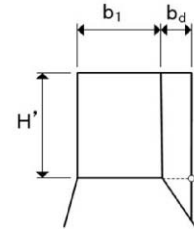
5) 衝撃力の設定 (P1)

$$P_2 (326.95) \geq P_3 (153.53) \text{ なので}$$

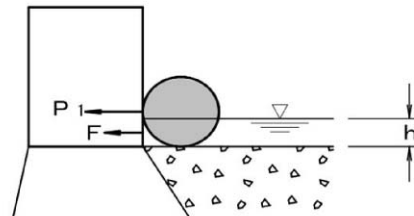
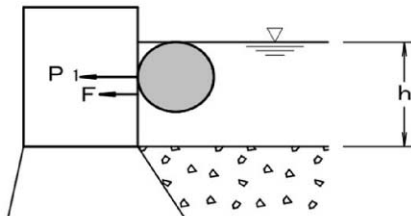
設定衝撃力(P1)は、
326.95(kN/m) (=P2)とする
設定最大粒径(dmax)は、
1.00(m) (=D95)とする

4. 袖部の安定計算の荷重計算

袖部の増圧幅 $b_d = (0.0)$ m 袖部を増圧する場合は増圧幅を入力する。
 袖部の平均高さ $H' = (1.80)$ m
 水通し天端幅 $b_1 = (3.00)$ m
 土石流水深 $h = (1.10)$ m
 設定最大粒径 $d_{max} = (1.00)$ m
 コンクリート単位体積重量 $W_c = (22.56)$ kN/m³



設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	袖の上流端から作線までの距離 (l)	モーメント M=VI+HI
袖の自重 W	W_1	$W_c \cdot (b_1 + b_d) \cdot H'$ $22.56 \cdot (3.00 + 0.00) \cdot 1.80$	121.82		$1/2 \cdot (b_1 + b_d)$ $1/2 \cdot (3.00 + 0.00)$	1.50 182.73
土石流衝撃力 P	P_1	別紙計算		326.95	① $d_{max} < h$ の場合 $h - 1/2 d_{max}$ $1.10 - 1/2 \cdot 1.00$ ② $d_{max} \geq h$ の場合 $1/2 \cdot d_{max}$ -*-	0.60 196.17
土石流流体力 F	F	別紙計算		49.22	$1/2 \cdot h$ $1/2 \cdot 1.10$	0.55 27.07
合計	Σ		kN/m 121.82	kN/m 376.17		kN·m/m 405.97



$d_{max} < h_d$ (設定最大粒径が土石流水深未満の場合) $d_{max} \geq h_d$ (設定最大粒径が土石流水深以上の場合)

礫衝突による土石流衝撃力 (P_1) の作用位置

5. 袖部の安定計算

水平力の合計: $H = (376.17) \text{ KN/m}$ 摩擦係数: $f = (0.7)$
鉛直力の合計: $V = (121.82) \text{ KN/m}$ 袖天端幅: $b_1 + b_d = (3.00) \text{ m}$
モーメントの合計: $M = (405.97) \text{ KN}\cdot\text{m/m}$

コンクリートのせん断応力度 $\tau_c = (2760) \text{ KN/m}^2$
コンクリートの許容圧縮応力度 $\sigma_a = (4,500 \times 1.5 = 6,750) \text{ KN/m}^2$
[$f'_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ で短期荷重を考慮した場合]
許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ca} = (225 \times 1.5 = 338) \text{ KN/m}^2$
[$f'_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ で短期荷重を考慮した場合]

1) せん断摩擦安全率の検討

$$n \leq \frac{f \times V + \tau_c \times l}{H}$$

l : せん断抵抗を期待できる長さ (=袖天端幅 $b_1 + b_d$) (m)

$$= \frac{0.70 \times 121.82 + 2,760 \times 3.00}{376.17} = 22.2 \geq 4.0$$

..... - OK -

2) 袖部の補強に関する検討

$$\sigma = \frac{V}{b_1 + b_d} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_1 + b_d} \right)$$

$$x = \frac{M}{V} = \frac{405.97}{121.82} = 3.33 \text{ m}$$

x : 荷重の合力作用線と袖部底との交点から上流端までの距離 (m)
 $e = x - 1/2 \cdot (b_1 + b_d) = 3.33 - 1/2 \times 3.00 = 1.83 \text{ m}$
 e : 荷重の合力作用線と袖部底との交点から袖底中央までの距離 (m)

$$\sigma = \frac{121.82}{3.00} \left(1 \pm \frac{6 \times 1.83}{3.00} \right) = \begin{cases} 189.23 \text{ KN/m}^2 \text{ (下流端)} \\ -108.01 \text{ KN/m}^2 \text{ (上流端)} \end{cases}$$

$\sigma_{\max} = 189.23 \leq \sigma_a = 6,750 \text{ KN/m}^2$ (短期荷重)
..... - OK -
 $\sigma_{\min} = -108.01 \geq \sigma_{ca} = -338 \text{ KN/m}^2$ (短期荷重)
..... - OK -
(故に、鉄筋による補強の必要なし)

5) 鉄筋の堤体への定着長 (L)

鉄筋の定着はコンクリートの中に埋め込み、鉄筋とコンクリートの付着により定着する。
 定着長は、 L_a 以上かつ 20ϕ 以上とする。但し、 ϕ は鉄筋の径 (D13) $\phi = 12.70\text{mm}$

$$L_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \times \phi = \frac{29,400}{4 \times 210} \times 12.7/10 = \underline{44.45 \text{ cm}}$$

$$20\phi = 20 \times 12.70 = 25.40 \text{ cm}$$

$$\therefore L = 45 \text{ cm とする。} \quad (\geq L_a = 44.45\text{cm} , \quad 20\phi = 25.40\text{cm})$$

鉄筋寸法表

呼び名	公称直径 mm
D13	12.70
D16	15.90
D19	19.10
D22	22.20
D25	25.40
D29	28.60
D32	31.80
D35	34.90
D38	38.10
D41	42.30
D51	50.80