

### 第3章 水系砂防施設設計

#### 総 則

本章は、水系砂防計画の掃流区間（溪床勾配 1/30 より緩い区間）において配置する砂防施設を対象とする。

なお、水系砂防計画においても土石流区間に配置する砂防施設については、本便覧の第3編第2章土石流・流木対策施設（p3-6）を参照する。

## 第1節 不透過型砂防堰堤

### 1.1 総 則

不透過型砂防堰堤は、砂防設備計画に基づき、必要な機能と安全性、経済性および維持管理面についても考慮して設計するものとする。

#### 【解 説】

本章では、不透過型砂防堰堤のうち、基本的な重力式コンクリート堰堤について記述するものとする。

鋼製砂防堰堤については、「鋼製砂防構造物設計便覧」（財団法人 砂防・地すべり技術センター、平成21年9月）によるものとする。

### 1.2 各部の名称

砂防堰堤工各部の名称は、図 3.1、図 3.2 に示すとおりである。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-3

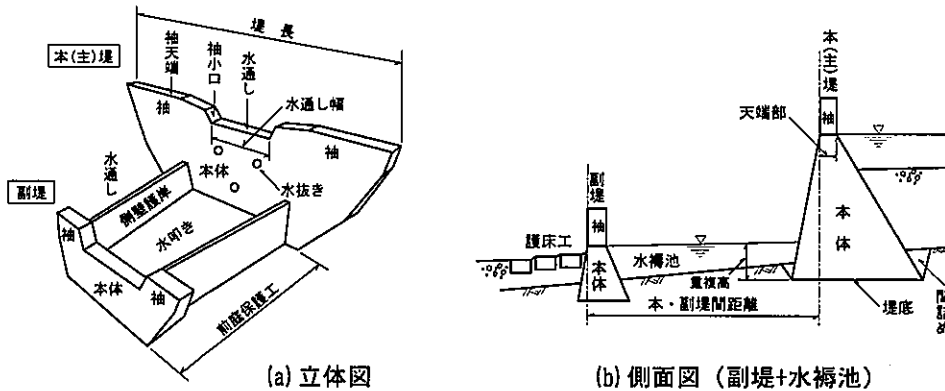


図 3.1 不透過型砂防堰堤各部の名称 (1)

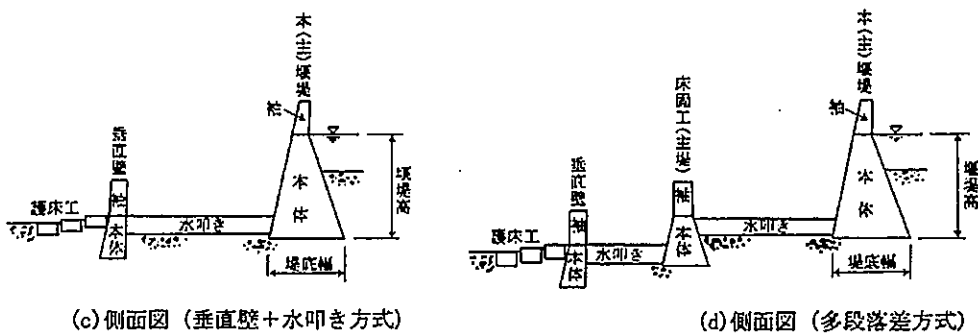


図 3.2 不透過型砂防堰堤各部の名称 (2)

### 1.3 水通しの設計

#### 1.3.1 水通しの位置

水通しの中心の位置は、原則として現河床の中央に位置するものとし、堰堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向などを考慮して定めるものとする。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-9、「砂防設計公式集（マニュアル）」p95

##### 【解説】

水通しの位置は、原則として現河床の中央において下流流心に対して直角に設ける。下流路の延長線上かつ上流側に対しても満砂後における洪水時の主流からあまり外れない位置に水通しを設けることが望ましい。

溪岸または溪床の一方が岩盤で他方が砂礫地盤の場合には、落水水による前庭部の洗掘を軽減するために水通しを片寄せて岩盤の上部に設けることがある（図 3.3 (A) 参照）。また、一方の溪岸部に崩壊地がある場合も同様である（図 3.3 (B) 参照）。下流路が狭い場合には、水通しが主流の位置から著しく外れると洪水時に袖部が水制の作用をするため袖上流側に強力な渦が発生し、堰堤と治山との取付部が洗掘する恐れがあることに留意する。

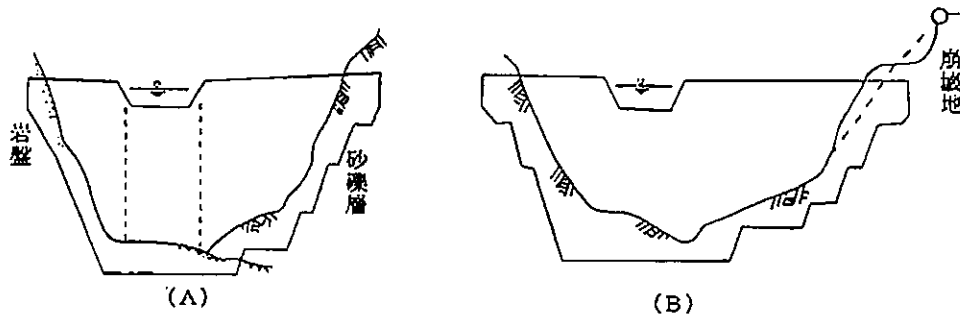


図 3.3 水通しの位置

#### 1.3.2 水通し断面

水通し断面は、原則として台形とし、その形状は次によるものとする。

1. 水通し幅は、流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食による著しい支障を及ぼさない範囲において、できる限り広くする。
2. 水通しの高さは、対象流量を流しうる水位に、表 3.1 に定める余裕高以上の値を加えて定める。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-9、「砂防設計公式集（マニュアル）」p95

##### 【解説】

##### (1) 水通しの高さ

水通しの高さは、設計水深+余裕高とする。余裕高は、表 3.1 による。

表 3.1 余裕高

対象流量	余裕高 ( $h_3'$ )
200m <sup>3</sup> /sec 未満	0.6m
200m <sup>3</sup> /sec 以上 500m <sup>3</sup> /sec 未満	0.8m
500m <sup>3</sup> /sec 以上	1.0m

(2) 水通し底幅 ( $B_1$ )

流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食など支障を及ぼさない範囲で、可能な限り広くとる。

水通しの幅は、溪床幅の許す限り広くして越流水深をなるべく小さくし、下流部の洗掘を軽減することが大切であるが、広すぎるために乱流する場合もあるので、慎重に検討する必要がある。

上流流域面積が小さい場合には流量は少なくなるが、流下土砂、流木などを考慮して水通しの最小幅は3mとする。なお、底幅の単位は0.5m単位とする。

(3) 水通し袖小口

砂防堰堤の水通し袖小口は、原則として1:0.5を標準とする。

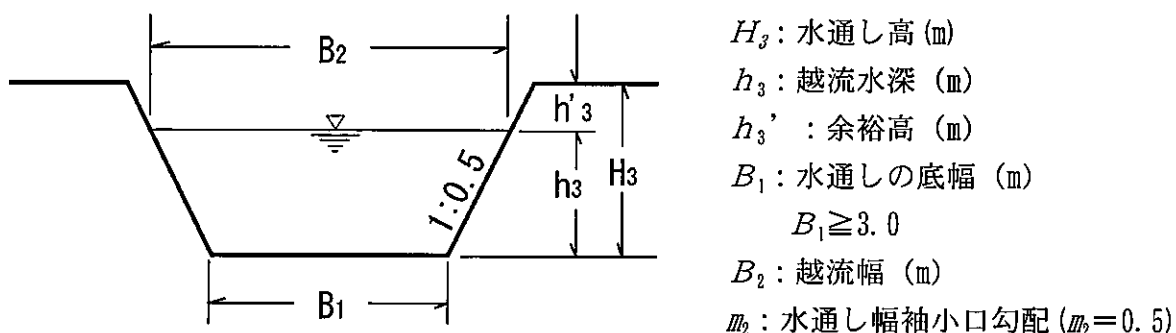


図 3.4 水通し

1.3.2.1 設計流量

堰堤の設計流量は、降雨量の超過確率 1/100 程度の規模もしくは既往最大雨量のうち、どちらか大きい値によって計算した清水流量に土砂混入率を考慮した値とする。

「砂防設計公式集 (マニュアル)」 p84

【解説】

設計流量  $Q$  は式 3.1、合理式 (ラショナル式) によるピーク流量は式 3.2 により算定する。

$$Q = Q_p \times (1 + \alpha) \quad \text{式 3.1}$$

$$Q_p = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A \text{(合理式)} \quad \text{式 3.2}$$

$Q_p$  : 水みのピーク流量 (清水流量) ( $\text{m}^3/\text{sec}$ )

$\alpha$  : 土砂混入による割増率

当該堰堤の上流に既設堰堤がない場合  $\alpha = 0.2$

当該堰堤の上流に既設堰堤がある場合  $\alpha = 0.1$

$f$  : 流出係数

$r$  : 洪水到達時間 ( $T$ ) 内の平均降雨強度 ( $\text{mm}/\text{hr}$ )

$A$  : 流域面積 ( $\text{km}^2$ )

### (1) 水みのピーク流量 $Q_p$ (清水流量)

上流にダムなどの洪水調節施設のない河川で、流域面積が比較的小さく、かつ流域に貯留現象がなく、または、貯留現象を考慮する必要のない河川においては、合理式によって水みのピーク流量 (清水流量) を算定する。

なお、上流にダムなどが配置されている場合や貯留現象を考慮しなければならないなど合理式が適用されない河川においては、貯留関数法、単位図法、特性曲線法 (等価粗度法) などによって計画高水流量を算定する必要がある。

計画高水流量は、安全側を見込んで端数を切り上げる。この場合の目安は、表 3.2 のとおりである。

表 3.2 流量の単位

10 $\text{m}^3$ /sec 未満	少数第2位以下を切り上げ 0.1 $\text{m}^3$ /sec 単位とする。	$Q = 6.43 \rightarrow 6.5 \text{m}^3 / \text{sec}$
10 $\text{m}^3$ /sec 以上 100 $\text{m}^3$ /sec 未満	少数点以下を切り上げ 1 $\text{m}^3$ /sec 単位とする。	$Q = 36.2 \rightarrow 37 \text{m}^3 / \text{sec}$
100 $\text{m}^3$ /sec 以上	5 $\text{m}^3$ /sec 以下を切り上げ 5 $\text{m}^3$ /sec 単位とする。	$Q = 121.2 \rightarrow 125 \text{m}^3 / \text{sec}$

(2) 流出係数  $f$

流出係数は、流域の地被、植生、形状、開発状況などを勘案し、土地利用ごとの流出係数を用いて、式 3.3 により、対象流域内の平均流出係数を設定する。

なお、標準的な流出係数は、表 3.3 のとおりである。

表 3.3 合理式の標準的な流出係数 ( $f$ )

密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑、原野	0.6
水田	0.7
山地	0.7

「砂防設計公式集 (マニュアル)」 p86

$$f = \frac{f_1 A_1 + f_2 A_2 + \dots}{A_1 + A_2 + \dots} \quad \text{式 3.3}$$

$f$  : 対象流域内の平均流出係数

$A_1$  : 項目ごとの流域面積 ( $\text{km}^2$ )

$f_1$  : 項目ごとの流出係数

(3) 洪水到達時間  $T$

合理式に用いられる洪水到達時間 ( $T$ ) は、流域の最遠点に降った雨がその流域の出口に達するまでに要する時間として定義され、原則として「雨水が流域から河道に至る流入時間 (流入時間:  $T_0$ )」と「河道内の流下時間 (河道流下時間:  $T_1$ )」の和とする。

$$T = T_0 + T_1 \quad \text{式 3.4}$$

1) 流入時間 ( $T_0$ )

雨水が流域から河道に流入するまでの時間については、以下の値を標準として用いることとする。

山地流域  $2\text{km}^2$  30min

特に急傾斜面流域  $2\text{km}^2$  20min

「砂防設計公式集 (マニュアル)」 p87

2) 河道流下時間 ( $T_1$ )

対象区間の平均勾配 ( $H/L$ ) が、 $H/L > 1/18$  の場合はルチーハ式、 $H/L \leq 1/18$  の場合はクラーク式を採用する。溪流保全工の場合は、下流端での平均勾配で決定する。

①クラーク (Krause) 式による河道流下時間 ( $T_1$ )

クラーク式では、河道流下時間 ( $T_1$ ) は、下記のとおり求める。

$$T_1 = L / W_1 \quad \text{式 3.5}$$

$T_1$  : 河道流下時間 (min)

$L$  : 河道上流端 (流域から流入域  $2\text{km}^2$  を除いた流域の最遠点、または、 $1/2, 500 \sim 1/5, 000$  の地形図上での河道の最上流) から流量検討地点までの流路の水平距離 (m)

$W_1$  : 洪水伝播速度 (m/min)、表 3.4 の数値を用いる。

表 3.4 流路長  $L$  と洪水伝播速度  $W_1$  の関係

$I$	1/100 以上	1/100~1/200	1/200 以下
$W_1$	210m/min (3.5m/s)	180m/min (3.0m/s)	126m/min (2.1m/s)

「砂防設計公式集 (マニュアル)」 p87

$I$  : 河道上流端と懸案地点の標高差  $H$  (m) を流路長 ( $L$ ) で除したもの。

$H$  : 河道上流端 (流域から流入域  $2\text{km}^2$  を除いた流域の最遠点、または、 $1/2, 500 \sim 1/5, 000$  の地形図上での河道の最上流) から流量検討地点までの標高差 (m)

一般に河道は上流へ行くほど勾配が急であることから、河道の縦断勾配の変化が大きい場合には、図 3.5 に示すように適切な箇所勾配変化点を設定し、区間ごとに流路長、勾配を設定して、河道の流下時間を合算して求める。

これは、 $A \sim C$  の平均勾配とすると、勾配が全区間  $1/100$  以上となり流速を過大に見積る恐れがあるためである。

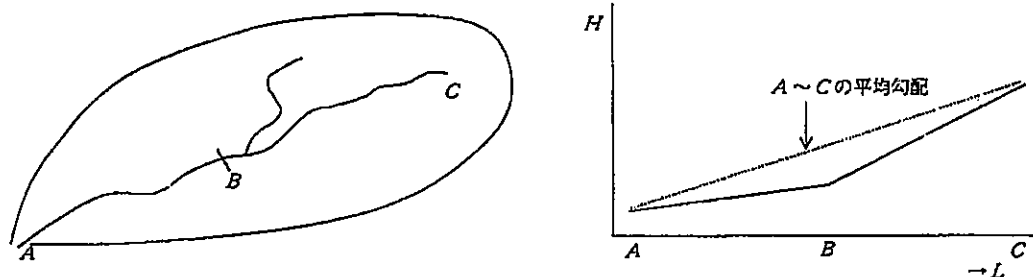


図 3.5 クラーヘン式の勾配区分

②ルチーハ (Rziha) 式による河道流下時間 ( $T_1$ )

$$T_1 = L / W_1$$

式 3.6

$$W_1 = 1,200 (H/L)^{0.6} \text{ m/min}$$

$T_1$  : 河道流下時間 (min)

$W_1$  : 洪水流出速度 (m/min)

$H$  : 河道上流端 (流域から流入域  $2\text{km}^2$  を除いた流域の最遠点、または、 $1/2,500 \sim 1/5,000$  の地形図上での河道の最上流) から流量検討地点までの標高差 (m)

$L$  : 流路長 (m)

( $H$ 、 $L$ は  $1/2,500 \sim 1/5,000$  の地形図により求める。)

(4) 降雨強度  $r$

合理式に用いる洪水到達時間内の降雨強度は、原則として確率別継続時間降雨強度曲線より求める。

水のみピーク流量の算定に用いる降雨強度は、表 3.5 に示す確率別継続時間降雨曲線式より求める。

瀬田川観測所・大津、南部、甲賀 管内

彦根観測所・東近江、湖東、長浜、木之本、高島 管内

表 3.5 確率別継続時間降雨曲線式

確率年	瀬田川	彦根
1/100	$I = \frac{492}{T^{0.5} - 0.94}$	$I = \frac{620}{T^{0.5} + 0.82}$



1.3.2.2 設計水深

設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定める。

土石流・流木対策設計技術指針 解説 p8

【解説】

水通し部の越流水深は、逆台形堰の公式で決定する。

越流水深 ( $h_3$ ) の単位は 0.1m 単位とする。

$$Q = \frac{2}{15} \cdot C \sqrt{2g} \cdot (3B_1 + 2B_2) h_3^{3/2} \quad \text{式 3.7}$$

$Q$  : 設計流量 ( $m^3/s$ ) (清水流量の 1.5 倍)

$C$  : 流量係数 (0.60~0.66、一般に 0.6 を用いる)

$g$  : 重力の加速度 ( $9.8m/s^2$ )

$B_1$  : 水通しの底幅 (m)

$B_2$  : 越流水面幅 (m)

$h_3$  : 越流水深 (m)

$m_2$  : 袖小口勾配

袖小口勾配  $m_2=0.5$  の場合には、次式となる。

$$Q = (0.71 h_3 + 1.77 B_1) h_3^{2/3}$$

ただし、 $C=0.6$  としている。

## 1.4 本体の設計

### 1.4.1 天端幅

堰堤の天端幅は、堰堤計画付近の河床構成材料、流出土砂形態、対象流量などの要素を考慮して決定するものとする。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-10、「砂防設計公式集（マニュアル）」p107

#### 【解 説】

砂防堰堤の天端幅は、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磨耗等にも耐えるような幅とする必要がある。このため重力式コンクリート砂防堰堤の天端幅は、一般に表 3.6 に示す値を用いる。

また、天端幅の決定に際しては、砂防堰堤位置付近の河床構成材料、流出土砂形態、対象流量などの要素を考慮して決定するものとする。

水通し部天端幅は、基本的に表 3.6 により決定するものとするが、一般に 2.0m を標準とする。

表 3.6 天端幅

天端幅 (m)	1.5 ~ 2.5	3.0 ~ 4.0
河床構成材料	砂混じり砂利 ~ 玉石混じり砂利	玉石 ~ 転石
流出土砂形態	流出土砂量の比較的少ない地区 ↳ 常時流出土砂の流出が多い地区	小規模の土石流発生地区 ↳ 大規模の土石流常襲地区

## 1.4.2 安定性の検討

### 1.4.2.1 安定条件

重力式コンクリート堰堤は、地形、地質、および流出土砂形態を考慮し、堤体および基礎地盤の安全性が確保できるように設計するものとする。

堤体の安定計算においては、次の条件を満足するものとする。

- (1) 原則として、堰堤の堤底端に引張応力が生じないように、堰堤の自重および外力の合力の作用線が堤底の中央 1/3 以内に入ること。
- (2) 堤底と基礎地盤内との間および基礎地盤内で、滑動を起こさないこと。
- (3) 堰堤内に生じる最大応力度が、材料の許容応力度を超えないとともに、地盤の受ける最大圧力が地盤の許容支持応力度以内であること。また、基礎地盤が砂礫の場合には、浸透破壊に対しても安定であること。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-10、「砂防設計公式集（マニュアル）」p105

#### 【解 説】

堰堤に作用する外力（本章 1.4.2.1(4)（p5-179）参照）に対して、転倒、滑動、堰堤堤体、および基礎地盤の破壊についての安定計算を行い、それぞれの安定条件を満足するよう堰堤本体の形状を設定する。

#### (1) 転倒引張応力に対する安全性

堰堤の堤底において引張応力を生じさせないように、堰堤の自重および外力の合力が堤底の中央 1/3 以内に入るようにしなければならない。このようにすることにより、同時に転倒に対する安全性も確保される。

#### (2) 堰堤の堤体と基礎地盤との接触面における滑動に対する安全性

堰堤のいかなる部分に対しても滑動に対して安全でなければならない。堰堤の堤体と基礎地盤との接触面における滑動に対する安全性は、一般に式 3.8 により確かめられる。

$$n \leq \frac{fV + \tau_0 l}{H} \quad \text{式 3.8}$$

$n$  : 安全率（一般に岩盤基礎の場合は、せん断強度が大きくまた十分な圧縮強度が得られるため高い堰堤とすることが多く、堰堤の規模などを考慮して  $n=4.0$  としている。しかし、砂礫基礎においては、せん断強度が小さいため一般に式の  $\tau_0$  を無視して計算する 경우가多く、また高い圧縮強度が期待できないため堰堤高 15m 未満とするのが原則で、 $n=1.2$  としているが、堰堤高 15m 以上とする場合は堰堤の規模などを考慮し、 $n=1.5$  としている。）

$f$  : 摩擦係数（表 3.8 参照）

$V$  : 単位幅当たり断面に作用する垂直力（kN/m）

$H$  : 単位幅当たり断面に作用する水平力 (kN/m)

$\tau_0$  : 堤体または基礎地盤のうち小さい方のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)

(表 3.8、表 3.9 参照)

$l$  : せん断抵抗を期待できる長さ (m)

表 3.7 滑動安全率

堤 高	岩盤基礎等せん断強度を考慮できる場合	砂礫基礎等せん断強度を見込まない場合
15m 未満	4.0	1.2
15m 以上	4.0	1.5

表 3.8 堤体と地盤のせん断強度と摩擦係数

岩 盤			砂 礫 盤		
区 分	せん断強度 $\tau_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	摩擦係数 $f$	区 分	せん断強度 $\tau_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	摩擦係数 $f$
軟 岩 (A)	3,000	1.20	岩塊玉石	300	0.70
中 硬 岩 (B)	2,000	1.00	礫 層	100	0.60
軟岩 (II) (C <sub>II</sub> )	1,000	0.80	砂 質 層	—	0.55
軟岩 (I) (C <sub>I</sub> )	600	0.70	粘 土 層	—	0.45

表 3.9 無筋コンクリートの許容応力度 (安全率を含む)

設計基準強度 N/mm <sup>2</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	せん断強度 N/mm <sup>2</sup> (kN/m <sup>2</sup> )
18 (18,000)	4.5 (4,500)	0.55 (550)
21 (21,000)	5.2 (5,200)	0.65 (650)

### (3) 堤体および基礎地盤の破壊に対する安全性

- 1) 堤体破壊に対しては、堤体の任意の箇所での最大圧縮および引張応力度が、その許容圧縮および引張応力度を超過しないことが必要である。
- 2) 基礎地盤の破壊に対しては、堤体底面の最大圧縮応力度が、基礎地盤の許容支持応力度を超過しないことが必要である。この場合の最大圧縮応力度の算定には、揚圧力を無視した計算を行っておく必要がある。

堰堤の堤底の上流端または下流端における垂直応力は、次式により求められる。

$$x = \frac{M}{V} \quad \text{式 3.9}$$

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left( 1 \pm \frac{6e}{b_2} \right) \quad \text{式 3.10}$$

$x$  : 荷重の合力と作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

$M$  : 堤底の上流端を支点として、単位幅あたり断面に作用する荷重のモーメントの合計 (kN・m/m)

$V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

$b_2$  : 堤底幅 (m)

$\sigma$  : 堤底の上流端または下流端における垂直応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$e$  : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2$$

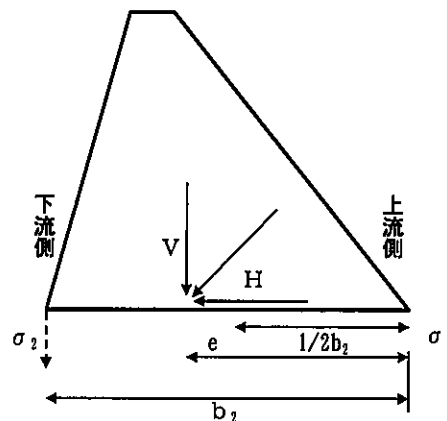


図 3.6 堰堤断面に作用する力

$6e/b_2 > 1$  のとき堤体上流端に引張応力が発生する。原則として引張応力を認めないため、合力の作用点の安全を確認する面の中央 1/3 以内におさめるよう断面を定める必要がある。よって「(1) 転倒、引張応力に対する安全性」において下記のようにすればよい。

$$\frac{1}{3} b_2 \leq X \leq \frac{2}{3} b_2 \quad \text{式 3.11}$$

(4) 設計外力

重力式コンクリート堰堤の設計で考慮する外力は、自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重である。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-4、「砂防設計公式集（マニュアル）」p97

【解説】

堰堤断面の安定計算に用いる荷重の組み合わせを表 3.10 に示す。各ケースについて安定となるようにする。なお、各ケースの単位幅あたり断面に作用する力については、参考資料編に記載している。

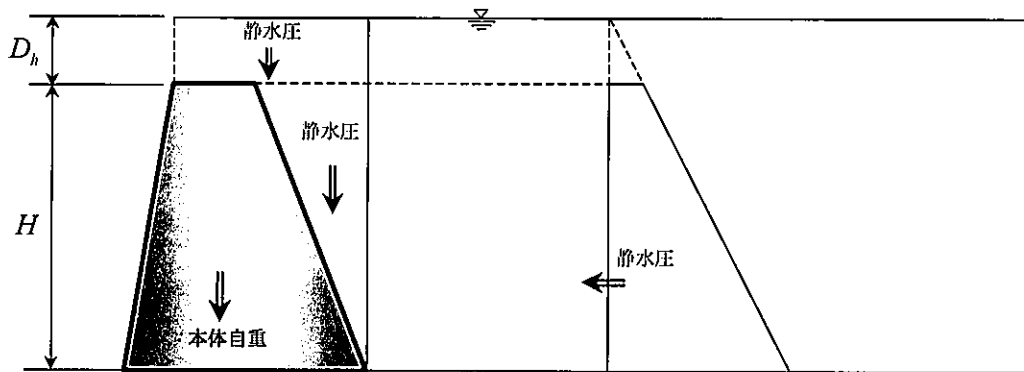


図 3.7 土石流時の設計荷重

表 3.10 設計荷重の組合せ

堰堤型式		平常時	洪水時
掃流区間	堰堤高 15m 未満 ( $H < 15m$ )	/	静水圧
	堰堤高 15m 以上 ( $H \geq 15m$ )		静水圧、堆砂圧、揚圧力

注) 堰堤高は、堰堤基礎地盤から水通し天端までの高さとする。

設計外力の計算に用いる数値は、堰堤の重要度が高い場合は原則として実測により求めることとし、その他の堰堤は既設の砂防堰堤などに用いられた数値か、以下に示す一般に用いられている数値を参考にすることができる。ただし、堰堤の断面を安全かつ経済的に設計するためには、できる限り実測値に基づくことが望ましい。

1) 自重 (W)

堰堤堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) を乗じて求められる。

$$W = W_c \cdot A \quad \text{式 3.12}$$

W : 単位幅あたりの堰堤堤体の自重 (kN /m)

W<sub>c</sub> : 堤底築造に用いるコンクリートの単位体積重量 (=22.56kN/m<sup>3</sup>)

A : 堰堤堤体単位幅あたりの体積 (m<sup>3</sup>/m)

2) 静水圧 (P)

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、平常時は一般に水通し天端高とし、洪水時は水通し天端高に越流水深 (土砂含有を考慮した流量に対する越流水深) を加算する。

$$P = W_o H_w \quad \text{式 3.13}$$

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

W<sub>o</sub> : 水の単位体積重量 (=11.77kN/m<sup>3</sup>)

注) 浮力、揚圧力を考慮する場合は9.81kN/m<sup>3</sup>とする。

H<sub>w</sub> : 水面から任意の点の水深 (m)

安定計算に用いる越流水深h<sub>3</sub>は、式3.14により算出し、計算結果は0.1m単位で切り上げるものとする。

$$Q = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2g} \cdot (3B_1 + 2B_2) h_3^{3/2} \quad \text{式 3.14}$$

Q : 設計流量 (m<sup>3</sup>/s) (清水流量の1.5倍)

C : 流量係数 (0.60~0.66、一般に0.6を用いる)

g : 重力の加速度 (9.81m/s<sup>2</sup>)

B<sub>1</sub> : 水通しの底幅 (m)

B<sub>2</sub> : 越流水面積 (m)

h<sub>3</sub> : 越流水深 (m)

m<sub>2</sub> : 袖小口勾配

袖小口勾配 m<sup>2</sup>=0.5 の場合には、次式となる。

$$Q \cong (0.71 h_3 + 1.77 B_1) h_3^{3/2}$$

ただし、C=0.6としている。

3) 堆砂圧 ( $P_s$ )

堆砂圧は、次式により求められる。ただし、堆砂圧を算定するための堆砂面は、平常時、洪水時は、完成時に想定される堆砂高とする。

$$P_{eff} = C_e W_{sl} h_e \quad \text{式 3.15}$$

$$P_{cv} = W_{sl} h_e \quad \text{式 3.16}$$

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

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

$W_{sl}$  : 水中堆砂単位体積重量 (kN /m<sup>3</sup>)、 $W_{sl} = W_s - (1 - \nu) W_0$

$h_e$  : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

$W_s$  : 堆砂見掛単位体積重量 (=14.72~17.66kN/m<sup>3</sup>)

$\nu$  : 堆砂空隙率 (=0.3~0.45)、 $\nu = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$

$W_{sa}$  : 堆砂絶対単位体積重量 (kN /m<sup>3</sup>)

$W_0$  : 水の単位体積重量 (=11.77kN/m<sup>3</sup>)

注) 浮力、揚圧力を考慮する場合は 9.81kN/m<sup>3</sup>

$C_e$  : 土圧係数 (=0.3程度)

土圧係数 ( $C_e$ ) は 0.3~0.6 で示される。土圧係数をクロウンの土圧論で考えれば、

$$C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad \text{式 3.17}$$

であり、堆砂面がほぼ平坦  $i=0$  ( $i=15^\circ$  くらいまでは  $\cos 15^\circ = 0.9659 \approx 1$  と仮定できる) とすれば、

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad \text{式 3.18}$$

で示される。

ここで、水中の内部摩擦角  $\phi$  を  $35^\circ$  とすると  $C_e = 0.27 \approx 0.3$  となる。

(地震時 :  $H \geq 15\text{m}$ )

$$C_e = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\{\cos \theta + \sqrt{\sin \phi \cdot \cos \theta \cdot \sin(\phi - \theta)}\}^2} \quad \text{式 3.19}$$

堆砂面が、ほぼ平坦  $i=0$

( $i=15^\circ$  くらいまでは  $\cos 15^\circ = 0.9659 \approx 1$  と仮定する)

$\phi$  : 堆砂面の水中での内部摩擦角 ( $30 \sim 40^\circ$ ) (表 3.11 参照)

$\theta$  : 地震合成角 (=  $\tan^{-1} K$ )

K : 設計震度



設計に用いる場合の  $C_p$  の採用にあたっては既往設備の堆砂状況を考慮して定めるべきである。参考に土砂の水中における内部摩擦角を表 3.11 に示す。

表 3.11 土砂の水中における内部摩擦角

種別	状態	単位重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	水中の 単位重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	内部摩擦角 ( $^\circ$ )	水中の 内部摩擦角 ( $^\circ$ )
砂石	—	15.70~18.64	9.81~12.75	35~45	35
砂利	—	15.70~19.62	9.81~11.77	30~40	30
炭がら	—	8.83~11.77	3.92~6.87	30~40	30
砂	しまったもの	16.68~19.62	9.81	35~40	30~35
	ややゆるいもの	15.70~18.64	8.83	30~35	25~30
	ゆるいもの	14.72~17.66	7.85	25~30	20~25
普通土	固いもの	16.68~18.64	9.81	25~35	20~30
	やや軟らかいもの	15.70~17.66	7.85~9.81	20~30	15~25
	軟らかいもの	14.72~16.68	5.89~8.83	15~25	10~20
粘土	固いもの	15.70~18.64	5.89~8.83	20~30	10~20
	やや軟らかいもの	14.72~17.66	4.91~7.85	10~20	0~10
	軟らかいもの	13.73~16.68	3.92~6.87	0~10	0
シルト	固いもの	15.70~17.66	9.81	10~20	5~15
	軟らかいもの	13.73~16.68	4.91~6.87	0	0

#### 4) 揚圧力 (U)

揚圧力は、堰堤堰底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表 3.12 を基準として計算する。

表 3.12 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	下流端 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
岩盤	$(h_2 + \mu \Delta h) W_0$	$h_2 W_0$
砂礫盤	$h_1 W_0$	$h_2 W_0$

$\mu$  : 揚圧力係数 (=1/3~1.0)

注) 一般的には 1/3

$h_1$  : 堰堤上流側水深 (m)

$h_2$  : 堰堤下流側水深 (m)

$\Delta h$  = 上・下流の水位差 (m)      $\Delta h = h_1 - h_2$

$W_0$  : 水の単位体積重量 ( $9.81\text{kN}/\text{m}^3$ )

任意の点 (X) における揚圧力は、式 3.20 による。

$$U_x = \left[ h_2 + \mu \Delta h \left( 1 - \frac{x}{l} \right) \right] W_0 \quad \text{式 3.20}$$

$U_x$  : X地点の揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$l$  : 全浸透経路 (m)、 $l = b_2$  ただし、止水壁などを設ける場合は、 $l = b_2 + 2d$  とする。

$b_2$  : 堤底幅 (m)

$d$  : 止水壁の長さ (m)

$x$  : 上流端から X地点までの浸透径路長 (m)

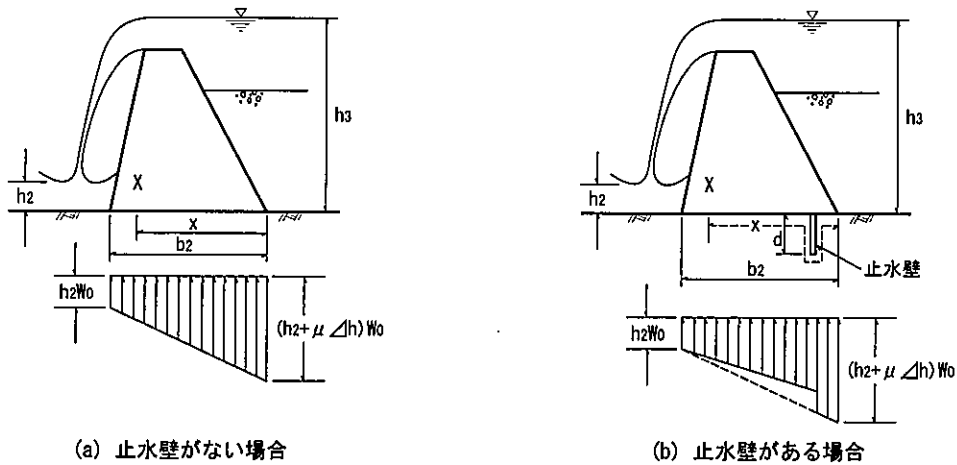


図 3.8 揚圧力の分布 (河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-6)

### 5) 地震時慣性力

地震時慣性力は、堤体に水平方向に作用するものとし、堰堤の自重に設計震度を乗じた値とし、式 3.21 により求められる。

$$I = KW \quad \text{式 3.21}$$

$I$  : 単位幅当りの堰堤堤体に水平方向に作用する地震時慣性力 (kN/m)

$K$  : 設計震度

$W$  : 単位幅当りの堰堤堤体の自重 (kN/m)

重力式コンクリート堰堤の設計深度は、表 3.13 に掲げる値以上で、基礎地盤の状況なども勘案して決定する。

表 3.13 設計震度 (重力式コンクリート堰堤)

基礎岩盤の状況	強震帯および中震帯地域	弱震帯地域
通常の岩盤	0.12	0.10
風化、破碎の著しい岩盤 新第三紀以降の未固結岩盤	0.15	0.12

なお、滋賀県は強震帯である。

6) 地震時動水圧

地震時動水圧は、堰堤の堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、その値は、次式により求められる。

堰堤の上流面が傾斜している場合の式 (Zanger の式)

$$P_x = C W_0 K H \tag{式 3.22}$$

$$C = \frac{C_m}{2} \cdot \left[ \frac{h_x}{H} \cdot \left( 2 - \frac{h_x}{H} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{H} \cdot \left( 2 - \frac{h_x}{H} \right)} \right] \tag{式 3.23}$$

$$p_d = \eta \frac{C_m}{2} W_0 \cdot K \cdot H^2 \cdot \sec \theta \tag{式 3.24}$$

$$h_d = \lambda h_x \tag{式 3.25}$$

$P_x$  : X地点の地震時動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_d$  : 貯留水からX地点までの全地震時動水圧 (kN/m)

$W_0$  : 貯留水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

$h_x$  : 貯留水面からX地点までの水深 (m)

$C_m$  : Cが最大となるとき ( $P_x$ が最大となるとき) のCの値 (図 3.9 (a) 参照)

$h_d$  : X地点から  $P_d$  の作用点までの高さ (m)

$\eta$ 、 $\lambda$  : 図 3.9 (c) から求められる係数

C : 圧力係数

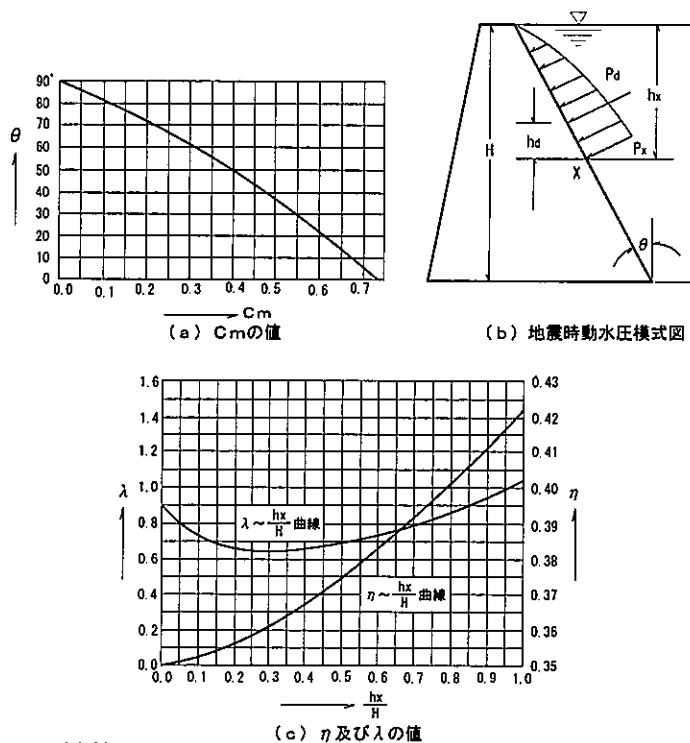


図 3.9 地震時動水圧の係数 (河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-7)

◎参考：Zanger の式に用いられる係数  $\eta$ 、 $\lambda$  の式および数値と  $C_m$  の近似式

$$\eta = 1.45206483 - \left(1 - \frac{h_x}{H}\right) + \frac{1}{3} \left(1 - \frac{h_x}{H}\right)^3 - \frac{1}{2} \left\{ \left(1 - \frac{h_x}{H}\right) \sqrt{\frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H}\right)} + \sin^{-1} \left(1 - \frac{h_x}{H}\right) \right\}$$

$$\lambda = \left[ 0.25 - 1.45206483 \left(1 - \frac{h_x}{H}\right) + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{h_x}{H}\right)^2 - \frac{1}{12} \left(1 - \frac{h_x}{H}\right)^4 - \frac{1}{6} \sqrt{\left\{ \frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H}\right) \right\}^3} + \frac{1}{2} \left\{ \left(1 - \frac{h_x}{H}\right) \sin^{-1} \left(1 - \frac{h_x}{H}\right) + \sqrt{\frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H}\right)} \right\} / \eta / \frac{h_x}{H} \right] \quad \text{式 3.26}$$

表 3.14  $\eta$ 、 $\lambda$  の値

$h_x/H$	$\eta$	$\lambda$	$h_x/H$	$\eta$	$\lambda$
0.01	0.0010410603	0.3937850148	0.50	0.5154257578	0.3937850148
0.03	0.0057678747	0.3902710196	0.55	0.5981257361	0.3902710196
0.05	0.0129198455	0.3882878923	0.60	0.6843367127	0.3882878923
0.10	0.0390296202	0.3855282436	0.65	0.7736397481	0.3855282436
0.15	0.0748978743	0.3841469007	0.70	0.8656276231	0.3841469007
0.20	0.1190838881	0.3834645473	0.75	0.9599023071	0.3834645473
0.25	0.1706196052	0.3832277484	0.80	1.0560729477	0.3832277484
0.30	0.2287494199	0.3833115632	0.85	1.1537542449	0.3833115632
0.35	0.2928356610	0.3836449051	0.90	1.2525650816	0.3836449051
0.40	0.3623142754	0.3841837392	0.95	1.3521273391	0.3841837392
0.45	0.4366707642	0.3848993124	1.00	1.4520648309	0.3848993124

「砂防設計公式集（マニュアル）」 p104

◎参考：コンクリートの許容応力度

無筋コンクリートの許容応力度は、表 3.15 のとおりである。

表 3.15 無筋コンクリートの許容応力度（安全率を含む）

設計基準強度 N/mm <sup>2</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	せん断強度 N/mm <sup>2</sup> (kN/m <sup>2</sup> )
18 (18,000)	4.5 (4,500)	0.55 (550)
21 (21,000)	5.2 (5,200)	0.65 (650)

#### 1.4.2.2 断面形状

重力式コンクリート堰堤の断面形状は、構造上の安全性、施工性・経済性などを考慮して決定するものとする。

越流部断面の下流のり勾配は、1:0.2を標準とするが、流出土砂の粒径が小さく、かつ、その量が少ない場合は必要に応じこれより緩くすることができるものとする。

非越流部の断面は、越流部断面と同一とすることを標準とする。非越流部の断面を越流部の断面と変える場合は、洪水時の安定性のほか、15m以上の堰堤については、未満砂で湛水していない状態のときに下流側から地震時慣性力が作用する状態についても安全性を有する断面とするものとする。

河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-11、「砂防設計公式集(マニュアル)」p109

#### 【解説】

一般に非越流部の“のり面勾配”は、越流部と同一勾配とする。しかし、非越流部では、落下砂礫の衝撃および磨耗等を考慮する必要がないので、下流面勾配を緩くすることができる。非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性および施工性の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般にコンクリート全容量の1割以上の軽減を目安として検討する場合が多い。

#### (1) 下流のり勾配

越流部の下流のり勾配は、越流土砂による損傷を極力受けないように1:0.2を標準とする。

ただし、流出土砂の粒径が小さく、かつ、その量が少ない場合には、下流のり勾配を緩くできる。この場合、経済性を考慮し、上流の勾配を鉛直に近づけ、安定計算を行い決定する。

(3) 下流のり

砂防堰堤の下流のり面は、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。

なお、粒径が細かく、中小出水においても土砂流出が少なく流域面積の小さい溪流では、これより緩くすることができる。

解説

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 $H$  (m) より

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U \quad \dots (5)$$

で求められる勾配よりも急にする。ただし、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) は設計外力(本指針 2.1.3.1 (2)) で用いた流速の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。

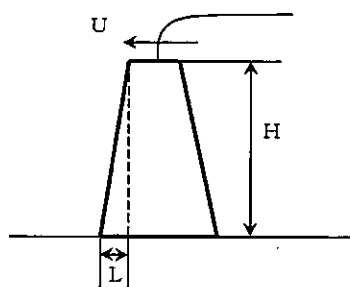


図 3.10 下流のり勾配

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p12

(2) 上流のり勾配

堰堤上流のり勾配は、鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく渇水期に空虚に近い状態となる堰堤では、下流側から働く地震時慣性力に対して安定性を欠く恐れがある。そのような状態が想定される堰堤では、上流面に多少ののり勾配を付ける必要があり、1 : 0.2より緩くし、それ以外の場合は、1 : 0.1までとする。

### 1.5 基礎の設計

基礎の設計は、本便覧第3編第2章2.1.3.2(6)基礎(p3-28)を参照する。

### 1.6 袖の設計

袖の設計は、本便覧第3編第2章2.1.3.3(3)袖小口～(9)袖折れ堰堤割り増しコンクリートおよび型枠の算出法(p3-48～)を参照する。

### 1.7 前庭保護工の設計

前庭保護工の設計は、本便覧第3編第2章2.1.3.4前庭保護工(p3-56)を参照する。  
 なお、副堤の天端幅については土石流対策施設とは異なり、土砂整備率にかかわらず「天端幅2.0mを標準とする。

#### 1.7.1 副堤

前庭保護工として副堤を設置する際には、単独で構造物の安定が図られる構造とし、水通し、基礎、袖の設計は、本堤に準じて行う。ただし、袖勾配は水平とする。  
 また、周囲の岩質が劣悪な場合は、水叩き部被覆工を伴うこともある。

#### 【解説】

副堤は原則として単独で構造物の安定が図れるものでなければならない。

副堤の水通し断面および袖、基礎のかん入は、本堤の構造に準ずる。ただし、袖の勾配は原則として水平とする。

副堤の詳細構造は、表3.16に基づいて決定する。

洗掘のおそれが大きい場合は水叩工の併用も考慮する。

下流のり勾配は、1:0.2を標準とする。

表 3.16 副堤の構造物検討方法

天端幅 (m)	副堤安定計算	袖安定計算
2m <sup>注)1</sup>	洪水時	不要

注)1 鋼製流木止めを設置する場合はその必要幅を確保する。

## 1.8 付属物の設計

付属物の設計は、本便覧第3編設計編第2章2.1.3.5 付属物の設計（p3-72）を参照する。



## 第2節 透過型砂防堰堤

### 2.1 総 則

透過型砂防堰堤は、砂防設備計画に基づき、必要な機能と安全性および経済性を有するように設計する。

#### 【解 説】

本章では、透過型砂防堰堤のうち、主にコンクリートスリット砂防堰堤について記述する。

#### 2.1.1 各部の名称

コンクリートスリット砂防堰堤工の各部の名称は、図 3.11 に示すとおりである。

#### 解 説

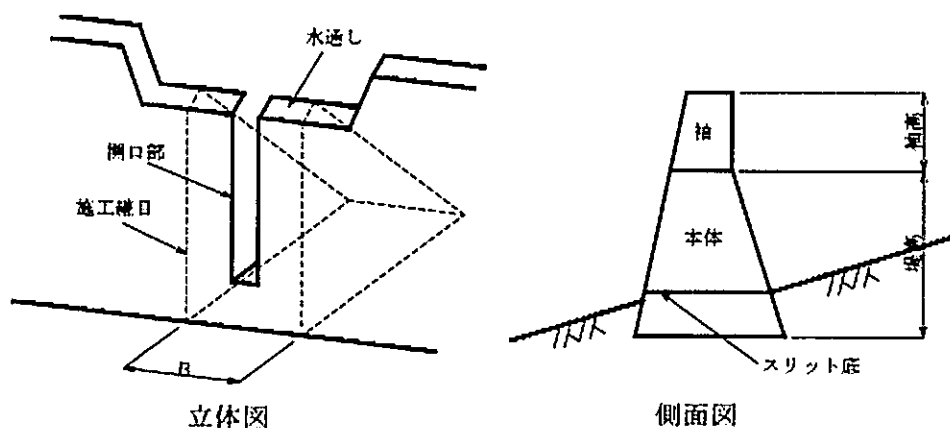


図 3.11 コンクリートスリット堰堤工の各部の名称

#### 2.1.2 設計順序

コンクリートスリット砂防堰堤の設計は、基本的には不透過型重力式コンクリート堰堤と同様の手順で実施する。

## 2.2 透過部の設計

### 2.2.1 水通しの設計

水通しは、設計流量を安全に流下させる断面とする。

#### 【解説】

本章第1節 1.3 水通しの設計 (p5-168) と同様とする。

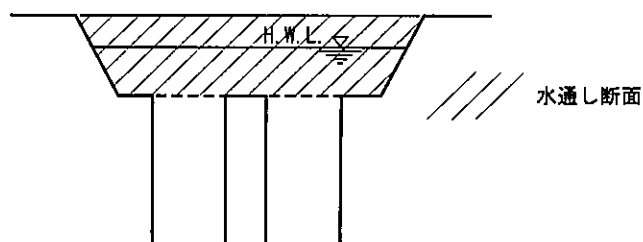


図 3.12 透過型砂防堰堤の水通し

### 2.2.2 透過部断面

透過部断面とは、平常時の土砂と水をスムーズに流し、かつ、土砂調節のために洪水時に流水を堰上げることが目的とした断面をいう。

透過型砂防堰堤技術指針 (案) H13.1 建設省 p4

#### 【解説】

##### (1) 縦断方向

透過型砂防堰堤透過部断面の底面高は、溪流の連続性を考慮して、原則として最深河床高程度とする。透過部断面を複数面にする場合でも、上下流の連続性を考慮して透過部断面の高さを設定する。

堰堤直下流が洗掘された場合でも、透過型砂防堰堤が十分に溪流の連続性機能を発揮するためには、河床の縦断形を経年的に把握しておく必要があり、データが得られる場合は過去5年程度の最深河床にも対応できるように透過部断面の底面の高さを計画する。

##### (2) 横断方向

溪流の連続性ならびに兩岸の安定を確保できる位置に透過部断面を設置する。

### 2.2.3 開口部の設定

土砂調節のための透過型砂防堰堤の開口部の大きさは、水理計算等によって堰上げが起こることが確認できる幅以下とする。土砂の調節を目的とする場合には、透過部が流下土砂によって閉塞されることは見込まないが、流木の見込まれる溪流にあつては、別途流木対策も検討する。

【解説】

(1) 開口部の幅

土砂の調節を目的とする場合の透過部断面の幅の設定は、水理計算や水理模型実験等により、堰上げおよび土砂流出ピークの調節が起こることを確認する。ただし、出水中の堰上げによって流出を調節された土砂の一部が、出水後も施設付近に残ることがあるため注意するとともに、流木の見込まれる溪流にあつては、透過型砂防堰堤が流木によって閉塞されることを前提に設計する。また、除石の際に仮設道路として透過部断面を使用する場合には、建設機械の使用についても検討する。

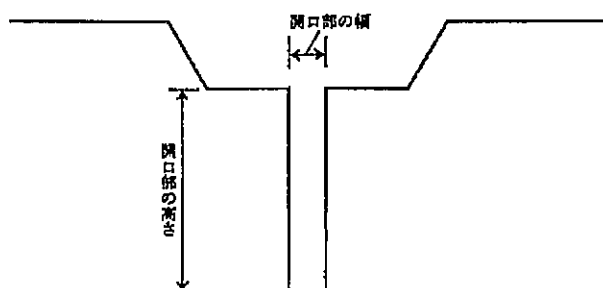


図 3.13 土砂調節の開口部

ここで、透過部断面の幅の総和は、堰堤地点の流れの幅であり、透過部断面の幅の総和が同じならば、複数の透過部断面を設けても土砂調節効果は変わらないとされている。

土砂調節効果をもたらすスリットの密度は、 $0.2 < \Sigma b / B < 0.6$  とされている。

ここに、 $\Sigma b$  : スリット幅の総和

$B$  : 河幅

透過部断面での水深は、透過部断面での洪水時の水深  $\leq$  透過部断面の高さとなる必要がある。

また、土砂調節のための透過型砂防堰堤においては、調節効果を維持するためには、透過部断面が礫等で閉塞しないことが望ましい。透過部断面が閉塞しない条件は、次式で示される。

$$b / d_{\max} > 2.0 \quad (b : \text{スリット幅}, d_{\max} : \text{流下する土砂の最大粒径})$$

また、水通し下部の不透過部の厚さ ( $B$ ) は、最小でも 2m 程度はとることとされていることより、水通し天端幅以上の厚さをとることとする。

以上の事項を踏まえ、ダムサイトの地形を考慮したうえで、透過部断面の幅、配置を決定するものとする。

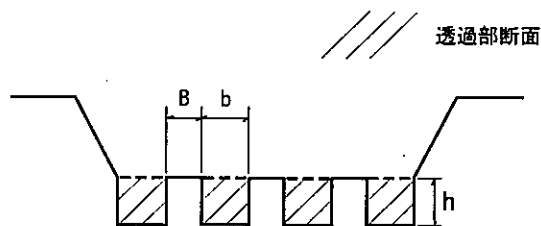


図 3.14 透過部

(2) 開口部の高さ

土砂調節を目的とする場合には、土砂流出のピークが到達する前から湛水し、堰上げることが調節効果を大きくするため、設計流量より小さい流量で堰上げが生じるように設計するのが望ましい。なお、水通し断面についても、計画洪水流量を流下させうる断面を確保する。

堆砂肩は、砂防堰堤の近傍で、流れが堰上げられて減勢された状態で形成されるので、安定した跳水を生じさせるのに必要なスリットの深さが必要である。この深さは、堆砂肩の高さ ( $Z_s$ ) と堆砂肩での水深 ( $h_c$ ) の和より大きくなるように計画することとなる。

$$H \geq Z_s + h_c \quad \text{式 3.27}$$

なお、 $h_c$  は堆砂肩での等流水深で近似される例がある。

なお、(計画洪水時の透過部断面の水深  $\leq$  透過部断面の高さ) となることも必要で、透過部断面の水深 ( $h$ ) は、次式で求められる。

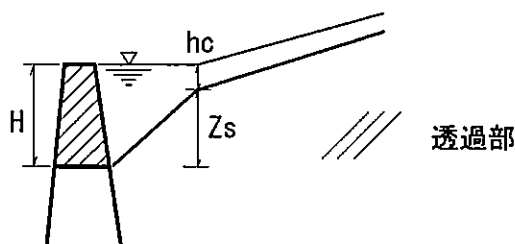


図 3.15 透過部の高さ

スリットの敷高を副堤の高さより低く計画すると、土砂の流出を阻害する恐れがあるので、スリットの敷高は副堤の天端より高く計画する。

透過部断面での水深 ( $h$ ) は、暗渠・スリットの壁面勾配を垂直として式 3.28 に示す逆台形堰の越流式によって求める。

$$h = \left( \frac{3Q}{2\mu \cdot b \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad \text{式 3.28}$$

$b$  : スリット幅

$g$  : 重力加速度

$Q$  : 透過部の流量

注)  $Q$ は、計画流量ではない。

$h$  : 透過部の水深

$\mu$  : 流量係数 (土木研究所の実験結果で得られた 0.4~0.6 の値を参考にできる)

流量係数 ( $\mu$ ) は、透過部断面の形状によって変化するため、水理実験や数値シミュレーションによって決める。

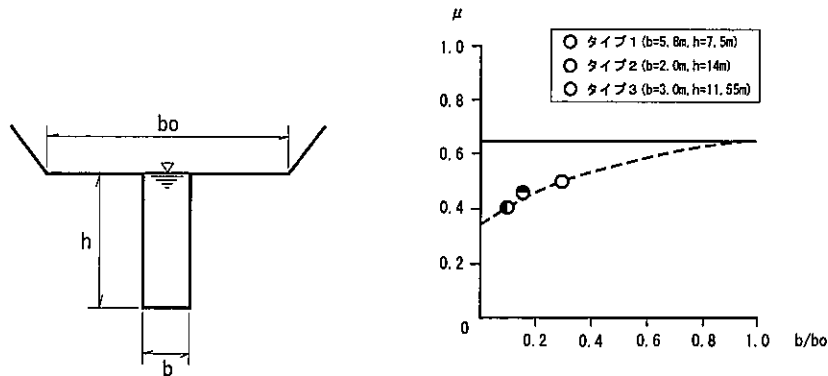


図 3.16 透過部断面形状による流量係数参考図

### (3) 開口部底面

鋼製スリット砂防堰堤は中小出水では礫を捕捉しないため、平常時の流量は水通し部ではなく開口部底面（底版コンクリート天端）を流れる。このため、開口部底面の位置は、河道の連続性や兩岸の侵食に配慮して、開口部底部の位置を溪床最深部に合わせる。また、礫や流水を効果的に捕捉するように柱間隔を優先させる。ただし、堰堤上流をある程度堆砂させて溪床の安定を図りたい場合には、開口部底部の位置を溪床より高くした部分透過型砂防堰堤として設計する。

### 2.2.4 水通し天端幅

水通し天端幅は、水系砂防施設の不透過型コンクリート重力式砂防堰堤と同様とする(本章第1節 1.4.1 (p5-175) 参照)。

### 2.2.5 下流のり勾配

下流のり勾配は、外力に対し安全でかつ経済的な断面として求める。

【解説】

透過型砂防堰堤(コンクリートスリット堰堤)は水通し部を越流する頻度が少ないため、下流のり勾配を一般的な1:0.2より緩くしてよい。

下流のり勾配は、地震にも配慮して上流のり勾配の下限を1:0.2とし、安定計算によって安全で最も経済的になるように定める。

### 2.2.6 越流部の安定性

透過型砂防堰堤(コンクリートスリット堰堤)の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。  
ただし、安定計算はスリットを考慮して行う。

【解説】

コンクリートスリット砂防堰堤の場合の、設計外力、安定条件等は、不透過型砂防堰堤に準じて行うものとする。

透過部がコンクリートの場合、停滞待従は越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積( $V_c$ )と越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量( $W_{rc}$ )を用いて計算する。なお、越流部の堤体ブロックとは、水通し幅分の堤体部分を指すものであり、施工目地によるブロックではないことに注意する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p23 (参照)

$$\gamma_{rc} = W_{rc} / V_c \qquad \text{式 3.29}$$

$\gamma_{rc}$  : 見かけのコンクリート単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$W_{rc}$  : スリット部を除いた堤体重量 (kN)

$V_c$  : スリット部を含む堤体積 (m<sup>3</sup>)

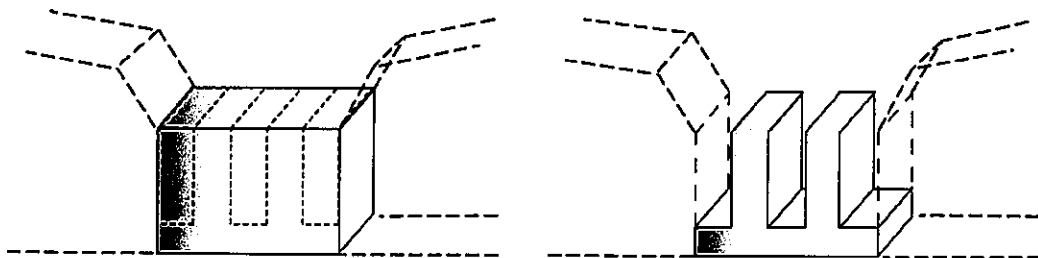


図 3.17 スリット部における水通しの堤体積

## 第5編 その他砂防計画編 第3章 水系砂防施設設計 第2節 透過型砂防堰堤

複数のスリットを有する透過型砂防堰堤を設計する場合、コンクリートの柱状構造物（スリットピア）が形成されるため、スリットピアに作用する水圧に対する安定性についても検討しなければならない。検討の結果、スリットピアに引張応力が発生するなど安定条件が満たされないことが確認された場合、以下のような処置を講ずる。

- ・ スリットピアを鉄筋で補強する。
- ・ スリットに横材を設置し、ダム軸方向の外力に対するスリットピアの強度を高くする。

## 2.3 基礎の設計

透過型砂防堰堤の基礎地盤は、十分な支持力を有するとともに、下流洗掘に大して安全なものでなければならない。

### 【解説】

本便覧第3編第2章2.1.3.2(6)基礎(p3-28)に準ずる。

## 2.4 透過部の磨耗

透過部断面の側面および底面を設計するにあたっては、土砂の流出頻度と粒径に応じて耐摩耗性を確保する。

### 【解説】

透過部断面は、石礫の流下が集中するため、中小出水時から洪水時を通じて磨耗、石礫による損傷が考えられる。

このため、流出土砂の量、質の状況を踏まえ、必要に応じて耐摩耗・損傷の対策を講ずる。

磨耗対策の主な工法としては、以下のものがある。

#### ① 張石工

スリット部を良質堅固な石材（花崗岩、安山岩）等で張石するもので、堰堤天端保護工としては従来から用いられてきた方法である。

#### ② 鉄材コンクリート

鉄粉とセメントで構成される材料で透過部を覆うもの。

#### ③ 富配合コンクリート

本体のコンクリートに比べ富配合とし、強度を高めたもので、透過部を覆うもの。流送土砂が小さく流量の少ない箇所、特に床固等の天端保護工としてよく使用されている。

#### ④ グラノリシックコンクリート

粗骨材とセメントを混合し細骨材は用いないコンクリートで透過部を覆うもの。

#### ⑤ ラバースチール

ゴム中に鉄板を完全に接着し埋め込んだ構造のラバースチールで透過部を覆うもの。ラバースチールはゴムの持つ「緩衝性、耐摩耗性」および鉄の「強靱性」とを兼ね備える部材である。

スリット部の補強部材の選択は、上記の①～⑤の工法等から、経済性や施工性を十分に検討して決定する。



## 2.5 前庭保護工

土砂調節のための透過型砂防堰堤においては、原則として前庭保護工を設置する。

### 【解説】

土砂調節のための透過型砂防堰堤では、中小出水時から洪水時を通じて流水が透過部断面に集中することが考えられるので、直下流の洗掘に対する対応が必要であると考えられる。

前庭保護工は、本便覧第3編第2章2.1.3.4前庭保護工（p3-56）に準じて検討する。

第3節 床固工

床固工の設計にあたっては、目的が十分に達成されるようにするとともに、安全性・経済性および将来の維持管理面についても考慮するものとする。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-18

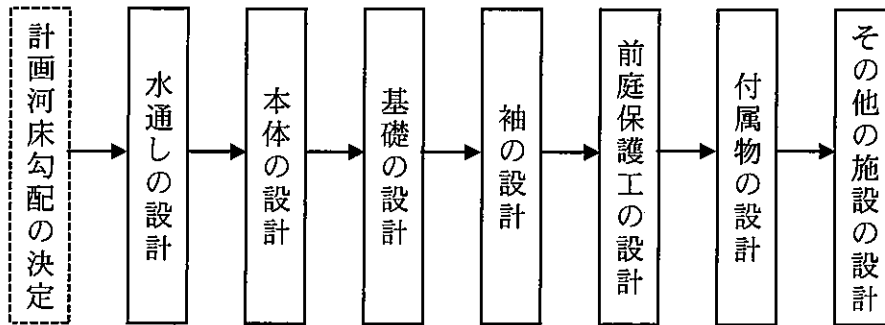
【解説】

本章で述べる床固工は、縦侵食を防止し河床の安定を図り、河床堆積物の流出を防止し、山脚を固定するとともに、護岸などの構造物の基礎の保護のために計画される。

一般に床固工の高さは5m以下であり、計画溪床勾配のもとに階段状に設置されることが多い。床固工の構造および安定計算は、砂防堰堤工に準ずる。

設計順序は、計画編で検討した施工後に形成される新しい河床勾配を想定し、位置や高さをもとに本体の設計などに必要な事項について概略検討し、水通し、本体、基礎部、袖、前庭保護工、付属物の順に設計を行う。その他の設計は必要に応じて行う（表 3.17 参照）。

表 3.17 床固工の設計順序



3.1 安定計算に用いる荷重および数値

床固工の安定計算に用いる荷重および数値は、本章 1.4 (p5-175) に準ずるものとする。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-19

## 3.2 水通し

### 3.2.1 水通し位置および断面

床固工の水通しは、不透過型砂防堰堤に準ずるものとする。

河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-19

#### 【解説】

計画位置の区間が掃流区間か土石流区間によって、それぞれの不透過型砂防堰堤に準ずるものとする。(本章 1.3.1 (p5-168)、第3編第2章 2.1.3.2(1) (p3-24) 参照)。

### 3.2.2 本 体

本体の設計については、不透過型砂防堰堤に準ずるものとする。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-19

#### 【解 説】

床固工は、一般に重力式コンクリート型式が採用されるが、地すべり地や軟弱地盤等の特殊な条件の場合には枠床固工、ブロック床固工、鋼製床固工等を採用することがある。その場合は使用する部材および安定を確かめたうえで現地条件に応じた断面等を決定するものとする。

#### (1) 設計条件および安定計算

設計条件および安定計算は、不透過型砂防堰堤（第3編第2章2.1.3（p3-9））の基準に準ずる。

#### (2) 断 面

床固工の断面は下流のり勾配は1:0.2を標準とし、上流のり勾配は構造物が安全となるよう勾配をつける。

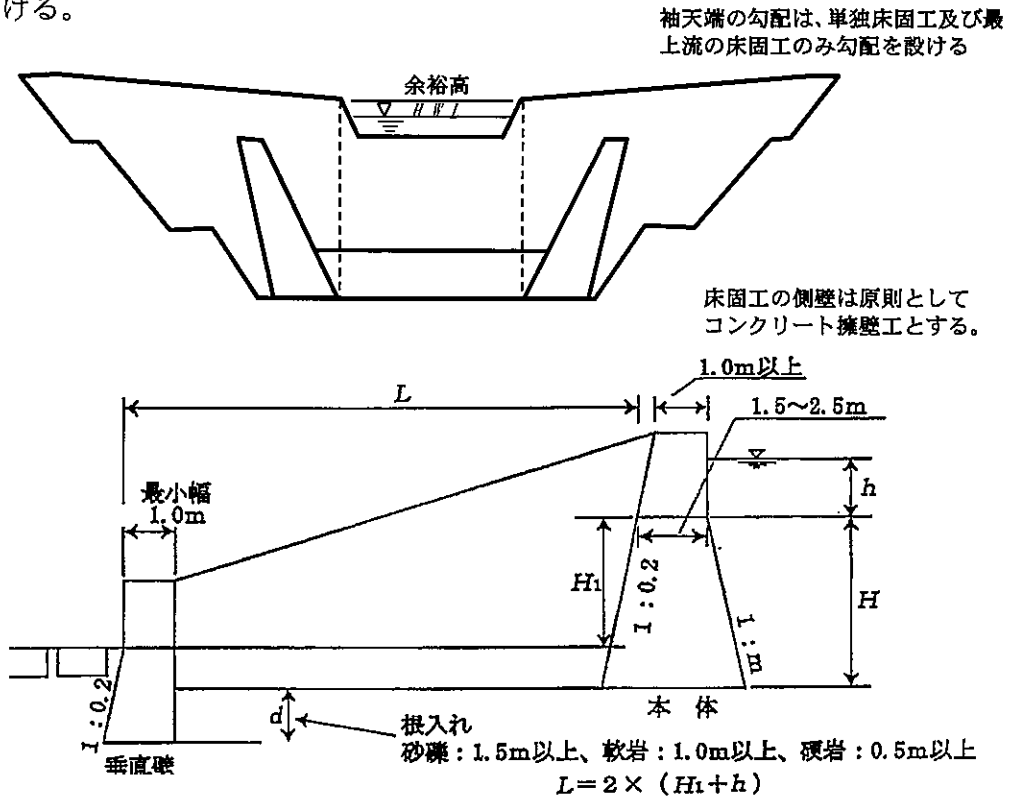


図 3.18 床固工標準図

#### (3) 天端幅

床固工の水通し天端幅は、1.5~2.5mとし、砂防堰堤に準じるものとし1.5mを標準とする。

### 3.3 基礎

基礎の設計は、不透過型砂防堰堤（第3編第2章2.1.3.2(6)（p3-28）参照）に準ずるものとする。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-19

### 3.4 袖

床固工の袖は、洪水などを越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造として設計する。なお、その構造は、不透過型砂防堰堤（第3編第2章2.1.3.3(2)（p3-43）参照）に準ずるものとする。

#### 【解説】

##### (1) 袖天端の勾配

単独床固工および溪流保全工の最上流の床固工は、不透過型砂防堰堤に準ずる。

連続して設置される床固工群の場合は、最上流の床固工のみ袖勾配を設け、それより下流の床固工には設けないのが普通である。

##### (2) 袖の天端幅

袖の天端幅は、通過砂礫の磨耗等に耐える幅として1m以上を確保する。幅が1m未満となる場合には、袖部の下流のり勾配を垂直とし、天端幅を確保する。

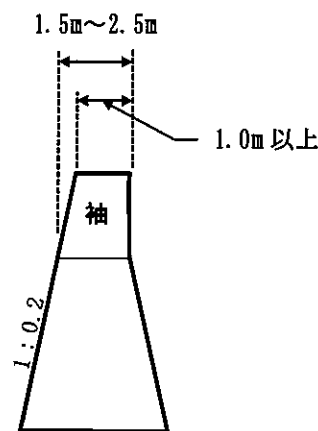


図 3.19 床固工の袖の設計

##### (3) 袖かん入

袖かん入長さは、不透過型砂防堰堤に準ずる。

### 3.5 前庭保護工

#### 3.5.1 水叩き工

基礎地盤が砂礫層などの場合は下流のり先の洗掘防止、パイピング防止のために水叩き工を施工する。

#### 【解説】

##### (1) 水叩きの長さ

水叩きの長さは、越流水の落下高が低いほど落下高に対する水叩きの長さの比を大きくする必要があるので、式 3.30 に示す経験式を用いることを標準とする。

$$L=2.0\sim 3.0(H_1+h) \text{ (通常 } 2.0 \text{ を用いる)} \quad \text{式 3.30}$$

$L$  : 床固工本堤、垂直壁間の長さ(床固工本堤の水通し天端下流端から垂直壁水通し天端下流端までの長さ)(m)であり、0.1m単位で直近上位をとる。(図 3.18 参照)

$H_1$  : 床固工の有効落差 (m)

$h$  : 床固工本堤での計画高水位 (m)

##### (2) 水叩き厚さおよび水叩き勾配

床固工の水叩き厚さおよび水叩き勾配は、不透過型砂防堰堤(第3編第2章2.1.3.4(4)(p3-61)参照)に準ずる。

#### 3.5.2 垂直壁工

垂直壁は、水叩きコンクリート下流の洗掘を防ぎ、水叩きの下流に設置する構造物である。

#### 【解説】

##### (1) 方向

垂直壁の方向は、下流法線に直角とする。

##### (2) 根入れ

垂直壁の天端高は溪床面と同一とし、根入れ深さは基礎が洗掘されない深さとし、水叩き下部より砂礫 1.5m 以上、軟岩 1.0m 以上、硬岩 0.5m 以上とする。

また、下流洗掘の恐れのある場所は護床工を設ける。

床固工における垂直壁の留意事項は、第3編第2章2.1.3.4(5)(p3-66)および図 3.18を参照する。

(3) 上下流のり勾配

垂直壁の下流のり勾配は、1:0.2とし、上流のり勾配は垂直とする。

(4) 水通し天端幅

垂直壁の水通し天端幅は、水叩き厚を標準とする。ただし、最低1mとする。

(5) 袖

垂直壁の袖は、不透過型砂防堰堤（第3編第2章2.1.3.4(5)（p3-66）参照）に準ずる。

3.5.3 側壁護岸

側壁護岸は、不透過型砂防堰堤（第3編第2章2.1.3.4(6)（p3-67）参照）に準ずる。

3.6 帯工

帯工は、計画河床を維持しうる構造として設計するものとする。

【解説】

帯工は、床固工間において床固工間隔が大きい場合、局所的洗掘により河岸に悪影響を及ぼすことが多く、その対策として用いられる。また、溪流保全工等の最下流端の河川との取付け部における河床変動によって生じる上流床固の基礎の洗掘を防止するために用いられる場合もあり、帯工の高さは下流河川の河床変動を考慮して決定する。

## 第4節 護岸

### 4.1 護岸の設計

護岸の設計にあたっては、その目的とする機能が発揮され、流水、流送土砂などの外力に対して安全堅固にするとともに、維持管理面などについても考慮する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-20

#### 【解説】

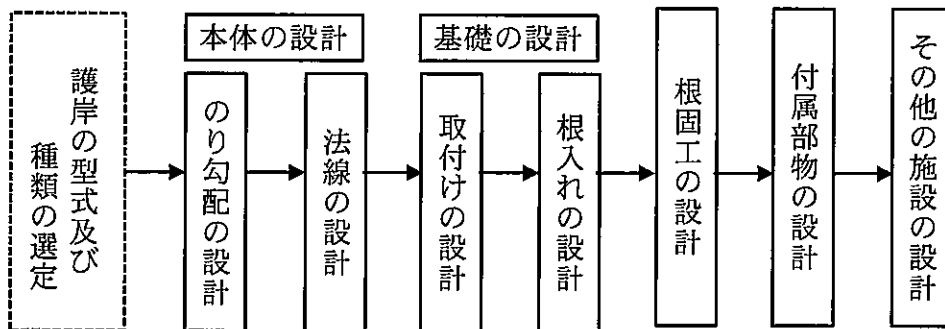
護岸の機能としては、本編第2章4.6（p5-152）に示されているように、山脚の固定、溪岸崩壊防止、横侵食防止などが考えられる。

護岸は、流水による溪岸の決壊や崩壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがあり、特に後者は洪水時に土砂や転石などの衝撃を受けやすいので、安全性に十分留意する。

護岸の破壊は、局所洗掘や両端の巻き留め付近の決壊によることが多く、設計にあたっては、これらにも十分留意する。

護岸の設計順序は、護岸の型式および種類の選定に必要な設置箇所の地形、地質、溪流の状況、その護岸の目的に対する適合性、安全性、経済性などの各要素について考察し、型式、種類の選定を行った後、本体、基礎、根固工、水抜きや吸出し防止、隔壁などの付属物の順序で設計を行うのが一般的である。（表 3.18 参照）。

表 3.18 護岸の設計順序





## 4.2 のり勾配

護岸ののり勾配は、河床勾配、地形、地質、対象流量を考慮して定めるものとする。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-21

### 【解説】

護岸の型式には自立式とモタレ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等によって選定される。なお、護岸ののり勾配は、河床勾配が急なほど急とすることが望ましいが、一般に5分程度を採用する場合が多い。

一般に砂防河川に用いる護岸の材料は、コンクリート、コンクリートブロック、石材等であるが、これらの採用に当たっては、安全性、経済性等を考慮して選定する必要がある。

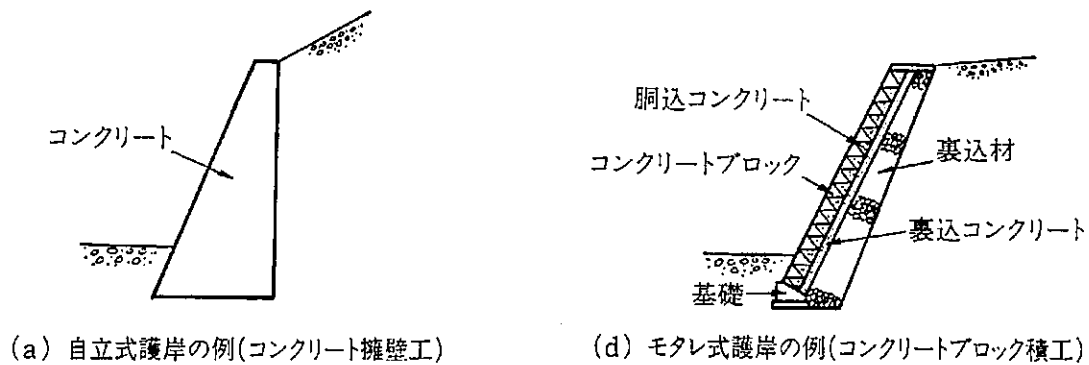


図 3.20 護岸の型式

なお、自然環境、河道利用などが必要な場合は、緩勾配護岸についても検討する。

### 4.3 法線

護岸の法線は、河床勾配、流向、出水状況などを考慮して定めるものとする。

河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-21

【解説】

法線の湾曲が著しい場合は、流水により護岸の基礎が洗掘されやすく、また、偏流して護岸天端を越流する恐れもあり、下流に対する影響も大きいため、できるだけ地形条件の範囲内で河床勾配を勘案し、湾曲を緩和するとともに、法線は、できる限りなめらかなものにする必要がある。

### 4.4 取付け

護岸の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとする。

河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-21

【解説】

護岸の上下流端は、堅固な地盤に取り付けるものとし、砂礫地質に取り付ける場合は小口止を施工する。

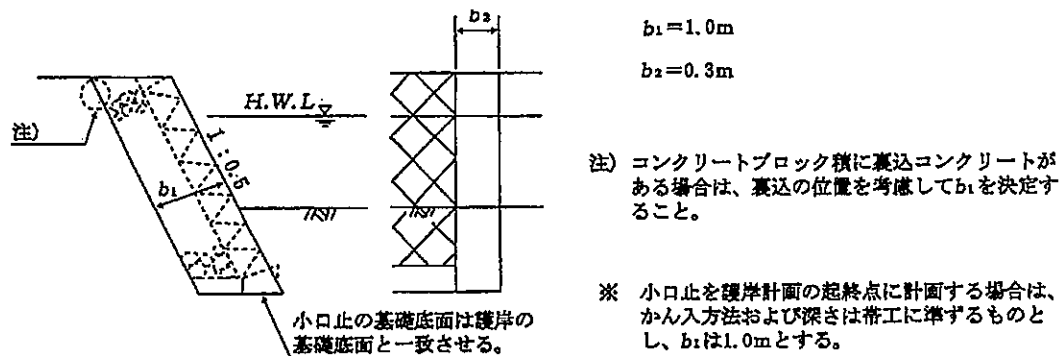


図 3.21 小口止の構造

4.5 根入れ

護岸の根入れは、洪水時に起こると考えられる河床洗掘、既往の洗掘などを考慮して、その深さを定めるものとする。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-21

【解説】

護岸の決壊の原因は、基礎の洗掘によることが多く、特に急勾配の溪流においてはこの作用が顕著であるため、根入れを十分に行う必要がある。

基礎の洗掘に対して、根入れを深くするか根固工で対処するかは、現地の状態をよく把握して安全かつ経済的に決める。

また、護岸を単独で計画する場合は、現溪床の最深部より深くすべきである。計画溪床が定めてある場合は、それより 1.0m 以上根入れを行うことが望ましい。

床固工直下流部の護岸根入れは、垂直壁根入れに合わせるものとし、その区間は 5.0m を標準とする。

表 3.19 護岸の根入れ

地 質	計画溪床を定めている場合	護岸を単独で計画する場合
砂 礫	計画溪床高より 1.0m	最深溪床高より 1.0m
軟岩（Ⅰ）、軟岩（Ⅱ）	” 0.5m	” 0.5m
中硬岩、硬岩	” 0.3m	” 0.3m

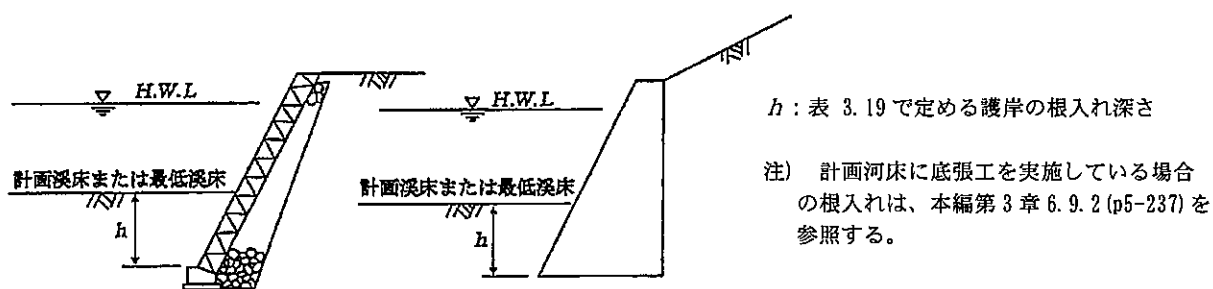


図 3.22 護岸の根入れ

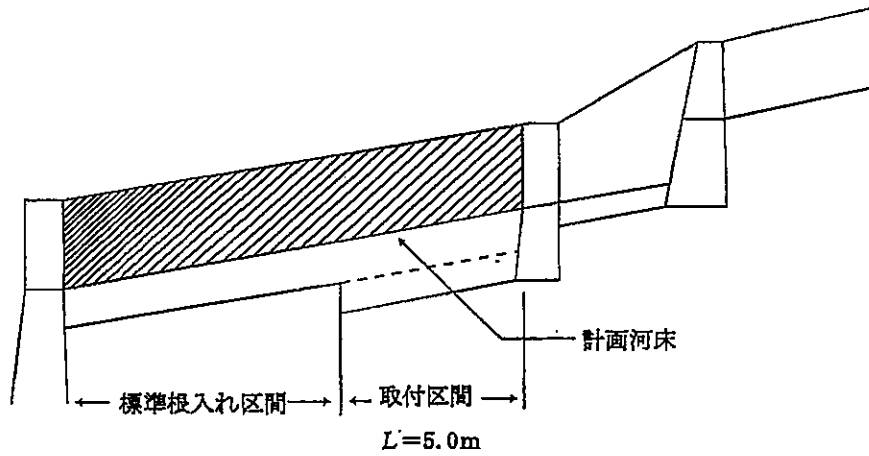


図 3.23 床固工直下流部の護岸根入れ

#### 4.6 根固工

根固工は、護岸の基礎の洗掘を防止しうる構造として設計する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-22

##### 【解説】

根固工は、自重と粗度により流水による護岸の基礎の洗掘を防止するもので、その構造は屈撓性のあるものでなければならない。

根固工の材料は、コンクリートブロック、捨て石などがある。

## 第5節 水制工

### 5.1 総 則

水制工の設計にあたっては、流送土砂形態、対象流量、渓床材料、渓床変動などを考慮し、その目的とする機能が発揮されるようにするとともに、安全性、維持管理面などについても考慮する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-22

#### 【解 説】

水制工の目的としては、流水や流送土砂をはねて渓岸構造物の保護や渓岸侵食の防止を図るものと、流水や流送土砂の流速を減少させて縦侵食の防止を図るものがあり、所要の機能と安全性の確保について十分考慮する。

水制工の形式は、その構造により透過、不透過に分類され、また、高さにより越流、非越流に分けられる。

水ハネ、土砂ハネを目的とする場合は非越流、不透過水制工を用い、流速減少を目的とする場合は越流、透過水制工を用いるのが一般的である。

砂防施設として用いる水制工は、一般に急流河川に設置する 경우가多く、このため、水制工を水ハネ、土砂ハネを主目的に設置する場合は、水制工の強度および維持管理面から相当困難が予想される。仮に目的を達成したとしても、その下流の水衝部などの渓流の状況を一変させる恐れがあるので、護岸との併用で流速を減少させる根固水制工として採用されている事例が多い。

## 5.2 水制工の形状

水制工の長さ、高さ、間隔は、水制工の目的、溪流の状況、上下流および対岸への影響、構造物自体の安全性を考慮して定める。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-22

### 【解説】

一般に水制工は、単独の水制工で流水に抵抗させるより、水制工群として一定区間に設けて各水制に均等に抵抗させて流速を低減させるほうが急流荒廃河川では効果的である。

一般には水制工の長さを短くし、水制工と護岸を併用したほうが、維持、工費上からも経済的となる場合が多く、その長さは川幅の1割以下としている例が多い。また、水制群では、上流側を短くし水勢における負担を軽くするとともに、水制工天端を河心に向かって1/10～1/100の下り勾配を付けるのが通常である。

水制工の高さは、維持管理および河川に与える不測の影響を考慮して低くする場合が多く、平均低水位上0.5～1.0m程度としている。

また、水制工の間隔は、水制工高の10倍程度および水制工長の1.5～2.0倍程度を目途として、水制の高さ、長さとの関係などから経済性も考慮して定める必要がある。

なお、水制工のもと付けについては、護岸と水制工を併設する場合は流水が水制と護岸の間を流下しない構造とし、水制工単独の場合は十分根入れを行うとともに、もと付け付近に流水が向かわない構造とする必要がある。

### 5.3 本体および根固め工の設計

水制工本体の設計は、本編第3章1.4 (p5-175) に準ずるものとする。

また、水制工の根固工の設計は、本編第3章4.6 (p5-209) に準ずるものとする。

河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-23

#### 【解説】

一般に砂防施設を設ける溪流は、急流でかつ河床材料の粒径が大きいため、水制の強度の面から杭打ち水制工は避けるべきで、むしろ自重で流水などに抵抗できるような工法を用いるべきであり、一般にコンクリート不透水制が多く用いられる。

透過水制工を採用する場合は、堤頂部まで外力が働いても安全でなければならない。

水制工の基礎は、一般に河床の砂礫であり、洗掘を受けやすく、特に水制の先端は局所洗掘による基礎の破壊の原因となりやすい。このため水制工には、原則として根固工を併設するものとする。

## 第6節 溪流保全工

### 6.1 溪流保全工の設計

溪流保全工の設計にあたっては、その機能、目的を考慮して安全性についての検討を行い、対象流量を安全に流下させようとするとともに、維持管理面および周辺の水利用、地下水位、自然環境についても配慮する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-23、砂防設計公式集（マニュアル）p153

#### 【解説】

溪流保全工を必要とする溪流は、一般に勾配が急で流速が大きいため、築堤方式では破堤、決壊などの危険性が高く、いったん破堤した場合の被害が著しいので、掘込み方式を採ることを原則とし、やむを得ず築堤とする場合は本川との取り付け部分などに限って採用することが望ましい。

一般に、溪流保全工は扇状地の中に計画される。その設計に関する留意点のうちで最も重要なものは溪流保全工内の溪床変動である。縦断方向、横断方向ともに溪床変動が小さくなり、局所洗掘や異常堆積を起こさないように溪流保全工の諸元を決定するのが設計の原点である。しかし、溪流保全工の場合は上流端と下流端の標高と区間長があらかじめ与えられているのが普通であり、ここに設計の難しさがあるといえる。上流山地からの流入土砂量が多い場合（土石流型の土砂流入を除いたもので、上流山地の砂防堰堤で捕捉できない土砂）、河床変動が大きい場合（局所堆積・洗掘を含む）、古くから流路の変遷が激しく法線形が定めにくい場合、合流する支溪の影響が大きい場合、流路を湾曲させる場合、設計案が全国既設溪流保全工データから大きくはずれる場合、工事費が大きい場合などは模型実験により法線形、溪床幅、床固工・帯工の要否、その位置と間隔、その構造物の高さ、根入れなどを決定することが望ましい。

溪流保全工の設計は、地形、地質、流送土砂形態などの流域を含めた自然条件および流路の変遷などその溪流の特性を調査し、それに適合した計画を立てる必要がある。また、施設の安全性、背後地域に対する施設の重要性などについて配慮した設計が必要である。



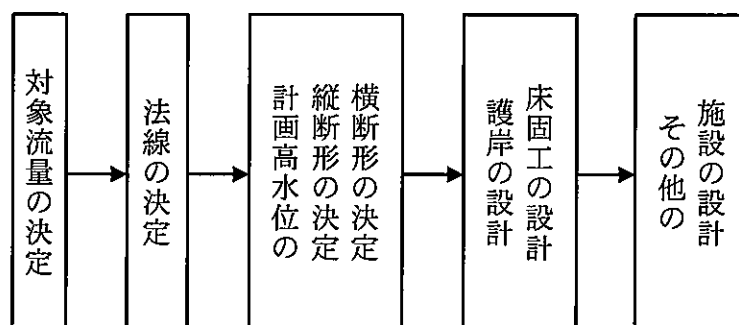
### 6.1.1 設計手順

溪流保全工の設計順序は、表 3.20 のとおりとするのが一般である。

「河川砂防技術基準（案）同解説. 設計編 [II]」 p23、「砂防設計公式集（マニュアル）」 p153

【解説】

表 3.20 溪流保全工の設計順序



## 6.2 設計流量

溪流保全工の対象流量は、計画対象流域の大きさ、その対象となる区域の社会的・経済的重要性、想定される被害の質、量、過去の災害履歴、事業効果などを総合的に考慮し、上下流、本支流のバランスが保持され、かつ他の同程度の重要度を持つ河川や溪流と均衡が保たれるよう定める。一般的には計画降雨量の年超過確率で評価する。

なお、河川事業などに比べ同程度の砂防河川において想定される被害の量および質が非常に大きいため暫定改修を行わないことを原則としており、実施する場合は本改修となることを念頭におくことが必要である。

河川砂防技術基準 同解説 計画編 H17.11 国土交通書 P-29

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-24

「砂防設計公式集（マニュアル）」p153、155

### 【解説】

#### (1) 計画規模

おおよその基準として、河川をその重要度に応じてA級、B級、C級、D級及びE級の5段階に区分した場合の、その区分に応じた計画降雨の規模の標準を示すと表 3.21 のとおりである。

一般に、河川の重要度は1級河川の主要区間においてはA級～B級、1級河川のその他の区間および2級河川、都市河川はC級、一般河川は重要度に応じてD級あるいはE級が採用されている例が多い。

なお、特に著しい被害を被った地域にあっては、この既往洪水を無視して計画の規模を定めることは一般に好ましくない。したがって、このような場合においては、その被害の実態などに応じて民生安定上、この実績洪水規模の再度災害が防止されるよう定めるものが通例である。

また、計画規模の設定は、計画地点上下流の整備計画等を確認し、本支川のバランスが保持されるよう総合的に判断した上で、当該溪流保全工の整備により他の区間に悪影響が及ばないように配慮する必要がある。

また、暫定計画や部分的な改良計画などにおいては、このような河川の重要度にかかわらず、その計画の目的に応じて計画の規模が定められる場合がある。

表 3.21 河川の重要度と計画の規模

河川の重要度	計画の規模（計画降雨の降雨量の超過確率年）*		
A 級	200 以上		
B 級	100	～	200
C 級	50	～	100
D 級	10	～	50
E 級	10 以下		

\*年超過確率の逆数

(2) 設計流量の算定

設計流量  $Q$  の算定は、本編第3章 1.3.2.1 (p5-169) の不透過型砂防堰堤の設計流量（掃流区間）の算定手法に準じて行うものとする。

$$Q = Q_p \times (1 + \alpha) \quad \text{式 3.31}$$

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r \cdot A \quad (\text{合理式}) \quad \text{式 3.32}$$

$Q$  : 設計流量

$\alpha$  : 土砂混入率 (表 3.22)

$Q_p$  : 水みのピーク流量

$f$  : 流出係数 (表 3.23)

$A$  : 流域面積 (km<sup>2</sup>)

$r$  : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/hr)

$r$  は、河川の重要度の応じた計画規模の降雨強度式 (表 3.24) を用いて算出する。洪水到達時間 ( $T$ ) は、流入時間と流下時間の和 (本編第3章 1.3.2.1 (p5-169) 参照) とする。

なお、土石流危険溪流において土石流対策堰堤より下流に設置する溪流保全工の設計流量を算定するにあたって、計画対象流域が小流域等で洪水到達時間内の平均降雨強度が極端に大きくなる場合があるため、土石流対策と同様に計画日雨量から算定する。(第3編第2章 2.1.3.1(3) (p3-21)) また、河道の貯留現象を考慮しなければならない場合や、上下流間の設計流量に不整合が生じる場合については、流出計算方法等を検討する。

表 3.22 溪流保全工を設置する場合の土砂混入率

上流の砂防工事が施工中 (整備率 50%以上) or 屈曲・乱流防止	10%
上流の砂防工事が概成 (整備率 70%以上)	5%

表 3.23 合理式の標準的な流出係数 ( $f$ )

密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑、原野	0.6
水田	0.7
山地	0.7

表 3.24 確率別継続時間降雨曲線式

確率年	瀬田川	彦根
1/10	$r = \frac{350}{T^{0.5}-0.85}$	$r = \frac{328}{T^{0.5}-1.03}$
1/30	$r = \frac{422}{T^{0.5}-0.85}$	$r = \frac{446}{T^{0.5}-0.32}$
1/50	$r = \frac{449}{T^{0.5}-0.94}$	$r = \frac{518}{T^{0.5}+0.19}$
1/100	$r = \frac{492}{T^{0.5}-0.94}$	$r = \frac{620}{T^{0.5}+0.82}$

(3) 計画高水位

計画高水位は、計画河床の維持の面から、縦断形および横断形と相互に関連させて決定する。

溪流保全工は掘込み方式が原則であるので、周辺の地形条件を考慮して決定する。

計画水位は、等流計算により求める場合が多いが、急流河川などでは水面のうねり、跳水、溪床変動、蛇行位置の変化などによる水位の変動が大きいので、模型実験を必要とする場合もある。

三面張りおよび掘込み河道の溪流保全工を施工することによって施工前の伏流水、地下水がしゃ断され、あるいは水位が低下し流域周辺の水利用（湧水、揚水など）に著しく影響を及ぼすことがあるため、あらかじめ扇状地における水の挙動について十分に調査しなければならない。

計画高水位は、設計流量をもとに決定する。流れが等流であると仮定すると、マンニングの式から計画高水位  $h$  が得られる。

$$Q = A \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/3} \quad \text{式 3.33}$$

- Q : 設計流量 (m<sup>3</sup>/sec)
- A : 溪流保全工流下断面積 (m<sup>2</sup>)
- n : マニングの粗度係数
- R : 径深 (m) [= A/P]
- I : 水面勾配

$$A = h(B_1 + m_2 h) \quad \text{式 3.34}$$

$$P = B_1 + 2h\sqrt{1 + m_2^2} \quad \text{式 3.35}$$

- P : 潤 辺
- h : 計画高水位 (m)
- B<sub>1</sub> : 底幅 (m)
- m<sub>2</sub> : 水通しの袖小口もしくは護岸の勾配 (1 : m<sub>2</sub>)

表 3.25 マニングの粗度係数

河道の状況	その値
一般河道	0.030~0.035
急流河川および河幅が広く水深の浅い河川	0.040~0.050
暫定素掘河道	0.035
三面張水路	0.025
河川トンネル	0.023

実際は、与えられた川幅（溪流保全工幅） $B$ の元に $h$ を仮定して $Q$ を計算し、これが与えられた設計流量に近似するまで繰り返して計算を行い、 $h$ を決定する。

ただし、越流水深（ $h_3$ ）が、底幅に対して著しく小さいか、または、概略値を求める場合は次式を用いる場合もある。

$$h = \left( \frac{nQ}{B_1 I^{1/2}} \right)^{3/5} \quad \text{式 3.36}$$

### 6.3 法線の設計

溪流保全工の法線は、流水のスムーズな流下が可能な線形とする。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p154

【解説】

地形や土地利用上から曲線部を設ける場合は、原則として曲線半径と計画溪床幅の比を10～20以上、湾曲度を60°以上とする。やむを得ない場合であっても曲線半径と計画溪床幅の比を5以上とすること。

また、やむを得ず反曲線を設ける場合であっても、曲線部と反曲線部の間には計画溪床幅の6倍以上の直線部を設けることが望ましい。

土石流流下または堆積区間に設ける溪流保全工は、土石流の流下方向に直線とし、土地利用や用地取得の困難さなどを理由として屈曲させることは極力避けなければならない。

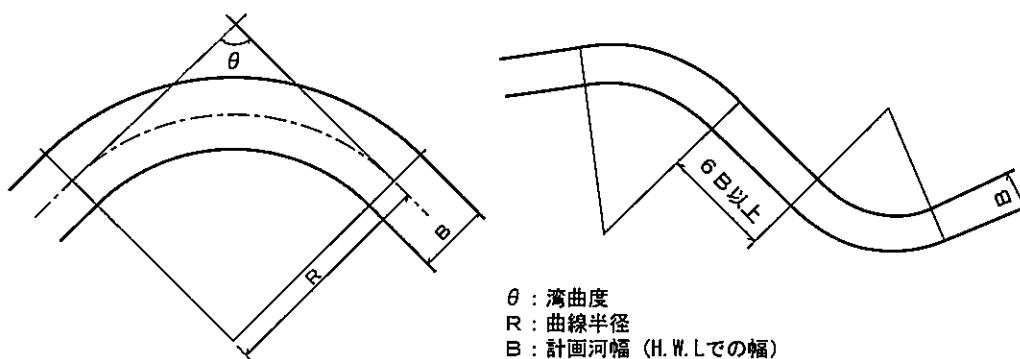


図 3.24 法線

溪流保全工を必要とする区間に支川が流入する場合は、十分な支川処理を必要とする。

一般に支川の方が、流路勾配が急な場合が多く射流となるケースがある。これに対して本川の方は常流とすることが原則であるから、たとえ洪水のピーク到達時間がずれていたとしても射流から常流に変わる際に跳水現象を起こし、対岸にのり上げる危険性がある。このため、支川の流量などが本川に比べ無視できる程度のもを除き、本川にスムーズに合流させなければならない。

特に、合流する支川が比較的大きく、本川への影響が大なるときは十分注意する必要がある。

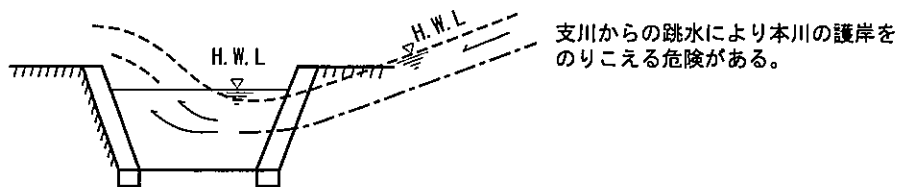


図 3.25 支川の影響

## 6.4 縦断形的设计

溪流保全工の縦断形は、河床の安定を考慮するとともに、掘込み方式が原則であるので、周辺の地形条件や将来の維持管理面も勘案して決定する。

なお、溪流保全工の上端および下端において、河床勾配が急変しないようにし、また、支流が合流している地点においては、洗掘、堆積などに留意して設計する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-24、砂防設計公式集（マニュアル）p156

### 【解説】

溪流保全工の縦断形は、河床の安定を十分考慮するものとし、将来の維持管理なども勘案して決定しなければならない。

勾配の変化をあまり急激に行うと変化点付近に洗掘や堆積の現象が生じ溪流保全工の維持に困難を生ずる場合もあるので、勾配の変化点においては、その上下流で掃流力が50%以上の変化をしないように勾配並びに水深を決めるのが望ましい。

溪流保全工の計画河床高は、現況より低くすることが通例であり、この場合は、上下流端に床固工あるいは堰堤などにより落差を設けるとともに、下流端には、洗掘、堆積などが起きないように必要に応じて河床を修正して護床工などを設けるのが普通である。

溪流保全工を計画する溪流は、一般には急流であり、溪床勾配を溪床材料のみで安定させることができない場合が多く、床固工、帯工などを用いるか、場合によっては河床をコンクリートなどで覆って河床の安定を図っている。

計画河床を河床材料のみで安定させるか、護床工および減勢工で安定させるかは、河床勾配、河床高および横断形にも関連があるのみならず、平面形にも関係する。このため、計画河床勾配と河床高は試算的に求めて、他の横断形などを検討したうえで最終的に決定される。

河床勾配を求める方法の一つに動的平衡計算と静的平衡計算がある。溪流保全工が長期間にわたって安定するためには、それぞれの部分が堆積・洗掘のいずれをも発生させない等流砂能力をもつ必要がある。断面と流量が与えられるとこのような河道の勾配が求まる。

この勾配を動的平衡を考えた河床変動計算により求める。一方、個々の地点で河床の安定は与えられた流量、断面、河床勾配とから流れの掃流力と河床材料の限界掃流力とを比べる静的平衡計算により判定する。前者は河道の計画縦断勾配を決めるために、後者は流れの中の構造物根入れなどを決定するために用いる。

細部の縦断勾配は法線形、河床幅、水深、縦断勾配、河床材料の粒径などの要素から決まる中規模河床形態、すなわち砂礫堆やこれに伴う蛇行の影響から大きく変化することがしばしばあるので、自然の河道の観察と河床変動資料を検討するとともに、必要に応じて模型実験を行うことが望ましい。

なお、河床勾配については、本編第2章4.8.4（p5-159）により定める。

6.4.1 縦断勾配の比

計画縦断勾配は、一般的には現在の溪流の溪床変動の資料より局所的な変動を除き大局的な安定を確かめたうえで、現在の溪床勾配を採用するのが将来の維持管理上最も望ましい。溪床変動の資料がない場合は、類似した溪流の実績などを参考して求める場合もある。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p156,157

【解説】

溪流保全工を施工する一つの目的は、溪流の溪床勾配を緩和して流水による洗掘力を減少させ、土砂の生産を防止することにある。そこで一般に溪流保全工を施工する場合には、元の溪床勾配に対して、いくらかでも勾配を緩和する方向で縦断計画をたてるべきである。

しかし、勾配の変化をあまり急激に行うと、勾配の変化点付近で洗掘や堆積現象が生じ、溪流保全工の維持に困難を生ずるだけでなく、大きな災害の原因ともなりうる。勾配の変化点においては、その上下流で掃流力の変化が大きく変化しないように勾配ならびに水深を定めるのが望ましい。

図 3.26 の場合、掃流力を  $u_*^2 = g \cdot H \cdot I$  で示すと ( $g=9.81\text{m/sec}^2$ ,  $H$ : 水深,  $I$ : 勾配)

A 区間での掃流力は、 $u_{*A}^2 = g \cdot H_A \cdot I_A$

B 区間での掃流力は、 $u_{*B}^2 = g \cdot H_B \cdot I_B$

ここで計画水深を同じとすれば  $H_A = H_B$

そこで掃流力の変化は  $\frac{u_{*A}^2}{u_{*B}^2}$  で示され、この値は、

$$\frac{u_{*A}^2}{u_{*B}^2} = \frac{g \cdot H_A \cdot I_A}{g \cdot H_B \cdot I_B} = \frac{I_A}{I_B}$$

と計画溪床勾配の比で示されることになる。

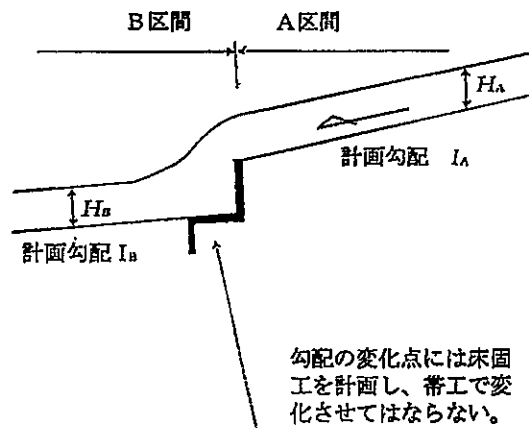


図 3.26 縦断勾配の比

そこで、掃流力の急変とは、A、B区間の掃流力の比の大きな変化と考えられるから、計画にあたっては縦断勾配の比  $I_A/I_B$  の値を大きくならないようにする必要がある。



一般には、

$$I_A \geq 1/30 \text{ の場合 } u_{*A}^2 / u_{*B}^2 \leq 2$$

$$I_A < 1/30 \text{ の場合 } u_{*A}^2 / u_{*B}^2 \leq 1.5$$

程度を目安に計画するとよい。

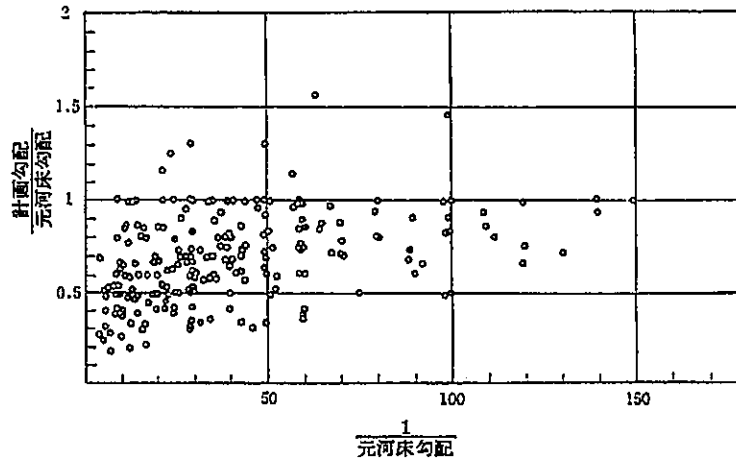


図 3.27 元河床勾配と計画勾配との関係

#### 6.4.2 支川処理（縦断）

本川に支川が流入することによる洗掘、堆積を防ぐため、支川の縦断勾配は原則として本川に合わせた勾配とする。このため、合流点直上流部の支川に落差工を設け、支川の縦断勾配を修正して合流させるなど、合流点付近の縦断勾配、平面形状など十分検討する必要がある。また、合流点において、支川の流域面積が小さい場合は、本川の溪床高よりも支川の溪床高を高くしておいた方が本川の高水位に影響されることが少ないことを考慮する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-24、砂防設計公式集（マニュアル）p158

#### 【解説】

本・支川の流域面積が同じ位の大きさの場合には、計画溪床高は同じ高さに合わせるのがよい。

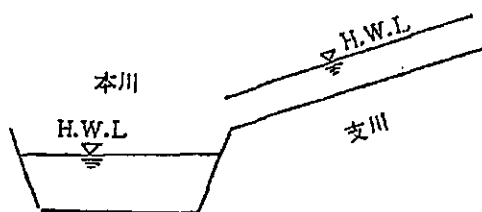


図 3.28 支川の流域面積が本川よりかなり小さい場合  
(本川流量/支川流量  $\geq 10$ )

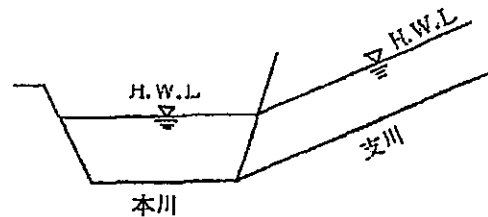


図 3.29 本・支川の流域面積の差が少ない場合  
(本川流量/支川流量  $< 10$ )

## 6.5 横断形の設計（計画断面）

溪流保全工の計画断面は、原則として単断面とし、その計画幅は、対象流量、溪流保全工の縦断勾配、平面形状、地形、地質、背後地の土地利用状況などを考慮して定める。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-24、砂防設計公式集（マニュアル）p158

### 【解説】

溪流保全工の計画断面は現溪床幅を十分考慮し、現状より溪床幅が狭小にならないようにする。現溪床幅を狭めることは、溪流の機能を破壊するだけでなく計画洪水流量に対する水深が大となるので、構造上危険サイドとなる。そのため最小限現溪床幅を活かした計画断面とすることが好ましい。

溪床幅が広く乱流、異常堆積の恐れがある場合は複断面を採用する。また、その付近が現在遊休地のような状態であれば、現存する天然林を活用した緩衝帯を置いたりすることが望ましい。さらに自然の拡幅部は、不慮の土砂流出に備え、遊砂地として利用することが望ましい。

溪流保全工の湾曲部では、湾曲の状況および上下流の河道の状況に応じて、溪流保全工の拡幅や凹岸側の嵩上げを検討しなければならない。

溪流保全工の計画断面は、平均流速公式を用いた等流計算により、設計流量の流下が可能な通水断面積を確保する。

溪流保全工の断面計算には、以下の式を用いる。

$$Q = V \cdot A \quad \text{式 3.37}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad \text{式 3.38}$$

### 6.5.1 計画幅

溪流保全工の計画幅は、溪床勾配、流送土砂、溪床材料、溪流の粗度および平面形状に密接に関係しており、対象流量を安全に流下させるためには溪流保全工全体の計画の中で検討する必要がある。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-25、砂防設計公式集（マニュアル）p159

### 【解説】

溪床幅  $B$  と流量  $Q$  に関しては、

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2} \quad \text{式 3.39}$$

$B$  : 河幅 (m)

$Q$  : 流量 (m<sup>3</sup>/sec)

$\alpha$  : 係数

で表される関係があり、 $\alpha$  の値は流量の大きさによって異なる。

水理模型実験と現地での被災データから  $\alpha$  の値は  $Q$  を対象流量とし、 $A$  を流域面積 (km<sup>2</sup>) とすると、表 3.26 の範囲とすることが望ましい。

表 3.26  $\alpha$  の値

流域面積 $A$ の大きさ ( $\text{km}^2$ )	$\alpha$ の値
$A \leq 1.0$	2~3
$1.0 < A \leq 10.0$	2~4
$10.0 < A \leq 100$	3~5
$100 < A$	3~6

一般には、同条件下では、溪流保全工幅を狭めることにより水深および流速は大となり、溪床材料のみでは溪床の維持が困難となる。また、逆に広くすることは、堆積による溪床上昇、用地取得面積の増加などとなって制約を受ける。

したがって、溪流保全工の計画幅は、溪床の安定性を主眼におき、構造物の有無、背後地の土地利用などを考慮して決定する。

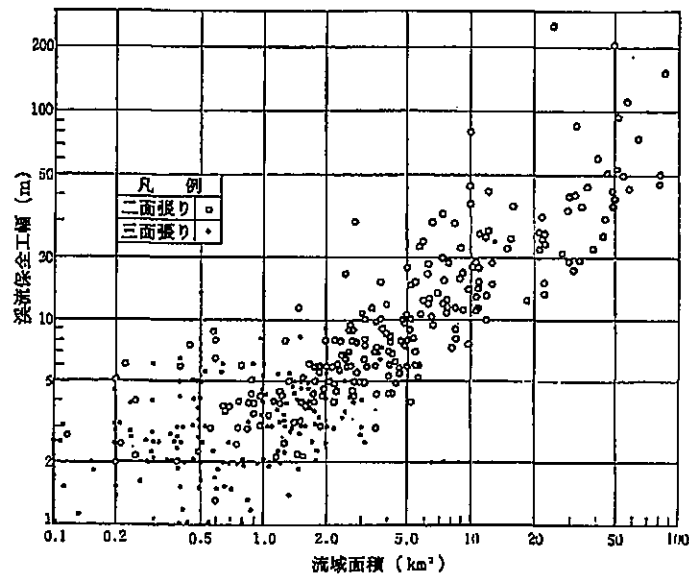


図 3.30 溪流保全工幅（平均）と流域面積との関係

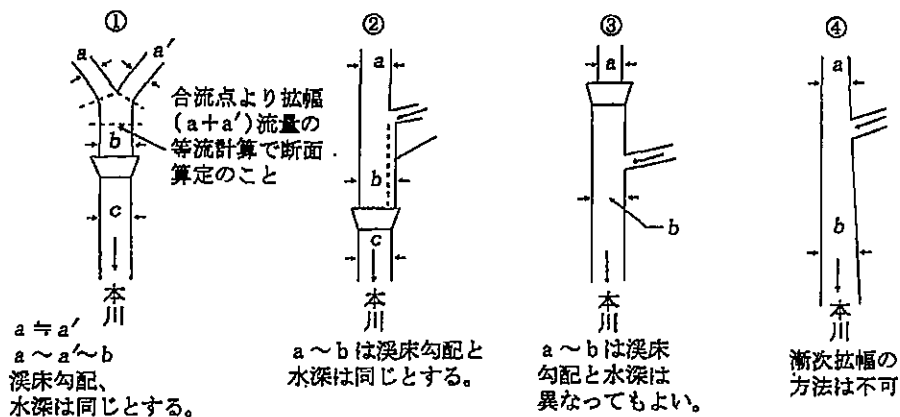


図 3.31 溪流保全工の計画幅と溪床勾配および水深の考え方

### 6.5.2 余裕高

溪流保全工の余裕高は、原則として計画流量によって決定する。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p159

【解説】

余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、計画高水位（ $H$ ）に対する余裕高（ $\Delta H$ ）との比（ $\Delta H/H$ ）は、表 3.28 の値以下とならないようにする。

勾配の急な溪流では、河床変動、土砂流出などが起こりやすく、流送が大きい関係もあって水面変動が大きい、このため余裕高が必要となる。また、これは河幅との関係もあり、同一流量でも河幅が広ければ、計画高水位の水深が小さくなり、規定の余裕高で十分安全となる。

そこで、これらの計画高水位（ $H$ ）と余裕高（ $\Delta H$ ）との比をとり、これらの値の下限値を勾配別に規定したものである。

表 3.27 計画流量に対する余裕高

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 以上	1.0m

表 3.28 計画高水位に対する余裕高

勾配	~1/10	1/10~1/30	1/30~1/50	1/50~1/70	1/70~1/100	1/100~1/200
$\Delta H/H$ 値	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10

### 6.5.3 湾曲部の横断形

湾曲部の凹岸では洪水の際に水位が上昇するので、護岸は凸岸部より高くする必要がある。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p160

【解説】

グラシヨーによれば、静水面を仮定したとき、水路外側壁における水面高と静水面との差  $h$  は、式 3.40 で表される。

$$h = (v^2/g) \times (2303 (\log R_2 - \log R_1)) \quad \text{式 3.40}$$

$V$  : 平均流速 (m/sec)

$g$  : 重力加速度 (9.81m/sec)

$R_1$  : 水路内側の曲率半径 (m)

$R_2$  : 水路外側の曲率半径 (m)

湾岸部の凹岸では洪水の際に水位が上昇するので、計算により水位上昇高が 10cm 以上となる場合について、10cm 単位により設計に考慮する。

なお、極端な S 字形の曲線や流れが水路外側に偏ってしまうような急な曲がりの場合には、これらの式は適用できない。この場合は、法線形を改めなければならない。

曲線部の外カーブ側は、洪水時には流水が集中して流下するため強度の洗掘力が働く。そこで直線部の護岸工よりも構造的に強固なものとする必要がある。特に、二面張りの場合には、根入れの深さを考慮する等洗掘に対処する構造とする。

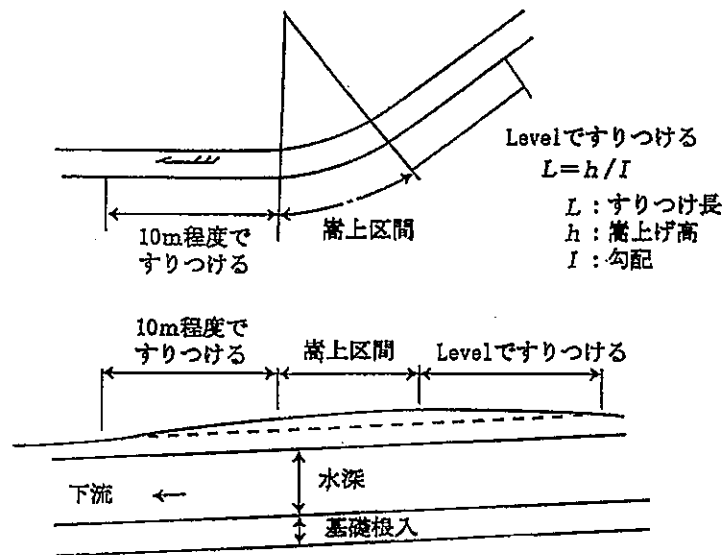


図 3.32 溪流保全工湾曲部の流路断面

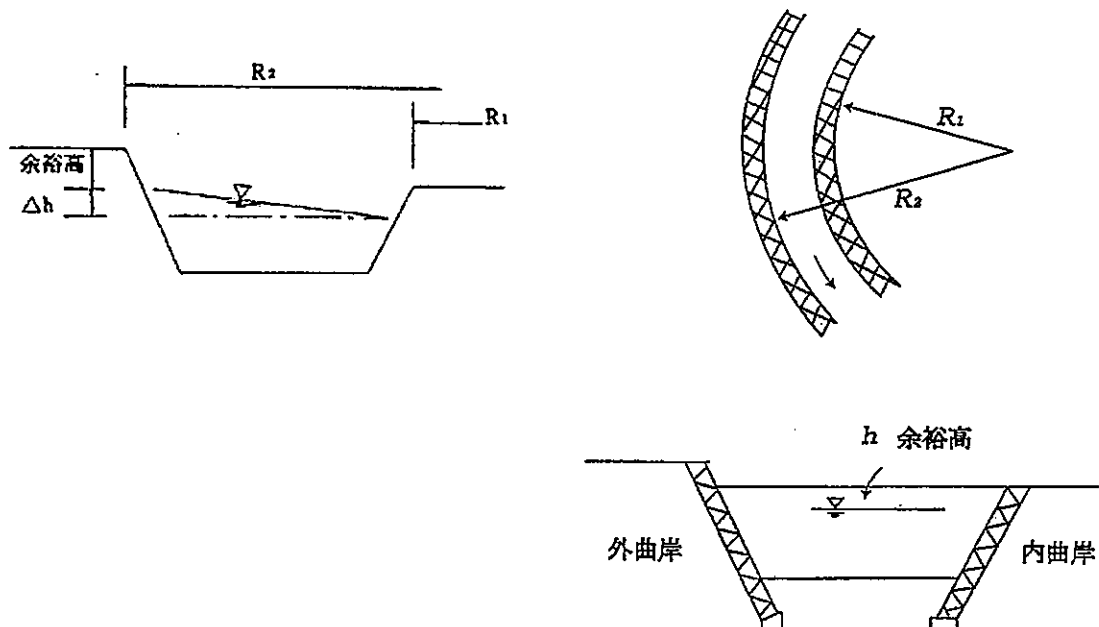


図 3.33 溪流保全工湾曲部の護岸

### 6.5.4 最小計画断面

溪流保全工を計画する場合の最小断面は、河床幅 1.0m、計画水位 0.4m、余裕高 0.6m とする。

【解説】

溪流保全工は、上流の砂防計画が 50%以上の整備率をもって着工することとしているが、完成後の維持管理上などの理由から、小流域における計算断面が幅 1.0m、水深 0.4m より小さい場合でも図 3.34 の断面を最小断面として計画する。

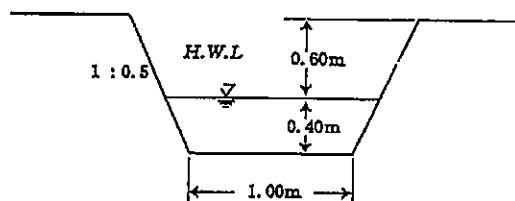


図 3.34 溪流保全工の最小計画断面

### 6.5.5 支川処理（断面）

合流点下流の計画幅は、本川および支川の土砂流出状況、溪床勾配、計画高水位を勘案して決定する。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p161

【解説】

本川、支川とも土砂の流出が少なく、溪床勾配、計画高水位が同じような溪流の場合には（両方の掃流力が同じ場合）合流点下流の溪流保全工幅は本川、支川の各流路幅の和をもって計画幅とすることがよい。これは、本・支川が同一勾配、同一水深の場合に適用できるものである。

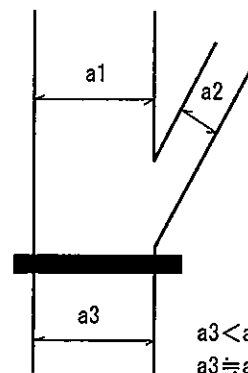
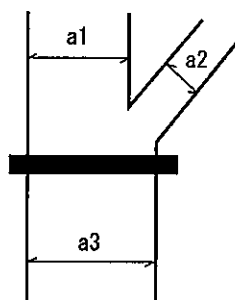


図 3.35 本川と支川の河幅

そして、これらの計画溪床幅は水深と勾配から決められる。もちろん、合流点の下流に横工を設ける必要がある。

本川の掃流力の方が支川よりも大なる場合には、支川の土砂は本川の流水とともに流下するため問題はないが、支川の掃流力の方が大きい場合には、合流点下流に土砂の堆積が生じ、断面の不足を起こす危険がある。

そこで、このような場合には  $a_3$  は  $a_1 + a_2$  の和よりも小さくして掃流力を大きくすることが土砂堆積を防止する一つの方法で、極端な場合には  $a_3 \doteq a_1$  とすることもある。

この場合、掃流力が増すということは水位が大きくなることを意味するので、護岸破壊の危機や洗掘の問題を生じる。そこで、このような合流点処理に際しては、計画高水位の

とり方に十分注意しないと、思わぬ失敗を生ずることがある。

◎参考：掃流力を求める式

$$\tau_o = \rho \cdot g \cdot R \cdot I_e \quad \text{式 3.41}$$

$$i_e = n^2 \cdot V^2 / R^{4/3} \quad \text{式 3.42}$$

$\tau_o$  : 掃流力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\rho$  : 水の密度 (kg/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$R$  : 径深 (m)

$I_e$  : エネルギー勾配

$V$  : 平均流速 (m/s)

$n$  : マニングの粗度係数

### 6.5.6 上流端の処理

溪流保全工の上流端には、溪流保全工を施工する溪流の荒廃状況、砂防工事の進捗状況を問わず、万一の土砂流出に対応するため、流出土砂抑制・調節効果を持つ堰堤もしくは床固工の施工を必要とする。

「砂防設計公式集 (マニュアル)」 p162

#### 【解説】

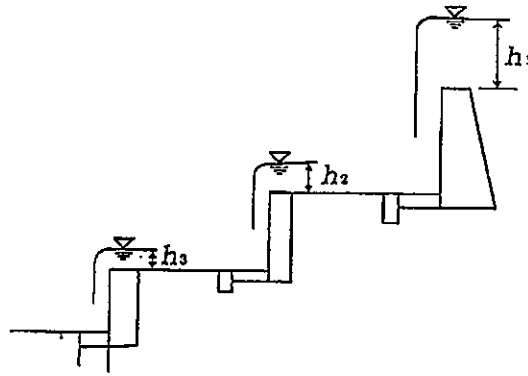
溪流保全工の上流端に設置する堰堤もしくは床固工は、遮水機能をも有するよう袖のかん入などは十分考慮して計画することが必要である。

ただし、堰堤の副堤または垂直壁に溪流保全工を取り付ける場合は、超過流出土砂が堰堤に安全に貯留されることが必要条件であり、堰堤自体が調節効果、縦横侵食防止などの目的を持つ場合であれば、そのような堰堤と溪流保全工の直結は、土砂害をまねく恐れが生ずるので、堰堤と溪流保全工の間には、適当な長さの土砂調節区間を設けることが望ましい。

最上流端の砂防堰堤または床固工は、堰の断面として計画するが、溪流保全工の断面は開水路の流路断面とするため、その間に取り合わせ部が必要となる。取り合わせ部は水理条件を急変させないよう適当な長さとする。

射流域において床固工の袖を流路内に出しておくこと、そこに水位が上昇して越流をする可能性がでてくる。

土木研究所の実験によると、袖の上流部のすり付けがあまり急すぎると床固工下流部に衝撃波が発生して、溪床を乱す場合があるので注意を要する。



$$h_1 > h_2 > h_3$$

図 3.36 すり合わせによる水位の変化

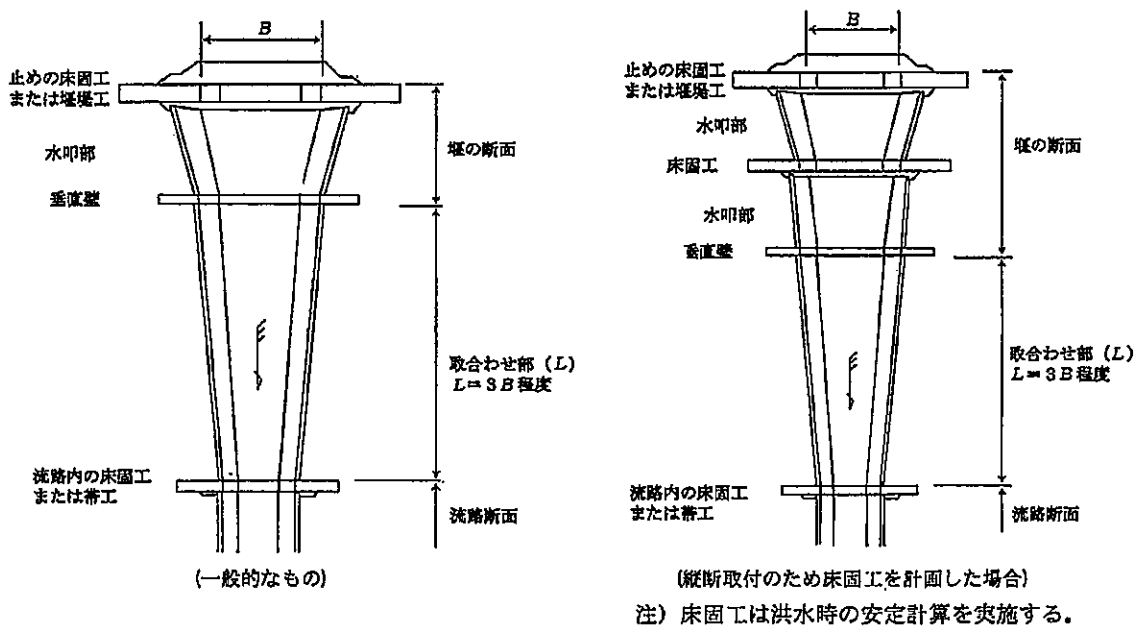


図 3.37 床固工または堰堤工からのすり合わせ



## 6.6 溪流保全工における護岸工の設計

溪流保全工における護岸は、本編第3章第4節（p5-205）に準じて設計する。

なお、溪流保全工における護岸は、溪流保全工を設置する地域の溪岸の崩壊を防止するとともに、床固工の袖部を保護するために設けられるものであり、床固工にすり付けるとともに、床固工直下の護岸は、床固工から対象流量が落下する位置より後退させるものとする。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-25

### 【解説】

護岸の破壊は、洗掘による護岸基礎部の破壊や土砂の吸出しによって生じている場合が多い。そこで、護岸の根入れ深は洗掘による河床変動に対応できるように考えて、一般的には静的平衡勾配を検討し、それに基づいて決定している。

また、砂礫堆等が形成された場合や、床固工の直下流、湾曲部外湾側では、河床変動が大きいので、必要に応じて根固工を併用する等の考慮が必要となる。溪流保全工の護岸は、一般にモタレ式が用いられ、そのり勾配は、0.3～1.5割の範囲を原則とし、河床勾配によって決定される。

### 6.7 溪流保全工における床固工の設計

溪流保全工における床固工の位置および間隔は、溪流保全工の平面形、縦断形、計画断面等を総合的に検討して決定する。

「砂防設計公式集（マニュアル）」 p163

【解 説】

溪流保全工を計画する溪流は、一般に溪床勾配が急であるため、計画溪床の維持が困難となる場合が多い。このため、床固工を設置し、溪床勾配を緩やかにして、溪床材料のみで維持するのが一般には得策となるため、溪流保全工の計画断面、縦断形などを総合的に検討して床固工の位置の選定をする必要がある。

溪流保全工における床固工は、計画溪床を安定させるとともに維持するために設けられるものであり、その位置は、一般に溪流保全工の上下流端、計画溪床勾配の変化点、流路底張り部の上下流端、計画溪床の決定において必要となる箇所に設けられるものであり、床固工の構造の設計については、砂防堰堤工に準ずる。

溪流保全工における床固工の水通し断面は、単独床固工と異なり、マニング式による開水路断面とする。

#### 6.7.1 間隔と高さ

床固工の設計においては、設定された計画溪床勾配を保つ必要から、床固工の間隔と高さを相互に組み合わせて検討を行い最終案を決定する。

砂防設計公式集（マニュアル）」 p163

【解 説】

参考として、既往の溪流保全工の溪流保全工幅と床固工間隔を図 3.38 に示す。

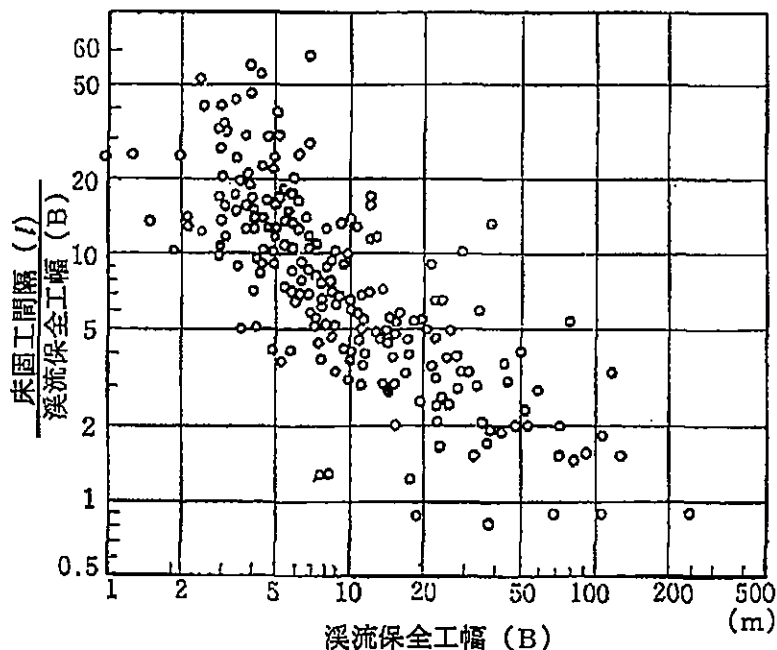


図 3.38 溪流保全工幅と床固工間隔の関係

溪流勾配  $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{100}$  流域面積 20km<sup>2</sup>以下  $B$  : 溪流保全工幅 (m)  $l$  : 床固工間隔 (m)

床固工の間隔と高さは、式 3.43 を参考して決定することができる。

$$l = \frac{m \cdot n}{m - m} \cdot h \quad \text{式 3.43}$$

- $l$  : 床固工の間隔 (m)
- $h$  : 床固工の落差 (m)
- $n$  : 現在の溪流勾配の分母 (1/n)
- $m$  : 計画溪流勾配の分母 (1/m)

適用範囲 (床固工の落差を一定とする場合で、同一計画溪流勾配とする区間) 設計する溪流保全工の目的が乱流または偏流防止とする場合は、

$$l = (1.5 \sim 2.0) B \quad \text{式 3.44}$$

- $l$  : 床固工の間隔 (m)
- $B$  : 溪流保全工の計画幅 (m)

また、経験的には、

$$1/30 > l > 1/m > 1/60 \text{ のとき } l = (1.0 \sim 2.0) \cdot m$$

$$1/60 > l > 1/m \text{ のとき } l = (1.0 \sim 1.5) \cdot m$$

- $m$  : 静的平衡勾配の分母 (1/m)
- $l$  : 横工の間隔 (床固工もしくは帯工)

床固工は、万が一、護岸工が破壊した場合、構造物の被害を最小限にとどめる役割を持っているから、やむを得ず溪流保全工の一部を築堤する場合であっても、床固工は現在の地盤におさまる所に位置を設定することが原則である。また、曲流部などの偏流する区間には位置を設置せず、偏流による溪流低下を防止するためにも偏流区間の下流端に位置を設定することが望ましい。

## 6.7.2 床固工の重複高

溪流保全工における床固工群は、階段状に設けられる。溪流が転石の累積あるいはそれに近い場合は、相互に隣接する床固工の水通しと基礎高を水平としても差し支えないが、溪流が砂あるいは砂利層で形成されている場合は、床固工基礎は、前庭洗掘対策のため、下流床固工の水通し天端と重複させなければならない。ただし、三面張りの場合はこの限りでない。

「砂防設計公式集 (マニュアル)」 p164

### 【解説】

床固工の重複については、図 3.39 を参考する。

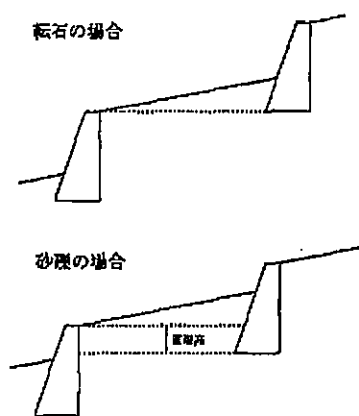


図 3.39 床固工の重複例

### 6.7.3 床固工の構造

床固工は原則として本体、水叩き工、垂直壁、側壁護岸などからなる。

#### 【解説】

それぞれの構造は、以下のとおりとする。

床固工の構造については、図 3.40 を参考する。

#### (1) 本体

- 1) 床固工の有効落差高は、原則として 3.0m までとする。
- 2) 本体の下流のりは 2 分、上流のりは不透過型砂防堰堤工に準じる。
- 3) 本体の水通し形状、断面は直上流溪流保全工断面と同一とする。
- 4) 本体の水通し天端厚は 1.5m を標準とし、袖天端幅は 1.0m 以上を標準とする。
- 5) 袖部のかん入深は、2.0m 以上とする。
- 6) 主堤基礎根入れは、水叩き下端に合わせる。
- 7) 床固工本体、垂直壁への取り付けは不透過型砂防堰堤工に準ずる。

#### (2) 水叩き

- 1) 水叩き延長、厚さは単独床固工に準じる。
- 2) 水叩き勾配は原則として水平とするが、溪床勾配が急な場合は、1/10 を最大として、下流の計画溪床勾配をつけることができる。

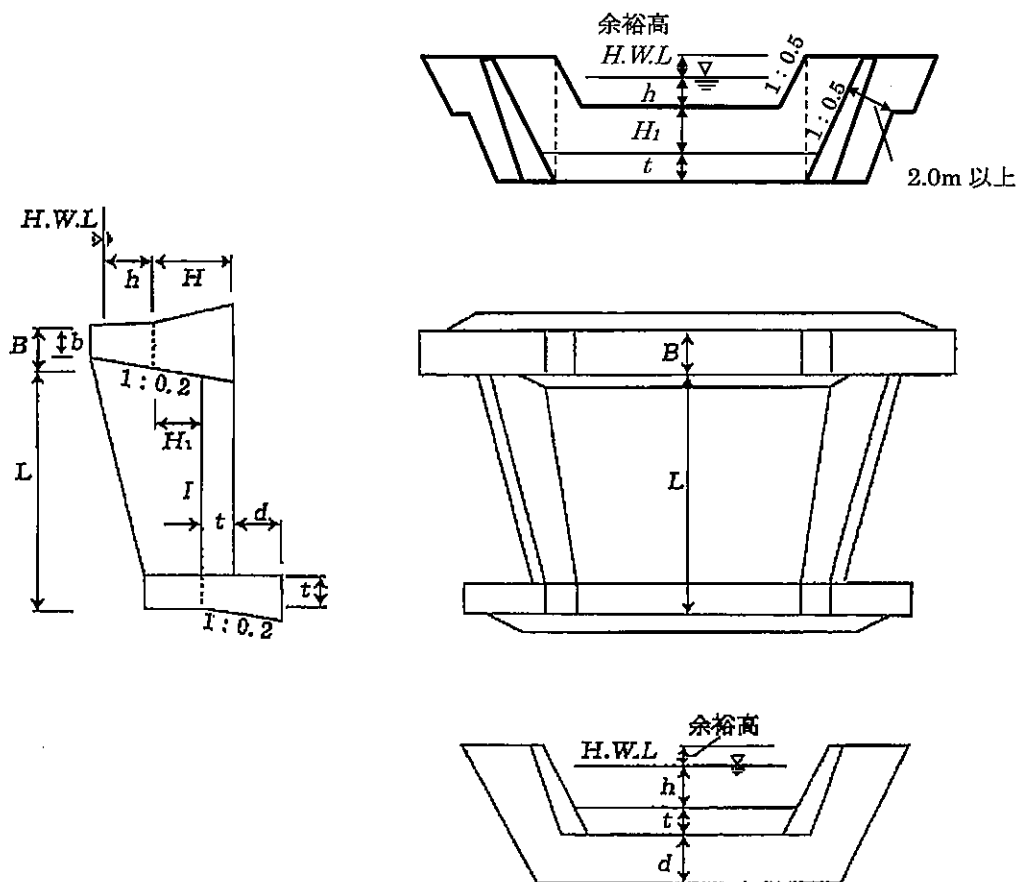
#### (3) 垂直壁

- 1) 垂直壁の下流のり勾配は 2 分、上流のり勾配は直とし、水通し天端厚は水叩き厚と同厚とする。また、袖天端厚は 0.6m 以上とする。
- 2) 垂直壁水通し断面は、下流溪流保全工断面と同一とする。

- 3) 垂直壁の根入れは、三面張の場合、水叩き下端より土砂で1.0m、軟岩0.9m、硬岩0.4mとし、二面張は土砂で1.3m、軟岩0.9m、硬岩0.4mとする。
- 4) 垂直壁の袖部かん入深は、床固工本体に準じる。

(4) 側壁護岸

- 1) コンクリートもたれよう壁を標準とする。



$$1.0\text{m} \leq B \leq 2.0\text{m} \text{ (標準} 1.5\text{m)}$$

$$b \geq 1.0\text{m}$$

$$t = 0.2 \times (0.6H_1 + 3h - 1.0), 0.6\text{m} \leq t \leq 1.5\text{m}$$

$$L = 2 \times (H_1 + h)$$

$\text{Level} \leq I \leq 1/10$  または下流計画溪床勾配のうち緩勾配

$d$  は土質による根入れとする。

図 3.40 溪流保全工中の床固工構造図

## 6.8 溪流保全工における帯工の設計

### 6.8.1 総 則

帯工は、計画渓床を維持しうる構造として設計する。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p165

#### 【解 説】

帯工は、床固工間において床固工間隔が大きい場合、局所的洗掘により溪岸に悪影響を及ぼすことが多く、その対策として用いられる。また、溪流保全工などの最下流端の河川との取付け部における渓床変動によって生じる上流床固の基礎の洗掘を防止するために用いられる場合もあり、帯工の高さは下流溪流の渓床変動を考慮して決定する。

帯工は原則として落差を考えない床固工であって、施工の高さはその天端と渓床を同高とし、床固工の形成する安定勾配、または計画渓床勾配の線に沿って計画するものである。

勾配変化のある場合はその折点に床固工を計画し、帯工によって勾配を変化させないことを原則とする。

また、一つの勾配がかなり長い距離で続く場合、中間における護岸の基礎洗掘を防ぐ意味で、中間に帯工を設ける。この帯工の間隔は通常、その勾配を表す分数の分母の数を距離に読み替えた程度を原則とする。

三面張り溪流保全工における帯工の間隔は、一般には計画渓床勾配の分母の数の2倍程度を距離に読み替えて設置するが多い。

帯工の根入れ深さは、近接する下流部の床固工または帯工の水通し天端と少なくとも同高とする。

帯工の安定計算は、床固工に準じ外力は静水圧のみで行うが、最悪の場合を想定して下流渓床は無視して行うのが一般的である。

帯工の位置は、床固工同様構造物の被害を最小限にとどめるため、袖部全体が現在の地盤にかん入できる所が望ましい。

### 6.8.2 帯工の構造

帯工の構造は、以下による。

- (1) 帯工の構造は、溪流保全工の床固工の垂直壁に準ずるが、水通し天端幅は 0.6m～1.5m とする。一般には、1.0m を標準とする。
- (2) 帯工の袖のかん入は、2.0m 以上とする。
- (3) 帯工の基礎根入れは、二面張りは 1.35m 以上、三面張りは 1.0m 以上とする。

#### 【解 説】

帯工の構造については、図 3.41 を参考する。

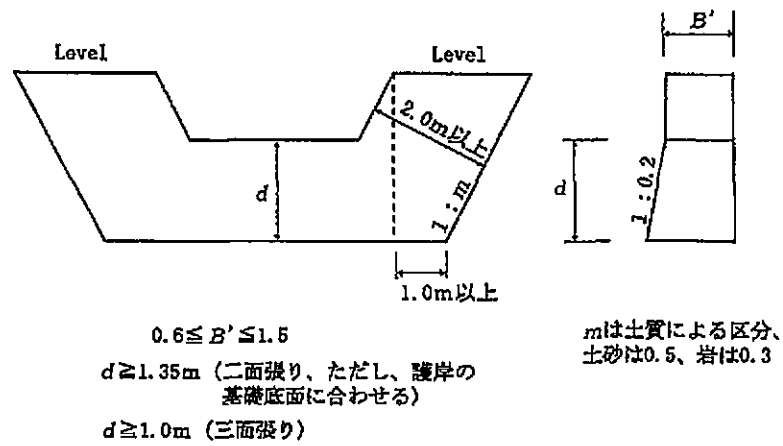


図 3.41 帯工の構造

## 6.9 護床の設計

### 6.9.1 総 則

計画渓床勾配が急で、渓床材料のみで安定させることができない所や、床固工間隔が大きく縦侵食が想定される場合は、帯工や護床工、根固工などによって計画渓床を維持する必要がある。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p165

### 6.9.2 底張工

溪流保全工を計画する際には、原則として底を張らない構造とする。渓床勾配で、渓床の抵抗力より掃流力が勝る場合においても、勾配緩和など計画段階で検討し、できるだけ三面張りは避ける。しかし、勾配緩和・河幅拡大などを考慮しても、なおかつ掃流力のほうが渓床の抵抗力より大なる場合には三面張りとすることを考慮する。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p166

#### 【解 説】

- (1) 溪流保全工の底張りには、ブロック張りなどがあり、一般には溪流保全工の計画渓床幅が狭く流域面積が $2\text{km}^2$ 以下の小規模な溪流では厚さ $0.3\text{m}$ 程度のブロック張りが採用されている例が多い。また、溪流幅の広い場合や軟弱地盤の場合は破壊されることもあり、梁として対処しなければならない場合もある。
- (2) 三面張り溪流保全工から二面張り溪流保全工に移行する部分では、流速の差より二面張り溪流保全工の上流端付近の護岸基礎部分に洗掘が生じる恐れがあり、護床工・減勢工を必要とする場合がある。また、三面張り下流端には少なくとも帯工を設け、吸い出しの防止を図る。
- (3) 一般的に渓床に岩盤が露出する場合は、底を張らないが、岩盤によっては流水に接すると侵食されやすい岩質もあり、三面張りとしなければならない場合もあるため、十分注意する必要がある。
- (4) 吸出し防止材の設置においては、流水により吸出し防止材がめくり上がらないように、流水の流下方向と吸出し防止材の重ね合わせの方向に留意して設置する。
- (5) 最小断面やそれに近い断面で溪流保全工を整備する場合、三面張りの底張をブロック張るとすると護岸との取り合いや、一列での配置になるなど合理的でない場合があることを考慮して設計する。



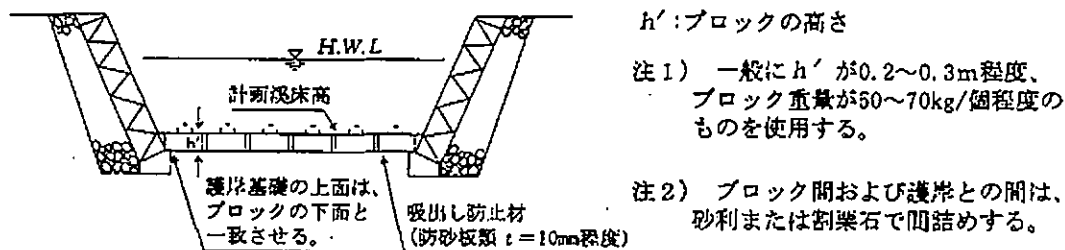


図 3.42 底張工イメージ (ブロック張の場合)

### 6.9.3 護床工・根固工

砂防堰堤や床固工、帯工などの横工の下流、または、護岸工付近は、溪床材料との粗度が異なるため局所洗掘を起こしやすい。このため、これらの構造物の根を保護するため、護床工や根固工を計画することがある。

「砂防設計公式集 (マニュアル)」 p167

#### 【解説】

横工と平行に設けるものを護床工、護岸工の直前に平行に設けるものを根固工といい、自重と粗度により洗掘を防止するもので、その構造は屈撓性のあるものとするのが望ましい。

#### (1) 材料

護床工や根固工の材料は、掘削した土砂などに巨礫や岩塊などが得られる場合は寄せ石 (捨て石ともいう) を行うが、このような材料が得られない場合は、フトン籠や蛇籠、コンクリートブロックなどを用いる。

#### (2) 大きさ

護床工や根固工に用いるコンクリートブロックの大きさは、第3編第2章2.1.3.4 (7) (p3-69) に示されている安定条件を参考に設計する。

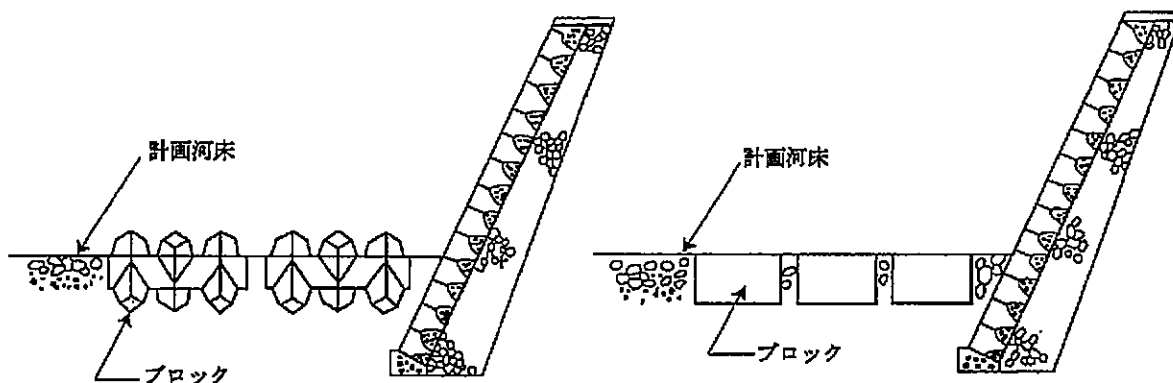


図 3.43 根固工

(3) 床固工、帯工下流部の護床工

簡単な護床工については、フトン籠を標準とする。

1) 帯工の場合

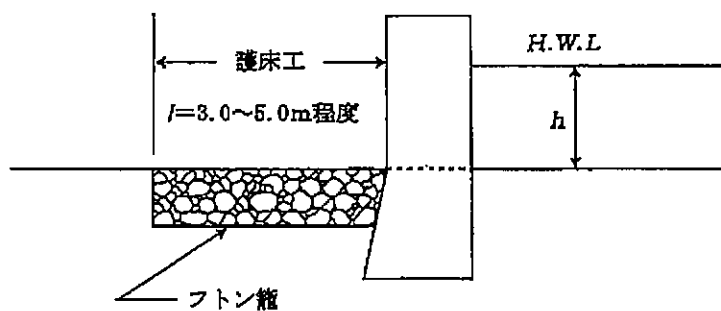


図 3.44 帯工下流部の護床工

2) 床固工の場合

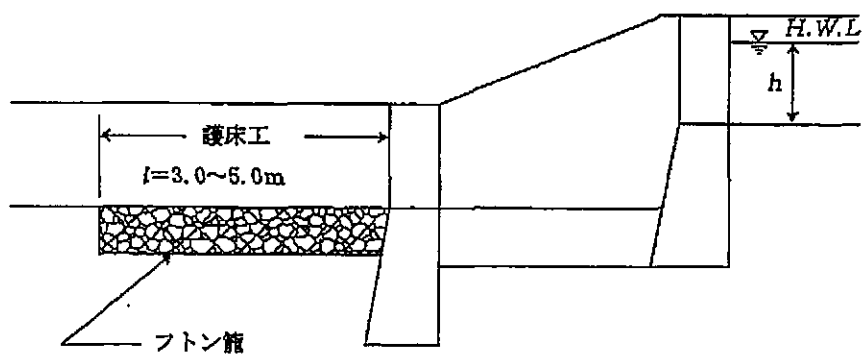


図 3.45 床固工下流部の護床工

◎参考：ブロックの滑動に対する安全の検討事例

$$\frac{R}{P} \geq n \quad \text{式 3.45}$$

$$P = C_d \cdot W_o \cdot \varepsilon \cdot A \cdot \frac{U^2}{2g} \quad \text{式 3.46}$$

$$R = f \cdot W_b \quad \text{式 3.47}$$

$$U = V - 16\sqrt{h \cdot i} \quad (\text{バザンの式}) \quad \text{式 3.48}$$

$$W_b = \left(1 - \frac{W_o}{W_c}\right) W \cdot K \quad \text{式 3.49}$$

- P : ブロックに作用する動水圧 (kN)
- n : 安全率 (一般に 1.0~1.5 程度)
- R : ブロックの抵抗力 (kN)
- $C_d$  : 動水圧係数 (一般に 1.0 を用いる)
- $W_o$  : 流水単位体積重量 (一般に 11.77 を用いる) (kN/m<sup>3</sup>)
- $\varepsilon$  : 遮へい係数 (単位: 1、群体: 0.35~0.40)
- A : 投影面積 (群体の場合は、全体の高さ×幅) (m<sup>2</sup>)
- U : 流水の底面流速 (m/sec)
- V : 流水の平均流速 (m/sec)
- g : 重力の加速度 (9.81) (m/sec<sup>2</sup>)
- f : 抵抗係数 (摩擦係数、一般に 0.8)
- $W_b$  : 水中におけるブロック重量 (kN)
- $W_c$  : ブロックの空中単位体積重量 (一般に 22.56) (kN/m<sup>3</sup>)
- W : ブロックの空中重量
- K : ブロックの個数
- h : 計画水深 (m)
- i : 水面勾配 (一般に溪床勾配とする)

注) 一般には単位で計算するほうが安全である。

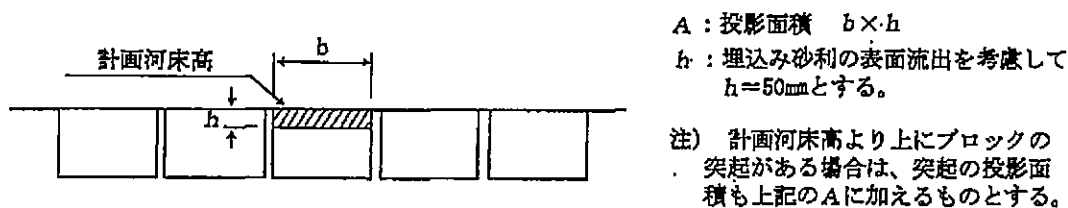


図 3.46 ブロック張りの投影面積

## 6.10 付属物の設計

### 6.10.1 取水工

溪流保全工を設置する溪流に既設の取水口等がある場合は、その補償工事として取水工を設置するものとする。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p167

#### 【解説】

河川管理施設等構造令では、水路方式として堤外水路を極力避けるよう規定している。しかし、砂防の場合の溪流保全工は掘込み方式を原則としているため、堤内水路とすると水路が暗渠化したり、深い開水路となるため維持管理が困難となり、堤外水路とする場合がある。

取水工を設計する場合には、次の点に留意する。

- ①堤外水路の構造は、完全分離方式を原則とする。
- ②取水能力の限界は、現有機能までとし、必要量以上流れ込まないようにする。
- ③洪水時には、堤内地で浸水などの被害を起こさないような構造とする。
- ④堤外水路は、溪流保全工の規定断面内に設けてはならない。
- ⑤取水口は、溪床の維持に支障とならない構造とする。

取水の方法および取水口の構造は、下記を参考とする。

#### (1) 取水口

現在の取水位置もしくは、現在水路までの必要な縦断勾配（概ね 1/100～1/200）を決定し、取水口の位置を決定する。取水口が床固工の間にくる場合は、その位置の最も近い上流側の床固工から取水するものとする。

一般には、床固工から取水するものとするが、地形を考慮し、床固工からの取水が困難な場合、または床固工からの取水が著しく不経済となる場合は、帯工から取水できるものとする。

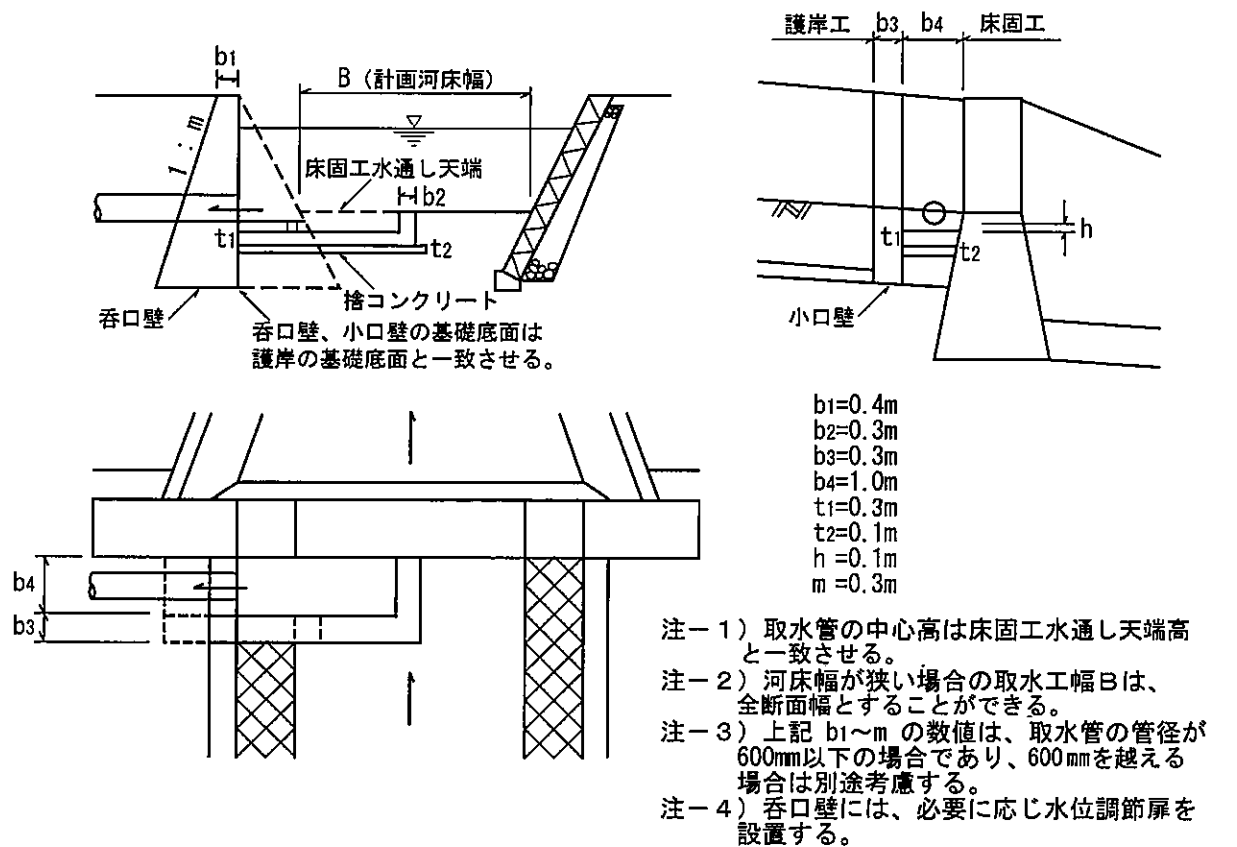


図 3.47 取水口の参考構造図 (床固工から取水する場合)

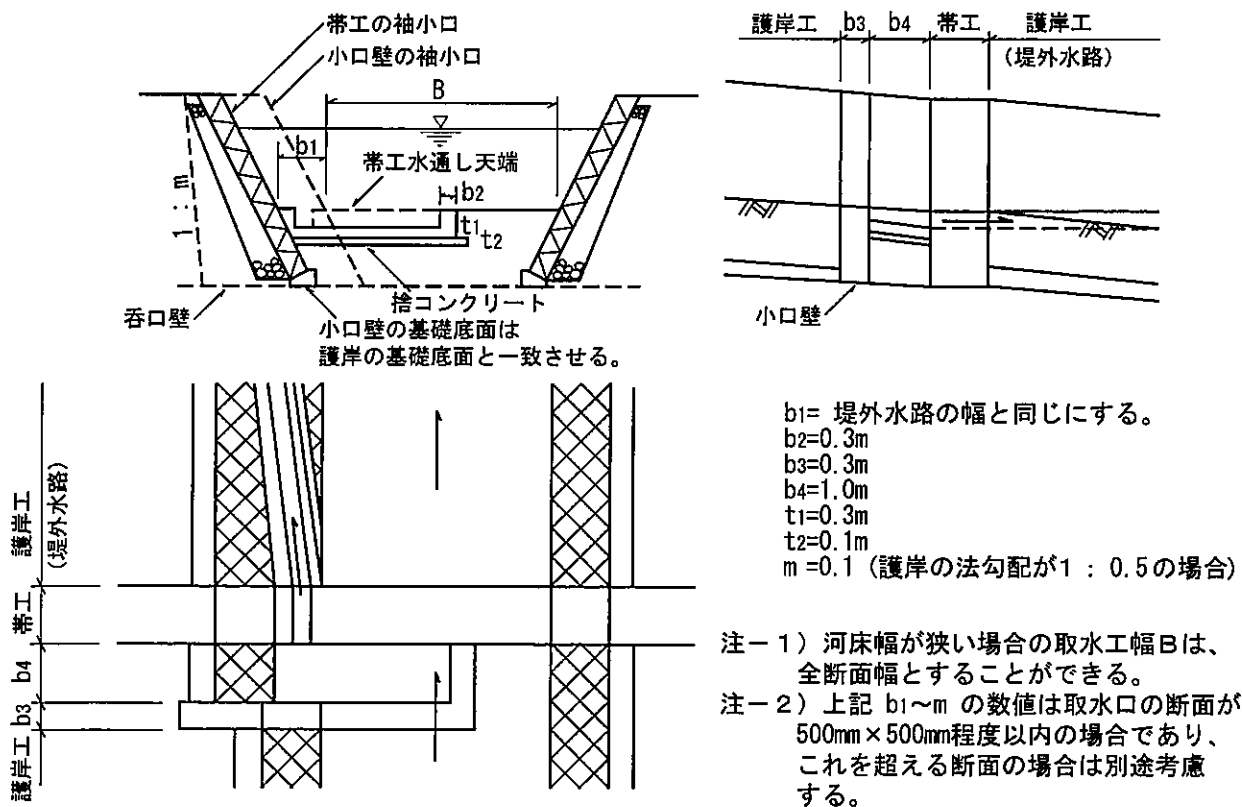


図 3.48 取水口の参考構造図 (帯工から取水する場合)

(2) 堤内水路（開渠の場合）

堤内水路（開渠）は、流路法線にほぼ平行に計画するものとし、その位置は溪流保全工の管理幅の外側に計画する。

堤内水路の計画断面は、現況断面を考慮し、取水能力と整合性がとれたものとする。

構造は、国土交通省土木構造物標準設計のU型側溝によるものとし、輪荷重の影響がない場合は、U1型を標準とする。

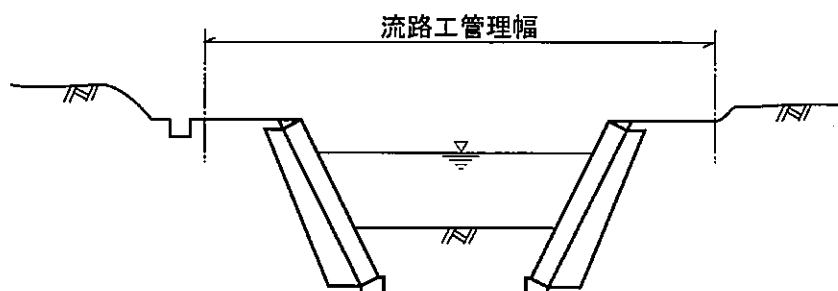


図 3.49 堤内水路の位置

(3) 堤内水路（暗渠の場合）

堤内水路（暗渠）は、流路法線にほぼ平行か直角に計画するものとし、平行に計画する場合の位置は、堤内水路（暗渠）を参考とする。

計画断面は、現況断面を考慮し、取水能力と整合性がとれたものとするが、維持管理のため管径 300mm 以上とする。

構造は、国土交通省土木構造物標準設計のパイプカルバートによるものとするが、流路法線に平行で管理幅の外側にあるパイプカルバートの基礎の巻立ては、埋設形式・土質・土かぶりなどによりP1-RC、PC型～P2-RC、PC型を採用するものとし、管理幅内にあるパイプカルバートは、管径によりP3型かP4型を採用するものとする。

また、堤内水路(暗渠)には、土砂吐を設置するものとし、その位置および構造は、図 3.50、図 3.51 を参考とする。

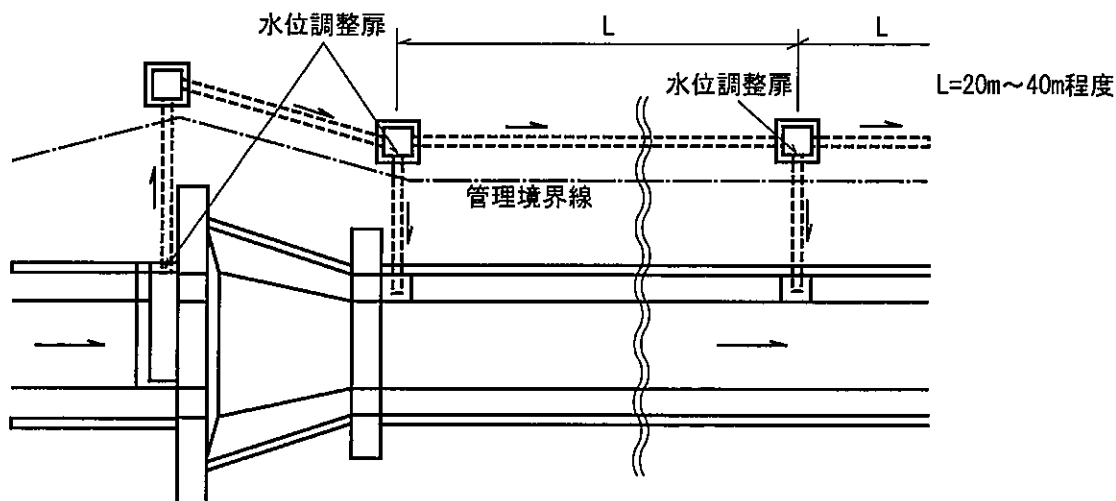


図 3.50 土砂吐の参考位置図

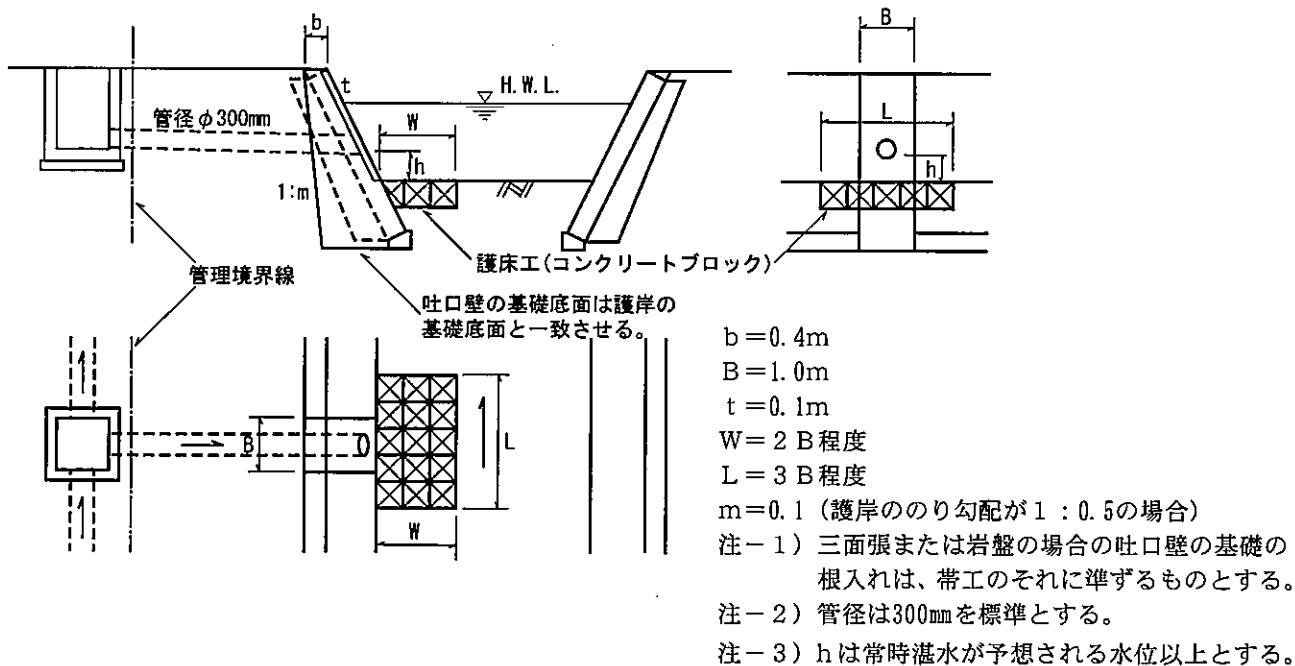


図 3.51 土砂吐の参考構造図

(4) 堤外水路

堤外水路の特徴は、維持管理が他に比較して容易であるが、施工および護岸そのものに与える影響などに問題が残る。そこで、堤外水路を作る場合、できるだけ堤外水路延長を短くすること、溪流の断面に影響を与えないものとする。

構造については、図 3.52 を参考とする。

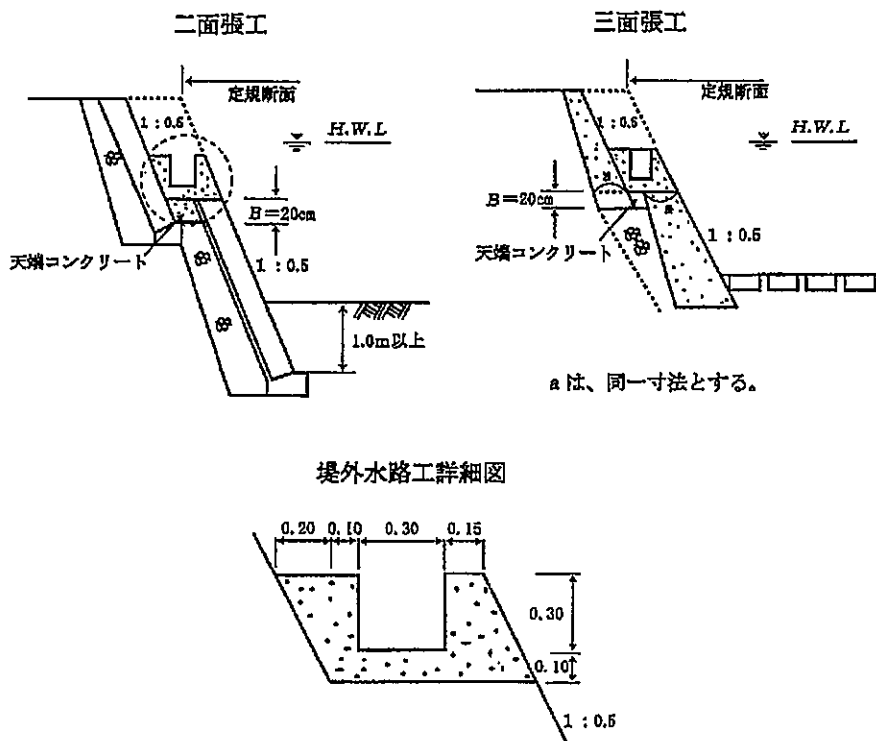


図 3.52 堤外水路の参考構造図 (0.30m×0.30mの例)

6.10.2 排水工

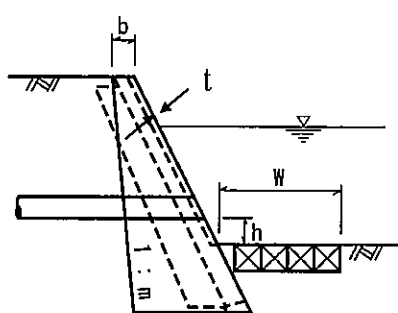
溪流保全工を設置する溪流に既設の田圃からの用水の排水、家庭用水の排水などがある場合は、排水工を設ける必要がある。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p168

【解説】

排水工の設計にあたっては、次の点に留意する。

- (1) 洪水時に内水氾濫を起こさないよう、護岸の計画高水位より上部に設ける。やむをえず下部となる場合は、フラップゲート等を設ける。
- (2) 家庭用水の排水からの汚物が入らないよう溜柵などを設置する。
- (3) 田圃からの排水は水量が多いため、溪床に局部洗掘を生じる恐れがあるため、護床工を設置しなければならない場合もある。
- (4) 排水管や溝から漏水が護岸の後部へ回り、護岸が破壊しないような構造とする。
- (5) 排水管や溝が溪流保全工内へ出すぎて、流木やゴミなどが詰まることがないように最小限の長さとする。

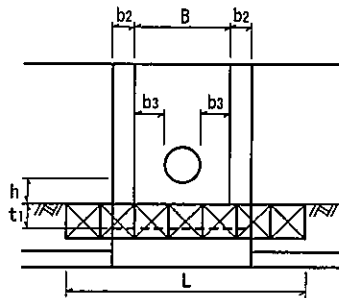
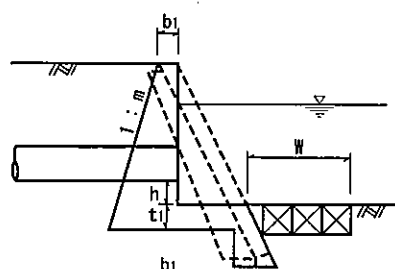


$B = 1.0\text{m}$   
 $b = 0.4\text{m}$   
 $W = 2B$  程度  
 $L = 3B$  程度  
 $m = 0.1$  (護岸ののり勾配が 1 : 0.5 の場合)  
 $t = 0.1\text{m}$

注-1) 吐口壁の基礎の根入れは、帯工の根入れに準ずるものとする。

注-2)  $h$  は常時湛水が予想される水位以上とする。

図 3.53 吐口壁の参考構造図（暗渠の径が 500mm 未満の場合）



$b_1 = 0.4\text{m}$   
 $b_2 = 0.3\text{m}$   
 $b_3 = 0.3\text{m}$   
 $W = 2B$  程度  
 $L = 3B$  程度  
 $t_1 = 0.5\text{m}$   
 $t_2 = 0.5\text{m}$   
 $m = 0.3$

注-1) 吐口壁の基礎の根入れは、帯工の根入れに準ずるものとする。

注-2)  $h$  は常時湛水が予想される水位以上とする。

図 3.54 吐口壁の参考構造図（暗渠の径が 500mm 以上の場合）



6.10.3 橋梁など横断構造物

溪流保全工の計画にあたっては、橋梁、配水管などの横断構造物はなるべく少なくする。

「河川砂防技術基準（案）同解説 計画編 H9.10 建設省」p184、「砂防設計公式集（マニュアル）」p169

【解説】

上流からの流木などによる破壊などを考慮して、橋梁、配水管などの横断構造物は極力少なくする。やむを得ず横断構造物を設置する場合は、河川としての余裕高に0.5m加えた高さ（図3.55参照）をとる。

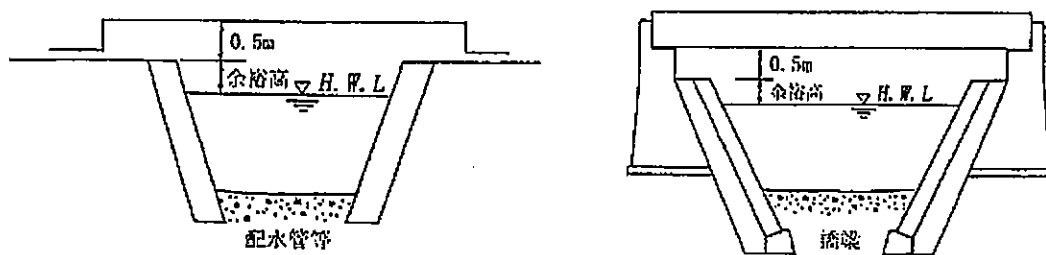


図 3.55 横断構造物の桁下余裕高

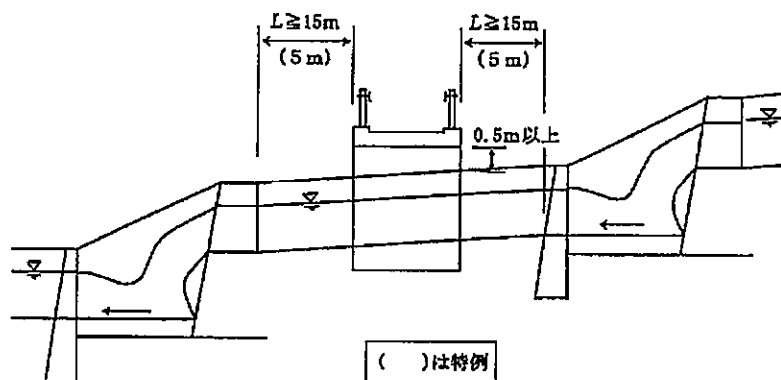
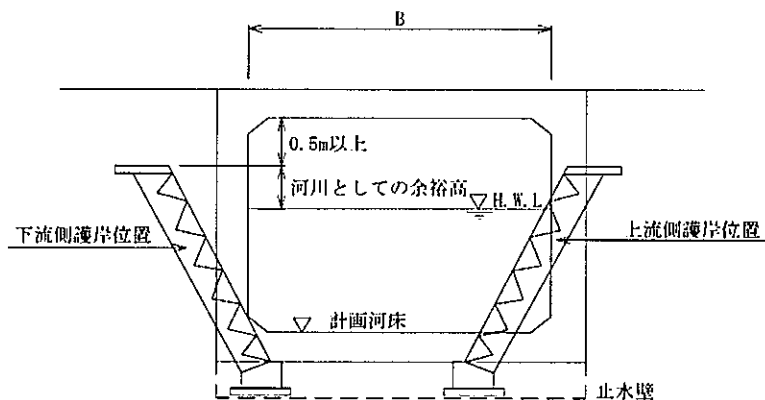


図 3.56 橋梁の位置

橋を統合する場合、地元から幅員の拡幅を望む場合は、耐荷重が同等のものを対象とし、拡幅によって設計荷重以上のものが通過しないまでの幅員を限度とする。

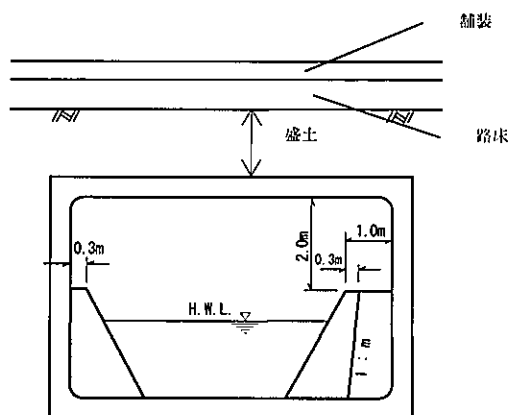
溪流保全工の上部を横過する構造物は、流水のはね上がりによる落下や詰まりを防止するため、落差工の上下流15m程度は設置を避けるほうが望ましい。



①河川規模が小さくボックス内に管理道路がなくとも通常管理が可能な場合（標準）

注-1) ボックスカルバートの上下流端には、洗掘に対処するため厚0.5m程度の止水壁を設けるものとし、二面張の場合、下流側に護床工を設けるものとする止水壁の根入れ、護床工の範囲等は、第11章第4節帯工を準用するものとする。

注-2) 下流側の河床幅Bは、3B程度の距離で計画河床幅にすりつけるものとする。



②河川規模が大きくボックス内に管理道路がないと通常管理ができない場合  
 ③舗装、路床を除く盛土が発生した場合

図 3.57 暗 渠

(1) 橋の架替については、現況幅員および現況設計荷重が架替の限度であり、橋梁台帳などにより確認するものとするが、現況が不明な場合には車両通行実績、幅員などを勘案して決定する。

(2) 相互に関連する砂防工事、または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の質的改良、または拡幅に要する費用は、砂防施設管理者および道路管理者が相互に負担するものとする。

負担方法は、「砂防工事又は道路工事により必要となる橋梁及び取付道路の工事費用の負担について」（昭和44年6月5日付建設省河砂発第36号）、「河川工事又は道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について」（平成6年7月18日付建設省河砂発第39号）によるものとする。

表 3.29 幅員による適用荷重

	幅員	活荷重	摘要
道路構造令第35条の規定により架設されたもの、またはこれに準ずるもの	4.0m以上	T-25 t	B・A活荷重
上記以外のもの	4.0m未満 ～3.0m以上	T-14 t	普通自動車 (2.5m)
	3.0m未満 ～2.0m以上	T-9 t	小型自動車 (1.7m)
	2.5m未満	T-3 t	軽自動車 (1.4m)
	2.0m未満	5kN/m <sup>2</sup>	群集荷重

◎橋台設置基準

橋台は原則として分離構造とし、河川構造令第61条によるものとする。

(参考)

- ・橋台は護岸のり肩から垂直に下したA線より後退すること。
- ・橋台底面はB線より下ること。
- ・地盤支持力により、杭基盤、フーチングなど検討のこと。

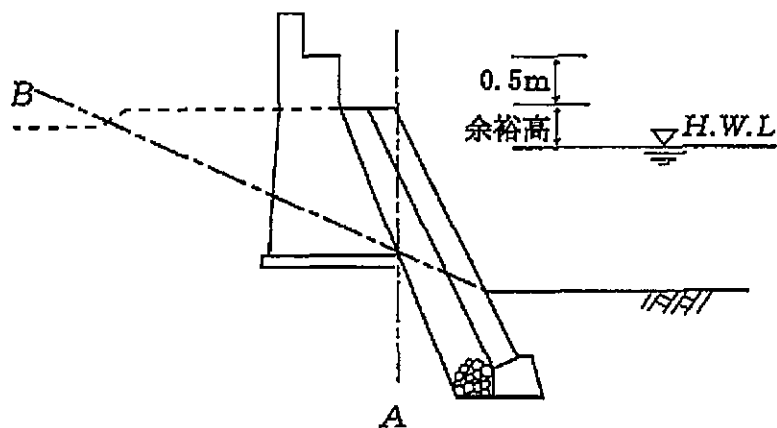


図 3.58 橋台設置基準

### 6.10.4 魚道

溪流保全工内に設けられる魚道は、取水工同様既定断面外に設けなければならないが、砂防堰堤工の魚道と異なり落差工では水通し断面の拡幅によって設ける場合が多い。  
魚道の設計は、第3編第2章2.1.3.5(10)(p3-81)に準じる。

「砂防設計公式集(マニュアル)」p169

### 6.10.5 土留工

溪流保全工の計画溪床勾配と現況溪床勾配が異なるために地山を護岸高以上に切らなければならない場合があり、土留工を必要とする場合がある。

土留工は、溪流保全工の維持管理をしやすくするため、可能な限り護岸工との間に通路や小段を設けて分離する。

背後地盤に田圃が存在する場合は、土留工の裏に水が回らないよう畦畔と兼用してはならない。

「砂防設計公式集(マニュアル)」p169

#### 【解説】

土留工については、図 3.59 を参考する。

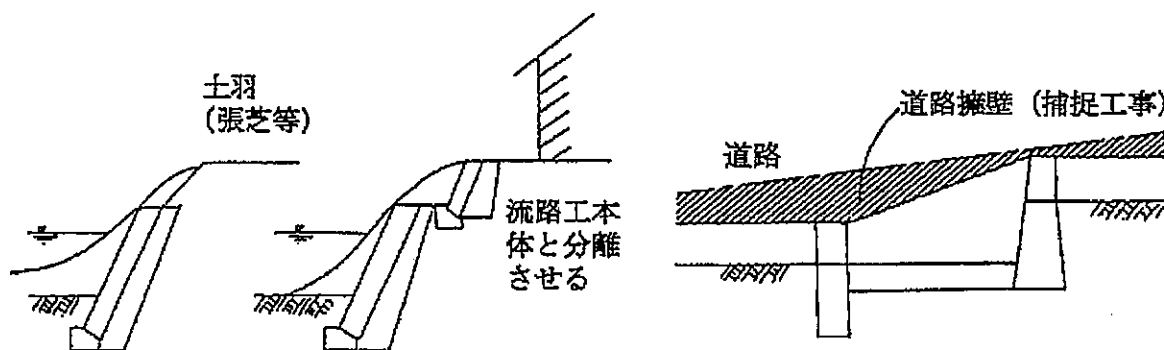


図 3.59 土留工の設計例

### 6.10.6 防護柵

溪流保全工が道路や人家部・耕作地と近接する場合、人間や車などの落下防止のため防護柵を必要とする場合があるが、溪流保全工の維持管理に支障とならないよう必要最小限とすることが望ましく、兼用道路以外は管理幅の外側に設ける。

なお、道路に必要な防護柵については、道路の区分に応じて防護柵設置要綱による。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p169

#### 【解説】

防護柵については、図 3.60 を参考する。

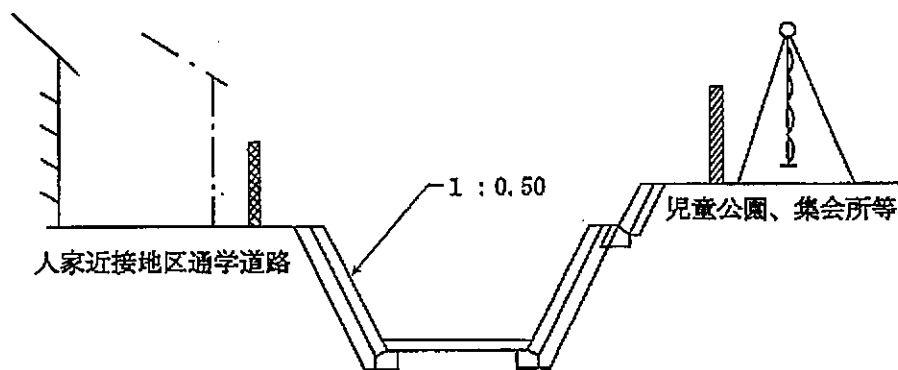


図 3.60 防護柵の設計例

### 6.10.7 階段工および斜路工

階段工および斜路工を必要とする場合は、危険を防止するため落差工の直上流には設けないようにするとともに、必要に応じて進入防止のための門扉を設ける。

護岸と平行に設ける場合は、上流より下流へ下るようにし、上流へ下るような構造は避ける。

なお、階段工が弱点となって、護岸が破壊しないよう設計に留意する。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p170

#### 【解説】

階段工については図 3.61、斜路工については図 3.62 を参考する。

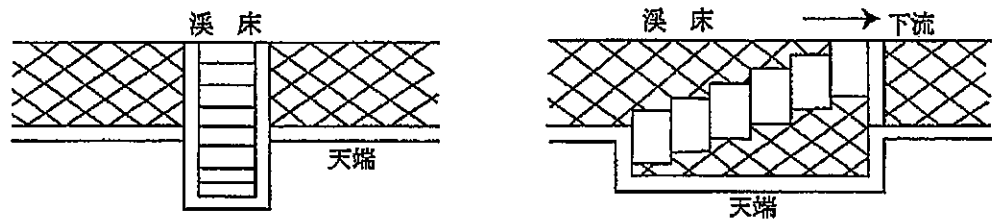


図 3.61 階段工

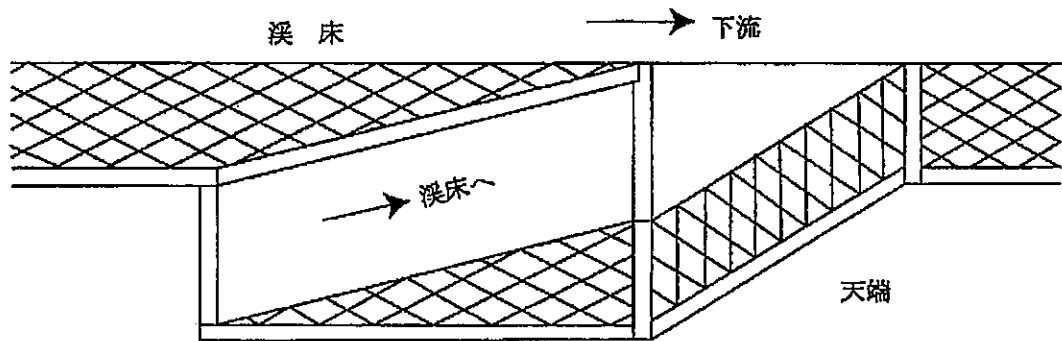


図 3.62 斜路工

## 第7節 山腹工

### 7.1 総 則

山腹工の設計にあたっては、その目的である機能が十分発揮できるよう考慮し、安定性、維持管理などについても考慮する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-27、「砂防設計公式集（マニュアル）」p55

#### 【解 説】

山腹工とは、とくしや地あるいは崩壊地に植生を導入し、表土の風化、侵食、崩壊の拡大を防止して、土砂生産の抑制を図ることを目的とするものであり、本編第2章4.9(p5-162)を参照のうえ設計する。

山腹工の工種は、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工に大別される。山腹基礎工とは、のり切工などを行った後の堆積土の安定を図るとともに、山腹排水路を設け、雨水による侵食を防止することにより、施工対象地を将来林地とするための基礎作りを行う工法である。山腹緑化工は、施工対象地に直接植生を導入して緑化を図る工法である。それぞれのなかに含まれる代表的な工種は、次のとおりである。

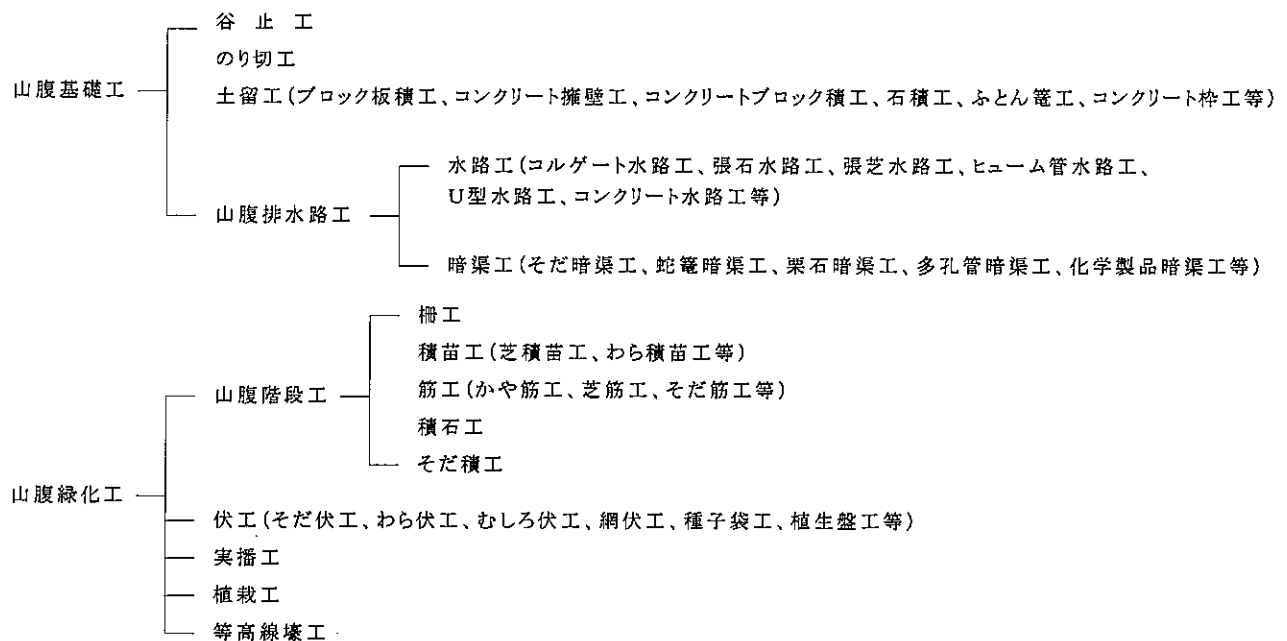


図 3.63 山腹工の代表的な工種



山腹工の工種は、一般に次の基準により選定する。

(1) 地質および気象などの環境別工種

表 3.30 地質および気象による環境別工種

地質区分 気象	中、古生層地帯	第三、第四紀層地帯	花崗岩地帯	火山堆積物地帯
一般地帯	溪流工事に重点をおき、山腹工事では、土留工を最小限度とする。	崩壊面の土壌は、比較的良好であり、植生の導入を積極的に図る。	客土的要素をもつ山腹緑化工を十分に行う。斜面は、侵食されやすいため、被覆を完全に行う。	地形が急峻であるため、基礎工事によって地形を修正する。全面被覆工を必要とする所もある。
多雨地帯 (年間降水量 2,000mm以上)	山腹工事に重点をおくが、山腹基礎工を少なくし、山腹緑化工に主力を注ぐ。	山腹基礎工を十分にを行う必要がある。	一般地帯に準ずる。	シラス地帯(南九州)が、これに相当する。のり切りは垂直とし、客土的效果のある緑化工を行う。
寡雨地帯 (年間降水量 1,500mm以下)	一般に荒廃は、軽微であり、簡単な筋工などでよい。	山腹緑化工とし、一気を実施する。山腹基礎工は、比較的簡易とすることができる。	山腹基礎工は、最小限とし、山腹面の緑化に重点をおく。 (特に、客土的緑化工)	
多雪地帯	雪崩を考慮した山腹工を必要とする。	山腹排水工の施工密度を高くし、完全排水に努める。	雪崩を考慮した山腹緑化工を必要とする。	
凍上地帯	各種の伏工と植生によって地表を被覆し、温度低下を防止する。階段工は、破壊されやすいため、できる限り施工を避ける。			

(2) 荒廃形態別の工種

設計順序にそって工種の選定を検討すると、次のようになる。

- 1) とくしゃ地
- 2) 崩壊地

主に乱伐などによって土壌が流亡し植生がなくなり、表面侵食が行われている箇所(とくしゃ地)では、植生を主体とする山腹緑化工に重点をおいて設計する。

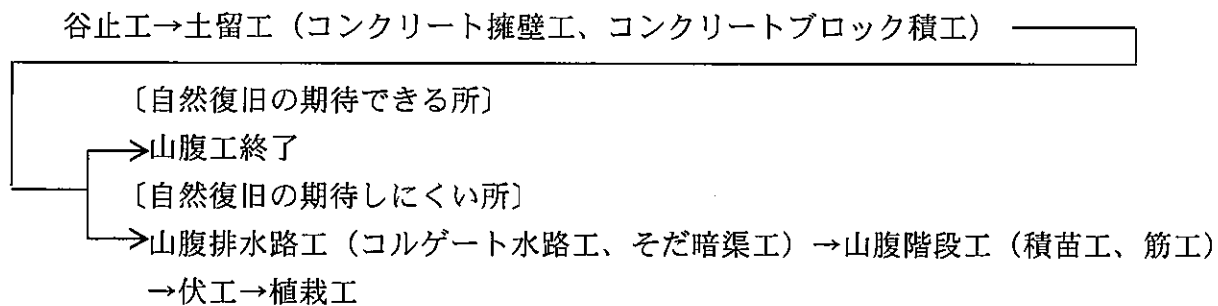
また、山腹の一部の崩落地(崩壊地)においては、土砂の安定を図るため工作物を主体とする山腹基礎工に重点をおいて設計する。

山腹工の設計は、次の順序で行う。ただし、( )内は主として使用される工種である。

(a) とくしゃ地

谷止工→土留工（ブロック板積工）→のり切土→山腹階段工（積苗工、筋工）→伏工（そだ伏工、わら伏工、種子袋工、植生盤工）→植栽工

(b) 崩壊地



a) とくしゃ地

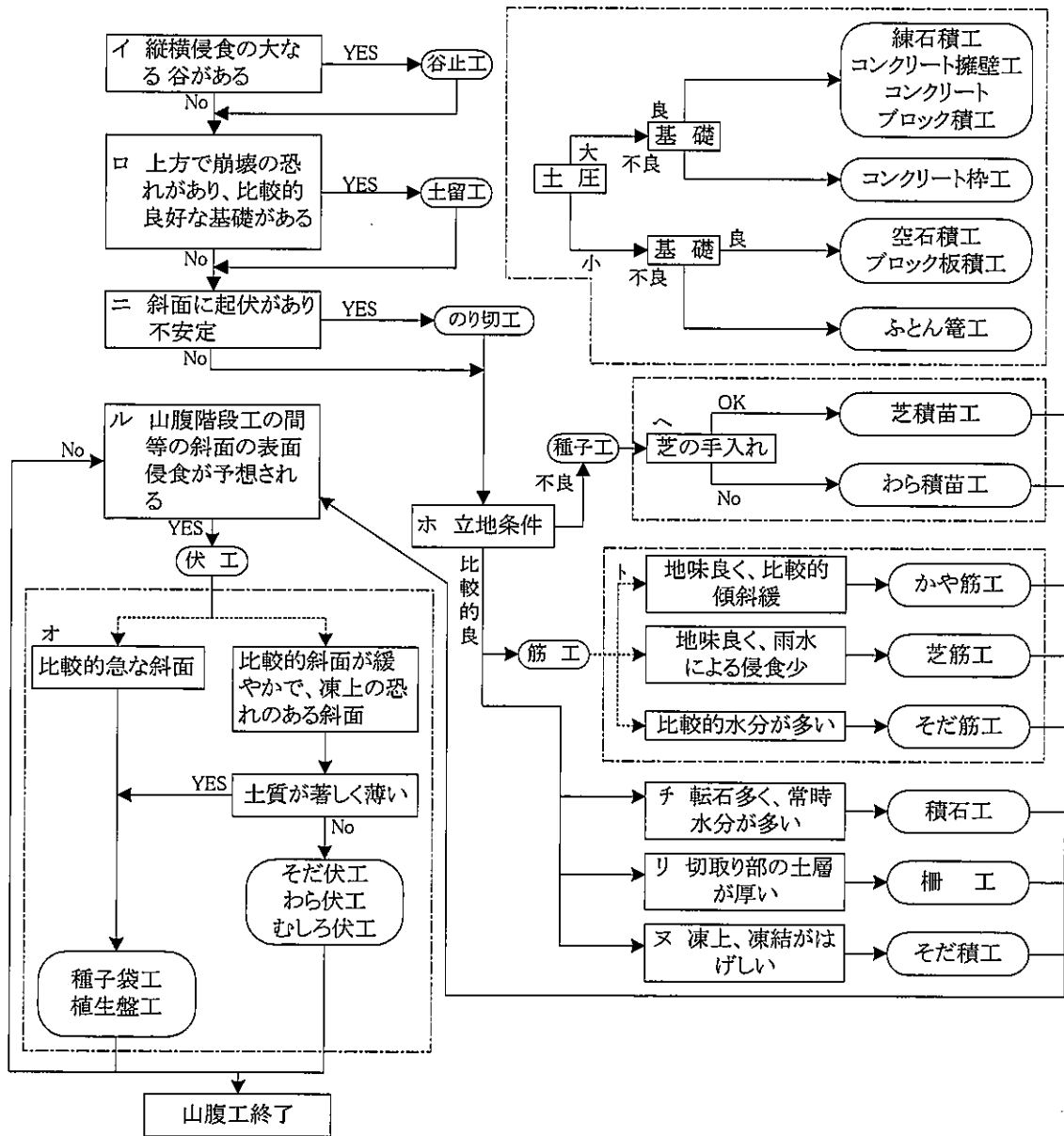


図 3.64 とくしゃ地における選定フロー

b) 崩壊地

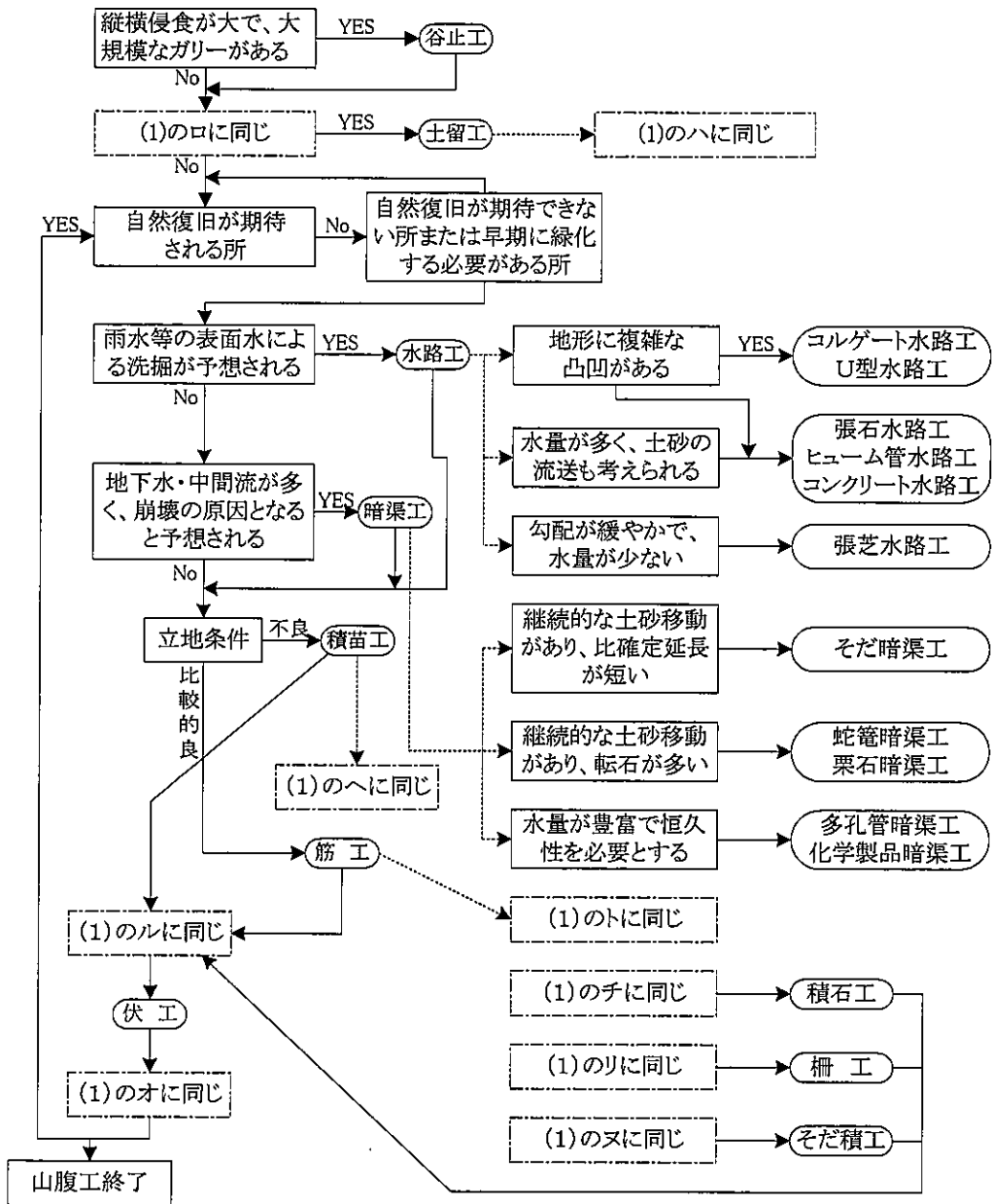


図 3.65 崩壊地における選定フロー

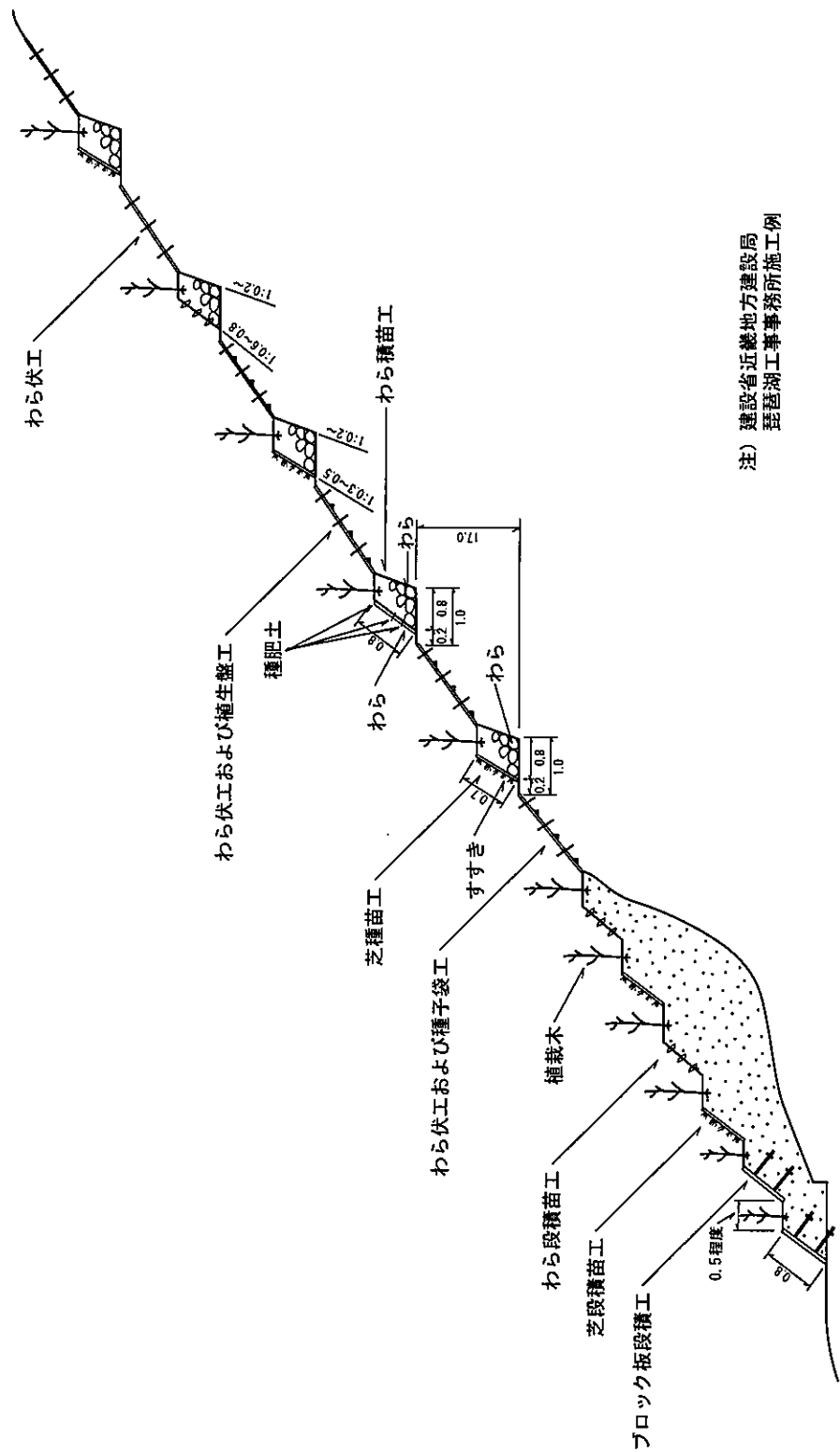


図 3.66 とくしゃ地 (施工例) 断面図 (単位: m)

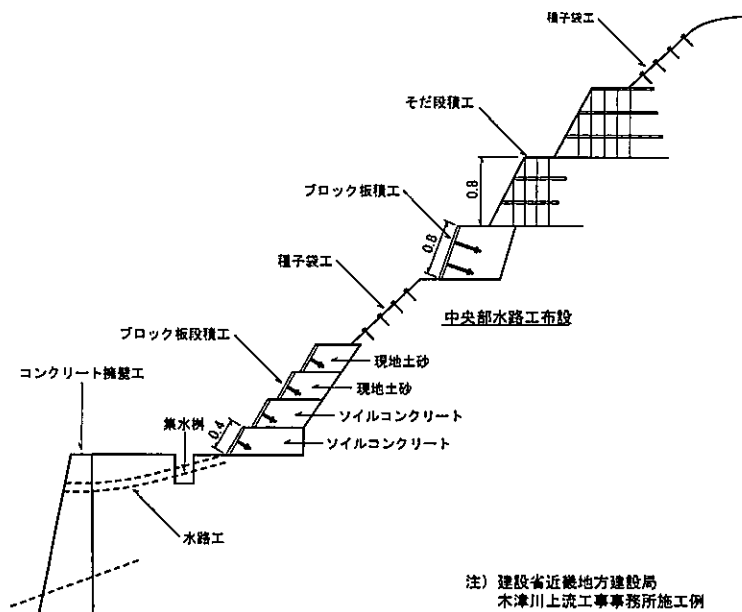


図 3.67 崩壊地（施工例）断面図（単位：m）

## 7.2 谷止工

谷止工は、本編第2章4.9.2（p5-163）に準じて設計する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-28、「砂防設計公式集（マニュアル）」p60

### 【解説】

谷止工は侵食の規模の大きいとくしゃ地および崩壊地において侵食の防止および他の工作物の基礎とする工法である。

谷止工の設計は、本編第2章4.9.2（p5-163）に準ずるものとするが、天端幅については、流水の量、流送土砂の形態などの条件から適切と認められる場合は、本編第2章1.4（p5-175）に示された値より薄くすることができる。

## 7.3 のり切工

のり切工は、山腹斜面の安定を図りうる構造として設計する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-32、「砂防設計公式集（マニュアル）」p60

### 【解説】

のり切工とは、山腹斜面に不規則な起伏および急峻な斜面があって、放置すれば将来斜面の安定を保つことができないと予想される場合、起伏を修正し緩傾斜として安定した斜面を造る工法であり、のり切面の直高が高い場合には原則として上部を急傾斜に、下部を緩傾斜にするものとするが、のり切勾配は1割5分を標準とする。

のり切りが大規模で掘削土砂が多量な場合は、斜面の安定を図るため押え盛土を実施する場合もある。押え盛土とは、不規則な起伏や急峻な斜面を安定にするため、石積工や編柵工を基礎として土砂などにより盛土して段斜面を造る工法であり、一般に施工地付近に石材が多い場合は石積工とし、石材の乏しい場合は編柵工を基礎とする。

## 7.4 土留工

土留工は、地形、地質、気象などの条件および安全性を考慮して、設計する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-32、「砂防設計公式集（マニュアル）」p61

### 【解説】

土留工は、のり切工において堆積地の傾斜が急な場合、堆積土砂の安定を図り、上部に施工する山腹工の支えとするものである。また、とくしや地および崩壊地の斜面が急勾配である場合や上部の林地が急傾斜である場合は、土留工を計画することにより、のり切面積を最小限にとどめ、のり勾配を緩和させることができる。

使用する材料によって、ブロック板積工、コンクリート擁壁工、コンクリートブロック積工、石積工、フトン籠工、コンクリート枠工などに分けられる。

ブロック板積工は、軽量であるため運搬に便利でかつ施工も容易であるが、土圧の大きな箇所には適当でない（図 3.68 参照）。

コンクリート擁壁工およびコンクリートブロック積工は、一般土木工事に準じて使用するものとするが、比較的土圧の大きい箇所に使用することができる（図 3.68 参照）。

石積工には、空石積工、練石積工があり、空石積工は高さ 2m を限度とし、のり勾配は 5 分より急にしないことを標準とする（図 3.69 (a) 参照）。また、練石積工は高さ 3m を限度とし、のり勾配は 3 分より急にしないことを標準とする（図 3.69 (b) 参照）。

ふとん籠工は、永久工作物でなく、原則として高さ 2m 以下とし、止杭は、腐朽しにくい樹種を使用し、一般に杭間隔 2m を標準とする（図 3.70 参照）。

コンクリート杭工は、基礎地盤の不安定な箇所に使用する。

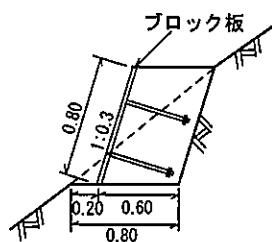


図 3.68 ブロック板積工（単位：m）

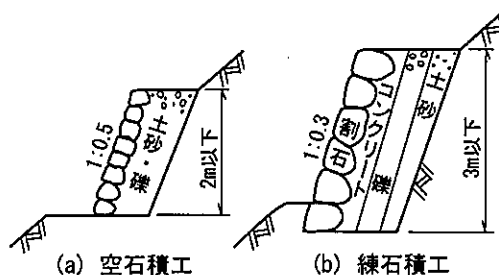


図 3.69 石積工

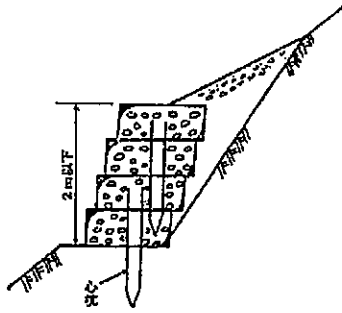


図 3.70 ふとん籠工

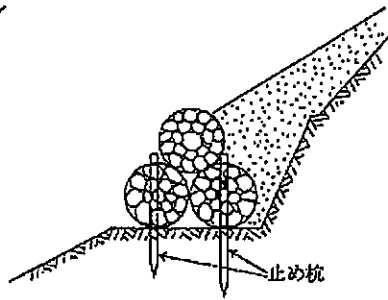


図 3.71 蛇かご土留工

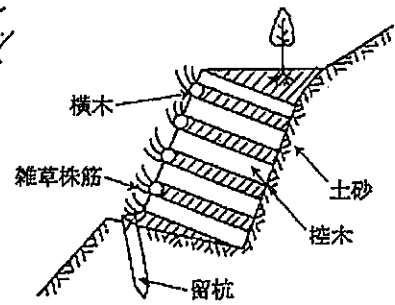


図 3.72 丸太積土留工(断面図)

注) 図 3.71、図 3.72 は「治山技術基準解説 総則・山地治山編」(林野庁)より引用

## 7.5 水路工

水路工は、流水を速やかに安全に計画対象区域外へ排水しうる構造として設計する。

河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-33、「砂防設計公式集(マニュアル)」p62

### 【解説】

水路工は流水による斜面の侵食を防止するために設けるものであり、その設計においては、勾配の急変を避けるとともに徐々に緩勾配に移すこととし、崩壊地帯の凸凹の地盤に十分埋め込み、周囲の流水を集めやすいように配慮する。通水断面は、対象流量を安全に流し得るよう十分に余裕を持たせる。また、水路工の上、下流端には、土留工あるいは帯工を設ける。また、水路長が長い場合には、水路長 20~30m ごとに帯工を設けて水路の安定を図る。

水路工の種類は、使用材料によってコルゲート、張石、張芝、ヒューム管、コンクリート水路工などに分けられる。

参考に、コルゲート水路工の例を図 3.73 に示す。

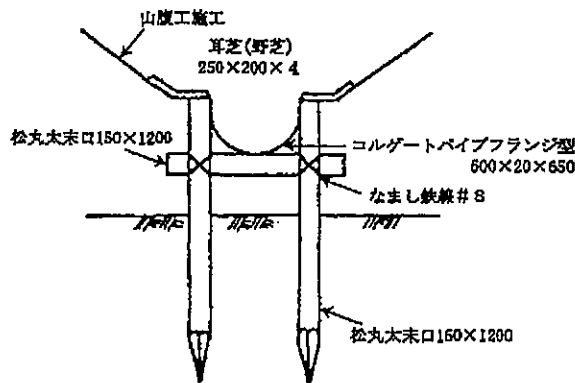


図 3.73 コルゲート水路工の例(単位:mm)



7.6 暗渠工

暗渠工は、原則として不透水層の上に設けるものとし、速やかに地下水を地表面に導き、排水しうる構造として設計する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-34、「砂防設計公式集（マニュアル）」p62

【解説】

暗渠工は、斜面の安定に対して悪影響を及ぼす恐れのある地下水を排除するために設けるものであり、湿潤な所や湧水の生じる所などの地下水を最も容易に排水できるように配慮し、地山の不透水層の上部に設ける。

暗渠工の使用材料としては、そだ、蛇籠、栗石、多孔管、化学製品などがあり、そだ暗渠工は、小規模な暗渠として使用される、蛇籠暗渠工は、地盤が不安定で変動しても有効に働くようにするために使用するもので、一般に円筒形蛇籠を用いる。栗石暗渠工は、地下水が多い場合に用いられ、石の径は5~15cmのものを使用している。また、最近では多孔管および化学製品などを使用することもある。

参考に、蛇籠暗渠工を図 3.74 に示す。

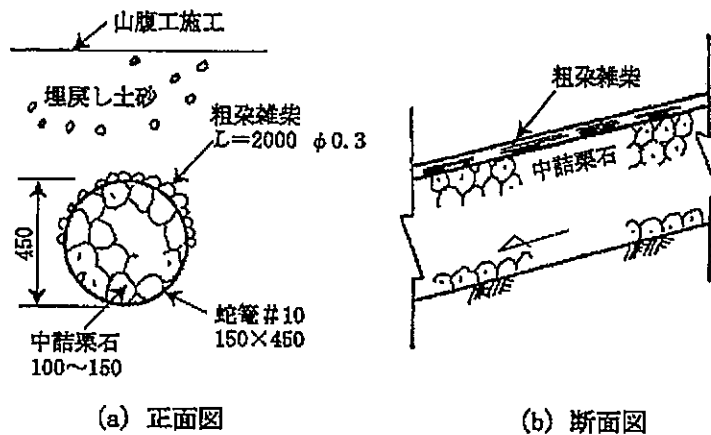


図 3.74 蛇籠暗渠工の例（単位：mm）

## 7.7 柵工

柵工は、山腹斜面の表土の流出を防止しうる構造として設計する。  
 なお、柵工は、原則として切取り部で使用するものし、盛土部での使用は避ける。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-34、「砂防設計公式集（マニュアル）」p63

### 【解説】

柵工は、施工地付近に山芝や石材が乏しく、山腹斜面の土層が比較的厚く植生の導入が容易な箇所において用いる。

柵工は、使用材料によって編柵工、コンクリート板柵工などがある。

参考として、編柵工を図 3.75 に示す。

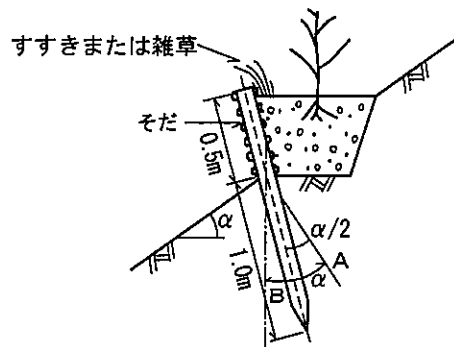


図 3.75 編柵工の例

## 7.8 積苗工

積苗工は、地山が露出した斜面の安定を図りうる構造として設計する。その工法は、地形、地質、気象などの条件に応じて選定する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-35、「砂防設計公式集（マニュアル）」p63

### 【解説】

積苗工は、地山に直高 1.5m 程度、幅 1m 程度の階段上の段切りを行った後、芝または、わらを積み、土砂で埋め戻して植栽床とするものである。

積苗工には、使用材料によって芝積苗工、わら積苗工などに分けられる。芝積苗工は、寡雨、乾燥地帯の荒廃地の積苗工として代表的なものであって、芝の供給可能な場所に適する（図 3.76 (a) 参照）。立て芝とする場合は、通常 3 枚以下とする。わら積苗工は、芝積苗工の主材料である芝の不足場所に設ける（図 3.76 (b) 参照）。

なお、段積苗工とは、積苗工を斜面において階段的に連続して設ける工法で、主に堆積土砂の上に施工するものである。

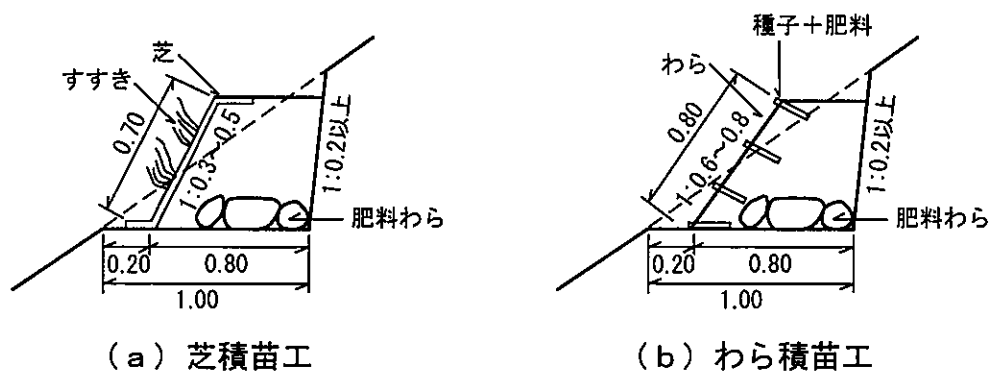


図 3.76 積苗工の例 (単位：m)

## 7.9 筋工

筋工は、斜面の安定を図りうる構造として設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象などの条件に応じて選定する。

河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-35、「砂防設計公式集(マニュアル)」p64

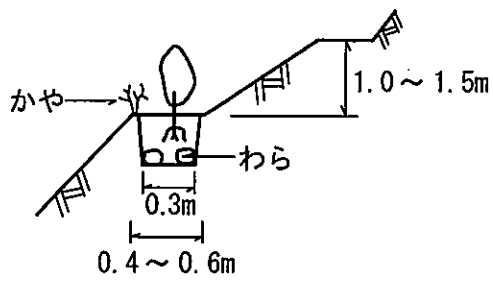
### 【解説】

筋工には、使用する材料によって、かや筋工、芝筋工、そだ筋工などに分けられる。

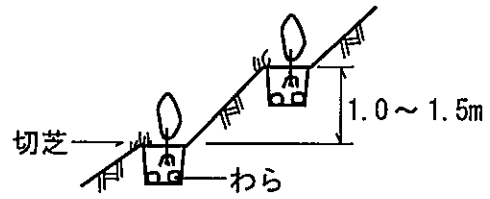
かや筋工は、一般には直高 1.0~1.5m、階段幅 0.4~0.6m、かやを 1m 当たり 0.2~0.3 束で施工する。また、地味のよい比較的傾斜の緩やかな堆積土の地帯で、かやの生長が期待できる箇所では、階段を設けない場合もある(図 3.77 参照)。

芝筋工は、とくしや地帯の雨水による侵食の少ない箇所に、かや筋工の代わりとして施工される。(図 3.78 参照)。

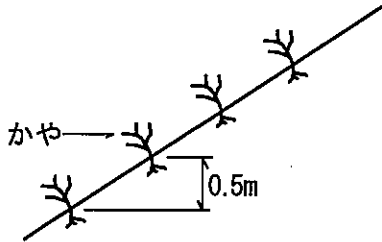
そだ筋工は、比較的水分の多い所でそだの入手しやすい箇所に施工される。一般にそだ筋工は、直高 1.0~1.5m 程度、階段幅 0.6~0.8m 程度、そだの積高 0.4m 程度、そだの長さ 0.4m 程度、そだ束の径 0.1m 程度とし、その束の間にかや株あるいは多年生草を埋め込みそだの腐朽にそなえる(図 3.79 参照)。



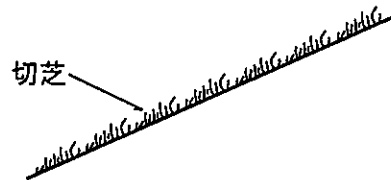
(a) 階段を切る場合



(a) 階段を切る場合



(b) 階段を切らない場合



(b) 階段を切らない場合

図 3.77 かや筋工

図 3.78 芝筋工

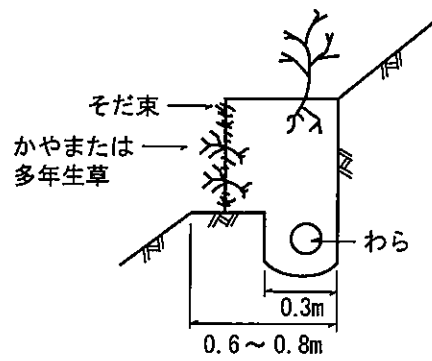


図 3.79 そだ筋工

7.10 伏工

伏工は、積苗工、筋工などの間の、のり面における表面侵食を防止しうる構造として設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象などの条件に応じて選定する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-36、「砂防設計公式集（マニュアル）」p65

【解説】

伏工には、使用材料によって、そだ伏工、むしろ伏工、網伏工などがある。

伏工は、崩壊地やとくしゃ地において、のり面の表面侵食を防止する工法で、使用材料が腐朽するまでにのり面を安定させるため、草木の種子を播種することが望ましい。この場合、主としてそだ伏工、網伏工を用いる。

また、直接播いた草木の種子の流亡防止を目的とし、施工地の立地条件が比較的よい箇所では、わら伏工、むしろ伏工などを用いる場合もある。

そだ伏工は、一般に比較的面積の小さなとくしゃ地、または積苗工、筋工などののり面に用いられ、そだの入手が容易で止杭が確実に打ち込める箇所に用いる。一般に、そだ工は、そだを横に並べ、1.0m以内ごとに縦木（押木）を設置し、止杭によって固定する（図 3.80 参照）。

網伏工は、緩傾斜で軟弱な山腹に適合している。網目の大きさは普通縦径 2m、横径 4m の菱形とし、接合点およびそだの中間を竹串または杭により固定する（図 3.81 参照）。網目には、施工地にてきた根の繁茂する苗木を植栽することもある。なお、最近では合成樹脂製品を利用して、その中に草木の種子を入れた種子袋工や植生盤工などが多く利用されている（図 3.82 参照）。

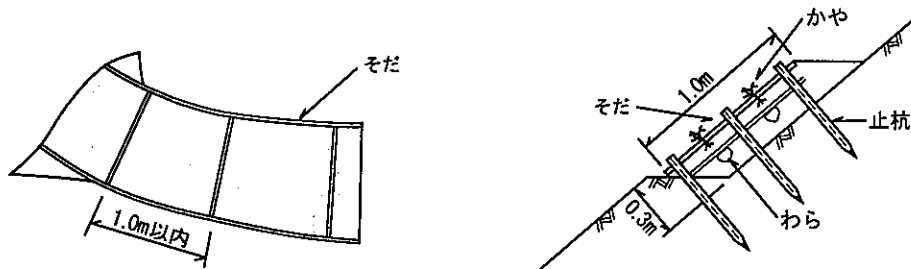


図 3.80 そだ伏工

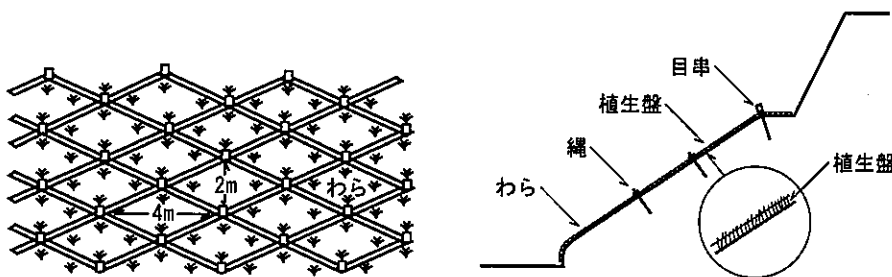


図 3.81 実播工

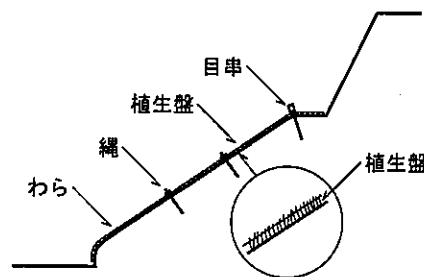


図 3.82 わら伏工および植生盤工

7.11 実播工

実播工は、草木の種子を直接播くことにより早期に緑化が図りうるよう選定する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-37、「砂防設計公式集（マニュアル）」p66

【解説】

実播工は草木の種子を直接播き、早期に緑化を図ることが目的であり、山腹斜面が緩やかで土壌条件の良好な箇所に用いる、実播工として使用する草本類は、周囲の植生状況を考慮し、単一なものに片寄らず生育期間の異なる草木を選択することを原則とし、乾燥地、瘦地に耐えるもの、根系、地上茎がよく繁るもの、再生力が強く多年生であるもの、草丈が低く広がり性の大きいもの、秋から早春にかけて成長するものを用いる。

実播工を急傾斜地で用いる場合は、一般に伏工などにより種子、肥土の流亡を防ぐことに留意する必要がある。

実播工に用いる草本は、表 3.31 を標準とする。

表 3.31 主要山腹砂防用草本類

種名	生長期間	特性	耐寒性	耐暑性	耐旱性	耐酸性	求肥性
チカラシバ	多年生	煙害地に適する	中強	中強	中強	強	小
メドハギ	同		強	強	強		小
イタドリ	同		強	強	強		小
ヨモギ	同		強	強	強		小
カールカヤ	同	適地性大、常緑 寒冷地に適する	強	中強	中強	強	小
ケンタッキー31フェスク	同		強	強	強		大
レッドフェスク	同	被覆力が大 寒さと湿地に強い	強	強	強	強	中
レッドトッピー	同		強	強	強		小
チモシー	同	他の草を圧倒する 冬期の施工に助長種として混合する	非常に強	弱	弱	強	大
ウィーピングラブグラス	同		弱	強	強		小
イタリアンライグラス	1~2年		強	弱	弱	強	大
バーミュダーグラス	多年生	高温でないと発芽しない	弱	強	強	強	小
ホワイトクローバー	同	稲科の草と混播する	強	弱	弱	中強	小
オーチャードグラス	同	耐蔭性が特に高い	強	中	中	強	大

7.12 植栽工

植栽工は、早期に緑化することにより斜面の安定を図りうるよう選定する。その工法は、地形、地質、土壌、気象などの条件に応じて選定する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-38、「砂防設計公式集（マニュアル）」p67

【解説】

植栽工に用いる適木としては、乾燥地、瘠悪地に耐えるもの、根系の発達が旺盛で速やかに土地を固定するもの、萌芽力の旺盛なもの、諸種の害（病虫害、寒気、早害、温度変化）に対して抵抗力の大きいものを用いる。

植栽工に用いる樹木は、表 3.32 を標準とする。

◎参考1：積石工

積石工は、常時水分の多い所、または雨水が集中してのり切面の土砂が流出しやすい所で強度を必要とする箇所に適し、山腹に凸凹が多くかつ地質が硬い箇所ののり切工に際して、転石が多い箇所で積苗工の代わりに用いる工法であり、通常石の控え長は30cm程度、のり勾配は3～4分、積石の高さ0.5～1.0m、犬走り0.15～0.2mを標準とする。

積石工は、図 3.83 を参考に設計する。

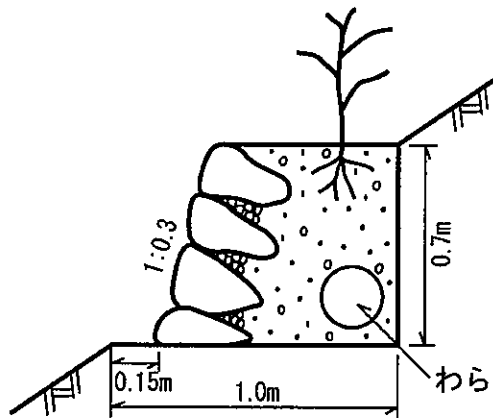


図 3.83 積石工の例

◎参考2：そだ積工

そだ積工は、一般に凍上、凍結の激しい地帯で山腹斜面の水分保有量を大きくするために用いる工法で、高さは1.0m程度を標準とする。

そだ積工は、図 3.84 を参考に設計する。

表 3.32 主要山腹砂防用樹木類

樹 種 名	適 応 性	造林方法	特 性							
			活 着 力	根 系 の 発 達	耐 せ ぎ 悪 性	耐 乾 性	耐 湿 性	耐 寒 性	耐 陰 性	耐 酸 性
ア カ マ ツ	潮風に弱いから内陸に用いる 最も一般的である 崩壊地、やや肥沃なはげ山 一般の荒廃地に適するが、 強風地、寒冷地は不適	植栽播種	良	良	大	大	小	大	小	小
ク ロ マ ツ		同	良	良	大	大	中	大	小	小
ニ セ ア カ シ ア		同	良	良	大	大	小	中	小	小
トゲナシニセアカシア		同	良	良	大	大	小	中	小	小
イ タ チ ハ ギ	適応性は最も高い	植栽 さし木 さし木 枝まき 植栽	良	良	大	大	小	大	小	中
ヤ マ ハ ギ	イタチハギに準ずる	同	良	不良	大	大	小	大	小	中
ハ ン ノ キ	乾燥に強い	同	良	不良	大	大	大	大	小	大
ヤ マ ハ ン ノ キ	高冷地に適する	同	良	不良	大	大	大	大	小	大
ヒ メ ヤ シ ャ ブ シ	寒冷地以外には適する	同	良	良	大	大	大	大	小	大
オ オ バ ヤ シ ャ ブ シ	大部分の荒廃地に適する	同	良	良	大	大	大	大	小	大
ヤ マ モ モ	暖地に適する	同	不良	良	大	大	小	中	大	大

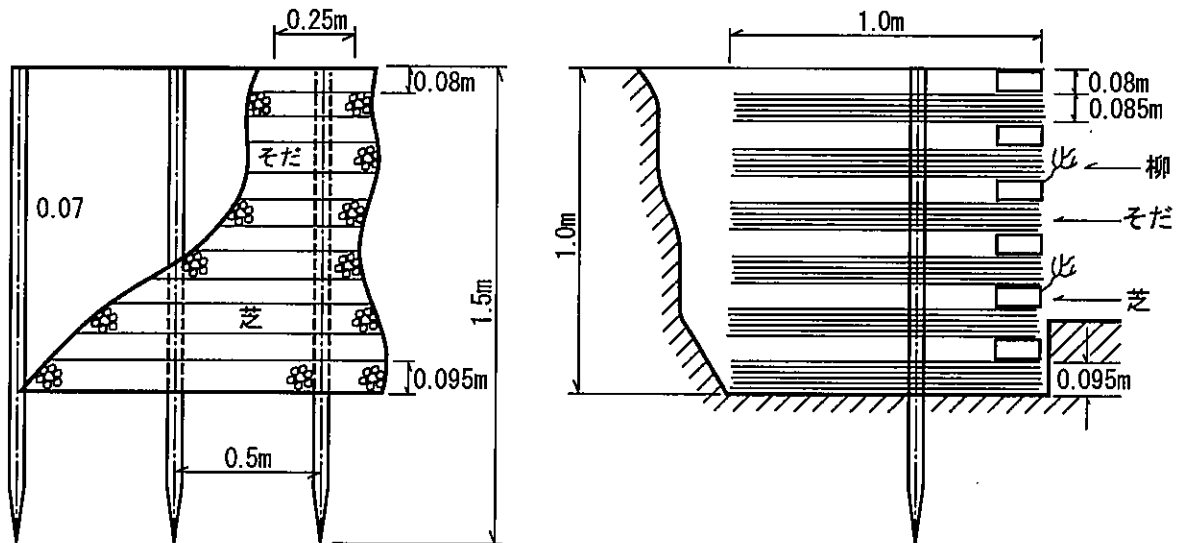


図 3.84 そだ積工の例



◎参考3：等高線壕工

等高線壕工は、とくしや地などの荒廃地に等高線に沿った溝を設け、斜面に降った雨水、雪などを山腹に滞留、吸収させ、草木の生長を可能ならしめて土砂の流出を防止する工法である。

溝は等高線に沿って水平に掘るものとし、間隔は6~12mを標準とする。溝には6~12m間隔で間仕切土堤を設けるものとし、その堤高は谷側の溝の土堤より0.1m程度低くする。溝の断面は、山腹の傾斜、表土の状態を考慮し、貯留水が越流しないよう十分な断面とする。

溝が比較的大規模な(0.6×0.6m以上)谷を横断する場合は、溝の横断前後に谷側の堤防と同高の間仕切土堤を設けることを標準とする。

等高線壕工は、図 3.85 を参考に設計する。

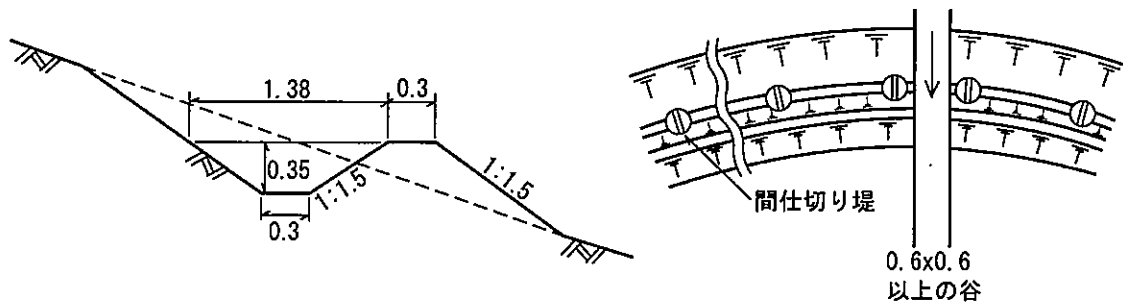


図 3.85 等高線壕工の例 (単位：m)

第8節 砂溜工

砂溜工は、上流域の砂防工事で、下流流路の許容流砂量まで流出土砂量を減じることができない場合に設けるもので、その設計にあたっては、流域の地形、地質、植生、河床勾配、土砂流出形態などを考慮し、その目的が十分に達成されるようにするとともに、安全性、経済性、維持管理面などについても考慮する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-39

【解説】

砂溜工は、流路の一部を拡大して土砂礫を堆積させるもので、土石流の常襲地、扇状地、溪流保全工の上端に設ける場合が多い。

砂溜工の容量は、予測される堆積土砂量をもとに決定するが、年1回程度の除去作業で機能が回復できる容量以上とすることが望ましく、堆積土砂の除去作業の便を考慮して、搬出路その他の設備の設計を行う。

砂溜工の平面形状は、地形の特性を考慮して設計するが、角形、将棋駒型、とっくり型、胃袋型がある（図 3.86 参照）。

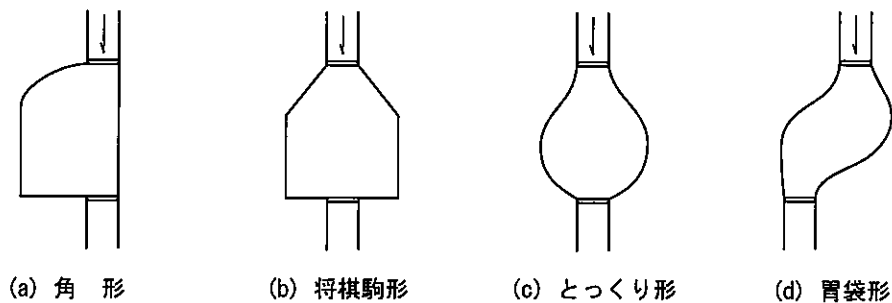


図 3.86 砂溜工の平面形状の例

砂溜工内の堆積土砂の掘削、除去により上・下流および溪岸に支障をおよぼさないよう、必要に応じて上下流部に砂防堰堤工、または床固工を仕切りとして設け、溪床の維持を図る。また、流入部の幅を急に広げると流入部付近に沈砂し、土砂の堆積が上流に進行し、上流流路の河積を減じて流水の氾濫をきたすことになる。溪流の状況、施工位置などによって異なるが、拡幅の角度 $\theta$ は、経験上、 $30^\circ$ 程度が適当とされている（図 3.87 参照）。

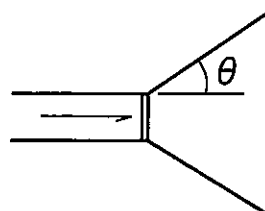


図 3.87 砂溜工の拡幅角度

なお、砂溜工の設計順序は次のとおりとするのが一般的である。

表 3.33 砂溜工の設計順序

