

土石流・流木対策設計技術指針に基づく設計例  
(不透過型砂防えん堤)

## 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	$A=0.12\text{km}^2$	
溪床勾配	$I=\tan\theta=1/4.4 \quad \theta=12.8^\circ$ [ $I>1/30$ 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	$d_{95}=1.0\text{m}$	
溪床堆積物の内部摩擦角	$\phi=35^\circ$	
水の密度	$\rho=1200\text{kg}/\text{m}^3$ [H=15m未満]	
礫の密度	$\sigma=2600\text{kg}/\text{m}^3$	
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	$W_c=22.56\text{kN}/\text{m}^3$	
礫の弾性係数	$E_2=5.0\times 10^9\times 9.8\text{N}/\text{m}^2$	
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	$E_1=0.1\times 2.6\times 10^9\times 9.8\text{N}/\text{m}^2$	
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: $q_u=600\text{kN}/\text{m}^2$	基礎処理不要
えん堤有効高	$H=7.0\text{m}$	
えん堤高	$H=9.0\text{m}$	根入れ 2m と仮定
流域の地質・土地利用	三紀層山岳	

●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

砂防えん堤の設計流量は、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。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot K_{f1} \times P_a \times A \dots (1)$$

- Q<sub>p</sub> : 清水の対象流量 (m<sup>3</sup>/s)  
 K<sub>f1</sub> : 流出係数 (0.75 : 表-2 より)  
 P<sub>a</sub> : 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 (P<sub>a</sub>) は設計地区の確率年ごとの降雨強度式があればそれを採用し、無い場合については下式により算出する。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times P_e \times A \dots (2)$$

- 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。

$$P_e = \left( \frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \times \left( \frac{24 \times K_{f1}^2}{K_{p1}/60 \times A^{0.22}} \right)^{0.606} \dots (3)$$

## ●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-調査-P.86】、【河砂-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-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  $Q_p=4.32\text{m}^3/\text{s}$  と算出される。

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

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

### 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 ( $Q_p$ ) の 1.5 倍とし、下式により  $Q = 6.48\text{m}^3/\text{s}$  と算出される。

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

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

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

## 2. 2 土石流ピーク流量 ( $Q_{sp}$ )

土石流ピーク流量 ( $Q_{sp}$ ) は、土石流総流量 ( $\Sigma Q$ ) との関係から算出する。

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

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

$Q_{sp}$  : 土石流ピーク流量 (m<sup>3</sup>/s)

$\Sigma Q$  : 土石流総流量 (m<sup>3</sup>)

$V_{dqp}$  : 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>)

$C_*$  : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6)

$C_d$  : 土石流濃度

・ 溪床堆積土砂の容積濃度 ( $C_*$ )

溪床堆積土砂の容積濃度 ( $C_*$ ) は、現場密度試験により求めることができるが、一般的に  $C_*=0.6$  程度である。

$$C_* = 0.6$$

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

$C_*$  : 溪床堆積土砂の容積濃度

$K_v$  : 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。

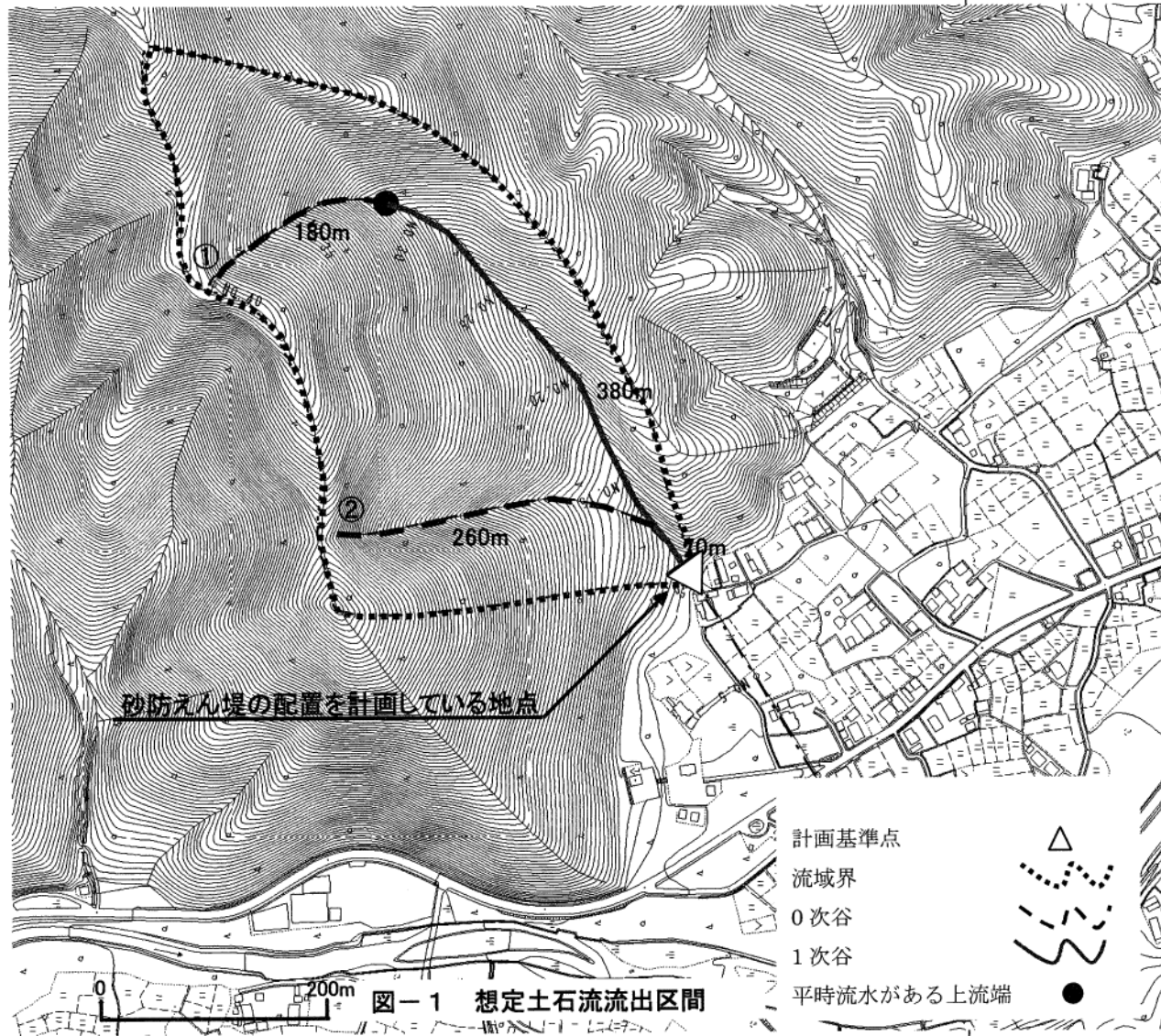
### 2. 2. 1 想定土石流流出区間の移動可能土砂量

砂防えん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	740

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 : 現溪床勾配 (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。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \times P_P \times A}{1 - K_v} \times \left( \frac{C_d}{1 - C_d} \right) \times K_{f2}$$

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

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

- 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 : 計画地点より上流の流域面積 (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>f2</sub> : 流出補正率

流出補正率 ( $K_{f2}$ ) は、既往土石流実績に基づく流域面積の下式の関数となり、 $0.1 \leq K_{f2} \leq 0.5$  の範囲内とする。

$$\begin{aligned} K_{f2} &= 0.05 (\log A - 2.0)^2 + 0.05 \\ &= 0.05 \times (\log 0.12 - 2.0)^2 + 0.05 \\ &= 0.48 \quad \dots (10) \end{aligned}$$

#### 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、 $V_{dqp} = 2,520\text{m}^3$  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  $Q_{sp} = 36.9\text{m}^3/\text{s}$  と算出される。

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



### 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) 土石流ピ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、現溪床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。

当えん堤では、現溪床幅程度とし、5.0mとする。

#### 3. 2 土砂含有を考慮した流量 (Q) に対する越流水深

土砂含有を考慮した流量 (Q) に対する越流水深 ( $D_h$ ) は、せきの公式により算出する。

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

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。D<sub>h</sub>=0.79m=0.8m と求まる。

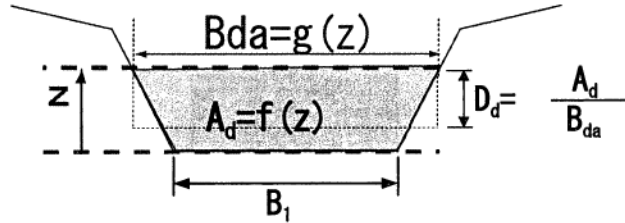
$$Q \doteq (0.71D_h + 1.77B_1) D_h^{3/2} \dots (12)'$$

### ●設計水深

…土石流・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

不透過型砂防えん堤の水通し幅 ( $B_1$ ) は、現溪床幅程度を基本とし、3m 以上を原則とする。ここでは、現溪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 ( $z$ ) 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。 $z$  と  $B_{da}$  の関係を図-2 にグラフとして示す。

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

水通し部における流下断面積 ( $A_d$ ) も、土石流の越流水深 ( $z$ ) 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。 $z$  と  $A_d$  の関係を図-3 にグラフとして示す。

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

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

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

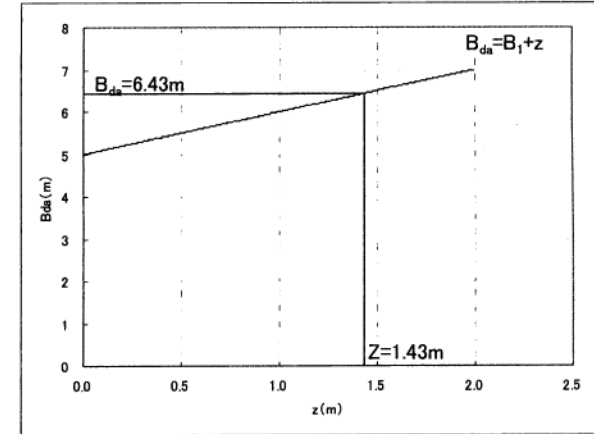


図-2 Z- $B_{da}$  の関係

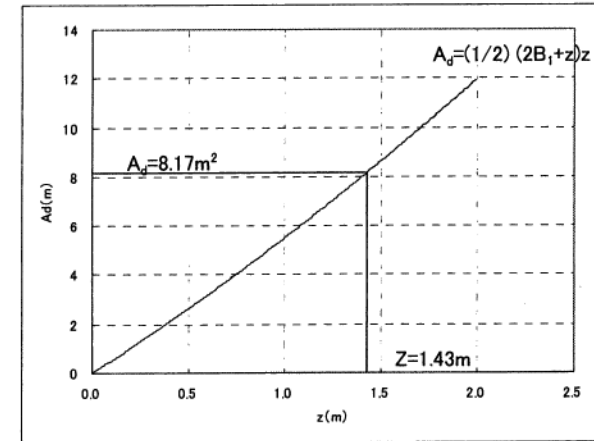


図-3 Z- $A_d$  の関係

土石流の流速 (U) は、次式により求める。z 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)  
 $\theta$  : 計画堆砂勾配 ( $\theta = 8.62^\circ$ ,  $I = 1/4.4 \times 2/3 = 1/6.6$ )

この断面によって流下させることが可能な土石流流量 ( $Q_{spcal}$ ) は、 $U \cdot A_d$  で表される。 $Q_{spcal}$  と z の関係を図-6 にグラフとして示す。

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

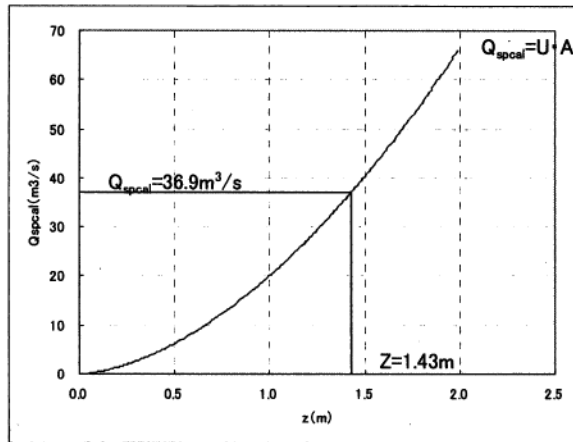


図-6 Z- $Q_{spcal}$  の関係

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

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

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。

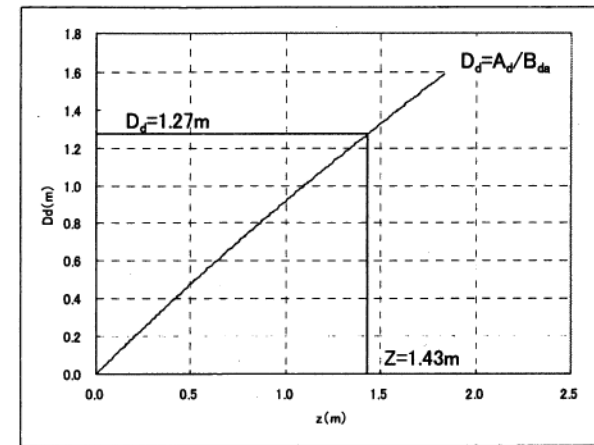


図-4 Z- $D_d$  の関係

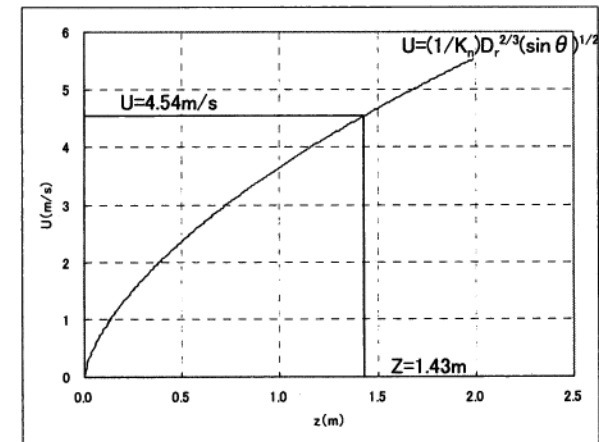


図-5 Z-U の関係

### 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、 $z=1.5\text{m}$ を採用する。

{	土砂の含有を考慮した流量に対する越流水深	$D_h=0.8$ (m)
	土石流ピーク流量に対する越流水深	$z=1.5$ (m)
	最大礫径	$d_{95}=1.0$ (m)

#### 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（ $\Delta h = 0.8\text{m} \cdot \Delta H/H = 0.8/1.5 = 0.53 \geq 0.5$ ）を加えた水通し高さ（ $1.5 + 0.8 = 2.3\text{m}$ ）、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。

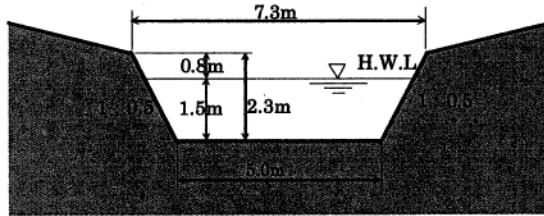


図-7 水通し断面

##### ●水通し断面

…土石流・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 溪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、設計水深は土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値とする。

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ない。

…土石流・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越流部の断面を設計

#### 4. 1. 2 本体の天端幅

砂防えん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耗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。

当該砂防えん堤の天端幅は3.0mとした。

ここで、本体の天端幅は衝突する最大礫径 ( $d_{95}=1.0\text{m}$ ) 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・流木捕捉工の砂防えん堤は、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、砂防えん堤の上流端に引張応力が生じないよう、砂防えん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砂防えん堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
- ③砂防えん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、砂防えん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 :  $f=0.6$

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。

##### ●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（堤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、えん堤高が15m未満の場合を原則として  $N=1.2$  以上、えん堤高が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  $q_u$  :  $600\text{kN/m}^2$

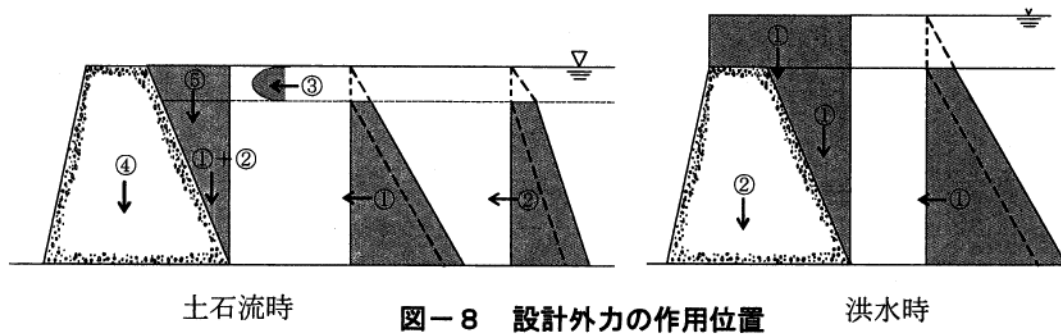
…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・雪崩防止工事ポケットブック P.113

(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、不透過型砂防えん堤の越流部では表-6のとおりとする。

表-6 不透過型砂防えん堤の設計外力

	平常時	土石流時	洪水時
えん堤高 15m 未満		①静水圧、②堆砂圧 ③土石流流体力、④本体自重、⑤土石流の重さ	①静水圧、②本体自重
えん堤高 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、土石流流体力、本体自重、土石流の重さ、揚圧力	静水圧、堆砂圧、本体自重、揚圧力



●設計外力

…土石流・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。

$$P = \rho g \cdot h_w \quad \dots (18)$$

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

$\rho$  : 水の密度 (1200kg/m<sup>3</sup>)

g : 重力加速度

$h_w$  : 水面から任意の点の水深 (m)

洪水時

水平方向

$$\begin{aligned} F_{P_{H1}} &= \int_0^H \rho g z dz \\ &= \frac{1}{2} \rho g [z^2]_0^H \\ &= \frac{1}{2} \rho g H^2 \quad \dots (19) \end{aligned}$$

$$F_{P_{H2}} = \rho g D_h H \quad \dots (20)$$

$F_{P_{H1}}$  : 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)

H : えん堤高 (m)

z : 水面からの水深 (m)

$D_h$  : 越流水深 (m)

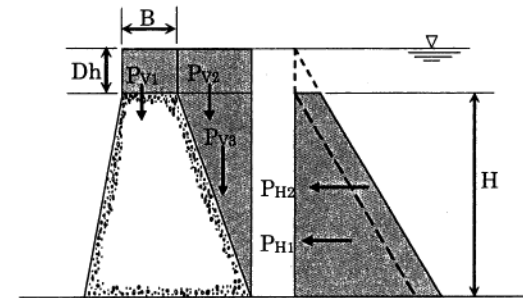


図-9 静水圧 (洪水時)



垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \rho g D_h B \quad \dots (21)$$

$$F_{P_{V2}} = \rho g D_h m H \quad \dots (22)$$

$$F_{P_{V3}} = \frac{1}{2} \rho g m H^2 \quad \dots (23)$$

$F_{P_{V1}}$  : 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

土石流時

水平方向

$$\begin{aligned} F_{P_{H1}} &= \int_0^{H-D_d} \rho g z dz \\ &= \frac{1}{2} \rho g [z^2]_0^{H-D_d} \\ &= \frac{1}{2} \rho g (H - D_d)^2 \quad \dots (24) \end{aligned}$$

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

$F_{P_{H1}}$  : 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)

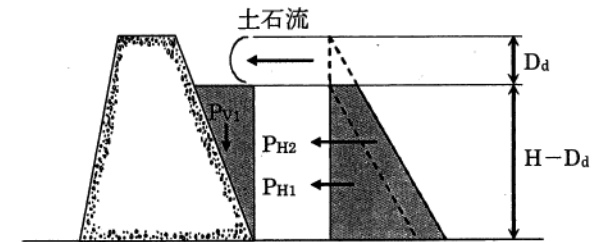


図-10 静水圧 (土石流時)

$D_d$  : 土石流の水深 (m)

垂直方向

$$F_{P_{v1}} = \frac{1}{2} \rho g m (H - D_d)^2 \quad \dots (26)$$

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

## ② 堆砂圧

当該えん堤は、えん堤高 15m 未満のため、堆砂圧は土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、水通し天端高から土石流の水深に等しい高さを下げた高さとする。

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

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

$P_{eH}$  : 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 ( $\cos i \approx 1$  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°)

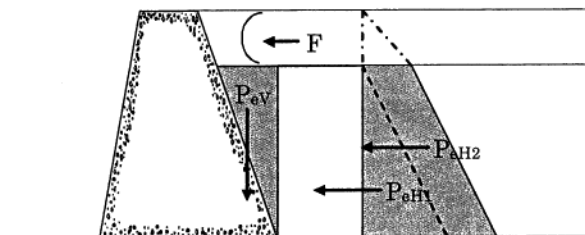


図-11 堆砂圧

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、 $\cos i \approx 1$  として算出する。

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

…砂防設計公式集 p99

堆砂にかかる土石流の上乗荷重分 ( $P_{eH2}$ ) は、 $\gamma_d - \rho g = 4.12 \text{ kN/m}^2$  を基に算出している (水圧を  $P_{H2}$  で別途計上しているため)。

土石流時

水平方向

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

$$F_{P_{eH2}} = C_e (\gamma_d - \rho g) D_d (H - D_d) \quad \dots (30)$$

H : えん堤高 (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)

$W_{si}$  : 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>)

$\rho$  : 水の密度 (1200kg/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度

垂直方向

$$F_{P_{eV1}} = \frac{1}{2} W_{si} m (H - D_d)^2 \quad \dots (31)$$

$F_{P_{eV1}}$  : 単位幅当たりの  $P_{eV1}$  による荷重 (kN/m)

$m$  : 本体上流ののり勾配

③ 土石流の流速と水深 (U, D<sub>d</sub>)

砂防えん堤計画地点上流の溪流横断面図を、図-12 に示す。

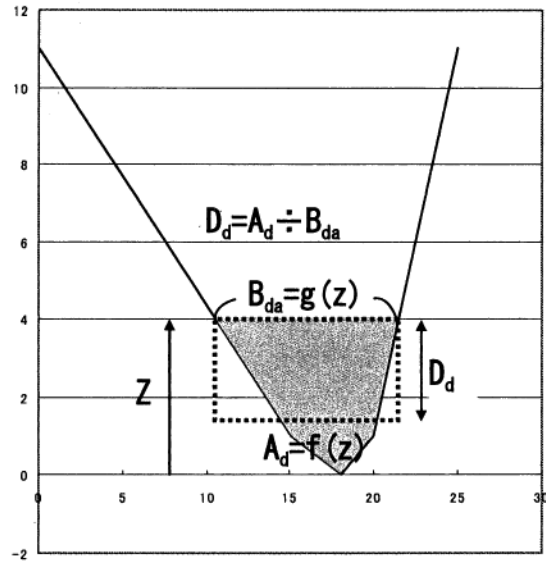


図-12 砂防えん堤計画地点上流の溪流横断面図

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。

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

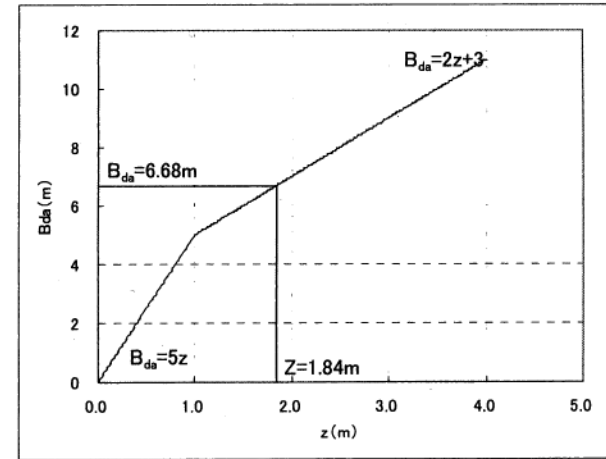


図-13 Z-B<sub>da</sub> の関係

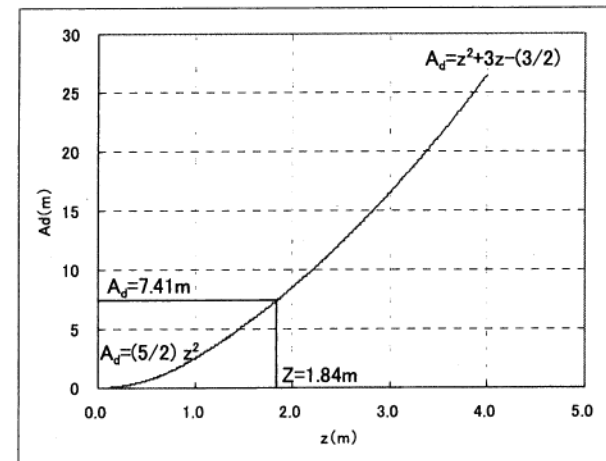


図-14 Z-A<sub>d</sub> の関係

また河道断面積( $A_d$ )も  $z$  の関数であり、以下の式により表される。 $z$  と  $A_d$  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 ( $D_d$ ) は、 $z$  の関数であり、図-15 のようになる。

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

土石流の流速 ( $U$ ) は、式 (32)、(33)、(34) を式 (35) に代入すると、図-16 のようになる。

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

$K_n$  : 粗度係数 ( $K_n=0.1$  : 自然河道フロント部)  
 $\theta$  : 現溪床勾配 ( $\theta = 12.8^\circ$ ,  $I=1/4.4$ )

この断面によって流下させることが可能な土石流流量 ( $Q_{spcal}$ ) 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、 $Q_{spcal}$  が土石流ピーク流量  $Q_{sp}$  ( $36.9\text{m}^3/\text{s}$ ) と一致したときの  $z$  を

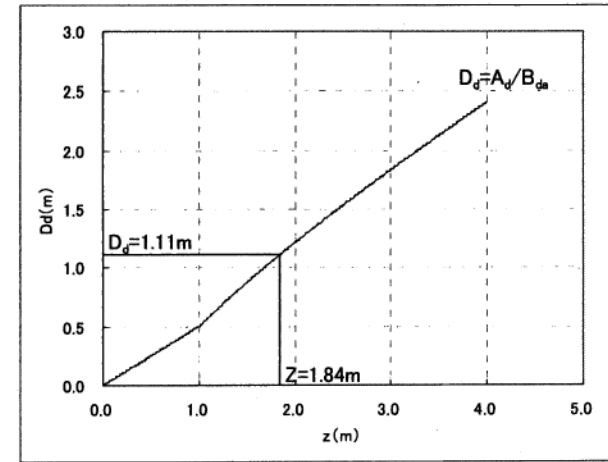


図-15 Z- $D_d$  の関係

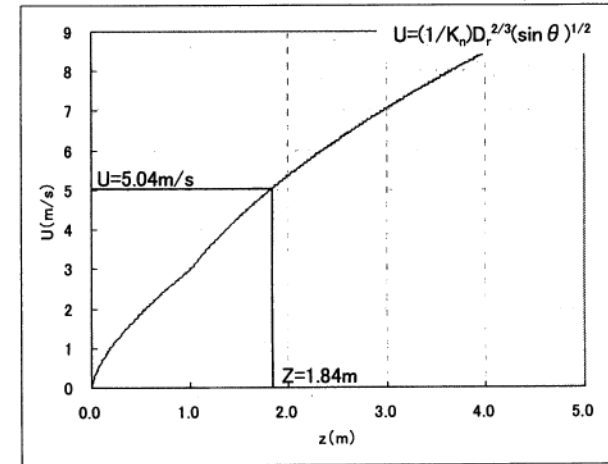


図-16 Z-U の関係

求めると、 $z=1.84\text{m}$  となる。

式 (34)、(35) 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  $D_d=1.11\text{m}$

土石流の流速  $U=5.04\text{m/s}$

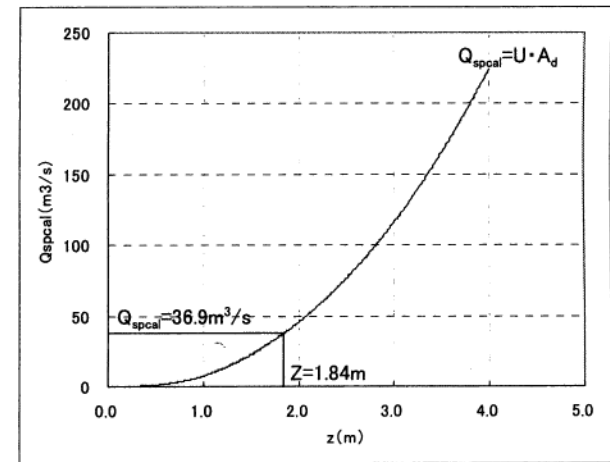


図-17  $Z-Q_{\text{spcal}}$  の関係

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。

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

$\gamma_d$	: 土石流の単位体積重量	( $\text{kN/m}^3$ )
$\sigma$	: 礫の密度	( $2600\text{kg/m}^3$ )
$\rho$	: 水の密度	( $1200\text{kg/m}^3$ )
$g$	: 重力加速度	( $9.8\text{m/s}^2$ )
$C_d$	: 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。

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

F	: 土石流流体力	( $\text{kN/m}$ )
$K_h$	: 係数	(1.0)
$\gamma_d$	: 土石流の単位体積重量	( $17.40\text{kN/m}^3$ )
$D_a$	: 土石流の水深	(1.11m)
$g$	: 重力加速度	( $9.8\text{m/s}^2$ )
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

砂防えん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

不透過型砂防えん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

砂防えん堤の越流部における下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。

砂防えん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)

$H$  : えん堤高 (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・流木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、えん堤高さ  $H$  (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。えん堤高が高くなると  $L/H$  の値は小さくなるが、0.2 を下限とする。

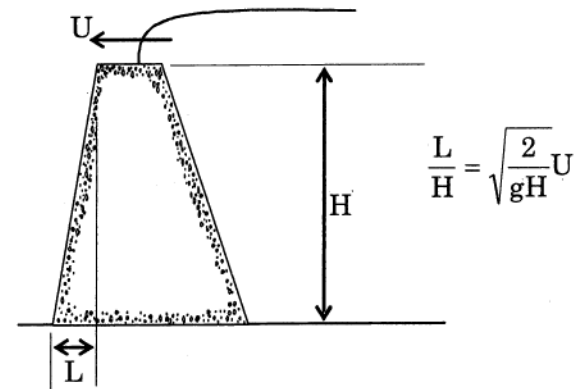


図-18 下流のり勾配



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はある。

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-7 に上下流のり勾配と堤体断面積の関係を示す。

表-8 より、当該砂防えん堤では、[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、同一となった (表-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-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
m 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) )

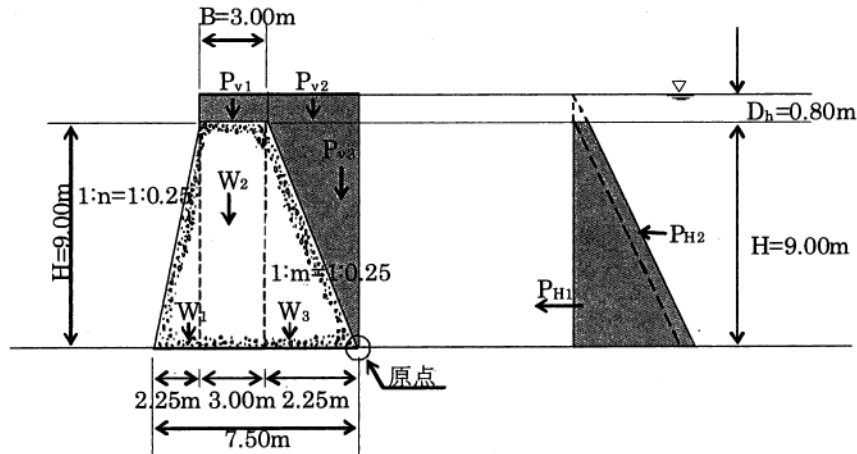


図-19 砂防えん堤に作用する力 (洪水時)

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			6028.01

(i) 「砂防えん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) 「砂防えん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

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

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

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

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

●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 安定計算(土石流時 (n=0.25, m=0.25) )

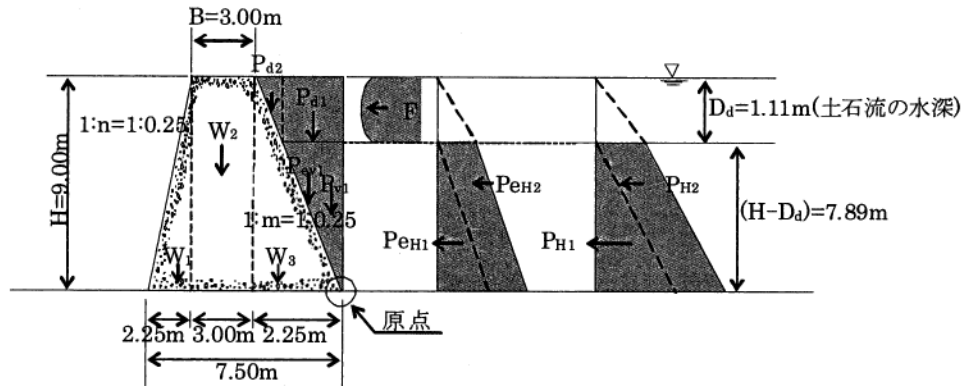


図-20 砂防えん堤に作用する力(土石流時)

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>ev1</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>eH1</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>eH2</sub>	$0.30 \times (17.40 - 11.77) \times 1.11 \times 7.89$		14.79	$1/2 \times 7.89$	3.95	58.42
土石流の重さ	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
土石流流体力	F	$1.00 \times 17.40 / 9.80 \times 1.11 \times 5.04^2$		50.06	$7.89 + 1/2 \times 1.11$	8.45	423.01
合計			1262.45	611.22			6197.84

(i) 「砂防えん堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入る事」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) 「砂防えん堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさない事」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事」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、越流部の本体と同一とすることを基本とする。  
当該えん堤では、非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とする。

##### 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、現溪床勾配程度の勾配をつけるものとし、当該砂防えん堤においては現溪床勾配が 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) 袖部の下流のり勾配

袖部の下流のり勾配は、直または本体の下流のり勾配に一致させる。  
当該砂防えん堤においては、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、袖部の下流のり勾配も 1:0.25 とした。

###### (5) 袖部の天端幅

袖部の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。

当該砂防えん堤では、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。

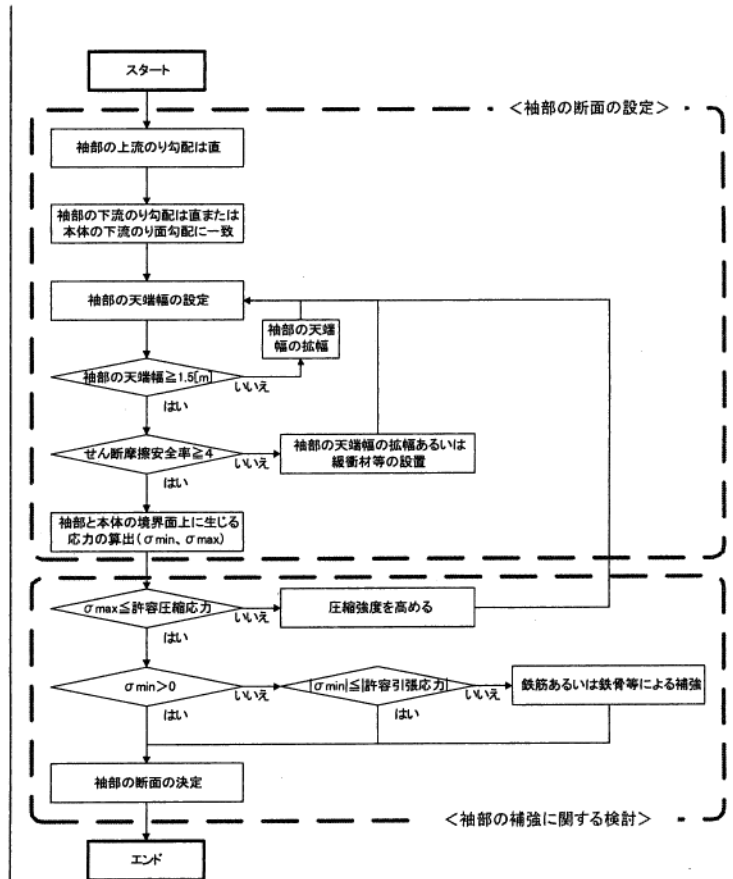


図-21 袖部の形状の決定フロー

#### ●袖部の形状

- …砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説
- 2. 1. 3. 3(2)
- 2. 1. 3. 3(3)
- 2. 1. 3. 3(4)

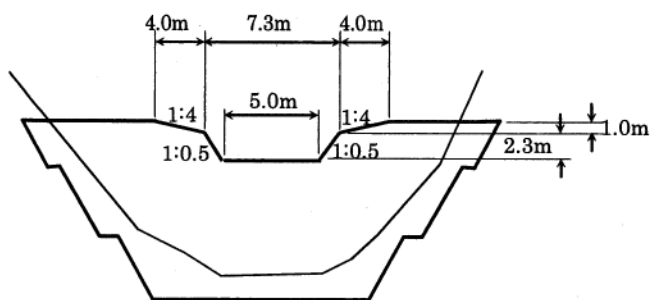


図-22 袖部の形状

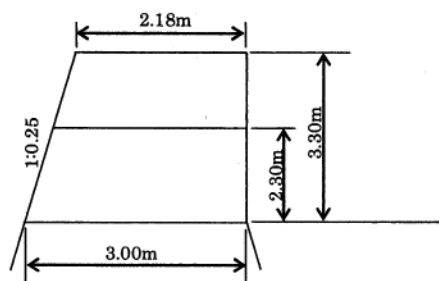


図-23 袖部断面の形状

※ 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、各地整及び都道府県の運用に基づき、適正に設定すること。

(5-1) 礫の衝撃力の算定

砂防えん堤の袖部は、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、礫の衝撃力と流木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。

砂防えん堤の袖部は、打継目毎に1ブロックに対して土石流流体力及び礫の衝撃力に対して安全な構造とする必要がある。

礫の衝突により、堤体の受ける衝撃力 (P) は次式により算定する。

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

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} \dots (58), \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} \dots (59)$$

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

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

$E_1$  : コンクリートの終局強度割線弾性係数 ( $0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$ )

$E_2$  : 礫の弾性係数 ( $5.0 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$ )

$\nu_1$  : コンクリートのポアソン比 (0.194)

$\nu_2$  : 礫のポアソン比 (0.23)

$m_1$  : コンクリートの質量

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

$m_2$  : 礫の質量 ( $4/3 \times \pi \times 0.50^3 \times 2.6 \times 10^3 = 1361 \text{ kg}$ )

R : 礫の半径 (0.50m)

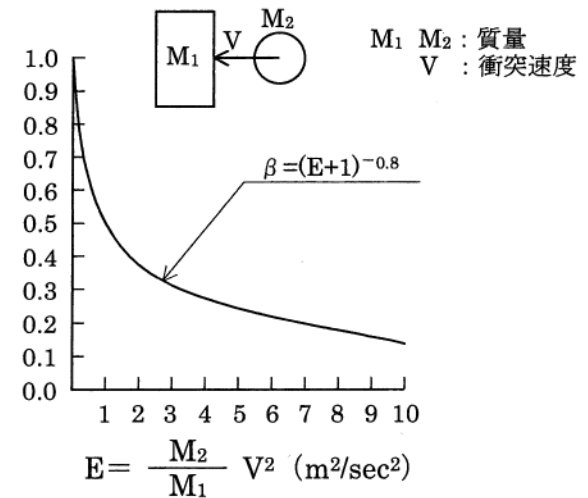


図-24 礫の衝突速度と衝撃力の補正係数

(水山、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)

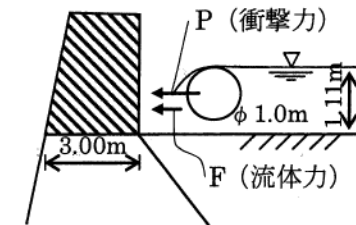


図-25 土石流の衝突により袖部に作用する力



V : 礫の速度 (5.04m/sec)

$\alpha$  : へこみ量

$\beta$  : 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。

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

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

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

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

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

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

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

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。

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

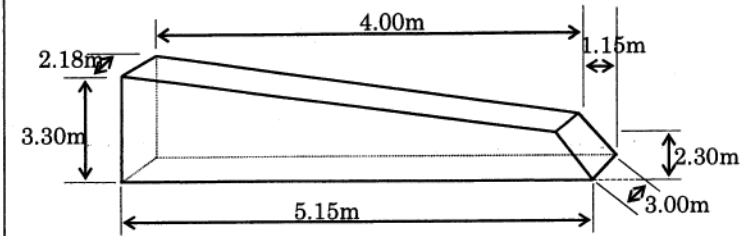


図-26 袖部ブロック図

(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。

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

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

$L_{wm}$  : 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)

$B_d$  : 土石流の平均流下幅

(土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅) (m)

ここで、「計画例 流域概要」より、立木の最大樹高  $H_{wm}=30m$ 、「計画例 4章 4. 1 計画流出量 (1) 計画流出土砂量 ( $V_d$ )」より、えん堤計画地点の土石流の平均流下幅  $B_d=5.0m$  であるため、 $L_{wm}$  は以下の通り算定される。

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

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

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、 $0.5m$  である。

$R_{wm} = 0.5m$

(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。

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

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

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

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

$E_1$  : コンクリートの終局強度割線弾性係数 ( $0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$ )

$E_3$  : 流木の弾性係数 ( $7.35 \times 10^9 \text{N/m}^2$ )

$\nu_1$  : コンクリートのポアソン比 (0.194)

$\nu_3$  : 流木のポアソン比 (0.40)

$m_1$  : コンクリートの質量

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

$m_3$  : 流木の質量 ( $\pi \times 0.25^2 \times 6.5 \times 330 = 421 \text{ kg}$ )

流木の最大直径  $R_{wm}$  : 0.5m

流木の最大長  $L_{wm}$  : 6.5m

流木の密度 :  $330 \text{kg/m}^3$

$R$  : 流木の半径 (0.25m)

$V$  : 流木の速度 (5.04m/sec)

$\alpha$  : へこみ量

$\beta$  : 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。

表-10 主要樹種の弾性定数

樹種	密度 ( $\text{kg/m}^3$ )	ヤング係数 ( $\times 10^9 \text{N/m}^2$ )	ポアソン比
		$E_L$	$\nu_{LR}$
スギ	330	7.35	0.40
エゾマツ	390	10.79	0.40
アカマツ	510	11.77	0.40
ブナ	620	12.26	0.40
キリ	290	5.88	0.40
ミズナラ	700	11.28	0.40
ケヤキ	700	10.30	0.40
イチイガシ	830	16.18	0.40
ニセアカシア	750	12.75	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、その直角方向とでは、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。

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

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

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.25}{9\pi^2(1.2 \times 10^{-10} + 0.36 \times 10^{-10})^2}} = 13.60 \times 10^8 \quad \dots (81)$$

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

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

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

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

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

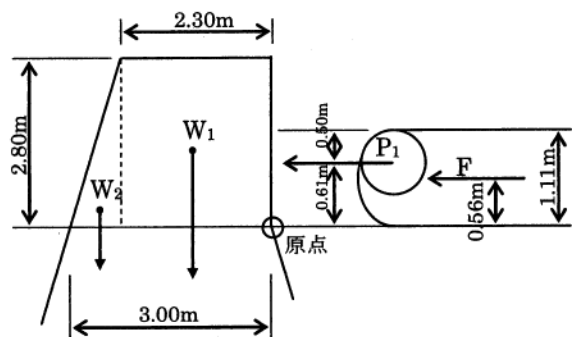
以上のとおり算出した、単位幅当たりの礫の衝撃力 ( $P_1$ ) と、流木の衝撃力 ( $P_2$ ) を比較し、大きい方を袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。

従って、以下のとおりとなり、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

砂防えん堤の袖部には、図-27 に示す設計外力が加わる。



F : 土石流流体力 (50.06kN/m)

$P_1$ : 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、礫は堆砂面上を流下して衝突するものとする。

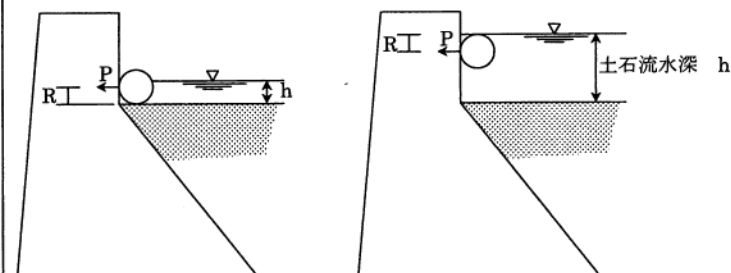


図-28 袖に対する礫の衝突荷重

(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。

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

(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。

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

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

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

●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

単位：N/mm<sup>2</sup>

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

…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 τ<sub>c</sub>

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

●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 σ'ca

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

・許容曲げ引張応力度 σca

一般には、コンクリートの許容曲げ引張応力度 σca 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 σca ≤ 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  $18\text{N/mm}^2$  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  $18\text{N/mm}^2$  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

砂防えん堤の前庭部には、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、副えん堤、水叩き、側壁護岸などが考えられ、えん堤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。

当えん堤では、副えん堤方式を選定した。なお、副えん堤天端には流木止めを設置し、主えん堤で捕捉できなかっ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湛水池の面積は、「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 副えん堤の位置

副えん堤の位置は、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、副えん堤間の長さ(主えん堤天端下流端から副えん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えん堤の高さ (m)

h<sub>3</sub> : 主えん堤の越流水深 (m)

以上より、主、副えん堤間の長さ L は、17.0m を採用する。

### 5. 2 副えん堤天端の高さ

副えん堤天端の高さは、経験式を用いて求める。

経験式

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

副えん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、えん堤高が低いほど大きくとるのがよい。

副えん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, 副えん堤の重複高 (主えん堤底高と副えん堤天端高の差) (m)

$H$  : 主えん堤のえん堤高 (m)

以上より、主, 副えん堤の重複高  $H_2$  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、副えん堤天端には流木止めを設置し、主えん堤で捕捉できなかっ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, 副えん堤間の長さ  $L$  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)

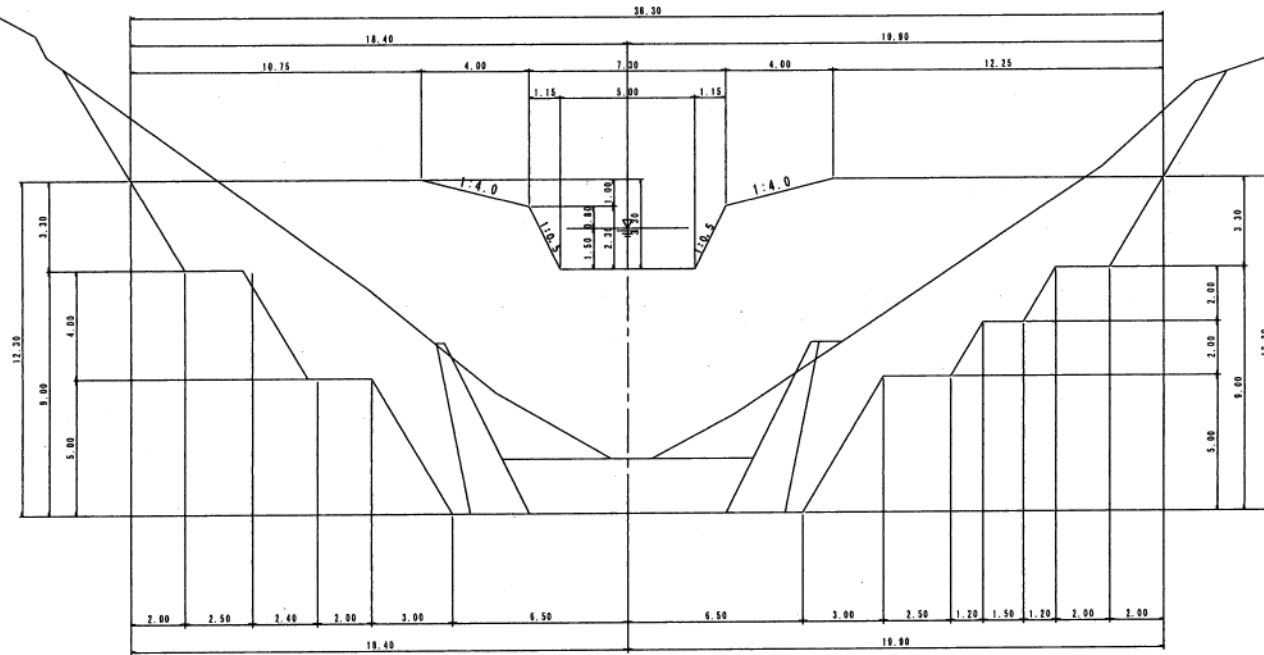
$A_w$  : 流木止めの上流に必要な湛水池の面積 ( $\text{m}^2$ )

$L$  : 主, 副えん堤間の長さ (m)

以上より、湛水池の幅は 20.0m とする。

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

本堤正面図



本堤側面図

