

第3編 設計編

第1章 総則

第1節 総説

1.1 設計の基本

砂防施設は、砂防施設計画に基づき、必要な機能と安全性を有するように設計するものとする。

【解説】

砂防計画は、計画編第2章で述べたように、水系砂防計画と土石流・流木対策計画に大別され、配置する砂防施設には、堰堤工(捕捉工)、溪流保全工、床固工、護岸工等がある。

これらの砂防施設には、施設配置計画の土砂処理方針において求められる機能(効果量)が位置付けられている。

したがって、砂防施設は、施設配置計画の土砂処理方針で求められた機能を合理的に確保、発揮するために、十分な規模と強度を有するように設計する。

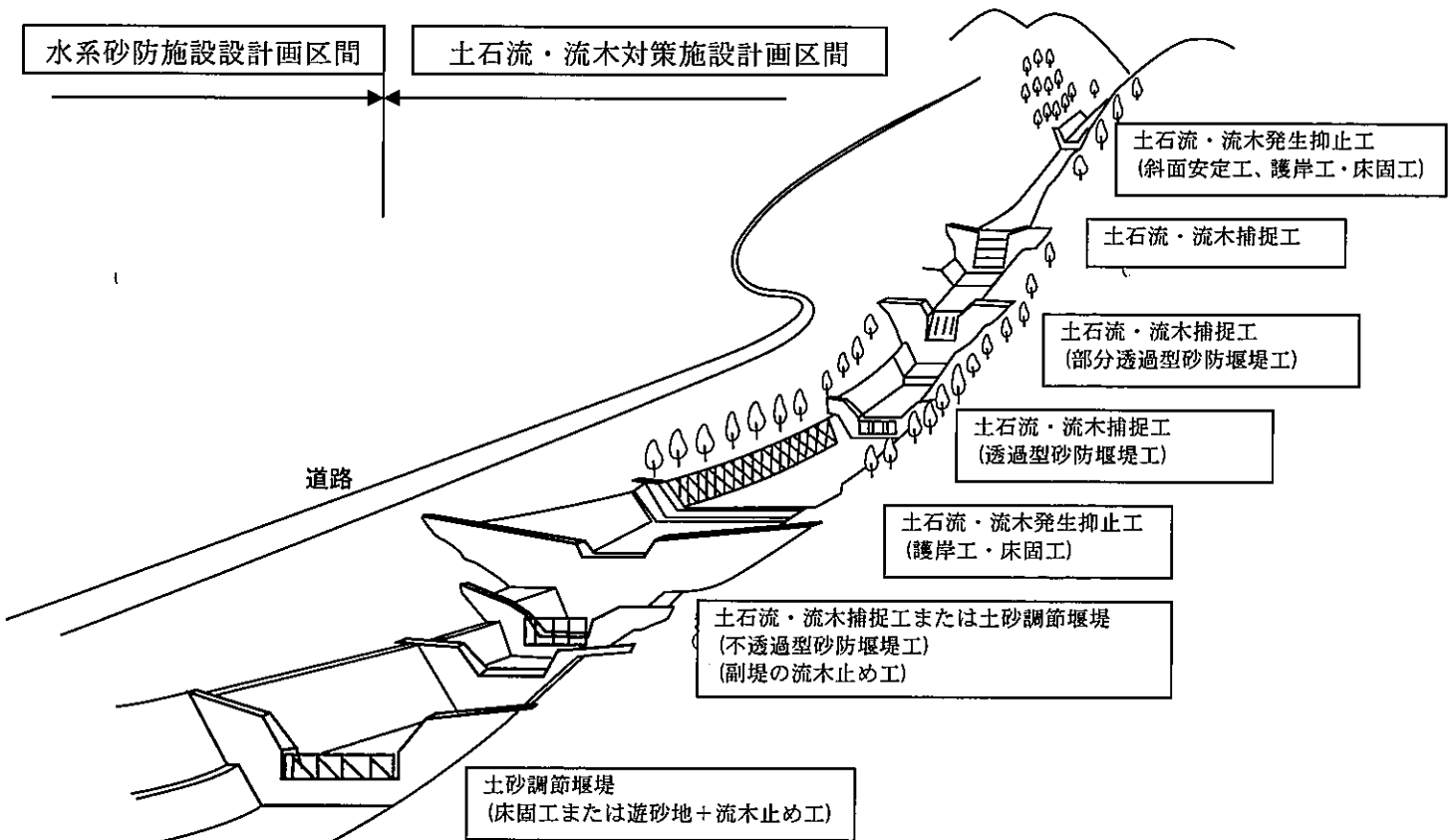


図 1.1 砂防施設のイメージ図

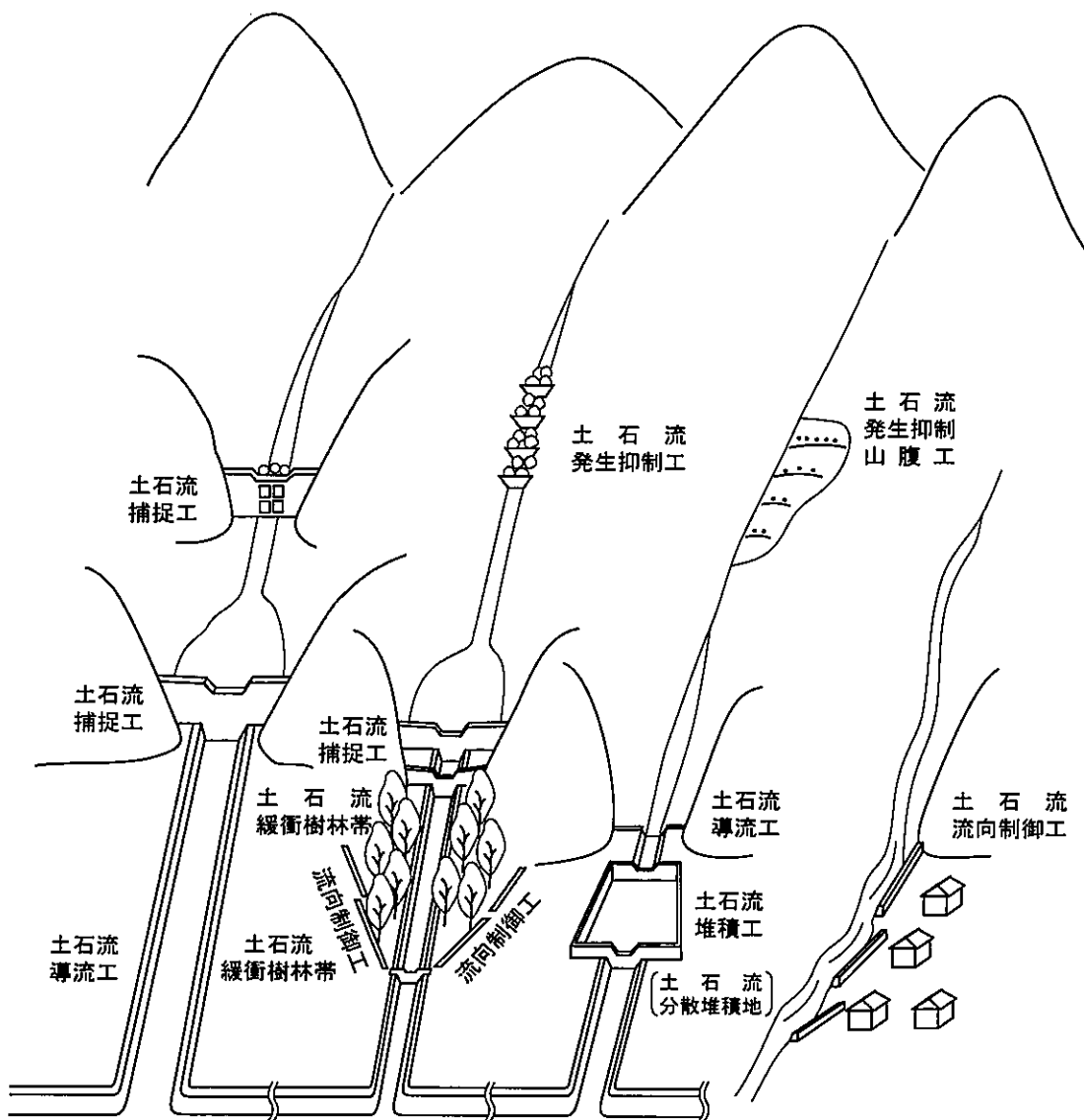


図 1.2 土石流対策施設イメージ図

1.2 設計順序

基準等の引用

砂防堰堤工の基本的な設計順序を表 1.1 に示す。また、不透過型重力式砂防堰堤の検討項目別設計の流れと各検討内容の概要を図 1.3～図 1.5 に示す。

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などの付属物の設計を行う。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-3

現在では、様々な型式の砂防堰堤が条件に応じて採用されているが、不透過型砂防堰堤の設計手順は、種々の砂防堰堤設計の基本的考え方を包括的に示すものであるため、参考としてここに示す。

なお、堰堤型式によっては、検討内容が不透過型重力式砂防堰堤と異なる場合もあるため、各型式での検討内容を本章において確認の上、設計を行うものとする。

表 1.1 不透過型砂防堰堤工の設計順序

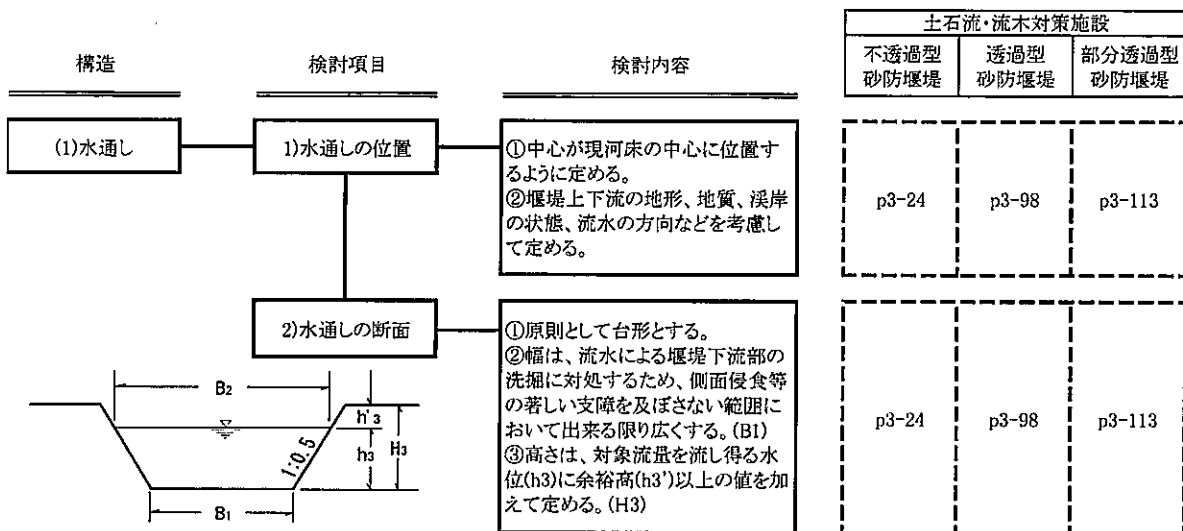
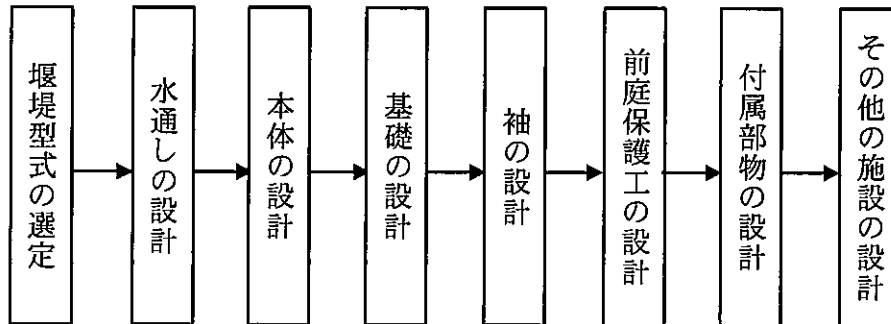


図 1.3 砂防堰堤設計の流れ－重力式コンクリート砂防堰堤－(1)

第3編 設計編 第1章 総則 第1節 総説

構造	検討項目	検討内容	土石流・流木対策施設		
			不透過型 砂防堰堤	透過型 砂防堰堤	部分透過型 砂防堰堤
(2)本体	1)天端幅(b1)	①河床構成材料 ②流出土砂形態	p3-26		p3-193
	2)安定性の検討	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自重と外方の作用線が堤底の中央1/3以内に入る。 ②堤底と基礎地盤との間および基礎地盤内で滑動を起こさない。 ③堰堤内に生ずる最大応力度が材料の許容応力度以内、地盤の受ける最大圧力が許容支持力度以内である。また、基礎地盤が砂礫の場合は、浸透破壊に対しても安全でなければならない。	p3-9	p3-89	p3-111
	3)断面形状	①高さ(H) ②下流のり勾配(n) ③上流のり勾配(m)	p3-27	p3-101	p3-114
(3)基礎	1)堰堤基礎の安定の検討	①地盤支持力 ②せん断摩擦抵抗力 ③その他の地盤強度	p3-28	p3-28	p3-28
	2)基礎処理	①地盤支持力、せん断摩擦抵抗力の改善 ②その他の改善	p3-33	p3-33	p3-33
(4)袖	1)袖天端勾配	現況河床勾配、計画堆砂勾配	p3-48	p3-48	p3-48
	2)天端幅	構造上の安定性を検討	p3-49	p3-49	p3-49
	3)かん入深	堰堤本体基礎と同程度の安全性を有する地盤までかん入する。	p3-49	p3-49	p3-49
	4)屈曲部袖高	偏流を考慮する。	p3-51	p3-51	p3-51
	5)袖の折り曲げ	必要に応じて検討	p3-52	p3-52	p3-52

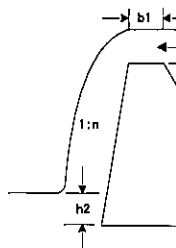


図 1.4 砂防堰堤設計の流れ－重力式コンクリート砂防堰堤－(2)

第3編 設計編 第1章 総則 第1節 総説

構造	検討項目	検討内容	土石流・流木対策施設			
			不透過型 砂防堰堤	透過型 砂防堰堤	部分透過型 砂防堰堤	
(5)前庭保護工	1)副堤	袖勾配	p3-58	p3-58	p3-58	
		位置	p3-58	p3-109	p3-118	
		高さ	p3-60	p3-109	p3-118	
	2)垂直壁		p3-66	p3-109	p3-118	
	3)水叩き	水叩きの長さ	p3-61	p3-109	p3-61	
		水叩きの厚さ	p3-64	p3-109	p3-64	
	4)側壁護岸	基礎の平面位置	p3-67	p3-109	p3-57	
		基礎底面の勾配	p3-67	p3-109	p3-67	
		護岸型式の選定	p3-67	p3-109	p3-67	
	5)取合工	溪床・溪岸への取付け	p3-69	p3-109	p3-69	
	(6)付属物	1)水抜き暗渠	大きさ、形状、数量、配置	p3-72		p3-72
		2)間詰め	岩盤、基礎の状況	p3-74	p3-74	p3-74
		3)のり面保護工	切土のり面の崩壊	p3-75	p3-75	p3-75
		4)施工目地	堰堤直角方向のひび割れ	p3-77	p3-77	p3-77
		5)止水板	施工目地からの漏水	p3-78		p3-78
6)堤銘板		見易い箇所に設置	p3-78	p3-78	p3-78	
7)階段工		必要に応じて設置	p3-79			
8)立入防止柵		必要に応じて設置	p3-80	p3-80	p3-80	
9)魚道		必要に応じて設置	p3-81		p3-81	

図 1.5 砂防堰堤設計の流れ－重力式コンクリート砂防堰堤－(3)

第2章 土石流・流木対策施設

第1節 総説

土石流・流木対策施設は、砂防基本計画（土石流・流木対策）に基づき、必要な機能と安全性を有するように設計する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p1

解説

土石流・流木対策設計技術指針は、砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）により策定した砂防基本計画（土石流・流木対策）に基づき、土石流・流木対策施設を設計する方法について記したものである。

溪流の特性は1つ1つ異なる上、区間ごとにも様相が違い、しかも時を経る中で変化して行くため、土石流・流木対策施設の配置・設計は、時間的变化を含めた溪流特性を現地調査・文献収集等によって把握した上で、その特性にあった機能を発揮するように行う。

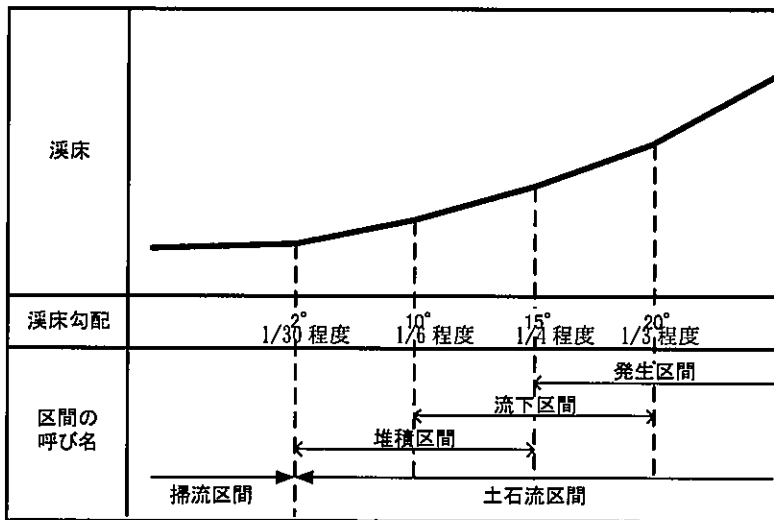


図 2.1 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

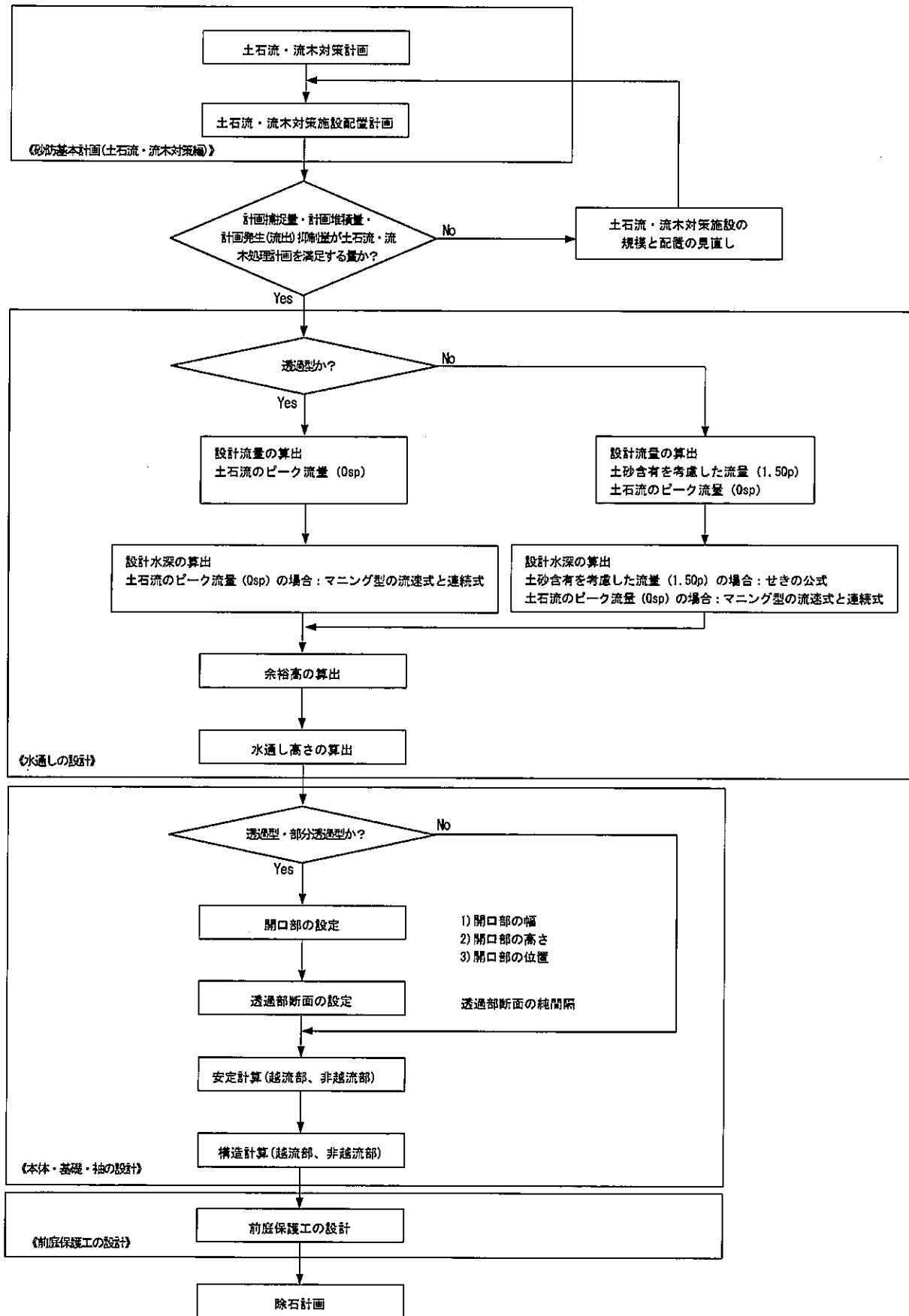


図 2.2 土石流・流木捕捉工設計の流れ

第2節 土石流・流木対策施設の設計

2.1 土石流・流木捕捉工

2.1.1 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、部分透過型および不透過がある。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p3

【解説】

土石流・流木捕捉工としての砂防堰堤は、型式に応じて設計を行う。

各々の機能は、第2編（計画編）第2章3.3.1（p2-55）の解説を参照のこと。

2.1.2 土石流・流木捕捉工の規模と配置

土石流・流木捕捉工の規模と配置は、第2編第3章2.8（p2-38）に従って策定されたものを基本とするが、地形・地質等の現場条件を踏まえて決定する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p4

【解説】

土石流・流木捕捉工の規模と配置は第2編（計画編）第2章2.8（p2-38）に従って策定された、土石流・流木対策施設配置に基づき実施するものでなければならない。土石流・流木捕捉工の設計段階において、現場条件を踏まえ、規模や配置を見直す必要が生じた場合は、土石流・流木対策施設配置計画を見直すものとする。

土石流・流木捕捉工の位置は地形・地質等を考慮し、適切に選定する。やむを得ず、溪流の湾曲部を選定する場合、土石流・流木捕捉工の上下流の流向に留意し、本体軸及び前庭部の保護等について検討するものとする。

参 考 小規模溪流における堰堤の設計

小規模溪流（定義は第2編（計画編）第2章2.6.1（p2-12）参照）であって、支溪の合流がない溪流における本堰堤の設計は、地形・地質等の現場条件を十分考慮し、適切に行う必要がある。なお、小規模溪流の対策について検討した事例^{資料n)}、以下に示す考え方を参考とすることができる。

- ・天端幅は計画地点の河床構成材料、流出形態、対象流量等を考慮して決定するものとし、衝突する最大礫径の2倍を原則とするが、1.5m以上とする。
- ・袖の天端の勾配は、水平以上を基本とする。
- ・水叩き長は、半理論式による水脈飛距離等を最小限確保し、土石流による本堰堤の下流側の侵食に対応する必要がある。

なお、具体的な設計については、「平成29年9月6日付事務連絡 小規模溪流における土石流・流木対策計画・設計について（国土交通省砂防部保全課）」が参考になる。

2.1.3 不透過型砂防堰堤の構造

2.1.3.1 越流部の安定性

不透過型砂防堰堤は堤体全体が転倒、滑動、支持力に対して安定でなければならない。また、堤体を構成する部材は土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p5、「砂防設計公式集（マニュアル）」p31

【解説】

安定計算は本章 2.1.3.1 (1) (p3-10) に示した方法に基づき実施する。

堤体は本章 2.1.3.1 (2) (p3-13) と 2.1.3.1 (3) (p3-21) に示した方法に基づき安全な構造とするものとし、本章 2.1.3.3 (1) (p3-40) の非越流部の安定性についても留意する。なお、鋼製の部材を他の部材と複合して用いる場合、それぞれの部材が一体となって設計外力に抵抗し、安全となるよう設計する。

また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

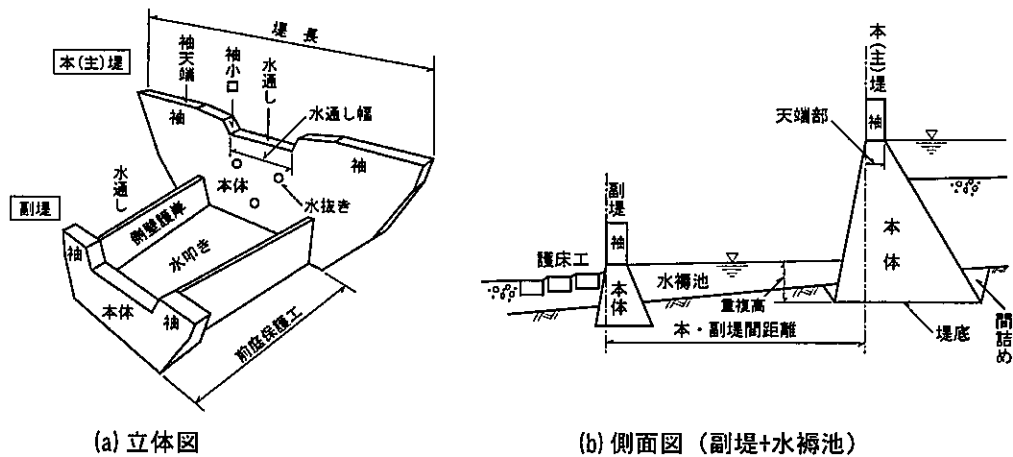


図 2.3 不透過型砂防堰堤各部の名称 (1)

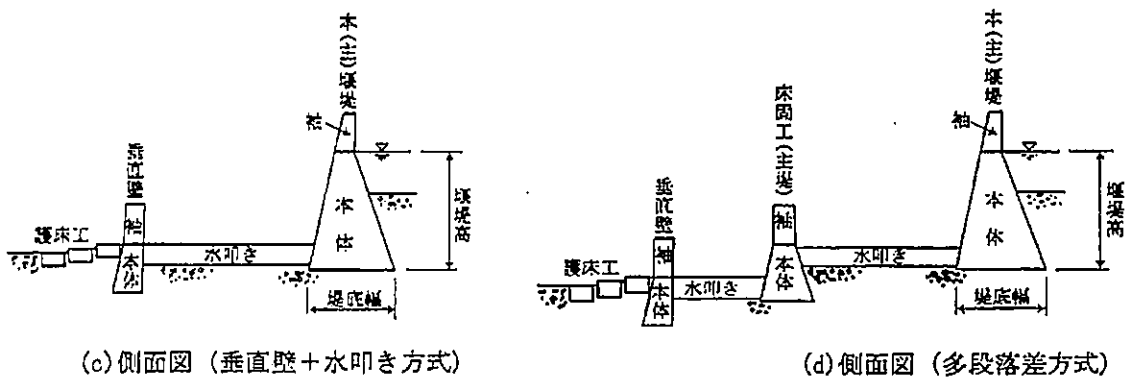


図 2.4 不透過型砂防堰堤各部の名称 (2)

(1) 安定条件

土石流・流木捕捉工の不透過型砂防堰堤は、(2)に示す外力について、その安定を保つため次の三つの条件を満たさなければならない。

1. 原則として、砂防堰堤の上流端に引張応力が生じないように、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること。
2. 砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
3. 砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p5、「砂防設計公式集（マニュアル）」p105

【解説】

滑動に対する安全率 N は、岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度）を考慮し $N=4.0$ とする。砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堰堤高が 15m 未満の場合を原則として $N=1.2$ 、堰堤高が 15m 以上の場合は、 $N=1.5$ とする。

堰堤に作用する外力（本章 2.1.3.1(2) (p3-13) 参照）に対して、転倒、滑動、堰堤堤体、および基礎地盤の破壊についての安定計算を行い、それぞれの安定条件を満足するよう堰堤本体の形状を設定する。

1) 転倒引張応力に対する安全性

堰堤の堤底において引張応力を生じさせないように、堰堤の自重および外力の合力が堤底の中央 1/3 以内に入るようにしなければならない。このようにすることにより、同時に転倒に対する安全性も確保される。この場合の安定計算に用いる荷重は、原則として表 2.4 を採用する。

2) 堰堤の堤体と基礎地盤との接触面における滑動に対する安全性

堰堤のいかなる部分に対しても滑動に対して安全でなければならない。堰堤の堤体と基礎地盤との接触面における滑動に対する安全性は、一般に式 2.1 により確かめられる。

$$n \leq \frac{fV + \tau_0 l}{H} \quad \text{式 2.1}$$

n : 安全率（一般に岩盤基礎は、せん断強度が大きくまた十分な圧縮強度が得られるため高い堰堤とすることが多く、堰堤の規模などを考慮して $n=4.0$ としている。しかし、砂礫基礎においては、せん断強度が小さいため一般に式の τ_0 を無視して計算する 경우가多く、また高い圧縮強度が期待できないため堰堤高 15m 未満とするのが原則で、 $n=1.2$ としているが、堰堤高 15m 以上とする場合は堰堤の規模などを考慮し、 $n=1.5$ としている。）

f : 摩擦係数（表 2.2 参照）

V : 単位幅当たり断面に作用する垂直力 (kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力 (kN/m)

τ_0 : 堤体または基礎地盤のうち小さい方のせん断強度 (kN/m²)

(表 2.2、表 2.3 参照)

l : せん断抵抗を期待できる長さ (m)

表 2.1 滑動安全率

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

表 2.2 堤体と地盤のせん断強度と摩擦係数

岩 盤			砂 礫 盤		
区 分	せん断強度 τ_0 (kN/m ²)	摩擦係数 f	区 分	せん断強度 τ_0 (kN/m ²)	摩擦係数 f
軟 岩 (A)	3,000	1.20	岩塊玉石	300	0.70
中 硬 岩 (B)	2,000	1.00	礫 層	100	0.60
軟岩 (II) (C _{II})	1,000	0.80	砂 質 層	—	0.55
軟岩 (I) (C _I)	600	0.70	粘 土 層	—	0.45

表 2.3 無筋コンクリートの許容応力度 (安全率を含む)

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

3) 堤体および基礎地盤の破壊に対する安全性

(a) 堤体破壊に対しては、堤体の任意の箇所の最大応力度が、その許容応力度を超過しないことが必要である。 ※引張応力は原則発生させないように検討する。

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

堰堤の堤底の上流端または下流端における垂直応力は、次式により求められる。

$$x = \frac{M}{V} \quad \text{式 2.2}$$

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left(1 \pm \frac{6e}{b_2} \right) \quad \text{式 2.3}$$

x : 荷重の合力と作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

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

V : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

b_2 : 堤底幅 (m)

σ : 堤底の上流端または下流端における垂直応力 (kN/m²)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

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

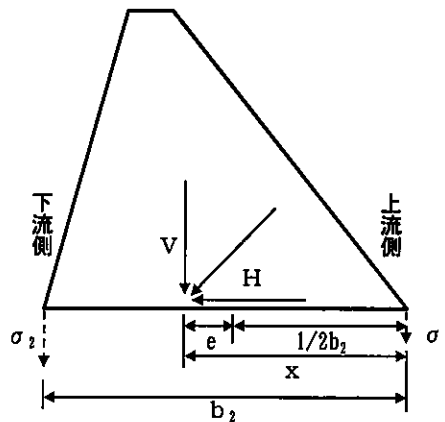


図 2.5 堰堤断面に作用する力

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

$$\frac{1}{2} b_2 \leq x \leq \frac{2}{3} b_2 \quad \text{式 2.4}$$

(2) 設計外力

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。

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とりあげ、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。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p6、「砂防設計公式集（マニュアル）」p97

【解説】

河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ第3章2.2.1に示した設計外力の組み合わせ（平常時、洪水時）に加えて、以下に示す土石流時における安定計算を実施し、いずれの組み合わせにおいても安定条件を満たさなければならない。

設計外力の組み合わせは砂防堰堤の自重の他は表2.4のとおりとする。本便覧でいう、「設計外力（平常時、洪水時）」は河川砂防技術指針（案）設計編Ⅱ第3章でいう「安定計算に用いる荷重」によるものとする。

ただし、堰堤高15m未満の場合における設計外力は水の単位体積重量_※を11.77 kN/m³として算出する。

土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深(D_d)分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する(図2.6参照)。

土石流流体力は、D_d/2の位置に、水平に作用させる。堆砂圧は、堆砂面上に土石流重量が上載荷重となり、堆砂圧はこの上載荷重による土圧C_e(γ_d−γ_w)D_dを加えた大きさとなる。ここに、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)、γ_w:水の単位体積重量(堰堤高が15m未満の場合は11.77kN/m³程度、堰堤高が15m以上の場合は9.81kN/m³程度)。

$$\gamma_s = C_e(\sigma - \rho)g \quad \text{式 2.5}$$

$$\gamma_w = \rho g \quad \text{式 2.6}$$

ここで、C_e: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) (9.81m/s²)である。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ので、堆砂面下の部分だけ作用することになる。

※ 堰堤高15m未満の場合、揚圧力を設計外力として考慮しないため、安全側に考えて静水圧を求めるときの水の単位体積重量を割り増しする。

表 2.4 不透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力

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

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

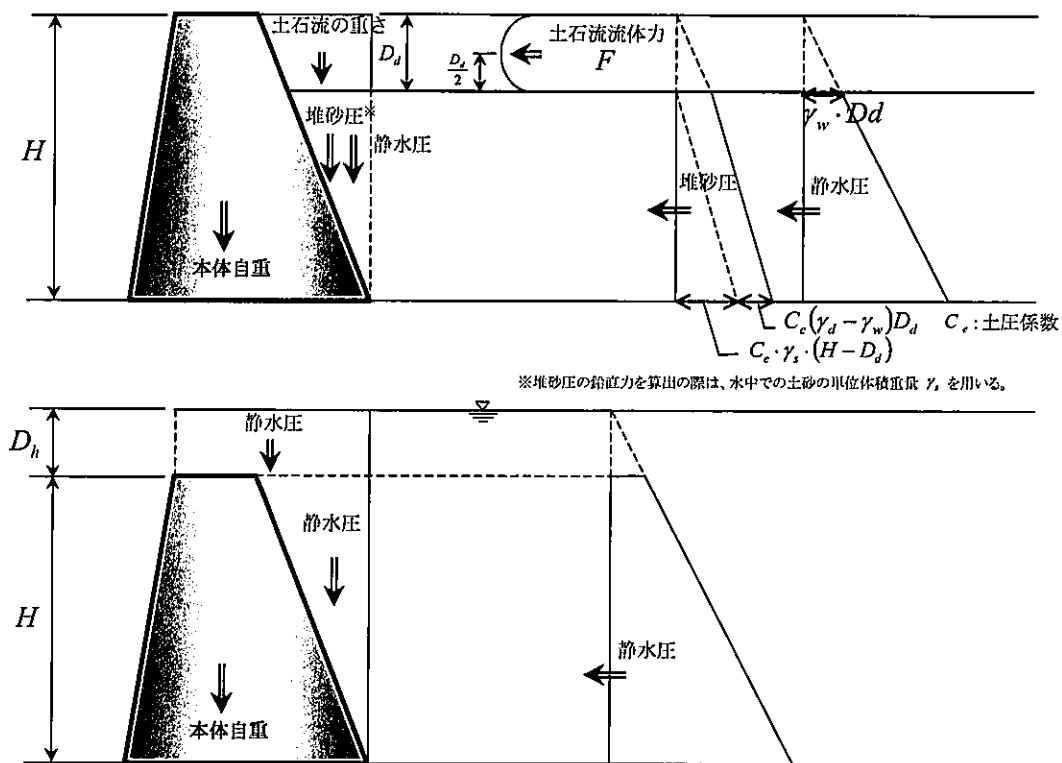


図 2.6 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図
($H < 15m$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

1) 自重 (W)

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

$$W = W_c \cdot A \quad \text{式 2.7}$$

W : 単位幅あたりの堰堤堤体の自重 (kN /m)

W_c : 堤底築造に用いる材料の単位体積重量 (例:コンクリート=22.56kN/m³)

A : 堰堤堤体単位幅あたりの体積 (m³/m)

2) 静水圧 (P)

静水圧は、次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に水通し天端高とし、洪水時は水通し天端高に越流水深 (土砂含有を考慮した流量に対する越流水深) を加えた高さとする。

土石流時の静水圧水面は、土石流安定計算時の土石流水面とする。(図 2.6)

$$P = W_0 H_w \quad \text{式 2.8}$$

P : 水深H_wの点における静水圧 (kN /m²)

W₀ : 水の単位体積重量 (=11.77kN/m³)

注) 浮力、揚圧力を考慮する場合は 9.81kN/m³とする。

H_w : 水面から任意の点の水深 (m)

洪水時に用いる越流水深 h₃ は、式 2.26 (本章 2.1.3.1(4) (p3-22) 参照) を用いて算出し、土石流時に用いる設計土石流水深は、本章 2.1.3.1(2) 7) (p3-20) に従い算出する。

3) 堆砂圧 (P_s)

堆砂圧は、次式により求められる。堆砂圧を算定するための堆砂面は、越流部の土石流時は、水通し天端から設計土石流水深に等しい高さを下げた高さとし、非越流部の土石流時は、流下状況を想定して、本章 2.1.3.3 非越流部の安定性および構造 (p3-40) を参考に設定する。平常時の堆砂面は、対象堰堤の水抜き暗渠の位置や、平常時土砂流出状況を考慮して想定するものとする。

$$P_{eH} = C_e \cdot \gamma_e \cdot h_e \quad \text{式 2.9}$$

$$P_{eV} = \gamma_e \cdot h_e \quad \text{式 2.10}$$

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eV} : 堆砂圧の垂直分力 (kN/m²)

γ_e : 堆砂圧を算出する際の土砂の単位体積重量 (本章 2.1.3.1(2) (p3-13~) 参照)

堆積土砂の場合 : C × σ g = 0.6 × 2600 × 0.981 = 15.31kN/m³

堆積土砂の容積濃度 : C = 0.6、礫の密度 : σ = 2600kg/m³

土石流の場合 : 土石流の単位体積重量を用いる。

なお、水位以下の場合は、水中単位体積重量を用いる。

h_e : 堆砂面から任意の点までの堆砂深 (m)

C_e : 土圧係数 (cosi ≒ 1 とする)

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27 \approx 0.3$$

φ : 堆砂中の水中での内部摩擦角 (35°)

水平方向

$$\begin{aligned}
 F_{PeH1} &= \int_0^{H-D_d} c_e \gamma_e z dz \\
 &= \frac{1}{2} C_e \gamma_e [z^2]_0^{H-D_d} \\
 &= \frac{1}{2} C_e \gamma_e (H - D_d)^2
 \end{aligned}
 \tag{式 2.11}$$

$$F_{PeH2} = C_e (\gamma_d - \rho g) D_d (H - D_d)
 \tag{式 2.12}$$

H : 堰堤高 (m)

F_{PeH1} : 単位幅当りの P_{cH1} による荷重 (kN/m)

F_{PeH2} : 単位幅当りの P_{cH2} による荷重 (kN/m)

z : 堆砂面からの堆砂深 (m)

C_e : 土圧係数 (=0.3)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (=kN/m³)

ρ : 水の密度 (1200kg/m³)

g : 重力加速度

垂直方向

$$F_{PeV1} = \frac{1}{2} \gamma_e m (H - D_d)^2
 \tag{式 2.13}$$

F_{PeV1} : 単位幅当りの P_{cV1} による荷重 (kN/m)

m : 本体上流のり勾配

(地震時 : $H \geq 15\text{m}$)

$$C_e = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\left\{ \cos \theta + \sqrt{\sin \phi \cdot \cos \theta \cdot \sin(\phi - \theta)} \right\}^2}
 \tag{式 2.14}$$

堆砂面が、ほぼ平坦 $i = 0$

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

ϕ : 堆砂面の水中での内部摩擦角 (35°)

θ : 地震合成角 ($= \tan^{-1} K$)

K : 設計震度

4) 揚圧力 (U)

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 2.5 を基準として計算する。

表 2.5 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 (=1/3~1.0)

注) 一般的には 1/3

h_1 : 堰堤上流側水深 (m)

h_2 : 堰堤下流側水深 (m)

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

W_0 : 水の単位体積重量 (9.81kN/m³)

任意の点 (X) における揚圧力は、式 2.15 による。

$$U_x = \left[h_2 + \mu \Delta h \left(1 - \frac{x}{l} \right) \right] W_0 \quad \text{式 2.15}$$

U_x : X地点の揚圧力 (kN/m²)

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

b_2 : 堤底幅 (m)

d : 止水壁の長さ (m)

x : 上流端から X地点までの浸透経路長 (m)

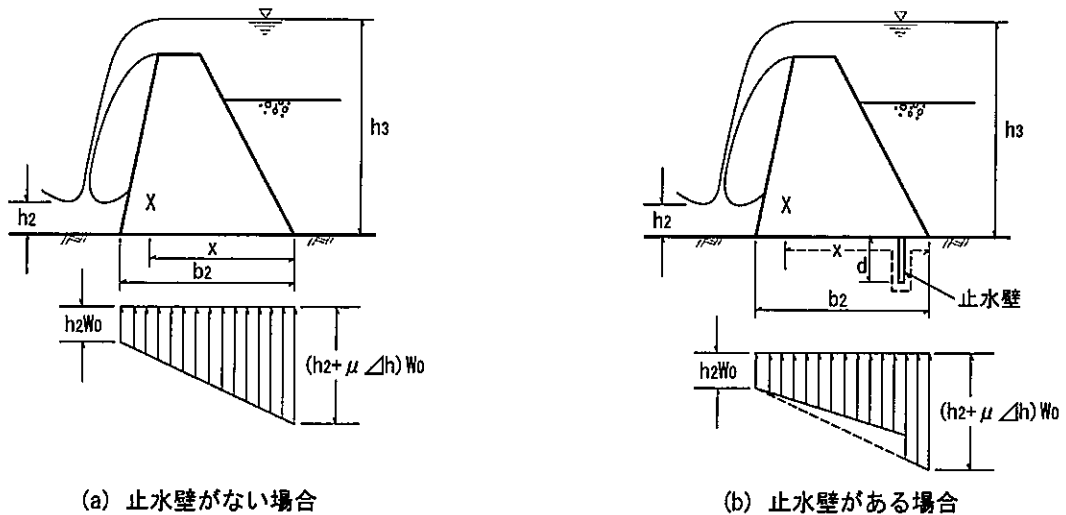


図 2.7 揚圧力の分布

5) 地震時慣性力

地震時慣性力は、堤体に水平方向に作用するものとし、堰堤の自重に設計震度を乗じた値とし、式 2.16 により求められる。

$$I = KW \quad \text{式 2.16}$$

I ：単位幅当りの堰堤堤体に水平方向に作用する地震時慣性力 (kN/m)

K ：設計震度

W ：単位幅当りの堰堤堤体の自重 (kN/m)

重力式コンクリート堰堤の設計深度は、表 2.6 に掲げる値以上で、基礎地盤の状況なども勘案して決定する。

表 2.6 設計震度 (重力式コンクリート堰堤)

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

なお、滋賀県は強震帯である。

6) 地震時動水圧

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

堰堤の上流面が傾斜している場合の式 (Zanger の式)

$$P_x = C W_0 K H \quad \text{式 2.17}$$

$$C = \frac{C_m}{2} \cdot \left[\frac{h_x}{H} \cdot \left(2 - \frac{h_x}{H} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{H} \cdot \left(2 - \frac{h_x}{H} \right)} \right] \quad \text{式 2.18}$$

$$p_d = \eta \frac{C_m}{2} W_0 \cdot K \cdot H^2 \cdot \sec \theta \quad \text{式 2.19}$$

$$h_d = \lambda h_x \quad \text{式 2.20}$$

P_x : X地点の地震時動水圧 (kN/m²)

P_d : 貯留水からX地点までの全地震時動水圧 (kN/m)

W_0 : 貯留水の単位体積重量 (kN/m³)

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

h_x : 貯留水面からX地点までの水深 (m)

C_m : C が最大となるときの (P_x が最大となるときの) の C の値 (図 2.8 (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 2.8 (c) から求められる係数

C : 圧力係数

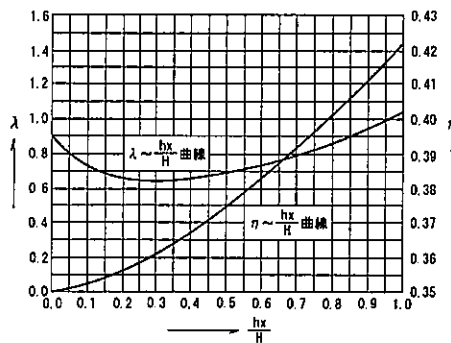
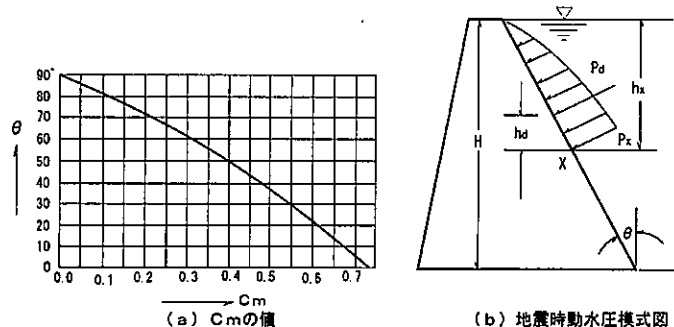


図 2.8 地震時動水圧の係数

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

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

$$\lambda = \left[0.25 - 1.45206483 \left(1 - \frac{h_x}{H}\right) + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{h_x}{H}\right)^2 - \frac{1}{12} \left(1 - \frac{h_x}{H}\right)^4 - \frac{1}{6} \sqrt{\left\{ \frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H}\right) \right\}^3} \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \left\{ \left(1 - \frac{h_x}{H}\right) \sin^{-1} \left(1 - \frac{h_x}{H}\right) + \sqrt{\frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H}\right)} \right\} / \eta / \frac{h_x}{H} \right] \quad \text{式 2.21}$$

表 2.7 η 、 λ の値

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

7) 土石流の流速と水深

土石流の流速と水深は、式 2.22 及び式 2.23 に標高 z の値を代入することにより求める。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \text{式 2.22}$$

D_d : 土石流の水深 (m) (0.01m単位で切り上げ)

A_d : 断面積 (m²)

B_{da} : 流れの幅 (m)

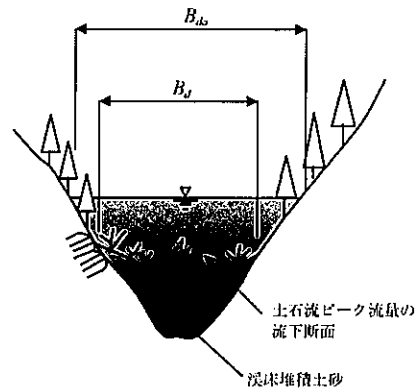
$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \text{式 2.23}$$

U : 土石流の流速 (m/s)

D_r : 土石流の径深 (m) ($D_r \doteq D_d$)

K_n : 粗度係数 ($K_n=0.1$: 自然河道フロント部)

θ : 現溪床勾配



※ B_d : 土石流発生時に侵食が予想される平均渓床幅

8) 土石流の単位体積重量

土石流の単位体積重量は、礫の密度と式 2.24 により算出される。

$$\gamma_d = \{\sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\}g \quad \text{式 2.24}$$

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

σ : 礫の密度 (2600kg/m³)

ρ : 水の密度 (1200kg/m³)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

C_d : 土石流濃度

9) 土石流流体力

土石流流体力は、土石流の水深と流速を用いて式 2.25 により算出される。

$$F = K_h \frac{\gamma_d}{g} D_d \cdot U^2 \quad \text{式 2.25}$$

F : 土石流流体力 (kN/m)

K_h : 係数 (1.0)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

D_d : 土石流の水深 (m)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

U : 土石流の流速 (m/s)

(3) 設計流量

砂防堰堤の設計流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値から算出される「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)と、土石流ピーク流量(土石流時)とする。

「土石流・流木対策設計技術指針及び同解説」 P.8

【解説】

原則として、「土砂の含有を考慮した流量」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を用い、第2編2章2.7.4 (p.2-31) に示した方法に基づき算出した清水の対象流量の1.5倍とする。

土石流ピーク流量は、第2編2章2.7.3 (p.2-27) に示した方法に基づき算出する。

(4) 設計水深

設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定める。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p8

【解説】

設計水深は 1) から 3) の値の内、最も大きい値とする。

なお、越流水深の単位は 0.1m 単位とする。

1) 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

土砂含有を考慮した流量に対する越流水深は、河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ第3章に示された式 2.26 により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_h^{3/2} \quad \text{式 2.26}$$

ここで、 Q ：土砂含有を考慮した流量 (m^3/s)、 C ：流量係数 (0.6~0.66)、 g ：重力加速度 ($9.81\text{m}/\text{s}^2$)、 B_1 ：水通しの底幅 (m)、 B_2 ：越流水面幅 (m)、 D_h ：越流水深 (m)、 m_2 ：袖小口勾配である。 $C=0.6, m_2=0.5$ の場合には、式 2.27 になる。

$$Q \cong (0.71h_3 + 1.77B_1) h_3^{3/2} \quad \text{式 2.27}$$

2) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

土石流ピーク流量に対する越流水深は計画堆砂勾配を用いて、第2編2章2.7.5(p2-32)に示した方法に基づき算出する。

(a) 計算手法例

水通し断面における流れの幅 (B_{da}) は、土石流の表面水位 (z) の関数であり、袖小口勾配を 1:0.5 とした場合、式 2.28 により表される。

$$B_{da} = B_1 + z \quad \text{式 2.28}$$

水通し部における流下断面積 (A_d) も、土石流の表面水位 (z) の関数であり、袖小口勾配を 1:0.5 とした場合、式 2.29 により表される。

$$A_d = \frac{1}{2} (2B_1 + z) z \quad \text{式 2.29}$$

土石流の水深 (D_d) は、これも z の関数であり、式 2.30 により表される。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \text{式 2.30}$$

土石流の流速 (U) は、式 2.31 により求める。

$$U = \frac{1}{K_n} D_d^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \text{式 2.31}$$

K_n : 粗度係数 ($K_n=0.1$: 自然河道フロント部)

θ : 計画堆砂勾配

この断面によって流下させることが可能な土石流流量 (Q_{spcal}) は、式 2.32 で表され、 Q_{spcal} が土石流ピーク流量 Q_{sp} と一致したときの土石流の表面水位 z を求める。

$$Q_{spcal} = U \cdot A_d \quad \text{式 2.32}$$

土石流ピーク流量に対する越流水深は、土石流の表面水位と水通し底面の標高差であることから、求めた z を 0.1m 単位で切り上げた値とする。

「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）および土石流・流木対策設計技術指針に基づく計画・設計事例の解説（第2版 H29.9）」 p2-27 を参照。

3) 最大礫径の値

最大礫径は、砂防堰堤計画地点より上流および下流各々 200m 間に存在する 200 個以上の巨礫の粒径を測定して作成した頻度分布に基づく累積値の 95% に相当する粒径 (D95) とする。(第2編第2章 2.7.8 最大礫径の算出方法 (p2-36) 参照)

【留意事項：最下流堰堤の特例】

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

2.1.3.2 本体構造

(1) 水通しの位置

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

【解説】

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

溪岸または溪床の一方が岩盤で他方が砂礫地盤の場合には、落下水による前庭部の洗掘を軽減するために水通しを片寄せて岩盤の上部に設けることがある（図 2.9 (A) 参照）。また、一方の溪岸部に崩壊地がある場合も同様である（図 2.9 (B) 参照）。下流路が狭い場合には、水通しが主流の位置から著しく外れると洪水時に袖部が水制的作用をするため袖上流側に強力な渦が発生し、堰堤と地山との取付部が洗掘する恐れがあることに留意する。

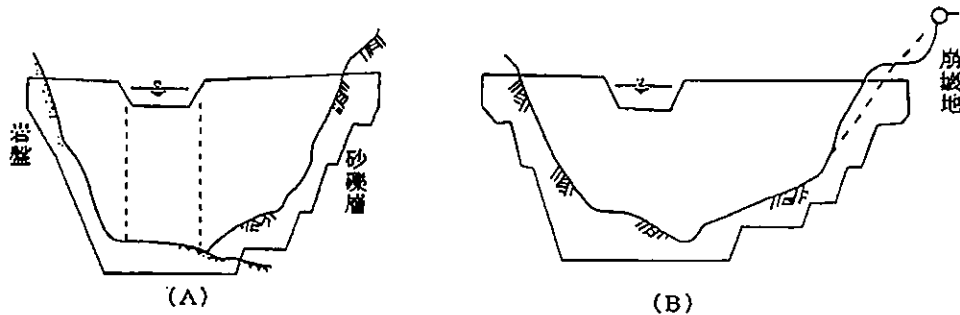


図 2.9 水通しの位置

(2) 水通し断面

砂防堰堤の水通し断面は設計水深に余裕高を加えて決定することを原則とする。なお、水通し幅は現溪床幅程度を基本とし、3m 以上を原則とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p10

【解説】

1) 余裕高は、表 2.8 に基づいて設定する。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 2.9 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 2.8 余裕高

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

表 2.9 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 (計画堆砂勾配)	(余裕高) / (設計水深)
1/10 以上	0.50
1/10~1/30	0.40
1/30~1/50	0.30
1/50~1/70	0.25

2) 「土石流ピーク流量に対する越流水深」あるいは「最大礫径」によって水通し断面を決定する場合において、地形等の理由により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 2.10 参照)。但し、この場合、設計水深は土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値とする。

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

※ 水通し断面を確保すると、袖部の地山が袖高より低くなり袖を完全にかん入できない場合など。

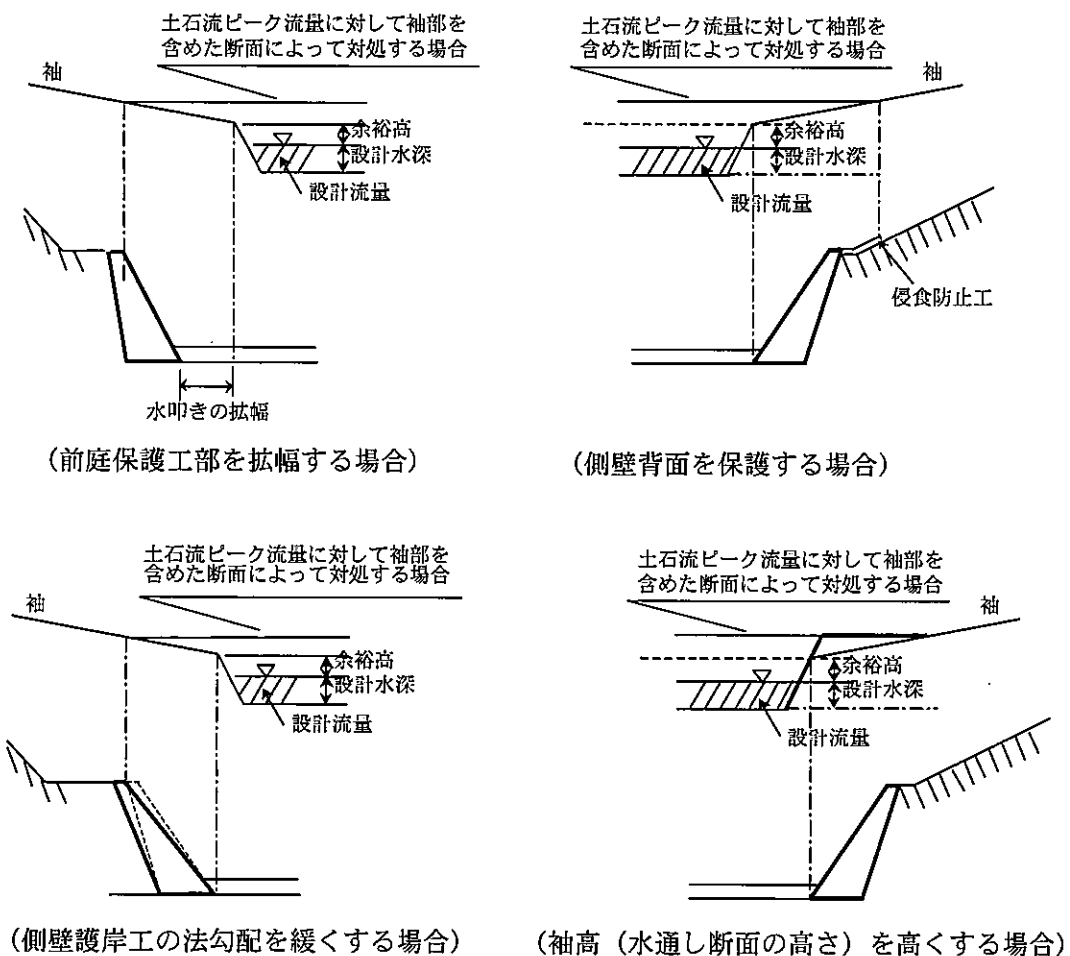


図 2.10 水通し断面
(土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対応する場合の処置例)

土石流ピーク流量に対して袖部を含めた水通し断面で対応する場合、越流水深で対応し、余裕高を考慮する必要はない。

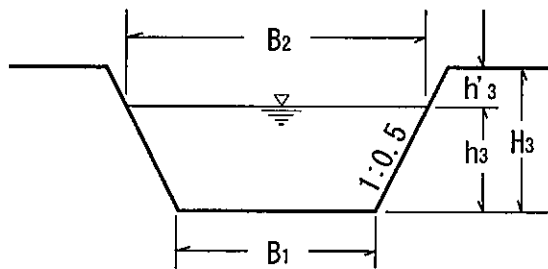
また、前庭保護工の対応幅は土石流ピーク流量に対する越流水深と袖天端が交わる点より鉛直に下ろした位置とし、余裕高は考慮しない。

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

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

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

4) 砂防堰堤の水通し袖小口は、原則として1:0.5を標準とする。



- H_3 : 水通し幅 (m)
- h_3 : 越流水深 (m)
- h_3' : 余裕高 (m)
- B_1 : 水通し底幅 (m)
- $B_1 \geq 3.0$
- B_2 : 越流幅 (m)
- m_2 : 水通し幅小口勾配 ($m_2=0.5$)

図 2.11 水通し

(3) 天端幅

本体の天端幅は、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p12

【解 説】

砂防堰堤の本体の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の磨耗等にも耐えるような幅とすることが必要である。本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、天端幅は3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には別途緩衝材(緩衝効果を期待できる部材)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。また、拡幅する場合は0.1m単位とする。

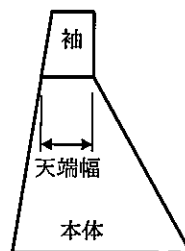


図 2.12 砂防堰堤側面図(事例)と部位名称

(4) 下流のり勾配

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

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p12

【解説】

砂防堰堤の下流のり勾配は、一般的に1:0.2とするが、下記の条件を満たす場合はのり面勾配を緩くすることができる。

1) 越流する土石流が砂防堰堤の下流のり面を磨耗しないこと。

2) 常時の流出土砂が砂防堰堤の下流のり面を磨耗しないこと。

2) の条件として、常時において砂防堰堤の越流部の天端から流下する土砂が少ないこととともに、その土砂の粒径が小さいことが必要である。また、除石計画を伴う砂防堰堤については、土石流時以外は基本的に土砂が越流部まで堆積することがないため、この条件に含めてよい。

下流のり勾配を緩くする場合は、土砂が活発に流送され始める流速 U (m/s) と、堰堤高 H (m) より

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U \quad \text{式 2.33}$$

で求められる勾配よりも急にする。ただし、1:1.0 を上限とする。

土砂が活発に流送され始める流速 U (m/s) は設計外力 (本章 2.1.3.1 (2) (p3-13)) 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。

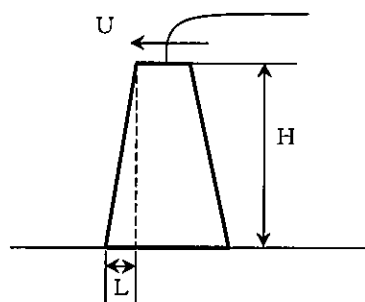


図 2.13 下流のり勾配

(5) 上流のり勾配

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

(6) 基礎

砂防堰堤の基礎は岩着することが望ましいが、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。但し、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。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p13、「砂防設計公式集（マニュアル）」p117

【解説】

砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着することが望ましいが、土石流・流木対策計画、および、土石流・流木対策施設配置計画に基づく砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は、フローティング基礎としても良いものとする。ただし、砂防堰堤の高さは15m未満であることを原則とする。なお、支持地盤が軟弱地盤または、所定の支持力が得られない場合においては、基礎処理を施すものとする。（本章 2.1.3.2(7) (p3-33) 参照）

1) 地盤支持力

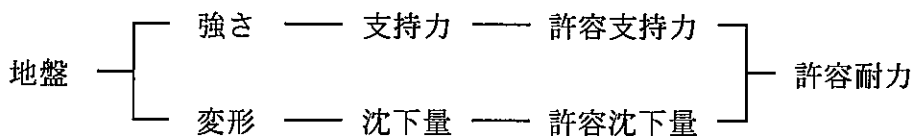
堰堤からの鉛直力に対して、基礎となる地盤が十分な支持力を有しているかは、

- ① 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どうかを検討し、
- ② 砂礫基礎の場合は均一な支持力を有しているとは限らないので必要に応じて載荷試験等を実施し、支持力を推定し、

判定するのが望ましい。

a) 地盤の載荷試験

地盤載荷試験とは、「地盤の原位置において載荷板のような比較的平らな面を通じて荷重を加え、その荷重・地盤・変位との関係から地盤の強さを知るために行う試験」である。



b) 地盤支持力

推定により地盤の支持力を求める場合は、表 2.10 を参考としてよい。この値は、標準的なものであり、構造物の重要度・地盤の風化や亀裂の程度・固結の程度などにより加減して用いて良い。

表 2.10 地盤の許容支持力

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	許容支持力 (kN/m ²)	区 分	許容支持力 (kN/m ²)
硬 岩 (A)	6,000	岩塊玉石	600
中硬岩 (B)	4,000	礫 層	400
軟岩 (II) (C _{II})	2,000	砂 質 層	250
軟岩 (I) (C _I)	1,200	粘 土 層	100

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、安全率を乗じた値以上のせん断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かによって行うが、堰堤破壊の主原因は基礎地盤のせん断抵抗力および摩擦抵抗力の不足に起因するケースが多いため、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。

試験方法には、単軸圧縮試験、安息角による方法、せん断試験機による方法並びに三軸試験などがある。

推定により地盤のせん断強度や摩擦係数を求める場合は、表 2.11 を参考としてよい。この値は、標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度および走向、固結の程度などにより加減して用いて良い。

表 2.11 堤体と地盤のせん断強度と摩擦係数

岩 盤			砂 礫 盤		
区 分	せん断強度 τ_0 (kN/m ²)	摩擦係数 f	区 分	せん断強度 τ_0 (kN/m ²)	摩擦係数 f
硬 岩 (A)	3,000	1.20	岩塊玉石	300	0.70
中硬岩 (B)	2,000	1.00	礫 層	100	0.60
軟岩 (II) (C _{II})	1,000	0.80	砂 質 層	—	0.55
軟岩 (I) (C _I)	600	0.70	粘 土 層	—	0.45

3) その他

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、侵食などを生じさせないようにするためにも岩盤基礎とすることが望ましいが、やむを得ず砂礫基礎とする場合は、それぞれの状態に対処できるようにしなければならない。

a) 堰堤基礎の根入れ

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

堰堤基礎根入れの詳細については、本章 2.1.3.2(8) (p3-37) を参照する。

b) 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面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、

$$Q = k \cdot A \cdot i \quad \text{式 2.34}$$

k : 透水係数 (cm/sec)

i : 動水勾配 (H/L)

A : 断面積 (cm²)

$$v = \frac{Q}{A} = k \cdot i \quad \text{式 2.35}$$

v : 流速 (cm/sec)

$$v_s = \frac{Q}{A_s} = k \cdot i \cdot \frac{A}{A_s} = \frac{k \cdot i}{n} \quad \text{式 2.36}$$

v_s : 実際の流速 (cm/sec)

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 2.12 は、Justin が砂の材料ごとに求めた限界流速である。

また、表 2.13、表 2.14 は、それぞれ材料の違いによる透水係数値を示したものであり、表 2.15 は、地層種類ごとの空隙率の概略値である。

表 2.12 粒子の径と限界流速
(Justinの式による)

粒子の直径 (mm)	限界流速 (cm/sec)
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

(出典 砂防設計公式集 (マニュアル))

表 2.13 透水係数の概略値 (出典 砂防設計公式集 (マニュアル))

K (cm/sec)	10 ³	10 ²	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
土砂の 種類	きれいな砂利		きれいな砂利 きれいな砂と砂利 の混合		非常に細かい砂、シルトなど				不透水性の土、 粘土など			

表 2.14 土の粒径による透水係数の概略値 (出典 砂防設計公式集 (マニュアル))

	粘土	シルト	微細砂	細砂	中砂	粗砂	小砂利
粒径 (mm)	0~0.01	0.01~	0.05~	0.1~	0.25~	0.50~	1.0~5.0
K (cm/sec)	3×10 ⁻⁵	0.05 4.5×10 ⁻⁴	0.10 3.5×10 ⁻³	0.25 1.5×10 ⁻²	0.50 8.5×10 ⁻²	0.10 3.5×10 ⁻¹	3.0

表 2.15 地層種類ごとの有効空隙率の概略値 (出典 砂防設計公式集 (マニュアル))

地層	空隙率 (%)	保水率 (%)	有効空隙 率 (%)	地層	空隙率 (%)	保水率 (%)	有効空隙 率 (%)
沖積礫層	25	10	15	洪積砂礫層	30	10~15	15~20
細礫層	35	20	15	砂層	35~40	5~10	30
砂丘砂層	30~35	10~15	20	ローム層	50~70	30~50	20
泥粘土質層	45~50	30	15~20	泥層粘土層	50~70	45~60	5~10

②ブライの式およびレーンの式による方法

ブライの式

$$C_c \leq \frac{l+2d}{\Delta h} \quad \text{式 2.37}$$

C_c : ブライの式のクリープ比 (表 2.16 参照)

l : クリープ総長 (m)

$2d$: 止水矢板などによる浸透経路長 (m)

Δh : 堰堤上下流の水位差

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h_1 : 堰堤上流の基盤面からの水位 (m)

h_2 : 堰堤下流の基盤面からの水位 (m)

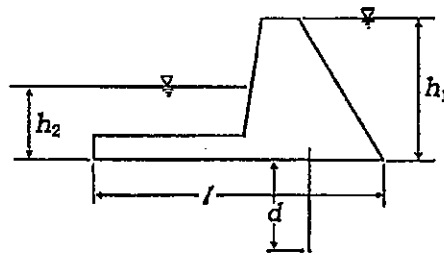


図 2.14 パイピング

レーンの式

$$C_w \leq \frac{l/3+2d}{\Delta h} \quad \text{式 2.38}$$

C_w : レーンの式の加重クリープ比 (表 2.16 参照)

◎参考：ブライ式およびレーン式の適用

レーン式の適用は、堤高の低い堰堤・床固工などに対しておおむね良好であるが、堤高の高い堰堤に対しては、かなり過大な値を示すようである。クイックサンドおよびパイピングに対する安全性の検討の参考とすることができる。

なお、上記二つの式 (式 2.37、式 2.38) のうち、大きいクリープ線長を採用すればパイピングに対して安全である。

表 2.16 クリープ比 (出典 砂防設計公式集 (マニュアル))

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~	3.0
粗 砂	12	5.0		6.0	
細 砂 利	—	4.0	玉石と砂利	—	2.5

(7) 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に適切な基礎処理を行う。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-13、「砂防設計公式集（マニュアル）」p121

【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、施工性など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、幾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

岩盤基礎の場合は、所定の強度が得られる深さまで掘削するか、堤底幅を広くして応力を分散させるか、あるいは、グラウチングなどにより改善を図る方法などがある。また、基礎の一部に弱層、風化層、断層など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、掘削置換工法などにより改善を図る方法がある。

2) グ라우チングによる改善

地盤基礎のグラウチングは、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。

グラウチングの計画は、堰堤の規模（主として高さ）構造、地盤の状況などに基づいて行われるが、効果の判定は非常に難しく、グラウチングの前後の調査を十分行って判定しなければならない。

(a) グ라우チングの計画と実施にあたって注意すべき事項

- ①地質柱状図によって岩盤の硬さ、割れ目、透水性などについて分布を知っておかなければならない。
- ②グラウチングによって処理すべき範囲と孔間隔、孔長の決定をしておく。
岩盤のあまりよくない堰堤は、数多くのカーテンあるいはコンソリデーションのグラウチングが堰堤全体の工程を左右することもあり、どちらかという本体工事の手持ちにつながり、工程計画が複雑になる。
一般の治水・利水ダムなどハイダムにおいては、カーテングラウチングの目標値は1～2ルジオン、透水係数では 10^{-5} であるが、砂防堰堤では高さ、水抜き孔などの関係より目標値を多少下げて（10ルジオン未満）計画されている。

(b) カーテングラウチング

砂防堰堤においては堰堤上流のフィレットの間詰めより行い、岩盤の中に連結したグラウトカーテンを作り、水圧を持った浸透流を防止するもので、グラウチング孔の深さ、孔の間隔、配列などは堰堤の高さ、岩盤の状況によって定める。

グラウチング深を決めるための式はいくつかあり、

$$d = \alpha \cdot H_{\max} \quad \text{式 2.39}$$

d : 孔深 (m)

H_{\max} : 堰堤最大高さ (m)

α : 定数 (0.5～1.0)

$$d = H/3 + C \quad \text{式 2.40}$$

d : 孔深 (m)

H : 孔の位置での堰堤高 (m)

C : 定数 (5～10m)

などがある。

カーテングラウチング孔は1列または数列孔を千鳥に配置し、孔間隔は1.0～3.0mとした例が多いが、砂防堰堤ではせいぜい2列くらいである。

(c) コンソリデーショングラウチング

岩盤の強化、支持力の増加などの目的によって行われるもので、堰堤基礎の全面とか軟弱部分で注入深、注入間隔などを適当に変化させて、なるべく均等な岩盤が保たれるように計画する。また、堰堤の種類によっては荷重の集中する部分に対し特に強化することもある。

コンソリデーショングラウチングは、カーテングラウチングよりは注入深は浅く計画される。また低圧ではあるが注入による岩盤、打設されたコンクリートの持ち上がりなどの恐れがあるので注意が必要であり、2~3 リフト打設後行うよう設計する。

(d) 地盤改良の設計

地盤改良の設計にあたっては、ボーリング調査等を実施した上で、支持地盤の深さ、施工性、経済性、河床構成材料等をもとに工法の比較検討を行うものとする。

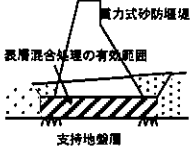
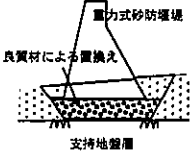
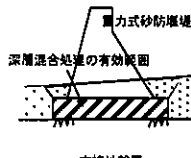
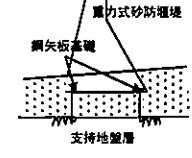
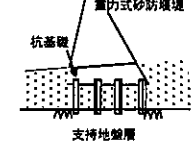
工法の比較検討は表 2.17 に示す基準等を参考に行なう。

3) その他の改善

堰堤の安定上、透水性に問題がある場合は、グラウチングなどの止水工により改善を図る。また、パイピングに対しては、所要の浸透径路長が不足する場合、堰堤堤底幅を広くするか、止水壁、カットオフなど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、コンクリート水叩き、あるいは水褥池を設けて対処するのが一般的である。

表 2.17 軟弱地盤対策工法の種類と効果 (参考)

工法	表層混合処理工法	掘削置換工法	深層混合処理工法	構造物による工法	
				鋼矢板工法	杭基礎工法
略図					
工法の概要	表層混合処理工法は、表層部分の軟弱なシルト・粘土と固化材（セメントや石灰等）とを攪拌混合することにより改良し、地盤の安定を図るものである。 改良深さ10m程度までを対象とする。	掘削置換工法は、軟弱面の全面あるいは一部を掘削し、良質土で置換することで、全沈下量の低減、安全の確保、変形対策を目的に施工される。	深層混合処理工法（機械攪拌工法）は、フン退場あるいはスラリー状の主としてセメント系の固化材を地中に供給して、原位置の軟弱土と攪拌翼を用いて強制的に攪拌混合することによって原位置で深層に至る強固な柱体状、ブロック状または壁状の安定処理土を形成する工法である。	鋼矢板もしくは鋼管矢板を軟弱層に直線あるいは円形に打ち込み、支持力を得る工法である。 上部の構造物が軽量の方が対応性が高い。	基礎杭により所定の支持力を有する地盤に支持させる工法である。
施工に対する難易性	一般的な施工機械を用いる工法であり、粉体を用いる工法とスラリー系を用いる工法に分けられる。	置き換え深さが深くなるとオープン掘削は困難となり、仮締め切り工等の併設が必要となる。	特殊な機材を用いた施工が必要となり、改良率の管理に技術が必要となる。	資材重量が多くなり、基礎の施工が煩雑となる。玉石等の障害排除が困難である。	資材重量が多くなり、基礎の施工が煩雑となる。
長所	一般的な機会を使用し、施工が容易であり、施工実績も比較的多く、確実な支持地盤の施工が可能である。	置き換え深さが浅ければ(2~3m)最も安価な工法である。	施工実績も比較的多く、確実な支持地盤の施工が可能である。	鋼矢板を連続して軟弱層に打ち込み、内部土砂と一体化した基礎工が構築できる。経済的である。	杭基礎により支持地盤に確実に支持させることが可能である。
短所	改良深さが深い場合は、対応できない。一時的に掘削土砂の仮置きが必要となる。	置き換え深さが深い場合、仮締め切り工等の仮設工事が必要となり、全体的な基礎工事費が高価となる。	やや高価である。大型の施工機械が必要となる。	地山の礫の混入により施工不可能となる可能性がある。打ち込み可能でも地中で裂けることもある。	施工実績が乏しく、高価である。
備考				ダブルウォール堰堤との併用例がある。	
参考図書	道路土工 (軟弱地盤対策指針)	道路土工 (軟弱地盤対策指針)	道路土工 (軟弱地盤対策指針)	道路土工 (軟弱地盤対策指針)	・道路土工 (軟弱地盤対策指針) ・道路橋示方書 (共通編、下部構造編)

(8) 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決定する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-14

【解説】

堰堤基礎の根入れは、表 2.18 を標準とするが、岩盤の風化や亀裂の程度、砂礫地盤の固結の程度により割増しできる。

表 2.18 基礎の根入れ深さ

土質	根入れ深さ
砂礫	2.0m～3.0m程度
軟岩（Ⅰ）、軟岩（Ⅱ）	1.5m～2.0m程度
中硬岩、硬岩	1.0m程度

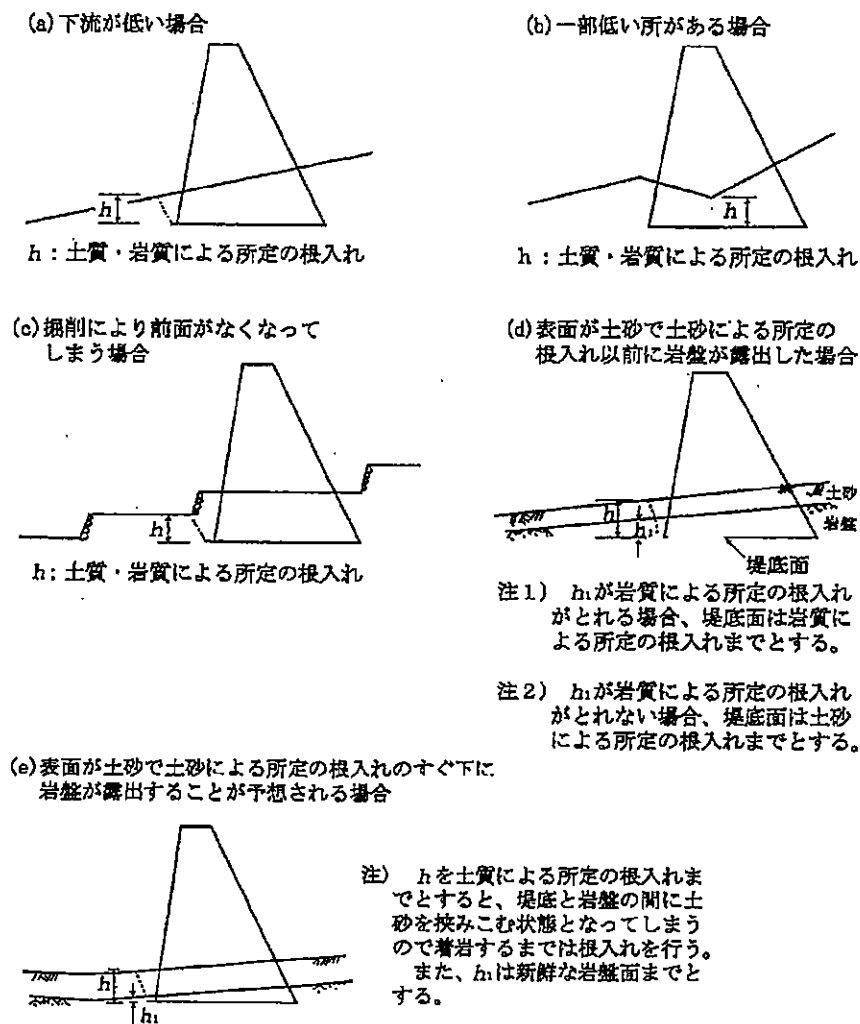


図 2.15 堰堤基礎の根入れ

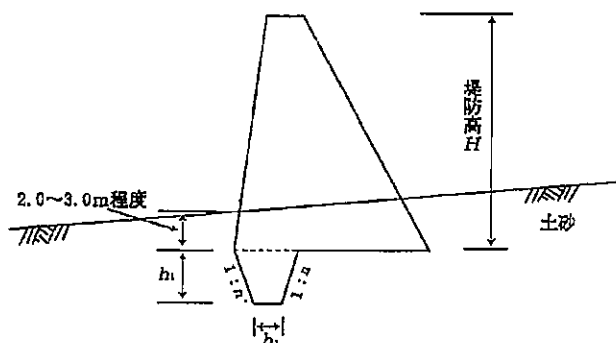
(9) 主堰堤のカットオフ

カットオフを計画する場合は、その目的を明確にして計画する。

【解説】

カットオフを計画する手順は、まず、地盤に対して所定の根入れを行い、その位置を堰堤基礎面とし、次にそれぞれの目的に応じたカットオフを計画することとする。

1) 遮水、パイピング防止が目的の場合



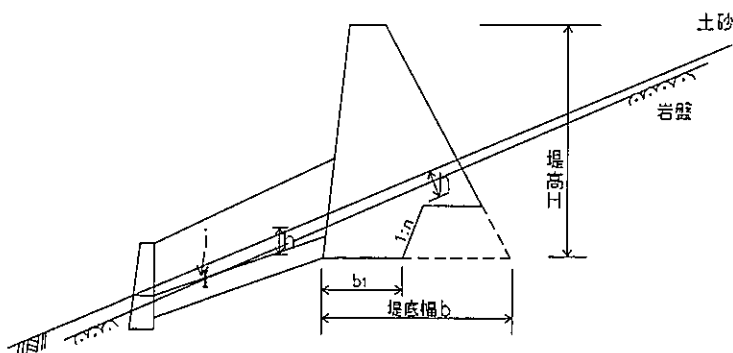
n : 土質による掘削勾配

h_1 、 b_1 : 必要最小限とする

注) 以上の他にカットオフを堰堤中央付近や上流側に設けることもある。

また、この目的のみの対策としては、別の工法も含め検討が必要である。

2) 岩質が良好でコンクリートを節約する場合



b_1 : 2.0m 以上で $b/3$ 以上

h : 土質・岩質による所定の根入れ

n : 岩質による掘削勾配

注) 土砂地盤の場合、コンクリートを節約するカットオフは行わない。

図 2.16 主堰堤のカットオフ (1)

3) カットオフと節約断面について

カットオフと節約断面については、次のような違いがある。

- カットオフ：基礎地盤のパイピングや堰堤下流の洗堀対策として設けられ、比較的良
好な基礎地盤の場合に適用し、堰堤の必要な基礎根入れを確保した上で
設置する。
- 節約断面：堤体コンクリート及び掘削度量を減じることを目的として、良好な岩盤
基礎の場合に適用し、堰堤の必要な基礎根入れを確保した上で設置する。

(10) 水抜き

水抜きは、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。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p14

【解説】

水抜きは、施工中の流水の切替え、湛水防止、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けられる。水抜きは、その目的に加え、水抜きからの土砂の突然の流出、水抜き箇所への応力の集中等に配慮し、大きさ、形状、数量及び配置を設計することを基本とする。

設計の詳細に関しては、本章 2.1.3.5(1) 水抜き暗渠 (p3-72) を参照するものとする。

2.1.3.3 非越流部の安定性および構造

(1) 非越流部の安定計算

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p15

【解説】

不透過型堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。

ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等の特段の事情がある場合にはこの限りではない。非越流部の安定計算は、越流部と同じ堰堤高 H となる断面において、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行うことを基本とする。安定条件は本章 2.1.3.1(1) (p3-10)、設計外力は本章 2.1.3.1(2) (p3-13) に従うが、その作用位置は図 2.18 に従う。

ただし、本章 2.1.3.2(2) 解説 2) (p3-25) のように土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面で対応する場合*は、水通し肩を安定計算断面とした選定した際、計算断面での袖天端高より土石流水深が高くなる。このため、このような場合には、以下に示す“ケース1”、“ケース2”の2通りの堆砂面を想定して、両ケースを満足するように本体断面を設定する。

【ケース1】

堆砂面を水通し天端高さとし、計算断面での袖高分にのみ土石流流体力を作用させて、安定計算を実施する。(図 2.19 参照)

【ケース2】

計算断面において、土石流水位が袖天端高を上回らないように堆砂面を下げた状態で、土石流流体力を作用させて、安定計算を実施する。(図 2.20 参照)

※土砂整備率 100%を満足する溪流での最下流堰堤において、水通し断面を洪水時の流量で決定した際に、土石流ピーク流量による水深が、水通し肩を上回る場合を含む。

安定計算を実施する断面の位置としては、(i)～(ii)が考えられるが、その他、場の条件や堰堤の大きさ等を勘案して、検討位置を設定する。

- (i) 袖小口の断面
- (ii) 土石流の水深と袖部の高さが一致する断面

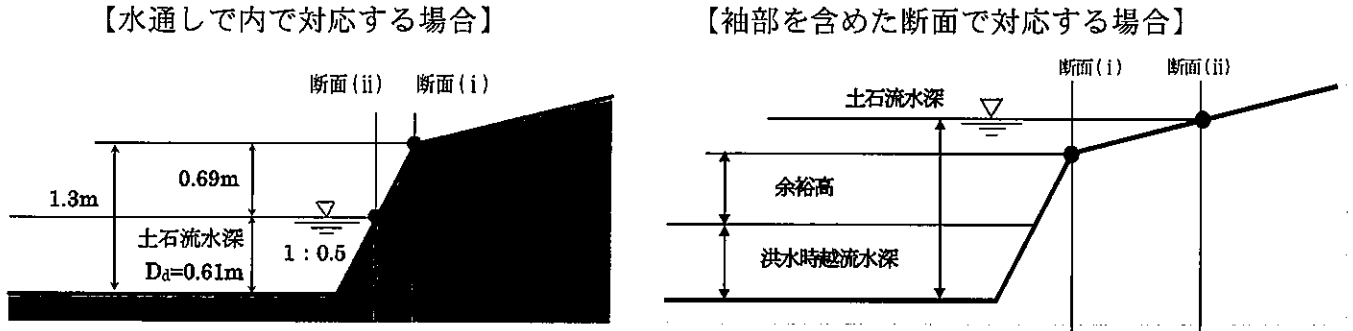


図 2.17 土石流水深と安定計算の実施断面

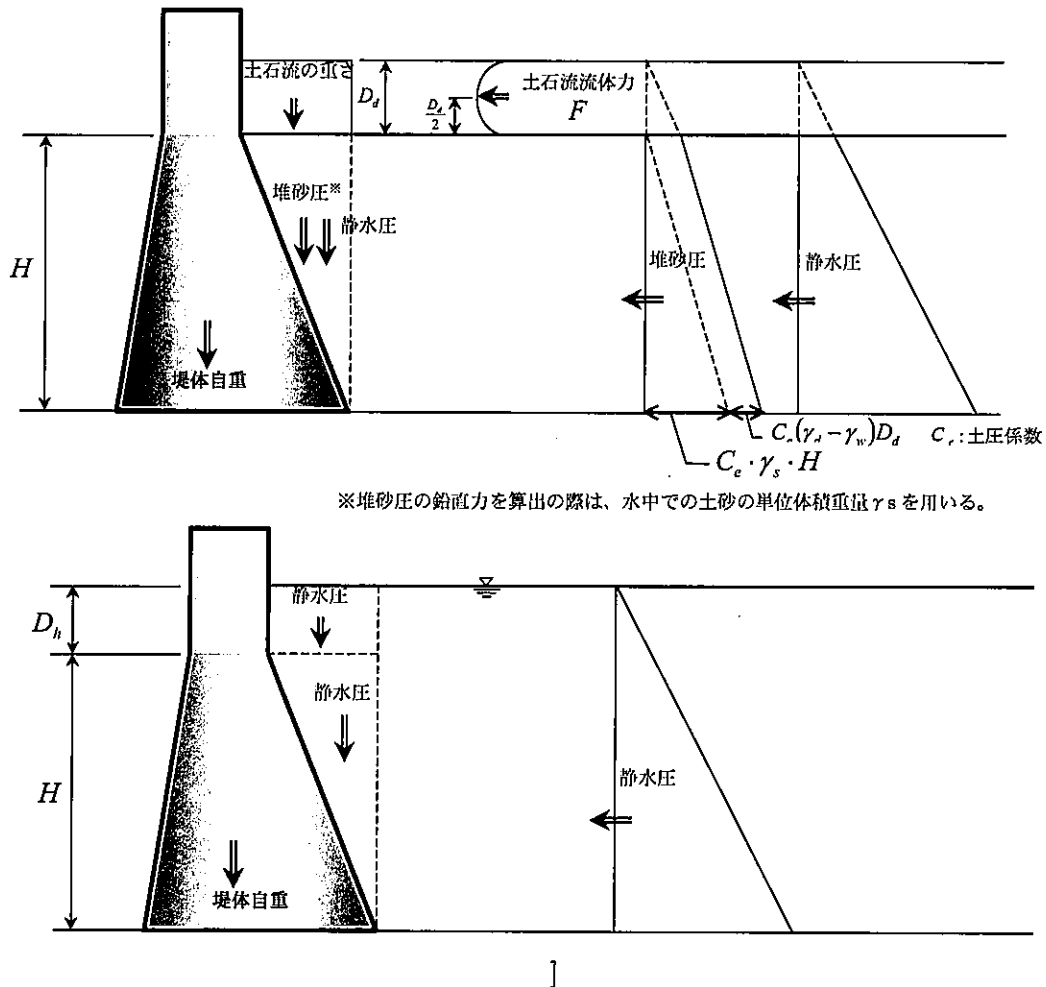


図 2.18 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図
($H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

前述の土石流ピーク流量を袖部を含めた断面で対応する場合の、土石流の高さより土石流水深が高い際の堆砂面検討ケースは、下図に示す通りとする。

【ケース1】

満砂状態を想定し、袖高 h 部分にのみ土石流流体力を作用させるものとし、袖高を越える部分については、土石流の自重のみを考慮し、堤体には流体力を作用させない。

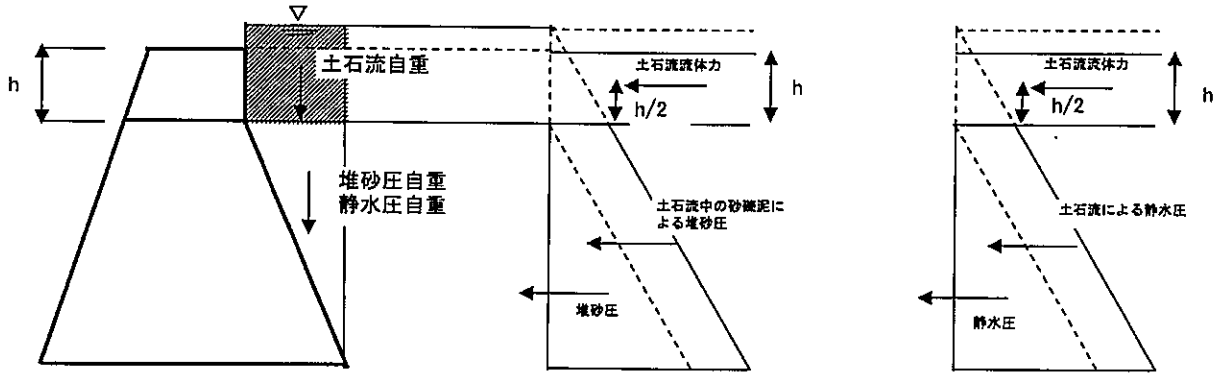


図 2.19 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図(1)
(満砂状態で流体力を作用させる場合)

【ケース2】

越流部と同様に、袖部天端より土石流水深(hd)を下げた位置を堆砂面とし、土石流流体力を作用させる。

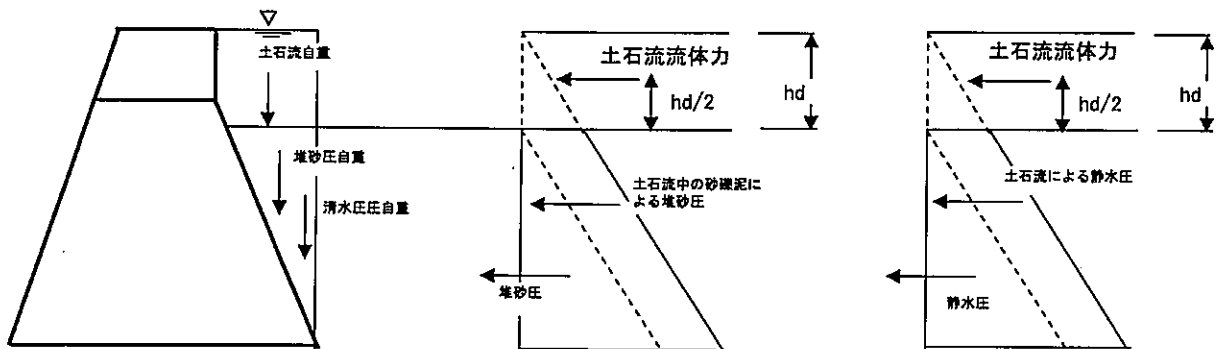


図 2.20 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図(2)
(袖天端高から土石流水深を差し引いた高さまで堆砂面を下げて流体力を作用させる場合)

(2) 袖部の破壊に対する構造計算

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p15

【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。
滋賀県においては、本体の下流のり勾配に一致させることを原則とする。
- 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。越流水深などにより、最小幅を満足できない場合は、袖部下流のり勾配を垂直として確保する。
- ④本項で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 2.22 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

ここで、袖部の高さより土石流水深が高い場合については、「(1) 非越流部の安定計算」に示す2ケースを満足するように断面を決定する。

上記の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を拡げる(図 2.21)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。(同様に、圧縮応力についても確認し、必要に応じて対策・補強を講じる。)

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、流木の長さは最大長とする。また、礫および流木は図 2.22 に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面の近傍で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編3章 2.7.5 (p2-32) に示した方法に基づき算出するものとする。

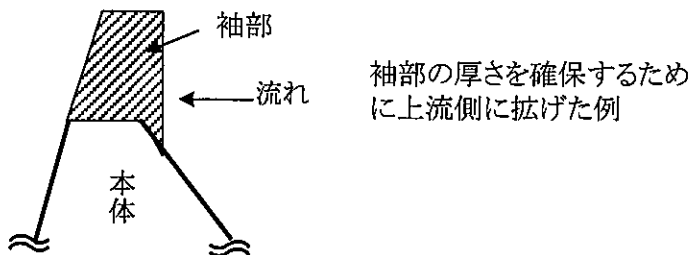
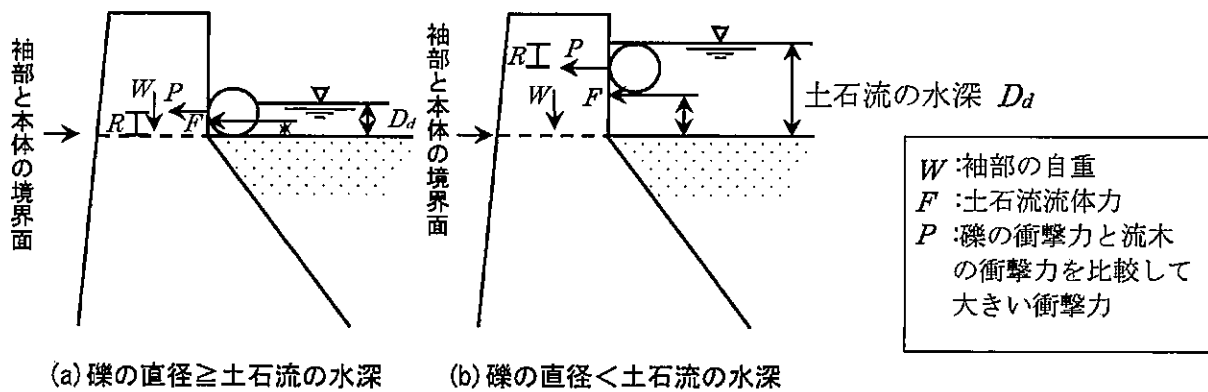


図 2.21 袖部の断面



(a) 礫の直径 \geq 土石流の水深

(b) 礫の直径 $<$ 土石流の水深

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

図 2.22 袖部と本体の境界面および設計外力とその作用点

なお、袖部の破壊対する構造計算は下記に示す方法で行う。

1) 袖部コンクリート（打継目ごとの1ブロックを対象とする）の概略の体積を求める。

$$1) = \text{平均高} \times \text{平均長} \times \text{平均幅} \quad (\text{m}^3) \quad \text{式 2.41}$$

2) 1)のブロックの質量 (m_1) を算出する。

$$m_1 = 1) \times W_c / g \quad \text{式 2.42}$$

m_1 : 打設ブロックごとの袖部コンクリートの質量

W_c : コンクリートの単位体積重量 (=22.56kN/m³)

3) 礫の質量 (m_2) を求める。

$$m_2 = 4/3 \times \pi \times R^3 \times \sigma \quad \text{式 2.43}$$

m_2 : 礫の質量 (kg)

R : 礫の半径 (m)

σ : 礫の密度 (kg/m³)

4) 土石流フロント部の流速 (U) を求める (第2編3章2.7.5 (p2-32) 参照)。

U : 礫の速度 (土石流ピーク流量時のフロント部の流速) (m/sec)

5) 礫の衝撃力 (P) を算出する。

算出方法は本章 4.2 (p3-127) に示す。

6) 単位幅当たりの礫の衝撃力を算出する。

$$P_1 = P/L \quad \text{式 2.44}$$

P_1 : 単位幅当たりの衝撃力 (kN/m)

L : 平均長 (m)

7) 流木の衝撃力 (P) を算出する。

算出方法は本章 4.3 (p3-129) に示す。

8) 単位幅当たりの流木の衝撃力を算出する。

$$P_2 = P/L \quad \text{式 2.45}$$

P_2 : 単位幅当たりの衝撃力 (kN/m)

L : 平均長 (m)

9) 衝撃力の設定

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

10) 袖部に作用する設計外力

砂防堰堤の袖部には、図 2.23 に示す設計外力が加わる。

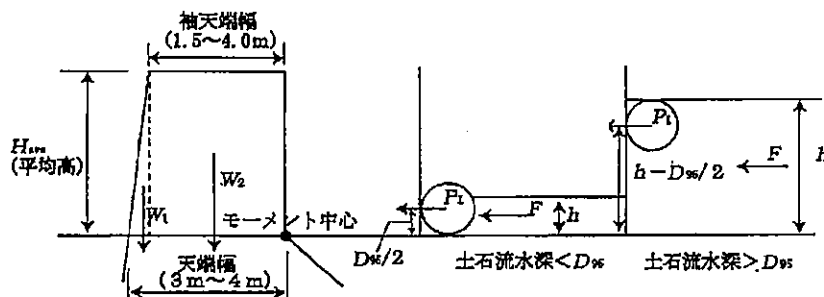


図 2.23 袖部に作用する設計外力

11) せん断摩擦安全率の検討

1) から 10) までの検討に基づいて、せん断摩擦安全率が 4 以上となるか照査を行う。

$$n = \frac{f \cdot V + \tau_c \cdot L}{H} \quad \text{式 2.46}$$

n : せん断摩擦安全率

f : 摩擦係数

V : 鉛直力 (kN/m)

τ_c : コンクリートのせん断強度 (kN/m²)

L : せん断抵抗を期待できる長さ (水通し天端幅) (m)

H : 水平力 (kN/m)

12) 袖部補強に関する検討

袖部と本体の境界面上に作用する応力は以下のとおりとなる。算出した応力に対して、許容応力度以下であるか照査を行う。

$$x = \frac{M}{V} \quad \text{式 2.47}$$

$$e = x - 1/2B \quad \text{式 2.48}$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \text{式 2.49}$$

x : 荷重の合力と作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

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

V : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

B : 水通し天端幅 (m)

σ : 堤底の上流端または下流端における垂直応力 (kN/m²)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

13) 袖部の強度

上記 11) 12) の結果より、不安定となった場合には、以下の順で検討する。

- (a) 天端幅を変えずに鉄筋による補強を行う。
- (b) 天端幅を 4m まで拡幅する。
- (c) 天端幅を拡幅すると共に鉄筋による補強を行う。

通常の場合には、水通し天端位置から、上流側に勾配を付けているが、(b) 天端幅を拡幅した場合には、上流側に勾配を付ける位置が水通し天端と異なっているため注意する。

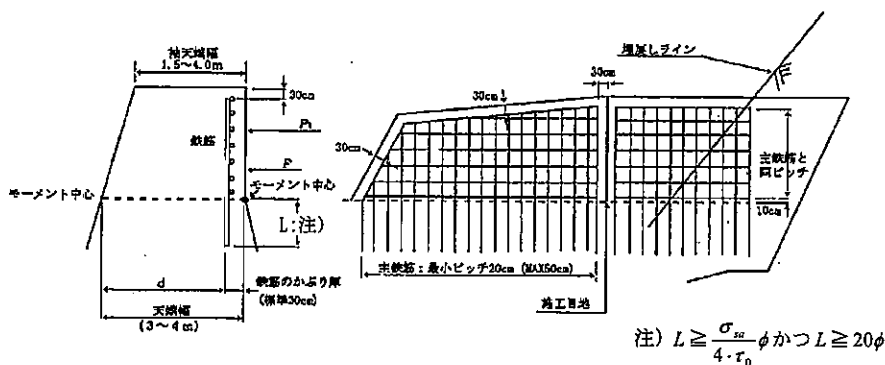


図 2.24 鉄筋による補強例

a) 単位幅当たり必要な鉄筋量

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\sigma_{sa}' \cdot 7/8 \cdot d} \quad \text{式 2.50}$$

A_s : 単位幅当たりに必要な鉄筋量 (cm²/m)

鉄筋D13の断面積 : 1,267cm²/本

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・m/m)

$M_{\max} = P_1 \times D_{95} / 2 + F \times h / 2$ (土石流水深 < D_{95} の場合)

P_1 : 単位幅当たりの衝撃力 (N/m)

F : 土石流流体力 (N/m)

σ_{sa}' : 鋼材の許容引張応力度に、短期強度を考慮して1.5倍したもの (N/cm²)

$$\sigma_{sa}' = \sigma_{sa} \times 1.5 = 270 \text{ N/mm}^2$$

σ_{sa} : 鋼材 (SD345) の許容引張応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{sa} = 180 \text{ (N/mm}^2)$$

d : 鉄筋の水通し前面からの距離 (cm)

鉄筋のかぶりは、30cmを標準とするため、 $2.7\text{m} \leq d \leq 3.7\text{m}$

鉄筋のピッチは施工性、経済性を考慮して決定する。鉄筋径の最小値D13とし、また、鉄筋の間隔は、最大礫径等を考慮し、20~50cm (標準30cm) とし10cm単位で安全側の値を採用する。(図2.24)

b) 鉄筋に働く付着力

$\tau_0 <$ 異形鉄筋の付着応力度

$$\tau_0 = \frac{S_{\max}}{X \cdot 7/8 \cdot d} < 2.1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{式 2.51}$$

τ_0 : 鉄筋に働く付着応力

S_{\max} : 最大せん断力 (N/m)

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

X : 引張鉄筋周長の総和

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

鉄筋D13の周長 : 4.0cm

P_1 : 単位幅当たりの衝撃力 (kN/m)

F : 土石流流体力 (kN/m)

異形鉄筋の付着応力度 : 1.4 (N/mm²)

鉄筋の付着長 (L) は、 $L \geq \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_0} \phi$ かつ $L \geq 20\phi$ とし、10cm単位切り上げとする。

(図2.24参照)

ϕ : 鉄筋の直径

c) コンクリート部に働くせん断応力度

$\tau < \text{コンクリートの許容せん断応力度}$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{b \cdot 7/8 \cdot d} < 0.6 \text{ N/mm}^2 \quad \text{式 2.52}$$

b : 単位幅

鉄筋コンクリートの許容せん断応力度 : 0.4 (N/mm²)

(鋼製砂防構造物設計便覧 p39 よりコンクリート設計標準強度

$\sigma_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ を使用する場合)

短期強度を考慮して 1.5 倍とする $0.4 \times 1.5 = 0.6 \text{ (N/mm}^2) = 60 \text{ (N/cm}^2)$

(3) 袖小口

砂防堰堤の袖小口は原則として 1 : 0.5 またはこれより緩くする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p18

【解説】

土石流・流木捕捉工の袖小口は、土石流や流木による破壊に対処するため、1 : 0.5 またはこれより緩い勾配を設けるものとする。

(4) 袖の天端の勾配

袖の天端は、現溪床勾配程度の勾配をつけることを基本とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p19

【解説】

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。

1) 袖天端勾配

袖天端の勾配は、表 2.19 によるものとする。

なお、袖高が異常に高くなる場合は、図 2.25 のように $H = 2.0 \text{ m}$ でレベルとすることができる。

また、袖は原則として同勾配で地山に取り付け、レベルで地山にかん入させる。

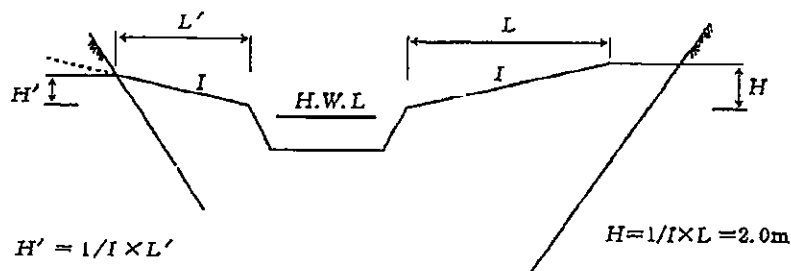


図 2.25 堰堤の袖天端勾配

表 2.19 現溪床勾配と袖勾配の関係

土砂の流下形態	現況溪床勾配	袖勾配 (1)	L
土石流 区 間	1/10 より急	現況溪床勾配	2 × (袖勾配の逆数)
	1/10~1/14	〃	2 × (袖勾配の逆数)
	1/15~1/30	〃	2 × (袖勾配の逆数)
掃流区間	1/30 より緩	計画溪床勾配	2 × (袖勾配の逆数)

(5) 袖天端の幅

袖天端の幅は、基本的に水通し天端幅以下とし、構造上の安全も考慮して決定し、最小幅は1.5mとする。越流水深などにより、最小幅を満足できない場合は、袖下流のりを垂直として確保する。

なお、無筋コンクリートの場合、最大礫径の2倍以上を原則とし、礫の衝突により破壊されないようにする。

(6) 袖のかん入

袖の両岸へのかん入は、堰堤基礎と同程度の安全性を有する地盤まで行う。

袖の両岸は、洪水流など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ことも考えられ、これによる袖の砂礫あるいは下流部の洗掘は堰堤本体の破壊の原因になりやすい。

袖はこれらに対処するために、袖のかん入の深さを本体と同程度の安全性を有する地盤までとし、特に砂礫地盤の場合は必要に応じて上下流に土留め擁壁を施工して袖の基礎の安定を図る。

袖のかん入の深さは、図 2.26 および表 2.21 を標準とする。

なお、本堤の埋め戻しの保護として、のり面保護工などを実施する場合は、のり面保護工などの位置、形状を考慮して決定する。

図中の掘削勾配については、土質による勾配や岩盤線の状況を考慮する。(第6編第4章第2節「労働安全衛生規則による掘削勾配」(p6-82)を参照)

表 2.20 労働安全衛生規則 (明かり掘削面の勾配の基準)

地山の種類	掘削面の高さ (単位: m)	掘削面の勾配 (単位: 度)
岩盤又は堅い粘土からなる地山	5 未満	90
	5 以上	75
その他の地山	2 未満	90
	2 以上 5 未満	75
	5 以上	60

ここで、掘削面の勾配 75 度は概ね 1 : 0.3、掘削面の勾配 60 度は 1 : 0.6 である。

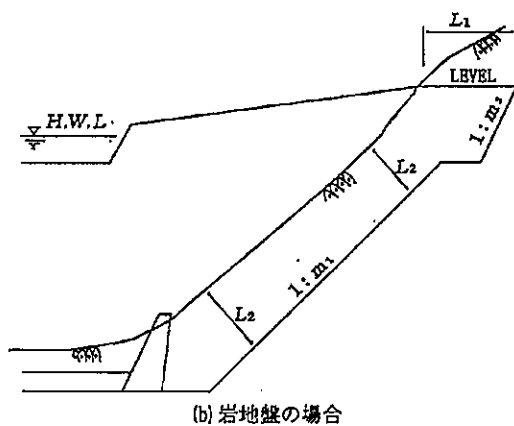
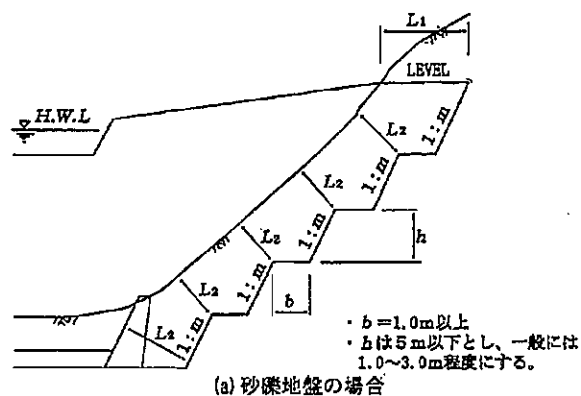


図 2.26 袖のかん入

表 2.21 掘削勾配等

	L_1	L_2	かん入方法	掘削勾配	備 考
砂 礫	2.5m程度	2.0~3.0m程度	段切施工	m は、土質による (一般には0.6)	b は1.0m以上 h は5m以下、 一般には1.0~3.0m 程度
軟 岩	2.0m程度	1.5~2.0m程度	岩盤線に平行施工	m_1 は、岩盤線とほぼ平行 m_2 は、土質による (一般には0.3)	
中硬岩、硬岩	1.5m程度	1.0m程度			

参 考 砂防堰堤の袖部処理の特例

河川砂防技術基準（案）設計編においては、砂防堰堤の袖の両岸への嵌入は、ダム基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行うこととしている。基準に則り砂防堰堤の袖部を地山に岩着する場合、地山へ嵌入するために大規模な掘削をせざるを得ないことがある。このような場合には、掘削量が多大となり、斜面の不安定化による崩落、転石の危険性が増大することで、施工中の安全確保が困難になるほか、高所かつ広範の法面処理が必要となるなど、施工が困難となる恐れがある。また、広範な掘削範囲による他の構造物への影響、自然環境や景観に対する影響等の問題が生じることがある。

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

（検討の観点）

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

なお、袖部処理の特例についての具体的な考え方は「平成 27 年 6 月 1 日付事務連絡 砂防堰堤袖部処理の特例について（国土交通省砂防部保全課）」が参考になる。

(7) 屈曲部における堰堤の袖高

屈曲部における堰堤の袖高は、偏流を考慮して定める。

偏流による水深の増す量は、本編第 4 章 5.3 (p3-157) を参考にして求められる。

（砂防設計公式集(マニュアル)p125)

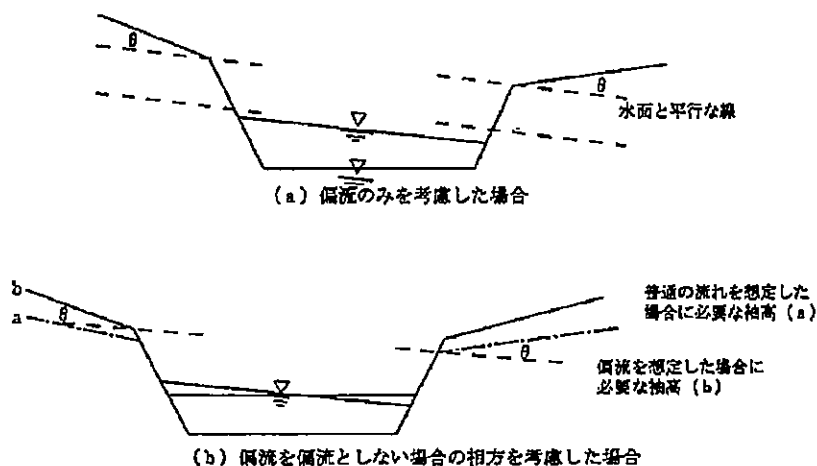


図 2.27 屈曲部の袖高

(8) 曲げ

袖の形状は、一般に直線を原則とするが、土石流対策堰堤など、堰堤施工位置が限定され、かつ直線では良好な堰堤サイトが得られない場合は、袖折れ堰堤が計画できるものとする。

- 1) 堤体サイトの直下流の地形が谷状から急に空けて袖長が長くなる場合は、経済性を考慮して上流側に袖を折ることを考慮しても良い。
- 2) 折れ部より袖端部までの袖勾配は、式 2.53 により算出し、山際においては水平とする。
- 3) 折れ点付近の施工目地は、折れ点から 3.0m 以上離し、袖部の軸方向に直角に設ける。
- 4) 異常な洪水や土石流などの外力を受けた場合、袖折れ部に予想外の応力が集中するおそれがあるため、原則として、折れ部角度は 45° 以下とする。

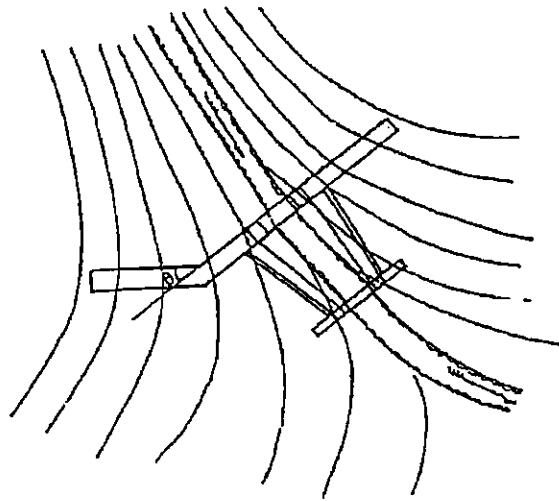
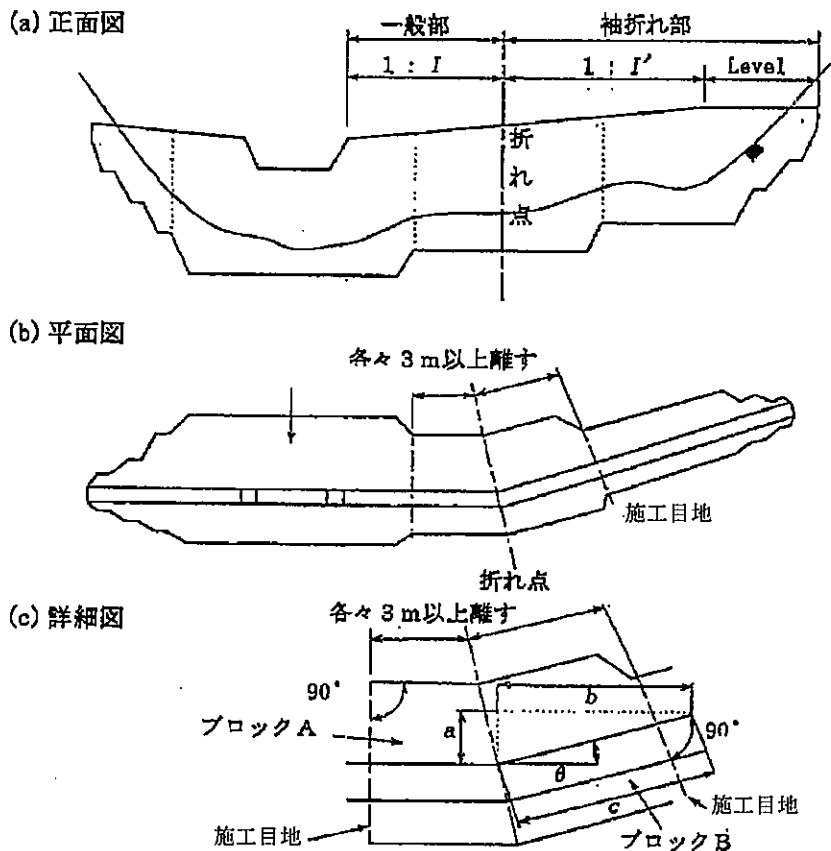


図 2.28 袖折れ堰堤（平面部）



注) A、B間のブロックは3.0m以上を一体として打設

図 2.29 袖折れ堰堤の設計

$$I' = I \frac{1}{\cos \theta + \sin \theta} \quad \text{式 2.53}$$

I' : 折れ部より袖勾配

I : 原溪床勾配

θ : 袖折れ角度

注1) I' の数値は小数点以下を切り捨て、整数止めとする。

注2) $I' = I \frac{1}{\cos \theta + \sin \theta}$ の誘導式

$$a = c \sin \theta, \quad b = c \cos \theta \quad \frac{a+b}{I} = \frac{c}{I'}$$

$$I' = I \frac{c}{a+b} = I \frac{c}{c \cos \theta + c \sin \theta} = I \frac{1}{\cos \theta + \sin \theta}$$

例) $I=40$ 、 $\theta=45^\circ$ の場合

$$I' = I \frac{1}{\cos \theta + \sin \theta} = 40 \times \frac{1}{\cos 45^\circ + \sin 45^\circ} = 28.3 \approx 28$$

(9) 袖折れ堰堤割増しコンクリート (V') および型枠 (A') の算出法

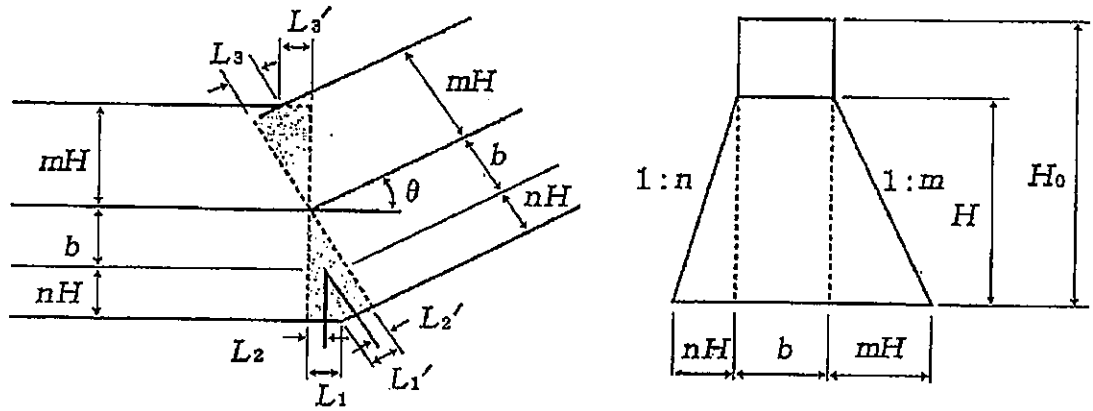


図 2.30 袖折れ堰堤割増しコンクリートおよび型枠の算出法

1) コンクリート

$$V' = L_2 b H_0 + \frac{1}{3} n H^2 (2L_2 + L_1) - \frac{1}{3} L_3 m H^2 \quad \text{式 2.54}$$

注 1) 式 3-2-54 の誘導式

$$L_1 = L_1 = (b + nH) \tan \frac{\theta}{2}$$

$$L_2 = L_2 = b \tan \frac{\theta}{2}$$

$$L_3 = L_3 = mH \tan \frac{\theta}{2}$$

$$\begin{aligned} V' &= \frac{1}{2} L_2 b H_0 + \frac{1}{2} L_2 b H_0 + \frac{1}{6} n H^2 (2L_2 + L_1) - \frac{1}{6} L_3 m H^2 - \frac{1}{6} L_3 m H^2 \\ &= \frac{1}{2} L_2 b H_0 + \frac{1}{2} L_2 b H_0 + \frac{1}{6} n H^2 (2L_2 + L_1) + \frac{1}{6} n H^2 (2L_2 + L_1) - \frac{1}{6} L_3 m H^2 - \frac{1}{6} L_3 m H^2 \\ &= L_2 b H_0 + \frac{1}{3} n H^2 (2L_2 + L_1) - \frac{1}{3} L_3 m H^2 \end{aligned}$$

2) 型 枠

$$\begin{aligned} \text{型枠 } A' &= (L_1 + L_2) \times \frac{1}{2} \times H \sqrt{1+n^2} \times 2 + L_2 (H_0 - H) \times 2 - L_3 \times H \sqrt{1+m^2} \times \frac{1}{2} \times 2 \\ &= (L_1 + L_2) \times H \sqrt{1+n^2} + 2L_2 (H_0 - H) - L_3 H \sqrt{1+m^2} \quad \text{式 2.55} \end{aligned}$$

3) 袖折れ堰堤割増しコンクリートおよび型枠の算出例

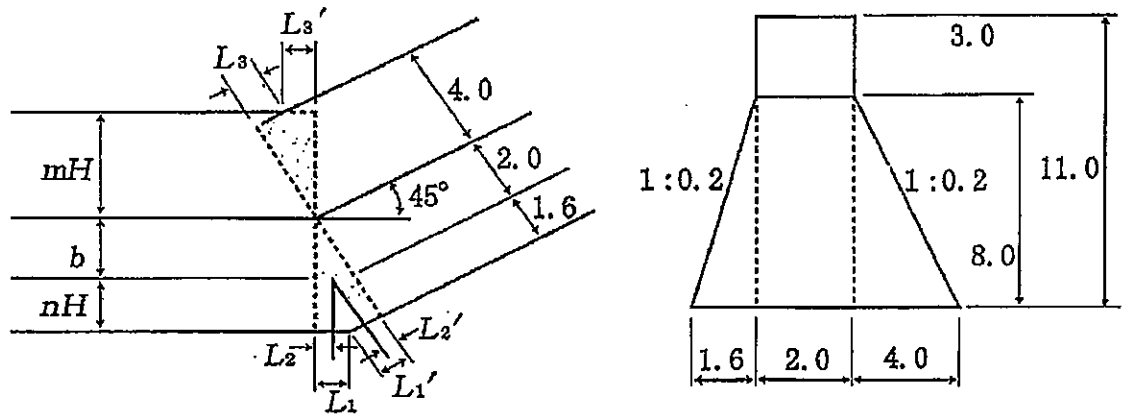


図 2.31 袖折れ堰堤割増しコンクリートおよび型枠の算出例

(a) 袖折れによる増量分

$$\begin{cases} L_1 = (b + nH) \tan \frac{\theta}{2} = (2.0 + 0.2 \times 8.0) \tan \frac{45^\circ}{2} = 1.491 \\ L_2 = b \tan \frac{\theta}{2} = 2.0 \times \tan \frac{45^\circ}{2} = 0.828 \\ L_3 = mH \tan \frac{\theta}{2} = 0.5 \times 8.0 \times \tan \frac{45^\circ}{2} = 1.657 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} V' &= L_2 b H_0 + \frac{1}{3} n H^2 (2L_2 + L_1) - \frac{1}{3} L_3 m H^2 \\ &= 0.828 \times 2.0 \times 11.0 + \frac{1}{3} \times 0.2 \times 8.0^2 \times (2 \times 0.828 + 1.491) - \frac{1}{3} \times 1.657 \times 0.5 \times 8.0^2 \\ &= 18.216 + 13.427 - 17.675 = 13.968 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

(b) 型枠増量分

$$\begin{aligned} A &= (L_1 + L_2) \times \frac{1}{2} \times H \sqrt{1+n^2} \times 2 + 2L_2(H_0 - H) - L_3 H \sqrt{1+m^2} \quad \text{式 2.56} \\ &= (1.491 + 0.828) \times \frac{1}{2} \times 8.0 \times \sqrt{1+0.2^2} \times 2 + 2 \times 0.828 \times (11.0 - 8.0) - 1.678 \times 8.0 \times \sqrt{1+0.5^2} \\ &\doteq 9.07 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

2.1.3.4 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、洗掘による本体の破壊を防がなければならない。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p21

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-14

【解説】

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※₁する。土石流が袖を越流すると予想される場合は、図 2.10 に示すように土石流の越流を考慮した構造※₂とし、水叩き厚、水叩き長さの設計は、土石流ピーク流量に対する越流水深を用いる。

副堰堤の下流のり勾配は、本章 2.1.3.2(4) (p3-27) の考え方に従う。

副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同じとすることを基本とする。※₃

ただし、副堰堤に流木対策施設を設置する場合は、余裕高を見込まないものとする。構造は設計流量に対して河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ第3章に従い決定する。

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

前庭保護工は副堤および水罫池による減勢工、水叩き、垂直壁、側壁護岸、護床工などからなる。

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など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、現況溪流の水理条件にもどる地点まで溪床低下が生じる。このため、堰堤基礎と下流の溪流への悪影響をなくす目的で、前庭保護工を設けて対処しなければならない。

堰堤からの越流水の減勢のためには、現地状況により、表 2.22 の工法を参考にし、決定するものとする。前庭保護工として、堰堤の下流に設置する横工として設置するものには、副堤と垂直壁の2種類がある。一般に図 2.32 のように水叩工と垂直壁によるものや副堤を設けることにより水罫池を形成した減勢工を用いることが多い。

- ※1 前庭保護工の水叩き厚や水叩き長の設計に用いる越流水深は、本章 2.1.3.1(4) (p3-22) に基づいて①土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値、②土石流ピーク流量に対する越流水深の値、③最大礫径の値、の3つを比較して最も大きい値を用いる。なお、袖部を含めた断面で土石流ピーク流量に対処する場合には、その場合の土石流ピーク流量に対する越流水深を比較対象とする。また、土砂整備率100%の最下流堰堤において①の方法で水通し断面を決定した場合は、別途検討する。
- ※2 袖部を含めた断面で土石流ピーク流量に対する場合、本堤と副堤あるいは垂直壁間は土石流の越流を考慮した構造とする必要がある。また、副堤あるいは垂直壁の下流側について溪岸侵食などが想定される場合には侵食を防止する対策が必要である。
- ※3 袖部を含めた断面で土石流ピーク流量に対する場合の、副堤または垂直壁の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同じとする。

表 2.22 前庭保護工法の適用区分表

高さ	地質	工法	摘要
H ≥ 15m	岩	副堤	良質な岩で洗掘のおそれが少ない場合
		副堤+水叩部被覆工	岩に亀裂などがあり洗掘のおそれが多い場合
H < 15m	砂礫	水叩工法(垂直壁)	
		副堤+水叩部被覆工	
	岩	なし(カットオフ)	良質な岩で洗掘のおそれが少ない場合
		副堤	岩に亀裂などがあり洗掘のおそれが多い場合
		副堤+水叩部被覆工	極端に岩質が悪い場合
		水叩工法(垂直壁)	〃

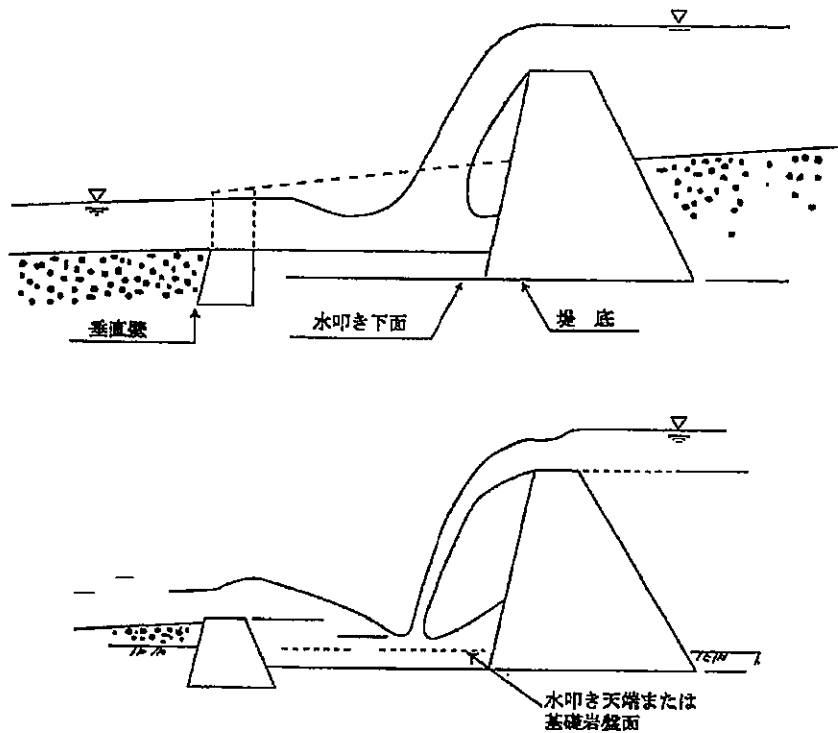


図 2.32 前庭保護工法

(1) 副堤

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

【解説】

副堤は原則として単独で構造物の安定が図れるものでなければならない。

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

副堤の詳細構造は、表 2.23 に基づいて決定する。

洗掘のおそれが大きい場合は水叩工の併用も考慮する。

下流のり勾配は、1:0.2 を標準とする。

表 2.23 副堤の天端幅および検討ケース

土砂整備率 ^{注1}	天端幅 (m)	副堤安定計算	袖安定計算
100%以上	2m ^{注2}	洪水時	不要
100%未満	3~4m	土石流時・洪水時	必要

注)1 土砂整備率は計画堰堤地点の値とする。

注)2 鋼製流木止めを設置する場合はその必要幅を確保する。

○設計外力について

1) 土石流が副堤を通過しない（土砂整備率 100%以上）の場合

洪水時について安定計算を行い、設計外力は静水圧とする。

2) 土石流が副堤を通過する（土砂整備率 100%未満）の場合

洪水時と土石流時について安定計算を行う。

土石流時の設計外力は、土石流が本体（非越流部も同様）に衝突する恐れがある場合は土石流の流体力を見込み、衝突する恐れがない場合、本体上面を通過する土石流の重さを上載荷重として設計外力に加える。

(2) 副堤の位置

副堤の位置は、副堤の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。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-15

【解説】

副堤の位置を求めるには、次に示す経験式と半理論式を用いるが、堤高 15m の高さまでは経験式を用いる。長さは、0.1m 単位で切り上げる。（図 2.33 参照）

1) 経験式

$$L = \alpha' \cdot (H_1 + h_3) \quad \text{式 2.57}$$

L : 本・副堤の間の長さ (m) 注) 0.1m 単位切り上げ
(本堤天端下流端から副堤天端、下流端までの長さ)

α' : 係数であり、以下の式 2.58 によっても求められるが、1.5~2.0 の範囲とし、一般には、 $\alpha' = 1.5$ とする。

H_1 : 水叩き天端 (または基礎地盤面) からの本堤の高さ (m)

$$\alpha' = 2.0 - \frac{1}{34}(H-3) \quad \text{式 2.58}$$

h_3 : 本堤越流水深 (m)

H : 堤高 (m) ($H = H_1 + t$)

t : 水叩きの厚さ (m)

2) 半理論式

$$L = l_w + X + b_2 \quad \text{式 2.59}$$

L : 本・副堤の間の長さ (m)
(本堤天端下流端から副堤天端、下流端までの長さ)

b_2 : 副堤の天端幅 (m)

l_w : 水脈飛距離 (m)

$$l_w = V_0 \left(\frac{2(H_1 + 1/2h_3)}{g} \right)^{1/2}$$

V_0 : 本堤越流部流速 (m/sec)

q_0 : 本堤越流部単位幅あたり流量 (m³/sec)

h_3 : 本堤の越流水深 (m)

$$V_0 = \frac{q_0}{h_3}$$

H_1 : 水叩き天端 (または基礎地盤面) からの本堤の高さ (m)

g : 重力の加速度 (9.81m/sec²)

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、または基礎地盤面から副堤越流水面までの高さ (m)

$$h_j = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$$

h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)

$$h_1 = \frac{q_1}{V_1}$$

q_1 : 水脈落下地点の単位幅あたり流量 (m³/sec)

V_1 : 水脈落下地点流速 (m/sec)

$$V_1 = \sqrt{2(H_1 + h_3)}$$

F_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流フルード数

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}}$$

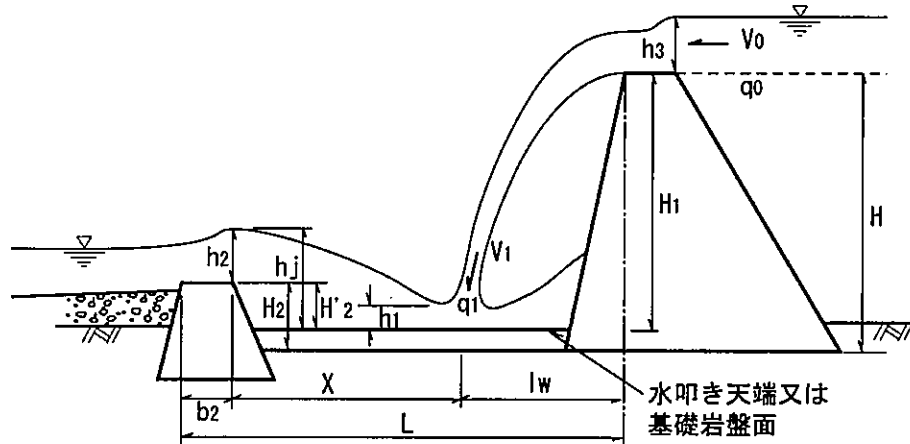


図 2.33 副堤の位置および高さ

(3) 副堤の高さ

副堤の高さを求めるには、次に示す経験式と半理論式を用いるが、一般的には堤高 15m の高さまでは経験式を用い、堤高が 15m を越える場合は半理論式を用いる。

河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-15

【解説】

副堤の天端の高さを求める式

1) 経験式

$$H_2 = \alpha' \cdot H \quad \text{式 2.60}$$

H_2 : 本・副堤の重複高 (本堤堤底高と副堤天端高の差) (m)

H : 本堤の堰堤高 (m)

α' : 係数。1/3~1/4 の範囲とし、一般には 1/4 とする。

2) 半理論式

$$H_2' = h_j - h_2 \quad \text{式 2.61}$$

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 : 本堤の堰の公式によって求められる越流水深 (m) (本堤の越流水深と同一としている)

(4) 水叩き

水叩きは、堰堤下流の溪床の洗掘を防止し、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。なお、垂直壁の構造は、次によるものとする。

1. 垂直壁の水通し天端高は、現河床面と同じか、または、低くし、水叩き末端の高さに合わせる。
2. 垂直壁には、原則として袖を設ける
3. 垂直壁の構造は、副堤に準ずる。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-16、「砂防設計公式集（マニュアル）」p129

【解説】

水叩きは堰堤前庭部に直接設け、堰堤天端からの落下水、落下砂礫などによる前庭部の洗掘を防止するものである。

堰堤の基礎および下流側溪床が硬岩で亀裂が少ないと、水叩きを設けない場合もあるが、例えば前庭部が岩盤であっても、亀裂の有無、岩質など十分調査のうえ水叩きの必要性について検討しなければならない。堰堤高が15m以上の場合は、硬岩基礎であっても一般に副堤を設置して前庭部を保護するのが一般的である。砂礫基礎の場合は副堤と水叩きを併用して前庭部の保護を図る。

水叩きの構造は、堰堤を越流して落下してくる衝突水および流送砂礫に対して安全なものとすると同時に、揚圧力に対しても十分耐えるものとしなければならない。

副堤を設けない場合は、必ず水叩き下流端に垂直壁を設けなければならない。

1) 水叩きの勾配

水叩きの縦断勾配はLevelを原則とするが、溪床勾配が急でやむを得ず勾配をつける場合には現溪床勾配の1/2より緩くする。なお、最大水叩き勾配は1/10までとする。

また、水叩きの計画の際、垂直壁下流で現溪床と落差が生じる場合には2段落差による取り合いを検討する。

2) 水叩き長さ

水叩きの長さは、落下水が射流から現況溪流の水理条件に戻るまでの長さで、かつパイピングに対して安全である長さとする。

一般には、 $L=1.5(H_1+h_3)$ とする。

H_1 ：水叩き天端から本堤水通しまでの高さ (m)

h_3 ：越流水深 (m)

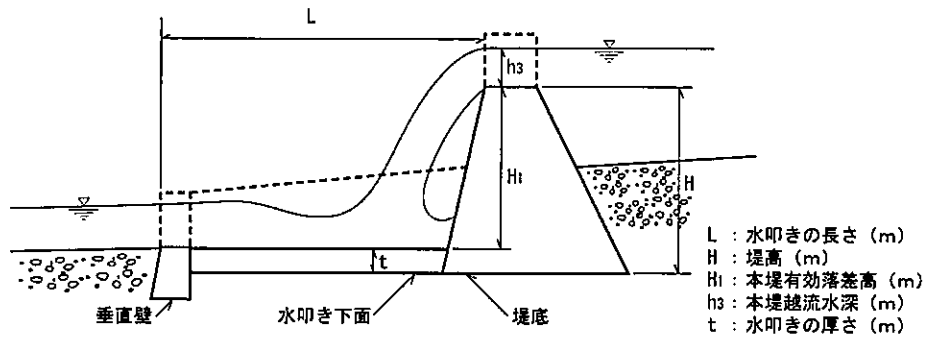


図 2.34 水叩き長さおよび水叩き厚さ

地形の状況等により本堤を下流流心に対して直角にできない場合は、副堤または垂直壁を下流流心に対して直角とする場合があり、水叩き長は内側の直線長を計算長とする。

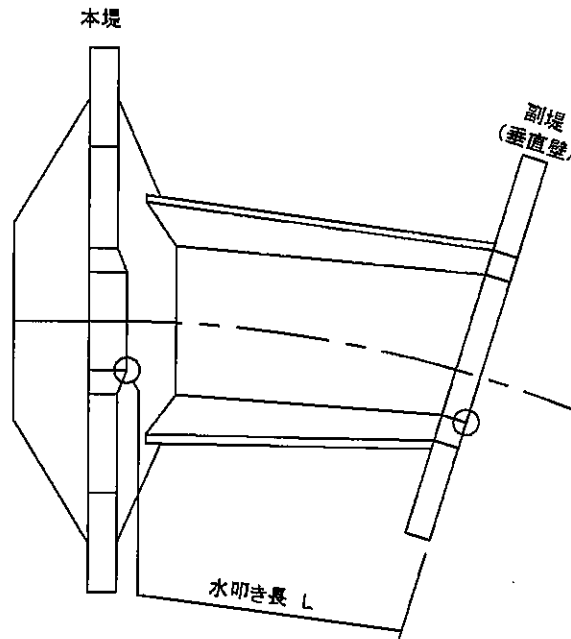


図 2.35 曲線部における水叩き長

また、湾曲部における副堤および垂直壁の水通り位置および幅は、下図に示すように設定する。

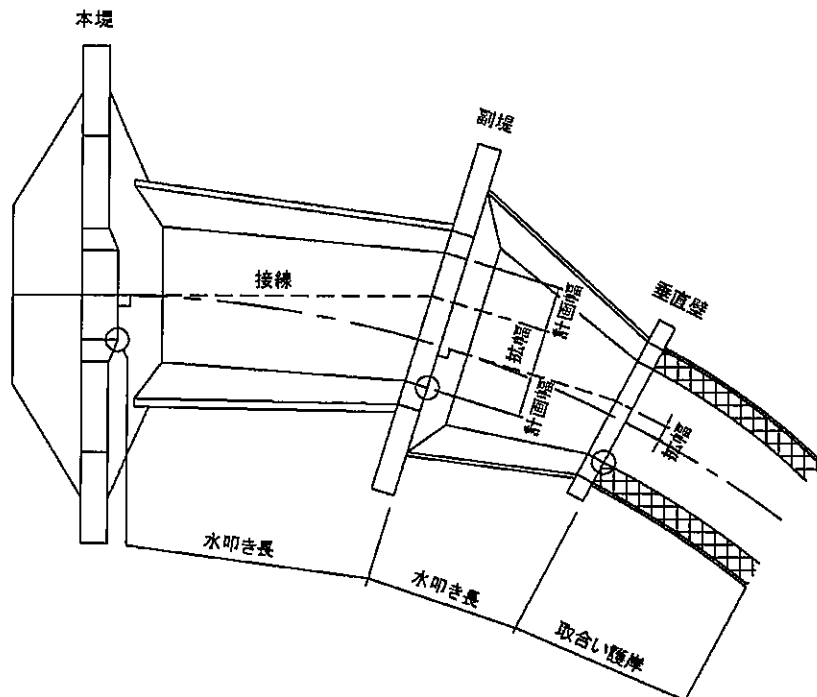


図 2.36 曲線部における水通り位置および拡幅

3) 水叩きの厚さ

水叩きの厚さについては、次に示す経験式と揚圧力から求める式があるが、一般には経験式を用いる、地盤が不良な場合の厚さについては、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時はこれを増加させるか、または基礎処理によって減少させるよう努める。

(a) 経験式

水褥池がない場合

$$t = 0.2 (0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) \quad \text{式 2.62}$$

H_1 のかわりに H を用いると次式となる

$$t = 0.2 (0.6H + 3h_3 - 1.0) / 1.12 \quad \text{式 2.63}$$

水褥池がある場合

$$t = 0.1 (0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) \quad \text{式 2.64}$$

H_1 のかわりに H を用いると次式となる。

$$t = 0.1 (0.6H + 3h_3 - 1.0) / 1.06 \quad \text{式 2.65}$$

H : 堰堤高

H_1 : 水叩き天端から本堤水通し天端までの高さ (m)

h_3 : 本堤の越流水深 (m)

(b) 揚圧力から求める式

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{(\Delta h - \Delta u) \cdot W_0}{W_c - W_0} \quad \text{式 2.66}$$

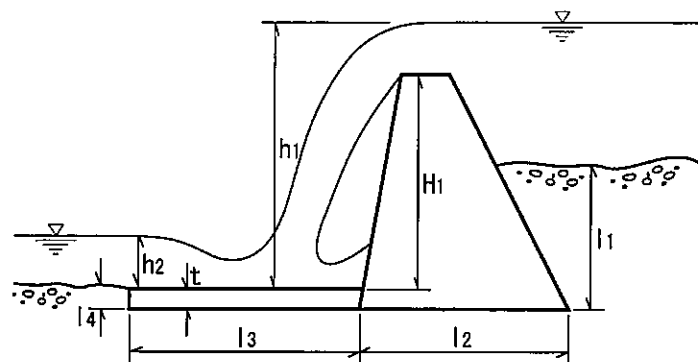


図 2.37 水叩きの厚さ

W_c : 水叩きコンクリートの単位体積重量 (kN/m³) (=22.56kN/m³)

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³) (=9.81kN/m³)

Δh : 上下流水位差 (m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h_1 : 堰堤上流の水叩き天端高からの水深 (m)

$$h_1 = H_1 + h_3$$

h_2 : 堰堤下流の跳水後の水叩き天端からの水深 (m)

h_3 : 越流水深 (m)

Δu : 堰堤堤底下流端までの損失揚圧力 (m)

$$\Delta u = \frac{l'}{l} \Delta h$$

l : 総浸透経路長 (m) [$l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$]

l' : 堰堤堤底下流端までの浸透経路長 (m) [$l' = l_1 + l_2$]

$4/3$: 安全率

式 2.66 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る。なお、高い堰堤に対しては過大に算出される傾向があるため、一般には用いない。

- ① 岩盤の場合の水叩き厚さは、砂礫地盤の水叩き厚さの7割とする。
- ② 砂礫および岩盤の場合は、いずれも水叩きの厚さは切り上げて0.1m単位とし、最小厚さは砂礫地盤の場合1.0m、岩盤の場合0.7mとする。
- ③ 一般に水叩きの厚さは3.0m以下とする場合が多いので、計算結果が3.0mを越える場合は、副堤方式の採用も含めて検討する。

4) 水叩きの上流幅

水叩きの上流幅は、堰堤取り付け部では本堤水通し肩から下ろした鉛直線上から側壁護岸を外した幅とし、垂直壁取り付け部では垂直壁水通し断面に合わせることを原則とする。

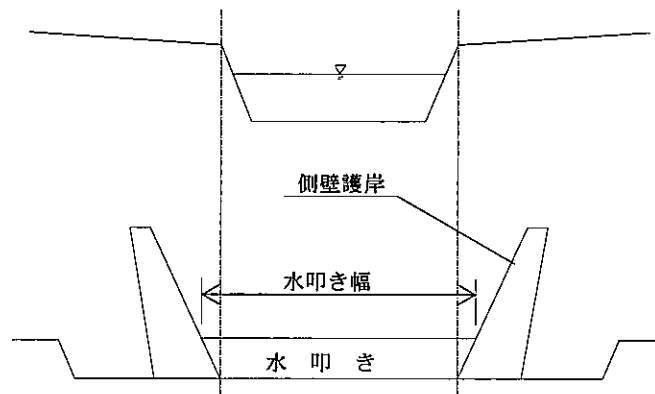


図 2.38 水叩き工正面図

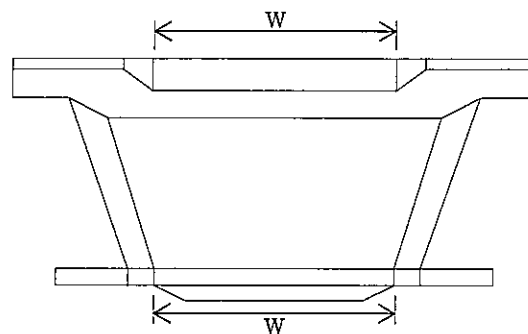


図 2.39 水叩き工平面図

(5) 垂直壁

垂直壁は、水叩きコンクリート下流の洗掘を防ぎ、副堤を設けない場合に、水叩きの下流に設置する構造物である。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p134（参照）

【解説】

水叩き先端の基礎は一般に局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため副堤を併用しない水叩きの先端には、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。この場合の垂直壁の構造は、以下のとおりとする。

- ①垂直壁の水通し天端高は、現溪床面と同じか、または低くし、水叩き末端面の高さに合わせて。
- ②垂直壁には原則として袖を設け、形状は副堤に準じたものとする。
- ③垂直壁の水通し天端幅は、水叩きの厚さと同程度とすることが一般的であるが、水叩きが破壊しても垂直壁によって被害を最小限とするため、最小幅は1.0mとする。
- ④垂直壁の袖天端幅は、1.0m以上とする。
- ⑤垂直壁の下流のり勾配は1:0.2、上流勾配は垂直とする。ただし、溪流が急勾配で垂直壁に落差が生じる場合は、洪水時の安定計算を実施し、上流勾配を決定する。
- ⑥袖のかん入は、主堤に準ずる。
- ⑦基礎の根入れの深さは、水叩き下端より、砂礫地盤の場合1.5m、軟岩の場合1.0m、硬岩の場合0.5mを標準とする。
- ⑧水通し断面は、主堤の断面とする。

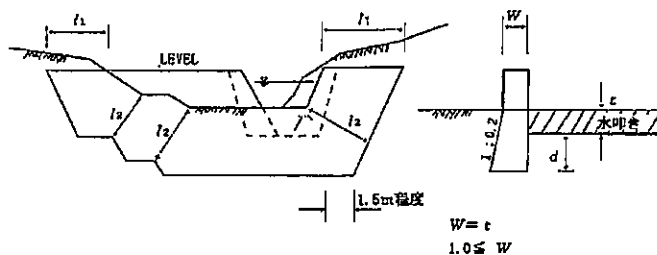


図 2.40 垂直壁構造図

表 2.24 垂直壁のかん入深さと基礎根入れ深さ

土質	l_1	l_2	d
砂礫	2.5m程度	2.5~3.0m程度	1.5m
軟岩	2.0m程度	2.0m程度	1.0m
中硬岩・硬岩	1.5m程度	1.0m程度	0.5m

(6) 側壁護岸

側壁護岸は、堰堤の水通し天端より落下する流水によって、主堰堤と副堤、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。
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。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p17、「砂防設計公式集（マニュアル）」p135

【解説】

側壁護岸の構造は、次の点に留意し設計する。

- 1) 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なければならない（図 2.41 参照）。
- 2) 側壁護岸の基礎底面は、図 2.41 に示すように、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、上流端は本堤の基礎底面を限度とし下流端は溪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。
- 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。
- 4) 側壁護岸ののり勾配は、5分とする。
- 5) 側壁護岸の天端は、下流端を副堤または垂直壁の袖天端と同高とし、水叩きの勾配や背後地盤などを考慮し上流に向かって水平以上とする。
- 6) 側壁護岸の構造は、図 2.42 のコンクリートもたれ擁壁や大型ブロックなどを標準とする。なお、裏込材は地山土質により、必要な場合に計上する。
- 7) 側壁護岸の構造は、基礎地盤の地質、護岸の背面状況等によって計算条件が異なる点に留意した上で、適切な定数を用いて安定計算を行い、安定性を確認する。なお、安定条件のうち、滑動については、水叩きの厚さ等の条件によっては省略可能な場合もあるので十分に設計条件を検討すること。
側壁護岸の水抜きは、原則として常時湛水が予想される水位に設けない。
- 8) 残土の有効利用および景観などから側壁護岸の高さを決定するものとする。側壁護岸より上の埋戻し・盛土については、安定勾配の 1:1.5 程度とする。
- 9) 埋め戻しが大規模となる場合や管理用道路の取り付けを予定している場合などは、自立式も含めた側壁護岸の構造を検討するものとする。

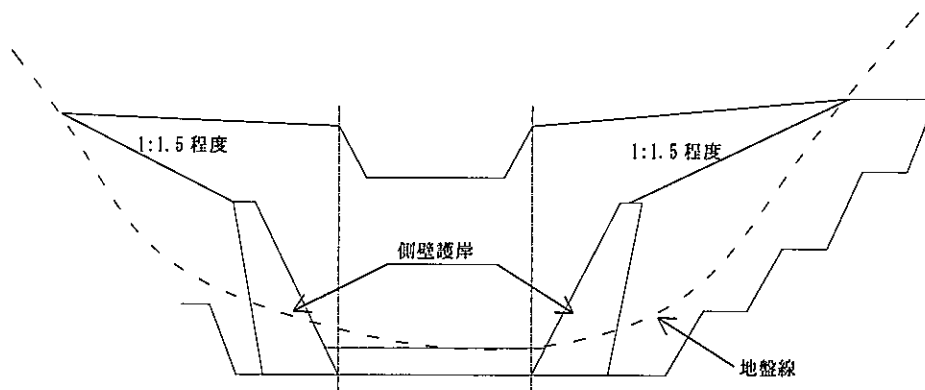


図 2.41 主堰堤部側壁位置図

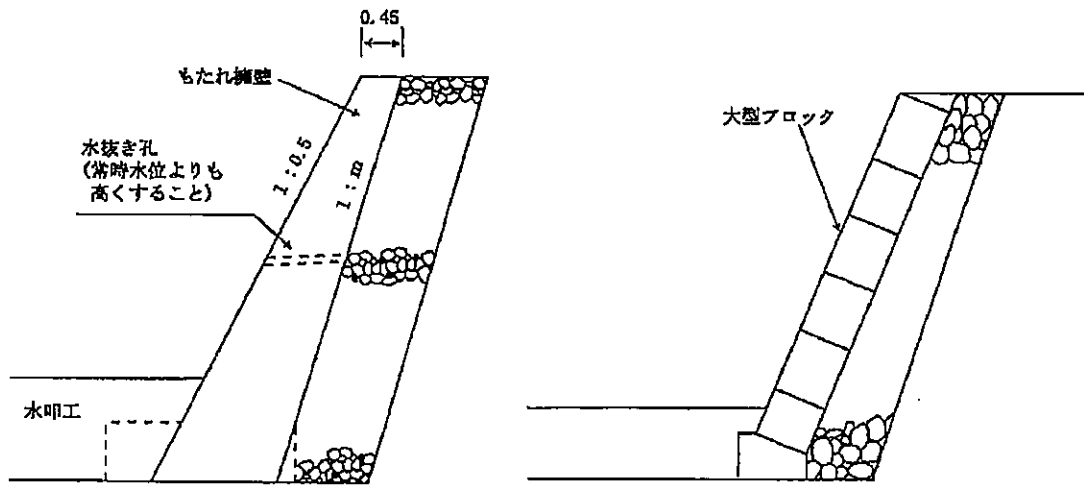


図 2.42 側壁護岸の構造図

(7) 取合工

堰堤の前庭保護工として副堤などを設けた場合においても下流の地形にすり付かない場合があり、このため取合工として次の対策工を実施する。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p136

【解説】

1) 溪床への取付け

副堤または垂直壁の水通し天端の高さが下流の溪床より高い場合、落差が大きいときは水叩き工、小さいときは護床工を設けるのが一般的である。

(a) 水叩き工の設計は、本章 2.1.3.4 (4) (p3-61) に準じる。

(b) 護床工は、副堤、垂直壁の下流の溪床の洗掘を防止しうる構造として設計する。護床工は溪床材料、溪床勾配、対象流量などを総合的に検討して設計する。

護床工は、溪床の材料、勾配、洪水の多少により総合して決定しなければならないが、一般にコンクリートブロック、捨石工、フトン籠、蛇籠などを用いる。

コンクリートブロックを用いる場合の一般的設計手法を次に示す。

a) 安定条件

① 滑動に対する安全

$$\frac{R}{P} \geq n \quad \text{式 2.67}$$

$$P = C_D \cdot W_o \cdot \varepsilon \cdot A \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{式 2.68}$$

$$R = f \cdot W_b \quad \text{式 2.69}$$

$$W_b = \left(1 - \frac{W_o}{W_c}\right) W \cdot K \quad \text{式 2.70}$$

P : ブロックに作用する動水圧 (kN)

n : 安全率 (一般に 1.0~1.5 程度)

R : ブロックの抵抗力 (kN)

C_D : 動水圧係数 (一般に 1.0 を用いることが多い)

W_o : 流水の単位体積重量 (kN/m³)

ε : 遮へい係数 (単体 : 1、群体 : 0.35~0.40)

A : 投影面積 (群体の場合は全体の高さ×幅) (m²)

v : 流水の流速 (m/sec)

g : 重力の加速度 (m/sec²)

f : 抵抗係数 (摩擦係数、一般に 0.8)

- W_b : 水中におけるブロック重量 (kN)
- W_c : ブロックの空中単位体積重量 (kN/m³)
- W : ブロックの空中重量 (kN)
- K : ブロックの個数

一般に単体として計算するほうが安全である。

②転倒に対する安定

$$XW_b > YP \quad \text{式 2.71}$$

X : ブロックの支点から重心までの水平距離 (m)

Y : ブロックの支点から重心までの鉛直距離 (m)

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

b) 設置する範囲

ブライの公式により求める。

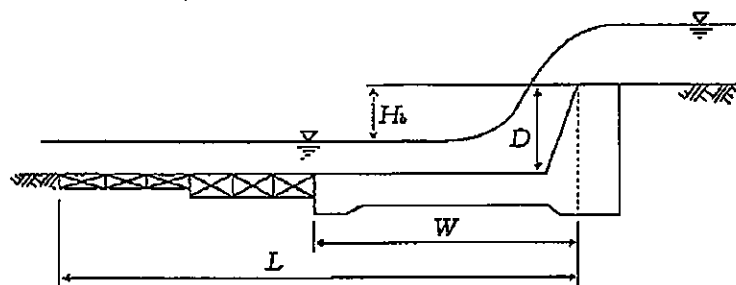


図 2.43 コンクリートブロックを用いた護床工の例

$$W = 0.6C_o\sqrt{D} \quad \text{式 2.72}$$

$$L = 0.67C_o\sqrt{H_b \cdot q} \quad \text{式 2.73}$$

W : 水叩きの長さ (m)

L : 水叩きの長さ+下流側の護床工の長さ (m)

C_o : 浸透路係数 (表 2.25 による)

D : 水叩き天端高から本体頂までの高さ (m)

H_b : 濁水時下流側水位から本体頂までの高さ (m)

一般に水叩き天端高から本体頂までの高さを取り、 $H_b = D$ とする。

q : 単位幅流量 (m²/s)

表 2.25 浸透路係数 C_o

区 分	C_o
微細砂またはシルト	18
細 砂	15
粗 砂	12
砂、砂利混合物	9
玉石混じり粗砂利	4~6

2) 溪岸への取付け

副堤などの下流の溪岸が水通し幅より狭く決壊を生じる恐れがある場合には、護岸工によって保護する必要がある。

護岸工の設計にあたっては、次の点に留意する必要がある。

- (a) 護岸工が破壊しないよう滑らかに現況溪岸へ取り付ける。
- (b) 護岸工に近い溪床において洗掘を生じる恐れがある場合は、根固工などによって保護する。

2.1.3.5 付属物の設計

(1) 水抜き暗渠

水抜き暗渠は、堆砂後の水圧軽減などを目的として設けられる。水抜きは、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箇所に応力の集中を起しやすいため、その設計にあたっては、慎重に対処するとともに必要に応じて鉄筋などにより補強する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-17、「砂防設計公式集（マニュアル）」p137

【解説】

1) 設置範囲

水抜き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、側壁などに悪影響を与えないよう水通し底幅以内とする。

2) 配置

水抜き暗渠の配置は、水通し天端に近すぎたり、同一線上に配置したりすると堰堤本体の強度を損なうこととなる。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千鳥状にすべきである。

また、最下段の暗渠位置は施工暗渠として活用することも考慮の上、上流側の埋戻し高（現況河床位置）に合わせることを標準とする。

なお、前庭保護工を副堰堤（水辱池方式）とした場合は、水辱池の水面よりも上に配置するものとする。

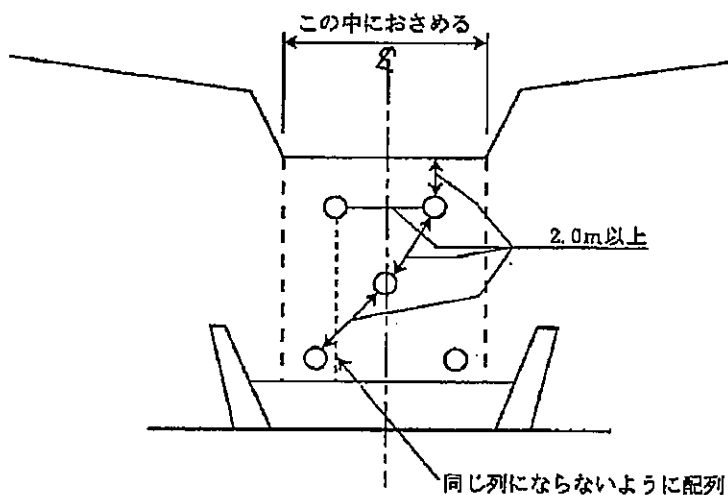


図 2.44 水抜き暗渠の配置

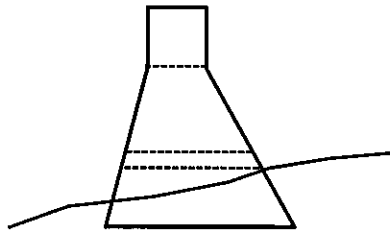


図 2.45 水辱池がない場合の最下段の暗渠設置位置

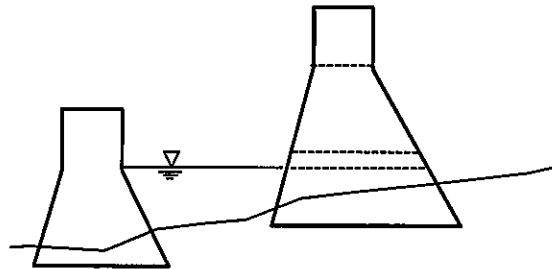


図 2.46 水辱池がある場合の最下段の暗渠設置位置

3) 形 状

水抜き暗渠は、塩ビ管を用いた丸形を標準とする。

施工時の水替え流量、平常時の流量、溪床材料の平均的な粒径を考慮して内径 0.3～0.8m で決定する。水替え流量の流下や平常時の流水による湛水等の影響がないと判断できる場合は、直径 0.45m としても良い。

なお、流域面積、流量、土砂流出特性や粒径等の流域状況を勘案して、平常時の土砂流出、堆積が想定される場合は、水抜き暗渠からの突発的な土砂流出を未然に防止する対策を実施するのが望ましい。

その際、1 段目（最下段）の暗渠には、流入部に、“ふとんかご等”を設置することが考えられる。

また、2 段目よりも上段については、堆砂するまで“ふとんかご等”の設置は出来ないためスクリーン構造を有するものを設置する等、土砂流出対策を実施することが望ましい。

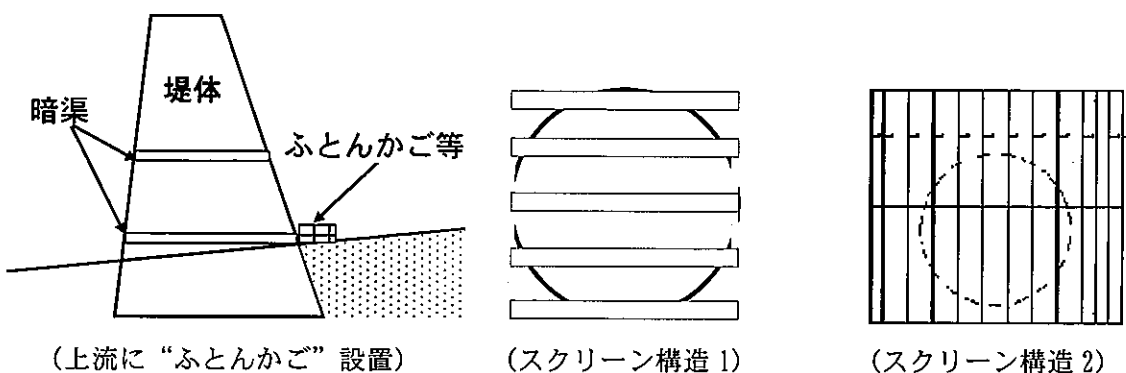


図 2.47 水抜き暗渠土砂流出防止対策のイメージ

(2) 間詰め

間詰めは、堰堤本体の安定と堰堤計画箇所付近の地山保護を目的として設けるものであり、地山へのかん入深、取合せ等に十分留意し設計しなければならない。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p138

【解説】

堰堤上下流の岩盤余堀り部および堰体と岩盤掘削線の空間をコンクリートで充填することを間詰めという。間詰めの打ち上げ高さは、風化していない岩盤までとする。間詰めは、下流側では落水による岩盤の洗掘の防止、上流側においては基礎のかん入と岩着の意義を大きくし、岩盤の風化防止、浸透水の防止に役立つ。

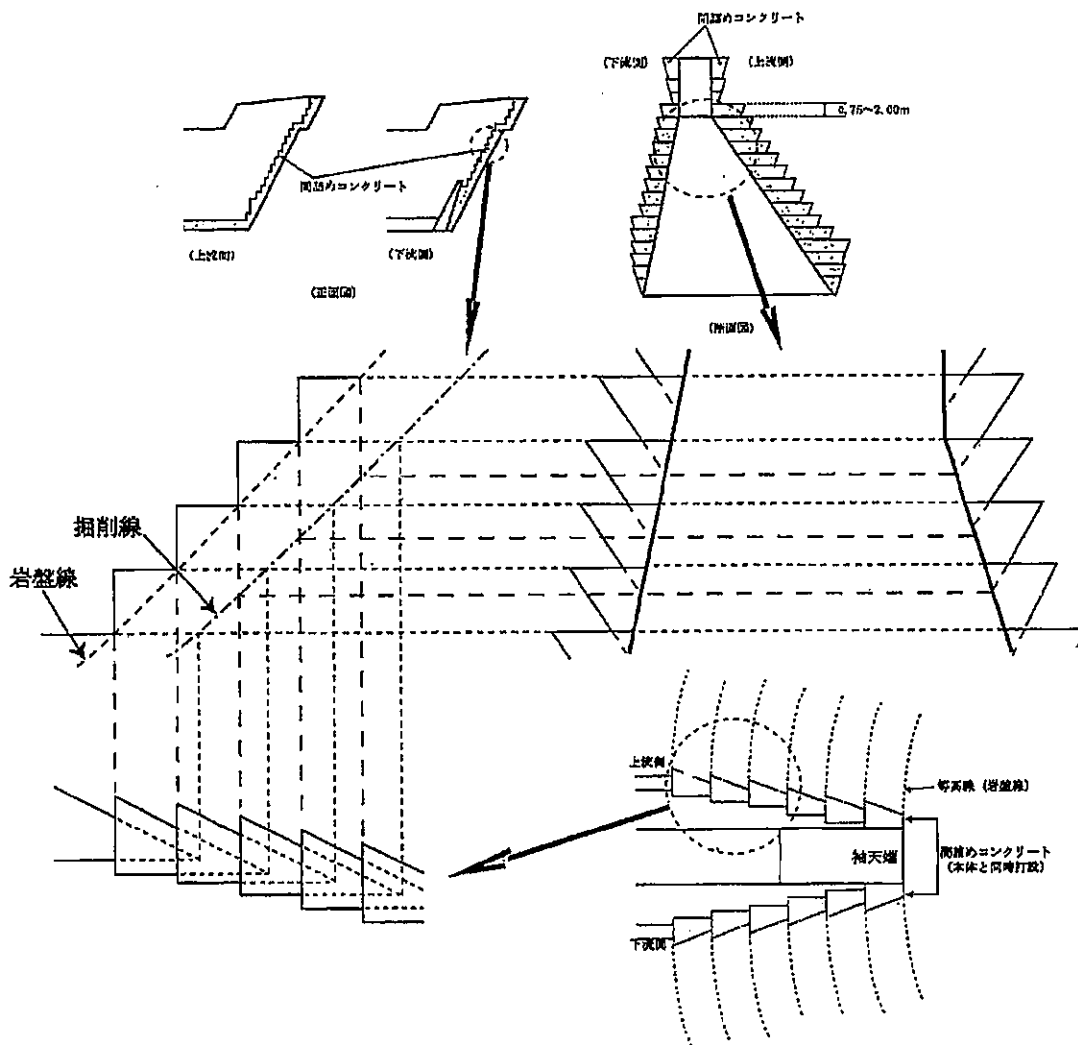


図 2.48 間詰めの一般図

特に重要な堰堤やカーテングラウチングなどを必要とする堰堤では、治水ダムで用いられているフィレット的な間詰めとする場合がある。

間詰めが不完全の場合、浸透水または洪水時の流水により袖部の崩壊や袖抜け等が生じ、堆積土砂の流出、さらに堰堤倒壊の危険性がある。したがって、これらのことを踏まえて、十分注意して行うとともに、環境への調和、経済性にも十分配慮する。

図 2.48 に示すとおり、掘削余掘部には、基礎および兩岸の袖部のかん入部とも、岩盤線の高さまでコンクリートで階段状に水平打設し充填する。間詰めは、本体と同一材料・同時打設を原則とし、地山への取合いは、土質、岩質に応じて行う。

(3) のり面保護工

のり面において、放置しておくとは崩壊などの危険のあるものについては、のり面保護を検討する。

また、前庭工の盛土のり面において、緑化が必要と思われるものについては、緑化工法などを検討する。

【解説】

「道路土工 切土工・斜面安定工指針 平成 21 年度版」(社団法人 日本道路協会)などによるものとする。

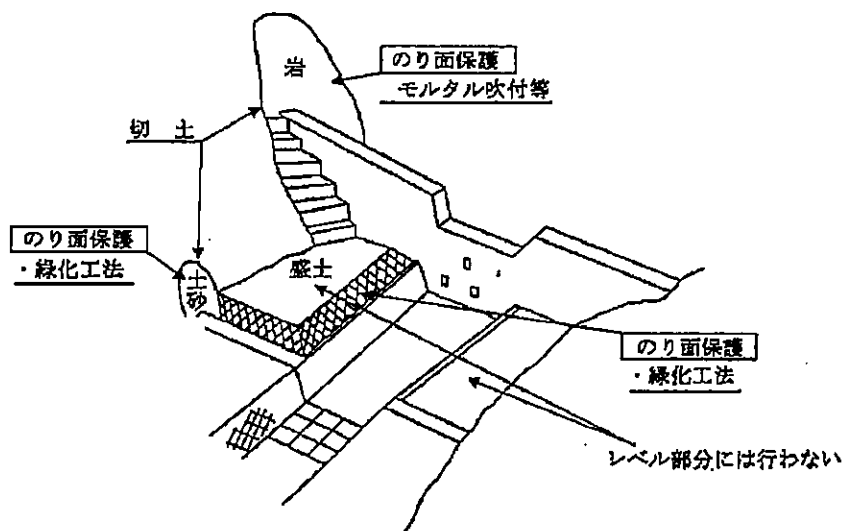


図 2.49 のり面保護工の例

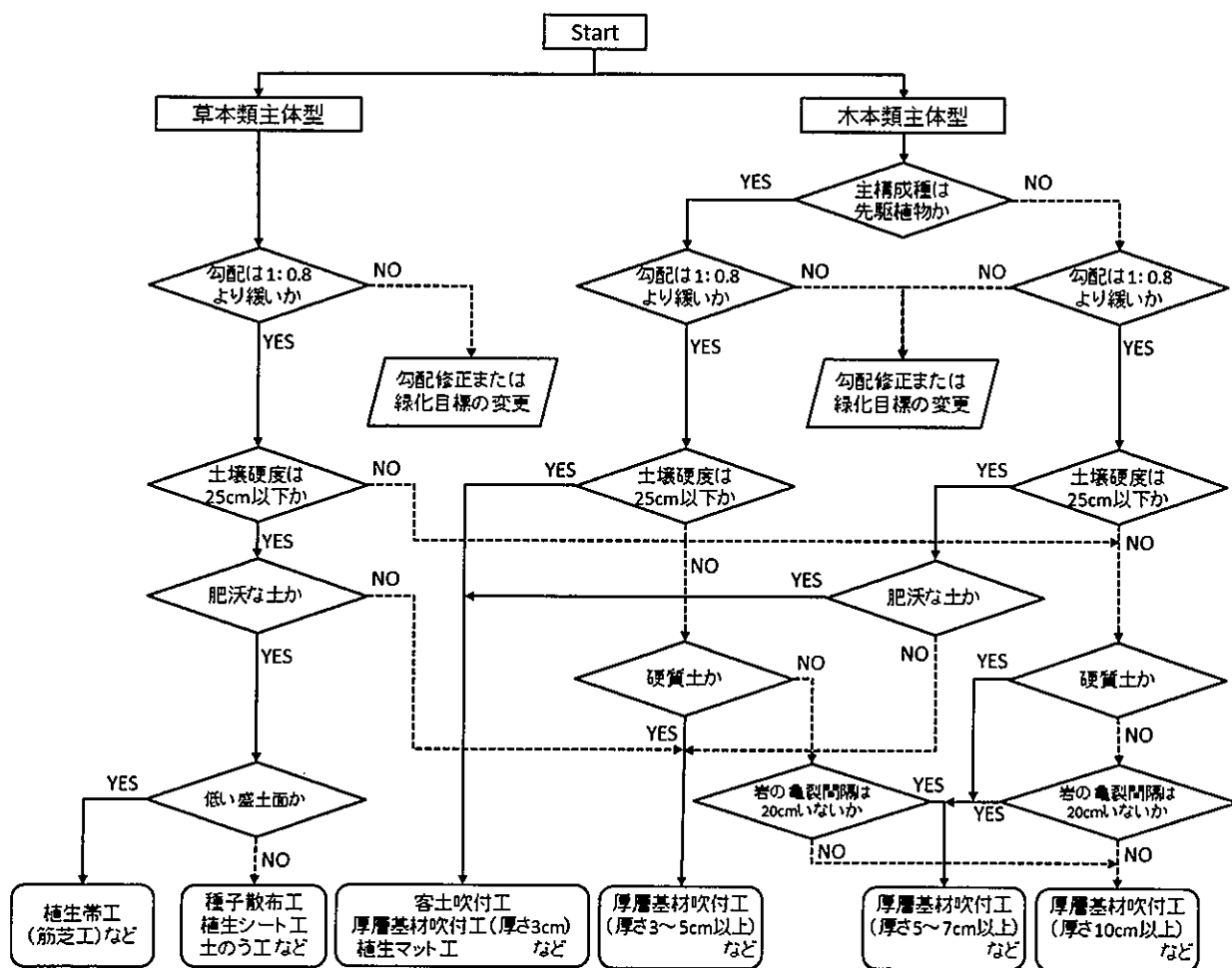
<参考>のり面保護工として実施する緑化工法の設定について

植生工は、周辺環境や現状の植生状況等を調査し、その必要性を十分検討した上で対策を行うものとする。

植物の発芽、生育、温度、水分、肥料分、光などの条件によって異なるほか、木本類と草本類とでも大きく違う。そのため、施工対象地の立地条件を十分検討した後、適する工法を選定することが重要である。

砂防堰堤の工事に伴い発生する前庭工の盛土等のり面の緑化工法の選定は、播種を基本とする。図 2.50 に播種による植生工の選定フローを示す。

なお、植生工に関する設計は、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例－急傾斜地崩壊防止工事技術指針－」の「植生工の設計・施工」が参考になる。



注1) 1:1.5より急勾配では金網張工を併用する。
 注2) 厚層基材吹付工は有機系を使用する場合の厚さを示す。
 注3) 土壌硬度と根の侵入の関係は粘性土で23cm,砂質土で27cm程度以下であるが、ここでは平均的に25cm以下とした。

図 2.50 播種による植生工の選定フロー

「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例－急傾斜地崩壊防止工事技術指針－」より抜粋

(4) 施工目地

堤体打設時において、適切なコンクリート打設計画および打設量となるように、施工目地を設ける。
 堰堤の延長が20m以上となる場合は約15mごとに1箇所程度の施工目地を設ける。なお、目地材は使用しない。
 その位置は原則として水通し部は避け、水通しから3.0m以上離れた位置に設けるものとするが、水通し幅が10.0m以上の場合は、水通し中心に設けることができる。
 ジョイント計画は、コンクリートの打設計画に加え、堰堤地点の横断面の形、岩盤の状態なども検討の上決定する。

【解説】

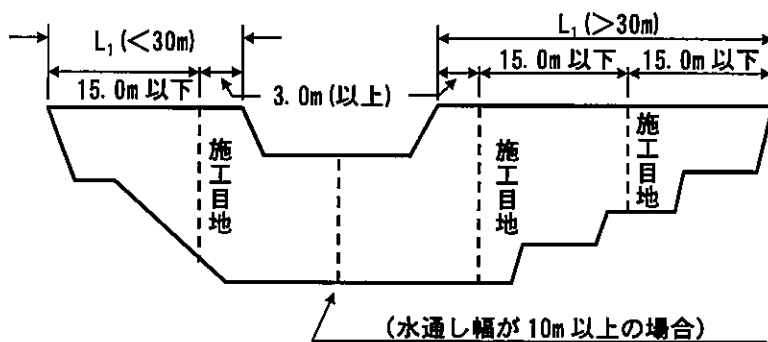


図 2.51 施工目地の位置

(5) 堤冠保護工

水通し部は、細粒土砂や石礫により摩耗や欠損されることが考慮される場合には、これを防止するため堤冠部を保護するものとする。
 堤冠保護工については、施工方法を考慮して、下図の施工範囲を標準とする。

【解説】

■不透過型砂防堰堤の場合

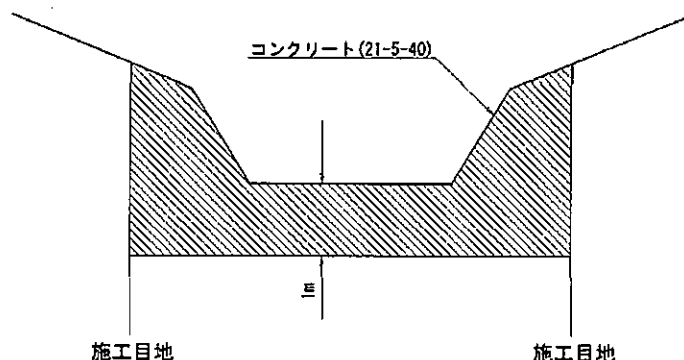


図 2.52 不透過型砂防堰堤の堤冠保護工施工範囲

■透過型砂防堰堤・部分透過型砂防堰堤

透過型砂防堰堤及び部分透過型砂防堰堤の堤冠保護工は、透過型の場合は底版コンクリート、部分透過型の場合は不透過部の開口部底に施工する。施工範囲は鋼管据付け面より上部とする。

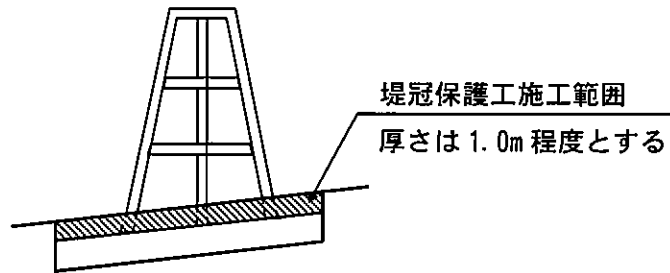


図 2.53 透過型堰堤の底版コンクリートの堤冠保護工施工範囲

(6) 止水板

施工目地からの漏水防止として、必ず止水板を設置する。
その位置は、上流のり面より0.5mでのり面に沿わせて設ける。

【解説】「砂防地すべり設計実例 S62.4 砂防地すべり技術センター」p18

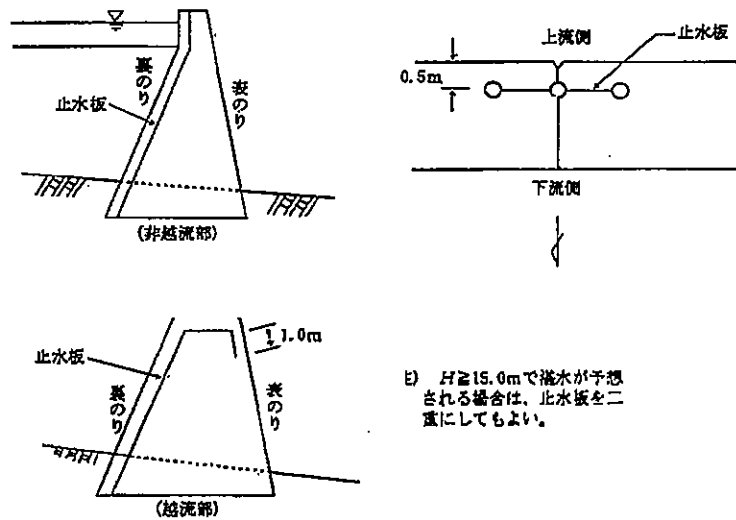


図 2.54 止水板の位置

(7) 堤銘板

堤銘板は、見易い箇所に設置する。

【解説】

材質は、原則として鋳物 (JISH5111BC6) とする。

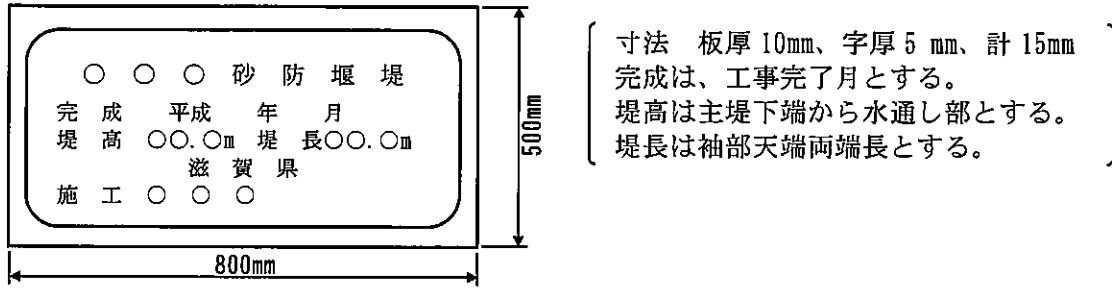


図 2.55 堤铭板

(8) 階段工

水通し袖部、間詰めなどを利用して、対岸および溪床まで容易に昇降できる管理用階段を設置する。
 水通し袖部小口に階段を設置する場合は、通水断面を侵さないよう、また袖部が破壊されない構造とする。袖勾配が急な場合 (1/10 より急な場合) は、袖中央部に階段を設置する。

【解 説】

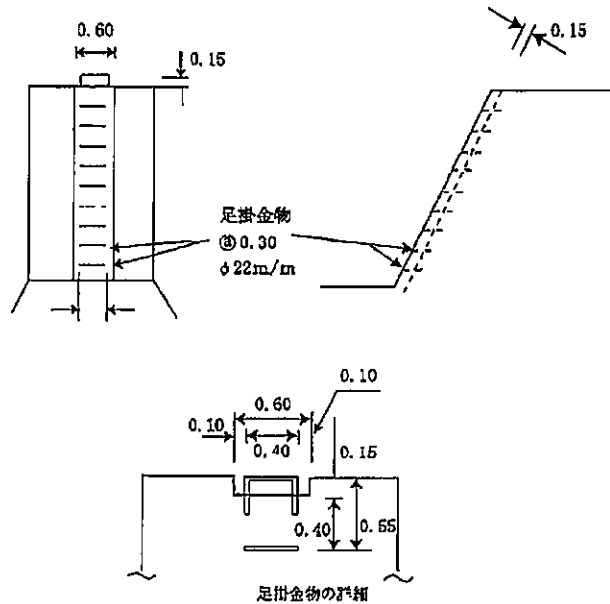


図 2.56 管理用階段 (袖小口) の例

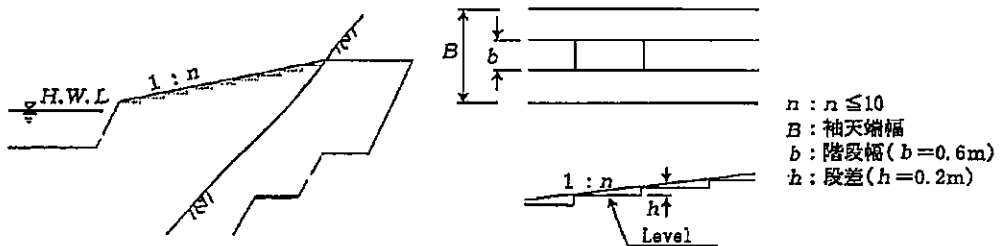


図 2.57 袖天端の管理用階段

(9) 立入防止柵

堰堤の袖に、立入防止柵を設置する。同時に立入禁止標識板を設ける。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p141

【解説】

堰堤計画箇所付近に道路や農地などがある場合は、堰堤の袖に一般の人の立入りが予想されるため、立入りを防止するための柵を設置する。設置の位置、構造、標識の記載例などは図 2.58、図 2.59 を参考する。

なお、積雪地域においてはフェンス（金網）とすると、雪荷重によりフェンスが損傷する事例が認められるため、必要に応じて積雪に耐えうる構造を有する立入防止柵を設けるものとする。

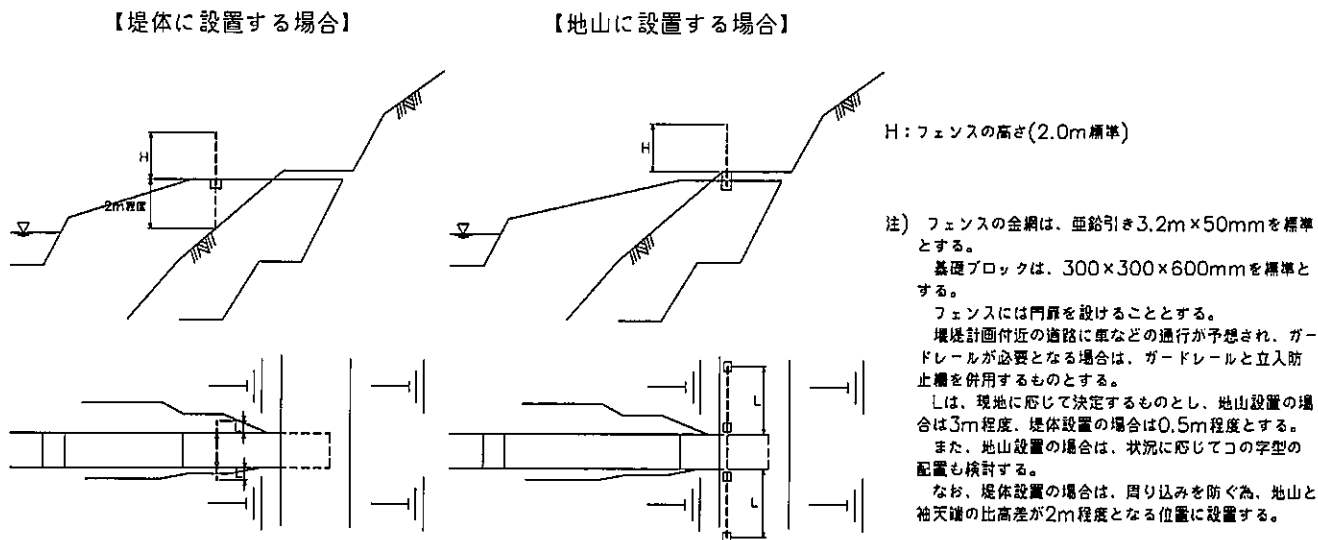


図 2.58 立入防止柵の設置例

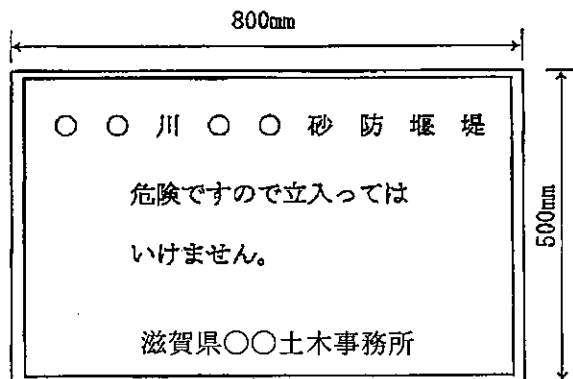


図 2.59 標識板の記載例

(10) 魚道

1. 魚道は河川を横断する堰堤や床固工などの設置に付帯して設けられる。堰堤には従来からの人工的な魚道が設置され、落差高の比較的低い床固工には全断面魚道が効果的である。
2. 人工的な魚道は水理構造の違いによって、プールタイプ、ストリームタイプ、オペレーションタイプやその他のタイプに分類される。これらのタイプは、設置場所、落差高さ、河川流量、対象魚種などの条件により選定する。

【解説】

魚道の設計にあたっては、「多自然型魚道マニュアル」、「魚道の設計」、「魚類の遡上降下環境改善のワンポイントアドバイス」、「砂防溪流における魚道設置の手引き（案）」を参考とする。

魚道を設置する場合、以下の点に留意するものとする。

(a) 魚道が河川の滞筋とつながっていること

魚道の入口および出口は、施設上下流の滞筋とつながって連続した流れが存在していること。

(b) 遡上魚種に入口が容易に分かること

魚道の入口が下流側に突出していると、遡上魚種は魚道の入口を発見する事ができないため、魚道の入口が容易にわかること。

(c) 魚道への進入が容易であること

魚道の入口に段差が生じていると、入口まで到達した遡上魚種は魚道内に容易に進入する事ができないため、魚道内へ容易に進入できること。

(d) 魚道内に十分な休憩場所があること

魚道内を遡上する魚種が遡上中にも十分に休憩できる場所（プール）が存在していること。

(e) 流量・水位変動にも泳いで遡上できること

河川を流れる流下量は常に変化し、流量や水位に追随して魚道内流量と水位も変化する。魚道内の流れは大きく変動せず、安定した流れが確保されていること。

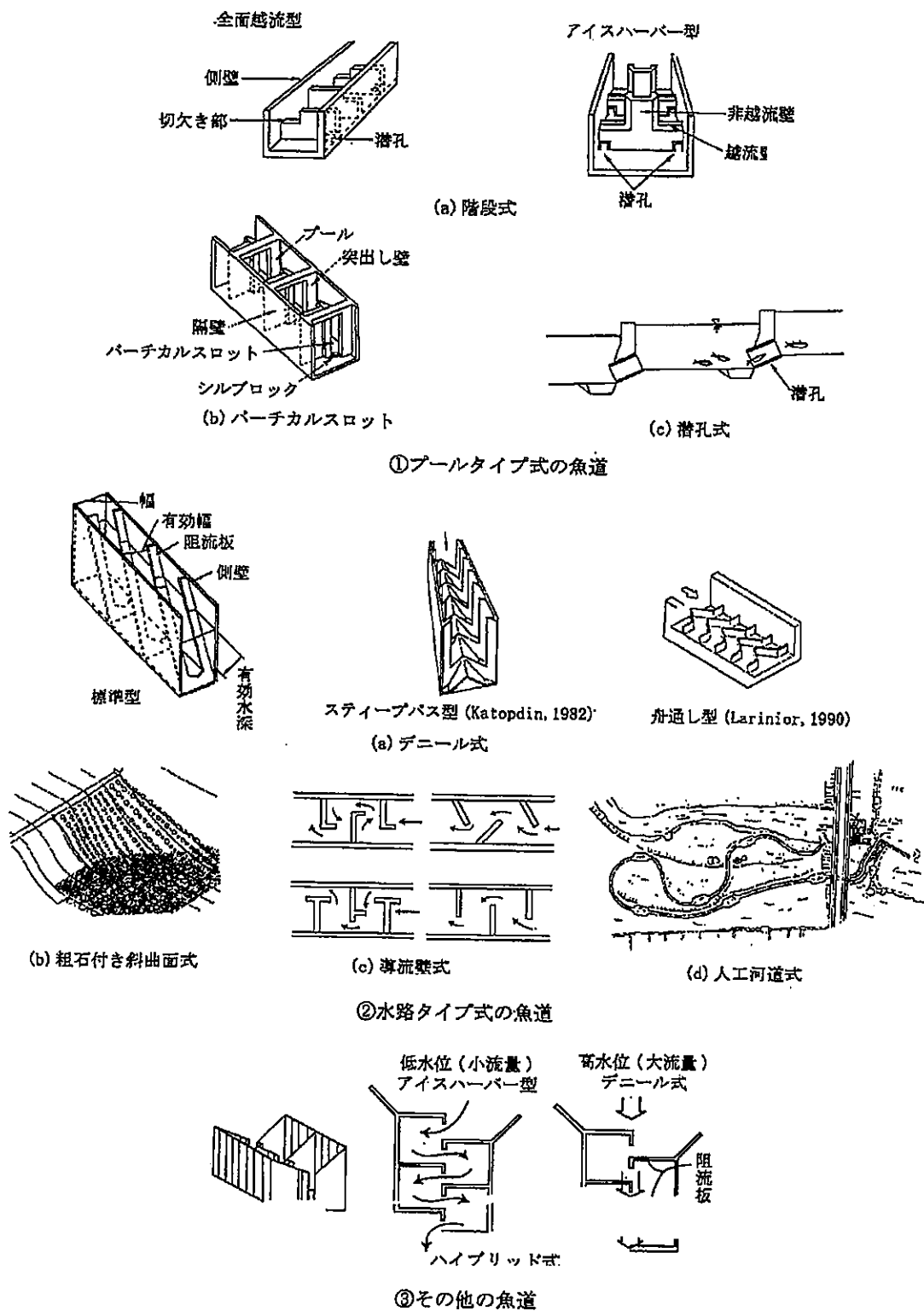


図 2.60 魚道の型式

(11) 流末処理施設

流末処理施設とは、土石流危険渓流内に設置された土石流対策の最下流端に位置する砂防堰堤より下流で、本川までの接続のために計画される流路長が短い溪流保全工である。

【解説】

土石流対策砂防堰堤から本川までの間の流路に計画される溪流保全工の設計にあたっては、「本編第4章溪流保全工 (p3-144)」を参照するが、設計流量については、計画対象流域が非常に小さい場合は、洪水到達時間内の平均降雨強度が極端に大きくなるため、土石流対策堰堤の設計と同様に計画日雨量を用いて、以下に示す方法で求めることとする。

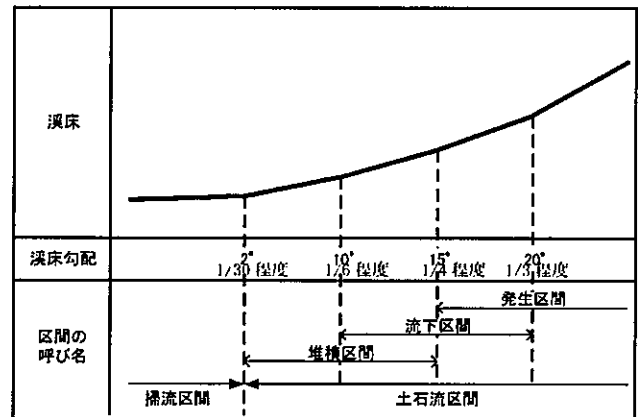
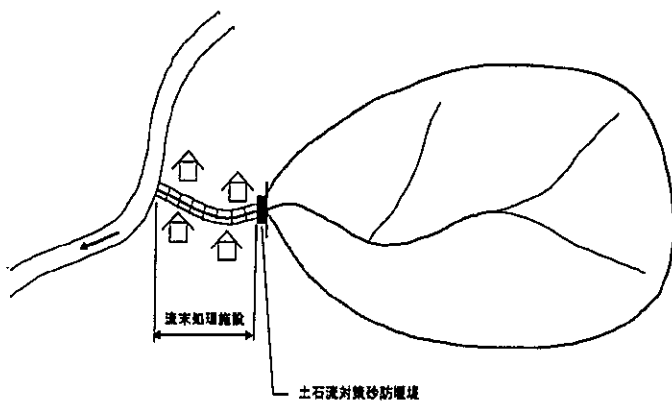


図 2.61 流末処理施設設置区間

図 2.62 土砂移動の形態の渓床勾配による目安¹⁾

※1) 建設省河川局砂防部砂防課 (1999) : 土石流危険渓流および土石流危険区域調査要領 (案)、p. 17

一般的に土石流対策砂防堰堤の下流に設置される溪流保全工は、「本編第4章溪流保全工 (p3-144)」に従って設計を行う。しかし、滋賀県では、土石流対策砂防堰堤の下流に設置される溪流保全工は、そのほとんどが土石流区間に設置される施設で、流域面積も小さい。そのため、溪流保全工の設計で用いられる設計流量の算定式では適切な流量が求められない場合がある。

そこで、土石流区間に設置される施設で流域面積が小さい場合は、流末処理施設を適用して設計を行っても良い。

なお、流末処理施設としての設計は、流域面積 2km^2 未満の溪流を対象とする。

ただし、掃流区間においても、流域面積が 2km^2 未満となる場合について、「本編第4章溪流保全工 (p3-144)」の設計により算出される設計流量と本章より算出される設計流量より、対象溪流に適合した設計流量を選定して計画する。

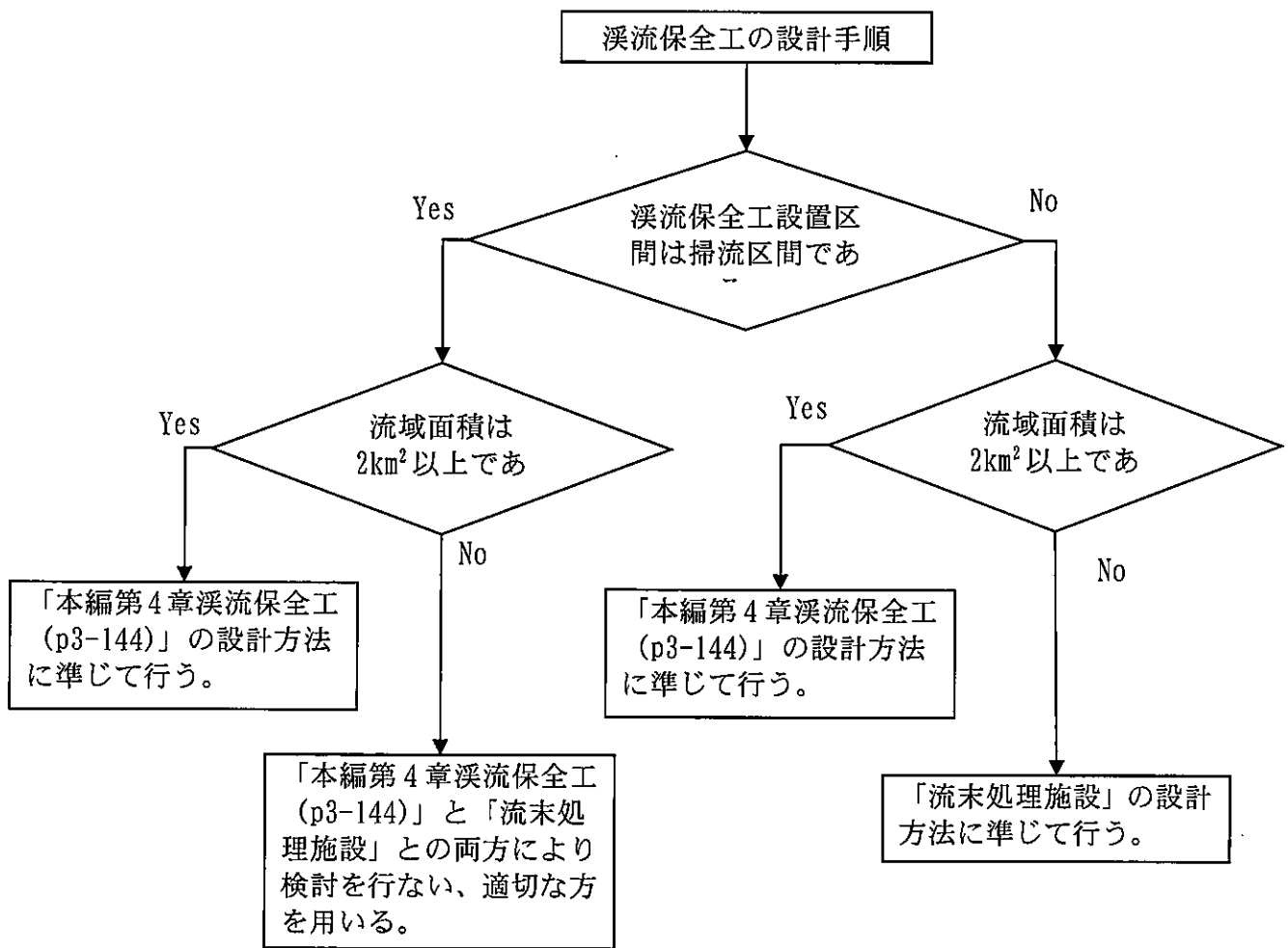


図 2.63 溪流保全工設計フロー

ここで、流域面積 2km^2 未満を流末処理施設の適用範囲とした理由は、溪流保全工における設計流量の算定では、洪水到達時間において、流入時間と流下時間を設定する。

流入時間は、山地流域で流域面積 2km^2 、 30min と設定されており、これより流域面積が小さい溪流においてこの値を適用すると洪水到達時間が長くなり、平均雨量強度が小さな値を示すためである。

1) 設計流量

流末処理施設の設計流量は、24時間雨量または日雨量の年超過確率を採用し、土砂含有率を考慮して定める。

【解説】

計画規模は、河川の重要度により設定されており、本編第4章第2節(1)(p3-146)を参照して決定する。

また、原則として、土砂の含有を考慮した設計流量は、式 2.74～式 2.78 で与えられる水のみピーク流量(清水流量)に土砂含有率を考慮して定める。

(a) 洪水到達時間(T_f)

洪水到達時間は原則として、次式で求める。

$$T_f = K_{p1} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35} \quad \text{式 2.74}$$

ここで、 T_f : 洪水到達時間(分)、 A : 流域面積(km^2)、 P_e : 有効降雨強度(mm/h)、 K_{p1} : 係数で120とする。

(b) 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)。

$$P_a = \frac{P_{24}}{24} \left(\frac{T_f}{24} \right)^{K_{p2}} \quad \text{式 2.75}$$

ここで、 P_a : 洪水到達時間内の平均降雨強度(mm/h)、 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($P_{24} \doteq P_{day}$))、 K_{p2} : 定数($K_{p2} = -1/2$)である。

表 2.26 24時間雨量

観測所	24時間降雨量(100年確率)	適用範囲 (土木事務所・支所)
瀬田川	216.7mm	大津(下記1を除く)、南部、甲賀(下記2を除く)
彦根	212.6mm	東近江、湖東、長浜、木之本高島(下記2を除く)
市場	414.2mm	下記1に示す区域
大河原	454.7mm	下記2に示す区域
下記1	旧朽木村全域、大津市伊香立、葛川	
下記2	旧甲賀町、旧土山町、旧永源寺町、日野町、旧愛東町、旧湖東町、多賀町	

(c) 有効降雨強度

有効降雨強度は、次式により求める。

$$P_e = K_{f1} \cdot P_a \quad \text{式 2.76}$$

ここで、 K_{f1} ：ピーク流出係数である。 $K_{p2} = -1/2$ とすると、 T_p 、 P_a の式から有効降雨強度は以下の式になる。

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \cdot \left(\frac{24 \cdot K_{f1}^2}{\frac{K_{p1}}{60} \cdot A^{0.22}} \right)^{0.606} \quad \text{式 2.77}$$

(d) 清水の対象流量

降雨による清水の対象流量は次式のように合理式で求める。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot K_{f1} \cdot P_a \cdot A = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A \quad \text{式 2.78}$$

(e) ピーク流出係数

流出係数は、流域の状況に応じて表 2.27 より決定する。

表 2.27 合理式の標準的な流出係数 (f)

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