

2.3 砂防堰堤の設計順序

一般的な砂防堰堤の設計順序を図 9-4-2、土石流・流木対策砂防堰堤の設計順序を図 9-4-3 に示す。

解 説

砂防堰堤の設計の順序は、堰堤サイトの地形、地質、その堰堤の目的に対する適合性、安全性及び経済性等の各要素について考察し、堰堤配置位置及び型式の選定に必要な概略設計を行った後、堰堤配置位置及び型式を決定する。次に決定された堰堤型式について、水通し、本体及び基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰め及び水抜き等の付属物の設計を行う。

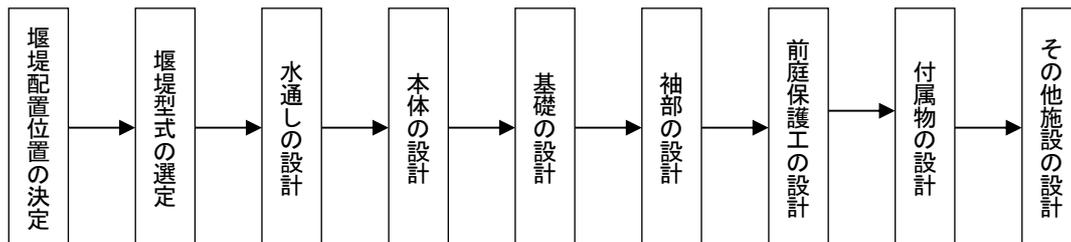


図 9-4-2 一般的な砂防堰堤の設計順序

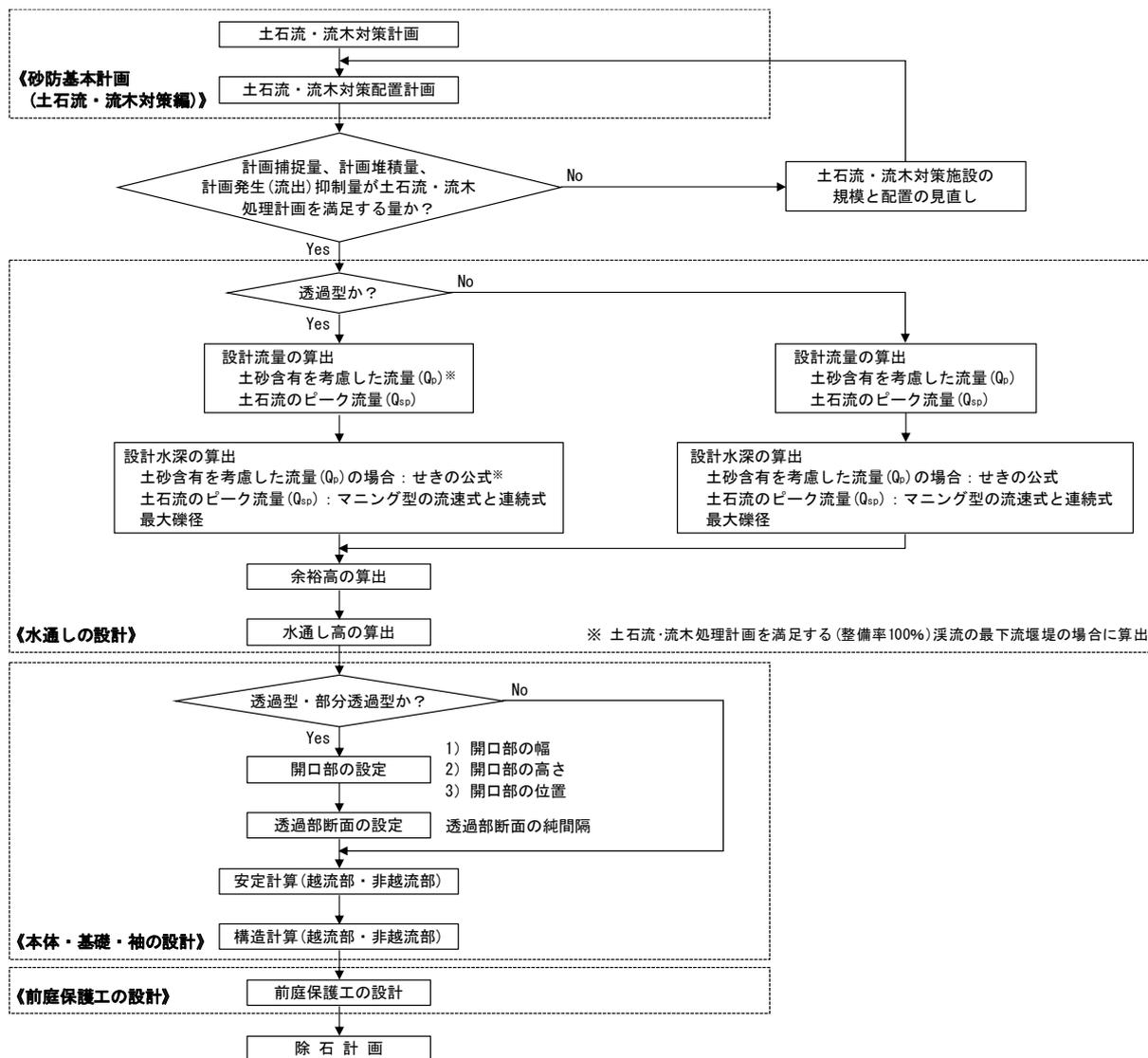


図 9-4-3 土石流・流木対策砂防堰堤設計の流れ

第2節 対象流量の算定

1. 総説

対象流量算出においては合理式を用いるものとし、土石流区間と掃流区間によって算出式を使い分けるものとする。

2. 対象流量算出

土石流区間における対象流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値から算出される「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）と土石流ピーク流量（土石流時）とする。

掃流区間における対象流量は、計画規模の年超過確率の降雨量から算出される「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）とする。

解説

一般に、河川砂防施設の対象流量は合理式により算出する。しかし、上位基準である「国土交通省 河川砂防技術基準 同解説」と「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説」における合理式の洪水到達時間の算出式は同一でなく、この差は経験上から定められたゆえに生じた差異と捉えるべきと思われる。このことは時に、源流部から河口部までの流水の流量を一環と捉えて考えた場合、砂防施設と河川施設で矛盾が生じさせる原因ともいえる。

河川施設設計は掃流区間で行われることがほとんどであり、砂防施設設計に関しては、土石流区間と掃流区間の両方を対象する。砂防施設設計における対象流量算出においては、土石流の経験から導かれた洪水到達時間を採用しない理由はなく、河川施設設計と整合を図る必要も感じられることから、以下のように掃流区間と土石流区間で使い分けることとする。

- ① 掃流区間：土砂含有を考慮した流量（洪水時）
- ② 土石流区間：土砂含有を考慮した流量（洪水時）と土石流ピーク流量（土石流時）

2.1 掃流区間における合理式

掃流区間の施設設計における清水の対象流量は下記の合理式による。

解説

2.1.1 対象流量

$$Q = Q' \times (1 + \alpha)$$

$$Q' = 1/3.6 \times f \times r \times A$$

Q ：対象流量（ m^3/s ）（小数点以下1位を切り上げ整数とする）

Q' ：合理式によって求めるピーク流量（ m^3/s ）

α ：土砂混入率

f ：流出係数

r ：洪水到達時間内の平均雨量強度（ mm/h ）

A ：流域面積（ km^2 ）

2.1.2 洪水到達時間

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

ある程度大きな流域では、流入時間が流下時間に比べ大幅に小さい場合は流入時間を無視することが多いが、小流域では常時流水が存在する河道が少ないため流入時間を無視することはできない。しかし、この流入時間の値は大まかな標準値しかないため、この方式に代る方法として、河道の採り方は谷形態をなす所まで伸ばし、流下時間として算出することもある。

$$\text{洪水到達時間 } T = T_0 + T_1$$

(1) 洪水流下時間（ T_0 ）

① Kraven式（適用範囲：流路平均勾配（ H/L ） $\leq 1/20$ ）

$$T_0 = L/W$$

T_0 ：洪水流下時間（s）

L ：流路長（m）

W ：洪水流出速度（m/s）

I ：流路勾配

表 9-4-2 流路勾配と洪水流出速度

I	1/100 以上	1/100~1/200	1/200 以下
W	3.5 m/s	3.0 m/s	2.1 m/s

② Bayern地方公式（Rziba式）（適用範囲：流路平均勾配（ H/L ） $> 1/20$ ）

$$T_0 = L/W$$

$$W = 20 \cdot (H/L)^{0.6}$$

T_0 ：洪水流下時間（s）

W ：洪水流出速度（m/s）

H ：流路高低差（m）

L ：流路長（m）

(2) 洪水流入時間（ T_1 ）

洪水流入時間（流域内での河道に到達する平均流下時間をいう）は流域の排水路の整備状況によって異なるが、将来の整備状況を推定して定めるものとする。一般には次の値を標準として定めてもよい。

表 9-4-3 洪水流入時間

山地流域	2km ²	30min
特に急傾斜面流域	2km ²	20min

なお、①Kravenz式を用いる場合、基本的には当該溪流の流域から2km²を先取りし、上記の値を用いて流入時間を設定するとともに、流入域を除いた流域の河道延長を用いて河道流下時間を算定する（流入時間の最大値は上記値となる）。

ただし、流入域2km²を除いた流域面積が極端に小さくなる場合には地形図上で河道がわかる部分より上流域を流入域とし、その流入時間を次のような方法で算定するとともに、上流端から下流を河道として流下時間を算定する手法を用いる。



図 9-4-4 2 km²未満の流入域の流入時間算出方法

(3) 洪水到達時間内の平均雨量強度

洪水到達時間内の平均雨量強度は、「長野県内の降雨強度式：平成28年4月、長野県建設部河川課、参考資料-4 確率雨量表（ガンベル法）」により求める。

砂防堰堤の設計には、原則として24時間雨量又は日雨量の100年超過確率の雨量を用い、溪流保全工の設計の設計には、第1章第2節1.3.2に示す河川の重要度と計画の規模より、24時間雨量又は日雨量を用いる。

2.2 土石流区間における合理式

土石流区間の清水の対象流量は下記の合理式による。

解 説

2.2.1 対象流量

$$Q = Q_p \times (1 + \alpha)$$

$$Q_p = 1/3.6 \times K_n \times P_a \times A = 1/3.6 \times P_e \times A$$

Q : 対象流量 (m³/s) (小数点以下1位を切り上げ整数とする)

Q_p : 合理式によって求めるピーク流量 (m³/s) (清水の対象流量)

α : 土砂混入率

K_n : ピーク流出係数

P_a : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/h)

P_e : 有効降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km²)

2.2.2 洪水到達時間

$$T_f = K_{pl} \times A^{0.22} \times P_e^{-0.35}$$

T_f : 洪水到達時間 (分)

K_{pl} : 係数 = 120

2.2.3 平均降雨強度

洪水到達時間内の降雨強度は、次式のように24時間雨量から求める (物部式)。

$$P_a = P_{24} / 24 \times (T_f / 24)^{K_{pl}}$$

P_{24} : 24時間雨量 (P_{24} が得られない場合は、日雨量 (P_{day}) としてよい)

原則、24時間雨量又は日雨量の100年超確率

K_{pl} : 定数 = -1/2

2.2.4 有効降雨強度

有効降雨強度は、次式により求める。

$$P_e = K_{fl} \times P_a$$

$$P_e = (P_{24} / 24)^{1.21} \times \{ (24 \times K_{fl}^2) / (K_{pl} / 60 \times A^{0.22}) \}^{0.606}$$

2.3 流出係数

流出係数の値は、流域の地質、地形、植生、形状、開発状況等を勘案して決定する必要がある。

解 説

合理式において用いる流出係数は、表 9-4-4に示す日本内地河川の洪水時の物部の値の他、表 9-4-5～表 9-4-7を参考にする。なお、土石流区間の対象流量算出に用いるピーク流出係数 K_{fl} もこれらの値から決定する。

表 9-4-4 日本内地河川の流出係数 f (物部)

地 目	流 出 係 数
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
流域のなかば以上が平地である大河川	0.50 ~ 0.75

表 9-4-5 標準的な流出係数

地 目	流 出 係 数
密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑 原 野	0.6
水 田	0.7
山 地	0.7

表 9-4-6 砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準

地 目	流 出 係 数
三紀層山地	0.7 ~ 0.8
起伏のある土地及び樹林	0.5 ~ 0.75
平坦な耕地	0.45 ~ 0.60
水 田	0.7 ~ 0.8
宅地造成後の地域	0.85 ~ 1.0
パイロット事業地、ゴルフ場	0.75 ~ 1.0

表 9-4-7 防災調整池の洪水吐等の設計流量の算定に用いる標準値

土地利用状況	流出係数	摘 要
開発前	0.6 ~ 0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域
開発後(1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開発後(2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

※不浸透面積率とは、概ね建物の屋根面積、舗装道路面積及び舗装された駐車場面積等の和である。

2.4 土砂混入率

土砂混入率は、流域の地質、地形、植生、形状、開発状況等を勘案して表 9-4-8 より決定する。

解 説

土砂混入率（ α ）は、砂防堰堤を設置する区間の土砂移動の形態、工種によって、表 9-4-8に示す値とする。溪流保全工が計画されるのは上流域の砂防工事がある程度進んでからであり、原則として、土砂含有率の減少した洪水流を対象とする。従って、上流域での砂防堰堤等の対象流量を求める際の土砂混入率は溪流保全工のそれ以上でなければならない。

特に、土石流が流下するような地域では、土砂混入率に十分な余裕をとる必要がある。

表 9-4-8 土砂混入率

工 種	土砂混入率（ α ）	摘 要
土石流区間に計画する堰堤工の対象流量	50	
掃流区間に計画する堰堤工の対象流量	20	
溪流保全工の対象流量	10	上流の計画土砂整備率が50%以上100%未満、及び屈曲、乱流防止箇所
	5	上流の計画土砂整備率が100%以上

3. 土石流ピーク流量

3.1 土石流ピーク流量の算出

土石流ピーク流量は、流出土砂量に基づいて求めることを基本とする。ただし、同一流域において、実績値がある場合で別の方法を用いて土石流ピーク流量を推定できる場合は、その値を用いてよい。

解 説

3.1.1 土石流ピーク流量

平均的なピーク流量と土石流総流量の関係式は以下のとおりである。

$$Q_{sp} = 0.01 \times \Sigma Q$$

$$\Sigma Q = C_* \times V_{dap} / C_d$$

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)

ΣQ : 土石流総流量(m³/s)

V_{dap} : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量 (空隙込み) (m³)
(1,000 m³を下限値とする)

C_d : 土石流濃度

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6程度)

なお、土石流ピーク流量を算出する際の溪床勾配は、1波の土石流により流出すると想定される土砂量を算出しようとしている地点の現溪床勾配とし、流下区間の下流端となると考えられる地点の勾配(10°)以上とする。なお、現溪床勾配は計画地点から概ね上流200m間の平均溪床勾配とすることを基本とし、計画施設設計前の地形より算出する。計画地点から上流の200m区間が溪床勾配を代表していないと考えられる場合は、当該溪流の状況に応じて区間を設定する。

3.1.2 土石流濃度

土石流濃度は下記の平衡濃度式で求めるものとする。

$$C_d = \rho \tan \theta / (\sigma - \rho) \cdot (\tan \phi - \tan \theta)$$

σ : 礫の密度 (2,600kg/m³程度)

ρ : 水の密度 (1,200kg/m³程度)

ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (°) (30° ~40° 程度、一般に35° を用いてよい)

θ : 溪床勾配 (°)

なお、計算値 C_d が $0.9 \cdot C_*$ よりも大きくなる場合は、 $C_d = 0.9 \cdot C_*$ とし、 C_d が 0.3 よりも小さくなる場合は $C_d = 0.30$ とする。

3.1.3 1波の土石流により流出すると想定される土砂量

これまでの災害実態調査から、全支溪から同時に土砂が流出する例は少なく、そのため土石流ピーク流量の最大値は1洪水期間に複数発生する土石流のうち、最大となる土砂量に対応したものとなる。

そこで、流出土砂量に基づく土石流ピーク流量を求める際の1波の土石流により流出すると想定される土砂量 V_{dgp} は、施設の計画地点又は土石流流下区間の下流端と考えられる地点より上流の範囲において、土石流・流木対策施設のない状態を想定して、溪流長、侵食可能断面積を総合的に判断して最も土砂量の多くなる「想定土石流流出区間」を設定し、この区間内における移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち、比較して小さい方の値とすることを基本とする。なお、 V_{dgp} を算出する土石流流出区間の下流端となる地点と、計画流出土砂量を算出する区間の下流端となる地点は異なる。

V_{dgp} は小規模溪流における計画流出土砂量を適用する場合を除き、 $1,000\text{m}^3$ を下限値とする。また、補助基準点において V_{dgp} を算出する場合も、 $1,000\text{m}^3$ を下限値とする。

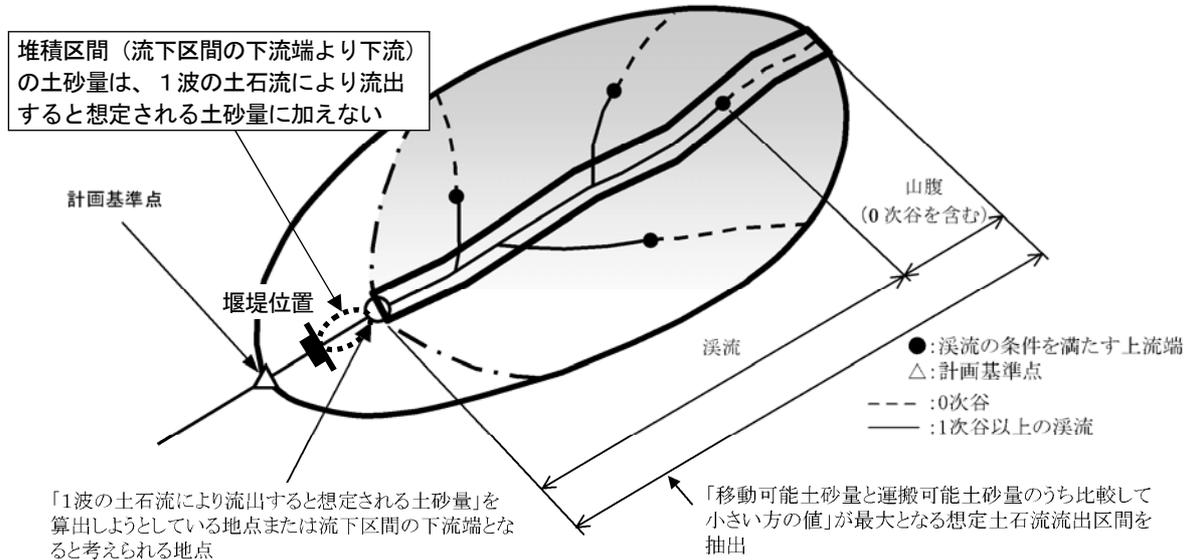


図 9-4-5 1波の土石流により流出すると想定される土砂量 V_{dgp} の算出のイメージ図

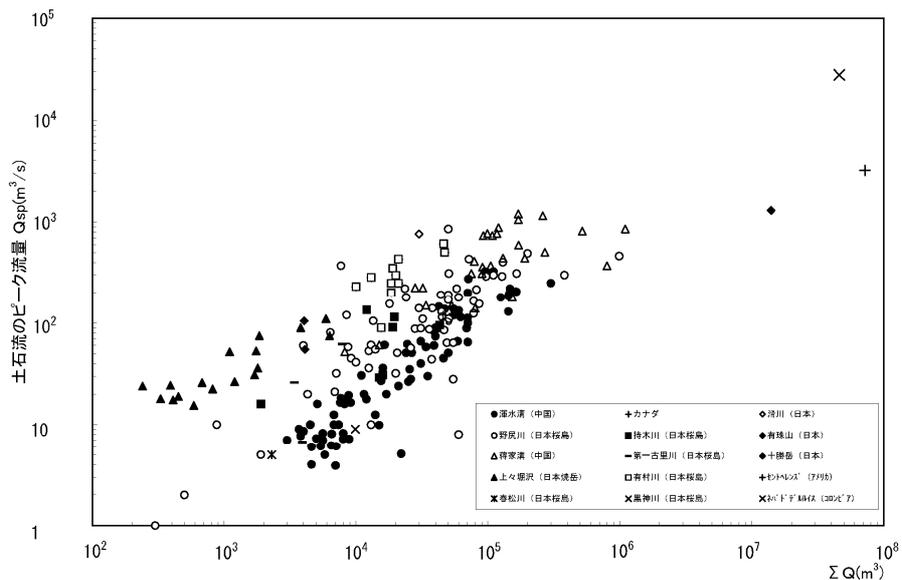


図 9-4-6 ピーク流量の相関

(参考) 降雨量に基づく土石流ピーク流量

土石流の発生過程には、下記等が考えられる。

- ① 溪床堆積物が流水により強く侵食されて土石流になる
- ② 山腹崩壊土砂がそのまま土石流になる
- ③ 山腹崩壊土砂が流れをせき止めて天然ダムを形成し、それが決壊して土石流になる

降雨量に基づく算出方法は①の場合の土石流ピーク流量を求めるものである。土石流ピーク流量の算出方法を手順に従い示す。なお、本章第2節3.1.1の土石流ピーク流量を求める式(経験式)、及び後述の土石流ピーク流量を求める式(理論式)で求めた土石流ピーク流量の大きさの関係は、流域面積、降雨量、流出土砂量によって変わる。計画流出土砂量の比流出土砂量が $100,000\text{m}^3/\text{km}^2$ で、24時間雨量又は目雨量が $P_p = 260(\text{mm})$ の場合は、流域面積 1km^2 以下では理論式の値は経験式の値に比較して小さな値を与える。

土石流ピーク流量は次式の理論式より求める。ただし、次式は過去の基準に従って設計した砂防堰堤において使用されているものもあるため掲載しているが、新たに設計する砂防堰堤には適用しない。

$$Q_{sp} = K_q \times Q_p$$

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m^3/s)

Q : 計画規模の年超過確率の降雨量に対する清水の対象流量 (m^3/s)

K_q : 係数

土石流ピーク流量 Q_{sp} は、清水の対象流量 Q_p との間に次式の関係があるとして求める。

$$Q_{sp} = C_* / (C_* - C_d) \times Q_p$$

3.2 土石流の流速と水深の算出

土石流の流速と水深は、理論式、経験式、実測値等により推定する。

解 説

3.2.1 土石流の流速

土石流の流速 U (m/s) は、次の Manning 型の式で表すことができると報告されている。

$$U = D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} / K_n \quad \dots (a)$$

D_r : 土石流の径深 (m) (ここでは、 $D_r \cong D_d$ (土石流の水深) とする)

θ : 溪床勾配 ($^\circ$) (表 9-4-9 に基づき設定)

K_n : 粗度係数 ($\text{s} \cdot \text{m}^{-1/3}$)

粗度係数 (K_n) の値は清水の場合よりかなり大きく、自然河道ではフロント部で0.10をとる。なお、土石流の流速及び水深は、フロント部について求めるものとする。

3.2.2 土石流の水深

土石流の水深 D_d (m) は、流れの幅 B_{da} (m) と土石流ピーク流量 Q_{sp} (m³/s) より、(式a)～(式c)を連立させて求められる。

$$Q_{sp} = U \times A_d \cdots (b)$$

A_d : 土石流ピーク流量の流下断面積(m²)

なお、一般に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た土石流は、ピーク流量を流し得る断面一杯に流れると考えられるので、土石流の流下断面は図 9-4-7の着色部とする。流れの幅 B_{da} (m) は図 9-4-7に示すとおりとし、土石流の水深 D_d (m) は次式で近似した値を用いる。

$$D_d = A_d / B_{da} \cdots (c)$$

表 9-4-9 溪床勾配 (θ) の使い分け

項目	溪床勾配
本体及び袖部の安定計算と構造計算を行う際の設計外力を算出する場合の、 土石流濃度 (C_d) 土石流の流速 (U) 土石流の水深 (D_d)	現溪床勾配 (θ_0)
土石流ピーク流量を通過させるための砂防堰堤の水通し断面を決定する場合の越流水深 (D_d)	計画堆砂勾配 (θ_p)

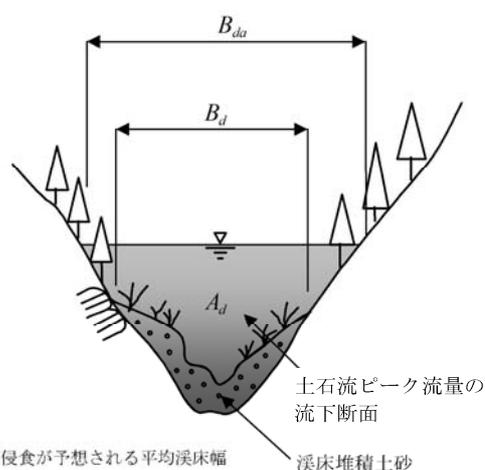


図 9-4-7 土石流の流下断面と流れの幅 B_{da} のイメージ

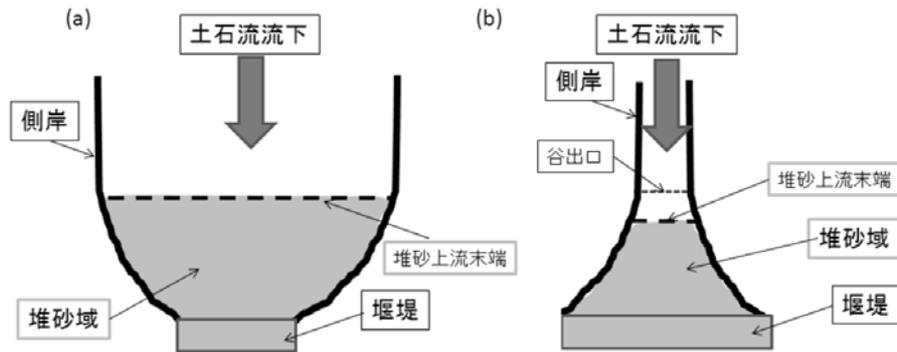
また、谷出口下流の平坦な扇状地等で土石流の流下幅が式(a)～(c)から算出できない条件にあるときは、次式のレジーム型の関係式で土石流の流下幅を算出することができる。

$$B_{da} = \alpha \cdot \sqrt{Q_{sp}}$$

α : 係数 $\alpha = 4$

なお、土石流の流速、水深の算出にあたっては、当該堰堤の位置から堆砂敷上流末端又は土石流発生区間の下端までの区間で、任意に3～5箇所を抽出し各断面を台形に近似した上で、3～5箇所の断面の平均断面を用いる。ただし、断面形状が明らかに異なり、平均断面を用いることにより、堰堤の安定性の検討上、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合は、過小評価とならないように留意する。

また、当該堰堤の位置から堆砂上流末端までの区間に比べて、堆砂上流末端より上流の区間の断面形状が著しく異なり、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合についても、過小評価とならないように留意する。



堰堤から堆砂上流末端までの断面形状が明らかに異なり、平均断面を用いることにより、堰堤の安定性の検討上、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合のイメージ(上から見た図)

堆砂上流末端までの区間に比べて、堆砂上流末端より上流の区間の断面形状が著しく異なり、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合のイメージ(上から見た図)

図 9-4-8 土石流の外力を過小評価するおそれのある場合のイメージ図

3.3 土石流の単位体積重量の算出

土石流の単位体積重量は、実測値、経験、理論的研究等により推定する。

解 説

土石流の単位体積重量 γ_d (kN/m^3) は、次式で求められる。

$$\gamma_d = \{ \sigma \times C_d + \rho \cdot (1 - C_d) \} \times g$$

g : 重力加速度 (9.81m/s^2)

なお、 γ_d の単位が kN/m^3 であることに注意する。 C_d は本章第2節3.1.2により求める。

3.4 土石流流体力の算出

土石流流体力は、土石流の流速、水深、単位体積重量を用いて推定する。

解 説

土石流流体力は、次式で求める。

$$F = K_h \times \gamma_d / g \times D_d \times U^2$$

F : 単位幅当りの土石流流体力 (kN/m)

U : 土石流の流速 (m/s)

D_d : 土石流の水深

g : 重力加速度 (9.81m/s^2)

K_h : 係数 (1.0 とする)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m^3)

第3節 砂防堰堤の設計

1. 砂防堰堤の分類

1.1 砂防堰堤の目的と効果

砂防堰堤の選定において、山地及び溪流・河道部において必要とする目的に対し、砂防堰堤の持っている効果を最も発揮する型式を比較検討のうえ選定する。

解 説

砂防堰堤は、現地調査等によって想定される土砂移動現象に対する必要な効果・機能を整理し、経済性、施工性、景観性、維持管理性、環境等の比較検討を行い、適切な型式・構造・材料等を選定する。

構造、材料については、現在までに様々なタイプの砂防堰堤が開発されており、それぞれの機能を十分理解して、現場に最も適したものを選定することが重要である。

表 9-4-10 砂防堰堤の目的と効果・機能

砂防堰堤の目的	効 果 ・ 機 能
1. 生産土砂の抑制	<p>溪流に砂防堰堤を設置すると上流側に堆砂敷が形成される。この堆砂敷では元溪流勾配に比べ緩くなるとともに、溪流幅が拡大されることによって、下記の効果が発揮される。</p> <p>① 溪流勾配を緩和して縦横侵食を防止する。(溪流・溪岸侵食防止) ② 乱流区域で流路を整流して横侵食を防止する。(溪岸侵食防止) ③ 溪流を高め、山脚を固定。地すべり地域では有効である。(山脚固定) ④ 不透過型砂防堰堤の堆砂影響範囲では、河床の不安定土砂が固定される。(堆積土及び不安定土砂流出防止)</p>
2. 流下土砂の調節	<p>不透過型砂防堰堤では、出水時と平常時の含砂率の差によってそれぞれの堆砂勾配に差が生じることから、土砂調節機能が発揮される。</p> <p>また、透過型及び部分透過型砂防堰堤では、出水時の堰上げによって流速が一時的に減少することによって掃流力が小さくなり、含砂率の大きい流れの場合、堆砂敷で土砂を調整することになる。</p> <p>(流出土砂抑制・調節機能)</p>
3. 土石流の捕捉・減勢	<p>砂防堰堤の堆砂敷に空容量があれば土石流が捕捉され、土石流対策として有効である。また、縦断勾配の緩和と砂防堰堤が流れに対し疎外物となることによって土石流は減勢することとなる。</p> <p>特に、透過型砂防堰堤では、平常時による空容量の減少が小さいので、捕捉機能が大きい。</p> <p>(土石流対策)</p>
4. 流木の捕捉	<p>不透過型砂防堰堤では縦断勾配の緩和、溪流幅の拡大によって水深の減少や水通し部による流路の固定によって堆砂敷に流木を捕捉する。また、透過型及び部分透過型砂防堰堤では透過部で捕捉する。</p> <p>(流木対策)</p>

1.2 砂防堰堤の分類

砂防堰堤は、その目的によって次の5種類に分類する。一つの堰堤が2つ以上の目的を兼ねる場合には、その主たる目的によって分類するものとする。

- ① 山脚固定堰堤：河床を上昇させて山脚を固定し、山腹の崩壊等の予防及び拡大の防止を図り、土砂の生産を抑制することを目的とする。
- ② 縦侵食防止堰堤：河道の縦侵食を防止して、土砂の生産を抑制することを目的とする。
- ③ 河床堆積物流出防止堰堤：河床に堆積した不安定な土砂の流出を防止することを目的とする。
- ④ 土石流対策堰堤：土石流の発生を抑制あるいは流下を抑止・捕捉することを目的とする。
- ⑤ 流出土砂抑制・調節堰堤：流出土砂の抑制及び調節を目的とする。

1.2.1 山脚固定堰堤

山脚固定堰堤は、河床を上昇させて山脚を固定し、山腹の崩壊等の予防及び拡大を防止し、土砂の生産抑制を図ることを目的とする堰堤である。

山脚固定堰堤の位置は、保全対象山腹の直下流部を原則とする。堰堤の高さはその山脚の侵食を防止できるように定めるものとする。山脚固定堰堤が流出土砂抑制・調節堰堤を兼ねる場合には、その必要に応じて位置及び高さを定めるものとする。

1.2.2 縦侵食防止堰堤

縦侵食防止堰堤は、河道の縦侵食を防止し、土砂の生産抑制を図ることを目的とする堰堤である。

縦侵食防止堰堤の位置は、縦侵食区域の直下流に設けるものとする。堰堤の高さはその堆積区域に縦侵食区域が包含されるように定めるものとする。縦侵食区域が長距離にわたるときは、数基の堰堤を階段状に連続して設けるものとする。階段状堰堤群においては、基幹となる堰堤は基礎を岩着させることを原則とするものとする。

1.2.3 河床堆積物流出防止堰堤

河床堆積物流出防止堰堤は、河床に堆積した不安定土砂の流出を防止することを目的とする堰堤である。

河床堆積物流出防止堰堤の位置は、河床堆積物の直下流に設けることを原則とする。堰堤の高さは堆砂面内に河床堆積物が包含されるように定めるものとする。

1.2.4 土石流対策砂防堰堤

土石流対策砂防堰堤は、土石流の発生の抑制あるいは流下の抑止・捕捉を目的とする堰堤である。

土石流対策砂防堰堤は、土石流の発生抑制、土石流の抑止・捕捉及び水勢緩和等その目的に応じて位置及び高さを定めるものとする。

土石流の抑制及び抑止のためには、原則として計画流出土砂量・流木量の30%以上を堆積・捕捉し得るように1基当たりの砂防堰堤の規模を定めるものとする。

土石流の水勢緩和のためには、土砂の流出形態を土石流形態から掃流状態に変化させ得るように、位置、高さ、形状及び数を定めるものとする。

なお、土石流対策型とは土石流が流下し得る区間において計画される砂防堰堤を示す。

解 説

土石流対策としては、砂防堰堤の堆砂数により土石流の発生を抑制する方法、砂防堰堤への堆砂により土石流を抑止・捕捉する方法、あるいは流出形態を変化させて土石流の衝撃力を緩和させる方法を用いるのが一般である。

土石流の流出形態を土石流形態から掃流状態に変化させるためには、溪床勾配の緩和及び溪床幅の拡大を図るものとする。一般に、土石流は溪床勾配1/30以下、かつ上流流下区域の勾配との比が1/2以下となり、溪床幅が3倍以上となれば、掃流状態に変化することが知られている。

なお、計画流出土砂量・流木量の30%以上を堆積・捕捉し得るように砂防堰堤の規模を定めるとしたのは、現在1溪流に1～3基程度の砂防堰堤を整備することで土石流による災害を防止することを目標としているため、流域面積や計画流出土砂量・流木量が大きな溪流では、計画流出土砂量・流木量の少なくとも30%程度、小規模溪流においては、それ以上の堆積・捕捉空間を有することが必要となるからである。

また、土石流対策型とは、土石流が流下し得る区間において計画される砂防堰堤を示すものであり、土石流対策基本計画のみならず、水系砂防基本計画上の土石流区間に計画する砂防堰堤においても、考慮されなければならない。

1.2.5 流出土砂抑制・調節砂防堰堤

流出土砂抑制・調節砂防堰堤は、流出土砂の抑制及び調節を目的とする堰堤である。

計画流出抑制・調節土砂量が最も効果的に確保され、また、流砂調整機能が有効に発揮されるように、位置、高さ、形状ならびに数を定めるものとする。

解 説

流出土砂抑制・調節砂防堰堤はなるべく大容量であることが望ましい。しかし一般的には流出土砂抑制・調節だけを目的とするものは少なく、また、砂防堰堤位置の条件により高さが制限される場合もあるので、それらを総合的に考慮しなければならない。

また、砂防堰堤による流出土砂の量の調節、粒径調節機能は堆砂面において発揮されるので、堆砂面積の増大を図ることが望ましい。

1.3 型式による分類

砂防堰堤の型式による分類では、不透過型、透過型、部分透過型の3つに分類される。

解 説

1.3.1 不透過型砂防堰堤

不透過型砂防堰堤は、貯砂量部分が満砂するまでは流出土砂（ウォッシュロード、浮遊砂を除く）を下流に流さない型式である。通常の流水や中小の出水によって徐々に土砂が堆積し満砂状態となって溪床勾配を緩和することで、山脚固定、溪床・溪岸侵食防止、不安定堆積物流出防止の機能を発揮する。

また、満砂後の計画規模の出水や大出水、土石流の発生時においては、上流流下区間と堆砂勾配（平常時堆砂勾配）の勾配変化によって堆砂數に土砂が堆積し、流出土砂抑制・調節、土石流捕捉・減勢の機能を発揮する。

1.3.2 透過型砂防堰堤

透過型砂防堰堤は、通常の流水や中小の出水時において下流に対して無害な土砂を流下させ、計画規模の出水や大出水において、流出土砂抑制・調節、流木捕捉機能を、また、土石流の発生時においては土石流及び土砂とともに流出する流木の捕捉・減勢機能を発揮する型式である。

なお、透過型砂防堰堤は堰上げ型と閉塞型に分類される。

- ① 堰上げ型：主に掃流区間に設置される堰堤で、堰堤地点で洪水位の堰上げにより、土砂流出を抑制・調節、流木を捕捉する型式
- ② 閉塞型：主に土石流区間に設置される堰堤で、土石流に含まれる巨礫によって開口部を閉塞させて土石流及び土砂とともに流出する流木を捕捉・減勢する型式

1.3.3 部分透過型砂防堰堤

部分透過型砂防堰堤は、不透過型砂防堰堤の水通し部から下側に部分的に透過部を設けたもので、機能的には閉塞型透過型砂防堰堤の一種とする。

下部の不透過部では、通常の流水や中小の出水によって徐々に土砂が堆積し溪床勾配を緩和することで山脚固定、溪床・溪岸侵食防止、不安定堆積物流出防止、流出土砂抑制・調節、土石流捕捉・減勢の機能を発揮し、さらに上部の透過部では、計画規模の出水や大出水において、流出土砂抑制・調節、流木捕捉機能を、また、土石流の発生時においては土石流及び土砂とともに流出する流木の捕捉・減勢機能を発揮する型式である。

1.4 土砂の制御形態による分類

流下土砂の制御形態による分類では、調節形態、捕捉形態の2つに分類される。

解説

1.4.1 調節形態

不透過型砂防堰堤では、洪水時と平常時の含砂率の差によって堆砂勾配に差が生じることから、土砂調節機能が発揮される（一般的に、洪水時 $2/3 i$ 、平常時 $1/2 i$ （ i ：元河床勾配））。

また、透過型砂防堰堤では、出水時の堰上げによって流速が一時的に減勢されることによって掃流力が減少し、含砂率の大きい流れによって運ばれた土砂が堆砂することから、土砂調節機能が発揮される。

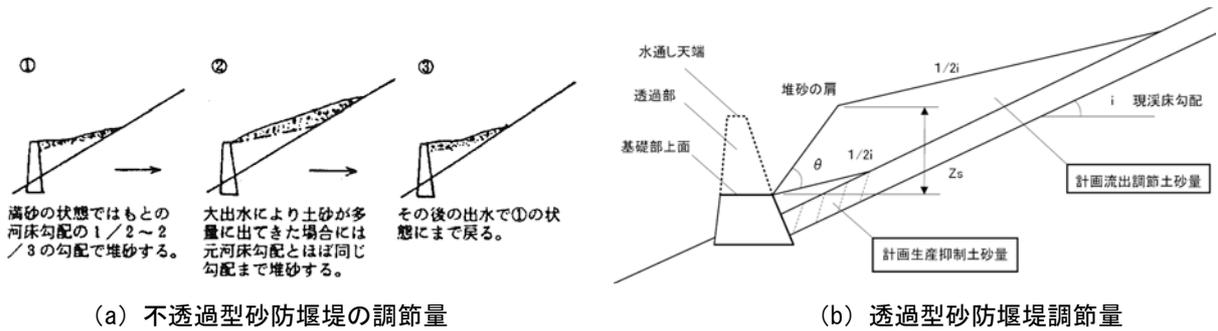


図 9-4-9 砂防堰堤の調節形態例

1.4.2 捕捉形態

不透過型砂防堰堤では、土石流流下時に砂防堰堤の貯砂量に空容量があれば堰堤に衝突する形で捕捉することになる。一般的には、満砂の堆砂勾配が現溪床に比べて緩勾配（平常時 $1/2 i$ （ i ：現溪床勾配））となっているため、土石流の流速が減少し、捕捉機能が発揮される。

透過型砂防堰堤では、平常時に無害の土砂を現溪床なりに流下させることで、空容量の確保ができるため、土石流流下時には空容量分を捕捉機能として見込めることになる。

部分透過型砂防堰堤では、下部の不透過部では不透過型砂防堰堤、上部の透過部では透過型砂防堰堤と同等の捕捉機能が発揮される。

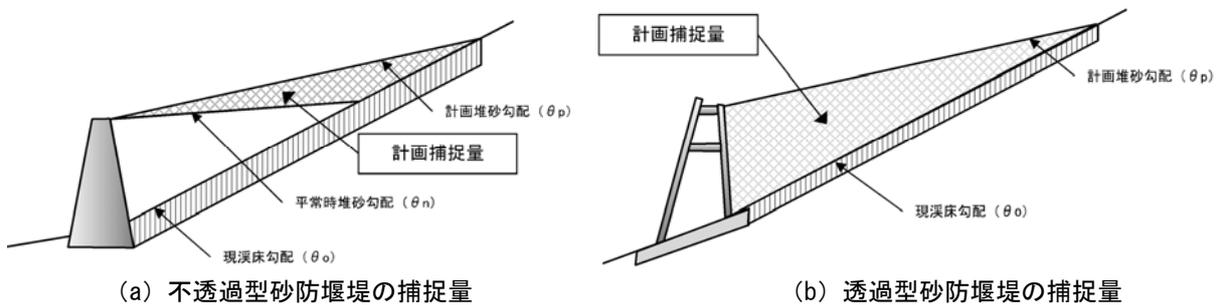


図 9-4-10 砂防堰堤の捕捉形態

1.5 構造による分類

構造による分類では、重力式、アーチ式、コンクリートスリット式、鋼管フレーム式、大暗渠式（スーパー暗渠式）、セル式、スクリーン式（底面型、バットレス型）等に分類される。

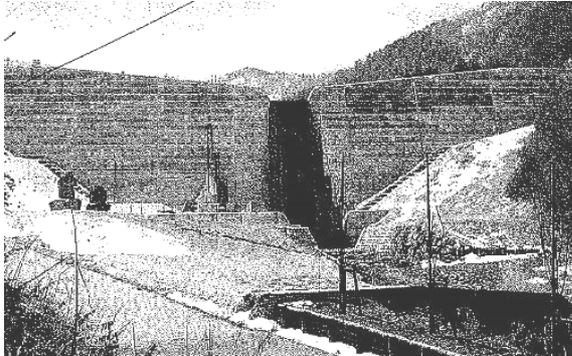


写真 9-4-1 重力式砂防堰堤



写真 9-4-5 アーチ式砂防堰堤

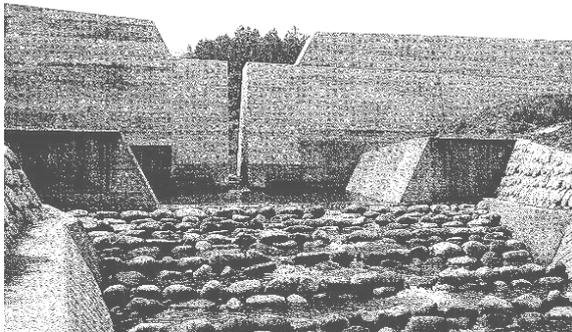


写真 9-4-2 コンクリートスリット式砂防堰堤

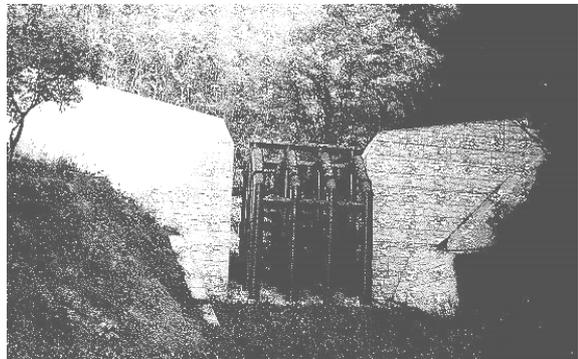


写真 9-4-6 鋼管フレーム式砂防堰堤



写真 9-4-3 大暗渠式(スーパー暗渠式)砂防堰堤

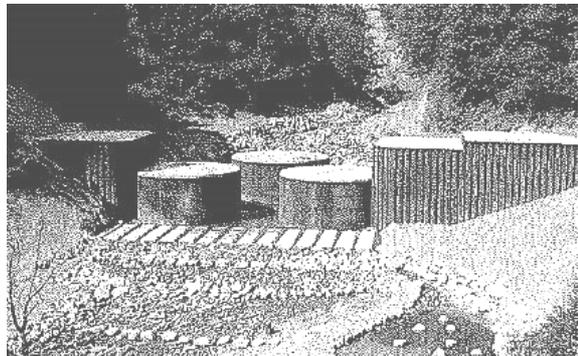


写真 9-4-7 セル式砂防堰堤

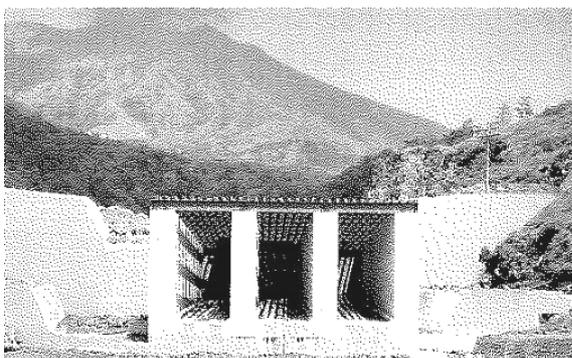


写真 9-4-4 底面型スクリーン式砂防堰堤



写真 9-4-8 バットレス型スクリーン式砂防堰堤

1.5.1 不透過型砂防堰堤の構造による分類

不透過型砂防堰堤の構造による分類では、重力式、アーチ式、セル式、スクリーン式（バットレス型）に分類される。

1.5.2 透過型砂防堰堤の構造による分類

透過型砂防堰堤は、構造別に大きく分けて以下の3つに分類される。

- ① コンクリートスリット構造
- ② 鋼管フレーム構造
- ③ その他（大暗渠構造、ワイヤネット構造、セル構造等）

(1) コンクリートスリット構造

コンクリートスリット式砂防堰堤の構造は、重力式を基本とする。コンクリートスリット構造は、機能別に2つに分類される。

- ① 土石流区間における土石流・流木対策型
- ② 掃流区間における土砂調節・流木対策型

解 説

土石流区間における土石流・流木対策型のコンクリートスリット式砂防堰堤は、重力式コンクリート砂防堰堤の水通し部に櫛状にスリットを設け、流下してくる土石流フロントの巨礫によってスリット部を閉塞させて土石流を捕捉する構造である。

土石流捕捉を目的としたコンクリートスリットは、一般に透過部面積が小さいため、土石流先頭部が到達する前の先行流等で堰上げを発生し、堰堤上流側に湛水が生じる可能性がある。この場合、土石流先頭部を構成する巨石は湛水域の上流端付近に停止し、透過部断面を閉塞しない可能性がある。その後、巨礫を含まない後続流が透過部を通過することが考えられ、また、一旦停止した土砂の一部が堰上げの減水時に流出することが考えられる。

従って、原則として土石流の捕捉を目的としたコンクリートスリットは採用しないこととする。しかしながら、流域・溪流内の礫径、堰上げの有無、過去の土砂流出状況等から、鋼製フレーム構造等の採用が適当ではないと判断される場合等においてはこの限りではない。

また、土石流捕捉のために設置するコンクリートスリット砂防堰堤については、鋼製の棧（横棧）を設置することを原則とする。

掃流区間に設置する土砂調節・流木対策型砂防堰堤は、基本的な構造は土石流区間における土石流・流木対策型と変わらないが、計画規模の流量に対してそれ以下に設定したスリット断面によって、洪水流を堰上げさせ、流出土砂の掃流力を減勢させることで土砂の掃流力が減少し、含砂率の大きい流れによって運ばれた土砂が堆砂する構造である。なお、洪水後半の減水期に透過部から多量の土砂が流出し、堰堤下流部に堆積することになるので、安全性を考慮し、下流部にはその土砂を堆積させる構造もしくは施設を計画する。

(2) 鋼管フレーム構造

鋼管フレーム式砂防堰堤の構造は、重力式を基本とする。鋼管フレーム構造は、主に土石流区間における土石流・流木対策型として用いられる。

設計にあたっては、必要な機能と安全性を有し、構造物として一体性が保証されなければならない。特に、一部の損傷が構造全体に致命的な影響を及ぼさないように、部材及び構造を選定する。

解 説

土石流区間における土石流・流木対策型の鋼管フレーム式砂防堰堤は、水通し部下部に設ける開口部に鋼管フレーム構造の透過部（スリット部）を設置し、流下してくる土石流フロントの巨礫によって透過部を閉塞させて土石流を捕捉する構造である。

鋼管フレーム構造の選定にあたっては、各鋼管フレーム構造の特徴、地形、保全対象の重要度、土石流の捕捉実績、経済性、施工性、耐久性、維持管理等を考慮しながら総合的な判断により選定する。

鋼管フレームの部材は、設計外力に対し安全でなければならず、また、土石流のように不確定要素が大きく、不確実な事象でありながら甚大な被害を与える土砂移動現象に対しては、一部の部材が破損したとしても砂防堰堤全体の崩壊につながらないよう、信頼性設計（フェイルセーフ）の観点から、できるだけ冗長性（リダンダンシー）の高い構造とする。

鋼管フレーム式砂防堰堤の設計は、本章第3節4.5に示す他、「鋼製砂防構造物設計便覧」に準じて行うものとする。

(3) その他（大暗渠構造、ワイヤネット構造、セル構造）

大暗渠構造は、溪床付近に直径数メートルの大きい暗渠を設置した砂防堰堤である。大暗渠構造は、平常時や中小出水時に流出する土砂は下流へ流下させ、計画規模の大出水や土石流の発生時のみ上流側に堰上げ背水を生じさせて土砂を一時的に堆積させる構造であり、堆積土砂は減水時に徐々に下流へ流下させる。天端が通路となっているスーパー暗渠構造もある。

また、強靱ワイヤネット構造は、円形の細いワイヤをつなぎ合わせるリングネットを使用することにより、土石流の荷重をリングネットに分散させて、ワイヤで土石流を捕捉する構造である。土砂の透過性を最大限発揮させるとともに、線材の長所である引張耐力と変形性能で外力を吸収しようと、平成14年から試験施工され、平成16年に立山カルデラ多枝原谷において、続いて平成16年に焼岳上々堀沢にて土石流を捕捉し、その性能を実証している。特に、施工から完成まで短期間であることに特徴がある。ただし、維持管理等の面を考慮する必要がある。

その他、セル構造は、鋼製セルを一函一函独立させ、所定の間隔に配置した重力式の堰堤であり、目的はコンクリートスリット構造の透過型砂防堰堤と同様であるが、巨礫を捕捉する機構がコンクリートスリット構造では直接的な閉塞効果によっているのに対して、セル構造では堰上げ・堰止め等の水理的な減勢効果によっている点が基本的に異なっている。

1.5.3 部分透過型砂防堰堤の構造による分類

部分透過型砂防堰堤の構造は、重力式を基本とする。

1.6 材料による分類

材料による分類では、コンクリート、コンクリートブロック、鋼管、鋼製枠、強靱ワイヤネット、砂防ソイルセメント、粗石コンクリート等に分類される。

解 説

砂防堰堤の材料は、大きくはコンクリート、鋼製、改良土に分けられる。地すべり地帯では、掘削面の開放期間が比較的短期間となり、屈撓性があるコンクリートブロックや鋼製枠堰堤が用いられる。発生土が比較的良好でコスト縮減効果が大きい場合等には、砂防ソイルセメント砂防堰堤が用いられる。

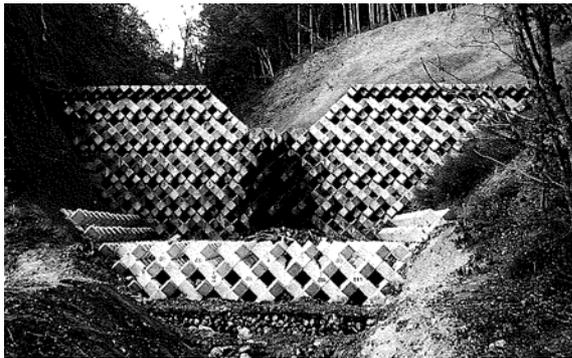


写真 9-4-9 コンクリートブロック砂防堰堤

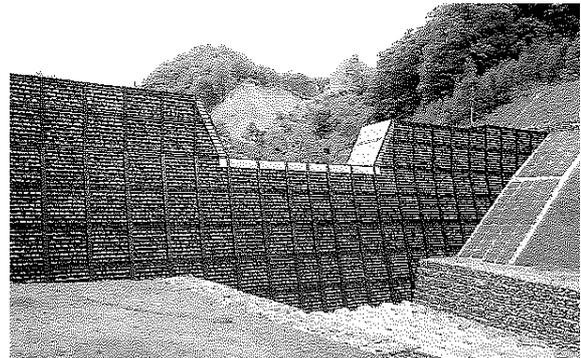


写真 9-4-11 鋼製枠砂防堰堤



写真 9-4-10 強靱ワイヤネット砂防堰堤



写真 9-4-12 砂防ソイルセメント砂防堰堤

1.6.1 鋼製砂防堰堤の分類

鋼製砂防堰堤は、鋼製枠構造、セル構造、スクリーン構造、鋼管フレーム構造等に分類される。

鋼製砂防堰堤の設計にあたっては、必要な機能と安全性を有し、構造物として一体性が保証されなければならない。

また、施工中を含めた構造上の特性と、単に勾配のみではない溪流の土砂移動の特性を考慮する等、経済性のみでなく保全対象の重要度、各構造の実績を踏まえ、構造型式を選定する。特に、一部の損傷が構造全体に致命的な影響を及ぼさないように、部材及び構造を選定する。

解 説

鋼製砂防堰堤は、屈撓性や、透過性等の機能面、工期短縮や通年施工、あるいは省力化等の施工面等でコンクリート構造物では得にくい特色があり、これまでにこれらの特徴を活かした数多くの製品が開発されてきている。

鋼製砂防堰堤の設計は、「鋼製砂防構造物設計便覧」に準じて行う。

鋼製砂防堰堤の選定にあたっては、鋼製砂防堰堤の特徴、地形、保全対象の重要度、土石流の捕捉実績、経済性、施工性、耐久性、維持管理等を考慮しながら総合的な判断により選定を行う。

なお、鋼製枠砂防堰堤は形鋼をボルトで連結して形成した鋼製枠と中詰材の礫の相互作用で外力に抵抗し、土石流流体力や堆砂圧等の外力に対して安定性を保つことができる構造であるが、巨礫の衝突といった局所的な外力の作用によって鋼製枠の一部が破損すると中詰材が流出して構造として成り立たなくなる。このため、局所的な損傷に対する抵抗性を確保する必要があるが、鋼製枠に使用している鋼材のみで対応することは困難であるため、土石流が直撃する土石流区間には設置しない。

1.6.2 砂防ソイルセメント堰堤の分類

砂防ソイルセメントは、砂防事業を推進する上で、砂防施設の構築に現地発生土砂を有効活用するために開発されたものである。施工現場において現地発生土砂とセメント・セメントミルク等を攪拌・混合して製造するもので、砂防施設とこれに伴う付帯施設の構築及び地盤改良に活用する材料の総称である。

砂防ソイルセメントは、「転圧タイプに用いる材料」と「流動タイプに用いる材料」に大別される。

解 説

一般に、砂防事業は山間部で実施されるため、従来の工法では掘削土処分費等の建設コストが増大するとともに、コンクリート等の建設材料運搬が制限され施工効率が低くなる傾向がある。さらに、掘削残土運搬時の騒音・振動や土捨場構築等は環境問題を生じさせる場合がある。一方、砂防事業を推進する河川・溪流の河床砂礫は良質であることが多く、これらを活用することは、環境面だけでなくコスト縮減からも有効かつ重要であると考えられている。

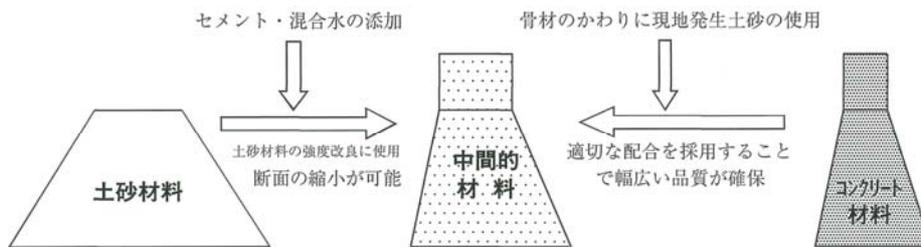


図 9-4-11 砂防ソイルセメント砂防堰堤の概念図

表 9-4-11 砂防施設及び付帯施設等における砂防ソイルセメントの適用性

材料区分	現地発生土砂	砂防ソイルセメント	コンクリート
適用施設・部位等	盛土部	←→	
	路盤部	←→	
	間詰部		←→
	人工地山		←→
	構造物基礎		←→
	構造物内部・地中部		←→
	構造物外部・表面部		←→
	砂防ダム堤冠部		

砂防ソイルセメントは土砂の粒度の違いによる締固めの特徴から、「転圧タイプに用いる材料（砂防ソイルセメント工法転圧タイプ）」と「流動タイプに用いる材料（砂防ソイルセメント工法流動タイプ）」に大別される。

(1) 砂防ソイルセメント工法転圧タイプ

砂防ソイルセメント工法転圧タイプは、INSEM工法と呼ばれ、砂防ソイルセメント工法として最も施工事例の多い普及した工法である。ソイルセメントの性状は、セメントの水和反応により土砂が硬化すればコンクリートのようにセメント量の増加に比例して強度発現するため、品質管理項目が明確である。

砂防ソイルセメント工法転圧タイプは振動ローラー等で締固めるため、自然含水比が低く、砂質系のよう土粒子間に空隙の多い土砂が適しており、セメント添加及び加水しても体積膨張しない程度にバランスのよい粒度分布の土砂が適用範囲と考えられる。また、転圧ができないような粘性土においても粒度調整することにより、細粒分含有率と含水比を下げることで転圧タイプに使用することが可能である。

(2) 砂防ソイルセメント工法流動タイプ

砂防ソイルセメント工法流動タイプは、現地発生土砂に流動性を持たせるようセメントミルクと土砂を攪拌混合する工法である。

砂防ソイルセメント工法流動タイプは、粘性土のように自然含水比が高く、転圧が難しい土砂にも適用できる。このような土砂は曝気する手間を考慮すれば、セメントミルクを混合しソイルセメント材を流動化させることでコンクリートと同様の施工方法を採用することが可能である。

砂防ソイルセメント工法流動タイプの1つであるISM工法の攪拌方法はツインヘッドを用いるが、現在では汎用性を持たせることからバックホウ混合によっても施工されている場合もある。

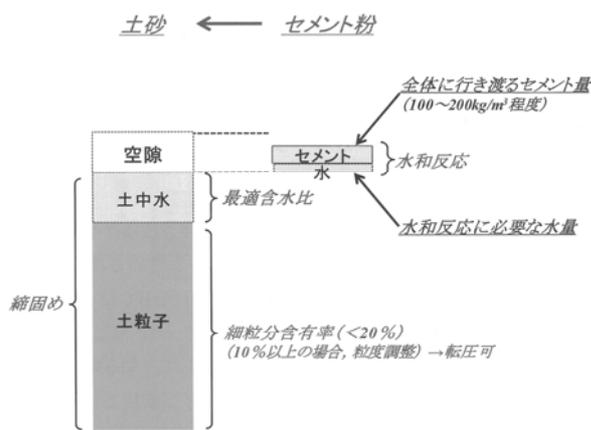


図 9-4-12 転圧タイプの材料構成

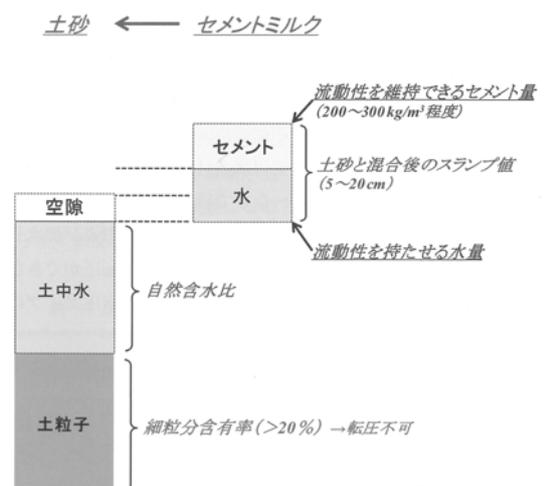


図 9-4-13 流動タイプの材料構成

2. 堰堤配置位置

2.1 単独の砂防堰堤の位置選定

砂防堰堤計画箇所は、溪床及び溪岸に岩盤が存在することが最も好ましいが、目的によっては砂礫層上に計画しなければならない場合がある。この場合には、前庭部の保護を十分に考えなければならない。

支溪流の合流点付近においては、一般に両方の溪流の基礎堰堤として役立つように、合流点の下流部に堰堤の位置を選定するが、透過型砂防堰堤は、原則、支溪流の合流点に配置することは避ける。

解 説

一般に砂防堰堤計画箇所は、越流水による下流法先の深掘れ及び両岸侵食による破壊防止のため、溪床及び両岸に岩盤のある箇所、ならびに工事費等の関係から、上流部の広がった狭窄部が望ましいのであるが、このような条件に常に恵まれているとは限らない。目的によっては、例えば河床堆積物流出防止の目的の砂防堰堤等では、不利な条件のもとでも計画しなければならない場合がある。溪床に岩盤のない場合は、その溪床の状況に応じて水叩きあるいは副堰堤を計画して、下流法先の保護を図らなければならない。

砂防堰堤を計画する溪流に支溪流の合流がある場合には、主溪流及び支溪流双方の基礎堰堤として役立つように合流点の下流部に計画するのが望ましいが、主溪流及び支溪流の一方が荒廃しているような場合には、荒廃溪流を優先して計画する。なお、この場合の砂防堰堤は、安全のため合流点に著しく近づけないことが肝要である。

一方、透過型砂防堰堤は、原則、支溪流の合流点付近は避けて配置する。また、できるだけ両岸の斜面が安定している地点とし、斜面上方からの土砂崩壊、土石流、地すべり、雪崩等によって砂防堰堤の安定が損なわれないようにする。

やむを得ず合流点付近に透過型砂防堰堤を配置する場合は、透過部に対して土石流流体力が偏心して作用し、部材構造上不利となるため、偏心荷重に対する安全性の十分な検討を要する。

2.1.1 階段状堰堤群の位置選定

階段状堰堤群においては、原則として1つの堰堤の計画堆砂線が現溪床勾配を切る点を上流堰堤の計画位置とする。

解 説

荒廃溪流において、縦浸食又は横浸食が著しい区域、あるいは溪岸崩壊の区域が長区間にわたる場合は、階段状に堰堤群を計画する。

この場合、堰堤の堆砂線は平常時堆砂勾配（現溪床勾配の1/2）を用いるのが普通で、縦断面において最下流堰堤から始めて順次計画勾配線を引いていくと計画位置は自ずから決まるが、その位置の堰堤位置としての適否、基礎の根入れ等を考慮する必要がある。

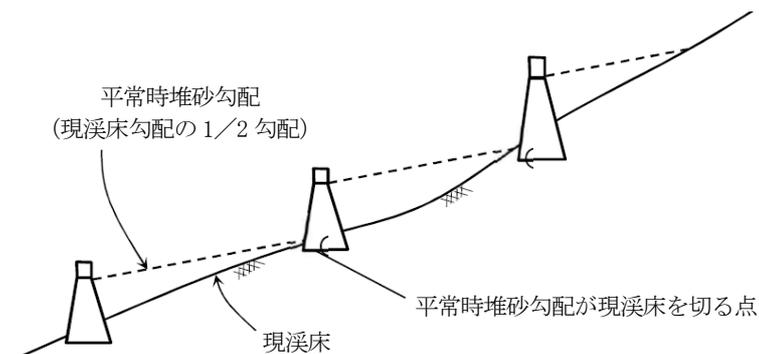


図 9-4-14 階段状堰堤群の位置

2.2 堰堤の方向

2.2.1 堰堤軸の方向

砂防堰堤の水通しを越流する水流は、水通し天端下流端の線、すなわち堰堤軸に直角に落下するから、堰堤の方向は水通し中心点において計画箇所下流の流心線に直角に定めることを原則とする。

解 説

砂防堰堤の水通しを越流する水流は、水通し天端下流端の線、すなわち堰堤の方向線に直角に落下する。ゆえに堰堤計画位置の下流の状況によって決定された流心線上に水通し中心を置き、この点において下流流心線に直角に設定した線が堰堤の方向である。

堰堤計画箇所が、例えば兩岸の岩盤の関係、あるいは堰堤長の関係等で堰堤の方向を下流の流心に直角に定め難く、かつ潜り堰となることのない場合には、副堰堤を計画し、副堰堤の方向を下流の流心線に直角に定めれば良い。この際、本堰堤の基礎に岩盤があっても、副堰堤による方向修正の必要がある場合が多い。

湾曲部における堰堤では、偏流により堰堤の凹岸部の推移が著しく上昇することが考えられる。この場合、上流の流心に対する堰堤軸の角度が著しく鋭角にならないように設定することが望ましい。また、湾曲部における透過型砂防堰堤の堰堤軸は、下流河道に対して概ね直角が望ましいが、捕捉機能から上流に対してもできるだけ偏心しないよう考慮する。

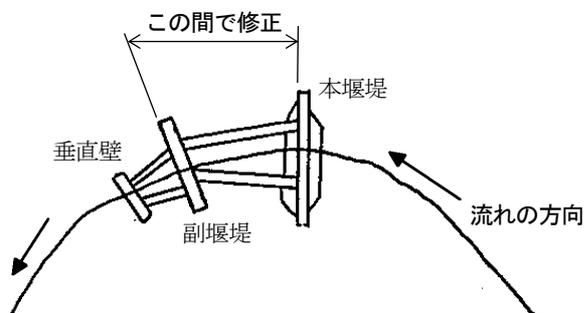


図 9-4-15 副堰堤による方向修正

2.2.2 土石流・流木対策型砂防堰堤の堰堤軸の方向

土石流・流木対策型砂防堰堤は、土石流流下方向に対し、堰堤軸が直角になることを優先する。

解 説

土石流・流木対策型砂防堰堤は、落水水の流下方向についても考慮しなければならないが、土石流を確実に捕捉する必要があることから、土石流流下方向に対し、堰堤軸が直角になることを優先する。

また、落水方向が保全対象に向かわないように配慮する。

2.2.3 階段状堰堤群の方向

階段状堰堤群における各堰堤の方向は、原則として各堰堤の水通しの中心点（水通し天端の下流端）において、計画箇所下流の流心線に直角に定めるものとし、各堰堤の水通しの中心点は直上流堰堤の水通しの中心点における流心線上に定めるものとする。

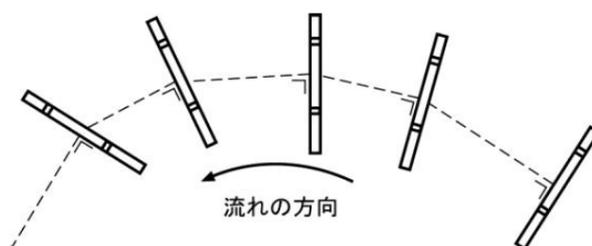


図 9-4-16 階段状堰堤群の各堰堤の方向

3. 水通しの設計

3.1 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、砂防堰堤上下流の地形、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。

解 説

水通しの位置は、原則として現溪床の中央とするが、堰堤の基礎ならびに兩岸の地質と、計画箇所下流の流心線に直角に定めた流水の法線等を合わせて考慮して定める。

堰堤の基礎と兩岸の地質状況が同程度であれば、水通しは中央に設ければよい。一方が岩盤で他方が砂礫層や崖錘の場合は、水通し位置を岩盤側に寄せることもある。

また、上流部に崩壊がある場合及び屈曲部の場合には、満砂後の流況を想定して流水の偏るほうの袖を高くする等、必要な対策を行う。

3.2 水通し断面

水通し断面は、原則として台形とし、その形状は次によるものとする。

- ① 水通し幅は、流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食による著しい支障を及ぼさない範囲において、できる限り広くする。
- ② 水通しの高さは、対象流量を流し得る水位に余裕高以上の値を加えて定める。
- ③ 土石流・流木対策型の場合は、土砂含有を考慮した流量及び土石流のピーク流量、最大礫径のうち、最大となる値を越流水深とする。

解 説

3.2.1 水通しの高さ

水通しの高さは、次式により求めることができる。

$$H_3 = h_3 + h_3'$$

H_3 : 水通しの高さ (m)

h_3 : 越流水深 (m)

h_3' : 余裕高 (m)

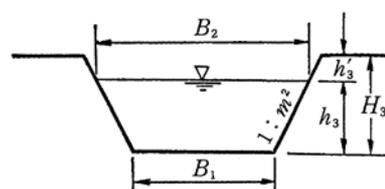


図 9-4-17 水通し断面

(1) 掃流区間の場合

掃流区間に設置する砂防堰堤の対象流量は、本章第2節2.1において合理式により求めた清水の対象流量に土砂含有を考慮した流量とし、越流水深 (h_3) は、次式の逆台形堰の越流公式により算定する。水通し高は、越流水深に余裕高を加えることで定める。

なお、越流水深は3m以下にすることが望ましい。

$$Q = 2/15 \cdot C \cdot (2g)^{1/2} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot D_h^{3/2}$$

Q : 土砂含有を考慮した流量 (m^3/s)

C : 流量係数 (0.60~0.66) (一般には0.60を使用する)

g : 重力加速度 ($9.81\text{m}/\text{s}^2$)

B_1 : 水通しの底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

D_h : 越流水深 (m)

m^2 : 袖小口勾配

袖小口勾配を $m^2=0.5$ とし、 $C=0.6$ の場合には次のとおりとなる。

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

(2) 土石流区間（土石流・流木対策型）の場合

① 不透過型砂防堰堤

土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤の設計水深は、下記(ア)～(ウ)の値のうち最も大きい値とし、余裕高を加えることで水通し高を定める。

ただし、余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、設計水深に対する余裕高の比（表 9-4-12）が設計流量に対する余裕高（表 9-4-13）以下とならないようにする。なお、溪床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

表 9-4-12 設計水深に対する余裕高の比の最低値

溪床勾配	余裕高／設計水深
1/10 以上	0.50
1/10 未満～1/30 以上	0.40
1/30 未満～1/50 以上	0.30
1/50 未満～1/70 以上	0.25

表 9-4-13 設計流量に対する余裕高

設計流量	余裕高
200 m ³ /s 未満	0.6m
200 m ³ /s 以上～500 m ³ /s 未満	0.8m
500 m ³ /s 以上	1.0m

(ア) 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

対象流量は、本章第 2 節 2.2 において合理式により求めた清水の対象流量に土砂含有を考慮した流量とし、越流水深（ h_3 ）は、次式の逆台形堰の越流公式により算定する。

$$Q = 2/15 \cdot C \cdot (2g)^{1/2} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot D_h^{3/2}$$

Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s)

C : 流量係数 (0.60～0.66) (一般には 0.60 を使用する)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

B_1 : 水通しの底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

D_h : 越流水深 (m)

m^2 : 袖小口勾配

袖小口勾配を $m^2=0.5$ とし、 $C=0.6$ の場合には次のとおりとなる。

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

(イ) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

土石流ピーク流量に対する越流水深は、計画堆砂勾配を用いて本章第 2 節 3.2 に示す方法を用いて水通し断面において算出する。

(ウ) 最大礫径の値

最大礫径は、第 2 章第 5 節 2 に示す最大礫径調査により把握した、砂防堰堤計画地点の上下流各々 200 m 間に存在する 200 個以上の巨礫の粒径を測定して作成した頻度分布に基づく累積値の 95% に相当する粒径 (D_{95}) とする。

土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の堰堤においては、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）を対象として定めることを基本とする。その場合、水通し幅は、現況の川幅、下流の流路幅を考慮し、適切に決めることとする。ただし、その場合であっても、下流の浸食対策については、袖部を越流する可能性についても考慮して実施する（図 9-4-18参照）。

また、「土石流ピーク流量に対する越流水深」あるいは「最大礫径」によって水通し断面を決定する場合において、地形等の理由により必要な水通し断面を確保できないときは、袖部を含めた断面によって対応することができる（図 9-4-18参照）。但し、この場合、設計水深は「土砂含有を考慮した流量に対する越流水深」の値とする。

なお、袖の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗堀防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の背面を保護する、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならない。特に、直下流に人家等がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。

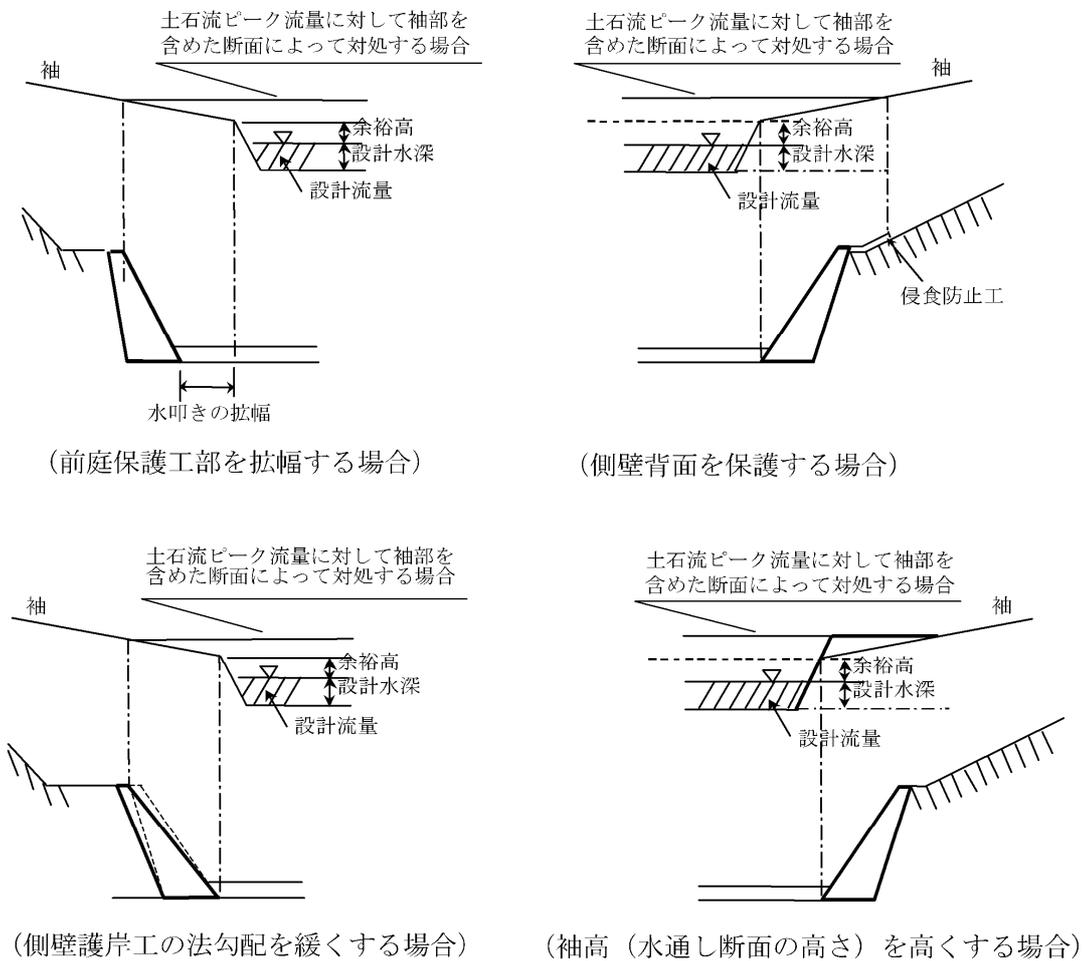


図 9-4-18 土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対処する場合の水通し断面の処置例

② 透過型砂防堰堤

土石流・流木対策型の透過型砂防堰堤の設計水深は、本章第2節3.2.1(2)①に示す不透過型砂防堰堤における(イ)と(ウ)の値を比較し大きい値とする。

水通し断面は、原則として不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部（スリット部）が土石流により完全に閉塞した場合に土石流ピーク流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とし、余裕高は考慮しなくても良い。

(イ) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

(ウ) 最大礫径の値

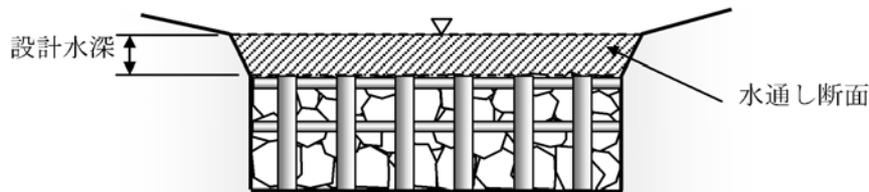


図 9-4-19 透過型砂防堰堤の水通し断面（斜線部）

土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の堰堤においては、不透過型砂防堰堤の場合と同様に、設計水深や水通し部等の検討を行う。ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする（図 9-4-18参照）。

また、地形等の理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる（図 9-4-18参照）。

③ 部分透過型砂防堰堤

土石流・流木対策型の部分透過型砂防堰堤の設計水深は、本章第2節3.2.1(2)①に示す不透過型砂防堰堤同様、(ア)～(ウ)の値のうち最も大きい値とする。

水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とし、余裕高は考慮しなくても良い。

(ア) 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

(イ) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

(ウ) 最大礫径の値

(3) 小規模溪流における水通し断面

小規模溪流対策施設の水通し高さは、水通し設計水深に余裕高を加えて決定することを基本とする。
ただし、袖部から水があふれ、直接的に下流に被害が及ぶおそれがある場合においては、水通し設計水深に余裕高を加えて決定した水通し高さより最大礫径が大きい場合、又は土石流ピーク流量から土石流中の土砂と同時に堰堤に捕捉される水の量を除いた流量の水深が大きい場合は、越流水深を大きい方の値とする。

解 説

小規模溪流における水通しの設計水深は、本章第3節3.2.1(2)①に示す土石流・流木処理計画を満足する(整備率100%)溪流の最下流堰堤として、「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)を対象とする。
土石流・流木対策型砂防堰堤の水通し幅は3m以上とし、余裕高は本章第3節3.2.1(2)①に示す値を用いる。

また、袖部から水があふれ、直接的に下流に被害が及ぶおそれがある場合においては、最大礫径と以下の流量の越流水深の大きい方の値とする。

$$\begin{aligned} & \text{土石流ピーク流量から土石流中の土砂と同時に堰堤に捕捉される水の量を除いた流量} \\ & = \text{土石流ピーク流量} (Q_{sp}) \times (1 - (\text{土石流の土砂濃度 } C_d) / (\text{河床の土砂濃度 } C_*)) \end{aligned}$$

なお、この土石流ピーク流量の土砂濃度から逆算される清水ピーク流量については、土石流を全て捕捉した後を想定したものであり、満砂状態での越流を想定する。

3.2.2 袖小口の勾配

砂防堰堤の袖小口の勾配は、原則として1:0.5又はこれより緩くする。

解 説

袖小口の勾配は、一般に5分とする場合が多い。

しかしながら、土石流に対処する砂防堰堤では、袖小口の破壊に対処するため1割とする場合もある。

3.2.3 水通しの底幅

水通し底幅は現溪床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。

解 説

水通し底幅 B_1 は溪床幅の許す限り広くして、越流水深をなるべく小さくし、下流部の洗掘・堤体断面・副堰堤高等を軽減することが大切であるが、広すぎるために乱流を起こす場合があるので、慎重に検討する必要がある。上流流域面積が小さい場合には流量が小さくなるが、土石流、流木等を考慮して、溪床幅程度を基本としながら最小幅は3mを原則とする。

4. 本体の設計

4.1 天端幅

天端幅は、堰堤位置付近の河床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう決定するものとする。

解 説

4.1.1 水通し天端幅

砂防堰堤の水通し天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の磨耗等にも耐えるような幅とする必要がある。このため、重力式コンクリート堰堤の天端幅は、一般に表 9-4-14に示す値を用いる。しかし、アーチ式コンクリート堰堤では、構造上から必要となる堤頂部のアーチリング厚から天端幅を定める場合もある。

また、土石流・流木対策型の場合は、本体材料が無筋コンクリート製の場合は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、天端幅は3 m以上とし、必要とされる天端幅が4 mを超える場合には別途緩衝材や盛土による保護、鉄筋・鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。

表 9-4-14 天端幅

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

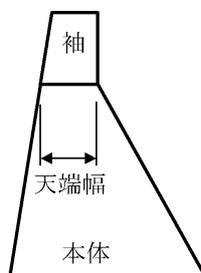


図 9-4-20 砂防堰堤側面図と部位名称 (天端幅)

4.1.2 小規模溪流における天端幅

小規模溪流であって、支溪流の合流がない溪流における天端幅は、計画地点の河床構成材料、流出形態、対象流量等を考慮して決定するものとし、衝突する最大礫径の2倍を原則とするが、1.5m以上とする。

4.2 断面形状

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

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

解 説

重力式コンクリート堰堤の断面形状は、一般に、作用する荷重の合力の作用点が堤底の中央1/3以内に入るように堰堤形状を定める方法が用いられており、この方法では上流面が鉛直に近いほど有利である。しかし、越流部においては落下砂礫の衝撃及び磨耗を考慮する必要があり、下流面を鉛直に近い形状とすることが望ましい。

非越流部では、落下砂礫の衝撃及び磨耗を考慮する必要がないので、下流面勾配を緩くすることができる。非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性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。

越流部は、堰堤上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく渇水期に空虚に近い状態となる堰堤では、下流側から働く地震時慣性力に対して安定性を欠く恐れもあり、そのような状態が想定される堰堤では、上流面に多少のり勾配を付ける必要がある。

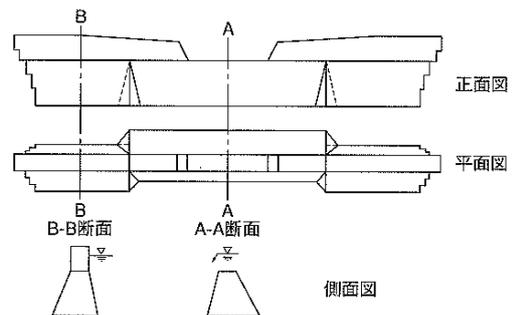


図 9-4-21 逆断面堰堤の概念

4.2.1 下流のり勾配

砂防堰堤の下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにし、越流部における下流のりの勾配は一般に 1 : 0.2 とする。

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

解 説

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

$$L/H = (2/g/H)^{1/2} \cdot U$$

土砂が活発に流送され始める流速 U (m/s) は、設計外力で用いた流速の50%程度とする。堰堤高が高くなると L/H の値は小さくなるが、1 : 0.2 を下限とする。

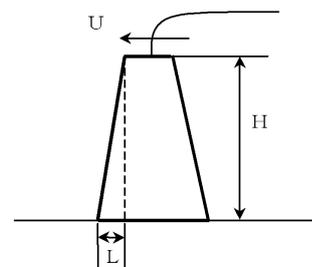


図 9-4-22 下流のり勾配

重力式コンクリート堰堤の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、次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ある。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。

$$\begin{aligned} & \{\gamma - \mu(1 + \alpha)\}n^2 + \{[2(1 + 2\alpha + \varepsilon^2\delta)m + \gamma(\beta(3 + 4\tau) - K) \\ & - 2\mu(1 + \alpha)(m + \beta)]n + \{(1 + \alpha)(1 - \mu) + \delta(2\varepsilon^2 - \varepsilon^3)\}m^2 + \\ & [2\beta(1 + 2\alpha - \gamma\tau + \varepsilon^3\delta - \mu(1 + \alpha)) - \gamma K]m + \beta^2\gamma(1 + \tau) - \\ & \mu(1 + \alpha) - 3\gamma K\beta(1 + \tau)^2 - (1 + \alpha)^3\left(1 + \frac{7}{5}K\right) - \varepsilon^3\delta C_e = 0 \\ & H_2: \text{袖高 (m)} \qquad \qquad \qquad \tau: H_2/H \end{aligned}$$

その他の記号は、越流部断面の上流のり勾配を求める式を参照

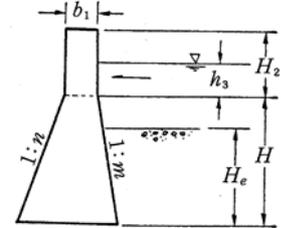


図 9-4-23 非越流部断面

4.2.2 上流のり勾配

不透過型及び部分透過型砂防堰堤の上流のり勾配は、安定計算により決定し、1 : 0.2 を下限とする。
透過型砂防堰堤の上流のり勾配は、土砂及び流木の捕捉上、支障がないように、1 : 0.2 ~ 0.3 程度とするのがよい。

解 説

不透過型及び部分透過型砂防堰堤の上流のり勾配は、安定計算により本章第3節4.4 に示す安定条件を満足する勾配とする。ただし、のり勾配が1 : 0.2よりも急勾配で安定条件を満足する場合でも、1 : 0.2を下限とする。

また、透過型砂防堰堤は、砂防堰堤として計画する経済的な断面を原則とするが、透過部が土石流先頭部を流下する巨礫により閉塞され易くし、土砂及び流木の捕捉機能を発揮させるとともに、地震時にも配慮して、上流のり勾配は1 : 0.2 ~ 0.3程度とするのがよい。従って、下流のり勾配は、上流のり勾配を決定した後に、安定計算により定めるものとする。

非越流部の上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。

$$\begin{aligned} & \{1 + \alpha - \omega)(1 - \mu) + \delta(2\varepsilon^2 - \varepsilon^3)\}m^2 + [2(n + \beta)(1 + \delta\varepsilon^2 - \mu(1 + \alpha - \omega) - \omega) \\ & + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta - \gamma K]m - (1 + 3\alpha) - \mu(1 + \alpha - \omega)(n + \beta)^2 - \delta C_e \varepsilon^3 - \gamma K(n + 3\beta) \\ & - \frac{7}{10}K\{2(1 + \alpha)^3 - (1 + \alpha)^{1/2}(2a^{5/2} + 5a^{3/2})\} + \alpha\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) - \omega(\beta + n)^2 = 0 \end{aligned}$$

- | | | |
|-------------------------|--------------------|----------------------|
| m : 上流のり勾配 | n : 下流のり勾配 | b_1 : 天端幅 (m) |
| H : ダム高 (m) | h_2 : 下流側水深 (m) | h_3 : 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_3/H | β : b_1/H |
| ε : H_e/H | ω : h_2/H | γ : W_c/W_0 |
| δ : W_{s1}/W_0 | | |

- W_c : 堤体コンクリートの単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}
- W_{s1} : 堆砂の水中における単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}
- W_0 : 流水の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

洪水時の場合は $K=0$ 、平常時の場合は $h_3=0$ とし、15m 以上の堰堤については、平常時及び洪水時について計算を行い、安全側の断面を採用する。

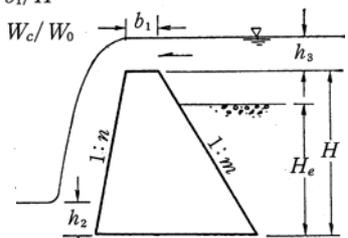


図 9-4-24 越流部断面

4.3 安定計算に用いる荷重及び数値

4.3.1 安定計算に用いる荷重

砂防堰堤の安定計算に用いる荷重は、不透過型・透過型、土石流・流木対策型かそれ以外の堰堤か、更に、堰堤の高さ、越流部・非越流部等の組み合わせから選択するものとする。

土石流・流木対策型砂防堰堤の設計で考慮する設計外力は、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧と「土石流及び土砂とともに流出する流木による荷重」（以後、土石流荷重という）である。

土石流荷重は、土石流及び土砂とともに流出する流木による流体力（以後、土石流流体力という）と礫及び流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので、砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみを取りあげ、礫及び流木の衝突による力は必要に応じて、天端幅の設計等で考慮する。

解 説

(1) 掃流区間に設置する不透過型砂防堰堤

掃流区間に設置する不透過型砂防堰堤の場合は、基本的に越流部のみ安定性を検討し、非越流部は行わない。ただし、越流部と非越流部の断面を変化させる場合は、非越流部においても安定性を検討しなければならない。

表 9-4-15 設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型以外）

堰堤の種類	堰 堤 高	平 常 時	洪 水 時
重力式 コンクリート堰堤	堰堤高 15m 未満		自重、静水圧
	堰堤高 15m 以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力
アーチ式 コンクリート堰堤	—	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、温度荷重

(2) 土石流・流木対策型砂防堰堤

土石流・流木対策型砂防堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。

① 土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤の場合

不透過型砂防堰堤の越流部及び非越流部の設計荷重の組合わせを、表 9-4-16に示す。

表 9-4-16 不透過型砂防堰堤（越流部・非越流部）の設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型）

堰 堤 高	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
堰堤高 15m 未満		自重、静水圧、堆砂圧、土石流流体力	自重、静水圧
堰堤高 15m 以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力

※堰堤高 15m 未満の砂防堰堤は、兵庫県南部地震をはじめとして過去に発生した大きな地震において、砂防堰堤の機能を喪失し、被災が原因で周辺家屋等に直接的な災害や二次被害を引き起こすような重大な被害は生じていない。また、動的解析の結果、引張応力、圧縮応力及び滑動に対して安全性は確保されていると判断される。

土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤の越流部の設計外力図を図 9-4-25、非越流部の設計外力図を図 9-4-26に示す。

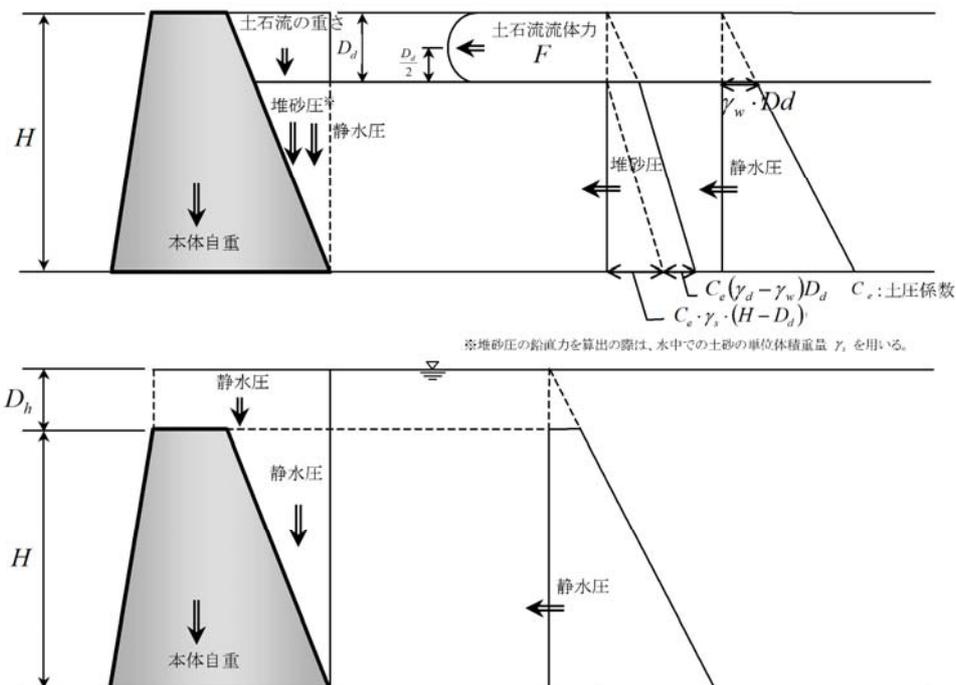


図 9-4-25 不透過型砂防堰堤（越流部）の設計外力図（土石流・流木対策型）
（ $H < 15\text{m}$ （上段：土石流時、下段：洪水時））

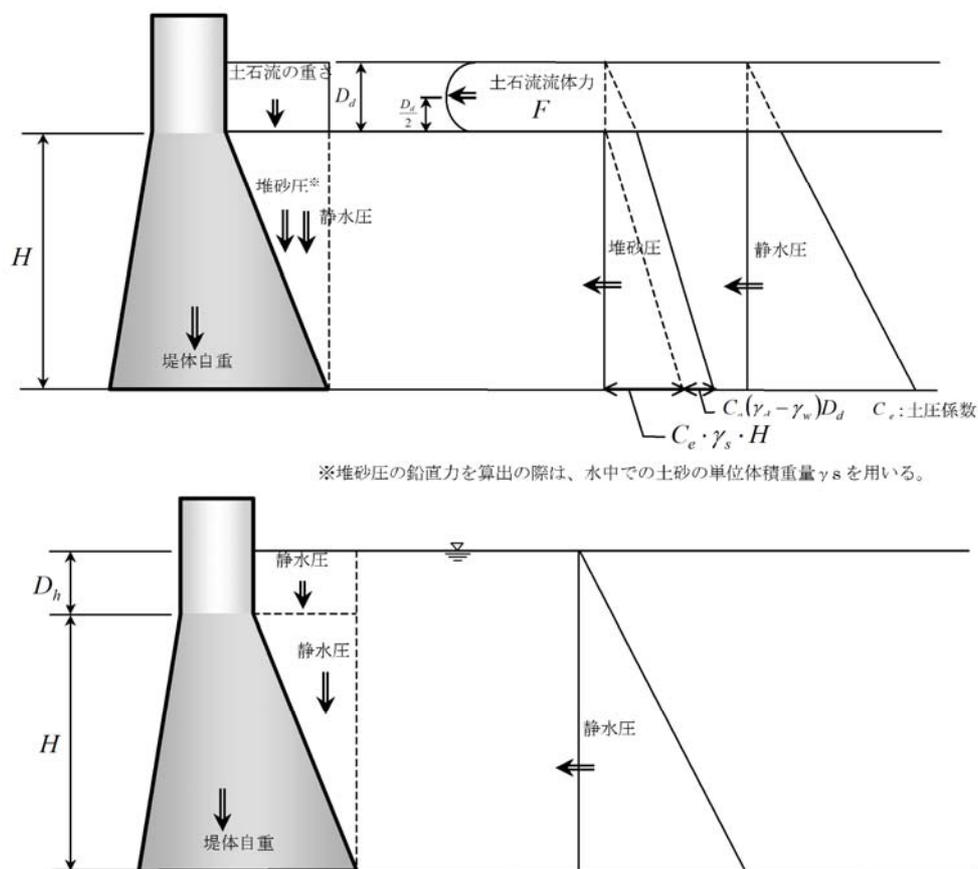


図 9-4-26 不透過型砂防堰堤（非越流部）の設計外力図（土石流・流木対策型）
（ $H < 15\text{m}$ （上段：土石流時、下段：洪水時））

② 土石流・流木対策型の透過型砂防堰堤の場合

透過型砂防堰堤の越流部の設計荷重の組合わせを表 9-4-17、非越流部の設計荷重の組合わせを表 9-4-18に示す。

透過部の自重は、透過部分には砂礫及び水が無い状態で算出する。

表 9-4-17 透過型砂防堰堤（越流部）の設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型）

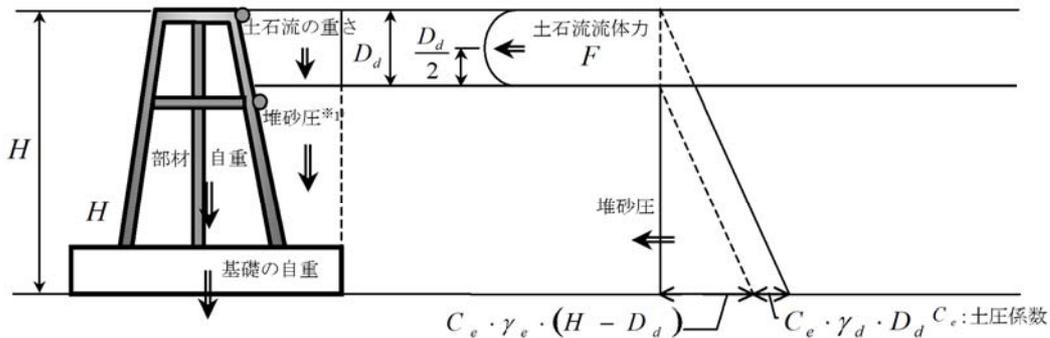
堰堤高	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m未満		自重、堆砂圧、 土石流流体力	
堰堤高 15m以上		自重、堆砂圧、 土石流流体力	

※15m以上の透過型砂防堰堤において、透過部の安定条件は15m以下の場合と同様とする。また、非越流部については、一般に上流側ののり勾配が急な場合が多いため、未満砂の状態のときに下流側から地震時慣性力が作用する状態についても安全性を検討する。

表 9-4-18 透過型砂防堰堤（非越流部）の設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型）

堰堤高	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m未満		自重、静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	
堰堤高 15m以上	自重、地震時慣性力	自重、静水圧、堆砂圧、 揚圧力、土石流流体力	

土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤の越流部の設計外力図を図 9-4-27に示す。非越流部の設計外力図は不透過型砂防堰堤の図 9-4-26の土石流時と同様である。



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 ($\gamma_e = C_e \sigma g$) を用いる。

図 9-4-27 透過型砂防堰堤（越流部）の設計外力図（土石流時）（土石流・流木対策型）

③ 土石流・流木対策型の部分透過型砂防堰堤の場合

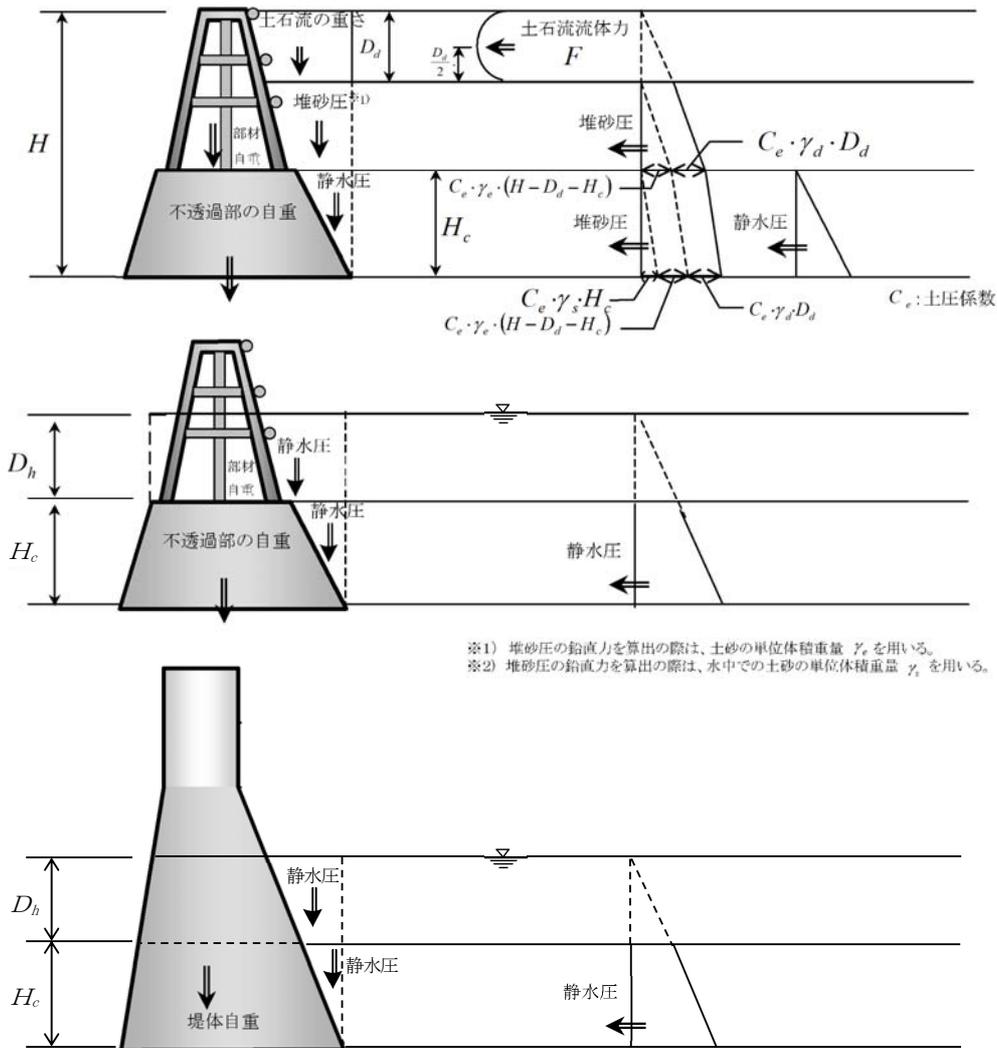
部分透過型砂防堰堤の越流部の設計荷重の組合わせを表 9-4-19に示す。非越流部の設計荷重の組合わせは、不透過型砂防堰堤の表 9-4-16と同様である。

透過部の自重は透過部分に砂礫及び水が詰まっていないものとして算出する。なお、洪水時に透過部を越流する水の自重は静水圧として不透過部に作用させる。

表 9-4-19 部分透過型砂防堰堤の設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型）

堰堤高	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m未満		自重、静水圧、堆砂圧、土石流流体力	自重、静水圧
堰堤高 15m以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力

土石流・流木対策型不透過型砂防堰堤の越流部、及び洪水時の非越流部の設計外力図を図 9-4-28に示す。非越流部の土石流時の設計外力図は、不透過型砂防堰堤の図 9-4-26の土石流時と同様である。



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 γ_e を用いる。
 ※2) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 γ_s を用いる。

図 9-4-28 部分透過型砂防堰堤の設計外力図（土石流・流木対策型）
 (H<15m 上段：越流部 土石流時、中段：越流部 洪水時、下段：非越流部 洪水時)

4.3.2 安定計算に用いる設計外力

(1) 自重

堰堤堰体の自重は、堰体の体積に堰体築造に用いる材料の単位体積重量(kN/m³)を乗じて求められる。

透過型砂防堰堤の透過部がコンクリート部材の場合(コンクリートスリット)、堰体自重は越流部を不透過部とみなして計算される堰体ブロックの体積(V_c)と、越流部を透過構造として計算される堰体ブロックの重量(W_{rc})を用いて計算する。なお、越流部の堰体ブロックとは、水通し幅分の堰体部分を指すものであり、施工目地によるブロックではないことに注意する。

$$\gamma_{rc} = W_{rc} / V_c$$

γ_{rc} : 見かけのコンクリート単位体積重量 (kN/m³)

W_{rc} : 越流部を透過構造として計算される堰体ブロックの重量 (kN)

V_c : 越流部を不透過構造として計算される堰体ブロックの体積 (m³)

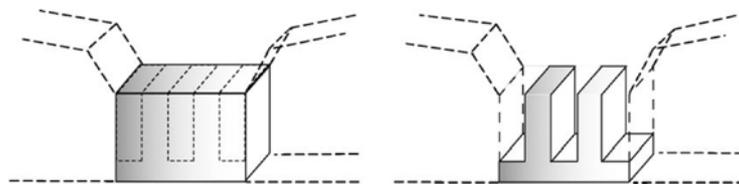


図 9-4-29 コンクリートスリット部における水通しの堰体積

(2) 静水圧

静水圧は、次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に水通し天端高とし、洪水時は水通し天端高に越流水深を加算するものとする。

$$P = W_o \times H_w$$

P : 静水圧 (kN/m³)

W_o : 水の単位体積重量 (kN/m³)

H_w : 任意の点の水深 (m)

土石流時の静水圧については、土石流流体力が堆砂面上で作用しているため、堆砂面下の部分だけ作用することになる。

(3) 堆砂圧

堆砂圧は、次式により求められる。ただし、堆砂圧を算定するための堆砂面は、完成時に想定される堆砂高とし、アーチ式コンクリート堰堤については、満砂時についても考慮する必要がある。

$$P_{ev} = W_{sl} \times h_e$$

$$P_{eff} = C_e \times W_{sl} \times h_e$$

P_{ev} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

P_{eh} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

C_e : 土圧係数 (0.3 ~ 0.6) $C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$

W_{sl} : 水中堆砂単位体積重量 (kN/m³) $W_{sl} = W_s - (1 - \nu) W_o$

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

W_s : 堆砂見掛単位体積重量 (kN/m³)

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

W_{sa} : 堆砂絶対単位体積重量 (kN/m³)

W_o : 水の単位体積重量 (kN/m³)

土石流時の堆砂圧は、堆砂面上の土石流重量が上載荷重となり、この上載荷重による土圧を加えた大きさとなる。

$$\text{上載荷重} = C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d$$

C_e : 土圧係数 (0.3 ~ 0.6) $C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$

D_d : 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

γ_s : 水中での土砂の単位体積重量 (kN/m³) $\gamma_s = C_* (\sigma - \rho) g$ (一般に 8.24 kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 $\gamma_w = \rho \cdot g$

(堰堤高が 15m未満の場合は 11.77kN/m³程度、15m以上の場合は 9.81kN/m³程度)

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度

ρ : 水の密度 (kg/m³)

σ : 礫の密度 (kg/m³)

g : 重力加速度 (m/s²) $g = 9.81\text{m/s}^2$

(4) 揚圧力

揚圧力は、堰堤堰底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表 9-4-20を基準として計算する。

表 9-4-20 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端 (kN/m ²)	下流端 (kN/m ²)
岩盤	$(h_2 + \mu \Delta h) W_o$	$h_2 \cdot W_o$
砂礫盤	$h_1 \cdot W_o$	$h_2 \cdot W_o$

μ : 揚圧力係数

h_1 : 堰堤上流側水深 (m)

h_2 : 堰堤下流側水深 (m)

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

W_o : 水の単位体積重量 (kN/m³)

任意の点 (X) における揚圧力は次式による。

$$U_x = [h_2 + \mu \Delta h \times (1 - x \times m^3 / L)] W_0$$

U_x : X地点の揚圧力 (kN/m²)

L : 全浸透経路 (m) $L = b_2$

ただし、止水壁等を設ける場合は、 $L = b_2 + 2d$

b_2 : 堤底幅 (m)

d : 止水壁の長さ (m)

x : 上流端から X地点までの浸透経路長 (m)

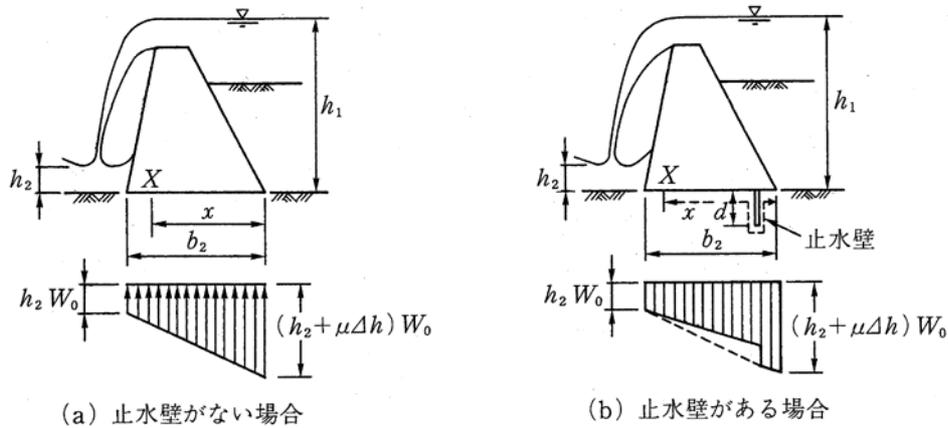


図 9-4-30 揚圧力の分布

(5) 地震時慣性力

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

$$I = K \times W$$

I : 単位幅あたりの堰堤堤体に作用する地震時慣性力 (kN/m)

K : 設計震度

W : 単位幅あたりの堰堤堤体の自重 (kN/m)

設計震度は、表 9-4-21に掲げる値以上で、基礎地盤の状況等も勘案して決定する必要がある。

表 9-4-21 設計震度

堰堤の種類	強震帯及び中震帯地域	弱震帯地域
重力式コンクリート堰堤	0.12	0.10
アーチ式コンクリート堰堤	0.24	0.20

強震帯及び中震帯地域とは弱震帯地域を除く地域とする。長野県は強震帯及び中震帯地域に属する。

(6) 地震時動水圧

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

① 砂防堰堤の上流面が傾斜している場合の式 (Zangerの式)

$$P_x = C \times W_o \times K \times H$$

$$C = 1/2 \times C_m \times [1/H \times h_x \times (2 - h_x/H) + \{1/H \times 2 - h_x/H\}^{1/2}]$$

$$P_d = 1/2 \times \eta \times C_m \times W_o \times K \times H^2 \times \sec \theta$$

$$h_d = \lambda \times h_x$$

P_x : 地点の地震時動水圧 (kN/m²)

P_d : 貯留水面から x 地点までの全地震時動水圧 (kN/m)

W_o : 貯留水の単位体積重量 (kN/m³)

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

h_x : 貯留水面から x 地点までの水深 (m)

C_m : C が最大となる時 (P_x が最大) の C の値 (図 9-4-31 (a) 参照)

h_d : x 地点から P_d の作用点までの高さ (m)

η 、 λ : 図 9-4-31 (c) から求められる係数

C : 圧力係数

② 砂防堰堤の上流面が、鉛直の場合の式 (Westergaardの近似式)

$$P_x = 7/8 \times W_o \times K \times (H \cdot h_x)^{1/2}$$

$$P_d = 7/12 \times W_o \times K \times H^{1/2} \times h_x^{3/2}$$

$$H_d = 2/5 \times h_x$$

なお、上流面が鉛直に近い場合は、本式を適用しても差し支えない。

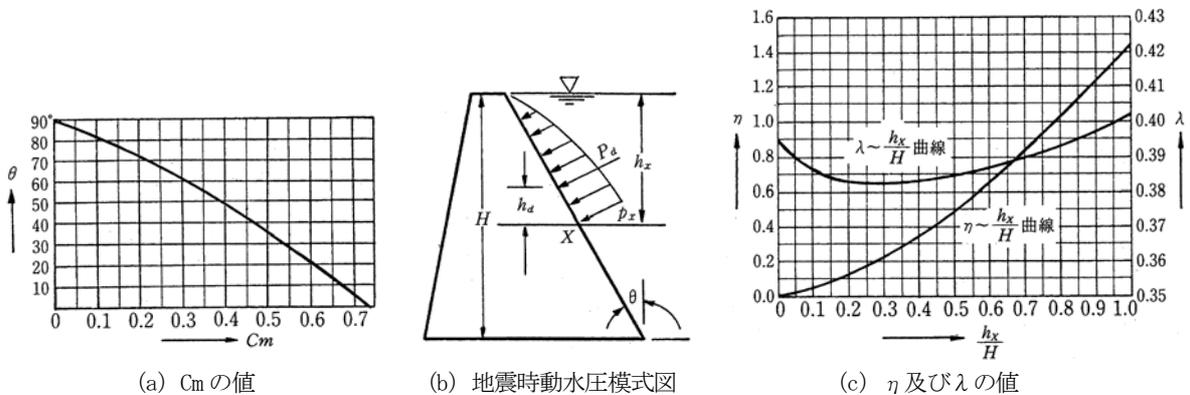


図 9-4-31 地震時動水圧の係数

(7) 温度荷重

アーチ式コンクリート以外の砂防堰堤は、温度荷重による応力は小さいので無視して差し支えない。

アーチ式コンクリート砂防堰堤の温度荷重は、収縮継目グラウチングの後に予想される堤体の内部温度の変化に基づき決定するものとする。アーチ式コンクリート砂防堰堤の場合、温度上昇による曲げモーメントならびに半径方向せん断力は、水圧荷重等による曲げモーメント及び半径方向せん断力と向きが反対となるため、堤体設計上は安全側になる。また、温度上昇によるアーチ推力は、水圧荷重等によるアーチ推力と同じ向きになるが、この値は一般に堤体の内部応力の安全性を脅かすものではない。

温度降下による曲げモーメントならびに半径方向せん断力は、水圧荷重等による曲げモーメント及び半径方向せん断力と同じ向きになり、またアーチ推力は引張応力を生じさせる向きに作用する。従って、堤体の応力計算を行う場合は、一般にアーチ作用が確保された後の温度降下のみを考慮すればよい。ただし、基礎岩盤の安定性を検討する場合は、アーチスラストが増加する温度上昇時の検討が必要となる。

堤体内部の温度による応力を求める場合には、一般に以下の項目について考慮する必要がある。

- ① 断面内の平均温度の変化
- ② 上下流方向の温度勾配の変化
- ③ 上下流面表面近くに形成される温度勾配の変化

このうち、断面内の平均温度の変化は、堰堤のたわみ、アーチ推力、アーチの曲げモーメント及び片持ばりの曲げモーメントに大きな影響を与える。

また、上下流方向の温度勾配の変化は、アーチの曲げモーメントにはかなりの影響を与えるが、堰堤のたわみ及びアーチ推力に及ぼす影響は小さい。

設計には①、②を併せて考慮するのが原則とするが②を無視した設計を行う場合には、クラウンで 0.981 N/mm^2 の応力増加を見込む必要がある。上下流面表面付近に形成される温度勾配による応力は局所的な応力であり、通常無視してよい。

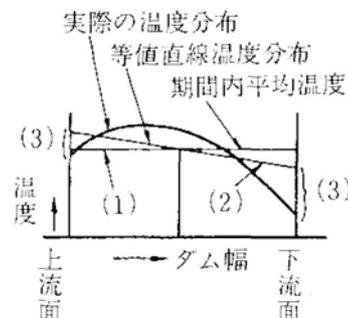


図 9-4-32 温度応力の考え方

(8) 土石流流体力

土石流流体力は、本章第2節3.2～3.4に示す方法にて算出する。

土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深 (D_d) 分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する（土石流・流木対策型の各堰堤型式の設計外力図（土石流時）参照）。

4.3.3 安定計算に用いる数値

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、必要に応じて、実測により求めるものとする。

解 説

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、堰堤の重要度が高い場合は原則として実測により求めることとし、その他の堰堤は既設の砂防堰堤等に用いられた数値か、下記に示す一般に用いられている数値を参考とすることができる。ただし、堰堤の断面を安全かつ経済的に設計するためには、できる限り実測により求めるべきである。

- ① 砂防堰堤用無筋コンクリートの単位体積重量 (W_c) : 22.56 kN/m³
- ② 透過型砂防堰堤の鋼材の単位体積重量 : 77 kN/m³
- ③ 流水の単位体積重量 (γ_w) : $\gamma_w = \rho \cdot g$ (9.81 ~ 17.65 kN/m³)
 ただし、堤高(H) \geq 15mのとき 9.81 kN/m³
 堤高(H) < 15mのとき 11.77 kN/m³
 を標準とし、異常な土砂流出を示す河川ではその状況に応じて定める。
- ④ 堆砂見掛単位体積重量 (W_s) : 14.71 ~ 17.64 kN/m³
- ⑤ 水中堆砂単位体積重量 (平常時) (W_{sl}) : $W_{sl} = W_s - (1 - \nu) \cdot \gamma_w$
- ⑥ 水中での土砂の水中単位体積重量 (土石流時) (γ_s) : $\gamma_s = C_* \cdot (\sigma - \rho) \cdot g$ (一般に 8.24 kN/m³)
- ⑦ 土石流の単位体積重量 (γ_d) : $\gamma_d = \{\sigma \times C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\} \times g$ (本章第2節3.3 参照)
- ⑧ 土砂の単位体積重量 (土石流時) (γ_e) : $\gamma_e = C_* \cdot \rho \cdot g$ (透過型・部分透過型砂防堰堤の越流部)
- ⑨ 土石流中の砂礫の単位体積重量 (γ_r) : $\gamma_r = \gamma_d - \gamma_w$
- ⑩ 堆砂空隙率 (ν) : $\nu = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$ (一般に 0.3 ~ 0.45)
- ⑪ 土圧係数 (C_e) : $C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$ (0.3 ~ 0.6)
- ⑫ 揚圧力係数 (μ) : 1/3 ~ 1.0 (一般に1/3を用いる場合が多い)
- ⑬ コンクリートのせん断強度 (τ_0) : $f_{\bar{c}} / 5$ (N/mm²) (表 9-4-22参照)
- ⑭ コンクリートの許容圧縮応力度 (σ_{sa}) : $f_{\bar{c}} / 4 \leq 5.5$ (N/mm²)
- ⑮ コンクリートの許容曲げ引張応力度 (σ_{ca}) : $f_{\bar{c}} / 80$ (N/mm²)
- ⑯ コンクリートの許容支圧応力度 (σ_{ba}) : $0.3 f_{\bar{c}}$ (N/mm²)

$f_{\bar{c}}$: コンクリートの設計基準強度

表 9-4-22 コンクリートの設計圧縮強度 $f_{\bar{c}}$ (N/mm²)

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

鋼製枠構造、セル構造等の鋼製砂防堰堤や砂防ソイルセメント構造の砂防堰堤に用いる中詰材や砂防ソイルセメントの単位体積重量は、第2章第9節3の調査方法を参考に、現地発生土砂の調査や試験を行った上で設定する。また、透過型砂防堰堤の鋼管フレームに使用する鋼材の許容応力度は、鋼材の種類に応じて「鋼製砂防構造物設計便覧」等を参考に適切な値を用いて計算を行う。

4.4 重力式堰堤の安定条件

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

堤体の安定計算においては、次の条件を満足するものとする。

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

解 説

(1) 転 倒

堰堤堤底において引張応力を生じさせないように、堰堤の自重及び外力の合力が堤底の中央1/3以内に入るようにしなければならない。このようにすることにより、同時に転倒に対する安全性も確保される。この場合の安定計算に用いる荷重は、原則として、本章第3節4.3.1に示す安定計算に用いる数値を採用する。

(2) 滑 動

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

$$n \leq (f \cdot V + \tau_0 \cdot l) / H$$

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

f : 摩擦係数（表 9-4-28 参照）

V : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力（kN/m）

H : 単位幅あたり断面に作用する水平力（kN/m）

τ_0 : 堤体又は基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度（kN/m²）（表 9-4-26 参照）

l : せん断抵抗を期待できる長さ（堤底長）（m）

(3) 破 壊

堤体及び基礎地盤の破壊に対する安全性については、以下について検討する。

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

堰堤の上流端又は下流端における鉛直応力は、次式により求められる。

$$x = M / V$$

$$\sigma = V / b_2 \cdot (1 \pm 6 e / b_2)$$

x : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

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

V : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

H : 単位幅あたり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

b_2 : 堤底幅 (m)

σ : 堤底の上流端又は下流端における鉛直応力 (kN/m²)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m) $e = x - b_2/2$

$6e/b_2 > 1$ のときには、堤底上流端に引張応力が発生する。原則として引張応力を認めないため、合力の作用点を安全に確認する面の中央1/3以内におさめるよう断面を定める。よって、次式となる。

$$b_2/3 \leq x \leq 2b_2/3$$

なお、基礎地盤が砂礫の場合は、(1)、(2)のほかに、クイックサンド及びパイピングに対する安全性も検討する必要がある (本章第3節4.6.2 基礎処理を参照)。

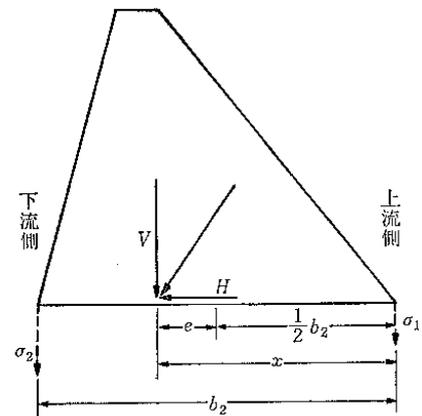


図 9-4-33 砂防堰堤断面に作用する力

砂防堰堤の施工時には、基礎地盤が堤体底面の最大圧縮応力度を上回る許容支持力を有していることを確認するため、平板載荷試験を行う。平板載荷試験は、一般的に最大圧縮応力度が最大となる水通し中心付近の溪床部だけでなく、地質や堤体断面が変わる複数の地点で実施すること。

また、鋼製枠構造、セル構造等の鋼製砂防堰堤や砂防ソイルセメント構造の砂防堰堤では、堤体の安定計算の他、本体を構成する部材ごとに応力度等の照査が必要となる。構造計算条件及びその方法については、「鋼製砂防構造物設計便覧」に準拠する。

4.5 透過部（部分透過部）の構造検討

4.5.1 構造検討条件

透過部の部材は、設計外力に対し安全でなければならない。一部の部材が破損したとしても砂防堰堤全体が崩壊につながらないように、フェールセーフの観点から、できるだけ冗長性（リダンダンシー）の高い構造とすること。

解 説

透過型砂防堰堤は、透過部の部材の強度の安全を確認しなければならない。また、土石流のように不確定要素が大きく、不確実な事象でありながら甚大な被害を与える土砂移動現象に対しては、一部の部材の破損が砂防堰堤全体の崩壊につながらないように、信頼性設計（フェイルセーフ）の観点から、できるだけ冗長性（リダンダンシー）の高い構造とする。

構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりとする。

- ① 土石流流体力及び堆砂圧に対する、各部材強度の検討
- ② 温度変化による温度応力に対する、各部材強度の検討
- ③ ①及び②の力に対する、接合部の強度の検討
- ④ 礫の衝突による、各部材の強度の検討

また、土石流を捕捉する目的で配置される部材（機能部材）のうち、構造物の形状を保持するための部材（構造部材）に相当しない場合には、土石流中の石礫を捕捉できれば目的を達成するため、塑性変形を許容することができる。

なお、流域の外力条件が厳しい現場においては、以下の点に留意する必要がある。

- ・特に外力条件の厳しい現場では、計画地点の状況や流域特性を十分調査して礫径を適切に設定する。その際、近隣の溪流において土砂流出の実績がある場合には、そのときに流出した巨礫の礫径も参考とする。
- ・特に外力条件の厳しい現場において、極めて大きい礫が流下する可能性が判断される場合、その礫が衝突しても、砂防堰堤全体として捕捉機能が失われることとならない構造の設計に配慮する。

上記における「特に外力条件が厳しい現場」、「極めて大きい礫」の目安を以下に示す。

- ・周辺の流域を含む過去の土砂移動実績等から、特に外力条件が厳しいと判断される箇所
- ・溪床勾配 $\geq 1/5$ かつ $D_{95} \geq 1.6\text{m}$ （但し、既存の粒径調査で D_{95} が 1.6m 未満であっても、現地状況を確認して 1.6m を超えるおそれがあるときには、再度調査して確認する。）
- ・また、「極めて大きい礫」の目安は、3辺の平均径が概ね 3m 以上の礫とする。なお、「極めて大きい礫」の調査方法は、 D_{95} 設定のために実施する巨礫粒径調査のデータを活用しても良い。

4.5.2 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、自重、土石流流体力、堆砂圧、温度応力とする。

解 説

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表 9-4-23に示す。

土石流時は短期荷重であることから、これまでの実績を考慮して許容応力度を1.5倍割り増すものとする。また、土石流捕捉後は堆砂圧が長期間作用することから満砂時の許容応力度の割り増しは行わない。温度変化に対しては、一般的に許容応力度を1.15倍割り増すものとする。なお、温度応力が大きくなる場合は、部材断面が温度応力で決定されないような断面形状とするか、施設延長を分割するものとする。

透過型砂防堰堤の構造計算にあたっては、部材の発生応力と接合部の強度について、土石流時及び満砂時の設計外力の組み合わせに対して安全でなければならない。更に、部材で構成される構造物が不静定構造物となっている場合には、温度変化時の設計外力の組み合わせに対して安全を確認しなければならない。

透過部の部材の設計においては表 9-4-17及び表 9-4-19の他に、土石流流体力が構造物に偏心して作用する偏心荷重と、礫や流木の衝撃力による荷重に対して安全であるように設計する。

更に、湾曲部における堰堤軸は、下流河道に対して概ね直角が望ましいが、捕捉機能から上流に対してもできるだけ偏心しないように考慮する。上流の流心に対して偏心する場合には、想定される土石流の流心と堰堤軸の角度 (θ_{f2}) を想定し、更に余裕角 (θ_{f3}) を考慮して、堰堤に対する偏心角度 (θ_{f1}) を設定する (図 9-4-34参照)。また、湾曲部に設置する場合には、内湾側が土石流の先頭部に含まれる石礫で閉塞せず、後続流が通過してしまう可能性にも留意する。

表 9-4-23 構造検討で考慮する設計外力の組み合わせ

ケース	土石流時	満砂時	温度変化時
自重	○	○	○
土石流流体力	○		
堆砂圧	○	○	
温度応力			○
許容応力度の割増係数	1.5	1.0	1.15

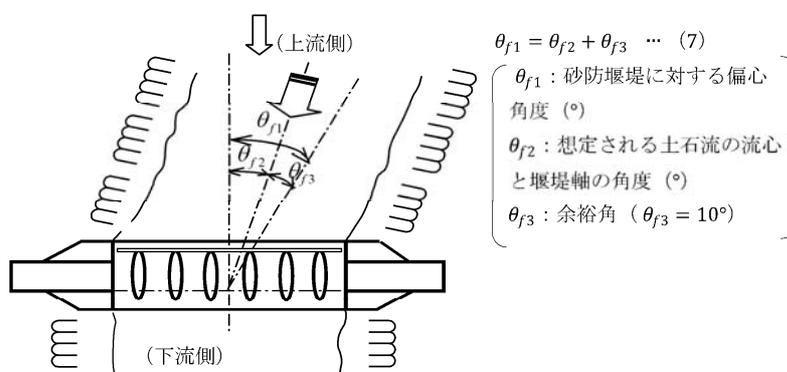


図 9-4-34 透過部材に対する偏心荷重 (溪流の湾曲部に砂防堰堤を配置する場合)

4.5.3 開口部の位置

(1) 縦断方向

透過型砂防堰堤透過部断面の底面高は、溪床の連続性を考慮して、原則として最深河床高程度とする。透過部断面を複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。

解 説

堰堤直下流が洗堀された場合でも透過型砂防堰堤が十分に溪床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年程度の最深河床にも対応できるように透過部断面の底面の高さを計画する。

(2) 横断方向

溪床の連続性ならびに兩岸の安定を確保できる位置に透過部断面を設置する。この場合、土砂の堆積に支障がないよう注意する。

解 説

堰堤軸が流路の屈曲部に位置するときは、流水の直進性を考慮し、透過部断面は堤体の安定を損なわない範囲で外側に設置することが望ましい。

4.5.4 開口部の設定

透過型砂防堰堤の開口部の幅、高さ、位置は、土石流や流木を効果的に捕捉できるよう設定する。

解 説

開口部の幅は、透過型の機能を十分活かせるようにできるだけ広くとる。

開口部の高さは、土石流や洪水の水深以上を確保し、計画捕捉量により決定する。

なお、開口部の底面は未満砂の状態で平常時の流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

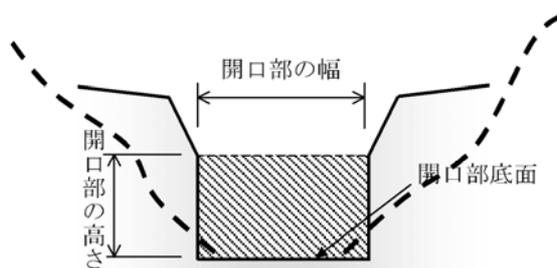


図 9-4-35 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）

4.5.5 透過部断面の設定

透過型砂防堰堤の透過部断面は、土石流の最大礫径、流木の最大直径、及び施設の目的等により決定する。

解 説

土石流捕捉のための透過型砂防堰堤は、透過部断面の純間隔（図 9-4-36参照）を適切に設定することにより、土石流を捕捉する機能、及び平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。従って、透過部断面の設定は、土石流の流下形態や最大礫径（ D_{95} ）、流木の最大直径、流域内の既施設配置状況、堰堤高等に十分留意する必要がある。

水平純間隔は最大礫径（ D_{95} ）の1.0倍程度に設定する。土石流の水深より高い透過型砂防堰堤を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径（ D_{95} ）の1.0倍程度に設定し、土石流の捕捉を確実にする。最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度とする。ただし、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する（表 9-4-24参照）。

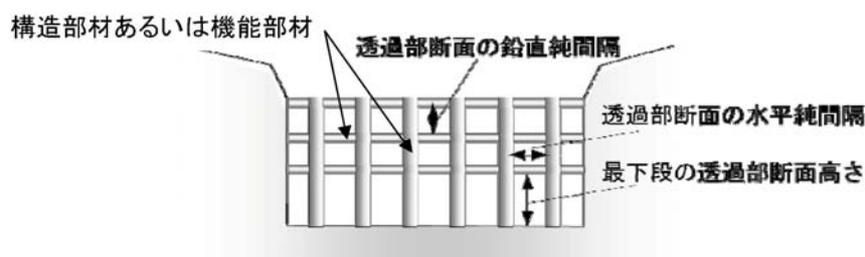


図 9-4-36 透過部断面の純間隔

なお、水平純間隔及び鉛直純間隔は、実験（図 9-4-37参照）によると、土砂容積濃度が高い場合、最大礫径（ D_{95} ）の1.5倍より小さければ、透過部断面が閉塞することが分かっているため、機能上、必要な場合、1.5倍まで広げることができる。機能上、必要な場合とは、例えば、流下区間に複数基透過型砂防堰堤を配置する時に上流側の透過型砂防堰堤の水平純間隔及び鉛直純間隔を広げることにより効果的に土石流を対処できる場合等である。

なお、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせた上で、土石流を捕捉する機能として以下の条件の全てを満たす場合には、溪流の状況等に応じて上記以外の方法で透過部断面を設定することができる。

- ① 土石流の水深以下の透過部断面が土石流に含まれる巨礫等により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の流下中にも保持されること。
- ② 土石流の水深よりも高い位置の透過部断面が土石流の後続流により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の後続流の流下中にも保持されること。

表 9-4-24 透過型砂防堰堤における透過部断面の設定について

機 能	水平純間隔	鉛直純間隔	最下段の透過部断面高さ
土石流の捕捉	$D_{95} \times 1.0$ ※1	$D_{95} \times 1.0$ ※1	土石流の水深以下 ※2

※1) 前述のとおり、水平純間隔・鉛直純間隔を最大礫径（ D_{95} ）の1.5倍まで広げることができる。

※2) 前述のとおり、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する。

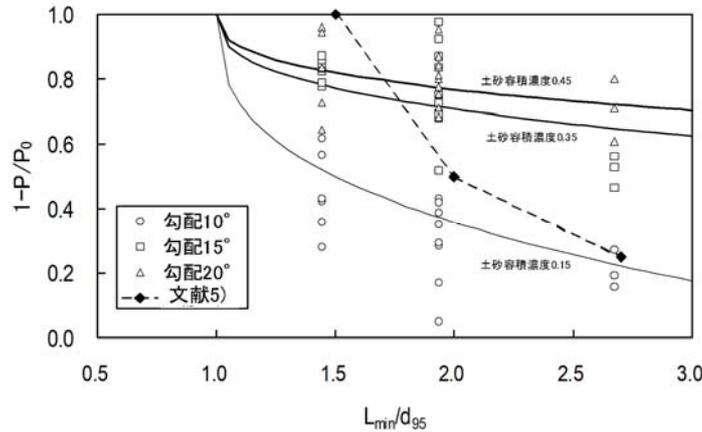


図 9-4-37 土石流のピーク流砂量の変化

P : 有施設時のピーク流砂量 P_0 : 無施設時のピーク流砂量 d_{95} : 最大礫径
 L_{min} : 格子型砂防堰堤の鋼管間隔のうち最も小さい間隔であるが、図 9-4-37 のプロットに対しては透過部断面の幅

図 9-4-37は透過部断面の幅（鋼管純間隔）とピーク流砂量の減少量の関係であるが、土石流に含まれる土石等の容積濃度が低くなると、ピーク流砂量が減少する割合（減少率）は小さくなることから、透過部断面が閉塞し難くなること分かる。

4.5.6 底版コンクリートの設計

底版コンクリートは、基礎根入れを考慮して開口部が閉塞された状態と閉塞されない状態の両方で安定であるように設計する。

解 説

透過型砂防堰堤と言えど、土石流流体力や堆砂圧に抵抗し、地盤に荷重を伝達するためには重さが必要となる。この役目を果たしているのが底版コンクリートであり、鋼管フレーム構造で受けた荷重を地盤へ伝達するとともに、滑動に抵抗する重さとして働く。このため、本章第3節4.3 に示す安定計算法により底版コンクリートの大きさを決定する。また、底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を超えないことを照査する。

なお、支持地盤が軟弱地盤、又は所定の支持力が得られない場合においては、根入れを確保するか基礎処理等を施し、必要な地盤許容支持力を確保するものとする。

(1) 底版コンクリートの傾斜

土石流を捕捉するまでは、底版コンクリート天端（開口部底面）を流水が通過することになる。このため、底版コンクリートの幅（上下流方向）、溪流の連続性を維持するため堰堤の上下流の堆砂状況、流量等に配慮し、底版コンクリートを渓床勾配に合わせて傾斜させても良い。渓床勾配が急な場合、下流端の洗堀に配慮して底版勾配を渓床勾配より緩くすることができる。

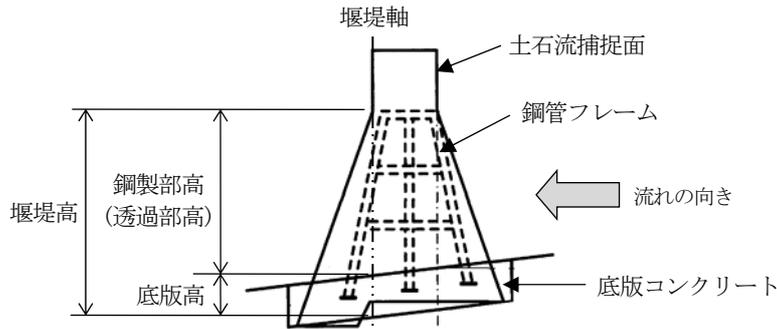


図 9-4-38 底版コンクリート形状と堰堤高

また、底版コンクリート底面を階段状に整形することにより滑動抵抗が向上するため、基礎地盤、施工性等により底版形状も工夫する。

砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着とすることが望ましいが、砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は砂礫基礎として良いものとする。ただし、安定計算に用いる堆砂圧は水平外力として作用させることから、砂礫盤の場合には底版底面の下端部から作用させ、岩着の場合には底版底面上端部から作用させる（図 9-4-39参照）。

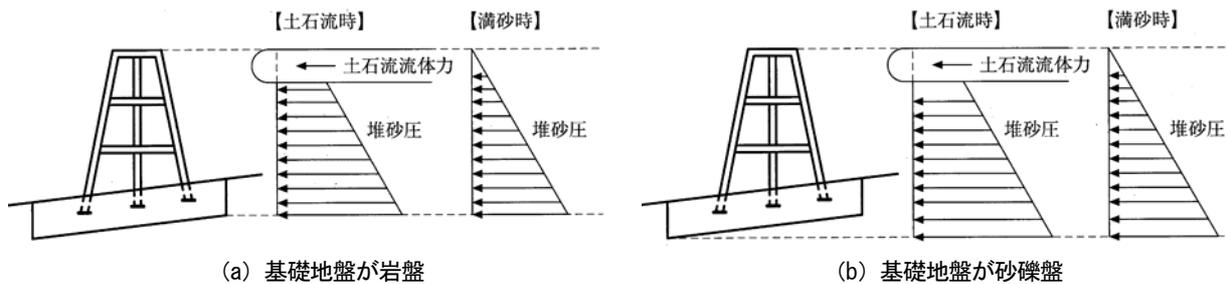


図 9-4-39 基礎地盤の違いによる作用荷重

(2) 底版コンクリートの厚さ

底版コンクリートの厚さは、基礎地盤に応じた根入れ深を確保するとともに、底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を超えない厚さとするが、引張が発生する場合には配筋等により過度な掘削を避けることとする。

また、底版コンクリートは設計外力に対して自重として抵抗し、堰堤の安定性を確保するため安定上必要な厚さとする。一般に鋼製部（透過部）と底版コンクリートが一体に働くように鋼管柱を底版コンクリートに埋め込む構造が多く採用されている。鋼管の埋込深さは鋼管外径以上が必要であることから、底版コンクリートの厚さはその2倍以上とする。この鋼管埋込部に発生する応力に対して、底版コンクリート内の引き抜きせん断及び支圧に対して照査し、許容値内に収まっていることを確認する。

4.5.7 鋼製部の最小板厚

透過型砂防堰堤に用いる鋼材の板厚は、8mm以上とする。

解 説

鋼製部の最小板厚の設定は「鋼製砂防構造物設計便覧」に準拠する。

透過型砂防堰堤に用いる鋼管フレームの鋼材の板厚は、8mm以上とする。ただし、主要部材として用いる鋼管については、部材（鋼管）の局部座屈に対して十分安全となるよう、鋼管径に対する最小板厚を設定する。なお、不透過型砂防堰堤に用いる鋼材の板厚は、6mm以上とする。

また、透過型砂防堰堤に用いる鋼材のうち、巨礫が衝突する鋼管の最小板厚は、径厚比（ D/t ）と外力への対応方法により設定する。

4.5.8 腐食しろ及び塗装

透過型砂防堰堤等に用いる鋼材の腐食しろは、酸性河川を除き片面0.5mmとする。

解 説

鋼材の腐食しろの厚さ及び塗装については「鋼製砂防構造物設計便覧」に準拠する。

鋼製砂防構造物は、腐食対策として必要板厚に腐食しろを加算しているため、火山地域や酸性河川のような錆の進行が懸念される場所以外では、塗装が無くても強度上は問題ない。しかし、鋼材の腐食に対する不安感の払拭、景観対策、また錆の発生抑制による長寿命化等の観点から、塗装は有効な手段である。ただし、流砂により塗装は剥離するため、流水に晒される部位については塗装の効果は小さい。

4.6 基礎の設計

4.6.1 基礎地盤の安定

基礎地盤は、原則として岩盤とする。岩着が望めない場合にはフローティング基礎としても良い。ただし、その場合、砂防堰堤の堰堤高は15m未満であることを原則とする。

解 説

砂防堰堤の基礎地盤は、安全性等から岩盤が原則である。しかしながら、計画上やむを得ず砂礫基盤とする場合は堰堤高を15m未満に抑えたとともに、原則として均一な地層を選定しなければならない。

(1) 地盤支持力

堰堤からの鉛直力に対して、基礎となる地盤が十分な支持力を有しているか否かの判定は、堰堤の揚圧力を無視した鉛直力の最大値が、地盤の許容支持応力度以内に収まっているか否かによって行う。しかし、砂礫基礎は均一な支持力を有しているとは限らないので、必要に応じて載荷試験を実施し、地盤反力の底面分布の関係より支持力を推定するものとする。

なお、平板載荷試験については長期許容支持力に対して評価することとする。ただし、 $H \geq 15\text{m}$ の砂防堰堤においては、地震時の外力を考慮する平常時についてのみ、短期許容支持力の評価を行うこととする。

表 9-4-25 地盤の許容支持力

支持地盤の種類		許容支持力 (t/m ²) {kN/m ² }		備考 (参考N値)
		常 時	地震時	
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	100 {981}	150 {1470}	
	亀裂の多い硬岩	60 {588}	90 {883}	
	軟岩・土丹	30 {394}	45 {441}	
礫 層	密なもの	60 {588}	90 {883}	
	密でないもの	30 {294}	45 {441}	
砂 質 地 盤	密なもの	30 {294}	45 {441}	30 ~ 50
	中位なもの	20 {196}	30 {294}	15 ~ 30
粘性土 地 盤	非常に堅いもの	20 {196}	30 {294}	15 ~ 30
	堅いもの	10 {98.1}	15 {147}	8 ~ 15
	中位なもの	5 {49}	7.5 {73.5}	4 ~ 8

表 9-4-26 岩盤のせん断強度(参考値)

岩級区分	単 位	せん断強度
C _H 級以上	t/m ²	200 ~ 300
C _M 級	t/m ²	100 ~ 200
C _L 級	t/m ²	50 ~ 100
D級	t/m ²	30 ~ 50

表 9-4-27 岩級区分

岩級区分		記 事	RQD (%)
硬岩・ 中硬岩	C _H 級	岩塊は新鮮で堅硬。ボーリングではコア長 10cm 以上。割目も変色は少なく、わずかに黄褐色～黄色を呈する部分。	100 ~ 60
	C _M 級	i) ボーリングコアは半棒状～棒状に採取され、岩塊は硬い。割目の変色は褐色～黄褐色～黄色を呈し、多少風化の影響を受けている。 ii) 岩塊は新鮮で堅硬であるが、多少緩んでおり、割目沿いに褐色の変色が認められる部分。	60 ~ 0
	C _L 級	i) 岩塊は礫状ないし岩片状を呈するが、岩塊はおおむね新鮮で硬い。割目の変色は褐色を呈することが多いが、黄褐色～黄色を呈するところも含む。 ii) コアは半棒状～岩片状で、岩塊はほぼ新鮮であっても、割目は著しく変色し茶褐色を呈する部分。 iii) 岩塊は新鮮で堅硬であっても、いわゆる緩んだ岩盤であり、割目は茶褐色に変色している部分。	20 ~ 0
軟岩	D級	いわゆるまさ状風化岩。ボーリングではスライム状。著しい断層破碎帯。ボーリングコアで礫状～岩片状を呈して脆く、割目は茶褐色を呈する。	20 ~ 0

(2) せん断摩擦抵抗力

堰堤からの水平力に対して、基礎となる地盤が十分なせん断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かの判定は、堰堤が受ける水平力に安全率を乗じた値以上のせん断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かによって行うが、堰堤破壊の主原因は基礎地盤のせん断抵抗力及び摩擦抵抗力の不足に起因する場合が多いため、必要に応じてせん断試験を実施し、せん断強度や摩擦係数を確かめなければならない。

表 9-4-28 地盤の摩擦係数

支持地盤の種類		摩擦係数	備考 (参考N値)
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	0.7	
	亀裂の多い硬岩	0.7	
	軟岩・土丹	0.7	
礫 層	密なもの	0.6	
	密でないもの	—	
砂 質 地 盤	密なもの	0.6	30 ~ 50
	中位なもの	0.5	15 ~ 30
粘性土 地 盤	非常に堅いもの	0.5	15 ~ 30
	堅いもの	0.45	8 ~ 15
	中位なもの	—	4 ~ 8

表 9-4-29 岩盤の内部摩擦係数 f (参考値)

岩級区分	内部摩擦係数
C _H 級以上	1.0
C _M 級	0.85
C _L 級	0.7
D級	0.6

(3) その他の地盤強度

堰堤の基礎となる地盤は、浸透水によるパイピングや越流水による洗掘、侵食等を生じさせないようにするためにも岩盤基礎とすることが望ましいが、やむを得ず砂礫基礎とする場合は、それぞれの状態に対処のできるようにしなければならない。

(4) 堰堤基礎の根入れ

堰堤基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して、岩盤の場合で1m以上 (= h_1)、砂礫盤等の場合は2m以上 (= h_2) とする。

また、崖錘もしくは砂礫層、岩盤層等が互層となっている場合は、以下のように根入れを定める。

$$\left\{ \begin{array}{ll} h_2 < 1.0\text{mの場合} & : H = h_1 \geq 1.0\text{m} \\ 1.0 \leq h_2 < 2.0\text{mの場合} & : H = h_1 + h_2 \geq 2.0\text{m} \\ h_2 \geq 2.0\text{mの場合} & : H = h_2 \geq 2.0\text{m} \end{array} \right.$$

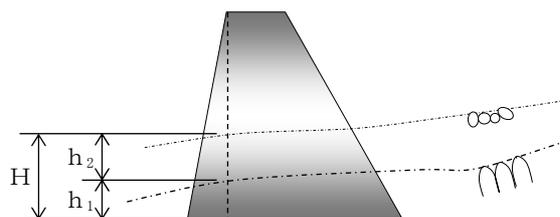


図 9-4-40 堰堤の根入れ

(5) 基礎砂礫のパイピング

① 限界掃流力による方法

パイピングは堰堤基礎沿いに発生するものとし、この流線沿いを一様な材質の砂礫層として浸透流速を求める。ダルシーの法則により、土中の透水において、ある断面積（ A ）の中を流下する量（ Q ）は、次式により算出する。

$$Q = k \cdot A \cdot i$$

k : 透水係数 (cm/s)

i : 動水勾配 (H/L)

A : 断面積 (cm²)

$$v = Q/A = k \cdot i$$

v : 流速 (cm/s)

$$v_s = Q/A_s = k \cdot i \cdot A/A_s = k \cdot i/n$$

v_s : 実際の流速 (cm/s)

A_s : A断面中の間隙の断面積 (cm²)

n : 間隙率

一方、これに対して砂粒子の限界掃流力はJustinが理論計算から求めており、上式の計算結果がこの値より小であればパイピングは発生しないといえる。

表 9-4-30はJustinが砂の材料ごとに求めた限界流速である。

表 9-4-30 Justin式による限界流速

粒子の直径	限界流速 (cm/s)
5.00	22.86
3.00	17.71
1.00	10.22
0.80	9.14
0.50	7.23
0.30	5.60
0.10	3.23
0.08	2.89
0.05	2.29
0.03	1.77
0.01	1.02

② ブライの式による方法

$$C_c \leq (l + 2d) / \Delta h$$

C_c : ブライの式のクリープ比 (表 9-4-31 参照)

l : クリープ総長 (m)

$2d$: 止水矢板等による浸透経路長 (m)

Δh : 堰堤上下流の水位差 $\Delta h = h_1 - h_2$

h_1 : 堰堤上流の基盤面からの水位 (m)

h_2 : 堰堤下流の基盤面からの水位 (m)

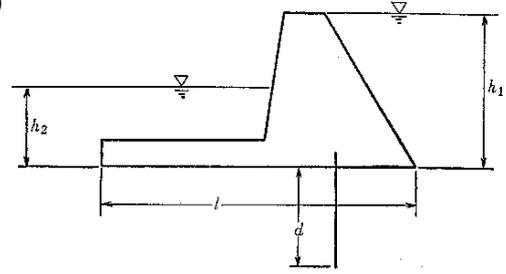


図 9-4-41 パイピング

③ レーンの式による方法

$$C_w \leq (1/3 + 2d) / \Delta h$$

C_w : レーンの式の加重クリープ比 (表 9-4-31 参照)

表 9-4-31 クリープ比

基礎の構成材料	C_c	C_w	基礎の構成材料	C_c	C_w
微細砂又はシルト	18	8.5	中砂利	—	3.5
細砂	15	7.0	砂・砂利混合物	9.0	—
中砂	—	6.0	玉石混じり粗砂利	4.0~6.0	3.0
粗砂	12	5.0	玉石と砂利	—	2.5
細砂利	—	4.0			

4.6.2 基礎処理

基礎地盤が所要の強度を得ることができない場合は、想定される現象に対応できるよう適切な基礎処理を行うものとする。

解 説

堰堤の基礎処理は、想定されるそれぞれの現象に対処できる工法から、経済性、施工性等も考慮して選定し設計しなければならないが、堰堤の規模や基礎の状態により工法も著しく異なるため、いくつかの工法を比較検討して適切な工法を選定し、その工法に合った設計法により設計する必要がある。一般に用いられている工法としては、次のようなものがある。

(1) 地盤支持力、せん断摩擦抵抗力の改善

岩盤地盤の場合は、所定の強度が得られる深さまで掘削するか、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、あるいはグラウト等により改善を図る方法等がある。また、基礎の一部に弱層、風化層、断層等の軟弱部を挟む場合は、軟弱部をプラグで置き換えて補強するのが一般的である。

砂礫基礎の場合は、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、砂防ソイルセメント置換えや中層混合処理工法、深層混合処理工法等の地盤改良によって支持力の改善を図る場合もある。改良工法は、改良深度、対象地盤の地質、施工ヤード等の条件により適用できる工法が限定されるため、該当する堰堤の諸条件を考慮した上で、適切な工法選定を行うことが望ましい。

(2) 軟弱層置換・改良工法の考え方

① 改良強度

改良地盤に必要な強度は堰堤底版下面での最大地盤反力から決定する。このとき、改良強度を部分的に変化させることは行わない。置換材に砂防ソイルセメントを使用する場合は、砂防ソイルセメント施工便覧に準拠する。

② 改良深さ

支持層が浅い場合は、軟弱層全厚を改良する。支持層が深い場合は、地盤内での荷重分散に期待して荷重強度が許容支持力度以下となる深さまで改良する。深さについては、地山掘削量等を含めたコスト及び安全性等の比較の中で決定する。

地盤の任意の深さにおける許容支持力度は「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に準拠して求め、擁壁底版面と改良範囲下端面における支持力度の検討を行う。

③ 地中応力

鉛直荷重は鉛直荷重合力を底版幅に均等に分布させる。分散角度 θ は 30° を標準とする(図 9-4-42 参照)。

④ 改良幅

改良幅は底版に作用する荷重の分散角度を考慮し、荷重が及ぶ範囲以上の幅(例:掘削勾配による掘削幅等)を確保できるようにする。

$$\sigma_z = p / \{ 1 + 2(z/B) \cdot \tan \theta \}$$

σ_z : 地中の鉛直応力 (kN/m²)

p : 堰堤基礎底版からの平均鉛直荷重強度 (kN/m²) $p = V/B$

z : 堰堤基礎底版面からの深さ (m)

B : 堰堤堤底幅

θ : 地中の荷重分散角度 (°) (30° を標準)

V : 堰堤基礎底版からの鉛直作用荷重 (kN)

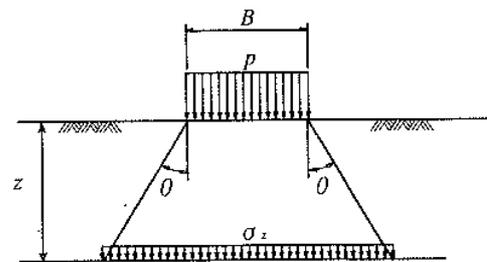


図 9-4-42 地中応力の分布

(3) その他の改善

堰堤の安定上、透水性に問題がある場合はグラウト等の止水工により改善を図る。

パイピングに対しては、浸透経路長が不足する場合には堰堤堤底幅を広くするか、止水壁、カットオフ等を設けて改善を図るのが一般的である。

堰堤下流部の洗掘に対しては、堰堤基礎を必要な深さまで下げるか、カットオフ及びコンクリート水叩き、あるいは水褥池を設けて対処するのが一般的である。

① 下流洗掘対策もしくはパイピング対策のカットオフ

カットオフの幅 (b_1) はカットオフ部の応力集中を避けるため、堤底長 (B_1) の20%程度とするが、最小幅は2.0mとし、施工性を考慮して定めるものとする。

カットオフの高さ (h_1) は最大3.0mとし、安定計算上は堤体として扱わないものとする。

なお、前庭保護工との取り合い、根入れの確保を目的としたカットオフは、カットオフ部を堤体と見なすことができないため、設置しない。

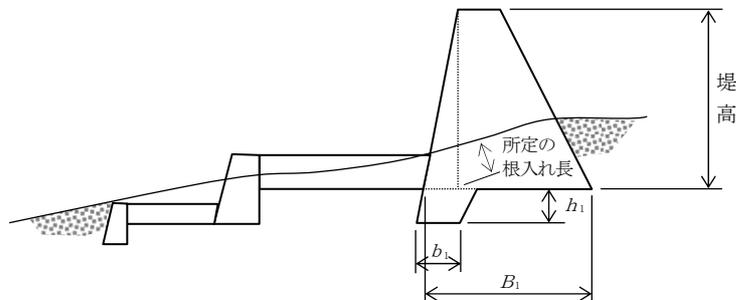


図 9-4-43 下流洗掘及びパイピング対策のカットオフ

② 経済性を図るためのカットオフ（節約断面）

溪床勾配が一樣に急勾配で良好な岩盤基礎 (C_{10} 級以上) の場合、図及び図のように段切りをしてコンクリート量を減じる目的で岩盤の一部を残すことがある。砂礫基礎においては、コンクリート量を減じる目的でこのような形状をとることは避けるべきである。

設置幅 b_1 は、安定計算の合力が b_1 に作用し、かつ、活動抵抗の低下、堤体内最大応力度が大きくなる範囲で設定し、堤体長 B_1 の50%以上とすることが望ましい。

基礎反力及び転倒に対する安定は、

図 9-4-45に示す仮想底面 I-I 断面の基礎幅 (B) によって行う。

滑動に対しての安定は、図に示す底面幅 (B_0) に生じる鉛直力 (V_0) により算出される滑動抵抗によって全水平力を負担するものとする。

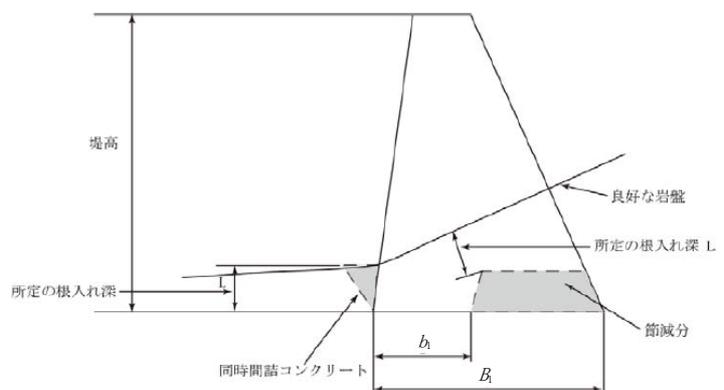


図 9-4-44 経済性を図るためのカットオフ

$$\omega = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - \theta$$

$$V' = \frac{(q_1 + q_3) \cdot B'}{2}$$

$$n \leq \frac{f \cdot V' + \tau_0 \cdot B'}{H}$$

- ω : すべり角 (°)
- ϕ : 盤の内部摩擦角 (°)
- θ : 荷重の傾斜角度 (°)
- q : 基礎反力 (kN/m²)
- V' : 鉛直力 (kN/m)
- B' : 仮想底面幅 (m)
- n : 滑動安全率
- H : 水平力 (kN/m)
- τ_0 : 地盤のせん断強度 (kN/m²)
- f : 地盤の内部摩擦係数

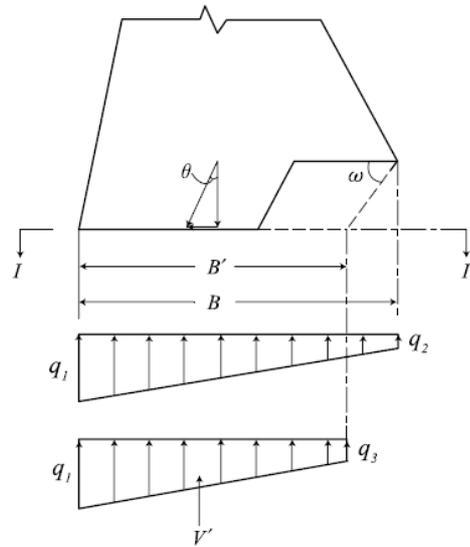


図 9-4-45 基礎反力図

(4) グラウトによる改善

グラウト工法は、構造物の基礎岩盤あるいはコンクリート構造物と地山の間隙等をセメントミルク、その他の材料で充填する工法である。グラウティングは、止水目的と岩盤自体の補強、力学的弱さの改良として計画される。岩盤基礎グラウト工はコンソリデーショングラウティングとカーテングラウティングに分類される。詳細は「グラウティング技術指針・同解説（財）国土技術研究センター」を参照のこと。

① コンソリデーショングラウティング

コンソリデーショングラウティングは、コンクリート堰堤の岩着部付近において、カーテングラウティングと相俟って浸透路長が短い部分の遮水性を改良する目的とするものと、断層・破碎帯等の弱部を補強することを目的とするものの2種類がある。

改良目標値は、長野県のこれまでににおける実績から、遮水性の改良を目的とする場合は10ルジオン以下とし、弱部の補強を目的とする場合は10～20ルジオンを目安とする。

コンソリデーショングラウティングの孔の深さは5mを標準とする。また、孔の配置は遮水性を改良する場合は、規定孔で3～6m格子程度の孔配置を標準とする。弱部の補強を目的とする場合は、弱部の幅が広い場合は格子状の配置とするものの、そうでない場合は弱部を挟むように1～2列状の孔配置とする。

注入圧は0.2～0.3MPa程度とする。また、岩盤やコンクリートの浮上事故、クラック発生が起きるときは、高圧注入時よりも低圧注入時に起こりやすい（過大注入）ので注意を要する。

② カーテングラウティング

カーテングラウティングは、堰堤基礎岩盤に浸透する水を遮水し、基礎の安定を確保する目的で計画される。改良目標値は、10ルジオン以下とする。

施工範囲は、堰堤の高さや基礎岩盤によって異なるが、下記の式で求めた孔深を標準とし、配置は1列又は2列程度の千鳥配置にする。

最高流入圧は静水圧の2～3倍とする。カーテングラウチング終了後は透水試験を実施し、効果判定を行う。

$$d = H/3 + c \quad (\text{m})$$

d : 孔深 (m)

H : 堰堤高さ (m)

c : 定数 (m) (一般に5mとする。)

4.7 非越流部の設計

4.7.1 掃流区間に設置する砂防堰堤

非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とすることを基本とする。

解 説

非越流部の本体の断面は、越流部の本体の断面と同一とすることを基本とするが、非越流部の本体の断面を越流部の本体の断面と変える場合や基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等は、非越流部について安定計算を行うものとする。非越流部の安定計算は、袖部を含めた形状で行う。

4.7.2 土石流・流木対策型砂防堰堤

非越流部の本体の断面は、非越流部にかかる設計外力に対し、越流部と同様の安定性を確保する。

解 説

砂防堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なる等、特段の事情がある場合はこの限りではない。

非越流部の安定計算は、越流部と同じ堰堤高 H となる断面において、袖部を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行うことを基本とする。安定条件及び設計外力は、本章第3節4.3に従うが、その作用位置は図9-4-46に従う。

ただし、本章第3節3.2.1(2)①に示すように、土石流ピーク流量を袖部を含めて対応する水通し断面とする場合は、次の(a)、(b)のとおり堆砂面を想定した上で、複数の断面で安定計算を行う。

- (a) 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとしても土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回らない場合は、水通し天端まで堆砂した状態で安定計算を実施する。
- (b) 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとするとき土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回る場合は、袖部を上回らないように堆砂面を下げ、全土石流流体力が堰堤(袖部を含む)に作用するとして、安定計算を実施する。

非越流部の本体高さは、堰堤軸方向の支持地盤高に応じて流心から離れるに連れ漸減していくため、非越流部に土石流が衝突した場合、断面によっては計算上安定条件を満たさない断面が生じることが想定される。

そのため、支溪流の合流点直下や湾曲部等、非越流部に土石流が衝突するおそれの高い場所に砂防堰堤を計画する場合には、土石流の流下方向を考慮し、土石流が衝突すると想定される非越流部の断面においても安定計算を実施する。

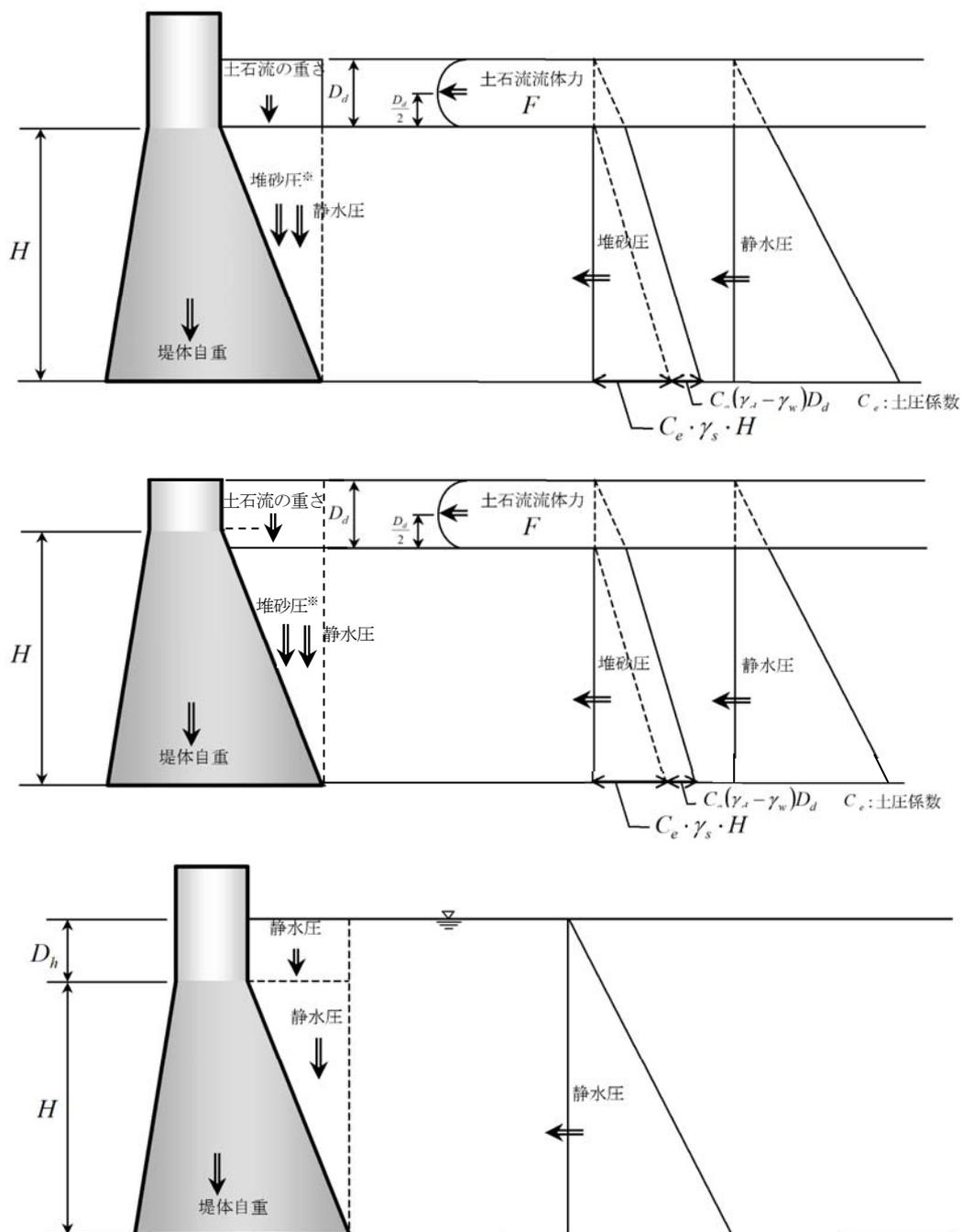


図 9-4-46 不透過型砂防堰堤（非越流部）の設計外力図（土石流・流木対策型）
 （ $H < 15\text{m}$ （上段：土石流時の(a)土石流水深が袖高を上回らない場合、
 中段：土石流時の(b)土石流水深が袖高を上回る場合、下段：洪水時）

4.8 袖部の設計

4.8.1 袖部の安定性及び構造

砂防堰堤の袖は、洪水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、掃流区間に設置する砂防堰堤においては計画堆砂勾配程度とし、土石流・流木対策型の砂防堰堤においては現溪床勾配程度の勾配をつけることを基本とする。
- 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定性を有する地盤まで行う。
- 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。

解 説

(1) 袖天端の幅

袖の天端幅は、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。

(2) 袖天端の勾配

袖の両岸は洪水流等の外力をしばしば受けるとともに、異常な洪水や土石流により越流する場合も考えられ、これによる袖部の破壊あるいは下流部の洗掘は堰堤の本体の破壊の原因になりやすい。これらに対処するため十分な袖勾配をとり、袖の嵌入の深さを本体と同程度の安定性を有する地盤までとする。

袖天端の勾配は、掃流区間に設置する砂防堰堤においては計画堆砂勾配程度、土石流区間に設置する土石流・流木対策型の砂防堰堤においては現溪床勾配程度の勾配を付けることを基本とし、上限は1/5とする。また、小規模溪流であって、支溪流の合流がない溪流に設置する砂防堰堤においては、袖天端の勾配は水平以上を基本とする。

袖の天端に勾配をつける区間の長さは原則として地山までとするが、地形上、袖の天端に勾配をつける区間の長さが長くなる場合は、現地状況等に応じて適切な長さで打ち切るものとする。また、左右の長さが異なる場合は、短いほうに合わせて袖高を定める。しかし、袖部が曲流部の外側にあたる場合には、地山まで勾配をつける等越流を防ぐこともある。

なお、袖天端の勾配は整数分の1とする（1/15.6 → 1/15）。

また、勾配を付ける範囲は、袖折れの場合を除き、袖の高さ5mを上限とする。

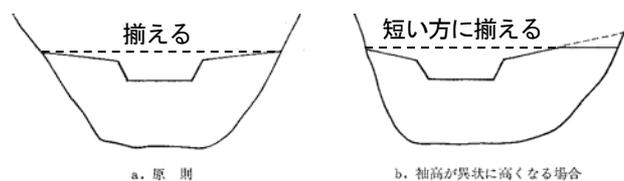


図 9-4-47 袖天端の勾配

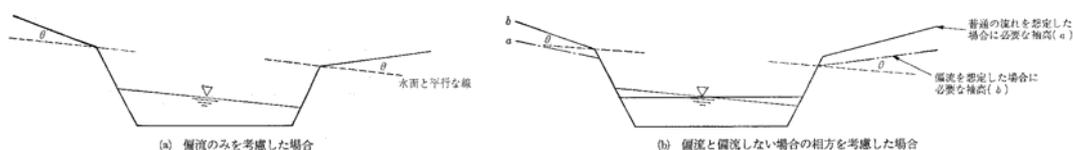


図 9-4-48 屈曲部における袖高

(3) 袖部の嵌入

堰堤の袖部の地山への嵌入は、基礎の根入れ同様、岩盤の場合で1 m以上、砂礫盤等の場合は2 m以上の嵌入長を確保する。また、崖錘もしくは砂礫層、岩盤層が互層となっている場合は、砂礫盤同等、2 m以上の嵌入長を確保する（図 9-4-49参照）。

最下段の床付面は、前庭保護工に側壁護岸を設ける場合は、側壁護岸背面に作業余裕幅（通常、0.5 m）を加えた位置までは水平とし、側壁護岸を設けない場合も側壁護岸を設ける場合と同等の位置までは水平とすることを基本とする。ただし、斜面勾配が急勾配で大規模な掘削が生じる場合は、水通し肩の点を下ろした垂直線より1.0m程度後退させた位置までは水平とする。

(4) 袖部の端部処理

袖部の端部は、鋭角に打設すると弱部となり破損するおそれがあることから、高さ1.0mで切り上げて直とすることを基本とするが、岩盤の場合はこの限りではない。

(5) 堤体と袖部との段切り位置

砂防堰堤の堤体と袖部との段切り位置は、堤体及び袖部の嵌入上部の角（ β ）を鋭角にしないため、水通し天端から鉛直方向に1.0m以上上げて段切りを行う（図 9-4-49参照）。

(6) 掘削勾配、段切り高及び小段幅

堰堤形状を決定する掘削時の掘削勾配、段切り高及び小段幅は、「労働安全衛生規則」を遵守し、地山の地質に応じた掘削勾配及び掘削面の高さ（段切り高）とし、岩盤以外の地山の場合の小段幅は2 m以上とする。

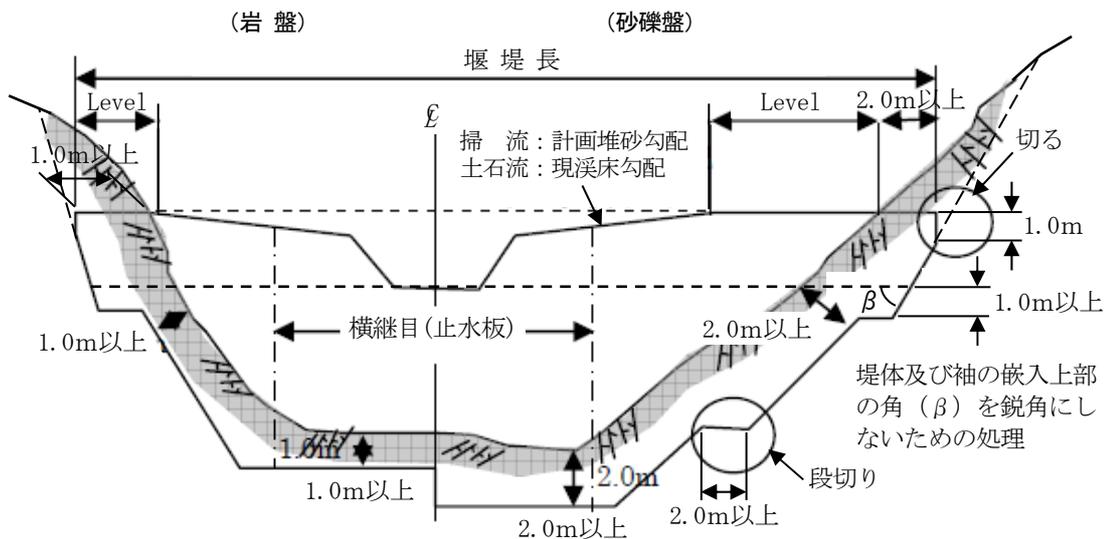


図 9-4-49 袖の設計事例と各基準値

4.8.2 袖部の破壊に対する構造計算

砂防堰堤の袖部は礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。

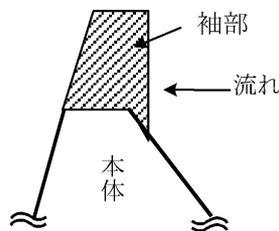
解説

袖部の断面は次の4つの条件を満たす形状とする。

- ① 袖部の上流り勾配は直とすることを原則とする。
- ② 袖部の下流り勾配は直又は、本体の下流り勾配に一致させる。
- ③ 袖部の下流り勾配を本体の下流り勾配に一致させた場合、袖部の天端幅は1.5mを下限とする。
- ④ 後述する設計外力に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。

上記の検討に用いる設計外力は以下に示す3種類とし、それらが袖部に作用する位置は図 9-4-51に示す通りとする。

- ・ 袖部の自重
- ・ 土石流流体力
- ・ 礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力

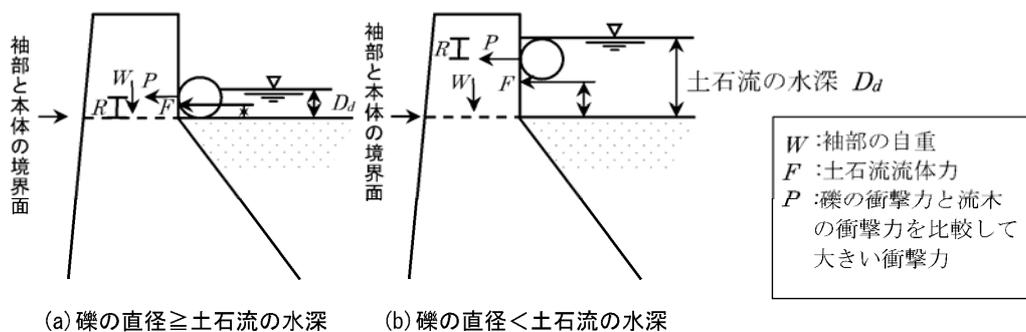


袖部の厚さを確保するために上流側に広げた例

図 9-4-50 袖部の厚さを確保するために上流側に広げた例

上記の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を広げる(図 9-4-50)か、あるいは、袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。

また、袖部破壊の主因である衝撃力は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下とする。なお、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、それらの鉄筋あるいは鉄骨は袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。



(a) 礫の直径 \geq 土石流の水深 (b) 礫の直径 $<$ 土石流の水深

注意) 礫の衝撃力が流木の衝撃力より小さい場合、(a)と(b)中のRは流木の直径の1/2とする。

図 9-4-51 袖部と本体の境界面及び設計外力とその作用点

なお、礫の衝撃力及び流木の衝撃力の算定にあたり、それらの速度は土石流の流速と等しいとし、礫径は最大礫径、流木の直径は最大直径、流木の長さは最大長とする。また、礫及び流木は図 9-4-51 に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流の水深が礫径及び流木径より小さい場合は、礫及び流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。土石流の流速と水深は本章第 2 節 3.2 に示す方法に基づき算出するものとする。

(1) 礫の衝撃力

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての礫の衝撃力を設定する。

解 説

マスコンクリートでは、次式で礫の衝撃力（ P ）が推定できる。

$$P = \beta \cdot n \alpha^{3/2}$$

$$n = [16R / \{9\pi^2(K_1 + K_2)^2\}]^{1/2}$$

$$K_1 = (1 - \nu_1^2) / \pi E_1$$

$$K_2 = (1 - \nu_2^2) / \pi E_2$$

$$\alpha = \{5U^2 / (4 \cdot n_1 \cdot n)\}^{2/5}$$

$$n_1 = 1 / m_2$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}$$

$$E = m_2 / m_1 \times U^2$$

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 (N/m²) $E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81$ N/m²

礫の衝突によりコンクリート表面にへこみが発生するので、コンクリートは破壊に至る平均的な変形係数（終局強度変形係数）を用いる。この係数値はコンクリート弾性係数の約 1/10 である。

E_2 : 礫の弾性係数 (N/m²) $E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.81$ N/m²

ν_1 : コンクリートのポアソン比 $\nu_1 = 0.194$

ν_2 : 礫のポアソン比 $\nu_2 = 0.23$

m_1 : 袖部ブロックの質量 (kg) (図 9-4-52 参照)

m_2 : 礫の質量 (kg) (礫の密度 $\sigma = 2,600$ kg/m³)

R : 礫の半径 (m) (最大礫径 $D_{95}/2$)

π : 円周率 (=3.14)

U : 礫の速度 (m/s)
(土石流の速度と等しいとする)

α : へこみ量 (m)

K_1, K_2 : 定数

β : 実験定数

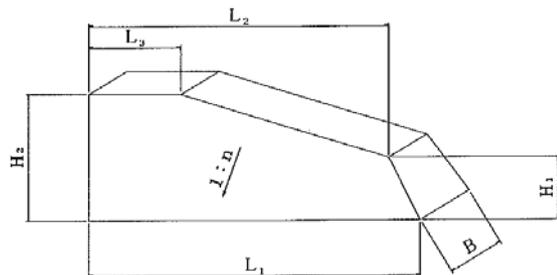


図 9-4-52 袖部の構造計算を行う袖部ブロックの例

(2) 流木の衝撃力

流木の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての流木の衝撃力を設定する、

解 説

土石流区間において、流木捕捉工の袖部等がコンクリート構造のとき、袖部等の構造や部材の安定性を検討する際に用いる流木の衝突により堤体を受ける衝撃力の算定にあたっては、礫の衝突による衝撃力の算定式を準用するものとする。流木の弾性係数、ポアソン比は、表 9-4-32を参考に設定する。

表 9-4-32 主要樹種の弾性係数（参考）
（改訂4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所監修 P.135）

樹 種	密度 (kg/m ³)	弾性係数 E _L (× 10 ⁹ N/m ²)	ポアソン比 ν _{LR}
スギ	330	7.35	0.40
エゾマツ	390	10.79	0.40
アカマツ	510	11.77	0.40
ブナ	620	12.26	0.40
キリ	290	7.88	0.40
ミズナラ	700	11.28	0.40
ケヤキ	700	10.30	0.40
イチイガシ	830	16.18	0.40
ニセアカシア	750	12.75	0.50

(3) 構造計算に用いる数値

袖部の構造計算に用いる数値は、下記に示す一般に用いられている数値を参考とすることができる。なお、土石流は短期的に作用する荷重であるため、許容応力度は地震等の短期的荷重の影響を考慮した場合と同様に、割増係数を掛けて1.5倍とする。

- ① 砂防堰堤用無筋コンクリートの単位体積重量 (W_c) : 22.56 kN/m³
- ② コンクリートの摩擦係数 (f) : 0.7
- ③ コンクリートの設計基準強度 (f'_c) : 18N/mm² (高強度コンクリートの場合は21N/mm²)
- ④ コンクリートのせん断強度 (τ_0) : $f'_c/5$ (N/mm²) (表 9-4-22参照)
(鉄筋で補強する場合のせん断応力度に対し、許容せん断応力度として照査する場合のみ1.5倍)
- ⑤ コンクリートの許容圧縮応力度 (σ_{ca}) : $f'_c/4$ (N/mm²)
- ⑥ コンクリートの許容曲げ引張応力度 (σ_{caT}) : $f'_c/80$ (N/mm²)
- ⑦ コンクリートの許容付着応力度 (τ_{0a}) : 表9-4-33参照 これに拠らない場合は別途設定
- ⑧ 鉄筋の許容引張応力度 (σ_{sa}) (空中) : 196 N/mm² (鉄筋コンクリート用棒鋼SD345の場合)

表 9-4-33 コンクリートの許容付着応力度 τ_{0a} (N/mm²)

設計基準強度 f'_c	18	21	24	27
異形棒鋼	1.4	1.4	1.6	1.7

(4) 袖部の安定条件

袖部の構造計算においては、次の条件を満足するものとする。なお、袖部の構造計算は、横継目（止水板）等によって分割されるブロック毎に計算を行い、不安定となる場合は当該ブロックを鉄筋等にて補強する。各安定条件の値は、本章第3節4.4 に示す堤体本体の安定条件の値を求める式を用いる。

- ① 袖部底と堤体本体との間で滑動を起こさないこと。（滑動）
- ② 袖部内に生じる最大応力度が、材料の許容応力度を超えないこと。（破壊）

(5) 安定条件を満足しない場合の構造計算

袖部と堤体本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回り、安定条件を満足しない場合、その引張応力を受け持たせる鉄筋あるいは鉄骨量は、以下について検討を行い決定する。

① 補強鉄筋の位置・範囲

補強鉄筋は、図 9-4-53に示すとおり、袖部の上流側に配筋する。袖部上流面の鉄筋の最小かぶりは300mmとし、かぶりは堰堤軸方向（鉛直方向）鉄筋の上流側に配筋する横方向鉄筋から確保する。横方向鉄筋は堰堤軸方向鉄筋に均等に外力等を伝達する役割があるため、堰堤軸方向鉄筋に対して土石流による外力が作用する上流側に配置しなければならない。

補強鉄筋の配筋の範囲は、概ね地山までとするが、地山勾配や袖部のブロック割等を考慮し、適切に配筋する。

配筋の高さは、水通し断面における土石流ピーク流量に対する越流水深と最大礫径（ D_{95} ）を比較し、大きい方の高さとする。

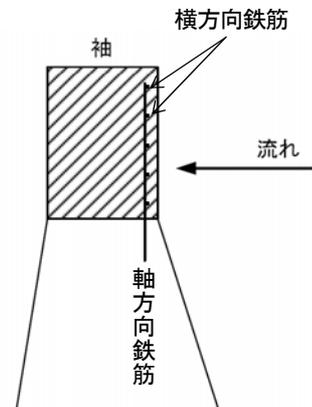


図 9-4-53 補強鉄筋の配筋位置

② 必要鉄筋量

単位幅あたりに作用する最大曲げモーメント M_{max} は、次式により算出する。

$$M_{max} = P_1 \cdot (h_d - 1/2 \cdot D) + F \cdot 1/2 \cdot h_d$$

P_1 : 土石流衝撃力 (kN/m) (礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較し、大きい方の値)

h_d : 土石流水深 (m)

D : 礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較し、大きい方の値の最大礫径又は最大流木径 (m)

F : 土石流流体力 (kN/m)

単位幅あたりに作用する最大せん断力 S_{max} は、次式により算出する。

$$S_{max} = P_1 + F$$

単位幅あたりの必要鉄筋量 A_s は、次式により算出する。

$$A_s = M_{max} / (\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d)$$

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (短期荷重として 1.5 倍割増し) (N/mm²)

d : 有効幅 (m) $d = \text{天端幅} - \text{かぶり厚}$

必要鉄筋量を満たす鉄筋等は、鉄筋径と鉄筋間隔を変化させれば幾種類もの組合わせとなるが、次式に示す単位幅あたりのコンクリートと鉄筋の付着応力度を考慮して、その鉄筋の適合性を検討する。なお、鉄筋等の公称断面積 A_t 、公称周長 L_t 、公称直径 ϕ は標準的に定められている数値 (JIS G 3112) を使用し、計算で求められた鉄筋径のうち最大径のものを使用する。

$$\tau_{0a} > \tau_0 = S_{max} / (U' \cdot 7/8 \cdot d)$$

$$U' = n \cdot L_t$$

τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度 (短期荷重として 1.5 倍割増し) (N/mm²)

U' : 鉄筋周長の総和 (mm/m)

n : 単位幅あたりの鉄筋本数 (本/m)

L_t : 鉄筋の公称周長 (mm)

上式で算出した鉄筋について、間隔は次式により算出する。なお、堰堤軸方向の鉄筋及びこれらと直交する各種の横方向 (水平方向) 鉄筋の配置間隔 P は、原則として300mm以下とする。

$$P = 100 / (A_s / A_t)$$

P : 鉄筋の配筋間隔 (mm)

A_t : 鉄筋の公称断面積 (mm²)

③ コンクリートに作用するせん断応力度

コンクリートと鉄筋の付着応力度に加え、単位幅あたりのコンクリートに作用するせん断応力度に対しても、次式により安定性を照査する。

$$\tau_0 > \tau' = S_{max} / (b \cdot 7/8 \cdot d)$$

τ_0 : コンクリートの許容せん断応力度 (短期荷重として 1.5 倍割増し) (N/mm²)

b : 検討単位幅 $b = 1,000\text{mm}$

④ 鉄筋長

鉄筋長は、袖天端部の鉄筋のかぶり厚、水通し断面における土石流ピーク流量に対する越流水深と最大礫径 (D_{95}) のうち大きい方の値、及び堤体本体への定着長を考慮して決定する。

鉄筋は、その強度を十分発揮させるため、鉄筋端部がコンクリートから抜け出さないよう、堤体本体に確実に定着しなければならない。堤体及び袖部への定着長は下記より求められる値を比較し、大きい方の値とする。なお、定着長は10cm単位で切り上げるものとする。

① $20 \cdot D'$

② $L_a = \sigma_{sa} / (4 \cdot \tau_{0a}) \cdot D'$

D' : 鉄筋径 (mm)

L_a : 必要定着長 (重ね継手長) (mm)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (短期荷重として1.5倍割増し) (N/mm^2)

τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度 (短期荷重として1.5倍割増し) (N/mm^2)

4.8.3 袖部処理の特例

袖部の嵌入長は基本的に必要嵌入長を確保することとするが、地形条件上、明らかに掘削時に安全性や施工性に大きな影響が生じる場合等、やむを得ない場合には特例的に袖部対策工を検討する。

解 説

砂防堰堤の袖部の両岸への嵌入長を確保することで、大規模な掘削をせざるを得ないことがある。このような場合には掘削量が多大となり、斜面の不安定化による崩落、転石の危険性が增大することで、施工中の安全確保が困難になる他、高所かつ広範囲の法面処理が必要となる等、施工が困難となるおそれがある。また、広範な掘削範囲による他の構造物への影響、自然環境や景観に対する影響等の問題が生じることがある。

このため、砂防堰堤の袖部処理については、地山へ必要嵌入長を嵌入することを原則としつつも、以下の観点から袖部嵌入に伴う地山掘削により、安全性や施工性に大きな影響が生じ、工事の安全確保等が困難になる場合は、大規模な掘削を行わない袖部処理 (以下、袖部対策工) を実施してもよい。

- ・急斜面の切土に伴う工事の安全確保
- ・袖部の掘削に伴う斜面の安定性への影響
- ・袖部の掘削に伴う道路等、他の構造物への影響
- ・自然環境や景観保全への影響

本来、袖部の嵌入は、表流水や地下水の侵食、浸透による地山の弱体化、破壊により、砂防堰堤の機能が損なわれないために行われている。また、袖部の嵌入後は、地山嵌入部を風化・侵食等から保護する目的で、間詰工や護岸工等が実施されている。

このため、袖部対策工の設計にあたっては、袖部の嵌入及び間詰工等が本来有しているこれらの機能が十分発揮されるよう、設計にあたっては以下の事項に留意する。

(1) 袖部対策工の形状

袖部の地山斜面を掘削せずに行う袖部対策工は、砂防堰堤の上下流に設けるものとする。

袖部対策工の厚さ（幅）は、従来の嵌入長程度を確保する。また、上下流方向の長さは、下流方向に嵌入長の1倍以上、上流方向に3倍以上確保することを基本とする。

(2) 袖部対策工の施工材料

袖部対策工の材料は、現場における施工性、流域の状況等を考慮し、コンクリート又は砂防ソイルセメントを選択する。

袖部対策工を砂防ソイルセメントとする場合は、砂防ソイルセメントを堰堤本体に使用する場合と同程度の強度を確保する。

(3) 越流・侵食に対する対応

流水や土石流が袖部を越流し、袖部対策工の損壊につながる恐れがある場合には、袖部対策工の天端を袖の天端よりも1 m程度高くすることにより対応を図る。また、砂防ソイルセメントを材料とする場合、袖部対策工の表面侵食を防止するため、流水が頻繁に作用する範囲には、コンクリート護岸、巨石張り等による被覆の必要性を検討する。

(4) 施工上の留意点

袖部対策工の施工は、砂防堰堤本体と同時期に施工する。また、袖部対策工を施工する際には、施工箇所の地山の表土（風化が著しく、また落葉や腐植を含み空隙に富む層）を除去する。

(5) その他の留意事項

袖部対策工の部分は砂防堰堤の堤体外として扱い、安定計算には含めない。

袖部は原則、地山と接するものとし、袖部対策工の考え方を拡大・発展させ、本来堤体として設計、施工されるべき部分の一部を袖部対策工で置き換える（地山と袖部の間を埋める）ような設計方法については、適用しない。

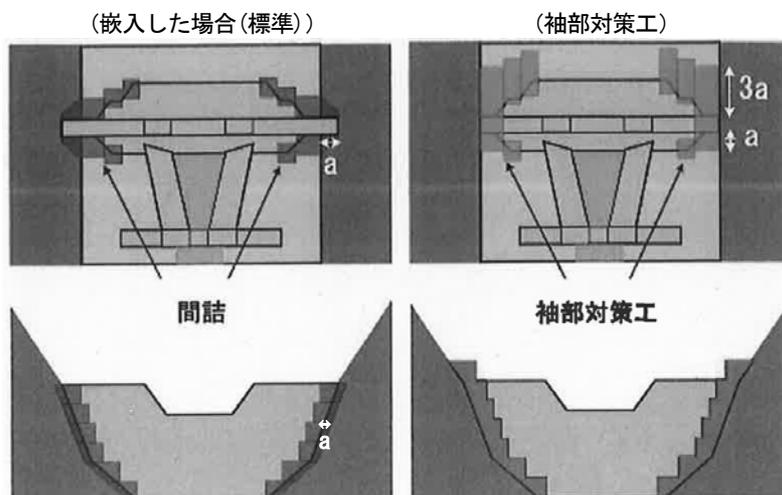


図 9-4-54 袖部対策工のイメージ（上段：平面図、下段：正面図）

4.8.4 袖折れ

堰堤軸は直線を基本とするが、山脚が下流に向かって逃げる場合、堰堤長が長くなる等不利な条件となる。この場合、等高線に直になるように、上流側へ袖部を折った堰堤を計画できるものとする。

解 説

堰堤配置位置が限定され、かつ直線で設置できる地形がない場合は、等高線に直になるように上流側へ袖部を折った堰堤を計画できるものとするが、異常な洪水や土石流等の外力を受けた場合、袖折れ部に予想外の応力が集中するおそれがあるため、折れ角度は 45° 以下が望ましい。また、折れ点は伸縮目地から3m以上離すこととする。

堰堤軸を折り曲げた場合、曲げ角(θ)に応じ、袖天端勾配は通常設ける袖勾配と計画堆砂勾配との合成勾配とする。この場合、袖高が高くなり不安定になる場合があるので、安定計算を行い、堰堤本体を補強する等配慮すること。袖高が5mとなった時点で水平と計画堆砂勾配との合成勾配とする。できる限り、袖折れ点を水平区間に計画するようにすることが、構造、施工、数量計算等有利といえる。

また、袖折れ部が長くなる場合には、袖高が高くなるのが予想されるので、この場合は土石流等の拡がり方等を考慮して、計画堆砂勾配の範囲を調整することもできる。

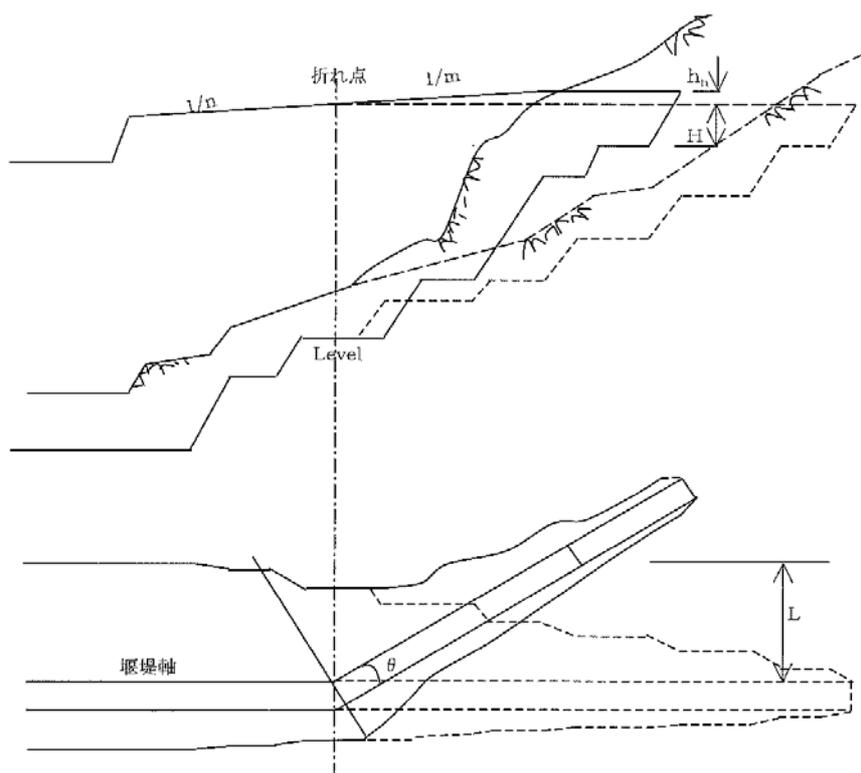


図 9-4-55 砂防堰堤の袖折れ

5. 前庭保護工の設計

5.1 前庭保護工の選定

砂防堰堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、堰堤からの落下水、落下砂礫から基礎地盤の洗掘による本体の破壊を防がなければならない。また、下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

解 説

前庭保護工は副堰堤及び水褥池による減勢工、水叩き、垂直壁、側壁護岸、護床工等から成る。

砂防堰堤を越流する水脈は、一般に高段からの自由落下であり、水脈の落下地点における衝突水圧等により堰堤基礎部が洗掘される。一方、衝突した水脈は下流へ高流速で流下するため、現況河川の水利条件にもどる地点まで河床低下が生じる。このため堰堤基礎と下流の河床への悪影響をなくす目的で、前庭保護工を設けて対処している。

5.1.1 不透過型・部分透過型砂防堰堤の前庭保護工

不透過型及び部分透過型砂防堰堤の前庭保護工の組み合わせは、下図のフローによることを標準とする。

ただし、堰堤直下流で流向変更する場合であっても、山間部や保全対象から距離がある等、下流への影響が少ない場合もあるため、下図に拠らない場合もある。

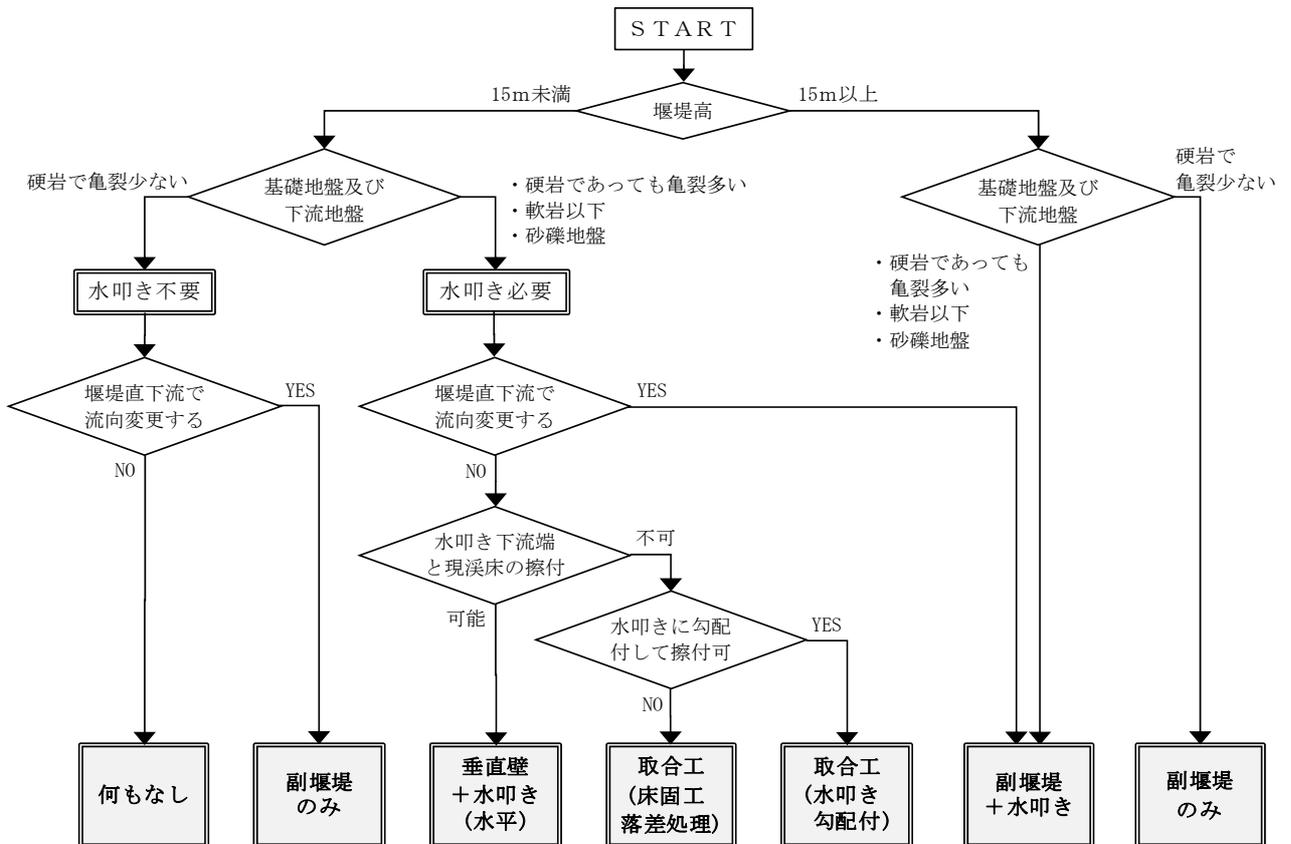


図 9-4-56 前庭保護工の選定フロー

表 9-4-34 岩分類

名 称			説 明
A	B	C	
岩	軟岩	I	第三紀の岩石で固結の弱いもの。 風化が甚だしくきわめて脆いもの。 指先で離し得る程度のものでクラック間の間隔は1~5cm くらいのもので、及び第三紀の岩で固結の程度が良好なもの。 風化が相当進み、多少変色を伴い軽い打撃で容易に割れるもの。 離れやすいもので、亀裂間隔は5~10cm 程度のもの。
		II	凝灰質で強く固結しているもの、風化が目に沿って相当進んでいるもの。 亀裂間隔が10~30cm 程度で軽い打撃により離し得る程度。 異質の固い互層をなすもので層面を楽に離し得るもの。
	中硬岩	石灰岩、多孔質安山岩のように、特にち密でなくても相当の硬さを有するもの、風化のあまり進んでいないもの、硬い岩石で間隔30~50cm 程度の亀裂を有するもの。	
	硬岩	I	花崗岩、結晶片岩等で全く変化していないもの、亀裂間隔が1m内外で相当密着しているもの、硬い良好な石材を取り得るようなもの。
II		けい岩、角岩等の石英質に富む岩質で最も硬いもの。 風化しておらず、新鮮な状態にあるもの、亀裂がなく、よく密着しているもの。	

5.1.2 透過型砂防堰堤の前庭保護工

透過型砂防堰堤の場合には、通常の流水は溪床沿いに設置前とほとんど変わらずに流下するものであり、前庭保護工を必要としないと考えられる場合が多い。しかし、捕捉された土石流による洗堀が予想される場合、及び透過部下端と溪床面との間に落差を生じる構造等には、不透過型砂防堰堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

なお、捕捉された土石流による洗堀が予想される場合とは、透過部が閉塞して落差が生じた際に、後続流が越流部の底版コンクリート外に落下し、堰堤前面の河床が洗堀する恐れがある場合であり、この場合には図 9-4-56のフローに従って前庭保護工を設置する。土石流の落下位置は、次式により算出する。

$$L_1 = (2H/g)^{1/2} \cdot U$$

L_1 : スリット前面位置からの落下距離 (m)

H : 底版コンクリートを除いた開口部の高さ (m)

U : 流速 (m/s) (設計外力で用いた流速の50%とする)

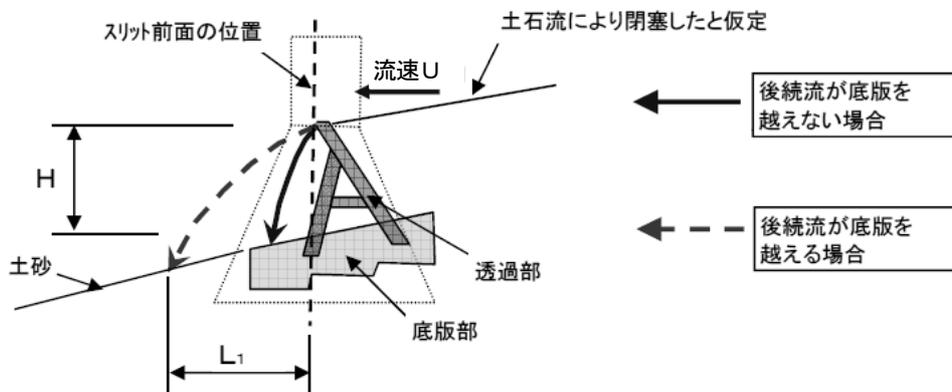


図 9-4-57 透過型砂防堰堤の後続流の落下位置

5.2 前庭保護工の設計条件

前庭保護工は、設計流量（水通し断面の決定に用いた流量）を用いて設計する。土石流が袖を越流すると予想される場合は、図 9-4-18に示すように土石流の越流を考慮した構造とし、水叩きの長さ及び厚さの設計は、土石流ピーク流量に対する越流水深を用いる。

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は不透過型砂防堰堤と同様とするが、水叩きの長さや厚さは、洪水による洗掘の場合と捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合を想定し、両者のうち、より厳しい条件で設計を行うものとする。この場合、設計に用いる水叩き天端からの高さは、洪水時は水叩き天端から不透過部の天端高まで、土石流時は水叩き天端から透過部の天端高までとする。

透過型砂防堰堤の前庭保護工は必要としないと考えられる場合が多いが、前庭保護工を設置する場合には不透過型砂防堰堤と同様の形状とし、副堰堤（垂直壁）の位置（ L ）は鋼管フレーム下流端位置から必要延長を確保する。

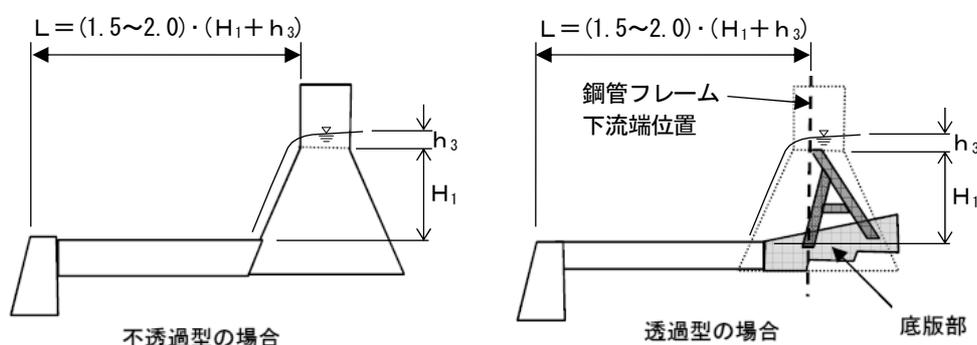


図 9-4-58 前庭保護工の必要延長

5.3 副堰堤

副堰堤の位置及び天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘及び下流河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるよう定めるものとし、副堰堤の水通し、本体、基礎、袖部の設計は、本堰堤に準ずるものとする。ただし、袖天端の勾配は、原則として水平とするものとする。

解説

副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同断面とすることを基本とするが、本堰堤が透過型・部分透過型砂防堰堤の場合は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。ただし、副堰堤に流木対策施設を設置する場合は、余裕高は見込まないものとする。

下流のり勾配、基礎、袖部、水抜き暗渠等は本堰堤の考え方に従うが、袖天端の勾配は原則として水平とする。構造は設計流量に対して「建設省 河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕第3章」に従い、掃流区間に設置する砂防堰堤として本章第3節4.3.1（1）の設計外力に対して設計を行うが、土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流堰堤でない場合や、土石流が頻発する溪流においては、本堰堤に準じて土石流区間に設置する砂防堰堤として、本章第3節4.3.1（2）の設計外力に対して設計を行う。

この場合、土石流の諸元は本堰堤の設計に用いた値とするが、土石流の水深、流速等の計算に用いる渓床勾配は計画堆砂勾配とする。

副堰堤の位置及び天端の高さを求めるためには、次に示す経験式や半理論式を用いるのが普通であるが、地形的条件により、必要に応じて模型実験等を実施して総合的に検討するものとする。

特に、過去の砂防堰堤が20m程度の高さまでであったことから考えて、経験式は堰堤高20m程度までのものに適用することが望ましい。式中の係数は1.5～2.0の幅でとるようになっているが、堰堤高が低いほど大きくとるのが良いとされている。半理論式は、20m以上の比較的高い砂防堰堤が建造されるようになってきたため、使われるようになった。

5.3.1 副堰堤の位置を求める式

(1) 経験式

$$L = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_3)$$

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

H_1 : 水叩き天端 (又は基礎岩盤面) からの本堰堤の高さ (m)

h_3 : 本堰堤の越流水深 (m)

係数 : 堤高 $H < 10\text{m}$: 2.0、 堤高 $H \geq 10\text{m}$: 1.5

(2) 半理論式

半理論式は堰堤高15m以上の砂防堰堤に適用する。

$$L \geq \iota + X + b_2$$

ι : 水脈飛距離 (m)

b_2 : 副堰堤の天端幅 (m)

$$\iota = V_0 \{2(H_1 + h_3/2) / g\}^{1/2}$$

V_0 : 本堰堤越流部流速 (m/s)

$$V_0 = q_0 / h_3$$

q_0 : 本堰堤越流部単位幅あたり流量 (m^3/s)

H_1 : 水叩き天端又は、基礎岩盤面からの本堰堤の高さ (m)

g : 重力加速度 ($9.81\text{m}/\text{s}^2$)

X : 跳水の距離 (m)

$$X = \beta \cdot h_j$$

β : 係数 (4.5～5.0)

h_j : 水叩き天端又は、基礎岩盤面からの副堰堤の越流面までの高さ (m)

$$h_j = h_1 / 2 \{ (1 + 8 \cdot F_1^2)^{1/2} - 1 \}$$

h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)

F_1 : 水脈落下地点の跳水前のフルード数

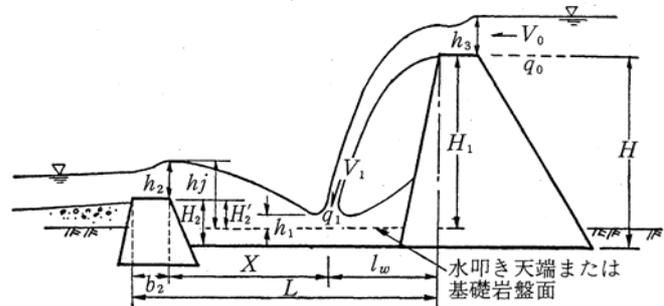


図 9-4-59 副堰堤の位置及び高さ

$$h_1 = q_1 / V_1$$

q_1 : 水脈落下地点の単位幅あたり流量 (m³/s)

V_1 : 水脈落下地点流速 (m/s)

$$V_1 = \{2g \cdot (H_1 + h_3)\}^{1/2}$$

$$F_1 = V_1 / (g \cdot h_1)^{1/2}$$

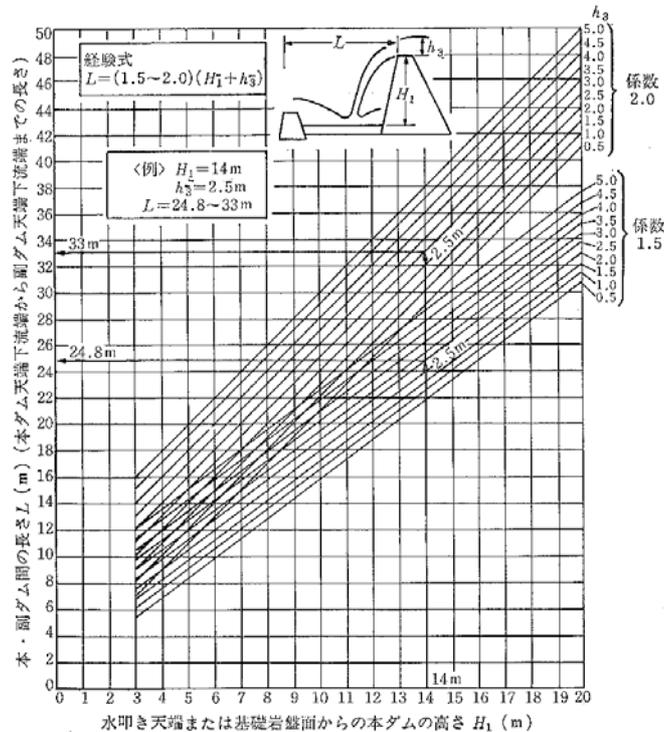


図 9-4-60 本・副堰堤間の長さ (経験式)

5.3.2 副堰堤の天端の高さを求める式

副堰堤の天端の高さを求める経験式は、副堰堤の位置を求める場合の経験式と対になるものである。従って、堰堤高20m程度までのものに適用すべきであろう。式中の係数1/3~1/4の幅でとるようになっているが、堰堤高が低いほど1/3をとるのが良いとされてきたが、県内に設置されてきた事例から1/4を標準とする。

半理論式もまた、副堰堤の位置を求める場合の半理論式に対になるものである。この式は、強制的に跳水させるに必要な副堰堤の高さを求めるものである。

図 9-4-61は経験式により、図 9-4-62は半理論式により副堰堤の高さ (H_2 もしくは $H_2\bar{U}$) の概略値を求めたグラフである。

(1) 経験式

$$H_2 = (1/3 \sim 1/4) \cdot H$$

H_2 : 本・副堰堤の重複高 (本堰堤底高と副堰堤天端高の差) (m)

H : 本堰堤の堰堤高 (m)

係数 : 1/4 を標準

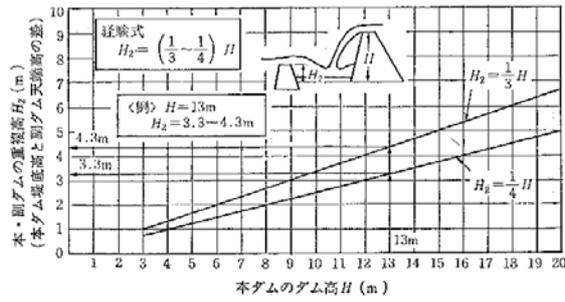


図 9-4-61 本・副堰堤の重複高 (H_2) (経験式)

(2) 半理論式

$$H_2' = h_j - h_2$$

H_2' : 水叩き天端 (又は、基礎岩盤面) より副堰堤天端までの高さ (m)

h_j : 水叩き天端又は、基礎岩盤面からの副堰堤の越流面までの高さ (m)

h_2 : 副堰堤の堰の公式によって求められる越流水深 (本堰堤と同一) (m)

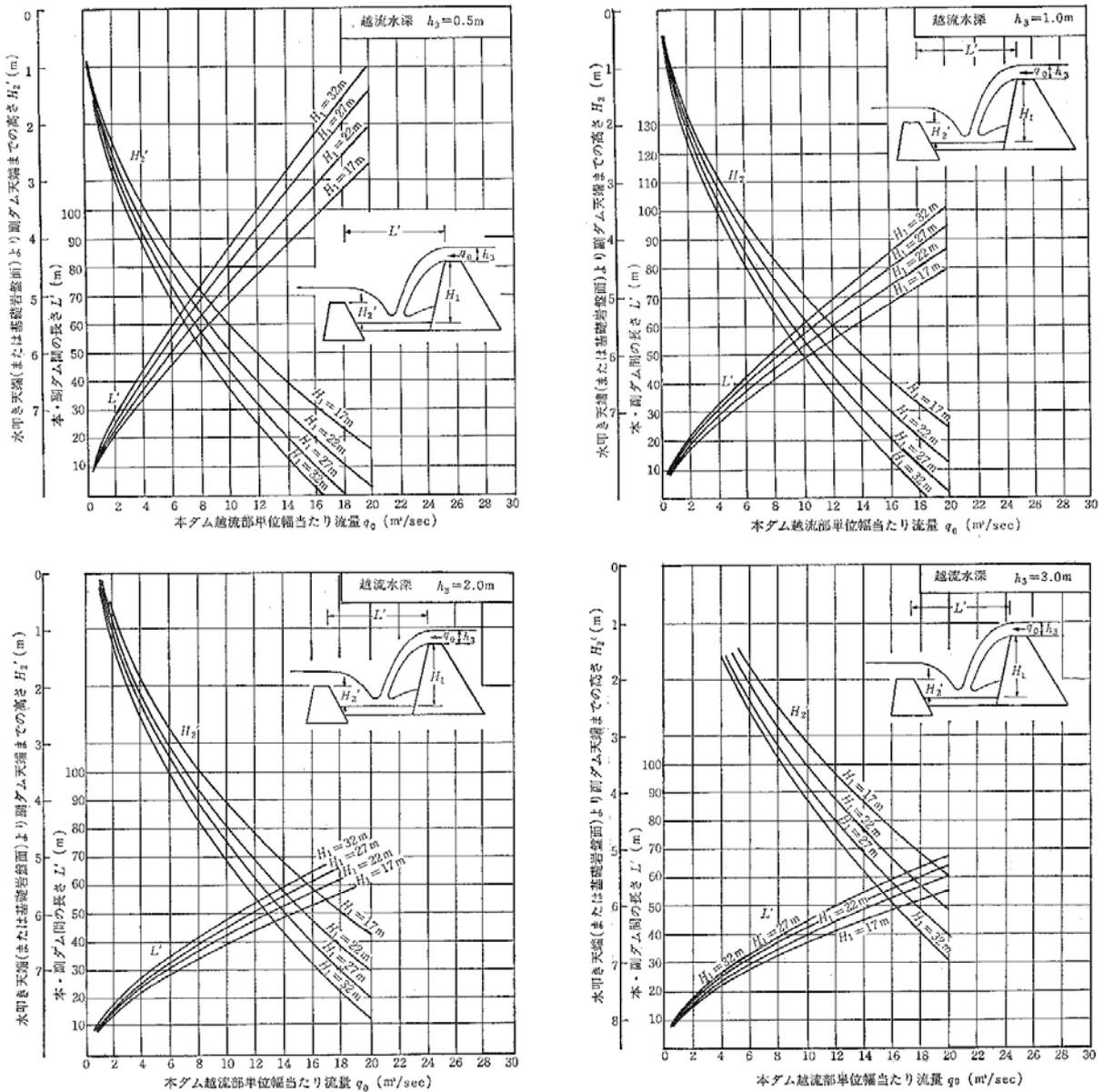


図 9-4-62 本・副堰堤間の長さ・重複高 (半理論式)

5.3.3 副堰堤に設置する流木対策施設

副堰堤に設置する流木対策施設の設計は、掃流区間における流木対策施設の設計を準用する。

解 説

副堰堤に設置する流木対策施設の設計は、本堰堤で土石流を捕捉したものととして掃流区間における流木対策施設として本章11節4 に準じて設計を行う。流木対策施設は、原則として副堰堤の越流部に設置する。

ただし、砂防堰堤本体で土石流が完全に捕捉できない場合（整備率100%溪流の最下流堰堤でない場合）には、土石流の流体力についても施設が安全であることを検証する。この場合、土石流の水深、流速等の計算に用いる溪床勾配は、計画堆砂勾配を用いる。

副堰堤に流木対策施設を設置する場合の天端幅、袖天端の勾配は、通常の副堰堤の考え方に従うが、礫や流木が衝突すると考えられる場合は、その衝撃力に対して安全な構造とする。

(1) 水通し断面

流木対策施設の端部のコンクリートの立ち上がりは直立させ、流木対策施設の上部に設ける水通し断面の形状は逆台形とする。流木対策施設を設置する場合は、副堰堤の水通しの下幅 B または、本堰堤水通し下幅 B の2倍程度まで広げてよい。なお、余裕高は見込まない。

(2) 水褥池の形状

水叩きの長さは、地形条件の許せる範囲で流木捕捉量をできるだけ確保できるよう距離を取るが、本章第3節5.3.1 で求める副堰堤の位置の3倍程度までを目安とする。

水叩きの幅 B' は、本堰堤の水通し底幅 B の3倍を上限とし、側壁護岸は原則として平行配置とする。側壁護岸での縮流は流木の衝突や堆積による溢流の防止の観点から避けるものとする。なお、流木は流木対策施設の直上流で水通しの左右岸寄りに堆積する傾向が強いとの実験結果があるため、本章第3節5.7 に示す側壁護岸とは逆に副堰堤部で末広がりとなっても良い。

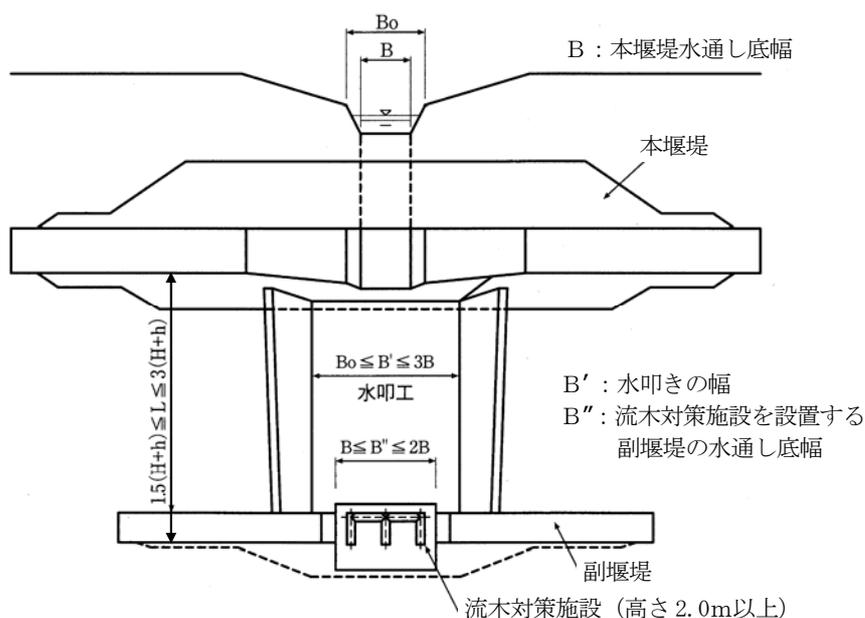


図 9-4-63 副堰堤に流木対策施設を設置する場合の前庭保護工の寸法

5.4 水叩き

水叩きは、本堰堤下流の河床の洗掘を防止し、堰堤基礎の安定及び兩岸の崩壊防止に対する所要の効果が十分発揮されるとともに、落水水、落下砂礫の衝突及び揚圧力に対して安全なものとなるよう設計するものとする。副堰堤を設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。

水叩きの勾配は原則として水平とするが、やむを得ない場合（下流溪床面との擦り合わせ等）でも極力計画堆砂勾配よりも緩くすることとし、上限は1/10とする。

水叩きの厚さは、原則として3.0m以下とする。

解 説

水叩きの長さは、落下後の水流が射流から現況河川の水利条件にもどるまでの長さで、かつパイピングに対して安全である長さとする。水叩きの長さを求める式は、副堰堤の位置を求める式と同様である。

また、揚圧力から求める式の場合のパイピングに対する長さ（浸透経路長）は、本章第3節4.6.1(5)を参考とする。

水叩き先端の基礎は、一般に局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため、基礎地盤の種類にとらわれることなく、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。

水叩きの勾配は、下流への流速を緩和するため水平を原則とする。やむを得ず勾配を付す場合は極力計画堆砂勾配よりも緩くし、1/10以下とする。勾配を付した場合は、垂直壁下流の洗掘を防止するための護床工を検討し、必要に応じて、現溪床の構成粒径等を勘案した（カゴ等）材料による護床工を計画する。

5.4.1 水叩きの厚さ

水叩きの厚さは、以下の経験式、又は揚圧力から求める式を用いて求める。

(1) 経験式

水叩きの厚さの決定は、洗掘深さを手がかりにした経験式が用いられることが多い。水叩きの厚さ t は、Riediegerの式を堰堤高 H から求める式に変形した次式で求めることができる。

・水褥池がない場合： $t = 0.2 \cdot (0.6H + 3h_3 - 1.0) / 1.12$

・水褥池がある場合： $t = 0.1 \cdot (0.6H + 3h_3 - 1.0) / 1.06$

t ：水叩きの厚さ（m）

H ：本堰堤の堰堤高（m）

h_3 ：本堰堤の越流水深（m）

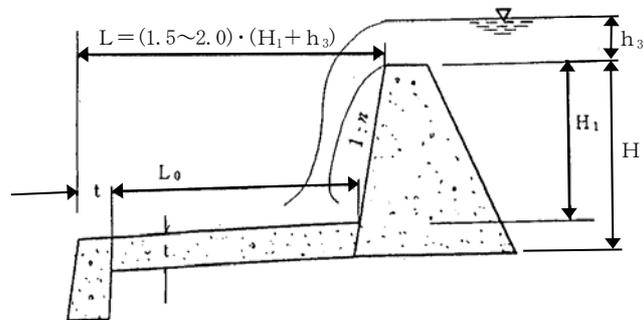


図 9-4-64 経験式による水叩きの厚さ及び長さ

(2) 揚圧力から求める式

$$t \geq 4/3 \cdot (\Delta h - \Delta u) / (W_c - 1)$$

W_c : 水叩きコンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

Δh : 上下流水位差 (m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h_1 : 堰堤上流の水叩き天端高からの水深 (m)

h_2 : 堰堤下流の跳水後の水叩き天端からの水深 (m)

Δu : 堰堤堤底下流端までの損失揚圧力 (m)

$$\Delta u = \Delta h \cdot l' / l$$

l : 総浸透経路長 (m)

l' : 堰堤堤底下流端までの浸透経路長 (m)

4/3 : 安全率

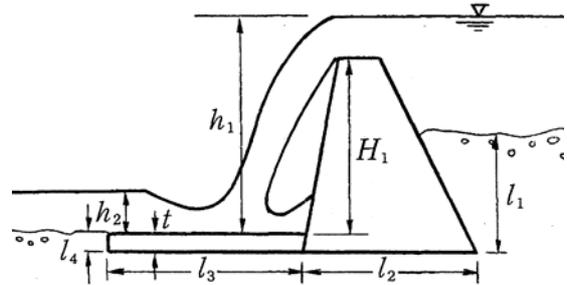


図 9-4-65 揚圧力式による水叩きの厚さ

経験式は、砂防堰堤前庭部の洗掘深に関するRiediegerの式が、 $h_3 < 5.0\text{m}$ 、 $h_1 < 10.0\text{m}$ の範囲で $0.6H_1 + 3h_3 - 1.0$ と近似することから、水叩きの厚さに応用したものである。水叩きの厚さとそれ以外に水褥池の深さが水叩き厚さの2倍以上なければ、水叩きの破壊につながる恐れがあることに注意する。

揚圧力から求める式は、水叩きの下部に作用する揚圧力に対して、水叩きの重量で抵抗させる条件から求められたものである。高さ5m以上の堰堤に対しては過大に算出される傾向がある。

一般には、地盤が不良な場合において、経験式で必要な厚さを求めた後、揚圧力に対して必要な厚さと比較して、厚さが不足する場合にこれを増加させるか、又は基礎処理によって対処するか検討する。

水叩きの厚さは原則として3.0m以下とする。ただし、水叩き下面が岩盤であり、岩質が軟岩～節理の多い硬岩の場合は0.7mまで減ずることができる。

5.4.2 水叩き長さ

経験式は過去の堤高20m程度の高さまでの経験から出されたもので、係数については堤高が低いほど大きくとる。そこで、堤高10m未満の場合には2.0、堤高10m以上の場合には1.5を標準とする。

$$L = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_3)$$

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

H_1 : 水叩き天端 (又は基礎岩盤面) からの本堰堤の高さ (m)

h_3 : 本堰堤の越流水深 (m)

係数 : 堤高 $H < 10\text{m}$: 2.0、 堤高 $H \geq 10\text{m}$: 1.5

参考までに、本堰堤の下流り及び副堰堤又は垂直壁の天端幅を除いた水叩きの長さ L_0 は、次式で求めることができる (図 9-4-64参照)。

$$L_0 = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_3) - nH_1 - t$$

n : 本堰堤の下流り勾配 (1 : n)

t : 副堰堤又は垂直壁の天端幅 (m)

小規模溪流であつて、支溪流の合流がない溪流に設置する砂防堰堤においては、水叩き長は本章第3節 5.3.1 (2) に示す半理論式による水脈飛距離等を最小限確保し、土石流による本堰堤下流側の侵食に対応する必要がある。

なお、堰堤計画箇所が湾曲部であり、副堰堤による方向修正を行う場合の水叩きの長さは、図 9-4-66 に示すとおり長さが短い内湾側で確保する。

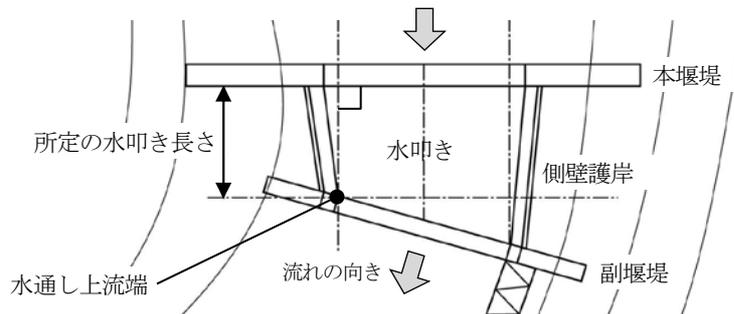


図 9-4-66 湾曲部における水叩きの長さ

5.5 垂直壁

垂直壁の水通し天端高は、現溪床に同じか又は低くし、水叩き末端の高さに合わせる。

天端幅は水叩きの厚さと同程度とし、最低幅を 0.7m、本堰堤天端幅以下とする。原則として袖を設け水平とし、高さは水叩きの下面から 1.50m以上の根入れを確保した高さとする。

また、下流側の法面は 1 : 0.2 の勾配とする。

解 説

5.5.1 本 体

垂直壁の水通し断面は本堰堤の考え方に従い、下流端で現溪床面に擦り付けなければならない。天端幅は水叩きの厚さと同程度とし、最低幅は水叩き厚さの最低厚さである0.7m、上限は本堰堤の天端幅とする。

垂直壁の高さは、その付近の河状を調査して決定されるものであり、流量、河床勾配、河床材料等を調べるとともに、近傍の類似河川の実態を調査して定めるものであるが、水叩き下面より1.5m以上とすることを標準とする。

垂直壁下流面には法勾配をつけ、勾配は1 : 0.2 とする。上流面は直とする。

また、水叩き基礎地盤が軟岩～節理の多い硬岩の場合に水叩き厚さを0.7mまで減じた場合は、天端幅も0.7mとする。

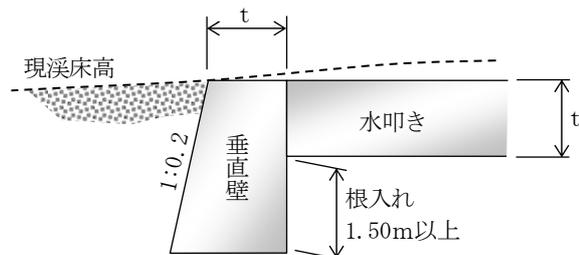


図 9-4-67 垂直壁

5.5.2 袖 部

垂直壁には袖部を設け、袖天端の勾配は水平、袖天端幅は水通し天端幅と同一とする。

垂直壁の上流側には基本的に側壁護岸が設置されるため、垂直壁の袖部に流水が直撃したり、嵌入部に流水が回る可能性は低い。そのため、袖部の地山への嵌入長は本堰堤よりも小さくし、地質を問わず1.0 m以上を基本とする。斜面勾配が急勾配で大規模な掘削が生じる場合はこの限りはないが、護岸工や盛土等により1.0m以上の嵌入長を確保できるように対処することが望ましい。

垂直壁の正面形状は、上流側の側壁護岸を包括できる形状とし、最下段の床付面は水通し肩から下ろした垂直線までは水平する。また、袖部の端部は、鋭角に打設すると弱部となり破損するおそれがあることから、高さ0.5～1.0mで切り上げて直とすることを基本とするが、岩盤の場合はこの限りではない。

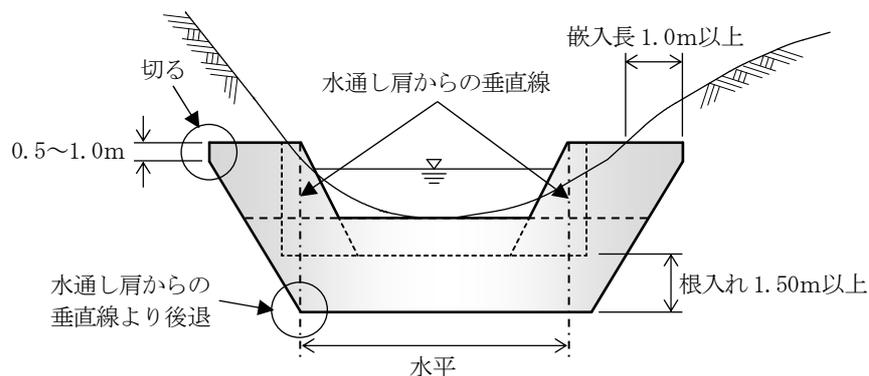


図 9-4-68 垂直壁の袖部の嵌入長と形状

5.6 護床工

護床工は、副堰堤、垂直壁の下流の河床の洗掘を防止し得る構造として設計するものとする。

解 説

一般に、落下水脈のエネルギーは副堰堤や水叩き工で完全に減勢されないため、副堰堤や垂直壁の下流部は洗掘を受けやすい。このような場合は、この部分の河床抵抗と粗度の増大を図り、洗掘を軽減させるための護床工が必要となる。護床工は河床材料、河床勾配、対象流量等を総合的に検討して設計するものとし、材料はふとんカゴ、護床ブロック等下流渓床構成材と馴染みを考慮したものを設置する。

護床工の長さは、溪流の川幅等によって射流域・跳水位置が異なることから、床止めの場合に用いる計算式を考慮する必要がある。よって、計画流量によって計算式を使い分けることとする。使い分けについては表 9-4-35のとおりとする。

表 9-4-35 護床工の算出式

計画流量	護床工長さの計算式	備 考
200 m ³ /s 未満	ブライの式	
200 m ³ /s 以上	床止め護床工の式	改定新版建設省河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編(I)P. 57~58を参照

5.6.1 ブライの式

$$L = L_1 + L_2 = 0.67 \cdot C_c \cdot (H_1 \cdot q)^{1/2}$$

L_1 : 水叩き長さ (m)

L_2 : 垂直壁幅と護床長さ (m)

C_c : 下流渓床構成に見合うクリープ比 (本章第3節4.6.1(5)表9-4-31 クリープ比より)

H_1 : 落差 (m)

q : 単位幅流量 (m^3/s)

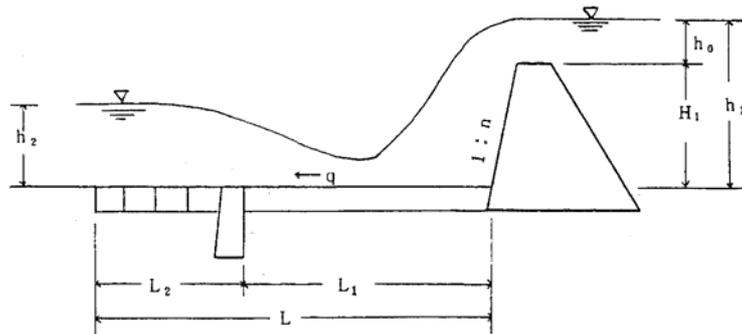


図 9-4-69 ブライ式による護床工長さ

5.6.2 床止め護床工の式

床止め護床工の式による砂防堰堤水叩き下流側の護床工の長さは、図 9-4-70に示すとおり、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間（護床工A）と、その下流の整流区間（護床工B）とに分けて求めることができる。

なお、床止め護床工の式では水叩きの長さを計算するが、採用する水叩きの長さは、本章第3節5.4.1により算出されたものとする。

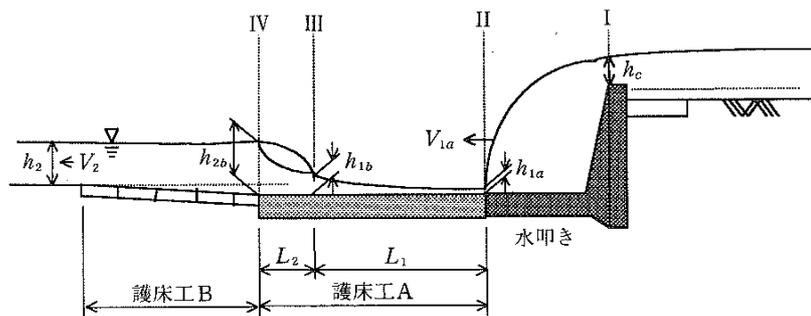


図 9-4-70 下流護床工（床止工基準より）

護床工Aの区間長は、次式で表すことができる。

$$L = L_1 + L_2$$

L_1 : 落下後から跳水発生までの射流で流下する区間

L_2 : 跳水発生区間

射流区間長 L_1 と跳水発生区間長 L_2 の計算は、低水流量から計画流量までの流量について堰堤本体から落下した流水の跳水現象を検討することにより以下の手法で計算することができる。

(1) 越流落水深 h_{1a} の計算

図 9-4-70 の I-II 断面間の関係は、エネルギー保存式に $V_{1a} = q / h_{1a}$ (q : 単位幅流量) を代入して h_{1a} の多項式とし、トライアル計算により越流落水深 h_{1a} を求める。

(2) 跳水開始水深 h_{1b} の計算

図 9-4-70 の III-IV 断面間で発生している跳水の開始水深を、床止め下流部の水深 h_2 、床止め下流部のフルード数 F_2 より求める。

(3) 本体直下流水深 h_{1a} と跳水開始水深 h_{1b} との比較

① $h_{1a} = h_{1b}$ の場合

跳水は本体越流落下部の直下流より発生する。従って、射流区間 L_1 は発生せず、跳水発生区間長 L_2 のみの計算となる。跳水発生区間長は下流水深 h_2 の 4.5~6 倍程度であるため、護床工 A の区間長 L は次式により算出される。

$$L = L_2 = (4.5 \sim 6) \cdot h_2$$

② $h_{1a} > h_{1b}$ の場合

もぐり跳水となるため、護床工 A 区間を特に設置する必要はない。ただし、河床上で噴流が走る可能性があるため、護床工 B 区間長を長めにする必要がある。

③ $h_{1a} < h_{1b}$ の場合

水叩き下流端から跳水が発生するまで射流区間が発生し、位置が本体越流落下点より下流へ移動するため、この分、護床工 A を長くする必要がある。従って、護床工 A 区間長は次式により算出される。

$$L = L_1 + L_2$$

L_1 は、 h_{1a} が h_{1b} の水位まで上昇する間の長さであり、水面形を求めることにより求められる。よって必要な護床工 A の区間長 L は、先の跳水の発生区間の長さとして併せて次式となる。

$$L = L_1 + L_2 = L_1 + (4.5 \sim 6) \cdot h_2$$

急流河川では、跳水発生前の射流区間 L_1 が長くなりすぎ、護床工施工延長が長くなってしまふことがある。この場合には、エンドシル、バップルピア、段上がり等による強制跳水で区間を短縮する方法が有効である。

5.6.3 護床工の重量

護床工に護床ブロックを用いる場合の重量（大きさ）は、近傍の河川や溪流の施工例、溪床勾配、河床材料、対象流量等によって総合的に決定するが、護床ブロック（コンクリートブロック）を用いる場合の一般的設計手法を以下に示す。なお、一般に単体として計算する方が安全である。計算にあたっては、「護岸の力学設計法」も参照すること。

(1) 滑動に対する安定

$$R/P \geq n$$

$$P = C_d \cdot W_o \cdot \varepsilon \cdot A \cdot (V^2/2g)$$

$$R = \mu \cdot W_b$$

$$W_b = (1 - W_o/W_c) W \cdot K$$

n : 安全率（一般に1.2程度）

P : ブロックに作用する動水圧 (kN)

R : ブロックの抵抗力 (kN)

C_d : 抗力係数（一般に1.0を用いる）

W_o : 流水単位体積重量（一般に11.77kN/m³を用いる）

ε : 遮へい係数（単体：1、 群体：0.40）

A : 投影面積（群体の場合は、全体の高さ×幅） (m²)

V : 水流の平均速度流 (m/s)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

μ : 摩擦係数（一般に0.8を用いる）

W_b : 水中におけるブロック重量 (kN)

W_c : ブロック空中単位体積重量（一般に22.56kN/m³）

W : ブロック空中重量 (kN)

K : ブロックの個数（個）

h : 計画水深 (m)

(2) 転倒に対する安定

$$X \cdot W_b > Y \cdot P$$

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)

5.7 側壁護岸

砂防堰堤の水通し天端より落下する流水によって、本堰堤と副堰堤、又は垂直壁との間において発生する恐れのある側方侵食を防止し得る構造として設計するものとする。

側壁護岸の基礎の平面位置は、堰堤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。

解 説

側壁護岸は、砂防堰堤天端から落下する流水による堰堤下流部の側方侵食を防止するものであり、必要に応じて設けるものとする。

側壁護岸は、本体と一体となってその目的を達成するものであり、慎重に設計する必要がある、側壁護岸が受け持つ土圧に対して安全な構造とする。このため護岸背後が盛土の場合は、自然の背後地盤より締め込みが悪いのが普通で、護岸の変位及びはらみ出しによる破壊を防ぐ意味で自立した護岸とするのが一般的であるが、これ以外の箇所ではもたれ式護岸も用いられる。

側壁護岸工の設計においては次の点に留意する。

- ① 側壁護岸の基礎の平面位置は、水通し肩の点を下ろした垂直線より後退させなければならない。
- ② 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩きのない場合は、上流端は本堰堤の基礎底面を限度とし、下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平とするか下り勾配とするのが普通である。

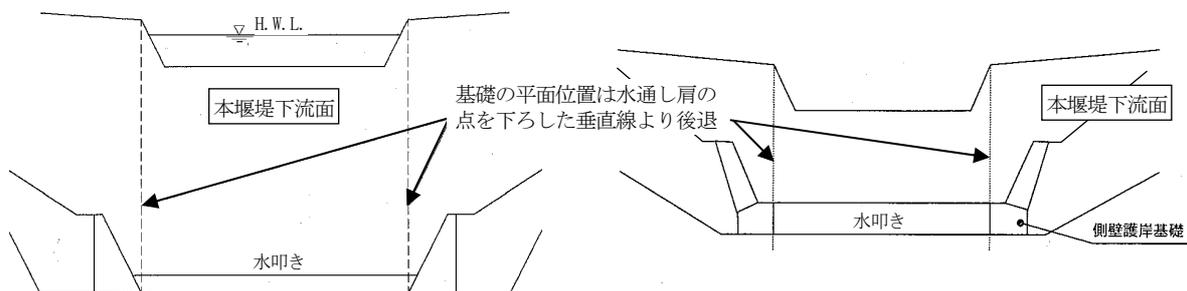


図 9-4-71 側壁護岸の平面位置

- ③ 側壁護岸の材質は、流下砂礫の衝撃等に対して安全堅固とするため、コンクリートとすることが一般的であるが、コンクリートよりも堅固といえる岩盤等が露頭している場合は、側壁護岸は設けない。
- ④ 側壁護岸の川表側法勾配は1：0.5を標準とする。
- ⑤ 側壁護岸の構造は、安定計算を行う。もたれ式護岸の場合の川裏側法勾配は、安定計算により決定する。川裏側安定性は、転倒・滑動・支持力の3安定とし、水叩工等による受動側の力は無視する。また、地下水位が高い場合は水抜き孔を設け、水圧・浮力は考慮しない。
- ⑥ 側壁護岸の天端は、下流端を副堰堤もしくは垂直壁の袖天端と同高とし、水叩きの勾配や背後地盤等を考慮し、上流に向かって水平以上の勾配とする。
- ⑦ 垂直壁へ取り付けする場合は、垂直壁の水通し部に擦り付けること。副堰堤の場合は、溪岸に沿って側壁護岸を設けても良い。

- ⑧ 側壁護岸の水抜きは、原則として設けないが、背面の地下水位が高く水圧を抜くことが賢明と判断される場合に限り、常時湛水がない水位に設けることができる。なお、この場合は、吸出し防止材を設置する。
- ⑨ 側壁護岸の天端幅は、側壁の天端側線沿って直角に必要な幅をとること。最低幅は0.5mとする。
- ⑩ 側壁護岸を設置するための切土法面は、「労働安全衛生規則」「構造物施工の場合の掘削勾配（長野県土木部）」に適応したものとする。
- ⑪ 擁壁構造の検討に際しては、盛土形状による安定性の比較及び必要となる裏型枠の埋め殺し等も含めた経済性等、総合的に判断する。
- ⑫ 側壁護岸には10m毎に目地を設置する。

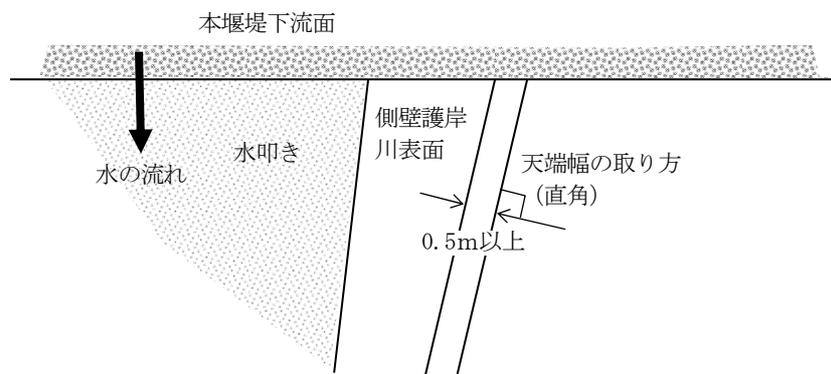


図 9-4-72 側壁護岸の天端幅の取り方

5.8 取合工

砂防堰堤の前庭保護工として副堰堤、垂直壁等を設ける場合において、下流の地形に擦り付かない場合があるが、この場合は床固工により落差処理を行い、現溪床に擦り合わせるものとする。

また、堰堤の下流に溪流保全工等の護岸工を連続させて計画する場合等は、同断面以上の取付護岸工を設けるものとする。

解 説

5.8.1 縦断の取合せ

溪床勾配が急な場合、垂直壁等の下流端で現溪床高と一致しない場合がある。この場合には、水叩きの下流端に床固工を設け、落差処理を行うものとする。なお、この場合の床固工は単独の床固工として計画するものとし、本章第5節に準じて設計を行う。

また、現溪床高に小差で擦り付かない場合等は、図 9-4-74で示されているとおり、水叩きに勾配を付けることで処理することができるものとする。

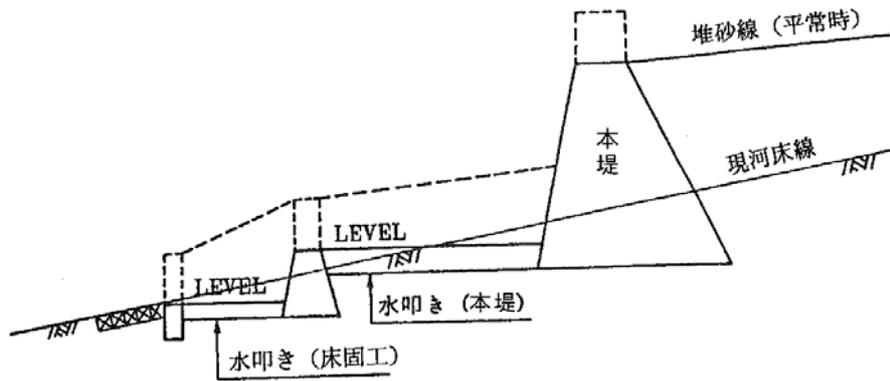


図 9-4-73 取合工事例1 (床固工を設けて落差処理を行う場合)

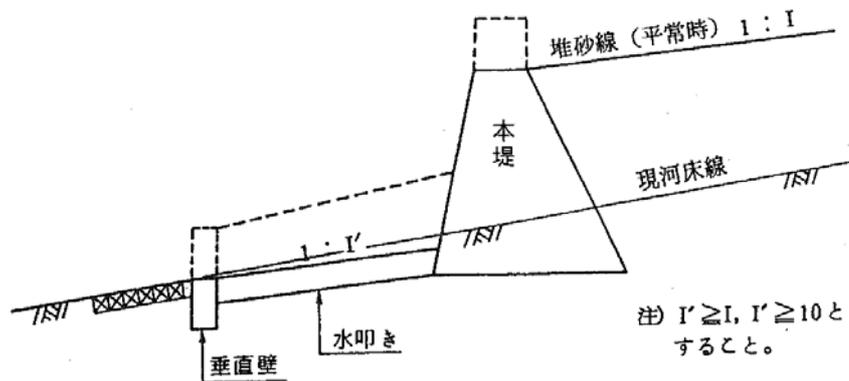


図 9-4-74 取合工事例2 (水叩きに勾配を付けて処理する場合)

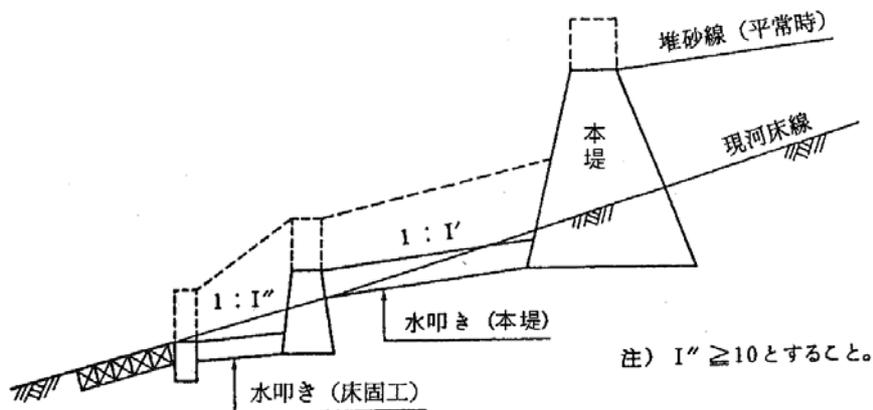


図 9-4-75 取合工事例3 (水叩きに勾配を付け、床固工でも落差処理を行う場合)

5.8.2 下流溪岸への取合せ (取付護岸工)

溪流保全工を要しない溪流の場合、堰堤もしくは床固工下流は自然溪岸との擦り合わせが必要となる。この場合、その必要延長は現場条件によるところが大きく、一概に定めることはできないが、堤内地の利用状況 (宅地、農地等) を勘案し、延長をできる限り短く計画すること。また、目的等からも溪流保全工とは別の構造物であり、砂防施設として適当であるかを十分検討して計画すること。

6. 付属物等の設計

砂防堰堤の継目や付属物である水抜き、間詰め等は、その機能及び安全性が得られる構造とし、経済性にも配慮して設計するものとする。

6.1 継目の設計

6.1.1 横継目の設計

横継目の間隔は9～15m程度とし、横継目からの漏水防止のため止水板を配置する。

解説

砂防堰堤のブロック割は下記の2つの条件によって定まるが、一般的な間隔として横継目間隔は9～15mを標準とし、横継目は水通し肩から天端幅以上離れた位置に設置する。また、段切り勾配部には設置しないことが望ましく、やむを得ず設置する場合は地山側に1m以上の小段を設置し、小段部に設置する場合も法尻から1m程度離して設置する。

- ・コンクリートの硬化時の水和熱に起因する温度ひび割れの発生防止
- ・コンクリートの打設設備の能力から定まる一日あたりのコンクリート打設量による制約

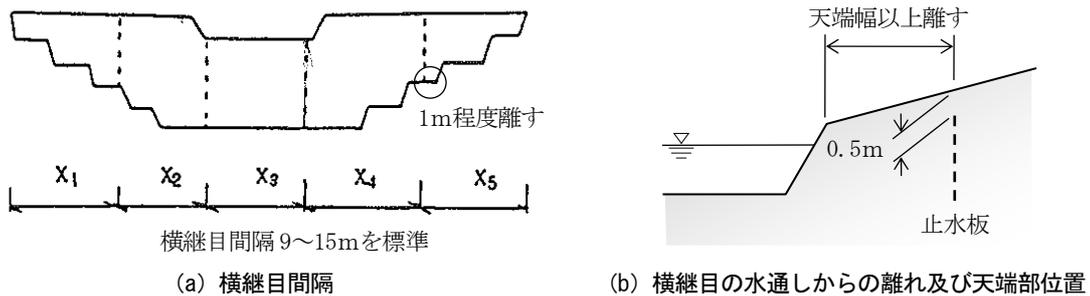


図 9-4-76 横継目間隔及び位置

横継目は漏水、浸透の経路となる可能性が高いことから、劣化防止の観点を加え、横継目は止水板により止水処理を施さなければならない。止水板は幅300mm、厚さ7mmの塩化ビニル製を使用し、越流部、非越流部それぞれについて図 9-4-76 (b) 及び図 9-4-77 に示す位置に設置する。

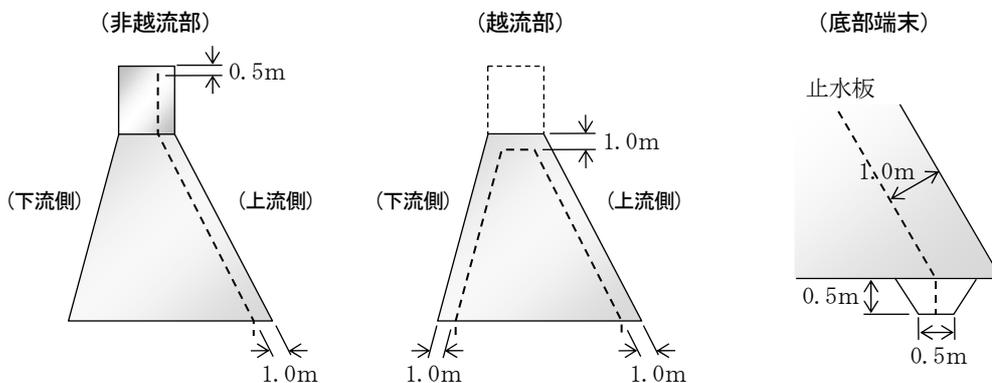


図 9-4-77 止水板の設置位置

6.1.2 水平打継目の設計

重力式コンクリート砂防堰堤に設けられる水平打継目は、堤体の一体性を損なうものであるから、打設前処理（岩盤清掃、グリーンカット、長期放置リフト面処理、モルタル敷均し等）を実施する。

解 説

(1) 岩盤清掃

コンクリート堰堤の滑動に対する安全性を確実なものとするため、コンクリート打設に先立って岩着面のはなはだしい凹凸を切削し、圧力水等で浮石、粘土等を除去する。

(2) グリーンカット

コンクリートの水平打継目は、堤体の安定性及び水密性を確保する上での弱点となるので、新しいコンクリートを打設する前には、ブリージングによって生じたレイタンスを取除く。

(3) 長期放置リフトの打設前処理

1ヶ月以上の長期間放置したコンクリート表面に新しいコンクリートを打ち込む際には、サンドブラストや電動ブラシにより水垢や有害物を除去したり、場合によってはチッピング処理を行う。

(4) モルタル敷均し

岩盤面及び水平打継目面にコンクリートを打ち込む場合は、その付着を良くし、水密な打継目をつくるため、またコンクリートの材料分離の防止のためにモルタルを敷き均す。

6.2 打設計画

打設計画は、リフト高、日打設量、打設順序を考慮して策定する。

解 説

6.2.1 リフト高及び打設量

1回のリフト高は0.75m～2.0mとし、基礎面が岩盤の場合や、やむを得ず長い日数にわたって打ち止めていたコンクリートに打継ぐ場合は、1段目はハーフリフト（0.5m程度以上）とする。

コンクリート堰堤の場合、旧コンクリート打設後に材齢が表 9-4-36に達した後に新コンクリートを打ち継ぐ。また、日打設量は最大150m³程度とし、少量の場合は他ブロックと同時打設として日打設量が50m³以上になるよう打設計画を検討する。

表 9-4-36 リフト高と打継間隔

リフト高	新コンクリート打継ぎまでの日数
0.75m以上 1.0m未満	3日（中2日）
1.0m以上 1.5m未満	4日（中3日）
1.5m以上 2.0m以下	5日（中4日）

6.2.2 打設順序

(1) 本堰堤の打設順序

本堰堤は下記を考慮して横継目及び水平打継目の位置、打設順序等を決定し、打設計画を検討する。

- ・最下段の床付面を最初に打設する。
- ・水通し部は、常に左右岸のブロックよりも低くなるよう打設する。
- ・隣接ブロックの高低差は、堰堤軸方向で8リフト以内とする。上下流方向にブロックを分ける場合は、4リフト以内とする。

(2) 前庭保護工との打設順序

前庭保護工を有する砂防堰堤の施工は、本堤の水通し部が現溪床高程度まで打ち上がった時点で垂直壁の打設を行い、次に側壁護岸、水叩きの順序で打設し、前庭保護工完了後に本堤を引き続き打設する順序(図9-4-78に①→②→③→④→⑤で示す順序)で行うことが望ましい。

水叩きは、基本的に水平打継ぎはせず、やむを得ず打継面を設ける場合は、鉛直打継面として目地を設ける。また、側壁護岸工と水叩き天端面を同高で打継がない。

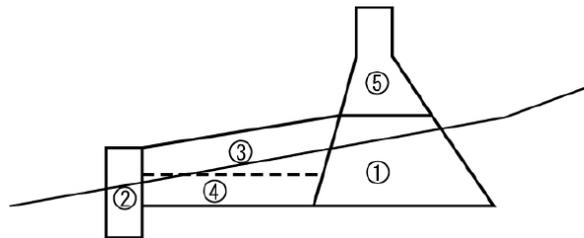


図 9-4-78 前庭保護工との施工順序

6.3 型 枠

コンクリート堰堤等の打設に使用する型枠は、一般型枠と残存型枠(外壁兼用型、構造物一体型)に区分し、選定して使用する。

解 説

型枠は、一般型枠、残存型枠(外壁兼用型、構造物一体型)の3種類に区分される。型枠の選定にあたっては、施工現場における生産性向上の観点から残存型枠を基本に、計画箇所地形、地質、土石流の発生頻度等を勘案し、安全性にも配慮した型枠を選定する。各型枠の名称と定義及び要件は、以下のとおりである。

6.3.1 取外しをする型枠(一般型枠)

一般的に使用される型枠であり、コンクリート構造物を型枠工法により施工する場合において、コンクリート打設後に取外しをする型枠である。

6.3.2 取外しをしない型枠

(1) 残存型枠（外壁兼用型）

コンクリート構造物を型枠工法により施工する場合において、コンクリート打設後、取外しをしないでコンクリート構造物の外壁として活用される型枠である。

残存型枠（外壁兼用型）は、以下の要件を満足するものでなければならないが、要件を満足する残存型枠であっても、砂防堰堤等の設計断面内に含めてはならない。

- ・主要材料のモルタル及びコンクリートは、本体コンクリートの品質を損なうものであってはならない。
- ・型枠製品内蔵の補強部材（専用組立部材含む）は、型枠本体に内蔵していること。また、補強部材が鉄製の場合には、必要な防錆処理又は防錆対策（エポキシ樹脂塗装又は同等以上の防錆処理）が施されているものとする。
- ・コンクリート打設時の側圧に耐える強度（コンクリート打込み面上より1.0mの高さからコンクリートを打込む際の側圧に耐える強度）を有していること。
- ・コンクリートと一体化（コンクリートと残存型枠が剥離しない）する機能を有していること。
- ・耐凍結融解性（凍結融解試験による）を有しており、ひび割れ又は破損した場合でも容易に剥落しないこと。

(2) 残存型枠（構造物一体型）

コンクリート構造物を型枠工法により施工する場合において、コンクリート打設後、取外しをしないでコンクリート構造物の一部として活用される型枠である。

残存型枠（構造物一体型）は、残存型枠（外壁兼用型）の要件に加え、以下の要件も満足するものでなければならないが、要件を満足する場合は設計断面内に含めることができる。

- ・材料及び構造が砂防堰堤等の本体として必要な耐久性及び一体性が確保されている他、堰堤の上流面に使用する場合は、土石流（設計土石流衝撃力）に対する耐衝撃性等を有することが、公的機関により証明されていること。
- ・単位体積重量及び圧縮強度は、本体コンクリートと同等（単位体積重量：22.56kN/m³、圧縮強度：18N/mm²又は21N/mm²）以上であること。

(3) 残存化粧型枠

残存型枠には、景観等に配慮して表面に化粧等を施した型枠があり、これを残存化粧型枠という。残存化粧型枠は、残存型枠（外壁兼用型、構造物一体型）いずれに該当する型枠であっても、意匠（化粧）部分は設計断面内に含めてはならない（図9-4-79参照）。

また、取外しをする型枠の意匠（化粧）部分についても、同様の扱いとする。

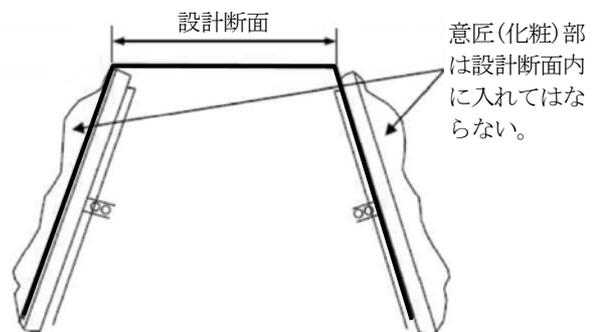


図 9-4-79 残存化粧型枠と設計断面の関係

6.4 水抜き暗渠

水抜き暗渠は、一般に流出土砂量の調節、施工中の流水の切替え、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けられる。

解 説

不透過型及び部分透過型砂防堰堤には、水抜き暗渠を設置する。水抜き暗渠は、その目的により大きさ、形状、数量及び配置を設計しなければならないが、堰堤の構造上、水抜き箇所に応力の集中を起しやすいため、その設計にあたっては慎重に対処するとともに、必要に応じて鉄筋等により補強するものとする。

また、暗渠構造であるため、流木等が詰まりやすく、満砂後は水抜き暗渠からの排水も少なく、堆砂後予期もしないときに土砂礫が噴出して災害が生じた事例がある。

6.4.1 形状

水抜き暗渠は、本章第1節2.2に示すとおり、治山施設との区別化を図るため矩形とし、その大きさは0.3m～1.0m程度とする。ただし、溪流の流出する土砂粒径等も考慮する。

材質は、形状、施工性、耐久性等を考慮し、ボックスカルバートを基本とする。

6.4.2 配 置

水抜き孔から流出する水流は、堰堤上流の水圧により高速流となるため、側壁等に悪影響を与えないように、水通し底幅以内に配置するものとする。

水抜き暗渠の配置は、水通し天端に近すぎたり、芋串状に配置すると堰堤本体の強度を損なうこととなり、また、同一の高さに集中させると効果が減少するため、このような状態とならないよう上下左右方向に千鳥配置を基本とする（図9-4-80参照）。水通し底幅内に横継目を設置する場合は、横継目から1m以上離して配置する。

山脚固定を目的とする砂防堰堤は、早く自然閉塞させるために小さくすることが一般的である。また、流出する土砂礫の粒径によって大きさを調整し、土砂礫の突出による下流域での被害や溪流環境悪化を防止する。

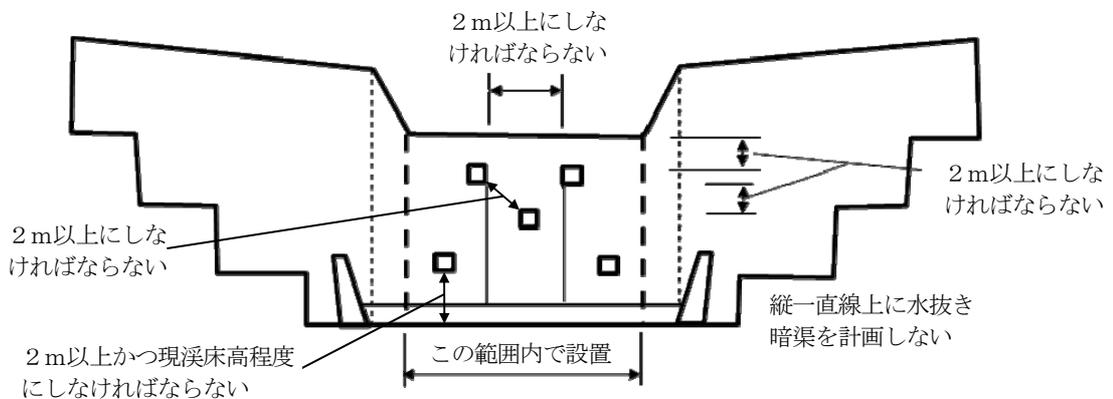


図 9-4-80 水抜き暗渠の配置

6.5 間詰め

間詰めは堤体の安定と堰堤設置位置付近の地山保護を目的として設けるものであり、地山への嵌入深、取合せ等に十分留意する。

解説

6.5.1 岩盤の場合

砂防堰堤の上下流の岩盤余掘り部及び堤体と岩盤掘削の空間をコンクリートで充填することを間詰めという。下流側では落下水による洗掘の防止、上流側においては岩盤との密着により、岩盤の風化防止、水浸透の防止に役立つ。岩盤の間詰めは、下記の構造とする（図 9-4-81～9-4-83参照）。

- ・基礎及び袖部の岩盤余掘り部は、上下流ともコンクリートで現岩盤線まで埋め戻すことを原則とする。
- ・基礎部の埋戻しコンクリートは、本体コンクリートと一体打設を原則とする。
- ・袖部の間詰めコンクリートは、階段状に本体と同時打設することを原則とする。
- ・間詰めコンクリートの高さ、幅は、岩盤の場合の基礎の根入れ深、袖部の嵌入長（それぞれ1 m以上）を確保した形状とし、高さは水平打継目の高さと同合わせる。

6.5.2 砂礫盤の場合

砂防堰堤の嵌入部が砂礫盤の場合には、土砂で盛土・埋め戻すものであるが、盛土勾配等の理由から部分的にふとんカゴの多段積み等を用いて間詰工とすることもある。ふとんカゴの多段積みを行う場合は、そもそも基礎変形に対する追従性を持つ材料ではあるが、できる限り積高を抑え、また基礎地盤の締め固めを十分に行う。

上流側の間詰工は貯砂範囲に位置することから、不透過型砂防堰堤では特段の理由がない限り行わないものとする。袖部より上部の切土面は、下部をふとんカゴ等の土留めで保護し、上部斜面は盛土、法枠工、植生工、コンクリート吹付工等で保護する。

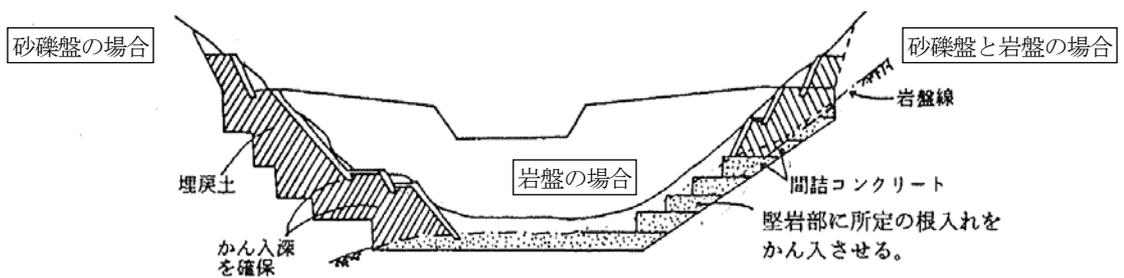


図 9-4-81 間詰め工

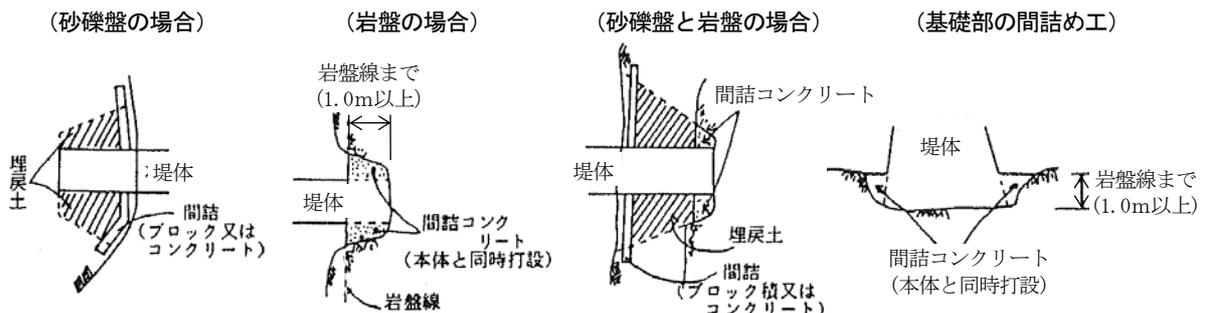


図 9-4-82 袖部の間詰め工

図 9-4-83 基礎部の間詰め工

7. その他施設の設計

7.1 摩耗等対策

水通し天端や透過部の底版コンクリート、開口部側面は、転石の衝突や流砂による磨耗によって破壊しやすいため、高強度コンクリートにより保護する。

解 説

7.1.1 水通し部（不透過型砂防堰堤）

不透過型砂防堰堤の水通し天端及び袖小口は、転石の衝突や流砂による磨耗によって破壊しやすいため、高強度コンクリートにより保護する。

高強度コンクリートの厚さは水通し天端から1 mとし、幅は袖小口を含むブロックの横継目（止水板）までとする。高強度コンクリートは呼び強度を21N/mm²とする。

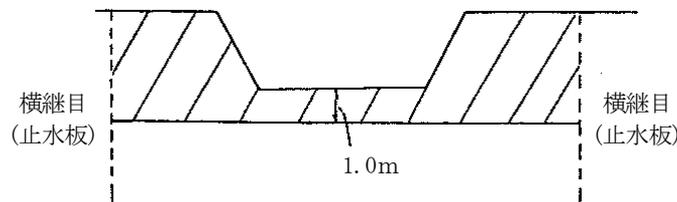


図 9-4-84 堤冠コンクリートの範囲

7.1.2 開口部（透過型・部分透過型砂防堰堤）

常時の流水のある溪流の透過型・部分透過型砂防堰堤の開口部には、流水が集中し底版コンクリート（又は部分透過型砂防堰堤の不透過部天端）や開口部側面が転石や流砂によって磨耗し破壊する可能性がある。そのため、常時の流水がある溪流の開口部は、不透過型砂防堰堤の水通し部と同様に高強度コンクリートにより保護する。

保護する範囲のうち、底面は透過型砂防堰堤においては底版コンクリート全体、部分透過型砂防堰堤においては水通し部同様に不透過部天端から1 mの厚さとし、開口部側面は底版コンクリート又は不透過部天端から土石流水深以上となる水平打継目までとする。また、幅は横継目（止水板）までとする。

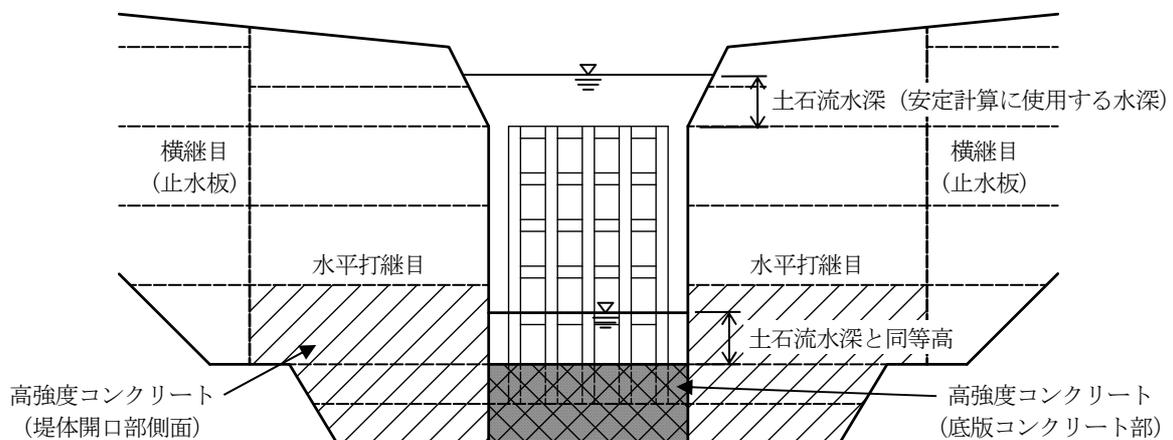


図 9-4-85 開口部の高強度コンクリートの範囲（透過型砂防堰堤の場合）

7.2 立入り防止柵

人家、道路、遊歩道等が近く、一般人が立ち入る可能性のある場所には、進入防止のため、堰堤袖部付近に立入り防止柵を設ける。

解 説

堰堤設置位置が人家や農地、道路、遊歩道等に近く、一般人が堰堤袖部付近に立ち入る可能性のある場所には、袖天端からの転落を防止するため、袖部天端や地山嵌入部付近に立入り防止柵を設置する。

立入り防止柵の構造は、進入防止を目的とするため縦柵式とし、高さは1.1m以上のものとする。



写真 9-4-13 立入り防止柵

7.3 管理用施設

7.3.1 管理用道路

砂防堰堤には、除石（流木の除去を含む）や点検等のため、車両が通行できる管理用道路を設ける。

管理用道路は除石（流木の除去を含む）に使用する資機材搬出入、堆積土砂及び流木の搬出のため、砂防堰堤の堆砂敷内まで車両（ダンプトラック等）が進入できる線形、幾何構造とすることを原則とする。ただし、地形的にやむを得ない場合で、上記以外の方法で確実に実施できる除石（流木の除去を含む）計画を策定する場合はこの限りではないが、この場合においても砂防堰堤直下流までは車両が進入できる管理用道路を設置する。

管理用道路の管理主体や費用負担等については、第5章第3節1.3 に示す。

(1) 適 用

管理用道路の構造規格は、林道自動車道2級に準ずる（林道規程による）。なお、林道自動車道2級の縦断勾配は表 9-4-37に示すとおりである。

表 9-4-37 縦断勾配（林道規程 P.137より）

区 分 設計速度 (km/h)	1 級				2 級		3 級	
	2 車線のもの		1 車線のもの		標 準	特例値	標 準	特例値
	標 準	特例値	標 準	特例値				
40	7	10	7	10	—	—	—	—
30	9	12	9	12	9		—	—
20	9	12	9	14	9	(16) 14	9	(18) 14

(2) 幅員構成

管理用道路の幅員構成は、図 9-4-86を標準とする。なお、現道（林道等）を付け替えて一部を管理用道路として利用する場合や、市町村道認定が受けられる場合はこの限りではないが、図 9-4-86よりも幅員を狭めてはならない。また、必要に応じて排水施設、交通安全施設（防護柵等）、待避所を設ける。

(3) 法面勾配等

管理用道路の土工部（切盛土部）の法面勾配、段切り高さ、小段等は、「第2編 道路改良事業 第3章 細部設計 第2節 土工」に準拠して地形・地質に応じた構造とする。

切盛土法面の保護や土留・法留構造物が必要となる場合は、「第2編 道路改良事業 第3章 細部設計 第3節 法面処理、第4節 法先構造、第5節 擁壁工」に準拠して、現地の地形・地質状況に適した構造物を選定する。

現道の付替道路や市町村認定が受けられる管理用道路であっても、砂防施設の管理用道路として使用する区間は、上記のとおりとする。

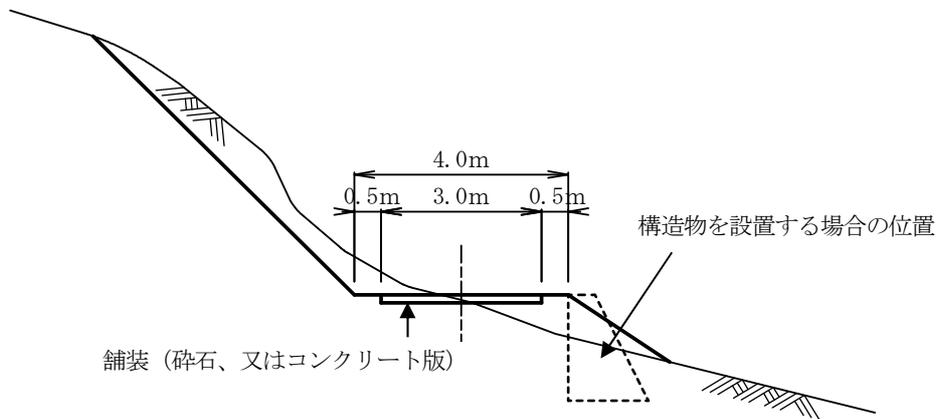


図 9-4-86 管理用道路の標準横断

(4) 舗装構成

管理用道路は図 9-4-87に示す碎石舗装とすることを基本とするが、縦断勾配を表 9-4-37に示す右欄の特例値とする場合は、表 9-4-38に示す「② 登降坂時のすべり止め施設」の具体的な内容「④ 舗装」として、コンクリート版舗装とする。

表 9-4-38 特例値を適用する場合の交通安全施設等（林道規程 P. 138）

施設	具体的な内容
① 登降坂時の運転注意を喚起する標識施設	急勾配であることを表示し、運行速度の抑制等を喚起する標識類
② 登降坂時のすべり止め施設	① クラッシュラン等の良質な材料による路盤工 ② セメント安定処理工 ③ 石灰安定処理工 ④ 舗装 ⑤ 舗装におけるすべり止め溝 ⑥ すべり止め用砂等
③ すべりを生じた場合の逸脱防止施設	防護柵
④ 急な登降坂路下部における緩勾配の区間の設置	

コンクリート版舗装は、図 9-4-87に示す舗装構成を標準とする。この舗装は、曲げ強度を確保する一般的なコンクリート舗装とは異なることに留意する。なお、コンクリート版の間には曲げに対する用心として溶接金網を設置し、適切な間隔で目地を設ける。

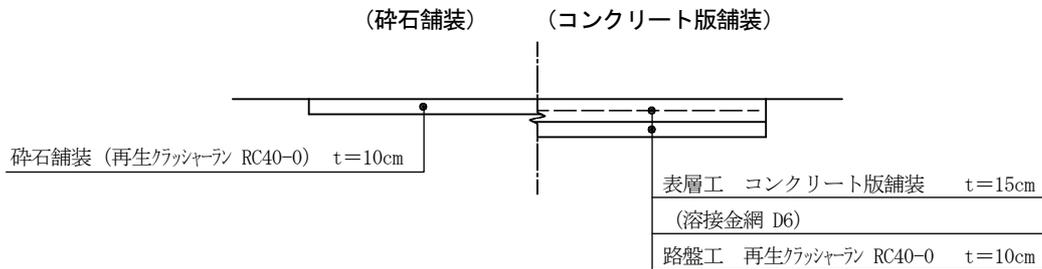


図 9-4-87 管理用道路の舗装構成（例）

7.3.2 管理用通路

砂防堰堤には、管理（点検）用通路を設置する。管理用通路は、管理用道路から徒歩で堰堤直下流や袖天端に立ち入ることができる位置に設置する。

なお、砂防指定地内に設置するボックスカルバートについては、第5章第1節1.3.1(10)に準拠した管理用通路を設ける。

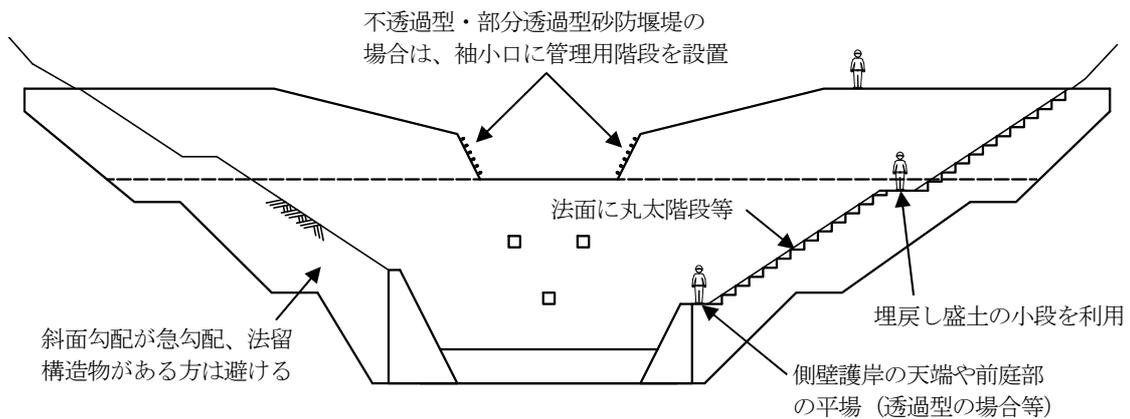


図 9-4-88 管理用通路設置例

また、不透過型砂防堰堤の水通し部には、水通し部を横断して対岸に渡ることができるように兩岸の袖小口に管理用の梯子を設ける。部分透過型砂防堰堤の水通し部及び開口部に設置する場合は、透過部高さ2m程度を上限に開口部側面にも同等の構造の梯子を設置する。

第4節 既設砂防堰堤の改良

1. 総説

既設砂防堰堤の透過型等への改良を行う場合には、既設の状態を鑑み、また当時の設計思想等を加味して、今後の対策を検討することとする。

解説

既設の不透過型砂防堰堤の嵩上げ化、切り下げによる透過型（部分透過型）化等の改良に際しては、堤体としての安定性及びコンクリート構造物としての一体性を損なわないように、必要な補強を行うことを標準とする。

2. 既設堰堤の嵩上げ

2.1 総説

流域の土砂及び流木処理上、必要に応じて既設堰堤の嵩上げを実施する。

解説

既設堰堤の嵩上げを行う場合は、次のようなケースが考えられる。

- ・更に土砂及び流木処理が必要で、既設堰堤以外に堰堤計画位置が無い場合
- ・更に土砂及び流木処理が必要で、新規箇所に対策施設を計画するより経済的に有利と考えられる場合
- ・既設堰堤の老朽化や異常堆砂が進む等、既設堰堤の対策が必要であり、かつ機能増進が望ましい場合

本節では不透過型堰堤の嵩上げについて述べる。嵩上げ部を鋼管フレーム等の透過型堰堤とする場合は、本章第3節4の部分透過型砂防堰堤、本章第4節4の既設砂防堰堤（本堰堤）を利用した鋼製流木捕捉工を参照されたい。また、施設効果は、嵩上げ後の堰堤型式に応じて評価する。

2.2 嵩上げの型式

既設堰堤の嵩上げ工法は、大別すると、①下流面腹付け工法と②上流面腹付け工法があり、現地状況等を考慮し、適切な工法を選択する。

解説

下流面腹付け工法は、堆砂地は現状のまま簡易な水替えで施工可能であり施工上有利であるが、主応力の方向と継目の方向が同方向になり応力上良好とは言えない。

上流面腹付け工法は、施工上、堆砂敷内の土砂を除去する必要があり、施工ヤードを確保するために転流が必要となる。応力上は主応力の方向と継目が直交するため、下流面腹付け工法に対して有利となる。

図9-4-99の(a)及び(f)は、嵩上げによる作用荷重の増分を旧堤体で受け持つものである。(e)は(d)と比較して打継目の処理面積が広がるため、老朽化堰堤の下流面保護を目的として利用されることが多い。これまでの実績では、(b)、(c)、(e)の例が多くを占めている。

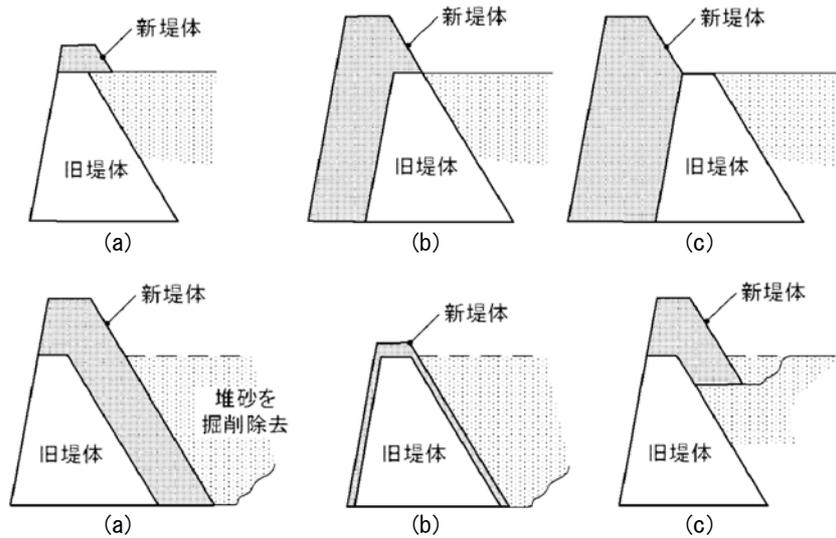


図 9-4-89 砂防堰堤の嵩上げの型式

2.3 安定性の検討

堰堤の嵩上げにあたっては、増大する荷重に対して、既設堰堤を含めた嵩上げ堰堤全体とその基礎地盤について、力学的安定性を検討する。

解説

2.3.1 堤体の安定性の検討

嵩上げ堰堤の安定計算手法としては、「嵩上げ公式」を用いる手法と「一体構造」による計算の2つの方法が用いられている。このうち、貯水ダムでは通常「嵩上げ公式」を用いているが、砂防堰堤では「一体構造」による計算事例が多い。

「嵩上げ公式」方式は、嵩上げ後の堤体岩着部の応力は、既設堰堤の応力と嵩上げによって新たに生じた荷重による新堰堤の応力の和となる。嵩上げ堰堤の断面は、この重ね合わせた応力が堤体の上流端で0、もしくは圧縮となるように決定される（多目的ダムの建設 第4巻 第26章 ダムの再開発 2.1.4より）。一方、砂防堰堤での計算事例が多い「一体構造」方式は、嵩上げ後の断面で安定計算を行う。

なお、既設堰堤の劣化の状況、堤体材料の物性を把握するために、既設堰堤の調査、サンプリング試験等を行う必要がある。

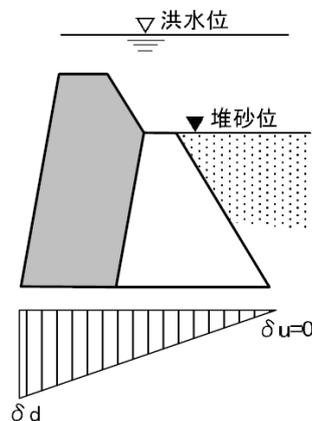


図 9-4-90 下流腹付け「一体構造」方式の概要

2.3.2 基礎地盤の安定性の検討

既設堰堤の嵩上げや切り下げによる透過型（部分透過型）化を行う場合においても、改良後の堤体は新設する砂防堰堤同様、本章第3節4.4に示す転倒、滑動、破壊の安定条件を満足するものとする。

このうち、破壊に対する安定性の検討に用いる基礎地盤の許容支持力は、第2章第9節2に示す地質調査を行って推定するが、既設堰堤の材料、構造と設計外力を用いて、既設堰堤底面における最大圧縮応力度も算出し、それらの値を比較して大きい方を設計に用いる許容支持力として採用することを標準とする。

(1) 地質調査ボーリング

既設堰堤の嵩上げ等の改良を行う場合には、設計時に基礎地盤の地質及び地層分布を調査し、許容支持力等を推定することを原則し。調査位置は図9-2-14に示す位置を基本とする。

また、既設堰堤設計時や施工時に地質調査を実施している場合はその結果を使用する。

(2) 既設堰堤基礎地盤の評価

嵩上げ等の改良を実施する既設堰堤の多くは、竣工後長い期間が経過した施設が多く、また竣工から現在まで幾多の洪水、場合によっては土石流に見舞われてきたと考えられる。そのため、既設堰堤に基礎地盤に起因する変状（縦横断方向への不等沈下、それらに伴うクラックや目地の開き等）がない場合、それは基礎地盤が破壊に対する安定性を有していることの実証であると言える。

そこで、基礎地盤に起因する変状のない既設堰堤では、既設堰堤の材料及び構造（堤体の単位体積重量、堰堤高、天端幅、上下流のり勾配、袖高等）と設計外力を用いて、本章第3節4.4(3)に示す式により堰堤底面における最大圧縮応力度を算出し、それを基礎地盤の許容支持力とすることができる。

堰堤底面における最大圧縮応力度を算出する際の設計外力は、土石流に関する数値基準が明確化された平成19年3月の「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」及び「土石流・流木対策設計技術指針」策定・公表以前に着工した砂防堰堤では「平常時」及び「洪水時」（堰堤高15m未満の堰堤では「洪水時」のみ）とし、それ以降に着工し、かつ竣工後に土石流の発生履歴がある溪流に整備された砂防堰堤では「土石流時」についても考慮する。

設計外力を算出する際の対象流量の算定に用いる平均雨量強度は、竣工から設計時点までの24時間雨量又は日雨量の最大値を用いる。24時間雨量や日雨量は、気象庁の過去の気象データ検索より既設堰堤近傍の降雨データから求める。平均雨量強度の算出方法が新設する砂防堰堤と異なることに留意する。

2.4 新旧コンクリートの打設面の処理

新旧コンクリートの打設面では、新堤体と既設堰堤との一体化を図るための処理を行わなければならない。

解説

嵩上げ堰堤は、既設堰堤を含めた嵩上げ堰堤全体の安定性を確保する必要があるため、新堤体と既設堰堤は一体化していることが前提条件である。このため、新旧コンクリート打設面では、新堤体と既設堰堤との一体化を図るための処理が必要であり、以下のような方法が挙げられる。

- ① 既設堰堤の表面は、チッピングを行って新旧コンクリートの付着を高める。風化が進んでいる場合にははつりを行う。
- ② 新コンクリート打設前に、既設堰堤を高压水で十分に水洗いし、モルタルを塗布して新旧コンクリートの接着を保つ。
- ③ 打設面には、半割り管等によるドレーン孔を格子状に配置し、既設堰堤からの漏水によって新堤体に水圧が作用しないようにする。
- ④ 旧コンクリート側に鉄筋を挿し筋し、せん断力を確実に伝達するようにする。
- ⑤ 新旧コンクリートの打継目の位置を一致させて、既設堰堤からの漏水を速やかに排水する。

ただし、土石流区間の既設堰堤に下流腹付けする場合、新堰堤の天端付近に土石流が直撃した際、前述の対応では堤体の一体性を保つことができない可能性がある。その場合、土石流の直撃を避けるために、堆砂敷を除石する等の措置を講ずる必要がある。

なお、前述の対応④における鉄筋量は、次式により算出することができる。コンクリートの打継目面の強度低下率を考慮して、コンクリートのせん断応力度の不足分について、鉄筋量を算出するものとする。

$$A_s = \tau' \cdot \gamma / \tau_a$$

A_s : 1 m²あたりの鉄筋量 (cm²/m²)

τ' : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

γ : 鉄筋の許容せん断応力度 (N/mm²)

τ_a : 打継目面の強度低下率 $\tau_a = 0.5$ 程度

挿し筋長 L (mm) は、次式により算出する。

$$L = (\sigma_{sa} / 4 \cdot \tau_{0a}) \phi$$

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)

ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

2.5 前庭保護工の設計

既設堰堤の嵩上げにあたっては、前庭保護工についても安全なものとなるよう設計する。

解 説

既設堰堤を嵩上げする場合は、本章第3節5に基づいて、水叩きの長さ・厚さ等について検討し、必要な対応を行う。

3. 既設堰堤の切り下げ

3.1 総 説

流域の土砂及び流木処理、環境対策上、既設不透過型砂防堰堤を切り下げて、透過型（部分透過型）化する対策も考えられる。

解 説

既設不透過型砂防堰堤を切り下げることにより、下記のようなメリットが得られる場合がある。

- ・現状より更に土砂及び流木処理が必要で、既設堰堤以外に堰堤計画位置が無い場合や、新規箇所に対策施設を計画するより経済的に有利と考えられる場合で、これまで施設効果量として評価していなかった貯砂容量に対して、計画捕捉量を評価する。
- ・溪流の連続性を確保する。

反面、安全性の低下も考えられるため、既設堰堤の切り下げに際しては、施設効果量のみにとらわれず、下記についても十分検討した上で実施する。

- ・山脚又は溪岸の固定効果や溪床勾配緩和効果を目的としている堰堤については、計画しない。
- ・減水時に堰堤から流出する土砂を安全に堆積させる空間を確保する。
- ・下流に対して出水時の流出土砂を増加させることによるメリットを確認する。
- ・現堆砂面より深く切り下げる場合、流出する土砂あるいは有機分が下流に与える影響の度合を考慮し適切な対策を講じる。
- ・複数の開口部を設ける場合、透過部断面の本体が偏心荷重等に対して安全であるか確認する。

3.2 留意事項

既設堰堤の切り下げは、現況の安全性を下回らない条件で実施する。

解 説

既設堰堤の切り下げは、下記の要件を満たすことが必要である。なお、切り下げ後の施設は、部分透過型又は透過型砂防堰堤として取り扱う。

- ・透過型砂防堰堤とした場合、新設する透過型砂防堰堤と同等の要件を満たすこと。
- ・原則として、切り下げ部は未満砂であること。
- ・切り下げ予定部が既に満砂状態である場合は、除石後に切り下げを行う。

3.3 施設設計

具体的な設計に関しては、本章第3節の透過型砂防堰堤、又は部分透過型砂防堰堤を参照すること。

解 説

既設堰堤の透過型（部分透過型）化の具体的な設計に関しては、本章第3節の透過型砂防堰堤、又は部分透過型砂防堰堤、流木捕捉工を設置する場合は、本章第4節4 を参照すること。

4. 既設砂防堰堤（本堰堤）を利用した鋼製流木捕捉工

4.1 総説

既設砂防堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げして、流木捕捉工を天端に設置する場合がある。

解説

流木が流出するおそれのある溪流において、既設砂防堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げ（透過型（部分透過型）化）して、鋼製流木捕捉工を天端に設置する場合がある。設計にあたっては、本節に示す事項の他、本章第3節に示す新設する砂防堰堤の考え方に準拠しなければならない。

なお、鋼製流木捕捉工を設置する対象堰堤が、保全対象直上流又は最下流堰堤の場合には、流出土砂及び流木の状況を勘案して設置の妥当性を検討するものとする。

設計にあたっては、既設堰堤の物性を把握することが必須であるため、既設堰堤の堤体の比重、圧縮強度が不明な場合はサンプリング試験により求めなければならない。

4.2 既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置形態

4.2.1 設置方式

既設の不透過型砂防堰堤の本堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合には、上下流の土地利用状況及び砂防堰堤周辺の地形、地質等を考慮してその方法を決定するものとする。

この場合、既設砂防堰堤の構造等により「嵩上げ方式」、「打ち替え方式」及び「切り下げ」に分類できる。いずれの場合においても縦断的断面増厚（腹付け）等により構造物として安定していなければならない。

一方、現地状況等により上記の対応が困難な場合は、水通し部に流木捕捉工を設置して流木捕捉効果を高めることとする。

解説

(1) 標準的な設置方式

既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置方法は、流木捕捉工の取り付け高により図 9-4-91に示す5つの形態となる。設置にあたっては、施設の効果、堰堤計画地点周辺の地形・地質、堆砂状況、水理条件、流域の整備率及び上下流の土地利用状況等を考慮して適切な形態を選定する。

ここで、「嵩上げ」とは、コンクリート部の高さが既設堰堤天端高より高くなること、「打ち替え」とは天端高が変わらないこと、「切り下げ」とは、コンクリート部の高さが既設堰堤天端高より低くなることをいう。

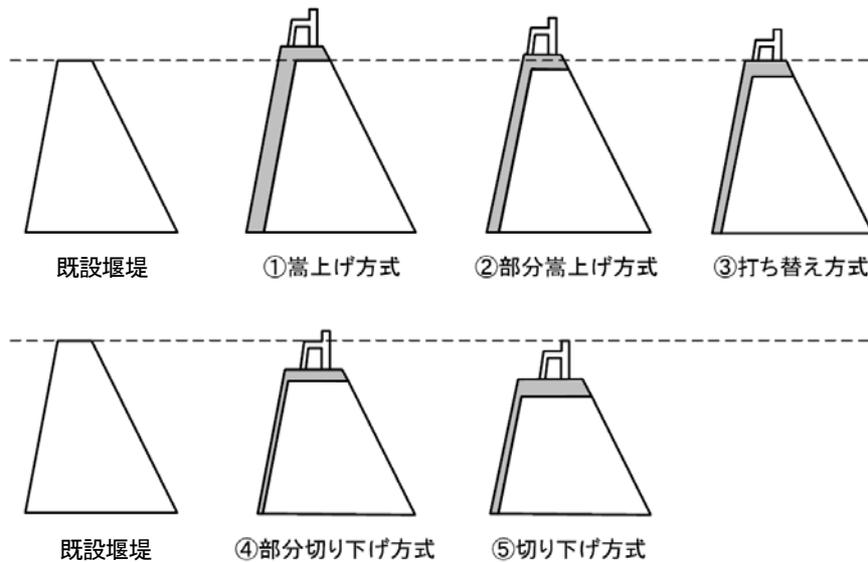


図 9-4-91 既設砂防堰堤への流木捕捉工の設置

また、未満砂の砂防堰堤とは、計画切り下げ高より現況堆砂面が低いもの、すなわち、図 9-4-92に示す $h_1 < h_2$ をいう。

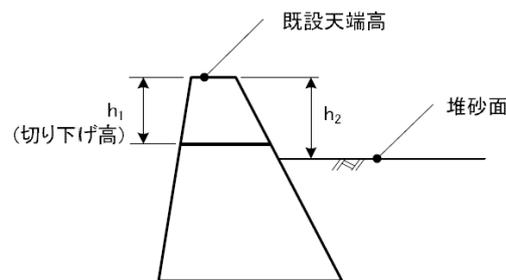


図 9-4-92 未満砂の砂防堰堤（未満砂状態）

既設砂防堰堤の本体に鋼製流木捕捉工を設置する場合、鋼製部応力を堤体に伝達するために必要な厚さ及び広がりを持つ基礎コンクリートを新しく打設する。鋼製流木捕捉工設置後の堤体が安定条件を満足しない場合は、増厚（腹付け）等により既設堤体を補強し安定させる。

鋼製流木捕捉工取付けのための基礎コンクリート及び補強コンクリートの打設は、図 9-4-93の A～E に示す組合せの方法がある。これらのコンクリートの打設は、堆砂状況、既設堤体の安定性及び施工条件等を考慮して適切な方法を選定する。

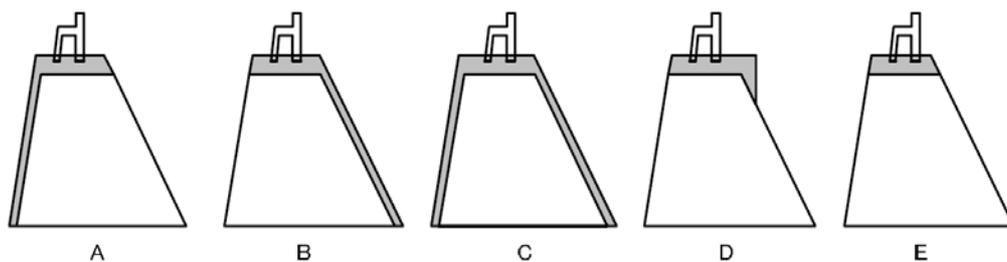


図 9-4-93 基礎コンクリート及び補強コンクリートの打設

(2) 嵩上げ・切り下げが困難な場合

一方、現地状況等により既設砂防堰堤を嵩上げや切り下げが困難な場合や、前庭保護工への流木捕捉工の設置では必要な流木捕捉量が確保できない場合がある。このような場合は、下記の条件を全て満足する場合に限り、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に流木を捕捉するための付属施設（基本は鋼製流木捕捉工）を設置して流木捕捉効果を高めることとする。

なお、原則このような設置は行わない。

- ・土石流の捕捉を目的とした溪流の土砂整備率100%を満たす最下流の堰堤であること。
- ・堰堤高が15m未満であること。
- ・鋼製流木捕捉工等の高さが、設置しようとする堰堤の水通し高さを超えないこと。
- ・洪水時に多量の流木が流出するおそれのない流域に設置されている堰堤であること。

4.2.2 鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高

鋼製流木捕捉工設置後の堤高は、基礎コンクリートの底部から鋼製部の上部（天端）までとする。

解 説

鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高は、原則として土石流区間にあつては15m未満、掃流区間にあつては5m以下とする。

4.3 計画流木捕捉量

標準的な設置方法の場合の計画流木捕捉量は、図 9-4-94に示す範囲について計上する。

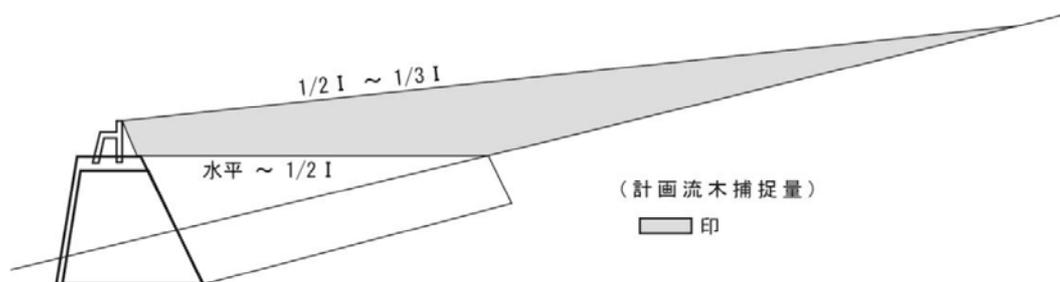


図 9-4-94 標準的な設置方法の場合の鋼製流木捕捉工による計画流木捕捉量の考え方

特例として、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合に捕捉することのできる流木量の上限值は、鋼製流木捕捉工の高さで水平に湛水が生じた場合の湛水面を流木が一層で堆積すると仮定して算出する。

計画流木捕捉量は、計画流出流木量のうち既設の不透過型砂防堰堤では捕捉できない流木量と、前述の鋼製流木捕捉工が捕捉することのできる上限値とを比較し、小さい方の値とする。

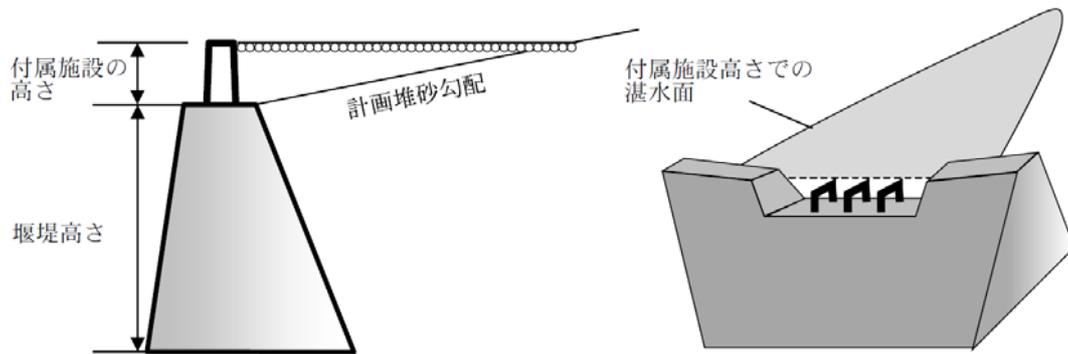


図 9-4-95 既設堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の計画流木捕捉量の考え方（特例）

4.4 堤体に作用する外力

既設砂防堰堤を利用して鋼製流木捕捉工を設置する場合は、鋼製流木捕捉工が流木により閉塞された状態でも安全なように設計外力を考慮して設計する。

解 説

設計外力の設定は、土石流区間と掃流区間別に行うものとする。それぞれの場合において、安定条件に対して最も厳しい外力を想定するものとする。

4.4.1 土石流区間

土石流区間においてコンクリート堤体には静水圧及び堆砂圧を、鋼製流木捕捉工に対しては土石流流体力及び堆砂圧を考慮する。土石流区間では流木がランダムに捕捉され、鋼製流木捕捉工には静水圧は考慮しない。

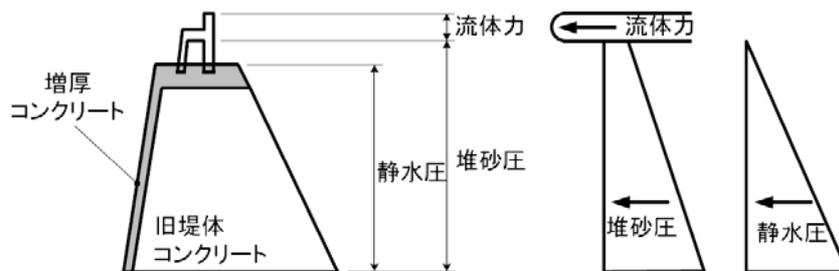


図 9-4-96 土石流区間における鋼製流木捕捉工設置後の設計外力

また、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の堤体の安定計算は、本章第3節4.3に準じて、平常時、土石流時、洪水時について行うものとするが、土石流時は「土石流時」と「土石流捕捉後の湛水時」それぞれの設計外力に対して、安定条件を満たさなければならない。その際、鋼製流木捕捉工の自重は堰堤の自重に加える。

この場合の土石流時の設計外力は、本章第3節4.3の不透過型砂防堰堤の越流部の設計外力（表9-4-16参照）に準じる。

更に、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合には、土石流捕捉後の湛水時にも安全であるように設計する。

土石流捕捉後の湛水時の設計外力は、土石流により不透過部の天端まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が鋼製流木捕捉工を閉塞させ鋼製流木捕捉工天端で湛水した状態を想定し、不透過部天端までの堆砂圧及び鋼製流木捕捉工天端までの静水圧を考慮する。

洪水時の設計外力は、洪水流が鋼製流木捕捉工により堰上げして鋼製流木捕捉工を透過している状態を想定して不透過部天端までの静水圧を考慮し、鋼製流木捕捉工に作用する静水圧は考慮しない。

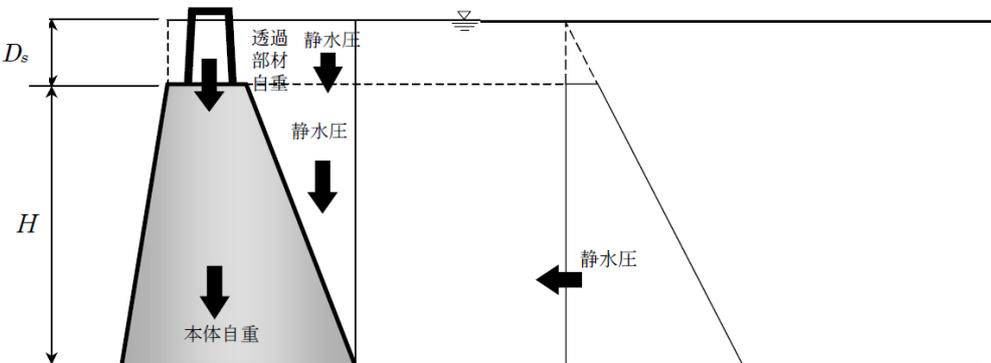
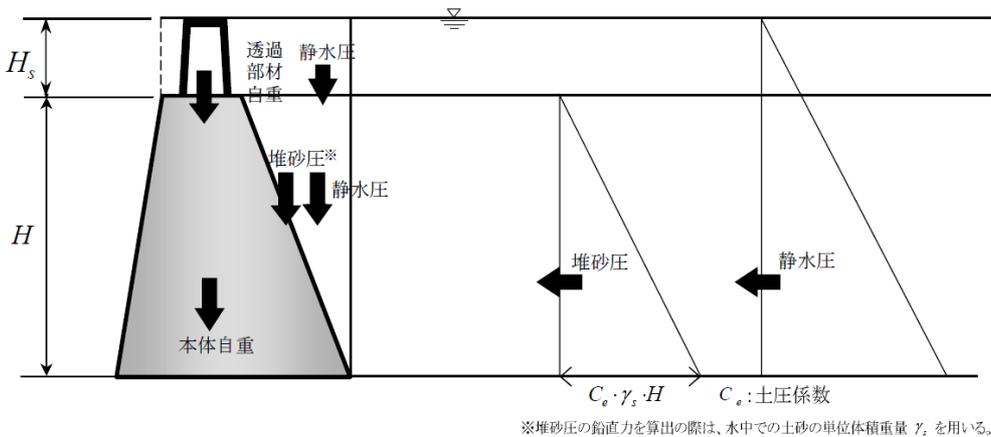
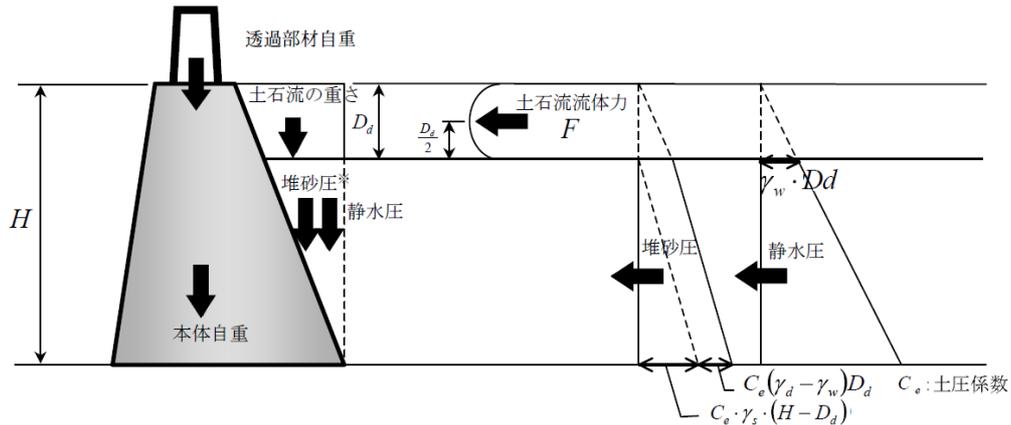


図 9-4-97 既設堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の越流部の設計外力図（特例）

4.4.2 掃流区間

掃流区間においては、コンクリート堤体及び鋼製流木捕捉工の両者に対して静水圧と堆砂圧を考慮する。

なお、静水圧については、捕捉した流木による堰上げの場合、漏水状態にあることが多いので、減圧率 α を乗じることができる。ここで、 α は通常は1とする。

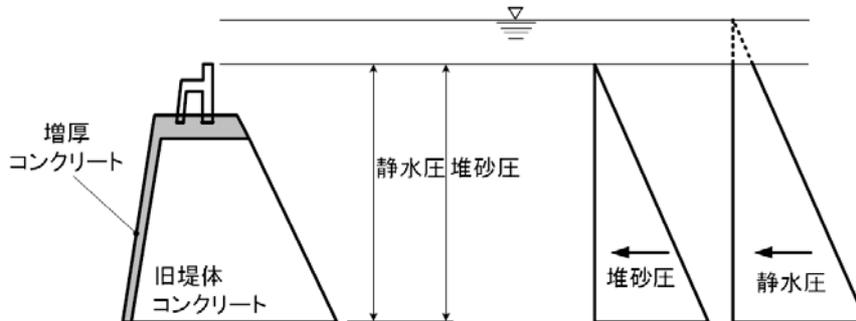


図 9-4-98 掃流区間における鋼製流木捕捉工設置後の設計外力

4.5 安定条件

鋼製流木捕捉工を設置した既設堤体基礎は、滑動・転倒・破壊に対して安全で、かつ、堤体内部全ての箇所において、発生する応力に対して安全でなければならない。

また、鋼製流木捕捉工は、全体の安全性の他に透過部を構成する個々の部材が安全であるように設計する。

解説

4.5.1 堤体の基礎の安定

鋼製流木捕捉工及び堤体に作用する外力に対して、堤体基礎は滑動・転倒・破壊に対して安全でなければならない。基礎の安定条件は本章第3節4.4と同様である。

4.5.2 鋼製流木捕捉工の基礎部の安定

鋼製流木捕捉工は、自重が小さいため基礎部付近で引張応力が発生しやすく、滑動安全率が低下する傾向にあるので、この堤体内部の応力に対して安全でなければならない。

また、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の基礎部の安定計算は、土石流捕捉後の湛水時における設計外力に対して行うものとする。この場合の基礎部とは、不透過型砂防堰堤の一部とし、堰堤の天端から鋼製流木捕捉工の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目までの高さとする。

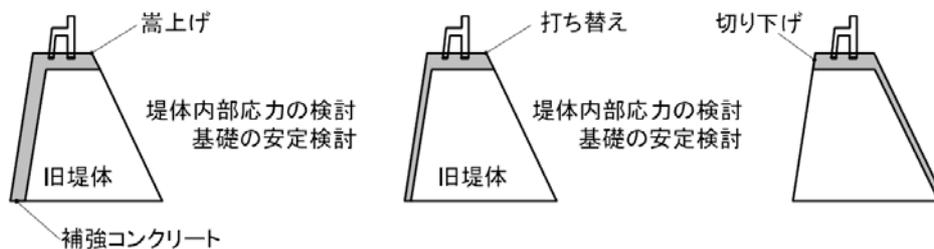


図 9-4-99 鋼製流木捕捉工基礎部の安定

4.5.3 堤体内部の安定

既設堤体上部に鋼製流木捕捉工を取り付けた場合、鋼製流木捕捉工の荷重が増加するので特に天端側の基礎コンクリート部近傍での堤体の応力が増加する。従って、既設砂防堰堤堤体はこの天端側の堤体内部に発生するせん断応力、引張応力が堤体コンクリートの許容応力度以下となるように、必要に応じ既設堤体の増厚等の補強を行う。

堤体コンクリートの許容応力は、既設堤体からサンプリングした試料の圧縮試験等に基づき次式のように設定する。せん断強度、引張強度はコンクリートの打設面による強度低下を50%見込み設定する。

$$\sigma_c = \sigma_r / n_c$$

$$\sigma_t = 1/10 \cdot \sigma_r / n_t \cdot r$$

$$\tau = 1/10 \cdot \sigma_r / n_r \cdot r$$

σ_c : コンクリートの許容圧縮応力度 (N/mm²)

σ_t : コンクリートの許容引張応力度 (N/mm²)

σ_r : コンクリートの圧縮破壊強度 (N/mm²)

τ : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

n_c : コンクリートの圧縮強度に対する安全率 $n_c = 4$

n_t : コンクリートの引張応力に対する安全率 $n_t = 7$

n_r : コンクリートのせん断強度に対する安全率 $n_r = 4$

r : コンクリート打継面の強度低下率

4.5.4 鋼製部の部材の安全性

鋼製部の部材は安定計算に用いる荷重に対して、構造計算によって堰堤が一体となって荷重に抵抗することを確保しなければならない。また、礫及び流木の衝突に対する検討は、原則として礫の衝突エネルギーに対する塑性設計法によって構造計算を実施して、構造系に過度の変形が生じないことを確認しなければならない。ここで変形の許容値については、構造系の許容変形量を鋼管フレーム高さの2%とする。

また、特例として、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の部材の安全性は、本章第11節4.2.4 に準じて掃流区間の流木捕捉工として設計する。

4.6 水通し断面の設計

鋼製流木捕捉工が流木等で完全に閉塞されても、設計流量が水通し部を安全に流下できるように鋼製流木捕捉工天端の上部に水通し断面を確保するものとする。

解 説

水通しに鋼製流木捕捉工を設置する場合には、鋼製流木捕捉工が閉塞することとして、鋼製流木捕捉工天端の上部に本章第3節3.2に基づいて設計流量に対応する水通し断面を確保する。

このため、図 9-4-100に示すように $b_1 \leq b_2$ 、 $b_1' \leq b_2'$ 、 $h_1 \leq h_2$ となるよう水通し天端を切り欠くか両袖部を嵩上げる等して対応する。

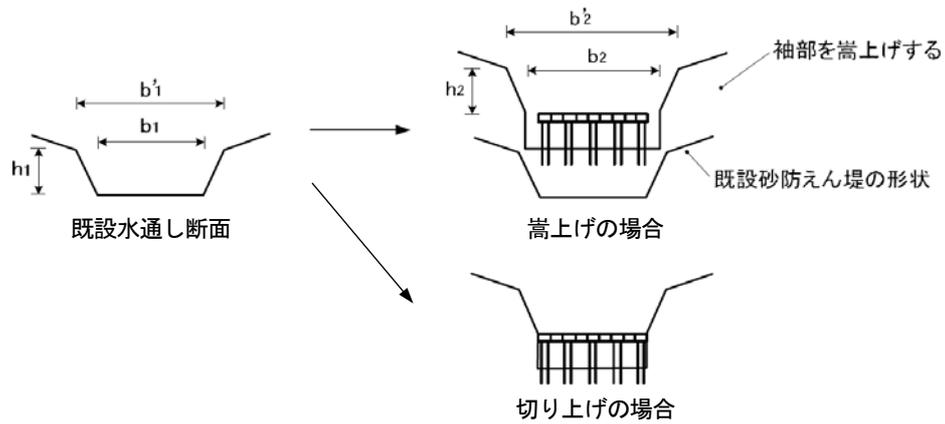


図 9-4-100 水通し断面の確保

4.7 基礎コンクリート及び増厚コンクリートの設計

既設砂防堰堤を利用して鋼製流木捕捉工を設置する場合は、鋼製流木捕捉工の応力が既設堤体に伝達されるように、鋼材部とコンクリート、水通し部及び軸部、新旧コンクリートの一体化を図る必要がある。

解 説

4.7.1 基礎不透過部（基礎コンクリート）

鋼製流木捕捉工の鋼材部を取り付ける基礎コンクリートは、鋼製流木捕捉工の応力を堤体に伝達するために、1 m以上の厚さで新設（打ち替え）コンクリートを打設する。

4.7.2 新旧コンクリートの一体化

鋼製流木捕捉工の基礎コンクリートや堤体の増厚補強、袖部の嵩上げを行う場合には、既設コンクリートと一体化を十分図るものとする。また、必要に応じて旧堤体と補強コンクリート間の一体性を保つため、排水が必要であればドレーンシステムを設置するものとする。

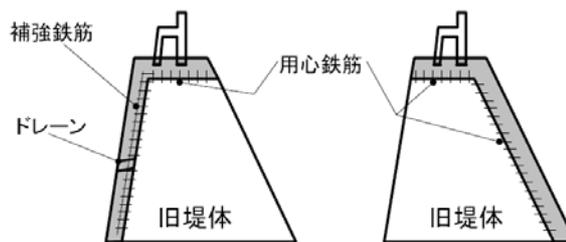


図 9-4-101 新旧コンクリート及びコンクリート・鋼材部の一体化

4.8 前庭保護工の設計

既設砂防堰堤（本堰堤）への鋼製流木捕捉工の設置によって、前庭保護工についても安全なものとなるよう設計する。

解 説

本堰堤の堤高が鋼製流木捕捉工を設置することによって、既設砂防堰堤より高くなる場合には、本章第3節5に基づいて、水叩きの長さ・厚さ等について検討し、必要な対応を行う。

第5節 床固工の設計

1. 総 説

床固工の設計にあたっては、その目的である、縦浸食を防止し河床の安定を図り、河床堆積物の流出を防止し、山脚を固定するとともに、護岸等の工作物の基礎を保護することが達成されるように、安全性及び将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

床固工の構造及び安定性は、砂防堰堤に準ずるものとし設計する。

解 説

一般に床固工の高さは5m以下であり、水叩き及び垂直壁を設置する場合も落差3.5～4.5mが限度である。床固工の高さ（水叩き及び垂直壁を設置する場合を含む）が、5m以上を必要とする場合、及び床固工を長区間にわたって設置する必要がある場合は、計画河床勾配を基に階段状に設置されることが多い。

床固工の構造及び安定計算は砂防堰堤に準ずるものとし、その設計順序は図9-4-102に示すとおりである。床固工の完成後には、侵食や堆積の起こらない計画河床勾配を決定し、それに必要な床固工の位置や高さ等について検討する。さらに、本体等の設計に必要な事項について概略検討し、水通し、本体、基礎、袖部、前庭保護工、間詰め工等の付属物の設計を行う。

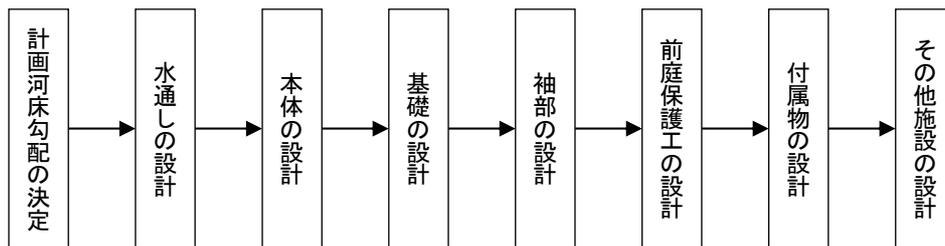


図 9-4-102 床固工の設計順序

2. 位 置

床固工の位置は、次の事項を考慮して配置するものとする。

- ① 溪床低下の恐れのある箇所に配置する。
- ② 支溪流が合流する場合は、合流点下流に配置する。
- 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側に配置する。
- ④ 溪岸の決壊、崩壊及び地すべり等の箇所においては、原則としてその下流に配置する。
- ⑤ 溪流の屈曲部においては、屈曲区間を避けてその下流側に配置するのが良い。
- ⑥ 溪流の幅員が広く乱流の甚だしい箇所に設けて、整流を行う。

解 説

床固工は、縦浸食を防止して溪床を安定せしめるものである。特に工作物の破壊する原因が基礎の洗堀である場合、また溪岸の決壊、崩壊及び地すべり等が縦浸食により、あるいは縦浸食と横浸食の両作用によって起こる場合は、当然それらの下流に設置すべきもので、この際、工作物および崩壊等の延長が長い場合の床固工は、1基では不足で数基を階段状に設ける必要がある。

また、溪流の屈曲部の下流部や溪床幅の広い区間は、乱流となりやすい。このような箇所を設置する床固工は、水流の方向を修正して曲流による洗堀を防止あるいは緩和するもので、流路整正の効果を高めるため、現地状況に応じて階段状に床固工群を計画する場合が多い。

3. 方 向

床固工の方向は、原則として計画箇所下流の流心線に直角とする。
床固工を階段状に配置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。

解 説

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両岸、あるいはそこにある工作物に衝撃を与えて害を及ぼさないよう注意しなければならない。

従って、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に、各床固工の水通しの位置を定める。

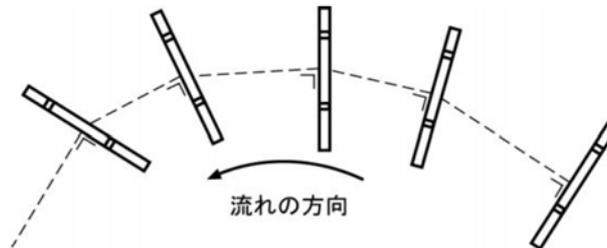


図 9-4-103 床固工の方向

4. 安定計算に用いる数値

床固工の安定計算に用いる荷重及び数値は、本章第3節 4.3 に示す砂防堰堤に準じる。

5. 計画河床勾配の決定

床固工における計画河床勾配は、対象流量等における流速及び水深と河床の抵抗力によって定まるものであり、侵食と堆積が起こらないように、その流路に適合したもので定めなければならない。計画河床勾配の決定に用いる計算式には、静的平衡計算及び動的平衡計算等の式がある。

床固工下流のり先は、越流水流によって洗堀され溪床が低下するため、階段状床固工群間の計画河床勾配決定にあたっては、特にこの点に注意する。

解 説

溪流の溪床勾配は、下流になるに従って緩やかとなるのが一般的で、これによる明瞭な勾配の屈折が階段状床固工群計画区間に存在するか否かを特に注意し、存在する場合には床固工の高さと数を検討のうえ、床固工間の計画河床勾配がほぼ一致するようにしなければならない。

また、床固工下流のり先は越流水流によって洗堀されて溪床が低下するおそれがあるため、階段状床固工群の各床固工の間の計画河床勾配の決定にあたっては、特にこの点を注意する。従って、階段状床固工群においては、基礎は下流床固工の計画河床勾配線以下に根入れをしなければならない。

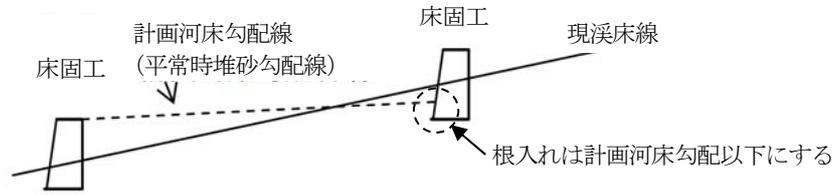


図 9-4-104 床固工群の根入れ位置

6. 床固工の設計

6.1 水通し

床固工の水通しは、本章第3節3 に示す砂防堰堤に準じる。

解 説

単独及び階段状床固工群の水通しは、本章第3節3 に示す砂防堰堤の水通しに準じて設計する。

なお、溪流保全工内の落差処理として計画する床固工は除くものとし、本章第8節7.4.1 にて定める。

6.2 本 体

床固工の本体は、本章第3節4 に示す砂防堰堤に準じる。

解 説

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

6.3 基 礎

床固工の基礎及び基礎処理は、本章第3節4.6 に示す砂防堰堤に準じる。

解 説

基礎がシルトや細砂の場合は、特に透水によるパイピング等に注意する必要がある、また、粒度や締め具合のいかんによっては、地震時に流動化現象を起こすおそれがある。粘土の場合は、締め具合や含水比によっては、圧密沈下やせん断破壊を起こすことがあり、荷重に対する支持力や締め固まりの状況等について十分注意を払う必要がある。

土砂地盤の基礎処理等は、砂礫基礎の場合の基礎処理等を準用するものとする。

6.4 袖 部

床固工の袖部は、本章第3節4.8に示す砂防堰堤に準じる。

解 説

床固工には袖部を設け、その構造は本章第3節4.8に示す砂防堰堤の袖部に準じて設計するが、袖天端の勾配は原則として水平とする。

袖部の両岸への突っ込みは、地山まで嵌入させることを原則とするが、連続して床固工を計画し、その袖が長大になり大規模な掘削が生じる等やむを得ない場合は、数基に1基（3基に1基程度の割合）の袖は地山に嵌入させ、その他については残土等により盛り立てて護岸方式とし、袖を地山に嵌入させなくても良い。ただし、合流点直下等の重要な地点に設置する床固工の場合は、袖は地山まで嵌入させる。

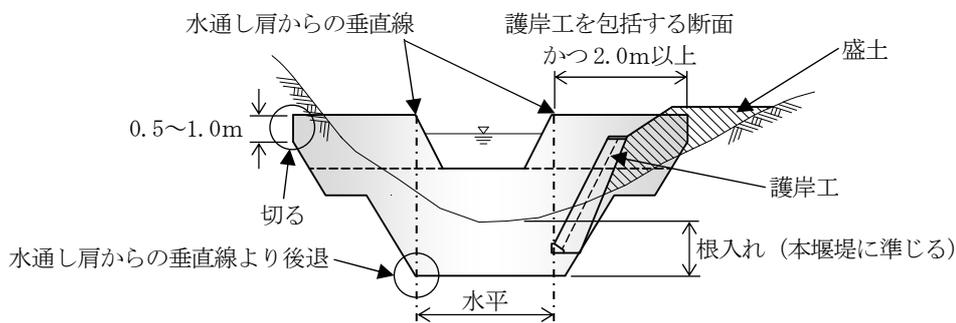


図 9-4-105 盛り立てて護岸方式とする場合の袖部の嵌入長と形状

6.5 前庭保護工

床固工の前庭保護工は、本章第3節5に示す砂防堰堤に準じる。

解 説

床固工には、原則として前庭保護工を設けるものとする。床固工の前庭保護工は、水叩工が一般的である。しかし、水叩工の長さは越流水深の落下高が低いほど落下高に対する水叩きの長さの比を大きくする必要のあることから、基本的には砂防堰堤の副堰堤の位置を求める式を準用する。

6.5.1 水叩きの厚さ

(1) 経験式

- ・水褥池がない場合：

$$t = 0.2 \cdot (0.6H + 3h_0 - 1.0) / 1.12$$

- ・水褥池がある場合：

$$t = 0.1 \cdot (0.6H + 3h_0 - 1.0) / 1.06$$

t : 水叩きの厚さ (m)

H : 床固工の堤高 (m)

h_0 : 床固工の越流水深 (m)

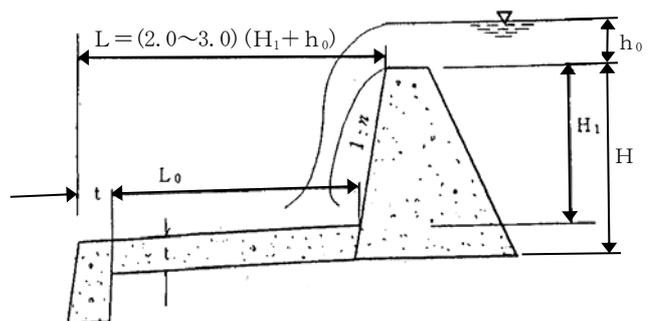


図 9-4-106 経験式による水叩きの長さ及び厚さ

(2) 揚圧力から求める式

$$t \geq 4/3 \cdot (\Delta h - \Delta u) / (W_c - 1)$$

W_c : 水叩きコンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

Δh : 上下流水位差 (m) $\Delta h = h_1 - h_2$

h_1 : 床固工上流の水叩き天端高からの水深 (m)

h_2 : 床固工下流の跳水後の水叩き天端からの水深 (m)

Δu : 床固工堤底下流端までの損失揚圧力 (m) $\Delta u = \Delta h \cdot l' / l$

l : 総浸透経路長 (m)

l' : 床固工堤底下流端までの浸透経路長 (m)

4/3 : 安全率

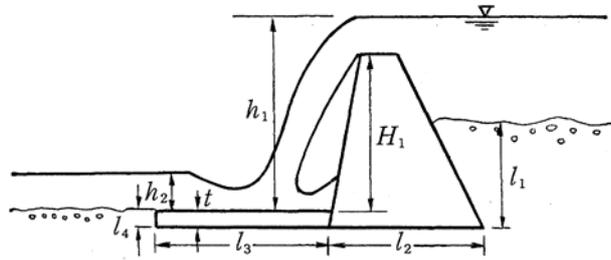


図 9-4-107 揚圧力から求める式による水叩きの厚さ

水叩きの厚さは原則として3.0m以下とする。ただし、水叩き下面が岩盤であり、岩質が軟岩～節理の多い硬岩の場合は0.7mまで減ずることができる。

6.5.2 水叩き長さ

$$L = (2.0 \sim 3.0) \cdot (H_1 + h_0)$$

L : 床固工と垂直壁間の長さ (床固工天端下流端から垂直壁天端下流端までの長さ) (m)

H_1 : 水叩き天端 (又は基礎岩盤面) からの床固工の高さ (m)

h_0 : 床固工の越流水深 (m)

係数 : 水叩きが水平の場合 : 2.0

水叩きに勾配を付す場合 : 3.0

6.6 帯工

帯工は、計画河床を維持しうる構造として設計するものとする。

解 説

帯工は、床固工間において床固工間隔が大きい場合、局部的洗掘により河岸に悪影響を及ぼすことが多く、その対策として用いられる。また、流路工等の最下流端の河川との取付部における河床変動によって生じる上流床固めの基礎の洗掘を防止するために用いられる場合もあり、帯工の高さは下流河川の河床変動を考慮して決定するものとする。形状等は、本章第8節10.1を参考とする。

7. 分散型床固工

7.1 総 説

分散型床固工の設計にあたっては、その目的である、縦侵食を防止することで河床の安定を図り、河床堆積物の流出を防止し、さらには山脚を固定するとともに、護岸等の工作物の基礎を保護すること等を含め、施設の安全性及び将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

解 説

分散型床固工は、一般的な床固工に比べ基準高さは低くなるが、前提となる水域の環境特性の把握をするため、自然環境調査を必要とし、さらに完成後の効果検証を行うことに注意する。また、施設の主要材料となる巨礫等が現地に存在する等、経済性にも留意されたい。

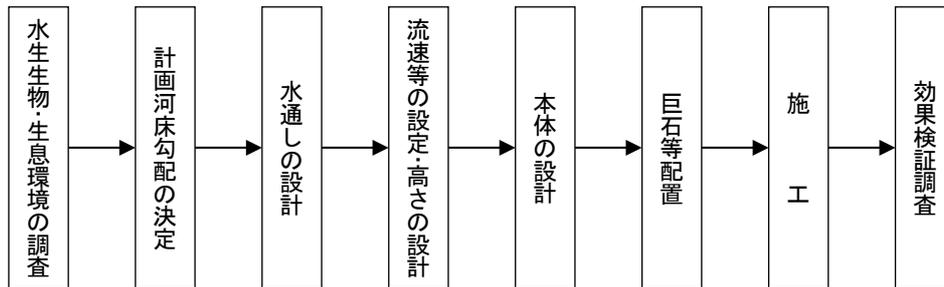


図 9-4-108 分散型床固工の設計順序

7.2 分散型床固工の目的

分散型床固工は、床固工本来の目的・機能を持ち、従来型の砂防堰堤型式床固工の問題点であった溪流の連続性の分断等に対応し、多彩な流れを創出することで水生生物の生息環境を創造・保全を図り、さらに景観的にも有効であることを踏まえて計画される。

解 説

分散型床固工は、そもそも多自然川づくりの一環として長野県鳥居川において施工された近自然型根固水制工及び近自然型床固工に端を発している。その近自然型根固水制工により創られた低水路内に巨石を設置し、背水区間を設けることで人工的な淵を創出することで、水生生物の生育環境の創造・保全を図ったものである。その後、追跡調査を踏まえたうえで「水辺環境施設設計の手引き」が取りまとめられおり、当県においては今後、水生生物の生育環境の創造・保全が必要とされる溪流等への採用を可能にする。

7.3 安定計算に用いる数値

分散型床固工の安定計算に用いる荷重及び数値は、単独の床固工に準じる。

7.4 計画河床勾配の決定

分散型床固工における計画河床勾配は、単独の床固工に準じる。

7.5 水通し

分散型床固工の水通しは、単独の床固工に準じる。

解 説

分散型床固工は単独で設ける床固工と同等の施設であるため、砂防堰堤の台形越流型の水通しが基本となるが、土石流区間では袖部に土石流や土砂流をあてると、乱流等を生じさせやすく、流水の疎外物となりかねない場合がある。また、単に溪流幅を水通しの幅としてしまうと、溪岸横侵食防止の機能を発揮できない場合もある。このため、溪流の状況等を加味して、水通しの幅を設定する場合は十分な精査の上になされなければならない。

さらに、水生生物の生息に必要な水深を考慮し、平水流量時において背水区間の最低水深は0.15m程度として設計する。

7.6 流速等の設定・高さ

分散型床固工の設計流速、高さは以下の水理モデルにより決定する。

解 説

分散型床固工の高さは、設計流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ の砂防堰堤における護床工の長さの検討(本章第3節5.6 参照)と同様な考え方をもち、背水区間から跳水区間の距離までの流速を設定して、高さを求める式に置き換えて考える。底生生物の生息環境の事例から、流速は $30\text{cm}/\text{s}$ 以下に設定する。

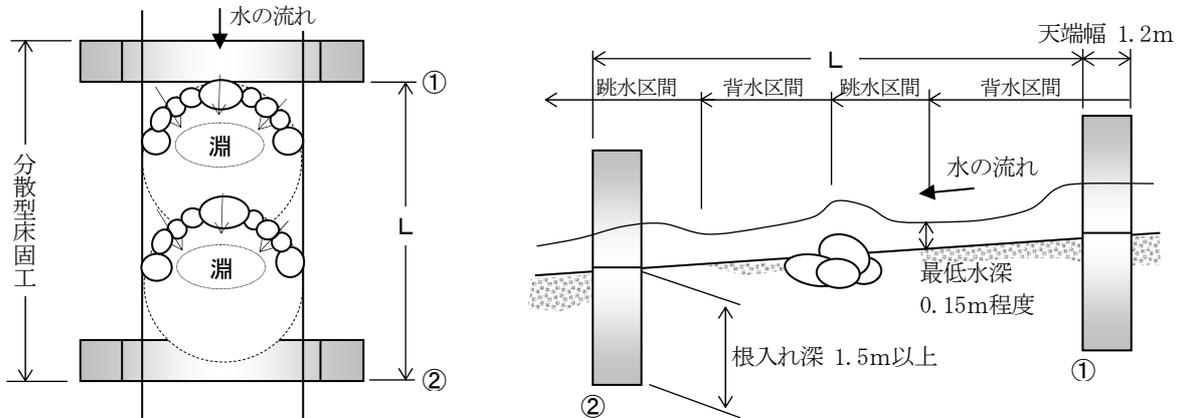


図 9-4-109 分散型床固工の概要図

上図において背水区間～跳水区間を図 9-4-110のようにモデル化して解くものとする。

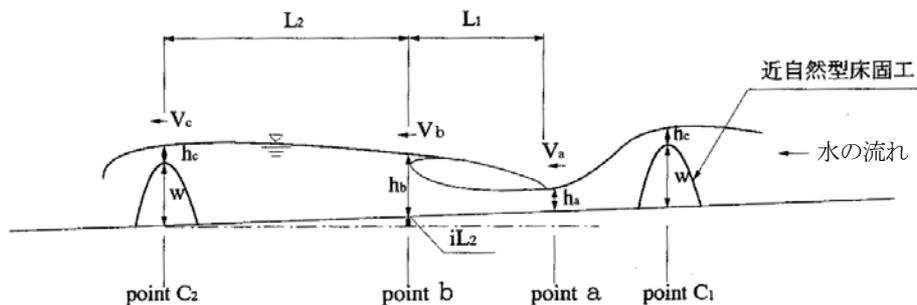


図 9-4-110 分散型床固工の水理モデル

7.7 本 体

分散型床固工の本体は、図 9-4-111 のとおりとする。

7.8 巨石等配置

分散型床固工の巨石配置等については図 9-4-111～113 のとおりとする。

解 説

水辺環境に配慮した分散型床固工における巨石の配置は、下図のとおりとする。なお、全ての巨石の平面配置は、図 9-4-112 (a)に示す配置を基本とし、目地が通る図 9-4-112 (b)の配置は禁手とする。

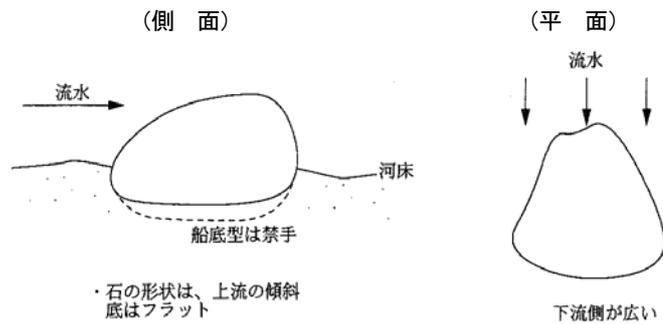


図 9-4-111 巨石の設置方法

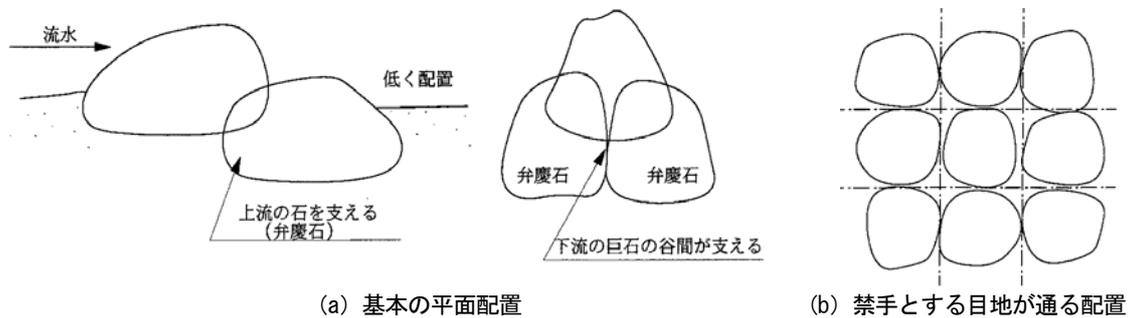


図 9-4-112 分散型床固工での巨石の設置方法

床固工は、平常時の水面幅が広い場合には、水面幅の $1/2$ を直径とした円弧に配置する。また、洪水時に流水の主流が直進してくる部分を b とすると、 $a < b$ として a 側の流速を抑えるようにする。

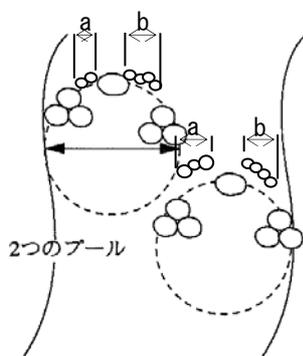


図 9-4-113 分散型床固工での配置



写真 9-4-14 分散型床固工の事例（鳥居川）

第6節 護岸工の設計

1. 総説

護岸の破壊は、局所洗掘や両端の巻留め付近の決壊によることが多く、設計にあたっては山脚の固定、溪岸崩壊防止、横侵食防止等の目的が達成されるようにするとともに、安全性及び将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

洪水時に土砂や転石等の衝撃を受けやすい区間では、これらに対する安全性に十分留意する。

解説

護岸の機能としては、山脚の固定、溪岸崩壊防止、横侵食防止等が考えられる。

護岸は、流水による河岸の決壊や崩壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがある。

護岸の設計順序は図 9-4-114に示すとおり、護岸の型式及び種類の選定に必要な設置箇所の地形、地質、河状、その護岸の目的に対する適合性、安全性、経済性等の各要素について考察し、型式、種類の選定を行った後、本体、基礎、根固工、水抜きや吸出し防止、隔壁等の付属物の順序で設計を行うのが一般的である。

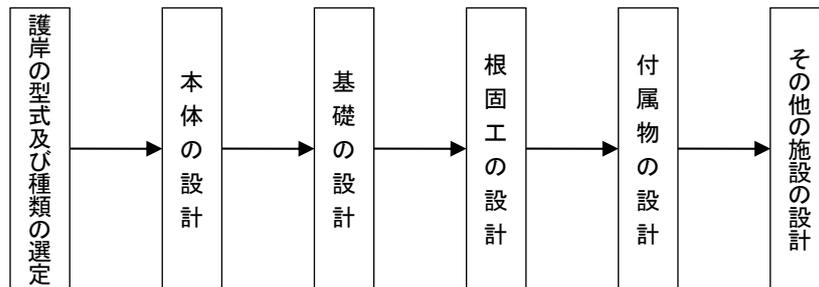


図 9-4-114 護岸工の設計順序

2. 位置

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増大又は崩壊のおそれがある場合、この部分に護岸工を計画するものとする。

解説

山腹の横侵食を防止して崩壊しやすい溪岸斜面の支持及び根固めの目的をもって直接に護岸を計画するものも一方法であるが、導流護岸又は流路の変更を図ってこれら危険な箇所を直接水流が激突するのを避ける方法が良策である場合が多い（図 9-4-115参照）。ただし、流路の付け替えは短区間内の場合が適切であって、長区間にわたり付け替えた流路が直線に近づくとき、かえってこのため溪床勾配が急となって流速が増すため、注意を要する。

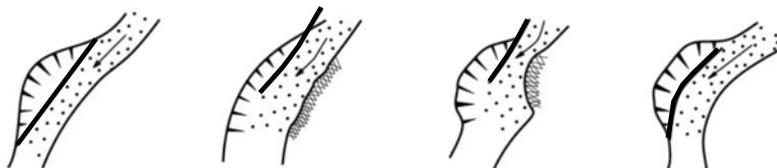


図 9-4-115 護岸工の位置

3. 高さ

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のが原則である。
 溪流の曲流部における凹部の護岸は、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ない。

解説

河川堤防においては、洪水時の風浪やうねり、跳水等による一時的な水位上昇、流木等を考慮して流量に応じて余裕高を設定するが、砂防を対象とする急勾配溪流（一般に溪床勾配1/100以上）においては、特に流木、巨礫等の混入により上記の現象が著しいため、十分な余裕高を見込み「計画高水位+余裕高」まで護岸を施さなければならない。

溪流曲線部の流速が大きくなると、横断面において兩岸に水位の差を生じ、凹岸は凸岸に比べて水位が上昇するものであるから、凹部の溪岸は特に護岸を強固に施工する必要があるばかりでなく、天端高を高める必要がある。

表 9-4-39 余裕高

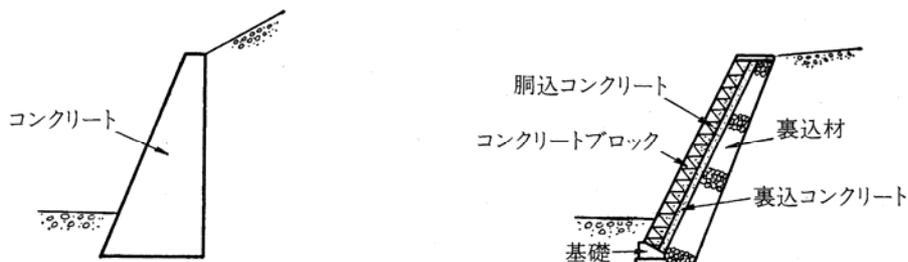
(a) 設計流量に対する余裕高		(b) 溪床勾配と余裕高計画高水位の比による余裕高	
設計流量	余裕高	溪床勾配	余裕高 ΔH / 設計水深 H
200m ³ /s 未満	0.6m	1/10 以上	0.50
200m ³ /s 以上～500m ³ /s 未満	0.8m	1/10 未満～1/30 以上	0.40
500m ³ /s 以上	1.0m	1/30 未満～1/50 以上	0.30
		1/50 未満～1/70 以上	0.25
		1/70 未満～1/100 以上	0.20
		1/100 未満～1/200 以上	0.10

4. 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。

解説

護岸の型式には自立式とモタレ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等によって選定される。なお、護岸ののり勾配は、河床勾配が急なほど急勾配とすることが望ましいが、一般に5分程度を採用する場合が多い。一般に砂防河川に用いる護岸の材料は、コンクリート、コンクリートブロック、石材等であるが、これらの採用にあたっては、安全性、経済性等を考慮して選定する必要がある（図 9-4-116参照）。



(a) 自立式護岸の例（コンクリート擁壁工） (b) モタレ式護岸の例（コンクリートブロック積工）

図 9-4-116 護岸の型式

5. 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。

解 説

法線の湾曲が著しい場合は、流水により護岸の基礎が洗掘されやすく、また、偏流して護岸天端を越流する恐れもあり、下流に対する影響も大きいため、できるだけ地形条件の範囲内で河床勾配を勘察し、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。

6. 取付け

護岸の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとする。

砂防堰堤及び床固工上流に計画する護岸工天端は、砂防堰堤及び床固工の袖天端と同高、又はそれ以上の高さに取り付けなければならない。

解 説

護岸工の上下流端は、流水による護岸の損傷防止及び横浸食防止のため、堅固な地盤に取り付けることを原則とする。

また、砂防堰堤及び床固工の袖高は水通しにおける計画高水位以上に確保しており、洪水流が護岸を越流すると砂防堰堤あるいは床固工の袖部の地山取付部分が決壊する恐れがあるため、この天端と同高あるいはそれ以上の高さに護岸工の天端を取り付けることが必要である。

7. 根入れ

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

解 説

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

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

また、護岸を単独で計画する場合の根入れは、現河床の最深部より深くすべきである。計画河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。

8. 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。

解 説

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

根固工の材料は、コンクリートブロック、捨石等がある。

第7節 水制工の設計

1. 総説

水制工の設計にあたっては、流送土砂、対象流量、河床材料、河床変動等を考慮し、その目的とする機能が発揮されるようにするとともに、安全性及び将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

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機会が多く、このため、水制工を水はね、土砂はね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が困難であることを踏まえ設計する。

解説

水制工の目的としては、流水や流送土砂をはねて溪岸構造物の保護や溪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。

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。

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機会が多い。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. 位置

水制工は、一般に溪流の下流部又は砂礫円錐地帯（扇状地）の溪床幅が大きく溪床勾配の急でない箇所に計画する。

直線に近い区域で兩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。

溪流上流部においても、溪流沿いの水流の衝撃に起因する方外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。

解説

水制工は一般に溪流の下流部、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、当該区域では左右兩岸対称の位置に水制工を計画して各水制工頭部間の新水路河床を水流で低下させるとともに水制工間に土砂を堆積させ、流路が固定された後に導流工あるいは護岸工で連結させ、整治を完了する。

また、荒廢溪流の上流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工を1つ計画し、水流を崩壊の脚部より遠ざけることによって崩壊の増大を防止できる。なお、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。一般に崩壊箇所に対しては、片岸のみ計画する機会が多い。

3. 方 向

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。流線又はその接線に対して70～90°の間の角度が適当である。

解 説

直角水制においては水制工間の中央に土砂の堆積を生じ、頭部における溪床の洗掘は比較的弱く、下向き水制においては水制工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工間の砂礫の堆積は溪岸や水制に沿い、直角及び下向き水制よりもはるかに多いが、頭部の洗掘作用は最も強い。溪流においては水流が水制工を越流する場合、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するため、できる限りさけるべきである。

4. 水制工の形状

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。

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廢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方が、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、水制工の元付けについては、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、元付け付近に流水が向かわない構造とする。

5. 本体及び根固工

水制工本体は、砂防堰堤に準じて設計するものとする。また、水制工の根固工は護岸工における根固工に準じて設計するものとする。

解 説

一般に砂防施設を設ける溪流は、急流でかつ河床材料の粒径が大きいため、水制の強度の面から杭打ち水制工は避けるべきで、むしろ自重で流水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、一般には河床の砂礫であり、洗掘を受けやすく、特に水制の先端は局所洗掘を受けやすいため、水制工には原則として根固工を併設するものとする。

第8節 溪流保全工の設計

1. 総説

溪流保全工の設計にあたっては、山腹工や砂防堰堤と連携して溪流下流部と扇状地の河川の安定化をはかり、乱流及び縦・横侵食の防止を図るとともに、安全性及び将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

溪流保全工の設計においては、形状、勾配、構造物、河床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等を適切に設計する必要がある。また、周辺の水利用、地下水位、自然環境等についても配慮するものとする。

解説

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流路の変遷等、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。

溪流保全工の設計においては、形状、勾配、構造物、河床材料等を考慮し、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。なお、溪流保全工の設計順序は、図 9-4-117のとおりとする。

溪流保全工の計画については、現況の水路幅、水路周辺における土地利用形態、下流水路断面との整合等を十分精査した上で計画すること。接続しようとする下流水路よりも溪流保全工の断面が大きい場合等では、溪流保全工内を流下した土石流や土砂を含む流水がボトルネックとなった下流で溢れる事例がある。住居周辺でこのような事態とならないよう、溪流保全工の必要性、計画規模等は十分に検討しなければならない。

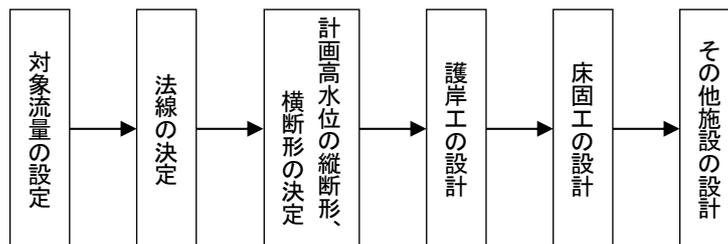


図 9-4-117 溪流保全工の設計順序

2. 対象流量

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

解 説

対象流量の算定の基となる計画規模は、おおよその基準として、河川をその重要度に応じて5段階に区分する。一般に、河川の重要度は一級河川の主要区間においてはA級～B級、一級河川のその他の区間及び二級河川と都市河川においてはC級、一般河川は重要度に応じてD級あるいはE級が採用される。

なお、特に著しい被害を被った地域にあっては、この既往洪水を無視して計画の規模を定めることは好ましくない。よって、被害の実態等に応じて民生安定上、この実績洪水規模の再度災害防止されるよう定める。

表 9-4-40 河川の重要度と計画の規模

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

当県においては、ほとんど一般河川を対象とするため、D級もしくはE級を採用することが多い。大きくても50年確率といわれる所以である。

また、溪流保全工の対象流量は土砂含有を考慮した流量であるが、溪流保全工を実施する段階には、既に砂防工事が進捗し、土砂整備率が50%以上となっていることが条件であることに留意する。

溪流保全工計画における対象流量は、本章第2節2により算出した清水の対象流量に対して、土砂混入率を加味することで求める。土砂混入率は表 9-4-41に示す割合を目安とする。

表 9-4-41 土砂混入率

工 種	土砂混入率(α)	摘 要
溪流保全工の対象流量	10	上流の計画土砂整備率が50%以上100%未満及び屈曲、乱流防止箇所
	5	上流の計画土砂整備率が100%以上

3. 法 線

溪流保全工の法線はできる限りなめらかに計画するものとする。

解 説

溪流保全工の法線は流水のスムーズな流下を図るため、また、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及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。しかし、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、あくまでも溪流保全工本来の目的を忘れてはならない。

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

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

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



図 9-4-118 溪流保全工の法線

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

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

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



図 9-4-119 支川の影響

土木研究所における水理実験において、河床勾配が1/50より急な河道においては、急な湾曲部では計画流量に対して流水の越堤や護岸の洗掘現象がしばしば見受けられることから、できれば法線形は直線状がよい。河床勾配が1/50以下の緩流河道においても、法線は直線状が望ましいが、このような条件の河道堤内には人家や公共施設等が多く存在していて、法線決定に際して用地取得に問題が生じることもあるが、可能な限り、自然現象を主と考えた把握を計画に生かしたい。

急勾配の溪流保全工（特に底張り溪流保全工）で、法線形状がS字形の湾曲をしているところでは、中小出水時でも越水による災害が生じている例が多いので注意を要する。

4. 計画高水位

計画高水位は、計画河床の維持の面から、縦断形及び横断形と相互に関連させて決定するものとする。

解 説

4.1 対象流量

計画高水位は、計画河床の維持の面から縦断形及び横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ので、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場合が多いが、急流河川等では水面のうねり、跳水、河床変動、蛇行位置の変化等による水位の変動が大きいので模型実験を必要とする場合もある。

三面張り及び掘り込み河道の溪流保全工を施工することによって施工前の伏流水、地下水がしゃ断され、あるいは水位が低下し、流域周辺の水利用（湧水、揚水等）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 h は与えられた対象流量 Q を基に決定する。流れが等流であると仮定すると、次式に示すマンニングの式から計画高水位が得られる。

実際は与えられた川幅（溪流保全工幅） B の元に計画高水位 h を仮定して対象流量 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）繰り返して計算を行い、計画高水位 h を決定する。

$$Q = 1/n \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Q : 対象流量 (m³/s)

A : 溪流保全工流過断面積 (m²)

n : マニングの粗度係数 (表 9-4-42 参照)

R : 径深 (m)

I : 水面勾配

表 9-4-42 マニング式に用いる粗度係数 (n)

河川や水路の状況		マンニングの粗度係数
人工水路・改修河川	コンクリート人工水路	0.014 ~ 0.020
	スパイラル半管水路	0.021 ~ 0.030
	両岸石張小水路 (泥土床)	0.025 (平均値)
	岩盤掘り放し	0.035 ~ 0.050
	岩盤整正	0.025 ~ 0.040
	粘土性河床・洗掘のない程度の流速	0.016 ~ 0.022
	砂質ローム、粘土質ローム	0.020 (平均値)
	ドラグライン掘浚渫、雑草少	0.025 ~ 0.033
自然河川	平野の小流路、雑草なし	0.025 ~ 0.033
	平野の小流路、雑草・灌木あり	0.030 ~ 0.040
	平野の小流路、雑草多・礫河床	0.040 ~ 0.055
	山地流路、砂利、玉石	0.030 ~ 0.050
	山地流路、玉石、大玉石	0.040 以上
	大流路、粘土、砂質床、蛇行少	0.018 ~ 0.035
	大流路、礫河床	0.025 ~ 0.040

なお、流速によって護岸材料（かご、コンクリートブロック等）を選定しなければならない。砂防河川は一般に急流であり、巨礫等の流下、護岸への衝突等を考慮して、流速を設定すること。実績等から、およそ6 m/s程度以下に抑えることが望ましい。

4.2 計画河幅の考え方

従来の研究によると、河幅は、流量によって支配されるというレジューム理論によっている。レジューム理論に対しては「あくまで経験則であって、一般化した流体力学からの式ではない」というアインシュタインの指摘もあるが、ここではレジューム理論に拠ることとする。レーシー・インプレス・プレソチのレジューム理論によると、水深 H 、流速 V は次式となる。

$$H = K_1 \cdot Q^{1/3}$$

$$V = K_2 \cdot Q^{1/6}$$

Q : 流量 (m³/s) K_1, K_2 : 係数

水深 H と流速 V の式から、河幅 B は次式となり、河幅は流量の1/2乗に比例する。

$$B = K \cdot Q^{1/2}$$

このレジューム理論による急流河川への適用は芦田・高橋・水山によって検討され、適用が可能であるとされた。芦田らの示した式は、 $B = (3.5 \sim) Q^{1/2}$ である。しかし、この式中の係数には2倍という幅があること、流量がどのような流量か不明であること、河床勾配、河床河岸の地山の強度や流量の継続時間等に全く無関係として取り扱っていることから、わが国における急流河川の特性を考慮した検討をすべきだとして、池谷は急勾配河川における計画河幅の設定方法を図 9-4-120として提案した。図 9-4-120で α は $B = \alpha \cdot Q^{1/2}$ における係数であり、流域面積によって α 値を定めて計画河幅を設定する方法である。

この方法によると、流域面積を用いていることから、流量として比流量の概念を導入することができる。すなわち、現在の段階ではその把握と表現方法が困難である降雨の地域特性をも表現しうるものと評価できる。

ただし、この α 値は砂礫河床を主に調査された結果であって、シラス等の特殊土壌地域における河幅決定には、今後検討が必要である。

流域面積 A (km ²)	α
$A \leq 1.0$	2~3
$1.0 < A \leq 10.0$	2~4
$10.0 < A \leq 100$	3~5
$100 < A$	3~6

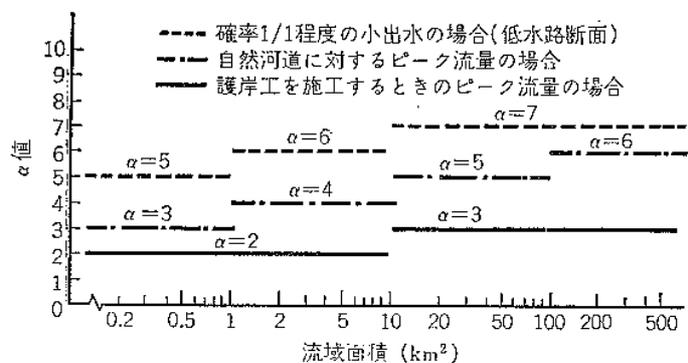


図 9-4-120 安定河道設計のための河幅

溪流保全工の河幅は、以上のように河床の安定性を主眼において検討すべきであるが、決定に際しては構造物の有無、背後地の土地利用形態、保全対象、出水頻度等も考慮する必要がある。

参考までに、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図 9-4-121に示す。

また、火山泥流に関する河幅については、桜島での現地調査から、次式が与えられる。

$$B = (1.5 \sim 2.0) Q_d^{1/2}$$

Q_d : 火山泥流の最大流量 (m^3/s)

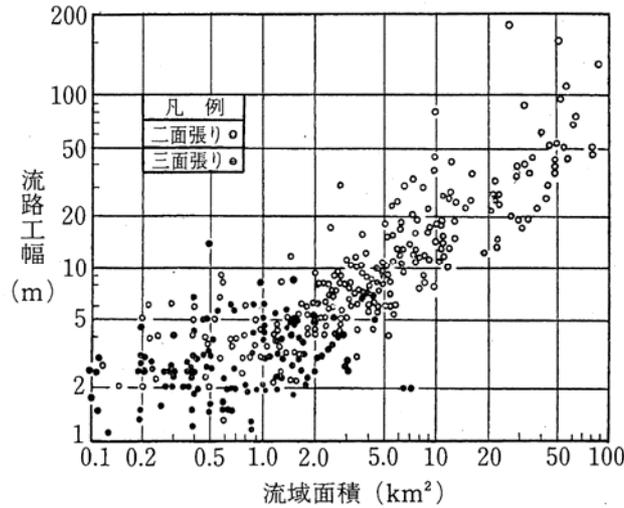


図 9-4-121 流域面積と溪流保全工幅

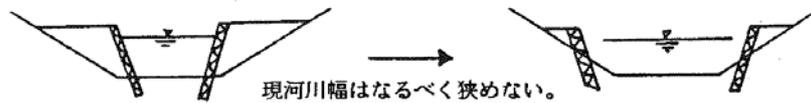


図 9-4-122 計画河川幅の考え方

4.3 湾曲部でのかさ上げ

溪流保全工を施工するような扇状地上では、河道が湾曲している場合が多い。可能な限り、急流河道法線は直線化することが望ましいが、地形上やむを得ず湾曲した法線とする場合がある。

溪流保全工の湾曲部では洪水時に偏流を生じ、湾曲部の外側では水位が上昇し、局部的には流速が速まることがあり、内側には土砂の堆積が生ずる等河道を不安定にし、越流等の災害を生じさせることがある。

そこで、湾曲部では溪流保全工幅を1～2割程度拡幅したり、外側の護岸をかさ上げすること等の対応をとる必要がある。

一般的には、河幅を湾曲部だけ拡幅することは実際には困難を伴うので、ここでは、かさ上げ高の設定方法について述べる。

図 9-4-123のような河道に流速 V の流れが発生したときのかさ上げ高 (Δh) は次式によって示される。

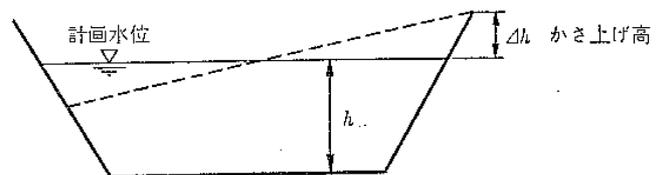


図 9-4-123 湾曲部での流れの横断形状

$$\Delta h = \alpha \cdot B \cdot v^2 / g / R$$

Δh : かさ上げ高 (m)

α : 係数 (射流域では1、常流域では1/2)

B : 河幅 (m)

v : 流れの速度 (m/s)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

R : 曲率半径 (m)

射流と常流の区分は、フルード数 (F_r) によって判定する。

$$F_r = v / (g \cdot h)^{1/2}$$

F_r : フルード数 ($F_r > 1 \dots$ 射流、 $F_r \leq 1 \dots$ 常流)

h : 等流水深 (m)

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

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

4.4 余裕高

洪水時の波及び流木の流下等を考慮して、構造物の断面には余裕高が見込まれる。特に溪流保全工を計画するような急勾配の溪流においては、流木、巨礫等の混入する可能性が極めて大きい。そこで、一般に構造物として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こととしている。

余裕高は、表 9-4-44のように定められている。ただし、同一流量でも、勾配が急なところと緩やかなところでは水理条件が異なるので、十分な余裕が必要である。

特に、溪流保全工の余裕高は、河床勾配によっても変化するものとし、計画高水位 H に対する余裕高 ΔH の比 $\Delta H / H$ (表 9-4-44(a)) が表 9-4-44(b)の値より小さくならないようにしなければならない。

表 9-4-44 余裕高

(a) 設計流量に対する余裕高		(b) 溪床勾配と余裕高計画高水位の比による余裕高	
設計流量	余裕高	溪床勾配	余裕高 ΔH / 設計水深 H
200m ³ /s 未満	0.6m	1/10 以上	0.50
200m ³ /s 以上～500m ³ /s 未満	0.8m	1/10 未満～1/30 以上	0.40
500m ³ /s 以上	1.0m	1/30 未満～1/50 以上	0.30
		1/50 未満～1/70 以上	0.25
		1/70 未満～1/100 以上	0.20
		1/100 未満～1/200 以上	0.10

4.5 断面設計

対象流量が定められ、計画河幅、縦断勾配が定められると断面設計が可能となる。

断面は一般的には単断面とするが、河川によっては後述するように複断面も検討する必要がある。断面決定にあたっては、まず計画高水位を決定する。この方法は次のとおりである。

前述のように河幅を B 、平均水深を H_m とすれば、与えられた流量とその地点での流速（マンニングの式を用いる）から平均水深 H_m は次式で示される。

$$H_m = \{n \cdot Q / B / I^{1/2}\}^{0.6} = \{n \cdot 4 / 5 / I^{1/2}\}^{0.6}$$

H_m : 平均水深 (m)

n : マニングの粗度係数

Q : 対象流量 (m³/s)

B : 河幅 (m) (図 9-4-121 を参考として求める)

I : 計画勾配

実際に現地でこの河幅がとれない場合（例えば、地形上の要素等）には、現実にとり得る河幅を用いて計算する。対象流量 Q に対応する平均水深 H_m から求められる水位を計画高水位と呼ぶ。

この計画高水位と余裕高とから溪流保全工の断面を決定する。火山泥流に関する断面決定も同様の手法により検討する。

すなわち、一般的な断面決定法としては、与えられた対象流量 Q から流量の関数としての河幅 B を求め、また、河床勾配、粗度、河幅を与えて、計画高水位を算出する。別途、 Q から余裕高を求め、計画高水位との比を確認して、護岸の天端高を決定する。特に、湾曲部では前述の検討を実施して断面を決定する。

次に、中小出水に対する複断面の考え方について述べると、対象流量に対する対応は従来の方法、すなわち、上述の方法で対応する。しかし、現実の現象として中小出水（流量として対象流量より小さい）による災害も多く見受けられる。特に多いのが既設護岸等工作物の基礎部洗掘による破壊である。

これらの現象に対応するには、中小出水に対しても安定である溪流保全工を施工することであるが、最も有効であり、かつ経済的にも施工が可能なものは、小規模出水（年超過確率1/1~1/5程度）に対する低水路を確保することである。すなわち、河川でいうセンターライン方式を急流河川にも取り入れる方法である。ただし、低水路部には護岸を施工せずに、自然の石礫によるアーマコート形成作業、もしくは蛇かごやふとんかご等、人工的アーマコート形成の作業が必要となる。特に溪流保全工を計画・施工するような扇状地では、既に土地利用が進んでいる場合が多く、現況の河川幅以上に河幅を拡幅することが困難な例もあり得る。

このような場合にも、年超過確率1/1~1/5程度のしばしば発生する洪水流に対する河幅を確保して、低水路的に考え（この場合にも現況河道より河幅を狭くしないようにする）それ以上の出水に対しては、土地利用形態による対応、例えば計画高水位よりも低い地盤面上には人家は建築しない、既に家屋が存在する場合には周囲より高い壁や垣根を作る等の対策も検討する必要がある。

5. 溪流保全工の縦断形

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である。

なお、溪流保全工の上流及び下流において、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。

解 説

5.1 河床勾配の考え方

溪流保全工を計画する溪流は、一般には急流であり、河床勾配を河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、場合によっては河床をコンクリート等で覆って河床の安定を図っている。

河床勾配を求める方法としては、動的平衡計算と静的平衡計算がある。掃流砂量を求める式としては、アインシュタイン式、土研式等があり、これらに水流の基礎方程式をあてはめて計算する。

計画河床を河床材料のみで安定させるか、護床工及び減勢工で安定させるかは、河床勾配、河床高及び横断型にも関連があるのみならず、平面型にも関係する。このため、計画河床勾配と河床高は試算的に求めて、他の横断形等を検討した上で最終的に決定される。

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

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

また、本川に支川が流入することによる洗掘、堆積を防ぐため、支川の縦断勾配は原則として本川にあわせた勾配とする。このため、合流点直上流部の支川に落差工を設け、支川の縦断勾配を修正して合流させる等、合流点付近の縦断勾配、平面形状等十分検討する必要がある。

なお、河床勾配については、上流部より下流部にかけて次第に緩勾配になるように計画するものとする。河床勾配を変化させる場合、あまり急激に行くと変化点付近に洗掘や堆積の現象が生じ、溪流保全工の維持に困難を生ずる場合もあるので、勾配の変化点においては、その上下流で掃流力が50%以上変化しないように勾配ならびに水深を決めるのが望ましい。

5.2 縦断勾配計画

溪流保全工を施工する目的の1つは、河床勾配を緩和して流水による洗掘力を減少させ河床変動幅を小さくすることにある。そこで、縦断勾配の計画に際しては縦断を緩和する方向で検討すべきである。しかし、勾配の変化を大きくとると、勾配の変化点付近で洗掘や堆積が生じ、災害の原因となる。縦断勾配の50%以上は変化させないように定めているが、できるだけ勾配の変化は小さくしたほうがよい。すなわち、縦断勾配は下流に向かって連続的な勾配変化をするように計画・設計する。ただし、維持管理上からは現在の河川勾配を採用することが望ましい場合も多い。

そこで、計画縦断勾配は現在の河床縦断形、大きな出水があった場合にはその前後の縦断形及び周囲地盤の勾配（河道外は過去の堆積土砂によって形成されている場合が多い）等を参考に、また、河床変動の資料がない場合は類似した河川の実績を参考にできるだけ縦断勾配を緩和する方向で計画する。緩和の程度は現河床勾配や地質、河床構成材料等によっても異なるが、現河床勾配の1/2もしくはそれ以下にとっている例が多い。

縦断勾配の緩和は図 9-4-124 に示すように、最大洗掘深の減少をもたらす効果もある。

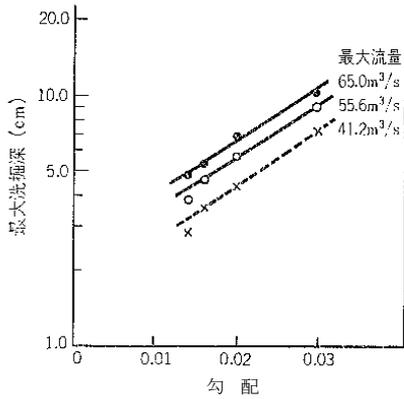


図 9-4-124 水理実験による河床勾配と最大洗掘深

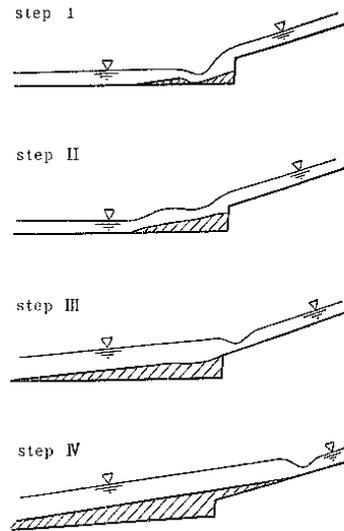


図 9-4-125 勾配変化点における堆砂進行過程

縦断勾配は、全体的にみて連続的な勾配変化をさせるように計画することは既に述べたが、これは勾配の急変点において、土砂の堆積が生じることから述べたもので（図 9-4-125）、河川が山地から平野に移る、いわゆる扇状地の扇頂部の勾配変化点において、水害がしばしば発生するのはこのような理由による。

また、本川に支川が流入することによる洗掘・堆積を防止するために、合流点付近ではできるだけ支川の縦断勾配は本川の勾配に併せたものとするのが望ましい。

このために、合流点直上流部の支川に落差工を設け、支川の縦断勾配を修正緩和することが必要となる。当然のことながら、合流点付近では平面形状の検討も必要である。

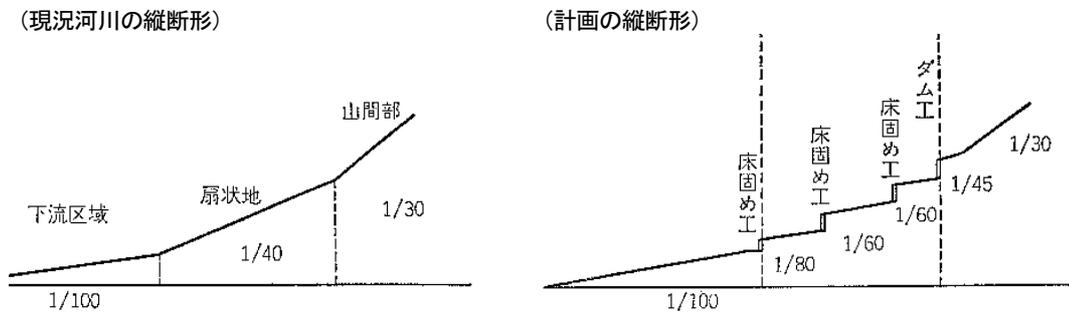


図 9-4-126 縦断勾配の計画例

5.3 護岸基礎高と静的平衡勾配

前述のようにして計画河床の縦断形状を決定するが、流下する洪水流は上流域の状況によって高濃度の土砂を含んだ流れとなることもあれば、静む場合や、ほとんど土砂を含まない流れとなることも考えられる。これらの種々の流れに対して、河道内に設けられた工作物は十分安全であることが必要である。

本項では特に護岸工の基礎高について述べる。護岸工の根入れ深は、計画河床高もしくは最低河床高より1 m以上とすることが原則である。では、具体的にどの程度の深さとするのがよいかということになると、従来は1～2 mの範囲で均一に決定していたが、護岸工の基礎が最も危険となるのは局所的な洗掘によるものを除いては、流水が最も低い濃度（理論的には清水）で流れるときに河床勾配が最も緩くなるときである。よって、床固工や帯工の天端高を基準として、それから上流側へ静的平衡勾配でひいた線上に基礎高があれば一応安全といえる。静的平衡勾配は掃流力 u_* と限界掃流力 u_{*c} を等しいとし、次式で求められる。

なお、限界掃流力の代表粒径としては、平均粒径を用いるのが一般的である。局所的な洗掘に対応するためには湾曲部での深掘れの現況や砂礫堆の高さの参考にして護岸基礎高の検討を行なう必要がある。

$$u_* = u_{*c}$$

$$u_* : \text{掃流力} \quad u_*^2 = g \cdot H \cdot I$$

$$u_{*c} : \text{限界掃流力} \quad u_{*c} = 80.9 \cdot d_m$$

$$g : \text{重力加速度 (9.81m/s}^2\text{)}$$

$$d_m : \text{平均粒径 (cm)}$$

$$H : \text{計画水深 (m)}$$

$$I : \text{計画河床勾配}$$

5.4 護岸天端高と動的平衡勾配

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。しかし、溪流保全工を施工するような急流荒廃河川では、洪水時の河床変動が激しく、しばしば護岸天端を越す水位変動が生ずる。そこで、河床変動を考慮した護岸天端高の設計が必要となる。一般的には洪水流の土砂濃度の最も大きい値（通常の場合は5～10%程度）を想定して、動的平衡勾配を考慮した護岸天端高を検討する。

動的平衡勾配は流砂量公式に土砂濃度を与えて求める。特に落差工付近では大出水時の土砂の堆積や、洪水流の流水の跳水現象により水位上昇が起こりやすいので十分な高さまで設計する必要がある。ただし、動的平衡勾配線が背後地盤より下になる場合の設計に際しては計画高水位に余裕高を加えた高さとの動的平衡勾配線との間は、簡易工法を用いることも検討すべきである。

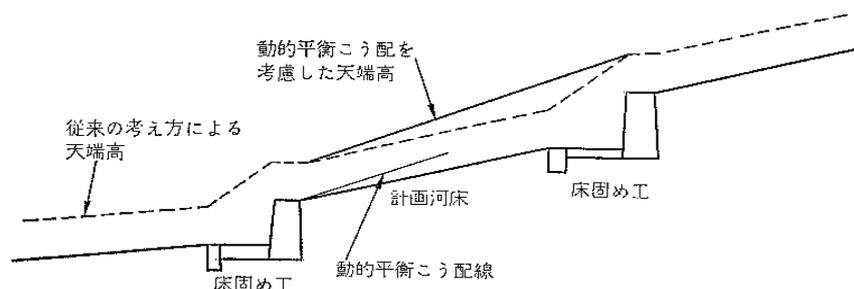


図 9-4-127 計画天端高の考え方

5.5 縦断勾配の比

溪流保全工を施工する一つの目的は、河川の河床勾配を緩和して流水による洗掘力を減少させ、土砂の生産を防止することにある。そこで、一般に溪流保全工を施工する場合には、元河床勾配に対して若干でも勾配を緩和する方向で縦断計画を立てるべきである。

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

図 9-4-128 の場合、掃流力 $u_*^2 = g \cdot H \cdot I$ で示すと、A、B 区間それぞれの掃流力は、次式で示される。

- ・ A 区間 : $u_{*A}^2 = g \cdot H_A \cdot I_A$
- ・ B 区間 : $u_{*B}^2 = g \cdot H_B \cdot I_B$

ここで計画水深を同じ ($H_A = H_B$) とすれば、掃流力の変化は u_{*A}^2 / u_{*B}^2 で示され、この値は次式に示すとおり計画河床勾配の比で示されることになる。

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

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

一般的には、下記程度を目安に計画するとよい。

- ・ $I_A \geq 1/30$ の場合 : $u_{*A}^2 / u_{*B}^2 \leq 2$
- ・ $I_A < 1/30$ の場合 : $u_{*A}^2 / u_{*B}^2 \leq 1.5$

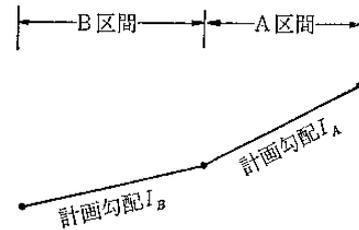


図 9-4-128 縦断勾配の比

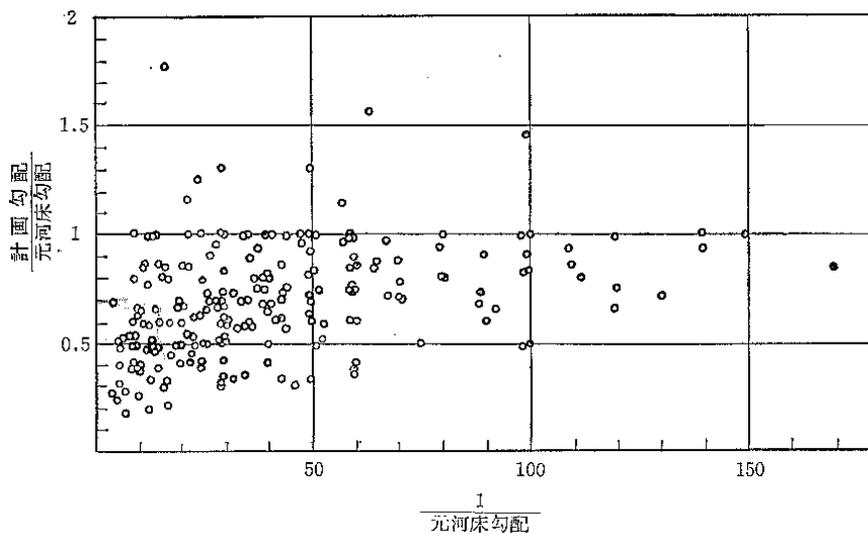


図 9-4-129 元河床勾配と計画勾配との関係

6. 溪流保全工における護岸

溪流保全工における護岸は本章第6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、床固工に擦り付けるとともに、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。

解 説

6.1 根入れ深

護岸の破壊は、洗掘による護岸基礎部の破壊や土砂の吸出しによって生じている場合が多い。そこで護岸の根入れ深は、洗掘による河床変動に対応できるように考えて、一般的には床固工天端等、河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している。

また、砂礫堆等が形成された場合や、床固工の直下流、湾曲部外湾側では、河床変動が大きいので、必要に応じて根固工を併用する等の考慮が必要となる。

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

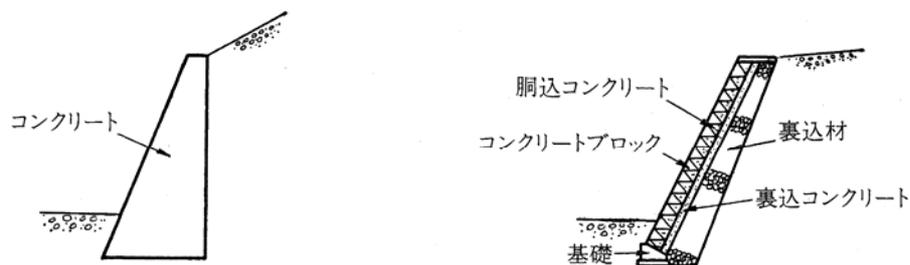
一般に護岸の根入れは、計画河床より1.0m以上行うことが望ましい。

6.2 型式とのり勾配

護岸の型式には自立式とモタレ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等によって選定される。一般的に、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、のり勾配は、河床勾配、地形、地質、対象流量を考慮して定めなければならないが、河床勾配が急なほど急勾配とする必要があり、一般に5分程度を採用することが多い。

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

なお、コンクリートブロック積工を用いる場合、背後地盤が良好で高さが低く、流送土砂の量及び頻度が少なく粒径も小さい場合は、裏込めコンクリートを用いず、裏礫も等厚としてもよい。



(a) 自立式護岸の例 (コンクリート擁壁工) (b) モタレ式護岸の例 (コンクリートブロック積工)

図 9-4-130 溪流保全工の護岸の型式

7. 溪流保全工における床固工

溪流保全工における床固工は、流路断面を形成する護岸工の落差処理及び溪床の縦侵食防止のために設けられる施設であり、単独で計画される床固工と区別して扱う。（「溪流保全工内床固工」という。）

解 説

7.1 溪流保全工内床固工

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

溪流保全工の計画河床高は、一般には溪流保全工上下流端で現況河床高とあわない場合が多い。このため落差工として床固工を設置する。

7.2 間隔と高さ

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

参考として、既往の溪流保全工の流路幅と床固工間隔を図 9-4-131に示す。

河床勾配 $1/10 \sim 1/100$ 、流域面積 20km^2 以下、 B ：溪流保全工幅（m）、 l ：床固工間隔（m）

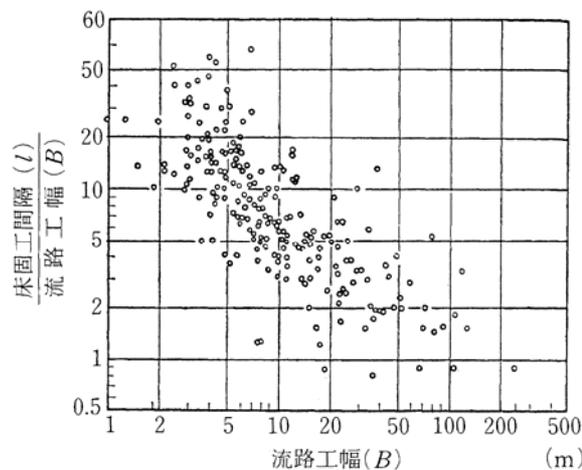


図 9-4-131 溪流保全工幅と床固工間隔の関係

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。適用範囲は、床固工の落差を一定とする場合で、同一計画河床勾配とする区間である。

$$l = m \cdot n / (m - n) \cdot h$$

l ：床固工の間隔（m）

h ：床固工の落差（m）

n ：現在の溪床勾配の分母（ $1/n$ ）

m ：計画溪床勾配の分母（ $1/m$ ）

設計する溪流保全工の目的が乱流又は偏流防止とする場合は、次式により決定する。

$$l = (1.5 \sim 2.0) \cdot B$$

B : 溪流保全工の計画幅 (m)

また、経験的には、次式で求めることができる。

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

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

m : 静的平衡勾配の分母 ($1/m$)

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

7.3 床固工の重複高

溪流保全工における床固工群は階段状に設けられる。溪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、溪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ない。

7.4 溪流保全工内床固工の構造

溪流保全工内床固工の構造は、単独で計画される床固工の基準を採用すべきと考えられるが、当施設は護岸工等によって上下流を保護されており、溪流保全工の計画規模も単独の床固工とは異なること、さらに、当県の実績等を加味し、構造の基準を以下に定めるものとする。

7.4.1 水通し

水通し断面は、溪流保全工の断面に合わせる。

7.4.2 高さ

本体の高さ (H) は原則として、計画される落差 (H_1) に水叩き厚さ (t) を加えたものとし、落差の上限は3.0mとする。

7.4.3 本体の天端幅

天端幅 (B) は1.0~1.5mとする。磨耗等を考慮し、土石流区間では1.5mを標準とする。

7.4.4 本体の断面

本体は砂防堰堤に準じた断面とし、安定計算を行って想定される外力に対し安定性を確保しなければならない。本体の上流が三面張り構造であっても、何らかの事態を備え、本体の安定性を欠くことのない様、同様に安定計算を行うものとする。なお、外力の組合せについては表 9-4-45に留意する。

表 9-4-45 溪流保全工内床固工の安定性検討時の留意事項

区間、整備率	安定計算	
	土石流時	洪水時
土石流区間かつ土砂整備率が100%未満の場合	○	○
土石流区間だが、上流止めの堰堤等により土砂整備率が100%の場合	—	○
土石流区間以外	—	○

7.4.5 本体の袖部

溪流保全工内床固工には袖部を設け、袖天端の勾配は水平、袖天端幅は水通し天端幅と同一とする。

袖は地山に取り付けることが望ましいが、連続して設ける場合は、数基に1基（3基に1基程度）の袖は地山に取り付けるものとする。（図 9-4-132参照）。

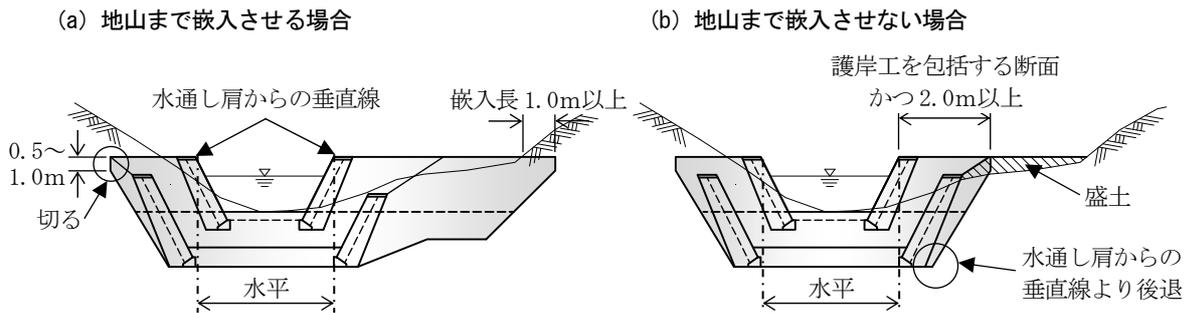


図 9-4-132 溪流保全工内床固工の袖部の嵌入長と形状例

7.4.6 水叩き

水叩き長（ L ）は、図 9-4-133に示すとおりとし、接近流速、水叩きが勾配付きであることを加味し、係数は3.0を標準とする。

水叩きの厚さ（ t ）は0.7～1.0mとする。水叩き面は原則、水平とする。

前庭部に側壁護岸等の護岸を設置する場合は、砂防堰堤の側壁護岸に準じ、平面位置は溪流保全工内床固工の水通し肩の点を下ろした垂直線より後退させなければならない。また、その他の構造も砂防堰堤の側壁護岸に準じる（本章第3節5.7 参照）。

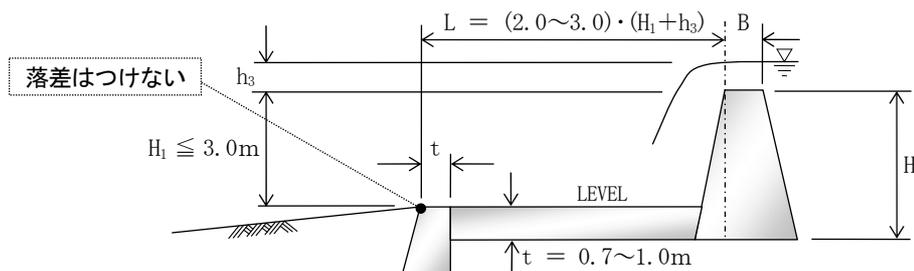


図 9-4-133 溪流保全工内床固工一般図

7.4.7 垂直壁

垂直壁は下流の渓床に合わせ、以下の構造とする。垂直壁には袖部を設け、袖天端の勾配は水平、袖天端幅は水通し天端幅と同一とする。

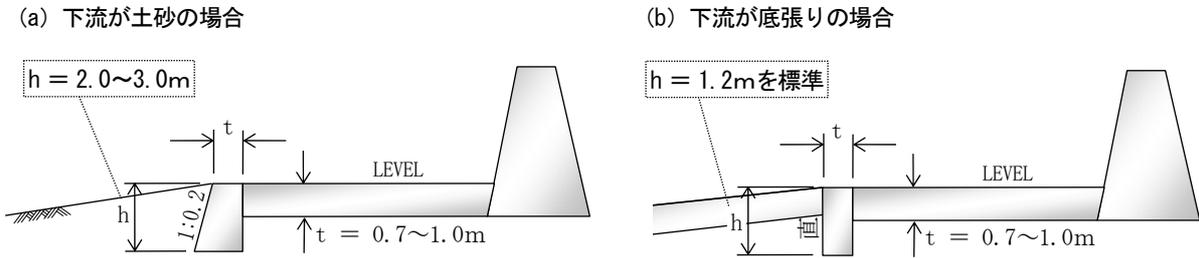


図 9-4-134 溪流保全工内床固工の垂直壁

8. 支川処理

本川と支川との合流点には、横工を設け、護岸の決壊や越堤、洗掘等のないように設計しなければならない。

解 説

本川、支川とも土砂の流出が少なく、河床勾配、計画高水位が同じような河川の場合には（両方の掃流力が同じ場合）、合流点下流の溪流保全工幅は本川、支川の各流路幅の和をもって計画幅とすることがよい。これは、本・支川が同一勾配、同一水深の場合に適用できるものである。そして、これらの計画河幅は水深と勾配から決められる。もちろん、合流点の下流に横工を設ける必要がある。

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

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

この場合、掃流力が増すということは水位が大きくなることを意味するので、護岸破壊の危険や洗掘の問題を生じる。そこでこのような合流点処理に際しては、計画高水位のとり方に十分注意しないと思われぬ失敗を生ずることがある。

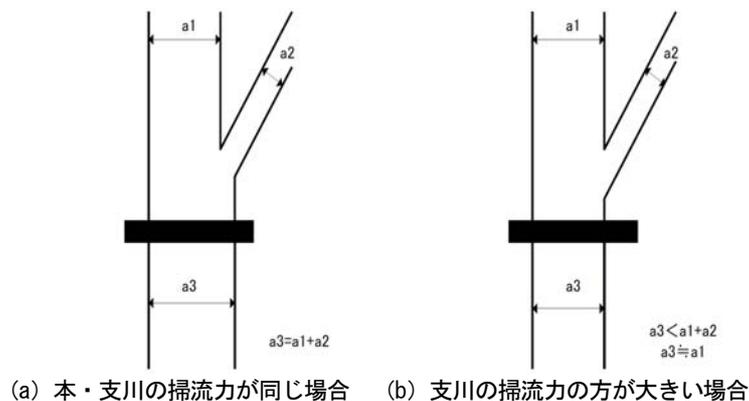


図 9-4-135 本川と支川の川幅

9. 上流端処理（止工）

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

解説

砂防堰堤もしくは床固工は遮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。ただし、砂防堰堤の副堰堤又は垂直壁に溪流保全工を取り付ける場合は、流出土砂が砂防堰堤に安全に貯留されることが必要条件であり、砂防堰堤自体が調節・捕捉効果、縦横侵食防止等の目的を持つ場合であれば、そのような砂防堰堤と溪流保全工の直結は土砂害を招く恐れが生ずるので、砂防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。

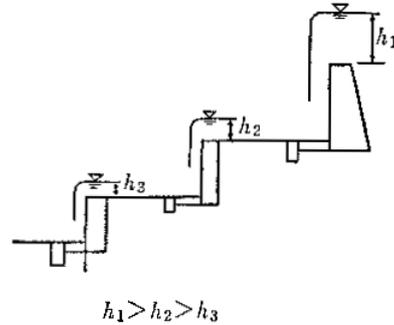


図 9-4-136 水位変化

最上流端の砂防堰堤又は床固工は、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に図 9-4-137に示す構造を基本とする。

射流域において床固工の袖を溪流保全工内に出しておくこと、そこで水位が上昇して越流をする可能性がある。土木研究所の実験によると、袖の上流部のすり付けがあまり急すぎると床固工下流部に衝撃波が発生して河床を乱す場合があるので注意を要する。

また、止工の砂防堰堤もしくは床固工の水通り高さは、現溪床高より高くし、流水が完全に集水できる位置とする

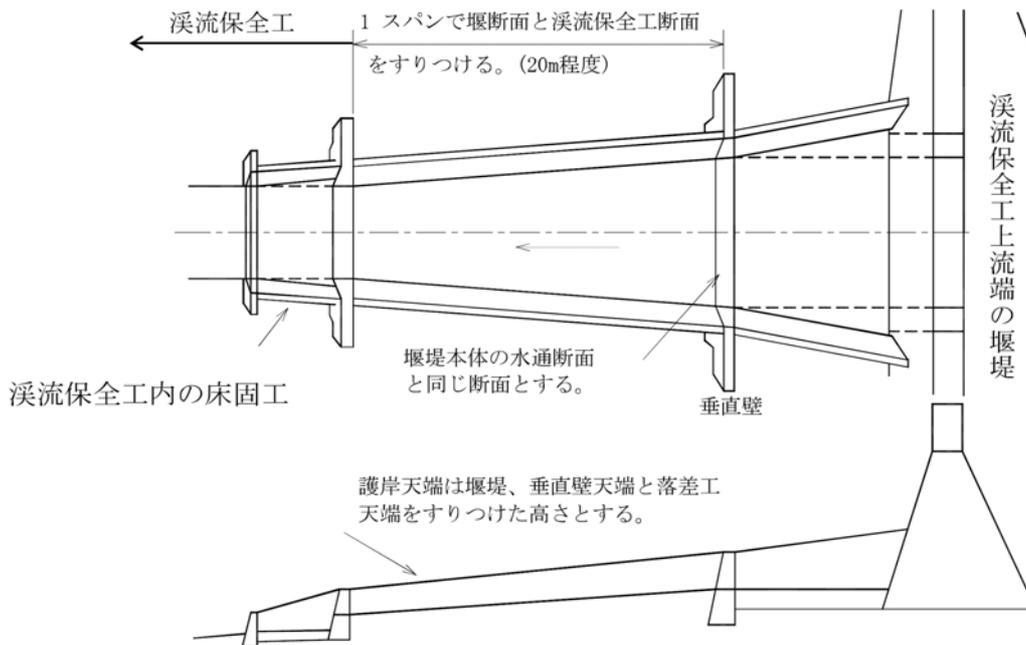


図 9-4-137 砂防堰堤との擦り合わせ例

10. 護床工

10.1 帯工

単独床固工の下流及び階段状床固工群の間隔が大きく、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。

解 説

10.1.1 配 置

帯工は原則として落差を考えない床固工であって、高さはその天端を溪床と同高とし、床固工の形成する安定勾配又は計画溪床勾配の線に沿って計画する。勾配変化のある場合は、その折点に床固工を計画し、帯工によって勾配を変化させないことを原則とする。

また、一つの勾配がかなり長い距離で続く場合、中間における護岸の基礎洗掘を防ぐ意味で、中間に帯工を設ける。この帯工の間隔は、通常その勾配を表わす分数の分母の数を距離に読み替えた程度を原則とする。三面張り溪流保全工における帯工の間隔は、一般には計画溪床勾配の分母の数の2倍程度を距離に読み替えて設置する場合が多い。

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

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

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

10.1.2 構 造

帯工の構造は、図 9-4-138に示す下記を標準とする。帯工には袖部を設け、袖天端の勾配は水平、袖天端幅は水通し天端幅と同一とする。

袖部の嵌入長及び形状は、図 9-4-139を標準とする。

- ・高 さ： $h = 1.2 \sim 1.5\text{m}$
- ・天 端 幅： $b = 1.0 \sim 1.2\text{m}$
- ・下流法勾配： $1 : 0.2$

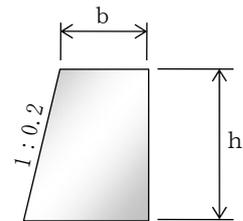


図 9-4-138 帯工構造

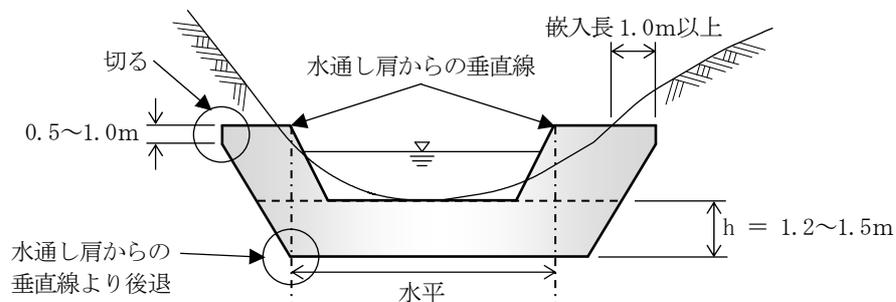


図 9-4-139 帯工の袖部の嵌入長及び形状

10.2 底張工

溪流保全工は原則として底を張らない構造とするが、計画区間において、その河床を構成する粒径に対する限界流速が計画勾配と計画水深によって生ずる流速より小さくなる場合には、三面張りとしてよい。溪流保全工の底張りは、流水及び磨耗に耐える構造として設計するものとする。

解説

溪流保全工を計画する際には、原則として底を張らない構造とする。溪床勾配等で河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河床の抵抗力より大なる場合には三面張りとすることを考慮する。

なお、限界掃流力の式には、シールズ公式、岩垣式等がある。

溪流保全工の底張りは、現河床材料では計画河床勾配の維持が困難となる場合に設けるものとし、コンクリート張り、ブロック張り等がある。一般には溪流保全工の計画河床幅が狭く流域面積が 2km^2 以下の小規模な溪流では、厚さ 0.3m 程度のコンクリート張り（三面張り）が採用されている例が多い。

計画河幅が $2\sim 3\text{m}$ 以下の場合、二面張りより三面張りとするほうが、経済的となることが多い。

三面張りの設計は、図 9-4-140 のように流域面積が 3km^2 以下の小規模な溪流では、厚さ $30\text{cm}\sim 50\text{cm}$ の底張りが用いられている（標準 30cm ）。

底張工は、磨耗に十分耐えるように設計することを原則とする。なお、火山泥流の多発する桜島での磨耗深には、1回の泥流で 2cm 、2年間で 1m という実績がある。

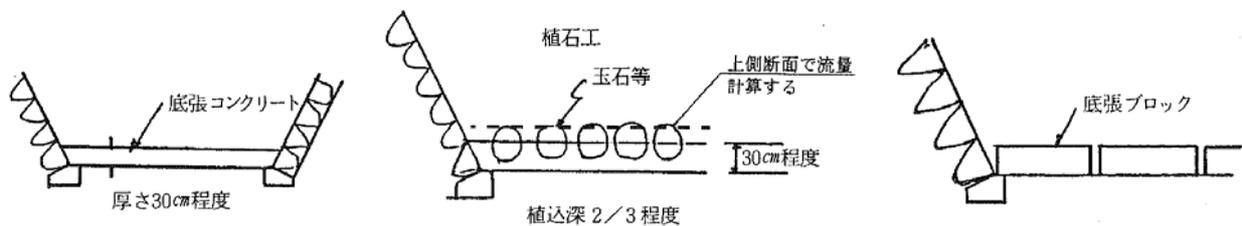


図 9-4-140 底張工の事例

11. 管理用道路

溪流保全工には、管理・点検用に管理用道路（通路）を設け、道路幅は 3.0m とする。ただし、地形的にやむを得ない場合や、近接して溪流と並行する既存道路がある場合等は、この限りでない。

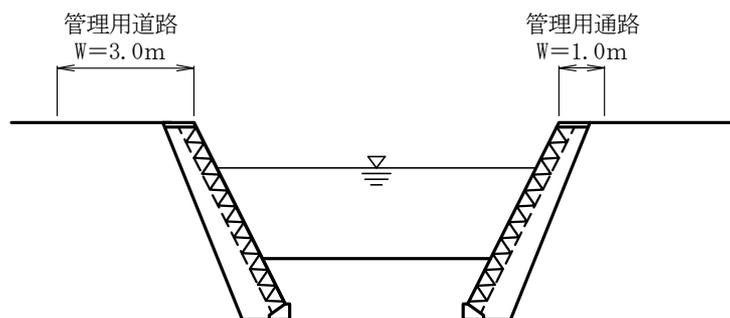


図 9-4-141 溪流保全工の管理用通路

第9節 山腹保全工の設計

1. 総説

溪流保全工の設計においては、形状、勾配、構造物、河床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等を適切に設計する必要がある。また、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。

解説

山腹保全工とは、とくしや地あるいは崩壊地に植生を導入し、表土の風化、浸食、崩壊の拡大を防止して、土砂生産の抑制、土石流及び流木の流出防止を図ることを目的とするものである。

山腹保全工の種類は、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工、山腹斜面補強工に大別される。ここでは、山腹基礎工と山腹緑化工について記述する。山腹基礎工とは、のり切工等を行った後の堆積土の安定を図るとともに、山腹排水路を設け、雨水による侵食を防止することにより、施工対象地を将来林地とするための基礎作りを行う工法である。山腹緑化工は、施工対象地に直接植生を導入して緑化を図る工法である。それぞれの中に含まれる代表的な工種は、次のとおりである。

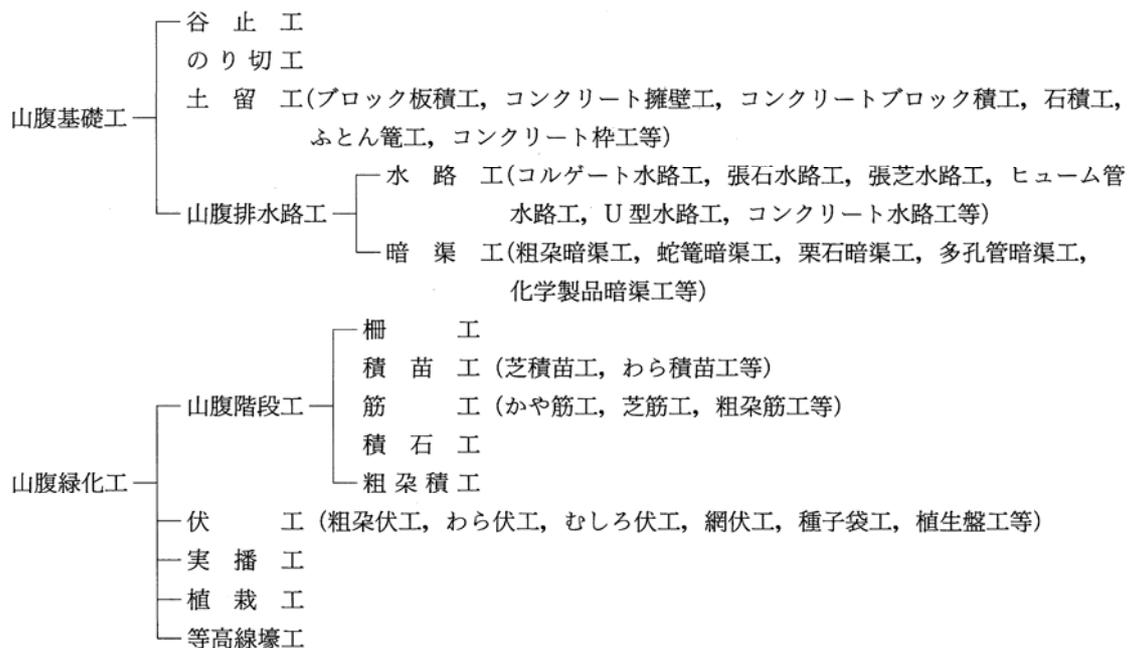


図 9-4-142 山腹工の代表的な工種

山腹工の工種は、一般には次の基準により選定する。

- ① 地質及び気象等の環境別工種
- ② 荒廃形態別の工種

設計順序に沿って工種の選定を検討すると、次のようになる。

- (1) とくしゃ地
- (2) 崩壊地

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

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

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

(1) とくしゃ地

谷止工 → 土留工（ブロック板積工） → のり切工 → 山腹階段工（積苗工、筋工）
→ 伏工（粗朶伏工、わら伏工、種子帯工、植生盤工等） → 植栽工

(2) 崩壊地

谷止工 → 土留工（コンクリート擁壁工、コンクリートブロック積工）

┌───┐
│ [自然復旧の期待できるところ] │
│ → 山腹工終了 │
└───┘

┌───┐
│ [自然復旧の期待しにくいところ] │
│ → 山腹排水路工（コルゲート水路工、粗朶暗渠工） → 山腹階段工（積苗工、筋工） │
│ → 伏工 → 植栽工 │
└───┘

2. 谷止工

谷止工は、砂防堰堤に準じて設計するものとする。

解 説

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

2.1 とくしゃ地

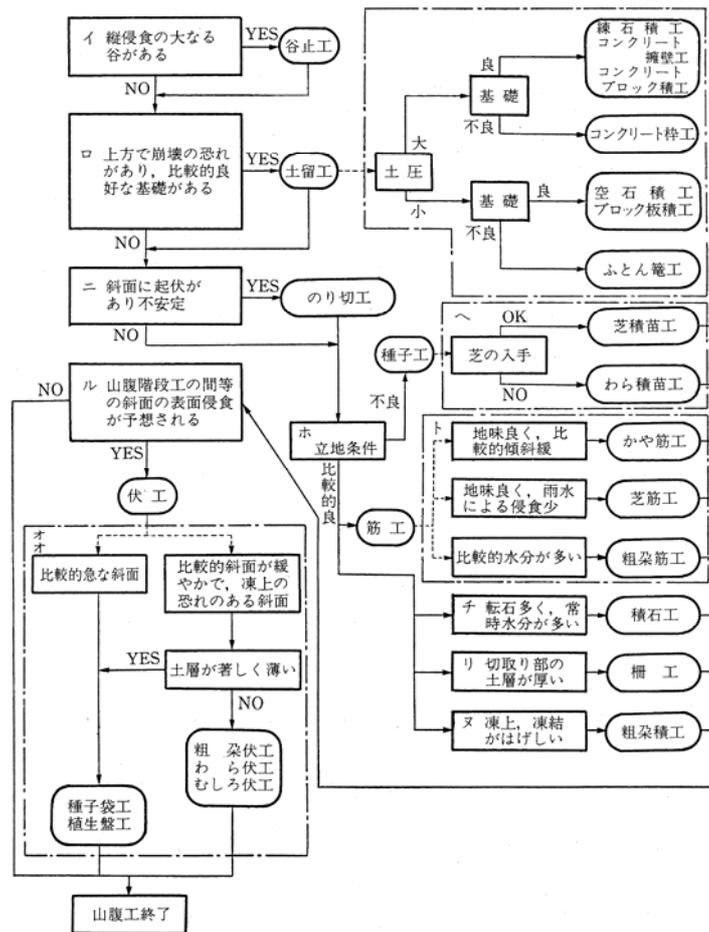
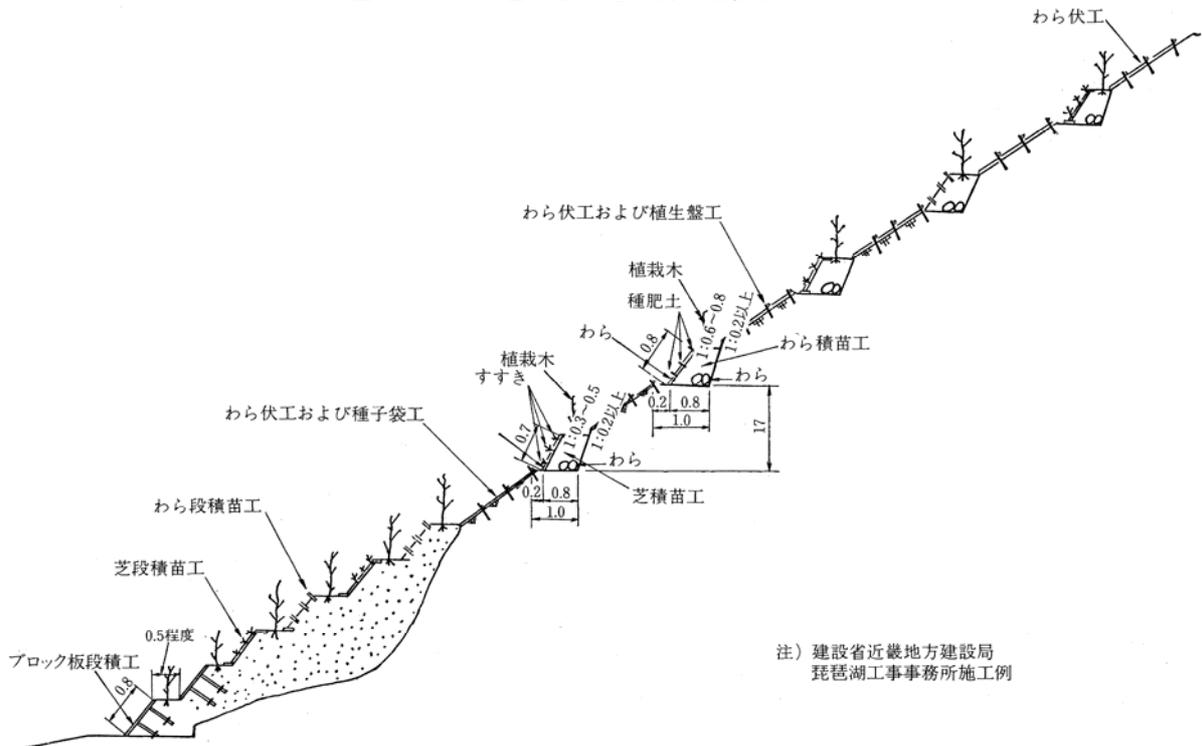


図 9-4-143 とくしゃ地における設計フロー



注) 建設省近畿地方建設局
琵琶湖工事事務所施工例

図 9-4-144 とくしゃ地 (施工例) 断面図 (単位: m)

2.2 崩壊地

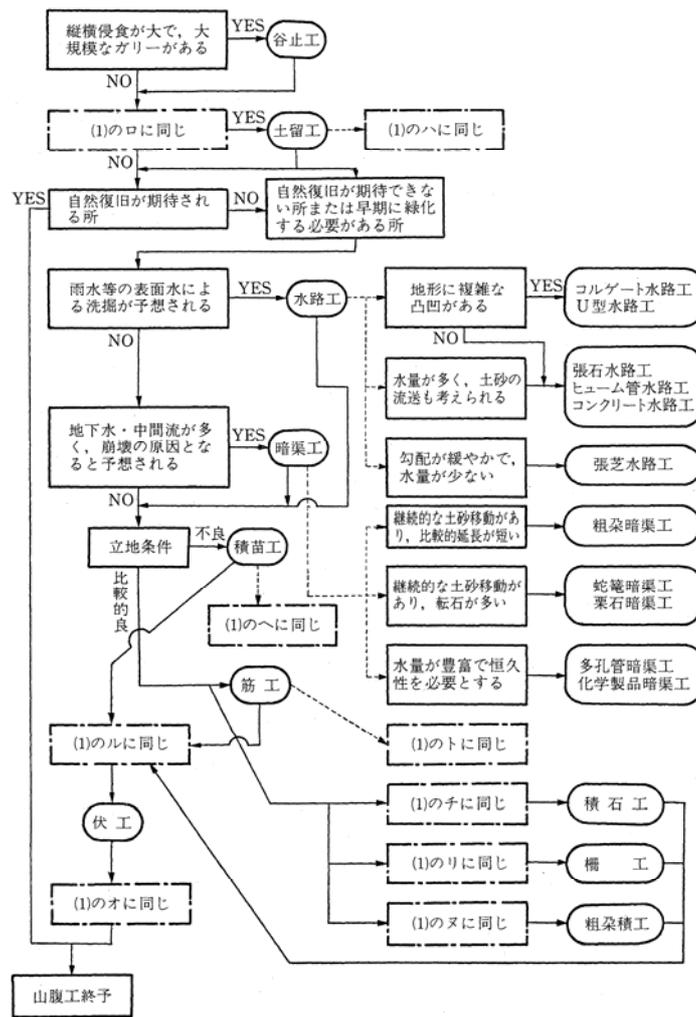


図 9-4-145 崩壊地における設計フロー

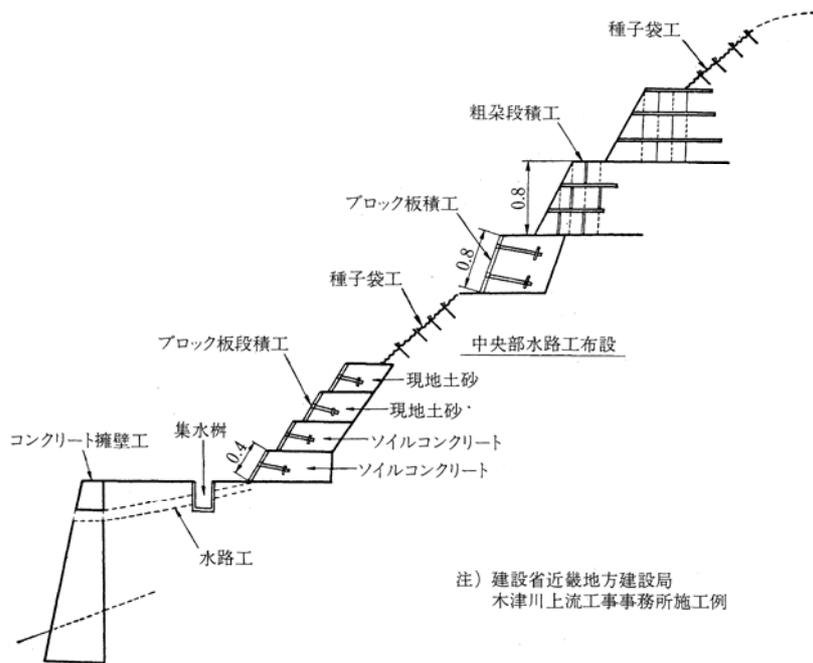


図 9-4-146 崩壊地(施工例)断面図(単位:m)

3. のり切工

のり切工は、山腹斜面の安定を図りうる構造として設計するものとする。

解 説

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

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

4. 土留工

土留工は、地形、地質、気象等の条件及び安全性を考慮して、設計するものとする。

解 説

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

使用する材料によって、ブロック板積工、コンクリート擁壁工、コンクリートブロック積工、ふとん籠工、コンクリート枠工等に分けられる。

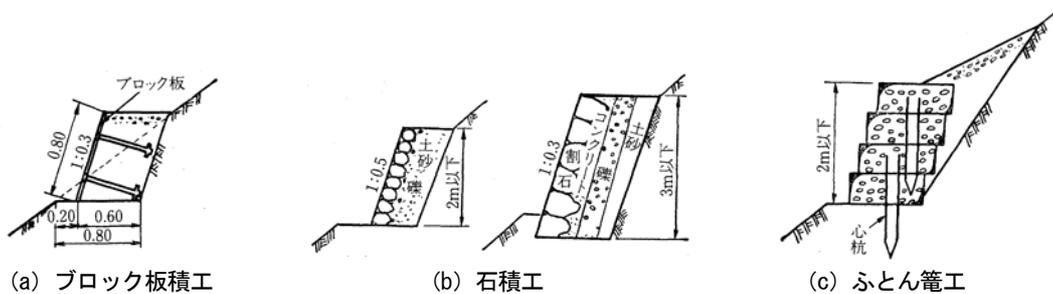


図 9-4-147 土留工の例

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

コンクリート擁壁工及びコンクリートブロック積工は、一般土木工事に準じて使用するものとするが、比較的土圧の大きな箇所に使用することができる。

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

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

コンクリート杭工は、基礎地盤の不安定な箇所を使用するものとする。

5. 水路工

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

解 説

水路工は流水による斜面の侵食を防止するために設けるものであり、その設計においては、勾配の急変を避けるとともに徐々に緩勾配に移すこととし、崩壊地帯の凹凸の地盤に十分埋め込み、周囲の流水を集めやすいよう配慮する。通水断面は、対象流量を安全に流しうるように十分に余裕を持たせる。また、水路工の上、下流端には、土留工あるいは帯工を設ける。

また、水路長が長い場合には、水路長20～30mごとに帯工を設けて水路の安定を図る。

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

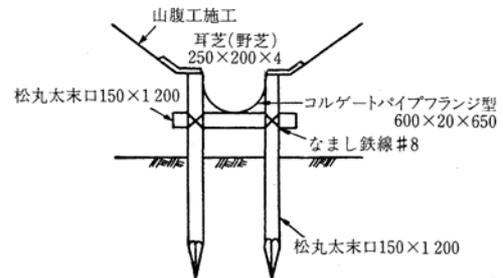


図 9-4-148 コルゲート水路工の例 (単位 : mm)

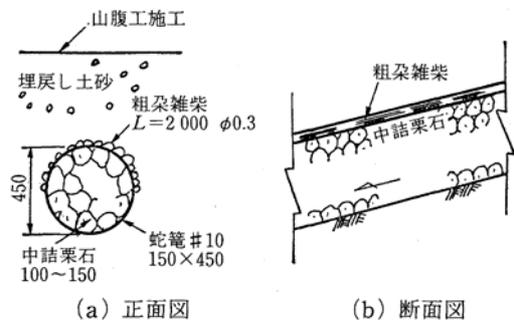
6. 暗渠工

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

解 説

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

暗渠工の使用材料としては、粗朶、蛇籠、栗石、多孔管、化学製品等があり、粗朶暗渠工は、小規模な暗渠として使用される。蛇籠暗渠工は、地盤が不安定で変動しても有効に働くようにするために使用するもので、一般に円筒形蛇籠を用いる。栗石暗渠工は、地下水が多い場合に用いられ、石の径は0.05～0.15mのものを使用している。また、最近では多孔管及び化学製品等を使用することもある。



(a) 正面図 (b) 断面図

図 9-4-149 蛇籠暗渠工の例 (単位 : mm)

7. 柵工

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

解説

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

柵工は、使用材料によって、編柵工、コンクリート板柵工等がある。

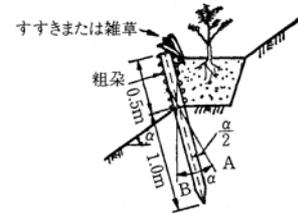


図 9-4-150 編柵工の例

8. 積苗工

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

解説

積苗工は、地山に直高1.5m程度、幅1m程度の階段状の段切を行った後、芝。又はわらを積み、土砂で埋め戻して植栽床とするものである。

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

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

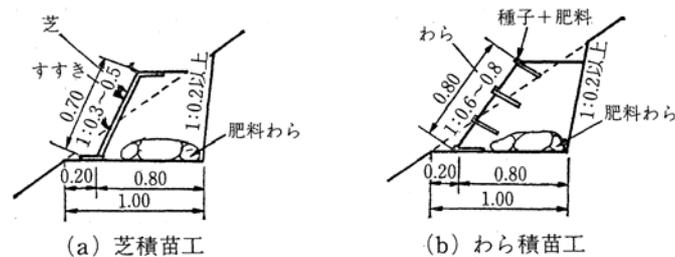


図 9-4-151 積苗工の例 (単位 : m)

9. 筋工

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

解説

筋工には、使用する材料によってかや筋工、芝筋工、粗朶筋工等に分けられる。

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

粗朶筋工は、比較的水分の多い所で粗朶の入手しやすい箇所に施工される。一般に粗朶筋工は、直高1.0～1.5m程度、階段幅0.6～0.8m程度、粗朶の積高0.4m程度、粗朶の長さ0.4m程度、粗朶束の径0.1m程度とし、その束の間にかや株あるいは多年生草を埋め込み、粗朶の腐朽に備えるものとする。

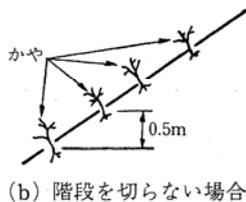
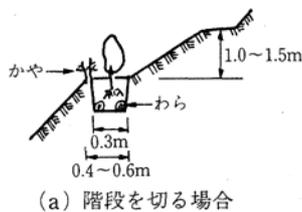


図 9-4-152 かや筋工

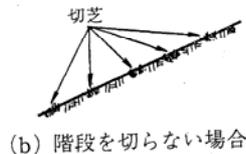
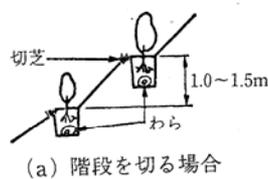


図 9-4-153 芝筋工

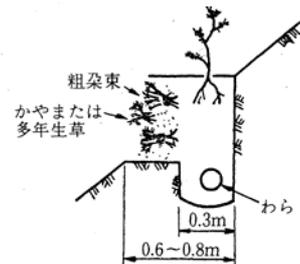


図 9-4-154 粗朶筋工

10. 伏工

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

解説

伏工には、使用材料によって、粗朶伏工、むしろ伏工、網伏工等がある。

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

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

粗朶伏工は一般に比較的面積の小さなとくしゃ地、又は積苗工、筋工ののり面に用いられ、粗朶の入手が容易で止杭が確実に打ち込める箇所に用いる。一般に粗朶伏工は、粗朶を横に並べ、1.0mごとに縦木(押木)を設置し、止杭によって固定する。

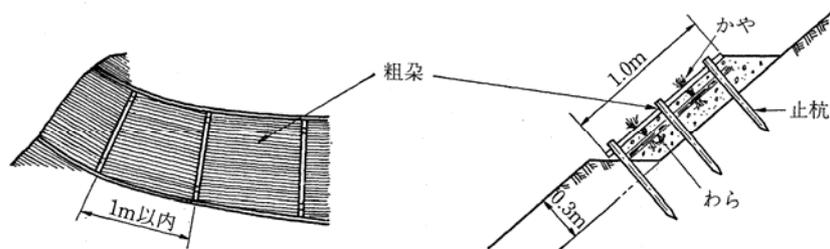


図 9-4-155 粗朶伏工

網伏工は、緩斜面で軟弱な山腹に適合している。網目の大きさは普通縦径2m、横径4mの菱形とし、接合点及び粗朶の間を竹串、又は杭により固定する。網目には、施工地に適した根の繁茂する苗木を植栽することもある。なお、最近では合成樹脂製品を利用してその中に草木の種子を入れた種子袋工や植生盤工等が多く採用されている。

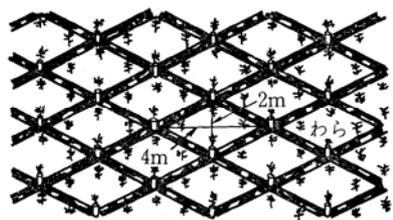


図 9-4-156 実播工

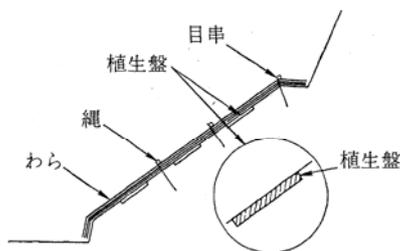


図 9-4-157 わら伏工及び植生盤工

11. 実播工

実播工は、草木の種子を直接播くことにより早期に緑化が図りうるよう選定するものとする。

解 説

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

実播工を急傾斜地で用いる場合は、一般に伏工等により種子、肥土の流亡を防ぐことに留意する必要がある。実播工に用いる草本には、特定外来種は使用しないこと。

12. 植栽工

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

解 説

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

植栽工に用いる樹木には、特定外来種を使用しないこと。

13. その他

そのほか、積石工、粗朶積工、等高線壕工等がある。

解 説

(1) 積石工

積石工は、常時水分の多いところ、又は雨水が集中してのり切面の土砂が流出しやすい所で強度を必要とする箇所に適し、山腹に凹凸が多くかつ地質が堅い箇所ののり切工に際して、転石が多い箇所で積苗工の代わりに用いる工法である。通常、石の控え長は0.3m程度、のり勾配は3～4分、積石の高さ0.5～1.0m、犬走り0.15～0.2mを標準とする。

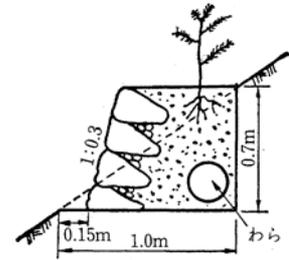


図 9-4-158 積石工の例

(2) 粗朶積工

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

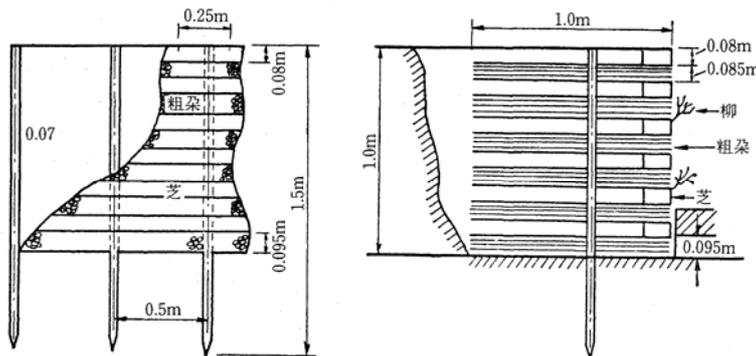


図 9-4-159 粗朶積工の例

(3) 等高線壕工

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

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

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

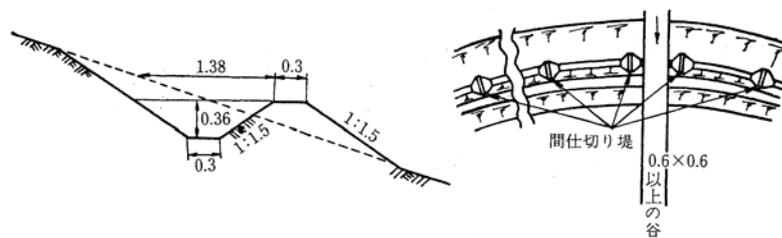


図 9-4-160 等高線壕工の例 (単位 : m)

第10節 堆積工の設計

1. 総説

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

解説

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

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

堆積工の設計順序は次のとおりとするのが一般的である。

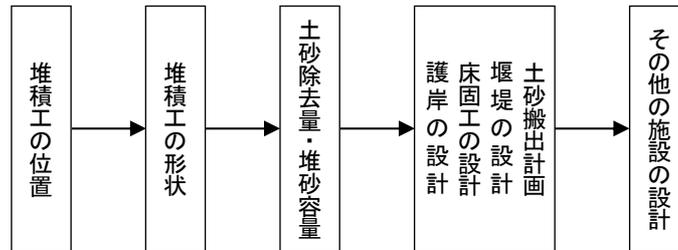


図 9-4-161 堆積工の設計順序

堆積工の平面形状は地形の特性を考慮して設計するが、角形、将棋コマ型、とっくり型、胃袋型がある。

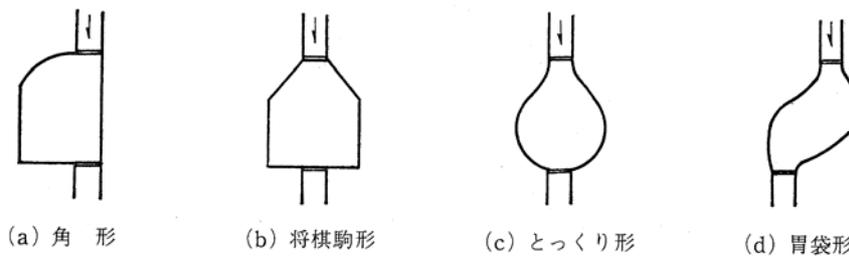


図 9-4-162 堆積工の平面形状の例

堆積工の堆積土砂の掘削、除去により、上下流及び溪岸に支障を及ぼさないよう、必要に応じて上下流部に砂防堰堤もしくは床固工を仕切りとして計画し、溪床の安定・維持を図る。また、流入部の幅を急に広げると流入部付近に土砂が沈砂し、土砂の堆積が上流に進行し、上流流路の河積を減じて流水の氾濫をきたすことになる。溪流の状況、施工位置等によって異なるが、拡幅の角度 θ は経験上 30° 程度が適当とされている。

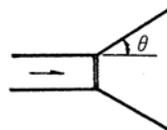


図 9-4-163 堆積工の入り口拡幅角度

2. 土石流堆積工の設計

土石流堆積工は、土石流を減勢し堆積するための土石流・流木対策施設であり、土石流分散堆積地と土石流堆積流路とがある。

解 説

土石流堆積工は、安全に土石流を堆積させるもので、その種類は、「土石流分散堆積地」と「土石流堆積流路」がある。

(1) 土石流分散堆積地

土石流分散堆積地は、流路を拡幅した土地の区域（拡幅部）のことで、拡幅部の上流端と下流端に砂防堰堤又は床固工を配置したものである。

土石流分散堆積地は、土石流・流木処理計画上必要となる計画堆積量を堆積させることのできる空間を、流路の拡幅及び掘り込んで溪床勾配を緩くすることにより確保するものである。

(2) 土石流堆積流路

土石流堆積流路は、背後地盤において宅地が連担している等の土地利用状況や谷底平野等の地形条件により、土石流分散堆積地のように流路の拡幅が困難な場合において、流路を掘り込んで溪床勾配を緩くすることにより、土石流・流木処理計画上必要となる計画堆積量を堆積させることのできる空間を確保するものである。

2.1 土石流分散堆積地

2.1.1 形 状

土石流分散堆積地の形状は、土石流の流動性及び地形の特性を把握し、適切な形状とする。

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、土石流分散堆積地の形状を定める。

2.1.2 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 $1/2 \sim 2/3$ の勾配を基準とする。

解 説

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は、現溪床勾配の $1/2 \sim 2/3$ 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。

2.1.3 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。

解 説

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は、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。

2.1.4 構造

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

解説

土石流分散堆積地は、上下流端の砂防堰堤（又は床固工）、拡散部、堆積部及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。

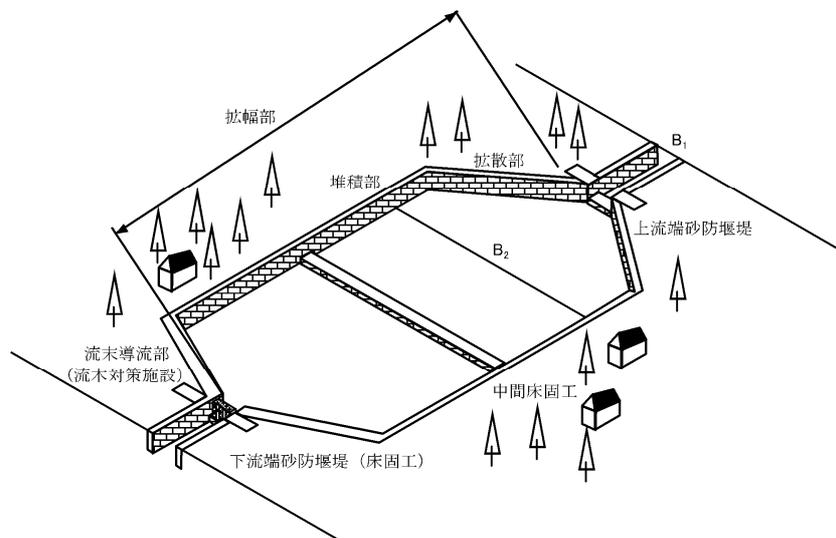


図 9-4-164 土石流分散堆積地

2.2 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。

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。

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、速やかにこれを除石する。

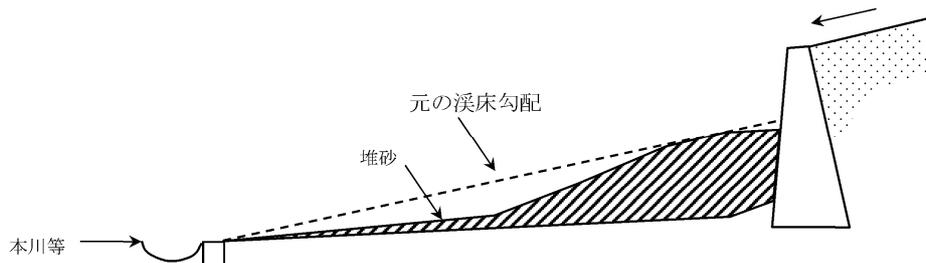


図 9-4-165 土石流堆積流路

第 1 1 節 その他施設の設計

1. 土石流導流工

1.1 総 説

土石流導流工は、土石流を安全な場所まで導流するもので、土石流ピーク流量に対応する断面とする。

解 説

土石流導流工は、流出土砂の粒径等を十分検討し、土石流導流工内で堆積が生じて、越流、氾濫しないように計画しなければならない。

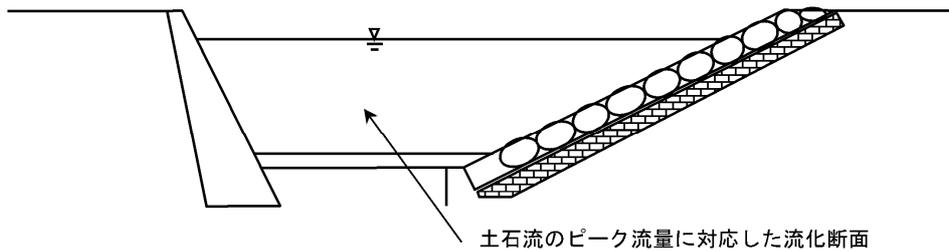


図 9-4-166 土石流導流工

1.2 断 面

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、堆積遡上により氾濫しないように注意する。

解 説

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、又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。

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。

土石流導流工の幅は土石流の最大礫径の 2 倍以上、又は原則として 3 m 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を計画するものとする。余裕高は表 9-4-46 の通りとする。ただし、河床勾配による表 9-4-47 の値以下にならないようにする。ここで、 D_d は水深 (m) とする。

表 9-4-46 土石流導流工の余裕高

流 量	余裕高 (ΔD_d)
200 m ³ /s 以下	0.6m
200~500 m ³ /s	0.8m
500~2000 m ³ /s	1.0m

表 9-4-47 土石流導流工の河床勾配による基準

勾 配	$\Delta D_d / D_d$
1/10 以上	0.5
1/10~1/30	0.4

1.3 法線形

土石流導流工の法線形はできるかぎり直線とする。

解 説

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。地形及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、その湾曲部の曲率半径は下記の式で求め、中心角 30° 以下とする。

$$B_r / \theta_{r(LN)} \leq 0.1$$

B_r : 流路幅 (m)

$\theta_{r(LN)}$: 湾曲部曲率半径 (m)

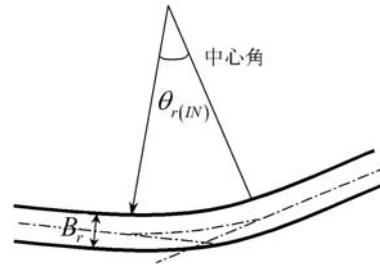


図 9-4-167 土石流導流工湾曲部の法線形

1.4 縦断形

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

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なため、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遡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。

1.5 構造

1.5.1 溪 床

掘込み方式を原則とする。

解 説

土石流導流工は、安全上、掘込み方式を原則とする。

1.5.2 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。

解 説

土石流導流工は、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 $D_{d(OUT)max}$ は $D_d + 10 \cdot (B_r \cdot U^2) / (\theta_r \cdot g)$ にもなることがあるが、一般に土石流導流工や溪流保全工が施工される扇状地では、土石流及び清流でそれぞれ下記の式で求める。

$$\text{土 石 流} : D_{d(OUT)max} = D_d + 2 \cdot (B_r \cdot U^2) / (\theta_r \cdot g)$$

$$\text{清流 (射流)} : D_{d(OUT)max} = D_d + (B_r \cdot U^2) / (\theta_r \cdot g)$$

D_d : 直線部での水深 (m)

B_r : 流路幅 (m)

U : 平均流速 (m/s)

θ_r : 水路中央の曲率半径 (m)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

2. 土石流緩衝樹林帯

2.1 総 説

土石流緩衝樹林帯は、土石流の流速を低減させて堆積させるための土石流、流木対策施設である。

解 説

土石流緩衝樹林帯として、床固工、土石流導流堤等の土石流・流木対策施設と樹林、小規模な出水を処理する常水路、補助施設等を組み合わせて配置したものであり、土石流の堆積区間の末端部付近に配置する。

土石流緩衝樹林帯は原則として扇状地上において土石流と保全対象物の間に緩衝区間として、土石流流向制御工等を組み合わせて設ける。

2.2 土石流緩衝樹林帯の設計

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、補助施設からなる。

解 説

2.2.1 利用樹種

導入する樹種は、計画区域内又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。

2.2.2 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。

2.2.3 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、計画区域内の溪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。

2.2.4 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。

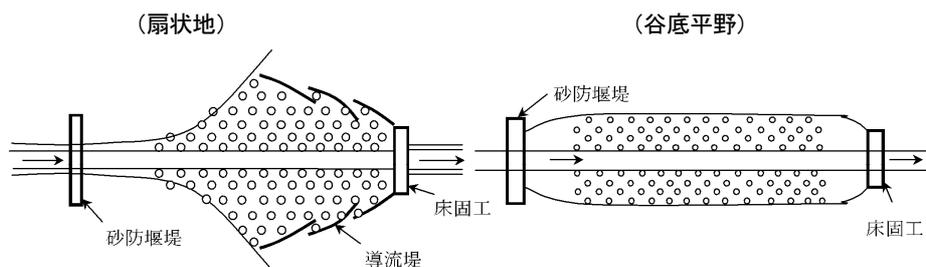


図 9-4-168 土石流緩衝樹林帯

3. 土石流流向制御工

3.1 総説

土石流流向制御工は、土石流の流向を制御するための土石流・流木対策施設である。

解説

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する。

3.2 土石流流向制御工の設計

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ともに、表のり先の洗堀に注意する。

解説

3.2.1 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流向を制御し、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_c) は $\theta_c < 45^\circ$ 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。

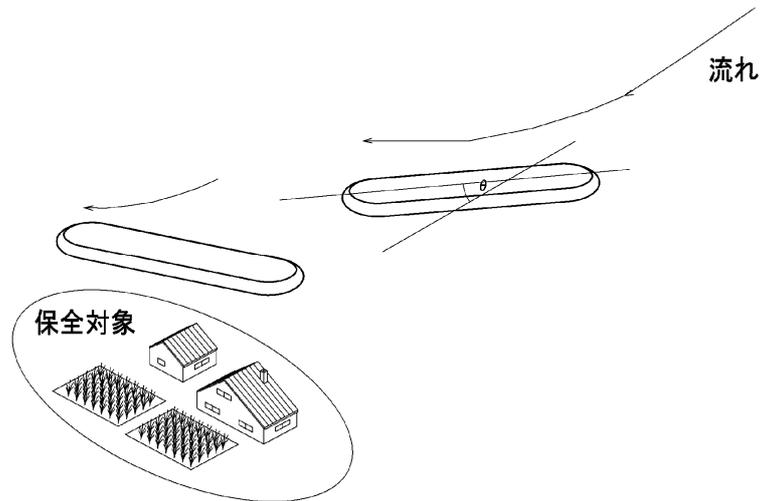


図 9-4-169 土石流導流堤の法線

3.2.2 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。

3.2.3 導流堤の法面保護及び法先の洗掘対策

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に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、及び根固水制工等により洗掘に対して安全な構造とする。

3.2.4 除石

土石流流向制御工における堆積土は除石するものとする。

4. 掃流区間における流木対策施設

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。

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、原則として河川における洪水流として検討する。

洪水及び土砂流の流速、水深等は土砂を含んだ流量を用いてマ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は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、流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木の手足に必要な高さを加えた値以上とする。

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せき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。なお、図中の記号は下記のとおりである。

D_s : 流木止めによるせき上げを考慮した水位 (m)

ΔH_s : 流木捕捉に必要な高さ (m)

H_s : 流木止め (透過部) の高さ (m)

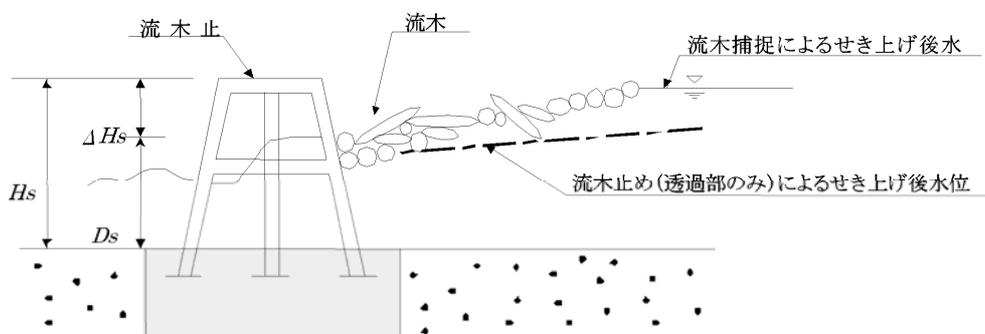


図 9-4-170 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ (H_s) の模式図

(1) せき上げ水位の計算

① せき上げ前の水深 D_{f0} 、平均流速 U_h

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。

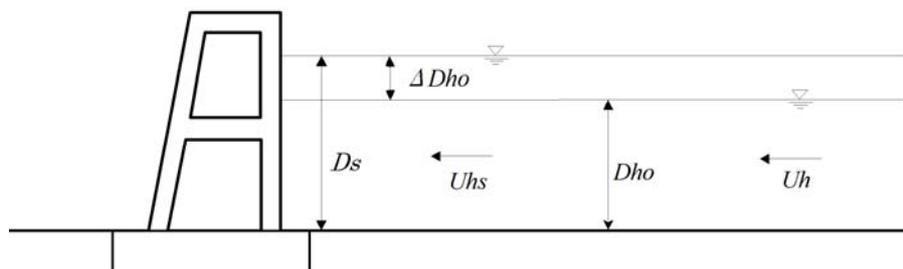


図 9-4-171 流木止めによるせき上げ水位

② 流木止め工によるせき上げ高

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せき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、縦部材のみによるせき上げの水位は次式により算定できる。

$$\Delta h_{i0} = k_m \cdot \sin \theta_m \cdot (R_m / B_p)^{4/3} \cdot U_h^2 / 2g$$

Δh_{i0} : 流木止め工縦部材によるせき上げ高 (m)

K_m : 縦部材の断面形状による係数 (鋼管 ≈ 2.0 、角状鋼管 ≈ 2.5 、H形鋼 ≈ 3.0)

θ_m : 縦部材の下流河床面に対する傾斜角 (度)

R_m : 縦部材の直径 (m)

B_p : 縦部材の純間隔 (m)

U_h : 上流側の流速 (m/s)

③ せき上げ後水深 (D_s)

$$D_s = D_{i0} + \Delta D_{i0}$$

$$U_{hs} = Q / D_s / B_s$$

Q : 設計流量 (m³/s)

U_{hs} : せき上げ後の平均流速 (m/s)

B_s : 流下幅 (m)

(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、せき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、最大流大径の2倍を確保する。

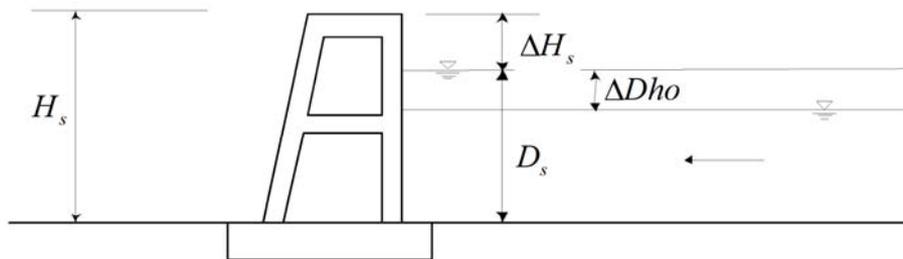


図 9-4-172 閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

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

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

d_m : 河床材料の平均粒径 (m)

σ : 砂礫の密度、一般に 2,600~2,650 kg/m³

ρ : 泥水の密度、一般に 1,000~1,200 kg/m³

g : 重量加速度 (m/s²)

② 摩擦速度の2乗 U_*^2

$$U_*^2 = g \cdot D_{i0} \cdot I$$

D_{i0} : 水深 (m) I : 河床勾配

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 付図の縦軸 U_{*ci}^2 / U_{*cm}^2 が、③の U_*^2 / U_{*cm}^2 に等しい点に対する d_i / d_m

$$d_i / d_m > 0.4 : U_{*ci}^2 / U_{*cm}^2 = \{\log_{10} 19 / \log_{10} 19 \cdot (d_i / d_m)\}^2 \cdot (d_i / d_m)$$

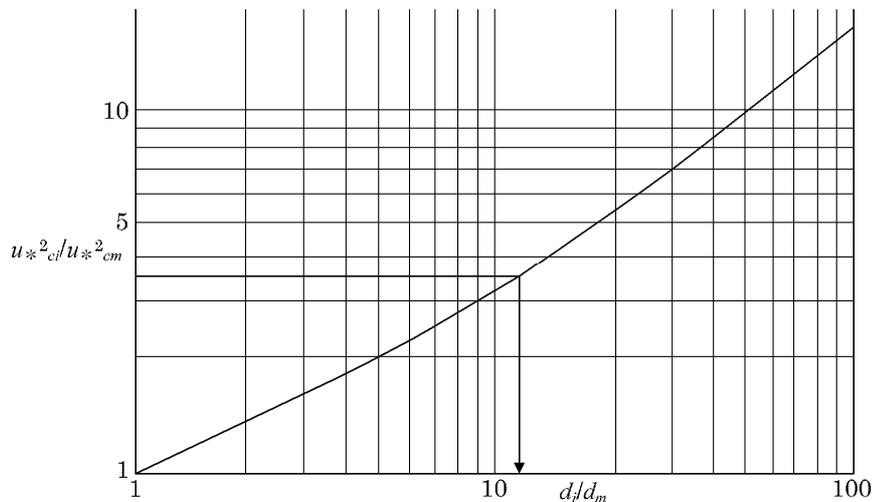


図 9-4-173 粒径別限界掃流力

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。

$$B_p \geq 2 d_i$$

B_p : 透過部の純間隔 (m) d_i : 最大転石 (m)

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し、折損して流下した流木によるすり抜け等に留意する。

$$1/2 \cdot L_{mm} \geq B_p$$

L_{mm} : 最大流木長 (m)

4.2.3 全体の安定性の検討

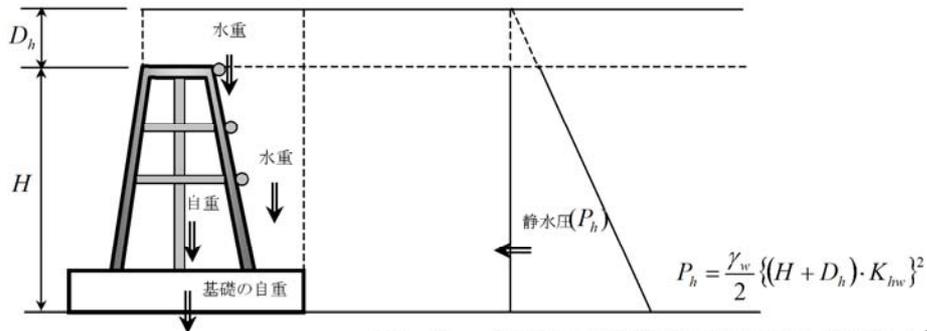
流木捕捉工の安定性の検討にあたっては、流木捕捉工が流木等により完全に閉塞された状態でも安定であるように設計する。

解 説

掃流区間における流木捕捉工の安定性の検討は、原則として本章第3節4に示す掃流区間に設置する砂防堰堤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。

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9-4-174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。掃流区間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。



※1) K_{hw} : 透過部の閉塞密度に応じた静水圧係数 ($K_{hw} = 1.0$)

図 9-4-174 掃流区間の流木捕捉工の閉塞状況

表 9-4-48 流木対策施設（掃流区間）の設計外力

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高5m以下 (基礎含む)			自重、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、水圧及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、礫の衝突による衝撃力を準用する。

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。流木は長袖が水流の方向と平行に流下し、衝突する場合を想定して衝撃力を計算する。

$$U_{ss} = 1.2 \cdot U_s$$

U_{ss} : 表面流速 (m/s)

U_s : 平均流速 (m/s)

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あたっては、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あるように設計する。また、流木の衝突による衝撃力に対する安定も検討する。

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、原則として本章第3節4の砂防堰堤の設計による。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安全に閉塞されて水が透過できない状態を想定して、不透過型砂防堰堤とみなして水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、前庭保護工を設計する。流木捕捉工は砂防堰堤の副堰堤にも設置することができる。

流木捕捉工の水通し断面は、透過部への流木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。

4.3 流木発生抑止工の設計

掃流区間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。

解 説

掃流区間の流木発生抑止工は、護岸工及び流路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。

第12節 除石（流木の除去を含む）計画

1. 総説

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、定期的及び土石流発生後等においてすみやかに堆砂状況の点検を行い、必要に応じて除石（流木の除去を含む）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。

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や搬出土の受け入れ先、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、渓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、定期的な点検に基づいて平常時に流出する土砂及び流木を除去する「定期的な除石（流木の除去を含む）」と、土石流発生後等の緊急時に実施する「緊急除石（流木の除去を含む）」とがある。「定期的な除石（流木の除去を含む）」と「緊急除石（流木の除去を含む）」の基本的な考え方は、それぞれ以下に示すとおりである。

2. 定期的な除石（流木の除去を含む）

定期的な除石（流木の除去を含む）は、平常時に流出した土砂及び流木等から主として、計画堆積量を確保するために行うものである。

土石流・流木対策施設に対しては、定期的な点検を行い、その結果、土石流、流木処理計画上必要としている計画捕捉量・計画堆積量を確保する必要がある場合に除石（流木の除去を含む）を実施する。

3. 緊急除石（流木の除去を含む）

緊急除石は、土石流発生等の出水により流出した土砂及び流木から計画捕捉量・計画堆積量を確保するために行うものである。

土石流・流木対策施設に対しては、土石流発生後等において、次期出水にそなえて、緊急点検を行い、その結果、土石流・流木処理計画上必要としている計画捕捉量・計画堆積量を確保する必要がある場合に緊急に除石（流木の除去を含む）を実施する。

なお、除石を実施する際に、透過部断面を閉塞した礫がほぐれて突発的に下流へ流出する危険があるため、除石は直下から行わず、原則として上流から実施する。

土石流・流木捕捉工は計画捕捉量及び計画堆積量が大いほど効果が大いので、定期的又は出水後に堆砂状況を調査する。また、土石流発生後は、施設の被害について必要に応じて点検を行い、破損等に対し必要な処置を講ずる。

透過型砂防堰堤や部分透過型砂防堰堤については、流木等によって透過部断面が閉塞しないよう管理する。