

砂防事業設計要領

平成29年4月

岐阜県 県土整備部砂防課

総 則

総則 目次

| | |
|-----------------------|-----|
| 第1節 運用方針..... | 0-1 |
| 1. 1 砂防事業設計要領の目的..... | 0-1 |
| 1. 2 適用..... | 0-1 |
| 1. 3 運用..... | 0-2 |
| 第2節 基本事項..... | 0-2 |
| 2. 1 砂防事業設計要領の構成..... | 0-2 |
| 2. 2 引用文献等..... | 0-3 |

総 則

第1節 運用方針

1. 1 砂防事業設計要領の目的

本設計要領は、岐阜県 県土整備部砂防課の所管する事業のうち、砂防事業に関する調査、計画、設計、施工および管理のために必要な技術的事項について定めるものであり、砂防事業の技術の体系化を図り、技術的水準の維持、向上に資することを目的とする。

解 説

本設計要領は、「国土交通省河川砂防技術基準（案）同解説」を前提とし、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）平成28年4月」、「土石流・流木対策技術指針 平成28年4月」等の指針および、研究紀要を取り込み作成したもので、実際に砂防事業に携わる技術者がその計画・設計を実施する際に、本書を参考とする事によって、各現場の状況に応じて適切な対応ができることを目的として編集したものである。本要領は、技術水準の向上社会的背景の変化を鑑み、必要に応じて適宜改定を行っていくものである。

1. 2 適用

本設計要領は、岐阜県 県土整備部砂防課の所管する砂防等に関する事業に適用する。

解 説

災害復旧事業およびこれに関連して行う事業についても、改良度の高い事業については原則として本設計要領を適用するものである。ただし、災害の緊急性、上下流の計画との整合性等から本設計要領によることが困難または不適當な場合においては、本設計要領を適用しないことができる。

また、この設計要領に定める内容について、関係諸法令に別に定めがある場合においては、この本設計要領にかかわらず、これらの諸法令によるものとする。関係諸法令とは、法律、政令、国土交通省令および国土交通省訓令を指す。

1. 3 運用

本設計要領で示した事項において、経済性、環境保全、施工性等の観点より、より適切な方策が見いだせる場合においては、本設計要領に示す技術的水準を損なわない範囲において、この設計要領によらない方策を採用することを妨げない。

解 説

本設計要領は、平成 29 年 3 月現在において標準的と考えられる技術的な事項を示したものであり、より高度な水準を指向することを妨げるものではない。

本設計要領で示されていない技術的な事項を採用するにあたっては、2.2 引用文献等を参考とするとともに岐阜県 県土整備部砂防課との協議を必要とする。

第2節 基本事項

2. 1 砂防事業設計要領の構成

本設計要領は、総則、第 1 章砂防計画の基本、第 2 章砂防基本施設、第 3 章設計一般、第 4 章砂防施設計画、第 5 章除石計画、参考資料よりなり、各章は砂防事業にかかわる技術的事項についての標準的と考えられる内容とする。

解 説

各編は章、節、細目、細々目よりなる。解説は、本文の理解を深め、その適用にあたっての判断を誤ることのないよう、本文の内容の説明、背景、具体的内容等を示したものである。

本要領は以下の 5 章で構成される。

第 1 章「砂防計画の基本」は水系砂防計画、土石流・流木対策計画についてとりまとめている。

第 2 章「砂防基本施設」は、各施設の内容についてとりまとめている。

第 3 章「設計一般」は、標準的な示方書等と安定計算等に用いる数値についてとりまとめている。

第 4 章「砂防施設計画」は砂防堰堤一般、不透過型砂防堰堤、土石流捕捉のための透過型砂防堰堤、土石流捕捉のための部分透過型砂防堰堤、単独床固工、護岸工、水制工、溪流保全工、砂溜工、山腹工の設計についてとりまとめている。

第 5 章「除石工」は土石流・流木対策施設の除石についてとりまとめている。

2. 2 引用文献等

| 本設計要領で参考とした図書 | 発行年 | 発行機関 | 略称 |
|------------------------------|--------|-------------------------|------|
| 国土交通省河川砂防技術基準 同解説 計画編 | H17.11 | 国土交通省河川局監修 | 国河計 |
| 国土交通省河川砂防技術基準 調査編 | H26.4 | 国土交通省 水管理・国土保全局 | 国河調 |
| 砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説 | H28.4 | 国土交通省国土技術政策総合研究所 | 砂土計 |
| 土石流・流木対策設計技術指針解説 | H28.4 | 国土交通省国土技術政策総合研究所 | 土流設 |
| 建設省河川砂防技術基準(案) 調査編 同解説 | H17.11 | 建設省河川局監修 | 建河調 |
| 建設省河川砂防技術基準(案) 計画編 同解説 | H9.10 | 建設省河川局監修 | 建河計 |
| 建設省河川砂防技術基準(案) 設計編[Ⅰ]同解説 | H9.10 | 建設省河川局監修 | 建河Ⅰ |
| 建設省河川砂防技術基準(案) 設計編[Ⅱ]同解説 | H9.10 | 建設省河川局監修 | 建河Ⅱ |
| 改訂 建設省河川砂防技術指針(案) 計画編 | S61.7 | 建設省河川局監修 | 旧建河計 |
| 砂防設計公式集 | S59.10 | (社)全国治水砂防協会 | 砂設公 |
| 透過型砂防えん堤技術指針(案) | H13.1 | 建設省河川局砂防部 | 建透指 |
| 鋼製砂防構造物設計便覧 | H21.9 | (財)砂防・地すべり技術センター | 鋼砂便 |
| 水理公式集 | H.11年版 | 土木学会 | 水理公 |
| 道路土工・擁壁工指針 | H24.7 | (社)日本道路協会 | 道擁指 |
| 道路橋示方書・同解説 Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編 | H24.3 | (社)日本道路協会 | 道橋示Ⅰ |
| 道路橋示方書・同解説 Ⅰ共通編、Ⅳ下部構造編 | H24.3 | (社)日本道路協会 | 道橋示Ⅳ |
| 道路橋支承便覧 | H16.4 | (社)日本道路協会 | 道橋支 |
| 道路設計要領 | H27.3 | 岐阜県県土整備部 道路建設課・道路維持課 | 県道要 |

(順不同)

| 参 考 文 献 | 監修・編集・発行等 |
|----------------------------------|-------------------|
| 改定 建設省河川砂防技術基準(案) 計画編 | (社) 日本河川協会 |
| 改定新版 建設省河川砂防技術基準(案) 同解説 調査編 | 〃 |
| 改定新版 建設省河川砂防技術基準(案) 同解説 計画編 | 〃 |
| 改定新版 建設省河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編〔Ⅰ〕 | 〃 |
| 改定新版 建設省河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編〔Ⅱ〕 | 〃 |
| 国土交通省 河川砂防技術基準 同解説 計画編 | 〃 |
| 国土交通省 河川砂防技術基準 調査編 | 国土交通省 |
| 国土交通省 河川砂防技術基準 維持管理編 | 〃 |
| 透過型砂防堰堤技術指針(案) 平成13年1月 | 〃 |
| 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 | 国土交通省 国土技術政策総合研究所 |
| 土石流・流木対策設計技術指針解説 平成28年4月 | 国土交通省 国土技術政策総合研究所 |
| 砂防関係施設点検要領(案) 平成26年9月 | 国土交通省 砂防部 保全課 |
| 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 | 国土交通省河川局砂防部 |
| 第42回建設省技術研究会報告 昭和63年度 | 建設省 |
| 岐阜県建設工事共通仕様書 | 岐阜県 |
| 岐阜県橋梁設計要領 平成27年4月 | 〃 |
| 岐阜県道路設計要領 | 〃 |
| 多目的ダムの建設 昭和62年版 平成17年度版 | (財) ダム技術センター |
| 嵩上げ堰堤の安定計算について(垣谷正道) 第1202号、1946 | 日本発送電工 |
| 鋼製砂防構造物設計便覧 平成21年版 | (財) 砂防地すべり技術センター |
| 砂防・地すべり設計実例 昭和62年4月 | 〃 |
| 国土交通省制定 土木構造物標準設計「側溝類・暗渠類」 | (社) 全日本建設技術協会 |
| 砂防関係法令例規集 平成18年度版 | (社) 全国治水砂防協会 |
| 砂防設計公式集 昭和59年10月 | 〃 |
| 道路橋示方書・同解説 I 共通編、II 鋼橋編 平成24年3月 | (社) 日本道路協会 |
| 道路橋示方書・同解説 I 共通編VI 下部構造編 平成24年3月 | 〃 |
| 道路土工・擁壁工指針 平成24年7月 | 〃 |
| 道路土工・仮設構造物工指針 平成11年3月 | 〃 |
| 道路土工・カルバート工指針 平成22年3月 | 〃 |
| 道路橋支承便覧 平成16年4月 | 〃 |
| 水理公式集 昭和60年版、平成11年版 | (社) 土木学会 |
| 第四版 土木工学ハンドブックⅡ 平成元年11月 | 〃 |
| コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編 2007年制定 | 〃 |
| 砂防ソイルセメント活用ガイドライン 平成14年1月 | 砂防ソイルセメント活用研究会編 |

第1章 砂防計画の基本

第1章 砂防計画の基本 目次

| | |
|------------------------------------|------|
| 第1章 砂防計画の基本..... | 1-1 |
| 第1節 総説..... | 1-1 |
| 第2節 砂防基本計画..... | 1-2 |
| 2.1 総説..... | 1-2 |
| 2.2 種類..... | 1-3 |
| 2.3 用語の解説..... | 1-3 |
| 第3節 水系砂防計画..... | 1-4 |
| 3.1 総説..... | 1-4 |
| 3.2 計画規模..... | 1-6 |
| 3.3 計画基準点等..... | 1-6 |
| 3.4 計画土砂量等..... | 1-6 |
| 3.4.1 計画生産土砂量 (A)..... | 1-7 |
| 3.4.2 計画流出土砂量 (Q)..... | 1-7 |
| 3.4.3 計画許容流出土砂量 (E)..... | 1-9 |
| 3.4.4 計画超過土砂量 (Q-E)..... | 1-9 |
| 3.5 水系砂防計画における土砂処理計画..... | 1-9 |
| 3.5.1 土砂処理計画の基本..... | 1-9 |
| 3.5.2 土砂生産抑制計画..... | 1-11 |
| 3.5.3 土砂流送制御計画..... | 1-12 |
| 3.5.4 砂防堰堤における計画流出抑制量・計画流出調節量..... | 1-12 |
| 第4節 土石流・流木対策計画..... | 1-15 |
| 4.1 総説..... | 1-15 |
| 4.2 計画策定の基本方針..... | 1-17 |
| 4.3 保全対象..... | 1-17 |
| 4.4 計画基準点等..... | 1-18 |
| 4.5 計画規模..... | 1-19 |
| 4.6 計画で扱う土砂量..... | 1-19 |
| 4.6.1 計画流出量..... | 1-20 |
| 4.6.2 計画流下許容量..... | 1-22 |

| | |
|------------------------------|------|
| 4.6.3 計画基準点における土石流ピーク流量..... | 1-22 |
| 4.7 土石流・流木処理計画..... | 1-23 |
| 4.7.1 土石流・流木処理計画の策定の基本 | 1-23 |
| 第5節 環境保全との調整..... | 1-25 |

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及び土石流、地すべり、急傾斜地の崩壊などが輻輳し発生する土砂災害を防止・軽減するための総合土砂災害対策計画がある。（国河計 P47）

解 説

流域等とは、流域、火山地・火山山麓、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・浸食、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、土砂の生産及びその流出による土砂災害の防止・軽減とは、山腹や斜面の崩壊・浸食、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、河床の上昇による洪水氾濫等による間接的な災害から、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（土砂災害等対策）計画の策定に当たって、検討すべき観点としては、以下の点が考えられる。

- ・ 流域等の土地利用等の社会環境
- ・ 既往の災害履歴と事業の変遷
- ・ 土砂災害に対する所要の安全度の確保
- ・ 流砂系における総合的な土砂管理
- ・ 良好な自然環境の保全・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 総 説

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、有害な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。

砂防基本計画には、発生する災害の現象、対策の目的に応じ、水系砂防計画、土石流対策計画、流木対策計画、火山砂防計画及び天然ダム等異常土砂災害対策計画がある。
(国河計 P47,48)

解 説

有害な土砂とは、土砂災害を起こすような生産土砂及び流出土砂をいう。

砂防基本計画は、発生する災害の現象、対策の目的に応じ、水系を対象として土砂生産域である山地の山腹や斜面、溪流から河川、海岸までの有害な土砂移動を制御し土砂災害を防止・軽減するための水系砂防計画、土石流による災害を防止・軽減するための土石流対策計画、土砂とともに流出する流木によりもたらされる災害を防止・軽減するための流木対策計画、火山砂防地域において降雨及び火山活動等に起因して発生する災害を防止・軽減するための火山砂防計画、天然ダムの決壊等による異常な土砂移動に伴い発生する災害を防止・軽減するための天然ダム等異常土砂災害対策計画に区分される。

なお、上記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。

表 1-1 本設計要領で用いる主な用語

| 国土交通省河川砂防技術基準 計画編 | 砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編) | | 本設計要領 | |
|------------------------------------|-----------------------|---------------|---|---------------------------|
| | | | 土石流・流木対策計画 | 水系砂防計画 |
| 計画生産土砂量 | — | — | — | 計画生産土砂量 |
| 計画流出土砂量 | 計画流出土砂量 | — | 計画流出土砂量 | 計画流出土砂量 |
| 計画許容流出土砂量 | 計画流下許容土砂量 | — | 計画流下許容土砂量 | 計画許容流出土砂量 |
| — | 計画流下許容流木量 | — | 計画流下許容流木量 | 計画流下許容流木量 |
| 計画生産抑制土砂量 | 計画土石流発生(流出)抑制量 | — | 計画土石流発生(流出)抑制量。 略称「土石流抑制量」も用いる。 | 計画生産抑制土砂量 |
| — | 計画流木発生抑制量 | — | 計画流木発生抑制量。 略称「流木抑制量」も用いる。 | 計画流木発生抑制量 |
| 計画流出抑制土砂量 | 計画堆積土砂量 | — | 計画堆積土砂量。 略称「土石流堆積量」も用いる。 | 計画流出抑制土砂量 |
| — | 計画堆積流木量 | — | 計画堆積流木量。 略称「流木堆積量」も用いる。 | — |
| 計画流出調節土砂量 | — | — | — | 計画流出調節土砂量 |
| — | 計画捕捉土砂量 | — | 計画捕捉土砂量。 略称「土石流捕捉量」も用いる。 | — |
| — | 計画捕捉流木量 | — | 計画捕捉流木量。 略称「流木捕捉量」も用いる。 | 計画補足流木量 |
| 基準点等に流出する流木量 | 計画流出流木量 | — | 計画流出流木量 | 計画流出流木量 |
| 山腹保全工、流木発生抑制施設 | — | 土石流・流木発生抑制山腹工 | 土石流・流木発生抑制山腹工 | 山腹保全工 |
| 砂防堰堤、床固工、帯工、護岸工、 溪流保全工、流木発生抑制施設 | 土石流・流木発生制御工 | 溪床堆積土砂移動防止工 | 総称を溪床堆積土砂移動防止工、 構成要素として、砂防堰堤、床固工、 帯工、護岸工、溪流保全工を用いる。 | 砂防堰堤、床固工、 帯工、護岸工、溪流保全工 |
| 砂防堰堤、流木補足施設 | 土石流・流木捕捉工 | — | 総称を土石流・流木捕捉工とし、 構成要素として砂防堰堤を用いる。 | 砂防堰堤 |
| 導流工 | 土石流導流工 | — | 土石流導流工 | — |
| 遊砂地工 | 土石流堆積工 | 土石流分散堆積地 | 遊砂地工 | 遊砂地工 (広義の意味で用いる) |
| | | — | 沈砂地工 | |
| | | 土石流堆積流路 | 土石流堆積流路 | |
| 砂防樹林帯 | 土石流緩衝樹林帯 | — | 土石流緩衝樹林帯 | 砂防樹林帯 |
| 導流堤 | 土石流流向制御工 | — | 総称を土石流流向制御工とし、 構成要素として導流堤を用いる。 | — |
| 溪流保全工 | 溪流保全工 | 溪流保全工 | 溪流保全工 | 溪流保全工 |
| 土砂生産抑制計画 | — | — | — | 土砂生産抑制計画 |
| 土砂流送制御計画 | — | — | — | 土砂流送制御計画 |
| 流木対策計画 | 土石流・流木処理計画 | — | 土石流・流木対策計画 | — |

第3節 水系砂防計画

3.1 総 説

水系砂防計画は、水系を対象に土砂生産域である山地の山腹、溪流から河川までの有害な土砂移動を制御し、土砂災害を防止・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ものとする。

水系砂防計画では、計画土砂量等に基づき、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ものとする。

また、土砂移動に関する問題が顕在化している水系等においては、総合的な土砂管理の推進に配慮し計画を策定するものとする。

(国河計 P48・49)

解 説

水系砂防計画の策定に当たっては、土砂量のみならず、土砂の質（粒径）及び土砂移動で対象とする時間の3要素を考慮して設定することが望ましい。

参考までに、土砂の量及び質（粒径）、土砂移動で対象とする時間の3要素により構成された水系砂防計画における土砂移動の概念を図に示す（図 1-1）。この概念に基づき、水系砂防計画を策定するには、土砂、流量等のデータの蓄積等が必要であるため、土砂のモニタリングに関する調査等を実施する必要がある。

なお、土砂移動で対象とする時間スケールは短期、中期、長期の3期間に区分し、各々の区分に応じて、土砂移動現象を設定するよう努める。

短期は、計画規模の現象が発生する一連の降雨継続期間を目安に設定する。

中期は、短期の降雨により生産された土砂が移動する影響期間とし数年から数十年程度を目安に設定する。

長期は、計画の対象とする必要のある、短期・中期を含む数十年間程度又はそれ以上の期間を設定する。

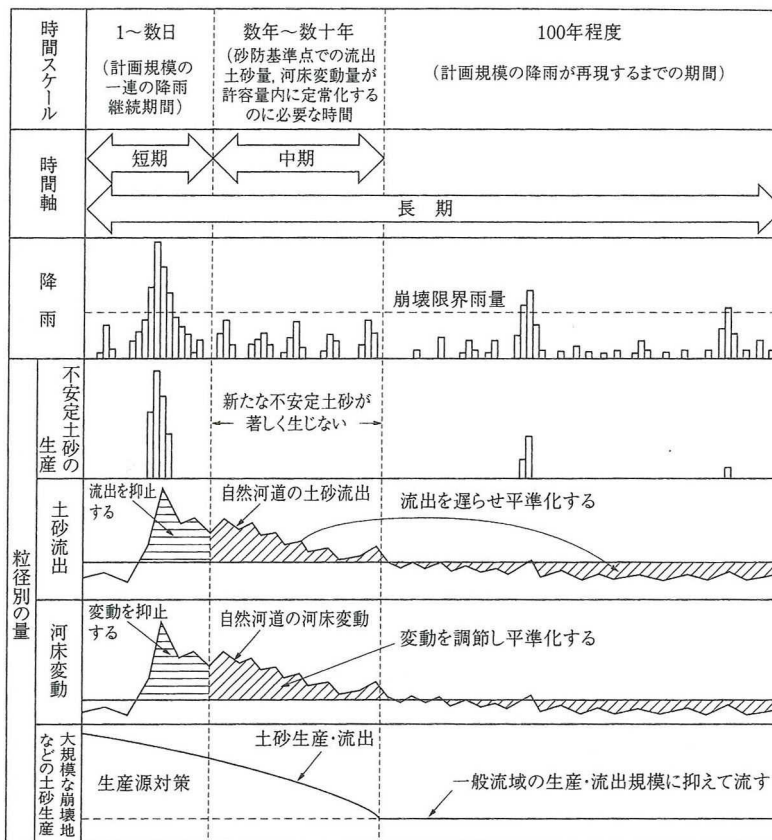


図 1-1 水系砂防計画の概念図

3. 2 計画規模

水系砂防計画における計画規模は、水系ごとに既往の災害、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ものとする。(国河計 P49)

解 説

対象降雨は降雨の量、時間分布及び地域分布の3要素によって決定される。対象降雨の決定方法については参考資料「4. ブロック別日雨量」を参照されたい。

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等を勘案し適切に設定する。

なお、掃流形態の土砂流出においては、「国河計」第2章第2節2.5に準じて定める。

3. 3 計画基準点等

計画基準点は、砂防基本計画で扱う土砂・流木量等を決定する地点である。

計画基準点は、水系砂防計画で対象としてい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、土石流・流木対策施設の設置地点及び、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、補助基準点を設けるものとする。

解 説

水系砂防計画の対象を明確にするため、また、水系砂防計画の計画区域全体における土砂処理計画との整合を図るため、計画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。

補助基準点は必要に応じ複数の地点に設定する。

3. 4 計画土砂量等

水系砂防計画における土砂処理計画を策定するために必要な土砂量として、計画生産土砂量、計画流出土砂量、計画許容流出土砂量を定めるものとする。(国河計 P50)

3.4.1 計画生産土砂量 (A)

計画生産土砂量とは、山腹および溪岸における新規崩壊土砂量、既崩壊拡大見込み土砂量、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および溪床等に堆積している土砂のうち2次侵食を受けるものをいう。

解 説

計画生産土砂量は、計画基準点ごとに、その上流流域を対象として、土砂の生産形態別に、域内に生産抑制のための施設がない状態で算定する。

計画生産土砂量の算定は、原則として土砂の生産形態別に対象区域内のその母体となる土地の面積等を調査して行うものとする。算出例を以下に示す。

- a. 豪雨型小規模崩壊では山腹面積に豪雨時等における既往の新規崩壊面積比、平均崩壊深、河道流出率、土量の変化率を乗じて算出する。
- b. とくしゃ地など崩壊地ではその面積と土砂流出の実測資料により算出する。
(とくしゃ地とは、全面的若しくは部分的に植生が消失若しくは衰退した山腹斜面などのことをいう。)
- c. 河床堆積土砂の2次侵食では現堆積状況と既往の土砂災害等での河床変動資料により算出する。
- d. 地すべり型大規模崩壊では地すべりの前兆的微地形、亀裂の分布等から推定される範囲および類地の崩壊深、河道流出率、土量の変化率により算出する。

3.4.2 計画流出土砂量 (Q)

計画流出土砂量とは、計画生産土砂量のうち、土石流または計画規模の降雨による流水の掃流力等により運搬されて計画基準点に流出する土砂量であって、既往の土砂流出、流域の地形、植生の状況、河道の調節能力等を考慮して定める。

解 説

土石流区域における計画流出土砂量は、本章第4節「4.6.1 計画流出量」によるものとする。

掃流区域では、当該計画基準点の直上流の基準点（複数の場合もある）における洪水時の計画流出土砂量に、両計画基準点間の流域の生産土砂量からその河道調節量を差し引い

た量を加算して定めるものとする。

- a. 地すべり型大規模崩壊の発生が予想されない場合は、次の値を参考に定めてもよい。

表 1-2 掃流区域の流出土砂量参考値

| 地質分類 | 流出土砂量 (m ³ /km ² /1 洪水) |
|---------|---|
| 花崗岩地帯 | 45,000～60,000 |
| 火山噴出物地帯 | 60,000～80,000 |
| 第3紀層地帯 | 40,000～50,000 |
| 破砕帯地帯 | 100,000～125,000 |
| その他の地帯 | 20,000～30,000 |

注) 表 1-2 は、標準流域面積 10 km²、年超過確立 1/50 の場合であり、1/100 の場合は、1.1 倍とする。

- b. 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 (建設省河川局砂防部調べ。)
- c. 貯水池上流河川、あるいは流出土砂が多く平年においても土砂災害を生ずる河川では計画年平均流出土砂量を用いる場合がある。
- d. 計画年平均流出土砂量とは、数年間の年間流出土砂量の累計をその累計年で除したものであり、貯水池の堆砂量測定資料、あるいは河床変動資料を参考にして定める。
- e. より現実的な現象に捉えるため、掃流砂量計算による河床変動計算などの数値計算により算出する場合もある。

3.4.3 計画許容流出土砂量 (E)

計画許容流出土砂量とは、計画基準点から下流河川、海岸に対して無害、かつ必要な土砂として流送されるべき量であり、流水の掃流力、流出土砂の粒径等を考慮して、河道の現況および河道計画を踏まえ定めるものとする。なお、土砂移動に係わる問題が顕在化している水系等にあつては、総合土砂管理等に配慮し定める必要がある。

掃流域で計画基準点が複数ある場合は、計画許容流出土砂量は上・下流間において整合のとれたものとしなければならない。

解 説

土石流の形態で運搬される土砂においては、砂防計画区域内の保全対象地区の状況、掃流形態で流送される土砂においては、砂防計画区域内の河道および下流河道の現況とその計画等に基づいて定めるものとする。

掃流区域内において計画許容流出土砂量を決定する場合には、河道計画等で考慮している流出土砂と整合させるものとする。

貯水池上流河川の計画においては、原則として、貯水池の計画堆砂量を考慮して計画年平均許容流出土砂量を定める。

3.4.4 計画超過土砂量 (Q-E)

計画超過土砂量は、水系砂防計画における土砂処理計画の対象となる土砂量であり、計画基準点ごとに計画流出土砂量から計画許容流砂量を差し引いた量で定める。

解 説

- ① 計画超過土砂量は、貯水池上流においては浮遊土砂を含めた量で設定され、計画年平均許容流出土砂量（堰堤の計画堆砂量）を差し引いた計画年平均超過土砂量を採用する。

3.5 水系砂防計画における土砂処理計画

3.5.1 土砂処理計画の基本

水系砂防基本計画は、土砂処理の対象となる計画超過土砂量を合理的かつ効果的に処理するために策定するものである。

土砂処理計画は、それぞれ土砂生産抑制計画、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。

解 説

土砂処理計画の策定にあたり、当該計画基準点（あるいは補助基準点）において、次式を満たす土砂生産抑制計画に必要な計画生産抑制土砂量と土砂流送制御計画に必要な計画流出抑制土砂量及び計画流出調節土砂量を定める。

$$E = (Q + A - B)(1 - \alpha) - C - D$$

ここに、

- E : 計画許容流出土砂量 (m³)
Q : 当該計画基準点（あるいは補助基準点）の直上流の補助基準点における計画流出土砂量 (m³)
A : 計画生産土砂量 (m³)
B : 計画生産抑制土砂量 (m³)
 α : 計画基準点（あるいは補助基準点）から下流に流出しない河道調節される土砂量の (Q+A-B) に対する割合
河道調節率 α は、過去の災害資料に基づく経験的な値を用いることが多かったが、最近では掃流砂量式を用いる河床変動計算によって求めるようになってきている。

〔第四版 土木工学ハンドブックⅡ 第49編 砂防〕

過去の災害資料からは、天竜川で 0.42、揖斐川では 0.11～0.28 という値がある。

〔砂防・地すべり・がけ崩れ・雪崩防止工事ポケットブック〕

- C : 計画流出抑制土砂量 (m³)
D : 計画流出調節土砂量 (m³)

なお、 α については、流域の状況等を踏まえ定める。

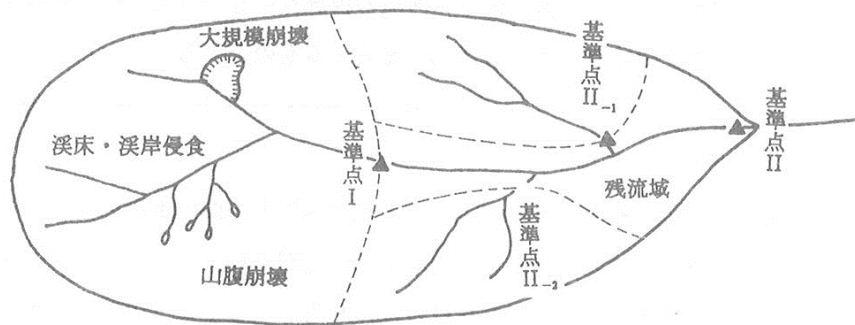


図 1-2 砂防基本計画系統図

3.5.2 土砂生産抑制計画

土砂生産抑制計画は、降雨等による山腹の崩壊、地すべり、渓床・溪岸の侵食等を砂防施設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。

計画の策定にあたっては、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、計画生産抑制土砂量を山腹工、砂防堰堤等に合理的に配分する。

解 説

施設計画は、土砂の1次生産源である山地および2次生産源である河道に策定する。

砂防施設による計画生産抑制土砂量（B）は施設の規模および地形、地質、植生の状況ならびに地盤の安定状況等により定める。

3.5.3 土砂流送制御計画

土砂流送制御計画は、捕捉・調節機能を有する砂防設備によって有害な土砂の流出を制御し、無害であり、かつ下流が必要としている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、河道等の現況等を考慮して、計画流出抑制土砂量、計画流出調節土砂量を砂防堰堤等に合理的に配分するものとする。

解 説

土砂流送制御計画は河道を対象に策定する。

計画流出抑制土砂量には、砂防堰堤等の施設に固定的に貯留できる土砂量のうち未堆砂の容量を見込む。除石工を計画する場合には、除石により未堆砂となった容量を見込むことができる。

計画流出調節土砂量には、一般に砂防堰堤等の施設に固定的に貯留された土砂の安定勾配と洪水時に想定される土砂の堆砂勾配との間の量を見込む。

透過型砂防堰堤の設置などにより、土砂捕捉・調節機能の増大を図った場合には、その効果量を適切に評価する。

3.5.4 砂防堰堤における計画流出抑制量・計画流出調節量

砂防堰堤には、透過型、部分透過型および不透過型がある。砂防堰堤に見込める計画で扱う土砂量等は、型式に応じて計画流出調節土砂量、貯砂量、計画流出抑制土砂量とする。

解 説

(1) 不透過型砂防堰堤の計画流出調節土砂量

A. 堆砂勾配

堆砂の安定勾配、および洪水勾配は、現地の溪流の状況や近隣の類似流域における値を参考にして定めるものとする。

B. 計画流出調節土砂量

不透過型砂防堰堤の調節土砂量は、堆砂の安定勾配 (i_1) と洪水勾配 (i_e) との間の堆砂容量で定める (図 1-3 参照)。

[河川砂防技術基準 同解説 基本計画編 第3章 2.2.7]
 一般には、計画貯砂能力の 10~20%程度としている。[砂防計画論 1-7]

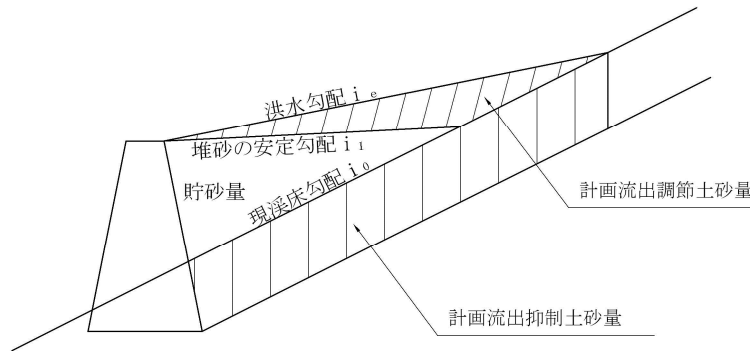


図 1-3 不透過型砂防堰堤の計画流出抑制土砂量・計画流出調節土砂量

(2) 透過型砂防堰堤の計画流出調節土砂量

A. 堆砂勾配

- a. 出水時前半からピークにかけて堰上げが生じると、堆砂区間内に水中安息角 $\theta = 30^\circ \sim 35^\circ$ で砂防堰堤上流側から堆砂肩が形成される。
- b. 堆砂肩の前面は砂防堰堤の上流側に達し、上流側に向けて現溪床の 1/2 勾配で堆砂面が形成される。

B. 計画流出調節土砂量として評価する土砂量

- a. 洪水後半に堰上げが解消すると堆砂肩が崩れて土砂は高濃度で堰堤から流出する。
- b. 堰堤から流出する土砂は下流の溪流の土砂輸送能力が小さく流量も小さい場合には堰堤直下付近に堆積する。

そこで、洪水後半に堰堤から流出し、堰堤の下流付近へ堆積する土砂量も透過型砂防効果と考え、堰上げが生じているときの最大堆砂時の土砂量を計画流出調節土砂量として評価する (図 1-4 参照)。

C. 計画流出調節土砂量の算出

既往の水理実験によれば、堆砂肩の高さは次式によって求めることができる。

$$Z_s = \left\{ \frac{F_r^2}{2} \left(\frac{1}{\sqrt[3]{r^2}} - 1 \right) + \frac{\sqrt[3]{r}}{r} - 1 \right\} \left(\frac{nQ}{B_s \sqrt{i}} \right)^{0.6}$$

ここに、 Z_s : 堆砂の高さ (m)

F_r : 堆砂肩位置での等流水深に対するフルード数

r : 流水幅縮小率 ($=B_d/B_s$)

B_d : 堰堤地点での流れの幅 (m)

B_s : 堆砂肩位置での流れの幅 (m)

i : 計画堆砂勾配

n : マニングの粗度係数

Q : 計画洪水流量 (m^3/s)

D. 計画流出抑制土砂量

土砂調節のための透過型砂防堰堤で、透過部断面の底面の高さが、最深溪床高よりも高い部分については、計画流出抑制土砂量を評価する。この場合、洪水時勾配にて一旦貯留した土砂は1出水中の後期に流出してしまうため、計画流出抑制量は計画堆砂勾配以下の部分については見込まない。

また、透過部断面の底面高さが溪床と同じ高さである場合は評価しない。

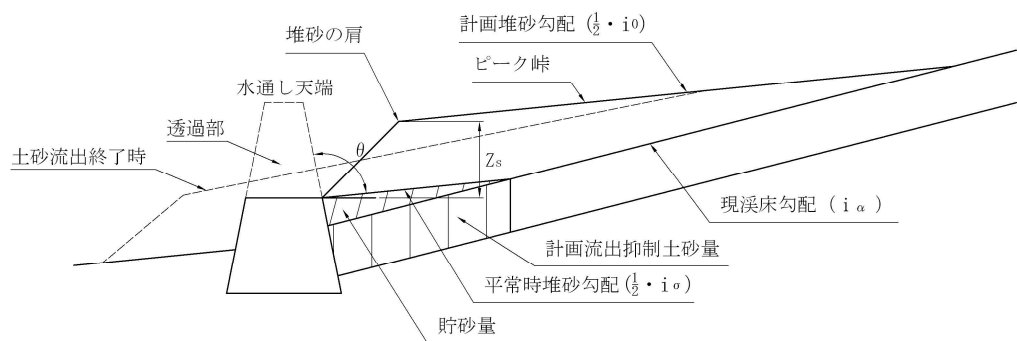


図 1-4 透過型砂防堰堤における計画流出抑制土砂量・計画流出調節土砂量

第4節 土石流・流木対策計画

4.1 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。

(砂土計 P4)

解 説

砂防基本計画（土石流・流木対策）は、本要領に基づいて策定する。なお、本要領で定められていないものについては、河川砂防技術基準計画編、河川砂防技術基準（案）設計編、調査編、土石流危険溪流及び土石流危険区域調査要領（案）に基づくものとする。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。

また、土石流危険溪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、本要領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が通常の土石流危険溪流で生じる現象と同等とみ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。

土石流の到達は、そのほとんどが 2°（概ね 1/30）以上の勾配までであるが、到達区間は対象流域の過去の災害実態、溪床体積土砂の状態、最大粒径等に基づき設定する。

なお、砂防基本計画（土石流・流木対策）は、図 1-5 の流れを参考に策定する。

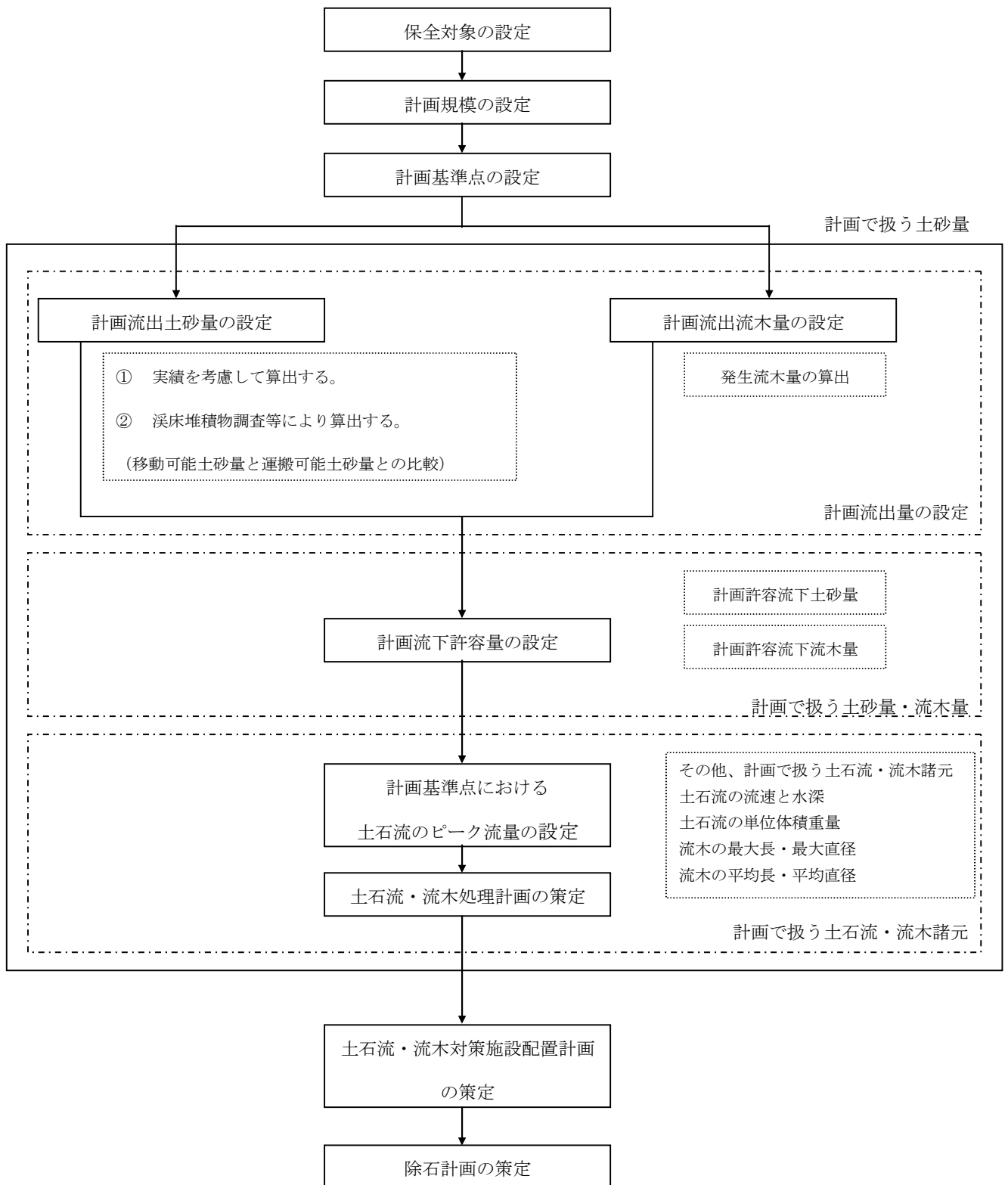


図 1-5 土石流・流木対策計画および土石流・流木施設配置計画、除石計画の策定の流れ
(砂土計 P5)

4. 2 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。 (砂土計 P6)

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。

4. 3 保全対象

土石流危険渓流における保全対象は、土石流危険区域内にある保全人口、保全人家、保全田畑、公共施設等とし、設定に際しては計画基準点からの方向、距離、溪床との比高を考慮して設定する。 (砂土計 P7)

解 説

保全対象は、土石流危険渓流および土石流危険区域調査要領（案）に基づき設定する。また、砂防基礎調査により新たに追加となったものはこれに基づき設定する。

なお、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渓流において砂防設備を計画する場合は本要領を準用する。

4. 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がある。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。
(砂土計 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置することを基本とする。

土砂移動の形態が変わる地点は、図 1-6 を参考とする。

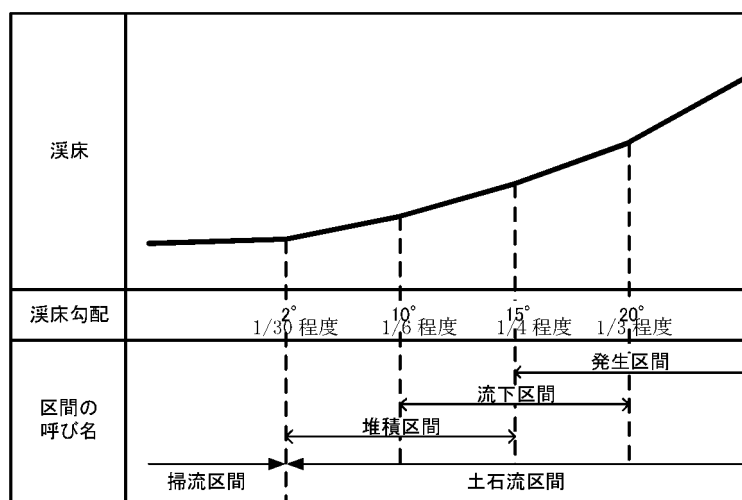


図 1-6 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

- ・ 掃流区間とは土砂の流出が流水による各個運搬の状態で行われる区域をいう。
- ・ 土石流区間とは、土砂の流出が集合運搬の状態で行われる区間をいう。
- ・ 土石流区域は、一般に 3 次谷より上流の溪流等であって、溪床勾配が 1/30 以上の区域を対象として設定するものとする。

(旧建河計 P47)

4. 5 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、本設計要領は、大規模な山腹崩壊土砂がそのまま土石流となるものや、崩壊は地すべり等により形成された天然ダムの崩壊による土石流、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。

(砂土計 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 24 時間雨量又は日雨量の 100 年超過確率とする）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。

4. 6 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）、土石流ピーク流量である。

(砂土計 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、本設計要領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参考資料 1 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。

4.6.1 計画流出量

(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。

原則として、計画流出土砂量は、流域内の移動可能土砂量と、「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量を比較して小さい方の値とする。ただし、算出した計画流出土砂量が 1,000 m³以下の場合には、計画流出土砂量を 1,000 m³とする。

(砂土計 P11)

解 説

1 計画流出土砂量の最小値

計画流出土砂量の最小値の判断は、計画基準点で行う。

2 計画流出土砂量は参考資料 1 で示した方法に基づき算出する。その際、式 (2)、(4) 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。

3 計画基準点において算出した計画流出土砂量が 1000 m³以下の場合、計画流出土砂量を 1000 m³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、4 章 3.1.1 (2) ②に示す通りとする。

~~~~~ (参考) 小規模溪流における計画流出土砂量の取扱い~~~~~  
小規模溪流において、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 1000 m<sup>3</sup>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、小規模溪流は以下の条件すべ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) 計画流出流木量

計画流出流木量は、推定された発生流木量に計画流木流出率を掛け合わせて算出する。
(砂土計 P20)

解 説

計画流出流木量は参考資料 2 で示した方法に基づき算出する。その際、式 (7) の L_{dy13} 、 B_d は、本章第 4 節 4.6.1(1) で求めた値と同じとする。

4.6.2 計画流下許容量

(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。(砂土計 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) 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。(砂土計 P13)

解 説

計画流下許容流木量は、原則として 0 とする。

4.6.3 計画基準点における土石流ピーク流量

土石流ピーク流量は、「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。(砂土計 P13)

解 説

土石流ピーク流量は 第 4 章第 3 節 3.1.1(2)②に示した方法に基づき算出する。

4. 7 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。(砂土計 P38)

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。

なお、河川砂防技術基準計画編施設配置等計画編における用語と本設計要領における用語の対比を表 1-3 に示す。

表 1-3 河川砂防技術基準計画編施設配置等計画編と本設計要領の用語の対比

| 本設計要領 | 河川砂防技術基準 計画編 施設配置等計画編 |
|------------|-----------------------|
| —※ | 土砂生産抑制計画 |
| 土石流・流木対策計画 | 土砂流送制御計画 |
| —※ | 流木対策計画** |

※：土石流・流木対策計画に含まれる

※※：土砂生産抑制計画、土砂流送制御計画に含まれる。

4.7.1 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、本章第 4 節 4.6.2 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。(砂土計 P39)

解 説

土石流・流木処理計画は、第5章第1節1.1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。なお、式（1）は、河川砂防技術基準計画編に示されている考え方に準じて、土石流・流木対策として新しく作成したものである。

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

なお、V、W、X、Y、Zは次式によりそれぞれ算出する。

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

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

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

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

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

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。

X_d 、 X_w 、 Y_d 、 Y_w 、 Z_d 、 Z_w は第4章第2節2.6「砂防堰堤の効果」を参考とする。

第5節 環境保全との調整

砂防事業を実施する上で、溪流および溪流周辺における自然環境・景観の保全と創造および溪流の利用等に配慮した事業を推進するために、溪流環境整備計画を策定するものとする。

(平成6年9月13日 河砂部発第10号 [砂防関係法令例規集])

参 考

- ・ 長良川中流水系・溪流環境整備計画
- ・ 揖斐川水系・溪流環境整備計画
- ・ 長良川上流水系・溪流環境整備計画
- ・ 飛騨川下流、木曾川中流水系・溪流環境整備計画
- ・ 木曾川水系中流域、矢作川水系、庄内川水系・溪流環境整備計画
- ・ 飛騨川水系中流域・溪流環境整備計画
- ・ 宮川水系上流、飛騨川水系上流、庄川水系・溪流環境整備計画
- ・ 宮川水系下流・溪流環境整備計画

第2章 砂防基本施設

第2章 砂防基本施設 目次

| | |
|-----------------------|------|
| 第2章 砂防基本施設..... | 2-1 |
| 第1節 総説..... | 2-1 |
| 第2節 土砂生産抑制施設配置計画..... | 2-2 |
| 2.1 総説..... | 2-2 |
| 2.2 山腹保全工..... | 2-2 |
| 2.2.1 総説..... | 2-2 |
| 2.2.2 山腹工..... | 2-3 |
| 2.2.3 山腹保育工..... | 2-4 |
| 2.3 砂防堰堤..... | 2-5 |
| 2.4 床固工..... | 2-6 |
| 2.5 帯工..... | 2-7 |
| 2.6 護岸工..... | 2-7 |
| 2.7 溪流保全工..... | 2-7 |
| 第3節 土砂流送制御施設配置計画..... | 2-8 |
| 3.1 総説..... | 2-8 |
| 3.2 砂防堰堤..... | 2-8 |
| 3.3 床固工..... | 2-10 |
| 3.4 帯工..... | 2-10 |
| 3.5 水制工..... | 2-10 |
| 3.6 護岸工..... | 2-10 |
| 3.7 遊砂地工..... | 2-10 |
| 3.8 溪流保全工..... | 2-11 |
| 3.9 土石流導流工..... | 2-11 |
| 第4節 流木対策施設配置計画..... | 2-12 |
| 4.1 総説..... | 2-12 |
| 4.2 流木対策施設..... | 2-12 |
| 4.2.1 流木対策抑制施設..... | 2-12 |
| 4.2.2 流木捕捉施設..... | 2-12 |
| 第5節 砂防等設備の効果..... | 2-13 |

| | |
|---------------------|------|
| 5. 1 砂防等施設の評価 | 2-13 |
| 5. 2 砂防等設備の効果 | 2-14 |

第2章 砂防基本施設

第1節 総 説

砂防基本計画に基づき策定する砂防施設配置計画は、①土砂生産抑制施設配置計画、②土砂流送制御施設配置計画、③流木対策施設配置計画及び④火山砂防対策施設配置計画からなる。

砂防基本計画における水系砂防計画及び土石流対策計画に基づき策定する砂防施設配置計画は、それぞれ土砂生産抑制施設配置計画及び土砂流送制御施設配置計画の組み合わせからなる。
(国河計 P177)

解 説

表 2-1 は、砂防施設配置計画のうち、土砂生産抑制施設配置計画、土砂流送制御施設配置計画について、土砂生産・流送の場とその場で使われる砂防の工種について整理したものである。

なお今回の改正においては、砂防設備の有する機能、構造の観点から、従来の河川砂防技術基準（案）制定以前に設置された堰堤が多数存在することに加え、近年、鋼製等の透過型の構造を有する砂防設備の導入・普及が急速に進んでいることなどを踏まえ、これまで河川砂防技術基準（案）に規定していた「砂防ダム」を溪流を横断して設置される設備の総称として、「砂防堰堤」を使用することとしている。

本設計要領においては、①土砂生産抑制施設配置計画、②土砂流送制御施設配置計画、③流木対策施設配置計画の 3 計画について取り扱う。

表 2-1 主な砂防施設配置計画と砂防の工種

| 水系砂防計画及び土石流対策計画に基づき策定される砂防施設配置計画の区分 | 土砂生産・流送の場 | 砂防の工種 |
|-------------------------------------|-----------|------------------------------------|
| 土砂生産抑制施設配置計画 | 山腹 | 山腹基礎工、山腹緑化工、山腹斜面補強工、山腹保育工 |
| | 溪床・溪岸 | 砂防堰堤、床固工、帯工、護岸工、溪流保全工 |
| 土砂流送制御施設配置計画 | 溪流・河川 | 砂防堰堤、床固工、帯工、護岸工、水制工、溪流保全工、導流工、遊砂地工 |

流木対策施設配置計画は、土砂生産抑制施設配置計画、土砂流送制御施設配置計画に含まれる。

第2節 土砂生産抑制施設配置計画

2.1 総 説

土砂生産抑制施設配置計画は、水系砂防計画及び土石流対策計画に基づき、土砂の生産源において山腹・溪岸・溪床を保護し、土砂の生産を抑制することを目的として、砂防設備の配置について計画するものとする。土砂生産抑制施設配置計画の策定に当たっては、各施設の配置目的を明確にし、各施設の機能が有効に発揮されるように計画するものとする。 (国河計 P178)

解 説

土砂生産抑制施設配置計画は、山腹・溪岸・溪床における土砂の生産源において、山腹保全工、砂防堰堤、溪流保全工などの砂防施設を適切に組み合わせて策定される。

2.2 山腹保全工

2.2.1 総 説

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 P178)

解 説

崩壊地とは、山腹崩壊に起因した裸地などのことをいう。

とくしゃ地とは、全面的若しくは部分的に植生が消失若しくは衰退した山腹斜面などのことをいう。このような崩壊地やとくしゃ地からの恒常的な土砂生産は、洪水時に下流域での土砂災害をもたらすこととなるため、山腹保全工は、治水上砂防の観点から極めて重要である。

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。

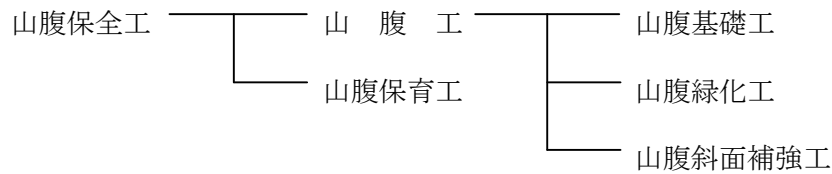


図 2-1 山腹保全工の体系図

2.2.2 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砕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、これらを単独若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、導入植生の選定に当たっては、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 P179)

解 説

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、施工対象地を将来山腹緑化工若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。導入植生の選定に当たっては、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の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砕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に自然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。

とくしや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。溪流に隣接する侵食など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。

2.2.3 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、表面侵食や表層崩壊の発生又は拡大の防止又は軽減機能の増進を図るために、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 P179)

解 説

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本類や先駆性樹種(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など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生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樹林帯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層転換を行う場合がある。

2.3 砂防堰堤

土砂生産抑制施設としての砂防堰堤は、①「山脚固定による山腹の崩壊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、施設の規模及び構造などを選定し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設置位置は、砂防堰堤に期待する効果と、地形、地質、不安定土砂の状況を勘案し、①については原則として崩壊などのおそれがある山腹の直下流、②については原則として縦侵食域の直下流、③については原則として不安定な溪床堆積物の直下流に配置するものとする。 (国河計 P180)

解 説

土砂生産抑制施設配置計画における砂防堰堤は、土砂生産抑制の目的に加えて土砂流送制御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、山腹の崩壊などの予防及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上流側に土砂を堆積させて、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。

縦侵食防止を目的とする砂防堰堤及び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、河床変動計算や水理模型実験などを行って、砂防堰堤の規模を計画することができる。この場合、流量の時間変化、流砂量の時間変化、溪床に堆積した土砂の粒度分布など河床変動計算や水理模型実験などを行うために必要な条件を適切に設定する必要がある。砂防堰堤の設置については、構造物の安全、特に基礎の洗掘、袖部地山の流失防止のために、溪床及び溪岸に岩盤が存在する場所に計画することが望ましい。また、単独

の砂防堰堤にするか、連続する床固工群にするかは、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。

砂防堰堤は、その形式、構造及び材料によって分類される。形式・構造・材料の選定に当たっては、周辺環境や経済性などを基に検討する。

砂防堰堤の形式には、透過型と不透過型があり、構造には重力式、アーチ式などがある。また、材料にはコンクリート、鋼材、ソイルセメントなどがある。なお、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. 4 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。

床固工の配置位置は、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部に計画する。
- 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 P181)

解 説

床固工の高さは、通常の場合 5m 程度以下である。

また、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の低下の防止と溪床勾配の緩和、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・崩壊の発生箇所若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。

2. 5 帯工

帯工は縦侵食を防止するための施設である。

帯工は、単独床固工の下流及び床固工群の間隔が大きいところで、縦侵食の発生、あるいはそのおそれがあるところに計画する。

帯工の計画に際しては、その天端を計画される溪床高とし、落差を与えないことに留意するものとする。 (国河計 P181)

2. 6 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、土砂の移動若しくは流水により、水衝部などの溪岸の侵食又は崩壊が発生し、あるいはそのおそれがあるところや山脚の固定あるいは侵食防止が必要なところに計画するものとする。 (国河計 P181)

解 説

護岸工は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. 7 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、水制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、水制工、護岸工などを配置するよう計画するものとする。 (国河計 P182)

解 説

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。したがって床固工の上流溪床の計画溪床勾配は、これらを考慮して、侵食と堆積の発生状況を勘

案のうえ定め、流出土砂の動的平衡勾配と静的平衡勾配を参考として設定する。また、溪流保全工を計画するに当たっては、自然の地形を活かしつつ必要な箇所のみならず砂防設備を適切に配置するよう計画する必要がある。なお、今回の改定以前の河川砂防技術基準（案）において取り扱われていた流路工は、その目的、機能等から溪流保全工に包含されていることに留意する必要がある。

第3節 土砂流送制御施設配置計画

3.1 総 説

土砂流送制御施設配置計画は、水系砂防計画及び土石流対策計画に基づき、土砂の流送区間において流出する土砂を制御することを目的として、砂防設備の配置について計画するものとする。

土砂流送制御施設配置計画の策定に当たっては、各施設の配置目的を明確にし、各施設の機能が有効に発揮されるように計画するものとする。 (国河計 P182)

解 説

土砂流送制御のための施設には、流出土砂の捕捉、調節などのための砂防堰堤や遊砂地などがある。

土砂流送制御施設配置計画は、土砂の流送区間において、これらの施設を適切に配置することにより策定される。

3.2 砂防堰堤

土砂流送制御施設としての砂防堰堤は、①「土砂の流出抑制あるいは調節」、②「土石流の捕捉あるいは減勢」を目的とした施設であり、その形式には、不透過型及び透過型がある。計画に際しては、施設を設置する目的に応じて、施設の形式、規模及び構造などを選定するものとする。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などを勘案し、狭窄部でその上流の谷幅が広がっているところや支川合流点直下流部などの効果的な場所に設置するものとする。

(国河計 P183)

解 説

土砂流送制御施設配置計画における砂防堰堤は、土砂流送制御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。この機能は堆砂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、多量の土砂の流入があると、砂防堰堤がないときの溪床と比較して、溪床勾配が緩くなるため、溪床幅が広くなり、一時的に安定勾配（静的平衡勾配に近い）より急な勾配（動的平衡勾配）で土砂が堆積する。流出土砂の調節を目的とする砂防堰堤はこの機能を活用して、流出土砂の調節を行うものである。また、土砂調節を目的とする透過型砂防堰堤は、格子等により大粒径の石などを固定したり、洪水をせき上げることにより流出土砂量及びそのピーク流出土砂量を調節する。なお、透過型砂防堰堤は透過部断面より溪流の連続性を確保することができる。

土石流を捕捉し減勢させることを目的とした砂防堰堤は、砂防堰堤が満砂の状態である場合には一時的に安定勾配より急な勾配で土石流を堆砂域に堆積させて、これを捕捉する。堆積容量を活用する場合には、堆積容量に土石流を捕捉することで、土石流の捕捉機能を発揮するが、この機能は堆砂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。また、溪床勾配を緩和させることにより土石流形態から掃流形態に変化させて減勢させる機能も有している。なお、土石流を捕捉し、減勢させることを目的とする透過型砂防堰堤は、土石流により透過部を閉塞させて土石流を捕捉することを基本とする。

砂防堰堤の設置については、構造物の安全、特に基礎の洗掘、袖部地山の流失防止のために、溪床及び溪岸に岩盤が存在する場所に計画することが望ましい。また、単独の砂防堰堤にするか、連続する床固工群にするかは、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。

砂防堰堤は、その形式、構造及び材料によって分類される。形式・構造・材料の選定に当たっては、周辺環境や経済性などを基に検討する。

砂防堰堤の形式には、透過型と不透過型があり、構造には重力式、アーチ式などがある。また、材料にはコンクリート、鋼材、ソイルセメントなどがある。

なお、原則として透過型砂防堰堤は、山脚固定の機能を必要とする場所には配置しない。

3. 3 床固工

第2章 第2節2. 4を参照

(国河計 P183)

3. 4 帯工

第2章 第2節2. 5を参照

(国河計 P184)

3. 5 水制工

水制工は、流水の流向を制御したり、流路幅を限定することにより、溪岸の侵食・崩壊を防止する施設である。なお、水制工は流勢を緩和して土砂の堆積を図り、溪岸を保護する機能も有する。

水制工は、原則として溪流の下流部、あるいは砂礫円錐地帯、扇状地などの乱流区間で、溪床勾配が急でないところに計画するものとする。ただし、溪流上流部においても、流水の衝撃に起因する崩壊の拡大などを防止するため、必要な場合には崩壊地の脚部などに設けるものとする。

(国河計 P184)

解 説

崩壊の脚部など、片岸に水制を設ける場合には、対岸が水衝部となることが多いので対岸の状況などに留意する必要がある。

3. 6 護岸工

第2章 第2節2. 6を参照

(国河計 P184)

3. 7 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など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す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、上流側に砂防堰堤、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。

(国河計 P184)

解 説

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。

除石を行うことにより、土砂流出制御機能を見込む場合には一般的に砂溜工という。

3. 8 溪流保全工

第2章 第2節2. 7を参照

(国河計 P184)

3. 9 土石流導流工

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

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

(国河計 P185)

解 説

導流工は、流出土砂の粒径などを十分検討し、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。

なお、計画の土石流が上流側で十分処理される場合は通常の溪流保全工を計画する。

第4節 流木対策施設配置計画

4.1 総 説

流木対策施設配置計画は、流木対策計画に基づき、土砂の生産・流送に伴い流木が発生、流下する区間において、土砂の発生やその流下形態に応じた流木の挙動を考慮し、計画流木量に応じて、流木対策施設を適切に配置するように策定するものとする。

流木対策施設は、大別して、流木の発生防止を目的とする流木発生抑制施設及び発生した流木を溪流などで捕捉し下流への流出防止を目的とする流木捕捉施設からなる。

なお、流木対策施設は、土砂生産抑制施設配置計画、土砂流送制御施設配置計画などで配置する砂防設備との整合を図るものとする。 (国河計 P185)

4.2 流木対策施設

4.2.1 流木対策抑制施設

流木発生抑制施設は、山腹、溪岸・溪床などを保護して土砂の生産を防止することにより、土砂とともに流出する流木の発生を防止・軽減する施設であり、土砂及び流木の発生源に計画するものとする。 (国河計 P185)

解 説

流木発生抑制のための施設には、主に崩壊地などの流木・土砂の生産源地域に設ける山腹保全工など、土石流が発生、流下する区間に設ける山腹保全工、砂防堰堤、床固工、護岸工など、及び主に溪流の土砂が掃流形態で運搬される区間に設ける溪流保全工、護岸工などがある。

4.2.2 流木捕捉施設

流木捕捉施設は、土砂とともに流出する流木を捕捉する施設であり、倒木が堆積した山腹の斜面、あるいは土砂及び流木の流下する溪流において計画するものとする。なお、土石流区間と掃流区間とでは、施設の捕捉機能に違いがあることに留意し計画するものとする。 (国河計 P186)

解 説

流木捕捉施設は、土石流区間では土砂と流木を一体で捕捉するが、掃流区間では流木を土砂と分離して捕捉する。

流木捕捉のための施設には、山腹などに堆積した倒木が溪流に入るのを防止するために山腹に設ける流木止工、土石流区間に設ける透過型砂防堰堤、部分透過型砂防堰堤等、また、掃流区間での不透過型砂防堰堤の副堰堤や遊砂地工下流端などに設置される流木止工、透過型砂防堰堤などがある。

第5節 砂防等設備の効果

5.1 砂防等施設の評価

砂防施設を計画するにあたっては、計画施設、既設施設（他官庁の施設を含む）の効果量を適切に評価しなければならない。

解 説

1. 他官庁施設を含め、既設施設の効果については、想定される外力に対する施設の安全性が十分な場合に施設効果量を評価できる。

(1) 土石流区間

土石流・流木対策施設設計技術指針解説にもとづいて設計されている施設は 5. 2 で示した施設効果を評価できる。それ以外のものは土石流流下時に被災する恐れがあるため、その施設が満砂している場合においてのみ施設効果量（計画発生（流出）抑制量（土石流・流木対策計画）、計画生産抑制土砂量（水系砂防計画））を評価する。

(2) 掃流区間

掃流区間の施設については、すべて 5. 2 に示した施設効果を評価する（水系砂防計画）。

2. 土石流区間と掃流区間については、第 1 章第 4 節 4. 4 を参照されたい。

5. 2 砂防等設備の効果

砂防等設備の効果は、工種等に応じて適切に評価する。

1. 土石流・流木対策計画

○：評価する

△：評価する場合がある

×：評価しない

| 施設名称 | 計画 捕捉量 ^{注1)} | 計画 堆積量 ^{注2)} | 計画発生（流 出）抑制量 ^{注3)} | 参照場所 | |
|-------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------------|--------|------------|
| 土石流捕捉工 | 不透過型 | ○ | △ ^{注4)} | ○ | 第4章第2節2.11 |
| | 透過型 | ○ | × | ○ | 〃 |
| | 部分透過型 | ○ | △ ^{注4)} | ○ | 〃 |
| 土石流導流工 | × | × | ○ | 参考資料12 | |
| 土石流堆積工 | × | ○ | ○ | | |
| 土石流・流木発生抑制工 | × | × | ○ | | |

注1) 計画捕捉量は、計画捕捉土砂量と計画捕捉流木量からなる

注2) 計画堆積量は、計画堆積土砂量と計画堆積流木量からなる

注3) 計画発生（流出）抑制量は、計画土石流発生（流出）量と計画流木発生抑制量からなる

注4) 除石を前提とする場合に評価できる

除石の扱いについては、第5章除石計画を参照されたい。

2. 水系砂防計画

○：評価する

△：評価する場合がある

×：評価しない

| 施設名称 | 計画 捕捉量 ^{注1)} | 計画 堆積量 ^{注2)} | 計画発生（流 出）抑制量 ^{注3)} | 参照場所 | |
|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------------|------------------|-------------|
| 砂防 堰堤 | 不透過型 | △ ^{注1)} | ○ | ○ | 第1章第3節3.5.4 |
| | 透過型 (土石流区間) | × | ○ | ○ | 〃 |
| | 透過型 (掃流区間) | × | ○ | △ ^{注2)} | 〃 |
| | 部分透過型 (土石流区間) | × | ○ | ○ | 〃 |
| 床固工 | △ ^{注1)} | △ ^{注3)} | ○ | (参考資料12) | |
| 護岸工 | × | × | ○ | 〃 | |
| 水制工 | × | × | ○ | 〃 | |
| 溪流保全工 | × | × | ○ | 参考資料12 | |
| 遊砂地工(広義) | ○ | × | ○ | 第4章第11節(参考資料12) | |

注1) 除石を前提とする場合に評価できる

注2) 平常時の堆砂線以下の土砂に限り評価できる

注3) 貯砂機能がある場合に評価できる

第 3 章 設計一般

第3章 設計一般 目次

| | |
|---|------|
| 第3章 設計一般 | 3-1 |
| 第1節 標準的な示方書等 | 3-1 |
| 第2節 安定計算等に用いる数値 | 3-1 |
| ① コンクリートの単位体積重量 (ρ_c) | 3-2 |
| ② 流水の単位体積重量 (ρ_w) | 3-2 |
| ③ 礫の密度 (σ) | 3-2 |
| ④ 水中での土砂の単位堆積重量 (r_s) | 3-2 |
| ⑤ 土石流中の砂礫の単位体積重量 (r_d) | 3-3 |
| ⑥ 堆砂の見掛単位体積重量 (ρ_s) | 3-3 |
| ⑦ 堆砂の水中単位体積重量 ($\rho_{s\lambda}$) | 3-3 |
| ⑧ 土圧係数 (C_e) | 3-3 |
| ⑨ 揚圧力係数 (μ) | 3-4 |
| ⑩ 地盤の許容支持力 (安全率を含む) | 3-5 |
| ⑪ 地盤の内部摩擦係数 | 3-5 |
| ⑫ 砂防堰堤の設計震度 (K) | 3-6 |
| ⑬ 土石流の単位体積重量 (ρ_d) | 3-6 |
| ⑭ 無筋コンクリートの許容応力度 | 3-7 |
| ⑮ コンクリートのヤング係数 | 3-7 |
| ⑯ 中詰材料 | 3-7 |
| ⑰ 側壁護岸の土の単位重量 | 3-8 |
| ⑱ 擁壁の裏込め土の内部摩擦角 | 3-9 |
| ⑲ 側壁護岸の基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力 | 3-9 |
| ⑳ 鉄筋コンクリート用棒鋼 | 3-10 |
| ㉑ コンクリートの許容付着応力度 | 3-10 |
| ㉒ 異形棒鋼の単位質量及び標準寸法 | 3-11 |
| ㉓ 鉄筋の許容せん断応力度 | 3-11 |
| ㉔ 透水係数 | 3-12 |
| ㉕ 土粒子の密度 | 3-12 |
| ㉖ 粗度係数 | 3-13 |

第3章 設計一般

第1節 標準的な示方書等

本県の砂防施設の設計等で用いる示方書等は、以下のとおりである。

| 名 称 | 監修または編集 |
|--|-------------------|
| 砂防関係法令規集 | 建設省河川局砂防部 |
| 改定 解説・河川管理施設等構造令 | (財) 国土開発技術研究センター |
| 改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案) 同解説 調査編、計画編、設計編Ⅰ、設計編Ⅱ | 建設省河川局 |
| 国土交通省河川砂防技術基準 同解説 計画編 | 国土交通省河川局 |
| 砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編) 解説 | 国土交通省国土技術政策総合研究所 |
| 土石流・流木対策設計技術指針解説 | 国土交通省国土技術政策総合研究所 |
| 透過型砂防堰堤技術指針(案) | 建設省河川局砂防部 |
| 砂防における自然環境調査マニュアル(案) | 建設省河川局砂防部 |
| 砂防関係事業災害対策の手引き | 建設省河川局砂防部 |
| 砂防設計公式集 | (社) 全国治水砂防協会 |
| 鋼製砂防構造物設計便覧 | (財) 砂防・地すべり技術センター |
| 既設砂防ダム(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工設計の手 引き | 建設省土木研究所 |
| コンクリート標準示方書 基準編、設計編、施工編 | 土木学会 |
| 水理公式集 | 土木学会 |
| 道路橋示方書・同解説 下部構造編 | (社) 日本道路協会 |
| 道路土工指針 | (社) 日本道路協会 |
| 林道規程 一解説とその運用一 | 森林科学研究所 |
| 岐阜県建設工事共通仕様書 | 岐阜県 |

第2節 安定計算等に用いる数値

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、必要に応じて実測により求めるものとする。

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

(建河Ⅱp8)

解 説

① コンクリートの単位体積重量 (ρ_c)

堰堤用コンクリート単位体積重量 : (22.5) {2.30} (kN/m³) {tf/m³}

② 流水の単位体積重量 (ρ_w)

(建河Ⅱ p8)

流水の単位体積重量は表 3-1 を標準とし、異常な土砂流出を示す河川ではその状況に応じて定める。

表 3-1 流水の単位体積重量

| | |
|--------------------|---|
| 堰堤高 (H) \geq 15m | (9.81) {1.0} (kN/m ³) {tf/m ³ } |
| 堰堤高 (H) < 15m | (11.77) {1.2} (kN/m ³) {tf/m ³ } ※ |

※ 堰堤高 15m 未満の砂防堰堤における静水圧を計算する場合の水の単位体積重量は、揚圧力を考慮していないことから (11.77kN/m³) {1.2tf/m³} としている。

③ 礫の密度 (σ)

(25.5) {2.6} (kN/m³) {tf/m³}

④ 水中での土砂の単位堆積重量 (r_s)

(土流設 p6,7)

$$r_s = C_* (\sigma - \rho) g \quad (\text{kN/m}^3)$$

ここに、 C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度(0.6 とする。)

ρ : 水の単位体積重量 (kN/m³)

g : 重力加速度 (m/s²) (9.81m/s²)

⑤ 土石流中の砂礫の単位体積重量 (r_d)

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

C_d : 流動体の土石流濃度 (水理公 p149)

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta)} \quad (C_d \leq C_*)$$

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

ここに、 σ : 礫の密度 (25.5) {2.6} (KN/m³) {tf/m³}

ρ : 水の密度 (11.77) {1.2} (KN/m³) {tf/m³}

ϕ : 堆積土砂の内部摩擦角 (30~40° 程度)

θ : 溪床勾配 (°)

⑥ 堆砂の見掛単位体積重量 (ρ_s)

(建河Ⅱ p8)

堆砂の見掛単位体積重量 : (14.71~17.64) {1.5~1.8} (kN/m³) {tf/m³}

⑦ 堆砂の水中単位体積重量 ($\rho_{s\lambda}$)

(建河Ⅱ p8)

$$\rho_{s\lambda} = \rho - (1 - \nu)\rho_w$$

ここに、 $\rho_{s\lambda}$: 堆砂の水中単位体積重量 (kN/m³) {tf/m³}

ρ_s : 堆砂の見掛単位体積重量 (kN/m³) {tf/m³}

ρ_w : 水の単位体積重量

ν : 堆砂空隙率 (0.3~0.45 程度)

$$\nu = (\rho_{sa} - \rho_s) / \rho_{sa}$$

ρ_{sa} : 堆砂絶対単位体積重量 (kN/m³) {tf/m³}

⑧ 土圧係数 (C_e)

土圧係数はクーロンの土圧係数を用いてもよい。

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

ここに、 ϕ : 堆砂の水中における内部摩擦角 (°)

表 3-2 土砂の水中における内部摩擦角

| 種別 | 状態 | 単位重量 (kN/m ³) {tf/m ³ } | 水中の単位重量 (kN/m ³) {tf/m ³ } | 内部摩擦角 (°) | 水中の 内部摩擦角 φ (°) |
|-----|----------|--|---|--------------|-----------------------|
| 砂礫 | — | (15.7~18.6) {1.6~1.9} | (9.8~12.7) {1.0~1.3} | 35~45 | 35 |
| 砂利 | — | (15.7~19.6) {1.6~2.0} | (9.8~11.8) {1.0~1.2} | 30~40 | 30 |
| 炭がら | — | (8.8~11.8) {0.9~1.2} | (3.9~6.9) {0.4~0.7} | 30~40 | 30 |
| 砂 | しまったもの | (16.7~19.6) {1.7~2.0} | (9.8) {1.0} | 35~40 | 30~35 |
| | ややゆるいもの | (15.7~18.6) {1.6~1.9} | (8.8) {0.9} | 30~35 | 25~30 |
| | ゆるいもの | (14.7~17.6) {1.5~1.8} | (7.8) {0.8} | 25~30 | 20~25 |
| 普通土 | 固いもの | (16.7~18.6) {1.7~1.9} | (9.8) {1.0} | 25~35 | 20~30 |
| | やや軟らかいもの | (15.7~17.6) {1.6~1.8} | (7.8~9.8) {0.8~1.0} | 20~30 | 15~25 |
| | 軟らかいもの | (14.7~16.7) {1.5~1.7} | (5.9~8.8) {0.6~0.9} | 15~25 | 10~20 |
| 粘土 | 固いもの | (15.7~18.6) {1.6~1.9} | (5.9~8.8) {0.6~0.9} | 20~30 | 10~20 |
| | やや軟らかいもの | (14.7~17.6) {1.5~1.8} | (4.9~7.8) {0.5~0.8} | 10~20 | 0~10 |
| | 軟らかいもの | (13.7~16.7) {1.4~1.7} | (3.9~6.9) {0.4~0.7} | 0~10 | 0 |
| シルト | 固いもの | (15.7~16.7) {1.6~1.8} | (9.8) {1.0} | 10~20 | 5~15 |
| | 軟らかいもの | (13.7~16.7) {1.4~1.7} | (4.9~6.9) {0.5~0.7} | 0 | 0 |

⑨ 揚圧力係数 (μ)

(建河Ⅱp8)

揚圧力係数: 1/3~1.0 (砂礫は1、岩着の場合は一般に 1/3 を用いることが多い)

⑩ 地盤の許容支持力（安全率を含む）

（砂設公 p118）

表 3-3 地盤の許容支持力

| 岩 盤 | | 砂礫地盤 | |
|-----------------------|---|------|---|
| 区分 | 許容支持力 (kN/m ²){tf/m ² } | 区分 | 許容支持力 (kN/m ²){tf/m ² } |
| 硬岩 (A) | (6000) {600} | 岩塊玉石 | (600) {60} |
| 中硬岩 (B) | (4000) {400} | 礫層 | (400) {40} |
| 軟岩Ⅱ (C _H) | (2000) {200} | 砂質層 | (250) {25} |
| 軟岩Ⅰ (C _M) | (1200) {120} | 粘土層 | (100) {10} |

⑪ 地盤の内部摩擦係数

（砂設公 p118）

表 3-4 基礎地盤のせん断強度・内部摩擦係数

| 岩 盤 | | | 砂礫地盤 | | |
|-----------------------|---|------------|------|---|------------|
| 区分 | せん断強度 (kN/m ²){tf/m ² } | 内部 摩擦係数 | 区分 | せん断強度 (kN/m ²){tf/m ² } | 内部 摩擦係数 |
| 硬岩 (A) | (3000) {300} | 1.2 | 岩塊玉石 | (300) {30} | 0.7 |
| 中硬岩 (B) | (2000) {200} | 1.0 | 礫層 | (100) {10} | 0.6 |
| 軟岩Ⅱ (C _H) | (1000) {100} | 0.8 | 砂質層 | - | 0.55 |
| 軟岩Ⅰ (C _M) | (600) {60} | 0.7 | 粘土層 | - | 0.45 |

（注） 硬岩、中硬岩は基岩が未風化で硬質であるもので岩盤のクラックの間隔により決定する。軟岩Ⅱは、掘削に火薬を必要とする程度の岩盤、軟岩Ⅰはリッパで掘削可能な程度の岩質、但しブルドーザーで掘削可能なものは地質学上岩盤でも軟岩Ⅰとしない。

岩塊玉石はリッパで掘削を要する程良くしまったもの。

礫質土はツルハンで掘削を要する程良く締ったもの。

⑫ 砂防堰堤の設計震度 (K)

設計震度は、表 3-5 に掲げる値以上で、基礎地盤の状況等も勘案して決定する必要がある。

管内の地域は、強震帯地域区分（建設大臣告示第 1715 号）に相当する。

表 3-5 砂防堰堤の設計震度

| 堰堤の種類 | 地域の区分 強震帯地域 |
|--------------|----------------|
| 重力式コンクリート堰堤 | 0.12 |
| アーチ式コンクリート堰堤 | 0.24 |

⑬ 土石流の単位体積重量 (ρ_d)

(土砂計 p33)

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。

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

ここに、 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³) {tf/m³}

C_d : 土石流濃度 (⑤参照)

σ : 礫の単位体積重量 (kN/m³) {tf/m³}

ρ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³) {tf/m³}

g : 重力加速度 (m/s²) (9.81 m/s²)

(参考)土石流単位体積重量測定例

焼岳の実測値：(17.4) {1.77}、(20.7) {2.11}、(18.3) {1.87}、(17.8) {1.81}、

(19.0) {1.94}、(16.0) {1.63}

桜島、野尻川：最大 (20.0) {2.04}、最小 (11.0) {1.12}、平均 (17.6) {1.79}

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。

⑭ 無筋コンクリートの許容応力度

(道擁指 p81)

表 3-6 コンクリートの許容応力度 (N/mm²) {kgf/cm²}

| 応力度の種類 | 許容応力度 | 備考 |
|-----------------------|---|---|
| 圧縮応力度 σ_{ca} | $\frac{\sigma_{ck}}{4} \leq 5.5 \{55\}$ | σ_{ck} : コンクリート設計基準強度 (N/mm ²) {kgf/cm ² } σ_{tk} : コンクリートの設計基準引張 強度 (N/mm ²) {kgf/cm ² } (JISA1113 の規定による) |
| 曲げ引張応力度 σ_{ta} | $\frac{\sigma_{tk}}{7} \leq 0.3 \{3\}$ | |

⑮ コンクリートのヤング係数

(道橋示 I p87)

表 3-7 コンクリートのヤング係数 (N/mm²) {kgf/cm²}

| 設計基準強度 | 18 {180} | 21 {210} | 24 {240} | 27 {270} |
|--------|--|--|--|--|
| ヤング係数 | 2.2×10^4 { 2.2×10^5 } | 2.35×10^4 { 2.35×10^5 } | 2.5×10^4 { 2.5×10^5 } | 2.65×10^4 { 2.65×10^5 } |

⑯ 中詰材料

(鋼砂便 p35)

鋼製堰堤に使用する中詰材料は表 3-8 の値を基本としてよい。

表 3-8 中詰材料表

| 種類 | 単位体積重量 (kN/m ³) {tf/m ³ } | 内部摩擦角 (°) | 備考 |
|------------|---|-----------|--------------------------|
| 割石 (一般のもの) | (18) {1.8} | 40 | 港湾の施設の技術上の 基準・同解説より抜粋 |
| 割石 (もろいもの) | (16) {1.6} | 35 | |
| 切込砂利 | (18) {1.8} | 30 | |
| 玉石 | (18) {1.8} | 35 | |
| 碎石 | (17) {1.7} | 35 | 砂防設計公式集より抜粋 |
| 砂 (しまったもの) | (18) {1.8} | 30 | |
| 普通土 (固いもの) | (18) {1.8} | 30 | |

⑰ 側壁護岸の土の単位重量

(道橋示 I p41, 道擁指 p66)

側壁護岸の土圧の計算に使用する土の単位重量は施工箇所から採取した土質資料を用いて求めるべきであるが、土質試験を行うことが困難な場合には、表 3-9 の値を用いてもよい。

表 3-9 土の単位重量 (湿潤状態) (kN/m³) {tf/m³}

| 地盤 | 土 質 | ゆるいもの | 蜜なもの |
|----------|------------------------------|----------|----------|
| 自然 地盤 | 砂および砂礫 | 18 {1.8} | 20 {2.0} |
| | 砂 質 土 | 17 {1.7} | 19 {1.9} |
| | 粘 性 土 | 14 {1.4} | 18 {1.8} |
| 盛 土 | 砂および砂礫 | 20 {2.0} | |
| | 砂 質 土 | 19 {1.9} | |
| | 粘性土 (ただしW _L <50%) | 18 {1.8} | |

- 注1) 地下水位以下にある土の単位重量は、土の飽和状態と湿潤状態の単位体積重量の差を (1.0kN/m³) {0.1tf/m³}と想定し、それぞれの表中の値から (9kN/m³) {0.9tf/m³}を差し引いた値としてよい。〔仮設構造物工指針 2-2〕
- 2) 砕石は砂利と同じ値とする、また、ずり、岩塊等の場合は種類、形状、大きさおよび間隙等を考慮して定める必要がある。
- 3) 砂利まじり砂質土、あるいは砂利まじり粘性土にあたっては、混合割合および状態に応じて適当な値を定める。
- 4) 地下水位は施工後における平均値を考える。

⑱ 擁壁の裏込め土の内部摩擦角

(道擁指 p66)

高さ 8m 以下の擁壁で土質試験を行うことが困難な場合には、経験的に推定した表 3-10 の値を用いてよい。

表 3-10 裏込め土の内部摩擦角

| 裏込め土の種類 | 内部摩擦角 (ϕ) | 粘着力 (c) 注2) |
|-------------------------|------------------|-------------|
| 礫質土注1) | 35° | — |
| 砂質土 | 30° | — |
| 粘性土 (ただし $W_L < 50\%$) | 25° | — |

注1) きれいな砂は礫質土の値を用いてもよい。

2) 土質定数をこの表から推定する場合、粘着力 C を無視する。

⑲ 側壁護岸の基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

(道擁示 p70)

土質試験などを行うことが困難な場合には、簡便に表 3-11 の値を用いてもよい。

表 3-11 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

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

⑳ 鉄筋コンクリート用棒鋼

(道橋示IVp165)

鉄筋の許容応力度は、直径 51mm 以下の鉄筋に対して表 3-12 の値とする。

表 3-12 鉄筋の許容応力度 (N/mm²) {kgf/cm²}

| 鉄筋の種類 | | SR235 | SD295A SD295B | SD345 | |
|---------------|-------------------------------------|-----------------------------|------------------|----------------|----------------|
| 応力度、部材の種類 | | | | | |
| 引張 応力 度 | 1)活荷重および衝撃以外の主荷重が作用する 場合 (はり部材) | 80 {800} | 100 {1,000} | 100 {1,000} | |
| | 荷重の組合せに衝突荷 重あるいは地震の影響 を含まない場合 | 2)一般部材 | 140 {1,400} | 180 {1,800} | 180 {1,800} |
| | | 3)水中または地下 水位以下に設ける 部材 | 140 {1,400} | 160 {1,600} | 160 {1,600} |
| | 4)荷重の組合せに衝突荷重または地震の影響 を含む場合の基本値 | 140 {1,400} | 180 {1,800} | 200 {2,000} | |
| | 5)鉄筋の重ね継手長または定着長を算出する 場合の基本値 | 140 {1,400} | 180 {1,800} | 200 {2,000} | |
| 6)圧縮応力度 | | 140 {1,400} | 180 {1,800} | 200 {2,100} | |

㉑ コンクリートの許容付着応力度

(道橋示IVp158)

表 3-13 コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²) {kgf/cm²}

| 鉄筋の種類 | コンクリートの設計基準強度 | | | |
|-------|---------------|--------------|--------------|---------------|
| | 18 {180} | 21 {210} | 24 {240} | 27 {270} |
| 丸鋼 | 0.65 {6.5} | 0.7 {7.0} | 0.8 {8.0} | 0.85 {8.5} |
| 異形棒鋼 | 1.3 {13} | 1.4 {14} | 1.6 {16} | 1.7 {17} |

② 異形棒鋼の単位質量及び標準寸法

(道橋示 I p80)

表 3-14 コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²) {kgf/cm²}

| 呼び名 | 単位質量 (kg/m) | 公称直径 (d) (mm) | 公称断面積 (S) (cm ²) | 公称周長 (l) (cm) |
|-----|----------------|------------------|---------------------------------|------------------|
| D13 | 0.995 | 12.7 | 1.267 | 4.0 |
| D16 | 1.56 | 15.9 | 1.986 | 5.0 |
| D19 | 2.25 | 19.1 | 2.865 | 6.0 |
| D22 | 3.04 | 22.2 | 3.871 | 7.0 |
| D25 | 3.98 | 25.4 | 5.067 | 8.0 |
| D29 | 5.04 | 28.6 | 6.424 | 9.0 |
| D32 | 6.23 | 31.8 | 7.942 | 10.0 |
| D35 | 7.51 | 34.9 | 9.566 | 11.0 |
| D38 | 8.95 | 38.1 | 11.40 | 12.0 |

③ 鉄筋の許容せん断応力度

(道橋支 p127)

表 3-15 アンカーボルト、ピンの許容応力度 (N/mm²)

| 応力の種類 | 部材の種類 | 鋼 種 | | | | |
|-----------|--------------------------|-------|-------|-------|------------------|-------|
| | | SS400 | S35CN | S45CN | SD295A SD295B | SD345 |
| せん断応力度 | アンカーボルト ^{1) 2)} | 80 | 110 | 110 | 105 | 115 |
| | ピン | 100 | 140 | 150 | - | - |
| 曲げ応力度 | ピン | 190 | 260 | 290 | - | - |
| 支圧 応力度 | ピン (回転を伴わない場合) | 210 | 280 | 310 | - | - |
| | ピン (回転を伴う場合) | 105 | 140 | 155 | - | - |

注) 1) レベル2地震動に対しては[道示Ⅱ]3.2.2の表-3.2.5に示された許容応力度を用いて耐力を算出してもよいこととした。なお、レベル2地震動以外の力に対しては従来どおり上記の許容せん断応力度に対して70%程度抑えた値を用いることとする。

②④ 透水係数

(建河調 p403)

表 3-16 クレーガーによる D₂₀ と透水係数

| D ₂₀ (mm) | k (cm/sec) | 土質分類 | D ₂₀ (mm) | k (cm/sec) | 土質分類 |
|-------------------------|-----------------------|-------|----------------------|-----------------------|------|
| 0.005 | 3.00×10 ⁻⁶ | 粗粒粘土 | 0.18 | 6.85×10 ⁻³ | 微粒砂 |
| 0.01 | 1.05×10 ⁻⁵ | 細粒シルト | 0.20 | 3.90×10 ⁻³ | |
| 0.02 | 4.00×10 ⁻⁵ | 粗砂シルト | 0.25 | 1.40×10 ⁻² | |
| 0.03 | 8.50×10 ⁻⁵ | | 0.30 | 2.20×10 ⁻² | 中粒砂 |
| 0.04 | 1.75×10 ⁻⁴ | | 0.35 | 3.20×10 ⁻² | |
| 0.05 | 2.80×10 ⁻⁴ | | 0.40 | 4.50×10 ⁻² | |
| 0.06 | 4.60×10 ⁻⁴ | 極微粒砂 | 0.45 | 5.80×10 ⁻² | |
| 0.07 | 6.50×10 ⁻⁴ | | 0.50 | 7.50×10 ⁻² | |
| 0.08 | 9.00×10 ⁻⁴ | | 0.60 | 1.10×10 ⁻¹ | |
| 0.09 | 1.40×10 ⁻³ | | 0.70 | 1.60×10 ⁻¹ | |
| 0.10 | 1.75×10 ⁻³ | 微粒砂 | 0.80 | 2.15×10 ⁻¹ | 粗粒砂 |
| 0.12 | 2.60×10 ⁻³ | | 0.90 | 2.80×10 ⁻¹ | |
| 0.14 | 3.80×10 ⁻³ | | 1.00 | 3.60×10 ⁻¹ | |
| 0.16 | 5.10×10 ⁻³ | | 2.00 | 1.80 | 砂礫 |

②⑤ 土粒子の密度

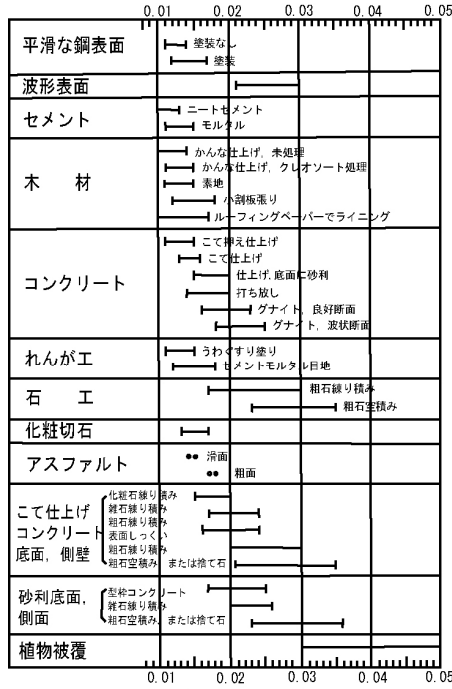
(道土調 p254)

土粒子の比重値は一般に 2.5～2.8 の間にはいり、2.6～2.7 程度のものが最も多い。このため通常の土の場合は、2.65 程度の比重を選んで用いてもあまり大きな問題は生じない。

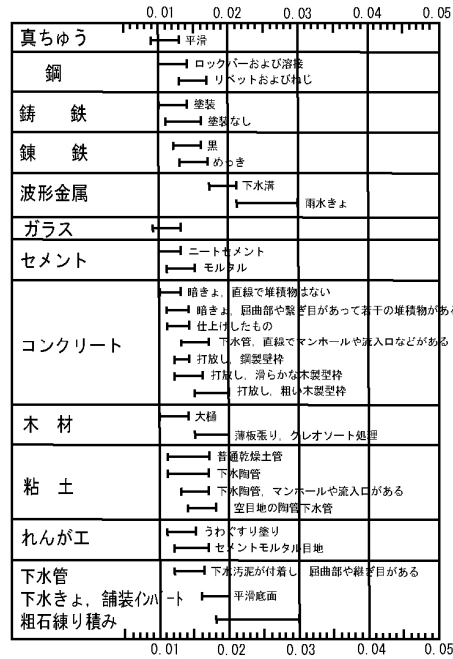
26 粗度係数

(水理公 p89)

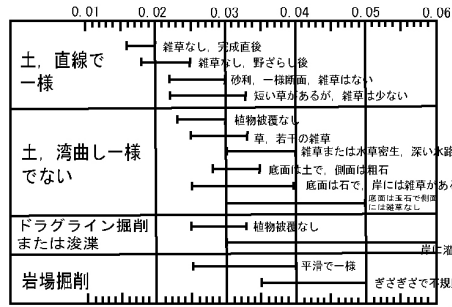
表 3-17 Manning (マニング) の粗度係数 n の概略値



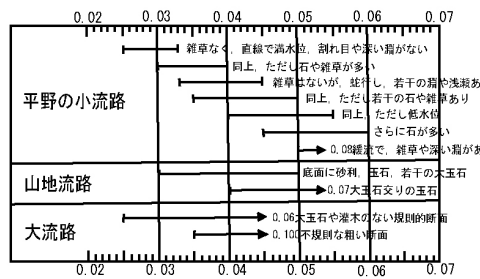
(a) 自由表面をもって流れる暗渠



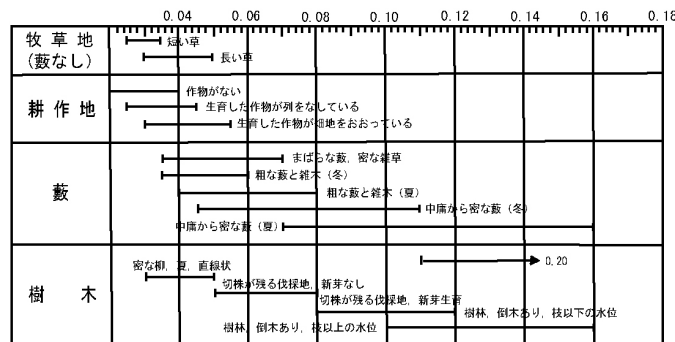
(b) ライニングするか、あるいは組み立てた水路



(c) 掘削または浚渫水路 (築堤による水路改修河川を含む)



(d) 自然流路 (人工のまったくない流路)



(e) 高水敷

- ・ 溪流保全工の2面張り (ブロック積み) は $n=0.030$ 、巨石 (玉石) 張り (積み) は $n=0.035$ を用いることを基本とするが、現地状況等を勘案して適切に設定する。

第4章 砂防施設計画

第4章 砂防施設計画 目次

| | |
|--------------------------------|------|
| 第4章 砂防施設計画 | 4-1 |
| 第1節 総説 | 4-1 |
| 第2節 砂防堰堤一般 | 4-1 |
| 2.1 砂防堰堤の各部の名称 | 4-1 |
| 2.2 砂防堰堤工の基本的構造 | 4-3 |
| 2.2.1 地盤による堰堤の構造 | 4-3 |
| 2.3 砂防堰堤の設計順序 | 4-4 |
| 2.4 砂防堰堤の種類 | 4-4 |
| 2.5 砂防堰堤の型式の選定（透過型・部分透過型・不透過型） | 4-5 |
| 2.6 透過型・部分透過型の種類と配置 | 4-6 |
| 2.7 規模と配置 | 4-8 |
| 2.8 位 置 | 4-9 |
| 2.9 方 向 | 4-10 |
| 2.10 高 さ | 4-10 |
| 2.11 砂防堰堤の効果 | 4-11 |
| 第3節 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤 | 4-20 |
| 3.1 設計流量の算定 | 4-20 |
| 3.1.1 土石流区域の設計流量の算定 | 4-20 |
| 3.1.2 掃流区域の設計流量の算定 | 4-25 |
| 3.2 水通し断面の設計 | 4-26 |
| 3.2.1 主堰堤の水通し | 4-26 |
| 3.2.2 水通し断面設計の詳細 | 4-32 |
| 3.3 堰堤断面の設計 | 4-35 |
| 3.3.1 堰堤の天端幅 | 4-35 |
| 3.3.2 設計外力 | 4-35 |
| 3.3.3 主堰堤の上下流法勾配 | 4-45 |
| 3.3.4 堰堤の安定条件 | 4-46 |
| 3.4 主堰堤の水通天端処理 | 4-49 |
| 3.5 袖の設計 | 4-52 |
| 3.5.1 一 般 | 4-52 |
| 3.5.2 袖折れ堰堤の設計 | 4-61 |
| 3.5.3 袖部分が長い場合の処理 | 4-64 |
| 3.6 主堰堤の基礎 | 4-65 |
| 3.6.1 基礎部の設計 | 4-65 |
| 3.6.2 設計条件 | 4-65 |
| 3.6.3 岩盤基礎 | 4-65 |
| 3.6.4 砂礫基礎 | 4-66 |
| 3.6.5 基礎の根入れ | 4-68 |

| | |
|------------------------|-------|
| 3.6.6 主堰堤の基礎の形状 | 4-69 |
| 3.7 収縮継目 | 4-74 |
| 3.8 止水板 | 4-76 |
| 3.9 水抜き暗渠 | 4-77 |
| 3.10 間詰工 | 4-78 |
| 3.11 前庭保護工 | 4-81 |
| 3.11.1 基本 | 4-81 |
| 3.11.2 副堰堤工 | 4-82 |
| 3.11.3 水叩き工 | 4-85 |
| 3.11.4 垂直壁 | 4-88 |
| 3.11.5 水叩き工の下流処理（護床工） | 4-90 |
| 3.11.6 側壁工 | 4-91 |
| 第4節 土石流捕捉のための透過型砂防堰堤 | 4-96 |
| 4.1 設計流量，水深 | 4-96 |
| 4.1.1 設計流量 | 4-96 |
| 4.1.2 設計水深 | 4-96 |
| 4.2 水通し断面 | 4-96 |
| 4.3 開口部の設計 | 4-97 |
| 4.3.1 開口部の位置 | 4-97 |
| 4.3.2 開口部の設定 | 4-98 |
| 4.3.3 開口部の摩耗対策 | 4-100 |
| 4.4 越流部の設計 | 4-101 |
| 4.4.1 越流部の安定性 | 4-101 |
| 4.4.2 透過部の構造検討 | 4-103 |
| 4.4.3 底版コンクリートの設計 | 4-105 |
| 4.5 非越流部の設計（コンクリート） | 4-108 |
| 4.6 前庭保護工 | 4-108 |
| 4.7 構造細目 | 4-108 |
| 4.8 コンクリートスリット砂防堰堤 | 4-109 |
| 第5節 土石流捕捉のための部分透過型砂防堰堤 | 4-113 |
| 5.1 設計流量，水深 | 4-113 |
| 5.1.1 設計流量 | 4-113 |
| 5.1.2 設計水深 | 4-113 |
| 5.2 水通し断面 | 4-113 |
| 5.3 開口部の設計 | 4-114 |
| 5.3.1 開口部の位置 | 4-114 |
| 5.3.2 開口部の設定 | 4-114 |
| 5.4 越流部の設計 | 4-114 |
| 5.4.1 不透過部の天端幅 | 4-114 |
| 5.4.2 下流のり（不透過部） | 4-115 |

| | | |
|-------|--------------------|-------|
| 5.4.3 | 越流部の安定性 | 4-115 |
| 5.4.4 | 透過部の構造検討 | 4-116 |
| 5.5 | 非越流部の設計（コンクリート） | 4-117 |
| 5.6 | 水抜き | 4-117 |
| 5.7 | 前庭保護工 | 4-117 |
| 5.8 | 構造細目 | 4-117 |
| 第6節 | 流木捕捉工 | 4-118 |
| 6.1 | 流木捕捉工 | 4-118 |
| 6.2 | 掃流区間における流木対策施設の設計 | 4-118 |
| 6.2.1 | 洪水・土砂量の規模等 | 4-118 |
| 6.2.2 | 流木捕捉工の設計 | 4-118 |
| 6.3 | 副堰堤等に設置する流木止め工 | 4-124 |
| 6.4 | 流木発生抑止工の設計 | 4-128 |
| 第7節 | 嵩上げ堰堤の設計 | 4-128 |
| 7.1 | 嵩上げの形式 | 4-128 |
| 7.2 | 安定計算の手法 | 4-130 |
| 7.3 | 新旧コンクリート打ち継目面の処理 | 4-131 |
| 第8節 | 床固工（単独又は、連続配置の床固工） | 4-133 |
| 8.1 | 位置 | 4-133 |
| 8.1.1 | 一般 | 4-133 |
| 8.1.2 | 位置の選定 | 4-133 |
| 8.2 | 方向 | 4-133 |
| 8.3 | 高さ | 4-134 |
| 8.4 | 溪床勾配 | 4-135 |
| 8.4.1 | 一般 | 4-135 |
| 8.4.2 | 計画勾配 | 4-135 |
| 8.4.3 | 階段状床固工 | 4-136 |
| 8.5 | 設計流量の算定 | 4-136 |
| 8.6 | 水通し断面の決定 | 4-136 |
| 8.6.1 | 床固工の水通し | 4-136 |
| 8.7 | 断面決定 | 4-137 |
| 8.7.1 | 断面決定幅 | 4-137 |
| 8.7.2 | 設計外力 | 4-137 |
| 8.8 | 床固工の袖 | 4-137 |
| 8.8.1 | 床固工の袖（一般） | 4-137 |
| 8.8.2 | 床固工の袖天端の勾配 | 4-138 |
| 8.8.3 | 床固工の袖の天端幅 | 4-138 |
| 8.8.4 | 床固工の袖かん入 | 4-138 |
| 8.8.5 | 床固の基礎 | 4-139 |
| 8.9 | 前庭保護 | 4-139 |

| | | |
|--------|------------|-------|
| 8.9.1 | 水叩き | 4-139 |
| 8.9.2 | 垂直壁 | 4-140 |
| 8.9.3 | 側壁護岸 | 4-142 |
| 8.9.4 | 護床工 | 4-142 |
| 第9節 | 護岸工 | 4-143 |
| 9.1 | 護岸の設計 | 4-143 |
| 9.2 | 位置 | 4-143 |
| 9.2.1 | 選定Ⅰ | 4-143 |
| 9.2.2 | 選定Ⅱ | 4-144 |
| 9.2.3 | 選定Ⅲ | 4-144 |
| 9.3 | 護岸工の断面 | 4-145 |
| 9.3.1 | 天端高 | 4-145 |
| 9.3.2 | 堰堤等への取付け | 4-145 |
| 9.4 | 勾配 | 4-146 |
| 9.4.1 | 計画溪床勾配 | 4-146 |
| 9.4.2 | 天端勾配 | 4-146 |
| 9.5 | 型式 | 4-146 |
| 9.6 | のり勾配 | 4-147 |
| 9.7 | 法線 | 4-147 |
| 9.8 | 上下流端の取付け | 4-148 |
| 9.9 | 根入れ | 4-148 |
| 9.10 | 伸縮目地 | 4-150 |
| 9.11 | 根固工 | 4-150 |
| 9.12 | 環境への配慮 | 4-153 |
| 第10節 | 水制工 | 4-154 |
| 10.1 | 位置 | 4-154 |
| 10.1.1 | 一般 | 4-154 |
| 10.1.2 | 水衝部 | 4-154 |
| 10.2 | 方向 | 4-154 |
| 10.3 | 水制工の設計 | 4-155 |
| 10.4 | 水制工の形状 | 4-155 |
| 10.5 | 本体および根固工 | 4-156 |
| 10.6 | 環境への配慮 | 4-156 |
| 第11節 | 溪流保全工 | 4-157 |
| 11.1 | 目的 | 4-157 |
| 11.2 | 溪流保全工の計画手順 | 4-161 |
| 11.3 | 基本方針 | 4-162 |
| 11.4 | 計画条件 | 4-163 |
| 11.4.1 | 上流端処理 | 4-163 |
| 11.4.2 | 橋梁等横断構造物 | 4-164 |

| | | |
|------------|-------------------|-------|
| 11. 4. 3 | 水利用及び自然環境 | 4-164 |
| 11. 5 | 実施の順序 | 4-165 |
| 11. 6 | 設計流量 | 4-165 |
| 11. 6. 1 | 計画規模及び設計流量 | 4-165 |
| 11. 6. 2 | 土砂混入率 | 4-166 |
| 11. 6. 3 | 清水流量 | 4-166 |
| 11. 6. 4 | ピーク流出係数 | 4-167 |
| 11. 6. 5 | 洪水到達時間 | 4-167 |
| 11. 6. 6 | 洪水到達時間内の平均雨量強度の算定 | 4-168 |
| 11. 7 | 平面計画 | 4-169 |
| 11. 8 | 計画高水位 | 4-170 |
| 11. 9 | 縦断計画 | 4-173 |
| 11. 10 | 横断計画 | 4-180 |
| 11. 11 | 溪流保全工内の床固工 | 4-189 |
| 11. 11. 1 | 床固工の設計の適用 | 4-189 |
| 11. 11. 2 | 水通し断面 | 4-189 |
| 11. 11. 3 | 水通し天端幅 | 4-189 |
| 11. 11. 4 | 水通し天端高 | 4-189 |
| 11. 11. 5 | 水通し方向 | 4-189 |
| 11. 11. 6 | 断面形状 | 4-190 |
| 11. 11. 7 | 基礎の根入れ | 4-193 |
| 11. 11. 8 | 袖の設計 | 4-193 |
| 11. 11. 9 | 前庭保護工の設計 | 4-194 |
| 11. 11. 10 | 水抜き暗渠 | 4-198 |
| 11. 11. 11 | 護床工 | 4-199 |
| 11. 11. 12 | 護岸工と床固工との取り付け | 4-200 |
| 11. 12 | 斜路工（全面魚道工） | 4-201 |
| 11. 12. 1 | 本提 | 4-201 |
| 11. 12. 2 | 水叩き及び垂直壁 | 4-201 |
| 11. 13 | 帯工 | 4-203 |
| 11. 13. 1 | 帯工の設計 | 4-203 |
| 11. 13. 2 | 水通し断面 | 4-203 |
| 11. 13. 3 | 水通し天端幅 | 4-203 |
| 11. 13. 4 | 水通し天端高 | 4-203 |
| 11. 13. 5 | 断面形状 | 4-203 |
| 11. 13. 6 | 基礎の根入れ | 4-203 |
| 11. 13. 7 | 袖の設計 | 4-204 |
| 11. 13. 8 | 護床工 | 4-205 |
| 11. 14 | 溪流保全工における護岸 | 4-205 |
| 11. 15 | 溪床保護工 | 4-205 |

| | |
|---------------------|-------|
| 11. 16 附帯工（補償工事） | 4-210 |
| 11. 16. 1 総説 | 4-210 |
| 11. 16. 2 橋梁工 | 4-210 |
| 11. 16. 3 取水工 | 4-217 |
| 11. 16. 4 排水工 | 4-221 |
| 11. 16. 5 階段工 | 4-222 |
| 11. 16. 6 安全防護柵 | 4-222 |
| 11. 17 施設保護帯及び管理用道路 | 4-223 |
| 11. 18 付替道路 | 4-223 |
| 11. 19 工事用道路 | 4-223 |
| 第12節 砂溜工 | 4-224 |
| 12. 1 砂溜工の設計 | 4-224 |
| 12. 2 位置 | 4-224 |
| 12. 3 形状 | 4-225 |
| 12. 4 容量 | 4-225 |
| 12. 5 構造 | 4-227 |
| 第13節 山腹工 | 4-229 |
| 13. 1 山腹工の設計 | 4-229 |
| 13. 2 山腹基礎工の設計 | 4-233 |
| 13. 3 山腹緑化工の設計 | 4-238 |
| 13. 4 山腹斜面補強工の設計 | 4-247 |

第4章 砂防施設計画

第1節 総説

砂防施設計画は、砂防基本計画に基づき、合理的に定めるものとする。

砂防施設は、水系における相互の関連を考慮し、技術的にもまた効果の面においても調和のとれたものとしなければならない。

砂防施設計画の実施に際しては、その効果が最も有効に発揮されるよう順位を考慮しなければならない。

第2節 砂防堰堤一般

2.1 砂防堰堤の各部の名称

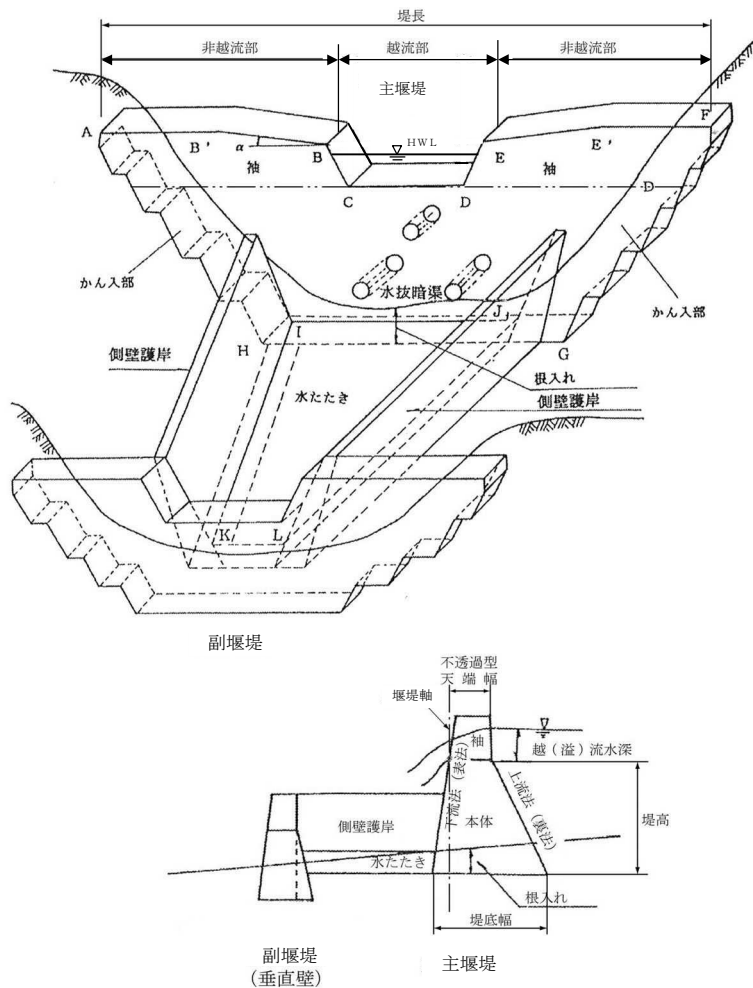


図 4-1 砂防堰堤各部の名称

| | |
|------------|---|
| 水通し部または放水路 | (BCDE) |
| 水通し肩 | (B および E) |
| 袖 部 | (AB'BC) |
| 袖 天 端 | (F) |
| 袖 勾 配 | α (B における B'までの勾配、AB'の水平区間がない場合は、B における A までの勾配) |
| 堤 体 | (AB'BCDEE'FGH) |
| 水叩き | (IJLK) |
| 堤 敷 | (AHGF) |
| 袖 小 口 | (BC および DE) |

2.2 砂防堰堤工の基本的構造

2.2.1 地盤による堰堤の構造

原則として土砂地盤の場合は段切り構造とし、岩盤地盤の場合は斜切り構造とする。但し、軟岩の場合はその質に応じて決定すること。

なお、表土が薄くその下に良質の岩盤が存在する場合は、岩盤まで突入させること。

解 説

(1) 土砂地盤の場合

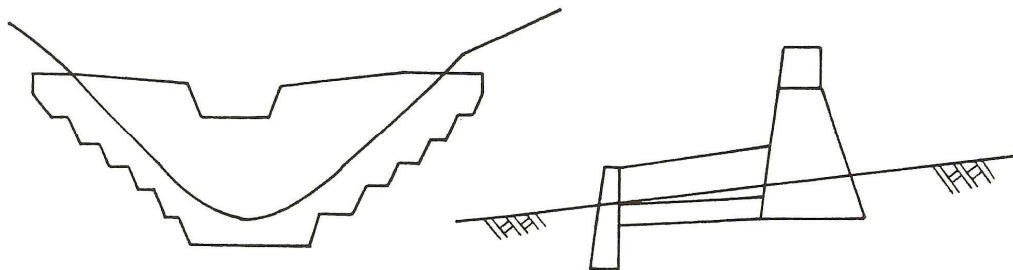


図 4-2 地盤による堰堤構造 (土砂地盤)

(2) 岩盤地盤の場合

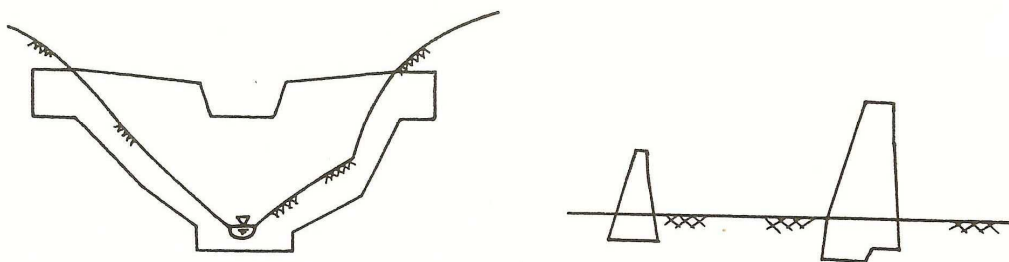
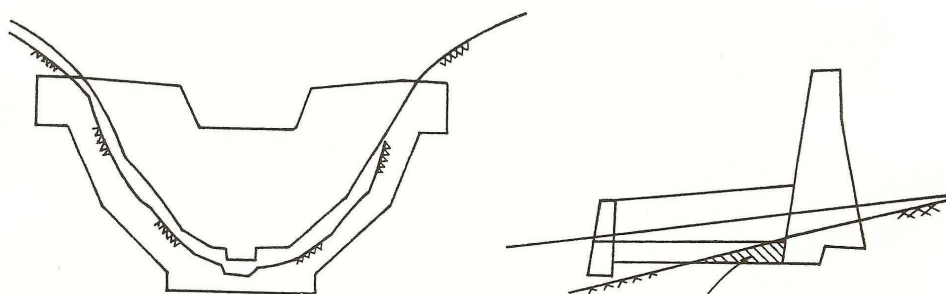


図 4-3 地盤による堰堤構造 (岩盤地盤)

(3) 縦断方向の岩盤線が急な場合



この部分の岩盤が良質なままで残せる場合は水叩コンクリートを一部省略してよい。

図 4-4 地盤による堰堤構造（急岩盤線）

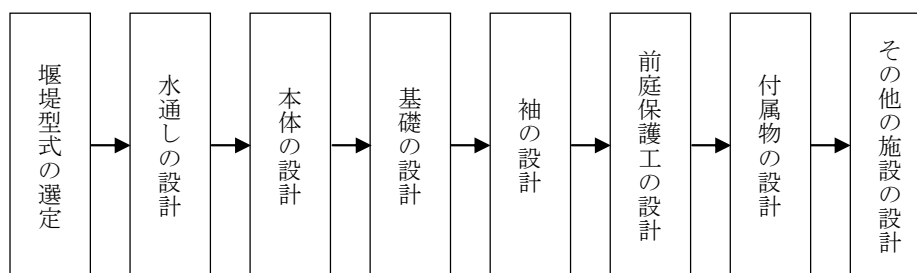
2.3 砂防堰堤の設計順序

砂防堰堤の設計の順序は、計画段階で堰堤の型式を決定し、その堰堤の目的に対する適合性、外力に対する安全性等の各要素について考察した上で堰堤の種類を決定する。次いで、水通し、本体および基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰めおよび水抜き等の付属物の設計を行う。
(建河Ⅱp3)

解 説

砂防堰堤の一般的な設計順序は表 4-1 に示したとおりである。

表 4-1 砂防堰堤の設計順序



2.4 砂防堰堤の種類

砂防堰堤の種類は、コンクリート砂防堰堤と鋼製砂防堰堤に大別される。その堰堤の目的に対する適合性、外力に対する安全性、経済性、施工性、環境、維持管理等の各要素について考察した上で堰堤の種類を決定する。

解 説

砂防堰堤の種類にはコンクリート砂防堰堤と鋼製砂防堰堤がある。特に、鋼製堰堤では様々な構造のものが開発されているので、採用にあたっては鋼製砂防構造物設計便覧および

びその他の最新情報を参照すること。

ただし、透過型コンクリート砂防堰堤（コンクリートスリット砂防堰堤）は、原則として土石流・流木対策には用いないこととする。（本章第4節 4.8 コンクリート砂防堰堤参照）

不透過型砂防堰堤にはコンクリート重力式のほか、搬出土砂の減少や資源循環型社会への寄与等を目的とした現地発生材を活用するタイプの堰堤がある。採用にあたっては、計画地周辺で採取できる現地発生土砂の賦存量および性状の把握を行い、現地発生材活用の可能性を検討する必要がある。

ソイルセメント型式の堰堤設計にあたっては、砂防ソイルセメント活用ガイドライン（砂防ソイルセメント活用研究会）を参照のこと。

2.5 砂防堰堤の型式の選定（透過型・部分透過型・不透過型）

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、形式を選定する。なお、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、透過構造を有する施設を原則とする。（砂土計 p 63）

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すべ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工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、形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およ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、第5章 1.2を参照する。

2. 6 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は、土砂移動の形態を考慮する。(砂土計 p 64)

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ないため、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。

最下流堰堤は原則透過型とする。保全対象に対する安全の確保が難しい場合等、不透過型堰堤を採用する場合は砂防課と協議すること。

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

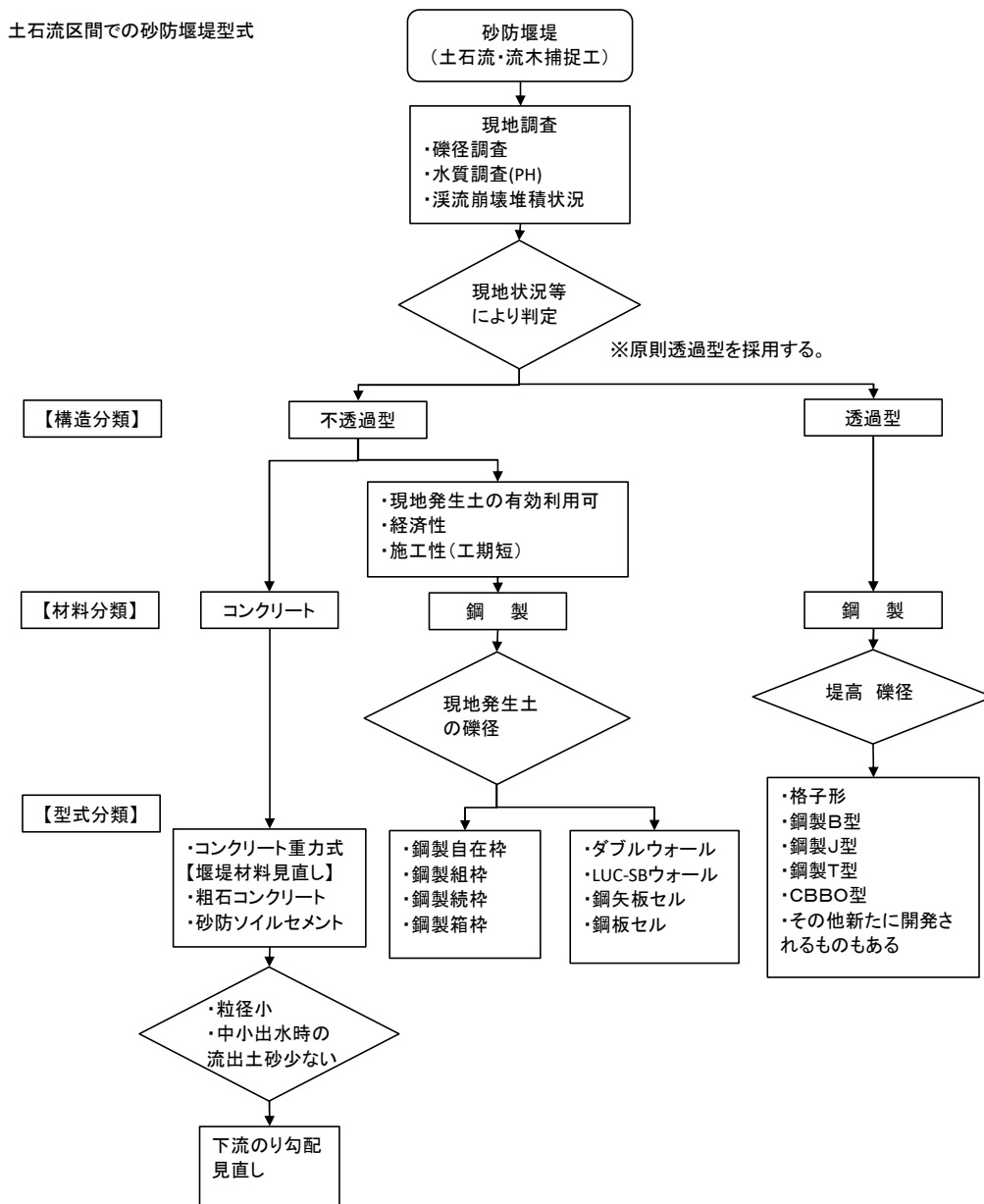
堆積区間に透過型または部分透過型を配置するときは、透過部断面全体を礫・流木により閉塞させるように、土石流の流下形態等を考慮して施設配置計画を作成する。また、複数基の透過型を配置する場合には、上流側の透過型より土砂移動の形態が変化することに留意する。

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、不透過型と同様、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。



注) 枠構造は、土石流衝撃力等に耐え得る構造とするか、直接構造物に衝撃力が加わらないように盛土等による緩衝材を併用する。

注) 最下流堰堤は原則透過型とする。保全対象に対する安全の確保が難しい場合等、不透過型砂防堰堤を採用する場合は砂防課と協議すること。

図 4-5 砂防堰堤の分類と選定の流れ

2. 7 規模と配置

砂防堰堤（土石流・流木捕捉工）の規模と配置は、第 2 章で策定した砂防施設配置計画で策定されたものを基本とするが、地形・地質の現場条件を踏まえて決定する。

（土流設 p4）

解 説

砂防堰堤（土石流・流木捕捉工）の規模と配置は、第 2 章で策定した砂防施設計画に基づき実施するものでなければならない。砂防堰堤（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。

（土流設 p4）

~~~~~（参考）小規模溪流における堰堤の設計~~~~~

小規模溪流（定義は 1 章 4.6.1 (1) を参照）であって、支溪の合流がない溪流における本堰堤の設計は、地形、地質等の現場条件を十分に考慮し、適切に設計を行う必要がある。なお、小規模溪流の対策について検討した事例があり、以下に示す考え方を参考とすることができる。

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

~~~~~

2.8 位 置

1. 砂防堰堤の位置はその目的に応じて選定しなければならない。
2. 砂防堰堤の計画箇所は溪床および兩岸に岩盤が存在することが最も適当であるが目的によって砂れき層の上に計画しなければならない場合は注意を必要とする。
3. 砂防堰堤の計画箇所は狭さく部で上流の谷幅が広がっている所が望ましい。
4. 溪岸における崩壊箇所および崩壊のおそれがある箇所に堰堤を計画する場合には、崩壊下流部に位置を選定するのが原則であるが、崩壊箇所に計画を立てなければならない場合は注意を要する。
5. 堰堤を計画する場合に支溪の合流点附近においては、一般に合流点の下流部が位置選定の基準である。
6. 荒廃溪流における縦侵食または横侵食が著しい区域あるいは岸崩壊の区域が長区間にわたる場合は床固工群を計画する。
7. 床固工群の最下流堰堤の箇所は基礎に岩盤のあることを原則とする。
8. 一般に床固工群においては、一つの堰堤の推定堆砂勾配線が旧溪床勾配を切る点为上流堰堤の計画位置である。
9. 溪床が溪床砂れき層で、侵食を受けやすい場合における床固工群は各堰堤間の重複を考慮しなければならない。
10. 自然環境等に配慮すること。

解 説

堰堤の位置はその目的によって自ずから定まるものであつて、溪床の洗掘および溪岸の侵食を防止するため、さらに溪岸山腹の崩壊あるいは崩壊増大のおそれがある場合は、これらの箇所に接近してその下流に計画すべきであるが侵食または崩壊の区域が長区間にわたる場合は階段堰堤を計画しなければならない。

また流出土砂の堆積を目的とする貯砂堰堤および高水の調節を目的とする堰堤はその上流部の溪床勾配がゆるやかで、しかも溪床幅の大なる箇所を選ばなければならない。

一般に砂防堰堤は越流水による下流のり先の深掘れおよび兩岸侵食による破壊防止のため、溪床および兩岸に岩盤のあること、ならびに工事の関係から上流部の拡がった狭さく箇所が望ましいものであるが、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、たとえば溪床間の多量の土石が堆積しており、これの移動防止が急務である場合には、あえて条件の不備は無論、箇所の適否は問わず計画しなければならない。

溪床に岩盤のない場合は、その溪床の状況に応じて、水たたき、あるいは副堰堤を計画して、下流のり先の保護を図らなければならない。

2.9 方 向

1. 堰堤の方向は水通し中心点において計画箇所下流の流心線に直角に定めるのが原則である。
2. 階段堰堤においては、堰堤水通しの中心点（水通し天端の下流端の中心）においてその堰堤の方向線に立てた垂直上に下流堰堤の水通し中心があるよう各堰堤の方向を定める。
(建河計 p174)

解 説

堰堤の水通しを越流する流水は、理論上水通し天端下流端の、すなわち堰堤の方向線に直角に落下する。ゆえに堰堤計画箇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。

堰堤の計画箇所が、たとえば兩岸の岩盤の関係、あるいは延長の関係などで、堰堤の方向を下流の流心線に直角に定めがたいときは副堰堤を計画し、副堰堤の方向を下流の流心線に定めればよい。この際主堰堤の基礎に岩盤があっても副堰堤による方向修正の必要がある場合が多い。
(建河計 p174)

2.10 高 さ

1. 堰堤の高さは溪流の土砂抑制計画（砂防基本計画）樹立の上定めなければならない。
2. 堰堤の高さは目的および施行箇所の状態に応じて定める。
3. 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。
4. 堰堤の高さについてはさらに工費などの関係を検討する必要がある。

解 説

貯砂を目的とする堰堤はなるべく高く計画し、溪床の侵食を防ぐものは低堰堤を計画し、崩壊地の下部には崩壊の原因である山脚の侵食を阻止する高さに堰堤を計画すべきもので、溪床に堆積する砂れきの移動防止のためには、現在溪床高が目標であるが、高さの決定にあたっては目的を明確にするとともに計画箇所の現状を十分に調査しなければならない。

地質調査は、原則として、本堤の河床部（中心）、左右岸部、副堰堤及び垂直壁の河床部（中心）の計4箇所について、ボーリング、標準貫入試験を実施する。

2. 11 砂防堰堤の効果

砂防等設備の効果は、工種等に応じて適切に評価する。

1. 土石流・流木対策計画

○：評価する
△：評価する場合がある
×：評価しない

| 施設名称 | 計画 捕捉量 ^{注1)} | 計画 堆積量 ^{注2)} | 計画発生（流 出）抑制量 ^{注3)} | 参照場所 | |
|--------|--------------------------|--------------------------|--------------------------------|------|------------|
| 土石流捕捉工 | 不透過型 | ○ | △ ^{注4)} | ○ | 第4章第2節2.11 |
| | 透過型 | ○ | × | ○ | 〃 |
| | 部分透過型 | ○ | △ ^{注4)} | ○ | 〃 |

注1) 計画捕捉量は、計画捕捉土砂量と計画捕捉流木量からなる

注2) 計画堆積量は、計画堆積土砂量と計画堆積流木量からなる

注3) 計画発生（流出）抑制量は、計画土石流発生（流出）量と計画流木発生抑制量からなる

注4) 除石を前提とする場合に評価できる

2. 計画堆砂量

- (1) 計画堆砂勾配(θ_p)は一般に既往実績等により、砂防堰堤地点の現溪床勾配 (θ_o)の1/2~2/3の間の勾配とする。ただし、計画堆砂勾配(θ_p)は1/6の勾配 ($\tan \theta$)を上限とする。
- (2) 不透過型砂防堰堤の平常時堆砂勾配(θ_n)は、既往実績を基に現溪床勾配(θ_o)の1/2までとする。 [土石流対策技術指針(案)]
- (3) 計画捕捉量及び計画堆積量の計算は計画堰堤地点より上流の貯砂横断面図による。

- ① 現況平均河床勾配は堰堤上下流の河床勾配がほぼ一定化した点を結ぶものとする。
- ② 堆砂横断の方向は原則として流心に直角とする。
ただし、屈曲が甚しく横断線が併合する場合(図4-6参照)は堆砂後の仮想流心に直角にする。

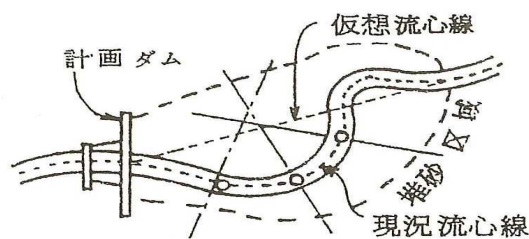


図 4-6 堆砂横断の方向

③ 支川がある場合の計画堆砂量は、本川の決定を優先し、支川については別途本川影響をはずして考える。

基礎が良質の岩盤である箇所では高堰堤を築造しうるが、軽しような地盤の場合には高堰堤築造は困難である。地質の良否のほかに、その透水性、支持力などを調査して十分に検討しなければならない。

④ 計画捕捉量及び計画発生流出抑制量

1) 不透過型砂防堰堤

中小洪水時の土砂流出が少なく、発生抑制効果を期待できる場合は、不透過型が適している。

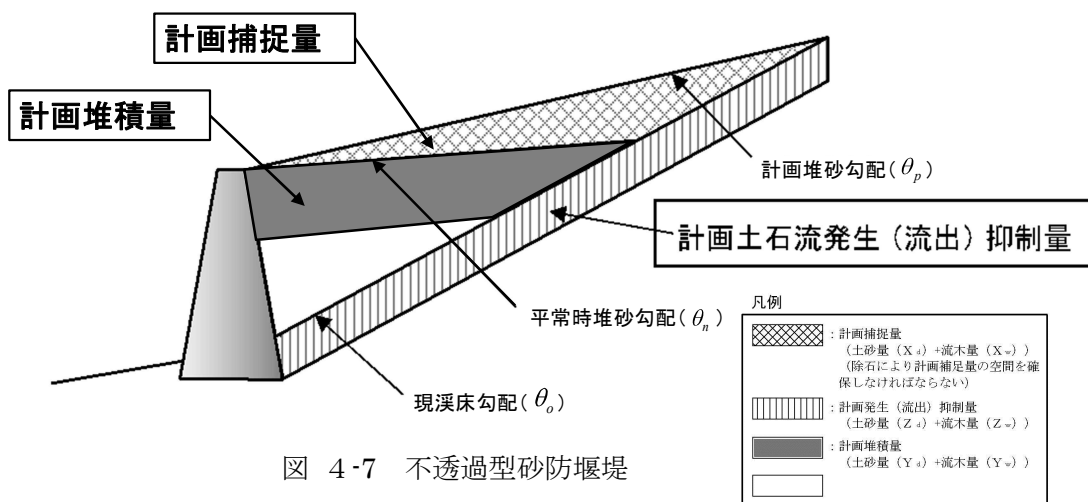


図 4-7 不透過型砂防堰堤

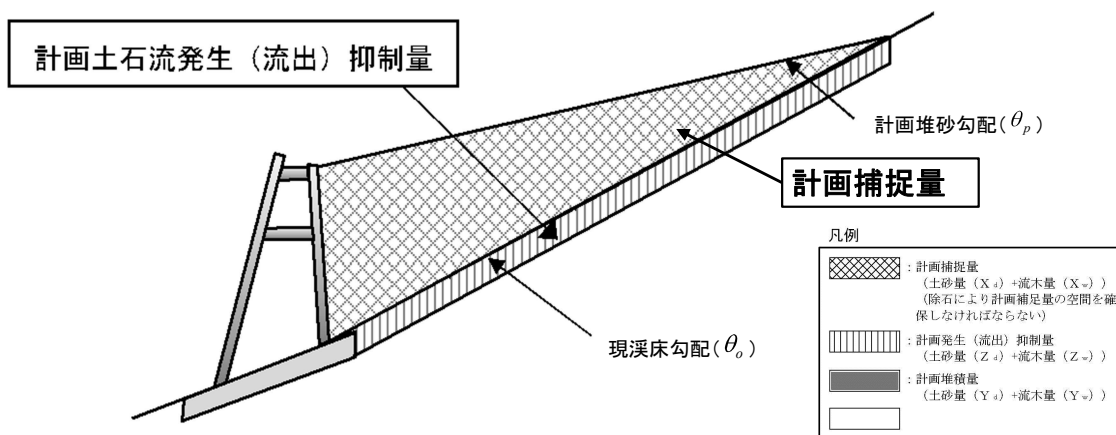


図 4-8 透過型砂防堰堤

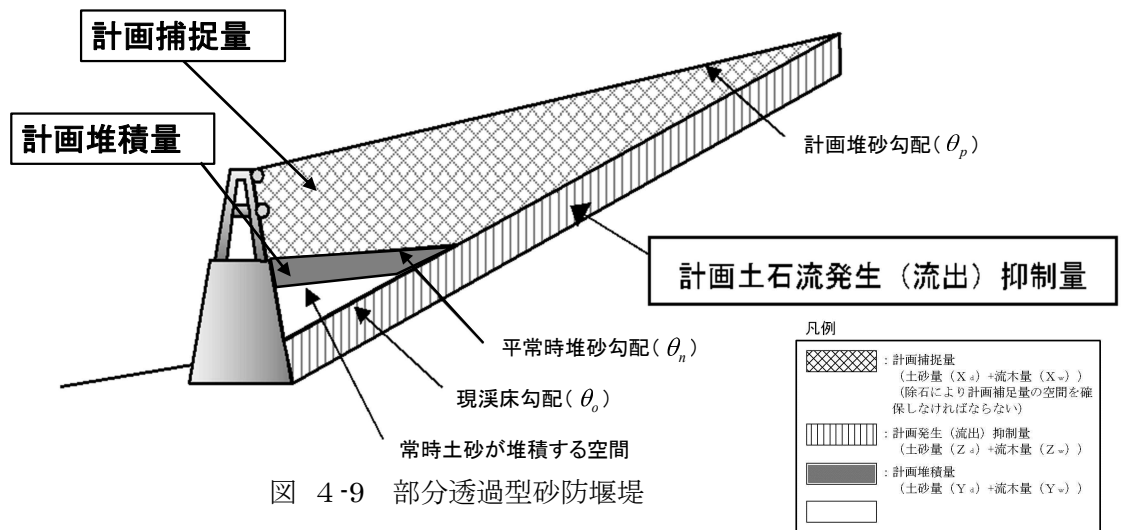


図 4-9 部分透過型砂防堰堤

a. 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。(砂土計 p 40)

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 4-8 に示す網掛けの空間）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 4-7、図 4-9 に示す網掛けの空間）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、流下区間に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 4-7～図 4-9 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、第 5 章を参照されたい。

b. 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。（砂土計 p 42）

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 4-7～図 4-9 の網掛けの空間）で捕捉させる土砂量である。

c. 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。（砂土計 p 43）

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 (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

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

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 (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。

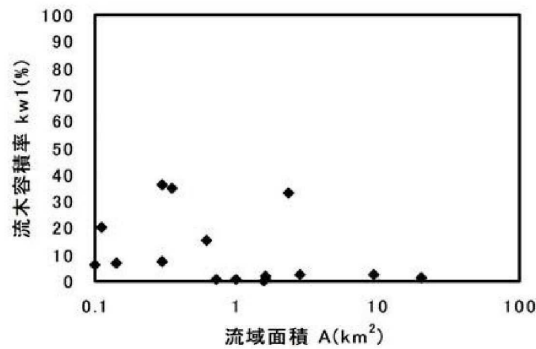


図 4-10 透過型砂防堰堤の流木容積率

(2) 不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量

不透過砂防堰堤の計画捕捉流木量は式 (2) と式 (3) から求められる値のうち、小さい方の値とする。式 (2) は、本堰堤の計画地点に流入が予想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 (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

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

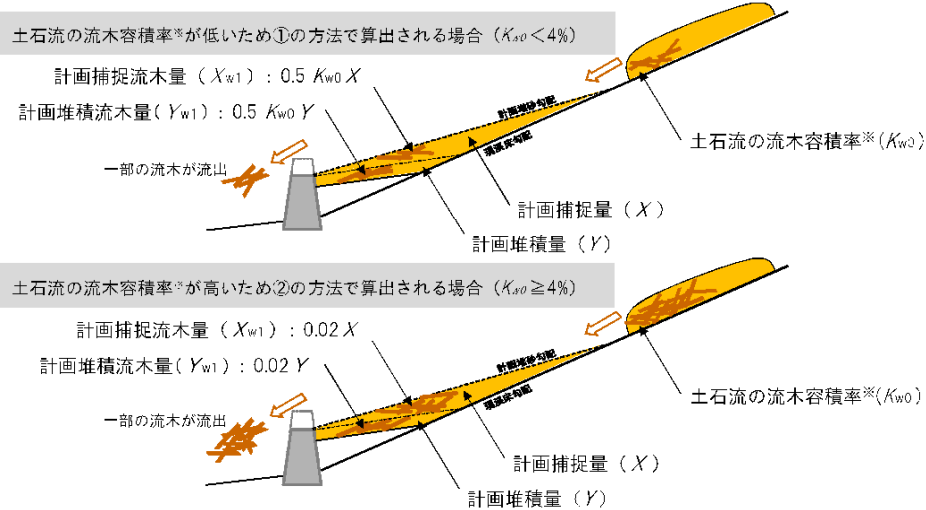
$$X_{w1} = K_{w1} \times X \quad (3)$$

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} : 本堰堤に流入が予想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、 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 (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。

- 両者のうち小さい方を
計画捕捉流木量 (X_{w1})
とする
- ① 計画捕捉量 (X) に土石流の流木容積率※(K_{w0})をかけた量の半分
 $K_{w0} \times X \times (1 - \alpha)$ (流木流出率 $\alpha = 0.5$)
 - ② 計画捕捉量 (X) の2%分
 $K_{w1} \times X$ ($K_{w1} = 2\%$)

○計画堆積流木量 (Y_{w1}) についても同様に算出する



○流木を全て捕捉し、下流への流出を防ぐには透過構造を有する施設が必要となる

※ 土石流の流木容積率 (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
 $K_{w0} = V_w / V$

図 4-11 不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量のイメージ (砂防堰堤 1 基計画の例)

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、要害土石流・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 (4) により計画捕捉流木量を算定する。

副堰堤の計画捕捉流木量 (副堰堤に流木止めを設置する場合に限る)

$$X_{w2} = A_w \times R_{wa} \quad (4)$$

ここで、

$$X_w = X_{w1} + X_{w2}$$

X_{w2} : 副堰堤の計画捕捉流木量 (m^3)

とする。

~~~~~ (参考) 掃流区間の計画捕捉流木量 ~~~~~

掃流区間に設ける流木捕捉工の場合、流木については堆積状況が多様であるため、流木止めにより捕捉される流木の量は計画上は流木が(一層で)全てを覆いつくすものとして算出する。一方、捕捉される流木の投影面積は、流木の平均長さ( $L_{wa}$ )×流木の平均直径( $R_{wa}$ )の合計により算出される。

これらより、計画捕捉流木量を捕捉するために必要な流木止め上流の堆砂地または湛水池の面積( $A_w$ )は次式により推定する。

$$A_w \geq \sum(L_{wa} \times R_{wa}) \quad (5)$$

このとき、堆砂地または湛水池に堆積する流木実立積( $V_{wc}$ )は下記の式である。ただし、 $V_{wc}$ は流木実立積のことで、「実」は空隙を含まない流木の実の堆積を意味する。

$$V_{wc} \doteq A_w \times R_{wa} \quad (6)$$

掃流区域において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ので、不透過型砂防堰堤の流木捕捉効果は無いものとする。

~~~~~

d. 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。 (砂土計 p 47) |
|---|

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 4-7、図 4-9 に示す灰色の空間)とする。土石流堆積工については、本章第 12 節を参照のこと。

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、第 5 章を参照されたい。

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 4-7、図 4-9 に示す通りである。

e.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。(砂土計 p 49)

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 4-7、図 4-9 に示す灰色の空間）で堆積させる土砂量である。

f.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土砂量である。(砂土計 p 50)

解 説

計画堆積流木量を求める方法は、基本的には c 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 (7) により算出する。

部分透過型砂防堰堤の計画堆積流木量

$$Y_{w1} = K_{w1} \times Y \quad (7)$$

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、c 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、c の計画捕捉流木量と同様に式 (8) と式 (9) 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

$$Y_{w1} = K_{w0} \times Y \times (1 - \alpha) \quad (8)$$

$$Y_{w1} = K_{w1} \times Y \quad (9)$$

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_{wl} の値については、c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・流木対策施設の計画堆積流木量は「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。

g.計画発生（流出）抑制量

計画発生（流出）抑制量は、「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。（砂土計 p 52）

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。

h.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。（砂土計 p 53）

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点から堰堤までの区間に移動可能土砂量が存在する場合に計上する。

i.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。（砂土計 p 55）

解 説

計画流木発生抑制量は、計画流出流木を評価している区間に存在する流出流木を対象とする。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 以下の場合、当該土石流・流木対策施設の計画流木発生抑制量は「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。

第3節 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤

3.1 設計流量の算定

3.1.1 土石流区域の設計流量の算定

土石流区域の不透過型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。 (土流設 p8)

(1) 対象流量（設計流量）の算定（Q'）

- ① 土砂含有を考慮した流量（洪水時）・・・設計流量（洪水時）

$$Q' = f_s \cdot Q_p$$

* Q' : 対象流量（設計流量）(m³/sec)

Q_p : 清水の対象流量 (m³/sec)

f_s : 土砂の含有を考慮した時の割り増し係数

$$(f_s = 1.5)$$

- ② 土石流ピーク流量（土石流時）・・・設計流量（土石流時）

$$Q' = Q_{sp}$$

* Q' : 対象流量（設計流量）(m³/sec)

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/sec)

(2) 計画最大高水流量の算定

- ① 清水の対象流量の算定（Q_p）

（流域面積がおおむね 10 km² 以下の場合に適用する。）

$$Q_p = 1/3 \cdot 6 \cdot P_e \cdot A$$

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \cdot \left(\frac{24 \cdot K f_1^2}{\frac{K p_1}{60} \cdot A^{0.22}} \right)^{0.606}$$

- * Q_p : 清水の対象流量 (m^3/sec)
- P_e : 有効降雨強度 (mm/hr)
- P_{24} : 24時間雨量 (mm/day) (年超過確率の降雨量は参考資料4参照)
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て、大きい方の値を用いる。既往最大の降雨量は、最寄りの降雨観測所から日雨量を調査する。
- K_{f1} : ピーク流出係数 (表 4-2 参照)
- A : 流域面積 (km^2)
- K_{p1} : 係数で120とする
(流域面積がおおむね $10 km^2$ 以下の場合)
(流域面積が大きくなる場合の係数Cは、これより大きな値を用いる)
- * 土石流対策堰堤工計画に用いる平均日雨量の確率年は、原則として100年とする。
- * f は一般的に、0.7~0.95の範囲内で決定。

日本内地河川の洪水時流出係数

表 4-2 流出係数

| 流域の状況 | K_{f1} の範囲 |
|--------------|--------------|
| 急しゅんな山地 | 0.75~0.90 |
| 三紀層山地 | 0.70~0.80 |
| 起伏のある土地および樹林 | 0.50~0.75 |
| かんがい中の水田 | 0.70~0.80 |
| 山地川 | 0.75~0.85 |

② 土石流ピーク流量の算定 (Q_{sp}) (砂土計 p 25)

土石流ピーク流量は、流出土砂量に基づいて求めることを基本とする。実際に発生した土石流ピーク流量は平均的ピーク流量と土石流総流量の関係は次式で表される。

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

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

ここで、 Q_{sp} : 土石流ピーク流量(m^3/sec)、 ΣQ : 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(m^3)、 C_d : 土石流濃度、 C_* : 溪床体積土砂の容積濃度(0.6程度)を示す。

V_{dqp} は $1,000 m^3$ を下限値とする。これは、1章 4.6.1 (1) ~ (参考) 小規模溪

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、すべての土石流・流木対策施設の設計について適用する。

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

* 溪床勾配 20° (約 $1/3$) 以上では、 $C_d = 0.9 C_*$ とする。

* 溪床勾配 20° (約 $1/3$) 以下では、上式によって土石流の濃度を推定する。

* 上式は 10° (約 $1/6$) ~ 20° (約 $1/3$) に対する高橋の式であるが、それよりも緩勾配の範囲についても準用する。なお、計算値 (C_d) が $0.9 C_*$ 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、 $C_d = 0.3$ とする。

よって C_d の範囲は、 $C_d = 0.3 \sim 0.54$ ($Q_{sp} = 2 \cdot Q_p \sim 10 \cdot Q_p$) となる。

C_* : 溪床堆積土砂の容積土砂濃度

($C_* = 0.6$ 程度)

σ : 礫の密度 (t/m^3)

($\sigma = 2600 \text{ kg}/m^3$ 程度)

ρ : 水の密度 (t/m^3)

($1200 \text{ kg}/m^3$ 程度)

ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (度)

($\phi = 30 \sim 40^\circ$ 程度) (一般的には 35° とする)

θ : 現溪床勾配 (度)

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

流出土砂量に基づく土石流のピーク流量を求める際の流出土砂量は、施設の計画地点または土石流流下区間の下流端と考えられる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、浸食可能断面積を総合的に判断してもっとも土砂量の多くなる「想定土石流流出区間」を設定し、この区間内における移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち、比較して小

さい方の値とすることを基本とする。なお、 V_{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。

算出に際しては、土石流、流木対策施設が無い状態を想定し最低値を $1,000\text{m}^3$ とすること。(図 4-12 図 4-13 参照)

~~~~~実測値に関するデータ収集のための調査~~~~~

土石流ピーク流量は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、非接触型の水位計を用いて、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、最大となる土石流に対応したものとなる。

そこで、流出土砂に基づく土石流ピーク流量を求める際の1波の土石流により流出すると想定される土砂量  $V_{dqp}$ は、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、浸食可能断面積を総合的に判断して最も土砂が多くなる「想定土石流流出区間」を設定し、この区間内における移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち、比較して小さい方の値とすることを基本とする。なお、 $V_{dqp}$ 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。

~~~~~

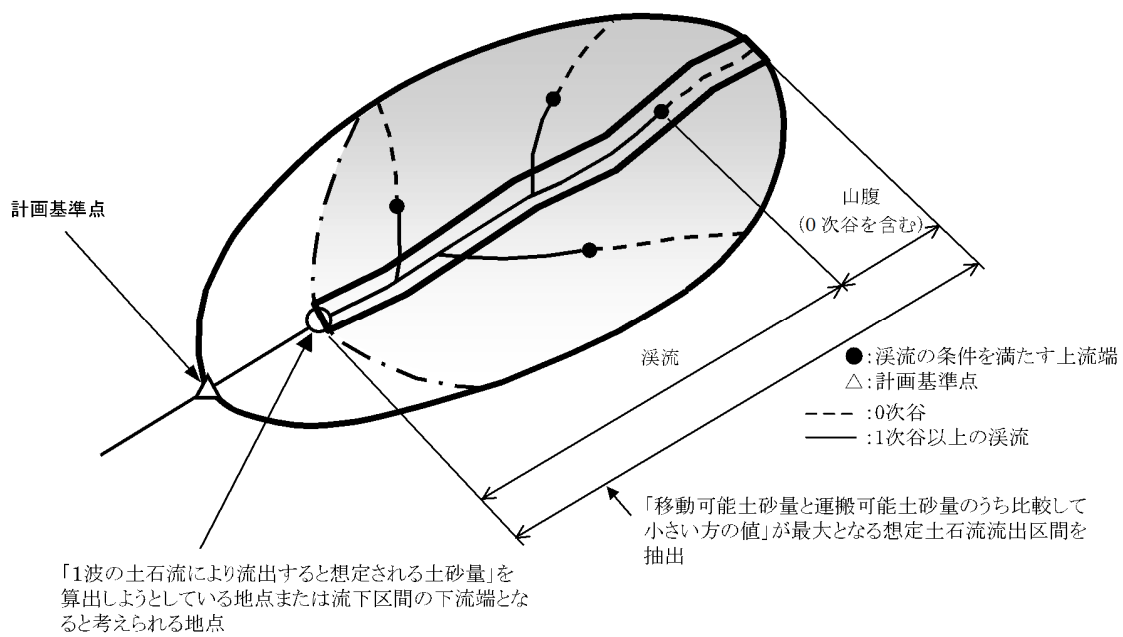


図 4-12 1波の土石流により流出すると想定される土砂量の算出のイメージ図
(砂土計 p 27)

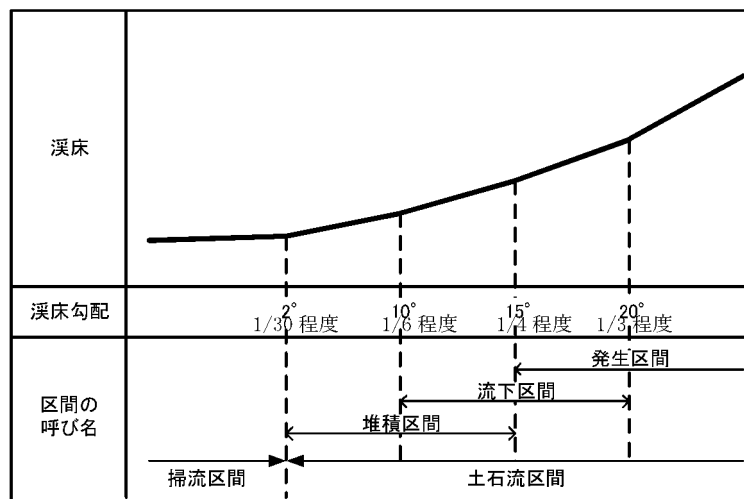


図 4-13 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

3.1.2 掃流区域の設計流量の算定

掃流区域の不透過型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から算出された「土砂含有を考慮した流量」とする。

(1) 対象流量（設計流量）の算定（Q'）

（土砂の含有を考慮した流量）

$$Q' = f_s \cdot Q_p$$

* Q' : 対象流量（設計流量）（m³/sec）

Q_p : 清水の対象流量（m³/sec）

f_s : 土砂の含有を考慮した時の割り増し係数

*（当分の間は、下記による）

① $f_s = 1.30$

（計画地点上流部（支川を含む）の溪流の荒廃が著しく、洪水時に大量の土砂が流出すると思われる溪流）

② $f_s = 1.20$

及び③以外の溪流）

③ $f_s = 1.10$

（上流部に砂防設備が設置されていて、計画地点で土砂整備がある程度なされている場合）

(2) 計画最大高水流量の算定

① 清水の対象流量の算定（Q_p）

（流域面積がおおむね10km²以下の場合に適用する。）

$$Q_p = 1/3.6 \cdot P_e \cdot A$$

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \cdot \left(\frac{24 \cdot Kf_1^2}{\frac{Kp_1}{60} \cdot A^{0.22}} \right)^{0.606}$$

* Q_p : 清水の対象流量（m³/sec）

P_e : 有効降雨強度（mm/hr）

P₂₄ : ブロック別平均日雨量（mm/day）（参考資料4参照）

*（土石流対策以外の堰堤工計画に用いる平均日雨量の確率年は、原則として100年とする）

Kf₁ : ピーク流出係数（表4-2参照）

A : 流域面積（km²）

K_{p1} : 係数で120とする

(流域面積がおおむね10km²以下の場合)

(流域面積が大きくなる場合の係数Cは、これより大きな値を用いる)

参 考

東北、近畿、中国、四国及び九州地方の18河川

($A = 0.13 \sim 740 \text{ km}^2$ ・丘陵山林地河川)では、 $C = 290$ の適用例もある。

係数Cは、流域面積・土地利用によって変化するので、流域面積がおおむね10km²より大きくなる場合はその都度検討のこと。

(新砂防, Vol.37.No.3, 昭59.9. p-20. より)

3. 2 水通し断面の設計

3.2.1 主堰堤の水通し

(1) 主堰堤の水通し位置

水通しの位置は堰堤下流水たたき部分および兩岸の地形地質、流水の方向、上下流の状態を考慮して定めるものとする。(建河Ⅱ p9)

解 説

堰堤築造箇所下流法先部の兩岸および溪床が良質な岩盤である場合にはどこに水通しを設けても差し支えないが、兩岸あるいは片岸に岩盤がなく砂礫層の地層である場合は軽しような地盤をさけなければならない。

一方は山腹から溪床にかけて岩盤が存在し、他方は砂礫層の地層の場合は岩盤のある山腹側に寄せ水通しを設ける場合もある。

また、下流溪流沿いに耕地、宅地あるいは既設工作物のある場合は、流心および堰堤の方向をも加味して水通しの位置を決定すべきである。

さらに、堰堤サイト上流の地形がわん曲しているような場合には上流部の流心を検討のうえ位置を定める。

堰堤附近上流の山腹に崩壊地があるような場合には、これに水流の影響を与えないため出来る限り水通しの位置を遠ざける等の配慮が必要である。

(2) 主堰堤の水通し形状及び算定式

水通し形状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 水通し幅は現溪床幅及び将来計画断面との整合を考慮して定めるものとし、溪床幅の許す限り広くして越流水深をなるべく小さくし、下流の洗掘を軽減することが大切であるが、広すぎるために乱流する場合があるので慎重に検討する。
- ② 流域面積が小さい場合には、流量が少なくなるが、土石流、流木等を考慮して水通しの最小幅は3mとする。
- ③ 最小越流水深は、0.5m以上とする。
- ④ 袖小口の勾配は、一般に1:0.5とする。
- ⑤ 土石流区域の水通し設計水深は、計画高水流量に応じ、越流水深はせきの公式及び土石流水深、最大礫径にて算定する。
- ⑥ 掃流区域の水通し設計水深は、計画高水流量に応じ、せきの公式にて算定する。
- ⑦ 水通しの高さは計画高水流量を流しうる水位に所定の余裕高以上の値を加えて定める。
(建河Ⅱ p 9)
- ⑧ 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)を対象として定めてもよい。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。

解 説

1. 設計水深の算定

① せきの公式 (清水流量の1.5倍)

堰堤上流部を貯水池と仮定し、接近流速を無視した場合、せきの越流公式より算定する。

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

ここに、 Q : 計対象流量(m^3/s) …… 設計流量 (洪水時)

C : 流量係数(0.60~0.66)

g : 重力加速度($9.81m/S^2$)

B_1 : 水通し底面幅(m)

B_2 : 越流水面幅(m)

H_3 : 水通し高さ(m)

h_3 : 越流水深(m)

h'_3 : 余裕高(m)

m : 袖小口勾配

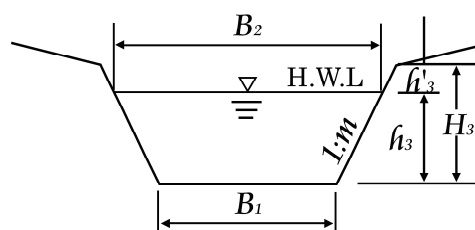


図 4-14 水通し断面

C=0.60、m=0.5 の場合には次式となる。

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

(建河Ⅱ p9-10)

②土石流の水深 (Dd)

土石流の水深は、下記の3式を連立させて求める。

$$U = 1/\text{Kn} \cdot \text{Dr}^{2/3} \cdot (\sin \theta)^{1/2}$$

U : 土石流の流速 (m/sec)

Dr : 土石流の径深 (m)

*Dr=Dd (土石流の水深) とする。

θ : 計画堆砂勾配 (度)

Kn : 粗度係数

$$Q_{sp} = U \cdot A_d$$

Qsp : 土石流ピーク流量 (m³/sec) . . . 設計流量 (土石流時)

Ad : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m²)

$$Dd = \frac{A_d}{B_{da}}$$

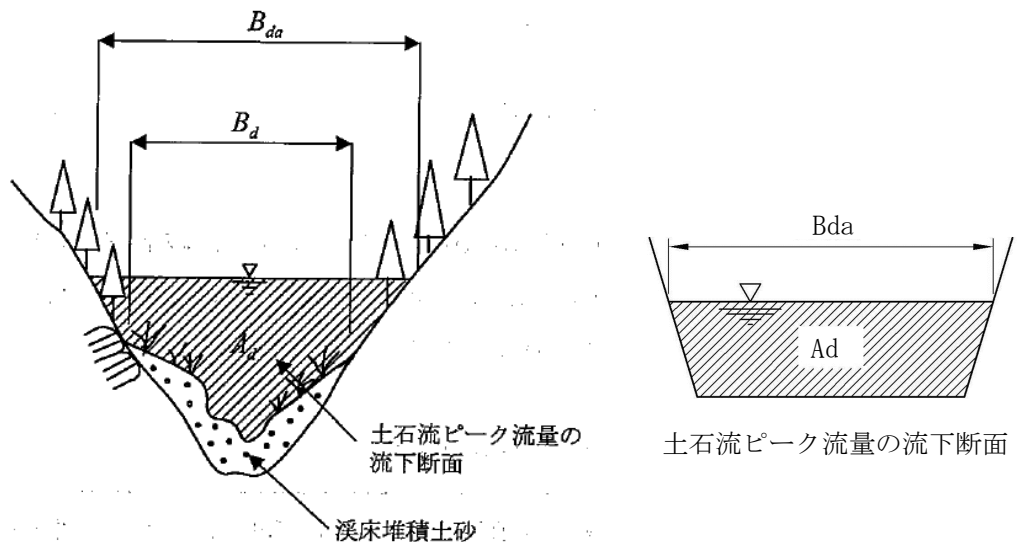


図 4-15 土石流の流下断面と流れの幅 Bda のイメージ

(砂土計 p 30, 32)

* 自然河道の粗度係数はフロント部を採用する。

・フロント部 n = 0.10

・後続流 $n = 0.06$

* 三面張り流路工

・フロント部 $n = 0.03$

・後続流 $n = 0.03$

* 土石流の流体力 (F) の算定に用いる土石流の水深 (Dd) 及び土石流の流速 (U) に関する溪床勾配 (θ) は、下記の通りとする。

溪床勾配 (θ) : 現溪床勾配

したがって、土石流の発生頻度が高い溪流の堰堤工水通し断面の仮定をする場合に用いる溪床勾配 (θ) の値とは異なるので注意されたい。

表 4-3 溪床勾配 θ の使い分け

| 項 目 | 溪床勾配 θ |
|---|-----------------------|
| 本提、およ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 土石流濃度 (Cd) 土石流の流速 (U) 土石流の水深 (Dd) | 現溪床勾配 (θ_0) |
| 土石流ピーク流量を通過させるための砂防堰堤の水通し断面を決定する場合の越流水深 | 計画堆砂勾配 (θ_p) |

(砂土計 p 32)

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 of 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。

~~~~~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方法

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) 流局部の流下痕跡から推定する手法

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。

~~~~~

③土石流の最大礫径

最大礫径は土石流・流木対策設計技術指針における砂防堰堤の水通し断面、透過部断面、構造検討時の礫による衝撃力を算出する際に使用する。

最大礫径は、砂防堰堤計画地点より上流および下流各々200m間に存在する200個以上の巨礫の粒径を測定して作成した頻度分布に基づく累積値の95%に相当する粒径(D₉₅)とする。測定の対象となる巨礫は土石流のフロント部が堆積したと思われる箇所や溪床に固まって堆積している巨礫群とし、砂防堰堤計画地点周辺の礫径分布を代表するような最大礫径を設定するよう留意する。巨礫が200個以上存在しない場合は、計測の対象とする礫の範囲を巨礫、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、計測の対象を拡大する。また、角張っていたり材質が異なっていたり、明らかに山腹より転がってきたと思われる巨礫は対象外とする。

巨礫の粒径は、地表面上で確認できる2辺(深さ方向は除く)の平均値とする。

(砂土計 p 35)

④流木の最大長、最大直径の算出方法

流木の最大長、最大直径は、土石流・流木対策設計技術指針における砂防堰堤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)、上流から流出する立木の最大樹高を 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} は、上流域において流木となると予想される立木の最大胸高直径(流木となることが想定される倒木(伐木、用材を除く))についても調査するものとし、最大直径が過小に見積もられないように留意する。(砂土計 p 36)

⑤流木の平均長、平均直径の算出方法

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

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

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

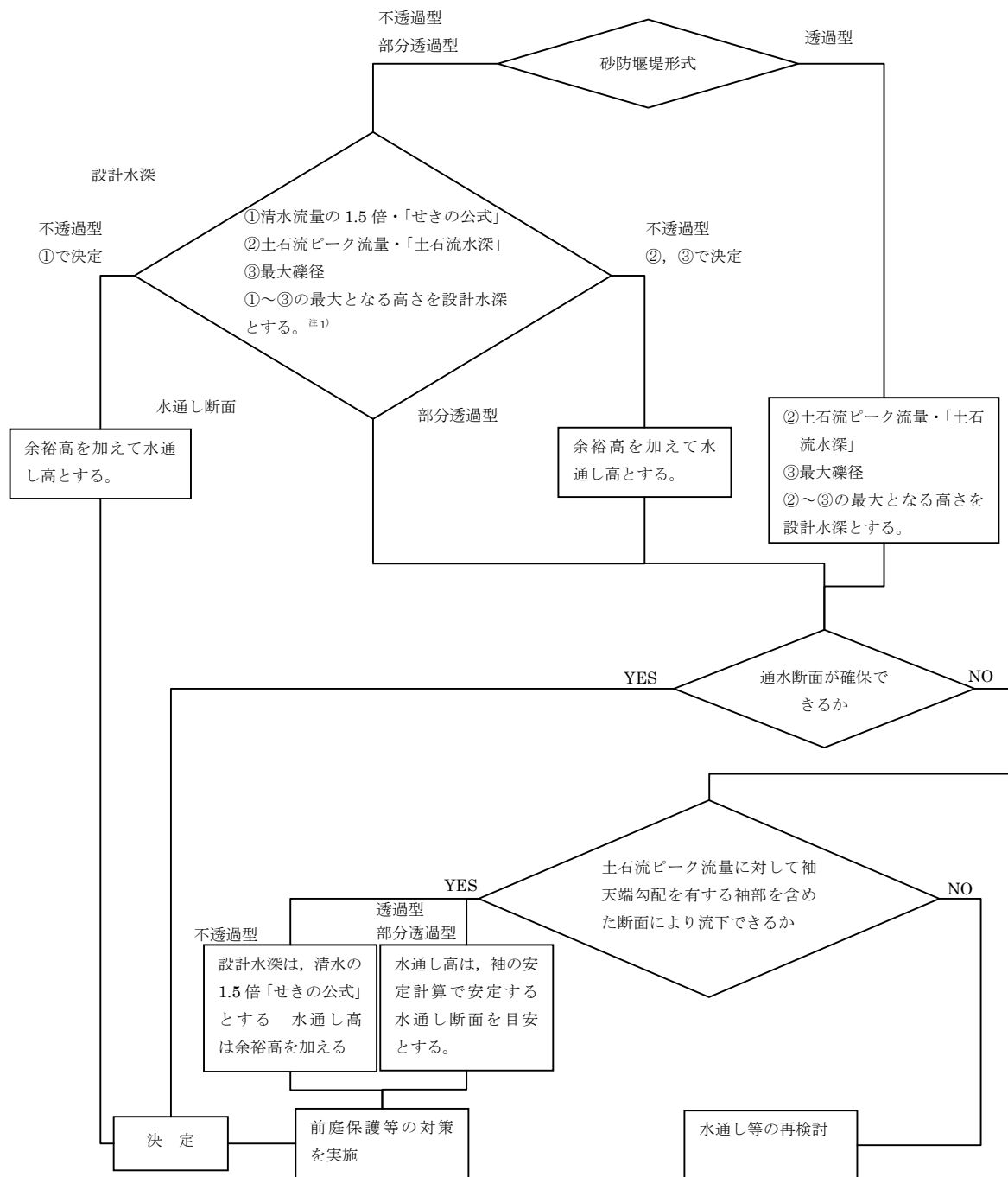
となる。

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立木の平均胸高直径とほぼ等しいとする。 (砂土計 p 37)

3.2.2 水通し断面設計の詳細

(1) 土石流区域の水通し断面

土石流区域の水通し断面の決定フローを図 4-16 に示す。



なお、不透過型の場合表 4-5 に示す渓床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値を守ること。

注 1) 整備率 100% 渓流の最下流の堰堤においては、①「せきの公式」を設計水深とする。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 4-16 土石流区域水通し断面決定フロー

(2) 掃流区域の水通し断面

掃流区域の水通し断面は、原則せきの公式により算定するが、堰堤完成までに満砂が十分予想される場合は、平均流速公式による越流水深を採用する。

また、決定された水通し設計水深に流量に応じた余裕高を加え水通し高とする。

(3) 余裕高

設計水深に対する余裕高の比が表 4-5 に示す値以下としないようにする。
なお、溪床勾配は、計画堆砂勾配を用いる。

表 4-4 余裕高

| 計画対象流量 | 余裕高 |
|--|------|
| 200m ³ /s 未満 | 0.6m |
| 200m ³ /s 以上 500m ³ /s 未満 | 0.8m |
| 500m ³ /s 以上 2000m ³ /s 未満 | 1.0m |

[解説・河川管理施設等構造令 第3章 第20条]

表 4-5 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 |

(土流設 p 10)

(4) 袖部を含めた断面部の流下

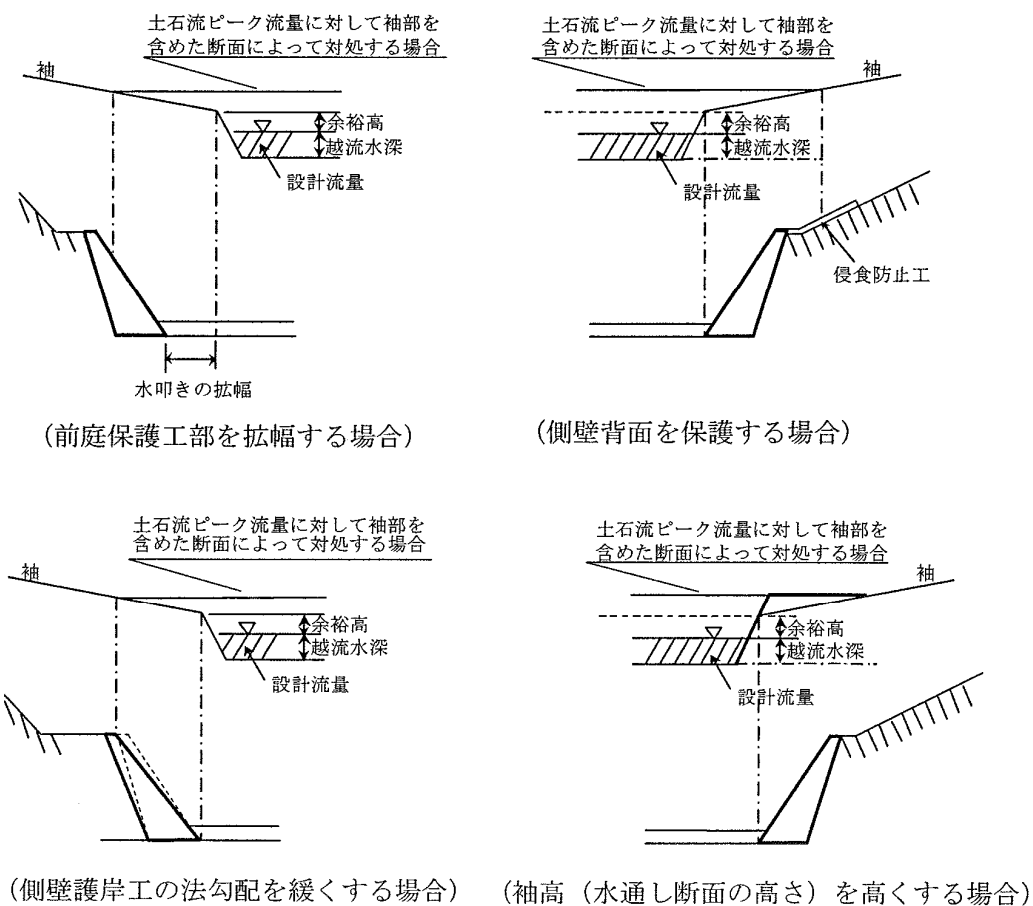


図 4-17 水通し断面

(土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対応する場合の処置例)

(土流設 p11)

(5) 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

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。

(土流設 p 9)

3. 3 堰堤断面の設計

3.3.1 堰堤の天端幅

(1) 主堰堤の天端幅

土石流捕捉のための堰堤は、衝突する最大礫径の2倍とし、水通し天端幅は3.0m以上とする。また、土砂調節のための堰堤は、水通し天端幅2.0mを標準とする。

解 説

天端幅は、堰堤サイト附近の河床構成材料、流出土砂の形態、対象流量等の要素を考慮して決定しなければならない。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。本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、天端幅は3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には別途緩衝材(緩衝効果を期待できる部材)や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は実験により確認する。

3.3.2 設計外力

本堰堤の設計には、次の外力を考慮する。

表 4-6 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 15.0m 未満 | — | 静水圧、堆砂圧、土石流流体力 | 静水圧 |
| 堰堤高 15.0m 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 |

H：堰堤高(堰堤基礎から水通し天端までの高さ)

- ・ 土石流時の土石流流体力、堆砂圧、静水圧については、下記に示す「土石流時の安定計算に用いる荷重」を用いるものとする。
- ・ 土砂調節のための砂防堰堤では土石流時の検討は行わない。
- ・ なお、土砂調節のための砂防堰堤は河床勾配2°未満の位置に設置する砂防堰堤であるが、2°以上であっても、土石流の発生が見込まれず掃流状態での土砂流下が見込まれる溪流では土砂調節のための砂防堰堤を計画する。

(土流設 p 7)

不透過型砂防堰堤（土石流区域・越流部）の設計外力

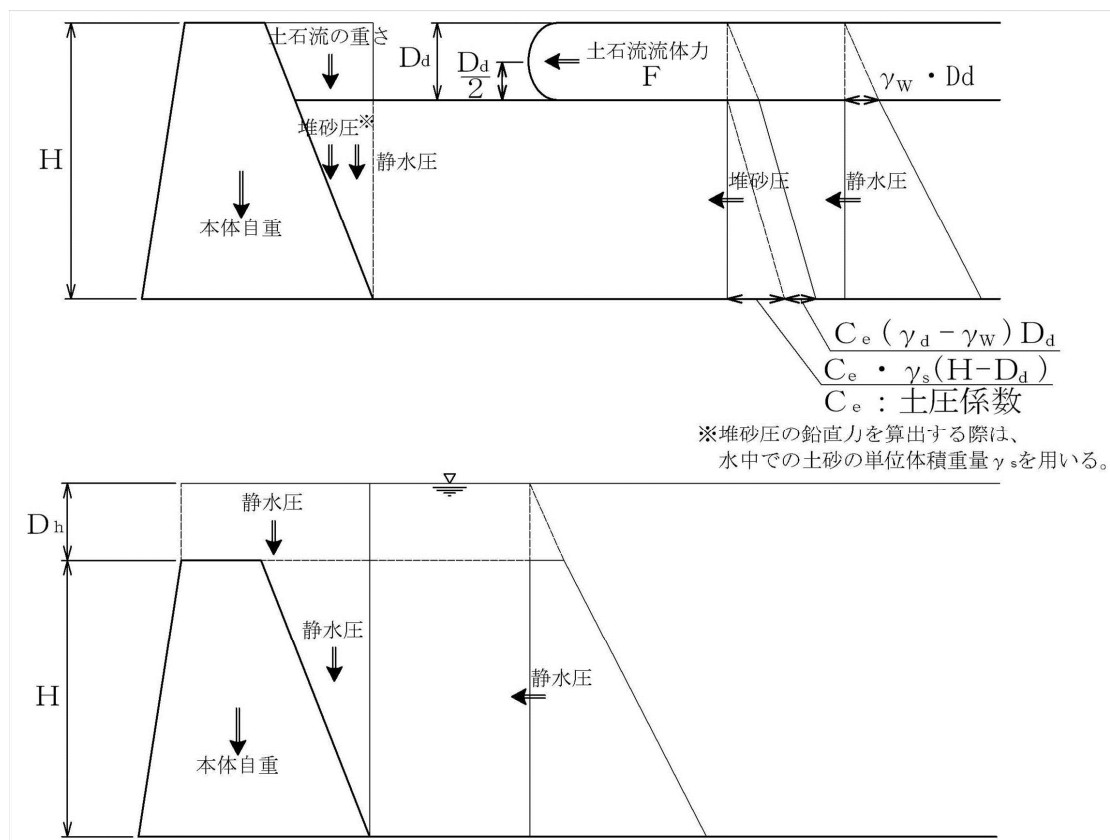


図 4-18 不透過型堰堤 越流部の設計外力図
($H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

(1) 自重

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

$$W = V \cdot \rho c$$

ここに、 W : 単位幅当りの堰堤堰体の自重 ($\text{kN} \cdot \text{m}^3$) $\{\text{tf}/\text{m}^3\}$

V : 堰体の体積 (m^3/m)

ρc : 堰体の単位体積重量 (kN/m^3) $\{\text{tf}/\text{m}^3\}$

(2) 静水圧

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

a. 静水圧は次式によって求められる。

$$\text{平常時} \quad P_{H1} = \frac{1}{2} \rho_w H^2$$

$$\text{洪水時} \quad P_{H1} + P_{H2} = \frac{1}{2} \rho_w H^2 + \rho_w h_3 H$$

b. 静水自重は次式によって求められる。

$$\text{平常時} \quad P_{V1} = \frac{1}{2} \rho_w m H^2$$

$$\text{洪水時} \quad P_{V1} + P_V = \frac{1}{2} \rho_w m H^2 + \rho_w h_3 (b_1 + mH)$$

ここに、 ρ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³) {tf/m³}

H : 堰堤高(m)

h_3 : 越流水深(m)

b_1 : 堰堤天端幅(m)

m : 堰堤上流面勾配

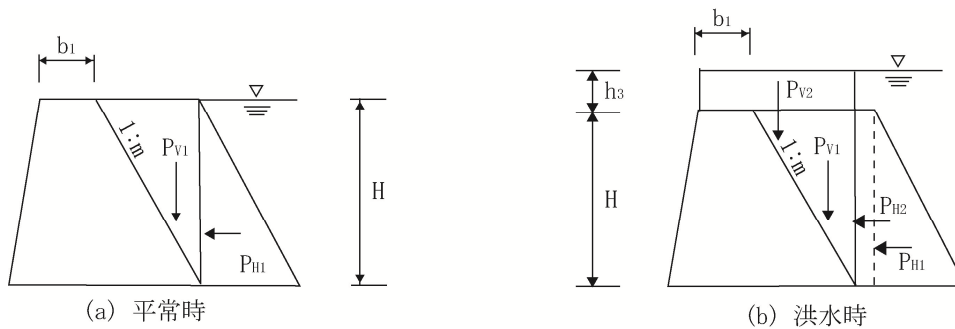


図 4-19 静水圧

(3) 堆砂圧

堆砂圧を算定するための堆砂面は、堆砂高が大きくなるほど安全側になるので一般には工事完成時に想定される堆砂高とする。

ただし、完成後 1 年以内で満砂となる場合は堰堤高としてよい。

堆砂圧は次式により求められる。

$$P_{eV} = \frac{1}{2} \rho_{st} m h_e^2$$

$$P_{eH} = \frac{1}{2} C_e \rho_{st} h_e^2$$

- ここに、 P_{eV} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²) {tf/m²}
- P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²) {tf/m²}
- C_e : 土圧係数
- ρ_{s1} : 堆砂の水中単位体積重量 (kN/m³) {tf/m³}
- h_e : 堆砂高 (m)
- m : 堰堤上流面勾配

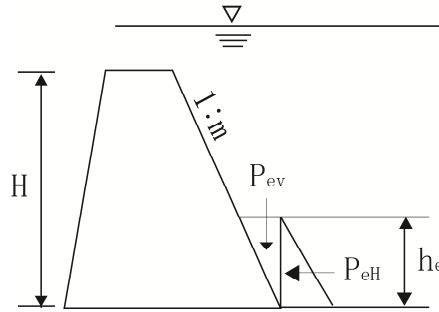


図 4-20 堆砂圧

(4) 揚圧力

(建河Ⅱp5)

揚圧力は堰堤堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし表 4-7 を基準として計算する。

表 4-7 揚圧力の大きさ

| 地盤の種類 | 上流端 | 下流端 |
|-------|-------------------------------|--------------|
| 岩盤 | $(h_2 + \mu \Delta h) \rho_w$ | $h_2 \rho_w$ |
| 砂礫盤 | $h_1 \rho_w$ | $h_2 \rho_w$ |

任意の点 X における揚圧力は次式による。

$$U_x = \left[h_2 + \mu \Delta h \left(1 - \frac{x}{\ell} \right) \right] \rho_w$$

ここに、 h_2 : 堰堤下流側水深(m)

ただし、水褥池がある場合は、洪水時: 重複高+越流水深、
また、平常時、土石流時: 重複高とし、水褥池がない場合は 0 とする。

h_1 : 堰堤上流側水深(m)

h_2 : 上・下流水位差(= $h_1 - h_2$) (m)

μ : 揚圧力係数

x : 上流端から x 地点までの浸透経路長 (m)

l : 全浸透経路長 (m)

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

b_2 : 堤底幅 (m)

d : 止水壁の長さ (m)

ρ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3) { tf/m^3 } ($W_0 = \rho_w$)

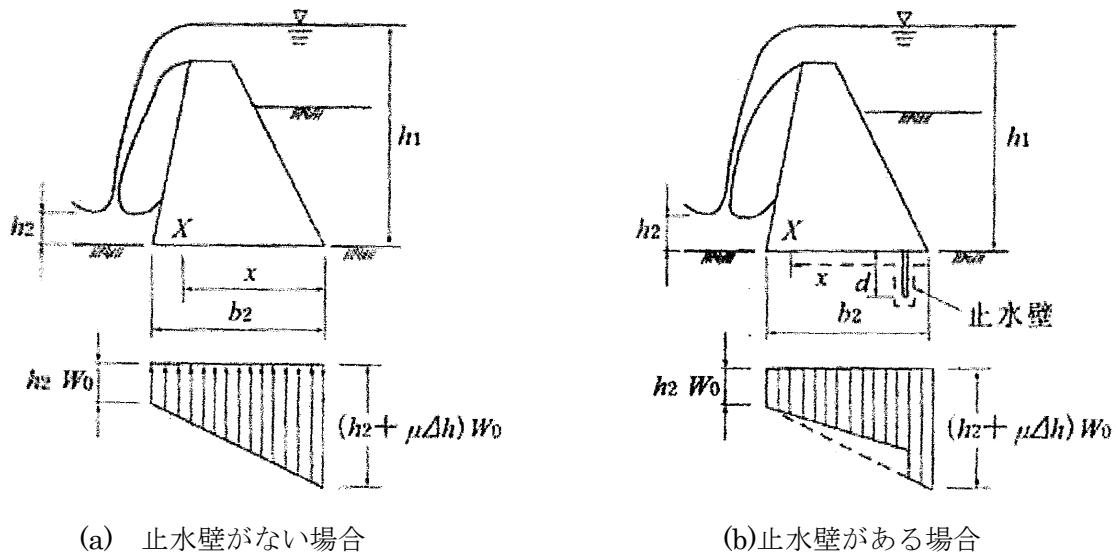


図 4-21 揚圧力の分布

(5) 地震時慣性力

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

$$I = k \cdot W$$

ここに、 I : 単位幅当りの堰堤堰体に作用する地震時慣性力 (kN/m) { tf/m }

k : 設計震度

W : 単位幅当りの堰堤堰体の自重 (kN/m) { tf/m }

砂防堰堤の設計震度 (k)

設計震度は、

表 4-8 に掲げる値以上で、基礎地盤の状況等も勘案して決定する必要がある。
管内の地域は、強震帯地域区分 (建設大臣告示第 1715 号) に相当する。

表 4-8 砂防堰堤の設計震度

| 堰堤の種類 | 地域の区分 | 強 震 帯 |
|--------------|-------|-------|
| 重力式コンクリート堰堤 | | 0.12 |
| アーチ式コンクリート堰堤 | | 0.24 |

(6) 地震時動水圧

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

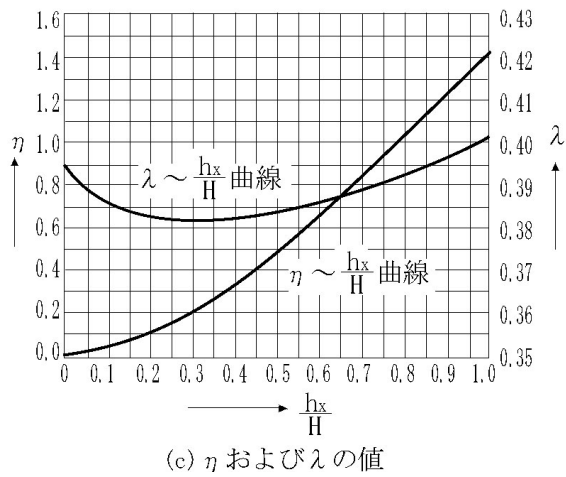
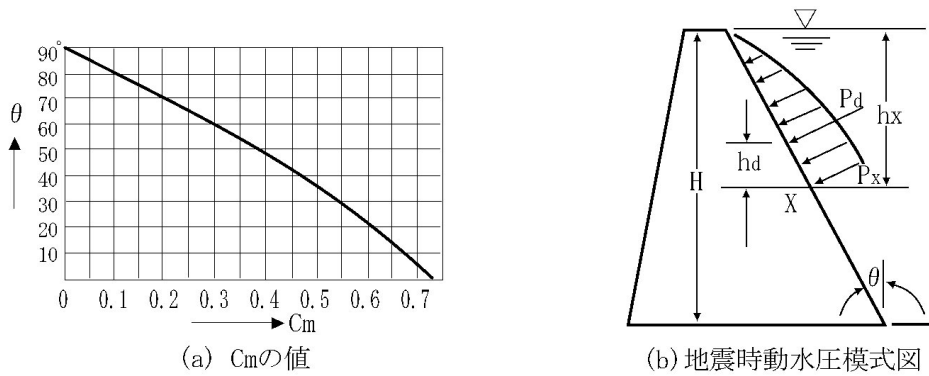


図 4-22 地震時動水圧の係数

① 堰堤上流面が傾斜している場合の式(Zanger の式)

$$P_x = C \cdot \rho_w \cdot k \cdot H$$

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

$$P_d = \eta \frac{C_m}{2} \rho_w k H^2 \sec \theta$$

$$h_d = \lambda h_x$$

ここに、 P_x : X 地点の地震時動水圧 (kN/m²) {tf/m²}

P_d : 貯留水面から X 地点までの全地震時動水圧 (kN/m²) {tf/m²}

ρ_w : 貯留水の単粒体積重量 (kN/m³) {tf/m³}

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

h_x : 貯留水面から X 地点までの水深 (m)

C_m : C が最大になるとき (P_x が最大になるとき) の C の値

(図 4-22(a)参照)

$$C_m \doteq 0.733 - 0.005752 \cdot \theta - 0.000026 \cdot \theta^2$$

θ : 堰堤上流面の鉛直に対する傾斜角

h_d : X 地点から P_d の作用点までの高さ (m)

C : 圧力係数

η 、 λ : (図 4-22(c)参照)ら求められる係数

Zanger の式に用いられる係数 η 、 λ の式を次に示す。

(砂設公 p104)

$$\eta = 1.45206483 - \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \frac{1}{3} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right)^3 - \frac{1}{2} \left\{ \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) \sqrt{\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right)} + \sin^{-1} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) \right\}$$

$$\lambda = \frac{\left[0.25 = 1.45206483 \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right)^2 - \frac{1}{12} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right)^4 \right]}{\left[-\frac{1}{6} \sqrt{\left\{ \frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right) \right\}^3} + \frac{1}{2} \left\{ \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) \sin^{-1} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right)} \right\} \right]} \cdot \eta / \frac{h_x}{h_0}$$

表 4-9 η 、 λ の値

| hx/H | η | λ | hx/H | η | λ |
|------|--------|-----------|------|--------|-----------|
| 0 | 0 | 0 | 0.50 | 0.5154 | 0.3858 |
| 0.01 | 0.0010 | 0.3938 | 0.55 | 0.5981 | 0.3868 |
| 0.03 | 0.0058 | 0.3903 | 0.60 | 0.6843 | 0.3879 |
| 0.05 | 0.0129 | 0.3883 | 0.65 | 0.7736 | 0.3892 |
| 0.10 | 0.0390 | 0.3855 | 0.70 | 0.8656 | 0.3906 |
| 0.15 | 0.0749 | 0.3841 | 0.75 | 0.9599 | 0.3922 |
| 0.20 | 0.1190 | 0.3835 | 0.80 | 1.0561 | 0.3938 |
| 0.25 | 0.1706 | 0.3832 | 0.85 | 1.1538 | 0.3956 |
| 0.30 | 0.2287 | 0.3833 | 0.90 | 1.2526 | 0.3975 |
| 0.35 | 0.2928 | 0.3836 | 0.95 | 1.3521 | 0.3995 |
| 0.40 | 0.3623 | 0.3842 | 1.00 | 1.4521 | 0.4017 |
| 0.45 | 0.4367 | 0.3849 | | | |

② 堰堤上流面が鉛直の場合の式 (Westergaard の近似式)

$$P_x = \frac{7}{8} \rho_w k \sqrt{H h_x}$$

$$P_d = \frac{7}{12} \rho_w k H^{1/2} h_x^{3/2}$$

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

上流面が鉛直に近い場合は、本式を適用しても差し支えない。なお、Westergaard の近似式より Zanger の式による値の方が小さい。

(7) 土石流時の安定計算に用いる荷重 (土石流流体力)

土石流荷重は堤体に最も危険な状態を想定するものとし、堆砂地が土石流の水深分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堤を直撃したケースを想定する。

① 土石流流体力は、速度 U をもつ土石流が壁面にあって 90° 方向を変える時に壁面に作用する流体力の算定式を用いる。

$$F = K_n \cdot \frac{r_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2$$

ここに、 F : 単位当りの土石流流体力 (kN/m) {tf/m}

K_n : 係数 (1.0 とする。)

r_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³) {tf/m³}

D_d : 土石流平均水深 (m) (3.2.1(2)「主堰堤の水通り形状及び算定式」)

主堰堤の水通り形状 U : 堰堤地点における土石流の平均流速 (m/s)

g : 重力加速度 (9.81m/s^2)

土石流流体力は $D_d/2$ の位置に水平に作用させる。

- ② 堆砂圧は、堆砂面に土石流重量が上載荷重となるので、堆砂圧はこの上載荷重による土圧 $C_e(r_d - r_w)D_d$ を加えた大きさとなる。

ここに、

C_e : 土圧係数

r_d : 土石流中の砂礫の単位体積重量 (kN/m^3)

r_w : 流水の単位体積重量 (kN/m^3)

r_s : 水中での土砂の単位体積重量 (kN/m^3)

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

$$r_w = \rho g$$

ここに、

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度

ρ : 水の密度 (kN/m^3)

σ : 礫の密度 (kN/m^3)

- ③ 静水圧については、堆砂面上は土石流流体力が作用しているので、堆砂面下の部分だけ作用することになる。

(8) 不透過型砂防堰堤（土石流区域・非越流部）の設計外力

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

ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等の特段の事情がある場合にはこの限りではない。非越流部の安定計算は、越流部と同じ堰堤高 H となる断面において、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行うことを基本とする。安定条件は本章第3節 3.3.4、設計外力は本章第3節 3.3.2に従うが、その作用位置は図 4-23に従う。

ただし、本章第3節 3.2.2(4)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。

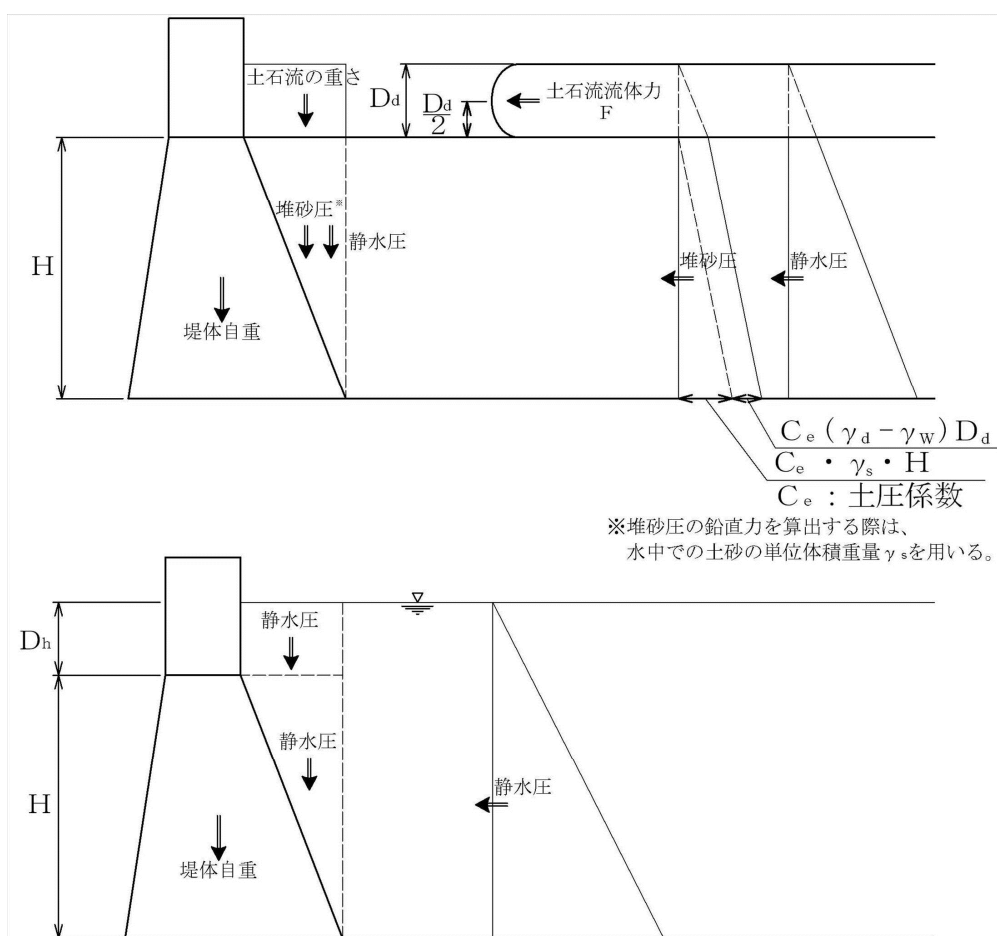
(b) 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとすると、土石流の水深が当該断面での袖部高さを上回る場合は、袖部を上回らないように堆砂面を下げ、全土石流流体力が、堰堤（袖部を含む）に作用するとして、安定計算を実施する。

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に高さが一致する断面

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。



(H < 15m、上段：土石流 下段：洪水時)

図 4-23 不透過型堰堤 非越流部の設計外力図

3.3.3 主堰堤の上下流法勾配

上下流法勾配は越流部、非越流部における安定計算により、最も経済的な断面となる勾配とする。(0.05単位)

解 説

越流部では、溪流の転石状況等から、転石落下により砂防堰堤下流法面に著しく損傷を与える恐れがある場合は、下流法勾配を1：0.2とする。

下流のり勾配を緩くする場合は、下式で求められる勾配より急にする。ただし、1:1.0を上限とする。堰堤高が高くなると(n)の値は小さくなるが、0.2を下限とする。

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

ここに、U:土砂が活発に流送され始める流速(m/s)

(堰堤地点における土石流の場合は平均流速の50%程度とする。)

H:堰堤高(m)

g:重力加速度(9.81m/s²)

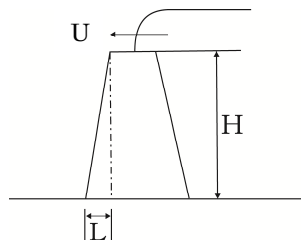


図 4-24 下流法勾配

非越流部断面の下流のり勾配は、越流部の下流のり勾配と同一とすることを標準とする。ただし、非越流部では、落下砂礫の衝撃および磨耗を考慮する必要がないので、下流面勾配を緩くすることもできる。

非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性、経済性および施工の難易等を考慮して決めるべきではあるが、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。

(砂設公 p109)

3.3.4 堰堤の安定条件

砂防堰堤として一般に用いる重力式堰堤は、その安定を保つためには、次の三つの条件を満たさなければならない。

1. 堰堤の上流端に引張応力が生じないよう堰堤の自重及び外力の合力の作用線が原則として底部の中央1/3以内に入ること。
2. 堰堤底と基礎地盤との間および基礎地盤内で滑動を起さぬこと。
3. 堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと。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。又、基礎地盤が砂礫の場合は、浸透破壊に対しても安定でなければならない。

解 説

1. については、堰堤底部の下流端を軸として転倒を起さないよう堰堤の自重及び外力の合力が堰堤底部の中央1/3点内に入ることである。

すなわち、偏心距離 e は次式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{6}$$

$$e = d - \frac{B}{2} \quad d = \frac{\sum M}{\sum V}$$

ここに、 B : 堤底幅 (m)

d : 外力の合力移用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

$\sum M$: 堤底の上流端を支点として単位幅当り断面に作用する外力のモーメントの合計 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) $\{\text{tf}\cdot\text{m}/\text{m}\}$

$\sum V$: 単位幅当り断面に作用する鉛直外力の合計 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) $\{\text{tf}\cdot\text{m}/\text{m}\}$

e : 合力の作用点の堤底中央からの偏心距離 (m)

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。一般に Henny の式により確かめられる。

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

ここに、 n : 安全率

- ・ 岩盤基礎の場合は、 $n=4$ とする。
- ・ 砂礫基礎の場合は、せん断強度が小さいため一般に式の τ_0 を無視して計算する 경우가多く、堰堤高が 15m 未満の場合は $n=1.2$ 、堰堤高が 15m 以上とする場合は $n=1.5$ とする。

f : 摩擦係数 (第3章 表 3-4 参照)

V : 単位幅当り断面に作用する鉛直力 (kN/m) $\{\text{tf}/\text{m}\}$

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力(kN/m) {tf/m}

l : せん断抵抗を期待できる長さ(m)

τ_0 : 基礎地盤のせん断強度(kN/m²) {tf/m²}

① 堰堤内部の滑動に対する安定は $1.5 \leq \frac{f \times V}{H}$ を満足しなければならない。

② 堰堤の堤体と基礎地盤との接触面における滑動に対する安全は

堤体と砂礫基礎

$$H < 1.5 \text{ m} \quad n = 1.2$$

$$H \geq 1.5 \text{ m} \quad n = 1.5$$

堤体と岩盤基礎

$$H < 1.5 \text{ m} \quad n = 4.0$$

$$H \geq 1.5 \text{ m} \quad n = 4.0$$

3. については、

- ① 堤体破壊に対しては堤体の任意箇所の最大圧縮および引張応力がその許容圧縮および引張強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、堤体に生ずる最大圧縮応力が基礎地盤の許容圧縮強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。
- ③ 堰体内に生じる最大応力が、材料の許容応力度を超えないとともに、地盤の受ける最大応力が地盤の許容支持応力度以内であること。この場合の最大応力度の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

イ. 基礎地盤が受ける応力は、合力の作用点が堤底中央の底面幅 1/3 以内にある場合、上・下流端の応力は、次式より η 求められる。

$$\sigma_u = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$\sigma_d = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

ここに、 σ_u : 上流端応力(kN/m²) {tf/m²}

σ_d : 下流端応力(kN/m²) {tf/m²}

ロ. 堰体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。

堰体内に生じる最大応力度は、堰堤の下流面勾配の方向に発生する。その大きさは次式で与えられるが、砂防堰堤ではこの条件が断面設計の際に問題になることはない。

[河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [I] 第2章 5.3]

$$\sigma_{\max} = (1+n^2)\sigma_d$$

ここに、 σ_{\max} : 堰堤内の最大圧縮応力 (kN/m²){tf/m²}

n : 下流面勾配

σ_d : 下流端応力 (kN/m²){tf/m²}

ハ. 地盤の受ける最大応力が地盤の許容支持応力度以内であること。

$$\sigma_d \leq q_a$$

ここに、 σ_d : 下流端応力 (kN/m²){tf/m²}

q_a : 地盤の許容支持力 (kN/m²){tf/m²} (表 3-3 参照)

基礎地盤が砂礫の場合は、1、2 のほかにクイックサンドおよびパイピングに対する安全性をも検討しなければならない。

砂礫地盤のパイピングに対する安定

[第 42 回建設省技術研究会報告 (昭和 63 年度)]

基礎地盤と構造物底面の接触面に沿う洗掘がパイピングの原因であると仮定し、基礎地盤に加わる平均水頭勾配 i (上下流の水位差 Δh /接触面に沿って進むクリープ長 ℓ) の値が限界値より小さい場合には安全であるとする方法である。

a. Lane(レーン) のクリープ比(R_{c1})による方法

水平透水係数を k_h 、垂直 (45 度より急) 透水係数を k_v とすると、クリープ線の水平方向の単位長さ当たりの水頭損失は垂直方向の 1/3 倍程度であり、ウェイトを付けたクリープ比の考え方を用いる。

$$R_{c1} \leq \frac{1/3 \cdot \ell + 2d + e_1 + e_2}{\Delta h}$$

b. Bligh (ブライ) のクリープ比 (R_{c2}) による方法

$$R_{c2} \leq \frac{\ell + 2d + e_1 + e_2}{\Delta h}$$

ここに、 e_1 : 砂防堰堤底上流端から堆砂天端までの浸透路長(m)

e_2 : 水叩き底面から天端までの浸透路長(m)

Δh : $h_1 - h_2$ (堰堤上下流基盤面からの水位差)(m)

ℓ : 構造物と地盤の接触面の水平部分(<45°)の長さ(m)

d : 止水壁部分(>45°)の長さ(m)

表 4-10 レーンおよびブライのクリープ比

| 基礎の構成材料 | R_{c1} | R_{c2} |
|----------------|----------|----------|
| 非常に細かい砂あるいはシルト | 8.5 | 18 |
| 細砂 | 7.0 | 15 |
| 中粒砂 | 6.0 | - |
| 粗砂 | 5.0 | 12 |
| 細砂利 | 4.0 | - |
| 中砂利 | 3.5 | - |
| 砂・砂利混合物 | - | 9 |
| 玉石を含んだ粗砂利 | 3.0 | 4~6 |
| 若干の玉石および砂利を含んだ | 2.5 | - |
| 転石 | 3.0 | - |
| 柔らかい粘土 | 2.0 | - |
| 中軟粘土 | 1.8 | - |
| 堅い粘土 | 1.6 | - |
| 非常に堅い粘土または硬質地層 | | |

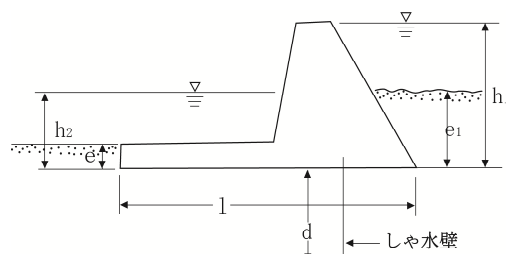


図 4-25 パイピング

3. 4 主堰堤の水通天端処理

水通し部は、通常流水の他に洪水流や土石流が流下し、細粒土砂や石礫により摩耗や欠損されることが考慮されるため、堤冠部は土質によらず富配合コンクリートで保護するものとする。

解 説

砂防堰堤の水通しの天端は、流水と流送土砂礫によって磨めつされる。磨めつが進行するとその部分が低くなり流水が集中するからますます磨めつが促進されて、ついには破壊をまねくことになる。したがって、水通天端は摩耗に対して十分な強度を有するもので保護する必要がある。これより、堤冠部は土質によらず富配合コンクリートを採用する。堰堤水通部の保護範囲と工法は次のとおりである。

(堤冠コンクリートの形状および範囲)

本堤コンクリートとの打継目は階段状とし、水平方向に 0.25m、鉛直方向に 0.5mを標準としてその平均線が設計図に大体合致するように施工する。コンクリート量計算にあたって図 4-26 参照のこと。

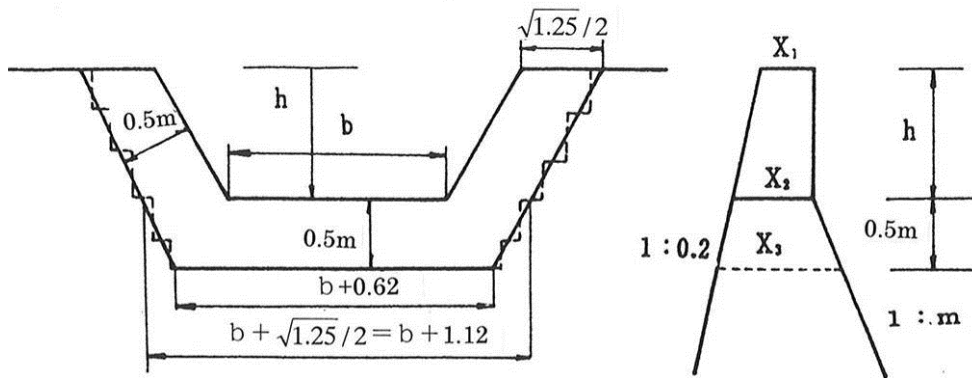


図 4-26 堤冠コンクリートの範囲

富配合コンクリート立積 v の計算

$$v = \frac{(b+0.62) + (b+1.12)}{2} \times \frac{X_2 + X_3}{2} \times 0.5$$

$$+ 0.56 \times \frac{X_1 + X_2}{2} \times h \times 2$$

- ① 膠石^{こうせき}コンクリート工 (グラリシックコンクリート工)、富配合コンクリート工
- 粗骨材とセメントで構成され、特に耐久性に優れており広く用いられる。
 - 堤冠コンクリートの必要幅には残存型枠は含まないものとする。
 - 堤冠保護の範囲は図 4-27 のとおりである。

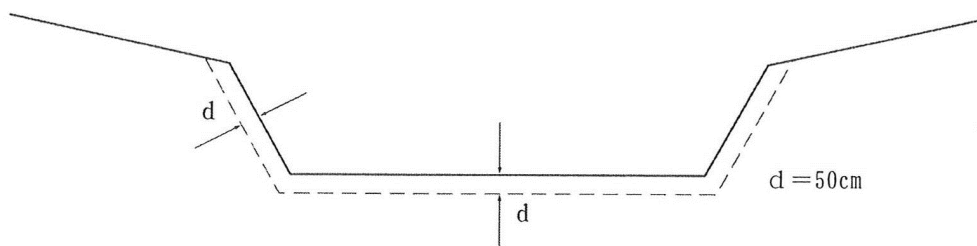


図 4-27 堤冠保護の範囲

表 4-11 コンクリート配合表

| 種別 | コンクリートの種類 | 呼び強度 N/mm ² | スラブ [*] cm | 粗骨材 最大寸法 | セメントの 種類 | 水セメント 比% 以下 | 単位セメント量 kg | 空気量 % | JISの 有無 | 摘要 |
|-----------|-----------|---------------------------|------------------------|-------------|-------------|-------------------|---------------|----------|------------|----|
| 膠石コンクリート | 普通 | — | — | 80 | BB | (34) | 600以上 | | — | |
| | | | | 40 | | | | | | |
| 富配合コンクリート | " | — | 5 | 80 | " | (40) | 300以上 | (4.0) | — | |
| | | | | 40 | | | | | | |

② 張石工 [砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法]

- a. スリット部を良質、緻密、堅固な石材で張石をする。
- b. 石材はすべて流水方向に長手使いとする。特に上下流端は大きな石材とする。
- c. コンクリートと一体にするためにエポキシ系の接着剤を用いる。

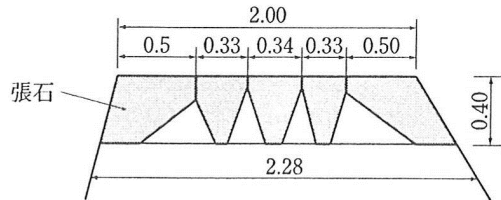


図 4-28 張石工 (例)

③ 鉄材コンクリート (ノンジュソクコンクリート工)

[砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法]

鉄粉とセメントで構成される材料で、透過部を覆うもの。

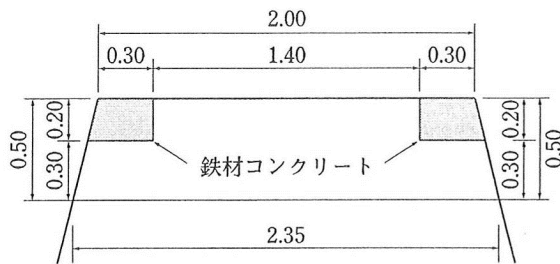


図 4-29 鉄材コンクリート工 (例)

④ 鋼板保護工

[砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法]

厚さ 9.0mm 程度の鋼板で保護する工法。

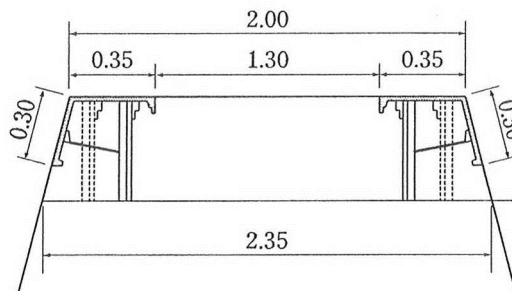


図 4-30 鋼板工 (例)

⑤ ラバースチール

ゴムと鉄板の複合による。

ゴム中に鉄板を完全に接着し埋め込んだ構造のラバースチールで、透過部を覆うもの。ラバースチールは、ゴムの持つ「緩衝性、耐磨耗性」および鉄の「強靱性」とを兼ね備える部材である。

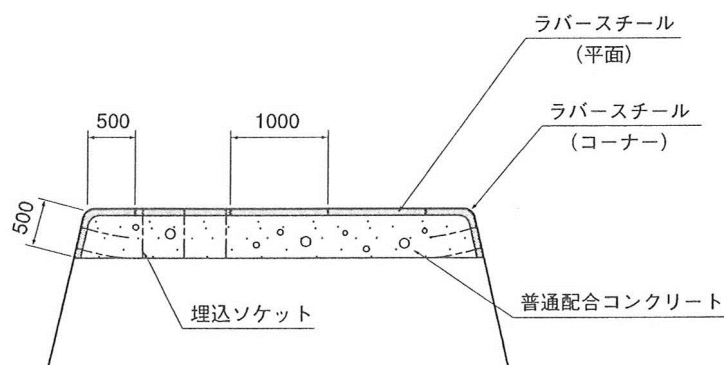


図 4-31 ラバースチール (例)

3.5 袖の設計

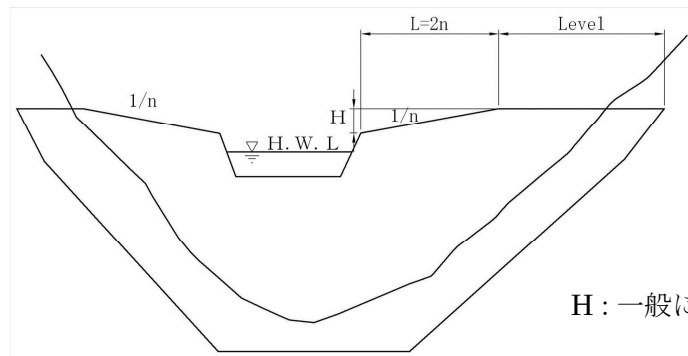
3.5.1 一般

1. 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、安全な構造とする。
2. 袖天端の勾配は、土石流区域では、現河床勾配とし、その他は上流の平常時堆砂勾配と同程度かそれ以上とする。
3. 屈曲部における堰堤の袖高は、偏流を考慮して定める。
4. 袖天端巾は原則として1.5m以上とする。
5. 土砂の場合の袖部の基礎は、原則として水通し天端面以下とすること。
6. 袖の両岸におけるかん入は堰堤基礎と同程度の安全性を有する地盤まで行うものとする。また、袖かん入部の形状は、地山が土砂の場合段切りとし、岩盤の場合は、地山勾配とする。
7. 両岸の地山状況により袖を曲げる場合は、上流側に折り曲げることとする。この場合の袖端部の高さは流心の同地点における余裕高を含んだ高さ以上とすること。なお、詳細については、本章第3節3.5.2袖折れ堰堤の設計に示す。
8. 袖部の下流勾配は直または、本体の下流のり勾配に一致させる。

解説

1. 堰堤の袖部は非越流を原則とするため、計画高水位以上の安全な高さとし、地山に十分取り付けて構造的にも強固なものにしなければならない。
2. 土石流区域の堰堤では、袖勾配は、現河床勾配程度とする。
3. その他の堰堤は平常時堆砂勾配程度とする。

4. 勾配のある袖の長さは、袖勾配の分母の数字を距離の 2 倍に読み替えた程度とするが、上流の荒廢状況に応じ長くする対応を講ずる。
5. 袖の勾配部は原則として地山までとし、短いほうに合わせて左右岸は同じ長さとする。
6. 左右岸の袖の長さが著しく異なり、極端に袖高が高くなる場合は左右岸の同じ長さまで勾配をつけ、あとは水平もしくは緩勾配とする。



H: 一般に $H \leq 2.0\text{m}$ とする.

図 4-32 袖天端の長さ と 勾配

7. 本分中の 5 及び 6 については下図による。

岩盤の場合

土砂の場合

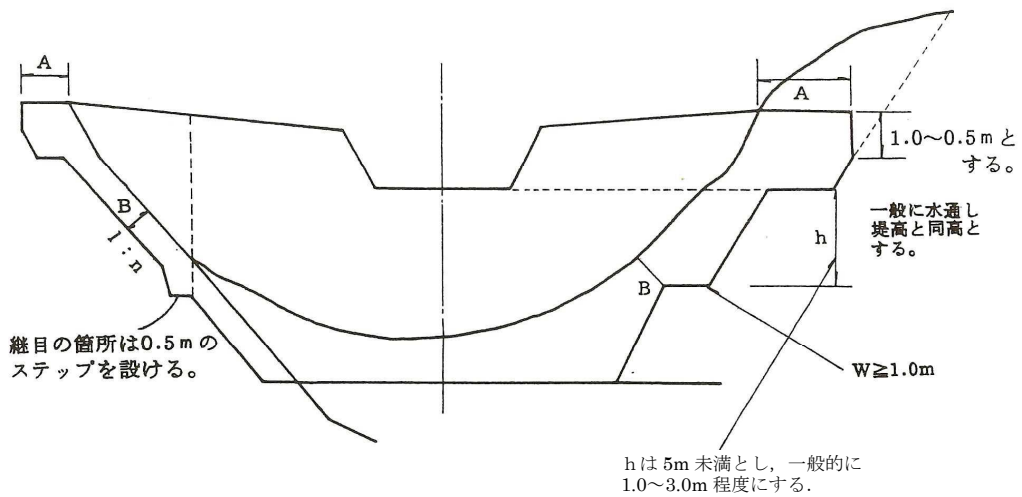


図 4-33 袖の根入れ

表 4-12 袖の根入れ寸法

※A・Bは堰堤軸における寸法

| | A の 寸 法 | B の 寸 法 | 下流側最小根入れ |
|--------|------------|------------|----------|
| 土 砂 | 3.0 程度 (m) | 3.0 程度 (m) | 2.0 以上 |
| 軟 岩 | 2.5 " | 2.0 " | 1.5 " |
| 中硬岩・硬岩 | 2.0 " | 1.5 " | 1.0 " |

段切りは、直高で最大 5.0m 未満とし、水平にステップ設ける段切勾配は下表による。なお、下表の勾配を適用する直高は、2m 以上の水平ステップに区切られた 5.0m 未満の掘削面で使用する。それ以外は、注 2) に従い設定する。

なお、最も経済的となる段切勾配・高さ・水平ステップの組合せを選定すること。

下流側の最小根入れについては、水通し前面から 2.0m 下流を目安とする。ただし、下流が緩勾配の場合には、設定位置を見直すこと。

表 4-13 直高 5m 未満の段切勾配

| 土 質 | 段 切 勾 配 |
|------------|---------|
| 土砂 | 1 : 0.5 |
| 礫混り土、転石混り土 | 1 : 0.5 |
| 軟岩 | 1 : 0.3 |
| 中硬岩・硬岩 | 1 : 0.3 |

- 注 1) 堰堤軸に直角方向の掘削法勾配も本表に準ずる。
- 2) 袖部の掘削において直高 5m 以上の場合又は、直高 5m 未満で水平ステップ 2.0m 未満の切勾配は、一般的に岩盤 1 : 0.3 その他は 1 : 0.6 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、地山に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、施工が困難になる恐れがある。また、広範囲な掘削範囲によるほかの構造物への影響、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、工事の安全確保が困難になる場合は、大規模な掘削は行わない袖部処理（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、ほかの構造物への影響
- ・自然環境や景観保全への影響

（土流設 p 20）

~~~~~

平成 27 年 6 月 1 日

国土交通省水管理・国土保全局

砂防部保全課

砂防堰堤の袖部を施工する際、地山の掘削が大規模となり、安全性や施工性などにおいて大きな影響が生じる場合においては、特例的に、以下の通り試行することとしますので、お知らせします。

1. 砂防堰堤袖部処理の方針

現場の地形条件によっては、砂防堰堤の袖部を地山へ嵌入するために大規模な掘削をせざるを得ない場合があります。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ります。また、広範囲な掘削範囲による他の構造物への影響、自然環境や景観に対する影響等の問題があります。

このため、砂防堰堤の袖部処理について、関係指針に基づいて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、工事の安全確保が困難になる場合には、大規模な掘削を行わない袖部処理（以下、袖部対策工という）を試行するものとします。

（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、ほかの構造物への影響
- ・自然環境や景観保全への影響

2. 袖部対策工の設計について

本来、袖部の嵌入は、表流水や地下水の侵食、浸透による地山の弱体化、破壊により、砂防堰堤の機能が損なわれないために行われています。また、袖部の嵌入後は、地山嵌入部を風化・侵食等から保護する目的で、間詰工や護岸工等が実施されています。そのため、袖部対策工の設計にあたっては、袖部の嵌入及び間詰工等が本来有しているこれらの機能が十分確保されるよう、以下の事項について留意してください。

（1）袖部対策工の形状

袖部の地山斜面を掘削せずに行う袖部対策工は、砂防堰堤の上下流に設けるものします（図）。

袖部対策工の厚さ（幅）は、関係機関の指針に具体の規定が無い場合、従来の嵌入

深程度を確保するものとします。また、上下流方向の長さは、下流方向に嵌入深の1倍以上、上流方向に3倍以上確保することを基本とします。

(2) 袖部対策工の施工材料

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

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

(3) 越流・侵食に対する対応

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

(4) 施工上の留意点

袖部対策工の施工は、砂防堰堤本体と同時期に施工するものとします。

また、袖部対策工を施工する際には、施工箇所之地山の表土（風化が著しく、また落葉や腐植を含み空隙に富む層）を除去するものとします。

(5) その他の留意事項

袖部対策工の部分は砂防堰堤の堤体外として扱い、安定計算には含めないものとします。

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

以上については、都道府県において既に運用されている袖部処理の考え方を否定するものではありません。

なお、今後、試行結果を踏まえながら、引き続き袖部処理の方法について、検討を行う予定です。

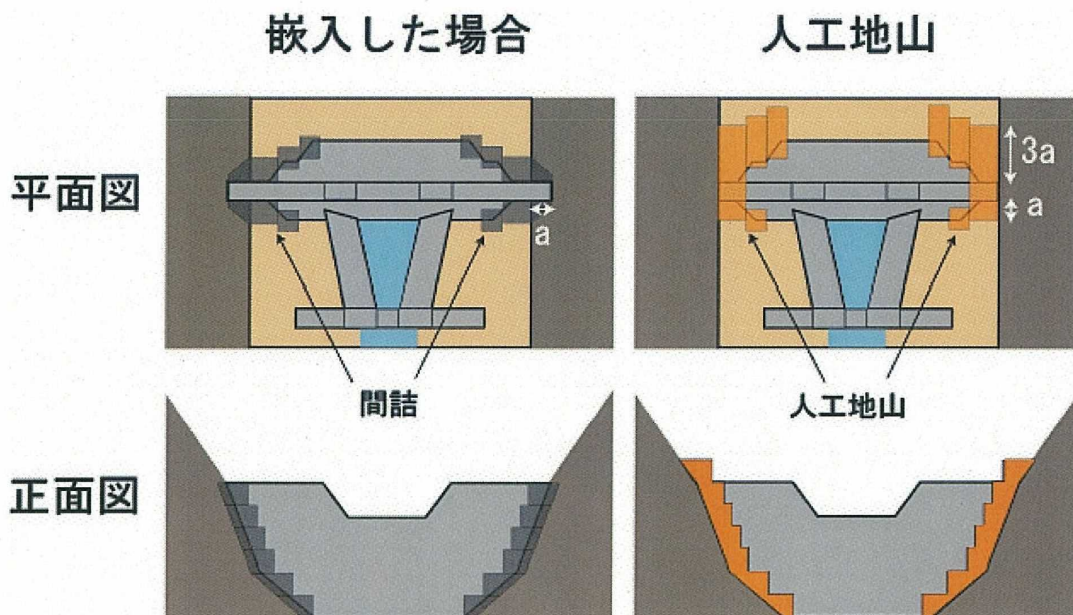


図 4-34 袖部対策工の施工イメージ

8. 袖部の破壊に対する構造計算

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

解 説

a. 袖部の破壊に対する構造計算で用いる設計外力は、以下に示す3種類とし、それらが袖部に作用する位置は、図 4-35 に示す通りとする。

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

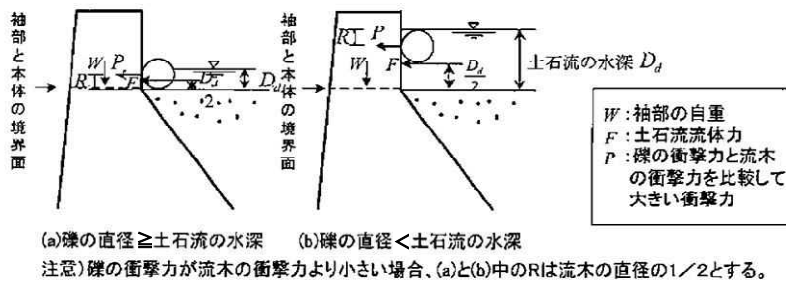


図 4-35 袖部と本体の境界面および設計外力とその作用点

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 4-35 に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面の近傍で衝突するものとする。土石流の水深が礫径および流木径より小さい場合は、礫および流木は、堆砂面上を流下して衝突するものとする。土石流の流速と水深は、本章第 3 節 3.2.1(2)②. 土石流の水深に示した方法に基づき算出するものとする。

b. 土石流流体力については、本章第 3 節 3.3.2 設計外力(7)を参照のこと。

c. 礫の衝撃力は、以下の通りとする。

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力 (P) 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量を設定する。マスコングリートでは次式で推定できる。

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

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}, \quad n_1 = \frac{1}{m^2}$$

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1 n} \right)^{2/5}, \quad \beta = (E + 1)^{-0.8}, \quad E = \frac{m_2 U^2}{m_1}$$

ここに、

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)

流木の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。
 (土流設 p63)

d. 流木の衝撃力

(土流設 p65)

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。

流木の弾性係数は、表 4-14 を用いて良い。

表 4-14 主要樹種の弾性係数

| 樹種 | 密度 (kg/cm ³) | ヤング係数 (×10 ⁹ N/m ²) | ポアソン比 |
|--------|-----------------------------|---|-----------------|
| | | E _L | ν _{LR} |
| スギ | 330 | 7.35 | 0.40 |
| エゾマツ | 390 | 10.79 | 0.40 |
| アカマツ | 510 | 11.77 | 0.40 |
| ブナ | 620 | 12.26 | 0.40 |
| キリ | 290 | 5.88 | 0.40 |
| ミズナラ | 700 | 11.28 | 0.40 |
| ケヤキ | 700 | 10.30 | 0.40 |
| イチイガシ | 830 | 16.18 | 0.40 |
| ニセアカシア | 750 | 12.75 | 0.50 |

改訂4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所監修 2004年 p135より

e. 構造計算

構造計算は、以下に示す2つの検討により安全性を確認する。

- ① 上記設計外力に対して、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。せん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を拡げるか、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。
- ② 袖部破壊の主因である衝撃力は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下とする。なお、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、それらの鉄筋あるいは鉄骨は袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。

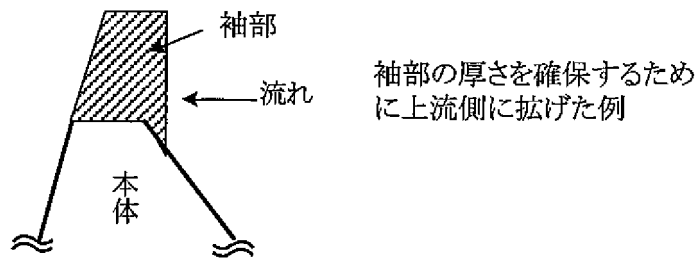


図 4-36 袖部の断面

3.5.2 袖折れ堰堤の設計

袖の形状は、一般には直線を原則とするが、堰堤施工位置が限定され、かつ直線では良好なダムサイトが得られない場合は、袖折れ堰堤が計画できるものとする。

解 説

堰堤施工位置が限定され、かつ直線では良好なダムサイトが得られない場合は、上流側へ袖を折った堰堤を計画することができるものとするが、異常な洪水や土石流等の外力を受けた場合、袖折れ部に予想外の応力が集中する恐れがあるため、折れ角度は 45° 以下が望ましい。折れ点は、収縮目地から 3.0m 以上離すこととする。

また、折れ部より袖端部までの袖勾配は、本章第3節 3.5.1 の袖勾配に、計画堆砂勾配を考慮して決定するものとする。

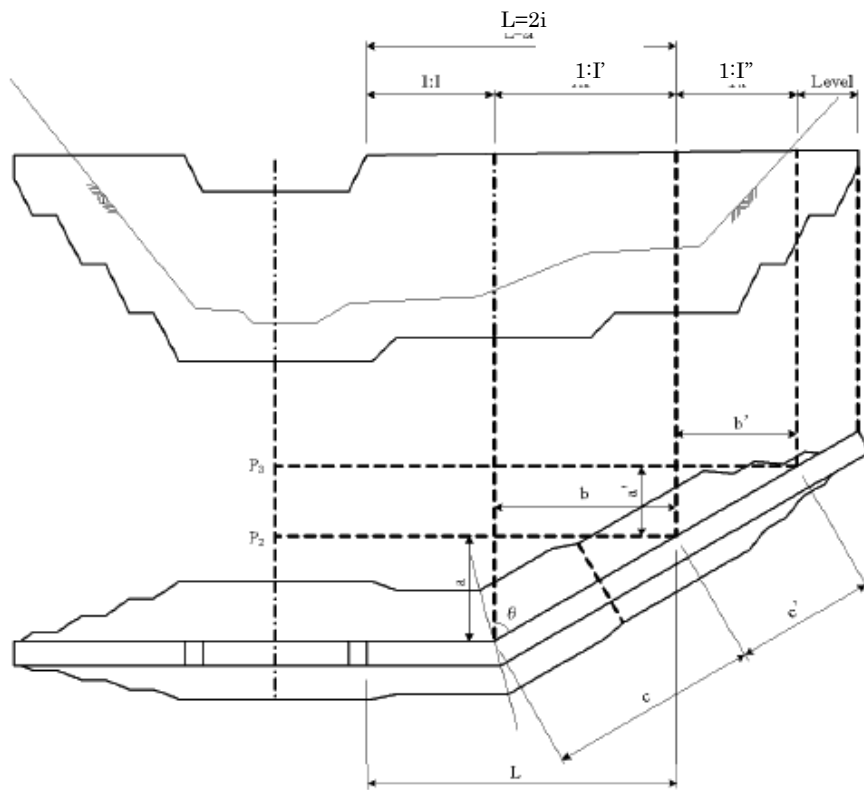


図 3.5.18

i : 現溪床勾配

I : 計画堆砂勾配

I', I'' : 折れ部の袖勾配

θ : 袖折れ角度

$$a = c \cdot \cos \theta \quad b = c \cdot \sin \theta \quad a' = c' \cdot \cos \theta$$

$$\frac{c}{I'} = \frac{c}{I} + \frac{b}{i} = \frac{c \cdot \cos \theta}{I} + \frac{c \cdot \sin \theta}{i}$$

$$\frac{I}{I'} = \frac{\cos \theta}{I} + \frac{\sin \theta}{i}$$

$$\therefore I' = \frac{I \cdot i}{i \cos \theta + I \sin \theta}$$

$$\frac{c'}{I''} = \frac{a'}{I} = \frac{c' \cos \theta}{I}$$

$$\frac{I}{I''} = \frac{\cos \theta}{I}$$

$$\therefore I'' = \frac{I}{\cos \theta}$$

図 4-37 袖折れ堰堤の設計

<参考>袖折れ堰堤割増しコンクリート (V) および型枠 (A) の算出法

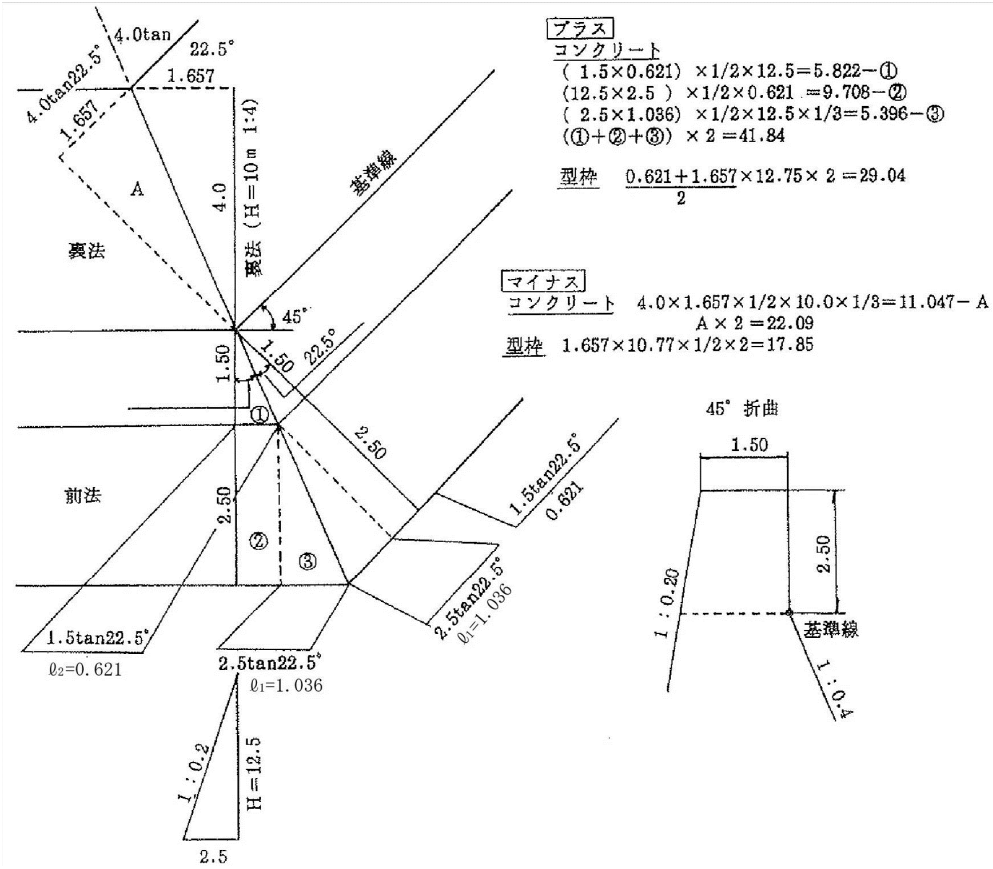


図 4-38 袖折れ堰堤 割増コンクリートおよび型枠

3.5.3 袖部分が長い場合の処理

堰堤サイトの状況等により堰堤延長が長くなる場合は、袖部（非越流部）の断面は経済性を考慮して下図の如く上流側を直又は2分とした逆断面とする。

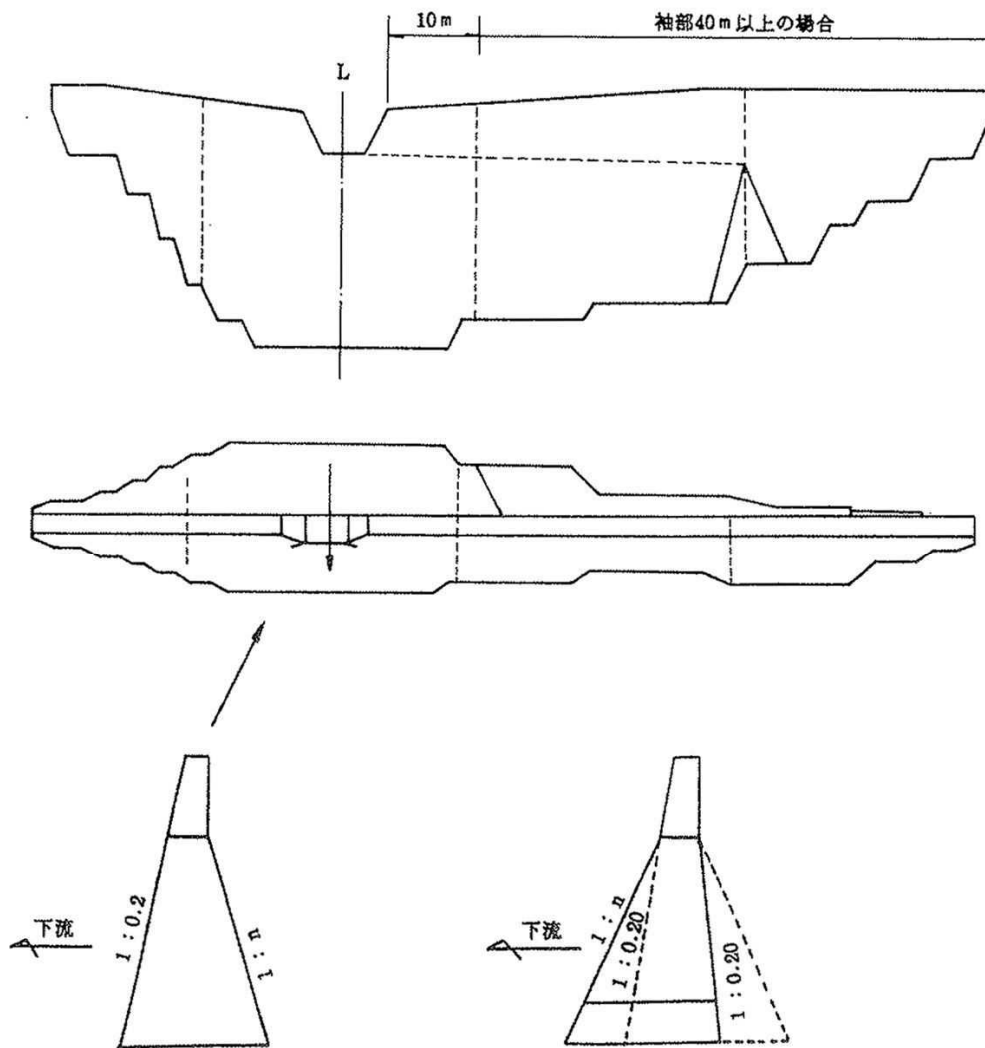


図 4-39 袖部分が長い場合の断面

3.6 主堰堤の基礎

3.6.1 基礎部の設計

堰堤の基礎は、所要の支持力並びに剪断摩擦抵抗力を有し、浸透水等により破壊しないようにしなければならない。

堰堤の基礎は、必要に応じ、カットオフ、しゃ水壁等により補強するものとする。

解説

地すべり地または軟弱地盤等においてやむをえず砂防堰堤を計画しなければならない場合には、杵堰堤等地盤支持力に適したタイプを選ぶこと。

3.6.2 設計条件

砂防堰堤の基礎は岩盤及び砂礫とし、地盤支持力、地盤せん断力、貫孔作用、下流洗掘等の設計事項を検討の上、安全を確かめなければならない。

3.6.3 岩盤基礎

砂防堰堤の基礎はやむを得ない場合を除いて岩盤とする。 (建河Ⅱp13)

解説

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

① 剪断摩擦抵抗力

基礎は堰堤の応力に対し十分な強さのせん断摩擦抵抗力を有しなければならない。

解説

堰堤基礎は、重力堰堤では岩盤面及び岩盤内にアーチ堰堤では任意の水平断面に於ける岩盤内に堰堤からの荷重によるすべりを生じない様にすれば支圧応力等に対しては十分安全である。堰堤破壊の主原因は剪断応力に起因するケースが多く、このため堰堤高さが15m以上の場合は必要に応じて剪断試験を行い内部摩擦角及び剪断強度を実測して、剪断摩擦抵抗力を確かめなければならない。

(砂防関係法令例規集第六編第三章砂防堰堤基礎地盤検査要領(案)の制定についてを参照)

② 剪断摩擦安全率

岩盤における堰堤基礎の剪断摩擦安全率は、ヘニー（Henny）の式より得られる値を採用し原則として4とする。

解 説

剪断摩擦安全率の決定に当たっては、堰堤を設置する溪流の大きさ、流域の評価及びその堰堤の目的の防御対象となる地域の社会的、経済的重要性を考慮する必要がある。

③ 基礎処理

基礎の応力変形及び透水性に対して問題がある場合は必要に応じて適切な基礎処理を行わなければならない。（建河Ⅱp13）

解 説

基礎の安全性を検討した結果所要の安全率を下まわる場合は所定の強度まで掘削するか面的に一部でなければグラウト等を実施して間げき水圧の低下を図るか弱部を置き換えて補強するか、PS工などの方法を講じるかして岩盤の安全性の改善を図る。

堰堤の安定上透水性に問題のある場合は、止水工及びドレーン工を行い水密性を高めるとともに間げき水圧の減少を図らなければならない。

3.6.4 砂礫基礎

堰堤の基礎として砂礫地盤を用いる場合は、原則として均一な地層を採用するものとする。

① 地盤支持力

基礎は堰堤の応力に対して十分な支持力を有しなければならない。

解 説

砂礫基礎の安全支持力は、砂礫の支持力と揚圧力で求まるのが一般であるが揚圧力を無視して安全支持力を決定するのが普通である。高さが15m以上の堰堤では、必要に応じて載荷試験を実施し荷重－沈下－地盤反力の底面分布の関係より支持力を推定する。

② 剪断摩擦抵抗力

基礎は堰堤の応力に対して十分な強さの剪断摩擦抵抗力を有しなければならない。

解 説

砂礫基礎は、堰堤からの荷重により砂礫層中にすべりを生じないようにすることは勿論堰堤底面との接触面に於いても十分な強さを有しなければならない。堰堤高さが1.5m以下の堰堤では、踵部にカットオフを設けることにより十分な強さが得られる場合が多い。

堰堤高さが1.5m以上では必要に応じて大型供試体による直接剪断、三軸圧縮剪断試験等の実測により、砂礫層幅及び堰堤接触面の剪断抵抗力を推定しなければならない。

③ 剪断摩擦安全率

基礎の剪断摩擦安全率は、 $\frac{f \cdot v}{H} \geq 1.5$ を原則とする。 (建河Ⅱp11)

解 説

砂礫基礎の砂防堰堤の安全率は、一般には1.5とする。堰堤高さが1.5m未満では、1.2を採用する。

④ 貫孔作用

堰堤の基礎地盤には、貫孔作用を起させてはならない。

解 説

基礎地盤の浸透水による圧力により下流側の地盤が押し上げられたり、基礎地盤をみだしたり、空洞を作ったりしてついに、堰堤破壊の原因となる場合があるので注意を要する。

⑤ 下流洗掘

越流水により堰堤基礎を洗掘侵食させてはならない。

解 説

越流水による下流側の河床洗掘に対し、堰堤基礎を必要な深さまで入れるかコンクリート水叩を実施しなければならない。

⑥ 基礎処理

砂礫基礎の支持力・地盤摩擦抵抗力及び貫孔作用に対して問題がある場合は、必要に応じて適切な基礎処理を行わなければならない。

解 説

基礎の支持力について所定の安全率を下まわる場合は、基礎杭工法、固結工法、砂防ソイルセメント工法等を実施して地盤の改善を図るか堰堤敷巾を広くして堰堤重量を分布させたり、水叩部分の部にも重量を負担させる。地盤摩擦抵抗力については矢板工、ケーソン工等を実施するか、クラウト等の水密工法を行って揚圧力を減少させるかして、所定の安全率を確保しなければならない。

又、貫孔作用に対し所定の流線長が不足する場合は、堰堤基礎巾を長くするか、カットオフを設けるか、矢板工、地中壁工等を実施して流線長を確保する。又、不透水層が存在する場合、必要に応じて不透水層までの止水壁を設けて貫孔作用に対処しなければならない。

3.6.5 基礎の根入れ

堰堤底盤の基礎根入れは土質により下表を標準とすること。

表 4-15 基礎の根入れ

| 土 質 | 根 入 れ |
|--------|---------|
| 土 砂 | 2.0m 以上 |
| 軟 岩 | 1.5m 以上 |
| 中硬岩・硬岩 | 1.0m 以上 |

解 説

堰堤築造箇所の溪床が硬岩（クラックの極めて少ない風化作用のない）であれば基礎根入れは浅くてすむが、軟岩あるいはひびわれの多い場合はその程度に応じ1.5mは必要である。

一般に砂防堰堤を施工するような箇所では前述のような箇所はまれであり、仮に存在する場合でも掘削その他により岩盤を露出させることになり、そのために生じる風化作用、さらに施工精度を考慮して最少1.0mの根入れを確保するものとしたのである。

砂礫層にあつては堰堤基礎部の土質及びその状態により2.0m以上の根入れとする。

溪床の場合は下流保護のため水叩き、あるいは副堰堤を施工することが必要であるが、この場合でも基礎根入れは2.0m以上を確保することが堰堤の安全性から望ましい。

また基礎面を水平にすることは、極端な凸凹、傾斜面をもつ基礎には堰堤内部に不等応

力やその他有害な因を作らないためのものである。

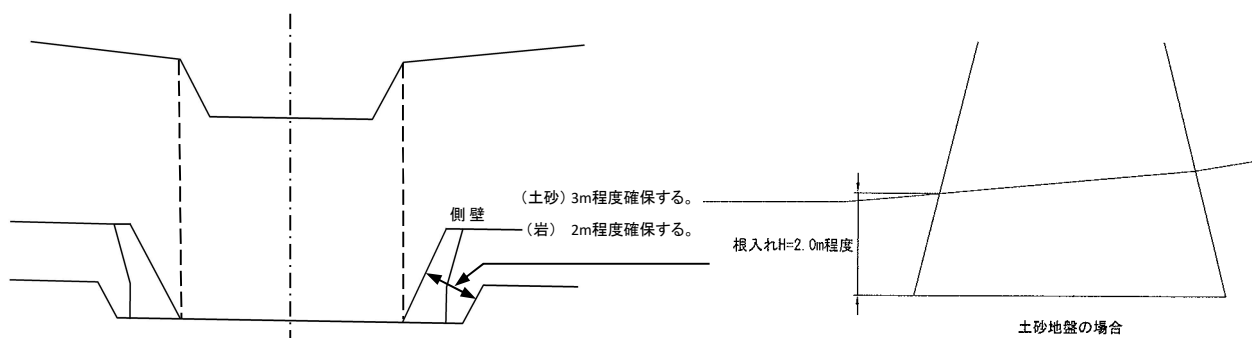


図 4-40 堰堤下流端における根入れ

3.6.6 主堰堤の基礎の形状

基礎の形状は原則として、堰堤縦横とも同一基礎高で水平なものとする。
堰堤基礎に堅岩が露出するような場合でも上流に向って階段を切って根入れすることがあるが、できる限りこれは避けるべきものである。
ただし、堰堤施工地点の立地条件によっては特に考慮する場合もあるが、この場合は基礎岩盤と堤体との接着面との施工法を十分検討のうえ設計する必要がある。

解 説

堰堤基礎の形状は、基礎面はほぼ一様な水平面（土砂部）ほぼ一様な面を有するやや円弧（又は上流側下り）の軸方向に水平な基礎（岩盤部）を有するものがよい。

また、基礎が岩（良質）でも上流へ向って階段を切り根入れすることは好ましくないが、堰堤施工地点の立地条件等から、上流へ向って階段を設けるような場合は、別項カットオフ参照のうえ決定されたい。

(1) カットオフと段切り（節約断面）の違い

表 4-16 カットオフと段切り（節約断面）の違い

| 項目 | カットオフ | 段切り（節約断面） |
|------|---------------------------------------|--------------------------------------|
| 施工箇所 | ・比較的良好な岩盤基礎、および良好な砂礫基礎地盤とする。 | ・溪床勾配が一様に急勾配で良好な基礎岩盤とする。 |
| 施工目的 | ・基礎地盤のパイピング、および堤体下流の洗掘に対して堰堤本体の安定を図る。 | ・堤体コンクリート、および掘削土量を減じる。 |
| 設置幅 | ・堤敷長の 20%程度 | ・堤敷長の 50%以上 |
| 安定計算 | ・滑動・基礎反力について行う。 (安定計算には堤高に含めない) | ・転倒・滑動・基礎反力について行う。 (安定計算には堤高に含める) |

(2) 主堰堤のカットオフ

カットオフは、目的を明確にして計画するものとする。

解 説

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

カットオフの幅 b は、カットオフ部の応力集中を避けるために堤敷長 B の 20%程度とすることが必要であり、施工性を考慮してその幅を決めるものとする。

[第 42 回建設省技術研究会報告(昭和 63 年度)]

カットオフの高さは、 $h=3\text{m}$ 以内としている例が多い。安定計算上は堤体として扱わないものとする。

- ① 堰堤基礎が比較的良好な岩盤で、堰堤高が低く流量が少ない場合

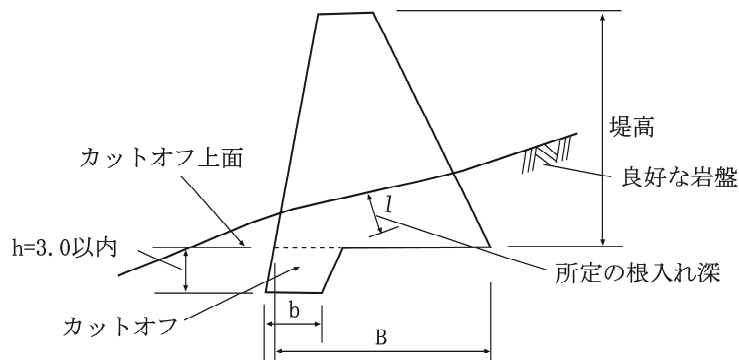


図 4-41 カットオフの適用条件(a)

② 堰堤基礎が砂礫地盤であるが、地盤支持力が十分に確保される場合

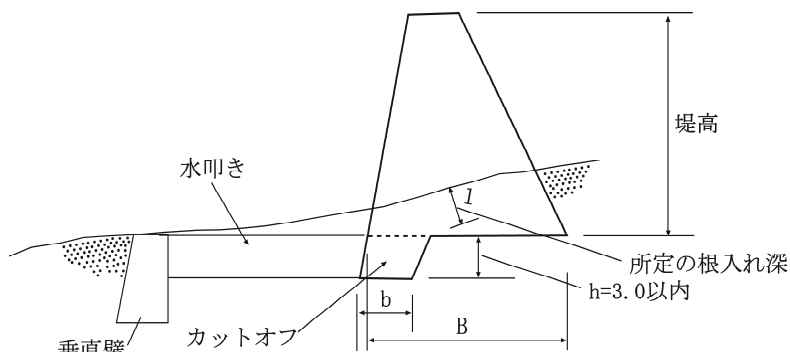


図 4-42 カットオフの適用条件(b)

③ 安定計算

カットオフをもつ砂防堰堤の滑動に対する安定計算は次の手法で検討する。

[第 42 回建設省技術研究会報告(昭和 63 年度)]

a. 基礎反力

カットオフを設けた場合の基礎反力は、カットオフより上側(図 4-43 I-I 断面)ではカットオフのない形状で算出した縁応力を用い、カットオフ部ではカットオフなしの応力にカットオフの自重を加えた応力を用いる方法(加算法)とする。

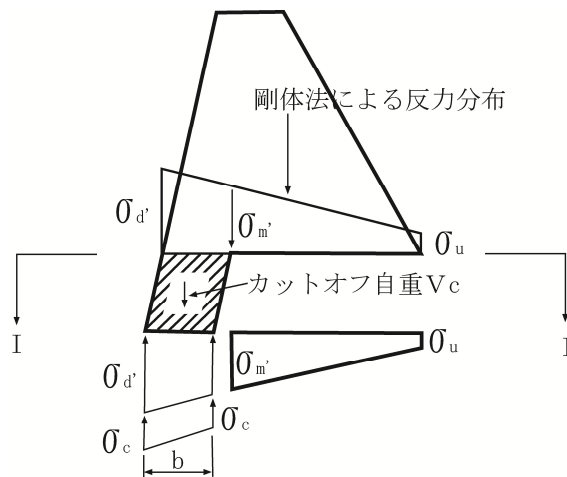


図 4-43 カットオフの反力分布図

ここに、 V_c : カットオフの自重 {kN/m} (tf/m)

$\sigma_d = \sigma_d' + \sigma_c$: カットオフ下流端応力 {kN/m} (tf/m)

$\sigma_m = \sigma_m' \div \sigma_c$: カットオフ上流端応力 {kN/m} (tf/m)

$\sigma_c = \frac{V_c}{b}$: カットオフの自重の応力 {kN/m} (tf/m)

b. 滑動に対しての安定

カットオフを設けた場合の滑動安全率は、堤体上流端～カットオフ上流端～カットオフ下流端を結ぶ折れ線をすべり面とし、各すべり面で Henny の式を適用する「折れ線すべり法」により求める(図 4-44 参照)。

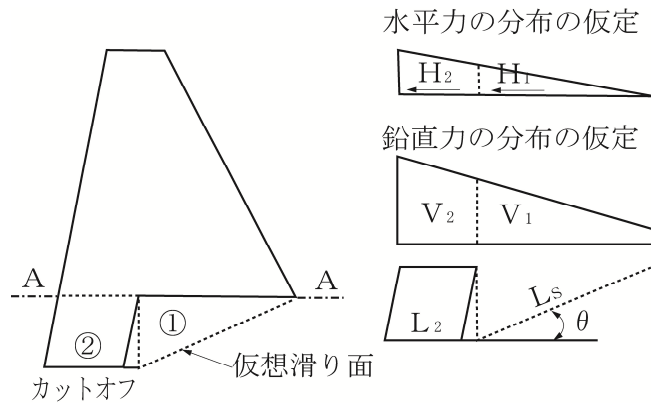


図 4-44 折れ線すべり法模式図

イ. 水平力の分力

$$H_1 = \frac{H \cdot V_1}{V_1 + V_2}$$

$$H_1 = \frac{H \cdot V_1}{V_1 + V_2}$$

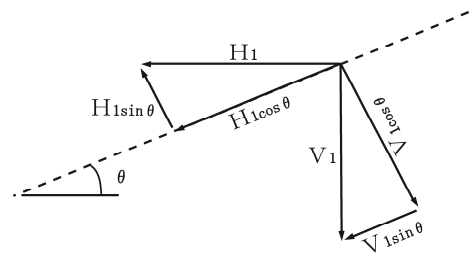


図 4-45 滑り面座標系

ロ. 水平力および鉛直力の滑り面座標系への変換

$$H_s = H_1 \cos \theta + V_1 \sin \theta$$

$$V_s = V_1 \cos \theta - H_1 \sin \theta$$

ここに、 H_s : 滑り面座標系の水平力 {kN/m} (tf/m)

V_s : 滑り面座標系の鉛直力 {kN/m} (tf/m)

θ : 滑り面と水平面のなす角度 (°)

H_1 : 重力座標系の水平力 {kN/m} (tf/m)

V_1 : 重力座標系の鉛直力 {kN/m} (tf/m)

ハ. 折れ線すべりによる滑動安全率

$$n = \frac{f(V_s + V_2 + V_c) + \tau(L_s + L_2)}{H_c + H_2}$$

ここに、

H_c : 滑り面①の水平力 (kN/m) {tf/m} H_2 : 滑り面②の水平力 (kN/m) {tf/m}

V_s : 滑り面①の鉛直力 (kN/m) {tf/m} V_2 : 滑り面②の鉛直力 (kN/m) {tf/m}

L_s : すべり面①の長さ (m) L_2 : 滑り面②の長さ (m)

V_c : カットオフの自重 (kN/m) {tf/m} f : 地盤の内部摩擦係数

τ : 地盤のせん断強度 (kN/m²) {tf/m²}

(3) 段切り(節約断面)

渓床勾配が一樣に急勾配で良好な岩盤基礎 (CM級以上) の場合、図 4-46 のように段切りをしてコンクリート量を減じる的で岩盤の一部を残すことがある。

- ① 砂礫基礎においては、コンクリート量を減じる目的でこのような形状をとることは避けるべきである。
- ② 段切り幅を小さくすると、滑動抵抗の低下、堤体内最大応力が大きくなるので、段切り幅(b)は堤敷長(B)の 50%以上とするのが望ましい。

[第 42 回建設省技術研究会報告(昭和 63 年度)]

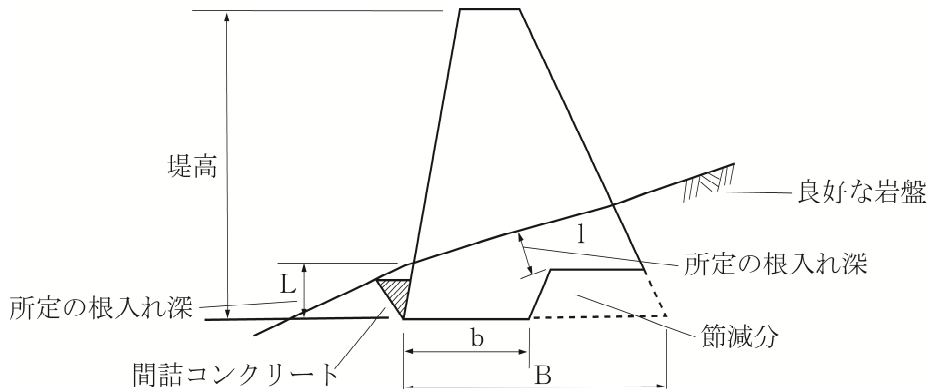


図 4-46 段切り(節約断面)模式図

- ③ 段切りによる安定計算は次の手法で検討する。
- 基礎反力および転倒に対する安定は、図 4-47 に示す仮想底面 I-I の基礎幅(B)によって行う。
 - 滑動に対しての安定は、図 4-47 に示す底面幅(B')に生じる鉛直力(V')により算出される滑動抵抗によって全水平力を負担するものとする。

$$\omega = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - \theta \qquad V' = \frac{(q_1 + q_3)}{2} B'$$

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

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

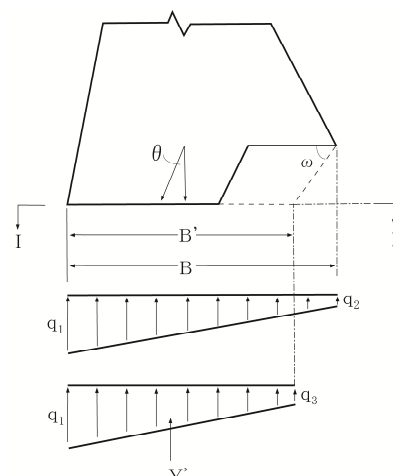


図 4-47 基礎反力図

3.7 収縮継目

コンクリート堰堤には、コンクリートが冷えたときの収縮によるひび割れの発生を防ぐため、適切な間隔に収縮継目を設ける。収縮継目の間隔は、10～15m程度とする。

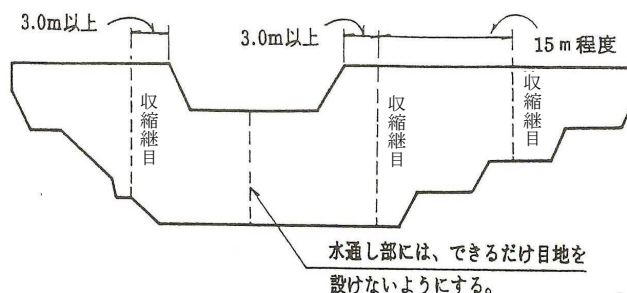
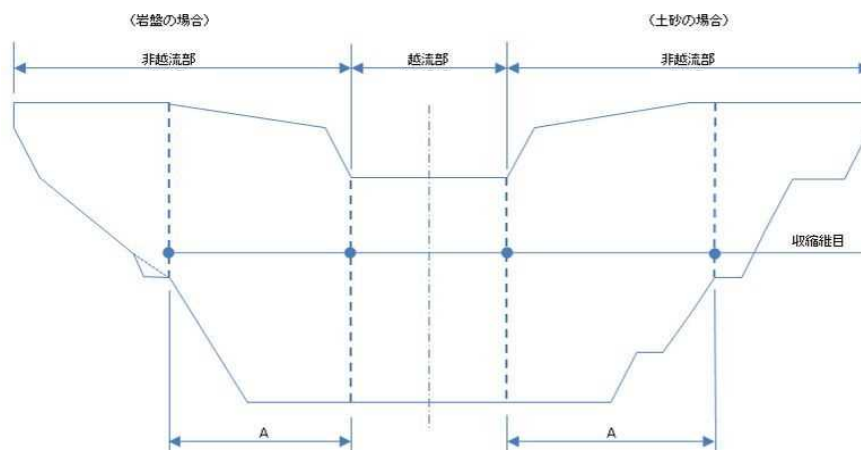


図 4-48 収縮継目位置①

コンクリート打設が複数年にわたる場合など、前年度施工完了時に計画高水量を流下させるため、越流部に流下断面を確保する必要がある。その場合は、水通し部に収縮継目を設けても良いこととする。(図 4-49 参照)



A : 15m 程度。

- ※・越流部（水通部）が 20m を超える場合は、中央部に設ける。
- ・非越流部（袖部）が 20m を超える場合は、袖部の 1/2 程度に設ける。
- ・非越流部（袖部）が 30m を超える場合は、15m 程度の間隔で設ける。

図 4-49 収縮継目位置②

3. 8 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。
- ・その位置は上流側法面より0.5mで法面に沿わせて設ける。
- ・袖部の止水版は、上面から0.5m下がりまで設置する。
- ・透過型砂防堰堤に関しては、止水板を設置しない。
(透過部においても止水版は設置しない)
- ・残存型枠を使用する場合には0.5mを0.6mとすることができる。

解 説

1. 袖 部

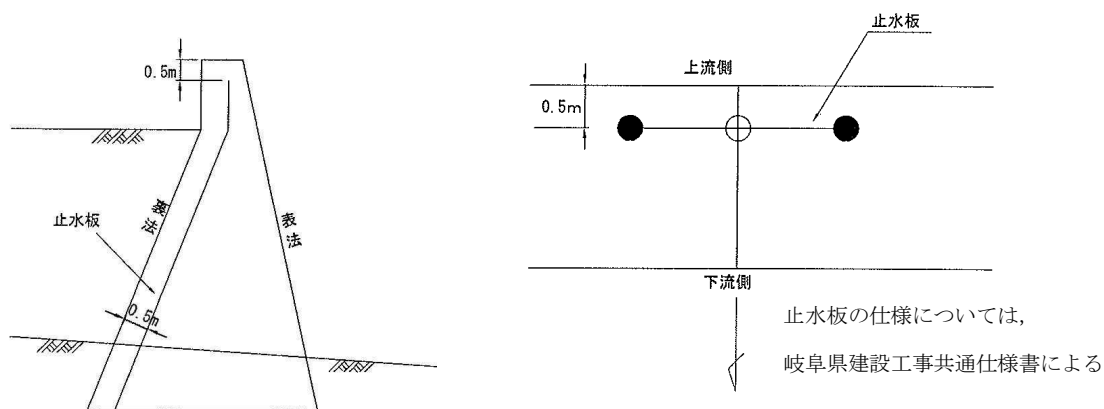


図 4-50 止水板設置位置 (袖部)

2. 水通し部 堰堤の水通し部の範囲内に設置する
水通し部 止水板の処理について

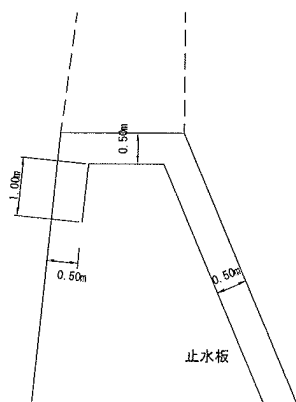


図 4-51 止水板設置位置 (水通し部)

3. 9 水抜き暗渠

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。

解 説

水抜きは、施工中の流水の切り替え、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。

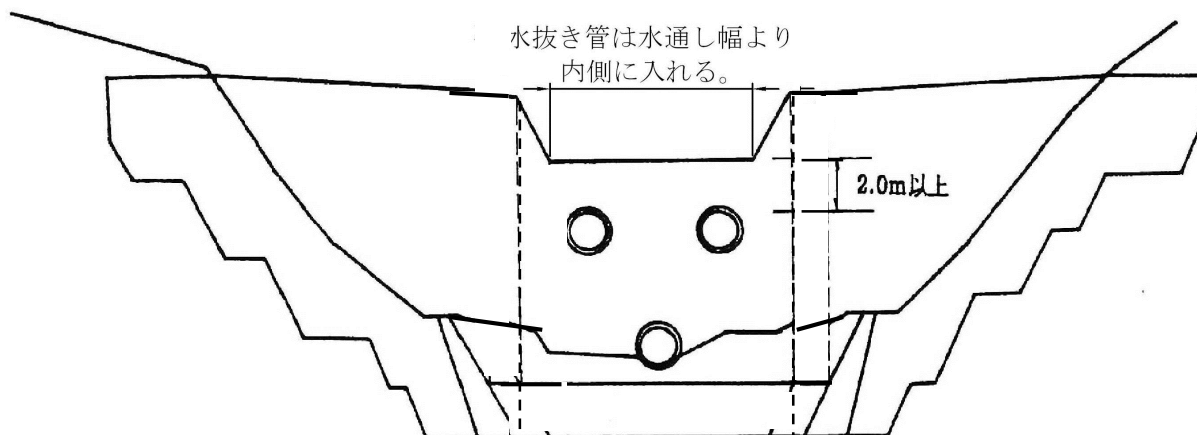


図 4-52 水抜き暗渠位置

下段水抜きは在来溪床高附近に設置し、上段は水通し面より 2.0 m 以上上げて設置の事。又水抜き管はヒューム管(B)とし内径 0.5 0 m 以上とする。

水抜き管は、収縮目地から 1. 0 m 以上はなす。また、千鳥配置にすること。

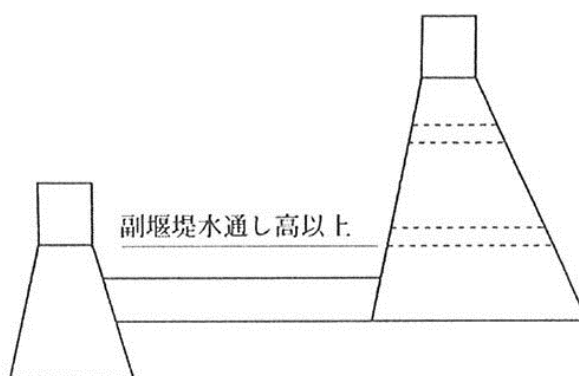


図 4-53 水抜き暗渠位置

3. 10 間詰工

堰堤本体の安定と堰堤サイト附近の地山保護を目的として設けるものであり、地山状況を十分調査し地山へのかん入、取合せ等に注意し設計しなければならない。

解 説

岩盤の場合、間詰めを怠ると下流のり先基盤は落下する越流水のため洗掘のきっかけとなり、兩岸かん入部においては特に風化を促進して、数年後にはせっかくかん入した袖部がほとんど露出してかん入の意義がなくなることとなるため、相当量の間詰コンクリートを必要とする。

計上数量は平均断面×所要延長とし袖部の施工は階段状とする。尚コンクリート打設は本体と同時施工を原則とする。この場合堤体における基礎部及び袖かん入部の型枠は控除し、堤体及び間詰め型枠の必要数量を計上すること。

また土砂の場合は、堰堤の接岸部の上下流部は出来るだけ安定土砂勾配による埋戻しを行う。

表 4-17 間詰工の摘要例

| 地 質 | 工 法 | 摘 要 |
|------|---|---------------|
| 土砂地盤 | 土羽構造とし植生復旧 | 土羽の勾配が1.5割より緩 |
| | フレキシブルな簡易構造物等による被覆 (例：かご系擁壁、補強土壁等) + 緑化工 | 土羽の勾配が1.5割より急 |
| 岩盤地盤 | 間詰コンクリート工 | |

(1) 土砂地盤の盛土高さ及び小段の基準

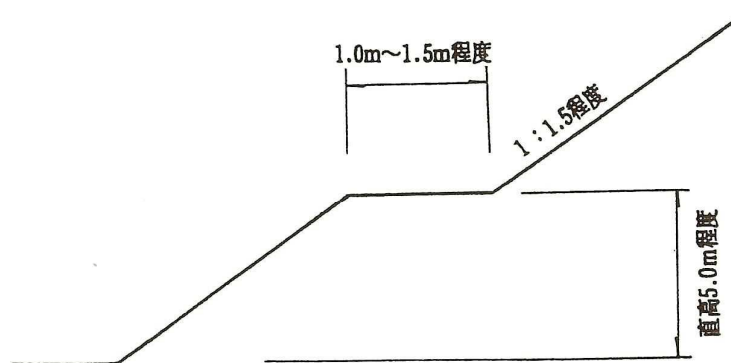


図 4-54 盛土高さ及び小段の基準

(2) 岩盤で間詰めコンクリートを設計する場合

① 間詰めの高さ (h) は、風化していない岩盤までとし、上流側は下流側の仕上げ高と同程度とする。ただし、岩盤の掘削深が深い箇所の間詰めの高 (最小厚さ) (t) は、岩盤線までとはせず地質・堤高を考慮して 2m 程度までとする。

- ・水通し天端より下側については、下流側は岩盤線までとし、上流側は岩質・堤高を考慮し高 (最小厚さ) (t) は 1~2m 程度とする。
- ・水通し天端より上側については、上下流とも岩盤までとする。

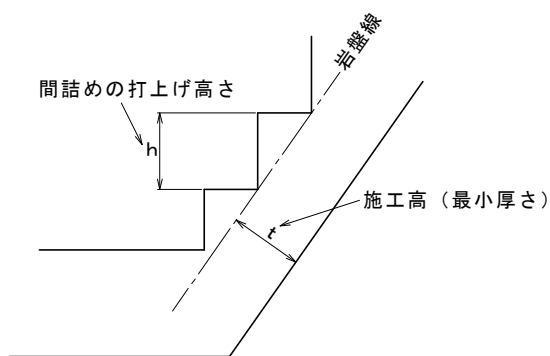


図 4-55 間詰工概念図

- ② 本体の立ち上がり部及び袖のかん入部の間詰めは、階段状にコンクリートを打設するものとする。
- ③ 遮水及び洗掘に対して設置するカットオフの場合、間詰めコンクリートとカットオフは同時打設とする。

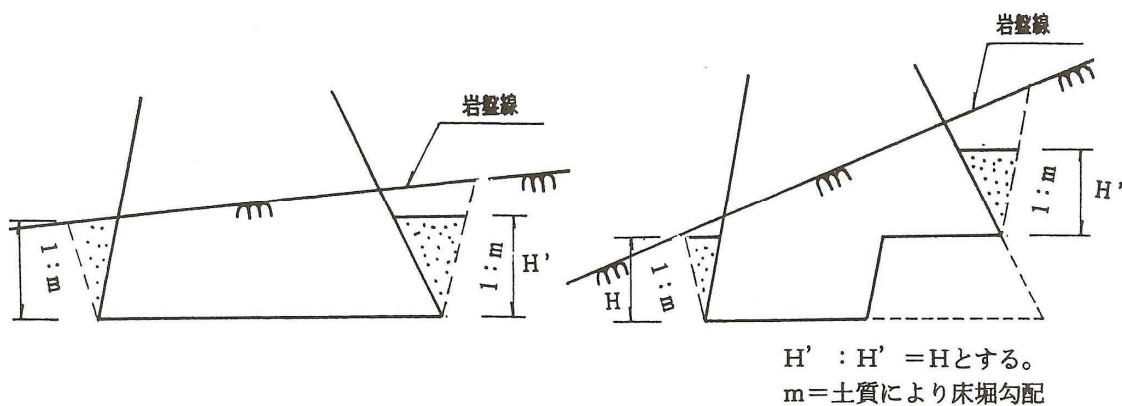
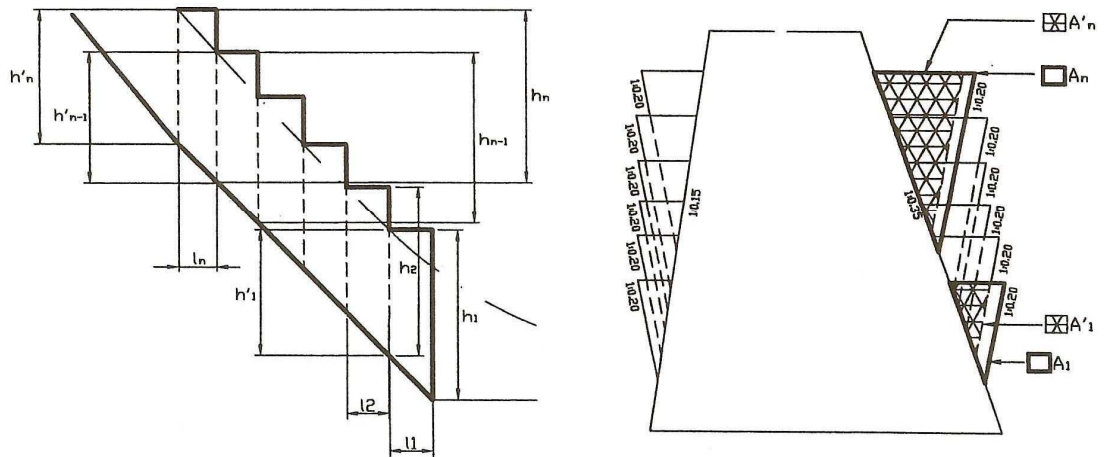


図 4-56 間詰めの設計 (岩盤の場合)



〔間詰めコンクリートの計算手法〕

$$\begin{aligned}
 1/2(A_1 + A'_1) \cdot l_1 &= V_1 & \begin{cases} A_1 = 1/2W_1 \cdot h_1 \\ A'_1 = 1/2W'_1 \cdot h'_1 \end{cases} \\
 1/2(A_2 + A'_2) \cdot l_2 &= V_2 & \begin{cases} A_2 = 1/2W_2 \cdot h_2 \\ A'_2 = 1/2W'_2 \cdot h'_2 \end{cases} \\
 1/2(A_3 + A'_3) \cdot l_3 &= V_3 & \begin{cases} A_3 = 1/2W_3 \cdot h_3 \\ A'_3 = 1/2W'_3 \cdot h'_3 \end{cases} \\
 \vdots & & \\
 1/2(A_n + A'_n) \cdot l_n &= V_n & \begin{cases} A_n = 1/2W_n \cdot h_n \\ A'_n = 1/2W'_n \cdot h'_n \end{cases} \\
 \hline
 \Sigma V &= V_1 + V_2 + V_3 + \dots + V_n
 \end{aligned}$$

図 4-57 間詰めコンクリート量の計算式

3. 11 前庭保護工

3.11.1 基 本

堰堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による堰堤本体の破壊を防止しなければならない。 (土流設 p21)

前庭部は、減勢工、水叩工、側壁護岸工からなり、これらは相互に関連して設計される。 (建河Ⅱp14)

解 説

砂防堰堤の前庭部は落下水脈により局所洗掘を受けることが多く、砂防堰堤被災の主な原因となっている。

特に砂礫基礎上に設けられた堰堤では前庭洗掘の進行により底抜けや前庭部露出を見る場合が少なくない。

また、岩盤に施工したものでも堤高の高いものあるいは単独堰堤では下流面の侵食作用の甚しいものが見受けられる。

前庭部の保護工として代表的なものは、副堰堤工法と水叩き工である。

堰堤サイトが上流部で流量が比較的小さく流送土砂礫が大きな場所では副堰堤工法が適し、下流部で流域面積が大きくなり、流量に比し河床構成材料、流送砂礫が小さい場所では水叩き工法が適する。

また、流量、流送土砂礫ともに大きく、河床構成材料が小、又は軽しような河床では両者を使用する工法が普通である。

前庭保護工は、設計流量（水通し断面の決定に用いた流量）を用いて設計する。

土石流が袖を越流すると予想される場合は、本章第3節3.2.2(4)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、本章第3節3.3.3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（案）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。

表 4-18 前庭保護工法の適用区分表

| 高 さ | 地質 | 工 法 | 摘 要 |
|---------|----|----------------|--|
| H ≥ 1.5 | 砂礫 | a 副堰堤 + 水叩工法 | |
| | 岩 | b 副堰堤 | 良質な岩で洗掘の恐れが少ない場合 |
| | | c 副堰堤 + 水叩部被覆工 | 岩に亀裂等があり洗掘の恐れが大きい場合 |
| H < 1.5 | 砂礫 | d 水叩工法 | 水叩コンクリートの厚さが 3.0m 以下になる場合 |
| | | e 副堰堤 + 水叩工法 | 上記以外 |
| | 岩 | f なし | 良質な岩で洗掘の恐れが少ない場合 |
| | | g 副堰堤又は水叩工法 | 岩に亀裂等がある洗掘の恐れが大きい場合 最低厚は 0.5 m とする。 |
| | | h 副堰堤 + 水叩工法 | 極端に岩質が悪い場合 |

なお、水叩きが 2.0m 以上になる場合においては、d 水叩工法以外のほかの工法の比較も実施すること。

3.11.2 副堰堤工

- ① 副堰堤の位置及び天端の高さは、一般的には堤高が 2.0 m の高さまでは経験式を用い、堤高が 2.0 m を越える場合は、半理論式を用いるものとする。(注)
- ② 副堰堤は主堰堤下流部前庭保護のため設けるもので、その各部分は主堰堤に準じて決めるものとする。
ただし、袖天端勾配は原則として水平とする。(建河Ⅱp14)
袖の長さは、水叩・側壁を設ける場合、水とおし天端法肩より 2.0 m 程度とし、地山までの貫入を原則としない。
ただし、砂防堰堤直下流に人家等がある場合は地山線から土砂の場合 2.0 m、軟岩(Ⅰ)(Ⅱ)の場合 1.5 m、中硬岩、硬岩 1.0 m の貫入とする。
- ③ 副堰堤の天端幅は、2.0 m とする。

① 副堰堤工法によるウォータークッションの場合 (b、g)

主堰堤との重複高及び距離は次式により算出することを標準とする。

$$L = 1.5 (H_1 + h)$$

$$T = (1/3 \sim 1/4) H$$

L : 距離

T : 重複高 (主堰堤堤底高と副堰堤天端高との差)

H : 主堰堤高

H_1 : 主堰堤水通天端と水叩き天端、または基礎岩盤面との高低差

h : 越流水深

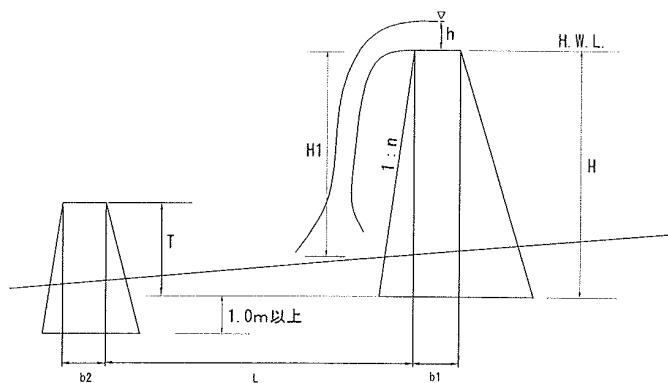


図 4-58 副堰堤の位置

(建河Ⅱp15)

解 説

副堰堤工法は主堰堤下流の適当な位置に副堰堤を設けて水褥 (Water cushion) を設けることにより落水衝撃力を吸収させ深掘を防止しようとするものである。

主堰堤と副堰堤の間隔と重複高は洗掘力の減殺に十分有効で、かつ経済的に定めなければならない。

また、式中係数を $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}$ の幅でとるようになっているが、堰堤高が低くなるほど $\frac{1}{3}$ のほうをとるのが良いようである。

② 副堰堤工法に水叩き工を併用する場合 (a、c、e、h)

1. 主堰堤との重複高及び距離は、次式により算出することを標準とする。

$$L = 1.5 (H_1 + h)$$

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

2. 水叩き厚さは次式により算出する。

$$T_1 = 0.1 (0.6 H_1 + 3h - 1)$$

$$H_1 = H - T_1$$

したがって

$$T_1 = \frac{0.06 + 0.3h - 0.1}{1.06}$$

ただし、岩盤の場合最低厚 0.5m とする。

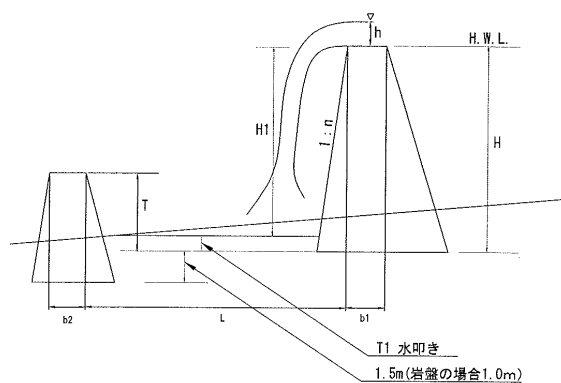


図 4-59 副堰堤の位置及び水叩き厚さ

③ 副堰堤の方向

主堰堤の方向に準ずる。

④ 副堰堤の安定計算

副堰堤の安定計算は主堰堤の安定計算に準ずる。

⑤ 副堰堤下流対策

副堰堤下流の洗掘防止のため副堰堤地点の水理条件を堰堤下流河川の水理条件と概略一致させなければならない。

解 説

副堰堤下流の局所洗掘により、砂防堰堤の破壊の原因となる場合が多いので副堰堤天端を現河床と概略一致させるかもしくは、下げることが望ましい。又経済性その他の理由で現河床より上げる場合は、必要に応じて第2副堰堤、沈床、ブロック等の護床工で対処しなければならない。

二段落し堰堤の構造基準は、以下の通りとする。

副 堤：主堰堤工に準ずる。

(但し、根入れはダム工垂直壁に準ずる)

垂直壁：堰堤工垂直壁に準ずる。

側 壁：堰堤工タイプ

水叩き：最小厚 0.7m。係数は 1.5 を用いる。

安定計算は溪流保全工内の床固工に準ずる。

袖部の天端勾配は Level とする。

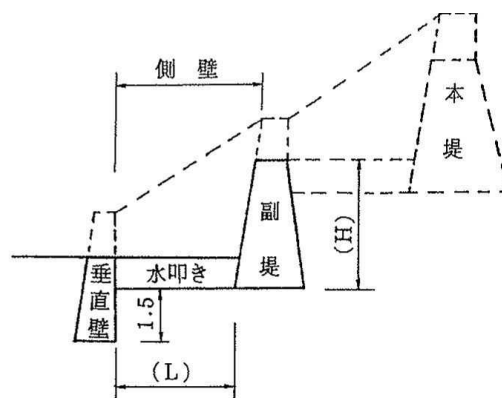


図 4-60 二段落し堰堤の配置

⑥ 流木対策施設を設置した場合の副堰堤

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。
(土流設 p21)

3.11.3 水叩き工

堰堤基礎が砂礫層で粒径が比較的小さく流量が大きい場合は副堰堤工法では重複高を相当大きく取らなければ洗掘を防止できないから、水叩き工又は副堰堤水叩き工の併用工法とすべきである。
(建河Ⅱ p16)

(1) 水叩き工の場合

1. 主堰堤下流の保護に水叩き工を用いる場合は水叩き下流端に垂直壁を設け水叩き下流端の洗掘に備えるものとする。
2. 水叩き長さ (L) は次式により算出する。

$$L = (1.5 \sim 2.0) (H_1 + h)$$

堰堤高 5.0 m 以下は 2.0 とする。

3. 水叩き厚 (T_1) は次式により算出する。

$$T_1 = 0.20 (0.6 H_1 + 3h - 1)$$

$$H_1 = H - T_1$$

したがって

$$T_1 = \frac{0.12H + 0.60h - 0.20}{1.12}$$

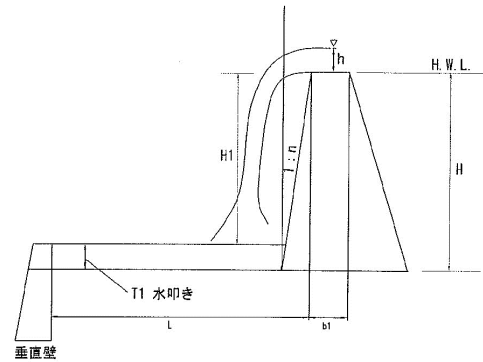


図 4-61 垂直壁の位置及び水叩き厚さ

解 説

堰堤下流洗掘防止工に用いられる水叩き工は堰堤を越流する落下水脈によって直接水叩き表面に衝撃を与えられるため損傷度は著しいものである。したがって堰堤高 1.3 ~ 1.4 m 程度までとし、それ以上は水叩き厚も厚くなり不経済となるのでウォータークッション併用が良策である。水叩き厚さ T_1 は理論上決定するのは困難なために経験式によることとした。

(2) 水叩きの縦断勾配

水叩きの縦断勾配は水平を原則とする。

解 説

1. やむを得ず垂直壁水通し天端と下流溪床との落差が生じた場合は、さらに第2水叩工、あるいは護床工を設けること。
2. 水叩きの勾配を溪床と同じ勾配にすることは、流速を増し河床洗掘を助長することになるから原則として、これをさけるものであるが、溪床勾配、水叩き延長等の関係によりやむを得ず勾配をつける場合は、現溪床勾配の1/2程度までとし最急勾配は1/10までとする。^{注)}

施工例

① 2段落差とする

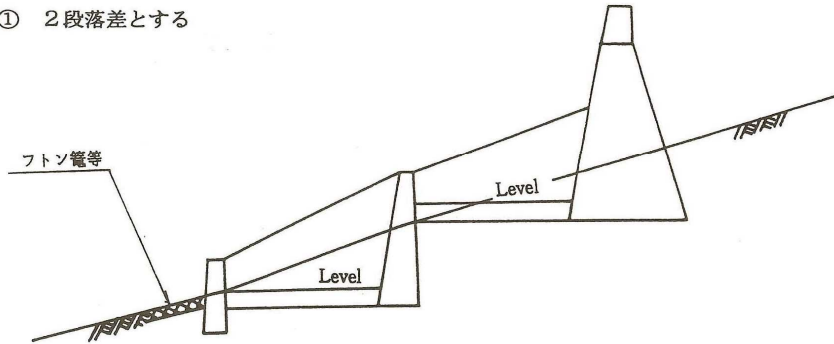


図 4-62 水叩き縦断勾配 (2段落差)

② 水叩工に勾配をつける

(注) 下流溪床に岩盤が露出する場合
や巨石が分布して洗掘の恐れが
非常に少ない場合などに適用する。

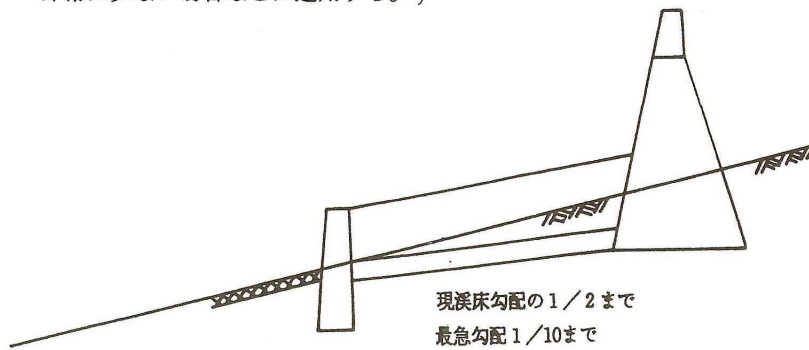


図 4-63 水叩き縦断勾配 (水叩きに勾配を付ける)

(3) 水叩きの幅

1. 水叩き工法：水叩きの下幅は堰堤取付部では、本堤水通し肩から下した鉛直線とし、垂直壁取付部では垂直壁の水通し断面に合せること。
2. ウォータークッション併用の場合：水叩きの上幅は本堤水通し上幅を堰堤取付部、垂直壁取付部とも確保のこと。

解 説

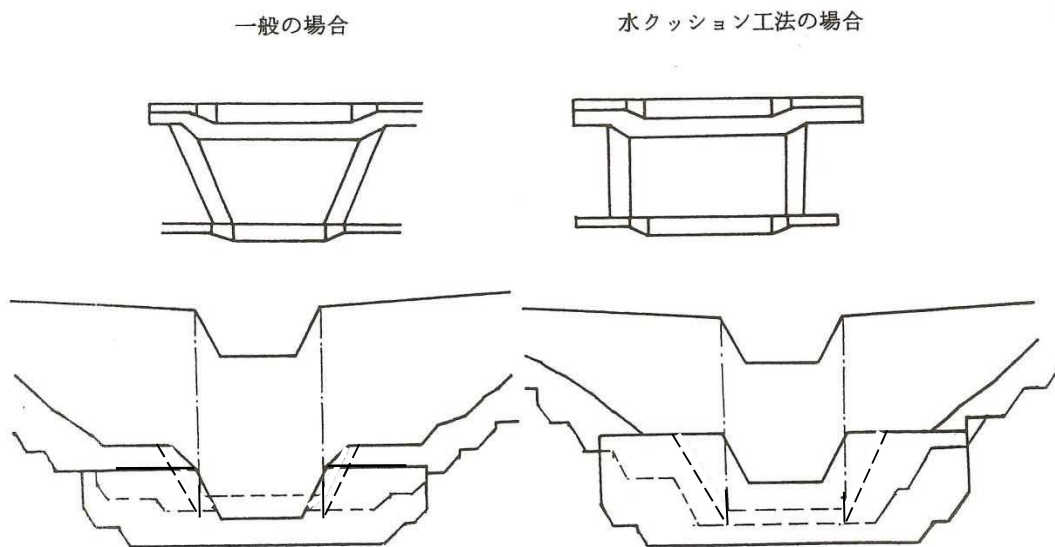


図 4-64 水叩き幅

3.11.4 垂直壁

(1) 垂直壁の高さ

垂直壁の天端は溪床面より高めないことを原則とし、根入れの深さは水叩下端より1.5m程度とする。ただし、岩盤の場合は1.0m程度とする。

解 説

水叩工法を採用する場合の工事箇所は溪床が軽しような場合であるから堰堤下流のり先が洗掘されると同様、水叩の前面が洗掘されることは必定と見なければならない。

よって、水叩き先端を根入れするため水叩きに接続して垂直壁を設置するが、さらに下流の洗掘を防ぐ意味において、天端は必ず計画溪床高以上に出ないように設計することを原則とする。

断面及び構造等すべて堰堤に準ずるが高さ、すなわち根入れ深さは、堰堤と同様十分溪床の状態を調査して定めなければならないのであって、理論的に決定することは困難である。

(2) 垂直壁の方向

地形の状況等により本堤を下流流心に対して直角にできなく、かつ潜り堰とならない場合は、垂直壁を下流流心に対して直角にする。

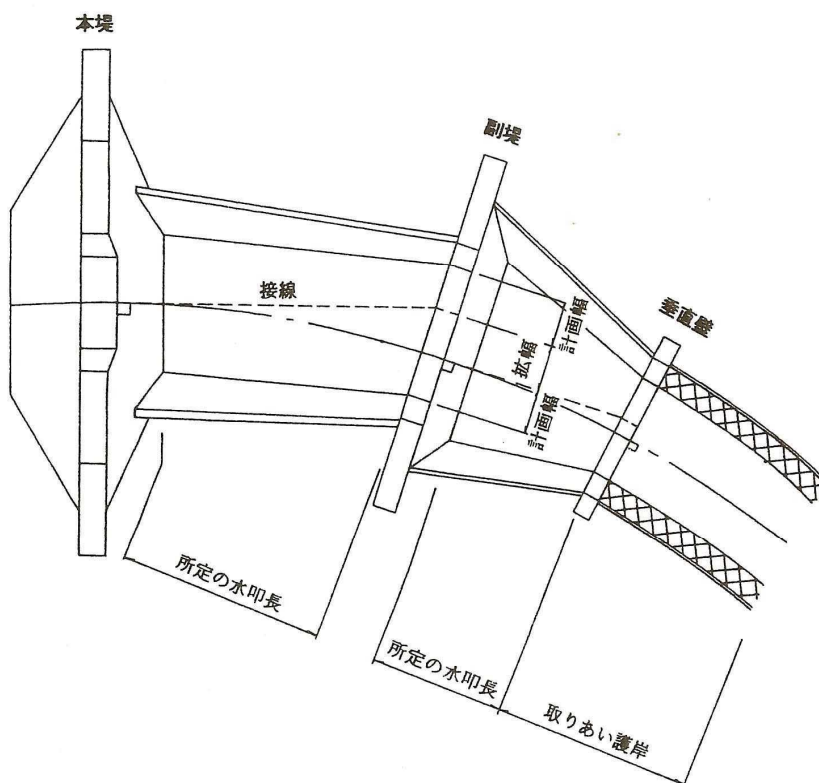


図 4-65 副堤・垂直壁の方向及び拡幅

(3) 垂直壁の袖、天端幅断面

1. 垂直壁には必ず袖を設けなければならない。
2. 袖の天端勾配は LEVEL とする。
3. 垂直壁の水通し断面は堰堤の水通し断面とする。
4. 垂直壁の水通し天端厚は水叩き厚と同厚以上とする。
5. 垂直壁の袖天厚は 0.70m 以上とする。
6. 垂直壁の下流法勾配は原則として 1 : 0.2 とし、上流法勾配は直とする。

解 説

袖の長さは、水通し天端法肩より 2.0 m 程度とし、地山までの貫入を原則としない。

ただし、砂防堰堤直下流に人家等がある場合は地山線から土砂の場合 2.0 m、軟岩 (I)(II) の場合 1.5 m、中硬岩、硬岩 1.0 m の貫入とする。

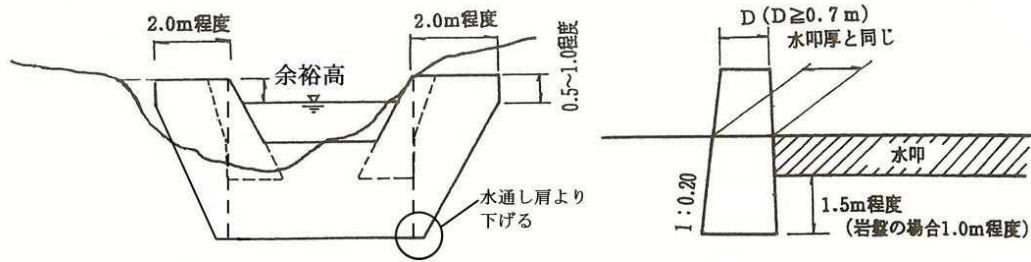


図 4-66 垂直壁の構造

3.11.5 水叩き工の下流処理（護床工）

副堰堤と併用しない水叩き工は、水叩き末端には、必ず垂直壁を設けその直下流には、必要に応じて護床工を設けなければならない。

解 説

護床工の設置は、河床の材料、勾配、洪水の多少により総合して決定しなければならないが通常根固ブロック、フトン籠、蛇籠等を使用する。

護床工の必要な長さを求めるには、ブライの公式等があるが一般には堰堤高の 1 / 2 を標準とする。

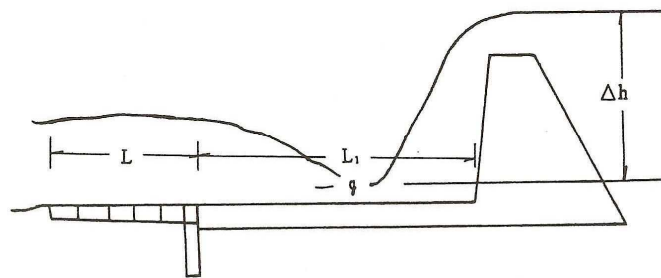


図 4-67 水叩き工下流処理

L : 護床工の長さ (m)

L_1 : 水叩きの長さ (m)

$$L = 3 \cdot C \cdot \sqrt{\frac{1}{3} \cdot \Delta h} \cdot \sqrt{\frac{1}{7} \cdot g} - L_1$$

C : 係 数 (表 4-10 レーンおよびブライのクリープ比)

Δh : 上下流水位差 (m)

g : 水叩き面の単位巾流量 (m^3/s)

3.11.6 側壁工

(1) 側壁工の基本

水叩きの両岸が横侵食の発生のおそれがある場合は、側壁工を設けるものとする。
(建河Ⅱp17)

解 説

側壁工は、堰堤天端を落下する流水による堰堤下流部の側方侵食を防止するものであり、このため落下水により側方溪岸が崩壊するおそれのあるときは、必要な長さまで設けなければならない。一般には、河床低下による岸決壊であり、この対策として水叩き工、副堰堤工及びその併用が設置された場合に側壁工が設けられる。硬岩の場合は、設けないのが普通である。

(2) 高 さ

側壁の高さは流水に対して充分余裕をもたせること。

解 説

流水が堰堤工の上流部に屈曲部がある等により片寄るおそれのある場合は落水によって側壁が被災する可能性があるので相当の高さまで余裕をもたせることとする。

(3) 位 置

主堰堤取付部は、下図によることとし副堰堤取付部では水通し袖部より後退させ垂直壁部では水通し袖部に合わせる。
(建河Ⅱp17)

解 説

堰堤の水通しを落下する流水は多くの砂礫を含んでおり、転石をも運んでくるものであるから、さらに大きな衝撃力を持つものである。

(4) 構 造

ブロック積を原則とする。
ただし、直高5.0mより高い箇所（5.0mより高い部分が側壁延長の1/3以上ある場合）及びカーブ中の水衝部はコンクリート擁壁とする。

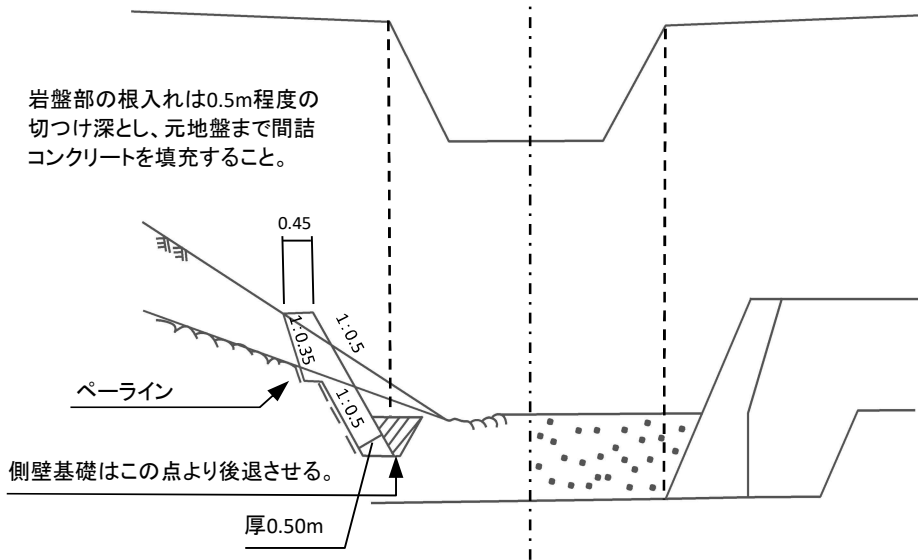
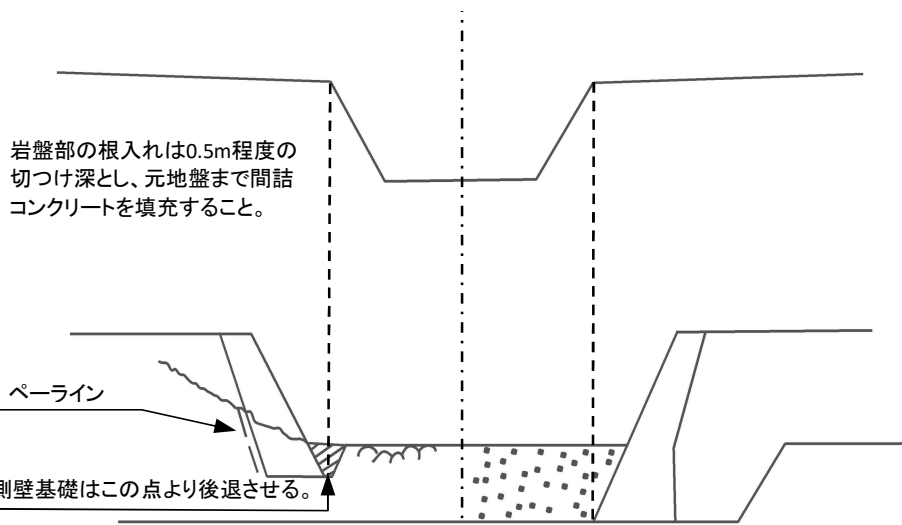
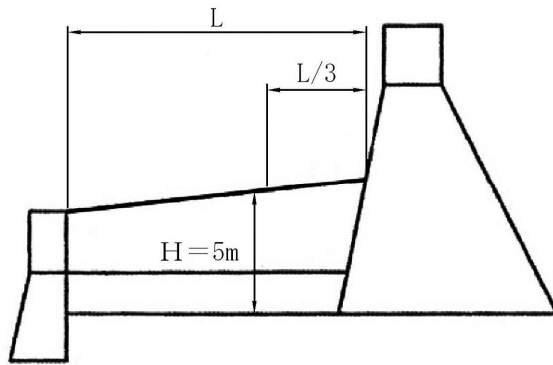


図 4-68 側壁工の位置

1. 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩きが無い場合は、上流端は本堤の基礎底面を限度とし下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平とするか下り勾配とする。
2. 側壁護岸の天端は、下流端を副堰堤または垂直壁の袖天端と同高とし、水叩き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。
3. 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は設けないものとし、 3m^2 に1ヶ所以上の割合で設置し、コンクリート擁壁は $\phi 100\text{mm}$ 程度、ブロック積擁壁は $\phi 50\text{mm}$ 程度のものを使用するのが望ましい。

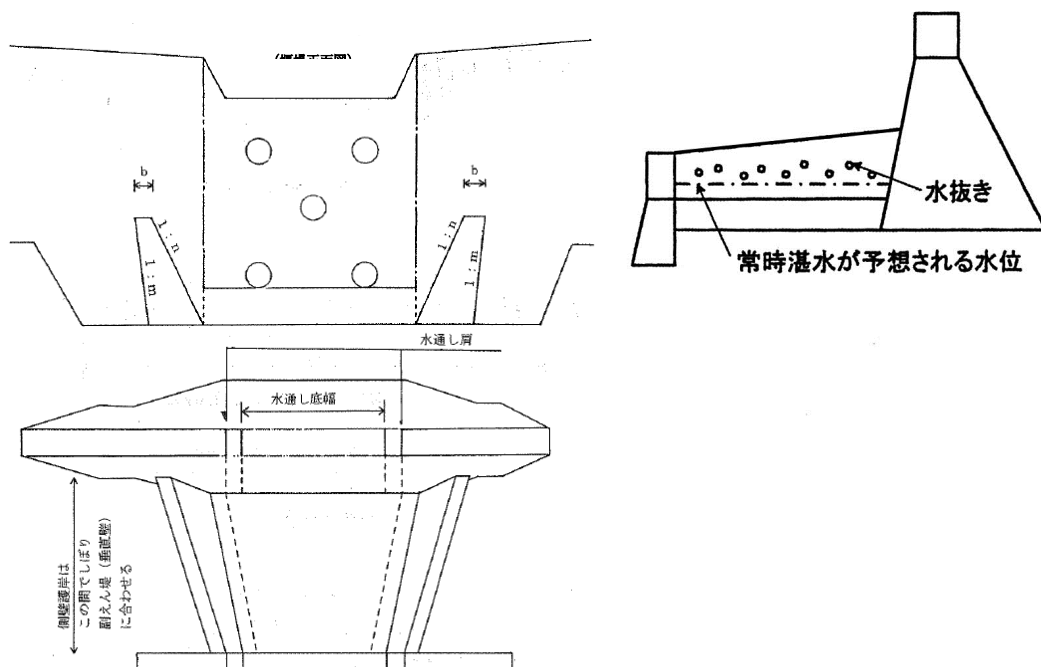


図 4-69 側壁護岸工の位置

4. 側壁護岸は、側壁護岸が受け持つ土圧に対して安全な構造とすることを原則とする。
5. 側壁護岸（コンクリート擁壁）の天端幅は 0.45m 、表のり勾配は $1:0.5$ を標準とし、裏のり勾配は安定計算で求める。

護岸断面の設定手順は次を標準とする。

安定計算 out→裏のり勾配の見直し（ただし、裏のり直を上限）

↓裏のり直で out

天端幅の拡幅（10cm ピッチ）

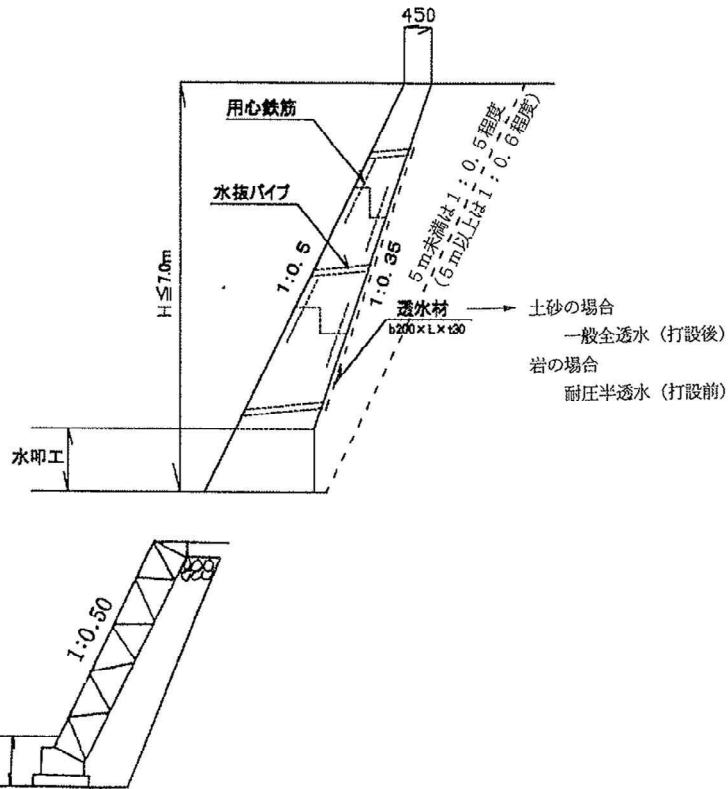


図 4-70 側壁護岸標準断面図

6. 側壁護岸の安定に関する照査は、「道路土工—擁壁工指針」によるものとする。
ただし、滑動に対する安全率は1.2とする。
 - a. 側壁護岸に作用する土圧は、「試行くさび法」により算定するものとする。
 - b. 側壁護岸の前面土、および水叩きによる抵抗力は考慮しないものとする。
 - c. 側壁護岸の高さが $H \geq 8\text{m}$ の場合は地震時を考慮するものとする。
 - d. 側壁護岸が残留水圧を受ける場合には、安定照査に考慮するものとする。
 - e. 土圧が大きいところでは、背面形状を工夫する。裏込め材として良質材を使用する等の対応を検討する。

7. コンクリートの水平打継目に対しては段をつけ、表・裏それぞれ10cm程度の位置に異形鉄筋(SD345 16mm×1.0m)を50cm間隔に配筋すること。なお、数量は

別途計上すること。(県道要 p4-2-42)

8. 背後が軟岩Ⅱ (CH) 以上の時は、厚さ 0.5m の等厚の張コンクリートとする。
9. 側壁護岸の施工目地は、10m 毎に設置することを標準とする。

側壁護岸の目地の構造については工事標準仕様書による。

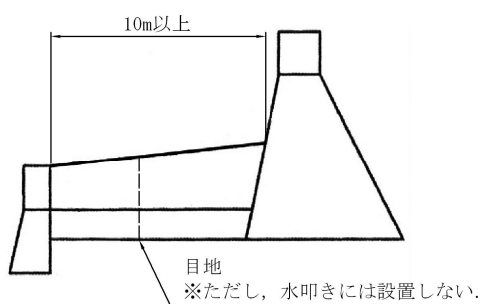
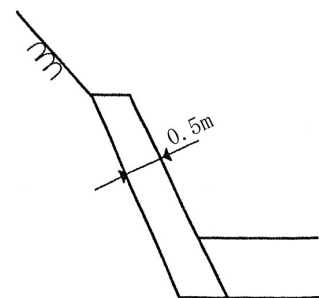


図 4-71 側壁護岸の目地

第4節 土石流捕捉のための透過型砂防堰堤

4.1 設計流量、水深

4.1.1 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。 (土流設 p 24)

解 説

土石流ピーク流量は、本章第3節 3.1 設計流量の算定に示した方法に基づき算出する。 (土流設 p 24)

4.1.2 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。 (土流設 p 24)

解 説

設計水深は、①と②を比較し大きい値とする。ただし、地形などの理由により水通し断面を確保できないときは、袖部を含めた断面によって対応することができる。(土流設 p 24)

① 設計流量（土石流時）に対する越流水深の値

設計流量（土石流時）に対する越流水深は計画堆砂勾配を用いて、本章第3節 3.2.1 主堰堤の水通しに示した方法で算出する

② 最大礫径の値

最大礫径は、巨礫の頻度分布に基づく累積値の95%に相当する粒径 (D_{95}) とする。巨礫の頻度分布の求め方は、本章第3節 3.2.1 「(2)主堰堤の水通し形状及び算定式」を参照されたい。

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、本章第3節 3.2.2(5)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。 (土流設 p 25)

4.2 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であるが、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せる断面とする。 (土流設 p 29)

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。

なお、地形などの理由により、水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる。

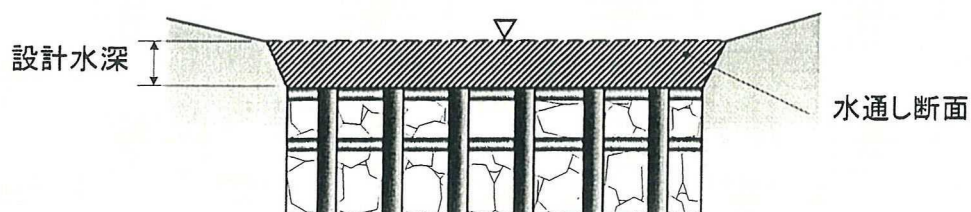


図 4-72 閉塞型の透過型砂防堰堤の水通し断面（斜線部）

4.3 開口部の設計

4.3.1 開口部の位置

(1) 縦断方向

透過型砂防堰堤透過部断面の底面高は溪流の連続性を考慮して、原則として最深河床高程度とする。透過部断面を複断面にする場合でも、上下流の連続性を考慮して透過部断面の高さを設定する。(建透指 p 7)

解説

堰堤直下流が洗掘された場合でも透過型砂防堰堤が十分に溪流の連続性機能を発揮するためには、溪床の縦断形を経年的に把握しておく必要があり、データが得られる場合は過去5年程度の最深河床にも対応できるように透過部断面の底面の高さを計測する。

(建透指 p 7)

(2) 横断方向

溪流の連続性ならびに両岸の安定を確保できる位置に透過部断面を設置する。この場合、土砂の堆積に支障がないよう注意する。(建透指 p 7)

解説

堰堤の軸が流路の屈曲部に位置するときは流水の直進性を考慮し、透過部断面は堤体の安定を損なわない範囲で外側に設置するのが望ましい。(建透指 p 7)

4.3.2 開口部の設定

(1) 開口部の幅、高さ

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。(土流設 p 29)

解 説

開口部の幅は、透過型の機能を十分に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せる形状とする。

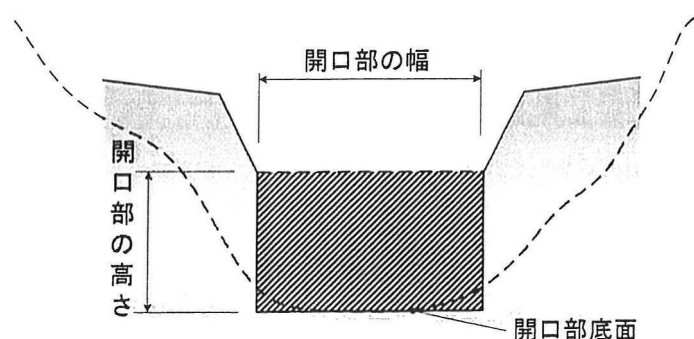


図 4-73 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）（土流設 p 30）

(2) 透過部断面の設定

透過型砂防堰堤の透過部断面は、土石流の最大礫径、流木の最大直径、施設の目的等により決定する。(土流設 p 30)

解 説

1. 土石流・流木捕捉のための透過型砂防堰堤は、透過部断面の純間隔（図 4-74）を適切に設定することにより、土石流・流木を捕捉する機能、および平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。したがって、透過部断面の設定は、土石流の流下形態や最大礫径（ D_{95} ）、流木の最大直径、流域内の既施設配置状況、堰堤高等に十分留意する必要がある

(土流設 p 30)

2. 水平純間隔は最大礫径（ D_{95} ）の 1.0 倍程度に設定する。土石流の水深より高い透過型砂防堰堤を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径（ D_{95} ）の 1.0 倍程度に設定し、土石流の捕捉を確実にする。最下段の透過部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 4-19 参照）

3. なお、水平純間隔および鉛直純間隔は、実験（図 4-76 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わかっているため、機能上、必要な場合、水平純間隔および鉛直間隔を 1.5 倍まで広げることができる。機能上、必要な場合とは、例えば、流下区間に複数基透過型砂防堰堤を配置する時の上流側の透過型砂防堰堤の水平純間隔およ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。
4. なお、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせた上で、土石流を捕捉する機能として以下の条件の全てを満たす場合には、溪流の状況等に応じて上記以外の方法で透過部断面を設定することができる。
- ① 土石流が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。
- （土流設 p 30, 31）

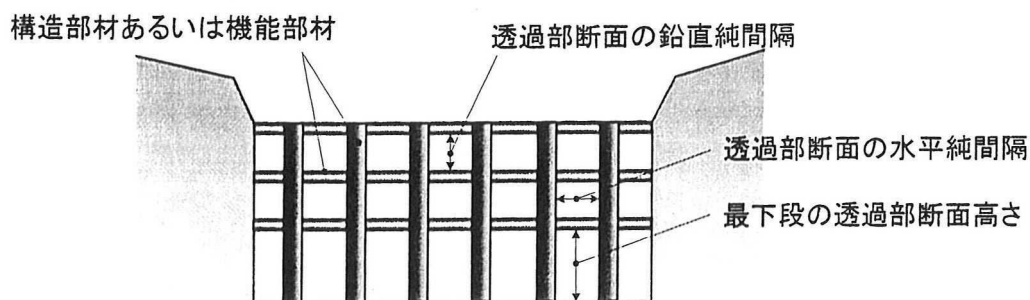


図 4-74 透過部の純間隔（土流設 p 31）

表 4-19 透過型砂防堰堤における透過部断面の設定について

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

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

※2 前述の通り、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。
（土流設 p 31）

(3) 留意事項

堆積区間に配置する場合や複数基の透過型堰堤を設置する場合には、透過部断面全体を礫により閉塞させるように留意する。

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であっても、透過部断面全体を礫により閉塞させるように、土石流の流下形態の変化を考慮して施設配置計画を作成する。また、複数基の透過型堰堤を配置する場合には、上流側の透過型堰堤により土砂移動の形態が変化することに留意する。(砂土計 p 64)

4.3.3 開口部の摩耗対策

透過型堰堤の開口部は、通常流水の他に洪水流が流下し、細粒土砂や石礫により摩耗や欠損されることから、これを防止するため開口部を保護するものとする。透過型堰堤は管理型を原則とするが、開口部が閉塞した場合における水通部の保護は、不透過型堰堤と同様とする。

解 説

透過型砂防堰堤（部分透過型砂防堰堤も含む）の開口部には、流水が集中し摩耗が促進して破壊をまねく可能性がある。したがって開口部は不透過型堰堤と同様、原則として摩耗に対して十分な強度を有する富配合コンクリートまたは高強度コンクリートにより保護するものとし、厚さは標準 0.50mを確保する。富配合コンクリートまたは高強度コンクリートについては、本章第3節3.4主堰堤の水通天端処理を参照のこと。開口部および水通部の保護範囲は、図 4-75 のとおりとする。

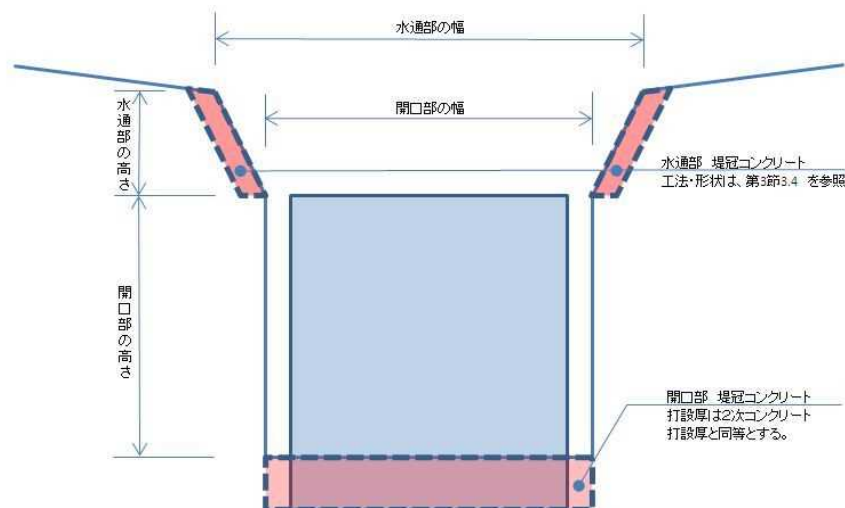


図 4-75 透過型堰堤の摩耗対策範囲

<参考>透過部の閉塞（実験結果）（土流設 p 28）

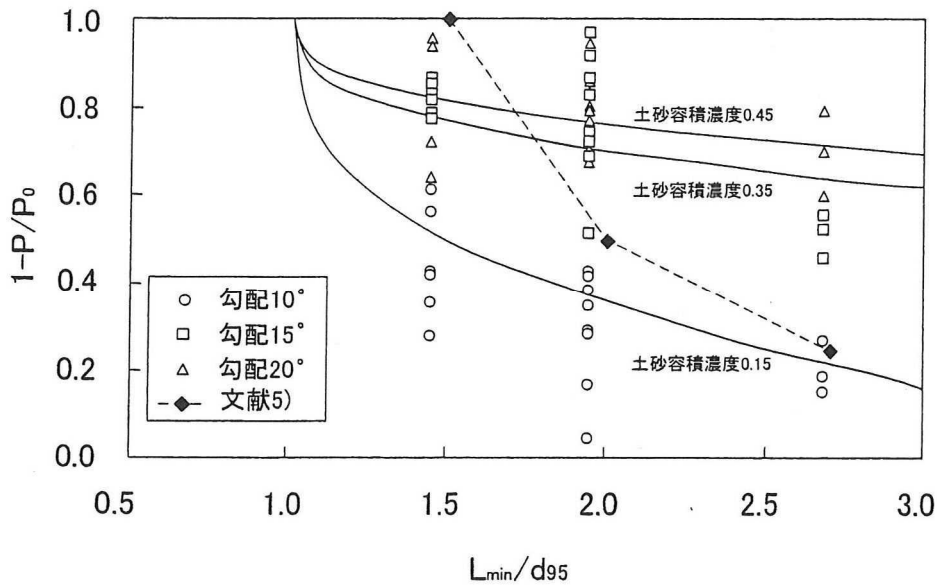


図 4-76 土石流ピーク流量の変化

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

4. 4 越流部の設計

4. 4. 1 越流部の安定性

閉塞型の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およ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。（土流設 p 22）

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全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。

（土流設 p 22）

(1) 安定条件

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。(土流設 p 22)

解 説

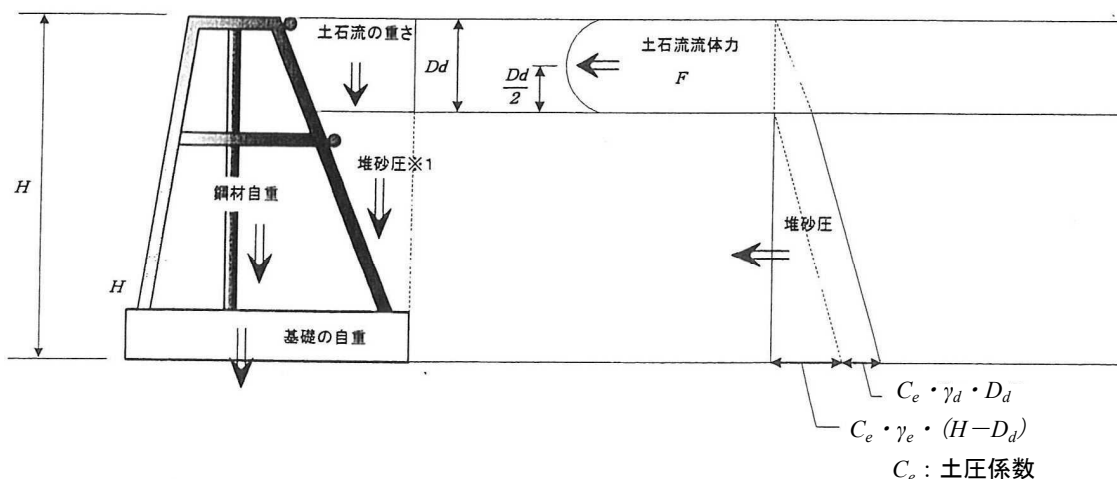
透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。(本章第3節 3.3.4 参照) (土流設 p 22)

(2) 設計外力

透過型砂防堰堤全体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、構造に応じた設計外力が作用するものとする。(土流設 p 22)

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 4-77 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。(土流設 p 19)



※1) 堆砂圧の堰著工力を算出する際は、土砂の単位体積重量 ($\gamma_e = C \cdot \sigma_g$) を用いる

図 4-77 設計外力 (土石流時) (土流設 p 23)

透過型砂防堰堤は、表 4-20 により所定安全率を満足させるものとする。

表 4-20 鋼製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 | | 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以上の閉塞型の透過型砂防堰堤において、鋼製部の安定計算は15m以下の場合と同等とする。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。

(土流設 p24)

4.4.2 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。

(土流設 p26)

解 説

透過部の部材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）に相当しないものは、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出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。

○「特に外力条件が厳しい現場」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 $D_{95} \geq 1.6\text{m}$ （但し、既存の粒径調査で D_{95} が1.6m未満であっても、現地を確認して1.6mを超えるおそれがあるときには、再度調査して、確認する。）

(事務連絡 H26.11)

○「極めて大きい礫」の目安

・2辺の平均径が概ね3m以上の礫

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

(事務連絡 H26.11)

(2) 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、自重、土石流流体力、堆砂圧、温度応力とする。

(土流設 p 27)

解 説

1. 構造検討を行う設計外力の組み合わせを表 4-21 に示す。

表 4-21 構造検討を実施する際の外力の組み合わせ

| ケース | 土石流時 | 満砂時 | 温度変化時 |
|------------|------|-----|-------|
| 自重 | ○ | ○ | ○ |
| 土石流流体力 | ○ | | |
| 堆砂圧 | ○ | ○ | |
| 温度応力 | | | ○ |
| 許容応力度の割増係数 | 1.5 | 1 | 1.15 |

(土流設 p 28)

2. 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倍割増しするものとする。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許容応力度の割増しは行わない、温度変化に対しては、一般的に許容応力度を1.15倍増すものとする。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。

3. 透過型砂防堰堤の構造計算に当っては、部材の発生応力と接合部の強度について、土石流時およ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。

4. 透過部の部材の設計においては、表 4-20 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は、想定される土石流の流心と堰堤軸の角度 (θ_{t2}) 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4-78参照）。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。（土流設 p 27）

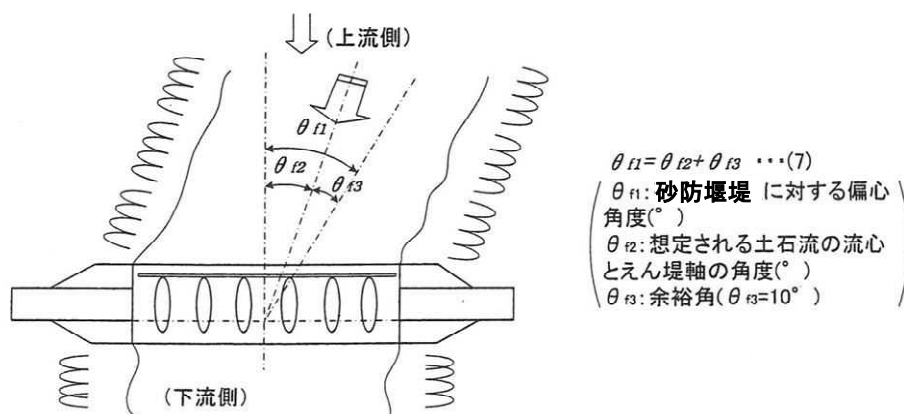


図 4-78 透過部材に対する偏心荷重
(溪流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合) (土流設 p 28)

4.4.3 底版コンクリートの設計

底版コンクリートは、基礎根入れを考慮して開口部が閉塞された状態と閉塞されない状態の両方で安定であるように設計する。（鋼砂便 p 87）

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となる。この役目を果たしているのが底版コンクリートであり、骨組構造で受けた荷重を地盤へ伝達するとともに、滑動に抵抗する重さとして働く。このため、4.4.1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、底版コンクリートの内部に発生する応力がコンクリートの許容応力度を越えないことを照査する必要がある。

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、根入れを確保するか基礎処理等を施し、必要な地盤許容支持力を確保するものとする。

1. 底版コンクリートの傾斜

土石流を捕捉するまでは、底版コンクリート天端（開口部底面）を流水が通過することになる。このため、底版コンクリートの幅（上下流方向）、溪流の連続性を維持するため堰堤の上下流の堆砂状況、流量等を配慮し、底版コンクリートを溪床勾配に合わせて傾斜させてもよい。溪床勾配が急な場合、下流端の洗掘に配慮して底版勾配を溪床勾配より緩くすることができる。底版コンクリートを傾斜させた場合の堰堤高は、土砂捕捉面をもとに設定する。

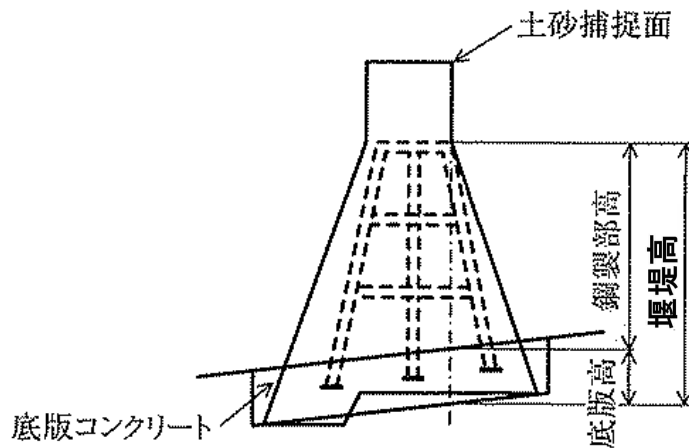


図 4-79 底版コンクリート形状

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

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

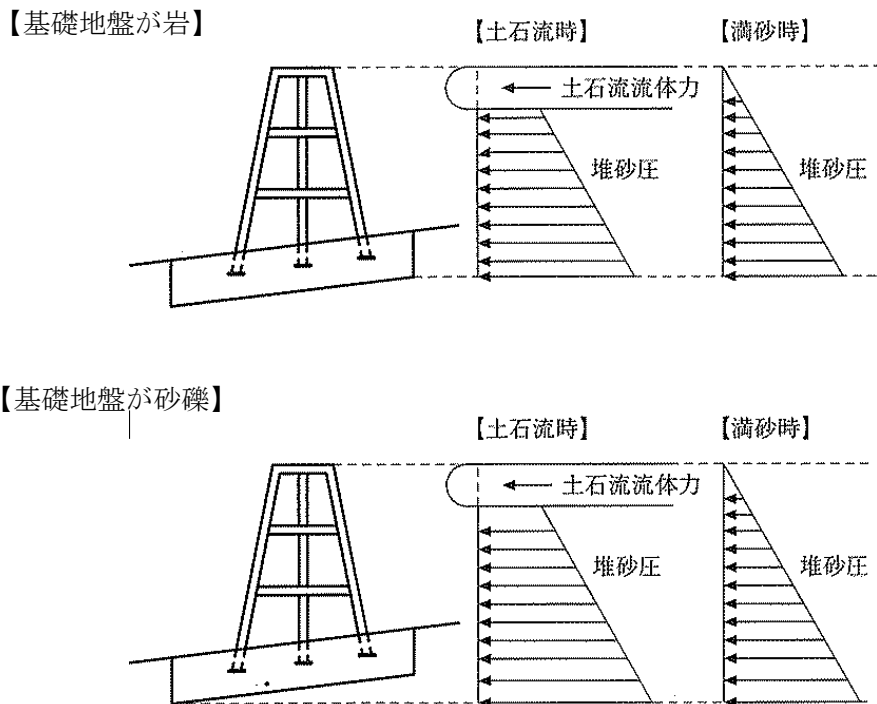


図 4-80 基礎地盤の違いによる作用荷重

2. 底版コンクリートの厚さ

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

また、底版コンクリートは設計外力に対して自重として抵抗し、堰堤の安定性を確保するため安定上必要なコンクリート厚さとする。一般に、鋼製部（透過部）と底版コンクリートが一体に動くように鋼管柱を底版コンクリートに埋め込む形式が多く採用されている。鋼管の埋込深さは鋼管外径以上が必要であることから底版の厚さはその2倍以上となる。この鋼管埋込部に発生する応力に対して、底版コンクリート内の押し抜き（引き抜き）せん断及び支圧に対して照査し、許容値内に収まっていることを確認することとする。鋼管埋込と異なる構造の場合、これと同等の安全性を保証することとする。

3. カットオフ

透過型砂防堰堤が満砂した場合、流水は最上流柱の天端から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、砂礫地帯で次の場合には、カットオフを含めた前庭保護工の必要性を検討する。

- ① 地盤を構成する粒径が小さい場合
- ② 透過部枠内に砂礫が堆積し下流端に落水がある場合
- ③ 底版コンクリート下流端と溪床に落差がある場合 (鋼砂便 p 87-88)

4. 5 非越流部の設計 (コンクリート)

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。 (土流設 p 33)

解 説

透過型砂防堰堤の非越流部の安定条件および設計外力の考え方は、不透過型砂防堰堤 (本章第3節 3.3.2(8)を参照) と同様とする。 (土流設 p 33)

- ① 堰堤高が 15m 未満の場合、安定計算は土石流時のみを対象として実施し、その際の設計外力の組み合わせは砂防堰堤と土石流の自重を除けば静水圧・堆砂圧・土石流流体力となる。
- ② 堰堤高が 15m 以上の場合、安定計算は土石流時と平常時を対象として実施することになる。平常時の設計外力の組み合わせは地震時慣性力となる。土石流時の設計外力の組み合わせは静水圧・堆砂圧・揚圧力・土石流流体力となる。

(国総研ホームページの Q&A)

4. 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。 (土流設 p 34)

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溪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。 (土流設 p 30)

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。

^{*)} : 実際の現場条件にもよるが、土石流の後続流が越流部の底版 (開口部の底面) 外に落下すると想定される場合を想定している。なお、実際の現場条件を踏まえて、下流側で洗掘が想定される場合も含む。

(国総研ホームページの Q&A)

4. 7 構造細目

ここで記載のない事項に関しては、不透過型砂防堰堤を参照されたい。

4. 8 コンクリートスリット砂防堰堤

コンクリート砂防堰堤の堤体の一部に縦長のスリットを設置したもので、土石流時に流下してくる石礫によりスリットが閉塞するように計画したものである。

解 説

(1) コンクリートスリット砂防堰堤の基本的な考え方

- ① 原則として土石流の捕捉を目的としたコンクリートスリット砂防堰堤は設置しない。 コンクリートスリット砂防堰堤の透過部面積は一般に小さいため、土石流先頭部の到達前に、先行流などで堰上げを起し、堰堤上流側に湛水が生じる可能性がある。この場合、土石流先頭部を構成する巨石は湛水の上流端付近に停止し、透過断面は閉塞しない可能性があり、その後、巨礫を含まない後続流がスリットを通過することが考えられる。さらに、一旦捕捉された土砂の一部が減水時に、流出する可能性も生じるためである。ただし模型実験を行うなど詳細な検討により効果が確認されている場合は、この限りではない。
- ② 複数のスリットを設けることにより透過部総面積を大きくし、堰上げを生じさせない場合は、コンクリートスリット砂防堰堤も可能であるが、透過部断面間の本体が土石流の偏心荷重等に対して安全であることを確認する必要がある。
- ③ 透過部断面におけるせき上げの発生有無の判断
透過部断面におけるせき上げの発生の有無は下式により判断する。下式が満たされる場合はせき上げが発生しないと判断してよい。

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

ここに、 h : 堰堤地点のマニングの等流水深 (m)

α : エネルギー補正係数 (= 1)

Q : 計画規模の清水流量 (m^3/s)

A : 堰堤地点の流下断面積 (m^2)

D_c : 透過部断面の限界水深時の径深 (= A_c/B_c) (m)

h_e : 透過部断面の限界水深 (m)

g : 重力加速度 (= 9.81m/s^2)

ΔE_{LOSS} : 透過部断面での渦時による損失水頭 (m)

β : ΔE_{LOSS} を考慮した際の最小エネルギーの補正係数で透過部断面の形状に影響を与える係数である。

限界水位の算出[水理公式集 昭和 60 年版. 第 1 編. 2.4]

$\frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial h} = 1$ より、透過部断面の形状が長方形である場合には、

$$\alpha \frac{Q^2 B_c}{g A_c^3} = 1 \text{ となり、限界水深は } h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot B_c^2}} \text{ として求められる。}$$

ここに、 A_c : 透過部断面水深 h_c の場合の流下断面積 (m^2)

B_c : 透過部断面水深 h_c の場合の水面幅 (m)

β の算出

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

ここに、 B : 堰堤設置地点における河幅 (m)

b : 透過部断面の幅の総和 (m)

μ : 流量係数 (図 4-81 参照)

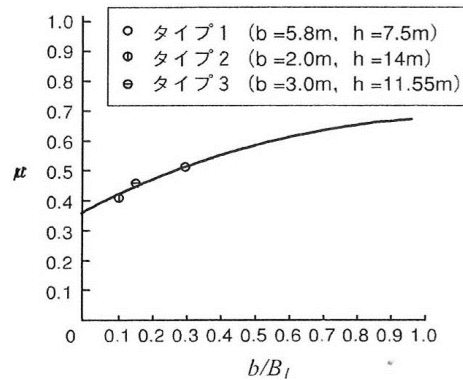


図 4-81 流量係数と (b/B_1) の関係図

- ④ 土石流捕捉のために設置されたコンクリートスリット砂防堰堤については、鋼製の棧（格子状の水平バー）を設置するなど、土砂を確実に捕捉する対策を講じる。

この場合の鋼製の棧の間隔は、当該堰堤を通過しても下流域に被害が生じないと推定される礫の粒径と同程度とする。

鋼製の棧は、想定される土石流の衝撃で破壊されない強度を必要とする。

- ⑤ 鋼製の棧の間隔の設定方法について
- a. 鋼製の棧の間隔の取り方は、当面、図 4-82 を参考とすることができる。
この場合の礫の粒径Dは、当面[鋼製砂防構造物設計便覧 平成 13 年度版] P.101 でいう 95%粒径以下とする。
- b. 部材の設計は、スリットを両端支持した単純梁に土石流流体力および礫の衝撃力を作用させて照査し選定する。
また、部材端部は土石流の直撃に対して耐えうる構造とする。
- イ. 土石流流体力に対する検討は最下段と 2 段目以上の横棧部材の受け持つ幅に土石流分布荷重が載荷する単純梁と考える。
- ロ. 礫の衝撃力に対する検討は、鋼管に礫が衝突するときの、へこみ変形による吸収エネルギーを「鋼製砂防構造物設計便覧 参考資料 2 III」に準じて照査する。

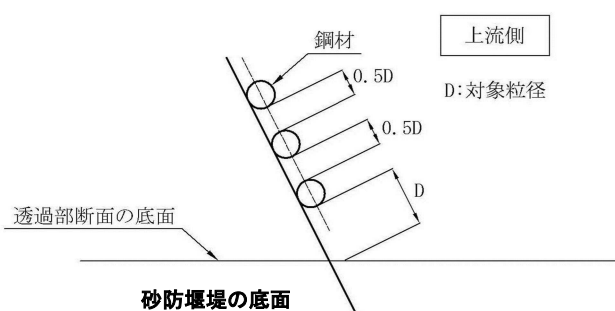


図 4-82 鋼製の棧の間隔の取り方（側面図）

(2) コンクリートスリット砂防堰堤の構造

1) 越流部の安定性

透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ堤体を構成する部材が土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

A. 安定条件

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。

B. 設計外力

「4.4 越流部の設計 (2)設計外力」と同様とするが、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。

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

ここに、 γ_{rc} : 見かけのコンクリート単位体積重量 (kN/m^3)

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 (m^3)

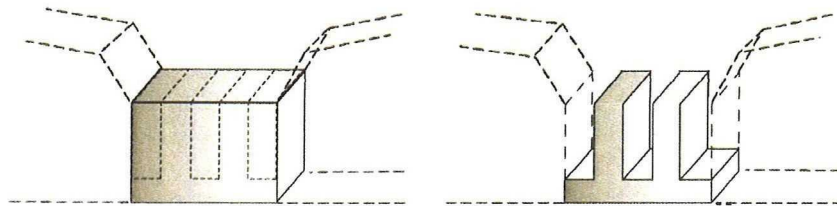


図 4-83 スリット部における水通しの堤体積

C. 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。

D. 設計水深

設計水深は、a と b 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。

- a. 土石流ピーク流量に対する越流水深の値
- b. 最大礫径の値

第5節 土石流捕捉のための部分透過型砂防堰堤

5.1 設計流量、水深

5.1.1 設計流量

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。 (土流設 p 37)

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。

(本章第3節 3.1 参照)

(土流設 p 37)

5.1.2 設計水深

設計水深は、不透過型砂防堰堤と同様とする。 (土流設 p 37)

解 説

1. 水通し断面における設計水深

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。

5.2 水通し断面

水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする。 (土流設 p 37)

解 説

部分透過型砂防堰堤の水通し断面は、閉塞型の透過型砂防堰堤と同様とし、余裕高を考慮しない。

5.3 開口部の設計

5.3.1 開口部の位置

開口部の位置は、透過型砂防堰堤と同様の考えかたで検討する。

解 説

本章第4節 4.3.1 を参照されたい。

5.3.2 開口部の設定

開口部の設定は、透過部砂防堰堤と同様の考えかたで検討する。 (土流設 p 39)

解 説

本章第4節 4.3.2 を参照されたい。

5.4 越流部の設計

5.4.1 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。

(土流設 p 39)

解 説

不透過部の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、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2 m 以上とする。また、構造検討により求まる透過部の側面形状を踏まえ、透過部の基礎として不足のない幅とする。

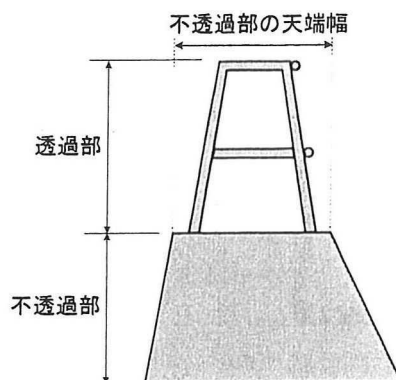


図 4-84 部分透過型砂防堰堤越流部側面図 (例) (土流設 p 40)

5.4.2 下流のり（不透過部）

下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする。 (土流設 p 40)

解 説

本章第3節 3.3.3 を参照されたい。

5.4.3 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、透過部を構成する部材が土石流およ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。 (土流設 p 35)

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、部分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。 (土流設 p 35)

(1) 安定条件

部分透過型砂防堰堤は堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。 (土流設 p 35)

解 説

部分透過型砂防堰堤堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤に準ずる。(本章第3節 3.3.4 参照) (土流設 p 35)

(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。 (土流設 p 35)

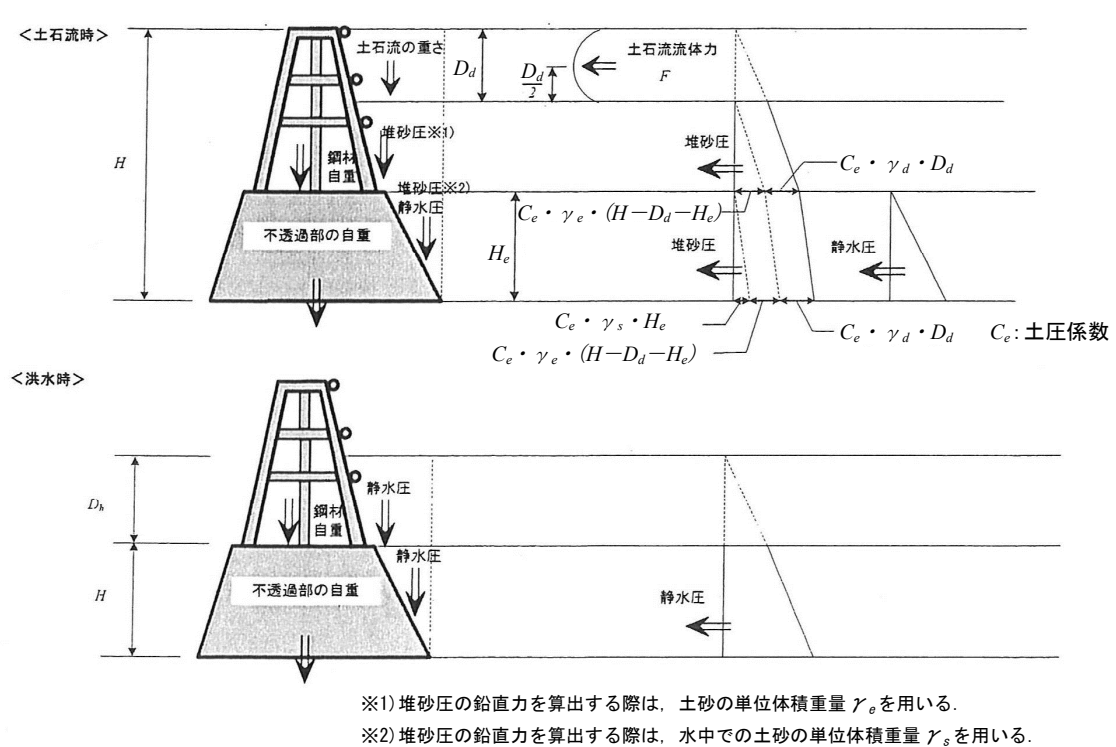
解 説

1. 安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表 4-22 の通りとする。

表 4-22 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 4-85 に示すように透過部と不透過部に作用させる。



(H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

図 4-85 部分透過型堰堤の安定計算に用いる設計外力

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。
 (土流設 p 36)

5.4.4 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。 (土流設 p 38)

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とする。(本章第4節4.4.2 参照) (土流設 p 38)

5. 5 非越流部の設計 (コンクリート)

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。(土流設 p 42)

解 説

部分透過型砂防堰堤の非越流部の安定条件および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする。(土流設 p 37)

5. 6 水抜き

水抜きは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

解 説

部分透過型砂防堰堤の水抜きは、不透過型砂防堰堤と同様とする(本章第3節3.9参照)。

5. 7 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。(土流設 p 43)

解 説

1. 前庭保護工における水通し断面について

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。

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。

5. 8 構造細目

ここで記載のない事項に関しては、不透過型砂防堰堤および透過型砂防堰堤を参照されたい。

第6節 流木捕捉工

6.1 流木捕捉工

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流木対策施設である。(砂土計 p59)

解 説

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。

6.2 掃流区間における流木対策施設の設計

6.2.1 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。(土流設 p67)

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（案）調査編第5章、同第6章、河川砂防技術基準（案）設計編第3章に基づいて検討する。

洪水及び土砂流の流速、水深等は土砂を含んだ流量を用いてマニング式等により算出するものとし、流木を含むことによる流速、水深等への影響は考慮しないものとする。なお、流木の流速は洪水、土砂流の表面流速に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。

6.2.2 流木捕捉工の設計

(1) 透過部の高さ

流木捕捉工の透過部の高さは、流木止めによるせき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。(土流設 p68)

解 説

透過部は転石により閉塞しないように設計するものとし、透過部の高さは流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木捕捉に必要な高さを加えた高さ以上とする。その概念を図 4-86 に示す。これらの決定の手順を以下に示す。なお、図中の記号については、 D_s : 流木止めによるせき上げを考慮した水位 (m)、 ΔH_s : 流木捕捉に必要な高さ (m)、 H_s : 流木止め (透過部) の高さである。

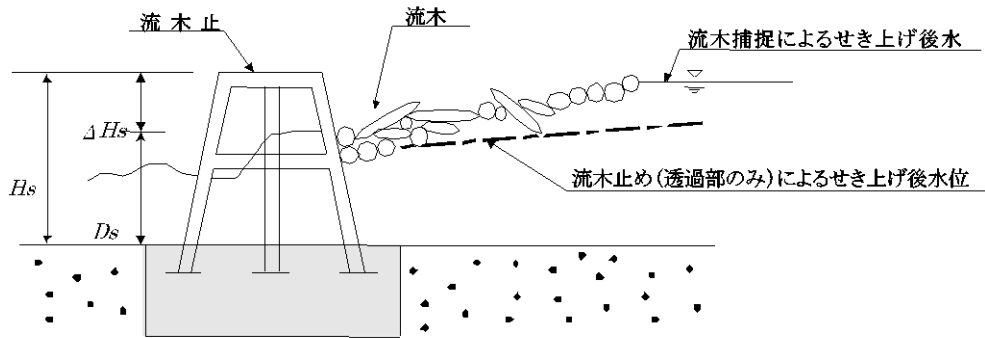


図 4-86 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ (H_s) の模式図

1) せき上げ水位の計算

- ① せき上げ前の水深 D_{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せきの公式で求める。

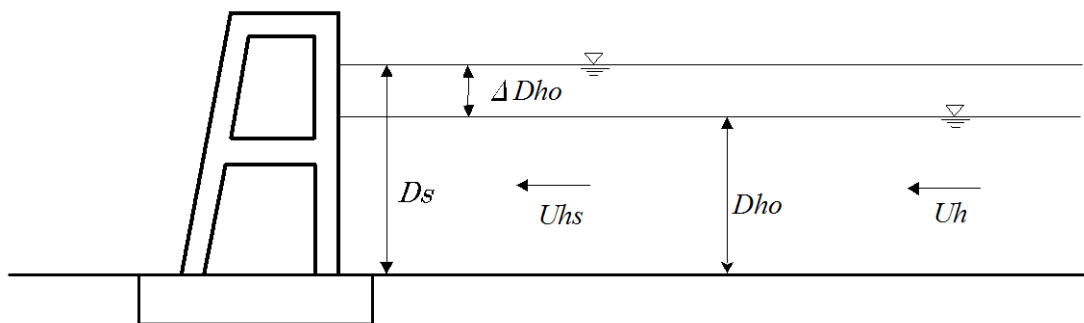


図 4-87 流木止めによるせき上げ水位

- ② 流木止め工によるせき上げ高

掃流区間に流木止め工を設置する場合には、大部分の流木は土砂流、洪水の表面を流下するため、これを捕捉するための流木止め工の高さは流木止め工によるせき

上げを考慮した土砂流や洪水の水位よりも高いことが必要である。

なお、縦部材のみによるせき上げの水位は次式により算定できる。

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

ここで、 ΔH_{h0} ：流木止め工縦部材によるせき上げ高（m）、 k_m ：縦部材の断面形
 θ_m ：縦部材の下流河床面に対する傾斜角（度）、 R_m ：縦部材の直径（m）、 B_p ：縦部材の純間隔（m）、 U_h ：上流側の流速（m/s）である。

③ せき上げ後水深 D_s

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

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

ここに、 Q ：設計流量（m³/s）、 U_{hs} ：せき上げ後の平均流速（m/s）、 B_s ：流下幅（m）である。

2) 流木止め工の高さ

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

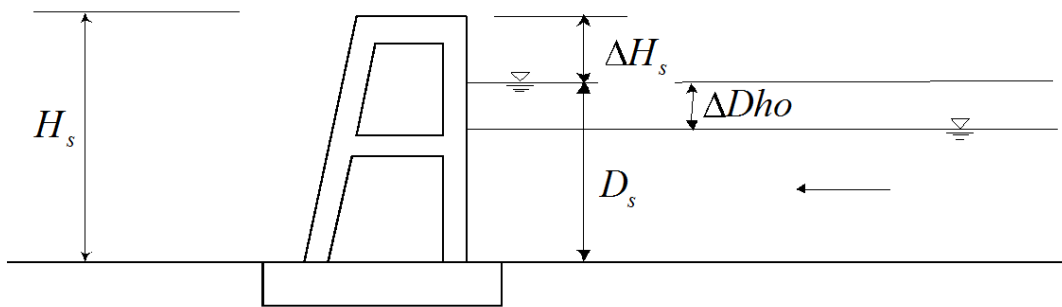


図 4-88 閉塞のおそれのない場合の透過部の高さ

(2) 透過部における部材の純間隔

流木捕捉工の透過部における部材の純間隔は、透過部が転石で閉塞しない条件と流木を捕捉する条件とを満足するものとする。 (土流設 p71)

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。

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

ここで、 d_m :河床材料の平均粒径 (m)、 σ :砂礫の密度、一般に 2,600~2,650kg/m³、 ρ :泥水の密度、一般に 1,000~1,200kg/m³、 g :重量加速度 (m/s²) である。

- ② 摩擦速度の2乗 U_*^2
次式から求める。

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

ここに、 D_{h0} :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 付図の縦軸 U_*^2/U_{*cm}^2 が、③の U_*^2/U_{*cm}^2 に等しい点に対する d_i/d_m を求める。

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

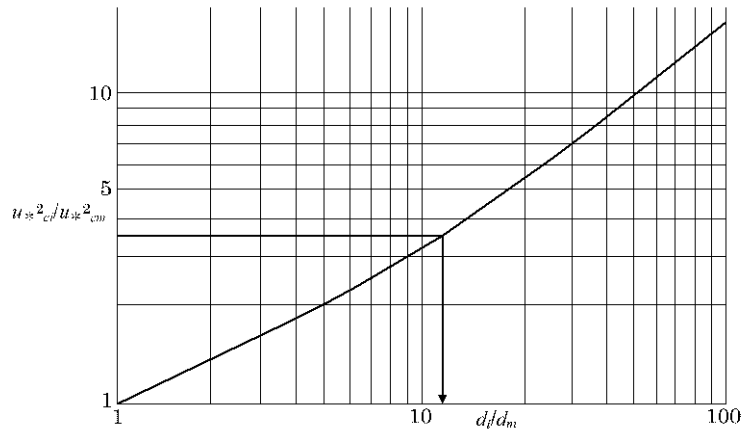


図 4-89 粒径別限界掃流力

- ⑤ 現地の最大転石と比較して、小さいほうを最大粒径とする。

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。

$$B_p \geq 2d_i$$

ここで、 B_p ：透過部の純間隔 (m)、 d_i ：最大転石 (m) である。

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

ここで、 L_{wm} ：最大流木長 (m) である。

流木を捕捉するために部材の純間隔は上記の式を満足する値とし、折損して流下した流木によるすり抜け等に留意する。

(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。(土流設 p73)

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 (案) 設計編第3章によるものとする。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 4-90 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。

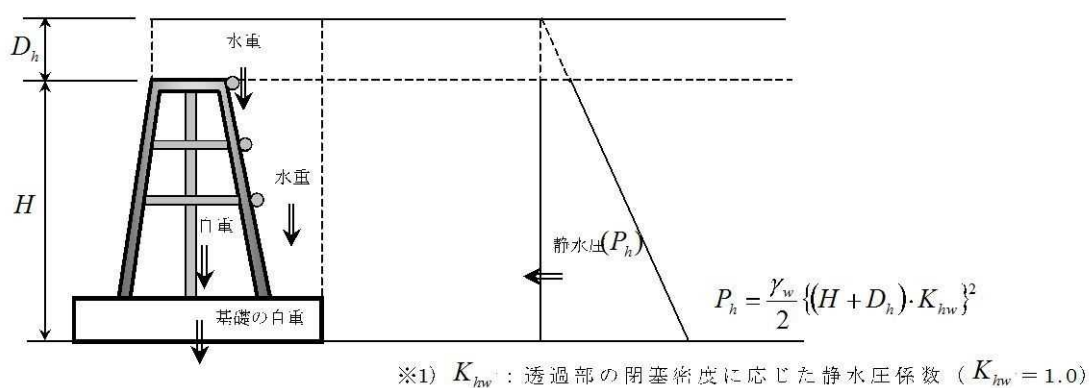


図 4-90 掃流区域の流木捕捉工の閉塞状況

表 4-23 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 |

(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。 (土流設 p75)

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。

流木と礫の衝突による衝撃力は、不透過型砂防堰堤の袖の設計と同様とする。

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。

$$U_{ss}=1.2U_s$$

ここで、 U_{ss} ：表面流速（m/s）、 U_s ：平均流速（m/s）である。

(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。
(土流設 p76)

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（案）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安全に閉塞されて水が透過できない状態を想定して、不透過型砂防堰堤とみなして水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、前庭保護工を設計する。流木捕捉工は副堰堤等にも設置することができる。

流木捕捉工の水通し断面は、透過部への流木の閉塞による土砂流・洪水流の越流に備えて原則として透過部の上に設ける。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。

6. 3 副堰堤等に設置する流木止め工

土石流発生量が多く見込まれている区間（土石流発生域）で土石流の発生抑制を期待するとともに流木の捕捉を期待する場合や、山脚の固定を図るとともに流木の捕捉を期待する場合に適応する。

副堰に設置した流木止め工の捕捉流木量は、本堰で土石流を処理するため、前庭部で土石流が掃流化されたものとして掃流区間と同じ算定方法で効果量を計上する。

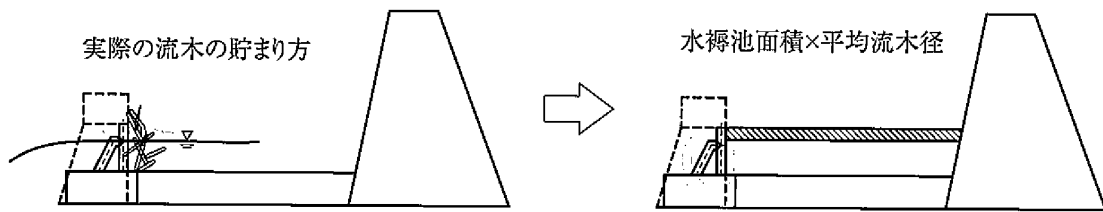


図 4-91 計画捕捉流木量

副堰堤に設置する場合の留意事項

解 説

前庭部に設置する流木止め工は、砂防堰堤本体で土石流を捕捉したものととして掃流状態として設計する。安定計算および構造計算に用いる荷重は越流水深を考慮した静水圧とする。このとき鋼管の余裕しろは掃流状態として礫の直撃を考慮しないことから最上流部材も含めて 0.0~1.5mm とする。腐食しろは片面 0.5mm とする。

砂防堰堤本体で土石流が完全に捕捉できない場合には、上記の検討に加え、土石流区間で用いる土石流の流体力と堆砂圧を作用させて安全性の検討を行う。

この時土石流の流体力の算定には計画堆砂勾配を用いる。ただしこの場合も腐食しろは片面 0.5mm とし、余裕しろは 0.0~1.5mm とする。

以下に前庭保護工の形状について述べる。

(1) 設置幅

流木止め工を副堰堤に設置する場合は、原則として副堰堤の越流部に設けるものとする。ただし、現地の条件等により副堰堤の機能を損なう場合には、副堰堤の前庭部に流木止め工を設けてもよい。

流木の捕捉量をできるだけ確保するために、地形条件、下流の河幅をもとに流れを阻害しない範囲でできるだけ広くとることが望ましいが、通常の砂防堰堤の場合、規定の 3 倍程度までを目安とする。水叩き部の幅が広い場合、水叩工（厚さは通常の砂防堰堤の場合と同じ基準とする）の両サイド部はコンクリート厚さを薄くしたり、あるいはコンクリートブロックを配置してもよい。その場合、構造、施工性、地盤、洗掘等を総合判断したとき、水叩きと同断面とする方が有利な場合もあるため、総合的に検討する必要がある。本副堰堤間の距離が通常の水叩長を超える区間についても同様である。

(2) 水褥池の形状

通常の砂防堰堤の場合の規定に関わらず、本副堰堤間の距離は地形条件の許せる範囲で流木捕捉量をできるだけ確保できるように距離をとるが、通常の砂防堰堤の場合の規定の 3 倍程度までを目安とする。

本副堰堤間の擁壁は、原則として平行配置とする。側壁での縮流は流木の衝突や堆積による溢流の防止の観点から避けるものとする。なお、流木は流木止め工の直上流で水通しの左右岸寄りに堆積する傾向が強いとの実験結果があるので、通常の砂防堰堤の場合とは逆に副堰堤部で末広がりとなってもよい。

(3) 水通し断面

流木止め工の端部のコンクリート立ち上がりは直立させ、流木止め工の上方に設ける水通し断面の形状は逆台形とする。流木止めの水通し下幅は、本堰堤水通し下幅の 2 倍程度まで広げてよい。また、水通し断面に余裕高は含めない。

(4) 天端幅

副堰堤の天端幅は、礫や流木が衝突すると考えられる場合はその衝撃力に対して安全な構造とする。

(5) 袖勾配

袖勾配は「河川砂防技術基準(案)設計編 第 3 章」により、原則として水平とするが、袖高より高く流木が捕捉されることがあるため、発生流木量、地形、流量等を考慮して袖部からの溢水が想定される場合には袖に勾配を付けてもよい。

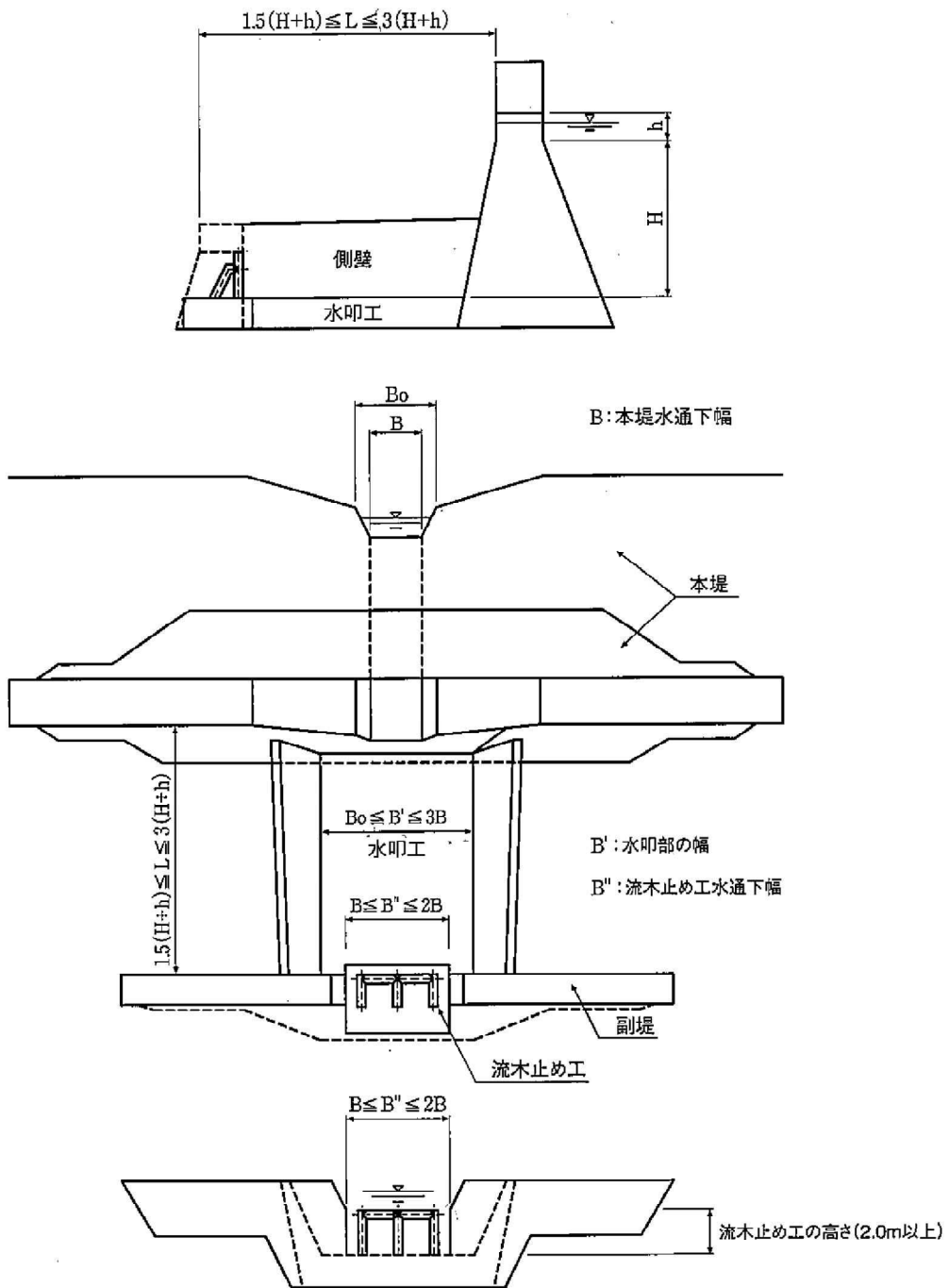


図 4-92 流木止め工を設置した場合の前庭部の寸法

6. 4 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。(土流設 p77)

解 説

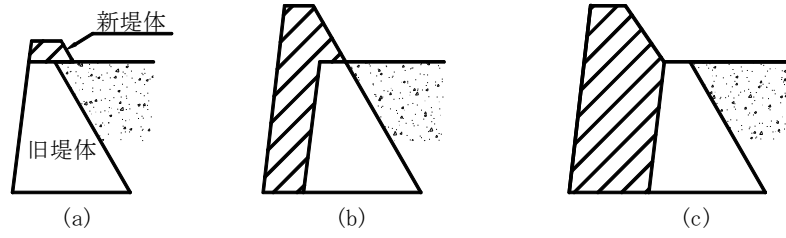
掃流区域の流木発生抑止工は、護岸工および流路工と同じ位置に同様の機能を持つように設置するものであるので、設計は河川砂防技術基準（案）設計編第3章に従うものとする。

第7節 嵩上げ堰堤の設計

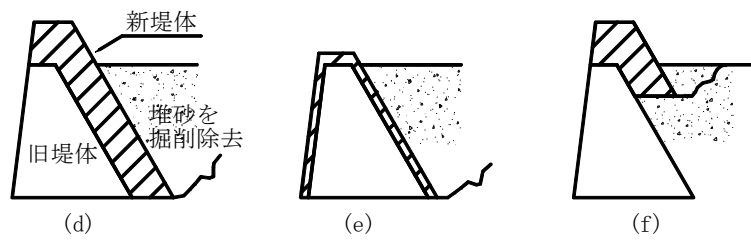
7. 1 嵩上げの型式

嵩上げ工法は大別すると①下流面腹付け工法と②上流面腹付け工法に分類でき、両工法の特徴は次の通りである。

- ① 下流面腹付け工法は、貯砂池は現状のまま簡易な水替えで施工可能であり施工上有利であるが、主応力の方向と継目の方向が同方向となり応力上良好とはいえない。
- ② 上流面腹付け工法は、施工上貯砂池内の堆砂を掘削除去し、施工箇所を確保するため転流が必要となる。応力上は、主応力の方向と継目が直交するため下流面腹付けに対して有利となる。



(1) 下流腹付け工法



(2) 上流腹付け工法

図 4-93 砂防ダムの嵩上げの型式

③ 図 4-93 の(a)及び(f)は、嵩上げによる作用荷重の増分を旧堤体で受けもつものである。

(e)は、(d)に比較して打継目の処理面積が広がるため、老朽化した下流面保護を目的として利用されることが多い。

これまでの実績は、(b)(c)(e)の例が多く占めている。

7.2 安定計算の手法

嵩上げ堰堤の安定計算手法としては、次の2方法が用いられている。

このうち、貯水ダムでは通常「嵩上げ公式」を用いているが、砂防堰堤では「一体構造」による計算事例が多い。

1. 「嵩上げ公式」方式は、嵩上げ後の堤体岩着部の応力は、既設ダムの応力と嵩上げによって新たに生じた荷重による新ダムの応力との和となる。

嵩上げダムの断面は、この重ね合せた応力が堤体の上流端で0若しくは圧縮となるように決定される。

[垣谷正道：嵩上げ堰堤の安定計算について，日本発送電工第1202号，1946]

[多目的ダムの建設 第4巻 設計Ⅱ編 第26章 2.1]

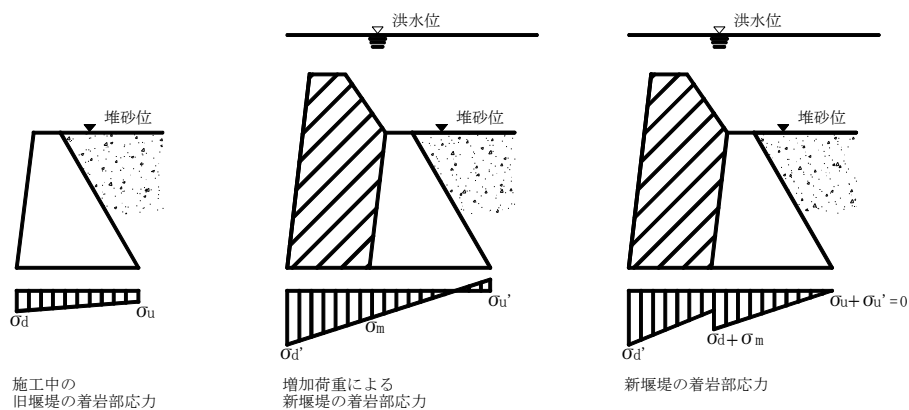


図 4-94 下流腹付け「嵩上げ公式」方式の概要

2. 「一体構造」方式は、嵩上げ後の断面で安定計算を行う。

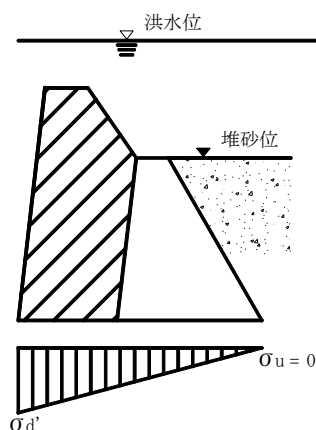


図 4-95 下流腹付け「一体構造」方式の概要

7. 3 新旧コンクリート打ち継目面の処理

1. 基礎コンクリートや、堤体の増厚補強、袖部の嵩上げを行う場合には、既設コンクリートと一体化を図る。一体化は、打ち継目面に用心鉄筋を挿筋したり、コンクリート打継用接着剤を塗布する方法がある。
2. 旧堰堤付着面はチップングを行って、新旧コンクリートの付着を確実に期するものとする。風化が進行している場合には、はつりを考慮する。
3. 打設面には、半割り管によるドレーン孔を格子状に配置し、旧堰堤からの漏水によって新コンクリートに水圧が作用しないようにすることが望ましい。
また、ドレーン孔は状況の許す限り低位置まで配置しておくことが望ましい。

[砂防・地すべり設計実例 1.6]

4. 旧コンクリート側に鉄筋を挿し筋して、せん断力を確実に伝達するようにする。

a. 鉄筋量

コンクリートの打ち継目面の強度低下率を考慮して、コンクリートのせん断応力度の不足分について鉄筋量を算出するものとする。

$$A_s = \frac{\tau' \cdot \gamma}{\tau_a}$$

ここに、 A_s : 1 m²当たりの鉄筋量 (cm²/m²)

- τ' : コンクリートのせん断許容応力度 (N/mm²)
 τ_{α} : 鉄筋の許容せん断応力度 (N/mm²)
 γ : 打ち継目面の強度低下率 (=0.5程度)

b. 挿し鉄筋長 (片側)

$$L = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{\alpha}} \phi$$

- ここに、 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)
 τ_{α} : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)
 ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

第8節 床固工（単独又は、連続配置の床固工）

8.1 位置

8.1.1 一般

床固工の位置は、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個所に計画する。
2. 支溪が合流する場合は合流点下流に位置を選ぶ。
3. 工作物の基礎を保護する目的の場合には、それら工作物の下流部に計画する。
4. 溪岸の決壊、崩壊、及び地すべりなどの個所においては、原則としてその下流に計画する。
5. 自然環境等に配慮すること。また、生態系を考慮する施設は別途検討のこと。

（国河計 p 181）

解説

床固工は縦侵食を防止して溪床を安定させ、溪床堆積物の再移動、溪岸の決壊、崩壊等の防止を図るとともに、護岸等の工作物の基礎保護の目的のため施工する。

特に工作物の破壊する原因が基礎の洗掘である場合、また溪岸の決壊、崩壊、及び地すべりなどが縦侵食により、あるいは縦侵食と横侵食の両作用によって起こる場合は、当然それらの下流に設置すべきもので、この際工作物及び崩壊などの延長が長く、したがって洗掘区間の長い場合の床固工は、1基では不足で、数基を階段状に設ける必要がある。

（建河計 p 178）

8.1.2 位置の選定

床固工の位置は、次の条件を考慮して選定する。

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のがよい。
2. 溪流の河幅が広く乱流のはなはだしい個所に設けて整流を行う。

（建河計 p 178）

解説

溪流の屈曲部の下流部と溪床幅の大なる区間は乱流となりやすい。ここに設ける床固は水流の方向を修正して曲流による洗掘を防止あるいは緩和するもので、流路整正の効果をあげるため、河状に応じて階段状に床固工群を計画する場合が多い。（建河計 p 178）

8.2 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。

（建河計 p 178）

解 説

床固工における水通しの越流水は理論上床固工の方向に直角に放射されるものである。床固工水通し天端下流端中心を床固工の中心点と定める理由もここにある。床固工の方向を定めるに当たっては、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っ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っ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。(建河計 p 178)

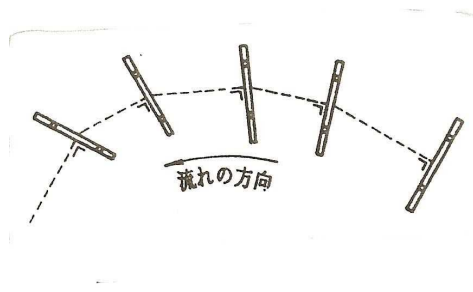


図 4-96 床固工設置方向

8.3 高 さ

1. 床固工の高さは自然環境を考えなるべく低く設ける。
2. 床固工の高さは、一般的には5m程度以下とし、水叩き及び垂直壁を設けるときも落差3.5～4.5mが限度である。
3. 床固工の高さ（水叩き及び垂直壁を設置する場合を含む）が、5m程度以上を必要とする場合及び床固工を長区間にわたって設ける必要のある場合は、階段状に計画する。(建河計 p 179)

解 説

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、更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沿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。(建河計 p 179)

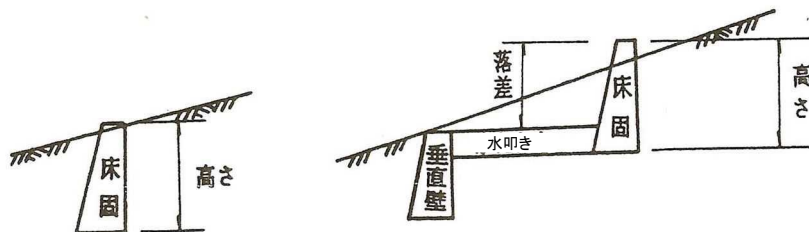


図 4-97 床固工高さ

8. 4 溪床勾配

8. 4. 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所に計画するもので、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。
(建河計 p 180)

解 説

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過ぎるか、又はその必要がない。

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又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。

(建河計 p 180)

8. 4. 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。
(建河計 p 180)

解 説

床固工の計画勾配は一応現溪床勾配の 1 / 2 程度を目途として計算するものとする。

一般に階段床固においては、下流床固の計画縦断線が旧溪床勾配と交る点の 2 倍の位置が上流床固の計画位置とする。

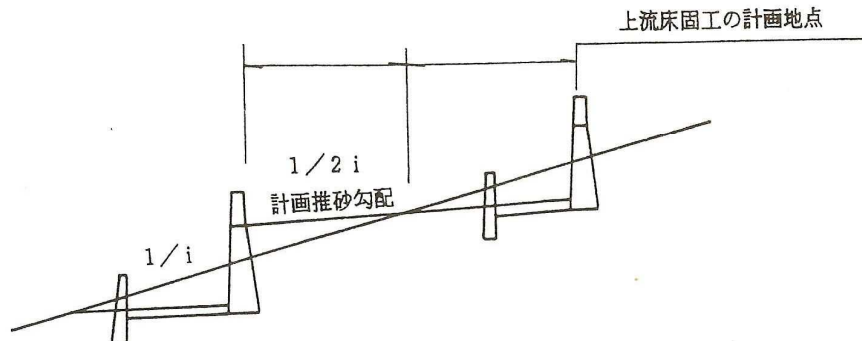


図 4-98 床固工計画堆砂勾配

8.4.3 階段状床固工

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。(建河計 p 180)

解説

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、これによるはつ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見当のうえ、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。

(建河計 p 180)

8.5 設計流量の算定

床固工における設計流量は、砂防堰堤に準ずる。

8.6 水通し断面の決定

8.6.1 床固工の水通し

(1) 床固工の水通し位置

砂防堰堤水通し位置の決定に準ずる。

(2) 床固工の通水断面の形状

梯形を原則とし両袖小口勾配は1 : 0.5 を標準とする。

解 説

袖小口の5分勾配は溪岸の傾斜角及び床固下流部には床固保護のため水叩、側壁、垂直壁等が併設される場合が多く工費の節約等を考慮して定めたものである。

なお上下流の地形、取付護岸の法勾配等により制約される場合（普通砂防工事の場合には袖小口勾配から護岸の法勾配を決定する場合が多い）には別途検討しなければならない。

(3) 床固工の水通し断面

1. 水通し断面は設計流量以上を流しうるよう十分な断面を持たなければならない。
2. 溪流保全工最上流端に施工されるいわゆる止めの床固工における水通し断面は、砂防堰堤に準じて上流側に貯水するものと考えセキの越流公式を使用する。
3. 床固工群の場合、床固工完成までに満砂が十分予想される場合は、堆砂勾配に対応する流速を考慮した断面積及び越流水深を定め余裕高を考慮して決定する。

解 説

洪水時には水量のほか土砂が相当量混入されて流送され、特に土石流区域（上流域）においては十分な余裕ある断面積をとり不測の事態にそなえることが望ましい。

8. 7 断面決定

8. 7. 1 断面決定幅

床固工の天端幅は2.0m程度として各計画箇所ごとに決定する。

解 説

床固工の天端幅決定要素は砂防堰堤の決定に準ずる。

8. 7. 2 設計外力

床固工は、砂防堰堤の洪水時に準拠して行う。ただし、土石流区間での設置において上流に砂防堰堤の施設が無い時には、土石流の流下が懸念されるため、土石流時の検討も同時に行う。

8. 8 床固工の袖

8. 8. 1 床固工の袖（一般）

不透過型砂防堰堤に準ずる。

8.8.2 床固工の袖天端の勾配

不透過型砂防堰堤の袖勾配に準ずる。

解 説

単独床固工の場合は砂防堰堤に準ずるのを原則とするが、一定計画のもとに設置される床固工群の場合は最上流の床固のみ袖勾配を設け、それより下流の床固には設けないのが普通である。

8.8.3 床固工の袖の天端幅

袖の天端幅は1.0m以上を原則とする。

解 説

袖の天端幅は構造設計上安定させることは勿論であるが、管理上最小1.0m程度は必要と考えたものである。

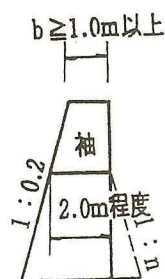


図 4-99 床固工袖の天端幅

8.8.4 床固工の袖かん入

1. 床固施工箇所両岸が山脚である場合のかん入長さの標準値は砂防堰堤の袖かん入に準ずる。
2. 床固の施工箇所両岸あるいは片岸が築堤、宅地、耕地等である場合は護岸工があっても床固工の袖では護岸工に関係なく十分にかん入しなければならない。
3. 床固を溪流屈曲部に設置する場合は凹曲部の袖を延して十分信頼できる地盤にかん入しなければならない。

解 説

床固工においても袖部をかん入する両岸は岩盤かあるいは堅硬な地盤であることが望ましい。

砂礫層の場合、袖のかん入が不十分なため袖の取付部を侵食決壊して洪水流が床固の水通し部を離れて袖の外側を回り被害を大きくした例が非常に多い。これは袖部に護岸があると否とにかかわらず起こり得るもので特に袖部に留意することが望ましい。

8.8.5 床固の基礎

床固の基礎底面は水平を原則とする。

8.9 前庭保護

8.9.1 水叩き

(1) 基本

床固設置箇所の基礎が砂礫層から成る場合は原則として水叩きを設けるものとする。

解 説

床固工は単独であると階段状であるとかかわらず、洪水の越流によって下流法先が洗掘される。基礎が砂礫層であれば洗掘が生じ床固工の破壊の原因となるから洗掘防止工法を施す必要があり、その代表工法が水叩き工法である。しかし基礎が硬岩かあるいは大転石が累積していてしかも洪水の越流衝撃によって転動しなければ床固の破壊は起りにくいものである。

(例1) 水叩き工法

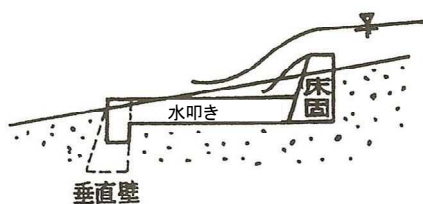


図 4-100 床固工水叩きイメージ

(2) 水叩きの形状寸法

水叩きの長さ、厚さは共に堰堤工に準ずるものとする。本章第3節「3.11.3 水叩き工」参照のこと。

(3) 曲線部における水叩き延長

曲線部における水叩き延長は内カーブ側にて計算長をとること。

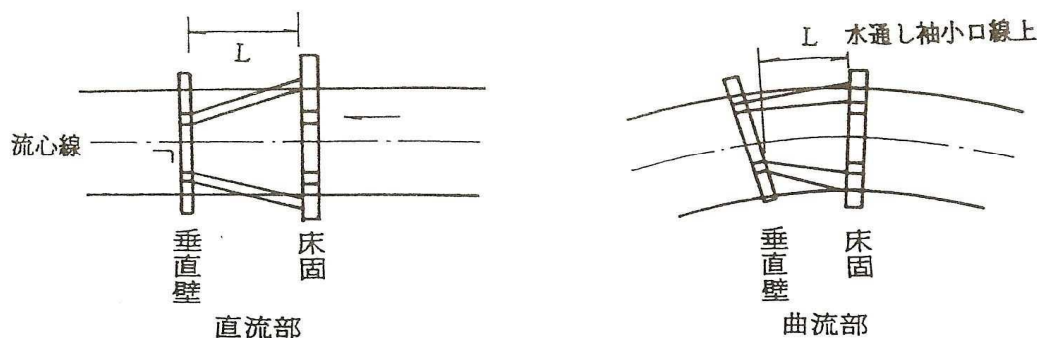


図 4-101 直流部・曲流部における水叩き延長

(4) 水叩きの勾配

単独床固工＝堰堤工に準じ水平を原則とするが、やむを得ず勾配をつける場合は最急勾配を1/10までとする。

階段床固群＝原則として縦断計画勾配と同一とするが最急勾配は1/10までとすること。

8.9.2 垂直壁

(1) 垂直壁の方向

垂直壁の方向は床固の方向に準ずる。

(2) 垂直壁の高さ

垂直壁の天端高は溪床面より高めないことを原則とし根入れの深さは基礎が洗掘されない深さとする。この場合水叩き下部より1.5mを標準とする。(岩盤の場合は、1.0mを標準とする。)

なお下流洗掘のおそれのある場合は護床工を設けなければならない。

解説

砂礫層においては床固工の法先で洗掘がおけると同様に垂直壁下流部においても洗掘されることは必定と見なければならない。よって水叩き先端を根入れするかわりに垂直壁を

設置するものであるから水叩きに接続して垂直壁を設置するがこの根入れをさらに深める意味において天端は溪床面以上に出ないようにする。垂直壁の堤高すなわち根入れ深さは洗掘ならびに下流溪床勾配によって定まるものであり理論的には決定し難い。

護床工は現在一般にコンクリートブロック工法、フトン籠工法が多く使われている。工法の決定については流量、河床材料等を十分検討し決定しなければならない。

(3) 垂直壁の断面決定

① 垂直壁の上下流法

垂直壁の断面は原則として下流法2分とし上流法は垂直とする。

② 垂直壁の水通し天端厚

垂直壁の水通し天端厚は水叩き厚を標準とし最小厚は0.70mとする。

(4) 垂直壁の水通し位置

垂直壁の水通し位置は床固の水通し位置に準ずる。

解 説

垂直壁の水通し断面積の決定において、水位、水通し巾、余裕高は床固の水通しの条件と異なるが一般に床固の水通し断面と同じにしてさしつかえない。

なお垂直壁下流部の河状に注意し洪水流量を流し得る河積があるか検討する必要がある。

(5) 垂直壁の袖

袖天端の最小厚は0.60m以上とする。

袖天端の勾配は水平を原則とする。

(6) 垂直壁の基礎

床固の基礎に準ずる。

8.9.3 側壁護岸

(1) 天端、基礎、法面の取付け位置

1. 天端の垂直壁への取付けは垂直壁水通し肩と同高にとりつけることを原則とし、上流に床固工の袖天端を合わせるものとする。
2. 基礎は水叩き基礎に一致させなければならない。但し水叩きのない場合は地形、地質を考慮して決定する。
3. 垂直壁の水通し袖小口へ側壁護岸の法面を継続させる場合は垂直壁水通し袖小口勾配と一致させることを原則とする。
4. 床固部へ取付ける側壁護岸の法面及び法先は床固の水通し肩より後退させなければならない。
5. 堰堤工側壁工の構造に準ずる。

床固工標準図

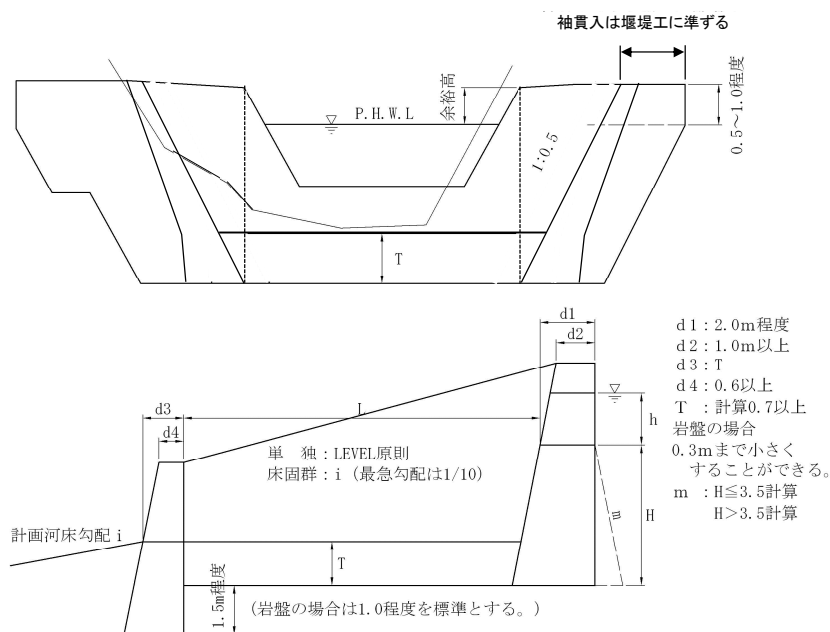


図 4-102 床固工標準図

8.9.4 護床工

不透過型堰堤の水叩き工の下流処理を準用する。

本章第3節 3.11.5 水叩き工の下流処理工（護床工）を参照のこと。

第9節 護岸工

9.1 護岸の設計

護岸の設計にあたっては、その目的とする機能が発揮され、流水、流送土砂等の外力に対して安全にするとともに、生態系の保全、景観、維持管理面等についても考慮するものとする。
(建河Ⅱ p20)

解 説

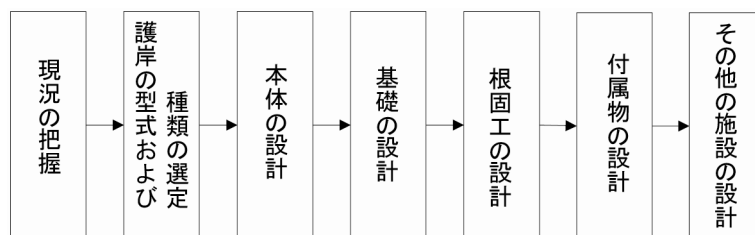
護岸の機能としては、第2章第2節「2.6 護岸工」に示されているように、山脚の固定、溪岸崩壊防止、横侵食防止等が考えられる。

護岸は、流水による河岸の決壊や崩壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがある。

護岸の破壊は、局所洗掘や両端の巻き留め付近の決壊によることが多く、設計にあたっては、これらにも十分留意するものとする。また、洪水時に土砂や転石等の衝撃を受けやすい区間では、これらに対する安全性に十分留意するものとする。

護岸の設計順序は、護岸の型式および種類の選定に必要な設置箇所の地形、地質、河状、その護岸の目的に対する適合性、安全性、経済性等の各要素について考察し、型式、種類の選定を行った後、本体、基礎、根固工、水抜きや吸出し防止、隔壁等の付属物の順序で設計を行うのが一般的である(表 4-24 参照)。
(建河Ⅱ p20)

表 4-24 護岸の設計順序(建河Ⅱ p20)



9.2 位置

9.2.1 選定 I

溪流において、水流あるいは流路の湾曲によって、水衝部あるいは凹部溪岸山腹の崩壊の増大または、崩壊の恐れがある場合、この部分に護岸工を計画するものとする。
(建河計 p181)

解 説

山腹の横侵食を防止して崩壊しやすい溪岸斜面の支持および根固めの目的をもって直接に護岸を計画するのも一つの方法であるが、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方法が良策である場合が多い（図 4-103 参照）。ただし、流路の付替えは短区間内の場合が適切であって、長区間にわたり付け替えた流路が直線に近付くとかえってこのため溪床勾配が急となって流速が増すから注意を要する。

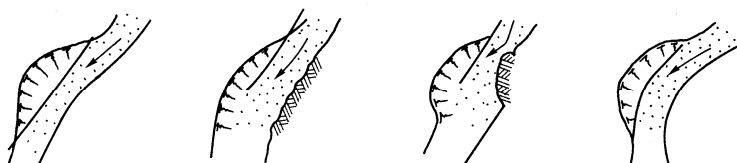


図 4-103 護岸工の位置（建河計 p181）

9.2.2 選定Ⅱ

溪流下流部の土砂堆積地、または耕地および住宅地などの区域において、溪岸が決壊しもしくはその恐れがある場合、護岸工を計画するものとする。（建河計 p181）

解 説

溪流の下流部は上流に比べれば溪床勾配は緩であっても一般河川に比べればなお急であって、屈曲部はもちろん直流部においても溪岸が決壊しやすく、これを保護するため護岸工を必要とする。しかも、この地域の決壊は長区間にわたり、乱流の作用によって両岸が交互に侵食を受けることが多いことから、護岸工も両岸に施工する必要がある場合が多い。

（建河計 p181）

9.2.3 選定Ⅲ

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、なお、山脚の根固めに護岸工を必要とする場合が多い。（建河計 p181）

解 説

溪流の屈曲部等において、水流の衝突によって凹部に決壊または、崩壊の起こる場合、縦侵食と横侵食が相関連して作用するのが普通であることから崩壊箇所の下流部に床固めあるいは堰堤を計画するが、これによって縦侵食を防止してもなお横侵食がやまない場合は、床固め、または堰堤上流部の崩壊の脚部に護岸工を計画して決壊または、崩壊を防ぐ必要がある。（建河計 p181）

9.3 護岸工の断面

9.3.1 天端高

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のが原則である。
2. 溪流の曲流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ない。(建河計 p182)

解 説

1. 護岸工の天端高

河川堤防においては、洪水時の風浪、うねり、跳水等による一時的な水位上昇、流木等を考慮し流量に応じて余裕高を設定するが、砂防を対象とする急溪流（一般に渓床勾配 1/100 以上）においては特に流木、巨礫等の混入により上記の現象が著しいため、十分な余裕を見込み（計画高水位＋余裕高）まで護岸を施さなければならない。

2. 溪流曲流部の護岸工の天端高

溪流曲線部の流速が大きくなると、横断面において兩岸に水位の差を生じ、凹岸は凸岸に比べて水位が上昇するものであるから、凹部の溪岸は特に護岸を強固に施工する必要があるばかりでなく、天端高を高める必要がある。(建河計 p182)

9.3.2 堰堤等への取付け

- 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。(建河計 p182)

解 説

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て、これを怠ると洪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のり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。

(建河計 p182)

9. 4 勾配

9. 4. 1 計画溪床勾配

1. 護岸工施工区間の溪床勾配については、堰堤の堆砂勾配、床固工及び溪流保全工計画溪床勾配を参考にして決定する。
2. 溪流曲線部の凹岸および水衝部に護岸工を施工する時は、施工前に比べて護岸寄りの溪床が洗掘されやすく、溪流の横断面と溪床勾配に変化を与えるから注意を要する。
(建河計 p183)

解 説

溪床勾配、特に計画溪床勾配は、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ことから、本章第8節「8. 4 溪床勾配」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、反対に凹部は溪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溪床縦断勾配が計画と相違してくるから予め検討することが肝要である。
(建河計 p183)

9. 4. 2 天端勾配

1. 護岸工の天端勾配は原則として計画溪床勾配と同一とする。
2. 堰堤上流に施工する護岸工の天端勾配は堰堤の調節作用を考慮して決定するものとする。

解 説

護岸工の天端勾配は、曲線部の嵩上げ、護岸背後の地形河床変動、及び取付等に部分的に変化するが原則として計画溪床勾配と同一とする。

堰堤上流に施工する護岸工は満砂後も土砂の調節作用をするので河床変動を考慮して天端勾配を決定しなければならない。

9. 5 型式

- 護岸工の形式の選定にあたっては、治水上の問題がない限りにおいて、堤外地へ繋がる一連の植生等溪流環境の連続性への影響を考慮して、透水性の高い材料や護岸表面に植生が侵入しやすいものを使用する。
(建河計 p 182)

解 説

一般に溪流においてはコンクリート護岸、練ブロック積護岸、練石積護岸、および自然石等の練積護岸を計画する。空積護岸は一般に溪流には不適當である。

なお、治水上問題のない限りにおいては、多自然型護岸を計画する。採用にあたっては、地域の状況、経済性を考慮して選定する(護岸の力学設計法 参照)。

(1) 河川・砂防工事のコンクリートブロック積の裏込コンクリートについて

河川・砂防工事のコンクリートブロック積の裏込コンクリートは原則として入れないものとする。ただし、次のような場合については、この限りではない。

イ 護岸の直高 2.00m以上、法勾配が 1 : 0.5 より急勾配 (0.5 を含む) なもので、護岸肩部が兼用道路で、輪荷重が護岸の安定に著しく影響する場合。

〔裏込コンクリート厚：直高 2.00m～3.49m の場合、下端より 0.10m の等厚とする。
直高 3.50m～5.00m の場合、下端より 0.15m の等厚とする。〕

ロ 護岸の直高 3.00m以上、法勾配が 1:0.5 より急勾配 (0.5 を含む) なもので、護岸背面の土質が砂質土等、吸い出され易いもの、及び軟弱地盤で護岸の安定上特に必要とする場合。

〔裏込コンクリート厚：直高 3.00m～3.49m の場合、下端より 0.10m の等厚とする。
直高 3.50m～5.00m の場合、下端より 0.15m の等厚とする。〕

(2) コンクリートブロック積の水抜き孔について

水抜き孔は、低水位より高い位置に、3 m²に 1 ヶ所以上の割合で設置する。ただし、細砂地盤で水抜き孔からの吸出しが予想される場合は背後に吸出し防止材を設置すること。

9. 6 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。
(建河Ⅱ p21)

解 説

護岸ののり勾配は、河床勾配が急なほど急勾配とすることが望ましいが、一般には 5 分を標準とする。

渓流における洪水中には砂礫を含むのが通常であるから、護岸工ののり勾配が緩やかであると、のり面の下部が摩耗あるいは破損されやすいので注意すること。

9. 7 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。
(建河Ⅱ p21)

解 説

護岸法線の湾曲が著しい場合は、流水により護岸基礎が洗掘されやすく、また流水が偏流して護岸天端を越流するおそれもあり、下流に対する影響も大きいため、できるだけ地形条件の範囲内で河床勾配を勘案し、湾曲を緩和するとともに、法線はできる限りなめらかなものにする必要がある。
(建河Ⅱ p21)

9.8 上下流端の取付け

護岸の上下流端は原則として堅固な地山に取り付けるものとする。

(建河Ⅱ p21)

解 説

護岸の上下流端の取付けから護岸が破壊されることが多いので、上下流端の取付けは水衡部を避け流水によって破壊されることのないようになるべく堅固な地山に取り付けるか十分巻込んでおかなければならない。(建河Ⅱ p21)

砂礫地盤に取り付ける場合は、小口止を施工するものとする。コンクリートブロック積護岸の場合の小口止の構造は、図 4-104 を参考とする。

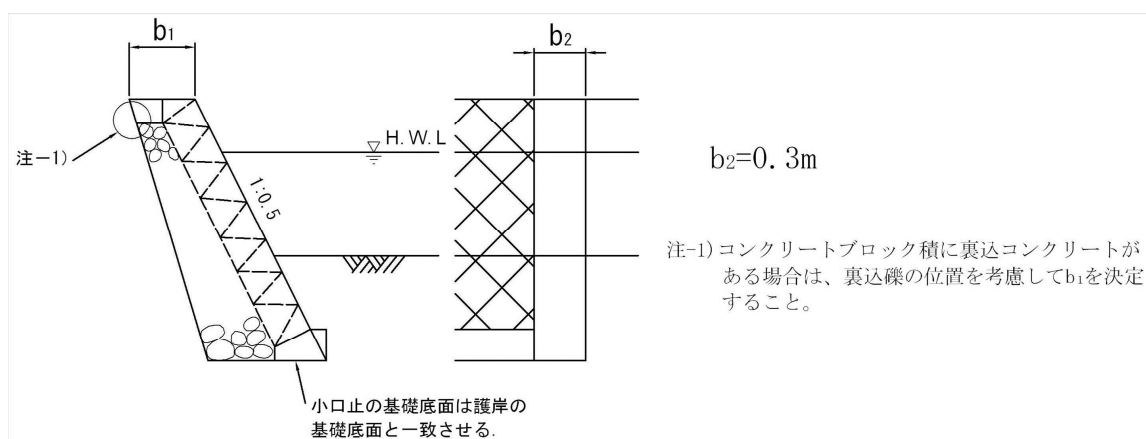


図 4-104 小口止の構造

9.9 根入れ

護岸の根入れは、洪水時に起こると考えられる河床洗掘、既往の洗掘等を考慮して、その深さを定めるものとする。

(建河Ⅱ p21)

解 説

護岸の決壊の原因は、基礎の洗掘によることが多く、特に急勾配の溪流においてはこの作用が顕著であるため、根入れを十分に行う必要がある。

基礎の洗掘に対して、根入れを深くするか根固工で対処するかは、現地の状態をよく把握して安全かつ経済的に決めるものとする。

1. 砂礫基礎の護岸工の根入れは、計画河床高または最深河床高のいずれか低い方より 1m 以上の根入れを原則とする (図 4-105 参照)。河床変動をある程度許容する箇所(淵を造る場合)については、これよりも深く設定する。

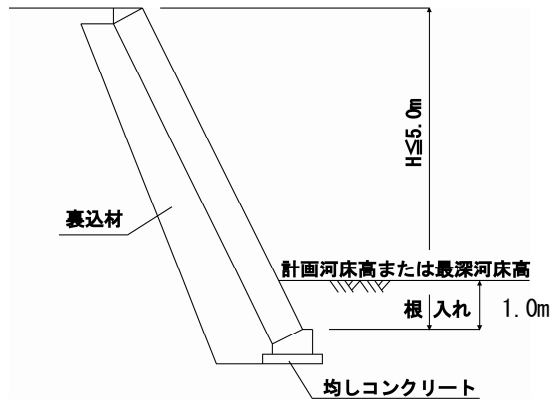


図 4-105 砂礫基礎護岸の例

2. 護岸基礎部に岩盤がある場合は、岩盤の質、護岸基礎部の前面のかぶり等を考慮して設定する。一般的には、軟岩 0.5m 程度、硬岩 0.3m 程度の根入れをする（図 4-106 参照）。

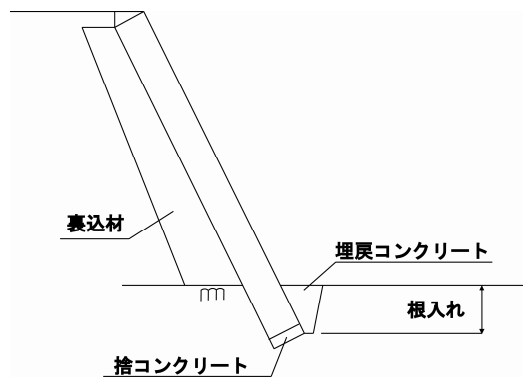


図 4-106 岩盤基礎護岸の例

3. 垂直壁等の下流に接続する護岸基礎の底面は、垂直壁等の基礎底面と一致させることを原則とする（図 4-107 参照）。ただし、護床工を設置する場合にはこの限りでない。

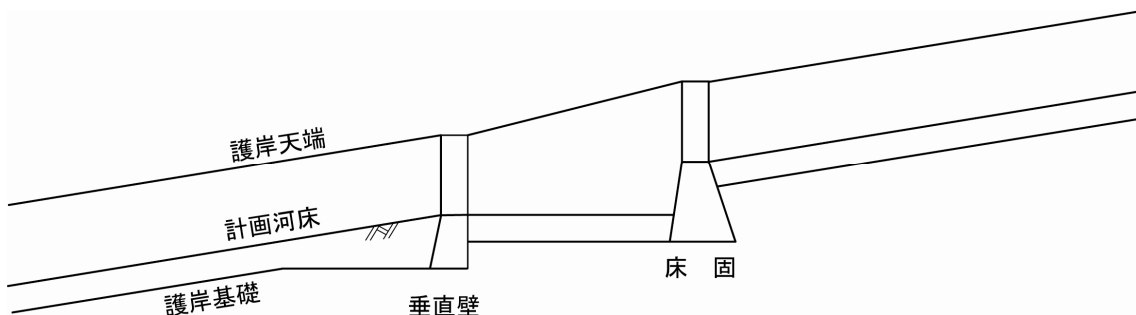


図 4-107 垂直壁下流の護岸の基礎

9. 10 伸縮目地

護岸工の施工継目は、10m毎に設置することを標準とする。護岸等流水の影響のある箇所に使用する目地板の仕様は、岐阜県建設工事共通仕様書による。

(建工共仕 p125, 182, 362)

解 説

石積またはコンクリート護岸工は、温度または水分の変化、乾燥収縮を受けたとき、自由に膨張収縮することができれば内部応力は生じないが、移動を制限されている場合には、膨張または収縮が内部ひずみとして集積され、これがコンクリートの終局ひずみ以上に達した点においてひびわれを生じるので、これに対して適当な手段を施さなければならない。伸縮継目は単にコンクリートの伸縮に対して必要であるばかりでなく、基礎不均等沈下、荷重、振動などの原因によるひびわれを防ぐためにも必要である。

<注 記>

伸縮目地は、基礎コンクリートまで通すこと。

裏コンクリートがある場合は、同時に切ること。

9. 11 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。

(建河Ⅱ p22, 建河Ⅰ p36)

解 説

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

根固工の材料は、コンクリートブロック、捨石等がある。

1. 根固工の敷設天端高

根固工の上面高は、計画河床高以下とする。

2. 根固工の敷設幅（水平に敷設する場合）

根固工の敷設幅は、護岸基礎工前面の河床が低下しないよう、敷設幅を確保することを基本とするが、当該溪流での施工実績も考慮するものとする。敷設幅の照査方法は、建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編【Ⅰ】 p 36 を参考とする。

幾何学的には、敷設幅 B は、根固工敷設高と最深河床高の評価高の高低差 ΔZ を用いれば

$$B=L_n+\Delta Z/\sin \theta$$

となる。ここに、

L_n : 護岸前面の平坦幅（ブロック 1 列もしくは 2m 程度以上）

θ : 河床洗掘時の斜面勾配

ΔZ : 根固工敷設高から最深河床高の評価高までの高低差

斜面勾配 θ は、河床材料の水中安息角程度になるが、安全を考えると一般に 30° とすればよい。以上より、基礎工天端高が設定されれば、最深河床高を評価することにより、照査の目標とする敷設幅が算定できる。

3. 根固めブロックの重量

根固めブロックの重量は、ブロックに作用する近傍流速を用いて、力学的な安定等から定めることを基本とするが、当該溪流での施工実績も考慮するものとする。ブロックの安定に対する計算方法は、建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編[I] p 43～p 44 によるものとする。

(1) 異形コンクリートブロック（層積み）の場合

滑動および転動に対する安定条件より、根固工の所要重量は次式により与えられる。

$$W > a \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \frac{\rho_b}{g^2} \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6$$

ここに、 W : 根固工の所要重量（空中重量）（N）

ρ_w : 水の密度（kg/m³） 一般に 1,000kg /m³

ρ_b : ブロックの密度（kg/m³）

V_d : 近傍流速（m/s） 一般に代表流速 V_0 を用いてよい

g : 重力加速度（9.81 m/s²）

a : 部材の形状等によってきまる係数（表 4-25 参考）

β : 係数（単体の場合は 1.0）

表 4-25 異形コンクリートブロックの係数 a の参考値

| ブロック種別 | a | β |
|--------|------|---------|
| 対象突起型 | 1.2 | 1.5 |
| 平面型 | 0.54 | 2.0 |
| 三角錐型 | 0.83 | 1.4 |
| 三点支持型 | 0.45 | 2.3 |
| 長方形 | 0.79 | 2.8 |

<計算例>

$\rho_w=1,000\text{kg/m}^3$ 、 $\rho_b=2,350\text{kg/m}^3$ 、 $a=0.54$ (平面型)、 $\beta=1.0$ (単体) $V_d=5.0\text{ m/s}$ とすると、

$$W = 0.54 \left(\frac{1,000}{2,350 \times 1,000} \right)^3 \frac{2,350}{9.8^2} \left(\frac{5.0}{1.0} \right)^6 = 84,000\text{N} = 8.4\text{kN} \quad \{8.6\text{tf}\}$$

<参 考>

- ・ 異形コンクリートブロックの所要重量は流速の6乗に比例するので、流速の変化に対し重量の変化が非常に大きい点に留意すること。
- ・ 部材の連結が確実であれば、 β を大きくとることができる。連結を確実にするためには、異形コンクリートブロック等を吊り下げることのできる径の鉄筋を用いるとともに、鉄筋を固着しているコンクリート部分が破壊にいたる引張り応力が作用しない構造とする必要がある。

(2) 捨石の場合

石に作用する掃流力が石の移動限界を超えないものとして、代表流速 V_0 と石の大きさの関係を次式により定める。

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \times 2g \left[\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right]} V_0^2$$

ここに、 D_m : 石の平均粒径 (m)

ρ_s : 石の密度 (kg/m^3) 一般に $2,600\text{ kg/m}^3$

ρ_w : 水の密度 (kg/m^3) 一般に $1,000\text{ kg/m}^3$

V_0 : 代表流速 (m/s)

g : 重力加速度 (9.81 m/s^2)

E_1 : 流れの乱れの強さを表す実験係数である。

比較的乱れが小さい流れの場合は、 $E_1=1.2$ 、

乱れが大きい流れの場合は、 $E_1=0.86$ という値が示されている。

上式は水平面上の捨石について与えられるものであり、捨石を斜面角度 θ のり面に設置する場合には、粒径 D_m に対して斜面の補正係数 K を乗じた $K \cdot D_m$ を捨石径とする。

$$K = \frac{1}{\cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}}} \cdots \text{レーン (Lane) の式 (出典: S60 水理公式集 p 223)}$$

ここに、 ϕ は石材料の水中安息角（自然石では 38° 程度、碎石では 41° 程度）である。

<計算例>

$\rho_w = 1.0 \text{ t/m}^3$ 、 $\rho_s = 2.6 \text{ t/m}^3$ 、斜面角度 $\theta = 2^\circ$ ($1/30$)、 $E_1 = 0.86$ (乱れが大きい流れの場合)、 $V_d = 5.0 \text{ m/s}$ とすると、

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \times 2 \times 9.8 \times \left[\frac{2.6}{1.0} - 1 \right]} \times 5.0^2 = 1.1 \text{ m}$$

$$K = \frac{1}{\cos 2^\circ \sqrt{1 - \frac{\tan^2 2^\circ}{\tan^2 38^\circ}}} = 1.00$$

従って、捨石径は $K \cdot D_m = 1.00 \times 1.1 = 1.1 \text{ m}$ となる。

9. 12 環境への配慮

護岸工の設計にあたっては、生態系や景観の保全について必要な措置を講ずるものとする。

解 説

護岸工は、計画箇所周辺の自然生態環境、溪流の景観、溪流空間の利用状況および周辺の土地利用状況を十分考慮した上で、環境への配慮、工費縮減を図るものとする。

第10節 水制工

10.1 位置

10.1.1 一般

1. 水制工は、一般に溪流の下流部または、砂礫円錐地帯の溪床幅が大で溪床勾配の急でない箇所に計画する。
2. 直線に近い区域で両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。 (建河計 p183)

解 説

水制工は一般に溪流の下流部、あるいは砂礫円錐地帯の乱流区域に計画することが多く、かかる区域では左右両岸対象の位置に計画して各水制頭部間の新水路河床を水流で低下させ、同時に水制間に土砂を堆積せしめ、流路が固定するに及んで水頭部を導流工あるいは護岸工で連結させ、整治を完了するものである。

10.1.2 水衝部

- 溪流上流部においても、溪流沿いの水流の衝撃に起因する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。 (建河計 p183)

解 説

荒廃溪流の上流部においては、水制工を計画することはまれであるが、有利な場合が相当ある。すなわち、短区間の崩壊地においては、崩壊の上流端に下向き非越流水制を一つ計画し、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。一般に崩壊箇所に対しては片岸のみ計画する場合が多い。

10.2 方向

- 溪流においては上向き水制が有利であるが、普通は直角水制を用いることが多い。流線または、その接線に対して 70° ~ 90° の間の角度が適当である。 (建河計 p183)

解 説

直角水制においては水制間の中央に土砂の堆積を生じ、頭部における溪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溪岸や水制に沿い前 2 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。従って、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。

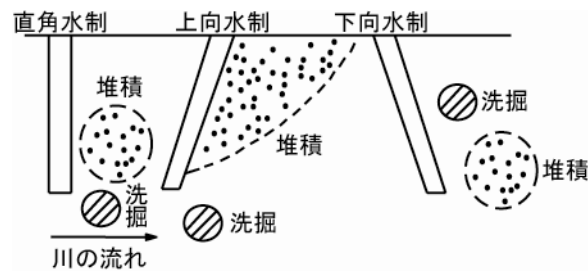


図 4-108 水制工の方向

10.3 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、河床変動等を考慮し、その目的とする機能が発揮されるようにするとともに、安全性、維持管理面等についても考慮するものとする。(建河Ⅱ p22)

解説

水制工の目的としては、流水や流送土砂をはねて溪岸構造物の保護や溪岸侵食の防止を図るものと、流水や流送土砂の流速を減少させて縦侵食の防止を図るものがあり、前項「10.1 位置、10.2 方向」の内容をよく踏まえて、所要の機能と安全性の確保について十分考慮するものとする。

水制工の形式は、その構造により透過、不透過に分類され、また、高さにより越流、非越流に分けられる。

水ハネ、土砂ハネを目的とする場合は非越流、不透過水制工を用い、流速減少を目的とする場合は越流、透過水制工を用いるのが一般である。

砂防施設として用いる水制工は、一般に急流河川に設置するが多い。このため、水制工を水ハネ、土砂ハネを主目的に設置する場合は、水制工の強度および維持管理面から相当困難が予想される。

仮に目的を達成したとしても、その下流の水衝部等の河状を一変させる恐れがあるので、護岸との併用で流速を減少させる根固水制工として採用されている事例が多い。

10.4 水制工の形状

水制工の長さ、高さ、間隔は、水制工の目的、河状、上下流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。(建河Ⅱ p22)

解説

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

一般では水制工の長さを短くし水制工と護岸を併設したほうが、維持、工費上からも経済的となる場合が多く、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、維持管理およ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倍程度および水制工長の1.5~2.0倍程度を目途として、水制の高さ、長さとの関係等から経済性も考慮して定める必要がある。

なお、水制工の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。

10.5 本体および根固工

水制工本体は、本章第3節「3.3 堰堤断面の設計」に準じて設計するものとする。
また、水制工の根固工は、本章第7節「9.11 根固工」に準じて設計するものとする。
(建河Ⅱ p23)

解 説

一般に砂防施設を設ける溪流は、急流でかつ河床材料の粒径が大きいため、水制の強度の面から杭打ち水制工は避けるべきで、むしろ自重で流水等に抵抗できるような工法を用いるべきであり、一般にコンクリート不透水制が多く用いられる。

透過水制工を採用する場合は、堤頂部まで外力が働いても安全でなければならない。

水制工本体は、床固工の変形として考える。

水制工の基礎は、一般には河床の砂礫であり、洗掘を受けやすく、特に水制の先端は局所洗掘を受けやすいため、水制工には原則として根固工を併設するものとする。

10.6 環境への配慮

水制工の設計にあたっては、生態系や景観の保全について必要な措置を講ずるものとする。

解 説

水制工設置の際には、主として景観への対応が必要となることが考えられる。景観への対応としては、石張り等の水制工表面の化粧がある。

なお、水制工は、基本的には溪流の縦横断方向の連続性を確保することにおいて有利な工作物であり、水理条件が許せば護岸の代替施設となる。

また、水制の水理特性を生かして、瀬淵の維持・創造に活用することも考えられるが、いずれにせよ、安全性を確保したうえで計画する。

第11節 溪流保全工

11. 1 目的

溪流保全工は、安全に土砂や洪水を流下させることを目的とし、さらに、現況の溪流を極力改変しないように計画、施工を行い、治水上の安全の確保と溪流の生態系の保全を図るものである。

解 説

溪流には生物の多様性が維持される場として、また、人と溪流のふれあいの場としての意義が社会的に求められてきている。

しかし一方で、土地利用の進展によって農地や住宅等の保全対象が溪流に接して存在する地域については、洪水流の乱流及び河床の過度な変動、溪岸浸食等により災害が発生する可能性があり、これを防止することが重要である。溪流保全工は、地域の治水上の安全の確保と溪流の生態系の保全をはかり、その地域にふさわしい溪流づくりに資するものとして整備するものである。溪流の生態系を保全するためには、溪流の連続性・多様性を保つこと、つまり溪流空間を自然の状態で維持することであり、自然溪流を対象とする場合においてはその状態をなるべく改変しないようにするものとする。なお、すでに整備されている溪流を対象とする場合には、溪流の連続性・多様性を創造することも考えて整備を行なうものとする。

1. 地域の治水上の安全の確保

(1) 土砂災害の防止

洪水流の乱流、および河床の過度な変動、溪岸浸食等により災害が発生する可能性がある地域については、砂防施設を適切に配置して土砂災害を防止し、地域の安全を確保するものとする。

(2) 緩衝的な空間の確保

- 1) 住宅等の保全対象が溪流に隣接して存在すると、豪雨時等の出水時に被災する可能性が高くなることから、溪流と保全対象にはある程度の緩衝的な空間を確保する。
- 2) 対策例として、溪流空間を緩衝的な空間(土砂の滞留空間)として活用することで土砂災害の危険性を軽減することが可能であることから、溪流空間を広く確保して土地利用の誘導を図る。
- 3) 土地利用上、緩衝的な空間を確保することができない場合は、洪水流を安全に流下することに重点を置くものとする。

2. 溪流の生態系の保全

(1) 溪流空間の確保

溪流空間は、溪流の溪床や溪岸、河岸段丘等、土砂の移動により攪乱を受けて、その地域に特有の植生環境、生息環境が形成され、景観を創り出している。溪流空間として確保することが可能な地域については、溪畔林等を含めて積極的にこれらの空間を取り込むものとする。

(2) 溪流空間の多様性・連続性の保全

- 1) 溪流空間内の多様性・連続性を保全するために自然溪流においては、現在の地形を極力改変しないように配慮する。
- 2) 既に砂防施設の整備がなされている場合は、溪流の多様性、連続性を創造することも考慮して基本方針を設定するものとする。

(3) 砂防施設の材料

- 1) 砂防施設は生態系に対する影響を最小限に抑え、溪流の多様性、連続性の保全に配慮するものとし、施設に求められる機能に応じて透水性の高い材料や植生等が侵入しやすい材料、景観を選択肢に含めて材料選定を行うものとする。
- 2) 土砂や木材などの自然材料を用いようとする場合には、あくまでもその現場または現場周辺で砂防工事等によって生じた土砂、伐採木、または流通している自然材料もその地域に生息している植生の範囲にとどめるものとする。

3 溪流保全工の整備の考え方

(1) 溪流保全工の基本方針の明確化

- 1) 対象とする地域における各種の要請(治水上の安全、生態系の保全、溪流の利用等)について、どのような整備が望まれているかを明らかにし、その地域における溪流保全工の基本方針を明確化する。
- 2) 溪流環境整備計画がすでに策定されている場合には、その方針に基づき設定する。

(2) 整備の方針

溪流保全工は、土地利用形態、保全対象の分布等、溪流の特性等を踏まえ、その場に応じた整備の考え方を明確化する。

1) 保全対象が隣接していない地域

保全対象が溪流に隣接していない空間では、保全対象に影響がない程度に河床変動を許容するため、溪流空間を積極的に取り入れて土砂の滞留空間を確保する。

2) 保全対象が隣接している地域

保全対象が溪流に隣接しており、洪水や過度な河床変動によって土砂災害の危険性が高い空間では、洪水流の安全な流下を図るものとする。

(3) 溪流空間の確保

- 1) 溪流保全工における溪流空間は、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かつ日常的には生態系の保全に寄与する空間として整備する。
- 2) 整備にあたっては、滞筋の変遷など過去の溪流の移り変わりを把握し、現在の土地利用状況を勘案しながら、空間を確保する。

(4) 溪畔林の利用

- 1) 溪流保全工における溪畔林は、砂防法上の砂防設備に準ずるものとして位置づける。
- 2) 溪畔林は、現存するものを保全することを基本とし、新たな植栽は行わないものとする。
- 3) 溪畔林を砂防設備として活用するにあたっては、必ず砂防構造物(床固工、帯工、護岸工、水制工等)を併用するものとし、また流木災害が発生しないように留意する。

(5) レクリエーションの場としての活用

溪流保全工の整備にあたって人とのふれあいの場としての要請が高い場合には、溪流の利用を計画的に反映させるものとする。その場合には、地域の要求等を十分に把握してこれらの要請に配慮する。

(6) 維持管理の実施

溪流空間は時間的・空間的に常に変動する場であり、これらの影響を受けて溪流空間の河床の状態、動植物も変化する。また、各種の砂防施設もこれらの変動の影響を受けて機能が低下する可能性がある。溪流保全工の機能を発揮させるため、定期的に監視(モニタリング)を行い適切な維持管理を実施するものとする。

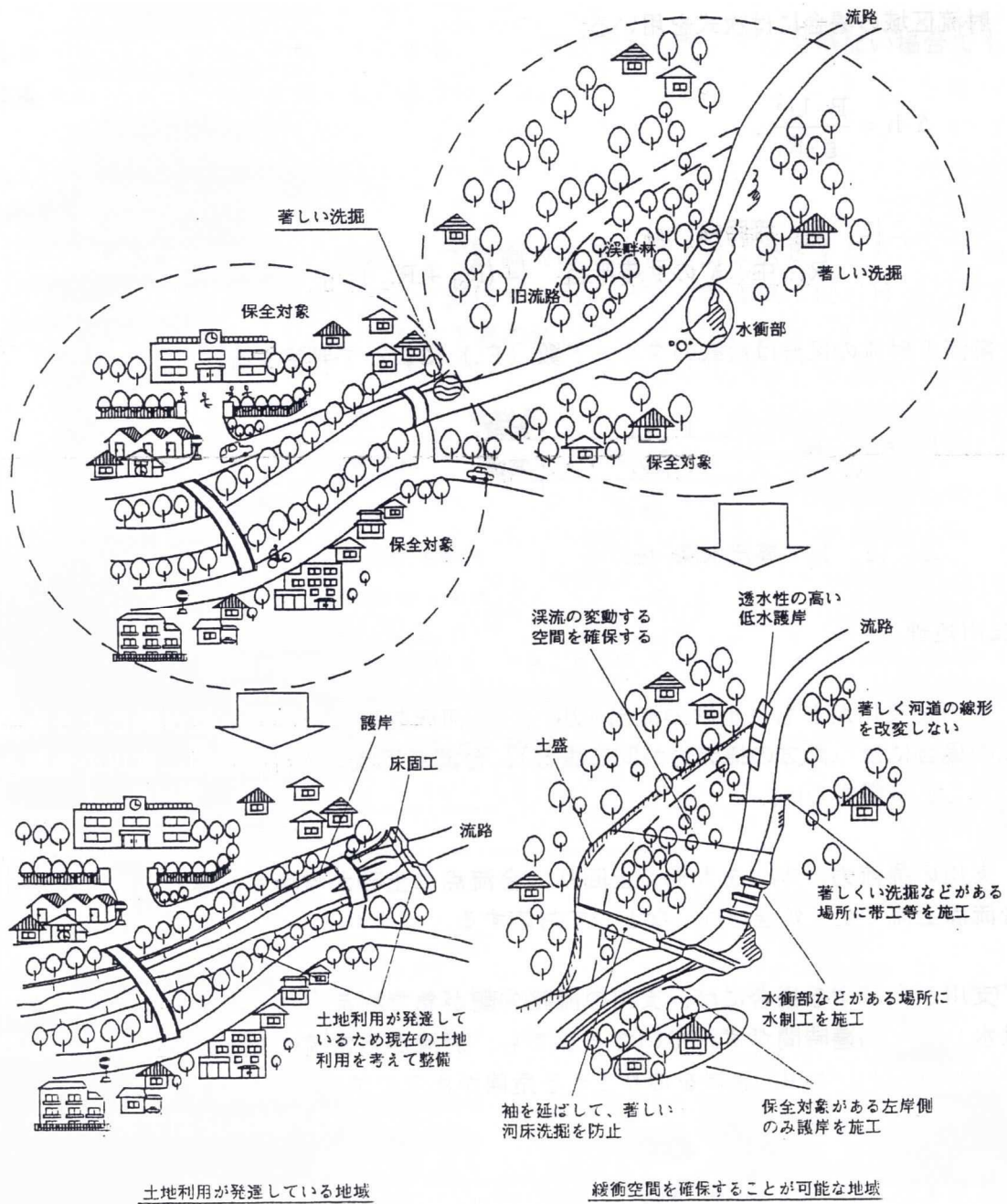


図 4-109 溪流保全工の概要

11. 2 溪流保全工の計画手順

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、設計流量を安全に流下させようとするとともに、維持管理面および周辺の水利用、地下水位、自然環境についても配慮するものとする。

(建河Ⅱp23)

解 説

溪流保全工の設計は、地形、地質、流送土砂形態等の、流域を含めた自然条件および流路の変遷等その溪流の特性を調査し、それに適合した計画をたてる必要がある。また、施設の安全性、背後地域に対する施設の重要性等について配慮した設計が必要である。

溪流保全工の設計においては、形状、勾配、構造物、河床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等により試算を行い、修正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。溪流保全工の計画手順を図4-110に示す。

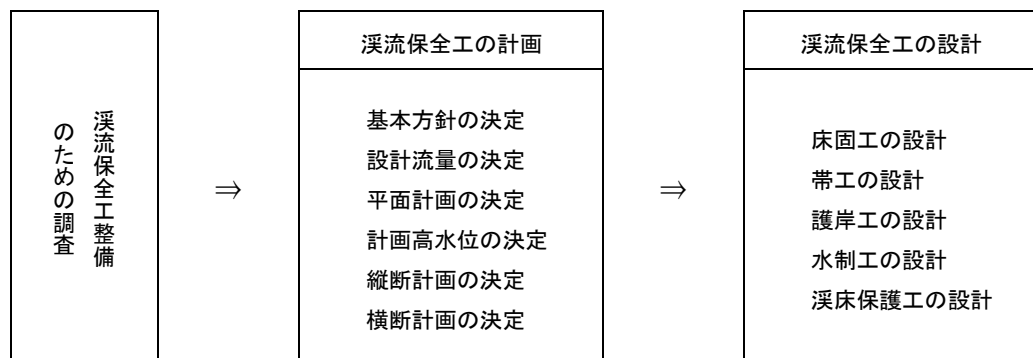


図 4-110 溪流保全工の計画手順

11. 3 基本方針

溪流保全工の計画は、地域の安全の確保、溪流の生態系の保全等、溪流保全工に求められる機能を発揮できるように、溪流空間内に砂防施設（床固工、帯工、護岸工、水制工等）を適切に配置する。

解 説

1. 基本方針の設定

- (1) 保全対象が隣接していない地域では、現在の溪流を極力改変しないように配置するものとし、溪流の多様性・連続性を十分確保する。
- (2) 保全対象が隣接している地域では、土地利用が進行している都市部や郊外では、洪水流の乱流および河床高の変動、溪岸浸食等により被災する可能性があるため、洪水流を安全に流下させることで土砂災害を防止する。

2. 溪流の多様性・連続性の保全

溪流の生態系を保全するためには、溪流の多様性・連続性を維持することが必要である。従って、自然溪流においては、溪流の横断形状、縦断形状を改変せずになるべく現況を維持する。

3. 溪流保全工の対象範囲(砂防指定地)

- (1) 溪流の多様性・連続性を維持するために、溪流の溪床や溪岸、河岸段丘等、土砂の流出により攪乱を受けて変動する不安定な立地を溪流保全工の対象範囲として設定することが望ましい。
- (2) 溪流保全工の対象範囲は溪流空間を基本とし、溪畔林調査や土地利用調査等から溪流空間の変遷を把握して、現在の土地利用状況を勘案しながらできる限り広範囲に設定し、砂防指定地として管理していくものとする。
- (3) 溪流保全工の対象範囲には管理用通路を含めて設定する。

11. 4 計画条件

11. 4. 1 上流端処理

溪流保全工の上流端には溪流保全工を施工する溪流の荒廃状況、砂防工事の進捗状況を問わず万一の土砂流出に対応するため、流出土砂抑制、調節効果を持つ砂防堰堤もしくは床固工（止めの床固工）を施工するものとする。（砂設公 p162）

解 説

上流砂防堰堤と溪流保全工施工地点との間に土砂生産源があり、溪流保全工を施工しても、その完成後に上流から土砂が流入すると、施工した溪流保全工の断面が埋そくされ、それがもとで土砂害、水害をひきおすことになる。それも溪流保全工により、かえって人家集落の近くで土砂災害をひきおす結果となる。これに対応するため、溪流保全工の上流端および比較的大きな流域をもつ支川の上流端には流出土砂抑制、調節効果を持つ砂防堰堤もしくは床固工（止めの床固工）を施工するものとする。

最上流端の砂防堰堤または床固工（止めの床固工）は、堰の断面として計画するが、溪流保全工の断面は開水路の流路断面とするため、その間に取合せ部が必要となる。取合せ部は水理条件を急変させないように、最上流端の砂防堰堤または床固工（止めの床固工）から20m程度の長さとする（図 4-111 参照）。

なお、取合せ部の終点には溪流保全工内の床固工または帯工を計画するものとする。また、取合せ区間における水位の変化にも注意する（図 4-112 参照）。

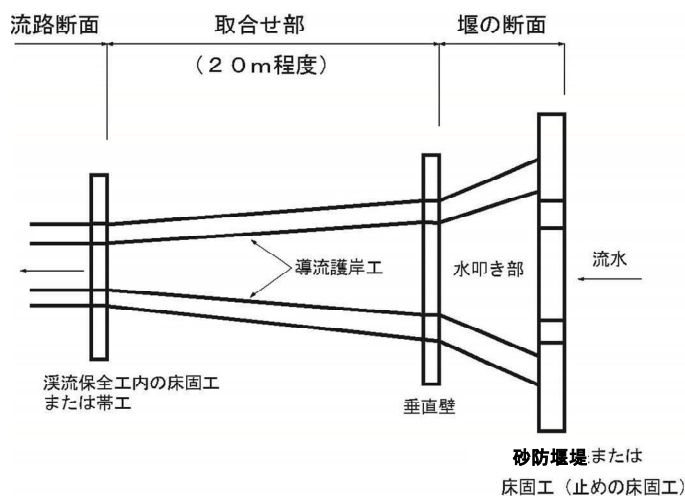


図 4-111 砂防堰堤または床固工（単独床固工）からのすり合わせ（砂設公 p162）

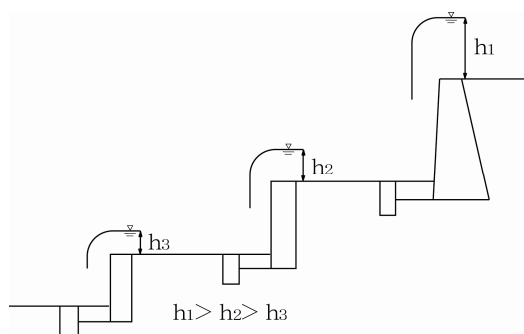


図 4-112 すり合わせによる水位の変化 (砂設公 p162)

11.4.2 橋梁等横断構造物

溪流保全工の計画にあたっては、橋梁、配水管等の横断構造物はなるべく少なくするものとする。 (建河計 p184)

解説

横断構造物を設置する場合には、上流からの流木等による破壊等を考慮して、河川としての余裕高に 0.5m (流木深) 加えた高さ (図 4-113 参照) をとることを原則とする。

また、橋梁に添架する配水管等の設置については、極力下流側とする。

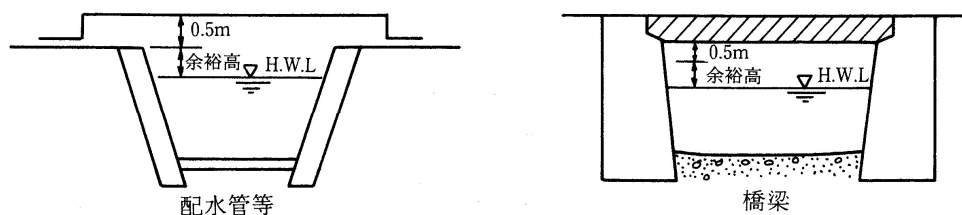


図 4-113 横断構造物の桁下余裕高

11.4.3 水利及び自然環境

扇状地に溪流保全工を計画する場合、地下水、伏流水等に影響を及ぼす恐れがあるので、溪流保全工周辺の水利用に関しては、十分事前調査を実施すること。魚類等、生態系に関する事前調査等により、自然環境に十分配慮すること。 (建河計 p186)

解説

三面張りおよび掘込河道の溪流保全工を施工することによって施工前の伏流水、地下水がしゃ断され、あるいは水位が低下し流域周辺の水利用 (湧水、揚水等) に著しく影響を及ぼすことがあるため、予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。

なお、地下水調査に関しては、建設省河川砂防技術基準 (案) 調査編「第 7 章地下水調査」および「第 10 章地すべりおよび急傾斜地調査」を参考とすること。

11. 5 実施の順序

溪流保全工の実施に際しては溪流上流部の荒廃状況を検討しなければならない。

1. 上流部が荒廃している場合

- (1) 砂防工事が未施工……溪流保全工の着手には時期が早すぎる。
- (2) 砂防工事が施工中……上流の砂防工事が計画流出土砂量に対し、
原則として 50%以上（土砂生産抑制、流出土砂抑制・
調節量を含める）完了した後に溪流保全工を実施するものとする。
- (3) 砂防工事施工済み……溪流保全工の実施可

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%以上完了した後に溪流保全工を計画するものとする。
(建河計 p186)

解 説

溪流保全工完成後に上流から土砂の流入が多いと人家集落等の中で土砂害を発生させる原因となる。そこで、溪流保全工は上流からの土砂の流下を十分防止する設備ができた後に着手することが原則である。

11. 6 設計流量

11.6.1 計画規模及び設計流量

設計流量は、対象降雨量の規模（計画規模）から合理式で算出した清水流量に、土砂混入率を考慮した値とする。

解 説

1. 計画規模

溪流保全工における計画規模は、80年確率とする。

ただし、特別な場合の溪流保全工計画に用いる平均日雨量の確率年は50年とする。

2. 設計流量

$$Q' = f_s \cdot Q_p$$

ここに、 Q' ：設計流量（土砂の混入を考慮した流量）（ m^3/s ）

Q_p ：清水流量（ m^3/s ）

f_s ：土砂の混入を考慮した時の割り増し係数

$f_s = 1.10$ （整備率 50%以上～70%未満の場合）

$f_s = 1.05$ （整備率 70%以上の場合）

11.6.2 土砂混入率

溪流保全工の計画に考慮する設計流量は、既に砂防工事が進捗しているものである
ので、原則として土砂混入率の減少した洪水流を対象とする。 (建河計 p184)

解 説

溪流保全工の計画における土砂混入率については、本章第 11 節「11.5 実施の順序」
に準じて、次の数字を目途とする。

| | |
|---------------------|-----------|
| 上流砂防事業整備率が 70%未満の場合 | 土砂混入率 10% |
| 〃 以上の場合 | 土砂混入率 5% |

11.6.3 清水流量

上流にダム等の洪水調節施設計画のない河川で、流域面積が比較的小さく、かつ流域
に貯留現象がなく、または貯留現象を考慮する必要がない河川においては、一般に以下
に示す合理式によって清水流量を求める。

解 説

合理式によるピーク流量は次式で与えられる。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot f_p \cdot r \cdot A \quad \left(= \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \right)$$

ここに、 Q_p : 清水流量(合理式によるピーク流量) (m^3/s)

f_p : ピーク流出係数

r : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km^2)

r_e : 降雨継続時間内の平均有効雨量強度 ($= f_p \cdot r$) (mm/h)

11.6.4 ピーク流出係数

ピーク流出係数は、流域の地被、植生、形状、開発状況などを勘案して決定する。なお、流域が複雑な地目で構成される場合には、面積による加重平均として流出係数を算定するものとする。

解 説

流出係数の参考値を次に示す。

表 4-26 日本内地河川の流出係数

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

11.6.5 洪水到達時間

洪水到達時間は、過去の実測値、近傍等参考となる類似砂防堰堤の経験値および、流域の特性に応じた値を用いる。

解 説

合理式において用いる洪水到達時間は、原則として雨水が流域から河道にいたる流入時間 t_1 と、河道内の洪水伝播時間 t_2 (流下時間) の和とするものとする。

1. 流入時間 (t_1)

流入時間は、流域内で河道に到達するまでの平均流下時間をいう。

一般には次の値を標準として定めてもよい。

表 4-27 流入時間 (建河計 p19)

| 流域概要 | 流域面積 (km ²) | 流入時間 (min) |
|-------------------------------------|-------------------------|------------|
| 山地流域 (1.0km ² 以下) | 1.0 以下 | 20 |
| 山地流域 (1.0km ² を越える場合に摘要) | 2.0 | 30 |
| 特に急傾斜面流域 | 2.0 | 20 |
| 下水道整備区域 | 2.0 | 30 |

2. 流下時間 (t_2)

ルチーハ (Rziha) 式 (バイエルン地方の公式)

$$t_2 = L / W$$

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

ここに、 t_2 : 流下時間 (s)

W : 洪水流出速度 (m/s)

L : 流路長 (m)

(常時河谷の形をなす最上流点までを考える。)

H : 同上の流路高低差 (m)

勾配が途中で急変しているような場合は、到達時間を勾配ごとに分けて、加え合わせるようにするのがよい。

11.6.6 洪水到達時間内の平均雨量強度の算定

合理式に用いる洪水到達時間内の平均雨量強度は、ブロック別平均日雨量から求めるものとする。

解 説

平均日雨量は、参考資料4に示したブロック別平均日雨量から以下に示す飯塚式にて求めるものとする。

$$r = \frac{C_t}{100} \cdot R_{24}$$

$$C_t = \frac{34,710}{t^{1.35} + 1,502}$$

ここに、 r : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/hr)

R_{24} : ブロック別平均日雨量 (mm/day) (資料編参照)

t : 洪水到達時間 (min)

C_t : 雨量強度係数 (%)

11. 7 平面計画

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

解 説

ここでいう治水安全上好ましくない場合とは、屈曲の著しい流路の外カーブ側に保全対象がある場合や流路が地すべりや崖錘の脚部にあり溪岸侵食により著しい崩壊、地すべりを誘発する可能性が高い場合等を言い、必ずしも次に述べる法線形が守られていない区間全てを指すものではない。

治水上好ましくない場合、屈曲部では、原則として曲線半径と計画河幅の比を 10～20 以上、湾曲度を 60° 以上とする。やむを得ない場合であっても曲線半径と計画河幅の比を 5 以上とすること。

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

土石流流下または堆積区間に設ける溪流保全工は、土石流の流下方向に直線とし、土地利用や用地取得の困難さ等を理由として屈曲させることは極力避けなければならない。

なお、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。

$$10 \sim 20 \leq R/B, \quad \theta \geq 60^\circ$$

ここに、R：曲線半径 (m)

B：計画河幅 (m)

θ ：湾曲度 (°)

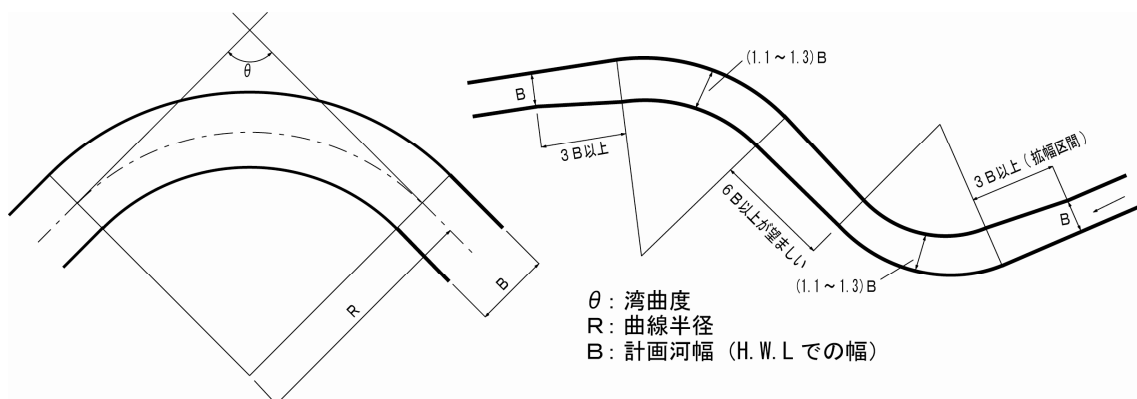


図 4-114 湾曲部の法線形

11. 8 計画高水位

計画高水位は、計画する溪床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し、周辺の地形状況をもとに設定する。

解 説

設計流量は、本章第 11 節「11. 6 設計流量」を参照。

1. 手法

計画高水位は、与えられた対象流量をもとに流れが等流であると仮定して基本的には manning(マニング)の式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、過度な河床変動、蛇行位置の変化による水位変動が大きいので、不等流計算あるいは模型実験を行って水位の変動を把握して計画高水位を設定する場合もある。なお、不等流計算を実施する場合は「河川砂防技術基準(案)同解説 調査編 第 6 章 4.2 不等流計算 P114」によるものとする。

2. 粗度係数

粗度係数は一般には表 4-28 とするが、これに適さない場合は、表 4-30 を参照し決めること。

横断計画で自然河道とした場合は、河床の状態をもとに断面を区分して、それぞれ粗度係数を設定して計画高水位を求め、横断計画に反映させる。

表 4-28 粗度係数の標準値

| 溪流保全工のタイプ | 粗度係数 | 備 考 |
|-----------|-------|-----------------|
| 二面張り溪流保全工 | 0.030 | |
| 三面張り溪流保全工 | 0.020 | 床張りがコンクリート張りの場合 |
| ” | 0.025 | 床張りがブロック張りの場合 |

3. 等流計算

計画高水位は与えられた計画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、次式より計画高水位(h)が求められる。なお、計画高水位は0.1m単位とする。

$$Q = A \cdot V_d \geq Q'$$

ここに、Q : 仮定断面の土砂混入率を考慮した流量 (m³/s)

Q' : 設計流量 (m³/s)

A : 流路の流下断面積 (m²)

V_d : 土砂混入後の流速 (m/s)

$$V_d = \frac{r}{r + \alpha \cdot (\sigma - r)} \cdot V = V \cdot \frac{r}{r'} \dots\dots\dots \text{ワングの式}$$

- ここに、 V_d : 土砂混入後の流速 (m/s)
 V : 清水の平均流速 (m/s)
 r : 水の単位体積重量 一般に 10.0kN/m³
 σ : 石礫の単位体積重量 一般に 26.0kN/m³
 α : 土砂混入率
 r/r' : 土砂の混入を考慮した時の補正係数

表 4-29 r' と r/r' との関係

| α | 5%のとき | 10%のとき |
|----------|-------|--------|
| r' | 10.8 | 11.6 |
| r/r' | 0.90 | 0.85 |

(r/r' については、数値整理をしてある。)

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots \text{マンニングの式}$$

- ここに、 A : 流路の流下断面積 (m²)
 V : 平均流速 (m/s)
 n : マンニングの粗度係数
 R : 径深 (m) (流下断面積÷潤辺)
 I : 水面勾配 (等流と仮定し、水面勾配≒計画溪床勾配とする。)
 h : 計画高水位 (m)

表 4-30 マニングの粗度係数

| 自然河川 | | 土地地盤に開削せる水路 | | その他の水路 | |
|--------------------------|-----------------|--------------------------|------------------|----------------------------|-----------------|
| 状況 | nの値 | 状況 | nの値 | 状況 | nの値 |
| 線型、断面共に規則正しく水深大なるもの、但し砂床 | 0.025 ~0.033 | 粘土性の地盤、洗堀なき程度の流速 | 0.016 ~0.022 | 水平層をなさぬ岩盤、著しい突出を残さぬよう掘ったもの | 0.025 ~0.035 |
| 同上、但し礫床草岸 | 0.033 ~0.040 | 砂質クローム、粘度質クローム地盤にして良好な状態 | (平均値) 0.020 | 同上、突出多き場合 | 0.035 ~0.045 |
| 蛇行線型、淵瀬あるもの | 0.033 ~0.045 | 土地盤、直線状断面斉等なる新水路 | 0.017 ~0.025 | 岩盤無巻立隧道 | 0.030 ~0.040 |
| 同上、多少石礫及び草のあるもの | 0.035 ~0.050 | 土地盤、蛇行せる鈍流 | 0.0225 ~0.030 | 同上、表面切均したもの | 0.025 ~0.030 |
| 同上、水深小で凸凹多いもの | 0.040 ~0.055 | 同上、石礫、底兩岸草茂れるもの | 0.025 ~0.040 | 粗石モルタル積水路 | 0.017 ~0.030 |
| 同上、石礫床水深小なるもの | 0.045 ~0.060 | 断面一様なる直線水路、底泥砂 | 0.012 ~0.018 | 兩岸石張り底面平坦なる土 | (平均値) ~0.025 |
| 水草多きもの | 0.050 ~0.080 | 同上、底砂交り小砂利 | (平均値) ~0.020 | ヒューム管水路 | 0.011 ~0.014 |
| | | 同上、底砂利径 2~6cm | 0.025 | コンクリート巻立隧道（表面モルタル塗） | (平均値) ~0.014 |
| | | 同上、底砂利径 5~15cm | 0.030 | 鑄鉄管 | 0.011 ~0.015 |
| | | | | コルゲートパイプⅠ型 | 0.022 ~0.026 |
| | | | | コルゲートパイプⅡ型 | 0.030 ~0.035 |

11. 9 縦断計画

溪流の多様性・連続性を考慮して、自然河道の縦断形状を尊重しながら勾配の変化をあまり急激に行なわないように設定するものとする。

勾配の変化点においては、その上下流で掃流力 ($u^* = \sqrt{g \cdot H \cdot I}$) が 50% 以上の変化をしないように勾配ならびに水深を設定するものとする。

(建河計 p187, 建河Ⅱ p24)

解説

1. 原則

(1) 保全対象が隣接している地域

保全対象が隣接しており、勾配の変化点で局所的洗掘が著しい個所、また、支川が合流している地点においては、洗掘、堆積等に留意して、床固工等の落差工を設けることを原則とするが、構造物の規模・材料・施工方法については、設置場所の特性を十分勘案してなるべく溪流空間の生態系に影響がないように検討する。

なお、縦断規制すべきポイント以外は、自然にまかせる。

(2) 保全対象が隣接していない地域

治水上の問題が生じない限りにおいて自然河道の縦断形状を尊重する。

(3) 掘込み方式

溪流保全工においては、掘込み方式を採用することを原則とし、築堤工は本川との取付部分等に限るものとする。やむを得ず築堤部を設ける場合でも余裕高相当分までとすること。

(4) 計画溪床

計画溪床は原則として現況最低溪床以下とすること。

現況最低溪床より計画溪床を上げて施工した場合、溪床に脆弱部が生じ出水による深掘れが起こる等 将来施設の維持管理に支障が生じる為、極力現況最低溪床より下げておくこと。

2. 計画溪床勾配

計画溪床勾配は出来るだけ縦断勾配を緩和し、河道の安定が得られるよう計画すること。

河道における土砂の変動と、流水による溪床洗掘を減少させるため縦断の緩和を図るものであるが、通常現況溪床勾配の 1/2 程度緩勾配とするのを標準とする。

溪流保全工を計画する溪流は、一般には急流であり、溪床勾配を河床材料のみで安定させることができない場合が多く、床固工、帯工等を用いるか、場合によっては溪床保護工を実施して河床の安定を図る。

計画溪床を河床材料のみで安定させるか護床工および減勢工で安定させるかは、

溪床勾配、溪床高および横断形にも関連があるのみならず、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する。

3. 縦断勾配の比（溪床勾配を変化させる方法）

計画溪床勾配を変化させる場合は、その折点に床固工を計画し、帯工によって勾配を変化させないことを原則とするものとする。

流路に勾配の変化を与える場合、上流の勾配による流れの物理的な影響をできる限り下流に及ぼさないために、勾配の変化点は床固工を施工し落差を設けることが原則である。

勾配の変化をあまり急激に行うと変化点付近に洗掘や堆積の現象が生じ溪流保全工の維持に困難を生ずる場合もあるので、勾配の変化点においては、その上下流で掃流力が50%以上の変化をしないように勾配並びに水深を計画する。

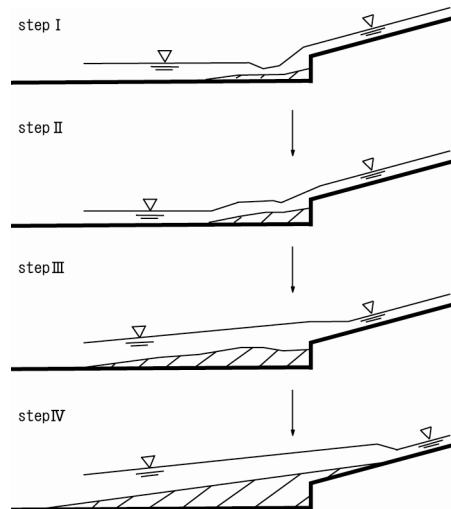


図 4-115 勾配急変による堆砂進行過程

(計算方法)

掃流力を $u_*^2 = g \cdot R \cdot I$ で表わし、近似的に $R = H$ として、

$$A \text{ 区間での掃流力は、 } u_{*A}^2 = g \cdot H_A \cdot I_A$$

$$B \text{ 区間での掃流力は、 } u_{*B}^2 = g \cdot H_B \cdot I_B$$

$$(g = 9.81 \text{ m/s}^2, R : \text{径深}, H = \text{水深})$$

ここで、計画水深を同じとすれば、 $H_A = H_B$

$$\text{そこで掃流力の変化は } \frac{u_{*A}^2}{u_{*B}^2} \text{ で示され、この値は、 } \frac{u_{*A}^2}{u_{*B}^2} = \frac{g \cdot H_A \cdot I_A}{g \cdot H_B \cdot I_B} = \frac{I_A}{I_B}$$

と計画溪床勾配の比で示されることになる。

一般には、次式程度を目安に計画するとよい。

$$I_A \geq 1/30 \text{ の場合} \quad \frac{u_{*A}^2}{u_{*B}^2} \leq 2$$

$$I_A < 1/30 \text{ の場合} \quad \frac{u_{*A}^2}{u_{*B}^2} \leq 1.5$$

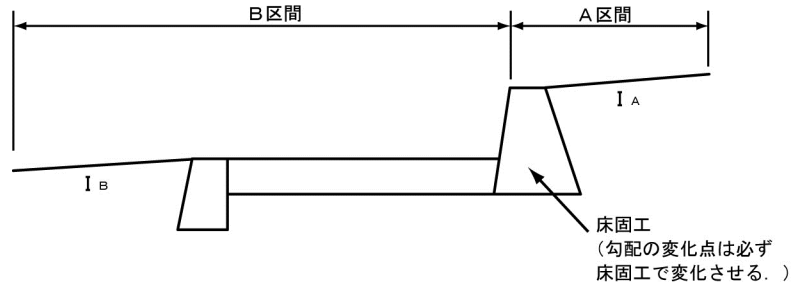


図 4-116 溪床勾配の変化点での検討

(計算例)

図 4-117 の場合、

A区間の $H_A=1.4\text{m}$ 、 $I_A=1/50$ 、B区間の $H_B=1.2\text{m}$ 、 $I_B=1/60$ とすると、

$$\frac{u_{*A}^2}{u_{*B}^2} = \frac{g \cdot H_A \cdot I_A}{g \cdot H_B \cdot I_B} = \frac{9.8 \times 1.4 \times 1/50}{9.8 \times 1.2 \times 1/60} = 1.4 \leq 1.5 \text{ となり OK}$$

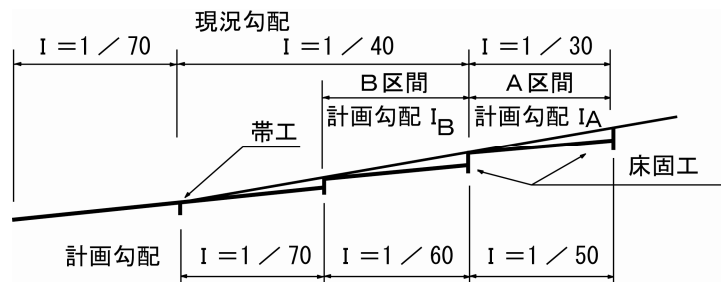


図 4-117 縦断計画例

4. 床固工

床固工は、渓床の洗掘を防ぎ渓床勾配を緩して河床を安定させ計画渓床高の維持を図るために設けられる。

渓流保全工を計画する渓流は、一般には、渓床勾配が急であり、河床材料のみでは、渓床の維持が困難な場合が多い。このため落差工を設置し、渓床勾配を緩やかにして河床材料のみで維持するのが一般には得策である。このため渓流保全工の横断形および縦断形等総合的に検討して床固工の位置の選定をしなければならない。

(1) 床固工の位置

床固工の設置位置は次の地点を原則とする。

- 1) 計画区域の上下流端
- 2) 計画渓床勾配の変化点
- 3) 渓流保全工の底張りの始末端
- 4) 計画渓床勾配より必要とする地点
- 5) 支川合流点下流地点

渓流保全工の計画渓床高は、一般には、渓流保全工始末端では現況渓床高と合わない場合が多い。このため落差工として床固工を設置する。計画渓床勾配の変化点は、「3 縦断勾配の比」に準ずる。

(注 記)

- ・3)については本章第10節「11. 15 渓床保護工」の底張り部の末端処理に準ずる。
- ・4)は、計画渓床高を設定するために必要な地点である。

(2) 床固工の間隔

渓流保全工の床固工の間隔は、一般に次式を用いるものとするが、設置は溪流の特性をもとに現地に合わせて決定することを基本とする。

$$L = \frac{m \cdot n}{m - n} h_r$$

ここに、L : 床固工の間隔 (m)

h_r : 床固工の有効高 (m)

n : 現在の渓床勾配の分母 (1/n)

m : 計画渓床勾配の分母 (1/m)

計画された渓流保全工が過度の乱流または偏流防止を目的としている場合には、次式を用いる。

$$L = (1.5 \sim 2.0) B$$

ここに、L = 床固工の間隔 (m)

B = 流路の計画幅 (m)

(3) 床固工群の重複高

溪流保全工における床固工群の重複については、隣接する床固工（帯工を含む）の天端と基礎が少なくとも同高であることを原則とするが護床工、敷張コンクリート等の対策を講ずる場合はその限りでない。

溪流保全工における床固工群は、階段状に設けられる。渓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、渓床が砂あるいは砂利層で形成されている床固基礎は、前庭洗掘対策ため、下流床固工の水通し天端と重複されなければならない。ただし、三面張りの場合は、この限りでない。

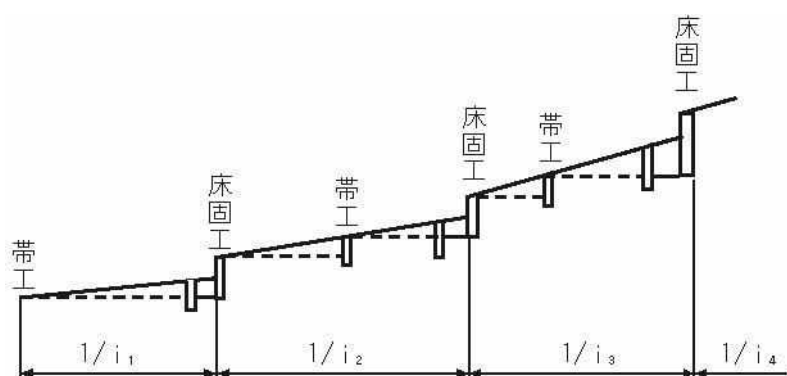


図 4-118 床固工の重複高

5. 帯工

帯工は、一つの勾配がかなり長い距離で続き、縦侵蝕の恐れがある場合、中間に帯工を設ける。この帯工の間隔は通常その勾配を表す分数の分母の数字を距離に読み替えた程度を原則とするが、三面張りの場合は、分母の1/2の逆数程度とする。

(1) 二面張りの場合

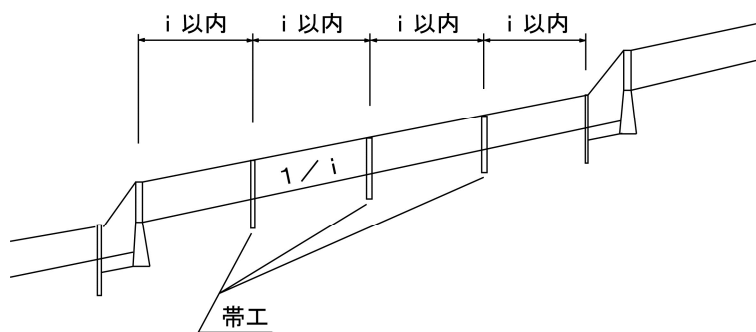


図 4-119 帯工の間隔 (二面張り)

(2) 三面張りの場合

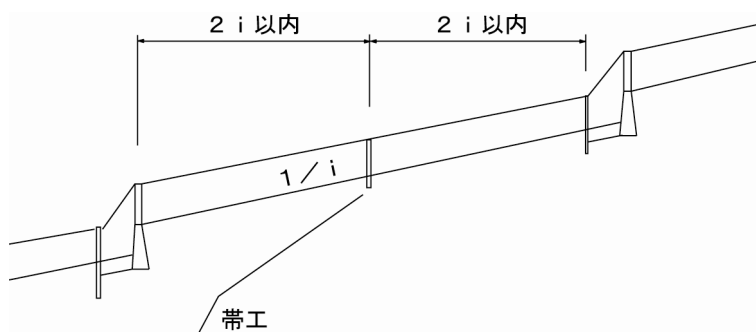


図 4-120 帯工の間隔 (三面張り)

6. 渓床保護工

渓流保全工においては、渓床固定（三面張り）は原則として行わないものとする。ただし、渓床が著しく洗掘され治水上の問題が生じる場合には、渓床を洗掘から保護する対策を実施するものとする。この場合、コンクリート張りおよびコンクリートブロック等、永久的に一定の河床変動が許容されない構造や植生等が進入しにくくなる構造は極力避ける。

渓床保護工の目安としては、次のような場合がある。

(1) 掃流力計算による方法

渓床勾配が常時出水（生起確率 $1/1 \sim 1/5$ 程度）による掃流力がその地点の粒径（90%粒径）による限界掃流力より大きくなる場合（掃流力 > 限界掃流力）は、河床礫が移動するため縦断勾配計画の際に勾配緩和、河幅拡大等を考慮して、掃流力を小さくするか、渓床保護工などの配慮が必要となる。

$$u_*^2 = g \cdot h \cdot I \quad \dots\dots\dots \text{掃流力}$$

$$u_{*c}^2 = 0.05 (\sigma / \rho - 1) g \cdot d_{90} = 80.9 d_{90} \quad \dots\dots\dots \text{限界掃流力 (岩垣式)}$$

ここに、 h : 平均水深 (cm)

I : 渓床勾配

d_{90} : 90%粒径 (cm)

σ : 砂礫の密度 2.60~2.70 (g/cm³)

ρ : 泥水の密度 1.0~1.2 (g/cm³)

g : 重力加速度 (981cm/s²)

(2) 既往の実績による方法

- 1) 二面張り構造: 計画河床勾配が $1/30$ 以下の緩勾配で河床幅が 3.0m 以上の場合。
- 2) 三面張り構造: 計画河床勾配が $1/30$ 以上の急勾配又は河床幅が 3.0m 未満の場合。
上記を目安とするが、詳細検討は掃流力計算による方法に基づき行うものとする。
なお、三面張りを計画する場合は、生物の生息空間が失われるため、生態系に配慮した対策工法を検討する必要がある。

7. 渓流保全工始端終端の縦断勾配

渓流保全工の始端および終端における渓流の縦断勾配は、渓流保全工により急激に変化させてはならない。

渓流保全工の計画渓床高は、現況より低くなる場合が通例でありこの場合は上流端に床固工及び砂防堰堤等の落差工を設けるとともに下流端には、洗掘、堆積が起きぬ様、必要とあれば渓床を整正して護床工等を設けなければならない。

11. 10 横断計画

断面形状は、設計流量、流路の縦断勾配、平面形状、背後地の土地利用状況、溪畔林の分布特性や構造特性等、溪流の多様性、連続性を考慮して定める。

解 説

1. 計画断面

(1) 単断面

計画断面は、原則として単断面とし、計画高水流量以上を流しうるよう十分な余裕を見込まなければならない。

溪流保全工を設ける溪流は、一般には急流であり、溪流保全工を低水路と高水敷を明確に設定することは維持管理の点から困難性があるので単断面とする場合が多い。しかし、高水敷の利用等が考えられる場合は、河床材料、流送土砂等の河状を良く調査した上で決定しなければならない。

(2) 計画断面ののり勾配

計画断面の、のり勾配は一般に $1 : 0.5$ を標準とする。

(3) 計画断面の変化

計画断面の変化は下図の如く、支川の流入、流域面積の変化(計画流量の変化)、縦断勾配の変化点毎に決定すること。

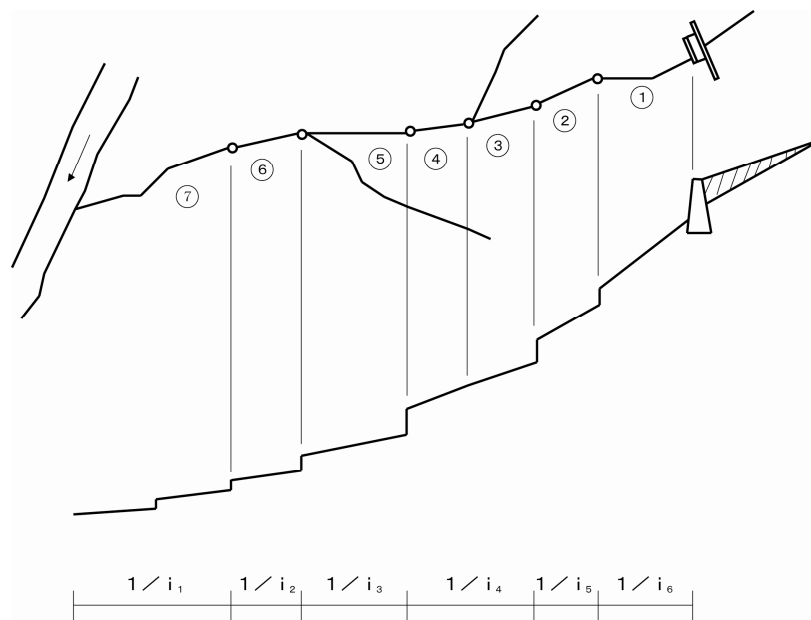


図 4-121 計画断面の変化点

2. 計画幅

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

現河道幅をせばめることは、河川の機能を破壊するだけでなく計画高水流量に対する水深が大となるので、構造上危険サイドとなる。このため最小限現河道幅を活かした計画断面とすることが好ましい。

河幅が広く乱流、異常堆積の恐れがある場合は複断面を採用する場合がある。またその付近が現在遊休地のような状態であれば、現存する天然林を活用した衝撃帯を置いたりすることが望ましい。更に自然の拡幅部は、不慮の土砂流出に備え、遊砂池として利用することが望ましい。

(1) 保全対象が隣接している区間

計画幅は、河床の安定性を第一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が、一般にはレジューム理論による次式から求められる幅を目安とする。

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

ここに、B：河幅 (m)

Q：流量 (m³/s)

α ：係数

表 4-31 α の値 (α は池谷の係数)

| 流域面積Aの大きさ (km ²) | α の値 |
|------------------------------|-------------|
| $A \leq 1.0$ | 2~3 |
| $1.0 < A \leq 10.0$ | 2~4 |
| $10.0 < A \leq 100$ | 3~5 |
| $100 < A$ | 3~6 |

(2) 保全対象が隣接していない区間

溪流保全工による計画幅を確保しつつ、現在の溪流の状態を維持する。

3. 河道断面

河道断面は掘込み方式(築堤のない河道)を採ることを原則とし、築堤工は本川との取付部分等に限るものとする。

護岸天端を背後地盤と同高以下にすることが原則であるが、やむを得ない場合でも、計画高水位は背後地盤高を越えないようにする。

4. 余裕高

河川としての余裕高は原則として、設計流量によって決定するものとし、表 4-32 の数字を下回ってはならない。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 ($\Delta h/h$) は表 4-33 の値以下とならないようにする。

表 4-32 設計流量と余裕高

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

※ 50m³/s 未満 0.3m (小河川特例)

表 4-33 計画溪床勾配と余裕高の比 ($\Delta h/h$)

| 勾配 | 1/10 未満 | 1/10 以上～ 1/30 未満 | 1/30 以上～ 1/50 未満 | 1/50 以上～ 1/70 未満 | 1/70 以上～ 1/100 未満 | 1/100 以上～ 1/200 未満 |
|----------------|---------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------------|-----------------------|
| $\Delta h/h$ 値 | 0.50 | 0.40 | 0.30 | 0.25 | 0.20 | 0.10 |

h = 水深 (m)

(余裕高の解説)

改定解説・河川管理施設等構造令によると「令第76条及び規則第36条第2号に定める小河川の特例がある。すなわち、計画高水流量が50m³/s未満の河川については、堤内地盤高が計画高水位より低い場合であっても、その差が0.6m未満であるときは、余裕高を0.3m以上とすることができる。」と記載されている。砂防溪流においては、掘込み河道が原則であるためそのほとんどが差0.6mであり、計画高水流量が50m³/s未満であれば0.3mまで余裕高を小さくすることができる。

また、勾配の急な溪流では、河床変動、土砂流出等が起こりやすく、流速が大きい関係もあって水面変動が大きい。このため大きな余裕高が必要となるが、河幅との関係もあり、同一流量でも河幅が広ければ、計画高水位の水深が小さくなり、規定の余裕高で十分安全となる。そこでこれら計画高水位 (h) と余裕高 (Δh) との比をとり、これらの下限値を勾配別に規定したもの

が表 4-33 である。

なお、やむをえず堤内地盤高と計画高水位の差が 0.6m 以上となる場合は、小河川特例を適用しないこと。

5. 最小計画断面

溪流保全工を計画する場合の最小断面は溪床幅 1.5m、計画水深 0.3m、余裕高 0.3m とする。

溪流保全工は上流の砂防計画が 50%以上整備率をもって着工することとしているが土石流の発生や流木のおそれがあるため小流域における計算断面が溪床幅 1.5m、水深 0.3m より小さい場合でも下図断面を最小断面として計画する。また、掃流力を低減させるため水深と河幅の比を 1:5 以上とすることが望ましい。

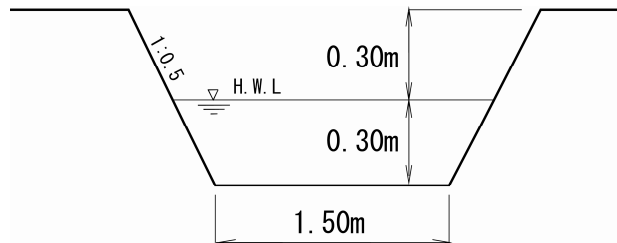


図 4-122 溪流保全工の最小断面

(注 記)

上流部で透過構造を有する施設を必ず設けるため、溪流保全工への流木の流下は少なくなった。このため、流木深をみなくてもよいこととし、最小水深を 0.3m まで小さくする。また、小河川特例の適用により余裕高の最小値を 0.3m とする。

ただし、橋梁函渠設置時には、橋梁函渠の余裕高（流木深）0.5m を加算した高さを確保する。

6. 湾曲部の横断形状

湾曲部の横断形状については外カーブ側には、水のせり上がり現象が発生し、また内カーブ側には土砂の堆積現象が発生するため、断面を十分確保する必要がある。

また、曲線部の外カーブ側は、洪水時には洪水が集中して流下するため強度の洗掘力が働く、そこで直線部の護岸工よりも構造的に強固なものとする必要がある。特に二面張りの場合には根入れの深さを考慮する等、洗掘に対処する構造を計画するものとする。

水位上昇分の高さの推定には、常流区域では Grashof (グラシヨー) の簡易式、射流区域では knapp (ナップ) の式を用いる。嵩上げ量は計算値が許容値より大きくなる場合に、次式で求められる値とする。

嵩上げ量 = 計算値 - 許容値

許容値 = 余裕高 × 1/2 (多くの場合 30cm となる)

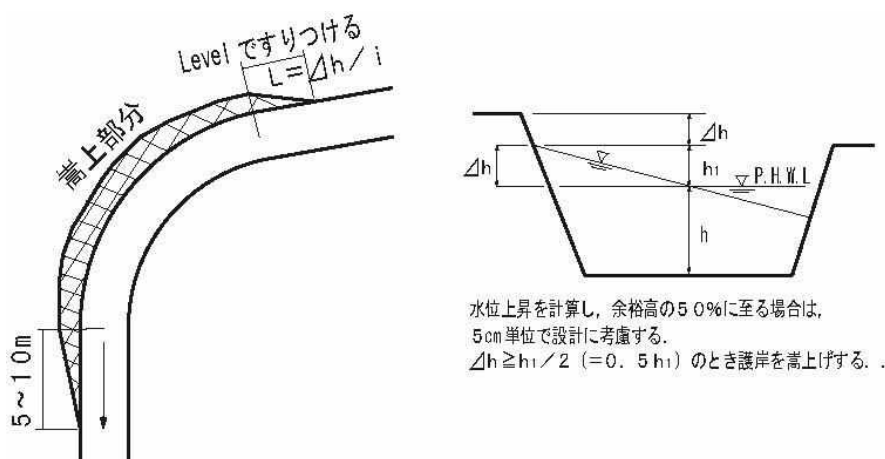


図 4-123 湾曲部の天端嵩上げ

(1) 常流区域での水位上昇分の高さの推定

$$\Delta h = \frac{V^2}{g} \{2.303 (\log R_2 - \log R_1)\} \cdots \cdots \text{Grashof (グラシヨー) の簡易式}$$

ここに、 Δh : 水位上昇高 (m)

V : 平均流速 (m/s)

R_1 、 R_2 : 曲率半径の内側、外側 (m)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

(2) 射流区域での水位上昇分の高さの推定

$$\Delta h = \frac{B \cdot V^2}{g \cdot R} \quad \dots\dots\dots \text{knapp (ナップ) の式}$$

ここに、 Δh : 水位上昇高 (m)

V : 平均流速 (m/s)

R : 中心線の曲率半径 $\{= (R_1 + R_2) / 2\}$

R_1 、 R_2 : 曲率半径の内側、外側 (m)

B : 流路の幅 (m)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

なお、常流と射流の区分は次式のフルード数 (F_r) によって判定する。

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad F_r \leq 1 \quad \dots\dots\dots \text{常流}$$

$$F_r > 1 \quad \dots\dots\dots \text{射流}$$

ここに、 h : 等流水深 (m)

7. 支川処理

- 1) 本川と支川がともに土砂の流出が少なく、溪床勾配、計画高水位が同じような溪流の場合には(両方の掃流力が同じ場合)、合流点下流の河幅は本川、支川の合計とすることが望ましい。
- 2) 支川の掃流力が本川を大きく上回り、合流点に土砂が堆積する場合には、支川の合流点上流で土砂処理を行なうなどして対処する。
- 3) 支川が合流する場合には、支川の流路勾配が急で射流となる時があり、たとえ、洪水のピーク到達時間がずれたとしても、射流から常流に移る際に支流からの跳水現象により本川の護岸をのりこえる危険があるので十分に注意する。そこで直角に流入させることを避け、緩和曲線などの法線計画をもって合流処理することが望ましい。

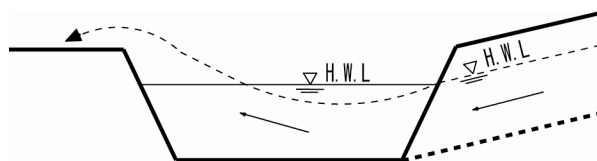


図 4-124 支川合流の影響

- 4) 本川に支川が流入することによる洗掘、堆積を防ぐため、支川の縦断勾配は原則として本川に合わせた勾配とする。そのため、合流点直上流部の支川に落差工を設け、支川の縦断勾配を修正して合流させるなど、合流点付近の溪床勾配、平面形状等十分検討する必要がある。

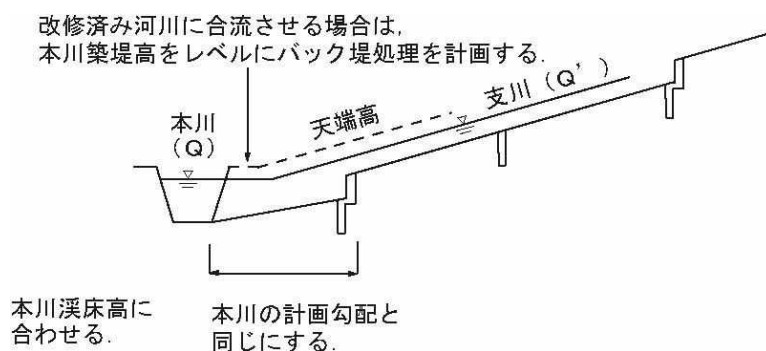


図 4-125 本・支川の流域面積の差がかなり小さい場合

- 5) 支川の流域面積が小さい場合は、本川の河床高よりも支川の河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。この場合、水面の計画高さを整合させる。

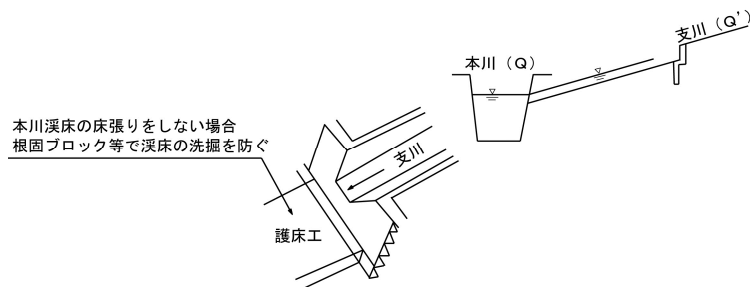


図 4-126 支川の流域面積が本川より小さい場合

- 6) 本川、支川とも土砂の流出が少なく、溪床勾配、計画高水位が同じような河川の場合には（両方の掃流力が同じ場合）、合流点下流の溪流保全工幅は本川、支川の各流路幅の和をもって計画幅とするのがよい。

本川の掃流力の方が支川よりも大なる場合には、支川の土砂は本川の流水とともに流下するため問題はないが、支川の掃流力の方が大きい場合には、合流点下流に土砂の堆積が生じ断面の不足を起こす危険がある。そこでこのような場合には a_3 は $a_1 + a_2$ よりも小さくして掃流力を大きくすることが土砂堆積を防止する一つの方法で、極端な場合には $a_3 \doteq a_1$ とすることもある。しかし、この場合、掃流力が増すということは水位が大きくなることを意味するので、護岸破壊の危険や洗掘の問題を生じる。そこでこのような合流点処理に際しては、計画高水位のとり方に十分注意する。

また、合流点下流には、横工（床固工・帯工）を設ける必要がある。

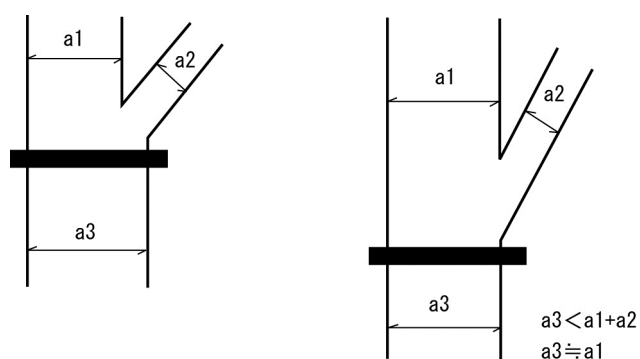


図 4-127 本川と支川の河幅（砂設公 p161）

- 7) 溪流保全工等の流未処理で本川（河川管理者区間）と合流する場合においては、砂防指定地の範囲は原則として本川の背水区間と支川の計画高水位の交点で横断構造物を設けて、横断構造物を含む上流を砂防指定地とし河川管理区間との整合を図るものとする。

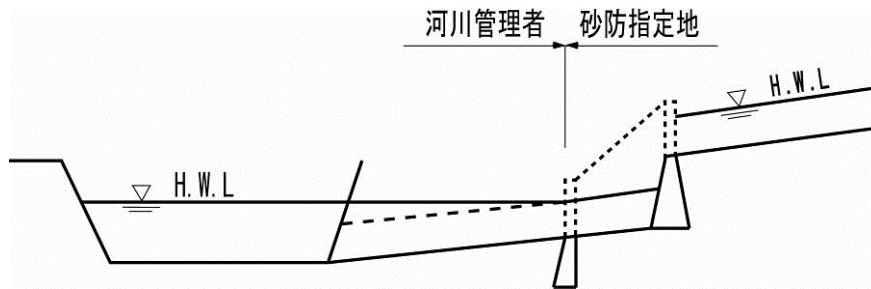


図 4-128 砂防指定地の範囲

11. 11 溪流保全工内の床固工

11. 11. 1 床固工の設計の適用

床固工は、計画箇所状況に応じた設計を行う。

解説

溪流保全工内の床固工においても、流路と同一断面を持つ（連続した護岸の間にある）ものと流路と同一断面を持たない（床固工上流に護岸を持たない）ものが考えられる。

本項で取りあつかう床固工は、流路と同一断面を持つものであり、その他の床固工の設計は、本章「第3節床固工」を参照する。

11. 11. 2 水通し断面

水通しの断面は、本章第11節「11. 10 横断計画」で求められる断面と同一とする。

11. 11. 3 水通し天端幅

水通しの天端幅は、河床構成材料、設計流量等の要素を考慮して決定するものとする。

解説

床固工の水通し天端幅は、通過砂礫の摩耗等に耐える幅とするが、本県では1.0m～2.0mを標準とする。

11. 11. 4 水通し天端高

本堤の水通し天端高は、上流側の計画溪床高に合わせるものとする。

11. 11. 5 水通し方向

床固工の水通し方向は、設置位置の床固工横断方向の中心線が流路法線の接線に直角となる様に定める。

解説

流路法線は、流向と平行に定められるものでありそれに直角であれば流心線に直角となる。

11.11.6 断面形状

床固工の本堤の断面形状は、安定計算により求め、最も経済的な断面とする。
 一般には、越流部断面の下流のり勾配は1:0.2を標準とする。

解説

1. 断面形状

溪流保全工内に設置する床固工の有効落差(H1)は、原則として3.0mまでとする。

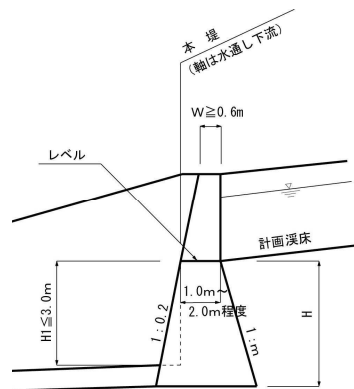


図 4-129 床固工の断面形状

2. 安定計算

床固工は、設計外力として、静水圧+推砂圧を考慮する。設計は床固工の軸に直角方向に二次元的応力計算で行う。

「静水圧+堆砂圧」

m : 上流法勾配

n : 下流法勾配

H : 堤高

h : 越流水深

b : 天端幅

B : 底幅

$P_{Hw} \cdot P_{V_1} \cdot P_{V_2}$: 水圧

P_{Hs} 、 P_{Vs} : 土圧

$W_1 \cdot W_2 \cdot W_3$: 自重

R_v : 合力 (反力)

W_c : 堤体単位体積重量 (22.5) {2.30} (kN/m^3) { tf/m^3 }

W_o : 流水の単位体積重量 (9.81) {1.00} (kN/m^3) { tf/m^3 }

W_s : 堆砂の単位体積重量 (17.6) {1.80} (kN/m^3) { tf/m^3 }

W_{s1} : 堆砂の水中単位体積重量 (11.77) {1.20} (kN/m³) {tf/m³}

C_e : 土圧係数 (0.3)

γ : 堆砂空隙率 (0.4)

$$a = h/H$$

$$\gamma_2 = W_c/W_o$$

$$\beta = b/H$$

$$\delta = W_{s1}/W_o$$

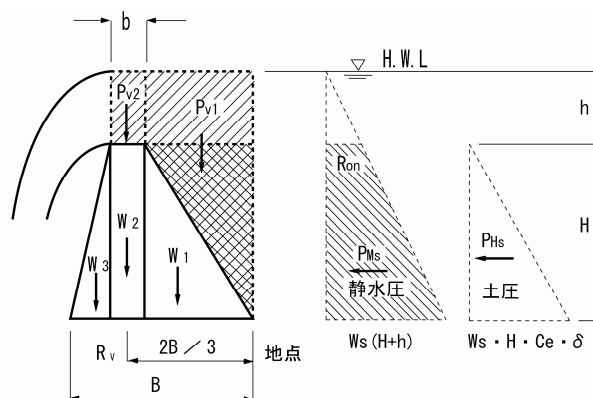


図 4-130 床固工単位幅あたり断面に作用する力(洪水時)

表 4-34 床固工単位幅あたり断面に作用する力(洪水時)

| 符号 | 力 | アーム | モーメント | モーメント 方向 |
|----------------|---|----------------------------------|--|-------------|
| PHw | $\frac{1}{2}W_o \cdot H^2(1+2a)$ | $\frac{H}{3} \frac{1+3a}{1+2a}$ | $\frac{1}{6}W_o \cdot H^3 \cdot (1+3a)$ | - |
| PHs | $\frac{1}{2}W_o \cdot H^2 \cdot C_e \cdot \delta$ | $\frac{H}{3}$ | $\frac{1}{6}W_o \cdot H^3 \cdot C_e \cdot \delta$ | - |
| Pv1 | $\frac{1}{2}W_o \cdot H^2 \cdot m \cdot (1+2a)$ | $\frac{mH}{3} \frac{1+3a}{1+2a}$ | $\frac{1}{6}W_o \cdot H^3 \cdot m^2 \cdot (1+3a)$ | - |
| Pv2 | $W_o \cdot H^2 \cdot a \cdot \beta$ | $\frac{1}{2}H(2m+\beta)$ | $\frac{1}{6}W_o \cdot H^3(6ma\beta+3a\beta^2)$ | - |
| Pvs | $\frac{1}{2}m \cdot W_o \cdot H^2 \cdot \delta$ | $\frac{1}{3}mH$ | $\frac{1}{6}W_o \cdot H^3 \cdot m_2 \cdot \delta$ | - |
| W ₁ | $\frac{1}{2}W_o \cdot H^2 \cdot m \cdot \gamma_2$ | $\frac{2}{3}mH$ | $\frac{1}{6}W_o \cdot H^3 \cdot m^2 \cdot 2\gamma_2$ | - |
| W ₂ | $W_o \cdot H^2 \cdot \beta \cdot \gamma_2$ | $\frac{1}{2}H(2m+\beta)$ | $\frac{1}{6}W_o H^3(6m\beta\gamma_2+3\beta^2\gamma_2)$ | - |
| W ₃ | $\frac{1}{2}W_o \cdot H^2 \cdot n \cdot \gamma_2$ | $\frac{1}{3}H(3m+3\beta+n)$ | $\frac{1}{6}W_o \cdot H^3(3mn\gamma_2+3\beta n\gamma_2+n^2\gamma_2)$ | - |
| Rv | $Pv1+Pv2+Pvs$ $+W_1+W_2+W_3$ | $\frac{2}{3}H(m+\beta+n)$ | $\frac{1}{6}W_o \cdot H^3 \cdot 2(m+\beta+n) \{ (1+2a+\delta$ $+ \gamma_2) m+2a\beta+2\beta\gamma_2+n\gamma_2 \}$ | + |

以上のモーメントの合計より上流法勾配mを求める2次方程式を導く。

11.11.7 基礎の根入れ

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。

解 説

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が、基礎地盤の支持力等に問題がある場合は、安全性を有する地盤まで根入れをするか、基礎処理を行うものとする。また、落差が非常に小さい場合、床固工本堤の根入れが上流の護岸の基礎底面より浅くなる。この場合、本堤の堤底は、上流護岸の基礎の底面に一致させるものとする。

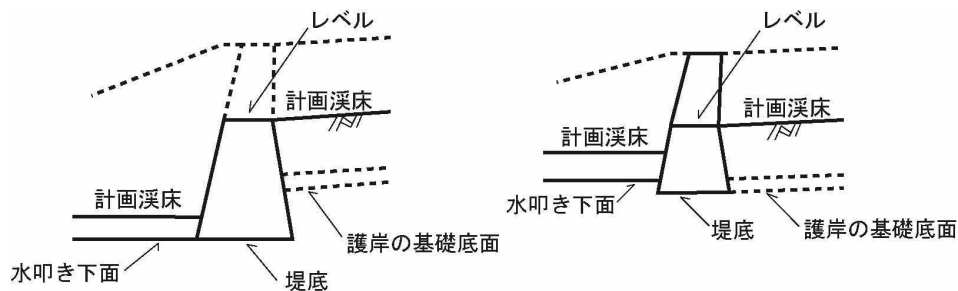


図 4-131 床固工本堤の根入れ

11.11.8 袖の設計

床固工本堤の袖は、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し、その構造は次によるものとする。

1. 袖天端の勾配は、原則として水平とする。
2. 袖天端の最小幅は 0.6m とする。
3. 袖部下流側勾配は 1 : 0.2、上流側は直とした台形断面を原則とするが、袖天端が 0.6 m 未満になる場合は、下流側勾配も直とする。
4. 袖は、両岸の地山にかん入させるものとする。

解 説

袖のかん入深さは、護岸表法肩より表 4-35 を標準とし、地形に応じ地山が後退している場合は、地山までかん入させるものとする。かん入方法については図 4-132、図 4-138 を参考とする。

表 4-35 床固工本堤の袖のかん入深さ

| 土 質 | かん入深さ (b1) |
|--------|------------|
| 砂 礫 | 1.5m を標準 |
| 軟 岩 | 1.0m 以上 |
| 中硬岩・硬岩 | 0.5m 以上 |

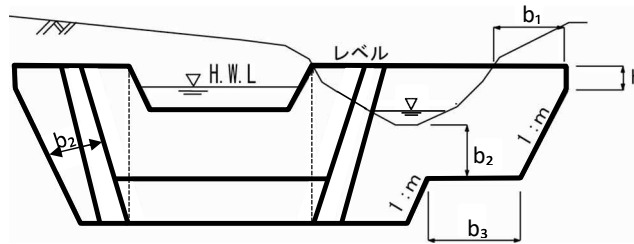


図 4-132 床固工本堤の袖のかん入方法

(注 記)

b_1 : 0.1m単位

h : 0.5~1.0m 程度

b_2 : 1.5m 以上

b_3 : 小段幅は 1.0m 以上とすること。

m : 土質による掘削勾配

・掘削勾配 m については、標準値を設けないものとし、断面の節約に留意する。

ただし、土質条件、労働安全衛生規則を考慮した勾配とする。

・端部を除き、側面は地山へ着ける。

・岩盤の場合の袖端部は、間詰め工を施工すること（床固工本体と同時打設とする）。

11.11.9 前庭保護工の設計

前庭保護工は、床固工からの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘および下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

一般には、溪流保全工における床固工の前庭保護工は、水叩きを原則とし、水叩き下流端には垂直壁を設けるものとする。

解 説

1. 水叩き長さ

水叩き長さは、次に示す経験式を用いる。

$$L = 2.0 \sim 2.5 (H_1 + h)$$

ここに、 L : 床固工本堤、垂直壁間の長さ

(床固工本堤の天端下流端から垂直壁天端上流端までの長さ) (m)

H_1 : 床固工の有効落差 (m)

h : 床固工本堤での計画高水位 (m)

縦断計画勾配 : 1/20 以上の場合 2.5

〃 : 1/20 未満の場合 2.0

垂直壁の水通し断面は、本章第11節「11. 10 横断計画」で求められる断面と同一とし、水通し天端高は、計画溪床面と同一とする。

5. 垂直壁の水通し天端幅

垂直壁の水通し天端幅は、水叩きの厚さと同じにすることを原則とし、最小幅を0.6mとする。

6. 垂直壁の基礎の根入れ

垂直壁の根入れは三面張の場合、水たたき下端より1.0m、二面張は1.5mとし護床工を計上すること。ただし、岩盤の場合、三面張0.5m、二面張1.0mまで小さくすることができる。

7. 垂直壁の断面

垂直壁の前法は1:0.2、裏法は直とする。

8. 垂直壁の袖

袖天端の幅は水通し天端幅と同一とし、袖勾配は原則として水平とする。なお、最小幅は0.6mとする。また袖長は、砂礫地盤の場合1.5mを標準とし、袖の形状については図4-135、図4-138参考とする。

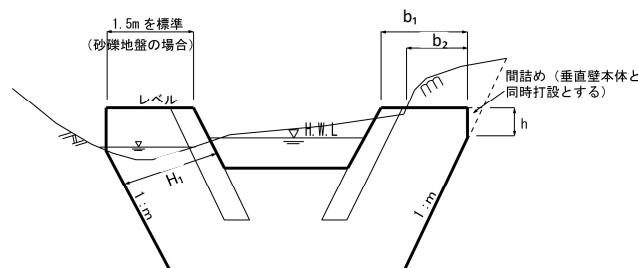


図 4-135 垂直壁の袖の形状

(注 記)

b_1 : 0.1m単位

h : 0.5~1.0m程度

b_2 : 岩盤の場合、袖長を軟岩1.0m、中硬岩・硬岩0.5mまで小さくすることができる。

b_3 : 1.5m以上

m : 土質による掘削勾配

・掘削勾配 m については、標準値を設けないものとし、断面の節約に留意する。

ただし、土質条件、労働安全衛生規則を考慮した勾配とする。

・岩盤の場合の袖端部は、間詰め工を施工すること（垂直壁本体と同時打設とする）。

9. 側壁護岸

側壁護岸は、本章「第9節 護岸工」に準じて設計するものとする。ただし側壁護岸の位置および高さは、図4-136を標準とする。また、本県においては、コンクリートブロック積を標準とする。

ただし、直高5.0mより高い箇所(5.0mより高い部分が延長の1/3以上ある場合)およびカーブ中の水衝部は、コンクリート擁壁とする。

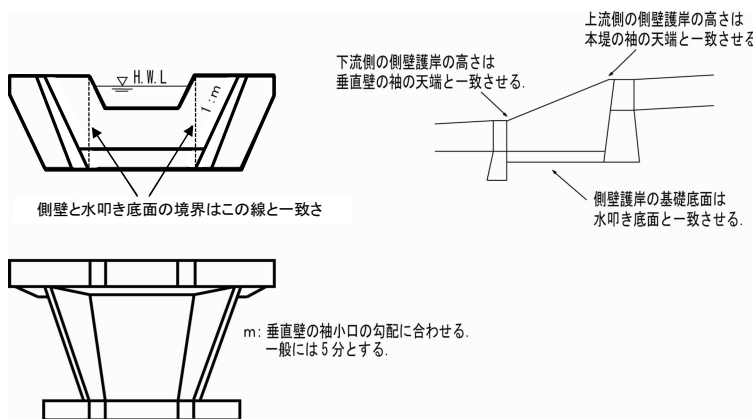


図 4-136 側壁護岸の位置および高さ

(特例)

床固工設置箇所が、人家近接地の場合、道路が平行して側壁が水通し肩より後退することが出来ない場合は、下図のようにすることができる。

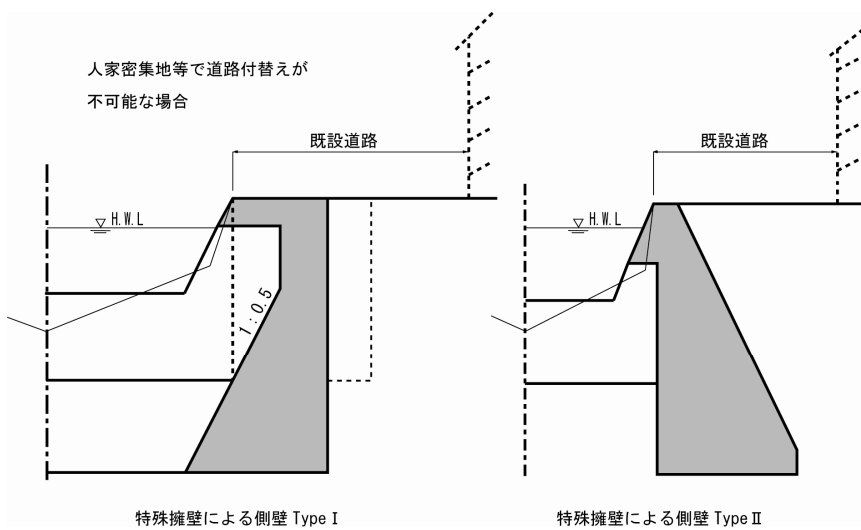


図 4-137 側壁護岸の特例

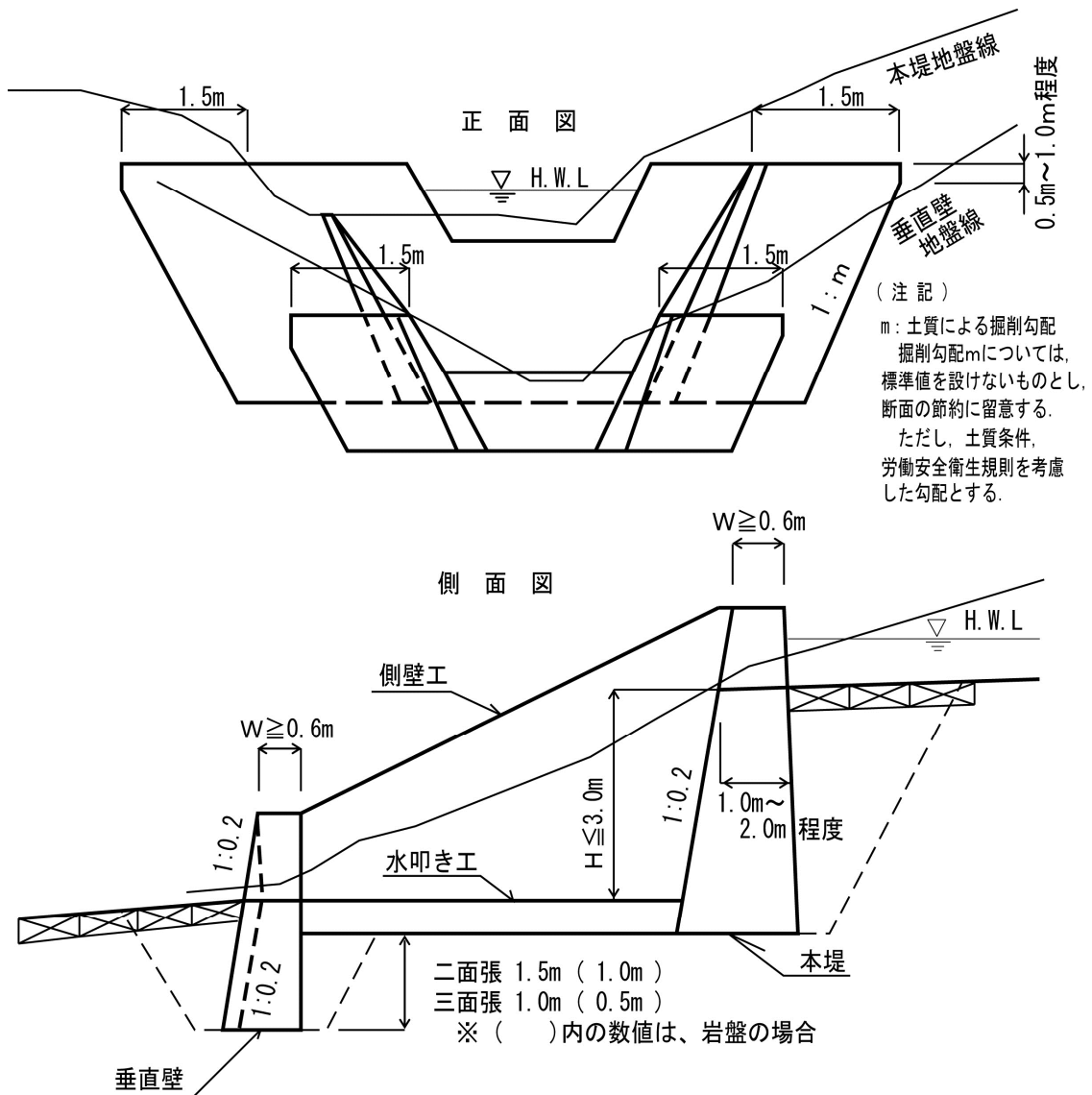


図 4-138 床固工一般図

11.11.10 水抜き暗渠

溪流保全工における床固工は、一般には水抜き暗渠を設けないものとする。

解説

溪流保全工における床固工は、流出土砂量の調節、施工中の流水の切り替え等の必要性がない場合が多い。また水抜き暗渠による水圧軽減の効果も小さく、砂礫等の河床構成材料の吸出しの危機性があるため、一般には水抜き暗渠を設けないものとする。

11.11.11 護床工

護床工は、床固工の垂直壁下流の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

解 説

垂直壁下流が砂礫地盤で、流速、水深が大きい場合などは、必要に応じて河床粗度になじむ材料を用いた護床工を設置する。三面張りの場合は、不要とする。

跳水終了後の整流および下流河床とのすり付けのために設置される護床工の設置範囲は、図 4-139 による。

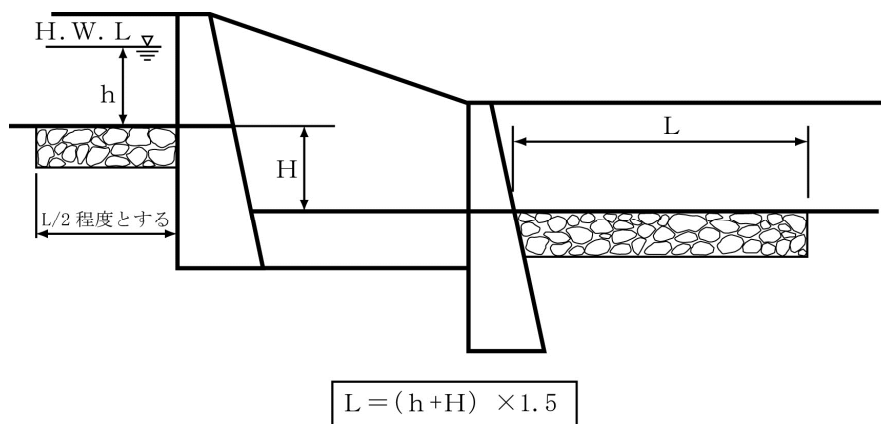


図 4-139 床固工の場合の護床工の範囲

11.11.12 護岸工と床固工との取り付け

1. 床固工上流に計画する護岸工天端は、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。
2. 護岸工と床固工の取り付けは、床固工袖小口に一致させ、床固工直下で広げられた河幅は垂直壁の水通し部で元の流下断面に戻す（図 4-140 参照）。
3. 床固工上流に取り付ける護岸の根入れは原則として水通し天端高より 1.0m以上上げるものとする（図 4-141 参照）。

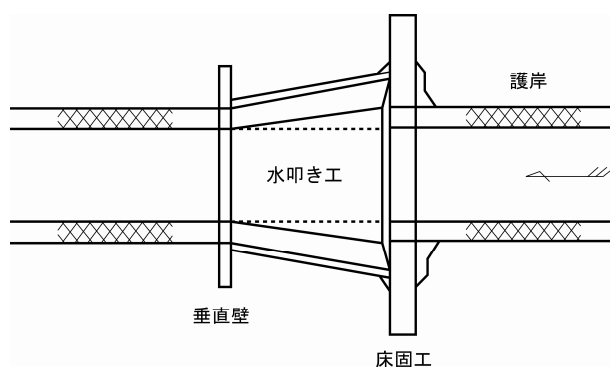


図 4-140 護岸工と床固工の取付

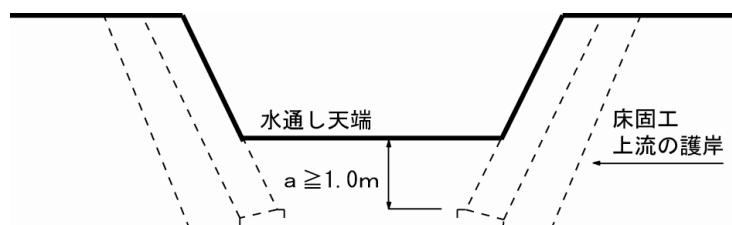


図 4-141 床固工上流護岸の基礎

11. 12 斜路工（全面魚道工）

11. 12. 1 本提

1. 前法は2分、裏法は安定計算により求める。
2. 水通し形状、断面は直上流流路の断面と同一とする。
3. 水通し天端厚は、1.0m～2.0m程度として、袖天端厚は0.6m以上とする。
4. 袖部のかん入深は護岸表法肩より1.5mを標準とし、地形に応じ地山線が後退している場合は地山までかん入する。

11. 12. 2 水叩き及び垂直壁

1. 水叩き厚は0.6mを標準とする。ただし岩盤の場合は水叩き厚を0.3mまで小さくすることができる。
2. 魚道等の植石をする場合はコンクリートまでの植え石は水叩き工とみなす。この場合石の容積分はコンクリート立積から控除する。
3. 魚道等を設置する場合は垂直壁直上流の水叩き工を計画溪床高より0.3m程度低くし魚等の休息場所と言う観点からプールを施工する。
4. 垂直壁の前法は2分、裏法は直とし、水通し天端厚は水叩き厚と同厚とする。また、袖天端厚は0.6m以上とする。
5. 垂直壁水通し断面は下流側流路の断面と同一とする。

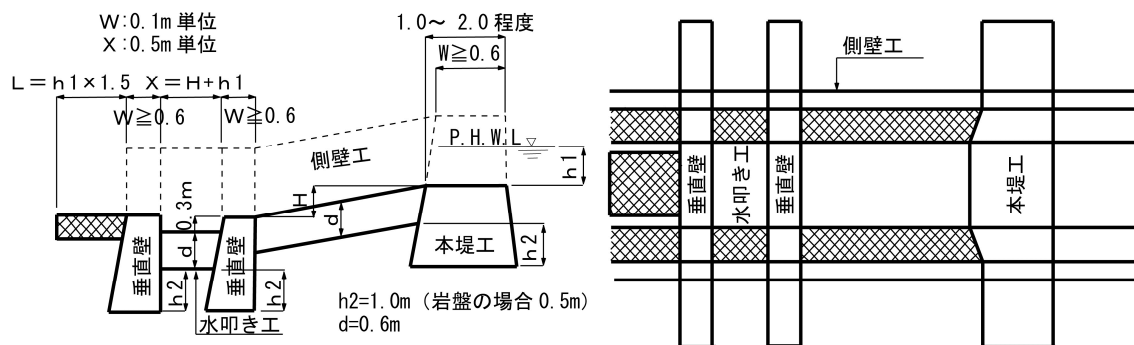


図 4-142 基本構造図

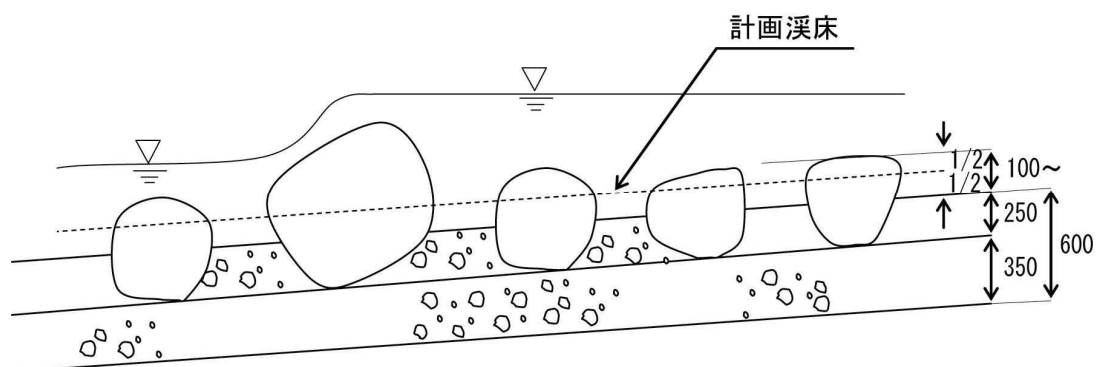


図 4-143 斜路工水叩き部の植え石の方法

(注 記)

- ・基礎コンクリート部分 350mm の間には、植え石を入れない。
- ・水叩き厚 600mm (=350+250) を確保する。
- ・植え石の根入れは、石径の $2/3 \sim 1/2$ を確保する。

(参考事項)

○魚がのぼりやすい多様な流況の創出

- ・植え石の越流部の高さに変化を持たせ、多様な水深を創出する。
- ・植え石の間に空間を確保し、その間を通り抜ける多様な流れを創出する。
- ・床固工等の横工の天端に、みお筋を確保し、遡上ルートの連続性を保つ。
- ・川をよく観察し、幾何学的な構造にしない。

○規格値

- ・高さ：+50mm・-100mm
- ・長さ：-200mm

※但し、例外的な植え石については、断面の阻害等は考慮しない。

水叩き厚は、仮定計算により水叩き摩耗量を計算したところ、建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編[I]床固工に示す水叩き最小部材厚 35cm を満足する結果となった。このため、水叩きとしての機能を確保するため部材厚 35cm 内に植え石が入り込まないようにする。

11. 13 帯工

11. 13. 1 帯工の設計

帯工は、計画溪床を維持しうる構造として設計する。

11. 13. 2 水通し断面

水通しの断面は、本章第 11 節「11. 10 横断計画」で求められる断面と同一とする。

11. 13. 3 水通し天端幅

水通しの天端幅は、河床構成材料、設計流量等の要素を考慮して決定するものとする。

解 説

帯工の水通し天端幅は、通過砂礫の摩耗等に耐える幅とするが、一般には 0.6~1.5m とする。

11. 13. 4 水通し天端高

水通しの天端高は、計画溪床高に合わせるものとする。

11. 13. 5 断面形状

帯工の断面形状は、前法 1:0.2 、裏法直とする。

11. 13. 6 基礎の根入れ

帯工の根入れは、三面張りの場合は 1.0m 程度、二面張は 1.5m 程度とする。ただし、岩盤の場合それぞれ 0.5m、1.0m まで小さくすることができる。

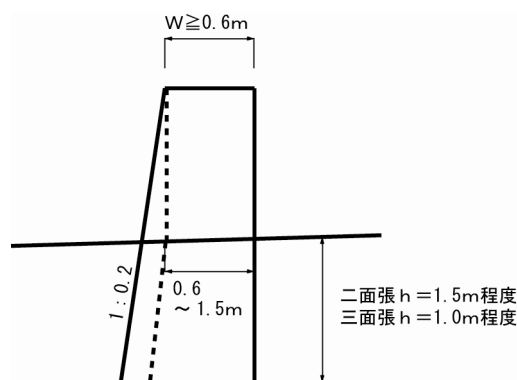


図 4-144 帯工の基礎の根入れ

11.13.7 袖の設計

帯工の袖は、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し、その構造は次によるものとする。

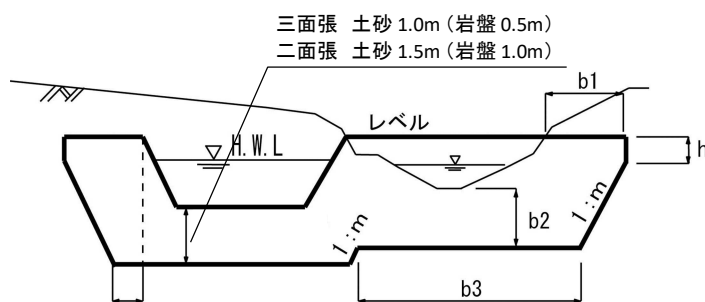
1. 袖天端の勾配は、原則として水平とする。
2. 袖天端の最小幅は0.6mとする。
3. 袖部下流側勾配は1:0.2、上流側は直とした台形断面を原則とするが、袖天端が0.6m未満になる場合は、下流側勾配も直とする。
4. 袖は、兩岸の地山にかん入させるものとする。

解 説

袖のかん入深さは表 4-36 を標準とし、かん入方法については図 4-145 を参考とする。

表 4-36 帯工の袖のかん入深さ

| 土 質 | かん入深さ (b1) |
|--------|------------|
| 土 砂 | 1.5mを標準 |
| 軟 岩 | 1.0m以上 |
| 中硬岩・硬岩 | 0.5m以上 |



※肩より下した線より後退させること

図 4-145 帯工の袖のかん入方法

(注 記)

b1 : 0.1m単位

h : 0.5~1.0m 程度

b2 : 土砂 1.5m 以上 岩 1.0m 以上

b3 : 小段幅は 1.0m 以上とすること。

m : 土質による掘削勾配

・掘削勾配mについては、標準値を設けないものとし、断面の節約に留意する。

ただし、土質条件、労働安全衛生規則を考慮した勾配とする。

・端部を除き、側面は地山へ着ける。

・岩盤の場合の袖端部は、間詰め工を施工すること（帯工本体と同時打設とする）。

11.13.8 護床工

護床工は、帯工の下流洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

解 説

護床工を設置する範囲は、図 4-146 による。

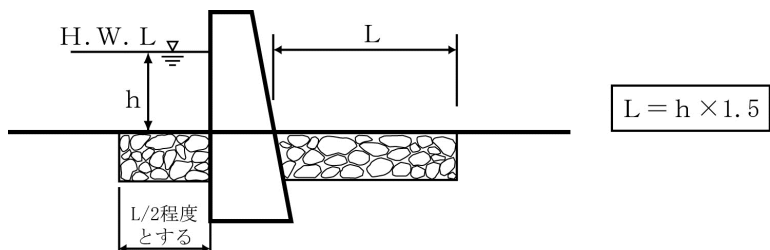


図 4-146 帯工の場合の護床工の範囲

11.14 溪流保全工における護岸

溪流保全工における護岸は、本章「第9節 護岸工」に準じて設計するものとする。

解 説

溪流保全工における護岸は、溪流保全工を設置する区間の溪岸侵食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る。

護岸の破壊は、洗掘による護岸基礎部の破壊や土砂の吸出しによって生じている場合が多い。そこで護岸の根入れ深は、洗掘による河床変動に対応できるように考えて、一般には床固工の水通し天端等 河床固定点から上流の静的平衡勾配を検討し、それにもとづいて適切な深さを決定する。

また、砂礫堆等が形成された場合や、床固工の直下流、湾曲部外湾側では、河床変動が大きいので、必要に応じて根固工を併用する等の考慮が必要となる。

護岸の前のり勾配は、治水上の観点および自然環境への配慮といった点から検討し、決定すること。溪床勾配が急なほど磨耗防止のため急勾配とすることが望ましいが、一般に1:0.5程度を採用する場合が多い。

採用にあたっては、地域の状況、経済性を考慮して護岸の種類を選定する必要がある。

11.15 溪床保護工

溪流保全工において、溪床が著しく洗掘され、問題が生じる場合には床張りを実施する。

解 説

溪流保全工は原則として底を張らない構造とするが、溪床が著しく洗掘され、問題が生じる場合には、溪床を洗掘から保護する対策を実施する。

溪流保全工の計画では、良好な溪流環境を保全する観点から、保全対象に影響がない程度の河床変動は許容されるものである。このため、これまで一般に用いられてきたコン

クリート張り等、恒久的に一定の河床変動が許容されない構造や植生等が侵入し難い構造は極力避け、巨石や護床ブロック等、河床の変化に追従でき、多孔質のものを使用することが望ましい。

1. 渓床保護工の採用の目安

- ① 計画渓床勾配が急なため、現河床構成材料で計画渓床の維持が困難な場合
本章第 11 節「11. 9 縦断計画 6 渓床保護工」を参照。
- ② 計画渓床幅が狭く、護岸基礎掘削が全幅に及び河床材料がかき乱される場合

2. 床張り

渓流保全工の床張りには、ブロック張り、連結自然石張り、コンクリート張り等があるが、魚類などの水生生物の生息や、流れの伏流水化、地下水脈の切断などを考慮して、ブロック張り、連結自然石張りを標準とする。なお、床張りは、流勢および摩耗に耐えるものでなければならない。

床張り天端の位置は、計画渓床と同じ高さとし、床張りの位置に護岸工基礎天端を合わせる（渓床保護をした場合には、1mの根入れは行わなくて良い）。

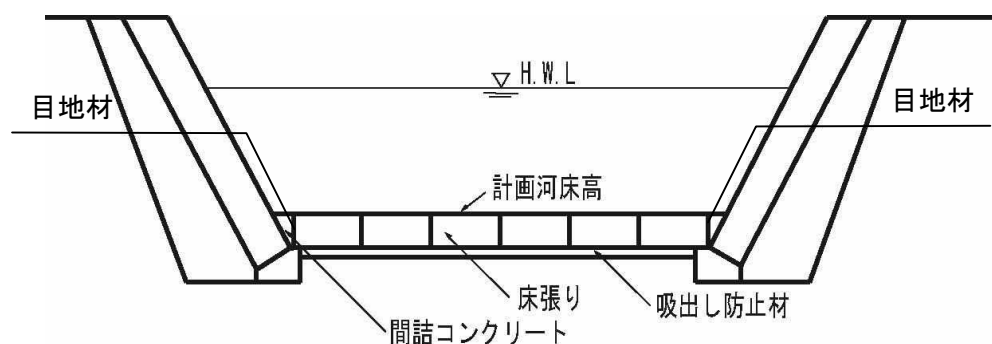


図 4-147 ブロック張りの構造および護岸の根入れ

注) 吸出防止材は $t=10\text{mm}$ 、引張強度 (10KN/m) $\{1.0\text{tf/m}\}$ の規格値を満足するものとする。使用にあたり規格値等の変更に注意すること。

また、根固ブロックと間詰コンクリートの間には目地材（樹脂発泡体 $t=10\text{mm}$ ）を入れること。

(参考)

コンクリート張りの構造および護岸の根入れは図 4-148 を参考とする。

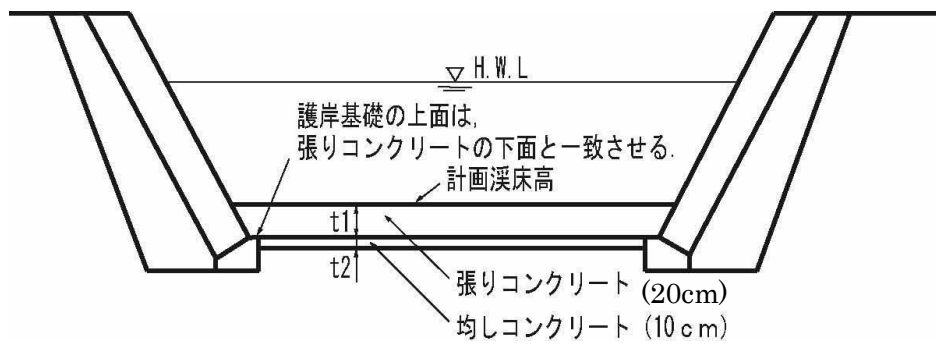


図 4-148 コンクリート張りの構造および護岸の根入れ

3. 床張り（ブロック張り）の設計

使用するブロックは、滑動に対して安全なものを使用する。

以下に計算手法の1例を示す。

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

$$P = C_D \cdot W_0 \cdot \varepsilon \cdot A \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$R = f \cdot W_0$$

$$W_b = \left\{ 1 - \frac{W_0}{W_c} \right\} W \cdot K$$

ここに、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

W_0 : 流水の単位体積重量 (kN/m³)

ε : 遮へい係数 (単体 : 1、群体 : 0.35~0.40)

A : 投影面積 (群体の場合は、全体の高さ×幅) (m²)

V : 流水の流速 (m/s)

g : 重力の加速度 (9.81m/s²)

f : 摩擦係数 一般に 0.8

W_b : 水中におけるブロック重量 (kN)

W_c : ブロックの空中単位体積重量 (kN/m³)

W : ブロック空中重量 (kN)

K : ブロックの個数

(砂設公 p136)

なお、河床の安定計算に用いる掃流力及び限界掃流力により設計を行っても良い。

4. 底張り部の末端処理

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の溪流保全工の上流端付近の護岸基礎部分に洗掘が生ずる恐れがあり、護床工・減勢工を考慮するものとする。

また、三面張り下流端には少なくとも帯工を設け、吸出しの防止を図るものとする。

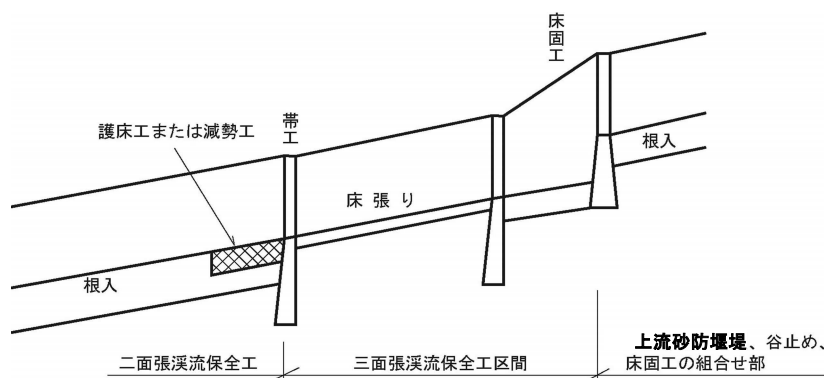


図 4-149 底張り部の末端処理

5. 伏流水排除工

コンクリート底張り流路において、伏流水が多く施設に悪影響がある場合は床固工本体および帯工直上流部には伏流水排除工を計画するものとする。

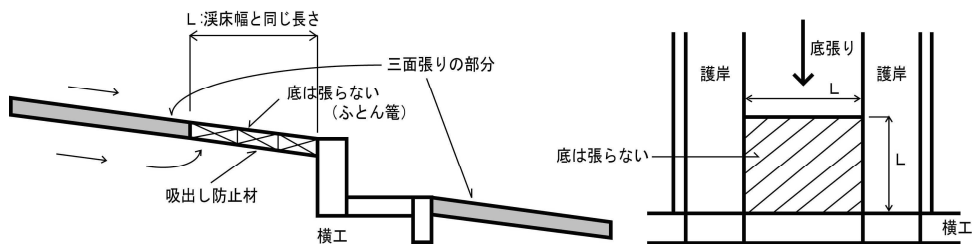


図 4-150 伏流水排除工

11. 16 附帯工（補償工事）

11. 16. 1 総説

1. 砂防工事の施工に伴って既存の施設、道路、橋梁、水路等の撤去を要し、その効用を復するために附帯工として計画する。
2. 附帯工は原則として原形復旧、或は元の効用の範囲内までとし、他の管理者の要求により改良を加える場合は合併施行とする。
3. 法線の改良、河床の切り下げなどに起因して新たに必要となった工作物は、附帯工の規定にとられる必要はないが過大積算にならぬよう留意のこと。
4. 附帯工で設置する工作物については、管理者と十分協議のうえ、定めるものとする。
5. 附帯工として設置された工作物は、工事完了後速やかにそれぞれの管理者に引継ぐものとする。

11. 16. 2 橋梁工

新設橋梁の構造は、現橋梁の構造、及びその使用実態等を判断して、機能補償の範囲で、個々の道路管理者（橋梁管理者）と協議のうえ、定めるものとする。

解 説

1. 架替橋梁の規格は既設と同質とし、橋梁の改築又は橋梁の質的改良を行なう場合は次の通りとする。

| | | | | |
|--------------------------|---|---------------------|---|--|
| 改築となる橋梁 質的改良となる 橋梁 | } | の管理者が国・県・市町村 の場合 | { | 「砂防工事又は道路工事より 必要となる橋梁及び取付道路 の工事費用の負担について」 による3局協定 |
|--------------------------|---|---------------------|---|--|

2. 砂防工事に起因して、新設及び架替えが生じる橋梁の構造については以下の通りとする。
 - (1) 橋梁の構造は機能補償を原則とする。
 - (2) 架替え橋梁の幅員は、現況幅員までとし、法線改良に伴う新設橋梁の幅員は前後の道路幅員までとする。
 - (3) 市町村道・県道・国道に係る橋梁の設計荷重については、橋梁台張に記載されているものによる。

(4) 橋梁台帳で確認できない場合は、下記のように原則として有効幅員により判断する。

- 1) 有効幅員（路肩を含めた道路の幅員）が 4m 以上の市町村道・県道・国道等（以下「市町村道等」という）に係る橋梁について
 - ・ 新橋梁の構造は、現橋梁の構造及びその使用実態を判断して、管理者の運用する定めにより、改築することができる。
 - ・ 管理者の運用する定めとは、「道路構造令」「道路橋示方書」等による管理者の運用する定めにより、改築することができる。
- 2) 有効幅員が 4m 未満の市町村道等に係る橋梁について

表 4-37 有効幅員が 4m 未満の市町村道等に係る橋梁の条件

| 有効幅員 | 設計荷重 | 落橋防止構造 | 地覆幅 | 地覆高 |
|------------------|--|-------------|--------------|--------------|
| $2m \leq W < 4m$ | 近隣の同種の道路に設置されている橋梁の設計荷重を参考として道路管理者と協議して定めること。 | 管理者の基準による。 | 60cm を標準とする。 | 25cm を標準とする。 |
| $W < 2$ | 主桁を設計する場合の活荷重は等分布荷重 $3.5kN/m^2$ とする。床版および床組の設計には等分布荷重 $5.0kN/m^2$ とする。 | 原則として考慮しない。 | 40cm を標準とする。 | 10cm を標準とする。 |

3) 林道、林業用作業道等および農道等に係る橋梁について

新橋梁の構造は、現橋梁の構造、及びその使用実態を判断して、機能補償の範囲で、管理者の基準（林道規定等）を踏まえて、それぞれの管理者と協議して定めるものとする。

4) 占用手続きがなされている私道に係る橋梁について

新橋梁の構造は、現橋梁の構造を判断して、その機能を補償する。

(備考)

現在は橋梁が設置されておらず、暗渠等になっている道路、地覆のない橋梁の有効幅員・設計荷重等の考え方について

- ・ 前後の道路に設置されている橋梁、又は道路の使用実態（舗装状況、路肩状況など）を勘案して決定する。

3. 設置基準

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」にもとづく構造に以下の各号に定めた条項を付加した構造とする。

(1) 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。

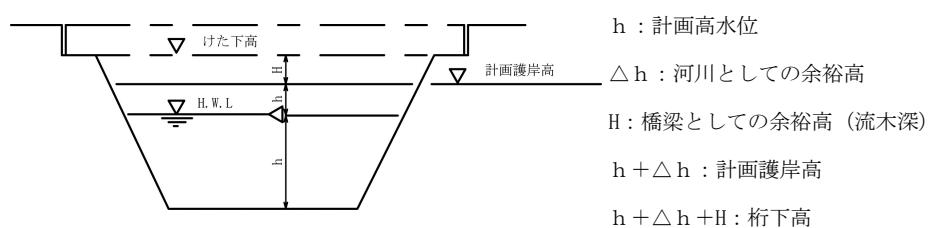


図 4-151 橋梁の桁下高

- 1) 河川としての余裕高は原則として、合理式によって計算された設計流量によって決定するものとし、本章第 11 節「11. 10 横断計画 4 余裕高」の表 4-32（設計流量と余裕高）の数字を下回ってはならない。

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) は本章第 10 節「11. 10 横断計画 4 余裕高」の表 4-33（溪床勾配による余裕高の最小値）の値以下とならないようにする。

- 2) 橋梁としての余裕高は、H=0.5m を原則とし、現況又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。

(2) 径間長

径間長（斜橋又は曲線橋の場合は、洪水時の流水方向に直角に測った長さ）は設計流量、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 $500\text{m}^3/\text{s}$ 未満の河川では 15m 以上、 $500\text{m}^3/\text{s} \sim 2,000\text{m}^3/\text{s}$ 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。

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。

(3) 橋台

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、橋台底面の位置は「河川管理施設等構造令」の基準による。ただし、支間長 5m 以下で幅員 2.0m 未満の人道橋等の場合はこの限りではない。また、図 4-152 のように橋台底版上面が計画溪床から 2m 以上深い位置となるような場合には、指定地管理者との協議により、橋台を護岸法肩より前にすることができる。

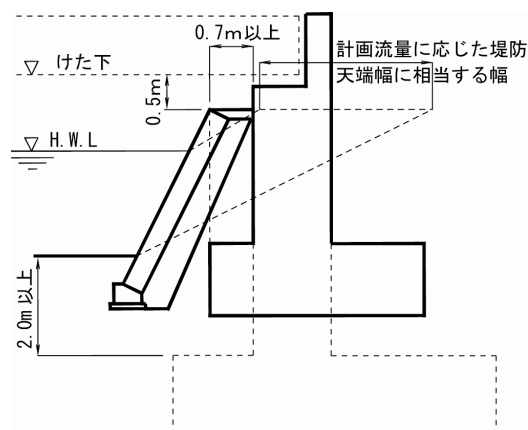


図 4-152 橋台位置

(4) 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) 橋脚の根入れは、原則として 2m 以上とし、最低溪床高が計画溪床高より低い場合は、最低溪床高より根入れをとる。ただし、直下流に床固工、帯工等の河床低下防止工が存在する場合又は基礎が岩盤である場合はこの限りでない。

(5) 橋梁の位置・方向

- 1) 橋梁の架橋位置は河道の適正な地点を選ぶものとし、支派川の分合流点、水衝部、溪床勾配の変化点、湾曲部はできる限りさけること。ただし、地形、用地等の状況からやむを得ない場合は、床固工等の構造物から原則 5m 以上離れた位置に計画する。

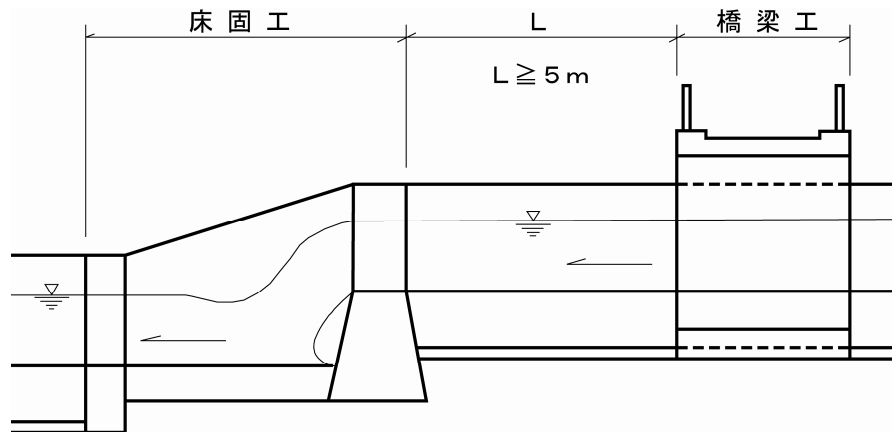
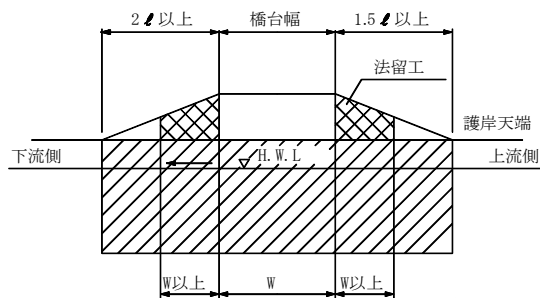


図 4-153 橋梁と床固工の位置関係

- 2) 橋梁の方向は原則として、洪水の流水方向に直角にすること。やむを得ず斜橋となる場合でも、3 径間以上の場合、河川を中心線と道路の中心線の交角は極力 60° を越える角度で交差させるよう務める。

(6) 橋梁設置に伴う護岸

- 1) 未改修河川に施工する場合、橋台の前面およ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長さ以上の護岸を施工するものとする。
- 2) 橋台の前面を護岸法面に合わせて設ける時は、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倍以上の護岸を設けるものとし、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) 上記の値が5m未満の場合は5m、30m以上の場合は30mとする。



ただし、 ℓ = 計画高水位法線幅

図 4-154 橋の設置に伴い必要となる護岸長

- 4) 護岸高さは、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台幅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) 橋梁および暗渠の取り扱い

流域面積により、下記の取り扱いとするが、断面形状等は、流木により閉塞する恐れもあるため、河川管理者との協議の上決定すること。

- 1) 5ha未満の流域の場合
特別な場合を除き、暗渠処理を認める。
- 2) 5ha以上の場合
原則として、橋梁工と暗渠工を経済比較することにより、構造を決定すること。
なお、暗渠処理をする場合は下記によること。また根入れについては、上下流の護岸工の根入れに準ずること。

- a) ボックスカルバート等の上部に盛土のある暗渠は極力さけること。
やむを得ず使用する場合は下図による。



図 4-155 ボックスカルバート等の上部に盛土のある場合

- b) 二面張り構造は、河床変動を許容する構造とする。

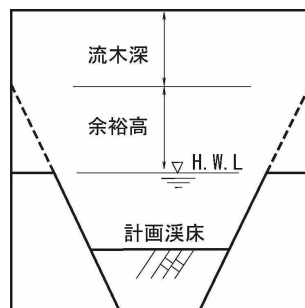


図 4-156 二面張り構造の場合

- c) 盛土のない暗渠の一般構造

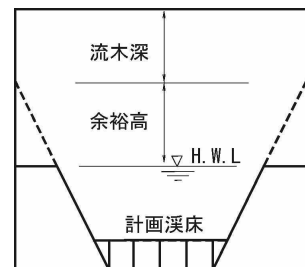


図 4-157 ボックスカルバート等の上部に盛土がない場合

(注 記)

暗渠内の溪床は、前後の流路の溪床構造と同一を原則とする。

11.16.3 取水工

溪流保全工を設置する溪流に既設の取水口等がある場合は、その補償工事として取水工を設置するものとする。

取水工は原則として自然流入方式とする。

解 説

河川管理施設等構造令では水路方式として堤外水路を極力避けるよう規定している。しかし、砂防の場合の溪流保全工は掘込み方式を原則としているため、堤内水路とすると水路が暗渠化したり深い開水路となるため維持管理が困難となり、堤外水路とする場合がある。

取水工を設計する場合には、次の点に留意する。

- 1) 堤外水路の構造は完全分離方式を原則とする。
- 2) 取水能力の限界は、現有機能までとし、必要以上流れ込まないようにする。
- 3) 洪水時において、堤内地で浸水等の被害を起こさないような構造とする。
- 4) 堤外水路は溪流保全工の規定断面内に設けてはならない。
- 5) 取水工は河床の維持に支障とならない構造とする。

取水の方法および取水工の構造は下記を参考とする。

1. 取水口

現在の取水位置もしくは現在水路までの必要な縦断勾配（おおむね 1/100～1/200）を決定し、取水口の位置を決定する。取水口が床固工の間にくる場合は、その位置の最も近い上流側の床固工から取水するものとする。

一般には、床固工から取水するものとするが、地形を考慮し、床固工からの取水が困難な場合、又は床固工からの取水が著しく不経済となる場合は、帯工から取水できるものとする。

参考例

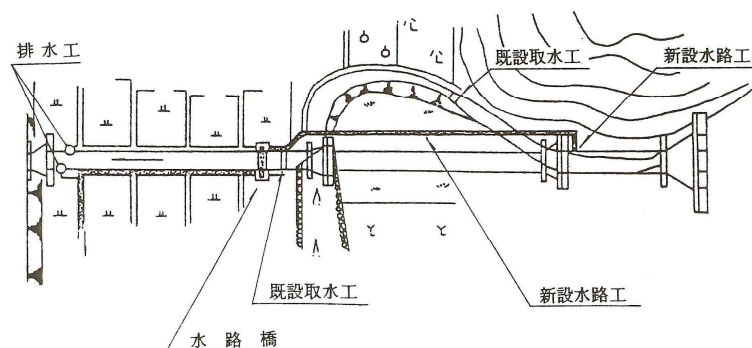


図 4-158 取水工の参考例

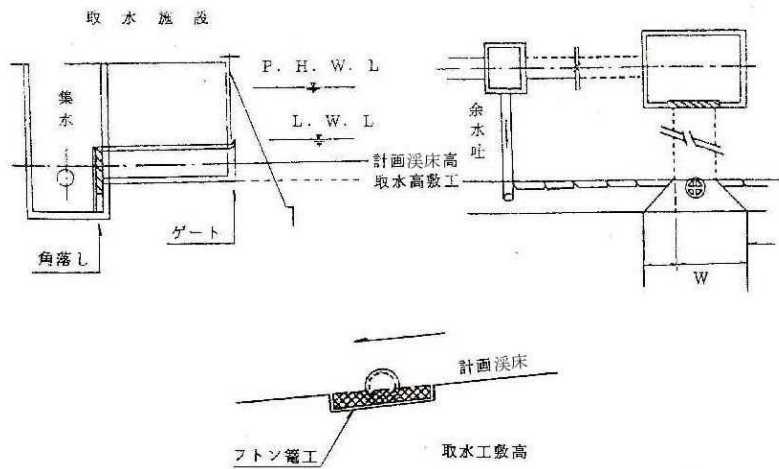


図 4-159 取水口の参考例

(1) 堤内水路（開渠の場合）

堤内水路（開渠）は、流路の法線にほぼ平行に計画するものとし、その位置は溪流保全工の管理幅の外側に計画する。

堤内水路の計画断面は、現況断面を考慮し、取水能力と整合性がとれたものとする。

構造は、岐阜県 道路設計要領のU型側溝によるものとし、輪荷重の影響がない場合は、PU-1型を標準とする。

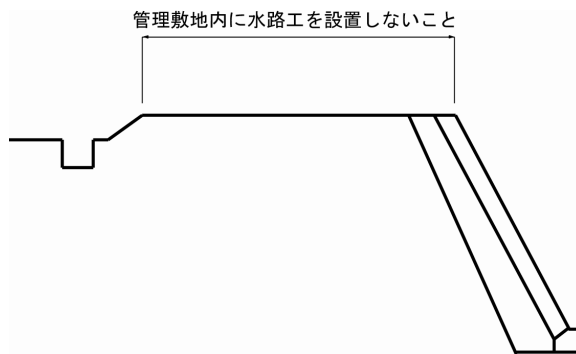


図 4-160 堤内水路の位置

(2) 堤内水路（暗渠の場合）

堤内水路（暗渠）は、流路法線にほぼ平行か直角に計画するものとし、平行に計画する場合の位置は、堤内水路（明渠）を参考とする。

計画断面は、現況断面を考慮し、取水能力と整合性がとれたものとするが、維持管理のため管径 300 mm以上とする。

流路法線に平行で管理幅の外側にあるパイプカルバートについては、国土交通省 土木構造物標準設計のパイプカルバートにより、基礎の巻立ては、埋設型式、土質、土かぶり等により P 1-RC、P C型～P 2-RC、P C型を採用し、基礎材は均しコンクリートとすることを基本とするが、管理者と協議のうえ硬質塩化ビニールパイプカルバートを採用し得るものとする。硬質塩化ビニールパイプカルバートでの設計にあたっては、道路土工カルバート工指針（平成 22 年 3 月（社）日本道路協会）を参照とされたい。

管理幅内にあるパイプカルバートは、国土交通省 土木構造物標準設計のパイプカルバートにより、基礎の巻立ては、管径により P 3型かP 4型を採用するものとする。基礎材は均しコンクリートを原則とする。

また、堤内水路（暗渠）には、土砂吐を設置するものとし、その位置および構造は図 4-161 を参考とする。

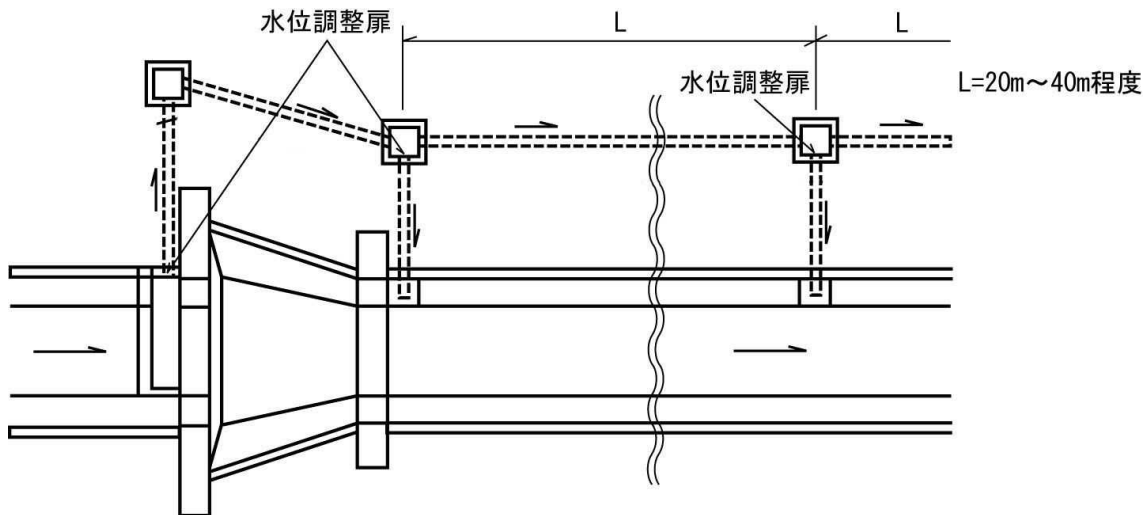


図 4-161 土砂吐の位置

(3) 堤外水路

堤外水路の特徴は維持管理が他に比較して容易であるが、施工および護岸そのものに与える影響等に問題がのこる。そこで堤外水路を作る場合、できるだけ堤外水路延長を短くすること、流路の断面に影響を与えないものとする。

なお、堤外水路の部材厚は、最低 30cm を確保する。

構造については、図 4-162 を参考とする。

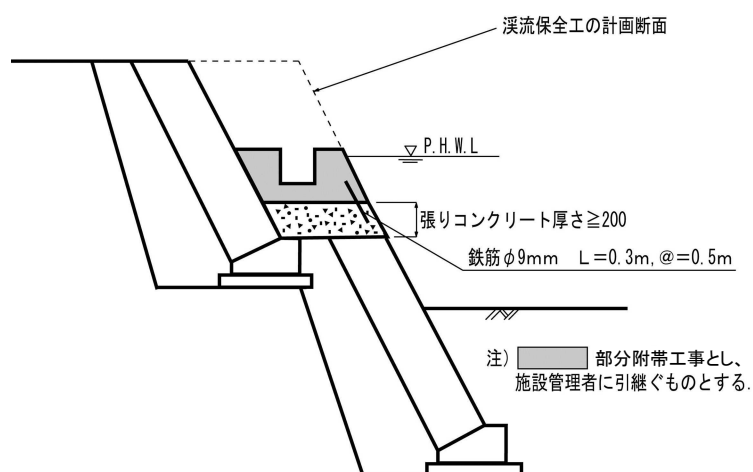


図 4-162 堤外水路の構造

11.16.4 排水工

1. 排水工は、できるだけ統合すること。
2. 排水工は、出来る限り敷を下げ排水効果をあげるようにすること。

解 説

1. 暗渠の場合

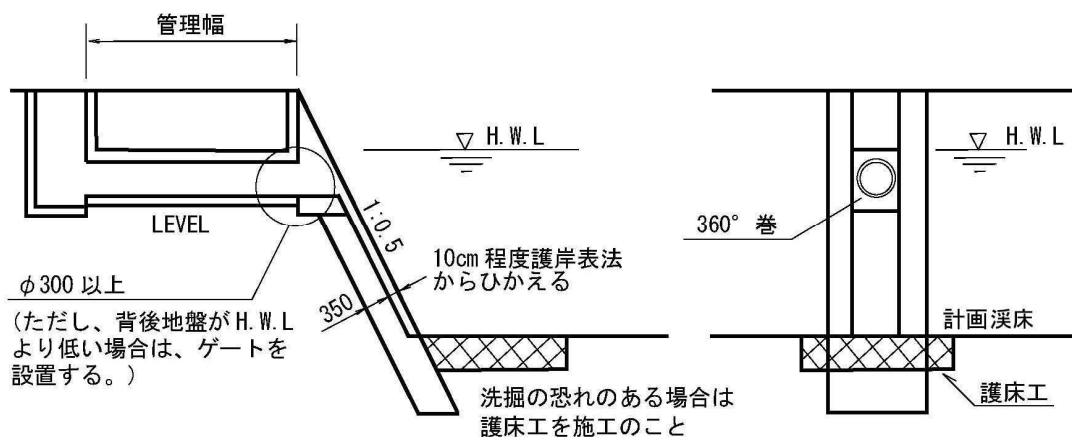


図 4-163 暗渠の構造

なお、樋門、樋管については、河川管理施設等構造令に準ずる。

2. 開渠の場合

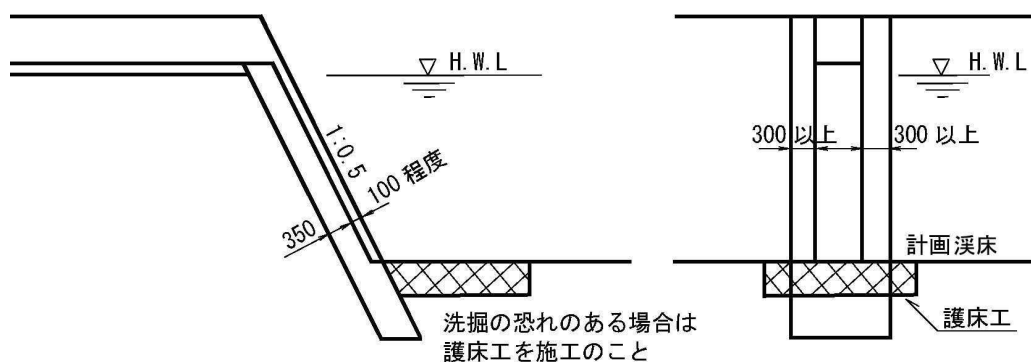


図 4-164 開渠の構造

未改修河川に施工する場合、排水工の上下流それぞれに 5m 以上の護岸を施工するものとする。但し、護岸を施工するのが不相当と考えられる河川については、蛇籠等で縦溝処理するものとする。

11.16.5 階段工

砂防施設管理の必要上及び、在来の洗場施設、取水施設等において必要が生じた場合には護岸工に切込階段を設けるものとし、方向は河川に対し直角又は下流側を向けることとする。

解 説

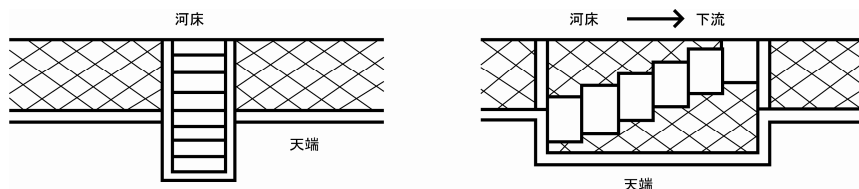


図 4-165 階段工の参考例

11.16.6 安全防護柵

下記の場所又は区域に溪流保全工を施行した場合に設置することが出来る。

解 説

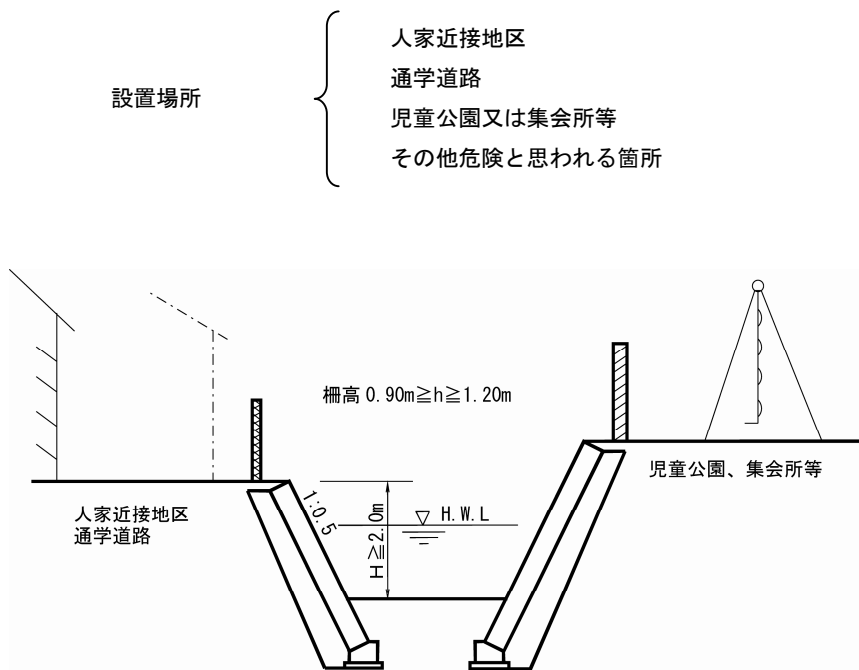


図 4-166 溪流保全工における安全防護策

11. 17 施設保護帯及び管理用道路

1. 川幅（計画高水位＋余裕高）が5m未満の場合は、施設保護帯を兼ねた、管理用通路として、両側1.0m～2.0m程度を確保する。ただし、施設管理上、車両通路が必要な場合は、片側3.0m程度とすることができる。
2. 川幅5m以上の場合は、片側1.0m～3.0m程度、片側3.0m程度を確保すること。ただし、100m以内の位置に管理用通路に代わるべき適当な通路がある場合は、このかぎりではない。

11. 18 付替道路

現況の機能程度又はそれぞれの管理者が定めている基準とする。

11. 19 工事用道路

溪流保全工の場合、図4-167の如く、管理道の外側に用地借上により肥土を仮置することにより、事業の所定工期が、得られるように着工すること。

解 説

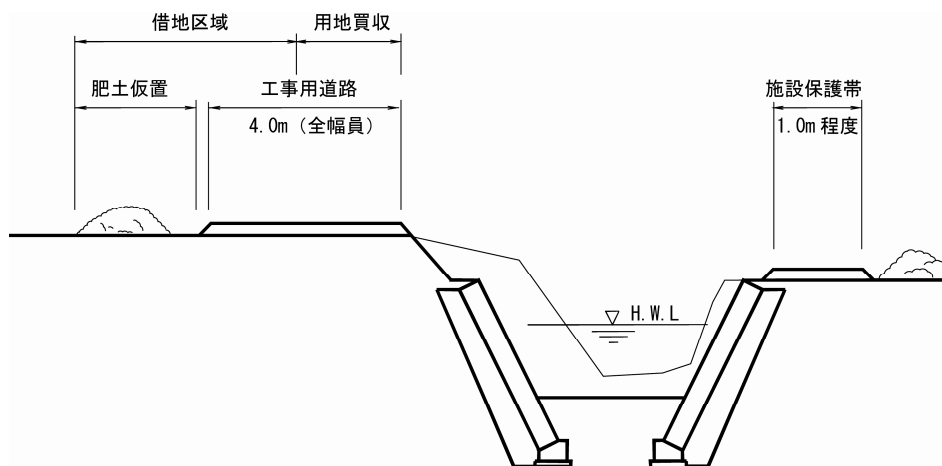


図 4-167 工事用道路の参考例

第12節 砂溜工

12. 1 砂溜工の設計

砂溜工は、上流域の砂防工事で、下流流路の許容流砂量まで流出土砂量を減じることができない場合に設けるもので、その設計にあたっては、流域の地形、地質、植生、河床勾配、土砂流出形態等を考慮し、その目的が十分に達成されるようにするとともに、安全性、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。（建河Ⅱp39）

解 説

- (1) 土石流発生を防止する直接工事等を施工後砂溜工計画のこと。
- (2) 砂溜工の計画貯砂量は、必要に応じて除石を行いその機能回復量を見込むものとする。
- (3) 砂溜工の設計順序は次のとおりとするのが一般的である。

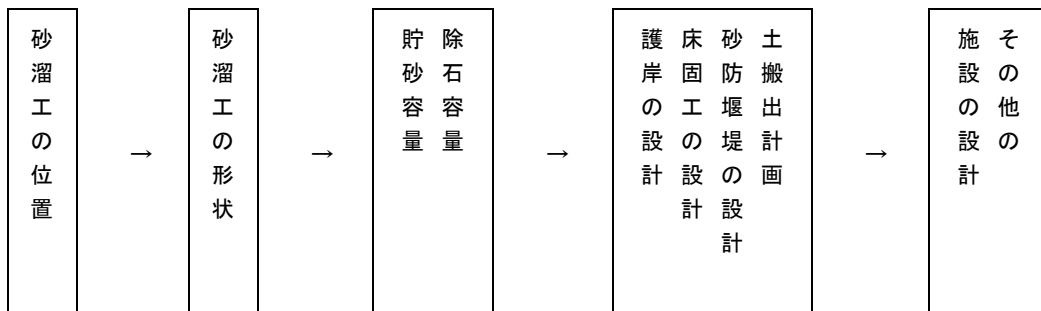


図 4-168 砂溜工の設計順序（建河Ⅱp40）

12. 2 位置

砂溜工の目的に応じた位置を選定するとともに、堆積土の搬出も考えなければならない。（建河Ⅱp39, 40）

解 説

砂溜工は、流路の一部を拡大して土砂礫を堆積させるもので、土石流の常襲地、扇状地、溪流保全工の上端に設ける場合が多い。

位置選定上留意すべき事項は以下のとおりである。

- (1) 天井川区間には砂溜工を設置しないこと。
下流部が天井川で土砂の流下を許さないような場合河川が扇状地に入る附近に設ける。
なお、下流河川が未改修であり、上流部に砂溜工の設置場所がない場合で本川の流水を阻害するおそれの大きい場合は合流点附近に計画する。
- (2) 砂溜工の位置は縦断勾配の変化点附近が望ましい。

12. 3 形状

砂溜工の形状は地形の特性を把握して、適切な設計をするものとする。

(建河Ⅱp40)

解 説

砂溜工の形状には角形、将棋駒型、とっくり型、胃袋型がある。

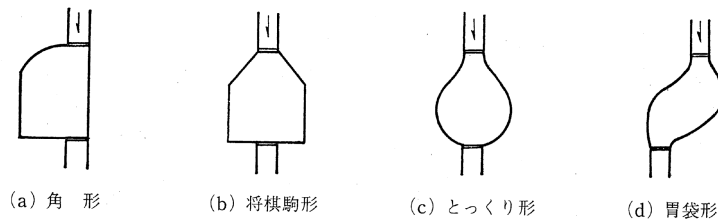


図 4-169 砂溜工の平面形状の例 (建河Ⅱp40)

12. 4 容量

砂溜工の容量は搬出計画を検討の上、地形上により決定する。

(砂防流路工の計画と実際 p206,207)

解 説

1. 砂溜工の貯砂容量は溪流の流出土砂の形態によるが、土砂搬出作業を考慮して 1～2 回程度の容量を計画する場合もある。

2. 容量は年平均侵食量を対象とし次式による。

沈砂池容量決定算式

(1) 年平均侵食量； $V \text{ m}^3$

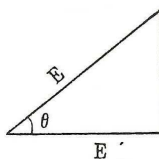
1 年 1 回の浚渫を原則とし沈砂池下流への許容流砂量はなしとするので年平均侵食量をすなわち沈砂池容量とする。

(2) 流域の地被区分

- 1) 林地 (杉、松等の樹林地)
- 2) 裸地 (草地、かん木地)
- 3) 荒廃地

(3) 傾斜および被侵食面積

$$\text{被侵食面積}(E) = \text{地被別面積}(E') \times \sec \theta$$



(4) 土壤侵食量計算

$$V(m^3) = V_f(m^3) + V_b(m^3) + V_d(m^3)$$

$$V_f = E_f(\text{ha}) \times \{0.1 + (0.07 \times C_g)\}$$

$$V_b = E_b(\text{ha}) \times \{10 + (7 \times C_g)\}$$

$$V_d = E_d(\text{ha}) \times \{100 + (70 \times C_g)\}$$

C_g は傾斜に関する係数で次のとおりとし、中間は比例按分する。

表 4-38 C_g 値

| 山地平均勾配 | C_g |
|--------|-------|
| 30% | 0.5 |
| 60% | 1.0 |

(計算例)

1) 流域の地被区分

全体流域 0.5km² (50ha)

林地 0.4km² (40ha)

裸地 0.05km² (5ha)

荒廃地 0.05km² (5ha)

2) 傾斜および被侵食面積

平均傾斜 300m/600m=50% 傾斜角 約 27°

被侵食面積 $E_f = 40 \times \sec 27^\circ = 44.9\text{ha}$

$E_b = 5 \times \sec 27^\circ = 5.6\text{ha}$

$R_d = 5 \times \sec 27^\circ = 5.6\text{ha}$

(参考)

$$\sec(x) = 1 / \cos(x)$$

3) 土壤侵食量

$$C_g = 0.5 + 2/3 \times 0.5 = 0.83$$

$$V_f = 44.9 \times \{0.1 + (0.07 \times 0.83)\} = 7 \text{ m}^3$$

$$V_b = 5.0 \times \{10 + (7 \times 0.83)\} = 79 \text{ m}^3$$

$$V_d = 5.0 \times \{100 + (70 \times 0.83)\} = 790 \text{ m}^3$$

$$V = V_f + V_b + V_d = 878 \text{ m}^3$$

12. 5 構造

1. 砂溜工の上下流に堰堤又は床固工を設けるとともに溪岸をコンクリートブロック積等で護岸工を設ける。砂溜工流入部の拡幅は 30 度程度が一般である。
2. 護岸工の構造は、本章第 8 節「護岸工」を準用するものとする。
3. 砂防堰堤及び床固工は、本章「第 2 節 砂防堰堤一般」および「第 8 節 床固工」を準用するものとする。
(建河Ⅱ p40)

解 説

砂溜工の上下流部に、砂防堰堤又は床固工を仕切りとして設け、溪床の維持を計る。又流入部の拡幅が急激に大きくなると流入部附近に沈砂し、上流部流路の河積を減少し流水の氾濫をきたすことになる。したがって溪流の状況、施工位置等によって異なるが経験上 30 度が適当である。搬出の手段は道路が一般である。道路の設計は必要に応じて道路構造令を準用するものとする。

なお標準タイプと構造は図 4-170～図 4-171 による。

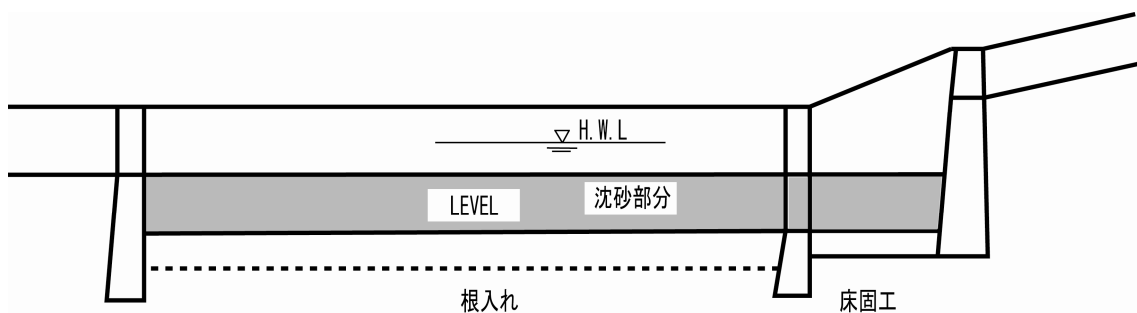


図 4-170 (1) 砂溜工一般図 (断面図)

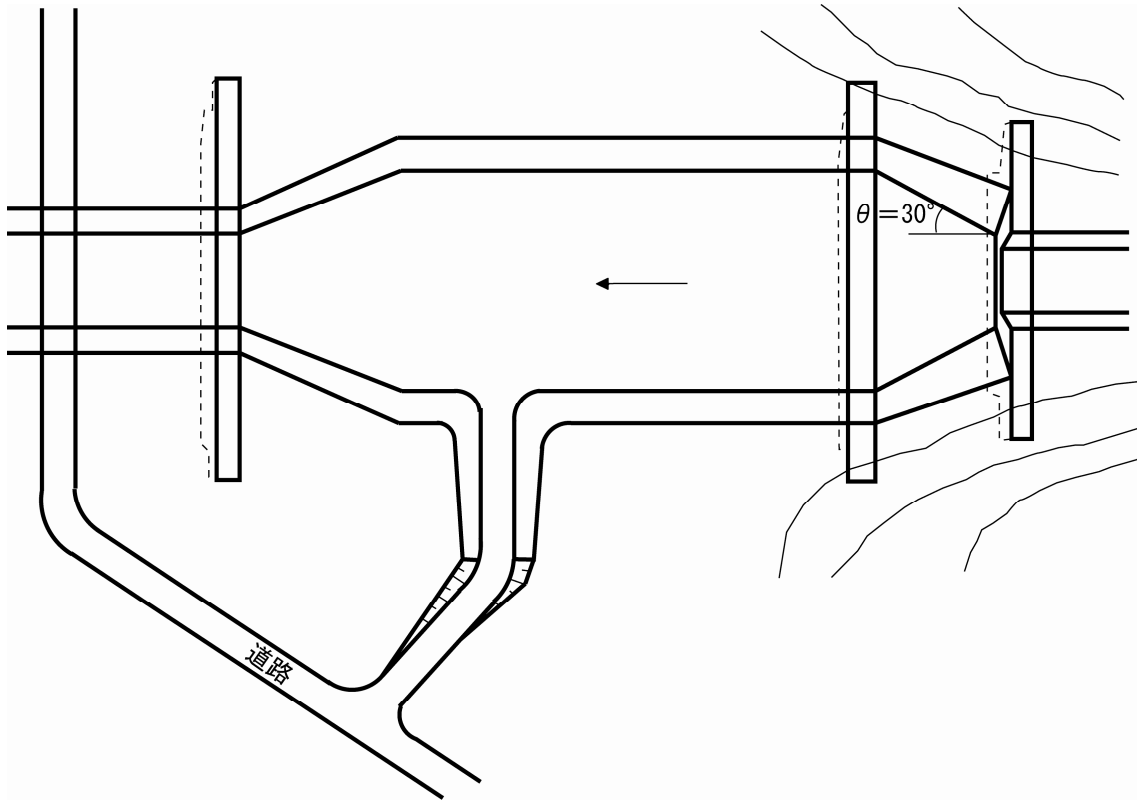


图 4-170 (2) 砂溜工一般图 (平面图)

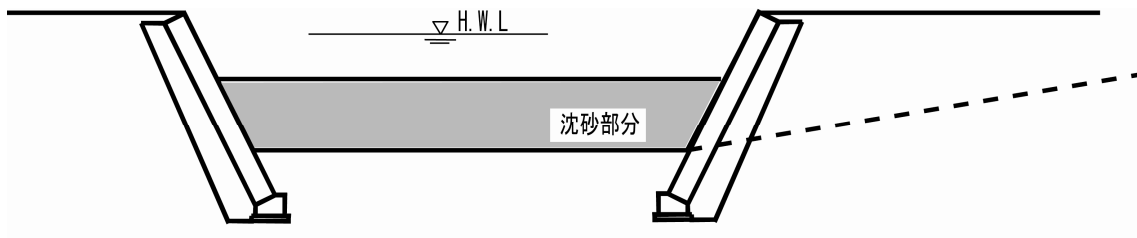


图 4-171 沈砂部 (横断面图)

第13節 山腹工

13.1 山腹工の設計

山腹工の設計にあたっては、その目的である機能が十分発揮できるよう考慮し、安定性、維持管理等についても考慮する。
(建河Ⅱ p27～32)

解 説

1. 植生の復元

植生の復元とは、とくしゃ地あるいは崩壊地に植生を導入し、表土の風化、侵食、崩壊の拡大を防止して、土砂生産の抑制を図ることを目的とするものである。

植生復元のための工種は、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工に大別される。

(1) 山腹基礎工の工種

山腹基礎工とは、のり切工事等を行った後の堆積土の安定を図るとともに、山腹排水路を設け、雨水による侵食を防止することにより、施工対象地を将来林地とするための基礎作りを行う工法である。

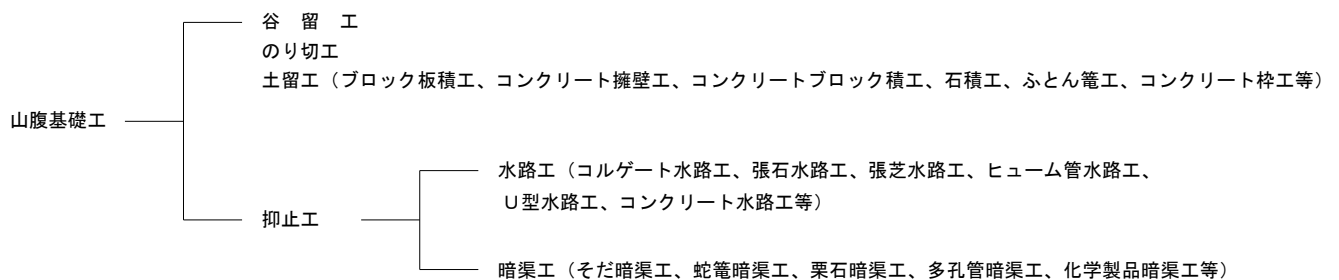


図 4-172 山腹基礎工の工種 (例)

(2) 山腹緑化工の工種

山腹緑化工は、施工対象地に直接植生を導入して緑化を図る工法である。

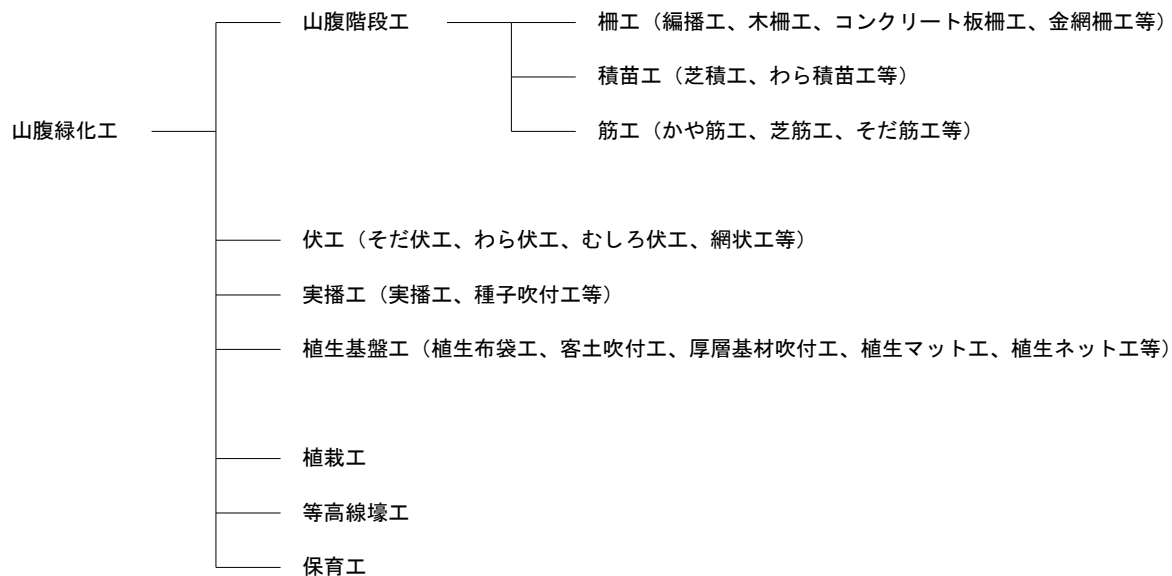


図 4-173 山腹緑化工の工種 (例)

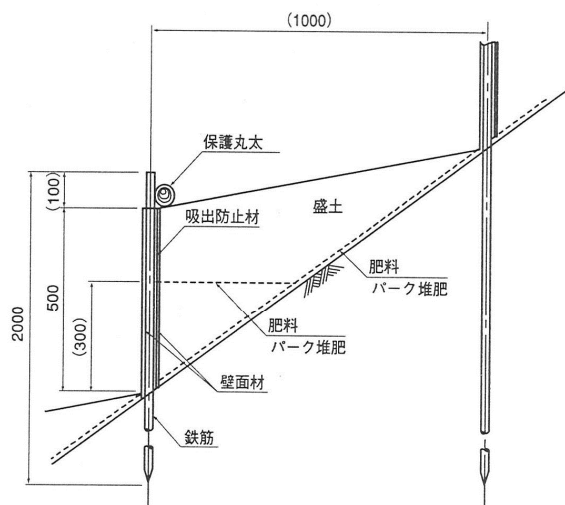


図 4-174 山腹階段工の例

(3) 植生復元のための工種は、一般には次の基準により選定する。

1) 地質および気象等の環境別工種

表 4-39 地質および気象等の環境別工種 (建河Ⅱ p28)

| 地質区分 気象 | 中、古生層地帯 | 第三、第四紀層 地帯 | 花崗岩地帯 | 火山堆積物地帯 |
|------------------------------|--|---------------------------------------|--|---|
| 一般地帯 | 渓流工事に重点をおき、山腹工事では土留工を最小限度とする | 崩壊面の土壌は比較的良好であり、植生の導入を積極的に図る | 客土的要素をもつ山腹緑化工を十分にを行う。斜面は侵食されやすいため、被覆を完全に行う | 地形が急峻であるため、基礎工事によって地形を修正する。全面被覆工を必要とする所もある |
| 多雨地帯 (年間降水量 2000 mm以上) | 山腹工事に重点をおくが、山腹基礎工を少なくし、山腹緑化工に主力を注ぐ | 山腹基礎工を十分にを行う必要がある | 一般地帯に準ずる | シラス地帯(南九州)がこれに相当する。のり切りは垂直とし、客土的効果のある緑化工を行う |
| 寡雨地帯 (年間降水量 1500 mm以下) | 一般に荒廃は軽微であり、簡単な筋工等でよい | 山腹緑化工とし、一気に実施する。山腹基礎工は、比較的簡易とすることができる | 山腹基礎工は最小限とし、山腹面の緑化に重点をおく(特に客土的緑化工) | |
| 多雪地帯 | なだれを考慮した山腹工事を必要とする | 山腹排水路工の施工密度を高くし、完全排水に努める | なだれを考慮した山腹緑化工を必要とする | |
| 凍上地帯 | 多種の伏工と植生によって地表を被覆し、温度低下を防止する。階段工は破壊されやすいため、できる限り施工を避ける | | | |

2) 工種の選定

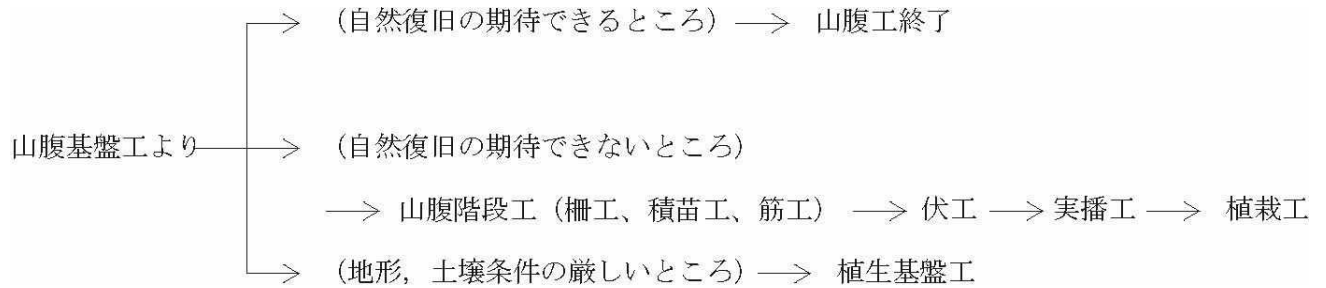
- a. 主に乱伐等によって土壌が流亡し植生がなくなり、表面侵食が行われている箇所(とくしゃ地)では、植生を主体とする山腹緑化工に重点をおいて設計する。
- b. 山腹の一部の崩落地(崩壊地)においては、土砂の安定を図るため工作物を主体とする山腹基礎工に重点をおいて設計する。
- c. 山腹工では、工事完了後の施設と植生の管理のため、必要に応じて管理道路を設計する。

d. 植生復元のための設計は次の順序で行う。

- 山腹基礎工

谷止工→土留工→のり切工→水路工→暗渠工→管理道路工→山腹緑化工へ

- 山腹緑化工



2. 山腹斜面補強工

山腹斜面補強工は、地形条件等から植生の導入が困難な場所において、崩壊地拡大防止のために斜面土塊の安定を図る方法であり、斜面の地形、地質、地表水、地下水の状態等の自然条件を変化させることによって斜面の安定を図る抑制工と、構造物によって斜面の崩落、または滑働を抑止する抑止工とに分類される。

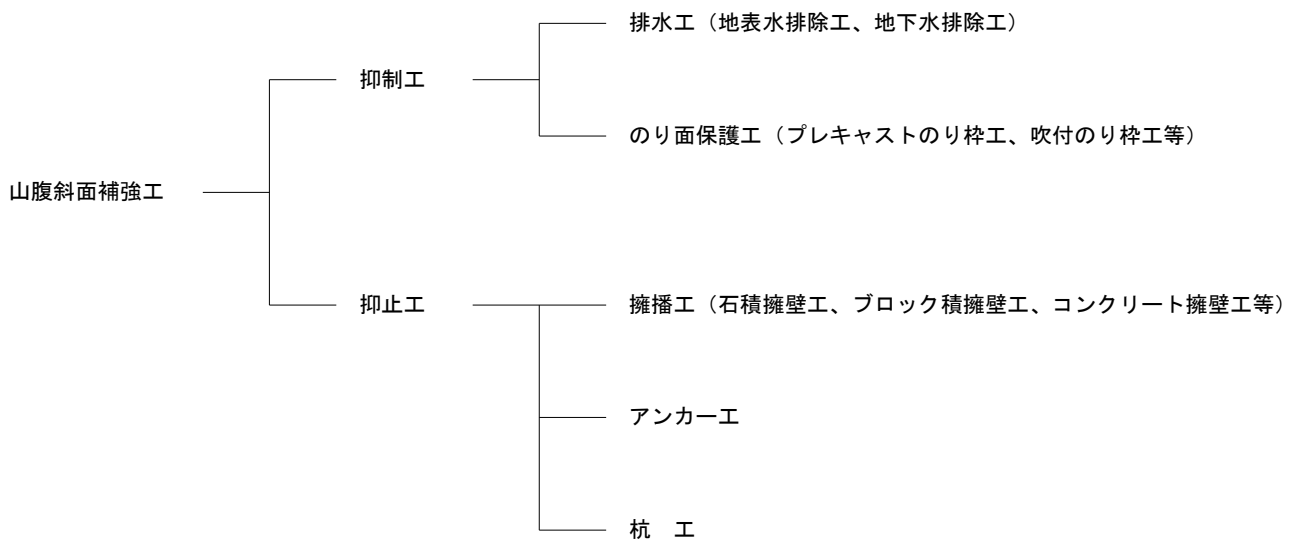


図 4-175 山腹斜面補強工の工種 (例)

13. 2 山腹基礎工の設計

山腹基礎工は、山腹斜面の安定と、基礎工自体および上部に計画する緑化工の安定を図ることのできる構造とするため、地形、地質、気象等の条件を考慮して設計する

解 説

1. 谷止工

谷止工は、侵食の規模の大きい山腹斜面において侵食を防止し、また他の工作物の基礎とする工法である。

- 1) 谷止工の位置は保全対象山腹の直下流部とするのを原則とする。
- 2) 高さは山脚の侵食を防止し得る高さとする。
- 3) 天端幅は、流水の量、流送土砂の形態等の条件から適切と認められる場合は、本章第3節「3.3.1 堰堤の天端幅」より薄くすることができる。
- 4) 方向、構造ならびに断面計算は、本章第3節「3.3 堰堤断面の設計」に準ずる。

2. のり切工

のり切工は、山腹斜面に不規則な起伏や急峻な斜面があつて、放置すれば将来斜面の安定を保つことができないと予想される場合、起伏を整正し緩斜面として安定した斜面を造る工法である。

- 1) のり切面の直高が高い場合には原則として上部を急傾斜に、下部を緩傾斜にするものとするが、のり切勾配は1:1.5を標準とする。
- 2) のり切が大規模で掘削土砂が多量な場合は、斜面の安定を図るため押え盛土を実施する場合もある。押え盛土の基礎は、一般に施工地付近に石材が多い場合は石積工とし、石材の乏しい場合は柵工とする。

3. 土留工

土留工は、堆積地の傾斜が急な場合、堆積土砂の安定を図り、上部に施工する山腹工の支えとする工法である（図 4-176 参照）。

土留工は使用する材料によって、ブロック板積工、コンクリート擁壁工、鋼製擁壁工、コンクリートブロック積工、石積工、ふとん籠工、鋼製ふとん籠工、コンクリート枠工等に分けられる。

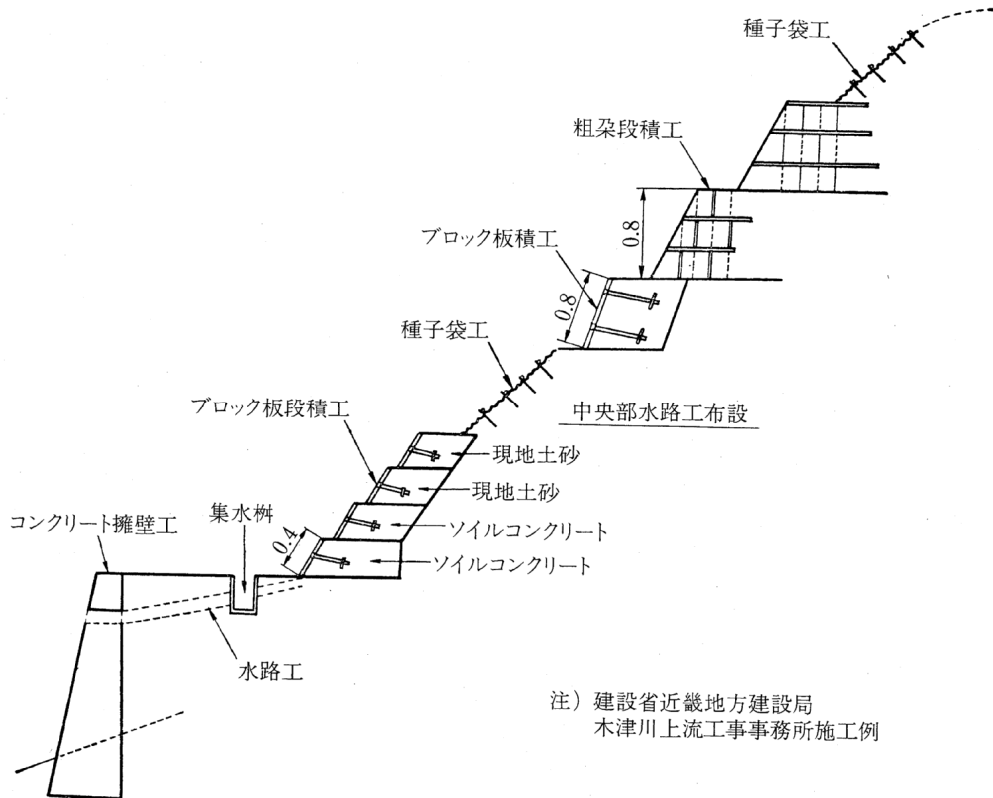


図 4-176 土留工を主とした山腹工（施工例）断面図

- 1) ブロック板積工は、軽量であるため運搬が容易で、かつ施工性に優れているが、土圧の大きな場所には適当でない (図 4-177 参照)。
- 2) クリート擁壁工、鋼製擁壁工およびコンクリートブロック積工は、一般土木工事に準じて使用するものとするが、比較的土圧の大きな個所に使用することができる。
- 3) 石積工には、空石積工と練石積工があり、空石積工は高さ 2m を限度とし、のり勾配は 1:0.5 より急にしないことを標準とする。練石積工は高さ 3m を限度とし、のり勾配は 1:0.3 より急にしないことを標準とする (図 4-178 参照)。
- 4) ふとん籠工は、永久工作物でなく、原則として高さ 2m 以下とし、止杭は、腐朽しにくい樹種を使用し、一般に杭間隔は 2m を標準とする (図 4-179 参照)。
- 5) ふとん籠工は、ふとん籠を鋼製の枠に入れ強度を高めたもので、比較的土圧の大きな個所に使用することができる。鋼製ふとん籠工は、一般に高さ 8m を限度とし、のり勾配は 1:0.5 を最急勾配とすることを標準とする。1 個当たりの大きさは (幅) 2m × (奥行) 2m × (高) 1m を標準とする。

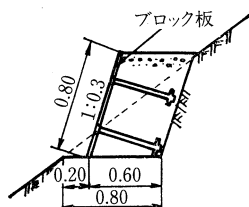


図 4-177 ブロック板積

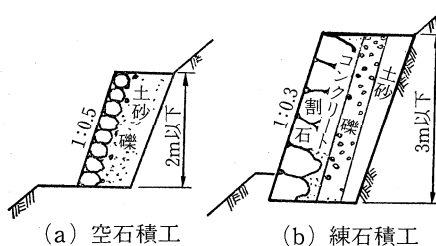


図 4-178 石積工

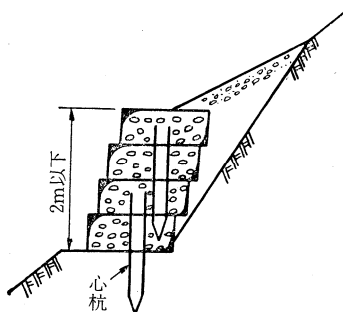


図 4-179 ふとん籠工

4. 水路工

水路工は流水による斜面の侵食を防止する工法であり、流水を速やかにかつ安全に計画対象区域外へ排水しうる構造として設計する。

水路工の種類は、使用材料によってコルゲート、張石、ヒューム管、コンクリート水路、布製型枠水路等に分けられる。

- 1) 水路工の設計では勾配の急変を避けるとともに徐々に緩勾配に計画することとし、崩壊地帯の地盤に十分埋め込み、周囲の流水を集めやすいように配慮する。
- 2) 水路工の位置は、斜面の凹部で最も効果的に集排水ができる位置を選定する。
- 3) 通水断面は、最大流量を安全に流し得るよう十分に余裕を持たせる。
- 4) 水路工の末端部は、土留工あるいは谷止工等で固定しなければならない。水路長が長い場合には、水路長 20～30m ごとに帯工を設けて水路の安定を図る。

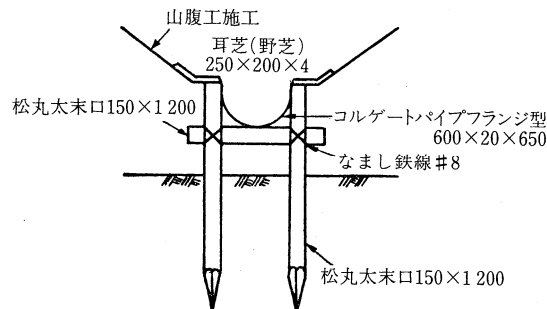


図 4-180 コルゲート水路工 (例 単位mm)

5. 暗渠工

暗渠工は、斜面の安定に対して悪影響をおよぼす恐れのある地下水を排除するための工法であり、湿潤な所や湧水の生ずる所などの地下水を最も容易に排水できるように配慮する。

1) 暗渠工は、原則として不透水層の上に設けるものとし、速やかに地下水を地表面に導き、排水しうる構造として設計する。

2) 暗渠工の使用材料としては、蛇籠、栗石、多孔管、化学製品等がある。

蛇籠暗渠工は、地盤が不安定で変動しても有効に働くようにするために使用するもので、一般に円筒型蛇籠を用いる。

栗石暗渠工は、地下水が多い場合に用いられ石径 5～15cm のものを使用している。最近では多孔管および化学製品等を使用することもある。

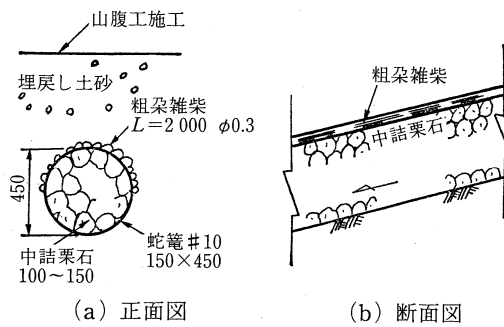


図 4-181 蛇籠暗渠工 (例 単位mm)

13. 3 山腹緑化工の設計

山腹緑化工は、斜面表層の侵食防止、表土の流出防止、斜面の安定化を図れるよう設計し、周辺自然植生との調和を検討して植生回復を図るものとする。

解説

1. 山腹階段工

山腹階段工は、山腹斜面を階段状に整形することにより、斜面の表土の流出を防止して植栽床を形成する。柵工、積苗工、筋工の3種類の工法がある。

(1) 柵工

階段状に柵を設け背面に埋土する工法である。

使用材料によって、木柵工、編柵工、コンクリート板柵工、金網柵工等がある。

- a. 施工地付近に山芝や石材が乏しく、山腹斜面の土層が比較的厚く植生の導入が容易な個所において用いるものとする。
- b. 柵工は、原則として切取り部で使用するものとし、高さは50cm程度を標準とする。

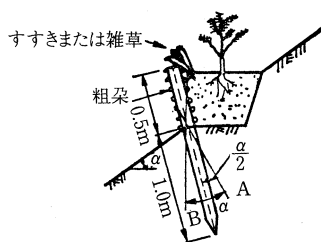


図 4-182 編柵工 (例 単位m)

(2) 積苗工

地山に階段状の段切を行って芝またはわらを積み、土砂で埋め戻す工法である (図 4-183 参照)。積苗工は、使用材料によって芝積苗工、わら積苗工等に分けられる。

- 1) 積苗工を行う場合の段切は、直高 1.5m ごとに幅 1m 程度の小段を設けるのを標準とする。
- 2) 芝積苗工は、募雨、乾燥地帯の荒廃地の積苗工として代表的なものであり、芝の供給可能な場所に適する。わら積苗工は、芝積苗工の主材料である芝の不足場所に設けるものとする (図 4-184 参照)。
- 3) 段積苗工は、積苗工を斜面において階段状に連続して設ける工法で、主に堆積土砂の上に施工する。

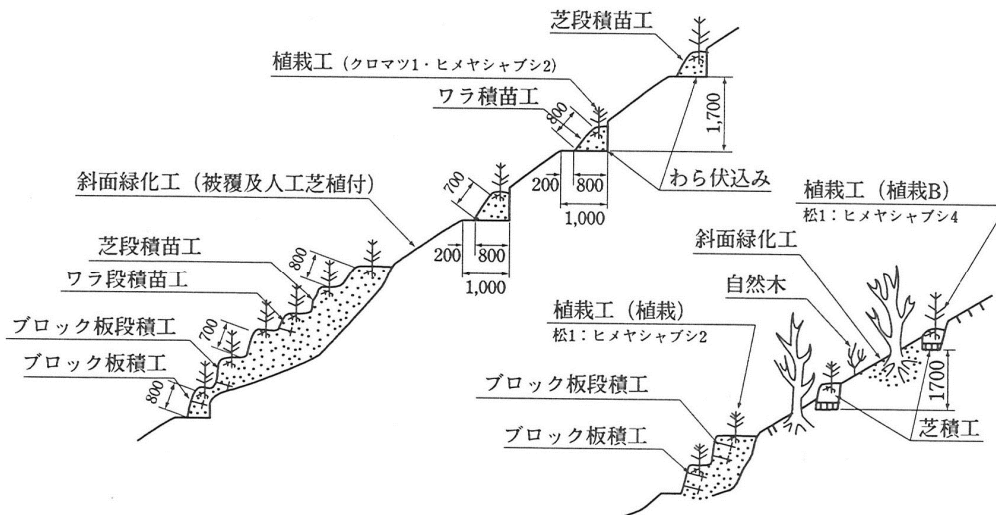


図 4-183 積苗工を主とした山腹工 (施工例) 断面図

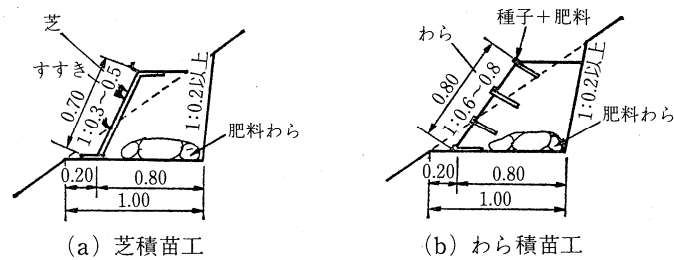
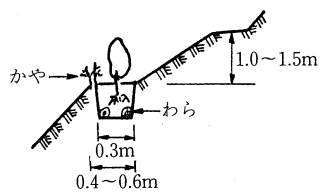


図 4-184 積苗工 (例)

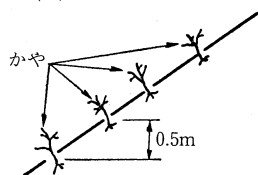
(3) 筋工

筋工は、筋状に植生を行う工法である。使用材料によって、かや筋工、芝筋工、そだ筋工等に分けられる。

- 1) かや筋工は、一般に直高 1.0~1.5m、階段幅 0.4~0.6m、かやを 1m 当たり 0.2~0.3 束で施工する。また、地味のよい比較的傾斜の緩やかな堆積土の地帯でかやの成長が期待できる個所では、階段を設けない場合もある(図 4-185 参照)。
- 2) 芝筋工は、とくしや地帯の雨水による侵食の少ない個所に、かや筋工の代わりとして施工される。(図 4-186 参照)。
- 3) そだ筋工は、比較的水分の多い所でそだの入手しやすい個所に施工される。一般にそだ筋工は、直高 1.0~1.5m 程度、階段幅 0.6~0.8m 程度、そだの積高 40cm 程度、そだの長さ 40cm 程度、そだの束の径 10cm 程度とし、その束の間にかや株あるいは多年生草を埋め込みそだの腐朽に備える(図 4-187 参照)。

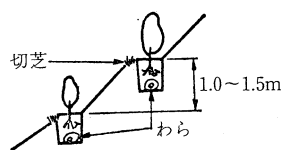


(a) 階段を切る場合

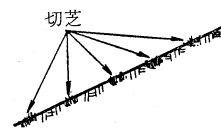


(b) 階段を切らない場合

図 4-185 かや筋工



(a) 階段を切る場合



(b) 階段を切らない場合

図 4-186 芝筋工

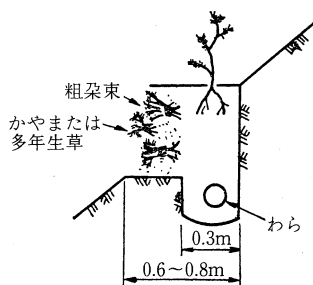


図 4-187 そだ筋工

2. 伏工

伏工は、降雨、凍上、霜柱等によるのり面の表面侵食や崩壊を防止するため、そだ、わら、網等の材料を用いてのり面を覆い保護する工法である。のり面の表面侵食を防止する工法で、使用材料が腐朽するまでにのり面を安定させるため、草木の種子を播種することが望ましい。使用材料によって、そだ伏工、わら伏工、むしろ伏工、網伏工等がある

- 1) そだ伏工は、一般に比較的面積の小さなとくしゃ地、または積苗工、筋工等のり面に用いられ、そだの入手が容易で止杭が確実に打ち込める個所に用いる。一般に、そだ伏工は、そだを横に並べ、1m以内ごとに縦木（押木）を設置し、止杭によって固定する。（図 4-188 参照）。
- 2) 網伏工は、緩傾斜で軟弱な山腹に適している。網目の大きさは普通縦径 2m、横径 4mの菱形とし、接合点およびそだの中間を竹串または杭により固定する。網目には、施工地に適した根の繁茂する苗木を植栽することもある（図 4-189 参照）。
- 3) わら伏工、むしろ伏工は、直接播いた草木の種子の流亡防止を目的とし、施工地の立地条件が比較的良い場所に用いる場合もある（図 4-190 参照）。

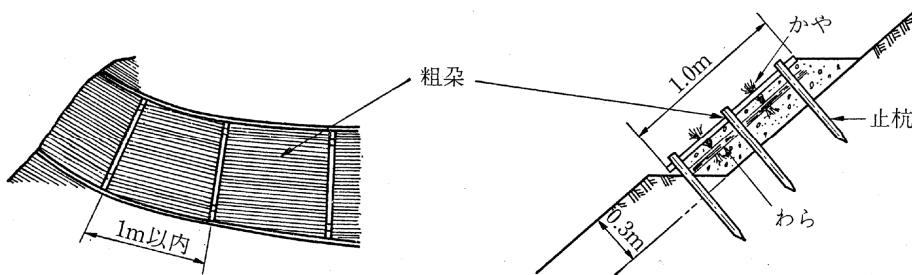


図 4-188 そだ伏工

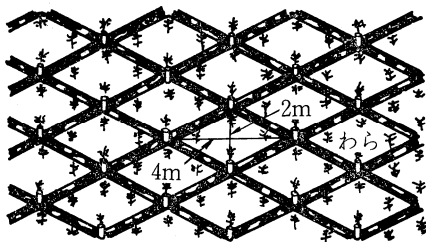


図 4-189 網伏工

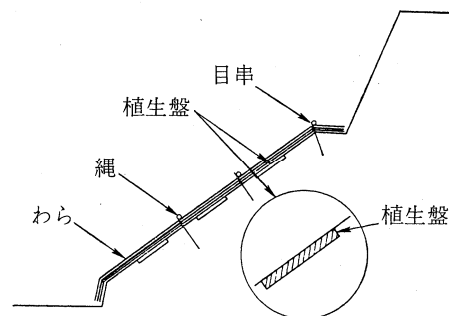


図 4-190 わら伏工

3. 実播工

実播工は、山腹斜面に草木の種子を直接播くことにより早期に緑化を図る工法である。

- 1) 山腹斜面が緩やかで土壌条件の良好な個所に用いる。
- 2) 急傾斜地で用いる場合は、一般に伏工等により肥料の流亡を防ぐことに留意する必要がある。
- 3) 使用する草木類は周囲の植生状況を考慮し、単一なものに片寄らず生育期間の異なる草木を選択することを原則とし、乾燥地、瘠地、に耐えるもの、根系、地上茎がよく繁るもの、再生力が多年生であるもの。草丈が低く広がり性の大きいもの、秋から早春にかけて成長するものを用いる。
なお、外来種を使用する場合は周辺の植生状況を十分検討するものとする。
- 4) 実播工に用いる草木は、表 4-40 を標準とする。

表 4-40 主要山腹砂防用草木類

| 区分 | 種名 | 成長期間 | 特性 | 耐湿性 | 耐寒性 | 耐暑性 | 耐乾性 | 耐酸性 | 求肥 |
|------------|----------------|----------|--------------|-----|-----|-----|-----|-----|----|
| 在来種 | シバ類 | 多年生 | 地上茎を這わす | 強 | 強 | 強 | 強 | 強 | 小 |
| | スゲ類 | 同 | 根が丈夫、常緑 | 強 | 強 | 中 | 弱 | | 小 |
| | ササ類 | 同 | 常緑 | 強 | 中 | 中 | 中 | 強 | 小 |
| | メドハギ | 同 | 瘠地、乾燥地に強い | 強 | 強 | 強 | 強 | | 小 |
| | イタドリ | 同 | 個体が大きく成長が早い | 強 | 強 | 強 | 強 | 強 | 小 |
| | ヨモギ | 同 | 気象、土壌に適應性が高い | 強 | 強 | 強 | 強 | | 小 |
| | カリヤスモドキ | 同 | 繁殖力が強い | 強 | 強 | 強 | 強 | 強 | 小 |
| | ススキ | 同 | 株立ち、繁殖力が強い | 中 | 中 | 強 | 強 | 強 | 小 |
| 外来種 | ケンタッキー 31 フェスタ | 多年生 | 適應性大、常緑 | 強 | 強 | 中 | 中 | 強 | 大 |
| | クリベソングレット フェスタ | 同 | 寒冷地に適する | 強 | 強 | 強 | 強 | 強 | 中 |
| | オーチャードグラス | 同 | 耐陰性が特に強い | 強 | 強 | 強 | 強 | 強 | 大 |
| | ケンタッキーブルーグラス | 同 | 寒さに強い | 強 | 強 | 弱 | 弱 | 強 | 中 |
| | ウィベソングラブグラス | 同 | 他の草を圧倒する | 弱 | 弱 | 強 | 強 | 強 | 小 |
| | バミューダグラス | 同 | 高温でないと発芽しない | 弱 | 弱 | 強 | 強 | 強 | 小 |
| | バヒアグラス | 同 | 暑さや乾燥に強い | 強 | 弱 | 強 | 強 | 強 | 中 |
| | ホワイトクローバー | 同 | 稲科の草と混播する | 強 | 強 | 弱 | 弱 | 中 | 小 |
| イタリアンライグラス | 1~2年 | 冬期施工の助長種 | 強 | 強 | 弱 | 弱 | 強 | 大 | |

4. 植生基礎工

植生基礎工は、急傾斜地や高標高の山腹斜面で表土の厚さが薄い場合に、植生基礎を造成して植生を導入する工法である（図 4-191 参照）。

使用する工法によって、客土吹付工、厚層基材吹付工、植生マット工、植生布袋工、植生ネット工等に分けられる。

- 1) 客土吹付工は、種子と肥料を混ぜた土を斜面に吹付ける工法であり、比較的緩傾斜面で土層が保持できる個所に用いられる。
- 2) 厚層基材吹付工は、植物を生育させるための培地、すなわち生育基礎材に種子と肥料を混ぜて、大型吹付機械で斜面に吹付ける工法である（図 4-192 参照）。
- 3) 植生マット工は、厚層基材吹付工の生育基礎材、種子および肥料マットまたはシートとして製作し、直接のり面にアンカーで張り付ける工法である（図 4-193 参照）。
- 4) 植生袋工は、合成樹脂製の袋の中に草木の種子と肥料を入れたものをのり面に並べる工法である。法枠工と併用して用いることが多い。
- 5) 植生ネット工は、金網の代わりに合成樹脂製のネットを利用し、ネットに草木の種子や肥料を取り付ける工法である。比較的緩傾斜面に用いられる。

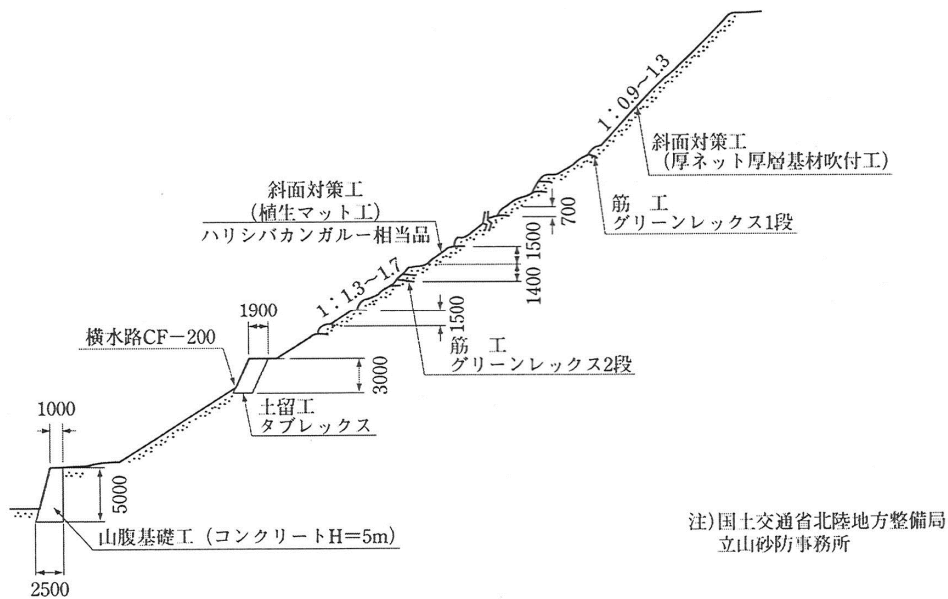


図 4-191 植生基礎工を主とした山腹工（施工例）

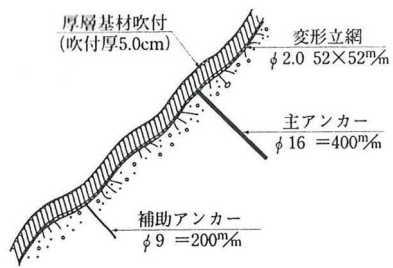


図 4-192 厚層基材吹付工(例)

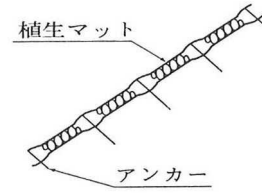


図 4-193 植生マット工

5. 植栽工

植栽工は、樹木の苗木を直接地山に植え込んで緑化を図る工法である。

表 4-41 主要山腹砂防用樹木類

| 種名 | 適応性 | 造林方法 | 特性 | | | | | | | |
|--------|--------------------|------------|-----|-------|------|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | | 活眼力 | 根系の発達 | 耐瘠悪性 | 耐乾性 | 耐湿生 | 耐寒性 | 耐陰性 | 耐酸性 |
| アカマツ | 潮風に弱いから、内陸に用いる | 植栽、播種 | 良 | 良 | 大 | 大 | 小 | 大 | 小 | — |
| クロマツ | 最も一般的である | 同 | 良 | 良 | 大 | 大 | 中 | 大 | 小 | — |
| ハンノキ | 乾燥に強い | 植栽 | 良 | 中 | 大 | 大 | 大 | 大 | 小 | 大 |
| ヤマハンノキ | 高冷地に適する | 同 | 良 | 良 | 大 | 大 | 大 | 大 | 中 | 大 |
| ウツギ | 地、寒冷地、は不相当である | 植栽 | 良 | 良 | 大 | 大 | 大 | 大 | 小 | 大 |
| カエデ | 岩盤、傾斜に強い、耐寒、雪、陰性が大 | 植栽、播種 | 良 | 良 | 大 | 大 | 大 | 大 | 中 | — |
| ヤシャブジ | 崩壊地に適する、成長が早い | 植栽 | 良 | 良 | 大 | 大 | 小 | 大 | 中 | 大 |
| ナラ | 土壌が選ばず、寒さに強い | 同 | 良 | 良 | 大 | 大 | 大 | 大 | 小 | — |
| ツツジ | 傾斜に強い | 同 | 良 | 良 | 大 | 大 | 大 | 大 | 中 | — |
| イタチハギ | 適応性は最も高い | さし木、枝まき、播種 | 良 | 良 | 大 | 大 | 小 | 大 | 小 | 中 |
| ヤマモモ | 暖地に適する | 植栽 | 不 | 良 | 大 | 大 | 小 | 中 | 大 | 大 |
| ヤマハギ | 瘠地、乾燥地、硬質地でよく生育する | 同 | 良 | 不 | 大 | 大 | 小 | 大 | 小 | — |

- 1) 周囲の自然環境を考慮し、乾燥地、瘠悪地に耐えるもの、根系の発達が旺盛で速やかに大地に固定するもの、萌芽力の旺盛なもの、諸種の害（病虫害、寒気、干害、温度変化）に対して抵抗力の大きいものを用いる。
- 2) 植栽工に用いる樹木は、表 4-41 を標準とする。
- 3) 植栽本数は原則として、土地堆積地区等の土壌条件の比較的良好な地区では、1ha 当たり 3000～5000 本、地山露出地区では 1ha 当たり 8000～12000 本とする。
- 4) 植栽にあたっては、原則として施肥を行う。

6. 等高線壕工

等高線壕工は、とくしや地等の荒廢地に等高線に沿った溝を設け、斜面に降った雨水、雪等を山腹に滞留、吸収させ、草木の生長を可能ならしめて土砂の流出を防止する工法である（図 4-194 参照）。

- 1) 溝は等高線に沿って水平に掘るものとし、間隔は 6~12m を標準とする。溝には 6~12m 間隔で間仕切り土堤を設けるものとし、その堤高は谷側の溝の土堤より 10cm 程度低くする。溝の断面は、山腹の傾斜、表土の状態を考慮し、貯留水が越流しないよう十分な断面とする。
- 2) 溝が比較的大規模な（ $0.6 \times 0.6\text{m}$ 以上）谷を横断する場合は、溝の横断前後に谷側の堤防と同高の間仕切り堤を設けることを標準とする。

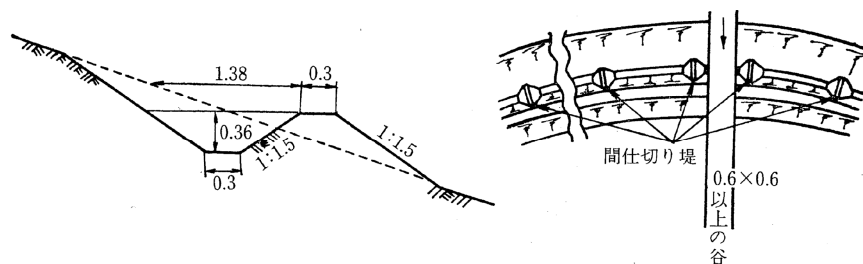


図 4-194 等高線壕工（例）

7. 保育工 [砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法]

保育工は、山腹工施工後の植生状況が良好になるよう実施する。

- 1) 植栽後主木が被圧されたり、肥料切れを起こしたり、病虫害におかされる場合は、間伐、追肥等を行う。
- 2) 山腹工は、ほかの砂防工事と異なり活物を主材料として、安定した森林を造成することが目的となるので、工事を実施した後の活物の生長に対して十分に保育する。
- 3) かつて施工された山腹工で、生長の思わしくない林地においては土の膨潤化、追肥、裸地、斜面の侵食防止を図る。

13. 4 山腹斜面補強工の設計

山腹斜面補強工は、斜面安定性の向上を図る抑制工および構造物のもつ抑止力によって斜面の安定性を図る抑止工を適切に組み合わせて、崩壊地の拡大防止を達成するよう設計する。

解 説

設計にあたっては、「河川砂防技術基準（案）同解説 設計編【Ⅱ】第5章 急傾斜地崩壊防止施設的设计」および「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編」に準ずるものとする。

第5章 除石計画

第5章 除石計画 目次

| | | |
|------|------------------|-----|
| 第5章 | 除石計画 | 5-1 |
| 第1節 | 土石流・流木対策施設 | 5-1 |
| 1. 1 | 除石の考え方 | 5-1 |
| 1. 2 | 除石計画 | 5-5 |

第5章 除石計画

第1節 土石流・流木対策施設

1.1 除石の考え方

土石流・流木対策施設においては、計画捕捉量、計画堆積量の容量を常時確保しておかなくてはならない。

解説

1. 土石流・流木対策施設(砂防堰堤)の効果量の概念は、図 5-1に示したとおりであり、土石流・流木対策施設においては、計画捕捉量、計画堆積量を除石等(流木の除去を含む)で常時確保する必要がある。

なお、溪床堆積土砂移動防止工では、除石(流木の除去を含む)は原則として行わない。

(砂土計p74)

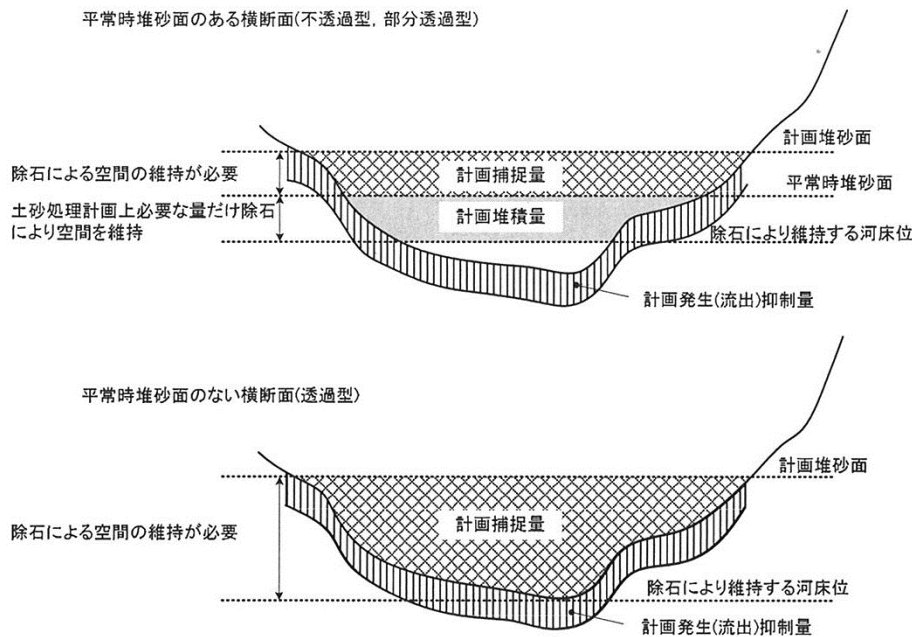


図 5-1 効果量の維持のイメージ (砂土計 p58)

(1) 施設効果量(計画捕捉量、計画堆積量)の評価の前提

計画捕捉量、計画堆積量は、除石計画を前提として評価する(図 5-2)。

除石計画は、砂防施設の計画または設計段階において、堆砂横断図等を用いて検討する。除石計画を反映した捕捉または堆積容量を正式な施設効果量とする。

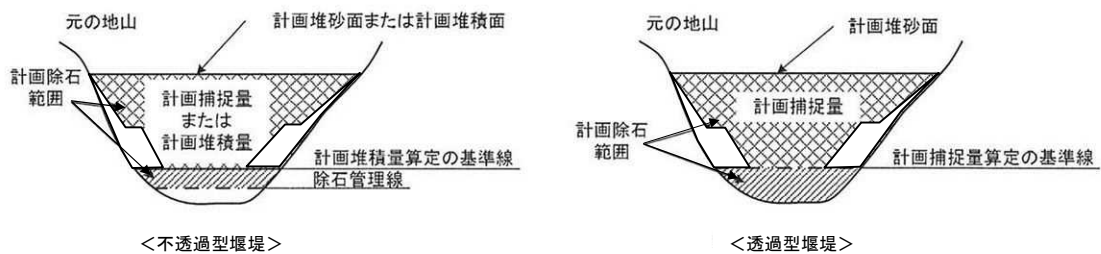
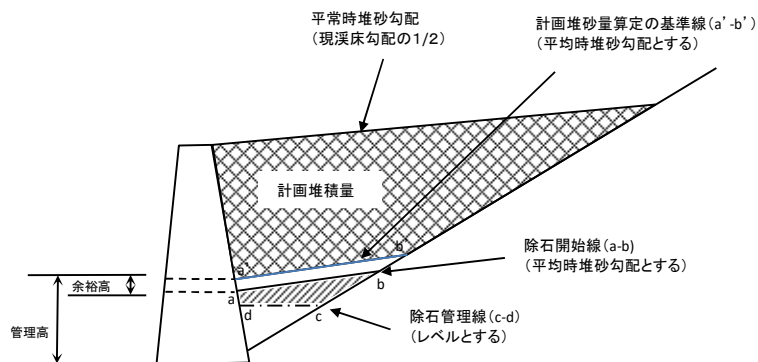


図 5-2 除石計画と施設効果量のイメージ

(2) 計画堆積量の管理について

- ア 安全側に必要容量を確保するため、計画堆積量算定の基準線の勾配は、平常時堆砂勾配とする。
- イ 常時の流出土砂が少ないときには堆砂勾配はレベルに近いものと想定し、除石管理線は管理高より水平を想定する
- ウ 堰堤地点で堆砂が除石開始線を超えた時点で、上記のレベルライン以下までの除石を速やかに行う。



堰堤地点で堆砂が除石開始線(a-b)を超えた場合、除石(□abcdの範囲)を行う
 管理高、余裕高は水抜き管(φ50)それぞれ上端、下端に設定するか、または量水標等により明示すること
 (□aba' b')は基準線(a' -b')を侵さないよう、年間流出量を考慮して1年以上の余裕を持つこと

図 5-3 計画堆積量の管理のイメージ

(3) 計画捕捉量の管理について

- a. 透過型(部分透過型)砂防堰堤
 - ア 常時必要容量を確保するため、計画捕捉量算定の基準線の勾配は、平常時堆砂勾配とする。
 - イ 堰堤地点で堆砂が管理高を超えた時点で除石を行う。透過型砂防堰堤の場合、

溪流縦断の連続性を維持するために、元河床高まで除石することを原則とする。
 部分透過型堰堤の場合は、不透過部の天端高まで除石することとする。

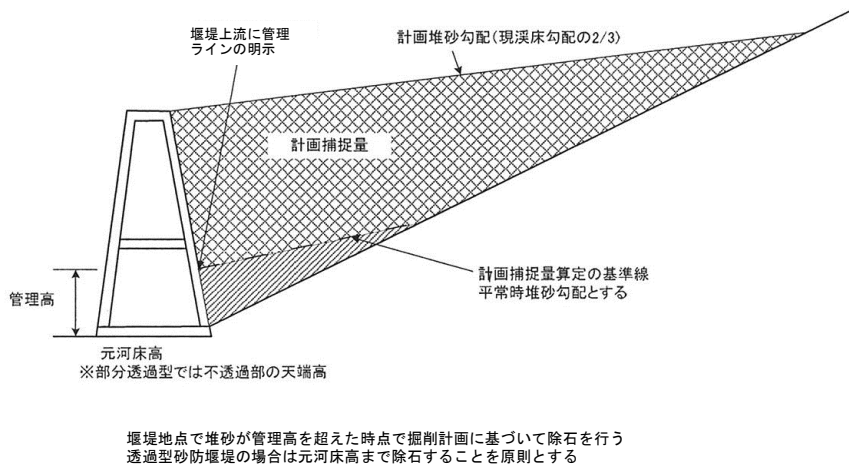


図 5-4 計画捕捉量の管理のイメージ(透過型、部分透過型堰堤)

b. 不透過型堰堤

堰堤地点で満砂し、堆砂勾配が平常時堆砂勾配より急になった時点で除石を行う。
 除石管理線は堰堤天端高から水平とし、レベルライン以下までの除石を速やかに行う。

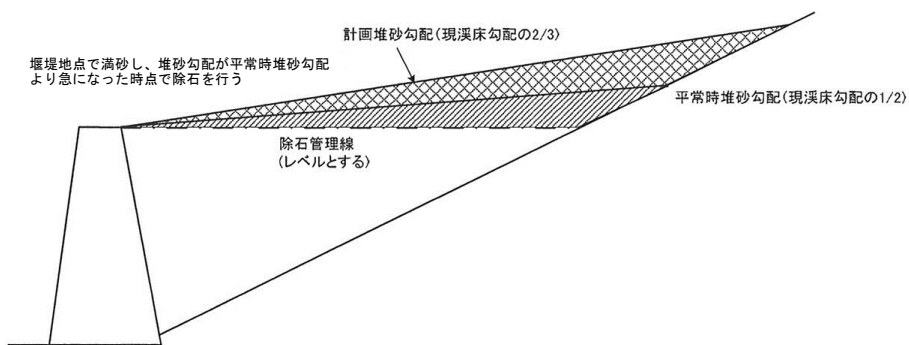


図 5-5 計画捕捉量の管理のイメージ(不透過型堰堤)

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

(流木の除去を含む)を原則として行わない。

また、除石(流木の除去を含む)には、定期的な点検に基づいて平常時に流出する土砂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、土石流発生後等の緊急時に実施する「緊急除石(流木の除去を含む)」とがある。「定期的な除石(流木の除去を含む)」と「緊急除石(流木の除去を含む)」の基本的な考え方は、それぞれ以下に示すとおりである。(砂土計p74)

(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、砂防堰堤の計画補足量・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。

(砂土計p74)

(2) 定期的な除石(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、堆積する土砂およ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・流木処理計画に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。(砂土計p74)

ア 不透過型砂防堰堤で、計画堆積量を効果量として評価している場合は、図5-3に示したとおり、管理高以上に堆積しているかどうかを点検し、必要に応じて除石等を行う。

イ 透過型砂防堰堤においては、図5-4に示したとおり、管理高以上に堆積しているかどうかを点検し、必要に応じて除石等を行う。

ウ 不透過型砂防堰堤で、計画堆積量を効果量として評価していない場合は、図5-5に示したように、満砂後の堆積勾配が平常時堆砂勾配を超えているかを点検し、必要に応じて除石等を行う。

エ 部分透過型堰堤においては、透過型堰堤に準じた対応を行う。

3. 土石流捕捉工以外の土石流導流工、土石流堆積工、溪流保全工については、異常な堆積による河積の阻害等の有無をチェックし、必要に応じて除石等を行う。

1.2 除石計画

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。(砂土計p74)

解説

1. 除石計画

除石計画は、巡視計画、搬出計画からなる。

2. 巡視計画

1. 1を参考に、対象施設の工種や型式に応じて堆砂の巡視計画を策定する。巡視計画では、巡視の頻度、堆砂のチェック方法がある。

3. 搬出計画

搬出計画には、搬出方法、除石された土砂の処分方法がある。

(1) 搬出方法

搬出方法は、想定する除石量や地形条件等より検討するものであるが、主に車両による方法が考えられる。車両による方法では、搬出ルート of 計画が必要であり、必要に応じて管理用道路を計画する。

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。

(砂土計p75)

(2) 管理用道路

ア 砂防施設として設置する管理用道路は、立入防止のための措置を講ずる。なお、工事用道路を存置する場合は可能な限り市町村等に帰属させ、管理させるものとする。

イ 管理用道路は、一般の道路から除石対象地点まで到達できなくてはならない。

ウ 規格等

原則として林道規程2級とする。ただし、縦断勾配の上限値を適用しても堆砂敷への乗り入れが困難な地形の場合、林道規程3級の特例値として縦断勾配18%(ただし、延長100m以内に限る)を上限としてよいものとする。その場合、走行上の安全性および路面の安定、洗掘などに配慮して、舗装・滑り止め等の構成について十分な検討を行うこと。

自動車道の区分は原則として自動車道2級とするが、土砂の搬出に用いる車輛、設備等、完成後の取り扱い等により判断する。

なお、地形条件が極めて厳しい場合は、クローラ車の使用も検討して良い。

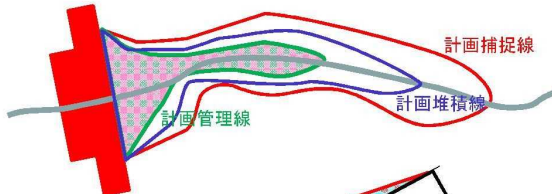
(3) 除石等された土砂・流木の処分

除石等を実施することを想定し、概略の処分方法を検討する。

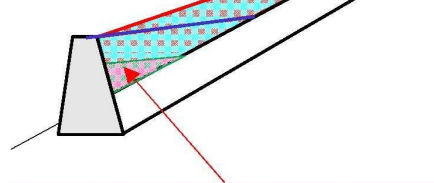
1. 除石量の決定

○計画流出量(土砂+流木) : 4,230m³
 ○計画捕捉量(土砂+流木) : 2,200m³
 ○計画抑制量(土砂+流木) : 830m³
 ⇒計画堆積量 = 1,200m³
 除石の必要性を現地で簡単に確認できるようにするため水通しから50cmラウンドで必要堆積量を確保できる高さを管理基準高と設定する。
 ⇒管理基準高 = 堰堤水通し天端 - 4.5m (EL=100.5)
 (計画堆積量 + 捕捉量 = 1,030m³ > 計画流出量 = 1,000m³)

平面図

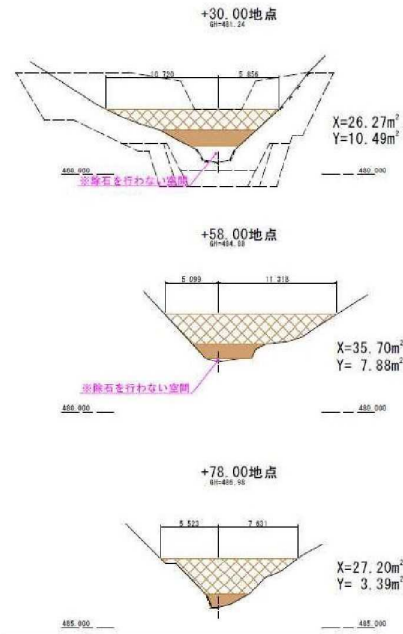


縦断面図



管理基準高 = 堰堤水通し天端 - 4.5m (EL=100.5)
 (計画堆積量 + 捕捉量 = 1,030m³ > 計画流出量 = 1,000m³)

横断面図



2. 管理方針(点検方法)

(1) 定期的な除石(流木の除去を含む)

1) 目的

平常時に流出した土砂及び流木等から主として計画堆積量を確保するために行うもの。

2) 土砂堆積の点検(確認)方法

堆砂状況は、堆砂量計測板を堰堤に設置しこれを観測することで堆砂状況を把握する。

通常の点検は1回/3年とし、職員による点検を原則とする。



(2) 緊急除石(流木の除去を含む)

1) 目的

土石流発生等の出水により流出した土砂及び流木から計画捕捉量・計画堆積量を確保するために行うもの。

2) 土砂堆積の点検(確認)方法

堆砂状況は、定期的な除石に準じる。

点検時期は、出水確認後速やかに行うものとする。

3. 除石及び搬出の方法

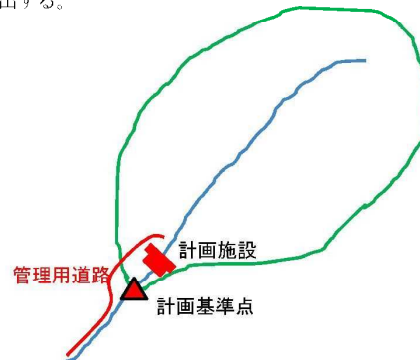
1) 目的

点検の結果、計画堆積量を確保する必要が生じた際に、速やかに除石を実施するため、予め除石の方法を検討する。

2) 除石方法

除石を行うため、堆砂敷きまで進入するための管理用道路を設置する。

除石は、バックホウにより行い4tダンプトラックにより搬出する。



3) 搬出先

堆積土の処理は、除石を行う時期において他工事への流用が可能であれば、建設副産物利用促進調整会議等を通じて盛土材等への有効利用を検討する。それ以外の場合においては、再生資源化施設への搬入を行う。

参 考 資 料 編

参考資料 目 次

<設計>

1. 土砂・流木量等の算出方法…………… 1
2. 計画流出流木量の算出方法…………… 7
3. ブロック別日雨量…………… 12

1 計画流出土砂量等の算出方法

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、計画流出土砂量は、流域内の移動可能土砂量と、「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量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(土石流危険渓流を含む)で実施されている場合は、これらに基づき計画流出土砂量を決定してよい。

(土砂計 P14)

解 説

計画流出土砂量は水源崩壊地調査、渓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})

$$V_{dy1} = V_{dy11} + V_{dy12} \quad \dots (1)$$

$$V_{dy11} = A_{dy11} \times L_{dy11} \quad \dots (2)$$

$$A_{dy11} = B_d \times D_e \quad \dots (3)$$

ここで、 V_{dy1} ：流域内の移動可能土砂量 (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移動可能溪床堆積土砂量 (m^3)、 V_{dy12} ：崩壊可能土砂量 (m^3)、 A_{dy11} ：移動可能溪床堆積土砂量の平均断面積 (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渓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渓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 1-2(1) に示すように渓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 1-2(1) 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 1-2(2)に示す。

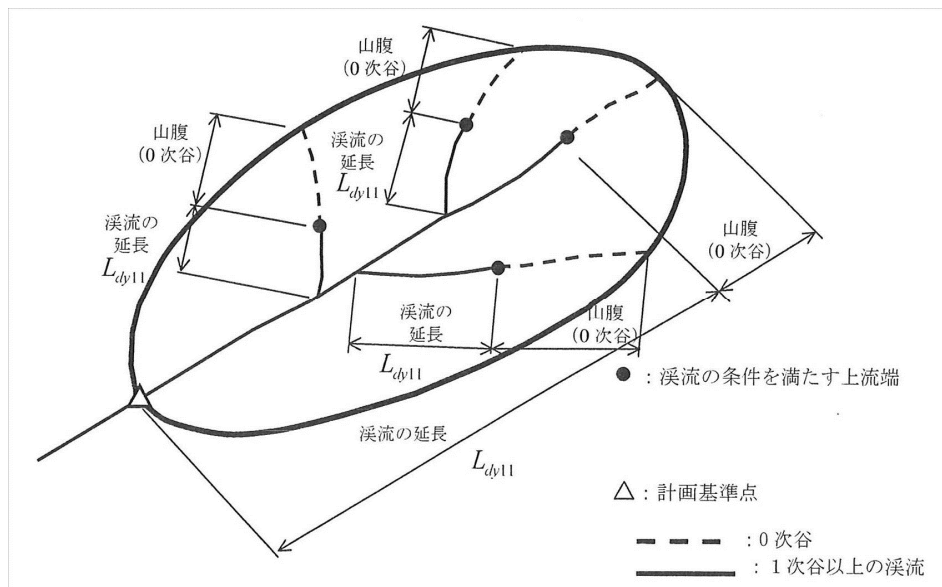


図 1-1 L_{dy11} のイメージ図

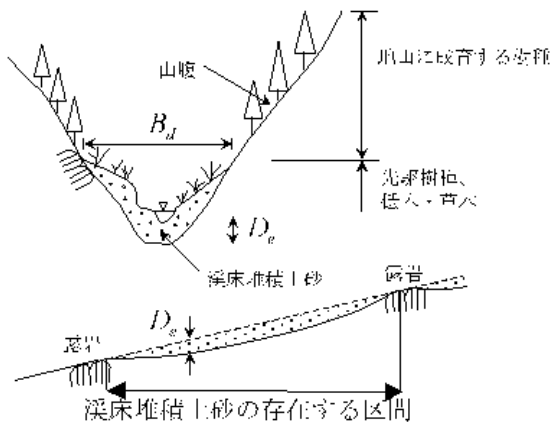


図 1-2(1) 侵食幅、侵食深の調査方法

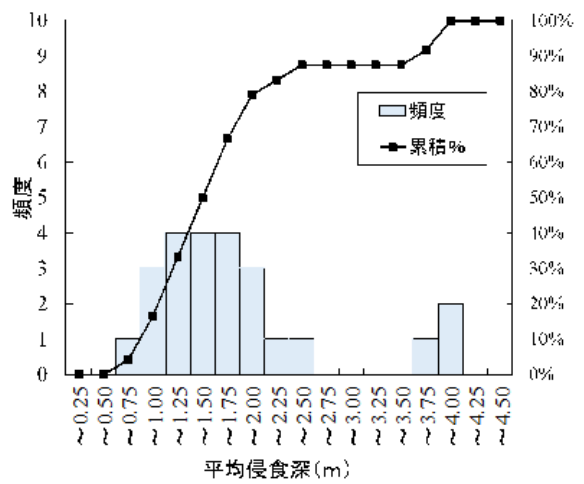


図 1-2(2) 平均侵食深の分布

(参考) 平均侵食深の調査の一例 (図 1-2(1)、(2)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 | | 24時間雨量 (mm) |
|-----------|-----|------|---|------|------|--------------|----------------------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|----------------|
| | | | | | | | | | 平均値 (m) | 標準偏差 (m) | 平均値 (m) | 標準偏差 (m) | |
| 魚野川 | 1 | 2011 | 7 | 新潟県 | 南魚沼市 | 楚沢川 (登川支流) | 4.78 | 19.8 | 31.8 | 20.1 | 2.2 | 1.7 | 328.0 |
| | 2 | 2011 | 7 | 新潟県 | 南魚沼市 | 二丁沢川 (登川支流) | 0.78 | 27.0 | 27.6 | 13.0 | 3.9 | 2.4 | 328.0 |
| | 3 | 2011 | 7 | 新潟県 | 南魚沼市 | 柄沢川 (登川支流) | 1.60 | 22.4 | 10.0 | 5.9 | 1.1 | 0.7 | 328.0 |
| | 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 |
| | 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 |
| 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 |
| | 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 |
| 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 |
| | 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 |
| | 10 | 2012 | 7 | 熊本県 | 阿蘇市 | 堀井川2 | 0.48 | 14.5 | 13.7 | 6.6 | 1.7 | 1.3 | 517.0 |
| | 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 |
| | 12 | 2012 | 7 | 熊本県 | 阿蘇市 | 上井川 | 0.28 | 19.5 | 21.2 | 9.9 | 2.4 | 1.1 | 517.0 |
| 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 |
| | 14 | 2011 | 7 | 山口県 | 防府市 | 八幡谷渓流 | 1.05 | 14.2 | 9.0 | 4.1 | 0.8 | 0.5 | 266.0 |
| | 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 |
| | 16 | 2011 | 7 | 山口県 | 防府市 | 神亀川 | 0.03 | 20.5 | 25.1 | 7.6 | 1.6 | 0.5 | 256.0 |
| | 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 |
| | 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 |
| | 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 |
| 八木・ 緑井 | 20 | 2014 | 8 | 広島県 | 広島市 | 1-1-9-299a | 0.34 | 15.2 | 15.9 | 7.1 | 1.0 | 0.5 | 247.0 |
| | 21 | 2014 | 8 | 広島県 | 広島市 | 1-1-9-303 | 0.22 | 18.9 | 18.1 | 6.1 | 1.3 | 0.7 | 247.0 |
| | 22 | 2014 | 8 | 広島県 | 広島市 | 1-1-9-305 | 0.19 | 24.3 | 18.2 | 6.9 | 1.9 | 1.3 | 247.0 |
| | 23 | 2014 | 8 | 広島県 | 広島市 | 1-1-9-1006 | 0.03 | 18.8 | 18.9 | 5.4 | 1.3 | 0.5 | 247.0 |
| | 24 | 2014 | 8 | 広島県 | 広島市 | 1-1-9-1010隣1 | 0.04 | 26.1 | 12.9 | 10.0 | 0.8 | 0.6 | 290.0 |

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

式 (1) 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ー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方法としては、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。

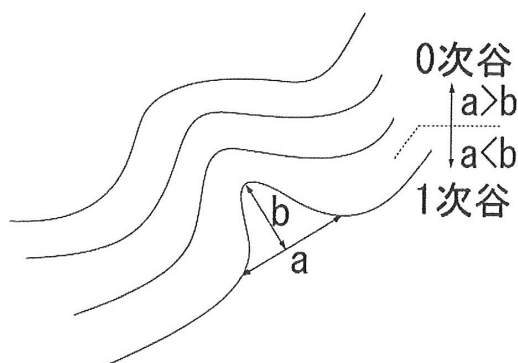


図 1-3 0 次谷の地形

(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。

$$V_{dy12} \doteq \sum (A_{dy12} \times L_{dy12}) \quad \dots (4)$$

$$A_{dy12} = B_d \times D_e \quad \dots (5)$$

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、航空レーザー測量、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、土石流発生後の航空レーザー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。

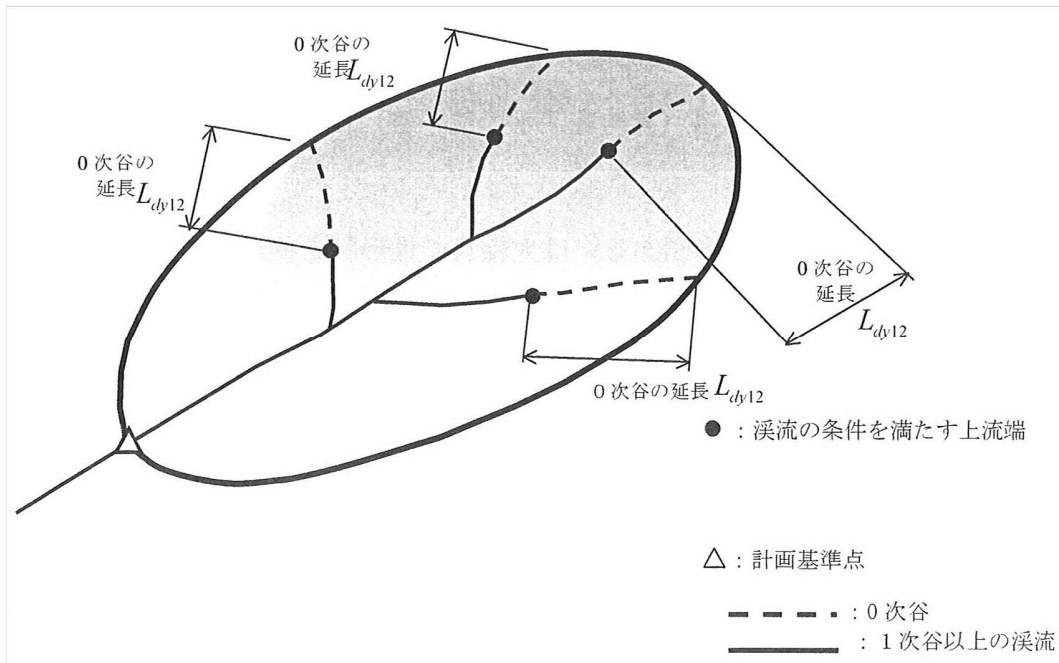


図 1-4 L_{dy12} のイメージ図

(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 (m^2)) を掛けて総水量を求め、これに流動中の土石流濃度 (C_d) を乗じて算定する。その際流出補正率 (K_{f2}) を考慮する。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \cdot P_p \cdot A}{1 - K_v} \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) K_{f2} \quad \dots (6)$$

C_d の算出方法は、第 4 章 3. 1. 1 を参照する。なお、 C_d の式は、 $10^\circ \sim 20^\circ$ 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 は地域の降雨特性、災害特性を検討し決定する。なお、一般には、24時間雨量を用いる。 K_v は空ゲキ率で0.4程度とする。

K_{f2} は流出補正率で図 1-5 によって流域面積に対して与える。なお、 K_{f2} は流域面積によって異なるが、上限を0.5、下限を0.1とすることを基本とする。

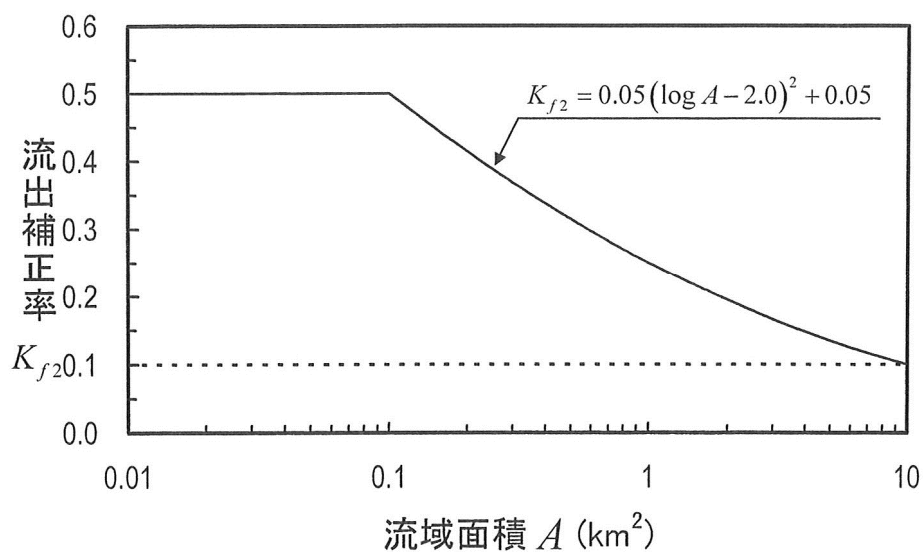


図 1-5 流出補正率⁴⁾

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。

(土砂計 P20)

解 説

計画流出流木率（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⁵⁾。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。

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。

調査は、まず対象流域の流域現況調査を行い、林相等の状況を把握する。次に、流域現況調査の結果を総合的に判断して、流木の発生原因を推定する。

さらに、流木の発生量、発生場所等を推定するための調査および流下、堆積する流木の量、長さ、直径の推定調査を行う。

これらの結果から流木による被害の推定を行い、対象とする流木の量、長さ、直径等を決定する。

(1) 流域現況調査

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立木、植生及び倒木(伐木、用材を除く)を調査する。

(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 2-1 に示す。

表 2-1 流木の発生原因

| 流木の起源 | 流木の発生原因 |
|---------------|--|
| 立木の流出 | 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 |
| 過去の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 過去の流出に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稼動 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 |

(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発生流木量には含めないものとする。

(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が存在する樹木、流木等の量、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参考資料編1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立木、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、伐木、倒木、流木等の100m²あたりの本数
- ② 直径：樹木の胸高直径、伐木、倒木、流木の平均直径
- ③ 長さ：樹木の長さあるいは伐木、倒木、流木の長さ

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「砂防基本計画策定指針」2.7.1に準拠する。

$$V_{wy} = \frac{B_d \times L_{dy13}}{100} \times \sum V_{wy2} \quad \dots (7)$$

$$V_{wy2} = \pi \cdot H_w \cdot R_w^2 \cdot \frac{K_d}{4} \quad \dots (8)$$

ここで、 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である分水嶺までの流路に沿って測った距離（m）、 V_{wy2} ：単木材積（m³）、 $\sum V_{wy2}$ ：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、 K_d ：胸高係数（図2-1(2)参照）である。

近年に航空レーザー計測データが取得された流域を対象とする場合は、同データを活用して、発生流木量の算出に必要な樹木に高さや本数（密度）などを求めることができる。例えば、調査範囲が広範囲にわたる場合に、LPデータを活用して林相区分や発生流木量が算出された事例がある。

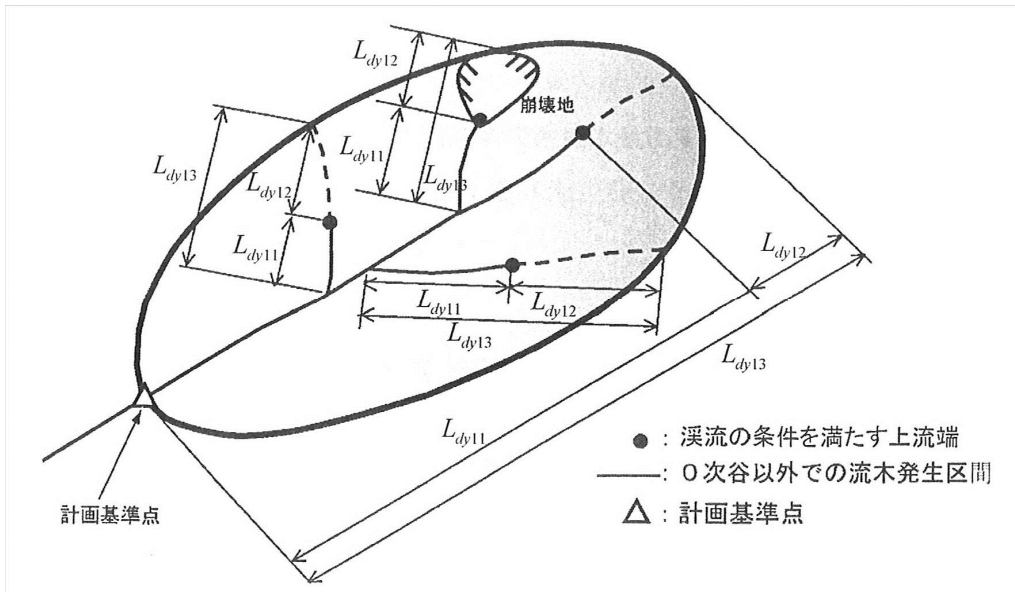


図 2-1(1) 流木発生区間長さ (m) : L_{dy13}

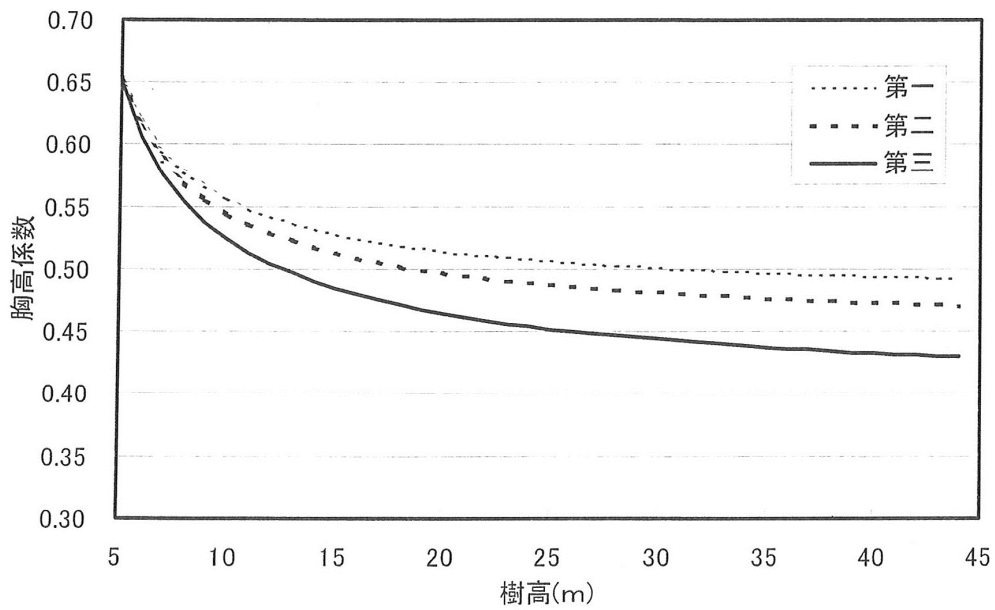


図 2-1(2) 胸高係数⁶⁾

- (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

(3-3)実績値に基づく発生流木量の算出

近傍に流木発生事例があり、これらの発生流木量に関するデータがある場合は、これから単位流域面積あたりの発生流木量 (V_{wy1} (m^3/km^2)) を求め、下記の式で求めることができる。

$$V_{wy} = V_{wy1} \times A \quad \dots (9)$$

ここで、A: 流域面積 (km^2) (渓床勾配が 5° 以上の部分の流域面積) である。
 V_{wy} の値は図 2-2 より、針葉樹なら概ね $1000m^3/km^2$ 程度、広葉樹なら概ね $100m^3/km^2$ 程度で包含できる。

参考として、過去に土石流とともに発生した流木の実態調査結果を図 2-2 に示す。図は、過去の災害実態調査結果をもとに、溪流の流域面積と針葉・広葉樹林別の流木発生量の関係を示したものである。

なお、実績値に基づく方法は、流域の大部分が針葉樹、広葉樹等の森林により覆われているといった条件の溪流に適用できる。

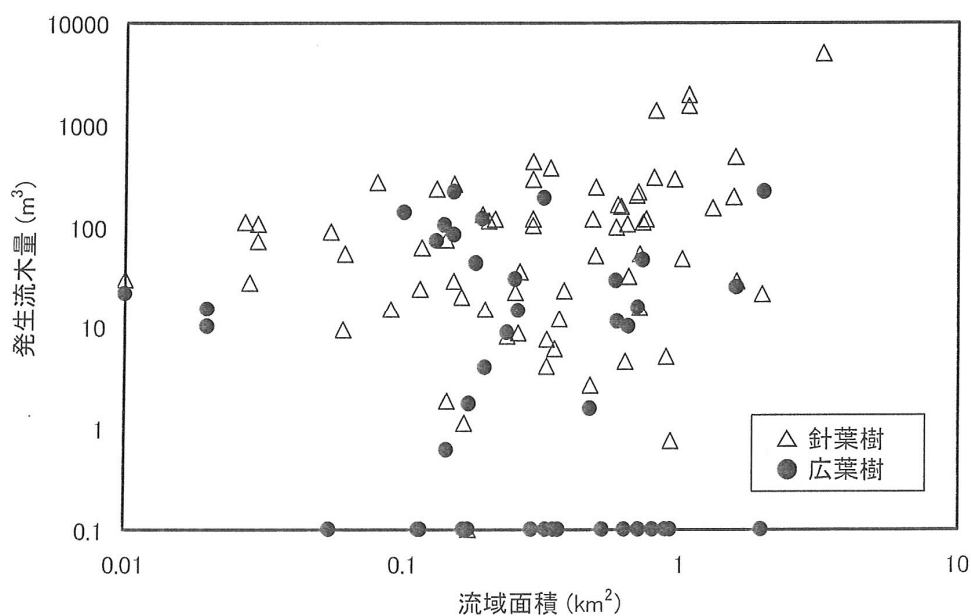


図 2-2 流域面積と流木発生量

3. ブロック別日雨量

I ブロック分割図



図 3-1 ブロック分割図

II ブロック分割表

(堰堤工・単独床固工及び溪流保全工の場合)

表 3-1 ブロック分割表

| 番号 | 土木事務所 | 現 市 町 村 名 称 | 旧 市 町 村 名 称 |
|----|-------|--|---|
| ① | 岐 阜 | 岐阜市・各務原市・山県市の一部 羽島市・岐南町・笠松町・本巣市の一部 瑞穂市 | 岐阜市・各務原市・高富町・伊自良村 羽島市・川島町・岐南町・笠松町・柳津町・北方町 穂積町・巢南町・真正町・糸貴町 |
| | 美 濃 | 関市・美濃市 | 関市・美濃市・武芸川町・武儀町 |
| | 可 茂 | 美濃加茂市・富加町 | 美濃加茂市・富加町 |
| | 萩 原 | 下呂市の一部 | 萩原町・小坂町・下呂町 |
| | 高 山 | 高山市の一部 | 荘川町・白川村・久々野村 |
| ② | 大 垣 | 大垣市・海津市・養老町 垂井町・関ヶ原町・輪之内町・安八町 | 大垣市・南濃町・養老町・上石津町・垂井町・関ヶ原町 |
| | 揖 斐 | 揖斐川町の一部・大野町・池田町 | 揖斐川町・大野町・池田町 |
| ③ | 岐 阜 | 本巣市の一部 | 本巣町 |
| | 揖 斐 | 揖斐川町の一部 | 谷汲村・春日村・久瀬村・藤橋村・坂内村・根尾村 |
| ④ | 岐 阜 | 山県市の一部 | 美山町 |
| | 美 濃 | 関市の一部 | 洞戸村・板取村・上之保村 |
| | 八 幡 | 郡上市 | 八幡町・大和町・白鳥町・高鷲村・美並村・明宝村 和良村 |
| | 萩 原 | 下呂市の一部 | 金山町・馬瀬村 |
| ⑤ | 可 茂 | 可児市・坂祝町・川辺町・七宗町・八百津町 | 可児市・坂祝町・川辺町・七宗町・八百津町・白川町 東白川村・御嵩町・兼山町 |
| | 多 治 見 | 多治見市・瑞浪市・土岐市 | 多治見市・瑞浪市・土岐市・笠原町 |
| | 恵 那 | 中津川市・恵那市 | 中津川市・恵那市・坂下町・川上村・加子母村・付知町 福岡町・蛭川村・岩村町・山岡町・明智町・串原村 |
| ⑥ | 高 山 | 高山市の一部 | 高山市・丹生川村・清見村・宮村・朝日村・高根村 |
| | 古 川 | 飛騨市 | 古川町・国府町・河合村・宮川村・神岡町・上室村 |

Ⅲ ブロック別平均日雨量表

表 3-2 ブロック別平均日雨量

| 番 号 | 100年確率 | 80年確率 | 50年確率 |
|-----|--------|-------|-------|
| ① | 280mm | 270mm | 250mm |
| ② | 310 | 300 | 280 |
| ③ | 390 | 380 | 350 |
| ④ | 330 | 320 | 300 |
| ⑤ | 250 | 250 | 230 |
| ⑥ | 220 | 210 | 200 |

(堰堤工・単独床固
工に使用する)

(流路工に使用す
る)

(特別な場合の流
路工に使用する)