

第3章 砂防施設の設計

第1節 総 則

1. 総 則

砂防えん堤の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、かつ、その機能が長期間保持されるよう安全性を考慮するとともに、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

2. 砂防堰堤の設計

2.1 数値基準

施設設計に当たっての数値基準を表 2.1 に示す。

表 2.1 数値基準

堰堤高	0.5mピッチ
副堤位置・水叩き長	0.1mピッチ、切上げ
水叩き厚	0.1mピッチ、切上げ
水通し高	0.1mピッチ、切上げ
上流法面勾配	5厘ピッチ、切上げ

2.2 砂防堰堤各部の名称

砂防えん堤の各部の名称は、図 2.2 のとおりである。

解 説

不透過型砂防堰堤の事例として重力式砂防堰堤の各部の名称を図2.2に示す。

透過型砂防堰堤においても水通し部に透過部が設置されているだけで、基本的には名称も同様である。

また、長野県においては、治山施設との区別化を図るため、水抜きの形状を矩形（四角形）としている。

（治山：円形）しかしながら、堰堤構造などから矩形が好ましくない場合においては、吐き出し口のみ対応されたい。

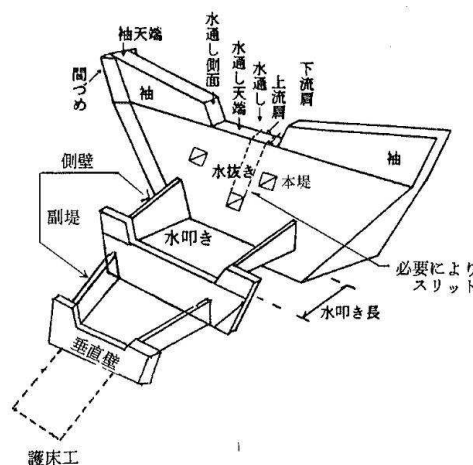


図2.2 砂防堰堤の各部名称

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表 2.3 および土石流・流木対策砂防堰堤の設計順序を図 2.3 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、安全性および経済性等の各要素について考察し、堰堤型式の選定に必要な概要設計を行った後、堰堤型式を決定する。次に決定された堰堤型式について、水通し、本体および基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰めおよび水抜き等の付属物の設計を行う。

表2.3 砂防堰堤の設計順序

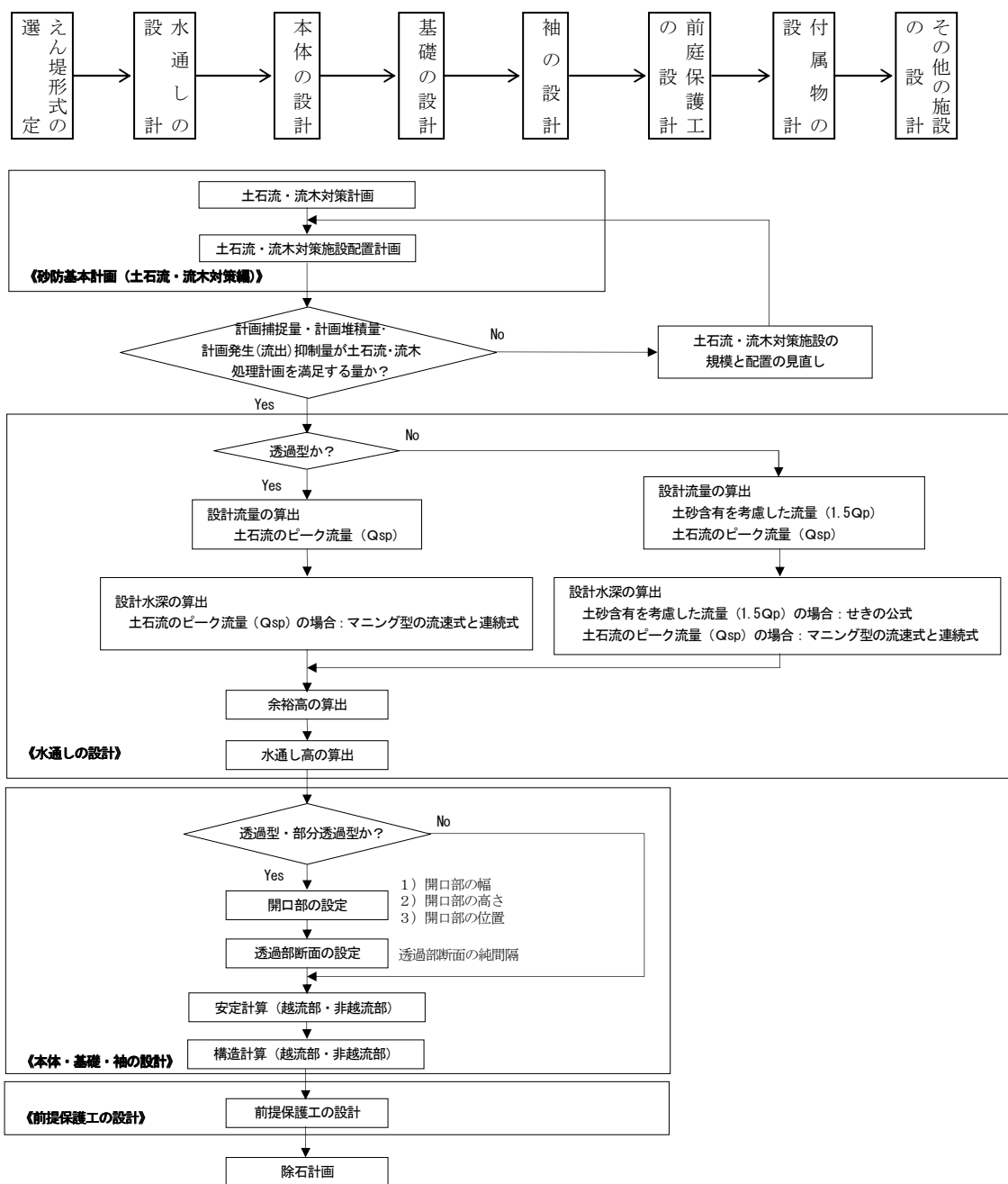


図 2.3 土石流・流木対策設計の流れ

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

「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）：平成19年3月、国土交通省 砂防部のP.47」には合理式による清水の対象流量の算出方法が、「国土交通省河川砂防技術基準第3章第2節-10」には合理式による最大洪水流量の算出式が定められている。

しかしながら、洪水到達時間の算出式は同一でなく、経験上から定められたゆえに生じた差異と捕ら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捕らえて考えた場合、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。また、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もなく、河川施設設計との整合をとる必要も感じられることから、以下のように砂防施設設計における対象流量算出においては、
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

「国土交通省河川砂防技術基準第3章第2節-10」、「中小河川計画の手引き(案)：平成11年9月、中小河川計画検討会」による。

(2) 土石流区間

「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）：平成19年3月、国土交通省 砂防部のP.47」による。

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

(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 (m³/sec) (小数点以下1位を切り上げ整数とする)

Q' : ラショナル式によって求めるピーク流量 (m³/sec)

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 (km²)

(2) 洪水到達時間

ラショナル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」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ので、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。

$$\text{洪水到達時間} = T_0 + T_1$$

① 洪水流下時間 (T₀)

【Kraven 式】

$$T_0 = L / W$$

T₀ : 洪水流下時間 (sec)

L : 流路長 (m)

W : 洪水流出速度 (m/s)

I : 流路勾配

表 2.1(a) 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/sec	3.0 m/sec	2.1 m/sec

【Bayern 地方公式 (Rziha 式)】 (適用範囲) 流路平均勾配 H/L > 1/20

$$T_0 = L / W$$

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

T₀ : 洪水流下時間 (sec)

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 (T₁)

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 2.1(b) 洪水流入時間

山地流域	2 km ²	30 min
特に急傾斜面流域	2 km ²	20 min
下水道整備区域	2 km ²	30 min

なお、【Kraven 式】を用いる場合、基本的には当該溪流の流域から 2 km² 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 2 km² 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のを流入域とし、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河道流下時間を算定する手法を用いる。

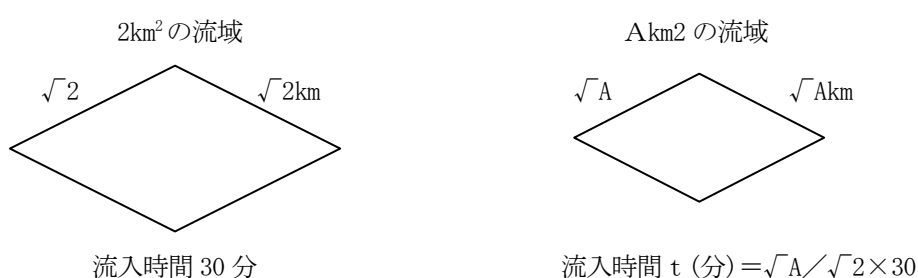


図 2.1 2 km² 未満の流入域の流入時間算出方法

③ 洪水到達時間内の平均雨量強度

「長野県内の降雨強度式：平成 18 年 4 月、長野県土木部河川チーム資料－4」により求める。

砂防堰堤の設計には、再現期間 100 年 継続時間 24 時間の雨量 (mm) を用い、溪流保全工の設計には、再現期間は第 1 章第 2 節砂防計画 3.3.2 計画規模の表 3.3.2 河川の重要度と計画の規模により、継続時間 24 時間の雨量 (mm) 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

(1) 対象流量

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

$$Q_p = 1/3.6 \times K_{f1} \times P_a \times A = 1/3.6 \times P_e \times A$$

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 : ラショナル式によって求めるピーク流量 (m³/s)

α : 土砂混入率

K_{f1} : ピーク流出係数

P_a : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/h)

P_e : 有効降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km²)

(2) 洪水到達時間

$$T_f = K_{p1} \times A^{0.22} \times P_e^{-0.35}$$

T_f : 洪水到達時間 (分)

K_{p1} : 係数=120 とする

(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)。

$$P_a = P_{24} / 24 \times (T_f / 24)^{K_{p2}}$$

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)

日雨量は「長野県内の降雨強度式：平成 18 年 4 月、長野県土木部河川チーム資料-4 確率雨量表の継続時間 24 時間」を用いる。

K_{p2} : 定数=-1/2 とする

(4) 有効降雨強度

有効降雨強度は、次式により求める。

$$P_e = K_{r1} \times P_a$$

$$P_e = (P_{24} / 24)^{1.21} \times \{ (24 \times K_{r1}^2) / (K_{p1} / 60 \times A^{0.22}) \}^{0.606}$$

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

ラショナル式において用いる日本内地河川の洪水時の物部の値 (表 2.3(a)) のほか、表 2.3(b)~(d) 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_{r1} もこれらの値から決定する。

表 2.3(a) 日本内地河川の流出係数 f (物部)

急峻な山地	0.75~0.90
三紀層山岳	0.70~0.80
起伏のある土地および樹林	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 2.3(b) 標準的な流出係数

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 2.3(c) 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

三紀層山地	0.7~0.8
起伏のある土地および樹林	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 2.3(d) 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	備 考
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、舗装道路面積および舗装された駐車場面積等の和である。

2.4 土砂混入率 (α)

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 2.4 より決定する。

解 説

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。したがって、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 2.4 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、および屈曲、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

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。

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

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

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)

ΣQ : 土石流総流量(m³)

V_{dqp} : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量(空隙込み)(m³)

C_d : 土石流濃度

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度(0.6程度)

土石流濃度は下記の平衡濃度式で求めるものとする。

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

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°を用いる)

θ : 溪床勾配(°)(現溪床勾配とする)

なお、 C_d が $0.9C_*$ よりも大きくなる場合は、 $C_d=0.9C_*$ 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。

1波の土石流により流出すると想定される土砂量(V_{dqp})は下記の算出方法による。

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_{dqp} は、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。

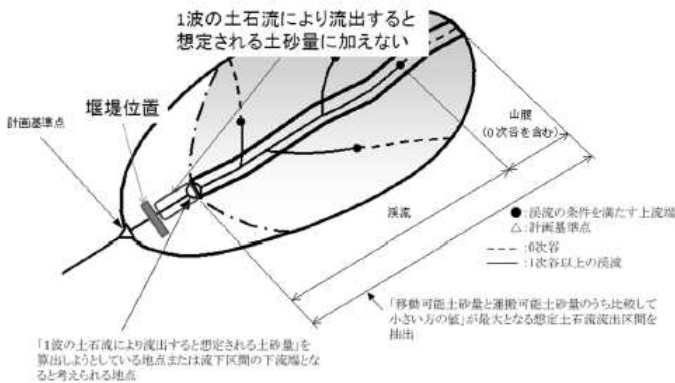


図 3.1(a) 1波の土石流により流出すると想定される土砂量の算出のイメージ図

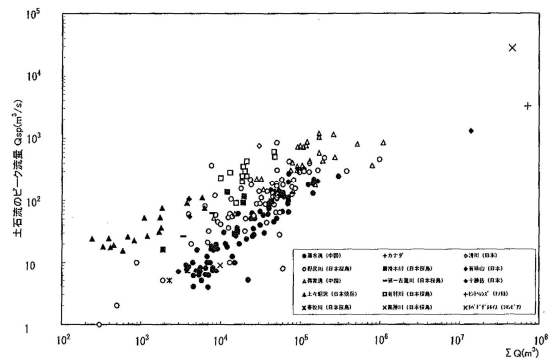


図 3.1(b) ピーク流量の相関

1波の土石流により流出すると想定される土砂量は、施設の計画地点または土石流流下区間の下流端と考えられる上流の範囲において、移動可能土砂量と運搬可能土砂量を算出、比較し、小さい方とすることを基本とする。なお、これは流出土砂量を算出しようとしている地点(計画基準点等)より上流の移動可能土砂量と運搬可能土砂量を算出、比較する計画流出土砂量の算出方法とは異なるので留意されたい。

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

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

$$U = D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} / K_n \quad \dots (式3.2.1)$$

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

θ : 溪床勾配 ($^\circ$)

K_n : 粗度係数 ($s \cdot m^{-1/3}$)

ただし、溪床勾配 (θ) は表3.2に基づき設定する。

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、土石流の流速および水深は、フロント部について求めるものとする。

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3.2.1)、(式3.2.2)、(式3.2.3)を連立させて求められる。

$$Q_{sp} = U \times A_d \quad \dots (式3.2.2)$$

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うる断面一般に流れると考えられるので、土石流の流下断面は図3.2の斜線部とする。流れの幅 B_{da} (m)は図3.2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。

$$D_d = A_d / B_{da} \quad \dots (式3.2.3)$$

表3.2 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)

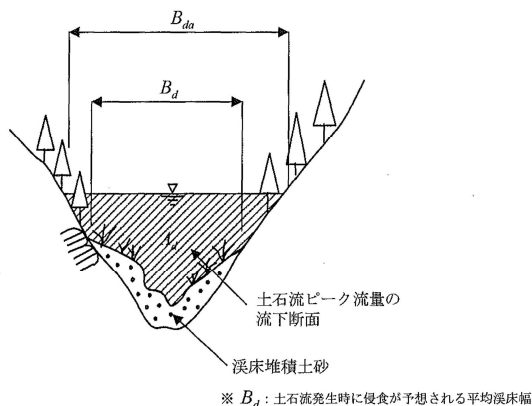


図3.2 土石流の流下断面と流れの幅 B_{da} のイメージ

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上流末端また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。

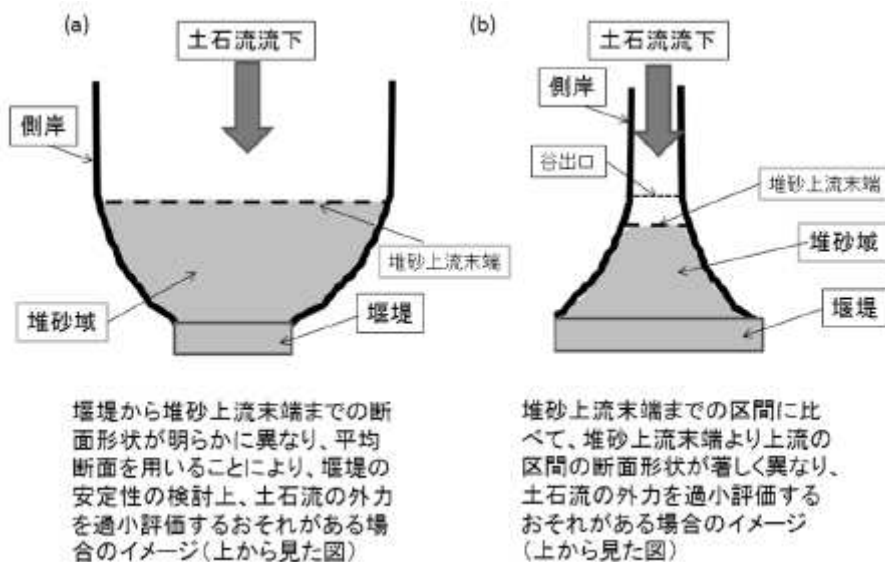


図3.3 土石流の外力を過小評価するおそれのある場合のイメージ図

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 γd (kN/m³) は、次式で求められる。

$$\gamma d = \{ \sigma \times Cd + \rho \cdot (1 - Cd) \} \times g \quad \dots (式3.3)$$

g : 重力加速度 (9.8m/s²)

なお、 γd の単位が (kN/m³) であることに注意する。Cdは本章3.1ピーク流量と同一式で求める。

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。

$$F = Kh \times \gamma d / g \times Dd \times U^2 \quad \dots (式3.4)$$

- F : 単位幅当りの土石流流体力 (kN/m)
- U : 土石流の流速 (m/s)
- Dd : 土石流の水深 (式(2.2.3)より求める)
- g : 重力加速度 (9.8m/s²)
- Kh : 係数 (1.0とする)
- γd : 土石流の単位体積重量 (kN/m³) (式3.3より求める)

～～ (参考) 降雨量に基づく土石流ピーク流量の算出～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

土石流の発生過程には、

- 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。

等が考えられる。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、「砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)」国土交通省砂防部(平成19年3月)の2.7.3に示す経験式および後述の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100,000m³/km²で、24時間雨量又は目雨量Pp=260 (mm) の場合は、流域面積1 km²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下記より求める。

$$Q_{sp} = K_q \times Q_p \quad \dots \text{理論式}$$

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/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 (m³/s)
 K_q : 係数である

土石流ピーク流量 Q_{sp} は、水のみ対象流量 Q_p との間に、

$$Q_{sp} = C_* / (C_* - C_d) \times Q_p \quad \dots (1)$$

の関係があるとして求める

(土石流ピーク流量の算出例)

$\sigma = 2,600$ (kg/m³)、 $\rho = 1,200$ (kg/m³)、 $\phi = 35^\circ$ 、 $\tan \theta = 1/6$ の場合、
 経験式より $C_d \approx 0.27$ となり 0.3 より小さくなるので $C_d = 0.30$ とし、(1)式より
 $Q_{sp} = 2 Q_p$ となる。

～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

第3節 砂防堰堤の設計

1. 堰堤形式の選定

1.1 砂防堰堤の目的と選定

砂防堰堤の選定において、山地および溪流・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形式を比較検討のうえ選定する。

解 説

現地調査によって、発生した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、適切な形式・構造・材料等を選定する。

現在までにさまざま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択することが重要である。

表1.1 砂防堰堤の目的と効果

砂防堰堤の目的	効 果
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域が形成される。この堆砂域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、</p> <p>① 溪流勾配を緩和して縦横侵食を防止する。<u>(溪流・溪流侵食防止)</u></p> <p>② 乱流区域で流路を修正して横侵食を防止する。<u>(溪流侵食防止)</u></p> <p>③ 溪流を高め、山脚を固定する。地すべり地域では有効。<u>(山脚固定)</u></p> <p>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。<u>(堆積土および不安定土砂流出防止)</u></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、堆砂域で土砂を調整することになる。<u>(流出土砂抑制・調節機能)</u></p>
3 土石流の捕捉・減勢	<p>砂防堰堤の堆砂域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、平常時による堆砂容量の減少が小さいので、捕捉機能が大きいと考えられる。<u>(土石流対策)</u></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域に流木を捕捉する。また、透過型砂防堰堤では透過部で捕捉する。<u>(流木対策)</u></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およ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……………土石流の発生を抑止あるいは流下を抑制・捕捉することを目的とする。
5. 流出土砂抑制・調節堰堤…流出土砂の抑制および調節を目的とする。

1.2.1 山脚固定堰堤

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得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およ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、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、土石流の抑止、土石流の緩和等その目的に応じて位置および高さを定めるものとする。

土石流の抑止のためには、原則として計画土石流の30%以上を堆砂しうるように1基当たりの砂防堰堤の規模を定めるものとする。

土石流の緩和のためには、土砂の流出形態を土石流の形態より掃流状態に変化させうるように、位置、高さ、形状および数を定めるものとする。

解 説

土石流対策としては、砂防堰堤への堆砂により抑止する方法、あるいは流出形態を変化させて衝撃力を緩和させる方法を用いるのが一般である。

土石流を掃流状態に変化させるためには、溪床勾配の緩和および溪床幅の拡大を図るものとする。

なお、計画土石流の30%以上を堆砂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規模程度の砂防堰堤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、大きな溪流では、計画土石流の少なくとも30%程度、小溪流においては、それ以上の堆砂空間を有することが必要となるからである。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。

土石流対策型とは、土石流が流下しう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。

1.2.4.1 土石流・流木捕捉工の型式

土石流・流木捕捉工の型式には、透過型、不透過型および部分透過型がある。

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、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のが望ましい。

1.3 その他の分類

砂防堰堤は、型式・土砂等の制御形態・構造・材料などで分類される。

1.3.1 形式による分類

形式による分類では、不透過型、透過型、部分透過型の3つに分類される。

解 説

(1) 不透過型砂防堰堤（クローズタイプ）

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）を下流に流さない形式である。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、流出土砂抑制・調節、土石流捕捉・減勢の機能を発揮する形式である。

(2) 透過型砂防堰堤（オープンタイプ）

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、土石流の発生時には土石流の捕捉・減勢、流木の捕捉機能を発揮する形式である。

さらに、透過型砂防堰堤は堰上げ型と閉塞型に分類される。

- ① 堰上げ型透過型砂防堰堤：主に掃流区間に施工される堰堤で、堰堤地点で洪水位の堰上げによって土砂流出を抑制・調節、流木を捕捉する形式である。
- ② 閉塞型透過型砂防堰堤：主に土石流区間に施工される堰堤で、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を捕捉・減勢、流木を捕捉する形式である。

(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透過部を部分的に設けたもので、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、土石流の発生時には土石流の捕捉・減勢、流木の捕捉機能を発揮する形式である。主に流木対策として用いられる。

1.3.2 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) 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。

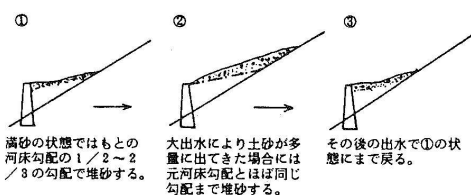


図 1.3.2(a) 不透過型砂防堰堤の調節量

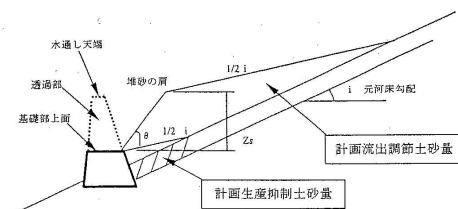


図 1.3.2(b) 透過型砂防堰堤調節量

(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域に空き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、満砂の堆砂勾配が元河床に比べて緩勾配（平常時 $1/2 i$ （ i ：元河床勾配））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元河床なりに流下させることで、貯砂容量の確保ができるため、土石流流下時には貯砂量分も捕捉機能として見込めることになる。

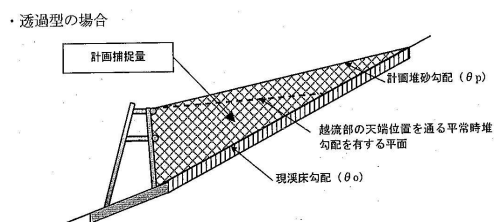


図 1.3.2(c) 透過型砂防堰堤捕捉量

1.3.3 構造による分類

構造による分類では、重力式、アーチ式、スリット式、格子式、大暗渠式、セル式、スクリーン式などに分類される。

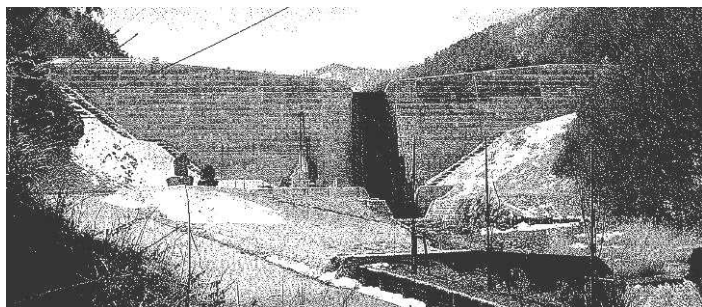


写真 1.3.3(a) 重力式砂防えん堤



写真 1.3.3(b) アーチ式砂防えん堤

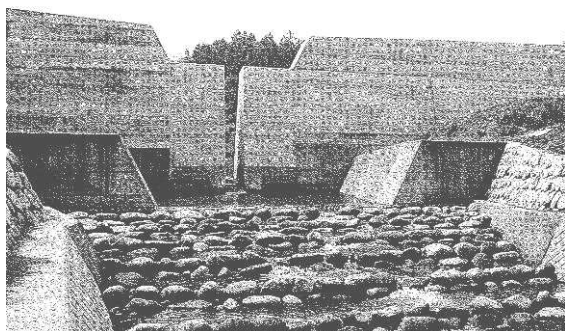


写真 1.3.3(c) コンクリートスリット式砂防えん堤

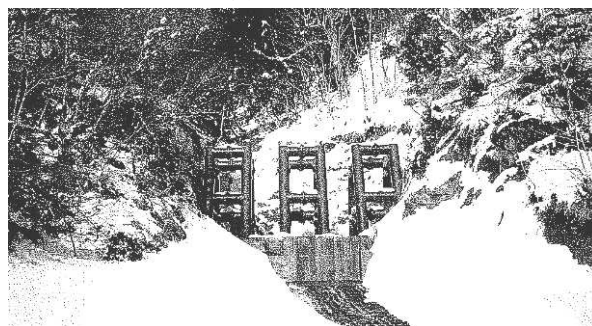


写真 1.3.3(d) 鋼製スリット式砂防えん堤

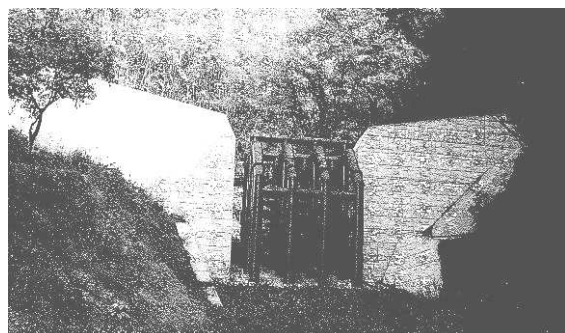


写真 1.3.3(e) 鋼製格子型砂防えん堤

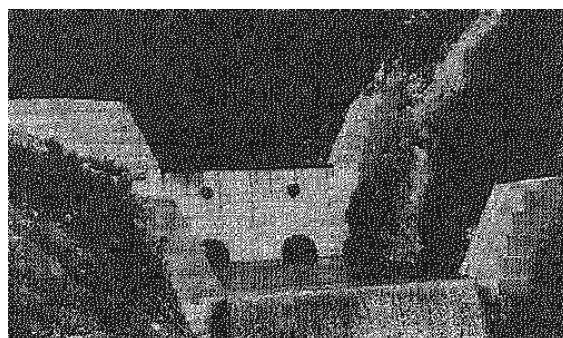


写真 1.3.3(f) 大暗渠式砂防えん堤

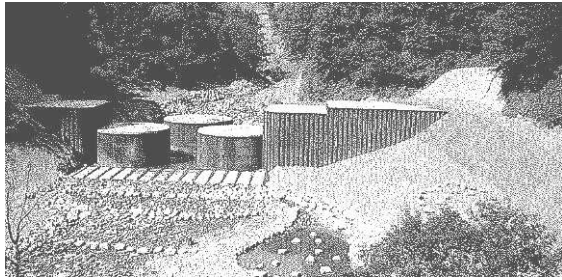


写真 1.3.3(g) セル式砂防えん堤

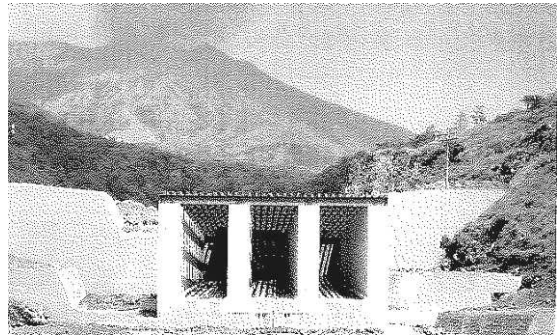


写真 1.3.3(h) 底面型スクリーン式砂防えん堤



写真 1.3.3(i) バットレス型スクリーン砂防えん堤

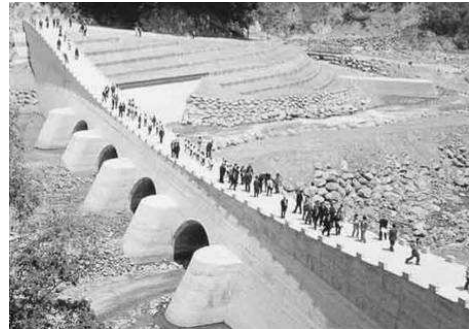


写真 1.3.3(j) スーパー暗渠式砂防えん堤

1.3.4 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、ダブルウォール(土砂)、ワイヤネット、ソイルセメント、粗石コンクリートなどに分類される。

解 説

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など、砂防ソイルセメント砂防堰堤がある。

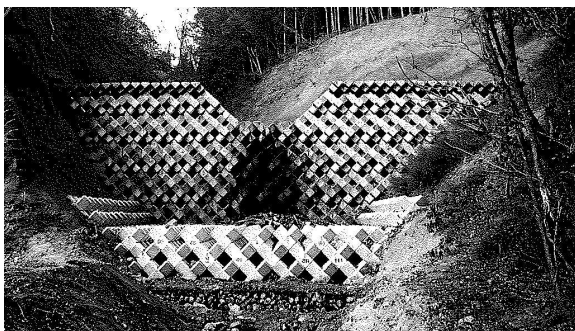


写真 1.3.4(a) コンクリートブロック砂防えん堤

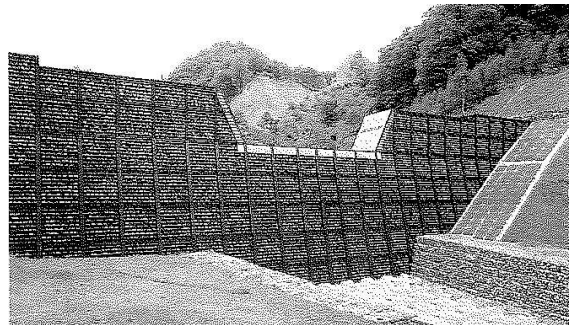


写真 1.3.4(b) 鋼製枠砂防えん堤

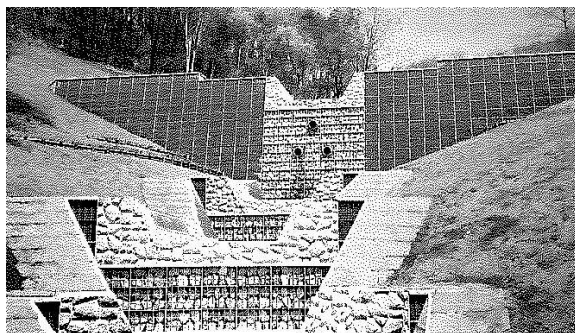


写真 1.3.4(c) ダブルウォール砂防えん堤

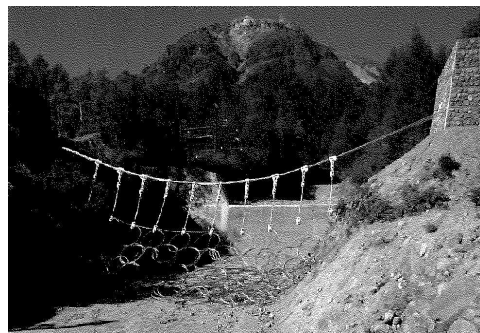


写真 1.3.4(d) ワイヤネット砂防えん堤



写真 1.3.4(e) ソイルセメント砂防えん堤

1.4 鋼製砂防堰堤の分類

形式による分類では、不透過型、透過型、部分透過型の3つに分類される。

1.4.1 鋼製砂防堰堤の構造による分類

鋼製砂防えん堤は、構造形式により6つに分類される。

1. 鋼製枠構造
2. ダブルウォール構造
3. セル構造
4. スクリーン構造
5. 鋼管フレーム構造
6. その他

解 説

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

1. 鋼製枠構造

鋼製枠堰堤は形鋼や鋼管で形成されたフレーム（枠）の各面を、L形鋼・平鋼・棒鋼などでスクリーン状にカバーして、中に割石（鋼製自在枠・鋼製続枠・鋼製箱枠）を中詰めする形式をとっており、屈撓性を有し地盤変形に追従し、昭和49年から実用化された。それまでコンクリート基礎をもつ鋼製スクリーン堰堤では軟弱地盤や地すべり地域での適用が難しかったが、枠堰堤において可能となった。

現在、鋼製自在枠・鋼製続枠・鋼製箱枠など、それぞれ重力式構造として安定であることの他に、水平力に対する抵抗要素を枠骨組構造の強度または中詰め材のせん断抵抗性としており、施設の計画・設計に当たっては事前に各形式の特徴を把握する必要がある。

鋼製材を用いることの長所は、部材強度が大きいため木材やコンクリート製品に比べて大型化しやすいこと、強度が高く、かつ柔軟性に富んだ継手構造にできる。

また、既往の枠構造は使用鋼材や連結方法等は異なるが、いずれもジョイント部に工夫を加え、可撓性に富み、沈下等の変位にも追従でき透水性にも配慮された形式となっている。工法的には組立、中詰め作業に大型機械を要せず人力中心でも施工可能である。

中詰材は、原則として玉石・割石であり、排水性の良好なものを選定することが重要である。また、表面材の内側に、さらに網およびマット材を張ることにより砂礫等を中詰材に使用できるが、この場合は転圧を十分に行うことが必要である。

鋼製枠堰堤は、地すべり地や地盤変動のある地域、湧水の多い箇所、地盤が悪い箇所、あるいは災害の応急工事・仮設工事等に適している。また大型の施工機械が進入できない箇所等でも施工可能である。

2. ダブルウォール構造

この形式の構造物は、鋼材で造った壁の中に砂礫を中詰めする点では、前述の鋼製枠堰堤と同様であるが、容器となる鋼材部分には水平力に対抗する機能を全く期待していない点が基本的に異なっている。したがって、中詰材のせん断変形に対する抵抗が確実に期待できるように設計・施工することが必要である。

ダブルウォール堰堤は、上流面、下流面に鋼矢板やエキスパンドメタルなどによるパネル壁材を設けて中詰めを行い、上・下流壁面材間隔を高さ50～100cmごと、横方向80～120cm間隔に自在性のあるジョイント部をもつタイロッドで連結したものである。なお、底面、天端面、側面には樹脂ネット・鉄筋金網・エキスパンドメタル等を現場状況にあわせ配している。この堰堤は、密に配置されたタイロッドにより中詰土が補強された補強土フィル堰堤的な特徴をもち、堰堤全体の屈撓性に優れている。堤体内に中間枠がなく、ブルドーザやローラが堤体内を自由に走れるため、転圧が十分でき施工速度も速い。また、中詰材には現地発生土砂を使用でき、掘削土を再利用することで土砂運搬費の削減や環境面でも有利である。この堰堤は、不良地盤や盛土箇所など沈下の考えられる箇所、現地土砂を使用したい現場、建設排土の捨て場、仮締めきり・仮設堤などの仮設工、および災害時の応急復旧、緑化したい場合などに適している。

3. セル構造

不透過型のセル構造は、セルを連続配置する堰堤であり、鋼製セグメント（直線鋼矢板、鋼板）で構成された鋼製殻の中に現地発生土砂を中詰めする点では枠堰堤やダブルウォール堰堤と同様であり、ダブルウォール構造と同様に中詰材のせん断抵抗のみを評価している。鋼製セル構造のうち、鋼矢板セグメントセル式は短尺に分割した高張力継手を有する直線型鋼矢板を爪の嵌合のみの単純作業で組み立てていくボルトレス構造という特徴がある。一方、鋼板セグメントセル式は鋼板を曲げ加工したパネルを順次円形状にボルトで組み立てるものである。両者とも組立てが簡単で短時間にセル構造が構築できる特徴をもつ。

透過型のセル構造の砂防堰堤は、不透過型と同じ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る。その目的はスリット構造の透過型堰堤と同様であるが、巨礫を捕捉する機構がスリ

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、セル堰堤では堰上げ・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。したがって、開口部の幅は相対的に大きくとれ、機械土工で除石作業を容易に行うことができる。

鋼製セルの構造としては、短尺に分割した鋼矢板を積み上げていく鋼矢板セグメントセル式と、鋼板を溶接・曲げ加工したパネルを高力ボルトで接合する鋼板セグメントセル式などがあり、構造面は不透過型の場合と同様である。

4. スクリーン構造

バットレススクリーン堰堤は、溪床の侵食防止を目的として、堆砂促進のためにできるだけ開口寸法は小さくすべく設計されている。水は通過させ、砂礫は貯留させるため、堰堤壁面は間隙幅15～30cmに構成するものである。堰堤にはH形鋼によるバットレスを本体とし、上流壁面材にH形鋼をスクリーン状に取り付けたバットレス型と、下流面直立のL型、上流面壁材として鋼管を水平に並べて支間をとばしたビーム型がある。バットレス型の初期のタイプは昭和41年に試作され、鋼製砂防堰堤として最初に用いられた。

底面水抜きスクリーン堰堤は、土石流の発生が予想される溪流の河床に簀の子状のスクリーンを流芯方向に設置し、流下してくる土石流をスクリーン上で土石と水とに分離し土石流の流速を減速させ、巨礫や土砂を停止、堆積させるものである。土石流減勢工（土石流ブレーカー）とも呼ばれる。また、土石流発生域における巨礫の捕捉に用いられる目的のほか、土石流の直撃を受けるおそれのある下流堰堤の緩衝施設、あるいは扇状地の扇頂部における土石流後続流の分散等にも使用できる。

1.4.2 鋼製砂防堰堤の設計

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など、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、構造形式を選定する。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。

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。

透過型砂防堰堤の配置は以下の点に留意して行う。

1. 保全対象が近い場合には、その区間が河床上昇を生じ、土砂・洪水氾濫を引き起こすことが予想されるので、下流の保全対象の安全を確保できる位置に透過型砂防堰堤を設置することを原則とする。
2. 保全対象の直上流に設置する場合には、透過型砂防堰堤直下流の河床勾配を緩和する遊砂地、不透過型砂防堰堤を設置する等、出水後半に土砂が急激に流出しないように十分留意する。

1.5 透過型砂防堰堤の分類

1.5.1 透過型砂防堰堤の機能による分類

機能による分類では、土石流捕捉と土砂調節の2つに分類される。

1.5.2 材料による分類

材料による分類では、コンクリート、鋼管、鋼板、ワイヤなどに分類される。

解 説

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。

1.5.3 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三つに分類される。

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

解 説

コンクリートスリット構造による透過型堰堤については、1.5.3.1による。

鋼管フレーム構造による透過型堰堤については、鋼製砂防構造物設計便覧による。

その他ワイヤネット構造の堰堤については1.5.2による。

1.5.3.1 コンクリートスリットの機能による分類

コンクリートスリット砂防えん堤は、機能別に二つに分類される。

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などで堰上げを発生しやすい。この場合、土石流線頭部を構成する巨石は湛水域の上流端付近に停止せず、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。

よって、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などから、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などにおいてはこの限りではなく、砂防課と協議とされたい。

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。（参考：第4章第2節付録）

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捕捉型と変わらないが、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、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し、安全に考慮すること。

1.6 砂防ソイルセメント堰堤の分類

1.6.1 砂防ソイルセメント

砂防ソイルセメントとは、砂防事業を推進する中で、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附帯施設の構築及び地盤改良活用する材料の総称である。

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。

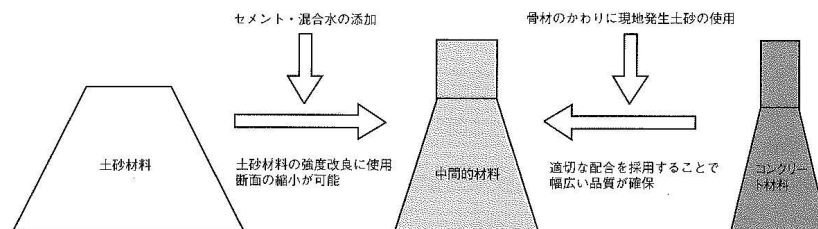


図 1.6.1 砂防ソイルセメント砂防堰堤の概念図

表 1.6.1 砂防施設及び附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		←→
	砂防堰堤 堤冠部		

1.6.2 砂防ソイルセメントの工法による分類

砂防ソイルセメントを活用した工法は、ツインヘッダーによる施工と振動ローラ転圧による施工という観点から2つに分類される。

1. ISM工法 ……ツインヘッダー工法
2. INSEM工法 ……振動ローラによる転圧工法

解 説

INSEM工法には、配合手法や品質管理等で多少の差はあるものの、「CSG工法」、「INSEM工法」、「砂防CSG工法」の3工法が存在する。建設材料の性状や施工方法等に大きな差がないので、同一工法として扱うものである。INSEM (IN-situ Stabilized Excavation Materials)

なお、ISM工法の採用にあたっては、特許権に関わる実施料が必要となるので、留意されたい。

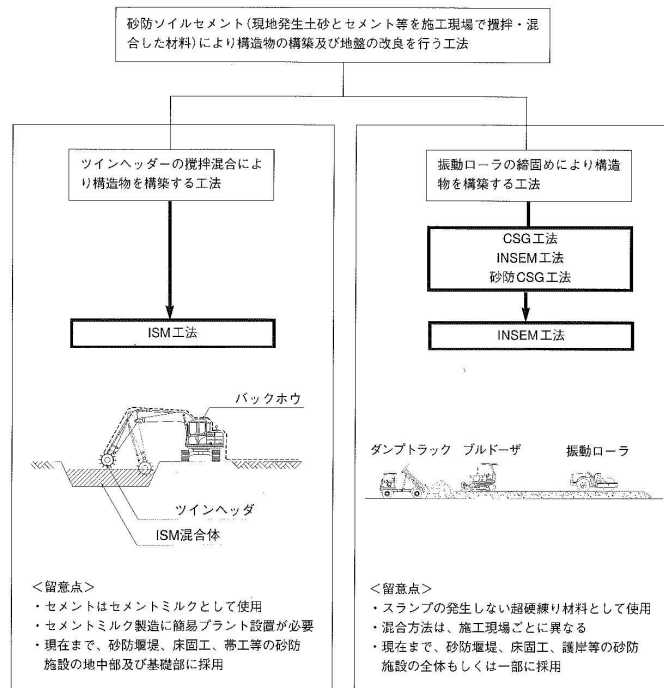


図 1.6.2 砂防ソイルセメントを活用した工法の分類

1.7 高さによる分類

高さによる分類では、15m未満と15m以上の砂防えん堤に分類される。

高さが15m以上となる砂防えん堤はダム基準に沿った構造とし、基礎は岩盤を原則とする。フローティングえん堤となる場合は、高さ15m未満を原則とする。

解 説

ダム基準とは、「国土交通省河川砂防技術基準 同解説 計画編 第2章」でいうダムを指す。

また、フローティング堰堤とは、基礎地盤が岩盤以外の堰堤をいう。

2. 水通しの設計

2.1 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およ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軸を高くするなど、必要な対策を行う。

2.2 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、流水によるダム下流部の洗掘に対処するため、側面侵食による著しい支障を及ぼさない範囲において、できる限り広くする。
2. 水通しの高さは、対象流量を流しうる水位に余裕高以上の値を加えて定める。
3. 土石流・流木対策の場合は、土砂含有を考慮した流量およ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。水通し幅は現溪床幅程度を基本とし、3 m以上を原則とする。

解 説

(1) 水通しの高さ

水通しの高さの選定は、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)

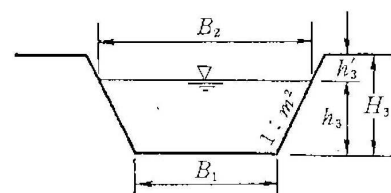


図3.2.2(a) 水通し

① 水系対策の場合

対象流量は第3章2節2.1において合理式により求めた清水流量に土砂混入率を考慮した計画洪水流量とし、対象流量に応じた水深 (h_3) は、逆台形堰の越流公式である次式により算定する。(図3.2.2(a)参照)。

なお、越流水深は3 m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 (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 (9.8m/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)

袖小口勾配を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 不透過型および部分透過型の土石流・流木対策堰堤の場合

下記のア～ウのうち最大の値を設計水深とし、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が表2.2(b)に示す値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2.2(a) 溪床勾配別の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

ア. 第3章第2節2.2の合理式により求めた清水流量と既往最大の降雨量を比較し、大きい方の値に土砂混入率を考慮し、次式の逆台形堰の越流公式を用いて求めた設計水深の値

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

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 (9.8m/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)

袖小口勾配を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. 第3章第2節3.1より求めた土石流のピーク流量に対する越流水深の値

ウ. 砂防堰堤計画地点の上下流各々200m間に存在する200個以上の巨礫のうち累積値の95%粒径測定の対象となる巨礫は土石流のフロント部が堆積したと思われる箇所で溪床に固まって堆積している巨礫群とし、砂防堰堤計画地点周辺の礫径分布を代表するような最大礫径を設定するように留意すること。角ばっていたり、材質が異なっていたり、明らかに山腹より転がってきたと思われる転石巨礫は対象外とする。

③ 透過型の土石流・流木対策堰堤の場合

第3章第2節3.1より求めた土石流のピーク流量に対する越流水深の値とし、水通し高を定める。

(2) 袖小口の勾配

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) 水通しの底幅 (B₁)

水通し幅は溪床幅の許す限り広くして、越流水深をなるべく小さくし、下流部の洗掘・堤体断面・副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) 余裕高 (h₃)

余裕高は、表2.2(a)、(b)のとおりとする。

表2.2(b) 余裕高

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

(5) 土石流・流木対策堰堤の水通し断面

「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、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2.2参照)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、下流への洗掘防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の背面を保護する、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。

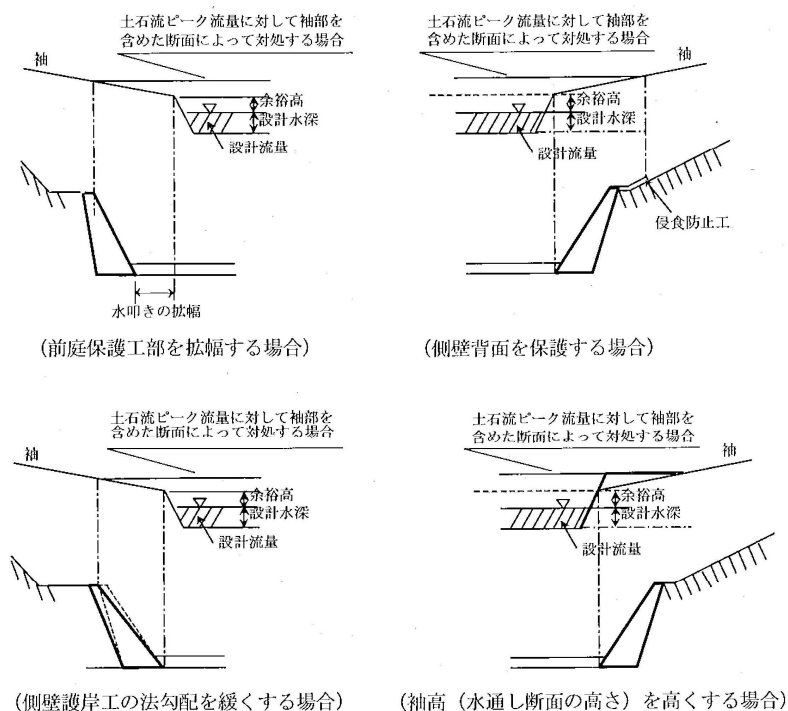


図2.2 土石流ピーク流量等における水通し処置例

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）を対象として定めてもよい。その場合、水通しの幅は、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。

3. 本体の設計

3.1 天端幅

天端幅は、堰堤サイト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

砂防堰堤の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の磨耗等にも耐えるような幅とする必要がある。このため、重力式コンクリート堰堤の天端幅は、一般に表3.1に示す値を用いている。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、3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には別途緩衝材や盛土による保護、鉄筋・鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認すること。

表3.1 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

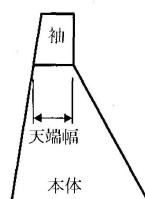


図3.1 砂防堰堤側面図と部位名称（天端幅）

3.2 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。

越流部断面の下流のり勾配は、一般に1 : 0.2 とするが、流出土砂の粒径が小さく、かつ、その量が少ない場合は必要に応じこれより緩くすることができるものとする。

非越流部の断面は、越流部断面と同一とすることを標準とする。非越流部の断面を越流部の断面と変える場合は、平常時、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以内に入るようにダム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および磨耗を考慮する必要があるため、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、落下砂礫の衝撃およ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、その安全性および施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリート全容量の1割以上の低減を目安として検討する機会が多い。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。

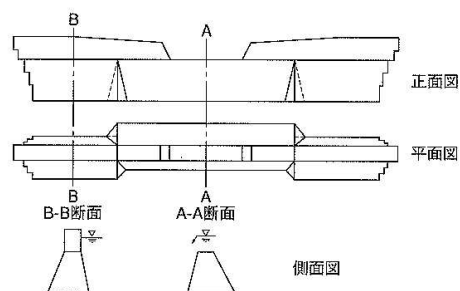


図3.2(a) 逆断面堰堤の概念

重力式コンクリート堰堤の越流部の上流のり勾配および非越流部の下流のり勾配を求める場合は、次式を参考として安定計算により定めることができる。なお、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いる。Zangerの式による地震時動水圧はWestergaardの近似式による場合より小さく、このため上流面が傾斜している場合は、過大な値となることを考慮して安定計算に用いるのり勾配を決定する必要がある。

(1) 越流部断面の上流のり勾配を求める式

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

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_0 : 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_0/H	ω : h_2/H	γ : W_c/W_0
δ : W_{s1}/W_0		

W_c : 堰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}

注) この式において、洪水時の場合は $K = 0$ 、平常時の場合は $h_3 = 0$ とし、15 m 以上のダムについては、平常時および洪水時について計算を行い、安全側の断面を採用する。

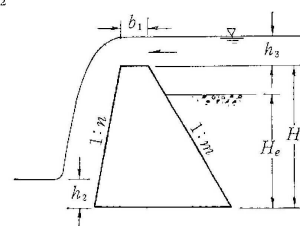


図3.2(b) 越流部断面

(2) 非越流部断面の下流のり勾配を求める式

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

H_2 : 袖高 (m)

τ : H_2/H

その他の記号は、前期1の越流部断面の上流のり勾配を求める式と同じである。

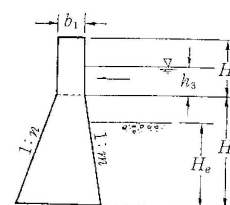


図3.2(c) 非越流部断面

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

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

で求められる勾配よりも急にする。ただし、1:1.0を上限とする。

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

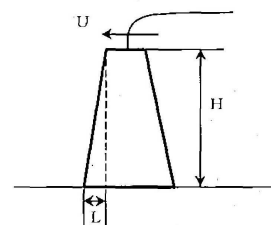


図3.2(d) 下流のり勾配

3.3 安定計算に用いる荷重および数値

3.3.1 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、さらに、堰堤の高さ、越流部・非越流部などの組み合わせから選択するものとする。

また、土石流・流木対策の不透過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。

特に、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。）と礫および流木の衝突力による力がある。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、礫およ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) 不透過型砂防堰堤

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。

(1-1) 土石流・流木対策型以外の砂防堰堤（越流部・非越流部）の場合

表3.3.1(a) 設計荷重の組み合わせ（土石流・流木対策型以外）

堰堤の型式	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

(1-2) 土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤（越流部・非越流部）の場合

表3.3.1(b) 設計荷重の組み合わせ（土石流・流木対策型の不透過型堰堤）

堰堤の型式	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

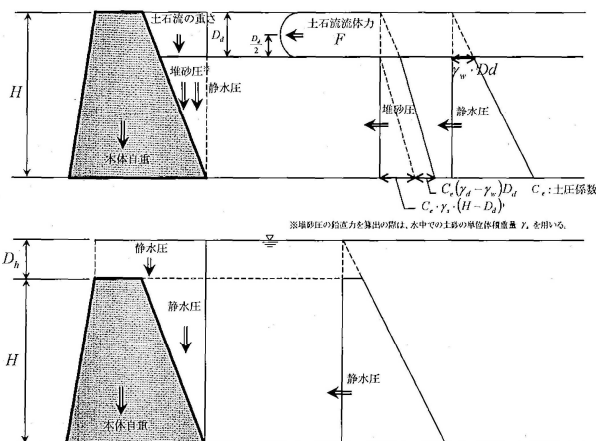


図3.3.1(a) 土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図 (H<15m 上段：土石流時、下段：洪水時)

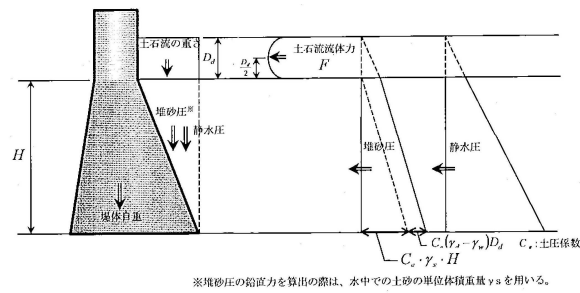


図3.3.1(b) 土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図 (H<15m 上段：土石流時、下段：洪水時)

(2) 透過型砂防堰堤

(2-1) 土石流・流木対策型の透過型砂防堰堤 (越流部) の場合

表3.3.1(c) 設計荷重の組合わせ (土石流・流木対策型の透過型堰堤)

堰堤の型式	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、一般に上流側の法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慣性力が作用する状態についても安全性を検討する。

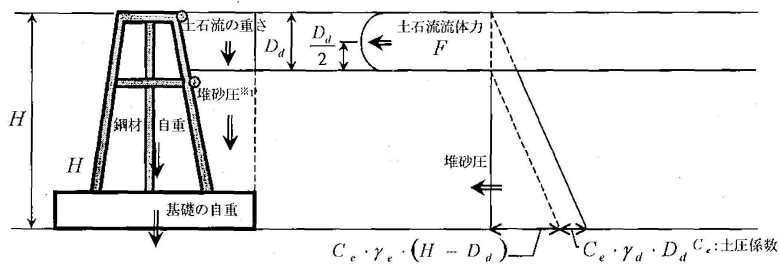


図3.3.1(c) 土石流・流木対策型の透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図 (土石流時)

(2-2) 土石流・流木対策型の部分透過型砂防堰堤 (非越流部) の場合

設計荷重は表3.3.1(b)と同様とする。

設計荷重のかけ方は図3.3.1(b)と同様とする。

(3) 部分透過型砂防堰堤

(3-1) 土石流・流木対策型の部分透過型砂防堰堤（越流部）の場合

表3.3.1(d) 設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型の部分透過型堰堤）

堰堤の型式	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

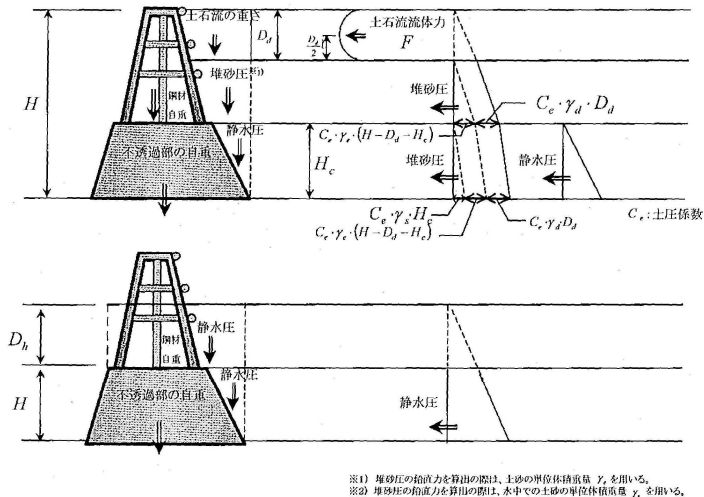


図3.3.1(d) 土石流・流木対策型の部分透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図
(H<15m 上段：土石流時、下段：洪水時)

(3-2) 土石流・流木対策型の部分透過型砂防堰堤（非越流部）の場合

設計荷重は表3.3.1(b)と同様とする。

設計荷重のかけ方は図3.3.1(b)と同様とする。

(4) 自重

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

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）、堤体自重は越流部を不透過部とみなして計算される堤体ブロックの体積 (V_c) と、越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (W_{rc}) を用いる。

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

- 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堤体ブロックの重量 (kN)
- V_c : 越流部を不透過構造として計算される堤体ブロックの体積 (m³)

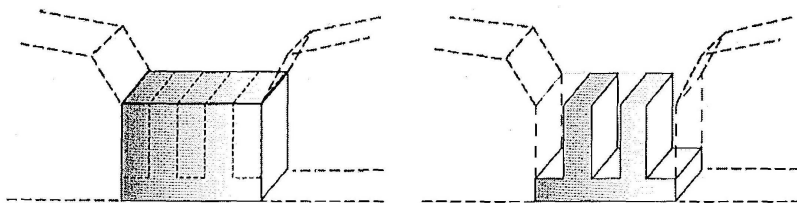


図3.3.1(e) スリット部における水通しの堤体積

(5) 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 (tf/m³) {kN/m³}
- W_o : 水の単位体積重量 (tf/m³) {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。

(6) 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。

$$P_{ev} = W_{s1} \times h_e$$

$$P_{eH} = C_e \times W_{s1} \times h_e$$

- P_{ev} : 堆砂圧の鉛直分力 (tf/m²) {kN/m²}
- P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (tf/m²) {kN/m²}
- C_e : 土圧係数
- W_{s1} : 水中堆砂単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³} $W_{s1} = W_s - (1 - \nu) W_o$
- 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 (tf/m³) {kN/m³}
- ν : 堆砂空隙率 $\nu = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$
- W_{sa} : 堆砂絶対単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}
- W_o : 水の単位体積重量 (tf/m³) {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
- 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) ; $\gamma_s = C_* (\sigma - \rho) g$
- γ_w : 水の単位体積重量 ; $\gamma_w = \rho g$

(堰堤高が15m未満の場合は11.77kN/m³程度、15m以上の場合は9.8kN/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) (9.8m/s²)

(7) 揚 圧 力

揚圧力は、堰堤堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表3.5.1.2 を基準として計算する。

表3.3.1(e) 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	$(h_2 + \mu \Delta h) W_0$	$h_2 W_0$
砂 礫 盤	$h_1 W_0$	$h_2 W_0$

- μ : 揚圧力係数
- h₁ : 堰堤上流側水深 (m)
- h₂ : 堰堤下流側水深 (m)
- Δh : 上・下流の水位差 (m) Δh = h₁ - h₂
- W₀ : 水の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

任意の点 (X) における揚圧力は次式による。

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

$$U_x : x \text{ 地点の揚圧力 (tf/m}^2\text{)} \{kN/m^2\}$$

L : 全浸透経路 (m)、L = b₂ ただし、止水壁等設ける場合は、L = b₂ + 2d

b₂ : 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)

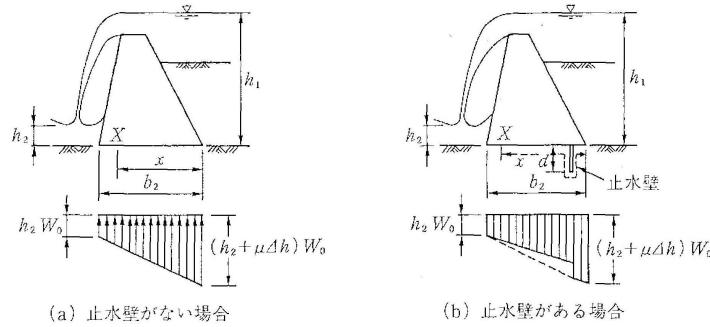


図3.3.1(e) 揚圧力の分布

(8) 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、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 (tf/m) {kN/m}

K : 設計震度

W : 単位幅あたりの堰堤堤体の自重 (tf/m) {kN/m}

設計震度は、表3.3.1(f)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3.3.1(f) 設計震度

堰堤の種類	強震帯および中震帯地域	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

強震帯および中震帯地域とは下記の弱震帯地域を除く地域とする。長野県は強震帯および中震帯地域に属する。

(9) 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)

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

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

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

$$h_d = \lambda \cdot h_x$$

- P_x : 地点の地震時動水圧 (tf/m²) {kN/m²}
- P_d : 貯留水面からX地点までの全地震時動水圧 (tf/m) {kN/m}
- W_o : 貯留水の単位体積重量 (tf/m²) {kN/m²}
- K : 設計震度
- H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)
- h_x : 貯留水面からX地点までの水深 (m)
- C_m : C が最大となるとき (P_x が最大) の C の値 (図3.3.2 (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3.3.2 (c) から求められる係数
- C : 圧力係数

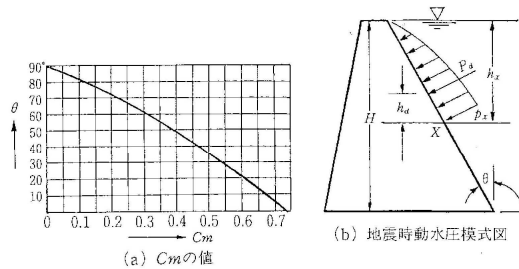
② 砂防堰堤の上流面が、鉛直の場合の式 (Westergaardの近似式)

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

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

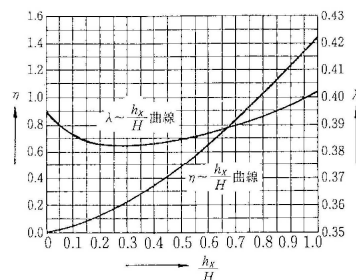
$$h_d = 2/5 \cdot h_x$$

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。



(a) C_m の値

(b) 地震時動水圧模式図



(c) η および λ の値

図3.3.1(f) 地震時動水圧の係数

(10) 温度荷重

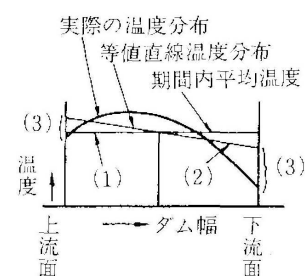
アーチ式コンクリート以外の砂防堰堤は、温度荷重による応力は小さいので無視して差し支えない。

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およ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およ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。したがって、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、ダムたわみ、アーチ推力、アーチの曲げモーメントおよ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、堰堤たわみおよ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 10kgf/cm^2 $\{0.981\text{ N/mm}^2\}$ 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部的な応力であり、通常無視してよい。

(11) 土石流流体力

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 (図3.3.1(a)参照)。

土石流流体力 F は、 $D_d/2$ の位置に水平に作用させる。

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

F : 単位幅あたりの土石流流体力 (kN/m)

U : 土石流の流速 (m/s)

D_d : 土石流の水深 (m)

g : 重力加速度 (9.8m/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)

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

D_r : 土石流の径深 (m) (≒ D_d とする)

θ : 現溪床勾配 (°)

K_n : 粗度係数 (0.10とする)

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

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

C_d : 土石流濃度

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° 程度であり、一般に35°)

3.3.2 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) 砂防堰堤用コンクリートの単位体積重量 : 2.3 tf/m³ {22.56kN/m³}
- (2) 流水の単位体積重量 (W_o) : 1.0~1.8 tf/m³ {9.81~17.65kN/m³}
 ただし、堤高 (H) \geq 15mのとき 1.0 tf/m³ {9.81kN/m³}
 堤高 (H) < 15mのとき 1.2 tf/m³ {11.77kN/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。
- (3) 堆砂見掛単位体積重量 (W_s) : 1.5~1.8 tf/m³ {14.71~17.64kN/m³}
- (4) 堆砂空隙率 (v) : 0.3~0.45
- (5) 土圧係数 (C_e) : 0.3~0.6
- (6) 揚圧力係数 (μ) : 1/3~1.0 (一般に1/3を用いる場合が多い)
- (7) コンクリートの許容応力度
 重力式 圧縮 : $f'_{ck}/4$ f'_{ck} :コンクリートの設計基準強度
 せん断 : 圧縮強度の1/5~1/10

3.4 重力式堰堤の安定条件

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

堤体の安定計算においては、次の条件を満足するものとする。

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

解 説

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

この場合の安定計算に用いる荷重は、原則として、3.5.2の安定計算に用いる数値を採用する。

(2) 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 경우가多く、また高い圧縮強度が期待できないため堰堤高15m未満とするのが原則で、 $n=1.2$ としているが、堰堤高15m以上とする場合は堰堤の規模等を考慮し $n=1.5$ としている)

f : 摩擦係数

V : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力 (tf/m) {kN/m}

H : 単位幅あたり断面に作用する水平力 (tf/m) {kN/m}

τ_0 : 堤体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度 (tf/m²) {kN/m²}

l : せん断抵抗を期待できる長さ (堤底長) (m)

基礎地盤のせん断強度および摩擦係数は、表3.6.1(b)、3.6.1(e)を参照。

(3) 堤体および基礎地盤の破壊に対する安全性についての検討は次による。

① 堤体破壊に対しては、堤体の任意の個所の最大圧縮および引張応力度が、その許容圧縮および引張応力度を超過しないことが必要である。

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

堰堤の上流端または下流端における鉛直応力は、次式により求められる。

$$x = M / V$$

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

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 (t・m)

V : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力の合計 (tf/m) {kN/m}

H : 単位幅あたり断面に作用する水平力の合計 (tf/m) {kN/m}

b_2 : 堤底幅 (m)

σ : 堤底の上流端または下流端における垂直応力 (tf/m²) {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、

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

とする。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およびパイピングに対する安全性も検討する必要がある。基礎処理を参照。

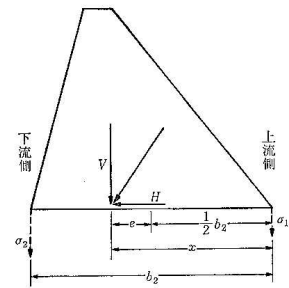


図3.4 砂防堰堤断面に作用する力

3.5 透過部（部分透過部）の構造検討

3.5.1 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に影響しないよう、冗長性の高い構造とする。

構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりとする。

- ① 土石流流体力および堆砂圧に対する、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および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。

3.5.2 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3.5.2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増は行わない。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。さらに、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3.5.2のほか、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とに対して安全であるように設計する。

さらに、湾曲部における砂防堰堤軸は、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、さらに余裕角 (θ_{f3}) を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度 (θ_{f1}) を設定する。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3.5.2 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

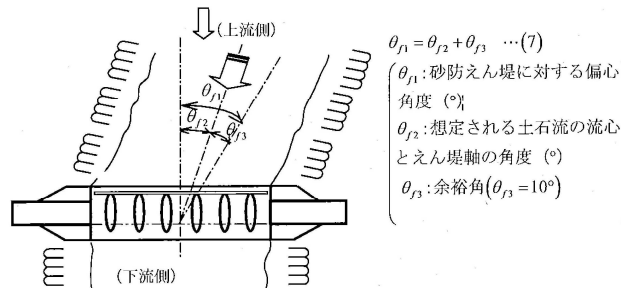


図3.5.2 透過部材に対する偏心荷重 (溪流の湾曲部に砂防堰堤を配置する場合)

3.5.3 水通し断面

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）閉塞後も安全に土石流ピーク流量を流し得る断面とする。

解 説

透過部が土石等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物とする。余裕高は考慮しなくても良い。

なお、地形など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。

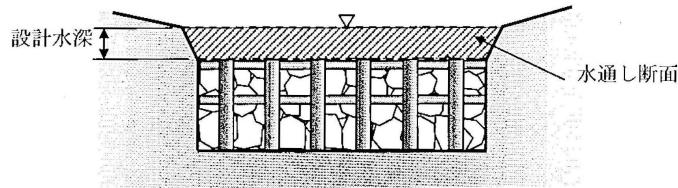


図3.5.3 水通し断面（斜線部）

3.5.4 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に設定する。

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すべての流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

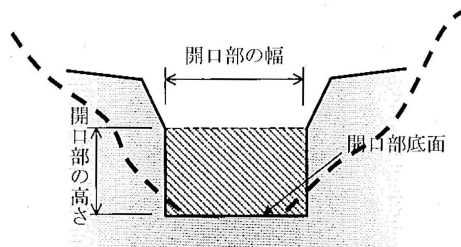


図3.5.4 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）

3.5.5 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、およ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3.5.5(a)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、および、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。したがって、透過部断面の設定は、土石流の流下形態や最大礫径（D95）、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（D95）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（D95）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ことが基本であるが、土石流の水深よりも最大礫径（D95）が小さい場合等においては、最下段の透過部断面高さは最大礫径（D95）の1.5倍まで狭くすることができる。（表3.5.5参照）

実験（図3.5.5(b)参照）によると、土砂容積濃度が高い場合においては、水平純間隔及び鉛直純間隔が最大礫径（D95）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、水平純間隔及び鉛直純間隔を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の上流側の透過型砂防堰堤の水平鈍間隔及び鉛直鈍間隔を広げることにより効果的に土石流に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。

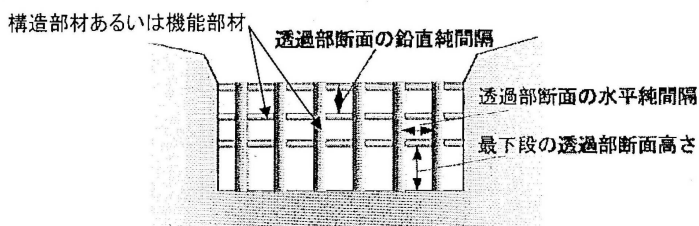


図3.5.5(a) 透過部断面の鈍間隔

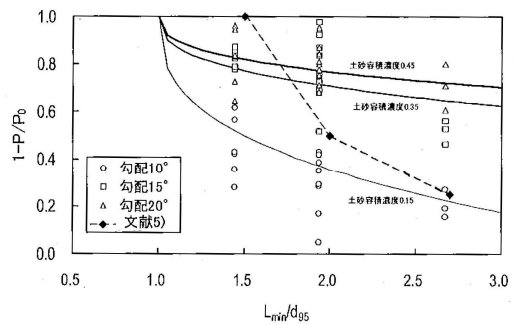


図3.5.5(b) 土石流のピーク流砂量の変化 (実験結果)

表3.5.5 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	水平鈍間隔	鉛直鈍間隔	最下段の透過部断面高さ
土石流の捕捉	D95×1.0 ※1	D95×1.0 ※1	土石流の水深以下 ※2

※1 上述のとおり、水平鈍間隔・鉛直鈍間隔を最大礫径 (D95) の1.5倍まで広げることができる。

※2 上述のとおり、最下段透過部断面高さを最大礫径 (D95) の1.5倍まで狭くすることができる。

3.6 基礎の設計

3.6.1 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、計画上やむをえず砂礫基盤とする場合は堰堤高を15m未満に抑えるとともに、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が、砂礫基盤は均一な支持力を有しているとは限らないので、必要に応じて载荷試験を実施し、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。なお、 $H \geq 15\text{m}$ 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3.6.1(a) 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 {294}	45 {441}	
礫層	密なもの	60 {558}	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3.6.1(b) 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3.6.1(c) 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、堤体が受ける水平力に安全率を乗じた倍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およ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3.6.1(d) 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3.6.1(e) 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、やむをえず砂礫基礎とする場合は、それぞれの状態に対処できるようにしなければならない。

① 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1 m以上 (= h₁)、砂礫盤などの場合は2 m以上 (= h₂) とする。

また、崖錘もしくは砂礫層、岩盤層など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。

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

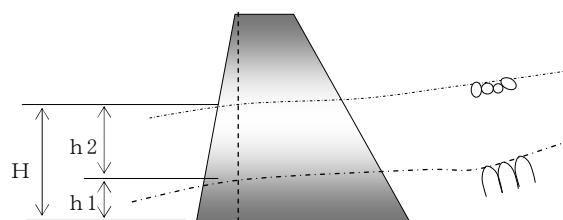


図3.6.1(a) 堰堤の根入れ

2) 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、

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

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3.6.1(d)はJustinが砂の材料ごとに求めた限界流速である。

表3.6.1(d) Justin式による限界流速

粒子の直径 (mm)	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 ブライの式およびレーンの式による方法

ブライの式

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

C_c : ブライの式のクリープ比 (表3.6.1(f))

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 Δh = h₁ - h₂

h₁ : 堰堤上流の基盤面からの水位 (m)

h₂ : 堰堤下流の基盤面からの水位 (m)

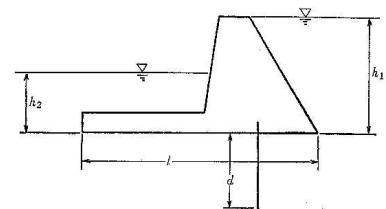


図3.6.1(b) パイピング

レーンの式

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

C_w : レーンの式の加重クリープ比 (表3.6.1(f))

表3.6.1(f) 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
微細砂またはシルト	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			

3.6.2 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、置換工法等により改善を図る方法がある。

【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。

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、地山掘削量などを含めたコストおよ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面に均等に分布させる。分散角度 θ は 30° を標準とする。

④ 改良幅 (次頁以降に計算例を示す)

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を確保できるようにする。

(例：掘削勾配による掘削幅など)

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

$$p = V / B$$

σ_z : 地中の鉛直応力 (tf/m²) { kN/m²}

p : 堰堤基礎底版からの平均鉛直荷重強度 (tf/m²) { kN/m²}

z : 堰堤基礎底版面からの深さ (m)

B : 堰堤基礎底版幅

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 (tf) { kN}

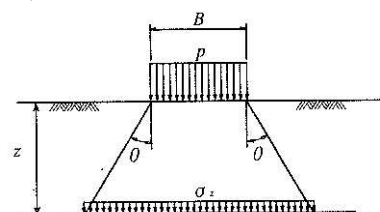


図3.6.2(a) 地中応力の分布

●●● 軟弱層置換・改良工法の計算例 ●●●

START

砂防堰堤の安定計算結果より

	越流部 (kN/m ²)		非越流部 (kN/m ²)	
	鉛直荷重(V1)	水平荷重(H)	鉛直荷重(V1)	水平荷重(H)
洪水時	2,278.4	802.7	2,883.7	805.6
土石流時	2,410.6	753.1	3,158.3	1,155.9

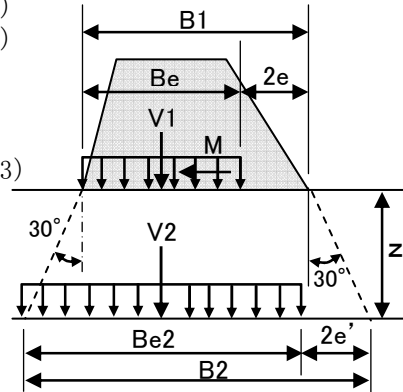
	安定性	計算結果		判定
越流部 洪水時	滑動	$F_s = 1.56$	≥ 1.2	O. K.
	転倒	$e = 0.524$	$< B/6 = 2.542$	O. K.
	地盤反力	$q_{max} = 180$	$> q_a = 100$	N. G.
		$q_{min} = 119$	$> q_a = 100$	N. G.
越流部 土石流時	滑動	$F_s = 1.76$	≥ 1.2	O. K.
	転倒	$e = 0.055$	$< B/6 = 2.542$	O. K.
	地盤反力	$q_{max} = 162$	$> q_a = 100$	N. G.
		$q_{min} = 155$	$> q_a = 100$	N. G.
非越流部 洪水時	滑動	$F_s = 1.96$	≥ 1.2	O. K.
	転倒	$e = 0.546$	$< B/6 = 2.542$	O. K.
	地盤反力	$q_{max} = 230$	$> q_a = 100$	N. G.
		$q_{min} = 148$	$> q_a = 100$	N. G.
非越流部 土石流時	滑動	$F_s = 1.50$	≥ 1.2	O. K.
	転倒	$e = 0.624$	$< B/6 = 2.542$	O. K.
	地盤反力	$q_{max} = 258$	$> q_a = 100$	N. G.
		$q_{min} = 156$	$> q_a = 100$	N. G.

以上の結果から、基礎地盤の改良を検討する。

- ① 以上の結果から、最大鉛直荷重となる非越流部土石流時を想定して、地盤改良深さを算出する。

鉛直荷重(V1)	=	3,158.3	(kN/m)
水平荷重(H)	=	1,155.9	(kN/m)
作用位置(e)	=	0.624	(m)
地中の荷重分散角度(θ)	=	30	(°)
えん堤底幅(B1)	=	15.25	(m)
地盤の単位体積重量(γ)	=	16.60	(kN/m ³)

…(室内試験値より)



ここで、想定改良深さ

$$(z) = 5.0 \text{ (m)} \quad \text{とすると}$$

$$\begin{aligned} \text{改良幅 (B2)} &= B1 + 2 \times z \cdot \tan \theta = 21.02 \text{ (m)} \\ \text{改良体の単位体積重量} (\gamma_1) &= \gamma - 9.81 (\text{浮力}) = 6.79 \text{ (kN/m}^3) \end{aligned}$$

(今回の改良体は地盤と同等の単位体積重量であるとする。)

また、今回の地下水位は改良体上端面の位置と等しく、改良体は全て浮力を受けるものとする。)

$$\text{改良体の鉛直力 (V2)} = z \times B2 \times \gamma_1 = 713.63 \text{ (kN/m)}$$

以上から、

$$\begin{aligned} M1 &= V1 \times e = 1,970.8 \text{ (kN)} = \Sigma M (\text{改良体自体の回転はないため}) \\ \Sigma V &= V1 + V2 = 3,871.9 \text{ (kN/m)} \\ e' &= \Sigma M / \Sigma V = 0.509 \text{ (m)} \quad \dots \text{改良体底の合力作用位置} \end{aligned}$$

よって、道路橋示方書・同解説IV下部構造編 p.276 Meyerhofの式(解10.4.3)より

基礎の有効載荷幅(Be)は

$$Be = B1 - 2e = 14.002 \text{ (m)}$$

改良体基礎の有効載荷幅(Be2)は

$$Be2 = B2 - 2e' = 20.002 \text{ (m)}$$

有効載荷幅に従い、地中応力の照査を行うと

$$\begin{aligned} p &= p1 + p2 = 225.561 + 33.950 = 259.511 \text{ (kN/m}^2) \\ p1 &= V1 / Be = 3,158.3 / 14.002 = 225.561 \text{ (kN/m}^2) \\ p2 &= V2 / B2 = z \times \gamma_1 = 713.63 / 21.02 = 33.950 \text{ (kN/m}^2) \end{aligned}$$

…改良体自体は偏心荷重を受けない

$$\begin{aligned} \sigma z &= \sigma z1 + \sigma z2 = 197.6 \text{ (kN/m}^2) \dots \text{①} \\ \sigma z1 &= p1 / \{1 + 2(z/B1) \cdot \tan \theta\} = 163.617 \text{ (kN/m}^2) \dots \text{荷重は改良体により分散する} \\ \sigma z2 &= p2 = 33.950 \text{ (kN/m}^2) \dots \text{荷重は分散しない} \end{aligned}$$

- ② 基礎の許容支持力(qa)

道路橋示方書・同解説IV P.269～式(10.3.1)より、基礎地盤の極限支持力(Qu)は

$$Qu = Ae \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \beta B e N_\gamma S_\gamma \}$$

極限支持力度(qu)は、単位面積当たりとして

$$qu = Qu / Ae$$

ここで、

$$\begin{aligned} Ae &: \text{有効載荷断面積 (m}^2) \\ \phi &: \text{基礎地盤の内部摩擦角 (}^\circ \text{)} \quad (= 30^\circ \dots \text{室内試験値より}) \\ c &: \text{地盤の粘着力} \quad (= 0 \dots \text{室内試験値より}) \\ q &: \text{上載荷重 (kN/m}^2) \quad (= \gamma_2 \times D_f) \end{aligned}$$

γ_1, γ_2 : 支持地盤および改良体の単位重量(kN/m³)
 Df: 有効根入れ深さ(m) (=z)
 α, β : 基礎の形状係数
 κ : 根入れ効果に対する割増し係数
 N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数
 S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

とする。

また許容支持力を求める際の有効載荷幅は改良体底幅とする。

$$\begin{aligned}
 B_e &= 20.002 \quad (\text{m}) \\
 A_e &= B_e \times 1.0 = (B - 2e') \times 1.0 = 20.002 \quad (\text{m}^2) \\
 \gamma_1, \gamma_2 &= \gamma - 9.81 \text{ (浮力)} = 6.79 \quad (\text{kN/m}^3) \\
 q &= \gamma_2 \times Df = 33.95 \quad (\text{kN/m}) \\
 \alpha, \beta &= 1.00 \quad (\text{帯状}) \\
 \kappa &= 1 + 0.3Df/B_e = 1.07 \\
 N_c &= 16.1 \quad (\tan \theta = H/\Sigma V = 0.30, \text{図-解10.3.1}) \\
 N_q &= 9.5 \quad (\tan \theta = H/\Sigma V = 0.30, \text{図-解10.3.1}) \\
 N_\gamma &= 4.2 \quad (\tan \theta = H/\Sigma V = 0.30, \text{図-解10.3.1}) \\
 S_c, S_q, S_\gamma &= 1.0 \quad (= \text{考慮しない})
 \end{aligned}$$

よって、

$$\begin{aligned}
 q_u &= \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \} \\
 &= (0 + 345.1 + 285.2) \\
 &= 630.3
 \end{aligned}$$

また、許容支持力度(q_a)は①と比較し、

$$q_a = 1/3 \cdot q_u = 1/3 \times 630.3 = 210.1 > 197.6 \quad \dots \text{② O.K.}$$

以上①、②の検討から、改良の深さ $z = 5.0$ mで地盤反力を支持できる。

●●● 軟弱層置換・改良工法の計算例 ●●●

E N D

(2) 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、カットオフおよびコンクリート水叩き、あるいは水褥地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。

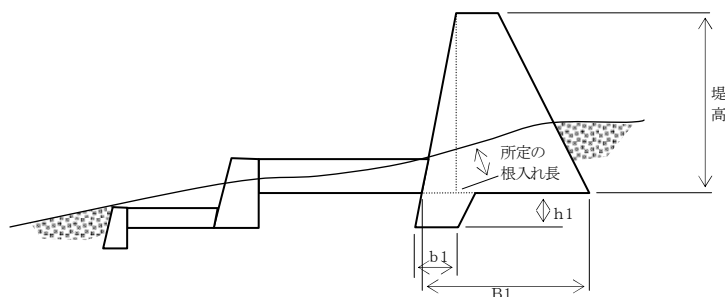


図3.6.2(b) 下流洗掘およびパイピング対策のカットオフ

② 経済性を図るためのカットオフ (節約断面)

渓床勾配が一様に急勾配で良好な岩盤基礎 (C_M 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 は、安定計算の合力が b 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 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、図に示す仮想底面 I-I 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') に生じる鉛直力 (V') 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。

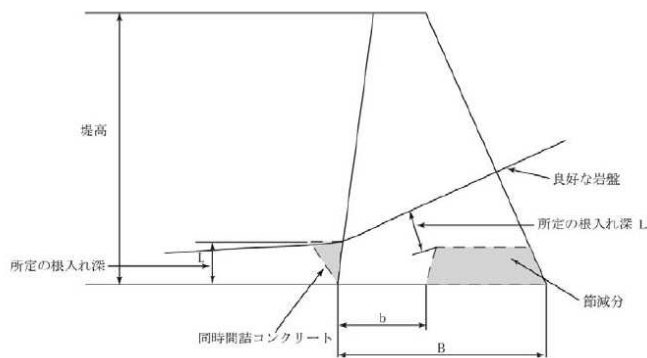


図3.6.2(c) 経済性を図るためのカットオフ

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

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

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

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

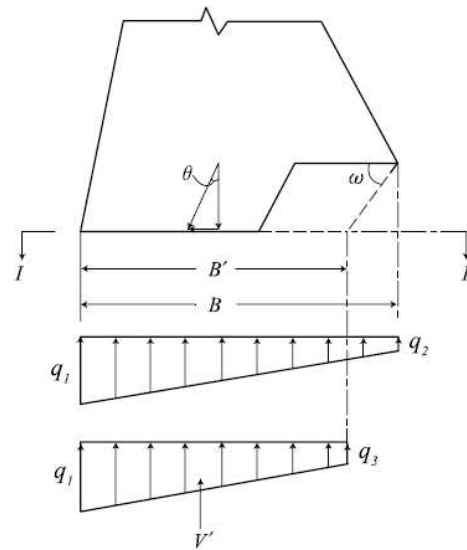


図3.6.2(d) 基礎反力図

(3) グラウトによる改善（詳細は「グラウチング技術指針・同解説（財）国土技術研究センター」）

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。グラウチングは、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チングとカーテングラウチングに分類される。

① コンソリデーショングラウチング

コンソリデーショングラウチングは、コンクリート堰堤の岩着部付近において、カーテングラウチ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チングの孔の深さは5mを標準とする。また、孔の配置は遮水性を改良する場合h、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 カーテングラウチング

カーテングラウチングは、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

列または2列程度の千鳥配置にする。

最高流入圧を静水圧の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)

3.7 袖部の設計

3.7.1 非越流部の安定性および構造

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、水系対応の堰堤においては計画堆砂勾配程度とし、土石流対応の堰堤に置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など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、袖の高さ5mを上限とする。(袖折れの場合を除く。)

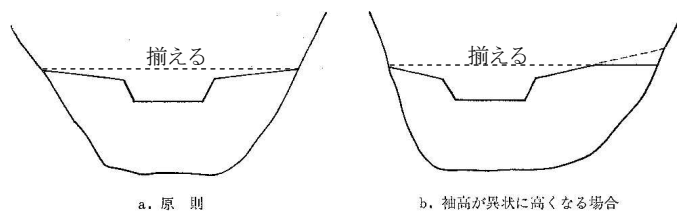


図3.7.1(a) 袖天端の勾配

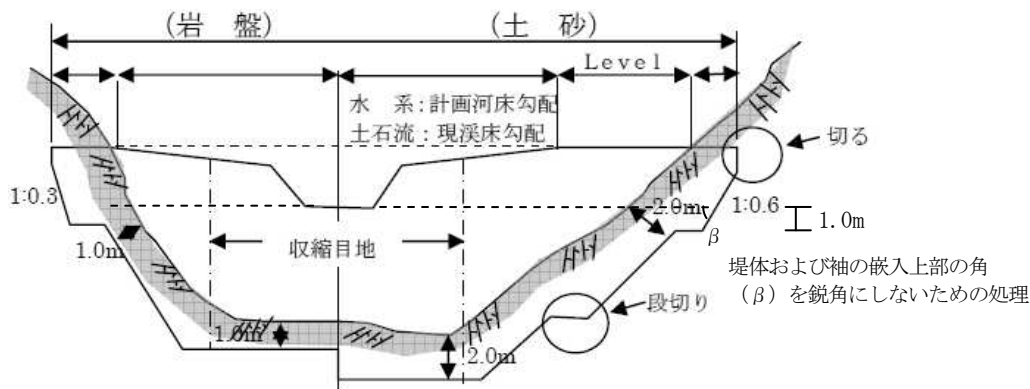


図3.7.1(b) 袖の設計事例

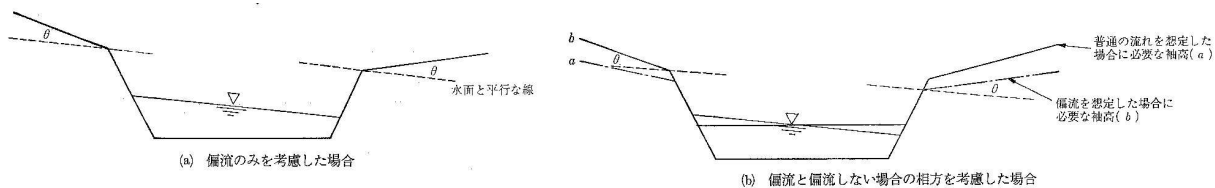


図3.7.1(c) 屈曲部における袖高

3.7.2 非越流部の安定計算

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部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。

安定条件は、設計外力は本体に従うが、その作用位置は図3.7.2に従う。

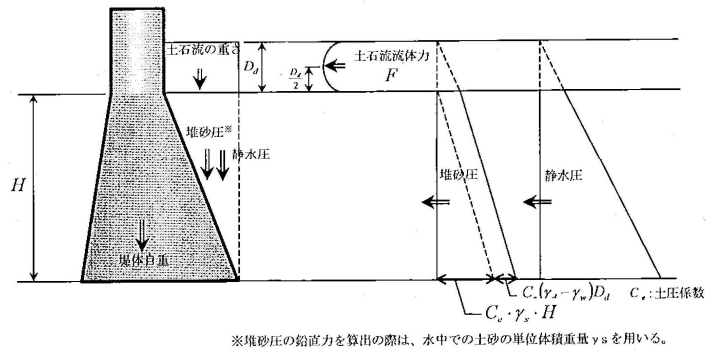


図3.7.2 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図
($H < 15\text{m}$ 上段：土石流時、下段：洪水時)

3.7.3 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

袖部の断面は次の四つの条件を満たす形状とする。

- ① 袖部の上流のり勾配は直とすることを原則とする。
- ② 袖部の下流のり勾配は直または、本体の下流のり勾配に一致させる。
- ③ 袖部の下流のり勾配を本体の下流の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三種類とし、それらが袖部に作用する位置は図3.7.3(b)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

上記の検討に際して細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拡げる(図3.7.3(a))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。

なお、礫の衝撃力およ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とする。また、礫および流木は図3.7.3(b)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および流木径より小さい場合は、礫およ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第2節2. ピーク流量に示した方法に基づき算出するものとする。

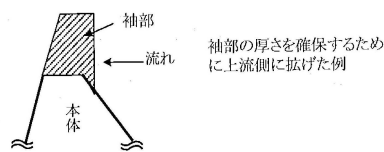


図3.7.3(a) 袖部の断面

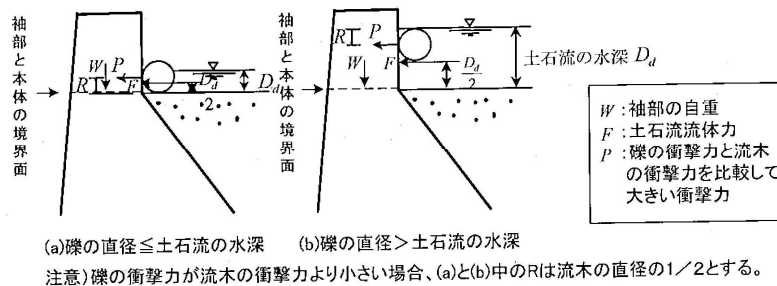


図3.7.3(b) 袖部と本体の境界面および設計外力とその作用点

3.7.3.1 礫の衝撃力

礫の衝突による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。

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

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

$$K_1 = (1 - \nu_1^2) / \pi / E_1, \quad K_2 = (1 - \nu_2^2) / \pi / E_2$$

$$\alpha = (5U^2 / 4 / n_1 / n)^{2/5}, \quad n_1 = 1 / m_2$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}, \quad E = m_2 / m_1 \times U^2$$

E_1, E_2 : コンクリートおよび礫の弾性係数 (N/m²)
 ν_1, ν_2 : コンクリートおよび礫のポアソン比
 m_2 : 礫の質量 (kg) 、R: 礫の半径 (m)
 π : 円周率 (=3.14) 、U: 礫の速度 (m/s)
 α : へこみ量 (m) 、 K_1, K_2 : 定数
 β : 実験定数 、 m_1 : 袖部ブロックの質量 (kg)

礫の速度は土石流流速と等しいとし、礫径は最大礫径とする。

～～（参考）礫およびコンクリートの物理定数の例～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

礫の弾性係数 $E_2=5.0\times 10^9\times 9.8\text{N/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu_2:=0.23$

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

コンクリートのポアソン比 $\nu_1=0.194$

※礫の衝突によりコンクリート表面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。

～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

3.7.3.2 流木の衝撃力

流木の衝突による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が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。

●●● 袖部の破壊に対する構造計算例 ●●●

START

袖部の破壊に対する構造計算については、止水壁等によって分割されるブロック毎に計算すること。そのうち、地山に嵌入する両端のブロックについては、嵌入地山への割合や予想される土石流の衝突程度等を勘案しながら、必要となる補強範囲を定めること。

なお、以下の計算事例は流木の衝撃力の算定について記述されていないので、「土石流・流木対策設計技術指針P.15～16」を参照し、対応すること。

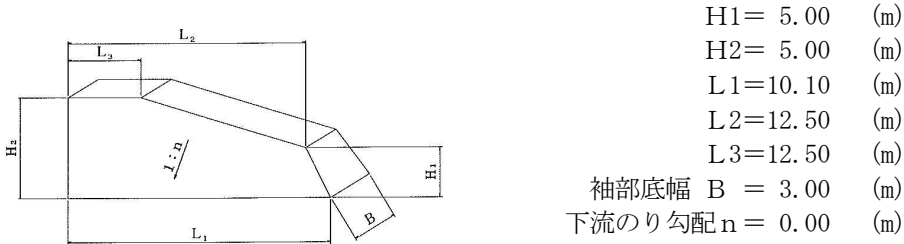
① 安定性の検討

A設計条件

A-1 設計諸元

コンクリートの弾性係数	$E_1: 2.5\times 10^9$	(N/m ²) [終局強度割線弾性係数]
コンクリートのポアソン比	$\nu_1: 0.194$	
礫の弾性係数	$E_2: 5.0\times 10^{10}$	(N/m ²)
最大礫径	$D: 1.100$	(m)
最大礫径の半径	$R: 0.550$	(m) (=D/2)
礫の速度[土石流の流速]	$V: 8.38$	(m/s)
礫の単位体積重量	$\rho_R: 26.0$	(kN/m ³) (=2.6×10 ⁴ N/m ³)
土石流水深	$h_d: 2.97$	(m)
土石流流体力	$F: 341.368$	(kN)

A-2 形状寸法



コンクリートの単位体積重量	$W_c: 2.305\times 10^4$	(kN/m ³)
コンクリートの許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}: 6.86$	(N/m ²)
コンクリートの許容引張応力度	$\sigma_{ca}': 0.00$	(N/m ²)
コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_0: 0.353$	(N/mm ²)

	短期割増	$\tau_{0a} : 0.5295 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (= \tau_0 \times 1.5)$
摩擦係数		$f : 0.70 \quad (\text{通常}0.7; \text{袖部と堰堤堤体})$
滑動に対する安全率		$N : 4.0$

B 土石流衝撃力

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力Pは、堤体の材料とその特性により変化する。マスコンクリートでは以下の式でPが推定される。

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

$$n = \{16 \cdot R / 9 / \pi^2 / (K1 + K2)^2\}^{1/2}$$

$$K1 = (1 - \nu^2) / \pi / E1$$

$$K2 = (1 - \nu^2) / \pi / E2$$

$$\alpha = \{5 \cdot V^2 / 4 / n1 / n\}^{2/5}$$

$$n1 = 1 / m_2$$

$$m_2 = 4 / 3 \cdot \pi \cdot R^3 \cdot \rho_R / g$$

ここに

P : 礫の衝突により堤体の受ける衝撃力 (kN)
 α : へこみ量 (m)
 ν : 礫のポアソン比 (=0.230)
 m_2 : 礫の質量 ($N \cdot s^2 / m$)
 g : 重力加速度 (m / s^2) (=9.8)

$$m_2 = 4 / 3 \times \pi \times 0.550^3 \times 26000 / 9.8 = 1848.945 \quad (N \cdot s^2 / m)$$

$$n1 = 1 / 1848.945 = 5.408 \times 10^{-4}$$

$$K1 = (1 - 0.194^2) / (\pi \times 2.500 \times 10^9) = 1.225 \times 10^{-10}$$

$$K2 = (1 - 0.230^2) / (\pi \times 5.000 \times 10^{10}) = 6.029 \times 10^{-12}$$

$$n = \{(16 \times 0.550) / (9 \times \pi^2 \times (1.225 \times 10^{-10} + 6.029 \times 10^{-12})^2)\}^{1/2} = 2.448 \times 10^9$$

$$\alpha = \{(5 \times 8.38^2) / (4 \times 5.408 \times 10^{-4} \times 2.448 \times 10^9)\}^{2/5} = 2.131 \times 10^{-2}$$

$$P = 2.448 \times 10^9 \times (2.131 \times 10^{-2})^{3/2} = 7.616 \times 10^6 \quad (N)$$

$$= 7616.177 \quad (kN)$$

C 礫の衝突速度による補正

マスコンクリートに礫が衝突した場合、衝突速度が大きくなるとマスコンクリートに作用する衝撃力が小さくなることが知られている。前述の衝撃力Pを実際に作用する衝撃力 P_R に補正する。

$$P_R = \beta \cdot P$$

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

$$E = m_2 \cdot V^2 / m_1$$

C-1 袖部1ブロックあたりの質量

$$\text{平均高さ } H' = (H1 + H2) / 2$$

$$= (5.0 + 5.0) / 2 = 5.0 \quad (m)$$

$$\text{平均長さ } L' = (L1 + L2) / 2$$

$$= (10.1 + 12.5) / 2 = 11.3 \quad (m)$$

$$B' = B - n \cdot H'$$

$$= 3.0 - 0.0 \times 5.0 = 3.0 \quad (m)$$

$$V_c = (B' + B) \cdot H' \cdot L' / 2$$

$$= (3.0 + 3.0) \times 5.0 \times 11.3 / 2 = 169.5 \quad (m^3)$$

$$m1 = V_c \cdot W_c / g$$

$$= 169.5 \times 23050 / 9.8 = 398670.918 \quad (N \cdot s^2 / m)$$

C-2 礫の衝突速度による補正

$$E = m_2 \cdot V^2 / m_1$$

$$= 1848.945 \times 8.38^2 / 398670.918 = 0.326$$

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

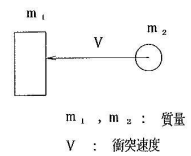
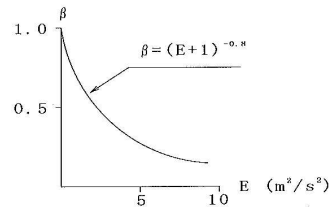
$$= (0.326 + 1)^{-0.8} = 0.798$$

補正後の衝撃力

$$P_R = \beta \cdot P$$

$$= 0.798 \times 7616.177 = 6078.338 \quad (kN)$$

単位幅あたりに作用する衝撃力 P_1



$$P_1 = P_R / L' \\ = 6078.338 / 11.3 = 537.906 \quad (\text{kN/m})$$

D 袖部の構造計算

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
袖部荷重	W1	$1/2 \cdot W_c \cdot n \cdot H'^2$ $= 1/2 \times 23.050 \times 0.0 \times 5.0^2$	0.000		$1/3 \cdot n \cdot H' + (B \cdot n \cdot H')$ $= 1/3 \times 0.0 \times 5.0 + (3.0 - 0.0 \times 5.0)$	3.000	0.000
	W2	$W_c \cdot (B - n \cdot H) \cdot H'$ $= 23.050 \times (3.0 - 0.0 \times 5.0) \times 5.0$	345.750		$1/2 \cdot (B \cdot n \cdot H')$ $= 1/2 \times (3.0 - 0.0 \times 5.0)$	1.500	518.625
土石流衝撃力	P1	前掲		537.906	$h d - 1/2 \cdot D$ $= 2.970 - 1/2 \times 1.10$	2.420	1301.732
土石流流体力	F	前掲		341.368	$1/2 \cdot h d$ $= 1/2 \times 2.970$	1.485	506.931
合計			345.750	879.274			2327.289

E 安定性の検討

E-1 転倒に対する検討

$$X = M / V \\ = 2327.289 / 345.750 = 6.731 \\ B = 3.000$$

X : 荷重の合力の作用線と堤底の上流端までの距離 (m)
M : 単位幅あたり断面に作用するモーメントの合計 (kN・m/m)
V : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)
B : 袖部底幅 (m)

安定条件 $1/3 \cdot B (=1.000) \leq X \leq 2/3 \cdot B (=2.000)$ を満足しない。 ∴判定=OUT

E-2 滑動に対する安定計算

$$N' = (f \cdot V + \tau_{oa} \cdot B) / H \\ = (0.700 \times 345.750 + 2.760 \times 3.0) / 879.274 = 9.692$$

安定条件 $N \leq N' (=4.0)$ を満足する。 ∴判定=OK

E-3 破壊に対する安定計算

$$\sigma = V / B \times (1 \pm 6e / B) \quad \text{ただし、} e = X - 1/2 \cdot B \\ e : \text{荷重の合力の作用線と袖部底幅の中央までの距離 (m)}$$

$$e = 6.731 - 1/2 \times 3.0 = 5.231$$

下流端垂直応力 $\sigma_1 = 1321.026 \leq \sigma_{ca} = 6860.000 \quad (\text{kN/m}^2)$ ∴判定=OK

上流端垂直応力 $\sigma_2 = -1090.526 < \sigma_{ca}' = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$ ∴判定=OUT

以上の結果から、袖部の補強が必要となる。

② 構造計算

a 設計条件

a-1 設計外力

土石流衝撃力 P1 : 537.906 (kN)

土石流流体力 F : 341.368 (kN)

最大礫径 D : 1.100 (m)

土石流水深 hd : 2.970 (m)

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = P1 \cdot (hd - 1/2 \cdot D) + F \cdot 1/2 \cdot hd \\ = 537.906 \times (2.970 - 1/2 \times 1.100) + 341.368 \times 1/2 \times 2.970 = 1808.664 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

最大せん断力

$$S_{\max} = P1 + F \\ = 537.906 + 341.368 = 879.274 \quad (\text{kN})$$

a-2 材料諸元

鉄筋D38 SD345 公称面積 At : 1140.000 (mm²)

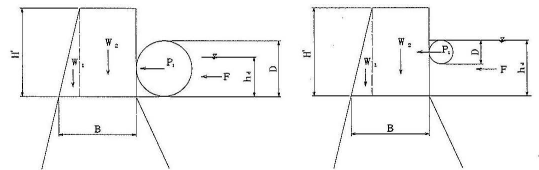
〃 公称周長 Lt : 120.000 (mm)

〃 公称直径 φ : 38.100 (mm)

鋼材の許容引張応力度(水中) : 180.000 (N/mm²)

① $D \geq h_d$ (礫径が土石流水深以上の場合)

② $D < h_d$ (礫径が土石流水深未満の場合)



- // 短期強度 σ_{sa} : 270.000 (N/mm²) (割増 ; 1.5)
 コンクリート設計基準強度 σ_{ck} : 21.0 (N/mm²)
 コンクリート付着応力度 : 1.4 (N/mm²)
 // 短期強度 τ_{0a} : 2.1 (N/mm²) (割増 ; 1.5)
 コンクリート許容せん断応力度 : 0.353 (N/mm²)
 // 短期強度 τ_a : 0.530 (N/mm²) (割増 ; 1.5)
 鉄筋のかぶり d_1 : 300.000 (mm)
 鉄筋本数 n : 2.500 (本/m)
- b 単位幅あたりに必要な鉄筋量
 天端幅 B : 3000.000 (mm)
 有効高 d : 2700.000 (mm) (= $B - d_1$)
 単位幅あたりに必要な鉄筋量
 $A_s' = M_{max} / (\sigma_{sa} \times 7/8 \times d)$
 $= 1808.664 \times 1000 \times 1000 \div (270.000 \times 7/8 \times 2700.000) = 2835.452$ (mm²/m)
 1mあたりに必要となる鉄筋本数
 $n = 2.500$ (本/m)
 よって、単位幅あたりの鉄筋量 A_s は
 $A_s = n \times A_t$
 $= 2.500 \times 1140.000 = 2850.000$ (mm²/m) $\geq A_s' = 2835.452$ (mm²/m) \therefore 判定 = OK
- c 引張鉄筋周長の総和
 引張鉄筋周長の総和
 $U' = n \cdot L_t$
 $= 2.500 \times 120.000 = 300.000$ (mm/m)
- d 付着応力度の検討
 $\tau_0 = S_{max} / (U' \times 7/8 \times d)$
 $= 879.274 \times 1000 / (300.000 \times 7/8 \times 2700.000) = 1.241$ (N/mm²) $< \tau_{0a} = 2.100$ \therefore 判定 OK
- e コンクリートに働くせん断応力度の検討 (計算単位幅 $b = 1000$ mm)
 $\tau' = S_{max} / (b \times 7/8 \times d)$
 $= 879.274 \times 1000 / (1000 \times 7/8 \times 2700.000) = 0.372$ (N/mm²) $< \tau_a = 0.530$ \therefore 判定 OK
- f 鉄筋の堤体への定着長
 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合、次式により算出する重ね継手長 (L_a) 以上 かつ 鉄筋の直径の 20倍 (L_a') 以上重ね合わせなければならない。
 $L_a = \sigma_{sa} \cdot \phi / 4 / \tau_{0a}$
 $= 270.000 \times 38.000 \div (4 \times 2.100) = 1221.429$ (mm)
 $L_a' = 20 \cdot \phi$
 $= 20 \times 38.000 = 760.000$ (mm)
 鉄筋の定着長は $L_a' < L_a$ より $L_a \approx 1222$ (mm) とする。

●●● 袖部の破壊に対する構造計算例 ●●● END

3.7.4 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、堰堤長が長くなるなど不利な条件となる。この場合、等高線に直になるように、上流側へ袖を折った堰堤を計画できるものとする。

解 説

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など配慮すること。袖高が 5.0m 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、数量計算など有利といえる。

また、袖折れ部が長くなる場合には、袖高が高くなることが予想されるので、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。（砂防課と要協議）

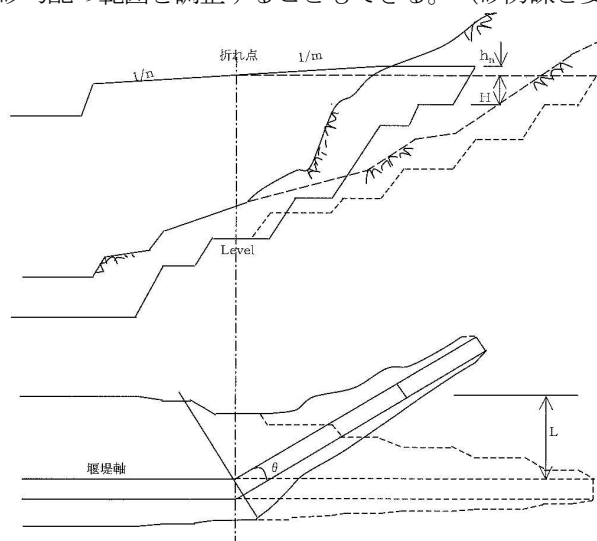


図3.7.4 砂防堰堤の袖折れ

3.8 前庭保護工の設計

3.8.1 前庭保護工

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。

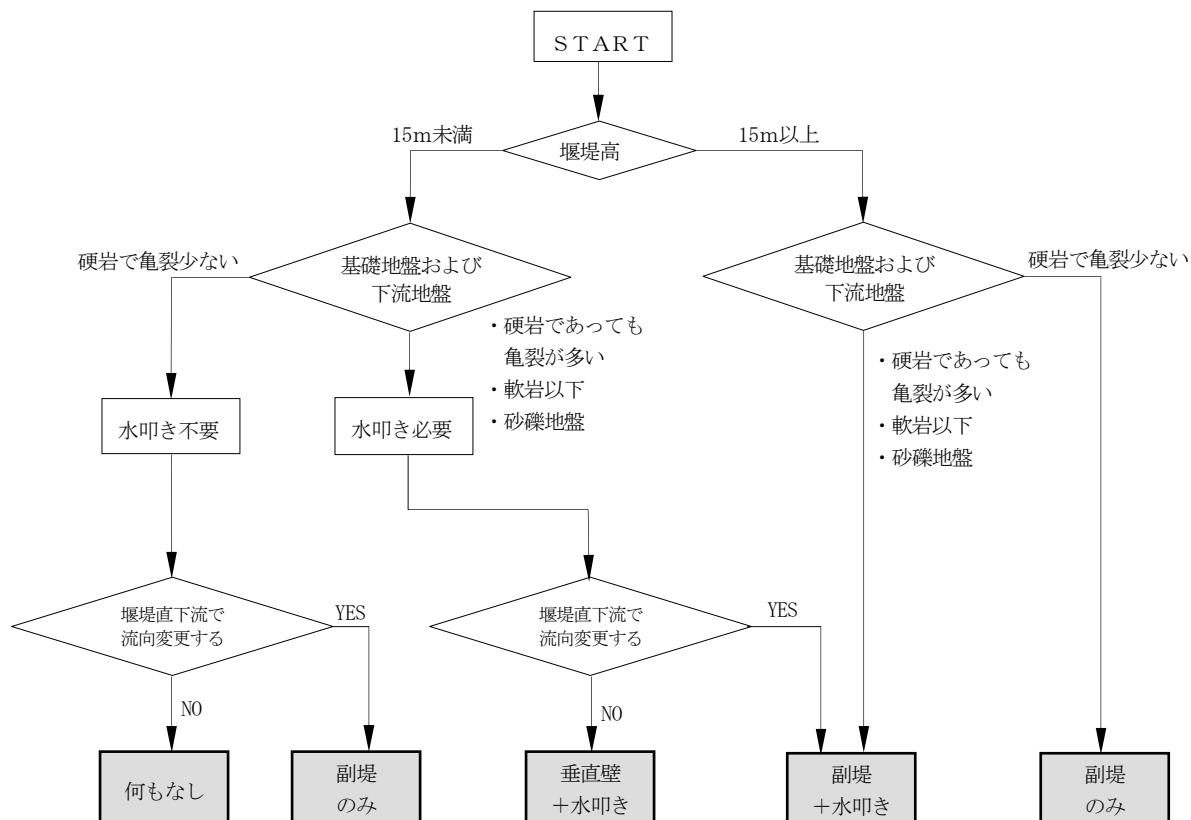
解 説

前庭保護工は副堤および水褥池による減勢工、水叩き、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。

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、第3章第2節2.2水通し断面の図2.2に示すように土石流の越流を考慮した構造とする。

前庭保護工の組み合わせは、以下のフローによることを標準とする。



※堰堤直下流で流向変更する場合であっても、山間部や保安対象から距離があるなど、下流への影響が少ない場合もあるので、これによりがたい場合は砂防課と別途協議されたい。

図3.8.1(a) 前庭保護工の選定フロー

表3.8.1 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。 指先で離しう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、およ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	凝灰質で堅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うる程度。 異質の固い互層をなすもので層面を楽に離しうるもの。
	硬岩	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、結晶片岩など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、角岩など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。

鋼製砂防堰堤には、前庭保護工を設置しない。ただし、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外に落下し、堰堤前面の河床が洗掘する恐れがある場合には、前庭保護工を設置する。

土石流の落下位置は、次式による。

$$L_1 = (2H/g)^{1/2} \cdot U \quad L_1: \text{スリット前面位置からの落下距離}$$

H : 底版を除いたスリットの高さ U : 流速（設計外力で用いた流速の50%とする）

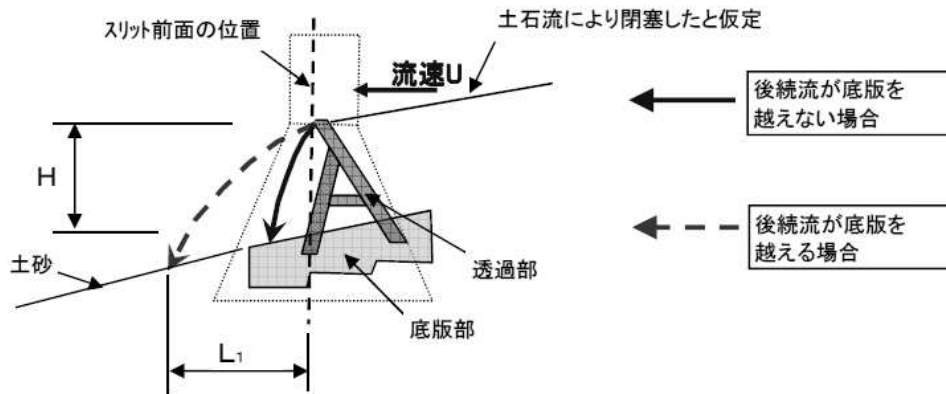


図3.8.1(b) 前庭保護工の選定フロー

前庭保護工の形状は、不透過型砂防堰堤と同様とするが、スリット前面位置から必要延長をとること。

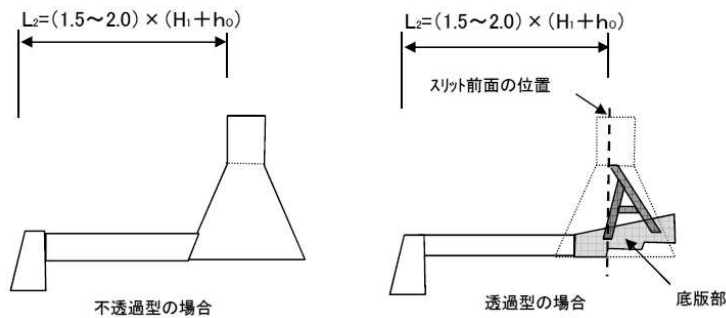


図3.8.1(c) 前庭保護工の必要延長

3.8.2 副堤

副堤の位置および天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘およ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、副堤の水通し、本体、基礎、袖の設計は、本堰堤に準ずるものとする。ただし、袖勾配は、原則として水平とするものとする。

解 説

副堤の水通しおよび下流のり勾配等は、本堰堤の考え方に従う。副堤に設置される流木対策施設の土石流時の設計外力は、部分透過型における設計外力を準用する。

また、土石流の諸元は本堰堤の設計に用いた値とするが、土石流の波高、流速等の計算に用いる渓床勾配は計画堆砂勾配とする。取水など、特別な場合を除き、急激な水位上昇を防止するため、水叩きと同じ高さに水抜き孔を設けることを標準とする。

副堤の位置およ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きたが、県内に設置されてきた事例から1.5を標準とする。

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。

(1) 副堤の位置を求める式

① 経験式

$$L = (1.5 \sim 2.0) (H_1 + h_3) \quad \dots \text{係数は1.5を標準とする。}$$

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

H₁ : 水叩き天端 (または、基礎岩盤面) からの本堰堤の高さ (m)

h₃ : 本堰堤の越流水深 (m)

② 半理論式

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

ι : 水脈飛距離 (m)

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

V₀ : 本堰堤越流部流速 (m/s)

$$V_0 = q_0 / h_3$$

q₀ : 本堰堤越流部単位幅あたり流量 (m³/s)

H₁ : 水叩き天端または、基礎岩盤面からの本堰堤の高さ (m)

g : 重力加速度 (9.8m/s²)

X : 跳水の距離 (m)

$$X = \beta \cdot h_j$$

β : 係数 (4.5～5.0)

h_j : 水叩き天端または、基礎岩盤面からの副堤の越流面までの高さ (m)

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

h₁ : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)

$$h_1 = q_1 / V_1$$

q₁ : 水脈落下地点の単位幅あたり流量 (m³/s)

V₁ : 水脈落下地点流速 (m/s)

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

F₁ : 水脈落下地点の跳水前のフルード数

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

b₂ : 副堤の天端幅 (m)

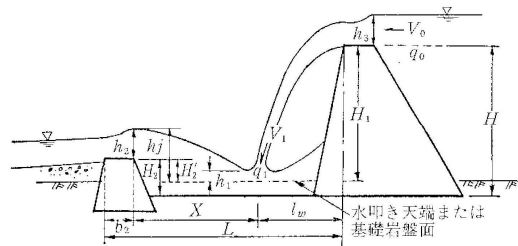


図3.8.2(a) 副堤の位置および高さ

START

条件： 対象流量 $Q=50\text{m}^3/\text{s}$ 水通し下幅 $B_1=10\text{m}$
 袖小口勾配 $m_2=0.5$ 本堤の高さ $H=25.0\text{m}$
 本堤の越流水深 $h_3=2.0\text{m}$ 副堤の天端幅 $b_2=3.0\text{m}$
 水叩きの厚さ $t=2.0\text{m}$

計算： $H_1=H-t=25.0-2.0=23.0\text{m}$
 $q_0=50\div(10+0.5\times 2.0)=4.545\text{m}^3/\text{s}$
 $V_0=q_0/h_3=4.545\div 2.0=2.273\text{m}/\text{s}$
 $V_1=\{2\times 9.8\times(23.0+2.0)\}^{1/2}=22.136\text{m}/\text{s}$
 水脈落下地点の流下幅を水通し幅と同じとすると、
 $q_1=50\div 10=5.0\text{m}^3/\text{s}$
 $h_1=5.0\div 22.136=0.226\text{m}$
 $F_1=22.136\div(9.8\times 0.226)^{1/2}=14.878$
 $h_j=0.226/2\times\{(1+8\times 14.878^2)^{1/2}-1\}=4.644\text{m}$
 $l_w=2.273\times\{2\times(23+1/2\times 2)\div 9.8\}^{1/2}=5.030\text{m}$
 $\beta=4.5$ とすると
 $X=4.5\times 4.644=20.898\text{m}$
 $\therefore L\geq 5.030+20.898+3.0=28.928 \approx 29\text{m}$

END

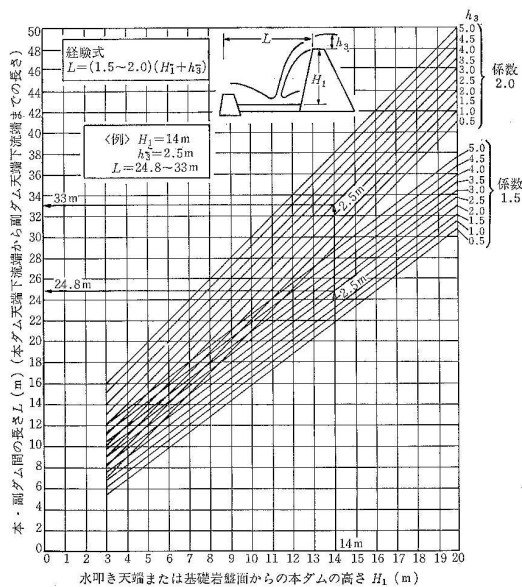


図3.8.2(b) 本・副堤間の長さ (経験式)

(2) 副堤の天端の高さを求める式

天端の高さを求める経験式は「副堤の位置」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の幅でとらえているが、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堤の高さを求めるものである。

図3.8.2(c)は経験式により、図3.8.2(d)は半理論式により副堤の高さ (H_2 もしくは H_2') 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・副堤の重複高 (本堰堤底高と副堤天端高の差) (m)

H : 本堰堤の堰堤高 (m)

② 半理論式

$$H_2' = h_j - h_2$$

H_2' : 水叩き天端 (または、基礎岩盤面) より副堤天端までの高さ (m)

h_2 : 副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)

●●● 副堤高さ 半理論式の計算例 ●●●

START

条件 : 副堤位置の条件と同じ

計算 : $H_2' = 4.644 - 2.0 = 2.644 \approx 2.7\text{m}$

●●● 副堤高さ 半理論式の計算例 ●●●

END

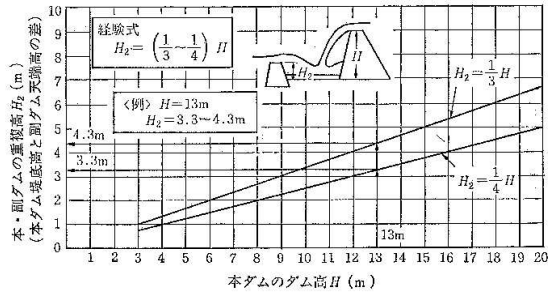


図3.8.2(c) 本・副堤の重複高 (H_2) (経験式)

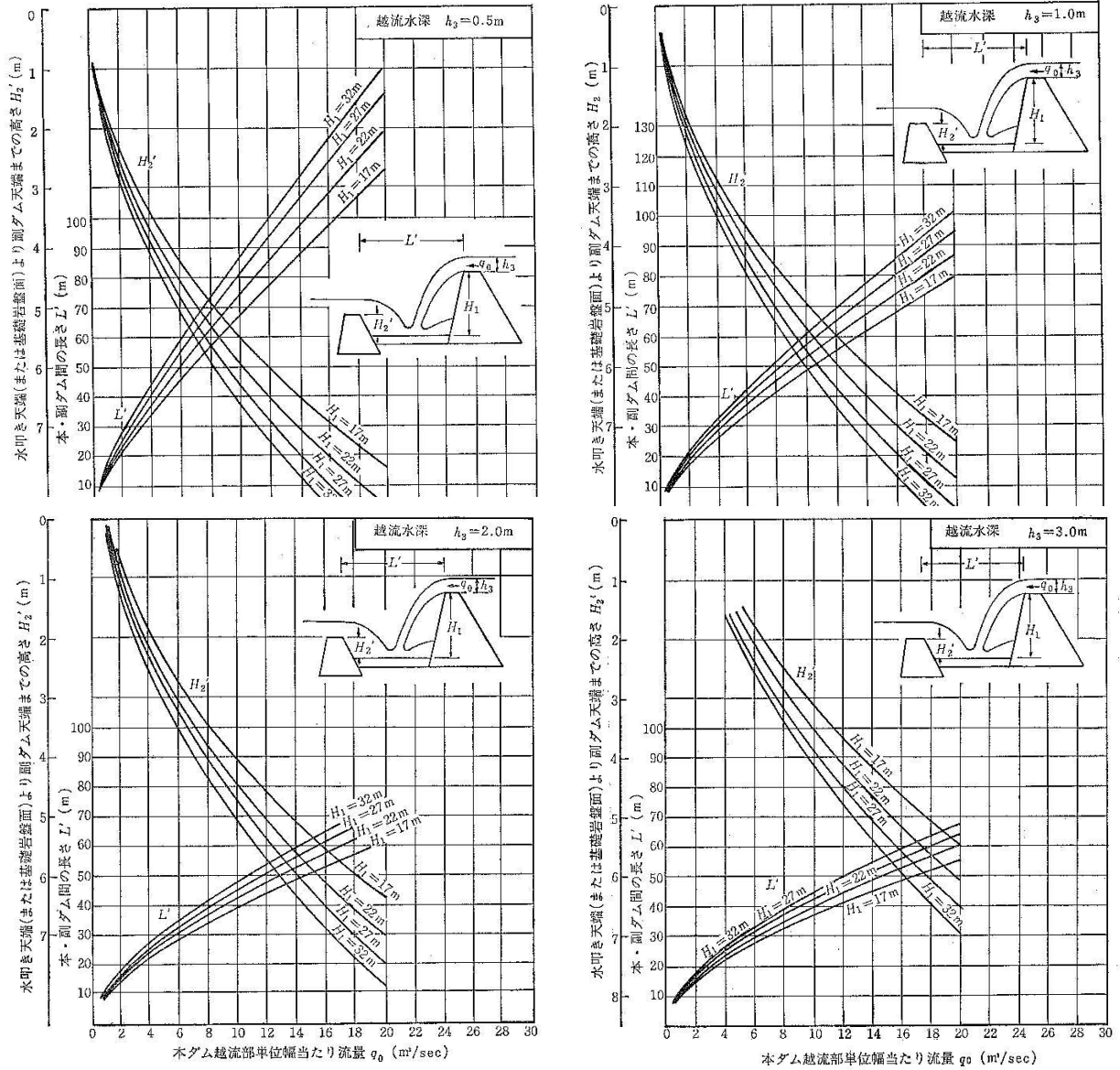


図3.8.2(d) 本・副堤間の長さ・重複高 (半理論式)

3.8.3 水叩き

水叩きは、副堤下流の河床の洗掘を防止し、堰堤基礎の安定およ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、落下水、落下砂礫の衝突およ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など）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。

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場合は、副堤の位置を求める式を参考とする。

この場合のパイピングに対する長さは、基礎処理を参考とする。

水叩き先端の基礎は、一般に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。

下流への流速を緩和するため、水叩きの勾配は水平を原則とする。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こと。

(1) 水叩きの厚さ (t)

① 【経験式】 洗掘深さをヒントにした経験式が用いられることが多い。

t : 水叩きの厚さ (m)

H₁ : 水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ (m)

h₃ : 本堤の越流水深 (m)

水褥池がない場合

$$t = 0.2(0.6H_1 + 3h_3 - 1.0)$$

水褥池がある場合

$$t = 0.1(0.6H_1 + 3h_3 - 1.0)$$

② 【揚圧力から求める式】

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

Wc : 水叩きコンクリートの単位体積重量 (t/m³)

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

h₁ : 堰堤上流の水叩き天端高からの水深 (m)

h₂ : 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

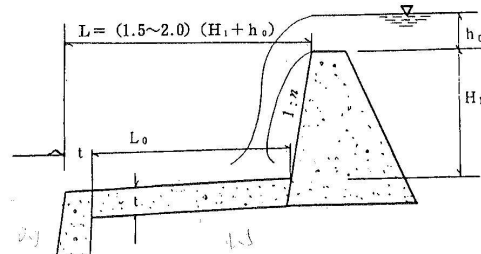


図3.8.3(a) 水叩き (経験式)

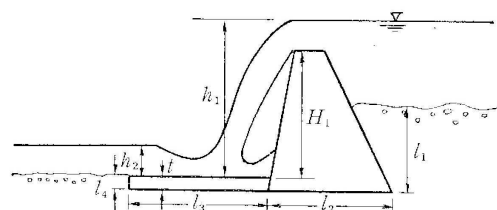


図3.8.3(b) 水叩き (揚圧力式)

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こと。

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、また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。水叩き下面の岩質が、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。

(2) 水叩き長さ (L) (図3.8.3(a)において)

$$L = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_0)$$

この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。

参考までに、

$$L_0 = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_0) - n H_1 - t$$

3.8.4 垂直壁

垂直壁の水通し天端高は、現河床面に同じか、または低くし、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 以上の根入れをとった高さとする。
 また、下流側の法面は 1:0.2 の勾配とする。

解 説

垂直壁の水通し断面は本堤と同一とし、現河床面に擦り付けなければならない。その構造は、袖を設け、袖の天端は水平とする。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とする。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。

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。

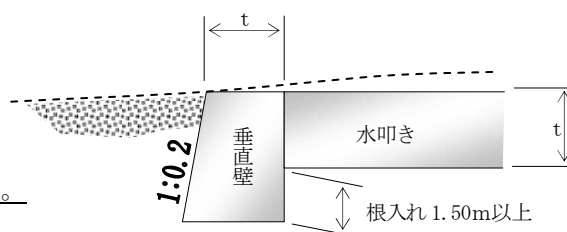


図3.8.4 垂直壁

3.8.5 護床工

護床工は、副堤、垂直壁の下流の河床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

一般に、落下水脈のエネルギーは副堤や水叩き工で完全に減勢されないため、副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溪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3.8.5のとおりとする。

表3.8.5 護床工の算出式

計画流量	護床工長さの計算式	備 考
200m ³ /s未満	ブライの式	
200m 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

注) 床止め護床工の式を用いる際には、水叩きの長さを計算することになるが、実際に採用する水叩き長さは、3.8.3により算出されたものとする。

(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 : 下流溪床構成に見合うクリープ比
(p.9-3-48 表3.6.1(f)クリープ比より)

H_1 : 落差 (m)

q : 単位幅流量 (m³/s)

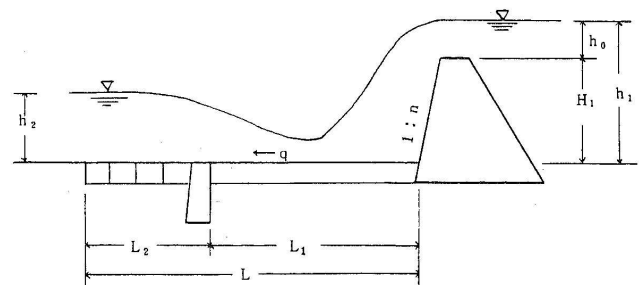


図3.8.5(a) ブライ式による護床工長さ

(2) 床止め護床工の式

砂防堰堤水叩き下流側の護床工の長さは、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。(図3.8.5(b))

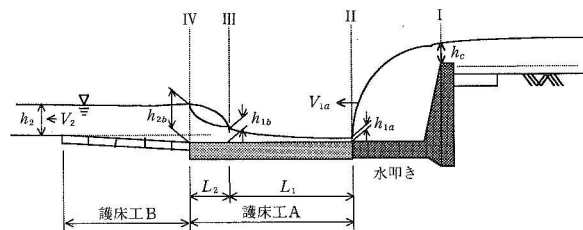


図3.8.5(b) 下流護床工(床止工基準より)

護床工Aの区間長は、 $L = L_1 + L_2$ で表すことができる。

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 越流落水水深 h_{1a} の計算

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水深 h_{1a} を求める。

② 跳水開始水深 h_{1b} の計算

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

ア. $h_{1a} = h_{1b}$ の場合

跳水は本体越流落下直下流より発生する。したがって、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。

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

イ. $h_{1a} > h_{1b}$ 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区間長を長めに取る必要がある。

ウ. $h_{1a} < h_{1b}$ 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。したがって、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。

3.8.6 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、本堰堤と副堤、また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う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まり具合が悪いのが普通で、護岸の変位およ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、これ以外の個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。
- 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 側壁護岸の川側法勾配は1:0.5を標準とする。
- ⑤ 側壁護岸の天端は、下流端を副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。
- ⑥ 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。
- ⑦ 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0.50mとする。
- ⑧ 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こと。
- ⑨ 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および必要となる裏型枠の埋め殺しなども含めた経済性など、総合的に判断すること。
- ⑩ 側壁護岸の構造は、安定計算を行うこと。安定性は、転倒・滑動・支持力の3安定とし、水叩工など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。

- ⑪ 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。副堤の場合は、溪岸に沿って側壁護岸を設けても良い。

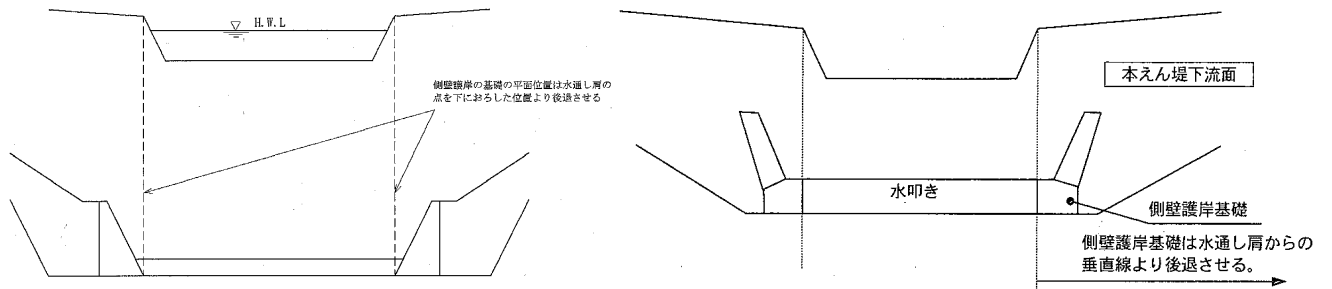


図3.8.6(a) 側壁護岸

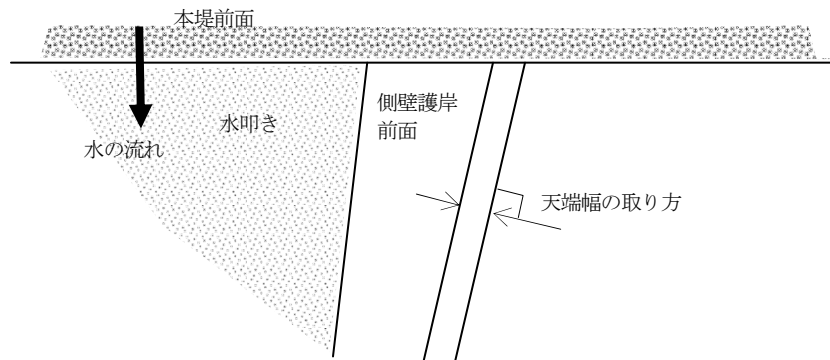


図3.8.6(b) 側壁護岸の天端幅の取り方

3.8.7 取合工

砂防堰堤の前庭保護工として副堤、垂直壁など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などは、断面の取付護岸工を設けるものとする。

解 説

(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。

また、現溪床高に小差で擦り付かない場合等は、図3.8.7中図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。

(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、農地など）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。

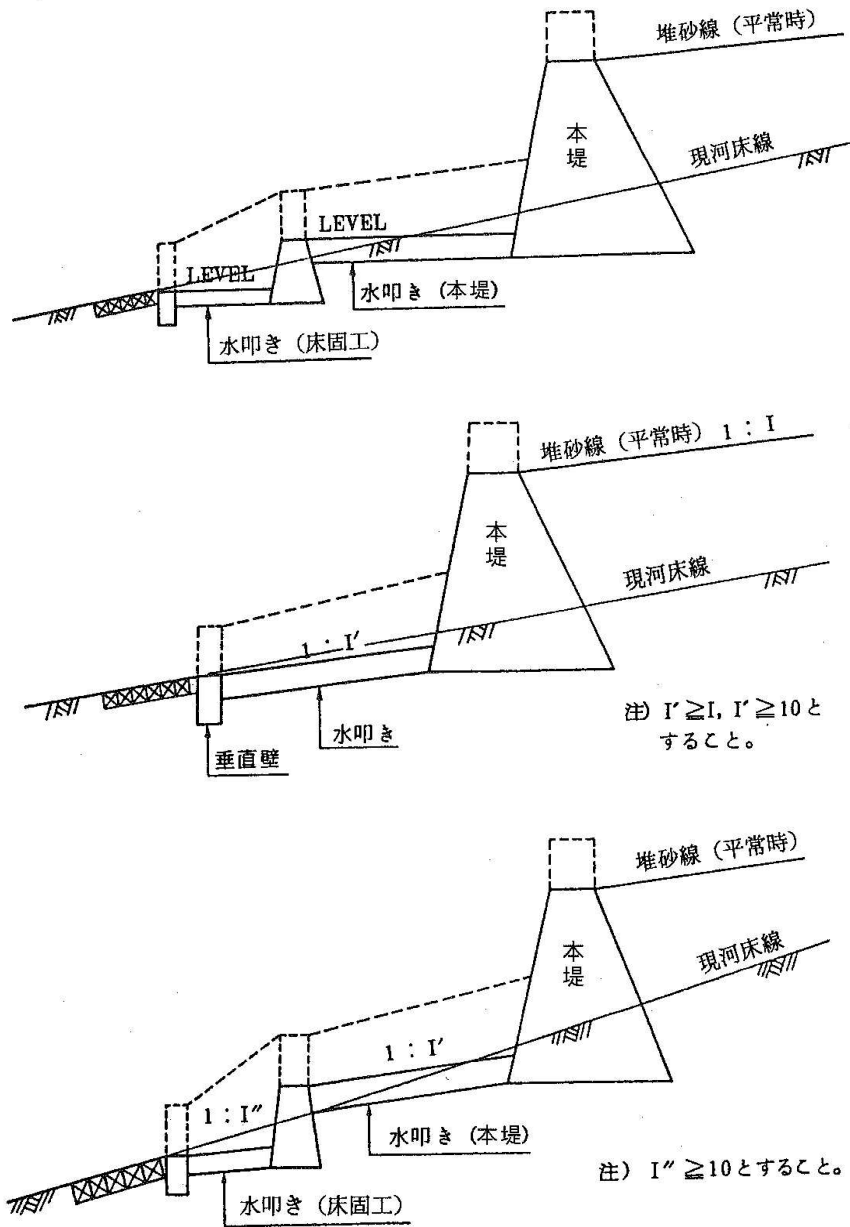


図3.8.7 取合工事例

3.9 継目の設計

3.9.1 横継目の設計

横継目の間隔は9~15m程度とし、歯型を設ける。また、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

- ・ 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

の条件によって定まるが、一般的な横継目間隔として横継目間隔は9~15mを標準とする。これに伴い、横

継目は漏水、浸透の経路となり、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。ちなみに、1回のリフト高は0.75m~2.0mとする。

また、重力式コンクリート堰堤は二次元構造物として設計されるため、理論的には横継目には歯形を必要としないが、堰堤の一体性を期待し、その安全性をより確実にするため、横継目には歯型を設けることを標準とする。

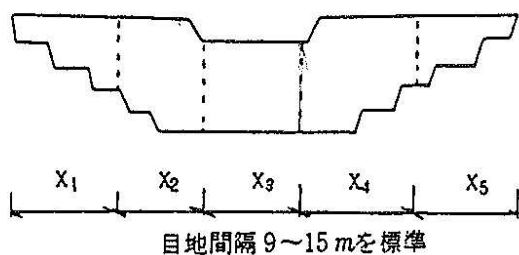


図3.9.1(a) 横継目間隔

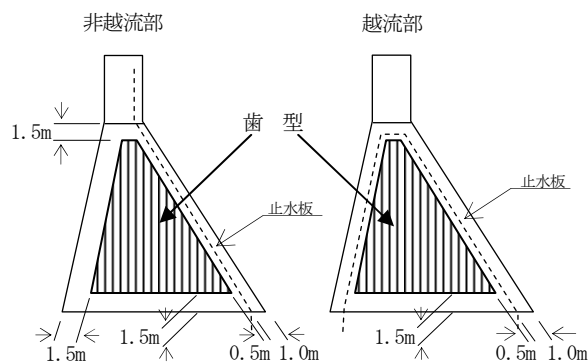


図3.9.1(c) 横継目における歯型の配置

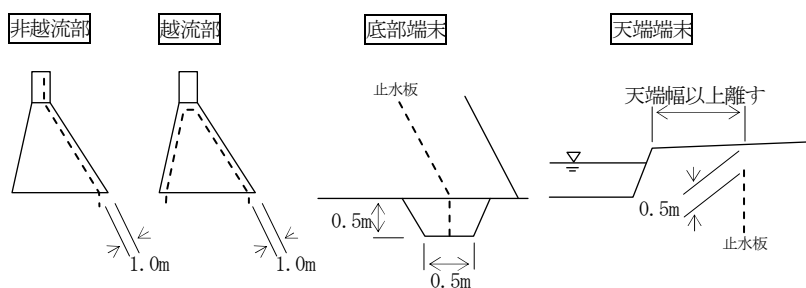


図3.9.1(b) 止水板

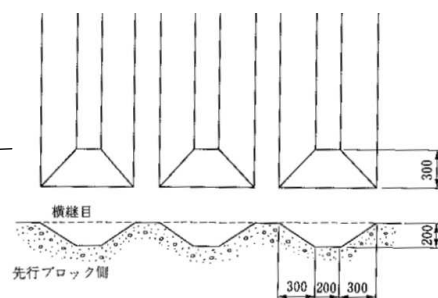


図3.9.1(d) 横継目の歯型形状

3.9.2 水平打ち継目の設計

重力式コンクリート砂防堰堤に設けられる水平打ち継目は、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、モルタル敷均しなど）を実施し、さらに越冬コンクリートに打ち継ぎする場合には、歯型を設けなければならない。

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、圧力水などで浮石、粘土などを除去する。

(2) グリーンカット

コンクリートの水平打ち継目は、堤体の安定性およ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こと。

(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プング処理を行うこと。

(4) モルタル敷均し

岩盤面およ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こむ。

(5) 歯型

やむを得ず越冬コンクリートに打ち継ぎする場合には、あらかじめ、越冬するコンクリートの堤体軸方向の中央に1本の歯形を設けておくこと。

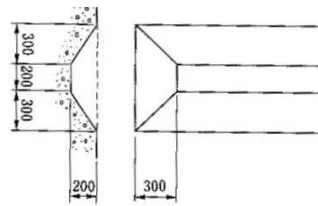


図3.9.2 越冬した水平打ち継目に設ける歯型形状

3.10 付属物の設計

砂防堰堤の付属物である水抜き、間詰め、流木止め等は、その機能および安全性が得られる構造として設計するものとする。

解 説

(1) 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。その目的により大きさ、形状、数量および配置を設計しなければならないが、堰堤の構造上、水抜き個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、流木などが詰まりやすく、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。

水抜き暗渠は、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こと。

① 設置範囲

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。

② 配 置

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3.10(a))

山脚固定の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。

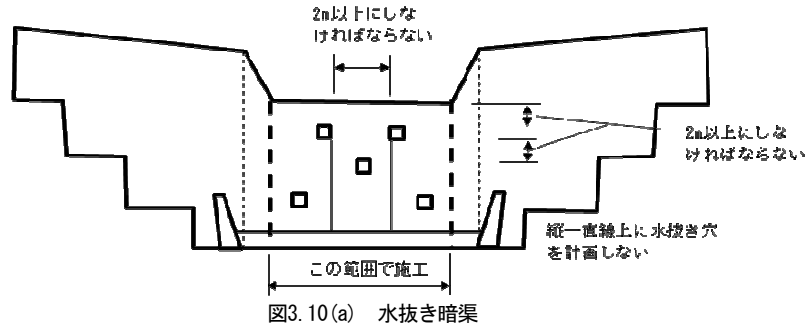


図3.10(a) 水抜き暗渠

(2) 間詰め

砂防堰堤の上下流の岩盤余掘り部およ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。

砂防堰堤の嵌入部が砂礫の場合には、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など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、また基礎締め固めを十分に行うこと。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。

袖部よりも上の切り取り面は、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などで保護する。

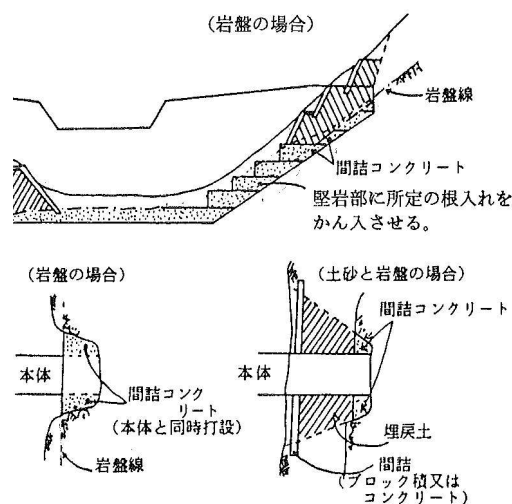


図3.10(b) 間詰工

3.11 その他施設の設計

水通し天端は、流砂により衝撃、磨耗され破壊されやすいため、堤冠部は高強度コンクリートとする。
人家、道路、遊歩道等が近く人が集まりやすい場所では、転落防止のため、堰堤袖嵌入部付近に立ち入り防止柵を設けること。

解 説

高強度コンクリートは呼び強度を 21 (N) とする。

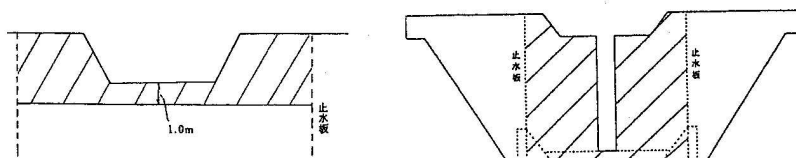


図 3.11 堤冠コンクリートの範囲

立ち入り防止柵は、進入防止を目的とするため、縦柵式で高さ 1.0m 以上のものとする。



写真 3.11 立ち入り防止柵

第4節 床固工の設計

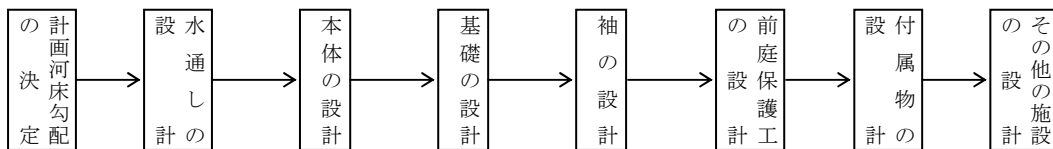
1 総説

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

解説

一般に床固工の高さは5 m以下であり、計画河床勾配のもとに階段状に設置されることが多い。床固工の構造および安定計算は砂防堰堤に準ずるものとし、その設計順序は表1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、前庭保護工、間詰め工等の付属物の設計を行う。

表1 床固工の設計順序



2. 安定計算に用いる数値

床固工の安定計算に用いる荷重および数値は、砂防堰堤に準じる。

3. 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およ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決定する。計画河床勾配の決定に用いる計算式には、静的平衡計算および動的平衡計算等の式がある。

4. 床固工の設計

4.1 水通し

床固工の水通しは、砂防堰堤に準じる。

解説

単独および連続した床固工（床固工群）の場合は、砂防堰堤に準じて設計する。

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、5節溪流保全工にて定める。

4.2 本 体

床固工の本体は、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、ブロック床固工、鋼製床固工等を採用することがある。その場合は使用する部材および安定を確かめなうえで現地条件に応じた断面等を決定するものとする。

4.3 基 礎

床固工の基礎および基礎処理は、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。

4.4 袖

床固工の前庭保護工は、砂防堰堤に準じる。

解 説

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、その袖が長大になるなど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、そのほかについては残土等により盛り立てて護岸方式とし、袖を露出させても良い。合流点直下など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こと。

4.5 前庭保護工

床固工の前庭保護工は、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がある。

あることから、基本的には砂防堰堤の副堤の位置を求める式を準用するが、経験式を用いる場合、次の式により算出する。

(1) 水叩きの厚さ (t)

①【経験式】洗掘深さをヒントにした経験式が用いられることが多い。

- t : 水叩きの厚さ (m)
- H₁ : 水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ (m)
- h₀ : 本堤の越流水深 (m)

水褥池がない場合

$$t = 0.2(0.6H_1 + 3h_0 - 1.0)$$

水褥池がある場合

$$t = 0.1(0.6H_1 + 3h_0 - 1.0)$$

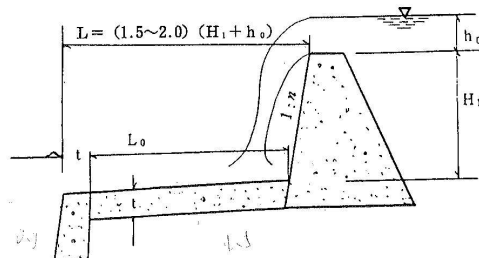


図2.8(a) 水叩き (経験式)

②【揚圧力から求める式】

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

- Wc : 水叩きコンクリートの単位体積重量 (t/m³)
- Δh : 上下流水位差 (m) $\Delta h = h_1 - h_2$
- h₁ : 堰堤上流の水叩き天端高からの水深 (m)
- h₂ : 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

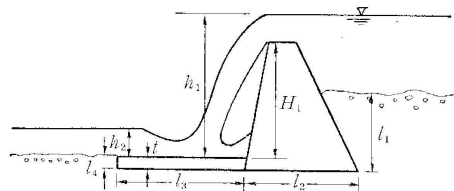


図2.8(b) 水叩き (揚圧力式)

水叩きの厚さは原則として3.0m以下とする。水叩き下面の岩質が、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。

(2) 水叩き長さ (L) (図2.8(a)において)

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

このとき係数は、水叩きが水平の場合は2.0、勾配を付す場合は3.0とする。

参考までに、

$$L_0 = (2.0 \sim 3.0) \cdot (H_1 + h_0) - n H_1 - t$$

4.6 帯工

帯工は、計画河床を維持しうる構造として設計するものとする。

解説

帯工は、床固工間において床固工間隔が大きい場合、局所的洗掘により河岸に悪影響を及ぼすことが多く、その対策として用いられる。また、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。

5. 分散型床固工

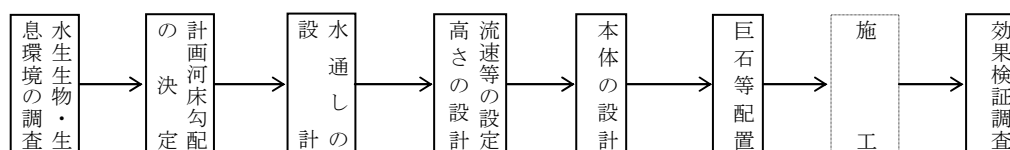
5.1 分散型床固工の設計

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などを含め、施設の安全性および将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

解 説

一般的な床固工にくら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こと。また、施設の主要材料となる巨礫等が現地に存在するなど、経済性にも留意されたい。

表5.1 床固工の設計順序



5.2 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などへの採用を可能にする。

5.3 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および数値は、床固工に準じる。

5.4 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、床固工に準じる。

5.5 水通し

分散型床固工の水通しは、床固工に準じる。

解 説

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、溪流の状況などを加味して、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こと。

5.6 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長さの検討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 30cm/s 以下に設定すること。

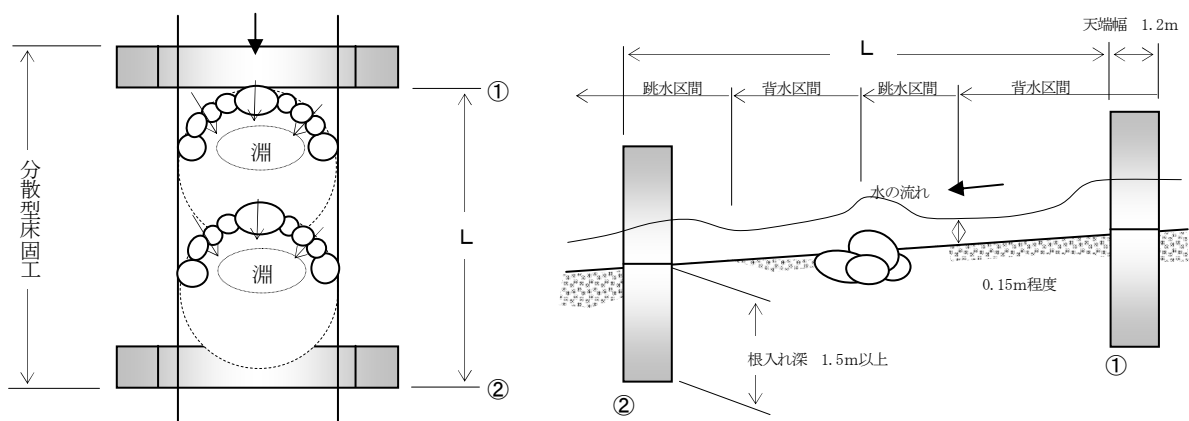


図5.6(a) 分散型床固工の概要図

上図において背水区間～跳水区間を図5.6(b)のようにモデル化して解くものとする。

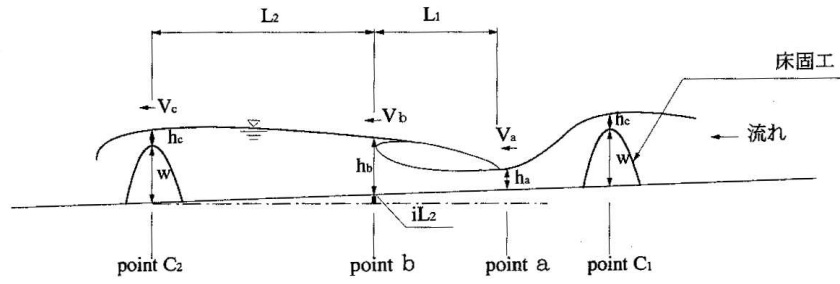


図5.6(b) 水理モデル

5.7 本 体

分散型床固工の本体は、5.6(a)のとおりとする。

5.8 巨石等配置

分散型床固工の巨石配置等については図5.6(a), (b), (c)のとおりとする。

解 説

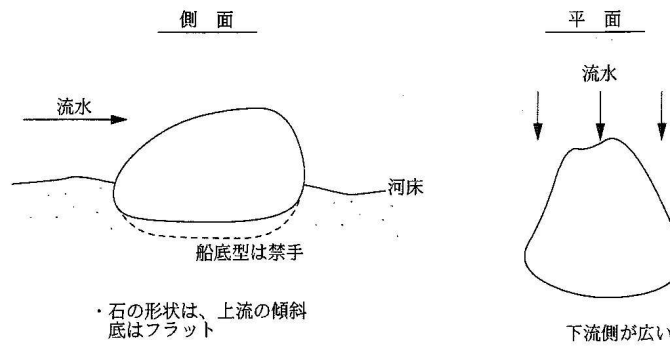
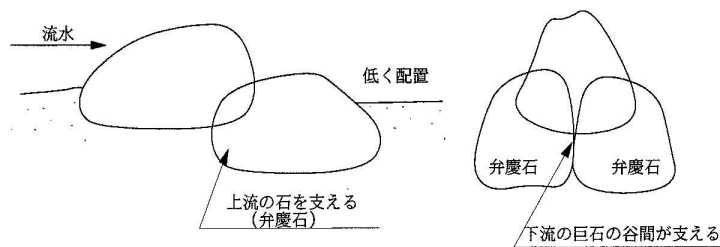


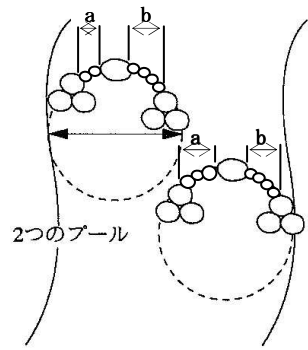
図5.6(a) 巨石の設置方法



全ての巨石の平面配置は、上記を基本とし、
下図のように目地が通るような配置は禁手
とする。

図5.6(b) 床固工での設置方法

・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。



※ 洪水時に流水の主流が直進してくる部分を「b」とする。
a < bとして、a側の流速を抑えるようにする。

図 5.6(c) 床固工での配置



写真 5.6 分散型床固工の事例

第5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、渓岸崩壊防止、横侵食防止等の目的が達成されるようにするとともに、安全性および将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

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ものとする。

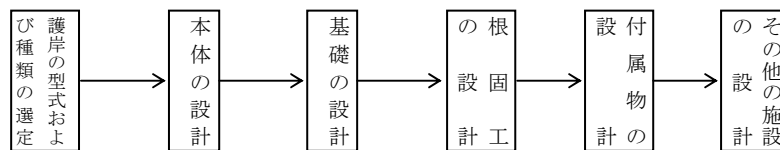
解説

護岸の機能としては、山脚の固定、渓岸崩壊防止、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。

護岸の設計順序は表1に示すとおり、護岸の型式および種類の選定に必要な設置箇所の地形、地質、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、ほんたい、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。

表1 護岸工の設計順序



2. のり勾配

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

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2参照）。

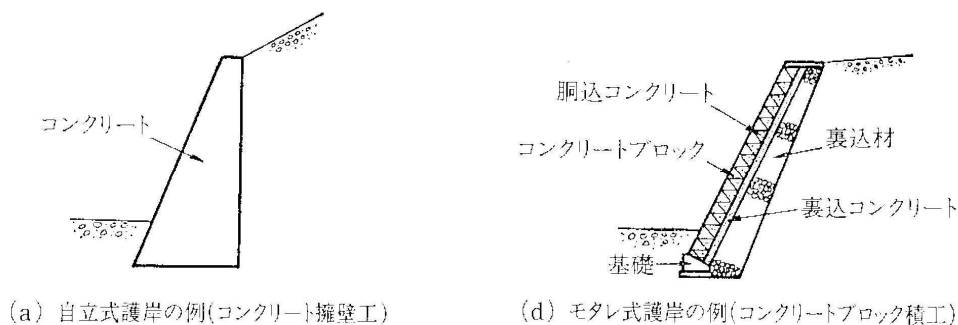


図2 護岸の型式

3. 法 線

護岸の法線は、河床勾配、流向、出水状況等を考慮して定めるものとする。

解 説

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

4. 取 付 け

護岸の護岸の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとする。

5. 根 入 れ

護岸の根入れは、洪水時に起こると考えられる河床洗掘、既往の洗掘等を考慮して、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。計画河床が定めてある場合は、それより1.0m以上根入れを行うことが望ましい。

6. 根 固 工

根固工は、護岸の基礎の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

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6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、安全性および将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

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ケースが多く、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、水制工の強度およ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ケースが多い。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、水制工の強度および維持管理面から相当困難が予想される。仮に目的を達成したとしても、その下流の水衝部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. 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、上下流および対岸への影響、構造物自体の安全性を考慮して定めるものとする。

解 説

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

一般では水制工の長さを短くし水制工と護岸を併設したほうが、維持、工費上からも経済的となるケースが多く、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、維持管理および河川に与える不測の影響を考慮して低くするケースが多く、平均低水位上0.5～1.0m程度としている。また、水制工の間隔は、水制工高の10倍程度および水制工長の1.5～2.0倍程度を目途として、水制の高さ、長さとの関係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。

3. 本体および根固工

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7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、乱流および縦・横侵食の防止を図るとともに、安全性および将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

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など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。

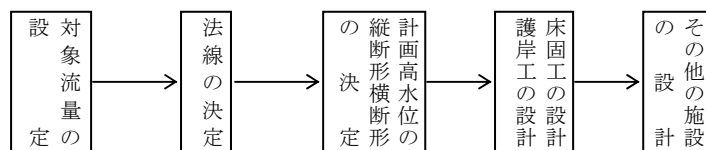
解 説

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およ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たてる必要がある。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、表1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など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などでは、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、計画規模などは十分に検討しなければならない。

表1 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度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

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1級河川の主要区間においてはA級～B級、1級河川のその他の区間および2級河川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つては、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。よつて、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2 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混入率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、第3章第2節の清水流量に対して、土砂混入率を加味することで求める。土砂混入率は次の数字を目安とする。

表2(b) 土砂混入率

	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 および屈曲、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および砂礫円錐地帯においては、法線の規正が困難な場合が多いため現流路に沿つ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以上とすること。

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

土石流流下または堆積区間に設ける溪流保全工は、土石流の流下方向に直線とし、土地利用や用地取得の困難さ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。

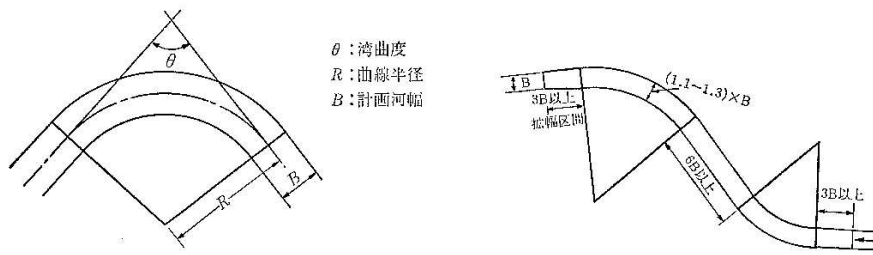
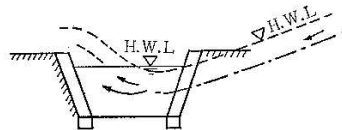


図3(a) 法線

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

一般に支川の方が、流路勾配が急な場合が多く射流となるケースがある。これに対して本川の方は常流とすることが原則であるから、たとえ洪水のピーク到達時間がずれていたとしても射流から常流に変わる際に跳水現象を起こし、対岸にのり上げる危険性がある。このため、支川の流量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。



支川からの跳水により本川の護岸をのりこえる危険がある。

図3(b) 支川の影響

土木研究所における水理実験において、河床こう配が 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。河床こう配が 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など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。

急こう配の溪流保全工（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、縦断形および横断形と相互に関連させて決定するものとする。

解 説

(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およ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ため模型実験を必要とする場合もある。

三面張りおよび掘り込み河道の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。

計画高水位は与えられた対象流量をもとに決定する。流れが等流であると仮定すると、マンニングの式

$$Q = 1/n \cdot A \cdot R^{1/3} \cdot I^{1/2}$$

Q：対象流量 (m³/s)

A：溪流保全工流過断面積 (m²)

n：マンニングの粗度係数

R：径深 (m)

I：水面勾配

h：計画高水位 (m)

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hを仮定してQを計算し、これが与えられた対象流量に近似するまで（2%程度）繰り返して計算を行い、hを決定する。

表4 マン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	0.035～0.05
	岩盤整正	0.025～0.04
	粘性河床・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）
	ドラグライン掘浚溝、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など）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、護岸への衝突などを考慮して、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。

(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・インブレス・プレソチのレジューム理論によると、水深Hは $H=K_1Q^{1/3}$ 、流速Vは $V=K_2Q^{1/6}$ と書ける。ここで、Qは流量、 K_1 、 K_2 は係数である。これらから、河幅Bは

$$B = KQ^{1/2}$$

となり、河幅は流量の1/2乗に比例する。

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、河床こう配、河床河岸の地山の強度や流量の続継時間など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、池谷は急こう配河川における計画河幅の設定方法を図4(a)として提案した。図4(a)で α は $B = \alpha Q^{1/2}$ 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 値は砂れき河床をおもに調査された結果であって、シラスなど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。

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、出水頻度など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4(b)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 (m³/s) 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

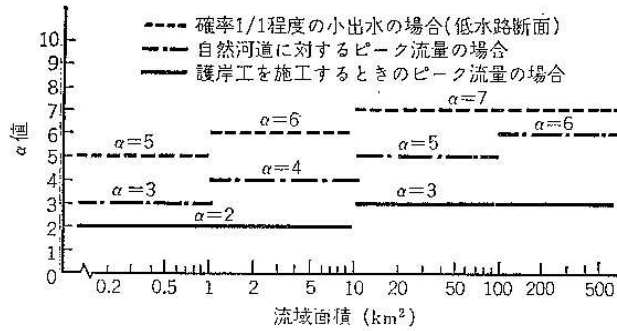


図4(a) 安定河道設計のための河幅

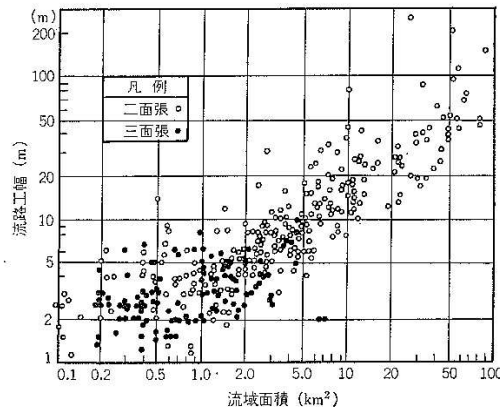


図4(b) 流域面積と溪流保全工幅

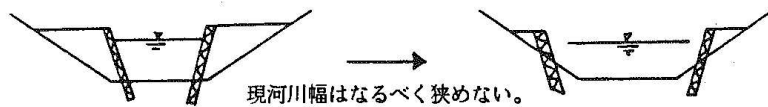


図4(c) 計画河川幅の考え方

(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、地形上やむをえ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もあり、内側には土砂の堆積が生ずるなど河道を不安定にし、越流など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など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4(d)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。

$$\Delta h = \alpha \cdot B \cdot v^2 / g / R$$

Δh : かさ上げ高 (m)

α : 射流域では1、常流域では1/2をとる係数

B : 河幅 (m)

v : 流れの速度 (m/s)
 g : 重力加速度 (9.8m/s²)
 R : 曲率半径 (m)
 h : 等流水深 (m)

である。射流と常流の区分は、フルード数 (Fr) によって判定する。

$$Fr = v / (g \cdot h)^{1/2}$$

Fr > 1 射流

Fr ≤ 1 常流

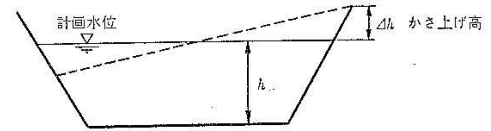


図4(d) 湾曲部での流れの横断形状

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など洗掘に対処する構造とする。

(4) 余裕高

洪水時の波および流木の流下などを考慮して、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こう配の溪流においては、流木、巨れきなど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4(b)のように定められている。ただし、同一流量でも、こう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、河床こう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ΔH/Hが表4(c)の値より小さくならないようにしなければならない。

表4(b) 余裕高

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

表4(c) 溪床勾配と余裕高計画高水位の比による余裕高の検討

溪床勾配	余裕高ΔH/設計水深H
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
1/70未満～1/100以上	0.20
1/100未満～1/200以上	0.10

(5) 断面設計

計画流量が定められ、計画河幅、縦断こう配が定められると断面計画が可能となる。

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、まず最初に計画高水位を決定する。この方法は次のようである。

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（マンシングの式を用いる）から平均水深 H_m は

$$\begin{aligned} H_m &= \{n \cdot Q / B / I^{1/2}\}^{0.6} \\ &= \{n \cdot 4 / 5 / I^{1/2}\}^{0.6} \end{aligned}$$

で示される。ここに、 n は粗度係数である。また河幅 B は図4(b)を参考として求める。

実際に現地でこの河幅がとれない場合（たとえば、地形上の要素など）には、現実にとりうる河幅を用いて計算する。計画流量に対応する平均水深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 から流量の函数としての河幅 B を求め、また、河床こう配、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、計画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（流量として計画流量より小さい）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 $1/1 \sim 1/5$ 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と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、自然の石れき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など、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うる。このような場合にも、年超過確率 $1/1 \sim 1/5$ 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、たとえば計画高水位までの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、などの対策も今後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、溪流保全工の上流および下流において、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

(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、護床工および減勢工で安定させるかは、河床勾配、河床高および横断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うえ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、局部的な変動を除き大局的な安定を確かめたうえで、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整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など、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、あまり急激に行うと変化点付近に洗掘や堆積の現象が生じ、溪流保全工の維持に困難を生ずる場合もあるので、勾配の変化点においては、その上下流で掃流力が50%以上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。

(2) 縦断勾配計画

溪流保全工を施工する目的の1つは、河床こう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、縦断こう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、こう配の変化を大きくとると、こう配の変化点付近で洗掘や堆積が生じ、災害の原因となる。縦断こう配の50%以上は変化させないように定めているが、できるだけこう配の変化は小さくしたほうがよい。すなわち、縦断こう配は下流に向かって連続的なこう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こう配を採用することが望ましい場合も多い、そこで、計画縦断こう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および周囲地盤のこう配（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）などを参考に、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こう配を緩和する方向で計画する。緩和の程度は現河床こう配や地質河床構成材料などによっても異なるが、現河床こう配の1/2もしくはそれ以下にとっている例が多い。

縦断こう配の緩和は図5(a)に示すように、最大洗掘深の減少をもたらす効果もある。

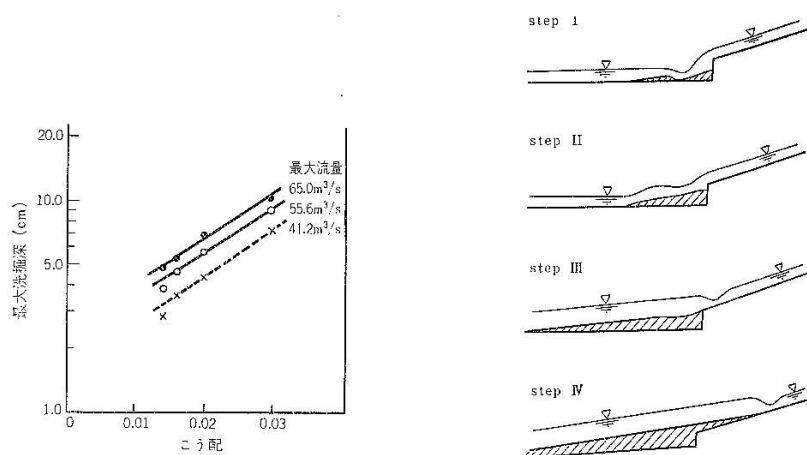


図5(a) 水利実験による河床勾配と最大洗掘深

図5(b) 勾配変化点における堆砂進行過程

縦断こう配は、全体的にみて連続的なこう配変化をさせるように計画することは既に述べたが、これはこう配の急変点において、土砂の堆積が生じることからいったもので(図5(b))、河川が山地から平野に移る、いわゆる扇状地の扇頂部のこう配変化点において、水害がしばしば発生するのは、このような理由によっている。

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こう配は本川のこう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、支川の縦断こう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。

【例題】

現在、河床勾配1/40の河川に約800mの溪流保全工計画がある。溪流保全工計画の下流区域は河床勾配が1/100であり、上流区域は河床勾配1/30である。溪流保全工計画における計画縦断形状はどのようにしたらよいか。

【解 説】

図5(c)を想定する。従来の経験から、現河床勾配1/2を計画河床勾配とすると $I = 1/80$ となり、下流町域との整合はよいが、上流域とのこう配変化が大きくなり、扇状地となるところで土砂の堆積氾濫が生じて現在よりもさらに危険な状況を作ってしまう。そこで、中間に1/60程度の緩和勾配を設ける。これは1/40の勾配の50%程度緩和する考え方によるものである。すなわち、図5(d)のように途中に床固工による落差を利用して縦断こう配の緩和を図るのが望ましい。

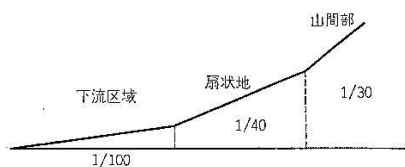


図5(c) 現況河川の縦断形

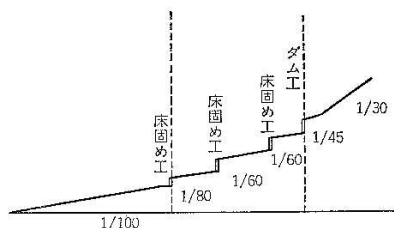


図5(d) 計画の解答

(3) 護岸基礎高と静的平衡こう配

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ことにする。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1m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1～2mの範囲で均一に決定していた。しかし、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時である。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と限界掃流力を等しいとおいた次式で求められる。

$$u_* = u_{*c}$$

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れき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。

【例 題】

計画河床こう配1/50の溪流保全工が計画されている。護岸工の基礎根入れほどの程度とするかを静的平衡勾配をもとに検討する。

【解 説】

河床の平均粒径を10cmとする。この溪流保全工計画での計画高水位は1.5mとすると、静的平衡勾配は次のように決まる。

掃流力は、

$$u_*^2 = g \cdot H \cdot I = 980 \times 150 \times I = 147,000 \times I$$

となる。

一方、限界掃流力は u_{*c}^2 は

$$u_{*c}^2 = 80.9 \times d = 809$$

ゆえに、 $u_*^2 = u_{*c}^2$ から、静的平衡勾配 I は

$$I = 809 \div 147000 = 1/180 \text{ となる。}$$

すなわち、1/180程度まで河床低下の恐れがあることが分かる。

これから分かるのは、図5(e)のように床固工天端から引いた1/50の縦断勾配線と1/180の縦断勾配線の差が1mとなるのは、ほぼ70mとなるので、横工間隔70m程度であれば、このままでよいし、もしそれよりも間隔があく場合には、根入れを1m以上とすることが考えられる。

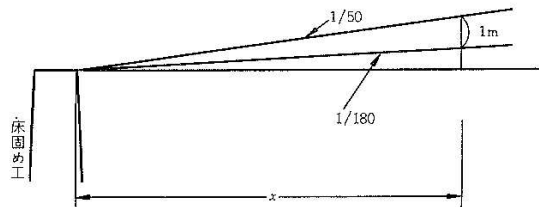


図5(e) 解答図

(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、動的平衡こう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。

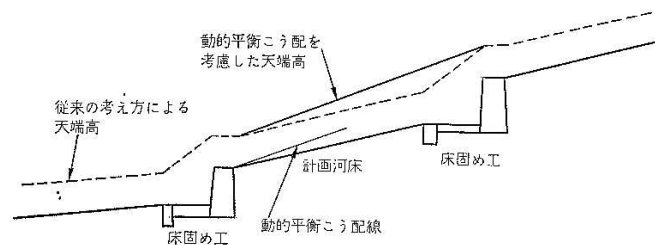


図5(f) 計画天端高の考え方

【例題】

計画河幅30m、計画高水位1.5m（計画流量240m³/s）、計画河床勾配1/50、河床材料均粒径が5cmの溪流保全工に計画規模の出水があった場合の護岸天端高の検討をする。ただし、土砂濃度は5%、河道の粗度係数は $n = 0.035$ とする。

【解説】

流れを等流として取り扱う。護岸天端高を検討するため、動的平衡勾配を求める。土砂濃度 $q_s/q = 0.05$ である。ここで q は単位幅流量、 q_s は単位幅流砂量である。流砂量公式としてブラウン式を用いる。

$$q_B/u_{*B} = 10 \cdot \{u_*^2 / (\gamma/\rho - 1) / g / d\}^2$$

ここで、

$$u_* = (g \cdot h \cdot I)^{1/2},$$

$$d = 0.05\text{m}, g = 9.8\text{m/s}^2, \sigma/\rho = 2.6, h = 1.5\text{m}$$

$$q_B = 673.945 I^{5/2}$$

となる。

一方、 $q = 240/30 = 8.0$ であるから、 $q_B/q = 0.05$ に代入すると、

$$I = 0.0512 \approx 1/20$$

となり、動的平衡こう配は約1/20となる。

護岸天端高は床固工や帯工など工作物の袖天端高から1/20の勾配で上流に向けて線を引き、この高さまで護岸を施工することが望ましい。

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ろう。

(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、元の河床勾配に対して、いくらかでも勾配を緩和する方向で縦断計画をたてるべきである。

しかし、勾配の変化をあまり急激に行うと、勾配の変化点付近で洗掘や堆積現象が生じ、溪流保全工の維持に困難を生ずるだけでなく、大きな災害の原因ともなりうる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5(f)の場合、掃流力 $u_{*a}^2 = g \cdot h \cdot I$ で示すと、

$$A \text{ 区間の掃流力は } u_{*a}^2 = g \cdot h_A \cdot I_A$$

$$B \text{ 区間の掃流力は } u_{*B}^2 = g \cdot h_B \cdot I_B$$

ここで計画水深を同じとすれば $H_A = H_B$

そこで掃流力の変化は u_{*a}^2 / u_{*B}^2 で示されこの値は、

$$u_{*a}^2 / u_{*B}^2 = g \cdot h_A \cdot I_A / g \cdot h_B \cdot I_B = I_A / I_B$$

と計画河床勾配の比で示されることになる。

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。

$$\text{一般的には、} \begin{cases} I_A \geq 1/30 \text{ の場合} & u_{*a}^2 / u_{*B}^2 \leq 2 \\ I_A < 1/30 \text{ の場合} & u_{*a}^2 / u_{*B}^2 \leq 1.5 \end{cases}$$

程度を目安に計画するとよい。

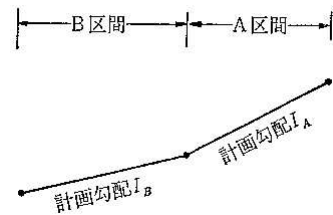


図5(f) 縦断勾配の比

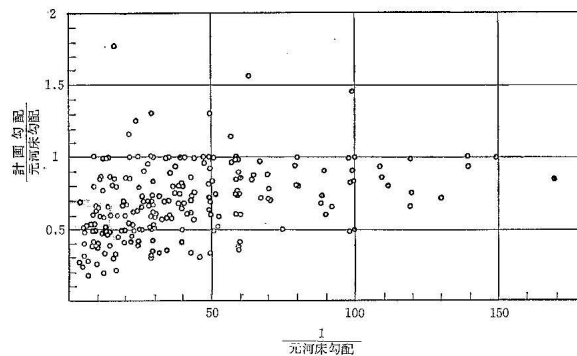


図5(g) 元河床勾配と計画勾配との関係

6. 溪流保全工における護岸

溪流保全工における護岸は第5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

(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。

(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、流送土砂の量およ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。

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およ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ものとする。（「溪流保全工内床固工」という。）

解 説

(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。

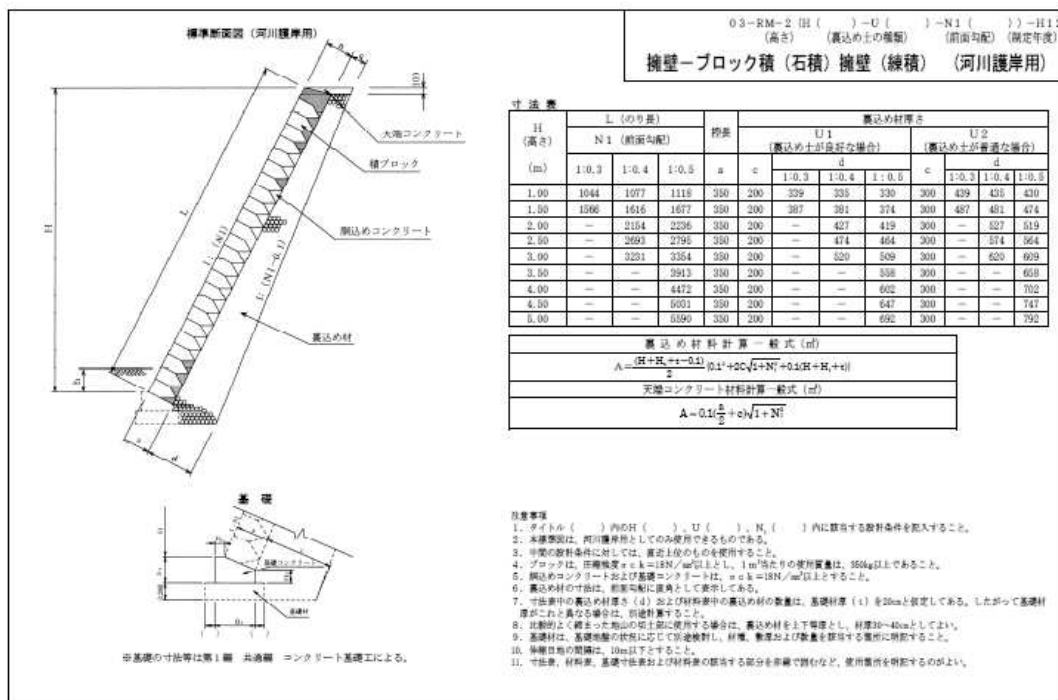


図6 コンクリートブロック工 (長野県標準設計より)

(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7(a)に示す。

河床勾配 1/10~1/100、流域面積 20km² 以下、

B : 溪流保全工幅 (m)、l : 床固工間隔 (m)

床固工の間隔と高さは、次式を参考として決定することができる。

$$l = m \cdot n / (m - n) \cdot h$$

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)

適用範囲 (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)

設計する溪流保全工の目的が乱流または偏流防止とする場合は、

$$l = (1.5 \sim 2.0) \cdot B$$

l : 床固工の間隔 (m)

B : 溪流保全工の計画幅 (m)

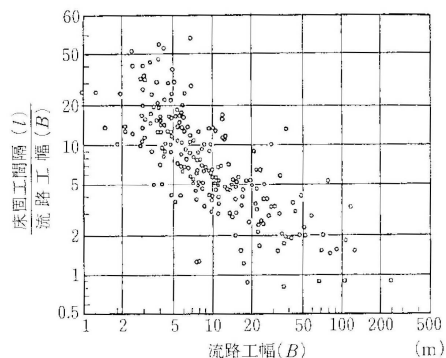


図7(a) 溪流保全工幅と床固工間隔の関係

また、経験的には、

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

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

m : 静的平衡勾配の分母 (1/m)

l : 横工の間隔 (床固工もしくは帯工)

床固工は、万が一、護岸工が破壊した場合、構造物の被害を最小限にとどめる役割をも持っているから、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。

(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道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。

(4) 溪流保全工内床固工の構造

参考文献には、溪流保全工内床固工について詳細な構造基準を定めてはいないことから、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。

① 水 通 し

水通し断面は、溪流保全工の断面に合わせる。

② 高 さ

本体の高さ (H) は原則として、計画される落差 (H1) 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。

③ 本体の断面

本体は砂防堰堤に準じた安定計算を行い、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次の点に留意すること。

表7 溪流保全工内床固工の安定性留意事項

土石流区間かつ土砂整備率が100%未満の場合	洪水時、土石流時の検討を行う。
土石流区間ではあるが、上流止めの堰堤等により土砂整備率が100%の場合	洪水時の検討を行う。 土石流時の検討は行わない。
土石流区間以外	洪水時の検討を行う。

④ 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。

⑤ 本体の袖

袖の天端は水平とする。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。

⑥ 水叩き

水叩き長（L）は、図7(b)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。

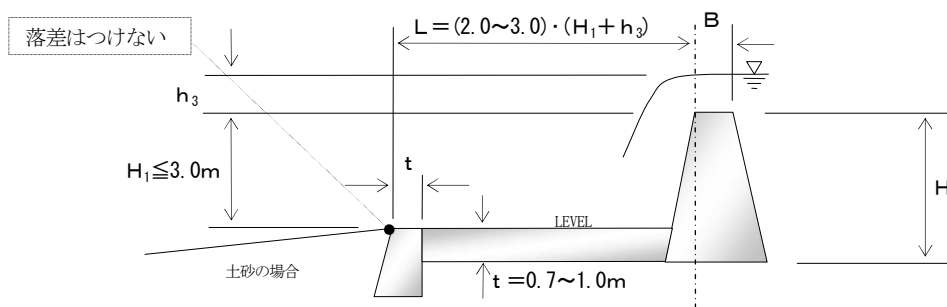


図7(b) 溪流保全工内床固工 一般図

⑦ 垂直壁

垂直壁は下流の溪床にあわせ、以下の構造とする。

ア) 下流が土砂の場合

イ) 下流が底張りの場合

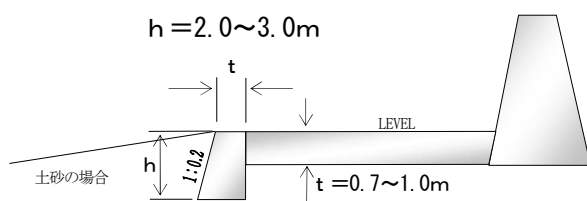


図7(c) 溪流保全工内床固工の垂直壁（下流土砂）

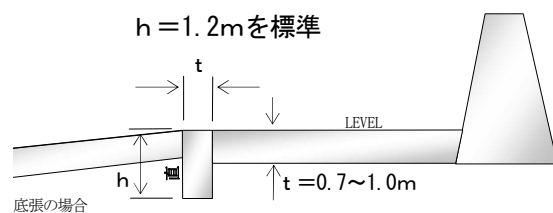


図7(d) 溪流保全工内床固工の垂直壁（下流底張）

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、洗掘など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ぬ失敗を生ずることがある。

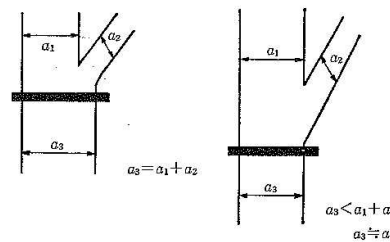


図8 本川と支川の川幅

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、砂防堰堤の副堤また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。

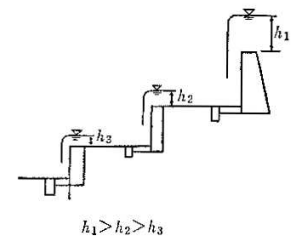


図9(a) 水位変化

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

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でてくる。

土木研究所の実験によると、袖の上流部のすり付けがあまり急すぎると床固工下流部に衝撃波が発生して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し高さは、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

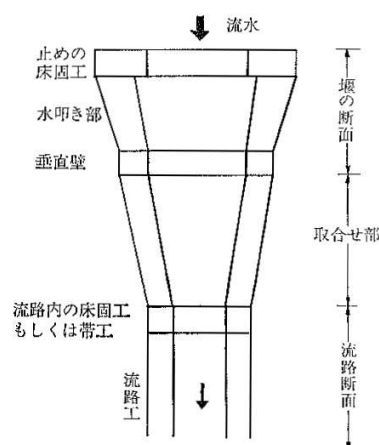


図9(b) 擦り合わせ例

10. 護床工

10.1 帯工

単独床固工の下流およ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

(1) 帯工の配置

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また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が多い。

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

帯工の安定計算は、床固工に準じ外力は静水圧のみで行うが、最悪の場合を想定して下流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。

(2) 帯工の構造

$b = 1.0 \sim 1.2\text{m}$ 、 $h = 1.2 \sim 1.5\text{m}$ を標準とする。

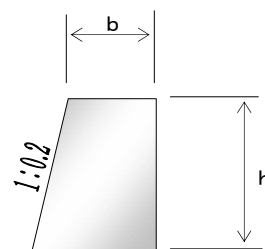


図 10.1 帯工構造

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、流水およ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 것을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 $2 \sim 3\text{m}$ 以下の場合には、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10.2のように流域面積が 2km^2 以下の小規模な溪流では、厚さ 30cm ～ 50cm 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。

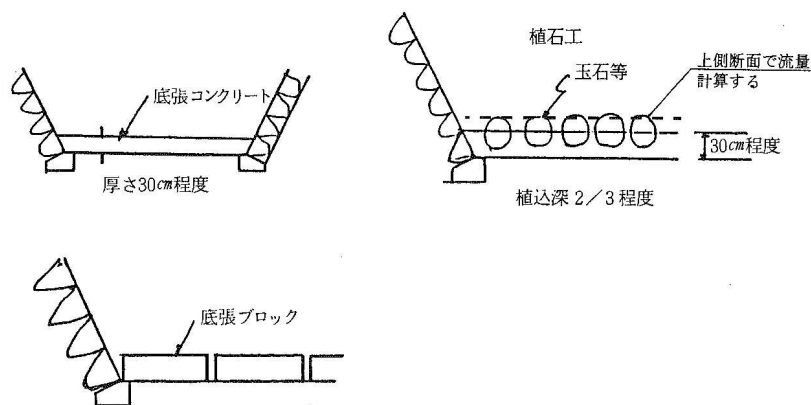


図 10.2 底張りの事例

第8節 山腹保全工の設計

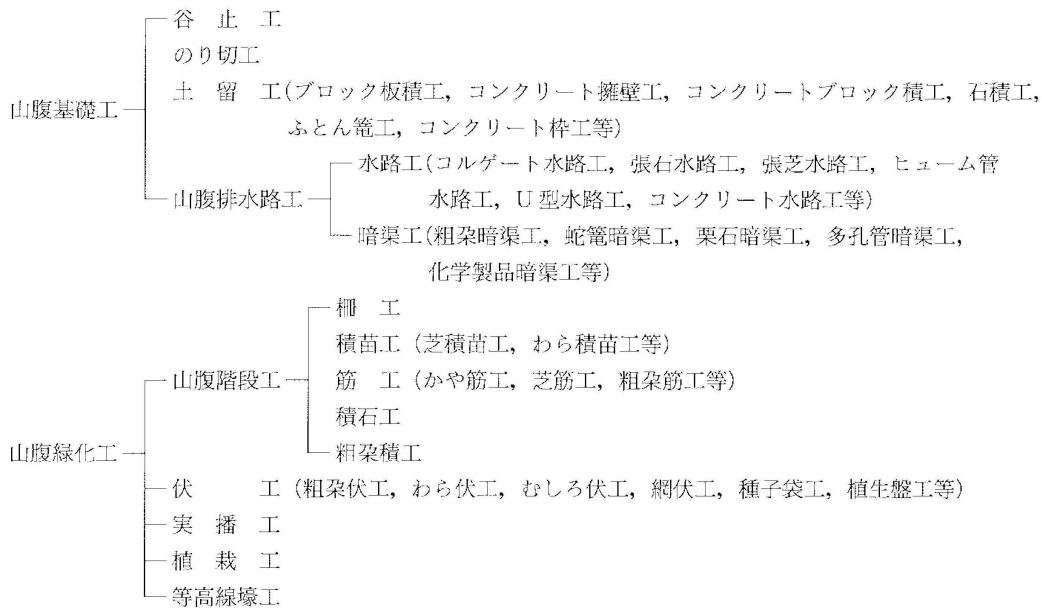
1. 総説

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など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、とくしゃ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、土砂生産の抑制および土石流およ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。



山腹工の工種は、一般には次の基準により選定する。

1. 地質およ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

おもに、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）→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

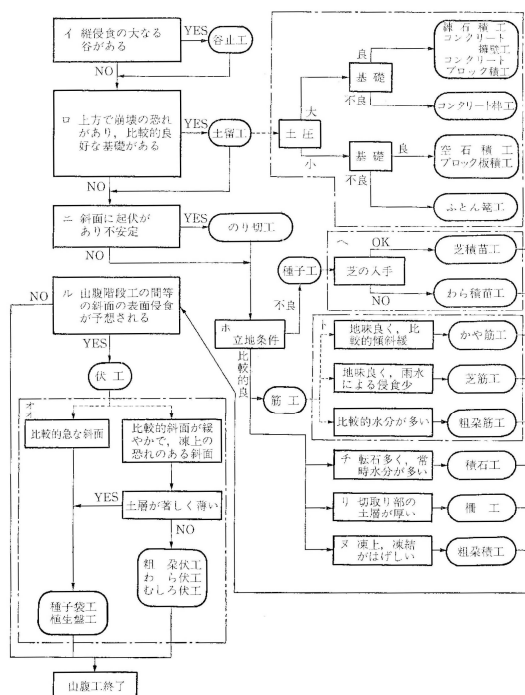
2. 谷止工

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および崩壊地において、侵食の防止および他の工作物の基礎とする工法である。

(1) とくしゃ地



(2) 崩壊地

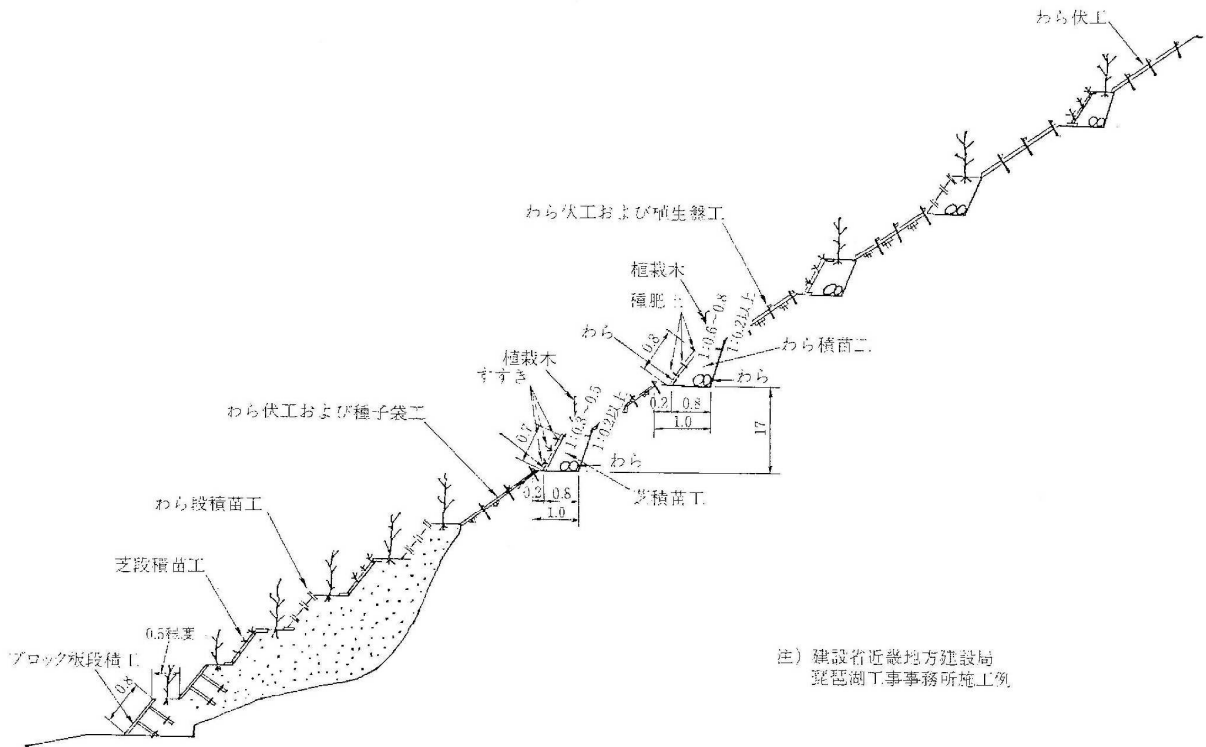
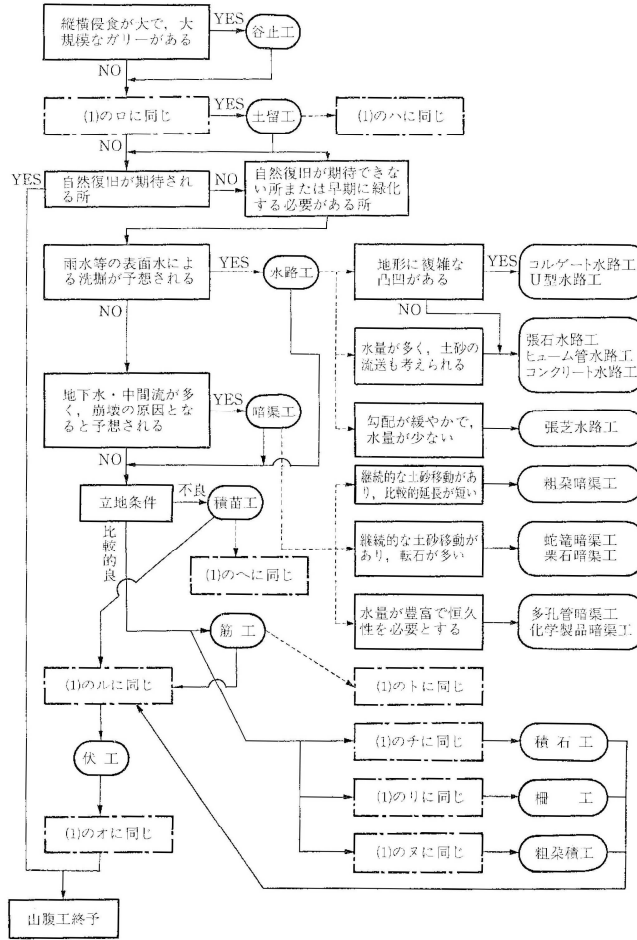


図2(a) とくしゃ地（施工例）断面図（単位：m）

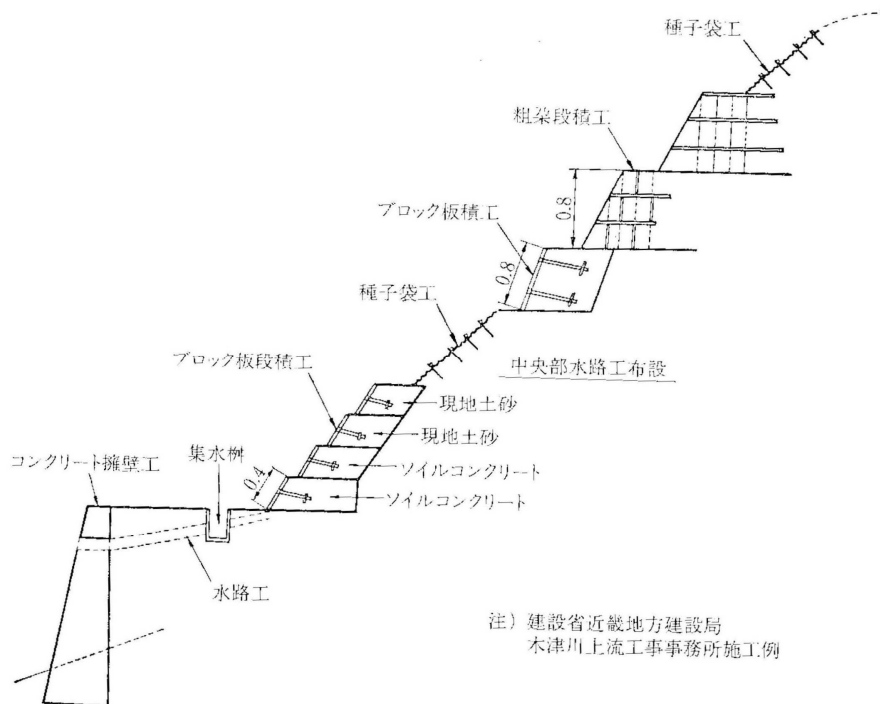


図2(b) 崩壊地（施工例）断面図（単位：m）

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およ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、気象等の条件およ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、とくしゃ地および崩壊地の斜面が急勾配である場合や、上部の林地が急傾斜である場合は、土留工を計画することにより、のり切面積を最小限にとどめ、のり勾配を緩和させることができる。

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

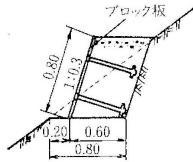


図4(a) ブロック板積工

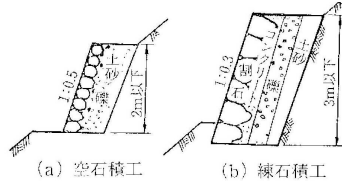


図4(b) 石積工

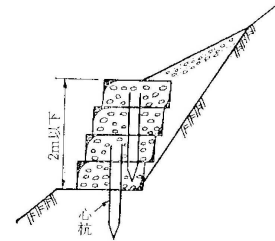


図4(c) ふとん籠工

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およびコンクリートブロック積工は、一般土木工事に準じて使用するものとするが、比較的土圧の大き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。

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

コンクリート枠工は、基礎地盤の不安定な箇所に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。

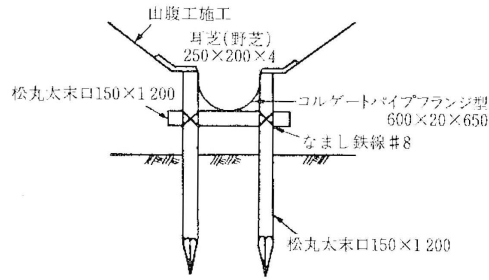


図5 コルゲート水路工の例 (単位: mm)

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場所などの地下水を最も容易に排水できるように配慮し、地山の不透水層の上部に設けるものとする。

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、最近では多孔管および化学製品等を使用することもある。

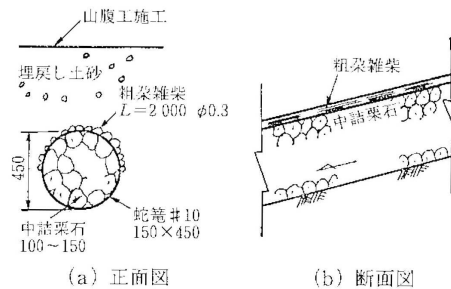


図6 蛇籠暗渠工の例 (単位: mm)

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。

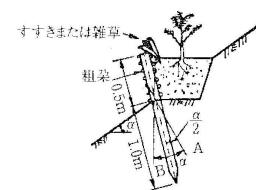


図7 編柵工の例

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。またはわらを積み、土砂で埋め戻して植栽床とするものである。

積苗工には、使用材料によって芝積苗工、わら積苗工等に分けられる。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。

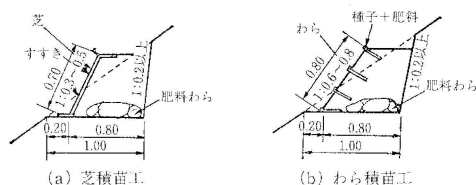


図8 積苗工の例(単位:m)

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。

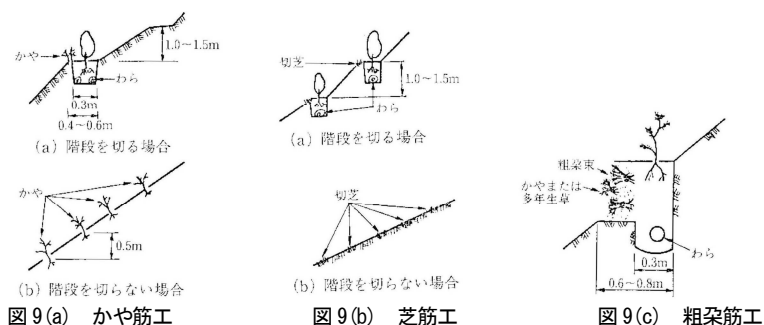


図9(a) かや筋工

図9(b) 芝筋工

図9(c) 粗朶筋工

10. 伏 工

伏工は、積苗工、筋工等の間の、のり面における表面侵食を防止しうる構造として設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象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好な箇所では、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、または積苗工、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。

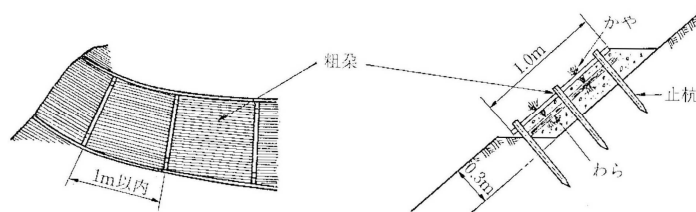


図10 粗朶伏工

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、接合点および粗朶の中間を竹串、また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。

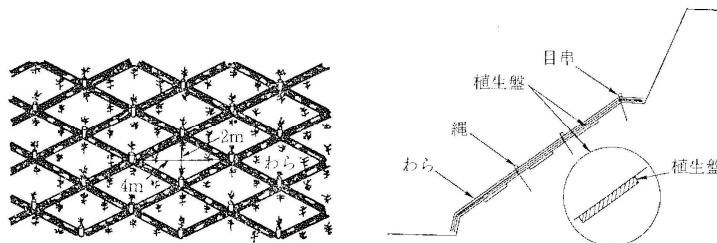


図10(a) 実播工

図10(b) わら伏工および植生盤工

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、等高線壕工などがある。

解 説

(1) 積石工

積石工は、常時水分の多いところ、または雨水が集中してのり切面の土砂が流出しやすい所で強度を必要とする箇所に適し、山腹に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。

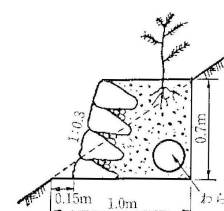


図 13(a) 積石工の例

(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。

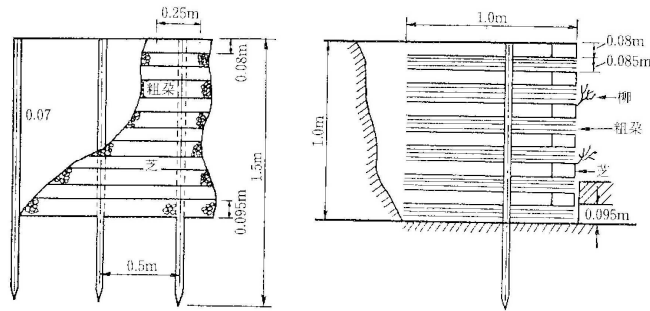


図 13(b) 粗朶積工の例

(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土堤を設けることを標準とする。

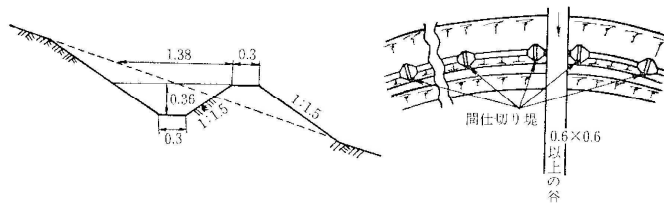


図 13(c) 等高線壕工の例 (単位 : m)

第9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もうけるもので、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。

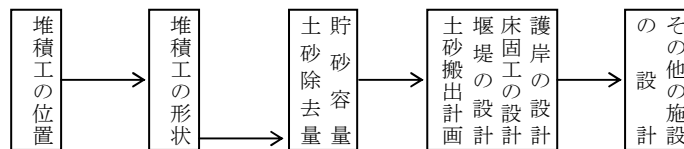
解説

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、溪流保全工の上流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異常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。

表1 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。

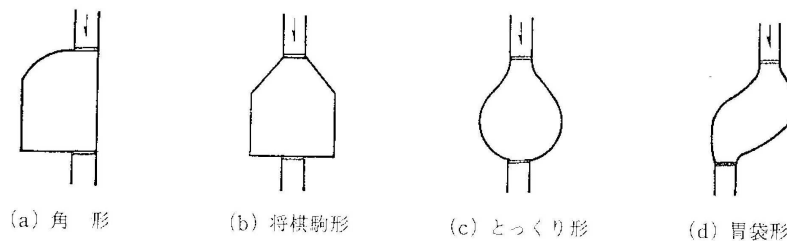


図1(a) 堆積工の平面形状の例

堆積工の堆積土砂の掘削、除去により、上・下流およ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。

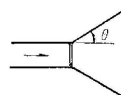


図1(b) 堆積工の入り口拡幅角度

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また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・流木処理計画に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、流路の拡幅およ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発達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・流木処理計画に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。

3. 土石流分散堆積地

3.1 形 状

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

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もとに分散堆積地の形状を定める。

3.2 計画堆砂勾配

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

解 説

適応可能な実績値がある場合は、それを用いてよい。

3.3 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。

3.4 構 造

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

解 説

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

土石流分散堆積地の幅は上流部流路幅の5倍程度以内を目安とする。

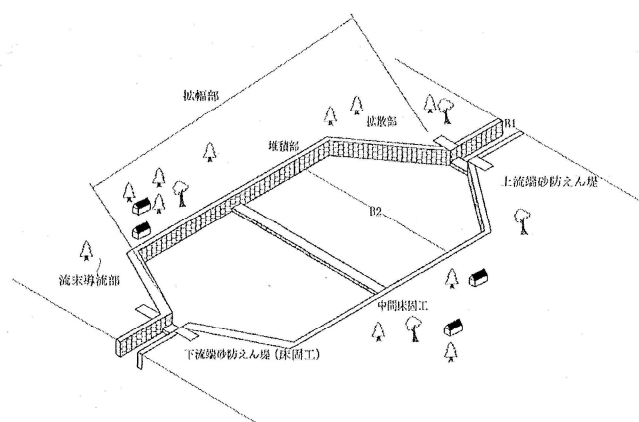


図 3.4 土石流分散堆積地

4. 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。

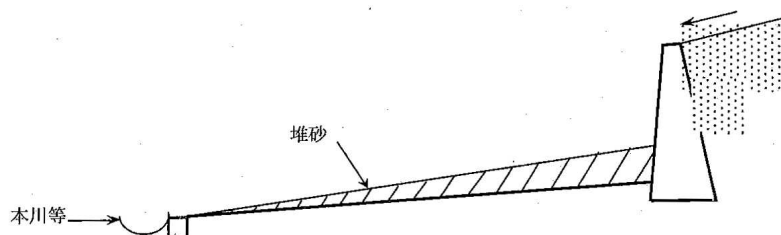


図 4 土石流堆積流路

第10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、流出土砂の粒径などを十分検討し、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。

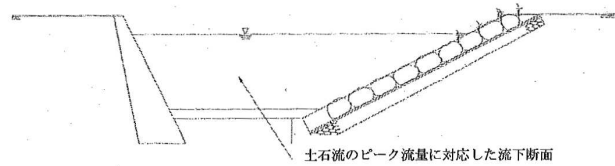


図1.1 土石流導流工

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、または土石流堆積工を設けた後それらに接続するよう計画する。

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、または原則として3m以上とする。なお、計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流が上流域で十分処理される場合は通常の溪流保全工を計画するものとする。余裕高は次の通りとする。

表1.2(a) 土石流導流工の余裕高

流 量	余裕高 (ΔDd)
200m ³ /s以下	0.6m
200~500m ³ /s	0.8m
500~2000m ³ /s	1.0m

ただし、河床勾配による次の値以下にならないようにする。ここで、Ddは水深(m)とする。

表1.2(b) 土石流導流工の河床勾配による基準

勾 配	$\Delta Dd/Dd$
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。地形および土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとし、その湾曲部曲率半径は下記の式で求め、中心角 30° 以下とする。

$$Br / \theta r(\text{IN}) \leq 0.1$$

Br : 流路幅 (m)
 $\theta r(\text{IN})$: 湾曲部曲率半径 (m)

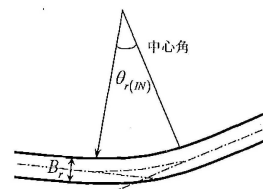


図1.3 土石流導流工湾曲部の法線形

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。

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

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

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

土石流 : $Dd(\text{out})_{\text{max}} = Dd + 2 \cdot (Br \cdot U^2) / (\theta r \cdot g)$

清流 (射流) : $Dd(\text{out})_{\text{max}} = Dd + (Br \cdot U^2) / (\theta r \cdot g)$

Dd : 直線部での水深 (m)

Br : 流路幅 (m)

U : 平均流速 (m/s)
 θr : 水路中央の曲率半径 (m)
g : 重力加速度 (9.8m/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、補助施設など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

(1) 利用樹種

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

(2) 樹林の密度等

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

(3) 効果量

効果量は、整備後の樹林帯を考慮した粗度係数を求め、土砂の堆積量を掃流砂量計算等により算定し、計画区域内の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。

(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。

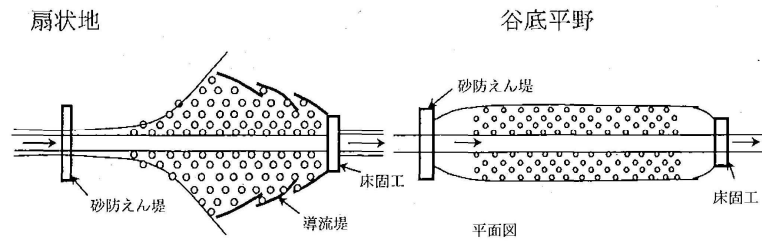


図2.2 土石流緩衝樹林帯

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

(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 (θc) 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。

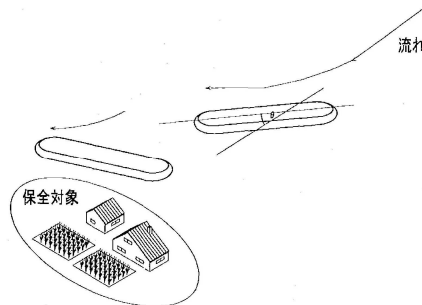


図3.2 土石流導流堤の法線

(2) 土石流導流堤の高さ

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

(3) 導流堤の法面保護および法先の洗掘対策

導流堤の表法はコンクリート、石積み、コンクリートブロック積み、鋼矢板等による護岸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、および根固水制工等により洗掘に対して安全な構造とする。

(4) 除石

土石流流向制御工における堆積土は除石するものとする。

4. 除石計画（流木の除去を含む）

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、定期的およ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入先、除石（流木の除去を含む）の実施頻度等の除石（流木の除去を含む）計画を土石流・流木処理計画で検討する必要がある。なお、溪床堆積土砂移動防止工は除石（流木の除去を含む）を原則として行わない。

また、除石（流木の除去を含む）には、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。

(1) 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。

(2) 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および計画堆積量が多いほど効果が大きいので、定期的また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。

5. 流木捕捉工の設計

5.1 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。

- 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

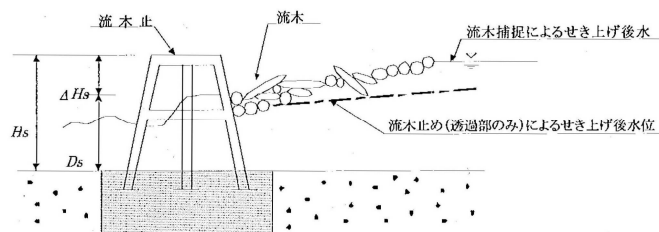


図5.1(a) 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ (H_s) の模式図

(1) せき上げ水位の計算

- ① せき上げ前の水深 D_{h0} 、平均流速 U_h

開水路形状 : 土砂混入流量により、マニング式等により求める。

堰形状 : 土砂混入流量によりせきの公式で求める。

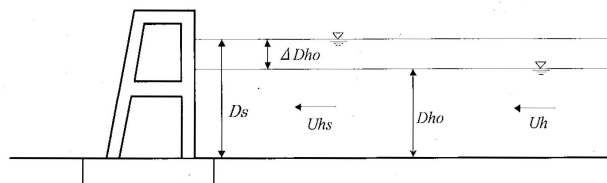


図5.1(b) 流木止めによるせき上げ水位

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。

$$\Delta h_{h0} = k_m \cdot \sin \theta_m \cdot (R_m / B_p) \cdot U_h^2 / 2g$$

Δh_{h0} : 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

$$D_s = D_{h0} + \Delta D_{h0}$$

$$U_{hs} = Q / D_s / B_s$$

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。

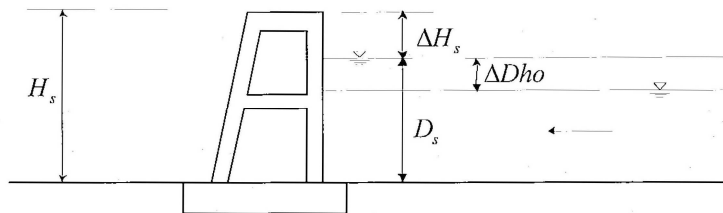


図5.1(c) 閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

5.2 透過部における部材の純間隔

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

解 説

(1) 掃流により移動する最大礫径

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

- ① 平均粒径に対する移動限界摩擦速度の2乗 U_{*cm}^2

次式から求める。

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

d_m : 河床材料の平均粒径 (m)

σ : 砂礫の密度、一般に2600~2650kg/m³

ρ : 泥水の密度、一般に1000~1200kg/m³

g : 重量加速度 (m/s²)

- ② 摩擦速度の2乗 U_*^2

次式から求める

$$U_*^2 = g \cdot D_{h0} \cdot I$$

D_{h0} : 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_*^2/U_{*cm}^2 が、③の U_*^2/U_{*cm}^2 に等しい点に対する d_1/d_m を求める。

$$d_1/d_m > 0.4 : U_*^2/U_{*cm}^2 = \{\log_{10} 19 / \log_{10} 19 \cdot (d_1/d_m)\}^2 \cdot (d_1/d_m)$$

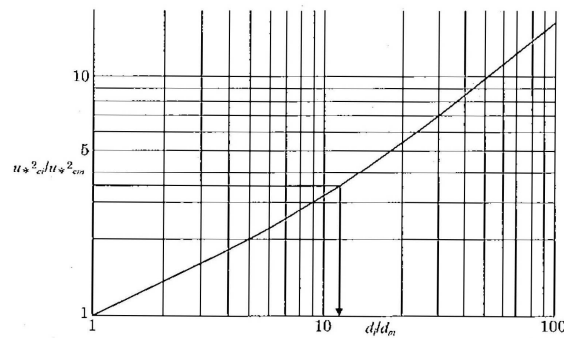


図5.2 粒径別限界掃流力

- (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) である。

流木を捕捉するために部材の純間隔は下記の式を満足する値とする。

$$1/2 L_{wm} : B_p$$

L_{wm} : 最大流木長 (m)

部材の純間隔は上記の条件を満足する範囲で選定する。

5.3 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3章の本体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5.3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_{lw}) 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 $K_{lw}=1.0$ の静水圧 (水の単位体積重量 $\gamma_w=11.77\text{kN/m}^3$) とする。掃流区域の透過型流木捕捉工の場合、礫による捕捉が生じないように設計するので、堆砂圧は考慮しない。

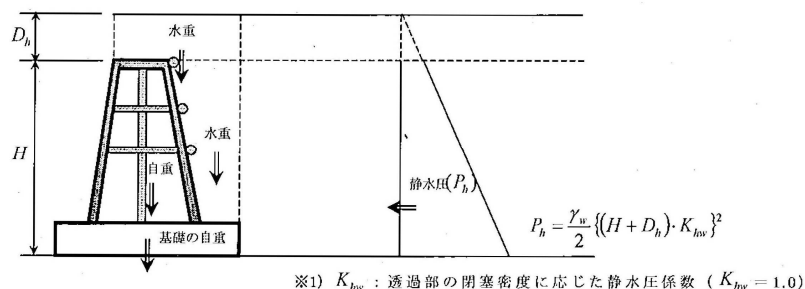


図 5.3 掃流区域の流木捕捉工の閉塞状況

表 5.3 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

5.4 部材の安定性の検討

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

解 説

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

流木の衝突による衝撃力は、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。

$$U_{ss}=1.2U_s$$

U_{ss} : 表面流速 (m/s)

U_s : 平均流速 (m/s)

5.5 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、原則として第3章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あたっては、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。

6. 流木発生抑止工の設計

掃流区域の流木発生抑止工は、渓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

掃流区域の流木発生抑止工は、護岸工およ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。

7. 既設施設の改良について

既設堰堤の透過型改良を行う場合など、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透過型改良（コンクリートスリット化など）、かさ上げ化など改良するに際しては、堤体としての安定性およ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。ただし、スリット化などにおいては経過処置として隔年に補強することも検討されたい。このことは、他の事例などをみるに、一般的に行われる上流側腹付け方法などは除石などを行うことになり、経済性、作業中の安全性など検討課題が多いのが実情である。スリット構造に改良することにより、外力としての静水圧を除外することができ、一概に不安定にならない場合もあるためである。

また、透過型への改良ではコンクリートスリットへの改良が主流といえるが、堰上げなどの検討を行い、鋼製透過型への改良も可能であるので、比較対象としてみることもよい。