

### 3. 不透過型砂防堰堤(掃流タイプ) の安定計算例

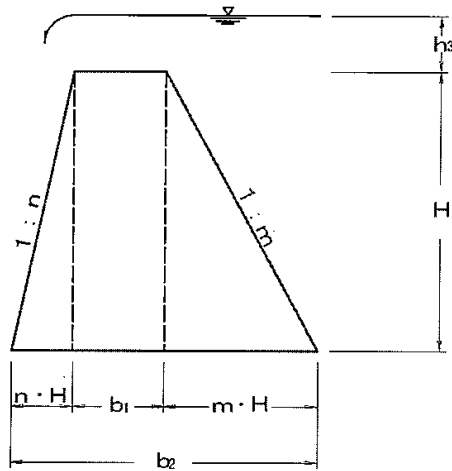
1. 堤高15m未満の砂防堰堤
2. 堤高15m以上の砂防堰堤

1. 堤高15m未満の砂防堰堤の計算例

名称：△△△砂防堰堤

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	
3	下流法勾配	1:n		0.20	
4	上流法勾配	1:m		0.45	
5	堤体の単位体積重量	$W_c$	KN/m <sup>3</sup>	22.56	
6	流水の単位体積重量	$W_o$	KN/m <sup>3</sup>	11.77	
7	越流水深 洪水時	$h_s$	m	2.00	
8	滑動の安全率	N		1.20	
9	基礎地盤	摩擦係数	f	0.60	礫層
10		許容支持力	$\delta_a$	KN/m <sup>2</sup>	390 礫層
11		許容せん断応力度	$\tau_o$	KN/m <sup>2</sup>	0 礫層
12	コンクリート	許容圧縮応力度	$\sigma_a$	KN/m <sup>2</sup>	4,500
13		許容せん断応力度	$\tau_{oc}$	KN/m <sup>2</sup>	330

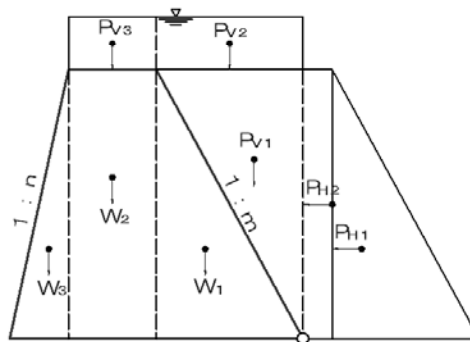


2. 単位幅当り断面に作用する力

$$\begin{aligned} \text{底幅 } b_2 &= b_1 + H(n+m) \\ &= 3.00 + 10.00 \times (0.20 + 0.45) = 9.50\text{m} \end{aligned}$$

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 <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 22.56 \cdot 0.45 \cdot 10.00^2$	507.60		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$ $\frac{2}{3} \cdot 0.45 \cdot 10.00$	3.00 1,522.80
	W <sub>2</sub>	$W_c \cdot b_1 \cdot H$ $22.56 \cdot 3.00 \cdot 10.00$	676.80		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$ $0.45 \cdot 10.00 + \frac{1}{2} \cdot 3.00$	6.00 4,060.80
	W <sub>3</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 22.56 \cdot 0.20 \cdot 10.00^2$	225.60		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$ $0.45 \cdot 10.00 + 3.00 + \frac{1}{3} \cdot 0.20 \cdot 10.00$	8.17 1,843.15
静水圧 P	PV <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_o \cdot m \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 11.77 \cdot 0.45 \cdot 10.00^2$	264.83		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$ $\frac{1}{3} \cdot 0.45 \cdot 10.00$	1.50 397.25
	PV <sub>2</sub>	$W_o \cdot m \cdot h_3 \cdot H$ $11.77 \cdot 0.45 \cdot 2.00 \cdot 10.00$	105.93		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$ $\frac{1}{2} \cdot 0.45 \cdot 10.00$	2.25 238.34
	PV <sub>3</sub>	$W_o \cdot b_1 \cdot h_3$ $11.77 \cdot 3.00 \cdot 2.00$	70.62		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$ $0.45 \cdot 10.00 + \frac{1}{2} \cdot 3.00$	6.00 423.72
	PH <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_o \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 11.77 \cdot 10.00^2$		588.50	$\frac{1}{3} \cdot H$ $\frac{1}{3} \cdot 10.00$	3.33 1,959.71
	PH <sub>2</sub>	$W_o \cdot h_3 \cdot H$ $11.77 \cdot 2.00 \cdot 10.00$		235.40	$\frac{1}{2} \cdot H$ $\frac{1}{2} \cdot 10.00$	5.00 1,177.00
合計	Σ		KN/m 1851.38	KN/m 823.90		KN·m/m 11,622.77



単位当り断面に作用する力（洪水時）

### 3. 安定計算

(洪水時)

水平力の合計:  $H = ( 823.90 ) \text{KN/m}$       摩擦係数:  $f = ( 0.6 )$   
鉛直力の合計:  $V = ( 1851.38 ) \text{KN/m}$       堤底の幅:  $b_2 = ( 9.50 ) \text{m}$   
モーメントの合計:  $M = ( 11622.77 ) \text{KN}\cdot\text{m/m}$

#### (1) 転倒に対する安定計算

$$x = \frac{M}{V} = \frac{11,622.77}{1,851.38} = 6.28 \text{ m}$$

$x$ : 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)

$$0 < x = 6.28 < b_2 = 9.50 \text{ m} \quad \dots\dots - \text{OK} -$$

#### (2) 滑動に対する安定計算

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

$\tau$ : 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)  
 $l$ : せん断抵抗を期待できる長さ (=堤底幅  $b_2$  m)      (礫層  $\tau = 0 \text{ kN/m}^2$ )

$$= \frac{0.60 \times 1,851.38 + 0 \times 9.50}{823.90} = 1.3 \geq 1.2 \quad \dots\dots - \text{OK} -$$

#### (3) 堤体及び基礎地盤の破壊に対する安定計算

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

$$e = x - 1/2 \cdot l = 6.28 - 1/2 \times 9.50 = 1.53 \text{ m}$$

$e$ : 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)

$$\sigma = \frac{1,851.38}{9.50} \left( 1 \pm \frac{6 \times 1.53}{9.50} \right) = \begin{cases} 383.20 \text{ KN/m}^2 \text{ (下流端)} \\ 6.56 \text{ KN/m}^2 \text{ (上流端)} \end{cases}$$

$\delta_{\max} = 383.20 \leq \delta_a = 390 \text{ KN/m}^2$  (基礎地盤)

$$0 \leq \sigma_{\max} = 383.20 \leq \sigma_a = 4,500 \text{ KN/m}^2 \text{ (堤体内部破壊)} \quad \dots\dots - \text{OK} -$$

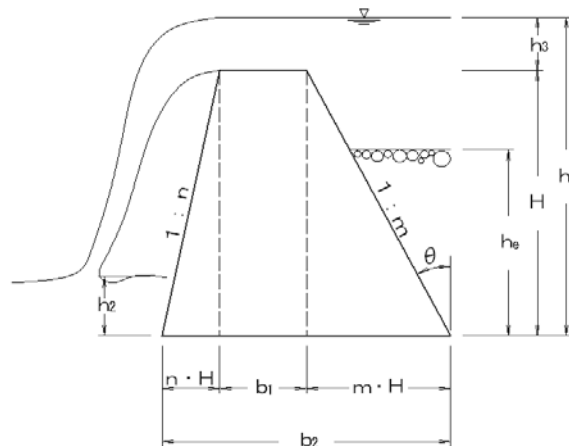
2. 堤高15m以上の砂防堰堤の計算例

名称：△△△砂防堰堤

1. 設計諸元

NO	名称	記号	単位	入力値	備考
1	堤 高	H	m	20.00	
2	水通し天端幅	$b_1$	m	3.00	
3	下流法勾配	1:n		0.20	
4	上流法勾配	1:m		0.90	$\theta = 42.0^\circ$
5	堤体の単位体積重量	$W_C$	KN/m <sup>3</sup>	22.56	
6	流水の単位体積重量	$W_O$	KN/m <sup>3</sup>	9.81	
7	水中堆砂単位体積重量	$W_{S1}$	KN/m <sup>3</sup>	14.71	
8	越流水深	平常時(地震時)	$h_3$	m	0.00 (標準)
9		洪水時			
10	下流側水深	平常時(地震時)	$h_2$	m	5.00
11		洪水時			
12	堆砂深	$h_e$	m	3.00	
13	土圧係数	$C_e$		0.30	
14	揚圧力係数	$\mu$		1/3	
15	設計震度	K		0.12	
16	地震時	貯水面よりX点までの水深	$h_x$	m	20.00
17		貯水面より基礎地盤までの水深	$h_o$	m	20.00 (平常時)
18			$h_x/h_o$		1.00
19	動水圧係数	係数	$\eta$	1.452	$h_x/h_o$ から図表より
20		係数	$\lambda$	0.402	"
21		係数	$C_m$	0.45	※1
22	滑動の安全率	N		4.0	
23	基礎地盤	摩擦係数	f	0.80	軟岩(Ⅱ)
24		許容支持力	$\delta_a$	KN/m <sup>2</sup>	1,180 軟岩(Ⅱ)
25		許容せん断応力度	$\tau_o$	KN/m <sup>2</sup>	590 軟岩(Ⅱ)
26	コンクリート	許容圧縮応力度	$\sigma_a$	KN/m <sup>2</sup>	4,500
27		許容せん断応力度	$\tau_{oc}$	KN/m <sup>2</sup>	330

※1:  $C_m = 0.733 - 0.005752 \cdot \theta - 0.000026 \cdot \theta^2$

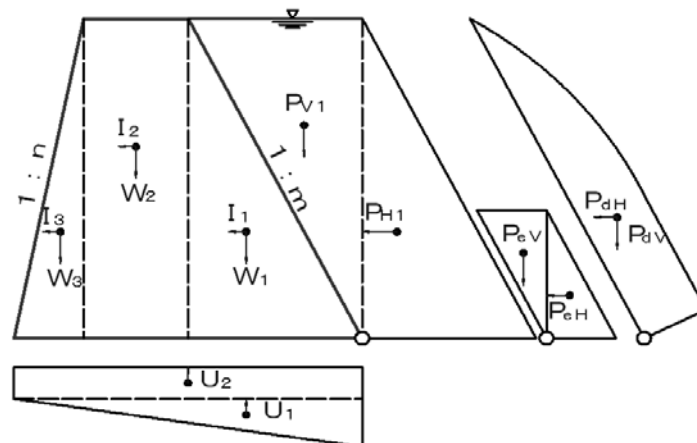


2. 単位幅当り断面に作用する力

$$\begin{aligned} \text{底幅 } b_2 &= b_1 + H(n+m) \\ &= 3.00 + 20.00 \times (0.20 + 0.90) = 25.00\text{m} \end{aligned}$$

(1) 平常時 (地震時)  $h_3=0.00$  m

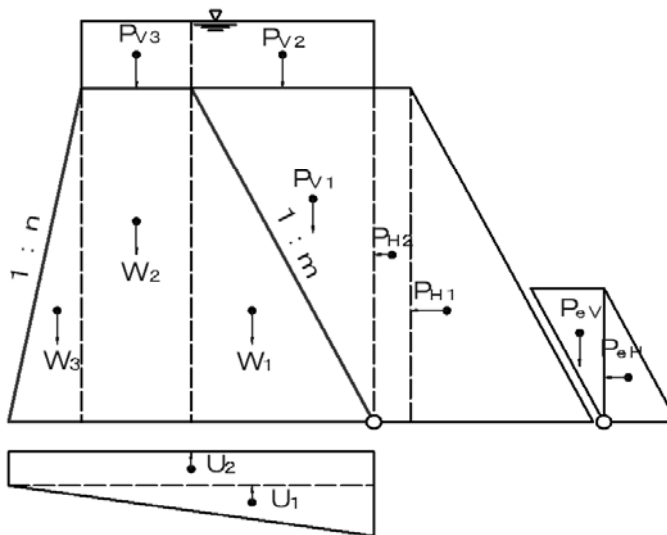
設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作線までの距離 (l)	モーメント M=VI+HI
堤体の自重 W	W <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 22.56 \cdot 0.90 \cdot 20.00^2$	4,060.80		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$ $\frac{2}{3} \cdot 0.90 \cdot 20.00$	12.00 48,729.60
	W <sub>2</sub>	$W_c \cdot b_1 \cdot H$ $22.56 \cdot 3.00 \cdot 20.00$	1,353.60		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$ $0.90 \cdot 20.00 + \frac{1}{2} \cdot 3.00$	19.50 26,395.20
	W <sub>3</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 22.56 \cdot 0.20 \cdot 20.00^2$	902.40		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$ $0.90 \cdot 20.00 + 3.00 + \frac{1}{3} \cdot 0.20 \cdot 20.00$	22.33 20,150.59
静水圧 P	PV <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_o \cdot m \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 9.81 \cdot 0.90 \cdot 20.00^2$	1,765.80		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$ $\frac{1}{3} \cdot 0.90 \cdot 20.00$	6.00 10,594.80
	P <sub>H1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_o \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 9.81 \cdot 20.00^2$		1,962.00	$\frac{1}{3} \cdot H$ $\frac{1}{3} \cdot 20.00$	6.67 13,086.54
堆砂圧 P <sub>e</sub>	P <sub>eV</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_{s1} \cdot m \cdot h_e^2$ $\frac{1}{2} \cdot 14.71 \cdot 0.90 \cdot 3.00^2$	59.58		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$ $\frac{1}{3} \cdot 0.90 \cdot 3.00$	0.90 53.62
	P <sub>eH</sub>	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e^2$ $\frac{1}{2} \cdot 0.30 \cdot 14.71 \cdot 3.00^2$		19.86	$\frac{1}{3} \cdot h_e$ $\frac{1}{3} \cdot 3.00$	1.00 19.86
揚圧力 U	U <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_o \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H-h_2)$ $\frac{1}{2} \cdot 9.81 \cdot \frac{1}{3} \cdot 25.00 \cdot (20.00-5.00)$	-613.13		$\frac{1}{3} \cdot b_2$ $\frac{1}{3} \cdot 25.00$	8.33 -5,107.37
	U <sub>2</sub>	$W_o \cdot b_2 \cdot h_2$ $9.81 \cdot 25.00 \cdot 5.00$	-1,226.25		$\frac{1}{2} \cdot b_2$ $\frac{1}{2} \cdot 25.00$	12.50 -15,328.13
地震時慣性力 I	I <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 0.12 \cdot 22.56 \cdot 0.90 \cdot 20.00^2$		487.30	$\frac{1}{3} \cdot H$ $\frac{1}{3} \cdot 20.00$	6.67 3,250.29
	I <sub>2</sub>	$K \cdot W_c \cdot b_1 \cdot H$ $0.12 \cdot 22.56 \cdot 3.00 \cdot 20.00$		162.43	$\frac{1}{2} \cdot H$ $\frac{1}{2} \cdot 20.00$	10.00 1,624.30
	I <sub>3</sub>	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 0.12 \cdot 22.56 \cdot 0.20 \cdot 20.00^2$		108.29	$\frac{1}{3} \cdot H$ $\frac{1}{3} \cdot 20.00$	6.67 722.29
地震時動水圧 P <sub>d</sub>	P <sub>dV</sub>	$\frac{1}{2} \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_o \cdot m \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 1.452 \cdot 0.45 \cdot 0.12 \cdot 9.81 \cdot 0.90 \cdot 20.00^2$	138.45		$\lambda \cdot m \cdot H$ $0.402 \cdot 0.90 \cdot 20.00$	7.24 1,002.38
	P <sub>dH</sub>	$\frac{1}{2} \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_o \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 1.452 \cdot 0.45 \cdot 0.12 \cdot 9.81 \cdot 20.00^2$		153.84	$\lambda \cdot H$ $0.402 \cdot 20.00$	8.04 1,236.87
合計	Σ		6,441.25 KN/m	2,893.72 KN/m		106,430.84 KN·m/m



単位当り断面に作用する力 (平常時)

(2) 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 <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 22.56 \cdot 0.90 \cdot 20.00^2$	4,060.80		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$ $\frac{2}{3} \cdot 0.90 \cdot 20.00$	12.00 48,729.60
	W <sub>2</sub>	$W_c \cdot b_1 \cdot H$ $22.56 \cdot 3.00 \cdot 20.00$	1,353.60		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$ $0.90 \cdot 20.00 + \frac{1}{2} \cdot 3.00$	19.50 26,395.20
	W <sub>3</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 22.56 \cdot 0.20 \cdot 20.00^2$	902.40		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$ $0.90 \cdot 20.00 + 3.00 + \frac{1}{3} \cdot 0.20 \cdot 20.00$	22.33 20,150.59
静水圧 P	PV <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_o \cdot m \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 9.81 \cdot 0.90 \cdot 20.00^2$	1,765.80		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$ $\frac{1}{3} \cdot 0.90 \cdot 20.00$	6.00 10,594.80
	PV <sub>2</sub>	$W_o \cdot m \cdot h_3 \cdot H$ $9.81 \cdot 0.90 \cdot 3.00 \cdot 20.00$	529.74		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$ $\frac{1}{2} \cdot 0.90 \cdot 20.00$	9.00 4,767.66
	PV <sub>3</sub>	$W_o \cdot b_1 \cdot h_3$ $9.81 \cdot 3.00 \cdot 3.00$	88.29		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$ $0.90 \cdot 20.00 + \frac{1}{2} \cdot 3.00$	19.50 1,721.66
	P <sub>H1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_o \cdot H^2$ $\frac{1}{2} \cdot 9.81 \cdot 20.00^2$		1,962.00	$\frac{1}{3} \cdot H$ $\frac{1}{3} \cdot 20.00$	6.67 13,086.54
	P <sub>H2</sub>	$W_o \cdot h_3 \cdot H$ $9.81 \cdot 3.00 \cdot 20.00$		588.60	$\frac{1}{2} \cdot H$ $\frac{1}{2} \cdot 20.00$	10.00 5,886.00
	堆砂圧 P <sub>e</sub>	P <sub>ev</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_{s1} \cdot m \cdot h_e^2$ $\frac{1}{2} \cdot 14.71 \cdot 0.90 \cdot 3.00^2$	59.58		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$ $\frac{1}{3} \cdot 0.90 \cdot 3.00$
P <sub>eh</sub>		$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e^2$ $\frac{1}{2} \cdot 0.30 \cdot 14.71 \cdot 3.00^2$		19.86	$\frac{1}{3} \cdot h_e$ $\frac{1}{3} \cdot 3.00$	1.00 19.86
揚圧力 U		U <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_o \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H+h_3-h_2)$ $\frac{1}{2} \cdot 9.81 \cdot \frac{1}{3} \cdot 25.00 \cdot (20.00+3.00-8.00)$	-613.13		$\frac{1}{3} \cdot b_2$ $\frac{1}{3} \cdot 25.00$
	U <sub>2</sub>	$W_o \cdot b_2 \cdot h_2$ $9.81 \cdot 25.00 \cdot 8.00$	-1,962.00		$\frac{1}{2} \cdot b_2$ $\frac{1}{2} \cdot 25.00$	12.50 -24,525.00
合計	Σ		6,185.08	2,570.46		101,773.16



単位当り断面に作用する力（洪水時）

### 3. 安定計算

#### 3-1) 平常時(地震時)

水平力の合計:  $H = ( 2893.72 ) \text{KN/m}$

摩擦係数:  $f = ( 0.8 )$

鉛直力の合計:  $V = ( 6441.25 ) \text{KN/m}$

堤底の幅:  $b_2 = ( 25.00 ) \text{m}$

モーメントの合計:  $M = ( 106430.84 ) \text{KN}\cdot\text{m/m}$

#### (1) 転倒に対する安定計算

$$x = \frac{M}{V} = \frac{106,430.84}{6,441.25} = 16.52 \text{ m}$$

$x$ : 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)

$$0 < x = 16.52 < b_2 = 25.00 \text{ m} \quad \dots - \text{OK} -$$

#### (2) 滑動に対する安定計算

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

$\tau$ : 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)

$l$ : せん断抵抗を期待できる長さ(=堤底幅 $b_2$  m) (コンクリート  $\tau = 330 \text{ kN/m}^2$ )

$$= \frac{0.80 \times 6,441.25 + 330 \times 25.00}{2,893.72} = 4.6 \geq 4.0 \quad \dots - \text{OK} -$$

#### (3) 堤体及び基礎地盤の破壊に対する安定計算

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

$$e = x - 1/2 \cdot b_2 = 16.52 - 1/2 \times 25.00 = 4.02 \text{ m}$$

$e$ : 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)

$$\sigma = \frac{6,441.25}{25.00} \left( 1 \pm \frac{6 \times 4.02}{25.00} \right) = \begin{cases} 506.23 \text{ KN/m}^2 \text{ (下流端)} \\ 9.07 \text{ KN/m}^2 \text{ (上流端)} \end{cases}$$

$$\delta_{\max} = 506.23 \leq \delta_a = 1,180 \text{ KN/m}^2 \text{ (基礎地盤)}$$

..... - OK -

$$0 \leq \sigma_{\max} = 506.23 \leq \sigma_a = 4,500 \text{ KN/m}^2 \text{ (堤体内部破壊)}$$

..... - OK -



3-2) 洪水時

水平力の合計:  $H = (2570.46) \text{ KN/m}$       摩擦係数:  $f = (0.8)$   
鉛直力の合計:  $V = (6185.08) \text{ KN/m}$       堤底の幅:  $b_2 = (25.00) \text{ m}$   
モーメントの合計:  $M = (101773.16) \text{ KN}\cdot\text{m/m}$

(1) 転倒に対する安定計算

$$x = \frac{M}{V} = \frac{101,773.16}{6,185.08} = 16.45 \text{ m}$$

$x$ : 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)

$$0 < x = 16.45 < b_2 = 25.00 \text{ m} \quad \dots - \text{OK} -$$

(2) 滑動に対する安定計算

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

$\tau$ : 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)  
 $l$ : せん断抵抗を期待できる長さ(=堤底幅  $b_2$  m) (コンクリート  $\tau = 330 \text{ kN/m}^2$ )

$$= \frac{0.80 \times 6,185.08 + 330 \times 25.00}{2,570.46} = 5.1 \geq 4.0$$

..... - OK -

(3) 堤体及び基礎地盤の破壊に対する安定計算

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

$e = x - 1/2 \cdot b_2 = 16.45 - 1/2 \times 25.00 = 3.95 \text{ m}$   
 $e$ : 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)

$$\sigma = \frac{6,185.08}{25.00} \left( 1 \pm \frac{6 \times 3.95}{25.00} \right) = \begin{cases} 481.94 \text{ KN/m}^2 \text{ (下流端)} \\ 12.86 \text{ KN/m}^2 \text{ (上流端)} \end{cases}$$

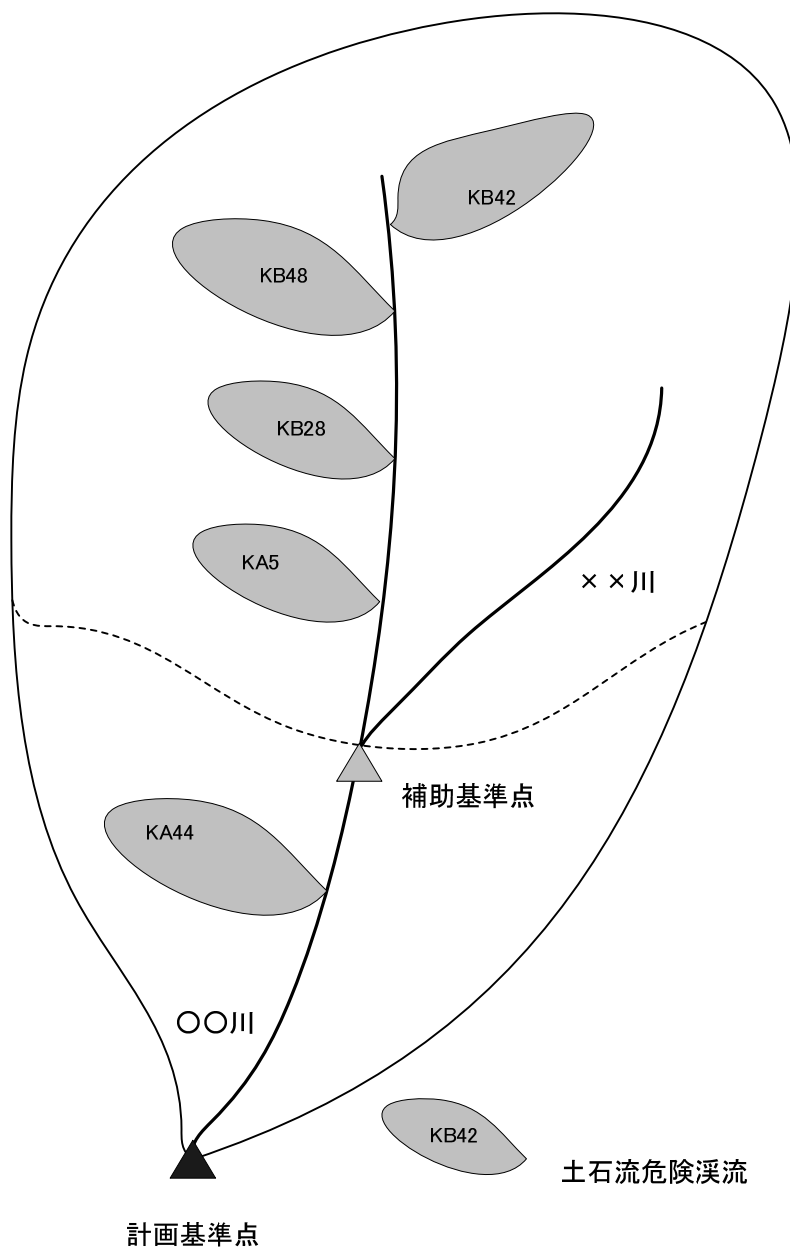
$\delta_{\max} = 481.94 \leq \delta_a = 1,180 \text{ KN/m}^2$  (基礎地盤)  
..... - OK -  
 $0 \leq \sigma_{\max} = 481.94 \leq \sigma_a = 4,500 \text{ KN/m}^2$  (堤体内部破壊)  
..... - OK -

## 4. 砂防基本計画(含流木対策)の策定例

- 1 基準点の設定
- 2 計画基本量の算定
- 3 土石流・流木対策計画の策定
- 4 水系砂防計画の策定

# 1 基準点の設定

- △△流域を対象とする。
- 本流域には、土石流危険渓流が5渓流ある。
- △△流域下流端を計画基準点(水)とする。
- 各土石流危険渓流の保全対象直上流に計画基準点(土)を設ける。
- ××川合流点に補助基準点(合)を設ける。



## 2 計画基本量の算定

### 2. 1 土石流・流木対策の計画基本量算出

#### 2. 1. 1 計画対象土砂量の算出例

次頁、計画生産土砂量（移動可能土砂量）算定表のとおり、各計画基準点(土)上流において、移動可能土砂量と運搬可能土砂量を算出し、いずれかのうち小さい値を計画流出土砂量とする。（ただし、計画流出土砂量の最小値は流域面積を問わず 1,000m<sup>3</sup>とする）

<計画対象土砂量算出例>

流域名	〇〇沢		基準点番号	(土)11	溪流番号	K-28				
土石流対策計画表										
	計画流出土砂量				計画土石流発生抑制量	計画捕捉量	計画堆積量	流下許容量	整備対象土砂量	
	移動可能土砂量	判定	運搬可能土砂量	採用						
無施設時	3,720	<	10,940	3,720				0	3,720	
移動可能土砂量	3,720 m <sup>3</sup>		別表参照							
運搬可能土砂量	10,940 m <sup>3</sup>									
A	1/1	$\theta$	r24	C*	$\sigma$	$\phi$	$\rho$	Cd	fr	$\gamma$
0.08	1/15.0	3.8	382.9	0.6	2.6	35	11.77	0.30	0.50	0.40

保全対象近接のため計画流下許容量は0とする

#### 2. 1. 2 計画対象流木量の算出例

次頁、計画流木量算定表のとおり算出する。

ここで、保全対象近接のため計画流下許容流木量は0とする。



## 2. 2 水系砂防計画の計画基本量算出

### (1) 計画生産土砂量の算出

基本的には、土石流危険渓流における移動可能土砂量と同一の方法で計画生産土砂量を算出するものである。ここでは、簡便のため、土石流危険渓流以外の渓流については、地形・地質状況等よりひとくくりと考えられるブロックごとに、渓流の次数別単位長当たりの溪床生産土砂量を代表断面より設定して計画生産土砂量を求めた。

<水系砂防計画(土石流危険渓流以外の渓流)での計画生産土砂量算出例>

計画生産土砂量（移動可能土砂量）の算出

<水系砂防> ブロック3の算出

流域	流域面積 km <sup>2</sup>	計画生産土砂量*1) m <sup>3</sup>	崩壊可能土砂量						移動可能溪床堆積土砂量						概要		
			次数	断面	長さ m	幅 m	深さ m	単位断面積 m <sup>2</sup>	土砂量① m <sup>3</sup>	次数	断面	長さ m	幅 m	深さ m		単位断面積 m <sup>2</sup>	土砂量② m <sup>3</sup>
△△川2残流域	4.63	土砂量(①+②)	0	0-3	25,876	3.0	0.5	1.5	38,814	1	1-3	14,000	5.5	1.0	5.5	77,000	
										2	2-3	5,569	6.0	1.0	6.0	33,414	
										3	3-3	204	9.0	1.5	13.5	2,754	
										3	3-4	182	8.0	1.0	8.0	1,456	
										3	3-5	200	8.0	1.0	8.0	1,600	
										3	3-6	217	8.0	1.0	8.0	1,736	
										3	3-7	181	8.0	1.0	8.0	1,448	
										3	3-8	207	8.0	1.5	12.0	2,484	
										3	3-9	189	8.0	1.0	8.0	1,512	
										3	3-10	192	8.0	1.0	8.0	1,536	
										3	3-11	220	8.0	1.0	8.0	1,760	
										3	3-12	216	8.0	1.0	8.0	1,728	
										3	3-13	70	8.0	1.0	8.0	560	
										3	3-14	175	8.0	1.0	8.0	1,400	
										3	3-15	187	8.0	1.0	8.0	1,496	
										3	3-16	219	8.0	1.0	8.0	1,752	
										4	4-2	799	10.0	1.5	15.0	11,985	
										4	4-3	820	9.0	1.5	13.5	11,070	
計		195,510							38,814							156,691	

○ この表の結果と土石流危険渓流の移動可能土砂量の和が、計画生産土砂量となる。

### (2) 無施設時の土砂収支

4 水系砂防計画を参照されたい。

### 3 土石流・流木対策計画の策定

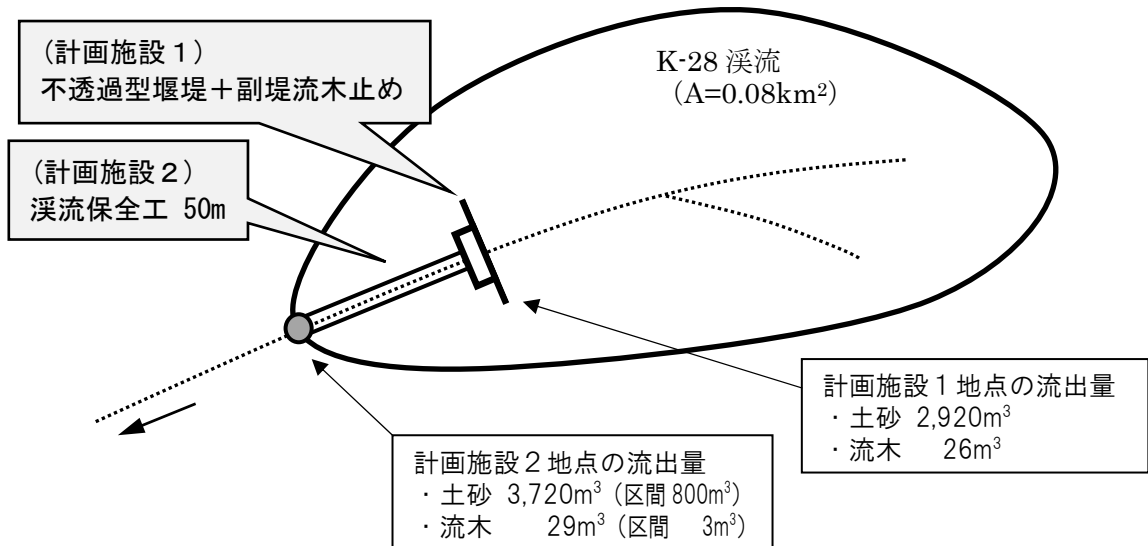
#### 3.1 計画策定の手順

- ① 既設施設の施設効果量を算出し、現況の整備状況を把握する。
- ② 流域の状況より整備の基本方針を検討し、整備率 100%を確保する施設配置計画を策定する。
- ③ 施設効果量は流木による補正を行う。

#### 3.2 施設配置計画 (K-28 溪流)

当溪流には、既存施設が無く、計画基準点直下に保全対象が存在する。

計画基準点より 50m 上流の堰堤サイト適地に「不透過型堰堤+副堤流木止め」を 1 基計画し、その下流には溪流保全工を配置する。



#### 3.3 計画施設 1 の施設効果量

##### (1) 施設諸元

- ① 施設形式 ----- 不透過型堰堤+副堤流木止め
- ② 堰堤高 ----- H=8.0(m) (有効高 5.0m)
- ③ 現況溪床勾配 ----- 1/5.6

##### (2) 施設効果量

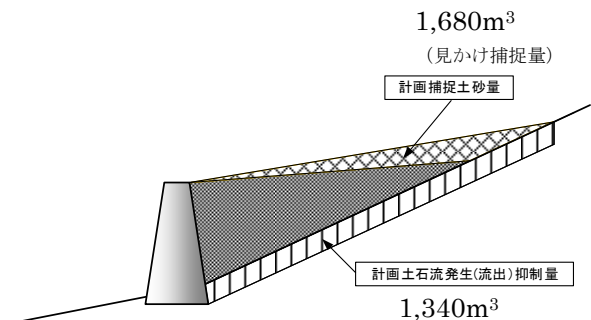
- ① 見かけの計画捕捉量 (捕捉空間) ----- 1,680(m<sup>3</sup>)

除石管理をしない場合は、平常時堆砂勾配より上の空間を計上する。

- ② 計画土石流発生(流出)抑制量 ----- 1,340(m<sup>3</sup>)

計画堆砂勾配の平面と現河床と交差する地点から堰堤までの移動可能土砂量を計上する。

$$84\text{m (計画堆砂延長)} \times 16.0(\text{m}^3/\text{m}) = 1,344 \rightarrow 1,340(\text{m}^3)$$

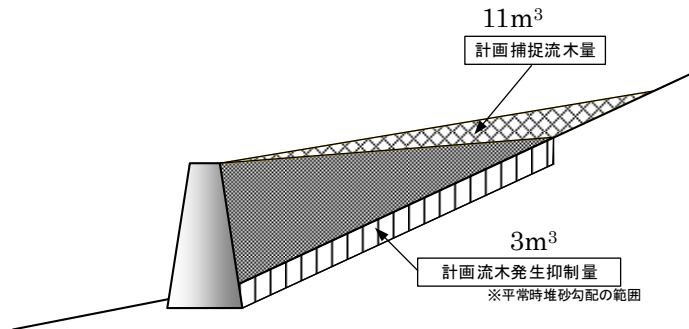


③計画流木発生抑制量 ----- 3(m<sup>3</sup>)

平常時堆砂勾配の平面と現溪床が交わる地点から堰堤までの区間に存在する立木、流木等の量について計上する。

- ・ 単位面積当たり材積量 ----- 0.008(m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>)
- ・ 流木発生侵食幅 (2-2 溪流) ---- 8.0(m)
- ・ 平常時堆砂延長 ----- 56(m) (平常時堆砂勾配 1/11.2)

$$56(m) \times 8.0(m) \times 0.008(m^3/m^2) \times 0.9 = 3.2 \rightarrow 3(m^3)$$



④計画捕捉流木量 ----- 11(m<sup>3</sup>)

不透過型堰堤の計画流木捕捉量は、以下の式から求められる値のうち、小さい方の値とする。

$$X_{w1} = K_{w0} \times X \times (1 - \alpha)$$

$$X_{w1} = K_{w1} \times X$$

ここで、 X : 土石流・流木対策施設の計画捕捉量(m<sup>3</sup>)

X<sub>w1</sub> : 本堰堤の計画捕捉流木量(m<sup>3</sup>)

K<sub>w0</sub> : 本堰堤に流入が想定される計画流出量に対する流木容積率

α : 本堰堤からの流木の流出率(0.5程度)

K<sub>w1</sub> : 計画捕捉量に対する流木容積率(K<sub>w1</sub>=2%)

なお、K<sub>w0</sub>は、本堰堤の計画地点より上流の砂防堰堤等によって土砂・流木の発生抑制や捕捉等が見込まれる場合は、その量を差し引いて求めるものとする。

- ・ 計画流出量 = 2,920 (土砂) + 26 (流木) = 2,946 m<sup>3</sup>
- ・ 計画発生(流出)抑制量 = 1,340(土砂) + 3(流木) = 1,343 m<sup>3</sup>

流木容積率は、次のとおり設定する。

$$K_{w0} = [26m^3(\text{計画流出流木量}) - 3m^3(\text{計画流木発生抑制量})] / [2,946m^3(\text{計画流出量}) - 1,343m^3(\text{計画発生(流出)抑制量})] = 1.4\%$$



堰堤で土石流を捕捉する実際の量は、 $2,946\text{m}^3 - 1,343\text{m}^3 = 1,603\text{m}^3$ である。

$$X_{w1} = K_{w0} \times X \times (1 - \alpha) = 1.4\% \times (2,946\text{m}^3 - 1,343\text{m}^3) \times (1 - 0.5) = 11.2 \rightarrow 11\text{m}^3$$

$$X_{w1} = K_{w1} \times X = 2.0\% \times (2,946\text{m}^3 - 1,343\text{m}^3) = 32.1 \rightarrow 32\text{m}^3$$

小さい方の値とするので、計画流木捕捉量は  $11(\text{m}^3)$ となる。

⑤計画捕捉土砂量 ----  $1,660(\text{m}^3)$

見かけの捕捉量から、計画流木捕捉量を差し引いた値。

$$1,680(\text{m}^3) - 11(\text{m}^3) = 1,669 \rightarrow 1,660(\text{m}^3)$$

⑥副堤流木止めに必要な捕捉流木量 (不足量)

- ・ 計画流出流木量 =  $26(\text{m}^3)$
- ・ 本堤での流木効果量 =  $14(\text{m}^3)$  ( $3\text{m}^3 + 11\text{m}^3$ )
- ・ 副堤での必要量 =  $12(\text{m}^3)$  ( $26\text{m}^3 - 14\text{m}^3$ )

⑦副堤流木止めの捕捉流木量

- ・ 流木の平均直径 -----  $0.20(\text{m})$
- ・ 本副堤間の湛水面積 -----  $63(\text{m}^2)$  (幅  $6\text{m} \times$  長さ  $10.5\text{m}$ )
- ・ 捕捉流木量 -----  $12(\text{m}^3)$  ( $63\text{m}^2 \times 0.20\text{m} = 12.6\text{m}^3 \rightarrow 12\text{m}^3$ )

以上より、「計画施設 1 (不透過型堰堤 + 副堤流木止め)」の施設効果量は以下のとおりとなる。

(土砂)

- ・ 計画捕捉土砂量 -----  $1,660(\text{m}^3)$
- ・ 計画土石流発生(流出)抑制量 -----  $1,340(\text{m}^3)$

---

合 計                       $3,000(\text{m}^3) > \text{計画流出土砂量 } 2,920\text{m}^3$

(流木)

- ・ 計画捕捉流木量 -----  $23(\text{m}^3)$  (本堤  $11 +$  副堤  $12$ )
- ・ 計画流木発生抑制量 -----  $3(\text{m}^3)$

---

合 計                       $26(\text{m}^3)$

### 3.4 計画施設 2 の施設効果量

(1)施設諸元

- ①施設形式 ----- 溪流保全工
- ②施設延長 -----  $50(\text{m})$

(2)施設効果量

①計画土石流発生(流出)抑制量

$$50\text{m} (\text{溪流保全工延長}) \times 16.0(\text{m}^3/\text{m}) = 800(\text{m}^3)$$

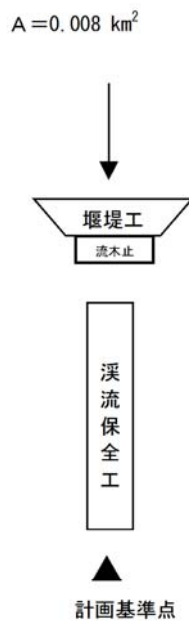
②計画流木発生抑制量 ----- 3(m<sup>3</sup>)

- ・単位面積当たり材積量 ----- 0.008(m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>)
- ・流木発生侵食幅 (2-2 溪流) ---- 8.0(m)
- ・溪流保全工延長 ----- 50(m)

$$50(m) \times 8.0(m) \times 0.008(m^3/m^2) \times 0.9 = 2.9 \rightarrow 3(m^3) \text{ (計画量と同じ)}$$

### 3.5 土砂・流木収支

#### 土砂収支図(土石流)



#### K-28 ○○沢

		土砂		流木	
K11-1 (不透過型堰堤+副堤流木止め)					
		Q	2,920	26	
		C	1,660	23	(本堤11+副堤12)
		D	-	-	
		B	1,340	3	
			-	-	
整備率			102.7%	100.0%	
K11-2 (溪流保全工)					
		Q	800	3	
		C	-	-	
		D	-	-	
		B	800	3	
			-	-	
整備率			100.0%	100.0%	
計画基準点					
		Q	3,720	29	
		C	1,660	23	
		D	-	-	
		B	2,140	6	
			-	-	
整備率			102.2%	100.0%	

基礎式: $Q - E - (C + D + B) = 0$		
Q	計画流出土砂量	計画流木流出量
C	計画捕捉土砂量	計画捕捉流木量
D	計画堆積土砂量	計画堆積流木量
B	計画土石流発生(流出)抑制量	計画流木発生抑制量
	流下土砂量	流下流木量

※既存及び新設施設ごとに計算する。(ただし、治山施設群はまとめて計算してよい)

## 4 水系砂防計画の策定

### <計画策定の手順>

- ① 無施設時の計画基本土砂量を算出する。
- ② 既設施設の施設効果量を算出し、現況の整備状況を把握する。
- ③ 土石流・流木対策計画の計画施設の効果量を組み入れ、水系として整備すべき土砂量を検討する。
- ④ 整備の方針を検討した上で、水系砂防の計画施設を計画する。

### <計画検討例>

No.	流域名	流域面積 (km <sup>2</sup> )	計画生産土砂量 (m <sup>3</sup> )	計画流出土砂量・無施設時 (m <sup>3</sup> )	許容流砂量 (m <sup>3</sup> )	整備率				計画施設数						施設配置計画		
						現況 (%)	ステップ1 (%)	ステップ2 (%)	ステップ3 (%)	新規ダム工不透過	新規ダム工透過(基)	不透過ダムのオープン化	嵩上げ(基)	腹付け(基)	溪流保全工(箇所)		非土砂生産範囲(km <sup>2</sup> )	
	△△川2 (ブロック3,4)	7.47	368,940	332,050	33,210	88.2	92.4	94.4	100.6		3					5	1.68	本流域は、土石流渓流を4つ含む流域である。土石流渓流を除く残流域は7.47km <sup>2</sup> である。非土砂生産範囲の設定を行い、既設保全工が未設置のため池から下流・土石流危険渓流の下流に溪流保全工を配置し、B3-19、B3-24、B3-27上流に透過型堰堤を1基ずつ配置する計画である。
	△△川1 (ブロック5)	1.92	92,490	83,240	8,320	143.8	145.1	-	-								1.10	本流域は、土石流渓流を1つ含む流域である。土石流渓流を除く残流域は1.92km <sup>2</sup> である。非土砂生産範囲を設定することにより、整備率100%を達成するため、新規の水系砂防施設の必要はない。

以下に土砂収支計算例を示す。

表 土砂収支表

基準点番号 (補助地点) (積読番号)	区分	流域番号	流域名	面積 A (ha)	計画生産即座土砂量				計画流出即座土砂量				計画流出即座土砂量				許容				現況時 積読時 23 28=21/20 24=22/20 (%)								
					現況	計	計画	計画完成時	無施設時	積読時	計画完成時	無施設時	積読時	計画完成時	無施設時	積読時	計画完成時	無施設時	積読時	計画完成時		無施設時	積読時						
(土)13	土石	K-842	---	0.11	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
(土)12	土石	K-846	---	0.09	---	---	3	---	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
(土)11	土石	K-28	〇〇沢	0.08	---	---	3	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	
(土)10	土石	K-A5	---	0.06	---	---	3	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	
楢瀬川2線流域	水系	ブロック3	---	4.63	---	---	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	
楢瀬川3線流域	水系	ブロック4	---	2.50	---	---	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	
補助基礎点(合)	土石	---	×	7.47	---	---	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	
(土)9	土石	K-A4	---	0.04	---	---	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	
楢瀬川1線流域	水系	ブロック5	---	1.88	---	---	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	
楢瀬川2線流域(内)2	土石	---	△△川	9.39	---	---	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430
合計																													

注1) 積読即座土砂量の算出は河川流域を単位として算出する。各事業による土砂量を算出した上で算出する。  
 注2) 本表区分の「土石」は土石系即座土砂の土砂量であり、「水系」は水系即座土砂の土砂量である。  
 注3) (例)は上記の基準点流域(土)1等を除いた土砂収支表(流域)である。  
 注4) 河川即座土砂量は、計画即座土砂量(土)等を含まない土砂収支表(流域)である。  
 注5) 許容砂量は、計画即座土砂量の0%( $\sigma=0$ )とし、県内で過去に調査した砂基本計画より、水系対称区域内(砂収支区域)のみ考慮する。  
 「土+水」は土石系対称区と水系対称区との土砂収支表、  
 「土+水」は土石系対称区と水系対称区との土砂収支表である。

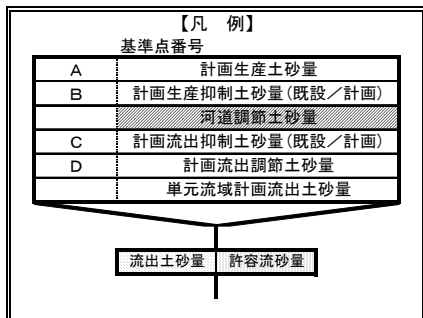
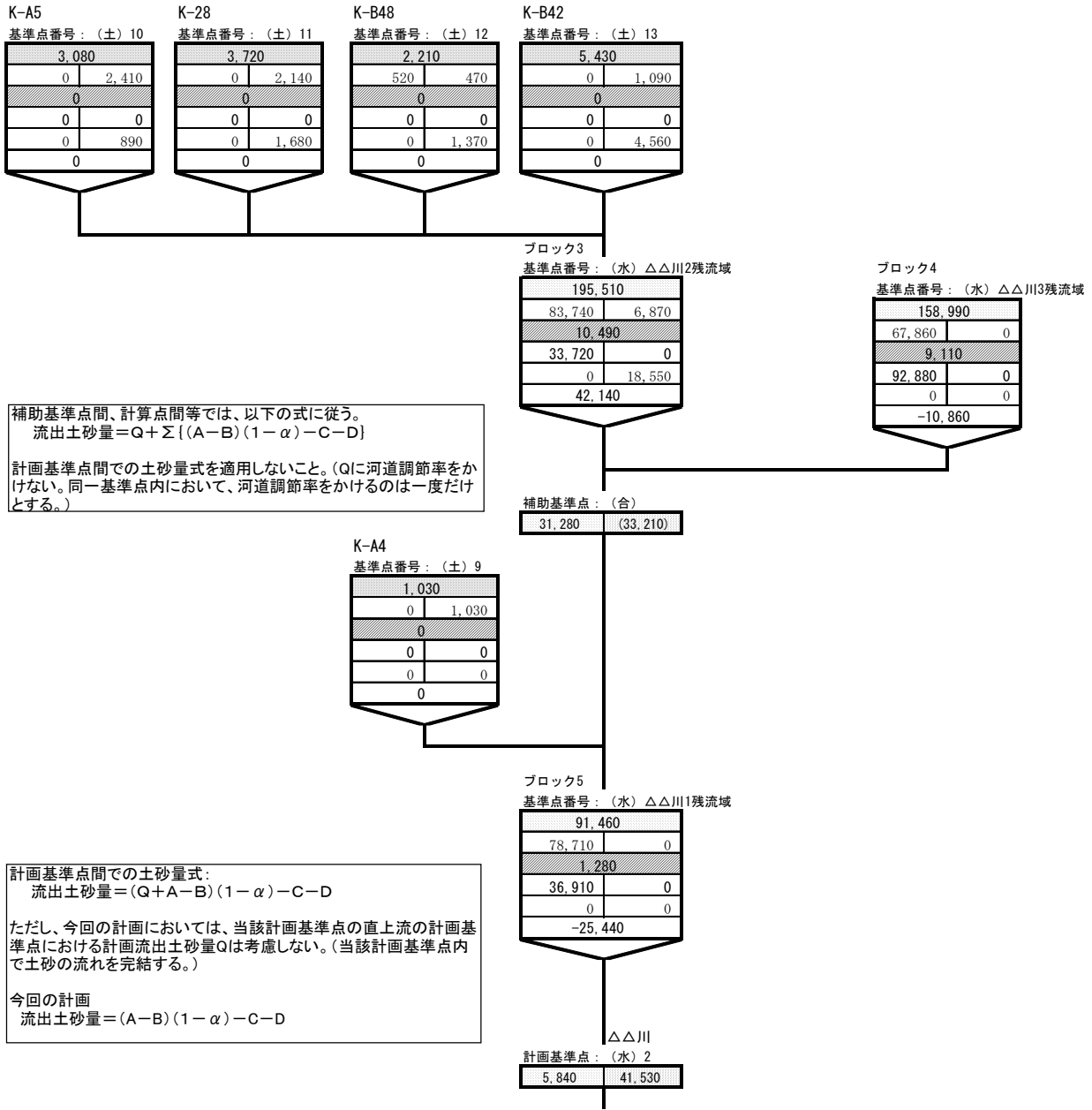
表 土砂収支表

基準点番号 (補助地点) (積読番号)	区分	流域番号	流域名	面積 A (ha)	計画生産即座土砂量				計画流出即座土砂量				計画流出即座土砂量				許容				現況時 積読時 23 28=21/20 24=22/20 (%)							
					現況	計	計画	計画完成時	無施設時	積読時	計画完成時	無施設時	積読時	計画完成時	無施設時	積読時	計画完成時	無施設時	積読時	計画完成時		無施設時	積読時					
(土)13	土石	K-842	---	0.11	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
(土)12	土石	K-846	---	0.09	---	---	3	---	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
(土)11	土石	K-28	〇〇沢	0.08	---	---	3	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72
(土)10	土石	K-A5	---	0.06	---	---	3	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08
楢瀬川1線流域	水系	ブロック3	---	4.63	---	---	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510	195,510
楢瀬川2線流域	水系	ブロック4	---	2.50	---	---	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990	158,990
補助基礎点(合)	土石	---	×	7.47	---	---	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940	368,940
(土)9	土石	K-A4	---	0.04	---	---	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030
楢瀬川1線流域	水系	ブロック5	---	1.88	---	---	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400	91,400
楢瀬川2線流域(内)2	土石	---	△△川	9.39	---	---	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430	461,430
合計																												

注1) 積読即座土砂量の算出は河川流域を単位として算出する。各事業による土砂量を算出した上で算出する。  
 注2) 本表区分の「土石」は土石系即座土砂の土砂量であり、「水系」は水系即座土砂の土砂量である。  
 注3) (例)は上記の基準点流域(土)等を除いた土砂収支表(流域)である。  
 注4) 河川即座土砂量は、計画即座土砂量(土)等を含まない土砂収支表(流域)である。  
 注5) 許容砂量は、計画即座土砂量の0%( $\sigma=0$ )とし、県内で過去に調査した砂基本計画より、水系対称区域内(砂収支区域)のみ考慮する。  
 「土+水」は土石系対称区と水系対称区との土砂収支表、  
 「土+水」は土石系対称区と水系対称区との土砂収支表である。



△△川土砂収支図【ステップ3（土石流対策施設+溪流保全工+えん堤配置計画）】



土石流・流木対策  
 水系砂防

水系砂防計画の土砂収支図の例