

砂防技術基準

- [1] 事業編
- [2] 調査編
- [3] 計画編
- [4] 設計編
- [5] 施工積算・管理編
- [6] 用地補償編
- [7] 資料編

令和 7 年

山口県 土木建築部砂防課

令和7年「砂防技術基準（山口県）」の適用について

本基準の適用にあたっては、次のことに留意すること。

1. 本基準は、令和四年「砂防技術基準（山口県）」について、「国土交通省 河川砂防技術基準 令和6年6月時点」、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 平成28年4月（令和7年3月一部改訂版）」、「土石流・流木対策設計技術指針解説 平成28年4月（令和7年3月一部改訂版）」の改訂内容を反映し、編集したものである。
2. 本基準に定める事項は山口県の標準を示したものである。現地条件の特殊性等から標準を適用することが著しく困難な場合は、モデル実験や県外事例、各種の研究成果、他の公的機関の基準等を元に別途判断するものとする。なお、その際は砂防課と十分な協議を行うこと。

引用基準等の表示について

本基準(案)は、「国土交通省 河川砂防技術基準」等を参考に構成している。参考にした基準等の中で数多く用いたものについては出典元を下表に示した略号により表現した。

引用基準等略号一覧表

略号	引用基準・文献等
国・河・調	国土交通省 河川砂防技術基準 調査編 「令和6年6月版」 令和6年6月時点
国・河・計(基)	国土交通省 河川砂防技術基準 計画編(基本計画編) 「令和4年6月版」 令和6年6月時点
国・河・計(施)	国土交通省 河川砂防技術基準 計画編(施設配置等計画編) 「令和4年6月版」 令和6年6月時点
国・河・設	国土交通省 河川砂防技術基準 設計編 「令和4年6月版」 令和6年6月時点
国・河・維	国土交通省 河川砂防技術基準 維持管理編(砂防編) 「令和6年6月版」 令和6年6月時点
砂・基・針	砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 「平成28年4月」 (令和7年3月一部改訂版)
土・対・針	土石流・流木対策設計技術指針解説 「平成28年4月」 (令和7年3月一部改訂版)
砂・法	砂防関係法令例規集 28年版「平成28年11月」
砂・公	改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)「昭和59年10月」
鋼・砂・便	新編・鋼製砂防構造物設計便覧「令和3年版」
砂・設・実	砂防・地すべり設計実例「平成8年5月」

【例】

砂防技術基準



[1] 事業編

- [2] 調査編
- [3] 計画編
- [4] 設計編
- [5] 施工積算・管理編
- [6] 用地補償編
- [7] 資料編

第1章 砂防事業の概要

第1章 砂防事業の概要	1-1
第1節 はじめに	1-1
1.1 山口県の特徴	1-1
1.2 砂防とは	1-1
1.3 砂防の歴史	1-1
第2節 補助・交付金事業	1-4
2.1 砂防事業の概要について.....	1-4
第3節 単独事業	1-4
3.1 単独砂防改良事業（純単独事業）	1-4
3.2 単独砂防改良事業（臨時河川等整備事業）	1-4
3.3 自然災害防止事業（砂防関連）	1-4
第2章 通常砂防事業の流れ	1-5
第1節 流れ	1-5
1.1 予備設計	1-6
1.2 詳細設計	1-6
1.3 全体計画協議	1-6
1.4 構造協議	1-6
1.5 砂防指定協議	1-6
第2節 各年度の流れ	1-17
2.1 概算要求 [前年度5月]	1-17
2.2 新規箇所ヒアリング [前年度8月頃、11月頃]	1-17
2.3 2次要求 [前年度1月]	1-17
2.4 予算内示 [4月]	1-17
2.5 交付申請 [4月]、変更交付申請 [随時]	1-17
2.6 通常砂防事業のフローチャート.....	1-18
第3章 災害関連緊急砂防事業	1-19
第1節 災害関連緊急砂防事業	1-19
1.1 災害関連緊急砂防事業としての基本的な考え方	1-19
1.2 提出書類	1-19
1.3 作成要領	1-20
1.4 災害関連緊急事業のフローチャート.....	1-24

第1章 砂防事業の概要

第1節 はじめに

1.1 山口県の特徴

山口県は、本州の西端に位置し、北と西側が日本海、南側は瀬戸内海と、3方を海に囲まれ、東西約170km、南北約60～100kmの東西に長い形となっている。

地形的には、県土の88%が山地と丘陵地で占められ、東部の島根、広島県境付近の中国山地に1,000m前後の高峻な山地があるものの、全体的には低山地・丘陵地が主体で、平野部の乏しい地形となっており、長大な河川はなく、山地からわずかな距離で、海まで流れ込んでいる急流河川が大半を占めている。又、地質構造は極めて複雑で、堆積岩から変成岩までと種類が多く、古生代から新生代まで全ての時代にわたる様々な岩石や地層が分布し、地盤の脆弱な箇所が多く見られる。

このように本県は、地形・地質ともに土砂災害の危険性を多く含んでおり、土砂災害警戒区域数は、全国でも6番目（R7.3.31公表値）に多い。

1.2 砂防とは

砂防とは、土砂災害を防止するために、溪流の土砂の流下を防止する砂防堰堤工、とくしや地や荒廃地の土留緑化工などの山腹崩壊防止工、溪流の侵食防止のための護岸工や床固工などの溪流保全工を計画し施工することを言う。

1.3 砂防の歴史

1 明治までの砂防

我が国の砂防の歴史はかなり古く、その詳細は明らかではないが、大同元年（806年）山城国葛野郡大井山に大量の土砂流出があり、土砂扞止のため川辺の林木を禁伐にした事例など、局地的ではあるが、同様の取り締まりが行われた記録が残されている。

その後の主な記録によれば、万治3年（1660年）江戸幕府は、山城、大和、伊賀3国の木根堀取禁止ならびに土砂留植苗方を令達しており、寛文6年（1666年）には、「山川の掟」を發布し、木根堀取禁止及び山々植付を命じ、さらに天和3年（1683年）には、畿内の河川が大氾濫したため、幕府はその原因を調査するとともに、貞享元年（1684年）には、再び「山川の掟」を發布し、近畿7箇国にその実施を強く促している。

この様な努力にもかかわらず、実際には山地、特に里山での樹木の無断伐採はなくなり、耕地の開発、それに伴う田畑への肥料のための落枝落葉の採取、人口増加に伴う燃料や生活用品などのための木や草、そして林産物の採取は継続された。そのため、特に里山での荒廃が進んでいった。

その他にも石材の掘削、陶器に適した土の採取による山地破壊、また、陶器や製塩のための燃料材の伐採等により、江戸時代から明治時代にかけて我が国の多くの地方にはげ山が存在していた。

藤原京の造営や奈良7大寺のための用材のために荒廃した田上山、地域の生活のための森林伐採により裸地化した山口県島田川流域など、多くの裸地化した地域では、降雨のたびに土砂災害に悩まされた。

【事業編 第1章 砂防事業の概要】

2 明治以降の砂防

明治元年（1868年）戊辰戦争の最中において、淀川に大洪水が起きたため、明治政府は治水対策のため太政官に「治河使」を置いた。

明治5年から6年にかけて、治水事業を指導するため、ドールン、リンドウ、エッセル、デレーケ等のオランダ人技師が来日し、治水、利水並びに治山事業を指導した。

明治29年及び30年にわたり河川法、砂防法及び森林法を成立させた。

その後各地で山地の荒廃を防ぐための砂防が始められ、そしてその砂防事業や治山事業により緑の復元がなされた。戦後の林業における植林の効果や燃料革命による燃料材の伐採が減少したことにより、現在では緑の多い国となった。

3 戦後の台風による被害とその後の経緯

戦後の自然災害で人的被害の大きいものは、1995年の兵庫県南部地震（死者行方不明者約6,400人）や、2011年の東日本大震災（死者行方不明者約22,300人）である。

しかしながら、それまでの最大の自然災害は1959年の伊勢湾台風（死者行方不明者5,098人）であった。特に1945年から60年にかけて連年台風が上陸し、そのたびに1,000人を超す死者行方不明者を出す被害を出した。

それが、60年以降自然災害で1,000人を超す人的被害が見られなくなった。

これは、台風災害に対し砂防治山治水事業の実施により洪水に対する安全度が高くなったこと、ラジオやテレビなどの普及により気象情報が住民に徹底されるようになったためと考えられる。

4 砂防事業の変化

広義の砂防の目的及び方法は様々である。現在我が国で行われている砂防は、治水、利水のための砂防、森林の維持造成のための砂防、地すべりや急傾斜地崩壊対策としての砂防がある。

特に「砂防法」では、土砂の異常流出により溪床上昇することを防ぐ、いわゆる「治水上砂防」を目的としてきた。

しかしながら、最近では土石流など直接的な土砂災害による死者・行方不明者を多く占めるようになり、土石流対策にそのウエイトを移すようになっている。

5 ソフト対策の推進

これまでの土砂災害防止対策は、砂防三法と言われる「砂防法」「地すべり等防止法」「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」に基づき、砂防堰堤などの施設整備を中心にしたハード対策により危険箇所の整備を行ってきた。しかし、住宅の新規立地などにより、危険箇所は増え続けており、いつまでたっても、ハード対策は終わらないという状態になっている。

こうした中、平成11年に広島県で300箇所を超える土砂災害が発生し、32名もの尊い命が犠牲となったことを契機に、土砂災害の危険のある地域を明らかにし、

- ・情報提供や警戒避難措置に努めること
- ・住宅などの立地を抑制すること

【事業編 第1章 砂防事業の概要】

などの対策の必要性が強く認識され、「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律（土砂災害防止法）」が制定されることとなった。

今後はこれまでのハード中心の対策から、ハード・ソフト両面の対策を展開することにより、危険箇所を増加を抑制し、土砂災害による被害を減らす取り組みを行うこととなった。

参考文献

逐条砂防法（建設省河川局砂防法研究会）全国加除法令出版

土石流災害（池谷浩）岩波書店

土砂災害防止法について（白石雅寛）月刊建設02-09

MESSAGES FOR THE 21st CENTURY 自然の復元」の英語版（松下忠洋）砂防広報センター

第2節 補助・交付金事業

2.1 砂防事業の概要について

砂防事業の補助事業については、以下のホームページより「砂防関係事業の概要（国土交通省砂防部）」を参照すること。

国土交通省 水管理・国土保全局 パンフレット・事例集 砂防 砂防関係事業の概要

http://www.mlit.go.jp/river/pamphlet_jirei/index.html#sabo

第3節 単独事業

3.1 単独砂防改良事業（純単独事業）

砂防工事の小規模なもの

3.2 単独砂防改良事業（臨時河川等整備事業）

砂防指定地内の溪流における砂防設備に関する整備をおこなうもので、小規模の改修工事であること。

3.3 自然災害防止事業（砂防関連）

災害対策基本法に基づく県並びに市町村地域防災計画の災害危険区域に掲載されているもの（当該年度に掲載される見込みのあるものを含む。）で、災害の発生を予防し、または災害の拡大を防止する施設を建設するもので、砂防指定地内の施設整備で溪流保全工および護岸工であること。

（注）用地費については、当該年度に事業が完成する部分についてのみ対象とすること。

第2章 通常砂防事業の流れ

第1節 流れ

事業の流れとしては、土石流区域調書等の既存資料を基に簡易な全体計画を作成し、国の認可を得てから溪流調査・予備設計を行い、その後、全体計画を変更する流れである。

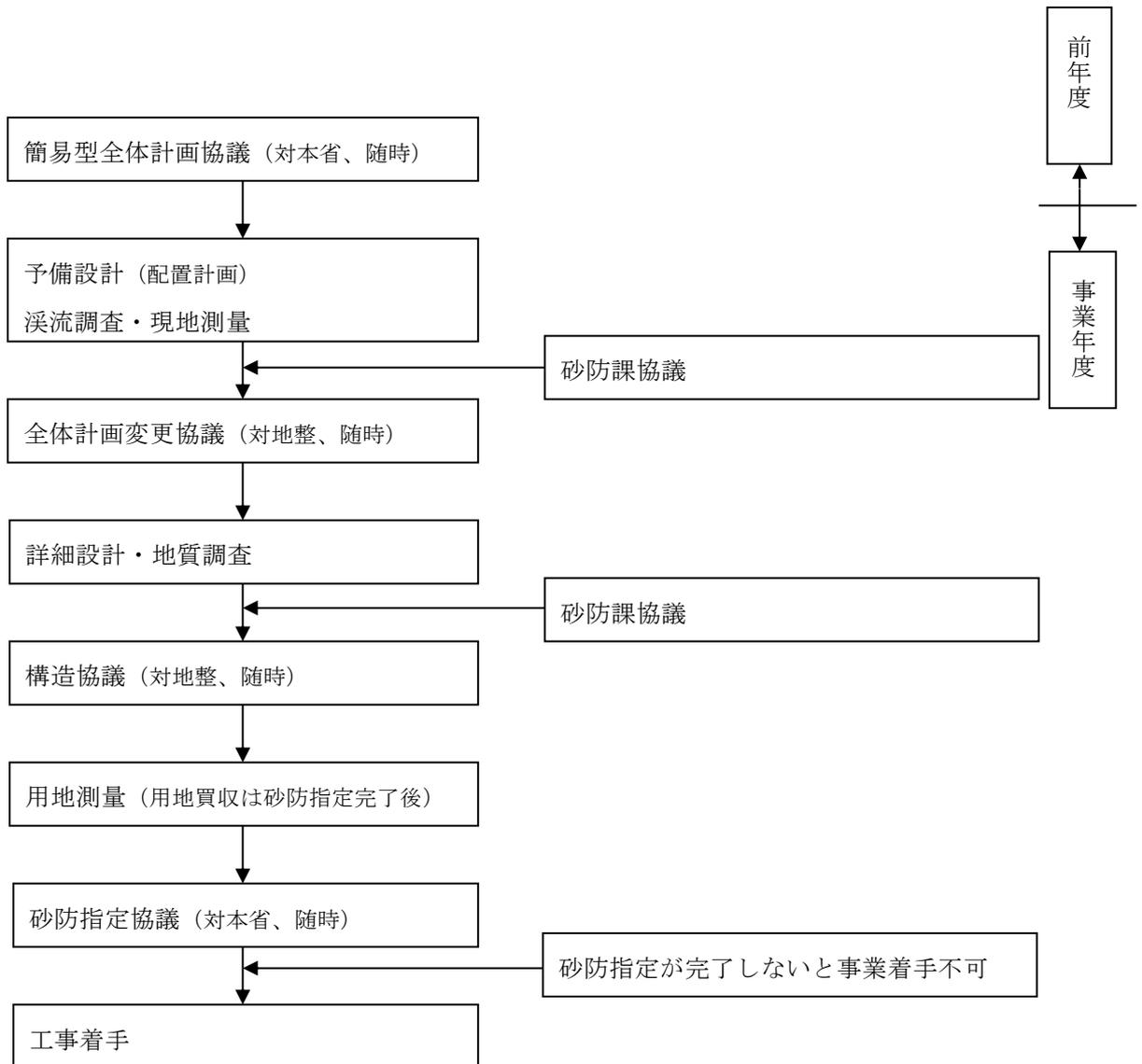


図-1.1

【事業編 第2章 通常砂防事業の流れ】

「令3砂防第101号 通常砂防事業における砂防工事全体計画の作成について」も参照のこと。

1.1 予備設計

予備設計では、全体計画書（別紙1～6、土砂収支図等）を作成するため、溪流内の土砂量を調査し、計画流出土砂量、現地測量、設計計画、基本事項検討、配置設計、本体工設計、概算工事費、最適案の選定等を行う。

1.2 詳細設計

詳細設計では、予備設計で算出した計画流出土砂量をもとに、地形測量、地質調査、堰堤の構造決定等を行う。

1.3 全体計画協議

「砂防法施行規定」第8条の3の規定に基づき、新規着工箇所（再開箇所を含む）は砂防工事に着手する前に、溪流ごとの一定区域について砂防工事の基本となる事項を定めた「砂防工事全体計画」の認可を受けなければならない。

1.4 構造協議

詳細設計で計画した堰堤の構造等について地方整備局と協議を行う。

1.5 砂防指定協議

砂防法第2条に基づき、砂防設備を要する土地または治水上砂防のため、一定の行為を禁止もしくは制限することが必要な土地について、指定を行う。指定権者は国土交通大臣である。具体的には、「砂防指定地指定要綱」（平成元年建設省河川局長通達）に定める。

別紙1

令和〇〇年度

〇〇〇砂防事業全体計画書

(第〇回変更)

山口県

別紙3

諸元及び全体計画 (No.)

山口県

河川名	級	水系名	幹川名	溪流名	施行位置		郡市	町村	字	砂防指定地	告 示		年月日
					流域面積	最大時雨量					最大洪水流量	比流量	
計画諸元	砂防計画基準点位置	流域面積	km ²	mm	m ³ /sec	m ³ /s/km ²	m ³ /km ²	m ³	m ³	既設砂防施設	設備状況	m ³	%
事業効果	戸	ha	m	基	m	m	m	m	m	m	m	m	m
構造物	工種	高さ	m	m	m	m ³	m ²	m ³	m ³	千円	～	m	m
他事業関係 (内容)													備考

諸元及び全体計画 (別添)

別紙3 (別添)

河川名	級	水系名	幹川名	溪流名	施工位置	群市	町村	字	工	種	名
<p>作成上の注意事項</p> <p>① この調査には、流域の概要、計画の概要を記載すること。</p> <p>② 河川名の欄には、ふりがなをつけること。</p> <p>③ 流域概要を添付し、計画基準点、補助基準点の位置を記載すること。</p> <p>④ とともに、当該地点における構造物の諸元等を記載すること。正面構造物の概要図として、主要構造物の一般図(平面図、正面図、側面図等)を添付すること。調書に記載する諸元が確認できる解像度とすること。</p>											

別紙 4

山口県
 施行理由書

河川名	級	水系名	幹川名	溪流名	工	種	名
(施工理由)							

別紙5

年 度 別 事 業 計 画 書
山口 県

対象番号	水系名	幹川名	溪流名	郡市	町村	字	工 種	備 考
		全体						
	高さ(m)							
	長さ(m)							
	立積(m ³) 面積(m ²)							
	補償工事							
	資材運搬道路(m)							
	事業費(千円)							
	本工事費							
	補償工事費							
	測量及び試験費							
	用地及び補償費							
	その他							

作成上の注意事項
補償工事欄には内容及び数量を記入する。

別紙6

工事実施箇所概要

山口県

河川名	川	川	小支	川	
施工地	都道府県	郡市	町大字村	字	地先
流域面積	平方キロメートル	平均河床勾配	1 /		
河幅	最大 メートル	最小 メートル	平均 メートル		
転石の大きさ	最大径 メートル				
最大洪水量	立法メートル/秒	推定年間流出土砂量			立法メートル
比流量	立法メートル/秒 / 平方キロメートル	施工地点から河口までの距離			キロメートル
気象	最大継続雨量 (年 月 日 ~ 年 月 日)	最大日雨量 (年 月 日)	最大積雪高 メートル	その他	
地質	林	相			
過去の災害年次	上流の崩壊地	箇所数	面積		アール
既設砂防工作物					
将来計画砂防工作物	下流河川の改修状況				

全体計画書作成時の注意事項及び必要資料

○全体計画書 別紙1～別紙6

(別紙3と別紙6は、基準点毎に必要)

○図面 (大判)

- ・平面図 (地形測量後の1/500)
- ・縦断面図
- ・構造三面図 (概略でも可)

○縮小図面 (A3 or A4の PDF)

- ・平面図 (地形測量後の1/500)
- ・縦断面図
- ・構造三面図 (概略でも可)
- ・流域図

○計算資料等

- ・土砂量収支図 (ポンチ絵可)
- ・流域図 (森林基本図等で土砂量算出時に使用したもの)
- ・流域内の荒廃写真 (数カ所、流域図で位置が分かるように)
- ・最大礫径の総括表と累加曲線表
- ・構造計算の結果資料 (ポンチ絵と転倒・滑動・地盤反力の結果のみ)
- ・堰堤の詳細な位置を検討した資料 (上・下流に動かした絵、根拠表)
- ・堰堤の堤体等を検討した資料 (コンクリート・ソイルセメント、スリット形式)
- ・溪流保全工の計画があれば、溪流保全工の必要性が判断でき、なおかつ土石流の発生源の分かる写真。

※ 全体計画書記入の注意事項

□別紙3

最大時間雨量は、有効降雨強度 (re) とする。

最大洪水流量は、水通しの設計流量とし、清水の流量の1.5倍の流量とする。

最大流砂量は、計画流出土砂量とする。

計画貯砂量は、別紙2と同値とし、捕捉量+貯砂量+発生抑制量の合計値とする。

計画河床勾配は、常時堆砂勾配とする。

□別紙6

平均河床勾配は、現河床勾配とする。

【事業編 第2章 通常砂防事業の流れ】

□砂防工事全体計画に係るチェックリスト

「事務連絡 令和3年1月7日 砂防工事全体計画に係る認可申請書の作成例について」をもって
廃止する。

第2節 各年度の流れ

2.1 概算要求 [前年度5月]

砂防補助事業の実施予定箇所の概算要求を行う。

2.2 新規箇所ヒアリング [前年度8月頃、11月頃]

概算要求した新規、再開箇所もしくは追加要望箇所が対象となる。

2.3 2次要求 [前年度1月]

砂防補助事業の実施予定箇所の概算要求を行う。

2.4 予算内示 [4月]

前年度の要求に基づき、当年度予算の内示を行う。

2.5 交付申請 [4月]、変更交付申請 [随時]

予算内示と合わせて、交付申請を行う。また、変更（軽微な変更を除く。）が生じた場合は変更交付申請を行う。

2.6 通常砂防事業のフローチャート

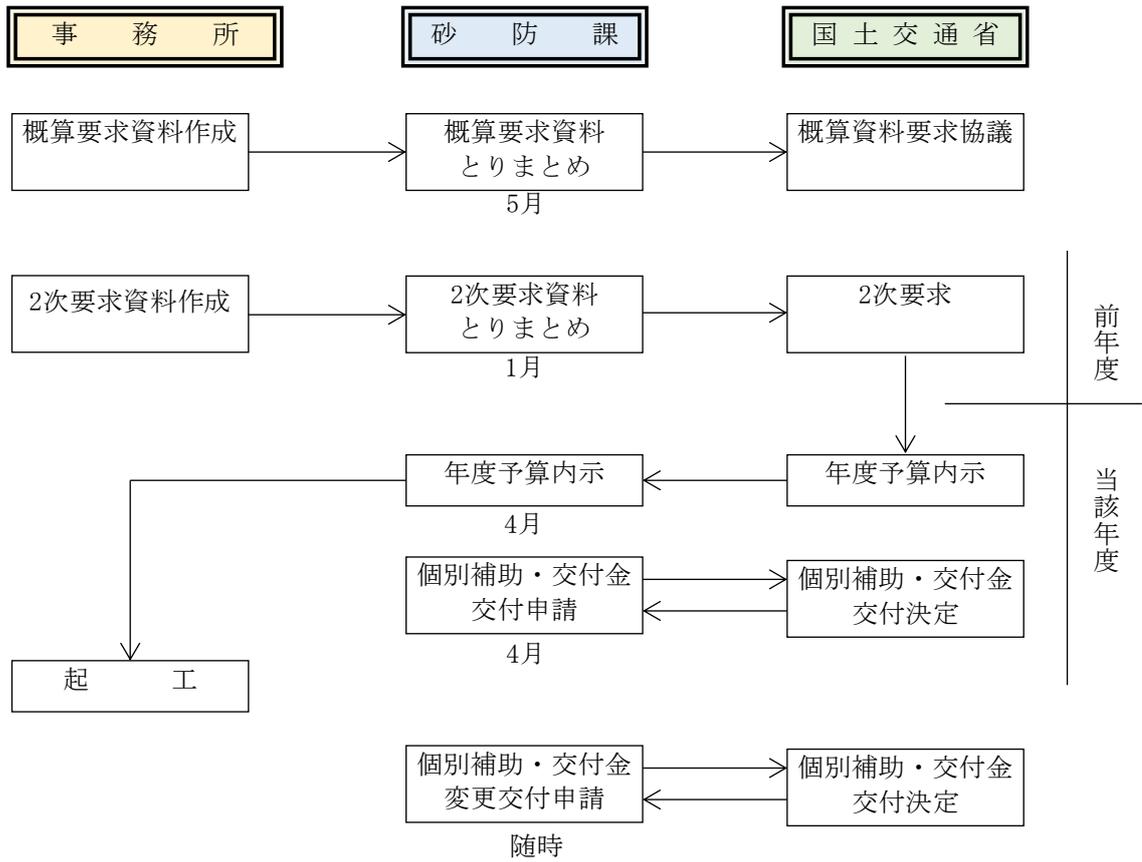


図-1.2

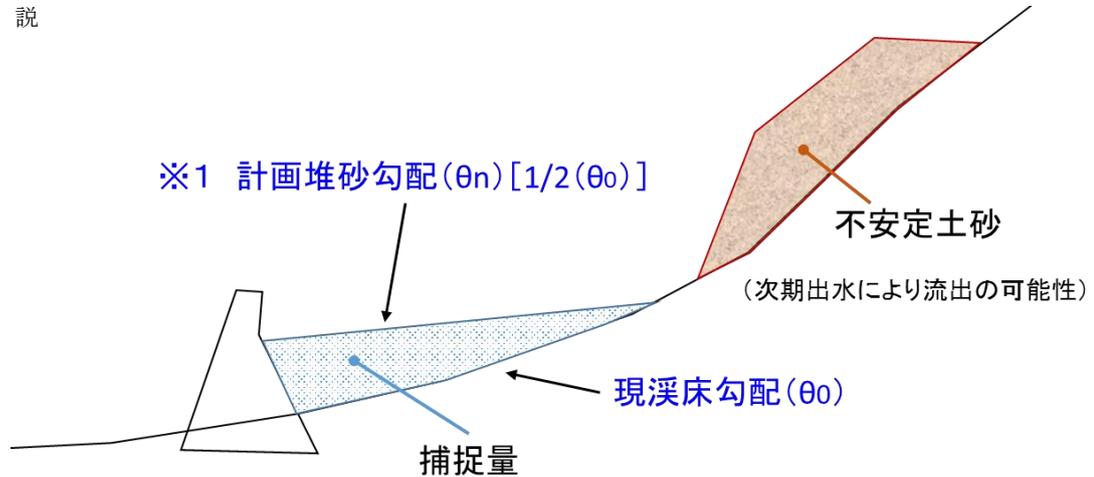
第3章 災害関連緊急砂防事業

第1節 災害関連緊急砂防事業

1.1 災害関連緊急砂防事業としての基本的な考え方

災害関連緊急砂防事業に係る事業費は、次期出水により流下する不安定土砂（災害関連緊急砂防事業が必要となった災害時に生産され、河道に残存する土砂を原則とする。）見合いの捕捉量を持つダムを単年度に完成させるために必要な事業費を限度額とする。

解説



※1) 計画堆砂勾配は現溪床勾配の1/2とする。

図-1.3 捕捉量と不安定土砂量の関係図

1.2 提出書類

昭和62年12月3日付け「災害関連緊急砂防工事等所要見込額報告書及び工事計画書について」にのっとり下記の報告書及び添付書類等の資料を提出する。

a. 所要見込額報告書及び添付書類

- | | |
|--------------------------|------|
| イ 災害関連緊急砂防工事所要見込額報告書 | 様式-1 |
| ロ 主なる被害地域及び河川の名称、被害の概況調書 | 様式-2 |
| ハ 位置図 | |
| ニ 気象関係調書 | 様式-3 |
| ホ 雨量状況調書 | 様式-4 |
| ヘ 被害状況図 | 様式-5 |
| ト 被害状況写真 | |

b. 工事計画書及び添付書類

- | | |
|-----------------|-------------|
| イ 災害関連緊急砂防工事計画書 | 様式-6 |
| ロ 事業費総括調書 | |
| (1) 事業費総括表 | 様式-7 |
| (2) 本工事内訳表 | 様式-8 |
| (3) 測量及び試験費内訳表 | 設計様式- (その1) |

【事業編 第3章 災害関連緊急砂防事業】

(4) 用地費及び補償費内訳表	設計様式－（その2）
(5) 機械器具費内訳表	設計様式－（その3）
(6) 営繕費内訳表	設計様式－（その4）
(7) 事務費計算書	
ハ 工事用図面	
(1) 流域図	
(2) 平面図	様式－9
(3) 縦断図	様式－10
(4) 構造図	様式－11
(5) 横断図	
ニ 被害状況調書	様式－12
ホ その他資料	理由・工程表等

1.3 作成要領

- | |
|-------------------|
| a. 所要見込額報告書及び添付書類 |
| b. 工事計画書及び添付書類 |

解 説

a. 所要見込額報告書及び添付書類

- イ 災害関連緊急砂防工事所要見込額報告書……様式－1による。
- ロ 主なる被害地域及び河川の名称、災害原因、被害の概況調書……様式－2による。
- ハ 位置図……県の管内図に施行予定（申請）位置及び溪流名を赤色で、等雨量線（連続雨量）を青色で記入し、雨量観測地点を黒色○印で囲み気象関係調書の対象番号を付すること。
- ニ 気象関係調書……様式－3によるものとし、最寄りの観測所の時間雨量表その他参考となる資料を添付すること。
- ホ 雨量状況調書……様式－4によるものとし、土石流等発生溪流ごとに作成する。
- ヘ 被害状況図（様式－5）……できるだけ大縮尺で作成するものとし、災害前の状況をもとに被害状況を記入する。
 - I 保全対象区域（土砂氾濫予想区域）及び面積を黄色で記入する。
 - II 土石流、土砂流について
 - ① 浸水区域及び面積を青色で記入する。
 - ② 土砂氾濫区域（土砂が異常に堆積している区域）及び面積を茶色で記入する。
 - ③ 土砂堆積状況を実測値により下記の要領で色分けして記入する。

0cm～49cm	黄色	50cm～99cm	橙色
100cm～199cm	茶色	200cm以上	赤色
 - ④ 最大粒径の分布について等粒径線を黒色で記入する。

【事業編 第3章 災害関連緊急砂防事業】

⑤ 洪水流向（現地で確認する）を赤色矢印で記入する。

Ⅲ 山林火災について

① 焼失範囲をオレンジ色で記入する。

Ⅳ 人的被害、建物被害、耕地被害、公共土木施設等の被害状況についても適宜記入する。

ト 被害状況写真……上流荒廃状況（土砂崩壊、溪岸侵食、河床堆積状況等）、氾濫、被害状況、ダムサイト、下流経済効果等が明瞭にわかる写真を貼付し、流域図、平面図と対照できるよう番号を付す。

b. 工事計画書及び添付書類

イ 災害関連緊急砂防工事計画書……様式-6による。

ロ 事業費総括調書……工事計画箇所ごとに作成する。

(1) 事業費総括表……様式-7による。

(2) 本工事内訳表……様式-8による。

(3) 測量及び試験費内訳表……設計様式-（その1）による。

(4) 用地費及び補償費内訳表……設計様式-（その2）による。

(5) 機械器具費内訳表……設計様式-（その3）による。

(6) 営繕費内訳表……設計様式-（その4）による。

(7) 事務費計算書については、事務費の算出根拠を記入する。

ハ 工事用図面……工事計画箇所ごとに作成する。

(1) 流域図……地形図（国土地理院発行の50,000分の1または、25,000分の1）を対象流域を青色、保全対象を黄色で囲み、溪流名、流域面積（当該砂防堰堤施行予定地より上流施行予定位置（堰堤記号で表示）を赤色で記入する。

(2) 平面図……様式-9による。

(3) 縦断図……様式-10による。

(4) 構造図……様式-11による。

(5) 横断図

ニ 被害状況調書（様式-12）……次により記入する。

A 流域状況

Ⅰ 地質欄は、花崗岩地帯、火山噴出物地帯、第三紀層地帯破碎帯地帯、その他地帯別を記入する。

Ⅱ 流域面積とは保全対象区域より上流の流域面積をいう。

Ⅲ 保全対象区域とは原則として本川合流点付近、湖、沼、貯水ダム等までとする。なお、上限は流域面積の10倍程度とする。

Ⅳ 砂防設備及び治山施設の状況欄は上段に砂防施設を下段に治山施設を（ ）書きで記入する。

B 土砂礫等の流出状況

Ⅰ 平均堆積深とは、（堆積土砂量）/（土砂氾濫面積）を言う。

Ⅱ 起伏比欄には、流出土砂の発生地点から堆積のはじまった地点までの間の水平距離

(L)、垂直距離(H)を記入する。

C 被害状況

I 土砂氾濫面積欄には、土砂が氾濫した区域を大縮尺の地形図上に描き面積を求めて記入する。

II 物的被害

① 建物の被害は、各欄とも棟数で表すものとし、棟数の算定方法は、一世帯の住家であっても、母屋と離れとに別れているような場合はそれぞれ算定する。

② 建物棟は「全壊」とは、建物の損壊した部分の床面積がその建物の延べ面積の70%以上に達したものの、または建物の主要構造の被害額がその建物の時価の50%以上に達した程度のことを言い、また、「半壊」とは建物の損壊部分とその建物の延べ面積の20%以上70%未満のものまたは建物の主要構造部の被害額がその建物の時価の20%以上50%未満のことを言う。「一部破損」とは建物の主要構造部の被害があり、かつ「半壊」に満たないものを言う。

また、「全焼」とは、住宅の評価額の70%以上の損失があったものを言いまた、「半焼」とは、住宅の評価額の20%以上70%未満の損失があったものをいう。

「部分焼失」とは住宅の評価額の20%未満の損失があったものをいう。

III 被害額の算定方法は水害統計の水害額の算定方法による。

ホ その他資料

A 災害関連緊急砂防事業対応（次期出水により流下しうる）土砂量の把握

I 土石流、土砂流等による河道に残存する土砂量の把握

- ① 工事計画書の添付書類中の流域図（地形図）、平面図に溪床不安定土砂の堆積深度を0.5m間隔のコンターで記入すること。
- ② 溪床不安定土砂の変化点ごとに横断図を作成するとともに、不安定土砂量計算書を添付すること。
- ③ 工事計画書の添付書類中の縦断図に溪床不安定土砂の堆積深度を図示するとともに、溪床不安定土砂量を記入すること。
- ④ 溪床不安定土砂の状況写真として、横断図地点で不安定土砂にポール等（延長等数量の読めるもの）を当て不安定土砂の把握が正確であることの証明をすること。

II 山林火災等による山腹に存在する土砂量の把握

- ① 計画流域内の焼失面積に対して焼失厚により土砂量を求めるものとする。
- ② 焼失厚については、焼失面積によって5～20測点程度測定するものとし測定位置を記入した平面図（流域図）を作成する。
- ③ 測定にあたっては、柱状図を作成する。また、状況写真として斜面を垂直に50cm程度切り、正面ポール及びスケール等で焼失厚がわかる写真を測点毎に作成する。

B 捕捉量の算定について

不安定土砂量や捕捉量の算定結果等を整理し、資料を添付すること。

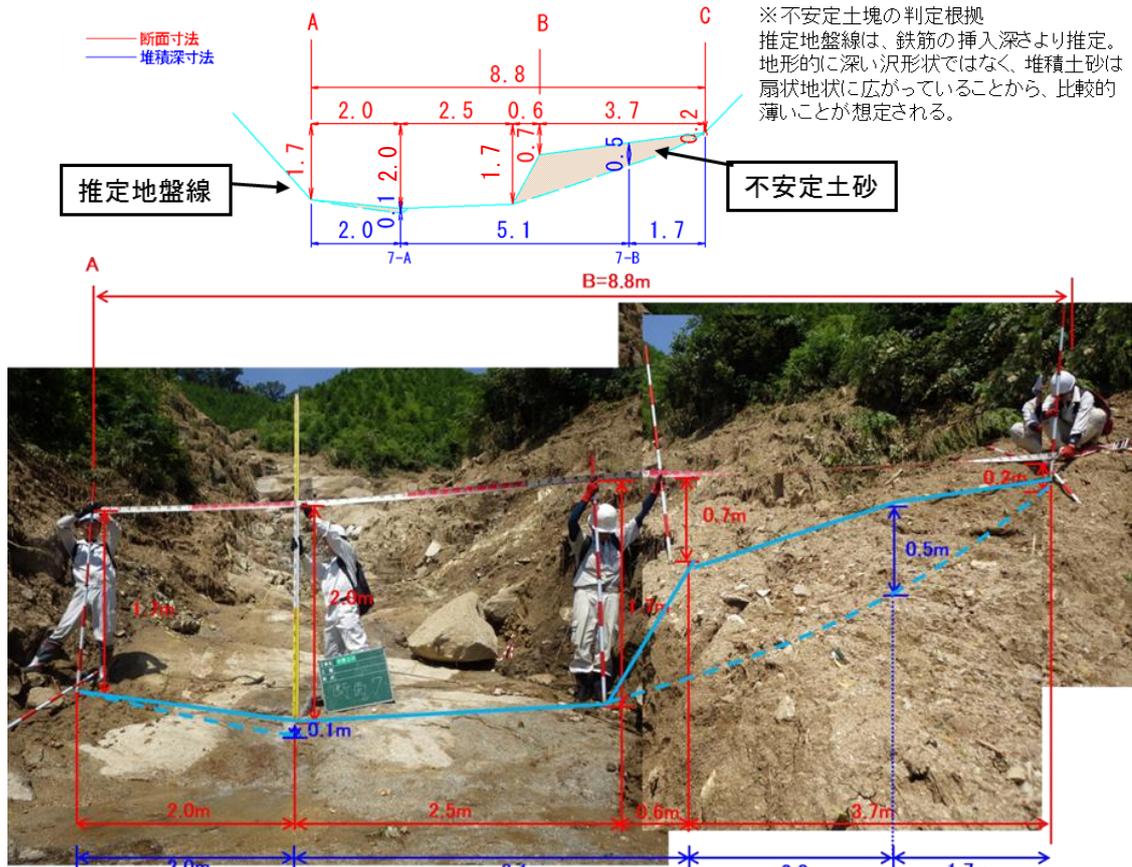


図-1.4 「流出状況の写真例」

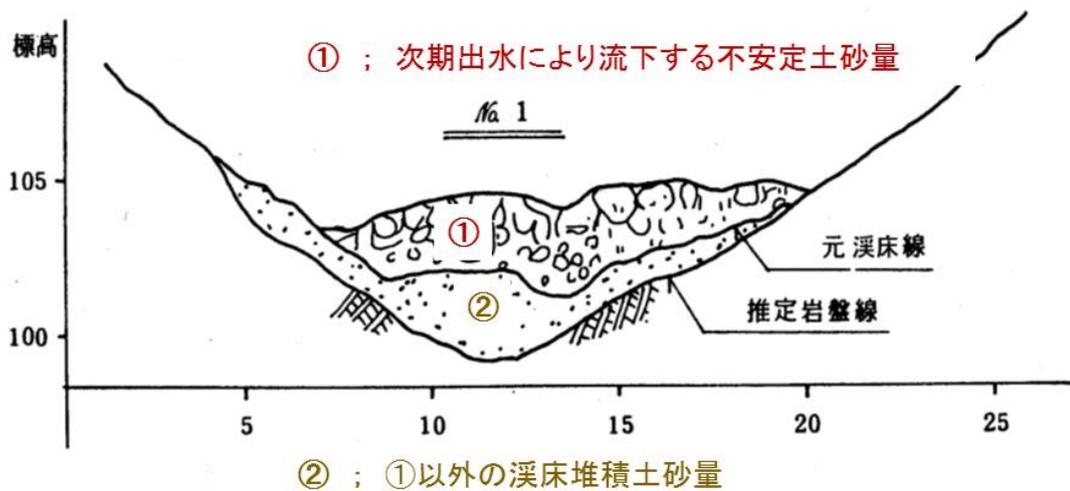


図-1.5 溪床不安定土砂量断面図

C 理由・工程表について

- ①災害関係緊急砂防事業で対応しなければならない理由を添付すること。
- ②溪流調査から工事完了までの工程表を添付すること。

1.4 災害関連緊急事業のフローチャート

災害関連緊急砂防事業のフローチャートを図-1.6に示す。当該事業の申請にあたっては図-1.7に示す部分申請および本申請の2段階に分割して申請することができるので、参考とする。なお、部分申請による仮設工などのみで終了する事業は認められない

本申請の提出期限については部分申請の有無にかかわらず、原則1ヶ月以内とする。なお、部分申請および本申請の2段階に分割して申請することについては、特に緊急性が高いと認められる場合に限って運用することとする。

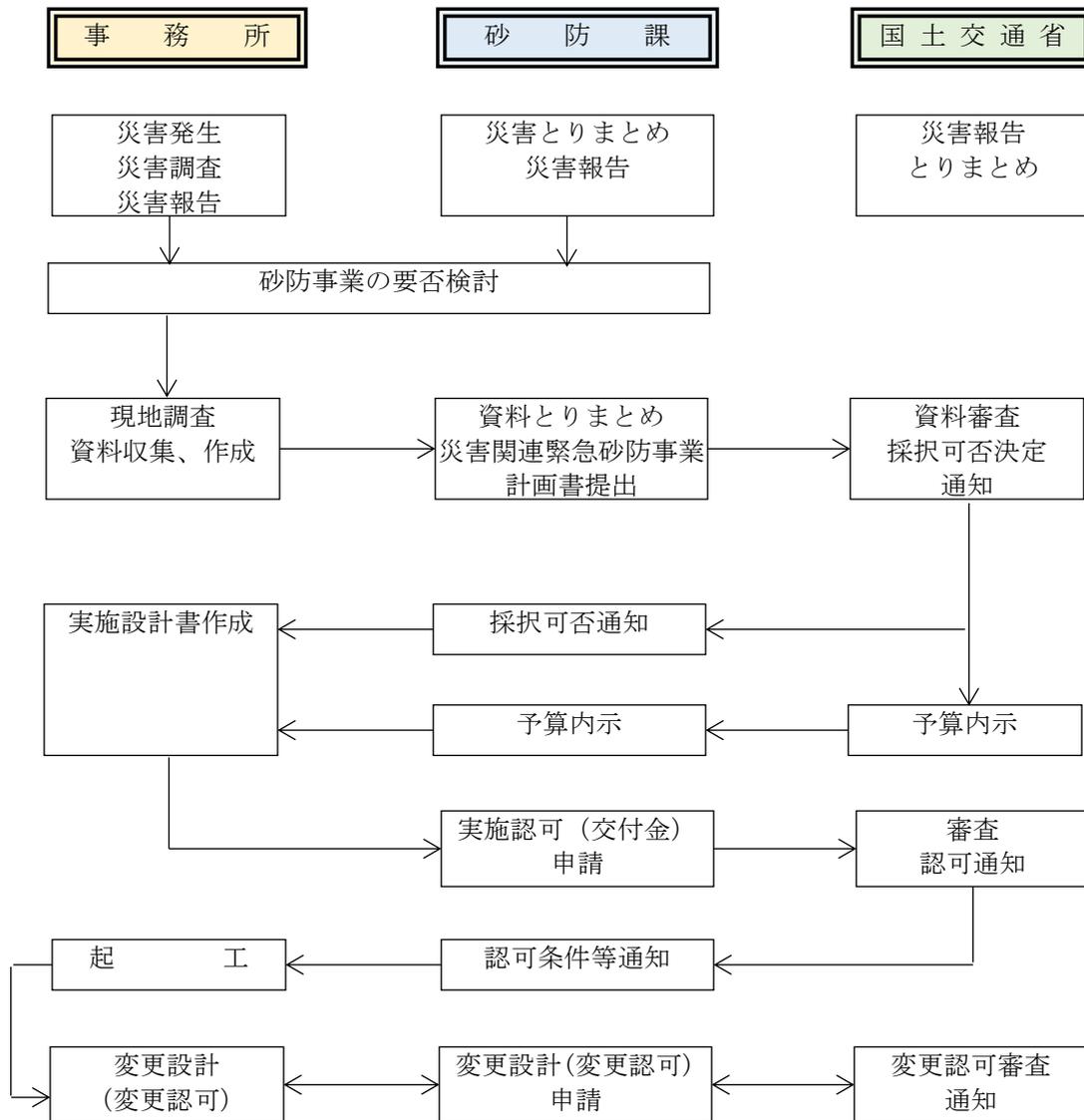


図-1.6

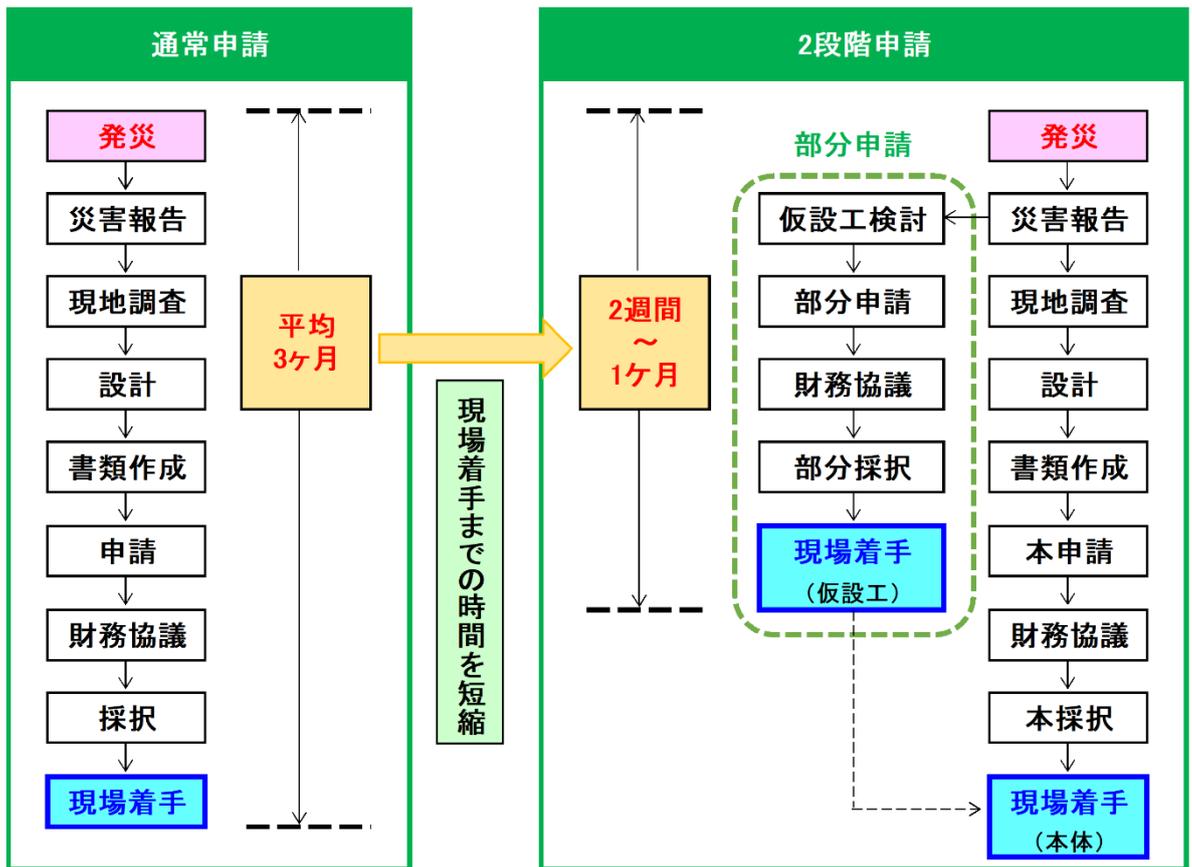


図-1.7

令和〇〇年

災害関連緊急砂防工事等所要見込額報告及び工事計画書

第〇回分

〇〇県

様式 1

災害関連緊急砂防工事所要見込額報告書

令和 年度 第 回分

年 月 日現在

県名 _____

(単位：千円)

災害名及び災害発生年月日	砂 防 工 事					摘 要
	渓 流 数	箇 所 数	事 業 費	国 費	費	
今 回 の 報 告 分						
前 回 ま で の 報 告 分						
累 計						

様式2-1

主なる被害地域及び河川の名称

災害原因（台風，洪水，地震等）

日雨量 〇〇ミリメートル

連続雨量 〇〇ミリメートル

最大時間雨量 〇〇ミリメートル

風速 〇〇メートル

台風の中心示度 〇〇ミリバール

公共土木施設等の被害の概況

区	分	箇所数	金額 (千円)	人的被害		死者	負傷者	不明者	壊壊	戸	耕地被害	水田	流失埋没	ハクタール
				建物被害	その他の被害									
河	川												冠水	ハクタール
海	岸												流失埋没	ハクタール
砂防設備													冠水	ハクタール
道	路											鉄	道	箇所 メートル
橋	梁											軌	道	箇所 メートル
計														

備考

日雨量，連続雨量，最大時間雨量，風速については，観測地点を記載すること。

様式2-2

主なる被害地域の名称

災害原因（山火事）

発生原因

火災発生日時 ○月○日○時○分

火災鎮火日時 ○月○日○時○分

発生日時の注意報・警報

公共土木施設等の被害の概況

区分	箇所数	金額 (千円)	人的被害		死者	耕地被害	水田	焼失埋没	ヘクタール
			人的被害	建物被害					
河川			人		負傷者				
海岸			人		行方不明			焼失埋没	ヘクタール
砂防設備			戸		全焼				
道路			戸		半焼		鉄道	道	箇所
橋梁			戸		一部焼失		軌道	道	箇所
計					その他				
公共施設					全体消失面積				ヘクタール

備考

様式4

	雨量	状況	書
① 土石流発生溪流名			
② 最寄り観測所名及び対象溪流までの距離(km)			
③ 前期降雨量及び期間	mm 月 日 時 ~ 月 日 時		
④ 土石流発生時刻	月 日 時 分		
⑤ 発生降雨における連続雨量及び期間	mm 月 日 時 ~ 月 日 時		
⑥ 発生降雨における最大時間雨量及び期間	mm 月 日 時 ~ 月 日 時		
⑦ 土石流発生時までの連続雨量及び期間	mm 月 日 時 ~ 月 日 時		
⑧ 土石流発生時の最大時間雨量及び期間	mm 月 日 時 ~ 月 日 時		
⑨ 土石流発生時の10分間雨量及び期間	mm 月 日 時 ~ 月 日 時		
⑩ 発生降雨における最大日雨量(確率)			

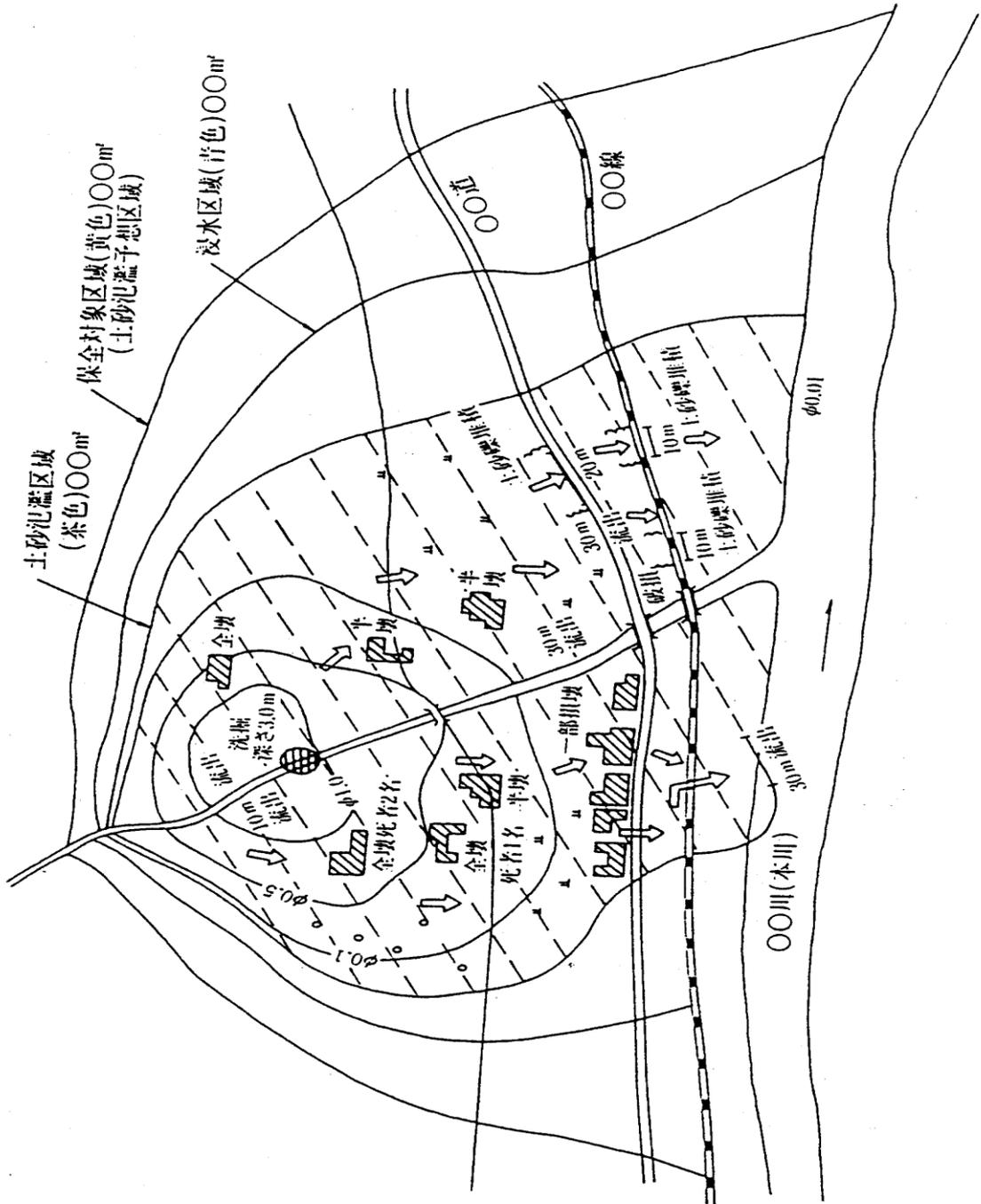
〇 〇 〇 県

注1) 前期降雨：土石流発生時の連続降雨(発生降雨と称す)
以前2週間の連続降雨量

2) ⑨は自記紙より読みとるものとする。

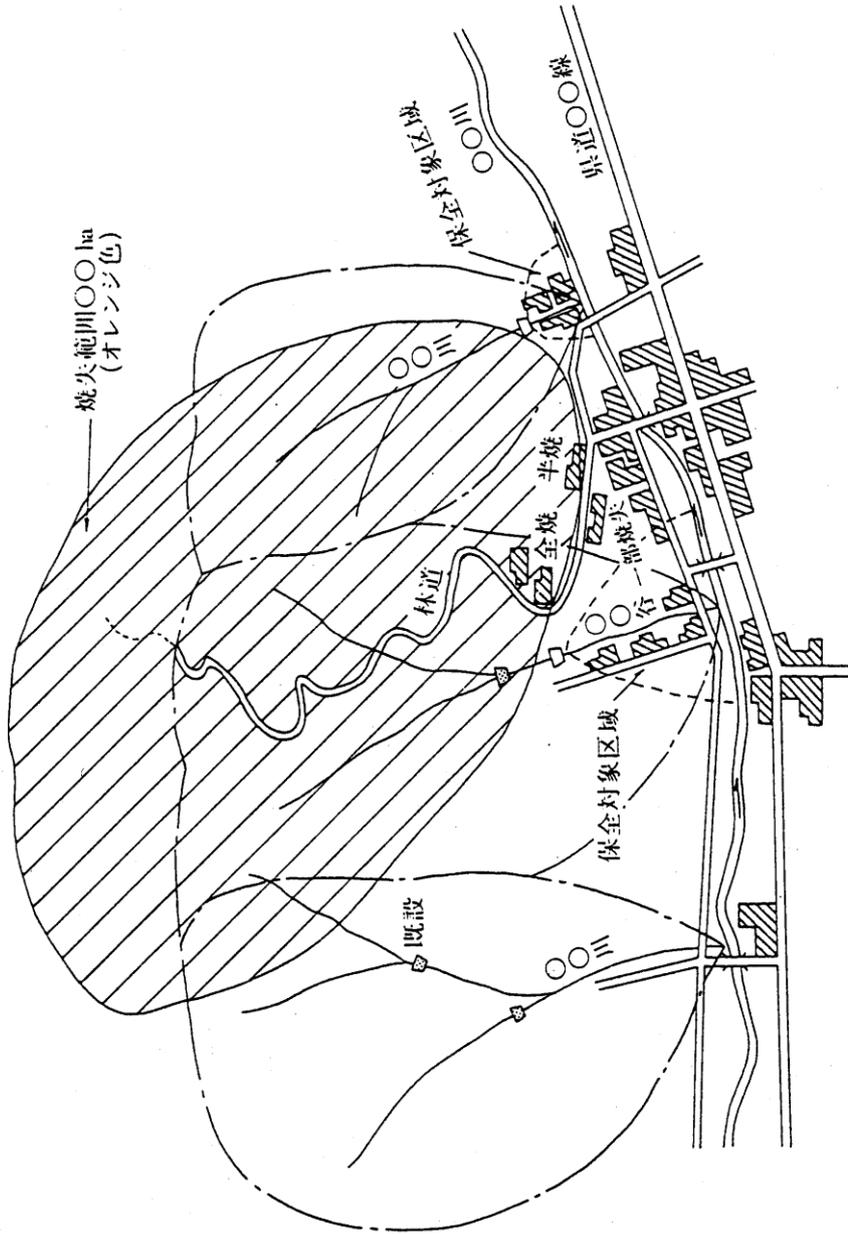
様式5-1

被害状況図 (土石流・土砂流の例)



様式5-2

被害状況図 (山火事の例)



様式7

事業費総括表

費目	金額(千円)	摘要
事業費		
工事費		
本工事費		
測量及試験費		
用地費及補償費		
用地費		
補償費		
補償工事費		
機械器具費		
営繕費		
事務費		

様式8

本 工 事 費 内 訳 表

(単位：千円)

費 目	工 種	種 別	規 格	単 位	数 量	単 価	金 額	
本工事費	土 工	岩石掘削	硬岩	m ³ 〃				
		砂礫及び 転石掘削		〃				
	本堤築立	コンクリート 型 枠	18N/mm 鋼製外部	〃 式 m ²				
			鋼製内部	式 m ²				
		コンクリート	18N/mm	m ³				
	間 詰	コンクリート	18N/mm	m ³				
	小 計							
	共通仮設費	仮 設 費 排水処理 品質管理 営繕損料		式				
			〃					
			〃					
	純工事費計							
	現場管理費							
	工事原価計							
一般管理計								
計								

注：本堤だけの場合を例記したので、副堤、水叩、側壁等を施行する場合は、上記に準じて記載のこと。

設計様式一（その1）

設計様式一-その1

測量及び試験費内訳表

(単位:千円)

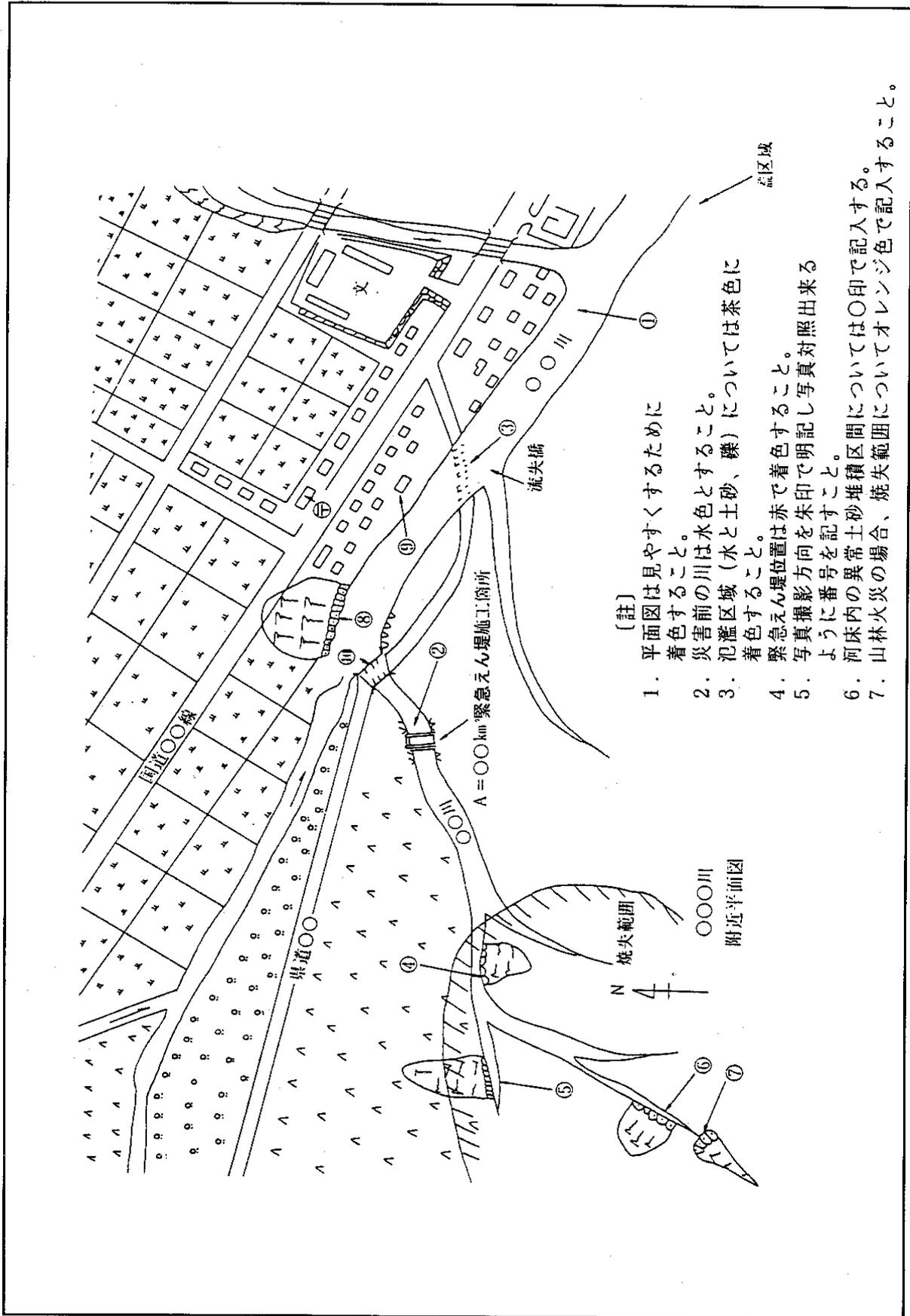
費目	工種	種別	細別	単位	数量	単価	金額	摘要
測量及び試験費	測量設計委託							
		路線測量		km				
		用地測量		万㎡				
		地形測量		km ²				
		堰堤設計		式				
	地質調査委託							
		堰堤基礎		m				
	井戸調査委託	井戸調査		箇所				
	発注者支援業務			人				
小計								
合計								

設計様式一（その2）

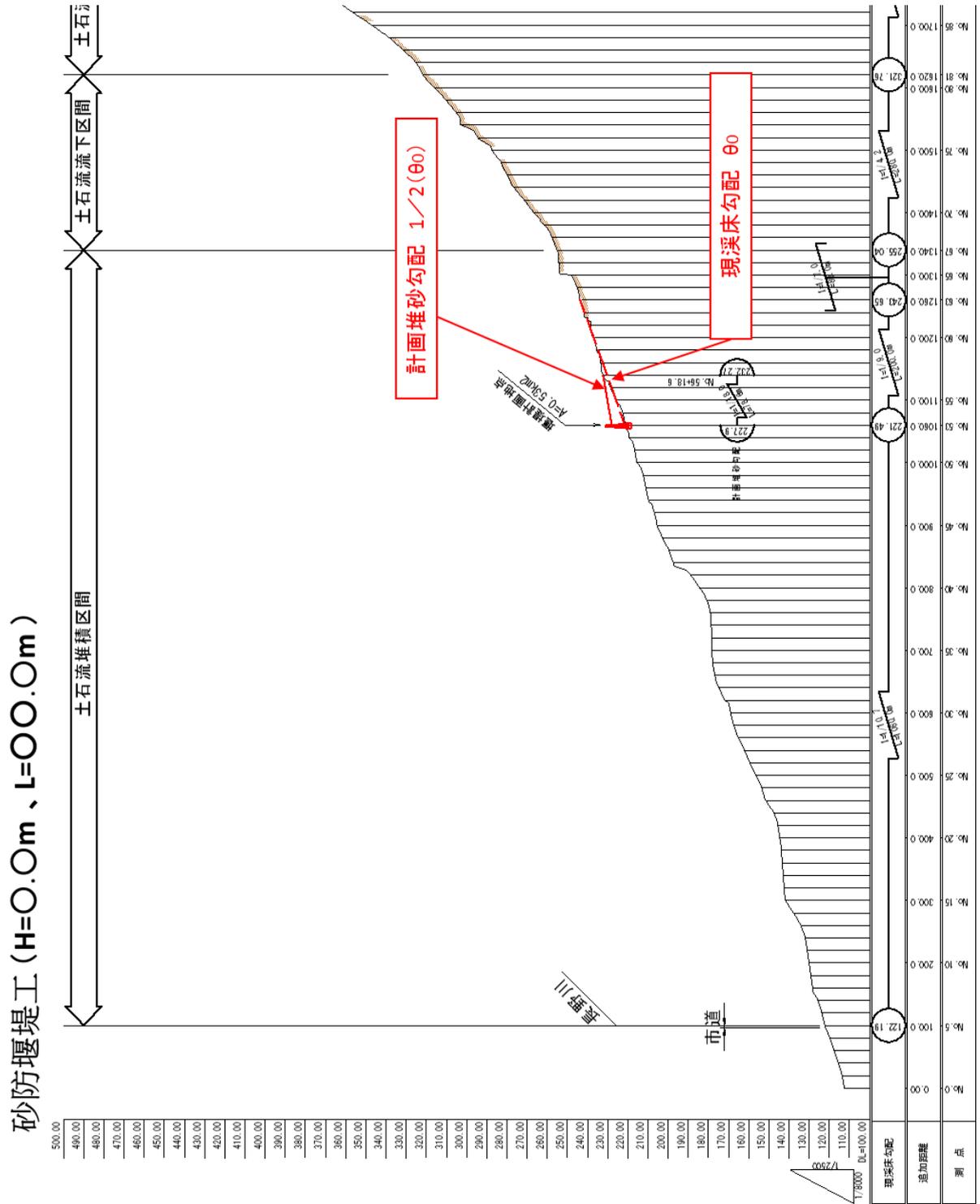
設計様式-その2
用地費及び補償費内訳表

費目	細別	単位	数量	単価	金額	摘要
用地費及び補償費						
用地費	山林	m ²				
補償費	立木	本				
小計						
合計						

様式9

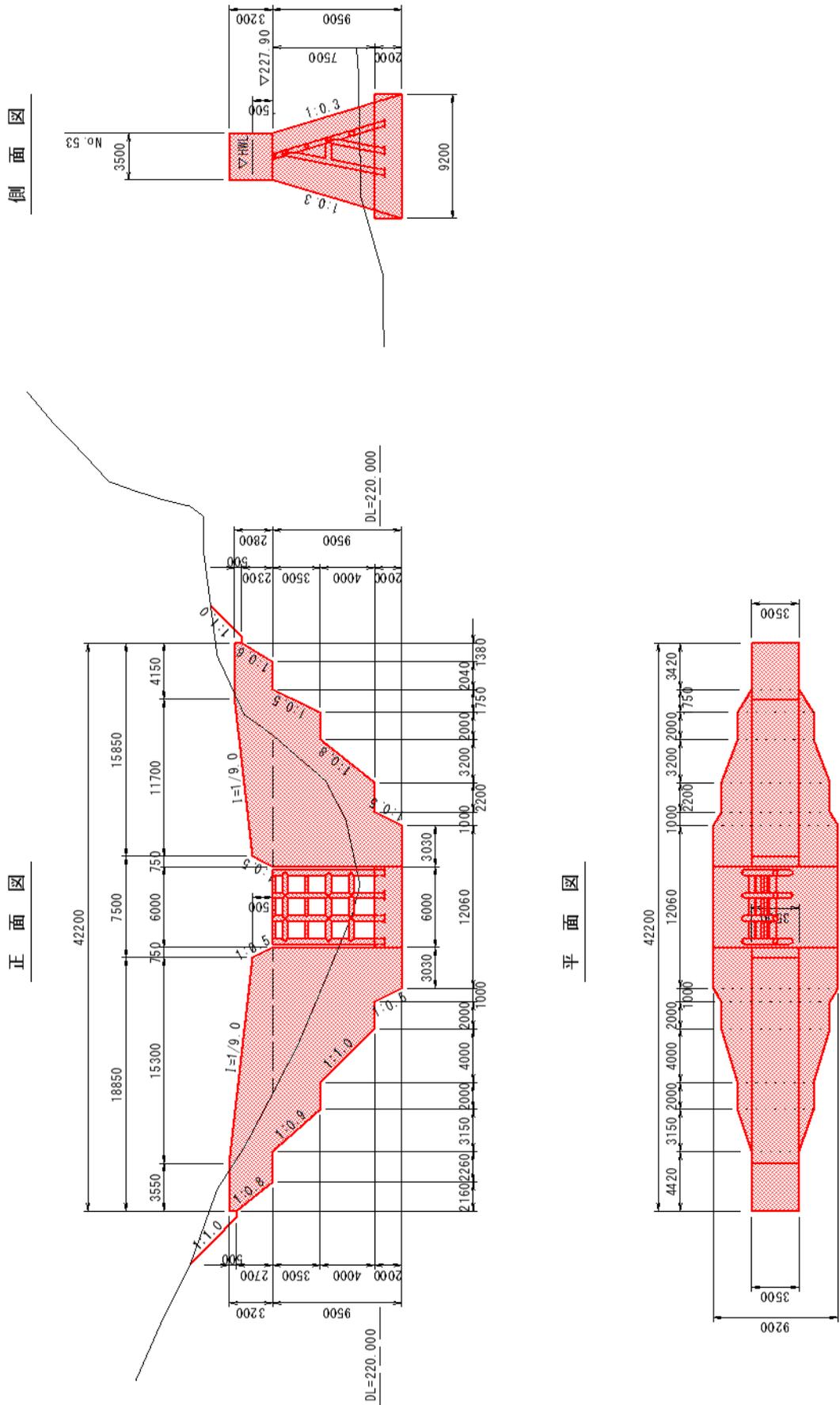


様式10



様式 1 1

砂防堰堤工 (H=0.0m、L=00.0m)



様式-12-1
被害状況調査書(土石流・土砂流用)

異常気象名 _____ 県名 _____

災害発生時刻 年 月 日

場所	市町郡大字村区		水系名	幹川名	溪流名	水系級数	砂防指定地						
流域地質 状況	流域面積 (km ²)	保全対象状況 面積(m ²)	人口(人)	人家(棟)	道路(m)	橋梁(基)	田畑(ha)	交通機関					
								その他					
砂防設備及び治山設備の状況	備考												
ダム基山腹工ha													
流路工km床固工基													
土流崩壊状況	流出土砂礫状況												
砂出 礫状 等況 の	土量	最大洪水流量	最大礫径	堆積土砂量	最大堆積深	平均堆積深	樹種 (樹齡)	流木量 (層積)					
	(m ³)	(m ³ /sec)	(m)	(m ³)	(m)	(m)		起伏比					
被害土砂汎 濫面積 (m ²)	人的被害		物的被害										
	死者 (人)	行方不明 (人)	負傷者 (人)	建物 全壊 (棟)	一部破損 (棟)	床上浸水 (棟)	床上浸水 (棟)	床下浸水 (棟)	道路 流失 (m)	橋梁 流失 (基)	破損 (基)	河川護岸 決壊 (m)	鉄 流失 (m)
交通途絶期間(日)	その他		被害額(千円)										
	一般被害額		公共土木施設等被害額										
	河川及び道路等		農地及び治山等										
道路 鉄道 その他			計										

砂防技術基準

[1] 事業編

[2] 調査編

[3] 計画編

[4] 設計編

[5] 施工積算・管理編

[6] 用地補償編

[7] 資料編

第1章 砂防調査

第1節 流域特性調査.....	2-1
1.1 地形調査.....	2-1
1.2 溪流現況調査.....	2-2
1.3 地質・土質調査.....	2-2
1.4 降水量調査.....	2-3
1.5 社会状況等に関する調査.....	2-3
1.6 施設の現況.....	2-3
第2節 生産土砂量調査.....	2-4
2.1 調査範囲.....	2-4
2.2 移動可能溪床堆積土砂量.....	2-4
2.3 崩壊可能土砂量.....	2-5
第3節 礫径調査.....	2-6
第4節 流木対策のための調査.....	2-9
4.1 流域現況調査.....	2-9
4.2 発生原因調査.....	2-9
4.3 流木の発生場所、発生量、長さ、直径等の調査.....	2-9
第5節 水質調査.....	2-14
第6節 土石流実態把握に関する調査.....	2-14
6.1 土石流災害後の崩壊状況調査.....	2-14
6.2 土石流災害後の流出・堆積状況調査.....	2-14
6.3 土石流災害後の人的被害・家屋等の物的被害状況等の調査.....	2-15
6.4 土石流の前兆現象、土砂の到達時間の調査.....	2-15
第7節 環境調査.....	2-16
7.1 総説.....	2-16
7.2 社会環境調査.....	2-16
7.3 自然環境調査.....	2-17
7.4 継続的な環境調査.....	2-18
第2章 基礎地盤調査	
第1節 目的と調査項目.....	2-19
第2節 調査範囲.....	2-21
第3節 岩級区分.....	2-22
第4節 ボーリング調査.....	2-23
第5節 室内試験.....	2-25
第6節 原位置試験・変形試験.....	2-25
第7節 総合解析.....	2-26

第3章 測量

第1節 総説	2-27
第2節 基準点測量.....	2-27
第3節 地形測量.....	2-27
第4節 堆砂縦断測量.....	2-28
第5節 堆砂横断測量.....	2-28
第6節 工事用測量.....	2-29
第7節 用地測量.....	2-30

第4章 土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域の調査

第1節 総論	2-31
1.1 調査の目的	2-31
1.2 調査の流れ	2-32
1.3 用語の定義	2-34
第2節 土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域の調査の実施方法.....	2-35
第3節 調査のとりまとめ.....	2-35

第1章 砂防調査

第1節 流域特性調査

1.1 地形調査

基礎的な調査においては、流域の概括的な地形条件を把握し、短期（一連の降雨継続期）土砂・流木流出対策調査等の本節以降の調査の基礎資料とするため、地形図、空中写真、航空レーザ測量結果等を基に、流域区分、谷次数区分を行うとともに、傾斜、斜面形状、河床勾配等の調査を実施することを標準とする。

『国・河・調 P551』

解説

(1) 水系図

2万5千分の1以上の縮尺の地形図を用いて水系図を作成し、谷を次数ごとに区分することを標準とする。谷次数の区分は次数ごとの崩壊土砂量や流出土砂量との関係を把握するために利用するものであり、区分に当たっては Horton-Strahlerの方法によることを標準とする。

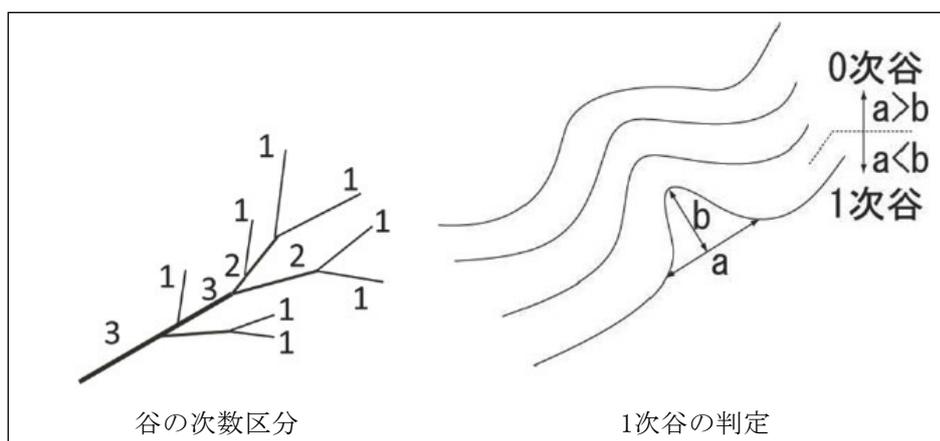


図-2.1

(2) 溪床勾配

流域の河道を一定の距離で区切りその間の溪床勾配を調べる。これは土石流区域と掃流区域を区分したり、ある地点での土砂輸送能力をみるのに有益である。なお、調べる範囲は、砂防計画基準点までとする。

土石流の発生は溪床勾配が 20° （約 $1/3$ ）以上で多く、約 2° （約 $1/30$ ）付近まで流下の恐れがあることが判明している。

溪床勾配は、200m間隔程度の簡易測量もしくは $1/5,000 \sim 1/10,000$ 地形図からのよみとりによって求める。土石流との関係は表-2.1のようである。

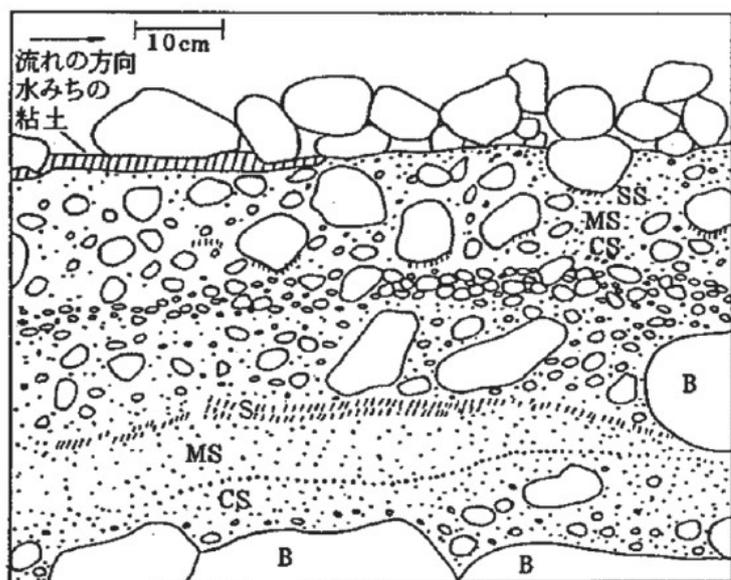
表-2.1 溪床勾配の区分（ θ ：溪床勾配）

区 分	参 考
$0^\circ \leq \theta < 2^\circ$	掃流区間
$2^\circ \leq \theta < 10^\circ$	土石流堆積区間
$10^\circ \leq \theta < 15^\circ$	土石流堆積区間、土砂流流下区間
$15^\circ \leq \theta < 20^\circ$	土砂流流下区間、土石流発生区間
$20^\circ \leq \theta$	土石流発生区間

1.2 溪流現況調査

溪流現況調査は、計画基準点から上流に向かって本流及び支流の上流端（1.1(1)水系図による）までを対象に実施することを標準とする。

溪流現況調査では、露岩箇所、土砂及び巨礫の堆積状況、平水時の流路、瀬と淵、景観・環境上の留意箇所を資料調査、現地調査により明らかにし、地形図上に示す。また、土砂・巨礫の堆積状況については、砂防設備建設時の資料による調査も行う。さらに、地形及び土砂・巨礫堆積形状と断面に関する調査から、施設設計の基礎資料とするために、土石流による堆積物と主として掃流状態の土砂運搬による堆積物とに区分することを標準とする。掃流堆積物スケッチ例を図-2.2に示す。



マトリックスがぬけた部分(アーマーコート)

礫に粘土が付着するゾーンは、河床表面から30 cm程度の所に限られる。

このような粘土の付着の仕方は増水時の泥水の堆積によるものか掃流堆積物に特有のようである。

- B: 礫
- S: 砂
- SS: 細砂
- MS: シルト質砂
- CS: 砂質粘土

図-2.2 掃流堆積物スケッチ例

『国・河・調 P553』

1.3 地質・土質調査

砂防調査における地質・土質調査は、生産土砂量・流出土砂量の推定、斜面崩壊危険度に関する調査、対策施設の位置の選定、対策施設の設計のために

- ・資料調査（既往調査結果の活用、地質図による調査等）、
- ・現地調査（現地踏査、ボーリング調査、簡易貫入試験、弾性波探査等）、
- ・物理試験

によって行うことを標準とする。

『国・河・調 P554』

1.4 降水量調査

土石流・流木対策のための調査における降雨量調査は、土石流対策計画の計画規模を設定するための降雨データの解析と土石流災害を発生させた雨量データの収集・分析等がある。どちらも対象とする溪流近傍の地上雨量観測所、レーダ雨量計等のデータを用いることを標準とする。

『国・河・調 P568』

1.5 社会状況等に関する調査

基礎的な調査においては、計画基準点上下流の土石流・流木及び土砂流出による洪水氾濫の被害想定区域における人口、人家、農地、公共施設、要配慮者利用施設、防災拠点等の保全対象の分布状況、土地利用実態、今後の開発計画等を調査することを標準とする。

また、基礎的な調査においては、既往文献等を基に流域の土砂災害の履歴を調査することを標準とする。

『国・河・調 P555』

1.6 施設の現況

土砂・流木の流出に対する計画の検討にあたっては、既存施設の整備状況を把握することが重要である。このため、基礎的な調査においては、砂防関係施設、治山施設、河川関係施設等の現況を、資料調査、現地調査及び航空レーザ測量による調査結果の解析等により把握することを標準とする。

『国・河・調 P555』

第2節 生産土砂量調査

2.1 調査範囲

生産土砂量調査の範囲は、原則として砂防基本計画上の計画基準点より上流に向かって本流及び支流とすることを標準とする。

『国・河・調 P571』

解説

山口県では、測点間隔50mを標準とするが、溪流の状況等により設けるものとする。

2.2 移動可能溪床堆積土砂量

移動可能溪床堆積土砂量は、土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅及び溪床堆積土砂の平均深さについて、現地調査及び近傍溪流における土石流時の洗掘状況等を参考に算出することを標準とする。

『国・河・調 P571』 『砂・基・針 P.15』

解説

調査はテープ、ロッド、ポール、スタッフ等の簡単な器具で行い、深さについては、鉄棒等の打ち込みによる確認を行うが、転石等により測定不可能である場合は付近前後の堆積状況を考慮し判断する。

各測点における調査結果を見取り横断図、写真でかならず整理する。立木幅（立木の生えている幅）についても測量を行うものとする。

土石流・流木対策計画において溪床幅、堆積深を現地踏査により推定する場合は図-2.3に示すように溪流断面における溪岸斜面の角度変化、土石流堆積物上に成育する先駆樹種と山腹地山斜面に成育する樹種の相違等を参考に山腹と溪床堆積物を区分して行う。植生については、土石流発生頻度の低い溪流では溪床堆積物にも高木が育成しているので注意を要する。

堆積深の推定は図-2.3における断面形状だけでなく、上下流における溪床の露岩調査を行い、縦断的な基岩の連続性を考慮して行う。平均堆積深の参考として過去の土石流災害における事例を示す。

(参考)

平均洗掘深の調査例	
本 沢 (西湖災害、山梨県)	3.02m
三沢川 (" ")	2.49m
小浜川 (尾鷲災害、三重県)	2.0 m
砥石川 (天草災害、熊本県)	1.7 m
小豆島災害 (香川県)	0.5~1.8 m
長龍寺川 (長崎災害、長崎県)	0.5 m
陣ノ内川 (" ")	0.7 m
鍋倉沢支川 (温海町災害、山形県)	0.7 m
江河内谷 (広島西部災害、広島県)	1.5 m
上原谷 (" ")	1.2 m

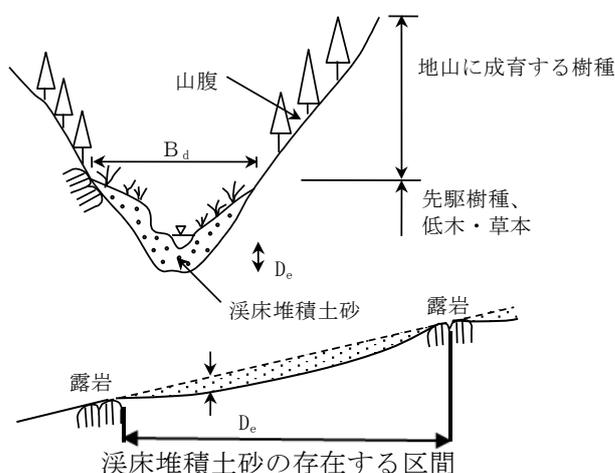


図-2.3 侵食幅、侵食深の調査

2.3 崩壊可能土砂量

崩壊可能土砂量は、山腹からの予想崩壊土砂量を推定した値とするか、0次谷からの崩壊土砂量を推定した値とすることを標準とする。

崩壊可能土砂量を的確に推定できる場合は、地形・地質の特性及び既存崩壊の分布等を参考に、具体的な発生位置、面積、崩壊深を推定し、的確に推定することが困難な場合は、0次谷における移動可能溪床堆積土砂の平均断面積と流出土砂量を算出しようとする地点より上流域の1次谷の最上端から溪流の最遠点までの流路谷筋に沿って測った距離から求めることを標準とする。

『国・河・調 P571』

解 説

崩壊可能土砂量の算出に関する現地調査として、現地踏査、簡易貫入試験、土層強度検査棒を実施した事例がある。そのほかの現地調査手法としては、ボーリング調査等がある。

第3節 礫径調査

最大礫径は、現地調査結果から推定する。

『砂・基・針 P35』

砂防堰堤計画地点より上流及び下流各々200m間に存在する200個以上の巨礫の礫径を測定して作成した礫径分布に基づく累積値の95%に相当する礫径を最大礫径 (D_{95})、最多礫径帯の上限値に相当する礫径を最多礫径 (D_{80}) とする。計画地点より上流100m以内に支川がある場合には、支川も調査範囲に含める。また、近隣で土石流の痕跡がある場合には、どの周辺の礫径分布も参考にする。

山腹から崩落した巨礫のように角張っており、土石流として移動すると考えにくい巨礫 (D_{max}) は、礫径分布の対象から排除して良い。ただし、礫の位置と寸法は記録しておかなければならない。

『鋼・砂・便 P76』

解説

最大礫径は、砂防堰堤計画地点より上流及び下流各々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粒度分布に基づく累積値95%に相当する礫径 (D_{95}) とする。また、支川から流下した巨礫により堰堤が損傷した事例があったことから、計画地点より上流100m以内に支川がある場合には、支川も調査範囲に含める。

礫径は地表面上で確認できる2辺（深さ方向を除く）の平均値とする。鋼製砂防構造物設計便覧（平成13年度）では、巨礫の粒径は、その横径、縦径、高さの3辺の平均値を礫径としていた。しかし、深さ方向は埋もれている場合が多く測定値が曖昧なため、露出している横径、縦径の2辺を測定してその平均値を礫径とすることとした。

計画地点より上流及び下流各々200m間に巨礫が200個存在しない場合は、計測範囲内で計測の対象とする礫を巨礫、玉石（大礫）、砂利（中礫・細礫）の順で、計測した礫の数が200個になるまで拡大する。

D_{max} ：土石流として移動すると考えにくい巨礫で、礫径分布調査の対象から外す。

D_{100} 、 D_{95} 、 D_{80} ：土石流として移動すると考えられる礫で、礫径加積曲線の100%礫径、95%礫径、80%礫径

礫径調査は、鋼製透過型砂防堰堤の透過部を閉塞させる礫径分布の傾向、及び部材間隔を設定するための礫径を把握するために実施する。このため、土石流フロント部が堆積したと思われる箇所、溪床に固まって堆積している巨礫群を中心に測定する。特に、堰堤の計画堆砂勾配の範囲に存在する礫群が、透過部の閉塞に寄与するものと考えられるので調査対象として重要となる（図-2.4参照）。

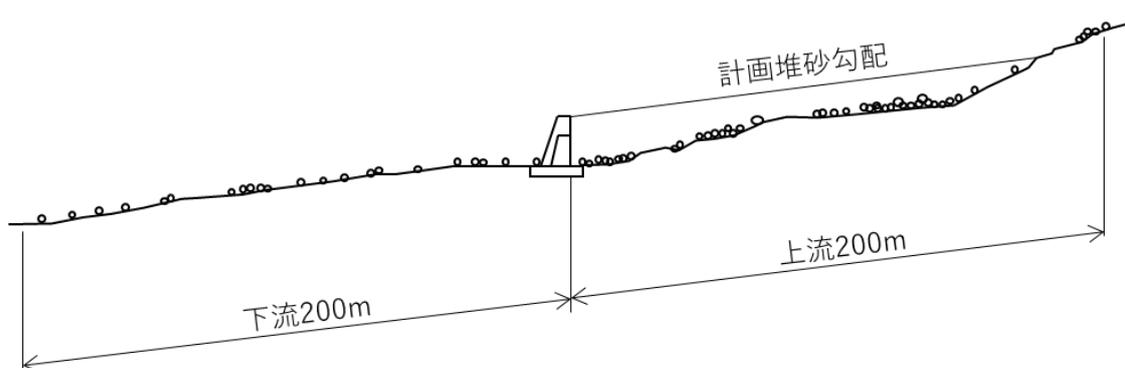


図-2.4 礫径調査の対象範囲の目安

(1) 礫径調査対象外の巨礫

昨今の鋼製透過型砂防堰堤の損傷事例をみると、礫径調査から求めた最大礫径 (D_{95}) を遙かに超える巨礫が作用している。また、 D_{100} より大きい礫は、これまで山腹から崩落した巨礫のように角張っており、土石流として移動すると考えにくい巨礫として、調査対象から外していた。この理由は、土石流で移動しないと考えられる巨礫を礫径調査対象に含めると、部材間隔が広くなりすぎ捕捉性能が発揮されない可能性があるからである。しかし、実際に損傷事例の検証には、このような巨礫の存在を無視できないため、礫径分布には含めないが、礫の位置と大きさをデータとして記録しておくことにする。このような巨礫を礫径分布に含めるか否かの判定は以下のように考える。

平成26年7月に長野県南木曾町の梨子沢で発生した土石流により鋼製透過型砂防堰堤が被災した事例を踏まえて発出された「鋼製透過型砂防堰堤の留意事項について」（平成26年11月6日国土交通省砂防部保全課事務連絡）によると、「特に外力条件の厳しい現場の目安」の判定として、 $1.6 \leq \text{礫径}D_{95}$ と $1/5 \leq \text{渓床勾配} I$ が示されている。そこで、 D_{\max} または D_{100} が動くかの判断、及び礫径加積曲線から除外するか否かについては、 $1.6 \leq D_{95}$ と $1/5 \leq I$ （本支川ともに上流200m程度）を閾値に相対水深と勾配の関係（「現代砂防学論、P140」）を用い、現地調査での D_{\max} 及び D_{100} が流水によって移動するか否かの判定を行う。 D_{\max} が移動すると判定された場合は、 D_{\max} を礫径加積曲線の D_{100} に置き換える（ D_{\max} は存在しなくなる）。 D_{100} が移動しないと判定された場合は、礫径加積曲線から除外し、移動する礫径の最大値を D_{100} とする（ D_{\max} はそのまま）。

表-2.2 礫径調査の対象礫径

対象礫径	移動する場合	移動しない場合
D_{\max}	D_{\max} を礫径加積曲線に加え、 D_{100} とする。	D_{\max} はそのまま。
D_{100}	D_{100} は D_{100} 未満になる。	D_{100} を礫径加積曲線から除外し、 D_{\max} とする。移動礫径の最大値が D_{100} となる。

(2) 最大礫径

鋼製透過型砂防堰堤は、平常時や中小出水時に流下してくる土砂は通過させ、土石流発生時には確実に土砂及び流木を捕捉する。この機能を発揮させるには、部材間隔と礫径の関係が重要である。

部材間隔の設定に用いる最大礫径を D_{100} ではなく D_{95} としている理由は、 D_{100} 近辺の礫は現地に点在していても絶対数が少なく、この礫径を対象に部材間隔を設定すると、部材間隔が広くなり過ぎアーチアクションが発揮されにくく透過部が閉塞しない可能性があるからである。また、絶対数もすくないことから透過部全体を目詰まりさせるだけの礫個数が足りない可能性もある。このため、礫径加積曲線の上位5%を除き、 D_{95} を最大礫径としている。

(3) 最多礫径

最大礫径を D_{95} としている理由は、 D_{100} 近辺の礫は現地に点在していても絶対数が少ないからであるが、 D_{95} 前後の礫個数も流域全体に分布しているわけではない。つまり、 D_{95} を対象礫径に部材間隔を設定しても、 D_{100} と同様の理由で土石流フロント部を形成しない場合には、透過部でアーチアクションが発揮せず礫がそのまま通過してしまう可能性がある。このため、河床に広く分布している礫径を対象に部材間隔を設定した方が、土砂捕捉機能を確実に発揮させることができる。そこで、土石流中の代表礫径として礫径加積曲線の最多礫径帯の最大値を最多礫径と定義し、最大礫径 D_{95} と区別した。

ただし、礫径加積曲線は不連続な曲線であるため、個々の礫径加積曲線から最多礫径帯の最大値を設定すると個人差も生じる。そこで、礫径加積曲線における最多礫径帯の最大値を客観的に設定するために、①頻度の少ない範囲として D_{95} と D_{100} を結んだ直線と、②最多礫径帯である D_{30} と D_{70} を結んだ直線の交点を最多礫径帯の最大値として、これを最多礫径と定義する(図-2.5参照)。

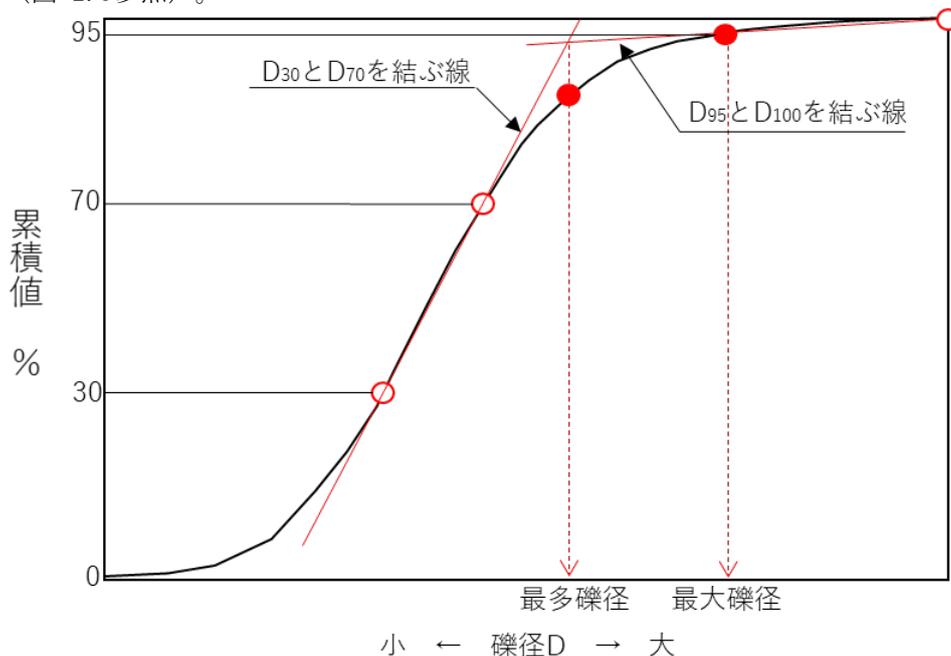


図-2.5 最多礫径の設定

第4節 流木対策のための調査

4.1 流域現況調査

計画流出流木量を算出しようとする地点より上流域における樹木、植生及び倒木（伐採、用材を含む）を調査する。

4.2 発生原因調査

流域現況調査結果を総合的に判断して、流木の発生原因を推定する。

流木の発生原因を推定することは、流木の発生場所、流木の量、長さ、直径および流木による被害等を推定する上で重要である。地形が急峻で脆弱な場合には、豪雨時に土石流や斜面崩壊が起こり易く、それに伴って地表を覆う樹木が溪流や河道に流入して流木となる。また、過去の流木災害の事例から流木の発生原因を推定することも有効な方法である。

流木の発生原因を表-2.3に示す。

表-2.3 流木の発生原因

流木の起源	流木の発生原因
樹木の流出	①斜面崩壊の発生に伴う立木の滑落 ②土石流等の発生源での立木の滑落・流下 ③土石流等の流下に伴う溪岸・溪床の侵食による立木の流出
過去に発生した倒木等の流出	④病虫害や台風等により発生した倒木等の土石流等による流出 ⑤過去に流出して河床上に堆積したり河床堆積物中に埋没していた流木の土石流等による再移動 ⑥雪崩の発生・流下に伴う倒木の発生とその後の土石流等による下流への流出

4.3 流木の発生場所、発生量、長さ、直径等の調査

山腹斜面の現地踏査や、空中写真判読および過去の災害実態等をもとに、流木の発生原因を考慮して、流木の発生場所、発生量、長さ、直径等を調査する。ただし、倒木、伐木、溪床に堆積している流木で、伐木、用材の流出等人為の加わったものは一般にくい止め等移動を防止する対策を講じるものとされており、実績からも豪雨等で移動した形跡は確認されないことから、対策が講じられている場合は発生流木量には含めないものとする。また、用材は一時的に集積し搬出するものであるため、所有者に搬出時期等を確認した上で発生流木量に含めるか判断するものとする。

(3-1) 発生原因、場所

現地踏査や空中写真判読、また過去の災害実態を把握して、流木の発生原因、発生場所を推定する。

(3-2) 現況調査法による発生流木量の算出

推定された流木の発生原因・場所を基に流木の長さ、直径を調査し、発生流木量を算出する。

原則として流木の発生が予想される箇所に存在する樹木、倒木の量、長さ、直径を直接的に調査する方法（以下、「現況調査法」と呼ぶ。）を用いる。

この方法は、発生流木の対象となる範囲の樹木や流木の全てを調査する方法（以下、「全数調査法」と呼ぶ。）とそれらの代表箇所のいくつかをサンプル調査する方法（以下、「サンプリング調査法」と呼ぶ。）に分かれる。実際には、全数調査法では調査範囲が広範囲にわたる場合が多いため、現況調査法のうちのサンプリング調査法を用いる。現況調査法では、崩壊および土石流にともない流木が発生する場所を推定する必要がある。土石流の発生、流

下する範囲を推定する方法は原則として計画編第2章2.7土砂・流木量等の算出方法を用いる。この方法により降雨時に発生・流下する崩壊、土石流の範囲が推定されれば次に、崩壊や土石流の発生、流下範囲に存在する樹木、倒木および過去に発生して溪床等に堆積している流木等の量（本数、立積）や長さ、直径を調査することにより発生流木量、その長さおよび直径を推定することができる。調査方法としては現地踏査による方法と空中写真判読による方法があり、一般には両者を併用する。

まず地形図と空中写真を用いて予想される崩壊、土石流の発生区間・流下区間内の樹木の密度（概算）、樹高、樹種等を判読し、この結果をもとに崩壊、土石流の発生・流下範囲を同一の植生、林相となるようにいくつかの地域に区分する。次に、それらの地域毎に現地踏査によるサンプリング調査（10m×10mの範囲）を行い、各地域の樹木の本数、樹種、樹高、胸高直径等を調査する方法が用いられる。この時、現地踏査では、以下の項目について調査を行う。

- ①密度あるいは本数：樹木、倒木の100m²あたりの本数
- ②直 径：樹木の胸高直径、倒木の平均直径
- ③長 さ：樹木の長さあるいは倒木の長さ
- ④調査範囲：溪流をまたがないようにする（図-2.6参照）

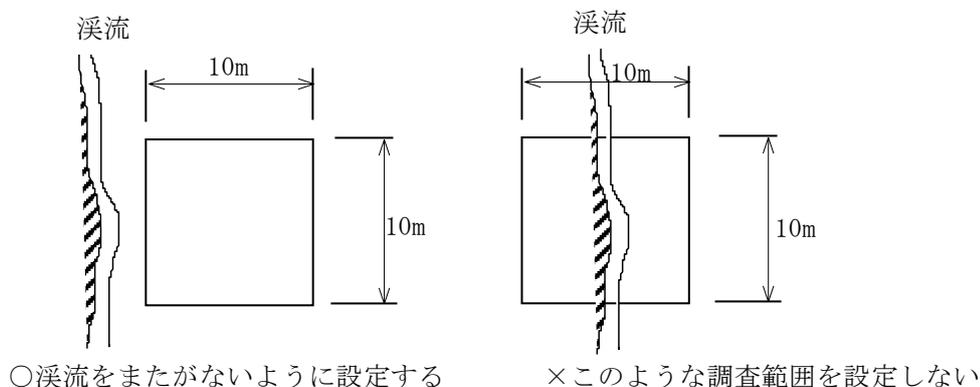


図-2.6

発生流木量は下記の手順、式を用いて算出することが出来る。崩壊および土石流の発生区間・流下区間が複数の林相からなる場合は、林相ごとに発生流木量（ V_{wy} ）を求め合計する。式中の0次谷、崩壊地の幅および長さは計画編第2章2.7土砂・流木量等の算出方法に準拠する。

$$V_{wy} = \frac{B_d \times L_{dy13}}{100} \times \sum V_{wy2}$$

$$V_{wy2} = \pi \cdot H_w \cdot R_w^2 \cdot \frac{K_d}{4}$$

- V_{wy} ：発生流木量（m³）
- B_d ：土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅（m）
- L_{dy13} ：発生流木量を算出する地点から流域の最遠点までの流路に沿って測った距離（m）
- V_{wy2} ：単木材積、 $\sum V_{wy2}$ はサンプリング調査100m²あたりの樹木材積（m³/100m²）
- H_w ：樹高（m）
- R_w ：胸高直径（m）
- K_d ：胸高係数（図-2.8参照）

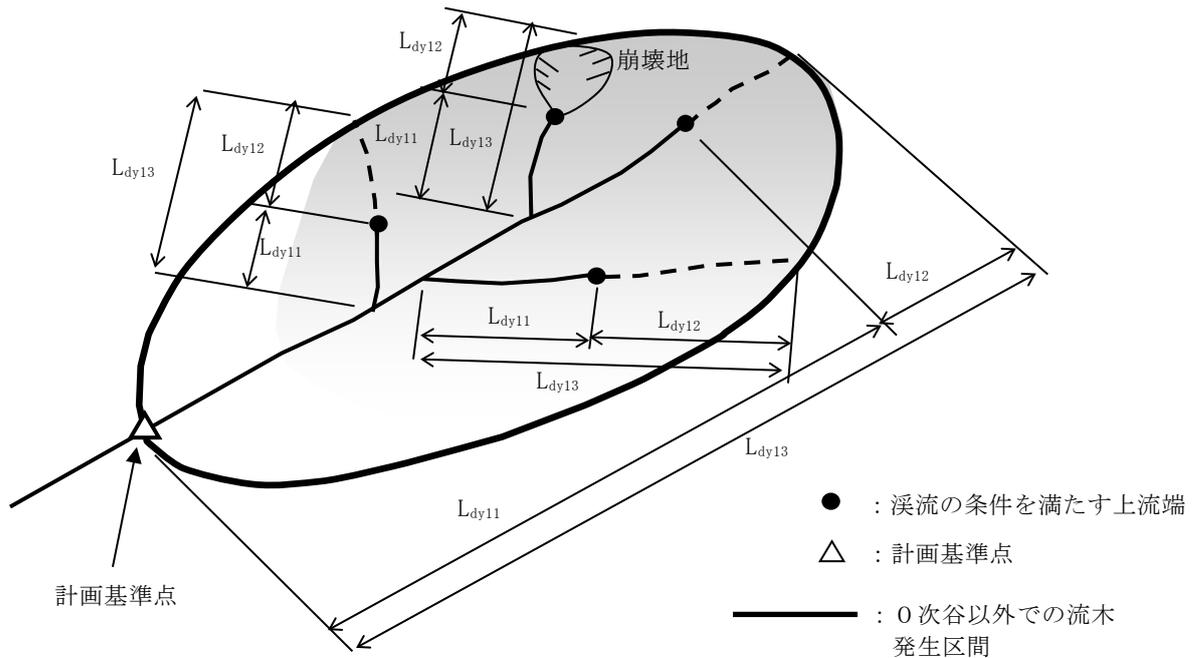


図-2.7 流木発生区間長さ(m) : L_{dy13}

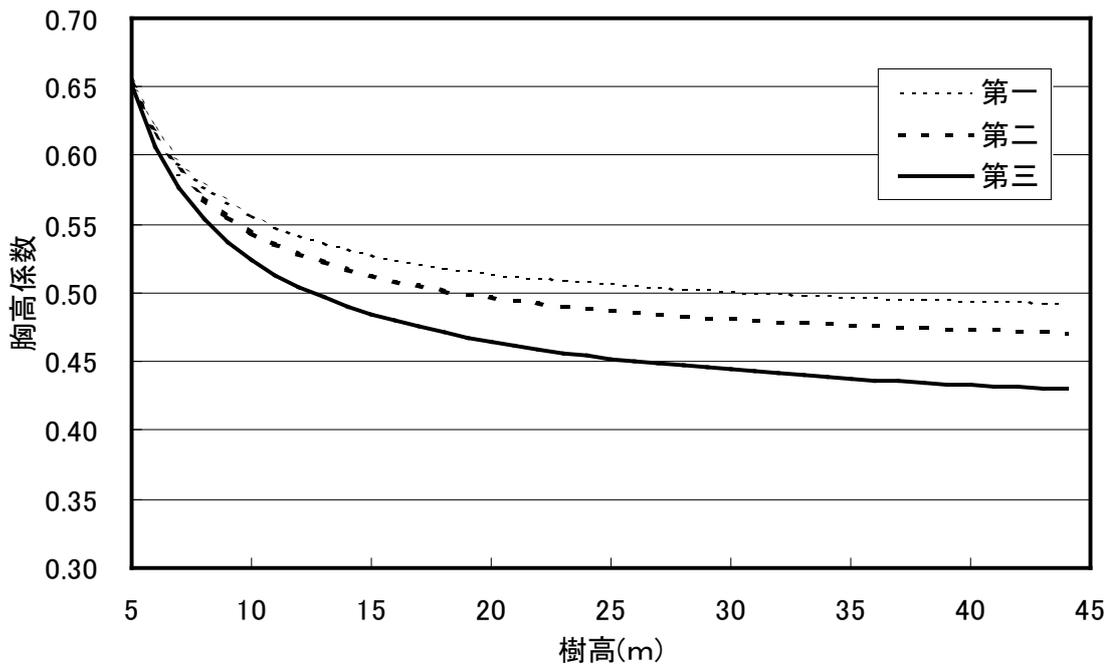


図-2.8 胸高係数

(備考) 第一 エゾマツ、トドマツ

第二 ヒノキ、サワラ、アスナロ、コウヤマキ

第三 スギ、マツ、モミ、ツガその他の針葉樹および広葉樹

出典 (嶺 一三 (1958) : 測樹、朝倉書店、146p.) 掲載データに基づき図化

(1) 流木の最大長、最大直径の算出方法

流木の最大長、および、最大直径は、計画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。

『砂・基・針 P37』

解説

流木の最大長、最大直径は、設計編における土石流・流木対策施設の構造検討時に流木による衝撃力を算出する際に使用する。流木の最大長は、流木捕捉工の部材純間隔の設定に使用する。

流木の最大長 L_{wm} (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溪床幅」 B_d (m)、上流から流出する樹木の最大樹高を H_{wm} (m)とすると

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

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

として推定する。流木の最大直径 R_{wm} (m)は、上流域において流木となると予想される樹木の最大胸高直径（流木となることが予想される樹木のうち、大きなものから数えて5%の本数に当たる樹木の胸高直径）とほぼ等しいとして推定する。また、流木となると予想される倒木についても調査するものとし、最大直径が過少に見積もられないように留意する。

(2) 流木の平均長、平均直径の算出方法

流木の平均長、および、平均直径は、計画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。

『砂・基・針 P38』

解説

流木の平均長 (L_{wa} (m)) は、土石流の最小流下幅を B_{dm} (m)、上流から流出する樹木の平均樹高を h_{wa} (m)とすると、

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

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

となる。

また、平均直径 R_{wa} (m)は、上流域において流木となると予想される樹木の平均胸高直径とほぼ等しいとする。

第5節 水質調査

堰堤材料を検討するため、流水の pH 試験を実施する。

解説

鋼製砂防構造物は、計画段階で現地のpHを計測し、pH4以下の酸性河川の場合には設置を避けるか何らかの防錆処理を施し、各部材は錆による板厚の減少を考慮した設計を行う。

『鋼・砂・便 P49』

第6節 土石流実態把握に関する調査

6.1 土石流災害後の崩壊状況調査

土石流災害後の崩壊状況調査は、崩壊地周辺の地質区分・植生状況、各崩壊地の崩壊土量・崩壊面積、崩壊残土の量と位置的な分布、崩壊地の縦断面図・横断面図、崩壊地の平均勾配、崩壊地での湧水箇所と湧水の有無、崩壊地周辺の亀裂の大きさと分布等について調査することを標準とする。

『国・河・調 P573』

6.2 土石流災害後の流出・堆積状況調査

土石流の流下状況については、現地調査により、流出土砂量、堆積土砂量、土石流ピーク流量、流量ハイドログラフを推定し、実態を把握することを標準とする。

流出・堆積状況調査では、土石流の発生時間帯、溪床堆積土砂の侵食区間の平均勾配、溪床堆積土砂の侵食量、残存している溪床堆積土砂量、土石流堆積物の範囲、土石流堆積深、土石流氾濫開始点の勾配、各々の土石流ローブの堆積土砂量、土石流の流動深、堆積物の容積濃度、堆積物の粒度分布、堆積物の勾配や元河床の勾配、流れの状態の変化等について、現地調査、航空レーザ測量結果、水位計データ及び動画データ等によって調査することを標準とする。また、土砂収支図を作成することを標準とする。併せて、土石流の発生時間帯と土砂災害警戒情報の発表状況等の雨量指標との関係について整理するとともに、土砂の流下・堆積範囲と、土砂災害警戒区域等の指定範囲との関係について整理することを標準とする。

土石流ピーク流量に関する調査においては、土石流の流下痕跡と流下断面が明らかな場合は、計画編第2章2.8土石流の流速と水深の算出方法により流速を求め、土石流ピーク流量を算出することを標準とする。さらに土石流ピーク流量と流出土砂量、有効降雨量の関係を整理する。

『国・河・調 P574』

6.3 土石流災害後の人的被害・家屋等の物的被害状況等の調査

土石流災害後の人的被害・家屋等の物的被害状況等の調査は、下記について実施することを標準とする。

1) 人的被害、家屋等の物的被害の推定

流失、全壊、半壊、一部破損、床下浸水、床上浸水した家屋（木造、RC造、鉄骨造、その他）の位置を図示した詳細平面図を作成する。その詳細平面図から、全壊、半壊した家屋の数と土砂災害特別警戒区域、土砂災害警戒区域の区域内の総家屋数に占める割合、河道中央からの水平距離を整理する。また、犠牲となった方が災害直前に避難していた家屋の位置、発見された場所を消防、警察部局からのヒアリングにより調査し、詳細平面図に示す。

2) 災害を引き起こした土砂移動の推定

建物が残存している場合は、その壁（上流側壁面、側面、下流側壁面）での流下痕跡から流動深を計測する。家屋が調査時点で既に撤去されている場合は写真等から計測する。

家屋の破壊をもたらしたと考えられる巨礫の最大粒径を推定する。家屋が残存している場合は、現地調査によって計測する。家屋が調査時点で既に撤去されている場合は写真等から計測する。

砂礫の衝突による鉄骨の変形量（へこみ量）と変形部の断面図を作成する。家屋が残存している場合は、現地調査によって計測する。家屋が調査時点で既に撤去されている場合は写真等から計測する。

農作物への被害等上記以外の被害については、その被害と土砂移動・流木の関係を調べる。

『国・河・調 P574』

6.4 土石流の前兆現象、土砂の到達時間の調査

土石流の前兆現象、土砂の到達時間に関する調査は、詳細な土砂災害に関するデータの蓄積を図り、土石流に係る警戒避難体制の検討等を実施するために行うことを標準とする。

『国・河・調 P575』

第7節 環境調査

7.1 総説

環境調査は、社会環境調査と、自然環境調査を行うことを標準とする。それぞれの調査について、既存資料の収集・現地調査・調査結果の整理分析等を実施することを基本とする。

『国・河・調 P616』

解説

環境調査は、土砂災害対策施設及び仮設構造物の計画・設計において、生物の生息・生育環境の保全や地域の自然・文化等の適切な保全を図るために必要な基礎資料を得るために行うものである。

7.2 社会環境調査

社会環境調査は、対象となる流域の社会環境の現状（地域特性）を把握するため、社会環境に関する法令等に基づく指定状況調査、地域防災計画を含む土地利用計画調査、開発状況調査、自然観光資源調査、景観資源調査等について実施することを標準とする。

『国・河・調 P616』

解説

社会環境調査の主な調査内容としては下記1)～6)等の手法がある。

1) 法令等指定状況調査

以下の資料のうち、該当するものを収集し整理する。

- a) 土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律（土砂災害警戒区域、土砂災害特別警戒区域の指定状況）
- b) 砂防法（砂防指定地の指定状況）
- c) 地すべり等防止法（地すべり防止区域の指定状況）
- d) 急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律（急傾斜地崩壊危険区域の指定状況）
- e) 都市計画法（地域地区等の決定状況等）
- f) 文化財保護法（天然記念物、史跡・名勝の指定状況）
- g) 古都における歴史的風土の保存に関する特別措置法（歴史的風土保存区域等指定状況）
- h) 森林法（保安林、保安施設地区の指定状況）
- i) 自然環境保全法（原生自然環境保全地域、自然環境保全地域、都道府県自然環境保全地域の指定状況）
- j) 自然公園法（国立公園、国定公園、都道府県立自然公園の指定状況）
- k) 都市緑地法（緑地保全地域等の指定状況）
- l) 鳥獣の保護及び狩猟の適正化に関する法律（鳥獣保護区の指定状況）
- m) 絶滅のおそれのある野生動植物の種の保存に関する法律（生息地等保護区の指定状況）
- n) 特定外来生物による生態系等に係る被害の防止に関する法律（特定外来生物の防除区域等の指定状況及び要注意外来生物のうち緑化植物）
- o) 保護林制度に基づく森林生態系保護地域、植物群落保護林等の指定状況
- p) 景観法（景観地区の指定状況）
- q) その他の法令、及び関連地方公共団体の環境及び自然関連条例等

【調査編 第1章 砂防調査】

2) 土地利用計画調査

土地利用状況、土地利用計画等の資料を収集する。

3) 開発状況調査

行政区画の現状、将来開発計画等の資料を収集する。

4) 自然観光資源調査

エコツーリズム推進法に基づく「全体構想」を地元市町村から収集する。

5) 景観資源調査

地域の個性的な景観、地域が大切にしている景観について把握する。

6) その他

その地域の風俗習慣等の伝統的な生活文化について把握する。

7.3 自然環境調査

自然環境調査は、対象となる流域の自然環境の現状（地域特性）を把握するため、自然環境に関する法令等に基づく区域指定状況調査、植物調査、動物調査について実施することを標準とする。

『国・河・調 P617』

解説

自然環境調査の主な調査内容としては下記1)～4)等の手法がある。

1) 法令等に基づく区域指定状況調査

自然環境に関する法令等指定状況調査は、本節9.2社会環境調査の例示1)法令等指定状況調査の項目の中から必要なものを行う。

2) 溪流環境調査

溪流環境調査は、自然環境・景観の保全と創造及び溪流の利用に配慮した砂防事業を推進するため、溪流環境整備計画の策定に必要な資料として、以下の資料のうち、該当するものを収集し整理する。また、必要に応じて現地調査を行う。

a) 溪流空間の生態系の維持に関する中小出水時、平常時の降雨・流量等

b) 時期の特定できる濡筋周辺及び溪流周辺の植物の広範な流失に係る空中写真

c) 溪畔林の生育基盤の条件（降水量、流量、流速、過去の攪乱等）及び溪畔林の分布状況と群落特性

d) 可能な範囲で溪畔林の群落特性、樹種、樹齢等から推定される当該溪流空間における過去の洪水や土砂移動の発生時期、及びその範囲

e) 可能な範囲で、過去の溪畔林の流出や侵入の状況の空中写真判読等。併せて、同時期の降雨や流量等

3) 植物調査

植物相や被度・群度、希少種の把握等、調査目的に応じて既存植生図、土地分類図（国土交通省、都道府県）、植生図・主要動植物地図（文化庁）、自然環境保全基礎調査（環境省）、レッドデータブック（環境省、都道府県）等の我が国における自然環境保全上重要な動植物に関する資料等の必要なものを収集し、必要に応じて植生調査等を行う。

【調査編 第1章 砂防調査】

なお、山腹保全工については、上記に加え、目標林の設定において将来の遷移系列の予測に必要な現況の植生調査等を行う。また、現況植生と過去に実施した植栽樹種・植栽場所との比較等により特に偏向遷移の傾向の有無を把握する。さらに、土地の利用・管理状況・その土地の極相等について調査し、中長期的な観点からその土地に成立し得る適切な樹林構成を検討する。偏向遷移は、砂防の現場では、ニセアカシア林やイタチハギ低木林等の、初期緑化において侵略的特性を示す外来種を導入した場所で見られることがある。このため、外来生物法における要注意外来生物（緑化植物）については特に慎重に把握する。

4) 動物調査

動物相や分布、生息環境の把握等、調査目的に応じて植生図・動物調査報告書（文化庁）、自然環境保全基礎調査（環境省）、レッドデータブック（環境省、都道府県）等必要な資料を収集し、必要に応じて生息環境調査等を行う。

7.4 継続的な環境調査

土砂災害対策施設等の施工中及び施工後の環境変化、施設の影響、環境保全措置の効果等を把握するため、必要に応じて本節7.2及び7.3中の該当する調査を継続的に実施することを標準とする。

『国・河・調 P618』

第2章 基礎地盤調査

第1節 目的と調査項目

砂防堰堤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。

『砂・公 P75』

解説

地表地質踏査、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、堰堤計画に係る全体の地質平面図、堰堤サイトの地質断面図、物理特性図等を作成し、地すべり、崩壊地、支溪、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、岩質および地質構造、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必要がある。

(1) 一般の堰堤（15m未満の堰堤）

堰堤の高さが15m未満の堰堤では、一般に地質ボーリング調査を実施するが、新規の堆積層や溪床等の構成材料の粒径が小さい所等では、パイピングに対する安全性等を確認するための調査を実施する。その他の調査も必要があれば実施してよい。しかし、これらの調査は、堰堤サイトを慎重に選定することが前提である。

(2) 大規模堰堤（15m以上の堰堤）

堰堤規模が相当大きな場合の堰堤サイトの地質調査は、地質構造等を正確に把握するため、堰堤サイト周辺にグリットを組み、ボーリング調査ばかりでなく、同時に物理探査等も実施したほうがよい。

地質調査の方法と目的を表-2.5に示す。

表-2.5 砂防堰堤地質調査の方法と目的

項目 調査方法	調査項目 または目的	調査内容	対応	成果品	摘要
1. 踏査	堰堤計画の 可否判断	岩質および地質構造 断層, 破碎帯, 風化, 段丘 岩質露出状況, 層理, クラ ック, 湧水		地質平面図 表層地質横断面図	
2. ボーリング (コア採取) (注入試験) (グラウト テスト)	支持力, 不等 沈下 斜面のすべり 面 岩級区分 透水性 グラウトの注 入状況の確認	岩質, 硬さ, 風化程度, 断 層 クラック, 斜面の粘土層の 確認 C, ϕ の調査 透水試験, ルジオンテスト 注入とその周辺のコアボー リング	コンソリデーシ ョングラウト 基礎の形状 抑止杭, PCア ンカー工 ウォール工, 排 水工 カーテングラウ ト	ボーリング柱状図 すべり面図 透水係数図 ルジオンマップ グラウト孔配置 間隔の決定	径66mm以上 深さは堤高 の半分以上
3. 弾性波探査	岩級区分	風化, 基礎掘削計画 断層, 破碎帯	コンクリート置 換, コンタクト グラウト, コン ソリデーション グラウト, プラ グコンクリート	弾性波速度図 地質横断面図	ボーリング 調査と併用 する
4. 電気探査	透水層	地下水位		地下水位図	
5. 横坑	原位置試験	岩石硬さ, クラック風化, 断層, 破碎帯, 湧水漏水, 未固結層, 岩盤強度試験, ブロック剪断試験		調査横坑(地質) 展開図	火薬使用に よるゆるみ 除去の必要 あり

第2節 調査範囲

調査範囲は堰堤の高さに応じ設定する。

『国・河・調 P415』

解説

(1) 一般の堰堤の場合

一般堰堤の場合は、本堤の堰堤軸及び副堤の位置を調査する。堰堤基礎に近接して大規模な地質構造線や異なる岩質の境界（不連続面）が存在すると推定される場合などは必要に応じこれより外側まで調査し、工事や湛水によって発生することが予測される地すべりあるいは崩壊予想箇所についても、調査しておく必要がある。

(2) 大規模堰堤の場合

大規模堰堤の場合、次図に示すように、堰堤サイトに関しては、平面的には最終的に決められた堰堤の中心線から、下流側は堰堤敷から堰堤高相当分の長さ、上流側は堰堤高の長さ、深さは堰堤基礎から堰堤高の1/2以上がそれぞれ既知の地質条件となるように範囲を設定する。

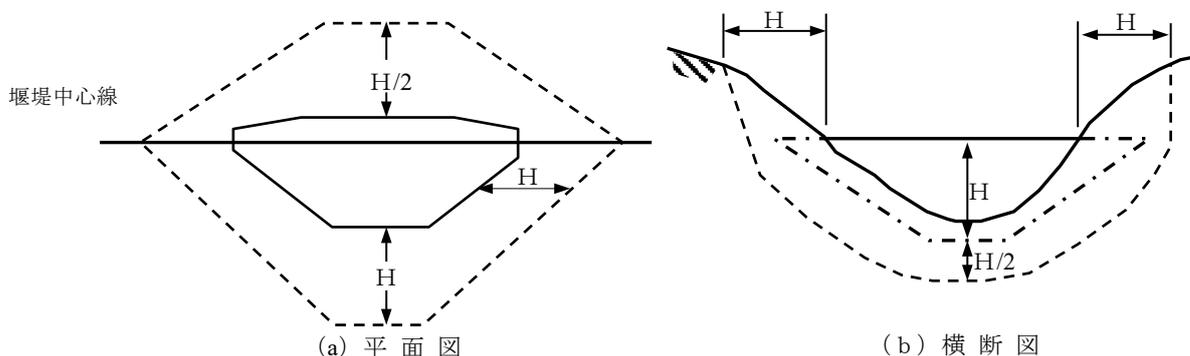


図-2.10 設計調査における調査範囲

第3節 岩級区分

設計調査においては基礎岩盤の岩級区分を行うものとする。

『砂・公 P77』

解説

岩級区分は、岩片の硬軟、あるいは風化の程度、割れ目の頻度、割れ目の状態及び夾在物の種類に基づいて岩盤を分類し、その良否を評価するものであり、地質調査と原位置試験及び設計値の決定を結ぶ重要な作業である。

岩級区分の例を表-2.6及び表-2.7に示す。

表-2.6 岩級区分

Class	岩 質
A	極めて新鮮な岩石で造岩鉱物は風化変質を受けていない。節理はほとんどなく、あっても密着している。色は岩石によって異なるが、岩質は極めて堅硬である。
B	造岩鉱物中、雲母、長石類およびその他の有色鉱物の一部は風化して多少褐色を呈する。節理はあるが密着していて、その間に褐色の泥または粘土は含まないもの。
C _H	堅硬度、新鮮度はBとC _M の中間のもの。
C _M	かなり風化し、節理と節理に囲まれた岩塊の内部は比較的新鮮であっても、表面は褐色または暗緑黒色に風化し、造岩鉱物も石英を除き、長石類その他の有色鉱物は赤褐色を帯びる。節理の間には、泥または粘土を含んでいるか、あるいは多少の空隙を有し、水滴が落下する。岩塊自体は硬い場合もある。
C _L	C _M より風化の程度がはなはだしいもの。
D	著しく風化し、全体として褐色を呈し、ハンマーで叩けば容易に崩れる。さらに風化したものでは、岩石は波状に破壊されて、一部土壌化している。節理はむしろ不明瞭であるが、ときには岩塊の性質は堅硬であっても、堅岩の間に大きな開口節理の発達するものも含まれる

表-2.7 岩級区分の細部判断要素

区分要素	現 象	class
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 _H , C _M
	ハンマーで崩せる程度	C _M , C _L , D
割れ目の間隔	50cm以上	A, B
	50～15cm	C _H , C _M , C _L
	15cm以下	C _M , C _L , 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 _H
	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 _H , C _M
	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 _M , C _L
	開口状	C _L , D

『砂・公 P77』

第4節 ボーリング調査

ボーリング調査は、地質調査の精度を高めること及び地表地質踏査や物理探査等の結果と組み合わせ、地質の分布や地質構造を確認することを目的として、地質性状、地質工学性状を調査することを標準とする。また、ボーリング孔は、ルジオンテスト等の種々の孔内試験を行うために利用し、コアの一部は岩石の室内試験に供する試料として利用する。

ボーリング調査は、コアを採取して行う。ボーリングの仕様・配置・深度は、地表地質踏査や物理探査の結果を考慮し、調査の目的に応じて決定するとともに、調査においては良質なコアを採取するよう努める。

地質調査用のボーリングは、原則としてロータリー式ボーリング機を使用する。

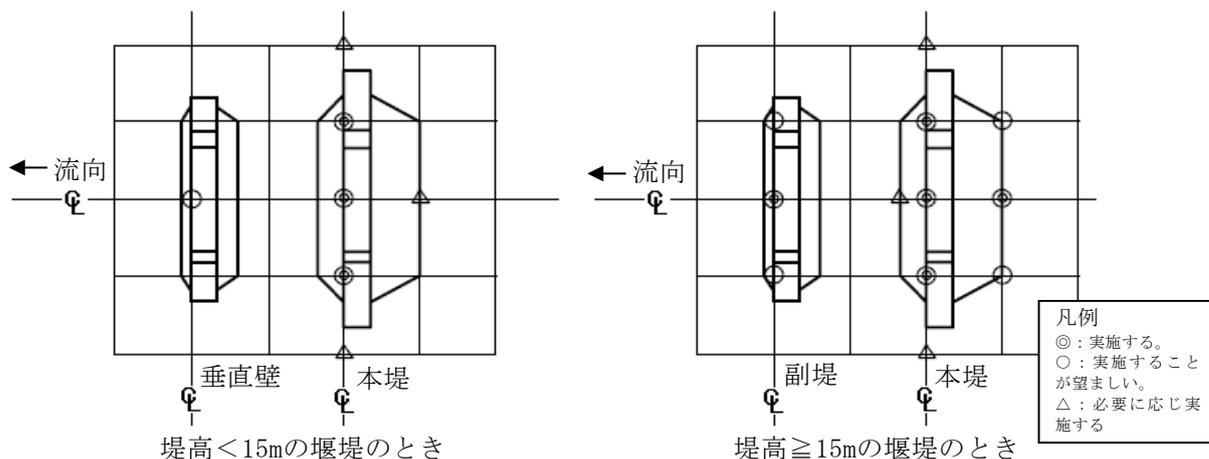
『国・河・調 P503』

解 説

(1) 調査位置

図-2.11に示すように、本堤には溪床部(中心)1ヶ所、左右両岸袖部に各1ヶ所、垂直壁(副堰堤)の溪床部(中心)に1ヶ所程度の配置を標準とし必要に応じ追加する。

なお、ボーリングの掘り止めは、堰堤の規模、型式等により判断する。



『砂・公P76』（一部加筆修正）

図-2.11 ボーリングの配置

(2) ボーリングコアによる岩級区分の例

表-2.8 ボーリングコアによる岩級区分

分類	細区分の組合せ	摘要
A	A-I	割れ目は新鮮
B	A-II (A-I)	
C	C _H A-II, III, B-I	割れ目は密着状～開口状
	C _M A-III, B-II	
	C _L A-III, IV, V, B-III, IV, V	
D	Cクラスの全部の組合せ	割れ目開口状
E	表層堆積物	
F	断層・破碎帯	粘土を伴う

細区分のA, B, CとI~VIは次のとおりである。

・風化, 硬さ

A: 新鮮, 堅硬

B: やや風化, やや軟質

C: 非常に風化, 非常に軟質

・ボーリングコアの形状

I: 棒状 10cm以上

II: やや完全 10~5cm

III: 半壊 5~3cm

IV: 細壊 3~1cm

V: 粉状 1cm以下

VI: 粘土状

『砂・公P78』

第5節 室内試験

設計調査において必要に応じ、室内試験を行う。

解説

15m以上の堰堤を計画する場合は、設計調査において室内試験を行う。

サンプリングを行う場合にはサンプルができる限り岩盤の性質を代表するよう偏りのないサンプリングを行うように注意すべきである。

基礎岩盤の強度や変形特性の目安を得るためには普通一軸圧縮試験が行われるが、軟岩の場合には三軸試験を行うことがある。

また、亀裂係数を求めるには岩片の弾性波伝播速度（超音波速度測定法による）を測定する。

さらに粘土の検定にはX線回析による試験が普通で、電子顕微鏡による判定や示差熱分析が行われることがある。

このほか、必要に応じて物理試験や含有物地質分析が行われることがある。

表-2.9 岩石の力学的性質を求めるための試験方法

求める性質	試験方法	試験方法の規格
圧縮強さ	一軸圧縮試験 三軸圧縮試験	JGS 2521-2020 岩石の一軸圧縮試験方法
		JGS 2531-2020 岩石の非圧密非排水 (UU) 三軸圧縮試験方法
		JGS 2532-2020 軟岩の圧密非排水 (CU) 三軸圧縮試験方法
		JGS 2533-2020 軟岩の圧密非排水 (CU _{bar}) 三軸圧縮試験方法
		JGS 2534-2020 岩石の圧密排水 (CD) 三軸圧縮試験方法
せん断強さ	直接せん断試験	JGS 2541-2020 岩盤不連続面の一面せん断試験方法
引張強さ	圧裂試験	JGS 2551-2020 岩石の圧裂引張り試験方法
	点載荷試験	JGS 3421-2012 岩石の点載荷試験方法

『国・河・調 P512』（一部加筆修正）

第6節 原位置試験・変形試験

設計調査において必要に応じ原位置・変形試験を実施するものとする。

解説

1. 15m以下のフローティング堰堤において、地盤の支持力があるかどうかの判断が必要となる場合は地盤の平板載荷試験を行う。この場合、構造物が設けられる状態とできるだけ同じ状態の試験地盤を選定して行うものとする。

2. 15m以上の堰堤を計画する場合は、岩盤の原位置試験を行ってその計測値を参考にする。試験箇所は、設計技術者と協議を行って岩級区分に基づいて選定するものとし、同一の岩級区分とされた箇所の計測値で岩盤の力学的性質を判断するものとする。

強度試験としては、通常ブロックせん断試験が行われるが、場合によってはロックせん断試験が行われる。この場合、試験箇所の清掃成形後に改めて岩級区分を行い、再評価したうえで試験を行うようにする。特に、区分の要素（例えば割れ目の頻度）の共通性に注意すべきである。

第7節 総合解析

設計調査が完了した段階で、実施したすべての地質調査及び試験の成果を整理し、得られた地質情報について総合解析を行って、設計、施工、維持管理に対して基礎資料となるべき報告書を作成する。

解説

堰堤の設計のために行われる種々の地質調査及び試験は、それぞれの方法の相違によって地質情報の性質が異なっている。そこで、それらを、相互に関連づけて、地質条件の最終結論をまとめる。総合解析において特に必要な事項で、落としてはならないものに次の事項がある。また、さらに検討の余地のある問題点についても明記する必要がある。

- ①岩盤評価
- ②堰堤安定上問題になる弱層
- ③岩盤線

第3章 測量

第1節 総説

測量は、河川砂防技術基準 調査編、山口県公共測量作業規程を適用する。

本章では、砂防計画、設計に関する留意事項等を記載する。

解説

砂防工事に関する測量に関し、目的と必要な測量について、表-2.10に例示する。

測量の範囲、方法および精度は堰堤工、溪流保全工、山腹工等の砂防工事の工法と溪流の規模に応じ、適切な成果が得られるように決める。

砂防工事のための測量は原則的には一般河川の測量と同じだが、対象が山間部のため谷が深いこと、工事が局部的であること等の理由で異なる点がある。

表-2.10 砂防に関する測量計画

目的	測量作業名	測量の種類
計画策定	計画用基本図作成	地形測量及び写真測量（1/2500地形図）
距離標設置	距離標設置	基準点測量
水準基標設置	水準基標設置	水準測量
河道計画、河川整備計画、河川管理基図等の策定	定期縦断図作成	縦断測量
	定期横断図作成	横断測量 深淺測量
実施設計書作成 法線等の決定	工事用測量図作成	基準点測量 法線測量

『国・河・調 P703』

第2節 基準点測量

基準点測量は、山口県公共測量作業規程を適用する。

第3節 地形測量

地形測量は、山口県公共測量作業規程を適用する。

解説

砂防設備の計画にあたっては、現地踏査、既存の地形図、空中写真測量図（縮尺1/10,000～1/5,000程度）から概略の計画地点が決定される。設備の詳細な計画・設計（水理模型実験、数値シミュレーション、施設の規模・形状の検討）、施工計画（準備工事、流水処理、施工設備、安全管理施設、基礎の掘削計画、基礎処理）などのためには、さらに詳細で正確な地形測量が必要となる。

平面図は、堰堤敷や堆砂敷だけでなく、上下流の状況がわかるとともに、その後の計画変更や施工計画にも十分に考慮した範囲とすることが必要である。縮尺は、計画の規模や作業上必要とする精度を考慮の上決定することとするが、1/500を標準とし、それによりがたい場合は1/1,000とする。

第4節 堆砂縦断測量

堆砂縦断測量は、山口県公共測量作業規程を適用する。

解説

1. 中心線測量の杭の間隔は、20mを標準とする。
2. 砂防堰堤堆砂敷は堆砂後流況が変化するので、現在の流路にこだわらず、堆砂後の流況を考慮して決定する。
3. 縦断図の縮尺は、通常横を平面図と同縮尺とし、縦については、1/100～1/200とする。
4. 縦断図は、堤高等を設定する上で重要な図面となるため、測点、変化点の現在河床高はもとより、既設構造物や用排水施設等の高さも記入しておくことが必要である。
5. 計画に影響する支川については、本川同様に測量するものとする。

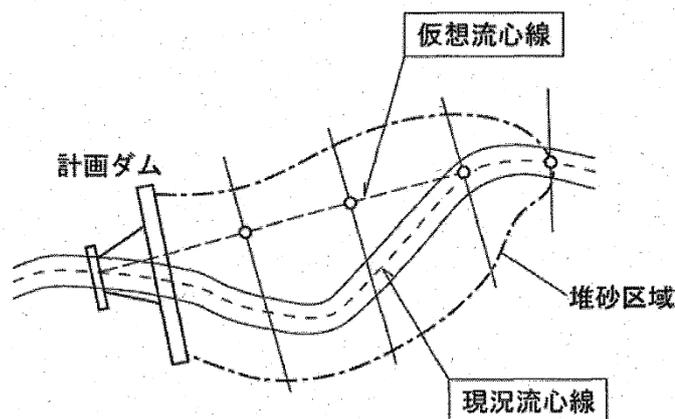


図-2.12 縦断の法線形

第5節 堆砂横断測量

堆砂横断測量は、山口県公共測量作業規程を適用する。

解説

1. 堆砂横断測量の測線間隔は、原則として20mとする。
2. 作図については、下流から上流を見た形で行うものとする。
3. 横断方向杭(末端杭)は、横断測量の精度を保持する上で重要であるため、必ず設置するとともに図面にも記入(平面図も同様)する。
4. 溪床勾配が急な場合は測線間隔を20m程度とし、堰堤地点と計画堆砂末端の間に少なくとも2本の横断測線を設けるものとする。

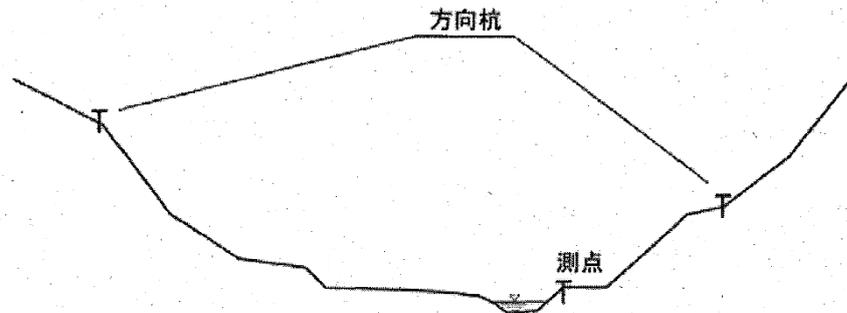
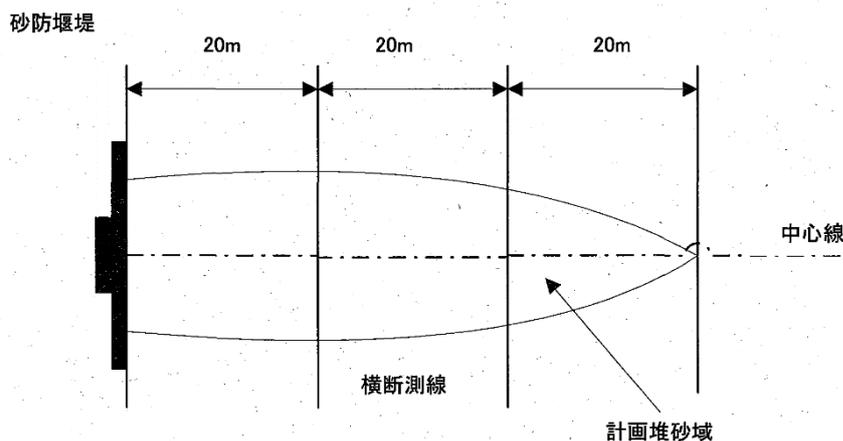


図-2.13 横断図の例



少なくとも計画堆砂域内に2本の堆砂横断測線を確保する
図-2.14 溪床勾配が急な場合の堆砂横断測線の配置の標準

第6節 工事用測量

工事用測量は、山口県公共測量作業規程を適用する。

解説

1. 堤体詳細測量には、次の3つの作業がある。

- ①堤体測線測量
- ②堤体縦断測量
- ③堤体横断測量

なお、これらの作業は、決定された堤体軸線と置き換え、これに対して縦断、横断と呼んでいるものである。

(1) 堤体測線測量

堤体測線測量とは、決定した堤体軸線(法線と呼ぶ)上の地形変化点に測点杭(6×6×60cm)を設置するものである。したがって、測点間隔については、地形の変化点が基準となる。ただし、平坦地の場合は、おおよそ10mに1点を標準とする。

(2) 堤体縦断測量

堤体縦断測量とは、(1)によって設置された杭の杭高および地盤高を測定し、縦断図を作成するための測量である。なお、縦断図については堤体設計に使用されるものであるから、そ

【調査編 第3章 測量】

の精度について十分配慮する必要がある。また、その上下流において少なくとも1本ずつ大横断(堤体測線縦断に平行)をとる必要がある。

(3) 堤体横断測量

堤体横断測量は、堤体軸法線に直角方向の地形を測定し、横断図を作成するための測量である。なお、堤体横断については図2-15のように堤体軸部の地形が上下流において変化している場合にのみ行うこととし、調査幅は片側30mを標準とする。また縮尺は、貯砂横断と同一程度とする。

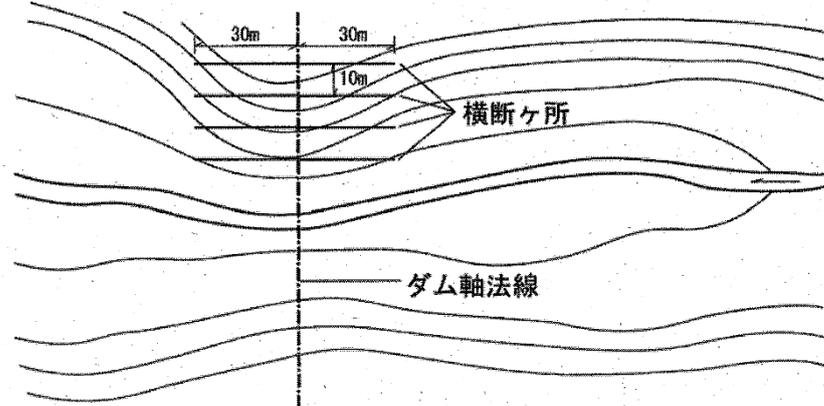


図-2.15 堤体測線横断位置の例

2. 溪流保全工において、法線測量の杭の間隔は、20～50mを標準とする（縦断勾配変化点および横工位置も適宜設置すること）。

第7節 用地測量

用地測量は、山口県公共測量作業規程を適用する。

第4章 土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域の調査

第1節 総論

1.1 調査の目的

本調査は、砂防事業による土砂・洪水氾濫対策の効率的な実施を図るため、土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域を調査により抽出することを目的とするものである。本章の調査手法等は、流域における土砂・洪水氾濫の発生の可能性の有無、土砂・洪水氾濫による被害の可能性の有無を評価するものではなく、災害リスクの高い流域を段階的に評価するものである。そのため、本章で抽出される流域以外でも、発生する可能性があることに留意が必要である。

『土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域の調査要領（案）（試行版）P1』（一部加筆修正）
解 説

平成30年西日本豪雨（広島県呉市等）、令和元年東日本台風（宮城県丸森町）等、近年、特に平成の後半以降、土砂・洪水氾濫が頻発し、甚大な人的・物的被害が生じている。土砂・洪水氾濫による土砂・流木の氾濫は広範囲に及び、大量の土砂・流木は地域の復旧・復興の妨げとなっている。また、今後も、気候変動の影響により、土砂・洪水氾濫の頻発化が懸念されており、社会資本整備審議会気候変動を踏まえた水災害対策小委員会答申「気候変動を踏まえた水災害対策のあり方について」（令和2年7月）においても、「土砂・洪水氾濫の発生時に、大量に発生・流下する流木に対しても、効果的な施設整備を推進すべきである」と記載され、土砂・洪水氾濫対策のための砂防関係施設の集中的な整備が求められている。

土砂・洪水氾濫対策については、これまで、大規模な災害実績を有する流域、あるいは、発生の蓋然性が把握しやすい流域において、砂防事業による砂防堰堤等の整備が行われてきたが、それ以外の流域については、対策を実施する箇所を選定する指標がこれまであまり示されておらず、対策が行われてきた事例は少ない。気候変動を踏まえた砂防技術検討会中間とりまとめ（令和2年6月）において、「過去に土砂・洪水氾濫の記録がない流域であっても、近年発生した流域と同様の特徴を有する流域は、土砂・洪水氾濫危険流域として、可能な対策を進めていくことが重要」と指摘されている。

気候変動等に伴う全国的な土砂・洪水氾濫による災害リスクの高まりに対し、砂防事業による土砂・洪水氾濫対策の効率的な実施を図るため、『土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域の調査要領（案）（試行版）』（以降、『調査要領（案）』と記載）は、都道府県内における過去に土砂・洪水氾濫が発生の記録がない地域を調査対象範囲として、土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域を調査により抽出し、土砂・洪水氾濫対策を優先的に実施する流域を選定することを目的に、その調査手法・手順等を取りまとめたものである。

なお、『調査要領（案）』は試行版であり、以下の点に留意が必要である。

- ①『調査要領（案）』の作成に際し参考とした、土砂・洪水氾濫による被災事例は、事例が平成21年以降、かつ、土砂移動現象の規模が大きく甚大な被害をもたらした事例に限られており、今後の発災状況によっては、流域の特徴に関する調査等、手法の見直しを図るものとする。
- ②『調査要領（案）』の手法は、近年の土砂移動現象の規模が大きく甚大な被害をもたらした事例を参考に作成されていることから、「大きな被害のおそれのある流域の調査」を目的としているものである。より幅広い土砂・洪水氾濫による被害のおそれのある流域の調査につい

【調査編 第4章 土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域の調査】

ては、流域の特徴に関する調査等、地域の状況に応じた手法を用いることを妨げるものではない。

- ③土砂・洪水氾濫は、局所的な流路形状や河床勾配の急激な変化、流木による橋梁の閉塞等、複合的な要因で発生する場合もあり、『調査要領(案)』で抽出される流域以外でも発生する可能性があることに留意が必要である。

留意点①～③等を踏まえ、『調査要領(案)』により抽出される流域のイメージを図-2.16に示す。

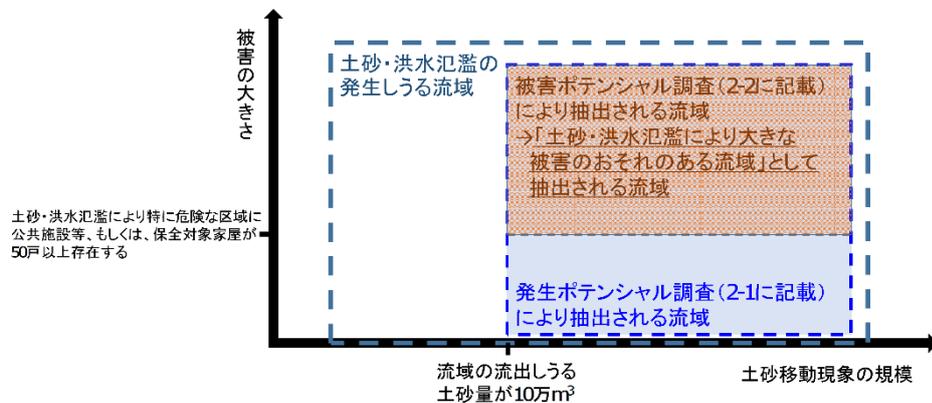


図-2.16 『調査要領(案)』により抽出される流域のイメージ

(参考となる資料)

気候変動を踏まえた砂防技術検討会 中間とりまとめ

https://www.mlit.go.jp/river/sabo/committee_kikohendo/200521/chukan_torimatome.pdf

社会資本整備審議会気候変動を踏まえた水災害対策小委員会答申「気候変動を踏まえた水災害対策のあり方について」

https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/shaseishin/kasenbunkakai/shouininkai/kikouhendou_suigai/pdf/03_honbun.pdf

1.2 調査の流れ

土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域の調査は、発生ポテンシャル調査と被害ポテンシャル調査から構成される。発生ポテンシャル調査により、流出土砂量の大きい土砂・洪水氾濫の発生ポテンシャルが高い流域を抽出し、抽出された溪流について、被害ポテンシャル調査を実施し、土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域を抽出する。

『土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域の調査要領(案)(試行版) P3』(一部加筆修正) 解説

土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域の調査のフローは、図-2.17に示すとおりである。

発生ポテンシャル調査は、既往災害資料の調査と流域の特徴に関する調査から構成される。また、被害ポテンシャル調査は、土砂・洪水氾濫対策として実施する砂防事業の保全対象に関する調査である。

【調査編 第4章 土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域の調査】

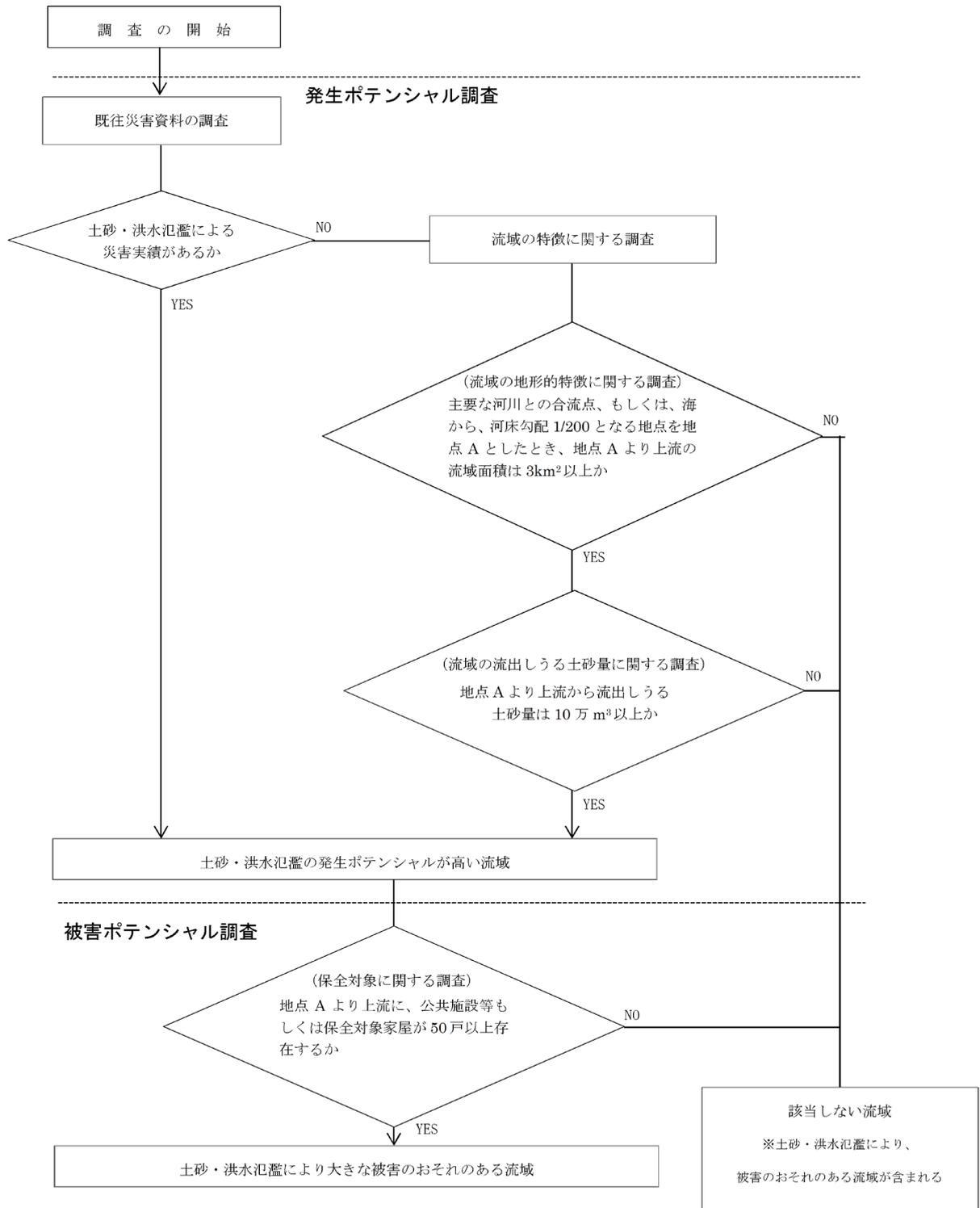


図-2.17 調査実施フローチャート

1.3 用語の定義

本章で用いる用語の定義は、次に示すとおりである。

『土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域の調査要領（案）（試行版）P5』（一部加筆修正）
解 説

【土砂・洪水氾濫（どしゃ・こうずいはんらん）】

土砂・洪水氾濫とは、豪雨により上流域から流出した多量の土砂が谷出口より下流の河道で堆積することにより、河床上昇・河道埋塞が引き起こされ、土砂と泥水の氾濫が発生する現象。土砂とともに上流域から流出した流木が氾濫する場合もある。



図-2.18 土砂・洪水氾濫のイメージ（国土交通省ホームページ）

【河床勾配（かしょうこうばい）】

本章においては、200m間の平均河床勾配を指す。

【公共施設等（こうきょうしせつとう）】

本章にある公共施設等については、以下の施設等を含む。

- ・公共施設（官庁、学校、病院、鉄道、道路、橋梁等のうち相当規模以上のもの）
- ・市町村地域防災計画に位置づけられている避難場所
- ・重要鉱工業施設
- ・居住誘導区域として指定された区域、もしくは指定しようとする区域と接続する主要幹線道路、鉄道、避難路、インフラライフライン

【流域（りゅういき）】

本章においては、土砂・洪水氾濫による土砂・流木の氾濫範囲が収まる1つの流域を指す。国土数値情報流域メッシュが、平成30年九州北部豪雨での土砂・洪水氾濫による土砂・流木の氾濫範囲と調和的な傾向が見られる等、流域の設定の参考となる場合がある。

第2節 土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域の調査の実施方法

土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域の調査要領(案)(試行版) 第2章 参照

第3節 調査のとりまとめ

土砂・洪水氾濫により大きな被害のおそれのある流域の調査要領(案)(試行版) 第3章 参照

砂防技術基準

[1] 事業編

[2] 調査編



[3] 計画編

[4] 設計編

[5] 施工積算・管理編

[6] 用地補償編

[7] 資料編

第1章 砂防計画の基本

第1節 総説	3-1
第2節 砂防基本計画	3-2
2.1 計画策定の基本方針	3-2
2.2 土石流・流木対策に関する基本的な事項	3-4
2.2.1 総説	3-4
2.3 土砂・洪水氾濫対策に関する基本的な事項	3-4
2.4 火山砂防に関する基本的な事項	3-4
2.5 深層崩壊・天然ダム等異常土砂災害対策に関する基本的な事項	3-4
第3節 総合的な土砂災害等対策	3-5
3.1 総説	3-5
3.2 自然環境等への配慮	3-5
3.2.1 都市山麓グリーンベルト整備計画	3-5
3.3 土砂災害のソフト対策	3-7

第2章 土石流・流木対策計画

第1節 土石流・流木対策計画	3-8
1.1 土石流・流木対策計画	3-8
第2節 土石流・流木対策計画の基本的事項	3-10
2.1 計画策定の基本方針	3-10
2.2 保全対象	3-10
2.3 計画規模	3-10
2.4 計画基準点等	3-11
2.5 計画で扱う土砂・流木量等	3-12
2.5.1 計画流出量	3-12
2.5.2 計画流下許容量	3-13
2.6 土石流・流木処理計画	3-13
2.6.1 土石流・流木処理計画の策定の基本	3-14
2.6.2 計画捕捉量	3-15
2.6.3 計画堆積量	3-20
2.6.4 計画発生（流出）抑制量	3-22
2.7 土砂・流木量等の算出方法	3-25
2.7.1 計画流出土砂量の算出方法	3-25
2.7.2 計画流出流木量の算出方法	3-33
2.7.3 計画基準点における土石流ピーク流量の算出方法	3-34
2.7.4 清水の対象流量の算出方法	3-37
2.8 土石流の流速と水深の算出方法	3-41
2.9 土石流の単位体積重量の算出方法	3-44

2.10 土石流流体力の算出方法	3-44
第3節 土石流・流木対策施設配置計画	3-45
3.1 総説	3-45
3.2 土石流・流木対策施設の配置の基本方針	3-45
3.3 土石流・流木対策施設の機能と配置	3-45
3.3.1 土石流・流木捕捉工	3-47
3.3.2 土石流・流木発生抑制工	3-53
3.3.3 土石流導流工	3-55
3.3.4 土石流堆積工	3-55
3.3.5 土石流緩衝樹林帯	3-56
3.3.6 土石流流向制御工	3-56
3.4 整備率	3-57
3.4.1 土砂整備率	3-57
3.4.2 流木整備率	3-59
第4節 除石（流木の除去を含む）計画	3-60
第3章 土砂・洪水氾濫対策計画	
第1節 総説	3-61
第2節 土砂・洪水氾濫対策計画の基本的事項	3-61
2.1 計画規模	3-61
2.2 保全対象・計画基準点等	3-62
2.3 計画で扱う土砂量	3-63
2.4 土砂処理計画	3-63
2.5 土砂生産抑制計画	3-64
2.6 土砂流送制御計画	3-64
第4章 砂防等施設配置計画	
第1節 土石流・流木対策施設配置計画	3-65
1.1 総説	3-65
1.2 土石流・流木の捕捉のための施設	3-65
1.2.1 砂防堰堤の形式の選定	3-66
1.2.2 透過型・部分透過型の種類と配置	3-67
1.2.3 土石流捕捉のための砂防堰堤の配置上の留意事項	3-67
1.3 土石流・流木の堆積のための施設	3-68
1.4 土石流・流木の制御のための施設	3-68
1.5 土石流・流木の発生抑制のための施設	3-69
第2節 土砂・洪水氾濫対策施設配置計画	3-70
2.1 総説	3-70
2.2 山腹における土砂生産抑制のための施設（山腹保全工）	3-71

2.2.1	山腹工	3-71
2.2.2	山腹保育工	3-72
2.3	溪床・溪岸における土砂生産抑制のための施設	3-73
2.3.1	砂防堰堤(生産抑制)	3-73
2.3.2	床固工	3-74
2.3.3	護岸工	3-74
2.3.4	溪流保全工	3-74
2.4	土砂の流出抑制あるいは調節のための施設	3-75
2.4.1	砂防堰堤(流送制御)	3-75
2.4.2	溪流保全工	3-76
2.4.3	遊砂地工	3-76
2.4.4	床固工	3-76
第3節	土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策施設配置計画	3-77
3.1	総説	3-77
3.2	流木生産抑制のための施設	3-78
3.3	流木捕捉のための施設	3-78

第1章 砂防計画の基本

第1節 総説

砂防（土砂災害等対策）計画には、流域等における土砂の生産及びその流出に起因し発生する災害（土砂災害）を防止・軽減するための砂防基本計画、地すべり防止計画、急傾斜地崩壊対策計画、雪崩による災害を防止・軽減するための雪崩対策計画がある。

『国・河・計(基) P43』

解説

流域等とは、流域、火山地・火山麓地、急傾斜地等をいう。

土砂の生産とは、豪雨、融雪、地震等による山腹や斜面の崩壊・侵食、土石流、地すべり、河床・河岸の侵食等の現象に伴う不安定土砂の発生をいい、土砂災害の防止・軽減とは、山腹や斜面の崩壊・侵食、土石流の直撃等の直接的な災害及び流出した土砂による貯水池の埋没や、流域等における土砂流出による扇状地・谷底平野・沖積平野における河床の上昇による土砂・洪水氾濫等による直接的及び間接的な災害から、国民の生命、財産及び生活環境、自然環境を守ることをいう。

砂防（土砂災害対策）計画の策定に当たって、以下の観点について検討することが望ましい。

- ・ 既往の災害履歴と事業の変遷
- ・ 流砂系における総合的な土砂管理
- ・ 良好な自然環境の復元
- ・ 良好な景観の維持・形成
- ・ 流域等の利活用

第2節 砂防基本計画

2.1 計画策定の基本方針

砂防基本計画は、流域等における土砂の生産及びその流出による土砂災害を防止・軽減するため、計画区域内において、土砂災害を引き起こすような有害な生産・流出土砂を合理的かつ効果的に処理するよう策定するものとする。

砂防基本計画は対象流域等における様々な形態、時間スケールの災害を引き起こす計画規模内のあらゆる土砂流出現象を対象とする。

『国・河・計(基) P43』

解説

砂防基本計画には、災害を引き起こす現象、現象が生じる時間スケール、保全対象の位置などの対策の目的に応じ、

- A. 短期（一連の降雨継続期）土砂・流木流出による土砂災害を防止・軽減するための計画（短期土砂・流木流出対策計画）対策計画
- B. 中期（土砂流出活発期）土砂流出による土砂災害を防止・軽減するための計画（中期土砂流出対策計画）対策計画
- C. 長期（土砂流出継続期）土砂流出による土砂災害を防止・軽減するための計画（長期土砂流出対策計画）対策計画
- D. 火山砂防地域における土砂災害対策計画（火山砂防計画）
- E. 深層崩壊・天然ダム等異常土砂災害対策計画

に細分されるものとする。砂防基本計画と現象が生じる時間スケール、保全対象の位置などの対策の目的の関係は、図 3-1 に示すとおりである。対象とする現象が生じる時間スケールは短期、中期、長期の 3 期間に細分され、それぞれ

短期は、計画規模の現象が発生する一連の降雨継続期間

中期は、短期の降雨により生産された土砂がその後の降雨により特に活発に移動する期間（流出土砂が定常状態に落ちつくまでの数年間）

長期は、流出土砂量が短期土砂・流木流出を引き起こした降雨イベントの前に比べて定常的に流出土砂量が活発な状態が継続する期間（十年以上の期間）

とし、短期、中期、長期において対象とする土砂流出のイメージは図 3-2 に示すとおりである。上記 A～E の 5 つの計画は、発生する災害の現象、対策の目的によっては、地域的に重なり合うことがある。このような場合は、発生する災害の現象等に応じ、計画として分けて策定するが、各々の計画間の整合が図られるよう相互調整を行う必要がある。

		保全対象の位置			
対象とする期間		土石流危険渓流等 にある保全対象	扇状地・谷底平野 にある保全対象	沖積平野にある 保全対象	貯水池
	短期 (一連の降雨)	A. 短期(一連の降雨継続期) 土砂流出による土砂災害対策計画			
		A-2. 土石流・流木 対策計画	A-1. 土砂・洪水氾濫対策計画	A-3. 土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策計画	
		E. 深層崩壊・天然ダム等異常土砂災害対策計画			
中期 (数年まで)		B. 中期(土砂流出活発期) 土砂流出対策			
長期 (10年以上)		C. 長期(土砂流出継続期) 土砂流出対策			

図-3.1 砂防基本計画と現象が生じる時間スケール、保全対象などの対策の目的の関係（火山砂防地域における土砂災害対策計画は除く）

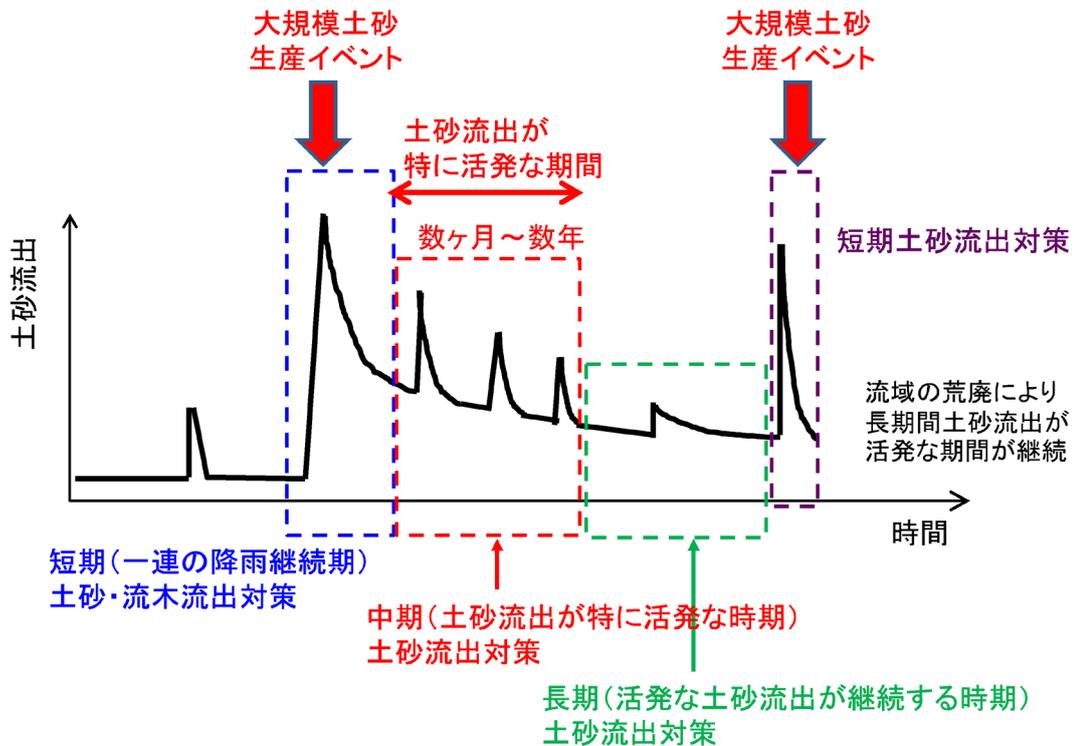


図-3.2 短期、中期、長期で対象とする土砂流出のイメージ

2.2 土石流・流木対策に関する基本的な事項

2.2.1 総説

土石流・流木対策計画は、土石流および土砂とともに流出する流木による災害から、国民の生命、財産及び公共施設等を守ることを目的として、土石流および土砂とともに流出する流木を合理的かつ効果的に処理するように策定することを基本とする。また、土石流危険渓流であっても流路が不明瞭で常時流水がない小規模渓流など流域の特性、想定される現象等を踏まえた計画策定を実施することを基本とする。

また、土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するため、土石流等の発生後や定期的に砂防堰堤の堆砂状況等の点検を行い、除石（流木の除去を含む）等を実施するのに必要な除石計画を検討することを基本とする。

『国・河・計(基) P49』

解説

土石流・流木対策計画では、山腹が崩壊して生じた土石・流木及び溪流、溪岸の土石・流木が水と一体になって流下する現象を対象とする。

土石流・流木によって発生する災害は、土石流・流木の直撃による災害と土石流の後続流等が氾濫することによる災害とに分けられる。

土石流・流木の直撃による災害とは、先端部に集中して流下する巨礫が直接人家に衝突し発生する災害であり、後続流等が氾濫することによる災害とは、土石流等の先頭部が堆積したのち、後続流等が流下する際、周辺域へと氾濫することにより浸水被害等が生じる災害をいう。

なお、大規模な山腹崩壊土砂がそのまま土石流となるものや、崩壊または地すべり等により形成された天然ダムの決壊による土石流、および火山噴火に伴って融雪に起因する火山泥流、火口湖の決壊に起因する火山泥流は対象外とする。

2.3 土砂・洪水氾濫対策に関する基本的な事項

国土交通省 河川砂防技術基準 計画編（基本計画編）第3章 2.2.2 参照

2.4 火山砂防に関する基本的な事項

国土交通省 河川砂防技術基準 計画編（基本計画編）第3章 2.5 参照

2.5 深層崩壊・天然ダム等異常土砂災害対策に関する基本的な事項

国土交通省 河川砂防技術基準 計画編（基本計画編）第3章 2.6 参照

第3節 総合的な土砂災害等対策

3.1 総 説

砂防（土砂災害等対策）計画の策定においては、地域特性・土地利用状況等を踏まえ、土石流、土砂・洪水氾濫、流木、地すべり、急傾斜地の崩壊による災害等が輻輳して発生する土砂災害の防止・軽減を図るため、砂防設備等によるハード対策と警戒避難体制の整備、土地利用規制等によるソフト対策を適切に組み合わせ、総合的な対策となるように計画するものとする。

『国・河・計(基) P43』

3.2 自然環境等への配慮

砂防基本計画の策定に当たっては、計画区域及びその周辺における自然環境・景観等に十分配慮することを基本とする。

『国・河・計(基) P68』

解 説

山腹斜面等山地部から溪流、河道に至る空間やこれらに隣接する周辺の自然空間等においては、それぞれの場所の条件に合った生息・生育環境、景観等が存在しているため、流域等において計画される砂防基本計画の策定に当たっては、生物の生息・生育環境、景観、水質等の現状等を踏まえ、生物の生息・生育環境の連続性や良好な景観の確保等が図られるよう、施設配置、施設の形状、構造等について十分に配慮する。

また、砂防基本計画では、山腹斜面の侵食の緩和、植生の導入を図ることにより、荒廃した自然を本来あるべき姿へと復元することを目的の一つとしていることから、荒廃地へ植生を導入する際には、在来種の導入に努めるほか、周辺や下流域の自然環境と調和の取れた種を選定することが望ましい。また、植生の復元の過程においては目標を設定し、必要に応じ維持管理を行うことが望ましい。

また、市街地等にある緑豊かな斜面は、市街地の景観を構成する重要な要素であり、生物の生息・生育環境を保全する貴重な空間である。そのため、砂防設備による対策を検討するにあたっては、周辺の生活環境等に十分配慮し、既存木の保全や在来種などによる新たな植生の導入等について検討を行った上で、計画を策定するよう努める。

3.2.1 都市山麓グリーンベルト整備計画

3.2.1.1 総 説

都市山麓グリーンベルト整備計画は、都市山麓グリーンベルトの基本構想を踏まえ、地域計画等と整合を図り、砂防設備、地すべり防止施設、急傾斜地崩壊防止施設等の整備による対策と、砂防指定地の適切な管理及び各種の法令等による適切な土地利用の誘導により、土砂災害に強い地域づくりを行うことを基本とする。

『国・河・計(基) P69』

解 説

都市山麓グリーンベルト整備計画は、基本構想を踏まえ、砂防事業者等が実施する具体的な対策について総合的な土砂災害対策計画となるように策定する。

その整備においては、砂防設備、地すべり防止施設及び急傾斜地崩壊防止施設等の総合的な整備にあわせ、砂防指定地の適切な管理として樹林の持つ多様な機能や効果を発揮させるために、樹種転換等必要な措

置を講じる。

都市山麓グリーンベルトとは、土砂災害の発生のおそれがある都市山麓の市街地周辺地域において、土砂災害の防止・軽減、良好な都市環境や風致・景観の形成、生態系の保全・育成等を目的として、市街地周辺に隣接する山腹斜面・溪流部及び山麓部の斜面を構成する一連の樹林に着目し設定される斜面緑地帯である。

都市山麓グリーンベルトにおける基本構想とは、当該趣旨を踏まえ、市町村が主体となり、関係機関との連携、各種法令による土地利用規制等との調整を図り、将来の都市山麓グリーンベルトの整備の目標や対策の考え方等について総合的に定めたものであり、緑を活かした広域的な防災空間のマスタープランとしての役割を担うものである。

3.2.1.2 対策の基本

都市山麓グリーンベルト整備計画は、砂防指定地の管理の一環として、樹林が有する表面侵食などによる土砂生産や土砂流出の抑制等の機能の維持・増進を図るために行う樹林の保全・育成、樹林構造の改善等を実施するとともに、砂防設備等による対策等を一体的に実施することによって、面的な防災空間の創出と保全が図られるように計画することを基本とする。

砂防指定地において、砂防設備等による対策等を一体的に実施することによって、面的な防災空間の創出と保全が図られるように計画するものとする。特に、都市山麓グリーンベルト整備計画では、無秩序な市街化の防止を図り、当該地域の安全を確保するために、他事業や各種法令に基づく土地利用規制と連携を図ることを基本とする。

『国・河・計(基) P69』

解説

都市山麓の市街地周辺地域の山腹斜面・溪流部及び山麓部において、土石流等土砂の流出による災害、地すべりによる災害、急傾斜地の崩壊による災害等の防止・軽減を図るため、市街地に隣接する一連の面的な樹林帯の形成を図り、砂防堰堤、山腹工等による砂防設備、地すべり防止施設及び急傾斜地崩壊防止施設等による対策を総合的に計画する。特に、無秩序な市街化の防止を図るために、公園事業のほか他事業との連携を図るとともに、土砂災害警戒区域などの指定はもとより、都市計画法など各種法令に基づく土地利用規制等と適切に連携し計画を策定する。

計画の策定に当たっては、良好な都市環境や風致・景観の形成、生態系の保全、健全なレクリエーションの場の提供等に十分配慮することが望ましい。

また、樹林は、その保全、育成、樹林構造の改善を適切に行うことにより、良好な都市環境や風致・景観の形成、生物の生育・生息環境の保全、健全なレクリエーションの場の提供等が期待されることから、計画の策定に当たっては、地域の実情を踏まえ、これらの効果が発揮されるよう努める。

3.3 土砂災害のソフト対策

土砂災害のソフト対策は、土砂災害による人的被害を軽減するため、土砂災害が発生するおそれのある区域を明らかにするとともに、当該区域における警戒避難体制の整備を図るほか、被害対象の減少を図るため、特定開発行為の制限や建築物の構造規制や移転の勧告を行う。これらの対策を効果的に組み合わせるとともに、ハード対策と一体となった総合的な土砂災害対策となるよう計画する。土砂災害のソフト対策に係る計画については、法令等で定められる対策の実施主体が本節の内容を適用し、必要に応じて計画を策定するものとする。

土砂災害が発生するおそれのある区域のうち、土砂災害警戒区域等は、基礎調査の結果を踏まえ、法令で定める基準に基づき指定し、また緊急調査の結果に基づき重大な土砂災害の急迫した危険があると認められる区域等は、想定される土砂災害に応じて、数値計算や地すべりの移動等に基づき明らかにすることを基本とする。

警戒避難体制の整備は、土砂災害の危険度が高まった時に、市町村長の避難指示発令や住民の自主避難の判断に資する情報の発表を行うため、土砂災害警戒情報等の発表基準の設定、土砂災害に関する情報や予警報の伝達と周知体制の整備、土砂の移動等に対する監視・観測体制の整備を図るほか、避難経路や避難場所の設定や周知を図るものとする。

特定開発行為の制限や建築物の構造規制等については、急傾斜地の崩壊等が発生した場合に建築物に損壊が生じ、住民等の生命・身体に著しい危害が生ずるおそれがあると認められる土砂災害特別警戒区域において、想定される土砂災害の発生原因となる自然現象と開発行為の内容や建築物に作用すると想定される衝撃力を考慮し、関連する法令や制度と連携し適切に行う必要がある。

なお、土砂災害のソフト対策は、土砂災害が発生するおそれのある区域の周知や土砂災害の危険度が高まった時に避難に資する情報を発信するなど行政による「知らせる努力」と、住民がこれらの情報の内容や意味を避難訓練・防災教育の実施を通して理解するなど「知る努力」が相乗的に機能するように取り組むことを基本とする。

『国・河・計(基) P71』

解説

土砂災害のソフト対策は、都道府県等により、土砂災害防止法に基づき土砂災害警戒区域等の指定と警戒避難体制の整備や一定の開発行為の規制を図っていくものとする。また、砂防施設の整備等、ハード対策と相まって災害の防止、被害の軽減が図られるよう総合的な対策を展開していくものとする。

土砂災害のソフト対策は、土砂災害が発生するおそれのある区域を都道府県等が把握し、土地のリスク情報をハザードマップ等により市町村が住民に周知するほか、都道府県と気象庁が共同で発表する土砂災害警戒情報等、市町村長の避難指示発令や住民の自主避難の判断に資する情報の提供およびこれらの情報提供を行うために必要な警戒避難体制の整備を行う。また住民がこれらの情報の内容や意味などを理解し、土砂災害の危険が迫ったときに適切な避難行動を取ることが可能となるよう、市町村等が避難訓練等の実施に努めることが重要である。さらに、都道府県は特定開発行為の制限や建築物の構造規制や移転の促進を行うなど被害対象の減少を図る。これらの対策を効果的に組み合わせるとともに、ハード対策と一体となった総合的な土砂災害対策となるよう計画する。

第2章 土石流・流木対策計画

第1節 土石流・流木対策計画

1.1 土石流・流木対策計画

総説

砂防基本計画（土石流・流木対策）は、土石流および土砂とともに流出する流木等による土砂災害から国民の生命、財産、生活環境および自然環境を守り、併せて国土の保全に寄与することを目的として策定するものとする。

策定においては、溪流内の現地調査等により溪流の状況、自然環境や保全対象地域の歴史・文化等の特性および経済性等を総合的に把握するものとする。

『砂・基・針 P4』

解説

砂防基本計画（土石流・流木対策）は、本基準に基づいて策定する。また、砂防基本計画（土石流・流木対策）は、土石流危険溪流*の土石流や流木の発生履歴を含め、流域の社会環境、自然環境、文化・歴史等の地域特性や経済性等を総合的に評価したものでなければならない。

なお、砂防基本計画（土石流・流木対策）は、図-3.4の流れを参考に策定する。

※土石流危険溪流での溪流とは、具体的には1/25,000地形図で谷型の地形をしているところとする。すなわち、一次谷（右図）を形成している地形を起点とし、溪床勾配が 2° （1/30）までを終点とする溪流をいい、当然一次谷だけの溪流を含むものとする。

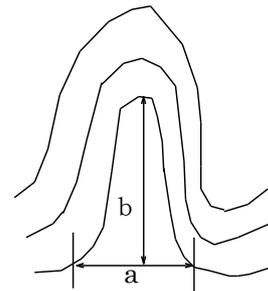


図-3.3

○一次谷の判定方法

- ① $a < b$ になった地点を一次谷とする。
- ② $a > b$ になった地点であっても、次の場合は一次谷とみなす。
 - ・土石流または土砂流の履歴がある溪流（扇状地形をつくっているものを含む）
 - ・地形地質上、土石流の発生の恐れがあると予想される溪流

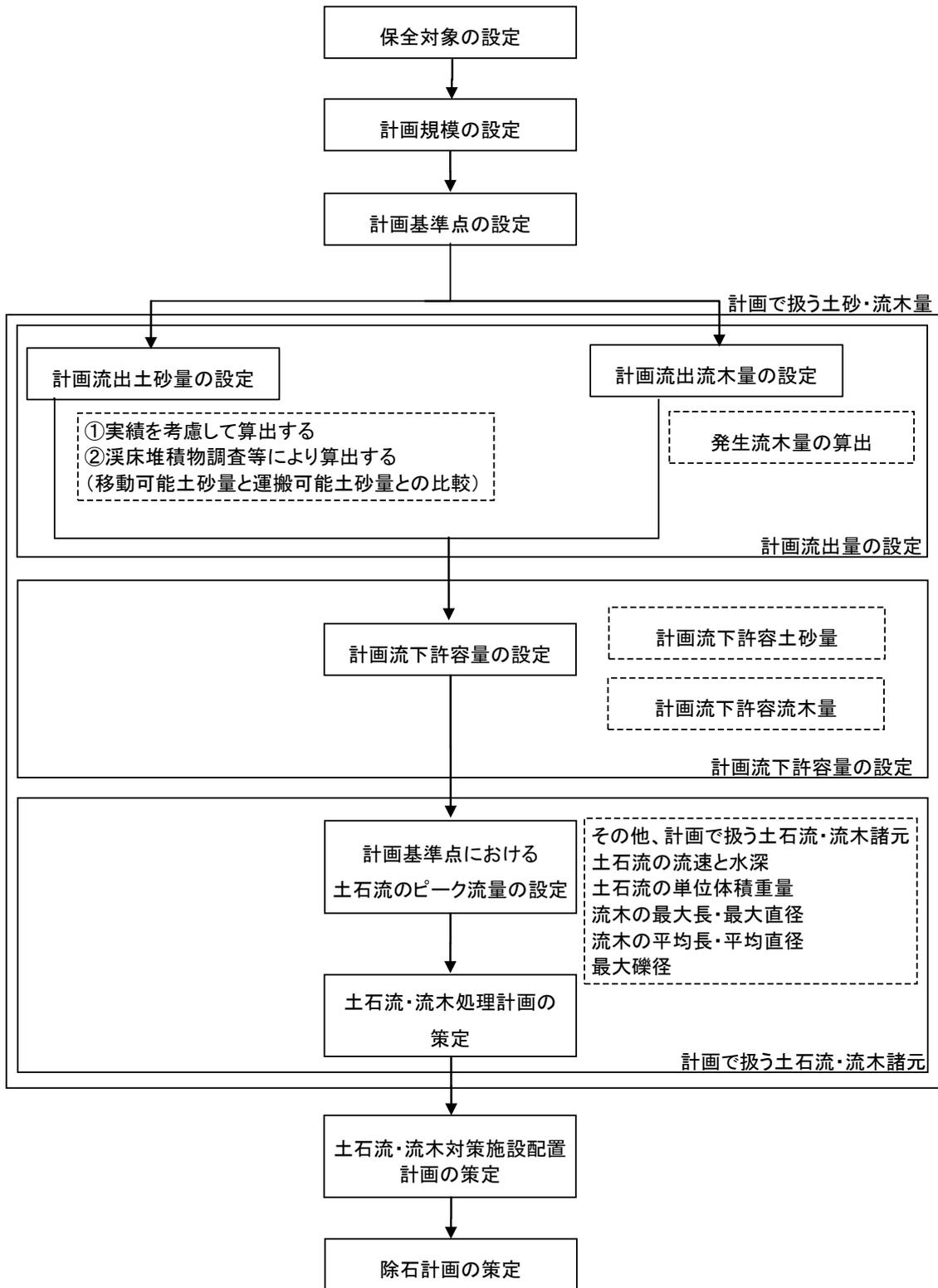


図-3.4 土石流・流木対策計画および土石流・流木施設配置計画、除石計画の策定の流れ

第2節 土石流・流木対策計画の基本的事項

2.1 計画策定の基本方針

土石流・流木対策計画は、土石流および土砂とともに流出する流木等による土砂災害の防止を目的として、土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するよう策定するものとする。

また、土石流危険渓流以外の土石流が発生および流下する恐れのある流域についても、本基準を準用することができる。ただし、その場合は、現地で想定される現象やその対策の目的が通常の土石流危険渓流の場合と同等と見なせるか否かを見極めた上で、準用することが重要である。

『砂・基・針 P4～6』

解説

土石流・流木対策は、計画に基づく事業の完了によりその目的は達成される。しかしながら土石流および土砂とともに流出する流木等の破壊力や、流木が河道狭窄部や橋梁等を閉塞することで引き起こす土砂氾濫が与える被害から見て、その発生による人命・人家・公共施設等に対する影響は多大なものである。

したがって、事業の完了までの土石流および土砂とともに流出する流木等から人命・人家・公共施設等を保護するとともに、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の高いと判断される土石流（以下、「計画規模の土石流」という）を上回る土砂移動に対処するため、警戒避難体制の整備等のソフト対策を別途講ずる必要がある。

なお、流域において、大規模な崩壊、土石流の発生、地震、火山噴火による斜面の不安定化等の自然的要因又は開発等の人為的要因により大きな変化があった場合、あるいは、森林等の状況が大きく変化した場合には、必要に応じて、計画で扱う土砂・流木量等の見直しを行い、土石流・流木対策計画を改定する。

2.2 保全対象

土石流・流木対策における保全対象は、土石流により被害の生じるおそれのある区域内における保全人口、保全人家、保全田畑、公共施設等とする。

『砂・基・針 P7』

解説

土石流により被害の生じるおそれのある区域は、土砂災害防止法に基づいて設定された土砂災害警戒区域を基本とする。なお、土砂災害警戒区域に指定されていないなど、これによりがたい場合は、対象とする溪流において計画規模の降雨により発生する土石流の被害範囲を氾濫シミュレーション等により想定した区域を用いることができる。

2.3 計画規模

土石流・流木対策計画の計画規模は、流域の特性によって一般に流出土砂量あるいは降雨量の年超過確率で評価するものとする。

なお、本基準は、大規模な山腹崩壊土砂がそのまま土石流となるものや、崩壊または地すべり等により形成された天然ダムの決壊による土石流、および火山噴火に伴って融雪に起因する火山泥流、火口湖の決壊に起因する火山泥流を対象外とする。

『砂・基・針 P8』

解説

原則として経験ならびに理論上、計画規模の年超過確率の降雨量（原則として年超過確率 1/100 の 24 時間雨量又は日雨量とする）に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流および土砂とともに流出する流木等の流出量等を推定し、算出する。

土石流・流木対策計画では、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等の流出量等は、当該溪流における過去の土石流量等の資料に基づいて定めることができる。

2.4 計画基準点等

計画基準点は、計画で扱う土砂・流木量等を決定する地点である。計画基準点は、保全対象の上流に設けることを基本とする。

また、土石流・流木対策施設の設置地点及び、土砂移動の形態が変わる地点や支溪の合流部等において土石流・流木処理計画上、必要な場合は、補助基準点を設けるものとする。なお、土石流区間では、溪流の状況を踏まえ、発生・流下・堆積区間を適切に設定する。

『砂・基・針 P9』

解説

土石流・流木対策計画では、一般には保全対象の上流の谷の出口、土石流の流下区間の下流端を計画基準点とする。なお、土石流の堆積区間に土石流・流木対策施設を設置する場合は、計画基準点を当該土石流・流木対策施設の下流に設けるものとし、土石流・流木対策施設の設置地点に補助基準点を設けることを基本とする。

土砂移動の形態が変わる地点は、下図を参考とする。

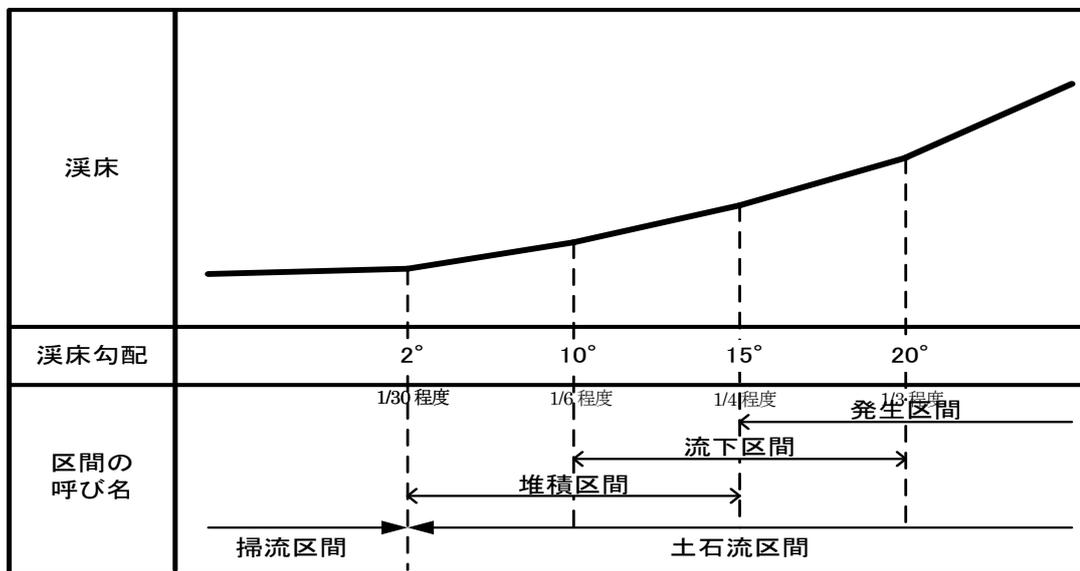


図-3.5 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

2.5 計画で扱う土砂・流木量等

計画で扱う土砂・流木量等は、計画流出量（計画流出土砂量・計画流出流木量）、計画流下許容量（計画流下許容土砂量・計画流下許容流木量）、土石流のピーク流量である。

『砂・基・針 P10』

解説

「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を把握するために、計画基準点において、計画流出量、計画流下許容量、および、土石流ピーク流量を算出する。計画流出量は計画流出土砂量と計画流出流木量の和とする。計画流下許容量は計画流下許容土砂量と計画流下許容流木量の和とする。

計画で扱う土砂・流木量等の算出方法は、本基準に基づくものとする。また、補助基準点、土石流・流木対策施設を配置する地点等における土砂・流木量等の算出方法も計画編第2章2.7土砂・流木量等の算出方法に基づくものとする。

なお、流木を含むことによる土石流ピーク流量、流速、水深、単位体積重量への影響は考慮しない。

また、土石流発生前に流出する細粒土砂や土石流と共に流下するが土石流・流木対策施設で捕捉出来ない細粒土砂は、計画対象外とする。

2.5.1 計画流出量

2.5.1.1 計画流出土砂量

計画流出土砂量は、「計画規模の土石流」により、計画基準点まで流出する土砂量である。算出に際しては、土石流・流木対策施設が無い状態を想定する。

『砂・基・針 P11』

解説

計画流出土砂量は計画編第2章2.7.1計画流出土砂量の算出方法で示した方法に基づき算出する。その際、 $V_{dy11} = A_{dy11} \times L_{dy11}$ …式(12)、 $V_{dy12} = \sum (A_{dy12} \times L_{dy12})$ …式(14)における L_{dy11} および L_{dy12} は、計画基準点から上流域での、それぞれ該当する溪流もしくは流路の長さとする。溪流の定義および一次谷の判定方法は、「土石流危険溪流および土石流危険区域調査要領(案)、平成11年4月」に従うものとする。

計画基準点において算出した計画流出土砂量が $1,000\text{m}^3$ 以下の場合、計画流出土砂量を $1,000\text{m}^3$ とする。ただし、補助基準点において算出した流出土砂量には適用しない。土石流ピーク流量を算出する際に用いる、1波の土石流により流出すると想定される土砂量の取扱いは、計画編第2章2.7.3に示すとおりとする。

火山山麓で特に火山が活動中の場合には、計画流出土砂量の見直しをその活動状況、流域の変化状況に応じて行う必要がある。

～～～(参考) 無流水溪流における計画流出土砂量の取扱い～～～
無流水溪流において、簡易貫入試験を用いて移動可能土砂の厚さを計測する等の詳細な調査を行うことで、崩壊可能土砂量を含めた移動可能土砂量を精度良く把握できる場合もある。その場合に限り、計画流出土砂量が $1,000\text{m}^3$ 以下であっても調査に基づく土砂量を採用することができる。なお、無流水溪流は以下の

条件全てを満たすものをいう。

- ・ 流路が不明瞭で常時流水がなく、平常時の土砂移動が想定されない溪流
- ・ 基準点上流の溪床勾配が10°程度以上で流域全体が土石流発生・流下区間

2.5.1.2 計画流出流木量

計画流出流木量は、「計画規模の土石流」に含まれて、計画基準点まで流出する流木量である。算出に際しては、土石流・流木対策施設が無い状態を想定する。

『砂・基・針 P12』

解説

計画流出流木量は計画編第2章2.7.2計画流出流木量の算出方法で示した方法に基づき算出する。

その際、

$$V_{wy} = \frac{B_d \times L_{dy13}}{100} \times \sum V_{wy2}$$
 (調査編第4節) の L_{dy13} 、 B_d は、計画編第2章2.5.1.1で求めた値と同じとする。

2.5.2 計画流下許容量

2.5.2.1 計画流下許容土砂量

計画流下許容土砂量は、計画基準点より下流において災害を発生することなく流れる土砂量である。

『砂・基・針 P13』

解説

計画流下許容土砂量は、原則として0とする。

ただし、下流において災害を発生させない土砂量で、土石流導流工により流下させることができる場合は、この土砂量を計画流下許容土砂量とすることができる。

2.5.2.2 計画流下許容流木量

計画流下許容流木量は計画基準点より下流で災害を引き起こさない流木量である。

『砂・基・針 P13』

解説

計画流下許容流木量は、原則として0とする。

2.6 土石流・流木処理計画

土石流・流木処理計画は、計画基準点等において、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するよう土石流危険溪流ごとに策定するものである。

『砂・基・針 P39』

解説

土石流・流木処理計画は、計画で扱う土砂量を、砂防設備等（以後、土石流・流木対策施設と呼ぶ）による計画捕捉量（計画捕捉土砂量、計画捕捉流木量）、計画堆積量（計画堆積土砂量、計画堆積流木量）、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）によって処理する計画である。

2.6.1 土石流・流木処理計画の策定の基本

土石流・流木処理計画の策定にあたっては計画で扱う土砂・流木量等、土砂移動の形態、地形、保全対象等を考慮して、土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するよう土石流・流木対策施設を配置する。

なお、計画編第2章2.5.2.1計画流下許容土砂量において、下流に災害等の問題を生じさせない土砂量で、土石流導流工により流下させることができる土砂量を計画流下許容土砂量とした場合は流出土砂の粒径等を十分考慮し、土石流導流工内の堆積によって氾濫等が生じないようにしなければならない。

『砂・基・針 P40』

解説

土石流・流木処理計画は、計画編第2章3.3.1.1砂防堰堤の型式と計画で扱う土砂・流木量等を参考に「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等の計画流出量（V）、計画流下許容量（W）、土石流・流木対策施設の計画捕捉量（X）、計画堆積量（Y）、計画発生（流出）抑制量（Z）との間に、式（1）を満足するように策定する。

$$V - W - (X + Y + Z) = 0 \dots (1)$$

なお、V、W、X、Y、Zは次式によりそれぞれ算出する。

$$V = V_d + V_w \dots (2)$$

$$W = W_d + W_w \dots (3)$$

$$X = X_d + X_w \dots (4)$$

$$Y = Y_d + Y_w \dots (5)$$

$$Z = Z_d + Z_w \dots (6)$$

ここで、 V_d ：計画流出土砂量（ m^3 ）、 V_w ：計画流出流木量（ m^3 ）、 W_d ：計画流下許容土砂量（ m^3 ）、 W_w ：計画流下許容流木量（ m^3 ）、 X_d ：計画捕捉土砂量（ m^3 ）、 X_w ：計画捕捉流木量（ m^3 ）、 Y_d ：計画堆積土砂量（ m^3 ）、 Y_w ：計画堆積流木量（ m^3 ）、 Z_d ：計画土石流発生（流出）抑制量（ m^3 ）、 Z_w ：計画流木発生抑制量（ m^3 ）である。

2.6.2 計画捕捉量

計画捕捉量は、土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を捕捉させる量である。計画捕捉量は計画捕捉土砂量と計画捕捉流木量の和とする。

『砂・基・針 P41』

解説

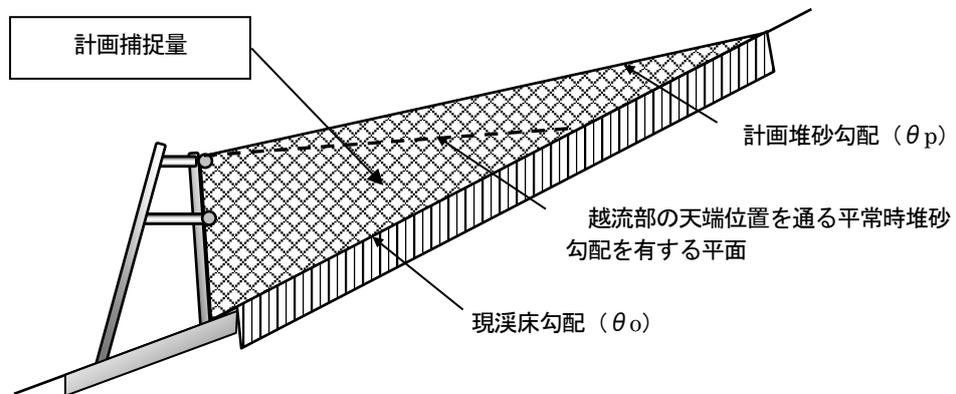
透過型砂防堰堤においては、現溪床勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間（図-3.6に示す格子網掛け部の空間）とする。不透過型、部分透過型砂防堰堤においては、平常時堆砂勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間（図-3.6に示す格子網掛け部の空間）とする。

計画堆砂勾配は、一般に既往実績等により、土石流・流木対策施設を配置する地点の現溪床勾配の1/2から2/3倍とする。ただし、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木が、流下区間の勾配の下限値である1/6の勾配より急な勾配では堆積しないと考えられるため、計画堆砂勾配は1/6の勾配（ $\tan \theta$ ）を上限とする。平常時堆砂勾配は、既往実績を基に現溪床勾配の1/2を上限とする。

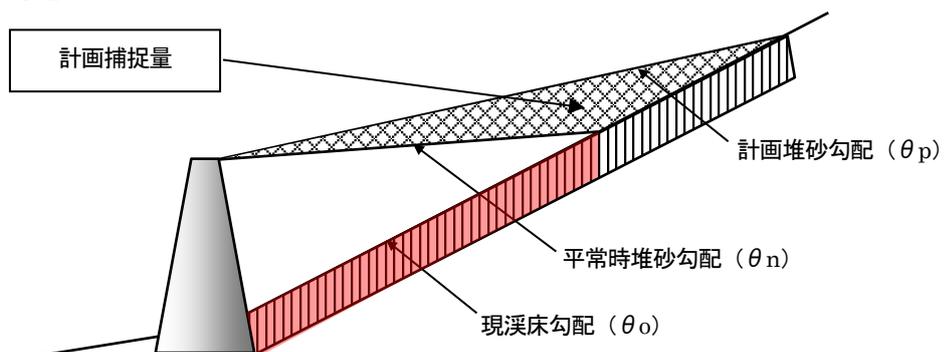
また、地質条件（例えば、マサ土やシラス等）により計画堆砂勾配及び平常時堆砂勾配が緩勾配になることが知られている場合は既往実績によって地域別に決定する。土石流により一時的に急勾配で堆積した土砂は、その後の流水の状況によっては、長期間でも必ずしも再侵食されないことを踏まえ、計画捕捉量は、図-3.6に示す容量を除石（流木の除去を含む）により確保しなければならない。なお、除石の考え方については、計画編第2章第4節除石（流木の除去を含む）計画を参照されたい。

計画捕捉量の考え方は、図-3.6に示す通りである。

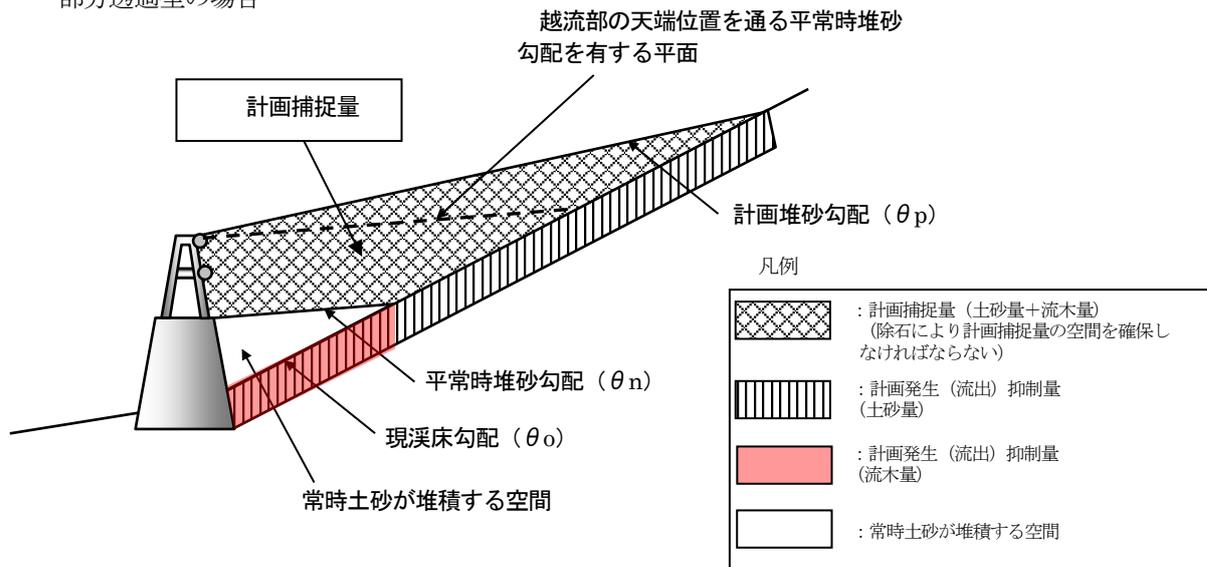
・透過型の場合



・不透過型の場合



・部分透過型の場合



※山口県では、計画砂防堰堤は透過型堰堤を原則とするが、礫の分布状況において不透過型堰堤を採用する場合があります。不透過型堰堤を採用する場合は、副堤に流木止めを設置する。なお、副堤の流木止めにより流木の計画捕捉量を確保できない場合は、砂防課と協議すること。

図-3.6 計画捕捉量の考え方

2.6.2.1 計画捕捉土砂量

計画捕捉土砂量は、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等のうち、土石流・流木対策施設により捕捉させる土砂量である。

『砂・基・針 P43』

解説

計画捕捉土砂量は、透過型砂防堰堤では現溪床勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間、不透過型及び部分透過型砂防堰堤では平常時堆砂勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間のうち、除石によって確保される空間（図-3.6 に示す網掛けの空間）で捕捉させる土砂量である。

2.6.2.2 計画捕捉流木量

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等のうち、土石流・流木対策施設により捕捉させる流木量である。

『砂・基・針 P44』

解説

(1) 透過型及び部分透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量

透過型及び部分透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量は、式（7-1）により算出する。

透過型及び部分透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量

$$X_{w1} = K_{w1} \times X \quad \dots (7-1)$$

ここで、 X ：土石流・流木対策施設の計画捕捉量 (m^3)、 X_{w1} ：本堰堤の計画捕捉流木量 (m^3)、 K_{w1} ：計

画捕捉量に対する流木容積率（計画捕捉量に占める計画流木捕捉量の割合）である。

透過型及び部分透過型砂防堰堤の K_{w1} は、本堰堤に流入が想定される計画流出量に対する流木容積率 (K_{w0}) とする (K_{w0} については本項(2)を参照)。これは、透過型及び部分透過型砂防堰堤の場合、土石流中の土石または流木を選択的に捕捉することなく、同時に捕捉すると考えられるためである。

部分透過型砂防堰堤の透過部の高さが低い場合、不透過部では生じた湛水により流木を捕捉できない可能性がある。このため、透過部の計画捕捉流木量と不透過部の計画堆積流木量の合計が計画捕捉量を上回る場合、部分透過型砂防堰堤が流木を捕捉・堆積させる量は透過部の捕捉量に相当する値を上限とする。

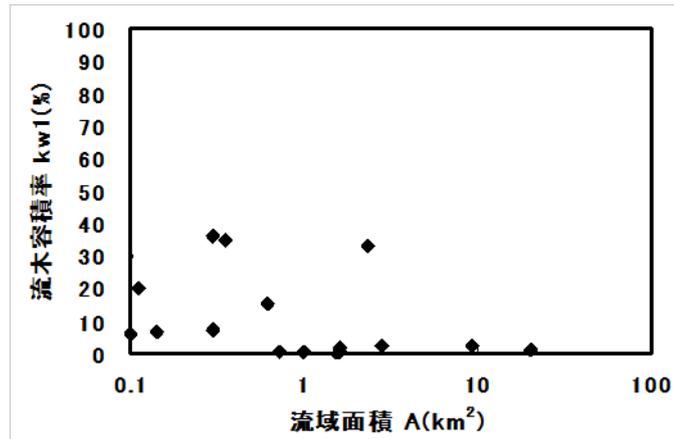


図-3.7 透過型砂防堰堤の流木容積率

(2) 不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量

不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量は、式(7-2)と式(7-3)から求められる値のうち、小さい方の値とする。式(7-2)は本堰堤の計画地点に流入が想定される計画流出量に占める計画流出流木量の割合から、式(7-3)は本堰堤の計画捕捉量に占める計画捕捉流木量の割合から計画捕捉流木量を求める方法である。

不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量

$$X_{w1} = K_{w0} \times X \times (1 - \alpha) \quad \dots (7-2)$$

$$X_{w1} = K_{w1} \times X \quad \dots (7-3)$$

ここで、 X ：土石流・流木対策施設の計画捕捉量 (m^3)、 X_{w1} ：本堰堤の計画捕捉流木量 (m^3)、 K_{w0} ：本堰堤に流入が想定される計画流出量に対する流木容積率、 α ：本堰堤からの流木の流出率 (0.5程度)、 K_{w1} ：計画捕捉量に対する流木容積率である (対象溪流において捕捉事例がない場合は、 $K_{w1} = 2\%$ としてよい)。なお、 K_{w0} は、本堰堤の計画地点より上流の砂防堰堤等によって土砂・流木の発生抑制や捕捉等が見込まれる場合は、その量を差し引いて求めるものとする。

不透過型砂防堰堤からの流木の流出について、一定の条件のもとでの実験では、土石流の先頭部に集中して流下してきた流木が全体の半分程度、不透過型砂防堰堤から流出する傾向があると報告されており参考となる。なお、流木の流出は、土石流の流下形態、砂防堰堤周辺の溪床勾配、堆砂地の形状など多くの要因に関係する複雑な現象であることから、メカニズムの解明には、さらなる流木の流出実態に関するデータの蓄積が必要である。

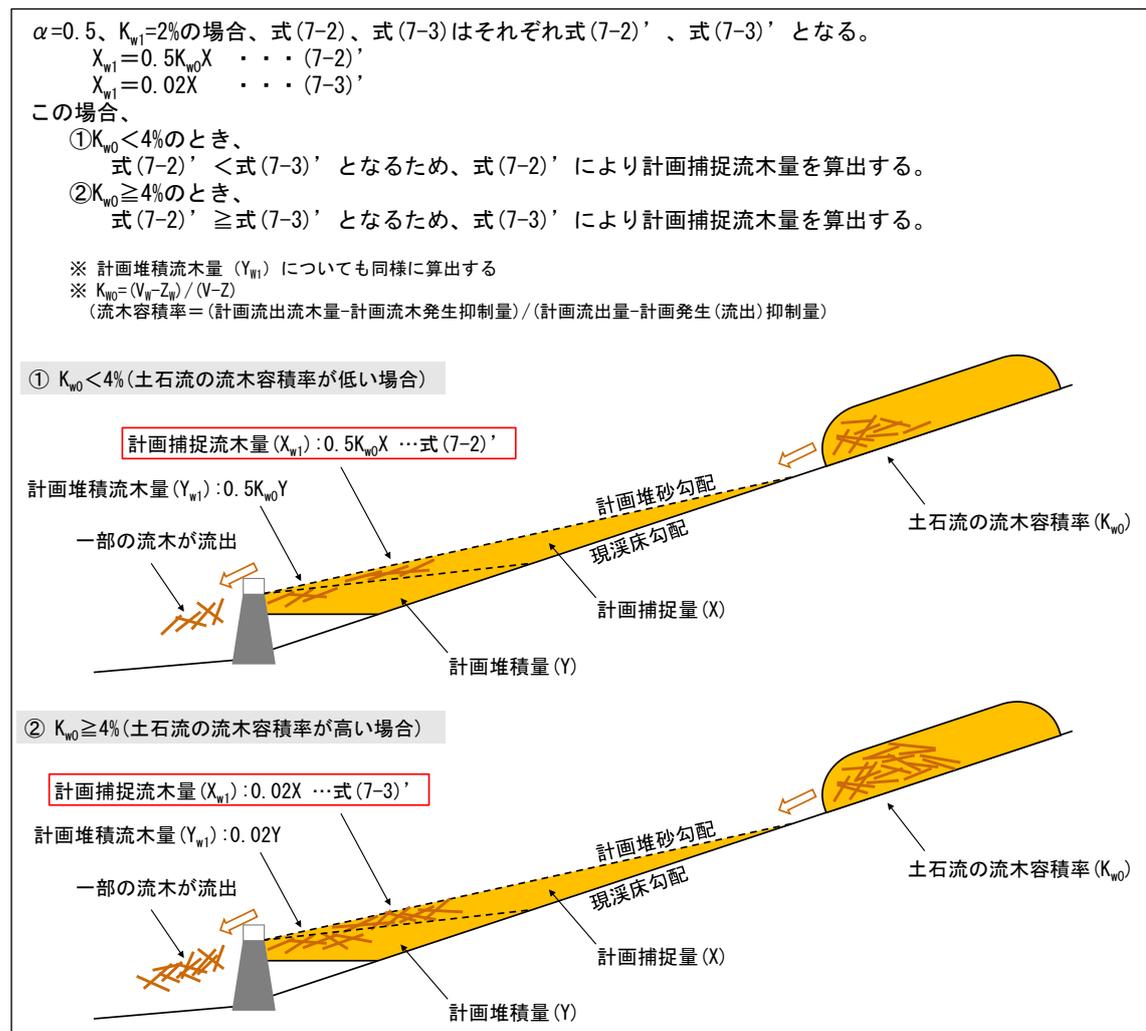


図-3.8 不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量のイメージ ($\alpha=0.5$ 、 $K_{w1}=2\%$ 、砂防堰堤1基の計画の例)

なお、土石流・流木対策施設の計画地点に流入する計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以下となった場合、当該土石流・流木対策施設より流下する計画上の値は「0」とする。

また、土石流・流木対策施設の計画地点に流入する計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以上の場合、当該土石流・流木対策施設は計画流木発生抑制量、計画堆積流木量、計画捕捉流木量の順で計上する。

流木処理計画は、本堰堤で捕捉することを原則とするが、地形条件等の制限から、副堰堤等に流木止めを設置する場合は、式(7-4)により計画捕捉流木量を算出する。

副堰堤の計画捕捉流木量 (副堰堤等に流木止めを設置する場合に限る)

$$X_{w2} = A_w \times R_{wa} \dots (7-4) \text{ (参考を参照)}$$

ここで、

$$X_w = X_{w1} + X_{w2} \dots (7-5)$$

X_{w2} : 副堰堤の計画捕捉流木量 (m^3)

とする。

2.6.3 計画堆積量

計画堆積量は、土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を堆積させる量である。計画堆積量は計画堆積土砂量と計画堆積流木量の和とする。計画堆積量は、除石計画に基づいた除石により確保される空間である。

『砂・基・針 P48』

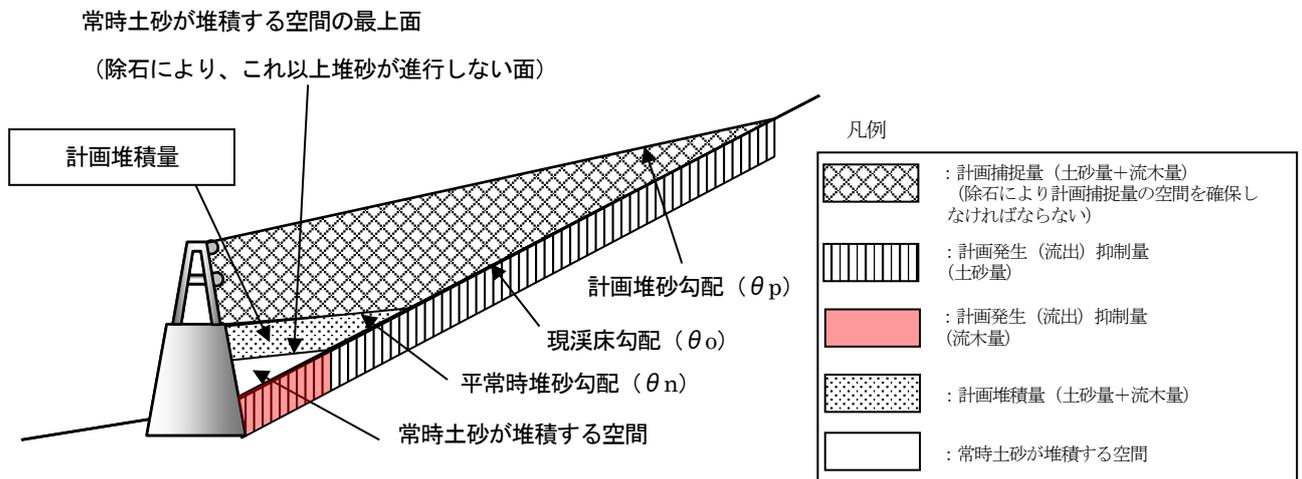
解説

計画堆積量は、土石流・流木対策施設によって異なる。不透過型、部分透過型砂防堰堤においては、現溪床勾配の平面と平常時堆砂勾配の平面との間で囲まれる空間のうち、除石により確保される空間（図-3.9にドットで示す空間）とする。土石流堆積工においては、計画編第2章3.3.4土石流堆積工を参照のこと。

計画堆積量は、平常時の流水により堆積が進むことがあるため、土石流・流木処理計画において必要とする容量を除石（流木の除去を含む）等により確保しなければならない。なお、除石の考え方については計画編第2章第4節除石（流木の除去を含む）計画を参照のこと。

不透過型、部分透過型砂防堰堤における計画堆積量の考え方は、図-3.9に示す通りである。

<部分透過型の場合>



<不透過型の場合>

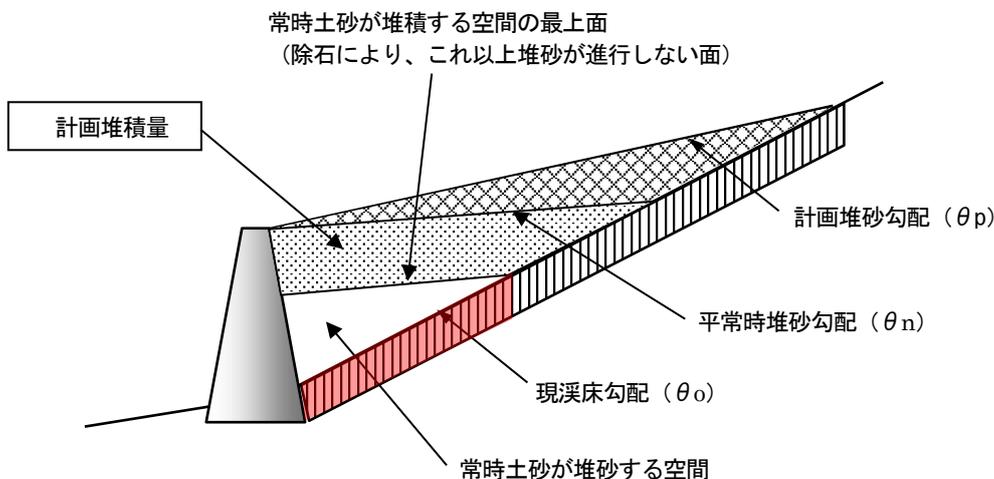


図-3.9 計画堆積量の考え方

2.6.3.1 計画堆積土砂量

計画堆積土砂量は、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等のうち、土石流・流木対策施設により堆積させる土砂量である。

『砂・基・針 P50』

解説

計画堆積土砂量は、現溪床勾配の平面と平常時堆砂勾配の平面との間で囲まれる空間のうち、除石によって確保される空間（図-3.9にドットで示す空間）で堆積させる土砂量である。

2.6.3.2 計画堆積流木量

計画堆積流木量は、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等のうち、土石流・流木対策施設により堆積させる流木量である。

『砂・基・針 P51』

解説

計画堆積流木量を求める方法は、基本的には計画編第2章2.6.2.2の計画捕捉流木量を求める方法と同一である。具体的には以下のとおりとする。

(1) 部分透過型砂防堰堤の計画堆積流木量

部分透過型砂防堰堤の計画堆積流木量は式（10-1）により算出する。

部分透過型砂防堰堤の計画堆積流木量

$$Y_{w1} = K_{w1} \times Y \quad \dots (10-1)$$

ここで、 Y ：土石流・流木対策施設の計画堆積量（ m^3 ）、 Y_{w1} ：本堰堤の計画堆積流木量（ m^3 ）、 K_{w1} ：計画堆積量に対する流木容積率である。 K_{w1} の値については、計画編第2章2.6.2.2の計画捕捉流木量に準じるものとする。

(2) 不透過型砂防堰堤の計画堆積流木量

不透過型砂防堰堤の計画堆積流木量は、計画編第2章2.6.2.2の計画捕捉流木量と同様に式（10-2）と式（10-3）から求められる計画堆積流木量のうち、小さい方の値とする。

不透過型砂防堰堤の計画堆積流木量

$$Y_{w1} = K_{w0} \times Y \times (1 - \alpha) \quad \dots (10-2)$$

$$Y_{w1} = K_{w1} \times Y \quad \dots (10-3)$$

ここで、 Y ：土石流・流木対策施設の計画堆積量（ m^3 ）、 Y_{w1} ：本堰堤の計画堆積流木量（ m^3 ）、 α ：本堰堤からの流木の流出率、 K_{w0} ：本堰堤で流入が想定される計画流出量に対する流木容積率、 K_{w1} ：計画堆積量に対する流木容積率である。 α と K_{w1} の値については、計画編第2章2.6.2.2の計画捕捉流木量に準じるものとする。

なお、土石流・流木対策施設の計画に流入する計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以下となった場合、当該土石流・流木対策施設より流下する計画上の値は「0」とする。

また、土石流・流木対策施設の計画地点に流入する計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木

量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以上の場合、当該土石流・流木対策施設は計画流木発生抑制量、計画堆積流木量、計画捕捉流木量の順で計上する。

2.6.4 計画発生（流出）抑制量

計画発生（流出）抑制量は、土石流・流木対策施設により、計画規模の土石流および土砂とともに流出する流木等の流出量を減少させる量である。計画発生（流出）抑制量は計画土石流発生（流出）抑制量と計画流木発生抑制量の和とする。

『砂・基・針 P53』

解説

計画発生（流出）抑制量は計画流出量（計画流出土砂量・計画流出流木量）を評価している区間に存在する移動可能溪床堆積土砂量、崩壊可能土砂量、流出流木量を対象とする。

計画流木発生抑制量は、計画流出流木量を評価している区間に存在する流出流木量を対象とする。

計画流木発生抑制量は、平常時堆砂面より下に存在する倒木、流木等の量について、計上することができる。

平常時堆砂面がない透過型堰堤については、計画流木発生抑制量を計上することはできない。

2.6.4.1 計画土石流発生（流出）抑制量

計画土石流発生（流出）抑制量は土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」の流出量を減少させる土砂量である。

『砂・基・針 P54』

解説

計画土石流発生（流出）抑制量は計画堆砂勾配の平面と現溪床が交わる地点から堰堤までの区間（図-3.10 に示す斜線部）に移動可能溪床堆積土砂が存在する場合に計上する。

<土石流抑制工の場合>

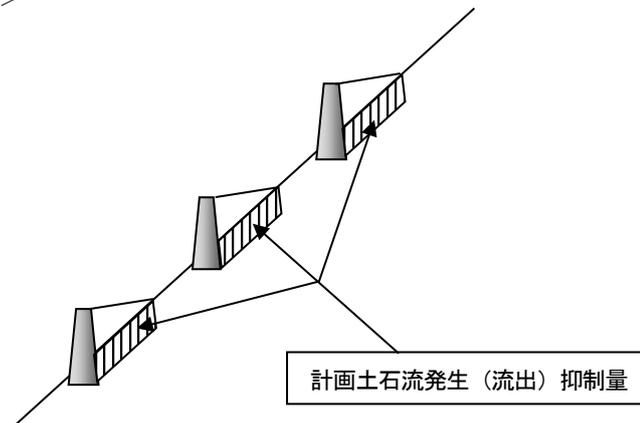
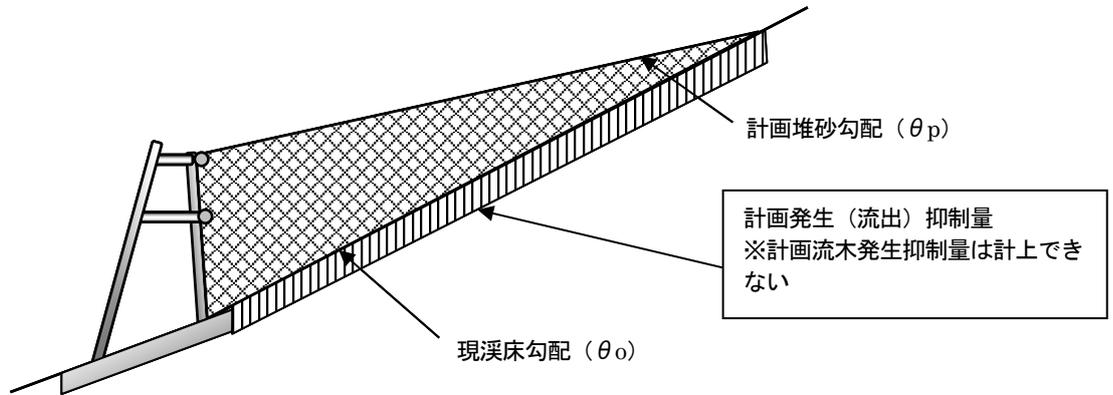


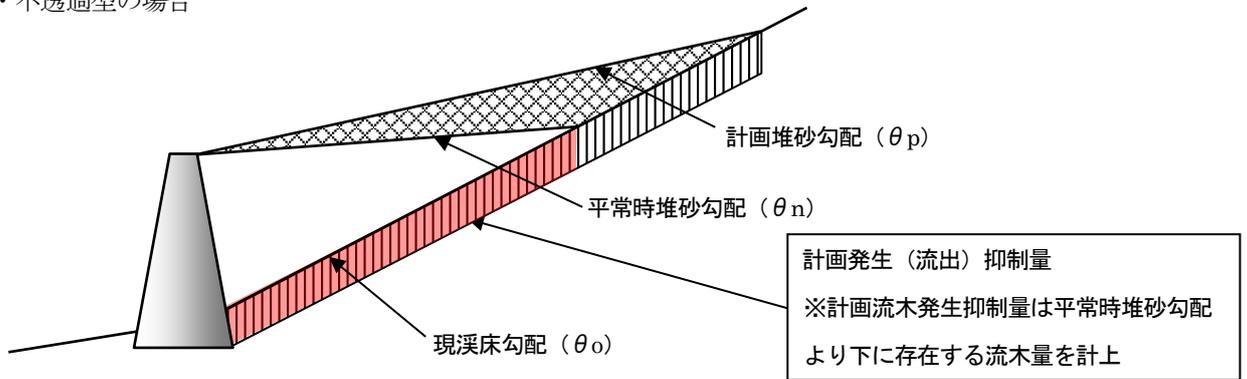
図-3.10 計画土石流発生（流出）抑制量の考え方

<土石流・流木捕捉工の場合>

透過型の場合



・不透過型の場合



・部分透過型の場合

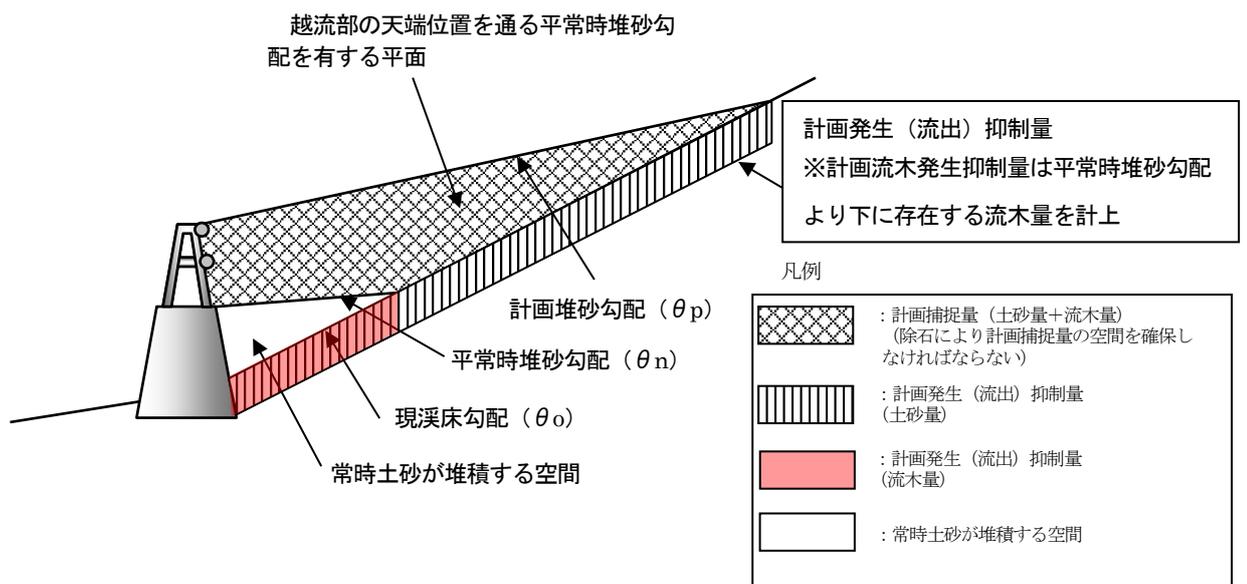


図-3.11 計画発生 (流出) 抑制量の考え方

2.6.4.2 計画流木発生抑制量

計画流木発生抑制量は土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木の減少量である。

『砂・基・針 P56』

解説

計画流木発生抑制量は、計画流出流木量を評価している区間に存在する流出流木量を対象とする。計画流木発生抑制量は、平常時堆砂勾配の平面と現溪床が交わる地点から堰堤までの区間に存在する倒木、流木等の量について、計上することができる。

土石流・流木対策施設の計画地点に流入する計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以下となった場合、当該土石流・流木対策施設より流下する計画上の値は「0」とする。

また、土石流・流木対策施設の計画地点に流入する計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以上の場合、当該土石流・流木対策施設は計画流木発生抑制量を計上した上で、計画堆積流木量、計画捕捉流木量の順で計上する。

2.7 土砂・流木量等の算出方法

2.7.1 計画流出土砂量の算出方法

計画流出土砂量は、現地調査を行った上で、地形図、過去の土石流の記録等より総合的に決定する。原則として、流出土砂量は、流域内の移動可能土砂量 V_{dy1} と、「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量 V_{dy2} を比較して小さい方の値とする。より詳細な崩壊地調査、生産土砂量調査および実績による流出土砂量調査が水系全体（土石流危険溪流を含む）で実施されている場合は、これらに基づき流出土砂量を決定してよい。

『砂・基・針 P14』

解説

計画流出土砂量は水源崩壊地調査、溪流調査等の結果に基づき算出する。ただし、流出土砂量の実績値がある場合においては、実績値を考慮して算出する。

(1) 流域内の移動可能土砂量 (V_{dy1})

$$V_{dy1} = V_{dy11} + V_{dy12} \quad \dots (1.1)$$

$$V_{dy11} = A_{dy11} \times L_{dy11} \quad \dots (1.2)$$

$$A_{dy11} = B_d \times D_e \quad \dots (1.3)$$

ここで、 V_{dy1} ：移動可能土砂量 (m^3)、

V_{dy11} ：流出土砂量を算出しようとしている地点、計画基準点あるいは補助基準点から1次谷等の最上流端までの区間の溪床堆積土砂量 (m^3)

V_{dy12} ：崩壊可能土砂量 (m^3)

A_{dy11} ：移動可能溪床堆積物の平均断面積 (m^2)

L_{dy11} ：流出土砂量を算出しようとしている地点、計画基準点あるいは補助基準点から1次谷等の最上流端まで溪流に沿って測った距離 (m)

B_d ：土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅 (m)

D_e : 土石流発生時に侵食が予想される溪床堆積土砂の平均深さ (m) である。

移動可能溪床堆積土砂量を算出する際の B_d 、 D_e は現地調査および近傍溪流における土石流時の洗掘状況などを参考に推定する。 B_d 、 D_e を現地調査により推定する場合は図-3.13 に示すように溪流断面における溪岸斜面の角度の変化、土石流堆積物上に成育する先駆樹種と山腹地山斜面に成育する樹種の相違等を参考に山腹と溪床堆積土砂を区分して行う。

D_e の推定は図-3.13 における断面形状だけでなく、上下流における溪床の露岩調査を行い、縦断的な基岩の連続性を考慮して行う。 D_e の参考として過去の土石流災害における事例を図-3.14 示す。

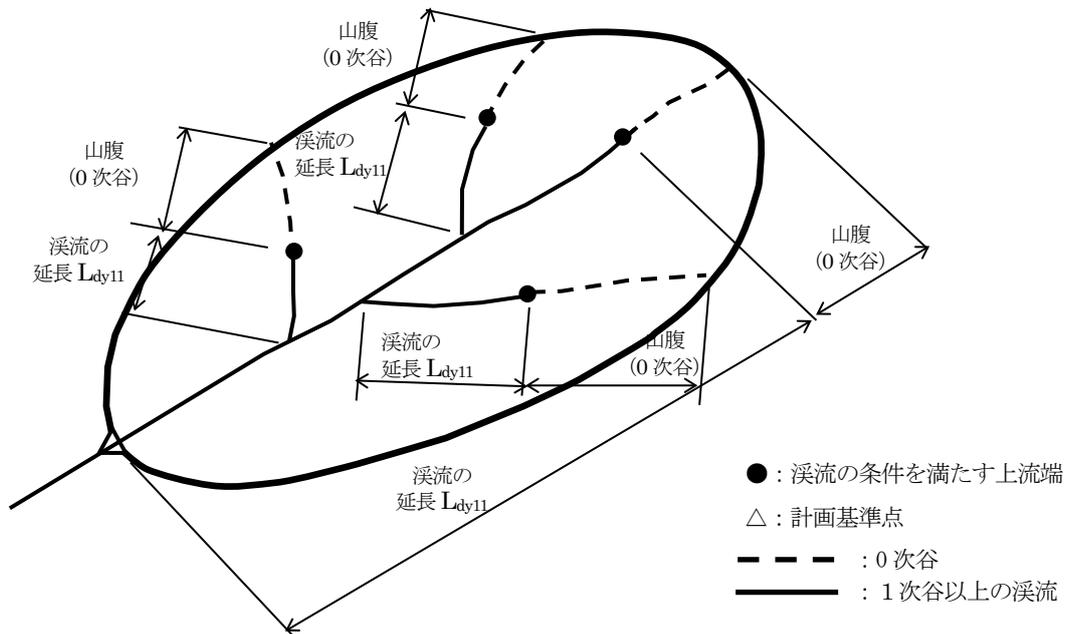


図-3.12 L_{dy11} のイメージ図

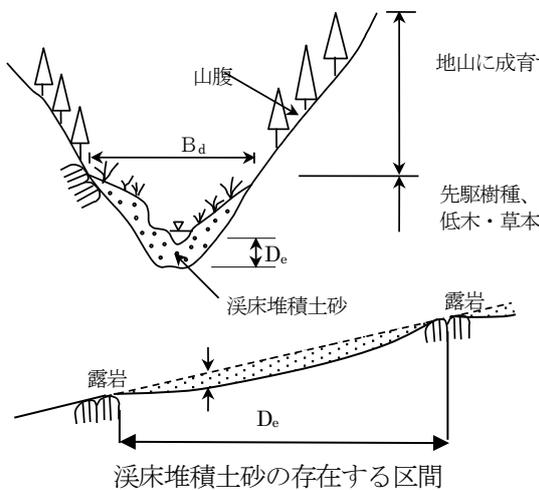


図-3.13 侵食幅、侵食深の調査方法

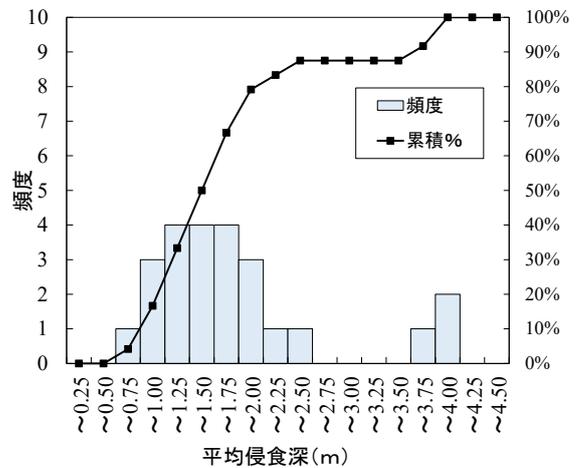


図-3.14 平均侵食深の分布

【計画編 第2章 土石流・流木対策計画】

(参考) 平均侵食深の調査の一例 (図-3.13、図-3.14 の詳細例)

地域	No.	発生年	月	都道府県	市町村	溪流名	集水面積 (km ²)	平均勾配 (%)	侵食幅		侵食深		土石流発生時の雨量	
									平均値 (m)	標準偏差 (m)	平均値 (m)	標準偏差 (m)	24時間雨量 (mm)	1時間雨量 (mm)
魚野川	1	2011	7	新潟県	南魚沼市	姥沢川 (登川支溪)	4.78	19.8	31.8	20.1	2.2	1.7	328.0	62.0
	2	2011	7	新潟県	南魚沼市	二子沢川 (登川支溪)	0.78	27.0	27.6	13.0	3.9	2.4	328.0	62.0
	3	2011	7	新潟県	南魚沼市	柄沢川 (登川支溪)	1.60	22.4	10.0	5.9	1.1	0.7	328.0	62.0
	4	2011	7	新潟県	南魚沼市	高棚川	0.82	23.6	15.9	7.0	3.7	2.2	321.2	58.3
	5	2011	7	新潟県	南魚沼市	土沢	0.69	18.4	24.9	13.6	1.3	0.6	307.0	58.0
藤原岳	6	2012	9	三重県	いなべ市	西之貝戸川	0.21	34.6	13.8	7.3	1.6	2.0	435.0	70.0
	7	2012	9	三重県	いなべ市	小滝川	1.39	25.3	22.6	5.8	3.9	2.0	435.0	70.0
阿蘇	8	2012	7	熊本県	阿蘇市	大門川	0.33	13.4	14.5	7.1	1.2	0.7	517.0	124.0
	9	2012	7	熊本県	阿蘇市	坂梨地区	0.09	19.3	42.2	19.3	1.6	1.3	517.0	124.0
	10	2012	7	熊本県	阿蘇市	塩井川2	0.48	14.5	13.7	6.6	1.7	1.3	517.0	124.0
	11	2012	7	熊本県	阿蘇市	新所川3	0.07	28.2	16.9	6.9	1.0	0.6	417.0	83.0
	12	2012	7	熊本県	阿蘇市	土井川	0.28	19.5	21.2	9.9	2.4	1.1	517.0	124.0
防府	13	2011	7	山口県	防府市	阿部谷川	0.53	15.0	16.0	5.7	1.9	0.9	266.0	60.0
	14	2011	7	山口県	防府市	八幡谷溪流	1.05	14.2	9.0	4.1	0.8	0.5	266.0	60.0
	15	2011	7	山口県	防府市	松ヶ谷川	2.13	7.1	12.4	5.8	0.7	0.4	266.0	60.0
	16	2011	7	山口県	防府市	神里川	0.03	20.5	25.1	7.6	1.6	0.5	256.0	56.0
	17	2011	7	山口県	防府市	上田南川	1.10	12.2	15.9	8.0	1.1	0.6	266.0	60.0
18	2014	7	長野県	南木曾町	梨子沢	2.27	18.4	25.6	11.6	1.8	1.2	143.0	76.0	
19	2014	8	秋田県	仙北市	供養佛沢	0.03	16.5	41.7	10.3	1.3	0.9	189.0	58.0	
八木・ 緑井	20	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-299a	0.34	15.2	15.9	7.1	1.0	0.5	247.0	87.0
	21	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-303	0.22	18.9	18.1	6.1	1.3	0.7	247.0	87.0
	22	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-306	0.19	24.3	18.2	6.9	1.9	1.3	247.0	87.0
	23	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-1006	0.03	18.8	18.9	5.4	1.3	0.5	247.0	87.0
	24	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-1010隣1	0.04	26.1	12.9	10.0	0.8	0.6	290.0	115.0

崩壊可能土砂量 (V_{dy12}) は、以下に示すいずれかの方法で算出する。

(1-1) 崩壊可能土砂量 (V_{dy12}) を的確に推定できる場合

(1.1) 式の V_{dy12} は、0次谷（常時表流水の無い谷）および溪流山腹の予想崩壊土砂量 (m^3) である。

0次谷とは、1/25,000 地形図あるいは大縮尺の地形図や航空レーザ測量結果を使用して等高線の凹み具合を眺めて、凹んでいる等高線群の間口よりも奥行が小なる地形とする。

崩壊可能土砂量の算出においては、地形・地質の特性および既存崩壊の分布、現地調査等を参考に、具体的な発生位置、面積、崩壊深を推定する。崩壊可能土砂量の算出に関する現地調査として、現地踏査、簡易貫入試験を実施した事例がある。そのほかの現地調査手法としては、ボーリング調査等がある。

なお、崩壊土砂のかさ増は、原則として行わない。

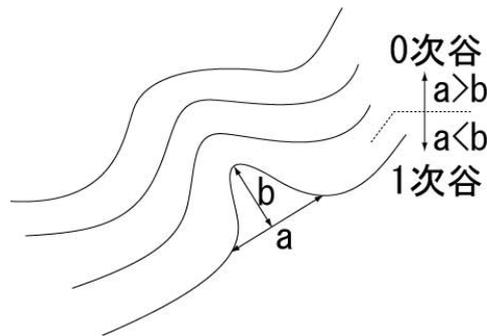


図-3.15 0次谷の地形

(1-2) 崩壊可能土砂量 (V_{dy12}) を的確に推定することが困難な場合

0次谷の崩壊を含めた次式で、崩壊可能土砂量を推定する。

$$V_{dy12} \doteq \Sigma (A_{dy12} \times L_{dy12}) \quad \dots (1.4)$$

$$A_{dy12} = B_d \times D_e \quad \dots (1.5)$$

ここで、 A_{dy12} ：0次谷における移動可能溪床堆積土砂の平均断面積 (m^2)

L_{dy12} ：流出土砂量を算出しようとする地点より上流域の1次谷の最上端から流域の最遠点である分水嶺までの流路谷筋に沿って測った距離 (m) で支溪がある場合はその長さも加える。

土石流発生直後など現存する移動可能土砂量が少ない場合でも、山腹や溪岸の土砂生産が激しく、近い将来に移動可能土砂量が増加すると予想される場合には、これを推定して加える。

(1-3) 実測値に関するデータ収集のための調査

流出土砂量を実績値を考慮して算出するために、土石流発生時に流下状況について、調査する必要がある。土石流による流出土砂量に関する調査においては、現地調査に加えて、航空レーザ測量、無人航空機（ドローン等）による調査を用いる場合もある。特に、土石流発生前後の航空レーザ測量結果が得られる場合は、前後の調査結果の比較によって、流出土砂量を求める手法等もある。

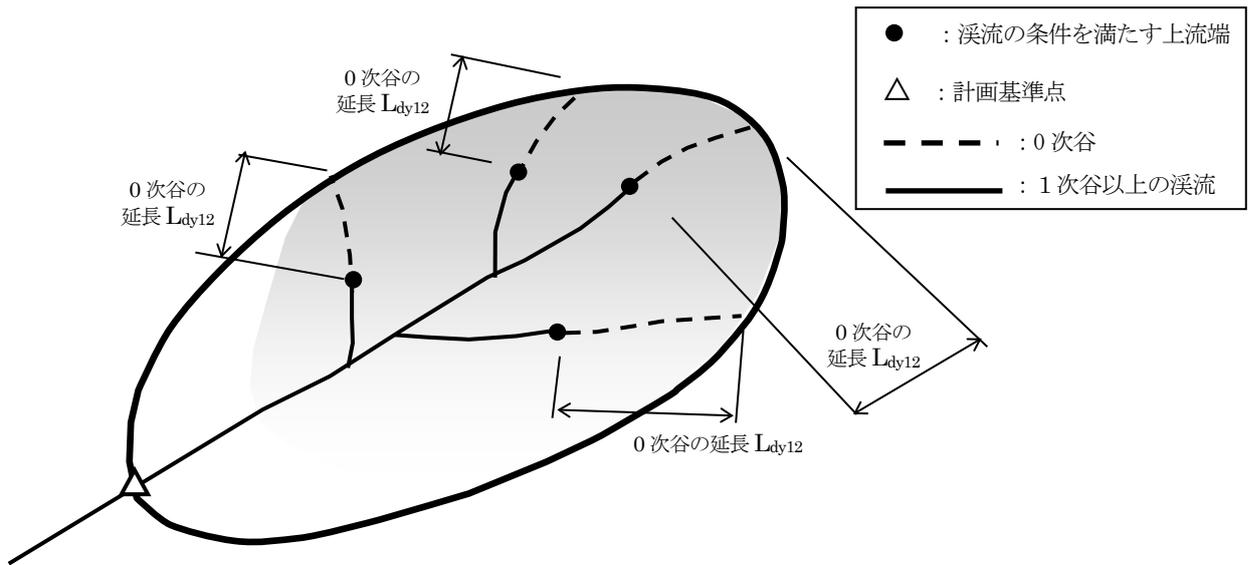


図-3.16 L_{dy12} のイメージ図

※山口県では、(1-1)、(1-3)の方法による算出は現時点では困難なことより(1-2)の方法で算出する。

崩壊可能土砂量の参考値について

IおよびIIは、上記の方法によって求められた値と比較するための参考値である。

- I. 土石流危険渓流カルテの計画流出土砂量を参考にする。
- II. 下記事項によって求められた土砂量の値は、対象区域内での土石流に関する資料がなく、かつ地すべり型大規模崩壊の発生が予想されない場合である。

土石流区域（標準流域面積 1km²の場合）

- (a) 花崗岩地帯 50,000～150,000 (m³/km²/1洪水)
- (b) 火山噴出物地帯 80,000～200,000 "
- (c) 第3紀層地帯 40,000～100,000 "
- (d) 破砕帯地帯 100,000～200,000 "
- (e) その他の地帯 30,000～80,000 "

表-3.1 補正係数表

流域面積 km ²	補正係数
0.1 以下	3.0 倍
0.1 をこえ 0.3 以下	2.0
0.3 " 0.5 "	1.5
0.5 " 0.7 "	1.2
0.7 " 1.0 "	1.0
1.0 " 3.0 "	0.8
3.0 " 7.0 "	0.7
7.0 " 10.0 未満	0.6
10.0 以上	0.5

流域面積が標準の10倍の場合には数値は0.5倍、1/10倍の場合は3倍程度として用いることができる(国土交通省河川局砂防部調べ)。

(2) 「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量 (V_{dy2})

「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量は、計画規模の年超過確率の降雨量 (P_p (mm)) に流域面積 (A (km²)) 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。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \cdot P_p \cdot A}{1 - K_v} \cdot \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) \cdot K_{f2} \quad \dots (16)$$

C_d の算出方法は計画編第2章2.7.3を参照する。なお、式(19)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。

P_p ：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、 $P_p=24$ (hr)を用いる。山口県においては、表-3.4日確率雨量表により決定する。

K_v は空ゲキ率で0.4程度とする。

K_{f2} は流出補正率で図-3.18によって流域面積に対して与える。なお、 K_{f2} は0.5を上限とし、0.1を下限とする。

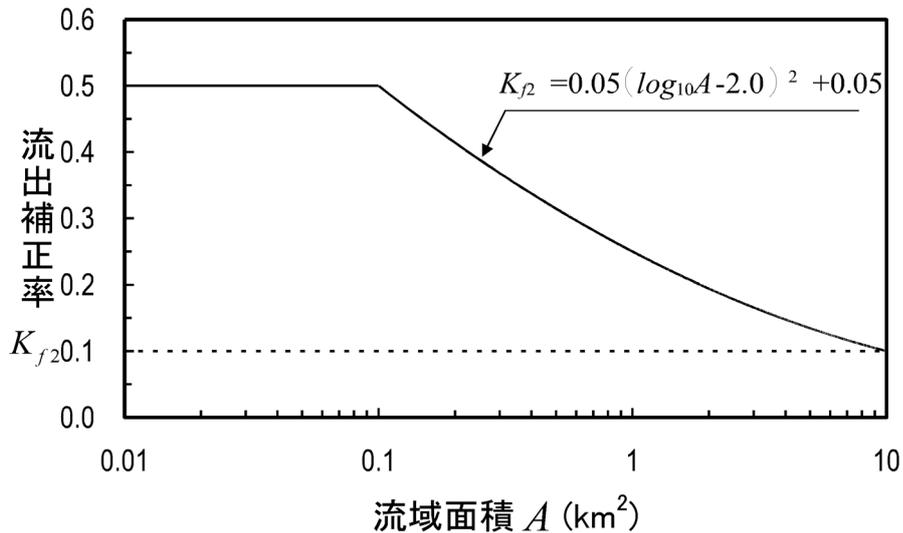


図-3.18 流出補正率

2.7.2 計画流出流木量の算出方法

計画流出流木量は、推定された発生流木量に流木流出率を掛け合わせて算出する。

『砂・基・針 P20』

解説

流木流出率（発生した流木の谷の出口への流出率）は、土石流・流木対策施設が無い場合0.8～0.9程度であったとの報告がある。計画流出流木量は実立積で表現するものとし、流域に土石流・流木対策施設が無い状態を想定して算出する。

計画流出流木量を把握するために、流域現況調査、発生原因調査、発生場所・量、流木の長さ・直径等の調査、流出流木調査および流木による被害の推定調査を行う。

詳細は、調査編第1章第4節による。

2.7.3 計画基準点における土石流ピーク流量の算出方法

土石流のピーク流量は、「計画規模の土石流」が計画基準点を通過する際の流量の最大値とする。算出に際しては、土石流・流木対策施設が無い状態を想定する。

『砂・基・針 P13、P25』

解説

土石流のピーク流量は、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のピーク流量を推定できる場合は、その値を用いてよい。

その際、渓床勾配 θ は、現渓床勾配を用いるものとする。

(1) 流出土砂量に基づく土石流ピーク流量の設定

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-3.19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(17)式で表される。

$$Q_{SP} = 0.01 \cdot \sum Q \quad \dots (17)$$

$$\sum Q = \frac{V_{dqp} \cdot C_*}{C_d} \quad \dots (18)$$

ここで、 Q_{SP} ：土石流のピーク流量(m^3/s)

$\sum Q$ ：土石流総流量(m^3)

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^3)

C_d ：土石流濃度

C_* ：渓床堆積土砂の容積濃度(0.6程度)

である。

V_{dqp} は $1,000m^3$ を下限值とする。これは、計画編第2章2.5.1.1～(参考)無流水溪流における計画流出土砂量の取扱い～を適用する場合を除き、全ての土石流・流木対策施設の設計について適用する。

土石流濃度は下記の平衡濃度式で求めるものとする。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots (19)$$

ここで、 σ ：礫の密度($2,600kg/m^3$ 程度)

ρ ：水の密度($1,200kg/m^3$ 程度)

ϕ ：渓床堆積土砂の内部摩擦角($30^\circ \sim 40^\circ$ 程度であり、一般に 35° を用いてよい)

θ ：現渓床勾配($^\circ$) θ は、計画地点から概ね上流200mの平均勾配とするが、現地等を考慮し
たうえて、決定するものとする。

である。土石流ピーク流量を算出する際の渓床勾配は現渓床勾配 θ ($^\circ$)とする。

土石流ピーク流量を算出する際の渓床勾配は、1波の土石流により流出すると想定される土砂量を算出しようとしている地点の現渓床勾配とし、流下区間の下流端となると考えられる地点の勾配(10°)以上とする。なお、現渓床勾配は、計画地点から概ね上流200m間の平均渓床勾配とすることを基本とし、計画施設設計前の地形より算出する。計画地点から上流の200m区間が渓床勾配を代表していないと考えられる場合は、当該溪流の状況に応じて区間を設定する。なお、計算値(C_d)が $0.9 C_*$ よりも大きくなる場合は、 $C_d = 0.9 C_*$ 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。

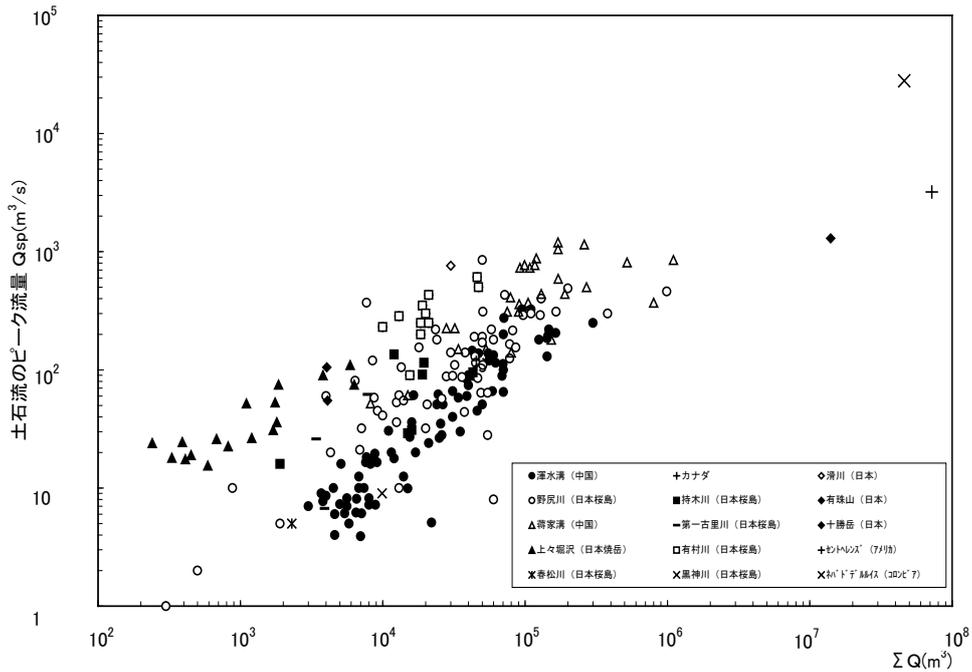


図-3.19 ピーク流量の相関 (原著では ΣQ は Q_T と標記されている)

(2) 実測値に関するデータ収集のための調査

土石流ピーク流量を実績値を考慮して算出するために、土石流ピーク流量の実態について、調査する必要がある。実測により土石流のピーク流量を求める方法には、以下のような方法がある。

1) 流下痕跡からの推定

土石流の流下痕跡と流下断面が明らかな場合は、土石流の流速と水深の推定により流速を求め、ピーク流量を試算する。

2) ビデオなどの映像解析によって求めた速度からの推定

土石流の流下状況を撮影したビデオがある場合はこれを解析し、流速を算出する。ビデオから流速を算出した地点において、現地調査を行い、流下断面を推定する。流下断面積に流速を乗ずることによってピーク流量を算出する。また、非接触型的水位計を用いて、水位を直接計測し、流下断面を推定する手法もある。

※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、そのため土石流の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の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、施設の計画地点または土石流流下区間の下流端と考えられる地点より上流の範囲において、土石流・流木対策施設のない状態を想定して、溪流長、侵食可能断面積を総合的に判断して最も土砂量の多くなる「想定土石流流出区間」を設定し、この区間内における移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち、比較して小さい方の値とする。なお、 V_{dqp} を算出する土石流流出区間の下流端となる地点と、計画流出土砂量を算出する区間の下流端となる地点は異なる。

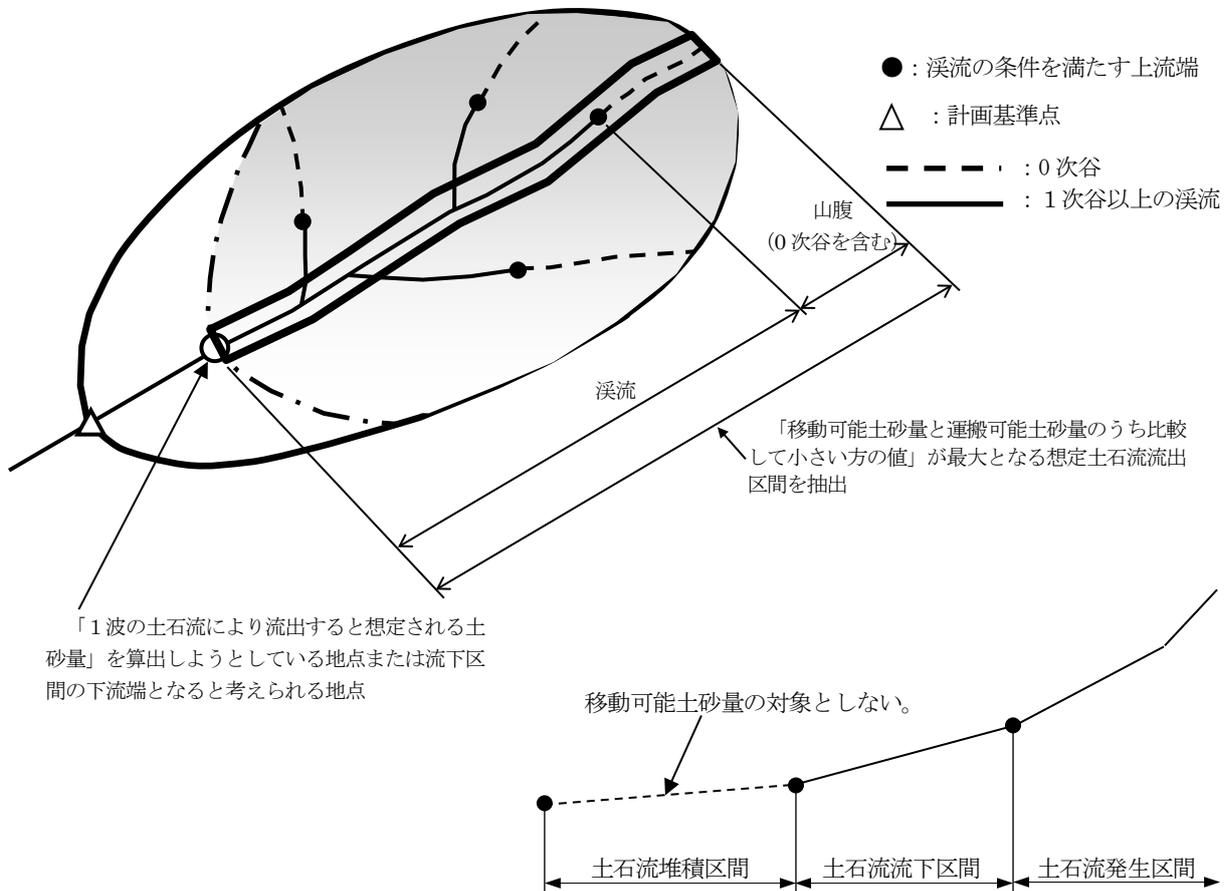


図-3.20 1波の土石流により流出すると想定される土砂量算出のイメージ図

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

土石流の発生過程には、①溪床堆積物が流水により強く侵食されて土石流になる、②山腹崩壊土砂がそのまま土石流になる、③山腹崩壊土砂が流れをせき止めて天然ダムを形成し、それが決壊して土石流になる、等が考えられる。降雨量に基づく算出方法は①の場合の土石流のピーク流量を求めるものである。土石流のピーク流量の算出方法を手順に従い示す。なお、(17)式（経験式）および後述の(21)式（理論式）で求めた土石流のピーク流量の大きさの関係は、流域面積、降雨量、流出土砂量によって変わる。計画流出土砂量の比流出土砂量が $100,000\text{m}^3/\text{km}^2$ で、24時間雨量又は日雨量 $P_{24}=260$ (mm) の場合は、流域面積 1km^2 以下では理論式の値は経験式の値に比較して小さな値を与える。

土石流ピーク流量は下記より求める。

$$Q_{SP} = K_q Q_P \quad \dots (20)$$

ここで、 Q_{SP} ：土石流のピーク流量(m^3/s)、 Q_P ：計画規模の年超過確率の降雨量に対する水のみを対象流量(m^3/s)、 K_q ：係数である。

土石流のピーク流量 Q_{SP} (m^3/s) は、水のみ対象流量 Q_P (m^3/s) との間に、

$$Q_{SP} = \frac{C_*}{C_* - C_d} \cdot Q_P \quad \dots (21)$$

の関係があるとして求める。

(土石流ピーク流量の算出例)

$\sigma = 2,600$ (kg/m^3)、 $\rho = 1,200$ (kg/m^3)、 $\phi = 35^\circ$ 、 $\tan\theta = 1/6$ の場合、(19)式より $C_d \doteq 0.27$ となり 0.3 より小さくなるので $C_d = 0.30$ とし、(21)式より $Q_{SP} = 2Q_P$ となる。

～～

2.7.4 清水の対象流量の算出方法

清水の対象流量は合理式により算出する。

『砂・基・針 P29』

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。

$$T_f = K_{p1} A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35} \quad \dots (22)$$

ここで、 T_f ：洪水到達時間（分）

A ：流域面積 (km^2)

P_e ：有効降雨強度 (mm/hr)

K_{p1} ：係数 (120)

とする。

②平均降雨強度

洪水到達時間内の降雨強度は、下記のように24時間雨量から求める（物部式）。

$$P_a = \frac{P_{24}}{24} \cdot \left(\frac{T_f}{24} \right)^{K_{p2}} \quad \dots (23)$$

ここで、 P_a ：洪水到達時間内の平均降雨強度（mm/h）

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

山口県においては、表-3.4 日確率雨量表及び図-3.21 を参考にし決定する。

K_{p2} ：定数（ $K_{p2} = -1/2$ ）

である。

③有効降雨強度

有効降雨強度は、次式により求める。

$$P_e = K_{f1} \cdot P_a \quad \dots (24-1)$$

ここで、 K_{f1} ：ピーク流出係数である。 $K_{p2} = -1/2$ 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。

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

④清水の対象流量

降雨による清水の対象流量は次式のように合理式で求める。

$$Q_p = 1/3.6 \cdot K_{f1} \cdot P_a \cdot A = 1/3.6 \cdot P_e \cdot A \quad \dots (25)$$

表-3.3 日本内地河川の流出係数（物部）： K_{f1} （ピーク流出係数）

急峻な山地	0.75～0.90
三紀層山岳	0.70～0.80
起伏のある土地及び樹林	0.50～0.75
平坦な耕地	0.45～0.60
かんがい中の水田	0.70～0.80
山地河川	0.75～0.85
平地小河川	0.45～0.75
流域の半ば以上が平地である大河川	0.50～0.75

表-3.4 日確率雨量表

観測地	雨量	2年	3年	5年	10年	20年	30年	50年	70年	80年	100年	150年	200年	400年
羅漢山	P _{day}	131.0	153.1	181.0	222.1	268.7	299.3	341.9	372.7	385.6	408.0	451.8	485.4	576.1
長野山	P _{day}	135.6	154.9	176.4	203.4	229.3	244.2	262.8	275.0	279.9	287.9	302.6	313.0	337.9
広瀬	P ₂₄	169.2	188.8	210.6	237.9	264.2	279.3	298.1	310.5	315.4	323.6	338.5	349.0	374.3
岩国	P _{day}	120.8	140.6	163.6	193.9	224.7	243.2	267.1	283.3	289.9	300.9	321.5	336.4	373.7
玖珂	P _{day}	122.8	142.7	166.4	198.6	231.8	251.9	278.2	296.1	303.3	315.5	338.3	354.9	396.3
和田	P _{day}	148.9	169.6	192.7	221.7	249.6	265.6	285.6	298.7	303.9	312.6	328.4	339.5	366.4
下松	P _{day}	123.1	141.4	162.5	190.2	217.9	234.5	255.7	270.0	275.7	285.4	303.3	316.2	348.4
防府	P ₂₄	140.3	159.9	181.7	209.2	235.5	250.7	269.6	282.0	287.0	295.2	310.1	320.6	346.0
宇部	P _{day}	111.7	126.2	143.4	166.3	189.7	203.8	222.1	234.5	239.5	248.0	263.7	275.1	303.4
須佐	P _{day}	111.5	131.6	155.9	189.7	225.8	248.3	278.4	299.4	308.1	322.8	350.9	371.8	425.9
徳佐	P _{day}	117.3	138.0	161.7	192.5	223.1	241.2	264.4	279.9	286.1	296.5	315.8	329.7	363.9
篠生	P _{day}	138.7	160.9	185.4	215.7	244.4	260.7	280.8	293.9	299.0	307.6	323.1	333.9	359.8
山口	P ₂₄	158.7	179.7	203.2	232.7	261.0	277.3	297.6	311.0	316.3	325.1	341.1	352.4	379.7
萩	P ₂₄	136.9	161.1	185.9	213.9	237.8	250.5	265.2	274.2	277.6	283.2	292.8	299.3	313.8
秋吉台	P _{day}	129.6	148.3	168.9	194.3	218.1	231.5	248.2	259.0	263.2	270.2	282.9	291.8	312.9
油谷	P _{day}	115.9	137.4	162.4	195.5	229.1	249.3	275.4	293.1	300.2	312.3	334.8	351.1	392.0
桜山	P _{day}	112.0	127.8	146.8	173.1	201.2	218.7	242.0	258.3	264.9	276.3	298.0	314.1	355.8
下関	P ₂₄	135.2	156.0	179.1	208.1	236.0	252.0	272.1	285.2	290.4	299.1	314.8	326.0	352.9
柳井	P ₂₄	145.4	169.5	197.5	234.8	273.0	296.2	326.8	347.7	356.2	370.6	397.7	417.9	469.3
安下庄	P _{day}	121.7	141.4	163.9	193.0	221.7	238.7	260.4	274.8	280.6	290.3	308.2	321.1	352.7
鍋堤峠	P _{day}	114.4	127.9	144.3	166.8	190.6	205.4	225.1	238.8	244.4	254.0	272.2	285.7	320.4
豊田	P ₂₄	170.6	198.0	229.0	268.5	307.2	329.2	357.1	375.7	383.0	395.3	417.5	433.1	471.2

P₂₄:24時間雨量、P_{day}:日雨量

2.8 土石流の流速と水深の算出方法

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。

『砂・基・針 P30』

解説

(1) 土石流ピーク流量に基づく土石流の流速・水深の設定

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 Manning 型の式、

$$U = \frac{1}{K_n} \cdot D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \dots (26)$$

で表わすことができると報告されている。

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

θ : 現溪床勾配 ($^\circ$)

K_n : 粗度係数 ($s \cdot m^{-1/3}$)

である。ただし、溪床勾配 (θ) は表-3.5 に基づき設定する。粗度係数 (K_n) の値は清水の場合よりかなり大きく、自然河道ではフロント部で 0.10 の値をとる。なお、土石流の流速および水深は、フロント部について求めるものとする。

土石流の水深 D_d (m) は、流れの幅 B_{da} (m) と土石流ピーク流量 Q_{sp} (m^3/s) より、(26) 式、(27) 式、(28) 式を連立させて求められる。

$$Q_{sp} = U \cdot A_d \dots (27)$$

ここで、 A_d : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m^2) である。

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-3.22 の黒塗部とする。流れの幅 B_{da} (m) は図-3.22 に示す通りとし、土石流の水深 D_d (m) は次式で近似した値を用いる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \dots (28)$$

表-3.5 溪床勾配 θ の使い分け

項目	θ
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) 土石流流速 (U) 土石流水深 (D_d)	現溪床勾配 (θ_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 (θ_p)

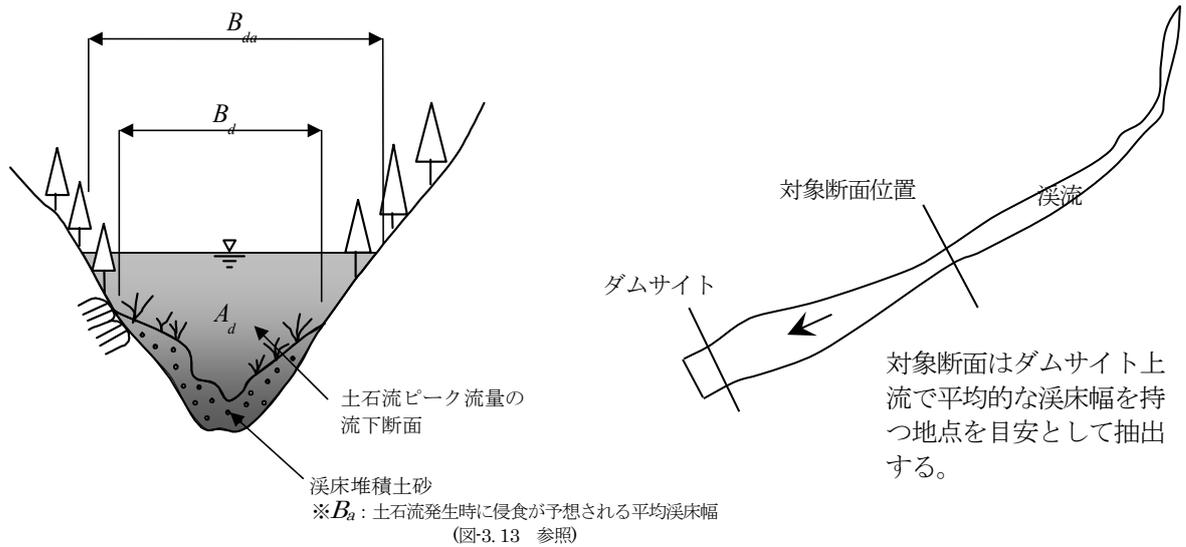
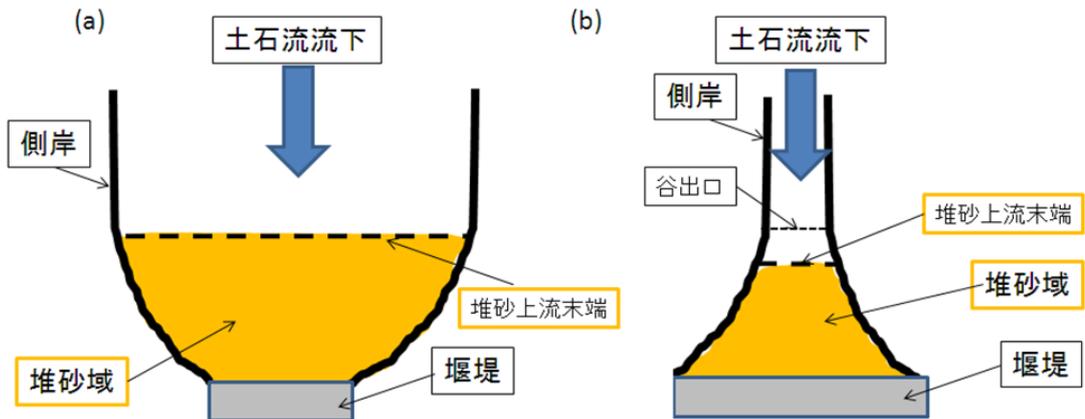


図-3.22 土石流の流れの幅 B_{da} のイメージ

土石流の流速、水深の算出にあたっては、当該堰堤の位置から堆砂上流末端または土石流発生区間の下端までの区間で、任意に3~5箇所を抽出し、各断面を台形に近似した上で、3~5箇所の断面の平均断面を用いる。

ただし、断面形状が明らかに異なり、平均断面を用いることにより、堰堤の安定性の検討上、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合は、過小評価とならないように留意する。また、当該堰堤の位置から堆砂上流末端までの区間に比べて、堆砂上流末端より上流の区間の断面形状が著しく異なり、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合についても、過小評価とならないように留意する。



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

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

図-3.23 土石流の外力を過小評価するおそれのある場合のイメージ図

(2) 実測値に関するデータ収集のための調査

土石流の流速の実績値を求める方法には、以下のような方法がある。

1) ビデオなどの映像解析により算出する手法

土石流の流下状況を撮影したビデオがある場合はこれを解析し、流速を算出することができる。

2) 湾曲部の流下痕跡からの推定する手法

土石流が溪流の湾曲部で偏流し、その場合の偏流高が現地で調査できる場合は、土石流導流工の湾曲部の設計方法に基づき、土石流の流速を求めることができる。

2.9 土石流の単位体積重量の算出方法

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。

『砂・基・針 P33』

解説

土石流の単位体積重量 γ_d (kN/m³) は、

$$\gamma_d = \left\{ \sigma C_d + \rho (1 - C_d) \right\} g \quad \dots (29)$$

で求められる。ここで、 g : 重力加速度 (9.81m/s²) とする。なお、 γ_d の単位が kN/m³ であることに注意する。

土石流濃度 C_d は、式 (19) により求める。

(参考) 土石流の単位体積重量の実測事例

土石流の単位体積重量把握に関する観測として、水位計、荷重計などを用いる手法があり、観測データが蓄積されつつある。

2.10 土石流流体力の算出方法

土石流流体力は、土石流の流速、水深、単位体積重量を用いて推定する。

『砂・基・針 P34』

解説

土石流流体力は、下記の式で求める。

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2 \quad \dots (30)$$

ここに F : 単位幅当りの土石流流体力 (kN/m)

U : 土石流の流速 (m/s)

D_d : (28) 式で求めた土石流の水深 (m)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

K_h : 係数 (1.0 とする)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

である。

第3節 土石流・流木対策施設配置計画

3.1 総説

土石流・流木処理計画で設定した計画捕捉量、計画堆積量、計画発生（流出）抑制量を満たすように、土石流・流木対策施設を配置する。

『砂・基・針 P57』

解説

計画で扱う土砂・流木量等を処理するよう土石流・流木対策施設を配置する。合わせて自然環境や景観への影響等について十分配慮するものとする。

3.2 土石流・流木対策施設の配置の基本方針

土石流・流木対策施設は、計画で扱う土砂・流木量等、土砂移動の形態、保全対象との位置関係等を考慮して、土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するように配置する。土石流・流木対策施設には主に、土石流・流木捕捉工を配置する。

『砂・基・針 P58』

解説

土石流・流木捕捉工、土石流堆積工、土石流導流工、土石流・流木発生抑制工を組み合わせることで施設の位置や砂防堰堤高等の形状を定める。

これは一般（非火山）、火山山麓で同じであるが、火山山麓で特に火山が活動中の場合には、源頭部の対策が困難な場合が多い点異なる。また、火山山麓では、比較的大きな崩壊や大規模な泥流の発生を考慮して対策計画を立てなければならない場合もある。

なお、火山山麓で特に火山が活動中の場合は、土地利用状況を考慮し、土石流緩衝樹林帯や土石流流向制御工とともに土石流導流工の併用も検討する。

3.3 土石流・流木対策施設の機能と配置

土石流・流木対策施設は、①土石流・流木捕捉工 ②土石流・流木発生抑制工 ③土石流導流工 ④土石流堆積工 ⑤土石流緩衝樹林帯 ⑥土石流流向制御工等がある。

『砂・基・針 P59』

解説

土石流・流木対策施設の基本は、土石流・流木捕捉工である。

その他の対策施設として、土石流導流工、土石流堆積工、土石流緩衝樹林帯、土石流流向制御工、土石流発生抑制工等がある。

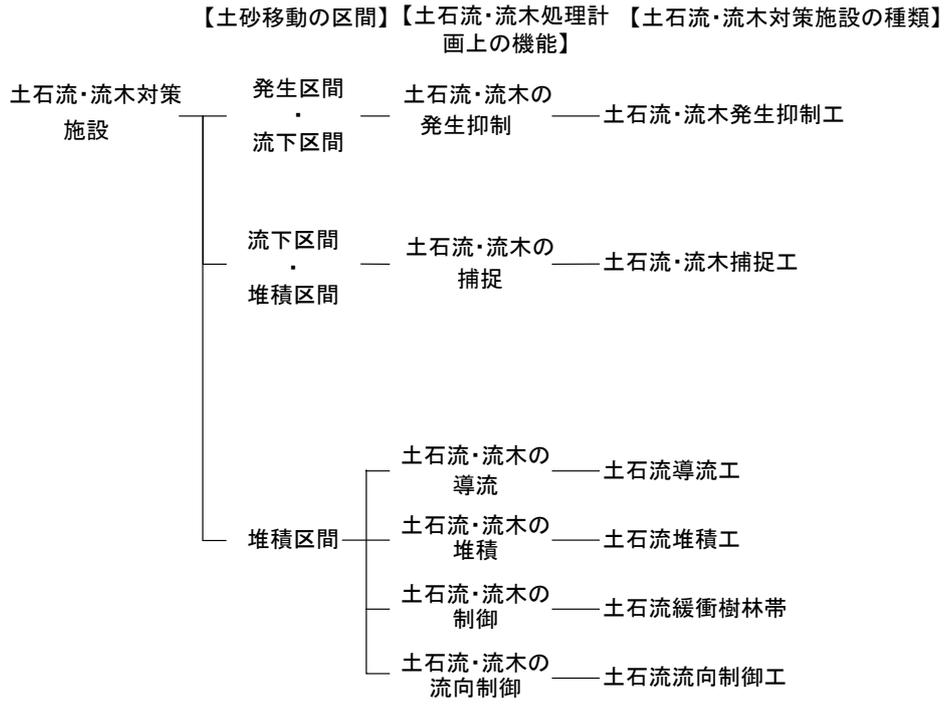


図-3.24 土石流・流木対策施設の種類の種類

(参考) 土石流対策施設の代表例

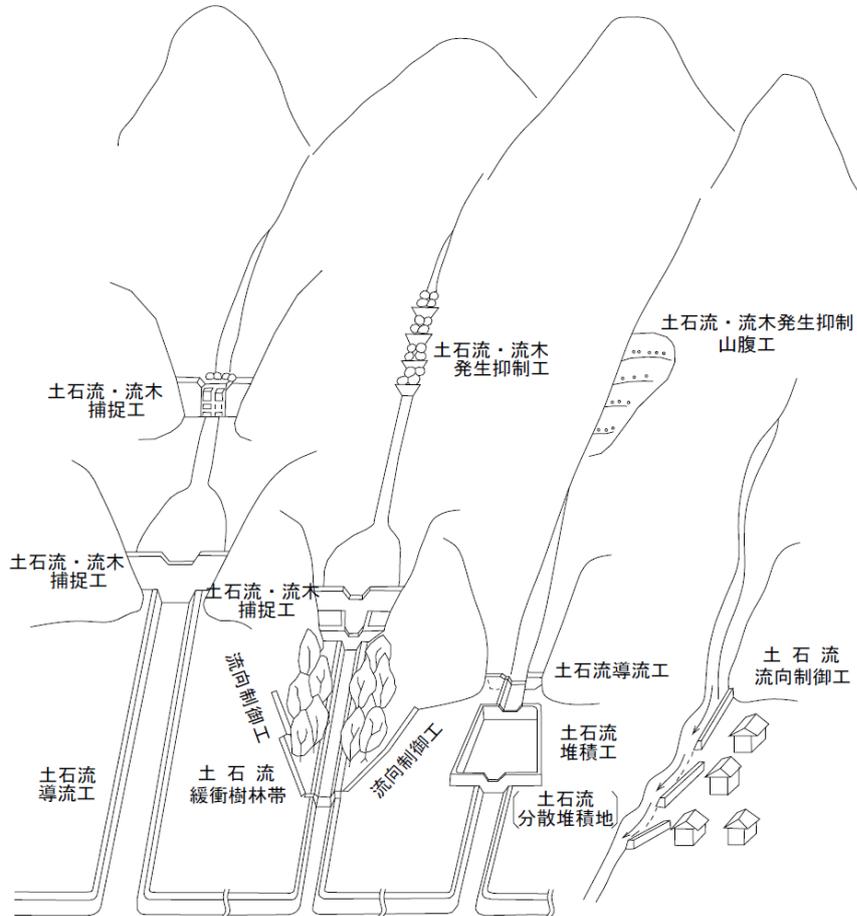


図-3.25

3.3.1 土石流・流木捕捉工

土石流・流木捕捉工は、土石流およ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。

『砂・基・針 P60』

解説

土石流・流木捕捉工を計画・配置するにあたっては、想定される土砂および流木の流出現象として、土石流中の土石の粒径、土石流の濃度、流木の大きさ（長さ、太さ）、流木の多寡などを想定し、形式・形状を決める必要がある。また、平常時堆砂勾配が現溪床勾配と大きく変化する場合や堆砂延長が長くなる場合は、堆砂地において土石流の流下形態が変化することに注意する必要がある。なお、計画・配置するにあたっては、本川のみならず、支川等から流入する土石流等の外力の可能性についても考慮すること。特に、土石流・流木の捕捉機能を有する施設については、急勾配で外力の条件が厳しい箇所（参考を参照）への配置を避け、できるだけ流下区間・堆積区間に配置すること。

土石流・流木捕捉工として、主として砂防堰堤を用いるが、分離堰堤（水抜きスクリーン）等も土石流・流木捕捉工として考え、砂防堰堤以外の土石流・流木捕捉工に本基準を準用することを妨げない。

（参考）「特に外力条件が厳しい箇所」の目安（平成 26 年 7 月に損傷した梨子沢第 1 砂防堰堤周辺の状況及び平成 29 年 10 月（推定）に損傷した根知川第 10 号砂防堰堤周辺の状況より考えられる条件）

○「特に外力条件が厳しい箇所」の目安

- ・周辺の流域を含む過去の土砂移動実績等から、特に外力条件が厳しいと判断される箇所。
- ・溪床勾配 $\geq 1/5$ かつ $D_{95} \geq 1.6\text{m}$

○「極めて大きい礫」の目安

- ・2 辺平均の径が概ね 3m 以上の礫。

※「極めて大きい礫」の調査方法は、 D_{95} の設定のために実施する巨礫粒径調査のデータを参考にしてもよい。

3.3.1.1 砂防堰堤の型式と計画で扱う土砂・流木量等

砂防堰堤の型式には、透過型、部分透過型、不透過型がある。砂防堰堤に見込める計画で扱う土砂・流木量等は、型式に応じて計画捕捉量、計画堆積量、計画発生（流出）抑制量とする。

『砂・基・針 P61』

解説

砂防堰堤が有する計画で扱う土砂量等は図-3.26、図-3.27に示す計画捕捉量、計画堆積量、計画発生（流出）抑制量とする。なお、計画堆砂勾配（ θ_p ）で傾いた平面より下で移動可能土砂量を評価、あるいは平常時堆砂勾配（ θ_n ）で傾いた平面より下で発生流木量を評価している場合のみ、計画発生（流出）抑制量を見込める。

透過型堰堤の場合は、平常時堆砂勾配が無いいため計画流木発生抑制量は見込めない。

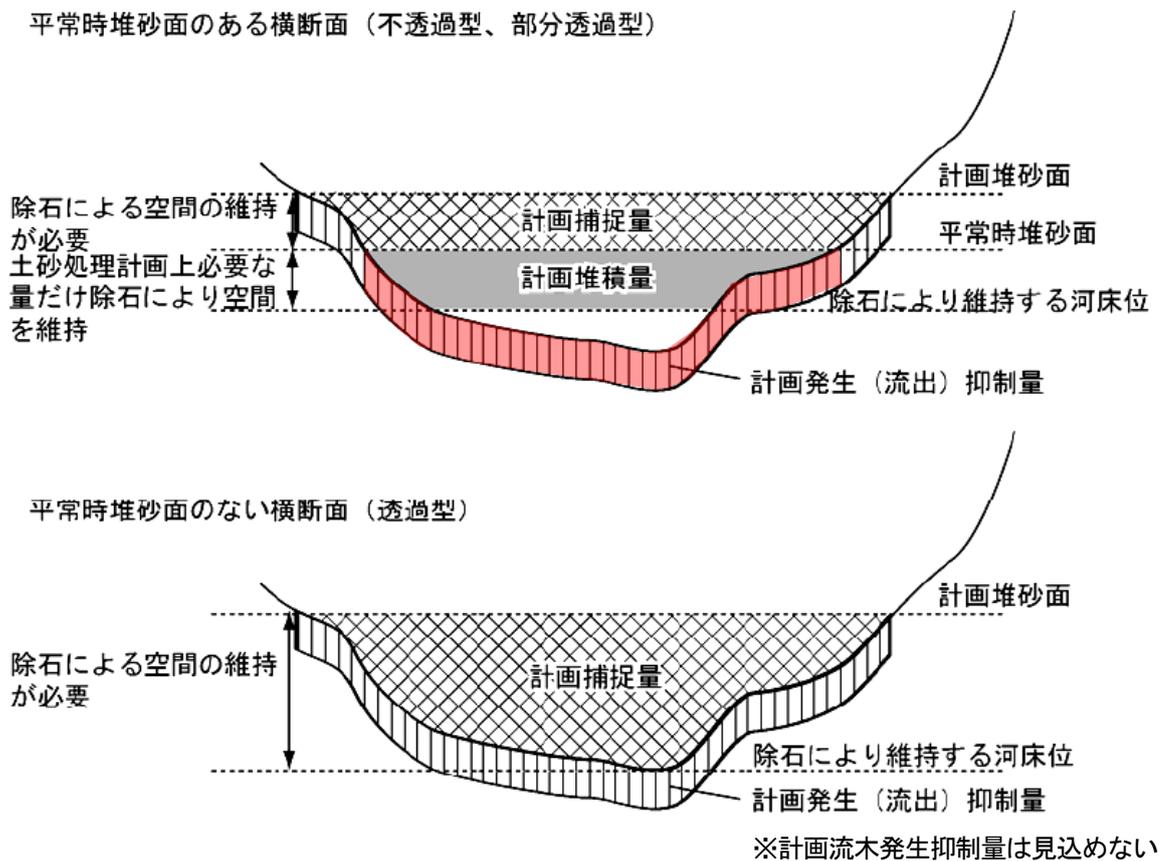
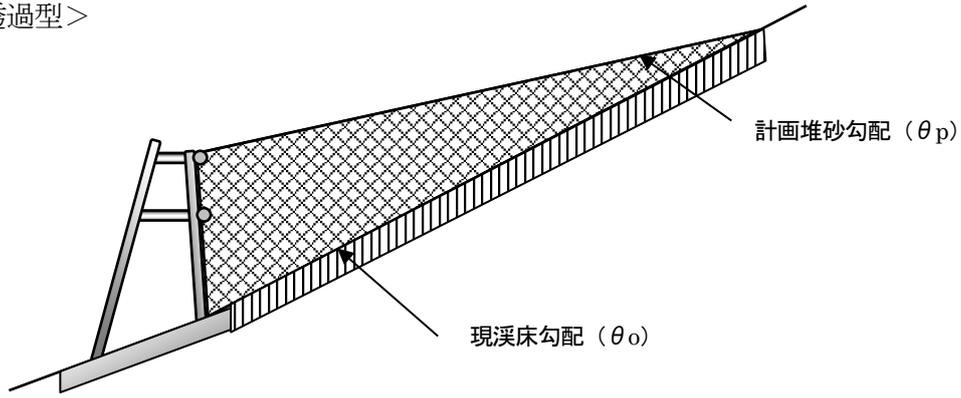


図-3.26 砂防堰堤の型式別の計画で扱う土砂量等

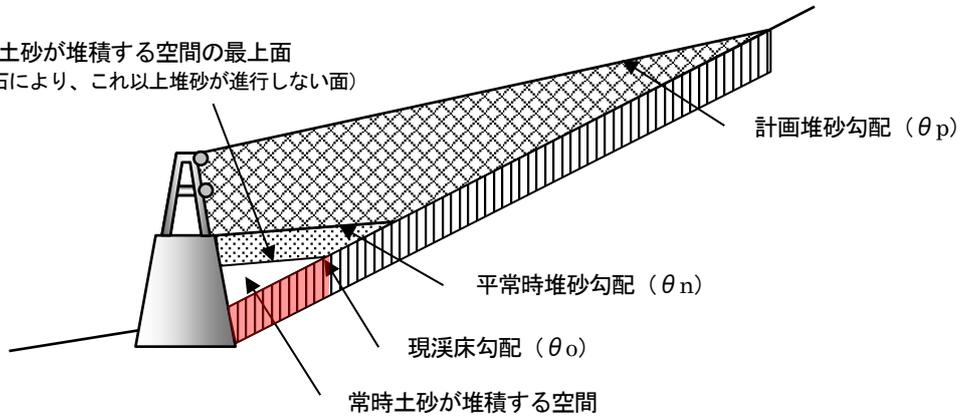
<透過型>



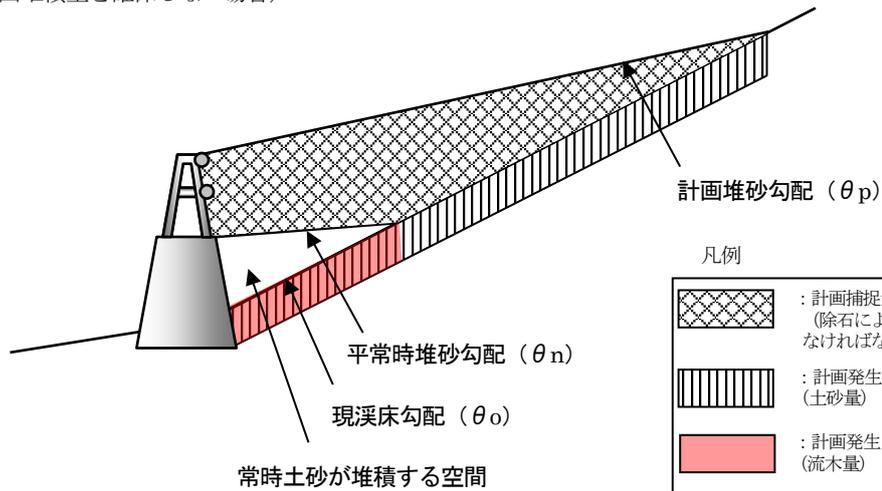
<部分透過型>

(計画堆積量を確保する場合 (常時土砂が堆積する空間がある場合))

常時土砂が堆積する空間の最上面
(除石により、これ以上堆砂が進行しない面)



(計画堆積量を確保しない場合)

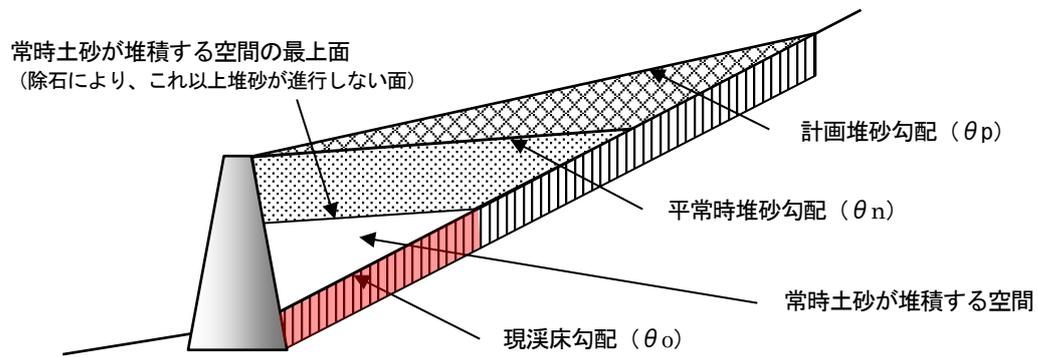


凡例

	: 計画捕捉量 (土砂量+流木量) (除石により計画捕捉量の空間を確保しなければならぬ)
	: 計画発生 (流出) 抑制量 (土砂量)
	: 計画発生 (流出) 抑制量 (流木量)
	: 計画堆積量 (土砂量+流木量)
	: 常時土砂が堆積する空間

<不透過型>

(計画堆積量を確保する場合 (常時土砂が堆積する空間がある場合))



(計画堆積量を確保しない場合)

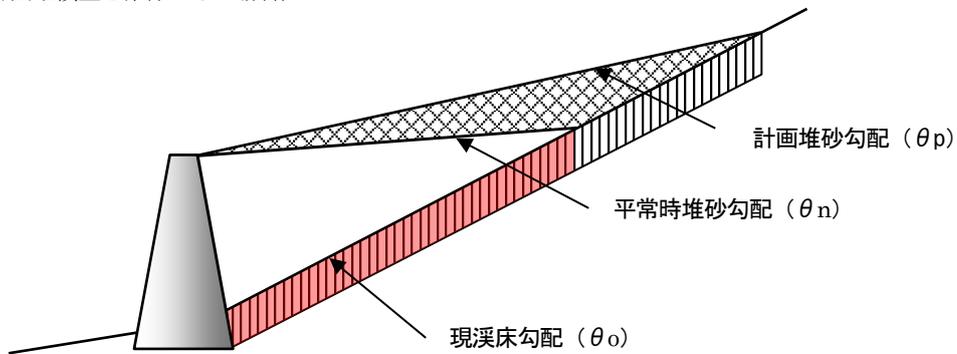


図-3.27 砂防堰堤の型式別の計画で扱う土砂・流木量等

3.3.1.2 砂防堰堤の型式の選定（透過型・不透過型・部分透過型）

砂防堰堤を配置する際には、対象とする流域の特性や想定される土石及び流木の流出現象を現地調査により十分把握した上で、経済性、地域環境等に配慮し、型式を選定する。なお、土砂とともに流出する流木等を全て捕捉するためには、透過構造を有する施設を原則とする。

『砂・基・針 P64』

解説

発生区間に配置する砂防堰堤に求められる機能は、主として、土石流や流木の発生の抑制である。流下区間および堆積区間に配置する砂防堰堤には、主として以下の機能が求められる。

- ・ 土石流の捕捉
- ・ 土砂とともに流出する流木等の捕捉
- ・ 計画捕捉量・計画堆積量に相当する空間の維持
- ・ 平時の溪流環境（溪床の連続性）の保全

土砂とともに流出する流木等を全て捕捉するためには、透過構造を有する施設（透過型砂防堰堤、部分透過型砂防堰堤、流木捕捉工など）が必要となる。そのため、計画流下許容流量が0でない場合や流木対策を別途計画する場合などを除き、流木の捕捉のための砂防堰堤は、透過型または部分透過型砂防堰堤とすることを原則とする。なお、土石流区間において流木捕捉工の設置が必要な場合は、副堰堤等に流木捕捉工を設置することができる。

また、型式によらず計画捕捉量の確保のためには除石（流木の除去を含む）計画の検討が必要となる。計画堆積量を計画する不透過型及び部分透過型砂防堰堤では、計画堆積量確保のための除石（流木の除去を含む）計画の検討が必要となる。なお、除石（流木の除去を含む）計画については、計画編第2章第4節 除石（流木の除去を含む）計画を参照する。

山口県では、砂防堰堤の型式の選定にあたり、溪床勾配に応じた礫径(表-3.6)が0.3m以上であれば透過型を選定し、0.3m未満であれば不透過型を選定する。なお、礫径の数値基準は、流木捕捉工の適用可能形状(表-3.7)におけるスリット純間隔(無流水溪流対策専用工法や施工実績がほとんどない工法を除く)を参考にしている。

表-3.6 鋼製透過型砂防堰堤に土石流捕捉効果を発揮させるために用いる礫径

溪床勾配の目安	土石移動の形態	部材間隔の設定に用いる礫径
$1/3(20^\circ) \leq I$	土石流発生区間	最大礫径 D_{95}
$1/6(10^\circ) \leq I < 1/3(20^\circ)$	土石流流下区間	最大礫径 D_{95}
$1/30(2^\circ) \leq I < 1/6(10^\circ)$	土石流堆積区間	最多礫径(D_{80})

『鋼・砂・便 P81』

表-3.7 流木捕捉工の標準的な適用条件と設計可能形状

主たる材料	種類	名称	設計可能形状		
			透過部の高さ	スリット純間隔	スパン長
鋼材	鋼管フレーム型砂防堰堤	格子形-2000C、格子形鋼製砂防堰堤	2.0m ～20m級まで	0.5m以上	
		鋼製スリット堰堤B型	2.0m ～13.0m程度	0.35m以上	
		J-スリット堰堤	2.0m ～12.5m	0.5m以上	
		鋼製スリット堰堤T型	2.0m ～12.0m	0.4m以上	～8.0m (一径間)
		格子形-2000C グリッドネット	2.0m ～20m級まで	0.3m 程度以上	
		N型流木捕捉工 (既設堰堤改良専用)	2.0m、3.0m		
		JD フェンス※2	2.0m ～5.0m	0.2m以上	
	スリットバリア※2	2.0m ～5.0m	0.15m以上		
	強靱 ワイヤネット工 (柔構造物)	ワイヤネット工※1	3.0m ～5.5m	0.3m以上 (リング径)	
		TAMPO バリア※1	3.0m ～5.5m	0.3m (リング径)	4.0m ～10.0m (支柱間隔)
土石流・流木流下防止 緊急対策工(通称:強靱 ワイヤネット工) ※1		3.0m ～5.5m	0.3m (リング径)	4.0m ～10.0m (支柱間隔)	
鋼材と コンクリート	パットレス型 砂防堰堤	CBBO型砂防堰堤、 HBBO+型砂防堰堤	2.0m ～12m	0.3m 程度以上	～6.0m (一径間)
		VCCO型砂防堰堤	2.0m ～7.0m	0.2m 程度以上	
	CFT単柱型	VCCO型応急対策工	2.0m ～6.0m	0.2m 程度以上	
鋼材と ワイヤロープ	杭式土石流・ 流木対策工	アーバンガード※2	2.0m ～6.0m	0.16m以上	2.0m ～5.0m (支柱間隔)

※1: 一般に仮設構造物として使用されているが、海外においては砂防堰堤として設置している例があるため、本分類に掲載している。
 ※2: 小規模溪流専用の工法である。

『令和2年版 流木捕捉工設計事例集(一般社団法人 建設コンサルタンツ協会) P1』に赤枠を加筆

3.3.1.3 透過型・部分透過型の種類と配置

土石流・流木捕捉工として用いる透過型及び部分透過型砂防堰堤は、計画規模の土石流を捕捉するため、その土石流に含まれる巨礫等によって透過部断面を確実に閉塞させるよう計画しなければならない。透過型及び部分透過型砂防堰堤を配置する際においては、土砂移動の形態を考慮する。

『砂・基・針 P65』

解説

(1) 透過型および部分透過型の配置に関する基本的な考え方

透過型及び部分透過型砂防堰堤は、土石流に含まれる巨礫等によって透過部断面が閉塞することにより、土石流を捕捉する。また、透過部断面が確実に閉塞した場合、捕捉した土砂が下流に流出する危険性はほぼ無いため、土石流捕捉のための透過型及び部分透過型砂防堰堤を土石流区間に配置する。

なお、流水にせき上げ背水を生じさせて流砂を一時的に堆積させる目的の透過型及び部分透過型砂防堰堤は、洪水の後半に堆積した土砂が下流に流出する危険性があるため、土石流区間には配置しない。

(2) 土石流捕捉のための砂防堰堤の設計及び配置上の留意事項

透過型と部分透過型は土石流の捕捉に対して以下の条件を満たすことが必要である。

- ①「計画規模の土石流」及び土砂とともに流出する流木によって透過部断面が確実に閉塞するとともに、その構造が土石流の流下中に破壊しないこと

堆積区間に透過型または部分透過型を配置するときは、透過部断面全体を礫・流木により閉塞させるように、土石流の流下形態等を考慮して施設配置計画を作成する。また、複数基の透過型を配置する場合には、上流側の透過型により土砂移動の形態が変化することに留意する。

- ②中小規模の降雨時の流量により運搬される掃流砂により透過部断面が閉塞しないこと

透過型は中小の出水で堆砂することなく、計画捕捉量を維持することが期待できる型式である。ただし、透過型と部分透過型は、不透過型同様、土石流の捕捉後には除石等の維持管理が必要となることに留意する。

透過部断面を構成する鋼管やコンクリート等は、構造物の安定性を保持するための部材（構造部材）と土石流を捕捉する目的で配置される部材（機能部材）に分けられる。機能部材は、土石流および土砂とともに流出する流木等を捕捉できれば、塑性変形を許容することができる。

また、土石流・流木の発生抑制が求められる場合で流木の捕捉機能を増大させたいとき、流出する粒径が細かい場合や勾配が緩く土砂濃度が低いことが想定される場合、谷出口付近において出水時（土石流以外の出水）の泥水等を下流路に導きたいときなどは、部分透過型の採用を検討する。

3.3.1.4 砂防堰堤の配置方針

砂防堰堤は、流域の状況（土砂の量・質、保全対象、溪流環境）により経済性、施工性、実現性、環境への影響を十分考慮して配置する。

一般的には、できるだけ砂防堰堤の設置基数が少ないほど経済性や実現性に優れている。他方、環境等への配慮で、施設規模を小さくする（設置基数は多くなる）対応も考えられる。

3.3.2 土石流・流木発生抑制工

土石流・流木発生抑制工は、土石流およ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。

『砂・基・針 P67』

土石流・流木発生抑制工には、山腹における土石流・流木発生抑制工、溪床・溪岸における土石流・流木発生抑制工がある。

3.3.2.1 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。

『砂・基・針 P68』

土石流および土砂とともに流出する流木等の発生する可能性のある山腹崩壊を防ぐために山腹保全工を施工する。

3.3.2.2 溪床堆積土砂移動防止工

溪床堆積土砂移動防止工は、床固工等で溪岸の崩壊、溪床堆積土砂の移動を防止する。

『砂・基・針 P69』

解説

溪床堆積土砂の移動および溪岸の崩壊を防止するための土石流・流木対策施設で、床固工、護岸工等が考えられる。溪岸（山腹を含む）の崩壊を防止するため、溪床堆積土砂移動防止工は除石（流木の除去を含む）を原則として行わない。

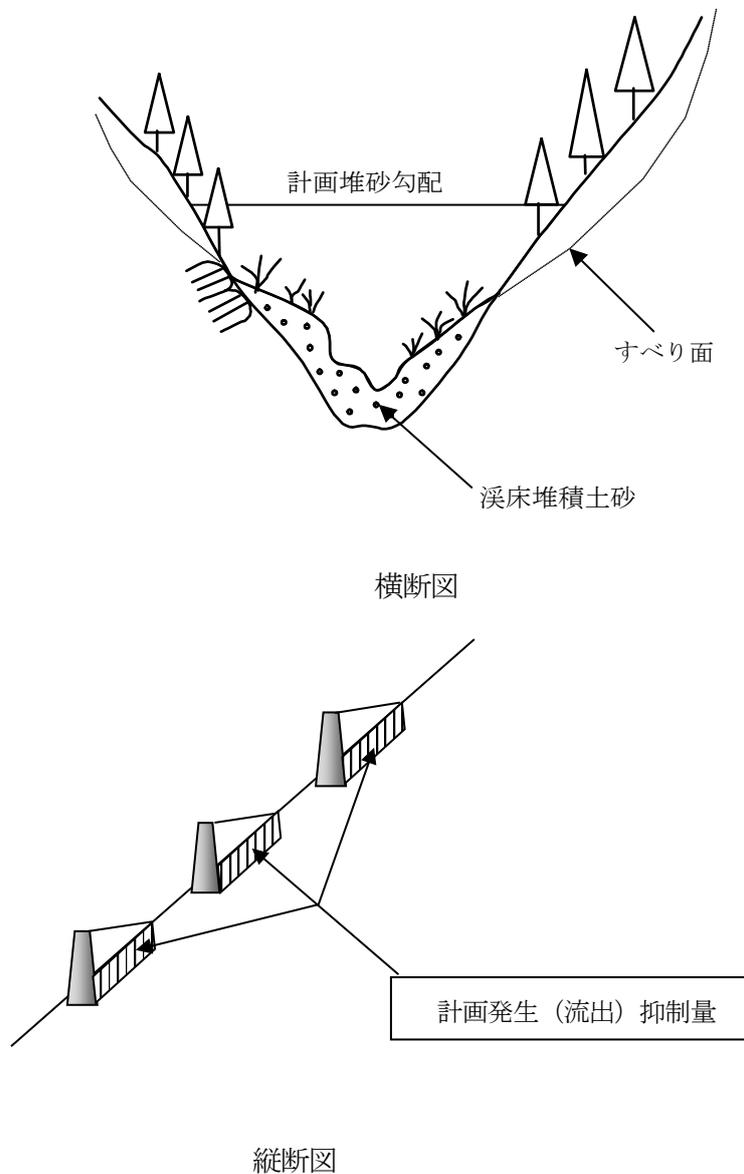


図-3.28 溪床堆積土砂移動防止工の計画で扱う土砂・流木量等のイメージ

3.3.3 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流下断面とする。

『砂・基・針 P70』

解説

土石流導流工は、流出土砂の粒径などを十分検討し、土石流導流工内で堆積が生じて、越流、氾濫しないように計画しなければならない。

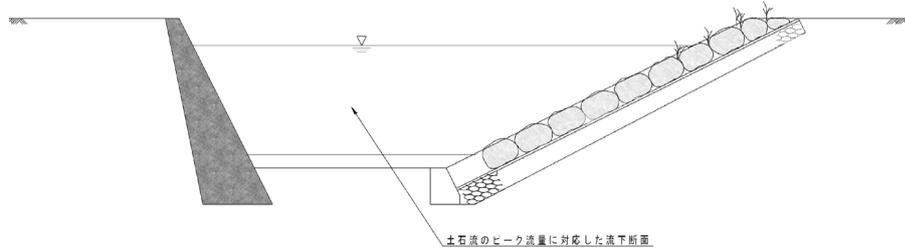


図-3.29 土石流導流工

3.3.4 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。

『砂・基・針 P71』

解説

土石流堆積工は、安全に土石流を堆積させるもので、その種類は、「土石流分散堆積地」と「土石流堆積流路」がある。

(1) 土石流分散堆積地

土石流分散堆積地は、流路を拡幅した土地の区域（拡幅部）のことで、拡幅部の上流端と下流端に砂防堰堤または床固工を配置したものである。

土石流分散堆積地は、土石流・流木処理計画に必要となる計画堆積量を堆積させることのできる空間を、流路の拡幅及び掘り込んで溪床勾配を緩くすることにより確保するものである。

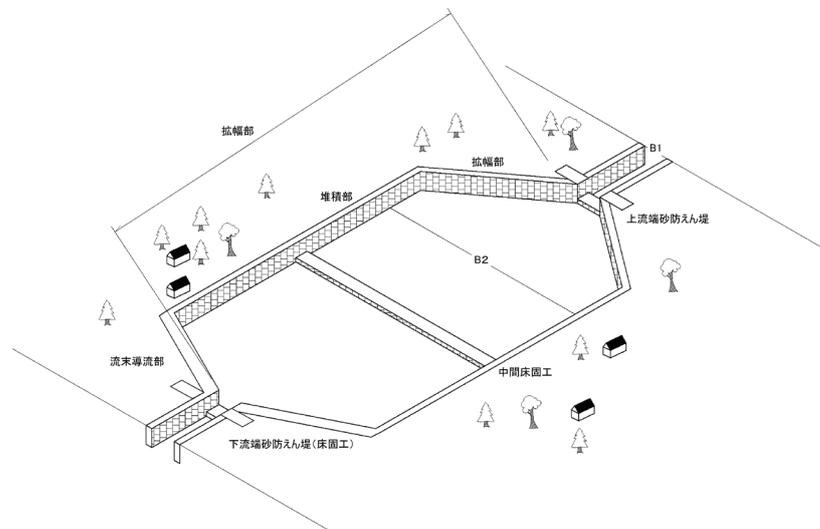


図-3.30 土石流分散堆積地

(2) 土石流堆積流路

土石流堆積流路は、背後地盤において宅地が発達している等の土地利用状況や谷底平野等の地形条件により、土石流分散堆積地のように流路の拡幅が困難な場合において、流路を掘り込んで溪床勾配を緩くすることにより、土石流・流木処理計画に必要となる計画堆積量を堆積させることのできる空間を確保するものである。

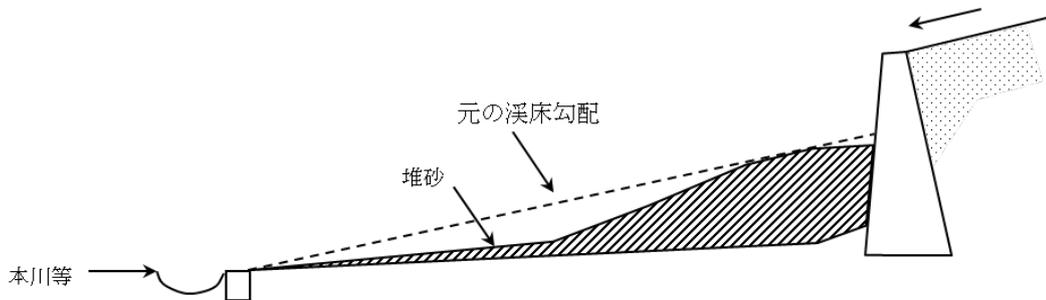


図-3.31 土石流堆積流路

3.3.5 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯は、土石流の流速を低減させて堆積させるための土石流・流木対策施設である。

『砂・基・針 P73』

解説

土石流緩衝樹林帯として、床固工、土石流導流堤等の土石流・流木対策施設と樹林、小規模な出水を処理する常水路、補助施設などを組み合わせて配置したものであり、土石流の堆積区間の末端部付近に配置する。

土石流緩衝樹林帯は原則として扇状地上において土石流と保全対象物の間に緩衝区間として、土石流流向制御工等を組み合わせて設ける。

3.3.6 土石流流向制御工

土石流流向制御工は、土石流の流向を制御するための土石流・流木対策施設である。

『砂・基・針 P74』

解説

計画基準点よりも下流で土砂を流しても安全な場所があり、下流に災害等の問題を生じさせずに安全な場所まで土砂を流下させることができる場合は、土石流の流向を土石流導流堤等により制御する。

3.4 整備率

3.4.1 土砂整備率

土砂整備率は、(31)式により算出する。

$$\text{土砂整備率 } F = \frac{X_d + Y_d + Z_d}{V_d - W_d} \times 100(\%) \quad \dots\dots(31)$$

V_d : 計画流出土砂量 + V_w : 計画流出流木量 = V : 計画流出量

W_d : 計画流下許容土砂量 + W_w : 計画流下許容流木量 = W : 計画流下許容量

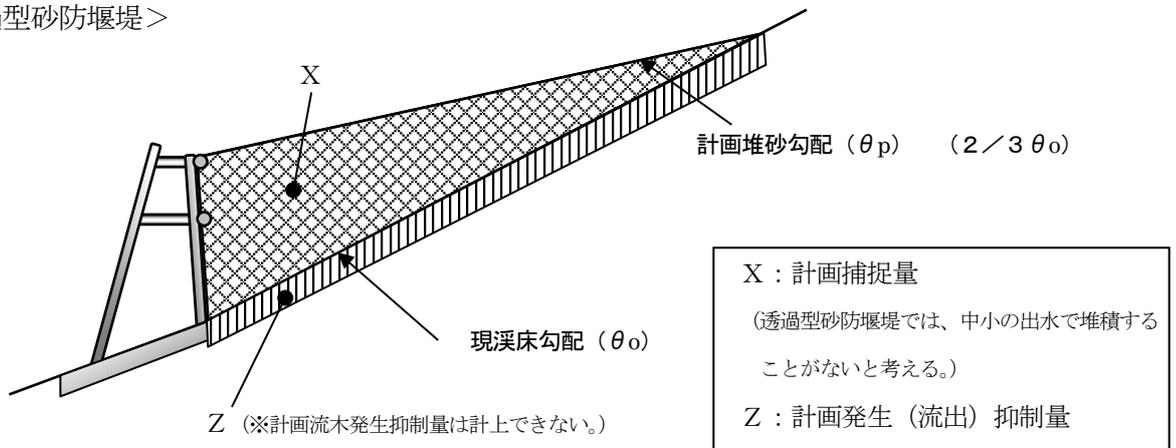
X : 計画捕捉量 - X_w : 計画捕捉流木量 = X_d : 計画捕捉土砂量

Y : 計画堆積量 - Y_w : 計画堆積流木量 = Y_d : 計画堆積土砂量

Z_d : 計画土石流発生(流出)抑制量 + Z_w : 計画流木発生抑制量 = Z : 計画発生(流出)抑制量

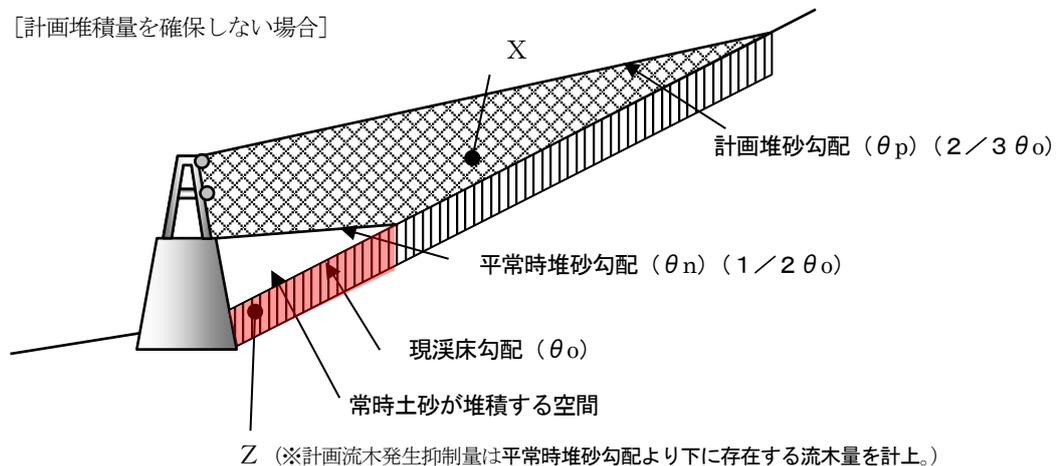
山口県においては、原則として計画堆積量を見込まずに整備を行うが、計画堆積量を見込んで計画する場合は砂防課と協議すること。

<透過型砂防堰堤>

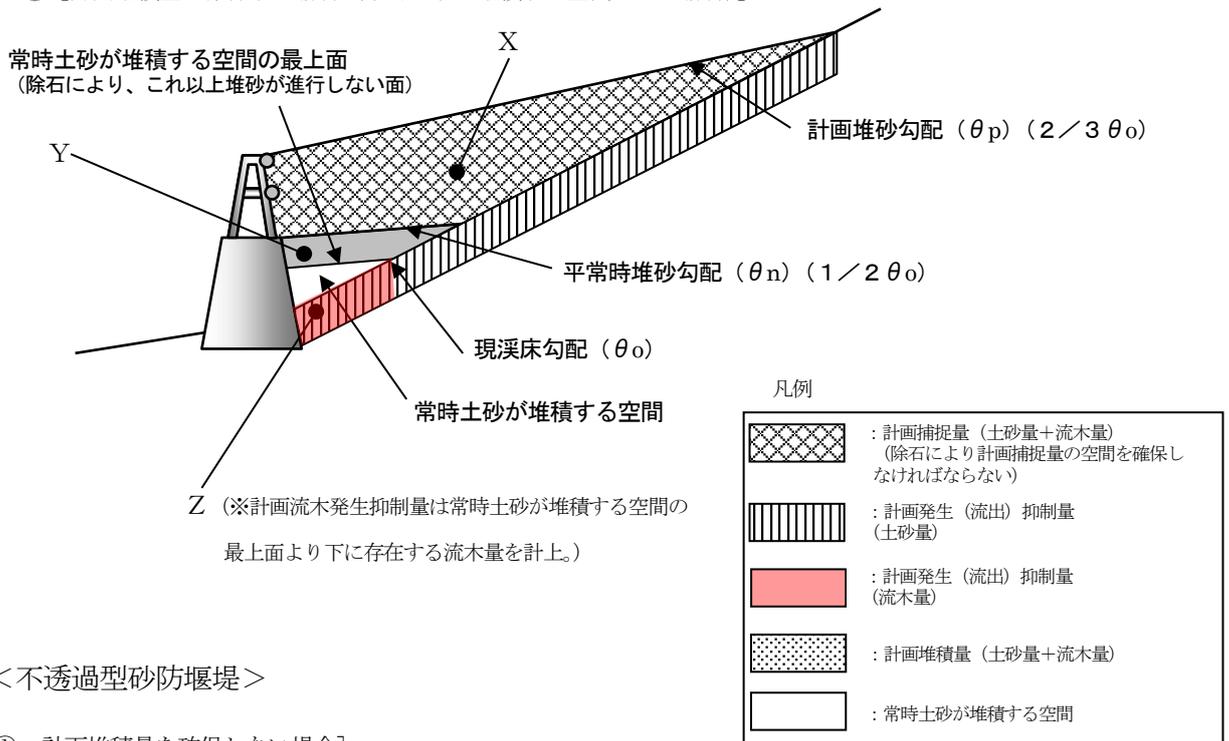


<部分透過型砂防堰堤>

① [計画堆積量を確保しない場合]

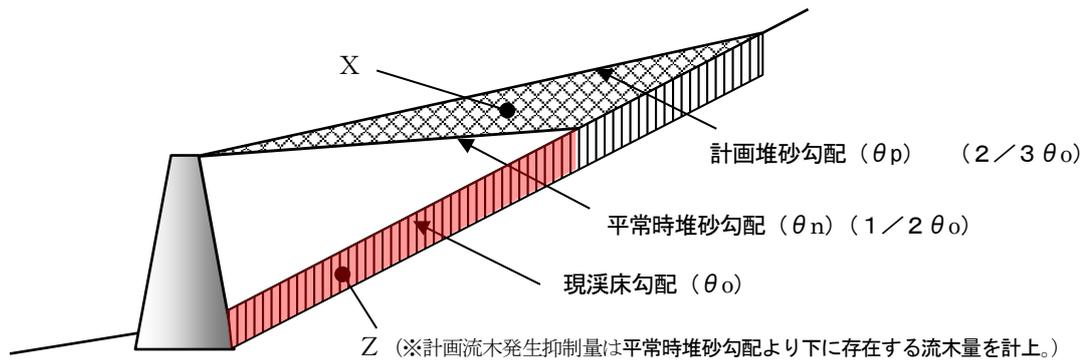


② [計画堆積量を確保する場合 (常時土砂が堆積する空間がある場合)]



<不透過型砂防堰堤>

① 計画堆積量を確保しない場合]



② [計画堆積量を確保する場合 (常時土砂が堆積する空間がある場合)]

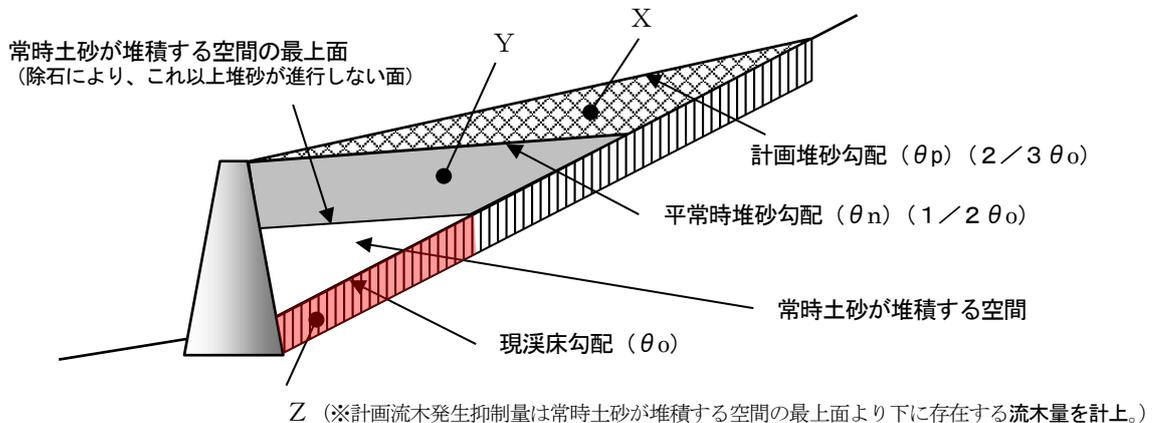


図-3.32 砂防堰堤の型式別の計画で扱う土砂・流木量等

3.4.2 流木整備率

土砂整備率は、(32)式により算出する。

$$\text{流木整備率 } F' = \frac{X_w + Y_w + Z_w}{V_w - W_w} \times 100(\%) \quad \dots\dots(32)$$

- V_w : 計画流出流木量
- W_w : 計画流下許容流木量
- X_w : 計画捕捉流木量
- Y_w : 計画堆積流木量
- Z_w : 計画流木発生抑制量

～～～参考～～～

用語について

旧基準や砂防の文献によっては、次のような用語が使われている場合がある。

貯砂量：現況河床から平常時堆砂勾配の間の土砂量

捕捉量：平常時堆砂勾配から計画堆砂勾配の間の土砂量＝計画捕捉量

扞止量：土砂が堆積したことにより、河床の堆積物の流出を押さえた量＝計画発生（流出）抑制量

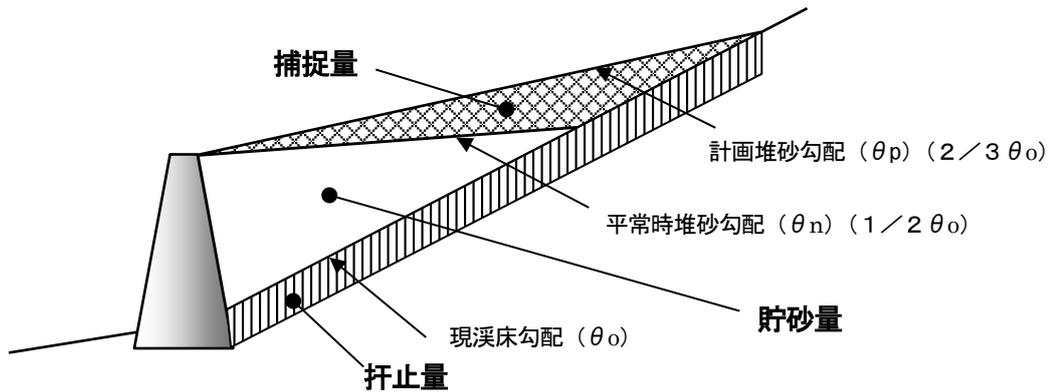


図-3.33 旧基準や砂防の文献で扱われる用語

～～～

第4節 除石（流木の除去を含む）計画

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

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

『砂・基・針 P75』

解説

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

また、除石（流木の除去を含む）には、土石流発生後等の緊急的に実施する「緊急除石（流木の除去を含む）」と、定期的な点検に基づいて堆積した土砂および流木を除去する「定期的な除石（流木の除去を含む）」とがある。その基本的な考え方は、以下に示すとおりである。

(1) 緊急除石（流木の除去を含む）

土石流発生等の出水により捕捉された土砂及び流木を緊急的に除石することは、砂防堰堤の計画捕捉量・計画堆積量を確実に確保する観点から重要である。

このため、土石流発生後等に土石流・流木対策施設の捕捉状況について臨時点検を行い、必要に応じて次期出水にそなえて緊急に除石（流木の除去を含む）を実施する。

(2) 定期的な点検に基づく除石（流木の除去を含む）

定期的な点検に基づく除石（流木の除去を含む）は、堆積する土砂及び流木等から主として、計画堆積量を確保するために行うものである。

土石流・流木対策施設について定期的に点検を行い、その結果、土石流・流木処理計画上必要としている計画捕捉量・計画堆積量を確保する必要がある場合に除石（流木の除去を含む）を実施する。

なお、除石を実施する際に、透過部断面を閉塞した礫がほぐれて突発的に下流へ流出する危険があるため、除石は直下から行わず、原則として上流から実施する。

第3章 土砂・洪水氾濫対策計画

第1節 総説

土砂・洪水氾濫対策計画の策定に当たっては、計画規模の土砂移動現象が発生しうる一連の降雨による土砂・洪水氾濫によって、被害が生じるおそれのある扇状地、谷底平野、沖積平野等に位置する保全対象を抽出・設定し、有害な土砂を合理的かつ効果的に処理するための土砂処理計画を策定することを基本とする。

『国・河・計(基) P46』

解説

土砂・洪水氾濫対策計画は、計画規模の土砂移動現象が発生しうる一連の降雨による山地の山腹、溪流から河川までの有害な土砂移動を制御し、山地からの流出土砂に伴う河床上昇等により引き起こされる土砂・洪水氾濫を防止・軽減することによって、河川の治水上、利水上の機能の確保と、環境の保全を図ることを目的として策定する。

第2節 土砂・洪水氾濫対策計画の基本的事項

2.1 計画規模

土砂・洪水氾濫対策計画における対象降雨による計画規模の決定に当たっては、既往の災害等における土砂移動現象の発生状況などを勘案し設定することを基本とする。対象降雨は保全対象ごとに降雨の量、時間分布及び空間分布の3要素について定めることを基本とする。なお、既往災害から決める場合であって、複数の対象降雨が候補となる場合、複数の降雨条件について解析を行うことを基本とする。

『国・河・計(基) P46』

解説

計画規模は、計画区域の土砂災害に対する安全の度合いを表すものである。土砂・洪水氾濫対策計画における計画規模は、流域ごとに既往の災害、過去の豪雨時の土砂生産の実態、計画区域等の重要度、事業効果等を総合的に考慮して定めるものとし、一般的には対象降雨の降雨量の年超過確率で評価して定める。

また、同じ地域において同じ年超過確率であっても、保全対象のある地点によって被害の生じるおそれのある降雨条件（降雨の量、時間分布及び空間分布）が異なる。そのため、土砂・洪水氾濫対策計画における対象降雨の設定に当たっては、保全対象の位置に応じて対象降雨をそれぞれ設定する必要がある。

保全対象に関する土砂・洪水氾濫による被害の推定を行うにあたっては、保全対象の位置に応じ、降雨条件を設定する必要がある。計画降雨の降雨分布イメージ図は図-3.34に示すとおりである。同じ降雨でも、検討対象とする保全対象のある地点より上流域の流域面積が大きい場合、流域内の一部で雨域の狭い集中豪雨が生じた場合であっても、流域内のその他の地域の降雨強度が小さいことにより、流域平均の降雨強度は小さくなることもある（図-3.34左）。このような降雨分布の場合、当該保全対象が被害に遭う可能性は必ずしも高くない。一方、局所的に降雨強度が極めて強い領域がなくても、流域全体を覆うように強度の強い雨域が広い範囲でもたらされた場合、流域平均の降雨強度が大きくなり、当該保全対象が被害に遭う可能性は相対的に高くなる可能性が考えられる（図-3.34右）。

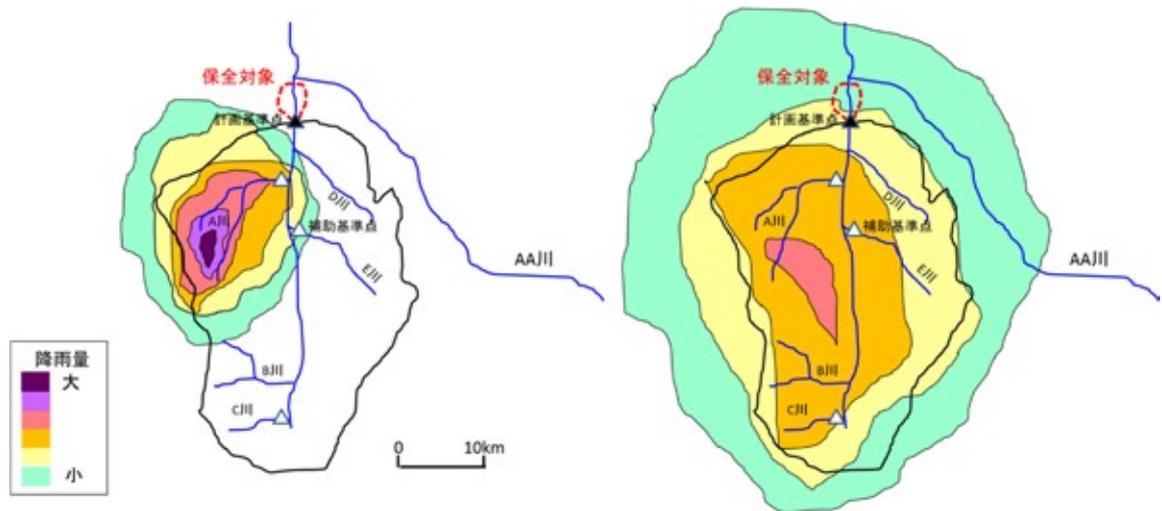


図-3.34 計画降雨の降雨分布イメージ

2.2 保全対象・計画基準点等

土砂・洪水氾濫対策計画では、計画規模の土砂移動現象が発生しうる一連の降雨による土砂・洪水氾濫で被害が生じるおそれのある主たる保全対象を抽出・設定することを基本とする。計画基準点は、土砂・洪水氾濫対策計画で対象とする計画区域の最下流地点又は河川計画との関連地点、保全対象の上流地点、土砂の生産が見込まれる地域の最下流地点などに設けるものとする。

なお、土砂の移動形態が変わる地点、支川内の保全対象の上流地点、本川と支川との合流点等の土砂移動の状況を把握する必要がある場合には、複数の地点に補助基準点を設けるものとする。

『国・河・計(基) P47』

解 説

土砂・洪水氾濫対策計画で対象とする保全対象は、土砂・洪水氾濫によって被害が生じるおそれのある扇状地、谷底平野、沖積平野等に位置する人家、インフラ、ライフライン等である。

また、土砂・洪水氾濫対策計画における計画基準点・補助基準点は、計画降雨、土砂処理計画、施設配置計画の検討・策定のために設定する地点である。そこで、計画基準点・補助基準点は地域の特性が十分表現できるような地点に設ける。

2.3 計画で扱う土砂量

土砂・洪水氾濫対策計画では、計画で扱う土砂量として計画生産土砂量と計画流出土砂量を設定することを基本とする。計画生産土砂量は、計画区域の現況調査資料、既往の災害資料、類似地域の資料等を用いて過去の実績に基づき経験的に設定する手法と、数値計算など解析的に設定する手法若しくはそれら両者を組み合わせた手法を適切に選択し、設定することを基本とする。計画生産土砂量を設定するに当たっては、土砂の量及び質（粒径）、土砂生産の形態、生産される場所、発生タイミングを想定した上で設定することを基本とする。計画流出土砂量は、流出解析、河床変動計算によって設定することを基本とする。

なお、生産土砂量に関する調査については、河川砂防技術基準（調査編）の「砂防調査」を参考にする。

『国・河・計(基) P48』

解説

土砂・洪水氾濫対策計画で取り扱う土砂生産に係る諸量（以下「計画生産土砂量」という。）は、山腹及び溪岸における新規崩壊土砂量及び既崩壊拡大見込み土砂量並びに既崩壊残存土砂量のうち崩壊等の発生する時点で河道に流出するもの、河床等に堆積している土砂量のうち二次侵食を受けるものからなる。また、当該計画で取り扱う土砂流出に係る諸量（以下「計画流出土砂量」という。）は、計画基準点等を通する土砂の量及び質（粒径）並びにそのタイミングと、保全対象周辺における河床の変動量、河川流量等とし、それぞれについて計画立案時点の状況下で想定される量と、土砂・洪水氾濫による被害を防止・軽減する施設配置を行った状況下で想定される量の双方について設定する。

2.4 土砂処理計画

土砂・洪水氾濫対策計画における土砂処理計画は、生産土砂量の調査、流出解析、河床変動計算、氾濫解析に基づき策定することを基本とする。

『国・河・計(基) P48』

解説

土砂・洪水氾濫対策計画における土砂処理計画は、計画規模の土砂移動現象により、保全対象における土砂・洪水氾濫による被害が防止・軽減できるように、合理的かつ効果的に有害な土砂を処理するために策定するものである。土砂処理計画は、土砂生産抑制計画及び土砂流送制御計画からなり、これらの計画はいずれも相互に関連するものである。

土砂処理計画の策定にあたっては、対象地域における既往災害に対する再現計算を実施し、当該地域の災害を再現できることを確認した計算条件、解析手法（流出解析手法、河床変動計算手法など）を用いて検討することが望ましい。

<参考となる資料>

- 1) 内田太郎，小松美緒，坂井佑介：河床変動計算を用いた土砂・洪水氾濫対策に関する砂防施設配置検討の手引き（案），国土技術政策総合研究所資料，第1048号，2018。
- 2) 蒲原潤一，内田太郎，丹羽諭，松本直樹，桜井亘：豪雨時の土砂生産をともなう土砂動態解析に関する留意点，国土技術政策総合研究所資料，第874号，2015。

2.5 土砂生産抑制計画

土砂・洪水氾濫対策計画における土砂生産抑制計画は、生産土砂量の調査、流出解析、河床変動計算、氾濫解析により、砂防設備による土砂生産抑制効果の保全対象への影響・効果を評価して定めることを基本とする。また、砂防設備による土砂生産抑制効果については、砂防設備の規模及び地形、地質、植生の状況並びに地盤の安定状況などの調査により定めることを基本とする。

『国・河・計(基) P48』

解説

土砂・洪水氾濫対策計画における土砂生産抑制計画は、降雨等による山腹の崩壊、地すべり、溪床・溪岸の侵食等を砂防設備で抑制することによって、土砂生産域の荒廃を復旧するとともに、新規荒廃の発生を防止し、有害な土砂の生産を抑制するための計画である。計画の策定に当たっては、土砂生産域の状況、土砂の生産形態、土砂の流出形態、保全対象等を考慮し、山腹工・砂防堰堤等を合理的に配置して策定するものとする。

<参考となる資料>

- 1) 内田太郎，小松美緒，坂井佑介：河床変動計算を用いた土砂・洪水氾濫対策に関する砂防施設配置検討の手引き（案），国土技術政策総合研究所資料，第1048号，2018。

2.6 土砂流送制御計画

土砂・洪水氾濫対策計画における土砂流送制御計画は、流出解析・河床変動計算・氾濫解析により、砂防設備による保全対象への影響・効果を評価して定めることを基本とする。

『国・河・計(基) P49』

解説

土砂・洪水氾濫対策計画における土砂流送制御計画は、捕捉・調節機能等を有する砂防設備によって有害な土砂の流出を制御し、土砂を安全に流下させるための計画である。計画の策定に当たっては、土砂の流出形態、土砂量・粒径、保全対象、地形、河床勾配、河道等の現況や計画等を考慮して、砂防堰堤、遊砂地等を合理的に配置して策定するものとする。

<参考となる資料>

- 1) 内田太郎，小松美緒，坂井佑介：河床変動計算を用いた土砂・洪水氾濫対策に関する砂防施設配置検討の手引き（案），国土技術政策総合研究所資料，第1048号，2018。

第4章 砂防等施設配置計画

第1節 土石流・流木対策施設配置計画

1.1 総説

土石流・流木対策施設配置計画は、土石流・流木処理計画で設定した計画捕捉量、計画堆積量、計画発生(流出)抑制量を満たすよう、土石流・流木対策施設の配置について計画することを基本とする。

土石流・流木対策施設は、計画で扱う土砂・流木量等、土砂移動の形態、保全対象との位置関係等を考慮して、土石流及び土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するように、必要な機能を有する施設を組み合わせ、施設の概略の位置や概略の規模、施設の型式等を定めることを基本とする。土石流・流木対策施設は土石流・流木の捕捉のための施設を配置することを基本とする。

『国・河・計(施) P87』

解説

土石流・流木対策施設配置計画においては、土石流・流木処理計画を満たすために、土石流・流木の捕捉、堆積、制御、発生抑制等の機能を有する施設を適切に選定し、施設の概略の位置や砂防堰堤高等の概略の規模を定める。また、土石流・流木対策施設には主に土石流・流木の流送制御のために、土石流・流木の捕捉のための施設を設置するが、流域内が荒廃しているときなどは、土石流・流木の発生抑制のための施設も適切に配置する必要がある。

土石流・流木施設配置計画上求められる機能毎の土石流・流木対策施設の種類を以下に示す。

表-3.8 土石流・流木対策施設の種類

	対策施設に求められる機能		主な工種
	土石流・流木対策施設	生産抑制 ※流域が荒廃している場合	土石流・流木の発生抑制
流送制御		土石流・流木の捕捉	砂防堰堤
		土石流・流木の堆積	土石流堆積工
		土石流・流木の制御	土石流導流工、土石流緩衝樹林帯、土石流流向制御工

土石流危険溪流であっても明瞭な谷地形を呈さない地形や常時流水の無いような小規模溪流では、溪流及びその周辺の状況や砂防設備を設置する際の施工条件等を考慮した上で、溪流の実態に則した施設の位置や規模、型式等を定めることに努める。

1.2 土石流・流木の捕捉のための施設

土石流・流木の捕捉のための施設は、土石流の流下・堆積区間において、土石流および土砂とともに流出する流木等を捕捉するため、想定される土砂および流木の流出現象や地形等に応じて、概略の位置や概略の形状、施設の型式を定めて配置することを基本とする。土石流・流木の捕捉のための施設として、透過型砂防堰堤を用いることを基本とする。

『国・河・計(施) P88』

解説

土石流・流木の捕捉のための施設を計画・配置するにあたっては、想定される土砂および流木の流出現象として、土石流中の土石の粒径、土石流の濃度、流木の大きさ(長さ、太さ)、流木の多寡などを想定し、形状、型式を決める必要がある。また、平常時堆砂勾配が現渓床勾配と大きく変化する場合や堆砂延長が長くなる場合は、堆砂敷において土石流の流下形態が変化することに注意する必要がある。

土石流・流木の捕捉のための施設として、主として透過型砂防堰堤を用いるが、分離堰堤(水抜きスクリーン)等も土石流・流木捕捉工として考え、砂防堰堤以外の土石流・流木の捕捉のための施設に本基準を準用することを妨げない。

1.2.1 砂防堰堤の形式の選定

砂防堰堤を配置する際には、対象とする流域の特性や想定される土石及び流木の流出現象を現地調査により十分把握した上で、経済性、地域環境等に配慮し、施設の型式を選定することを基本とする。なお、土砂とともに流出する流木等を全て捕捉するためには、透過構造を有する施設を原則とする。

『国・河・計(施) P88』

解説

土石流の流下区間および堆積区間に配置する砂防堰堤には、主として以下の機能が求められる。

- ・土石流の捕捉
- ・土砂とともに流出する流木等の捕捉
- ・計画捕捉量・計画堆積量に相当する空間の維持
- ・平時の溪流環境(渓床の連続性)の保全

土砂とともに流出する流木等を全て捕捉するためには、透過構造を有する施設(透過型砂防堰堤、部分透過型砂防堰堤、流木捕捉工など)が必要となる。そのため、計画流下許容流木量が0でない場合や流木対策を別途計画する場合などを除き、流木の捕捉のための砂防堰堤は、透過型または部分透過型砂防堰堤とすることを原則とする。なお、土石流区間において流木捕捉工の設置が必要な場合は、副堰堤等に流木捕捉工を設置することができる。

また、型式によらず計画捕捉量の確保のためには除石(流木の除去を含む)計画の検討が必要となる。計画堆積量を計画する不透過型及び部分透過型砂防堰堤では、計画堆積量確保のための除石(流木の除去を含む)計画の検討が必要となる。

既設の不透過型砂防堰堤において、土砂とともに流出する流木等をすべて捕捉するためには、既存砂防堰堤は切り欠くか、または嵩上げする、副堰堤等に設置した流木捕捉工などにより流木捕捉効果を高める等がある。しかし、地形上困難な場合や副堰堤等に設置した流木捕捉工では必要な計画捕捉流木量を確保できない場合がある。このような場合は、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部や水通し部の上流側の離れた位置に流木を捕捉するための付属施設を設置して、流木捕捉効果を高めることが望ましい。

1.2.2 透過型・部分透過型の種類と配置

土石流・流木捕捉のための施設として用いる透過型及び部分透過型砂防堰堤は、計画規模の土石流を捕捉するため、その土石流に含まれる巨礫等によって透過部断面を確実に閉塞させるよう計画することを基本とする。透過型及び部分透過型砂防堰堤を配置する際には、土砂移動の形態を考慮する。

『国・河・計(施) P89』

解説

透過型及び部分透過型砂防堰堤は、土石流に含まれる巨礫等によって透過部断面が閉塞することにより、土石流を捕捉する。また、透過部断面が確実に閉塞した場合、捕捉した土砂が下流に流出する危険性はほぼ無いため、土石流捕捉のための透過型及び部分透過型砂防堰堤を土石流区間に配置する。なお、流水にせき上げ背水を生じさせて流砂を一時的に堆積させる目的の透過型及び部分透過型砂防堰堤は、洪水の後半に堆積した土砂が下流に流出する危険性があるため、土石流区間には配置しない。

1.2.3 土石流捕捉のための砂防堰堤の配置上の留意事項

透過型と部分透過型は、土石流の捕捉に対して「計画規模の土石流」及び土砂とともに流出する流木によって透過部断面が確実に閉塞するとともに、その巨礫等による閉塞状態が土石流の流下中に破壊されず、かつ中小規模の降雨時の流量により運搬される掃流砂により透過部断面が閉塞しないことを基本とする。

『国・河・計(施) P89』

解説

堆積区間に透過型または部分透過型を配置するときは、透過部断面全体を礫・流木により閉塞させるように、土石流の流下形態等を考慮して施設配置計画を策定する必要がある。また、複数基の透過型を配置する場合には、上流側の透過型により土砂移動の形態が変化することに留意する。

また、透過型は中小の出水で堆砂することなく、計画捕捉量を維持することが期待できる型式である。ただし、透過型と部分透過型は、不透過型同様、土石流の捕捉後には除石等の維持管理が必要となることに留意する。

砂防堰堤等の施設を計画するにあたっては、本川のみならず、支川等から流入する土石流等の外力の可能性についても考慮することが望ましい。特に、土石流・流木の捕捉機能を有する施設については、急勾配で外力の条件が厳しい箇所への配置を避け、できるだけ流下区間・堆積区間に配置するよう努める。

特に外力条件が厳しい現場では、計画地点の状況や流域特性を十分調査して礫径を適切に設定することが望ましい。その際、近隣の溪流において土砂流出の実績がある場合には、その時の流出した巨礫の礫径も参考とする。また、極めて大きい礫が流出する可能性があるると判断される場合、その礫が衝突しても、砂防堰堤全体として捕捉機能が失われることとならない構造の設計に配慮するよう努める。また、土砂処理上の合理性に加え経済性、地域環境、施工性、現象の不確実性を踏まえた施設の安全性に配慮し施設を配置するよう努める。

1.3 土石流・流木の堆積のための施設

土石流・流木の堆積のための施設は、土石流の堆積区間において、土石流を減勢し、土石流および土砂とともに流出する流木等を堆積させるため、地形、保全対象との位置関係等に応じて、概略の位置や概略の規模を定めて土石流堆積工を配置することを基本とする。

『国・河・計(施) P90』

解説

土石流・流木の堆積のための施設は、土石流の堆積区間において、安全に土石流を堆積させるためのもので、土石流堆積工と総称され、その種類は、土石流分散堆積地と土石流堆積流路がある。

土石流分散堆積地は、流路を拡幅した土地の区域(拡幅部)のことで、拡幅部の上流端と下流端に砂防堰堤または床固工を配置したものであり、土石流・流木処理計画上新要となる計画堆積量を堆積させることのできる空間を流路の拡幅及び掘り込んで溪床勾配を緩くすることにより確保することを標準とする。

土石流堆積流路は、背後地盤において宅地が発達している等の土地利用状況や谷底平野等の地形条件により、土石流分散堆積地のように流路の拡幅が困難な場合において、流路を掘り込んで溪床勾配を緩くすることにより、土石流・流木処理計画上新要となる計画堆積量を堆積させることのできる空間を確保することを標準とする。

1.4 土石流・流木の制御のための施設

土石流・流木の制御のための施設は、土石流の流下・堆積区間において、土石流・流木を安全に導流、堆積させる等制御するため、流出土砂の粒径、土石流ピーク流量や地形、保全対象との位置関係等に応じて、概略の位置や概略の形状を定めて配置することを基本とする。

『国・河・計(施) P91』

解説

土石流・流木の制御のための施設は、原則として土石流・流木の捕捉のための施設を配置した上で、加えて土石流・流木を制御して、土石流・流木を堆積させたり、下流に安全に流下させるために配置するものである。

土石流・流木の制御のための施設には、土石流の堆積区間において、土石流が施設内に堆積して氾濫等が発生しないように安全に導流するための土石流導流工、土石流の流速を低減させて堆積させるための土石流緩衝樹林帯、そして、土石流の流向を制御するための土石流流向制御工がある。

土石流導流工は、流出土砂の粒径などを十分検討し、施設内で堆積が生じて、越流、氾濫しないように、その断面を通過する土石流ピーク流量に対応する断面とする必要がある。

土石流緩衝樹林帯は、床固工、土石流導流堤等の土石流・流木対策施設と樹林、小規模な出水を処理する常水路、補助施設などを組み合わせて配置するものであり、土石流の堆積区間の末端部付近に配置する。土石流緩衝樹林帯は原則として扇状地上において土石流と保全対象物の間に緩衝区間として、土石流流向制御工等を組み合わせて設ける。

土石流流向制御工は、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に設置する。

1.5 土石流・流木の発生抑制のための施設

土石流・流木の発生抑制のための施設は、流域内が荒廃している場合に、土石流の発生・流下区間において、土石流および土砂とともに流出する流木等の発生を抑制するため、山腹または溪床・溪岸等の土砂の発生源に、求められる機能に応じて概略の規模を定めて配置することを基本とする。

『国・河・計(施) P91』

解 説

流域内が荒廃しているときなどは、土石流・流木の発生抑制のための施設を配置する。土石流・流木の発生抑制のための施設は、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ための山腹保全工と、溪床堆積土砂の移動および溪岸の崩壊を防止するための砂防堰堤、床固工、護岸工、溪流保全工等からなる。個々の施設の種類の説明は、計画編第4章2.2「山腹における土砂生産抑制のための施設」および第4章2.3「溪床・溪岸における土砂生産抑制のための施設」を参照のこと。

第2節 土砂・洪水氾濫対策施設配置計画

2.1 総説

土砂・洪水氾濫対策施設配置計画は、土砂・洪水氾濫対策計画の土砂生産抑制計画、土砂流送制御計画を満たすよう、土砂・洪水氾濫対策施設の配置について、数値計算等に基づき計画することを基本とする。

土砂・洪水氾濫対策施設は、計画で扱う土砂量、土砂移動の形態、保全対象との位置関係等を考慮して、有害な土砂を合理的かつ効果的に処理するように、必要な機能を有する施設を組み合わせ、施設の概略の位置や概略の規模等を定めることを基本とする。土砂・洪水氾濫対策施設は土砂の生産抑制及び流送制御のための施設を配置することを基本とする。

『国・河・計(施) P79』

解 説

土砂・洪水氾濫対策施設配置計画においては、土砂生産抑制計画及び土砂流送制御計画からなる土砂処理計画を満たすために、土砂の生産抑制、流出抑制、調節や土石流の捕捉、堆積、制御、発生抑制等の機能を有する施設を適切に選定し、施設の概略の位置や砂防堰堤高等の概略の規模を定める。また、土砂・洪水氾濫対策施設には、生産抑制を主な目的とする施設と流送制御を主な目的とする施設があり、それぞれについて適切に配置する必要がある。

土砂・洪水氾濫対策施設配置計画の検討は、現地調査、資料調査による施工の実行性の検討等とともに、施設の効果評価を数値計算等により行うことを基本とする。検討した施設配置計画では十分な効果が得られないと判断された場合、施設配置計画を見直して、再度数値計算等により効果評価を行う。

なお、対象地域において生じる可能性がある土石流・流木等その他の山地域の土砂生産・流送に起因する災害への対策を考慮した上で、当該地域の被害軽減に効果的な施設配置計画を検討する。

土砂・洪水氾濫対策施設に求められる機能毎の土砂・洪水氾濫対策施設の種類を以下に示す。なお、土石流の捕捉、土石流の堆積、土石流の制御については、計画編第4章1節「土石流・流木対策施設配置計画」を参照すること。

表-3.9 土砂・洪水氾濫対策施設の種類

	対策施設に求められる機能		主な工種
	土砂・洪水氾濫 対策施設	生産抑制	山腹における土砂生産抑制
渓床・渓岸における土砂生産抑制			砂防堰堤、床固工、護岸工、溪流保全工
流送制御		土砂の流出抑制あるいは調節	砂防堰堤、溪流保全工、遊砂地工、床固工
		土石流の捕捉	砂防堰堤
		土石流の堆積	土石流堆積工
		土石流の制御	土石流導流工、土石流緩衝樹林帯、土石流流向制御工

土砂・洪水氾濫対策施設配置計画にあたっては、対象地域における既往災害に対する再現計算を実施し、当該地域の災害を再現できることを確認した解析手法（流出解析手法、河床変動計算手法等）、計算条件を用いて検討することが望ましい。

2.2 山腹における土砂生産抑制のための施設（山腹保全工）

山腹保全工は、治水上砂防の見地から山腹保全のため、崩壊地又はとくしゃ地などにおいて切土・盛土や土木構造物により斜面の安定化を図り、また、植生を導入することにより、表面侵食や表層崩壊の発生又は拡大の防止又は軽減を図る山腹工と、導入した植生の保育などによりそれらの機能の維持・増進を図る山腹保育工からなる。

山腹工は山腹基礎工、山腹緑化工、山腹斜面補強工からなる。

『国・河・計(施) P80』

解 説

山腹における土砂生産抑制のための施設（山腹保全工）は、1次生産源である山地を対象として配置するもので、周辺の地形、地質、土壌、気候、植生状況並びに地盤の安定状況等に応じて、土砂生産抑制計画を満たすよう、概略の設置範囲や設置面積を決める必要がある。

山腹保全工による表層崩壊の発生・拡大を軽減する効果は、一般的に構造物においては基礎の範囲、植生においては根系の土壌緊縛力が及ぶ範囲であるといわれており、深層崩壊や地すべりに対する山腹保全工の効果の評価は今後の課題である。

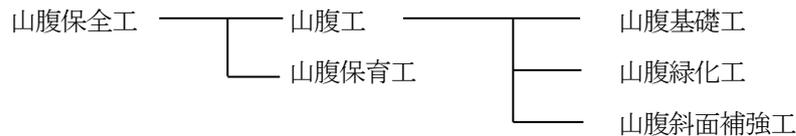


図-3.35 山腹保全工の体系図

2.2.1 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又は拡大を防止又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のり枠工や鉄筋挿入工など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。

計画に際しては、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などを十分に調査し、適切な工種を選定するものとする。特に、導入植生の選定にあたっては、周辺植生などとの調和に十分配慮するものとする。

『国・河・計(施) P81』

解 説

山腹工は山腹基礎工、山腹緑化工、山腹斜面補強工からなる。

1. 山腹基礎工

山腹基礎工は、切土、盛土や谷止工などの構造物の設置により山腹斜面の安定を図るとともに、水路工などで、表面流による斜面などの侵食を防止することにより、施工対象地に将来、山腹緑化工もしくは山腹斜面補強工を施工するための基礎作りを行うものである。

2. 山腹緑化工

山腹緑化工は、施工対象地に植生を導入して緑化を図るものである。なお、山腹緑化工には、表土の移

動を抑制するとともに植生を導入する柵工、積苗工、筋工などの工法も含まれる。導入植生の選定にあたっては、経年的な変化を考慮して、周辺植生との調和に十分配慮する。

3. 山腹斜面補強工

山腹斜面補強工は、崩壊地や崩壊のおそれのある山腹において、斜面の安定化を早急に図る必要がある場合や山腹基礎工、山腹緑化工のみでは崩壊の発生・拡大の軽減・防止が困難な場合に、山腹斜面にコンクリートのり枠工や鉄筋挿入工などにより、斜面そのものの崩壊抵抗力を高めるものである。

崩壊地などの急勾配な地形では、表土が頻繁に移動するため自然侵入による植生の復旧が期待できない。そのような場合には、山腹基礎工を主体として斜面を安定させ表土の移動を抑制した後に、山腹緑化工を導入して緑化を図るのが一般的である。また保全対象に隣接するなど斜面の安定化を早急に図る必要がある場合には山腹斜面補強工が導入される。とくしゃ地のように土壌が貧弱ではあるが、比較的緩勾配な地形のところでは、山腹緑化工が主体に計画される。これらの工種は、一つの崩壊地などにおいて複合して用いることが多く、適切に組み合わせて計画される。溪流に隣接し、侵食などによる土砂生産の著しい山腹においては、山腹基礎工として山脚固定を目的とする砂防堰堤を用いるなど、山腹工と砂防堰堤や溪流保全工を組み合わせて計画することがある。

2.2.2 山腹保育工

山腹保育工は、山腹工施工後の山腹の斜面などにおいて、山腹工の機能の維持・増進を図るために、植生の適正な生育を促す保育などを行うものである。計画に際しては、山腹工計画時の目標とその実施内容に応じて保育の方針を設定するものとする。

『国・河・計(施) P82』

解説

山腹保育工は、植生の適正な生育を促す保育などを行うものである。山腹緑化工により導入された植生は、コンクリート構造物などと異なり、その効果を発揮するまでに時間を要することから山腹工が適正に機能する植生状態になるまでの適切な保育の方針を設定することは重要である。

通常は、山腹緑化工により草木類や先駆性樹種(肥料木)の導入によってまず裸地斜面などを被覆して表土の移動・侵食の防止と森林の成育基盤の形成を図り、その後の山腹保育工等によって防災機能を高めつつ、周囲の植生と調和のとれた植物群落に育てていくことになる。

なお、山腹工施工地などの植生が周辺植生と著しく乖離している場合や、単一樹種となって病虫害に対する抵抗や砂防の効果として山腹緑化工の機能が期待できない場合などには一定の群落ができた段階で必要に応じ山腹工の機能増進を図るために樹種及び林相転換を行う場合がある。

2.3 溪床・溪岸における土砂生産抑制のための施設

溪床・溪岸における土砂生産抑制のための施設は、降雨等による溪床・溪岸の侵食等を抑制するため、溪床・溪岸における土砂の生産源において、求められる機能に応じて、概略の位置や概略の規模を定めて配置することを基本とする。

『国・河・計(施) P82』

解説

溪床・溪岸における土砂生産抑制のための施設は、2次生産源である溪流・河道を対象として配置するもので、地形・地質、溪床の侵食・堆積状況並びに溪岸の侵食・崩壊状況等に応じて、土砂生産抑制計画を満たすよう、施設の概略の位置や規模を決める必要がある。

溪床・溪岸における土砂生産抑制のための施設には、砂防堰堤（生産抑制）、床固工、護岸工、溪流保全工等がある。

2.3.1 砂防堰堤(生産抑制)

溪床・溪岸における土砂生産抑制のための砂防堰堤は、①「山脚固定による溪岸崩壊などの発生又は拡大の防止又は軽減」、②「溪床の縦侵食の防止又は軽減」あるいは③「溪床に堆積した不安定土砂の流出の防止又は軽減」を目的とした施設である。

計画に際しては、施設を設置する目的に応じて、概略の規模等を定め計画するものとする。

土砂生産抑制施設としての砂防堰堤の概略の位置は、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などのおそれがある溪岸などの直下流、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溪床堆積物の直下流に配置するものとする。

『国・河・計(施) P83』

解説

溪床・溪岸における土砂生産抑制のための砂防堰堤は、土砂生産抑制の目的に加えて土砂の流出抑制あるいは調節も目的として計画される場合が多い。

山脚固定を目的とする砂防堰堤は、砂防堰堤の設置により上流側に土砂を堆積させ、この堆積土砂によって溪床を上昇させて山脚を固定し、崩壊のおそれのある溪岸または溪流の側方斜面の下部の崩壊の予防および拡大を防止する機能を有する。

縦侵食防止を目的とする砂防堰堤は、砂防堰堤の設置により、溪床の縦侵食を防止する機能を有する。

溪床に堆積した不安定土砂の流出防止を目的とする砂防堰堤は、砂防堰堤の設置により不安定土砂の流出を防止する機能を有する。

また、単独の砂防堰堤にするか、連続する堰堤群にするかは、その地域の土砂生産形態の特性、施工・維持の難易により選定される。なお、溪床・溪岸における土砂生産抑制施設としての砂防堰堤には、その地域の土砂生産形態、地形・地質条件、砂防堰堤に求められる機能等の観点から、透過型砂防堰堤が適さない場合があることに注意が必要である。

2.3.2 床固工

床固工は、溪床の縦侵食防止、溪床堆積物の再移動防止により溪床を安定させるとともに、溪岸の侵食又は崩壊などの防止又は軽減を目的とした施設である。なお、床固工は、護岸工などの基礎の洗掘を防止し、保護する機能も有する。

床固工の概略の位置は、次の事項を考慮して計画するものとする。

1. 溪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に計画する。
3. 溪岸の侵食、崩壊及び地すべりなどの箇所においては、原則としてその下流に計画する。

『国・河・計(施) P83』

解 説

床固工は、流水の掃流力などによる溪床の低下を防ぐとともに、不安定土砂の移動を防ぎ、土石流などの発生を抑制する機能や溪床勾配の緩和、乱流防止により溪岸の侵食・崩壊を防止・軽減する機能を有する。

溪岸侵食・崩壊の発生箇所もしくは縦侵食の発生が問題となる区間の延長が長い場合には、床固工を複数基配置するなどの検討を行い、溪床、溪岸の安定を図る。単独床固工の下流及び床固工群の間隔が大きく、縦侵食の発生、あるいはそのおそれがある箇所には帯工を配置する。

2.3.3 護岸工

護岸工は、溪岸の侵食・崩壊などの防止を目的とした施設である。

護岸工は、土砂の移動もしくは流水により、水衝部などの溪岸の侵食又は崩壊が発生、あるいはそのおそれがある箇所や山脚の固定あるいは侵食防止が必要な箇所に計画するものとする。

『国・河・計(施) P84』

解 説

護岸工を設置することにより水際線の環境を単調なものとしてしまう可能性があるため、その設置範囲は必要最低限とし、溪流内の自然度が高くなるように配慮するのが望ましい。

2.3.4 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などにおいて、乱流・偏流を制御することにより、溪岸の侵食・崩壊などを防止するとともに、縦断勾配の規制により溪床・溪岸侵食など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、帯工と護岸工など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、拡幅部や狭さく部などの自然の地形などを活かし、必要に応じて床固工、帯工、護岸工などを配置するよう計画するものとする。

『国・河・計(施) P84』

解 説

溪流保全工は、溪岸の侵食・崩壊などを防止するとともに、縦断勾配の規制により溪床・溪岸侵食などを防止することを目的とした施設である。

溪流保全工を計画するにあたっては、自然の地形を活かしつつ必要な箇所のみに砂防設備を適切に配置するよう計画する必要がある。

洪水や土砂の一時的な滞留の場として防災的に機能する空間とし、かつ日常的には生態系の保全に寄与するよう、保全対象等が隣接していない区間においては、なるべく流路を固定するのではなく、河床変動や溪床の攪乱をある程度許容することが望ましい。

2.4 土砂の流出抑制あるいは調節のための施設

土砂の流出抑制あるいは調節のための施設は、有害な土砂の流出を制御するため、土砂の流送区間において、求められる機能に応じて、概略の位置や概略の規模を定めて配置することを基本とする。

『国・河・計(施) P85』

解説

土砂の流出抑制あるいは調節のための施設は、河道を対象として配置するもので、土砂の流出形態、土砂量及び粒径、地形、溪床勾配、河道の状況等に応じて、土砂流送制御計画を満たすよう、施設の概略の位置や概略の規模を決める必要がある。

土砂の流出抑制あるいは調節のための施設の配置計画の検討にあたっては、施設の効果評価を河床変動計算等により行うことを基本とする。砂防堰堤における堆砂勾配は、砂防堰堤の堆砂域に流入する土砂濃度やハイドログラフの影響を受ける。このため、堆砂域に流入する土砂濃度やハイドログラフの影響の評価が可能な河床変動計算等により施設の土砂流送制御効果を評価する。河床変動計算による施設の土砂流送制御効果の評価が難しい場合には、水理模型実験により施設の概略の位置や概略の規模、施設の型式を検討する。

土砂の流出抑制あるいは調節のための施設には、砂防堰堤（流送制御）、溪流保全工、遊砂土工、床固工等がある。施設の概略位置の検討にあたっては、現況の地形条件による堆積量が施設効果による堆積量を上回る区間等の施設効果が小さくなる箇所は避け、対象領域内の施設効果の大きい箇所を抽出し、谷出口等、保全対象に近い位置での堆積容量の大きい基幹的な砂防堰堤の整備、そのような位置にある既存の砂防堰堤を改築または機能向上等、施設効果の大きい箇所から優先的に施設配置を検討するなど効果的な施設配置を行う。また、流域内の既存の砂防堰堤等の施設の土砂流送制御効果を再評価し配置計画に取り入れる。加えて、より大きな施設効果が見込める施設の改築または機能向上等については配置計画に取り入れるものとする。

対象となる保全対象周辺の河床変動への寄与が大きい支川・本川上の区間に施設を設置することが有効である。河床変動計算により対象とする保全対象周辺の河床変動への寄与の大小が評価できる。

2.4.1 砂防堰堤(流送制御)

土砂の流出抑制あるいは調節のための砂防堰堤は、①「土砂の流出抑制あるいは調節」、②「土石流の捕捉」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。計画に際しては、施設に求められる機能に応じて、概略の規模や施設の型式などを定めるものとする。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、維持管理・施工性を考慮し、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などの効果的な場所に設置するものとする。

『国・河・計(施) P85』

解説

土砂の流出抑制あるいは調節のための砂防堰堤は、その目的に加えて土砂生産抑制も目的として計画される場合が多い。

流出土砂の抑制を目的とする砂防堰堤は、堆積容量に流出土砂を貯留させることで、土砂の流出抑制機能を発揮する。この機能は土砂の堆積によって失われるので、計画上これを見込む場合は除石などにより機能の回復を行う必要がある。

砂防堰堤の堆砂域では、砂防堰堤がないときの溪床と比較して、特に溪床勾配が緩く、溪床幅が広い場合において、多量の土砂の流入があると、流入土砂の一部が堆積することがある。不透過型砂防堰堤にはこのように流出土砂を洪水に抑制・調節する機能もある。また、土砂調節を目的とする透過型砂防堰堤は、流水にせき上げ背水を生じさせて流出土砂量及びそのピーク流出土砂量の調節を行うものである。ただし、洪水の後半に堆積した土砂が下流に流出する必要があることに留意する必要がある。なお、透過型砂防堰堤は透過部断面により溪流の連続性を確保することができる。

また、単独の砂防堰堤にするか、連続する堰堤群にするかは、その地域の土砂流送形態の特性、施工、維持の難易により選定される。

また、土石流の捕捉のための砂防堰堤については、計画編第4章1.2「土石流・流木の捕捉のための施設」を参照すること。

2.4.2 溪流保全工

計画編第4章2.3.4を参照

2.4.3 遊砂地工

遊砂地工は、掘削などにより溪流の一部を拡大して土砂を堆積させる空間を確保し、土砂を堆積させることで、流送土砂の制御を行う施設である。遊砂地工は、一般に谷の出口より下流側において土砂を堆積させる空間を確保できる区域に設置するものとする。また、遊砂地工は、上流に砂防堰堤、下流端に床固工などを配置するほか、低水路、導流堤、砂防樹林帯などを適切に組み合わせて計画するものとする。護岸工は、溪岸の侵食・崩壊などの防止を目的とした施設である。

『国・河・計(施) P86』

解説

遊砂地工は、流送土砂の制御を行う施設である。

流木が遊砂地工から流出するおそれがある場合は、下流端の床固工を流木捕捉機能を備えた構造とするなど流木対策施設の配置を検討するものとする。

2.4.4 床固工

計画編第4章2.3.2を参照

第3節 土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策施設配置計画

3.1 総説

土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策施設配置計画は、土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策計画で定めた流木処理計画を満たすよう、土砂・洪水氾濫対策施設配置計画及び土石流・流木対策施設配置計画と整合を図りつつ、土砂・洪水氾濫時に流出する流木の生産抑制機能及び捕捉機能を有する対策施設の配置について計画することを基本とする。

土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策施設は、計画で扱う流木量、流木の発生箇所や移動形態、保全対象との位置関係等を考慮して、土砂とともに流出する流木を合理的かつ効果的に処理するように、必要な機能を有する施設を組み合わせ、施設の概略の位置や概略の規模、施設の型式等を定めることを基本とする。土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策施設は流木の生産抑制及び流木捕捉のための施設を配置することを基本とする。

『国・河・計(施) P92』

解 説

土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策施設配置計画においては、流木処理計画を満たすために、流木の生産抑制や捕捉等の機能を有する施設を適切に選定し、施設の概略の位置や概略の規模を定める。土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策施設には、流木の生産抑制を主な目的とする施設と流木の捕捉を主な目的とする施設があり、流木の生産域や流木により被害が生じるおそれのある地域の分布等を踏まえ、適切に配置する必要がある。

土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策施設配置計画は、現地調査、資料調査に基づき、対象地域において生じる可能性のある流木災害の軽減を図る目的で検討する。

土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策施設配置計画上求められる機能毎の流木対策施設の例を以下に示す。

表-3.10 土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策施設の種類

	対策施設に求められる機能		主な工種
土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策施設	流木の生産抑制	山腹における流木生産抑制	山腹工
		渓床・渓岸における流木生産抑制	砂防堰堤（不透過型）、床固工、護岸工、溪流保全工
	流木の捕捉	山腹における流木の捕捉	流木止工
		溪流・河川における流木の捕捉	砂防堰堤（透過型）、流木止工

溪流における流木の移動形態は、土石流区間では流木は土砂と一体となって流下し、掃流区間では流木は土砂と分離して流水の表面を流下すると考えられるため、土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策施設配置計画を検討する際には、計画地点における流木の移動形態に留意する必要がある。

3.2 流木生産抑制のための施設

流木生産抑制のための施設の配置計画は、土砂・洪水氾濫対策計画施設配置計画における山腹及び溪床・溪岸における土砂生産抑制のための施設の配置計画と共に定めることを基本とする。

流木生産抑制のための施設の配置計画においては、流木として流出する可能性のある樹木の状況（樹種や植生分布等）を考慮する必要がある。

『国・河・計(施) P93』

解説

土砂生産抑制の機能を有する施設は、流木生産抑制の機能も有する。このため、流木生産抑制のための施設の配置計画は、第4章2.2「山腹における土砂生産抑制のための施設」及び第4章2.3「溪床・溪岸における土砂生産抑制のための施設」を参照して定める。

3.3 流木捕捉のための施設

流木捕捉のための施設の配置計画は、倒木が堆積した山腹や、土砂及び流木が流下する溪流において、想定される流木の移動形態や地形的条件、横断工作物の位置、保全対象の状況、維持管理作業の容易性等を考慮して、概略の位置や概略の形状、施設の型式を定めることを基本とする。

流木捕捉のための施設は、流木捕捉機能を付加した土砂・洪水氾濫対策施設や、土石流・流木対策施設であることを基本とする。ただし、流木捕捉機能を付加した土砂・洪水氾濫対策施設や土石流・流木対策施設の配置では流木処理計画で定めた流出流木量を捕捉することができない場合に、流木の捕捉機能のみを有する流木止工を配置する。流木捕捉機能のみを有する流木止工は、透過構造を有する施設とすることを基本とする。

流木捕捉のための施設の配置計画においては、土石流区間と掃流区間とで、施設による流木の捕捉形態に違いがあることに留意する必要がある。

『国・河・計(施) P93』

解説

流木捕捉のための施設は、溪流に流入する流木や溪流を流下する流木を捕捉するもので、流木の移動形態や溪流の狭窄部、湾曲部等の地形的条件、溪流を流下する流木により閉塞するおそれがある橋梁やボックスカルバート等の横断工作物の位置、及び被害の生じるおそれのある地域における保全対象の立地状況等を考慮し、施設の概略の位置や概略の規模、施設の型式等を定める必要がある。

流木捕捉のための施設には、山腹等に堆積した倒木が溪流に流入するのを防止するために山腹に設ける流木止工や、土砂及び流木の流下する溪流に設置される砂防堰堤（透過型や部分透過型）や流木止工、不透過型砂防堰堤の副堰堤や遊砂地工下流端の床固工に設置される流木止工、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部の上流側に設置するタイプの流木止工等がある。

流木捕捉のための施設は、土砂及び流木の流下する溪流に設置される砂防堰堤（透過型や部分透過型）や不透過型砂防堰堤の副堰堤に設置される流木止工など、流木捕捉機能を付加した土砂・洪水氾濫対策施設や、土石流・流木対策施設であることを基本とする。流木捕捉機能を付加した土砂・洪水氾濫対策施設や土石流・流木対策施設の配置では流木処理計画で定めた流出流木量を捕捉することができない場合に、溪流に設置する流木止工等、流木の捕捉機能のみを有する施設を配置する。

【計画編 第4章 砂防等施設配置計画】

土砂・洪水氾濫対策施設に流木捕捉機能を付加する場合、施設の配置に係る考え方や工法等については、第4章2.4「土砂の流出抑制あるいは調節のための施設」を参照すること。また、土石流と共に流下する流木を捕捉するための施設については、第4章1.2「土石流・流木の捕捉のための施設」を参照すること。勾配の急な土石流区間に設置した流木捕捉のための施設は、流出する土砂と流木を一体で捕捉すると考えられる。一方、勾配の比較的緩やかな掃流区間に設置した流木捕捉のための施設は、流木と土砂とを分離して捕捉すると考えられる。こうした想定される捕捉形態の違いに応じ、施設に期待する効果量の算定方法が異なるため、流木捕捉のための施設の配置計画に際しては、施設を配置する位置で想定される流木の捕捉形態に留意する必要がある。

流木捕捉のための施設が流木を捕捉した後は、速やかな流木撤去が必要であるため、流木捕捉のための施設の配置に際しては管理用通路の整備など、維持管理作業の容易性を確保する必要がある。

砂防技術基準

[1] 事業編

[2] 調査編

[3] 計画編



[4] 設計編

[5] 施工積算・管理編

[6] 用地補償編

[7] 資料編

第1章 砂防堰堤

第1節 基本事項	4-1
1.1 設計順序.....	4-1
1.2 設計に用いる数値等.....	4-4
1.2.1 共通.....	4-4
1.2.2 鋼製砂防堰堤	4-5
1.3 各部の名称.....	4-11
第2節 土石流・流木捕捉工	4-13
2.1 土石流・流木捕捉工の型式.....	4-13
2.2 土石流・流木捕捉工の規模と配置.....	4-13
2.3 計画堆砂勾配.....	4-15
2.4 計画捕捉量.....	4-15
2.5 計画発生（流出）抑制量.....	4-17
2.6 不透過型砂防堰堤の構造.....	4-17
2.6.1 越流部の安定性.....	4-17
2.6.2 本体構造.....	4-22
2.6.3 非越流部の安定性および構造.....	4-25
2.6.4 土石流時の設計外力の算出（衝撃力を除く）	4-29
2.6.5 礫の衝撃力.....	4-29
2.6.6 流木の衝撃力.....	4-30
2.6.7 前庭保護工.....	4-31
2.7 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤（補足）	4-31
2.7.1 設計基準.....	4-31
2.7.2 安定性の検討.....	4-31
2.7.3 本体構造.....	4-33
2.7.4 袖の位置・構造.....	4-41
2.7.5 前庭保護工.....	4-47
2.7.6 付属物等の設計.....	4-58
2.8 不透過型鋼製砂防堰堤（補足）	4-63
2.8.1 設計基準.....	4-63
2.8.2 安定性の検討.....	4-63
2.8.3 本体構造.....	4-69
2.8.4 袖の構造.....	4-69
2.8.5 前庭保護工.....	4-70
2.9 透過型砂防堰堤の構造.....	4-71
2.9.1 越流部の安定性.....	4-71

2.9.2	透過部の構造検討	4-73
2.9.3	本体構造	4-78
2.9.4	底版コンクリート	4-83
2.9.5	非越流部の安定性および構造	4-85
2.9.6	前庭保護工	4-86
2.10	部分透過型砂防堰堤の構造	4-87
2.10.1	越流部の安定性	4-87
2.10.2	透過部の構造検討	4-89
2.10.3	本体構造	4-89
2.10.4	非越流部の安定性および構造	4-91
2.10.5	前庭保護工	4-91
2.11	除石	4-91
第3節 砂防堰堤（流砂調整）		4-92
3.1	不透過型コンクリート重力式砂防堰堤	4-92
3.1.1	配 置	4-92
3.1.2	計画堆砂勾配	4-92
3.1.3	計画捕捉量	4-92
3.1.4	水通し	4-92
3.1.5	安定条件	4-94
3.1.6	設計外力	4-94
3.1.7	断面形状	4-94
3.1.8	天 端 幅	4-97
3.1.9	非越流部逆断面の設計	4-97
3.1.10	基礎	4-99
3.1.11	袖	4-99
3.1.12	前庭保護工	4-101
3.1.13	付属物等の設計	4-101
第4節 不透過型砂防堰堤における流木捕捉工の設置		4-102
4.1	副堤に設置するタイプ	4-102
4.2	本堤水通しに設置するタイプ	4-102
4.3	本堤に設置する張出しタイプ	4-102
第5節 掃流区間における流木対策施設の設計		4-103
5.1	洪水、土砂量の規模等	4-103
5.2	流木捕捉工の設計	4-103
5.2.1	透過部の高さ	4-103
5.2.2	透過部における部材の純間隔	4-105

5.2.3 全体の安定性の検討	4-106
5.2.4 部材の安定性の検討	4-107
5.2.5 透過部以外の設計	4-108
5.3 流木発生抑止工の設計	4-108
第2章 床固工（溪床堆積土砂移動防止工）	
第1節 床固工の設計	4-109
1.1 床固工の設計	4-109
1.2 設計順序	4-111
1.3 床固工の名称	4-112
1.4 断面形状	4-113
1.5 安定計算に用いる荷重および数値	4-113
1.6 水通しの設計	4-113
1.7 本体の設計	4-113
1.8 袖部の設計	4-113
1.9 基礎部の設計	4-114
1.10 前庭保護工の設計	4-114
1.11 帯工の設計	4-114
第3章 護岸工	
第1節 護岸工の設計	4-115
1.1 護岸工の設計	4-115
1.2 のり勾配	4-116
1.3 法線	4-116
1.4 取付け	4-117
1.5 基礎根入れ	4-117
1.6 根固工	4-117
第4章 水制工	
第1節 水制工の設計	4-118
1.1 水制工の設計	4-118
1.2 形状	4-119
1.3 本体および根固工	4-120
第5章 溪流保全工	
第1節 計画条件	4-121
1.1 一般	4-121
1.2 計画の前提条件	4-122
1.3 設計手順	4-123
1.3.1 設計順序	4-123

1.3.2	測量	4-123
1.3.3	図面	4-124
1.4	法線計画	4-125
1.4.1	湾曲部の法線	4-126
1.4.2	曲線半径と川幅	4-126
1.4.3	湾曲線の拡幅	4-126
1.4.4	反曲線部の法線	4-127
1.5	横断計画	4-127
1.5.1	計画高水位の考え方	4-127
1.5.2	基本断面	4-127
1.5.3	計画洪水流量の算定	4-130
1.5.4	計画高水位	4-132
1.5.5	余裕高	4-134
1.5.6	湾曲部の天端嵩上げ（湾曲部の拡幅ができない場合に行うものとする）	4-134
1.5.7	最小断面	4-136
1.6	縦断計画	4-136
1.6.1	計画縦断勾配の決定方法	4-136
1.6.2	縦断勾配の変化	4-142
1.6.3	計画溪床高の決め方	4-143
1.7	支川処理	4-144
1.8	上流端処理	4-147
第2節 溪流保全工内の床固工		4-148
2.1	計画位置	4-150
2.2	重複高	4-151
2.3	水通しの方向	4-152
2.4	水叩勾配	4-152
2.5	構造	4-152
2.5.1	本堤（溪流保全工内の床固工）	4-152
2.5.2	垂直壁（溪流保全工内の垂直壁）	4-153
2.5.3	側壁護岸	4-154
2.5.4	平面形	4-155
2.5.5	水叩	4-156
第3節 帯工		4-157
3.1	位置（間隔）	4-157
3.2	構造	4-157
第4節 護岸工		4-158

4.1 形式	4-158
4.2 構造	4-159
4.2.1 根入れ	4-159
4.2.2 法勾配	4-159
4.2.3 護岸高	4-159
第5節 底張工（三面張工）	4-160
第6節 護床工・根固工	4-162
第7節 付属物の設計	4-164
7.1 魚道	4-164
第6章 土石流・流木捕捉工以外の施設	
第1節 土石流導流工	4-168
1.1 断面	4-168
1.2 法線形	4-168
1.3 縦断形	4-169
1.4 溪床	4-169
1.5 湾曲部	4-169
第2節 土石流堆積工	4-170
2.1 土石流堆積流路	4-170
2.2 土石流分散堆積地	4-170
2.2.1 形状	4-170
2.2.2 計画堆砂勾配	4-170
2.2.3 計画堆積土砂量	4-170
2.2.4 構造	4-171
2.3 除石	4-171
第3節 土石流緩衝樹林帯	4-172
第4節 土石流流向制御工	4-173
第5節 土石流・流木発生抑制工	4-174
5.1 溪床堆積土砂移動防止工	4-174
5.2 土石流・流木発生抑制山腹工	4-174
第6節 除石（流木の除去を含む）	4-174

第1章 砂防堰堤

第1節 基本事項

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、維持管理面等についても考慮するものとする。

『国・河・設 P493』

1.1 設計順序

砂防堰堤の設計の順序は、堰堤サイトの地形、地質、その堰堤の目的に対する適合性、安全性及び経済性等の各要素について考察し、堰堤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、本体及び基礎の実設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰め及び水抜き等の付属物の設計を行う。

『砂・公 P79』

解説

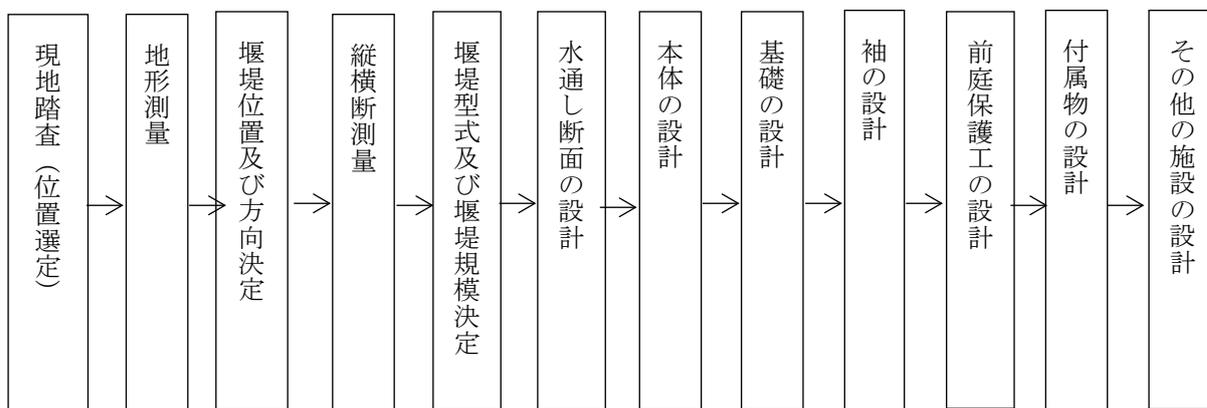


図-4.1 砂防堰堤の設計順序

①現地踏査

縮尺1/5,000～1/2,500程度の地形図をもとに、砂防堰堤計画溪流の現地踏査を行う。現地踏査により流域内の荒廃状況、崩壊状況、下流域の経済効果、保全対象等を調査し、地形図に記入する。

②測量

砂防堰堤の測量順序としては、地形測量を行い、図上にて堰堤位置及び方向を検討し、現地確認後、縦断測量・横断測量を行うようにする。

a) 地形測量

地形測量の範囲として、上流及び横断方向には、砂防指定地に編入しようとする区域が含まれていること、また下流方向には、保全人家等が含まれていることが望ましい。なお、下流保全対象がかなり下流に在る場合はこの限りではない。

b) 堆砂縦断測量

平面図で堰堤位置・方向を決定した後、計画堆砂区域のほぼ中心を通るように縦断測線を決定し、その測線上の縦断測量を行う。この際、各測点の横断線上にある現溪床高及びその溪流ぞいの点間距離も合わせて測量する。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

c) 堆砂横断測量

堰堤位置の横断測量及び縦断測線に直角に各測点の横断測量20mピッチを標準とする。なお、各測点の間で地形がかなり変化しており、貯砂量の算定にかなりの誤差が生じると思われる場合にはプラス測点をもうけて測量するものとする。また、前庭保護工の設計の後に副堤・垂直壁・取付護岸部等の横断測量を行うものとする。

③図 面

a) 平面図

縮尺は1/500～1/1,000程度とし、堰堤構造平面・取付護岸・計画堆砂線・計画洪水位・計画余裕高・砂防指定地の区域・付替道路・付替水路・工事用道路等を記入する。また、堰堤の計画諸元（堤高・堤長・堤体積・貯砂量等）及び付替道路・付替水路・工事用道路諸元（延長・幅員等）を引出線で記入する。作図については、下流を左側、上流を右側として縦断図と対照し易いようにする。

b) 縦断図

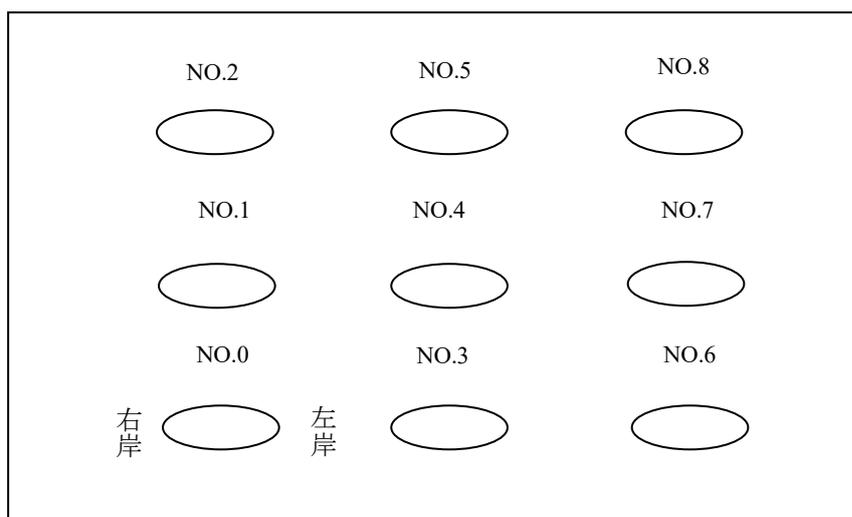
縮尺は通常横を平面図と同縮尺、縦については、1/100～1/200とし、堰堤構造側面・取付護岸・計画堆砂線・計画洪水位・計画余裕高・現溪床高・縦横測線上の地盤高・追加距離等を記入する。また、堰堤の計画諸元も引出線で記入する。

c) 堤体構造図

縮尺は1/100～1/200程度とし、正面図・平面図・側面図・垂直壁構造図・副堤構造図・取付護岸計画図等を記入する。

d) 横断図

縮尺は1/100～1/200程度とし、堰堤位置・堆砂区域の横断に計画堆砂線・計画洪水位・計画余裕高・砂防指定地の区域・付替道路計画・付替水路計画等を記入する。また断面配置は次図のとおりとする。



※下流から上流を見た横断とする

図-4.2

e) その他

その他の図面として、基礎処理計画図・工事用道路計画横断図・付替道路計画横断図・付替橋梁構造図等、必要に応じて作図する。

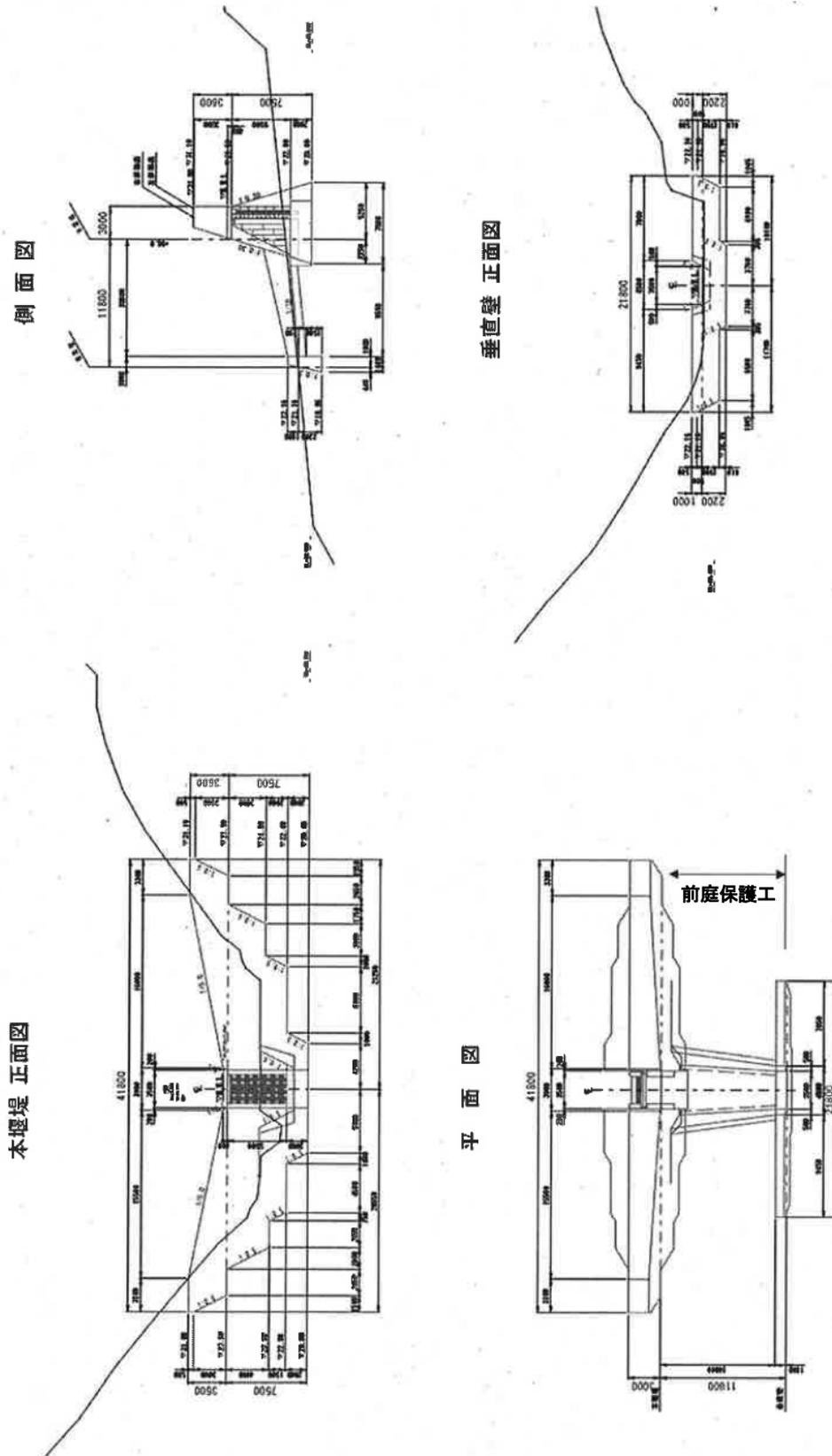


図-4.3 砂防堰堤工構造図

1.2 設計に用いる数値等

1.2.1 共通

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、必要に応じて実測により求めることとし、以下に述べる数値を参考とすることができる。

『国・河・設 P493』

解説

①コンクリート

表-4.1 コンクリートの物性

単位体積重量	22.56 (kN/m ³) 『鋼・砂・便 P44』
設計基準強度	18 (N/mm ²) = σ_{ck} 『鋼・砂・便 P44』
許容圧縮応力度	4.5 (N/mm ²) 『鋼・砂・便 P44』
許容せん断応力度	0.55 (N/mm ²) 『鋼・砂・便 P44』
終局強度割線弾性係数	$0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81$ (N/m ²) 『土・対・針 P67』
ポアソン比	0.194 『土・対・針 P67』

②鉄筋 (SD345) : 180 (N/mm²) 一般の鋼材の許容引張応力度 『鋼・砂・便 P45』

③水 (流水) の単位体積重量 : 堤高 < 15m 11.77 (kN/m³) 『土・対・針 P9』
 堤高 ≥ 15m 9.81 (kN/m³) 『土・対・針 P9』

④礫の単位体積重量 : 25.50 (kN/m³) 『砂・基・針 P25』 (2,600kg/m³ × 9.807m/s²)

表-4.2 地盤のせん断強度 (kN/m²) ・ 内部摩擦係数

岩盤			砂礫盤		
区分	(τ_0)せん断強度	(f)摩擦係数	区分	(τ_0)せん断強度	(f)摩擦係数
硬岩(A)	3,000	1.2	岩塊玉石	300	0.7
中硬岩(B)	2,000	1.0	礫層	100	0.6
軟岩(Ⅱ)(C _H)	1,000	0.8	砂質層	—	0.55
軟岩(Ⅰ)(C _M)	600	0.7	粘土層	—	0.45

『砂・公 P.118』

表-4.3 地盤の許容支持力 (kN/m²)

岩盤		砂礫盤	
区分	許容支持力	区分	許容支持力
硬岩(A)	6,000	岩塊玉石	600
中硬岩(B)	4,000	礫層	400
軟岩(Ⅱ)(C _H)	2,000	砂質層	250
軟岩(Ⅰ)(C _M)	1,200	粘土層	100

『砂・公 P118』

1.2.2 鋼製砂防堰堤

(1) 中詰材

中詰材には強度が大きく、変形性の小さい材料を用いるのがよい。その土質定数は原則として実測値を用いるのが好ましいが、下表に示す値を用いることができる。

『鋼・砂・便 P.46』

表-4.4 中詰材料

種別	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (度)	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」(平成30年度版)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：(社)全国治水砂防協会、昭和59年10月」より抜粋
砂 (しまったもの)	18	30	
普通土 (固いもの)	18	30	

『鋼・砂・便 P.46』

(2) 鋼材

①使用材料

鋼材は日本産業規格(JIS)に適合するものを標準とする。ただし、十分な検討を行った場合はこれ以外のものを使用してもよい。

表-4.5 一般的な鋼材 (JIS)

鋼材の種類	規格	鋼材記号
1. 構造用鋼材	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材	SS400, SS490
	JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材	SM400, SM490 SM490Y
	JIS G 3114 溶接構造用耐侯性熱間圧延鋼材	SMA400 SMA490
2. 鋼管	JIS G 3444 一般構造用炭素鋼鋼管	STK400, STK490
	JIS G 3466 一般構造用角形鋼管	STKR400, STKR490
	JIS G 5201 溶接構造用遠心力鋳鋼管	SCW490-CF
3. 接合用鋼材	JIS B 1180 六角ボルト	
	JIS B 1181 六角ナット	
	JIS B 1251 ばね座金	
	JIS B 1256 平座金	
	JIS B 1186 摩擦接合用高力六角ボルト六角ナット・平座金のセット	F8T, F10T
4. 棒鋼	JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼	SR235, SD295A SD295B, SD345
	JIS G 3109 PC鋼棒	
5. 鋼矢板	JIS A 5528 熱間圧延鋼矢板	SY295, SY390
	JIS A 5523 溶接用熱間圧延鋼矢板	SYW295, SYW390

『鋼・砂・便 P40』

表-4.6 標準とする鋼材（JIS 以外）

鋼材の種類	規格	鋼材記号
接合用鋼材	トルシア形高力ボルト六角ナット平座金のセット (日本道路協会)	S10T

『鋼・砂・便 P. 40』

- ①鋼材の単位重量 : 77 (kN/m³) 『鋼・砂・便 P. 40』
- ②ヤング係数 : 2.0×10⁵ (N/mm²) 『鋼・砂・便 P. 40』
- ③鋼および鋳鋼のポアソン比 : 0.30 『鋼・砂・便 P. 40』
- ④許容応力度

a) 構造用鋼材および鋼管、鋼矢板の許容応力度は、以下の表のとおりとする。

表-4.7 構造用鋼材および鋼管、鋼矢板の許容応力度（単位：N/mm²）

鋼種	SS400、STK400	SM490、STK490
	SM400、STKR400	STKR490
軸方向引張応力度(純断面につき)	140	185
軸方向圧縮応力度(総断面積につき)	$\frac{l}{r} \leq 18 : 140$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92 : 140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$ $\frac{l}{r} > 92 : \frac{1,200,000}{6,700 + (l/r)^2}$	$\frac{l}{r} \leq 16 : 185$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79 : 185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$ $\frac{l}{r} > 79 : \frac{1,200,000}{5,000 + (l/r)^2}$
曲げ引張応力度(純断面積につき)	140	185
曲げ圧縮応力度(総断面積につき)	140	185
軸方向および曲げモーメントを受ける部材の照査	(1) 軸方向が引張の場合 $\sigma_t + \sigma_{bt} \leq \sigma_{ta} \quad \text{かつ} \quad -\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ba}$ (2) 軸方向力が圧縮の場合 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$	
せん断応力度(総断面積につき)	80	105

上表における記号は次のとおりである。

- l : 部材の有効座屈長 (cm)
- r : 部材総断面積の断面二次半径 (cm)
- σ_t, σ_c : 断面に作用する軸方向引張力による引張応力度および軸方向圧縮による圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{bt}, σ_{bc} : 断面に作用する曲げモーメントによる最大引張応力度および最大圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{ta}, σ_{ca} : 許容引張応力度および弱軸に関する許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{ba} : 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

『鋼・砂・便 P. 41』

b) 溶接部の許容応力度は、次項の表のとおりとする。なお、強度の異なる鋼材を接合する場合は、強度の低い鋼材に対する値をとるものとする。

表-4.8 溶接部の許容応力度 (単位: N/mm²)

溶接の種類		応力度の種類	SS400 SM400 SMA400	SM490	SY490Y SM520 SMA490	SY295
工場溶接	突合わせ溶接	圧縮	140	185	210	180
		引張	140	185	210	180
		せん断	80	105	120	100
	すみ肉溶接	せん断 ^{※注1}	80	105	120	100
現場溶接		原則として工場溶接と同じ値にする。 ^{※注2}				

注1) すみ肉溶接の設計は、すべてせん断力によるものとする。

注2) 現場溶接が実施される場合は、工事現場の状況や溶接時の諸条件などに留意し、諸試験を実施した上で適切な許容度を定めるものとする。現場によっては工場溶接と同様の環境が得られない場合は許容応力度を低減する。

『鋼・砂・便 P.42』

c) アンカーボルトの許容応力度は下表のとおりとする。

表-4.9 アンカーボルトの許容応力度 (単位: N/mm²)

種類	応力度の種類	SS400	SS490 S30CN	S35CN
アンカーボルト	せん断	80	105	110

『鋼・砂・便 P.43』

d) 鋳鍛造品の許容応力度は、下表のとおりとする。

表-4.10 鋳鍛造品の許容応力度 (単位: N/mm²)

鉄鋼材の種類 応力度の種類	鍛鋼		鋳鋼	炭素鋼		鋳鉄	
	SF490A	SF540A	SC450	S30CN	S35CN	FC150	FC250
軸方向引張応力度 (純断面積につき)	140	170	140	170	190	40	60
軸方向圧縮応力度 (総断面積につき)	140	170	140	170	190	80	120
曲げ引張応力度 (純断面積につき)	140	170	140	170	190	40	60
曲げ圧縮応力度 (総断面積につき)	140	170	140	170	190	80	120
せん断応力度 (純断面積につき)	80	100	80	100	110	30	50
支圧応力度 (ヘルツ公式で計算する場合)	600	700	600	670	720	450	650

『鋼・砂・便 P.43』

(3) 許容応力度の割増し

数種類の外力の組合せを考慮するときには、荷重の組み合わせにより割増した値を許容応力度とすることができる。

表-4.11 許容応力度の割増し係数

荷重・外力の組合せ	割増し係数
温度変化を考えた場合	1.15
土石流または地震を考えた場合	1.50

『鋼・砂・便 P.47』

(4) 最小板厚

鋼製砂防構造物に用いる鋼材の板厚は、次の規定によるものとする。ただし、組立用の補助部材などについてはこの規定によらなくてもよい。ここで、Dは鋼管の外径、tは鋼管の板厚を表す。

(1) 鋼製不透過型砂防堰堤に用いる鋼材の板厚は、6mm以上とする。また、鋼製透過型砂防堰堤に用いる鋼材の板厚は、8mm以上とする。

(2) 鋼製透過型堰堤の堰堤高を保持する構造部材のうち、礫衝突を想定する鋼管の板厚は22mm以上、かつ腐食しろと余裕しろを見込んだ径厚比 $D/t < 30$ とする。ただし、透過部の高さが5m以下の堰堤の場合、8mm以上、かつ径厚比を $D/t < 30$ とする。

礫衝突を想定しない鋼管の板厚は、局部座屈に対して十分安全となるよう腐食しろと余裕しろを見込まず径厚比を $D/t < 80$ とする。

(3) 礫衝突エネルギーを吸収する目的で配置した機能部材の鋼管の板厚は、腐食しろと余裕しろを見込んだ径厚比を $D/t < 60$ とする。

小礫を捕捉する目的で配置した機能部材の鋼管の板厚は、腐食しろと余裕しろを見込まず径厚比を $D/t < 80$ とする。

『鋼・砂・便 P.96』

(5) 腐食しろ

錆の発生による鋼材の有効断面厚の低減を考慮して腐食しろを設け、鋼製砂防堰堤の耐久性を高めるものとする。

(1) 腐食しろは、酸性河川を除き片面0.5mmとする。

(2) ただし、小径礫の捕捉を目的とした機能部材で、破損により取替えを前提に設計された部材は腐食しろを設けなくてもよい。

『鋼・砂・便 P.49』

(6) 余裕しろ

現地の土砂移動実態を考慮して鋼材の有効断面積（厚さ）に余裕しろを設け、想定外の外力や局所的な損傷に対して鋼製砂防構造物の安全性を高める。

(1) 土石流の直撃を受ける最上流面を構成する鋼管部材の余裕しろは、3.5mm設けるものとする。ただし、鋼管のへこみ変形で礫衝突を緩和する目的で配置された鋼管部材は、構造全体で安全性に寄与するのであれば、必要に応じて1.5mmまで下げても良い。また、取り替え前提の部材は考慮しなくてよい。

(2) 底版付近の鋼管柱の余裕しろは、礫衝突や流砂中の砂礫による摩耗を考慮して3.5mm設けるものとする。

(3) 満砂後の天端から越流礫が衝突する可能性のある鋼管部材の余裕しろは、礫の衝突頻度、部材位置などを考慮して1.5～3.5mmの間で設定する。また、取り替え前提の部材は考慮しなくてよい。

(4) 継手部の余裕しろは、礫の衝突頻度、部材位置などを考慮して1.0mmに設定する。

『鋼・砂・便 P.52』

表-4.12 部位に対する腐食しろおよび余裕しろ

流下形態	型式	部位	腐食しろ (片面) ※	余裕しろ			
				通常	緩和条件		
土石流	透過型	最上流部材	0.5mm	3.5mm	へこみを許容した機能部材の場合 1.5mm まで下げてよい。 取り替え前提の部材は 0.0mm でもよい。		
		底版近傍の部材		3.5mm	摩耗や損傷を緩和する対策を施した場合には 1.5mm まで下げてよい。		
		越流礫の衝突する部材		3.5mm	機能部材で外れても他の部材で補える場合や取り替え前提の部材は 0.0mm でもよい。		
		その他の部材		1.5mm	—		
		継手部材		1.0mm	—		
	不透過型	天端部材		0.5mm	3.5mm	—	
		上流のり面部材					
		下流のり面部材					0.0mm
掃流	透過型	最上流部材	0.5mm	1.5mm	砂礫の摩耗以外に礫衝突も考慮する場合 3.5mm とする。取り替え前提の部材は 0.0mm でもよい。		
		底版近傍の部材					
		越流礫の衝突する部材					
		その他の部材				1.5mm	—
		継手部材				1.0mm	—
	不透過型	天端部材		0.5mm	1.5mm	—	
		上流のり面部材					
		下流のり面部材					0.0mm

※ただし、取り替えを前提とした部材については、腐食しろを見込まなくてもよい。

『鋼・砂・便 P.57』

(7) 部材の連結

- (1) 部材の連結の設計は作用応力に対して行うことを原則とする。
- (2) 部材の連結部の構造は、次の事項を満たすように設計する。
- a) 応力の伝達が明確であること。
 - b) 構成する各材片において、なるべく偏心がないようにすること。
 - c) 有害な応力集中を生じさせないこと。
 - d) 有害な残留応力や二次応力を生じさせないこと。

『鋼・砂・便 P.101』

1.3 各部の名称

砂防堰堤の各部の名称は図-4.4、図-4.5、図-4.6のとおりである。

解説

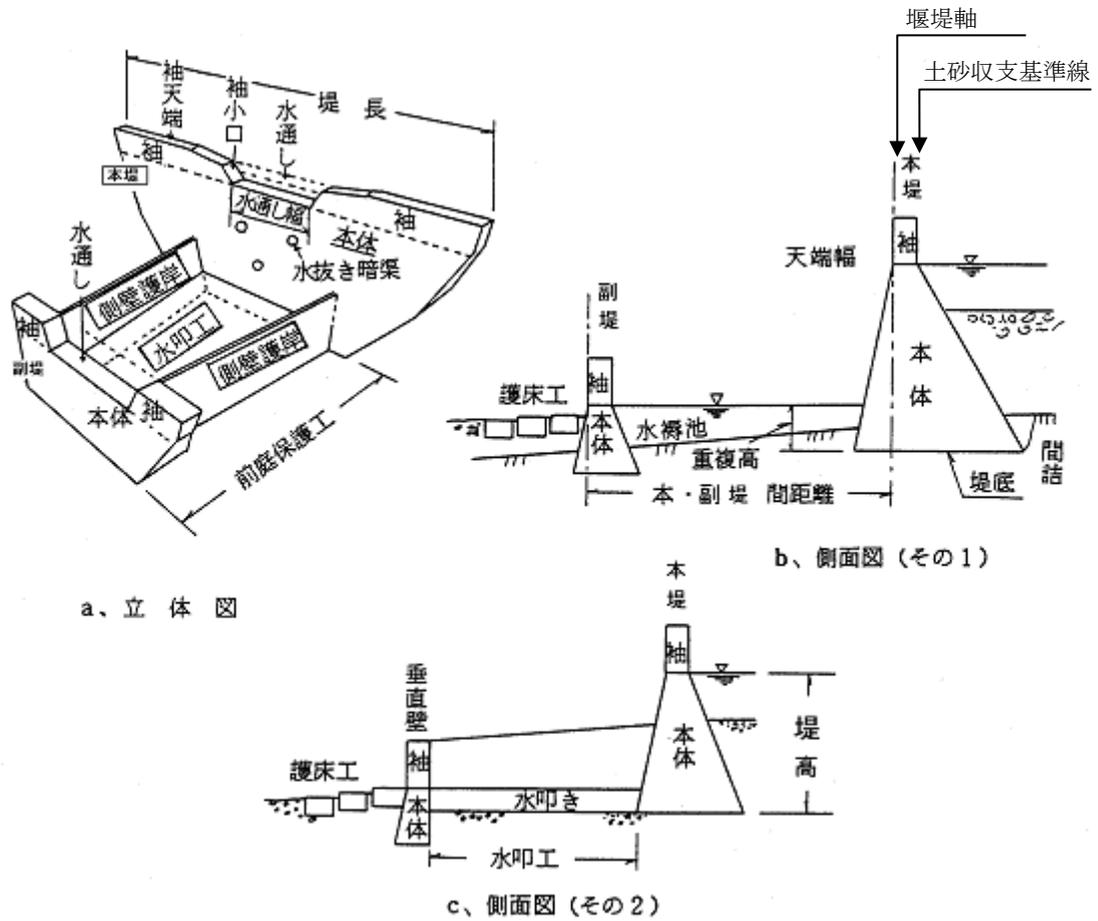


図-4.4 不透過型コンクリート砂防堰堤

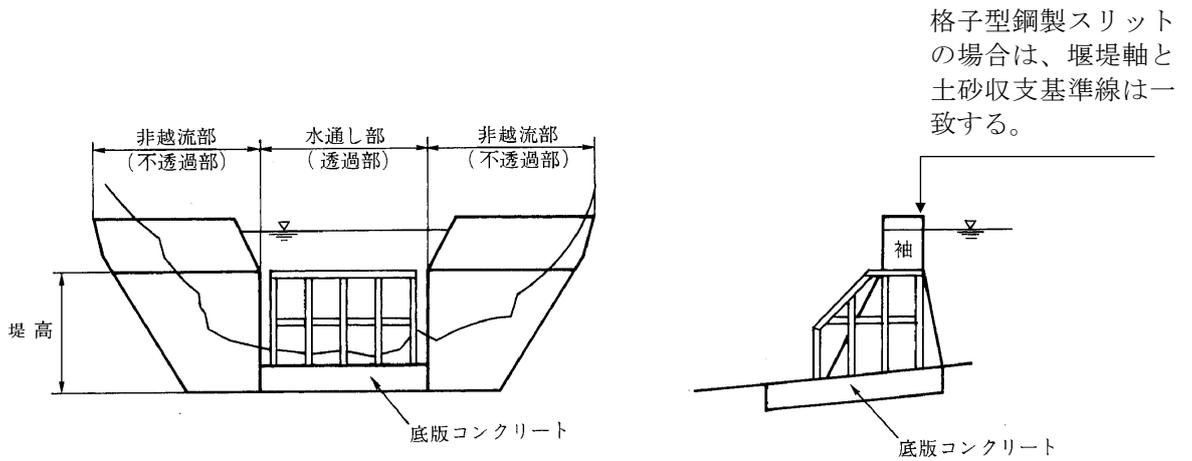


図-4.5 透過型鋼製スリット砂防堰堤

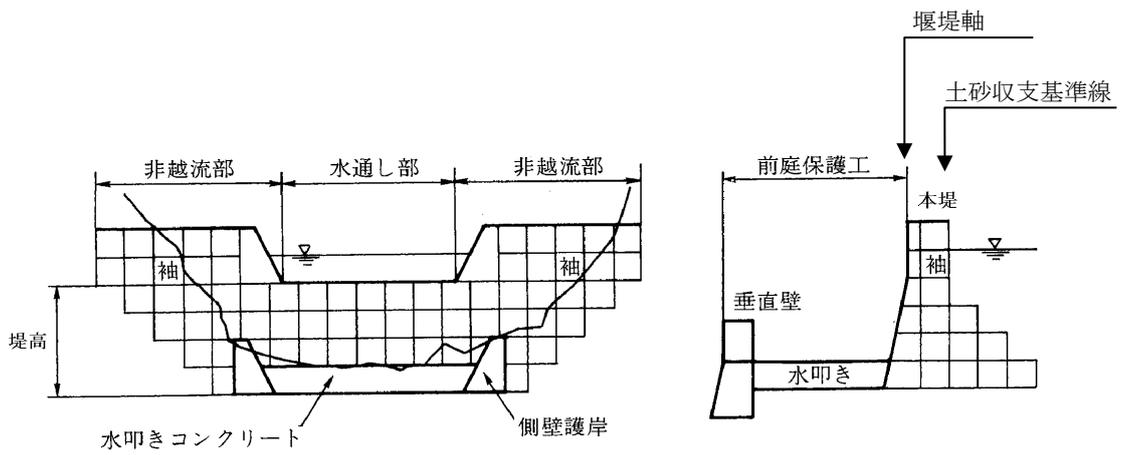


図-4.6 不透過型鋼製砂防堰堤

第2節 土石流・流木捕捉工

2.1 土石流・流木捕捉工の型式

土石流・流木捕捉工の型式には、透過型、不透過型および部分透過型がある。

『土・対・針 P6』

解説

土石流・流木捕捉工としての砂防堰堤は、型式に応じて設計を行う。

各々の機能は、計画編を参照のこと。

2.2 土石流・流木捕捉工の規模と配置

土石流・流木捕捉工の規模と配置は、計画編第2章 土石流・流木対策計画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・対・針 P7』

解説

土石流・流木捕捉工の規模と配置は計画編第2章 土石流・流木対策計画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。

(1) 位置

- ① 一般に堰堤計画箇所は、越流水による下流のり先の深掘れ、及び両岸侵食による破壊防止のため、溪床及び両岸に岩盤のある箇所、並びに工費等の関係から、上流部の広がった狭窄部が望ましいのであるが、このような条件に常に恵まれるとは限らない。目的によっては、例えば溪床堆積物流出防止の目的の堰堤等では、不利な条件のもとでも計画しなければならない場合がある。溪床に岩盤のない場合は、その溪床の状況に応じて水叩き、あるいは副堤を計画して、下流のり先の保護を図らなければならない。

この際、浸透水のパイピング現象による水叩きの破壊、副堤垂直壁直下流の洗掘等を十分考慮して計画する必要がある。

- ② 支溪の合流がある場合には、主溪及び支溪双方の工作物の基礎堰堤として役立つように合流点の下流部に計画するのが望ましいが、主溪及び支溪の一方が荒廃しているような場合には、荒廃溪流を優先して計画する。なおこの場合の堰堤は、堰堤の安全のため、合流点に著しく近づけないことが肝要である。

- ③ 荒廃溪流において、縦侵食または横侵食が著しい区域、あるいは溪岸崩壊の区域が長区間にわたる場合は階段状に堰堤群を計画する。

この場合、堰堤の堆砂線は、計画勾配（現溪床勾配の1/2を原則とする）を用いるのが普通で、

縦断図において最下流堰堤から始めて順次計画勾配線を引いていくと計画位置はおのずから決まるが、その位置の堰堤サイトとしての適否、基礎根入等を考える必要がある。

(2) 方向

- ① 堰堤の水通しを越流する水流は、水通し天端下流端の線、すなわち、堰堤の方向線に直角に落下する。ゆえに、堰堤計画個所の下流の状況によって決定された流心線上に水通し中心を置き、この点において下流流心線に直角に設定した線が堰堤の方向である。
- ② 堰堤の計画個所が、例えば兩岸の岩盤の関係、あるいは堤長の関係などで堰堤の方向を下流の流心に直角に定め難く、かつ潜り堰となることのない場合には、副堤を計画し、副堤の方向を下流の流心線に直角に定めればよい。この際、本堤の基礎に岩盤があっても副堤による方向修正の必要がある場合が多い。

(3) 高さ

- ① 堰堤の高さは、目的及び施工箇所の状態に応じて定める。
- ② 堰堤の高さの決定に際しては、基礎の地質を十分に調査しなければならない。特に堰堤の高さが15m以上となる場合には、岩盤調査を併せて実施しなければならない。

～～（参考）無流水溪流における堰堤の設計～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

無流水溪流（定義は計画編第2章2.5.1.1を参照）であって、本堰堤の設計は、地形、地質等の現場条件を十分考慮し、適切に設計を行う必要がある。なお、無流水溪流に係る対策について検討した事例があり、以下に示す考え方を参考とすることができる。

（不透過型）

- ・天端幅は、計画地点の河床構成材料、流出形態、対象流量等を考慮して決定するものとし、衝突する最大礫径の2倍を原則とするが、1.5m以上とする。
- ・袖の天端の勾配は、水平以上を基本とする。

（透過型）

- ・土石流および水の越流等を想定しないため水通し断面は設定しなくてもよい。

～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

2.3 計画堆砂勾配

計画堆砂勾配は、一般に既往実績等により、土石流・流木対策施設を配置する地点の現溪床勾配の1/2～2/3倍とする。ただし、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木が、流下区間の勾配の下限值である1/6の勾配より急な勾配では堆積しないと考えられるため、計画堆砂勾配は1/6の勾配 ($\tan \theta$) を上限とする。平常時堆砂勾配は、既往実績を基に現溪床勾配の1/2を上限とする。

また、地質条件（例えば、マサ土やシラス等）により計画堆砂勾配及び平常時堆砂勾配が緩勾配になることが知られている場合は既往実績によって地域別に決定する。

『砂・基・針 P40』

2.4 計画捕捉量

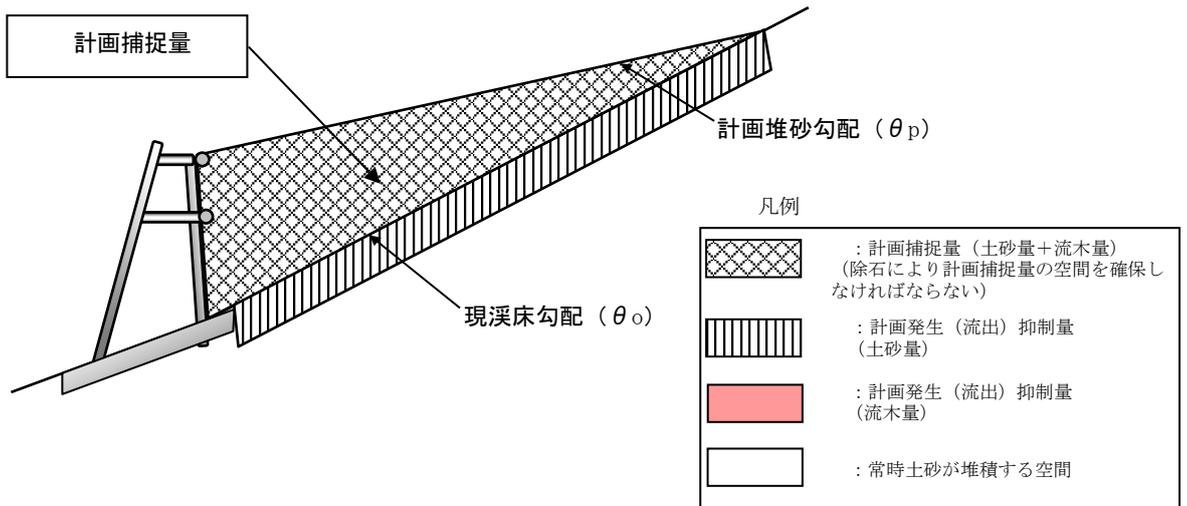
計画捕捉量は、土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を捕捉させる量である。計画捕捉量は計画捕捉土砂量と計画流木捕捉量の和とする。

『砂・基・針 P40』

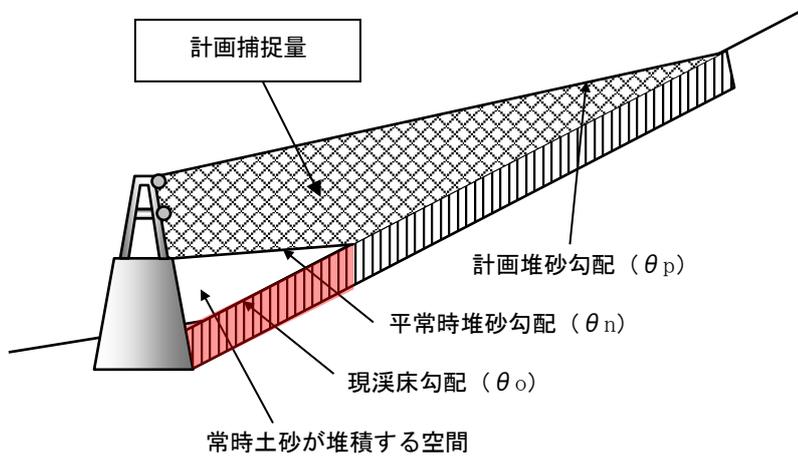
解説

透過型砂防堰堤においては、現溪床勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間とする。不透過型、部分透過型砂防堰堤においては、平常時堆砂勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間とする。（計画編第2章2.6.2 計画捕捉量参照）

・透過型の場合



・部分透過型の場合



・不透過型の場合

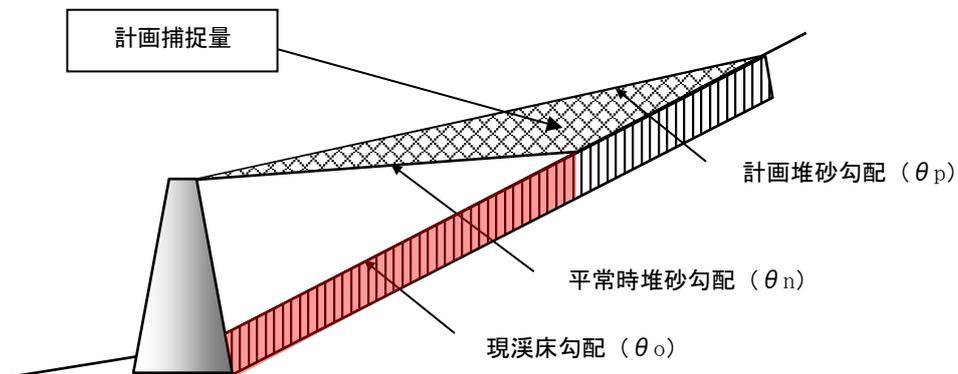


図-4.7 計画捕捉量の考え方

2.5 計画発生（流出）抑制量

計画発生（流出）抑制量は、土石流・流木対策施設により、計画規模の土石流および土砂とともに流出する流木等の流出量を減少させる量である。計画発生（流出）抑制量は計画土石流発生（流出）抑制量と計画流木発生抑制量の和とする。

『砂・基・針 P53、54、56』

解説

計画発生（流出）抑制量は、土石流の発生区間、流下区間のうち、計画流出量（計画流出土砂量・計画流出流木量）を評価している区間に存在する移動可能溪床堆積土砂量、崩壊可能土砂量、流出流木量を対象とする。（計画編第2章2.6.4 計画発生（流出）抑制量参照）

- ・土石流・流木発生抑制工の場合

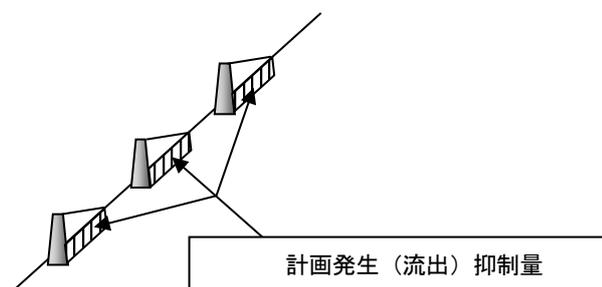


図-4.8 計画発生（流出）抑制量の考え方

2.6 不透過型砂防堰堤の構造

2.6.1 越流部の安定性

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

『土・対・針 P8』

解説

安定計算は本基準(1)に示した方法に基づき実施する。

堤体は本基準(2)と本基準(3)に示した方法に基づき安全な構造とするものとし、設計編第1章2.6.3(1)の非越流部の安定性についても留意する。なお、鋼製の部材を他の部材と複合して用いる場合、それぞれの部材が一体となって設計外力に抵抗し、安全となるよう設計する。また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

(1) 安定条件

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

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

『土・対・針 P8』

解説

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

(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、土石流による流体力（以後、「土石流流体力」という。）と礫および流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみをとりあげ、礫および流木の衝突による力は必要に応じて、天端幅の設計等で考慮する。

『土・対・針 P9』

解説

設計外力の組み合わせは砂防堰堤の自重の外は表-4.13のとおりとする。

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

土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深（D_d）分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する（図-4.9参照）。

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、堆砂面上に土石流荷重が上載荷重となり、堆砂圧はこの上載荷重による土圧C。 $(\gamma_d - \gamma_w) D_d$ を加えた大きさとなる。ここに、C：土圧係数、D_d：現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深（m）、 γ_d ：土石流の単位体積重量（kN/m³）、 γ_s ：水中での土砂の単位体積重量（kN/m³）、 γ_w ：水の単位体積重量（堰堤高が15m未満の場合は11.77kN/m³程度、堰堤高が15m以上の場合は9.81kN/m³程度）。

$$\gamma_s = C * (\sigma - \rho) g \quad \dots (1)$$

$$\gamma_w = \rho g \quad \dots (2)$$

【設計編 第1章 砂防堰堤】

ここで、 C_* ：溪床堆積土砂の容積濃度

ρ ：水の密度 (kg/m^3)

σ ：礫の密度 (kg/m^3)

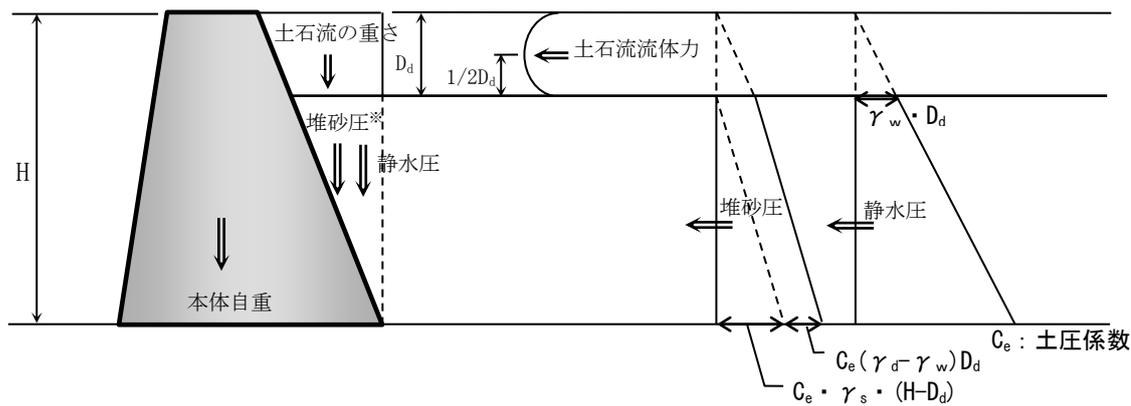
g ：重力加速度 (m/s^2) (9.81m/s^2)

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

表-4.13 不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	土 石 流 時	洪 水 時
堰堤高15m未満	/	静水圧、堆砂圧、土石流流体力	静水圧
堰堤高15m以上		静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力

※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、圧縮応力および滑動に対して安全性は確保されていると判断される。



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

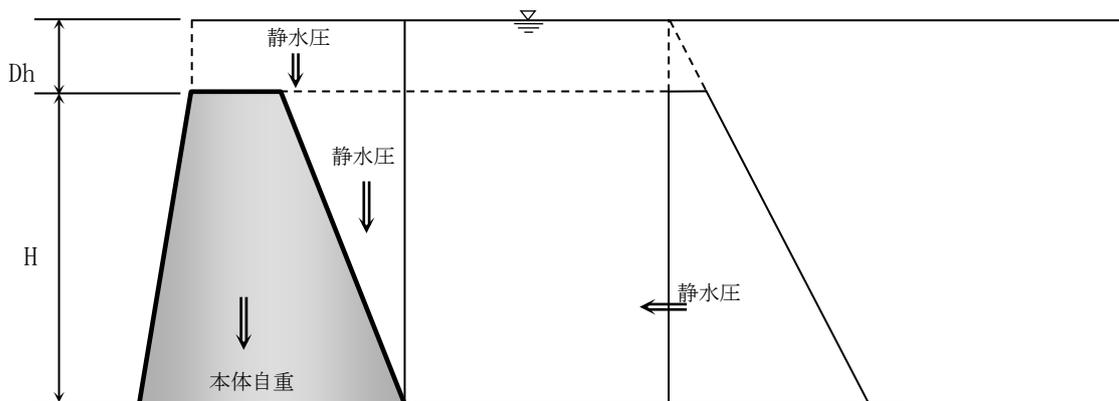


図-4.9 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図

($H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

(3) 設計流量

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

『土・対・針 P11』

解説

原則として、「土砂の含有を考慮した流量」は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値を用い、計画編第2章2.7.4に示した方法に基づき算出した清水の対象流量の1.5倍とする。

土石流ピーク流量は、計画編第2章2.7.3に示した方法に基づき算出する。

(4) 設計水深

設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定める。

『土・対・針 P11』

解説

設計水深は①から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の値は、(3)式により算出する。

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

ここで、 Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s)

C : 流量係数 (0.6~0.66)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

B_1 : 水通しの底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

D_h : 越流水深 (m)

m_2 : 袖小口勾配

である。 $B_2 = B_1 + 2 m_2 D_h$ であり、 $C = 0.6$ 、 $m_2 = 0.5$ の場合には、(4)式になる。

$$Q \cong (0.71D_h + 1.77B_1) D_h^{3/2} \quad \dots (4)$$

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、計画編第2章2.8に示した方法に基づき算出する。

③ 最大礫径の値

最大礫径は、調査編第1章第3節に示した方法に基づき算出する。

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

2.6.2 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、水通し幅は現溪床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。

『土・対・針 P13、14』

解説

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

- ① 余裕高は、表-4.14に基づいて設定する。ただし、余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、設計水深に対する余裕高の比が表-4.15に示す値以下とならないようにする。なお、溪床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

表-4.14 余裕高

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

表-4.15 溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

溪床勾配	(余裕高) / (設計水深)
1 / 10以上	0.50
1 / 10～1 / 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-4.10参照）。但し、この場合、設計水深は土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値とする。

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

山口県では、水通し幅の単位は0.5m単位とする。

- ③ 越流水深が0.5m以上となる場合においては一般的に堤体断面及び袖の立積の減少、副堰堤の高さの節減、堰堤の安全度等を考慮してできる限り水通幅を広くとることにより越流水深を下げ、少なくとも3.0m以下にすることが望ましい。

なお、単位は0.01m単位を切り上げ0.1m単位とする。

- ④ 本堤水通しに流木止めを設置する場合の水通し断面は、透過部への閉塞による土砂流・洪水流の越流に備えて原則として透過部の上に設ける。透過構造の天端から透過する水を考慮し、余裕高は見込まないものとする。

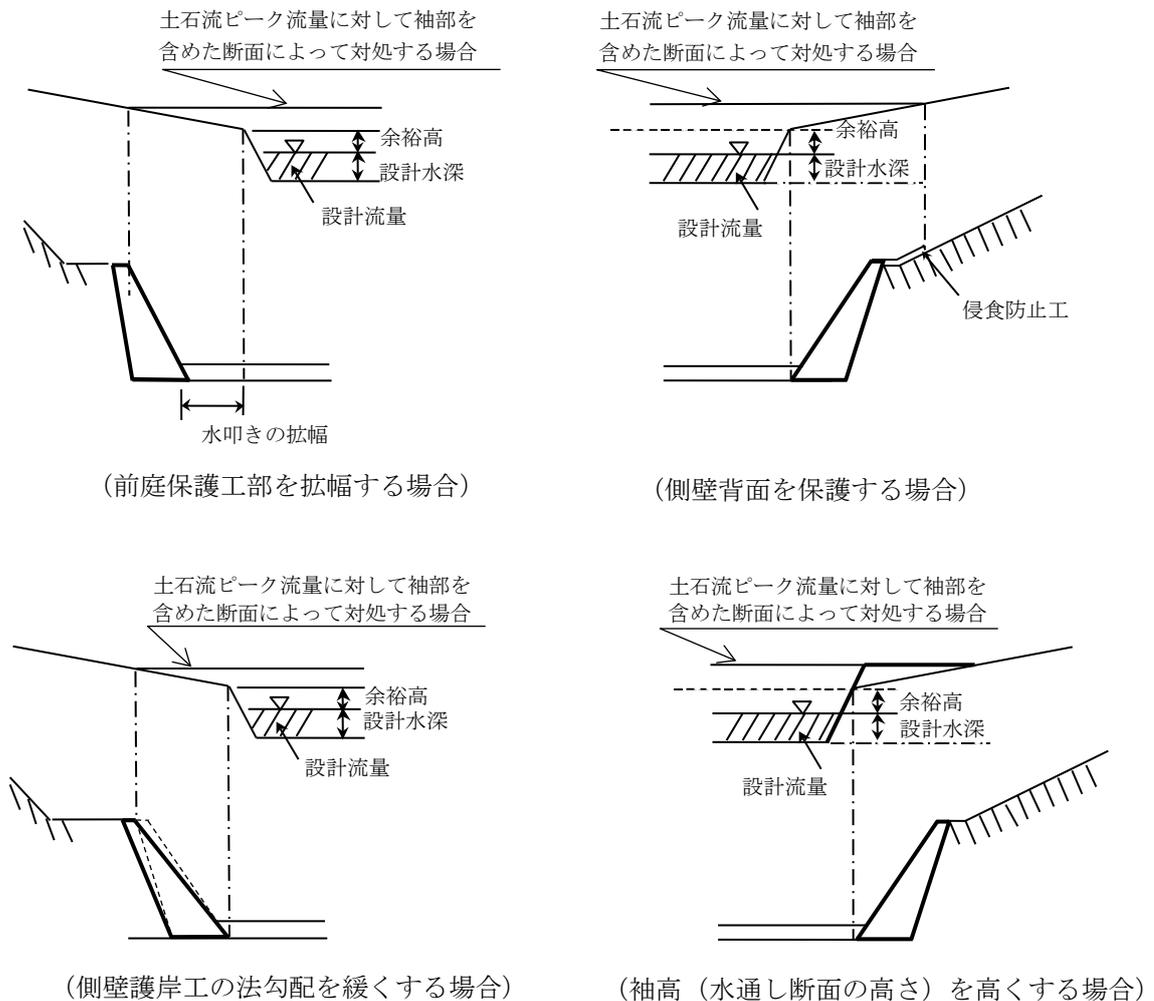


図-4.10 水通し断面

(土石流のピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対応する場合の処置例)

(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。

『土・対・針 P15』

解説

砂防堰堤の本体の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の磨耗等にも耐えるような幅とする必要がある。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を越える場合には別途緩衝材(緩衝効果を期待できる部材)や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。

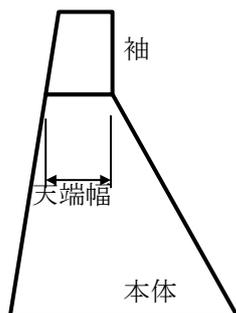


図-4.11 砂防堰堤側面図（事例）と部位名称

表-4.16 天端幅

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

(3) 下流のり

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

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

『土・対・針 P15』

解説

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

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U \quad \dots (5)$$

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（設計編第1章2.6.1(2)）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を下限とし、山口県では5厘ごとに検討する。

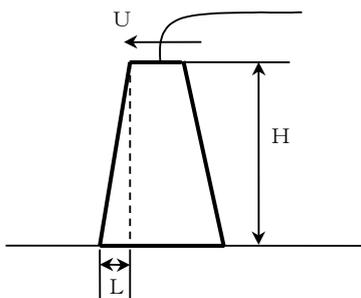


図-4.12 下流のり勾配

(4) 基礎

砂防堰堤の基礎は岩着とすることが望ましいが、岩着が望めない場合にはフローティング基礎としてもよい。但し、その場合、砂防堰堤の堰堤高は15m未満であることを原則とする。

『土・対・針 P16』

解説

砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着することが望ましいが、土石流・流木対策計画、および、土石流・流木対策施設配置計画に基づく砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は、フローティング基礎としても良いものとする。ただし、砂防堰堤の高さは15m未満とする。

なお、支持地盤が軟弱地盤または、所定の支持力が得られない場合においては、基礎処理を施すものとする。

(5) 水抜き

水抜きは、その機能および安全性が得られる構造として設計するものとする。

『土・対・針 P17』

解説

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

2.6.3 非越流部の安定性および構造

(1) 非越流部の安定計算

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

『土・対・針 P18』

解説

不透過型堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なる場合などの特段の事情がある場合にはこの限りではない。非越流部の安定計算は、越流部と同じ堰堤高Hとなる断面において、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行うことを基本とする。安定条件は設計編第1章2.6.1(1)、設計外力は設計編第1章2.6.1(2)に従うが、その作用位置は図-4.13に従う。

ただし、設計編第1章2.6.2(1)解説②のように土石流ピーク流量を袖部を含めて対応する水通し断面とする場合は、次の(a)、(b)のとおり堆砂面を想定したうえで、複数の断面で安定計算を行う。

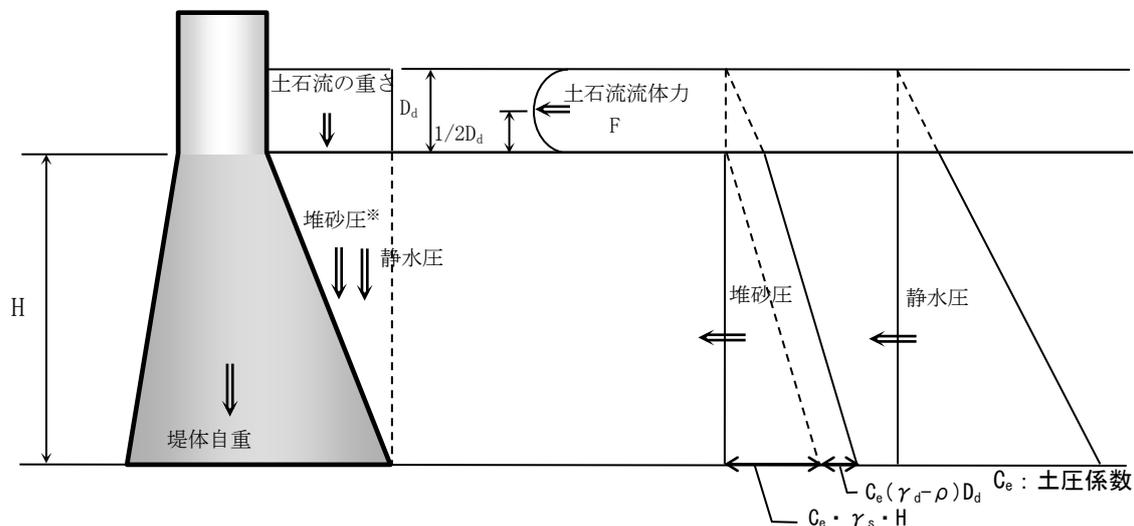
(a) 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとしても土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回らない場合は、水通し天端まで堆砂した状態で安定計算を実施する。

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

なお、安定計算を実施する断面の位置としては、(i)～(ii)が考えられるが、その他、場の条件

や堰堤の大きさ等を勘案して、検討位置を設定する。

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



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

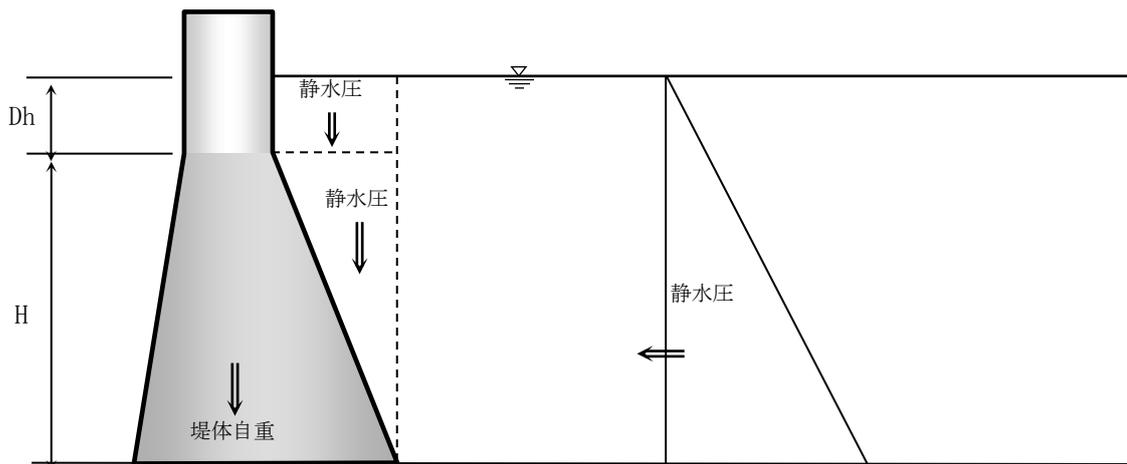


図-4.13 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図

($H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

(2) 袖部の破壊に対する構造計算

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

『土・対・針 P20』

解 説

袖部の断面は次の四つの条件を満たす形状とする。

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

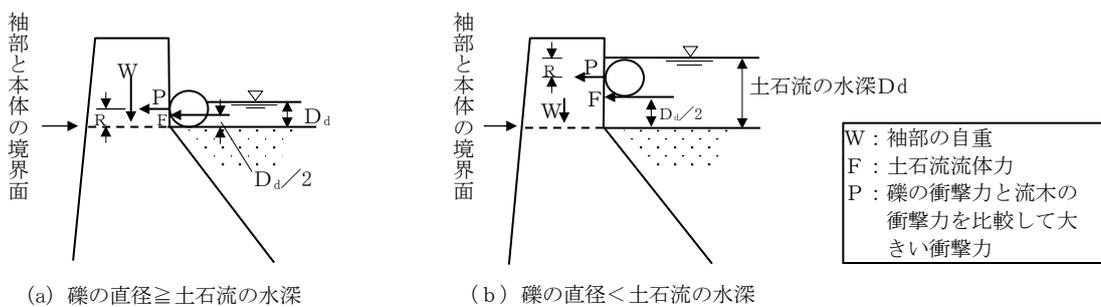
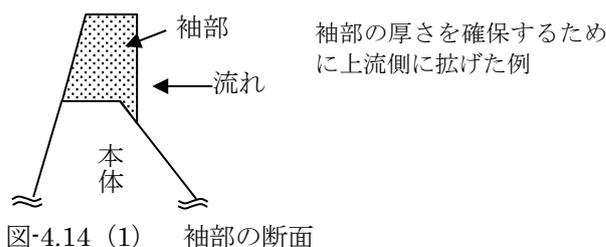
上記の検討に用いる設計外力は以下に示す三種類とし、それらが袖部に作用する位置は図-4.14に示すとおりとする。

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

上記の検討に際して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を上げる（図-4.14（1））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、流木の長さは最大長とする。また、礫および流木は図-4.14（2）に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流の水深が礫径および流木径より小さい場合は、礫および流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。土石流の流速と水深は計画編第2章2.8に示した方法に基づき算出するものとする。



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

図-4.14 (2) 袖部と本体の境界面および設計外力とその作用点

(3) 袖小口

袖小口は原則として1:0.5またはこれより緩くする。

『土・対・針 P21』

解 説

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

(4) 袖の天端の勾配

袖の天端は、現溪床勾配程度の勾配をつけることを基本とする。

『土・対・針 P22』

解 説

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

~~~~砂防堰堤の袖部処理の特例~~~~

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

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

（検討の観点）

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

~~~~

【関連】「事務連絡 平成27年6月1日 砂防堰堤の袖部処理の特例について(試行)」(資料編 p.7-42参照)

2.6.4 土石流時の設計外力の算出（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のピーク流量、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。

『土・対・針 P65』

解説

土石流ピーク流量は計画編第2章2.7.3、土石流の流速と水深は計画編第2章2.8、土石流の単位体積重量は計画編第2章2.9、土石流流体力は計画編第2章2.10に示した方法に基づき算出する。

2.6.5 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。

『土・対・針 P66』

解説

マスコンクリートでは、(6)式で力（P）が推定できる。

$$P = \beta \cdot n \alpha^{3/2}, \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1+K_2)^2}} \quad \dots (6)$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}$$

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1n} \right)^{2/5}, \quad n_1 = \frac{1}{m_2}$$

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

ここで、 E_1 、 E_2 ：コンクリートおよび、礫の弾性係数（N/m²）

ν_1 、 ν_2 ：コンクリートおよび礫のポアソン比

m_2 ：礫の質量(kg)

R：礫の半径（m）

π ：円周率（=3.14）

U：礫の速度（m/s）

α ：へこみ量（m）

K_1 、 K_2 ：定数

β ：実験定数

m_1 ：袖部ブロックの質量(kg)

である。また、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。（設計編第1章2.6.1(4)参照）

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

礫の弾性係数 $E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.81 \text{ N/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu_2 = 0.23$

コンクリートの終局強度割線弾性係数* $E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81 \text{ N/m}^2$

コンクリートのポアソン比 $\nu_1 = 0.194$

※礫の衝突によりコンクリート表面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。

～～

『土・対・針 P67』

2.6.6 流木の衝撃力

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

『土・対・針 P68』

解説

土石流区間において、流木捕捉工の袖部等がコンクリート構造のとき、袖部等の構造や部材の安定性を検討する際に用いる流木の衝突により堤体が受ける衝撃力の算定にあたっては、礫の衝突による衝撃力の算定式を準用するものとする。

2.6.7 前庭保護工

砂防堰堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による本体の破壊を防がなければならない。

『土・対・針 P24』

解説

前庭保護工は、設計流量（水通し断面の決定に用いた流量）を用いて設計する。土石流が袖を越流すると予想される場合は、図-4.10に示すように土石流の越流を考慮した構造とし、水叩き厚、水叩き長の設計は、土石流ピーク流量に対する越流水深を用いる。

副堰堤の下流のり勾配は、設計編第1章2.6.2(3)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。ただし、副堰堤に流木対策施設を設置する場合は、余裕高は見込まないものとする。構造は設計流量に対して河川砂防技術基準 設計編第3章に従い決定する。

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

2.7 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤（補足）

2.7.1 設計基準

ここでは、不透過型コンクリート重力式砂防堰堤を設計するにあたり、「設計編第1章2.6不透過型砂防堰堤の構造」を補足するものである。

2.7.2 安定性の検討

設計編第1章2.6.1によるものとする。

『砂・公 P116、117』

解説

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

$$x = \frac{M}{V} \quad \dots (7)$$

$$B/3 \leq x \leq B \cdot 2/3 \quad (0 \leq x \leq B) \quad \dots (8)$$

x : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

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

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)

B : 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。したがって、上式(8)にあてはまれば砂防堰堤は転倒しない。また、堤底に引張応力を生じさせないためには荷重の合力の作用線と堤底との交点が堤底の中央1/3内になければならず、

一般的には

$$x = \frac{2}{3} B$$

となる断面が経済的である。

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

滑動に対する安全性は、一般に次式による。

$$N \cong \frac{f V + \tau_0 \ell}{H}$$

N : 安全率

f : 摩擦係数

V : 単位幅当たり断面に作用する垂直力(kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力(kN/m)

τ_0 : 堤体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度(kN/m²)

ℓ : せん断抵抗を期待できる長さ(m) 一般にえん堤の底幅とすることが多い。

3. 堤体及び基礎地盤の破壊に対する安全性についての検討は次による。

- (1) 堤体破壊に対しては、堤体の任意の箇所の最大圧縮及び引張応力度が、その許容圧縮及び引張応力度を超過しないことが必要である。
- (2) 基礎地盤の破壊に対しては、堤体底面の最大圧縮応力度が、基礎地盤の許容支持応力度を超過しないことが必要である。この場合の最大圧縮応力度の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。なお、基礎地盤が砂礫の場合は、(1)(2)のほかにクィックサンド及びパイピングに対する安全性をも検討する必要がある。それらについては、基礎の設計を参考とする。

堤体および基礎地盤の破壊に対しては、次式によるものとする。

$$\sigma = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad \dots (9)$$

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot B \quad \dots (10)$$

B : 堤底幅(m)

σ : 堤底上流端または下流端における垂直応力(kN/m²)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

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)

【設計編 第1章 砂防堰堤】

上式(9)は、堤底の上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させないためには $-1 \leq \frac{6 \cdot e}{B} \leq 1$ でなければならない。これに、

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot B \text{ を代入すると}$$

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

となる。

これらのことから、転倒に対し安定であり、かつ堤底に引張応力を生じないためには、荷重の合力の作用線と堤底との交点が堤底の中央1/3内になければならない。

一般的には $x = \frac{2}{3} \cdot B$ となる断面が経済的である。

上式(9)で求めた σ の値が、堤体およ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。

堤体の許容応力は4,500kN/m²または基礎地盤の許容応力を推定により求める場合は、設計編第1章1.2を参考としてよい。なお、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良い。

なお、基礎地盤の許容支持力は、地盤の平板載荷試験を実施して求めるのが望ましい。

2.7.3 本体構造

2.7.3.1 断面形状

重力式コンクリート堰堤の断面形式は、構造上の安全性、経済性、施工性等を考慮して決定する。断面設計位置は、最高堤高位置で設計する。一般的には越流部の断面が最高堤高となることが多いが、状況により非越流部の堤高が高くなることもあるので注意する必要がある。

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

2.7.3.2 基礎地盤の安定

堰堤基礎は岩着とすることが望ましいが、計画上やむを得ず砂礫基礎とする場合は原則として均一な地層を選定しなければならない。

『砂・公 P117』

解説

① 地盤支持力

堰堤からの鉛直力に対して、基礎となる地盤が十分な支持力を有しているかは、

- a) 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どうかを検討する。

b) 砂礫基盤の場合は均一な基礎を有しているとは限らないので必要に応じて載荷試験等を実施し、支持力を推定し、判定するのが望ましい。

② せん断摩擦抵抗力

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

③ その他の地盤強度

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

a) 基礎砂礫のパイピング検討

ブライの式およびレーンの式による方法

・ブライの式

$$C_c \leq \frac{\ell + 2d}{\Delta h} \quad \dots (11)$$

C_c : ブライの式のクリープ比 (表-4.17)

ℓ : クリープ総長 (m)

$2d$: 止水矢板等による浸透径路長 (m)

Δh : 堰堤上下流の水位差 (m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

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)

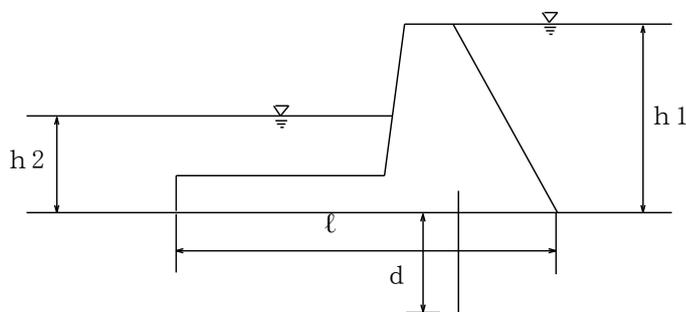


図-4.15 パイピング

【設計編 第1章 砂防堰堤】

・レーンの式

$$C_w \leq \frac{\ell / 3 + 2 d}{\Delta h} \quad \dots (12)$$

C_w : レーンの式の加重クリープ (表-4.17)

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。クィックサンドおよびパイピングに対する安全性の検討の参考とすることができる。

なお上記二つの式(11)、(12)のうち、大きいクリープ線長を採用すればパイピングに対して安全である。

表-4.17 クリープ比

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

『砂・公 P121』

2.7.3.3 堰堤基礎の根入れ

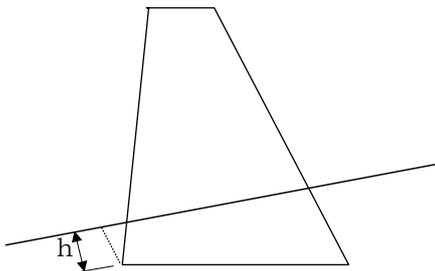
堰堤基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して下表を標準とする。

解説

表-4.18

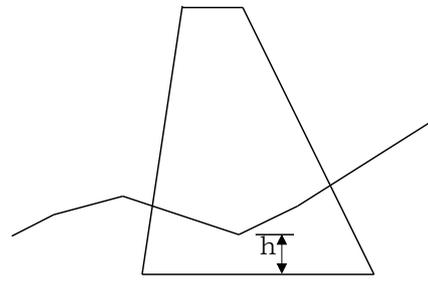
土質・岩質	根入れ深さ(h)	摘要
土砂	2.0m以上	表土が緩い粘土層の場合は支持層とは考えない
軟岩	1.5m以上	
中硬岩・硬岩	1.0m以上	

(a) 下流が低い場合



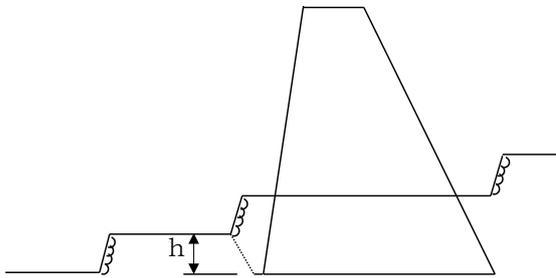
h : 土質・岩質による所定の根入れ

(b) 一部低い箇所がある場合



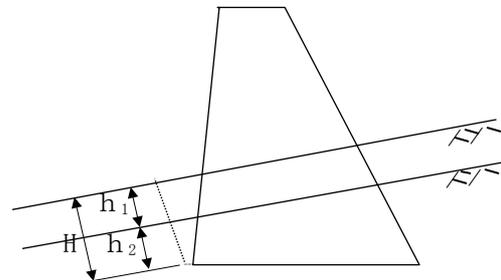
h : 土質・岩質による所定の根入れ

(c) 掘削により前面がなくなってしまう場合



h : 土質・岩質による所定の根入れ

(d) 被覆土がある岩盤の場合



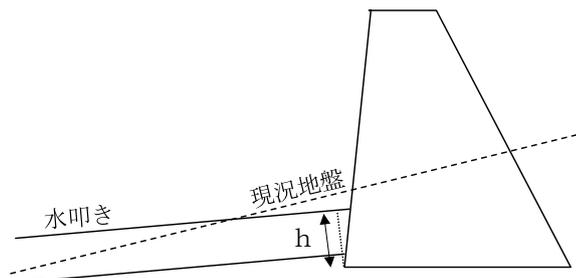
・被覆土のある軟岩の場合

$H = h_1 + h_2 \geq 2.0\text{m}$ と $0.6h_1 + h_2 \geq 1.5\text{m}$ の内小さい方

・被覆土のある硬岩の場合

$H = h_1 + h_2 \geq 2.0\text{m}$ と $0.3h_1 + h_2 \geq 1.0\text{m}$ の内小さい方

(e) 現況地盤よりも水叩きが低い場合



h : 土質・岩質による所定の根入れ

図-4.16

2.7.3.4 カットオフの構造

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

解説

a) 遮水、パイピング防止が目的の場合

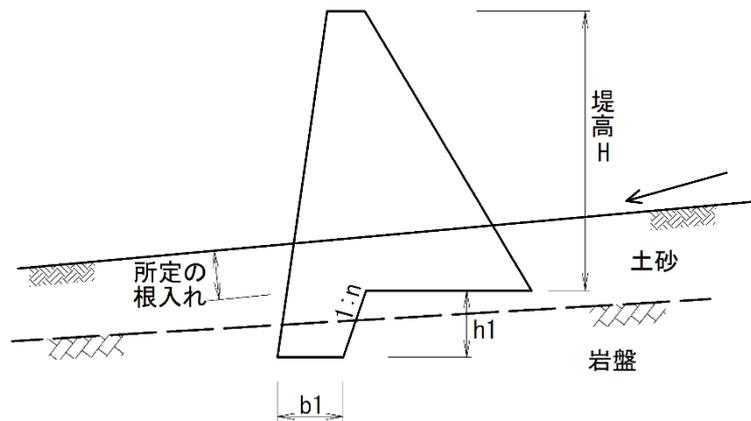


図-4.17

n : 土質による掘削勾配

h_1 : パイピング防止に必要な深さ

b_1 : 2.0mを標準とする

(注) 以上の外にカットオフを堤底中央附近や上流側に設けることもある。また、この目的のみの対策としては、別の工法も含め検討が必要である。

b) 下流部の洗掘に対して設置する場合

基礎が中硬岩・硬岩で、前庭保護工として水叩きを設置しない場合に計画する。

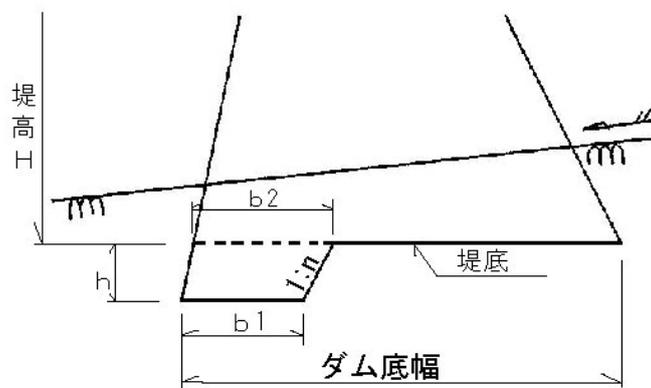


図-4.18

h : 1.0mを標準とする

n : 土質による掘削勾配

b_1 : 2.0mを標準とする

c) 経済性を図る目的で設置する場合（断面節約）

基礎が岩盤（軟岩Ⅱ以上）で溪床勾配が急な場合に設置する。

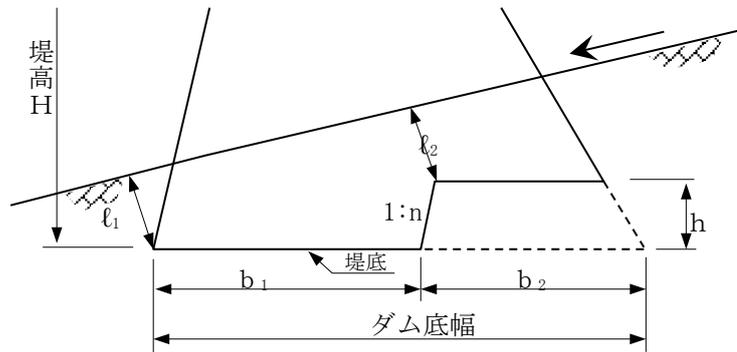


図-4.19

h : 1.0m以上

n : 土質による床堀勾配

l_1 、 l_2 : 土質による所定の根入れ深さ

b_1 : 堰堤底幅の1/3以上最小2.0m（切り上げて0.5m単位とする。）

b_2 : 堰堤底幅の1/3以上

注) 上記を満足しない場合は、カットオフは設置しないものとする。

2.7.3.5 基礎処理

堰堤の基礎として、十分な強度を得ることができない場合は、想定されるそれぞれの状態に対応できるように適切な基礎処理を設計する。

『砂・公 P121』

解説

堰堤の基礎処理は、想定されるそれぞれの現象に対処できる工法の中から、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、幾つかの工法を比較検討して適切な工法を選定し、その工法に合った設計法により設計する必要がある。一般に用いられている工法としては、次のようなものがある。

・地盤支持力、剪断摩擦抵抗力の改善

岩盤基礎の場合は、

- (a) 所定の強度が得られる堰堤の地盤まで掘削する。
- (b) 堤底幅を広くし、応力を分散させる。
- (c) グラウトにより改善を図る。
- (d) 岩盤PS工等により改善を図る。
- (e) 弱部をプラグで置き換えて補強する。

等が一般的である。

砂礫基礎の場合は、

- (a) 堤底幅を広くして応力を分散させる。
- (b) 基礎杭工法により改善を図る。
- (c) ケーソン工法等により改善を図る。
- (d) 砂防ソイルセメントを活用する。

等の方法がある。

・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する。またパイピングに対しては所要の浸透径路長が不足する場合は、

- (a) 堤底幅を広くする。
- (b) 止水壁、カットオフ等を設けて改善を図る。
また堰堤下流部の洗掘に対して、
- (c) 堰堤基礎を必要な深さまで下げる。
- (d) カットオフ等を設ける。
- (e) コンクリート水叩きを設ける。
- (f) 水褥池を設ける。
- (g) 砂防ソイルセメントを活用する。（砂防ソイルセメント施工便覧（H28）参照）等により対処する。

表-4.19 砂礫層の深い場合の基礎工法比較一覧表

工法	全断面岩着工	イントルージョン工法	薬液注入工法	鋼矢板工法	ケーソン工法	イコス工法
略図						
止水効果 地盤支持力	止水効果および地盤支持力問題ない	効果確認の方法および永続性は信頼できないが空隙を完全に充てんすれば完全止水、地盤強化の効果がある。	効果確認の方法、永続性については信頼できないが空隙を充てんすれば完全止水である。併せて地盤強化の効果がある。	くいの先端において玉石のため裂傷を受けることがあり局部的に浸透路ができ侵食されるおそれがある。	効果の確認可能	壁体完全施工すれば完全に止水、周囲地盤に与える影響は全くない
効果に対する信頼性	最も確実、信頼性あり	不確実	不確実	最も不確実	比較的確実	確認はできない
施工に対する難易性	施工全般に困難	削孔が数多く困難	削孔が数多く困難、注入材無効流出がある	打込み不可能	玉石等の障害排除に難	孔壁崩落防止に技術を要する
長所	最も信頼性が望める	基礎支持力の増加が見込まれる		経済的である	効果、施工比較的確実	経済的である
短所	最も高価、施工困難	高価、注入効果判定がむずかしい	高価、注入効果不確実	施工不能となる可能性が大、打込み可能でも地中で裂ける	やや高価	効果は構造に不安がある

・グラウトによる改善

岩盤基礎のグラウチングは、止水目的と岩盤自体の補強、力学的弱さの改良として計画される。グラウチングの計画は、堰堤の規模（主として高さ）構造、地盤の状況等に基づいて行われるが、効果の判定は非常にむずかしく、グラウチングの前後の調査を十分行って判定しなければならない。

a) グ라우チングの計画と実施に当たって注意すべき事項

- (ア) 地質柱状図によって岩盤の硬さ、割れ目、透水性等について分布を知っておかなければならない。
- (イ) グ라우チングによって処理すべき範囲と、改良目標値、孔間隔、孔長の決定をしておく。

岩盤のあまりよくない堰堤は、数多くのカーテンあるいはコンソリデーションのグラウチングが堰堤全体の工程を左右することもあり、どちらかという本体工事の手待ちにつながり、工程計画が複雑になる。

b) カーテングラウト

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

『砂・公 P123』

c) コンソリデーショングラウト

岩盤の強化、支持力の増加などの目的によって行われるもので、堰堤基礎の全面とか軟弱部分で注入深、注入間隔等を適当に変化させて、なるべく均等な岩盤が保たれるように計画

【設計編 第1章 砂防堰堤】

する。また、堰堤の種類によっては荷重の集中する部分に対し特に強化することもある。

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

(注) 実施に当たっては、平成15年4月1日付け国土交通省河川局治水課河川整備調整官事務連絡「グラウチング技術指針・同解説」を参照されたい。

2.7.4 袖の位置・構造

(1) 袖の位置・構造

袖の位置および構造は、設計編第1章2.6.2、2.6.3による。

(2) 袖の嵌入

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。

『砂・公 P124』

解説

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ことも考えられ、これによる袖の破壊あるいは下流部の洗掘は堰堤本体の破壊の原因になりやすい。

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

袖の嵌入は土質・岩質に応じた深さ以上を標準とする（表-4.20参照）。

袖部地山嵌入部の形状は、地山が土砂で勾配が1.5割より緩い場合および岩盤の場合は地山勾配とし、地山が土砂で勾配が1.5割より急な場合は段切とする。

ただし、堤底部は土砂の場合勾配にかかわらず段切とする。

表-4.20 袖の嵌入深の標準

方法	Aの方法	Bの方法
土砂	3.0m以上	2.0m以上
軟岩	2.5m以上	1.5m以上
中硬岩, 硬岩	2.0m以上	1.0m以上

注) A、Bの寸法は地山線もしくは、間詰め仕上げ線のうち不利な方で規定する。

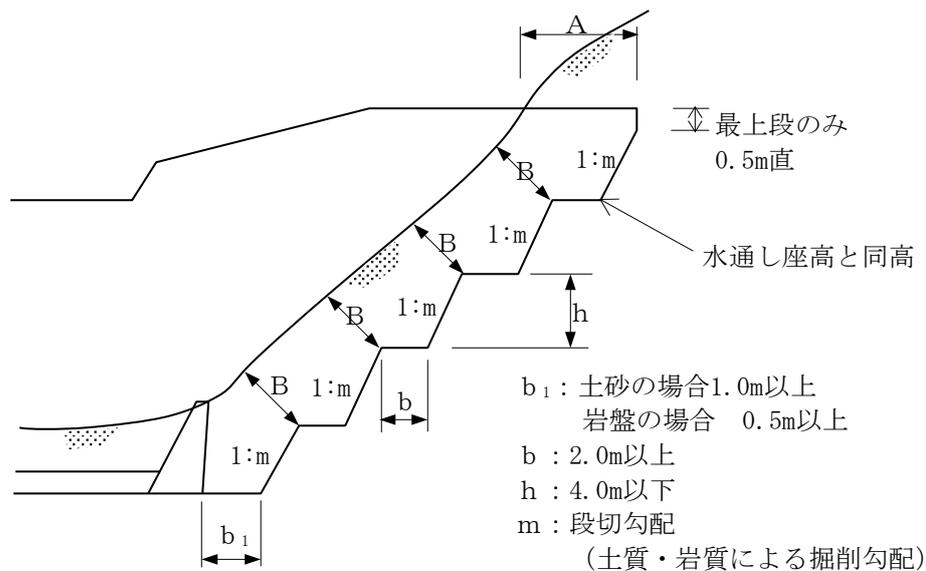


図-4.20

表-4.21 段切勾配

土質	段切勾配
土砂	1:0.5以上
礫交り土・転石交り土	1:0.5以上
軟岩(I)・軟岩(II)	1:0.3以上
中硬岩・硬岩	1:0.1以上

a) 地山が土砂で勾配が1.5割より急な場合

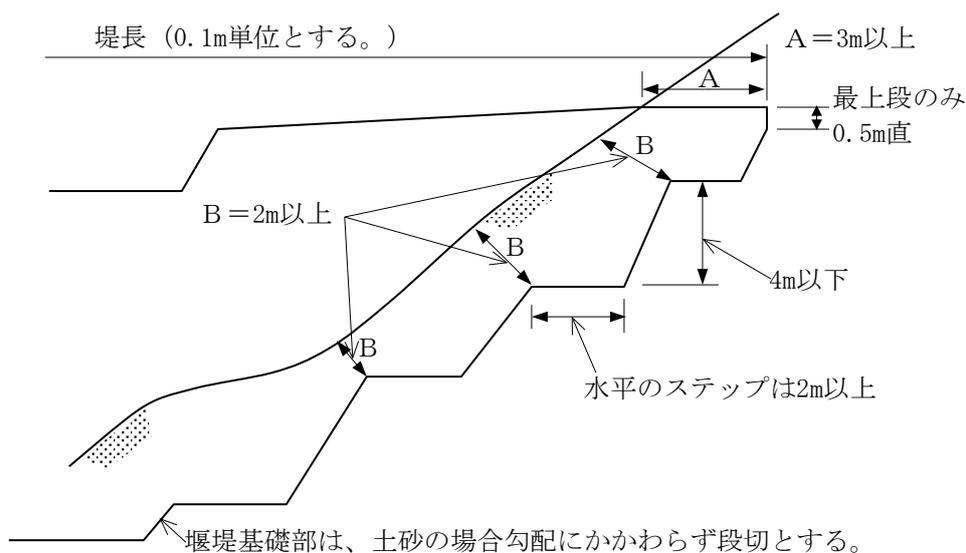


図-4.21

注1. 水通し座高でステップを設ける。(2m以上)

b) 地山が土砂で勾配が1.5割より緩い場合

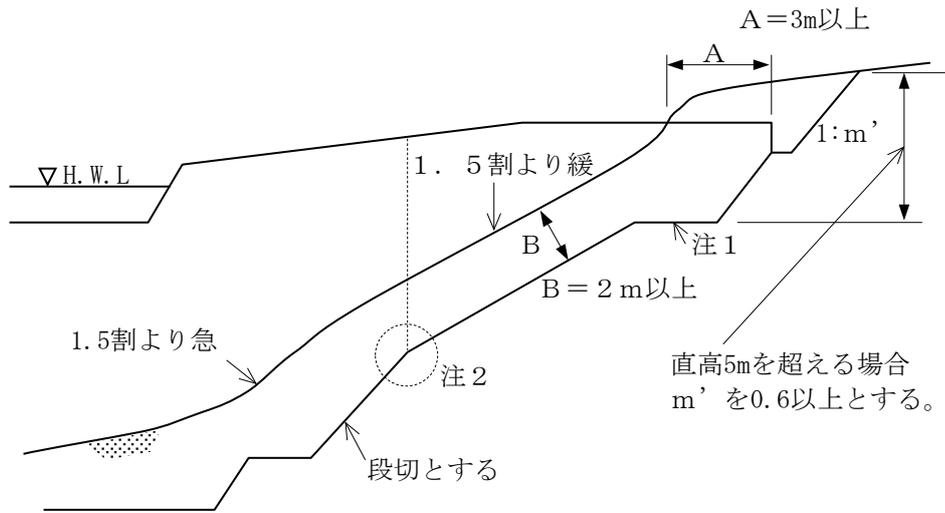


図-4.22

注1. 水通し座高でステップを設ける。(2m以上)

注2. 地山勾配に合わせてできるだけダム底部の変化点は少なくする。

注3. 地山勾配が1.5割より急で区間が長い場合は、小段等を検討する。

c) 地山が岩盤の場合

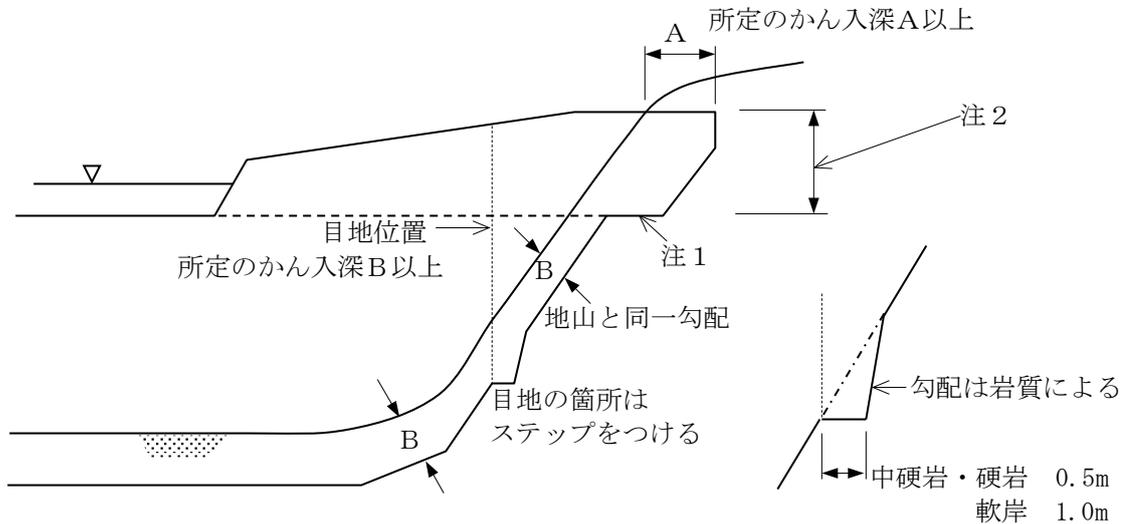


図-4.23

注1. 水通し座高でステップを設ける。(2m以上)

注2. 水通し高さから上の袖の掘削は1:0.3より緩ければ直高5m以上でも可とする。

d) 被覆土のある岩盤の場合

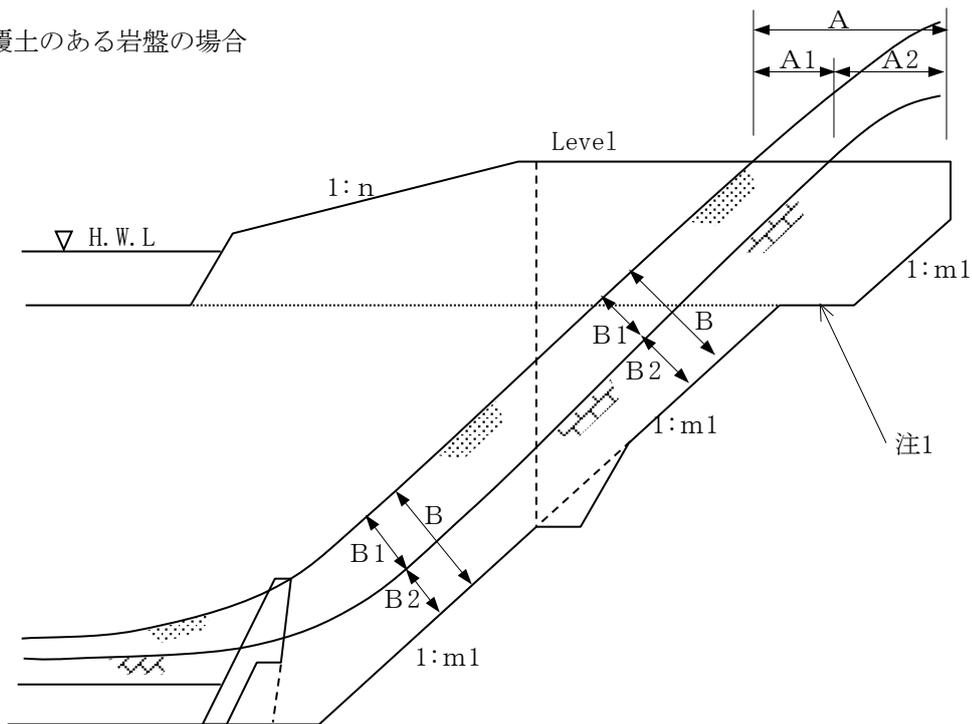


図-4.24

被覆土のある軟岩（Ⅰ・Ⅱ）の場合

$$A = 0.6 \cdot A_1 + A_2 \geq 2.5\text{m} \quad \text{と} \quad A = A_1 + A_2 \geq 3.0\text{m} \quad \text{の内小さい方} \quad \dots\dots (13)$$

$$B = 0.6 \cdot B_1 + B_2 \geq 1.5\text{m} \quad \text{と} \quad B = B_1 + B_2 \geq 2.0\text{m} \quad \text{の内小さい方} \quad \dots\dots (14)$$

被覆土のある中硬岩・硬岩の場合

$$A = 0.3 \cdot A_1 + A_2 \geq 2.0\text{m} \quad \text{と} \quad A = A_1 + A_2 \geq 3.0\text{m} \quad \text{の内小さい方} \quad \dots\dots (15)$$

$$B = 0.3 \cdot B_1 + B_2 \geq 1.0\text{m} \quad \text{と} \quad B = B_1 + B_2 \geq 2.0\text{m} \quad \text{の内小さい方} \quad \dots\dots (16)$$

被覆土が1.0m未満の場合は、被覆土は考慮せず、軟岩、硬岩の場合の所定の根入れ深さをとることとする。

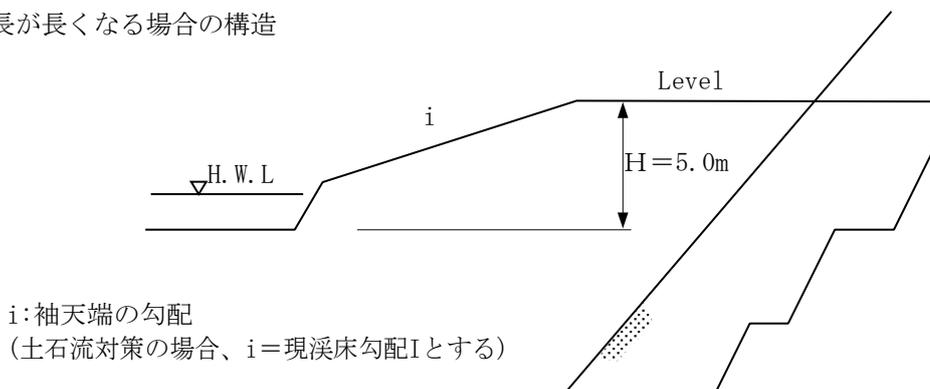
注1. 水通し座高でステップを設ける。(2m以上)

(3) 袖長

袖天端の勾配は原則として地山に取り付くまでとするが、地形上袖長が長くなる場合は次図を参考に計画する。

解説

① 袖長が長くなる場合の構造



i: 袖天端の勾配
(土石流対策の場合、i=現溪床勾配Iとする)

図-4.25

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(注) 次に述べる場合には、上図は適用しない。また袖部を上流側に折り曲げる場合は堆砂勾配を別途考慮する。

(ア) 屈曲部に堰堤位置があり、偏流によりかなりの水深の増が考えられる場合。

(イ) 堆砂区域に田畑等の水平部があり、その水平部を水・土砂が流下し、袖部を越えることが考えられる場合。

② 袖部勾配の考え方

現河床勾配 ; I	計画堆砂勾配 ; I / 2
水通し天端 ; A	水通し部袖肩 ; B
袖部と地山の交点 ; C	BとAの高差 ; h
BとCの距離 ; L	CとAの高差 ; H

ケース1 $L \cdot i + h \leq 5.0\text{m}$ (袖部屈折なし)
B点よりC点までIの一勾配とする。

ケース2 $L \cdot i + h > 5.0\text{m}$ (袖部屈折なし)

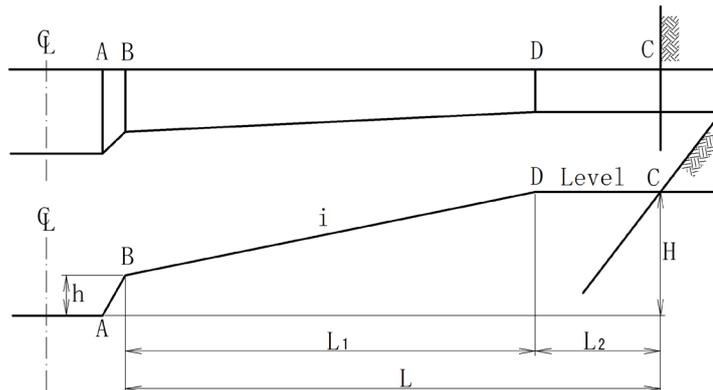


図-4.26

$L_1 = (5.0 - h) \times 1 / i$ の間 i の勾配とし、その外側はレベルとする。

ケース3 ケース2のC、D間に屈折がある場合

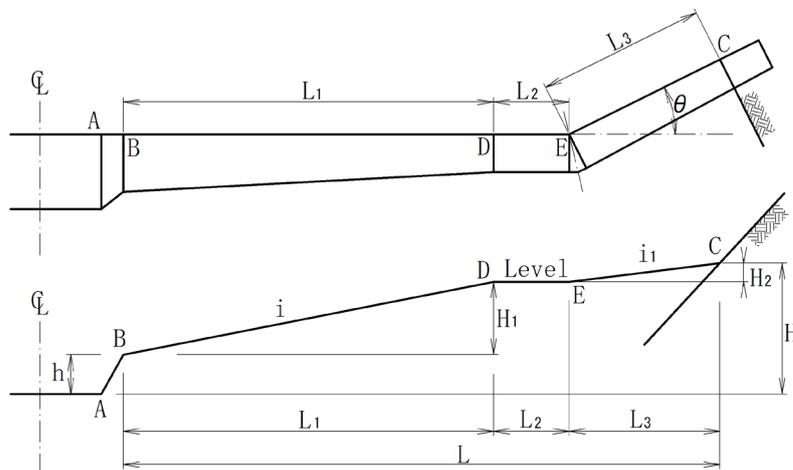


図-4.27

【設計編 第1章 砂防堰堤】

$$H = h + H_1 + H_2$$

$$H_1 = 5.0 - h$$

$$L_1 = H_1 \cdot 1 / i$$

C点は $\sin \theta \cdot L_2$ 上流に位置し計画堆砂面より5.0m確保することから、

$$H_2 = \sin \theta \cdot L_2 \cdot i / 2 \quad (\text{地山勾配を勘案し} H_2、L_2 \text{はトライアルする。})$$

$$i_1 = H_2 \cdot 1 / L_2$$

ケース4 ケース2のB・D間に屈折がある場合

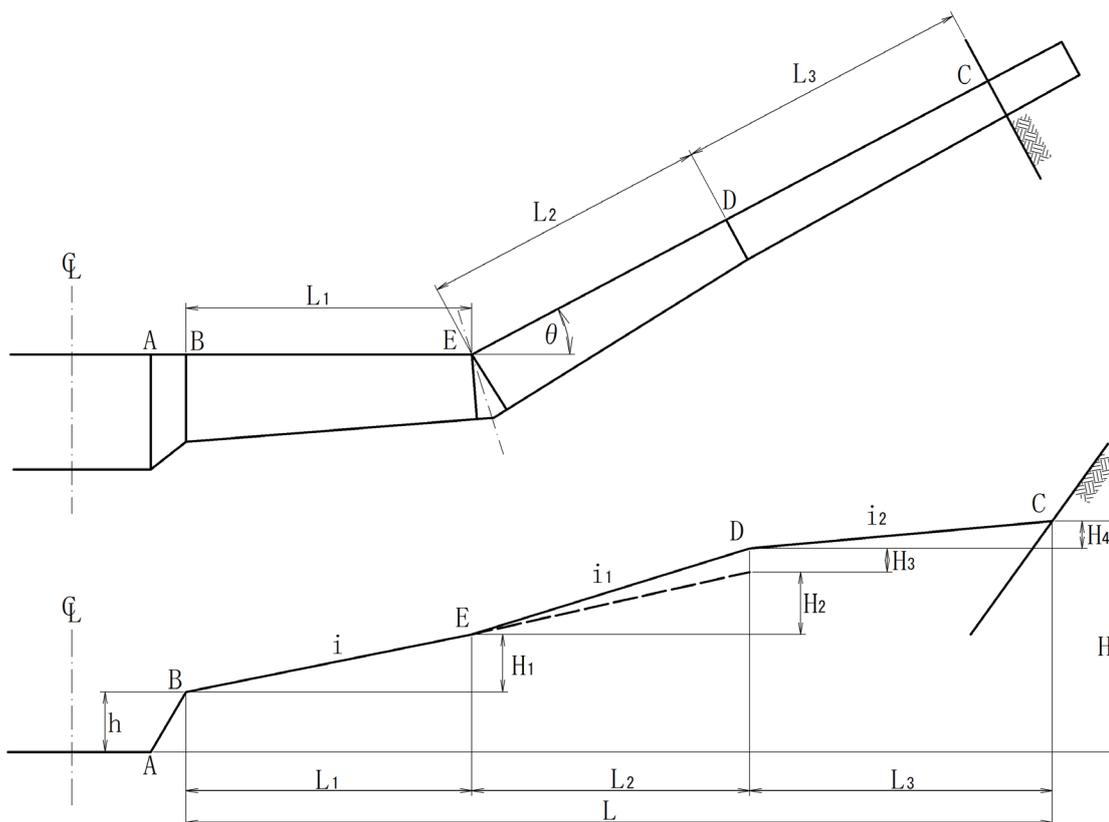


図-4.28

$$H = h + H_1 + H_2 + H_3 + H_4$$

$$H_1 = L_1 \cdot i$$

$$H_2 = 5.0 - h - H_1$$

$$L_2 = H_2 \cdot 1 / i$$

D点は本来の袖勾配と $\sin \theta \cdot L_2$ 上流に位置し計画堆砂面より5.0m確保することから

$$H_3 = \sin \theta \cdot L_2 \cdot i / 2$$

$$H_4 = \sin \theta \cdot L_3 \cdot i / 2 \quad (\text{地山勾配を勘案し} H_4、L_3 \text{はトライアルする。})$$

$$i_1 = (H_2 + H_3) \cdot 1 / L_2$$

$$i_2 = H_4 \cdot 1 / L_3$$

(4) 袖折れ堰堤の設計

- ①袖折れ堰堤はやむを得ない場合を除き、原則採用しない（やむを得ない場合とは地形、用地、地質の制約がある場合等とする）。袖折れ堰堤を計画する際は、以下の点に留意すること。
- ②折れ角度は現地の状況を勘案して設定する。
- ③袖部の折れ点には継目を設けず、少なくとも3.0m以上離し、袖部の軸方向に直角に設ける。

解説

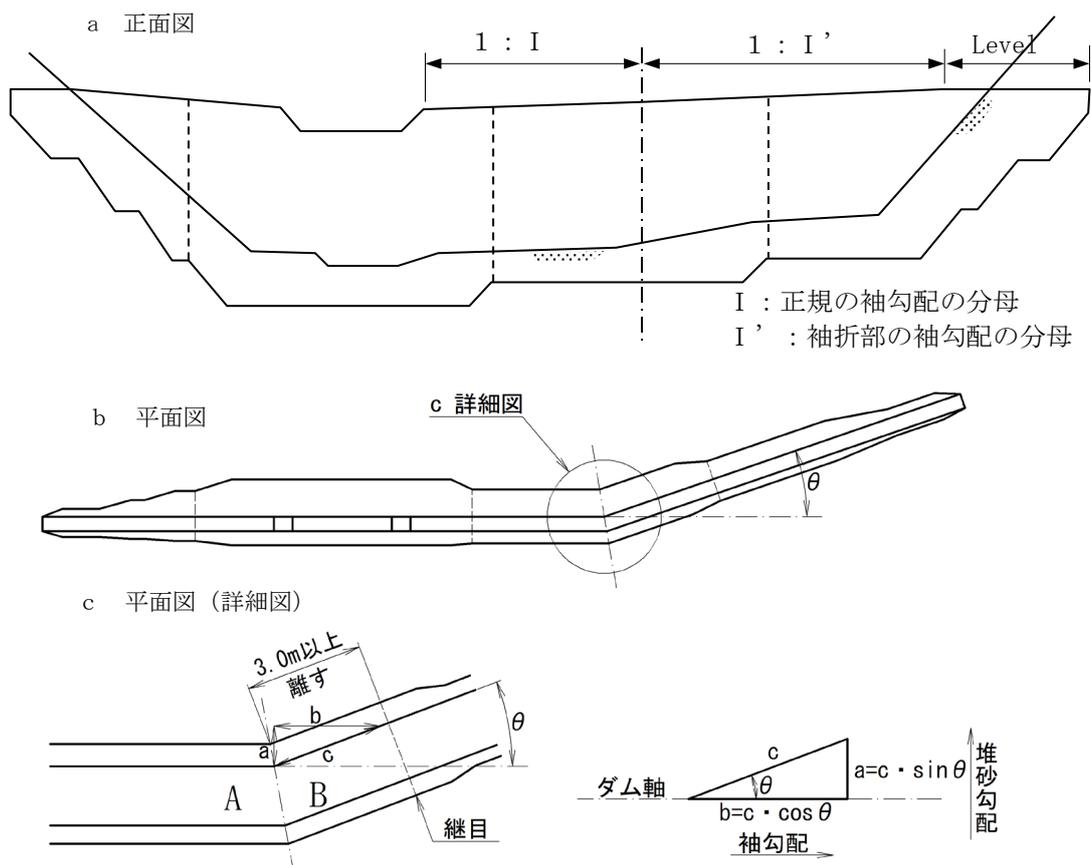


図-4.29

注) A、B間のブロックは3.0m以上を一体として打設すること。

I、I'の算出については、(3)袖長②袖勾配の考え方を参照のこと

2.7.5 前庭保護工

副堤、水叩き、垂直壁、側壁護岸 取付護岸、護床工の構造は以下の設計に従い設計するものとする。

2.7.5.1 副堤

副堤の位置および天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘及び下流溪床低下の防止に対する所要の効果が十分発揮されるように定めるものとし、副堤の水通し、本体、基礎、袖の設計は本堤に準じて行う。ただし、袖勾配は、原則として水平とするものとする。

解説

位置及び天端の高さは下記①、②を参考にして定める。

① 副堤（垂直壁）の位置

(a) 経験式（堤高20mまで）

$$L = C \cdot (H_1 + h_3) \quad (\text{経験式}) \quad \dots\dots (17)$$

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

H₁ : 水叩き天端または基礎岩盤面からの本堤の高さ(m)

h₃ : 本堤の越流水深(m)

表-4.22

堤高	Cの値
H ≤ 8	2.00
8 < H < 12	2.0~1.5
12 ≤ H	1.50

(注) Cの値はHで判断する。堤高8 < H < 12の0.5mピッチのCの値は次表とする。

表-4.23

堤高 (H)	Cの値
8.5	2.0
9.0	1.9
9.5	1.9
10.0	1.8
10.5	1.7
11.0	1.7
11.5	1.6

(b) 半理論式（堤高20m以上）

『砂・公P126』

$$L \geq \ell + X + b_2 \quad \dots\dots (18)$$

ℓ : 水脈飛距離(m)

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

V₀ : 本堤越流部流速(m/s)

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

q₀ : 本堤越流部単位幅当たり流量(m³/s)

h₃ : 本堤の越流水深(m)

【設計編 第1章 砂防堰堤】

H_1 : 水叩き天端または基礎岩盤面からの本堤の高さ (m)

g : 重力の加速度 (9.81m/s²)

X : 跳水の距離 (m)

$$X = \beta h_j$$

β : 係数 (4.5~5.0)

h_j : 水叩き天端または基礎岩盤面から副堤の越流水面までの高さ (m)

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

h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)

$$h_1 = q_1 / V_1$$

q_1 : 水脈落下地点の跳水前の単位幅当たり流量 (m³/s)

V_1 : 水脈落下地点流速 (m/s)

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

F_1 : 水脈落下地点の跳水前のフルード数

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gH_1}}$$

b_2 : 副ダムの天端幅 (m)

② 副堤の天端の高さ

『砂・公 P128』

a) 経験式 (堤高20mまで)

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

H_2 : 本・副堤の重複高 (本堤底高と副堤天端高の差) (m)

H : 本堤の堰堤高 (m)

b) 半理論式 (堤高20m以上)

$$H_2' = h_j - h_2$$

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

h_2 : 副堤の堰の公式によって求められる越流水深

(一般に本堤の越流水深と同一としている) (m)

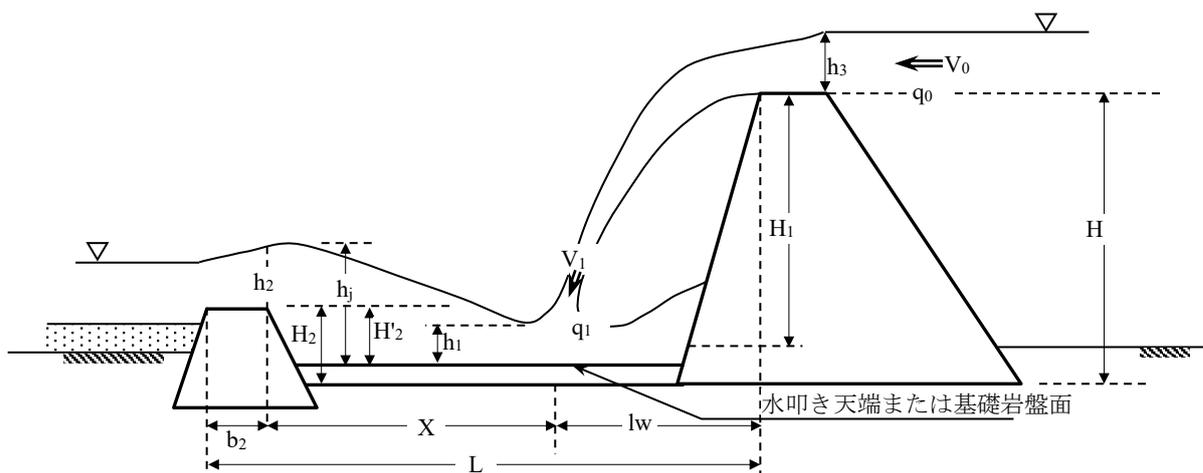


図-4.30

③ 副堤の袖

袖勾配は、原則として水平とする。

『砂・公 P126』

2.7.5.2 水叩き

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

『砂・公 P.129』

解説

砂防堰堤の基礎および下流側溪床が硬岩で亀裂が少ないと、水叩きを設けない場合もあるが、例え前庭部が岩盤であっても、亀裂の有無、岩質等十分調査のうえ水叩きの必要性について検討しなければならない。堰堤高が15m以上の場合は、硬岩基礎であっても一般に副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きを併用して前庭部の保護を図る。水叩きは原則として水平とするが、溪床勾配が急な場合は現溪床勾配の1/2程度を目標とし、最大でも1/10より急にならないように計画する（第42回建設省技術研究報告 昭和63年度参照）。この場合垂直壁から下流に落差を設けることも検討する。ただし、水叩き底面は現溪床高以下とすること。なお溪床が岩盤の場合は1/10の勾配にこだわる必要はない。

① 水叩きの長さ

『砂・公 P.133』

水叩きの長さは、落下水が射流から現況河川の水利条件に戻るまでの長さで、かつパイピングに対して安全である長さとする。一般に前記による副堰堤の位置を求める式を参考にして定める。

② 水叩きの厚さ

『砂・公 P.133、134』

a) 経験式

砂礫地盤で水褥池がない場合

$$t = 0.2(0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) \dots\dots (19)$$

【設計編 第1章 砂防堰堤】

砂礫地盤で水褥池がある場合

$$t = 0.1(0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) \quad \dots\dots (20)$$

t : 水叩きの厚さ(m)

H₁ : 水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ(m)

h₃ : 本堤の越流水深(m)

岩盤の場合

岩盤の場合の水叩き厚さは、砂礫地盤の水叩き厚さの7割とする。

水叩きの厚さの最小厚は砂礫地盤の場合0.7m、岩盤の場合0.5m（風化防止）とし、計算値がこの値以下になった場合のみ、これを使用する。

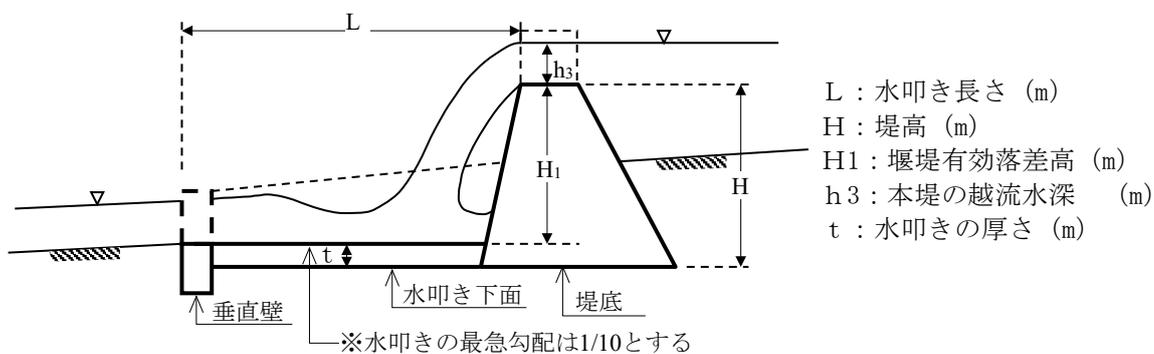


図-4.31 水叩き長さおよび水叩き厚さ（経験式の場合）

b) 揚圧力から求める式

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h - \Delta u}{W_c - 1} \quad \dots\dots (21)$$

W_c : 水叩きコンクリートの単位体積重量(kN/m³)

Δh : 上下流水位差(m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h₁ : 堰堤上流の水叩き天端高からの水深(m)

h₂ : 堰堤下流の跳水後の水叩き天端高からの水深(m)

Δu : 堰堤底下流幅までの損失揚圧力(m)

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

ℓ : 総浸透経路長 (m) (図-4.32)

ℓ' : 堰堤底下流端までの浸透経路長 (m) (図-4.32)

4/3 : 安全率

- c) 水叩きの厚さは堰堤水通しより落下する流水の質（砂礫や転石を含むか否か）、落下水の衝撃力、あるいは水叩き底面に作用する揚圧力にも十分耐える必要がある。
- d) 経験式(19)、(20)は、砂防堰堤前庭部の洗掘深に関するRiediegerの式を、 $h_3 < 5.0\text{m}$ 、 $H_1 < 10.0\text{m}$ の範囲について $0.6H_1 + 3h_3 - 1.0$ と近似し、水叩きの厚さはこの洗掘深に比例するとしたものである。水叩きの厚さとそれ以外に水褥池の深さが水叩き厚さの2倍以上なければ、水叩きの破壊につながる恐れがあるので注意を要する。
- e) 式(21)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。
- f) 一般に水叩きの厚さは3.0m以下とする場合が多いので、式(19)または(20)の計算結果が3.0mを超えるときは3.0mとする（ただし、土石流が流下する溪流や流送土砂の著しい場合は別途考慮する）。
- g) 特に地盤が不良な場合の水叩きの厚さは、式(19)または(20)で必要な厚さを求めた後、式(21)の揚圧力に対して必要な厚さと比較して、厚さが不足するときはこれを増加させるか、または基礎の設計に述べたような基礎処理によって減少させるよう努める。水叩きは一般に等厚とするので、このとき式(21)は水叩きの上流端で検討すれば良い。

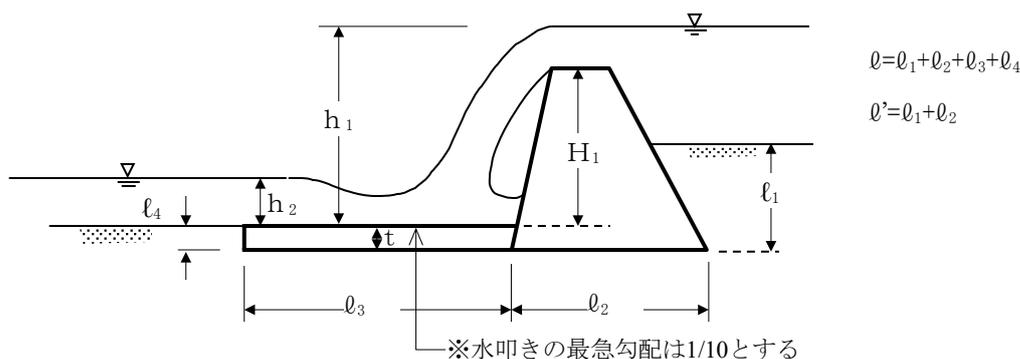


図-4.32 水叩きの厚さ

2.7.5.3 垂直壁

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

『砂・公 P.134』

解説

- ① 垂直壁の水通し天端高は、現溪床と同じか低くし、水叩き末端面の高さに合わせる。
- ② 垂直壁の水通し断面は本堤の水通し断面と同一とすることを原則とする。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

③垂直壁の水通し天端幅は水叩き厚（低減する場合は低減前）と同じにする。

ただし、最小幅を1.0mとし、最大は本堤の水通し天端幅と同じとする。

④断面形状は表法勾配（下流側）1:0.2、裏法勾配（上流側）は直とする。

ただし、下流側に落差がある場合は、洪水時の安定計算を実施して裏法勾配を決定する。

⑤根入れの深さは表-4.24を標準とする。

⑥垂直壁には袖を設け、袖勾配は原則として水平とする。袖の嵌入は表-4.25を標準とする。

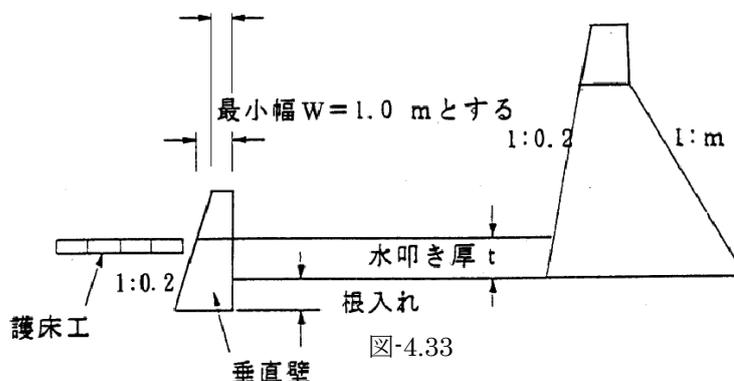
表-4.24 根入れ深

土質	根入れ(d)
土砂	1.5m以上
軟岩	1.0m以上
中硬岩以上	0.5m以上

(注) 下流側に落差がない場合

側面図

天端幅 $b_{min}=0.5m$ (天端幅が非常に狭くなるケースがあるため)



垂直壁構造図

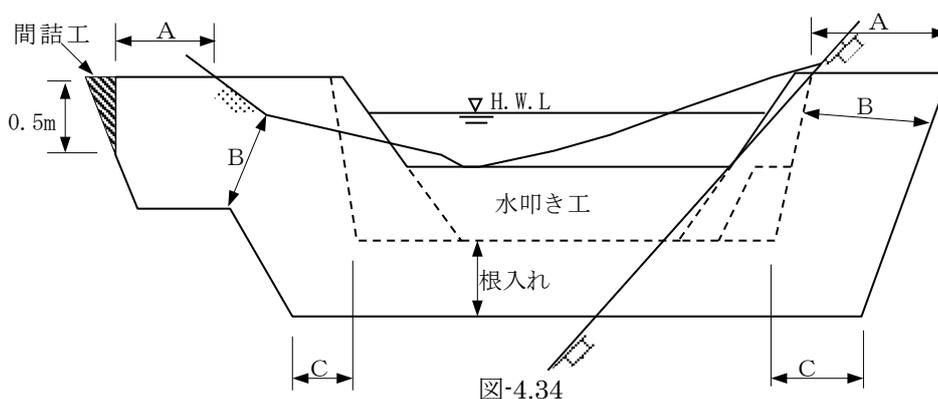


表-4.25 嵌入深の標準

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

注) 袖天端幅の最小幅は0.5mとする。

平面図

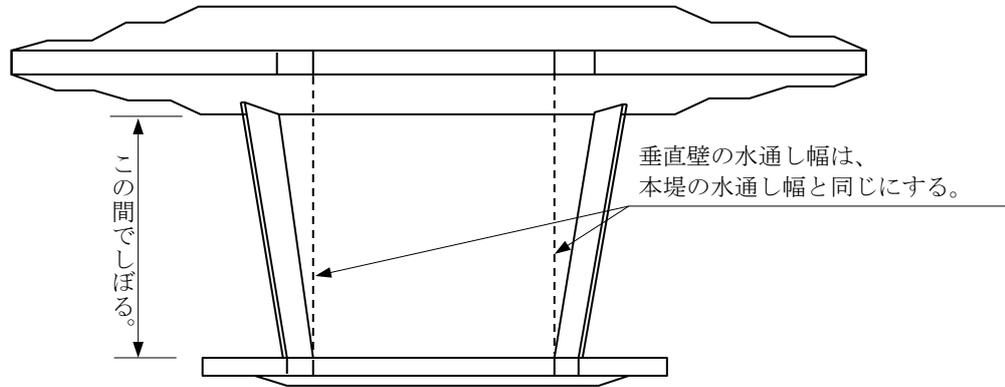


図-4.35

平面図

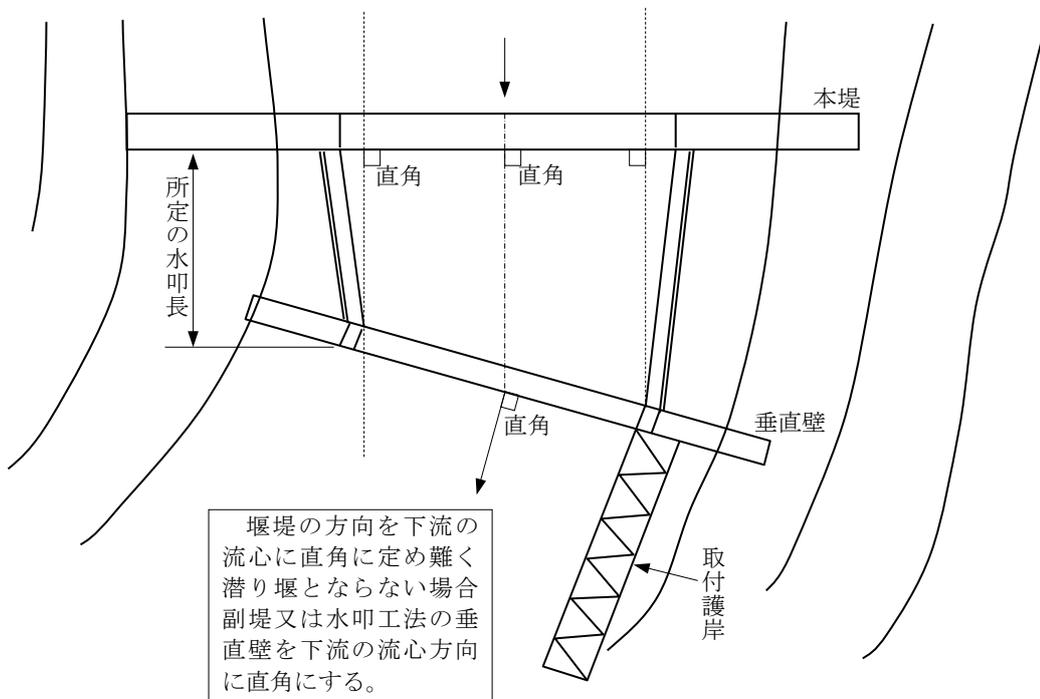


図-4.36

2.7.5.4 側壁護岸

側壁護岸は、堰堤の水通し天端より落下する流水によって、本堤と副堤、または垂直壁との間において発生する恐れのある側方浸食を防止しうる構造として設計するものとする。

『国・河・設 P.495』

解説

- ①側壁護岸の断面形状は、天端幅50cm、表法勾配5分、裏法勾配3分のもたれ式擁壁タイプを標準とするが、安定計算によるものとし、受け持つ土圧に対して安全な構造とする。
- ②根入れは水叩きの基礎底面と同高とする。
- ③側壁の位置は、流水の落下する位置より後退させるものとする。
- ④側壁護岸の天端は、下流端を副堤または垂直壁の袖天端と同高とし、水叩きの勾配や背後地盤等を考慮し上流に向かって水平以上とする。
- ⑤側壁部は岩が露出した場合は張コンタイプで検討する。
- ⑥側壁護岸の水抜きは、原則として常時湛水が予想される水位に設けないものとする。
- ⑦側壁護岸と上部間詰め工（ブロック積等）の間は、2m以上の小段を設置し防水処理を行う。2mの離隔を確保できない場合は、側壁護岸と上部間詰め工は多段積擁壁とみなし、別途安定計算を実施する。

『国・河・設 P495』、『砂・公 P135、136』、『第42回建設省技術研究発表報告 昭和63年度 P806』

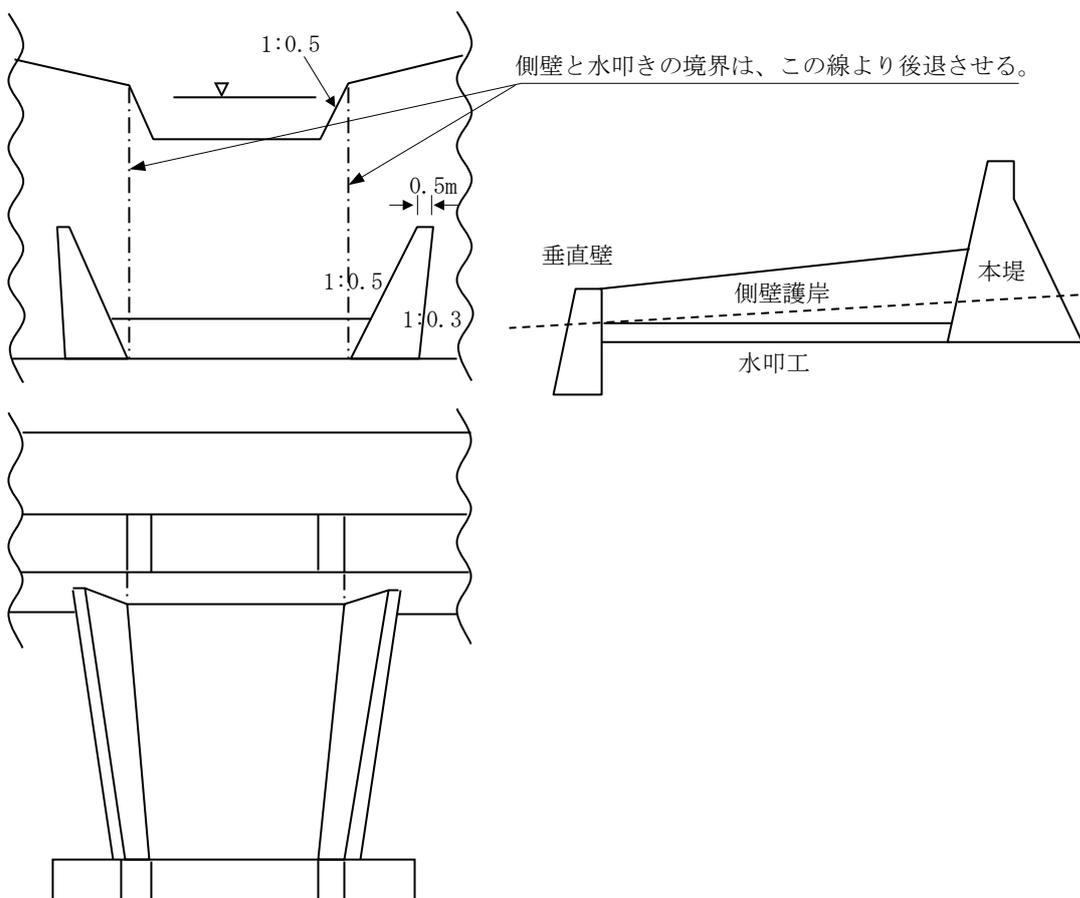


図-4.37 側壁護岸の位置および構造

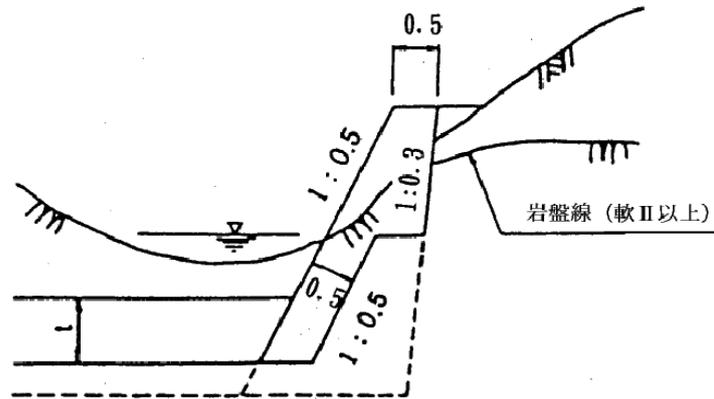


図-4.38 側壁護岸の構造（岩盤（軟Ⅱ以上）の場合）

2.7.5.5 取付護岸

副堤等の下流の溪岸が水通し幅より狭く欠壊を生じる恐れがある場合は、護岸工によって保護する必要がある。

『砂・公 P.137』

解説

- ①取付護岸は練積ブロックを標準とする。
- ②護岸工が破壊しないようになめらかに現況溪岸に取付ける。
- ③護岸工前面の溪床において洗掘を生じる恐れがある場合は、根固工等によって保護する。
- ④取付護岸の河幅のしぼり込みは、前庭保護工の側壁のしぼり込みと同程度とする。

$\frac{B_1 - B_2}{\ell_1} = \frac{B_2 - B_3}{\ell_2}$ を目安とする。

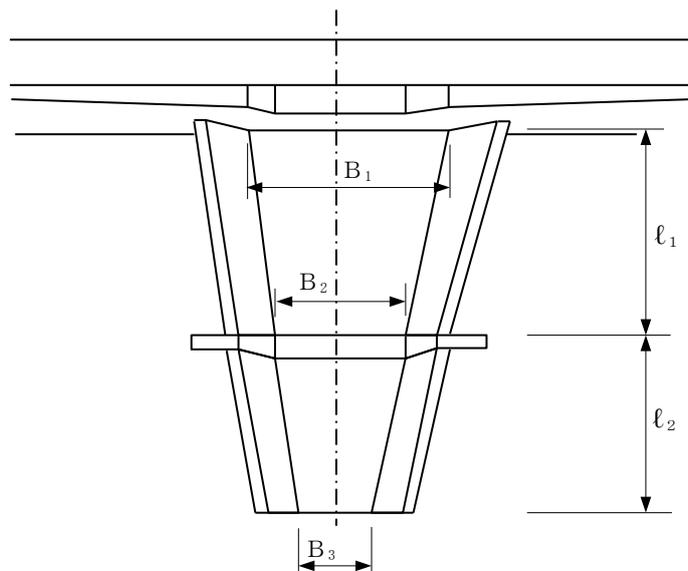


図-4.39

2.7.5.6 護床工

護床工は副堤・垂直壁の下流の溪床の洗掘防止のため、必要に応じて設置する。

解説

- ①護床工は溪床材料、溪床勾配、対象流量等を総合的に検討し、設計するものとするが、一般に大転石やコンクリートブロックが用いられる。
- ②施工延長は、次式によって算出した長さ以上とする。

$$\ell = (2.0 + 0.2)H + H + 0.5 = 3.2H + 0.5 \quad \dots\dots (22)$$

ℓ : 護床工の設置長(m)

H : 垂直壁天端よりの根入(m)

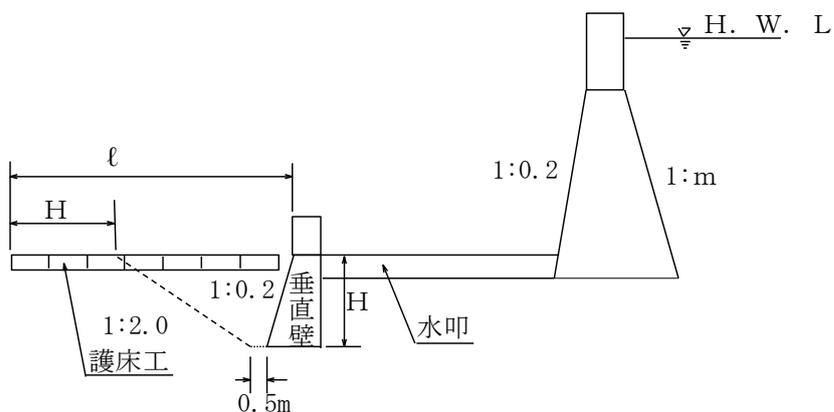


図-4.40

2.7.5.7 打設目地

1. 側壁工の両端部には瀝青目地材を施工し、本堤と副堤との縁切りを行う。
2. 側壁工が長い場合は、中間部にも瀝青目地材を施工する。この時、水叩工には瀝青目地材を設置せず同位置に施工目地（打継目、チップング処理）を設置する。
3. 水叩工は水平方向に打継がない。本堤、副堤、側壁との接地面は無処理で打継ぐ。（瀝青目地材は設置しない）
4. 側壁工は水叩き高さで打継がない。水抜管を設置する場合は、平水位より0.2m程度上に設置し、天端からの高さの1/3より上には設けない。

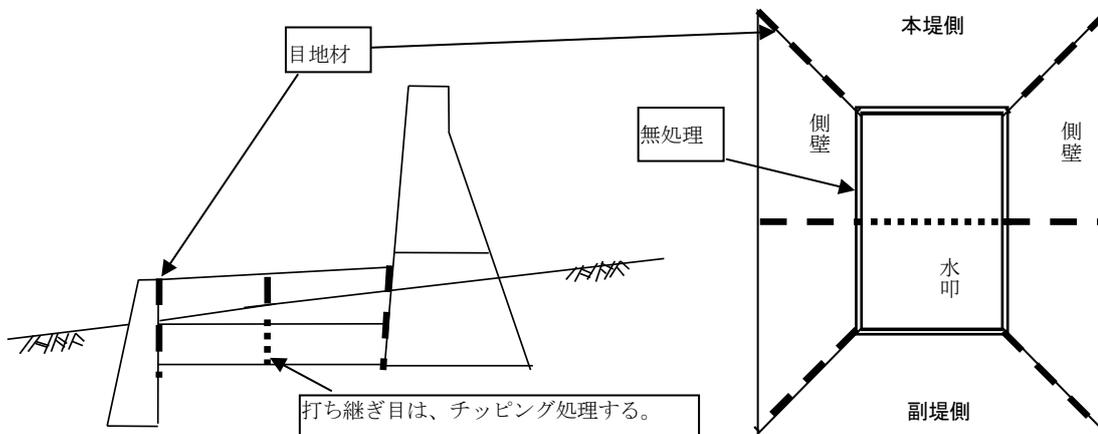


図-4.41

2.7.6 付属物等の設計

(1) 水抜暗渠

水抜暗渠は、一般に流出土砂量の調節、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。

『砂・公 P.137』

解説

水抜暗渠は、その目的により大きさ、形状、数量および配置を設計しなければならないが、堰堤の構造上水抜箇所に応力の集中を起しやすいため、その設計にあたっては、慎重に対処することとする。

水抜暗渠は、次の目的で設計する。

- ① 施工中の流水の処理
- ② 堆砂後の浸透水圧減殺
- ③ 許容流送土砂の調節
- ④ 洪水の調節ならびに土石流の調節

水抜暗渠の大きさ、数、位置は流送土石礫の径および平水量を勘案のうえ、決定する。

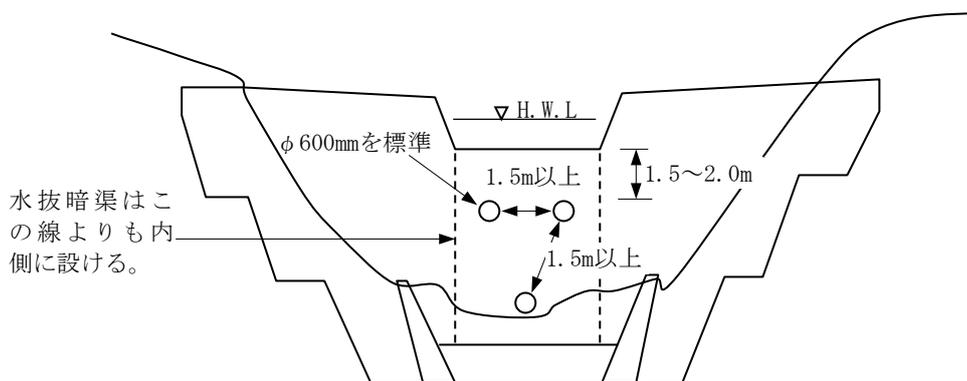


図-4.42

- ・ 上段水抜は水通し天端から1.5～2.0m離す。
- ・ 水抜の大きさは通常内径600mmの円形を標準とする。流出する土砂・礫の粒径が大きい場合は大きく、小さい場合は小さくする。
- ・ 水抜を2箇所以上設ける場合は相互の間隔を1.5m以上確保する。配列は上下の水抜が縦方向に重ならないように千鳥とする。
- ・ 水抜の位置は水通し下幅の範囲内とする。

(2) 間詰め

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

『砂・公 P.138』

解説

①間詰め工の配置

間詰めは、一般に掘削部においておこない、基礎掘削部の場合の間詰めは、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おこなう。本体の立ち上がり部およ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土砂で埋め戻すことが多い。

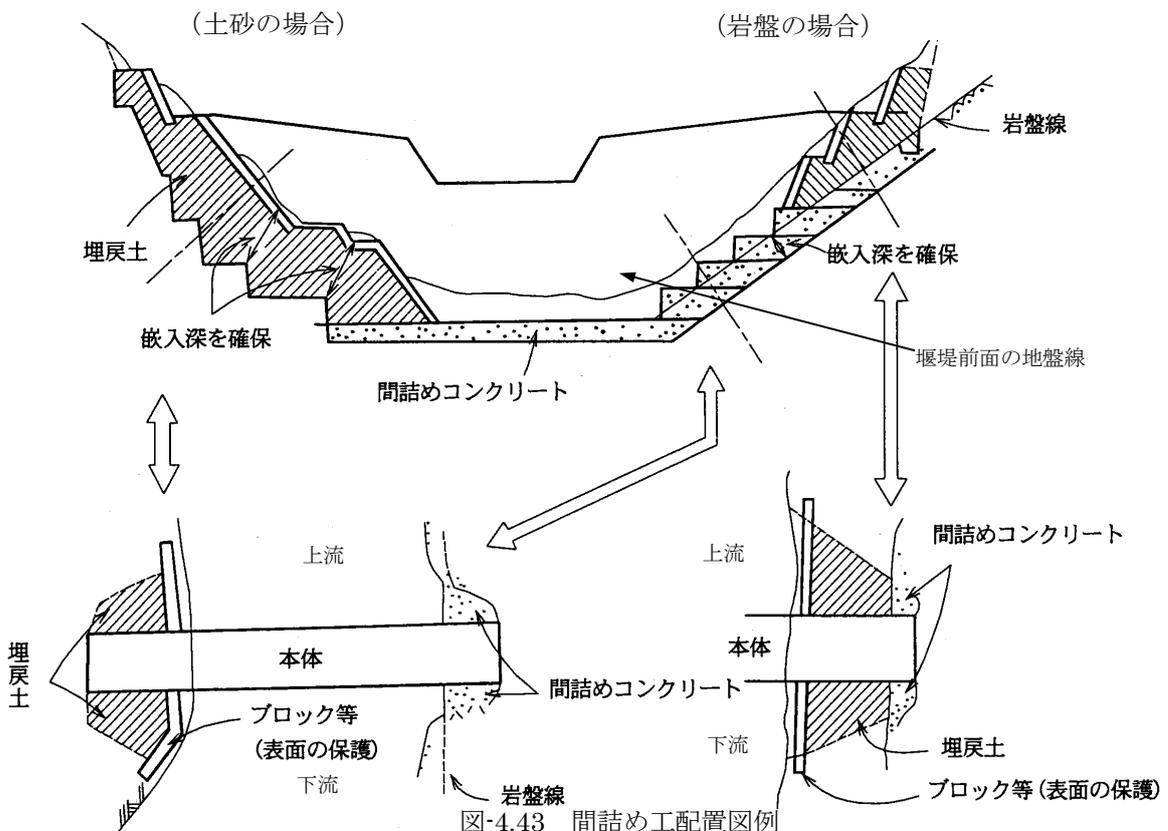
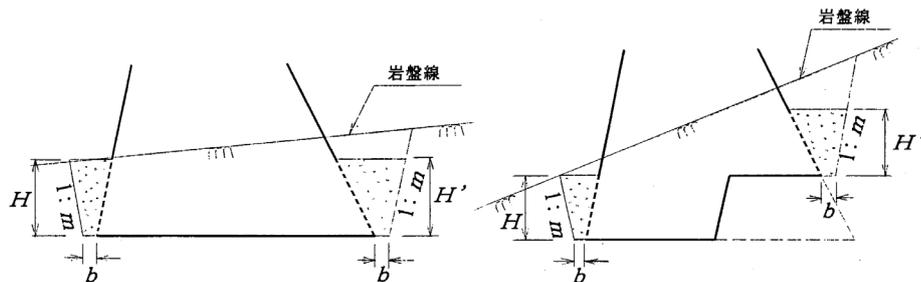


図-4.43 間詰め工配置図例

②砂防堰堤基礎部における間詰コンクリート

下流側間詰コンクリートの打ち上げ高さ(H)は、岩盤線までとする。
 上流側間詰コンクリートの打ち上げ高さ(H')は、下流側と同程度とする。
 ただし、下流側に水叩き工を設けた場合のH'は岩質に応じた根入れ深さと同程度とする。



$H' : H = H$ とする。 m : 土質による床掘勾配 b : 0.30m (岩盤で別途打設の場合)
 0.0m (岩盤の場合の原則) 注)

図-4.44

注) 間詰めコンクリートとカットオフは同時打設とすることを標準とする。

間詰めコンクリートと堰堤本体コンクリートは、同時打設を基本とするが、湧水等現場条件により施工、品質の確保が出来ない場合には、別途打設とする。

表-4.26 間詰め工法の適用工法

地質	埋戻し		表面の保護等				
	適用区分	工 法	表面処理勾配 (地山勾配) 1:0.5 1.0 1.5 2.0				工 法
土砂地盤	全般	土砂による埋戻し	1:0.5	1.0	1.5	2.0	植生工
			1:0.5	1.0	1.5	2.0	ブロックマット
			1:0.5	1.0	1.5	2.0	プレキャスト枠工
			1:0.5	1.0	1.5	2.0	布製型枠
			1:0.5	1.0	1.5	2.0	ブロック張工 (12cm)
			1:0.5	1.0	1.5	2.0	ブロック張工 (35cm)
			1:0.5	1.0	1.5	2.0	ブロック積工
岩盤地盤	全般	階段状間詰コンクリート工					特には不要
	土砂厚<1.0m	階段状間詰コンクリート工					特には不要
岩盤地盤 + 土砂地盤	土砂厚≥1.0m	岩盤線まで間詰コンクリート工 + 土砂による埋戻し	1:0.5	1.0	1.5	2.0	植生工
			1:0.5	1.0	1.5	2.0	ブロックマット
			1:0.5	1.0	1.5	2.0	プレキャスト枠工
			1:0.5	1.0	1.5	2.0	布製型枠
			1:0.5	1.0	1.5	2.0	ブロック張工 (12cm)
			1:0.5	1.0	1.5	2.0	ブロック張工 (35cm)
1:0.5	1.0	1.5	2.0	ブロック積工			

- 注1) 上表は、一応の目安であり現地の状況を十分に勘察の上、適切な工法を検討することが必要。
 注2) 植生工の適用可能勾配 (1:1.5より緩勾配) において湧水や表面流による浸食が懸念される場合、構造物工 (ブロックマット、プレキャスト枠工等) から経済性を踏まえて適切な工法を選定すること。
 注3) ブロックマット・布製型枠を採用する場合は、製品の使用条件 (適用勾配等) を確認の上、適切な施工をすること。

表-4.27 ブロック積工の直高と表面処理勾配の関係

直高 (m)	表面処理勾配(背面勾配)
~1.5	1 : 0.3
1.5~3.0	1 : 0.4
3.0~5.0	1 : 0.5

『道路土工-擁壁工指針 (平成 24 年度版) P168』

(3) 収縮目地

堤軸方向の伸縮目地については以下のとおりとする

解説

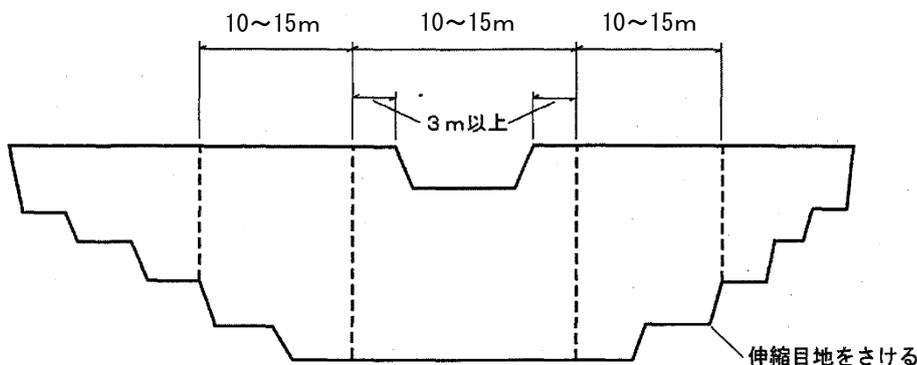


図-4.45

解説

温度応力によるコンクリートのひび割れを防止するため、またはコンクリート打設設備の能力に併せて、コンクリート堰堤には、一般に適当な間隔の収縮継目が設けられる。堰堤の軸に直角方向の継目を横継目、堰堤の軸に平行な継目を縦継目という。

砂防の重力式コンクリート堰堤は、治水、利水の重力式コンクリート堰堤に比べ、一般に堤高が低く、上下流方向の堤体が短いため、原則として、堰堤の軸に平行な縦継目は設けないものとする。

横継目は、温度応力によるひび割れを防止するため設ける。

横継目の位置及び間隔は、堰堤地点の気温、堰堤の高さ、堰堤建設の速度、コンクリートの品質の程度等、直接ひび割れ防止に関係する要素のみでなく、コンクリートの搬入能力、堰堤地点の横断面の形、岩盤の種類及び状態等、施工および構造に関する要素を総合して決定する。

①両岸取付部付近で最もひび割れが発生しやすく、両岸取付部と水通し袖部の中間の断面の変移点に設けるものとする。

②一般に、継目の間隔は10~15m程度とする。

③収縮目地は、水通し肩から3m以上は離すこととする。

④目地材は、樹脂発砲体目地材 (t = 10mm) 等を上下流面側10~20cm程度設ける。

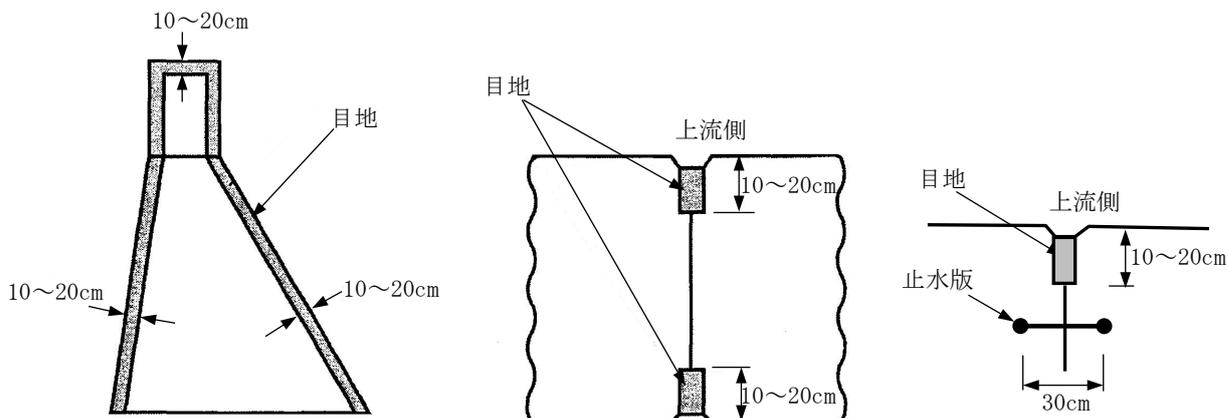


図-4.46

(4) 止水板

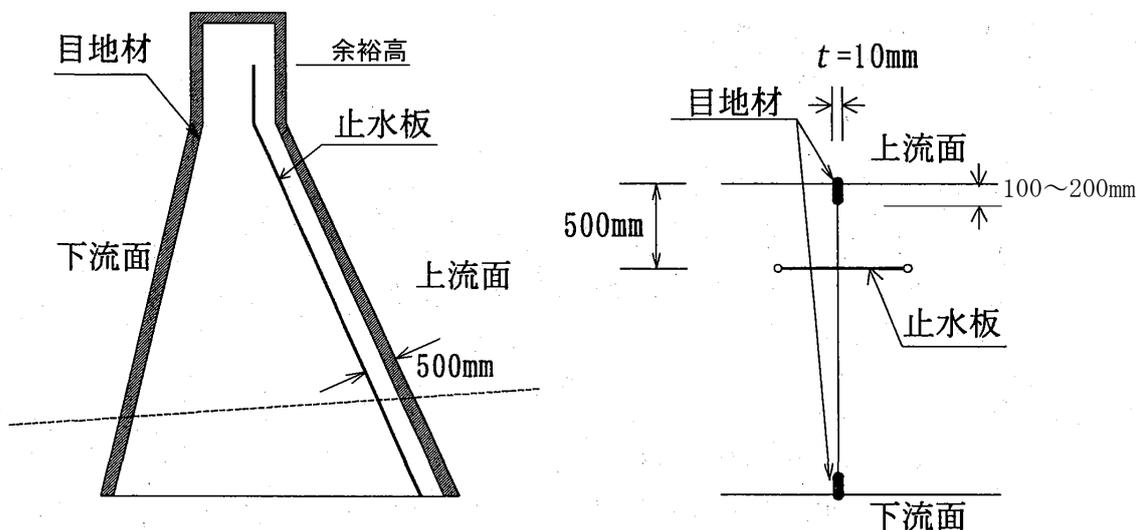
収縮継目からの漏水防止として必ず止水板を設置する。

解説

止水板は、横収縮継目の上流面に近い場所に、ほぼ鉛直方向に水密装置として設けるものである。止水板は水密性、耐久性の大きい材料を用い、伸縮に耐えられる型のものが良い(センターバルブ型フラット幅300mm、厚さ7mm塩ビ止水板等)。

止水板の埋込み位置は、余り上流面に近いと、温度変化の影響を受けて付着を害するおそれがあるの。

設置位置は、堰堤の上流面から50cm内側に、横継目に直角に設けるものとし、余裕高まで設けることを原則とする。



注) 止水版の設置高は余裕高までとする。

やむ得ず水通し部に収縮目地を設ける場合
止水板の巻き込み

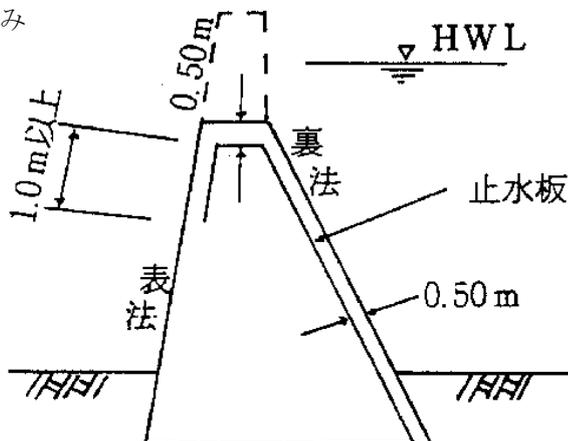


図-4.47 止水板設置位置図

2.8 不透過型鋼製砂防堰堤（補足）

2.8.1 設計基準

ここでは、不透過型鋼製砂防堰堤を設計するにあたり、「設計編第1章2.6不透過型砂防堰堤の構造」を補足するものである。

2.8.2 安定性の検討

(1) 安定計算に用いる荷重

安定計算に用いる荷重は「設計編第1章2.6.1」によるものとする。

解説

1.5m未満の荷重を図示すると図-4.48、図-4.49のとおりである。

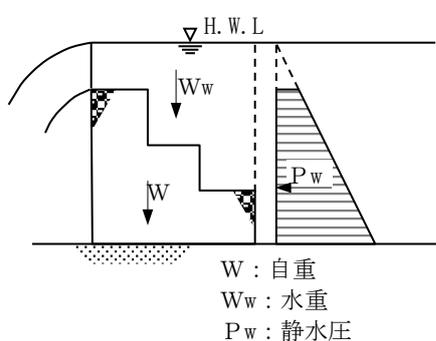


図-4.48 洪水時（堤高 15m 未満）

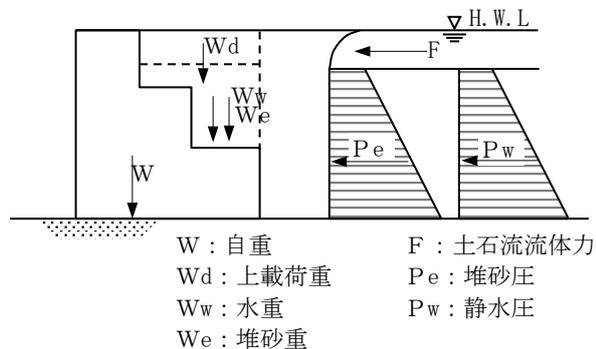


図-4.49 土石流時（堤高 15m 未満）

『鋼・砂・便 P.150』

(2) 重力式構造物としての安定性の検証

堰堤本体の安定計算は、原則として水通し部及び非越流部の二次元断面について行うものとし、重力式堰堤として下記の条件を満足していることを必要条件とする。

- ① 堰堤が転倒しないこと。
- ② 堰底と基礎地盤との間または基礎地盤内で滑動しないこと。
- ③ 基礎地盤に作用する最大荷重強度が地盤の許容支持力以内であること。

『鋼・砂・便 P.151』

解説

①については、転倒の安全性を一般に次式によって確かめられる。安全率は、1.2以上とする。ただし、堤高15m以上の場合は1.5以上とする。

$$F = \frac{M_r}{M_o}$$

F : 安全率

M_o : 単位幅当たり断面に作用する外力による転倒モーメント (kN・m)

M_r : 単位幅当たり断面の自重等による抵抗モーメント (kN・m)

なお、枠堰堤の抵抗要素を鋼骨組に期待する場合は、堰堤の自重および外力の着地点が堰底の中央1/3内に入ることが望ましい。

②については、堰堤のいかなる部分に対しても、滑動に対して安全でなければならない。堤体と基礎地盤の接触面における滑動に対する安全は、一般に次式によって確かめられる。

$$F = \frac{f \cdot \Sigma V}{\Sigma H}$$

ここで、F : 安全率で1.2以上とする。ただし堤高15m以上の場合は1.5以上とする。

f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅当り断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣH : 単位幅当り断面に作用する水平力(kN/m)

(3) せん断抵抗性の考え方

鋼製不透過型砂防堰堤は、重力式構造物としての安定性が保証されていなければならない。このため、杵堰堤やセル堰堤等の中詰材を使用する堰堤の場合は、粒状体の中詰材が水平力に対して形状を維持し、重力式構造物として一体で機能することを保証する必要がある。

水平力によって生じるせん断変形に対する抵抗を推測する方法には、①鋼製の骨組（以下、鋼製骨組という）の強度に期待する、②中詰材のせん断抵抗に期待する、③両者の共同作用による3種類がある。特に杵堰堤の場合には、中詰材と鋼製骨組の変形性が相当に違う複合構造であるため、現状では①②によるのが一般的である。すなわち、抵抗要素を鋼製骨組のみと考える場合には、骨組構造として解析すればよい。また、中詰材のみによると考える場合には、土質材料のせん断変形に対する抵抗を推定すればよいこととなり、香月の推定式が提案されている。

『鋼・砂・便 P.152』

(4) 中詰めのせん断抵抗性の検証

中詰材のせん断抵抗の検討は、原則として、水通し部分の二次元断面について行うものとし、せん断変形に対し、十分な抵抗性を有していることとする。

『鋼・砂・便 P.152』

解説

中詰材のせん断変形に対する抵抗は、次式で求めることとする。

$$F \leq Mr / Md \quad \dots\dots (23)$$

ここに、F : 安全率(1.2以上とする。)

Md : 単位幅あたりの基礎地盤（底面）における変形モーメント (kN・m/m)

Mr : 中詰材の単位幅あたりの抵抗モーメント (kN・m/m)

抵抗モーメントの計算法には、以下に述べる二つの考え方がある。これまでは鋼矢板セル式係船岸の設計計算法である北島式が用いられており、これは矩形断面における抵抗モーメントの推定式である。これに対し、香月の推定式は、上流面が傾斜（階段型）している場合についても実験を行い、提案されたものである。

① 香月の推定式

$$M_r = \frac{P_t}{6} (2 h_1^2 + h_2^2 + 3 h_1 h_2 - \eta H^2)$$

ここで、H：堤体高(m)

h_1 ：前壁から45°に延長した線が後壁面と交わる点Tの高さ(m)

h_2 ：T点から堤体頂部までの高さ($H-h_1$) (m)

η ：前壁面下部の増分礫圧の基準値に対する低減係数

P_t ：後壁面に生じる増分礫圧の基準値(kN/m²)

$P_t = 4 \bar{M} P_v \tan \phi_s$

ϕ_s ：中詰材のせん断抵抗角(度)

P_v ：底面に作用する垂直礫圧(kN/m²)

\bar{M} ：無次元モーメント

$\bar{M} = a \gamma_a + b \gamma_a^c$

ここに γ_a ：許容せん断変形量、a、b、c：実験定数

この抵抗モーメントは図-4.50に示す香月・石川によって提案された増分礫圧モデルを、底面回りのモーメントとして積算したものである。

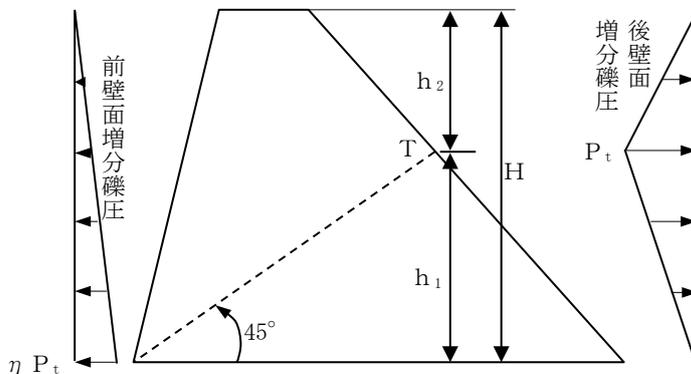


図-4.50 増分礫圧モデル

底面に作用する垂直礫圧 P_v は、図-4.51に示すように底面上部にある中詰材および貯砂による重量を堤体幅Bで除したものである。

すなわち、

$$P_v = \frac{(W_{s1} + W_{s2} + W_e)}{B} \dots \dots (24)$$

ただし、 W_{s2} は堤高15m以上の場合は水中重量

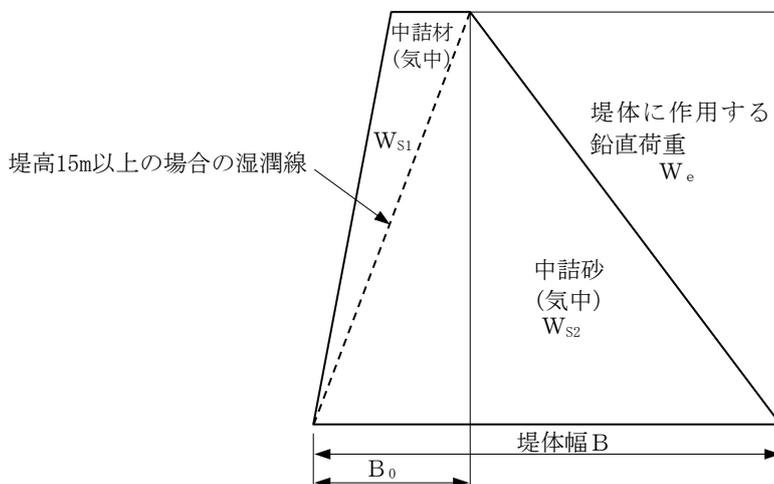


図-4.51 底面に作用する重量とB0

図-4.50に示す交叉点Tが後壁面との間に得られる堤体幅において低減係数は、

$$\eta = 0.5$$

それ以上の堤体幅においては、

$$\eta = 1 - \frac{B_0}{2H} \quad (\text{ただし } \frac{B_0}{H} \text{ が } 2.0 \text{ を越える場合には、 } \eta = 0.0) \quad \dots\dots\dots (25)$$

とする。

ここに、 B_0 ：図-4.51に示す天端上流側と前壁下端とのなす幅
許容せん断変形量 γ_a は、次の三つの許容値の最小値を用いる。

- ①0.01(1%)
- ②施設の要求性能から許容される許容量
- ③継手構造等の許容するせん断変形量

実験定数 a、b、c は次式によるものとする。

$$a = 2.1 \times e^{-7.2}$$

$$b = 0.39 \times e^{-3.0}$$

$$c = 0.2$$

ここで、e は締固めによる定数で次の値を用いるものとする。

- ・ 締固めが良好なもの 0.75
- ・ 締固めが普通のもの 0.80
- ・ 締固めが弱いもの 0.85
- ・ 締固めが極めて弱いもの 1.00

なお、割栗石、碎石等は単位体積重量が 18kN/m^3 以上である場合は締固めが良好なものとして0.75とする。

堤体の変形後の中詰土圧は、図-4.52のように中詰材の初期礫圧荷重（主働土圧係数を用いた礫圧）と中詰材の増分礫圧荷重となる。

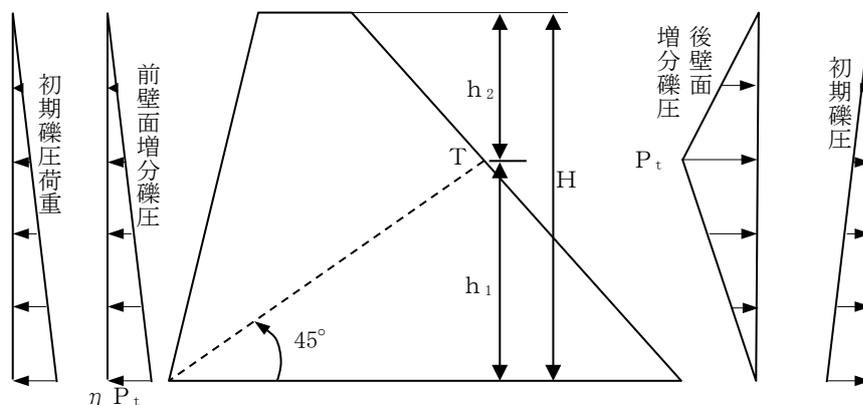


図-4.52 中詰材の初期礫圧と増分礫圧

部材の構造計算を行う場合の中詰土圧は、前壁面に作用する礫圧分布荷重を用いるものとする。

なお、矩形単純せん断枠および階段形単純せん断枠実験によると、せん断変形量が1%以内では、前壁面に作用する礫圧の測定値は、計算上の主働土圧値の2倍を超えることはなかった。したがって、

前壁面に作用する礫圧分布荷重の算定にあたって、増分礫圧 ($\eta \cdot P_1$) は、主働土圧値を超えないものとする。

② 北島の推定式

$$M_r = 1/6 \cdot \gamma \cdot R_o \cdot H_o^3 \quad \dots\dots\dots (26)$$

ここに $R_o : 2/3 \cdot \nu_o^2 \cdot (3 - \nu_o \cdot \cos \phi) \cdot \tan \phi \cdot \sin \phi$ (変形を許さない場合)
 $\nu_o^2 \cdot (3 - \nu_o \cdot \cos \phi) \cdot \sin \phi$ (変形を許す場合)

M_r : 抵抗モーメント (kN・m)

R_o : 前壁面に作用する礫圧分布荷重 (kN・m²)

γ : 中詰めの換算単位体積重量 (中詰めの単位体積重量を一定とした場合の単位体積重量) (kN・m³)

H_o : 換算壁高 (中詰めの換算単位体積重量を用いた場合の中詰材による抵抗モーメントを計算するための仮想の壁高) (m)

$\nu_o : B / H_o$

B : 換算壁体幅 (m)

ϕ : 中詰材のせん断抵抗角 (度)

この計算法は、鋼矢板セル式係船岸壁の設計計算法である。抵抗モーメントの計算式中で、 R_o は変形を許す場合と許さない場合とで異なる。変形を許す場合の R_o は、セル体のせん断変形を1~2%程度許した中詰めが塑性化した場合に対応している。砂防堰堤の場合は多少変形しても機能的に支障がなく、また静的荷重に対しては、進行性の変形ではないので、せん断変形に対する抵抗モーメントの計算は変形を許す場合の算定式を用いている。ただし、堤高10mを超え人家に近い構造物では、変形を許さない場合の式によって抵抗モーメントを算出する。

また、部材の構造計算を行う場合の中詰材の土圧係数については、北島の研究によると、セルの前壁に対する中詰土圧は中詰完了直後に静止土圧状態となり、水平荷重によるセルの変形にともない次第に減少して主働土圧へと移行していくことが知られている。この実験結果から中詰めの土圧係数は $\tan \phi$ とすることを提案している。したがって、ここでは中詰完了時で静止土圧係数(0.4~0.6)とし構造物の内的安全性照査する。土石流の流体力や堆砂圧については、主働土圧係数を用いて外的安定性を照査する。

(5) 構造計算

① 構造計算に用いる荷重の組み合わせ

鋼製不透過型砂防堰堤の構造計算に用いる荷重は、次のとおりとする。

(a) 抵抗要素を鋼骨組のみと考える場合、安定計算に用いる荷重のほか、中詰材の土圧を加える。

(b) 抵抗要素を中詰材のみと考える場合は、中詰材の土圧とする。

(c) 土石流区間に設置し、礫の衝突を受ける場合は衝突荷重に対しても検討を行う。

② 構造計算法

鋼製不透過型砂防堰堤の構造計算は、「設計編第1章2.8.2(1)、(2)」に示す安定計算に用いた荷重により部材力を算定し、各部材の応力度の照査、継手部の照査を行う。この場合の構造計算は、許容応力度法による。

『鋼・砂・便 P.157』

解説

鋼製不透過型砂防堰堤は、作用荷重に対して堰堤が一体となって抵抗することが保証されなければならない。この場合、部材応力の照査は許容応力度法によることとする。

(1) 枠堰堤

枠堰堤は、枠を構成する鋼骨組と中詰材の流出を防止する壁面材とからなるが、抵抗要素を鋼製骨組のみと考えるものと中詰材のみと考えるものがあるため、それぞれに応じた荷重に対して部材力を算定する。

(a) 鋼製骨組

抵抗要素を鋼製骨組のみと考える場合は、基礎地盤で支持されたトラスあるいはラーメンとして安定計算に用いる荷重の他、中詰材の土圧を加えたものに対して部材力を算定する。一方、抵抗要素を中詰材のみと考える場合は、壁面材から伝達される中詰材の土圧に対して単純梁や引張材として部材力を算定する。また、この場合は、剛結された鋼製骨組よりも大きな変形を許す構造となるため、接合は変形を許容でき、かつ十分な接合強度を持つような方法でなければならない。

(b) 壁面材

中詰材の土圧に対して単純梁や引張材（2ヒンジドアーチ材）として部材力を算定する。

(2) セル堰堤

セル堰堤は壁面材を円筒形に組み合わせた構造であり、抵抗要素を中詰材のみと考えるため中詰材の土圧に対して部材力を算定する。

壁面材の最大水平張力は、次式により算定する。

$$T = (\gamma H_0 + \omega) \cdot K \cdot R \quad \dots\dots\dots(27)$$

T：壁面材の最大水平張力 (kN/m)

R：鋼製セルの半径 (m)

H₀：換算壁面高 (m)

γ：中詰材の換算単位体積重量 (kN/m³)

ω：上載荷重 (kN/m²)

K：中詰材の土圧係数

2.8.3 本体構造

鋼製不透過型砂防堰堤の断面形状は、計画地付近の溪床構成材料、流出土砂形態、対象流量などの要素を考慮して決定する。また、水通し天端の表面は摩耗対策を施すものとする。

『鋼・砂・便 P.145』

解説

鋼製不透過型砂防堰堤の天端幅は流出土砂などの衝撃に耐えるとともに、水通し部では流下砂礫による摩耗にも耐えるような幅とする必要がある。

なお、鋼材自体は耐摩耗性材料であるが、鋼材同士の連結にボルトを使用することが多い。突起部が砂礫の摩耗や礫の衝突により破損すると連結部が外れる可能性があるため、突起部を覆う目的で、天端については、コンクリート等でカバーすることが望ましい。最近の実例によると、土石流地域に対して単位セメント量 $300\text{kg}/\text{m}^3$ の富配合のコンクリートで、厚さ50cm程度をカバーすることが多い。この被覆層の厚さは、天端付近の鋼材と一体化して、クラックの発生を防止するのに必要な最小厚さ（30cm程度）以上であることが必要である。なお、不同沈下に備えて目地を設ける場合もある。

2.8.4 袖の構造

鋼製不透過型砂防堰堤の袖部は、越流する可能性についても考慮して、鋼材の特徴を踏まえて重力式コンクリート砂防堰堤の袖天端を包括する高さとする。

『鋼・砂・便 P.146』

解説

非越流部に鋼製不透過構造を用いる場合は、一般に袖天端の勾配を図-4.53に示すようにコンクリート堰堤の形状を包括し、階段状または水平にしている。

砂防堰堤の袖部は、土石流によって破壊するおそれがあることから、土石流区域における重力式コンクリート砂防堰堤の天端幅は3m以上とされている。鋼製不透過型砂防堰堤においても、これと同等以上の水平せん断抵抗力を有する形状及び寸法とする。

2.9 透過型砂防堰堤の構造

2.9.1 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。

『土・対・針 P25』

解説

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。

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

(1) 安定条件

透過型砂防堰堤全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・針 P25』

解説

透過型砂防堰堤全体の安定条件の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計編第1章2.6.1(1)参照)

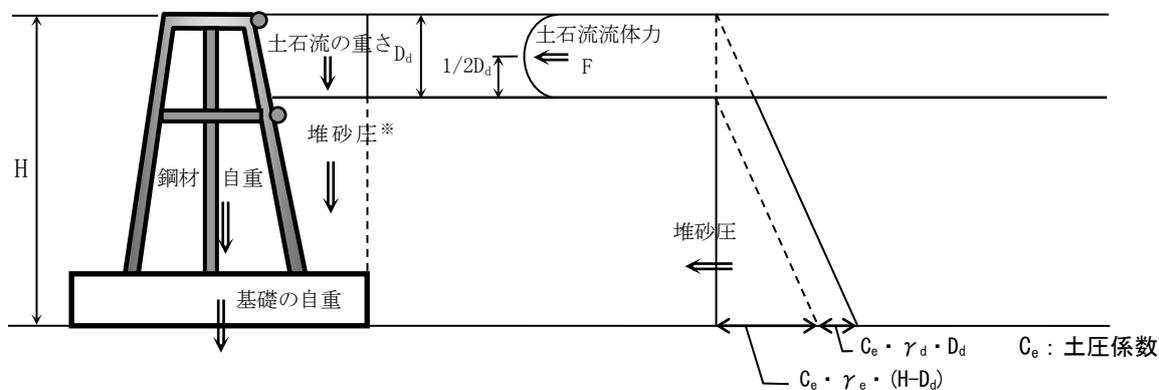
(2) 設計外力

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。

『土・対・針 P25～27』

解説

- ① 透過部分には砂礫および水が無い状態で自重を算定する。
- ② 図-4.54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。土石流の重さ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 ($\gamma_e = C_e \cdot \sigma_g$) を用いる。

図-4.54 設計外力 (土石流時)

③ 透過部がコンクリート部材の場合、堤体自重は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（ V_c ）と、越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量（ W_{rc} ）を用いて計算する。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ものであり、施工目地によるブロックではないことに注意する。

$$\gamma_{rc} = W_{rc} / V_c \quad \dots (28)$$

ここで、 γ_{rc} ：見かけのコンクリート単位体積重量(kN/m³)

W_{rc} ：越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量(kN)

V_c ：越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積(m³)

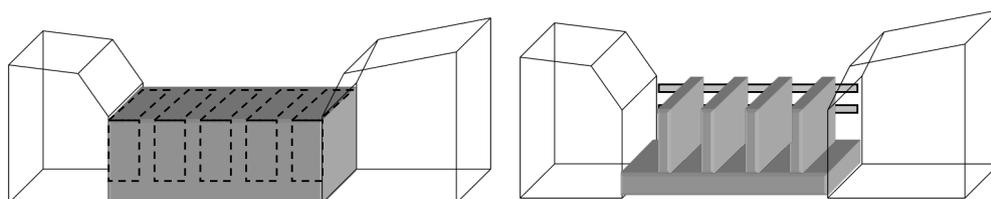


図-4.55 スリット部における水通しの堤体積

④ 透過型砂防堰堤の設計外力の組み合わせは、砂防堰堤の自重の他は表-4.28のとおりとする。

表-4.28 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	土 石 流 時	洪 水 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	

15m以上の透過型砂防堰堤において、透過部の安定条件は15m以下の場合と同様とする。また、非越流部については、一般的に上流側ののり勾配が急な場合が多いため、未満砂の状態のときに下流側から地震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。

『土・対・針 P27』

解説

土石流ピーク流量は、計画編第2章2.7.3計画基準点における土石流ピーク流量の算出方法に示した方法に基づき算出する。

(4) 設計水深

設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定める。

『土・対・針 P27～28』

解説

設計水深は、①と②を比較し、大きい値とする。但し、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 (設計編第1章2.6.1(4)参照)
- ② 最大礫径の値 (設計編第1章2.6.1(4)参照)

土石流・流木処理計画を満足する(整備率100%)溪流の最下流の堰堤においては、不透過型砂防堰堤の場合と同様に、設計編第1章2.6.1(4)の解説のとおり設計水深や水通し部等の検討を行う。ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする。

2.9.2 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、フェールセーフの観点から、できるだけ冗長性(リダンダンシー)の高い構造とする。

『土・対・針 P29』

解説

透過部の部材の強度の安全を確認しなければならない。また、土石流のように不確定要素が大きく、不確実な事象でありながら甚大な被害を与える土砂移動現象に対しては、一部の部材の破損が砂防堰堤全体に影響しないよう冗長性の高い構造とする。

構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりである。

- 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・流木の衝撃力による、各部材の強度の検討

また、土石流を捕捉する目的で配置される部材(機能部材)のうち、構造物の形状を保持するた

めの部材（構造部材）に相当しない場合には、土石流中の石礫を捕捉できれば目的を達成するため、塑性変形を許容することができる。

なお、流域の外力条件が厳しい現場においては、以下の点に留意する必要がある。

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

(2) 土石流に対する安全性能を照査するために用いる礫径

礫衝突に対する安全性の照査には、礫径調査から求めた礫径をもとに構造及び部材の要求性能に応じた礫径を選定する。

- (1) 土石流の流下区間に設置する場合、土石流により直撃する礫は D_{100} または D_{95} を選定する。
- (2) 土石流の堆積区間に設置する場合、土石流により直撃する礫は D_{95} を選定する。
- (3) 満砂後の越流に対する部材に直撃する礫は D_{80} を用いる。

『鋼・砂・便 P109』

解 説

礫の衝突による外力が、設計時より超過外力となることで部材が過度に損傷する事例がある。このような状況を踏まえると、最大礫径（ D_{95} ）のみの礫の衝突の検討だけでは不十分である。礫衝突に対しては、流域状況や過去の土砂流出から、衝突計算において安全性と経済性を満足し、かつ捕捉機能を発揮する礫径なのかまだまだ検討の余地がある。

礫径調査の結果は部材間隔の設定に用いるが、礫衝突に対しては、その構造物が安全性の上で保証できる礫径ではない可能性がある。これまでの捕捉事例、損傷事例から礫径調査で求められる D_{100} 、 D_{95} 、 D_{80} に対して、損傷しても捕捉機能を喪失した事例は見られない。そこで、礫衝突に対する構造及び部材の照査については、礫径調査から求めた適切な礫径を対象にすれば、過度な設計にならないものと考えられる。衝突に対する安全照査は、礫径調査から求めた礫径をもとに構造及び部材の要求性能に応じた礫径を適切に選定するが、設計時の礫径調査結果より被災後の調査結果の方が大きくなっていることが多い。その原因は、新規崩壊で発生した巨礫であり予測が困難であることと、礫径調査時に動かないものとして除外された巨礫が動いていたためと考えられる。そこで、表-4.29のように溪床勾配によって安全性照査に用いる礫径を設定した。

表-4.29 安全性照査に用いる礫径

溪床勾配の目安	最上流堰堤	2基目以降	越流礫
$1/3(20^\circ) \leq I$	D ₁₀₀		D ₉₅
$1/6(10^\circ) \leq I < 1/3$	D ₁₀₀	D ₉₅	D ₈₀
$1/30(2^\circ) \leq I < 1/6$	D ₉₅		D ₈₀

(3) 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。

『土・対・針 P30』

解説

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表-4.30に示す。

① 土石流の流体力および堆積圧に対する検討

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増は行わない。温度変化に対しては、一般的に許容応力度を1.15倍割増すものとする。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-4.30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 (θ_{f2}) を想定し、さらに余裕角 (θ_{f3}) を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度 (θ_{f1}) を設定する。(図-4.56参照) 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-4.30 構造検討で考慮する設計外力の組合わせ

ケース	土石流時	満砂時	温度変化時
自重	○	○	○
土石流流体力	○		
堆砂圧	○	○	
温度応力			○
許容応力度の割増係数	1.5	1	1.15

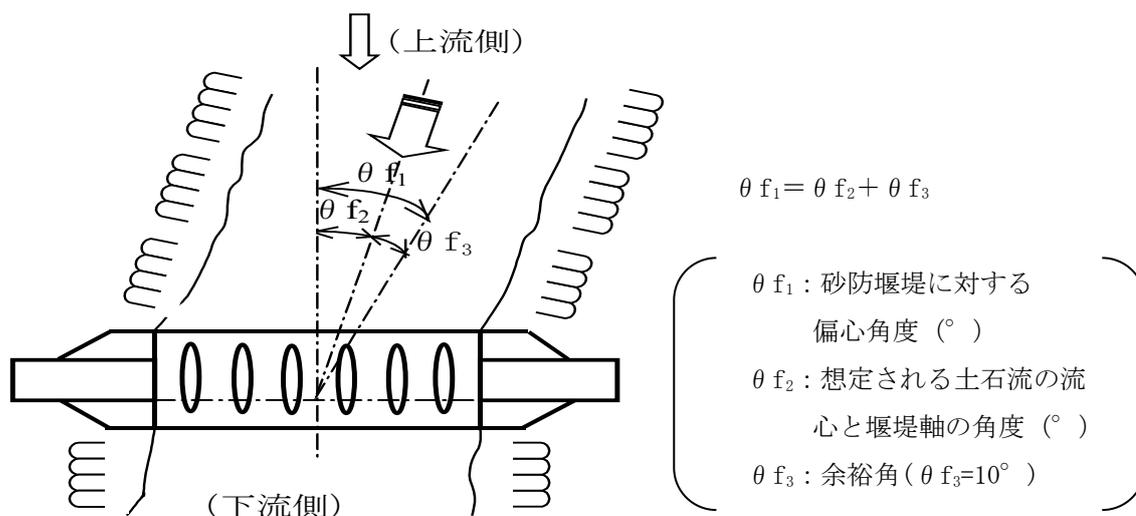


図-4.56 透過部材に対する偏心荷重（溪流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合）

②礫および流木の衝突に対する検討

礫および流木の衝突に対する検討は、上記の許容応力度法で決定された部材断面に対して塑性力学に基づいた解析法によって行う。すなわち礫および流木の運動エネルギーが100%伝達され、これを構造物の変形によって吸収する。そこで、鋼管部材照査として、部材の塑性変形量 ($20\sigma E$) または塑性回転角 (θ_{pa}) が、所定の変形量以内に収まることを確認することとする。このとき鋼管は、はじめにへこみ変形により礫衝突エネルギーを吸収した後、部材の変形に移行する。

a) 部材（中空鋼管）に発生する塑性変形量

実験では外径 $\phi 600$ の鋼管で許容塑性変形量 $20\sigma E$ が提示されている。一般に、この条件は構造高が高く部材数の多い構造物に適用される。

$$D/t \leq 40 \text{ のとき } \sigma < \sigma E$$

ここに、D：鋼管外径（mm）

t：鋼管板厚（mm）

σ ：たわみについての構造の一部の変形

σE ：部材降伏状態のたわみ

b) 部材（中空鋼管）に発生する許容塑性回転角

【設計編 第1章 砂防堰堤】

この式は礫が土石流の速度で衝突し、鋼管部材に生じるひずみ速度が100.5/sec程度の場合に適用可能である。また、径厚比の増大に伴い許容塑性回転角は減少する。

$$\theta_{p, \max} \leq \theta_{pa} = 1.355 / (D/t)$$

ここに、D：鋼管外径（mm）

t：鋼管の板厚（mm）

$\theta_{p, \max}$ ：部材に発生する最大塑性回転角

θ_{pa} ：許容塑性回転角

この部材の終局状態は、何らかの安全率を考慮すべきものであるが、その安全率の決定は現在のところ難しい。ここでは、安全率1.0として部材が崩壊しないかどうかを照査することとした。照査の方法として塑性変形量と塑性回転角のどちらを採用するかは、構造物の特性や計算の容易性などを考慮して選択するものとする。

1) 土石流が直撃する最上流の部材

土石流は鋼製透過型砂防堰堤の最上流面で捕捉する。このため、礫の衝突に対しては、最上流の鋼管部材に土石流フロント部の巨礫が直撃するとして、鋼管部材へのへこみ量とたわみ量による吸収エネルギーを計算している。このとき、部材中央部に衝突するものとし、構造物のエネルギー吸収は、衝突点付近の局部変形と構造物全体の変形の総和で成されるものとする。

一旦捕捉された巨礫は再移動しないため同じ箇所には礫は当たらないので、原則として最大礫径 D_{95} が1回分の衝撃力に対して修正エリナス式により、へこみ変形が鋼管径の10%以下になるときの板厚を、その部材の最小板厚とする。礫の衝突速度は土石流の流速とする。

D_{100} を対象に衝突荷重を算定する場合、土石流の流速においては流下しない可能性はあるが、ここでは土石流の流速を用いるものとする。

【土石流が直撃する構造部材】

土石流が直撃するものとして、最大礫径1回の衝突でへこみ率10%以下になる板厚とする。へこみ率10%以下は健全と見なす。

【土石流が直撃する機能部材】

土石流が直撃するものとして、最大礫径1回の衝突でへこみ率40%以下になる板厚とする。ただし、取り替えを前提としている場合、へこみ率40%を越えてもよい。

2) 越流落下礫が直撃する部材

越流礫は複数回衝突するので、最多礫径 D_{80} を対象とし変形が弾性範囲を超える状態に至った場合には、その変形が累積していくものとしてエネルギー吸収を算定する。

最下流に設置される堰堤のように計画上整備率100%の堰堤は、満砂後土砂の越流はないものとしている。しかし、連続配置された砂防堰堤において、上流側が鋼製透過型砂防堰堤の場合は満砂すると水通し天端から越流するので、捕捉面より下流に配置された鋼管フレームに礫が直撃する可能性がある。どのような礫が、どの箇所に何回衝突するのか推定することは難しいが、小径の礫でもへこみ変形が累積されれば、いつかは所定のへこみ変形量を超えることになる。

そこで、衝突頻度の高い礫として最多礫径以下を越流礫とする。この礫が複数回衝突するものとして、その累積値が鋼管部材の取り替えの目安である鋼管径の40%まで許容するものとする。た

だし、実際には何回衝突するのか確定することはできないので、最多礫径1回の衝撃力によるへこみ変形が、鋼管径の2%以下になるときの板厚を、その部材の最小板厚とする。衝突速度は、水平方向を土石流の流速、鉛直方向を天端からの落下速度として、両者を比較し大きい方の値を用いてよい。

また、部材の配置により、礫衝突が分力として作用する場合、梁部材としてたわみによるエネルギー吸収が見込める場合、あきらかに衝突頻度が少ないと判断される場合には、これらの条件を考慮してエネルギー吸収の算定を行って良い。

【天端からの越流礫が作用する構造部材】

満砂後、天端から越流するものとして、最多礫径1回の衝突でへこみ率2%以下になる板厚とする。へこみ率2%以下は変形が累積しないものと見なす。

【天端からの落下礫が作用する機能部材】

満砂後、天端から越流するものとして、最多礫径1回の衝突でへこみ率10%以下になる板厚とする。ただし、取り替えを前提としている場合、へこみ率10%を越えても良い。

3) 最上流面を構成する部材を通過した礫が衝突する底版近傍の部材

礫が鋼製透過型砂防堰堤の最上流面を構成する部材を通過すると、下流部材の根元に複数回衝突する可能性がある。しかし、土石流が捕捉されると最上流面は礫のアーチアクションにより閉塞される。そこで、最上流面を通過する礫径は、アーチアクションが発生しない部材純間隔の1/3以下とする。この礫の衝突1回のへこみ変形が鋼管径の2%以下になる板厚を、その部材の最小板厚とする。礫の衝突速度は、最上流面に配置された部材間を通過するため、土石流の流速の1/2とする。

『鋼・砂・便 P114～116』

2.9.3 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。

『土・対・針 P32』

解説

透過部が土石等により完全に閉塞した場合に土石流ピーク流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とする。余裕高は考慮しなくても良い。

また、鋼製透過型砂防堰堤の水通しの流向方向は、土石流の捕捉機能が発揮できるように上流に対して大きく偏心しないよう配慮することとする。不透過型砂防堰堤のように満砂後を想定して下流に直角方向に定めることはない。

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。

土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の堰堤においては、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）と比較して小さい値とする。その場合、水通し幅は、

現況の川幅、下流の流路幅を考慮し、適切に決めることとする。ただし、その場合であっても、下流の侵食対策については、袖部を越流する可能性についても考慮して実施する。

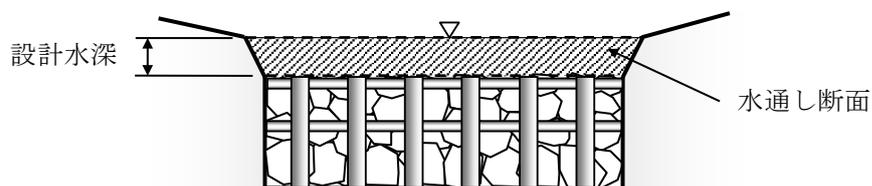


図-4.57 水通し断面（斜線部）

『土・対・針 P32』 『鋼・砂・便 P93』

(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。

『土・対・針 P32』

解説

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、未満砂の状態ですべての流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

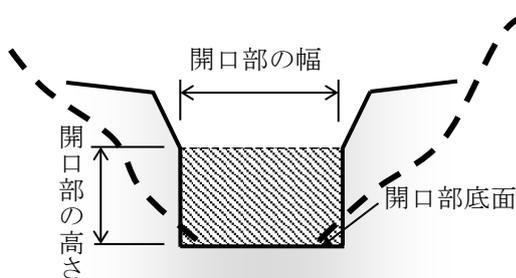


図-4.58 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）

(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、および施設の目的等により決定する。

『土・対・針 P33』

鋼製透過型砂防堰堤の部材間隔は、下流の保全対象の位置、下流施設の整備状況など、下流域への安全面に配慮して捕捉すべき礫径を選定する。

(1) 土石流の流下区間（フロント部を形成する）において、土石流の捕捉を目的に部材間隔を設定する場合は最大礫径 D_{95} の1倍程度以下にする。

(2) 土石流の堆積区間（各個運搬される）において、土石流捕捉を目的に部材間隔を設定する場合は最大礫径（ D_{80} ）の1倍程度以下にする。

『鋼・砂・便 P81』

解説

土石流捕捉のための透過型砂防堰堤は、透過部断面の純間隔（図-4.59参照）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。鋼製透過型砂防堰堤に土石流捕捉効果を発揮させるためには、土石流フロント部を形成する巨礫をもとに適切な部材間隔を設定する必要がある。この適切な部材間隔とは、巨礫のアーチクッションにより部材間隔が閉塞される間隔であり、この結果、透過部が目詰まりし鋼製透過型砂防堰堤は不透過型砂防堰堤に機能転換され、後続流中の小礫や細粒土砂も捕捉することができる。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} 、最大礫径（ D_{80} ）、流木長、流況及び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等を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径 D_{95} の1.0倍程度に設定し、土石流の捕捉を確実にする。最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度とする。ただし、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する（表-4.31参照）。

なお、水平純間隔及び鉛直純間隔は、実験（図-4.60参照）によると、土砂容積濃度が高い場合、最大礫径 D_{95} の1.5倍より小さければ、透過部断面が閉塞することが分かっているため、機能上、必要な場合、1.5倍まで広げることができる。機能上、必要な場合とは、例えば、流下区間に複数基透過型砂防堰堤を配置する時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。

ただし、上記の礫捕捉機能は土石流フロント部が形成される場合である。すなわち、土石流フロント部に最大礫径 D_{95} を含む巨礫群が透過部に到達することが条件となる。このため、土石流の堆積区間や谷出口ではフロント部が維持できず、最大礫径 D_{95} が到達しない可能性がある。このような地形では、礫径は各個運搬されることが想定されるため、これらの礫群を捕捉するためには部材間隔を最大礫径（ D_{80} ）の1倍程度以下にすることが望ましい。

すなわち、土石流の流下形態は、流域面積、勾配の局所的な変化、礫個数と分布状況などにも影響されるため、渓床勾配のみで判断するのではなく、現地の状況を十分把握する必要がある。

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すべてを満たす場合には、溪流の状況等に応じて上記以外の方法で透過部断面を設定することがで

きる。

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

構造部材あるいは機能部材

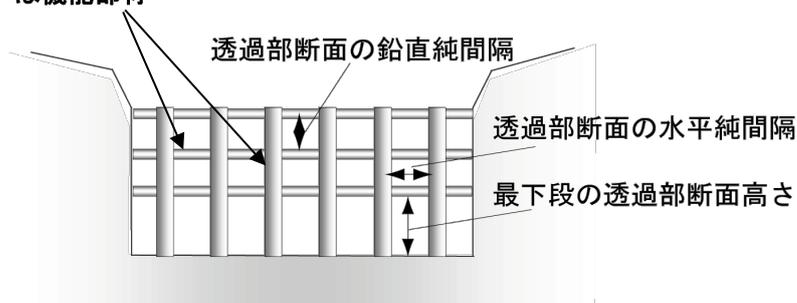


図-4.59 透過部断面の純間隔

表-4.31 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	溪床勾配の目安	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	$1/3 \leq I$	$D_{95} \times 1.0$ 程度	$D_{95} \times 1.0$ 程度	土石流水深以下
	$1/6 \leq I < 1/3$	*1	*1	*2
	$1/30 \leq I < 1/6$	$(D_{80}) \times 1.0$	$(D_{80}) \times 1.0$	$D_{95} \times 1.0$

*1 上述のとおり、土石流フロント部が形成される場合は、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、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する。

『土・対・針 P34』 『鋼・砂・便 P84』

(4) 断面形状の設定

鋼製透過型砂防堰堤の流下方向の断面形状は、設計外力をスムーズに地盤へ伝達させる構造とし、運搬及び架設に配慮して総合的に設定するものとする。

『鋼・砂・便 P95』

解説

透過型砂防堰堤の最上流部材は礫や流木の直撃を受ける部材であり、この最上流部材で受けた土石流の流体力や礫の衝撃力および土石流捕捉後の堆砂圧を河川軸方向の部材で底版コンクリートに無理なく伝達させることが重要である。このような機能上、構造上の検討に加え、現地架設や部材の運搬にも配慮して総合的に断面形状を設定するものとする。

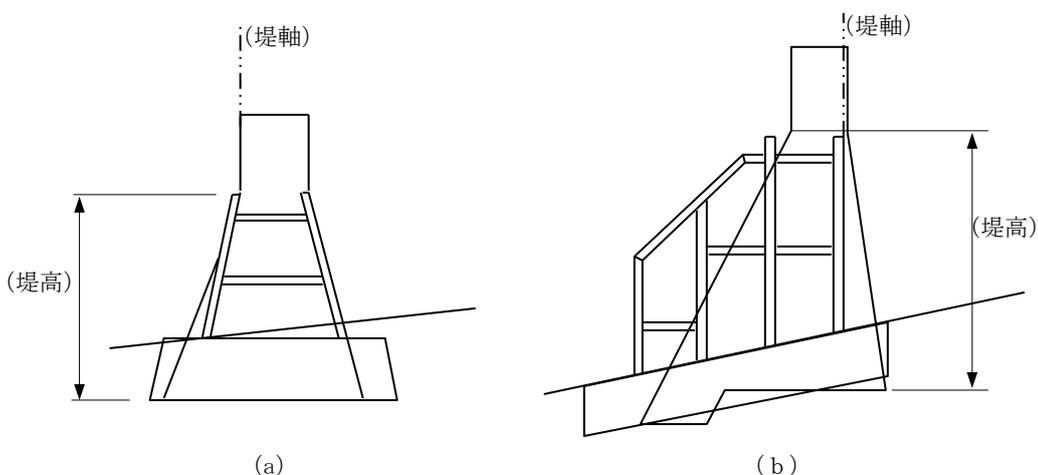


図-4.61 透過型砂防堰堤の堤軸

また、上述の河川軸方向部材間を河川軸直角方向の部材で連結すれば、立体構造となり編心荷重に対して安全性を増す役割を果たす。

なお、水通し天端から越流が予想される礫に対して安全性を検証しておく必要がある。

透過型砂防堰堤の堤軸については、従来の砂防堰堤に準じて水通し下流端に合わせる。ただし、格子形状のように上下流の敷幅が長い場合には、堰堤の土砂捕捉機能を考慮して最上流柱中心を堰堤軸としている。

2.9.4 底版コンクリート

底版コンクリートは、基礎根入れを考慮して透過部が閉塞された状態と閉塞されない状態の両方で、鋼製骨組構造と一体となって安定性を確保するよう設計する。

『鋼・砂・便 P123』

解説

鋼製透過型砂防堰堤といえども土石流流体力や堆砂圧に抵抗し地盤に荷重を伝達するには重さが必要である。この役目を果たしているのが底版コンクリートであり、鋼製フレームで受けた荷重を地盤へ伝達するとともに、滑動に抵抗する重さとして働く。このため、安定計算により底版コンクリートの大きさを決定する。また底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を超えないことを照査する。

①底版コンクリートの厚さ

底版コンクリートの厚さは、基礎地盤に応じた根入れ深を確保するとともに、設計外力に対して自重として抵抗するため、堰堤の安定上必要な厚さを確保する。このとき、底版コンクリートが割れ、一体性が損なわれると安定性を確保できない。このため、上部工である鋼管フレーム構造と一体となって安定性を確保できるよう底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を越えない厚さとする。内部応力に引張が発生する場合には配筋等により厚さを抑え、過度な掘削を避けることとする。

鋼製部（透過部）と底版コンクリートが一体に働くように鋼管柱を底版コンクリートに埋め込む形式が採用されている。このとき、鋼管を固定するための鋼管の埋込深さは鋼管外径以上が必要である。また、底版コンクリートの最小厚さは使用する鋼管外径の2倍以上とする。通常、安定性に必要な自重を確保するため、基礎部の根入れに合わせて2m以上にしていることが多い。鋼管の埋込深さは、その1/2である1m程度を埋め込んでいる。ただし、底版コンクリートの厚さを決定するにあたって、コンクリート打設リフト高さなどの施工上の制約がある場合、それらを考慮して設計することが望ましい。

②底版コンクリートの傾斜

土石流を捕捉するまでには、底版コンクリート天端（透過部底面）を流水が通過することになる。提高が高いと上部工である鋼管フレームの上下流方向の延長が長くなるため、これを固定する底版コンクリートも長くなる。この場合、底版がフラットであると溪床勾配が急になるほど上流の根入れを確保するために掘り込むことになる。対応として、溪床勾配に合わせて傾斜させることで、根入れを確保し提高を抑えることができる。ただし、底版コンクリートはフラットの方が安定である。底版コンクリートに傾斜をつけると安定性で不利となる場合、底版を階段状に整形することにより滑動に対する抵抗が向上するため、基礎地盤、施工性等により底版形状も工夫する。

③カットオフ

鋼製透過型砂防堰堤が満砂した場合、流水は透過部枠内に落下し、底版コンクリート天端を流れる。したがって、洗掘防止のためのカットオフは必要ない。ただし、砂礫地盤で次の場合にはカットオフを含めた前庭保護工の必要性を検討する。

- (a) 地盤を構成する粒径が小さい場合
- (b) 透過部枠内に砂礫が堆積し下流端に落下水がある場合
- (c) 底版コンクリート下流端と溪床に落差がある場合

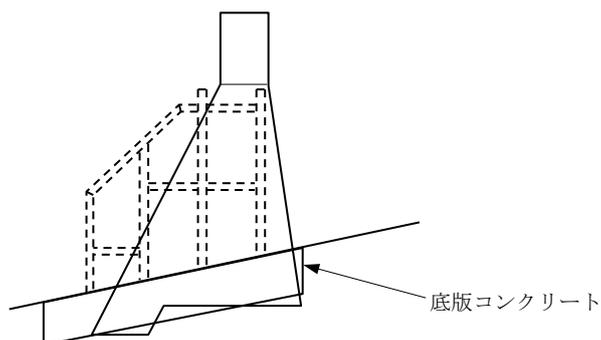


図-4.62 底版コンクリート形状

2.9.5 非越流部の安定性および構造

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。

『土・対・針 p36』

解説

①設計外力

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、不透過型堰堤と同様とする（設計編第1章2.6.3参照）。

鋼製透過型砂防堰堤の場合、未満砂の状態では透過部から流水が抜けるため、洪水時は考慮せず満砂後の土石流時の安定計算を行う。

『鋼・砂・便 P131』

②断面形状の設定

1) 天端幅

透過型砂防堰堤の非越流部の天端幅の考え方は、不透過型堰堤と同様とする（設計編第1章2.6.2参照）。

2) 上流のり

砂防堰堤として計画する経済的な断面を原則とするが、土砂及び流木の捕捉上、支障がないように、また、地震にも配慮して非越流部の上流のり勾配は1:0.2～1:0.3とするのがよい。

3) 下流のり

下流のりは、堰堤満砂後も越流水により叩くことがないため力学的に安定で経済性（掘削量、材料）を考慮して逆断面を採用している。したがって下流のり勾配は、上流のり勾配を定めたあと、安定計算によって安全で最も経済的になるように定める。

『鋼・砂・便 P133』

2.9.6 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。

『土・対・針 P37』『鋼・砂・便 P128』

解説

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渓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。

なお、副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

透過型砂防堰堤の前庭保護工設置の検討フローを図-4.63に示す。前庭保護工の要不要と規模は、流量および落下水が底版コンクリートに落ちるか否かに左右される。透過型砂防堰堤は、不透過型砂防堰堤のように恒常的に水通し天端から越流することはないので、前庭保護工をつけるとしても簡易なものとする。

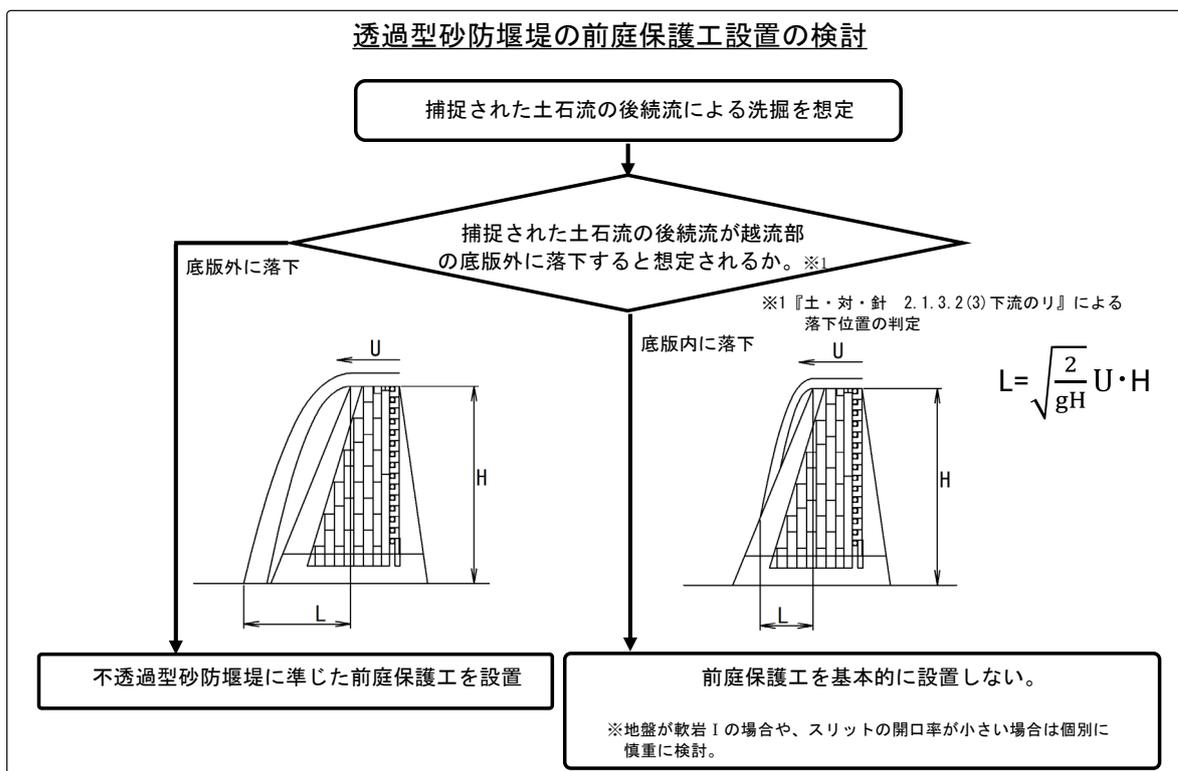


図-4.63 透過型砂防堰堤の前庭保護工設置の検討フロー

2.10 部分透過型砂防堰堤の構造

2.10.1 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。

『土・対・針 P38』

解説

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

(1) 安定条件

部分透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・針 P38』

解説

部分透過型砂防堰堤全体の安定条件は不透過型砂防堰堤に準ずる。（設計編第1章2.6.1(1)参照）

(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。

『土・対・針 P38』

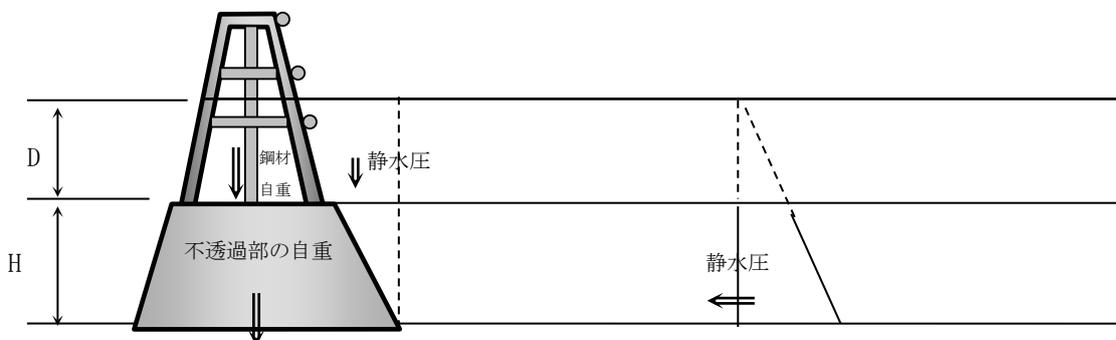
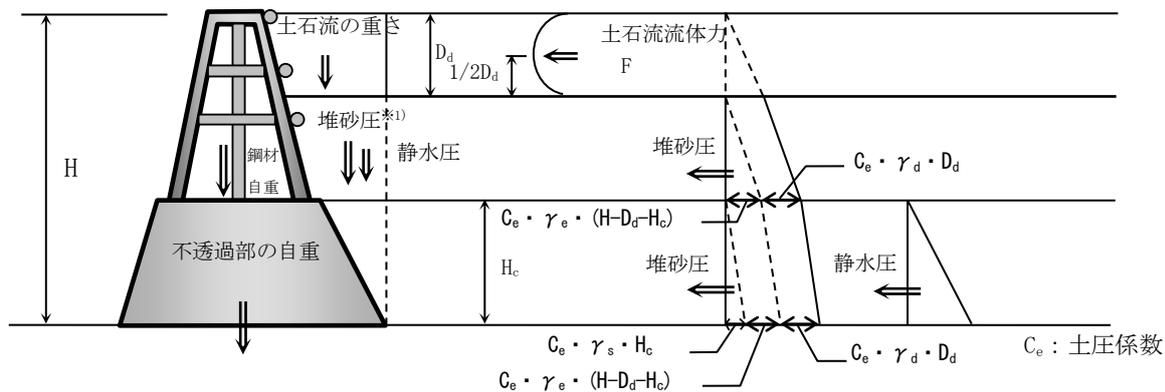
解説

- ① 安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表-4.32のとおりとする。

表-4.32 部分透過型砂防堰堤の設計外力（自重を除く）

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

②安定計算に用いる設計外力は図-4.64に示すように透過部と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 γ_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 γ_d を用いる。

図-4.64 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力

($H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

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。

(3) 設計流量

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・針 P40』

解説

部分透過型砂防堰堤の設計流量の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計編第1章2.6.1(3)参照)

(4) 設計水深

設計水深は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・針 P40』

解 説

部分透過型砂防堰堤の設計水深の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(設計編第1章2.6.1(4)参照)

2.10.2 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。

『土・対・針 P41』

解 説

部分透過型砂防堰堤の部材および構造は、透過型砂防堰堤と同様に検討する。
(設計編第1章2.9.2参照)

2.10.3 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。

『土・対・針 P42』

解 説

部分透過型砂防堰堤の水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする。
(設計編第1章2.9.3(1)参照)

(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。

『土・対・針 P42』

解 説

部分透過型砂防堰堤の開口部の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。
(設計編第1章2.9.3(2)参照)

(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。

『土・対・針 P42』

解 説

部分透過型砂防堰堤の透過部断面の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。
(設計編第1章2.9.3(3)参照)

(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。

『土・対・針 P42』

解 説

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。

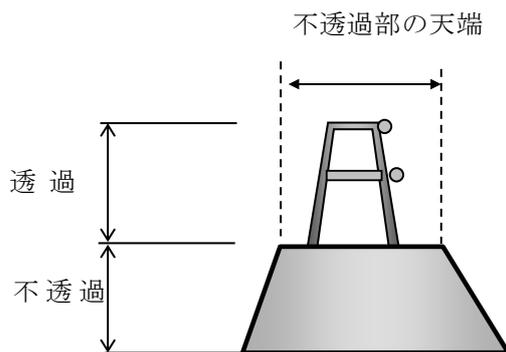


図-4.65 部分透過型砂防堰堤越流部側面図 (例)

(5) 下流のり

下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・針 P43』

解 説

部分透過型砂防堰堤の下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計編第1章2.6.2(3)参照)

(6) 基礎

基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・針 P43』

解 説

部分透過型砂防堰堤の基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計編第1章2.6.2(4)参照)

(7) 水抜き

水抜きは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・針 P44』

解 説

部分透過型堰堤の水抜きは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計編第1章2.6.2(5)参照)

2.10.4 非越流部の安定性および構造

非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・針 P45』

解説

部分透過型砂防堰堤の非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする。（設計編第1章2.6.3参照）

2.10.5 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。

『土・対・針 P46』

解説

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。

（設計編第1章2.6.7参照）

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

減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。なお、副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

2.11 除石

土石流・流木対策施設において除石を前提とした施設の効果量を見込む場合は、捕捉あるいは堆積した土石流や流木をすみやかに除石する。

『土・対・針 P47』

解説

除石の基本的な考え方は、計画編第2章第4節によるものとする。

第3節 砂防堰堤（流砂調整）

3.1 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤

3.1.1 配 置

(1) 位 置

砂防堰堤の位置については、設計編第1章第2節を参照する。

(2) 方 向

砂防堰堤の方向については、設計編第1章第2節を参照する。

(3) 高 さ

砂防堰堤の高さについては、設計編第1章第2節を参照する。

3.1.2 計画堆砂勾配

計画堆砂勾配は、現溪床勾配の1/2を原則とする。

3.1.3 計画捕捉量

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

『建設省河川砂防技術基準(案)同解説 計画編(H9.11) P.175』

3.1.4 水通し

(1) 水通しの位置

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

『建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] (H9.11) P.9』

(2) 水通し断面

水通し断面は原則として台形とし、その形状は次によるものとする。

1. 水通し幅は、流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の著しい支障を及ぼさない範囲において、できる限り広くなる。
2. 水通しの高さは、対象流量を流し得る水位に、余裕高以上の値を加えて定める。

『建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] (H9.11) P.9』

解 説

1. 水通しの高さ

水通しの高さの算定は、次式により求めることができる。

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

H : 水通しの高さ(m)

h : 越流水深(m)

h_1 : 余 裕 高(m)

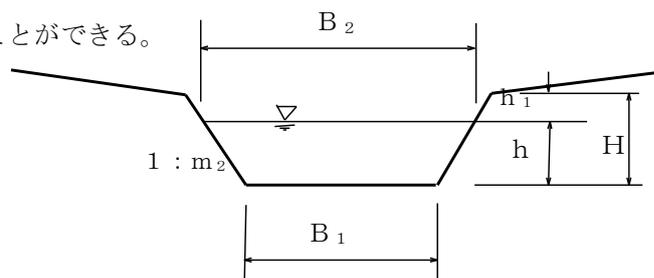


図-4.66

【設計編 第1章 砂防堰堤】

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

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

Q : 対象流量(m³/s)

C : 流量係数 (0.60~0.66)

g : 重力の加速度 (9.81m/s²)

B₁ : 水通し底幅(m)

B₂ : 越流水面幅(m)

m₂ : 袖小口勾配

C=0.6、m₂=0.5の場合には、次式となる。

$$Q \approx (0.71h + 1.77B_1) h^{3/2} \dots\dots (30)$$

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

表-4.33

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

ただし余裕高は河川勾配によっても変化するものとし、計画高水位(h)に対する余裕高(h₁)との比(h₁/h)は下表の値以下とならないようにする。

表-4.34

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

3.1.5 安定条件

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

3.1.6 設計外力

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

解説

表-4.35 重力式コンクリート砂防堰堤の設計荷重の組合せ

	平常時	洪水時
堤高15m未満		静水圧
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

3.1.7 断面形状

重力式コンクリート堰堤の断面形式は、構造上の安全性、経済性、施工性等を考慮して決定する。越流部断面の下流のり勾配は、1:0.2を標準とするが、流出土砂の粒径が小さく、かつ、その量が少ない場合はこれより緩くすることができる。

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

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

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

(1) のり勾配の参考値を求める式 (重力式コンクリート堰堤)

重力式コンクリート堰堤の越流部の上流のり勾配および非越流部の下流のり勾配を求める場合は、次式を参考として安定計算により定めることができる。なお、(32)式には堰堤上流面が傾斜している場合のZangerの地震時動水圧の式を組み込むべきであるが、式の性質上上流のり勾配(m)が定まらなければ組み込めないため、便宜上Westergaardの近似式を組み込んでいる。Zangerの式による地震時動水圧はWestergaardの近似式による場合より小さく、このため上流面が傾斜している場合は、過大な値となることを考慮して安定計算に用いるのり勾配を決定する必要がある。

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

『砂・公 P.109』

解説

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

① 越流部断面の上流のり勾配を求める式

a) 堤高 15m 未満の場合

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

m : 上流のり勾配

β : b_1/H

n : 下流のり勾配

b_1 : 水通し天端幅(m)

α : h_3/H

γ : W_c/W_o

h_3 : 越流水深(m)

W_c : 堤体コンクリートの単位体積重量(kN/m³)

H : 堤高(m)

W_o : 水の単位体積重量(kN/m³)

b) 堤高 15m 以上の場合

$$\begin{aligned} & \{(1 + \alpha - \omega)(1 - \mu) + \delta(2\varepsilon^2 - \varepsilon^3)\}m^2 + [2(n + \beta)\{1 + \delta\varepsilon^2 - \mu(1 + \alpha - \omega) - \omega\} \\ & + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta - \gamma K]m - (1 + 3\alpha) - \mu(1 + \alpha - \omega)(n + \beta)^2 - \delta C_e \varepsilon^3 \\ & - \gamma K(n + 3\beta) - \frac{7}{10}K\{2(1 + \alpha)^3 - (1 + \alpha)^{1/2}(2\alpha^{5/2} + 5\alpha^{3/2})\} + \alpha\beta(4n + \beta) \\ & + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) - \omega(\beta + n)^2 = 0 \quad \dots\dots(32) \end{aligned}$$

m : 上流のり勾配

n : 下流のり勾配

b_1 : 天端幅(m)

H : 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 : 設計震度

C_e : 土圧係数

μ : 揚圧力係数

α : h_3/H

β : b_1/H

ε : H_e/H

ω : h_2/H

γ : W_c/W_o

δ : W_{s1}/W_o

W_c : 堤体コンクリートの単位体積重量(kN/m³)

W_{s1} : 堆砂の水中における単位体積重量(kN/m³)

W_o : 流水の単位体積重量(kN/m³)

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

② 非越流部断面の下流のり勾配を求める式 (下流のり勾配を変える場合)

a) 堤高 15m 未満の場合

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

H_2 : 袖高(m)

τ : H_2/H

その他の記号は、前記の越流部断面の上流のり勾配を求める式と同じである。

b) 堤高 15m 以上の場合

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

…… (34)

H_2 : 袖 高(m)

τ : H_2/H

その他の記号は、前記の越流部断面の上流のり勾配を求める式と同じである。

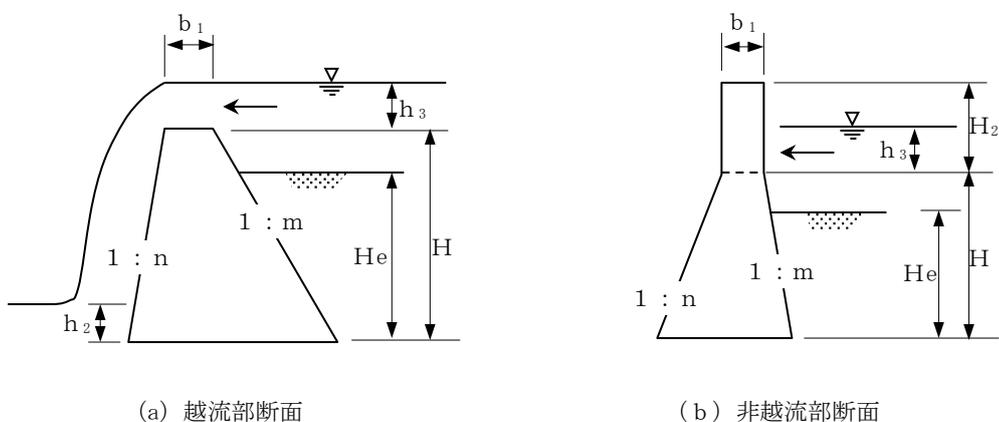


図-4.67

③ 堤高 15m 以上の越流部断面（平常時）の上流のり勾配を修正する式

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

式(32)で求められた値を、 $a m^2 + b m + c = 0$ とし、

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

…… (35)

η 、 λ : 地震時動水圧の係数

C_m : 地震時動水圧の最大圧力数

となる。

3.1.8 天端幅

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

『建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] (H9.11) P.10』

解 説

砂防堰堤の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の摩耗等にも耐えるような幅とする必要がある。このため、重力式コンクリート堰堤の天端幅は、一般に表-4.36に示す値を用いている。

表-4.36

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

表-4.37

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

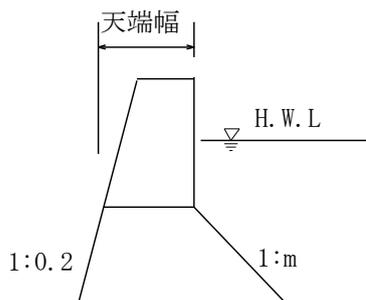


図-4.68

(注) 伊吹氏の考えをもとに作成したものである。

3.1.9 非越流部逆断面の設計

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

『砂・公 P.109』

解 説

非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性および施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリート全容量の1割以上の低減を目安として検討する。また、このほかに非土石流地帯や洪水時の流勢が弱く異状出水においても袖部を越流する恐れがない等の条件も注意する必要がある。

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

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

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

(a) 正面図

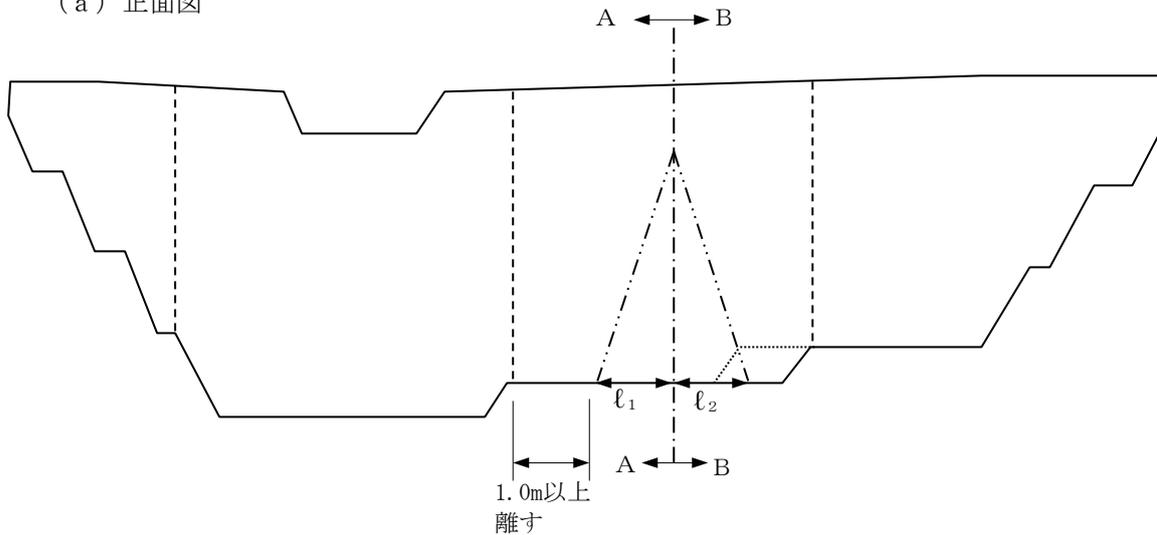


図-4.69

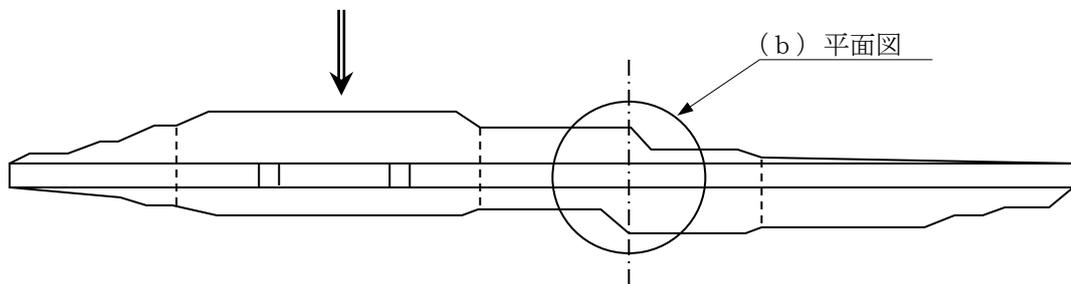


図-4.70

(c) 詳細図

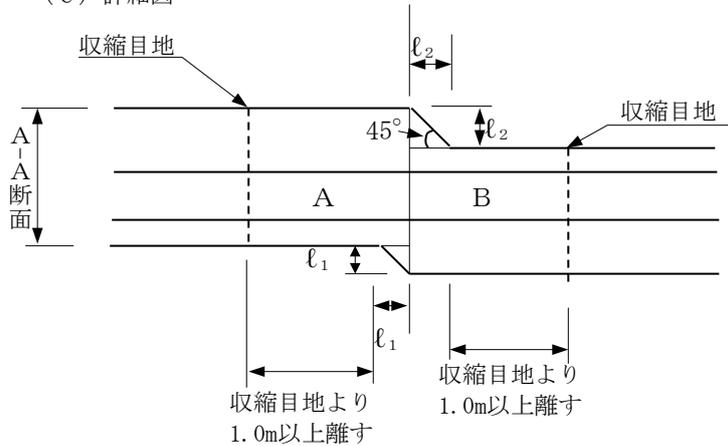


図-4.71

(d) 側面図

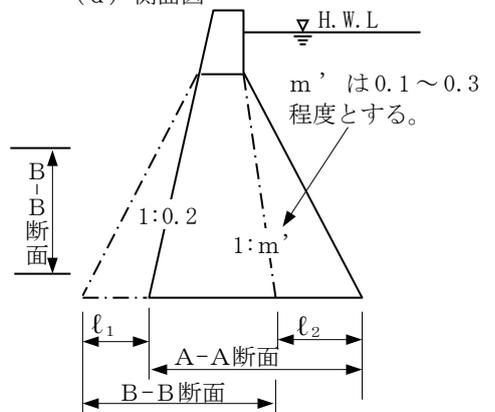


図-4.72

3.1.10 基礎

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

3.1.11 袖

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

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

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

解説

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

(1) 袖天端の勾配

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

『砂・公 P124』

解説

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

(2) 袖天端の幅

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

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

『砂・公 P124』

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

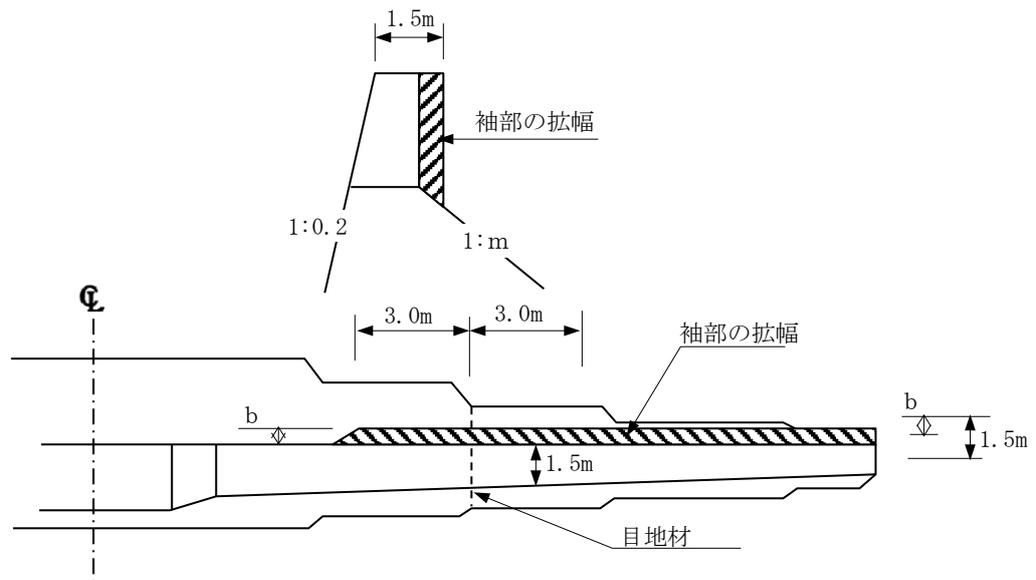


図-4.73

(3) 袖の嵌入

土石流捕捉工の不透過型重力式コンクリート砂防堰堤によるものとする。

(4) 袖折れ堰堤の設計

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

注) 袖部折れ点から3.0m以上を一体として打設すること。

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

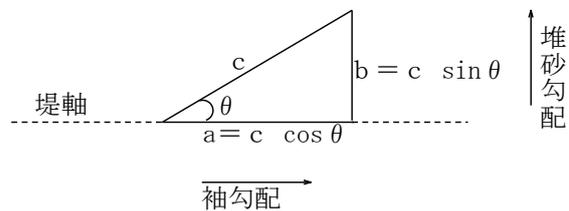


図-4.74

袖折れ部の袖勾配は次式により算出する。

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

3.1.12 前庭保護工

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

3.1.13 付属物等の設計

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

第4節 不透過型砂防堰堤における流木捕捉工の設置

4.1 副堤に設置するタイプ

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

4.2 本堤水通しに設置するタイプ

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

4.3 本堤に設置する張出しタイプ

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

第5節 掃流区間における流木対策施設の設計

5.1 洪水、土砂量の規模等

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

『土・対・針 P.70』

解説

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

洪水および土砂流の流速、水深等は土砂を含んだ流量を用いて 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ものとする。なお、流木の流速は洪水、土砂流の表面流速にはほぼ等しいと考えられるので平均流速の約1.2倍として計算する。

5.2 流木捕捉工の設計

5.2.1 透過部の高さ

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

『土・対・針 P.71』

解説

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

h_s : 流木止めによる堰上げを考慮した水位

Δh : 流木捕捉を考慮した割増し水深 ($\Delta h \geq 2 d_{max}$)

H_s : 流木止め (透過部) の高さ

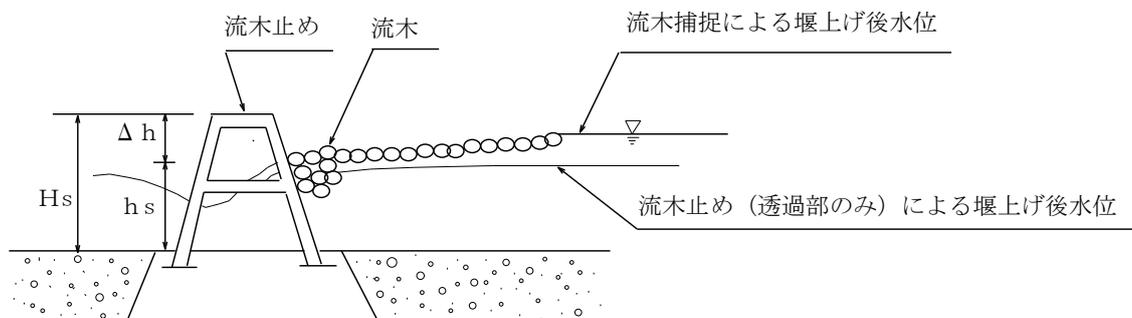


図-4.75 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ (H_s) の模式図

(1) 堰上げ水位の計算

①堰上げ前の水深 D_{ho} 、平均流速 U_h

開水路形状：土砂混入流量により、マニング式等により求める。

堰形状：土砂混入流量により堰の公式で求める。

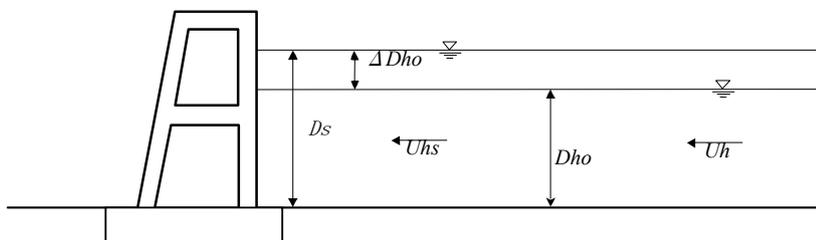


図-4.76 流木止めによる堰上げ水位

②流木止め工による堰上げ高

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

なお、縦部材のみによる堰上げの水位は次式により算定できる。

$$\Delta D_{ho} = k_m \cdot \sin \theta_m \cdot \left(\frac{R_m}{B_p} \right)^{4/3} \frac{U_h^2}{2g} \quad \dots (37)$$

ここで、 ΔD_{ho} ：流木止め工縦部材による堰上げ高（m）、 k_m ：縦部材の断面形状による係数（鋼管で $k_m \approx 2.0$ 、角状鋼管で $k_m \approx 2.5$ 、H形鋼では $k_m \approx 3.0$ を用いる）、 θ_m ：縦部材の下流河床面に対する傾斜角（度）、 R_m ：縦部材の流下方向直交断面（m）、 B_p ：縦部材の純間隔（m）、 U_h ：上流側の流速（m/s）である。

③堰上げ後水深 D_s

$$D_s = D_{ho} + \Delta D_{ho} \quad \dots (38)$$

$$U_{hs} = \frac{Q}{D_s \cdot B_s} \quad \dots (39)$$

ここに、 Q ：設計流量（ m^3/s ）、 U_{hs} ：堰上げ後の平均流速（m/s）、 B_s ：流下幅（m）である。

(2) 流木止め工の高さ (H_s)

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

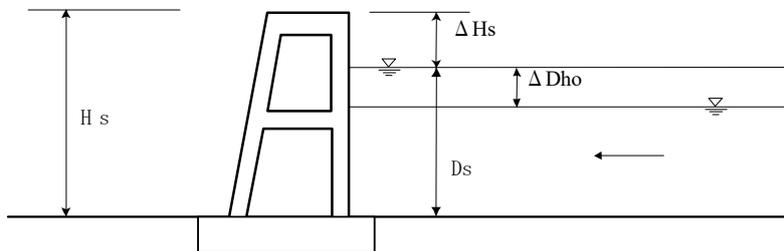


図-4.77 土砂礫等による閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

5.2.2 透過部における部材の純間隔

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

『土・対・針 P.74』

解説

(1) 掃流により移動する最大礫径

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

①平均粒径に対する移動限界摩擦速度の2乗 U_{*cm}^2

次式から求める。

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

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

②摩擦速度の2乗 U_*^2

次式から求める

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

ここに、 Dho ：水深 (m)、 I ：河床勾配である。

③摩擦速度比の2乗 U_*^2 / U_{*cm}^2

①、②の値を用いて求める。

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

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

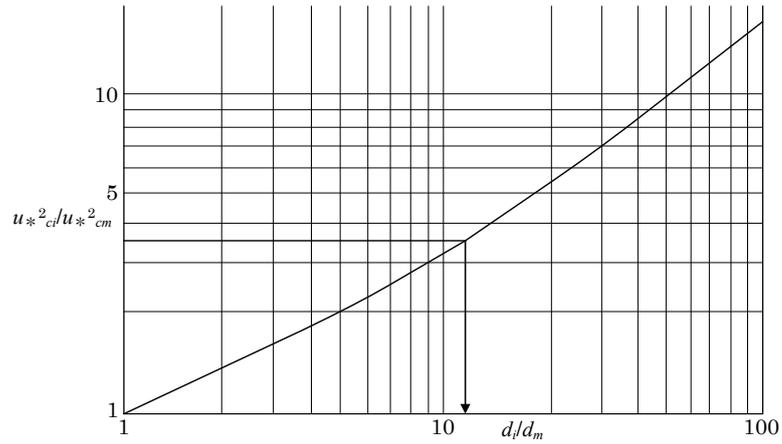


図-4.78 粒径別限界掃流力

⑤現地の最大転石と比較して、小さい方を最大粒径とする。

(2) 透過部の部材の純間隔

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

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

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

流木を捕捉するために部材の純間隔は下記の式を満足する値とする。

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

ここで、 L_{wm} ：最大流木長 (m) である。

部材の純間隔は上記の条件を満足する範囲で選定する。

5.2.3 全体の安定性の検討

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

『土・対・針 P.76』

解説

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

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

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

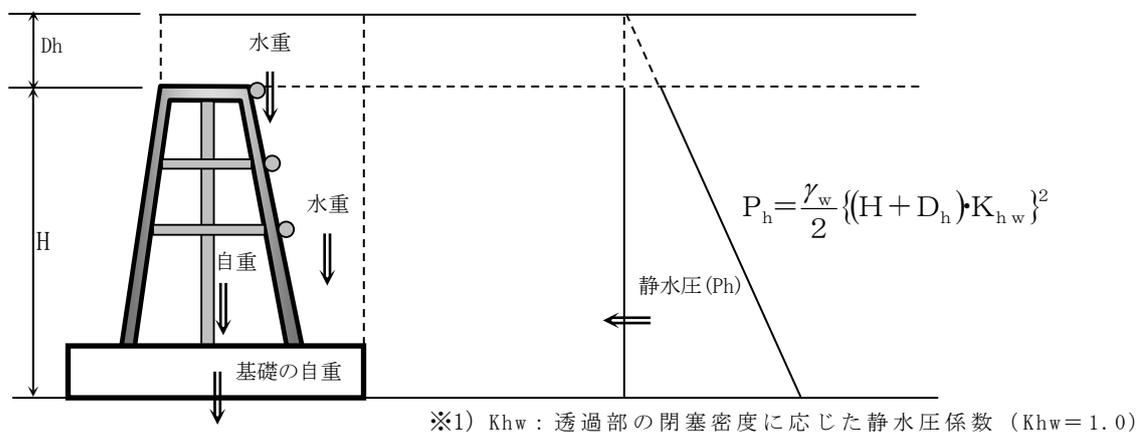


図-4.79 掃流区域の流木捕捉工の閉塞状況

表-4.38 流木対策施設（掃流区間）の設計外力（自重を除く）

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高5m以下 (基礎含む)			静水圧

5.2.4 部材の安定性の検討

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

『土・対・針 P.78』

解説

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

流木の衝突による衝撃力は、設計編第1章2.6.6によるものとする。

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

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

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

5.2.5 透過部以外の設計

流木捕捉工の各部の構造の検討に当たっては、流木捕捉工が流木等により閉塞された状態においても安定で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。

『土・対・針 P.79』

解説

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

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

5.3 流木発生抑止工の設計

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

『土・対・針 P.80』

解説

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

第2章 床固工（溪床堆積土砂移動防止工）

床固工は、溪床の縦侵食防止、溪床堆積物の再移動防止により溪床を安定させるとともに、溪岸の侵食又は崩壊などの防止又は軽減を目的とした施設である。なお、床固工は、護岸工などの基礎の洗掘を防止し、保護する機能も有する。

床固工の概略の位置は、次の事項を考慮して計画するものとする。

1. 溪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に計画する。
3. 溪岸の侵食、崩壊及び地すべりなどの箇所においては、原則としてその下流に計画する。

『国・河・計（施） P.83』

解説

床固工は、流水の掃流力などによる溪床の低下を防ぐとともに、不安定土砂の移動を防ぎ、土石流などの発生を抑制する機能や溪床勾配の緩和、乱流防止により溪岸の侵食・崩壊を防止・軽減する機能を有する。

溪岸侵食・崩壊の発生箇所もしくは縦侵食の発生が問題となる区間の延長が長い場合には、床固工を複数基配置するなどの検討を行い、溪床、溪岸の安定を図る。単独床固工の下流及び床固工群の間隔が大きく、縦侵食の発生、あるいはそのおそれがある箇所には帯工を配置する。

位置選定の条件として

- ① 溪流の屈曲部においては、屈曲区間を避けてその下流に計画するとよい。
- ② 溪流の幅員が広く乱流のはなはだしい箇所に設けて整流を行う。

第1節 床固工の設計

1.1 床固工の設計

床固工の設計にあたっては、その目的が達成されるようにするとともに、安全性および将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

『国・河・設 P.496』

解説

本章で述べる床固工は、縦侵食を防止して溪床の安定を計り、溪床堆積物の流出を防止し、山脚を固定するために設置するものであり、溪流保全工内に設置する床固工（「第5章溪流保全工第5節溪流保全工内の床固工」に準ずる）とは区別する。ただし、溪流保全工の上流端に設置する床固工（止めの床固工）は本章に準ずるものとする。

床固工の規模、位置の選定にあたっては、上記の目的を十分検討し決定しなければならない。

(1) 方向

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

床固工における水通しの越流水は理論上床固工の方向に直角に放射されるものである。床固工水通し天端下流端中心を床固工の中心点と定める理由もここにある。床固工の方向を定めるにあたっては、水通しの幅一杯に越流する洪水流が、床固工上下流部兩岸、あるいはそこにある工作物に衝撃を与え、害を及ぼさないよう注意しなければならない。したがって、方向は単独床固工にあつては下流の流心線に直角とし、また階段状の床固工群にあつては直上流床固工の水通し中心点における下流流心線上に床固の水通し中心点があるよう各床固の水通し位置を定めるのである。

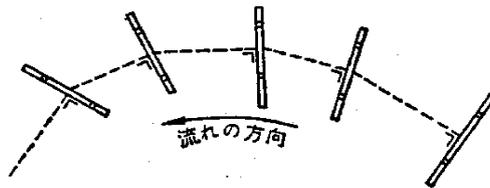


図-4.80 床固工の方向

(2) 高さ

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

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

(3) 溪床勾配

①一般

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

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

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

②計画勾配

1. 溪流の溪床勾配は、流量すなわち流速及び水深と溪床の抵抗力によって定まるもので、したがって、床固工の上流溪床の計画勾配はこれを考慮して、侵食と堆積の起こらない、その流路に適合したもので定めなければならない。
2. 床固工下流のり先は越流水流によって深掘され、溪床が低下するから、階段状床固工群間の計画勾配決定に当たっては特にこの点に注意を要する。
3. したがって、階段状床固工群においては基礎は下流床固工の計画溪床勾配線以下に根入れをしなければならない。

③階段状床固工

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

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

1.2 設計順序

床固工の設計は図-4.81の順序で行う。

『砂・公 P.145』

解説

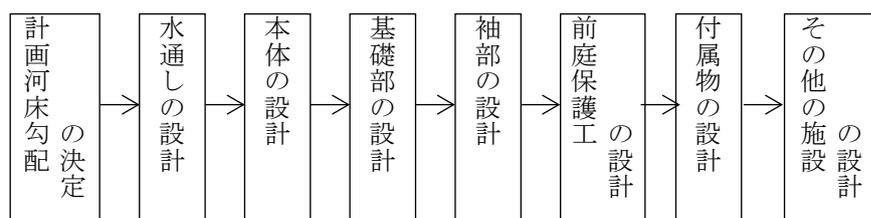


図-4.81

1.3 床固工の名称

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

解説

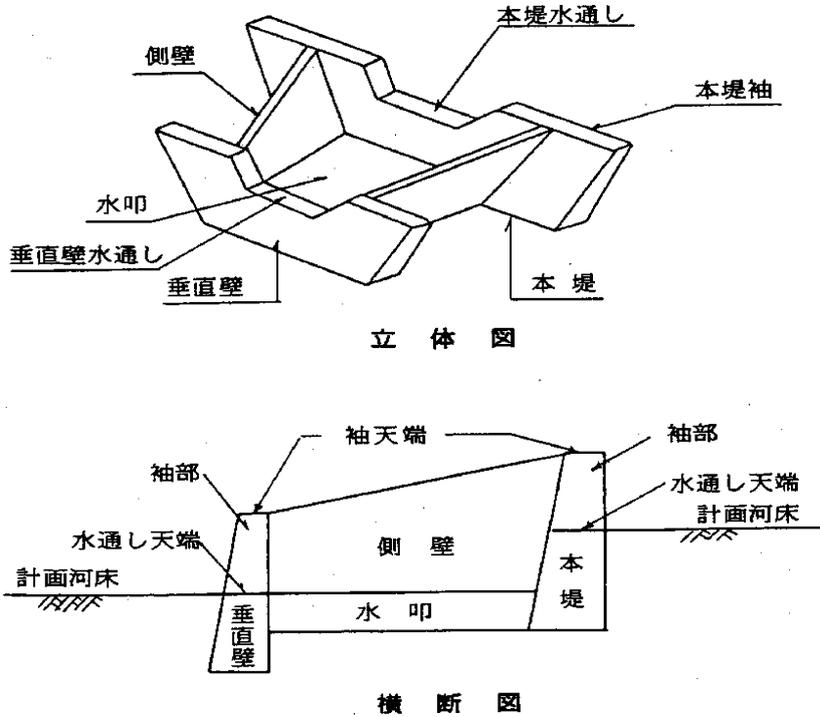
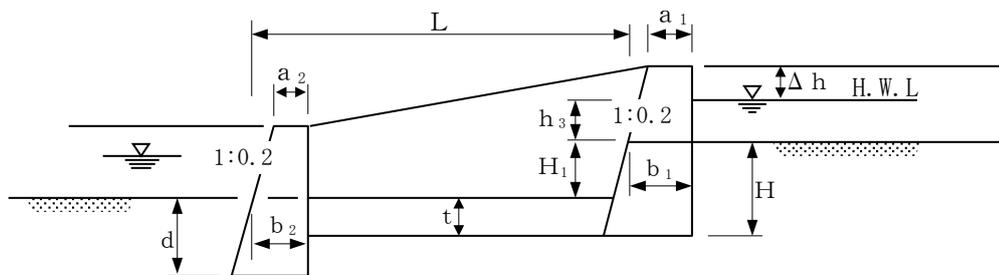


図-4.82

[床固工各部の寸法及び記号]



- L : 水叩き長 (m)
- a_1 : 本堤袖天端幅 (m)
- a_2 : 垂直壁袖天端幅 (m)
- b_1 : 本堤水通し天端幅 (m)
- b_2 : 垂直壁水通し天端幅 (m)
- H_1 : 床固工の落差 (m)
- h_3 : 計画水深 (m)
- Δh : 余裕高 (m)
- t : 水叩き厚 (m)
- d - t : 根入れ (m)

図-4.83

1.4 断面形状

本体の設計は堰堤工（設計編第1章第2節）を準用して行うものとする。

袖天端幅の最小幅は0.5mとする。

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

1.5 安定計算に用いる荷重および数値

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

『国・河・設 P.496』

1.6 水通しの設計

床固工の水通しは、堰堤工（設計編第1章第2節）に準ずるものとする。

『国・河・設 P.496』

解説

水通し断面は計画流量を安全に流下させねばならない。

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

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

1.7 本体の設計

床固工の本体は、堰堤工（設計編第1章第2節）に準ずるものとする。

『国・河・設 P.496』

1.8 袖部の設計

床固工の袖は、堰堤工（設計編第1章第2節）に準ずるものとする。

『国・河・設 P.496』

解説

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

1.9 基礎部の設計

床固工の基礎は、堰堤工（設計編第1章第2節）に準ずるものとする。

『国・河・設 P.496』

解説

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

1.10 前庭保護工の設計

床固工の前庭保護工は、堰堤工（設計編第1章第2節）に準ずるものとする。

『国・河・設 P.496』

1.11 帯工の設計

床固工の帯工は、計画河床を維持しうる構造として設計するものとする。

『国・河・設 P.496』

第3章 護岸工

護岸工は、溪岸の侵食・崩壊などの防止を目的とした施設である。

護岸工は、土砂の移動もしくは流水により、水衝部などの溪岸の侵食又は崩壊が発生、あるいはそのおそれがある箇所や山脚の固定あるいは侵食防止が必要な箇所に計画するものとする。

『国・河・計（施） P.84』

解説

護岸工は、溪岸の侵食・崩壊などの防止を目的とした施設である。

護岸工を設置することにより水際線の環境を単調なものとしてしまう可能性があるため、その設置範囲は必要最低限とし、渓流内の自然度が高くなるように配慮するのが望ましい。

第1節 護岸工の設計

1.1 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発揮され、流水、流送土砂等の外力に対して安全にするとともに、維持管理面等についても考慮するものとする。

『国・河・設 P.496』

解説

(1) 位置の選定

1. 渓流において、水流あるいは流路の湾曲によって、水衝部あるいは凹部溪岸山腹の崩壊の恐れがある場合、護岸工を計画する。
2. 渓流下流部の土砂堆積地、または耕地及び住宅地などの区域において、溪岸が決壊もしくはその恐れがある場合、護岸工を計画する。
3. 溪岸の決壊または崩壊防止のためには、床固工あるいは堰堤工のほか、山脚の根固に護岸工を必要とする場合が多い。

目的により、直接に護岸を計画するものと、導流護岸または流路の変更を図ってこれら危険な箇所に直接水流が激突するのを避ける位置とする。

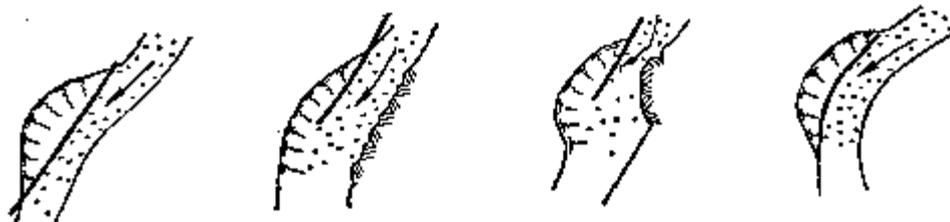


図-4.84 護岸工の位置

(2) 高さ

1. 護岸工の天端高は計画高水位に余裕高を加えた高さとする。
2. 渓流の曲線部における凹岸の護岸は、強固に計画するとともに、特に天端高を増さなければならぬ。

(3) 堰堤等への取付け

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

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

(2) 渓床勾配

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

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

1.2 のり勾配

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

『国・河・設 P.497』

解説

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

1.3 法線

護岸の法線は、河床勾配、流向、出水状況等を考慮して定めるものとする。

『国・河・設 P.497』

解説

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

1.4 取付け

護岸工の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとする。

『国・河・設 P.497』

1.5 基礎根入れ

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

『国・河・設 P.497』

解説

基礎部の洗掘に対して、根入れを深くするか根固工で対処するかは、現地の状態をよく把握して決めなければならない。

また、護岸工を単独で計画する場合は、現溪床の最深部より深くすべきである。計画溪床が定められている場合は、それより1.0m以上根入れを行うことが望ましい。

1.6 根固工

根固工は、護岸の基礎の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

『国・河・設 P.497』

解説

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

第4章 水制工

第1節 水制工の設計

1.1 水制工の設計

水制工の設計にあたっては、流送土砂形態、対象流量、河床材料、渓床変動等を考慮し、その目的とする機能が発揮されるようにするとともに、安全性、維持管理面等についても考慮するものとする。

『国・河・設 P.497』

解説

水制工の目的としては、流水や流送土砂をはねて渓岸構造物の保護や渓岸侵食の防止を図るものと、流水や流送土砂の流速を減少させて縦侵食の防止を図るものがあり、所要の機能と安全性の確保について十分考慮するものとする。

(1) 位置

1. 水制工は、一般に渓流の下流部または砂礫円錐地帯の渓床幅が大で渓床勾配の急でない個所に計画する。
2. 直線に近い区域で兩岸に水制を計画する場合は、水制の頭部を対立させ、その中心線の延長が中央で交わるように位置を定める。

水制工は一般に渓流の下流部、あるいは砂礫円錐地帯の乱流区域に計画することが多く、かかる区域では左右兩岸対称の位置に計画して各水制頭部間の新水路渓床を水流で低下させ、同時に水制間に土砂を堆積せしめ、流路が固定するにおよんで水制頭部を導流工あるいは護岸工で連結させ、整治を完了するのである。

(2) 水衝部

1. 渓流上流部においても、渓流沿いの水流の衝撃に起因する崩壊の脚部等に水制を設け、水流を遠ざけて崩壊の増大を阻止する。

荒廢渓流の上流部においては、水制工を計画することはまれであるが、有利な場合が相当ある。すなわち、短区間の崩壊地においては、崩壊の上流端に下向き非越流水制を一つ計画し、水流を崩壊の脚より遠ざけることによって、崩壊の増大を防止することができる。また、崩壊地が長区間にわたる場合は、多数の非越流水制を計画するのである。一般に崩壊個所に対しては片岸のみ計画するが多い。

(3) 方向

1. 渓流においては上向き水制が有利であるが、普通は直角水制を用いることが多い。流線またはその接線に対して 70° ～ 90° の間の角度が適当である。

直角水制においては水制間の中央に土砂の堆積を生じ、頭部における渓床の洗掘は比較的弱く、下向き水制においては水制間の砂礫堆積は直角水制より少なく、また頭部の洗掘は最も弱い。上向き水制の場合は水制間の砂礫の堆積は渓岸や水制に沿い前二者よりもはるかに多いが、

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

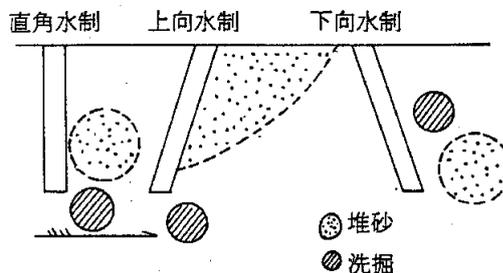


図-4.85

(4) 形式

1. 水制工の形式は、その構造により透過、不透過に分類され、また、高さにより越流、非越流に分けられる。
2. 水ハネ、土砂ハネを目的とする場合は非越流、不透過水制工を用い、流速減少を目的とする場合は越流、透過水制工を用いるのが一般である。

砂防施設として用いる水制工は、一般に急流河川に設置する 경우가多く、このため、水制工を水ハネ、土砂ハネを主目的に設置する場合は、水制工の強度及び維持管理面から相当困難が予想される。仮に目的を達成したとしても、その下流の水衝部等の河状を一変させる恐れがあるので、護岸との併用で流速を減少させる根固水制工として採用されている事例が多い。

1.2 形状

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

『国・河・設 P.497』

解説

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

一般には水制工の長さを短くし水制工と護岸を併設したほうが、維持、工費上からも経済的となる場合が多く、その長さは川幅の1割以下としている例が多い。また、水制群では、上流側を短くし水勢における負担を軽くするとともに、水制工天端に、河心に向かって1/10～1/100の下り勾配を付けるのが通常である。

水制工の高さは、維持管理及び河川に与える不測の影響を考慮して低くする 경우가多く、平均低水位上0.5～1.0m程度としている。また、水制工の間隔は、水制工高の10倍程度及び水制工長の1.5～2.0倍程度を目途として、水制の高さ、長さとの関係等から経済性も考慮して定める必要がある。

なお、水制工のもと付けについては、護岸と水制工を併設する場合は流水が水制と護岸の間を流

下しない構造とし、水制工単独の場合は十分根入れを行うとともに、もと付け付近に流水が向かわない構造とする必要がある。

1.3 本体および根固工

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

『国・河・設 P.497』

解 説

一般に砂防施設を設ける溪流は、急流でかつ溪床材料の粒径が大きいため、水制の強度の面から杭打ち水制工は避けるべきで、むしろ自重で流水等に抵抗できるような工法を用いるべきであり、一般にコンクリート不透水制が多く用いられる。

透過水制工を採用する場合は、堤頂部まで外力が働いても安全でなければならない。

水制工の基礎は、一般には溪床の砂礫であり、洗掘を受けやすく、特に水制の先端は局所洗掘による基礎の破壊の原因となりやすい。このため水制工には、原則として根固工を併設するものとする。

第5章 溪流保全工

第1節 計画条件

1.1 一般

溪流保全工の設計にあたっては、その機能、目的を考慮して安全性についての検討を行い、対象流量を安全に流下させようとするとともに、維持管理面及び周辺の水利用、地下水位、自然環境についても配慮するものとする。

『国・河・設 P.497』

『砂・公 P.51』

解説

(1) 溪流保全工の設計は、地形、地質、流送土砂形態等の流域を含めた自然条件及び溪流の変遷等その溪流の特性を調査し、それに適合した計画を立てる必要がある。また、施設の安全性、背後地域に対する施設の重要性等について配慮した設計が必要である。

溪流保全工の設計においては、形状、勾配、構造物、溪床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等により試算を行い、修正を繰り返して、適切に設計する必要がある。模型実験は、溪流保全工の対象とする地域の社会的、経済的重要性や想定される被害の質、量等を勘案したうえで、必要に応じて実施するものとする。

(2) 溪流保全工はその目的により以下のように分類される。

① 溪流の縦断規正

- ・ 縦断勾配の緩和による縦横侵食の防止
- ・ 天井川の解消

② 溪流の平面規正

- ・ 扇状地の乱流防止
- ・ 流水断面の確保

③ 特殊な地質の地域における崩壊防止

(3) 溪流保全工の工法としては、護岸工、床固工、帯工、水制工、沈砂池工などがあり一般的には、床固工、護岸工、帯工とを併用して計画する。施工場所としては、おおむね溪床勾配が1/100より急な区間において施工されることが多い。しかし、1/100より緩勾配の所であっても、土砂害等が発生する恐れがあれば計画してもよい。

また、砂礫堆積地帯において、流水の縦横侵食により土砂が生産されるような場所及び山麓平野で河川が蛇行して乱流を起こし、氾濫もひきおこすような流水断面狭少な場所で、なおかつ河川の近傍に保全対象がある場合等計画する。

1.2 計画の前提条件

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

『砂・設・実 P.74～75』

解説

(1) 上流部が荒廃している場合

①上流部の防砂工事（砂防堰堤などの土砂調節効果をもつ工事）が未施工の場合

・・・・・・・・・・溪流保全工の着手には時期が早過ぎる。

②上流の砂防工事が施工中の場合

・・・・・・・・・・上流の砂防工事が計画流出土砂量に対し50%以上の整備

（土防生産抑制、流出土砂抑制、調節量を含める）が完了してから溪流保全工の計画施工をすることが可。

③上流の砂防工事が概成している場合（計画流出土砂量に対し70%以上の整備）

・・・・・・・・・・溪流保全工の計画・施工は可。

(2) 上流部の荒廃が比較的少ない場合

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

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

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

(注) 整備率の確認位置

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

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

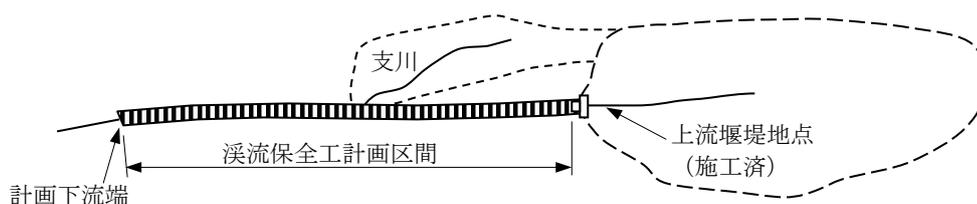


図-4.86

1.3 設計手順

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

『砂・公 P.52』

1.3.1 設計順序

溪流保全工の設計順序は次図のとおりとするのが一般的である。

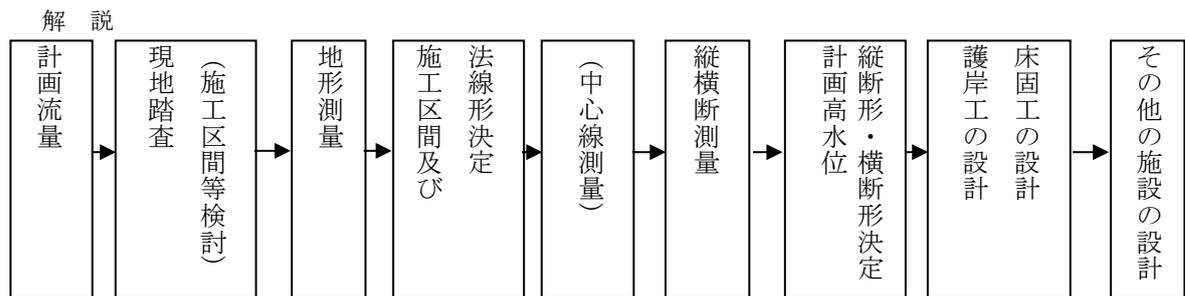


図-4.87

1.3.2 測量

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

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

解説

①地形図 (1/5,000~1/10,000)

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

②地形測量 (1/500~1/1,000)

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

③中心線測量

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

④縦断測量（1/100～1/500）

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

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

⑤横断測量（1/100～1/200）

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

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

1.3.3 図面

図面はすべて左側が下流となるように、記入する。

解説

①地形図（流域概要図）

入手した地形図に流域面積、計画区間、保全対象区域等を図示する。

②平面図

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

③縦断図

縮尺は適宜決定するものとし、計画（溪床高・護岸高・余裕高・溪床勾配・横工等）、現況（溪床高・護岸高・溪床勾配・構造物等）とも正確に図示する。支川についても同様とする。なお現況については、計画区間の他、縦断計画立案に必要となる、上下流部も含めて図示する。また、補償対象物については現況、計画ともに特に慎重に図示することが必要である。

④横断図

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

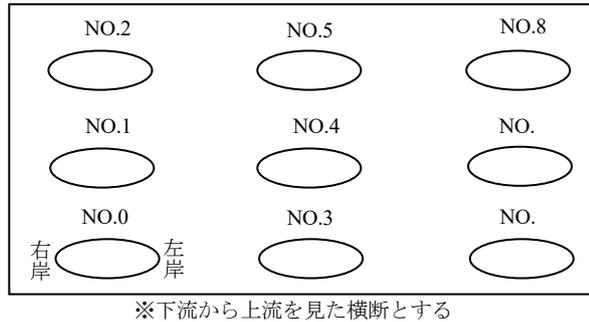


図-4.88

⑤標準断面図

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

⑥構造図

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

⑦その他の図面

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

1.4 法線計画

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

『砂・公 P.154』

解説

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

1.4.1 湾曲部の法線

$\theta > 60^\circ$ 程度を目安にする。 $\theta < 60^\circ$ では非常に大きな抵抗が生ずるのでさけたほうが良い。

『砂・公 P.154, 155』

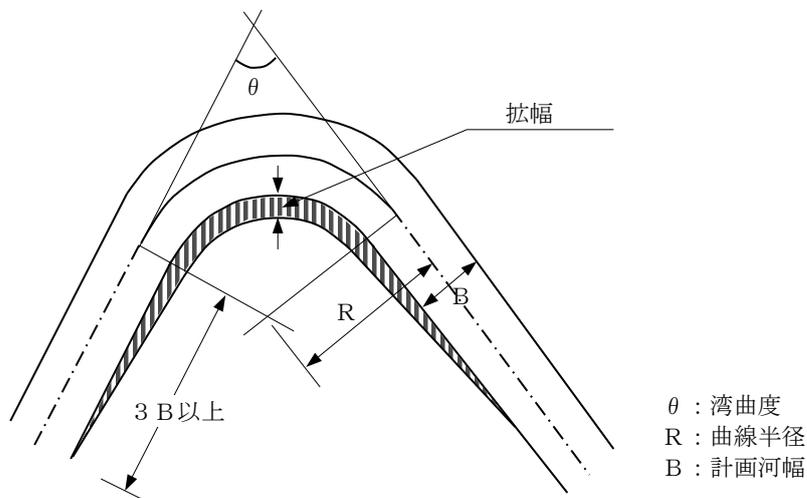


図-4.89

1.4.2 曲線半径と川幅

河川の場合、曲線半径と河幅の比が大きな影響を及ぼすのでR（曲線半径）とB（H.W.Lでの幅）との関係を以下に示す。

$\frac{R}{B} \geq 10$ やむをえない場合でも $\frac{R}{B} > 5$ とすることが望ましい。

『砂・公 P.155』

1.4.3 湾曲線の拡幅

湾曲線の拡幅は、次の値を目安にして実施することが望ましい。

『砂・公 P.155』

解説

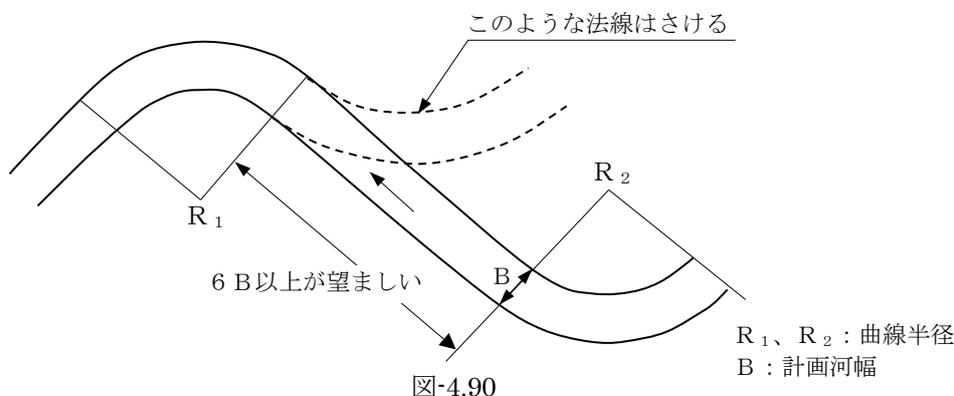
- $\frac{R}{B} \geq 10$ 、 $\theta \leq 60^\circ$ の場合 10%の拡幅
- $5 < \frac{R}{B} \leq 10$ 、 $\theta \geq 60^\circ$ または $\frac{R}{B} \leq 10$ 、 $\theta < 60^\circ$ の場合 20%の拡幅 20%の拡幅
- $5 < \frac{R}{B} \leq 10$ 、 $\theta < 60^\circ$ の場合 30%の拡幅 30%の拡幅

拡幅のすりつけは図-4.89を参照のこと。

1.4.4 反曲線部の法線

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

『砂・公 P.155』



1.5 横断計画

1.5.1 計画高水位の考え方

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

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

『砂・公 P.155』

解説

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

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

1.5.2 基本断面

溪流保全工の計画断面は、原則として単断面とし、その計画幅は、対象流量、溪流保全工の縦断勾配、平面形状、地形、地質、背後地の土地利用状況等を考慮して定めるものとする。

『国・河・設 P.498』

解説

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

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

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

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

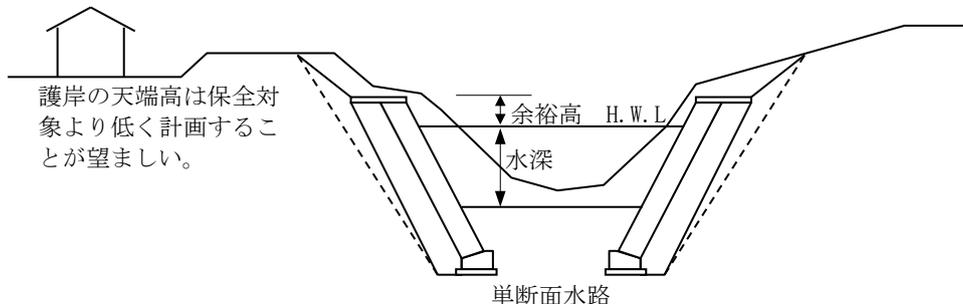


図-4.91

①計画幅

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

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2} \text{ (レジーム理論) } \dots \dots \dots (46)$$

B : 河幅 (m)

Q : 流量 (m³/s)

α : 係数 (図-4.92参照)

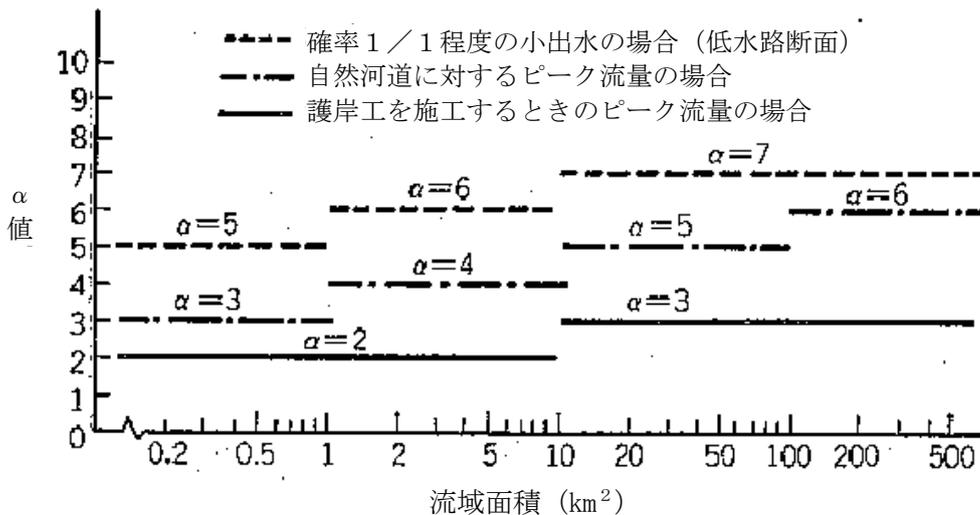


図-4.92

②既設溪流保全工における流域面積と溪流保全工幅の関係を次図に示す。

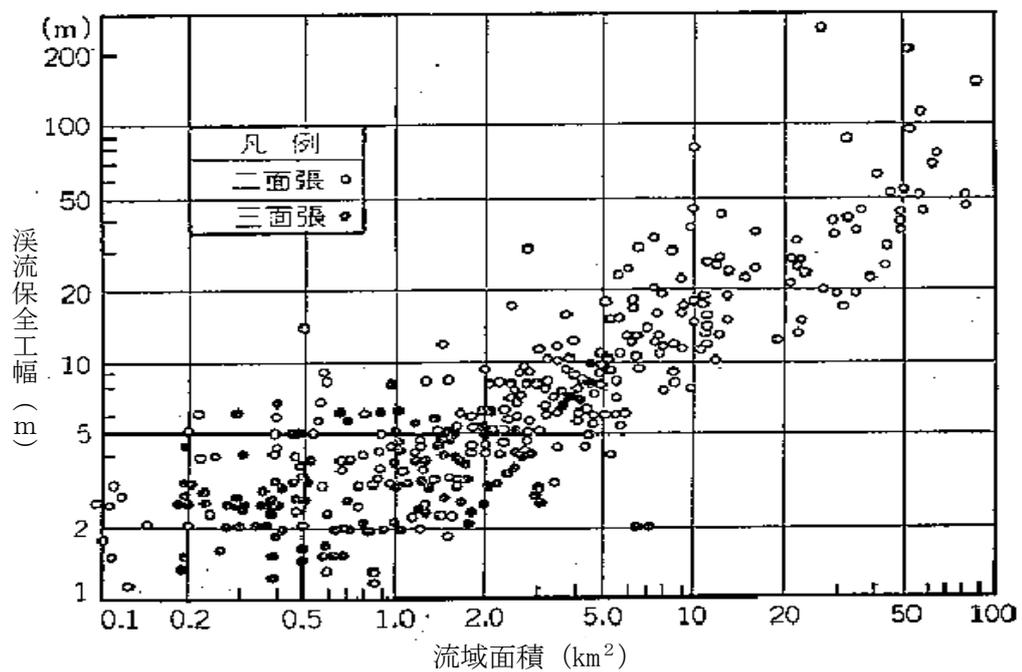


図-4.93 溪流保全工幅（平均）と流域面積との関係

1.5.3 計画洪水流量の算定

<p>①確率年の決定</p> <p>計画する河川の重要度に応じて決定するものであるが、下流河川の改修計画もしくは改修済の場合は、下流河川と整合性のとれた確率年を採用すべきである。また特に著しい被害を被った地域にあっては、この既往洪水の実態等を勘案し再度災害が防止されるよう定める必要がある。</p> <p>②計画洪水流量の算定</p> <p>溪流保全工における注意事項を(6)に示す。(図-4.94参照)</p>
--

解 説

(1) 計画の規模

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

表-4.39 河川の重要度と計画の規模

河川の重要度	計画の規模 (計画降雨の降雨量の超過確率年)*	備 考
A 級	200 以上	1 級河川の主要区間
B 級	100 ~ 200	
C 級	50 ~ 100	1 級河川のその他の区間、 2 級河川の都市河川
D 級	10 ~ 50	一般河川
E 級	10 以下	

*年超過確率の逆数

なお、特に著しい被害を被った地域にあっては、その被害を無視して計画の規模を定めることは一般に好ましくない。したがって、このような場合においては、この被害の実態等に応じて民生安定上、この実績規模の再度災害が防止されるよう定めるのが通例である。

(2) 計画洪水流量の算定式

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

$$Q = \frac{1}{3.6} \times f \times r \times A \quad \dots\dots(47)$$

Q : 計画洪水流量 (m³/s)

f : 流出係数

r : 到達時間内降雨強度 (mm/hour)

A : 流域面積 (km²)

(3) 流出係数 (f)

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

解 説

表-4.40 日本内地河川の流出係数 (物部)

急峻な山地	0.75～0.90
三紀層山岳	0.70～0.80
起伏のある土地及び樹林	0.50～0.75
平坦な耕地	0.45～0.60
かんがい中の水田	0.70～0.80
山地河川	0.75～0.85
平地小河川	0.45～0.75
流域の半ば以上が平地である大河川	0.50～0.75

(4) 到達洪水時間内の雨量強度 (r)

降雨強度は次式 (飯塚式) により求める。

解 説

$$r = \frac{34,710}{T^{1.35} + 1,502} \times \frac{R_{24}}{100} \quad \dots\dots (48)$$

ここで、r : 洪水到達時間内の雨量強度 (mm/h)

T : 洪水到達時間 (min)

R₂₄ : 日確率雨量 (mm)

洪水到達時間 (T)

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

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

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

ここで、T : 洪水到達時間 (h)

ℓ : 流域最遠点から流量計算地点までの流路長 (m)

S : 流域最遠点から流量計算地点までの平均勾配

Tの値が30minに達しない場合は T = 30min とする。

(5) 土砂混入率 (β)

土砂混入率は、次表の値を参考に決定する。

解 説

表-4.41 土砂混入率

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

(6) 注意事項

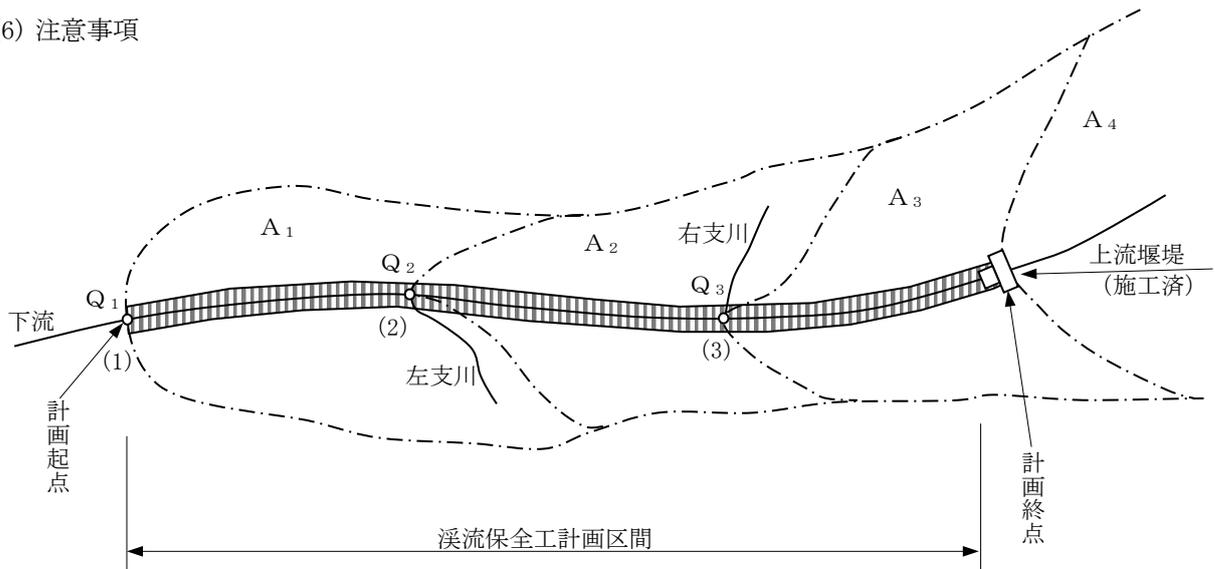


図-4.94

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

(7) 整備率

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

解説

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

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

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

1.5.4 計画高水位

計画高水位は、計画河床の維持の面から、縦断形および横断形と相互に関連して決定するものとする。

解説

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

三面張りおよび掘り込み河道の溪床保全工を施工することによって施工前の伏流水、地下水が遮断され、あるいは水位が低下し流域周辺の水利用（湧水、揚水等）に著しく影響を及ぼすことがあるため、あらかじめ扇状地における水の挙動について十分に調査しなければならない。

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

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

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

Q : 計画流量 (m^3/sec)

A : 計画断面 (m^2)

V : 平均流速 (m/sec)

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

n : 粗度係数

R : 径深 (m) ($R = \text{流水断面積} A / \text{潤辺長} P$)

I : 水面勾配 (計画溪床勾配)

土砂混入時の流速の補正はワング (Wang) の式による。

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

V_1 : 清水の平均流速

γ : 清水の単位重量 (t/m^3) (普通 11.77 kN/m^3) 『設計編第1章P4-4』

γ_1 : 土砂の単位重量 (t/m^3) (普通 25.50 kN/m^3) 『国際単位系換算係数 (2.6×9.807)』

α : 土砂混入率 (%) (表-4.41参照)

マンニング公式に使用する粗度係数 (n) は次による。

三面張流路の場合 $n = 0.025$

その他の場合 (単断面) $n = 0.030$

(参考)

計算による粗度係数 (n')

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

適用範囲 $h/d > 10$ 以上とする

$d = d_m$ (平均粒径)

$h =$ 水深 (計画)

1.5.5 余裕高

溪流保全工の余裕高は原則として、計画流量によって決定する。

『砂・公 P.159』

解説

構造物も計画高水位に余裕高を加えた高さまで護岸を施工するものとする。

表-4.42

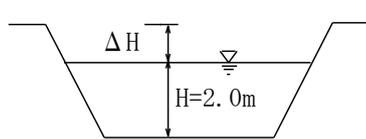
計画高水流量	余裕高
200m ³ /s未満	0.6m
200m ³ /s～500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s以上	1.0m

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

表-4.43

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

計算例



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

図-4.95

余裕高の表より ΔH=0.6mとなる

計画高水位はH=2.0mゆえに ΔH/Hの値は

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

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

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

湾曲部の凹岸では洪水の際に水位が上昇するので、護岸は凸岸部より高くする必要がある。

解説

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

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

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

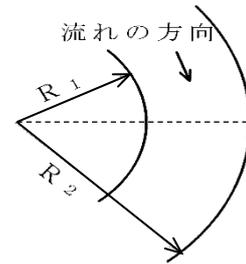


図-4.96

計算例

R₁=15m、R₂=20m、V=3.0m/sec

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

よって0.3mの嵩上げが必要となる。

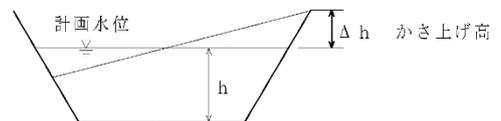


図-4.97 湾曲部での流れの横断形状

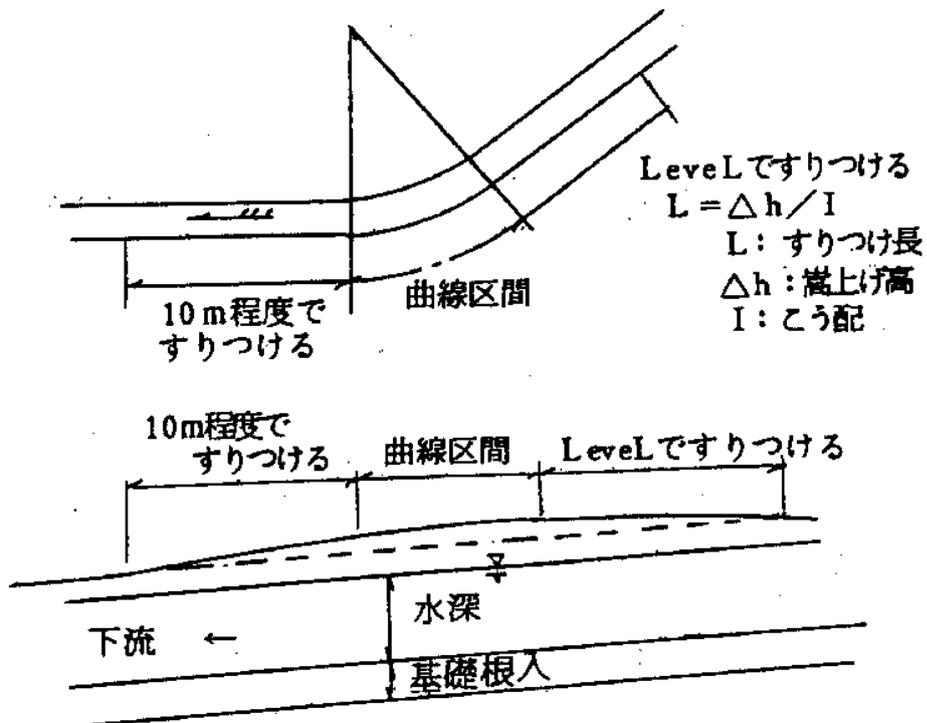


図-4.98

1.5.7 最小断面

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

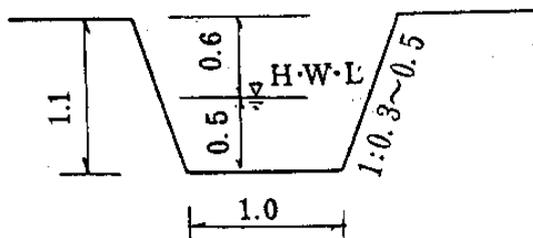


図-4.99

解説

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

1.6 縦断計画

溪流保全工の縦断形は、河床の安定を考慮するとともに、掘り込み式が原則であるので、周辺の地形条件や将来の維持管理面も勘案して決定するものとする。

なお、溪流保全工の上端および下端において、河床勾配が急変しないようにし、また、支流が合流している地点においては、洗掘、堆積等に留意して設計するものとする。

『国・河・設 P.498』

解説

溪流保全工を計画する溪流は、一般に急流であり、溪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、場合によっては溪床をコンクリートまたはブロック等で覆って溪床の安定を図る場合もある。

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

また、本川の支川が流入することによる洗掘、堆積を防ぐため支川の縦断勾配は原則として本川に合せた勾配とする。このため合流点付近の計画は、縦断勾配、平面形状等十分検討する必要がある。

1.6.1 計画縦断勾配の決定方法

一般的には現在の溪流の溪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溪床勾配の1/2程度を目安に決定する。

解説

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

①掃流力計算による方法

・掃流力

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

U_*^2 : 摩擦速度

R : 径深

I : 河床勾配

・限界掃流力

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

U_{*c}^2 : 限界摩擦速度

d_m : 砂礫の平均粒径 (cm)

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

(参考)

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

・試料採取

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

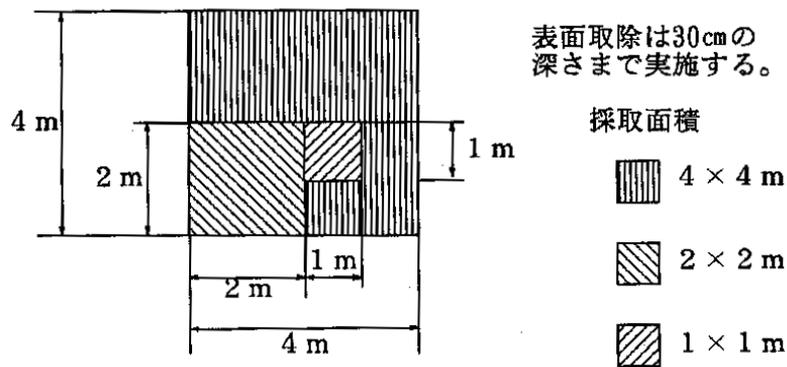


図-4.100 砂礫採取図

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

$$d_m = \frac{\sum_{P=0}^{P=100\%} d \Delta P}{\sum_{P=0}^{P=100\%} \Delta P} \dots \dots \dots (57)$$

d_m : 平均粒径

ΔP : フルイ目に対する残留百分率

d : フルイ目の寸法

参考（平均粒径 d_m 、90%粒径 d_{90} の求め方）

〇〇川砂防工事に伴う粒度調査

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

辺長(cm)個数			比重=2.61		ふるい分け
a	b	c	$V = \frac{\pi \cdot abc}{6}$	W(t)	
7	10 ×	9 7	0.0003	0.0008 0.0056	80 ~100
12	12 ×	12 5	0.0009	0.0023 0.0115	100 ~150
13	6 ×	10 3	0.0004	0.0010 0.0030	
7	15 ×	11 5	0.0006	0.0016 0.0080	
11	15 ×	13 7	0.0011	0.0029 0.0203	150 ~200
20	11 ×	15 7	0.0017	0.0044 0.0308	
20	15 ×	17 4	0.0027	0.0070 0.0280	
25	11 ×	18 4	0.0026	0.0068 0.0272	300 ~400
25	35 ×	30 4	0.0137	0.0358 0.1432	
40	30 ×	35 3	0.0220	0.0574 0.1722	
				80~100 0.0056 100~150 0.0428 150~200 0.0860 200~250 0 250~300 0 300~400 0.1432 400~500 0.1722	

計 17,869.738

粒度試験結果

最大粒径 $d_{max} = 600m/m$ （粒度曲線図より）

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

$\approx 182m/m$

90%粒径 = 400m/m（粒度曲線図より）

図-4.101

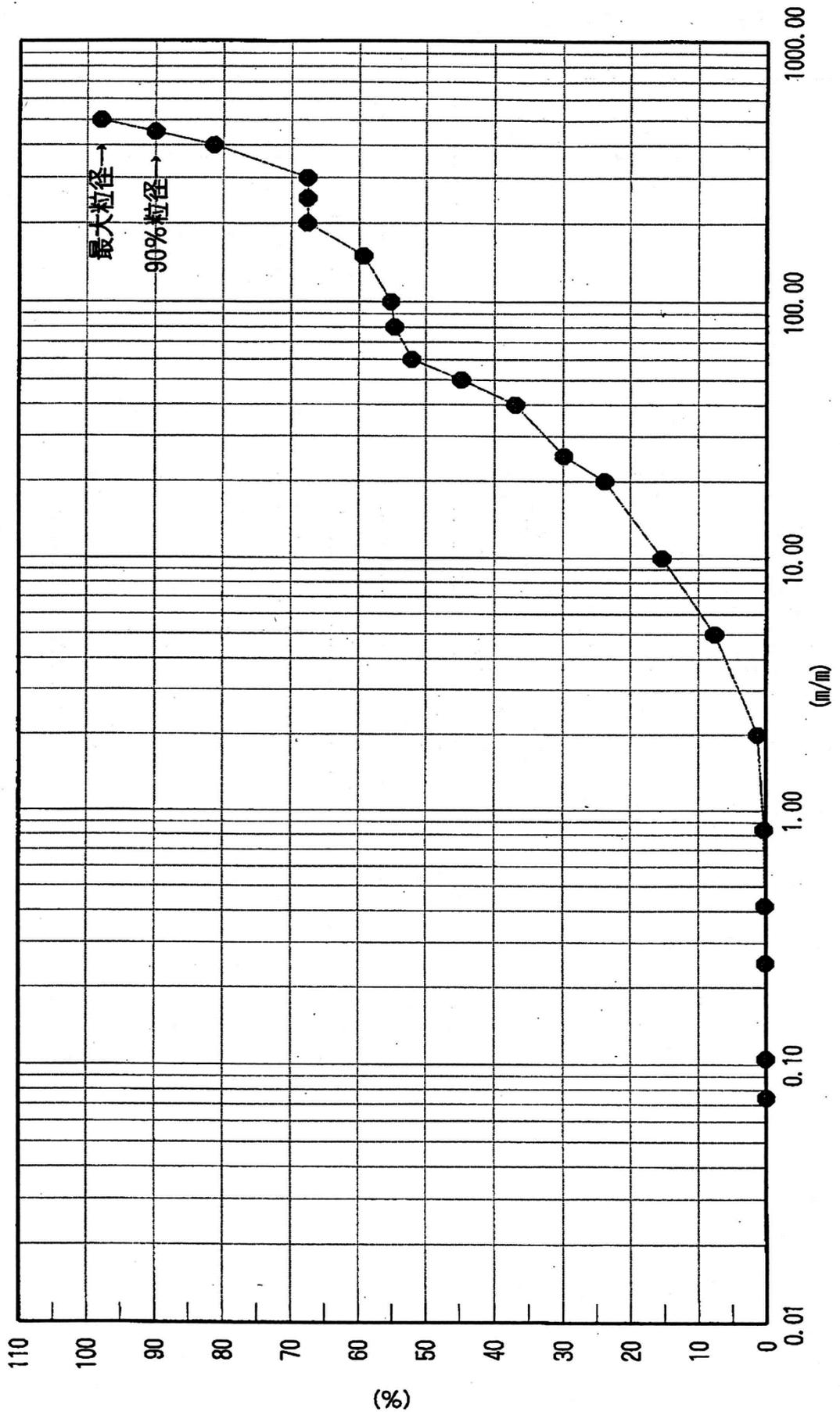


図-4.102 粒径加積曲線図

(計算例)

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

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

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

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

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

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

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

②既往の実績等による方法

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

③動的平衡勾配・静的平衡勾配の検討

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

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

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

・動的平衡勾配を求める式は

$$I = \left\{ \frac{0.1 \times qB \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right)^2 d_m (1 - \lambda)}{\sqrt{g(nq)^2}} \right\}^{\frac{4}{7}} \dots \dots \dots (58)$$

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

d_m ：平均粒径(m)

λ ：空ゲキ率0.4

n ：マンニングの粗度係数

q ：単位幅当り流量（計画洪水量÷計画幅）

g ：重力の加速度9.8(m/sec)

qB ：単位幅当り掃流砂量(m³/sec/m)

σ ：砂粒子の密度2.6

QB ：流量×含砂率（土砂混入率）

ρ ：水の密度1.0

B ：計画川幅（平均川幅）

・ 静的平衡勾配を求める式は

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

n : マニングの粗度係数

B : 溪流保全工幅 (平均川幅) (m)

g : 重力の加速度(9.8m/sec²)

Q : 計画洪水流量(m³/s)

d₉₀ : 90%粒径(m)

1.6.2 縦断勾配の変化

溪流保全工の縦断勾配は上流より下流に向けて次第に緩勾配になるように計画しなければならない。勾配の変化をあまり急激に行うと変化点付近で洗掘や堆積が生じ溪流保全工の維持に困難を生ずる場合もあるので、勾配の変化点においては、その上下流で掃流力が50%以上の変化をしないように勾配並びに水深をきめるのが望ましい。

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

解説

掃流力を50%以上変化させないことは、上流を基準として

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

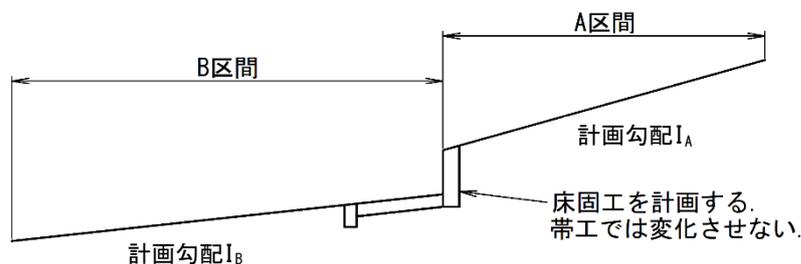


図-4.103

(計算方法)

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

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

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

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

U_* = 掃流力

g = 重力の加速度

I = 勾配

R = 径深

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

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

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

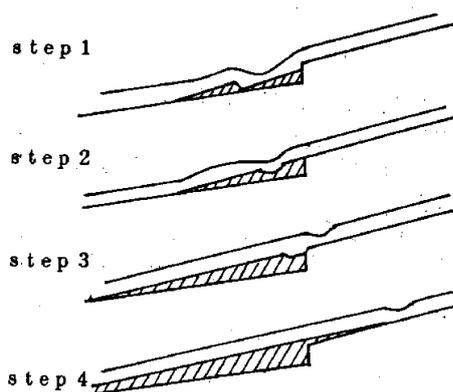


図-4.104 堆砂進行過程（模式図）

1.6.3 計画溪床高の決め方

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

解説

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

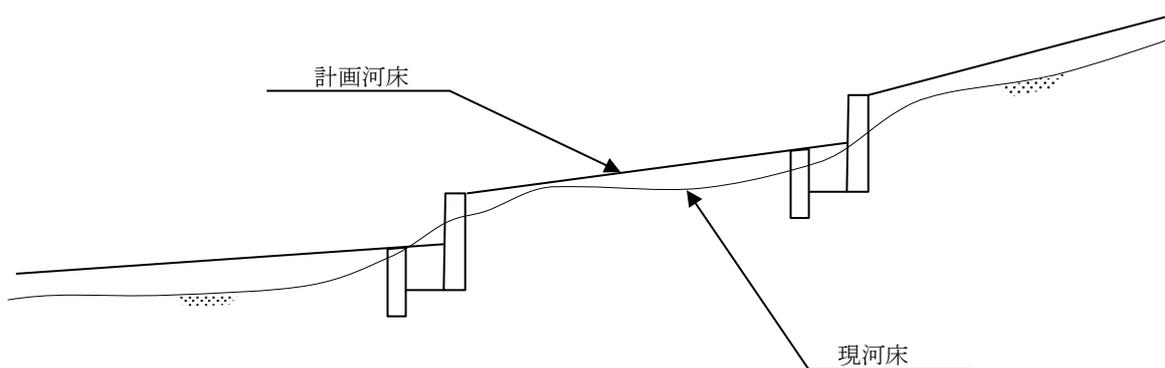


図-4.105

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

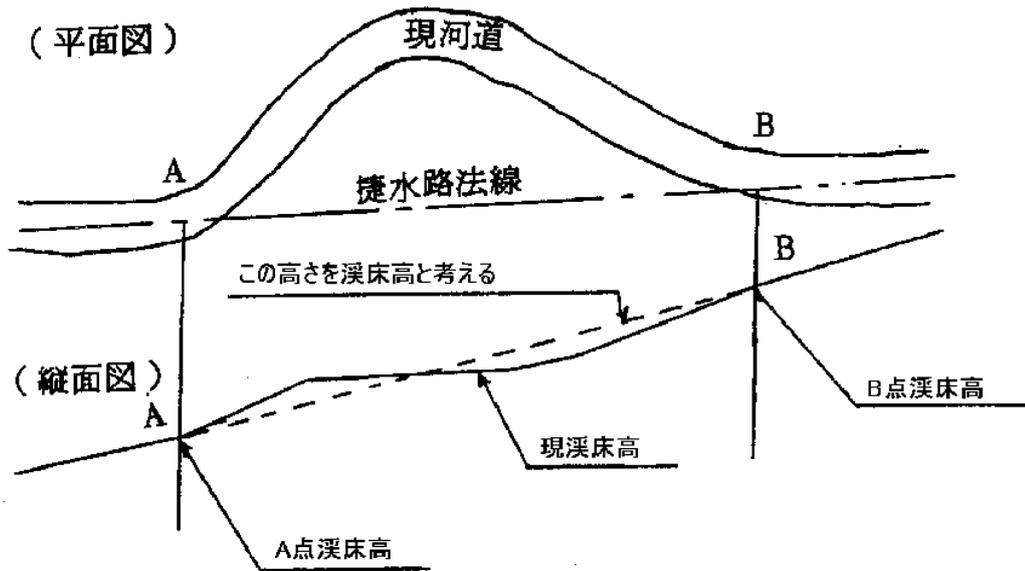


図-4.106

1.7 支川処理

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

解説

①法線形

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

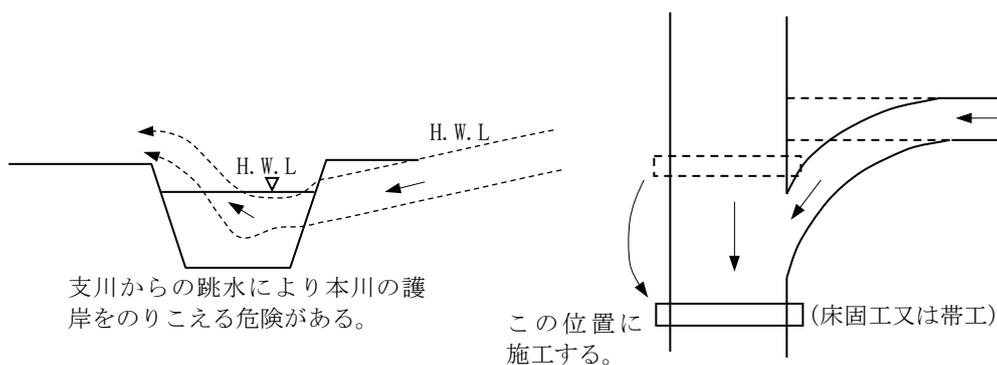


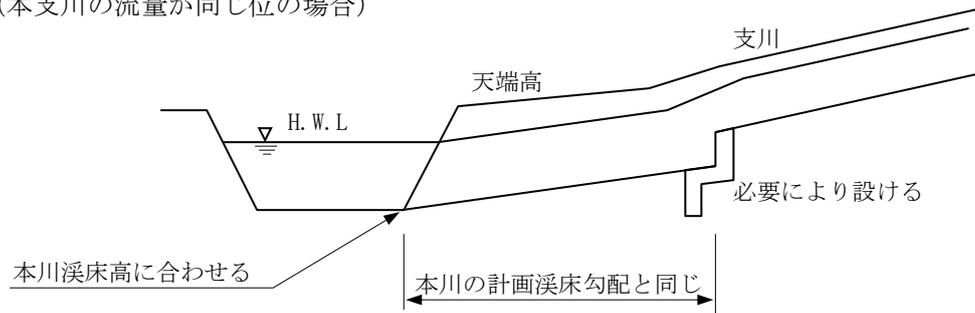
図-4.107

②縦断形

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

『砂・公P. 158』

(本支川の流量が同じ位の場合)



(支川の流量が小さい場合)

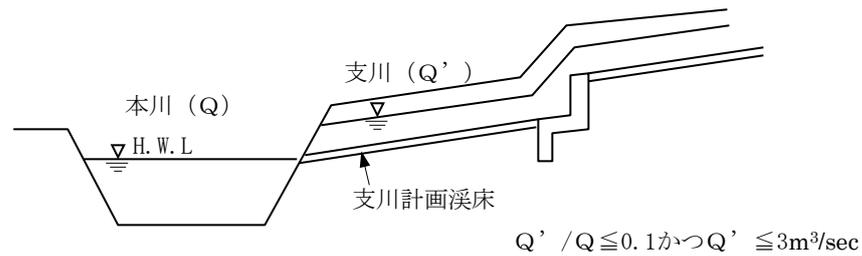


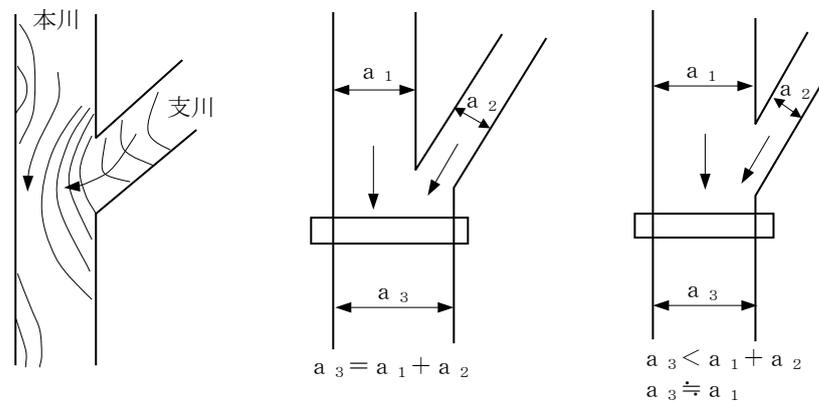
図-4.108

③横断形 (幅)

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

本川の掃流力の方が支川の掃流力より大きい場合は、支川からの土砂は本川の流水とともに流下するため問題はないが支川の掃流力の方が大きい場合には、合流点下流に土砂の堆積が生じ断面の不足をおこす危険がある (図-4.109(a))。そこでこのような場合には、 a_3 は $a_1 + a_2$ の和よりも小さくして掃流力を大きくすることが土砂堆積を防止する一つの方法である (図-4.109(c))。この場合計画高水位のとり方は十分注意することが必要である。

『砂・公P.161』



図(a)

支川の掃流力が大きい場合

図(b)

図(c)

図-4.109

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

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

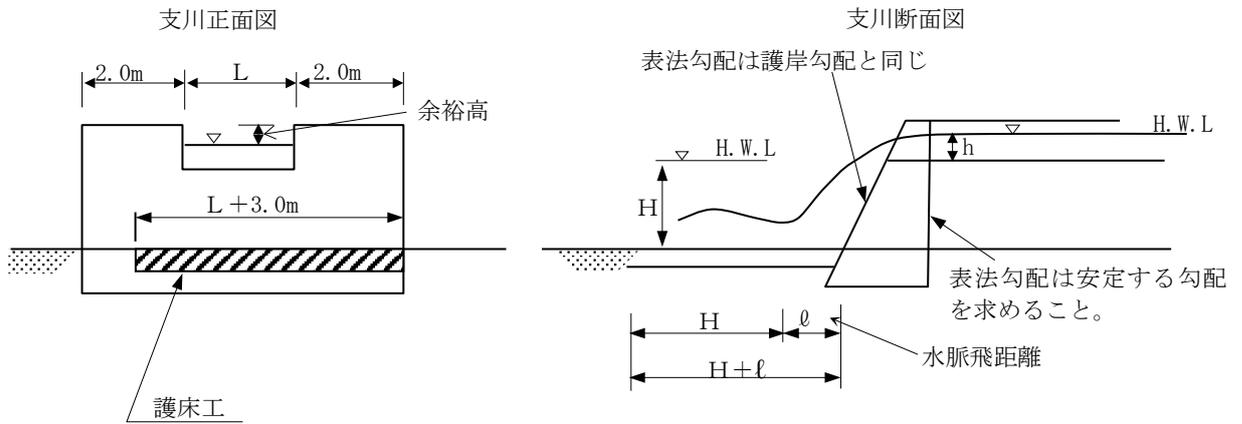


図-4.110

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

ℓ : 水脈飛距離 (m)

V_0 : 越流点流速 (マニング計算による流速の1.6倍程度とする) (m^3/s)

h : 越流水深 (m)

H : 支川の落差高 (m)

g : 重力の加速度 ($9.8\text{m}/\text{sec}^2$)

1.8 上流端処理

堰堤の副堤または垂直壁に溪流保全工を取り付ける場合は、超過流出土砂が堰堤に安全に貯留されることが必要条件であり、堰堤自体が調節効果、縦横侵食防止等の目的を持つ場合であればそのような堰堤と溪流保全工の直結は、土砂害をまねく恐れが生ずるので、堰堤と溪流保全工の間には、適当な長さの土砂調節区間を設けることが望ましい。

『砂・公 P.162』

解説

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

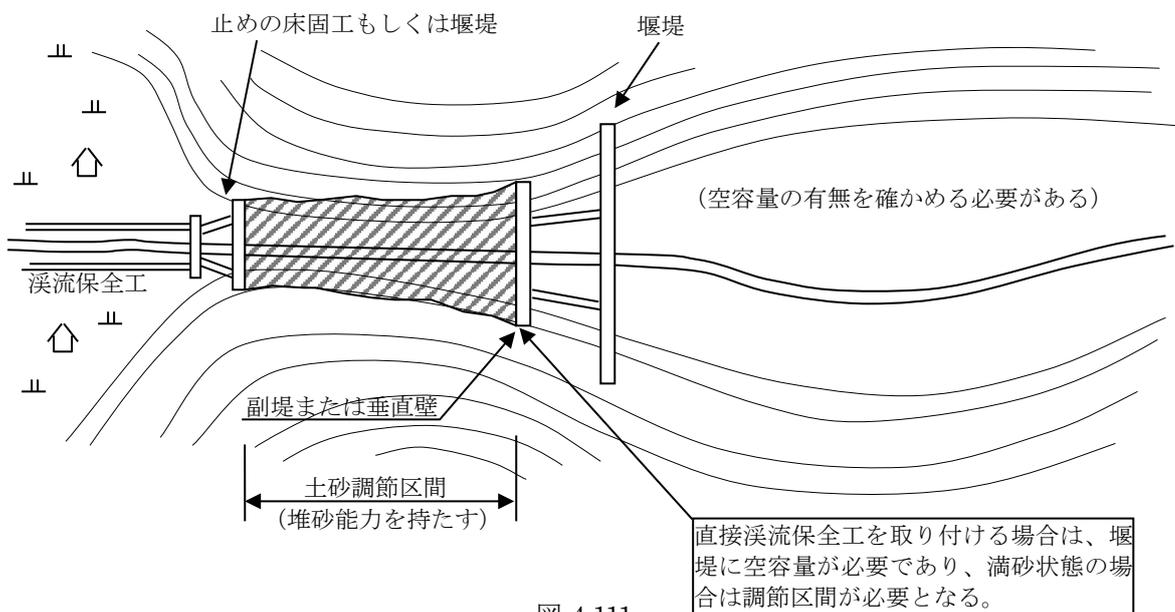


図-4.111

最上流端の砂防堰堤または床固工は、堰の断面として計画するが、溪流保全工の断面は開水路の流路断面とするため、その間に取合せ部が必要となる。

取合せ部は水理条件を急変させないよう適当な長さとする。

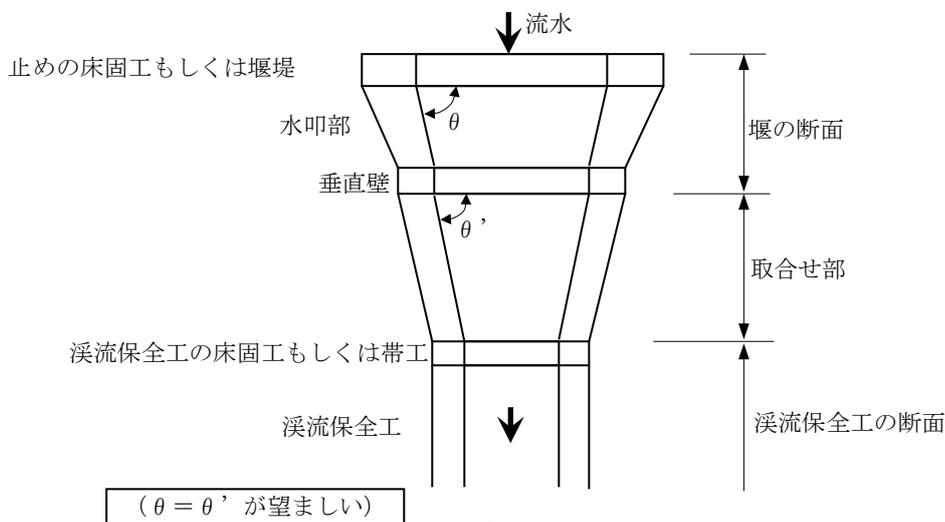


図-4.112

第2節 溪流保全工内の床固工

溪流保全工の床固工は、本節に準じて設計するものとする。

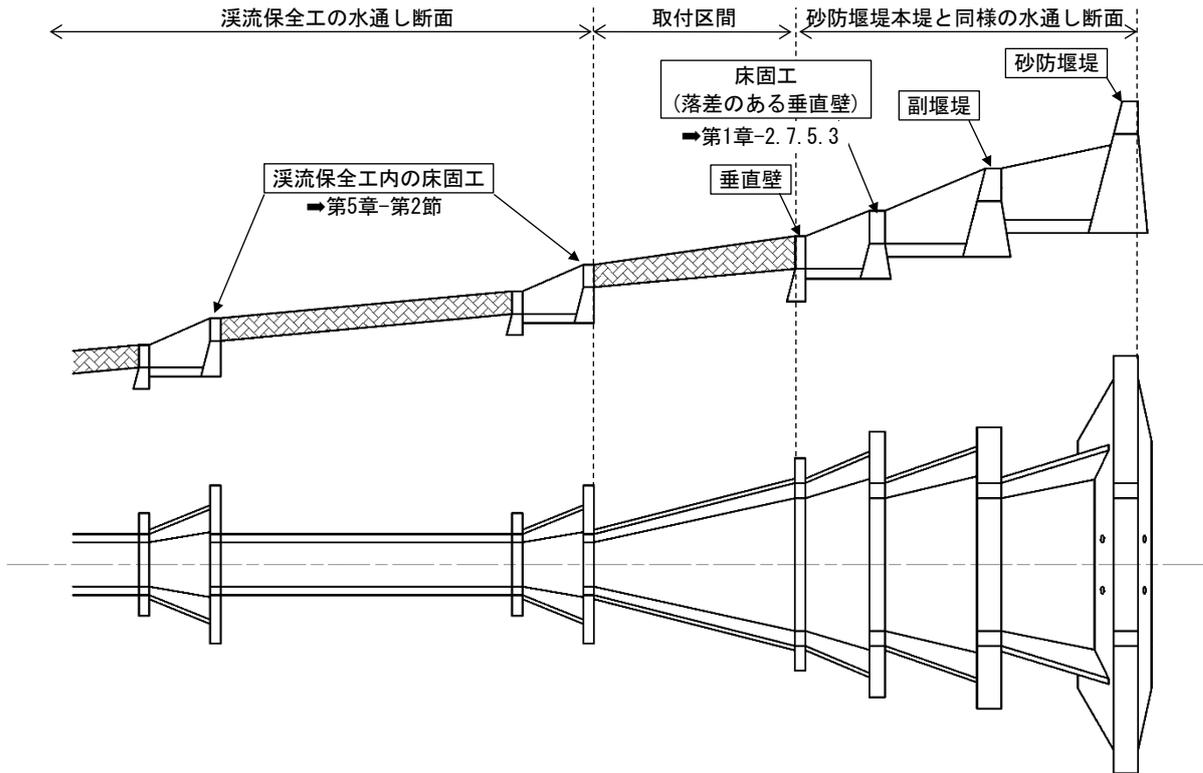
『国・河・設 P.498』

解説

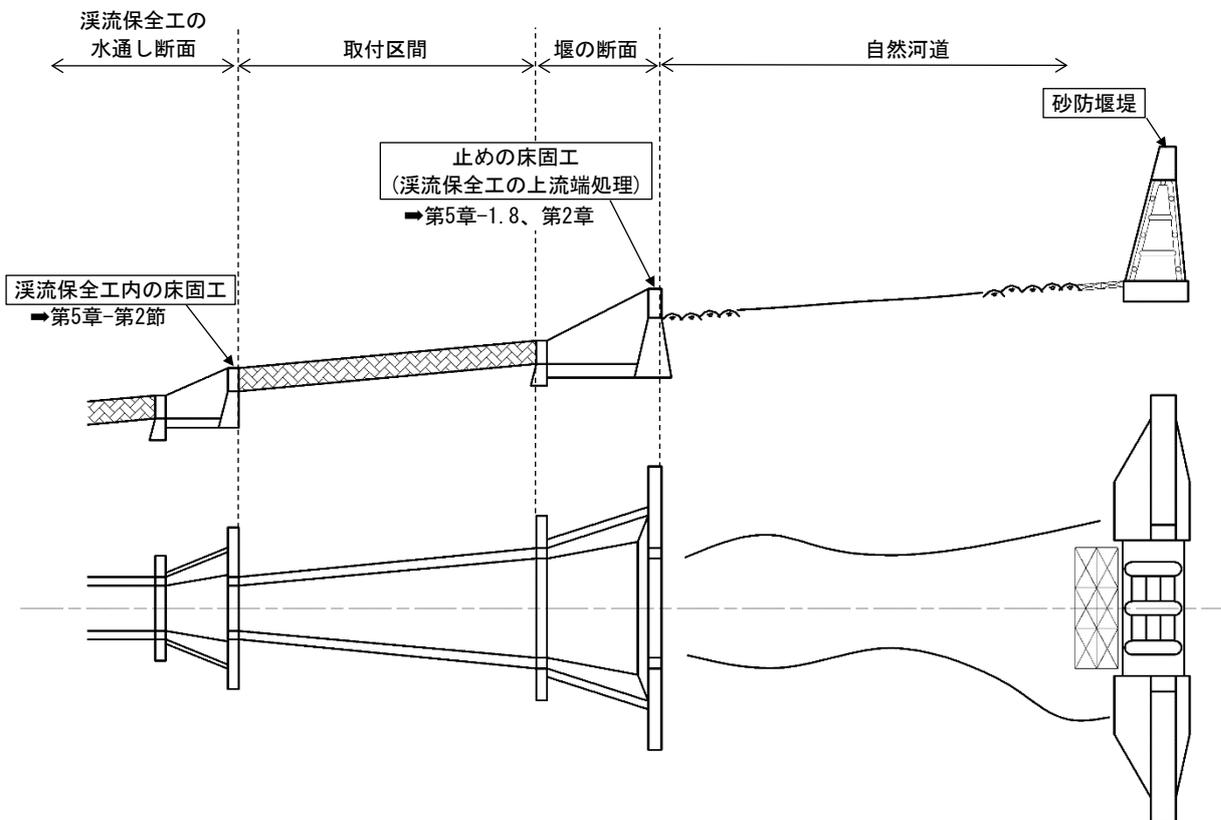
「溪流保全工内の床固工」は計画溪床を安定させるとともに維持するために設けられるものであり、侵食を防止して溪床の安定を計り、溪床堆積物の流出を防止し、山脚を固定するために設置する床固工（「第2章 床固工(溪床堆積土砂移動防止工)」に準ずる）とは区別する。

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

図-4.113に床固工設計基準の適用区分を示す。



砂防堰堤に溪流保全工を取り付ける場合



砂防堰堤に溪流保全工を取り付けない場合

図-4.113 床固工設計基準の適用区分

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

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

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

1/m : 計画溪床勾配

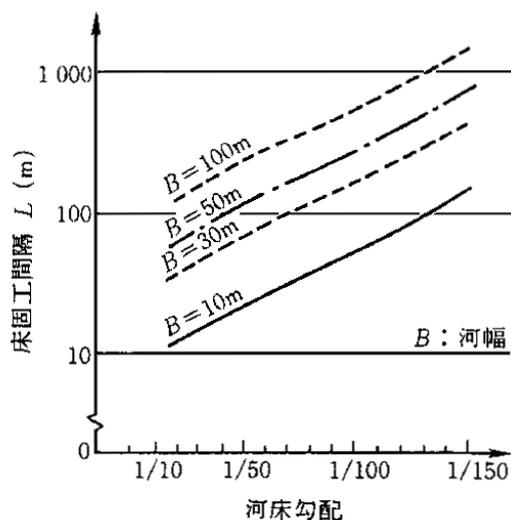


図-4.115 河幅と溪床勾配からみた床固工間隔

2.2 重複高

溪流保全工における床固工群は、階段状に設けられる。溪床が転石の累積あるいはそれに近い場合は相互に隣接する床固工の水通しと基礎高を水平としても差し支えないが、溪床が砂あるいは砂利層で形成されている場合は、床固工基礎は、前庭洗掘対策のため下流床固工の水通し天端と重複させなければならない。ただし、三面張りの場合はこの限りではない。

『砂・公 P.164』

解説

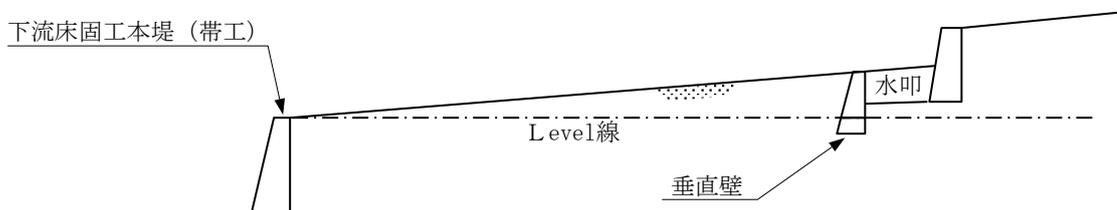


図-4.116

2.3 水通しの方向

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

2.4 水叩勾配

水叩勾配は、原則として水平とする。

解説

やむを得ず勾配をつける場合も溪流床勾配の1/2を最急勾配とする。

2.5 構造

2.5.1 本堤（溪流保全工内の床固工）

高さ(H)は原則として5.0m以下とする。

水通し天端(b_1)は、1.0m。下流勾配は、2分。上流のり勾配は、安定計算により求める。ただし(H)が3m以下の場合、上流法勾配は、直としてよい。

『現場技術者のための砂防・地すべり防止工事ポケットブック P.117』

解説

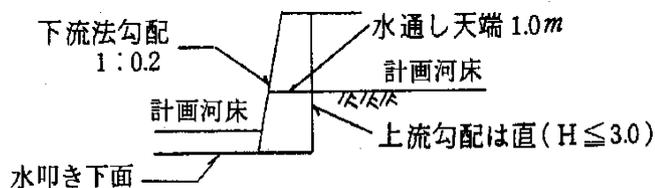


図-4.117

床固工本堤の堤底は水叩き下面に一致させるものとする。

床固工の袖は、原則として地山に嵌入する。

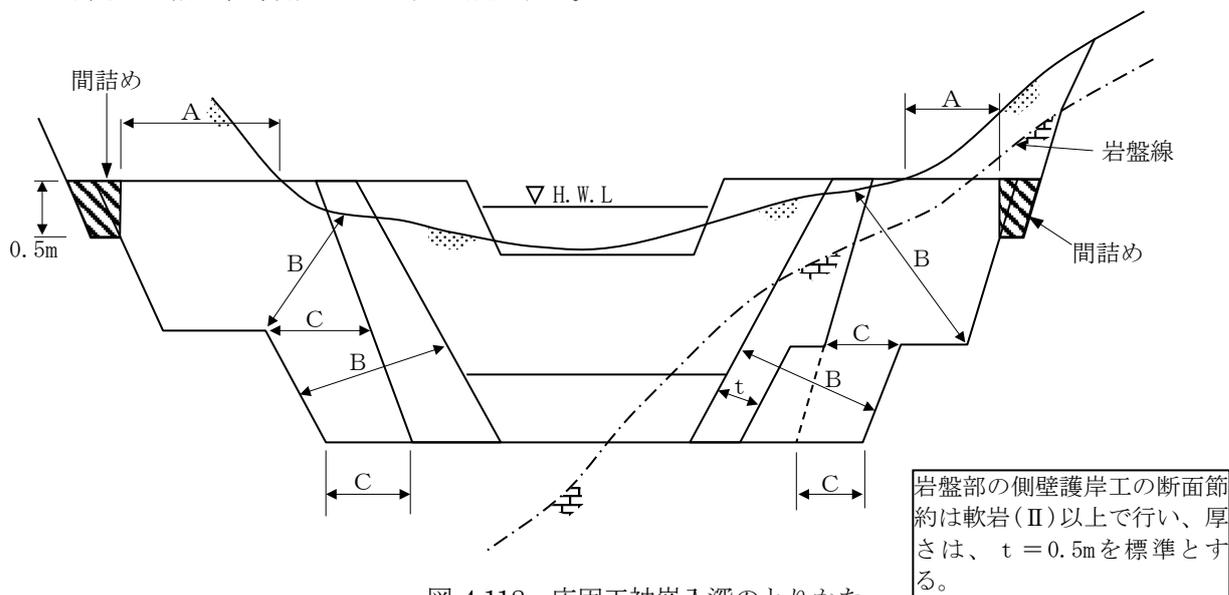


図-4.118 床固工袖嵌入深のとりかた

表-4.44 土質別嵌入深

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

被覆土のある軟岩(I・II)の場合

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

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

A_1 、 B_1 : 土砂の厚さ

A_2 、 B_2 : 軟岩の厚さ

被覆土のある中硬岩・硬岩の場合

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

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

A_1 、 B_1 : 土砂の厚さ

A_2 、 B_2 : 中硬岩・硬岩の厚さ

注) 袖天端幅の最小は0.4mとする。

2.5.2 垂直壁 (溪流保全工内の垂直壁)

1. 垂直壁の位置(L)は、次式による。

$$L = C \times (H_1 + h_3) \quad \dots \dots \dots (67)$$
 (記号は図-4.83参照)
2. 袖部の嵌入の取り扱いは、表-4.46による。
3. 根入れ(d)は表-4.47を標準とする。
4. 水通し天端幅は水叩き厚と同厚とする。ただし、水叩工を風化防止として設計する場合は1.0mとする。

解 説

表-4.45 Cの値

水深 h_3	C
2.0m未満	2
2.0m以上	3

表-4.46 垂直壁袖の土質別嵌入深

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

表-4.47 土質別根入れ長 (d)

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

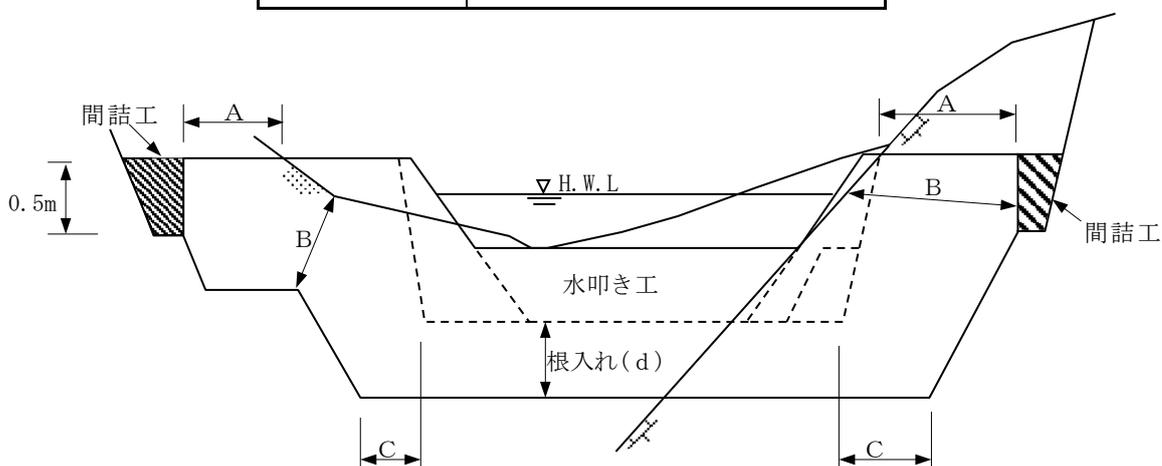


図-4.119 垂直壁の袖の形状

注) 袖天端幅の最小は0.4mとする。

2.5.3 側壁護岸

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

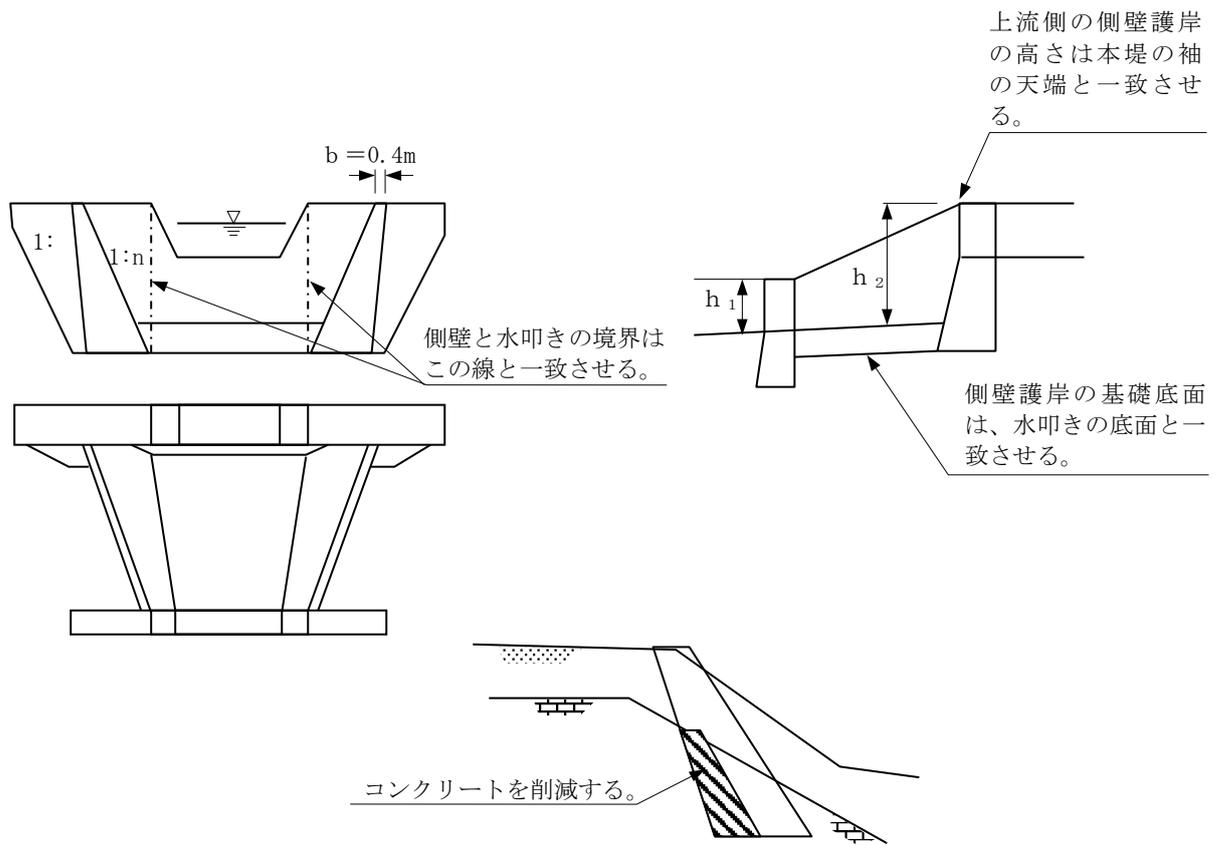


図-4.120 側壁護岸

2.5.4 平面形

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

解説

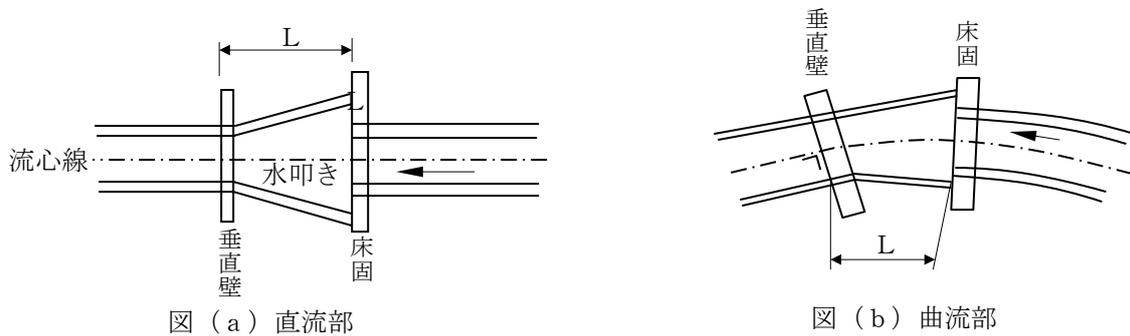


図-4.121

(注) 溪流保全工の上部を横過する構造物は、流水のはね上がりによる落下や詰まりを防止するため、床固工の上下流15m程度は、設置を避けるほうが望ましい。

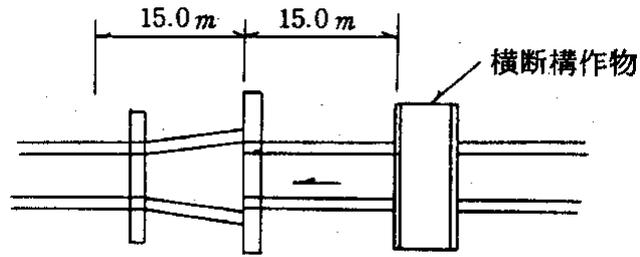


図 (c)

図-4.122

2.5.5 水叩

水叩の厚さ(t)は、表-4.48による。

土砂の場合は次式により算出する。

$$t = 0.2(0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) \quad \dots \dots \dots (68)$$

t : 水叩きの厚さ(m)

H₁ : 水叩き天端から本堤水通し天端までの高さ(m)

h₃ : 本堤の越流水流(m)

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

解説

表-4.48

土砂	0.7m以上
軟岩	0.5m
中硬岩以上	0.3m

第3節 帯工

3.1 位置（間隔）

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

解説

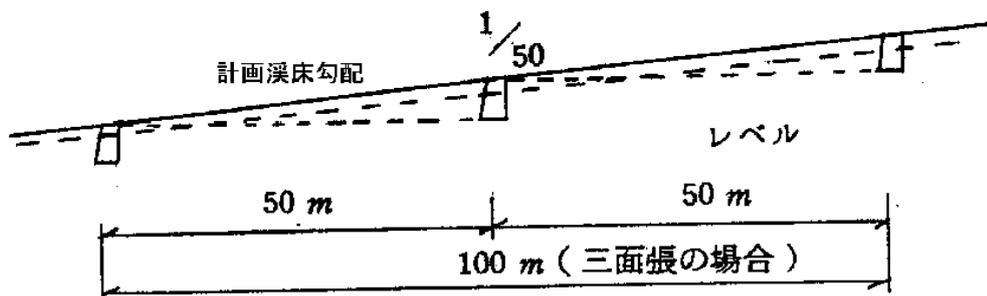


図-4.123

3.2 構造

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

解説

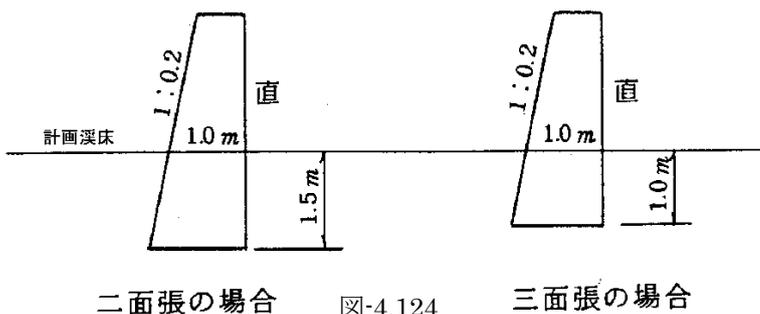


図-4.124

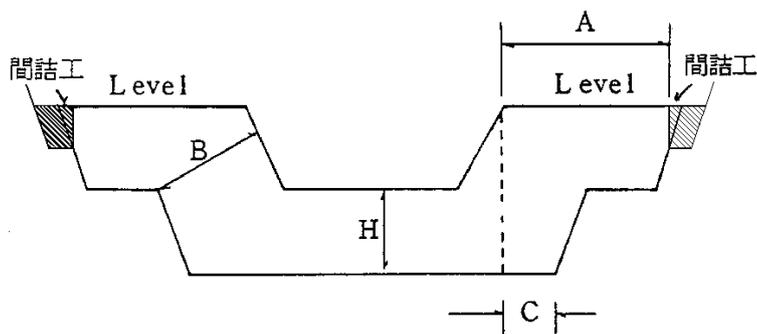


図-4.125

第4節 護岸工

溪流保全工における護岸は、本章第4節に準じて設計するものとする。

なお、溪流保全工における護岸は、溪流保全工を設置する地域の溪岸の崩壊を防止するとともに、床固工の袖部を保護するために設けられるものであり、床固工にすり付けるとともに、床固工直下の護岸は、床固工から対象流量が落下する位置より後退させるものとする。

『国・河・設 P.498』

解説

護岸の破壊は洗掘による護岸基礎部の破壊や土砂の吸い出しによって生じていることが多い。そこで護岸の根入れ深は、洗掘による溪床変動に対応できるように考えて、一般的には床固工天端等溪床固定点から上流の静的平衡勾配を検討し、それに基づいて決定する。

4.1 形式

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

『砂・公 P.165』

解説

護岸の材料はコンクリート、コンクリートブロック、石材等があるがこれらの採用に当たっては、安全性、経済性等を考慮して選定する必要がある。

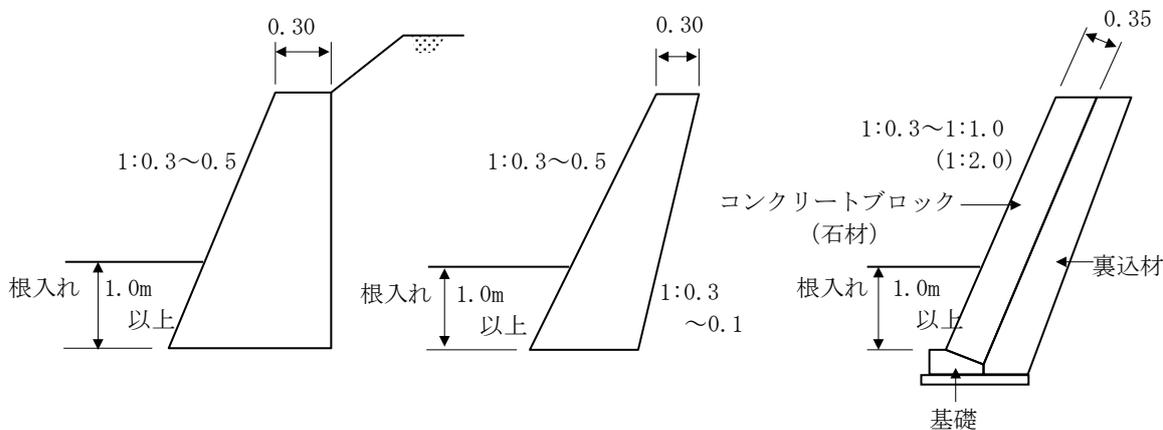


図-4.126 護岸の形式

4.2 構造

4.2.1 根入れ

一般には、計画溪床より1.0m以上おこなうことが望ましい。

『砂・公P.165』

解説

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



図-4.127

4.2.2 法勾配

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

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

4.2.3 護岸高

護岸高さは、計画高水位に余裕高を加えた高さまでとする。

『砂防学講座第5巻-2土砂災害対策-水系砂防(2)-P.109』

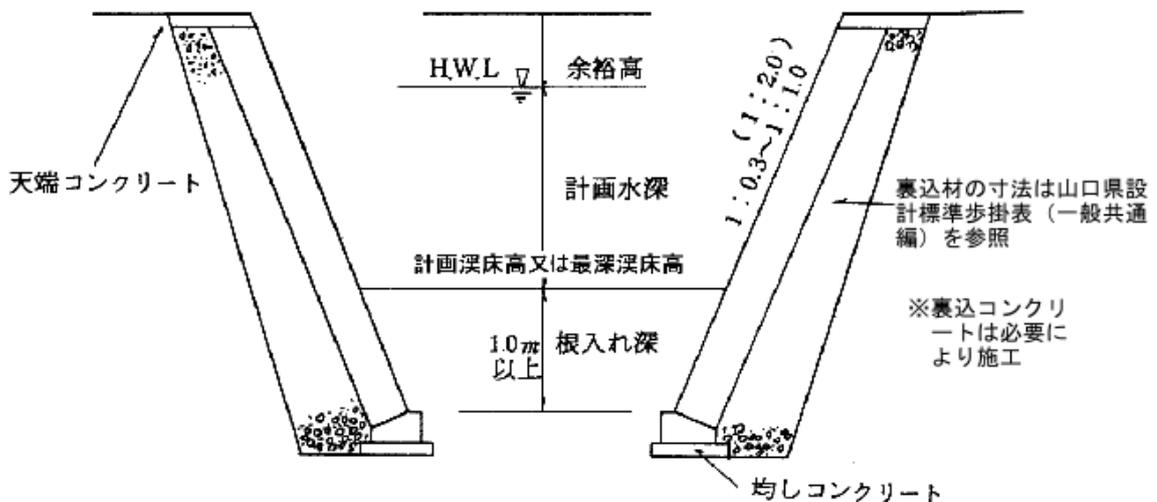


図-4.128 練積ブロック(石)二面張標準断面

第5節 底張工（三面張工）

溪流保全工の底張りは、流水および摩耗に耐える構造として設計するものとする。

『国・河・設 P.498』

解説

溪流保全工を計画する際には、原則として底を張らない構造とする。溪床勾配等で、溪床の抵抗力より掃流力がまさる場合においても、勾配緩和等計画段階で検討してできるだけ三面張りは避ける。

しかし勾配緩和・河幅拡大等を考慮しても、なおかつ掃流力のほうが溪床の抵抗力より大なる場合には、三面張りとすることを考慮する（設計編第5章1.6を参照）。やむを得ず三面張りとする場合でもコンクリート張は避け、底張ブロック等自然環境に配慮した工法で検討する。

『砂・公 P.166』

- ①底張工の種類は、コンクリート張り・ブロック張り等があり、使い分けは、現地の状況等を充分検討して決定すること。
- ②底張コンクリートの厚さ及び底張ブロックの大きさは河幅・流量・流出土砂量及び粒径・洗掘力等を勘案のうえ決定するが一般には0.2～0.5m程度が多く採用されている。ブロックの場合は特に掃流力に対しての検討を行う。

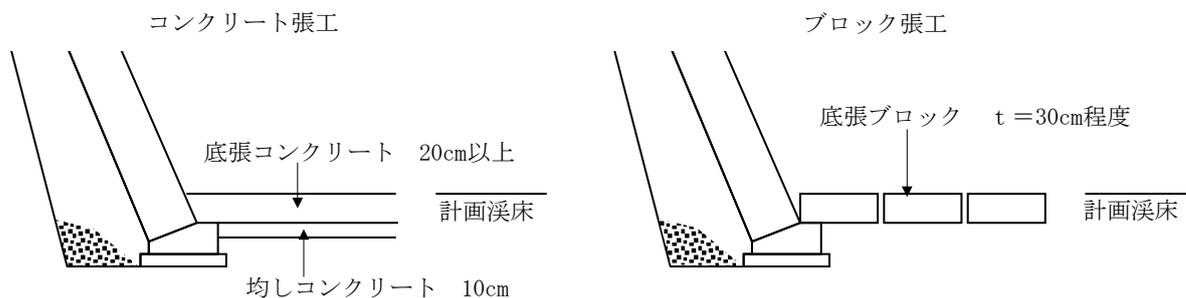


図-4.129

- ③均しコンクリートの厚さは、10cmとする。
- ④溪床に軟岩程度以上がある場合には、底張りを施工しないことが多い。しかし、岩でも流水に接すると侵食されやすい岩質もあり、底張りをしなくてはならない場合もある。
- ⑤三面張り溪流保全工から二面張り溪流保全工に移行する部分では、流速の差により二面張り溪流保全工の上流端付近の護岸基礎部分に洗掘の生ずる恐れがあり、護床工・減勢工を必要とする場合がある。また、三面張りも下流はしには、帯工もしくは床固工を設け、吸出しの防止を図る。

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

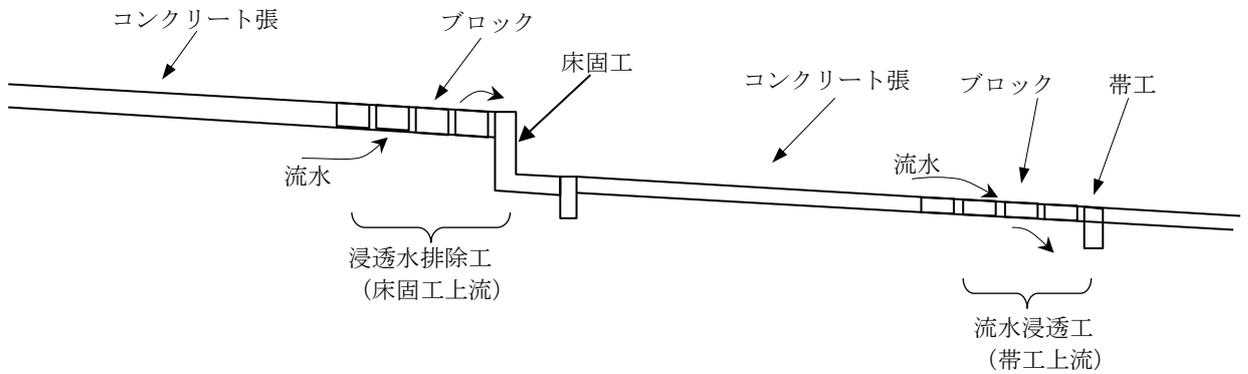


図-4.130

⑦コンクリート三面張標準断面図

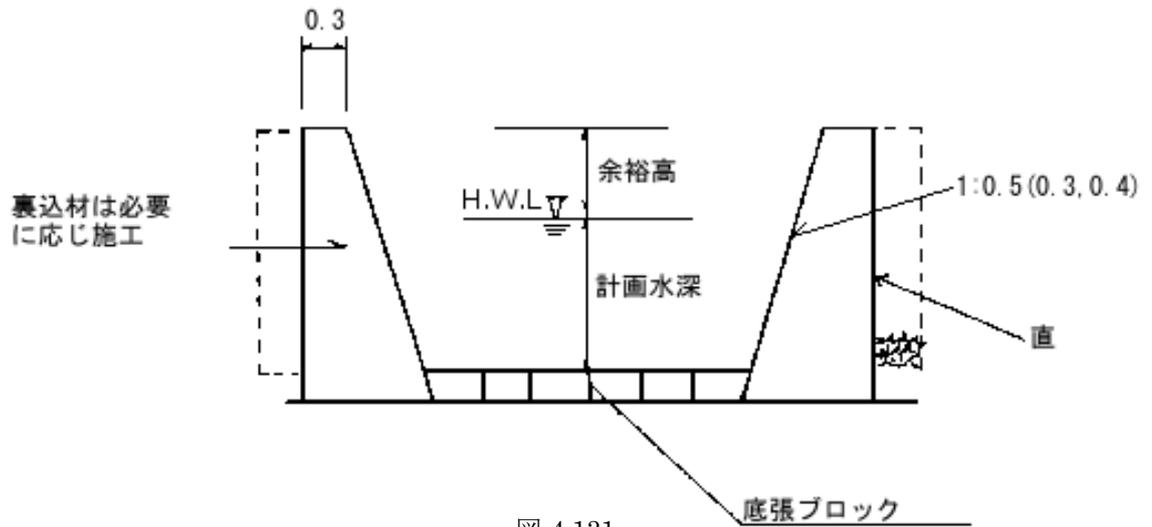


図-4.131

⑧練積ブロック（石）三面張標準断面図

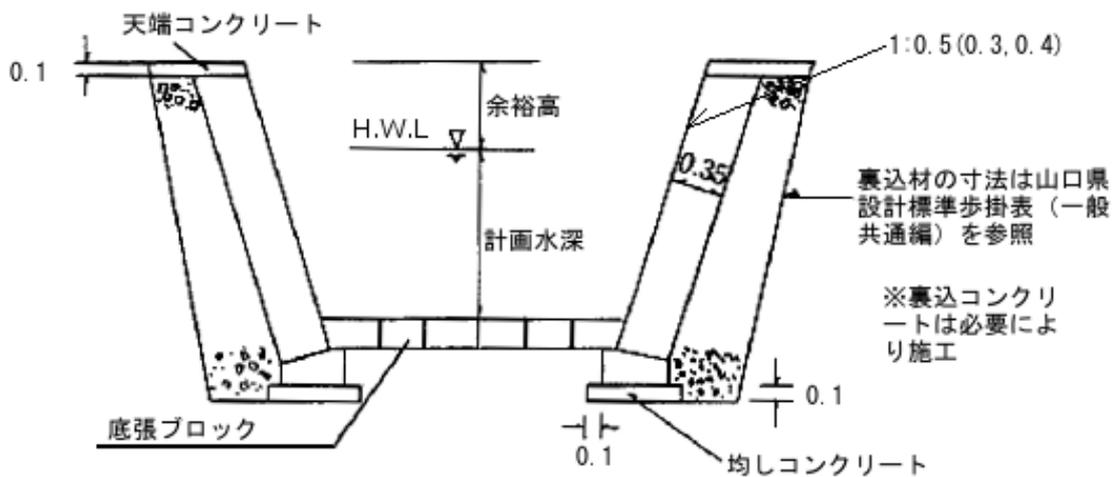


図-4.132

第6節 護床工・根固工

止めの床固工や流路内の床固工・帯工等横工の直下流、または、水衝部付近は、溪床材料との粗度が異なるため局所洗掘を起ししやすい。このため、これらの根を保護するため護床工や根固工が必要となる場合がある。

横工と平行に設けるものを護床工、護岸工の直前に平行に設けるものを根固工といい、自重と粗度により洗掘を防止するもので、その構造は屈撓性のあるものとするのが望ましい。

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

『砂・公P.167』

解説

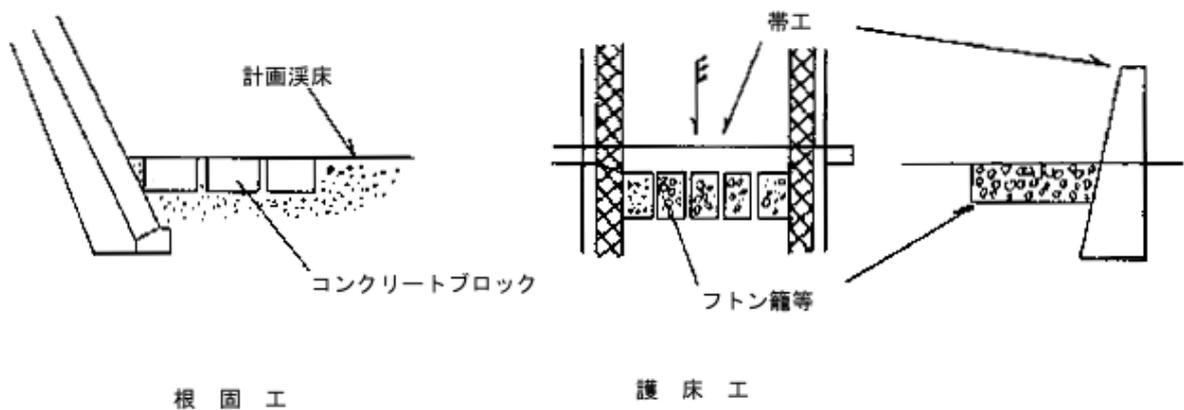


図-4.133

①大きさ

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

a) 滑動に対する安全率

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

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

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

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

P : ブロックに作用する動水圧 (kN)

n : 安全率 (一般に1.0~1.5程度)

R : ブロックの抵抗力 (kN)

C_D : 動水圧係数 (一般に1.0を用いることが多い)

W₀ : 流水の単位体積重量 (kN/m³)

ε : 遮へい係数 (単体 ; 1、群体 ; 0.35~0.40)

A：投影面積（群体の場合は全体の高さ×幅）（ m^2 ）

v：流水の流速（ m/sec ）

g：重力の加速度（ m/sec^2 ）

f：抵抗係数（摩擦係数、一般に0.8）

W_b：水中におけるブロック重量（ kN ）

W_c：ブロックの空中単位体積重量（ kN/m^3 ）

W：ブロックの空中重量（ kN ）

K：ブロックの個数

一般に単体として計算するほうが安全である。

b) 転倒に対する安定

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

X：ブロックの支点から重心までの水平距離（ m ）

Y：ブロックの支点から重心までの鉛直距離（ m ）

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

②設置する範囲

a) 護床工

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

b) 根固工

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

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

第7節 付属物の設計

7.1 魚道

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

施工に当たっては、魚の遊泳特性を考慮して施工すること。

解説

(1) 魚道の目的

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

(2) 魚道の種類

魚道はその水理機能により次の4種類に大別される。

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

それぞれのタイプはさらに次のように細分される。

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

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

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

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

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

a. 閘門タイプ (図-4.140)

b. ポーランド型 (図-4.141)

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

その他ポンプを用いて吸い込んで上方に魚を移動させる形式のものもある。

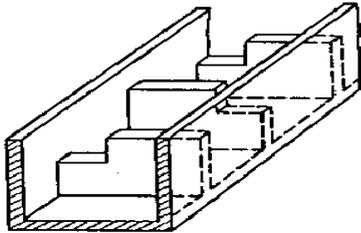


図-4.134 階段式

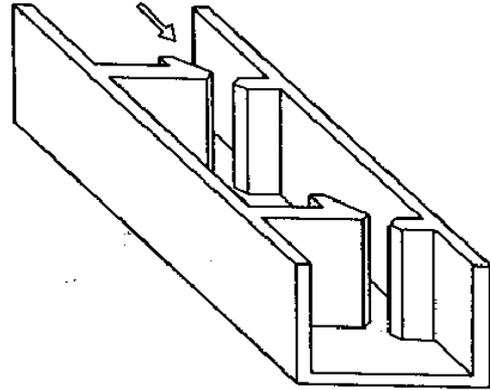


図-4.136 バーチカルスロット式

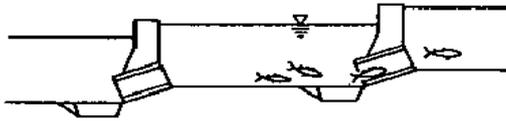


図-4.135 潜孔式

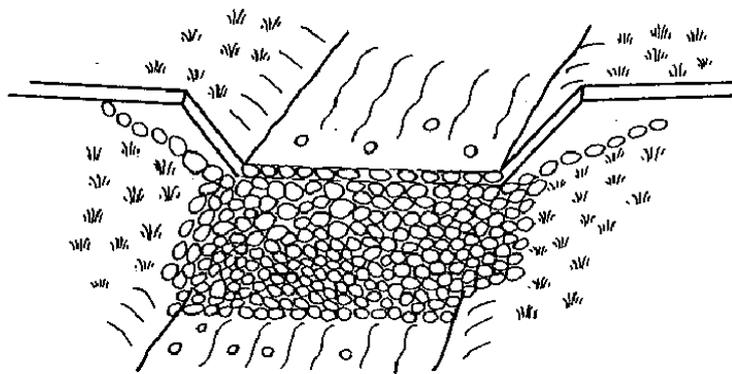


図-4.137 粗石つき斜路

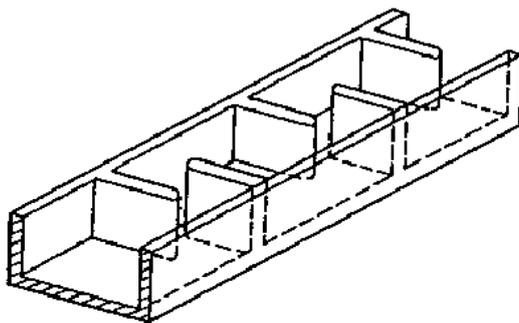


図-4.138 導流壁式

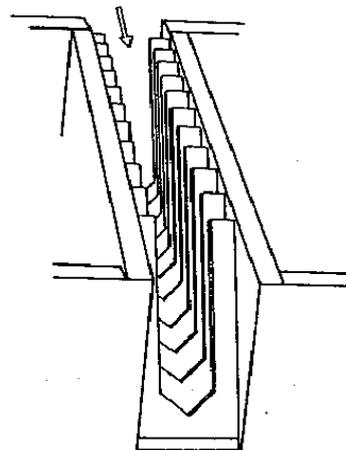


図-4.139 デニール式

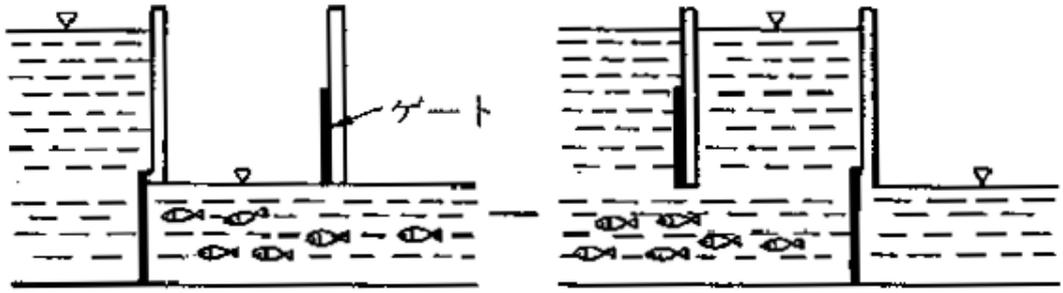


図-4.140 開門タイプ

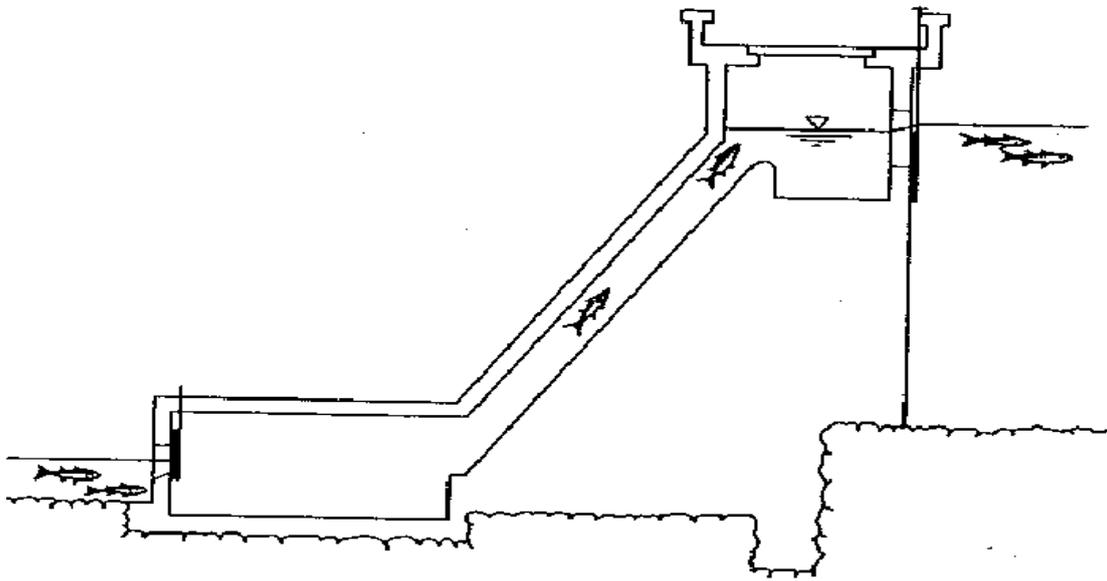


図-4.141 ポーランド型

(3)魚道の設計

(a)魚道の設計に関する一般的留意事項

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

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

(b)設計の手順

魚道の設計の手順を図-4.142に示す。

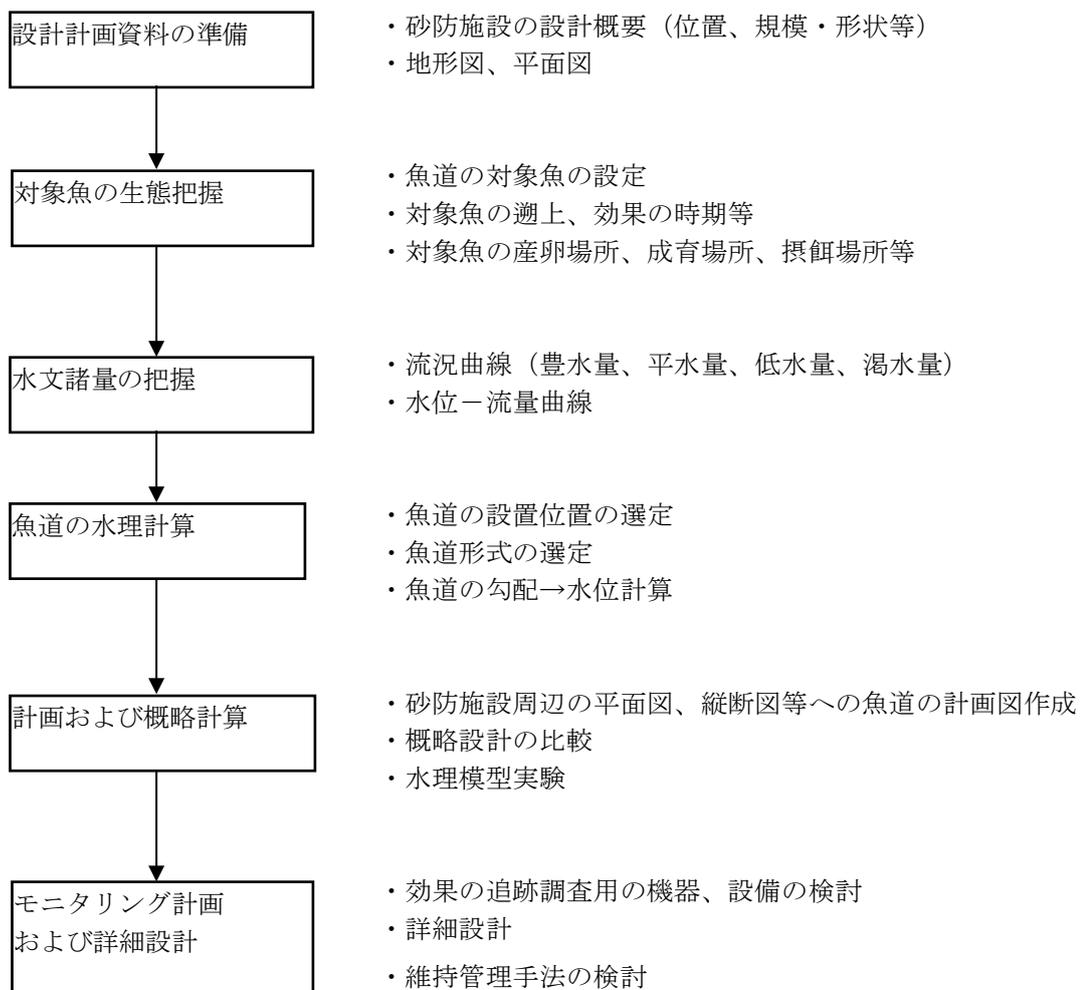


図-4.142 魚道の設計手順

第6章 土石流・流木捕捉工以外の施設

第1節 土石流導流工

1.1 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・対・針 P50』

解説

土石流導流工は、安全な場所まで土石流を導流するよう、土石流・流木捕捉工の砂防堰堤を1基以上設けた後、または土石流堆積工を設けた後それらに接続するよう計画する。

計画流量は、溪流全体の施設配置計画において施設により整備される土砂量の計画流出土砂量に対する比だけ土石流ピーク流量が減少すると仮定して決定する。ただし、計画規模の年超過確率の降雨量から求められる清水の対象流量に10%の土砂含有を加えた流量を下まわらないものとする。

土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の2倍以上、または原則として3m以上とする。なお、計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流が上流域で十分処理される場合は通常の溪流保全工（河川砂防技術基準計画編施設配置等計画編第3-2章参照）を計画するものとする。

余裕高は次の通りとする。

流 量：余裕高（ ΔD_d ）

200m³/s以下 : 0.6m

200～500m³/s : 0.8m

500～2,000³/s : 1.0m

ただし、河床勾配による次の値以下にならないようにする。

勾 配： $\Delta D_d / D_d$

1/10以上 : 0.5

1/10～1/30 : 0.4

ここで、 D_d ：水深（m）である。

1.2 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・対・針 P51』

解説

土石流は直進性をもっているため、導流工の法線形は直線とするのが望ましい。地形および土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとし、その湾曲部曲率半径は下記の式で求め、中心角30°以下とする。

$$Br/r_c \leq 0.1, \theta_c \leq 30^\circ \quad \dots \dots (74)$$

ここで、 Br ：流路幅（m）、 r_c ：湾曲部曲率半径（m）、 θ_c ：湾曲部角度（°）で、それらを図-4.143に示す。

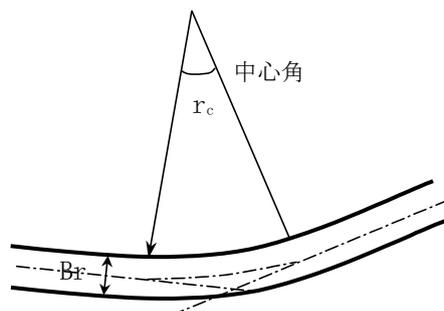


図-4.143 土石流導流工湾曲部の法線形

1.3 縦断形

土石流導流工の縦断形は、急な勾配変化をさける。なお、土砂の堆積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・対・針 P52』

解説

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

1.4 溪床

掘込み方式を原則とする。

『土・対・針 P53』

解説

土石流導流工は、安全上、掘込み方式を原則とする。

1.5 湾曲部

湾曲部では外湾部の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

『土・対・針 P54』

解説

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

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

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

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

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

第2節 土石流堆積工

2.1 土石流堆積流路

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

『土・対・針 P59』

解説

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

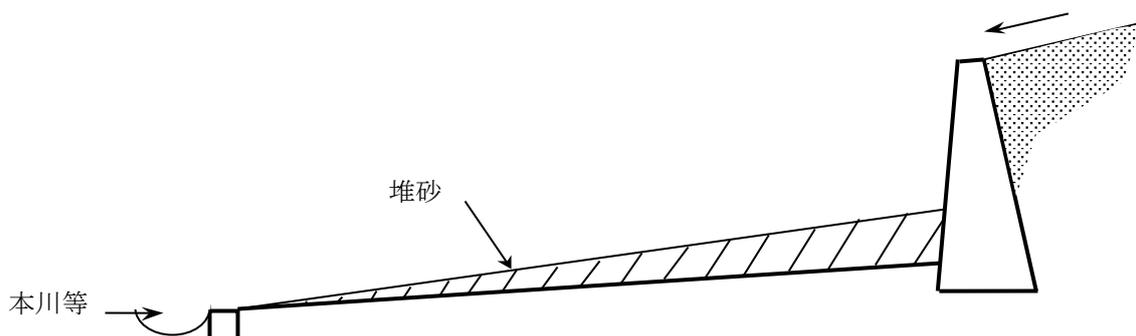


図-4.144 土石流堆積流路

2.2 土石流分散堆積地

2.2.1 形状

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

『土・対・針 P55』

解説

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

2.2.2 計画堆砂勾配

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

『土・対・針 P56』

解説

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

2.2.3 計画堆積土砂量

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

『土・対・針 P57』

解説

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

2.2.4 構造

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

『土・対・針 P58』

解説

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

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

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

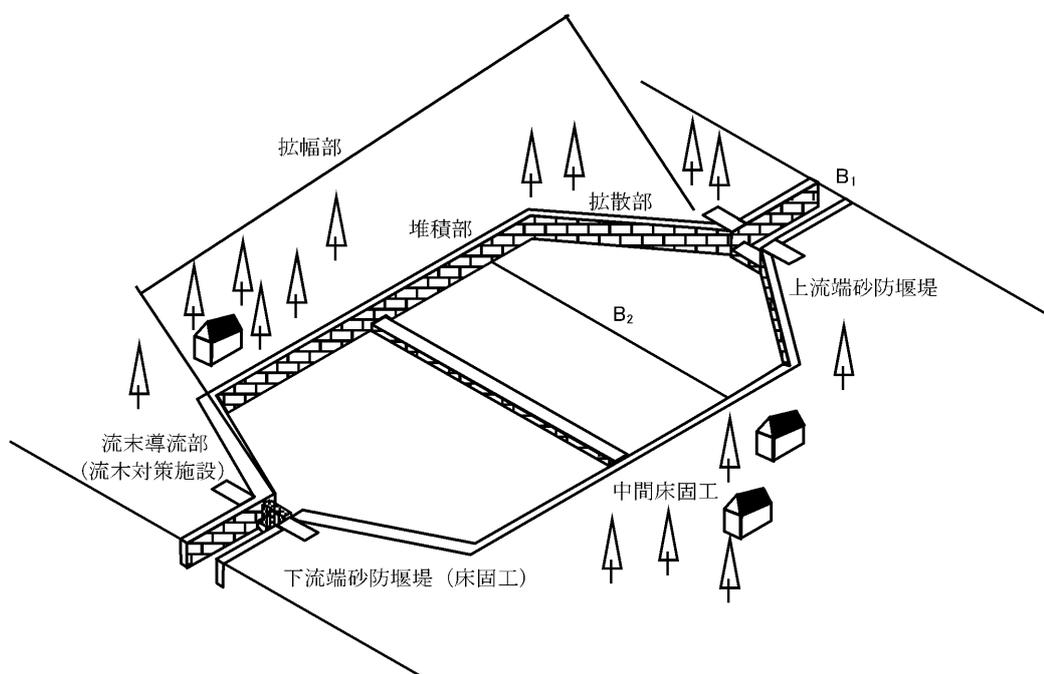


図-4.145 土石流分散堆積地

2.3 除石

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

『土・対・針 P60』

解説

除石の基本的な考え方は、計画編第2章第4節によるものとする。

第3節 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯は、土石流堆積区間で土石流の流速を低減させる目的で土石流堆積区間末端部付近に設定する。

堆砂空間の構造は、現在の地形を考慮し下流端に床固工等を配置し、小規模な出水を処理する常水路、導流堤、樹林、補助施設等からなる。

『土・対・針 P61』

解説

(1) 利用樹種

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

(2) 樹林の密度等

①樹林の密度は樹木の生育上必要な最小限の間隔を確保した上で、樹林帯区域内の流速を減じ十分な土砂の堆積効果が得られる密度を目標とする。

②樹木は流体力により倒れないように検討する。

(3) 効果量

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

計画平均堆積深は、0.3～0.5m程度とする。

(4) 樹林帯の保育

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

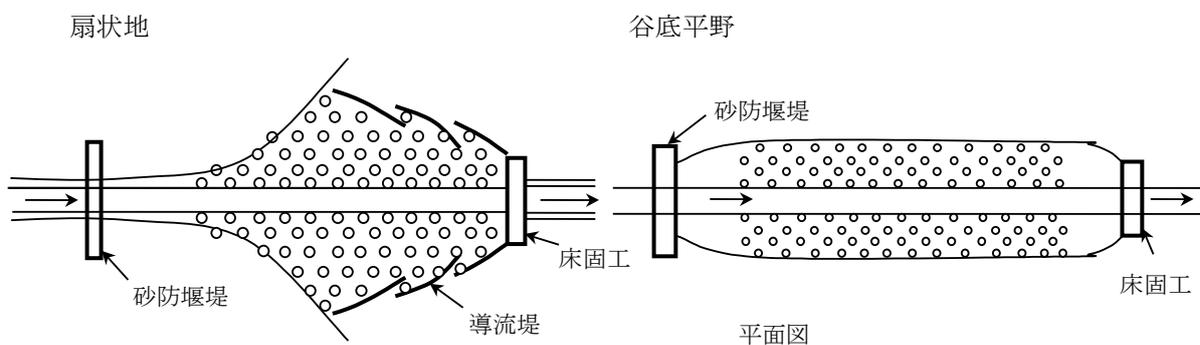


図-4.146 土石流緩衝樹林帯

第4節 土石流流向制御工

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

『土・対・針 P62』

解説

(1) 導流堤の法線形状

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

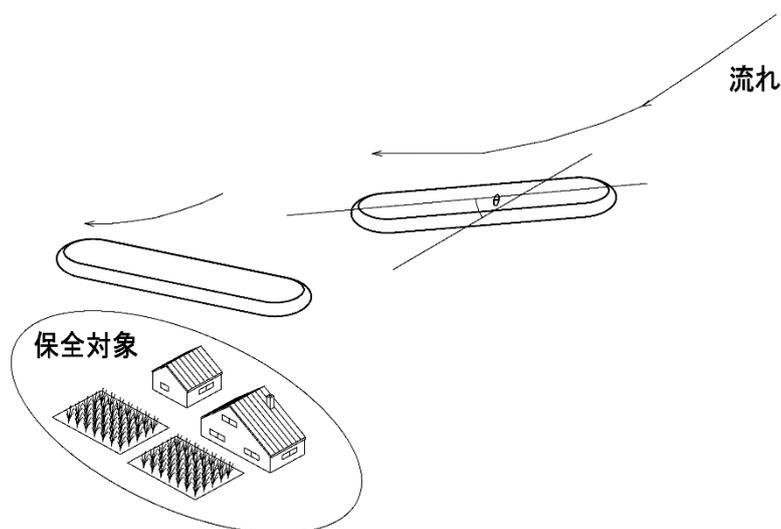


図-4.147 土石流導流堤の法線

(2) 土石流導流堤の高さ

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

土石流の速度および水深は計画編第2章2.8に従い求める。

(3) 導流堤の法面保護および法先の洗掘対策

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

(4) 除石

土石流流向制御工における除石は、計画編第2章第4節によるものとする。

第5節 土石流・流木発生抑制工

5.1 溪床堆積土砂移動防止工

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

『土・対・針 P49』

解説

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

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

5.2 土石流・流木発生抑制山腹工

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

『土・対・針 P48』

解説

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

第6節 除石（流木の除去を含む）

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

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

『土・対・針 P64』

解説

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

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

砂防技術基準

[1] 事業編

[2] 調査編

[3] 計画編

[4] 設計編

▶▶▶ [5] 施工積算・管理編

[6] 用地補償編

[7] 資料編

第1章 砂防工事の積算

第1節 数量計算..... 5-1

- 1.1 堰堤コンクリート体積及び型枠面積..... 5-1
- 1.2 折曲げがある場合のコンクリート体積及び型枠面積..... 5-4
- 1.3 非越流部逆断面を採用した場合の摺付けコンクリートの計算例..... 5-6

第2節 砂防工事の諸経費率..... 5-7

- 2.1 砂防工事における諸経費率計算..... 5-7

第2章 砂防施設、土石流・流木対策施設の施工

第1節 総 説..... 5-8

第2節 堰堤工の施工..... 5-8

- 2.1 施工順序..... 5-8
- 2.2 仮 設 工..... 5-9
 - 2.2.1 転流工（施工暗渠）..... 5-9
 - 2.2.2 仮 締 切..... 5-9
 - 2.2.3 水替排水工..... 5-9
 - 2.2.4 閉塞および埋戻..... 5-10
 - 2.2.5 工事用道路..... 5-10
 - 2.2.6 コンクリート運搬設備..... 5-10
- 2.3 土 工..... 5-10
 - 2.3.1 掘 削..... 5-10
 - 2.3.2 掘削勾配..... 5-10
 - 2.3.3 人力施工と機械施工の区分..... 5-13
 - 2.3.4 岩盤清掃..... 5-13
 - 2.3.5 残土処理..... 5-13
- 2.4 コンクリート本体工..... 5-14
 - 2.4.1 コンクリート打設..... 5-14
 - 2.4.2 コンクリート打設計画（参考例）..... 5-15
- 2.5 堰堤用コンクリート..... 5-18
 - 2.5.1 生コンクリートの場合..... 5-18
 - 2.5.2 敷モルタル..... 5-18
- 2.6 水抜暗渠..... 5-18
- 2.7 砂防ダム基礎地盤検査要領(案)の制定について..... 5-19

第3節 溪流保全工の施工..... 5-22

- 3.1 施工順序..... 5-22
 - 3.1.1 施工年次..... 5-22
 - 3.1.2 年度の施工起終点..... 5-22
 - 3.1.3 細部の施工順序..... 5-22

3.2 仮設工	5-22
3.2.1 仮締切	5-22
3.2.2 水替排水工	5-22
3.2.3 工事用道路	5-22
第4節 鋼製砂防堰堤の施工管理	5-23
4.1 不透過型堰堤	5-23
4.2 透過型堰堤	5-24
第5節 流木対策施設の施工管理	5-25
5.1 施工管理	5-25
第6節 安全管理	5-25
第3章 管理施設	
第1節 管理施設	5-27
1.1 管理幅・管理用道路	5-27
1.2 階段工	5-29
1.3 標識・標柱	5-29
1.4 堤名板	5-31
第2節 安全施設	5-32
2.1 進入防止柵	5-32
第4章 維持管理	
第1節 除石（流木の除去を含む）	5-33
第2節 長寿命化計画	5-33
第3節 各種台帳（砂防指定地・設備台帳等）	5-34

第1章 砂防工事の積算

第1節 数量計算

堰堤コンクリートの体積はオベリスク式、及び、くさび形式を使用し計算する。

1.1 堰堤コンクリート体積及び型枠面積

解説

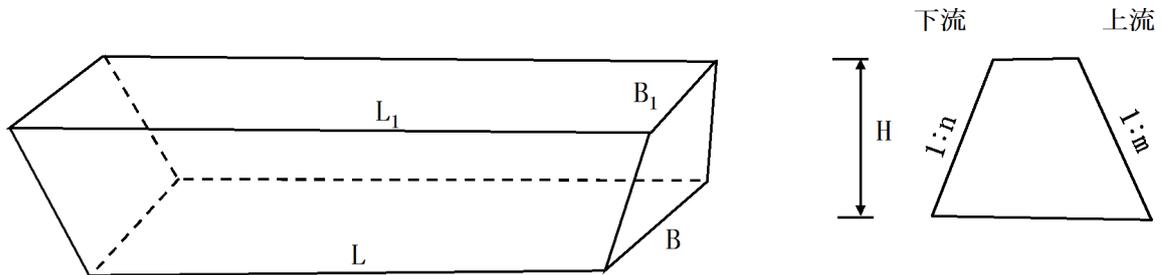


図-5.1 オベリスク

$$V = \frac{1}{6}H\{L \times B + (L + L_1)(B + B_1) + L_1 \times B_1\} \dots \dots \dots (1)$$

- L : 下 長
- L₁ : 上 長
- B : 下 幅
- B₁ : 上 幅
- H : 高 さ

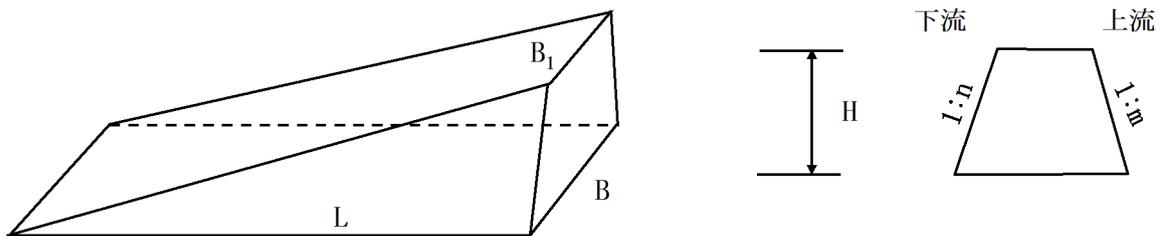


図-5.2 くさび形

$$V = \frac{1}{6} \times L \times H (2 \times B + B_1) \dots \dots \dots (2)$$

- L : 下 長
- B : 下 幅
- B₁ : 上 幅
- H : 高 さ

型枠面積は次式により計算する。

$$\text{上流側 } Pa = \frac{1}{2}(L + L_1) \times H \times \sqrt{1 + m^2} \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{下流側 } Pa = \frac{1}{2}(L + L_1) \times H \times \sqrt{1 + n^2} \dots \dots \dots (4)$$

数量計算例

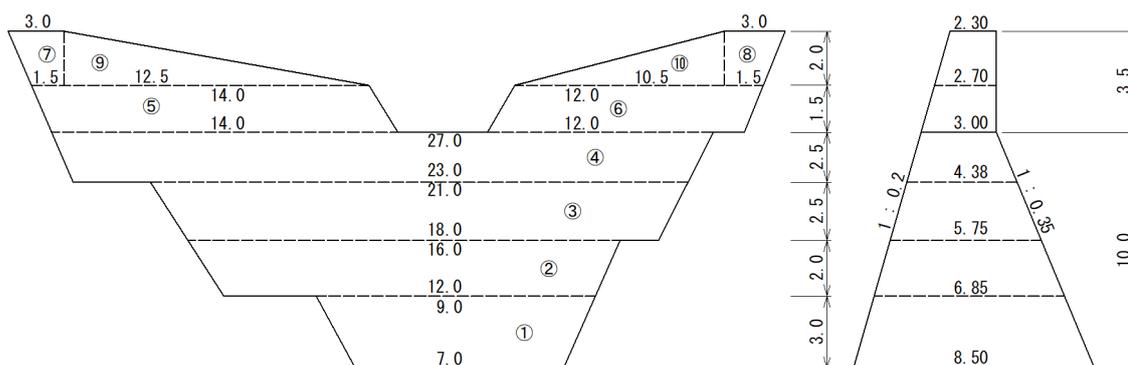


図-5.4

表-5.1

番号	コンクリート						型 枠			
	下長 (m)	上長 (m)	下長 (m)	上長 (m)	高さ (m)	体積 (m ³)	上流単位長	上流型枠面積 (m ²)	下流単位長	下流型枠面積 (m ²)
	L	L1	B	B1	H	V	法	Pa	法	Pa
①	7.00	9.00	8.50	6.85	3.00	183.375	1.059	25.428	1.020	24.475
②	12.00	16.00	6.85	5.75	2.00	175.667	1.059	29.665	1.020	28.555
③	18.00	21.00	5.75	4.38	2.50	246.063	1.059	51.650	1.020	49.715
④	23.00	27.00	4.38	3.00	2.50	229.475	1.059	66.218	1.020	63.738
⑤	14.00	14.00	3.00	2.70	1.50	59.850	1.000	21.000	1.020	21.416
⑥	12.00	12.00	3.00	2.70	1.50	51.300	1.000	18.000	1.020	18.356
⑦	1.50	3.00	2.70	2.30	2.00	11.150	1.000	4.500	1.020	4.589
⑧	1.50	3.00	2.70	2.30	2.00	11.150	1.000	4.500	1.020	4.589
⑨	12.50	0.00	2.70	2.30	2.00	32.083	1.000	12.500	1.020	12.748
⑩	10.50	0.00	2.70	2.30	2.00	26.950	1.000	10.500	1.020	10.708
計						1,027.063		243.960		238.889

1.2 折曲げがある場合のコンクリート体積及び型枠面積

袖部に折曲げがある場合、コンクリートの体積及び型枠面積は次のとおりとする。

解説

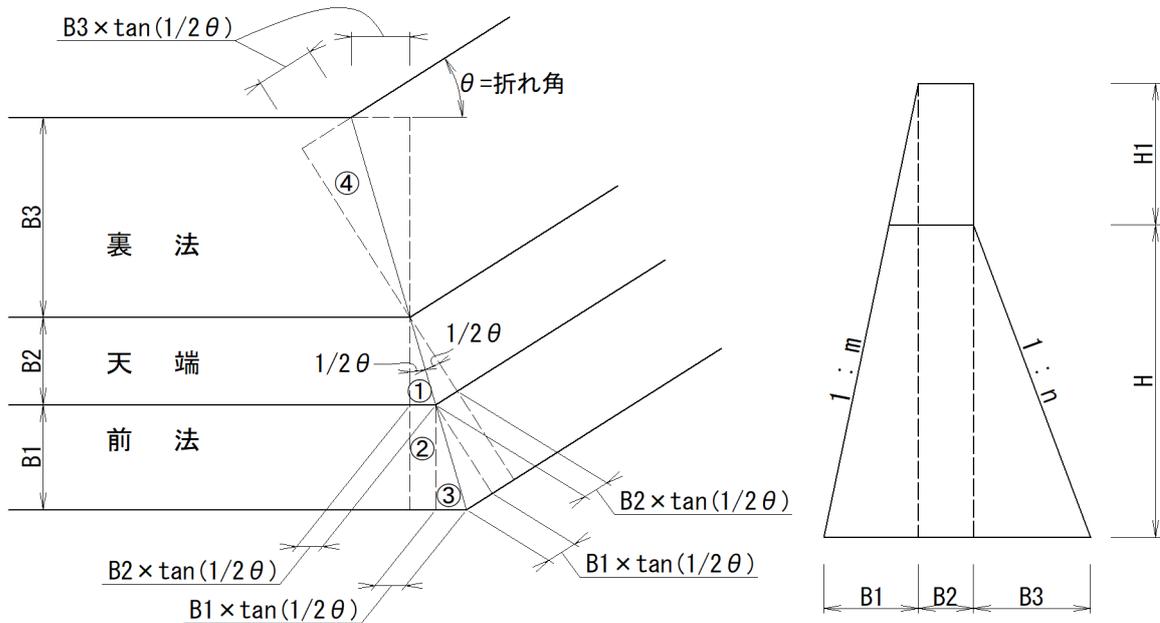


図-5.5

(プラス)

コンクリート $1/2 \times B2 \times B2 \times \tan 1/2 \theta \times (H + H1) = \Delta V_1$ ①

$1/2 \times B1 \times (H + H1) \times B2 \times \tan 1/2 \theta = \Delta V_2$ ②

$1/2 \times B1 \times B1 \times \tan 1/2 \theta \times 1/3 \times (H + H1) = \Delta V_3$ ③

$V = (\Delta V_1 + \Delta V_2 + \Delta V_3) \times 2$

型枠 $1/2(2 \times B2 \times \tan 1/2 \theta + B1 \times \tan \theta) \times (H + H1) \times \sqrt{1 + m^2} \times 2 = Pa$

(マイナス)

コンクリート $1/2 \times B3 \times B3 \times \tan 1/2 \theta \times 1/3 \times H = \Delta V_4$ ④

$V = 2 \times \Delta V_4$

型枠 $1/2 \times B3 \times \tan 1/2 \theta \times \sqrt{1 + n^2} \times H \times 2 = Pa$

数量計算例 (折曲げ部の計算)

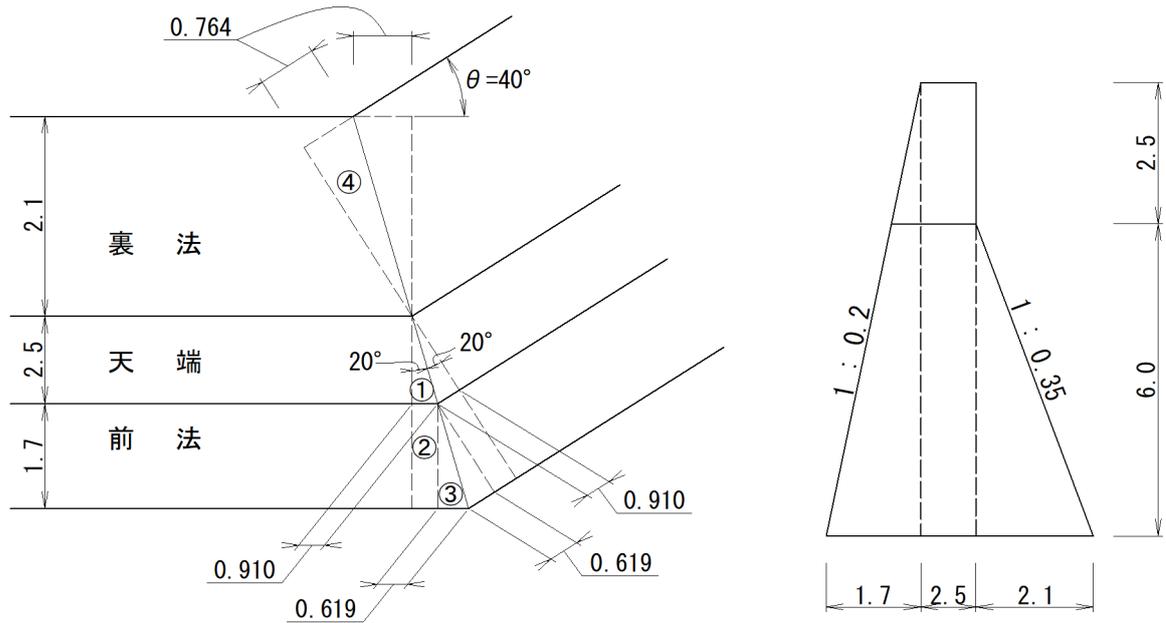


図-5.6

(条件)

$$\theta = 40^\circ, H = 6.0, H_1 = 2.5, m = 0.2, n = 0.35, B_1 = 1.70, B_2 = 2.5, B_3 = 2.1$$

$$\tan 1/2 \theta = \tan 20^\circ = 0.3639$$

(プラス)

コンクリート

$$\textcircled{1} \cdots \cdots 1/2 \times 2.5 \times 0.910 \times (6.0 + 2.5) = 9.668$$

$$\textcircled{2} \cdots \cdots 1/2 \times 1.7 \times (6.0 + 2.5) \times 0.910 = 6.574$$

$$\textcircled{3} \cdots \cdots 1/2 \times 1.7 \times 0.619 \times 1/3 \times (6.0 + 2.5) = 1.490$$

$$V = (9.668 + 6.574 + 1.490) \times 2 = 35.464$$

型 枠

$$1/2 \times (2 \times 0.910 + 0.619) \times (6.0 + 2.5) \times 1.0198 \times 2 = 21.14$$

(マイナス)

コンクリート

$$\textcircled{4} \cdots \cdots 1/2 \times 2.1 \times 0.764 \times 1/3 \times 6.0 = 1.604$$

$$V = 1.604 \times 2 = 3.208$$

型 枠

$$1/2 \times 0.764 \times 6.0 \times 1.059 \times 2 = 4.854$$

1.3 非越流部逆断面を採用した場合の摺付けコンクリートの計算例

摺付けコンクリートの体積は下記により求められる。

解説

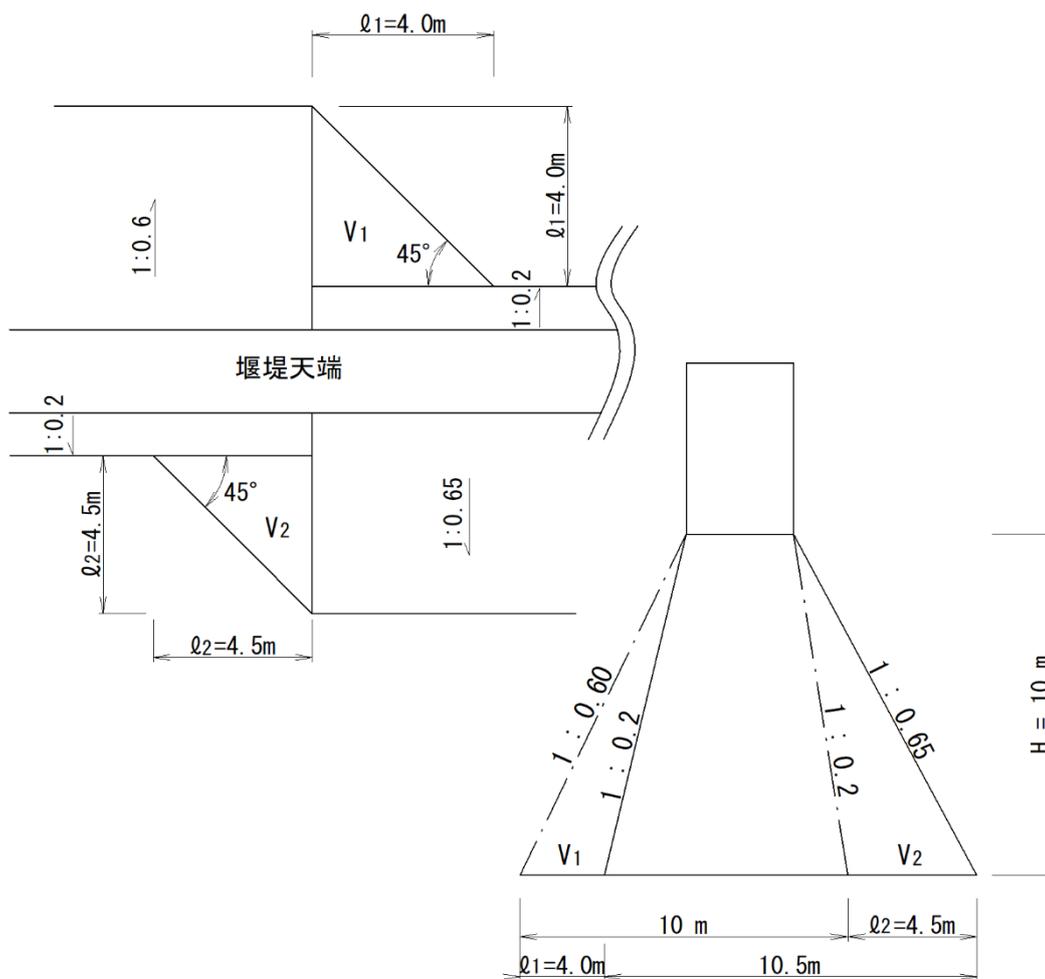


図-5.7

摺付けコンクリートは三角すいの容積計算で求まる。

$$V_1 = \frac{1}{2} \cdot l_1^2 \cdot H \times \frac{1}{3} = \frac{1}{6} \cdot l_1^2 \cdot H = \frac{1}{6} \times 4^2 \times 10 \doteq 26.67\text{m}^3$$

$$V_2 = \frac{1}{2} \cdot l_2^2 \cdot H \times \frac{1}{3} = \frac{1}{6} \cdot l_2^2 \cdot H = \frac{1}{6} \times 4.5^2 \times 10 \doteq 33.75\text{m}^3$$

$$\text{故に } V = V_1 + V_2 = 26.67 + 33.75 = 60.42\text{m}^3$$

第2節 砂防工事の諸経費率

2.1 砂防工事における諸経費率計算

砂防工事における諸経費率の計算は下記通達によるものとする。

監 理 第 587 号

昭和 59 年 7 月 16 日

部内関係各課長
部内関係各出先機関の長 殿
企 業 局 長

土木建築部長

砂防工事の諸経費率積算（共通仮設費、現場管理費及び 一般管理費）における工種区分適用の改正について

このことについて、下記のとおり改正することとしたので通知します。

なお、土木事務所にあつては、貴職より貴管下市町村に周知徹底されるようお願いします。

記

1 適用工種区分

- (1) ダム工（本堤工、前庭保護工、間詰工、取付護岸工等）は「砂防、地すべり等工事」の工種区分を適用
- (2) 流路工（護岸工、床固工、帯工等）は「河川工事」の工種区分を適用
- (3) その他工種区分は工事名にとらわれることなく、工種内容等によって適切に選定し、2種以上の工種内容からなる工事については、その主たる工種区分を適用する。

なお災害復旧工事における諸経費の取り扱いは「建設省所管災害復旧工事の実施設計における諸経費の取り扱いについて」（監理第 362 号、昭和 58 年 6 月 28 日）で通知しているところであるが、これについても別紙のとおり改正します。

2 適用期日

昭和 59 年 7 月 1 日より起工するものから適用する。

第2章 砂防施設、土石流・流木対策施設の施工

第1節 総 説

砂防施設、土石流・流木対策施設の施工にあたっては、その目的に適合し、安全かつ経済的・合理的な施工計画を立案する。施工計画によって、出来形、品質および工事の経済性に大きく影響するので工事の内容等を充分把握して計画する必要がある。また、工程計画は、全体としての工程をまず考えその後に当該年度の工程を検討する。ある程度単年度において土砂扞止の効果を上げ、また手戻りがあるような計画であってはならない。地理的条件・水文気象条件等も考慮し無理のない、その現場にあった工程計画を立案する。

第2節 堰堤工の施工

2.1 施工順序

本堤の水通部が現溪床高程度まで打ち上げ完了した時点で垂直壁の施工を行い、次に側壁護岸、水叩きの順序で打設し、前庭部の完了後、本堤を引き続き打設することを原則とする。

解 説

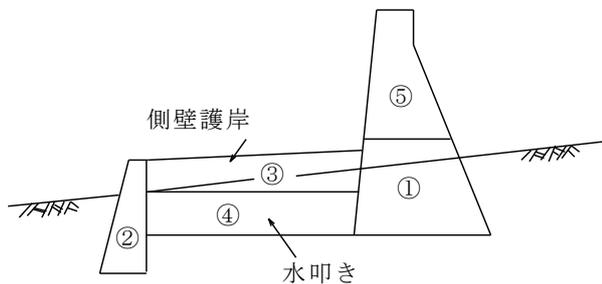


図-5.8

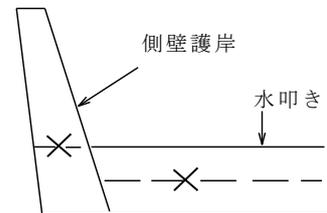


図-5.9

1. 側壁護岸の両端部には瀝青目地材を施工し、本堤と副堤との縁切りを行う。
2. 側壁護岸が長い場合は、中間部にも瀝青目地材を施工する。この時、水叩きには瀝青目地材を設置せず同位置に施工目地（打継目、チップング処理）を設置する。
3. 水叩きは水平方向に打継がない。本堤、副堤、側壁護岸との接地面は無処理で打継ぐ。（瀝青目地材は設置しない）
4. 側壁護岸は水叩き高さで打継がない。水抜管を設置する場合は、平水位より0.2m程度上に設置し、天端からの高さの1/3より上には設けない。

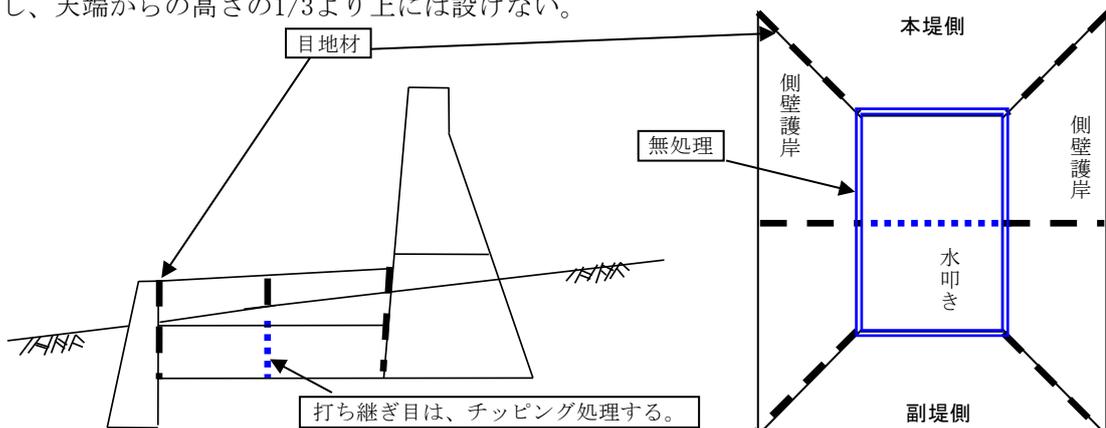


図-5.10

2.2 仮設工

2.2.1 転流工（施工暗渠）

施工暗渠は、水抜き暗渠を利用して施工中の流水の切り替えを行うものであるが仮排水対象流量が大きい場合、施工に必要な大きさの暗渠を設けることがある。しかし、あくまでも施工のみに必要な暗渠であるから、必要がなくなった時点で目的に合った大きさに改良するか閉塞することを念頭に、大きさと配置を定める必要がある。

解説

対象流量は、砂防施設の種類、構造、型式、施工方法ならびに施工時期などを勘案して決定するものとするが、通常の砂防堰堤において半川締切の場合は年数回の対象流量とし、全川締切の仮排水路、仮排水トンネルの場合は、年1～2回程度の対象流量とすることが一般的である。

なお、最小断面は閉塞作業の施工性を考慮して決定するものとする。

2.2.2 仮締切

堰堤サイトに最も適した締切工法は、河川流量、地形（河谷の幅）、河川勾配、溪床堆積物の深さと種類、施工期間、締切材料等を考慮して決定する。

解説

- ①溪床の状況により、コンクリート擁壁、枠類、土俵、蛇籠等が用いられる。また、コンクリートの仮締切を施工する際には、一次締切に土俵または枠類を用いるのが通常である。
- ②仮締切は仮排水路と、相互に関連した河流処理機能を果たすものである。即ち仮締切りは、仮排水路への切替え機能をもつもの（上流締切）と、仮排水路吐口からの逆流防止の機能をもつもの（下流締切）とに分類される。
- ③川幅が広い場合は半川締切が多く採用されている。

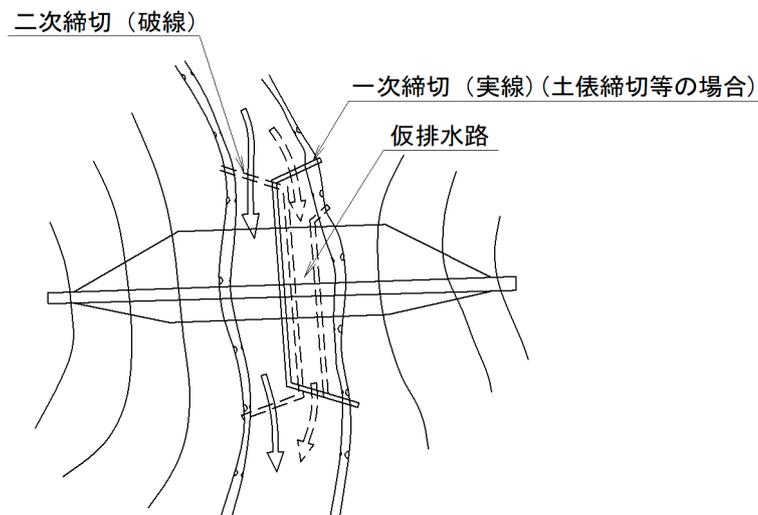


図-5.11

2.2.3 水替排水工

排水方法の選定・ポンプの規格・使用台数等は、工期・揚程・現場の状況等を考慮して決定する。

2.2.4 閉塞および埋戻

半川締切や開渠による仮排水路の場合は溪床土砂等を利用して埋戻しを行う。
トンネル排水路ならびに堤体内排水路については、コンクリートを充填し閉塞する。

解説

- ①半川締切あるいは仮排水路開渠の場合は、堤体施工の中間段階において、また、仮排水路トンネルの場合は堤体コンクリート打設がほとんど終了し影響のない時期にそれぞれ堤体内仮排水路あるいは水抜暗渠に切替えし閉塞するのが普通である。
- ②施工暗渠を閉塞するには、渇水期に水替をし、あらかじめ設備してある呑口にゲート等を入れ、その上流にむしろ等を使って漏水をしゃ断する。それから所定の延長にわたりコンクリートを充填する。その際、旧コンクリートとの附着を良くするため、チップングを行うこと。最後に小さなすき間をグラウトにより処理する。

2.2.5 工事用道路

工事用道路の施工は、現場条件等を考慮し施工すること。工事用道路は、工事に必要な資機材を搬入するために設けるものであり、工事期間中設置すれば足りる。従って、用地については借上げが原則であり、工事完了後は、復旧して土地の所有者に返還すること。しかし、市町村道等として存置希望がある場合には、当該道路の管理者となるべき者へ引継ぐことは差支えない。（引継書をかかわしておくこと）

2.2.6 コンクリート運搬設備

コンクリート運搬設備は、打設計画に基づいてすみやかに、かつ材料分離を起こさないように打ち込み場所に運搬できるものとする。

レディーミクストコンクリートを運搬する場合には、なるべく打ち込み場所の近くまで運搬する。

コンクリートの運搬手段としては索道、ケーブルクレーン、ジブクレーン、クレーン車類、アジテーターカー等があるが、一般的にはケーブルクレーン、クレーン車類が用いられている。

2.3 土 工

2.3.1 掘 削

掘削は地形、地質、土量および現場状況等を考慮して施工すること。原則として当該年度コンクリート打設に必要な範囲までとする。しかし、これによることが不相当と判断される場合は、この限りではないが、掘削法面の処理及び管理には充分注意をする必要がある。

2.3.2 掘削勾配

掘削勾配は労働安全衛生規則に従い、土質・岩質・掘削深さ及び陸上掘削・水中掘削の別等を十分に考慮し、安全な勾配で計画するものとする。

掘削余裕幅は『土木工事数量算出要領（案）国土交通省最新版』を参照。

解説

「労働安全衛生規則」第356条

第356条

事業者は手掘り（パワーショベル、トラクターショベル等の掘削機械を用いないで行なう掘削の方法をいう。以下次条において同じ。）により地山（崩壊又は岩石の落下の原因となるき裂がない岩盤からなる地山、砂からなる地山及び発破等により崩壊しやすい状態になっている地山を除く。以下この条において同じ。）の掘削の作業を行なうときには、掘削面（掘削面に奥行きが2.0m以上の水平な段があるときは、当該段により区切られるそれぞれの掘削面をいう。以下同じ。）のこう配を次の表の上欄に掲げる地山の種類及び同表の中欄に掲げる掘削面の高さに応じ、それぞれ同表の下欄に掲げる値以下としなければならない。

地山の種類	掘削面の高さ (単位：m)	掘削面のこう配
岩盤又は堅い粘土からなる地山	5.0未満	90° (1 : 0.0)
	5.0以上	75° (約1 : 0.3)
その他の地山	2.0未満	90° (1 : 0.0)
	2.0以上5.0未満	75° (約1 : 0.3)
	5.0以上	60° (約1 : 0.6)

前項の場合において掘削面に傾斜の異なる部分があるため、そのこう配が算定できないときは当該掘削面について同項の基準に従い、それよりも崩壊の危険が大きくないように当該各部分の傾斜を保持しなければならない。

(趣旨)

本条は一般の地山を手掘りにより掘削する場合に、地山の崩壊による災害を防止するため掘削面の勾配の限度を地山の種類と掘削面の高さに応じて定めたものである。

(解説)

過去に発生した地山の崩壊による災害をみると、その大半は手掘りによる掘削作業の場合に生じており、しかもすかし掘りと掘削面の勾配が地山の種類や掘削面の高さにくらべて急すぎたことが主要な原因となっている。

このような状況から労働省では去る昭和34年労働基準局長通達をもってすかし掘りを禁止することを明らかにするとともに高さ2.0m以上の法面の下における作業についてち密な岩盤及び堅硬な粘土の場合を除いて75°をこえない勾配の基準を決定して監督指導を行なってきたが、今回の改正では本条により、地山の種類と掘削面の高さに対応する掘削面の勾配の限度を規定したのである。

「パワーショベル、トラクターショベル等の掘削機械」には、ドラグライン、クラムシェルは含まれるが、削岩機は含まれない。したがって、削岩機を用いて行なう掘削は「手掘り」に含まれる。

本条において「地山」から「崩壊又は岩石の落下の原因となるき裂がない岩盤からなる地山」

と「砂からなる地山及び発破等により崩壊しやすい状態となっている地山」を除いたのは、前者は崩壊または落下の危害を生ずる恐れがないため規制の対象から除いたものであり、後者は主として摩擦力により掘削面がたもたれる地山であるので、一般の地山とは別に規制することが妥当であるとの観点から除いたものである。後者については第357条で規制されている。

「発破等により崩壊しやすい状態となっている地山」とは、ダムサイト等の大規模な掘削に見られるような抗道式の大発破によりゆるめられた地山や、大規模な崩壊のために落下し、堆積している岩石からなる地山をいうものである。「掘削面に奥行きが2.0m以上の水平な段があるとき」とは、段切りを行なう等の場合をいい、この場合には図-5.12に示すように、段の奥行きが2.0m以上のときは、掘削面の高さを別々に測定して勾配の基準を適用することとなる。

表中の「堅い粘土」とは、日本産業規格JIS A 1219「土の標準貫入試験方法」におけるN値（打撃数）が8以上の粘土をいう。この場合いまでもないがN値が大きくても砂質土は「堅い粘土」には該当しない。

第2項の「掘削面に傾斜の異なる部分があるため、その勾配が算定できないとき」とは仕上り法面の勾配が法面の上部と下部とで傾斜を異にしている場合の掘削のように、掘削面各部の傾斜を異にして掘削する場合をいう（図-5.13参照）。

「当該掘削面について同項の基準に従い、それよりも崩壊の危険が大きくないように当該各部分の傾斜を保持し」とは、たとえば図-5.13の場合において、A、B各部分がそれぞれ第一項の基準をみたす必要があることはいまでもないが、このほか掘削面全体について第一項の基準をみたす掘削面よりも崩壊の危険性が少ないようにしなければならない。崩壊の危険性の検討は具体的には、掘削面の安定係数を算定して行なうとよい。なお「すかし掘り」は、本条により禁止される。

（注）砂からなる地山又は発破等により崩壊しやすい状態になっている地山の掘削作業の場合は第357条によること。

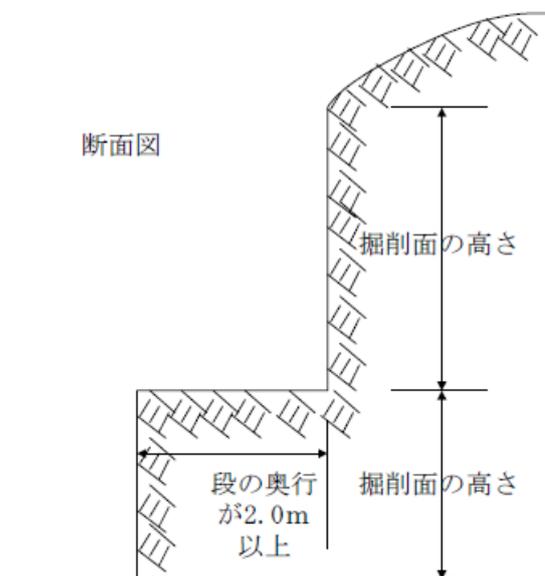


図-5.12

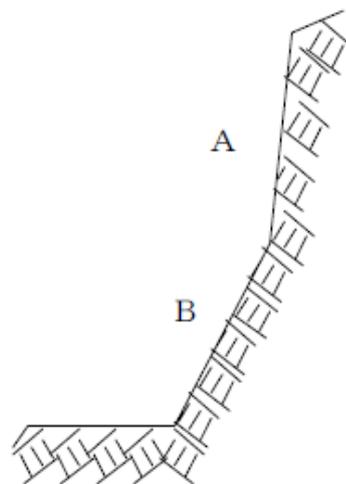


図-5.13

第357条

事業者は、手堀りにより砂からなる地山又は発破等により崩壊しやすい状態になっている地山の掘削の作業を行なうときは、次に定めるところによらなければならない。

1 砂からなる地山にあつては、掘削面のこう配を35°以下とし、又は掘削面の高さを5.0m未満とすること。

2 発破等により崩壊しやすい状態になっている地山にあつては、掘削面のこう配を45°以下とし、又は掘削面の高さを2.0m未満とすること。

前条第2節の規定は、前項の地山の掘削面に傾斜の異なる部分があるため、その勾配が算定できない場合について準用する。

(趣旨)

本条は粘着性の少ない地山を手堀りにより掘削する場合に、地山の崩壊による災害を防止するため、掘削面の勾配及び高さの限度を定めたものである。

(解説)

砂からなる地山や発破等により崩壊しやすい状態となっている地山は、一般の地山と違って地山を構成する各粒子が摩擦力によって安定を保っているため、ある勾配以上の勾配で掘削するとざらざら崩壊してくる。

そこで本条では、この掘削につれてざらざらと崩壊した部分をも掘削面に含め、掘削面の勾配と高さをそれぞれ個別に規制することにより、地山による災害を防止しようとしたものである。

「発破等により崩壊しやすい状態となっている地山」については、前条の[解説]を参照されたい。

2.3.3 人力施工と機械施工の区分

施工区分は『山口県設計標準歩掛表（一般共通編）』参照。

2.3.4 岩盤清掃

基礎岩盤は、コンクリート打込み前にあらかじめ岩盤面の浮石、堆積物、油および岩片等を除去したうえで圧力水等により清掃し、溜水、砂等を除去しなければならない。

解説

清掃は、ウォーター、エア・ジェット等を用いて凹部に沈殿している小粒のくずとか、薄いシームの軟質部を取り除くよう入念に行い、残り水はウエス、スポンジ等でふき取る。

2.3.5 残土処理

堰堤工の残土は原則として堆砂区域内に捨土しないこととする。

2.4 コンクリート本体工

2.4.1 コンクリート打設

砂防堰堤は、原則クレーン打設とする。コンクリート堰堤の堤体施工にあたっては、ブロック割や打設計画等に留意する。

(山口県土木工事共通仕様書及びコンクリート標準示方書(施工編)参照)
解説

- ① 1リフトの高さは0.75m以上2.0m以下とする。
- ② 旧コンクリートの材令が0.75m以上～1.0m未満のリフトの場合は3日(中2日)、1.0m以上～1.5m未満の場合4日(中3日)、1.5m以上～2.0m未満の場合5日(中4日)に達した後に新コンクリートを打ち継がなければならない。
- ③ 岩盤上、又は、長い日数にわたって打止めておいたコンクリートの上に打継ぐときは0.75m～1.0mのリフトで数リフト打設する。
- ④ 隣り合ったブロックの打上がり高さの差は、上下流方向で4リフト、軸方向で8リフト以内とする。『多目的ダムの建設 平成17年度版 第6巻 施工編 財団法人ダム技術センター発行』より
- ⑤ コンクリートを打込む岩及び水平打継目のコンクリートについては、あらかじめ吸水させ、湿潤状態にしたうえで、モルタルを塗り込むように敷均さなければならない。敷き込むモルタルの厚さは平均厚で、岩盤では2cm程度、水平打継目では1.5cm程度とするものとする。
- ⑥ 水平打継目の処理については、圧力水等により、レイタンス、雑物を取り除くと共に清掃しなければならない。なお、レイタンスの除去については、粗骨材の表面が現れる程度取り除く。新旧年度等時間の経ったコンクリートを打継ぐ場合は、チップング処理する。
- ⑦ 鉛直打継目は、原則として設けないものとするが、やむを得ない場合は、同一年度施工の鉛直打継目は脱枠後⑥水平打継目の処理の方法に準じて行う。新旧年度等時間の経ったコンクリートを打継ぐ場合は、チップング処理する。収縮目地(止水板を入れる目地)は、無処理で打継ぐものとする。
- ⑧ 型枠は、コンクリートがその自重および施工中に加わる荷重を受けるのに必要な強度(おおむね圧縮強度 3.5N/mm^2 以上)に達するまでこれを取りはずしてはならない。
- ⑨ 袖小口の打継は、できるだけ水通し底面と同一高さとししない。又同一高さで長い日数打止めておいてはならない。
- ⑩ 1ブロック当たりのコンクリート量は、日打設量等も考慮し決定するものとする。ただし、 150m^3 未満とする。

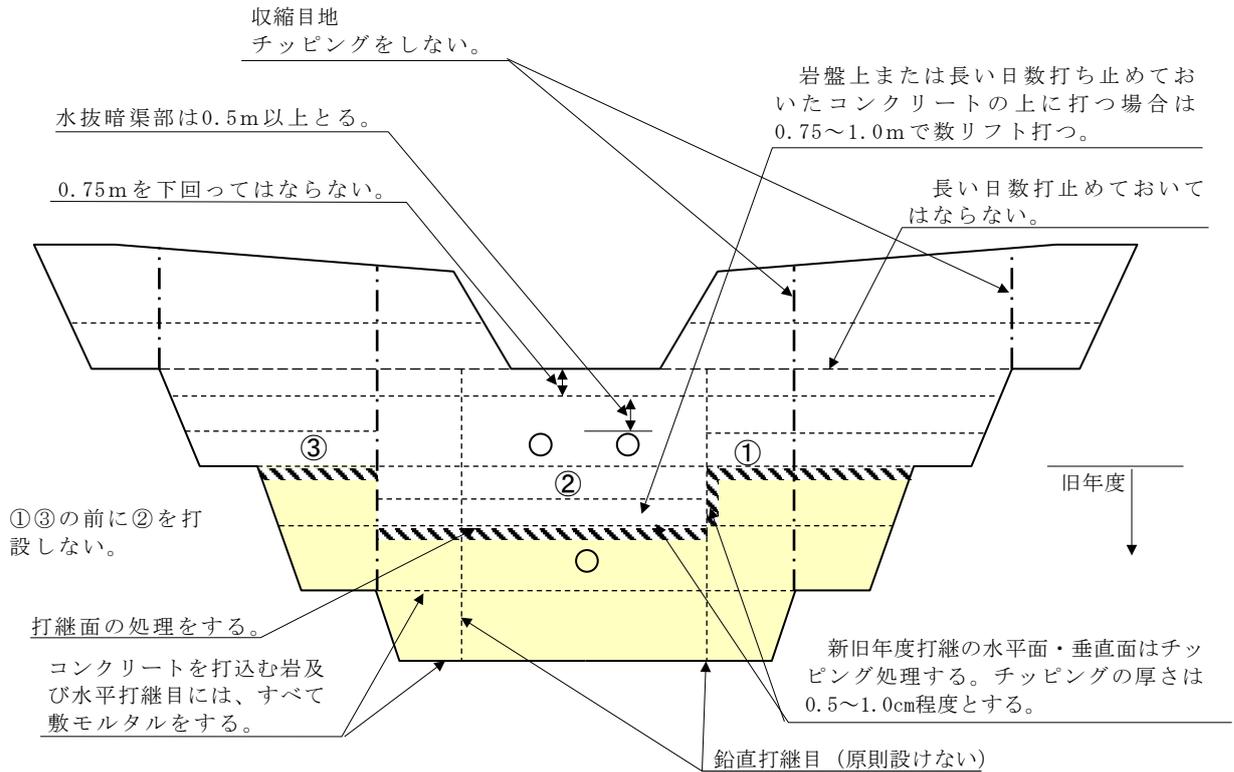


図-5.14

2.4.2 コンクリート打設計画（参考例）

前記2.4.1をふまえて作成した打設計画の例を次に示す。

解説

- ① 条件
 - ・ 一般的規模の堰堤とする。
 - ・ 流域が小さく通常の流水も少ないので全川施工ができる。
 - ・ 工期2年間の初年度とする。
 - ・ 仮水通し部は計画洪水量を流下させる断面を確保して、打設計画を立てる。
- ② 考え方
 - ・ 地盤は岩盤ではないので、前記2.4.1③は適用しない。
 - ・ 型枠は通常養生期間中取りはずさないが、必要な場合に限って最小限中3日置いた後に取りはずしても良いとした。
 - ・ 1日のコンクリート打設量を50m³以上とし、できる限り平均化するため、リフト高を調節した。
- ③ 結果
 - ・ どうしても途中16日のコンクリート打設体息日が出てしまい、余り効率の良い打設ができないが、止むを得ないものと判断する。

【不透過型】

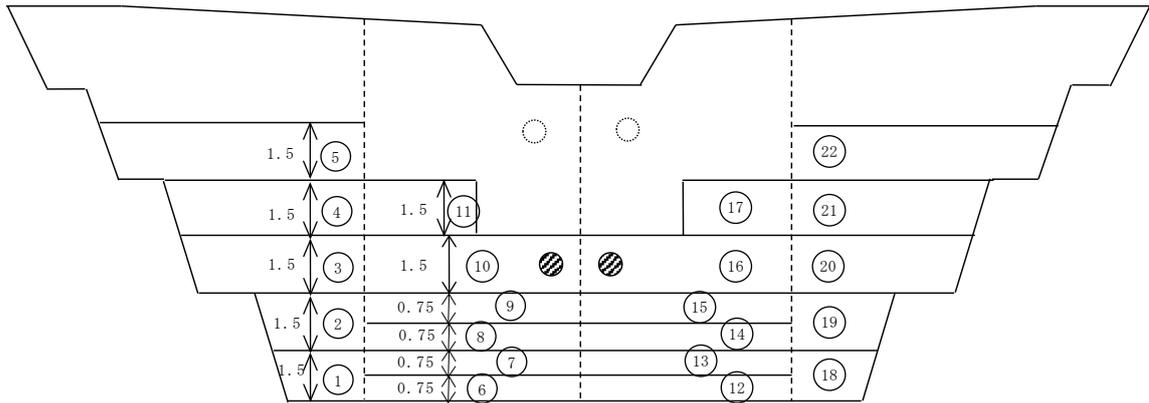


図-5.15

表-5.2

カレンダー	ブロックNo.	数量	カレンダー	ブロックNo.	数量	カレンダー	ブロックNo.	数量
1	①	49.5	14	⑳	41.93	27	⑮	59.25
2	⑱	40.2	15	⑬	68.25	28	⑩	78.15
3			16	⑧	63.75	29		
4			17			30		
5	⑥	72.7	18			31		
6			19	④	48.32	32	⑯	78.15
7	②	47.4	20	㉑	39.26	33		
8	⑲	38.5	21	⑭	63.75	34	⑪	51.73
9	⑫	72.7	22	⑨	59.25	35		
10	⑦	68.2	23			36		
11			24			37		
12			25	⑤	50.60	38	⑰	51.73
13	③	51.6	26	㉒	41.11	39		

平均日打設量 全体（年間）打設量 $1,236.31 \text{ m}^3 \div \text{打設日}22\text{日} = 56.19 \text{ m}^3/\text{日}$

【透過型】

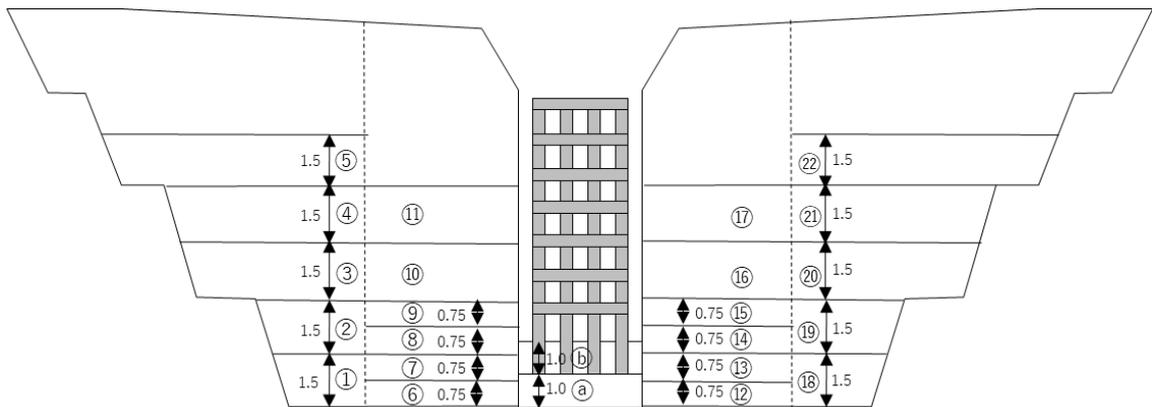


図-5.16

不透過部は不透過型堰堤と同様の考えとした。透過部の底版コンクリートについて、不透過部の打設完了後に、一度、鋼管の埋込深さより下部を打設し、続いて鋼管の埋込部を打設する。

表-5.3

カレンダー	ブロックNo.	数量
1	Ⓐ	48.5
2		
3		
4		
5	Ⓑ	46.0
6		
7		

2.5 堰堤用コンクリート

堰堤工のコンクリートは、原則として高炉セメントを使用する。
(本堤・副堤・垂直壁・水叩き・側壁護岸に使用する)

2.5.1 生コンクリートの場合

生コンクリートの仕様は下表のとおりとする。

解説

表-5.4

工種	種別	設計基準強度	粗骨材最大寸法	スランプ	水セメント比
堰堤工等	高炉セメントB種	18N/mm ²	40mm	5cm	60%

堰堤は、原則クレーン打設とする。ただし、これによりがたい場合は、砂防課と協議すること。
※参考として、スランプ8で施工した堰堤の調査概要を示した国事務連絡を資料編第5章に添付する。

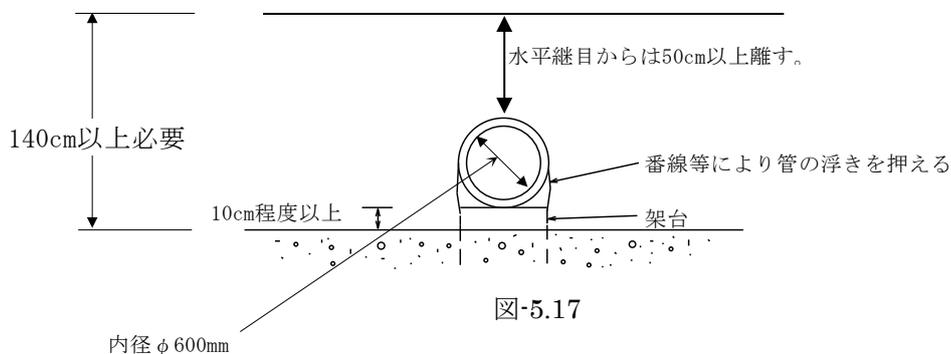
2.5.2 敷モルタル

堰堤のコンクリートから粗骨材を除いた配合とする。

2.6 水抜暗渠

通常RC管を用いるが、旧打設コンクリートの表面に直接据えると、管下部のコンクリートが十分にゆきわたらず、漏水の原因ともなるので、管の布設にあたっては、下図のような方法をとる。

解説



2.7 砂防ダム基礎地盤検査要領(案)の制定について

昭和52年3月31日 建設省河砂発第19号
各都道府県土木部長あて 建設省河川局砂防部長

最近の砂防ダムの大型化に伴い、より高度な安全性を確保し、また、河川工作物との技術基準とも整合させるため、堤高15m以上の砂防ダムについては、基礎地盤検査をおこなうこととした。このため、標記検査要領(案)に基づき実施されることとなるが、貴職におかれては遺憾のないよう取り扱われたい。

(別 添)

砂防ダム基礎地盤検査要領(案)

砂防ダム基礎地盤検査(以下「検査」という。)の実施については、この要領(案)の定めるところによるものとする。

1. 検査対象ダム

本要領(案)に基づく検査対象ダムは、堤高15m以上の砂防ダムとする。

2. 検査範囲

検査範囲は、原則として、本堤基礎地盤とする。なお、基礎地盤とは、水通し天端高までの地盤をいう。

3. 検査時期

検査時期は、基礎地盤が風化等によって変化を生ずるおそれのない時間内で、かつ、コンクリートの打込を開始する直前とする。

4. 検査内容

検査内容は、下記の事項とし、検査結果は、別記様式第1による基礎地盤検査表に記入するものとする。

- (1) 既往調査内容およびその適合度の判定
- (2) 既往調査に基づく措置事項の適否の判定
- (3) 基礎地盤状況(岩級区分、弱層部分の有無およびその分布状況等)の確認
- (4) 追加調査の要否の判定
- (5) 追加対策の要否の判定

5. 検査官

検査官は、契約担当官等が命ずる職員とする。

6. 検査終了書の交付および検査報告

検査官は、基礎地盤検査を終了したときは、別記様式第2による検査終了書を作成して、これを検査を受けたものに交付するとともに、速やかに、その結果について、別記様式第3による報告書を作成して、契約担当官等に報告するものとする。

附 則

この要領(案)は、昭和52年4月1日から施行する。

別記様式第1

〇〇砂防ダム基礎地盤検査表

ダム本堤	ダム型式 諸元 計画書 その他	高 長 立積 計画貯砂量 未貯砂期間による貯水量
検査範囲		
既往調査内容及びその適合度		
既往調査に基づく措置事項		
基礎地盤状況	岩盤区分 弱層部分の有無及びその分布状況 その他	断層 破碎帯等
追加調査内容		
基礎地盤検査又は追加調査に基づく措置事項		
検査官意見	指示事項	
	意見	

別記様式第2

〇〇砂防ダム第〇回基礎地盤検査終了書

年 月 日

殿

検査官

〇〇砂防ダムの第〇回基礎地盤検査は、〇年〇月〇日におこなったが、その結果特に支障ないものとして（下記のとおり措置することを条件として）コンクリートの打込みを認める。

別記様式第3

〇〇砂防ダム第〇回基礎地盤検査報告書

年 月 日

殿

検査官

砂防ダム基礎地盤検査要領(案)に基づき、〇年〇月〇日〇〇砂防ダム第〇回基礎地盤検査をおこなったので、別紙のとおり報告する。

（注）別紙は、別記様式第1および別記様式第2による。

第3節 溪流保全工の施工

3.1 施工順序

3.1.1 施工年次

施工順序は、上流から下流に向かって進めることを原則とするが、溪岸の侵食状況及び河積の拡大の程度から決定する。

3.1.2 年度の施工起終点

上下流いずれからの施工にかかわらず、平面的に元河川とほぼ合い、縦断的に合う所とし、床固工の本堤までとすることが望ましい。

3.1.3 細部の施工順序

床固工、帯工、護岸工の施工は、原則として次の順序とする。

床固工あるいは帯工→護岸工

床固工の施工順序

堰堤工の施工順序と同じとする。

施工中の出水により、施工部分が障害となって被害が増大しないよう充分配慮して施工することが必要である。

3.2 仮設工

3.2.1 仮締切

仮締切の設計については、現場の状況等を検討して決定すること。砂防工事を行うような河川は狭い場合が多く、特に注意が必要となる。『山口県設計標準歩掛表（一般共通編）』を参照する。

3.2.2 水替排水工

排水方法の選定・ポンプの規格・使用台数等は『山口県設計標準歩掛表（一般共通編）』を参照して決定のこと。

3.2.3 工事用道路

溪流保全工の場合は、管理幅を設けるため、これを利用することも考えられ、現場の状況等を考慮して設けるものとする。

第4節 鋼製砂防堰堤の施工管理

4.1 不透過型堰堤

(1) 部材検査

鋼製砂防構造物は管理された工場で量産され、品質・規格・寸法の均一化が進んでいる。そのため、鋼製不透過型堰堤の部材検査は、原則として部材が各製品の仕様・承認図どおりになっているかを検査すればよい。

解説

不透過型堰堤の部材は現地にてボルト接合により施工されるため、部材許容差は長さでボルト孔間距離を検査すればよいこととする。各製品の部材許容差は、『山口県土木工事施工管理基準』によるものとする。ないものについては『新編 鋼製砂防構造物設計便覧 令和3年版』（一般財団法人 砂防・地すべり技術センター）によるものとする。

溶接部の検査は、すみ肉溶接が主体であるので、『新編 鋼製砂防構造物設計便覧 令和3年版』（一般財団法人 砂防・地すべり技術センター）により目視検査によってビード割れ等がないことを確認することとする。

(2) 出来高管理

不透過型堰堤は設置時に堤高、堤長、堤幅、下流側の倒れ等が所定の許容誤差内であることを確認する。ただし、基礎地盤の沈下等による変位が許容される構造の場合、この変位量については別途管理する。

解説

『山口県土木工事施工管理基準』によるものとする。ないものについては『新編 鋼製砂防構造物設計便覧 令和3年版』（一般財団法人 砂防・地すべり技術センター）によるものとする。

鋼製不透過型堰堤はその屈撓性により、コンクリート重力堰堤と比較して支持力の弱い地盤にも対応できる特徴をもっており、地盤の変形や荷重に対して構造物の変形によって対応するものであるため、施工中の若干の変形は許容される。

4.2 透過型堰堤

(1) 溶接部

溶接部は欠陥のないように検査を行う。

解説

『山口県土木工事施工管理基準』によるものとする。ないものについては『新編 鋼製砂防構造物設計便覧 令和3年版』（一般財団法人 砂防・地すべり技術センター）によるものとする。

(2) 表面処理

鋼製砂防構造物は、設計板厚に腐食しろを見込んでいるため、構造設計上は表面処理を必要としない。ただし、現場条件等を十分に配慮して表面処理の有無を検討する。

解説

以下のような場合は表面処理を施したほうがよいと思われるので、十分に検討すべきである。

- ①水質が酸性であるなど、鋼材の腐食が進みやすい環境の場合
- ②施工時の発錆が組立時に悪影響を与える場合
- ③仮置きが長時間にわたる場合
- ④保全対象が近く、景観上の配慮が必要な場合

なお、塗装等を行う場合については、『新編 鋼製砂防構造物設計便覧 令和3年版』（一般財団法人 砂防・地すべり技術センター）により行うものとする。

(3) 出来高管理

透過型堰堤の据付け時に堤長、堤幅、高さが所定の許容誤差内であることを確認する。

上記基準は『山口県土木工事施工管理基準』によるものとする。ないものについては『新編 鋼製砂防構造物設計便覧 令和3年版』（一般財団法人 砂防・地すべり技術センター）によるものとする。

高さが高く複雑な構造の場合で仮組を実施する場合の仮組時の許容誤差は、『山口県土木工事施工管理基準』によるものとする。ないものについては『新編 鋼製砂防構造物設計便覧 令和3年版』（一般財団法人 砂防・地すべり技術センター）によるものとする。

第5節 流木対策施設の施工管理

5.1 施工管理

鋼製砂防堰堤の透過型堰堤に準拠するものとする。

第6節 安全管理

土石流対策施設を工事するにあたっては、土石流による労働災害の防止に注意を要する。

解説

『労働安全衛生規則 第12章 土石流による危険の防止』より

(1) (調査及び記録) 第575条の9

事業者は、降雨、融雪又は地震に伴い土石流が発生するおそれのある河川（以下「土石流危険河川」という。）において建設工事の作業（臨時の作業を除く。以下同じ。）を行うときは、土石流による労働者の危険を防止するため、あらかじめ、作業場所から上流の河川及びその周辺の状況を調査し、その結果を記録しておかなければならない。

(2) (土石流による労働災害の防止に関する規程) 第575条の10

事業者は、土石流危険河川において建設工事の作業を行うときは、あらかじめ、土石流による労働災害の防止に関する規程を定めなければならない。

2 前項の規程は、次の事項が示されているものでなければならない。

- 一 降雨量の把握の方法
- 二 降雨又は融雪があった場合及び地震が発生した場合に講ずる措置
- 三 土石流の発生の前兆となる現象を把握した場合に講ずる措置
- 四 土石流が発生した場合の警報及び避難の方法
- 五 避難の訓練の内容及び時期

3 事業者は、第一項の規程については、前条の規定による調査により知り得たところに適応するものとしなければならない。

(3) (把握及び記録) 第575条の11

事業者は、土石流危険河川において建設工事の作業を行うときは、作業開始時にあっては当該作業開始前二十四時間おける降雨量を、作業開始後にあっては一時間ごとの降雨量を、それぞれ雨量計による測定その他の方法により把握し、かつ、記録しておかなければならない。

(4) (降雨時の措置) 第575条の12

事業者は、土石流危険河川において建設工事の作業を行う場合において、降雨があったことにより土石流が発生するおそれのあるときは、監視人の配置等土石流の発生を早期に把握するための措置を講じなければならない。ただし、速やかに作業を中止し、労働者を安全な場所に退避させたときは、この限りでない。

(5) (退避) 第575条の13

事業者は、土石流危険河川において建設工事の作業を行う場合において、土石流による労働災害発生の急迫した危険があるときは、直ちに作業を中止し、労働者を安全な場所に退避

させなければならない。土石流による労働災害発生の急迫した危険があるときは、直ちに作業を中止し、労働者を安全な場所に退避させること。

(6) (警報用の設備) 第575条の14

事業者は、土石流危険河川において建設工事の作業を行うときは、土石流が発生した場合に関係労働者にこれを速やかに知らせるためのサイレン、非常ベル等の警報用の設備を設け、関係労働者に対し、その設置場所を周知させなければならない。

2 事業者は、前項の警報用の設備については、常時、有効に作動するように保持しておかなければならない。

(7) (避難用の設備) 第575条の15

事業者は、土石流危険河川において建設工事の作業を行うときは、土石流が発生した場合に労働者を安全に避難させるための登り栈橋、はしご等の避難用の設備を適当な箇所に設け、関係労働者に対し、その設置場所及び使用方法を周知させなければならない。

2 事業者は、前項の避難用の設備については、常時有効に保持しなければならない。

(8) (避難の訓練) 第575条の16

事業者は、土石流危険河川において建設工事の作業を行うときは、土石流が発生したときに備えるため、関係労働者に対し、工事開始後遅滞なく一回、及びその後六月以内ごとに一回、避難の訓練を行わなければならない。

2 事業者は、避難の訓練を行ったときは、次の事項を記録し、これを三年間保存しなければならない。

- 一 実施年月日
- 二 訓練を受けた者の氏名
- 三 訓練の内容

その他、労働安全衛生規則における土石流に関する記載

第634条の2関係

法第29条の2の厚生労働省令で定める場所は、次のとおりとする。

1の2 土石流が発生するおそれのある場所（河川内にある場所であって、関係請負人の労働者に危険が及ぶおそれのある場所に限る。）

第642条の2の2関係

前条の規定は、特定元方事業者が土石流危険河川において建設工事の作業を行う場合について準用する。この場合において、同条第1項中「第389条の11第1項の規定」とあるのは「第575条の16第1項の規定」と、同項から同条第3項までの規定中「避難等の訓練」とあるのは「避難の訓練」と読み替えるものとする。

第3章 管理施設

第1節 管理施設

1.1 管理幅・管理用道路

管理幅：砂防施設の維持管理に必要な用地買収上の余裕幅で、巡視、泥揚げ等の日常管理、災害時の水防活動及び災害復旧等のため必要な土地をいう。

管理用道路：砂防施設の維持管理のための通行に供する部分をいう。

解説

管理用道路は維持管理のために通行することを考慮し、原則舗装をする。工種毎の管理幅・管理用道路は表-5.5のとおりである。一般の通行は原則として禁止。

表-5.5 管理幅・管理用道路

	必要性	種類	
堰堤工	○	斜路、階段工	里道や付替道路で代替できれば不要
	○	堰堤工の管理用道路	一般に利用する公道から離れ、下記に該当する砂防堰堤の場合、堆積した土砂、流木を撤去するための管理用道路を設置する。 ・ 暫定整備率で整備した砂防堰堤（旧砂防技術基準で砂防計画が策定されたもの） ・ 土石流・流木処理計画のある砂防堰堤 ¹⁾ ①透過型砂防堰堤 ②管理型の不透過型砂防堰堤 ③部分透過型堰堤 ④流木止工、分散堆積工 他 ・ 上記を原則とするが、これに加え危機管理の観点から特に必要な場合 ²⁾ 。 道路幅員は除石に必要な幅
溪流保全工	◎	管理幅（道路）	施設の維持管理や点検に必要な幅

注)◎：必ず設置 ○：必要があれば設置

1) 計画編第2章に基づき、除石（流木の除去を含む）計画を定めたもの

2) 1)には該当しないが、土砂災害警戒区域内もしくは土砂災害警戒区域予定地内に存する重要な保全対象もしくは保全対象地域に鑑み、危機管理の観点から、砂防堰堤に堆積した土砂の緊急的な除石等に備え、管理用道路を設置することができる。ここでいう重要な保全対象とは防災拠点、重要な保全対象地域とは避難場所、避難路及び地域の基幹産業拠点等が複合的に存する地域のことをいう。

実施にあたっては重要な保全対象もしくは保全対象地域を明確にした上で、砂防課と協議しなければならない。なお、砂防施設点検が必要な地震発生や大規模出水の後には、当該施設を点検対象としなければならない。

① 堰堤工

堰堤工には維持管理上袖部、袖小口、側壁護岸等に階段を設けることがあるが、その際には安全管理の面から一般の人々が利用できないよう対策を講じておく必要がある。

土石流・流木処理計画のある砂防堰堤の管理用道路については、設計編第6章第6節を参照のこと。

袖小口に設ける階段は、袖部が破壊されない構造とする。

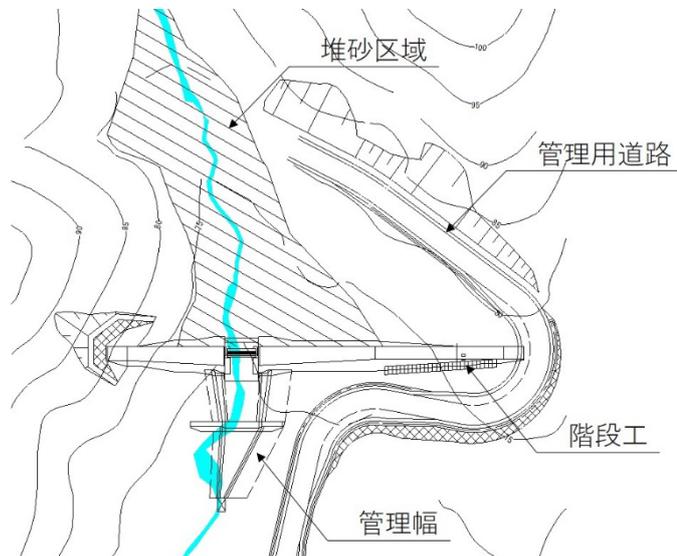


図-5.18 階段工、管理用通路

② 溪流保全工（用地・補償編第1章1.1 用地買収範囲も参照）

原則として、砂防設備の適正な維持管理上最小限の管理幅にとどめることとされているが、市街地等で将来開発が進み、設備の維持保全について困難が予想されると認められる場合など、状況に応じて「河川施設等構造令」の基準を参考に決定する。

一般には、

川幅が10m未満の場合、片岸が3m以上、片岸が1m以上

〃 10m以上の場合、兩岸とも3m以上

ただし、地形の状況等を考慮して、その必要がないと認められる場合（おおむね100m以内に既設道路がある場合、人家密集地域で管理幅がとれない地域等）は、この限りではない。

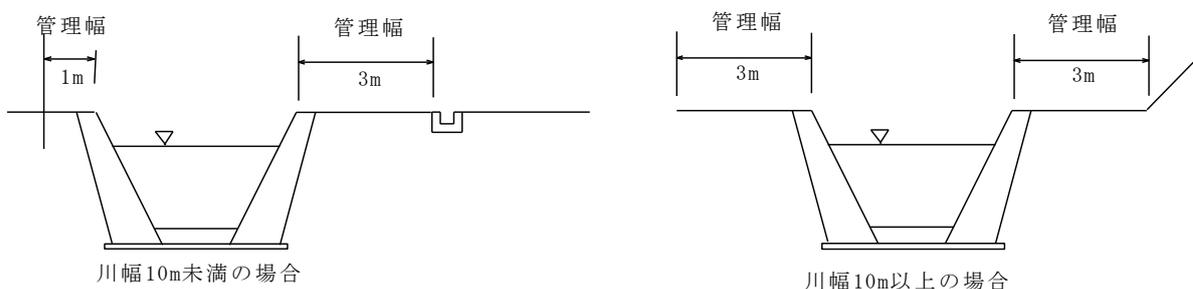


図-5.19

1.2 階段工

維持管理等必要が生じた場合には階段工を設置するものとする。

1.3 標識・標柱

砂防指定地は標識・標柱等により明示するものとし、必要本数設置する。

砂防指定地標識の設置位置は「平成28年版砂防関係法令規集P68～」参照。

解説

① 1種・2種

第1種標識

第2種標識

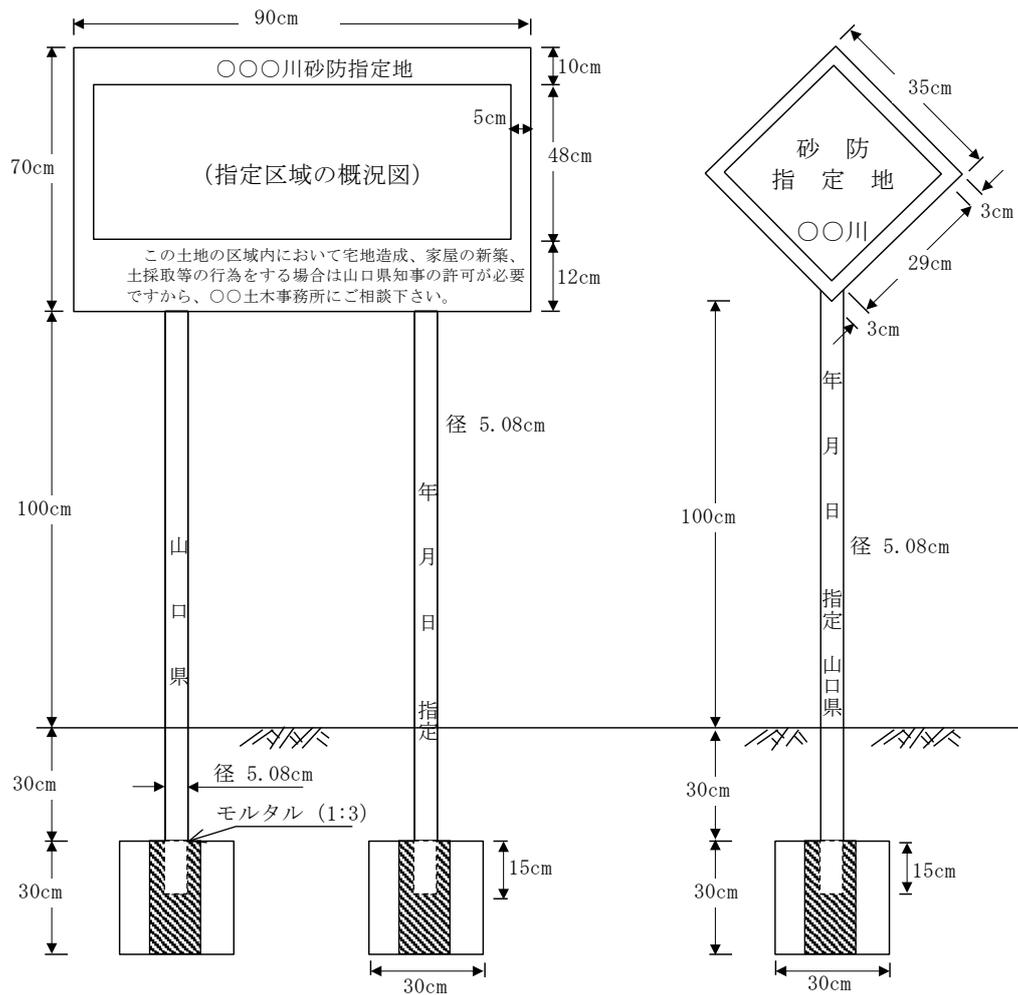
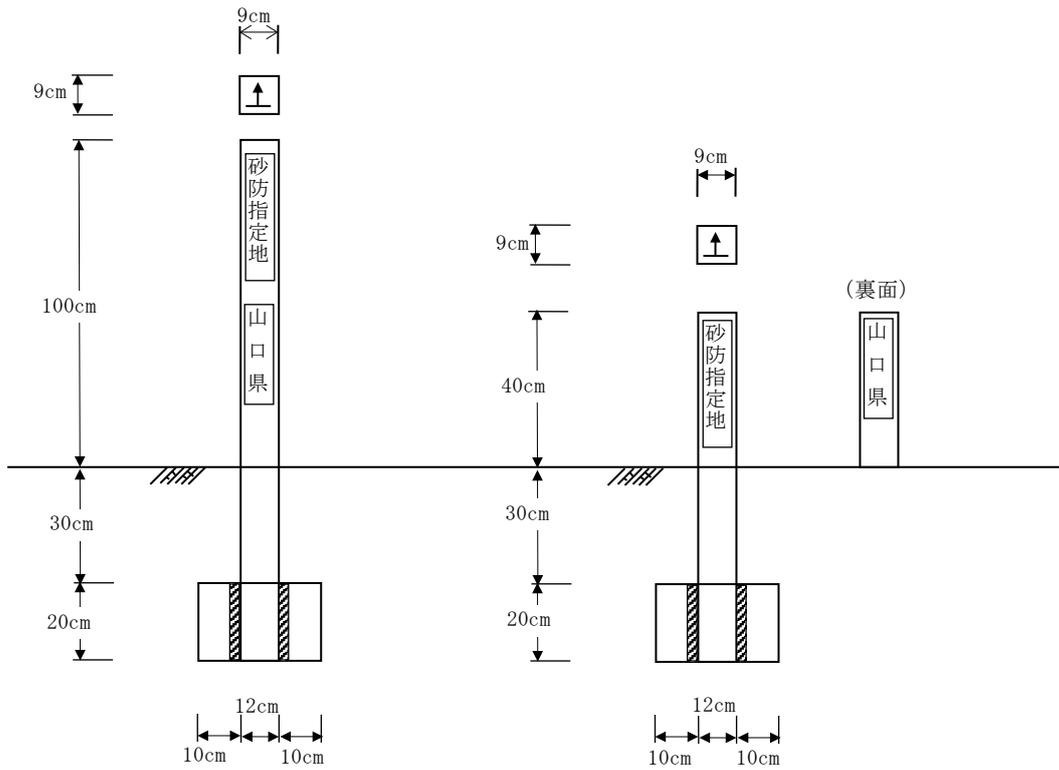


図-5.20

② 3種（標柱）



（注）砂防堰堤周辺の草木の繁茂が著しい区域に設置する。

（注）流域周辺に人家および耕地がある区域に設置する。

図-5.21

1.4 堤名板

堰堤完成時に袖天端及び下流側法面に堤名板を設置する。材質は大理石、花崗岩または铸铁等を使用し規格は図-5.22のとおりとする。なおこれによりがたい場合は、別途考慮すること。副堤については、堤名板は不要とする。

解 説

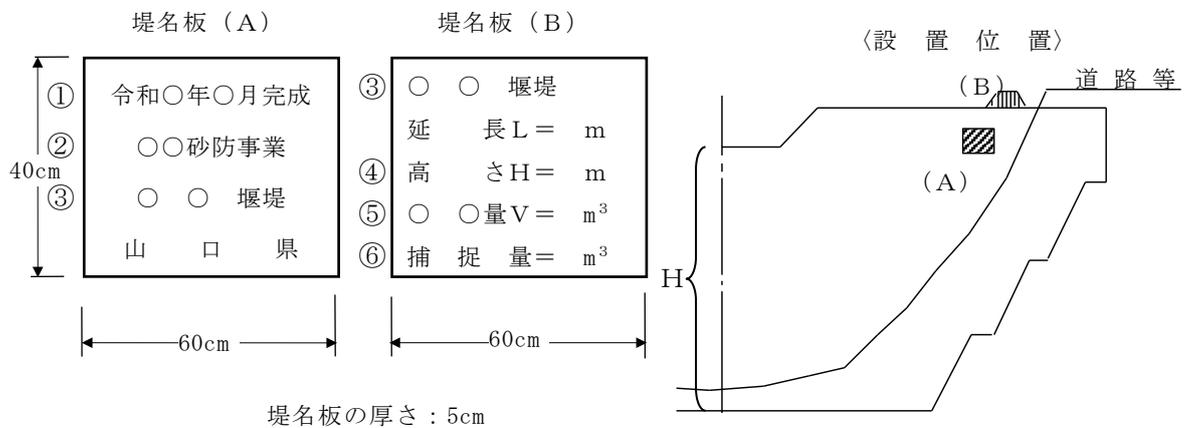


図-5.22

①堰堤完成年月

完成した年月（竣工年月）を記載する。

②事業名

「通常砂防事業」、「災害関連緊急砂防事業」、「特定緊急砂防事業」などの事業名を記載する。

③堰堤名

「○○堰堤」と記載する。複数基ある場合は、完成した順に「○○1号堰堤」、「○○2号堰堤」と記載する。（漢数字、英数字どちらでも可）

④高さH

水通しまでの高さHを記載する。

⑤堰堤体積V

コンクリート堰堤 … 「コンクリート量V=○○m³」と記載する。

砂防ソイルセメント堰堤 … 「ソイルセメント量V=○○m³」と記載する。

⑥捕捉量

計画捕捉量（計画土砂捕捉量と計画流木捕捉量を足したもの）を記載する。計画発生抑制量は含まないので注意すること。

第2節 安全施設

2.1 進入防止柵

堰堤工には、一般の人々の転落を防止するため必要に応じ防護柵を設ける。

(例)

フェンス H=1,800 (忍び付・亜鉛メッキ)

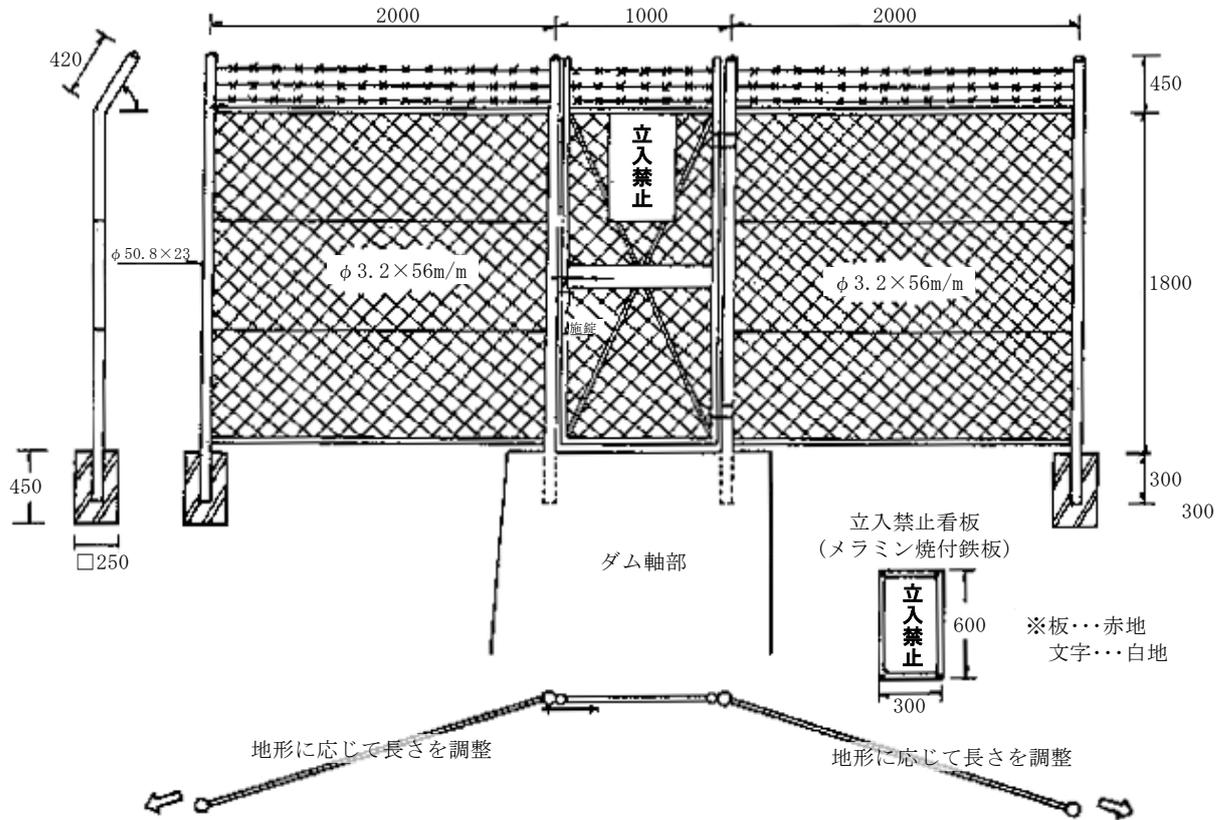


図-5.23

第4章 維持管理

第1節 除石（流木の除去を含む）

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

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

『土・対・針 P.64』

解説

土石流・流木処理計画、除石が必要となる場合は、搬出路の敷設等土砂及び流木の搬出方法や搬出土の受入先、除石（流木の除去を含む）の実施頻度等の除石（流木の除去を含む）計画を土石流・流木処理計画で検討する必要がある（設計編第6章第6節参照）。なお、溪床堆積土砂移動防止工は除石（流木の除去を含む）を原則として行わない。

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

第2節 長寿命化計画

砂防関係施設について、流域等の単位（流域、都道府県、事務所等）ごとに計画対象区域を設定し、維持管理の具体的な内容を定めた長寿命化計画を策定することを基本とする。

『国・河・維 P.3』

解説

砂防関係施設の長寿命化計画は、施設の健全度を把握し、長期にわたりその機能及び性能を維持・確保することを目的として、維持、修繕、改築、更新の対策を計画的に実施するためのものである。

長寿命化計画の策定にあたっては、予防保全型維持管理の考え方を踏まえ、施設の健全度のみならず、周辺状況、保全対象の状況、災害履歴等の防災上の観点と、対策に係るコスト等を総合的に検討する必要がある。さらに、予防保全型維持管理によるライフサイクルコストの縮減及び各年の修繕等に要する費用の平準化を考慮した長寿命化計画とし、戦略的に長寿命化対策を実施していくことが重要である。

なお、現場条件等により活用がなじまない場合を除き、UAV 点検等の新技術等の活用により、安全性、経済性、効率性の向上を図ることが重要である。

長寿命化計画については、以下のホームページより「山口県砂防関係施設長寿命化計画」を参照すること。

山口県 砂防課 土砂災害対策について・山口県砂防関係施設長寿命化計画の策定について

<https://www.pref.yamaguchi.lg.jp/soshiki/131/23738.html>

第3節 各種台帳（砂防指定地・設備台帳等）

維持管理のために作成する台帳は、工事が完成した場合には速やかに電子データを砂防課に提出すること。

解 説

作成する台帳は、砂防指定地等管理事務の手引きや本基準の資料編第3章の「砂防指定地台帳等の作成について」を参照のこと。

砂防技術基準

- [1] 事業編
- [2] 調査編
- [3] 計画編
- [4] 設計編
- [5] 施工積算・管理編



[6] 用地補償編

- [7] 資料編

第1章 用 地

第1節 用 地..... 6-1

1.1 用地買収範囲..... 6-1

1.1.1 堰堤工..... 6-1

1.1.2 溪流保全工..... 6-2

1.1.3 登 記..... 6-2

第2章 補 償

第1節 補 償..... 6-3

第2節 事業損失補償..... 6-3

第3章 補償工事

第1節 補償工事..... 6-4

1.1 取 水 工..... 6-9

1.2 橋 梁..... 6-10

1.3 道 路..... 6-16

1.4 そ の 他..... 6-18

第1章 用地

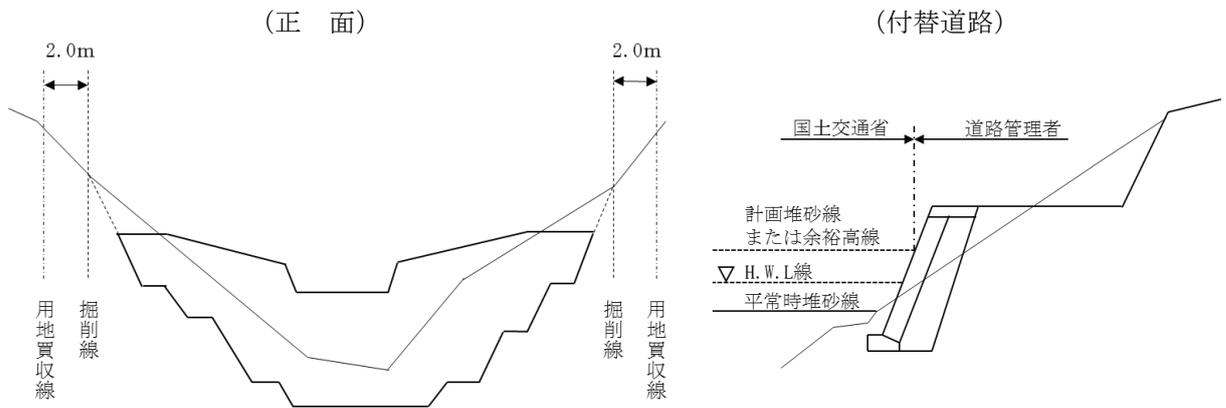
第1節 用地

1.1 用地買収範囲

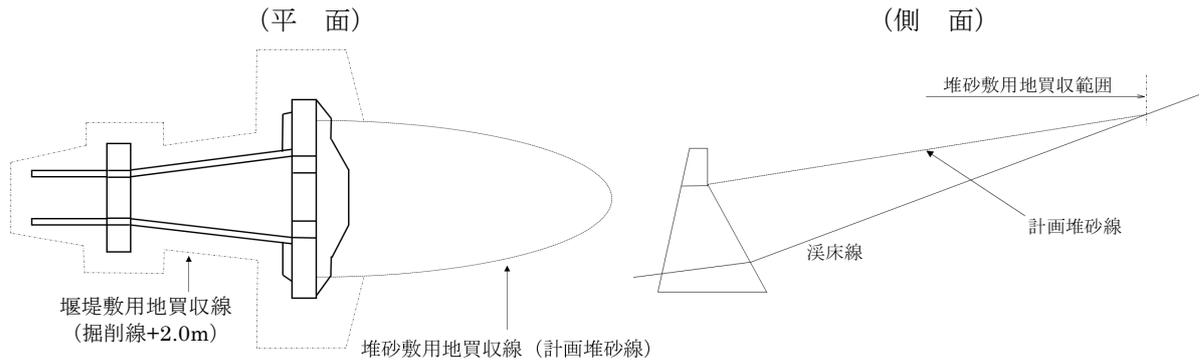
1.1.1 堰堤工

堰堤敷は、掘削線の突出点を結ぶ線から2.0mとする。堆砂敷は、透過型堰堤の場合は計画堆砂線までとし、不透過型堰堤の場合は計画堆砂線と余裕高線を比較し、広い方までとする。ただし、残地補償が生じる場合、またはその他特別の理由によりやむを得ないと認められる場合においてはこの限りでない。

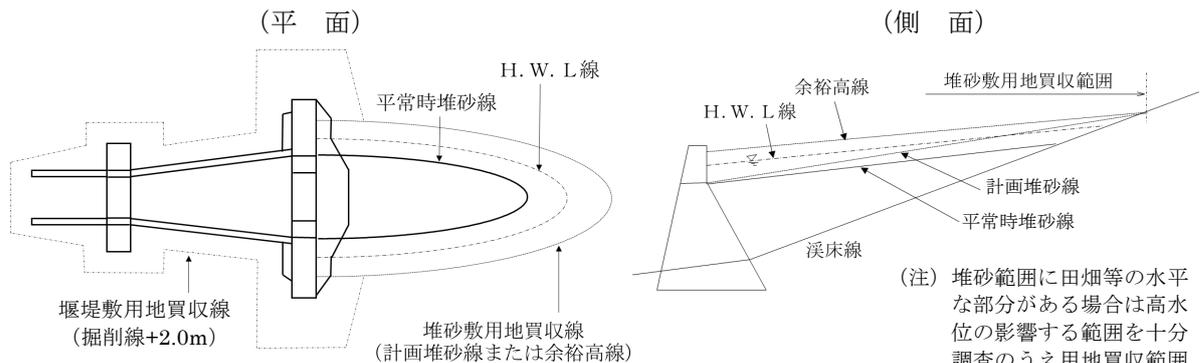
解説



1) 透過型堰堤の場合



2) 不透過型堰堤の場合



(注) 堆砂範囲に田畑等の水平な部分がある場合は高水位の影響する範囲を十分調査のうえ用地買収範囲を決定すること。

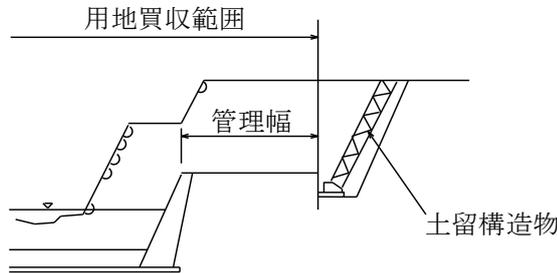
図-6.1

1.1.2 溪流保全工

原則として管理幅と同じとする。しかし、背後地盤等の状況により、法面が残る場合及び築堤となる場合、また、地質等によりやむを得ない場合は、この限りでない（図-6.2 に例を示す）。

解説

1) 原則



土留構造物

2) やむを得ない場合

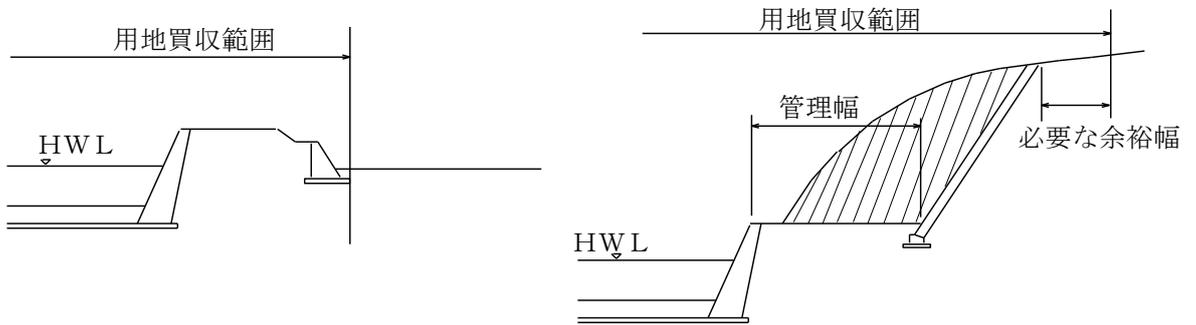


図-6.2

1.1.3 登 記

用地買収は、上記の範囲で決定し国土交通省の土地として登記する。県単独事業で行うものも同様に処理する。また、付替道路等の補償工事に係る用地も、国土交通省名義で買収し、登記する。ただし補償工事完成後の既設道路と付替道路の財産整理の方法（交換、寄付用廃）については、事前に管理者と協議しておくこと。

解説

国土交通省の土地は必ず砂防指定地の範囲内とすること。（新規に砂防指定地範囲を決定する際は注意すること）

第2章 補償

第1節 補償

立木等の補償は、現地を精査し、もれのないよう行うこと。

第2節 事業損失補償

事業損失補償にあたっては、事業損失事務処理要領による手順に従って、必ず事前（事中）調査を行い、工事と被害の因果関係を検討すること。

解説

周辺井戸や近隣建物等に損害を生じさせるおそれがある場合には、工事前に事前調査を行うことは当然であるが、計画・設計段階において未然に防止対策を検討することも重要である。

第3章 補償工事

第1節 補償工事

補償工事とは、砂防工事の施工によって、損失を受ける者に対して、補償金に代え事業者が直接施工するものである。したがって、補償工事により完成した施設は、損失を受ける者（従前の施設の管理者）に引継ぐものである。

解説

補償工事は、現状の機能、効用の補償であることを認識し、損失を受ける者に対し、現状の確認、計画の説明等事前によく打合せ、工事が円滑に施工でき補償工事完了後、速かに引き継ぎできるように努めなければならない。

河川法にあっては附帯工事の施行として「河川管理者は、河川工事により必要を生じた他の工事又は河川工事を施行するために必要を生じた他の工事を当該河川工事とあわせて工事ができる。」（河川法第19条）としているが、砂防法にあっては附帯工事に対する法的規定がないため、本工事（治水上砂防の為の設備を設置する工事）以外の工事はすべて補償工事として取り扱っているものである。

従って、権限を得て設置されている工作物、もしくは許可工作物（砂防指定地における行為の規制及び砂防設備の管理に関する条例、法定外公共物管理条例等）にあっては、その機能補償の限度において補償工事ができる。

補償工事とはたまたま金銭による補償に換えて相手側が現物による補償を要求し、その要求に客観的合理性があり、河川管理者及び砂防設備管理者として別段支障なく、若しくはかえって経済的に好都合であるとして、その要求に応じる場合の工事であるに過ぎず、せいぜい補償交渉の便宜を図る必要上現実に金銭を支払い、更にそれを受託するという法的構成及び手続きまでとる必要はないとされている任意契約の範ちゅうに入るものであり、事業主体が実施する工事によって必要が生じた他の工事（附帯工事）とは区別される。

なお、補償工事により施工した工作物が、砂防設備の占用許可を受ける必要のあるものであれば、その手続きを必ず行うこと。

1. 補償工事を施工しようとするときは、当該工作物の管理者と協議を行うものとする。またこれを変更しようとするときも同様とする。（参考様式-1、2）
2. 現況工作物の機能を超える補償工事または現況工作物の質的な改良を伴う補償工事の場合は、費用の一部又は全部を工作物の管理者に負担させるものとし、その旨を参考様式-2の意見の項に記してもらうこととする。
3. 補償工事が完了したらすみやかに当該工作物の管理者に工作物の引渡しを行うこととする。（参考様式-3、4）

注）参考様式-1～4については参考であり、記入内容等については、当該工作物の内容、状況に応じ適切に対応すること。

参考様式－1

△ △ 第 号
令和××年（ 年） 月 日

（工作物管理者）様

〇〇土木事務所長

□□川砂防工事の内補償工事計画（変更）協議について

このことについて、□□川に設置してある（工作物名）を下記のとおり従前と同程度の機能を有するものに改築したく協議します。

なお工事完了後すみやかに当該設備を引継ぎます。

記

1. 工事名
2. 施行場所
3. 工作物の種類又は名称
4. 工作物の構造
別添図面のとおり
5. 実施計画
6. 工事等に要する費用及びその負担に関する事項
7. その他参考となるべき資料

a) 現況工作物の機能を越える要望をされ、その工事等の費用の一部（又は全部）を負担し、県にその工事等を委託される場合は、その旨回答してください。

b) a) に伴う工事等に要する費用およびその施行に関しては、別途協議することとします。

【用地補償編 第3章 補償工事】

参考様式-2

令和××年 月 日

〇〇土木事務所長 様

管 理 者 住 所
氏 名 印

〇〇川砂防工事の内補償工事計画（変更）協議について

令和 月 日付 第 号で協議のありましたこのことについては下記のとおり回答します。

記

工事名	
施行場所	郡 町 市 町 大字 字 番地
工作物の種類 又は名称	
意見	

【用地補償編 第3章 補償工事】

参考様式－3

△ △ 第 号
令和××年（ 年） 月 日

（工作物管理者）様

〇〇土木事務所長

□□川砂防工事の内補償工事工作物引渡しについて

令和 月 日 日付 第 号により計画（変更）協議した工作物が完了しましたので下記のとおり引渡します。

なお引継ぎ完了後すみやかに占用手続をしてください。

記

1. 工事名
2. 施行場所
3. 工作物の種類又は名称
4. 工作物の構造
別添図面のとおり
5. 工作物の完了年月日
6. その他参考となる事項

【用地補償編 第3章 補償工事】

参考様式－4

令和××年 月 日

〇〇土木事務所長 様

管 理 者 住 所
氏 名 印

〇〇川砂防工事の内補償工事工作物引継ぎ確認書

砂防工事の内補償工事として完了した下記の工作物を引継ぎ、今後の維持管理をいたします。

記

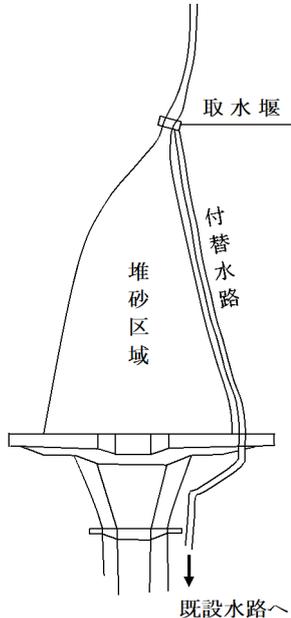
工事名	
施行場所	郡 町 大字 字 番地 市 町
工作物の種類 又は名称	
工作物の構造	別添図面のとおり
工作物の完了年月日	年月日
引継ぎ年月日	年月日
現地引継ぎ立会人	(県管理者)、(引き受け側)
備考	

1.1 取水工

既存取水施設が、堰堤工・溪流保全工等により、掘削・埋没、河道法線是正、掘込河道による溪床低下等により、そのままでは利用不能になる例がほとんどで、取水位置・構造を変更し、従前の機能・効用の回復を図るもので、工事に支障とならない既存の施設に継ぐまでが対象となる。

解説

堰堤上流から取水する場合の例



設置位置の留意点

1. 取水堰、付替水路はH. W. L + 余裕高以上の位置に設けること。
2. 堰堤袖部横断水路は袖天端以上に設けることが原則である。
3. 付替水路は溢水、跳水、漏水がないよう充分検討すること

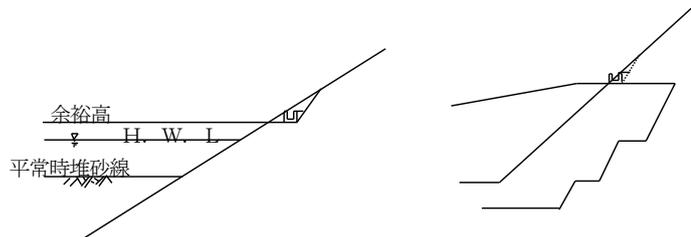


図-6.3

(1) 取水施設の選定

取水方法の計画にあたっては、砂防計画に支障なく、しかも安定した取水と将来の維持管理を考慮して決定すること。

(2) 取水口

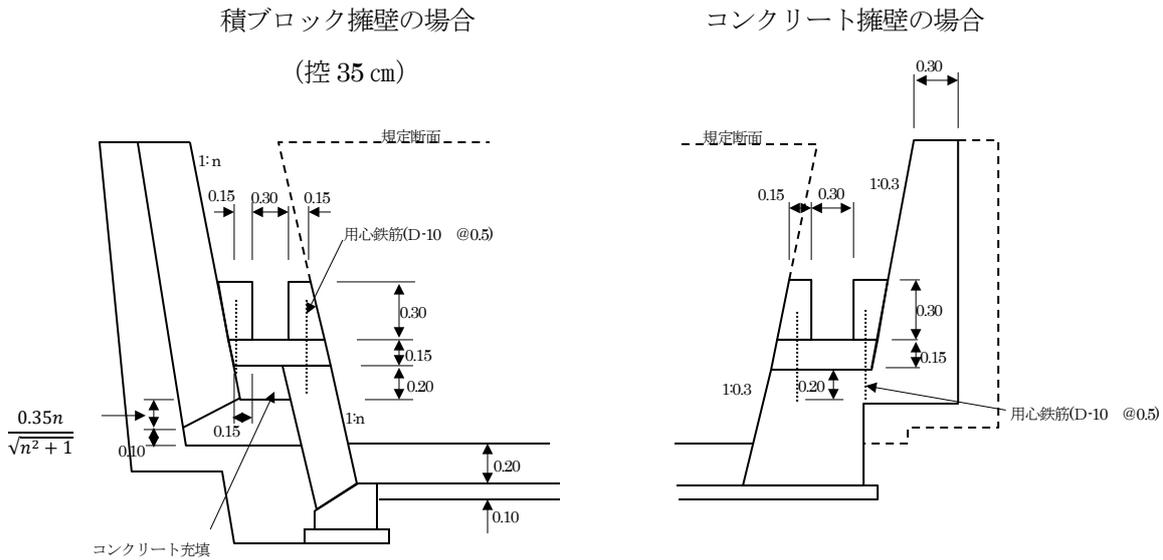
取水口は、いずれの取水方法においても横工を利用し、安定した取水が図られるよう工夫する必要がある。

(3) 堤外水路

取水口から、既設堤内水路までの導水路を堤外に設けるもので、この特徴は維持管理が比較的容易である。

しかし、護岸そのものに与える影響等に問題がのこることから施工に充分注意し、構造についても万一水路が破壊されても護岸自体に影響を与えないようにすること。また、できるだけ堤外水路延長を短くし、流路規定断面外に計画施工しなければならない。

構造は図-6.4を標準とするが、積ブロック擁壁の場合、断面決定にあたっては必要に応じ安定計算を実施する。



30cm×30cmを標準とし、それ以外の規格については別途協議すること。

ジョイント部に、適宜止水板を設けること。

図-6.4

(4) 堤内水路

堤内側水路底は、溪流保全工のH.W.Lより上に設けなければならない。

(5) 暗 渠

床固工から直接堤内側に導入する暗渠を設ける場合があるが、暗渠が長くなったり屈曲部を設けることとなり、暗渠の埋塞等維持管理が難しくなる。やむを得ず設置しなければならない場合にはできるだけ短くし、場合によっては柵を設け、暗渠部の破損等による災害を引き起すことのないよう計画することが重要である。構造は鉄筋コンクリートで巻立てたものとする。

(6) ポンプ揚水

砂防工事施工箇所は、一般に溪床勾配が急で溪床材料も粗く、含砂率も高いことから、導水管、集水井の埋没、ポンプ本体への損傷も大で、維持管理が困難であり砂防工事では避けるべきである。

(7) 可 動 堰

砂防河川は比較的小流域で洪水到達時間も短く、引上式ゲートでは的確な開閉が期し得ないこと。起伏堰では溪床材料粒径が粗く掃流土砂によるゲートの摩耗または損傷、転石、流木等による不完全倒伏事故が極めて起りやすくこれらは避けるべきである。

1.2 橋 梁

「砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準(案)」を列記し、以下主な項について注釈する。

『砂・法 P119』

解 説

(1) 一般的基準

橋梁は砂防指定地内における地形、地質、流木の流出、流出土砂量等を勘案して「河川管理施設等構造令」にもとづく構成に次記の条項を付加した構造とする。

(注) 砂防で対象とする急流河川においては構造令等に規定する表現では不十分な条項が生じている

ため、本基準が作成されたもので、この基準で触れていない項目については当然のことながら構造令等の基準が適用される。

(2) 桁下高

橋梁の桁下高は計画護岸高（計画高水位に河川としての余裕高を加えたもの）に流木の流出等を考慮した余裕高を加算した高さ以上とする。

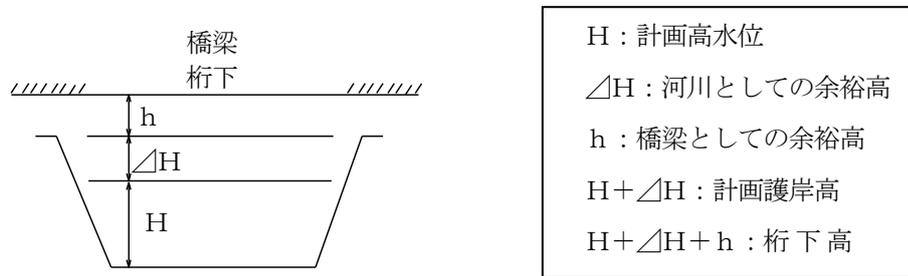


図-6.5

(3) 余裕高

① 河川としての余裕高は原則として、ラショナル式によって計算された計画洪水流量によって決定するものとし、次表の数字を下まわってはならない。

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

ただし、余裕高は河川勾配によって変化するものとし、計画高水位(H)に対する余裕高(ΔH)との比($\Delta H/H$)は次表の値以下とならないようにすること。

表-6.1

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

② 橋梁としての余裕高は0.5mを原則とし、現況または現計画で河川としての余裕高が前項の高さを上回っているときでも原則として0.5mとする。

(注) 急流河川においては流送される転石や波高による影響、その他水理特性などから計画洪水流量のみで余裕高を決定することは危険が大きいため後段において計画高水位に対する余裕高の比によって一つの基準としたものである。この値については、実態調査からそれらの最小値をとったものである。

(4) 支間長

支間長（斜橋または曲橋の場合には洪水時の流水方向に直角に測った長さとする）は計画高水流量、流水の状態等を考慮して洪水時の流水に著しい支障を与えない長さとし、計画高水流量が 500 m³/sec 未満の河川では 15m 以上、500m³/sec 以上 2,000m³/sec 未満の河川では 20m 以上とする。単径間の場合は高水位法線幅以上とすること。

ただし、高水位法線の幅が 30m 以下の河川では、原則として中間に橋脚をもうけないものとする。

(5) 橋台

- ① 橋台は護岸法肩から垂直に下した線より後退させてもうけるものとし、地形、用地等の状況からやむを得ない場合には護岸法線にあわせて、流水の疎通に支障のないようなめらかに接続すること。
- ② 橋台は原則として自立式とする。ただし支間長 5m 以下で幅員 2.5m 未満の橋梁においては、この限りではない。

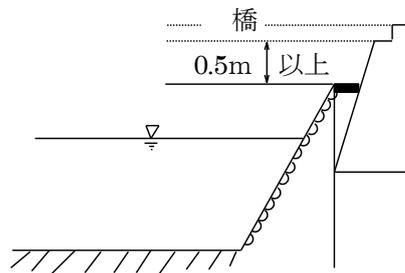


図-6.6

- ③ ①後段で橋台の前面を護岸法面にあわせてもうけた橋台の基礎敷高は、護岸の基礎と同高またはそれ以下とする。

この項を要約すると

(a) 護岸法肩から後退した場合（標準）

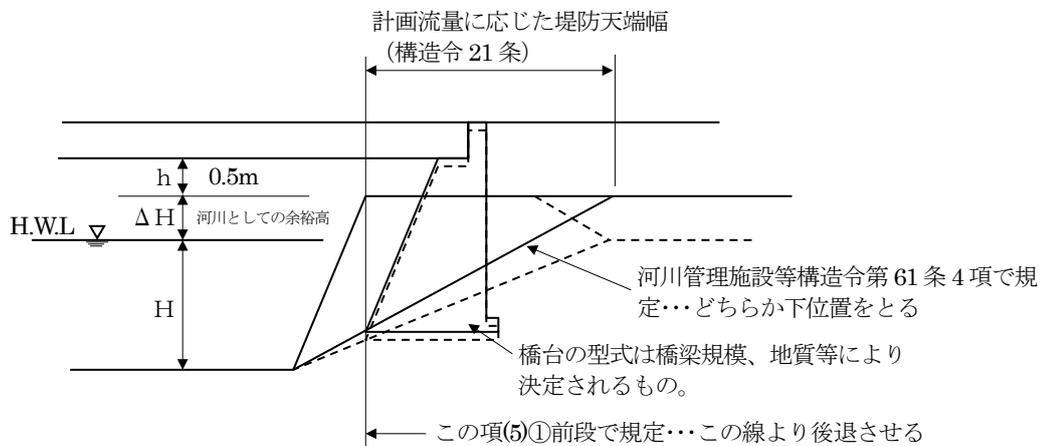


図-6.7

(b) 護岸法線にあわせた場合（やむを得ない場合）

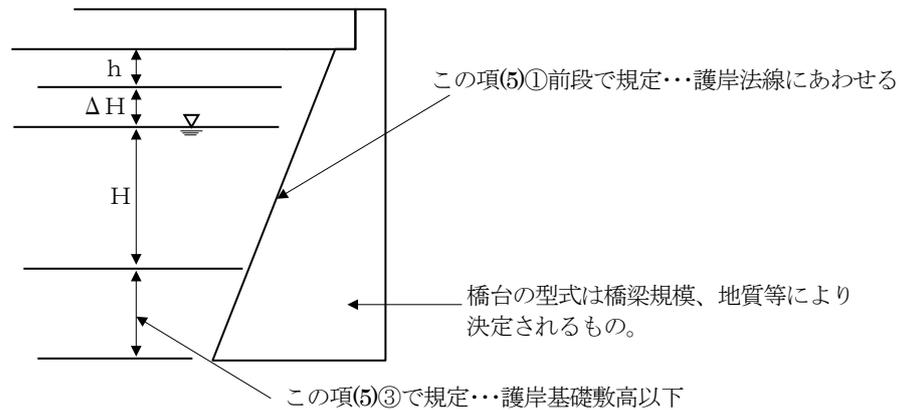


図-6.8

上図のようになる。これは護岸構造物の弱体化を防止するとともに、砂防施設と道路施設が各々独立機能を保有する構造とし、万一災害及び復旧に際して道路施設の機能を保持し得るものとしている。なお護岸構造物に裏込材がある場合、これより後退させる。

(7) ②の項ただし書きは通常、人間、テラー、軽自動車程度の比較的荷重の小さいものを対象とした幅員 2.5m 未満で支間長 5m 以下の上部工の自重も小さい場合（ $T-3t$ 以下）を対象としている橋台はこの基準(案)によらなくてよいとされている。

(4) (7)の場合であっても護岸施設を橋台として直接利用することのないようにし、やむを得ず護岸法線にあわせる場合（図-6.8）にすべきである。

また、護岸法線から後退させた場合、基準による橋台底面と計画護岸高の 1/2 を目安とする。

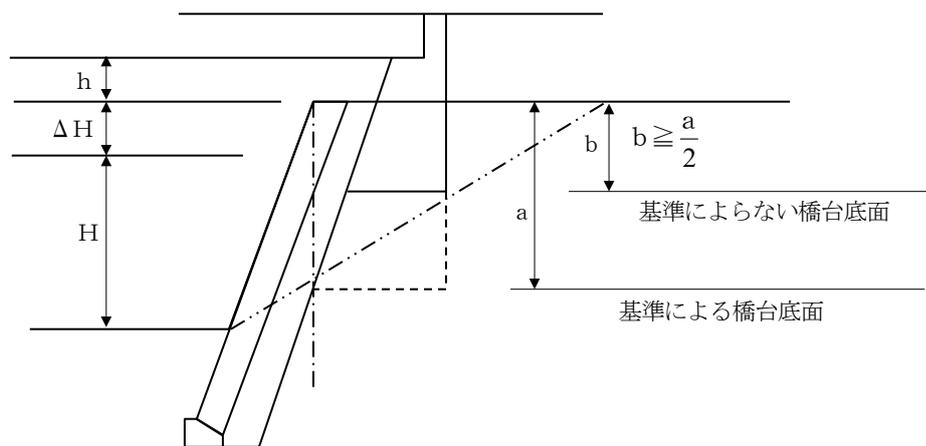


図-6.9

(6) 橋梁設置に伴う護岸

- ① 未改修河川に施工する場合、橋台の前面及びその上下流部の川表の法面に上下流それぞれ橋の幅員と同一の長さ以上の護岸を施工するものとする。
- ② (5) 橋台①後記で橋台の前面を護岸法線にあわせてもうける時は橋台の上流側に高水位法線幅の 1.5 倍以上、下流側に 2.0 倍以上の護岸をもうけるものとし、その長さが橋梁の幅員に満たない場合は幅員までとする。

- ③ 上記両項によって計算された長さが5m未満となる場合には5m、30m以上となる場合には30mとする。
- ④ 護岸高については、計画高水位に河川の余裕高を加えた高さとし、橋台の上下流でそれぞれ橋の幅員と同一の長さの区間の護岸の上部には原則として、法留工を施工するものとする。
- (7) 橋脚
- ① 橋脚の形状は原則として、小判型又は円形とし、その方向は洪水時の流水の方向に平行とする。
- ② 底版の上面の深さは原則として、計画河床高から2m以上低くするものとし、最低河床高が計画河床高より2m以上低い場合は最低河床高以下とする。

ただし直下流に床固、帯工等の河床低下防止工が存在する場合、または基礎が岩盤である場合はこの限りでない。

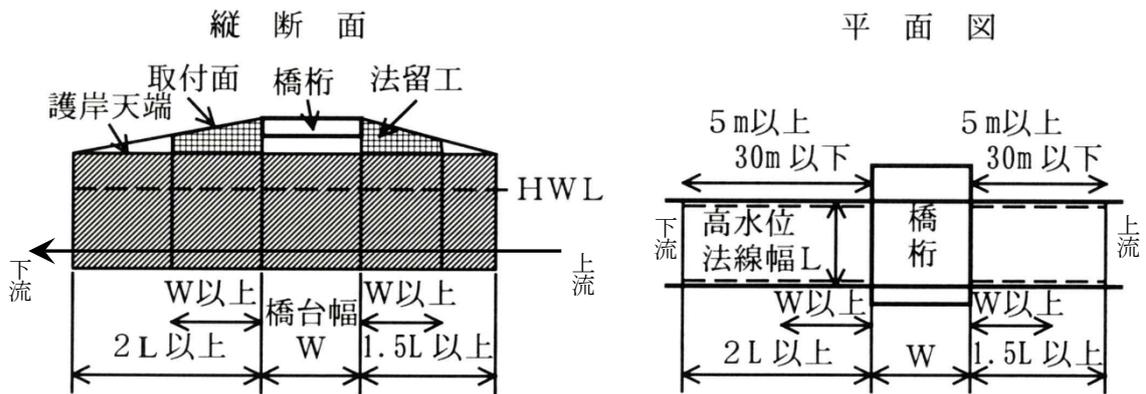


図-6.10

(8) 橋梁の位置

橋梁の架橋位置は河道の整正な地点を選ぶものとし、支派川の分合流点、水衝部、河川勾配の変化点、湾曲部はできる限りさけること。流路工の上部を横過する構造物は、流水の跳ね上がりによる落下や詰まりを防止するため、落差工の上下流15m程度は設置を避ける方が望ましい。

(9) 橋梁の方向

橋梁の方向は原則として洪水時の流心方向と直角にすること。やむを得ず斜橋となる場合でも、3径間以上で横過する場合は河川を中心線と道路の中心線の交角は極力60度を超える角度で交叉させるよう努めるものとする。

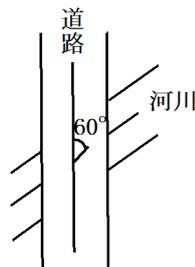


図-6.11

(10) 暗 渠

- ① ボックスカルバート等の上部に盛土のある暗渠は極力使用をさけること。
- ② 止むを得ず使用する場合には、右図の基準にもとづき管理部分を付加するものとする。
- ③ 未改修の砂防河川に施工する場合、上下流に設ける護岸延長は、橋梁の場合に準じ施工し、流水を円滑に暗渠内に流入し得るよう計画すること。

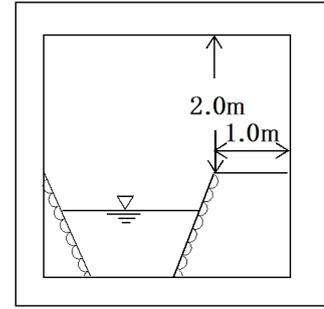


図-6.12

暗渠によって原河川が短絡し河床勾配が急になる場合は、下流側に減勢工をもうけ、在来水路に悪影響なく取付けること。

- ④ 常時流水のある溪流を横断する場合、流水をヒューム管によって処理することは極力さけること。

ただし流域面積 0.1km^2 以下の流域でやむを得ずヒューム管によって処理する場合には、上流側にスクリーンダム「柵」等をもうけ、土砂、ごみ等によって管が閉塞されるのを防ぎ断面は流量計算の2倍以上とする。

また、計算流量の2倍とした管径が60cm以下の場合は管径を60cmとすること。

- ⑤ 暗渠等の本体は鉄筋コンクリート、その他これに類する構造とし、止むを得ずヒューム管等を使用する場合には地盤の沈下によって盛土内でおれまがらないような構造とすること。

以上「砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準(案)」によるもののほか、上部工について一般的考え方を述べる。

(11) 橋梁上部工

補償工事で架替る橋梁は、幅員及び設計荷重を現況に合せることが原則である。したがって現状をよく把握し、橋の構造、幅員、橋長等スケールを当て写真で記録しておくこと。また、設計荷重については、現況が不明な場合が多く、車両通行実績、幅員等勘案し決定する。

地元から橋の統合により幅員の拡幅を望まれる場合は、耐荷重が同等のものを対象とし、拡幅によって設計荷重以上のものが通過しないまでの幅員を限度とする。

現況荷重より大きい荷重で設置する場合は、当然質的改良があるものとして別途負担が必要である。

1.3 道 路

道路計画における一般的留意事項として次のものがある。

- ① 道路幅員
- ② 縦断勾配
- ③ 道路法線
- ④ 土 工
- ⑤ 防 護 柵

解 説

(1) 道路幅員

現道機能の補償であることから、現道幅までとする。

他事業との合併施工をして拡幅をする場合には幅員比等でアロケーションをする。

(2) 縦断勾配

現道の種類、勾配、交通量を参考に決定する。

(3) 道路法線

道路の種類や通行車種により、曲線半径が決定されるがこれと同時に、盛土、切土を最小とするような法線を決定すべきである。

(4) 土 工

付替道路は一般に砂防指定地内またはこれに隣接した土地に設けられることから、「砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準(案)」……『砂・法 P111』を参考にするとよい。

基本的には、道路工事により新たに土砂災害を誘発することのないようにしなければならない。主な事項を要約する。

① 盛 土

- ・ 盛土材はせん断強度が大きく圧縮性の小さいもの。
- ・ 盛土高（法尻から計画盛土高の差）は15mまでとし、5m毎に幅1m以上の小段を設ける。
- ・ 盛土法長が20m以上となるものについては、1/3以上を擁壁工・法枠工等永久工作物を設ける。
- ・ 盛土法面は芝等により処理し裸地を残してはならない。この場合の勾配は、1.5割より緩くする。
- ・ 盛土と地山の接続は段切、すり付け、雨水処理等行うこと。

② 切 土

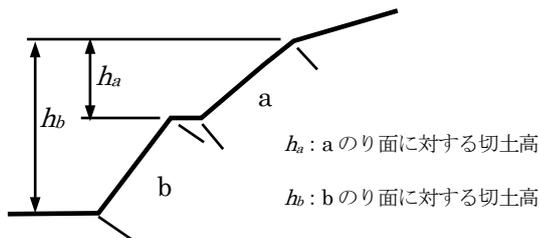
切土高及び法面勾配は次表を参考にするとよい。

表-6.2

地 山 の 土 質		切 土 高	勾 配
硬	岩		1:0.3~1:0.8
軟	岩		1:0.5~1:1.2
	砂		1:1.5~
砂 質 土	密実なもの	5m以下	1:0.8~1:1.0
		5~10m	1:1.0~1:1.2
	密実でないもの	5m以下	1:1.0~1:1.2
		5~10m	1:1.2~1:1.5
砂利または岩塊 混じり砂質土	密実なもの、または、粒 度分布のよいもの	10m以下	1:0.8~1:1.0
		10~15m	1:1.0~1:1.2
	密実でないもの、または、 粒程度の分布の悪いもの	10m以下	1:1.0~1:1.2
		10~15m	1:1.2~1:1.5
粘 性 土		10m以下	1:0.8~1:1.2
岩塊または玉石 混じりの粘質土		5m以下	1:1.0~1:1.2
		5~10m	1:1.2~1:1.5

注) ① 上表の標準勾配は地盤条件、切土条件等により適用できない場合があるので本文を参照すること。

② 土質構成等により単一勾配としないときの切土高及び勾配の考え方は下図のようにする。



- ・ 勾配は小段に含めない。
- ・ 勾配に対する切土高は当該切土のり面から上部の全切土高とする。

- ③ シルトは粘性土に入れる。
- ④ 上表以外の土質は別途考慮する。
- ⑤ のり面緑化工を計画する場合には参表 8-2 も考慮する。

『道路土工 切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版）P136、P210（参表 8-2）』

(5) 防 護 柵

従来の河川に沿う道路に一部危険が予想され、道路管理者において防護柵を実施している場合、それに隣接する河川を渓流保全工として掘下げ、このため防護柵が設置してある個所と同程度の危険度になった場合防護柵を設置する。

(注) 道路に沿って設置する防護柵は、原因者工事として解釈し、補償工事として行い完成後は、道路管理者に引継ぐこと。

1.4 その他

魚道、斜路、階段工、サイホン式等がある。