

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

第3節 砂防堰堤（流砂調整）

3.1 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤

3.1.1 配置

(1) 位置

砂防堰堤の位置については、設計編第1章第2節を参照する。

(2) 方向

砂防堰堤の方向については、設計編第1章第2節を参照する。

(3) 高さ

砂防堰堤の高さについては、設計編第1章第2節を参照する。

3.1.2 計画堆砂勾配

計画堆砂勾配は、現溪床勾配の1/2を原則とする。

3.1.3 計画捕捉量

堆砂量の計算にあたっては、計画築造個所上流の横断測量による方法を用いるものとする。

『建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(Ⅱ)』(Ⅱ9.11) P.175

3.1.4 水通し

(1) 水通しの位置

水通しの中心の位置は原則として現溪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、流水の方向等を考慮して定めるものとする。

『建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編【Ⅱ】(Ⅱ9.11) P.9』

(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、側面侵食等の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、対象流量を流し得る水位に、余裕高以上の値を加えて定める。

『建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編【Ⅱ】(Ⅱ9.11) P.9』

解説

1. 水通しの高さ

水通しの高さの算定は、次式により求めることができる。

$H = h + h_1 \dots (29)$

H : 水通しの高さ(m)

h : 越流水深(m)

h₁ : 余裕高(m)

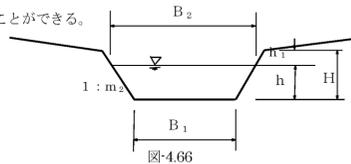


図-4.66

旧

第1章 砂防えん堤

第3節 砂防えん堤（流砂調整）

3.1 不透過型コンクリート重力式砂防えん堤

3.1.1 配置

(1) 位置

砂防えん堤の位置については、設計編第1章第2節を参照する。

(2) 方向

砂防えん堤の方向については、設計編第1章第2節を参照する。

(3) 高さ

砂防えん堤の高さについては、設計編第1章第2節を参照する。

3.1.2 計画堆砂勾配

計画堆砂勾配は、現溪床勾配の1/2を原則とする。

3.1.3 計画捕捉量

堆砂量の計算にあたっては、計画築造個所上流の横断測量による方法を用いるものとする。

『河・砂・計 P.175』

3.1.4 水通し

(1) 水通しの位置

水通しの中心の位置は原則として現溪床の中央に位置するものとし、えん堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向等を考慮して定めるものとする。

『河・砂・設 P.9』

(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、流水によるえん堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の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、対象流量を流し得る水位に、余裕高以上の値を加えて定める。

『河・砂・設 P.9』

解説

1. 水通しの高さ

水通しの高さの算定は、次式により求めることができる。

$H = h + h_1 \dots (29)$

H : 水通しの高さ(m)

h : 越流水深(m)

h₁ : 余裕高(m)

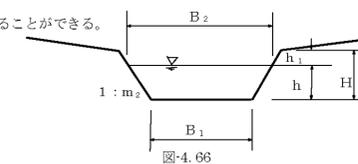


図-4.66

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

ただし、対象流量は一般にラショナル式（土砂混入を見込む）により求めるものとし、対象流量に応じた水深(h)は、次式により算定する（図-4.66参照）。

$$Q = \frac{2}{1.5} C \sqrt{2g(3B_1 + 2B_2)} h^{3/2}$$

- Q : 対象流量(m³/s)
- C : 流量係数 (0.60~0.66)
- g : 重力の加速度 (9.81m/s²)
- B₁ : 水通し底幅(m)
- B₂ : 越流水面幅(m)
- m₂ : 袖小口勾配
- C=0.6、m₂=0.5の場合には、次式となる。
- Q ≈ (0.71h + 1.77B₁) h^{3/2} ……(30)

2. 水通し断面は原則として台形とし、袖小口の勾配は一般に1:0.5を標準とする。
3. 水通し幅(B₁)は、流水等を考慮し通常3m以上とする、また流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の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ことが望ましい。なお、幅の単位は0.5m単位とする。
4. 越流水深(h)は、満砂時における転石の流下等を考慮し通常0.5m以上の断面を確保することが望ましい。また、越流水深が0.5m以上となる場合においては一般的に堤体断面及び袖の立積の減少、副堰堤の高さの節減、堰堤の安全度等を考慮してできる限り水通の幅(B₁)を広くとることにより越流水深(h)を下げ、少なくとも3.0m以下にすることが望ましい。なお単位は0.01m単位を切り上げ0.1m単位とする。
5. 余裕高(h₁)は下表のとおりとする。

表-4.33

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

ただし余裕高は河川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(h₁)との比(h₁/h)は下表の値以下とならないようにする。

表-4.34

勾配	$\frac{1}{10}$ 未満	$\frac{1}{10}$ 以上 $\frac{1}{30}$ 未満	$\frac{1}{30}$ 以上 $\frac{1}{50}$ 未満	$\frac{1}{50}$ 以上 $\frac{1}{70}$ 未満	$\frac{1}{70}$ 以上 $\frac{1}{100}$ 未満	$\frac{1}{100}$ 以上 $\frac{1}{200}$ 未満
$\frac{h_1}{h}$ 値	0.5	0.4	0.3	0.25	0.20	0.10

旧

第1章 砂防えん堤

ただし、対象流量は一般にラショナル式（土砂混入を見込む）により求めるものとし、対象流量に応じた水深(h)は、次式により算定する（図-4.65参照）。

$$Q = \frac{2}{1.5} C \sqrt{2g(3B_1 + 2B_2)} h^{3/2}$$

- Q : 対象流量(m³/s)
- C : 流量係数 (0.60~0.66)
- g : 重力の加速度 (9.81m/s²)
- B₁ : 水通し底幅(m)
- B₂ : 越流水面幅(m)
- m₂ : 袖小口勾配
- C=0.6、m₂=0.5の場合には、次式となる。
- Q ≈ (0.71h + 1.77B₁) h^{3/2} ……(30)

2. 水通し断面は原則として台形とし、袖小口の勾配は一般に1:0.5を標準とする。
3. 水通し幅(B₁)は、流水等を考慮し通常3m以上とする、また流水によるえん堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の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ことが望ましい。なお、幅の単位は0.5m単位とする。
4. 越流水深(h)は、満砂時における転石の流下等を考慮し通常0.5m以上の断面を確保することが望ましい。また、越流水深が0.5m以上となる場合においては一般的に堤体断面及び袖の立積の減少、副えん堤の高さの節減、えん堤の安全度等を考慮してできる限り水通の幅(B₁)を広くとることにより越流水深(h)を下げ、少なくとも3.0m以下にすることが望ましい。なお単位は0.01m単位を切り上げ0.1m単位とする。
5. 余裕高(h₁)は下表のとおりとする。

表-4.32

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

ただし余裕高は河川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(h₁)との比(h₁/h)は下表の値以下とならないようにする。

表-4.33

勾配	$\frac{1}{10}$ 未満	$\frac{1}{10}$ 以上 $\frac{1}{30}$ 未満	$\frac{1}{30}$ 以上 $\frac{1}{50}$ 未満	$\frac{1}{50}$ 以上 $\frac{1}{70}$ 未満	$\frac{1}{70}$ 以上 $\frac{1}{100}$ 未満	$\frac{1}{100}$ 以上 $\frac{1}{200}$ 未満
$\frac{h_1}{h}$ 値	0.5	0.4	0.3	0.25	0.20	0.10

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

3.1.5 安定条件

土石流捕捉工の不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(設計編第1章2.6参照)によるものとする。

3.1.6 設計外力

重力式コンクリート砂防堰堤断面の安定計算に用いる荷重は、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧とし、その組合せは、自重のほかは表-4.35のとおりとするのが一般的である。

解説

表-4.35 重力式コンクリート砂防堰堤の設計荷重の組合せ

Table with 3 columns: 平常時, 洪水時, and rows for 堤高15m未満 and 堤高15m以上.

3.1.7 断面形状

重力式コンクリート堰堤の断面形式は、構造上の安全性、経済性、施工性等を考慮して決定する。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これより緩くすることができる。

断面設計位置は、最高堤高位置で設計する。一般的には越流部の断面が最高堤高となることが多いが、状況により非越流部の堤高が高くなるので注意する必要がある。

非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性及び施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリートの全容量の1割以上の低減を目安として検討する場合が多い。

【建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編【II】(99.11) P.11】

(1) のり勾配の参考値を求める式(重力式コンクリート堰堤)

重力式コンクリート堰堤の越流部の上流のり勾配および非越流部の下流のり勾配を求める場合は、次式を参考として安定計算により定めることができる。なお、(3.2)式には堰堤上流面が傾斜している場合のZangerの地震時動水圧の式を組み込むべきであるが、式の性質上上流のり勾配(m)が定まらなければ組み込めないため、便宜上Westergaardの近似式を組み込んでいる。Zangerの式による地震時動水圧はWestergaardの近似式による場合より小さく、このため上流面が傾斜している場合は、過大な値となることを考慮して安定計算に用いるのり勾配を決定する必要がある。

この式は、自重および荷重の合力の作用点が堤底の下流1/3の位置にくるモーメントに対する式であるため、滑動に対して安定となるのり勾配は別途考慮する必要がある。

【砂・公 P.109】

解説

非越流部断面の式は、図-4.67(b)に示されているように袖部の上下面を垂直に設定しているため、袖部にのり勾配を付ける場合は安定計算時に堰堤本体ののり勾配を修正しなければならない場合もある。

旧

第1章 砂防えん堤

3.1.5 安定条件

土石流捕捉工の不透過型コンクリート重力式砂防えん堤(設計編第1章2.6参照)によるものとする。

3.1.6 設計外力

重力式コンクリート砂防えん堤断面の安定計算に用いる荷重は、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧とし、その組合せは、自重のほかは表-4.34のとおりとするのが一般的である。

解説

表-4.34 重力式コンクリート砂防えん堤の設計荷重の組合せ

Table with 3 columns: 平常時, 洪水時, and rows for 堤高15m未満 and 堤高15m以上.

3.1.7 断面形状

重力式コンクリートえん堤の断面形式は、構造上の安全性、経済性、施工性等を考慮して決定する。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これより緩くすることができる。

断面設計位置は、最高堤高位置で設計する。一般的には越流部の断面が最高堤高となることが多いが、状況により非越流部の堤高が高くなるので注意する必要がある。

非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性及び施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリートの全容量の1割以上の低減を目安として検討する場合が多い。

【河・砂・設 P.11】

(1) のり勾配の参考値を求める式(重力式コンクリートえん堤)

重力式コンクリートえん堤の越流部の上流のり勾配および非越流部の下流のり勾配を求める場合は、次式を参考として安定計算により定めることができる。なお、(3.2)式にはえん堤上流面が傾斜している場合のZangerの地震時動水圧の式を組み込むべきであるが、式の性質上上流のり勾配(m)が定まらなければ組み込めないため、便宜上Westergaardの近似式を組み込んでいる。Zangerの式による地震時動水圧はWestergaardの近似式による場合より小さく、このため上流面が傾斜している場合は、過大な値となることを考慮して安定計算に用いるのり勾配を決定する必要がある。

この式は、自重および荷重の合力の作用点が堤底の下流1/3の位置にくるモーメントに対する式であるため、滑動に対して安定となるのり勾配は別途考慮する必要がある。

【砂・公 P.108】

解説

非越流部断面の式は、図-4.66(b)に示されているように袖部の上下面を垂直に設定しているため、袖部にのり勾配を付ける場合は安定計算時にえん堤本体ののり勾配を修正しなければならない場合もある。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

① 越流部断面の上流のり勾配を求める式

a) 堤高15m未満の場合

$$(1+\alpha)m^2 + 2(n+\beta) + n(4\alpha+\gamma) + 2\alpha\beta m - (1+3\alpha) + \alpha\beta(4n+\beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0 \quad \dots(31)$$

m : 上流のり勾配 β : b₁/H

n : 下流のり勾配 b₁ : 水通し天端幅(m)

α : h_s/H γ : Wc/Wo

h_s : 越流水深(m) Wc : 堤体コンクリートの単位体積重量(kN/m³)

H : 堤高(m) Wo : 水の単位体積重量(kN/m³)

b) 堤高15m以上の場合

$$\begin{aligned} & \{ (1+\alpha-\omega)(1-\mu) + \delta(2\varepsilon^2 - \varepsilon^3) \} m^2 + [2(n+\beta)\{1+\delta\varepsilon^2 - \mu(1+\alpha-\omega) - \omega\} \\ & + n(4\alpha+\gamma) + 2\alpha\beta - \gamma K] m - (1+3\alpha) - \mu(1+\alpha-\omega)(n+\beta)^2 - \delta C_e \varepsilon^3 \\ & - \gamma K(n+3\beta) - \frac{1}{10} K \{ 2(1+\alpha)^3 - (1+\alpha)^{1/2} (2\alpha^{5/2} + 5\alpha^{3/2}) \} + \alpha\beta(4n+\beta) \\ & + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) - \omega(\beta+n)^2 = 0 \quad \dots(32) \end{aligned}$$

m : 上流のり勾配 n : 下流のり勾配 b₁ : 天端幅(m)

H : 堤高(m) h₂ : 下流側水深(m) h_s : 越流水深(m)

H_a : 堆砂深(m) K : 設計震度 C_e : 土圧係数

μ : 揚圧力係数 α : h_s/H β : b₁/H

ε : H_a/H ω : h₂/H γ : Wc/Wo

δ : W_{s1}/Wo

Wc : 堤体コンクリートの単位体積重量(kN/m³)

W_{s1} : 堆砂の水中における単位体積重量(kN/m³)

Wo : 流水の単位体積重量(kN/m³)

(注) この式において、洪水時の場合はK=0、平常時の場合はh_s=0とし、平常時および洪水時について計算を行い、安全側の断面を採用する。

② 非越流部断面の下流のり勾配を求める式(下流のり勾配を変える場合)

a) 堤高15m未満の場合

$$\gamma n^2 + \{ [2(1+2\alpha) + \gamma] m + \beta\gamma(3+4\tau) \} n + (1+\alpha)m^2 + [2\beta(1+2\alpha - \gamma\tau)] m + \beta^2\gamma(1+\tau) - (1+\alpha)^3 = 0 \quad \dots(33)$$

H₂ : 袖高(m)

τ : H₂/H

その他の記号は、前記の越流部断面の上流のり勾配を求める式と同じである。

旧

第1章 砂防えん堤

① 越流部断面の上流のり勾配を求める式

a) 堤高15m未満の場合

$$(1+\alpha)m^2 + 2(n+\beta) + n(4\alpha+\gamma) + 2\alpha\beta m - (1-3\alpha) + \alpha\beta(4n+\beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0 \quad \dots(31)$$

m : 上流のり勾配 β : b₁/H

n : 下流のり勾配 b₁ : 水通し天端幅(m)

α : h_s/H γ : Wc/Wo

h_s : 越流水深(m) Wc : 堤体コンクリートの単位体積重量(kN/m³)

H : 堤高(m) Wo : 水の単位体積重量(kN/m³)

b) 堤高15m以上の場合

$$\begin{aligned} & \{ (1+\alpha-\omega)(1-\mu) + \delta(2\varepsilon^2 - \varepsilon^3) \} m^2 + [2(n+\beta)\{1+\delta\varepsilon^2 - \mu(1+\alpha-\omega) - \omega\} \\ & + n(4\alpha+\gamma) + 2\alpha\beta - \gamma K] m - (1-3\alpha) - \mu(1+\alpha-\omega)(n+\beta)^2 - \delta C_e \varepsilon^3 - \gamma K \\ & (n+3\beta) - K \{ 2(1+\alpha)^3 - (1+\alpha)^{1/2} (2\alpha^{5/2} + 5\alpha^{3/2}) \} + \alpha\beta(4n+\beta) \\ & + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) - \omega(\beta+n)^2 = 0 \quad \dots(32) \end{aligned}$$

m : 上流のり勾配 n : 下流のり勾配 b₁ : 天端幅(m)

H : 堤高(m) h₂ : 下流側水深(m) h_s : 越流水深(m)

H_e : 堆砂深(m) K : 設計震度 C_e : 土圧係数

μ : 揚圧力係数 α : h_s/H β : b₁/H

ε : H_e/H ω : h₂/H γ : Wc/Wo

δ : W_{s1}/Wo

Wc : 堤体コンクリートの単位体積重量(kN/m³)

W_{s1} : 堆砂の水中における単位体積重量(kN/m³)

Wo : 流水の単位体積重量(kN/m³)

(注) この式において、洪水時の場合はK=0、平常時の場合はh_s=0とし、平常時および洪水時について計算を行い、安全側の断面を採用する。

② 非越流部断面の下流のり勾配を求める式(下流のり勾配を変える場合)

a) 堤高15m未満の場合

$$\gamma n^2 + \{ [2(1+2\alpha) + \gamma] m + \beta\gamma(3+4\tau) \} n + (1+\alpha)m^2 + [2\beta(1+2\alpha - \gamma\tau)] m + \beta^2\gamma(1+\tau) - (1+\alpha)^3 = 0 \quad \dots(33)$$

H₂ : 袖高(m)

τ : H₂/H

その他の記号は、前記の越流部断面の上流のり勾配を求める式と同じである。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

b) 堤高15m以上の場合

$$\begin{aligned}
 & (\gamma - \mu(1 + \alpha))n^2 + [(2(1 + 2\alpha + \epsilon^2\delta) + \gamma)m + \gamma(\beta(3 + 4\tau) - K) \\
 & - 2\mu(1 + \alpha)(m + \beta)]n + \{(1 + \alpha)(1 - \mu) + \delta(2\epsilon^2 - \epsilon^3)\}m^2 \\
 & + [2\beta(1 + 2\alpha - \gamma\tau + \epsilon^2\delta - \mu(1 + \alpha)) - \gamma K]m + \beta^2\{\gamma(1 + \tau) - \mu(1 + \alpha)\} \\
 & - 3\gamma K\beta(1 + \tau)^2 - (1 + \alpha)^3(1 + \frac{7}{5}K) - \epsilon^3\delta C_s = 0
 \end{aligned}
 \tag{34}$$

H₂ : 袖高(m)

τ : H₂/H

その他の記号は、前記の越流部断面の上流のり勾配を求める式と同じである。

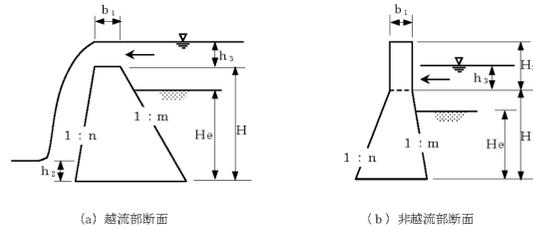


図-4.67

③ 堤高15m以上の越流部断面（平常時）の上流のり勾配を修正する式

この式は、前記①の(32)式が、地震時動水圧にWestergaardの近似式を組み込んでいるため、Zangarの式によって平常時の越流部断面の上流のり勾配を修正するための式である。

式(32)で求められた値を、a m² + b m + c = 0とし、

$$\begin{aligned}
 & (a + (2 - 3\lambda)\eta C_n K)m^2 + \{b + 2(\beta + n)\eta C_n K\}m + C + \frac{7}{10}K\{2(1 + \alpha)^3 - (1 + \alpha)^{1/2} \\
 & (2\alpha^{5/2} - 5\alpha^{3/2})\} - 3\eta\lambda C_n K = 0
 \end{aligned}
 \tag{35}$$

η、λ : 地震時動水圧の係数

C_n : 地震時動水圧の最大圧力数

となる。

旧

第1章 砂防えん堤

b) 堤高15m以上の場合

$$\begin{aligned}
 & (\gamma - \mu(1 + \alpha))n^2 + [(2(1 + 2\alpha + \epsilon^2\delta) + \gamma)m + \gamma(\beta(3 + 4\tau) - K) - 2\mu(1 + \alpha)(m \\
 & + \beta)]n + \{(1 + \alpha)(1 - \mu) + \delta(2\epsilon^2 - \epsilon^3)\}m^2 + [2\beta(1 + 2\alpha - \gamma\tau + \epsilon^2\delta - \mu(1 \\
 & + \alpha)) - \gamma K]m + \beta^2\{\gamma(1 + \tau) - \mu(1 + \alpha)\} - 3\gamma K\beta(1 + \tau)^2 - (1 + \alpha)^3(1 + \frac{7}{5} \\
 & K) - \epsilon^3\delta C_e = 0
 \end{aligned}
 \tag{34}$$

H₂ : 袖高(m)

τ : H₂/H

その他の記号は、前記の越流部断面の上流のり勾配を求める式と同じである。

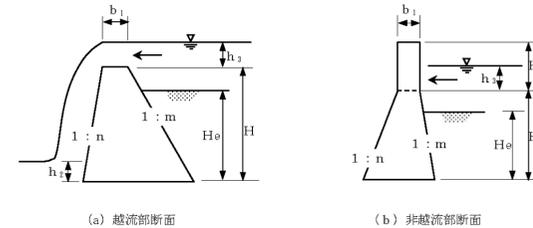


図-4.67

③ 堤高15m以上の越流部断面（平常時）の上流のり勾配を修正する式

この式は、前記①の(32)式が、地震時動水圧にWestergaardの近似式を組み込んでいるため、Zangarの式によって平常時の越流部断面の上流のり勾配を修正するための式である。

式(32)で求められた値を、a m² + b m + c = 0とし、

$$\begin{aligned}
 & (a + (2 - 3\lambda)\eta C_m K)m^2 + \{b + 2(\beta + n)\eta C_m K\}m + C + \frac{7}{10}K\{2(1 + \alpha)^3 - (1 + \alpha) \\
 & 1/2(2\alpha^{5/2} - 5\alpha^{3/2})\} - 3\eta\lambda C_m K = 0
 \end{aligned}
 \tag{35}$$

η、λ : 地震時動水圧の係数

C_m : 地震時動水圧の最大圧力数

となる。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

3.1.8 天端幅

天端幅は、堰堤サイト付近の渓床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して決定するものとする。

〔建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 Ⅱ〕 (H9.11) P.104

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摩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堰堤の天端幅は、一般に表-4.36に示す値を用いている。

表-4.36

天端幅(m)	1.5	～	2.5	3.0	～	4.0
渓床構成材料	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	～	大規模の土石流常発地区

表-4.37

条 件	B
土石流区域もしくは荒廃渓流で渓床勾配1/30以上、かつ、流出土砂の粒径が $d_{max} \geq 1.0$ 以上の渓流	3.0m
それ以外の渓流（地点）	2.0～2.5m
掃流区域で、流出土砂の粒径が小さい区域もしくは上流が比較的安定していて、渓床勾配が1/50以下の渓流	1.5m

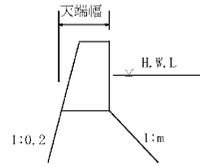


図-4.68

(注) 伊吹氏の考えをもとに作成したものである。

3.1.9 非越流部逆断面の設計

非越流部では、落下砂礫の衝撃および摩耗を考慮する必要がない場合は、下流のり勾配を緩くすることができるものとする。

『砂・公 P.109』

解説

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割以上の低減を目安として検討する。また、このほかに非土石流地帯や洪水時の流勢が弱く異状出水においても袖部を越流する恐れがない等の条件も注意する必要がある。

なお、非越流部の形状を越流部と変える位置は、越流部に最も近い位置でおこなうのが経済的であるが、安全上目地部を避け越流部に最も近い目地と次の目地の中央付近でおこなうことが望ましい。

第1章 砂防えん堤

3.1.8 天端幅

天端幅は、えん堤サイト付近の渓床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して決定するものとする。

『河・砂・設 P.10』

解説

砂防えん堤の天端幅は、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摩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えん堤の天端幅は、一般に表-4.35に示す値を用いている。

表-4.35

天端幅(m)	1.5	～	2.5	3.0	～	4.0
渓床構成材料	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	～	大規模の土石流常発地区

表-4.36

条 件	B
土石流区域もしくは荒廃渓流で渓床勾配1/30以上、かつ、流出土砂の粒径が $d_{max} \geq 1.0$ 以上の渓流	3.0m
それ以外の渓流（地点）	2.0～2.5m
掃流区域で、流出土砂の粒径が小さい区域もしくは上流が比較的安定していて、渓床勾配が1/50以下の渓流	1.5m

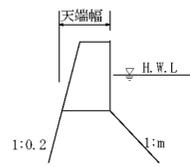


図-4.68

(注) 伊吹氏の考えをもとに作成したものである。

3.1.9 非越流部逆断面の設計

非越流部では、落下砂礫の衝撃および摩耗を考慮する必要がない場合は、下流のり勾配を緩くすることができるものとする。

『砂・公 P.108』

解説

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割以上の低減を目安として検討する。また、このほかに非土石流地帯や洪水時の流勢が弱く異状出水においても袖部を越流する恐れがない等の条件も注意する必要がある。

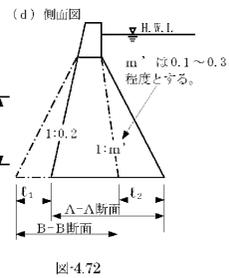
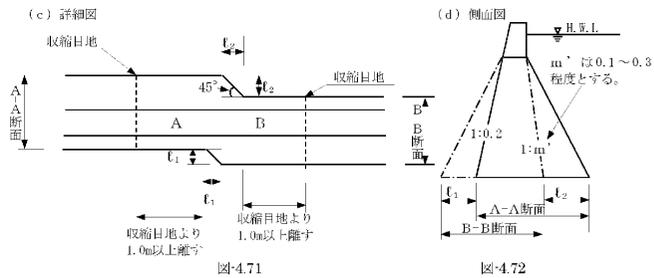
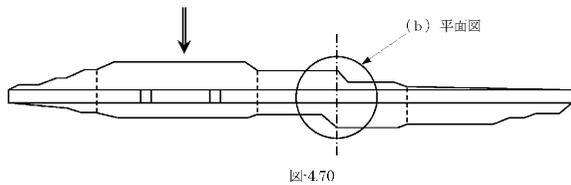
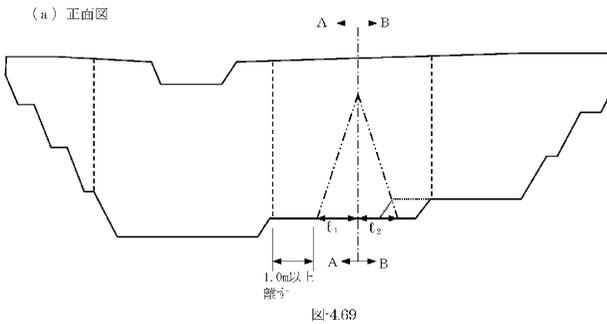
なお、非越流部の形状を越流部と変える位置は、越流部に最も近い位置でおこなうのが経済的であるが、安全上目地部を避け越流部に最も近い目地と次の目地の中央付近でおこなうことが望ましい。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

非越流部では、堰堤上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく満水時に空虚に近い状態となる堰堤では、下流部から働く地震時慣性力に安定を欠く恐れもあり、そのような状態が想定される堰堤では、上流部に多少のり勾配を付ける必要がある。

- ・上流側を1分から3分程度の勾配をつけた逆断面を検討する。
- ・越流部と非越流部の断面変化点は1割で措付ける。打設目地の位置から各1.0m以上離す。

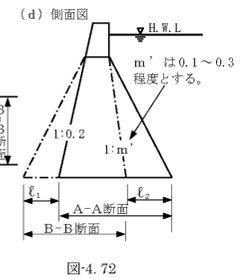
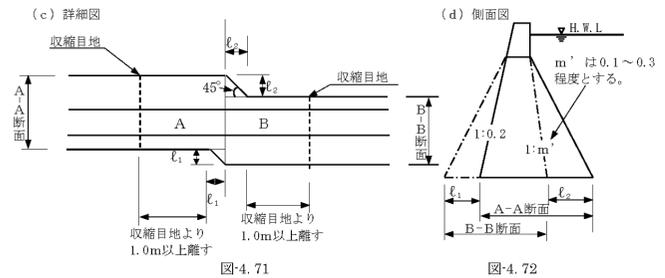
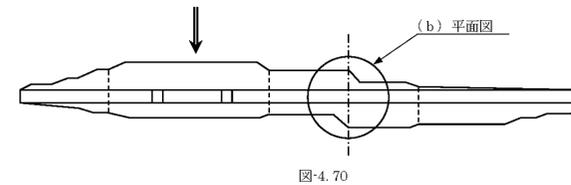
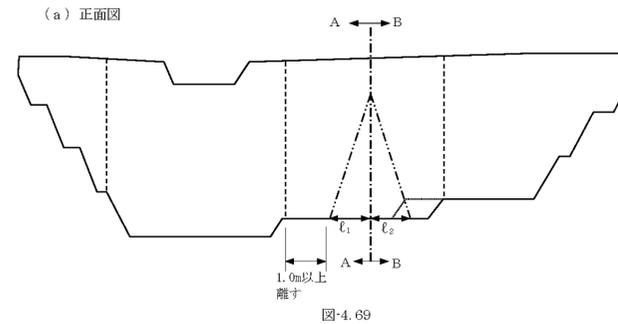


旧

第1章 砂防えん堤

非越流部では、えん堤上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく満水時に空虚に近い状態となるえん堤では、下流部から働く地震時慣性力に安定を欠く恐れもあり、そのような状態が想定されるえん堤では、上流部に多少のり勾配を付ける必要がある。

- ・上流側を1分から3分程度の勾配をつけた逆断面を検討する。
- ・越流部と非越流部の断面変化点は1割で措付ける。打設目地の位置から各1.0m以上離す。



新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

3.1.10 基礎

土石流捕捉工不透過型コンクリート重力式砂防堰堤（設計編第1章2.6、2.7参照）によるものとする。

3.1.11 袖

堰堤の袖は、洪水等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ものとする。なお、その構造は、次によるものとする。

1. 袖天端の勾配は、上流の計画堆砂勾配と同程度かそれ以上とする。
2. 袖天端の幅は、水通し天端幅以下とし、構造上の安全性も考慮して定める。
3. 袖の両岸への嵌入は、堰堤基礎と同程度の安全性を有する地盤までおこなう。
4. 屈曲部における堰堤の凹岸側の袖高は、偏流を考慮して定める。

『建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編【II】(H9.11) P.14』

解 説

袖天端の幅は、本来はその堰堤に想定される外力に対して安全であり、かつ、管理上に支障のない幅で決定されるべきものであるが、一般には水通し天端幅と同一かそれより若干小さいのが通常である。

(1) 袖天端の勾配

袖天端に勾配をつけるのは、洪水時に異常な土砂流出が発生すると、堆砂池上流端を頂点とする扇状堆積により流水が二分されたり、袖部に異常な堆積が発生しその上を流水が走って袖部を越流するのを防止するため経験的に定まった前庭保護対策である。

『砂・公 P124』

解 説

流砂調整対策堰堤の袖天端の勾配は現渓床勾配の1/2程度（堆砂勾配）とする。袖天端の勾配をつける長さについては土石流捕捉工の不透過型重力式コンクリート砂防堰堤によるものとする。

(2) 袖天端の幅

袖天端の幅は、水通し天端幅以下とし、管理上支障がなく、かつ堰堤に想定される外力に対して安全な幅とする。

一般に下限値を1.5mとし、その幅が確保できない場合は、袖部の拡幅を計画する。

『砂・公 P124』

袖部の拡幅は袖天端の幅が1.5m確保できる所まで図-4.73のbの幅で計画する。ただし、目地位置の前後または、袖部を上流側へ折り曲げる場合の折り曲げ位置の前後3.0mの間で袖天端の幅1.5mが確保される場合は、目地位置から堤軸の方へ向って3.0mをとった所で取り合わせるものとする。このことは目地の附近および袖部折り曲げ位置付近で構造の変更を行うとそこが弱点となるためである。なお、施工にあたっては袖部の拡幅部分と本体とは一体で施工すること。

旧

第1章 砂防えん堤

3.1.10 基礎

土石流捕捉工不透過型コンクリート重力式砂防えん堤（設計編第1章2.6、2.7参照）によるものとする。

3.1.11 袖

えん堤の袖は、洪水等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ものとする。なお、その構造は、次によるものとする。

1. 袖天端の勾配は、上流の計画堆砂勾配と同程度かそれ以上とする。
2. 袖天端の幅は、水通し天端幅以下とし、構造上の安全性も考慮して定める。
3. 袖の両岸への嵌入は、えん堤基礎と同程度の安全性を有する地盤までおこなう。
4. 屈曲部におけるえん堤の凹岸側の袖高は、偏流を考慮して定める。

『河・砂・設 P.14』

解 説

袖天端の幅は、本来はそのえん堤に想定される外力に対して安全であり、かつ、管理上に支障のない幅で決定されるべきものであるが、一般には水通し天端幅と同一かそれより若干小さいのが通常である。

(1) 袖天端の勾配

袖天端に勾配をつけるのは、洪水時に異常な土砂流出が発生すると、堆砂池上流端を頂点とする扇状堆積により流水が二分されたり、袖部に異常な堆積が発生しその上を流水が走って袖部を越流するのを防止するため経験的に定まった前庭保護対策である。

『砂・公P134(旧)』

解 説

流砂調整対策えん堤の袖天端の勾配は現渓床勾配の1/2程度（堆砂勾配）とする。袖天端の勾配をつける長さについては土石流捕捉工の不透過型重力式コンクリート砂防えん堤によるものとする。

(2) 袖天端の幅

袖天端の幅は、水通し天端幅以下とし、管理上支障がなく、かつえん堤に想定される外力に対して安全な幅とする。

一般に下限値を1.5mとし、その幅が確保できない場合は、袖部の拡幅を計画する。

袖部の拡幅は袖天端の幅が1.5m確保できる所まで図-4.72のbの幅で計画する。ただし、目地位置の前後または、袖部を上流側へ折り曲げる場合の折り曲げ位置の前後3.0mの間で袖天端の幅1.5mが確保される場合は、目地位置から堤軸の方へ向って3.0mをとった所で取り合わせるものとする。このことは目地の附近および袖部折り曲げ位置付近で構造の変更を行うとそこが弱点となるためである。なお、施工にあたっては袖部の拡幅部分と本体とは一体で施工すること。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

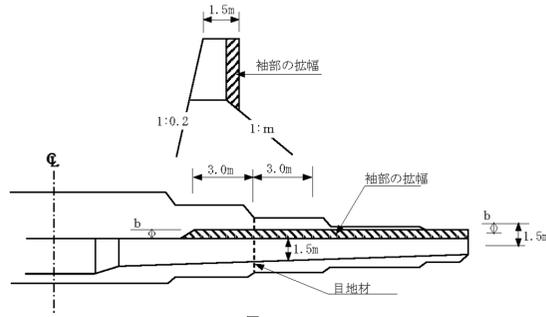


図-4.73

(3) 袖の嵌入

土石流捕捉工の不透過型重力式コンクリート砂防堰堤によるものとする。

(4) 袖折れ堰堤の設計

- 堰堤サイトの地形が谷状から急に開ける場合は、上流側に袖を折ることを検討する。
- 折れ角度は現地の状況を勘案して設定する。
- 袖部の折れ点には継目を設けず、少なくとも3.0m以上離し、袖部の軸方向に直角に設ける。

注) 袖部折れ点から3.0m以上を一体として打設すること。

袖折れ部の袖勾配 I' は、堤軸方向の袖勾配 I と堤軸に直角方向堆砂勾配との合成勾配として考える。

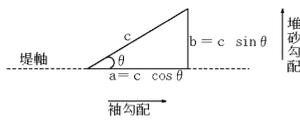


図-4.74

袖折れ部の袖勾配は次式により算出する。

$$I' = \frac{I}{\cos\theta + \sin\theta} \quad \dots\dots(36)$$

旧

第1章 砂防えん堤

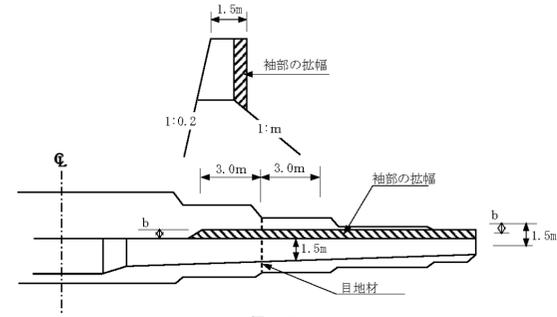


図-4.73

(3) 袖の嵌入

土石流捕捉工の不透過型重力式コンクリート砂防えん堤によるものとする。

(4) 袖折れえん堤の設計

- えん堤サイトの地形が谷状から急に開ける場合は、上流側に袖を折ることを検討する（原則として折れ角度は45°以下）。
- 袖部の折れ点には継目を設けず、少なくとも3.0m以上離し、袖部の軸方向に直角に設ける。

注) 袖部折れ点から3.0m以上を一体として打設すること。

袖折れ部の袖勾配 I' は、堤軸方向の袖勾配 I と堤軸に直角方向堆砂勾配との合成勾配として考える。

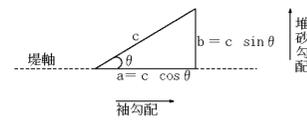


図-4.74

袖折れ部の袖勾配は次式により算出する。

$$I' = \frac{I}{\cos\theta + \sin\theta} \quad \dots\dots(36)$$

第1章 砂防えん堤

3. 1. 12 前庭保護工

土石流捕捉工不透過型コンクリート重力式砂防えん堤（設計編第1章2.7.5参照）によるものとする。

3. 1. 13 付属物等の設計

土石流捕捉工不透過型コンクリート重力式砂防えん堤（設計編第1章2.7.6参照）によるものとする。

3.2 透過型砂防えん堤

3. 2. 1 目的

土砂調節のための透過型砂防えん堤は、洪水を堰上げることによる流出土砂量及びそのピーク流出土砂量の低減、中小洪水時及び平常時における溪流の連続性の確保を目的とする。なお、閉塞によって土石流を捕捉することは目的としないことに留意する。

『透・砂・技 P.10』

解 説

土砂調節のための透過型砂防えん堤は、流出土砂を一時的に堆積させ、洪水総流出土砂量及び洪水期間中のピーク流出土砂量を低減（調節）させる。つまり、洪水時は堰上げによりえん堤上流の流速、土砂輸送能力を低下させて堆砂を促進させるが、洪水後半（減水期）及び洪水後の中小洪水を含む平常時には、一度堆積した土砂を流出させる。また、自然の流水だけで堆砂・排砂を繰り返すので、除石を実施せずとも効果を維持できる。

3. 2. 2 透過型砂防えん堤の選定

施設設計においては、対象とする土砂流出特性、下流河道の特性及び溪流に求められる連続性を考慮して、適切な種類の透過型砂防えん堤を選定する。

『透・砂・技 P.10』

解 説

(1) コンクリートスリット砂防えん堤

コンクリートスリット砂防えん堤は、コンクリート砂防えん堤堤体に流水及び土砂を通過させる開口部を設けたので、開口部が細長い形状（スリット）をしているものである。スリットは、流出する土砂により閉塞せず、洪水時には堰上げが生じるように設計する。

(2) 大暗渠砂防えん堤

コンクリート砂防えん堤の堤体の一部に暗渠を設置したもので、洪水の堰上げにより流量を調節する。

(3) スーパー暗渠砂防えん堤

スーパー暗渠砂防えん堤は、砂防えん堤本体に大きな暗渠を1個又は複数個有する砂防えん堤で、開口部の形状は半円、四角、馬蹄形等があり得る。

削除

第1章 砂防えん堤

スーパー暗渠砂防えん堤の計画・設計は「スーパー暗渠砂防えん堤の計画と設計の手引き（案）平成10年6月30日 建設省河川局砂防部砂防課」によるものとする。

3. 2. 3 砂防えん堤の配置

(1) 縦断方向

土砂調節のための透過型砂防えん堤は、原則として掃流区域に設置する。 『透・砂・技 P.11』

解 説

透過型砂防えん堤は出水後半に堆積した土砂の流出が起こるため、えん堤下流に十分な堆砂空間を確保できるような位置に計画することが望ましい。保全対象が近い場合には、その区間が溪床上昇を生じ、土砂・洪水氾濫を引き起こすことが予想されるので、下流の保全対象の安全を確保できる位置に透過型砂防えん堤を設置することを原則とする。保全対象の直上流に設置する場合には、透過型砂防えん堤の直下流の溪床勾配を緩和する、遊砂地、不透漏型砂防えん堤を配置する等、出水後半に土砂が急激に流出しないように十分留意する。

3. 2. 4 透過部断面の計画

(1) 縦断方向

透過型砂防えん堤透過部断面の底面高は溪流の連続性を考慮して、原則として最深溪床高程度とする。透過部断面を複断面にする場合でも、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。 『透・砂・技 P.11』

解 説

えん堤直下流が洗掘された場合でも透過型砂防えん堤が十分に溪流の連続性機能を発揮するためには、溪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年程度の最新溪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よう位置に透過部断面を設置する。 『透・砂・技 P.11』

解 説

えん堤の軸が流路の屈曲部に位置するときは直進性を考慮し、透過部断面は堤体の安定を損なわない範囲で外側に配置するのが望ましい。

削除

第1章 砂防えん堤

3. 2. 5 透過部断面の大きさ

(1) 透過部断面の幅

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、流木の見込まれる渓流にあたっては、別途流木対策も検討する。

『透・砂・技 P.12』

解説

透過部断面の幅の設定にあたっては水理計算や水理模型実験等により、堰上げ及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、流木の見込まれる渓流にあたっては、透過型砂防えん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。

(2) 透過部断面の高さ（暗渠内空高、スリット高）

透過部断面の底面の高さは、堰上げが起こりうる透過部断面の水位以下とする。渓床の上昇・下降が著しい渓流にあたっては、過去5年程度の渓床変動も考慮する。

『透・砂・技 P.12』

解説

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る断面を確保する。

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以下に示す逆台形断面の越流式によって求める。

$$h = \left(\frac{3Q}{2\mu \cdot b \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \dots\dots(3.7)$$

ここに、b：スリット幅、g：重力加速度、Q：透過部の流量、h：透過部の水深、μ：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（μ）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。

削除

第1章 砂防えん堤

3. 2. 6 透過部の摩擦対策

透過部断面の側面及び底面を設計するにあたっては、土石流の発生頻度と流送土砂の粒径に応じて耐摩耗性を確保する。

『適・砂・技 P.13』

解説

透過部断面には流れが集中するため、中小出水時の土砂流出によって損耗が見込まれるため、透過部の側面及び底面は十分な耐摩耗性を確保する。

3. 2. 7 直下流洗掘対策

透過型砂防えん堤の前庭保護工を設計するにあたっては、土石流・流木対策技術指針に準ずる。

『適・砂・技 P.13』

解説

下流に堅半な岩盤がある場合や、水理実験・数値シミュレーションによって洗掘に対する安全性が確認できる場合には、必ずしも前庭保護工を設置しなくともよい。

3. 2. 8 透過型砂防えん堤の安全性

土石流・流木対策技術指針に準じて安定計算を行う。

『適・砂・技 P.13』

3. 2. 9 計画流出調節土砂量

洪水中に透過型砂防えん堤に堆積する最大土砂量を計画流出調節土砂量として評価する。

『適・砂・技 P.13』

解説

(1) 計画流出調節土砂量として評価する土砂量

既往の水理実験によれば、以下の事項が確認されている。

- ①出水時前半からピークにかけて堰上げが生じると、堆砂区間に水中安息角（ θ ）＝ 30° ～ 35° で砂防えん堤上流側から堆砂角が形成される。
- ②堆砂角の前面は砂防えん堤の上流側に達し、上流に向けて現涙床勾配の1/2勾配で堆砂面が形成される。
- ③洪水後半に堰上げが解消すると堆砂肩が崩れて土砂は高濃度でえん堤から流出する。
- ④えん堤から流出する土砂は下流の渓流の土砂輸送能力が小さく流量も小さい場合にはえん堤直下流付近に堆積する。

そこで、洪水後半にえん堤から流出しえん堤直下流付近へ堆積する土砂量も透過型砂防えん堤効果と考え、堰上げが生じているときの最大堆砂時の土砂量を計画流出調節土砂量として評価する。

(図-4.74)

(2) 計画流出調節土砂量の算出

堆砂角の高さ Z_s は次式によって求めることができる。

削除

【設計編 第1章 砂防堰堤】

3.1.12 前庭保護工

土石流捕捉工不透過型コンクリート重力式砂防堰堤（設計編第1章2.7.5参照）によるものとする。

3.1.13 付属物等の設計

土石流捕捉工不透過型コンクリート重力式砂防堰堤（設計編第1章2.7.6参照）によるものとする。

第1章 砂防えん堤

$$Z_s = \left\{ \frac{F r^2}{2} \left(\frac{1}{\sqrt[3]{\gamma^2}} - 1 \right) + \frac{\sqrt[3]{\gamma}}{\gamma} - 1 \right\} \left(\frac{n Q}{B s \sqrt{i}} \right)^{0.6}$$

ここに、 Z_s ：堆砂肩の高さ、 $F r$ ：等流水深に対するフルード数、 γ ：流水幅縮小率（ $= B d / B s$ ）、 $B d$ ：えん堤地点での流れの幅、 $B s$ ：堆砂肩での流れの幅、 i ：計画堆砂勾配、 n ：マンニングの粗度係数、 Q ：計画洪水流量である。

土砂調節のための透過型砂防えん堤の計画流出調節土砂量は、透過部の形状、えん堤高、ハイドログラフ、流出土砂量、土砂の粒径等により変わるので、水理実験、溪床変動シミュレーション及び当該溪流における前例実績の分析を行う等して、慎重に検討することが望ましい。

3.2.10 計画生産抑制土砂量

土砂調節のための透過型砂防えん堤で透過部断面の底面の高さが最深溪床高よりも高い部分については、計画生産抑制土砂量を評価する。

『適・砂・技 P.154』

解説

計画生産抑制土砂量については、図-4.74に示す斜線部分を見込んでよいこととする。

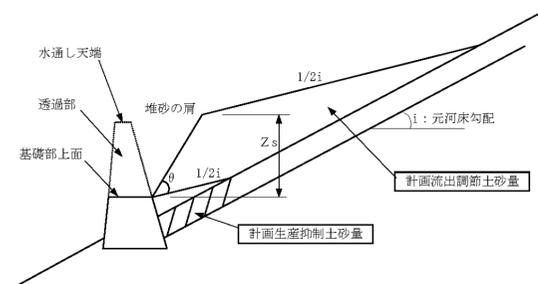


図-4.75 土砂調節のための透過型砂防えん堤における計画流出土砂量の考え方

削除

新

旧

【設計編 第1章 砂防堰堤】

第4節 不透過型砂防堰堤における流木捕捉工の設置

4.1 副堤に設置するタイプ

副堤に設置する流木対策施設の設計は、「第5節 掃流区間における流木対策施設の設計」を準用する。

4.2 本堤水通しに設置するタイプ

本堤水通しに設置する流木対策施設の設計は、新設の場合、「第5節 掃流区間における流木対策施設の設計」を準用する。既設の不透過型砂防堰堤に設置する場合は、「平成29年10月20日 国土交通省水管理・国土保全局砂防部事務連絡」（資料編第5章に掲載）を参照のこと。

4.3 本堤に設置する張出しタイプ

張出しタイプ流木捕捉工の設計については、「張出しタイプ流木捕捉工設計の手引き（令和7年3月）、一般財団法人 砂防・地すべり技術センター」を参照のこと。

追加

【設計編 第1章 砂防堰堤】

第5節 掃流区間における流木対策施設の設計

5.1 洪水、土砂量の規模等

掃流区間河道内あるいはその付近に流木対策施設を設置する場合は、洪水、土砂流の規模等を考慮して洪水や土砂流が安全に流下するように設計する。

『土・対・針 P.70』

解説

豪雨時に発生する洪水の規模等（ピーク流量、流速、水深、含砂率）は、原則として河川砂防技術基準計画編、河川砂防技術基準調査編第5章、同第6章、河川砂防技術基準設計編第3章に基づいて検討する。

洪水および土砂流の流速、水深等は土砂を含んだ流量を用いてマンニング式等により算出するものとし、流木を含むことによる流速、水深等への影響は考慮しないものとする。なお、流木の流速は洪水、土砂流の表面流速にほぼ等しいと考えられるので平均流速の約1.2倍として計算する。

5.2 流木捕捉工の設計

5.2.1 透過部の高さ

流木捕捉工の透過部の高さは、流木止めによる堰上げを考慮した水位に流木の捕捉に必要な高さを加えた値以上とする。

『土・対・針 P.71』

解説

透過部は転石により閉塞しないように設計するものとし、透過部の高さは流木止めによる堰上げを考慮した水位に流木捕捉に必要な高さを加えた高さ以上とする。その概念を図-4.75に示す。これらの決定の手順を以下に示す。

- hs：流木止めによる堰上げを考慮した水位
- Δh：流木捕捉を考慮した割増し水深（ $\Delta h \geq 2d_{max}$ ）
- Hs：流木止め（透過部）の高さ

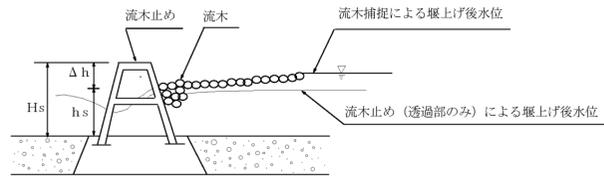


図-4.75 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ（Hs）の模式図

第1章 砂防えん堤

第4節 掃流区間における流木対策施設の設計

4.1 洪水、土砂量の規模等

掃流区間河道内あるいはその付近に流木対策施設を設置する場合は、洪水、土砂流の規模等を考慮して洪水や土砂流が安全に流下するように設計する。

『流・指・設P.8』

解説

豪雨時に発生する洪水の規模等（ピーク流量、流速、水深、含砂率）は、原則として「河川砂防技術基準(案)、調査編第5章流出計算、第6章粗度係数及び水位計算、河川砂防技術基準(案)計画編基本計画編、設計編第3章砂防施設の設計」に基づいて検討する。

洪水および土砂流の流速、水深等は土砂を含んだ流量を用いてマンニング式等により算出するものとし、流木を含むことによる流速、水深等への影響は考慮しないものとする。なお、流木の流速は洪水、土砂流の表面流速にほぼ等しいと考えられるので平均流速の約1.2倍として計算する。

4.2 流木捕捉工の設計

4.2.1 透過部の高さ

流木捕捉工の透過部の高さは、流木止めによる堰上げを考慮した水位に流木の捕捉に必要な高さを加えた値以上とする。

『流・指・設P.8』

解説

透過部は転石により閉塞しないように設計するものとし、透過部の高さは流木止めによる堰上げを考慮した水位に流木捕捉に必要な高さを加えた高さ以上とする。その概念を図-4.75に示す。これらの決定の手順を以下に示す。

- hs：流木止めによる堰上げを考慮した水位
- Δh：流木捕捉を考慮した割増し水深（ $\Delta h \geq 2d_{max}$ ）
- Hs：流木止め（透過部）の高さ

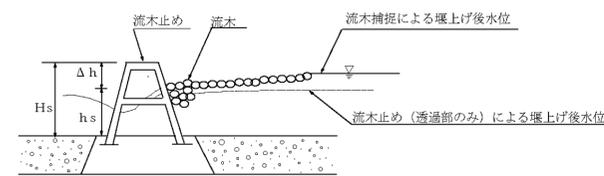


図-4.76 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ（Hs）の模式図

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(1) 堰上げ水位の計算

①堰上げ前の水深Dho、平均流速Uh

開水路形状：土砂混入流量により、 Manning式等により求める。

堰形状：土砂混入流量により堰の公式で求める。

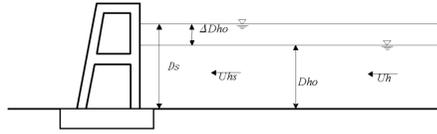


図-4.76 流木止めによる堰上げ水位

②流木止め工による堰上げ高

掃流区間に流木止め工を設置する場合には、大部分の流木は土砂流、洪水の表面を流下するため、これを捕捉するための流木止め工の高さは流木止め工による堰上げを考慮した土砂流や洪水の水位よりも高いことが必要である。

なお、縦部材のみによる堰上げの水位は次式により算定できる。

$$\Delta Dho = km \cdot \sin \theta m \cdot \left(\frac{Rm}{Bp} \right)^{4/3} \frac{Uh^2}{2g} \dots (37)$$

ここで、ΔDho：流木止め工縦部材による堰上げ高（m）、Km：縦部材の断面形状による係数（鋼管でKm≒2.0、角状鋼管でKm≒2.5、H形鋼ではKm≒3.0を用いる）、θm：縦部材の下流河床面に対する傾斜角（度）、Rm：縦部材の流下方向直交断面（m）、Bp：縦部材の純間隔（m）、Uh：上流側の流速（m/s）である。

③堰上げ後水深Ds

$$Ds = Dho + \Delta Dho \dots (38)$$

$$Uhs = \frac{Q}{Ds \cdot Bs} \dots (39)$$

ここに、Q：設計流量（m³/s）、Uhs：堰上げ後の平均流速（m/s）、Bs：流下幅（m）である。

第1章 砂防えん堤

(1) 堰上げ水位の計算

①堰上げ前の水深Dho、平均流速Uh

開水路形状：土砂混入流量により、 Manning式等により求める。

堰形状：土砂混入流量により堰の公式で求める。

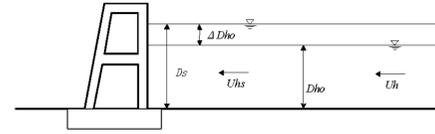


図-4.77 流木止めによる堰上げ水位

②流木止め工による堰上げ高

掃流区間に流木止め工を設置する場合には、大部分の流木は土砂流、洪水の表面を流下するため、これを捕捉するための流木止め工の高さは流木止め工による堰上げを考慮した土砂流や洪水の水位よりも高いことが必要である。

なお、縦部材のみによる堰上げの水位は次式により算定できる。

$$\Delta Dho = km \cdot \sin \theta m \cdot \left(\frac{Rm}{Bp} \right)^{4/3} \frac{Uh^2}{2g} \dots (参1)$$

ここで、ΔDho：流木止め工縦部材による堰上げ高（m）、Km：縦部材の断面形状による係数（鋼管でKm≒2.0、角状鋼管でKm≒2.5、H形鋼ではKm≒3.0を用いる）、θm：縦部材の下流河床面に対する傾斜角（度）、Rm：縦部材の直径（m）、Bp：縦部材の純間隔（m）、Uh：上流側の流速（m/s）である。

③堰上げ後水深Ds

$$Ds = Dho + \Delta Dho \dots (参2)$$

$$Uhs = \frac{Q}{Ds \cdot Bs} \dots (参3)$$

ここに、Q：設計流量（m³/s）、Uhs：堰上げ後の平均流速（m/s）、Bs：流下幅（m）である。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(2) 流木止め工の高さ (H_s)

土砂礫等による閉塞は無いものとし流木止め工の高さは、堰上げ高を加えた水深D_sに流木の捕捉に必要な高さ ΔH_sを加えたものとする。ΔH_sは流木捕捉時の流木のせり上がりを考慮して、少なくとも最大流木径の2倍を確保する。

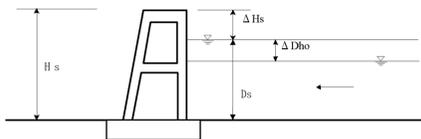


図-4.77 土砂礫等による閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

5.2.2 透過部における部材の純間隔

流木捕捉工の透過部における部材の純間隔は、透過部が転石で閉塞しない条件と流木を捕捉する条件とを満足するものとする。

【土・対・針 P.74】

解説

(1) 掃流により移動する最大礫径

掃流区間を流下する最大礫径は限界掃流力による移動限界礫径を参考に次の方法により求める。

①平均粒径に対する移動限界摩擦速度の2乗 U_{*cm}^2

次式から求める。

$$U_{*cm}^2 = 0.05 \cdot (\sigma / \rho - 1) \cdot g \cdot d_n \quad \dots (40)$$

ここで、 d_n ：河床材料の平均粒径 (m)、 σ ：砂礫の密度、一般に2600～2650kg/m³、 ρ ：泥水の密度、一般に1000～1200 kg/m³、 g ：重力加速度 (m/s²)

②摩擦速度の2乗 U_*^2

次式から求める

$$U_*^2 = g \cdot Dho \cdot I \quad \dots (41)$$

ここに、Dho：水深 (m)、I：河床勾配である。

③摩擦速度比の2乗 U_*^2 / U_{*cm}^2

①、②の値を用いて求める。

④図-4.78の縦軸 U_*^2 / U_{*cm}^2 が、③の U_*^2 / U_{*cm}^2 に等しい点に対する d_1/d_n を求める。

$$\frac{d_1}{d_n} > 0.4: \frac{U_{*c1}^2}{U_{*cm}^2} = \left(\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19 \cdot \left(\frac{d_1}{d_n} \right)} \right)^2 \cdot \left(\frac{d_1}{d_n} \right) \quad \dots (42)$$

第1章 砂防えん堤

(2) 流木止め工の高さ (H_s)

土砂礫等による閉塞は無いものとし流木止め工の高さは、堰上げ高を加えた水深D_sに流木の捕捉に必要な高さ ΔH_sを加えたものとする。ΔH_sは流木捕捉時の流木のせり上がりを考慮して、少なくとも最大流木径の2倍を確保する。

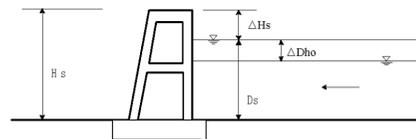


図-4.78 閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

4.2.2 透過部における部材の純間隔

流木捕捉工の透過部における部材の純間隔は、透過部が転石で閉塞しない条件と流木を捕捉する条件とを満足するものとする。

解説

(1) 掃流により移動する最大礫径

掃流区間を流下する最大礫径は限界掃流力による移動限界礫径を参考に次の方法により求める。

①平均粒径に対する移動限界摩擦速度の2乗 U_{*cm}^2

次式から求める。

$$U_{*cm}^2 = 0.05 \cdot (\sigma / \rho - 1) \cdot g \cdot d_n \quad \dots (参4)$$

ここで、 d_n ：河床材料の平均粒径 (m)、 σ ：砂礫の密度、一般に2600～2650kg/m³、 ρ ：泥水の密度、一般に1000～1200 kg/m³、 g ：重力加速度 (m/s²)

②摩擦速度の2乗 U_*^2

次式から求める

$$U_*^2 = g \cdot Dho \cdot I \quad \dots (参5)$$

ここに、Dho：水深 (m)、I：河床勾配である。

③摩擦速度比の2乗 U_*^2 / U_{*cm}^2

①、②の値を用いて求める。

④図-4.78の縦軸 U_*^2 / U_{*cm}^2 が、③の U_*^2 / U_{*cm}^2 に等しい点に対する d_1/d_n を求める。

$$\frac{d_1}{d_n} > 0.4: \frac{U_{*c1}^2}{U_{*cm}^2} = \left(\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19 \cdot \left(\frac{d_1}{d_n} \right)} \right)^2 \cdot \left(\frac{d_1}{d_n} \right) \quad \dots (参6)$$

【設計編 第1章 砂防堰堤】

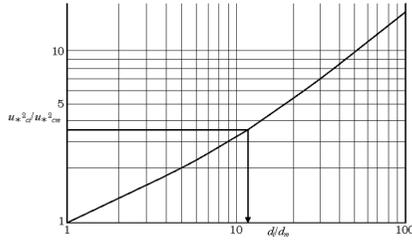


図-4.78 粒径別限界掃流力

⑤現地の最大転石と比較して、小さい方を最大粒径とする。

(2) 透過部の部材の純間隔

透過部が転石により閉塞しないために上で求めた最大転石が下記の条件を満足するように部材純間隔を設定する。

$$B_p \geq 2d_1 \quad \dots (43)$$

ここで、 B_p ：透過部の純間隔 (m)、 d_1 ：最大転石 (m) である。

流木を捕捉するために部材の純間隔は下記の式を満足する値とする。

$$(1/2) \cdot L_{wm} \geq B_p \quad \dots (44)$$

ここで、 L_{wm} ：最大流木長 (m) である。

部材の純間隔は上記の条件を満足する範囲で選定する。

5.2.3 全体の安定性の検討

流木捕捉工の安定性の検討に当たっては、流木捕捉工が流木等により完全に閉塞された状態でも安定であるように設計する。

【土・対・針 P.76】

解説

掃流区間における流木捕捉工の安定性の検討は、原則として「河川砂防技術基準 計画編」、
「河川砂防技術基準 設計編第3章砂防施設の設計」によるものとする。なお、単独で設置される
流木捕捉工の基礎部も含めた堰堤の高さは、堰堤高さ5m以下（床固工程度）を原則とするが、堰堤
高さ5mを超える場合は、以下の点に留意し検討するものとする。

- ・ 流木捕捉工の透過部の高さを出来るだけ低くするように水通し幅を広く取り水深を低くする。
- ・ 基礎厚が厚く基礎天端と下流河床面に大きな落差が生じる場合や流木捕捉工の高さが高く越流水に大きな落差が生じる場合には、前庭保護工を検討し安定を確保する。

第1章 砂防えん堤

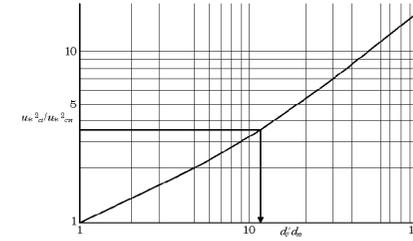


図-4.79 粒径別限界掃流力

⑤現地の最大転石と比較して、小さい方を最大粒径とする。

(2) 透過部の部材の純間隔

透過部が転石により閉塞しないために上で求めた最大転石が下記の条件を満足するように部材純間隔を設定する。

$$B_p \geq 2d_1 \quad \dots (参7)$$

ここで、 B_p ：透過部の純間隔 (m)、 d_1 ：最大転石 (m) である。

流木を捕捉するために部材の純間隔は下記の式を満足する値とする。

$$(1/2) \cdot L_{wm} \geq B_p \quad \dots (参8)$$

ここで、 L_{wm} ：最大流木長 (m) である。

部材の純間隔は上記の条件を満足する範囲で選定する。

4. 2. 3 全体の安定性の検討

流木捕捉工の安定性の検討に当たっては、流木捕捉工が流木等により完全に閉塞された状態でも安定であるように設計する。

解説

掃流区間における流木捕捉工の安定性の検討は、原則として「河川砂防技術基準 計画編」、
「河川砂防技術基準（案） 設計編第3章砂防施設の設計」によるものとする。なお、単独で設置
される流木捕捉工の基礎部も含めたえん堤の高さは、えん堤高さ5m以下（床固工程度）を原則とする
が、えん堤高さ5mを超える場合は、以下の点に留意し検討するものとする。

- ・ 流木捕捉工の透過部の高さを出来るだけ低くするように水通し幅を広く取り水深を低くする。
- ・ 基礎厚が厚く基礎天端と下流河床面に大きな落差が生じる場合や流木捕捉工の高さが高く越流水に大きな落差が生じる場合には、前庭保護工を検討し安定を確保する。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

掃流区間において、流木止め工が流木で閉塞された状態の場合は、図-4.79に示すように静水圧が作用する。この場合静水圧の大きさは透過部の閉塞密度（ K_{hw} ）に影響を受ける。ここでは完全に閉塞された状態を想定して $K_{hw}=1.0$ の静水圧（水の単位体積重量 $\gamma_w=11.77\text{kN/m}^3$ ）とする。掃流区域の透過型流木捕捉工の場合、礫による捕捉が生じないように設計するので、堆砂圧は考慮しない。

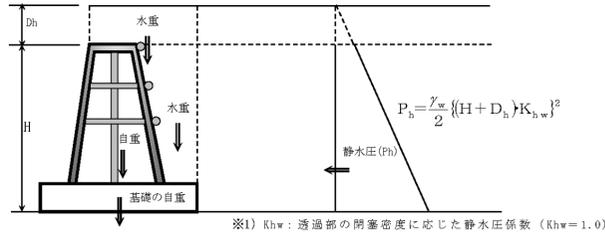


図-4.79 掃流区域の流木捕捉工の閉塞状況

表-4.38 流木対策施設（掃流区間）の設計外力（自重を除く）

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高5m以下 (基礎含む)			静水圧

5.2.4 部材の安定性の検討

掃流区間の流木捕捉工の透過部を構成する部材は、水圧および流木と礫の衝突に対して安全であるように設計する。

【土・対・針 P.78】

解説

土石流区間の流木捕捉工と同様に、透過部の構成断面は小さく重力式構造ではないので、部材の構造計算を行い、安全性を検証する。

流木の衝突による衝撃力は、設計編第1章2.6.6によるものとする。

掃流区間において、透過部材の構造計算に用いる設計外力としての流木の衝撃力の算定にあたっては、流木の衝突の計算における流速は表面流速を用いるものとし、下記の式で求める。流木は長軸が水流の方向と平行に落下し衝突する場合を想定して衝撃力を計算する。

$$U_{ss} = 1.2U_{sa} \dots\dots\dots (45)$$

ここで、 U_{sa} ：表面流速（m/s）、 U_{sa} ：せき上げ後の平均流速（m/s）である。

第1章 砂防えん堤

掃流区間において、流木止め工が流木で閉塞された状態の場合は、図-4.79に示すように静水圧が作用する。この場合静水圧の大きさは透過部の閉塞密度（ K_{hw} ）に影響を受ける。ここでは完全に閉塞された状態を想定して $K_{hw}=1.0$ の静水圧（水の単位体積重量 $\gamma_w=11.77\text{kN/m}^3$ ）とする。掃流区域の透過型流木捕捉工の場合、礫による捕捉が生じないように設計するので、堆砂圧は考慮しない。

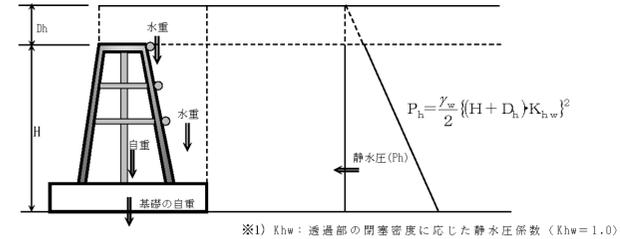


図-4.80 掃流区域の流木捕捉工の閉塞状況

表-4.37 流木対策施設（掃流区間）の設計外力（自重を除く）

	平常時	土石流時	洪水時
えん堤高5m以下 (基礎含む)			静水圧

4.2.4 部材の安定性の検討

掃流区間の流木捕捉工の透過部を構成する部材は、水圧および流木と礫の衝突に対して安全であるように設計する。

解説

土石流区間の流木捕捉工と同様に、透過部の構成断面は小さく重力式構造ではないので、部材の構造計算を行い、安全性を検証する。

流木の衝突による衝撃力は、設計編第1章2.6.6によるものとする。

掃流区間において、透過部材の構造計算に用いる設計外力としての流木の衝撃力の算定にあたっては、流木の衝突の計算における流速は表面流速を用いるものとし、下記の式で求める。流木は長軸が水流の方向と平行に落下し衝突する場合を想定して衝撃力を計算する。

$$U_{ss} = 1.2U_s \dots\dots\dots (38)$$

ここで、 U_{ss} ：表面流速（m/s）、 U_s ：平均流速（m/s）である。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

5.2.5 透過部以外の設計

流木捕捉工の各部の構造の検討に当たっては、流木捕捉工が流木等により閉塞された状態においても安定できるように設計する。また、流木の衝突による衝撃力に対する安定も検討する。

『土・対・計 P.79』

解説

流木捕捉工の各部の構造（水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、袖の構造、前庭保護工）の検討は、原則として河川砂防技術基準計画編、河川砂防技術基準設計編第3章によるものとする。即ち、流木捕捉工の各部の構造の検討に当たっては流木止め（透過部）の上流側が流木等により完全に閉塞されて水が透過できない状態を想定して、不透過型堰堤とみなして水通し断面、天端幅、下流法、基礎、前庭保護工を設計する。

流木捕捉工の水通し断面は、透過部への閉塞による土砂流・洪水流の越流に備えて原則として透過部の上に設ける。透過構造の天端から透過する水を考慮し、余裕高は見込まないものとする。追加

5.3 流木発生抑止工の設計

掃流区域の流木発生抑止工は、溪岸侵食抑制機能を効率的に発揮し、洪水に対して安全であるように設計する。

『土・対・計 P.80』

解説

掃流区域の流木発生抑止工は、護岸工および溪流保全工と同じ位置に同様の機能を持つように設置するものであるため、設計は河川砂防技術基準設計編第3章に従うものとする。

旧

第1章 砂防えん堤

4.2.5 透過部以外の設計

流木捕捉工の各部の構造の検討に当たっては、流木捕捉工が流木等により閉塞された状態においても安定できるように設計する。また、流木の衝突による衝撃力に対する安定も検討する。

『規・指・設P.14』

解説

流木捕捉工の各部の構造（水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、袖の構造、前庭保護工）の検討は、原則として「河川砂防技術基準（案）、計画編施設配置等計画編、設計編第3章砂防施設の設計」によるものとする。すなわち、流木捕捉工の各部の構造の検討にあたっては流木止め（透過部）の上流側が流木等により完全に閉塞されて水が透過できない状態を想定して、不透過型えん堤とみなして水通し断面、天端幅、下流法、基礎、前庭保護工を設計する。

流木捕捉工の水通し断面は、透過部への閉塞による土砂流・洪水流の越流に備えて原則として透過部の上にもうける。

4.3 流木発生抑止工の設計

掃流区域の流木発生抑止工は、溪岸侵食抑制機能を効率的に発揮し、洪水に対して安全であるように設計する。

『規・指・設P.14』

解説

掃流区域の流木発生抑止工は、護岸工および溪流保全工と同じ位置に同様の機能を持つように設置するものであるため、設計は「建設省河川砂防技術基準（案）、設計編第3章砂防施設の設計」に従うものとする。

第5節 副堤における流木止め工の設置

既設砂防えん堤の流木捕捉機能の付加、または、地形条件、土地利用上の制限から、副堤に流木止め工を設置する場合は、掃流区間における設計方法を準用するものとする。

『規・指・設P.15』

削除

【4. 設計編】第2章 床固工（溪流保全工内に設置するものを除く）

新	旧
<p>【設計編】 第2章 床固工（溪床堆積土砂移動防止工）</p> <p style="text-align: right;">更新</p> <p style="text-align: center;">第2章 床固工（溪床堆積土砂移動防止工）</p> <p>床固工は、溪床の縦侵食防止、溪床堆積物の再移動防止により溪床を安定させるとともに、溪岸の侵食又は崩壊などの防止又は軽減を目的とした施設である。なお、床固工は、護岸工などの基礎の洗掘を防止し、保護する機能も有する。</p> <p>床固工の概略の位置は、次の事項を考慮して計画するものとする。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 溪床低下のおそれのある箇所計画する。 2. 工作物の基礎を保護する目的の場合には、これらの工作物の下流に計画する。 3. 溪岸の侵食、崩壊及び地すべりなどの箇所においては、原則としてその下流に計画する。 <p style="text-align: right;">『国・河・計（施） P.83』</p> <p>解説</p> <p>床固工は、流水の掃流力などによる溪床の低下を防ぐとともに、不安定土砂の移動を防ぎ、土石流などの発生を抑制する機能や溪床勾配の緩和、乱流防止により溪岸の侵食・崩壊を防止・軽減する機能を有する。</p> <p>溪岸侵食・崩壊の発生箇所もしくは縦侵食の発生が問題となる区間の延長が長い場合には、床固工を複数基配置するなどの検討を行い、溪床、溪岸の安定を図る。単独床固工の下流及び床固工群の間隔が大きいく、縦侵食の発生、あるいはそのおそれがある箇所には帯工を配置する。</p> <p>位置選定の条件として</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 溪流の屈曲部においては、屈曲区間を避けてその下流に計画するとよい。 ② 溪流の幅員が広く乱流のはなはだしい箇所に設けて整流を行う。 <p>第1節 床固工の設計</p> <p>1.1 床固工の設計</p> <p>床固工の設計にあたっては、その目的が達成されるようにするとともに、安全性および将来の維持管理面等についても考慮するものとする。</p> <p style="text-align: right;">『国・河・設 P.496』</p> <p>解説</p> <p>本章で述べる床固工は、縦侵食を防止して溪床の安定を計り、溪床堆積物の流出を防止し、山脚を固定するために設置するものであり、溪流保全工内に設置する床固工（「第5章溪流保全工第5節溪流保全工内の床固工」に準ずる）とは区別する。ただし、溪流保全工の上流端に設置する床固工（止めの床固工）は本章に準ずるものとする。</p> <p>床固工の規模、位置の選定にあたっては、上記の目的を十分検討し決定しなければならない。</p> <p>(1) 方向</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 床固工の方向は、原則として計画箇所下流部の流心線に直角とする。 2. 床固工を階段状に計画する場合の各床固工の方向は、原則として各計画箇所下流の流心線に直角とし、各床固工水通しの中心点はその直上流の床固工水通しの中心点における流心線上に定めるものとする。 	<p>第2章 床固工</p> <p style="text-align: right;">更新</p> <p style="text-align: center;">第2章 床固工（溪流保全工内に設置するものを除く）</p> <p>床固工の設計にあたっては、その目的が達成されるようにするとともに、安全性および将来の維持管理面等についても考慮するものとする。</p> <p style="text-align: right;">『河・砂・設 P.184』</p> <p>解説</p> <p>本章で述べる床固工は、縦侵食を防止して溪床の安定を計り、溪床堆積物の流出を防止し、山脚を固定するために設置するもので、溪流保全工内に設置する床固工は区別し、第5章溪流保全工によるものとする。ただし、溪流保全工の上流端に設置する床固工（止めの床固工）は本章に準ずるものとする。</p> <p>床固工の規模、位置の選定にあたっては、上記の目的を十分検討し決定しなければならない。</p> <p>第1節 基本的構造</p> <p>1.1 位置</p> <p>床固工の位置は一般的には次のように計画する。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 溪床低下の恐れのある箇所に計画する。 ② 支流が合流する場合は、合流点下流に位置を選ぶ。 ③ 工作物の基礎を保護する目的の場合には、それら工作物の下流部に計画する。 ④ 溪岸決壊、崩壊、及び地すべりなどの箇所においては、原則としてその下流に計画する。 <p style="text-align: right;">『（新）国・河・計 P.181』</p> <p>解説</p> <p>位置選定の条件として</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 溪流の屈曲部においては、屈曲区間を避けてその下流に計画するとよい。 ② 溪流の幅員が広く乱流のはなはだしい箇所に設けて整流を行う。 <p>1.2 方向</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 床固工の方向は、原則として計画箇所下流部の流心線に直角とする。 2. 床固工を階段状に計画する場合の各床固工の方向は、原則として各計画箇所下流の流心線に直角とし、各床固工水通しの中心点はその直上流の床固工水通しの中心点における流心線上に定めるものとする。 <p style="text-align: right;">『河・砂・計 P.178』</p> <p>解説</p> <p>床固工における水通しの越流水は理論上床固工の方向に直角に放射されるものである。床固工水通し天端下流端中心を床固工の中心点と定める理由もここにある。床固工の方向を定めるにあたっては、水通しの幅一杯に越流する洪水が、床固工上下流部両岸、あるいはそこにある工作物に衝撃を与え害を及ぼさないよう注意しなければならない。したがって、方向は単独床固工にあっては下流の流心線に直角とし、また階段状の床固工群にあっては直上流床固工の水通し中心点における下流流心線上に床固工の水通し中心点があるよう各床固工の水通し位置を定めるのである。</p>
<p style="text-align: center;">4-109</p>	<p style="text-align: center;">4-110</p>

【設計編】 第2章 床固工（渓床堆積土砂移動防止工）

床固工における水通しの越流水は理論上床固工の方向に直角に放射されるものである。床固工水通し天端下流端中心を床固工の中心点と定める理由もここにある。床固工の方向を定めるにあたっては、水通しの幅一杯に越流する洪水流が、床固工上下流部两岸、あるいはそこにある工作物に衝撃を与え、害を及ぼさないよう注意しなければならない。したがって、方向は単独床固工にあつては下流の流心線に直角とし、また階段状の床固工群にあつては直上流床固工の水通し中心点における下流流心線上に床固工の水通し中心点があるよう各床固工の水通し位置を定めるのである。



図-4.80 床固工の方向

(2) 高さ

1. 床固工の高さは通常の場合5m程度以下とし、水叩き及び垂直壁を設けるときの落差3.5～4.5mが限度である。
2. 床固工の高さ（水叩き垂直壁を設置する場合を含む）が、5m程度を必要とする場合及び床固工を長区間にわたって設ける必要がある場合は、階段状に計画するのが適当である。
3. 単独床固工の下流及び階段状床固群の間隔が大きく、なお縦侵食が行われ、あるいはその恐れがある場合は、帯工を計画する。

更新

床固工は原則として縦侵食を防いで渓床を安定せしめあるいは維持し、さらに工作物基礎の洗掘を防止するのが目的であるから、高さを規定することは困難であるが、5m程度以下が普通で高いものを必要としない。また、床固工の施工箇所は河岸の地形から高いものは施工困難の場合が多い。したがって、床固工1基によって安定し得る渓床の延長には限度があり、相当長区間にわたって縦侵食が行われ、あるいは溪流沿いの工作物の延長が長い場合には、階段状に床固工群を計画する必要が起ってくる。

(3) 渓床勾配

①一般

1. 床固工は、一般に溪流の上流部が安定している場合の、あるいは荒廃していても砂防工事の進行した後の下流部において侵食が行われるところに計画するもので、床固工によって新しく渓床勾配が形成されることが多い。
2. 床固工によって形成される渓床勾配は、上流部の状態がよく、流下する砂礫の形状が小さいほど緩となることに注目すべきである。

第2章 床固工



図-4.81 床固工の方向

1.3 高さ

1. 床固工の高さは通常の場合5 m程度以下とし、水叩き及び垂直壁を設けるときの落差3.5～4.5 mが限度である。
2. 床固工の高さ（水叩き垂直壁を設置する場合を含む）が、5 m程度を必要とする場合及び床固工を長区間にわたって設ける必要がある場合は、階段状に計画するのが適当である。
3. 単独床固工の下流及び階段状床固群の間隔が大きく、なお縦侵食が行われ、あるいはその恐れがある場合は、帯工を計画する。

〔河・砂・計 P.179〕

解説

床固工は原則として縦侵食を防いで渓床を安定せしめあるいは維持し、さらに工作物基礎の洗掘を防止するのが目的であるから、高さを規定することは困難であるが、5 m程度以下が普通で高いものを必要としない。また、床固工の施工箇所は河岸の地形から高いものは施工困難の場合が多い。したがって、床固工1基によって安定し得る渓床の延長には限度があり、相当長区間にわたって縦侵食が行われ、あるいは溪流沿いの工作物の延長が長い場合には、階段状に床固工群を計画する必要が起ってくる。

更新

1.4 渓床勾配

1. 4. 1 一般

1. 床固工は、一般に溪流の上流部が安定している場合の、あるいは荒廃していても砂防工事の進行した後の下流部において侵食が行われるところに計画するもので、床固工によって新しく渓床勾配が形成されることが多い。
2. 床固工によって形成される渓床勾配は、上流部の状態がよく、流下する砂礫の形状が小さいほど緩となることに注目すべきである。

〔河・砂・計 P.180〕

解説

溪流の上流部が荒廃しているときは、盛んに砂礫が流送されて下流部渓床が上昇する傾向が強くなり、縦侵食を伴わないのが普通で、床固工の施工は時期が早すぎるか、またはその必要がない。

このような場合はまず上流部に砂防工事を施工する。上流部が荒廃していない場合には、下流部に縦侵食が起って床固工の必要が生じてくる。すなわち上流から土砂の流送が全くないか、また

【設計編】 第2章 床固工（渓床堆積土砂移動防止工）

渓流の上流部が荒廢しているときは、盛んに砂礫が流送されて下流部渓床が上昇する傾向が強く、縦侵食を伴わないのが普通で、床固工の施工は時期が早すぎるか、またはその必要がない。

このような場合はまず上流部に砂防工事を施工する。上流部が荒廢していない場合には、下流部に縦侵食が起こって床固工の必要が生じてくる。すなわち上流から土砂の流送が全くないか、またはわずかの場合に縦侵食が行われるから、この部分に設ける床固の上流には現勾配と異なった渓床勾配が形成され、しかも上流部の状態がよければよいほど、また砂防工事が進行すればするほど、形成される勾配も小さな値をとるものである。

②計画勾配

1. 渓流の渓床勾配は、流量すなわち流速及び水深と渓床の抵抗力によって定まるもので、したがって、床固工の上流渓床の計画勾配はこれを考慮して、侵食と堆積の起こらない、その流路に適合したもので定めなければならない。

2. 床固工下流のり先は越流水流によって深掘され、渓床が低下するから、階段状床固工群間の計画勾配決定に当たっては特にこの点に注意を要する。

3. したがって、階段状床固工群においては基礎は下流床固工の計画渓床勾配線以下に根入れをしなければならない。

③階段状床固工

1. 階段状床固工群施工区間においては、渓床勾配の屈折と曲流部の深掘によって起こる渓床勾配の局部的変動に注意しなければならない。

渓流の渓床勾配は下流になるにしたがって緩やかとなるのが普通で、これによるはっきりした勾配の屈折が階段状床固工群施工区間に存在するか否かを特に注意し、それが存在する場合には床固工の高さと数を検討のうえ、床固工間の計画勾配がほぼ一致するようにしなければならない。また、曲流部の外側は水流によって渓床が深掘されるのが普通であるから、深掘程度の推定に努め、これが渓床勾配に与える変動を検討する必要がある。

1.2 設計順序

床固工の設計は図-4.81の順序で行う。 『砂・公 P.145』

解説

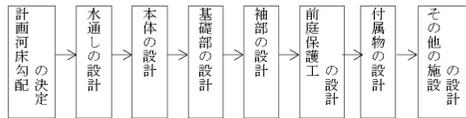


図-4.81

更新

第2章 床固工

はわずかの場合に縦侵食が行われるから、この部分に設ける床固の上流には現勾配と異なった渓床勾配が形成され、しかも上流部の状態がよければよいほど、また砂防工事が進行すればするほど、形成される勾配も小さな値をとるものである。

1. 4. 2 計画勾配

1. 渓流の渓床勾配は、流量すなわち流速及び水深と渓床の抵抗力によって定まるもので、したがって、床固工の上流渓床の計画勾配はこれを考慮して、侵食と堆積の起こらない、その流路に適合したもので定めなければならない。

2. 床固工下流のり先は越流水流によって深掘され、渓床が低下するから、階段状床固工群間の計画勾配決定に当たっては特にこの点に注意を要する。

3. したがって、階段状床固工群においては基礎は下流床固工の計画渓床勾配線以下に根入れをしなければならない。

『河・砂・計 P.180』

1. 4. 3 階段状床固工

階段状床固工群施工区間においては、渓床勾配の屈折と曲流部の深掘によって起こる渓床勾配の局部的変動に注意しなければならない。

『河・砂・計 P.180』

解説

渓流の渓床勾配は下流になるにしたがって緩やかとなるのが普通で、これによるはっきりした勾配の屈折が階段状床固工群施工区間に存在するか否かを特に注意し、それが存在する場合には床固工の高さと数を検討のうえ、床固工間の計画勾配がほぼ一致するようにしなければならない。また、曲流部の外側は水流によって渓床が深掘されるのが普通であるから、深掘程度の推定に努め、これが渓床勾配に与える変動を検討する必要がある。

更新

第2節 床固工の設計

2.1 設計順序

床固工の設計は図-4.81の順序で行う。 『河・砂・設 P.18』

解説



図-4.82

新

【設計編】 第2章 床固工（溪床堆積土砂移動防止工）

1.3 床固工の名称

本堤・水叩・垂直壁・側壁からなるものであり、各部の名称は下図のとおりである。

解説

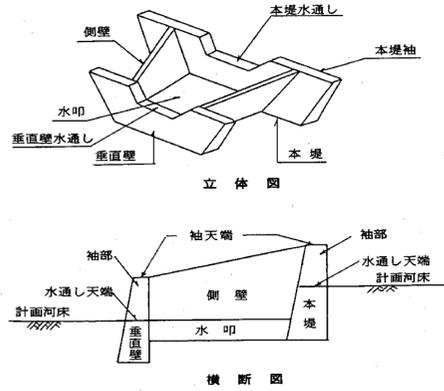
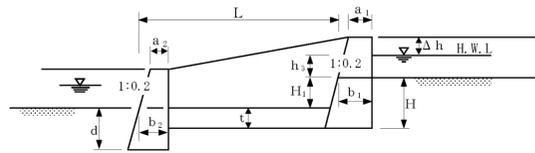


図-4.82

[床固工各部の寸法及び記号]



- L : 水叩き長 (m)
- a₁ : 本堤袖天端幅 (m)
- a₂ : 垂直壁袖天端幅 (m)
- b₁ : 本堤水通し天端幅 (m)
- b₂ : 垂直壁水通し天端幅 (m)
- H₁ : 床固工の落差 (m)
- h₃ : 計画水深 (m)
- Δh : 余裕高 (m)
- t : 水叩き厚 (m)
- d - t : 根入れ (m)

図-4.83

旧

第2章 床固工

2.2 床固工の名称

本堤・水叩・垂直壁・側壁からなるものであり、各部の名称は下図のとおりである。

【河・砂・設P.4】

解説

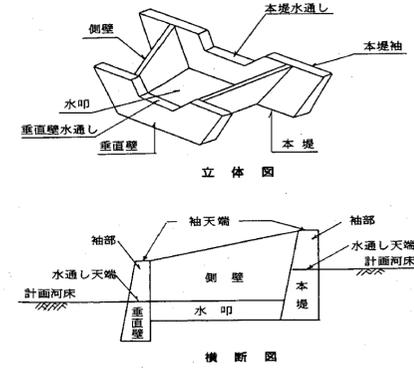
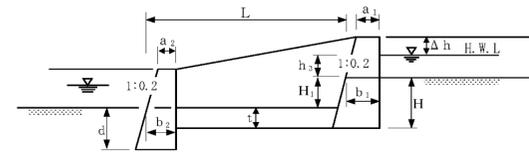


図-4.83

[床固工各部の寸法及び記号]



- L : 水叩き長 (m)
- a₁ : 本堤袖天端幅 (m)
- a₂ : 垂直壁袖天端幅 (m)
- b₁ : 本堤水通し天端幅 (m)
- b₂ : 垂直壁水通し天端幅 (m)
- H₁ : 床固工の落差 (m)
- h₃ : 計画水深 (m)
- Δh : 余裕高 (m)
- t : 水叩き厚 (m)
- d - t : 根入れ (m)

図-4.84

新

【設計編】 第2章 床固工（溪床堆積土砂移動防止工）

1.4 断面形状

更新

本体の設計は堰堤工（設計編第1章第2節）を準用して行うものとする。
袖天端幅の最小幅は0.5mとする。
ただし、前述は重力式コンクリート型式によるものであり、地すべり地や軟弱地盤等の特殊な条件により枠床固工、ブロック床固工、鋼製床固工、蛇籠床固工等を採用する場合は、その使用する部材及び現地条件に応じた設計により安定を確かめため断面を決定しなければならない。

1.5 安定計算に用いる荷重および数値

更新

安定計算に用いる荷重および数値は、堰堤工（設計編第1章2.6.1、設計編第1章1.2.1）に準ずるものとする。

『図・河・設 P.496』

1.6 水通しの設計

更新

床固工の水通しは、堰堤工（設計編第1章第2節）に準ずるものとする。

『図・河・設 P.496』

解説

水通し断面は計画流量を安全に流下させねばならない。

一般に床固工は、単独で計画されることは少なく、計画溪床勾配のもとに階段状に設置されることが多いことから、対象流量が流路を流下するものとして平均流速と計画流量とから求めることができる。

また、最上流に設置するいわゆる止めの床固工は、砂防堰堤と同様、上流側に貯砂することを考慮して堰の越流公式により算出する。

1.7 本体の設計

追加

床固工の本体は、堰堤工（設計編第1章第2節）に準ずるものとする。

『図・河・設 P.496』

1.8 袖部の設計

更新

床固工の袖は、堰堤工（設計編第1章第2節）に準ずるものとする。

『図・河・設 P.496』

解説

袖部は堰堤工に準ずることとするが、護岸工と組合せによるいわゆる溪流保全工の計画による場合は、袖天端の勾配は必要ない。

旧

第2章 床固工

2.3 断面形状

本体の設計はえん堤工（設計編第1章第3節）を準用して行うものとするが、高さ2～3m程度の場合は経験的に、天端幅は1.0～1.5m、下流法勾配2分、上流法は直として設計して支障ない。

更新

袖天端幅の最小幅は0.5mとする。

ただし、前述は重力式コンクリート型式によるものであり、地すべり地や軟弱地盤等の特殊な条件により枠床固工、ブロック床固工、鋼製床固工、蛇籠床固工等を採用する場合は、その使用する部材及び現地条件に応じた設計により安定を確かめため断面を決定しなければならない。

2.4 水通しの設計

水通し断面の決定はえん堤工（設計編第1章2.6.2）に準ずるものとするが、護岸工と組合せによるいわゆる溪流保全工の計画による場合は、溪流保全工断面に合致することとなる。

更新

解説

水通し断面は計画流量を安全に流下させねばならない。

一般に床固工は、単独で計画されることは少なく、計画溪床勾配のもとに階段状に設置されることが多いことから、対象流量が流路を流下するものとして平均流速と計画流量とから求めることができる。

また、最上流に設置するいわゆる止めの床固工は、砂防えん堤と同様、上流側に貯砂することを考慮して堰の越流公式により算出する。

2.5 袖部の設計

袖部はえん堤工（設計編第1章2.6.2）に準ずることとするが、護岸工と組合せによるいわゆる溪流保全工の計画による場合は、袖天端の勾配は必要ない。

更新

『河・砂・設P.204』

2.6 基礎部の設計

床固工の基礎はえん堤工（設計編第1章2.6.2）に準じて設計するものとする。

『河・砂・設P.199』

更新

解説

十分な地盤支持力、せん断摩擦抵抗力を持つ地盤に設けるものとされているが、そうでない場合は堤底幅を広くして応力の分散をさせるか、基礎杭工法、ケーソン工法等により改善を図るのが一般的である。

2.7 前庭保護工の設計

原則として前庭保護工を設けるものとし、その設計はえん堤工（設計編第1章2.6.7）に準ずる。

『河・砂・設P.204』

更新

【設計編】 第2章 床固工（溪床堆積土砂移動防止工）

1.9 基礎部の設計

床固工の基礎は、堰堤工（設計編第1章第2節）に準ずるものとする。

『国・河・設 P.496』

更新

解説

十分な地盤支持力、せん断摩擦抵抗力を持つ地盤に設けるものとされているが、そうでない場合は堤底幅を広くして応力の分散をさせるか、基礎杭工法、ケーソン工法等により改善を図るのが一般的である。

1.10 前庭保護工の設計

床固工の前庭保護工は、堰堤工（設計編第1章第2節）に準ずるものとする。

『国・河・設 P.496』

更新

1.11 帯工の設計

床固工の帯工は、計画河床を維持しうる構造として設計するものとする。

『国・河・設 P.496』

追加

【4. 設計編】第3章 護岸工

新	旧
<p style="text-align: center;">【設計編】 第3章 護岸工</p> <p style="text-align: center;">第3章 護岸工</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>護岸工は、溪岸の侵食・崩壊などの防止を目的とした施設である。 護岸工は、土砂の移動もしくは流水により、水衝部などの溪岸の侵食又は崩壊が発生、あるいはそのおそれがある箇所や山脚の固定あるいは侵食防止が必要な箇所に計画するものとする。</p> <p style="text-align: right;">『国・河・計 (施) P.84』</p> </div> <p>解説 護岸工は、溪岸の侵食・崩壊などの防止を目的とした施設である。 護岸工を設置することにより水際線の環境を単調なものとしてしまう可能性があるため、その設置範囲は必要最低限とし、溪流内の自然度が高くなるように配慮するのが望ましい。</p> <p>第1節 護岸工の設計 1.1 護岸工の設計</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>護岸工の設計にあたっては、その目的である機能が発揮され、流水、流送土砂等の外力に対して安全にするとともに、維持管理面等についても考慮するものとする。</p> <p style="text-align: right;">『国・河・設 P.49』</p> </div> <p>解説 (1) 位置の選定</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 溪流において、水流あるいは流路の湾曲によって、水衝部あるいは凹部溪岸山腹の崩壊の恐れがある場合、護岸工を計画する。 2. 溪流下流部の土砂堆積地、または耕地及び住宅地などの区域において、溪岸が決壊もしくはその恐れがある場合、護岸工を計画する。 3. 溪岸の決壊または崩壊防止のためには、床固工あるいは堰場工のほか、山脚の根固に護岸工を必要とする場合が多い。 <p style="text-align: center;">目的により、直接に護岸を計画するものと、導流護岸または流路の変更を図ってこれら危険な箇所に直接水流が激突するのを避ける位置とする。</p> <div style="text-align: center; margin: 10px 0;"> <p>図-4.84 護岸工の位置</p> </div> <p>(2) 高さ</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 護岸工の天端高は計画高水位に余裕高を加えた高さとする。 2. 溪流の曲線部における凹岸の護岸は、強固に計画するとともに、特に天端高を増さなければならぬ。 <p style="text-align: center;">4-115</p>	<p style="text-align: center;">第3章 護岸工</p> <p style="text-align: center;">第3章 護岸工</p> <p>第1節 基本的構造 1.1 位置の選定</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <ol style="list-style-type: none"> ① 溪流において、水流あるいは流路の湾曲によって、水衝部あるいは凹部溪岸山腹の崩壊の恐れがある場合、護岸工を計画する。 ② 溪流下流部の土砂堆積地、または耕地及び住宅地などの区域において、溪岸が決壊もしくはその恐れがある場合、護岸工を計画する。 ③ 溪岸の決壊または崩壊防止のためには、床固工あるいは堰場工のほか、なお山脚の根固に護岸工を必要とする場合が多い。 <p style="text-align: right;">『河・砂・計P.18』</p> </div> <p>解説 目的により、直接に護岸を計画するものと、導流護岸または流路の変更を図ってこれら危険な箇所に直接水流が激突するのを避ける位置とする。</p> <div style="text-align: center; margin: 10px 0;"> <p>図-4.85 護岸工の位置</p> </div> <p>1.2 法線</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>護岸の法線は、溪床勾配、流向、出水状況等を考慮して定めるものとする。</p> <p style="text-align: right;">『河・砂・設 P.21』</p> </div> <p>解説 法線の湾曲が著しい場合は、洪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いため、できるだけ地形条件の範囲内で溪床勾配を勘案し、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。</p> <p>1.3 高さ</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <ol style="list-style-type: none"> 1. 護岸工の天端高は計画高水位に余裕高を加えた高さとする。 2. 溪流の曲線部における凹岸の護岸は、強固に計画するとともに、特に天端高を増さなければならぬ。 <p style="text-align: right;">『河・砂・計P.182』</p> </div> <p style="text-align: center;">4-115</p>

追加

新

【設計編】 第3章 護岸工

(3) 堰堤等への取付け

1. 堰堤および床固工上流に計画する護岸工天端は、堰堤および床固工の袖天端と同高またはそれ以上の高さに取り付けなければならない。

堰堤および床固工の袖高は水通しにおける計画高水位以上にとってあるから、この天端と同高または、それ以上に護岸工の天端を取り付けることが必要であった、これを怠ると高水流が護岸を越流して床固工あるいは堰堤の袖の地山取付け部分が決壊する恐れがある。同時に堰堤および床固工における袖の角部の破損を防止するために、原則として急流部では袖と護岸の両法面を一致して取り付け、水流に対する突出を避けなければならない。

(2) 浜床勾配

1. 護岸工施工区間の浜床勾配については、第2章1.1(3)浜床勾配および第5章1.6縦断計画に準ずる。
2. 浜流曲線部の凹岸および水衝部に護岸工を施工するときは、施工前に比べて護岸よりの浜床が洗掘されやすく、浜流の横断面と浜床勾配に変化を与えるから注意を要する。

浜床勾配、特に計画浜床勾配は、護岸工の天端および基礎の縦断勾配と基礎根入深とを決定する重大要素であるから、第2章1.1(3)浜床勾配および第5章1.6縦断計画を参照して慎重に検討しなければならない。次に浜流の曲流部および乱流部分において、流路の凸部には土砂が堆積し、反対に凹部は浜床が洗掘される傾向があり、その程度は流速が増すに従って大きく、護岸施工区間の横断面と浜床縦断勾配が計画と相違してくるからあらかじめ検討することが肝要である。

1.2 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・河・設 P.497』

解説

護岸工の種類は、一般にはコンクリート護岸工、コンクリートブロック護岸工、石積み護岸工がある。

1.3 法線

護岸の法線は、河床勾配、流向、出水状況等を考慮して定めるものとする。

『河・河・設 P.497』

解説

法線の湾曲が著しい場合は、洪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ので、できるだけ地形条件の範囲内で浜床勾配を勘案し、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。

追加

更新

旧

第3章 護岸工

1.4 えん堤等への取付け

えん堤および床固工上流に計画する護岸工天端は、えん堤および床固工の袖天端と同高またはそれ以上の高さに取り付けなければならない。

『河・砂・計P.182』

解説

えん堤工および床固工の袖高は水通しにおける計画高水位以上にとってあるから、この天端と同高または、それ以上に護岸工の天端を取り付けることが必要であった、これを怠ると高水流が護岸を越流して床固工あるいはえん堤の袖の地山取付け部分が決壊する恐れがある。同時にえん堤および床固工における袖の角部の破損を防止するために、原則として急流部では袖と護岸の両法面を一致して取り付け、水流に対する突出を避けなければならない。

1.5 浜床勾配

1. 護岸工施工区間の浜床勾配については、第2章1.4浜床勾配および第5章1.6縦断計画に準ずる。
2. 浜流曲線部の凹岸および水衝部に護岸工を施工するときは、施工前に比べて護岸よりの浜床が洗掘されやすく、浜流の横断面と浜床勾配に変化を与えるから注意を要する。

『河・砂・計P.182』

解説

浜床勾配、特に計画浜床勾配は、護岸工の天端および基礎の縦断勾配と基礎根入深とを決定する重大要素であるから、第2章1.4浜床勾配および第5章1.6縦断計画を参照して慎重に検討しなければならない。次に浜流の曲流部および乱流部分において、流路の凸部には土砂が堆積し、反対に凹部は浜床が洗掘される傾向があり、その程度は流速が増すに従って大きく、護岸施工区間の横断面と浜床縦断勾配が計画と相違してくるからあらかじめ検討することが肝要である。

第2節 護岸工の設計

護岸工の設計に当たっては、その目的である機能が十分発揮されるよう流水、土石等の外力に対して安全堅固とするとともに、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

『河・砂・設P.20』

2.1 構造

護岸工の型式には自立式とモタレ式があり、護岸工の背面の地形、地質条件等によって選定する。護岸のり勾配は、浜床勾配の急なほど急勾配とする。

『河・砂・設P.21』

解説

護岸工の種類は、一般にはコンクリート護岸工、コンクリートブロック護岸工、石積み護岸工がある。

削除

新

【設計編】 第3章 護岸工

更新

1.4 取付け

護岸工の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとする。

『図・河・設 P.497』

更新

1.5 基礎根入れ

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

『図・河・設 P.497』

解説

基礎部の洗掘に対して、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決めなければならない。

また、護岸工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。計画溪床が定められている場合は、それより1.0m以上根入れを行うことが望ましい。

更新

1.6 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ものとする。

『図・河・設 P.497』

解説

根固工は、自重と粗度により流れによる護岸工の基礎部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。

旧

第3章 護岸工

2.2 取付け

護岸工の上下流端は、原則として堅固な地盤に取付けなければならない。

『河・砂・設P.21』

2.3 基礎根入れ

護岸工の根入れは、洪水時の溪床洗掘及び既往の洗掘等を勘案して、安全な深さまで行うようにしなければならない。

『河・砂・設P.21』

解説

基礎部の洗掘に対して、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決めなければならない。

また、護岸工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。計画溪床が定められている場合は、それより1.0m以上根入れを行うことが望ましい。

2.4 根固工

護岸工の基礎部において、洗掘のおそれがある場合は、必要に応じて根固工を設置する。

『河・砂・設P.22』

解説

根固工は、自重と粗度により流れによる護岸工の基礎部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。

【4. 設計編】第4章 水制工

新	旧
<p>【設計編】 第4章 水制工</p> <p style="text-align: center;">第4章 水制工</p> <p>第1節 水制工の設計</p> <p>1.1 水制工の設計</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>水制工の設計にあたっては、流送土砂形態、対象流量、河床材料、渓床変動等を考慮し、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、維持管理面等についても考慮するものとする。</p> </div> <p style="text-align: right;">『河・河・設 P.494』 更新</p> <p>解説</p> <p>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ものとする。</p> <p>(1) 位置</p> <p>1. 水制工は、一般に溪流の下部部または砂礫円錐地帯の渓床幅が大で渓床勾配の急でない個所に計画する。</p> <p>2. 直線に近い区域で両岸に水制を計画する場合は、水制の頭部を対立させ、その中心線の延長が中央で交わるように位置を定める。</p> <p>水制工は一般に溪流の下部部、あるいは砂礫円錐地帯の乱流区域に計画することが多く、かかる区域では左右両岸対称の位置に計画して各水制頭部間の新水路渓床を水流で低下させ、同時に水制間に土砂を堆積せしめ、流路が固定するおよんで水制頭部を導流工あるいは護岸工で連結させ、整治を完了するのである。</p> <p>(2) 水衝部</p> <p>1. 溪流上部部においても、溪流沿いの水流の衝撃に起因する崩壊の脚部等に水制を設け、水流を遠ざけて崩壊の増大を阻止する。</p> <p>荒廃溪流の上部部においては、水制工を計画することはまれであるが、有利な場合が相当ある。すなわち、短区間の崩壊地においては、崩壊の上流端に下向き非越流水制を一つ計画し、水流を崩壊の脚より遠ざけることによって、崩壊の増大を防止することができる。また、崩壊地が長区間にわたる場合は、多数の非越流水制を計画するのである。一般に崩壊箇所に対しては片岸のみ計画するが多い。</p> <p>(3) 方向</p> <p>1. 溪流においては上向き水制が有利であるが、普通は直角水制を用いることが多い。流線またはその接線に対して70°～90°の間の角度が適当である。</p> <p>直角水制においては水制間の中央に土砂の堆積を生じ、頭部における渓床の洗掘は比較的弱く、下向き水制においては水制間の砂礫堆積は直角水制より少なく、また頭部の洗掘は最も弱い。上向き水制の場合は水制間の砂礫の堆積は渓岸や水制に沿い前二者よりもはるかに多いが、</p> <p style="text-align: center;">4-118</p>	<p>第4章 水制工</p> <p style="text-align: center;">第4章 水制工</p> <p>第1節 基本的構造</p> <p>1.1 位置</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>1. 水制工は、一般に溪流の下部部または砂礫円錐地帯の渓床幅が大で渓床勾配の急でない個所に計画する。</p> <p>2. 直線に近い区域で両岸に水制を計画する場合は、水制の頭部を対立させ、その中心線の延長が中央で交わるように位置を定める。</p> </div> <p style="text-align: right;">『河・砂・計P.183』</p> <p>解説</p> <p>水制工は一般に溪流の下部部、あるいは砂礫円錐地帯の乱流区域に計画することが多く、かかる区域では左右両岸対称の位置に計画して各水制頭部間の新水路渓床を水流で低下させ、同時に水制間に土砂を堆積せしめ、流路が固定するおよんで水制頭部を導流工あるいは護岸工で連結させ、整治を完了するのである。</p> <p>1.2 水衝部</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>溪流上部部においても、溪流沿いの水流の衝撃に起因する崩壊の脚部等に水制を設け、水流を遠ざけて崩壊の増大を阻止する。</p> </div> <p style="text-align: right;">『河・砂・計P.183』</p> <p>解説</p> <p>荒廃溪流の上部部においては、水制工を計画することはまれであるが、有利な場合が相当ある。すなわち、短区間の崩壊地においては、崩壊の上流端に下向き非越流水制を一つ計画し、水流を崩壊の脚より遠ざけることによって、崩壊の増大を防止することができる。また、崩壊地が長区間にわたる場合は、多数の非越流水制を計画するのである。一般に崩壊箇所に対しては片岸のみ計画するが多い。</p> <p>1.3 方向</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>溪流においては上向き水制が有利であるが、普通は直角水制を用いることが多い。流線またはその接線に対して70°～90°の間の角度が適当である。</p> </div> <p style="text-align: right;">『河・砂・計P.183』</p> <p>解説</p> <p>直角水制においては水制間の中央に土砂の堆積を生じ、頭部における渓床の洗掘は比較的弱く、下向き水制においては水制間の砂礫堆積は直角水制より少なく、また頭部の洗掘は最も弱い。上向き水制の場合は水制間の砂礫の堆積は渓岸や水制に沿い前二者よりもはるかに多いが、頭部の洗掘作用は最も強い。溪流において水流が水制を越流する場合、直角水制においては偏流を生ずることはないが、下向き水制では岸に向かって偏流し、上向き水制では溪流の中心に向かって偏流する。したがって、一般には越流下向き水制はできる限り避けるべきである。</p> <p style="text-align: center;">4-118</p>

【設計編】 第4章 水制工

頭部の洗掘作用は最も強い。溪流において水流が水制を越流する場合、直角水制においては偏流を生ずることはないが、下向き水制では岸に向かって偏流し、上向き水制では溪流の中心に向かって偏流する。したがって、一般には越流下向き水制はできる限り避けるべきである。

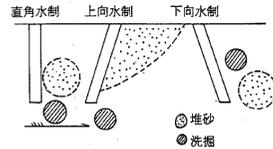


図-4.85

(4) 形式

1. 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。
2. 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場合が多く、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、水制工の強度及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、その下流の水衝部等の河状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。

1.2 形状

水制工の長さ、高さ、間隔は、水制工の目的、河状、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ものとする。

『河・砂・設 P.497』

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設したほうが、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、水制工天端に、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、維持管理及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倍程度及び水制工長の1.5~2.0倍程度を目途として、水制の高さ、長さとの関係等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

更新

第4章 水制工

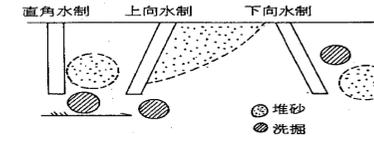


図-4.86

第2節 水制工の設計

水制工の設計に当たっては、流送土砂形態、対象流量、渓床材料、渓床変動等を考慮し、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、維持管理面等についても考慮するものとする。

『河・砂・設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ものとする。

2.1 形式

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である。

『河・砂・設P.22』

解説

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場合が多く、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、水制工の強度及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、その下流の水衝部等の河状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。

2.2 形状

水制工の長さ、高さ、間隔は、水制工の目的、河状、上下流及び対岸への影響、構造物自体の安全性を考慮して定めるものとする。

『河・砂・設P.22、P.23』

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設したほうが、維持、工費上からも経済的とな

【設計編】 第4章 水制工

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。

1.3 本体および根固工

水制工本体は、第1章2.6に準じて設計するものとする。また、水制工の根固工は、第3章1.6に準じて設計するものとする。

『河・河・設 P.497』

解説

一般に砂防施設を設ける溪流は、急流でかつ溪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、むしろ自重で流水等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、一般には溪床の砂礫であり、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。

更新

第4章 水制工

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、水制工天端に、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、維持管理及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倍程度及び水制工長の1.5～2.0倍程度を目途として、水制の高さ、長さとの関係等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。

2.3 本体

1. 本体は、自重で水流に抵抗するものでなければならない。
2. 水制の基礎には、原則として根固工を併設するものとする。

『河・砂・設P.23』

解説

一般に砂防施設を設ける溪流は、急流でかつ溪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、むしろ自重で流水等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、一般には溪床の砂礫であり、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。

【4. 設計編】第5章 溪流保全工

新	旧
<p>【設計編】 第5章 溪流保全工</p> <p style="text-align: center;">第5章 溪流保全工</p> <p>第1節 計画条件</p> <p>1.1 一般</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>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、維持管理面及び周辺の水利用、地下水位、自然環境についても配慮するものとする。</p> </div> <p style="text-align: right;">『河・砂・設 P.49』 『砂・公 P.51』</p> <p>解説</p> <p>(1) 溪流保全工の設計は、地形、地質、流送土砂形態等の流域を含めた自然条件及び溪流の変遷等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等について配慮した設計が必要である。</p> <p>溪流保全工の設計においては、形状、勾配、構造物、渓床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等により試算を行い、修正を繰り返して、適切に設計する必要がある。模型実験は、溪流保全工の対象とする地域の社会的、経済的重要性や想定される被害の質、量等を勘案したうえで、必要に応じて実施するものとする。</p> <p>(2) 溪流保全工はその目的により以下のように分類される。</p> <p>① 溪流の縦断規正</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 縦断勾配の緩和による縦横侵食の防止 ・ 天井川の解消 <p>② 溪流の平面規正</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 扇状地の乱流防止 ・ 流水断面の確保 <p>③ 特殊な地質の地域における崩壊防止</p> <p>(3) 溪流保全工の工法としては、護岸工、床固工、帯工、木制工、沈砂池工などがあり一般的には、床固工、護岸工、帯工とを併用して計画する。施工場所としては、おおむね渓床勾配が1/100より急な区間において施工されることが多い。しかし、1/100より緩勾配の所であっても、土砂害等が発生する恐れがあれば計画してもよい。</p> <p>また、砂礫堆積地帯において、流水の縦横侵食により土砂が生産されるような場所及び山麓平野で河川が蛇行して乱流を起こし、氾濫もひきおこすような流水断面狭少な場所で、なおかつ河川の近傍に保全対象がある場合等計画する。</p> <p style="text-align: center;">4-121</p>	<p>第5章 溪流保全工</p> <p style="text-align: center;">第5章 溪流保全工</p> <p>第1節 計画条件</p> <p>1.1 一般</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>溪流保全工の設計に当たっては、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、維持管理面及び周辺の水利用、地下水位、自然環境についても配慮するものとする。</p> </div> <p style="text-align: right;">『河・砂・設P.23』</p> <p>解説</p> <p>(1) 溪流保全工の設計は、地形、地質、流送土砂形態等の流域を含めた自然条件及び溪流の変遷等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等について配慮した設計が必要である。</p> <p>溪流保全工の設計においては、形状、勾配、構造物、渓床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等により試算を行い修正を繰り返して、適切に設計する必要がある。模型実験は、溪流保全工の対象とする地域の社会的、経済的重要性や想定される被害の質、量等を勘案したうえで、必要に応じて実施するものとする。</p> <p>(2) 溪流保全工はその目的により以下のように分類される。</p> <p>① 溪流の縦断規正</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 縦断勾配の緩和による縦横侵食の防止 ・ 天井川の解消 <p>② 溪流の平面規正</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 扇状地の乱流防止 ・ 流水断面の確保 <p>③ 特殊な地質の地域における崩壊防止</p> <p>(3) 溪流保全工の工法としては、護岸工、床固工、帯工、木制工、沈砂池工などがあり一般的には、床固工、護岸工、帯工とを併用して計画する。施工場所としては、おおむね渓床勾配が1/100より急な区間において施工されることが多い。しかし、1/100より緩勾配の所であっても、土砂害等が発生する恐れがあれば計画してもよい。</p> <p>また、砂礫堆積地帯において、流水の縦横侵食により土砂が生産されるような場所及び山麓平野で河川が蛇行して乱流を起こし、氾濫もひきおこすような流水断面狭少な場所で、なおかつ河川の近傍に保全対象がある場合等計画する。</p> <p style="text-align: center;">4-121</p>

更新

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

1.2 計画の前提条件

荒廃溪流は流送土砂の量により著しくその河相を異にするものであるから、溪流保全工を計画するに際しては、まず上流部を十分に踏査して土砂の生産及び流出状況をよく把握する必要がある。すなわち、局所的な洗掘防止や溪床低下防止等の溪流保全工事を除いては、溪流保全工計画の前提条件は以下を参考とする。

『砂・淤・実 P.74～75』 **更新**

解説

(1) 上流部が荒廃している場合

- ①上流部の防砂工事（砂防堰堤などの土砂調節効果をもつ工事）が未施工の場合
・ ・ ・ ・ ・ 溪流保全工の着手には時期が早過ぎる。
②上流の防砂工事が施工中の場合
・ ・ ・ ・ ・ 上流の防砂工事が計画流出土砂量に対し50%以上の整備（土防生産抑制、流出土砂抑制、調節量を含める）が完了してから溪流保全工の計画施工をすることが可。
③上流の防砂工事が概成している場合（計画流出土砂量に対し70%以上の整備）
・ ・ ・ ・ ・ 溪流保全工の計画・施工は可。

(2) 上流部の荒廃が比較的少ない場合

下流部の屈曲あるいは乱流がはなはだしく、侵食の著しい場合は、溪流保全工の計画を必要とすることが多いが、この場合、今後の荒廃に対処するため、上流の防砂工事が計画流出土砂量に対し原則として50%以上整備した後に溪流保全工を計画するものとする。

以上のように溪流保全工を計画する際には、まず砂防堰堤を作ってから、溪流保全工の計画をすることが大切である。

また砂防堰堤の施工適地がないような溪流には、沈砂池等その代用をなす工法によって、土砂の抑制を考慮する必要がある。

(注)整備率の確認位置

整備率の確認は、上流堰堤地点で行うものであるが、計画区間に、かなり広い流域面積で土砂産源を持つ支川が流入している場合は、合流点直下流でも確認すること。

また計画下流端より上流部の流域すべてが土砂生産源の場合は、計画下流端で確認すること。

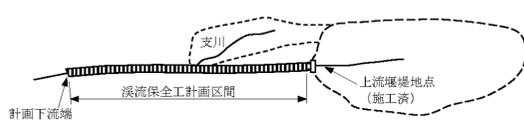


図-4.86

旧

第5章 溪流保全工

1.2 計画の前提条件

荒廃溪流は流送土砂の量により著しくその河相を異にするものであるから、溪流保全工を計画するに際しては、まず上流部を十分に踏査して土砂の生産及び流出状況をよく把握する必要がある。すなわち、局所的な洗掘防止や溪床低下防止等の溪流保全工事を除いては、溪流保全工計画の前提条件が、以下のように、『河・砂・計P.186』で定められている。

解説

(1) 上流部が荒廃している場合

- ①上流部の防砂工事（砂防えん堤などの土砂調節効果をもつ工事）が未施工の場合
・ ・ ・ ・ ・ 溪流保全工の着手には時期が早過ぎる。
②上流の防砂工事が施工中の場合
・ ・ ・ ・ ・ 上流の防砂工事が計画流出土砂量に対し50%以上の整備（土防生産抑制、流出土砂抑制、調節量を含める）が完了してから溪流保全工の計画施工をすることが可。
③上流の防砂工事が概成している場合（計画流出土砂量に対し70%以上の整備）
・ ・ ・ ・ ・ 溪流保全工の計画・施工は可。

(2) 上流部の荒廃が比較的少ない場合

下流部の屈曲あるいは乱流がはなはだしく、侵食の著しい場合は、溪流保全工の計画を必要とすることが多いが、この場合、今後の荒廃に対処するため、上流の防砂工事が計画流出土砂量に対し原則として50%以上整備した後に溪流保全工を計画するものとする。

以上のように溪流保全工を計画する際には、まず砂防えん堤を作ってから、溪流保全工の計画をすることが大切である。

また砂防えん堤の施工適地がないような溪流には、沈砂池等その代用をなす工法によって、土砂の抑制を考慮する必要がある。

(注)整備率の確認位置

整備率の確認は、上流えん堤地点で行うものであるが、計画区間に、かなり広い流域面積で土砂産源を持つ支川が流入している場合は、合流点直下流でも確認すること。

また計画下流端より上流部の流域すべてが土砂生産源の場合は、計画下流端で確認すること。

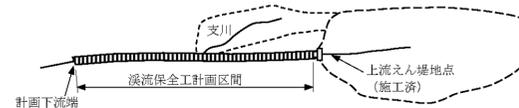


図-4.87

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

1.3 設計手順

溪流保全工の設計は、地形、地質、流送土砂形態等の流域全体を含めた自然条件及び溪流の特性を調査し、それに適合した計画を立てなければならない。また、施設の安全性、背後地域に対する施設の重要性について配慮した設計が必要である。

更新

『砂・公 P.52』

1.3.1 設計順序

溪流保全工の設計順序は次図のとおりとするのが一般的である。

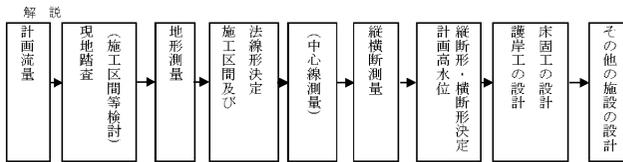


図-4.87

1.3.2 測量

対象溪流の実測平面図、縦断図および横断図を作成する。図面はすべての計画の基本となるものであるから誤測等のないように注意する。順序としては、地形測量を行い図化した法線形を決定した後、縦断測量、横断測量を実施する方法が良い。これら各測量は、該当する溪流の部分だけの測量ではなく、川と人家や耕地等背後地の関係が明確におかのような測量とすることを心がけること。

また溪流保全工を計画する箇所だけにとらわれず、上・下流、特に本川との取付部などは慎重に測量しておくことが望ましい。

解説

①地形図 (1/5,000~1/10,000)

現地踏査時や溪流の全体の状態を把握するため及び、保全対象物の把握、氾濫区域の想定、用水系統、排水系統の把握等に必要である。

②地形測量 (1/500~1/1,000)

法線の決定、計画起終点の決定、経済効果等多くの情報が平面図から得られる。地形測量で特に注意を要することは、河道にとらわれすぎて、その周辺の測量が無視されやすいので、十分周囲の状況及び上下流の状態が判別できるだけの面について測量、図化することが必要である。また補償対象物となることが予想されるものは、すべて位置を正確に測量しておくことが必要である。

③中心線測量

法線形等の施工管理、R/B：曲線半径と川幅の関係、 θ ：法線のわん曲度等の検討に必要なため、実施することが望ましい。

旧

第5章 溪流保全工

1.3 設計手順

溪流保全工の設計は、地形、地質、流送土砂形態等の流域全体を含めた自然条件及び溪流の特性を調査し、それに適合した計画を立てなければならない。また、施設の安全性、背後地域に対する施設の重要性について配慮した設計が必要である。

更新

『河・砂・設P.73』

1.3.1 設計順序

溪流保全工の設計順序は次図のとおりとするのが一般的である。

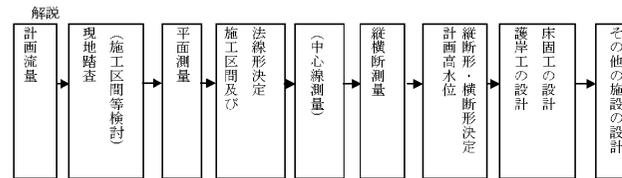


図-4.88

1.3.2 測量

対象溪流の実測平面図、縦断図および横断図を作成する。図面はすべての計画の基本となるものであるから誤測等のないように注意する。順序としては、平面測量を行い図化した法線形を決定した後、縦断測量、横断測量を実施する方法が良い。これら各測量は、該当する溪流の部分だけの測量ではなく、川と人家や耕地等背後地の関係が明確におかのような測量とすることを心がけること。

また溪流保全工を計画する箇所だけにとらわれず、上・下流、特に本川との取付部などは慎重に測量しておくことが望ましい。

解説

①地形図 (1/5,000~1/10,000)

現地踏査時や溪流の全体の状態を把握するため及び、保全対象物の把握、氾濫区域の想定、用水系統、排水系統の把握等に必要である。

②平面測量 (1/500~1/1,000)

法線の決定、計画起終点の決定、経済効果等多くの情報が平面図から得られる。平面測量で特に注意を要することは、河道にとらわれすぎて、その周辺の測量が無視されやすいので、十分周囲の状況及び上下流の状態が判別できるだけの面について測量、図化することが必要である。また補償対象物となることが予想されるものは、すべて位置を正確に測量しておくことが必要である。

③中心線測量

法線形等の施工管理、R/B：曲線半径と川幅の関係、 θ ：法線のわん曲度等の検討に必要なため、実施することが望ましい。

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

④縦断測量（1/100～1/500）

縦断図は、溪流保全工の計画勾配を決定する際に必要な資料であり、現在の渓床高及び堤防高等を測量し、縦断面図を作成する。また現況の取水口の高さ、橋梁の桁下高等必要なものすべてを図示しておく。また計画区間の上下流部においても状況を把握するため、測量しておく必要がある。

特に現況渓床勾配は、勾配変化点の位置、その間の勾配を明示しておくことが必要である。またその場合、計画法線上の点間距離で算出せず、現流路添いの距離で算出するものとし図示しておく。

⑤横断測量（1/100～1/200）

計画法線に対して直角に測線を取り、一般には20m～30mピッチで測量することが適当である。なお、各測点間で地形がかなり変化している場合や、横工計画が必要な箇所及び住家等の工作物が接近している箇所等は、プラス測点を設けて測量しておく必要がある。

また計画区間の上下流部においても、その状況を把握するため測量が必要となる場合がある。

1.3.3 図面

図面はすべて左側が下流となるように、記入する。

解説

①地形図（流域概要図）

入手した地形図に流域面積、計画区間、保全対象区域等を図示する。

②平面図

縮尺は1/500～1/1,000程度とし、計画区間・法線計画・河幅計画・横工計画・補償工事計画及び、砂防指定地の区域等正確に図示する。また支川取付・上下流取付・工事用道路計画等も図示する。

③縦断図

縮尺は適宜決定するものとし、計画（渓床高・護岸高・余裕高・渓床勾配・横工等）、現況（渓床高・護岸高・渓床勾配・構造物等）とも正確に図示する。支川についても同様とする。なお現況については、計画区間の他、縦断計画立案に必要となる、上下流部も含めて図示する。

また、補償対象物については現況、計画ともに特に慎重に図示することが必要である。

④横断図

縮尺は1/100～1/200程度とし、計画断面を図示し、H.W.L.、余裕高、計画高等を記入する。また土工数量等も記入する。なお、横工計画部横断は適宜追加し図示する。

旧

第5章 溪流保全工

め、実施することが望ましい。

④縦断測量（1/100～1/500）

縦断図は、溪流保全工の計画勾配を決定する際に必要な資料であり、現在の渓床高及び堤防高等を測量し、縦断面図を作成する。また現況の取水口の高さ、橋梁の桁下高等必要なものすべてを図示しておく。また計画区間の上下流部においても状況を把握するため、測量しておく必要がある。

特に現況渓床勾配は、勾配変化点の位置、その間の勾配を明示しておくことが必要である。またその場合、計画法線上の点間距離で算出せず、現流路添いの距離で算出するものとし図示しておく。

⑤横断測量（1/100～1/200）

計画法線に対して直角に測線を取り、一般には20m～30mピッチで測量することが適当である。なお、各測点間で地形がかなり変化している場合や、横工計画が必要な箇所及び住家等の工作物が接近している箇所等は、プラス測点を設けて測量しておく必要がある。

また計画区間の上下流部においても、その状況を把握するため測量が必要となる場合がある。

1.3.3 図面

図面はすべて左側が下流となるように、記入する。

解説

①地形図（流域概要図）

入手した地形図に流域面積、計画区間、保全対象区域等を図示する。

②平面図

縮尺は1/500～1/1,000程度とし、計画区間・法線計画・河幅計画・横工計画・補償工事計画及び、砂防指定地の区域等正確に図示する。また支川取付・上下流取付・工事用道路計画等も図示する。

③縦断図

縮尺は適宜決定するものとし、計画（渓床高・護岸高・余裕高・渓床勾配・横工等）、現況（渓床高・護岸高・渓床勾配・構造物等）とも正確に図示する。支川についても同様とする。なお現況については、計画区間の他、縦断計画立案に必要となる、上下流部も含めて図示する。

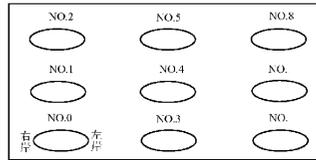
また、補償対象物については現況、計画ともに特に慎重に図示することが必要である。

④横断図

縮尺は1/100～1/200程度とし、計画断面を図示し、H.W.L.、余裕高、計画高等を記入する。また土工数量等も記入する。なお、横工計画部横断は適宜追加し図示する。

新

【設計編】 第5章 渓流保全工



※下流から上流を見た横断とする

図-4.88

⑤標準断面図

計画基本断面が2以上ある場合は、その断面ごとに図示するものとし、対象測点間を記入し、それぞれ計画河幅、水深、余裕高等記入するものとする。

⑥構造図

護岸工、床固工、帯工、護床工及び橋梁工、用排水工等の詳細設計図を作成する。構造図には、必ず地盤線を記入するものとする。

⑦その他の図面

上平用道路計画図・付替道路計画図は、道路事業の図面作成を参照する。また仮設工等その他必要に応じ作成するものとする。

1.4 法線計画

渓流保全工の法線は、できるだけなめらかに計画する。流水のスムーズな流下を図るとともに将来における維持のため、直線に近いことが望ましいのであるが、土地利用の盛んな溪流の下流部および砂礫円錐地帯においては、法線の規正が困難な場合が多いため現流路に沿って計画法線を決定しなければならない場合が多いが、用地取得の困難さを理由として屈曲の著しい現流路に沿うことは避けるべきで、あくまでも渓流保全工本来の目的を忘れてはならない。

『砂・公 P.154』

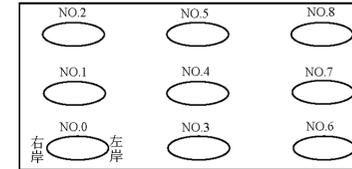
更新

解説

- ①現在の溪流の線形をよく調査して排水路法線とするか現在の線形を利用するかを過去の災害発生原因等の調査より検討し、また縦横断的にみて極端な計画にならないように注意しなければならない。
- ②法線によっては、補償費等が極端に多くなる場合もあるので、総合的に考慮して計画する必要がある。
- ③地形、地質上急激な曲線部を計画する場合は、曲りの内側の法線は後退させ、広くして湾曲部の水衝を緩和させることが望ましい。
- ④支川の本川に対する合流角度は極力鋭角にすることが望ましい。

旧

第5章 渓流保全工



※下流から上流を見た横断とする

図-4.89

⑤標準断面図

計画基本断面が2以上ある場合は、その断面ごとに図示するものとし、対象測点間を記入し、それぞれ計画河幅、水深、余裕高等記入するものとする。

⑥構造図

護岸工、床固工、帯工、護床工及び橋梁工、用排水工等の詳細設計図を作成する。構造図には、必ず地盤線を記入するものとする。

⑦その他の図面

工事用道路計画図・付替道路計画図は、道路事業の図面作成を参照する。また仮設工等その他必要に応じ作成するものとする。

1.4 法線計画

渓流保全工の法線は、できるだけなめらかに計画する。流水のスムーズな流下を図るとともに将来における維持のため、直線に近いことが望ましいのであるが、土地利用の盛んな溪流の下流部および砂礫円錐地帯においては、法線の規正が困難な場合が多いため現流路に沿って計画法線を決定しなければならない場合が多いが、用地取得の困難さを理由として屈曲の著しい現流路に沿うことは避けるべきで、あくまでも渓流保全工本来の目的を忘れてはならない。

『(旧)河・砂・計P.186』

解説

- ①現在の溪流の線形をよく調査して排水路法線とするか現在の線形を利用するかを過去の災害発生原因等の調査より検討し、また縦横断的にみて極端な計画にならないように注意しなければならない。
- ②法線によっては、補償費等が極端に多くなる場合もあるので、総合的に考慮して計画する必要がある。
- ③地形、地質上急激な曲線部を計画する場合は、曲りの内側の法線は後退させ、広くして湾曲部の水衝を緩和させることが望ましい。
- ④支川の本川に対する合流角度は極力鋭角にすることが望ましい。

1.4.1 湾曲部の法線

$\theta > 60^\circ$ 程度を目安にする。 $\theta < 60^\circ$ では非常に大きな抵抗が生ずるのでさけたほうが良い。
『砂・公 P.154、155』

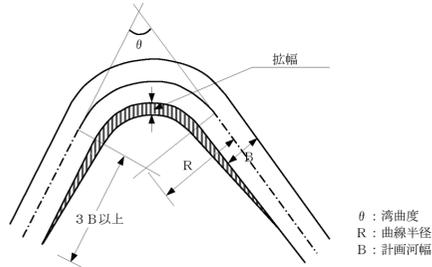


図-4.89

1.4.2 曲線半径と川幅

河川の場合、曲線半径と河幅の比が大きな影響を及ぼすのでR（曲線半径）とB（H.W.Lでの幅）との関係を以下に示す。
 $\frac{R}{B} \geq 10$ やむをえない場合でも $\frac{R}{B} > 5$ とすることが望ましい。
『砂・公 P.155』

1.4.3 湾曲線の拡幅

湾曲線の拡幅は、次の値を目安にして実施することが望ましい。
『砂・公 P.155』

解説

$\frac{R}{B} \geq 10$ 、 $\theta \leq 60^\circ$ の場合 10%の拡幅

$5 < \frac{R}{B} \leq 10$ 、 $\theta \geq 60^\circ$ または $\frac{R}{B} \leq 10$ 、 $\theta < 60^\circ$ の場合20%の拡幅 20%の拡幅

$5 < \frac{R}{B} \leq 10$ 、 $\theta < 60^\circ$ の場合30%の拡幅 30%の拡幅

拡幅のすりつけは図-4.89を参照のこと。

1. 4. 1 湾曲部の法線

$\theta > 60^\circ$ 程度を目安にする。 $\theta < 60^\circ$ では非常に大きな抵抗が生ずるのでさけたほうが良い。
『砂・公P.154、155』

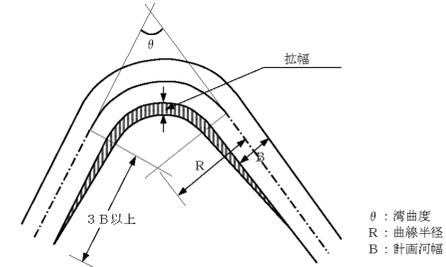


図-4.90

1. 4. 2 曲線半径と川幅

河川の場合、曲線半径と河幅の比が大きな影響を及ぼすのでR（曲線半径）とB（H.W.Lでの幅）との関係を以下に示す。
 $\frac{R}{B} \geq 10$ やむをえない場合でも $\frac{R}{B} > 5$ とすることが望ましい。
『砂・公P.155』

1. 4. 3 湾曲線の拡幅

湾曲線の拡幅は、次の値を目安にして実施することが望ましい。
『砂・公P.155』

解説

$\frac{R}{B} \geq 10$ 、 $\theta \leq 60^\circ$ の場合 10%の拡幅

$5 < \frac{R}{B} \leq 10$ 、 $\theta \geq 60^\circ$ または $\frac{R}{B} \leq 10$ 、 $\theta < 60^\circ$ の場合20%の拡幅 20%の拡幅

$5 < \frac{R}{B} \leq 10$ 、 $\theta < 60^\circ$ の場合30%の拡幅 30%の拡幅

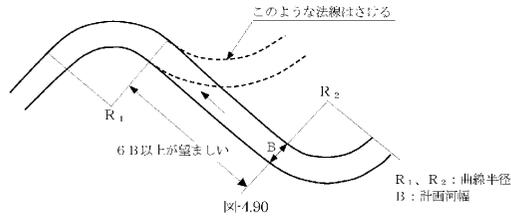
拡幅のすりつけは図-4.89を参照のこと。

【設計編】 第5章 溪流保全工

1.4.4 反曲線部の法線

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河幅の6倍以上の直線部を設けることが望ましい。

『砂・公 P.155』



1.5 横断計画

1.5.1 計画高水位の考え方

計画高水位は、計画溪床の維持の面から縦断形と相互に関連して決定する。また溪流保全工は掘り込み方式が原則であるから、その周辺の地形条件を考慮して決定する。

計画水深は、等流計算により求める。急流河川等では水面のうねり、跳水、溪床変動、蛇行位置の変化等による水位の変動が大きいため、これらを考慮する必要がある。

『砂・公 P.155』

更新

解説

計画水深は小さくし、流水による洗掘を防止することが望ましいが、用地や地形の関係等によりすべて十分な河幅を確保することは困難である。この場合には、河床の不安定さに応じて、溪流保全工の工法を決定することが重要となる。

一般に、計画水深は3m以内におさえるよう、計画断面を検討することが必要である。

1.5.2 基本断面

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等を考慮して定めるものとする。

『河・河・設 P.498』

更新

解説

溪流保全工を設ける溪流は、一般に急流であり、溪流保全工を低水敷と高水敷に分けて複断面にすると、計画断面を維持させることが困難であり、単断面とする場合が多い。しかし、高水敷の利用等を考えなければならない場合は、溪床材料、流出土砂等の溪流状態をよく調査したうえで決定するものとする。

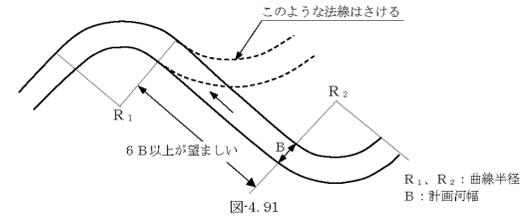
溪流保全工の計画幅は、溪床勾配、流送土砂、溪床材料、河川の粗度および平面形状に密接に関連しており、対象流量を安全に流下させるためには溪流保全工全体の計画の中で検討する必要がある。

第5章 溪流保全工

1.4.4 反曲線部の法線

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河幅の6倍以上の直線部を設けることが望ましい。

『砂・公P.155』



1.5 横断計画

1.5.1 計画高水位の考え方

計画高水位は、計画溪床の維持の面から縦断形と相互に関連して決定する。また溪流保全工は掘り込み方式が原則であるから、その周辺の地形条件を考慮して決定する。

計画水深は、等流計算により求める。急流河川等では水面のうねり、跳水、溪床変動、蛇行位置の変化等による水位の変動が大きいため、これらを考慮する必要がある。

『河・砂・設P.24』

解説

計画水深は小さくし、流水による洗掘を防止することが望ましいが、用地や地形の関係等によりすべて十分な河幅を確保することは困難である。この場合には、河床の不安定さに応じて、溪流保全工の工法を決定することが重要となる。

一般に、計画水深は3m以内におさえるよう、計画断面を検討することが必要である。

1.5.2 基本断面

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等を考慮して定めるものとする。

『河・砂・設P.24、P.25』

解説

溪流保全工を設ける溪流は、一般に急流であり、溪流保全工を低水敷と高水敷に分けて複断面にすると、計画断面を維持させることが困難であり、単断面とする場合が多い。しかし、高水敷の利用等を考えなければならない場合は、溪床材料、流出土砂等の溪流状態をよく調査したうえで決定するものとする。

溪流保全工の計画幅は、溪床勾配、流送土砂、溪床材料、河川の粗度および平面形状に密接に関連しており、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。

一般には、他の条件を同一にすれば、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

【設計編】 第5章 渓流保全工

一般には、他の条件を同一にすれば、渓流保全工を狭めることにより水深および流速は大となり、渓床材料のみでは渓床の維持が困難となる。また逆に広くすることは、堆積による渓床上昇、用地取得面積の増加等となって制約を受ける。

したがって、渓床保全上の計画幅は、渓床の安定性を主眼におき、構造物の有無、背後地の土地利用等を考慮して決定するものとする。

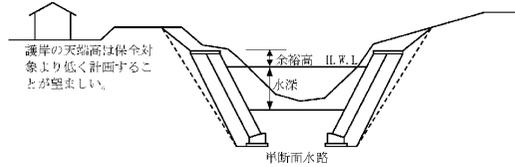


図-4.91

①計画幅

河幅と流量に関しては次式があり、大規模な渓流保全工は河幅を次式により求めることが望ましい。

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2} \text{ (レジーム理論) } \dots\dots (16)$$

B : 河幅(m)

Q : 流量(m³/s)

α : 係数 (図-4.92参照)

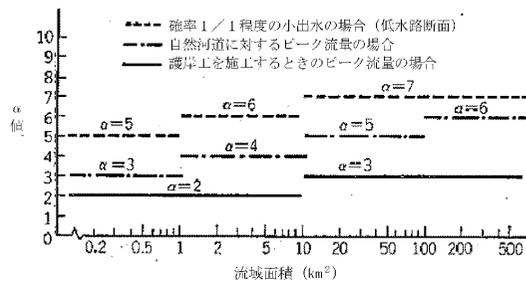


図-4.92

第5章 渓流保全工

り、渓床材料のみでは渓床の維持が困難となる。また逆に広くすることは、堆積による渓床上昇、用地取得面積の増加等となって制約を受ける。

したがって、渓床保全上の計画幅は、渓床の安定性を主眼におき、構造物の有無、背後地の土地利用等を考慮して決定するものとする。

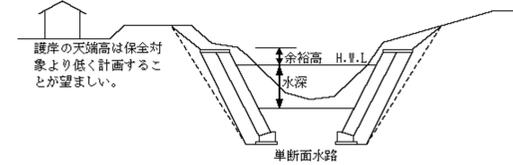


図-4.92

①計画幅

河幅と流量に関しては次式があり、大規模な渓流保全工は河幅を次式により求めることが望ましい。

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2} \text{ (レジーム理論) } \dots\dots (39)$$

B : 河幅(m)

Q : 流量(m³/s)

α : 係数 (図-4.92参照)

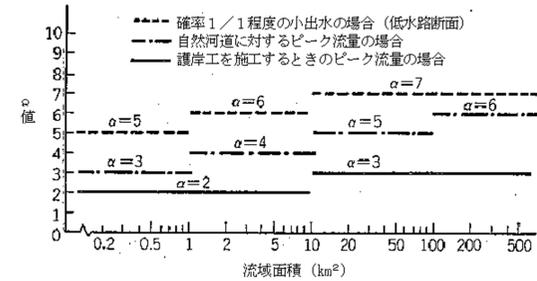


図-4.93

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

②既設溪流保全工における流域面積と溪流保全工幅の関係を次図に示す。

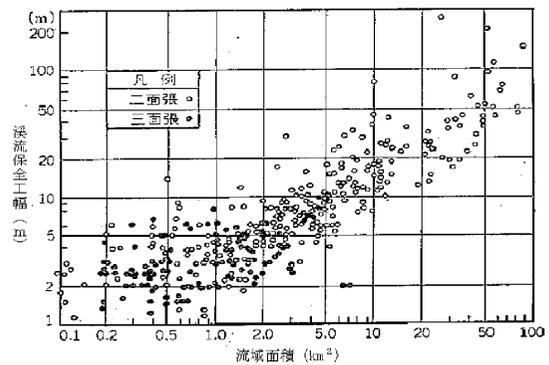


図-4.93 溪流保全工幅（平均）と流域面積との関係

旧

第5章 溪流保全工

②既設溪流保全工における流域面積と溪流保全工幅の関係を次図に示す。

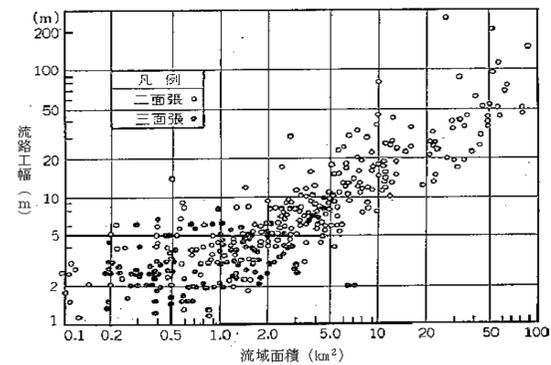


図-4.94 溪流保全工幅（平均）と流域面積との関係

1.5.3 計画洪水流量の算定

①確率年の決定

計画する河川の重要度に応じて決定するものであるが、下流河川の改修計画もしくは改修済の場合は、下流河川と整合性のとれた確率年を採用すべきである。また特に著しい被害を被った地域にあっては、この既往洪水の実態等を勘案し再度災害が防止されるよう定める必要がある。

②計画洪水流量の算定

溪流保全工についての注意事項を(6)に示す。(図-4.94参照)

更新

解説

(1) 計画の規模

掃流形態の土砂流出においては、一般には計画降雨の降雨量の年超過確率で評価するものとし、その決定にあたっては河川の重要度を重視するとともに、既往の被害の実態、経済効果等を総合的に考慮して定めるものとする。河川の重要度と計画の規模は次表を標準とする。

表-4.39 河川の重要度と計画の規模

Table with 3 columns: 河川の重要度 (A, B, C, D, E), 計画の規模 (計画降雨の降雨量の超過確率年)*, 備考 (1級河川の主要区間, 1級河川のその他の区間, 2級河川の都市河川, 一般河川)

*年超過確率の逆数

なお、特に著しい被害を被った地域にあっては、その被害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、この被害の実態等に応じて民生安定上、この実績規模の再度災害が防止されるよう定めるのが通例である。

(2) 計画洪水流量の算定式

砂防施設（土石流・流木対策えん堤を除く）の設計における計画洪水流量の算定は一般にラショナル式を使用している。

Q = 1 / (3.6 * f * r * A)(47)

Q：計画洪水流量 (m³/s)

f：流出係数

r：到達時間内降雨強度 (mm/hour)

A：流域面積 (km²)

追加

※計画編「第3章 流砂調整計画」削除に伴い必要内容を追加

1.5.3 計画洪水流量の算定

①確率年の決定

計画する河川の重要度に応じて決定するものであるが、下流河川の改修計画もしくは改修済の場合は、下流河川と整合性のとれた確率年を採用すべきである。また特に著しい被害を被った地域にあっては、この既往洪水の実態等を勘案し再度災害が防止されるよう定める必要がある。

(計画編第3章2.3計画の規模 参照)

削除

②計画洪水流量の算定

計画編第3章3.1を参照して行うこととする。溪床保全工についての注意事項を次図を参照して示す。

解説

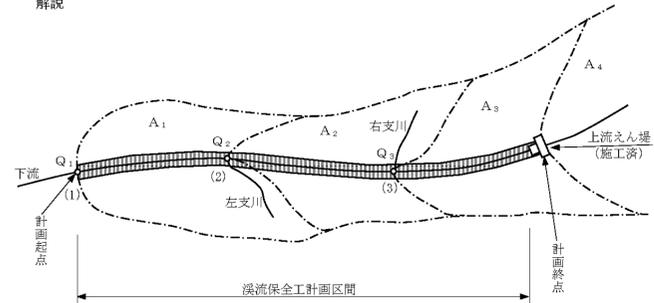


図-4.95

(注意点)

- ・一般には(1)の地点で算定する機会が多いが、比較的流量の多い支川が流入する場合や、計画延長が長い場合は(2)・(3)の地点においても算定する必要がある。
・支川が流入する場合は、その直上流までの流域面積を採用して算定し、計画断面を決定する。
・支川の流入がない区間においても、計画勾配の変化点、三面張から二面張とする地点は計画断面の検討を行う必要がある。
・整備率の確認は、計画編第3章4.3のとおりとする。支川が流入する場合は、整備率が変わり、土砂混入率も変わる恐れがあるため注意する必要がある。

1.5.4 計画高水位

計画高水位は、計画溪床の維持の面から縦断形および横断形と相互に関連して決定する。また、溪床保全工は掘り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。

【砂・公P.165】

解説

計画水深は、等流計算により求める機会が多いが、急流河川等では水面のうねり、跳水、溪床変

追加

※計画編「第3章 流砂調整計画」削除に伴い必要内容を追加

(3) 流出係数 (f)

流出係数は、流域の地質、地被、植生、形状、開発状況等を勘案して決定することとし、日本内地河川の物部の値を参考にする。

解説

表-4.40 日本内地河川の流出係数 (物部)

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

(4) 到達洪水時間内の雨量強度 (r)

降雨強度は次式 (飯塚式) により求める。

解説

$$r = \frac{34,710}{T^{1.38} + 1,502} \times \frac{R_{2.4}}{100} \quad \dots\dots (48)$$

ここで、r : 洪水到達時間内の雨量強度 (mm/h)

T : 洪水到達時間 (min)

R_{2.4} : 日確率雨量 (mm)

洪水到達時間 (T)

土研式を用いて算出する。ただし、流域面積A < 10km²、S > 1/300の場合に適用する。

$$T = 1.67 \times 10^{-3} (\ell / \sqrt{s})^{0.7} \quad \rightarrow \text{自然流域} \quad \dots\dots (49)$$

$$T = 2.40 \times 10^{-4} (\ell / \sqrt{s})^{0.7} \quad \rightarrow \text{都市流域} \quad \dots\dots (50)$$

ここで、T : 洪水到達時間 (h)

ℓ : 流域最遠点から流量計算地点までの流路長 (m)

S : 流域最遠点から流量計算地点までの平均勾配

Tの値が30minに達しない場合はT=30minとする。

(5) 土砂混入率 (β)

土砂混入率は、次表の値を参考に決定する。

解説

表-4.41 土砂混入率

種 別	土砂混入率
上流整備率50%~70%の場合	10%
上流整備率70%以上の場合	5%

【設計編】 第5章 溪流保全工

(6) 注意事項

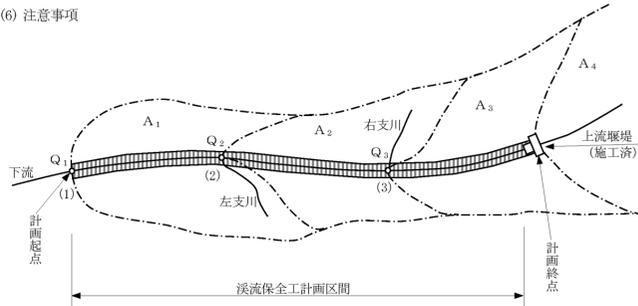


図-4.94

- ・一般には(1)の地点で算定するが多いが、比較的流量の多い支川が流入する場合や、計画延長が長い場合は(2)・(3)の地点においても算定する必要がある。
- ・支川が流入する場合は、その直上流までの流域面積を採用して算定し、計画断面を決定する。
- ・支川の流入がない区間においても、計画勾配の変化点、三面張から二面張とする地点は計画断面の検討を行う必要がある。
- ・支川が流入する場合は、整備率が変わり、土砂混入率も変わる恐れがあるため注意する必要がある。

追加

※計画編「第3章 流砂調整計画」
削除に伴い必要内容を追加

(7) 整備率

整備率は、えん堤工の貯砂量(C)を整備土砂量に考慮しないものであり、暫定整備率は貯砂量(空容量)を考慮した整備率であり、次式により求められる。

解説

杆止量と調節量によって整備しようとするものであり、溪流保全工の場合、調節量は計上しない。

$$\text{整備率 (F)} = \frac{B(1-\alpha) + D}{A(1-\alpha) - E} \dots\dots(51)$$

- A：計画生産土砂量
- B：計画生産抑制土砂量(杆止量)
- C：計画流出抑制土砂量(貯砂量)
- D：計画流出調節土砂量(調節量)
- E：計画許容流砂量
- (1-α)：土砂流出率
- α：河道調節率

更新

1.5.4 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して決定するものとする。

〔国・河・設 P.498〕

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

解説

計画水深は、等流計算により求める場合が多いが、急流河川等では水面のうねり、跳水、渓床変動、蛇行位置の変化等による水位の変動が大きいため、模型実験を必要とする場合もある。

三面張りおよび掘り込み河道の渓床保全工を施工することによって施工前の伏流水、地下水が遮断され、あるいは水位が低下し流域周辺の水利用（湧水、揚水等）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。

計画高水位は与えられた対象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。

実際は与えられ川幅（渓床保全工幅）Bの元にhを仮定してQを計算し、これが与えられた対象流量に近似するまで（2%程度）繰り返して計算をおこない、hを決定する。

$$Q = A \cdot V \quad \dots \dots \dots (52)$$

Q：計画流量(m³/sec)

A：計画断面(m²)

V：平均流速(m/sec)

$$V_1 = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

n：粗度係数

R：径深(m) (R=流水断面積A/潤辺長P)

I：水面勾配(計画渓床勾配)

土砂混入時の流速の補正はワング(Wang)の式による。

$$V = V_1 \times \frac{\gamma}{r + \alpha(\gamma_1 - \gamma)}$$

V₁：清水の平均流速

γ：清水の単位重量(t/m³) (普通11.77 kN/m³) 『設計編第1章P4-4』

γ₁：土砂の単位重量(t/m³) (普通25.50 kN/m³) 『国際単位系換算係数(2.6×9.807)』

α：土砂混入率(%) (表-4.41参照)

マンニング公式に使用する粗度係数(n)は次による。

三面張流路の場合 n=0.025

その他の場合(単断面) n=0.030

(参考)

計算による粗度係数(n')

$$n' = 0.0417 d^{1/6} \quad \dots \dots \dots (53)$$

適用範囲 h/d > 10以上とする

d = d_a (平均粒径)

h = 水深(計画)

旧

第5章 溪流保全工

動、蛇行位置の変化等による水位の変動が大きいため、模型実験を必要とする場合もある。

三面張りおよび掘り込み河道の渓床保全工を施工することによって施工前の伏流水、地下水が遮断され、あるいは水位が低下し流域周辺の水利用（湧水、揚水等）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。

計画高水位は与えられた対象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。

実際は与えられ川幅（渓床保全工幅）Bの元にhを仮定してQを計算し、これが与えられた対象流量に近似するまで（2%程度）繰り返して計算をおこない、hを決定する。

『河・砂・設P.184』

$$Q = A \cdot V \quad \dots \dots \dots (40)$$

Q：計画流量(m³/sec)

A：計画断面(m²)

V：平均流速(m/sec)

$$V_1 = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

n：粗度係数

R：径深(m) (R=流水断面積A/潤辺長P)

I：水面勾配(計画渓床勾配)

土砂混入時の流速の補正はワング(Wang)の式による。

$$V = V_1 \times \frac{r}{r + \alpha(r_1 - r)}$$

V₁：清水の平均流速

r：清水の単位重量(t/m³) (普通11.77 kN/m³) 『河・砂・設P8』

r₁：土砂の単位重量(t/m³) (普通25.50 kN/m³) 『国際単位系換算係数(2.9×9.807)』

α：土砂混入率(%) (計画編第3章3.2.1参照)

マンニング公式に使用する粗度係数(n)は次による。

三面張流路の場合 n=0.025

その他の場合(単断面) n=0.030

(参考)

計算による粗度係数(n')

$$n' = 0.0417 d^{1/6} \quad \dots \dots \dots (41)$$

適用範囲 h/d > 10以上とする

d = d_m (平均粒径)

h = 水深(計画)

1.5.5 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・公 P.159』 **更新**

解説

構造物も計画高水位に余裕高を加えた高さまで護岸を施工するものとする。

表-4.42

計画高水流量	余裕高
200m ³ /s未満	0.6m
200m ³ /s～500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s以上	1.0m

ただし余裕高は渓床勾配によって変化するものとし、計画高水位(H)に対する余裕高(ΔH)との比(ΔH/H)は下表の値以下とならないようにする。

表-4.43

勾配	～1/10	1/10～1/30	1/30～1/50	1/50～1/70	1/70～1/100	1/100～1/200
ΔH/H	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10

計算例

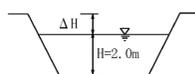


図-4.95

渓床勾配1/60、計画高水流量100m³/sec、計画高水位2.0mである
 溪流保全工の余裕高はいくらか、またそれは砂防溪流保全工の余裕高として適当か。

余裕高の表より ΔH=0.6mとなる

計画高水位はH=2.0mゆえに ΔH/Hの値は

$$\Delta H/H = 0.6 / 2.0 = 0.30$$

渓床勾配1/60における下限値は0.25ゆえに0.30 > 0.25でこの計画はOKとなる。

1.5.6 湾曲部の天端嵩上げ（湾曲部の拡幅ができない場合に行うものとする）

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。

解説

法線の湾曲がきつい場合は水衝部、すなわち凹岸部の水位が上昇するため、次に示すグラシヨールの公式により水位上昇高を計算し、10cmオーダーで設計に考慮するものとする。

1.5.5 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。

『河・砂・計P.185』

解説

構造物も計画高水位に余裕高を加えた高さまで護岸を施工するものとする。

表-4.38

計画高水流量	余裕高
200m ³ /s未満	0.6m
200m ³ /s～500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s以上	1.0m

ただし余裕高は渓床勾配によって変化するものとし、計画高水位(H)に対する余裕高(ΔH)との比(ΔH/H)は下表の値以下とならないようにする。

表-4.39

勾配	～1/10	1/10～1/30	1/30～1/50	1/50～1/70	1/70～1/100	1/100～1/200
ΔH/H	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10

計算例

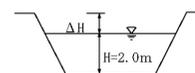


図-4.96

渓床勾配1/60、計画高水流量100m³/sec、計画高水位2.0mである
 溪流保全工の余裕高はいくらか、またそれは砂防溪流保全工の余裕高として適当か。

余裕高の表より ΔH=0.6mとなる

計画高水位はH=2.0mゆえに ΔH/Hの値は

$$\Delta H/H = 0.6 / 2.0 = 0.30$$

渓床勾配1/60における下限値は0.25ゆえに0.30 > 0.25でこの計画はOKとなる。

1.5.6 湾曲部の天端嵩上げ（湾曲部の拡幅ができない場合に行うものとする）

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。

解説

法線の湾曲がきつい場合は水衝部、すなわち凹岸部の水位が上昇するため、次に示すグラシヨールの公式により水位上昇高を計算し、10cmオーダーで設計に考慮するものとする。

【設計編】 第5章 渓流保全工

$$\Delta h = 2.3 \cdot \frac{V^2}{g} (\log R_2 - \log R_1) \dots \dots \dots (54)$$

- Δh : 水位上昇高 (m)
- V : 平均流速 (m/sec)
- R₁ : 内曲岸の半径 (m)
- R₂ : 外曲岸の半径 (m)
- g : 重力加速度 (9.8m/sec²)
- log : 常用対数

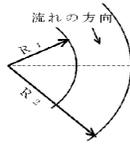


図-4.96

計算例

R₁ = 15m, R₂ = 20m, V = 3.0m/sec

$$\Delta h = 2.3 \times \frac{3.0^2}{9.8} \times (1.301 - 1.176) = 0.264$$

よって0.3mの嵩上げが必要となる。

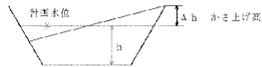


図-4.97 湾曲部での流れの横断形状

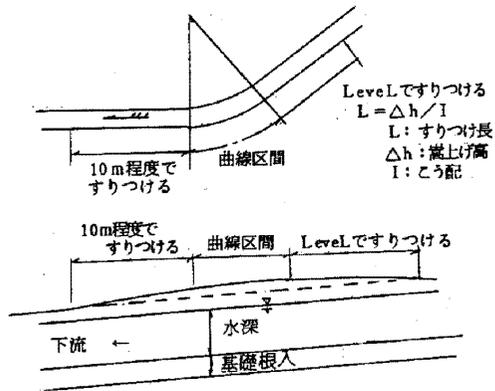


図-4.98

第5章 渓流保全工

$$\Delta h = 2.3 \cdot \frac{V^2}{g} (\log R_2 - \log R_1) \dots \dots \dots (4.2)$$

- Δh : 水位上昇高 (m)
- V : 平均流速 (m/sec)
- R₁ : 内曲岸の半径 (m)
- R₂ : 外曲岸の半径 (m)
- g : 重力加速度 (9.8m/sec²)
- log : 常用対数

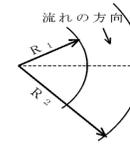


図-4.97

計算例

R₁ = 15m, R₂ = 20m, V = 3.0m/sec

$$\Delta h = 2.3 \times \frac{3.0^2}{9.8} \times (1.301 - 1.176) = 0.264$$

よって0.3mの嵩上げが必要となる。

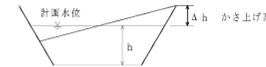


図-4.98 湾曲部での流れの横断形状

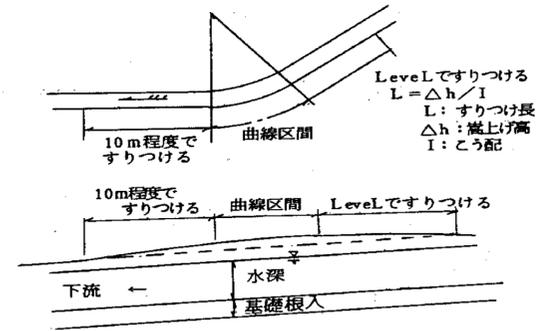


図-4.99

1.5.7 最小断面

流域面積が小さく計画洪水量が小さい場合においても、下図の断面より小さい断面では計画しないものとする。これは、流路の側方から転石の流入や、上流堰場満砂時における転石の流下等を考慮し、水深を0.5mとし、また浚渫等の維持管理を考慮し底幅を1.0mとする。

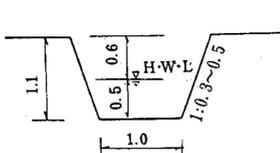


図-4.99

解説

(注)最小断面で計画する場合、護岸法勾配は5分を標準とするか、特に溪流勾配が急で、三面張工法を採用するような溪流や、湾曲度の小さいところがかかり多い溪流、流送される砂礫により摩耗や転石の衝突による護岸の破壊等の恐れが大である溪流は、4分・3分勾配を検討する。

1.6 縦断計画

溪流保全工の縦断形は、河床の安定を考慮するとともに、掘り込み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ものとする。

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、堆積等に留意して設計するものとする。

『国・河・森 P.498』

解説

溪流保全工を計画する溪流は、一般に急流であり、渓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、帯工等を用いるか、場合によっては渓床をコンクリートまたはブロック等で覆って渓床の安定を図る場合もある。

計画渓床が渓床材料のみで安定するかどうかは渓床勾配、渓床高及び横断形にも関連するのみならず、平面形にも関連する。このため計画渓床勾配と渓床高は試算的に求めて、他の横断形等を検討したうえで最終的に決定される。

また、本川の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せた勾配とする。このため合流点付近の計画は、縦断勾配、平面形状等十分検討する必要がある。

1.6.1 計画縦断勾配の決定方法

一般的には現在の溪流の渓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渓床勾配の1/2程度を目安に決定する。

解説

渓床変動の資料がない場合は掃流力計算を行うか、既往の実績例を参考にして求める場合もある。また動的平衡勾配、静的平衡勾配の検討も行うこともある。

更新

1.5.7 最小断面

流域面積が小さく計画洪水量が小さい場合においても、下図の断面より小さい断面では計画しないものとする。これは、流路の側方から転石の流入や、上流堰場満砂時における転石の流下等を考慮し、水深を0.5mとし、また浚渫等の維持管理を考慮し底幅を1.0mとする。

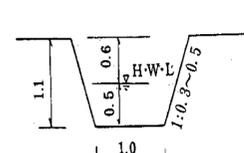


図-4.100

解説

(注)最小断面で計画する場合、護岸法勾配は5分を標準とするか、特に渓床勾配が急で、三面張工法を採用するような溪流や、湾曲度の小さいところがかかり多い溪流、流送される砂礫により摩耗や転石の衝突による護岸の破壊等の恐れが大である溪流は、4分・3分勾配を検討する。

1.6 縦断計画

溪流保全工の縦断形は、渓床の安定を十分考慮するものとし、将来の維持管理等も勘案して決定しなければならない。渓床の高さは掘り込み河道となるよう計画する。

『河・砂・敷P.24』

解説

溪流保全工を計画する溪流は、一般に急流であり、渓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、帯工等を用いるか、場合によっては渓床をコンクリートまたはブロック等で覆って渓床の安定を図る場合もある。

計画渓床が渓床材料のみで安定するかどうかは渓床勾配、渓床高及び横断形にも関連するのみならず、平面形にも関連する。このため計画渓床勾配と渓床高は試算的に求めて、他の横断形等を検討したうえで最終的に決定される。

また、本川の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せた勾配とする。このため合流点付近の計画は、縦断勾配、平面形状等十分検討する必要がある。

1.6.1 計画縦断勾配の決定方法

一般的には現在の溪流の渓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渓床勾配の1/2程度を目安に決定する。

解説

渓床変動の資料がない場合は掃流力計算を行うか、既往の実績例を参考にして求める場合もある。また動的平衡勾配、静的平衡勾配の検討も行うこともある。

①掃流力計算による方法

・掃流力

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

①掃流力計算による方法

・掃流力

$$U_*^2 = g \cdot R \cdot I \dots\dots (55)$$

U_*^2 : 摩擦速度

R: 径深

I: 河床勾配

・限界掃流力

$$U_{*c}^2 = 80.9 d_n \dots\dots (56)$$

U_{*c}^2 : 限界摩擦速度

d_n : 砂礫の平均粒径 (cm)

よって $U_{*c}^2 \geq U_*^2$ となるように縦断勾配を決定する。

(参考)

平均粒径 (d_n) は、計画区間の平均的な溪床位置において、以下の方法により求める。

・試料採取

最大礫の中径 (長径と短径の平均値) が 1,000mm 以上の試料採取は 4m×4m の全面に分布する礫を採取し中径を計算する。最大礫の中径が 500~1,000mm の試料採取は、2m×2m の全面に分布する礫を採取し中径を計算する。最大礫の中径が 500mm 以下の試料採取は、1m×1m 深さ 1m の採取地を設定し 100~500mm の礫については、その中径を計算し、100mm 以下の砂礫については、その全景を測定する

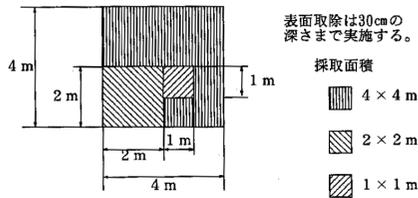


図-4.100 砂礫採取図

・ふるい分試験は、日本産業規格 JIS A1102:2020 及び JIS A1204:2014 によって実施し、その結果より次式により計算する。

$$d_n = \sum_{P=0}^{P=100} d \Delta P / \sum_{P=0}^{P=100} \Delta P \dots\dots (57)$$

d_n : 平均粒径

ΔP : フルイ目に対する残留百分率

d: フルイ目の寸法

旧

第5章 溪流保全工

$$U_*^2 = g \cdot R \cdot I \dots\dots (4.3)$$

U_*^2 : 摩擦速度

R: 径深

I: 河床勾配

・限界掃流力

$$U_*^2 C = 80.9 d_m \dots\dots (4.4)$$

$U_*^2 C$: 限界摩擦速度

d_m : 砂礫の平均粒径 (cm)

よって $U_*^2 C \geq U_*^2$ となるように縦断勾配を決定する。

(参考)

平均粒径 (d_m) は、計画区間の平均的な溪床位置において、以下の方法により求める。

・試料採取

最大礫の中径 (長径と短径の平均値) が 1000mm 以上の試料採取は 4m×4m の全面に分布する礫を採取し中径を計算する。最大礫の中径が 500~1000mm の試料採取は、2m×2m の全面に分布する礫を採取し中径を計算する。最大礫の中径が 500mm 以下の試料採取は、1m×1m 深さ 1m の採取地を設定し 100~500mm の礫については、その中径を計算し、100mm 以下の砂礫については、その全景を測定する

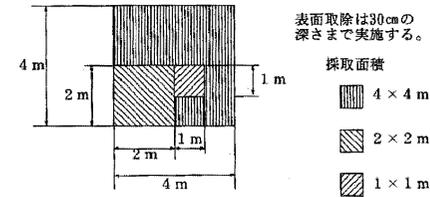


図-4.101 砂礫採取図

・篩分試験は、JIS A1102 及び JIS A1204 によって実施し、その結果より次式により計算する。

$$d_m = \sum_{P=0}^{P=100} d \Delta P / \sum_{P=0}^{P=100} \Delta P \dots\dots (4.5)$$

d_m : 平均粒径

ΔP : フルイ目に対する残留百分率

d: フルイ目の寸法

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

参考（平均粒径 d_m、90%粒径 d₉₀の求め方）

○川砂防工事に伴う粒度調査

地点	No. 1				
	Wkg	百分率 (ΔP)	ΔP × d	通百	
篩分量kg	1, 040.0				
最大粒径mm	600.0				
平均粒径mm	182.4				
混合比	0.55				
各篩通過百分率(%)	0.075	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.105	0.1	0.01	0.0611	0.01
	0.250	0.5	0.05	0.0125	0.06
	0.420	0.5	0.05	0.0210	0.11
	0.840	1.7	0.16	0.1344	0.27
	2.00	10.5	1.01	2.0200	1.28
	5.00	66.4	6.38	31.9000	7.66
	10.00	79.2	7.62	76.2000	15.28
	20.00	87.9	8.45	169.0000	23.73
	25.00	63.5	6.11	152.75	29.84
	40.00	74.5	7.16	286.40	37.00
	50.00	80.4	7.73	386.50	44.73
	60.00	76.3	7.34	440.40	52.07
	80.00	27.4	2.63	210.40	54.70
	100.00	5.6	0.54	54.00	55.24
	150.00	42.8	4.12	1,618.00	59.36
200.00	86.0	8.27	654.00	67.63	
250.00	0.0	0.0	0.00	〃	
300.00	0.0	0.0	0.00	〃	
400.00	143.2	13.77	5,508.00	81.40	
500.00	172.2	16.56	8,280.00	97.96	

計 17,869.738

粒度試験結果

最大粒径 d_{max}=600m/m (粒度曲線図より)

$$\text{平均粒径 } d_m = \frac{\sum_{P=0}^{P=100} d \Delta P}{\sum_{P=0}^{P=100} \Delta P} = \frac{17,869.739}{97.96}$$

≒182m/m

90%粒径=400m/m (粒度曲線図より)

図-4.101

辺長(cm)個数			比重=2.61	
a	b	c	V= π·abc/6	W(t)
7	10	9	0.0003	0.0008
12	12	12	0.0009	0.0023
13	6	10	0.0004	0.0010
7	15	11	0.0006	0.0015
11	15	13	0.0011	0.0023
20	11	15	0.0017	0.0044
20	15	17	0.0027	0.0070
25	11	18	0.0026	0.0068
25	35	30	0.0137	0.0358
40	30	35	0.0220	0.0574
			80~100	0.0056
			100~150	0.0428
			150~200	0.0860
			200~250	0
			250~300	0
			300~400	0.1432
			400~500	0.1722

ふるい分け



右表より

旧

第5章 溪流保全工

参考（平均粒径 d_m、90%粒径 d₉₀の求め方）

○川砂防工事に伴う粒度調査

図-4.102

地点	No. 1				
	Wkg	百分率 (ΔP)	ΔP × d	通百	
篩分量kg	1, 040.0				
最大粒径mm	600.0				
平均粒径mm	182.4				
混合比	0.55				
各篩通過百分率(%)	0.074	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.105	0.1	0.01	0.0011	0.01
	0.250	0.5	0.05	0.0125	0.06
	0.420	0.5	0.05	0.0210	0.11
	0.840	1.7	0.16	0.1344	0.27
	2.00	10.5	1.01	2.0200	1.28
	5.00	66.4	6.38	31.9000	7.66
	10.00	79.2	7.62	76.2000	15.28
	20.00	87.9	8.45	169.0000	23.73
	25.00	63.5	6.11	152.75	29.84
	40.00	74.5	7.16	286.40	37.00
	50.00	80.4	7.73	386.50	44.73
	60.00	76.3	7.34	440.40	52.07
	80.00	27.4	2.63	210.40	54.70
	100.00	5.6	0.54	54.00	55.24
	150.00	42.8	4.12	1,618.00	59.36
200.00	86.0	8.27	654.00	67.63	
250.00	0.0	0.0	0.00	〃	
300.00	0.0	0.0	0.00	〃	
400.00	143.2	13.77	5,508.00	81.40	
500.00	172.2	16.56	8,280.00	97.96	

計 17,869.738

粒度試験結果

最大粒径 d_{max}=600m/m (粒度曲線図より)

$$\text{平均粒径 } d_m = \frac{\sum_{P=0}^{P=100} d \Delta P}{\sum_{P=0}^{P=100} \Delta P} = \frac{17,869.739}{97.96}$$

≒182m/m

90%粒径=400m/m (粒度曲線図より)

辺長(cm)個数			比重=2.61	
a	b	c	V= π·abc/6	W(t)
7	10	9	0.0003	0.0008
12	12	12	0.0009	0.0023
13	6	10	0.0004	0.0010
7	15	11	0.0006	0.0015
11	15	13	0.0011	0.0023
20	11	15	0.0017	0.0044
20	15	17	0.0027	0.0070
25	11	18	0.0026	0.0068
25	35	30	0.0137	0.0358
40	30	35	0.0220	0.0574
			80~100	0.0056
			100~150	0.0428
			150~200	0.0860
			200~250	0
			250~300	0
			300~400	0.1432
			400~500	0.1722

ふるい分け



右表より

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

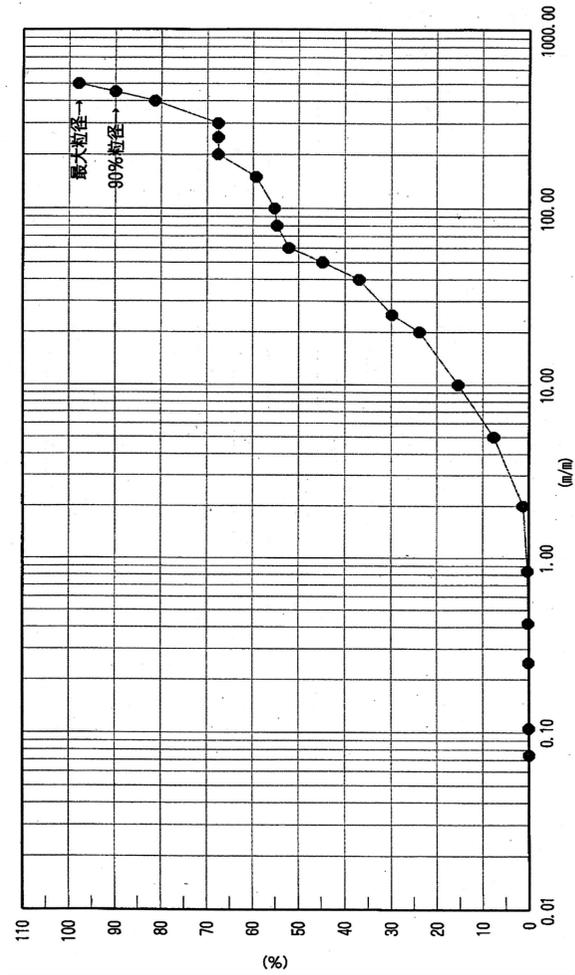
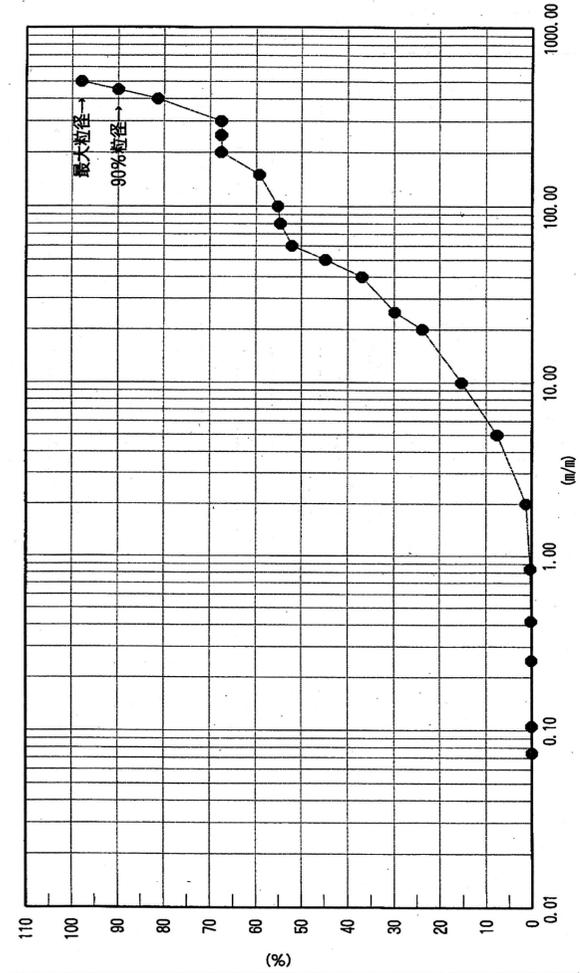


图-4.102 粒径加積曲線圖

旧

第5章 溪流保全工

图-4.103 粒径加積曲線圖



(%)

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

(計算例)

渓床勾配1/30計画水深1.5m渓床を構成している砂礫の平均粒径3cmの溪流の場合 (H≠Rとした場合、通常はRで行う)

$$U_*^2 = g \cdot H \cdot I$$

$$= 9.8 \times 1.5 \times 1/30 = 0.49 \text{ (m}^2/\text{sec}^2)$$

$$U_{*c}^2 = 80.9 d$$

$$= 80.9 \times 3 = 242.7 \text{ (cm}^2/\text{sec}^2) = 0.024 \text{ (m}^2/\text{sec}^2)$$

ゆえに $U_*^2 > U_{*c}^2$ となり河床礫が移動するため上記のような場合は渓床勾配を緩とするか、水深を小さくするまたは、底張工を検討する。

ただし注意を要することは、限界掃流力は粒径のとり方で異なることと洪水流は流水だけではなく砂礫も流送るからこの結果からのみ判断せず一つの決定要素として使用するものである。

②既往の実績等による方法

渓床変動の資料がない場合には類似した河川の実績等を参考にして求める場合もある。

③動的平衡勾配・静的平衡勾配の検討

動的平衡勾配：渓床を構成する砂礫は流水（土砂を含む）との間につりあった関係を有するようになり、上流から流砂があっても渓床が変動しないような勾配をいう。

静的平衡勾配：流砂を含まない流水によって、掃流力にみあう粒径までが移動すると考えて渓床の構成粒径による限界掃流力と掃流力のつりあ勾配。

動的平衡勾配は工作物の天端高の検討に用い、静的平衡勾配は工作物の基礎高の検討に用いる。

・動的平衡勾配を求める式は

$$I = \left\{ \frac{0.1 \times qB \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right)^2 d_m (1 - \lambda)}{\sqrt{g(nq)^2}} \right\}^{4/3} \dots \dots \dots (58)$$

$$qB = \frac{QB}{B} \dots \dots \dots (59)$$

d_m：平均粒径(m)

λ：空ゲキ率0.4

n：マンシングの粗度係数

q：単位幅当り流量（計画洪水量÷計画幅）

g：重力の加速度9.8(m/sec)

qB：単位幅当り掃流砂量(m³/sec/m)

σ：砂粒子の密度2.6

QB：流量×含砂率（土砂混入率）

ρ：水の密度1.0

B：計画川幅（平均川幅）

旧

第5章 溪流保全工

(計算例)

渓床勾配1/30計画水深1.5m渓床を構成している砂礫の平均粒径3cmの溪流の場合 (H≠Rとした場合、通常はRで行う)

$$U_*^2 = g \cdot H \cdot I$$

$$= 9.8 \times 1.5 \times 1/30 = 0.49 \text{ (m}^2/\text{sec}^2)$$

$$U_*^2 C = 80.9 d$$

$$= 80.9 \times 3 = 242.7 \text{ (cm}^2/\text{sec}^2) = 0.024 \text{ (m}^2/\text{sec}^2)$$

ゆえに $U_*^2 > U_*^2 C$ となり河床礫が移動するため上記のような場合は渓床勾配を緩とするか、水深を小さくするまたは、底張工を検討する。

ただし注意を要することは限界掃流力は粒径のとり方で異なることと洪水流は流水だけではなく砂礫も流送るからこの結果からのみ判断せず一つの決定要素として使用するものである。

②既往の実績等による方法

渓床変動の資料がない場合には類似した河川の実績等を参考にして求める場合もある。

③動的平衡勾配・静的平衡勾配の検討

動的平衡勾配：渓床を構成する砂礫は流水（土砂を含む）との間につりあった関係を有するようになり、上流から流砂があっても渓床が変動しないような勾配をいう。

静的平衡勾配：流砂を含まない流水によって、掃流力にみあう粒径までが移動すると考えて渓床の構成粒径による限界掃流力と掃流力のつりあ勾配。

動的平衡勾配は工作物の天端高の検討に用い、静的平衡勾配は工作物の基礎高の検討に用いる。

・動的平衡勾配を求める式は

$$I = \left\{ \frac{0.1 \times qB \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right)^2 d_m (1 - \lambda)}{\sqrt{g(nq)^2}} \right\}^{4/3} \dots \dots (46)$$

$$qB = \frac{QB}{B} \dots \dots (47)$$

d_m：平均粒径(m)

λ：空ゲキ率0.4

n：マンシングの粗度係数

q：単位幅当り流量（計画洪水量÷計画幅）

g：重力の加速度9.8(m/sec)

qB：単位幅当り掃流砂量(m³/sec/m)

σ：砂粒子の密度2.6

QB：流量×含砂率（土砂混入率）

ρ：水の密度1.0

B：計画川幅（平均川幅）

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

・静的平衡勾配を求める式は

$$I = \frac{80.9d_{90}}{g \left(\frac{nQ}{0.29\sqrt{d_{90}B}} \right) \times 10^2} \dots\dots\dots (60)$$

- n : マニングの粗度係数
- B : 溪流保全工幅 (平均川幅) (m)
- g : 重力の加速度 (9.8m/sec)
- Q : 計画洪水流量 (m³/s)
- d₉₀ : 90%粒径 (m)

旧

第5章 溪流保全工

・静的平衡勾配を求める式は

$$I = \frac{80.9d_{90}}{g \left(\frac{nQ}{0.29\sqrt{d_{90}B}} \right) \times 10^2} \dots\dots(48)$$

- n : マニングの粗度係数
- B : 溪流保全工幅 (平均川幅) (m)
- g : 重力の加速度 (9.8m/sec)
- Q : 計画洪水流量 (m³/s)
- d₉₀ : 90%粒径 (m)

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

1.6.2 縦断勾配の変化

溪流保全工の縦断勾配は上流より下流に向けて次第に緩勾配になるように計画しなければならない。勾配の変化をあまり急激に行くと変化点付近で洗掘や堆積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きめるのが望ましい。

また、勾配変化のある場合はその折点に床固工を計画し、帯工で変化させてはならないことを原則とする。

解説

掃流力を50%以上変化させないことは、上流を基準として

$$U_{*B}^2 / U_{*A}^2 = g \cdot R_B \cdot I_B / g \cdot R_A \cdot I_A \geq 0.5 \text{ のことである。}$$

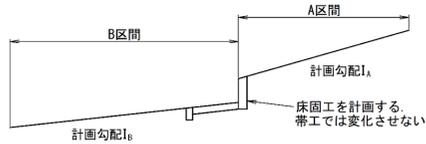


図4.103

(計算方法)

掃流力 $U_*^2 = g \cdot R \cdot I$ で表わす。……(61)

A区間の掃流力 $U_{*A}^2 = g \cdot R_A \cdot I_A$

B区間の掃流力 $U_{*B}^2 = g \cdot R_B \cdot I_B$

$$\frac{U_{*B}^2}{U_{*A}^2} = \frac{g \cdot R_B \cdot I_B}{g \cdot R_A \cdot I_A} \geq 0.5$$

U_* = 掃流力

g = 重力の加速度

I = 勾配

R = 径深

ここで上下流の径深を同じにとれば $I_B / I_A \geq 0.5$ となり縦断勾配によって検討できる。

一般的には $I_A \geq 1/30$ の場合 $U_{*B}^2 / U_{*A}^2 \leq 2.0$

$I_A \leq 1/30$ の場合 $U_{*B}^2 / U_{*A}^2 \leq 1.5$ 程度を目安とすると良い。

旧

第5章 溪流保全工

1.6.2 縦断勾配の変化

溪流保全工の縦断勾配は上流より下流に向けて次第に緩勾配になるように計画しなければならない。勾配の変化をあまり急激に行くと変化点付近で洗掘や堆積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きめるのが望ましい。

また、勾配変化のある場合はその折点に床固工を計画し、帯工で変化させてはならないことを原則とする。

『河・砂・計P.187』(旧)

削除

解説

掃流力を50%以上変化させないことは、上流を基準として

$$U_{*B}^2 / U_{*A}^2 = g \cdot R_B \cdot I_B / g \cdot R_A \cdot I_A \geq 0.5 \text{ のことである。}$$

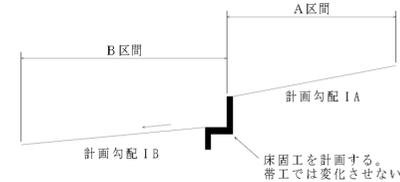


図4.104

(計算方法)

掃流力 $U_*^2 = g \cdot R \cdot I$ で表わす。……(49)

A区間の掃流力 $U_{*A}^2 = g \cdot R_A \cdot I_A$

B区間の掃流力 $U_{*B}^2 = g \cdot R_B \cdot I_B$

$$\frac{U_{*B}^2}{U_{*A}^2} = \frac{g \cdot R_B \cdot I_B}{g \cdot R_A \cdot I_A} \geq 0.5$$

U_* = 掃流力

g = 重力の加速度

I = 勾配

R = 径深

ここで上下流の径深を同じにとれば $I_B / I_A \geq 0.5$ となり縦断勾配によって検討できる。

一般的には $I_A \geq 1/30$ の場合 $U_{*A}^2 / U_{*B}^2 \leq 2.0$

$I_A \leq 1/30$ の場合 $U_{*A}^2 / U_{*B}^2 \leq 1.5$ 程度を目安とすると良い。

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

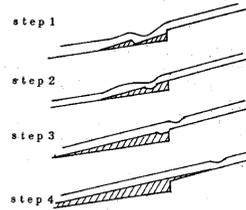


図-4.104 堆砂進行過程（模式図）

1.6.3 計画渓床高の決め方

計画渓床は現渓床により下に切り込ませる。溪流保全工は完全堀込形式を原則として計画渓床高を決定する。砂防工事としての溪流保全工は、通常勾配が急で流速が大きいため築堤方式では破堤、決壊等の危険性が高く、いったん破堤した場合の被害が著しいので安全性を高めるため堀込み方式を原則とする。なお本川との取付部等地形上やむを得ず築堤となる場合でも極力少なく計画することが望ましい。

解説

次図のような、現渓床勾配より浮いた計画渓床とした場合、護岸工の基礎根入れを深くするとか、根固工を施工するとか、その対策には多大な費用を要することとなり、このような計画はさけるよう考慮すべきである。

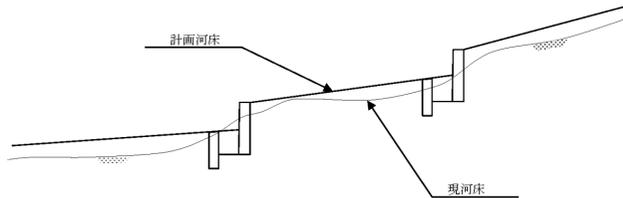


図-4.105

(注)現河道から離れて捷水路を計画する場合の現河床は新水路と現河道の交点（上下流）を結んだ高さを現渓床高と考える。（次図参照）

旧

第5章 溪流保全工

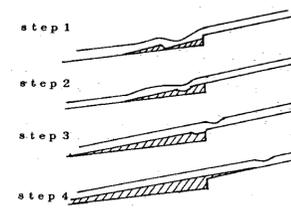


図-4.105 堆砂進行過程（模式図）

1.6.3 計画渓床高の決め方

計画渓床は現渓床により下に切り込ませる。溪流保全工は完全堀込形式を原則として計画渓床高を決定する。砂防工事としての溪流保全工は、通常勾配が急で流速が大きいため築堤方式では破堤、決壊等の危険性が高く、いったん破堤した場合の被害が著しいので安全性を高めるため堀込み方式を原則とする。なお本川との取付部等地形上やむを得ず築堤となる場合でも極力少なく計画することが望ましい。

解説

次図のような、現渓床勾配より浮いた計画渓床とした場合、護岸工の基礎根入れを深くするとか、根固工を施工するとか、その対策には多大な費用を要することとなり、このような計画はさけるよう考慮すべきである。

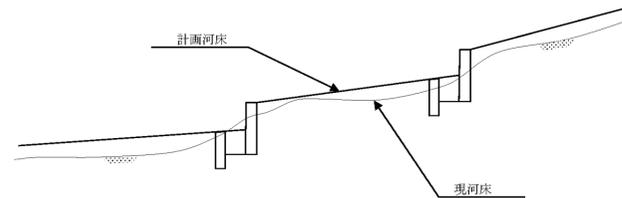


図-4.106

(注)現河道から離れて捷水路を計画する場合の現河床は新水路と現河道の交点（上下流）を結んだ高さを現渓床高と考える。（次図参照）

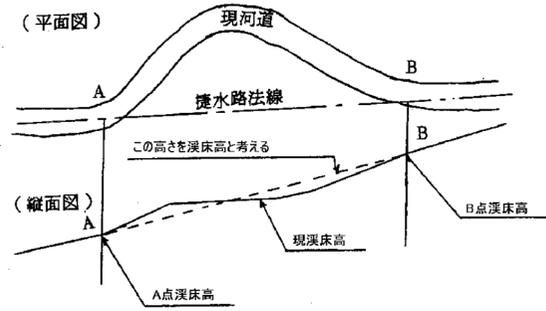


図-4.106

1.7 支川処理

支川からの土砂流入により本川の改修断面を減少させることを防止するとともに流水の集水機能をもつ止めをつくり、流水が流路外を流れることを防止するものである。

解説

①法線形

支川の本川に対する合流角度は極力鋭角化する。また合流点は本川溪流保全工の床固工（帯工）の上流側にすることが望ましい。

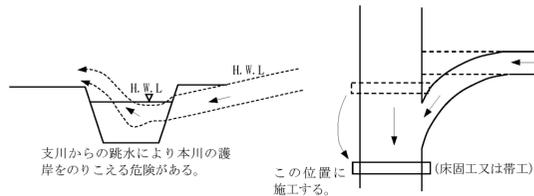


図-4.107

②縦断形

合流する支川の縦断勾配は、本川の支川による洗掘、堆積を防ぐため本支川が同一勾配でかつ同溪床高で合流することが望ましい。ただし支川の地域面積が小さく流量が小さい場合 ($Q'/Q \leq 0.1$ かつ $Q' \leq 3m^3/sec$) 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。

【砂・公P.158】

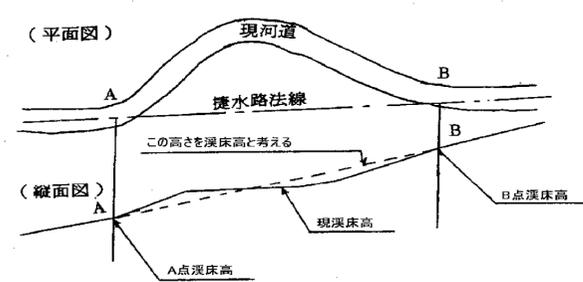


図-4.107

1.7 支川処理

支川からの土砂流入により本川の改修断面を減少させることを防止するとともに流水の集水機能をもつ止めをつくり、流水が流路外を流れることを防止するものである。

解説

①法線形

支川の本川に対する合流角度は極力鋭角化する。また合流点は本川溪流保全工の床固工（帯工）の上流側にすることが望ましい。

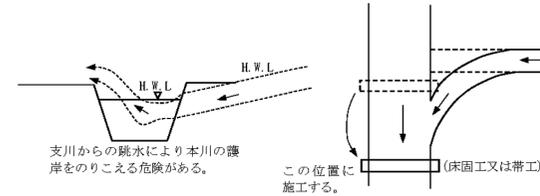


図-4.108

②縦断形

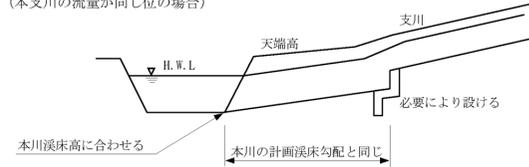
合流する支川の縦断勾配は、本川の支川による洗掘、堆積を防ぐため本支川が同一勾配でかつ同溪床高で合流することが望ましい。ただし支川の地域面積が小さく流量が小さい場合 ($Q'/Q \leq 0.1$ かつ $Q' \leq 3m^3/sec$) は、本川の溪床高よりも支川の溪床高を高くしておいた方が本川の高水位に影響されることが少ない。

【砂・公P.161】

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

(本支川の流量が同じ位の場合)



(支川の流量が小さい場合)

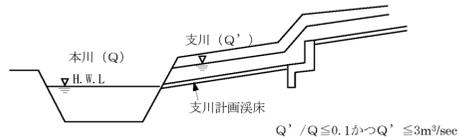


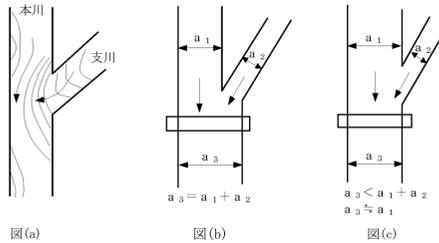
図-4.108

③横断形(幅)

本川・支川とも渓床勾配、計画高水位(水深も)が同じような河川の場合(両方の掃流力が同程度)合流点下流の溪流保全工幅は本川・支川の幅の和をもって計画幅としてよい(図-4.109(b))。少しの差の場合は計算で求められる(流量計算をする)。

本川の掃流力の方が支川の掃流力より大きい場合は、支川から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おこす危険がある(図-4.109(a))。そこでこのような場合には、 a_3 は $a_2 + a_2$ 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ある(図-4.109(c))。この場合計画高水位のとり方は十分注意することが必要である。

『砂・公P.161』



図(a) 支川の掃流力が大きい場合

図(b)

図(c)

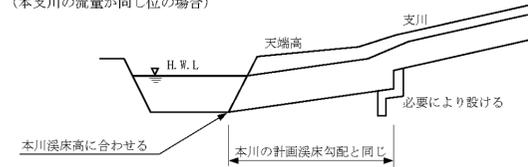
図-4.109

支川の余裕高は、計画流量によって決定する。しかし極小の支川についてはこの限りではない。

旧

第5章 溪流保全工

(本支川の流量が同じ位の場合)



(支川の流量が小さい場合)

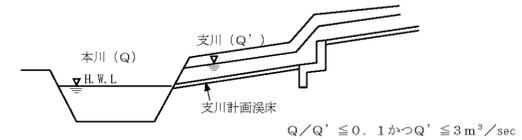


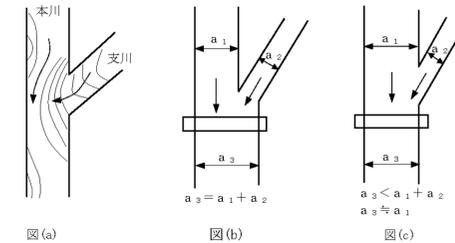
図-4.109

③横断形(幅)

本川・支川とも渓床勾配、計画高水位(水深も)が同じような河川の場合(両方の掃流力が同程度)合流点下流の溪流保全工幅は本川・支川の幅の和をもって計画幅としてよい(図-4.109(b))。少しの差の場合は計算で求められる(流量計算をする)。

本川の掃流力の方が支川の掃流力より大きい場合は、支川から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おこす危険がある(図-4.109(a))。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ある(図-4.109(c))。この場合計画高水位のとり方は十分注意することが必要である。

『砂・公P.161』



図(a) 支川の掃流力が大きい場合

図(b)

図(c)

図-4.110

支川の余裕高は、計画流量によって決定する。しかし極小の支川についてはこの限りではない。

【設計編】 第5章 溪流保全工

④支川吐口工（支川の流量が本川に比してかなり小さい場合で本川が2面張の場合）

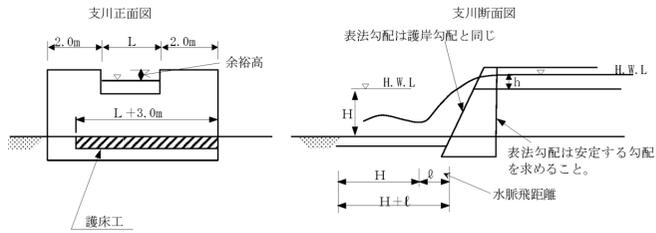


図-4.110

$$\ell = V_0 \left[\frac{2 \left(\frac{H+h}{2} \right)}{g} \right]^{1/2} \dots\dots (62)$$

- ℓ : 水脈飛距離 (m)
- V₀ : 越流点流速 (マンニング計算による流速の1.6倍程度とする) (m²/s)
- h : 越流水深 (m)
- H : 支川の落差高 (m)
- g : 重力の加速度 (9.8m/sec²)

第5章 溪流保全工

④支川吐口工（支川の流量が本川に比してかなり小さい場合で本川が2面張の場合）

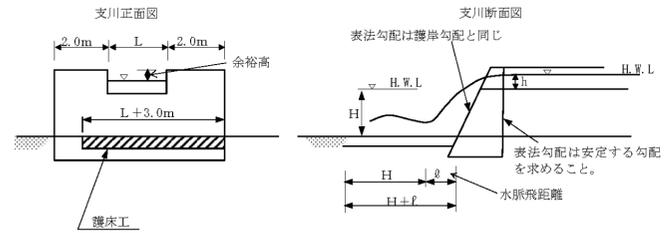


図-4.111

$$\ell = V_0 \left[\frac{2 \left(\frac{H+h}{2} \right)}{g} \right]^{1/2} \dots\dots (50)$$

- ℓ : 水脈飛距離 (m)
- V₀ : 越流点流速 (マンニング計算による流速の1.6倍程度とする) (m²/s)
- h : 越流水深 (m)
- H : 支川の落差高 (m)
- g : 重力の加速度 (9.8m/sec²)

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

1.8 上流端処理

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、縦横侵食防止等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。

【砂・公 P.162】

解説

この堰堤もしくは床固工はしゃ水機能をも有するよう袖の嵌入等は十分考慮して計画することが必要である。（設計は、設計編第2章 床固工（溪流堆積土砂移動防止工）参照）

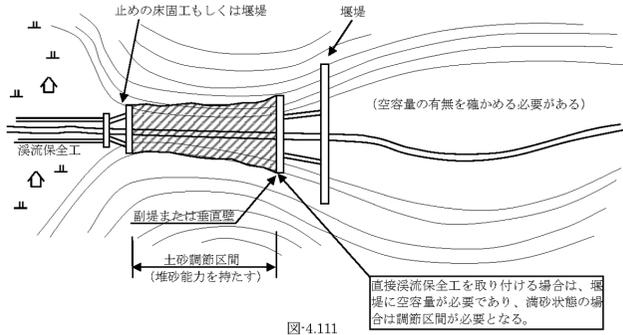


図-4.111

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、その間に取合せ部が必要となる。

取合せ部は水理条件を急変させないよう適当な長さとする。

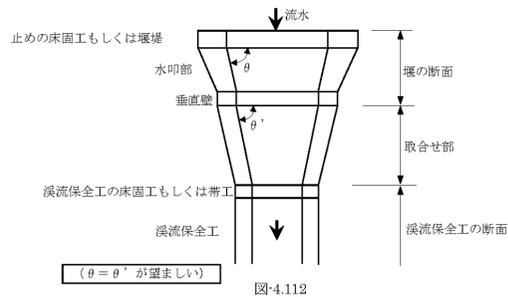


図-4.112

4-147

旧

第5章 溪流保全工

1.8 上流端処理

えん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、超過流出土砂がえん堤に安全に貯留されることが必要条件であり、えん堤自体が調節効果、縦横侵食防止等の目的を持つ場合であればそのようなえん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、えん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。

【砂・公F.162】

解説

このえん堤もしくは床固工はしゃ水機能をも有するよう袖の嵌入等は十分考慮して計画することが必要である。（設計は、設計編第2章 床固工（溪流保全工内に設置するものを除く）参照）

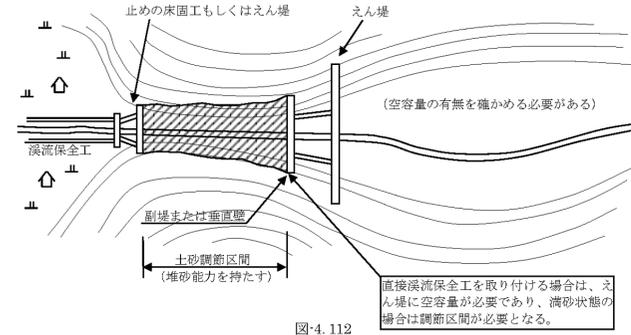


図-4.112

最上流端の砂防えん堤または床固工は、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、その間に取合せ部が必要となる。

取合せ部は水理条件を急変させないよう適当な長さとする。

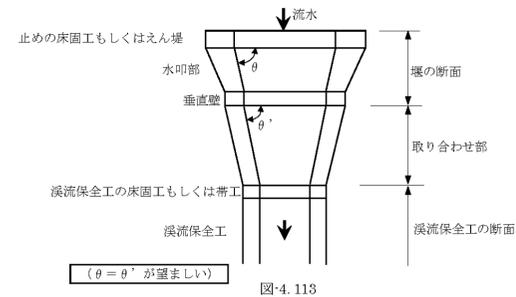


図-4.113

4-145

第2節 溪流保全工内の床固工

溪流保全工の床固工は、本節に準じて設計するものとする。

【国・河・設 P.498】

解説

「溪流保全工内の床固工」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、侵食を防止して溪床の安定を計り、溪床堆積物の流出を防止し、山脚を固定するために設置する床固工(「第2章 床固工(溪床堆積土砂移動防止工)」に準ずる)とは区別する。

ただし、溪流保全工の最上流端に施工する「止めの床固工」は氾濫水を集水して流水を溪流保全工に導くことを第一の目的とし、併せて河岸の崩壊を防止し、溪床を固定するものであり、第2章に準ずるものとする。

図-4.113に床固工設計基準の適用区分を示す。

更新

第2節 溪床堆積土砂移動防止工(床固工)

溪流保全工の最上流端に施工する「止めの床固工」は氾濫水を集水して流水を溪流保全工に導くことを第一の目的とし、合わせて河岸の崩壊を防止し、溪床を固定するものである。また「溪流保全工内における床固工」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、具体的には溪床を固定して縦断勾配を安定させ、溪床からの土砂の移動を防止する。落差を付けることにより縦断勾配を緩和し流水による縦侵食を防止し、加えて横侵食も防止する。

更新

2.1 計画位置

床固工の計画位置は次のとおりである。

1. 溪流保全工計画の上下流端
2. 計画溪床勾配の変化点
3. 底浜溪流保全工の上下流端
4. 支川合流下流地点
5. その他必要な箇所

【砂・公P.163、164】

解説

床固工の間隔は、計画溪床を保つために必要な間隔とし、落差高も考慮して検討を行い決定する。

床固工の間隔と高さは、次式を参考として決定することができる(各床固工の高さを同一とする場合で同一計画溪床勾配とする区間)。

$$l = \frac{m \cdot n}{m - n} h \quad \dots \dots (5.1)$$

l: 床固工の間隔(m)

h: 落差高(m)

n: 現溪床勾配の分母

m: 計画溪床勾配の分母

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-4.113に示す。

溪流勾配 $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{100}$ 流域面積20km²以下 B: 溪流保全工幅(m) l: 床固工間隔(m)

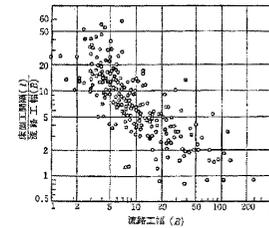
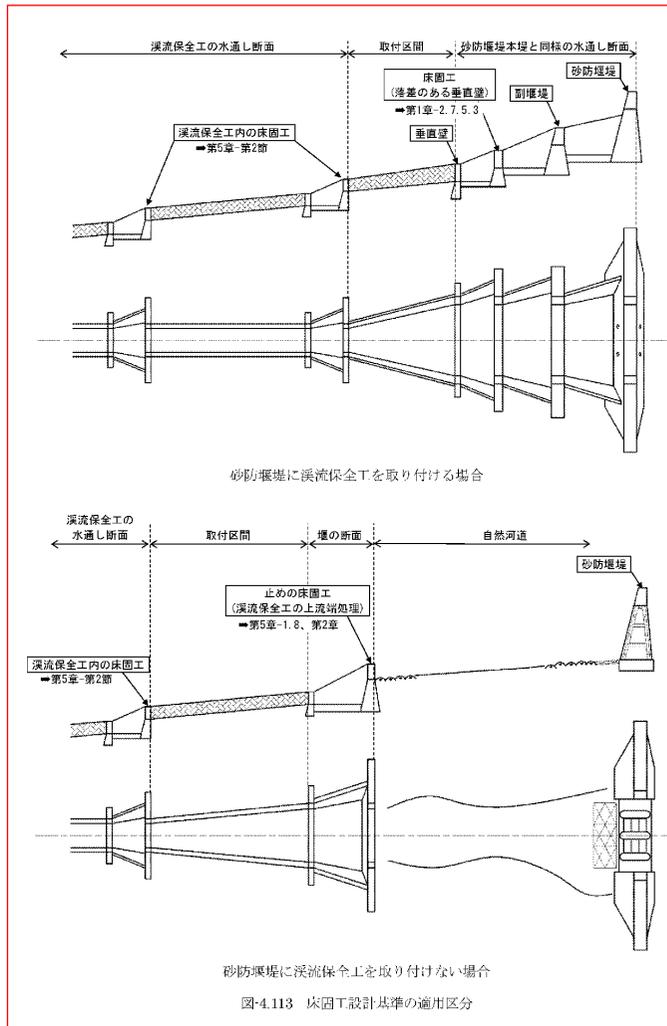


図-4.114 溪流保全工幅と床固工間隔の関係

新

旧

【設計編】 第5章 渓流保全工



【設計編】 第5章 溪流保全工

2.1 計画位置

- 床固工の計画位置は次のとおりである。
1. 溪流保全工計画の上下流端
 2. 計画溪床勾配の変化点
 3. 底根溪流保全工の上下流端
 4. 支川合流下流地点
 5. その他必要な箇所

〔参・公 P.163, 164.〕

解説

床固工の間隔は、計画溪床を保つために必要な間隔とし、落差高も考慮して検討を行い決定する。床固工の間隔と高さは、次式を参考として決定することができる（各床固工の高さを同一とする場合で同一計画溪床勾配とする区間）。

$$t = \frac{m \cdot n}{m - n} h \quad \dots \dots \dots (63)$$

t：床固工の間隔(m) h：落差高(m)
 n：現溪床勾配の分母 m：計画溪床勾配の分母

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-4.114に示す。

溪床勾配 1/10～1/100 流域面積20km²以下 B：溪流保全工幅(m) t：床固工間隔(m)

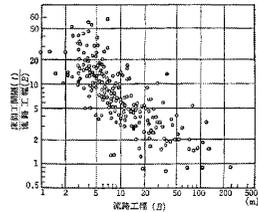


図-4.114 溪流保全工幅と床固工間隔の関係

柿氏は、計画された溪流保全工が乱流または偏流防止を目的としている場合の床固工間隔は次式で示すことができるとした。

$$t = (1.5 \sim 2) \times B \quad \dots \dots \dots (64)$$

t：床固工の間隔(m)
 B：溪流保全工幅(m)

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

また、既設溪流保全工の資料を整理した結果から、田畑氏は溪流保全工幅と床固工間隔との比は溪流保全工幅と関係があると述べている（図-4.115）。また、池谷氏は既設溪流保全工のうち、特に被災した溪流保全工の床固工間隔を調査した結果から、床固工間隔を示している。

$$L = (1 \sim 2) m \quad (1/30 > 1/m > 1/60) \quad \dots\dots (65)$$

$$L = (1 \sim 1.5) m \quad (1/60 > 1/m) \quad \dots\dots (66)$$

1/m : 計画渓床勾配

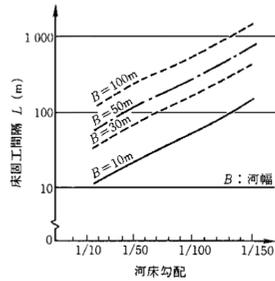


図-4.115 河幅と渓床勾配からみた床固工間隔

2.2 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。渓床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、渓床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はない。

『砂・公 P.164』

解説



図-4.116

旧

第5章 溪流保全工

柿氏は、計画された溪流保全工が乱流または偏流防止を目的としている場合の床固工間隔は次式で示すことができるとした。

$$L = (1.5 \sim 2) \times B \quad \dots\dots (5.2)$$

B : 溪流保全工幅(m)

また、既設溪流保全工の資料を整理した結果から、田畑氏は溪流保全工幅と床固工間隔との比は溪流保全工幅と関係があると述べている（図-4.114）。また、池谷氏は既設溪流保全工のうち、特に被災した溪流保全工の床固工間隔を調査した結果から、床固工間隔を示している。

$$L = (1 \sim 2) m \quad (1/30 > 1/m > 1/60) \quad \dots\dots (5.3)$$

$$L = (1 \sim 1.5) m \quad (1/60 > 1/m) \quad \dots\dots (5.4)$$

1/m : 計画渓床勾配

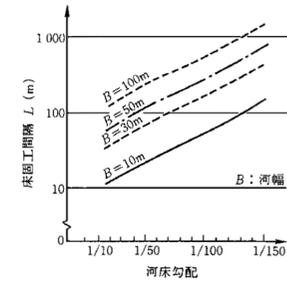


図-4.115 河幅と渓床勾配からみた床固工間隔

2.2 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。渓床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、渓床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はない。

『河・砂・計P.188』

解説

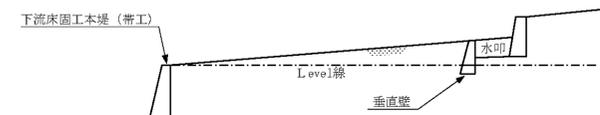


図-4.116

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

2.3 水通しの方向

1. 床固工の方向は、原則として計画個所下流部の流心線に直角とする。
2. 床固工を階段状に計画する場合の各床固工の方向は原則として各計画個所下流の流心線に直角とし、各床固水通しの中心線はその直上流の床固水通しの中心点における流心線状に定めるものとする。

2.4 水叩勾配

水叩勾配は、原則として水平とする。

解説

やむを得ず勾配をつける場合も溪流床勾配の1/2を最急勾配とする。

2.5 構造

2.5.1 本堤（溪流保全工内の床固工）

高さ(H)は原則として5.0m以下とする。

水通し天端(b)は、1.0m。下流勾配は、2分。上流のり勾配は、安定計算により求める。ただし(H)が3m以下の場合、上流法勾配は、直としてよい。

追加

『現場技術者のための砂防・地すべり防止工事ポケットブック P.117』

解説

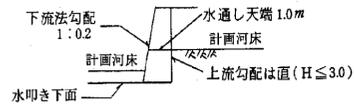


図-4.117

床固工本堤の堤底は水叩き下面に一致させるものとする。

床固工の袖は、原則として地山に嵌入する。

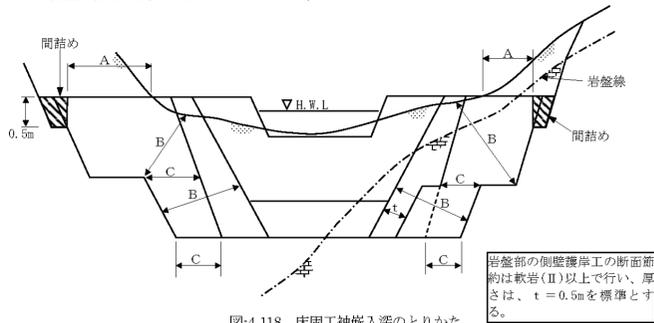


図-4.118 床固工袖嵌入深のとりかた

岩盤部の側壁擁岸工の断面節約は軟岩(II)以上で行い、厚さは、 $t = 0.5m$ を標準とする。

旧

第5章 溪流保全工

2.3 水通しの方向

1. 床固工の方向は、原則として計画個所下流部の流心線に直角とする。
2. 床固工を階段状に計画する場合の各床固工の方向は原則として各計画個所下流の流心線に直角とし、各床固水通しの中心線はその直上流の床固水通しの中心点における流心線状に定めるものとする。

『河・砂・計P.174,P175』

2.4 水叩勾配

水叩勾配は、原則として水平とする。

解説

やむを得ず勾配をつける場合も溪流床勾配の1/2を最急勾配とする。

2.5 構造

2.5.1 本堤（溪流保全工内における床固工）

高さ(H)は原則として5.0m以下とする。

水通し天端(b)は、1.0m。下流勾配は、2分。上流のり勾配は、安定計算により求める。ただし(H)が3m以下の場合、上流法勾配は、直としてよい。

解説

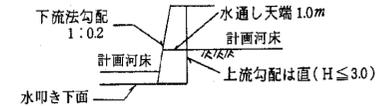


図-4.117

床固工本堤の堤底は水叩き下面に一致させるものとする。

床固工の袖は、原則として地山に嵌入する。

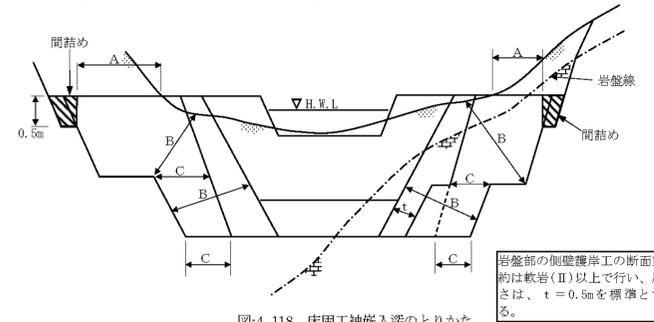


図-4.118 床固工袖嵌入深のとりかた

岩盤部の側壁擁岸工の断面節約は軟岩(II)以上で行い、厚さは、 $t = 0.5m$ を標準とする。

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

表-4.44 土質別嵌入深

基礎地盤	A	B	C
土砂	2.0m以上	2.0m以上	1.5m以上
軟岩(I)・軟岩(II)	1.5m以上	1.5m以上	1.2m以上
中硬岩・硬岩	1.0m以上	1.0m以上	1.0m以上

被覆土のある軟岩(I・II)の場合

$$A = 0.6 \cdot A_1 + A_2 \geq 1.5m \quad \text{と} \quad A_1 + A_2 \geq 2.0m \quad \text{の内小さい方}$$

$$B = 0.6 \cdot B_1 + B_2 \geq 1.5m \quad \text{と} \quad B_1 + B_2 \geq 2.0m \quad \text{の内小さい方}$$

A₁、B₁ : 土砂の厚さ

A₂、B₂ : 軟岩の厚さ

被覆土のある中硬岩・硬岩の場合

$$A = 0.3 \cdot A_1 + A_2 \geq 1.0m \quad \text{と} \quad A_1 + A_2 \geq 2.0m \quad \text{の内小さい方}$$

$$B = 0.3 \cdot B_1 + B_2 \geq 1.0m \quad \text{と} \quad B_1 + B_2 \geq 2.0m \quad \text{の内小さい方}$$

A₁、B₁ : 土砂の厚さ

A₂、B₂ : 中硬岩・硬岩の厚さ

注) 袖天端幅の最小は0.4mとする。

2.5.2 垂直壁 (溪流保全工内の垂直壁)

1. 垂直壁の位置(L)は、次式による。

$$L = C \times (H_1 + h_2) \quad \dots\dots(67)$$

(記号は図-4.83参照)

2. 袖部の嵌入の取り扱い、表-4.46による。

3. 根入れ(d)は表-4.47を標準とする。

4. 水通し天端幅は水叩き厚と同厚とする。ただし、水叩工を風化防止として設計する場合は1.0mとする。

解説

表-4.45 Cの値

水深h ₂	C
2.0m未満	2
2.0m以上	3

旧

第5章 溪流保全工

表-4.40 土質別嵌入深

基礎地盤	A	B	C
土砂	2.0m以上	2.0m以上	1.5m以上
軟岩(I)・軟岩(II)	1.5m以上	1.5m以上	1.2m以上
中硬岩・硬岩	1.0m以上	1.0m以上	1.0m以上

被覆土のある軟岩(I・II)の場合

$$A = 0.6 \cdot A_1 + A_2 \geq 1.5m \quad \text{と} \quad A_1 + A_2 \geq 2.0m \quad \text{の内小さい方}$$

$$B = 0.6 \cdot B_1 + B_2 \geq 1.5m \quad \text{と} \quad B_1 + B_2 \geq 2.0m \quad \text{の内小さい方}$$

A₁、B₁ : 土砂の厚さ

A₂、B₂ : 軟岩の厚さ

被覆土のある中硬岩・硬岩の場合

$$A = 0.3 \cdot A_1 + A_2 \geq 1.0m \quad \text{と} \quad A_1 + A_2 \geq 2.0m \quad \text{の内小さい方}$$

$$B = 0.3 \cdot B_1 + B_2 \geq 1.0m \quad \text{と} \quad B_1 + B_2 \geq 2.0m \quad \text{の内小さい方}$$

A₁、B₁ : 土砂の厚さ

A₂、B₂ : 中硬岩・硬岩の厚さ

注) 袖天端幅の最小は0.4mとする。

2.5.2 垂直壁 (溪流保全工内における垂直壁)

1. 垂直壁の位置(L)は、次式による。

$$L = C \times (H_1 + h_2) \quad \dots\dots(55)$$

(記号は図-4.83参照)

2. 袖部の嵌入の取り扱い、表-4.42による。

3. 根入れ(d)は表-4.43を標準とする。

4. 水通し天端幅は水叩き厚と同厚とする。ただし、水叩工を風化防止として設計する場合は1.0mとする。

解説

表-4.41 Cの値

水深h ₂	C
2.0m未満	2
2.0m以上	3

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

表-4.46 垂直壁袖の土質別嵌入深

基礎地盤	A	B	C
砂礫・岩塊玉石	1.5m以上	1.5m以上	1.0m以上
軟岩(I)・軟岩(II)	1.5m以上	1.0m以上	1.0m以上
中硬岩・硬岩	1.0m以上	0.5m以上	0.5m以上

表-4.47 土質別根入れ長 (d)

土砂	1.5m (下流が2面張)
	1.0m (下流が3面張)
軟岩	0.5m程度
中硬岩以上	0.3m程度

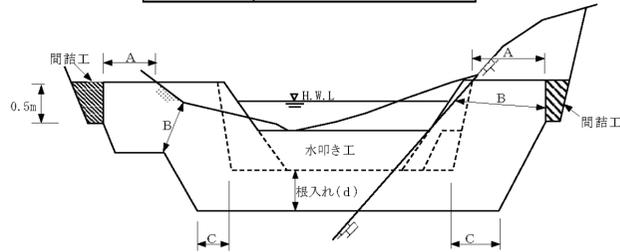


図-4.119 垂直壁の袖の形状

注) 袖天端幅の最小は0.4mとする。

2.5.3 側壁護岸

1. コンクリート擁壁を原則とする。
2. 一般的には、天端幅0.4m、前後勾配差2分のもたれ式擁壁を標準とする。
ただし背面の地形、地質条件等によっては、別途安定計算を行い決定すること。
3. 側壁部に岩が露出した場合は、張コンタイプで検討する。
4. 側壁の位置は、流水の落下する位置より後退させるものとする。

旧

第5章 溪流保全工

表-4.42 垂直壁袖の土質別嵌入深

基礎地盤	A	B	C
砂礫・岩塊玉石	1.5m以上	1.5m以上	1.0m以上
軟岩(I)・軟岩(II)	1.5m以上	1.0m以上	1.0m以上
中硬岩・硬岩	1.0m以上	0.5m以上	0.5m以上

表-4.43 土質別根入れ長 (d)

土砂	1.5m (下流が2面張)
	1.0m (下流が3面張)
軟岩	0.5m程度
中硬岩以上	0.3m程度

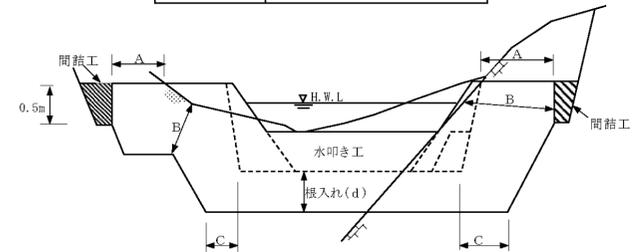


図-4.119 垂直壁の袖の形状

注) 袖天端幅の最小は0.4mとする。

2.5.3 側壁護岸

1. コンクリート擁壁を原則とする。
2. 一般的には、天端幅0.4m、前後勾配差2分のもたれ式擁壁を標準とする。
ただし背面の地形、地質条件等によっては、別途安定計算を行い決定すること。
3. 側壁部に岩が露出した場合は、張コンタイプで検討する。
4. 側壁の位置は、流水の落下する位置より後退させるものとする。

【設計編】 第5章 溪流保全工

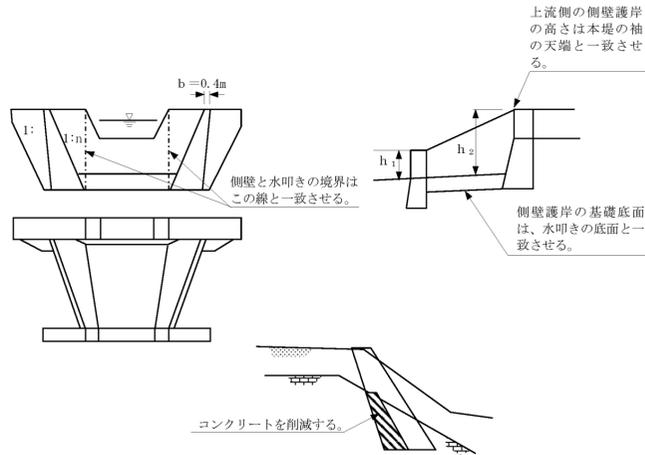


図-4.120 側壁護岸

2.5.4 平面形

床固工は、原則として直線区間に設けるものとする。やむをえず曲線区間に設ける場合は、次図のとおりとする。

解説



図-4.121

(注) 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、床固工の上下流15m程度は、設置を避けるほうが望ましい。

第5章 溪流保全工

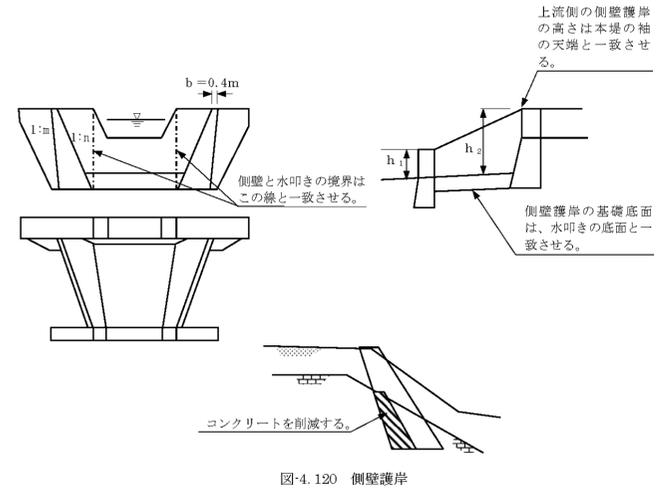


図-4.120 側壁護岸

2.5.4 平面形

床固工は、原則として直線区間に設けるものとする。やむをえず曲線区間に設ける場合は、次図のとおりとする。

解説

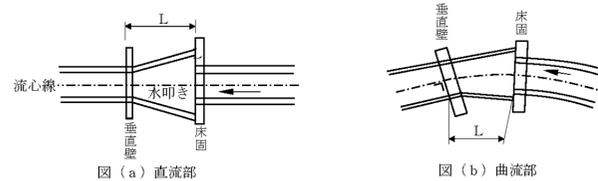


図-4.121

(注) 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、床固工の上下流15m程度は、設置を避けるほうが望ましい。

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

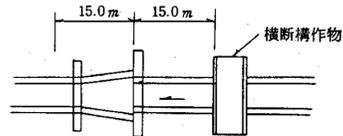


図 (c)
図-4.122

2.5.5 水叩

水叩の厚さ(t)は、表-4.48による。

土砂の場合は次式により算出する。

$$t = 0.2(0.6H_1 + 3h_s - 1.0) \dots\dots\dots (68)$$

t : 水叩きの厚さ(m)

H₁ : 水叩き天端から本堤水通し天端までの高さ(m)

h_s : 本堤の越流水流(m)

ただし、算出した厚さが0.7m以下となる場合は0.7mとし、1.0m以上となる場合は1.0mとする。なお、特別な場合は、別途考慮する。

解説

表-4.48

土砂	0.7m以上
軟岩	0.5m
中硬岩以上	0.3m

旧

第5章 溪流保全工

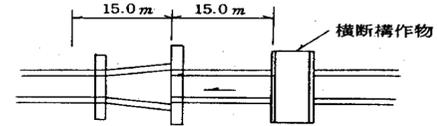


図 (c)
図-4.122

2.5.5 水叩

水叩の厚さ(t)は、表-4.44による。

土砂の場合は次式により算出する。

$$t = 0.2(0.6H_1 + 3h_s - 1.0) \dots\dots (56)$$

t : 水叩きの厚さ(m)

H₁ : 水叩き天端から本堤水通し天端までの高さ(m)

h_s : 本堤の越流水流(m)

ただし、算出した厚さが0.7m以下となる場合は0.7mとし、1.0m以上となる場合は1.0mとする。なお、特別な場合は、別途考慮する。

解説

表-4.44

土砂	0.7m以上
軟岩	0.5m
中硬岩以上	0.3m

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

第3節 帯工

3.1 位置（間隔）

1. 帯工は、原則として落差を考えない床固であって、施工の高さはその天端を溪床と等高とし、床固工の形成する安定勾配または計画溪床勾配の線に沿って計画するのである。
2. 帯工の間隔は通常計画溪床勾配の分母を距離に読みかえた程度を原則とする。
3. 底張溪流保全工においては二面張溪流保全工の2倍程度とする。
4. 根入れは隣接する床固工または帯工の水通し天端と重複させることが望ましい。（三面張りでない場合）

解説

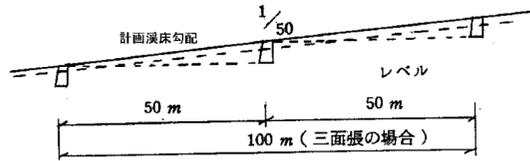
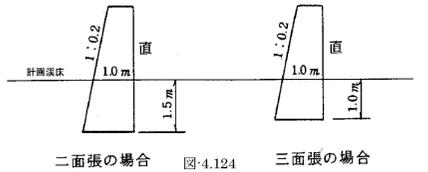


図-4.123

3.2 構造

1. 水通し天端厚は、1.0mとする。
2. 根入れは下図を標準とする。
3. 下流法勾配2分、上流は直とする。
4. 袖の嵌入は、地山に嵌入する。嵌入深は表-4.46（垂直壁）参照。

解説



二面張の場合 図-4.124

三面張の場合

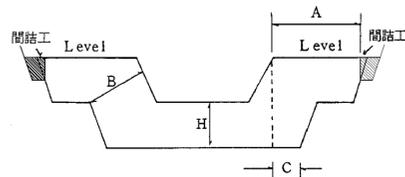


図-4.125

4-157

旧

第5章 溪流保全工

第3節 帯工

3.1 位置（間隔）

1. 帯工は、原則として落差を考えない床固であって、施工の高さはその天端を溪床と等高とし、床固工の形成する安定勾配または計画溪床勾配の線に沿って計画するのである。
2. 帯工の間隔は通常計画溪床勾配の分母を距離に読みかえた程度を原則とする。
3. 底張溪流保全工においては二面張溪流保全工の2倍程度とする。
4. 根入れは隣接する床固工または帯工の水通し天端と重複させることが望ましい。（三面張りでない場合）

解説

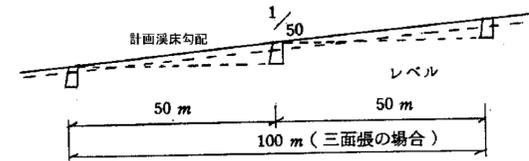
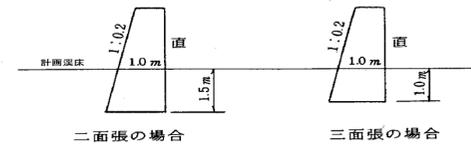


図-4.123

3.2 構造

1. 水通し天端厚は、1.0mとする。
2. 根入れは下図を標準とする。
3. 下流法勾配2分、上流は直とする。
4. 袖の嵌入は、地山に嵌入する。嵌入深は表-4.42（垂直壁）参照。

解説



二面張の場合

三面張の場合

図-4.124

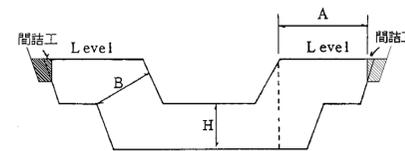


図-4.125

4-153

第4節 護岸工

更新

溪流保全工における護岸は、本章第4節に準じて設計するものとする。
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。

『国・河・設 P.498』

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い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、洗掘による溪床変動に対応できるように考えて、一般的には床固工天端等溪床固定点から上流の静的平衡勾配を検討し、それに基づいて決定する。

4.1 形式

護岸の形式は自立式とモタレ式があり、護岸背面の地形・地質条件によって選定する。一般に地質条件等が特別悪い場合を除きモタレ式が用いられる。

『砂・公 P.165』

解説

護岸の材料はコンクリート、コンクリートブロック、石材等が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。

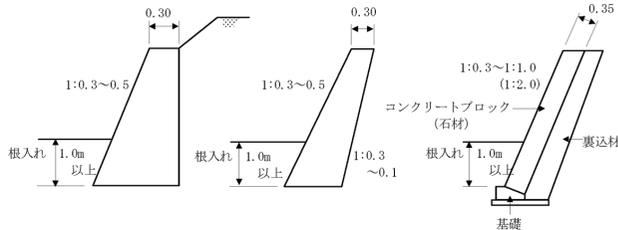


図-4.126 護岸の形式

第4節 護岸工

溪流保全工における護岸は、溪流保全工を設置する区域の溪岸の決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たものであり、床固工にすり付けるものとし、床固工直下の側壁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。

護岸の破壊は洗掘による護岸基礎部の破壊や土砂の吸い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、洗掘による溪床変動に対応できるように考えて、一般的には床固工天端等溪床固定点から上流の静的平衡勾配を検討し、それに基づいて決定する。

『砂・公P.164』

4.1 形式

護岸の形式は自立式とモタレ式があり、護岸背面の地形・地質条件によって選定する。一般に地質条件等が特別悪い場合を除きモタレ式が用いられる。

『砂・公P.165』

解説

護岸の材料はコンクリート、コンクリートブロック、石材等が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。

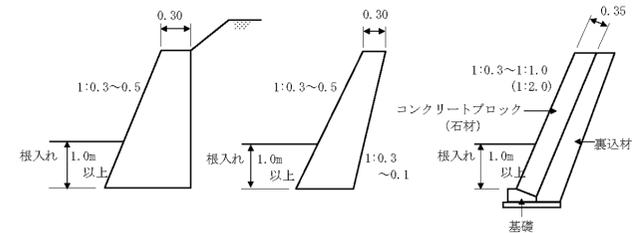


図-4.126 護岸の形式

新

【設計編】 第5章 渓流保全工

4.2 構造

4.2.1 根入れ

一般には、計画渓床より1.0m以上おこなうことが望ましい。
『砂・公P.165』

解説

床固工・帯工の直下流・湾曲部外湾側では、渓床変動が大きいので、根入れ深及び根固工等合わせて考慮する必要がある。

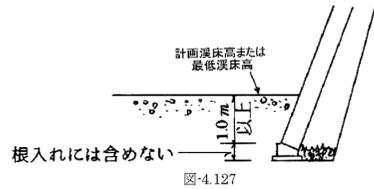


図-4.127

4.2.2 法勾配

法勾配は、渓床勾配、地形、地質、対象流量を考慮して定めるものとし、一般的には直高0～5.0mで法勾配5分を標準とする。

特に渓床勾配が急で、三面張工法を採用するような渓流や、湾曲度の小さいところがかかり多い溪流、流送される砂礫により摩耗や転石の衝突による護岸の破壊等の恐れが大である溪流は、4分・3分勾配を検討する。ただし、直高は3.0m未満とする。

4.2.3 護岸高

護岸高さは、計画高水位に余裕高を加えた高さまでとする。
『砂防学講座第5巻-2土砂災害対策-水系砂防(2)-P.109』

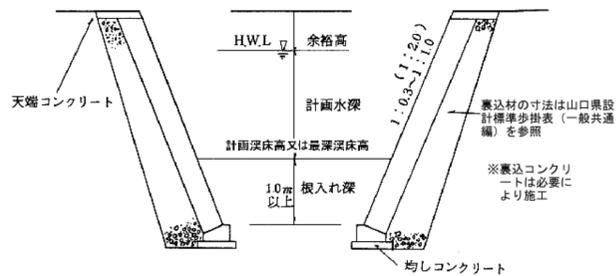


図-4.128 練積ブロック(石)二面張標準断面

旧

第5章 渓流保全工

4.2 構造

4.2.1 根入れ

一般には、計画渓床より1.0m以上おこなうことが望ましい。
『砂・公P.165』

解説

床固工・帯工の直下流・湾曲部外湾側では、渓床変動が大きいので、根入れ深及び根固工等合わせて考慮する必要がある。

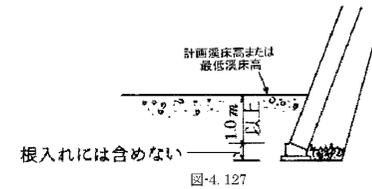


図-4.127

4.2.2 法勾配

法勾配は、渓床勾配、地形、地質、対象流量を考慮して定めるものとし、一般的には直高0～5.0mで法勾配5分を標準とする。

特に渓床勾配が急で、三面張工法を採用するような渓流や、湾曲度の小さいところがかかり多い溪流、流送される砂礫により摩耗や転石の衝突による護岸の破壊等の恐れが大である溪流は、4分・3分勾配を検討する。ただし、直高は3.0m未満とする。

4.2.3 護岸高

護岸高さは、計画高水位に余裕高を加えた高さまでとする。
『砂防学講座第5巻-2土砂災害対策-水系砂防(2)-P.109』

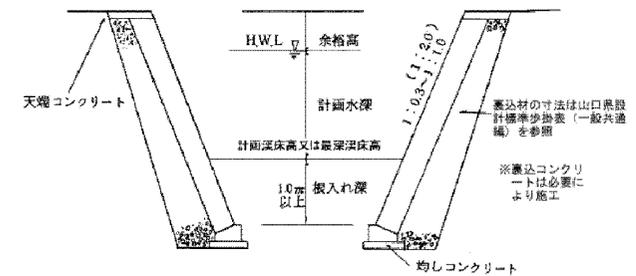


図-4.128 練積ブロック(石)二面張標準断面

第5節 底張工（三面張工）

更新

渓流保全工の底張りは、流水および摩擦に耐える構造として設計するものとする。

『河・河・設 P.498』

解説

渓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。渓床勾配等で、渓床の抵抗力より掃流力がまさる場合においても、勾配緩和等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・河幅拡大等を考慮しても、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、三面張りとするを考慮する（設計編第5章1.6を参照）。やむを得ず三面張りとする場合でもコンクリート張は避け、底張ブロック等自然環境に配慮した工法で検討する。

『砂・公 P.106』

①底張工の種類は、コンクリート張り・ブロック張り等があり、使い分けは、現地の状況等を充分検討して決定すること。

②底張コンクリートの厚さ及び底張ブロックの大きさは河幅・流量・流出土砂量及び粒径・洗掘力等を勘案のうえ決定するが一般には0.2~0.5m程度が多く採用されている。ブロックの場合は特に掃流力に対するの検討を行う。

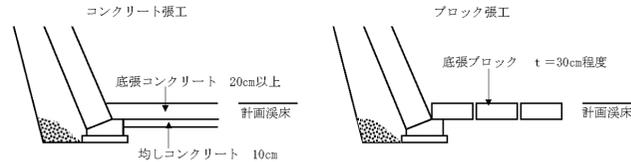


図-4.129

③均しコンクリートの厚さは、10cmとする。

④渓床に軟岩程度以上がある場合には、底張りを施工しないことが多い。しかし、岩でも流水に接すると侵食されやすい岩質もあり、底張りをしなくてはならない場合もある。

⑤三面張り渓流保全工から二面張り渓流保全工に移行する部分では、流速の差により二面張り渓流保全工の上流端付近の護岸基礎部分に洗掘の生ずる恐れがあり、護床工・減勢工を必要とする場合がある。また、三面張りも下流はしには、帯工もしくは床固工を設け、吸出しの防止を図る。

第5節 底張工（三面張工）

渓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。渓床勾配等で、渓床の抵抗力より掃流力がまさる場合においても、勾配緩和等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・河幅拡大等を考慮しても、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、三面張りとするを考慮する（設計編第5章1.6を参照）。やむを得ず三面張りとする場合でもコンクリート張は避け、底張ブロック等自然環境に配慮した工法で検討する。

『砂・公 P.106』

解説

①底張工の種類は、コンクリート張り・ブロック張り等があり、使い分けは、現地の状況等を充分検討して決定すること。

②底張コンクリートの厚さ及び底張ブロックの大きさは河幅・流量・流出土砂量及び粒径・洗掘力等を勘案のうえ決定するが一般には0.2~0.5m程度が多く採用されている。ブロックの場合は特に掃流力に対するの検討を行う。

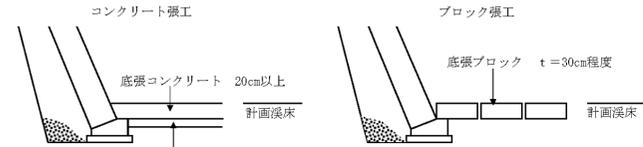


図-4.129

③均しコンクリートの厚さは、10cmとする。

④渓床に軟岩程度以上がある場合には、底張りを施工しないことが多い。しかし、岩でも流水に接すると侵食されやすい岩質もあり、底張りをしなくてはならない場合もある。

⑤三面張り渓流保全工から二面張り渓流保全工に移行する部分では、流速の差により二面張り渓流保全工の上流端付近の護岸基礎部分に洗掘の生ずる恐れがあり、護床工・減勢工を必要とする場合がある。また、三面張りも下流はしには、帯工もしくは床固工を設け、吸出しの防止を図る。

新

【設計編】 第5章 渓流保全工

⑥コンクリート底張り渓流保全工とした場合は、伏流水による底張りの破壊を防止する目的で浸透水排除工と、地下水源の枯渇防止を目的とする流水浸透工を設ける場合がある。

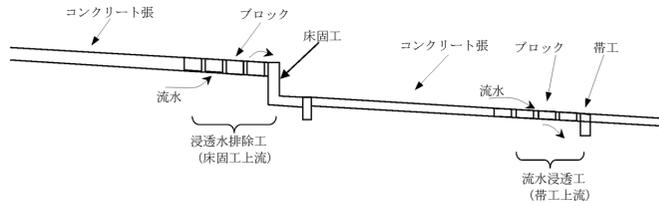


図-4.130

⑦コンクリート三面張標準断面図

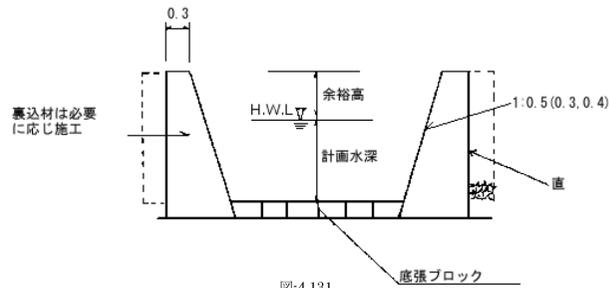


図-4.131

⑧練積ブロック（石）三面張標準断面図

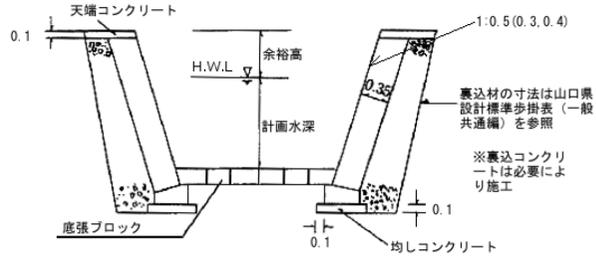


図-4.132

4-161

旧

第5章 渓流保全工

⑥コンクリート底張り渓流保全工とした場合は、伏流水による底張りの破壊を防止する目的で浸透水排除工と、地下水源の枯渇防止を目的とする流水浸透工を設ける場合がある。

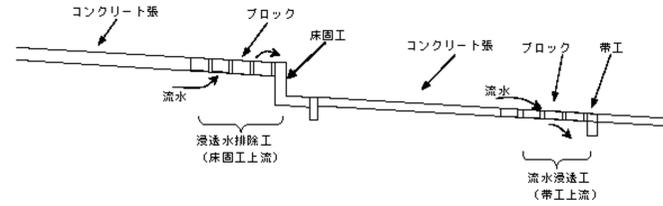


図-4.130

⑦コンクリート三面張標準断面図

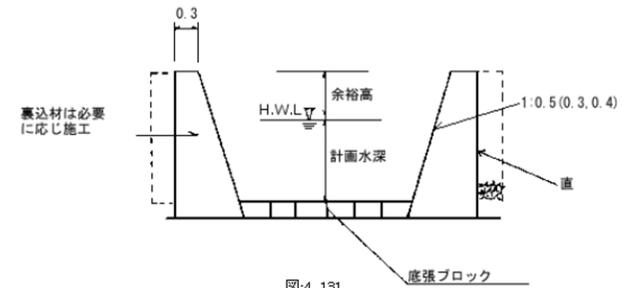


図-4.131

⑧練積ブロック（石）三面張標準断面図

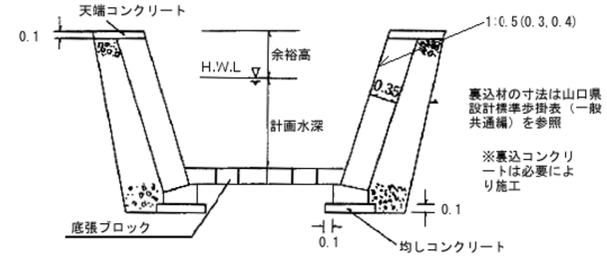


図-4.132

4-157

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

第6節 護床工・根固工

止めの床固工や流路内の床固工・帯工等構工の直下流、または、水衝部付近は、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、これらの根を保護するため護床工や根固工が必要となる場合がある。

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、その構造は屈折性のあるものとするのが望ましい。

工法としては、捨石工（溪床に巨礫等があれば寄せ石）、フトン籠工や蛇籠工、コンクリートブロック工等がある。設計については、安定条件を満足するようにすることが必要である。

【砂・公P.167】

解説

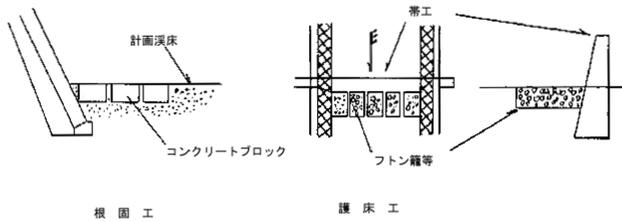


図-4.133

①大きさ

- ・寄せ石（捨石）・フトン籠工・蛇籠工：現地で採取でき、掃流力や洗掘力等を考慮して決定する
- ・コンクリートブロック工：一般に多く用いられている。よって参考に設計手法を以下に示す。

a) 滑動に対する安全率

$$\frac{R}{P} \geq n \dots \dots (69)$$

$$P = C_D \cdot W_0 \cdot \varepsilon \cdot A \cdot \frac{V^2}{2g} \dots \dots (70)$$

$$R = f \cdot W_0 \dots \dots (71)$$

$$W_0 = \left(1 - \frac{W_0}{W_c}\right) W \cdot K \dots \dots (72)$$

- 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を用いることが多い）
- W₀：流水の単位体積重量(kN/m³)
- ε：遮へい係数（単体；1、群体；0.35~0.40）

旧

第5章 溪流保全工

第6節 護床工・根固工

止めの床固工や流路内の床固工・帯工等構工の直下流、または、水衝部付近は、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、これらの根を保護するため護床工や根固工が必要となる場合がある。

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、その構造は屈折性のあるものとするのが望ましい。

工法としては、捨石工（溪床に巨礫等があれば寄せ石）、フトン籠工や蛇籠工、コンクリートブロック工等がある。設計については、安定条件を満足するようにすることが必要である。

【砂・公P.167】

解説

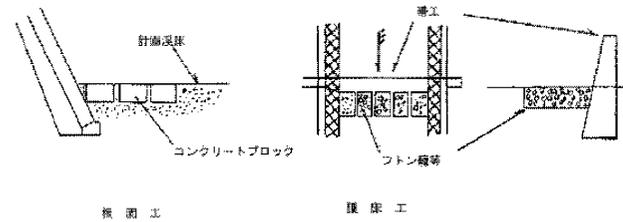


図-4.133

①大きさ

- ・寄せ石（捨石）・フトン籠工・蛇籠工：現地で採取でき、掃流力や洗掘力等を考慮して決定する
- ・コンクリートブロック工：一般に多く用いられている。よって参考に設計手法を以下に示す。

a) 滑動に対する安全率

$$\frac{R}{P} \geq n \dots \dots (57)$$

$$P = C_D \cdot W_0 \cdot \varepsilon \cdot A \cdot \frac{V^2}{2g} \dots \dots (58)$$

$$R = f \cdot W_0 \dots \dots (59)$$

$$W_0 = \left(1 - \frac{W_0}{W_c}\right) W \cdot K \dots \dots (60)$$

- 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を用いることが多い）
- W₀：流水の単位体積重量(kN/m³)
- ε：遮へい係数（単体；1、群体；0.35~0.40）

新

【設計編】 第5章 渓流保全工

- A : 投影面積 (群体の場合は全体の高さ×幅) (m²)
- v : 流水の流速 (m/sec)
- g : 重力の加速度 (m/sec²)
- f : 抵抗係数 (摩擦係数、一般に0.8)
- Wb : 水中におけるブロック重量 (kN)
- Wc : ブロックの空中単位体積重量 (kN/m³)
- W : ブロックの空中重量 (kN)
- K : ブロックの個数

一般に単体として計算するほうが安全である。

b) 転倒に対する安定

$$XWb < YP \cdots (73)$$

X : ブロックの支点から重心までの水平距離 (m)

Y : ブロックの支点から重心までの鉛直距離 (m)

上記式は、渓床が水平である場合の式であるから、勾配がある場合は修正する必要がある。

②設置する範囲

a) 護床工

一般には、水叩工の長さと同じ式で算定した長さを参考とし、現地の状況等を考慮して設計すること。(帯工においては水深 h_o のみで計算)

b) 根固工

河川の規模、河状・高水時の流速、流出土砂の粒径等を考慮して決定すること。(国・砂・設第3章第4節4.6根固工の項を参照のこと)

更新

※根固ブロックの設計・施工にあたっては、平29河川第230号「根固ブロックの設計について」を参照すること。

旧

第5章 渓流保全工

- A : 投影面積 (群体の場合は全体の高さ×幅) (m²)
- v : 流水の流速 (m/sec)
- g : 重力の加速度 (m/sec²)
- f : 抵抗係数 (摩擦係数、一般に0.8)
- Wb : 水中におけるブロック重量 (kN)
- Wc : ブロックの空中単位体積重量 (kN/m³)
- W : ブロックの空中重量 (kN)
- K : ブロックの個数

一般に単体として計算するほうが安全である。

b) 転倒に対する安定

$$XWb < YP \cdots (61)$$

X : ブロックの支点から重心までの水平距離 (m)

Y : ブロックの支点から重心までの鉛直距離 (m)

上記式は、渓床が水平である場合の式であるから、勾配がある場合は修正する必要がある。

②設置する範囲

a) 護床工

一般には、水叩工の長さと同じ式で算定した長さを参考とし、現地の状況等を考慮して設計すること。(帯工においては水深 h_o のみで計算)

b) 根固工

河川の規模、河状・高水時の流速、流出土砂の粒径等を考慮して決定すること。(河・砂・設I、河川構造物の設計3-2-3根固工の項を参照のこと)

※根固ブロックの設計・施工にあたっては、平29河川第230号「根固ブロックの設計について」を参照すること。

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

第7節 付属物の設計

7.1 魚道

調査編第1章第7節環境調査により貴重な魚類が生息することが認められた場合には、魚道の設置を検討しなければならない。

施工に当たっては、魚の遊泳特性を考慮して施工すること。

解説

(1) 魚道の目的

魚道とは河川において魚類の移動を困難とするような障害がある場合に、魚類の移動を容易にするような水路や装置の総称である。したがって魚道は砂防施設の付属施設と考えられるが、魚の住みやすい環境を作ることにより溪流の生態系を保全し、人々の親しみやすい溪流をつくるうえで重要である。砂防施設の計画、設計にあたって、砂防施設がその溪流で生育する魚類の移動を困難にすることが予想される場合には、溪流を上り下りするアユ、サケ等の回遊魚のみならず溪流を生活の場とするイワナ、ヤマメといった魚類についてもできるだけ広い範囲で活動できるように魚道を設置する必要がある。一方、砂防施設を設置するような溪流において魚道を設置する場合においては溪床変動や流量の変動が大きいなど低平地の河川における魚道の設計とは異なる条件もある。ここでは砂防施設に魚道を計画、設計する際の基本的事項について述べる。

(2) 魚道の種類

魚道はその水理機能により次の4種類に大別される。

- ①プールのタイプ
- ②水路タイプ
- ③開門タイプ
- ④リフトあるいはエレベータータイプ

それぞれのタイプはさらに次のように細分される。

①プールのタイプとは、プールが階段状に連なっているもので次のようなものがある。

- a. (いわゆる) 階段式 (図-4.134)
- b. 潜孔式 (図-4.135)
- c. パーチカルスロット式 (図-4.136)

②水路タイプとは休憩用プールや入口プールなどのほか、水路内に流水がプールされる部分をもたないものである。

- a. 緩勾配バイパス水路
- b. 粗石つき斜路 (図-4.137)
- c. 導流壁式 (図-4.138)
- d. デニール式 (図-4.139)
- e. カルバート式

③開門タイプには、いわゆる開門を用いたものだけでなく堰堤本体に取り付けられる水位差の大きいものもある。

旧

第5章 溪流保全工

第7節 付属物の設計

7.1 魚道

調査編第1章第7節環境調査により貴重な魚類が生息することが認められた場合には、魚道の設置を検討しなければならない。

施工に当たっては、魚の遊泳特性を考慮して施工すること。

解説

(1) 魚道の目的

魚道とは河川において魚類の移動を困難とするような障害がある場合に、魚類の移動を容易にするような水路や装置の総称である。したがって魚道は砂防施設の付属施設と考えられるが、魚の住みやすい環境を作ることにより溪流の生態系を保全し、人々の親しみやすい溪流をつくるうえで重要である。砂防施設の計画、設計にあたって、砂防施設がその溪流で生育する魚類の移動を困難にすることが予想される場合には、溪流を上り下りするアユ、サケ等の回遊魚のみならず溪流を生活の場とするイワナ、ヤマメといった魚類についてもできるだけ広い範囲で活動できるように魚道を設置する必要がある。一方、砂防施設を設置するような溪流において魚道を設置する場合においては溪床変動や流量の変動が大きいなど低平地の河川における魚道の設計とは異なる条件もある。ここでは砂防施設に魚道を計画、設計する際の基本的事項について述べる。

(2) 魚道の種類

魚道はその水理機能により次の4種類に大別される。

- ①プールのタイプ
- ②水路タイプ
- ③開門タイプ
- ④リフトあるいはエレベータータイプ

それぞれのタイプはさらに次のように細分される。

①プールのタイプとは、プールが階段状に連なっているもので次のようなものがある。

- a. (いわゆる) 階段式 (図-4.133)
- b. 潜孔式 (図-4.134)
- c. パーチカルスロット式 (図-4.135)

②水路タイプとは休憩用プールや入口プールなどのほか、水路内に流水がプールされる部分をもたないものである。

- a. 緩勾配バイパス水路
- b. 粗石つき斜路 (図-4.136)
- c. 導流壁式 (図-4.137)
- d. デニール式 (図-4.138)
- e. カルバート式

③開門タイプには、いわゆる開門を用いたものだけでなく堰堤本体に取り付けられる水位差の大きいものもある。

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

a. 開門タイプ (図-4.140)

b. ボーランド型 (図-4.141)

④ リフトあるいはエレベータータイプは呼び水や魚道を用いて魚を1箇所に集めてホッパーなどを用いて上方に移動させるものである。

その他ポンプを用いて吸い込んで上方に魚を移動させる形式のものもある。

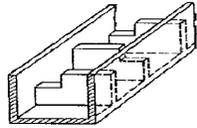


図-4.134 階段式

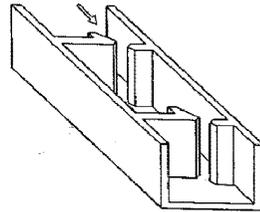


図-4.136 バーチカルスロット式



図-4.135 潜孔式

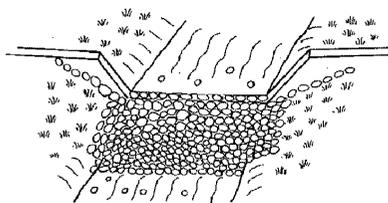


図-4.137 粗石つき斜路

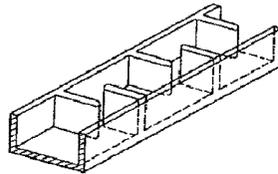


図-4.138 導流壁式

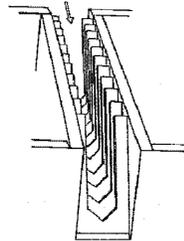


図-4.139 デニール式

旧

第5章 溪流保全工

a. 開門タイプ (図-4.139)

b. ボーランド型 (図-4.140)

④ リフトあるいはエレベータータイプは呼び水や魚道を用いて魚を1箇所に集めてホッパーなどを用いて上方に移動させるものである。

その他ポンプを用いて吸い込んで上方に魚を移動させる形式のものもある。

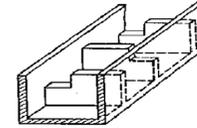


図-4.134 階段式

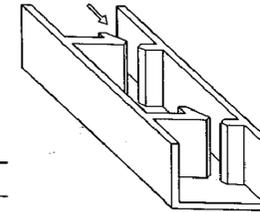


図-4.136 バーチカルスロット式

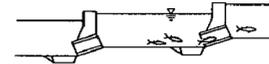


図-4.135 潜伏式

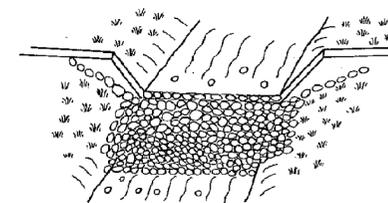


図-4.137 粗石つき斜路

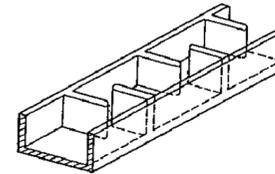


図-4.138 導流壁式

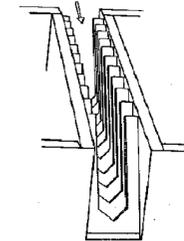


図-4.139 デニール式

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

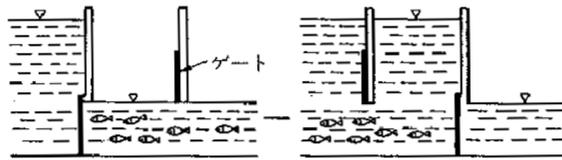


図-4.140 開門タイプ

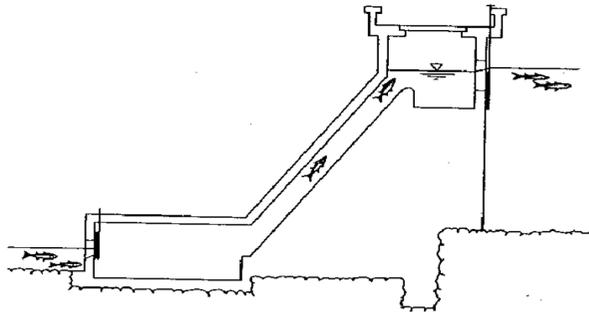


図-4.141 ポerland型

旧

第5章 溪流保全工

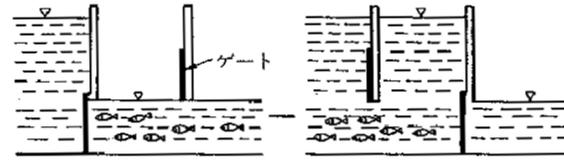


図-4.140 開門タイプ

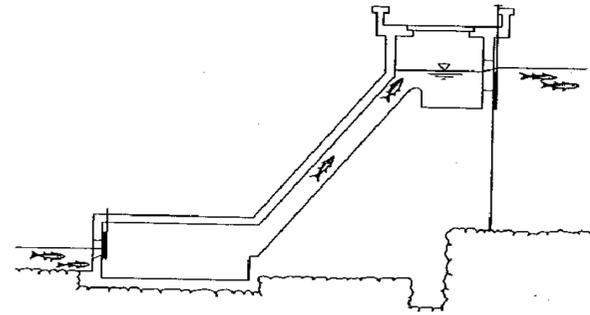


図-4.141 ポerland型

新

【設計編】 第5章 溪流保全工

(3) 魚道の設計

(a) 魚道の設計に関する一般的留意事項

砂防設備に取り付けられる魚道の設計にあたって留意すべき事項は次のとおりである。

- ①魚の疲労が少なく、容易に遡上できる魚道
- ②魚道登り口において深みを常時確保できる魚道
- ③魚道の登り口および出口におけるみお筋の確保
- ④魚道の登り口での溪床低下対策
- ⑤維持管理の容易な魚道
- ⑥土砂、流木の流下により閉塞しない魚道
- ⑦摩擦に強い魚道材料と形状

(b) 設計の手順

魚道の設計の手順を図-4.142に示す。

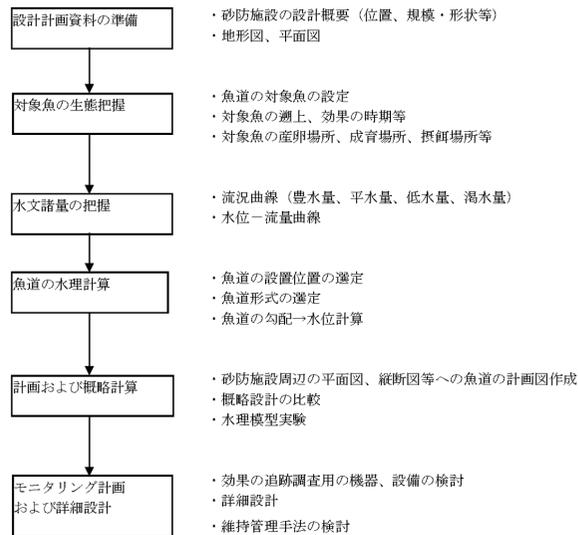


図-4.142 魚道の設計手順

旧

第5章 溪流保全工

(3) 魚道の設計

(a) 魚道の設計に関する一般的留意事項

砂防設備に取り付けられる魚道の設計にあたって留意すべき事項は次のとおりである。

- ①魚の疲労が少なく、容易に遡上できる魚道
- ②魚道登り口において深みを常時確保できる魚道
- ③魚道の登り口および出口におけるみお筋の確保
- ④魚道の登り口での溪床低下対策
- ⑤維持管理の容易な魚道
- ⑥土砂、流木の流下により閉塞しない魚道
- ⑦摩擦に強い魚道材料と形状

(b) 設計の手順

魚道の設計の手順を図-4.141に示す。

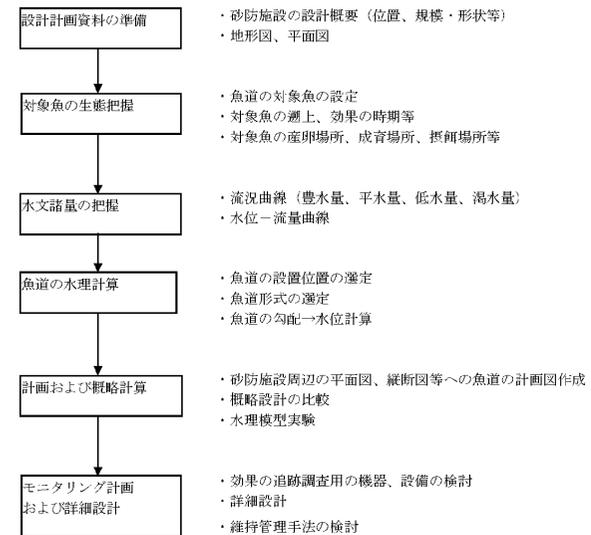


図-4.142 魚道の設計手順

【4. 設計編】第6章 砂溜工

新	旧
	<p>第6章 砂溜工</p> <p style="text-align: center;">第6章 砂溜工</p> <p>第1節 砂溜工の計画</p> <p>1.1 目的</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> <p>細粒土砂が無限に供給され、上流の砂防工事では、下流流路の許容砂量で流出土砂を減ずることができない場合に設ける。</p> </div> <p style="text-align: right; font-size: small;">『河・砂・設 P.38』</p> <p>1.2 位置</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> <p>砂溜工は、流路の一部を拡大し土砂礫を堆積させるもので、溪流保全工の上端に設ける。</p> </div> <p style="text-align: right; font-size: small;">『河・砂・設 P.38』</p> <p>解説</p> <p>砂溜工はすべて掘込み方式とし、天井川区間での施工は避ける。</p> <p>1.3 設計順序</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> <p>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。</p> </div> <p style="text-align: right; font-size: small;">『河・砂・設 P.40』</p> <p>解説</p> <div style="text-align: center;"> <pre> graph LR A[砂溜工の位置] --> B[砂溜工の形状] B --> C[貯砂容量 土砂除去量] C --> D[護岸の設計 床固工 (砂防えん堤) 設計 土砂搬出の計画] D --> E[その他の施設の設計] </pre> </div> <p style="text-align: center;">図4.143 砂溜工の設計順序</p>

削除

第6章 砂溜工

第2節 砂溜工の設計

2.1 形状

平面形状は地形の特性を考慮して設計するが、角型、将棋駒型、とっくり型、胃袋型等がある。

『河・砂・設P.40』

解説

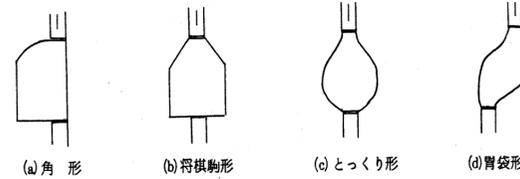


図-4.144 砂溜工の平面形状の側

幅は流下幅の5～6倍とし、流入部の幅を急に拡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流水の氾濫をきたすことになり、経験的に拡幅の角度は30°程度が適当とされている。

2.2 貯砂容量の決定

予測される堆砂土砂量をもとに決定するが、年1回程度除去することで機能回復ができる容量以上とする。

『河・砂・設P.40』

2.3 護岸工の設計

砂溜工の溪岸は、石積またはコンクリート護岸工で保護するとともに、堆積土砂の掘削、除去に安全であること。また、必要に応じて、上・下流部に砂防えん堤工または床固工を仕切として設け、溪床の維持を図る。

『河・砂・設P.40』

2.4 搬出

砂溜に堆積した土砂礫は年1～2回除去することから、この搬出に必要な運搬路を設計しなければならない。位置選定にあたっては既設道路の近くにするなど配慮が必要である。

削除

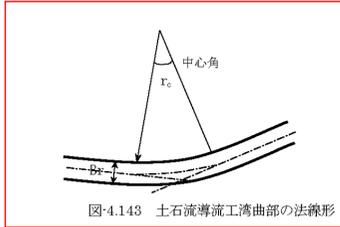
【4. 設計編】第7章 土石流・流木捕捉工以外の施設

新	旧																										
<p style="text-align: center;">【設計編】第6章 土石流・流木捕捉工以外の施設</p> <p style="text-align: center;">更新 第6章 土石流・流木捕捉工以外の施設</p> <p>第1節 土石流導流工</p> <p>1.1 断面</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>土石流導流工の断面は、土石流の流量と水深を考慮し、これに余裕高を加えたものとする。なお、堆積灘上により氾濫しないように注意する。</p> </div> <p style="text-align: right;">『土・対・計 P50』 更新</p> <p>解説</p> <p>土石流導流工は、安全な場所まで土石流を導流するよう、土石流・流木捕捉工の砂防堰堤を1基以上設けた後、または土石流堆積工を設けた後それらに接続するよう計画する。</p> <p>計画流量は、溪流全体の施設配置計画において施設により整備される土砂量の計画流出土砂量に対する比だけ土石流ピーク流量が減少すると仮定して決定する。ただし、計画規模の年超過確率の降雨量から求められる清水の対象流量に10%の土砂含有を加えた流量を下まわらないものとする。</p> <p>土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の2倍以上、または原則として3m以上とする。なお、計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流が上流域で十分処理される場合は通常の溪流保全工（河川砂防技術基準計画編施設配置等計画編第3-2章参照）を計画するものとする。</p> <p>余裕高は次の通りとする。</p> <table style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>流 量：余裕高（ΔDd）</td> <td></td> </tr> <tr> <td>200m³/s以下</td> <td>： 0.6m</td> </tr> <tr> <td>200～500m³/s</td> <td>： 0.8m</td> </tr> <tr> <td>500～2,000m³/s</td> <td>： 1.0m</td> </tr> </table> <p>ただし、河床勾配による次の値以下にならないようにする。</p> <table style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>勾 配：ΔDd/Dd</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1/10以上</td> <td>： 0.5</td> </tr> <tr> <td>1/10～1/30</td> <td>： 0.4</td> </tr> </table> <p>ここで、Dd：水深（m）である。</p> <p>1.2 法線形</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>土石流導流工の法線形はできるかぎり直線とする。</p> </div> <p style="text-align: right;">『土・対・計 P51』 更新</p> <p>解説</p> <p>土石流は直進性をもっているため、導流工の法線形は直線とするのが望ましい。地形および土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとし、その湾曲部曲率半径は下記の式で求め、中心角30°以下とする。</p> <p style="text-align: center;">$Br/r_c \leq 0.1, \theta_c \leq 30^\circ \dots\dots(74)$</p> <p>ここで、Br：流路幅（m）、$r_c$：湾曲部曲率半径（m）、$\theta_c$：湾曲部角度（°）で、それらを図-4.143に示す。</p>	流 量：余裕高（ΔDd）		200m ³ /s以下	： 0.6m	200～500m ³ /s	： 0.8m	500～2,000m ³ /s	： 1.0m	勾 配：ΔDd/Dd		1/10以上	： 0.5	1/10～1/30	： 0.4	<p style="text-align: center;">第7章 土石流・流木捕捉工以外の施設</p> <p style="text-align: center;">第7章 土石流・流木捕捉工以外の施設</p> <p>第1節 土石流導流工</p> <p>1.1 断面</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>土石流導流工の断面は、土石流の流量と水深を考慮し、これに余裕高を加えたものとする。なお、堆積灘上により氾濫しないように注意する。</p> </div> <p style="text-align: right;">『土・対・計 P47』</p> <p>解説</p> <p>土石流導流工は、安全な場所まで土石流を導流するよう、土石流・流木捕捉工の砂防えん堤を1基以上設けた後、または土石流堆積工を設けた後それらに接続するよう計画する。</p> <p>計画流量は、溪流全体の施設配置計画において施設により整備される土砂量の計画流出土砂量に対する比だけ土石流ピーク流量が減少すると仮定して決定する。ただし、計画規模の年超過確率の降雨量から求められる清水の対象流量に10%の土砂含有を加えた流量を下まわらないものとする。</p> <p>土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の2倍以上、または原則として3m以上とする。なお、計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流が上流域で十分処理される場合は通常の溪流保全工（河川砂防技術基準計画編施設配置等計画編第3-2章参照）を計画するものとする。</p> <p>余裕高は次の通りとする。</p> <p>流量：余裕高（ΔDd）</p> <table style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>200m³/s以下</td> <td>： 0.6m</td> </tr> <tr> <td>200～500m³/s</td> <td>： 0.8m</td> </tr> <tr> <td>500～2000m³/s</td> <td>： 1.0m</td> </tr> </table> <p>ただし、河床勾配による次の値以下にならないようにする。</p> <table style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>勾配：ΔDd/Dd</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1/10以上</td> <td>： 0.5</td> </tr> <tr> <td>1/10～1/30</td> <td>： 0.4</td> </tr> </table> <p>ここで、Dd：水深（m）である。</p> <p>1.2 法線形</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>土石流導流工の法線形はできるかぎり直線とする。</p> </div> <p style="text-align: right;">『土・対・計 P48』</p> <p>解説</p> <p>土石流は直進性をもっているため、導流工の法線形は直線とするのが望ましい。地形および土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとし、その湾曲部曲率半径は下記の式で求め、中心角30°以下とする。</p> <p style="text-align: center;">$Br/\theta r_{(30)} \leq 0.1 \dots\dots(62)$</p> <p>ここで、Br：流路幅（m）、$\theta r_{(30)}$：湾曲部曲率半径（m）で、それらを図-4.144に示す。</p>	200m ³ /s以下	： 0.6m	200～500m ³ /s	： 0.8m	500～2000m ³ /s	： 1.0m	勾配：ΔDd/Dd		1/10以上	： 0.5	1/10～1/30	： 0.4
流 量：余裕高（ΔDd）																											
200m ³ /s以下	： 0.6m																										
200～500m ³ /s	： 0.8m																										
500～2,000m ³ /s	： 1.0m																										
勾 配：ΔDd/Dd																											
1/10以上	： 0.5																										
1/10～1/30	： 0.4																										
200m ³ /s以下	： 0.6m																										
200～500m ³ /s	： 0.8m																										
500～2000m ³ /s	： 1.0m																										
勾配：ΔDd/Dd																											
1/10以上	： 0.5																										
1/10～1/30	： 0.4																										
4-168	4-166																										

新

【設計編】第6章 土石流・流木捕捉工以外の施設

更新



1.3 縦断形

土石流導流工の縦断形は、急な勾配変化をさける。なお、土砂の堆積面上が予想される場合は、これに対して安全な構造とする。

『土・対・計 P52』

更新

解説

土石流導流工は、安全な場所まで導流させることが必要のため、急な勾配変化を設けることにより土砂が堆積しないようにする。また、流末において土砂の堆積面上が予想される場合は、これに応じた護岸高を設定する等、安全な構造とする。

1.4 渓床

掘込み方式を原則とする。

『土・対・計 P53』

更新

解説

土石流導流工は、安全上、掘込み方式を原則とする。

1.5 湾曲部

湾曲部では外湾部の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

『土・対・計 P54』

更新

解説

理論値、実測値、実験結果等により水位上昇を推定し、これを安全に流せる構造とする。

土石流では、外湾の最高水位 $Dd(out)max$ は $Dd+10 \cdot (Br \cdot U^2) / (r_c \cdot g)$ にもなることがあるが、一般に土石流導流工や流路工が施工される扇状地では、土石流および清流でそれぞれ下記の式で求める。

土石流： $D_{d(out)max} = D_d + 2 \frac{Br \cdot U^2}{r_c \cdot g} \dots \dots \dots (75)$

更新

清流(射流)： $D_{d(out)max} = D_d + \frac{Br \cdot U^2}{r_c \cdot g} \dots \dots \dots (76)$

ここに Dd ：直線部での水深(m)、 Br ：流路幅(m)、 U ：平均流速(m/s)、 r_c ：水路中央の曲率半径(m)、 g ：重力加速度(9.81m/s²)である。

更新

旧

第7章 土石流・流木捕捉工以外の施設

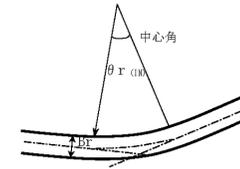


図-4.145 土石流導流工湾曲部の法線形

1.3 縦断形

土石流導流工の縦断形は、急な勾配変化をさける。なお、土砂の堆積面上が予想される場合は、これに対して安全な構造とする。

『土・対・計 P48』

解説

土石流導流工は、安全な場所まで導流させることが必要のため、急な勾配変化を設けることにより土砂が堆積しないようにする。また、流末において土砂の堆積面上が予想される場合は、これに応じた護岸高を設定する等、安全な構造とする。

1.4 渓床

掘込み方式を原則とする。

『土・対・計 P60』

解説

土石流導流工は、安全上、掘込み方式を原則とする。

1.5 湾曲部

湾曲部では外湾部の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

『土・対・計 P61』

解説

理論値、実測値、実験結果等により水位上昇を推定し、これを安全に流せる構造とする。

土石流では、外湾の最高水位 $Dd(out)max$ は $Dd+10 \cdot (Br \cdot U^2) / (\theta r \cdot g)$ にもなることがあるが、一般に土石流導流工や流路工が施工される扇状地では、土石流および清流でそれぞれ下記の式で求める。

土石流： $Dd(out)max = Dd + 2 \frac{Br \cdot U^2}{\theta r \cdot g} \dots \dots \dots (63)$

清流(射流)： $Dd(out)max = Dd + \frac{Br \cdot U^2}{\theta r \cdot g} \dots \dots \dots (64)$

ここに Dd ：直線部での水深(m)、 Br ：流路幅(m)、 U ：平均流速(m/s)、 θr ：水路中央の曲率半径(m)、 g ：重力加速度(9.81m/s²)である。

新

【設計編】第6章 土石流・流木捕捉工以外の施設

第2節 土石流堆積工

2.1 土石流堆積流路

土石流を扇状地内の流路に積極的に堆積させる。また、護岸工等により溪岸侵食を防止する。

『土・対・針 P59』 **更新**

解説

流路に土石流を積極的に堆積させるために、流路勾配の緩和、流路断面の拡幅により、土砂輸送能力を低下させる。ただし、土石流発生以前の常時の流量において土砂が堆積するようでは、土石流発生時での堆積容量が減少する。従って、常時の流出土砂量（土砂混入濃度）を想定し、これが堆積しない程度まで流路勾配を緩くするものとする。

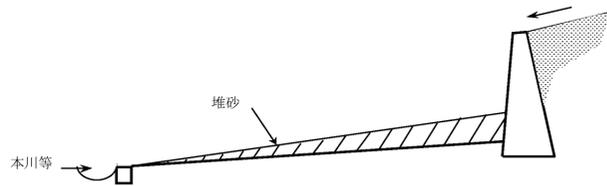


図-4.144 土石流堆積流路

2.2 土石流分散堆積地

2.2.1 形状

土石流分散堆積地の形状は土石流の流動性および地形の特性を把握し適切な形状とする。

『土・対・針 P55』 **更新**

解説

過去の土石流の規模、流下・氾濫特性、類似溪流の発生事例を基に分散堆積地の形状を定める。

2.2.2 計画堆砂勾配

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は現溪床勾配の1/2～2/3の勾配を基準とする。

『土・対・針 P60』 **更新**

解説

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は現溪床勾配の1/2～2/3の勾配を基準とする。なお、適応可能な実績値がある場合は、それを用いてよい。

2.2.3 計画堆積土砂量

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は計画堆砂勾配で堆砂した状態について求める。

『土・対・針 P67』 **更新**

解説

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は、設計編第6章2.2.2で設定した計画堆砂勾配で土砂が堆積した状態における量を算出する。

旧

第7章 土石流・流木捕捉工以外の施設

第2節 土石流堆積工

2.1 土石流堆積流路

土石流を扇状地内の流路に積極的に堆積させる。また、護岸工等により溪岸侵食を防止する。

『土・対・針 P56』

解説

流路に土石流を積極的に堆積させるために、流路勾配の緩和、流路断面の拡幅により、土砂輸送能力を低下させる。ただし、土石流発生以前の常時の流量において土砂が堆積するようでは、土石流発生時での堆積容量が減少する。従って、常時の流出土砂量（土砂混入濃度）を想定し、これが堆積しない程度まで流路勾配を緩くするものとする。

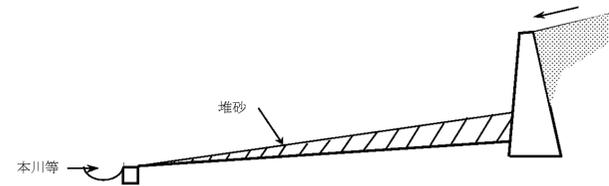


図-4.146 土石流堆積流路

2.2 土石流分散堆積地

2.2.1 形状

土石流分散堆積地の形状は土石流の流動性および地形の特性を把握し適切な形状とする。

『土・対・針 P52』

解説

過去の土石流の規模、流下・氾濫特性、類似溪流の発生事例を基に分散堆積地の形状を定める。

2.2.2 計画堆砂勾配

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は現溪床勾配の1/2～2/3の勾配を基準とする。

『土・対・針 P53』

解説

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は現溪床勾配の1/2～2/3の勾配を基準とする。なお、適応可能な実績値がある場合は、それを用いてよい。

2.2.3 計画堆積土砂量

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は計画堆砂勾配で堆砂した状態について求める。

『土・対・針 P54』

解説

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は、設計編第1章2.3で設定した計画堆砂勾配で土砂が堆積した状態における量を算出する。

新

【設計編】第6章 土石流・流木捕捉工以外の施設

2.2.4 構造

土石流分散堆積地の上、下流端には砂防堰堤または床固工を設け、堆砂地内には必要に応じて護岸、床固工を設ける。

『土・対・針 P58』

更新

解説

土石流分散堆積地は上下流端の砂防堰堤（床固工）、拡散部、堆積部および流末導流部からなる。上流端砂防堰堤（床固工）は堆積地勾配を緩和するために掘り込みを原則とするので、上流端の現溪床との落差を確保するために設置する。下流端砂防堰堤（床固工）は拡散した流れを制御し河道にスムーズに戻す機能を持つ。堆積容量を増大するために堆積部に床固工を設置することがある。

土石流分散堆積地の幅（ B_2 ）は上流部流路幅（ B_1 ）の5倍程度以内を目安とする。

追加

土石流分散堆積地の底部は第5章第3節底張工に準拠し、原則、底を張らない構造とする。

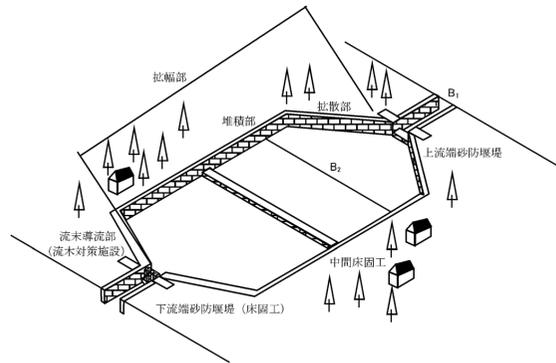


図-4.145 土石流分散堆積地

2.3 除石

土石流等により土石流堆積工内に土砂が堆積した場合は、すみやかにこれを除石する。

『土・対・針 P60』

更新

解説

除石の基本的な考え方は、計画編第2章第4節によるものとする。

旧

第7章 土石流・流木捕捉工以外の施設

2.2.4 構造

土石流分散堆積地の上、下流端には砂防堰堤または床固工を設け、堆砂地内には必要に応じて護岸、床固工を設ける。

『土・対・針 P55』

解説

土石流分散堆積地は上下流端の砂防堰堤（床固工）、拡散部、堆積部および流末導流部からなる。上流端砂防堰堤（床固工）は堆積地勾配を緩和するために掘り込みを原則とするので、上流端の現溪床との落差を確保するために設置する。下流端砂防堰堤（床固工）は拡散した流れを制御し河道にスムーズに戻す機能を持つ。堆積容量を増大するために堆積部に床固工を設置することがある。

土石流分散堆積地の幅（ B_2 ）は上流部流路幅（ B_1 ）の5倍程度以内を目安とする。

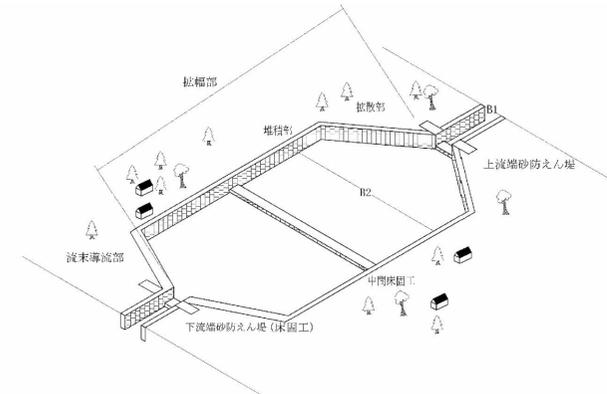


図-4.147 土石流分散堆積地

2.3 除石

土石流等により土石流堆積流路内に土砂が堆積した場合は、すみやかにこれを除石する。

『土・対・針 P57』

解説

除石の基本的な考え方は、計画編第2章第4節によるものとする。

第3節 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯は、土石流堆積区間で土石流の流速を低減させる目的で土石流堆積区間末端部付近に設定する。
堆砂空間の構造は、現在の地形を考慮し下流端に床固工等を配置し、小規模な出水を処理する常水路、導流堤、樹林、補助施設等からなる。

『土・対・計 P61』 **更新**

解説

(1) 利用樹種

導入する樹種は、計画区域内または近傍の類似条件下の場所に存する樹種を参考に選定する。

(2) 樹林の密度等

- ① 樹林の密度は樹木の生育上必要な最小限の間隔を確保した上で、樹林帯区域内の流速を減じ十分な土砂の堆積効果が得られる密度を目標とする。
- ② 樹木は流体力により倒れないように検討する。

(3) 効果量

効果量は整備後の樹林帯を考慮した粗度係数を求め土砂の堆積量を掃流砂量計算等により算定し、計画区域内の渓床の不安定土砂量と併せたものを効果量とする。

計画平均堆積深は、0.3～0.5m程度とする。

(4) 樹林帯の保育

土石流緩衝樹林帯の機能を維持確保するために樹林帯の保育を行い、必要に応じ下刈、補植等を行う。

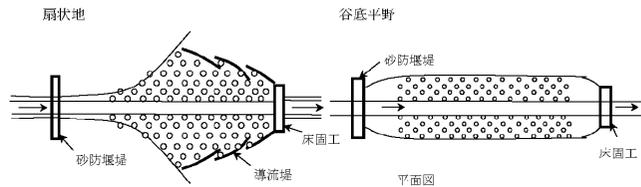


図-4.146 土石流緩衝樹林帯

第3節 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯は、土石流堆積区間で土石流の流速を低減させる目的で土石流堆積区間末端部付近に設定する。
堆砂空間の構造は、現在の地形を考慮し下流端に床固工等を配置し、小規模な出水を処理する常水路、導流堤、樹林、補助施設等からなる。

『土・対・計 P68』

解説

(1) 利用樹種

導入する樹種は、計画区域内または近傍の類似条件下の場所に存する樹種を参考に選定する。

(2) 樹林の密度等

- ① 樹林の密度は樹木の生育上必要な最小限の間隔を確保した上で、樹林帯区域内の流速を減じ十分な土砂の堆積効果が得られる密度を目標とする。
- ② 樹木は流体力により倒れないように検討する。

(3) 効果量

効果量は整備後の樹林帯を考慮した粗度係数を求め土砂の堆積量を掃流砂量計算等により算定し、計画区域内の渓床の不安定土砂量と併せたものを効果量とする。

計画平均堆積深は、0.3～0.5m程度とする。

(4) 樹林帯の保育

土石流緩衝樹林帯の機能を維持確保するために樹林帯の保育を行い、必要に応じ下刈、補植等を行う。

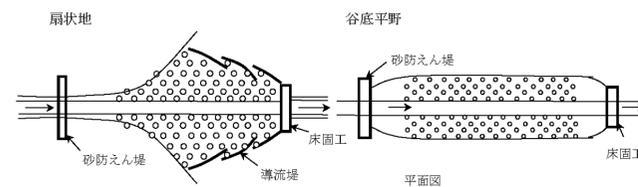


図-4.148 土石流緩衝樹林帯

第4節 土石流流向制御工

土石流導流堤等により土石流の流向を制御するもので、越流を生じない十分な高さとするともに、表のり先の洗掘に注意する。

『土・対・針 P62』 **更新**

解説

(1) 導流堤の法線形状

計画基準点よりも下流で土砂を流しても安全な場所があり、下流に災害等の問題を生じさせずに安全な場所まで土砂を流下させることができる場合は、土石流の流向を土石流導流堤等により制御し、安全な場所まで導流する。流向制御工の法線は土石流直撃による越流を防止するために、流れに対する角度 (θ) は $\theta < 45^\circ$ とする。土石流の流向を 45° 以上変更する場合、導流堤を複数に分割し、霞堤方式に配置する。

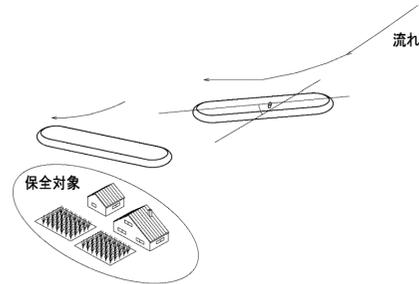


図-4.147 土石流導流堤の法線

(2) 土石流導流堤の高さ

流向制御工天端は原則として現溪床勾配と平行とする。高さは土石流の水深に余裕高を加えたものとする。(設計編第6章1.1参照)

土石流の速度および水深は計画編第2章2.8に従い求める。

(3) 導流堤の法面保護および法先の洗掘対策

導流堤の表法はコンクリート、石積み、コンクリートブロック積み、鋼矢板等による護岸より土石流の侵食から防護する。法先は護岸工の根入れ、コンクリートブロック等による根固め工、および根固水制工等により洗掘に対して安全な構造とする。

(4) 除石

土石流流向制御工における除石は、計画編第2章第4節によるものとする。

第4節 土石流流向制御工

土石流導流堤等により土石流の流向を制御するもので、越流を生じない十分な高さとするともに、表のり先の洗掘に注意する。

『土・対・針 P59』

解説

(1) 導流堤の法線形状

計画基準点よりも下流で土砂を流しても安全な場所があり、下流に災害等の問題を生じさせずに安全な場所まで土砂を流下させることができる場合は、土石流の流向を土石流導流堤等により制御し、安全な場所まで導流する。流向制御工の法線は土石流直撃による越流を防止するために、流れに対する角度 (θ) は $\theta < 45^\circ$ とする。土石流の流向を 45° 以上変更する場合、導流堤を複数に分割し、霞堤方式に配置する。

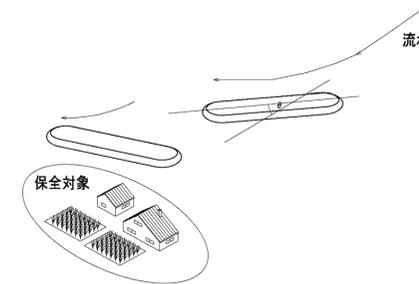


図-4.149 土石流導流堤の法線

(2) 土石流導流堤の高さ

流向制御工天端は原則として現溪床勾配と平行とする。高さは土石流の水深に余裕高を加えたものとする。(設計編第7章1.1参照)

土石流の速度および水深は計画編第2章2.8に従い求める。

(3) 導流堤の法面保護および法先の洗掘対策

導流堤の表法はコンクリート、石積み、コンクリートブロック積み、鋼矢板等による護岸より土石流の侵食から防護する。法先は護岸工の根入れ、コンクリートブロック等による根固め工、および根固水制工等により洗掘に対して安全な構造とする。

(4) 除石

土石流流向制御工における除石は、計画編第2章第4節によるものとする。

新

【設計編】第6章 土石流・流木捕捉工以外の施設

第5節 土石流・流木発生抑制工

5.1 溪床堆積土砂移動防止工

溪床堆積土砂移動防止工は、床固工等によって溪床堆積物の移動を防止する工法である。

『土・対・針 P49』

更新

解説

溪床堆積土砂移動防止工には、主として床固工等があり、溪床や溪岸の堆積物の移動を防止する。原則として床固工の上流側を天端まで埋戻し磯及び流木の衝撃力を直接受けない構造とする。また袖部の上流側についても土砂を盛る等の処置を行い土石流による破壊をできるだけ避けるものとする。設計外力については設計編第1章2.6.1(2)設計外力を参考とし土石流荷重は考慮せず、静水圧のみを対象とする。

溪床堆積土砂移動防止工としての床固工等の水通し断面は設計編第1章2.6.2(1)水通し断面によるが、水通し幅は地形を考慮してできるだけ広くとる。土石流ピーク流量に対しては、余裕高は原則として考慮しなくてよい。その他の設計は、コンクリート製では、設計編第1章2.6で示す不透過型砂防堰堤の構造に準ずる。

5.2 土石流・流木発生抑制山腹工

土石流・流木発生抑制山腹工は、植生または他の土木構造物によって山腹斜面の安定化を図る工法である。

『土・対・針 P49』

更新

解説

土石流・流木発生抑制山腹工には、主として山腹保全工等があり、土石流となる可能性のある山腹崩壊を防ぐ。

第6節 除石（流木の除去を含む）

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、土石流等の発生後や定期的に堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石（流木の除去を含む）等を行う。

また、土石流・流木処理計画上、除石（流木の除去を含む）が必要となる場合は、搬出路を含め、あらかじめ搬出方法を検討しておくものとする。

『土・対・針 P64』

更新

解説

土石流・流木処理計画上、除石が必要となる場合は、搬出路の敷設等土砂及び流木の搬出方法及び搬出土の受入先、除石（流木の除去を含む）の実施頻度等の除石（流木の除去を含む）計画を土石流・流木処理計画で検討する必要がある。なお、溪床堆積土砂移動防止工は除石（流木の除去を含む）を原則として行わない。

また、除石（流木の除去を含む）には、土石流発生後等の緊急的に実施する「緊急除石（流木の除去を含む）」と、定期的な点検に基づいて堆積した土砂および流木を除去する「定期的な除石（流木の除去を含む）」とがある。その基本的な考え方は、計画編第2章第4節を参照のこと。

旧

第7章 土石流・流木捕捉工以外の施設

第5節 土石流・流木発生抑制工

5.1 溪床堆積土砂移動防止工

溪床堆積土砂移動防止工は、床固工等によって溪床堆積物の移動を防止する工法である。

『土・対・針 P49』

解説

溪床堆積土砂移動防止工には、主として床固工等があり、溪床や溪岸の堆積物の移動を防止する。原則として床固工の上流側を天端まで埋戻し磯及び流木の衝撃力を直接受けない構造とする。また袖部の上流側についても土砂を盛る等の処置を行い土石流による破壊をできるだけ避けるものとする。設計外力については設計編第1章2.6.1(2)設計外力を参考とし土石流荷重は考慮せず、静水圧のみを対象とする。

溪床堆積土砂移動防止工としての床固工等の水通し断面は設計編第1章2.6.2(1)水通し断面によるが、水通し幅は地形を考慮してできるだけ広くとる。土石流ピーク流量に対しては、余裕高は原則として考慮しなくてよい。その他の設計は、コンクリート製では、設計編第1章2.6で示す不透過型砂防えん堤の構造に準ずる。

5.2 土石流・流木発生抑制山腹工

土石流・流木発生抑制山腹工は、植生または他の土木構造物によって山腹斜面の安定化を図る工法である。

『土・対・針 P49』

解説

土石流・流木発生抑制山腹工には、主として山腹保全工等があり、土石流となる可能性のある山腹崩壊を防ぐ。

第6節 除石（流木の除去を含む）

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、土石流等の発生後や定期的に堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石（流木の除去を含む）等を行う。

また、土石流・流木処理計画上、除石（流木の除去を含む）が必要となる場合は、搬出路を含め、あらかじめ搬出方法を検討しておくものとする。

『土・対・針 P64』

解説

土石流・流木処理計画上、除石が必要となる場合は、搬出路の敷設等土砂及び流木の搬出方法及び搬出土の受入先、除石（流木の除去を含む）の実施頻度等の除石（流木の除去を含む）計画を土石流・流木処理計画で検討する必要がある。なお、溪床堆積土砂移動防止工は除石（流木の除去を含む）を原則として行わない。

また、除石（流木の除去を含む）には、土石流発生後等の緊急的に実施する「緊急除石（流木の除去を含む）」と、定期的な点検に基づいて堆積した土砂および流木を除去する「定期的な除石（流木の除去を含む）」とがある。その基本的な考え方は、計画編第2章第4節を参照のこと。

【設計編】第6章 土石流・流木捕捉工以外の施設

～（参考）搬出方法の検討について～
搬出路（管理用道路等）も含め、あらかじめ搬出方法（除石計画）を検討した参考例を以下に示す。

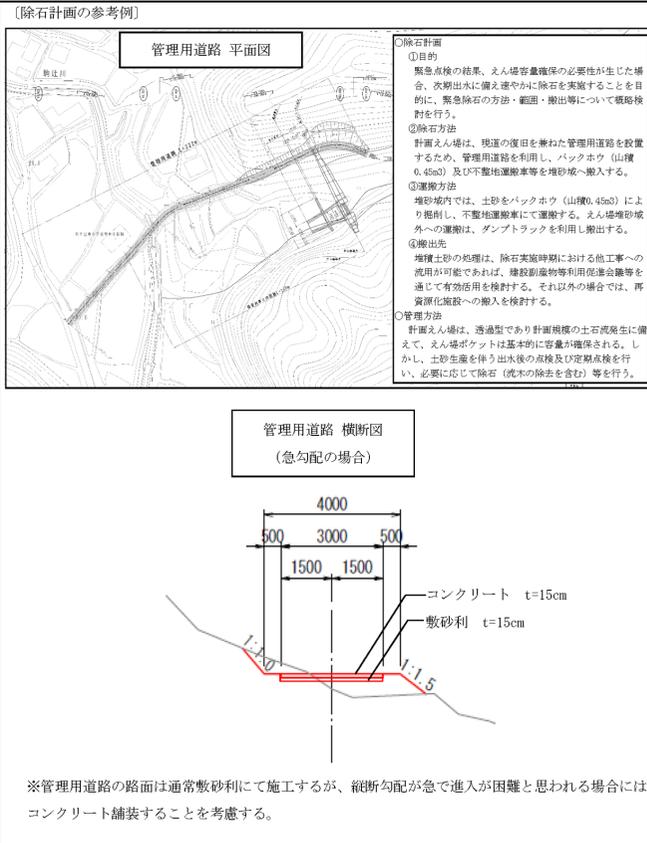


図-4.148 除石計画および管理用道路の例

第7章 土石流・流木捕捉工以外の施設

～（参考）搬出方法の検討について～
搬出路（管理用道路等）も含め、あらかじめ搬出方法（除石計画）を検討した参考例を以下に示す。

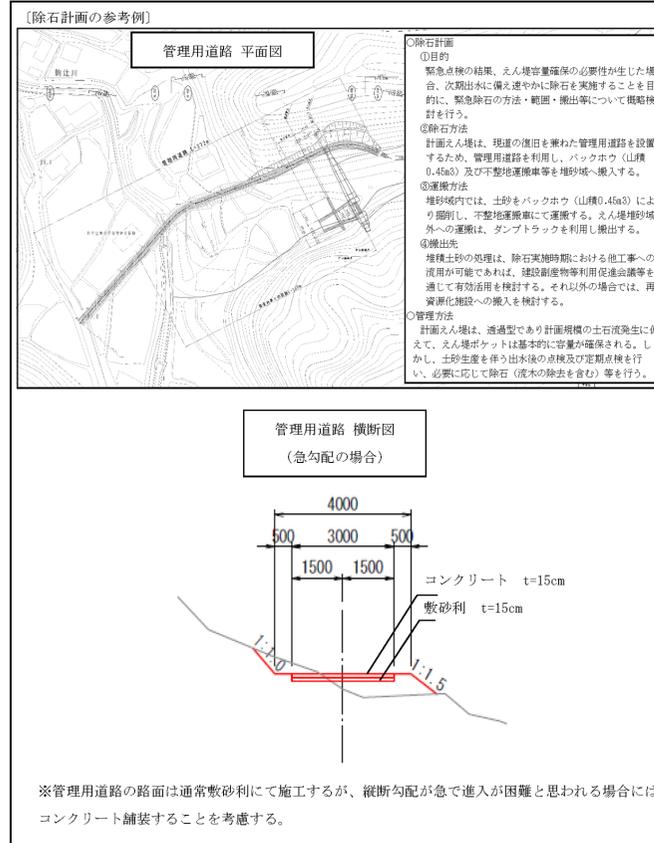


図-4.150 除石計画および管理用道路の例

【4. 設計編】第8章 流木対策施設

新	旧								
	<p>第8章 流木対策施設</p> <p style="text-align: center;">第8章 流木対策施設</p> <p>第1節 設計の基本</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>流木対策施設は、流木対策に必要な機能を有するとともに、土石流、洪水等の流下に対しても安全であるよう設計する。透過型の流木対策施設においては、構造物全体の安全性および部材の安全性の検証が必要である。</p> <p>設計にあたっては、設置位置が土石流区間か掃流区間かに応じて、それぞれ適切な方法により検討をおこなう。</p> </div> <p style="text-align: right; font-size: small;">『流・指・設 P.1』</p> <p>解説</p> <p>なお、設計の詳細については、第1章 砂防えん堤工によること。</p> <p>(1) 流木対策施設の機能と設計条件</p> <p>流木対策施設は、本来の目的である流木発生の抑止や流木捕捉の機能を十分に発揮するように設計するとともに、土石流、洪水の流下に対しても安全であるように設計する。</p> <p>溪流において、上流で流木が土石流と一体となって流下する区間（土石流区間）と、下流で粒径の大きな土砂と流木が分離して流れる区間（掃流区間）とでは流木の流れの形態が異なるので、流木対策施設に求められる設計条件が異なる。従って、流木対策施設の設計にあたっては設置位置がいずれに属するかをまず検討しなければならない。特に、流木捕捉工に関しては、土石流区間では土砂と一体で捕捉せざるを得ないが、掃流区間では流木を土砂と分離して捕捉するものであるので、捕捉効果、設計外力が異なる。</p> <p>流木対策施設を設計の観点から区分すると以下の分類となる。</p> <div style="margin-left: 40px;"> <table style="border-collapse: collapse;"> <tr> <td rowspan="3" style="vertical-align: middle; padding-right: 10px;">流木対策施設</td> <td rowspan="2" style="font-size: 3em; vertical-align: middle; padding-right: 10px;">{</td> <td style="padding-right: 10px;">山腹斜面</td> <td style="border-left: 1px solid black; padding-left: 10px;"> 流木発生抑止工：斜面安定工 流木捕捉工：流木止工 </td> </tr> <tr> <td style="padding-right: 10px;">土石流区間</td> <td style="border-left: 1px solid black; padding-left: 10px;"> 流木発生抑制工：斜面安定工、護岸工、床固工 砂防えん堤等 流木捕捉工：透過型砂防えん堤、流木止工 </td> </tr> <tr> <td style="padding-right: 10px;">掃流区間</td> <td style="border-left: 1px solid black; padding-left: 10px;"> 流木発生抑止工：砂防えん堤、床固工、護岸工 流木捕捉工：透過型砂防えん堤、流木止工 遊砂地＋流木止工、 不透過型砂防えん堤＋流木止工 </td> </tr> </table> </div> <p style="text-align: center; font-size: small;">図-4.151 流木対策施設の種類</p> <p style="text-align: center; font-size: small;">4-174</p>	流木対策施設	{	山腹斜面	流木発生抑止工：斜面安定工 流木捕捉工：流木止工	土石流区間	流木発生抑制工：斜面安定工、護岸工、床固工 砂防えん堤等 流木捕捉工：透過型砂防えん堤、流木止工	掃流区間	流木発生抑止工：砂防えん堤、床固工、護岸工 流木捕捉工：透過型砂防えん堤、流木止工 遊砂地＋流木止工、 不透過型砂防えん堤＋流木止工
流木対策施設	{			山腹斜面	流木発生抑止工：斜面安定工 流木捕捉工：流木止工				
			土石流区間	流木発生抑制工：斜面安定工、護岸工、床固工 砂防えん堤等 流木捕捉工：透過型砂防えん堤、流木止工					
	掃流区間	流木発生抑止工：砂防えん堤、床固工、護岸工 流木捕捉工：透過型砂防えん堤、流木止工 遊砂地＋流木止工、 不透過型砂防えん堤＋流木止工							

削除

新

旧

第8章 流木対策施設

(2) 土石流区間及び掃流区間の区分

土石流到達区間は、一般には溪床勾配 $1 \geq 2^\circ$ （概ね $1/30$ ）とするが、当該および近傍流域の既往災害実態、溪床堆積物調査に基づき土砂移動形態を区分することが望ましい。火山砂防地域や土石流の頻発する地域では既往災害データが得られやすいので、これらの実績に基づき区分する。

削除