

# 第Ⅲ 砂 防 編

# 第Ⅲ 砂 防 編

## 目 次

第1章 総 説.....	Ⅲ-1
1-1 総則.....	Ⅲ-1
1-2 適用.....	Ⅲ-1
1-3 基本事項.....	Ⅲ-2
1-3-1 事前調査.....	Ⅲ-2
1-3-2 地形・地質調査.....	Ⅲ-2
1-3-3 土石流区間及び掃流区間の区分.....	Ⅲ-7
1-3-4 砂防施設の目的と機能.....	Ⅲ-8
1-3-5 施設効果量.....	Ⅲ-11
1-3-6 砂防堰堤の種類.....	Ⅲ-16
1-3-7 砂防堰堤の型式の選定.....	Ⅲ-17
1-3-8 設計に用いる数値.....	Ⅲ-20
1-4 計画対象流量の算定.....	Ⅲ-30
1-4-1 掃流区間の計画対象流量.....	Ⅲ-30
1-4-2 土石流区間の計画対象流量.....	Ⅲ-35
1-5 土石流諸元の算定.....	Ⅲ-39
1-5-1 土石流の流速と水深.....	Ⅲ-39
1-5-2 土石流の単位体積重量.....	Ⅲ-40
1-5-3 土石流流体力.....	Ⅲ-41
1-5-4 流木の最大長、最大直径.....	Ⅲ-41
1-5-5 流木の平均長、平均直径.....	Ⅲ-41
1-5-6 土石流時の設計外力.....	Ⅲ-42
第2章 砂防施設設計（掃流区間）.....	Ⅲ-44
2-1 不透過型砂防堰堤.....	Ⅲ-44
2-1-1 設計順序.....	Ⅲ-44
2-1-2 水通しの設計.....	Ⅲ-46
2-1-3 安定計算に用いる荷重及び数値.....	Ⅲ-48
2-1-4 本体の設計.....	Ⅲ-58
2-1-5 基礎部の設計.....	Ⅲ-64
2-1-6 袖の設計.....	Ⅲ-72
2-1-7 前庭保護工の設計.....	Ⅲ-75
2-1-8 付属物の設計.....	Ⅲ-87
2-1-9 鋼製砂防堰堤の設計.....	Ⅲ-94

2-1-10 砂防ソイルセメント堰堤の設計.....	III-94
2-2 透過型砂防堰堤.....	III-95
2-2-1 設計順序.....	III-95
2-2-2 水通しの設計.....	III-96
2-2-3 透過部の設計.....	III-96
2-2-4 本体の設計.....	III-103
2-2-5 基礎の設計.....	III-104
2-2-6 袖部の設計.....	III-104
2-2-7 前庭保護工の設計.....	III-104
2-2-8 付属物の設計.....	III-107
2-3 掃流区間における流木対策施設.....	III-108
2-3-1 洪水及び土砂流の規模等.....	III-108
2-3-2 流木捕捉工の設計.....	III-108
2-3-3 流木発生抑止工の設計.....	III-113
2-4 溪流保全工.....	III-114
2-4-1 設計順序.....	III-114
2-4-2 計画高水位の設定.....	III-115
2-4-3 平面計画.....	III-115
2-4-4 縦断計画.....	III-116
2-4-5 横断計画.....	III-117
2-4-6 床固工の設計.....	III-120
2-4-7 護岸工の設計.....	III-124
2-4-8 底張り部の設計.....	III-129
2-4-9 魚道.....	III-130
<b>第3章 砂防施設設計（土石流区間）.....</b>	<b>III-135</b>
3-1 土石流・流木捕捉工.....	III-135
3-1-1 土石流・流木捕捉工の規模と配置.....	III-135
3-1-2 不透過型砂防堰堤の構造.....	III-137
3-1-3 透過型砂防堰堤の構造.....	III-149
3-1-4 部分透過型砂防堰堤の構造.....	III-157
3-2 土石流・流木発生抑制工.....	III-161
3-2-1 土石流・流木発生抑制山腹工.....	III-161
3-2-2 溪床堆積土砂移動防止工.....	III-161
3-3 土石流導流工.....	III-162
3-3-1 断面.....	III-162
3-3-2 法線形.....	III-163
3-3-3 縦断形.....	III-163
3-3-4 構造.....	III-164

3-4 土石流堆積工.....	III-165
3-4-1 土石流分散堆積地.....	III-165
3-4-2 土石流堆積流路.....	III-166
3-5 土石流緩衝樹林帯.....	III-167
3-6 土石流流向制御工.....	III-168
3-7 除石.....	III-169
<b>第4章 地すべり対策.....</b>	<b>III-170</b>
4-1 基本事項.....	III-170
4-1-1 地すべり対策の概要.....	III-170
4-1-2 地すべり対策工の種類.....	III-171
4-2 計画及び設計.....	III-172
<b>第5章 山腹工.....</b>	<b>III-173</b>
5-1 山腹工の概要.....	III-173
5-2 山腹工の設計.....	III-173

# 第1章 総 説

## 1-1 総則

本設計要領は、北陸地方整備局における砂防施設の設計にあたり、設計に基づく機能を充足し、保持される構造となるよう安全に設計するとともに、現場に則した設計運用の手助けとなることを目的とする。

本設計要領は、主に「河川砂防技術基準（案）同解説 設計編」を前提とし、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」、「土石流・流木対策技術指針」等の指針をもとに編集したものであるが、砂防施設の細部まで定めていない事項で統一を図るべき内容について、各事務所の実績等を取り入れ標準的に表現したものである。

設計にあたってはこの趣旨をふまえ使用していただきたい。

## 1-2 適用

- (1) 本要領は、北陸地方整備局において施工する直轄砂防施設の設計に適用するものである。
- (2) 本要領は、現在制定されている関係法令、基準、指針等をもとに編集したものである。したがって、設計に示している数値は一般的なものを示しており、本要領を使用するにあたっては、設計対象地点の状況に応じて適切な数値を選定する。
- (3) 本要領を適用するにあたり、関係法令、基準、指針等の改訂が行われた場合には、それらによるものとする。

表 1-1 各基準の改訂状況

技術基準・指針		年代																	
		S33 1958	S51 1976	S52 1977	S59 1984	S60 1985	S61 1986	H1 1989	H2 1990	H9 1997	H12 2000	H13 2001	H16 2004	H19 2007	H20 2008	H23 2011	H24 2012	H25 2013	
河川砂防 技術基準	調査編	○	△	△			△			△								△	→
	計画編	○	△	△						△			△						→
	設計編〔Ⅰ〕					△				△									→
	設計編〔Ⅱ〕	○				△				△									→
	維持管理編	○																◇	→
技術基準「土石流対策施設計画」（案）					○			■											→
土石流対策技術指針（案）								○			△							■	→
流木対策指針（案）	掃流区間								○		△								→
	土石流区間								○		△							■	→
透過型砂防堰堤技術 指針（案）	土石流捕捉のための 透過型砂防堰堤											○						■	→
	土砂調節のための 透過型砂防堰堤											○							→
砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策 編）																		○	→
土石流・流木対策設計技術指針																		○	→
地すべり防止技術指針																		○	→

○：新規策定、△：改訂、◇：河川編のみ改訂、■：廃止

## 1-3 基本事項

### 1-3-1 事前調査

砂防施設配置計画では、機能を十分に発揮させるように砂防施設の基数、位置、規模を計画するが、この計画は机上検討程度で決定されているのが一般的である、したがって個々の砂防施設の設計を実施する際には、設計の前に計画地点や堆砂予定地付近の地形・地質を設計者自身が概略調査し、

- ① 計画地点が目的とする機能を得る地形であるか。
  - ② 現在の河床を高めることにより、上流堆砂予定地内に新たな水衝部を作り、山脚部を侵食し崩壊を誘発したり、地下水の水位を上昇させ地すべりを誘発させる危険性がないか。
  - ③ 計画地点が、その付近で最も経済的な工事（付帯工事を含めて）となるような地形であるか。
  - ④ 計画地点が十分な地耐力を有する地盤であるか。
  - ⑤ 計画地点の下流部が、計画施設から流下する流水の水勢によって影響がでる地形、地質であるか。
- 等を現地で踏査し、地形測量や地質調査を実施して確認することが望ましい。次に基礎地盤の地耐力等から目的とする機能を得るための砂防施設の規模を再検討し、施設の構造を決定する。

地形測量の結果、当初計画の地点では目的を満足させることができなかつたり、また、地質調査の結果、地耐力が不足し、当初計画の施設規模では著しく不経済な基礎処理を必要とする場合があるため、このような場合は、砂防施設の期待すべき効果を勘案のうえ、施設配置計画に戻って総合的な検討を再度行う。

### 1-3-2 地形・地質調査

砂防施設の計画地点や堆砂予定地における地形・地質を的確に把握することは、砂防施設の計画・設計・施工の面において重要なことである。このため、地形測量や地質の地表踏査、堰堤計画地点のボーリング調査、物理探査、物理試験等を実施し、目的とする機能を詳細に把握するために、地すべり、崩壊地、支浜、植生、既設工作物、露岩、溪流の流向、地形の傾斜等を地形図から、岩質及び地質構造、断層、破碎帯、風化、層理、クラック、透水性、地下水位等を地質図や物理特性図から情報として得る。

#### (1) 地形測量

地形測量は、その後の計画変更や施工計画等にも使用できる範囲で実施する。地形図の縮尺は砂防施設や堆砂予定地等の規模と作業場から必要とする精度を考慮して設定し、平面図（縮尺 1/500～1/2,000 程度）、縦断図（縮尺 1/100～1/2,000 程度）、横断図（縮尺 1/100～1/500 程度）等を作成する。なお、高い精度を必要とする設計段階においては現地測量を基本とする。

#### (2) 地質調査

堰堤高が 15m 未満の砂防堰堤では、基礎地盤は必要以上の支持力が得られる場合が多いため地質調査を実施しないことがある。しかし、近年は堰堤サイト適地が少なく、新規の堆積層や河床等の構成材料の粒径が小さい所等では、基礎の支持力やパイピングに対する安全性等を確認する必要があるため、地質調査を実施する。

地質調査の目的、方法、内容及び成果品を表 1-2 に示す。設計段階、並びに構造物の規模、用途に応じて、調査方法を適切に組み合わせるものとする。調査の手法は、「河川砂防技術基準（案）同解説 調査編 第 17 章」に準ずる。

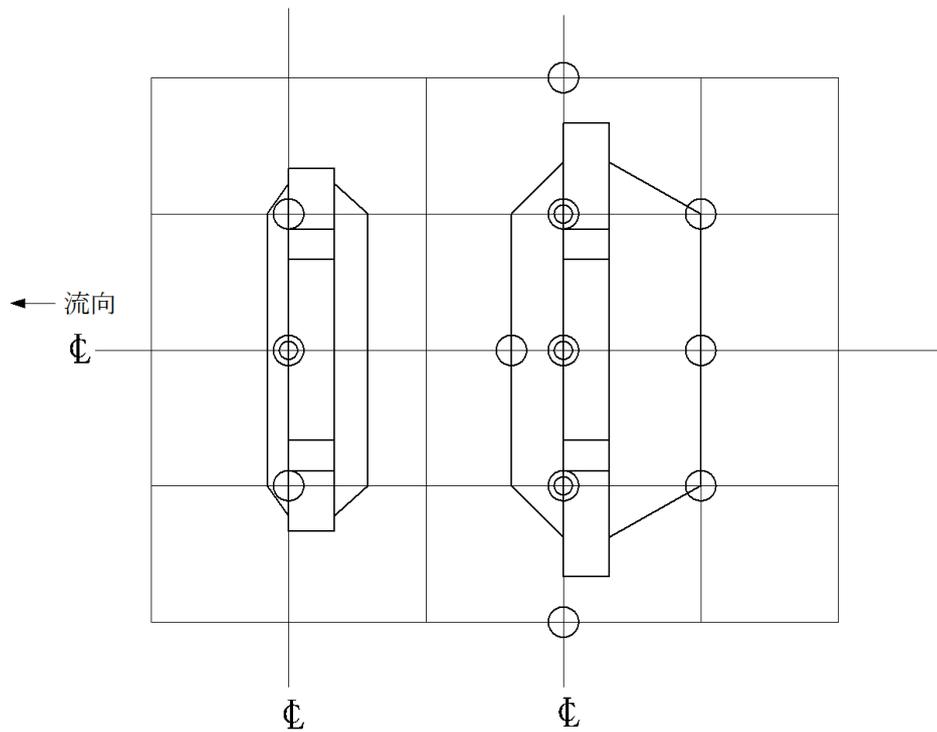
弾性波探査及びボーリング調査等は、堰堤サイト周辺にグリッドを組み、これらの線上または格子点で実施するのがよい。

ボーリング調査位置は、少なくとも本堤の河床部（中心）に1カ所、左右岸袖部に各1カ所、副堰堤の河床部（中心）に1カ所程度とし必要に応じ追加する（図 1-1 参照）。

ボーリング調査の深さは、地層の互層構造を考慮し、十分な支持力が得られる層から周辺の転石の径を目安に2～3mの深さまで調査し、地層の状態を確認することが望ましい。

表 1-2 砂防堰堤地質調査の目的と方法

地質調査の目的	調査方法	調査内容	主な成果品
対象流域の地形、地質の概要、問題点の予測、調査の効率化	・ 文献及び資料収集・整理	災害履歴、地形、各種地質図、研究紀要、学会誌、地史等既往文献、空中写真判読	・ 地すべり跡地、崩壊地形等の分布図 ・ 断層等リニアメント図
堰堤適地選定計画、工事の可否判断	・ 地表地質踏査	岩相、岩質、地質構造、湧水、被覆物等	・ 地質断面図 ・ 地質平面図
	・ 簡易弾性波探査	概略の弾性波速度測定	・ 概略速度層断面図
	・ スウェーデン式サウンディング	土の貫入抵抗を測定	・ 標準貫入試験の補助法
堰堤サイトの基本設計、施工条件の把握、基礎地盤の水利、地質特性の把握	・ ボーリング（コア採取）	岩種、硬さ、風化、変質の程度、断層、破碎帯、亀裂	・ ボーリング柱状図 ・ 地質断面図 ・ 岩質・岩級区分図
	・ 弾性波探査	岩石や地層の境界の位置及び深さ	・ 速度層断面図
	・ 電気探査	地下水位探査	・ 地下水位図
	・ ボーリング（注入試験）	透水試験（ルジオンテスト） グラウチングテスト	・ ルジオンマップ ・ グ라우チング配置図
地盤の支持力・基礎地盤の確認 すべり面の把握 及び支持力の把握	・ ボーリング	地盤の透水係数試験 標準貫入試験（N値測定） 孔内載荷試験（変形係数）	・ 基礎地盤の確認
	・ サンプリング及び室内試験	資料採取及び圧縮強度等支持力試験	・ 安定解析及び提体基礎工法の検討
原位置での地質状況の確認	・ 調査横坑～トレンチ	岩石の種類、硬さ、亀裂、風化、変質の程度、断層、破碎帯、湧水、漏水、堆積層の厚さ	・ 地質展開図（調査横坑、トレンチ）
原位置での支持力確認	・ 平板載荷試験	基礎底盤での支持力試験	・ 地盤支持力



凡例

⊙ : H<15m

⊙, ⊙ : H>15m

必要に応じて施掘を実施する

図 1-1 ボーリング調査位置

表 1-3 土および岩の分類

名称			説明	概要	備考	
A	B	C				
土	礫質土	礫まじり土	礫の混入があつて掘削時の能率が低下するもの	礫の多い砂、礫の多い砂質土、礫の多い粘性土	礫{G}, 砂礫{GS}, 細粒分まじり礫{GF}	
	礫質土及び砂	砂	バケツ等に山盛り形状になりにくいもの	海岸砂丘の砂, まさ土	砂{S}	
		砂質土(普通土)	掘削が容易で、バケツ等に山盛り形状にし易く空げきの少ないもの	砂質土、まさ土、粒度分布の良い砂	砂{S}, 礫質砂{SG}, 細粒分まじり砂{SF}, シルト{M}	
	粘性土	粘性土	バケツ等に付着し易く空げきの多い状態になり易いもの、トラフィカビリティが問題となり易いもの	粘性土、条件の良い火山灰質粘性土(ローム)	シルト{M}, 粘土{C}, 火山灰質粘性土{V}	
		高含水粘性土 (有機質土)	バケツ等に付着し易く特にトラフィカビリティが悪いもの	条件の悪い粘性土	シルト{M}, 粘土{C}, 火山灰質粘性土{V}, 有機質土{O}	
岩	岩塊 玉石	岩塊玉石	岩塊、玉石が混入して掘削しにくく、バケツ等に空げきのでき易いもの。 岩塊、玉石は粒径7.5cm以上とし、まるみのあるものを玉石とする。	玉石まじり土、岩塊、破碎された岩、ごろごろした河床	参考資料	
	軟岩	軟岩	I	第三紀の岩石で固結の程度が弱いもの。風化がはなはだしくきわめてもろいもの。指先で離しうる程度のものでクラック間の間隔は1~5cmらしいもの、及び第三紀の岩石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。離れ易いもので、き裂間隔は5~10cm程度のもの。	弾性波速度 700~2,800m/sec	道路土工 —道路土工要綱(平成21年度版)
			II	凝灰質でかたく固結しているもの。風化は目にそつて相当進んでいるもの。き裂間隔が10~30cm程度で軽い打撃により離しうる程度。異質の岩がかたい互層をなしている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かたさを有するもの。風化の程度があまり進んでないもの。硬い岩石で、間隔が30~50cm程度のき裂を有するもの。	弾性波速度 2,000~4,000m/sec		
硬岩		I	花こう岩、結晶片岩等で全く変化していないもの。き裂間隔が1m内外で相当密着しているもの。かたい良好な石材を取りえるようなもの	弾性波速度 3,000m/sec 以上		
	II	けい岩、角岩など石英質に富む岩質で最もかたいもの。風化していない新鮮な状態のもの。き裂が少なくよく密着しているもの。				

注) 上表の説明は、出現頻度の多いものであり、土は特にその状態により大きく変化するので注意すること。

表 1-4 記述式岩級区分（田中式）（田中、1971）

岩級区分	岩質
A	<p>きわめて新鮮なもので造岩鉱物および粒子は風化、変質を受けていない。亀裂、節理はよく密着し、それらの面にそって風化の跡はみられないもの。</p> <p>ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。</p>
B	<p>岩質堅硬で開口した（たとえ 1mm でも）亀裂あるいは節理はなく、よく密着している。ただし造岩鉱物および粒子は部分的に多少風化、変質がみられる。</p> <p>ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。</p>
C <sub>H</sub>	<p>造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けてはいるが岩質は比較的堅硬である。</p> <p>一般に褐鉄鉱などに汚染し、節理あるいは亀裂の間の粘着力はわずかに減少しており、ハンマーの強打によって割れ目にそって岩塊が剥脱し、剥脱面には粘着質物質の薄層が残留することがある。</p> <p>ハンマーによって打診すればすこし濁った音を出す。</p>
C <sub>M</sub>	<p>造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟質化しており、岩質も多少柔らかくなっている。</p> <p>節理あるいは亀裂の間の粘着力は多少減少しておりハンマーの普通程度の打撃によって割れ目にそって岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質の層が残留することがある。</p> <p>ハンマーによって打診すれば、多少濁った音を出す。</p>
C <sub>L</sub>	<p>造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて軟質化しており岩質も柔らかくなっている。</p> <p>節理あるいは亀裂の間の粘着力は減少しており、ハンマーの軽打によって割れ目にそって岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質が残留する。</p> <p>ハンマーによって打診すれば濁った音を出す。</p>
D	<p>岩石鉱物および粒子は風化作用を受けて著しく軟質化しており岩質も著しく柔らかい。</p> <p>節理あるいは亀裂の間の粘着力はほとんどなく、ハンマーによってわずかな打撃を与えるだけでくずれ落ちる。剥脱面には粘土質物質が残留する。</p> <p>ハンマーによって打診すれば著しく濁った音を出す。</p>

出典：河川砂防技術基準 調査編 第 15 章 第 4 節-65

表 1-5 岩級区分の細部判断要素

区分要素	現象	岩級区分
堅硬度	ハンマーで火花が出る程度	A, B
	ハンマーで強打して 1 回で割れる程度	B, C <sub>H</sub> , C <sub>M</sub>
	ハンマーで崩せる程度	C <sub>M</sub> , C <sub>L</sub> , D
割れ目の間隔	50cm 以上	A, B
	50~15cm	B, C <sub>H</sub> , C <sub>M</sub>
	15cm 以下	C <sub>M</sub> , C <sub>L</sub> , D
割れ目の状態	密着し割れ目に沿って風化の跡がみられない	A, B, C <sub>H</sub>
	密着、割れ目に沿って多少風化変質し、その面に薄い粘土物質が付着する	B, C <sub>H</sub> , C <sub>M</sub>
	小さな（2mm 程度）空隙を有する割れ目が発達しているか、あるいは割れ目に沿ってかなりの幅をもって風化変質し、割れ目には粘土物質を介在する	C <sub>M</sub> , C <sub>L</sub>
	開口状	C <sub>L</sub> , D

### 1-3-3 土石流区間及び掃流区間の区分

土砂移動の形態が変わる地点は図 1-2 を参考とする。

計画規模時の土砂移動形態が掃流状態の場合、砂防施設設計には「1-4-1 掃流区間の計画対象流量」及び「第 2 章 砂防施設設計（掃流区間）」を適用する。

計画規模時の土砂移動形態が土石流状態の場合、砂防施設設計には「1-4-2 土石流区間の計画対象流量」、「1-5 土石流諸元の算定」、「第 3 章 砂防施設設計（土石流区間）」を適用する。

土石流が流下区間から堆積区間に移行するとき、土石流先頭部が維持されず各個運搬で流下する可能性がある。特に、谷出口のような川幅が広くなるところでは水と土砂が分離しやすく先頭部の巨礫が停止しやすい。また、堆積区間は下流域になるため流量が大きくなる傾向があり、先頭部に巨礫群が集中しにくい状態となる。このような場合には、先頭部に巨礫群が無い土砂流や各個運搬である掃流の状態で見下される場合が想定される（図 1-2 参照）。

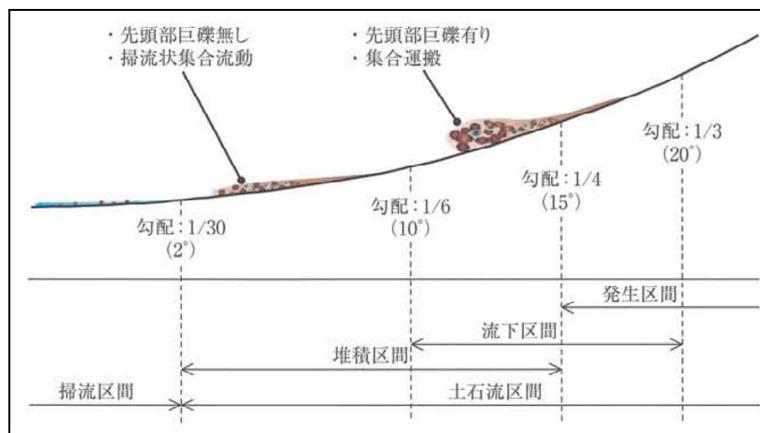


図 1-2 土砂移動の形態の河床勾配による目安

出典：鋼製砂防構造物設計便覧 3.5

### 1-3-4 砂防施設の目的と機能

表 1-6 に砂防施設の目的と施設及び工種の関係を示す。

表 1-6 砂防施設の目的と施設・工種

砂防等施設の目的		施設・工種	
砂防施設	水系砂防計画及び土石流対策計画に基づき策定される砂防施設	土砂生産抑制	山腹工（山腹基礎工、山腹緑化工、山腹斜面補強工）
			砂防堰堤、床固工、帯工、護岸工、溪流保全工
	土砂流送制御	砂防堰堤、床固工、帯工、護岸工、溪流保全工、導流工、遊砂地工	
	火山砂防対策施設	火山泥流対策	山腹工（山腹基礎工、山腹緑化工、山腹斜面補強工） 砂防堰堤、床固工、帯工、護岸工、溪流保全工、導流工、遊砂地工 流木止工
		溶岩流対策	砂防堰堤、遊砂地、導流工等
流木対策施設		流木発生抑制施設（山腹工、砂防堰堤、床固工、護岸工、溪流保全工等） 流木捕捉施設（流木止工、砂防堰堤等）	
地すべり防止計画に基づき策定する地すべり防止施設		抑制工（地表水排除工、地下水排除工、排土工、押え盛土工、河川構造物等による侵食防止工等） 抑止工（杭工、シャフト工、アンカー工等）	

出典：河川砂防技術基準同解説 計画編 p175～191 を加工

本要領で対象とする砂防施設の目的と機能を以下に示す。

#### (1) 山腹工

山腹工は、①「山腹の斜面の安定化や斜面の侵食の防止を図る山腹基礎工」、②「崩壊地又はとくしゃ地において表面侵食や表層崩壊の発生または拡大を防止または軽減するため植生を導入して緑化を図る山腹緑化工」、③「崩壊地や崩壊のおそれのある山腹の斜面においてコンクリート法枠工や鉄筋挿入工等を施工することにより、斜面そのものの崩壊抵抗力を高める山腹斜面補強工」に分けられ、これらを単独もしくは適切に組み合わせて施工することによって土砂生産の抑制を図るものである。

計画区域及びその周辺の地形、地質、土壌、気候、植生及び他の砂防設備との関連等を十分に調査し、適切な工種を選定する。特に、導入植生の選定にあたっては周辺植生等との調和に十分配慮する。

#### (2) 砂防堰堤

土砂生産抑制施設としての砂防堰堤は、①「山脚固定による山腹の崩壊等の発生または拡大の防止または軽減」、②「河床の縦侵食の防止または軽減」あるいは③「河床に堆積した不安定土砂の流出防止または軽減」を目的とした施設である。

土砂生産抑制施設として砂防堰堤の設置位置は、砂防堰堤に期待する効果と、地形、地質、不安定土砂の状況を勘案し、①については原則として崩壊等のおそれがある山腹の直下流、②については原則として縦侵食域の直下流、③については原則として不安定な河床堆積物の直下流に配置する。

土砂流送制御施設としての砂防堰堤は、④「土砂の流出抑制あるいは調節」、⑤「土石流の捕捉あるいは減勢」を目的とした施設であり、その型式には不透過型及び透過型がある。

土砂流送制御施設としての砂防堰堤の設置位置は、砂防堰堤に期待する効果と地形等を勘案し、狭窄部でその上流の谷幅が広がっているところや支川合流点直下流部等の効果的な場所に設置する。

現況河道が蛇行している場合、河道による調節効果が期待できることから、河道をショートカットするような施設配置は行わない。

透過型砂防堰堤の配置は以下の点に留意して行う。

- ・ 掃流区間に設置されたコンクリートスリット砂防堰堤は、出水後半の減水期にスリットから多量の土砂が流出し、堰堤下流部に堆積するので、下流の堰堤あるいは下流河道内において安全に堆積させるよう計画する。
- ・ 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。
- ・ 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。
- ・ コンクリートスリット砂防堰堤を連続して配置する場合は、その配置と透過部断面の大きさについて、河床変動計算あるいは水理模型実験による検討を経て決定することが望ましい。

### (3) 床固工

床固工は、河床の縦侵食防止、河床堆積物の再移動防止により河床を安定させるとともに、溪岸の侵食または崩壊等の防止または軽減を目的とした施設である。なお、床固工は護岸工等の基礎の洗掘を防止し、保護する機能も有する。

床固工の設置位置は、次の事項を考慮して計画する。

- ① 河床低下のおそれのある箇所に計画する。
- ② 工作物の基礎を保護する目的の場合には、これらの工作物の下流部に計画する。
- ③ 溪岸の侵食、崩壊及び地すべり等の箇所においては、原則としてその下流に計画する。

### (4) 護岸工

護岸工は溪岸の侵食・崩壊等の防止を目的とした施設である。

護岸工は、土砂の移動もしくは流水により、水衝部等の溪岸の侵食または崩壊が発生し、あるいはそのおそれがあるところや山脚の固定あるいは侵食防止が必要なところに計画する。

### (5) 溪流保全工

溪流保全工は山間部の平地や扇状地を流下する溪流等において、乱流・偏流を制御することにより、溪岸の侵食・崩壊等を防止するとともに、縦断勾配の規制により河床・溪岸侵食等を防止することを目的とした施設である。溪流保全工は、床固工、帯工と護岸工、水制工等の組み合わせからなる。

溪流保全工は、多様な溪流空間、生態系の保全及び自然の土砂調節機能の活用の観点から、拡幅部や狭窄部等の自然の地形等を活かし、必要に応じて床固工、帯工、護岸工等を配置する。

### (6) 導流工

導流工は、土石流等が氾濫して保全対象を直撃することがないように、土石流等を安全に下流域に導流する施設である。土石流等は保全対象の上流側において捕捉・堆積することが原則であるが、地形条件等によりそれにより難しく、下流域に安全に土石流を堆積させることができる空間がある場合には導流工を計画する。導流工は原則として掘り込み方式とし、土石流等の捕捉のための砂防堰堤または遊砂地工を設けた後、それらの下流側に接続し、土石流等を安全に堆積させることができる空間に導流するように計画する。

なお、現地条件により掘り込み方式とすることが困難な場合には、土石流等の流向を制御し、安全に下流域に導流するため、導流堤を設置することができる。

#### (7) 流木捕捉施設

流木捕捉施設は土砂とともに流出する流木を捕捉する施設である。倒木が堆積した山腹の斜面、あるいは土砂及び流木の流下する溪流において計画する。なお、土石流区間と掃流区間とでは、施設の捕捉機能に違いがあることに留意し、計画する。

#### (8) 地すべり防止施設

地すべり防止施設は、地すべり防止計画に基づき、地すべりに起因する災害からの安全を確保することを目的として配置計画される。地すべりの規模及び発生・運動機構、保全対象の状況、工法の経済性等を勘案し、抑制工と抑止工を適切に組み合わせて工法を選定する。

抑制工は、地すべり斜面の地形、地質、地下水等の自然条件を変化させることによって、地すべり運動を効果的に抑制することができるように計画する。抑制工には、地表水排除工、地下水排除工、排土工、押え盛土工、河川構造物等による侵食防止工等がある。

抑止工は、構造物の抵抗によって、地すべりの抑止が図られるよう地すべりの滑動力に対して安全な構造とし、移動土塊に対して十分な効果を発揮できるように計画する。抑止工には、杭工、シャフト工、アンカー工等がある。

### 1-3-5 施設効果量

掃流区間と土石流区間では、施設効果量に用いる用語を表 1-7 に示すように区分する。

表 1-7 施設効果量の用語の区分

掃流区間 (河川砂防技術基準 計画編に準拠)	土石流区間 (砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) に準拠)	
計画生産抑制土砂量 —	計画発生 (流出) 抑制量	計画土石流発生 (流出) 抑制量 計画流木発生抑制量
計画流出抑制土砂量 —	計画堆積量	計画堆積土砂量 計画堆積流木量
計画流出調節土砂量 —	—	
—	計画捕捉量	計画捕捉土砂量
—		計画捕捉流木量

砂防堰堤の施設効果量は表 1-8 のとおりとする表 1-9 及び表 1-10 に施設効果量算定模式図を示す。土石流区間において、計画堆積流木量及び計画捕捉流木量は下記式により算出する。

- ・ 計画堆積流木量 = 計画堆積量 × 流木容積率
- ・ 計画捕捉流木量 = 計画捕捉量 × 流木容積率

流木容積率は、対象溪流において捕捉事例が無い場合、不透過型砂防堰堤で 2%、透過型砂防堰堤で 30%以下とする。

表 1-8 砂防堰堤の施設効果量

土砂移動形態	堰堤形式	計画流出抑制土砂量 (計画堆積量)	施設効果量		計画勾配 (標準値)
			計画流出調節土砂量 (計画捕捉量)	計画生産抑制土砂量 (計画発生(流出)抑制量)	
掃流区間	不透過型	堰堤越流部天端からの平常時堆砂線と現河床との間に堆積する土砂量を計上	堰堤越流部天端からの洪水時堆砂線と平常時堆砂線との間に堆積する堆積量を計上	洪水時堆砂範囲内の流出土砂量相当を計上	平常時堆砂勾配(計画堆砂勾配) =現河床勾配の 1/2
	透過型	堰堤不透過部天端からの平常時堆砂線と現河床との間に堆積する土砂量を計上	計画堆砂線と堰堤不透過部天端からの平常時堆砂線及びその上流の現河床との間に堆積する堆積量を計上	計画堆砂範囲内の流出土砂量相当を計上	洪水時堆砂勾配 =現河床勾配の 2/3 ※洪水時堆砂勾配は現地状況や堆砂実績等を考慮して決定する。これら情報が乏しい溪流では現河床勾配の 2/3を目安に設定する
土石流区間	不透過型	堰堤越流部天端からの平常時堆砂線と現河床との間に堆積する土砂量を計上	堰堤越流部天端からの計画堆砂線と平常時堆砂線との間に堆積する堆積量を計上	計画堆砂範囲内の流出土砂量相当を計上	
	透過型	—	堰堤透過部天端からの計画堆砂線と現河床との間に堆積する堆積量を計上	計画堆砂範囲内の流出土砂量相当を計上	平常時堆砂勾配 =現河床勾配の 1/2
	部分透過型	堰堤不透過部天端からの平常時堆砂線と現河床との間に堆積する土砂量を計上	堰堤透過部天端からの計画堆砂線と堰堤不透過部天端からの平常時堆砂線及びその上流の現河床との間に堆積する堆積量を計上	計画堆砂範囲内の流出土砂量相当を計上	計画堆砂勾配 =現河床勾配の 2/3 ※1/6 を上限

※1) 土石流危険溪流対策施設の不透過型及び部分透過型で、計画堆積空間を除石管理する場合には、計画堆積量を施設効果量に計上する。

※2) 土石流危険溪流では確実に土石流を捕捉するため、土石流の堆積区間(1/30~1/6(2°~10°))に透過型及び部分透過型砂防堰堤を設置する場合は、確実に土石流を捕捉できることを確認すること。

※3) 土石流区間で不透過型堰堤を計画し、計画流出土砂量に対して計画捕捉土砂量は満足するが、計画捕捉流木量が満足しない場合、計画捕捉流木量は「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木を対象としており、既に計画捕捉土砂量を満足している（これ以上の土石流及び土砂の捕捉はしない）ため、堰堤高を高くして計画捕捉流木量を増加させることはできない（図 1-3 参照）。したがって、不透過型堰堤を透過型・部分透過型に変更するか、前庭部に流木対策を計画し、流木効果量を計上する。

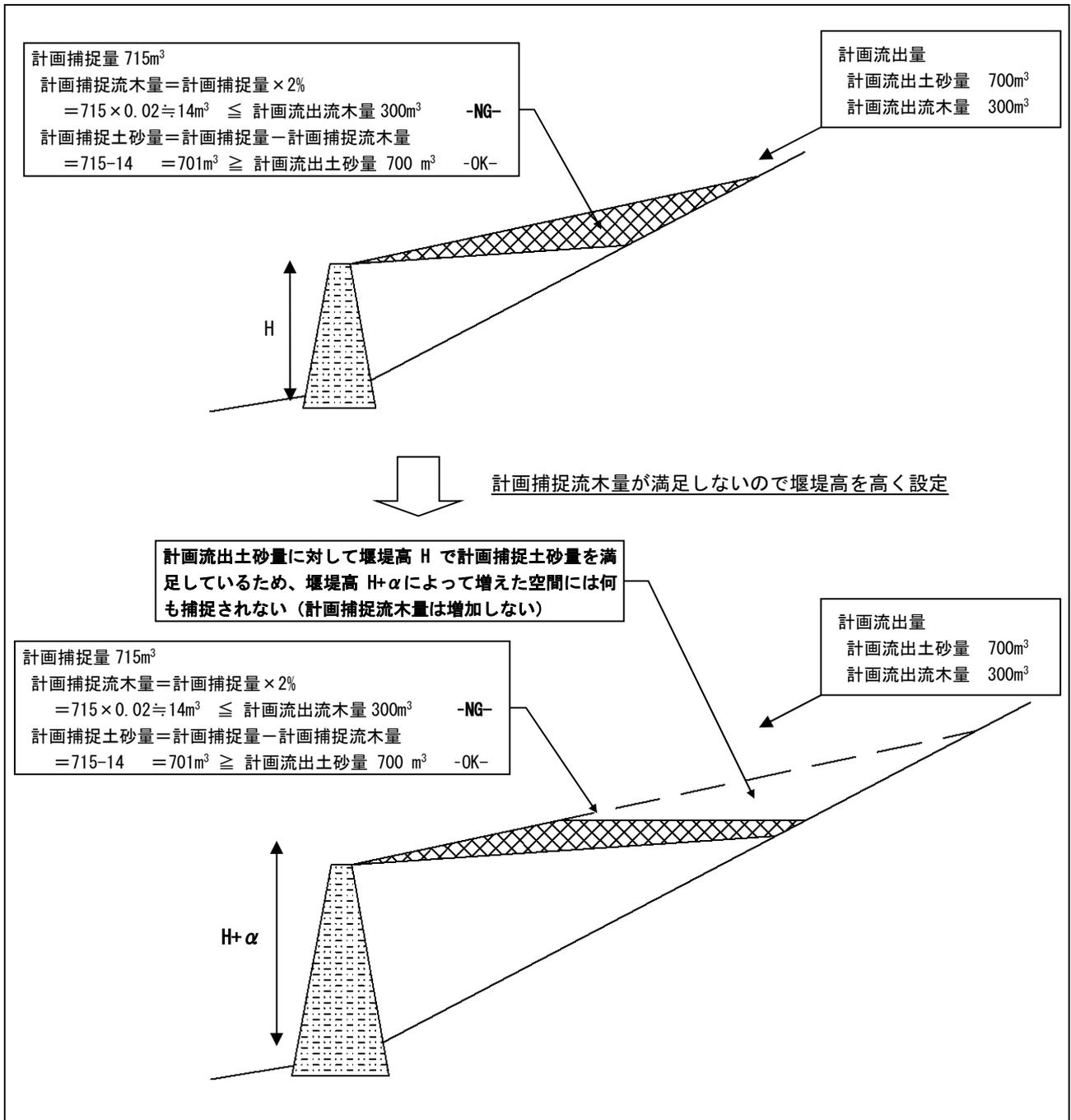


図 1-3 堰堤高を高くして計画捕捉流木量を増加させようとした例（不適切事例）

表 1-9 砂防堰堤施設効果量算定模式図（掃流区間）

土砂移動形態	堰堤形式	模式図
	不透過型	
掃流区間	透過型	<p> <math>\theta</math> : 水中安息角 (30~35° )  <math>Z_s</math> : 堆砂肩の高さ         </p> $Z_s = \left\{ \frac{Fr^2}{2} \left( \frac{1}{\sqrt[3]{\gamma^2}} - 1 \right) + \frac{\sqrt[3]{\gamma}}{\gamma} - 1 \right\} \left( \frac{nQ}{Bs\sqrt{i}} \right)^{0.6}$ <p>             ここに、<math>Z_s</math> : 堆砂肩の高さ、<math>Fr</math> : 等流水深に対するフルード数、<math>\gamma</math> : 流水幅縮小率 (= <math>Bd/Bs</math>)、<math>Bd</math> : 堰堤地点での流れの幅、<math>Bs</math> : 堆砂肩での流れの幅、<math>i</math> : 計画堆砂勾配、<math>n</math> : マニングの粗度係数、<math>Q</math> : 計画対象流量である。         </p>

表 1-10 砂防堰堤施設効果量算定模式図（土石流区間）

土砂移動形態	堰堤形式	模式図
	不透過型	
土石流	透過型	
	部分透過型	

### 1-3-6 砂防堰堤の種類

砂防堰堤は、機能、構造、型式、コンクリート・鋼製などの使用材料により様々なタイプがあり、大別すると以下のように分類できる。

表 1-11 砂防堰堤の種類

砂防堰堤形式		概要・特徴	
不透過型	コンクリート重力式砂防堰堤	<ul style="list-style-type: none"> <li>・堤体を無筋コンクリートで構築する。堤体全てがコンクリートとなるため特殊な保護材は必要としない。</li> <li>・砂防堰堤として広く一般に用いられている構造であり、堤体の安定性、耐久性及び土石流に対する耐衝撃性、施工性等に最も信頼性の高い形式。</li> </ul>	
	(新粗石コンクリート)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・新粗石コンクリート工法により重力式砂防堰堤を構築する。</li> <li>・現地で発生した粗石を利用することによりコスト縮減が可能。ただし、打設位置が高くなると施工性、安定性の低下となるため、地盤面以下での施工事例が多い。</li> </ul>	
	(INSEM材)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・砂防ソイルセメント (INSEM材)により重力式砂防堰堤を構築する。</li> <li>・INSEM材を利用することによりコスト縮減が可能。ただし、現地発生材の状態や施工条件等によってはコスト縮減としない可能性がある。</li> </ul>	
	鋼製砂防堰堤	枠構造	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼材で形成された枠の各面に鋼材をスクリーン状に配置し、外殻を形成。中詰材に玉石等を投入し、堰堤を構築する。</li> <li>・土石流の衝突により枠が破損し、中詰材が流出する可能性があるため、土石流区間には適用できない。</li> <li>・地盤が悪い箇所、災害の応急工事、仮設工等に適する。また、大型施工機械が進入できない箇所等でも施工可能。</li> </ul>
		ダブルウォール構造	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼矢板セグメント等を上下流の壁面材とし、タイ材で連結した外殻を形成し、中詰材 (INSEM材)を充填して堰堤を構築する。</li> <li>・壁面材をタイロッドで引張することで中詰材 (INSEM材)の適用範囲を広げている。</li> <li>・基礎地盤が深い場合、上層で鋼矢板の打ち込みが可能な場合には、二重鋼矢板基礎とすることで掘削量を削減することが可能。</li> <li>・INSEM材を利用することによりコスト縮減が可能。ただし、現地発生材の状態や施工条件等によってはコスト縮減としない可能性がある。</li> </ul>
		セル構造	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼板のセグメントピースを高力ボルトで接合して円筒状の外殻を形成し、中詰材 (INSEM材)を充填して堰堤を構築する。</li> <li>・INSEM材を利用することによりコスト縮減が可能。ただし、現地発生材の状態や施工条件等によってはコスト縮減としない可能性がある。</li> </ul>
	ブロックタイプ砂防堰堤	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリートブロックを積み重ねて堰堤を構築する。</li> <li>・一体性に懸念があるため、土石流区間には適用しない。</li> <li>・地山に合わせて設置することが可能であり、災害復旧等の緊急性の高い箇所でも用いられる。</li> </ul>	
	フィルタイプ砂防堰堤	<ul style="list-style-type: none"> <li>・土砂礫を用いて構築した構造。</li> <li>・現地で良質な土砂礫が十分に得られる場合や地盤が弱い場合、コンクリートを用いた構築が困難な場合に用いられる。</li> <li>・堤体積が大きく安定性に優れるが、流水に弱いため、常時流水のある箇所や土石流の発生頻度が高い箇所には適用できない。</li> </ul>	
	アーチ式砂防堰堤	<ul style="list-style-type: none"> <li>・堰堤に作用する水圧、その他荷重をアーチ作用を利用して兩岸の岩盤に伝え、岩盤のせん断抵抗力によってこれに抵抗する構造。</li> <li>・掃流区間で谷幅が狭く、地盤が堅固な岩盤であり、地形的にアーチ式が適用できればコンクリート重力式よりも経済的となる場合がある。ただし、土石流区間への設置は望ましくない。</li> </ul>	
	三次元砂防堰堤	<ul style="list-style-type: none"> <li>・堤体に作用する荷重を基礎地盤と兩岸の岩盤に伝え、堰堤と岩盤の摩擦力及びせん断抵抗力によって安定を図る構造。</li> <li>・地盤が堅固な岩盤である場合に適用可能であるが、土石流区間への設置は望ましくない。</li> </ul>	
透過型	コンクリートスリット砂防堰堤 (堰上げタイプ)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート砂防堰堤の堤体に流水及び土砂を通過させる開口部 (スリット)を設けたものであり、流出土砂により閉塞せず、洪水時に堰上げが生じるように設計される。</li> <li>・洪水を堰上げることによる流出土砂量及びピーク流出土砂量の低減、中小洪水時及び平常時における溪流の連続性の確保を目的として設置される。</li> <li>・土砂調節のための堰上げタイプは、土石流区間に適用できない。</li> </ul>	
	鋼製砂防堰堤	鋼管フレーム構造	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼管によりフレームを構築した構造。</li> <li>・様々な型式が開発されており、土石流・流木捕捉を目的として土石流区間に設置する型式、流木捕捉を目的として掃流区間及び土石流区間の副堰堤で使用する型式、既設堰堤の改良に用いられる型式がある。</li> </ul>
		セル構造	<ul style="list-style-type: none"> <li>・不透過型のセル構造で開口部を有した構造。</li> <li>・土石流区間には適用できない。</li> </ul>
	大暗渠砂防堰堤	<ul style="list-style-type: none"> <li>・砂防堰堤の堤体の一部に大断面の暗渠を設置したものであり、コンクリートスリット砂防堰堤 (堰上げタイプ)と特徴は同じである。</li> <li>・土石流区間には適用できない。</li> </ul>	
	スーパー暗渠砂防堰堤	<ul style="list-style-type: none"> <li>・砂防堰堤の堤体に大きな暗渠を1個または複数個有する構造であり、下流に土砂災害を発生させる出水や土砂の流出を抑制し、平常時や中小洪水時の流水や土砂をできるだけ自然の状態の下流に流すことを目的とする。</li> <li>・天然ダムの決壊、大規模崩壊による土石流化等により計画対象流量以上の流量の発生が予想される場合に、想定されるピーク流量を計画対象流量まで減少させる (超過現象対応)。</li> <li>・下流に土砂堆積による災害を発生させない中小出水による土砂を阻害することなく通過させ、下流の改修状況に見合った規模以上の土砂流出のみを抑制する。</li> </ul>	

### 1-3-7 砂防堰堤の型式の選定

砂防堰堤の型式は、堰堤が果す目的を考慮し、その機能を十分に発揮し、かつ安全性及び経済性の面からも適合するよう選定しなければならない。

低い堰堤の場合の型式の選定は、経済性の面からみて地形、地質には大きく左右されないのが通常で、むしろ施工面の難易、地域的条件等によって決定される場合が多い。

高い堰堤の型式は、主として堰堤サイトの地形、地質、河状、気象等の自然条件や資材確保の難易、運搬手段、運搬能力等の地域条件によって左右されるが、規模、工期、労働力等の施工条件によっても影響を受ける。

#### (1) 不透過型砂防堰堤

不透過型砂防堰堤型式の選定は、地形により大きく左右される。谷幅が狭く上流にポケットのあるところは一般に堰堤の適地である。

一般に岩盤基礎は、せん断摩擦抵抗や支持力及び侵食や透水に対する抵抗が比較的高いため、堰堤型式についての制約は少ない。

#### 1) 重力式コンクリート堰堤

重力式コンクリート堰堤は現在最も多く建設されている型式で、地形的に制約の少ない型式である。

砂礫基礎は、重力式コンクリート堰堤を選定するのが普通である。所要の強度が得られない基礎地盤は、一般に堰堤には適さないが、特殊な基礎処理を行うことにより可能となる場合もある。

#### 2) アーチ式砂防堰堤

アーチ式コンクリート堰堤は、ある程度まで谷幅が狭いほど有利で地質的条件に恵まれている場合には、谷幅が高さの3倍程度までは重力式コンクリート堰堤よりも経済的となることが多い。ただし、アーチ式コンクリート堰堤は荷重をアーチ作用により側方の岩盤に伝えるため、アーチ推力を安全に支持するアバットメントが必要であり、地質の良否に左右される。

流出土砂の形態が洪水時に異常な土砂を流出するおそれのあるところや、土石流の頻発するおそれのあるところでは、地形、地質的に問題がなくとも、アーチ式コンクリート堰堤は避けることが好ましい。

#### 3) その他の堰堤

鋼製堰堤、枠堰堤等の堰堤については、堰堤高による型式の選定よりは、むしろ地すべり地、軟弱地盤等の堰堤サイトの地形、地質並びに資材確保の難易、運搬手段、工期等に左右される場合が多い。しかし、最近の鋼製堰堤は、構造型式により、クローズタイプとオープンタイプに分類され、発生する土砂移動現象及び堰堤型式の特徴を十分考慮して、堰堤型式の選定を行う必要がある。なお、鋼製堰堤の設計に関しては、(財)砂防・地すべり技術センター発行「鋼製砂防構造物設計便覧」を参照されたい。

## (2) 透過型砂防堰堤

対象とする土砂流出特性、下流河道の特性及び溪流に求められる連続性を考慮して、適切な種類の透過型砂防堰堤を選定する。

また、土砂調節のための透過型砂防堰堤は、原則として掃流区間に設置する。

### 1) コンクリートスリット砂防堰堤

コンクリートスリット砂防堰堤は、コンクリート砂防堰堤の堤体に流水及び土砂を透過させる開口部を設けたもので、開口部の形状が細長い形状（スリット）をしているものである。スリットは、流出する土砂により閉塞せず、出水時には堰上げが生じるように設計される。

### 2) 鋼製スリット砂防堰堤

掃流区間には土石流捕捉のための鋼製スリット砂防堰堤は原則として設置しない。

土石流捕捉のための鋼製スリット砂防堰堤は、一般に開口部が大きく流水の堰上げが生じにくいいため、土砂が各個運搬される掃流区間では土砂が捕捉できず効果が発揮されない。

### 3) 大暗渠砂防堰堤

コンクリート砂防堰堤の堤体の一部に大断面の暗渠を設置したもので、流水の堰上げによって流砂量を調節するものである。

### 4) スーパー暗渠砂防堰堤（超過現象対応）

スーパー暗渠砂防堰堤は、砂防堰堤本体に大きな暗渠を1個または複数個有する砂防堰堤で、開口部の形状は半円、四角、馬蹄形等がある。

スーパー暗渠砂防堰堤は流域の状況により2つの異なる機能がある。

- ・ 天然ダムの決壊、大規模崩壊による土石流化等により計画対象流量以上の流量の発生が予想される場合に、想定されるピーク流量を計画対象流量まで減少させる(超過現象対応)。
- ・ 下流に土砂堆積による災害を発生させない中小出水による土砂を阻害することなく通過させ、下流の改修状況に見合った規模以上の土砂流出のみを抑制する。これにより、平時には土砂を含む物質が下流に供給され、自然環境に余計な影響を与えないほか、河道に沿った魚、昆虫、動物の往来を妨げない。

スーパー暗渠砂防堰堤の配置及び設計は「スーパー暗渠砂防堰堤の計画と設計の手引き（案）平成10年 建設省」に準ずる。

砂防堰堤の形式選定にあたっては、下記の観点から、種々の型式について比較選定されるのが一般的である。

- ① 砂防計画上、目的とする機能が発揮されること
- ② 計画規模の洪水・土石流に対して安全性が確保されること
- ③ 施工性が良いこと
- ④ 環境負荷が小さいこと
- ⑤ 維持管理を含めて経済的であること

併せて、公共投資により人命と財産を守り、国土を保全する観点から下記の点が付加要素として重要である。

- ⑥ 目的とする機能が長期間保持されること

近年は様々な堰堤形式の開発が進められており、各々技術的な審査を得ているものの、実際の洪水や土石流に対して実施されていない形式も存在する。

したがって、堰堤の配置位置を検討する際には、配置位置毎に効果量、整備率、施工性、概算工事費、整備効率、下流河道への影響、周辺環境への影響、維持管理等を比較する。

また、施設形式を検討する際には、不透過型堰堤の場合には形式毎に施工性、経済性（概算工事費）景観、周辺環境への影響、維持管理等を比較し、透過型堰堤の場合には、実績（効果の確実性等）、安全性（冗長性等）等を加えて比較する。

### 1-3-8 設計に用いる数値

設計に用いる数値は実測により求めることが望ましい。実測により求め難い場合は下記に示す数値を設計に用いる。

#### (1) 重力加速度 (g)

重力加速度 : 9.81 m/s<sup>2</sup>

#### (2) 流水の単位体積重量 ( $\gamma_w$ )

堰堤高 (H)  $\geq 15\text{m}$  のとき  $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$  (1.0 tf/m<sup>3</sup>)

堰堤高 (H)  $< 15\text{m}$  のとき  $\gamma_w = 11.77 \text{ kN/m}^3$  (1.2 tf/m<sup>3</sup>)

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。

出典：河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ p8

#### (3) 礫の密度 ( $\sigma$ )

礫の密度 : 25.51kN/m<sup>3</sup> 程度 (2,600 kg/m<sup>3</sup> 程度)

出典：砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 及び同解説 p32

#### (4) コンクリートの単位体積重量 ( $\gamma_c$ )

堰堤用コンクリートの単位体積重量 : 23.05 kN/m<sup>3</sup> (2.35 tf/m<sup>3</sup>)

(※コンクリート配合 18-5-80-BB W/C=60%以下の場合)

#### (5) 砂防ソイルセメントの単位体積重量

砂防ソイルセメントの単位体積重量 (単位容積質量) は、現地発生土砂の性状の影響を受けるため、設計段階で実施する配合試験時に作成した供試体より得られる単位体積重量 (単位容積質量) 等を確認した上で設定する。

設計に用いる砂防ソイルセメントの単位体積重量 (単位容積質量) は、現地発生土砂の性状や締固め方法等により変動することが予想されるが、配合試験結果から求められる標準供試体の単位体積重量 (単位容積質量) の平均値の 90%を採用すれば実用上支障のないものとする。

出典：砂防ソイルセメント設計・施工便覧 p57

#### (6) コンクリートの摩擦係数 (f)

コンクリートの摩擦係数 : 0.7

(7) 堆砂見掛単位体積重量 ( $\gamma_s$ )

堆砂見掛単位体積重量：14.7～17.6 kN/m<sup>3</sup> (1.5～1.8 tf/m<sup>3</sup>)

出典：河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ p8

$$\begin{aligned}\gamma_s &= C_* \times \sigma \times g \\ &= 0.6 \times 2600 \times 9.81 = 15.304 \div 15.3 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

$C_*$  : 河床堆積土砂の容積濃度 (0.6 程度)

$\sigma$  : 礫の密度 (kg/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

(8) 堆砂空隙率 ( $\nu$ )

堆砂空隙率：0.3～0.45

出典：河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ p8

$$\begin{aligned}\nu &= 1 - C_* \\ &= 1 - 0.6 = 0.4\end{aligned}$$

(9) 水中堆砂単位体積重量 ( $\gamma_{sl}$ )

堆砂の水中単位体積重量： $\gamma_{sl} = \gamma_s - (1 - \nu) \gamma_w$

(10) 土圧係数 ( $C_e$ )

土圧係数：0.3～0.6

出典：河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ p8

$$\text{クーロンの土圧係数：} C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - 0.574}{1 + 0.574} = 0.27 \div 0.3$$

$\phi$  : 堆砂の水中における内部摩擦角 (35°)

(11) 揚圧力係数 ( $\mu$ )

揚圧力係数：1/3～1.0 (一般に 1/3 を用いる場合が多い)

出典：河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ p8

## (12) コンクリートの許容応力

一般に無筋コンクリートの許容応力は下表で算出される。

表 1-12 無筋コンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup> (kgf/cm<sup>2</sup>))

応力度の種類	許容応力度	備考
圧縮応力度	$\frac{\sigma_{ck}}{4} \leq 5.5$ (55)	$\sigma_{ck}$ : コンクリートの設計基準強度
曲げ引張応力度	$\frac{\sigma_{ck}}{80} \leq 0.3$ (3)	
せん断応力度	$\frac{\sigma_{ck}}{100} + 0.15$ (1.5)	

出典：道路土工 擁壁工指針 p50

重力式コンクリート堰堤（無筋 設計基準強度 18N/mm<sup>2</sup>の場合）の許容応力は次のようになる。

- ① 許容圧縮応力度 : 18/4 = 4.5 N/mm<sup>2</sup> (45kgf/cm<sup>2</sup>)
- ② 許容引張応力度 : 許容引張応力は原則として認めない。
- ③ 許容せん断応力度 : 一般のダム設計においては打設面の強度低下を考慮して、せん断強度としてコンクリートの許容圧縮強度の 1/7~1/10 を用いている。  
本要領では許容せん断応力度を許容圧縮応力度の 1/8 とし、許容せん断応力 = 許容圧縮応力 × 1/8 = 4.5 × 1/8 = 0.562N/mm<sup>2</sup> (5.62kgf/cm<sup>2</sup>) とする。

ただし、上記の値は一般的な砂防堰堤に用いる値であり、土石流の衝撃力を受ける砂防堰堤においては、設計時に許容応力度を別途考慮するか、設計手法と同様に施工においても一体化できるよう、特に打継面の処理に留意することが必要である。

## (13) コンクリートのヤング係数

表 1-13 コンクリートのヤング係数

設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	18	24	30	40
ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	22	25	28	31

出典：コンクリート標準示方書 設計編 p44

(14) 中詰材料

鋼製堰堤に使用する中詰材は、下表の値を基本とする。

表 1-14 中詰め材料

種類	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	せん断抵抗角 (°)	備考
割石 (一般のもの)	18	40	港湾の施設の技術上の基準・同解説より抜粋
割石 (もろいもの)	16	35	
切込砂利	18	30	
玉石	18	35	
碎石	17	35	砂防設計公式集より抜粋
砂 (しまったもの)	18	30	
普通土 (固いもの)	18	30	

出典：鋼製砂防構造物設計便覧 p35

(15) 側壁護岸の土の単位体積重量

側壁護岸の土圧の計算に使用する土の単位体積重量は、施工箇所から採取した土質資料を用いて求めるべきであるが、土質試験を行うことが困難な場合には下表を参考とする。

表 1-15 中詰め材料

地盤	土質	ゆるいもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂礫	(18) [1.8]	(20) [2.0]
	砂質土	(17) [1.7]	(19) [1.9]
	粘性土	(14) [1.4]	(18) [1.8]
盛土	砂及び砂礫	(20) [2.0]	
	砂質土	(19) [1.9]	
	粘性土 (ただし $w_L < 50\%$ )	(18) [1.8]	

※地下水位以下にある土の単位体積重量は、土の飽和状態と湿潤の単位体積重量の差を 1kN/m<sup>3</sup> (1.0tf/m<sup>3</sup>) と想定したうえで、それぞれ表中に示す値から 9kN/m<sup>3</sup> (0.9tf/m<sup>3</sup>) を差し引いた値としてよい。(w<sub>L</sub>:液性限界)

出典：道路土工 擁壁工指針 p20

(16) 擁壁の裏込め土の内部摩擦角

高さ 8m 以下の擁壁で土質調査を行うことが困難な場合には、経験的に推定した下表を参考とする。

表 1-16 裏込め土の内部摩擦角

裏込め土の種類	内部摩擦角 ( $\phi$ )	粘着力 ( $c$ )
礫質土	35°	—
砂質土	30°	—
粘性土 (ただし $w_L < 50\%$ )	25°	—

※きれいな砂は礫質土の値を用いてもよい。

※土質定数をこの表から推定する場合、粘着力  $c$  を無視する。

出典：道路土工 擁壁工指針 p19

(17) 側壁護岸の基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

土質試験等を行うことが困難な場合には、下表を参考とする。

表 1-17 基礎底面と地盤との間に摩擦係数と付着力

せん断面の条件	支持地盤 の種類	摩擦係数 $\mu = \tan \phi_B$	付着力 $c_B$
岩または礫とコンクリート	岩盤	0.7	考慮しない
	礫層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に 割り栗石または碎石を敷く場合	砂質土	0.6	考慮しない
	粘性土	0.5	考慮しない

出典：道路土工 擁壁工指針 p21

(18) 鉄筋コンクリート用棒鋼

鉄筋の許容応力度は下表の値とする。

表 1-18 鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>) [kgf/cm<sup>2</sup>]

分類			一般の部材		水に接する部材	
普通丸鋼	SR235	引張	(137)	[1400]	(137)	[1400]
異形丸鋼	SD235	引張	(137)	[1400]	(137)	[1400]
	SD295	引張	(177)	[1800]	(157)	[1600]
	SD345	引張	(196)	[2000]	(157)	[1600]
鋼管杭	SKK400	引張	(137)	[1400]		
鋼矢板	(SY295)	引張	(177)	[1800]		
既製杭			JISによる			
タイロッド	SS400	16<径≤40mm	(88)	[900]		
		40mm<径	(78)	[800]		
	SS490	16<径≤40mm	(108)	[1100]		
		40mm<径	(98)	[1000]		
	高張力鋼	70	(177)	[1800]		
		75	(216)	[2200]		
鋼材	SS400	引張	(137)	[1400]		

出典：河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 I p80

(19) コンクリートの許容付着応力度

表 1-19 コンクリートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>) [kgf/cm<sup>2</sup>]

鉄筋の種類	コンクリートの設計基準強度			
	(18)	(21)	(24)	(27)
	[180]	[210]	[240]	[270]
丸鋼	(0.7)	(0.7)	(0.8)	(0.85)
	[7.0]	[7.0]	[8.0]	[8.5]
異形棒鋼	(1.4)	(1.4)	(1.6)	(1.7)
	[14]	[14]	[16]	[17]

出典：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 p166

(20) 異形棒鋼の単位質量及び標準寸法

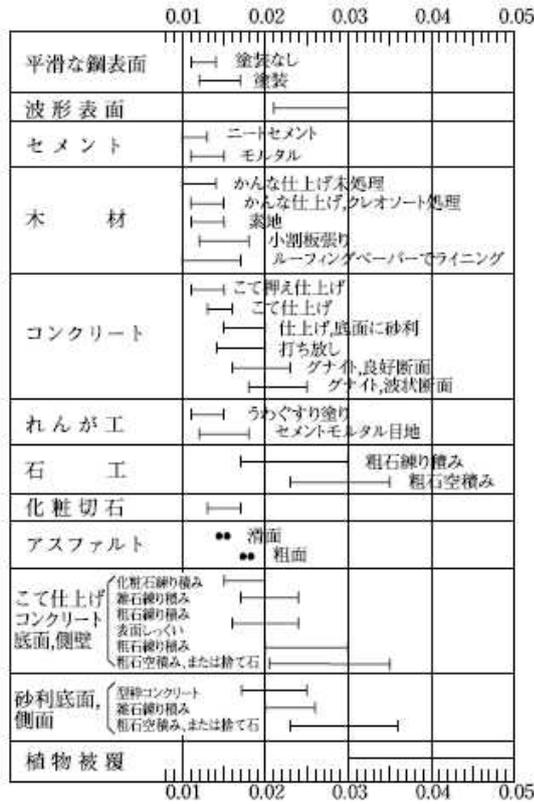
表 1-20 異形棒鋼の単位質量及び標準寸法

呼び名	単位質量 (kg/m)	公称直径 (d) (mm)	公称断面積 (S) (mm <sup>2</sup> )	公称周長 (l) (mm)
D13	0.995	12.7	126.7	40
D16	1.56	15.9	198.6	50
D19	2.25	19.1	286.5	60
D22	3.04	22.2	387.1	70
D25	3.98	25.4	506.7	80
D29	5.04	28.6	642.4	90
D32	6.23	31.8	794.2	100
D35	7.51	34.9	956.6	110
D38	8.95	38.1	1140	120

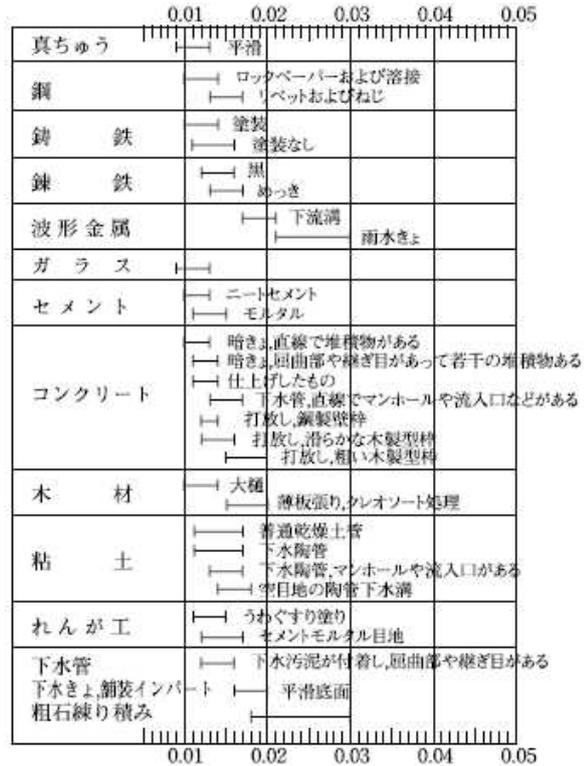
出典：道路橋示方書・同解説 I 共通編 p80

(21) 粗度係数

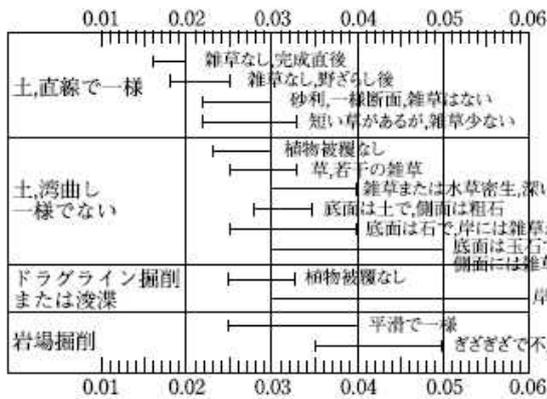
マンシングの粗度係数は現地状況等を勘案して適切に設定する。なお、マンシングの粗度係数は水理公式集を参考に設定する。



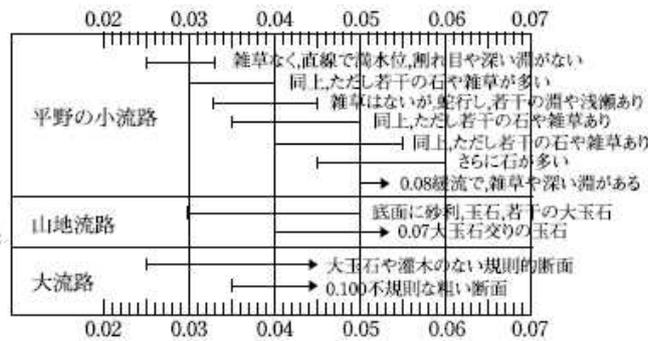
(a)自由表面をもって流れる暗渠



(b)ライニングするか、あるいは組み立てた水路



(c)掘削または浚渫水路 (築堤による水路改修河川を含む)



(d)自然水路 (人工のまったくない水路)

図 1-4 マニングの粗度係数 n の概略値

出典：水理公式集 p89

## (22) 設計震度

設計震度は下表に示す値を用いる。

北陸地方整備局管内の関係県：新潟、富山、石川、山形、福島、長野、岐阜、福井

表 1-21 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

出典：河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ p6

表 1-22 設計震度の地域区分（北陸地方整備局管内の関係県）

地域区分	対象地域
強震帯地域	福島県のうち福島市，二本松市，相馬市，南相馬市，いわき市，伊達市，相馬郡，伊達郡，田村郡，双葉郡，石川郡，東白川郡 長野県全域 富山県のうち富山市，高岡市，氷見市，小矢部市，砺波市，射水市，南砺市，中新川郡 石川県のうち金沢市，小松市，七尾市，羽咋市，白山市，加賀市，野々市市，鹿島郡，羽咋郡，河北郡，能美郡， 岐阜県の全域 福井県の全域
中震帯地域	強震帯地域を除く地域
弱震帯地域	なし

出典：河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ p6 を加工

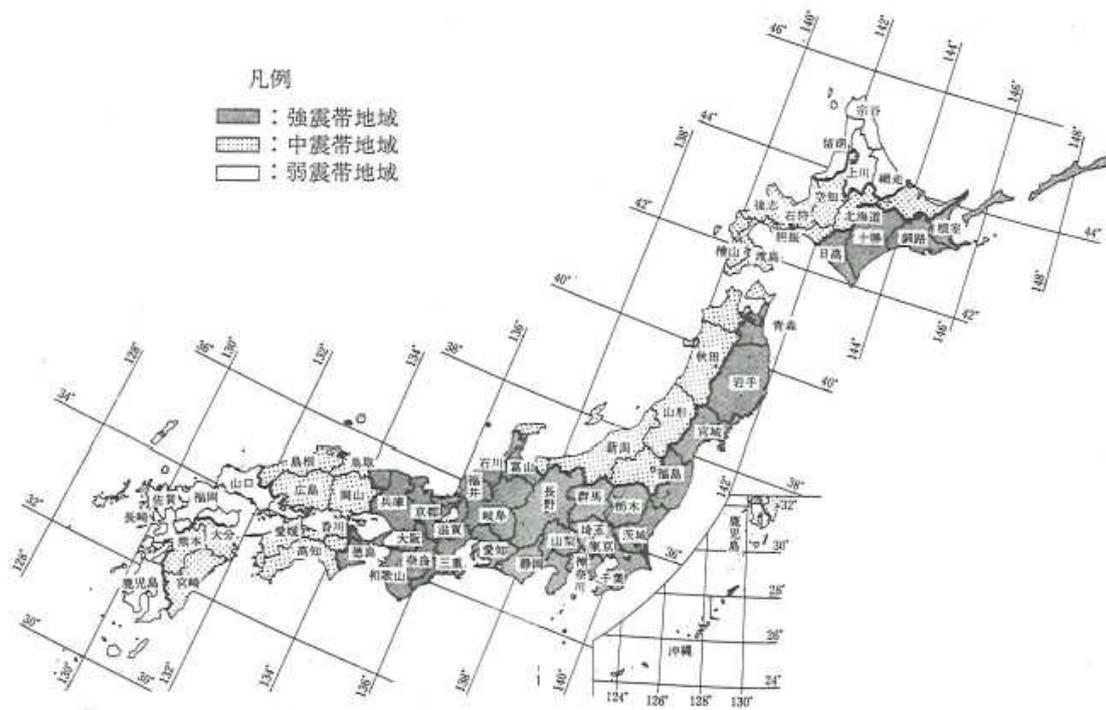


図 1-5 強震帯、中震帯、弱震帯地域の区分

出典：河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 I p77 を加工

(23) 樹種の密度、弾性定数、ポアソン比

流木として流下してくる場合には水分が多い状態(生木)であり、乾燥状態時の比重とことなるため、衝撃力の検討にあたっては下表の取り扱いに留意する。

表 1-23 主要樹種の弾性定数(参考)

(改訂4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所監修 2004年P.135)

樹種	密度 (kg/m <sup>3</sup> )	弾性係数 (×10 <sup>9</sup> N/m <sup>2</sup> )	ポアソン比
		E <sub>L</sub>	ν <sub>LR</sub>
スギ	330	7.35	0.40
エゾマツ	390	10.79	0.40
アカマツ	510	11.77	0.40
ブナ	620	12.26	0.40
キリ	290	7.88	0.40
ミズナラ	700	11.28	0.40
ケヤキ	700	10.3	0.40
イチイガシ	830	16.18	0.40
ニセアカシア	750	12.75	0.50

出典：鋼製砂防構造物設計便覧 p23

## 1-4 計画対象流量の算定

計画対象流量は、土砂移動の形態に応じて算定する。

砂防施設を掃流区間に配置する場合には、降雨量からの流量に土砂混入率を考慮した値を計画対象流量とする。

砂防施設を土石流区間に配置する場合には、流出土砂量に基づいて算出される土石流ピーク流量を計画対象流量とする。

### 1-4-1 掃流区間の計画対象流量

#### (1) 降雨量からの流量算定

掃流区間の計画対象流量は、降雨量の年超過確率 1/100 程度の規模もしくは既往最大雨量のうち、どちらか大きい値によって計算したものに土砂混入率を考慮した値とする。

砂防堰堤等施設の設計のためには、一般にピーク流量を求めればよく、原則として次の合理式（ラショナル式）によって求めるものとする。

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

$$Q' = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A$$

Q : 対象流量 (m<sup>3</sup>/s)

Q' : 合理式によって求めるピーク流量

α : 土砂混入率

f : 流出係数

r : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km<sup>2</sup>)

合理式（ラショナル式）の適用が適当な河川は、流域面積が比較的小さく（おおむね 100km<sup>2</sup>未満たは流域の最遠点からの到達時間がおおむね 2 時間程度まで）、かつ流域に貯留現象がなく、また貯留現象を考慮する必要がない河川等であり、その他の河川では必要に応じ貯留関数法や単位図法が用いられることがある。

また、流量資料及び降雨量資料が不足している流域においては、比流量から算定する方法もある。ただし、北陸地方整備局管内では、比流量から算出する方法は原則として利用しない。

## (2) 流出係数

各溪流において流出係数を求めている場合を除き下表の流出係数の平均値を用いるものとする。

表 1-24 日本内地河川の流出係数

		平均値
急峻な山地	0.75～0.90	0.825
三紀層山地	0.70～0.80	0.750
起伏のある土地及び樹林	0.50～0.75	0.625
平坦な耕地	0.45～0.60	0.525
灌漑中の水田	0.70～0.80	0.750
山地河川	0.75～0.85	0.800
平地小河川	0.45～0.75	0.600
流域の半ば以上が平地である場合	0.50～0.75	0.625

出典：河川砂防技術基準 調査編 第3章第2節-11

流出係数は、流域の大きさ、形状、起伏度、地質、植生状況及び降雨強度、降雨継続時間に関連して地域によって異なるため、各溪流において洪水流量観測、洪水痕跡等をもとに流出係数を求めている場合を除き上表の流出係数を用いる。なお、流域が複雑な地目で構成されている場合には、面積による加重平均として流出係数を算出する。

## (3) 洪水到達時間

洪水到達時間の算定方法は、降雨が水路に入るまでの流入時間と、水路の中を下流端に達するまでの流下時間の和とする方法と、経験式による方法とがあるが方法の選定にあたっては、流出特性等を考慮するものとする。

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

$$\text{洪水到達時間 } T = \text{洪水流入時間 } T_1 + \text{洪水流下時間 } T_2$$

掃流区間における洪水到達時間は、過去の実測値、周辺の参考となる類似砂防堰堤の経験値及び、流域特性に応じた値を用いる。また、流域内に既存の砂防施設がある場合は、その計画対象流量との整合を確認したうえで適切な洪水到達時間を算定する。

### 1) 洪水流入時間 (T<sub>1</sub>) 小流域で山腹斜面を流下する時間が無視できない場合

洪水流入時間は、一般に次の値を標準として定めてもよい。

流域概況	流域面積	流入時間
山地流域	2 km <sup>2</sup>	30 min
特に急傾斜面流域	2 km <sup>2</sup>	20 min

## 2) 洪水流下時間 (T<sub>2</sub>)

洪水流下時間は、Kraven 式、Bayern 地方公式 (Rziha 式) で求められる。一般的には河床勾配が 1/20 よりも緩勾配な地点では Kraven 式、1/20 よりも急勾配な地点では Rziha 式が用いられている。

勾配が途中で急変するような場合には、それぞれの勾配毎に流路を分割して時間を求め、加え合わせて洪水流下時間を算定する。

### a) Kraven 式

$$T_0 = L/W$$

T<sub>0</sub> : 洪水流下時間 (sec)

L : 流路長 (m)

W : 洪水流出速度 (m/sec)

I : 流路勾配

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

### b) Bayern 地方公式 (Rziha 式)

$$T_0 = L/W$$

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

T<sub>0</sub> : 洪水流下時間 (sec)

W : 洪水流出速度 (m/sec)

H : 流路高低差 (m)

L : 流路長 (m)

参考) 土研式 (適用範囲: 都市流域 流域面積 < 10km<sup>2</sup> 平均勾配 > 1/300、  
自然流域 流域面積 < 50km<sup>2</sup> 平均勾配 > 1/500)

都市流域

$$T_0 = 2.40 \times 10^{-4} \cdot (l/\sqrt{s})^{0.7}$$

自然流域

$$T_0 = 1.67 \times 10^{-3} \cdot (l/\sqrt{s})^{0.7}$$

T<sub>0</sub> : 洪水流下時間 (h)

l : 流域最遠点から流量計算地点までの流路長 (m)

s : 流域最遠点から流量計算地点までの平均勾配

#### (4) 降雨強度

降雨強度の算出方法としては、降雨継続時間との関係から求める方法（Talbot 式等）と、日雨量だけが与えられた場合の任意継続時間中の降雨強度を推定する方法(物部式等)があるが、流出特性等を考慮して選定する。

降雨強度の算出方法としては、上記に示した 2 通りの方法があるが、後者の日雨量だけが与えられた場合の任意継続時間中の降雨強度推定方式を利用する例が多い。

降雨強度推定式には、物部式、飯塚式などがあるが式の選定にあたっては、流出特性等を考慮して選定するものとする。

##### 1) 物部式

$$r_t = \frac{r_{24}}{24} \cdot \left( \frac{24}{t} \right)^{2/3}$$

$r_t$  : t 時間内の平均雨量強度 (mm/h)

$r_{24}$  : 日雨量 (mm)

t : 洪水到達時間 (h)

##### 2) 飯塚式

$$r_t = \frac{34710}{t^{1.35} + 1502} \times \frac{r_{24}}{100}$$

$r_t$  : t 時間内の平均雨量強度 (mm/h)

$r_{24}$  : 日雨量 (mm)

t : 洪水到達時間 (min)

物部式と飯塚式は、上下流の砂防施設計画との整合を図り、選定する。

また、物部式と飯塚式を比較した結果、2 時間以内では飯塚式の適合がよいようであり、流域特性に応じて想定される洪水到達時間に応じて選定する。

(参考) 算定式別平均雨量強度 (日雨量 250mm の場合)

洪水到達時間		平均雨量強度 (mm/h)	
(min)	(hr)	物部式	飯塚式
5	0.08	454.3	57.4
10	0.17	286.2	56.9
30	0.50	137.6	54.2
60	1.00	86.7	49.5
120	2.00	54.6	40.5
360	6.00	26.2	20.1

(5) 比流量からの算定

降雨データがない流域で他の式が適用できない場合には、比流量から対象流量を算出することができる。

$$Q = q \times A$$

- Q : 対象流量 (m<sup>3</sup>/s)
- q : 比流量 (m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>)
- A : 流域面積 (km<sup>2</sup>)

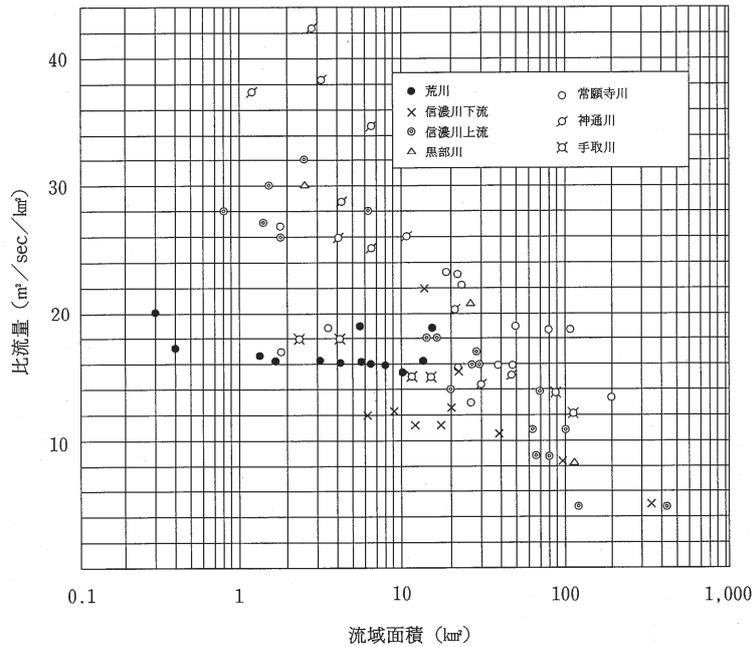


図 1-6 流域面積—比流量図 (北陸)

(6) 土砂混入率

土砂混入率は、流域の水理条件や土砂流出の特性等によって異なるため、過去の実測値、周辺の参考となる類似砂防堰堤の経験値、流域特性に応じた値を用いる。

なお、溪流保全工の計画では一般に下記の値が用いられる。

- ・ 砂防工事が施工中 (上流の砂防工事が計画流出土砂量に対して 50%以上完了している状態)、及び屈曲、乱流防止 . . . . . 10%
- ・ 砂防工事が施工済みの場合 . . . . . 5%

## 1-4-2 土石流区間の計画対象流量

### (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、実測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。

焼岳、桜島等で発生した土石流ピーク流量観測データに基づく土石流総流量とピーク流量の関係は図 1-8 に示すとおりである。平均的なピーク流量と土石流総流量の関係は式で表される。

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

$$\Sigma Q = \frac{C_* \cdot V_{dqp}}{C_d}$$

$Q_{sp}$  : 土石流ピーク流量 (m<sup>3</sup>/s)

$\Sigma Q$  : 土石流総流量 (m<sup>3</sup>)

$V_{dqp}$  : 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) (m<sup>3</sup>)

$C_d$  : 土石流濃度

$C_*$  : 河床堆積土砂の容積濃度 (0.6 程度)

土石流濃度は下記の平均濃度式で求めるものとする。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}$$

$\sigma$  : 礫の密度 (kg/m<sup>3</sup>)

$\rho$  : 水の密度 (kg/m<sup>3</sup>)

$\phi$  : 河床堆積土砂の内部摩擦角 (30~40° 程度であり、一般に 35° )

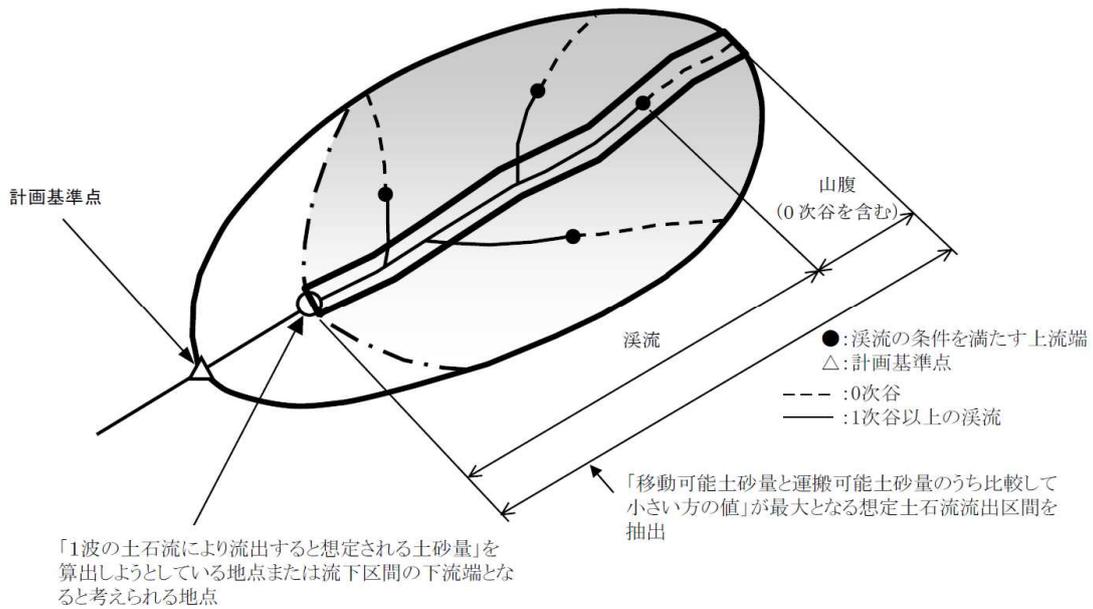
$\theta$  : 河床勾配 (°) 現河床勾配  $\theta_0$  とする。

上式は 10° ~20° に対する高橋の式であるが、それよりも緩勾配の範囲についても準用する。なお、計算値 ( $C_d$ ) が  $0.9C_*$  よりも大きくなる場合は、 $C_d = 0.9C_*$  とし、計算値 ( $C_d$ ) 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 $V_{dqp}$ の算出方法

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。なお、想定土石流流出区間の下流端は「1 波の土石流により流出すると想定される土砂量」を算出しようとしている地点または流下区間の下流端と考えられる地点とし、 $V_{dqp}$  の下限値は 1,000m<sup>3</sup> とする (図 1-7 参照)。



出典：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）及び同解説 p33

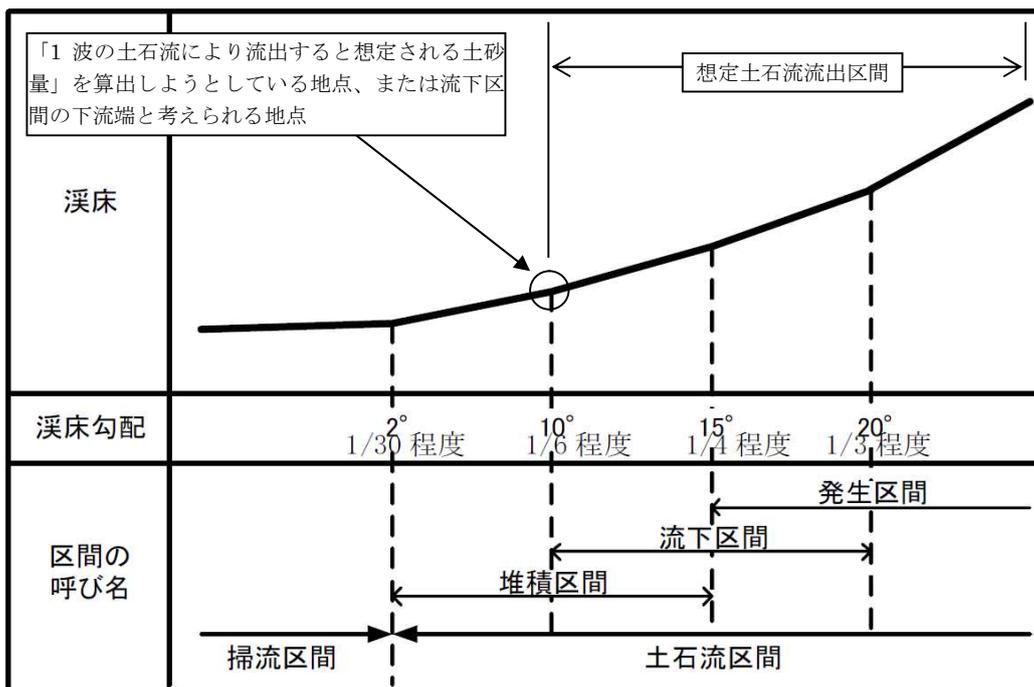


図 1-7 想定土石流流出区間のイメージ

※ 運搬可能土砂量の算出方法

計画規模の年超過確率の降雨によって運搬できる土砂量（運搬可能土砂量  $V_{dy2}$ ）は、計画規模の年超過確率の降雨量（ $P_p$  (mm)）に流域面積（ $A$  (km<sup>2</sup>））を掛けて総水量を求め、これに流動中の土石流濃度（ $C_d$ ）を乗じて算定する。その際流出補正率（ $K_{f2}$ ）を考慮する。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \cdot P_p \cdot A}{1 - K_v} \left( \frac{C_d}{1 - C_d} \right) K_{f2}$$

$P_p$ は地域の降雨特性、災害特性を検討し決定する。なお、一般には24時間雨量を用いる。 $K_v$ は空隙率で0.4程度とする。 $K_{f2}$ は流出補正率で次の式で求める。なお、 $K_{f2}$ は0.5を上限とし、0.1を下限とする。

$$K_{f2} = 0.05(\log A - 2.0)^2 + 0.05$$

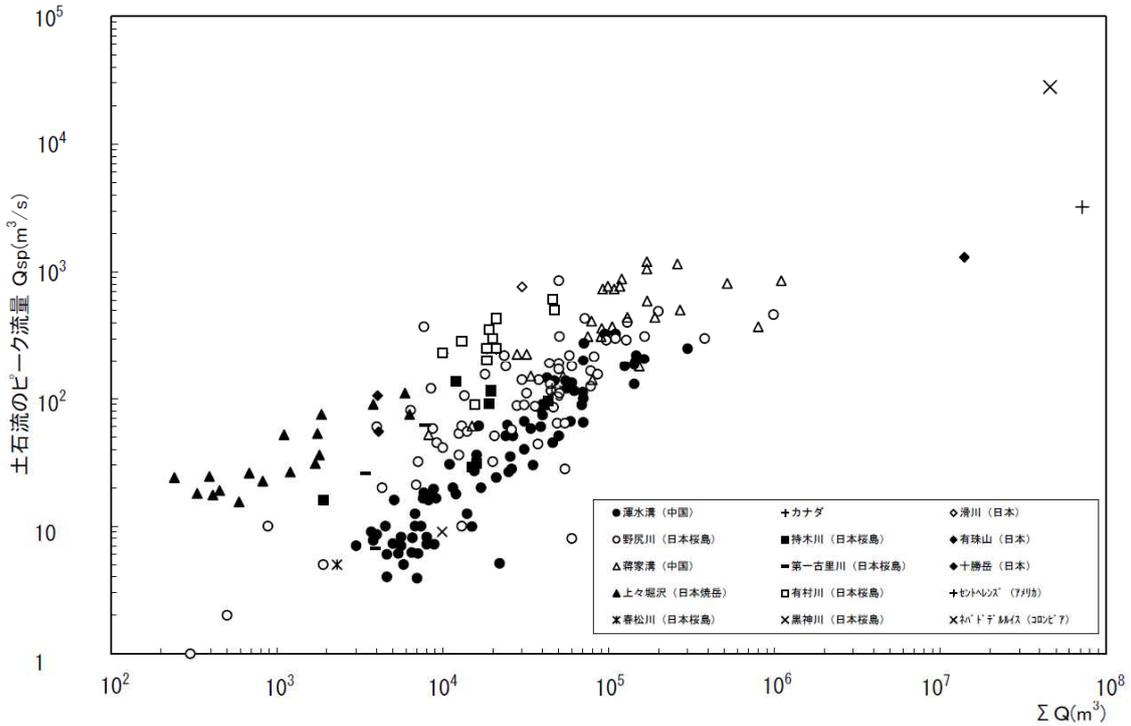


図 1-8 ピーク流量の相関

出典：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）及び同解説 p33

## (2) 土石流区間における清水の対象流量

土石流区間における清水の対象流量は合理式により算出する。

### 1) 洪水到達時間

洪水到達時間は原則として、次式で求める。

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

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

### 2) 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)。

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

- $P_a$  : 洪水到達時間内の平均降雨強度 ( $\text{mm/h}$ )  
 $P_{24}$  : 24 時間雨量 ( $\text{mm/h}$ )  $P_{24}$  が得られない場合、日雨量  $P_{24} \doteq P_{\text{day}}$  とする  
 $K_{p2}$  : 定数で  $-1/2$

### 3) 有効降雨強度

有効降雨強度は、次式により求める。

$$P_e = K_{f1} \cdot P_a$$

- $K_{f1}$  : 流出係数

$K_{p2} = -1/2$  とすると、 $T_f$ 、 $P_a$  の式から有効降雨強度は以下の式になる。

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

### 4) 土石流区間における清水の対象流量

土石流区間における清水の対象流量は次式のように合理式で求める。

$$Q_p = \frac{1}{36} \cdot K_{f1} \cdot P_a \cdot A = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A$$

## 1-5 土石流諸元の算定

土石流区間では、土石流の流速と水深、土石流の単位体積重量、土石流流体力、流木の最大長・最大直径及び平均長・平均直径を算定する。また、土石流時の設計外力として礫及び流木の衝撃力を算定する。

### 1-5-1 土石流の流速と水深

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。

土石流の流速  $U$  (m/s) は、焼岳、滑川、桜島の観測資料を整理した結果では、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。

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

$D_r$  : 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)

$\theta$  : 河床勾配 ( $^\circ$ ) (ここでは表 1-25 に基づき設定する)

$K_n$  : 粗度係数 ( $s \cdot m^{-1/3}$ )

粗度係数 ( $K_n$ ) の値は清水の場合よりかなり大きく、自然河道ではフロント部で 0.10 をとる。なお、土石流の流速および水深は、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  $B_{da}$  (m) と土石流ピーク流量  $Q_{sp}$  ( $m^3/s$ ) より、式 1、式 2、式 3 を連立させて求められる。

$$\text{式 2 : } Q_{sp} = U \cdot A_d$$

$A_d$  : 土石流ピーク流量の流下断面積 ( $m^2$ )

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杯に流れると考えられるので、土石流の流下断面は図 1-9 の斜線部とする。流れの幅  $B_{da}$  (m) は図 1-9 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。

なお、流れの幅  $B_{da}$  が  $4\sqrt{Q_{sp}}$  を超える場合、 $B_{da} = 4\sqrt{Q_{sp}}$  とする。

$$\text{式 3 : } D_d = \frac{A}{B_{da}}$$

表 1-25 河床勾配  $\theta$  の使い分け

項目	河床勾配
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 ( $D_d$ )	現河床勾配 ( $\theta_o$ )
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 ( $\theta_p$ )

出典：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）及び同解説 p36 を加工

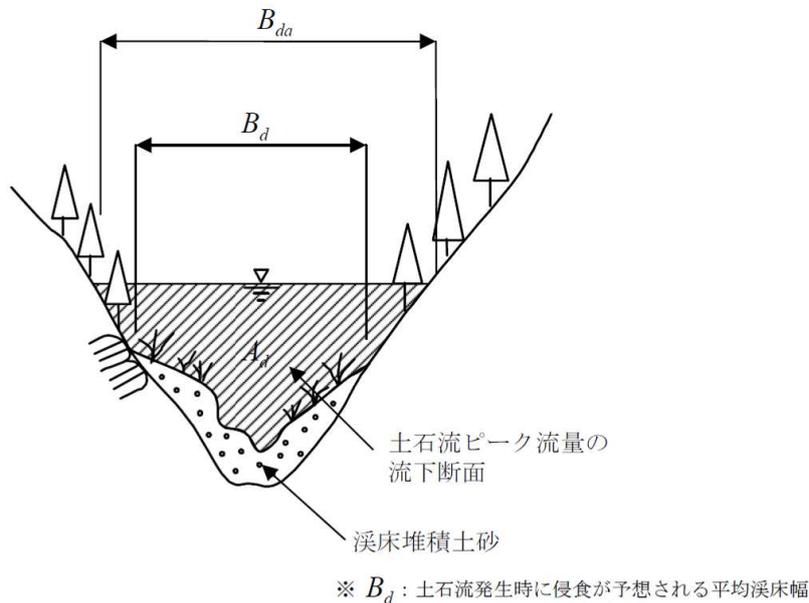


図 1-9 土石流の流下断面と流れの幅  $B_{da}$  のイメージ

出典：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）及び同解説 p37

### 1-5-2 土石流の単位体積重量

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。

土石流の単位体積重量  $\gamma_d$  ( $\text{kN/m}^3$ ) は以下の式で求められる。

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

$g$  : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

### 1-5-3 土石流流体力

土石流の流体力は、土石流の流速、水深、単位体積重量を用いて推定する。

土石流流体力は次式で求める。

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2$$

F : 単位幅当りの土石流流体力 (kN/m)

U : 土石流の流速 (m/s)

D<sub>d</sub> : 土石流の水深 (m)

g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

K<sub>h</sub> : 係数 (1.0 とする)

γ<sub>d</sub> : 土石流の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

### 1-5-4 流木の最大長、最大直径

流木の最大長、および、最大直径は、流出流木量算出のための調査結果から推定する。なお、流木の最大長は土石流の平均流下幅を考慮するものとする。

流木の最大長 L<sub>wm</sub> (m) は、土石流の平均流下幅を「土石流発生時に侵食が予想される平均河床幅」B<sub>d</sub> (m)、上流から流出する立ち木の最大樹高を H<sub>wm</sub> (m) とすると

$$H_{wm} \geq 1.3B_d \text{ の場合} \quad L_{wm} \doteq 1.3B_d$$

$$H_{wm} < 1.3B_d \text{ の場合} \quad L_{wm} \doteq H_{wm}$$

として推定する。流木の最大直径 R<sub>wm</sub> (m) は、上流域において流木となると予想される立木の最大胸高直径 (流木となることが予想される立木のうち、大きなものから数えて 5%の本数に当たる立木の胸高直径) とほぼ等しいとして推定する。

### 1-5-5 流木の平均長、平均直径

流木の平均長、および、平均直径は、流出流木量算出のための調査結果から推定する。なお、流木の平均長は土石流の最小流下幅を考慮するものとする。

流木の平均長 L<sub>wa</sub> (m) は、土石流の最小流下幅を B<sub>dm</sub> (m)、上流から流出する立ち木の平均樹高を h<sub>wa</sub> (m) とすると

$$h_{wa} \geq B_{dm} \text{ の場合} \quad L_{wa} \doteq B_{dm}$$

$$h_{wa} < B_{dm} \text{ の場合} \quad L_{wa} \doteq h_{wa}$$

となる。

また、平均直径 R<sub>wa</sub> (m) は、上流域において流木となると予想される立木の平均胸高直径とほぼ等しいとする。

## 1-5-6 土石流時の設計外力

### (1) 土石流時の設計外力（衝撃力を除く）

土石流時の設計外力の設定に必要な土石流ピーク流量、土石流の流速と水深、土石流の単位体積重量、土石流流体力は、土石流・流木対策施設が無い状態を想定して算出する。

### (2) 礫の衝撃力

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

マスコンクリートでは次式で礫の衝撃力（ $P_2$ ）が推定できる。

$$P_2 = \beta \cdot n \alpha^{3/2}, \quad n = \sqrt{\frac{16R_2}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}}$$

$$K_1 = \frac{1 - v_1^2}{\pi E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - v_2^2}{\pi E_2}$$

$$\alpha = \left( \frac{5U_2^2}{4n_1 n} \right)^{2/5}, \quad n_1 = \frac{1}{m_2}$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}, \quad E = \frac{m_2}{m_1} U_2^2$$

$P_2$  : 礫の衝撃力 (kN)

$E_1, E_2$  : コンクリートおよび礫の弾性係数 ( $N/m^2$ )

$v_1, v_2$  : コンクリートおよび礫のポアソン比

$m_2$  : 礫の質量 (kg)

$R_2$  : 礫の半径 (m)

$\pi$  : 円周率 (3.14)

$U_2$  : 礫の速度 (m/s)

$\alpha$  : へこみ量 (m)

$K_1, K_2$  : 定数

$\beta$  : 実験定数

$m_1$  : 袖ブロックの質量 (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) 礫及びコンクリートの物理定数の例

礫の弾性係数  $E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.8 N/m^2$ 、ポアソン比  $v_2 : = 0.23$

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

コンクリートのポアソン比  $v_1 = 0.194$

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

### (3) 流木の衝撃力

流木の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての流木の衝撃力 ( $P_3$ ) を設定する。

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。

$$P_3 = \beta \cdot n \alpha^{3/2}, \quad n = \sqrt{\frac{16R_3}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}}$$

$$K_1 = \frac{1 - v_1^2}{\pi E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - v_3^2}{\pi E_3}$$

$$\alpha = \left( \frac{5U_3^2}{4n_1 n} \right)^{2/5}, \quad n_1 = \frac{1}{m_3}$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}, \quad E = \frac{m_3}{m_1} U_3^2$$

- $P_3$  : 流木の衝撃力 (kN)  
 $E_1, E_3$  : コンクリートおよび流木の弾性係数 (N/m<sup>2</sup>)  
 $v_1, v_3$  : コンクリートおよび流木のポアソン比  
 $m_3$  : 流木の質量 (kg)  
 $R_3$  : 流木の半径 (m)  
 $\pi$  : 円周率 (3.14)  
 $U_3$  : 流木の速度 (m/s)  
 $\alpha$  : へこみ量 (m)  
 $K_1, K_2$  : 定数  
 $\beta$  : 実験定数  
 $m_1$  : 袖ブロックの質量 (kg)

流木の速度は土石流流速と等しいとし、流木の直径は最大直径とする。

## 第2章 砂防施設設計（掃流区間）

### 2-1 不透過型砂防堰堤

不透過型砂防堰堤の設計にあたっては、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、自然環境、社会環境についても考慮しなければならない。

#### 2-1-1 設計順序

不透過型砂防堰堤の設計の順序は、堰堤サイトの地形、地質等の物理特性、半川仮締切の可否、その堰堤の目的に対する適合性及び経済性、安全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略設計を行った後、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、本体及び基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰めや水抜き等の付属物の設計を行う。その他の施設は、必要に応じて設計を行う。

なお、砂防堰堤の設計にあたっては副堰堤及び水褥池を設けることを基本とする。

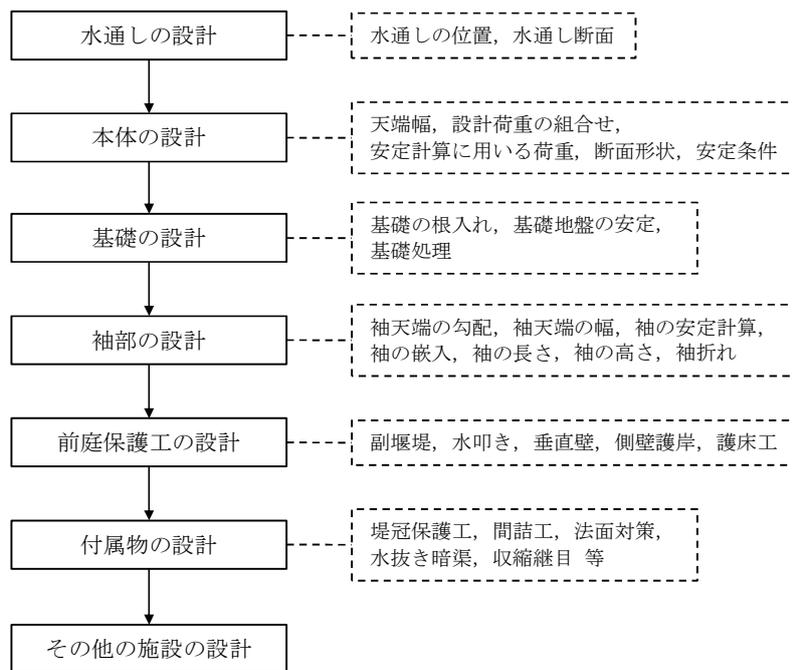


図 2-1 不透過型砂防堰堤の設計順序

不透過型砂防堰堤の標準的な構造と各部の名称は下図のとおりである。

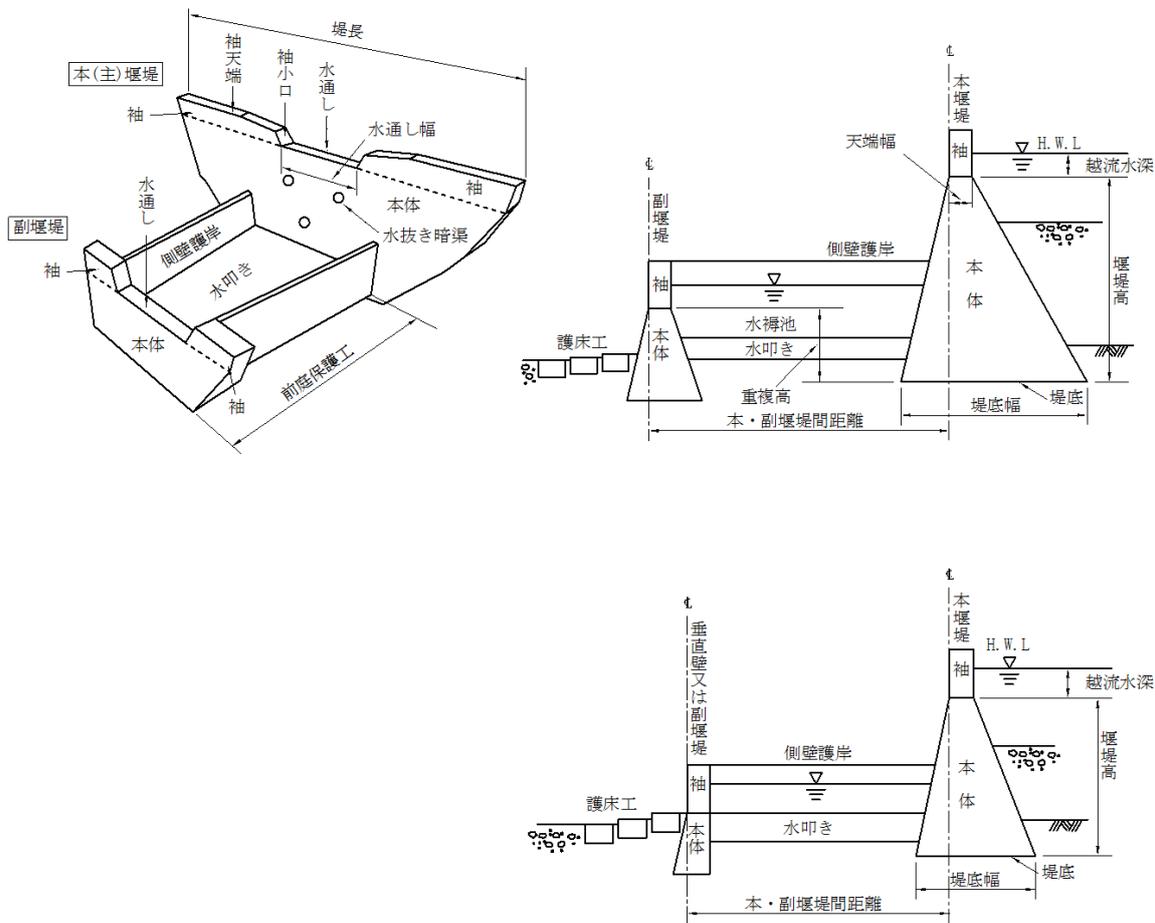


図 2-2 不透過型砂防堰堤の標準的な構造と各部の名称

## 2-1-2 水通しの設計

### (1) 堰堤軸の方向

堰堤の水通しを越流する水流は水通し天端下流端と直角に落下するため、堰堤の方向は下流流心線を想定し、これに直角とすることが望ましい。

ただし、階段状の堰堤群を計画する場合は現状の流心線にとらわれず堆砂後の流心を想定し定めるものとする。

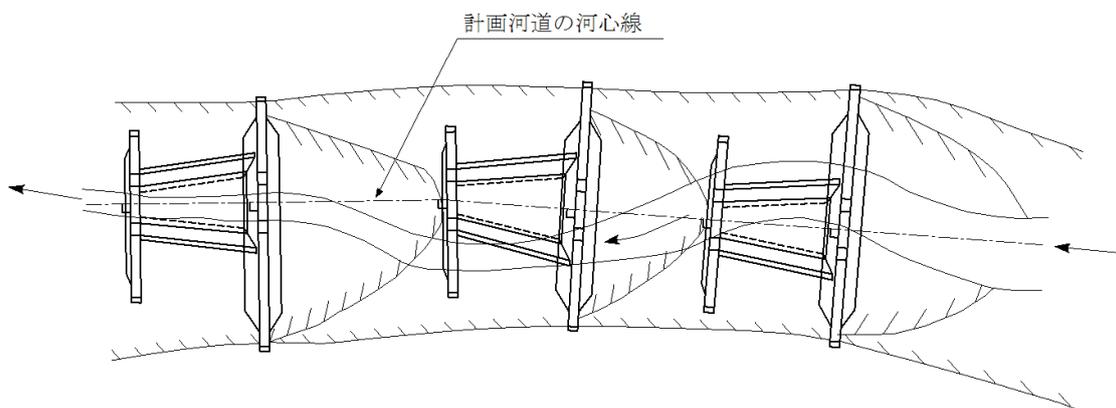


図 2-3 階段状の堰堤群を計画する場合の堰堤軸方向

### (2) 水通しの位置

水通しの位置は、原則としてその中心が現河床の中央に位置するように定めるものとし、堰堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向を考慮して定めなければならない。

### (3) 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

水通し幅は、流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の著しい支障を及ぼさない範囲において、できる限り広くする。上流流域面積が小さい場合には流量は小さくなるが、土石流、流木等を考慮して水通しの最小幅は 3m とする。

#### 2) 水通しの高さ

水通しの高さは、対象流量を流し得る水位に、表 2-1 の余裕高以上の値を加えて定める。

なお、土石流等流出土砂の形態に応じて割増しを考慮するものとする。また、袖部の安全性、堰堤前庭部保護等に対処するため、最大越流水深は 5.0m 以内を目標に検討する。

表 2-1 余裕高（対象流量との関係）

対象流量	余裕高
200m <sup>3</sup> /sec 未満	0.6m
200～500m <sup>3</sup> /sec	0.8m
500m <sup>3</sup> /sec 以上	1.0m

水通しの高さの算定は、次式により求めることができる。

$$H_3 = h_3 + h_3'$$

$H_3$  : 水通しの高さ (m)

$h_3$  : 越流水深 (m) ……………切上げで 0.1m 単位

$h_3'$  : 余裕高 (m)

ただし、対象流量は合理式により求めるものとし、対象流量に応じた水深 ( $h_3$ ) は、次式により算定する。

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

$Q$  : 対象流量 (m<sup>3</sup>/s)

$C$  : 流量係数 (0.60～0.66) 一般に  $C=0.60$

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$B_1$  : 水通し広幅 (m)

$B_2$  : 越流水面幅 (m)

$m_2$  : 袖小口勾配

$C=0.60$ 、 $m_2=0.5$  の場合には、次式となる。

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

### 3) 袖小口の勾配

袖小口の勾配は、1 : 0.5 を標準とする。

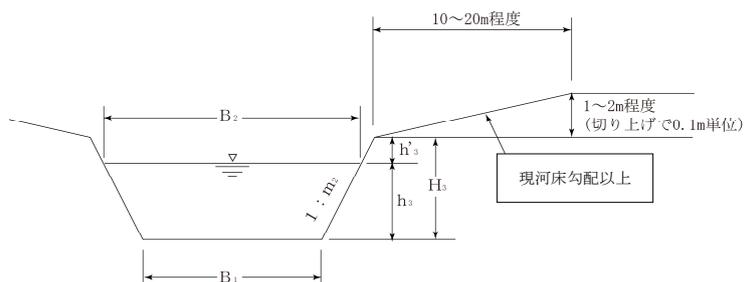


図 2-4 水通し断面

### 2-1-3 安定計算に用いる荷重及び数値

#### (1) 安定計算に用いる荷重

砂防堰堤断面の安定計算に用いる荷重は、自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重とし、堰堤の高さ、型式により選択するものとする。

砂防堰堤断面の安定計算に用いる荷重の組み合わせは、表 2-2 のとおりである。

表 2-2 設計荷重の組み合わせ（自重を除く）

堰堤型式		平常時	洪水時
重力式コンクリート堰堤	堰堤高 15m 未満		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
アーチ式コンクリート堰堤		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	静水圧、堆砂圧、揚圧力、 温度荷重

(注) 堰堤高は堰堤基礎地盤から水通し天端までの高さとする。

出典：河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ p4

### 1) 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 (kN/m<sup>3</sup>) を乗じて求める。

$$W = W_c \cdot A$$

W : 単位幅当りの堰堤堤体の自重 (kN)

W<sub>c</sub> : 堤体築堤に用いる材料の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

A : 堰堤堤体単位幅あたりの体積 (m<sup>3</sup>)

### 2) 静水圧

静水圧は次式により求める。ただし、静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に堰堤高とし、洪水時は堰堤高に越流水深を加算する。

$$P = W_o \cdot H_w$$

P : 静水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

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

H<sub>w</sub> : 水面からの任意の点の水深 (m)

### 3) 堆砂圧

堆砂圧は次式により求める。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。

$$P_{eV} = W_{sl} \cdot h_e$$

$$P_{eH} = C_e \cdot W_{sl} \cdot h_e$$

P<sub>eV</sub> : 堆砂圧の鉛直分布 (kN/m<sup>2</sup>)

P<sub>eH</sub> : 堆砂圧の水平分布 (kN/m<sup>2</sup>)

C<sub>e</sub> : 土圧係数

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

h<sub>e</sub> : 堆砂面からの任意点までの堆砂深 (m)

W<sub>s</sub> : 堆砂見掛単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

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

W<sub>sa</sub> : 堆砂絶対単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

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

#### 4) 揚圧力

揚圧力は、堰堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表 2-3 を基準として計算する。

表 2-3 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端	下流端
岩盤	$(h_2 + \mu \cdot \Delta h)W_0$	$h_2W_0$
砂礫盤	$h_1W_0$	$h_2W_0$

$\Delta h$  :  $h_1 - h_2$

$\mu$  : 揚圧力係数

$h_1$  : 堰堤上流側水深 (m)

$h_2$  : 堰堤下流側水深 (m)

$b_2$  : 堤底幅 (m)

任意の点 (X) における揚圧力は、次式による。

$$U_x = \{h_2 + \mu \cdot \Delta h \cdot (1 - x/l)\} \cdot W_0$$

$l = b_2$  ただし、止水壁等を設ける場合は、 $l = b_2 + 2 \cdot d$  とする。

揚圧力の変位は直線とする。

$U_x$  : 区間における X 地点の揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$l$  : クリープ長 (m)

$d$  : 止水壁等の長さ (m)

$x$  : 上流端から X 地点までの辺に沿った長さ (m)

$W_0$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

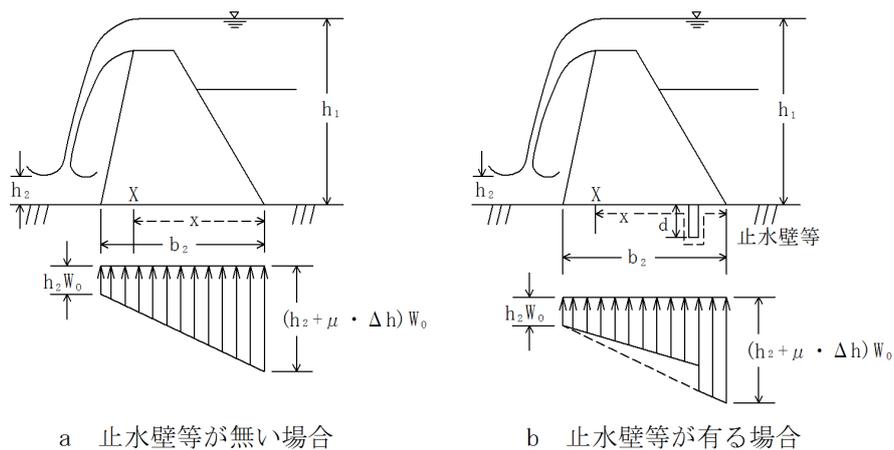


図 2-5 揚圧力の分布

## 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、堰堤の重量に設計震度を乗じた値とし、次式により求められる。

$$I = K \cdot W$$

I : 堰堤堤体に水平方向に作用する地震時慣性力 (kN/m)

K : 地震係数

W : 堰堤堤体の自重 (kN/m)

設計震度は、「1-3-8 (22) 設計震度」に掲げる値以上の値で、基礎地盤の状況等も勘案して決定する必要がある。

## 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。

### a) 堰堤の上流面が傾斜している場合の式 (Zangar の式)

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

$$C = \frac{C_m}{2} \cdot \left\{ \frac{h_x}{h_o} \cdot \left( 2 - \frac{h_x}{h_o} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{h_o} \cdot \left( 2 - \frac{h_x}{h_o} \right)} \right\}$$

$$P_d = \eta \cdot \frac{C_m}{2} \cdot W_o \cdot K \cdot h_o^2 \cdot \sec \theta$$

$$h_d = \lambda \cdot h_x$$

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

$P_d$  : 貯留水面から X 地点までの全地震時動水圧 (kN/m)

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

K : 地震係数

$h_o$  : 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)

$C_m$  :  $P_d$  が最大となるときの  $C_m$  の値 (図 2-6 参照)

$$[\text{近似式 } C_m \doteq 0.773 - 0.005752 \cdot \theta - 0.000026 \cdot \theta^2]$$

$\theta$  : 堰堤上流面の鉛直に対する傾斜角 (°)

$h_d$  : X 地点から  $P_d$  の作用点までの高さ (m)

$\eta, \lambda$  : 式から求められる係数 (図 2-6、表 2-4 参照)

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

$$\lambda = \left[ 0.25 - 1.45206483 \cdot \left( 1 - \frac{h_x}{h_o} \right) + \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{h_x}{h_o} \right)^2 - \frac{1}{12} \left( 1 - \frac{h_x}{h_o} \right)^4 \right.$$

$$\left. - \frac{1}{6} \sqrt{\left\{ \frac{h_x}{h_o} \cdot \left( 2 - \frac{h_x}{h_o} \right) \right\}^3} + \frac{1}{2} \left\{ \left( 1 - \frac{h_x}{h_o} \right) \cdot \sin^{-1} \left( 1 - \frac{h_x}{h_o} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{h_o} \cdot \left( 2 - \frac{h_x}{h_o} \right)} \right\} \right] / \eta / \frac{h_x}{h_o}$$

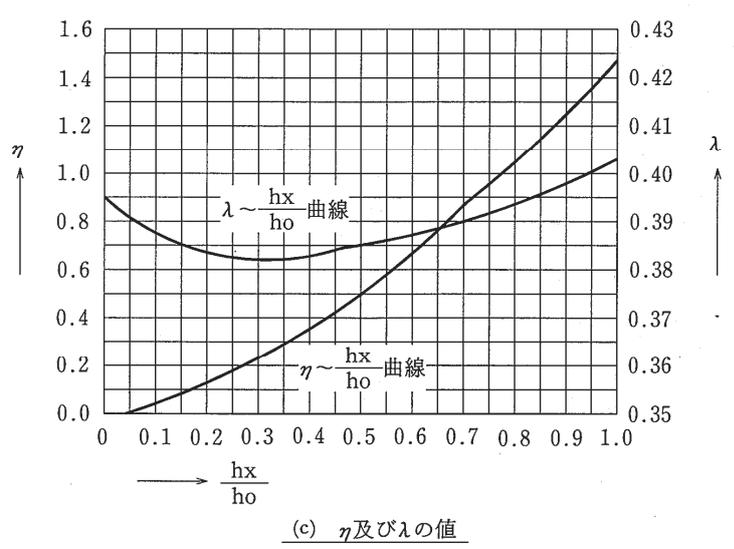
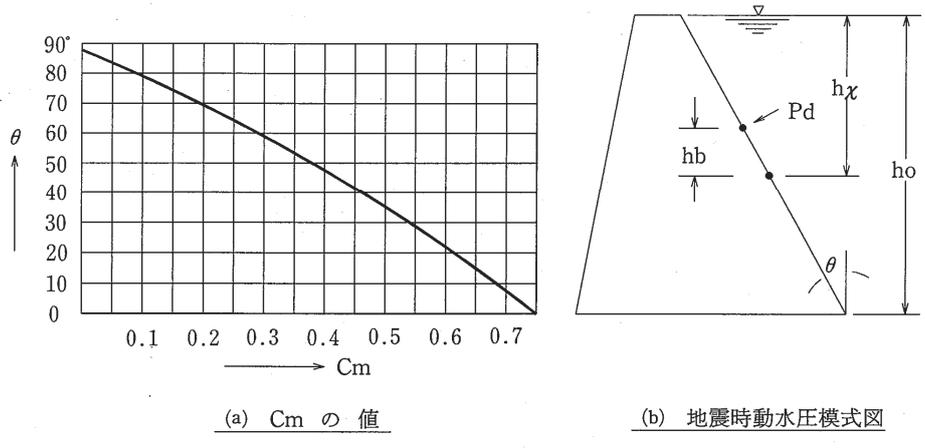


図 2-6 地震時動水圧の係数

表 2-4  $\eta \cdot \lambda$  の値

$h_x/h_o$	$\eta$	$\lambda$
0	0	0
0.01	0.0010410602	0.3938058871
0.03	0.0057678746	0.3902706185
0.05	0.0129198455	0.3882880301
0.10	0.0390296200	0.3855282057
0.15	0.0748978742	0.3841469114
0.20	0.1190838877	0.3834645495
0.25	0.1706196051	0.3832277512
0.30	0.2287494200	0.3833115622
0.35	0.2928356608	0.3836449021
0.40	0.3623142756	0.3841837395
0.45	0.4366707644	0.3848993102
0.50	0.5154257579	0.3857722299
0.55	0.5981257356	0.3867892696
0.60	0.6843367125	0.3879414695
0.65	0.7736397474	0.3892229779
0.70	0.8656276228	0.3906303105
0.75	0.9599023062	0.3921618663
0.80	1.0560729466	0.3938176085
0.85	1.1537542439	0.3955988557
0.90	1.2525650809	0.3975081508
0.95	1.3521273378	0.3995491877
1.00	1.4520648300	0.4017267833

b) 堰堤の上流面が、鉛直か鉛直に近い場合の式(Westergaard の近似式)

$$P_x = \frac{7}{8} \cdot W_o \cdot K \cdot \sqrt{h_o \cdot h_x}$$

$$P_d = \frac{7}{12} \cdot W_o \cdot K \cdot h_o^{\frac{1}{2}} \cdot h_x^{\frac{3}{2}}$$

$$h_d = \frac{2}{5} \cdot h_x$$

なお、Westergaard の近似式より Zanger の式による値のほうが小さい。

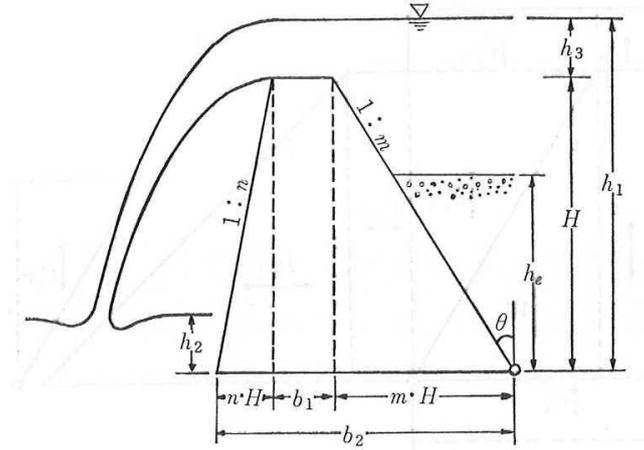
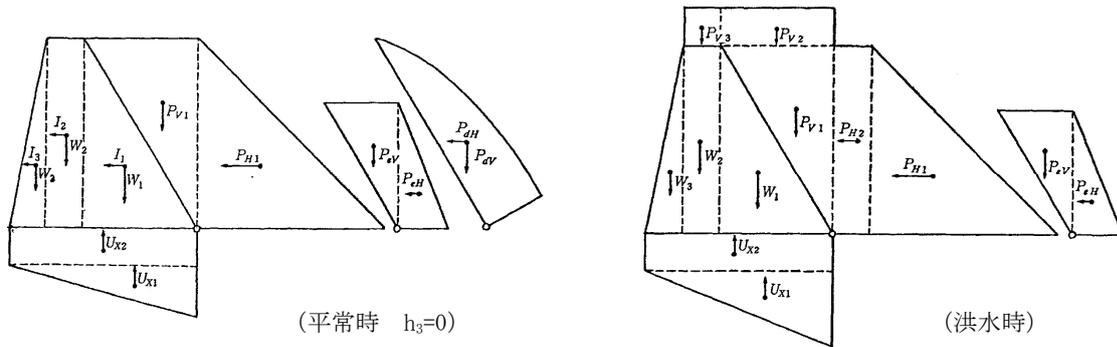


図 2-7 砂防堰堤の安定計算に用いる記号



- $P_V$  : 静水圧の鉛直分力、 $P_H$  : 静水圧の水平分力  
 $P_{aV}$  : 貯留水面から X 地点までの全地震時動水圧 (kN/m) の鉛直分力  
 $P_{aH}$  : 貯留水面から X 地点までの全地震時動水圧 (kN/m) の水平分力

図 2-8 砂防堰堤の単位当たり断面に作用する力

表 2-5 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（平常時  $h_3=0$ ） (1)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作用線までの距離 (l)	モーメント (M=V · l+H · l)
堤体の自重	W					
	W <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W <sub>2</sub>	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W <sub>3</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P					
	P <sub>V1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	P <sub>H1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
堆砂圧	P <sub>e</sub>					
	P <sub>eV</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_{s1} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P <sub>eH</sub>	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)

表 2-6 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（平常時  $h_3=0$ ） (2)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (l)	モーメント ( $M=V \cdot l+H \cdot l$ )
揚圧力	U					
	U <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H-h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)
	U <sub>2</sub>	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
地震時 慣性力	I					
	I <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
	I <sub>2</sub>	$K \cdot W_c \cdot b_1 \cdot H$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot H$	(+)
	I <sub>3</sub>	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
地震時 動水圧	P <sub>d</sub>					
	P <sub>dv</sub>	$\frac{1}{2} \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\lambda \cdot m \cdot H$	(+)
	P <sub>dH</sub>	$\frac{1}{2} \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$\lambda \cdot H$	(+)
合計			$\Sigma V$	$\Sigma H$		$\Sigma M$

表 2-7 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (l)	モーメント (M=V・l+H・l)
堤体の自重	W					
	W <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W <sub>2</sub>	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W <sub>3</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P					
	P <sub>V1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	P <sub>V2</sub>	$W_0 \cdot m \cdot h_3 \cdot H$	(+)		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$	(+)
	P <sub>V3</sub>	$W_0 \cdot b_1 \cdot h_3$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	P <sub>H1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
	P <sub>H2</sub>	$W_0 \cdot h_3 \cdot H$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot H$	(+)
堆砂圧	P <sub>e</sub>					
	P <sub>eV</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_{s1} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P <sub>eH</sub>	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
揚圧力	U					
	U <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H + h_3 - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)
	U <sub>2</sub>	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
合計			ΣV	ΣH		ΣM

堰堤高 15m 未満の場合は堤体の自重 W 及び静水圧 P を用いる。

## 7) 温度荷重

温度荷重は河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 I 第 2 章 3.5 に準ずる。ただし、アーチ式コンクリート堰堤を除くコンクリート堰堤においては、温度荷重は小さいので無視する。

### (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、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、その外の堰堤は既設の砂防堰堤等に用いられた数値か、一般に用いられている数値を参考とすることとする

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、できるかぎり実測により求めるべきである。

安定計算に用いる数値は「1-3-8 設計に用いる数値」の値を参考とする。

## 2-1-4 本体の設計

### (1) 砂防堰堤の全体形状

砂防堰堤の断面形状は、堰堤サイトの地形、地質により異なる。掘削は、安全勾配以下とし、地形、地質状況に応じ必要最小限の基礎の根入れ深を決定するが、堰堤完成後の応力集中を防止するため、地形なりに基礎の根入れを行うことを原則とする。さらに、砂防堰堤の形状は掘削勾配により影響される部分もあるため、労働安全衛生規則を遵守し、設計するものとする。

### (2) 天端幅

砂防堰堤の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の摩耗等にも耐えるような幅とする必要がある。

重力式コンクリート堰堤の天端幅は、一般に次表に示す値を用いているが、溪流の河床構成材料、流出形態を考慮し、溪流ごとの統制のとれたものとする。

表 2-8 天端幅

天端幅(m)	2.0 ~ 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	~	常時流出土砂が多い地区	小規模の土石流発生地区 ~ 大規模の土砂流常襲地区

### (3) 重力式コンクリート砂防堰堤の断面設計

重力式コンクリート堰堤の断面設計は、構造上の安全性、経済性、施工性等を考慮して決定しなければならない。

越流部断面の下流法勾配は 1:0.2 を標準とし、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てこれより緩くすることができる。上流法勾配は安定計算から求め、端数は切上げて 5 厘単位にまるめるものとする。

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が、越流部の断面と変える場合（逆断面）は、経済断面となる場合があるため、採用の適否を検討する。ただし、越流部の断面と変える場合は平常時、洪水時のほかに未満砂で湛水していない状態が想定される場合においても安全性を有する断面としなければならない。

断面設計は、一般に、作用する荷重の合力の作用線が堤底の中央 1/3 以内（ミドルサード）に入るように堰堤形状を定める方法が用いられており、この方法では上流法面が鉛直に近いほど有利である。しかし、越流部においては落下砂礫の衝撃及び摩耗を考慮する必要があり、下流面を鉛直に近い形状としなければならない。

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。非越流部の断面形状を越流部と変える場合は、その安全性及び施工の難易等を考慮して決めるべきである。一般に、非越流部の形状を変えるか否かは、コンクリート全容量の 1 割以上の低減を目安として決定するが多い。

しかし、当地整の採用実例を見ると低減率 5%程度から非越流部の形状を変えている事例が多い。施工性もさほど困難でないことから、経済性に重点をおき、検討の目安として下記条件を満足した場合でコスト縮減が見込める堰堤は採用することとする。

- ① 土石流区間でないこと
- ② 堤高 15m 以上の場合、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こと

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

越流部の断面と変える場合の非越流部は、堰堤上流法勾配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力に安定を欠くおそれもあり、そのような状態が想定される堰堤では、上流面に多少の法勾配を付ける必要がある。

重力式コンクリート堰堤断面の越流部の上流法勾配及び非越流部の下流法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、次式には堰堤上流法勾配を加味する Zangar の地震時動水圧の式を組み込むべきであるが、式の性質上上流法勾配 (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おり、このため上流法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法勾配を決定する必要がある。

1) 越流部断面の上流法勾配を求める式

a) 堰堤高 15m 未満の場合

$$(1 + \alpha)m^2 + \{2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta\}m - (1 + 3\alpha) + \alpha\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0$$

b) 堰堤高 15m 以上の場合

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

$m$  : 上流法勾配、 $n$  : 下流法勾配、 $b_1$  : 天端幅 (m)、 $H$  : 堰堤高 (m)、 $h_2$  : 下流側水深 (m)、  
 $h_3$  : 越流水深 (m)、 $h_e$  : 堆砂深 (m)、 $K$  : 地震係数、 $C_e$  : 土圧係数、 $\mu$  : 揚圧力係数、  
 $\alpha$  :  $h_3/H$ 、 $\beta$  :  $b_1/H$ 、 $\varepsilon$  :  $h_e/H$ 、 $\omega$  :  $h_2/H$ 、 $\gamma$  :  $W_e/W_o$ 、 $\delta$  :  $W_s/W_o$ 、  
 $W_e$  : 堤体コンクリートの単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)、  
 $W_s$  : 堆砂の水中における単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)、  
 $W_o$  : 流水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

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、平常時及び洪水時について計算を行い、安全側の断面を採用する。

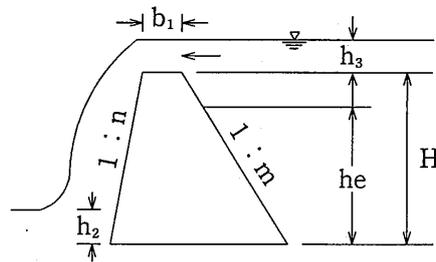


図 2-9 越流部断面

2) 非越流部断面の下流法勾配を求める式 (越流部に対して下流法勾配を変える場合)

a) 堰堤高 15m 未満の場合

$$\gamma n^2 + \{2(1+2\alpha) + \gamma\}m + \beta\gamma(3+4\tau)h + (1+\alpha)m^2 + \{2\beta(1+2\alpha - \gamma\tau)\}m + \beta^2\gamma(1+\tau) - (1+\alpha) = 0$$

b) 堰堤高 15m 以上の場合

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

$H_2$  : 袖高 (m)、 $\tau$  :  $H_2 / H$ 、その他記号は前記 1) の越流部断面の上流法勾配を求める式と同じである。

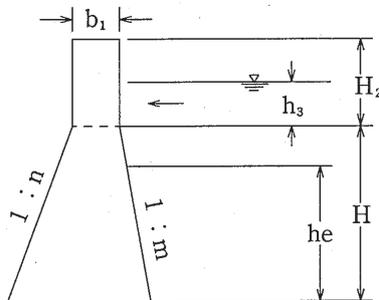


図 2-10 非越流部断面

3) 堰堤高 15m 以上の越流部断面 (平常時) の上流法勾配を修正する式

この式は、前記 1) の b) 式が地震時動水圧に Westergaard の近似式を組み込んでいるため、Zangar の式によって平常時の越流部断面の上流法勾配を修正するための式である。前記 1) の b) 式で求められた値を、 $am^2 + bm + c = 0$  としたものである。

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

$\eta, \lambda$  : 地震時動水圧の係数、 $C_m$  : 地震時動水圧の最大圧力係数

#### 4) 安定条件

重力式コンクリート堰堤は、その安定を保つためには次の3つの条件を満たされなければならない。

- ① 堰堤の堤底端に引張応力が生じないように、堰堤の自重及び外力の合力の作用線が堤底の中央1/3以内に入ること。同時に転倒に対しても安全が確保される（転倒に対する安定）。
- ② 堤底と基礎地盤との間及び基礎地盤内で滑動を起さないこと（滑動に対する安定）。
- ③ 堰堤内に生ずる最大応力が、材料の許容応力を超えないとともに、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。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なければならない（堰堤堤体及び基礎地盤の破壊に対する安定）。

この場合の安定計算に用いる荷重は、原則として「2-1-3 (1) 安定計算に用いる荷重」を採用する。

##### a) 転倒に対する安定計算

$$x = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$$

$$0 \leq x \leq b_2$$

- $x$  : 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)
- $\Sigma M$  : 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計 (kN・m/m)
- $\Sigma V$  : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)
- $b_2$  : 堤底幅 (m)

砂防堰堤の転倒に対する安定は、荷重の合力の堤底における作用点が堤底内にあれば確保される。

ただし、堤底に引張応力を生じさせないために、合力の作用点  $x$  が堤底の中央 1/3 以内に入る必要がある。よって合力の作用点  $x$  は下記のようにすればよい。

$$\frac{1}{3} \cdot b_2 \leq x \leq \frac{2}{3} \cdot b_2$$

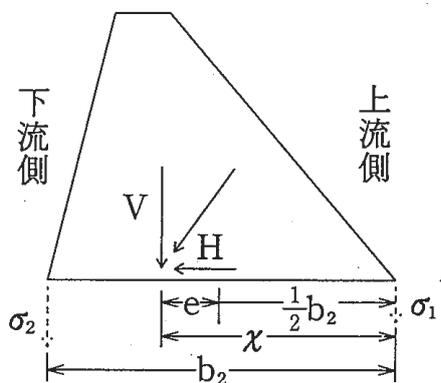


図 2-11 砂防堰堤断面に作用する力

b) 滑動に対する安定計算

堰堤に設計荷重が作用したときに、堤体内、堤底と基礎地盤との接触面、基礎地盤内のいかなる部分においても滑動してはならない。

$$n \geq \frac{f \cdot \Sigma V + \tau_0 \cdot l}{\Sigma H}$$

- n : 安全率
- $\Sigma V$  : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)
- $\Sigma H$  : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)
- f : 堤体と基礎地盤との摩擦係数
- $\tau_0$  : 堤体または基礎地盤のうち、小さい方のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- l : 基礎岩盤のせん断抵抗を期待できる長さ (m)

岩盤基礎の場合は n = 4 とする。

砂礫基礎の場合で堰堤高が 15m 未満の場合は、せん断強度 ( $\tau_0 \cdot l$ ) を無視し、n = 1.2 とする。

砂礫基礎の場合で堰堤高が 15m 以上の場合は、せん断強度 ( $\tau_0 \cdot l$ ) を無視し、n = 1.5 とする。

地盤のせん断強度、内部摩擦係数は表 2-9 を参考に決定する。

表 2-9 地盤のせん断強度 kN/m (t/m)・内部摩擦係数

岩盤			砂礫盤		
区分	せん断強度	内部摩擦係数	区分	せん断強度	内部摩擦係数
硬岩(A)	3000 (300)	1.2	岩塊玉石	300 (30)	0.7
中硬岩(B)	2000 (200)	1.0	礫層	100 (10)	0.6
軟岩(II)(C <sub>H</sub> )	1000 (100)	0.8	砂質層	—	0.55
軟岩(I)(C <sub>M</sub> )	600 (60)	0.7	粘土層	—	0.45

c) 堤体及び基礎地盤の破壊に対する安定計算

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{b_2} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_2} \right)$$

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

- $\sigma$  : 堤底の上流端または下流端における垂直応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $b_2$  : 堤底幅 (m)
- $\Sigma V$  : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)
- 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)
- 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)

上記の式は、堤底の上流端または下流端における垂直応力を求める式で、値が (+) であれば圧縮応力、(-) であれば引張応力である。

堤底に引張応力を生じないためには  $-1 \leq \frac{6 \cdot e}{b_2} \leq 1$  でなければならない。これに  $e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2$  を代入す

ると  $\frac{1}{3} \cdot b_2 \leq x \leq \frac{2}{3} \cdot b_2$  となる。

上記の式で求めた  $\sigma$  の値が、堤体及び基礎地盤の許容応力より小さければ破壊に対して安全である。最大垂直応力の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

## 2-1-5 基礎部の設計

### (1) 堰堤基礎の安定

堰堤の基礎は、原則として岩盤とし、十分な支持力、せん断摩擦抵抗を有するとともに、パイピング、下流洗掘等に対しても安全なものでなければならない。しかしながら、計画上やむを得ず砂礫基礎とする場合は、できる限り堰堤高 15m 未満に押えるとともに、原則として均一な地層を選定しなければならない。やむを得ず基礎地盤が砂礫、岩盤上の両者に計画するときは、一般に岩盤は支持力が十分で下流洗掘に対しても安全となるが、砂礫は前者に比較して不十分なことが多い。

この場合は砂防堰堤全体の安全性を等しくするために図 2-12 に示すように基礎の根入れを変える等経済的で均一な構造となるよう検討し計画する必要がある。

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 以上を標準とする。

支持地盤の弾性の違いによる砂防堰堤の内部応力を低減するため境界付近に横継目を設けるのがよい。

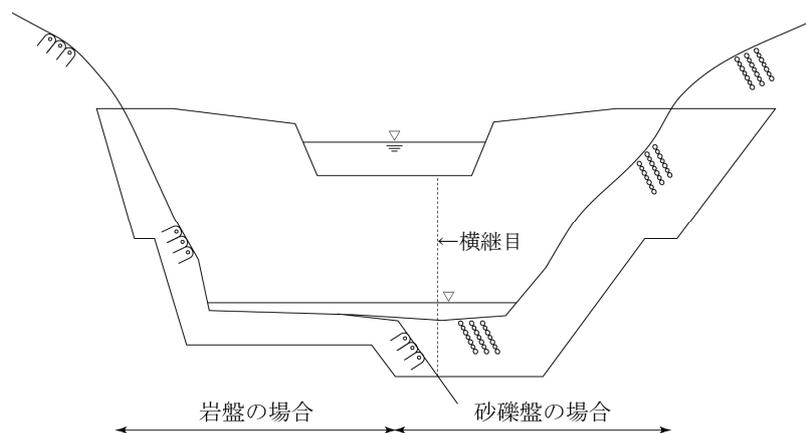


図 2-12 堰堤全体の安定性を等しくするために基礎の根入れを変えた例

### 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、地盤の許容支持力以内に収まっているかによって行うが、砂礫地盤は均一な支持力を有しているとは限らないので、必要に応じて載荷試験を実施し、荷重－沈下－地盤反力の底面分布の関係より支持力を推定し判定するのが望ましい。

なお、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・固結の程度等により加減して用いてよい。

表 2-10 地盤の許容支持力  $\text{kN/m}^2$  ( $\text{t/m}^2$ )

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力
硬 岩 (A)	6000 (600)	岩塊玉石	600 (60)
中硬岩(B)	4000 (400)	礫 層	400 (40)
軟岩(II)(C <sub>H</sub> )	2000 (200)	砂 質 層	250 (25)
軟岩(I)(C <sub>M</sub> )	1200 (120)	粘 土 層	100 (10)

### 2) 地盤せん断摩擦抵抗力

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の判定は、安全率以上のせん断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているかによって行うが、堰堤破壊の主原因は基礎地盤のせん断及び摩擦抵抗力の不足に起因するが多いため、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。

### 3) その他の地盤強度

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

a) ブライの式

$$C_e \leq \frac{l + 2d}{\Delta h}$$

$C_e$  : ブライの式のクリープ比 (表 2-11 中の  $C_e$ )

$l$  : クリープ総長 (m)

$2d$  : 止水矢板等による浸透径路長 (m)

$\Delta h$  : 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)

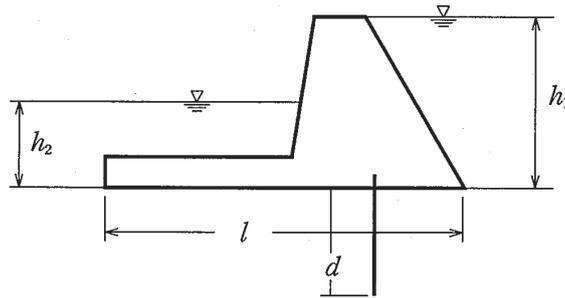


図 2-13 パイピング

b) レーンの式

$$C_w \leq \frac{l/3 + 2d}{\Delta h}$$

$C_w$  : レーンの式の加重クリープ (表 2-11 中の  $C_w$ )

本式の適用は、堤高の低い堰堤、床固工等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。クイックサンド及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 2 つの式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。浸透路長が不足の場合、カットオフ、水叩、止水壁等を計画する。

表 2-11 クリープ比

基礎の構成材料	$C_e$	$C_w$	基礎の構成材料	$C_e$	$C_w$
きわめて細かい砂またはシルト	18	8.5	砂礫	9	—
細砂	15	7.0	中位の礫	—	3.5
中位砂	—	6.0	ぐり石を含む砂礫	—	3.5
粗砂	12	5.5	ぐり石を礫を含む砂礫	4~6	2.5
細かい砂礫	—	4.0			

出典：水理公式集 p203 を加工

## (2) 基礎処理

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

岩盤基礎の場合は、所定の強度が得られる深さまで掘削するが、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、グラウト、岩盤 PS 工等により改善を図る等の処置がある。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、弱部をプラグで置き換えて補強するのが一般的であり、式は次のとおりである。

$$d = \frac{nH - fV}{2\sqrt{1+m^2} \cdot \tau_0 l}$$

- n : せん断摩擦安全率
- H : (B+2md+2b) の区間に作用する水平力 (kN)
- V : (B+2md+2b) の区間に作用する鉛直力 (kN)
- B、b : 図 2-14 に示すそれぞれの長さ (m) (b は通常 0.5m~1.0m)
- f : 内部摩擦係数 (岩盤の f とコンクリートの f のうち小さい値)
- $\tau_0$  : せん断強度 (kN/m<sup>2</sup>) (岩盤の  $\tau_0$  とコンクリートの  $\tau_0$  のうち小さい値)
- l : コンクリート置換え長さ (m) (通常堤敷幅)

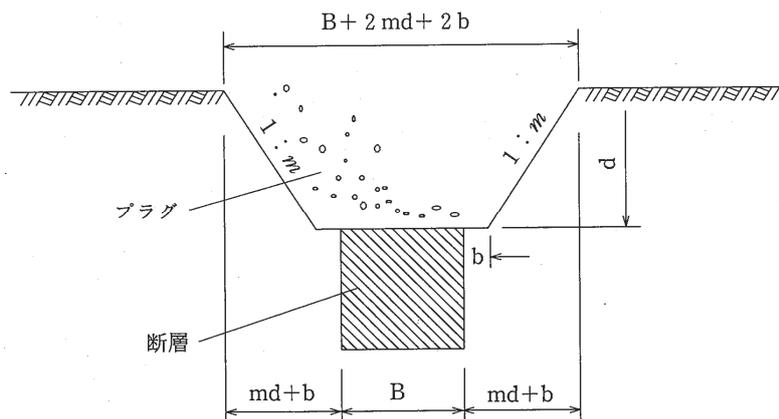


図 2-14 上下流方向の断層プラグ

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、基礎杭工法、ケーソン工法等により改善を図るのが一般的である。

また、近年は新技術の開発に伴い、上記の方法のほか砂防ソイルセメント置換えや中層混合処理工法、深層混合処理工法等の地盤改良によって支持力の改善を図る場合もある。

改良工法は、改良深度、対象地盤の地質、施工ヤード等の条件により適用できる工法が限定されるため、該当する堰堤の諸条件を考慮したうえで、適切な工法選定を行うことが望ましい。

地盤改良を行う範囲は「道路土工 擁壁工指針 平成 24 年度版 p132」を参考に設定する。

改良深さは、支持層が浅い場合は軟弱な土層の全層を改良する。支持層が深い場合は地盤内の荷重分散を考慮して求めた改良地盤の鉛直地盤反力度が、改良地盤下の地盤の許容鉛直支持力度以下となる深さまで改良する。

改良幅は、堤底面から荷重の分散を考慮し、荷重が及ぶ範囲以上の幅 ( $B+2z \cdot \tan \theta$ ) を確保することを基本とする。荷重の分散角  $\theta$  は、地盤改良に使用する材料から判断し、 $30\sim 35^\circ$  とみなしてよい(出典：道路土工 擁壁工指針 p135)。

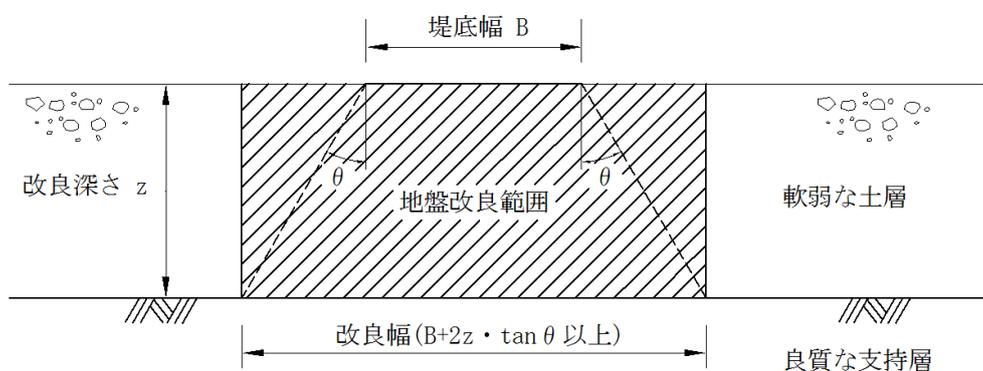


図 2-15 地盤改良の範囲

## 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。また、パイピングに対しては、所要の浸透路長が不足する場合は堰堤底幅を広くするか、カットオフ等を設けて改善を図るのが一般的である。

### 3) カットオフの設置

一般的にカットオフは、堰堤前庭部の洗掘防止とパイピングの防止を目的に計画している。構造は図程度の大きさとし、堰堤の安定計算には考慮してないのが一般的である。

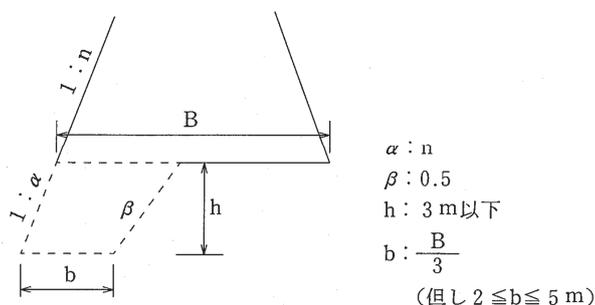


図 2-16 カットオフ

### (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は、次のような違いがある。

表 2-12 カットオフと節約断面の違い

項目	カットオフ	節約断面
施工目的	・基礎地盤のパイピング、及び堤体下流の洗掘に対して堰堤本体の安定を図る。	・堤体コンクリート、及び掘削土量を減じる。
適用条件	・比較的良好な岩盤基礎及び良好な砂礫基礎地盤の場合。 ・堰堤の必要な基礎根入れを確保した上で設置する。	・河床勾配が一様に急勾配で良好な岩盤基礎(C <sub>M</sub> 級以上)の場合。 ・堰堤の必要な根入れを確保した上で設置する。
設置幅(b)	・ $b = B \times 1/3$ (但し $2 \leq b \leq 5 \text{ m}$ )	・ 適宜
安定計算	・カットオフは、堰堤安定計算に考慮してないのが一般的である。	・合力の作用点が堤体基礎部コンクリートに作用する場合は、基礎部コンクリート部分を堤高に含める。

#### 1) カットオフ

カットオフは、砂防堰堤の必要な基礎根入れを確保した上で、パイピングや堰堤下流洗掘の対策として設けられる。

- ① カットオフの幅  $b$  は、カットオフ部の応力集中を避けるために堤敷長  $B$  の 20%程度とすることが必要であり、施工性を考慮してその幅を決めるものとする。(参考：第 42 回建設省技術研究会報告(昭和 63 年度))
- ② カットオフ高は、 $h=3\text{m}$  以下とし、堰堤の安定計算に考慮してないのが一般的である。

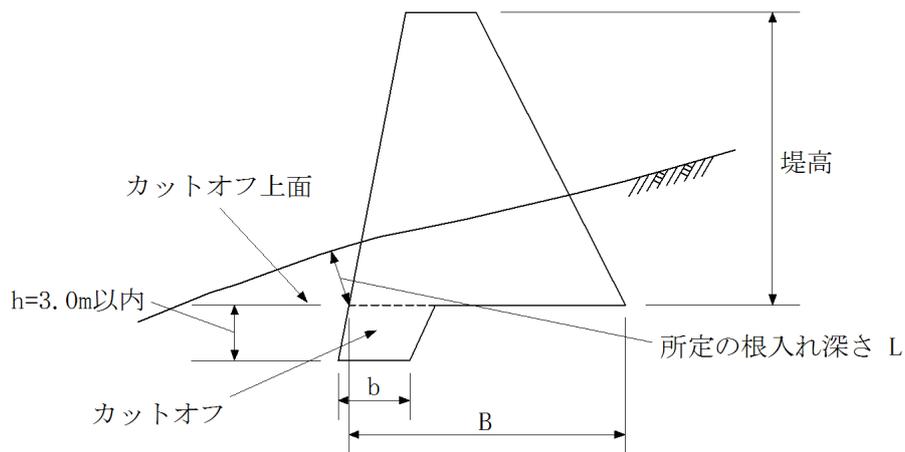


図 2-17 カットオフの適用条件

注：所定の根入れ深とは、岩盤の場合で1m以上、砂礫盤の場合は2m以上を標準

③ 前庭保護工との取合いを目的としたカットオフの設置は行わない（図 2-18 参照）。

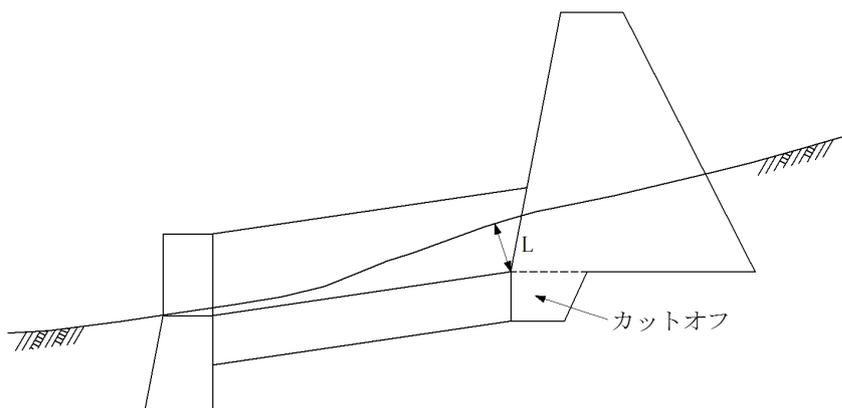


図 2-18 前庭保護工との取り合いを目的としたカットオフの設置例

## 2) 節約断面

河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ものとする。

① 設置幅  $b$  は、安定計算の合力が  $b$  に作用し、かつ、滑動抵抗の低下、堤体内最大応力が大きくならない範囲で設定する。

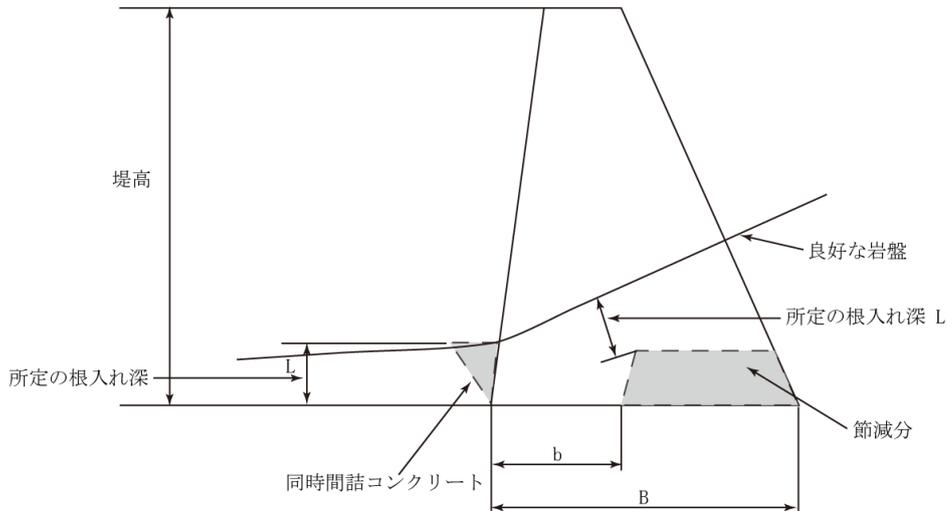


図 2-19 節約断面の適用条件

② 段切りによる安定計算は次の手法で検討する。

- a. 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。
- b. 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。

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

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

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

- $\omega$  : すべり角 (°)
- $\phi$  : 盤の内部摩擦角 (°)
- $\theta$  : 荷重の傾斜角度 (°)
- $q$  : 基礎反力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $V'$  : 鉛直力 (kN/m)
- $B'$  : 仮想底面幅 (m)
- $n$  : 滑動安全率
- $H$  : 水平力 (kN/m)
- $\tau_0$  : 地盤のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $f$  : 地盤の内部摩擦係数

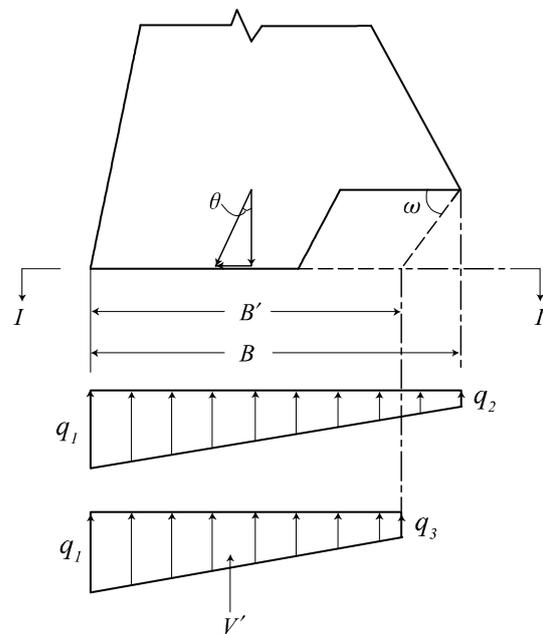


図 2-20 基礎反力図

## 2-1-6 袖の設計

### (1) 一般的事項

堰堤の袖は、洪水等を越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造としなければならない。その構造は、次によるものとする。

- 1) 袖天端の勾配は、土石流地帯では河床勾配程度とし、その他の堰堤では上流の計画堆砂勾配と同程度かそれ以上とする。
- 2) 袖天端の幅は、一般に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ものとする。
- 3) 袖の両岸への嵌入は、堰堤基礎と同程度の安全性を有する地盤まで行うものとする。
- 4) 屈曲部における堰堤の袖高は、偏流を考慮して定めるものとする。

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

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先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、袖の嵌入の深さを本体と同程度の安定性を有する基盤までとし、特に砂礫盤の場合は必要に応じて上下流に土留擁壁を施工して袖の基礎の安定を図ること。

なお、土石流溪流で流心が偏心している場合には、袖の安定についても確認すること。

### (2) 袖の設計

設計の簡素化のため一般の砂防堰堤、床固工の袖部分の形状は図 2-21、図 2-22 によるものとする。この設計条件は袖底部の上流端に引張り応力が生じない形状とし外力は下記のとおりとする。

- 1) 外力は H.W.L に対する静水圧
- 2) 袖高は H.W.L+余裕高とし、5m 以下とすることが望ましい
- 3) 形状は外力に対し安定上好ましい下流面に勾配を付け上流は直を基本とする。
- 4) 天端幅の最小は管理面を考慮し 2.0m を標準とする。

袖天端の勾配は、洪水時に異常な土砂流出が発生すると堆砂地上流端を頂点とする扇状堆積により流水が二分されたり、袖部に異常な堆積が生じ、その上を水が流下する恐れがあるため経験的に勾配を付けている。

この勾配は現河床勾配以上 1/5 未満とし、10~20m 程度設け、高さは 1~2m 程度としている場合が多い。

袖高が 5m を超える場合は袖部の安定計算を行い、安定する袖形状とすること。

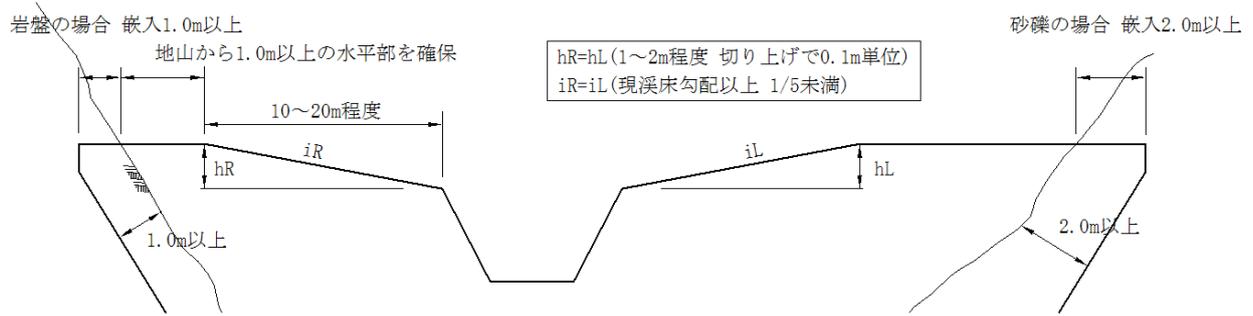
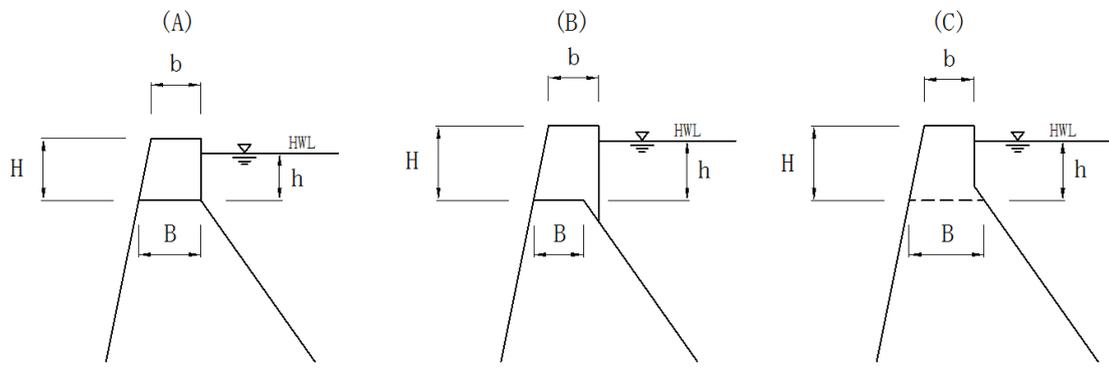


図 2-21 袖の横断形状

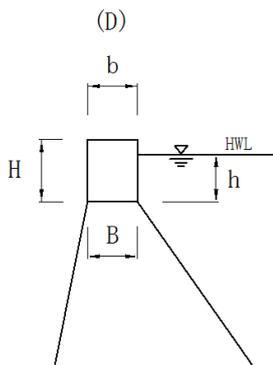
袖形状(その1)



適用  $b=2.0\text{m}$ で $H=5.0\text{m}$ まで

注) 袖部に勾配がついている場合は水平部において $b=2.0\text{m}$ とする

袖形状(その2)



適用  $B=b=2.0\text{m}$ で $H=3.0\text{m}$ まで

袖形状の分類

袖高 (m)	水通し天端幅B (m)		
	2.0	2.5	3.0
1.0	(D)	(C)	(C)
1.5	(D)	(C)	(C)
2.0	(D)	(C)	(C)
2.5	(D)	(A)	(C)
3.0	(D)	(B)	(C)
3.5	(B)	(B)	(C)
4.0	(B)	(B)	(C)
4.5	(B)	(B)	(C)
5.0	(B)	(B)	(A)

図 2-22 袖の縦断形状

屈曲部における袖高は、偏流を考慮して定める。偏流による水深の増加は以下の式を参考として求める。

ナップの式 
$$h = \frac{b \cdot v^2}{r \cdot g}$$

- b : 水路幅 (m)
- v : 水路曲線部の平均流速 (m/sec)
- r : 水路中心線の曲率半径 (m)

グラシヨ一の式 
$$h = \left( \frac{v^2}{g} \right) \times \{2.303(\log R_2 - \log R_1)\}$$

- R<sub>1</sub> : 水路内側の曲率半径 (m)
- R<sub>2</sub> : 水路外側の曲率半径 (m)

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

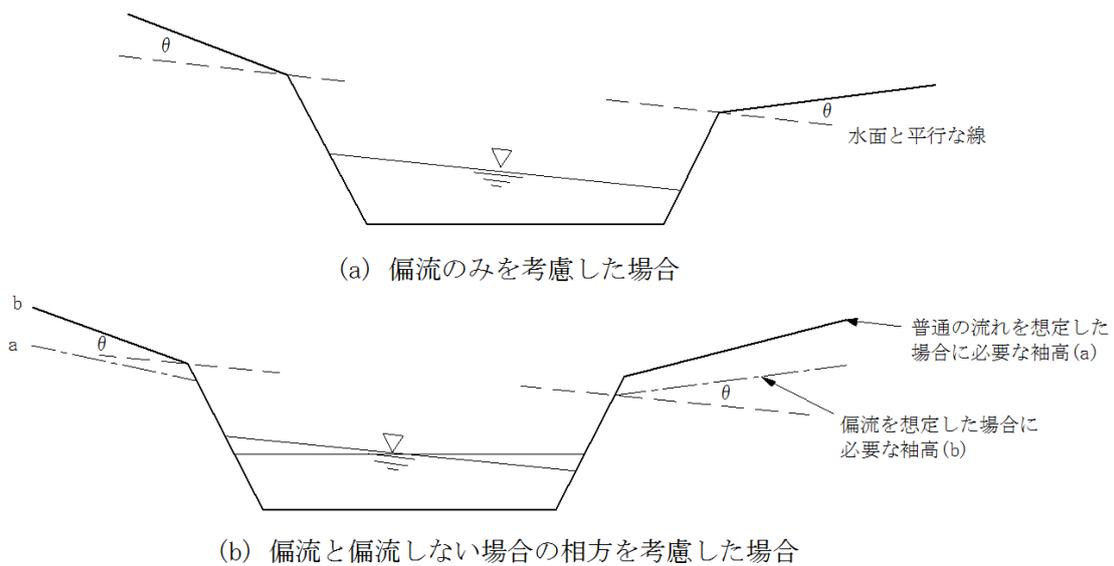


図 2-23 屈曲部の袖高

袖端部の鋭角部については、経験上ひび割れが発生するおそれがあるため、下記により切り落としを設ける。切り落としの高さは0.5～1.0mとする。

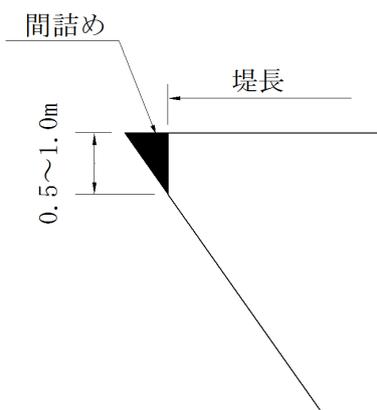


図 2-24 袖端部切り落とし

### 2-1-7 前庭保護工の設計

前庭保護工は、副堰堤及び水褥池による減勢工、水叩き、垂直壁、側壁護岸、護床工等からなり、堰堤からの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘および下流の河床低下の防止に対する効果が十分発揮されるよう配置されるものであり、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に設計する。

砂防堰堤を越流する水脈は、一般に高段からの自由落下水であり、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、現況河川の水理条件に戻る地点まで河床低下が起こる。このため、堰堤基礎と、下流河床への弊害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。

砂防堰堤からの越流水の減勢のためには、一般に副堰堤を設けることにより水褥池を形成した減勢工を用いることが多い。

#### (1) 減勢工

減勢工は、砂防堰堤本体の越流水によって生ずる基礎地盤の洗掘、下流河床の低下を防止するために設けるもので、一般に副堰堤による水褥池によって減勢を行うものとする。

## 1) 副堰堤の設計

副堰堤の位置及び天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘及び下流河床低下の防止に対する効果が十分発揮されるよう定めるものとし、副堰堤の水通し、本体、基礎部、袖の設計は、「2-1-4 本体の設計」を準用して行うものとする。ただし、袖勾配は水平を標準とする。

副堰堤の位置及び天端の高さを求めるためには、次に示す経験式や半理論式を用いるのが一般的であるが、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しなければならない。なお、本・副堰堤軸が偏心している場合は、原則として、水通し間の最短距離が計算値を満足するよう副堰堤位置を決定するものとする。

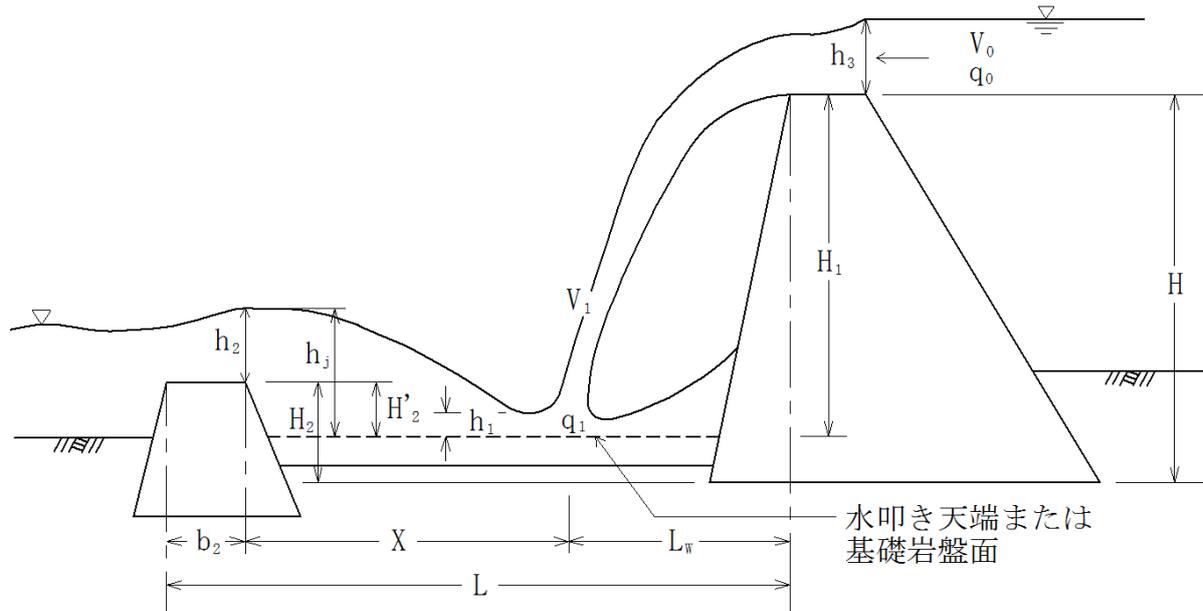


図 2-25 副堰堤の位置及び高さ

## 2) 副堰堤の位置を求める式

### a) 経験式

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

L : 本、副堰堤間の長さ (m) ……切上げで 1m 単位

H<sub>1</sub> : 水叩き天端 (又は基礎岩盤面) からの本堰堤の高さ (m)

h<sub>3</sub> : 本堰堤の越流水深 (m)

経験式は、従来の経験から出されたもので、過去の堰堤が 20m 程度の高さまでであったことから考えて、堰堤高 20m 程度までのものに適用するのが望ましい。

更に、式中係数は 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望ましい。

b) 半理論式（水褥池がある場合）

$$L \geq l_w + X + b_2$$

$$l_w = v_0 \cdot \left\{ 2 \left( H_1 + \frac{1}{2} h_3 \right) / g \right\}^{0.5}$$

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot g (H_1 + h_3)} \quad X = \beta \cdot h_j$$

$$V_0 = q_0 / h_3 \quad h_1 = q_1 / V_1$$

$$h_j = \frac{h_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1 \right) \quad F_1 = V_1 / \sqrt{g \cdot h_1}$$

$l_w$ : 水脈飛距離 (m)	$X$ : 跳水の距離 (m)
$b_2$ : 副堰堤の天端幅 (m)	$V_0$ : 本堰堤越流部流速 (m/s)
$g$ : 重力加速度 (m/s <sup>2</sup> )	$\beta$ : 係数 (4.5~5.0)
$h_j$ : 水褥池水深 (m)	$V_1$ : 水脈落下地点流速 (m/s)
$h_1$ : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)	
$q_0$ : 本堰堤越流部単位幅当たり流量 (m <sup>3</sup> /s)	
$q_1$ : 水脈落下地点の単位幅当たり流量 (m <sup>3</sup> /s)	
$F_1$ : 水脈落下地点の跳水前の射流のフルード数	

半理論式は、最近 20m 程度以上の比較的高い堰堤が数多く築造されるようになってきたため、従来の経験式では実態に合わなくなってきたので使われ始めたものである。

この式は、「落下水脈の到達距離」に、「強制的に跳水を起こし得る距離」を加えて、流水が下流の流れに順応できるよう副堰堤の位置を考えたものである。

3) 副堰堤の天端の高さを求める式

a) 経験式

$$H_2 = \left( \frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) \cdot H$$

$H_2$  : 本副堰堤の重複高 (m)      $H$  : 本堰堤の堰堤高

副堰堤と水叩き工を採用する場合、水褥池水深は水叩き厚と同等以上を確保することが望ましい。

b) 半理論式

$$H_2' = h_j - h_2$$

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

$h_j$  : 水叩き天端又は基礎岩盤面から副堰堤越流水面までの高さ (m)

$h_2$  : 副堰堤の堰の公式によって求められる越流水深 (一般に本堰堤の越流水深と同一としている) (m)

経験式は前項の「副堰堤の位置」を求める場合の経験式と対になるものである。したがって、堰堤高 20m 程度までのものに適用されている。更に、式中係数を 1/3~1/4 の幅でとるようになっているが、堰堤高が低くなるほど 1/3 の方をとるのが良いようである。

半理論式もまた、前項の「副堰堤の位置」を求める場合の実験式と対になるものである。この式は、強制的に跳水させるに必要な副堰堤の高さを求めるものである。

#### 4) 副堰堤下流の現河床への取り合いについて

現河床勾配がきついなど、副堰堤水通し天端と下流現河床との落差が著しく大きい場合には、その対策としては第二副堰堤や垂直壁、カットオフ等の検討を行うものとする。また、本・副堰堤の基礎根入れを深くして対処することも考えられる。

#### 5) 副堰堤の袖の嵌入

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。

### (2) 水叩工

水叩工は、堰堤下流の洗掘を防止し、堰堤基礎の安定及び両岸の崩壊に対する効果が十分発揮されるよう設計するものとし、堰堤を越流して落下してくる衝突水及び流送土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。副堰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。

堰堤基礎及びその下流が硬岩で亀裂が少なく、また砂礫基礎であっても想定される最大洗掘深より堰堤基礎が深く、かつ両岸の崩壊及び下流洗掘に対しても支障がなければ水叩工を設置する必要はない。

しかしながら、堰堤高が 15m 以上の場合は、硬岩基礎であっても、副堰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、副堰堤と水叩工を併用して下流の保護を図る場合が多い。

砂礫基礎で想定される最大洗掘深は、近傍の類似溪流における洗掘状況や災害事例等から想定することを基本とする。これらの情報が乏しい場合は、下記式を参考に最大洗掘深さを想定する。

(参考) 洗掘深さの計算 (林の式)

$$T = h - h_1$$

$$\frac{h}{d_m \cdot \sin\theta} = c \left\{ \frac{q \cdot v_0}{g \cdot d_m^2} \left( \frac{D}{d_m} \right)^\alpha \right\}^\beta$$

T : 洗掘深さ (m)

$d_m$  : 砂礫の平均粒径 (m)

$\theta$  : 水脈の貫入後の角度 (°)

q : 単位幅流量 (m<sup>3</sup>/s/m)

$v_0$  :  $\sqrt{2 \cdot g \cdot h_e}$

D : 水脈の厚さ (m) (D = q / v<sub>0</sub>)

$h_1$  : 堰堤下流部河床上の水深 (m)

c,  $\alpha$ ,  $\beta$  : 実験定数 (c = 1.63,  $\alpha$  = 0.13,  $\beta$  = 2/3)

出典: 砂防学講座 第5巻-2 土砂災害対策 水系砂防 (2) p63

上記式で、流量 Q = 100m<sup>3</sup>/s、堰堤高 H=10m、水通し幅 B=20m、越流水深 h<sub>3</sub>=2m、基礎の根入れ 2m、有効落差 h<sub>e</sub>=6m、砂礫の平均礫径 d<sub>m</sub>=0.1m、水脈の貫入後の角度  $\theta=90^\circ$ 、堰堤下流部河床上の水深 h<sub>1</sub>=2m の場合、洗掘深さ T≒11m となり、基礎の根入れより深く洗掘するものと想定される。

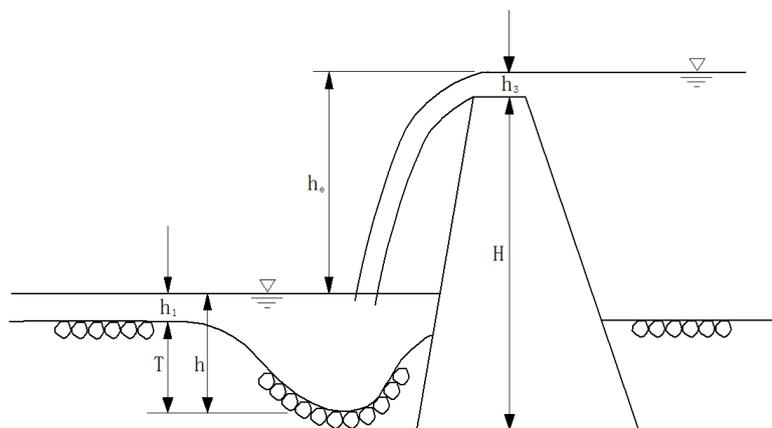
$$q = Q/B = 100/20 = 5.0 \text{ (m}^3/\text{s/m)}$$

$$v_0 = \sqrt{2 \cdot g \cdot h_e} = \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 6.0} = 10.850 \text{ (m/s)}$$

$$D = q/v_0 = 5.0/10.850 = 0.461 \text{ (m)}$$

$$h = d_m \cdot \sin\theta \cdot c \cdot \left\{ \frac{q \cdot v_0}{g \cdot d_m^2} \left( \frac{D}{d_m} \right)^\alpha \right\}^\beta = 0.1 \cdot \sin 90^\circ \cdot 1.63 \cdot \left\{ \frac{5.0 \cdot 10.850}{9.81 \cdot 0.1^2} \left( \frac{0.461}{0.1} \right)^{0.13} \right\}^{\frac{2}{3}} = 12.54 \text{ (m)}$$

$$T = h - h_1 = 12.54 - 2 = 10.54 \text{ (m)}$$



(参考) 砂防堰堤の洗掘図

## 1) 水叩工の長さ

水叩工の長さは、落水水が射流から現況河川の水利条件にもどるまでの長さとしてパイピングに対して安全である長さとする。水叩工の長さを求める場合は、副堰堤の位置を求める式を参考とする。また、パイピングに対する長さは、「河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ 第1章 第6節」を参考とする。

## 2) 水叩工の厚さ

水叩きの厚さは、水通しより落下する流水の質（砂礫や転石を含むか否か）、水叩き上の水褥池の有無及び水叩工の基礎地盤によって左右される。このため、水叩きの厚さは、落水水の衝撃に耐えるとともに水叩き底面の揚圧力にも十分耐えなければならない。一般に水叩き区間において揚圧力の最も大きい地点は堰堤堤趾付近であるのでこの地点で応力計算を行って厚さを決定することもある。また、衝突水圧及び流送土砂礫の圧力については、仮定して求める因子が多く今後の研究を待つて解析しなければならない。

水叩きの厚さの決定は次式によるが、河状特性を考慮し総合的に判断し決定する。一般に水叩きの厚さは3.0m以下とする場合が多く、次式の計算結果が3.0mを超える場合は3.0mを上限とする。ただし、土石流溪流や流送土砂の著しい場合は別途考慮する必要がある。

### a) 経験式

$$\text{水褥池がない場合 } t = 0.2 \cdot (0.6 \cdot H_1 + 3h_3 - 1.0)$$

$$\text{水褥池がある場合 } t = 0.1 \cdot (0.6 \cdot H_1 + 3h_3 - 1.0)$$

$t$  : 水叩きの厚さは最小厚を1.0mとし、0.5m単位で切り上げる

$H_1$  : 水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ(m)

$h_3$  : 本堰堤の越流水深

### b) 揚圧力から求める式

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h - \Delta u}{W_c - 1}$$

$W_c$  : 水叩きコンクリートの単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\Delta h$  : 上下流水位差 (m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

$\Delta u$  : 堰堤堤底下流端までの損失揚圧力 (m)

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

$l$  : 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

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る。高い堰堤（5m以上）に対しては過大に算出される傾向がある。

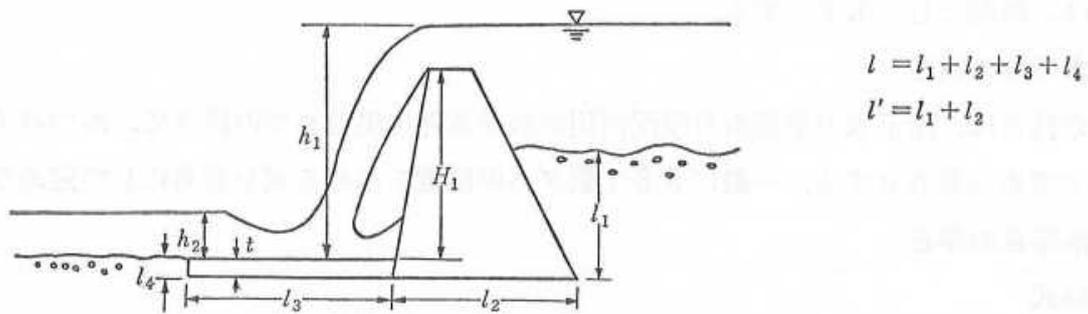


図 2-26 水叩工の厚さ

### 3) 水叩工の勾配

水叩工の勾配は、下流への流速を緩和するため、水平を原則とする。

#### (3) 垂直壁

水叩き先端の基礎は、一般に局所洗掘をうけ易く、水叩工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。垂直壁の根入れの深さは、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なければならない。垂直壁の構造は、袖の嵌入、袖小口勾配及び基礎部は、副堰堤に準ずるものとする。

垂直壁の構造等は次によるものとする。

- ・ 垂直壁の水通し天端は、現河床面と同じか、又は低くし、水叩き末端面に合わせる。
- ・ 垂直壁には、一般に袖を設けるものとし、垂直壁の構造は、副堰堤に準ずるものとする。なお、護床工等により垂直壁下流の洗掘を防止する場合、安定計算は行わず、上流法勾配 1 : 0.0 (直)、下流法勾配は 1 : 0.2 とする。
- ・ 天端幅は水叩き厚と同等とすることを標準とする。ただし、最小幅 1.0m、最大幅は本堰堤の天端幅以下とする。
- ・ 袖形状は上下流とも 1 : 0.0 (直) とする。
- ・ 基礎の根入れ及び袖の嵌入は、その付近の河状 (流量、河床勾配、河床材料、施設の被災履歴等) を調査して決定されるもので、近傍の類似河川の実態も考慮して設定しなければならない。ただし、最小根入れは本堰堤基礎と同等の根入れを確保する。

#### (4) 護床工

副堰堤、水叩工の下流の洗掘防止のため、必要に応じて護床工を設置するものとする。護床工は、河床材料、河床勾配、洪水の発生頻度等により総合的に検討して決定しなければならない。

護床工の必要性については、下記の式を参考に検討する。

##### (参考) 洗掘深さの計算 (阿部らの式)

$$Z_s = 0.155 \frac{q_0 \sqrt{H_1}}{\sqrt{g(\sigma/\rho - 1)} d_m}$$

$Z_s$  : 水叩き上面からの洗掘深さ (m)

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

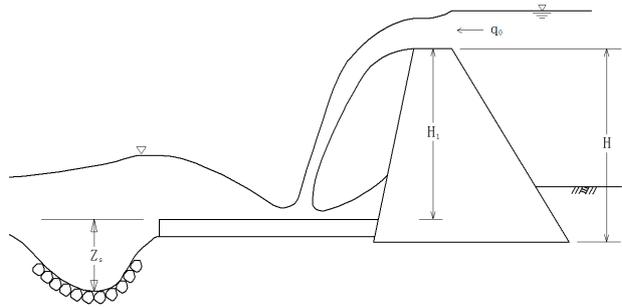
$\sigma$  : 礫の密度 ( $kg/m^3$ )

$\rho$  : 流水の密度 ( $kg/m^3$ )

$d_m$  : 砂礫の平均粒径 (m)

$q_0$  : 単位幅流量 ( $m^3/s/m$ )

$H_1$  : 水叩き上面からの堰堤高



(参考) 水叩工下流の洗掘図

出典：第 42 回建設省技術研究会報告(昭和 63 年度) を加工

上記式で、流量  $Q = 50m^3/s$ 、堰堤高  $H=10m$ 、水通し幅  $B=10m$ 、越流水深  $h_3=2m$ 、基礎の根入れ  $2m$ 、水叩き上面からの堰堤高  $H_1=7m$ 、砂礫の平均礫径  $d_m=0.1m$  の場合、水叩き上面からの洗掘深さ  $Z_s \approx 5m$  となり、水叩き厚さ (上限  $3m$ ) よりも深く洗掘すると想定される。

$$q = Q/B = 100/20 = 5.0 (m^3/s/m)$$

$$Z_s = 0.155 \frac{q_0 \sqrt{H_1}}{\sqrt{g(\sigma/\rho - 1)} d_m} = 0.155 \frac{5.0 \sqrt{7.0}}{\sqrt{9.81(2600/1177 - 1)} 0.1} = 5.41 (m)$$

護床工は、一般にコンクリートブロックを用いることが多い。よってこれらブロックを用いる場合の一般的設計手法を以下に示す。なお、一般に単体として計算するほうが安全である。

### 1) 安定条件

#### a) 滑動に対する安定

$$\frac{R}{P} \geq n$$

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

$$R = f \cdot W_b$$

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

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<sub>D</sub> : 動水圧係数 (一般に 1.0)

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

ε : 遮蔽係数 (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 m<sup>2</sup>)

v : 流水の流速 (m/s)

g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

f : 抵抗係数 (摩擦係数、一般に 0.8)

W<sub>b</sub> : 水中におけるブロック重量 (kN)

W<sub>c</sub> : ブロックの空中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

W : ブロックの空中重量 (kN)

K : ブロックの個数

#### b) 転倒に対する安定

$$XW_b > YP$$

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、河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こと。

## 2) 設置する範囲

護床工を設置する範囲は、一般に水叩工と同一の条件により定めることが多い。つまり、下流側の現況水理に合う範囲とする。

また、護床工の配置は千鳥配置を原則とする。

護岸工の連結は「北陸地方整備局 設計要領 河川編 第 I 河川編」を参考に設計する。

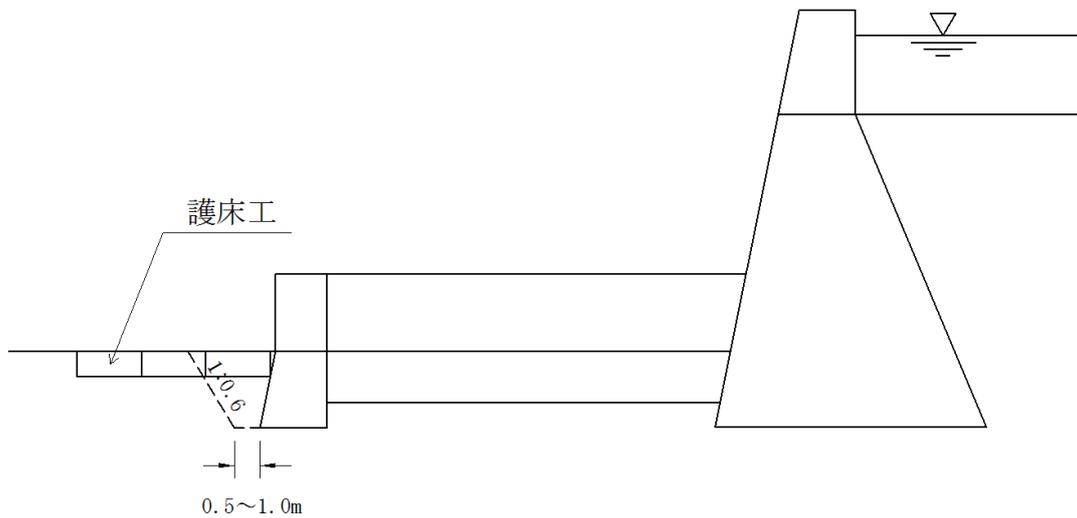


図 2-27 護床工の設置範囲 (参考)

## (5) 側壁護岸工

側壁護岸は、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、このため、必要に応じて設けなければならない。

側壁護岸は、堰堤本体と一体となってその目的を達成するものであり、慎重に設計しなければならない。

一般には、側壁護岸が受け持つ土圧のみに対して安全な構造としている。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り具合が悪いのが普通で、護岸の変位及びはらみ出しによる破壊を防ぐ意味で自立した護岸とするのが一般的であるが、背面地盤が岩盤で土圧が側壁護岸にかからないところではモタレ式や張りコンクリート護岸としている。

砂防堰堤を設置する箇所は一般的に土砂や転石の衝撃を受け、摩耗等の損傷を受けやすく、また、背後地盤が盛土等の場合、護岸の変位及びはらみだしによる破壊が危惧され、流速が早くなる場合は偏流や跳水現象等により流水が袖を乗り越える場合もあることから、砂防堰堤下流の側壁は自立式が望ましい。

側壁護岸の構造は次の点に留意し、設計する。

- ・ 側壁護岸の基礎の平面位置は、水通し肩の点を下におろした位置より後退させなければならない（図 2-28 参照）。

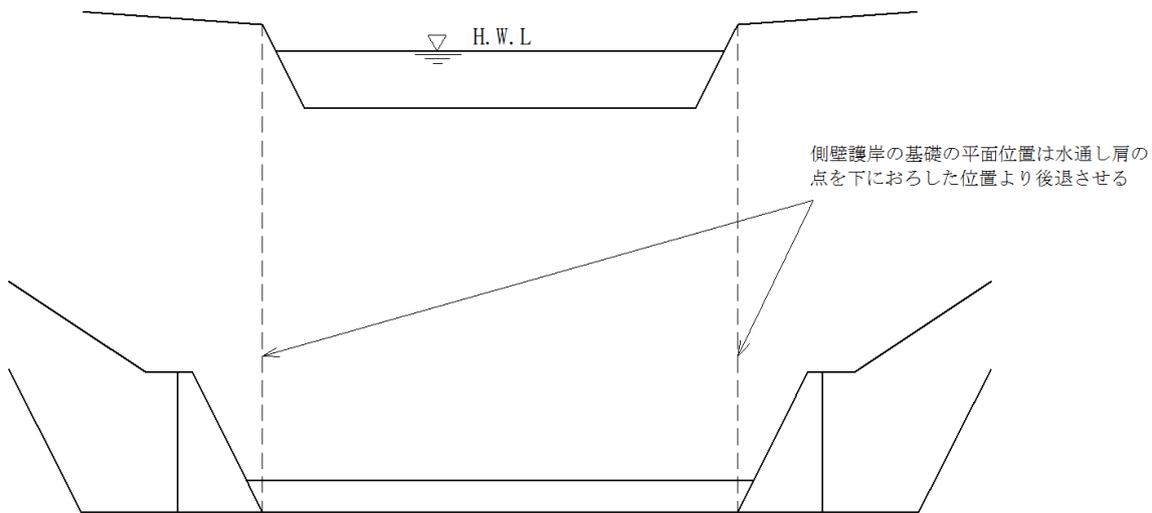


図 2-28 側壁護岸の位置

- ・ 側壁護岸の表法勾配は、安定計算を行って設定する。
- ・ 側壁護岸の裏法勾配は、自立式の場合は 1:0.0（直）とし、その他形式では安定計算を行って設定する。
- ・ 側壁護岸の天端幅は安定計算を行って設定する。ただし、最小幅は 50cm とする。
- ・ 側壁護岸の天端は、下流端を副堰堤または垂直壁の袖天端と同高とし、水叩工の勾配や背後地盤を考慮し、上流に向かって水平以上とする。

- 側壁護岸の基礎底面は、水叩工を設ける場合は水叩工の基礎底面と同高とし、水叩工のない場合は、上流端は本堰堤の基礎底面を限度とし下流側は副堰堤の本堰堤との重複高又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一般的である。

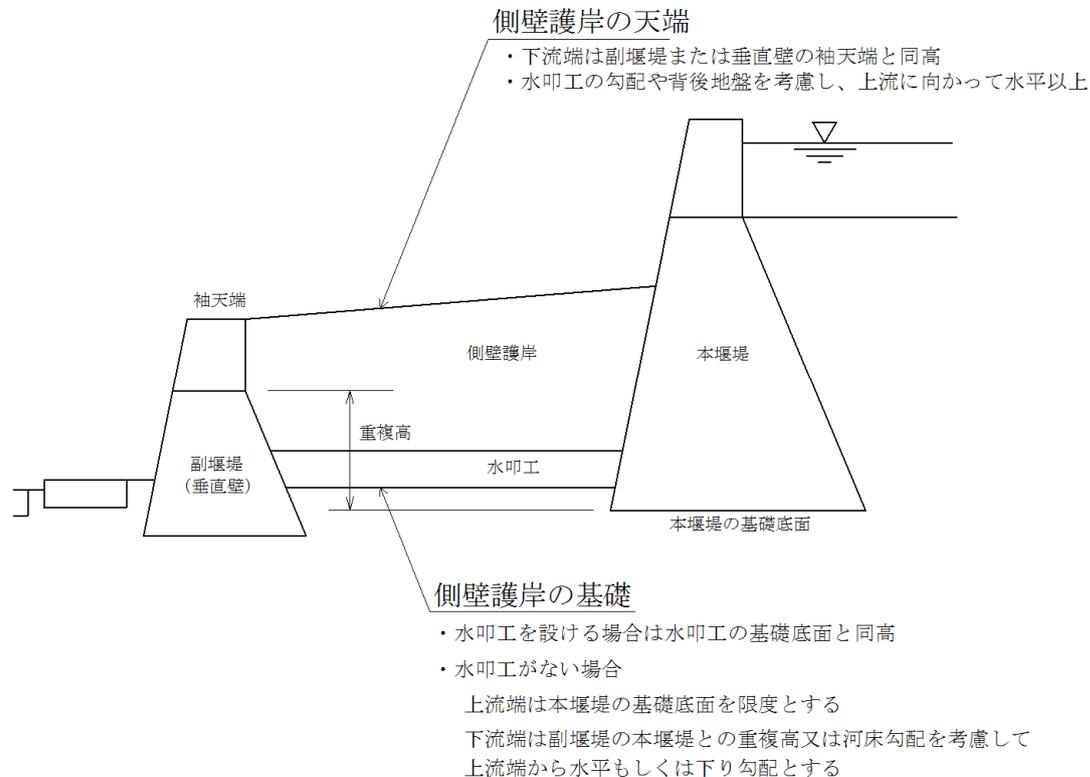


図 2-29 側壁護岸の天端と基礎

- 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より下位に設けない。
- 上記を除く側壁護岸の構造は、「2-4-7 護岸工の設計」準じて設計される。なお、安定計算において原則として載荷重は考慮しないが、工事用道路等として側壁護岸背面を利用する場合は載荷重を考慮する。また、滑動安全率  $n=1.2$  とする。
- 砂防堰堤の本堰堤が堤高 15m 未満の場合は側壁護岸の安定計算において地震時は考慮しない。ただし、下記の条件の場合は安定計算において地震時を考慮する。
  - 本堰堤の堤高が 15m 以上の場合
  - 側壁護岸の壁高が 8m を超える場合
  - 側壁護岸の背面を一般利用する場合

## 2-1-8 付属物の設計

砂防堰堤の付属物は、機能及び安全性を考慮して設計しなければならない。

### (1) 水抜き暗渠

水抜き暗渠は、一般に施工中の流水の切り替え、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けられる。水抜き暗渠は、その目的により大きさ、形状、数量及び配置を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。このため、水抜き暗渠の設計に当たっては、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しなければならない。

水抜き暗渠は以下の点に留意して設計する。

- ・ 水抜き暗渠の設置範囲は側壁護岸等に影響を与えないように水通し幅以内に設置する。
- ・ 水抜き暗渠の配置は、原則として上下千鳥配置とし、最上段の水抜き暗渠は水通し天端から 2m 以上上げる。また、横収縮継目からは 2m 程度離す。
- ・ 最下段の水抜き暗渠は、施工中の流水の切替えに使用することを考慮して位置を定める。
- ・ 水抜き暗渠の大きさは、径 0.5～1.0m 程度が一般的であり、ヒューム管を用いた円形が多く用いられる。
- ・ 河川の状況（常時流水や河床材料の粒径等）から、水抜き暗渠から土砂または濁水が流出する恐れが高く、砂防堰堤直下流の保全対象や河川利用に対して影響を及ぼす恐れがある箇所等では、必要に応じて以下に示す対策を講じる。
  - ・ H 鋼や鋼製桁を用いた対策（スクリーンの設置）
  - ・ コンクリートふたやコンクリートブロック等を用いた対策
  - ・ 現地の巨石、大型土嚢、布団カゴ、カゴマット等を用いた対策

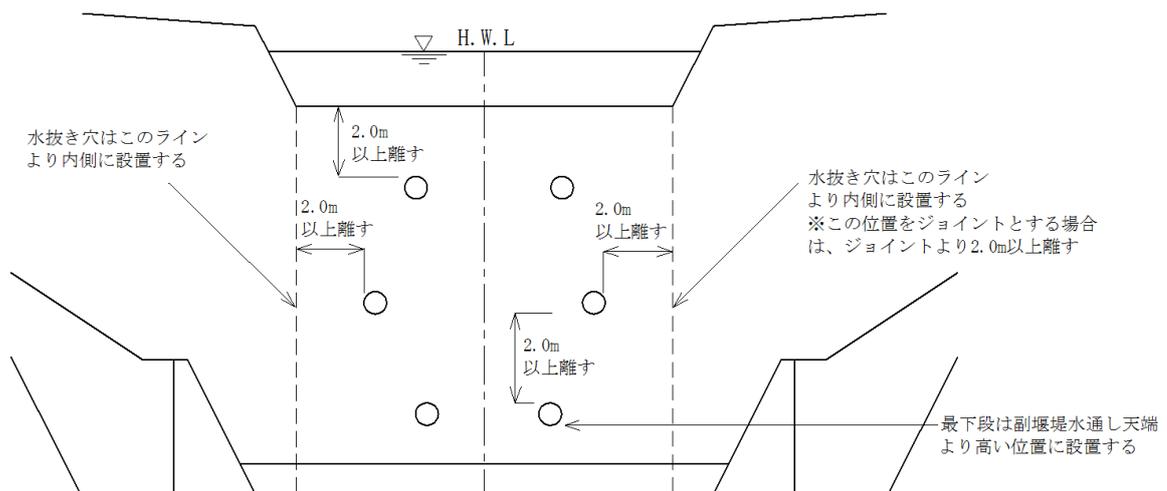


図 2-30 水抜き暗渠の配置

## (2) 間詰め

間詰めは、一般に、岩盤基礎はコンクリート、砂礫基礎は砂礫あるいはコンクリートで、本体の立ち上り部及び袖の嵌入部は、岩盤の場合はコンクリート、土砂盤の場合は土留擁壁を設け土砂で埋め戻すことが多い。

袖嵌入部における間詰めは所定の貫入深が確保できるように地山線付近に計画するものとし、階段状に間詰め護岸を設置する場合は、少なくとも最下段の擁壁は重力式で設計するものとする。

### 1) 形状

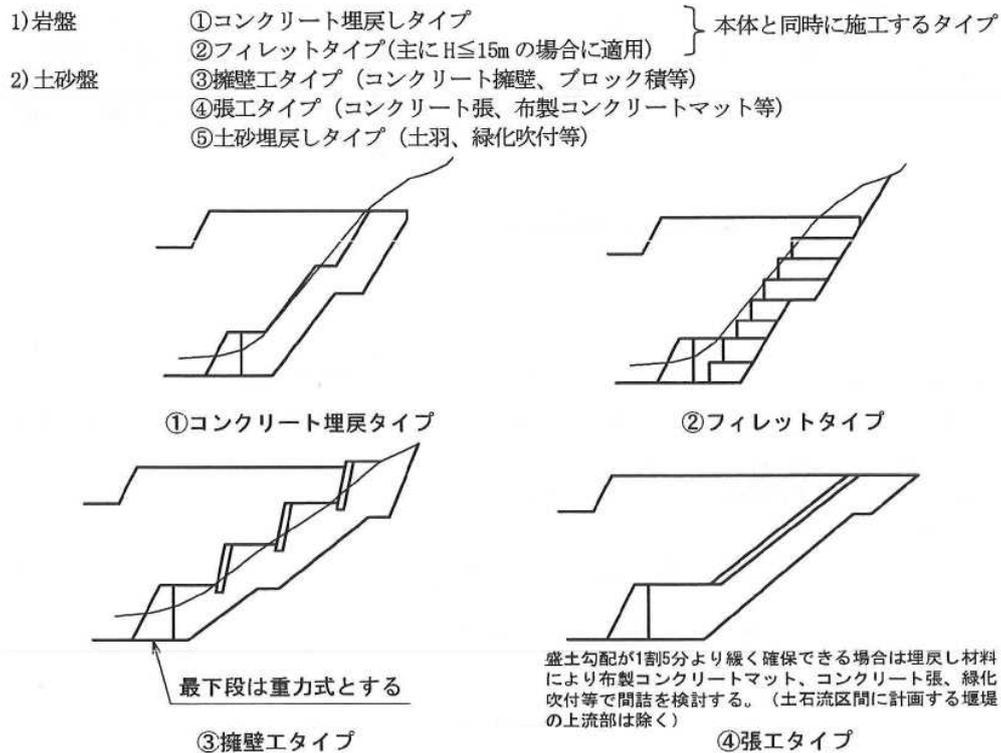


図 2-31 間詰め工の形式

### 2) 留意点

- ・ 岩盤における間詰めは、本体と同配合で同時に打設する。
- ・ 基礎の根入れ部及び袖の嵌入部の間詰めは、岩盤の場合はコンクリート、土砂盤の場合は土留擁壁を設けて土砂で埋め戻すのが一般的である。
- ・ 袖上部の間詰めは、経年の風化・侵食等による崩壊を考慮し、切りっぱなしとなる設計は行わず、原則として切土法面対策を検討する。なお、法面対策は「道路土工 斜面安定工指針」等を参考に検討すること。
- ・ 土留擁壁の高さは安全性を考慮して 5m 程度以内とする。土留擁壁を高くする必要がある場合は、数段に分割する。また、安定計算を行い、土留擁壁の安定性を確認する。
- ・ 擁壁の直接基礎の根入れ深さは、原地盤面あるいは計画地盤面から擁壁底面までの深さとし、50cm 以上は確保するものとする。直接基礎の根入れ深さは、風化作用による地盤の劣化や将来予想される地盤の洗掘や掘削の影響を考慮する必要がある。(出典：道路土工 擁壁工指針 p127)

### (3) 天端保護工

砂防堰堤等の水通し天端は土石の流下による摩耗や衝撃により表面付近が破壊されやすい。

このため、グラノリシックコンクリートや高強度コンクリート、ゴム中に鉄板を接合した天端保護工等が使用されている。

グラノリシックコンクリートを使用する場合の厚さは 20～50 cm 程度であり、これと本体コンクリートとの一体化を図るため富配合コンクリートを 30～50 cm の厚さで中間部に入れることが多い。なお、水通し幅 5m 以上の場合は施工継目を設ける。

天端保護工を設置すると施工コスト（初期コスト）は増加するが、ライフサイクルコストの観点から天端保護工を施した方が維持管理等を含めたトータルコストを縮小できる場合があることから、予測される摩耗速度や摩耗箇所、補修のしやすさ、施工性等を考慮した比較検討を行い、天端保護工の設置の有無を判断し、適切な天端保護工を選定すること。

#### 1) グラノリシックコンクリート、富配合コンクリートによる天端保護

- ・ グラノリシックコンクリートは粗骨材とセメントで構成され、特に耐久性に優れており広く用いられている。
- ・ 富配合コンクリートは、単位セメント量を比較的多くして配合（ $300\text{kg/m}^3$ ）したコンクリートであり、通常のコンクリートよりも密実にしたものである。
- ・ 一般に残存型枠は耐摩耗性を有していないことから、天端保護を行う部分には残存型枠を使用しないこと。

#### 2) 高強度コンクリート、富配合コンクリートによる天端保護

- ・ 高強度コンクリートは設計基準強度が  $36\text{N/mm}^2$  を超えるコンクリートであり、高い強度と耐久性を有する。

#### 3) 張石工による天端保護

- ・ 良質、緻密、堅固な石材で張石をする。
- ・ 石材はすべて流水方向に長手使いとする。特に上流端は大きな石材を用いる。
- ・ 石材とコンクリートとの一体性に留意する。

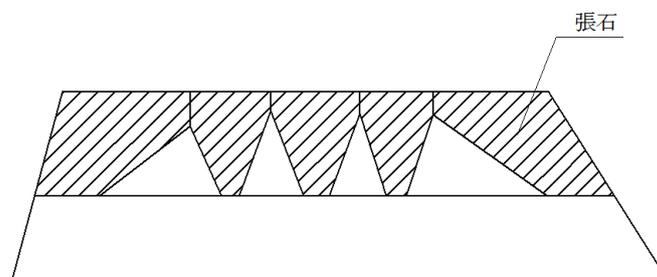


図 2-32 張石工（例）

#### 4) ゴムと鉄板の複合素材を用いた保護

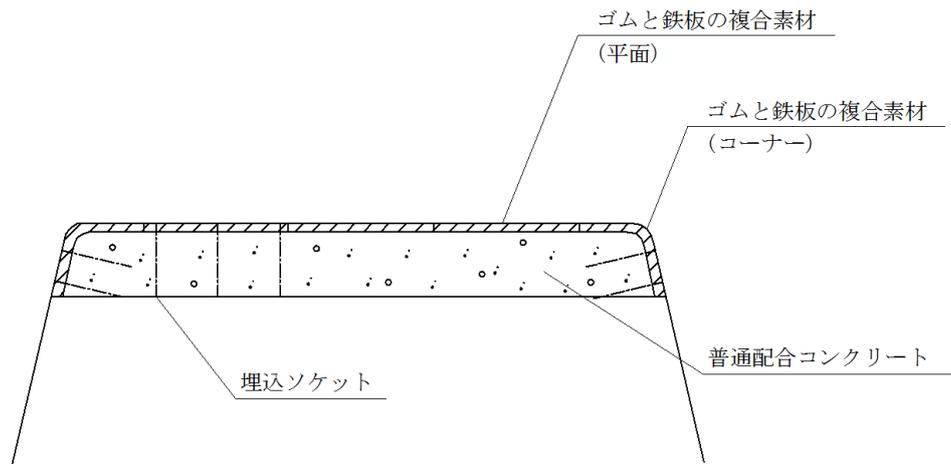


図 2-33 ゴムと鉄板の複合 (例)

#### (4) 法面对策

砂防堰堤の施工に伴い形成され、永久に残る法面はできる限り植生の復元を検討する。

法面对策は「道路土工 斜面安定工指針」等を参考にし、できる限り植生の復元を検討すること。また、堰堤堤敷部の掘削面において、施工中の岩盤の風化や応力解放による緩みが懸念される箇所については、モルタル吹付等の対策を検討すること。



## (6) 目地材

目地材は、万一の側壁護岸破壊時における本堰堤と副堰堤への影響回避及び側壁護岸本体の収縮等を考慮し、設置する。

目地材は、側壁護岸延長 20m 以内に 1 箇所割合で目地材（厚さ  $t=10\text{mm}$ ）を設置する。なお、延長等により割り切れない場合は現場の施工性を考慮し、適宜設ける。ただし、最低設置幅は 10m とする。また、堰堤及び水叩工には設置しないこと。

目地材の材料は以下の製品から選定する。

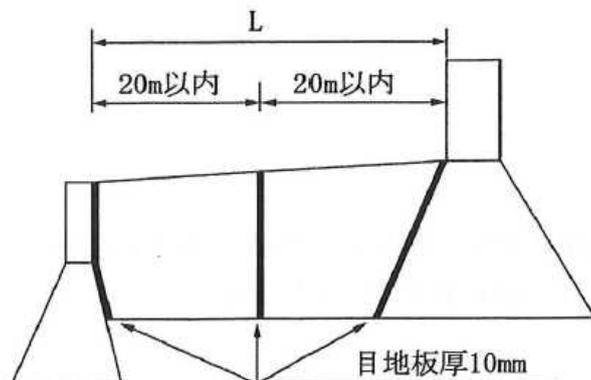


図 2-35 側壁護岸の目地材設置位置

### 目地材製品仕様

#### 1) 瀝青繊維質目地板

瀝青繊維質目地板は一般的に 30～35%のアスファルト含有率である。アスファルトを含有することで防水性・耐腐食性に対応している。従前より使用されており、信頼度が高い。

特徴：カッターで簡単に切断できる（はみ出しが少ない）。軽量、耐候性、耐腐食性が良い。経年劣化すると粘弾性が乏しくなり押し出される。

#### 2) 樹脂発泡体・ゴム発泡体

樹脂発泡体は主にポリエチレン樹脂、ゴム発泡体はゴムを原料とするスポンジ状発泡体である。いずれも防火性・反発弾性・圧縮回復性等に優れ、長期に安定し、耐候性にも優れる。

特徴：吸水性が小さい。回復率が高い（90%以上）。はみ出し量が極めて少ない。耐候性が良い。切断がしやすく、施工性がよい。

### (7) 袖小口の昇降施設

砂防堰堤の本堰堤及び副堰堤の水通し袖小口に、必要に応じて維持管理のための昇降施設を設けるものとする。なお、原則として袖小口両岸に設置する。

袖小口の昇降施設は、一般にタラップが用いられる。

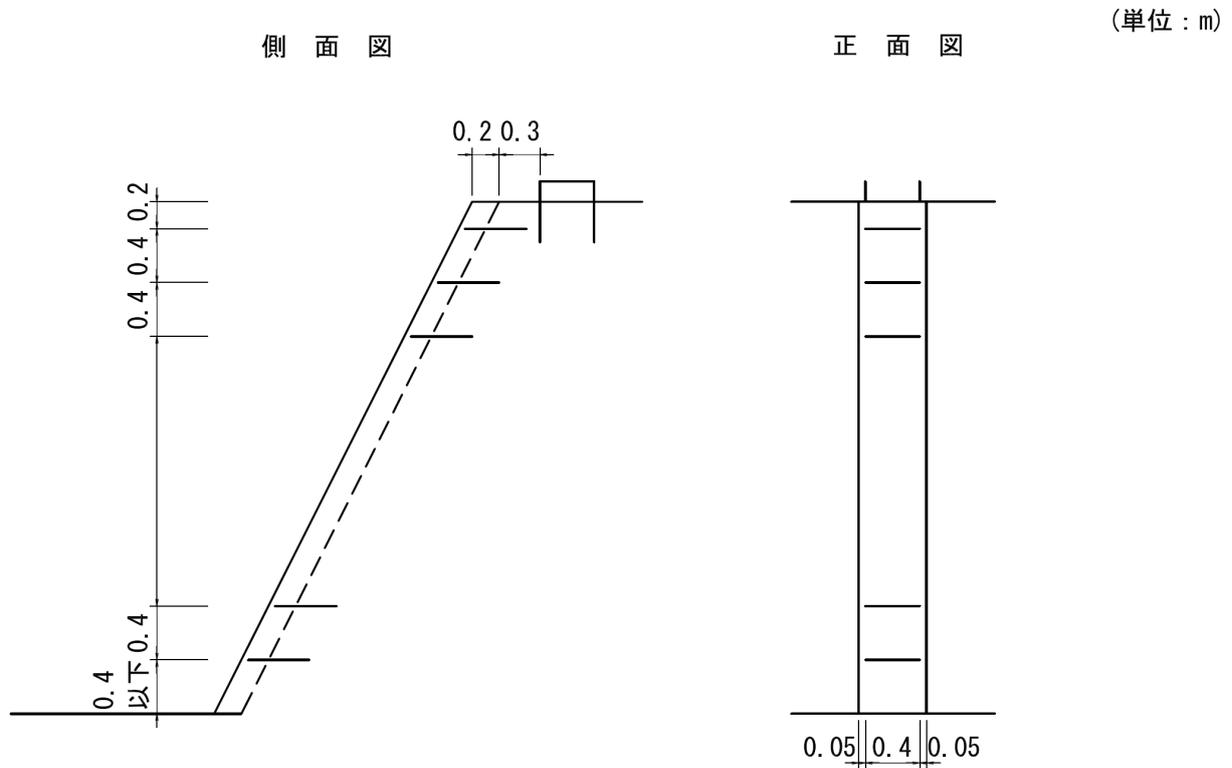


図 2-36 袖小口の昇降施設（タラップ）

出典：北陸地方整備局 標準設計 平成 20 年 11 月 砂防堰堤 タラップ を加工

## 2-1-9 鋼製砂防堰堤の設計

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、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。

掃流区間に設置される不透過型の鋼製砂防堰堤には「枠構造」、「ダブルウォール構造」、「セル構造」の3つのタイプがある。鋼製砂防堰堤の設計は「鋼製砂防構造物設計便覧」に準じて行うものとする。

掃流区間における鋼製砂防堰堤の特徴を以下に示す。なお、中詰材に割石や現地発生材（土砂礫）を使用した堰堤で、出水時に中詰材が流出し、損壊する事例が発生していることから、常時流水がある等、流域規模が大きい場合、中詰材に砂防ソイルセメントを用いて固化する等、部分的な損傷が全体に拡大しないように配慮し、冗長性（リダンダンシー）の確保を行うこと。

### (1) 枠構造

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、中詰材を中詰めする構造である。

鋼製自在枠・鋼製続枠の2種類がある。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。

### (2) ダブルウォール構造

上・下流面に鋼矢板やエキスパンドメタルなどによってパネル壁面材を設けて中詰めを行い、上・下流面壁材の間をタイロッドで連結した構造。

容器となる鋼材部には、水平力に対抗する機能を全く期待していないため、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。

### (3) セル構造

不透過型のセル構造は、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中詰材を、隙間無く配置した重力式砂防堰堤。ダブルウォール構造と同様に中詰材のせん断抵抗のみ評価している。構造面は透過型の場合と同様である。

## 2-1-10 砂防ソイルセメント堰堤の設計

砂防ソイルセメントを用いた工法は、大礫を除去する以外には粒度調整をしない現地発生土砂を施工現場において攪拌混合し、砂防施設とこれに伴う附帯施設の構築及び地盤改良を行う工法である。ツインヘッダーによる施工、振動ローラ転圧による施工という施工方法の違いから、「ISM工法」もしくは「INSEM工法」に大別される。

砂防ソイルセメント堰堤の設計は、「砂防ソイルセメント設計・施工便覧 財団法人砂防・地すべり技術センター」、「砂防ソイルセメントの材料特性に関する調査結果（独）土木研究所技術資料」に準じて行うものとする。

## 2-2 透過型砂防堰堤

掃流区間に計画される透過型砂防堰堤は、出水時に流水を堰上げることによる流出土砂量及びそのピーク流出量の低減、中小洪水時及び平常時における溪流の連続性を目的とする。

透過型砂防堰堤の設計にあたっては、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、自然環境、社会環境についても考慮しなければならない。

### 2-2-1 設計順序

透過型砂防堰堤の設計の順序は、堰堤サイトの地形、地質等の物理特性、半川仮締切の可否、その堰堤の目的に対する適合性及び経済性、安全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略設計を行った後、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、透過部、本体及び基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰め等の付属物の設計を行う。その他の施設は、必要に応じて設計を行う。

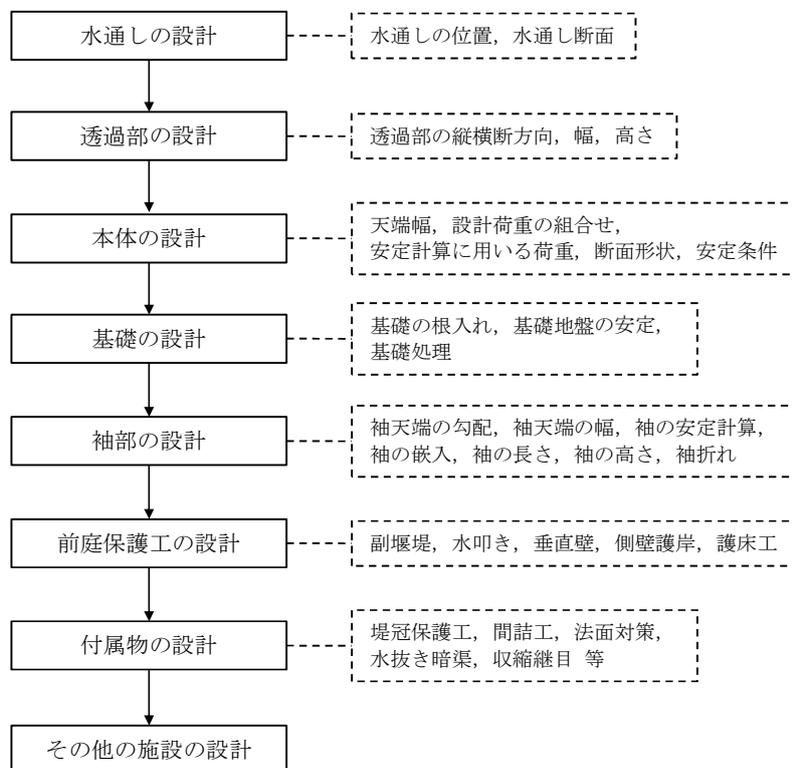


図 2-37 透過型砂防堰堤の設計順序

## 2-2-2 水通しの設計

水通し断面は水通し断面で計画対象流量を安全に流下させる断面とし、余裕高を考慮して設定する。透過部断面は流出土砂・流木等の閉塞の可能性を考慮し、水通し断面に含まない。

水通し断面の設計は「2-1-2 水通しの設計」に準じる。

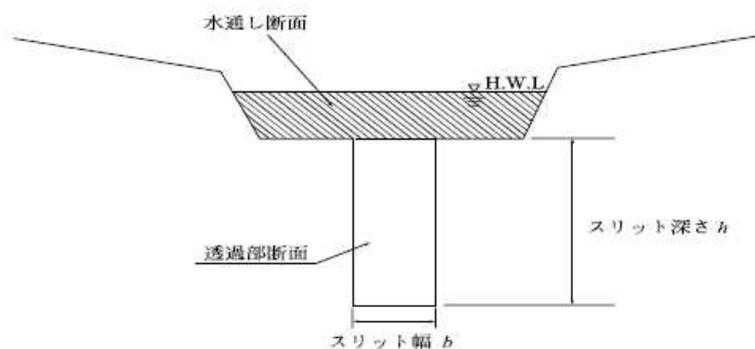


図 2-38 コンクリートスリット砂防堰堤の水通し断面と透過部断面

## 2-2-3 透過部の設計

透過部断面は、平常時の土砂と水をスムーズに流し、かつ、土砂調節のために出水時に流水を堰上げることを目的とした断面とする。

透過部断面（スリット断面）は、透過部断面で計画対象流量を流下できる場合は、「(5)透過部断面の高さ」に基づき決定するものとする（図 2-39 参照）。

透過部断面で計画対象流量を流下できない場合は河床変動計算もしくは水理模型実験によって透過部の形状等を決定するものとする。

### (1) 縦断方向

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

河床変動の縦断的な経年変化が把握できている場合は、過去 5 年程度の最深河床にも対応できるように透過部断面の底面の高さを計画する。

### (2) 横断方向

溪流の連続性ならびに両岸の安定を確保できる位置に透過部断面を設置する。

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

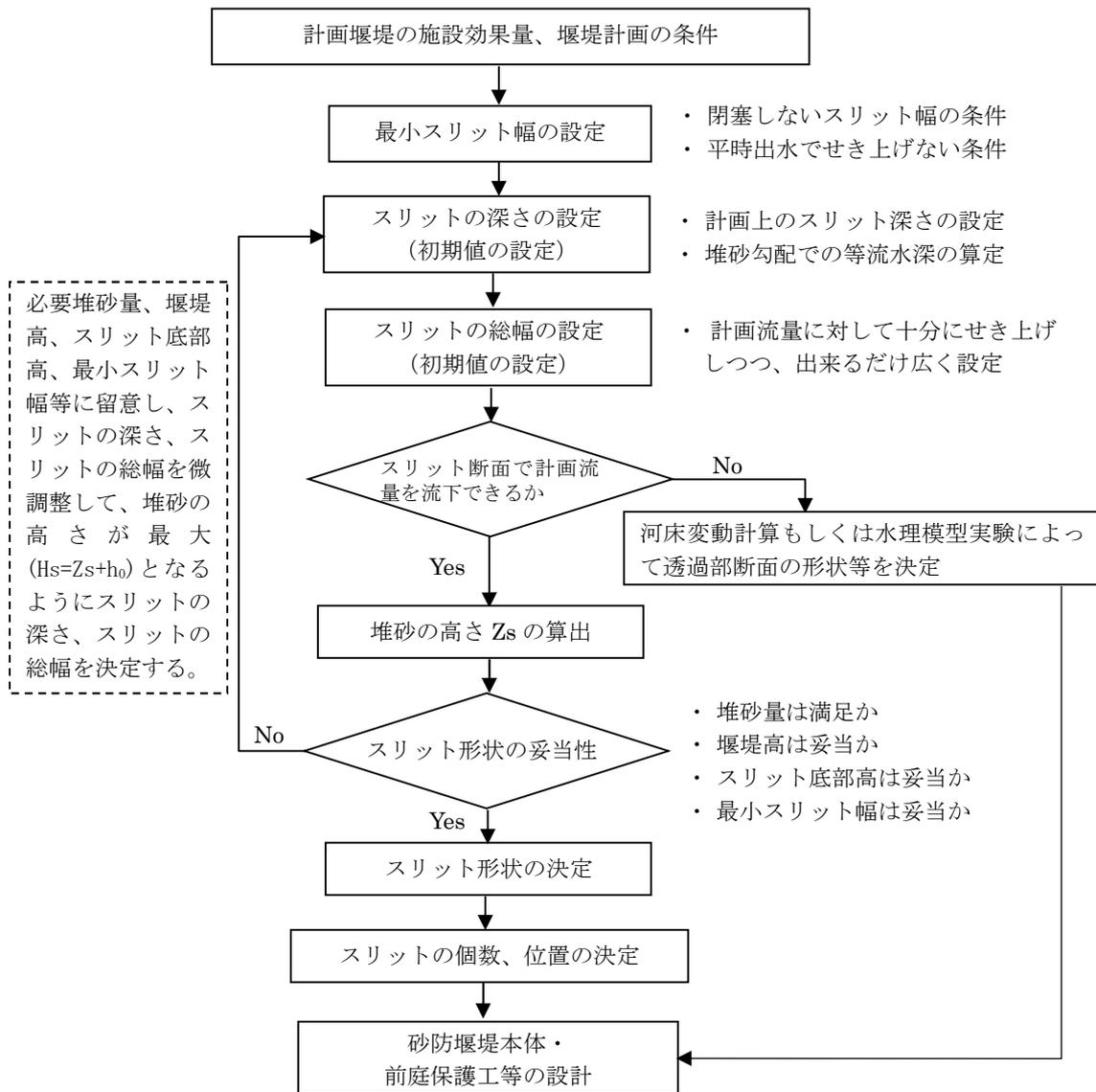


図 2-39 透過部の検討フロー

### (3) 透過部断面の幅

透過部断面の幅の設定にあたっては、水理計算や水理模型実験等により、堰上げ及び土砂流出ピークの調節が起こることが確認できる幅以下とする。

流木の流下が見込まれる溪流では、別途流木対策を検討し、流木による閉塞が生じないようにする。複数のスリットを計画するときのスリット1つの幅は、スリット底部の補修作業のしやすさを考慮し、3m程度より狭くしないことが望ましい。

#### (4) 最小スリット幅の設定

コンクリートスリット堰堤は、平時の出水時にスリットの閉塞がなく、またスリットによる堰上げによる土砂堆積が生じないように最小スリット幅を設定する。

平時の出水においてスリットが閉塞しない条件は、次式で与えられる。

$$b > 3d_1 \quad \dots \quad (1)$$

ここに、 $b$ ：スリット幅 (m)、 $d_1$ ：頻度の高い出水によって移動する礫の最大径 (m) である。 $d_1$ は、一般には 1/5～1/10 確率規模の出水を対象として検討する。

出典：砂防学講座 第5巻-2 土砂災害対策 水系砂防 (2) p75

また、 $b \leq 1.5d_2$  (ここで、 $d_2$ ：計画規模出水時に移動する礫の最大径 (m) 「2-3-2 (2) 1) 掃流により移動する最大礫径」参照) となる場合、計画規模洪水においてスリットが閉塞し、堰上げが生じない恐れがある。

出典：スリット砂防ダムの土砂調節効果に関する実験的研究.砂防学会誌.114号.昭和55年

したがって、計画規模洪水においてスリットが閉塞しないためには下記式を満足する必要がある。

$$b \geq 2d_2 \quad \dots \quad (2)$$

最小スリット幅は上記(1)式、(2)式から求められる値を比較し、大きい方の値とする。

また、最小スリット幅 (複数のスリットの場合の1個のスリットの幅) は、平時の出水による堰上げが生じないように設定する必要がある (平時で堰上げると土砂堆積が生じ、洪水時でのスリットによる堆砂空間を阻害することになるため)。

堰上げが生じる場合には、最小スリット幅を堰上げしない幅まで大きくする、あるいはスリット数を増やす必要がある。スリット部における堰上げの発生有無の判断は、次式により判断する。下式が満たされる場合、堰上げが発生しないと判断してよい。

$$h + \alpha \frac{Q^2}{2g \cdot A^2} > h_c + \frac{D_c}{2} + \Delta E_{\text{LOSS}} = \beta \left( h_c + \frac{D_c}{2} \right)$$

$h$  : 水深 (m)

$\alpha$  : 運動エネルギー補正係数 ( $\alpha=1$ )

$Q$  : 清水流量 (m<sup>3</sup>/s)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$A$  : 流下断面積 (m<sup>2</sup>)

$h_c$  : 限界水深 (m)

$D_c$  : 限界水深の径深 (m)

$\Delta E_{\text{LOSS}}$  : 透過部断面で渦等による損失水頭 (m)

$\beta$  :  $\Delta E_{\text{LOSS}}$  を考慮した際の最小エネルギーの補正係数で透過部断面の形状に影響を受ける係数

$h_c$ は次式で算出する。

$$\alpha \frac{Q^2 \cdot B_c}{g \cdot A_c^3} = 1$$

$A_c$  : 限界水深の場合の流下断面積 (m<sup>2</sup>)

$B_c$  : 限界水深の場合の水面幅 (m)

$\beta$ は次式で算出する。

$$\beta = \frac{2}{3} \left\{ \left( \frac{9}{8 \cdot \mu^2} \right)^{1/3} + \frac{1}{2} \left( \frac{8 \cdot \mu^2}{9} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{b}{B} \right)^2 \right\}$$

$\mu$  : スリット部の流量係数 (0.4~0.6)

$B$  : スリット部上流の流水幅 (m)

$b$  : スリット幅 (m)

### (5) 透過部断面の高さ (暗渠内空高、スリット高)

土砂流出のピークが到達する前から湛水し、堰上げることが調節効果を大きくするため、計画対象流量より小さい流量で堰上げが生じるように設計するのが望ましい。

透過部断面の底面の高さは、堰上げが起こりうる透過部断面の水位以下とする。河床の上昇、下降が著しい溪流にあつては、過年度の河床変動も考慮する。

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

魚類が遡上できるように透過型砂防堰堤を計画する場合は、透過部底面全体が現河床以下になるように設定するか、魚道機能を有する構造を透過部底面に設ける等の対策が必要とする。

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

出典：土木研究所資料 スリットを有する砂防ダムの土砂調節機能に関する検討 1990

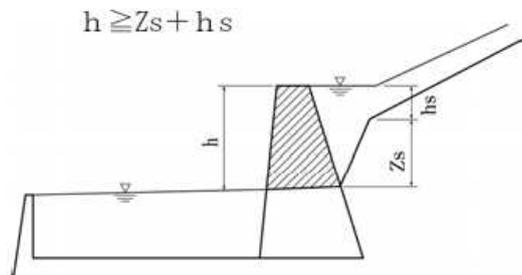


図 2-40 スリット高さの最大値

堆砂肩の高さ ( $Z_s$ ) は次式によって求める。

$$Z_s = \left\{ \frac{F_r^2}{2} \left( \frac{1}{\sqrt[3]{r^2}} - 1 \right) + \frac{\sqrt[3]{r}}{r} - 1 \right\} \left( \frac{nQ}{B_s \sqrt{i}} \right)$$

$Z_s$  : 堆砂の高さ (m)

$F_r$  : 堆砂肩位置での等流水深に対するフルード数

$\gamma$  : 流水幅縮小率 (=  $B_d/B_s$ )

$B_d$  : 堰堤地点での流れの幅 (m)

$B_s$  : 堆砂肩位置での流れの幅 (m)

$i$  : 計画堆砂勾配

$n$  : マニングの粗度係数

$Q$  : 計画対象流量 ( $m^3/s$ )

出典：スリット砂防ダムの流量係数と堆砂形状. 新砂防 Vol.42No.4 (165) Nov.1989

スリットの深さ ( $h$ ) は、必要堆砂量 (必要堰堤高) から  $Z_s$  を仮に算定して  $h=Z_s+h_s$  より求める (初期のスリット深さの設定)。ここで、 $h_s$  は堆砂勾配に対する等流水深に等しいと仮定する。

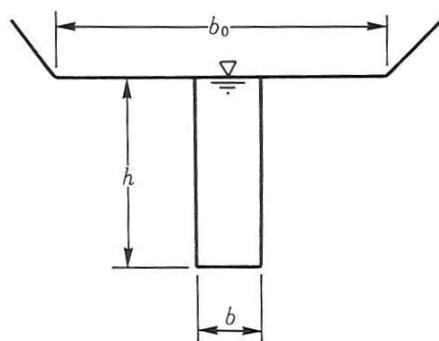
#### (6) スリットの総幅

土砂調節のためのスリット堰堤において、土砂調節が最大になるためには、スリット部が閉塞しないこと、計画規模洪水時と平時の出水時の水位変動差が大きくなること、また平時出水時に土砂堆積が生じないことが必要である。そのためには、スリット部の総幅は十分にせき上げしつつ、出来るだけ広く設定することが得策となる。

スリット部の流量は、スリットの壁面勾配を垂直とするとき、次式で求められる。

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$$

- Q : 流量 (m<sup>3</sup>/s)
- μ : 流量係数 (図 2-41 参照)
- b : スリット幅 (m)
- g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)
- h : スリット敷高までの水深 (m)



【記号の説明】

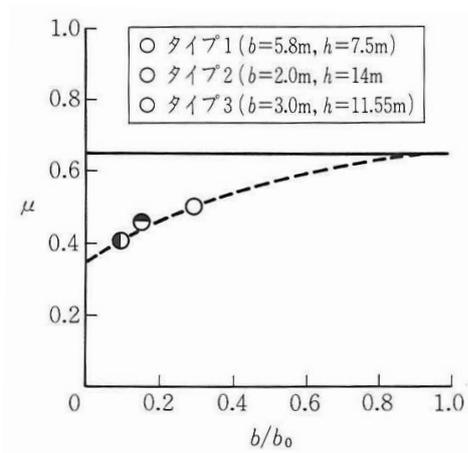


図 2-41 スリット部の流量係数

出典：砂防学講座 第5巻-2 土砂災害対策 水系砂防(2) p73

### (7) スリット形状の決定

上記で設定したスリットの深さ、スリットの総幅を用いて計画流量時の堆砂肩を計算し、堆積土砂量を算出する。この際、堆砂の高さが最大となるようにスリットの深さ、スリットの総幅を調整して決定する。

スリット幅、スリット深さの調整に際しては、以下の事項を考慮する。

- ・ 堆砂肩の式を用いて算出される堆砂量は計画上必要とする堆砂量と同等か。
- ・ スリット幅は最小スリット幅以上となっているか。
- ・ スリット底部高が副堰堤天端高より等高か高くなる必要があるか。
- ・ スリット深さから設定される堰堤高 (スリット深さ + 副堰堤重複高) について、計画地点の地形・地質条件等に適用できるか。

## (8) スリットの個数

スリットの個数は、スリット底部の摩耗や水替え等の施工性に配慮して決定する。

計画流量が大きいとき複数のスリットを計画することができる。この場合には1個当たりのスリットで流下する流量  $Q_1$  に対して  $nQ_1$  が  $n$  個のスリットの流量となる。

また、スリット幅の総和が同じであるとき、複数のスリットにしても土砂調節効果はほぼ同じであることが実験によって確かめられている。

出典：土木研究所 スリットを有する砂防ダムの土砂調節機能に関する検討.平成2年 p.5

## (9) スリットの位置

スリットの位置は砂防堰堤の中央付近に近づけるよう計画する。

スリットの位置が山際に近いと、溪岸侵食が生じやすくなる。また、スリットからの流れが側壁に衝突して、側壁天端の越水や側壁を破損するおそれもある。さらに水褥池の流れの減勢にも影響を与えることになる。

## (10) 透過部断面で計画対象流量を流下できない場合

計画流量が大きく透過部断面で計画対象流量を流下できない場合には、堆砂の高さの算定式やスリット部流下流量の算定式が適用されない。

この場合には、河床変動計算、もしくは水理模型実験によってスリットの形状を決定する必要がある。

透過部断面で計画対象流量を流下できない場合の検討に際しては、設定したスリット形状において、計画規模洪水時の堆砂形状（堆砂の高さ）、平時の出水において堰上げを生じないで堆砂空間が確保されること等の確認を行う必要がある。

### (11) 連続するコンクリートスリット砂防堰堤の配置と透過部断面の形状決定方法

連続するコンクリートスリット砂防堰堤の配置と透過部断面の大きさは、河床変動計算、もしくは水理模型実験によって決定することが望ましい。

連続するコンクリートスリット砂防堰堤を配置する場合、下記の点に留意すること。

- ・ コンクリートスリット堰堤は、出水期間中の河床変動が許容河床変動高に収まるように配置する。
- ・ 許容河床変動高は、砂防基本計画で対象としている区域の中に存在する護岸、横工、橋梁等の河川構造物が河床変動を伴って被災しない程度の河床高の変動範囲として定める。
- ・ 許容河床変動高の最低位は河川構造物の基礎部上面より高く設定する。
- ・ 許容河床変動高の最高位は設定するハイドログラフの出水が氾濫することなく流下するのに十分な断面を確保できるように設定する。

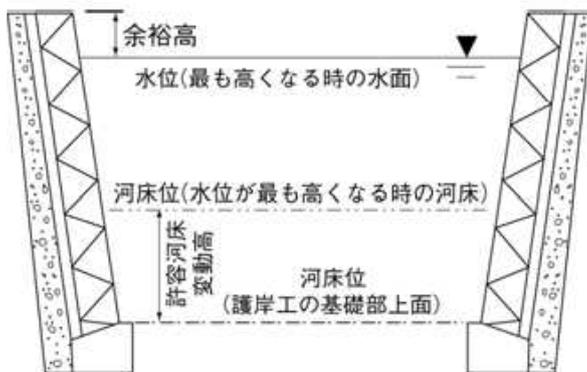


図 2-42 許容河床変動高の概念

#### 2-2-4 本体の設計

透過型砂防堰堤の本体の設計は、原則として不透過型砂防堰堤に準ずる。

##### (1) 天端幅

天端幅は「2-1-4 (2) 天端幅」に準ずる。

##### (2) 上下流法勾配

上流法勾配は、外力に対して安全かつ経済的な断面として設計し、下流法勾配は不透過型砂防堰堤に準じて最急勾配 1 : 0.2 とする。

透過型砂防堰堤は水通し部を越流する頻度が少ないため、下流法勾配を一般的な 1 : 0.2 より緩くしてよい。

### (3) 安定計算

コンクリートスリット砂防堰堤の安定計算方法は、不透過型砂防堰堤に準ずる。ただし、堤体の単位体積重量は、スリットによる控除体積を考慮した「見掛けの単位体積重量」を用いる。

見掛けの単位体積重量は次式を用いて設定する。

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

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

$W_{rc}$  : 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見なして計算される堤体ブロックの体積 (kN)

なお、越流部の堤体ブロックとは、水通し幅分の堤体部分を指す。

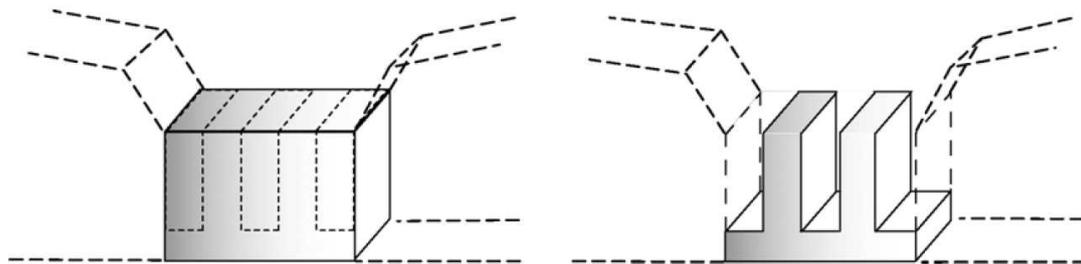


図 2-43 スリット部における水通しの堤体積

#### 2-2-5 基礎の設計

基礎の設計は「2-1-5 基礎部の設計」に準ずる。

#### 2-2-6 袖部の設計

袖部の設計は「2-1-6 袖の設計」に準ずる。

#### 2-2-7 前庭保護工の設計

透過型砂防堰堤における前庭保護工の設計は「2-1-7 前庭保護工の設計」に準ずる。ただし、計画対象流量の規模が大きい場合には副堰堤の位置、高さ、越流水深は別途算定することができる。

なお、計画対象流量に対してスリット部を流下断面に含める場合は、水理模型実験等により前庭保護工の検討を行う必要がある。

コンクリートスリット砂防堰堤の前庭保護工の設計を以下に示す。

出典：土木研究所資料 スリット砂防ダム前庭保護工に関する水理模型実験報告 1990

(1) 落水脈の飛距離

落水脈の飛距離は、スリット部での流速を限界流速とし、半理論式で求める。

$$V_0 = \sqrt{gh_c} \doteq \sqrt{g(2/3 \cdot h_3)} = \sqrt{2g(1/3 \cdot h_3)}$$

$$l_w = V_0 \left\{ \frac{2(H_1 + 1/3 \cdot h_3 + l_w \cdot I)}{g} \right\}^{1/2}$$

$V_0$  : スリット部の流速 (m/s)

$l_w$  : 水脈中心までの飛距離 (m)

$h_c$  : 限界水深 (m)

$h_3$  : スリット天端からの本堰堤越流水深 (m)

$H_1$  : スリット敷までの高さ (m)

$I$  : 水叩きの勾配

(2) 落水脈の水面への突入流速、跳水前の水叩き上の流速、及び射流水深、水脈の水面への突入角度

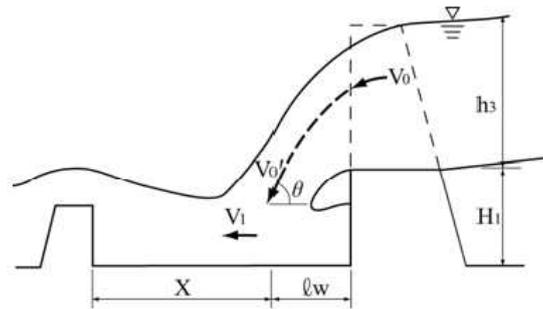


図 2-44 コンクリートスリット砂防堰堤の前庭保護工

$$V_0' = \sqrt{2g(H_1 + h_3 + l_w \cdot I) + V_0^2}$$

$$V_1 = V_0' (1 + \cos \theta) / 2$$

$$h_1 = \frac{Q}{b \cdot V_1}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{g \cdot l_w}{V_0'^2} \right)$$

$V_1$  : 跳水前の水叩き上の流速 (m/s)

White の式

$h_1$  : 跳水前の射流水深 (m)

$V_0'$  : 落水脈の水面への突入流速 (m/s)

$\theta$  : 水脈の水面への突入角度 (°)

$b$  : スリット幅 (m)

### (3) 跳水対応水深

跳水対応水深は、跳水前後の水脈幅の変化を考慮した次元に、副堰堤の有効幅（跳水に対して有効に作用する副堰堤幅）を考慮することにより計算される。

$$\left(\frac{B_j}{B_1}\right)^2 \left(\frac{h_j}{h_1}\right)^3 - (2F_1^2 + 1) \left(\frac{B_j}{B_1}\right) \left(\frac{h_j}{h_1}\right) + 2F_1^2 = 0$$

$B_1$  : 跳水前の水脈幅 (m)

$B_j$  : 跳水後の水脈幅 (m) (実験を行って検討する必要あり)

$h_1$  : 跳水前の射流水深 (m)

$h_j$  : 跳水対応水深 (m)

$F_1$  : 跳水前のフルード数

### (4) 跳水長

跳水長  $X = (4.5 \sim 5.0) h_j$

$h_j$  : 跳水対応水深 (m)

### (5) 副堰堤の位置

副堰堤の位置  $L \geq l_w + X + b_2$

$b_2$  : 副堰堤天端幅 (m)

### (6) 副堰堤の越流水深

$$h_2 = \left( \frac{15 \cdot Q}{2C\sqrt{2g}(3B_1 + 2B_2)} \right)^{2/3}$$

$h_2$  : 越流水深 (m)

$Q$  : 対象流量 ( $m^3/s$ )

$C$  : 流量係数 (0.60~0.66) 一般に  $C=0.60$

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

$B_1$  : 水通し広幅 (m)

$B_2$  : 越流水面幅 (m)

### (7) 副堰堤の高さ

$$H_2' = h_j - h_2$$

## 2-2-8 付属物の設計

透過型砂防堰堤の付属物は、「2-1-8 付属物の設計」に準ずる。なお、袖小口の昇降装置は必要に応じて設置する。また、透過部の摩耗対策を講じる。

透過部断面には流水が集中するため、中小出水時の土砂流出により、摩耗が見込まれるため、透過部断面の側面及び底面には摩耗対策を講じる必要がある。

摩耗対策は、「2-1-8 (3) 天端保護工」を参考に検討する。なお、摩耗対策を行う範囲は、計画対象流量に対するタイプ毎に図 2-45 の範囲（斜線範囲）とする。なお、透過部の側面範囲は、対象溪流の中規模出水（5~30年規模程度）の流量に対するスリット部の水深と最大礫径  $D_{95}$  を勘案して設定する。

**タイプ1：** 計画対象流量を透過部のみで流下できる場合 → 透過部側面及び底面に摩耗対策

**タイプ2：** 計画対象流量を透過部及び水通し部で流下させる場合 → 透過部側面及び底面+水通し天端

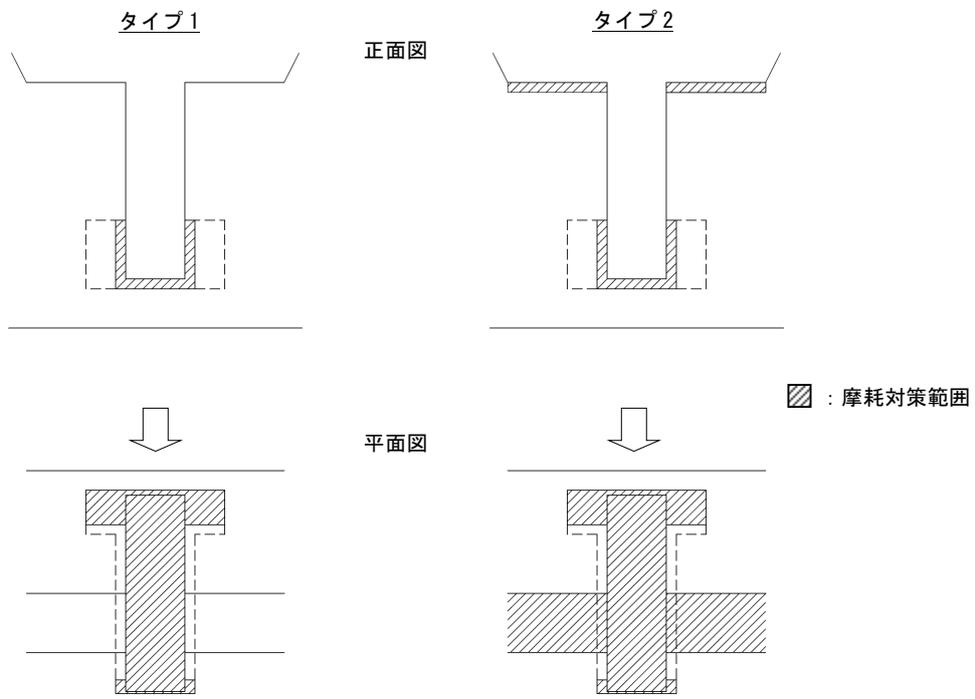


図 2-45 透過型砂防堰堤の摩耗対策範囲

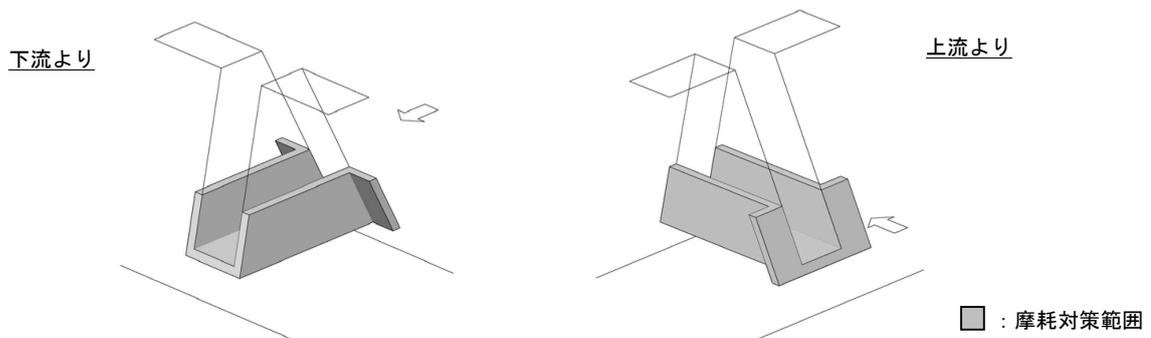


図 2-46 透過型砂防堰堤の摩耗対策範囲（スリット部 立体図）

## 2-3 掃流区間における流木対策施設

土石流区間で発生した流木が、下流域の掃流区間まで流下する場合や、下流域の掃流区間で発生する流木の場合は、土砂と分離して流下するため、掃流区間での流木捕捉施設は主に流木を捕捉できる施設とし、土砂流出対策施設と併設して設ける。

掃流区間における流木対策施設の設計は、「鋼製砂防構造物設計便覧」に準じて行う。

### 2-3-1 洪水及び土砂流の規模等

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

掃流区間の流木対策施設に対する計画対象流量は、「1-4-1 掃流区間の計画対象流量」に準ずる。なお、上流域の砂防施設の整備状況に応じて土砂含有率を設定する。

洪水及び土砂流の流速、水深等は土砂を含んだ流量を用いて Manning 式等により算出するものとし、流木を含むことによる流速、水深等への影響は考慮しない。

なお、流木の流速は洪水、土砂流の表面流速にほぼ等しいと考えられるため、平均流速の約 1.2 倍として計算する。

### 2-3-2 流木捕捉工の設計

#### (1) 透過部の高さ

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

透過部は転石により閉塞しないように設計するものとし、透過部の高さは流木止めによる堰上げを考慮した水位に流木捕捉に必要な高さを加えた高さ以上とする（図 2-47 参照）。

ここで、 $D_s$ ：流木止めによる堰上げを考慮した水位（m）、 $\Delta H_s$ ：流木捕捉に必要な高さ（m）、 $H_s$ ：流木止め（透過部）の高さ（m）である。

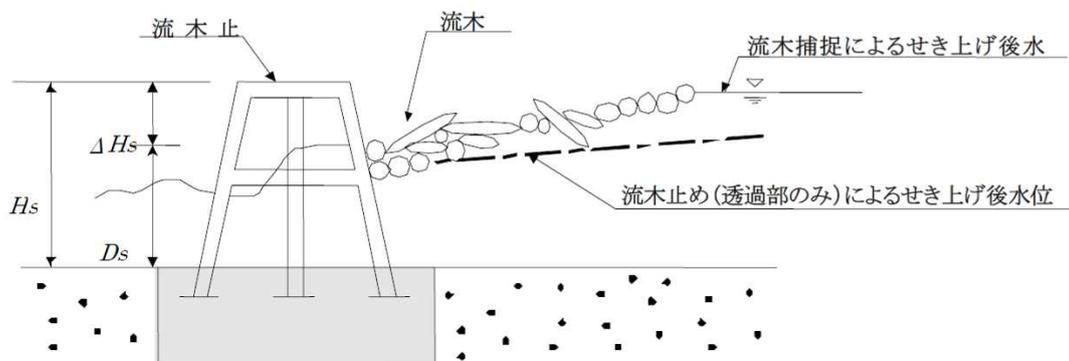


図 2-47 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ ( $H_s$ ) の模式図

1) 堰上げ水位の計算

a) 堰上げ前の水深 ( $D_{h0}$ )、平均流速 ( $U_h$ )

開水路形状 : 計画対象流量に対し、マンニング式等で求める。

堰形状 : 計画対象流量に対し、せきの公式で求める。

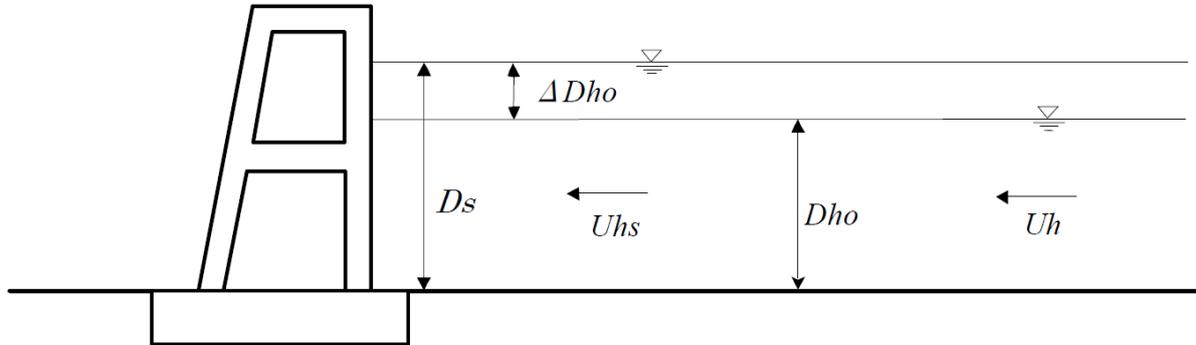


図 2-48 流木止め工による堰上げ水位

b) 流木止め工による堰上げ高 ( $\Delta D_{h0}$ )

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

なお、縦部材のみによる堰上げの水位は次式により算定できる。

$$\Delta D_{h0} = k_m \cdot \sin \theta_m \cdot \left( \frac{R_m}{B_p} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{U_h^2}{2g}$$

$\Delta D_{h0}$  : 流木止め工縦部材による堰上げ高さ (m)

$k_m$  : 縦部材の断面形状による係数 (鋼管で  $k_m \doteq 2.0$ 、角状鋼管で  $k_m \doteq 2.5$ 、H 形鋼で  $k_m \doteq 3.0$ )

$\theta_m$  : 縦部材の下流河床面に対する傾斜角 (°)

$R_m$  : 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)

c) 堰上げ後水深 ( $D_s$ )

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

$$U_{hs} = \frac{Q}{D_s \cdot B_s}$$

$Q$  : 計画対象流量 ( $m^3/s$ )

$U_{hs}$  : 堰上げ後の平均流速 (m/s)

$B_s$  : 流下幅 (m)

## 2) 流木止め工の高さ (H<sub>s</sub>)

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

$$H_s = D_s + \Delta H_s$$

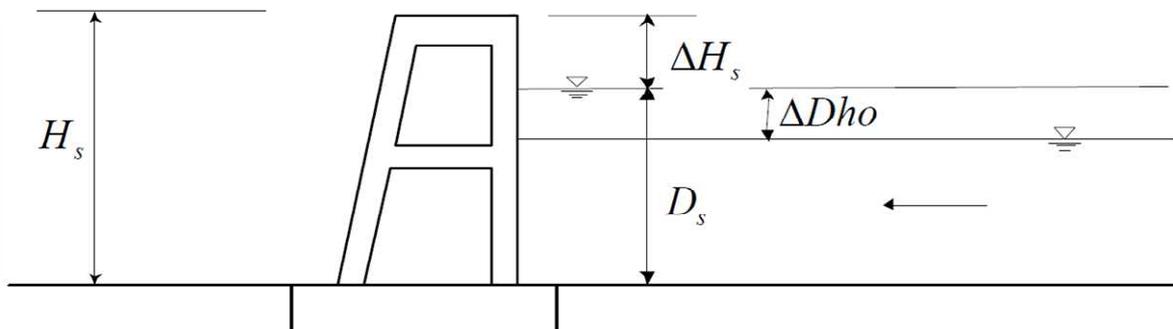


図 2-49 閉塞のおそれのない場合の透過部の高さ

## (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。

### 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。

#### a) 平均粒径に対する移動限界摩擦速度の 2 乗 $U_{*cm}^2$

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

$d_m$  : 河床材料の平均粒径 (m)

$\sigma$  : 礫の密度 (kg/m<sup>3</sup>)

$\rho$  : 泥水の密度 (kg/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

#### b) 摩擦速度の 2 乗 $U_*^2$

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

$D_{h0}$  : 水深 (m)

$I$  : 河床勾配

#### c) 摩擦速度比の 2 乗 $U_*^2 / U_{*cm}^2$

a)、b)の値を用いて求める。

d) 図 2-50 の縦軸  $U_{*ci}^2/U_{*cm}^2$  が、c) の  $U^2/U_{*cm}^2$  に等しい点に対する  $d_i/d_m$  を求める。

$$\frac{d_i}{d_m} > 0.4 : \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} = \left( \frac{\log_{10} 19}{\log_{10} \left( 19 \cdot \frac{d_i}{d_m} \right)} \right) \left( \frac{d_i}{d_m} \right)$$

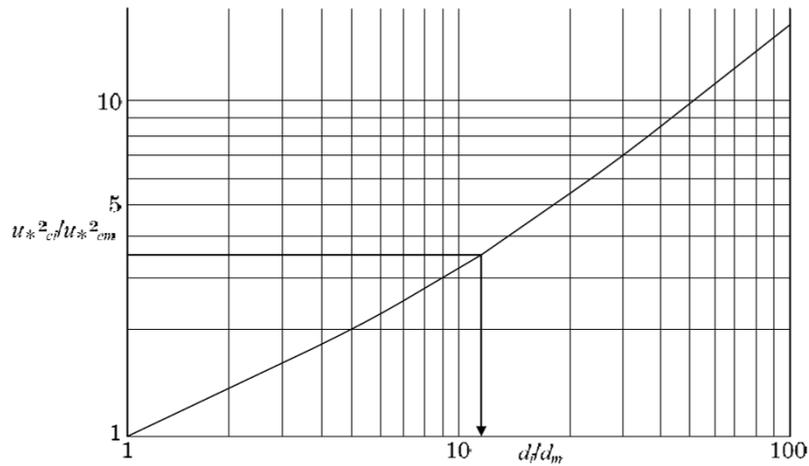


図 2-50 粒径別限界掃流力

e) 現地の最大転石と比較して小さい方を最大礫径とする。

## 2) 透過部の部材の純間隔

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

$$B_p \geq 2d_i$$

$B_p$  : 透過部の部材の純間隔 (m)

$d_i$  : 最大礫径 (m)

流木を捕捉するために部材の純間隔は下記の式を満足する値とする。

$$\frac{1}{2}L_{wm} \geq B_p$$

$L_{wm}$  : 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。

### (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。

掃流区間における流木捕捉工の安定性の検討は、原則として「河川砂防技術基準（案） 計画編、河川砂防技術基準（案） 設計編 第3章」によるものとする。なお、単独で配置される流木捕捉工の基礎部も含めた堰堤高さは、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。

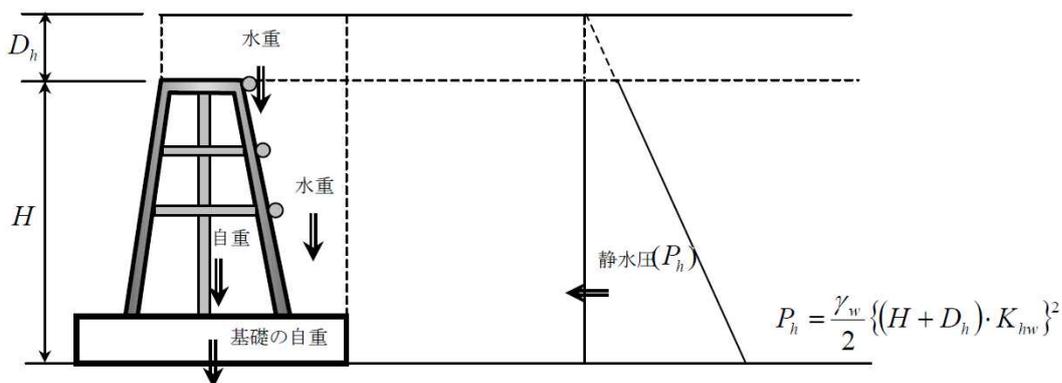
流木捕捉工の透過部の高さをできるだけ低くするように水通し幅を広く取り、水深を低くする。

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

表 2-13 流木対策施設（掃流区間）の設計外力（自重を除く）

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 5m 以下 (基礎含む)			静水圧



※1)  $K_{hw}$  : 透過部の閉塞密度に応じた静水圧係数 ( $K_{hw} = 1.0$ )

図 2-51 掃流区間の流木捕捉工の閉塞状況

#### (4) 部材の安定性の検討

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

土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、「第3章 3-1-8 (3) 流木の衝撃力」によるものとする。

掃流区間において、透過部を構成する部材の構造計算に用いる設計外力として、流木の衝撃力の算定にあたっては、流木の衝突の計算における流速は表面流速を用いるものとし、下記の式で求める。流木は長軸が水流の方向と平行に流下し、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) 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。

流木捕捉工の各部の構造（水通し断面、天端幅、下流法勾配、基礎、袖の構造、前庭保護工）の検討は、原則として、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、不透過型堰堤と見なして設計する。なお、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。

また、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。砂防堰堤の副堰堤に設置する流木捕捉工の設計は「鋼製砂防構造物設計便覧 5章 鋼製流木捕捉工の設計」に準じて行う。

### 2-3-3 流木発生抑止工の設計

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

掃流区間の流木発生抑止工は、護岸工および溪流保全工と同じ位置に同様の機能を持つように設置するものであるため、設計は「2-4 溪流保全工」に準じて行う。

## 2-4 溪流保全工

溪流保全工の設計は、床固工、帯工、護岸工等との組み合わせにより、洪水を安全に流下させるとともに、維持管理面及び周辺の水利用、地下水位、自然環境、社会環境についても十分配慮して行わなければならない。

地形、地質、流送土砂形態等の流域を含めた自然条件及び流路の変遷等その溪流の特性を調査し、それに適合した計画を立てねばならない。また、施設の安全性、背後地域に対する施設の重要性等について配慮した設計が必要である。

### 2-4-1 設計順序

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な設計となるようにしなければならない。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、次のとおりとするのが一般的である。

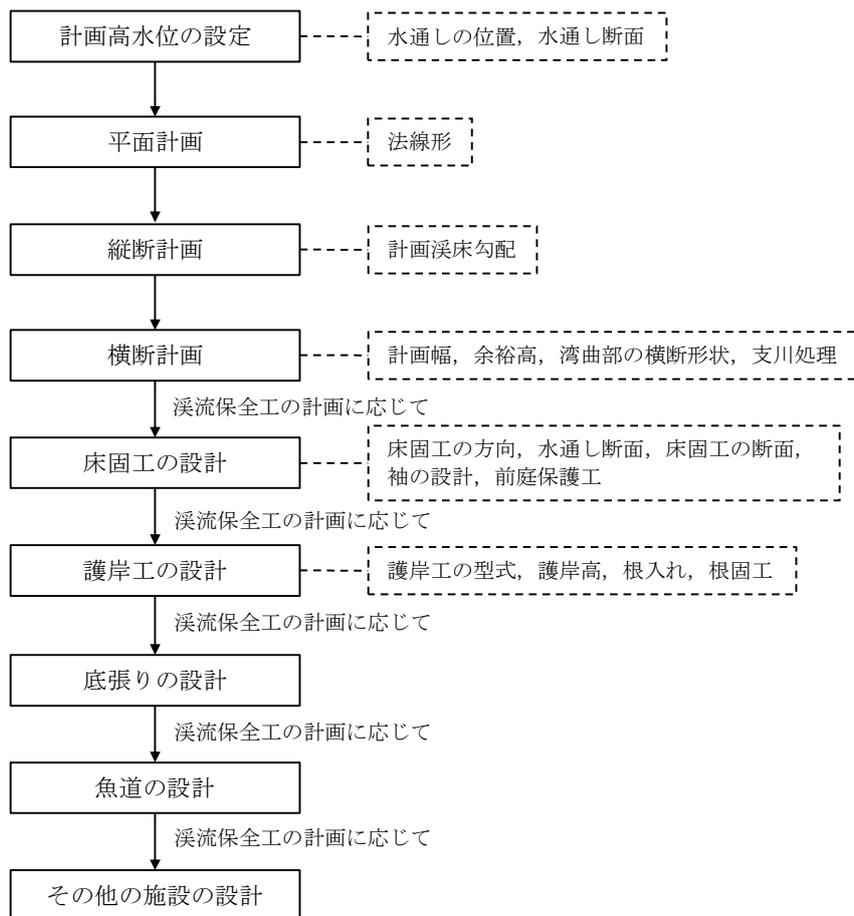


図 2-52 溪流保全工の設計順序

## 2-4-2 計画高水位の設定

計画高水位は、計画河床の維持の面から縦断形及び横断形と相互に関連させて決定されなければならない。また、溪流保全工は掘り込み方式が原則であるから、その周辺の地形条件を考慮して決定しなければならない。

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

計画高水位は、計画対象流量をもとに流れが等流であると仮定して基本的には Manning 式による求める場合が多いが、急流河川等では、水面のうねり、跳水、過度な河床変動、蛇行位置の水位変動が大きいため、水理模型実験もしくは不等流計算を行って水位変動を把握し、計画高水位を設定することを基本とする。

ただし、急流河川でも、河川幅や流量規模が小さい小規模な溪流保全工の場合、Manning 式を用いた等流計算により計画高水位を設定することも可能である。

なお、不等流計算は、「河川砂防技術基準（案）同解説 調査編 第 6 章 4.2」に準じて行う。

また、横断計画を自然状態とした場合には、河床の状態をもとに断面を区分して各々の粗度係数を設定し、計画高水位を求め、横断計画に反映させる。

## 2-4-3 平面計画

溪流の多様性・連続性を考慮して、自然河道の平面形状を尊重しながら設定するものとするが、屈曲が著しく治水安全上好ましくない場合には、法線形を緩くする。

地形や土地利用から曲線部を設ける場合は、曲線半径と計画河幅の比を 10～20 以上、湾曲度を 60° 以上とすることが望ましい。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 以上とすることが望ましい。

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幅の 6 倍以上の直線部を設けることが望ましい。

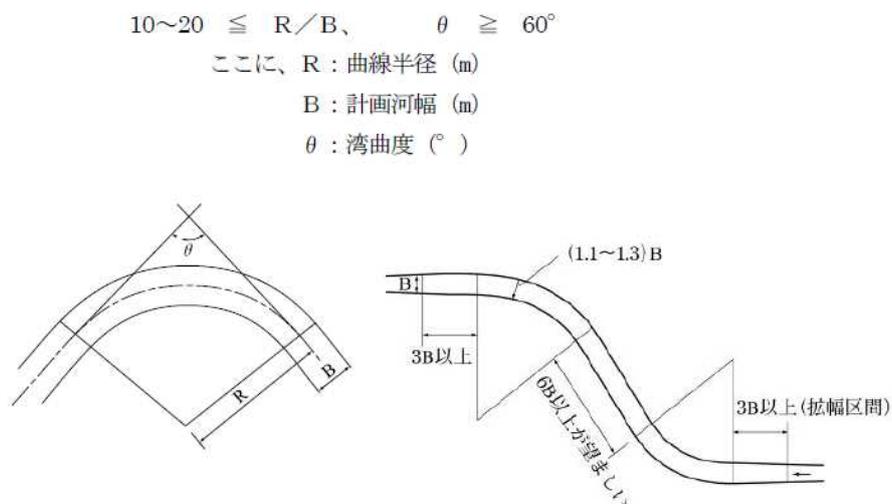


図 2-53 湾曲部の法線形

#### 2-4-4 縦断計画

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

なお、溪流保全工の上端及び下端において、河床勾配が急変しないようにしなければならない。また、支川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しなければならない。

勾配の変化点においては、その上下流で掃流力が50%以上の変化をしないように勾配ならびに水深を設定するものとするのが望ましい。

溪流保全工を計画する溪流は、一般に急流であり、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当てはめ計算する。

計画河床を河床材料のみ安定させるか、護床工及び減勢工で安定させるかは河床勾配、河床高及び横断形にも関連あるのみならず、平面形にも関係する。このため、計画河床勾配と河床高は計算的に求めて、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所的な変動を除き大局的な安定を確かめたうえで、現在の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理して護床工等を設けるのが普通である。

また、本川の支川が流入することによる洗掘、堆積を防ぐため、支川の縦断勾配は原則として本川に合せた勾配とする。このため、合流点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、掃流力  $u_*$  は次式で求める。

$$u_* = \sqrt{g \cdot H \cdot I}$$

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

$H$  : 水深 (m)

$I$  : 河床勾配

## 2-4-5 横断計画

溪流保全工の計画横断形は、原則として単断面とし、その計画幅は、計画流量、溪流保全工の縦断勾配、地形、地質及び背後地の土地利用状況等を勘案して決定しなければならない。

溪流保全工の湾曲部では、湾曲の状況及び上下流の河道の状況に応じて、溪流保全工幅を拡幅する等の必要な処置をとらなければならない。

溪流保全工を設ける溪流は、一般に急流であり、溪流保全工を低水敷と高水敷に分けて複断面にすることは維持管理の点から計画横断形を維持させることは困難であり、単断面とする場合が多い。しかし、高水敷の利用等を考えなければならない場合は、河床材料、流出土砂等の河状をよく調査したうえで決定しなければならない。

溪流保全工の計画幅は、河床勾配、流送土砂、河床材料、河川の粗度及び平面形状に密接に関係しており、計画流量を安全に流下させるためには溪流保全工全体の計画の中で検討し決定する必要がある。

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

従って、溪流保全工の計画幅は、河床の安定性を主眼におき、構造物の有無、背後地の土地利用等を考慮して決定しなければならない。

参考として、既往の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 2-54 に示す。

なお、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、局部的に流速が速まり、河道の安定性をおかすおそれがある。また、平面形状によっては、湾曲部の内側にも偏流を生じる場合もある。このため、溪流保全工幅を 1～2 割程度拡大するか、外側の水路天端を嵩上げする等の処置をとる必要がある。

### (1) 計画幅

現況の河道断面を尊重するものとし、原則として河床整正は行わないものとし、河道断面はできるだけ広く設定する。

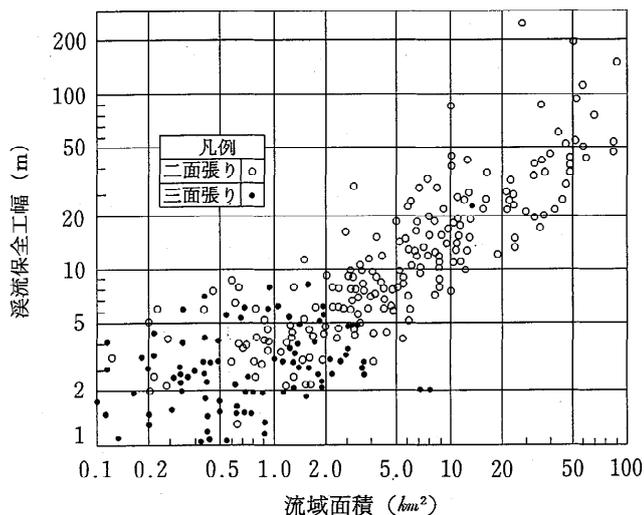
通常流水が流下する幅として必要な河道幅は、レジューム理論による次式から求められる幅とし、この幅以上となるように配慮する。

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2}$$

B : 河幅 (m)

Q : 流量 (m<sup>3</sup>/s)

$\alpha$  : 係数 (表 2-14 参照)



参考文献  
 流路工に関する研究 (III)  
 建設省土木研究所資料  
 No.944 (1974)

図 2-54 流域面積と溪流保全工幅

表 2-14 レジューム理論の  $\alpha$  の値

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

(2) 余裕高

溪流保全工の余裕高は、表 2-15 に示す計画対象流量に応じて決定し、計画河床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値 (表 2-16 参照) 以下とならないようにする。

表 2-15 計画対象流量と余裕高

対象流量	余裕高
200 $\text{m}^3/\text{s}$ 未満	0.6 m
200~500 $\text{m}^3/\text{s}$	0.8 m
500 $\text{m}^3/\text{s}$ 以上	1.0 m

表 2-16 河床勾配別の設計水深  $H$  に対する余裕高  $\Delta H$  の比の最低値

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

### (3) 湾曲部の横断形

湾曲部では水位上昇を考慮して横断形を設定する。

射流区間における湾曲部の凹岸では、出水の際に水位が上昇するので、護岸は凸岸部より高くする必要がある。ナップによれば、静水面を仮定したとき、水路外側壁における水面高と静水面との差  $h$  は次式で表される。

$$h = b \cdot v^2 / R \cdot g$$

- $b$  : 水路幅 (m)
- $v$  : 水路曲線部の平均流速 (m/s)
- $R$  : 水路中心線の曲率半径 (m)
- $g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

常流区間ではグラシオーの式が用いられるが、ほとんど同値である。

$$h = (v^2/g) \times \{2.303(\log R_2 - \log R_1)\}$$

- $R_1$  : 水路内側の曲率半径 (m)
- $R_2$  : 水路外側の曲率半径 (m)

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

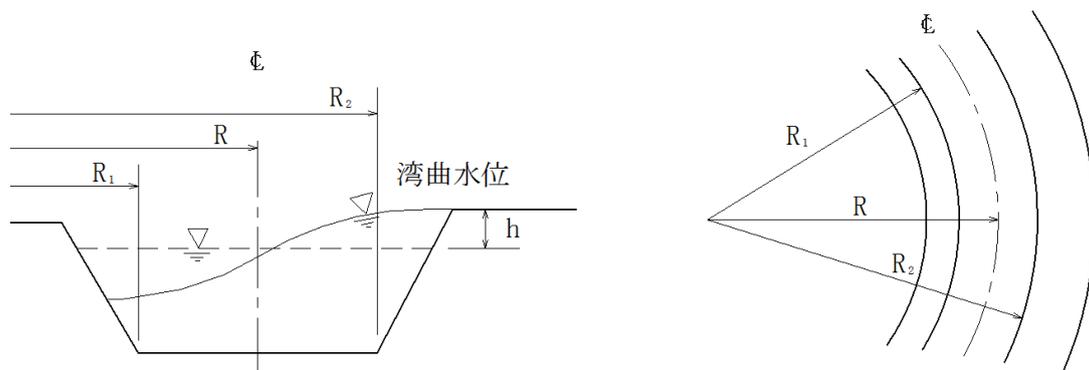


図 2-55 湾曲部の水位

### (4) 支川処理

本川と支川の合流点では、土砂流出、河床勾配、計画高水位、河幅等を考慮し、土砂堆積が生じないように処理する。

本川、支川とも土砂流出が少なく、河床勾配、計画高水位が同じような河川の場合には、合流点下流の河幅は本川、支川の河幅の和を計画幅とする。支川の掃流力の方が大きい場合には、合流点下流に土砂堆積が生じ、断面不足を起こす危険があるため、合流点下流の河幅  $a_3$  は、 $a_1+a_2$  よりも小さくし、掃流力を大きくすることが土砂堆積を防止する一つの方法である。

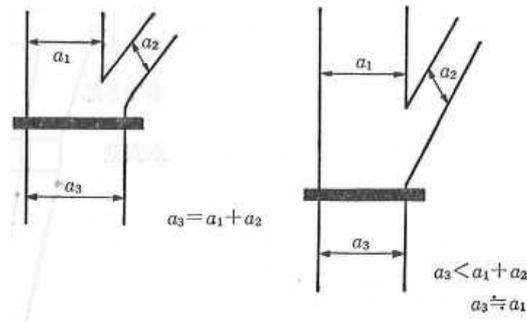


図 2-56 本川と支川の河幅

### 2-4-6 床固工の設計

床固工は、その目的により単独又は複数で計画され、その設計にあたっては、目的が十分に達成されるようにするとともに、安全性、経済性、維持管理、自然環境及び社会環境についても考慮しなければならない。

床固工の機能としては、河川砂防技術基準計画編第 3-2 章 2.4 に示されているように、縦侵食を防止して河床の安定を図る、河床堆積物の流出防止、山脚固定とともに、護岸等の工作物の基礎の保護等も考えられる。床固工の規模、位置の選定にあたっては、これらを十分検討し決定しなければならない。

一般に床固工の高さは 5m 以下であり、単独で計画されることは少なく、計画河床勾配のもとに階段状に設置されることが多い。

床固工の構造及び安定計算は、砂防堰堤を準用するものとし、その設計順序は、施工後に形成される新しい河床勾配を想定し、床固工の位置や高さ等について検討し、侵食と堆積の起こらない河床勾配を決定し、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、基礎部、袖、前庭保護工、間詰め等の付属物の順で設計を行う。その他の施設は、必要に応じて設計を行うものとする。

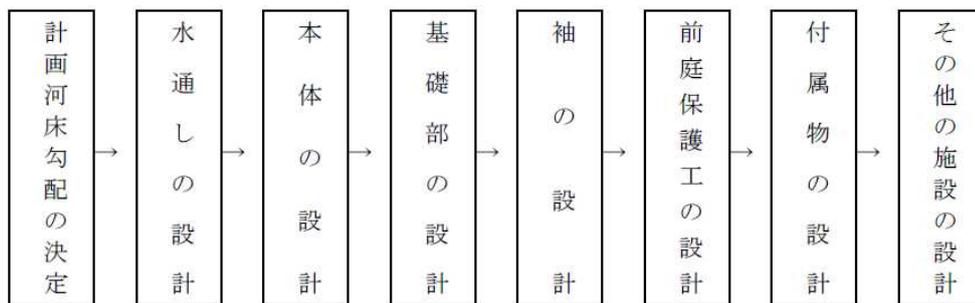


図 2-57 床固工の設計順序

(1) 床固工の方向・間隔・落差

床固工の方向は、必ず計画箇所の下流流心線に対して直角とする。  
 また、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て検討を行う。

床固工の間隔と高さは、次式を参考として決定する。なお、適用範囲は床固工の落差を一定とする場合で、同一計画河床勾配とする区間である。

$$l = \frac{m \cdot n}{m - n} \cdot h$$

- l : 床固工の間隔 (m)
- h : 床固工の落差 (m)
- n : 現在の河床勾配の分母 (1/n)
- m : 計画河床勾配の分母 (1/m)

設計する床固工の目的が乱流または偏流防止とする場合は、

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

- B : 溪流保全工の計画幅 (m)

また、経験的には

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

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

- m : 静的平衡勾配の分母 (1/m)

河床勾配  $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{100}$     流域面積 20 km<sup>2</sup> 以下    B : 流路工幅 (m)    l : 床固工間隔 (m)

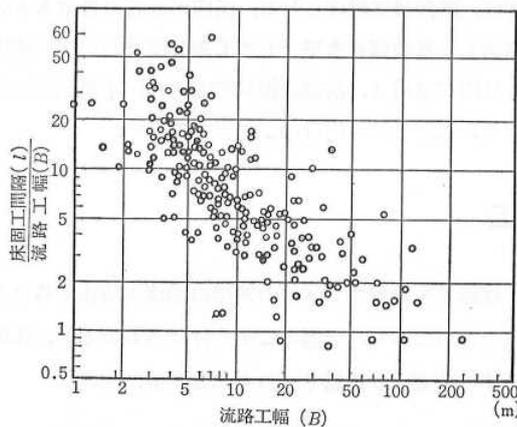


図 2-58 溪流保全工幅と床固工間隔の関係

## (2) 水通し断面

床固工の水通しの設計は、「2-1-2 水通しの設計」を準用して行うものとする。

床固工の水通しの高さの算定における越流水深は、次式により求めることができる。

$$Q = v \cdot A$$

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

$$R = \frac{A}{P}$$

$$A = h_3 \cdot (B_1 + m_2 \cdot h_3)$$

$$P = B_1 + 2 \cdot h_3 \cdot \sqrt{1 + m_2^2}$$

Q : 対象流量 (m<sup>3</sup>/s)

v : 水通し天端の流速 (m/s)

n : マニングの粗度係数

R : 径深 (m)

I : 床固工上流河床勾配

A : 対象流量流下断面積 (m<sup>2</sup>)

P : 潤辺 (m)

h<sub>3</sub> : 越流水深 (m)

B<sub>1</sub> : 水通し底幅 (m)

m<sub>2</sub> : 袖小口勾配 (1: m<sub>2</sub>)

ただし、越流水深(h<sub>3</sub>)が、水通し広幅に対して著しく小さいか、又は概略値を求める場合は次式を用いる場合もある。

$$h_3 = \left( \frac{n \cdot Q}{B_1 \cdot I^{1/2}} \right)^{\frac{3}{5}}$$

## (3) 床固工の断面

床固工の断面決定は、原則として「2-1-4 (3) 重力式コンクリート砂防堰堤の断面設計」に準じて安定計算を行う。

### 1) 安定計算に用いる荷重及び数値

床固工断面の安定計算に用いる荷重及び数値は、「2-1-3 安定計算に用いる荷重及び数値」を必要に応じて準用するものとする。

### 2) 本体の設計

床固工の本体の設計は、「2-1-4 本体の設計」を準用して行うものとする。

床固工は、一般に重力式コンクリート型式が採用されるが、地すべり地や軟弱地盤等の特殊な条件により枠床固工、ブロック床固工、鋼製床固工等を採用する場合は、その使用する部材及び現地条件に応じた設計により安定を確かめたうえで断面等を決定しなければならない。

### 3) 基礎の設計

床固工の基礎部の設計は、「2-1-5 基礎部の設計」を準用して行うものとするが、土砂盤を基礎として用いる場合は、慎重に対処しなければならない。

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しなければならない。また、粒度や締まり具合のいかんによっては、地震等に流動化現象を起すおそれがある。粘土の場合は、締まり具合や含水比によっては、圧密沈下やせん断破壊を起すことがあり、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。

土砂盤の基礎処理等は、砂礫基礎を準用するものとする。

### 4) 袖の設計

床固工の袖の設計は、「2-1-6 袖の設計」を準用し行うものとする。

### 5) 前庭保護工の設計

床固工は、原則として前庭保護工を設けるものとし、その設計は「2-1-7 前庭保護工の設計」を準用して行うものとする。

垂直壁の天端幅については、特別な場合を除き副堰堤と同等かそれ以下の天端幅とする。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。

また、水叩き工の長さは、越流水の落下高が低いほど落下高に対する水叩きの長さの比を大きくする必要があるので、基本的には砂防堰堤の副堰堤の位置を求める式を準用するが、経験式を用いる場合、次の式が用いられる。

$$L = (2 \sim 3) (H_1 + h_3)$$

L : 床固工天端下流端から垂直壁天端下流端までの長さ (m)

H<sub>1</sub> : 水叩き天端から床固工の高さ (m)

h<sub>3</sub> : 床固工の越流水深 (m)

### 6) 帯工

帯工は、計画河床を維持するために設ける落差のない床固工であり、その高さは下流河川の河床変動深を考慮して決定しなければならない。

床固間において床固間隔が大きい場合、局所的洗掘により河岸に悪影響を及ぼすことが多く、その対策として用いられる。また、溪流保全工等の最下流端の河川との取り付け部における河床変動によって生ずる上流床固の基礎の洗掘を防止するために用いられる場合も多い。

なお、設計は「2-4-6 床固工の設計」を準用し行うものとする。

### 7) 付属物の設計

付属物の設計は、「2-1-8 付属物の設計」を準用して、必要に応じて行うものとする。

## 2-4-7 護岸工の設計

護岸工の設計にあたっては、その目的である機能が十分発揮されるよう流水、土石流の外力に対して安全堅固とするとともに、経済性、維持管理、自然環境及び社会環境についても考慮しなければならない。

護岸工の機能としては、河川砂防技術基準計画編第 3-2 章 2.6 に示されているように、溪岸侵食・崩壊の防止、山脚の固定等が考えられる。

護岸工の破壊は、局所洗掘や両端の巻き留め付近の決壊によることが多く、設計にあたっては、これらにも十分留意しなければならない。

護岸工の設計順序は、護岸型式の設定に必要な設置箇所の地形、地質、河状等の物理特性、その護岸工の目的に対する適合性、安全性、経済性等の各要素、あるいは必要に応じて親水性を含む要素について考察し、形式の選定をおこなった後、本体、基礎部、根固工、水抜きや吸い出し防止及び隔壁等の付属物の順序で行う。その他の施設は、必要に応じて設計を行うものとする。

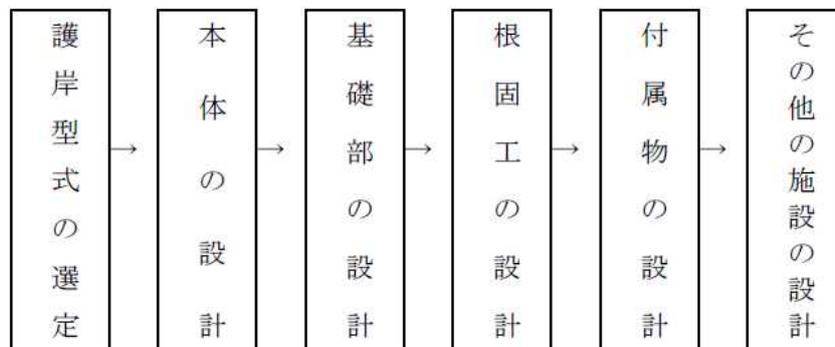


図 2-59 護岸工の設計順序

### (1) 護岸の型式

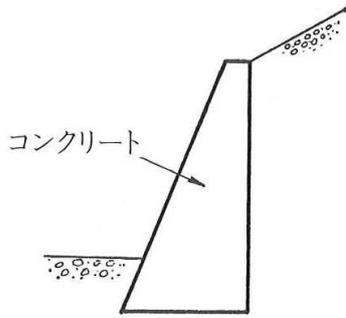
#### 1) 構造

護岸工は、流勢による岸欠壊や崩壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがあり、特に後者は洪水時に土砂や転石等の衝撃を受け易いので、十分留意しなければならない。

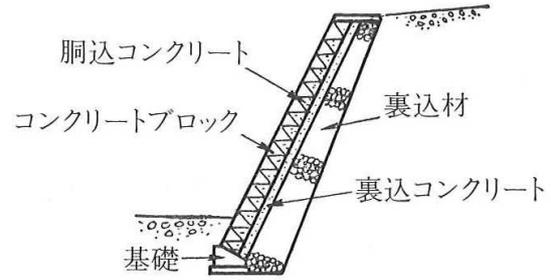
護岸工の型式には自立式とモタレ式があり、護岸工の背面の地形、地質条件等によって選定される。なお、護岸工の法勾配は、一般に 5 分程度を採用することが多い。

一般に砂防河川に用いられる護岸工の材料は、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、経済性及び環境面を考慮して選定する必要がある。

構造の安定性は、道路土工—擁壁工指針に準ずる。また、護岸に作用する土圧は試行くさび法により算出する。



(a) 自立式護岸の例(コンクリート擁壁工)



(d) モタレ式護岸の例(コンクリートブロック積工)

図 2-60 護岸の型式

なお、モタレ式護岸の場合、背後地盤が良好で高さが低く、流送土砂の量及び頻度が少なく粒径も小さい場合は、裏込めコンクリートを用いなくともよい。

### 【巨石積（張）護岸について】

巨石積（張）護岸を用いる場合の留意点は次のとおりである。

- ① 砂防の護岸において、巨石積（張）を設計する場合は、直径 0.4m～1.5m の巨石を使用する。
- ② 巨石の胴込め厚は、原則として直径の 1/2 とするが、現場条件等により、これによりがたい場合は別途考慮すること。
- ③ 巨石積（張）護岸における胴込コンクリートの配合は、設計要領共通編（H23 年 9 月改訂版）による。ただし、砂防堰堤本体や堤冠部及び側壁に巨石を使用する場合の胴込コンクリートの配合は別途考慮すること。

積工（練）

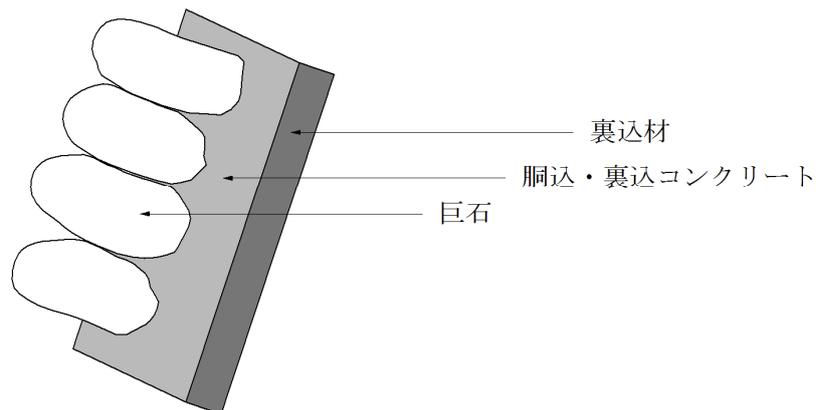
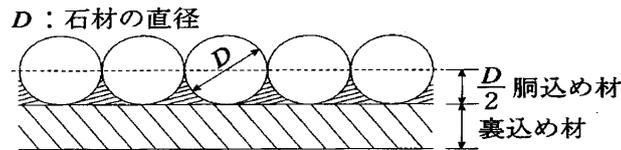


図 2-61 巨石積工（概略図）



胴込め材は、原則として径の  $\frac{1}{2}$  まで入れる。

図 2-62 石材の直径

1 個当りの占有面積

$$A' = \frac{\sqrt{3}}{2} D^2$$

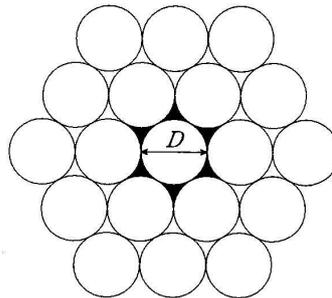


図 2-63 1 個あたりの占有面積

## 2) 法線

護岸工の法線は、河床、流向、出水状況等を勘案し、できる限りなめらかにしなければならない。

法線の湾曲が著しい場合は、流水により護岸の基礎部が洗掘され易く、また、偏流して護岸天端を越流するおそれもあり、下流に対する影響も大きいいため、できるだけ地形的条件の範囲内で河床勾配を勘案し、湾曲を緩和する必要がある。

## 3) 護岸高

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。

## 4) 天端幅

護岸工の天端幅の考え方は「河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 I 第 4 節 護岸」を準用する。

## 5) 水抜きパイプ

護岸裏の残留水圧が大きくなると想定される箇所等においては、水抜きパイプ（吸出し防止材含む）を設置するものとし、その範囲は平水位より上側を対象に  $3\text{m}^2$  に 1 箇所の割合で設けるものとする。

## 6) 根入れ

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

護岸工の決壊の原因は基礎部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。

基礎部の洗掘に対して、根入れを深くするか根固工で対処するかは、現地の状態を良く把握して安全かつ経済的に決めなければならない。

護岸工の根入れ高は計画河床高あるいは現況最深河床高のいずれか低いものに対して 1.0m 以上確保することを標準とする。

### (2) 護岸工と床固工との取付け

床固工に取付く護岸工は、床固工にすり付けるものと、床固工直下の護岸工は、床固工の計画流量の水脈があたらない位置まで拡げなければならない。

### (3) 根固工

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

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

根固工の材料は、コンクリートブロック、捨石等がある。護岸工の基礎部において、流水等の流速を減少させるため根固水制を用いる場合もあるが、異常洗掘が発生する恐れがあるため、移動床による模型実験等を実施し、計画する必要がある。

根固工の設計にあたっては「護岸の力学設計法 (財)国土技術研究センター編」を参考に行う。

根固工の連結は「北陸地方整備局 設計要領 河川編 第I河川編」を参考に設計する。

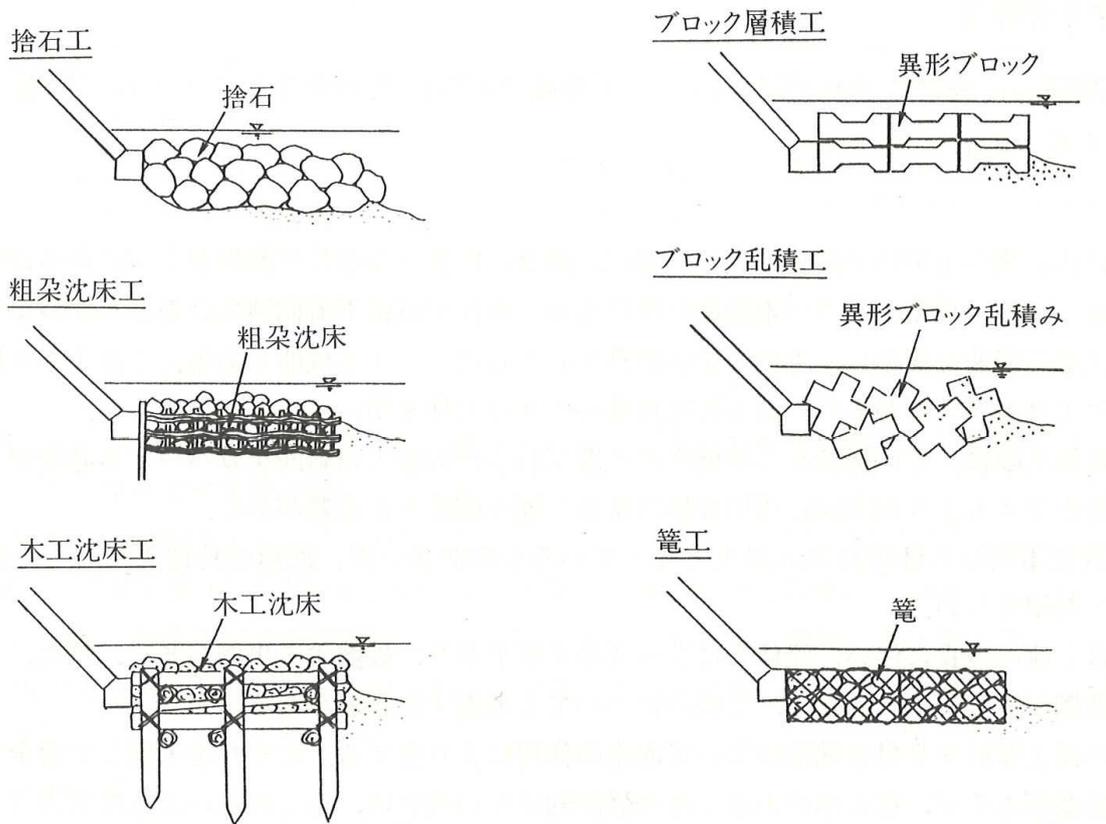


図 2-64 根固工 (例)

## 2-4-8 底張り部の設計

溪流保全工の設計において、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おいて、流路の底張りとして護床工を設けるもので、その底張りは、流勢及び摩耗に耐える構造としなければならない。

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。河床勾配等で、河床の抵抗力より掃流力が勝る場合においても、勾配緩和等を計画段階で検討し、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、なおかつ掃流力の方が河床の抵抗力より大なる場合には三面張りとするのを考慮する。なお、限界掃流力の式には、シールズ公式、岩垣式等がある。

底張りは、流勢および摩耗に耐える構造とする。計画河幅が 2~3m 以下の場合には、二面張りとするより三面張りとする方が一般に経済的となることが多い。

- ① 溪流保全工の底張りには、コンクリート張り、ブロック張り等があり、一般には溪流保全工の計画河床幅が狭く流域面積が 2km<sup>2</sup> 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が、摩耗の著しい火山地帯では厚さ 0.5~0.7m としている溪流もある。また、河幅の広い場合や軟弱地盤の場合は破壊されることもあり、梁として対処しなければならない場合もある。
- ② 三面張り流路工から二面張り流路工に移行する部分では、流速の差により二面張りの溪流保全工の上流端付近の護岸基礎部分に洗掘が生ずる恐れがあり、護床工・減勢工を必要とする場合がある。また、三面張り下流端には少なくとも帯工を設け、吸出し防止を図る。
- ③ 一般に岩盤が露出する場合は、底を張らないが、岩盤によっては流水に接すると侵食されやすい岩質もあり、三面張りとしなければならない場合もあるため、十分注意する必要がある。
- ④ 護床工は、その重量で流勢抵抗するもので、溪流保全工の水理条件に合ったものでなければならない。

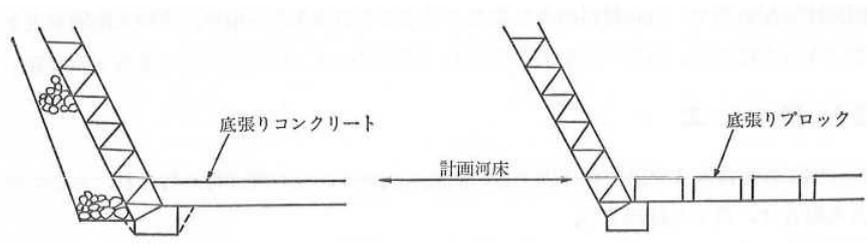


図 2-65 底張り工の位置（例）

## 2-4-9 魚道

砂防堰堤及び床固工等の横断構造物を配置する場合において、魚類等の遡上を確保する必要がある場合、魚道を計画し、設計する。

魚道は、対象魚種を定め、その種の習性に合ったものでなければならない。さらに、常時一定水量の流水が流れるよう配慮する必要がある。

魚道の分類の仕方としては、①目的による分類、②水理学的メカニズムの違いによる分類、③形状による分類、④設置状況別分類、などの様々な分類方法があるが、本章では多くの実験を通じて水理的・理論的な裏付けがなされてきている設計理論の分類として②水理学的メカニズムの違いによる分類を行う。

なお、本章は、一般的な魚道の施工事例を含め参考資料としてとりまとめたものであり、土砂流出・移動の多い砂防現場での魚道設計にあたっては、魚道各種の特性及び対象魚の習性等とそれぞれの施工済魚道の砂防現場における適否、課題を十分把握した上で実施すること。

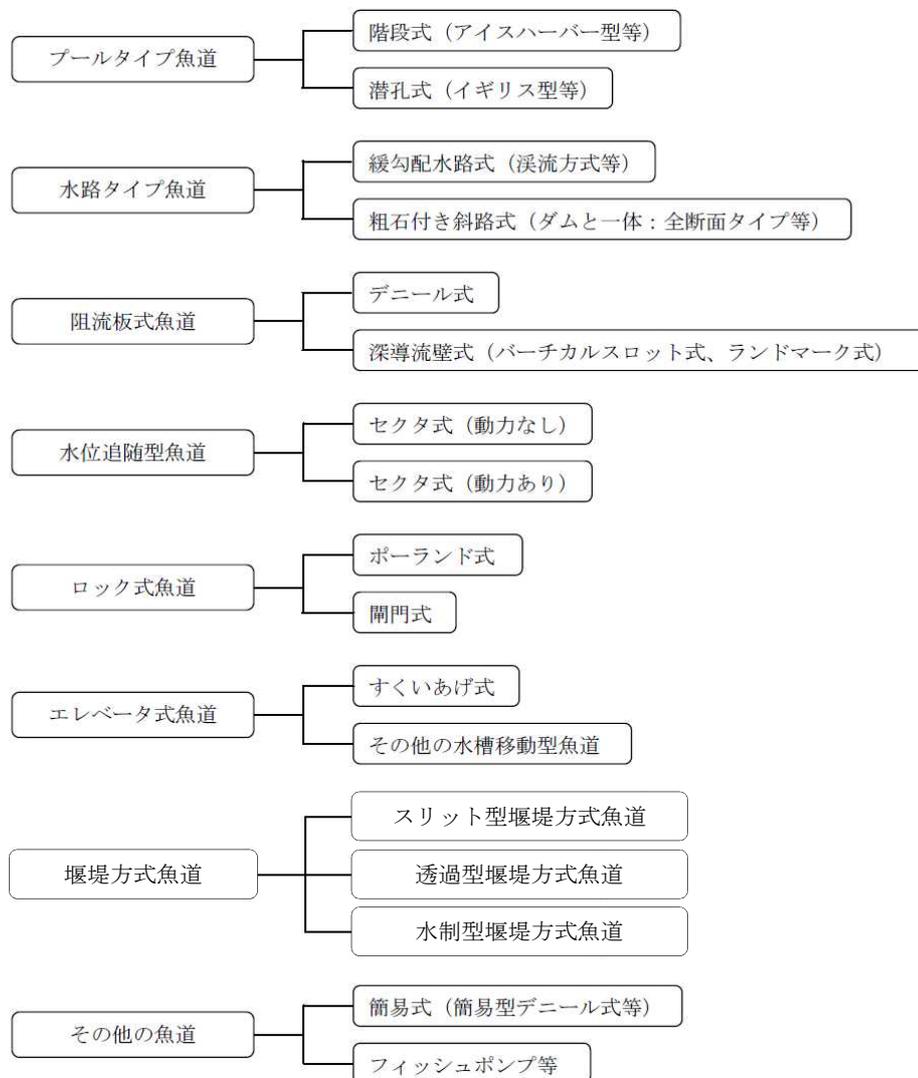
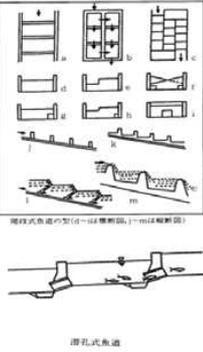
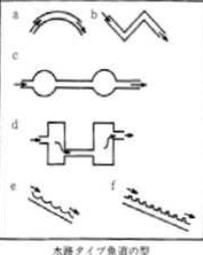
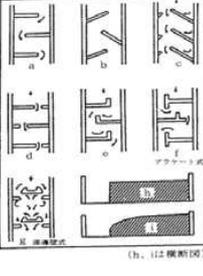
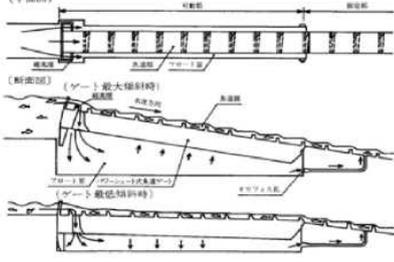
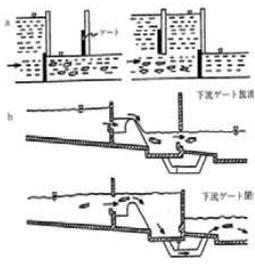


図 2-66 魚道の種類

表 2-17 魚道の分類

大分類	中分類	小分類
<p>プールタイプ魚道                      隔壁によって形成されるプールを連続させることによって魚の休憩池を確保しつつ、高度を稼ぐタイプ</p>	 <p>A. 階段式                      隔壁の上部に切り欠けがあっても下部はつながっており、深導流壁式と区別されるもの</p> <p>潜孔式                      隔壁の下部に魚が遡上できる潜孔があるもの</p>	<p>階段式                      標準型（基本型）                      起伏式ゲート型                      扇型                      らせん型                      切り欠き付き階段型                      アイスハーバー型</p> <p>潜孔式                      イギリス型                      旧ソ連型                      フランス型                      潜孔付き階段型</p>
<p>水路タイプ魚道                      一定勾配の水路を連続させるタイプ。基本的にはプール部分がなく、止水部分がないもの</p>	 <p>緩勾配水路式                      緩勾配により水流を弱めるタイプ</p> <p>粗石付き斜路式                      粗石により水流を弱めるタイプ</p>	<p>緩勾配水路式                      バイパス水路式                      （堰堤周辺迂回路タイプ）                      斜路式（一体型）                      （堰堤本体と一体化タイプ）                      せせらぎ魚道</p>
<p>阻流板式魚道                      水路式ではあるが、流れを制御する隔壁等により、止水部分を設けたもの</p>	 <p>デニール式                      異形阻流板により底流速を弱めるタイプ</p> <p>深導流壁式（パーチカルスロット式、ランドマーク式）                      隔壁の深い切り欠きによって水流を逃し、隔壁の陰に魚の休憩場所を設けるタイプ</p>	<p>デニール式                      標準型                      2階建てデニール                      ステイプパス型                      （アラスカステイプパス型）                      舟通し型デニール</p> <p>深導流壁式                      （パーチカルスロット式、ランドマーク式）                      両側スロット型                      片側スロット型</p>
<p>水位追従型魚道                      貯水池側の水位変動に追従して、魚道そのものが変動するもの</p>	 <p>セクタ式（動力なし）                      無動力で水位変動に追従</p> <p>セクタ式（動力あり）                      水位変動への追従が動力による</p>	

<p>ロック式魚道 門扉等により一時的に魚を幽閉し、水圧等により移動せしめるもの</p>	 <p>ポーランド式 ゲートを閉めた際に管路部分ができるタイプ</p> <p>閘門式 ゲートの開閉により隔離されたプール部が生じるタイプ</p>	<p>ポーランド式 ポーランド式（堤体埋め込み型） 取水施設兼用型（堤体内埋め込み型） シャフト式（堤体内貫通型） ウォーターリフト型（堤体外取付け型）</p> <p>閘門式 通常型閘門 多段式ウォーターリフト型</p>
--	---	--

(1) 設計

魚道の設計は「魚がのぼりやすい川づくりの手引き H17年3月 国土交通省河川局」及び下記の参考文献をもとに行うものとする。



- ① 吉川秀夫著（1989）：改訂 河川工学 朝倉書店
- ② 廣瀬利雄・中村中六編著（1991）：魚道の設計 山海堂
- ③ 玉井信行・水野信彦・中村俊六編（1993）：河川生態環境工学 魚類生態と河川計画 東京大学出版会
- ④ 中村俊六著（1996）：魚のすみよい川づくり 魚道のはなし 魚道設計のためのガイドライン 山海堂
- ⑤ 中村俊六・東信行監修（1996）：魚道及び降下対策の知識と設計 財団法人リバーフロント整備センター
- ⑥ (財)ダム水源地環境整備センター編集（1998）：最新 魚道の設計—魚道と関連施設 信山社サイテック
- ⑦ 中村俊六監修（1998）：魚の遡上設備とその設計・施工・機能監視 多自然型魚道マニュアル 山海堂
- ⑧ 高橋裕著（1999）：河川工学 東京大学出版会
- ⑨ 魚のすみやすい川づくり研究会編著（2001）：魚類のそ上降下環境改善上のワンポイントアドバンス 財団法人リバーフロント整備センター
- ⑩ 河村三郎著（2003）：魚類生息環境の水理学 財団法人リバーフロント整備センター
- ⑪ 魚のすみやすい川づくり研究会編（2003）：魚道事例集 魚がのぼりやすい川づくり 財団法人リバーフロント整備センター
- ⑫ 和田吉弘著（2003）：言いたい放題 魚道見聞録 山海堂
- ⑬ 玉井信行編著（2004）：河川計画論 潜在自然概念の展開 東京大学出版会
- ⑭ 福岡捷二著（2005）：洪水の水理と河道の設計法・治水と環境の調和した川づくり・森北出版株式会社

## (2) 魚道設計の留意点について

魚道の設計にあたっては、次のような留意点が考えられる。

### (1) 魚類が魚道登り口に集まりやすいこと

付近の土砂堆砂状況に対応できるもので、①滯筋付近に設ける、②床固工等の水理条件を生かし、呼び水等により魚が自然に対応できるようにする。

### (2) 魚道への遡上が容易であること

魚道からの流水が集中するため、魚道登り口付近は河床洗掘されやすくなる。そのため、登り口付近の水位が低下するので計画河床よりも深く魚道を設置することが重要である。

また落差が生ずる恐れがある場合はプールを設けることも検討する。

### (3) 魚道内の遡上が容易であること

対象とする魚類の生態を考慮し、適正な魚道幅員・魚道勾配・隔壁間高低差・隔壁構造・通水量などが確保されるように設定されること。

### (4) 維持管理が少なく、かつ、容易であること

出水時における魚道及び砂防施設自体の安全確保が前提条件であるが、魚道内および周辺に土石・流木等が堆積し、機能が損なわれている例が多い。土石が堆積しにくい構造を考えるとともに、維持・管理の主体・方法等基本的なルール確立が重要である。

スリット型砂防堰堤の魚道機能については、次のような留意が必要である。

### ① 本堤のスリット底面は、水褥池の水面高さ、現況河床高を考慮して決定する必要がある。

### ② 副堰堤にスリットを設置する場合、副堰堤のスリット底面と水叩面を同一とした場合に水面の連続性が保たれないことが考えられるので、水褥池において最低 50cm 程度の水深が確保されるようにするものとする。

### ③ 本堰堤のスリット位置と副堰堤のスリット位置を平面的に直線配置とした場合には、スリット部で高速化した流水がそのままストレートに流下し、減勢効果が発揮されない事が考えられる。従って、配置は千鳥形式を原則とする。本堰堤のスリットが 1 箇所の場合には副堰堤に 2 箇所配置するなどの検討を行うこと。

### ④ 副堰堤のスリット総幅を大きくとった場合には、洪水時に水褥池による減勢効果が発現されない事が考えられる。そのような観点から、スリット部で流下しうる洪水流量についてチェックしておく必要がある。

### ⑤ 副堰堤のスリット幅は本堰堤よりも狭くするものとする。

### ⑥ 副堰堤スリット部の下流では局所洗掘も想定されることから、魚道機能を兼ねた前堤保護工を検討するものとする。この場合の魚道形式は全断面方式とせず、スリット部に連続して機能するタイプを検討すること。

### 第3章 砂防施設設計（土石流区間）

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。

また、水系砂防施設において、土石流が流下すると考えられる施設についても必要な機能と安全性を有するように設計する。

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。

#### 3-1 土石流・流木捕捉工

土石流・流木捕捉工は、土石流及び土砂とともに流出する流木等を捕捉するための土石流・流木対策施設である。土石流・流木捕捉工として、砂防堰堤等を用いる。

分離堰堤（水抜きスクリーン）等も土石流・流木捕捉工と考える。土石流区間において流木捕捉工の設置が必要な場合は、砂防堰堤の副堰堤に流木捕捉工を設置することができる。

砂防堰堤の副堰堤に流木捕捉工を設置する場合の設計は「鋼製砂防構造物設計便覧 5章 鋼製流木捕捉工の設計」に準ずる。

##### 3-1-1 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、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」第3節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・流木捕捉工の規模と配置は砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）第3節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。

土石流・流木捕捉工の規模と配置については下記の点に留意すること。

- ・ 土石流危険溪流では確実に土石流を捕捉する必要があるため、土石流の堆積区間（ $1/30 \sim 1/6(2^\circ \sim 10^\circ)$ ）に透過型及び部分透過型砂防堰堤を設置する場合は、確実に土石流を捕捉できることを確認すること。
- ・ 土石流区間で不透過型堰堤を計画し、計画流出土砂量に対して計画捕捉土砂量は満足するが、計画捕捉流木量が満足しない場合、計画捕捉流木量は「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木を対象としており、既に計画捕捉土砂量を満足している（これ以上の土石流及び土砂の捕捉はしない）ため、堰堤高を高くして計画捕捉流木量を増加させることはできない。したがって、不透過型堰堤を透過型・部分透過型に変更するか、前庭部に流木対策を計画し、流木効果量を計上す

る (図 1-3 参照)。

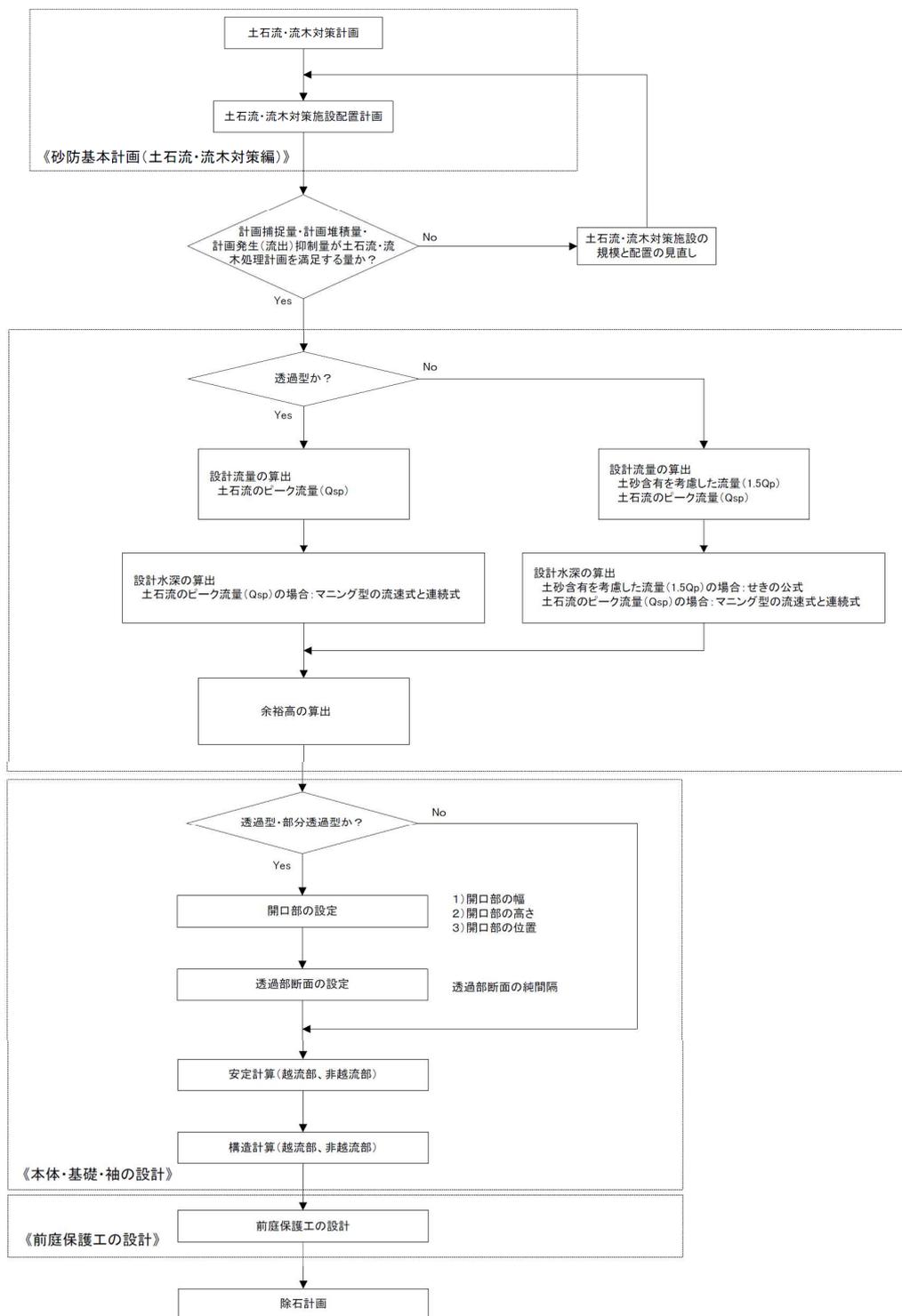


図 3-1 土石流・流木捕捉工設計の流れ

### 3-1-2 不透過型砂防堰堤の構造

#### (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。

堤体は安定計算を行い、安全な構造とする。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。

#### 1) 安定条件

土石流・流木捕捉工の不透過型砂防堰堤における安定条件は「2-1-4 (3) 4) 安定条件」に準じる

#### 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。）と礫及び流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみをとりあげ、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。

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外は表のとおりとする。ここでいう、「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。

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 3-2 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  $C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d$  を加えた大きさとなる。ここに、 $C_e$  : 土圧係数、 $D_d$  : 現河床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)、 $d$  : 土石流の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )、 $\gamma_s$  : 水中での土砂の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )、 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )。

$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho) g$$

$$\gamma_w = \rho g$$

$C_*$  : 河床堆積土砂の容積濃度

$\rho$  : 水の密度 ( $\text{kg/m}^3$ )

$\sigma$  : 礫の密度 ( $\text{kg/m}^3$ )

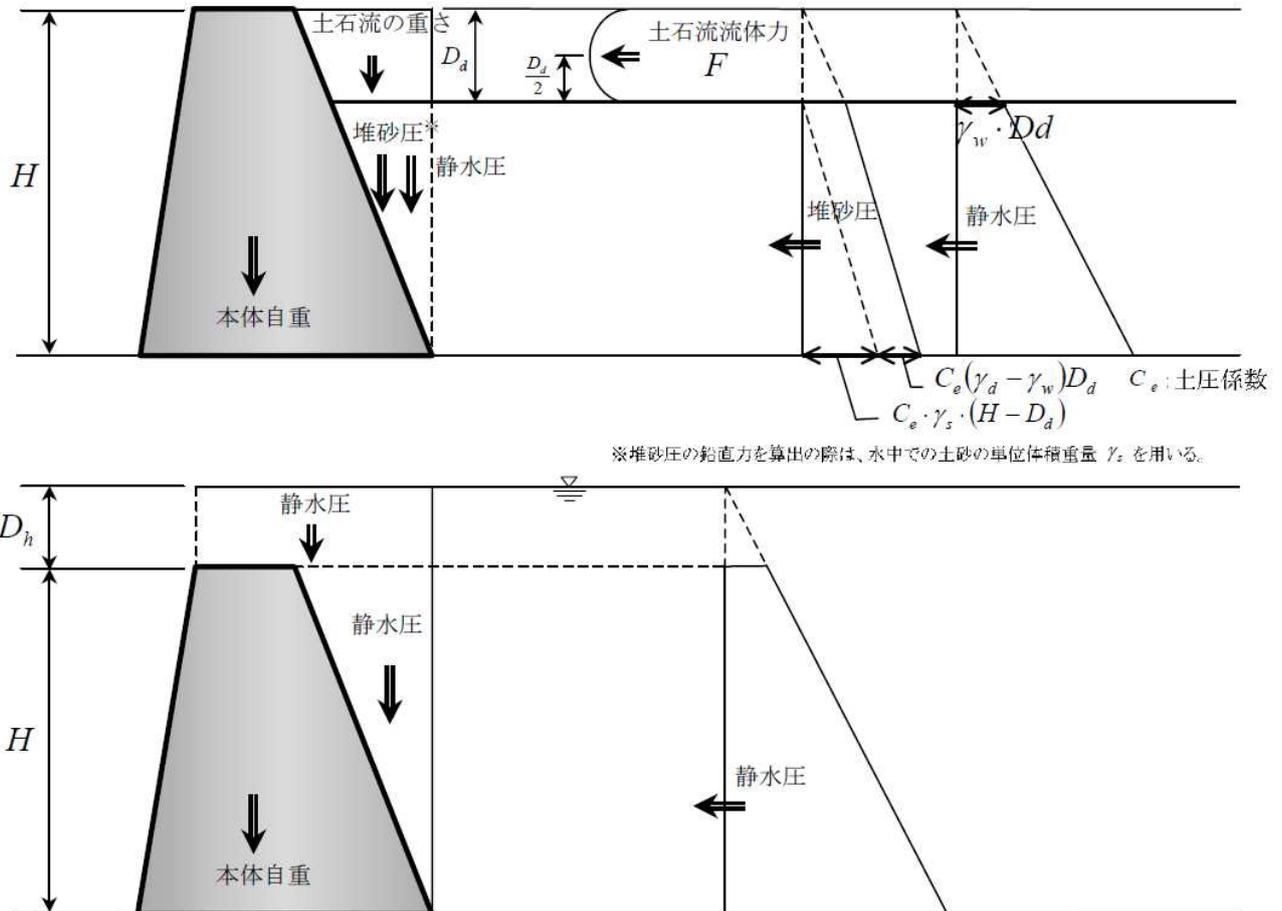
$g$  : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

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。

表 3-1 不透過型堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）

	平常時	洪水時	土石流時
堰堤高 15m 未満		静水圧	静水圧、堆砂圧、 土石流流体力
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	静水圧、堆砂圧、揚圧力、 土石流流体力

※ 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こすような重大な被害は生じていない。また、動的解析の結果、引張応力、圧縮応力及び滑動に対して安全は確保されていると判断される。



( $H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

図 3-2 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図

### 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。

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、清水の対象流量の 1.5 倍とする。

### 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。

設計水深は下記の①、②、③の値の内、最も大きい値とする。

#### 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、次式により算出する。

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

Q : 土砂含有を考慮した流量 (m<sup>3</sup>/s)

C : 流量係数 (0.6~0.66)

g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

B<sub>1</sub> : 水通しの底幅 (m)

B<sub>2</sub> : 越流水面幅 (m)

D<sub>h</sub> : 越流水深 (m)

m<sub>2</sub> : 袖小口勾配

#### 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、「1-5-1 土石流の流速と水深」に示した方法に基づき算出する。

なお、土石流ピーク流量に対する越流水深は図 3-3 の Z を用いる。

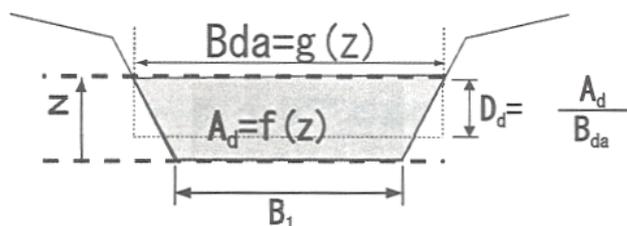


図 3-3 土石流ピーク流量に対する越流水深 (Z)

#### 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 (D<sub>95</sub>) とする。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河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留意する。また、角張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巨礫は対象外とする。

## (2) 本体構造

### 1) 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、水通し幅は現河床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。

- ① 余裕高は、表 3-2 に基づいて設定する。ただし、余裕高は河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 3-3 に示す値以下とならないようにする。なお、河床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

表 3-2 余裕高

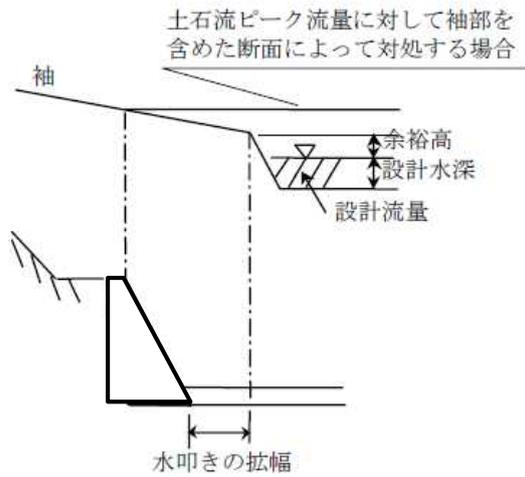
対象流量	余裕高
200m <sup>3</sup> /sec 未満	0.6m
200~500m <sup>3</sup> /sec	0.8m
500m <sup>3</sup> /sec 以上	1.0m

表 3-3 河床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

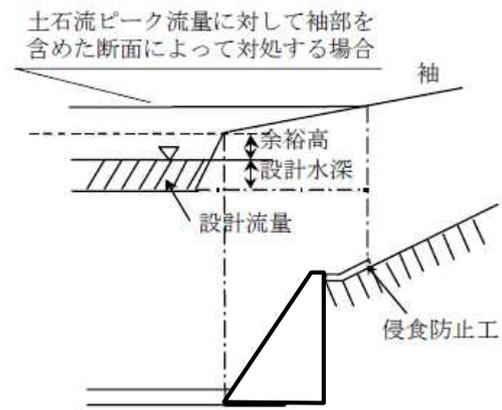
河床勾配	(余裕高) / (設計水深)
1/10 以上	0.50
1/10~1/30	0.40
1/30~1/50	0.30
1/50~1/70	0.25

- 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 3-4 参照)。ただし、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。

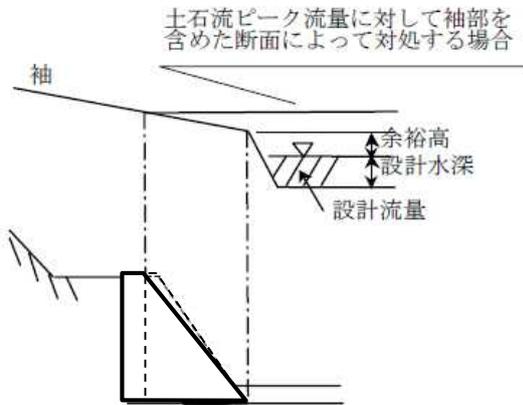
なお、袖の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗堀防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の背面を保護する、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならない。特に直下流に人家等がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。



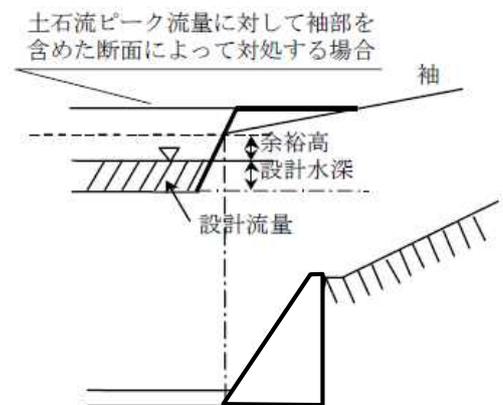
(前庭保護工部を拡幅する場合)



(側壁背面を保護する場合)



(側壁護岸工の法勾配を緩くする場合)



(袖高 (水通し断面の高さ) を高くする場合)

図 3-4 土石流ピーク流量に対して水通し断面及び袖部を含めた断面によって対応する場合の処置例

## 2) 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。

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必要がある。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や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。

表 3-4 天端幅

天端幅(m)	2.0 ~ 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	~	常時流出土砂が多い地区	小規模の土石流発生地区 ~ 大規模の土砂流常襲地区

## 3) 下流法勾配

砂防堰堤の下流法勾配は「2-1-4 (3) 重力式コンクリート砂防堰堤の断面設計」に準じて設計する。

下流法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

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U$$

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。

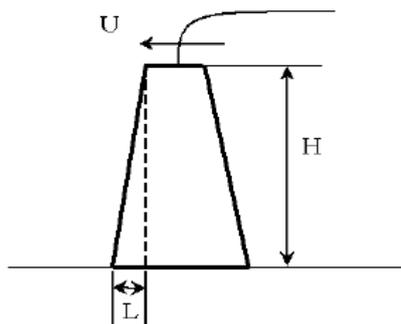


図 3-5 下流法勾配

## 4) 基礎

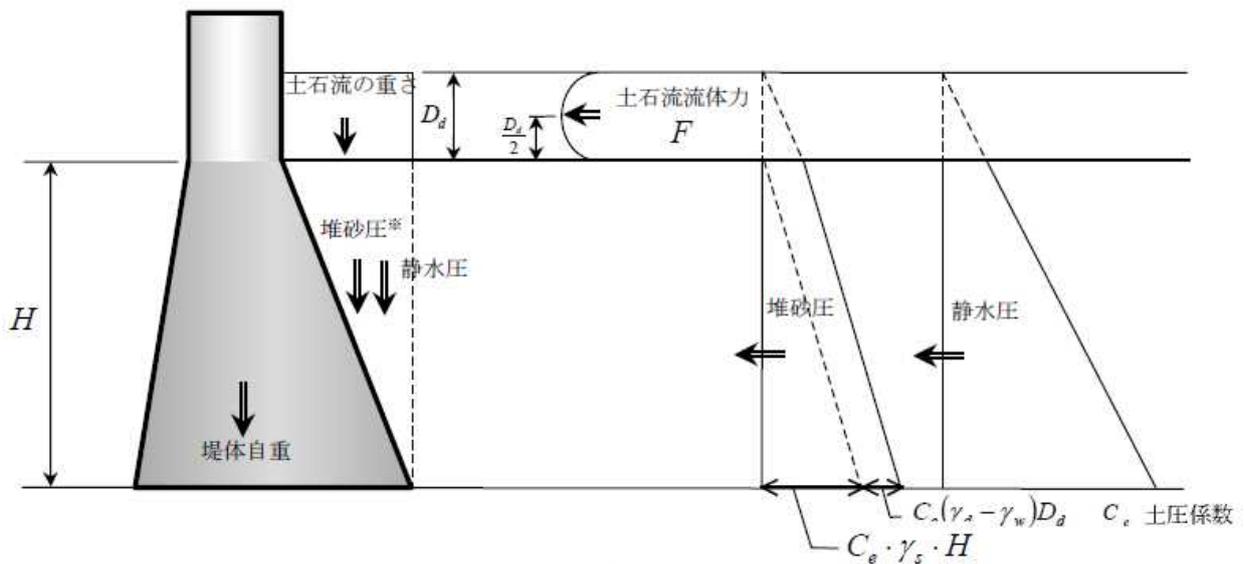
砂防堰堤の基礎は「2-1-5 基礎部の設計」に準じて設計する。

(3) 非越流部の安定性及び構造

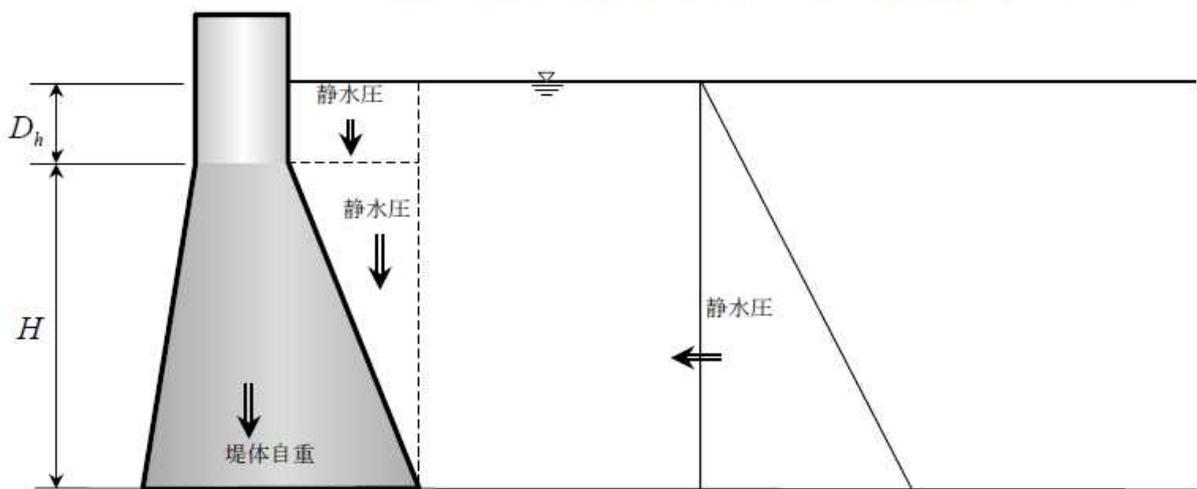
1) 非越流部の安定計算

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。

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。安定条件及び設計外力は「3-1-2 (1) 越流部の安定性」に従うが、その作用位置は下図に従う。



※堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量  $\gamma_s$  を用いる。



( $H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

図 3-6 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図

## 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。

袖部の断面は次の四つの条件を満たす形状とする。

- ① 袖部の上流法勾配は直とすることを原則とする。
- ② 袖部の下流法勾配は直または、本体の下流法勾配に一致させる。
- ③ 袖の天端幅は管理面を考慮し 2.0m を最小とする。
- ④ 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 に示すとおりとする。なお、袖部コンクリートは打継目毎に 1 ブロックと考え、各ブロックに設計外力を作用させ、安全性を確認する。

- ・ 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 3-8) 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。

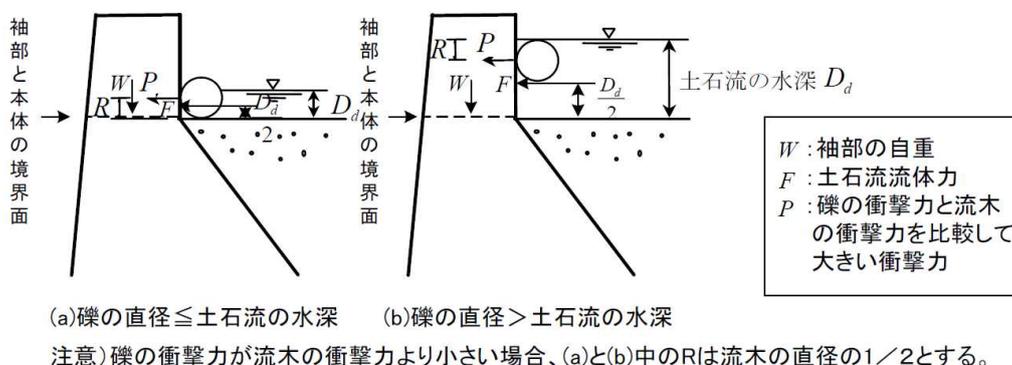


図 3-7 袖部と本体の境界面及び設計外力とその作用点



図 3-8 袖部の断面

### 3) 鉄筋による袖部の補強

鉄筋による袖部の補強は、設計外力に対して袖部が安全となるように設計する。

鉄筋による袖部の補強を行う場合、次の定数等を標準値とする。

表 3-5 袖部配筋の設計定数等（標準値）

項目	記号・単位	標準値・規格	備考
コンクリート単位体積重量	$W_c$ (kN/m <sup>3</sup> )	23.05	
コンクリート設計基準強度	$f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	18.0	無筋 ( $\sigma 18$ )
補強鉄筋 (異形棒鋼)		SD345	市場性を考慮する
補強鉄筋 (異形棒鋼) 許容応力度 (空中)	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	196	SD345,河川砂防技術基準案 設計編 I p80
補強鉄筋 (異形棒鋼) 許容応力度 (水中)	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	157	
異形鉄筋の許容付着応力度	$\tau_{0a}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.4	道路橋示方書・同解説 IV下部構造 編 p166

#### a) 配筋の範囲

補強鉄筋の配筋の範囲は、概ね地山までとする。ただし、地山勾配や堰堤のブロック割等を勘案し、適切に配筋する。

#### b) 配筋の高さ

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

#### c) 定着長

鉄筋は、その強度を十分に発揮させるため、鉄筋端部がコンクリートから抜け出さないよう、コンクリート中に確実に定着しなければならない。

堤体及び袖部への定着長は下記①、②より求められる値を比較し、大きい方とする。定着長は 10cm 単位で切り上げる。

①  $20 \cdot D'$

②  $l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_0'}$

$D'$  : 鉄筋の直径 (mm)

$l_a$  : 必要定着長 (mm)

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup> ; 短期割増考慮×1.5)

$\tau_0'$  : コンクリートと鉄筋の許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup> ; 短期割増考慮×1.5)

d) 上流面のかぶり

袖上流面の鉄筋のかぶりは、一般に 30cm もしくは 50cm とされることが多い。計算上はかぶりを小さくする方が経済的な配筋となる傾向があるが、これまでの土石流による破損範囲を鑑み、安全側となる 50cm とするのが望ましい。

なお、かぶりは軸方向鉄筋の上流側に配置される横方向鉄筋から確保する (図 3-10 参照)。

e) 軸方向鉄筋の配置

軸方向鉄筋及びこれと直交する各種の横方向鉄筋の配置間隔は、原則として 300mm 以下とする (図 3-9 参照)。

出典：コンクリート標準示方書 設計編 13 章 鉄筋に関する構造細目

横方向鉄筋は軸方向鉄筋に均等に外力等を伝える役割があるため、軸方向鉄筋に対して土石流による外力が作用する上流側に配置しなければならない (図 3-10 参照)。

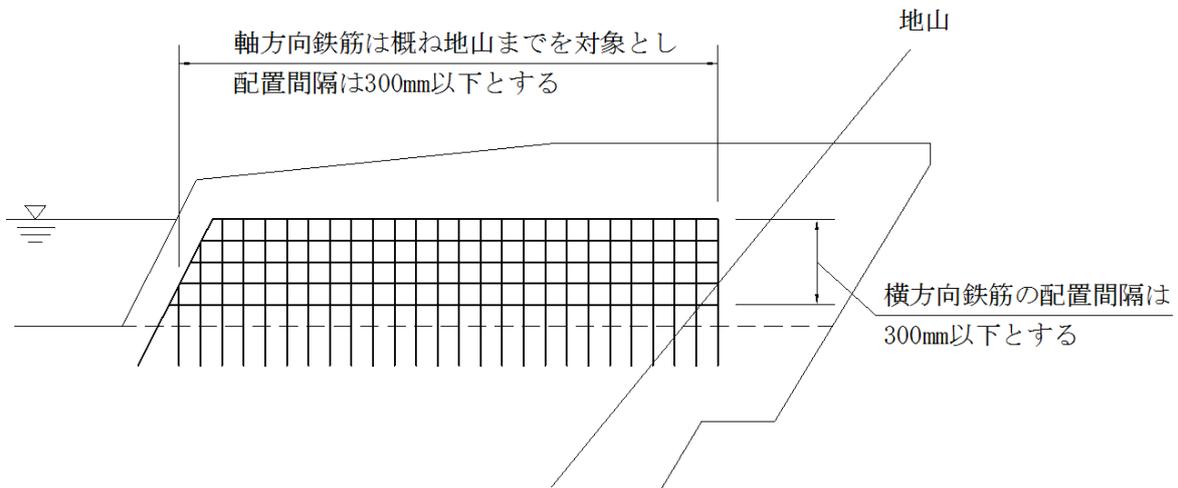


図 3-9 袖部の補強鉄筋の施工範囲 (正面図)

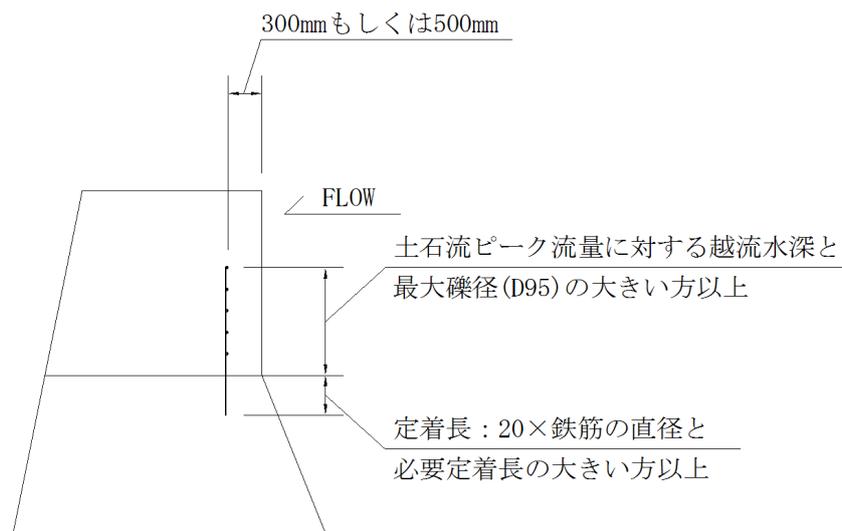


図 3-10 袖部の補強鉄筋の施工範囲（縦断図）

#### 4) 袖小口

砂防堰堤の袖小口は 1 : 0.5 を標準とする。

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 またはこれより緩くすることができる。

#### 5) 袖の天端の勾配

袖の天端は、現河床勾配以上の勾配をつけることを基本とする。

袖の天端に勾配をつける区間の長さは原則として地山までとするが、地形上、袖の天端に勾配をつける区間の長さが長くなる場合は、現地状況等に応じて適切な長さで打ち切るものとする。

袖の天端に勾配を付ける区間は、「2-1-6 袖の設計」に準ずる。

#### (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。

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「2-1-7 前庭保護工の設計」に準じて設計する。土石流が袖を越流すると予想される場合は、図 3-4 に示すように土石流の越流を考慮した構造とする。

副堰堤の下流法勾配は、本堰堤の考え方に従う。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。

副堰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河床勾配は計画堆砂勾配とする。

なお、側壁護岸や水叩きを設置しない場合、副堰堤に土石流が衝突する可能性があるため、土石流荷重を考慮する。

水叩工の勾配は、下流への流速を緩和するため、水平を原則とする。急勾配河川の場合、やむを得ず水叩工に勾配をつける場合は、施工性を考慮して 1/10 程度まで勾配をつけることができる。ただし、水叩工に勾配をつける場合は、垂直壁との併用を原則とする。

水叩工に勾配をつける場合、水叩工の厚さを算出する際に用いる水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ  $H_1$  は水脈落下地点の値を用いること。

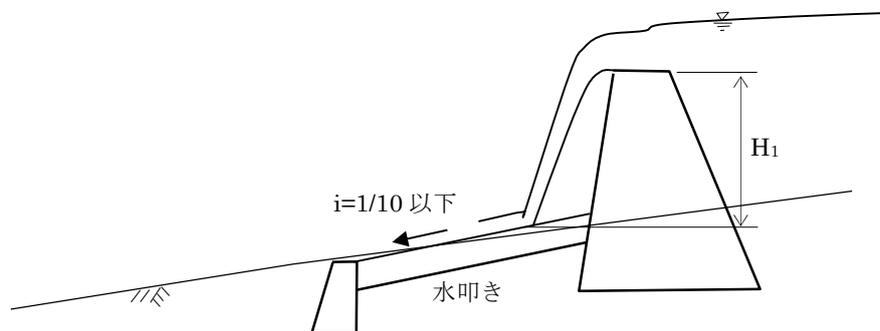


図 3-11 水叩き勾配を付ける場合の  $H_1$  の取り方

#### (5) 付属物の設計

砂防堰堤の付属物は必要に応じて設計を行う。

付属物の設計は「2-1-8 付属物の設計」に準じて行う。

### 3-1-3 透過型砂防堰堤の構造

#### (1) 越流部の安定性

透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ堤体を構成する部材が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。

透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため、透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。

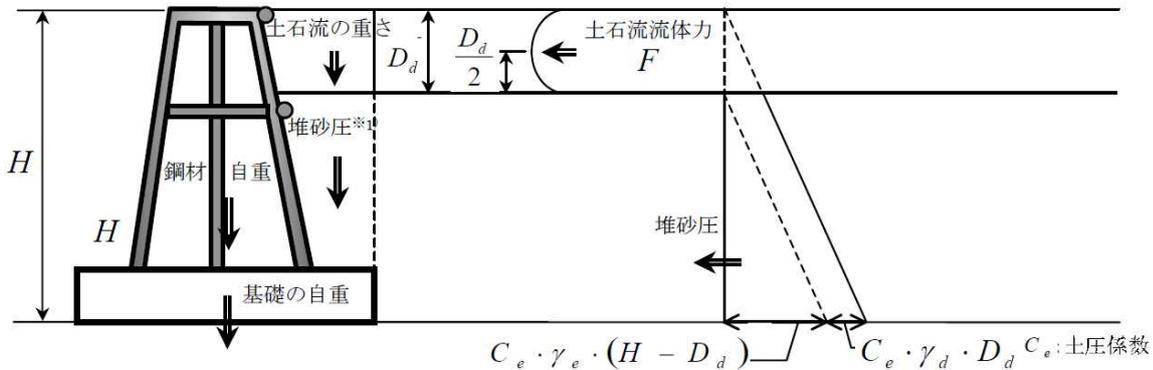
#### 1) 安定条件

透過型砂防堰堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

#### 2) 設計外力

透過型砂防堰堤の設計外力は基本的には不透過型砂防堰堤の設計外力と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。

- ① 堆砂圧は土石流が上載されるものとして台形分布とする。
- ② 透過部分には砂礫および水は詰まっていない状態で自重を算定する。
- ③ 図 3-12 に示す堆砂圧および流体力を外力として堤体全体の安定性、部材の安全性を検討する。  
土石流自重が上載荷重となるので堆砂圧は台形分布となる。



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

図 3-12 透過型砂防堰堤の設計外力（土石流時）

- ④ 透過型砂防堰堤は、表 3-6 により所定の安全率を満足させるものとする

表 3-6 透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）

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

※ 堰堤高 15m 以上の透過型砂防堰堤において、透過部の安定条件は堰堤高 15m 未満の場合と同様とする。また、非越流部については、一般的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。

### 3) 設計流量

設計流量は、水通し断面を設計する際に用いる対象流量のことで、土石流ピーク流量とする。

### 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。

設計水深は、①と②を比較し、大きい値とする。ただし、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。

- ① 土石流ピーク流量に対する越流水深の値 (3-1-2 (1) 4) 設計水深 参照)
- ② 最大礫径の値 (3-1-2 (1) 4) 設計水深 参照)

## (2) 透過部の構造検討

### 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、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、以下のとおりである。

- 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。

### 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。

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表 3-7 に示す。

土石流時は短期荷重であることから、これまでの実績を考慮して許容応力度を 1.5 倍割増すものとする。また、土石流捕捉後は堆砂圧が長期間作用することから満砂時の許容応力度の割り増しは行わない。温度変化に対しては、一般的に許容応力度を 1.15 倍割増すものとする。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ておかなければならない。

透過部の部材の設計においては、表の他に、土石流流体力が構造物に偏心して作用する偏心荷重と、礫や流木の衝撃力による荷重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（ $\theta_{E2}$ ）を想定し、さらに余裕角（ $\theta_{E3}$ ）を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度（ $\theta_{E1}$ ）を設定する。（図 3-13 参照）また、湾曲部に設置する場合には、内湾側が土石流の先頭部に含まれる石礫で閉塞せず、後続流が通過してしまう可能性にも留意する。

表 3-7 構造計算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	1.50	1.00	1.15

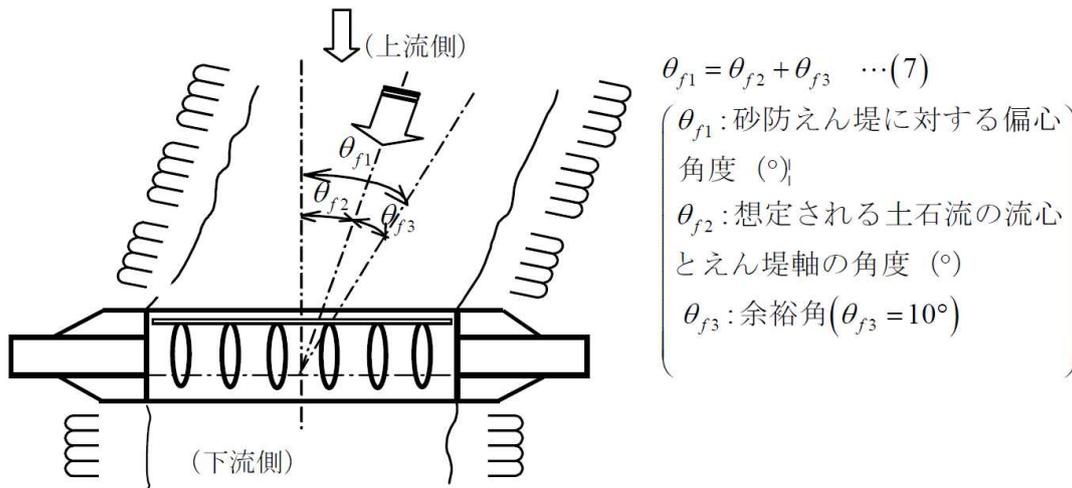


図 3-13 透過部材に対する偏心荷重 (溪流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合)

### (3) 本体構造

#### 1) 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。

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とする。

また、透過型・部分透過型の場合、土石流に含まれる土砂は堆砂面上を流れ、水は堆砂面上と透過部断面から流れると想定できる。従って、土石流ピーク流量に余裕高を考慮した断面は幾分安全側に寄りすぎているといえる。そこで、透過型・部分透過型についてのみ、土石流中の水が透過部断面を流れることを考慮して、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。

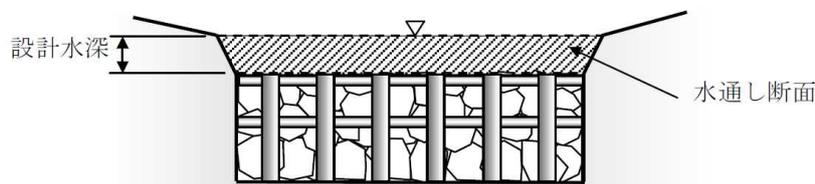


図 3-14 水通し断面（斜線部）

#### 2) 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。

開口部の幅は、透過型の機能を十分生かせるようにできるだけ広くとる。

開口部の高さは、土石流や洪水の水深以上を確保し計画捕捉量により決定する。

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

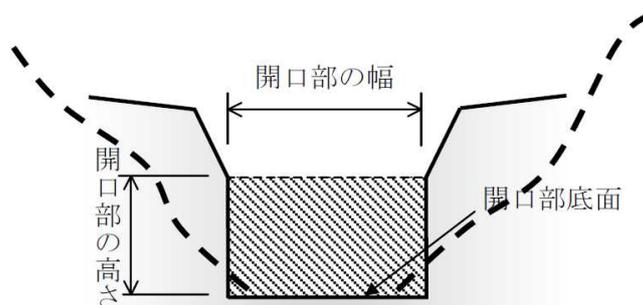


図 3-15 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）

### 3) 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。

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 3-16 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（ $D_{95}$ ）、流木の最大直径、流域内の既施設配置状況、堰堤高等に十分留意する必要がある。

水平純間隔は最大礫径（ $D_{95}$ ）の 1.0 倍程度に設定する。土石流の水深より高い透過型砂防堰堤を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径（ $D_{95}$ ）の 1.0 倍程度に設定し、土石流の捕捉を確実にする。最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度とすることが基本であるが、土石流の水深よりも最大礫径（ $D_{95}$ ）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（ $D_{95}$ ）の 1.5 倍まで狭くすることができる。（表 3-8 参照）

実験（図 3-17 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（ $D_{95}$ ）の 1.5 倍より小さければ、透過部断面が閉塞することが分かっているため、機能上、必要な場合、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純間隔及び鉛直純間隔を広げることにより効果的に土石流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。

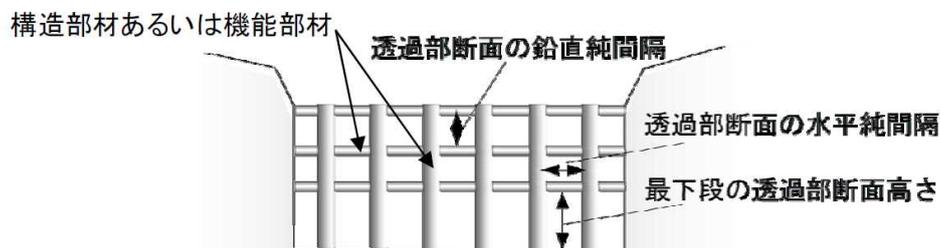


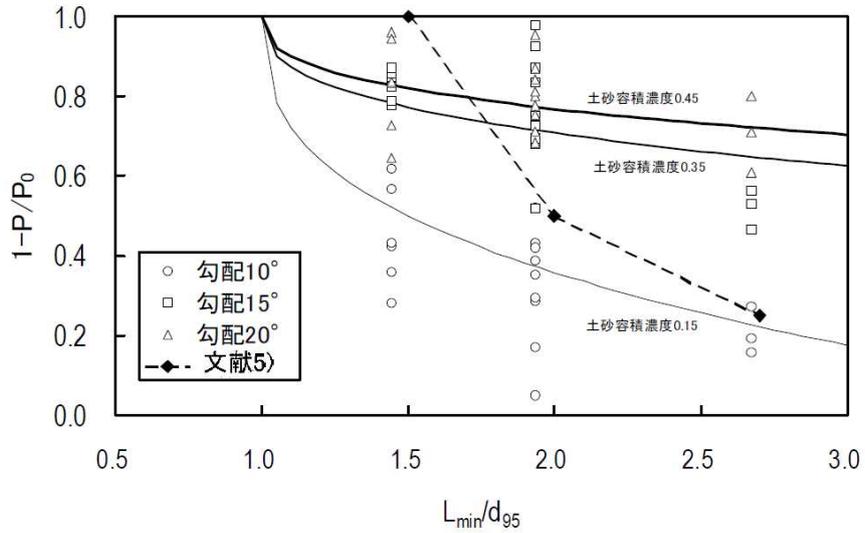
図 3-16 透過部断面の純間隔

表 3-8 透過型砂防堰堤における透過部断面の設定について

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

- \*1 上述のとおり、水平純間隔・鉛直純間隔を最大礫径（ $D_{95}$ ）の 1.5 倍まで広げることができる。
- \*2 上述のとおり、最下段透過部断面高さを最大礫径（ $D_{95}$ ）の 1.5 倍まで狭くすることができる。
- \*3 最下段の透過部断面の高さは、最下段以外の透過部断面の鉛直純間隔より小さくならないように設定する。

(参考) 透過部の閉塞 (実験結果)



透過部断面の幅（鋼管純間隔）とピーク流砂量の減少率の関係（ $P$ ：有施設時のピーク流砂量、 $P_0$ ：無施設時のピーク流砂量、 $L_{min}$ ：格子型砂防えん堤の鋼管間隔のうち最も小さい間隔であるが、文献<sup>5)</sup>のプロットに対しては透過部断面の幅、 $d_{max}$ ：最大礫径<sup>5)6)</sup>。土石流に含まれる土石等の容積濃度が低くなると、ピーク流砂量が減少する割合（減少率）は小さくなることから、透過部断面が閉塞しにくくなることが分かる。

図 3-17 土石流ピーク流砂量の変化

出典：土石流・流木対策設計技術指針及び同解説 p81

#### (4) 非越流部の安定性及び構造

非越流部の本体の断面は、安定計算により合理的に決定する。

透過型砂防堰堤の非越流部の安定条件及び設計外力の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

ただし、洪水時には水位差がなく、平常時は堆砂していないため、堰堤高 15m 未満の場合は土石流時のみ、15m 以上の場合は土石流時と平常時に対して安定計算を行う。

#### (5) 前庭保護工

前庭保護工は、砂防堰堤本体の安定性が維持できるよう現地の地質、地形等を考慮して必要に応じて計画する。

透過型砂防堰堤の場合には、通常の流水は河床沿いに設置前とほとんど変わらずに流下するものであり、前庭保護工を必要としないと考えられる場合が多い。

しかし、捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合、および透過部下端と河床面との間に落差を生じる構造などには、不透過型砂防堰堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

#### (6) 付属物の設計

透過型砂防堰堤の付属物は必要に応じて設計を行う。

付属物の設計は不透過型砂防堰堤と同様とする。

### 3-1-4 部分透過型砂防堰堤の構造

#### (1) 越流部の安定性

部分透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ堤体を構成する部材が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。

部分透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため、透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。

#### 1) 安定条件

部分透過型砂防堰堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

#### 2) 設計外力

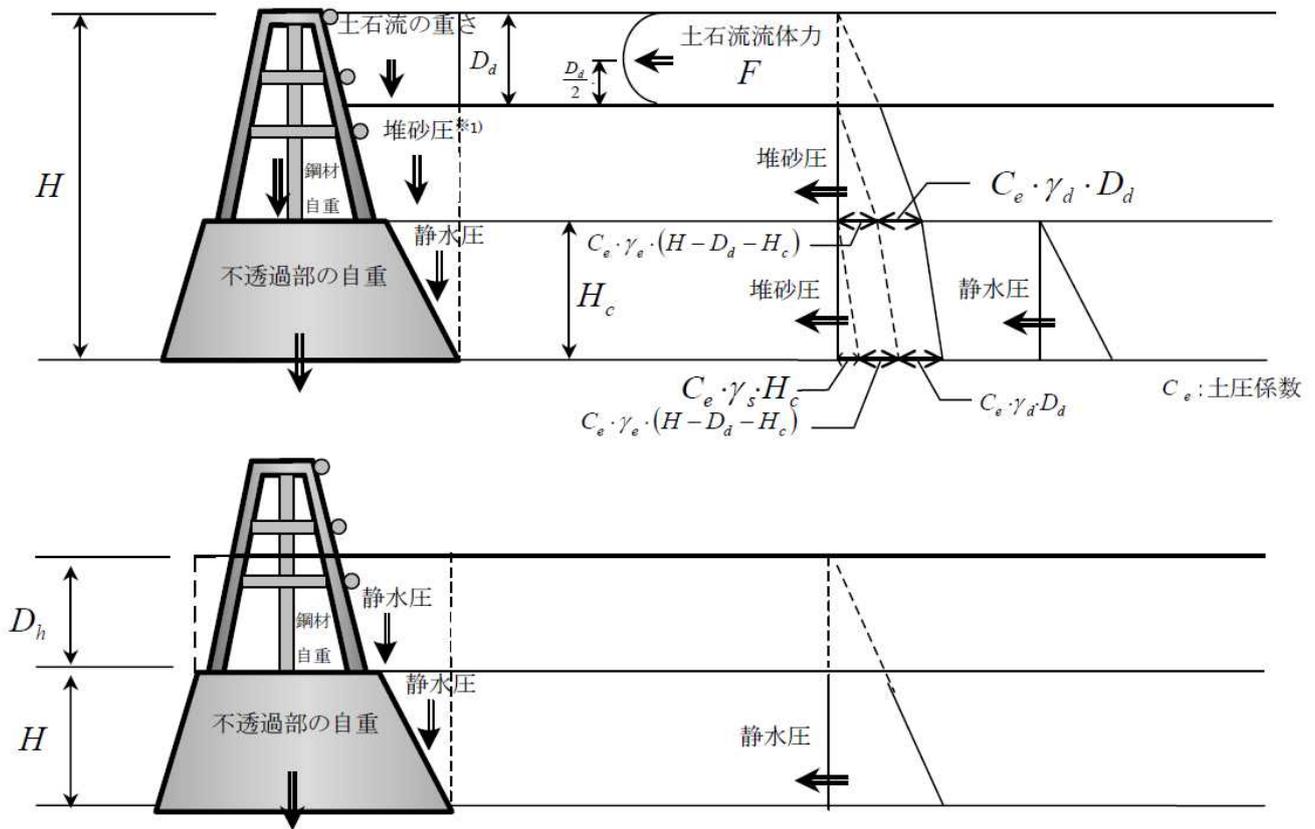
部分透過型砂防堰堤の設計外力は、基本的には、不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部の構造に応じた設計外力が作用するものとする。

- ① 安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表 3-9 のとおりとする。

表 3-9 部分透過型砂防堰堤の安定性に用いる設計外力（自重を除く）

	平常時	洪水時	土石流時
堰堤高 15m 未満		静水圧	静水圧、堆砂圧、 土石流流体力
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	静水圧、堆砂圧、 揚圧力、 土石流流体力

- ② 安定計算に用いる計算外力は図 3-18 に示すように透過部と不透過部に作用させる。
- ③ 透過部の自重は透過部分に砂礫および水が詰まっていないものとして算出する。なお、洪水時に透過部を越流する水の自重は静水圧として不透過部に作用させる。



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量  $\gamma_s$  を用いる。  
 ※2) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量  $\gamma_2$  を用いる。

( $H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

図 3-18 部分透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図

### 3) 設計流量

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

### 4) 設計水深

設計水深は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

### (2) 透過部の構造検討

透過部の構造検討は透過型砂防堰堤と同様とする。

### (3) 本体構造

#### 1) 水通し断面

水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする。

#### 2) 開口部の設定

開口部の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

#### 3) 透過部断面の設定

透過部断面の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

#### 4) 不透過部の天端幅

不透過部の天端幅は、礫および流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

不透過部の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍以上を原則とする。ただし、不透過型砂防堰堤に準じ、不透過部の安全性を考慮し、不透過部の天端幅は3m以上とする。

#### 5) 下流法勾配

下流法勾配は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

#### 6) 基礎

基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

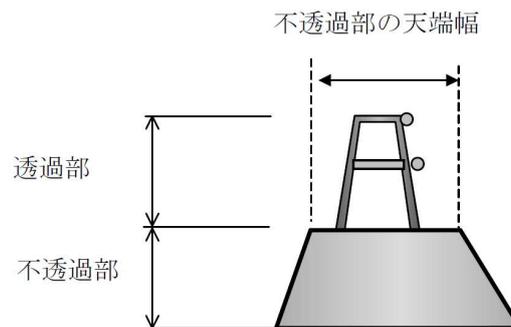


図 3-19 部分透過型砂防堰堤越流部側面図 (例)

#### (4) 非越流部の安定性及び構造

非越流部の安定性及び構造は、透過型砂防堰堤と同様とする。なお、設計外力は部分透過型砂防堰堤の越流部と同様とする。

#### (5) 前庭保護工

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工の設計において、 $H_1$  及び  $h_3$  は、洪水時と土石流時で異なるため、双方で計算し、比較して安全側となる前庭保護工を採用する。

洪水時 :  $H_1$  水叩き工天端から不透過部天端までの高さ  
 $h_3$  土砂含有を考慮した流量に対する不透過部での越流水深

土石流時 :  $H_1$  水叩き工天端から透過部天端までの高さ  
 $h_3$  土石流ピーク流量に対する透過部（水通し断面）での越流水深

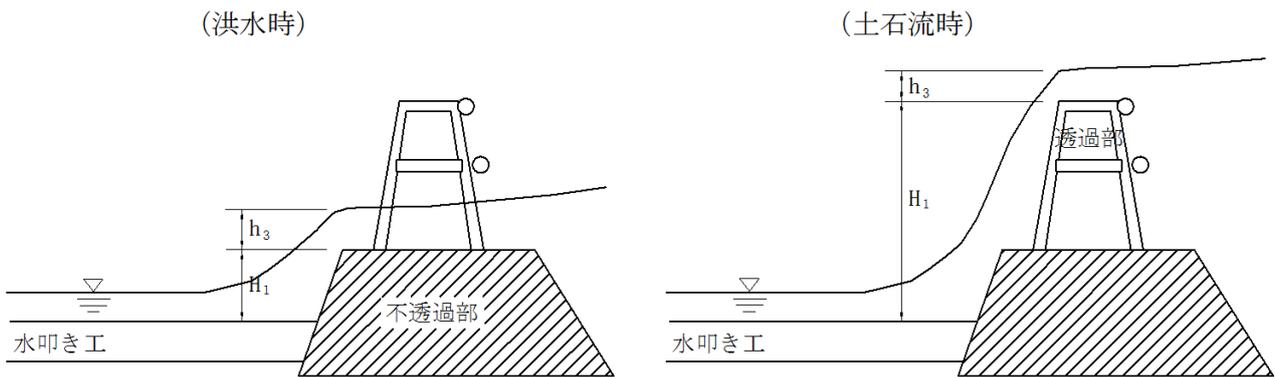


図 3-20 部分透過型砂防堰堤の前庭保護工における  $H_1$ 、 $h_3$

#### (6) 付属物の設計

部分透過型砂防堰堤の付属物は必要に応じて設計を行う。

付属物の設計は不透過型砂防堰堤と同様とする。

### 3-2 土石流・流木発生抑制工

土石流・流木発生抑制工は、土石流及び土砂とともに流出する流木等の発生を抑えるための土石流・流木対策施設である。

#### 3-2-1 土石流・流木発生抑制山腹工

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

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

土石流・流木発生抑制山腹工の設計は、「第5章 山腹工」に準じる。

#### 3-2-2 溪床堆積土砂移動防止工

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

溪床堆積土砂移動防止工には、主として床固工等があり、河床や溪岸の堆積物の移動を防止する。原則として床固工の上流側を天端まで埋戻し礫及び流木の衝撃力を直接受けない構造とする。また袖部の上流側についても土砂を盛る等の処置を行い土石流による破壊をできるだけ避けるものとする。設計外力については「3-1-2 (1) 2) 設計外力」を参考とし土石流荷重は考慮せず、静水圧のみを対象とする。

溪床堆積土砂移動防止工としての床固工等の水通し断面は「3-1-2 (2) 1) 水通し断面」によるが、水通し幅は地形を考慮してできるだけ広くとる。

土石流ピーク流量に対しては、余裕高は原則として考慮しなくてよい。その他の設計は、コンクリート製では、不透過型砂防堰堤の構造に準ずる。

### 3-3 土石流導流工

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。

#### 3-3-1 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。

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。

なお、上流の計画砂防施設が100%整備されている場合は土砂含有率を5%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。

余裕高は次のとおりとする。

表 3-10 余裕高

対象流量	余裕高
200m <sup>3</sup> /sec 未満	0.6m
200～500m <sup>3</sup> /sec	0.8m
500m <sup>3</sup> /sec 以上	1.0m

表 3-11 河床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

河床勾配	(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

### 3-3-2 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。

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  $30^\circ$  以下とする。

$$B_r / \theta_{r(IN)} \leq 0.1$$

$B_r$  : 流路幅 (m)

$\theta_{r(IN)}$  : 湾曲部曲率半径 (m)

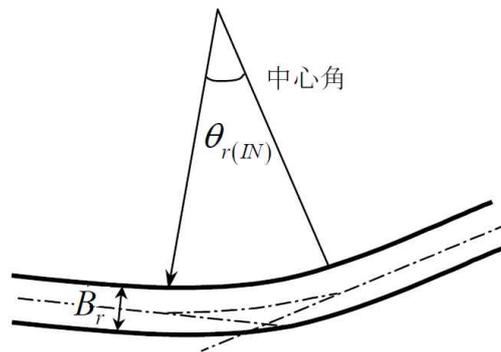


図 3-21 土石流導流工湾曲部の法線形

### 3-3-3 縦断形

土石流導流工の縦断形は、急な勾配変化をさける。なお、土砂の堆積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。

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。

### 3-3-4 構造

#### (1) 河床

掘込み方式を原則とする。

土石流導流工は、安全上、掘込み方式を原則とする。

#### (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。

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

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

$$\text{土石流：} \quad D_{d(OUT)max} = D_d + 2 \frac{B_r \cdot U^2}{\theta_r \cdot g}$$

$$\text{清流（射流）：} \quad D_{d(OUT)max} = D_d + \frac{B_r \cdot U^2}{\theta_r \cdot g}$$

$D_d$  : 直線部での水深 (m)

$B_r$  : 流路幅 (m)

$U$  : 平均流速 (m/s)

$\theta_r$  : 水路中央の曲率半径 (m)

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

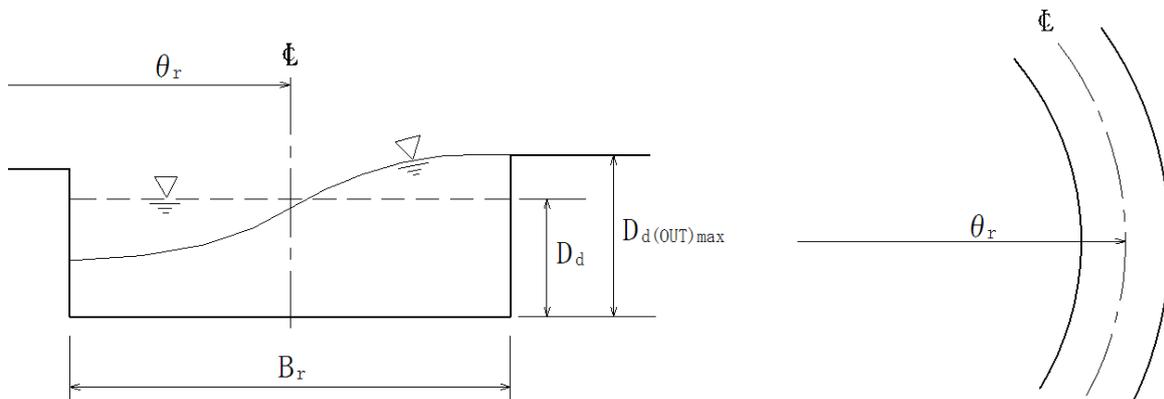


図 3-22 湾曲部の水位上昇

### 3-4 土石流堆積工

土石流堆積工は、土石流を減勢し堆積させるための土石流・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。

#### 3-4-1 土石流分散堆積地

##### (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。

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

##### (2) 計画堆砂勾配

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

##### (3) 計画堆砂土砂量

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

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は、計画堆砂勾配で土砂が堆積した状態における量を算出する。

##### (4) 構造

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

土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、上流端の現河床との落差を確保するために設置する。下流端砂防堰堤（床固工）は拡散した流れを制御し河道にスムーズに戻す機能を持つ。堆積容量を増大するために堆積部に床固工を設置することがある。

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

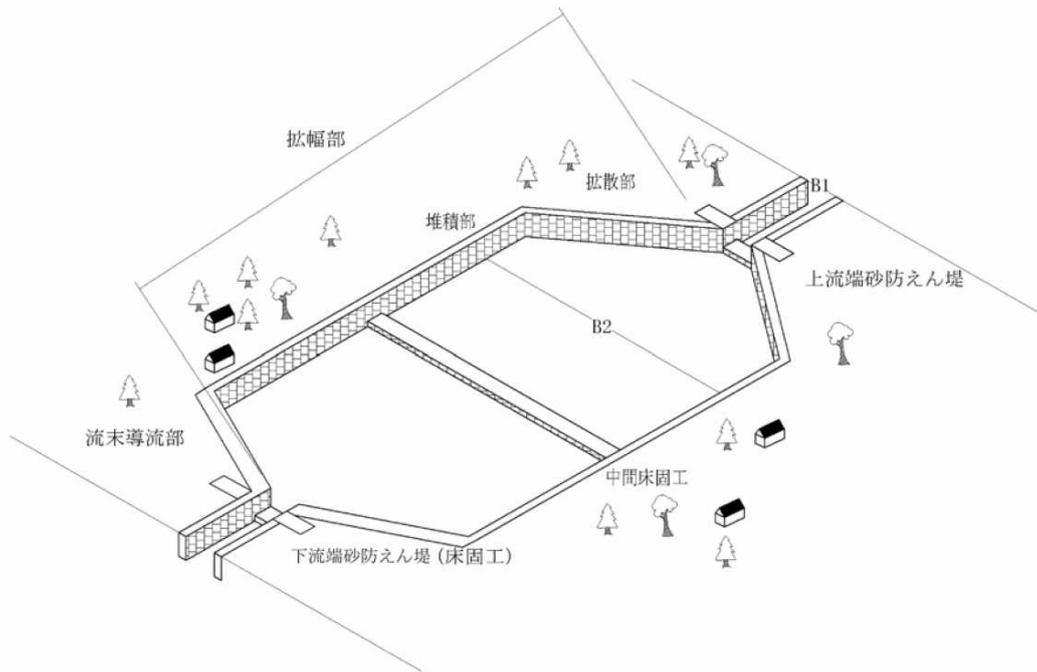


図 3-23 土石流分散堆積地（例）

### 3-4-2 土石流堆積流路

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

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

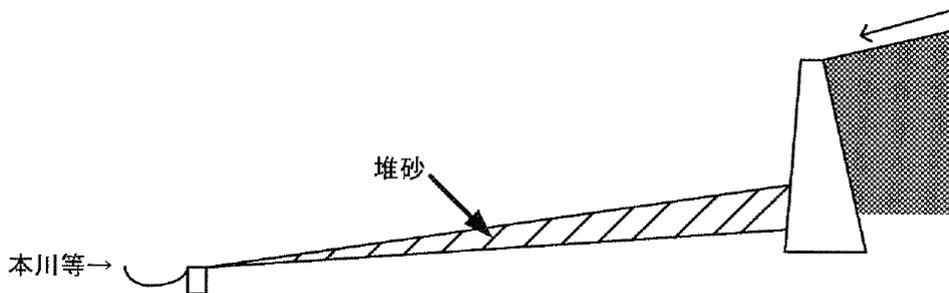


図 3-24 土石流堆積流路（例）

### 3-5 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯は、土石流堆積区間で土石流の流速を低減させる目的で土石流堆積区間末端部付近に設定する。

堆砂空間の構造は、現在の地形を考慮し下流端に床固工等を配置し、小規模な出水を処理する常水路、導流堤、樹林、補助施設等からなる。

#### 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

- ・ 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。
- ・ 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、計画区域内の河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。

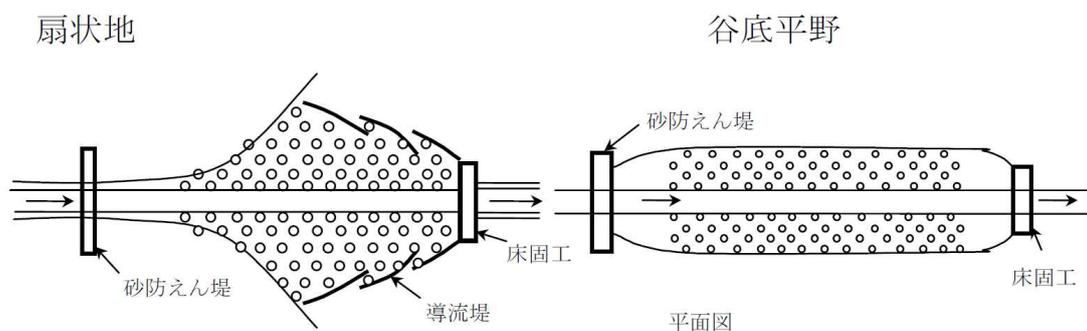


図 3-25 土石流緩衝樹林帯（例）

### 3-6 土石流流向制御工

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

#### 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 ( $\theta$ ) は  $\theta < 45^\circ$  とする。土石流の流向を  $45^\circ$  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。

#### ② 土石流導流堤の高さ

流向制御工天端は原則として現河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。余裕高は土石流導流工の余裕高の設定に準ずる。

#### 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。

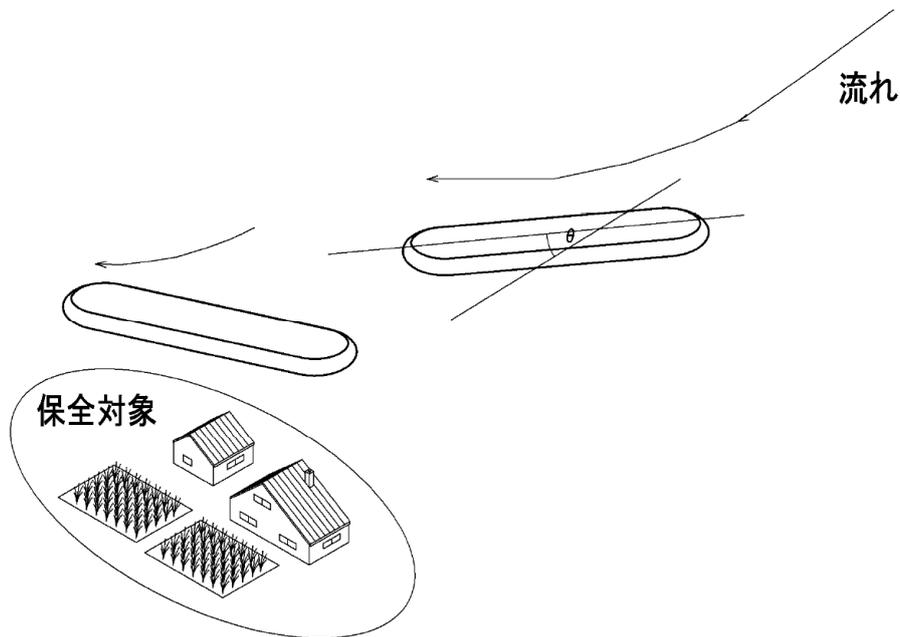


図 3-26 土石流導流堤の法線 (例)

### 3-7 除石

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、定期的および豪雨後、すみやかに堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石（流木の除去を含む）を行う。

また、除石・除木を前提とした施設の効果量を見込む場合は、堆砂後の除石・除木のため、管理用道路を含めあらかじめ搬出方法を検討しておくものとする。

土石流・流木捕捉工は計画捕捉量および計画堆積量が大きいか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。

定期的および出水の後に堰堤堆砂状況の調査を行い、必要に応じて除石・除木の処置を講ずる。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。

## 第4章 地すべり対策

### 4-1 基本事項

#### 4-1-1 地すべり対策の概要

地すべりとは、斜面を構成する土塊の一部が地下水等の作用によって斜面にそってすべり落ちる現象である。

土砂の移動による直接的な人家等への被害のほかに、地すべりによってせき止められた川の水が決壊することにより下流に大きな災害を引き起こすこともある。

日本の地すべりは「第三紀層地すべり」、「破碎帯地すべり」、「温泉地すべり」と三つに区分され、地すべり地はこのような地質条件の場所に分布する。

地すべり地には地すべり特有の地形が形成され、地形図上からも判別することができる。

地すべり対策工事には、大きく分けて「抑制工」と「抑止工」の2種類があり、抑制工は地すべり地の地形、土質、地下水などの地すべり滑動の原因となる応力を減少させることによって、地すべり運動を停止または緩和させることを目的としているのに対し、抑止工は構造物によって、地すべりの滑動しようとしている応力に抵抗し、その運動を停止しようとする工法である。

#### 4-1-2 地すべり対策工の種類

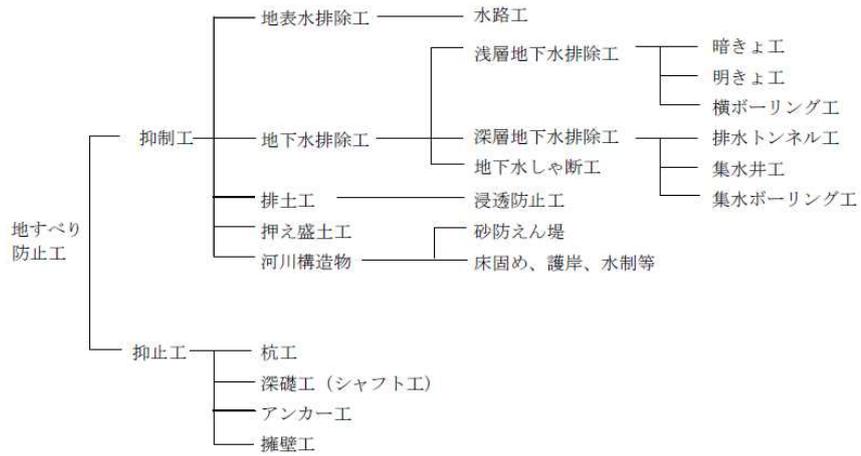
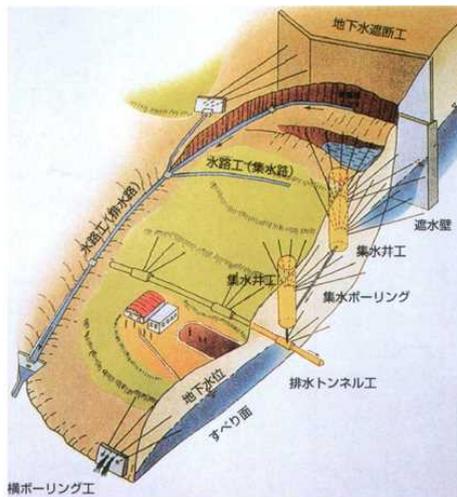
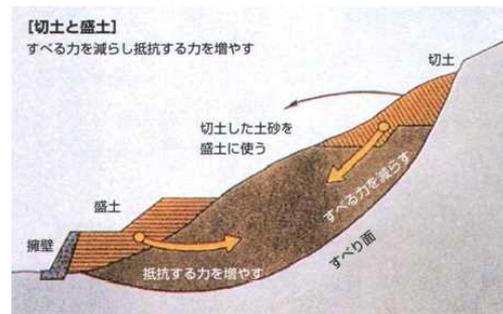
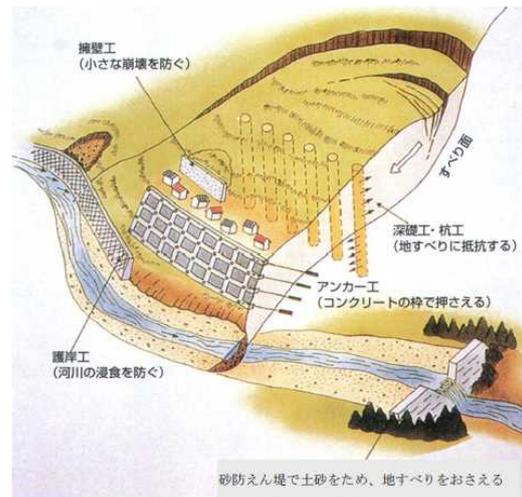


図 4-1 地すべり対策工選定図



抑制工



抑止工

図 4-2 地すべり対策工

#### 4-2 計画及び設計

地すべり対策工の計画及び設計は、「地すべり防止技術指針 国土交通省砂防部 平成 20 年 1 月」、「地すべり防止技術指針解説 土木研究所 平成 20 年 1 月」を参考にして行う。

また、地すべり対策に関連する県において、地すべり対策に関する計画及び設計指針が策定されていれば、それらに準じて計画及び設計を行う。

## 第5章 山腹工

### 5-1 山腹工の概要

山腹工は、とくしゃ地や崩壊地に植生を導入し、表土の風化、侵食、崩壊の拡大を防止して、土砂の抑制を図ることを目的とするもので、山腹工の工種を、目的に応じて区分すると山腹基礎工と山腹緑化工に大別される。

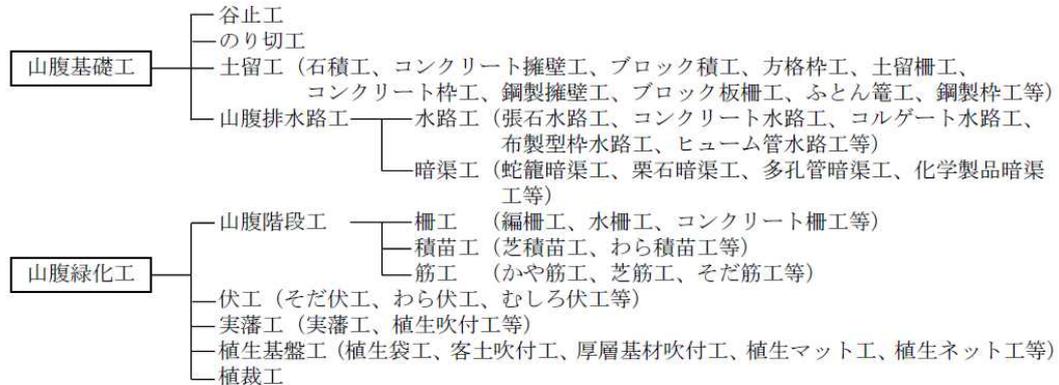


図 5-1 山腹工の種類

### 5-2 山腹工の設計

山腹工の設計にあたっては、施工対象地の荒廃状況、地形及び地質、気象等周辺環境、材料入手の難易、用いる植物の形態や生態的な特性、目標とする植物群落の姿等を十分考慮し、採用する工種を選択し施工する。以前は早期の緑化を目標として外来植物を多く用いたが、現在はその地域に調和して違和感を与えない郷土（在来）植物の成立を目標とした設計を原則としている。郷土植物は施工地周辺に最も適した群落の形である。

しかし、播種の時期が制限されたり、初期の成長が遅かったり、材料の大量確保が困難であるといった課題も残されている。

とくしゃ地及び崩壊地に分けて、設計の手順を示すと次のようになる。

#### 【とくしゃ地】

谷止工→土留工→法面工→山腹階段工→斜面被覆工→植栽工

※とくしゃ地とは、地表に植物がなく地山を露出した山肌を言う。

#### 【崩壊地】

谷止工→土留工 { 自然復旧の期待できる所→山腹工終了  
自然復旧の期待し難い所→山腹排水路工→山腹階段工→斜面被覆工→植栽工

注)「建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕」

播種時期は、施工時期および使用植物の形態に応じ下表の温度条件を目安として決定する。

ただし山間～内陸地域では、遅くとも9月中旬までに播種を終えることが望ましい。また木本類および在来草本は春期施工を原則とする。

表 5-1 施工時期

施工時期		使用植物の形態と施工適温		備 考
区分	気温目安	冬草型	夏草型	
春期	5～25℃	10～20℃ ※5℃以上で施工可能	15～25℃ ※10℃以上で施工可能	木本類および在来草本は春期施工を原則とする。
夏期	25℃以上	(不適)	可能	
秋期	5～25℃	15～25℃	20℃以上	山間～内陸地域では8月下旬～9月中旬までに播種を終えるものとする。
冬期	5℃以下	可能	(不適)	植物は種子のまま越冬し、翌春発芽する。

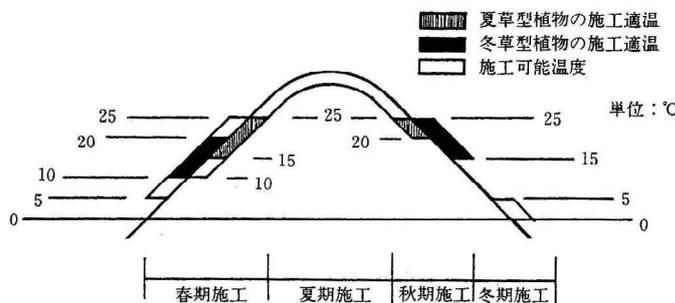


図 5-2 施工温度

〈解 説〉

内陸地方は東北・北海道などに比べて全般に温暖であり、また冬期間は厚い積雪に覆われるため凍上・凍結害など低温に起因する被害は比較的少ないとされている。しかし山間地域のように根雪日数が100日以上に及ぶところでは植物に生理的な障害が発生しやすく、播種後の生育が不十分であると著しい場合には枯死に至る恐れもある。

また、小雪地でも気温の低い晩秋に播種したのでは発芽して間もなく低温期をむかえるため枯死する確率が高くなる。積雪量の比較的少ない沿岸地域などでも秋施工の場合は平均気温が15℃以上の時期に播種を終えることが望ましい。

なお種子の休眠温度は一般に5℃前後であることから、これ以下の気温で播種すれば導入植物を種子の状態でも越冬させることも可能である。播種期を逸した場合には、中途半端な時期に播種するよりも、十分な侵食防止対策を施したうえで種子が休眠する低温期に播種するほうが賢明である。いずれにしても植生工はできるだけ早い時期に施工することが望ましい。

注) 法面緑化の手引き (案) 参照