

# 不透過型砂防堰堤計算例

土石流・流木対策設計技術指針に基づく設計例

1. 設計の諸元

表-1 設計諸元

項目	諸元	備考
流域面積	$A = 0.12 \text{ km}^2$	
渓床勾配	$I = \tan \theta = 1/4.4 \quad \theta = 12.8^\circ$ [ $I > 1/30$ のため土石流区域]	
24時間雨量 (計画規模)	$P_{24} = 406.6 \text{ mm}/24\text{hr}$	
" (既往最大)	$P_{24} = 350.0 \text{ mm}/24\text{hr}$	
最大礫径	$d_{85} = 1.0 \text{ m}$	
渓床堆積物の内部摩擦角	$\phi = 35^\circ$	
水の密度	$\rho = 1200 \text{ kg/m}^3$ [H=15m 未満]	
礫の密度	$\sigma = 2600 \text{ kg/m}^3$	
堆積土砂の容積土砂濃度	$C_s = 0.6$	
コンクリートの単位体積重量	$W_c = 22.56 \text{ kN/m}^3$	
礫の弾性係数	$E_2 = 5.0 \times 10^8 \times 9.8 \text{ N/m}^2$	
礫のポアソン比	$\nu_2 = 0.23$	
コンクリートの終局強度割線弾性係数	$E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^8 \times 9.8 \text{ N/m}^2$	
コンクリートのポアソン比	$\nu_1 = 0.194$	
基礎地盤の条件	フローティング基礎 (礫層 (密なもの)) 摩擦係数: $f = 0.6$ 許容支持力: $q_u = 600 \text{ kN/m}^2$ H=7.0m	基礎処理不要
堰堤有効高	H=9.0m	根入れ 2m
堰堤高		と仮定
流域の地質・土地利用	二級層山岳	

●基礎地盤の地盤支持力  $q_u$  および摩擦係数  $f$   
 ……現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・  
 雪崩防止工事ポケットブック P.113

2. 設計流量の算出

砂防堤架の設計流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値から算出される「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)と、土石流ピーク流量(土石流時)とする。

2. 1 土砂含有を考慮した流量

2. 1. 1 清水の対象流量 (Q<sub>p</sub>)

計画規模の降雨量は 406.6mm/24hr で、既往最大の降雨量は 350.0mm/24hr であることから、ここでは 406.6mm/24hr を用いて土砂含有を考慮した流量を算出する。

清水の対象流量は、下式(合理式)によって算出する。

$$Q = \frac{1}{3.6} \times f \times r \times A \cdots (1)$$

Q : 清水の対象流量 (m<sup>3</sup>/s)

f : 流出係数 (0.75 ; 表-2 より)

r : 平均降雨強度 (mm/hr)

A : 流域面積 (0.12km<sup>2</sup>)

ここで、平均降雨強度 (r) は設計地区の確率年ごとの降雨強度式があれればそれを採用し、無い場合には下式により算出する。

$$Q = \frac{1}{3.6} \times P_e \times A \cdots (2)$$

P<sub>e</sub> : 有効降雨強度 (mm/hr)

ここで、有効降雨強度は 24 時間雨量(又は日雨量)から算出する。下式により P<sub>e</sub>=129.5mm/hr が得られる。

$$P_e = \left( \frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \times \left( \frac{24 \times P^2}{K_{p1}/60 \times A^{0.22}} \right)^{0.606} \cdots (3)$$

●設計流量

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.1 (3)

● 清水の対象流量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 2.7.4

合理式については、小流域におけるピーク流量を推算することのできる簡便式であり、【河砂一調査-P.86】、【河砂一計画-P.18】に細かい説明がある。

表-2 日本内地河川の流出係数

【河砂一調査-P.87】	
急峻な山地	0.75~0.90
三紀層山岳	0.70~0.80
起伏のある土地及び樹林	0.50~0.75
平坦な耕地	0.45~0.60
かんがい中の水田	0.70~0.80
山地河川	0.75~0.85
平地小河川	0.45~0.75
流域の半ば以上が平地である大河川	0.50~0.75

$P_{24}$  : 24時間雨量 (406.6mm/24hr)  
 $K_{p1}$  : 係数 (120)

$$P_e = \left( \frac{406.6}{24} \right)^{1.21} \times \left( \frac{24 \times 0.75^2}{120/60 \times 0.12^{0.22}} \right)^{0.606}$$

$$= 129.5 \text{mm/hr}$$

従って、清水の対象流量は、下式により  $Q=4.32\text{m}^3/\text{s}$  と算出される。

$$Q = \frac{1}{3.6} \times P_e \times A \dots (4)$$

$$Q = \frac{1}{3.6} \times 129.5 \times 0.12 = 4.32 \text{m}^3/\text{s}$$

## 2. 1. 2 土砂含有を考慮した流量 (Q)

土砂含有を考慮した流量は、2. 1. 1 で算出した清水の対象流量 (Q) の 1.5 倍とし、下式により  $Q_p = 6.48\text{m}^3/\text{s}$  と算出される。

$$Q_p = 1.5 \times Q$$

$$= 1.5 \times 4.32 = 6.48 \text{m}^3/\text{s} \dots (5)$$

$Q_p$  : 土砂の含有を考慮した流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

Q : 清水の対象流量 ( $4.32\text{m}^3/\text{s}$ )

2. 2 土石流ピーク流量 (Q<sub>sp</sub>)

土石流ピーク流量 (Q<sub>sp</sub>) は、土石流総流量 (ΣQ) との関係から算出する。

$$Q_{sp} = 0.01 \times \Sigma Q \quad \dots (6)$$

$$\Sigma Q = \frac{V_{dgp} \cdot C_*}{C_d} \quad \dots (7)$$

Q<sub>sp</sub> : 土石流ピーク流量 (m<sup>3</sup>/s)

ΣQ : 土石流総流量 (m<sup>3</sup>)

V<sub>dgp</sub> : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量 (空隙込み) (m<sup>3</sup>)

C<sub>\*</sub> : 渓床堆積土砂の容積濃度 (0.6)

C<sub>d</sub> : 土石流濃度

・ 渓床堆積土砂の容積濃度 (C<sub>\*</sub>)  
 渓床堆積土砂の容積濃度 (C<sub>\*</sub>) は、現場密度試験により求めることができるが、一般的に C<sub>\*</sub>=0.6 程度である。

$$C_* = 0.6$$

$$K_v = 1 - C_* = 1 - 0.6 = 0.4$$

C<sub>\*</sub> : 渓床堆積土砂の容積濃度

K<sub>v</sub> : 空隙率

ここで1波の土石流により流出すると想定される土砂量は、想定土石流流出区間の移動可能土砂量と運搬可能土砂量を比較して小さい方の値とする。

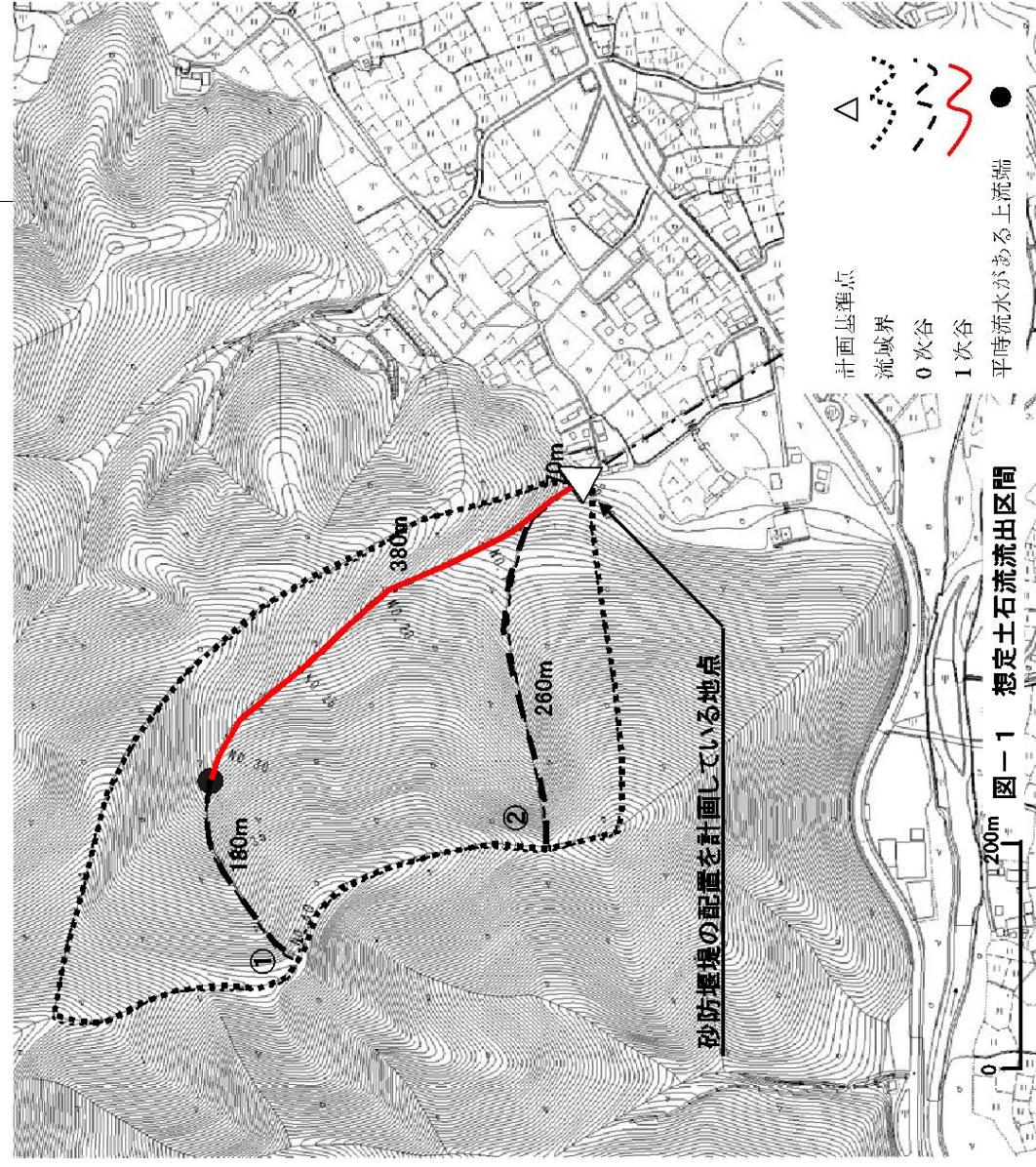
2. 2. 1 想定土石流流出区間の移動可能土砂量

砂防堰堤の配置を計画している地点では、図-1 に示した2つの流出区間が想定され、それぞれ移動可能土砂量を算出すると以下の通りとなる。

表-3 想定土石流流出区間の移動可能土砂量

想定土石流流出区間	移動可能土砂量						想定土石流流出区間の移動可能土砂量 (m <sup>3</sup> )
	0次谷		1次谷				
	延長(m)	断面積(m <sup>2</sup> )	土砂量(m <sup>3</sup> )	延長(m)	断面積(m <sup>2</sup> )	土砂量(m <sup>3</sup> )	
①	180	1.5	270	450	5	2,250	2,520
②	260	1.5	390	70	5	350	

上表より、想定土石流流出区間の移動可能土砂量が最大となる区間は、①の流出区間であり、想定土石流流出区間の移動可能土砂量は 2,520m<sup>3</sup> である。



2. 2. 2 土石流濃度 (C<sub>d</sub>)

土石流濃度 (C<sub>d</sub>) は、平衡濃度式によって算出する。下式により、土石流濃度は C<sub>d</sub> = 0.41 と算出されるため、C<sub>d</sub>=0.41 を採用する。

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

$$= \frac{1200 \times \tan 12.8^\circ}{(2600 - 1200) (\tan 35^\circ - \tan 12.8^\circ)} = 0.41 \dots (8)$$

- C<sub>d</sub> : 土石流濃度 (0.3 ≤ C<sub>d</sub> ≤ 0.9C<sub>\*</sub>)
- σ : 礫の密度 (2,600kg/m<sup>3</sup>)
- ρ : 泥水の密度 (1,200kg/m<sup>3</sup>)
- φ : 堆積土砂の内部摩擦角 (35°)
- θ : 現床勾配 (12.8°)
- C<sub>\*</sub> : 堆積土砂の容積濃度 (0.6)

2. 2. 3 運搬可能土砂量

運搬可能土砂量 (V<sub>dy2</sub>) は、下式により 27,200m<sup>3</sup>となる。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \times P_p \times A}{1 - K_v} \times \left( \frac{C_d}{1 - C_d} \right) \times K_{r2}$$

$$= \frac{10^3 \times 406.6 \times 0.12}{1 - 0.4} \times \left( \frac{0.41}{1 - 0.41} \right) \times 0.48$$

$$= 27,200 \text{ m}^3 \dots (9)$$

- V<sub>dy2</sub> : 運搬可能土砂量 (m<sup>3</sup>/s)
- P<sub>p</sub> : 計画規模の年超過確率の降雨量 (mm/24h)
- A : 計画地点より二流の流域面積 (km<sup>2</sup>)
- C<sub>d</sub> : 土石流濃度
- K<sub>v</sub> : 空隙率 (0.4程度)
- K<sub>r2</sub> : 流出補正率

流出補正率 ( $K_{e2}$ ) は、既往土石流実績に基づくと流域面積の下式の関数となり、 $0.1 \leq K_{e2} \leq 0.5$  の範囲内とする。

$$\begin{aligned} K_{e2} &= 0.05 (\log A - 2.0)^2 + 0.05 \\ &= 0.05 \times (\log 0.12 - 2.0)^2 + 0.05 \\ &= 0.48 \dots (10) \end{aligned}$$

#### 2. 2. 4 1波の土石流により流出すると想定される土砂量

想定土石流流出区間における移動可能土砂量、運搬可能土砂量を算出した結果、移動可能土砂量 ( $2,520\text{m}^3$ ) < 運搬可能土砂量 ( $27,200\text{m}^3$ ) となったため、1波の土石流により流出すると想定される土砂量は、 $V_{\text{dep}} = 2,520\text{m}^3$  とする。

#### 2. 2. 5 土石流ピーク流量

2. 2. 4の1波の土石流により流出すると想定される土砂量を使用して、土石流ピーク流量は、以下の通り  $Q_{\text{sp}} = 36.9\text{m}^3/\text{s}$  と算出される。

$$\begin{aligned} Q_{\text{sp}} &= 0.01 \times \frac{V_{\text{dep}} \cdot C_{*}}{C_d} \\ &= 0.01 \times \frac{2,520 \times 0.6}{0.41} \\ &= 36.9\text{m}^3/\text{s} \dots (11) \end{aligned}$$



### 3. 設計水深の算出

設計水深は、『(1) 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深』、『(2) 土石流ビーク流量に対する越流水深』、『(3) 最大礫径』のうち、最も大きい値とする。

#### 3. 1 水通し幅の設定

水通し幅は、現況床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。  
当取堤では、現況床幅程度とし、5.0mとする。

#### 3. 2 土砂含有を考慮した流量 (Q<sub>p</sub>) に対する越流水深

土砂含有を考慮した流量 (Q<sub>p</sub>) に対する越流水深 (h<sub>3</sub>) は、せきの公式により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{3/2} \dots (12)$$

Q : 土砂含有を考慮した流量 (6.48m<sup>3</sup>/s)

C : 流量係数 (0.60~0.66)

g : 重力の加速度 (9.8m/s<sup>2</sup>)

B<sub>1</sub> : 水通しの底幅 (現況河幅を基本として5.0mとする。)

B<sub>2</sub> : 越流水面幅 (m)

m<sub>2</sub> : 袖小口勾配

C=0.6、m<sub>2</sub>=0.5とすると上式を変形して次式となる。h<sub>3</sub>=0.79m=0.8mと求まる。

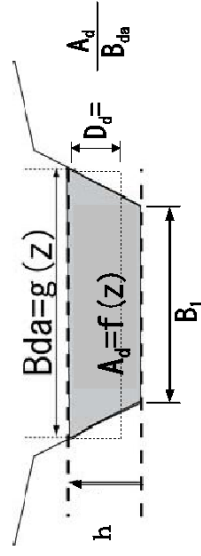
$$Q \approx (0.71D_h + 1.77B_1) h_3^{3/2} \dots (12)'$$

### ● 設計水深

…上右流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.1 (4)

3.3 土石流ピーク流量 ( $Q_{sp}$ ) に対する越流水深

不透過型砂防堰堤の水通し幅 ( $B_1$ ) は、現況床幅程度を基本とし、3m 以上を原則とする。ここでは、現況床幅程度の値を採用し、5.0m とした。



流れの幅 ( $B_{da}$ ) は、水通し断面における、土石流の表面水位 ( $h$ ) の関数であり、袖小口勾配を 1:0.5 とした場合、以下の式により表される。 $h$  と  $B_{da}$  の関係を図-2 にグラフとして示す。

$$B_{da} = B_1 + h \quad \dots \dots (13)$$

水通し部における流下断面積 ( $A_d$ ) も、土石流の越流水深 ( $h$ ) の関数であり、袖小口の勾配を 1:0.5 とした場合、以下の式により表される。 $h$  と  $A_d$  の関係を図-3 にグラフとして示す。

$$A_d = \frac{1}{2} (2B_1 + h)h \quad \dots \dots (14)$$

土石流の水深 ( $D_d$ ) は、以下のように定義され、これも  $h$  の関数である。 $h$  と  $D_d$  の関係を図-4 にグラフとして示す。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \dots \dots (15)$$

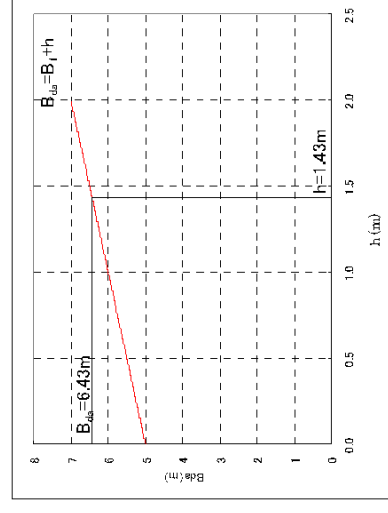


図-2 h- $B_{da}$ の関係

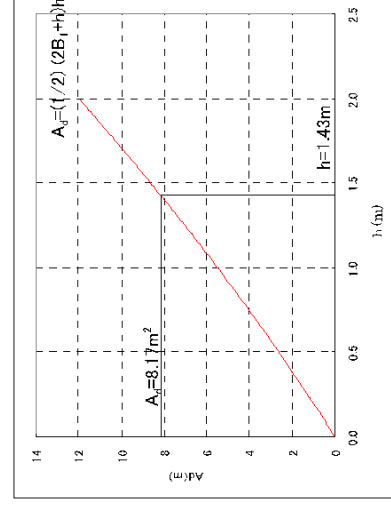


図-3 h- $A_d$ の関係

土石流の流速 (U) は、次式により求める。h と U の関係を図-5 にグラフとして示す。

$$U = \frac{1}{K_n} D_d^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots (16)$$

$K_n$  : 粗度係数 (  $K_n = 0.1$  : 自然河道フロント部 )

$\theta_p$  : 計画堆砂勾配 (  $\theta_p = 8.62^\circ$  ,  $I = 1/4.4 \times 2/3 = 1/6.6$  )

この断面によって流下させることが可能な土石流量 ( $Q_{\text{spcal}}$ ) は、 $U \cdot A_d$  で表される。

$Q_{\text{spcal}}$  と h の関係を図-6 にグラフとして示す。

$$Q_{\text{spcal}} = U \cdot A_d \quad \dots (17)$$

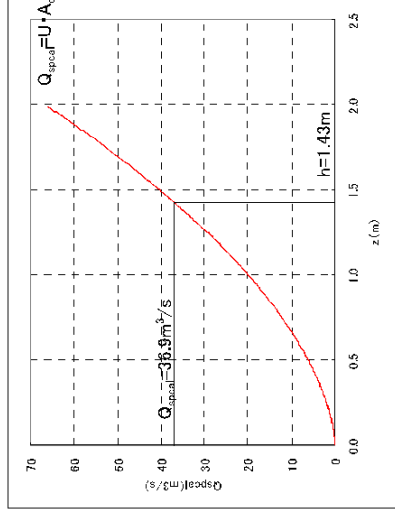


図-6 h- $Q_{\text{spcal}}$  の関係

この関係より、 $Q_{\text{spcal}}$  が土石流ピーク流量  $Q_{\text{sp}}$  (  $36.9 \text{ m}^3/\text{s}$  ) と一致した時の h を求めると以下の通りとなる。

土石流の表面水位  $h = 1.43 \text{ m} = 1.5 \text{ m}$

土石流のピーク流量に対する越流水深は、土石流の表面水位と水通し底面の標高差であることから、**1.5m** となる。

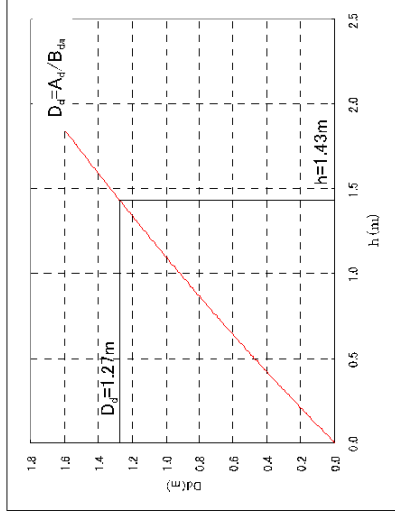


図-4 h- $D_d$  の関係

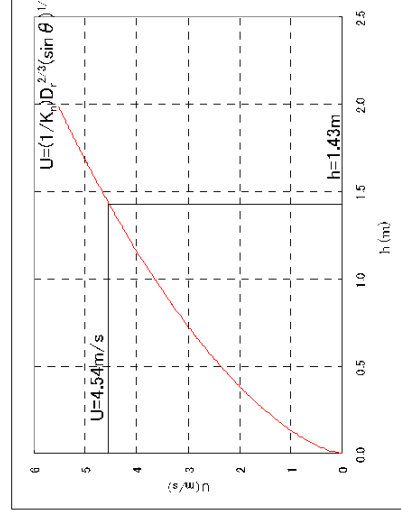


図-5 h-U の関係

### 3. 4 設計水深

設計水深は、以下により、土石流ピーク流量に対する越流水深が最も大きくなることから、 $h = 1.5\text{m}$ を採用する。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{土砂の含有を考慮した流量に対する越流水深} \\ \text{土石流ピーク流量に対する越流水深} \\ \text{最大礫径} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} h_3 = 0.8 \text{ (m)} \\ h = 1.5 \text{ (m)} \\ d_{95} = 1.0 \text{ (m)} \end{array}$$

4. 安定性の検討

4.1 越流部

4.1.1 水通し断面

水通し断面は、設計水深 (1.5m) に余裕高 ( $\Delta h = 0.8m$ )、 $\Delta H/H = 0.8/1.5 = 0.53 \geq 0.5$  を加えた水通し高さ (1.5 + 0.8 = 2.3m)、水通し幅 (5.0m)、袖小口勾配 (標準値 1:0.5) により、下図に示す通りとする。

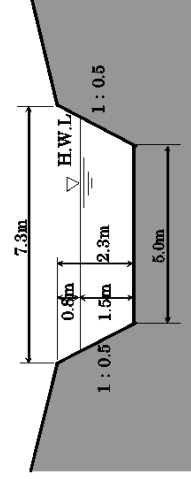


図-7 水通し断面

●水通し断面

…上石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.2 (1)

表-4 余裕高

計画流量	余裕高
200m <sup>3</sup> /s 未満	0.6m
200～500m <sup>3</sup> /s	0.8m
500m <sup>3</sup> /s	1.0m

表-5 深床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

勾配	$\Delta H/H$ 値
～1/10	0.50
1/10～1/30	0.40
1/30～1/50	0.30
1/50～1/70	0.25

地形等の理由により水通し断面を確保できないときは、袖部を含めた断面によって対応することができる。

但し、この場合、設計水深は上砂含有を考慮した流量に対する感流水深の値とする。

なお、袖の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗掘防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならぬ。

…上石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.2 (1)

地形等の理由により袖部を含めた断面によって対応する場合、安定性及び安全性を満たす非感流部の断面を設計

する。その際、袖部を含めた断面が土石流ピーク流量に対処できるようにしておく必要がある。

**4. 1. 2 本体の天端幅**

砂防堰堤の本体の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の摩擦等にも耐えるような幅とする必要がある。本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、天端幅は3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には、別途緩衝材や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。

当該砂防堰堤の天端幅は3.0mとした。

ここで、本体の天端幅は衝突する最大礫径（ $d_{05}=1.0\text{m}$ ）の2倍の幅も満足できている。

**4. 1. 3 本体の設計**

**(1) 安定条件**

土石流・流木捕捉工の砂防堰堤は、その安定を保つために設計外力に対して、次の三つの条件を満たさなければならない。

- ①原則として、砂防堰堤の上流端に引張応力が生じないよう、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央1/3以内に入ること。
- ②砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
- ③砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

なお、砂防堰堤計画地点の基礎地盤の種類は礫層（密なもの）であるので、その許容支持力は次のとおりとする。

許容支持力 :  $q_u=600\text{kN/m}^2$   
 摩擦係数 :  $f=0.6$

●天端幅

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.2 (2)

●安定条件

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.1 (1)

滑動に対する安全率  $N$  は、岩盤基礎の場合にはせん断強度（塊体又は基礎地盤のうち小さい方のせん断強度）を考慮し、 $N=4.0$  以上とする。砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堰堤高が15m未満の場合を原則として  $N=1.2$  以上、堰堤高が15m以上の場合は  $N=1.5$  以上とする。

●基礎地盤の地盤支持力  $q_u$  および摩擦係数  $f$

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数  $f$  : 0.6

許容支持力  $q_u$  :  $600\text{kN/m}^2$

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・雪崩防

止工事ポケットブック P.113

(2) 設計外力の組合せ (越流部)

安定計算に用いる設計外力の組合せは、不透過型砂防堰堤の越流部では表-6のとおりとする。

表-6 不透過型砂防堰堤の設計外力

	平常時	上石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満		①静水圧、②堆砂圧 ③上石流流体力、④本 体自重、⑤上石流の重 さ	①静水圧、②本体自重
堰堤高 15m 以上	静水圧、堆砂圧、本体 自重、揚圧力、地震時 慣性力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、上石 流流体力、本体自重、 上石流の重さ、揚圧力	静水圧、堆砂圧、本体 自重、揚圧力

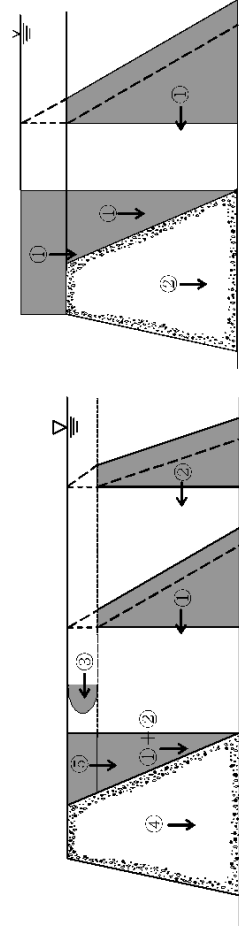


図-8 設計外力の作用位置

●設計外力

…上石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.1 (2)

(3) 設計外力の算出

① 静水圧

静水圧は、次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、土石流時には水通し天端高から土石流の水深に等しい高さを下げた高さとし、洪水時には水通し天端高に越流水深を加算するものとする。

$$P = W_0 \cdot h_w \quad \dots (18)$$

P : 水深  $h_w$  の点における静水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_0$  : 水の単位堆積重量 (11.77kN/m<sup>3</sup>)

$h_w$  : 水面から任意の点の水深 (m)

洪水時

水平方向

$$F_{F_{H1}} = \int_b^H W_0 z dz$$

$$= \frac{1}{2} W_0 \left[ z^2 \right]_b^H$$

$$= \frac{1}{2} W_0 H^2 \quad \dots (19)$$

$$F_{F_{H2}} = W_0 h_3 H \quad \dots (20)$$

$F_{F_{H1}}$  : 単位幅当たりの  $P_{H1}$  による荷重 (kN/m)

$F_{F_{H2}}$  : 単位幅当たりの  $P_{H2}$  による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (m)

z : 水面からの水深 (m)

$h_3$  : 越流水深 (m)

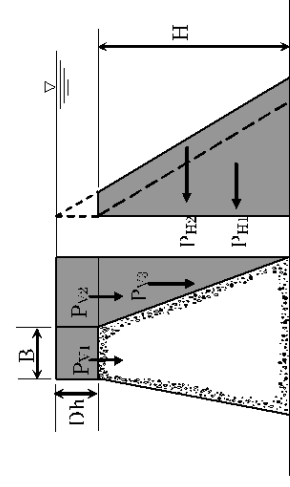


図-9 静水圧 (洪水時)



垂直方向

$$F_{P_{v1}} = W_0 h_s B \quad \dots \dots (21)$$

$$F_{P_{v2}} = W_0 h_s m H \quad \dots \dots (22)$$

$$F_{P_{v3}} = \frac{1}{2} W_0 m H^2 \quad \dots \dots (23)$$

$F_{P_{v1}}$  : 単位幅当たりの  $P_{V1}$  による荷重 (kN/m)

$F_{P_{v2}}$  : 単位幅当たりの  $P_{V2}$  による荷重 (kN/m)

$F_{P_{v3}}$  : 単位幅当たりの  $P_{V3}$  による荷重 (kN/m)

$B$  : 本体の天端幅 (m)

$m$  : 本体上流ののり勾配

上石流時

水平方向

$$F_{P_{H1}} = \int_0^{H-D_d} W_0 z dz$$

$$= \frac{1}{2} W_0 [z^2]_0^{H-D_d}$$

$$= \frac{1}{2} W_0 (H - D_d)^2 \quad \dots \dots (24)$$

$$F_{P_{H2}} = W_0 D_d (H - D_d) \quad \dots \dots (25)$$

$F_{P_{H1}}$  : 単位幅当たりの  $P_{H1}$  による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$  : 単位幅当たりの  $P_{H2}$  による荷重 (kN/m)

$D_d$  : 土石流の水深 (m)

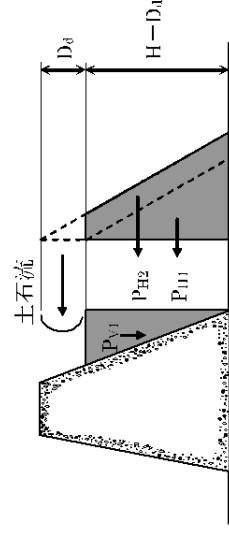


図-10 静水圧 (土石流時)

垂直方向

$$F_{Pv} = \frac{1}{2} \rho g m (H - D_d)^2 \dots (26)$$

$F_{Pv}$  : 単位幅当たりの  $P_{v1}$  による荷重 (kN/m)

② 堆砂圧

当該堰堤は、堰堤高 15m 未満のため、堆砂圧は上石流時のみ考慮する。  
 堆砂圧は、次式により求められる。堆砂圧を算定するための堆砂面は、水通し天  
 端高から上石流の水深に等しい高さを下げた高さとする。

$$P_{eH} = C_e \cdot W_{si} \cdot h_e \dots (27)$$

$$P_{eV} = W_{si} \cdot h_e \dots (28)$$

$P_{eH}$  : 堆砂圧の水平分力 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{eV}$  : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_{si}$  : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m<sup>3</sup>)

$h_e$  : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

$C_e$  : 土圧係数 (cosi ≒ 1 とする)

$$\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27 \approx 0.3$$

$\phi$  : 堆砂中の水中での内部摩擦角 (35°)

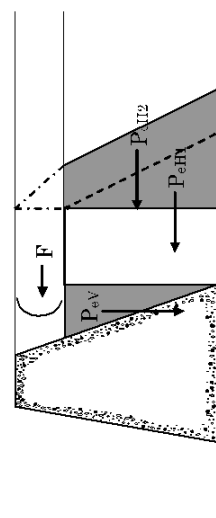


図-11 堆砂圧

土圧係数は下式によるが堆砂面勾配が ( $I \leq 15^\circ$ ) であ  
 れば、cosi ≒ 1 とし算出する。

$$C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

…砂防設計公式集 p99

堆砂にかかる上石流の上載荷重分 ( $P_{eH2}$ ) は、 $\gamma_d - \rho$   
 $g = 4.12 \text{ kN/m}^2$  を基に算出している (水圧を  $P_{u12}$  で別途計  
 上しているため)。

土石流時

水平方向

$$\begin{aligned}
 F_{P_{eH1}} &= \int_0^{H-D_d} C_e W_{st} z dz \\
 &= \frac{1}{2} C_e W_{st} \left[ z^2 \right]_0^{H-D_d} \\
 &= \frac{1}{2} C_e W_{st} (H - D_d)^2 \quad \dots \dots (29) \\
 F_{P_{eH2}} &= C_e (\gamma_d - W_o) D_d (H - D_d) \quad \dots \dots (30)
 \end{aligned}$$

- H : 堰堤高 (m)
- $F_{P_{eH1}}$  : 単位幅当たりの  $P_{eH1}$  による荷重 (kN/m)
- $F_{P_{eH2}}$  : 単位幅当たりの  $P_{eH2}$  による荷重 (kN/m)
- $D_d$  : 土石流の水深 (m)
- z : 堆砂面からの堆砂深 (m)
- $C_e$  : 土圧係数 (=0.3)
- $W_{st}$  : 泥水中堆砂単位堆積重量 (8.24kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_d$  : 土石流の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $W_o$  : 水の単位堆積重量 (11.77kN/m<sup>3</sup>)

垂直方向

$$\begin{aligned}
 F_{P_{eV}} &= \frac{1}{2} W_{st} m (H - D_d)^2 \quad \dots \dots (31) \\
 F_{P_{eV1}} &: \text{単位幅当たりの } P_{eV1} \text{ による荷重 (kN/m)} \\
 m &: \text{本体上流ののり勾配}
 \end{aligned}$$

③ 土石流の流速と水深 (U, D<sub>d</sub>)  
砂防堰堤計画地点上流の渓流横断面図を、図-12 に示す。

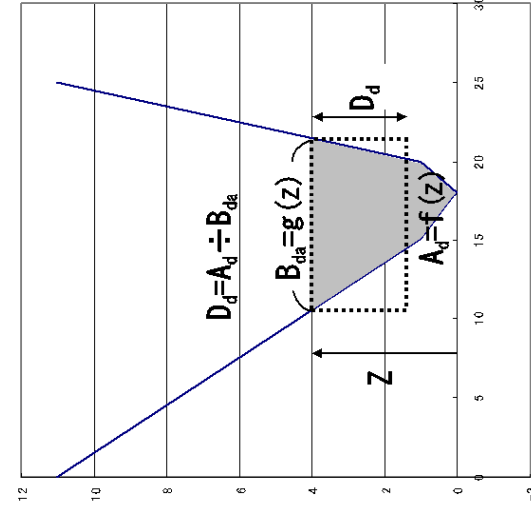


図-12 砂防堰堤計画地点上流の渓流横断面図

流れの幅 (B<sub>da</sub>) は、溪床からの標高 z の関数であり、以下の式により表される。  
z と B<sub>da</sub> の関係は図-13 のようになる。

$$B_{da} = \begin{cases} 3z + 2z = 5z & (0 \leq z \leq 1) \\ \left\{ \begin{aligned} (3+2) + \frac{15}{10}(z-1) + \frac{5}{10}(z-1) = 2z+3 & (1 \leq z \leq 11) \\ \dots & \dots \end{aligned} \right. & (32) \end{cases}$$

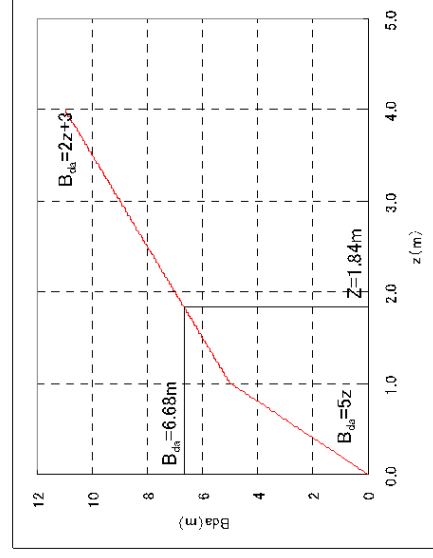


図-13 Z-B<sub>da</sub>の関係

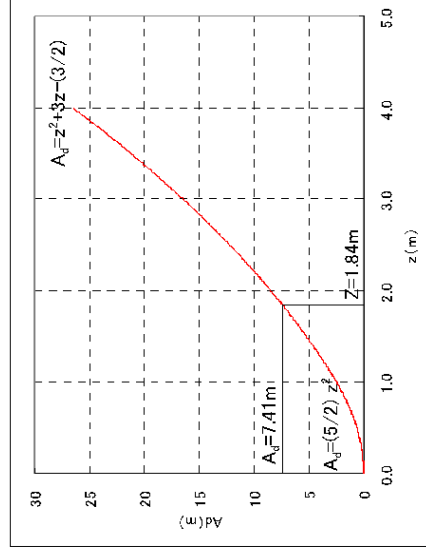


図-14 Z-A<sub>d</sub>の関係

また河道断面積(A<sub>d</sub>)も z の関数であり、以下の式により表される。z と A<sub>d</sub> の関係は図-14 のようになる。

$$A_d = \begin{cases} \frac{1}{2} \times 5z \times z = \frac{5}{2} z^2 & (0 \leq z \leq 1) \\ \frac{5}{2} \times 1^2 + \frac{1}{2} \{ (3+2) + (2z+3) \} \times (z-1) = z^2 + 3z - \frac{3}{2} & (1 \leq z \leq 11) \end{cases} \quad \dots (33)$$

土石流の水深 (D<sub>d</sub>) は、z の関数であり、図-15 のようになる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \dots (34)$$

上石流の流速 (U) は、式 (32)、(33)、(34) を式 (35) に代人すると、図-16 のようになる。

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots (35) \quad (D_r \doteq D_d)$$

K<sub>n</sub> : 粗度係数 (K<sub>n</sub>=0.1 : 自然河道プロント部)  
θ : 見床勾配 (θ = 12.8° , I = 1/4.4)

この断面によって流下させることが可能な土石流流量 (Q<sub>spcal</sub>) は、式 (33)、(35) を式 (36) に代入すると、図-17 のようになる。

$$Q_{spcal} = U \cdot A_d \quad \dots (35)$$

この関係より、Q<sub>spcal</sub> が土石流ピーク流量 Q<sub>sp</sub> (36.9m<sup>3</sup>/s) と一致したときの z を

巻末-94

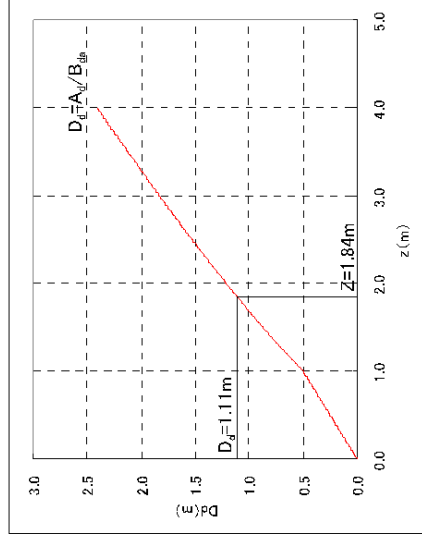


図-15 Z-D<sub>d</sub>の関係

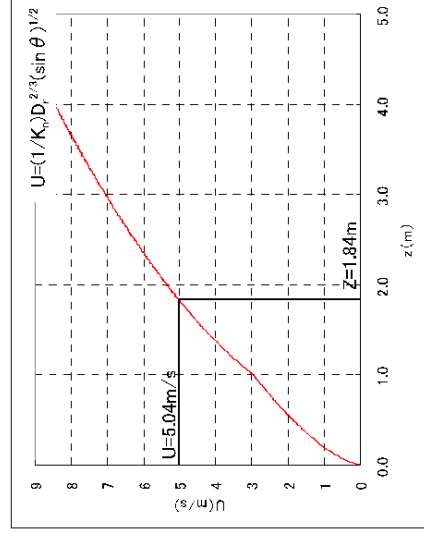


図-16 Z-Uの関係

求めると、 $z=1.84\text{m}$  となる。

式 (34)、(35)、(36) に  $z=1.84\text{m}$  を代入すると、土石流の水深と流速がそれぞれ次のようにもとまる。

土石流の水深  $D_f=1.11\text{m}$   
 土石流の流速  $U=5.04\text{m/s}$

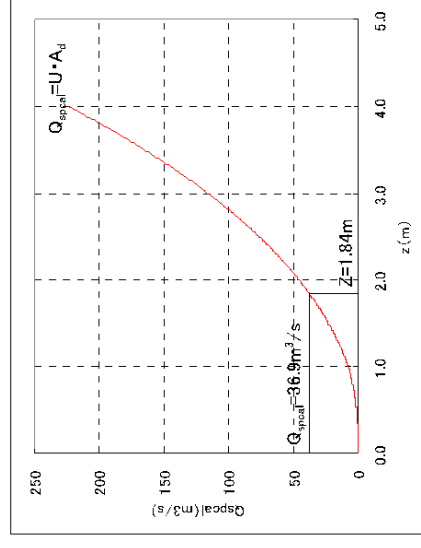


図-17  $z-Q_{\text{spca}}$  の関係

④ 土石流の単位体積重量 ( $\gamma_d$ )

礫の密度と下式により、土石流の単位体積重量は、 $\gamma_d=17.40\text{kN/m}^3$ と算出される。

$$\begin{aligned} \gamma_d &= \{\sigma \cdot Ca + \rho \cdot (1 - Ca)\} \text{ g} \\ &= \{2600 \times 0.41 + 1200 \times (1 - 0.41)\} \times 9.8 \\ &= 17385 \text{ N/m}^3 = 17.40 \text{ kN/m}^3 \quad \dots (37) \end{aligned}$$

$\gamma_d$  : 土石流の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\sigma$  : 礫の密度 (2600kg/m<sup>3</sup>)  
 $\rho$  : 水の密度 (1200kg/m<sup>3</sup>)  
 $g$  : 重力加速度 (9.8m/s<sup>2</sup>)  
 $Ca$  : 土石流濃度 (0.41)

⑤ 土石流流体力 (F)

土石流流体力は土石流の水深と流速を用いて次式より算出する。

$$\begin{aligned} F &= K_h \frac{\gamma_d}{g} D_d \cdot U^2 = 1.0 \times \frac{17.40}{9.8} \times 1.11 \times 5.04^2 \\ &= 50.06 \text{ kN/m} \quad \dots (38) \end{aligned}$$

F : 土石流流体力 (kN/m)  
 $K_h$  : 係数 (1.0)  
 $\gamma_d$  : 土石流の単位体積重量 (17.40kN/m<sup>3</sup>)  
 $D_d$  : 土石流の水深 (1.11m)  
 $g$  : 重力加速度 (9.8m/s<sup>2</sup>)  
 $U$  : 土石流の流速 (5.04m/s)

● 土石流の単位体積重量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 2.7.6

土石流の水深・流速は、③の計算結果を用いる。

⑥ 自重

砂防堰堤の自重は本体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量を乗じて求められる。

$$W_i = (W_i \times S_i) / B_s \dots (39)$$

$W_i$  : 越流部における、堤体築造に用いる材料  $i$  の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
( $i=1, 2, \dots$ )

$S_i$  : 越流部における、堤体築造に用いる材料  $i$  の総体積 (m<sup>3</sup>) ( $i=1, 2, \dots$ )

$B_s$  : 越流部の幅 (m)

(4) 安定計算

不透過型砂防堰堤の非越流部の断面形状は、(2)、(3) で求めた設計外力に対して、(1) 安定条件を満足できるように決定する必要がある。

① 下流のり勾配・上流のり勾配

砂防堰堤の越流部における下流のり面は、越流上砂による損傷を極力受けけないようにする。

砂防堰堤の越流部における下流のりの勾配は一般に 1:0.2 とするが、当該流域を調査した結果、中小出水時の土砂流出が少なく、粒径も細かいと判断されたため、下流のりの勾配を緩くすることを検討した。

下流のり勾配を緩くする場合、次式で求められる勾配よりも急にする必要がある。

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U \dots (40)$$

$L$  : (図-18 参照)

$H$  : 堰堤高 (m)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$U$  : 土砂が活発に流送され始める流速 (m/s)

● 下流のり

…土石流・流水対策施設設計技術指針解説 2.1.3.2 (3)  
粒径が細かく、中小出水においても土砂の流出が少ない流域面積の小さい溪流では、下流のり勾配を 1:0.2 より緩くすることができる。

下流のり勾配を緩くする場合は、土砂が活発に流送され始める流速  $U$  (m/s) と、堰堤高さ  $H$  (m) より、下式で求められる勾配よりも急にする。但し、1:1.0 を上限とする。

土砂が活発に流送され始める流速  $U$  (m/s) は、土石流ピーク流量の流速の 50%程度とする。堰堤高が高くなると  $L/H$  の値は小さくなるが、0.2 を下限とする。

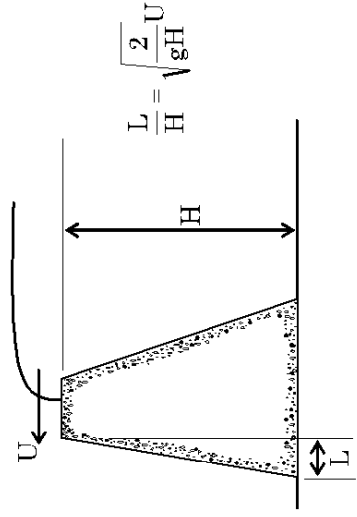


図-18 下流のり勾配



U は設計外力で用いた流速 (4. 1. 3 (3) ③) の 50%程度とし、以下の通りとなる。

$$U = 5.04 \text{ (m/s)} \times 50\% = 2.52 \text{ (m/s)} \quad \dots (41)$$

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U = \sqrt{\frac{2}{9.8 \times 9.0}} \times 2.52 = 0.38 \quad \dots (42)$$

したがって、下流のり勾配は 1:0.38 よりも急にする必要がある。

下流のり勾配と上流のり勾配は、力学的な安定性と経済性を考慮して以下の方  
法により決定した。

下流のり勾配を 1:0.2~0.5 程度まで 0.05 間隔で計算を行い、安定性を満足でき、  
堤体積 (堤体断面積) が最小となる上流のり勾配を検討する。表一 7 に上下流のり  
勾配と堤体断面積の関係を示す。

表一 8 より、当該砂防堰堤では、[下流のり勾配 1:0.20、上流のり勾配 1:0.30]、  
[下流のり勾配 1:0.25、上流のり勾配 1:0.25] の 2 つの組合せにおいて、堤体断面  
積は最小となり、同 となった (表一 7 の着色部分)。ここでは、[下流のり勾配  
1:0.25、上流のり勾配 1:0.25] の組合せを採用することとした。

表一 7 上下流のり勾配と堤体断面積 (単位: m<sup>2</sup>)

	n						
	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
0.00	-	-	-	-	-	-	-
0.05	-	-	-	-	-	-	-
0.10	-	-	-	-	-	-	51.30
0.15	-	-	-	-	49.28	51.30	53.33
0.20	-	-	-	49.28	51.30	53.33	55.35
0.25	-	47.25	49.28	51.30	53.33	55.35	57.38
0.30	47.25	49.28	51.30	53.33	55.35	57.38	59.40
0.35	49.28	51.30	53.33	55.35	57.38	59.40	61.43
0.40	51.30	53.33	55.35	57.38	59.40	61.43	63.45
0.45	53.33	55.35	57.38	59.40	61.43	63.45	65.48
0.50	55.35	57.38	59.40	61.43	63.45	65.48	67.50
0.55	57.38	59.40	61.43	63.45	65.48	67.50	69.53
0.60	59.40	61.43	63.45	65.48	67.50	69.53	71.55
0.65	61.43	63.45	65.48	67.50	69.53	71.55	73.58
0.70	63.45	65.48	67.50	69.53	71.55	73.58	75.60
0.75	65.48	67.50	69.53	71.55	73.58	75.60	77.63
0.80	67.50	69.53	71.55	73.58	75.60	77.63	79.65
0.85	69.53	71.55	73.58	75.60	77.63	79.65	81.68
0.90	71.55	73.58	75.60	77.63	79.65	81.68	83.70
0.95	73.58	75.60	77.63	79.65	81.68	83.70	85.73
1.00	75.60	77.63	79.65	81.68	83.70	85.73	87.75

※下流のり勾配 n、上流のり勾配 m の時の堤体断面積をあらわす。  
数値の最も小さい断面が最適断面となる。

“-”は、力学的な安定性を満足できないものをあらわす。

③ 安定計算 (洪水時 (n=0.25, m=0.25) )

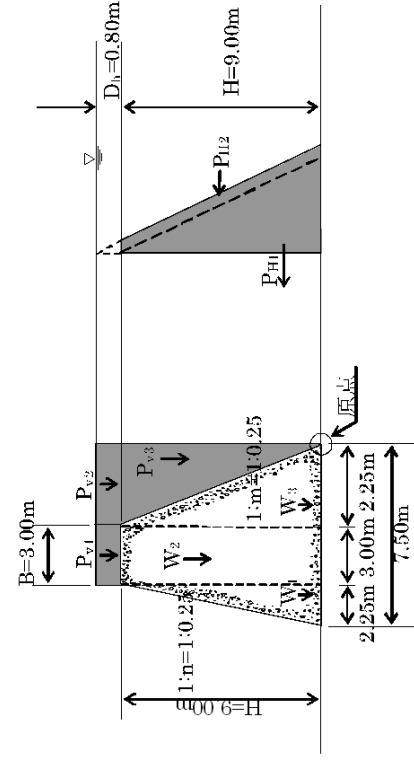


図-19 砂防堰堤に作用する力 (洪水時)

表-8 作用荷重一覧表 (n=0.25, m=0.25)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W <sub>1</sub>	$1/2 \times 22.56 \times 0.25 \times 9.00^2$	228.42		$0.25 \times 9.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.25 \times 9.00$	6.00	1370.52
	W <sub>2</sub>	$22.56 \times 3.00 \times 9.00$	609.12		$0.25 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	3.75	2284.20
	W <sub>3</sub>	$1/2 \times 22.56 \times 0.25 \times 9.00^2$	228.42		$2/3 \times 0.25 \times 9.00$	1.50	342.63
静水圧	P <sub>v1</sub>	$11.77 \times 0.80 \times 3.00$	28.25		$0.25 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	3.75	105.94
	P <sub>v2</sub>	$11.77 \times 0.80 \times 0.25 \times 9.00$	21.19		$1/2 \times 0.25 \times 9.00$	1.13	23.94
	P <sub>v3</sub>	$1/2 \times 11.77 \times 0.25 \times 9.00^2$	119.17		$1/3 \times 0.25 \times 9.00$	0.75	89.38
	P <sub>h1</sub>	$1/2 \times 11.77 \times 9.00^2$		476.69	$1/3 \times 9.00$	3.00	1430.07
	P <sub>h2</sub>	$11.77 \times 0.80 \times 9.00$		84.74	$1/2 \times 9.00$	4.50	381.33
合計			1234.57	561.43		4.50	6028.01

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{6028.01}{1234.57} = 4.88\text{m} \quad \dots (43)$$

$$\text{底面底幅 } B = 2.25 + 3.00 + 2.25 = 7.50\text{m} \quad \dots (44)$$

$$(B/3 = 2.50) < (x = 4.88) < (B \times 2/3 = 5.00) \quad \text{ok}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1234.57}{561.43} = 1.32 > 1.2 \quad \dots (45) \quad \text{ok}$$

(iii) 「地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 4.88 - \frac{1}{2} \times 7.50 = 1.13\text{m} \quad \dots (46)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left( 6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (47)$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{1234.57}{7.50} \times \left\{ 1 + \left( 6 \times \frac{1.13}{7.50} \right) \right\} = 313.42\text{kN/m}^2 < 600\text{kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (48)$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{1234.57}{7.50} \times \left\{ 1 - \left( 6 \times \frac{1.13}{7.50} \right) \right\} = 15.80\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (49)$$

● 基礎地盤の地盤支持力  $q_u$  および摩擦係数  $f$

基礎地盤：礫層 (密なもの)

摩擦係数  $f$  : 0.6

許容支持力  $q_u$  : 600kN/m<sup>2</sup>

… 現易技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

堰筋防止工事ボケットブック P.113

④ 安定計算(土石流時 (n=0.25, m=0.25))

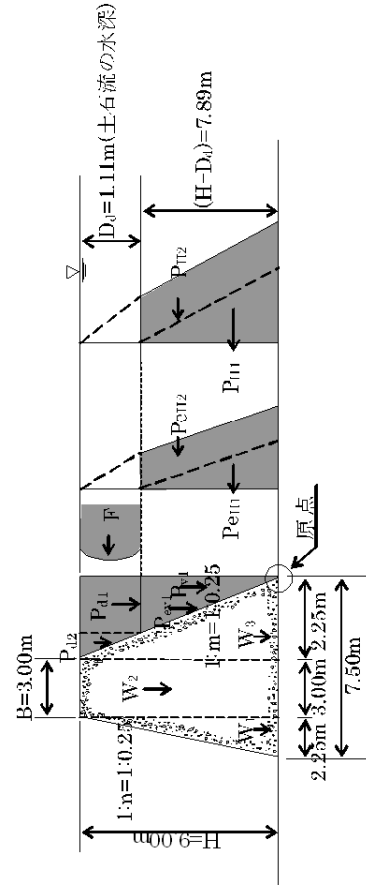


図-20 砂防堰堤に作用する力(土石流時)

表-9 作用荷重一覧表 (n=0.25, m=0.25)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W <sub>1</sub>	$1/2 \times 22.56 \times 0.25 \times 9.00^2$	228.42		$0.25 \times 9.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.25 \times 9.00$	6.00	1370.52
	W <sub>2</sub>	$22.56 \times 3.00 \times 9.00$	609.12		$0.25 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	3.75	2284.20
	W <sub>3</sub>	$1/2 \times 22.56 \times 0.25 \times 9.00^2$	228.42		$2/3 \times 0.25 \times 9.00$	1.50	342.63
静水圧	P <sub>v1</sub>	$1/2 \times 11.77 \times 0.25 \times 7.89^2$	91.59		$1/3 \times 0.25 \times 7.89$	0.66	60.45
	P <sub>h1</sub>	$1/2 \times 11.77 \times 7.89^2$	366.35		$1/3 \times 7.89$	2.63	963.50
	P <sub>h2</sub>	$11.77 \times 1.11 \times 7.89$	103.08		$1/2 \times 7.89$	3.95	407.17
堆砂圧	P <sub>v31</sub>	$1/2 \times 8.24 \times 0.25 \times 7.89^2$	64.12		$1/3 \times 0.25 \times 7.89$	0.66	42.32
	P <sub>h31</sub>	$1/2 \times 0.30 \times 8.24 \times 7.89^2$	76.94		$1/3 \times 7.89$	2.63	202.35
	P <sub>h32</sub>	$0.30 \times (17.40 - 1.11) \times 1.11 \times 7.89$	14.79		$1/2 \times 7.89$	3.95	58.42
上石流の重さ	P <sub>d1</sub>	$17.40 \times 0.25 \times 7.89 \times 1.11$	38.10		$1/2 \times 0.25 \times 7.89$	0.99	37.72
	P <sub>d2</sub>	$1/2 \times 17.40 \times 0.25 \times 1.11^2$	2.68		$0.25 \times 7.89 + 1/3 \times 0.25 \times 1.11$	2.07	5.55
上石流流体力	F	$1.00 \times 17.40 \times 9.80 \times 1.11 \times 5.04^2$	1262.45		$7.89 + 1/2 \times 1.11$	8.45	423.01
合計			1262.45	611.22			6197.84

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{6197.84}{1262.45} = 4.91\text{m} \quad \dots (50)$$

$$\text{底面底幅 } B = 2.25 + 3.00 + 2.25 = 7.50\text{m} \quad \dots (51)$$

$$(B/3 = 2.50) < (x = 4.91) < (B \times 2/3 = 5.00) \quad \text{ok}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1262.45}{611.22} = 1.24 > 1.2 \quad \dots (52) \quad \text{ok}$$

(iii) 「地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 4.91 - \frac{1}{2} \times 7.50 = 1.16\text{m} \quad \dots (53)$$

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

$$\sigma_{\max} = \frac{1262.45}{7.50} \times \left\{1 + \left(6 \times \frac{1.16}{7.50}\right)\right\} = 324.53\text{kN/m}^2 < 600\text{kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (54)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1262.45}{7.50} \times \left\{1 - \left(6 \times \frac{1.16}{7.50}\right)\right\} = 12.12\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (55)$$

●基礎地盤の地盤支持力  $q_u$  および摩擦係数  $f$   
 基礎地盤：礫層（密なもの）  
 摩擦係数  $f$  : 0.6  
 許容支持力  $q_u$  : 600kN/m<sup>2</sup>  
 …現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・  
 雪崩防止工事ポケットブック P.113

#### 4. 2 非越流部

非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同 としてを基本とする。  
当該堰堤では、非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同 として。

#### 4. 2. 1 袖部の破壊に対する構造計算

##### (1) 袖小口の形状

袖小口の勾配は、1：0.5 とする。  
袖小口の高さは水通し断面の高さと同じである。

##### (2) 袖部の天端の勾配

袖部の天端には、現渓床勾配程度の勾配をつけるものとし、当該砂防堰堤においては現渓床勾配が1/4.2 であることから、1：4 の勾配をつけるものとする。

##### (3) 袖部の上流のり勾配

袖部の上流のり勾配は直とする。

##### (4) 袖部下流のり勾配

袖部下流のり勾配は、直または本体の下流のり勾配に一致させる。  
当該砂防堰堤においては、下流のり勾配に一致させることとする。

本体の下流のり勾配は、「4. 1. 3 本体の設計（4）安定計算」において、1:0.25 と決定している。このため、袖部下流のり勾配も 1:0.25 とした。

##### (5) 袖部の天端幅

袖部下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させる場合、袖部の天端幅は 1.5m を下限とする。

当該砂防堰堤では、上流のり勾配は直、下流のり勾配は 1:0.25、袖の高さは 3.3m である。また、本体の天端幅は、4. 1. 2 より 3.0m であるため、袖部の天端幅は 2.18m となり、袖部の天端幅の下限値を満足している。

以上より、袖部の形状は、図-22, 23 に示す形状とした。

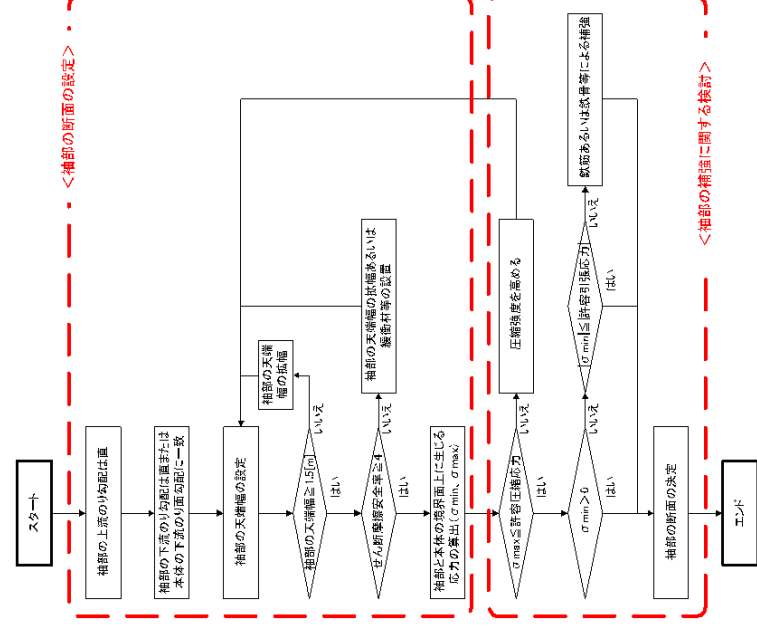


図-21 袖部の形状の決定フロー

#### ●袖部の形状

…砂防基本計画策定指針（1石流・流木対策編）解説

2. 1. 3. 3 (2)

2. 1. 3. 3 (3)

2. 1. 3. 3 (4)

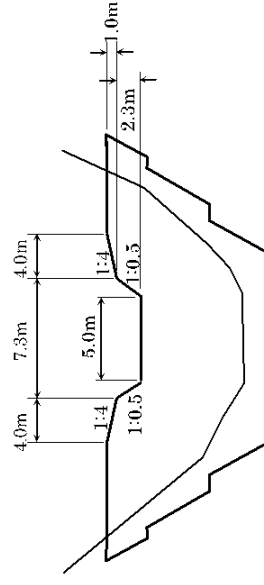


図-22 袖部の形状

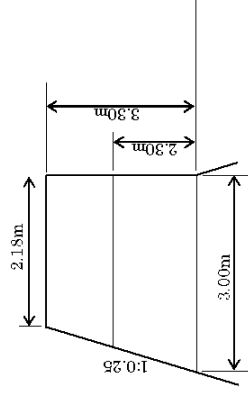


図-23 袖部断面の形状

- ※ 袖の天端の勾配をつける範囲は、現地の地形等を考慮して、ケース・バイ・ケースで設定すること。
- ※ 袖部の下流のり勾配は、各地盤及び都道府県の運用に基づき、適正に設定すること。

(5-1) 碟の衝撃力の算定

砂防堰堤の袖部は、設計外力に対して、袖部と本体の境界面状におけるせん断摩擦安全率が4以上となる必要がある。

設計外力は、袖部の自重、土石流流体力、碟の衝撃力と流水の衝撃力を比較して大きい衝撃力、の3種類とする。土石流流体力は4.1.3(3)⑤で求めたものを使用する。

砂防堰堤の袖部は、打継日毎に1ブロックに対して土石流流体力及び碟の衝撃力に対して安全な構造とする必要がある。

碟の衝突により、胴体の受ける衝撃力(P)は次式により算定する。

$$P = \beta n \alpha^{3/2} \dots (56), \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \dots (57)$$

$$K_1 = \frac{1 - v_1^2}{\pi E_1} \dots (58), \quad K_2 = \frac{1 - v_2^2}{\pi E_2} \dots (59)$$

$$\alpha = \left( \frac{5U^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/3} \dots (60), \quad n_1 = \frac{1}{m_2} \dots (61)$$

$$\beta = (E+1)^{-0.8} \dots (62), \quad E = \frac{m_2}{m_1} U^2 \dots (63)$$

E<sub>1</sub> : コンクリートの終局強度割線弾性係数 (0.1 × 2.6 × 9.8 × 10<sup>9</sup> N/m<sup>2</sup>)

E<sub>2</sub> : 碟の弾性係数 (5.0 × 9.8 × 10<sup>9</sup> N/m<sup>2</sup>)

v<sub>1</sub> : コンクリートのポアソン比 (0.194)

v<sub>2</sub> : 碟のポアソン比 (0.23)

m<sub>1</sub> : 袖部ブロックの質量

$$(2.80 \times 4.58 \times 2.59 \times 22.56 \times 10^3 / 9.8 = 76460.35 \text{ kg})$$

m<sub>2</sub> : 碟の質量 (4/3 × π × 0.50<sup>3</sup> × 2.6 × 10<sup>3</sup> = 1361 kg)

R : 碟の半径 (0.50m)

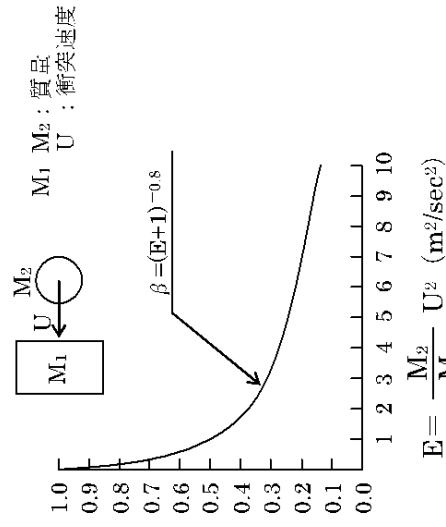


図-24 碟の衝突速度と衝撃力の補正係数

(木山、伊巻：砂防ダムに対する土石流衝撃力実験、土木技術資料 Vo122-No.11の一部を改変)

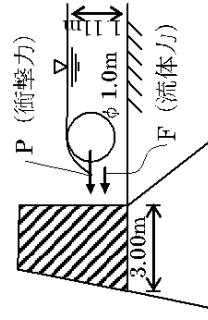


図-25 土石流の衝突により袖部に作用する力



U : 礫の速度 (5.04m/sec)

α : へこみ量

β : 実験定数

袖部コンクリートは打継目毎に1ブロックと考えると、例えば図-26 のようになる。概略の大きさでは、平均高さ=2.80m、平均長さ=4.58m、平均幅=2.59m と見なせる。

袖部の1ブロックに衝突する巨礫の作用時間は 1/100~1/1,000 秒オーダーであり、極めて短時間であるので同時に複数個の巨礫が衝突しないものと仮定すると袖部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力は、 $P_1=551.85\text{kN}$  と算出される。

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8} = 1.2 \times 10^{-10} \dots (64)$$

$$K_2 = \frac{1 - 0.23^2}{\pi \times 5.0 \times 10^9 \times 9.8} = 6.15 \times 10^{-12} \dots (65)$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.50}{9\pi^2 (1.2 \times 10^{-10} + 6.15 \times 10^{-12})^2}} = 2.38 \times 10^9 \dots (66)$$

$$n_1 = \frac{1}{1361} = 0.00073 \dots (67)$$

$$\alpha = \left( \frac{5 \times 5.04^2}{4 \times 0.00073 \times 2.38 \times 10^9} \right)^{2/5} = 1.27 \times 10^{-2} \dots (68)$$

$$\beta = \left( \frac{1361}{76460.35} \times 5.04^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.742 \dots (69)$$

$$P = 0.742 \times 2.38 \times 10^9 \times (1.27 \times 10^{-2})^{3/2} = 2527.47 \times 10^3 \text{N} = 2527.47 \text{kN} \dots (70)$$

従って、単位幅当りの衝撃力は次式により、 $P_1=551.85\text{kN/m}$  となる。

$$P_1 = 2527.47 \text{kN} / 4.58 \text{m} = 551.85 \text{kN/m}$$

巻末-106

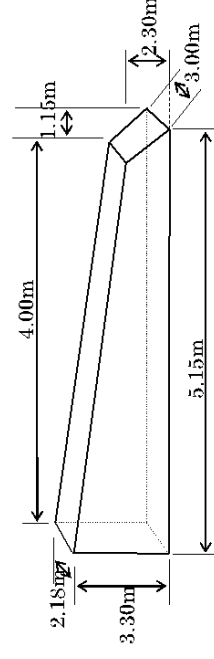


図-26 袖部ブロック図

## (5-2) 流木の最大長、最大直径の算出

流木の衝突による衝撃力を算出するため、流木の最大長、最大直径を算定する。

流木の最大長 ( $L_{wm}$ ) は、次式により算定する。

$$H_{wm} \geq 1.3B_d \text{ の場合 } L_{wm} \approx 1.3B_d$$

$$H_{wm} < 1.3B_d \text{ の場合 } L_{wm} \approx H_{wm}$$

$L_{wm}$  : 流木の最大長 (m)

$H_{wm}$  : 上流から流出する立木の最大樹高 (m)

$B_d$  : 土右流の平均流下幅

(土右流発生時に長食が予想される平均流床幅) (m)

ここで、「計画例 流域概要」より、立木の最大樹高  $H_{wm} = 30\text{m}$ 、「計画例 4

章 4. 1 計画流出量 (1) 計画流出土砂量 ( $V_d$ )」より、堰堤計画地点の土右流の平均流下幅  $B_d = 5.0\text{m}$  であるため、 $L_{wm}$  は以下の通り算定される。

$$H_{wm} = 30\text{m} \geq 1.3B_d = 1.3 \times 5.0 = 6.5\text{m} \text{ であるため}$$

$$L_{wm} = 1.3 \times 5.0 = 6.5\text{m}$$

流木の最大直径 ( $R_{wm}$ ) は上流域において流木となると予想される立木の最大胸高直径とほぼ等しいとして推定する。「計画例 流域概要」より最大胸高直径  $R_{wm}$  は、 $0.5\text{m}$  である。

$$R_{wm} = 0.5\text{m}$$

## (5-3) 流木の衝撃力の算定

流木の衝突により、堤体の受ける衝撃力 ( $P$ ) は次式により算定する。

$$P = \beta n \alpha^{3/2} \dots (71), \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_3)^2}} \dots (72)$$

巻末-107

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} \dots (73), K_3 = \frac{1 - \nu_3^2}{\pi E_3} \dots (74)$$

$$\alpha = \left( \frac{5U^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} \dots (75), n_1 = \frac{1}{m_3} \dots (76)$$

$$\beta = (E+1)^{-0.8} \dots (77), E = \frac{m_3}{m_1} U^2 \dots (78)$$

E<sub>1</sub> : コンクリートの終局強度割線弾性係数 (0.1×2.6×9.8×10<sup>9</sup>N/m<sup>2</sup>)

E<sub>3</sub> : 流木の弾性係数 (7.35×10<sup>9</sup>N/m<sup>2</sup>)

ν<sub>1</sub> : コンクリートのポアソン比 (0.194)

ν<sub>3</sub> : 流木のポアソン比 (0.40)

m<sub>1</sub> : 袖部ブロックの質量

$$(2.80 \times 4.58 \times 2.59 \times 22.56 \times 10^3 / 9.8 = 76460.35 \text{ kg})$$

m<sub>3</sub> : 流木の質量 (π × 0.25<sup>2</sup> × 6.5 × 330 = 421 kg)

流木の最大直径 R<sub>wm</sub> : 0.5m

流木の最大長 L<sub>wm</sub> : 6.5m

流木の密度 : 330kg/m<sup>3</sup>

R : 流木の半径 (0.25m)

U : 流木の速度 (5.04m/sec)

α : へこみ量

β : 実験定数

なお、流木の樹種は、スギを想定し、スギ材の密度、弾性係数、ポアソン比を用いる。

袖部コンクリートは打継口毎に1ブロックと考えると、例えば図-26 のようになる。概略の大きさでは、平均高さ=2.80m、平均長さ=4.58m、平均幅=2.59m と見なせる。

表-10 主要樹種の弾性定数

樹種	密度 (kg/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>9</sup> N/m <sup>2</sup> )		ポアソン比
		E <sub>L</sub>	ν <sub>LR</sub>	
スギ	330	7.35	0.40	0.40
エゾマツ	390	10.79	0.40	0.40
アカマツ	510	11.77	0.40	0.40
ブナ	620	12.26	0.40	0.40
キリ	290	5.88	0.40	0.40
ミズナラ	700	11.28	0.40	0.40
ケヤキ	700	10.30	0.40	0.40
イチイガシ	830	16.18	0.40	0.40
ニセアカシア	750	12.75	0.40	0.50

…改訂4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所監修 2004年 P.135より抜粋

流木の弾性係数(ヤング係数)、ポアソン比は実測されたデータがないが、便宜的に木材の弾性定数(表-10)の値を用いる。

木材の強度的性質には異方性があり、木材の繊維方向と、その直角方向とは、強度が大きく異なるため、各数値の扱いに注意を要する。ここでは、木材の繊維方向(流木の長さ方向)に荷重がかかった場合に対する各数値を用いた。

袖部の 1 ブロックに衝突する流木の作用時間は 1/100～1/1,000 秒オーダーであり、極めて短時間であるので同時に複数個の流木が衝突しないものと仮定すると袖部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力は、 $P_2=263.54\text{kN}$  と算出される。

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8} = 1.2 \times 10^{-10} \quad \dots (79)$$

$$K_3 = \frac{1 - 0.40^2}{\pi \times 7.35 \times 10^9} = 0.36 \times 10^{-10} \quad \dots (80)$$

$$n = \sqrt[3]{9\pi^2(1.2 \times 10^{-10} + 0.36 \times 10^{-10})^2} = 13.60 \times 10^8 \quad \dots (81)$$

$$n_1 = \frac{1}{421} = 0.00238 \quad \dots (82)$$

$$\alpha = \left( \frac{5 \times 5.04^2}{4 \times 0.00238 \times 13.60 \times 10^8} \right)^{2/5} = 0.99 \times 10^{-2} \quad \dots (83)$$

$$\beta = \left( \frac{421}{76460.35} \times 5.04^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.901 \quad \dots (84)$$

$$P = 0.901 \times 13.60 \times 10^8 \times (0.99 \times 10^{-2})^{3/2} = 1207.03 \times 10^3 \text{N} = 1207.03 \text{kN} \quad \dots (85)$$

従って、単位幅当りの衝撃力は次式により、 $P_2=263.54\text{kN/m}$  となる。

$$P_2 = 1207.03 \text{kN} / 4.58 \text{m} = 263.54 \text{kN/m}$$

#### (5-4) 衝撃力の設定

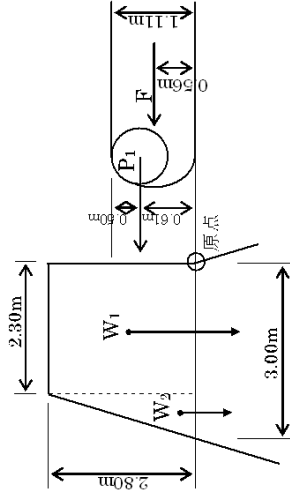
以上のとおり算出した、単位幅当たりの礫の衝撃力 ( $P_1$ ) と、流木の衝撃力 ( $P_2$ ) を比較し、大きい方を袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。

従って、以下のおおとりとなり、土石流衝撃力は、礫の衝撃力  $P_1$  (571.19kN/m) を採用する。

$$P_1=551.85\text{kN/m} > P_2=263.54\text{kN/m} \dots (86)$$

(5-5) 袖部に作用する設計外力

砂防堰堤の袖部には、図-27 に示す設計外力が加わる。



F : 土石流流体力 (50.06kN/m)  
 P1: 土石流衝撃力 (551.85kN/m)

図-27 袖部に作用する設計外力

表-11 袖部に作用する設計外力

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
袖部自重	$W_1$	$22.56 \times 2.30 \times 2.80$	145.29		$1/2 \times 2.30$	1.15	167.08
	$W_2$	$22.56 \times 1/2 \times (3.00 + 2.30) \times 2.80$	22.11		$2.30 + 1/3 \times (3.00 + 2.30)$	2.53	55.94
土石流衝撃力	$P_1$			551.85	$1.11 + 1/2 \times 1.00$	0.61	336.63
土石流流体力	F			50.06	$1/2 \times 1.11$	0.56	28.03
合計			167.40	601.91			587.68

礫は図-28 に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流波高が礫径より小さい場合は、礫は堆砂而上を流下して衝突するものとする。

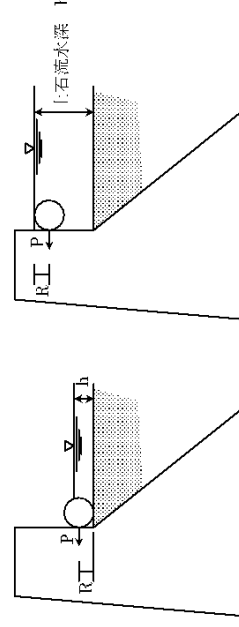


図-28 袖に対する礫の衝突荷重

(5-6) せん断摩擦安全率の検討

(5-1) から (5-5) までの検討に基づくと、せん断摩擦安全率は 4 以上となる。

$$n = \frac{f \cdot V + \tau_c \cdot L}{H} = \frac{0.7 \times 167.40 + 2760 \times 3.0}{601.91} = 13.95 > 4.0 \quad \text{ok} \quad \dots (87)$$

(6) 袖部の補強に関する検討

袖部と本体の境界面上に作用する応力は以下の通りとなる。

$$x = \frac{M}{V} = \frac{587.68}{167.40} = 3.51 \text{ m} \quad \dots (88)$$

$$e = x - \frac{1}{2} B = 3.51 - \frac{1}{2} \times 3.00 = 2.01 \text{ m} \quad \dots (89)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left( 6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (90)$$

●コンクリートのせん断強度

ダムコンクリートについて、せん断強度は、圧縮強度のおよそ 1/5 である。

…コンクリート標準示方書

[ダムコンクリート編]2002年 P. II-8

設計基準強度 $f_{ck}$	18	24	30	40	60	80
設計圧縮強度 $f_{cd}$	13.8	18.5	23.1	30.8	40.0	53.3

単位：N/mm<sup>2</sup>

…コンクリート標準示方書

[設計編]平成 8 年 P. 22

・設計基準強度 18N/mm<sup>2</sup> の場合の

せん断強度  $\tau_c$

$$\tau_c = \frac{f_{cd}}{5} = \frac{13800}{5} = 2760 \text{ kN/m}^2$$

●コンクリートの許容圧縮応力度・

許容曲げ引張応力度

・許容圧縮応力度  $\sigma'_{ca}$

$$\sigma'_{ca} \leq \frac{f_{ck}}{4} \quad (\leq 5400 \text{ kN/m}^2)$$

・許容曲げ引張応力度  $\sigma_{ca}$

一般には、コンクリートの許容曲げ引張応力

度  $\sigma_{ca}$  は、一応の目安として圧縮強度をもとにし

た設計基準強度  $f_{ck}$  に対して  $\sigma_{ca} \leq f_{ck}/80$  として

もよい。

$$\sigma_{\max} = \frac{167.40}{3.00} \times \left\{ 1 + \left( 6 \times \frac{2.01}{3.00} \right) \right\} = 280.12 \text{ kN/m}^2 < 6750 \text{ kN/m}^2 \text{ ok}$$

・・・ (91)

$$\sigma_{\min} = \frac{167.40}{3.00} \times \left\{ 1 - \left( 6 \times \frac{2.01}{3.00} \right) \right\} = -168.52 \text{ kN/m}^2 > -337.5 \text{ kN/m}^2 \text{ ok}$$

・・・ (92)

地震の影響を考えた場合の許容応力度は、前各項に規定した許容応力度の 1.5 倍までとしてよい（地震・衝突などの短期的にかかる荷重に対しては、許容応力度に割増係数をかける）。  
…コンクリート標準示方書

[設計編]平成 8 年 P.219

・設計基準強度 18N/mm<sup>2</sup> の場合の  
許容圧縮応力度  $\sigma'_{ca}$

$$\sigma'_{ca} = \frac{f'_{ck}}{4} = \frac{18000}{4} = 4500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} < \sigma'_{ca} \times 1.5 = 4500 \times 1.5 = 6750 \text{ kN/m}^2$$

・設計基準強度 18N/mm<sup>2</sup> の場合の  
許容曲げ引張応力度  $\sigma_{ca}$

$$\sigma_{ca} = \frac{f'_{ck}}{80} = \frac{18000}{80} = 225 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} > \sigma_{ca} \times 1.5 = 225 \times 1.5 = 337.5 \text{ kN/m}^2$$

5. 前庭保護工の設計

砂防堰堤の前庭部には、必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による本体の破壊を防がなければならない。

前庭保護工の方式には、副堰堤、水褥池による減勢上、水叩き、側壁護岸、護床上などが考えられ、堰基基礎及びその下流の河床・溪岸の状況により、適切な方式を選定する。

当堰堤では、副堰堤方式を選定した。なお、副堰堤天端には流木止めを設置し、主堰堤で捕捉できなかつた流木を捕捉することとする。

ここで、流木止め上流に必要とされる泄水池の面積は、「計画例 第6章」に示されているとおり、330m<sup>2</sup>である。

5. 1 副堰堤の位置

副堰堤の位置は、経験式を用いて求める。

経験式

$$L = (1.5 \sim 2.0) (H_1 + h_3) = (1.5 \sim 2.0) (7.0 + 1.4) = 12.6 \sim 16.8 \text{ m} \quad \dots (93)$$

L : 主、副堰堤間の長さ(主堰堤天端下流端から副堰堤天端下流端までの長さ) (m)

H<sub>1</sub> : 水叩き天端, または基礎岩盤面からの主堰堤の高さ (m)

h<sub>3</sub> : 主堰堤の越流水深 (m)

以上より、主、副堰堤間の長さ L は、17.0m を採用する。

5. 2 副堰堤天端の高さ

副堰堤天端の高さは、経験式を用いて求める。

経験式

$$H_2 = \left( \frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) H = \left( \frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) \times 9.0 = 3.00 \sim 2.25 \text{ m} \quad \dots (94)$$

副堰堤の位置を求める式には、経験式と半理論式があり、各地整及び都道府県の運用に基づき、適正に求めること。

式中の係数は 1.5~2.0 の幅でとるようになっているが、堰堤高が低いほど大きくなるのがある。

副堰堤天端の高さを求める式には、経験式と半理論式があり、各地整及び都道府県の運用に基づき、適正に求めること。

式中の係数は  $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}$  の幅でとるようになって



$H_2$  : 主, 副堰堤の重複高 (上堰堤底高と副堰堤大端高の差) (m)  
 $H$  : 主堰堤の堰堤高 (m)

以上より、主, 副堰堤の重複高  $H_2$  は、3.0m を採用する。

### 5. 3 流木止め上流に必要な湛水池の幅

先に述べたとおり、副堰堤天端には流木止めを設置し、主堰堤で捕捉できなかつた流木を捕捉することとする。流木止め上流に必要な湛水池の面積は  $330\text{m}^2$  であり、また、主, 副堰堤間の長さ  $L$  は、17.0m であるため、湛水池の幅は以下の通りとなる。

$$B_w = A_w / L = 330 / 17.0 = 19.4\text{m} \quad \dots (95)$$

$B_w$  : 流木止めの上流に必要な湛水池の幅 (m)

$A_w$  : 流木止めの上流に必要な湛水池の面積 ( $\text{m}^2$ )

$L$  : 主, 副堰堤間の長さ (m)

以上より、湛水池の幅は 20.0m とする。

いるが、堰堤高が低いほど大きく、 $\frac{1}{3}$  のほうをとるのがよい。

## ■鋼製透過型砂防堰堤

鋼製透過型砂防堰堤は、鋼製砂防構造物の特徴および基本的な考え方を踏まえ、施設を配置する流域特性（計画位置、溪床勾配、最大礫径等）を十分考慮した上で、最適な構造を選定する必要がある。

参考として、代表的な鋼製透過型砂防堰堤の種類と特徴を参考資料1に示す。また、流木止め施設を参考資料2に示す。

### 1. 鋼製砂防構造物の概要

透過型は、開口部を有するため平常時の流出土砂は流下させ、透過型砂防堰堤の計画捕捉量を確保し、大洪水時には流下する巨径礫によって透過断面を閉塞して流出土砂を抑止することを目的としている。

鋼製砂防構造物は、屈撓性や、透過性などの機能面、工程短縮や通年施工、あるいは省力化などの施工面等でコンクリート構造物では得にくい特色があり、これまでにこれらの特長を活かした数多くの製品が開発されてきている。



写真1. 代表的な透過型鋼製砂防堰堤の事例

### 2. 鋼製砂防構造物の特徴

鋼製砂防構造物の計画・設計にあたっては、鋼材の性質や構造体としての特性を十分考慮する。鋼製砂防構造物の一般的特徴は以下のとおりである。

#### 1) 材料の強度が大きく、靱性に富んでいる。

鋼材は強度が大きく靱性に富んでいるので、断面寸法を小さくすることができる。このため、空間を広くとることができるため、常時の流水と土砂を通過させ、土石流時には水と土砂を分離する透過型砂防堰堤構造として適している。

#### 2) 品質が均一で安定している。

鋼製砂防構造物は、規格・寸法などの品質が一定しており、材料のばらつきが極めて少ない。また、部材は工場で製作されるため製品の品質管理がしやすく、信頼性の高い構造物を構築することができる。

#### 3) 現地施工が容易である。

部材は工場で製作されるため、形状および寸法の精度がよい。このため、現地での組立が容易である。したがって、現場施工期間を大幅に短縮できる。また、気温・積雪など気象条件にもほとんど左右されず通年施工が可能となる。

4) 材料の運搬が容易である。

鋼製透過型砂防堰堤は、架設を考慮して部材を分割し運搬できるため必要最小限の運搬回数で材料が搬入される。

5) 腐食に対する抵抗性が小さい。

鋼材は錆びるため、腐食しるを見込んだり、めっきなどによる防食対策を考慮しておかなければならない。また断面寸法が小さいことから摩耗や礫の衝突の影響も受けやすいので局所的な断面変化に注意する必要がある。

### 3. 土石流区間における鋼製砂防構造物の基本的な考え方

土石流区間とは土石流が発生し、流木が土石流と一体となって流下する、もしくは堆積する可能性のある区間である。土石流区間に施工される砂防設備はその目的によって、流下する土石流・流木の貯留・減勢および水と砂礫を分離させるための設備、土石流を停止・堆積させるための設備に分けられる。ここでは土石流・流木を補足する鋼製砂防構造物について、基本的考え方について整理する。

#### (1) 土石流・流木を捕捉するための設備

この設備は、土石流・流木の発生した場合に、流下する土石流・流木を捕捉するため設けるものである。このためには常時の出水で貯砂空間が減少することは対策として非効率になるので、常に捕捉あるいは堆積させるための空間を確保することが重要である。鋼製透過型堰堤は、その構造の特徴より常時の出水、もしくは中小出水では流出上砂を下流に通過させ、土石流発生時等に備えて空容量を確保できるため、土石流・流木対策工として多く計画されている。

この区間に設けられる構造物には、土石流が直撃することを前提とした設計荷重を考慮しなければならない。構造物としても十分安全なものとして計画を検討する必要がある。

従来は保全対象の直上流に重力式コンクリート砂防堰堤を設置し、人家人命の保全を図ってきた。しかし、近年では鋼製透過型砂防堰堤の部材間隔を狭めることによって土石流区間最下流部での設置が可能となっている（写真2および3参照）。



写真 2. 土石流・流木捕捉事例



写真 3. 土石流区域における部材間隔を狭めるタイプの施工事例

#### 4. 透過部断面の設定 (鋼砂便 P63)

透過部断面は、「第三編 第3章 3.2.2 透過部断面の設定」を基本とするが、以下も踏まえて設定するものとする。

上石流が流下区間から堆積区間に移行するとき、上石流先頭部が維持されず各個運搬で流下する可能性がある。特に、谷出口のような川幅が広がる場所では水と土砂が分離しやすく先頭部の巨礫が停止しやすい。また、堆積区間は下流域になるため流量が大きくなる傾向があり、先頭部に巨礫群が集中しにくい状態となる。このような場合は、先頭部に巨礫群がない上砂流や各個運搬である掃流の状態で流下する場合が想定される。このため、現地の上砂移動形態を十分配慮して礫が確実に捕捉されるように、部材間隔について検討をする必要がある。

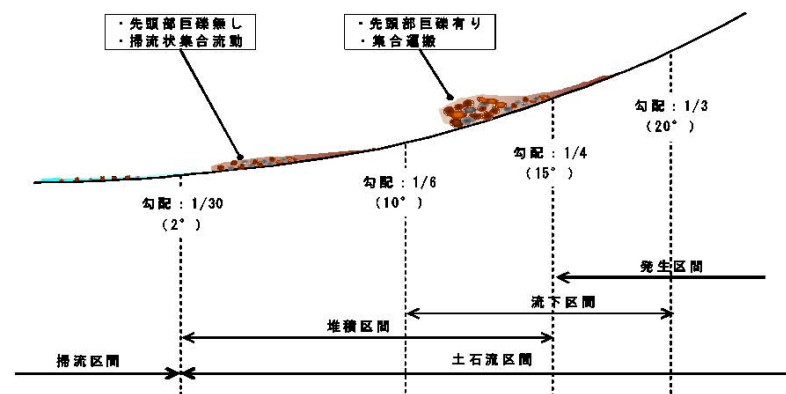


図 1 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

透過型砂防えん堤は、土石流を効率的に捕捉することから最下流部にも設置されるようになった。そこで、最下流部に設置しても保全対象の安全性を確保するため、これまでの柱材に加え横材を配置し、土砂捕捉機能を高めている。

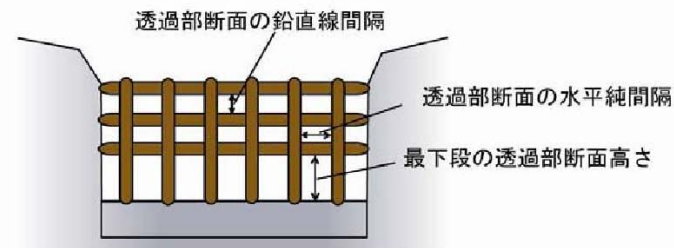


図2 透過部断面の純間隔

#### (1) 透過部断面の縦材純間隔（水平純間隔）

鋼製透過型砂防えん堤の縦材純間隔は、最大礫径の1.0倍程度に設定する。ただし、複数基透過型砂防えん堤を設置する場合など、1.5倍まで広げることができる。

土石流の先頭部に巨礫が集中することから、縦材純間隔は最大礫径の1.5～2.0倍に設定しておけば礫同士のアーチアクションにより開口部は閉塞される。開口部が巨礫群により閉塞されると後続流中の土砂も捕捉される。しかしながら、土石流先頭部がえん堤に到達しないような場合には、縦材純間隔を最大礫径の1.5～2.0倍に設定すると、礫が捕捉されない可能性もある。また、流木を含んでいる場合には、縦材純間隔を流木長の1/2以下に設定しておけば、細粒土砂も捕捉されることから、部材純間隔を対象礫の1.5～2.0倍まで広げても捕捉能力は維持できるものと考えられる。しかし、礫を確実に捕捉するため、流木の有無に係わらず縦材純間隔を最大礫径の1.0倍程度に設定することとした。

流下区間に複数基の透過型砂防えん堤を配置する場合、上流側の透過型砂防えん堤の部材間隔を狭くしすぎると、下流側の透過型砂防えん堤に礫が供給されにくくなるため、より狭い部材間隔を設定することになる。このような場合など、上流側の透過型砂防えん堤と下流側の透過型砂防えん堤の位置および現地の礫径分布に注意し、上流側の透過型砂防えん堤の部材間隔を最大礫径の1.5倍まで広げても礫捕捉機能が発揮される。

#### (2) 透過部断面の横材純間隔（鉛直純間隔）

鋼製透過型砂防えん堤の横材純間隔は、最大礫径の1.0倍程度に設定する。ただし、複数基透過型砂防えん堤を設置する場合など、1.5倍まで広げることができる。

開口部の最下段の透過部断面高さは、最大礫径の1.5倍以下に設定する。

流下区間では、最大礫径の1.5倍以下で設定される部材間隔により土石流フロント部は捕捉される。しかし、えん堤高が高い場合は、透過部断面の上方が巨礫により閉塞されずに後続流が通過する可能性があるため、横材を設置する必要がある。

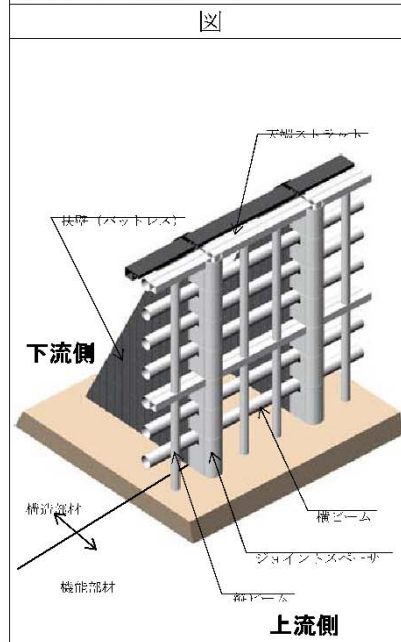
開口部に配置する横材純間隔は、後続流中の石礫を捕捉する機能を有する。このため、土石流の後続流は濃度が小さく礫が各個運搬される場合を想定し最大礫径の1.0倍以下に設定する。

開口部の最下段の透過部断面高さは、土石流フロント部の巨礫群を確実に捕捉するとともに、平時の土砂を下流へ流す機能を有する。そこで、最下段の横材の位置は、土石流フロント部を捕捉するために最大礫径の1.5倍以下で、かつ、平常時の水深よりも高く設定するものとする。

参考資料1 鋼製透過型砂防堰堤の種類と特徴

横ビーム式 HBO 型堰堤	
図	概要・特徴
	<p><b>【概要】</b> 横ビーム式 HBO 堰堤は、既成のハイブリッドバットレス型オープン堰堤のバットレス径間を広くとり、その間に岩脱式の横ビームを配置する。従来の HB 型オープン堰堤における対象礫径が小さくなるとバットレス径間も狭くなりすぎるという課題を解消するため、横ビーム間隔を調整可能とした。</p> <p><b>【特徴】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 鉄骨コンクリート構造(バットレス)と鋼管構造(横ビーム)の複合構造であり、既存の鋼製透過型砂防堰堤と同等の土石流捕捉機能を持つ。</li> <li>● 岩脱式の横ビームより既存の透過型堰堤では無理であったスリット幅の調整を図れる。</li> <li>● 除石の際、横ビームを取り外すと、バットレス径間を通り下流からのアクセスが可能となる。</li> <li>● 複数回の土石流を捕捉するようなどころでは、万一横ビームの耐力が不足した場合に、除石後横ビームを容易に取り替えることができる。</li> </ul> <p>出典：財団法人 砂防・地すべり技術センター 建設技術審査証明書 技審証第0502号</p>
J-スリット堰堤	
図	概要・特徴
	<p><b>【概要】</b> 従来の閉塞型の透過型砂防堰堤と同等の捕捉機能を有し、L型スリット堰堤とI型スリット堰堤の特徴を生かした合理的な断面形状を持つ鋼製透過型砂防堰堤である。</p> <p><b>【特徴】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 土石流の捕捉面をL型スリット堰堤の下流側から上流側へと変更することで、土石流の直撃を考慮する部材が上流側部材のみとなり、より経済的な部材設計が可能となる。</li> <li>● 堆砂自重を多くに見込むため上流部材を1:0.5に傾斜させ底版コンクリート量を軽減させた。</li> <li>● 下流側部材ののり勾配を1:0.2に傾斜させ、礫の自由落下に対して鋼管の安全性を確保できる有効高さに設定した。また、平常時の礫衝突を考慮し、下流側部材の足下を上流側部材と同じものを使用する。</li> </ul> <p>出典：財団法人 砂防・地すべり技術センター 建設技術審査証明書 技審証第0601号</p>

C B B O型砂防堰堤



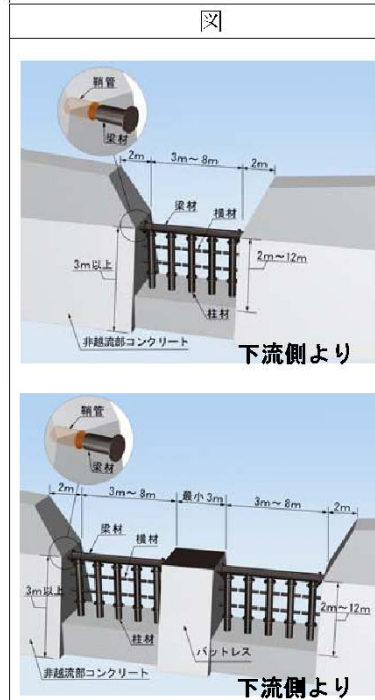
概要・特徴

**【概要】**  
土石流捕捉のための機能部材として、着脱可能な横ビームをメインに、その直前面にそれとクロスさせる形で縦に鋼管ビームを配し、それを背後で支える構造部材として、鋼殻材をまとったコンクリート扶壁を組み合わせた閉塞型の透過型堰堤である。

- 【特徴】**
- 機能部材と構造部材の役割に明確な一線を画し、前者の背後に後者をおくことによって、後者に対する土石流の直撃を防ぎ、その衝撃力を大幅に軽減している。
  - 機能・構造部材の接合に高力ボルトや溶接などを一切用いず、直線鋼欠板の嵌合継手を活用することによって、機能部材の着脱・交換を容易にしている。
  - それによる派生効果として、機能部材の主役を演ずる横ビーム鋼管の加工を一切割愛できるようになる。
  - 横ビームの土石流捕捉機能を補完する縦ビームを、前者の前面に重ね合わせる形で配置することによって、後者についてもまた前者におけると同様に、格子節点部における加工を無用としている。
  - 構造部材の中核を占める扶壁構造体は、鋼材とコンクリートの複合構造物であるが、高力ボルトや溶接等による接合手段を極力排除している。

出典：財団法人 砂防・地すべり技術センター  
建設技術審査証明書 技審証第 0503 号

鋼製スリット堰堤T型



概要・特徴

**【概要】**  
鋼管製の梁材と柱材で構成された鋼製フレームを砂防堰堤の非越流部コンクリート間、または水通し部の中間に設置されたバットレスコンクリート間に配置した透過型砂防堰堤である。

- 【特徴】**
- 3面支持構造  
梁材および柱材から成る鋼管フレームは、基礎コンクリートおよび左右岸の非越流部コンクリート（復径間の場合はバットレスコンクリート）の3面で支持された平面格子構造である。
  - 鞘管構造  
梁材の両端部は、左右岸の非越流部コンクリートに予め埋め込まれた鞘管内へ挿入する構造としている。本構造により、施工性・メンテナンス性が向上することのみならず、鋼管をコンクリート中に埋め込む構造に比較して温度応力の影響を受けない。
  - 冗長性（リダンダンシー）  
3面支持構造であることから、土石流等の衝撃により鋼管フレームが局部的に破損した場合においても、全体崩壊に繋がらない。
  - メンテナンス性  
鞘管構造により、破損部材の交換作業が容易となる。また、3面支持による平面格子構造であることから、立体格子より捕捉した礫や流木の除去作業が容易になる。

出典：財団法人 砂防・地すべり技術センター  
建設技術審査証明書 技審証第0704号



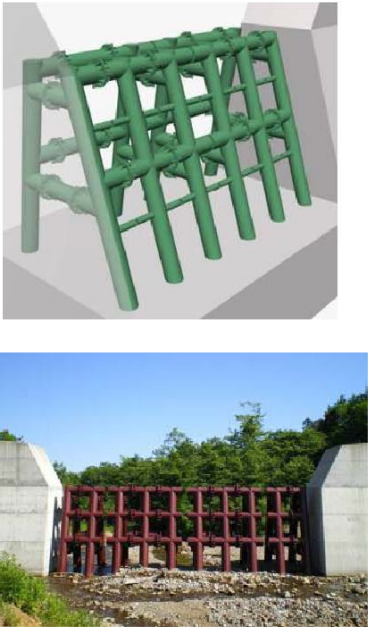
I型スリット堰堤	
図	概要・特徴
 <p>上流側より</p>  <p>下流側より</p>	<p><b>【概要】</b> 土石流の衝撃を和らげるために上流側に緩衝鋼管を配置し、フレーム構造（柱材、つなぎ梁、斜材）の連結部は鋼殻にコンクリートを充填して剛結した閉塞型の透過型堰堤である。</p> <p>財団法人 砂防・地すべり技術センター 新型鋼製砂防構造物開発技術評価証明書 評価証第00-1号</p> <p><b>【特徴】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 上流側の緩衝鋼管により、比較的大きな衝撃力をもつ土石流に対応することが可能である。</li> <li>● 部材数が少なく、短期施工が可能である。</li> <li>● 有効高さ2m程度の低い堰堤から、堰堤高さで15mまでの幅広い対応が可能である。</li> </ul> <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

格子形-2000C	
図	概要・特徴
 <p>下流側より(平常時)</p>  <p>下流側より(土石流捕捉時)</p>	<p><b>【概要】</b> 格子形-2000Cは、従来の格子形堰堤の機能に加え、構造に対する信頼性や経済性を向上させた鋼製砂防堰堤である。約φ600mmもしくは約φ500mmの鋼管を立体格子状に組み合わせた剛結構造物であり、大規模な土石流に対しても安全な透過型堰堤である。</p> <p>財団法人 砂防・地すべり技術センター 新型鋼製砂防構造物開発技術評価証明書 評価証第00-2号</p> <p><b>【特長】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 鋼管による立体剛結構造を採用し、高次の不静定構造物であるため、高い冗長性（リダンダンシー）を有しており、一部の部材が破損しても堰堤全体が崩壊し難い構造である。</li> <li>● 底版コンクリートを現河床勾配に合わせて施工することで、河道の連続性を保つことができ、魚道の設置も容易である。</li> <li>● 下段部と上段部に分けて段階施工が可能である。このため、鋼製部と非越流部のある高さまで施工すれば、早期に効果を発揮することができる。</li> </ul> <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

格子形鋼製堰堤

図	概要・特徴
	<p><b>【概要】</b> 格子形鋼製砂防堰堤は、約φ600mmの鋼管を立体格子状に組み合わせた剛結構造物であり、大規模な上石流に対しても安全な透過型堰堤である。</p> <p><b>【特長】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 多数の柱で基礎部へ定着された、高次の不静定構造物であり、鋼製透過型堰堤の中でも、高い冗長性を有している。</li> <li>● 底版コンクリートを現河床勾配に合わせて施工することで、河道の連続性を保つことができ、魚道の設置も容易である。</li> <li>● 縦材と横材の組合せにより、透過型堰堤の中で優れた捕捉性能を実現している。</li> </ul> <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

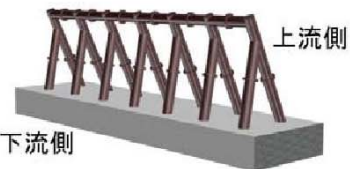
鋼製スリット堰堤B型

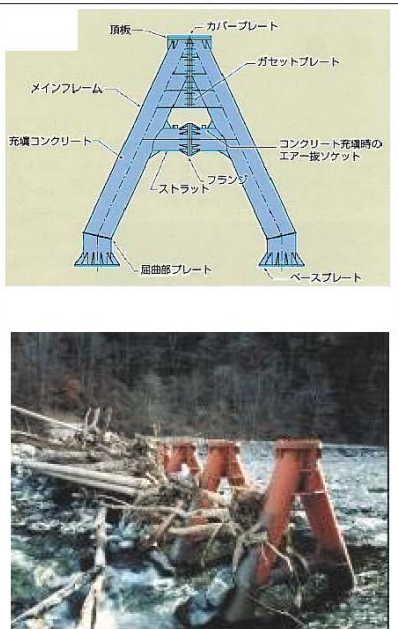
図	概要・特徴
	<p><b>【概要】</b> 土石流の偏心荷重（面外荷重）に対しても安定性が高い構造で、流れ方向・堰堤軸方向につなぎ梁を接合した立体フレーム構造である。</p> <p><b>【特徴】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 各立体フレームを独立して配置するため、組立て順序の制限が無く、組立て・設置効率が良い。</li> <li>● 無人化施工の実績がある。</li> <li>● 部材が損傷した場合、立体フレームが独立しているため、該当する立体フレームのみの部材交換で済み、鋼製部全体に及ぼす影響が少ない。</li> </ul> <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

## L型スリット堰堤

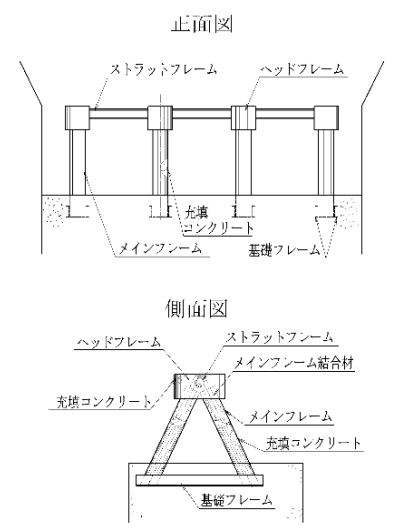
図	概要・特徴
	<p><b>【概要】</b> 底版コンクリートを持たず、ユニット単位に設置する開塞型の透過型堰堤である。</p> <p><b>【特徴】</b></p> <ul style="list-style-type: none"><li>● 底版コンクリートを持たないため、現地における施工期間が大幅に短縮でき、緊急対応が必要な場合にも有効である。</li><li>● 河床は自然のままに復元でき、河床の連続性を損なわないため、環境に調和し魚類などの水棲生物にも配慮できる。</li><li>● 既設堰堤の高上げを目的に、堆砂域に設置することが可能である。</li></ul> <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

参考資料2 鋼製流木止めの種類と特徴

流木捕捉工 D-スリット	
図	概要・特徴
	<p><b>【概要】</b> 断面を三角フレームとし、頭部を連結した構造である。掃流区間および土石流区間の副堰堤上に設置する流木捕捉工である。</p> <p><b>【特徴】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 合理的な構造であり、上部工の重量が削減される。</li> <li>● 堰堤幅も小さく、基礎コンクリート量を削減できる。</li> </ul> <p>出典：財団法人 砂防・地すべり技術センター 建設技術審査証明書 技審証第0702号</p>

鋼製スリット堰堤A型	
図	概要
	<p><b>【概要】</b> 鋼管を使用したA形状のフレームをコンクリート基礎に固定したものであり、フレーム高さ2～6mのものが一般的である。</p> <p><b>【特長】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 鋼管内部にコンクリートを充填することにより、衝撃に対する安全性を高めている。</li> <li>● 流木または礫の運動エネルギーに対し、フレーム全体の変形により吸収する構造である。</li> <li>● フレーム中央部において、左右2分割されるため、現場への搬入を容易に行うことができる。</li> <li>● 横断方向に梁材がないシンプルな構造であるため、捕捉した流木・礫の除去作業を容易に行うことができる。</li> </ul> <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

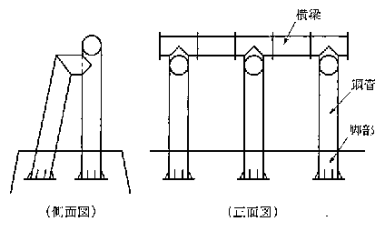
鋼製△形スリット

図	概要
	<p><b>【概要】</b>                      コンクリート充填鋼管による頭部連結および形鋼による底部連結構造である。頭部の連結は鋼板で囲んだヘッドフレーム部分が鉄骨とコンクリートによるSRC構造となっている。</p> <p><b>【特徴】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 鋼管同士の接合に鋼材とコンクリートの複合構造を採用している。</li> <li>● メインフレームに鋼管を使用し、コンクリートを充填しているため、耐衝撃抵抗力が大きい。</li> <li>● 鋼管のボルト連結部はすべてコンクリートに埋め込まれているため、流木などの直撃から保護されており、外観上もシンプルな構造である。</li> <li>● 単体の△型同士は、天端をストラットフレームで連結してあるため、流木や礫などが流れ方向から偏心して衝突した際にも、十分な抵抗性能を有する。</li> </ul> <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

h型流木捕捉工

図	概要
	<p><b>【概要】</b>                      h型流木捕捉工は、約φ350mm～φ500mmの鋼管を組み合わせた剛結構造物である。</p> <p><b>【特長】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 縦断方向の距離が短いため、天端幅が小さい副堤や垂直壁にも設置可能である。</li> <li>● 各部材は支保工無しで自立し、部材の接合はボルト締めのため施工性に優れ、短期間での現場架設が可能である。</li> </ul> <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

N型流木捕捉工

図	概要
 <p>(側面図) (正面図)</p>	<p><b>【概要】</b> N型流木捕捉工は、土石流危険渓流等における流木対策を目的に開発された流木捕捉工であり、既設砂防堰堤の本堤上に設置し流木捕捉機能を有するものである。</p> <p><b>【特徴】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 既設本堤上に設置する場合、流木捕捉工の高さが高くなると、既設堰堤の構造的な安定性が問題となる場合がある。したがってN型流木捕捉工の種類は、フレーム高さが2mと3mのものに限定されている。</li> <li>● 安定度の高い構造物とするため各フレームを横梁で連結していること。砂防堰堤の天端に設置しやすくするため脚の間隔を狭くしている点が大きな特徴である。なお土石流危険渓流がN型流木捕捉工の設置区間であることから、土石流流体力や礫の衝突荷重にも耐えられる構造となっている。流木および礫の衝突に対しては、フレーム全体の変形により吸収する。</li> </ul> <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

参考資料3 鋼製砂防堰堤施設の設置事例

鋼製砂防堰堤設置事例(H19～H22) 単位(m)

設置場所	河川名	構造物形式	えん堤高		礫径	部材間隔		
			えん堤高	鋼製高		縦材(水平)	横材(鉛直) 上段 / 下段	
長野県	中の沢	J-スリット堰堤	13.5	2.0	0.70	0.70	—	—
中国地方整備局	白水川	横ビーム式H30型	14.5	12.5	1.10	—	0.90	1.10
関東地方整備局	水の谷沢	J-スリット堰堤	11.5	5.0	1.00	1.25	—	—
福井県	鍋谷川	J-スリット堰堤	9.5	7.5	1.00	1.50	1.50	2.25
関東地方整備局	久蔵川	J-スリット堰堤	12.5	2.5	1.00	1.45	—	—
秋川県	十二ノ沢	CBBO型砂防堰堤	9.5	7.0	0.90	0.90	0.80	1.10
長野県	境沢	J-スリット堰堤	5.5	2.0	0.75	0.70	—	—
長野県	雨沢川	J-スリット堰堤	8.0	5.0	0.50	0.50	0.50	1.00
関東地方整備局	男鹿川石支入山沢	J-スリット堰堤	18.0	2.0	1.10	1.40	—	—
山梨県	下部川	J-スリット堰堤	13.5	3.5	1.80	1.80	—	—
群馬県	井戸沢	CBBO型砂防堰堤	8.5	6.5	1.20	0.95	1.10	1.58
群馬県	気奈沢川	鋼製スリット堰堤T型	9.5	6.5	1.20	1.20	1.20	1.80
岐阜県	谷下川	CBBO型砂防堰堤	10.0	7.0	0.70	0.65	0.68	1.08
岐阜県	岡前谷	鋼製スリット堰堤T型	10.5	2.0	0.80	0.80	0.40	0.90
群馬県	北沢	J-スリット堰堤	10.0	8.0	1.23	1.20	1.20	1.80
岐阜県	梅原谷	鋼製スリット堰堤T型	8.5	5.5	0.60	0.50	0.54	0.90
福井県	八幡川	CBBO型砂防堰堤	10.0	7.7	0.50	0.70	0.50	0.78
新潟県	広堀川	J-スリット堰堤	11.5	2.0	1.50	1.50	—	—
新潟県	大蔵川	鋼製スリット堰堤T型	11.0	2.0	0.70	0.70	0.40	0.90
岩手県	天神の沢(2)	鋼製スリット堰堤T型	7.5	4.5	0.50	0.50	0.46	0.75
岩手県	産女川	D-スリット	14.5	2.0	1.00	2.20	—	—
岩手県	磐井川	D-スリット	14.5	2.5	1.00	2.20	—	—
中部地方整備局	店沢	J-スリット堰堤	12.0	8.5	1.50	1.50	1.35	2.25
中部地方整備局	水無沢	J-スリット堰堤	9.0	6.0	1.00	1.00	1.00	1.50
中部地方整備局	千束川	CBBO型砂防堰堤	7.0	5.0	1.10	0.90	0.98	1.68
関東地方整備局	天狗沢	J-スリット堰堤	8.5	5.5	1.90	1.90	1.90	2.85
中部地方整備局	持社沢	CBBO型砂防堰堤	14.5	12.5	0.90	0.73	0.89	1.35
中部地方整備局	山室川	CBBO型砂防堰堤	13.5	9.5	1.00	0.86	1.00	1.50
群馬県	檜沢川	鋼製スリット堰堤T型	11.0	9.0	1.20	1.20	1.12	1.80
中国地方整備局	泉谷川	CBBO型砂防堰堤	14.5	11.8	1.10	0.93	1.10	1.70
中国地方整備局	余川	鋼製スリット堰堤T型	14.5	12.0	1.40	1.40	0.87	2.10
新潟県	漆原川	CBBO型砂防堰堤	12.0	9.0	0.40	0.35	0.40	0.58
秋田県	清水川(本川)	CBBO型砂防堰堤	4.5	2.0	0.80	0.70	0.40	0.78
秋田県	清水川(支川)	CBBO型砂防堰堤	9.5	7.0	0.50	0.50	0.40	0.68
秋田県	寺田大沢	CBBO型砂防堰堤	9.0	6.2	0.70	0.50	0.60	0.78
秋田県	寺田大沢(山田沢1号)	J-スリット堰堤	8.0	5.5	0.60	0.60	0.41	0.90
中部地方整備局	鞍骨沢	CBBO型砂防堰堤	14.5	11.5	0.70	0.80	0.88	0.98
中部地方整備局	鞍骨沢	J-スリット堰堤	9.0	7.0	0.70	1.05	1.05	1.05
中部地方整備局	中津川	CBBO型砂防堰堤	14.5	12.5	2.60	1.60	1.69	2.68