

第5節 床固工の設計

1. 総 説

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

床固工の構造及び安定性は、砂防堰堤に準ずるものとし設計する。

解 説

一般に床固工の高さは5 m以下であり、水叩き及び垂直壁を設置する場合も落差3.5～4.5 mが限度である。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、5 m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置する必要がある場合は、計画河床勾配を基に階段状に設置されることが多い。

床固工の構造及び安定計算は砂防堰堤に準ずるものとし、その設計順序は図 9-4-104に示すとおりである。床固工の完成後には、侵食や堆積の起こらない計画河床勾配を決定し、それに必要な床固工の位置や高さ等について検討する。さらに、本体等の設計に必要な事項について概略検討し、水通し、本体、基礎、袖部、前庭保護工、間詰め工等の付属物の設計を行う。

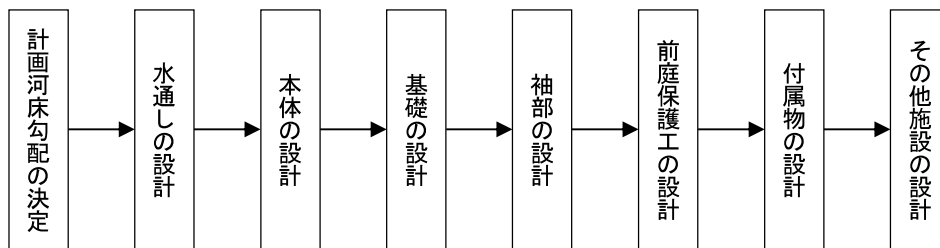


図 9-4-104 床固工の設計順序

2. 位 置

床固工の位置は、次の事項を考慮して配置するものとする。

- ① 溪床低下の恐れのある箇所に配置する。
- ② 支溪流が合流する場合は、合流点下流に配置する。
- 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側に配置する。
- ④ 溪岸の決壊、崩壊及び地すべり等の箇所においては、原則としてその下流に配置する。
- ⑤ 溪流の屈曲部においては、屈曲区間を避けてその下流側に配置するのが良い。
- ⑥ 溪流の幅員が広く乱流の甚だしい箇所に設けて、整流を行う。

解 説

床固工は、縦浸食を防止して溪床を安定せしめるものである。特に工作物の破壊する原因が基礎の洗堀である場合、また溪岸の決壊、崩壊及び地すべり等が縦浸食により、あるいは縦浸食と横浸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、工作物および崩壊等の延長が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。

また、溪流の屈曲部の下流部や溪床幅の広い区間は、乱流となりやすい。このような箇所を設置する床固工は、水流の方向を修正して曲流による洗堀を防止あるいは緩和するもので、流路整正の効果を高めるため、現地状況に応じて階段状に床固工群を計画することが多い。

3. 方 向

床固工の方向は、原則として計画箇所下流の流心線に直角とする。

床固工を階段状に配置する場合の各床固工の方向は、原則として各計画箇所下流の流心線に直角とし、各床固工水通しの中心点は、その直上流の床固工水通しの中心点における流心線上に定めるものとする。

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あたっては、水通しの幅一杯に越流する洪水流が床固工上下流部兩岸、あるいはそこにある工作物に衝撃を与えて害を及ぼさないよう注意しなければならない。

従って、方向は単独の床固工にあつては下流の流心線に直角とし、また階段状の床固工群にあつては直上流床固工の水通し中心点における下流流心線上に床固工の水通し中心点があるように、各床固工の水通しの位置を定める。

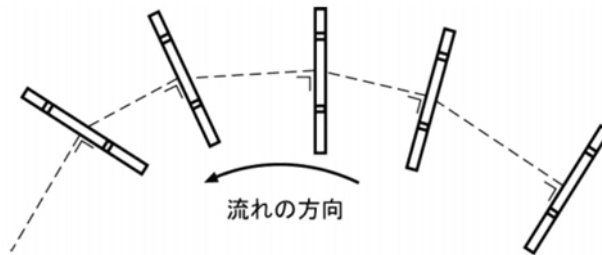


図 9-4-105 床固工の方向

4. 安定計算に用いる数値

床固工の安定計算に用いる荷重及び数値は、本章第3節 4.3 に示す砂防堰堤に準じる。

5. 計画河床勾配の決定

床固工における計画河床勾配は、対象流量等における流速及び水深と河床の抵抗力によって定まるものであり、侵食と堆積が起こらないように、その流路に適合したもので定めなければならない。計画河床勾配の決定に用いる計算式には、静的平衡計算及び動的平衡計算等の式がある。

床固工下流のり先は、越流水流によって洗堀され溪床が低下するため、階段状床固工群間の計画河床勾配決定にあたっては、特にこの点に注意する。

解 説

溪流の溪床勾配は、下流になるに従って緩やかとなるのが一般的で、これによる明瞭な勾配の屈折が階段状床固工群計画区間に存在するか否かを特に注意し、存在する場合には床固工の高さと数を検討のうえ、床固工間の計画河床勾配がほぼ一致するようにしなければならない。

また、床固工下流のり先は越流水流によって洗堀されて溪床が低下するおそれがあるため、階段状床固工群の各床固工の間の計画河床勾配の決定にあたっては、特にこの点を注意する。従って、階段状床固工群においては、基礎は下流床固工の計画河床勾配線以下に根入れをしなければならない。

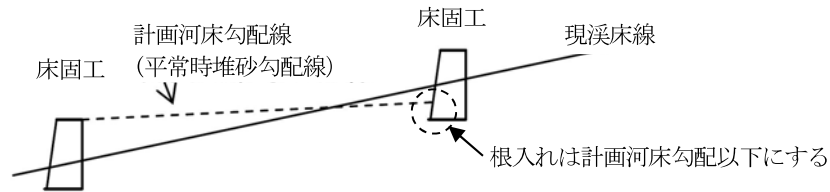


図 9-4-106 床固工群の根入れ位置

6. 床固工の設計

6.1 水通し

床固工の水通しは、本章第3節3 に示す砂防堰堤に準じる。

解 説

単独及び階段状床固工群の水通しは、本章第3節3 に示す砂防堰堤の水通しに準じて設計する。

なお、溪流保全工内の落差処理として計画する床固工は除くものとし、本章第8節7.4.1 にて定める。

6.2 本 体

床固工の本体は、本章第3節4 に示す砂防堰堤に準じる。

解 説

床固工は、一般に重力式コンクリート型式が採用されるが、地すべり地や軟弱地盤等の特殊条件の場合には枠床固工、コンクリートブロック床固工、鋼製床固工等を採用することがある。その場合は使用する部材及び安定を確かめたうえで現地条件に応じた断面等を決定するものとする。

6.3 基 礎

床固工の基礎及び基礎処理は、本章第3節4.6 に示す砂防堰堤に準じる。

解 説

基礎がシルトや細砂の場合は、特に透水によるパイピング等に注意する必要がある、また、粒度や締め具合のいかんによっては、地震時に流動化現象を起こすおそれがある。粘土の場合は、締め具合や含水比によっては、圧密沈下やせん断破壊を起こすことがあり、荷重に対する支持力や締め固まりの状況等について十分注意を払う必要がある。

土砂地盤の基礎処理等は、砂礫盤基礎の場合の基礎処理等を準用するものとする。

6.4 袖 部

床固工の袖部は、本章第3節4.8に示す砂防堰堤に準じる。

解 説

床固工には袖部を設け、その構造は本章第3節4.8に示す砂防堰堤の袖部に準じて設計するが、袖天端の勾配は原則として水平とする。

袖部の両岸への突っ込みは、地山まで嵌入させることを原則とするが、連続して床固工を計画し、その袖が長大になり大規模な掘削が生じる等やむを得ない場合は、数基に1基（3基に1基程度の割合）の袖は地山に嵌入させ、その他については残土等により盛り立てて護岸方式とし、袖を地山に嵌入させなくても良い。ただし、合流点直下等の重要な地点に設置する床固工の場合は、袖は地山まで嵌入させる。

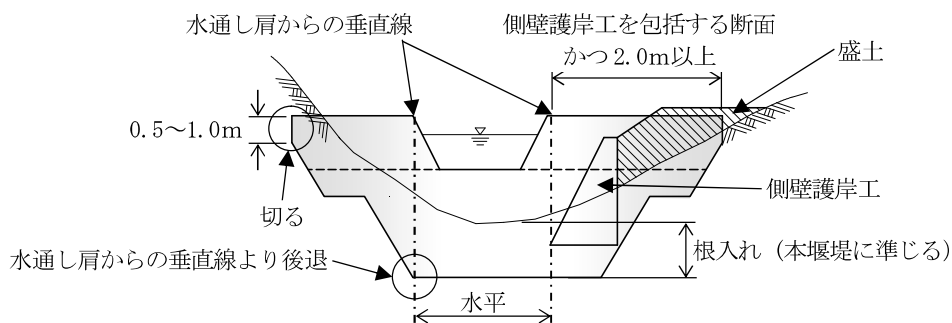


図 9-4-107 盛り立てて護岸方式とする場合の袖部の嵌入長と形状

6.5 前庭保護工

床固工の前庭保護工は、本章第3節5に示す砂防堰堤に準じる。

解 説

床固工には、原則として前庭保護工を設けるものとする。床固工の前庭保護工は、水叩工が一般的である。しかし、水叩工の長さは越流水深の落下高が低いほど落下高に対する水叩きの長さの比を大きくする必要のあることから、基本的には砂防堰堤の副堰堤の位置を求める式を準用する。

6.5.1 水叩きの厚さ

(1) 経験式

- ・水褥池がない場合：

$$t = 0.2 \cdot (0.6H + 3h_0 - 1.0) / 1.12$$

- ・水褥池がある場合：

$$t = 0.1 \cdot (0.6H + 3h_0 - 1.0) / 1.06$$

t : 水叩きの厚さ (m)

H : 床固工の堤高 (m)

h_0 : 床固工の越流水深 (m)

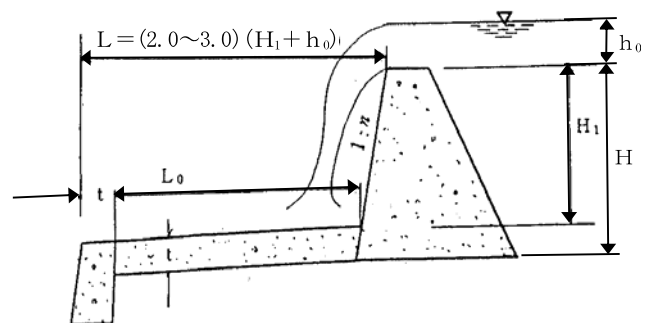


図 9-4-108 経験式による水叩きの長さ及び厚さ

(2) 揚圧力から求める式

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

W_c : 水叩きコンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

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

h_1 : 床固工上流の水叩き天端高からの水深 (m)

h_2 : 床固工下流の跳水後の水叩き天端からの水深 (m)

Δu : 床固工堤底下流端までの損失揚圧力 (m) $\Delta u = \Delta h \cdot l' / l$

l : 総浸透経路長 (m)

l' : 床固工堤底下流端までの浸透経路長 (m)

4/3 : 安全率

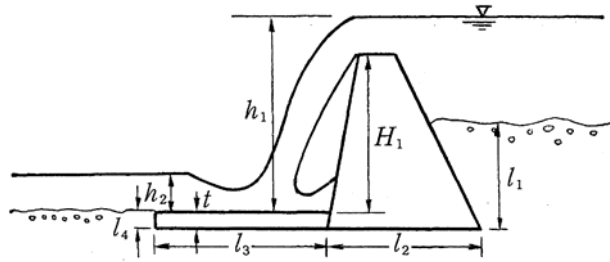


図 9-4-109 揚圧力から求める式による水叩きの厚さ

水叩きの厚さは原則として3.0m以下とする。ただし、水叩き下面が岩盤であり、岩質が軟岩～節理の多い硬岩の場合は0.7mまで減ずることができる。

6.5.2 水叩き長さ

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

L : 床固工と垂直壁間の長さ (床固工天端下流端から垂直壁天端下流端までの長さ) (m)

H_1 : 水叩き天端 (又は基礎岩盤面) からの床固工の高さ (m)

h_0 : 床固工の越流水深 (m)

係数 : 水叩きが水平の場合 : 2.0

水叩きに勾配を付す場合 : 3.0

6.6 帯工

帯工は、計画河床を維持しうる構造として設計するものとする。

解説

帯工は、床固工間において床固工間隔が大きい場合、局所的洗掘により河岸に悪影響を及ぼすことが多く、その対策として用いられる。また、流路工等の最下流端の河川との取付部における河床変動によって生じる上流床固めの基礎の洗掘を防止するために用いられる場合もあり、帯工の高さは下流河川の河床変動を考慮して決定するものとする。形状等は、本章第8節10.1を参考とする。

7. 分散型床固工

7.1 総説

分散型床固工の設計にあたっては、その目的である、縦侵食を防止することで河床の安定を図り、河床堆積物の流出を防止し、さらには山脚を固定するとともに、護岸等の工作物の基礎を保護すること等を含め、施設の安全性及び将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

解説

分散型床固工は、一般的な床固工に比べ基準高さは低くなるが、前提となる水域の環境特性の把握をするため、自然環境調査を必要とし、さらに完成後の効果検証を行うことに注意する。また、施設の主要材料となる巨礫等が現地に存在する等、経済性にも留意されたい。

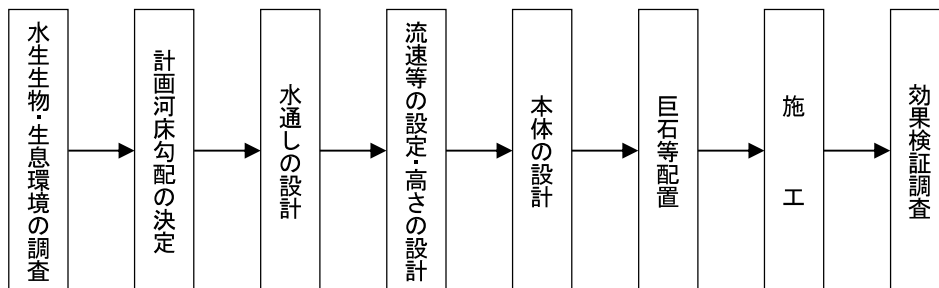


図 9-4-110 分散型床固工の設計順序

7.2 分散型床固工の目的

分散型床固工は、床固工本来の目的・機能を持ち、従来型の砂防堰堤型式床固工の問題点であった溪流の連続性の分断等に対応し、多彩な流れを創出することで水生生物の生息環境を創造・保全を図り、さらに景観的にも有効であることを踏まえて計画される。

解説

分散型床固工は、そもそも多自然川づくりの一環として長野県鳥居川において施工された近自然型根固水制工及び近自然型床固工に端を発している。その近自然型根固水制工により創られた低水路内に巨石を設置し、背水区間を設けることで人工的な淵を創出することで、水生生物の生育環境の創造・保全を図ったものである。その後、追跡調査を踏まえたうえで「水辺環境施設設計の手引き」が取りまとめられおり、当県においては今後、水生生物の生育環境の創造・保全が必要とされる溪流等への採用を可能にする。

7.3 安定計算に用いる数値

分散型床固工の安定計算に用いる荷重及び数値は、単独の床固工に準じる。

7.4 計画河床勾配の決定

分散型床固工における計画河床勾配は、単独の床固工に準じる。

7.5 水通し

分散型床固工の水通しは、単独の床固工に準じる。

解 説

分散型床固工は単独で設ける床固工と同等の施設であるため、砂防堰堤の台形越流型の水通しが基本となるが、土石流区間では袖部に土石流や土砂流をあてると、乱流等を生じさせやすく、流水の疎外物となりかねない場合がある。また、単に溪流幅を水通しの幅としてしまうと、溪岸横侵食防止の機能を発揮できない場合もある。このため、溪流の状況等を加味して、水通しの幅を設定する場合は十分な精査の上に行われなければならない。

さらに、水生生物の生息に必要な水深を考慮し、平水流量時において背水区間の最低水深は0.15m程度として設計する。

7.6 流速等の設定・高さ

分散型床固工の設計流速、高さは以下の水理モデルにより決定する。

解 説

分散型床固工の高さは、設計流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ の砂防堰堤における護床工の長さの検討(本章第3節5.6 参照)と同様な考え方をもち、背水区間から跳水区間の距離までの流速を設定して、高さを求める式に置き換えて考える。底生生物の生息環境の事例から、流速は $30\text{cm}/\text{s}$ 以下に設定する。

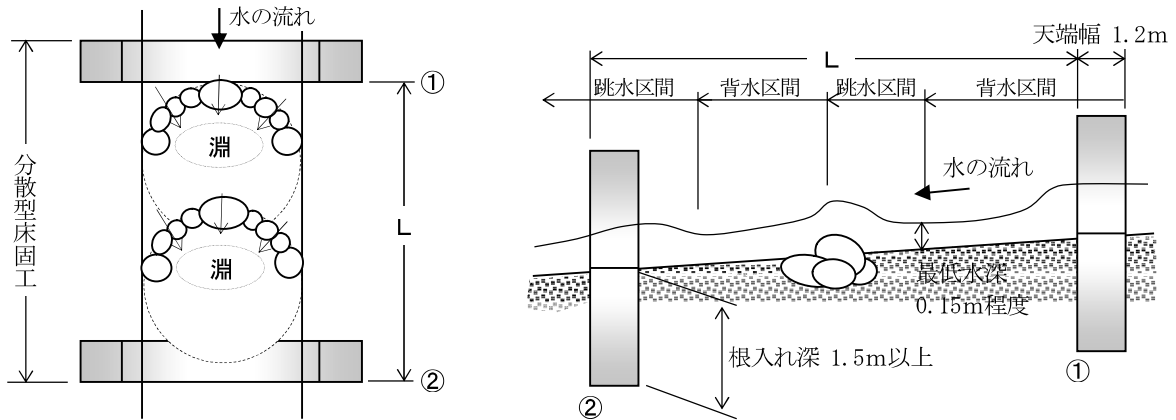


図 9-4-111 分散型床固工の概要図

上図において背水区間～跳水区間を図 9-4-112のようにモデル化して解くものとする。

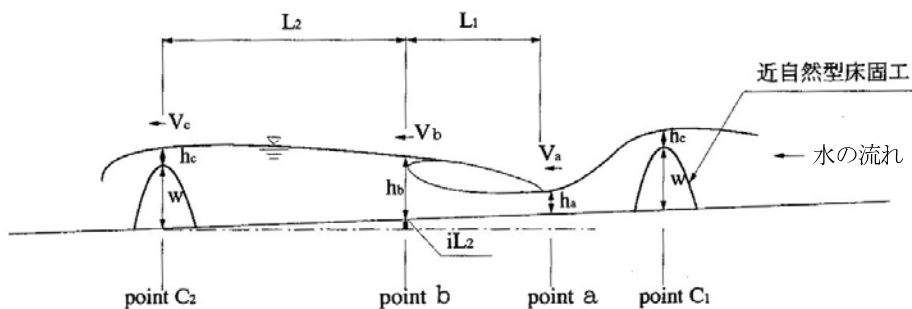


図 9-4-112 分散型床固工の水理モデル

7.7 本 体

分散型床固工の本体は、図 9-4-113 のとおりとする。

7.8 巨石等配置

分散型床固工の巨石配置等については図 9-4-113～115 のとおりとする。

解 説

水辺環境に配慮した分散型床固工における巨石の配置は、下図のとおりとする。なお、全ての巨石の平面配置は、図 9-4-114 (a)に示す配置を基本とし、目地が通る図 9-4-114 (b)の配置は禁手とする。

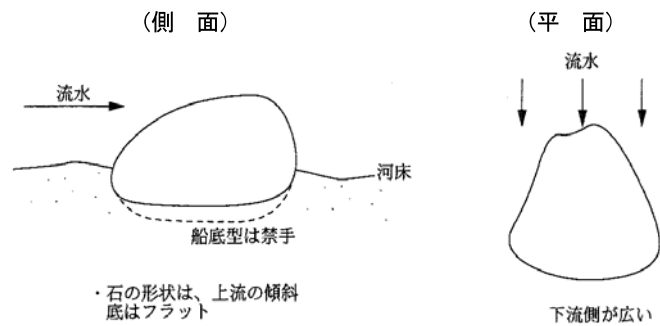


図 9-4-113 巨石の設置方法

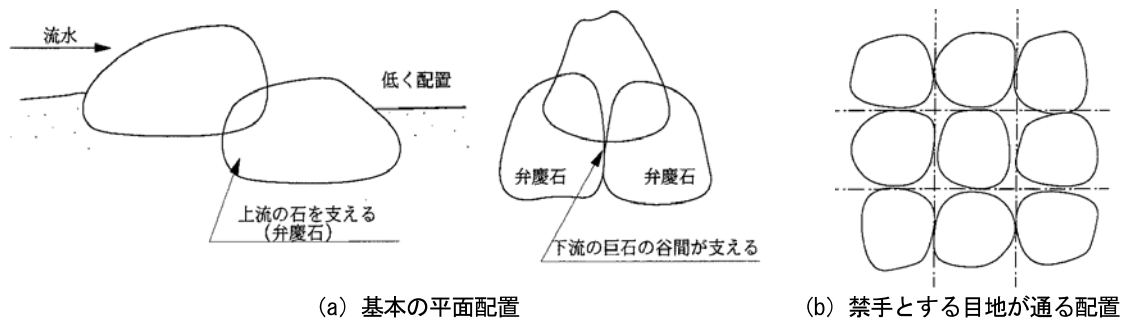


図 9-4-114 分散型床固工での巨石の設置方法

床固工は、平常時の水面幅が広い場合には、水面幅の $1/2$ を直径とした円弧に配置する。また、洪水時に流水の主流が直進してくる部分を b とすると、 $a < b$ として a 側の流速を抑えるようにする。

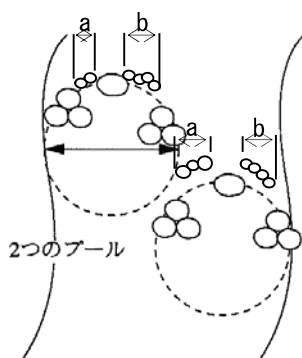


図 9-4-115 分散型床固工での配置



写真 9-4-14 分散型床固工の事例（鳥居川）

第6節 護岸工の設計

1. 総説

護岸の破壊は、局所洗掘や両端の巻留め付近の決壊によることが多く、設計にあたっては山脚の固定、溪岸崩壊防止、横侵食防止等の目的が達成されるようにするとともに、安全性及び将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

洪水時に土砂や転石等の衝撃を受けやすい区間では、これらに対する安全性に十分留意する。

解説

護岸の機能としては、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。

護岸の設計順序は図 9-4-116に示すとおり、護岸の型式及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。

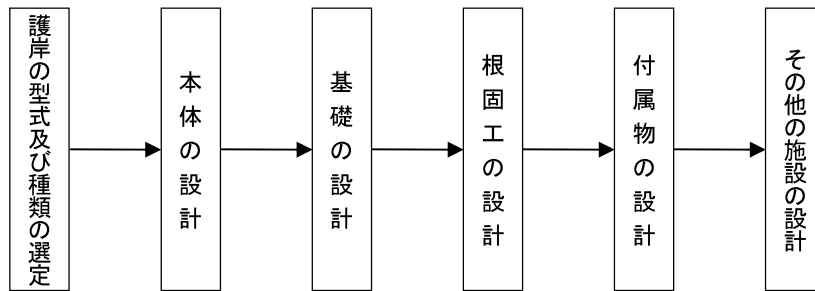


図 9-4-116 護岸工の設計順序

2. 位置

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又は崩壊のおそれがある場合、この部分に護岸工を計画するものとする。

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及び根固めの目的をもって直接に護岸を計画するのも一方法であるが、導流護岸又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 9-4-117参照）。ただし、流路の付け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づくとき、かえってこのため溪床勾配が急となって流速が増すため、注意を要する。

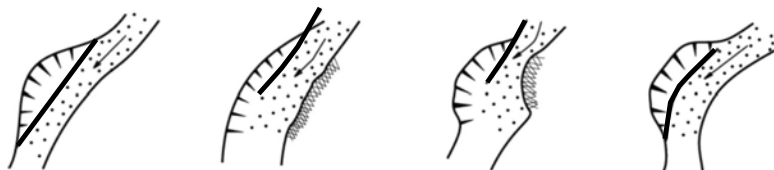


図 9-4-117 護岸工の位置

3. 高さ

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。
 溪流の曲流部における凹部の護岸は、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。

解 説

河川堤防においては、洪水時の風浪やうねり、跳水等による一時的な水位上昇、流木等を考慮して流量に応じて余裕高を設定するが、砂防を対象とする急勾配溪流（一般に溪床勾配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、十分な余裕高を見込み「計画高水位+余裕高」まで護岸を施さなければならない。

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。

表 9-4-39 余裕高

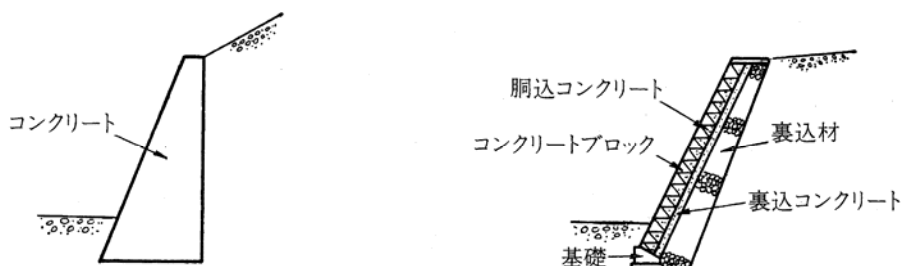
(a) 設計流量に対する余裕高		(b) 溪床勾配と余裕高計画高水位の比による余裕高	
設計流量	余裕高	溪床勾配	余裕高 ΔH / 設計水深 H
200m ³ /s 未満	0.6m	1/10 以上	0.50
200m ³ /s 以上～500m ³ /s 未満	0.8m	1/10 未満～1/30 以上	0.40
500m ³ /s 以上	1.0m	1/30 未満～1/50 以上	0.30
		1/50 未満～1/70 以上	0.25
		1/70 未満～1/100 以上	0.20
		1/100 未満～1/200 以上	0.10

4. のり勾配

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

解 説

護岸の型式には自立式とモタレ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等によって選定される。なお、護岸ののり勾配は、河床勾配が急なほど急勾配とすることが望ましいが、一般に5分程度を採用する場が多い。一般に砂防河川に用いる護岸の材料は、コンクリート、コンクリートブロック、石材等であるが、これらの採用にあたっては、安全性、経済性等を考慮して選定する必要がある（図 9-4-118参照）。



(a) 自立式護岸の例（コンクリート擁壁工） (b) モタレ式護岸の例（コンクリートブロック積工）

図 9-4-118 護岸の型式

5. 法 線

護岸の法線は、河床勾配、流向、出水状況等を考慮して定めるものとする。

解 説

法線の湾曲が著しい場合は、流水により護岸の基礎が洗掘されやすく、また、偏流して護岸天端を越流する恐れもあり、下流に対する影響も大きいため、できるだけ地形条件の範囲内で河床勾配を勘察し、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。

6. 取付け

護岸の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとする。

砂防堰堤及び床固工上流に計画する護岸工天端は、砂防堰堤及び床固工の袖天端と同高、又はそれ以上の高さに取り付けなければならない。

解 説

護岸工の上下流端は、流水による護岸の損傷防止及び横浸食防止のため、堅固な地盤に取り付けることを原則とする。

また、砂防堰堤及び床固工の袖高は水通しにおける計画高水位以上に確保してあり、洪水流が護岸を越流すると砂防堰堤あるいは床固工の袖部の地山取付部分が決壊する恐れがあるため、この天端と同高あるいはそれ以上の高さに護岸工の天端を取り付けることが必要である。

7. 根入れ

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

解 説

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

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

また、護岸を単独で計画する場合の根入れは、現河床の最深部より深くすべきである。計画河床が定められている場合は、それより1.0m以上根入れを行うことが望ましい。

8. 根固工

根固工は、護岸の基礎の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

解 説

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

根固工の材料は、コンクリートブロック、捨石等がある。

第7節 水制工の設計

1. 総 説

水制工の設計にあたっては、流送土砂、対象流量、河床材料、河床変動等を考慮し、その目的とする機能が発揮されるようにするとともに、安全性及び将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

砂防施設として用いる水制工は、一般に急流河川に設置する 경우가多く、このため、水制工を水はね、土砂はねを主目的に設置する場合は、水制工の強度及び維持管理面が困難であることを踏まえ設計する。

解 説

水制工の目的としては、流水や流送土砂をはねて溪岸構造物の保護や溪岸侵食の防止を図るものと、流水や流送土砂の流速を減少させて縦侵食の防止を図るものがあり、所要の機能と安全性の確保について十分考慮するものとする。

水制工の形式は、その構造により透過、不透過に分類され、また、高さにより越流、非越流に分けられる。

水ハネ、土砂ハネを目的とする場合は非越流、不透過水制工を用い、流速減少を目的とする場合は越流、透過水制工を用いるのが一般である。

砂防施設として用いる水制工は、一般に急流河川に設置するが多い。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、水制工の強度及び維持管理面から相当困難が予想される。仮に目的を達成したとしても、その下流の水衝部等の河状を一変させる恐れがあるので、護岸との併用で流速を減少させる根固水制工として採用されている事例が多い。

2. 位 置

水制工は、一般に溪流の下流部又は砂礫円錐地帯（扇状地）の溪床幅が大きく溪床勾配の急でない箇所に計画する。

直線に近い区域で兩岸に水制を計画する場合は、水制の頭部を対立させ、その中心線の延長が中央で交わるように位置を定める。

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方外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。

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、当該区域では左右兩岸対称の位置に水制工を計画して各水制工頭部間の新水路河床を水流で低下させるとともに水制工間に土砂を堆積させ、流路が固定された後に導流工あるいは護岸工で連結させ、整治を完了する。

また、荒廢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工を1つ計画し、水流を崩壊の脚部より遠ざけることによって崩壊の増大を防止できる。なお、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。一般に崩壊箇所に対しては、片岸のみ計画するが多い。

3. 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。流線又はその接線に対して70～90°の間の角度が適当である。

解 説

直角水制においては水制工間の中央に土砂の堆積を生じ、頭部における溪床の洗堀は比較的弱く、下向き水制においては水制工間の砂礫堆積は直角水制より少なく、また頭部の洗堀は最も弱い。上向き水制の場合は水制工間の砂礫の堆積は溪岸や水制に沿い、直角及び下向き水制よりもはるかに多いが、頭部の洗堀作用は最も強い。溪流においては水流が水制工を越流する場合、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するため、できる限りさけるべきである。

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、上下流及び対岸への影響、構造物自体の安全性を考慮して定めるものとする。

解 説

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

一般には水制工の長さを短くし水制工と護岸を併設した方が、維持、工費上からも経済的となる場合が多く、その長さは川幅の1割以下としている例が多い。また、水制群では、上流側を短くし水勢における負担を軽くするとともに、水制工天端に河心に向かって1/10～1/100の下り勾配を付けるのが通常である。

水制工の高さは、維持管理及び河川に与える不測の影響を考慮して低くする場合が多く、平均低水位上0.5～1.0m程度としている。また、水制工の間隔は、水制工高の10倍程度及び水制工長の1.5～2.0倍程度を目途として、水制の高さ、長さとの関係等から経済性も考慮して定める必要がある。

なお、水制工の元付けについては、護岸と水制工を併設する場合は流水が水制と護岸の間を流下しない構造とし、水制工単独の場合は十分根入れを行うとともに、元付け付近に流水が向かわない構造とする。

5. 本体及び根固工

水制工本体は、砂防堰堤に準じて設計するものとする。また、水制工の根固工は護岸工における根固工に準じて設計するものとする。

解 説

一般に砂防施設を設ける溪流は、急流でかつ河床材料の粒径が大きいため、水制の強度の面から杭打ち水制工は避けるべきで、むしろ自重で流水等に抵抗できるような工法を用いるべきであり、一般にコンクリート不透水制が多く用いられる。

透過水制工を採用する場合は、堤頂部まで外力が働いても安全でなければならない。

水制工の基礎は、一般には河床の砂礫であり、洗堀を受けやすく、特に水制の先端は局所洗堀を受けやすいため、水制工には原則として根固工を併設するものとする。

第8節 溪流保全工の設計

1. 総説

溪流保全工の設計にあたっては、山腹工や砂防堰堤と連携して溪流下流部と扇状地の河川の安定化をはかり、乱流及び縦・横侵食の防止を図るとともに、安全性及び将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

溪流保全工の設計においては、形状、勾配、構造物、河床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等を適切に設計する必要がある。また、周辺の水利用、地下水位、自然環境等についても配慮するものとする。

解説

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

溪流保全工の設計においては、形状、勾配、構造物、河床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等により試算を行い、修正を繰り返して適切に設計する必要がある。模型実験は、溪流保全工の対象とする地域の社会的、経済的重要性や想定される被害の質、量等を勘案したうえで、必要に応じて実施するものとする。なお、溪流保全工の設計順序は、図 9-4-119のとおりとする。

溪流保全工の計画については、現況の水路幅、水路周辺における土地利用形態、下流水路断面との整合等を十分精査した上で計画すること。接続しようとする下流水路よりも溪流保全工の断面が大きい場合等では、溪流保全工内を流下した土石流や土砂を含む流水がボトルネックとなった下流で溢れる事例がある。住居周辺でこのような事態とならないよう、溪流保全工の必要性、計画規模等は十分に検討しなければならない。

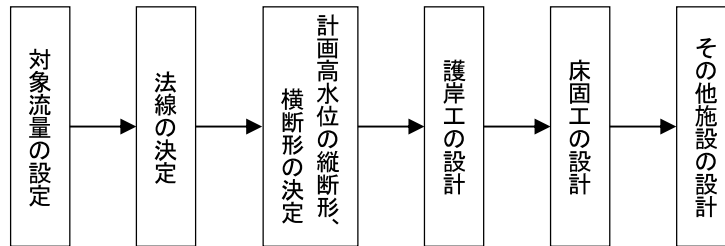


図 9-4-119 溪流保全工の設計順序

2. 対象流量

溪流保全工の対象流量は、計画対象流域の大きさ、その対象となる区域の社会的・経済的重要性、想定される被害の量・質、過去の災害の履歴、事業効果等を総合的に考慮し、上下流、本支流のバランスが保持され、かつ他の同程度の重要度を持つ河川や溪流と均衡が保たれるよう定めるものとし、一般的には計画降雨量の年超過確率で評価する。

解 説

対象流量の算定の基となる計画規模は、おおよその基準として、河川をその重要度に応じて5段階に区分する。一般に、河川の重要度は一級河川の主要区間においてはA級～B級、一級河川のその他の区間及び二級河川と都市河川においてはC級、一般河川は重要度に応じてD級あるいはE級が採用される。

なお、特に著しい被害を被った地域にあつては、この既往洪水を無視して計画の規模を定めることは好ましくない。よって、被害の実態等に応じて民生安定上、この実績洪水規模の再度災害防止されるよう定める。

表 9-4-40 河川の重要度と計画の規模

河川の重要度	計画の規模（対象降雨の降雨量の超過確率年）
A 級	200年
B 級	100～200年
C 級	50～100年
D 級	10～50年
E 級	10年以下

当県においては、ほとんど一般河川を対象とするため、D級もしくはE級を採用することが多い。大きくても50年確率といわれる所以である。

また、溪流保全工の対象流量は土砂含有を考慮した流量であるが、溪流保全工を実施する段階には、既に砂防工事が進捗し、土砂整備率が50%以上となっていることが条件であることに留意する。

溪流保全工計画における対象流量は、本章第2節2により算出した清水の対象流量に対して、土砂混入率を加味することで求める。土砂混入率は表 9-4-41に示す割合を目安とする。

表 9-4-41 土砂混入率

工 種	土砂混入率(α)	摘 要
溪流保全工の対象流量	10	上流の計画土砂整備率が50%以上100%未満及び屈曲、乱流防止箇所
	5	上流の計画土砂整備率が100%以上

3. 法 線

溪流保全工の法線はできる限りなめらかに計画するものとする。

解 説

溪流保全工の法線は流水のスムーズな流下を図るため、また、将来における維持のため直線に近いことが望ましいのであるが、土地利用の盛んな溪流の下流部及び砂礫円錐地帯においては、法線の規正が困難な場合が多いため現流路に沿って計画法線を決定しなければならない場合が多い。しかし、用地取得の困難さを理由として屈曲の著しい現流路に沿うことは避けるべきで、あくまでも溪流保全工本来の目的を忘れてはならない。

地形や土地利用上から曲線部を設ける場合は、原則として曲線半径と計画河幅の比を10～20以上、湾曲度を60°以上とする。やむを得ない場合であっても、曲線半径と計画河幅の比を5以上とする。

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。

土石流の流下又は堆積区間に設ける溪流保全工は、土石流の流下方向に直線とし、土地利用や用地取得の困難さ等を理由として屈曲させることは極力避けなければならない。

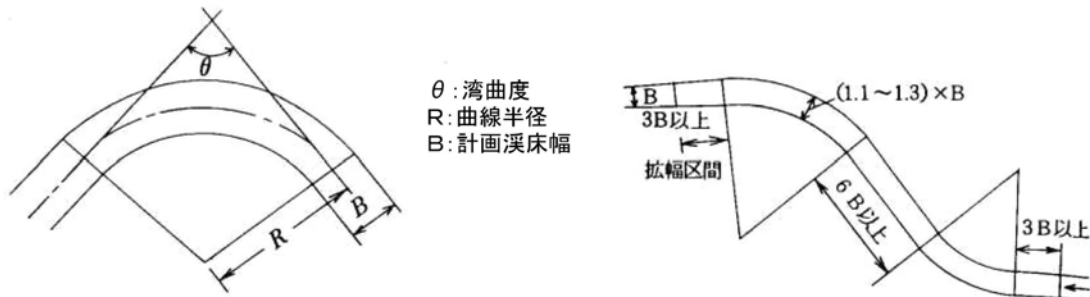


図 9-4-120 溪流保全工の法線

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

一般に支川の方が、流路勾配が急な場合が多く射流となるケースがある。これに対して本川の方は常流とすることが原則であるから、たとえ洪水のピーク到達時間がずれていたとしても射流から常流に変わる際に跳水現象を起し、対岸にのり上げる危険性がある。このため、支川の流量等が本川に比べ無視できる程度のもを除き、本川にスムーズに合流させなければならない。

特に、合流する支川が比較的大きく、本川への影響が大なるときは十分注意する必要がある。

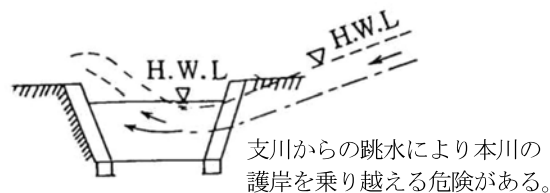


図 9-4-121 支川の影響

土木研究所における水理実験において、河床勾配が1/50より急な河道においては、急な湾曲部では計画流量に対して流水の越堤や護岸の洗掘現象がしばしば見受けられることから、できれば法線形は直線状がよい。河床勾配が1/50以下の緩流河道においても、法線は直線状が望ましいが、このような条件の河道堤内には人家や公共施設等が多く存在していて、法線決定に際して用地取得に問題が生じることもあるが、可能な限り、自然現象を主と考えた把握を計画に生かしたい。

急勾配の溪流保全工（特に底張り溪流保全工）で、法線形状がS字形の湾曲をしているところでは、中小出水時でも越水による災害が生じている例が多いので注意を要する。

4. 計画高水位

計画高水位は、計画河床の維持の面から、縦断形及び横断形と相互に関連させて決定するものとする。

解 説

4.1 対象流量

計画高水位は、計画河床の維持の面から縦断形及び横断形と相互に関連して決定する。また、溪流保全工は掘り込み方式が原則であるので、周辺の地形条件を考慮して決定する。

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

三面張り及び掘り込み河道の溪流保全工を施工することによって施工前の伏流水、地下水がしゃ断され、あるいは水位が低下し、流域周辺の水利用（湧水、揚水等）に著しく影響を及ぼすことがあるため、あらかじめ扇状地における水の挙動について十分に調査しなければならない。

計画高水位 h は与えられた対象流量 Q を基に決定する。流れが等流であると仮定すると、次式に示すマンニングの式から計画高水位が得られる。

実際は与えられた川幅（溪流保全工幅） B の元に計画高水位 h を仮定して対象流量 Q を計算し、これが与えられた対象流量に近似するまで（2%程度）繰り返して計算を行い、計画高水位 h を決定する。

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

Q : 対象流量 (m³/s)

A : 溪流保全工流過断面積 (m²)

n : マニングの粗度係数 (表 9-4-42 参照)

R : 径深 (m)

I : 水面勾配

表 9-4-42 マニング式に用いる粗度係数 (n)

河川や水路の状況		マンニングの粗度係数
人工水路・改修河川	コンクリート人工水路	0.014 ~ 0.020
	スパイラル半管水路	0.021 ~ 0.030
	両岸石張小水路 (泥土床)	0.025 (平均値)
	岩盤掘り放し	0.035 ~ 0.050
	岩盤整正	0.025 ~ 0.040
	粘土性河床・洗掘のない程度の流速	0.016 ~ 0.022
	砂質ローム、粘土質ローム	0.020 (平均値)
	ドラグライン掘浚、雑草少	0.025 ~ 0.033
自然河川	平野の小流路、雑草なし	0.025 ~ 0.033
	平野の小流路、雑草・灌木あり	0.030 ~ 0.040
	平野の小流路、雑草多・礫河床	0.040 ~ 0.055
	山地流路、砂利、玉石	0.030 ~ 0.050
	山地流路、玉石、大玉石	0.040 以上
	大流路、粘土、砂質床、蛇行少	0.018 ~ 0.035
大流路、礫河床	0.025 ~ 0.040	

なお、流速によって護岸材料（かご、コンクリートブロック等）を選定しなければならない。砂防河川は一般に急流であり、巨礫等の流下、護岸への衝突等を考慮して、流速を設定すること。実績等から、おおよそ6 m/s程度以下に抑えることが望ましい。

4.2 計画河幅の考え方

従来の研究によると、河幅は、流量によって支配されるというレジューム理論によっている。レジューム理論に対しては「あくまで経験則であって、一般化した流体力学からの式ではない」というアインシュタインの指摘もあるが、ここではレジューム理論に拠ることとする。レーシー・インプレス・プレソチのレジューム理論によると、水深 H 、流速 V は次式となる。

$$H = K_1 \cdot Q^{1/3}$$

$$V = K_2 \cdot Q^{1/6}$$

Q : 流量 (m³/s) K_1, K_2 : 係数

水深 H と流速 V の式から、河幅 B は次式となり、河幅は流量の1/2乗に比例する。

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

このレジューム理論による急流河川への適用は芦田・高橋・水山によって検討され、適用が可能であるとされた。芦田らの示した式は、 $B = (3.5 \sim) Q^{1/2}$ である。しかし、この式中の係数には2倍という幅があること、流量がどのような流量か不明であること、河床勾配、河床河岸の地山の強度や流量の継続時間等に全く無関係として取り扱っていることから、わが国における急流河川の特性を考慮した検討をすべきだとして、池谷は急勾配河川における計画河幅の設定方法を図 9-4-122として提案した。図 9-4-122で α は $B = \alpha \cdot Q^{1/2}$ における係数であり、流域面積によって α 値を定めて計画河幅を設定する方法である。

この方法によると、流域面積を用いていることから、流量として比流量の概念を導入することができる。すなわち、現在の段階ではその把握と表現方法が困難である降雨の地域特性をも表現しうるものと評価できる。

ただし、この α 値は砂礫河床を主に調査された結果であって、シラス等の特殊土壌地域における河幅決定には、今後検討が必要である。

流域面積 A (km ²)	α
$A \leq 1.0$	2~3
$1.0 < A \leq 10.0$	2~4
$10.0 < A \leq 100$	3~5
$100 < A$	3~6

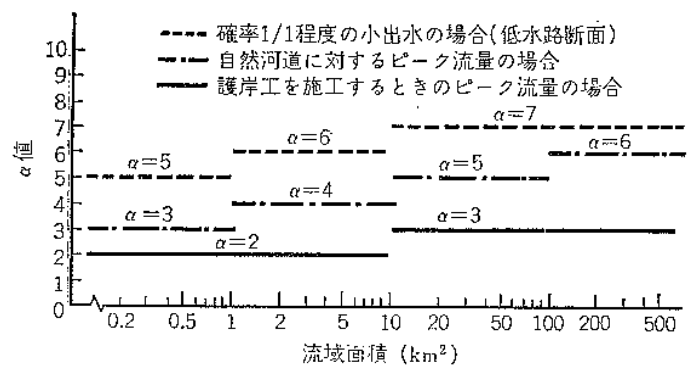


図 9-4-122 安定河道設計のための河幅

溪流保全工の河幅は、以上のように河床の安定性を主眼において検討すべきであるが、決定に際しては構造物の有無、背後地の土地利用形態、保全対象、出水頻度等も考慮する必要がある。

参考までに、既設溪流保全工における流域面積と溪流保全工幅の関係を図 9-4-123に示す。

また、火山泥流に関する河幅については、桜島での現地調査から、次式が与えられる。

$$B = (1.5 \sim 2.0) Q_d^{1/2}$$

Q_d : 火山泥流の最大流量 (m³/s)

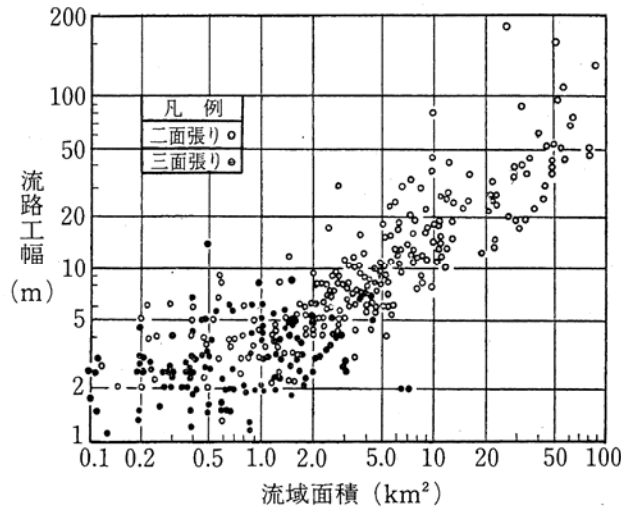


図 9-4-123 流域面積と溪流保全工幅

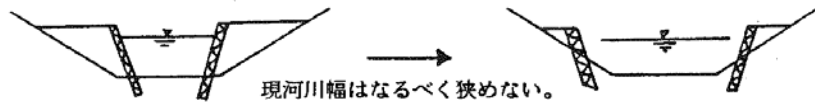


図 9-4-124 計画河川幅の考え方

4.3 湾曲部でのかさ上げ

溪流保全工を施工するような扇状地上では、河道が湾曲している場合が多い。可能な限り、急流河道法線は直線化することが望ましいが、地形上やむを得ず湾曲した法線とする場合がある。

溪流保全工の湾曲部では洪水時に偏流を生じ、湾曲部の外側では水位が上昇し、局部的には流速が速まることがあり、内側には土砂の堆積が生ずる等河道を不安定にし、越流等の災害を生じさせることがある。

そこで、湾曲部では溪流保全工幅を1～2割程度拡幅したり、外側の護岸をかさ上げすること等の対応をとる必要がある。

一般的には、河幅を湾曲部だけ拡幅することは実際には困難を伴うので、ここでは、かさ上げ高の設定方法について述べる。

図 9-4-125のような河道に流速 V の流れが発生したときのかさ上げ高 (Δh) は次式によって示される。

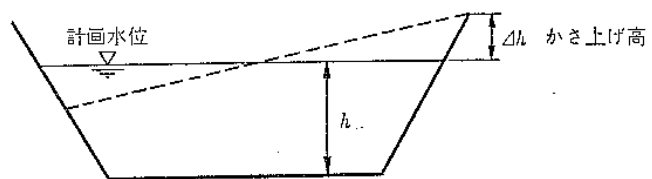


図 9-4-125 湾曲部での流れの横断形状

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

Δh : かさ上げ高 (m)

α : 係数 (射流域では1、常流域では1/2)

B : 河幅 (m)

v : 流れの速度 (m/s)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

R : 曲率半径 (m)

射流と常流の区分は、フルード数 (F_r) によって判定する。

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

F_r : フルード数 ($F_r > 1 \dots$ 射流、 $F_r \leq 1 \dots$ 常流)

h : 等流水深 (m)

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

曲線部の外側は、洪水時には流水が集中して流下するため強度の洗掘力が働く。そこで直線部の護岸工よりも構造的に強固なものとする必要がある。特に、二面張りの場合には、根入れの深さを考慮する等、洗掘に対処する構造とする。

4.4 余裕高

洪水時の波及び流木の流下等を考慮して、構造物の断面には余裕高が見込まれる。特に溪流保全工を計画するような急勾配の溪流においては、流木、巨礫等の混入する可能性が極めて大きい。そこで、一般に構造物としても計画高水位に余裕高を加えた高さまで護岸を施工することとしている。

余裕高は、表 9-4-44のように定められている。ただし、同一流量でも、勾配が急なところと緩やかなところでは水理条件が異なるので、十分な余裕が必要である。

特に、溪流保全工の余裕高は、河床勾配によっても変化するものとし、計画高水位 H に対する余裕高 ΔH の比 $\Delta H / H$ (表 9-4-44(a)) が表 9-4-44(b)の値より小さくならないようにしなければならない。

表 9-4-44 余裕高

(a) 設計流量に対する余裕高		(b) 溪床勾配と余裕高計画高水位の比による余裕高	
設計流量	余裕高	溪床勾配	余裕高 ΔH / 設計水深 H
200m ³ /s 未満	0.6m	1/10 以上	0.50
200m ³ /s 以上~500m ³ /s 未満	0.8m	1/10 未満~1/30 以上	0.40
500m ³ /s 以上	1.0m	1/30 未満~1/50 以上	0.30
		1/50 未満~1/70 以上	0.25
		1/70 未満~1/100 以上	0.20
		1/100 未満~1/200 以上	0.10

4.5 断面設計

対象流量が定められ、計画河幅、縦断勾配が定められると断面設計が可能となる。

断面は一般的には単断面とするが、河川によっては後述するように複断面も検討する必要がある。断面決定にあたっては、まず計画高水位を決定する。この方法は次のとおりである。

前述のように河幅を B 、平均水深を H_m とすれば、与えられた流量とその地点での流速（マンニングの式を用いる）から平均水深 H_m は次式で示される。

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

H_m : 平均水深 (m)

n : マニングの粗度係数

Q : 対象流量 (m^3/s)

B : 河幅 (m) (図 9-4-123 を参考として求める)

I : 計画勾配

実際に現地でこの河幅がとれない場合（例えば、地形上の要素等）には、現実にとり得る河幅を用いて計算する。対象流量 Q に対応する平均水深 H_m から求められる水位を計画高水位と呼ぶ。

この計画高水位と余裕高とから溪流保全工の断面を決定する。火山泥流に関する断面決定も同様の手法により検討する。

すなわち、一般的な断面決定法としては、与えられた対象流量 Q から流量の関数としての河幅 B を求め、また、河床勾配、粗度、河幅を与えて、計画高水位を算出する。別途、 Q から余裕高を求め、計画高水位との比を確認して、護岸の天端高を決定する。特に、湾曲部では前述の検討を実施して断面を決定する。

次に、中小出水に対する複断面の考え方について述べると、対象流量に対する対応は従来の方法、すなわち、上述の方法で対応する。しかし、現実の現象として中小出水（流量として対象流量より小さい）による災害も多く見受けられる。特に多いのが既設護岸等工作物の基礎部洗掘による破壊である。

これらの現象に対応するには、中小出水に対しても安定である溪流保全工を施工することであるが、最も有効であり、かつ経済的にも施工が可能なものは、小規模出水（年超過確率 $1/1 \sim 1/5$ 程度）に対する低水路を確保することである。すなわち、河川でいうセンターライン方式を急流河川にも取り入れる方法である。ただし、低水路部には護岸を施工せずに、自然の石礫によるアーマコート形成作業、もしくは蛇かごやふとんかご等、人工的アーマコート形成の作業が必要となる。特に溪流保全工を計画・施工するような扇状地では、既に土地利用が進んでいる場合が多く、現況の河川幅以上に河幅を拡幅することが困難な例もあり得る。

このような場合にも、年超過確率 $1/1 \sim 1/5$ 程度のしばしば発生する洪水流に対する河幅を確保して、低水路的に考え（この場合にも現況河道より河幅を狭くしないようにする）それ以上の出水に対しては、土地利用形態による対応、例えば計画高水位よりも低い地盤面上には人家は建築しない、既に家屋が存在する場合には周囲より高い壁や垣根を作る等の対策も検討する必要がある。

5. 溪流保全工の縦断形

溪流保全工の縦断形は、河床の安定を考慮するとともに、掘り込み式が原則であるので、周辺の地形条件や将来の維持管理面も勘案して決定するものである。

なお、溪流保全工の上流及び下流において、河床勾配が急変しないようにし、また、支流が合流している地点においては、洗掘、堆積等に留意して設計するものとする。

解 説

5.1 河床勾配の考え方

溪流保全工を計画する溪流は、一般には急流であり、河床勾配を河床材料のみで安定させることができない場合が多く、床固工、帯工等を用いるか、場合によっては河床をコンクリート等で覆って河床の安定を図っている。

河床勾配を求める方法としては、動的平衡計算と静的平衡計算がある。掃流砂量を求める式としては、アインシュタイン式、土研式等があり、これらに水流の基礎方程式をあてはめて計算する。

計画河床を河床材料のみで安定させるか、護床工及び減勢工で安定させるかは、河床勾配、河床高及び横断型にも関連があるのみならず、平面型にも関係する。このため、計画河床勾配と河床高は試算的に求めて、他の横断形等を検討した上で最終的に決定される。

計画縦断勾配は、一般的には現在の溪流の河床変動の資料より、局所的な変動を除き大局的な安定を確かめた上で、現在の河床勾配を採用するのが将来の維持管理上最も望ましい。河床変動の資料がない場合は、類似した河川の実績等を参考として求める場合もある。

溪流保全工の計画河床高は、現況より低くすることが通例であり、この場合は、上下流端に床固工あるいは堰堤等により落差を設けるとともに、下流端には、洗掘、堆積等が起きないように必要に応じて河床を修正して護床工等を設けるのが普通である。

また、本川に支川が流入することによる洗掘、堆積を防ぐため、支川の縦断勾配は原則として本川にあわせた勾配とする。このため、合流点直上流部の支川に落差工を設け、支川の縦断勾配を修正して合流させる等、合流点付近の縦断勾配、平面形状等十分検討する必要がある。

なお、河床勾配については、上流部より下流部にかけて次第に緩勾配になるように計画するものとする。河床勾配を変化させる場合、あまり急激に行くと変化点付近に洗掘や堆積の現象が生じ、溪流保全工の維持に困難を生ずる場合もあるので、勾配の変化点においては、その上下流で掃流力が50%以上変化しないように勾配ならびに水深を決めるのが望ましい。

5.2 縦断勾配計画

溪流保全工を施工する目的の1つは、河床勾配を緩和して流水による洗掘力を減少させ河床変動幅を小さくすることにある。そこで、縦断勾配の計画に際しては縦断を緩和する方向で検討すべきである。しかし、勾配の変化を大きくとると、勾配の変化点付近で洗掘や堆積が生じ、災害の原因となる。縦断勾配の50%以上は変化させないように定めているが、できるだけ勾配の変化は小さくしたほうがよい。すなわち、縦断勾配は下流に向かって連続的な勾配変化をするように計画・設計する。ただし、維持管理上からは現在の河川勾配を採用することが望ましい場合も多い。

そこで、計画縦断勾配は現在の河床縦断形、大きな出水があった場合にはその前後の縦断形及び周囲地盤の勾配（河道外は過去の堆積土砂によって形成されている場合が多い）等を参考に、また、河床変動の資料がない場合は類似した河川の実績を参考にできるだけ縦断勾配を緩和する方向で計画する。緩和の程度は現河床勾配や地質、河床構成材料等によっても異なるが、現河床勾配の1/2もしくはそれ以下にとっている例が多い。

縦断勾配の緩和は図 9-4-126 に示すように、最大洗掘深の減少をもたらす効果もある。

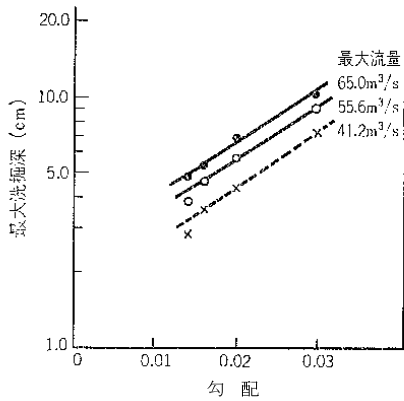


図 9-4-126 水理実験による河床勾配と最大洗掘深

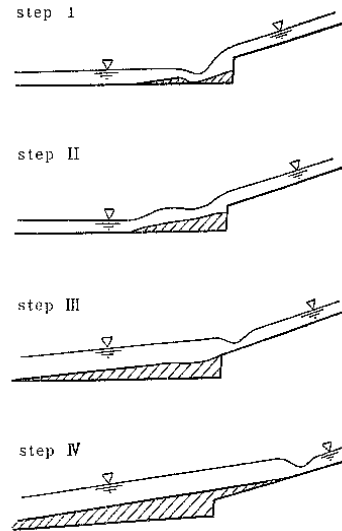


図 9-4-127 勾配変化点における堆砂進行過程

縦断勾配は、全体的にみて連続的な勾配変化をさせるように計画することは既に述べたが、これは勾配の急変点において、土砂の堆積が生じることから述べたもので（図 9-4-127）、河川が山地から平野に移る、いわゆる扇状地の扇頂部の勾配変化点において、水害がしばしば発生するのはこのような理由による。

また、本川に支川が流入することによる洗掘・堆積を防止するために、合流点付近ではできるだけ支川の縦断勾配は本川の勾配に併せたものとするのが望ましい。

このために、合流点直上流部の支川に落差工を設け、支川の縦断勾配を修正緩和することが必要となる。当然のことながら、合流点付近では平面形状の検討も必要である。

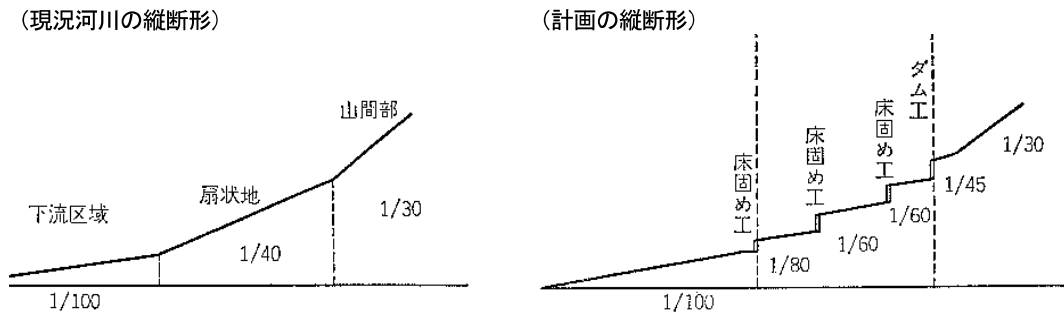


図 9-4-128 縦断勾配の計画例

5.3 護岸基礎高と静的平衡勾配

前述のようにして計画河床の縦断形状を決定するが、流下する洪水流は上流域の状況によって高濃度の土砂を含んだ流れとなることもあれば、静む場合や、ほとんど土砂を含まない流れとなることも考えられる。これらの種々の流れに対して、河道内に設けられた工作物は十分安全であることが必要である。

本項では特に護岸工の基礎高について述べる。護岸工の根入れ深は、計画河床高もしくは最低河床高より1 m以上とすることが原則である。では、具体的にどの程度の深さとするのがよいかということになると、従来は1～2 mの範囲で均一に決定していたが、護岸工の基礎が最も危険となるのは局所的な洗掘によるものを除いては、流水が最も低い濃度（理論的には清水）で流れるときに河床勾配が最も緩くなるときである。よって、床固工や帯工の天端高を基準として、それから上流側へ静的平衡勾配でひいた線上に基礎高があれば一応安全といえる。静的平衡勾配は掃流力 u_* と限界掃流力 u_{*c} を等しいとし、次式で求められる。

なお、限界掃流力の代表粒径としては、平均粒径を用いるのが一般的である。局所的な洗掘に対応するためには湾曲部での深掘れの現況や砂礫堆の高さの参考にして護岸基礎高の検討を行なう必要がある。

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

$$u_* : \text{掃流力} \quad u_*^2 = g \cdot H \cdot I$$

$$u_{*c} : \text{限界掃流力} \quad u_{*c} = 80.9 \cdot d_m$$

$$g : \text{重力加速度 (9.81m/s}^2\text{)}$$

$$d_m : \text{平均粒径 (cm)}$$

$$H : \text{計画水深 (m)}$$

$$I : \text{計画河床勾配}$$

5.4 護岸天端高と動的平衡勾配

護岸工の天端高は、計画高水位に余裕高を加えた高さとする。しかし、溪流保全工を施工するような急流荒廃河川では、洪水時の河床変動が激しく、しばしば護岸天端を越す水位変動が生ずる。そこで、河床変動を考慮した護岸天端高の設計が必要となる。一般的には洪水流の土砂濃度の最も大きい値（通常の場合は5～10%程度）を想定して、動的平衡勾配を考慮した護岸天端高を検討する。

動的平衡勾配は流砂量公式に土砂濃度を与えて求める。特に落差工付近では大出水時の土砂の堆積や、洪水流の流水の跳水現象により水位上昇が起こりやすいので十分な高さまで設計する必要がある。ただし、動的平衡勾配線が背後地盤より下になる場合の設計に際しては計画高水位に余裕高を加えた高さとの動的平衡勾配線との間は、簡易工法を用いることも検討すべきである。

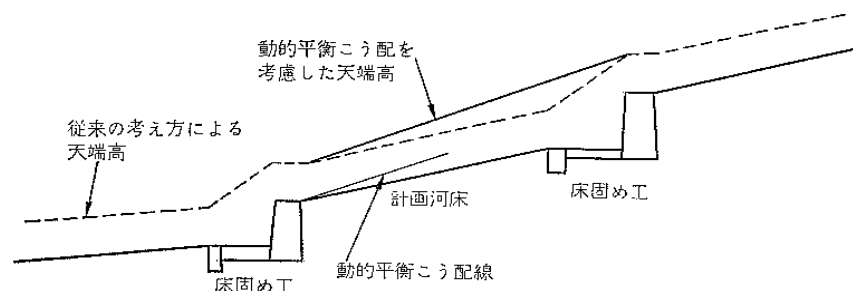


図 9-4-129 計画天端高の考え方

5.5 縦断勾配の比

溪流保全工を施工する一つの目的は、河川の河床勾配を緩和して流水による洗掘力を減少させ、土砂の生産を防止することにある。そこで、一般に溪流保全工を施工する場合には、元河床勾配に対して若干でも勾配を緩和する方向で縦断計画を立てるべきである。

しかし、勾配の変化をあまり急激に行うと、勾配の変化点付近で洗掘や堆積現象が生じ、溪流保全工の維持に困難を生ずるだけでなく、大きな災害の原因ともなり得るので勾配の変化点においては、その上下流で掃流力の変化が大きく変化しないように勾配ならびに水深を定めるのが望ましい。

図 9-4-130 の場合、掃流力 $u_*^2 = g \cdot H \cdot I$ で示すと、A、B 区間それぞれの掃流力は、次式で示される。

- ・ A 区間 : $u_{*A}^2 = g \cdot H_A \cdot I_A$
- ・ B 区間 : $u_{*B}^2 = g \cdot H_B \cdot I_B$

ここで計画水深を同じ ($H_A = H_B$) とすれば、掃流力の変化は u_{*A}^2 / u_{*B}^2 で示され、この値は次式に示すとおり計画河床勾配の比で示されることになる。

$$u_{*A}^2 / u_{*B}^2 = g \cdot H_A \cdot I_A / g \cdot H_B \cdot I_B = I_A / I_B$$

そこで、掃流力の急変とは A、B 区間の掃流力の比の大きな変化と考えられるから、計画に当たっては縦断勾配の比 I_A / I_B の値を大きくならないようにする必要がある。

一般的には、下記程度を目安に計画するとよい。

- ・ $I_A \geq 1/30$ の場合 : $u_{*A}^2 / u_{*B}^2 \leq 2$
- ・ $I_A < 1/30$ の場合 : $u_{*A}^2 / u_{*B}^2 \leq 1.5$

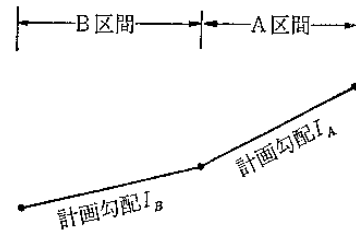


図 9-4-130 縦断勾配の比

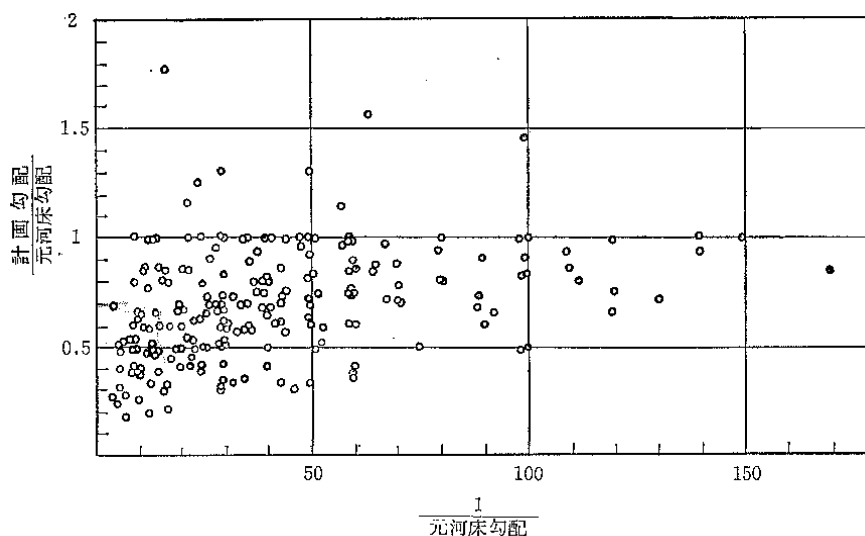


図 9-4-131 元河床勾配と計画勾配との関係

6. 溪流保全工における護岸

溪流保全工における護岸は本章第6節に準じて設計するものとする。

なお、溪流保全工における護岸は、溪流保全工を設置する地域の溪岸の崩壊を防止するとともに、床固工の袖部を保護するために設けられるものであり、床固工に擦り付けるとともに、床固工直下の護岸は床固工から対象流量が落下する位置より後退させるものとする。

解 説

6.1 根入れ深

護岸の破壊は、洗掘による護岸基礎部の破壊や土砂の吸出しによって生じている場合が多い。そこで護岸の根入れ深は、洗掘による河床変動に対応できるように考えて、一般的には床固工天端等、河床固定点から上流の静的平衡勾配を検討し、それに基づいて決定している。

また、砂礫堆等が形成された場合や、床固工の直下流、湾曲部外湾側では、河床変動が大きいので、必要に応じて根固工を併用する等の考慮が必要となる。

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

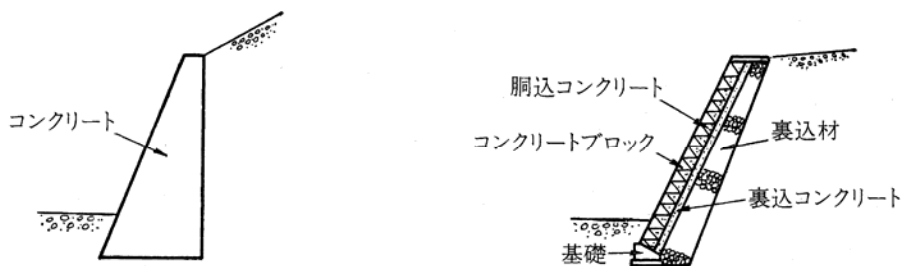
一般に護岸の根入れは、計画河床より1.0m以上行うことが望ましい。

6.2 型式とのり勾配

護岸の型式には自立式とモタレ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等によって選定される。一般的に、地質条件等が特別悪い場合を除き、モタレ式が用いられる、のり勾配は、河床勾配、地形、地質、対象流量を考慮して定めなければならないが、河床勾配が急なほど急勾配とする必要があり、一般に5分程度を採用することが多い。

一般に砂防河川に用いる護岸の材料は、コンクリート、コンクリートブロック、石材等であるが、これらの採用にあたっては、安全性、経済性等を考慮して選定する必要がある。

なお、コンクリートブロック積工を用いる場合、背後地盤が良好で高さが低く、流送土砂の量及び頻度が少なく粒径も小さい場合は、裏込めコンクリートを用いず、裏礫も等厚としてもよい。



(a) 自立式護岸の例 (コンクリート擁壁工) (b) モタレ式護岸の例 (コンクリートブロック積工)

図 9-4-132 溪流保全工の護岸の型式

7. 溪流保全工における床固工

溪流保全工における床固工は、流路断面を形成する護岸工の落差処理及び溪床の縦侵食防止のために設けられる施設であり、単独で計画される床固工と区別して扱う。（「溪流保全工内床固工」という。）

解 説

7.1 溪流保全工内床固工

溪流保全工を計画する溪流は、一般に河床勾配が急であるため、計画河床の維持が困難となる場合が多い。このため、床固工を設置し、河床勾配を緩やかにして、河床材料のみで維持するのが一般には得策となるため、溪流保全工の計画断面、縦断形等を総合的に検討して、床固工の位置の選定をする必要がある。

溪流保全工の計画河床高は、一般には溪流保全工上下流端で現況河床高とあわない場合が多い。このため落差工として床固工を設置する。

7.2 間隔と高さ

床固工の設計においては、設定された計画河床勾配を保つ必要から、床固工の間隔と高さを相互に組み合わせることで検討を行い、最終案を決定する。

参考として、既往の溪流保全工の流路幅と床固工間隔を図 9-4-133に示す。

河床勾配 $1/10 \sim 1/100$ 、流域面積 20km^2 以下、 B ：溪流保全工幅（m）、 l ：床固工間隔（m）

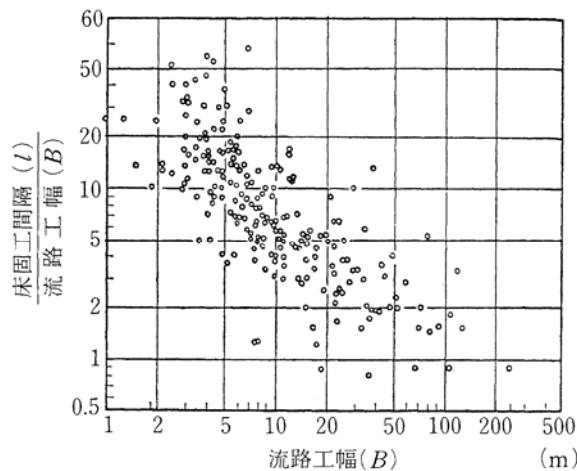


図 9-4-133 溪流保全工幅と床固工間隔の関係

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

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

l ：床固工の間隔（m）

h ：床固工の落差（m）

n ：現在の溪床勾配の分母（ $1/n$ ）

m ：計画溪床勾配の分母（ $1/m$ ）

設計する溪流保全工の目的が乱流又は偏流防止とする場合は、次式により決定する。

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

B : 溪流保全工の計画幅 (m)

また、経験的には、次式で求めることができる。

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

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

m : 静的平衡勾配の分母 ($1/m$)

床固工は、万が一、護岸工が破壊した場合、構造物の被害を最小限にとどめる役割をも持っているから、やむを得ず溪流保全工の一部を築堤とする場合であっても、床固工は現在の地盤に収まる所に位置を設定することが原則である。また、曲部等偏流する区間に位置を設定せず、偏流による溪床低下を防止するためにも偏流区間の下流端に位置を設定することが望ましい。

7.3 床固工の重複高

溪流保全工における床固工群は階段状に設けられる。溪床が転石の累積あるいはそれに近い場合は相互に隣接する床固工の水通しと基礎高を水平としても差し支えないが、溪床が砂あるいは砂利層で形成されている場合は、床固工基礎は、前庭洗掘対策のため、下流床固工の水通し天端と重複させなければならない。ただし、三面張りの場合はこの限りでない。

7.4 溪流保全工内床固工の構造

溪流保全工内床固工の構造は、単独で計画される床固工の基準を採用すべきと考えられるが、当施設は護岸工等によって上下流を保護されており、溪流保全工の計画規模も単独の床固工とは異なること、さらに、当県の実績等を加味し、構造の基準を以下に定めるものとする。

7.4.1 水通し

水通し断面は、溪流保全工の断面に合わせる。

7.4.2 高さ

本体の高さ (H) は原則として、計画される落差 (H_1) に水叩き厚さ (t) を加えたものとし、落差の上限は3.0mとする。

7.4.3 本体の天端幅

天端幅 (B) は1.0~1.5mとする。磨耗等を考慮し、土石流区間では1.5mを標準とする。

7.4.4 本体の断面

本体は砂防堰堤に準じた断面とし、安定計算を行って想定される外力に対し安定性を確保しなければならない。本体の上流が三面張り構造であっても、何らかの事態を備え、本体の安定性を欠くことのない様、同様に安定計算を行うものとする。なお、外力の組合せについては表 9-4-45に留意する。

表 9-4-45 溪流保全工内床固工の安定性検討時の留意事項

区間、整備率	安定計算	
	土石流時	洪水時
土石流区間かつ土砂整備率が100%未満の場合	○	○
土石流区間だが、上流止めの堰堤等により土砂整備率が100%の場合	—	○
土石流区間以外	—	○

7.4.5 本体の袖部

溪流保全工内床固工には袖部を設け、袖天端の勾配は水平、袖天端幅は水通し天端幅と同一とする。

袖は地山に取り付けることが望ましいが、連続して設ける場合は、数基に1基（3基に1基程度）の袖は地山に取り付けるものとする。（図 9-4-134参照）。

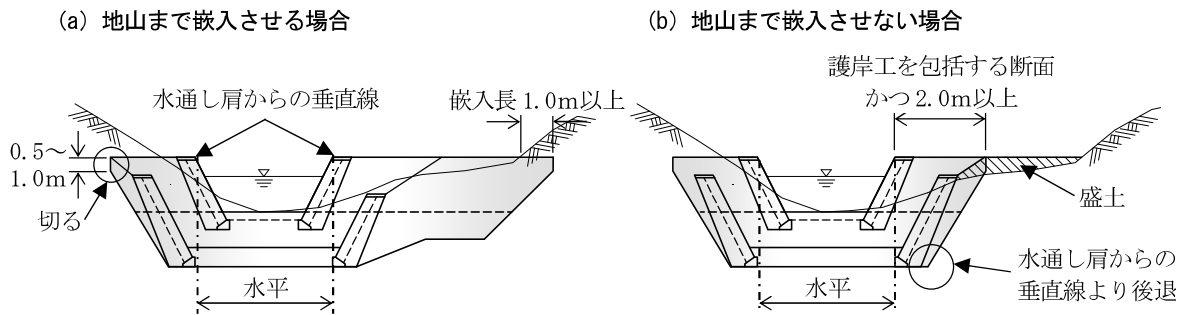


図 9-4-134 溪流保全工内床固工の袖部の嵌入長と形状例

7.4.6 水叩き

水叩き長（ L ）は、図 9-4-135に示すとおりとし、係数は水叩きが水平の場合は2.0、水叩きに勾配を付す場合は3.0とする。

水叩きの厚さ（ t ）は0.7～1.0mとする。水叩き面は原則、水平とする。

前庭部に側壁護岸等の護岸を設置する場合は、砂防堰堤の側壁護岸に準じ、平面位置は溪流保全工内床固工の水通し肩の点を下ろした垂直線より後退させなければならない。また、その他の構造も砂防堰堤の側壁護岸に準じる（本章第3節5.7 参照）。

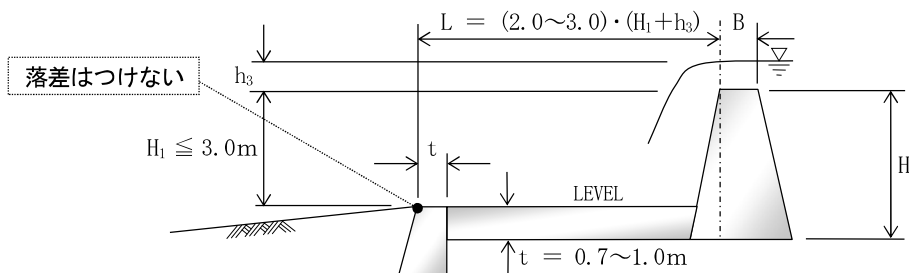


図 9-4-135 溪流保全工内床固工一般図

7.4.7 垂直壁

垂直壁は下流の溪床に合わせ、以下の構造とする。垂直壁には袖部を設け、袖天端の勾配は水平、袖天端幅は水通し天端幅と同一とする。

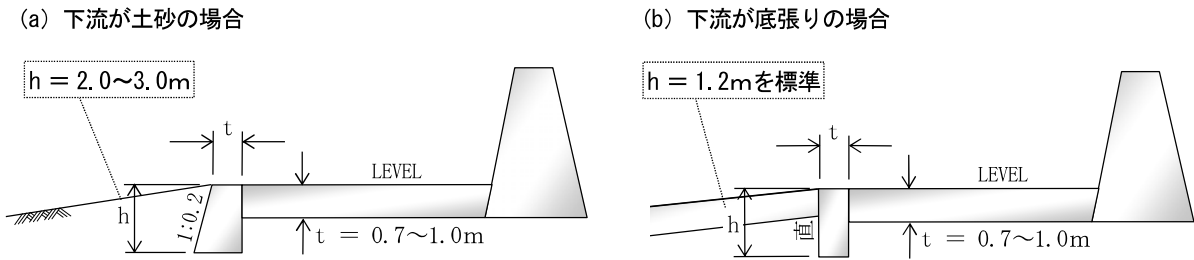


図 9-4-136 溪流保全工内床固工の垂直壁

8. 支川処理

本川と支川との合流点には、横工を設け、護岸の決壊や越堤、洗掘等のないように設計しなければならない。

解 説

本川、支川とも土砂の流出が少なく、河床勾配、計画高水位が同じような河川の場合には（両方の掃流力が同じ場合）、合流点下流の溪流保全工幅は本川、支川の各流路幅の和をもって計画幅とすることがよい。これは、本・支川が同一勾配、同一水深の場合に適用できるものである。そして、これらの計画河幅は水深と勾配から決められる。もちろん、合流点の下流に横工を設ける必要がある。

本川の掃流力の方が支川よりも大なる場合には、支川の土砂は本川の流水とともに流下するため問題はないが、支川の掃流力の方が大きい場合には合流点下流に土砂の堆積が生じ、断面の不足を起こす危険がある。

そこでこのような場合には a_3 は $a_1 + a_2$ の和よりも小さくして、掃流力を大きくすることが土砂堆積を防止する一つの方法で極端な場合には $a_3 \approx a_1$ とすることもある。

この場合、掃流力が増すということは水位が大きくなることを意味するので、護岸破壊の危険や洗掘の問題を生じる。そこでこのような合流点処理に際しては、計画高水位のとり方に十分注意しないと思われぬ失敗を生ずることがある。

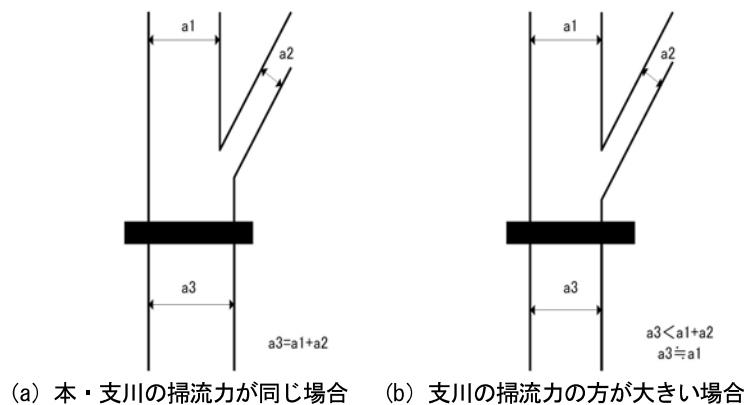


図 9-4-137 本川と支川の川幅

9. 上流端処理（止工）

溪流保全工の上流端には、溪流保全工を施工する溪流の荒廃状況、砂防工事の進捗状況を問わず、万一の土砂流出に対応するため、流出土砂抑制・調節効果を持つ砂防堰堤もしくは床固工の施工を必要とする。

解説

砂防堰堤もしくは床固工は遮水機能をも有するよう袖の嵌入等は十分考慮して計画することが必要である。ただし、砂防堰堤の副堰堤又は垂直壁に溪流保全工を取り付ける場合は、流出土砂が砂防堰堤に安全に貯留されることが必要条件であり、砂防堰堤自体が調節・捕捉効果、縦横侵食防止等の目的を持つ場合であれば、そのような砂防堰堤と溪流保全工の直結は土砂害を招く恐れが生ずるので、砂防堰堤と溪流保全工の間には、適当な長さの土砂調節区間を設けることが望ましい。

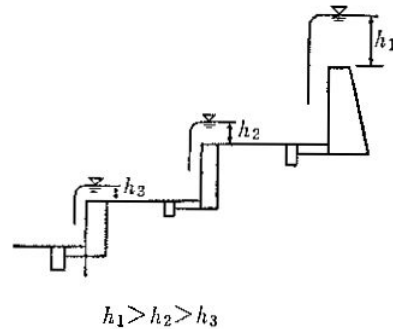


図 9-4-138 水位変化

最上流端の砂防堰堤又は床固工は、堰の断面として計画するが、溪流保全工の断面は開水路の流路断面とするため、その間に取合せ部が必要となる。取合せ部は水理条件を急変させないように図 9-4-139 に示す構造を基本とする。

射流域において床固工の袖を溪流保全工内に出しておくこと、そこで水位が上昇して越流をする可能性がある。土木研究所の実験によると、袖の上流部のすり付けがあまり急すぎると床固工下流部に衝撃波が発生して河床を乱す場合があるので注意を要する。

また、止工の砂防堰堤もしくは床固工の水通し高さは、現溪床高より高くし、流水が完全に集水できる位置とする

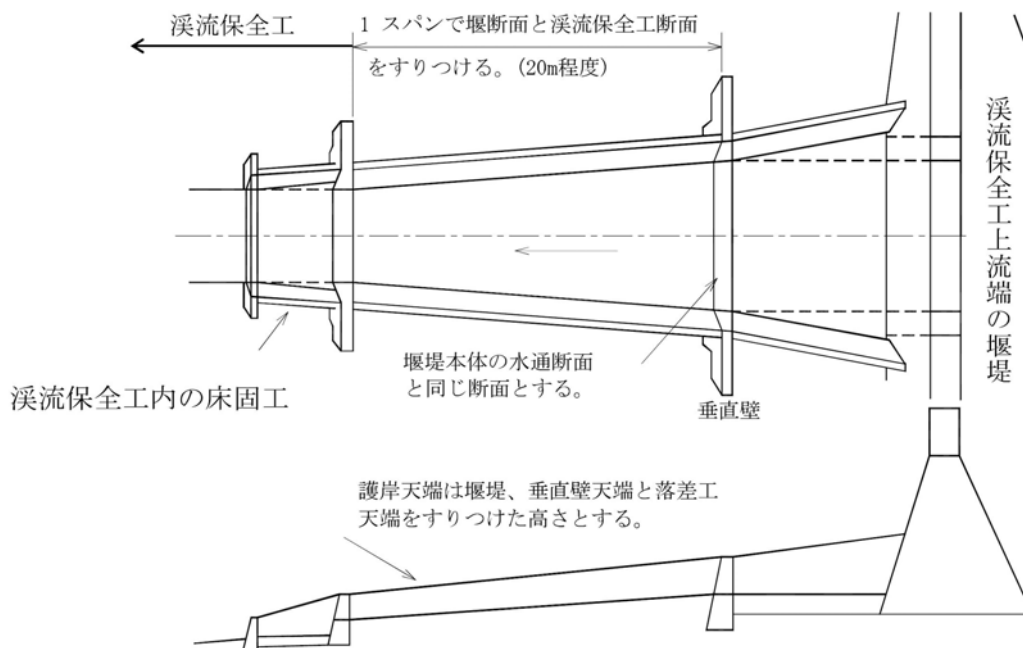


図 9-4-139 砂防堰堤との擦り合わせ例

10. 護床工

10.1 帯工

単独床固工の下流及び階段状床固工群の間隔が大きく、なお縦侵食が行われ、あるいはその恐れがある場合は、帯工を計画する。

解説

10.1.1 配置

帯工は原則として落差を考えない床固工であって、高さはその天端を溪床と同高とし、床固工の形成する安定勾配又は計画溪床勾配の線に沿って計画する。勾配変化のある場合は、その折点に床固工を計画し、帯工によって勾配を変化させないことを原則とする。

また、一つの勾配がかなり長い距離で続く場合、中間における護岸の基礎洗掘を防ぐ意味で、中間に帯工を設ける。この帯工の間隔は、通常その勾配を表わす分数の分母の数を距離に読み替えた程度を原則とする。三面張り溪流保全工における帯工の間隔は、一般には計画溪床勾配の分母の数の2倍程度を距離に読み替えて設置することが多い。

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

帯工の安定計算は、床固工に準じ外力は静水圧のみで行うが、最悪の場合を想定して下流溪床は無視して行うのが一般的である。

帯工の位置は、床固工同様、構造物の被害を最小限にとどめるため、袖部全体が現在の地盤に嵌入できる所が望ましい。

10.1.2 構造

帯工の構造は、図 9-4-140に示す下記を標準とする。帯工には袖部を設け、袖天端の勾配は水平、袖天端幅は水通し天端幅と同一とする。

袖部の嵌入長及び形状は、図 9-4-141を標準とする。

- ・高 さ： $h = 1.2 \sim 1.5 \text{ m}$
- ・天 端 幅： $b = 1.0 \sim 1.2 \text{ m}$
- ・下流法勾配： $1 : 0.2$

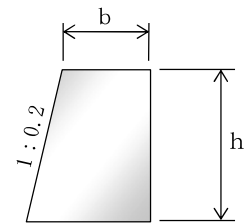


図 9-4-140 帯工構造

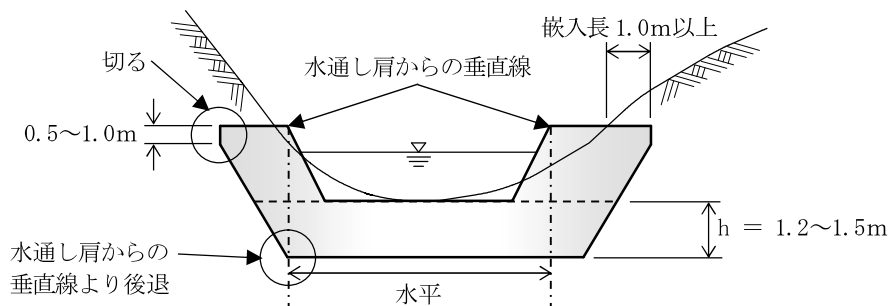


図 9-4-141 帯工の袖部の嵌入長及び形状

10.2 底張工

溪流保全工は原則として底を張らない構造とするが、計画区間において、その河床を構成する粒径に対する限界流速が計画勾配と計画水深によって生ずる流速より小さくなる場合には、三面張りとしてよい。溪流保全工の底張りは、流水及び磨耗に耐える構造として設計するものとする。

解 説

溪流保全工を計画する際には、原則として底を張らない構造とする。渓床勾配等で河床の抵抗力より掃流力がまさる場合においても、勾配緩和等計画段階で検討し、できるだけ三面張りは避ける。しかし勾配緩和河幅拡大等を考慮してもなおかつ掃流力のほうが河床の抵抗力より大なる場合には三面張りとすることを考慮する。

なお、限界掃流力の式には、シールズ公式、岩垣式等がある。

溪流保全工の底張りは、現河床材料では計画河床勾配の維持が困難となる場合に設けるものとし、コンクリート張り、ブロック張り等がある。一般には溪流保全工の計画河床幅が狭く流域面積が 2 km^2 以下の小規模な溪流では、厚さ 0.3 m 程度のコンクリート張り（三面張り）が採用されている例が多い。

計画河幅が $2\sim 3\text{ m}$ 以下の場合、二面張りより三面張りとするほうが、経済的となることが多い。

三面張りの設計は、図 9-4-142のように流域面積が 3 km^2 以下の小規模な溪流では、厚さ $30\text{ cm}\sim 50\text{ cm}$ の底張りが用いられている（標準 30 cm ）。

底張工は、磨耗に十分耐えるように設計することを原則とする。なお、火山泥流の多発する桜島での磨耗深には、1回の泥流で 2 cm 、2年間で 1 m という実績がある。

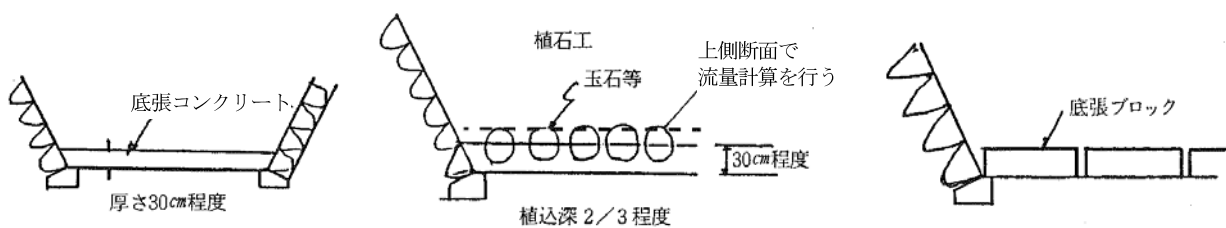


図 9-4-142 底張工の事例

11. 管理用道路

溪流保全工には、管理・点検用に管理用道路（通路）を設け、道路幅は 3.0 m とする。ただし、地形的にやむを得ない場合や、近接して溪流と並行する既存道路がある場合等は、この限りでない。

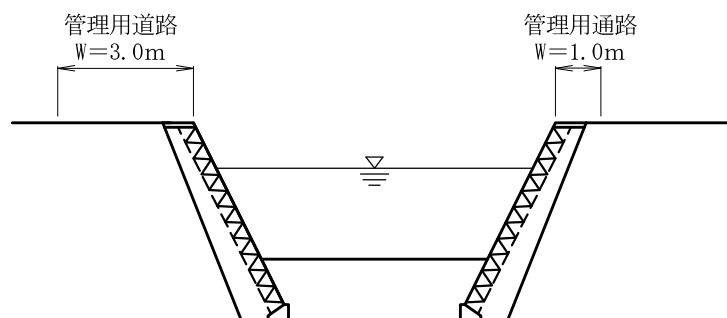


図 9-4-143 溪流保全工の管理用通路

第9節 山腹保全工の設計

1. 総 説

山腹保全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ものとする。

解 説

山腹保全工は、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等によりそれらの機能の増進を図る山腹保育工からなる。山腹工とは、とくしや地あるいは崩壊地に植生を導入し、表土の風化、浸食、崩壊の拡大を防止して、土砂生産の抑制、土石流及び流木の流出防止を図ることを目的とするものである。

山腹工の種類は、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工、山腹斜面補強工に大別される。ここでは、山腹基礎工と山腹緑化工について記述する。山腹基礎工とは、のり切工等を行った後の堆積土の安定を図るとともに、山腹排水路を設け、雨水による侵食を防止することにより、施工対象地を将来林地とするための基礎作りを行う工法である。山腹緑化工は、施工対象地に直接植生を導入して緑化を図る工法である。それぞれの中に含まれる代表的な工種は、次のとおりである。

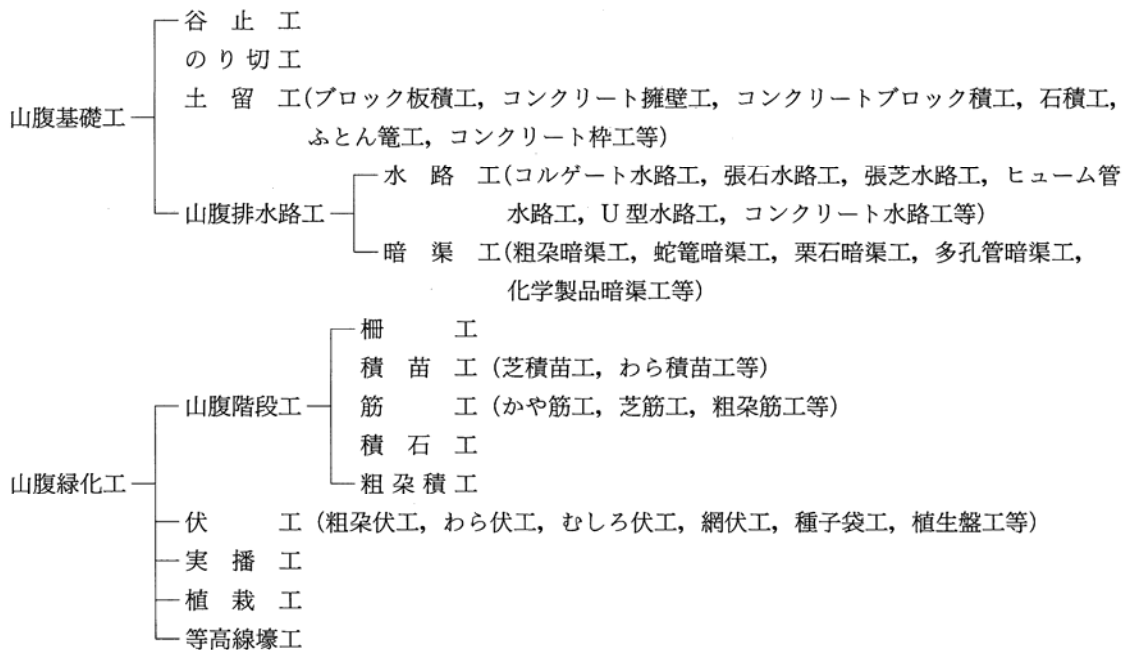


図 9-4-144 山腹工の代表的な工種

山腹工の工種は、一般には次の基準により選定する。

- ① 地質及び気象等の環境別工種
- ② 荒廃形態別の工種

設計順序に沿って工種の選定を検討すると、次のようになる。

- (1) とくしゃ地
- (2) 崩壊地

主に、乱伐等によって土壌が流出し植生がなくなり、表面侵食が行われている箇所（とくしゃ地）では、植生を主体とする山腹緑化工に重点をおいて設計する。

また、山腹の一部の崩落地（崩壊地）においては、土砂の安定を図るため工作物を主体とする山腹基礎工に重点をおいて設計する。

山腹工の設計は次の順序で行う。ただし、（ ）内は主として使用される工種である。

(1) とくしゃ地

谷止工 → 土留工（ブロック板積工） → のり切工 → 山腹階段工（積苗工、筋工）
→ 伏工（粗朶伏工、わら伏工、種子帯工、植生盤工等） → 植栽工

(2) 崩壊地

谷止工 → 土留工（コンクリート擁壁工、コンクリートブロック積工）
┌───┐
│ [自然復旧の期待できるところ] │
│ → 山腹工終了 │
│ [自然復旧の期待しにくいところ] │
│ → 山腹排水路工（コルゲート水路工、粗朶暗渠工） → 山腹階段工（積苗工、筋工） │
│ → 伏工 → 植栽工 │

2. 谷止工

谷止工は、砂防堰堤に準じて設計するものとする。

解 説

谷止工は侵食の規模の大きいとくしゃ地及び崩壊地において、侵食の防止及び他の工作物の基礎とする工法である。

崩壊地における山腹工施工例

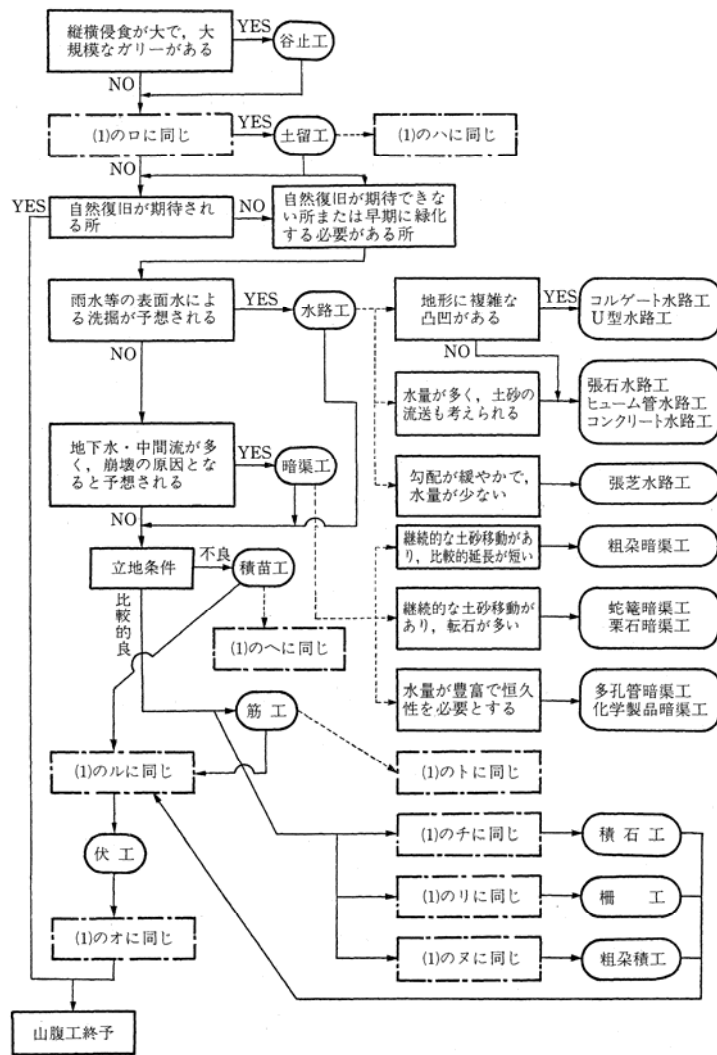


図 9-4-147 崩壊地における設計フロー

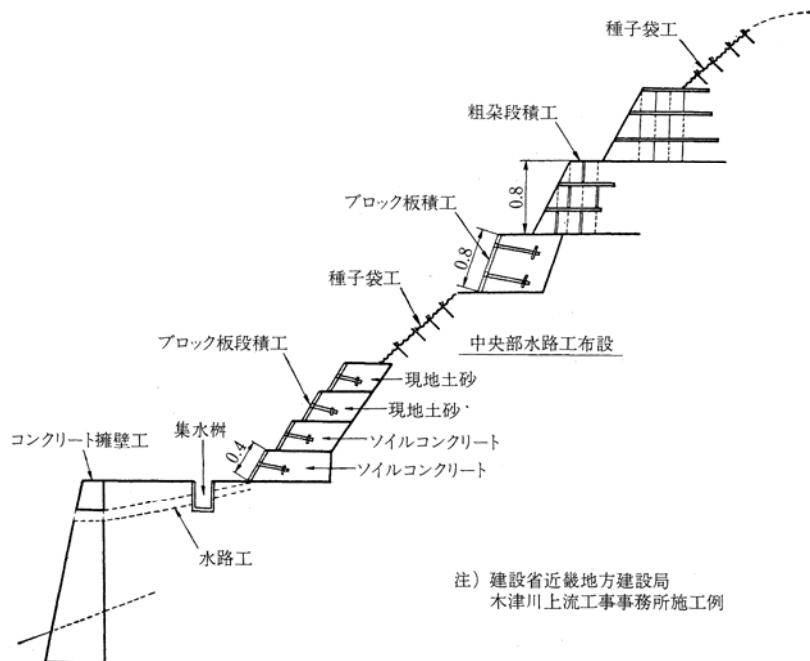


図 9-4-148 崩壊地（施工例）断面図（単位：m）

3. のり切工

のり切工は、山腹斜面の安定を図りうる構造として設計するものとする。

解 説

のり切工とは、山腹斜面に不規則な起伏及び急峻な斜面があつて、放置すれば将来斜面の安定を保つことができないと予想される場合、起伏を修正し緩斜面として安定した斜面を造る工法であり、のり切面の直高が高い場合には原則として上部を急斜面に、下部を緩斜面にするものとするが、のり切勾配は1割5分を標準とする。

のり切りが大規模で掘削土砂が多量な場合は、斜面の安定を図るため押さえ盛土を実施する場合もある。押さえ盛土とは、不規則な起伏や急峻な斜面を安定にするため、石積工や編柵工を基礎として土砂等により盛土して段斜面を造る工法であり、一般に施工地付近に石材が多い場合は石積工とし、石材の乏しい場合は編柵工を基礎とする。

4. 土留工

土留工は、地形、地質、気象等の条件及び安全性を考慮して、設計するものとする。

解 説

土留工は、のり切工において堆積地の傾斜が急な場合、堆積土砂の安定を図り、上部に施工する山腹工の支えとするものである。また、とくしや地及び崩壊地の斜面が急勾配である場合や、上部の林地が急傾斜である場合は、土留工を計画することにより、のり切面積を最小限にとどめ、のり勾配を緩和させることができる。

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

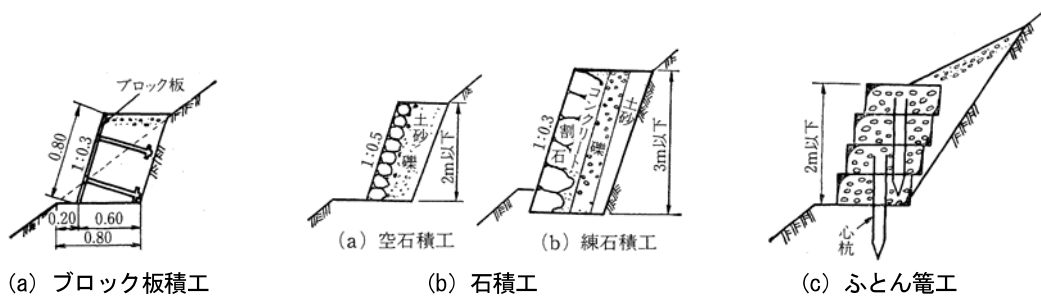


図 9-4-149 土留工の例

ブロック板積工は、軽量であるため運搬に便利でかつ施工も容易であるが、土圧の大きな箇所には適当でない。

コンクリート擁壁工及びコンクリートブロック積工は、一般土木工事に準じて使用するものとするが、比較的土圧の大きな箇所に使用することができる。

石積工には、空石積工、練石積工があり、空石積工は高さ2mを限度とし、のり勾配は5分より急にしないことを標準とする。また、練石積工は高さ3mを限度とし、のり勾配は3分より急にしないことを標準とする。

ふとん管工は、永久工作物でなく、原則として高さ2 m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2 mを標準とする。

コンクリート杭工は、基礎地盤の不安定な箇所を使用するものとする。

5. 水路工

水路工は、流水を速やかに安全に計画対象区域外へ排水しうる構造として、設計するものとする。

解説

水路工は流水による斜面の侵食を防止するために設けるものであり、その設計においては、勾配の急変を避けるとともに徐々に緩勾配に移すこととし、崩壊地帯の凹凸の地盤に十分埋め込み、周囲の流水を集めやすいよう配慮する。通水断面は、対象流量を安全に流しうるように十分に余裕を持たせる。また、水路工の上、下流端には、土留工あるいは帯工を設ける。

また、水路長が長い場合には、水路長20～30mごとに帯工を設けて水路の安定を図る。

水路工の種類は、使用材料によってコルゲート、張石、張芝、ヒューム管、コンクリート水路工等に分けられる。

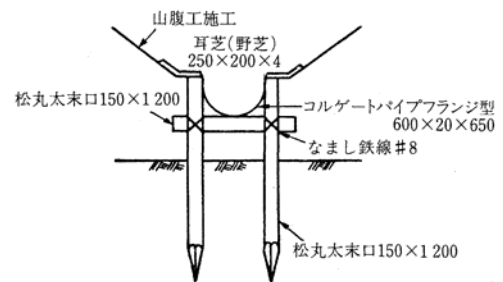


図 9-4-150 コルゲート水路工の例 (単位 : mm)

6. 暗渠工

暗渠工は、原則として不透水層の上に設けるものとし、速やかに地下水を地表面に導き、排水しうる構造として、設計するものとする。

解説

暗渠工は、斜面の安定に対して悪影響を及ぼす恐れのある地下水を排除するために設けるものであり、湿潤なところや湧水の生じるところ等の地下水を最も容易に排水できるように配慮し、地山の不透水層の上部に設けるものとする。

暗渠工の使用材料としては、粗朶、蛇籠、栗石、多孔管、化学製品等があり、粗朶暗渠工は、小規模な暗渠として使用される。蛇籠暗渠工は、地盤が不安定で変動しても有効に働くようにするために使用するもので、一般に円筒形蛇籠を用いる。栗石暗渠工は、地下水が多い場合に用いられ、石の径は0.05～0.15mのものを使用している。また、最近では多孔管及び化学製品等を使用することもある。

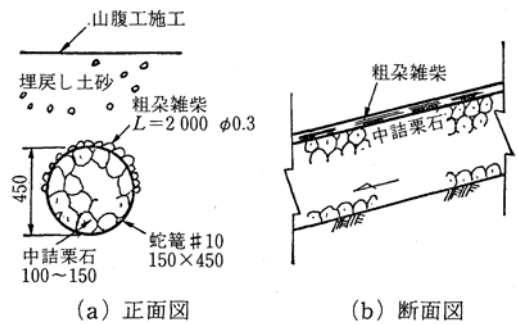


図 9-4-151 蛇籠暗渠工の例 (単位 : mm)

7. 柵工

柵工は、山腹斜面の表土の流出を防止しうる構造として、設計するものとする。
 なお、柵工は、原則として切り取り部で使用するものとし、盛土部での使用は避けるものとする。

解説

柵工は、施工地付近に山芝や石材が乏しく、山腹斜面の土層が比較的厚く植生の導入が容易な箇所において用いるものとする。

柵工は、使用材料によって、編柵工、コンクリート板柵工等がある。

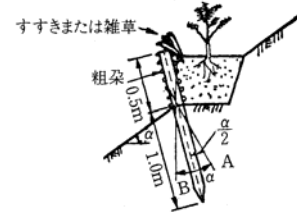


図 9-4-152 編柵工の例

8. 積苗工

積苗工は、地山が露出した斜面の安定を図りうる構造として、設計するものとする。その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

解説

積苗工は、地山に直高1.5m程度、幅1m程度の階段状の段切を行った後、芝、又はわらを積み、土砂で埋め戻して植栽床とするものである。

積苗工には、使用材料によって芝積苗工、わら積苗工等に分けられる。芝積苗工は、寡雨、乾燥地帯の荒廃地の積苗工として代表的なものであって、芝の供給可能な場所に適する。立芝とする場合は、通常3枚以下とする。わら積苗工は、芝積苗工の主材料である芝の不足場所に設けるものとする。

なお、段積苗工とは、積苗工を斜面において段階的に連続して設ける工法で、主に堆積土砂の上に施工するものである。

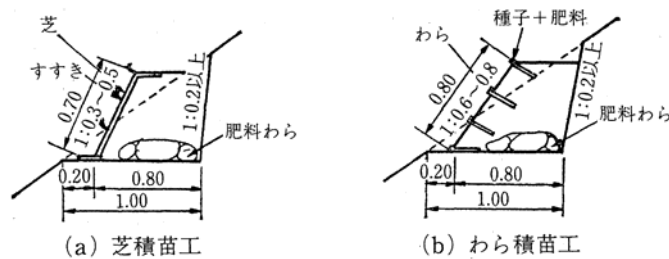


図 9-4-153 積苗工の例 (単位 : m)

9. 筋工

筋工は、斜面の安定を図りうる構造として、設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

解説

筋工には、使用する材料によって、かや筋工、芝筋工、粗朶筋工等に分けられる。

かや筋工は、一般には直高1.0～1.5m、階段幅0.4～0.6m、かやを1mあたり0.2～0.3束で施工する。また、地味の良い比較的傾斜の緩やかな堆積土の地帯で、かやの生長が期待できる箇所では、階段を設けない場合がある。

粗朶筋工は、比較的水分の多い所で粗朶の入手しやすい箇所に施工される。一般に粗朶筋工は、直高1.0～1.5m程度、階段幅0.6～0.8m程度、粗朶の積高0.4m程度、粗朶の長さ0.4m程度、粗朶束の径0.1m程度とし、その束の間にかや株あるいは多年生草を埋め込み、粗朶の腐朽に備えるものとする。

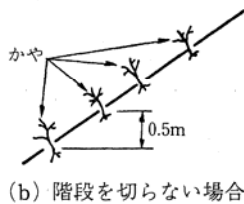
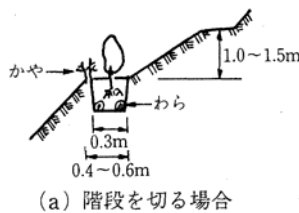


図 9-4-154 かや筋工

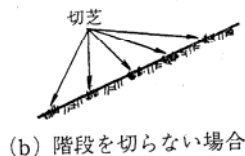
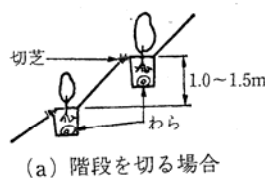


図 9-4-155 芝筋工

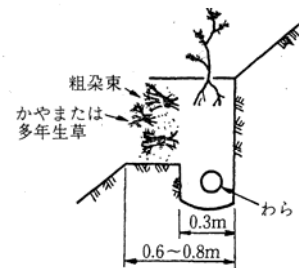


図 9-4-156 粗朶筋工

10. 伏工

伏工は、積苗工、筋工等の間の、のり面における表面侵食を防止しうる構造として設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

解説

伏工には、使用材料によって、粗朶伏工、むしろ伏工、網伏工等がある。

伏工は、崩壊地やとくしゃ地において、のり面の表面侵食を防止する工法で、使用材料が腐朽するまでにのり面を安定させるため、草木の種子を播種することが望ましい。この場合、主として粗朶伏工、網伏工を用いる。

また、直接播いた草木の種子の流亡防止を目的とし、施工地の立地条件が比較的良い箇所では、わら伏工、むしろ伏工等を用いる場合もある。

粗朶伏工は一般に比較的面積の小さなとくしゃ地、又は積苗工、筋工ののり面に用いられ、粗朶の入手が容易で止杭が確実に打ち込める箇所に用いる。一般に粗朶伏工は、粗朶を横に並べ、1.0mごとに縦木(押木)を設置し、止杭によって固定する。

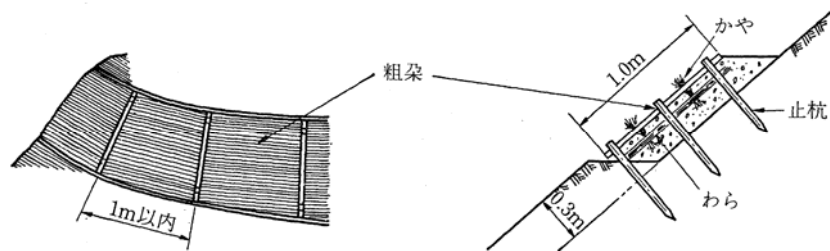


図 9-4-157 粗朶伏工

網伏工は、緩斜面で軟弱な山腹に適合している。網目の大きさは普通縦径2 m、横径4 mの菱形とし、接合点及び粗朶の間を竹串、又は杭により固定する。網目には、施工地に適した根の繁茂する苗木を植栽することもある。なお、最近では合成樹脂製品を利用してその中に草木の種子を入れた種子袋工や植生盤工等が多く採用されている。

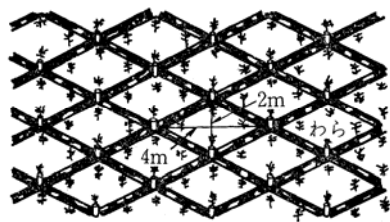


図 9-4-158 網伏工

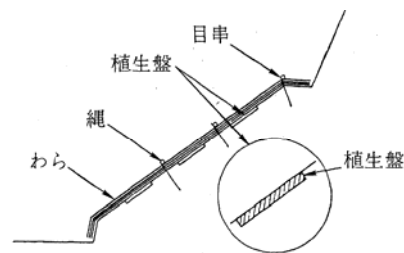


図 9-4-159 わら伏工及び植生盤工

11. 実播工

実播工は、草木の種子を直接播くことにより早期に緑化が図りうるよう選定するものとする。

解 説

実播工は草木の種子を直接播き、早期に緑化を図ることが目的であり、山腹斜面が緩やかで土壌条件の良好な箇所に用いる。実播工として使用する草本類は、周囲の植生状況を考慮し、単一なものに片寄らず生育期間の異なる草木を選択することを原則とし、乾燥地、瘦地に耐えるもの、根茎、地上茎がよく繁るもの、再生力が強く多年生であるもの、草丈が低く広がり性の大きいもの、秋から早春にかけて成長するものを用いる。

実播工を急傾斜地で用いる場合は、一般に伏工等により種子、肥土の流亡を防ぐことに留意する必要がある。実播工に用いる草本には、特定外来種は使用しないこと。

12. 植栽工

植栽工は、早期に緑化することにより斜面の安定を図りうるよう選定するものとする。その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

解 説

植栽工に用いる適木としては、乾燥地、瘦悪地に耐えるもの、根茎の発達が旺盛で速やかに土地を固定するもの、萌芽力の旺盛なもの、諸種の害（病虫害、寒気、早害、温度変化）に対して抵抗力の大きいものを用いる。

植栽工に用いる樹木には、特定外来種を使用しないこと。

13. その他

そのほか、積石工、粗朶積工、等高線壕工等がある。

解 説

(1) 積石工

積石工は、常時水分の多いところ、又は雨水が集中してのり切面の土砂が流出しやすい所で強度を必要とする箇所に適し、山腹に凹凸が多くかつ地質が堅い箇所ののり切工に際して、転石が多い箇所で積苗工の代わりに用いる工法である。通常、石の控え長は0.3m程度、のり勾配は3～4分、積石の高さ0.5～1.0m、犬走り0.15～0.2mを標準とする。

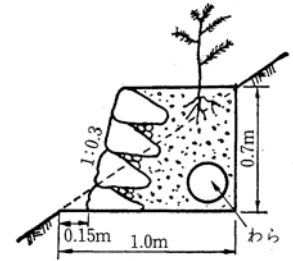


図 9-4-160 積石工の例

(2) 粗朶積工

粗朶積工は、一般に凍上、凍結の激しい地帯で山腹斜面の水分保有量を大きくするために用いる工法で、高さは1.0m程度を標準とする。

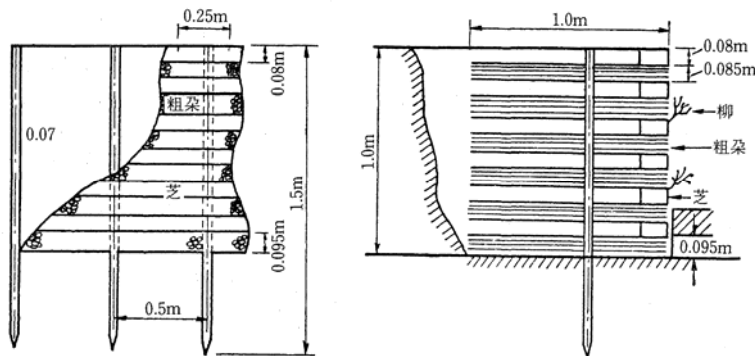


図 9-4-161 粗朶積工の例

(3) 等高線壕工

等高線壕工は、とくしや地等の荒廢地に等高線に沿った溝を設け、斜面に降った雨水、雪等を山腹に滞留、吸収させ、草木の生長を可能ならしめて土砂の流出を防止する工法である。

溝は等高線に沿って水平に掘るものとし、間隔は6～12mを標準とする。溝には6～12m間隔で間仕切り堤を設けるものとし、その堤高は谷川の溝の土堤より0.1m程度低くする。溝の断面は、山腹の傾斜、表土の状態を考慮し、貯留水が越流しないよう十分な断面とする。

溝が比較的大規模な(0.6×0.6m以上)谷を横断する場合は、溝の横断前後に谷川の堤防と同高の間仕切り堤を設けることを標準とする。

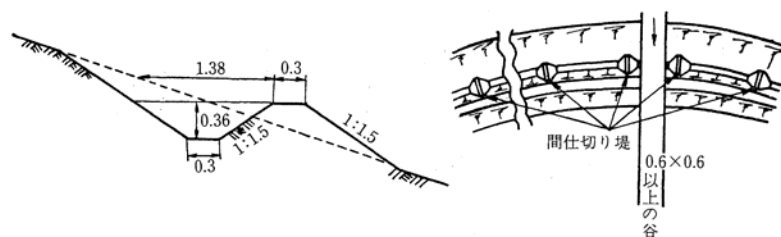


図 9-4-162 等高線壕工の例 (単位 : m)

第10節 堆積工の設計

1. 総説

堆積工は、上流域の砂防工事で、下流流路の許容流砂量まで流出土砂量を減じることができない場合に設けるもので、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。

解説

堆積工は、流路の一部を拡大して土砂礫を堆積させるもので、土石流の常襲地、扇状地、溪流保全工の上端に設ける場合が多い。

堆積工の容量は、予測される堆積土砂量をもとに決定するが、年1回程度の除去作業で機能が回復できる容量以上とすることが望ましく、堆積土砂の除去作業の便を考慮して搬出路その他の施設の設計を行う。

堆積工の設計順序は次のとおりとするのが一般的である。

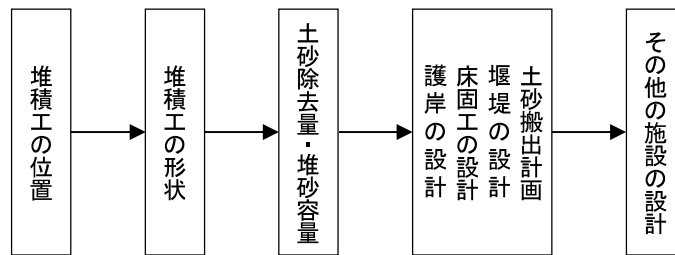


図 9-4-163 堆積工の設計順序

堆積工の平面形状は地形の特性を考慮して設計するが、角形、将棋コマ型、とっくり型、胃袋型がある。

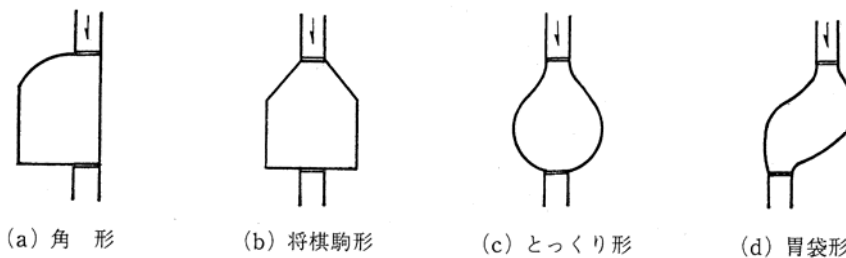


図 9-4-164 堆積工の平面形状の例

堆積工の堆積土砂の掘削、除去により、上下流及び溪岸に支障を及ぼさないよう、必要に応じて上下流部に砂防堰堤もしくは床固工を仕切りとして計画し、溪床の安定・維持を図る。また、流入部の幅を急に広げると流入部付近に土砂が沈砂し、土砂の堆積が上流に進行し、上流流路の河積を減じて流水の氾濫をきたすことになる。溪流の状況、施工位置等によって異なるが、拡幅の角度 θ は経験上 30° 程度が適当とされている。

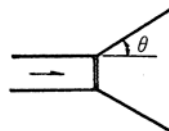


図 9-4-165 堆積工の入り口拡幅角度

2. 土石流堆積工の設計

土石流堆積工は、土石流を減勢し堆積するための土石流・流木対策施設であり、土石流分散堆積地と土石流堆積流路とがある。

解 説

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

(1) 土石流分散堆積地

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

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

(2) 土石流堆積流路

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

2.1 土石流分散堆積地

2.1.1 形 状

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

解 説

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

2.1.2 計画堆砂勾配

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

解 説

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

2.1.3 計画堆積土砂量

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

解 説

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

2.1.4 構造

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

解 説

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

土石流分散堆積地の幅（ B_2 ）は上流部流路幅（ B_1 ）の5倍程度以内を目安とする。

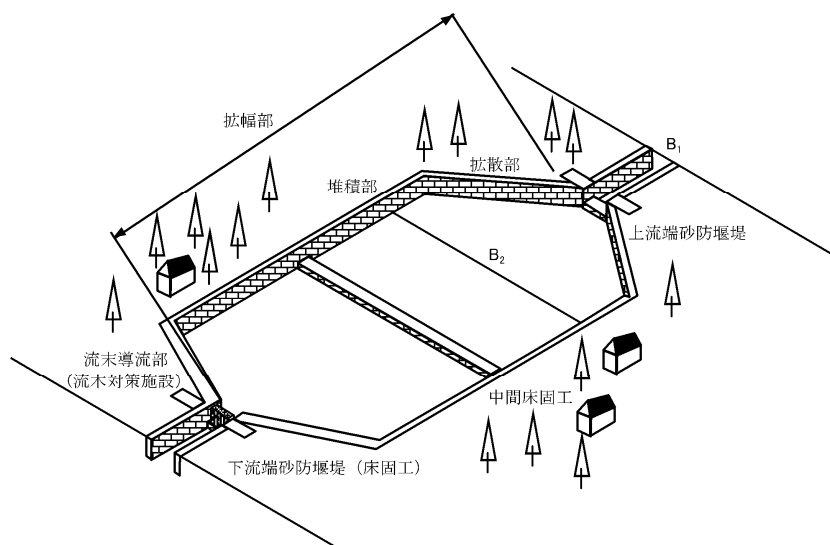


図 9-4-166 土石流分散堆積地

2.2 土石流堆積流路

土石流を扇状地内の流路に積極的に堆積させる、また、護岸工等により溪岸侵食を防止する。

解 説

流路に土石流を積極的に堆積させるために、流路勾配の緩和、流路断面の拡幅により、土砂輸送能力を低下させる。ただし、土石流発生以前の常時の流量において土砂が堆積するようでは、土石流発生時での堆積容量が減少する。従って、常時の流出土砂量（土砂混入濃度）を想定し、これが堆積しない程度まで流路勾配を緩くするものとする。

土石流等により土石流堆積流路内に土砂が堆積した場合は、速やかにこれを除石する。

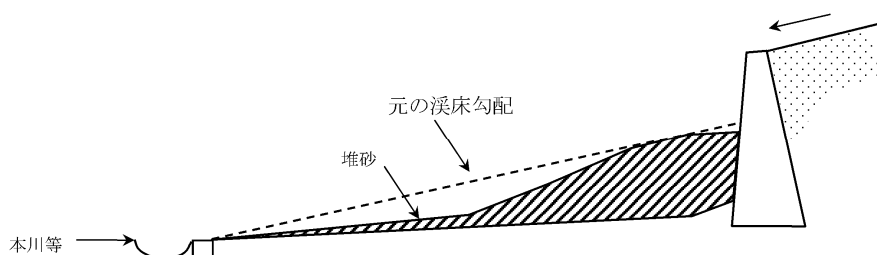


図 9-4-167 土石流堆積流路

第 1 1 節 その他施設の設計

1. 土石流導流工

1.1 総 説

土石流導流工は、土石流を安全な場所まで導流するもので、土石流ピーク流量に対応する断面とする。

解 説

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

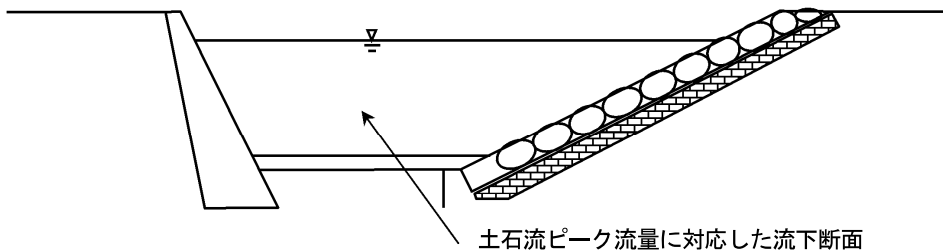


図 9-4-168 土石流導流工

1.2 断 面

土石流導流工の断面は、土石流の流量と水深を考慮し、これに余裕高を加えたものとする、なお、堆積遡上により氾濫しないように注意する。

解 説

土石流導流工は、安全な場所まで土石流を導流するよう、土石流・流木捕捉工の砂防堰堤を 1 基以上設けた後、又は土石流堆積工を設けた後それらに接続するよう計画する。

計画流量は、溪流全体の施設配置計画において施設により整備される土砂量の計画流出土砂量に対する比だけ土石流ピーク流量が減少すると仮定して決定する。ただし、計画規模の年超過確率の降雨量から求められる清水の対象流量に10%の土砂含有を加えた流量を下まわらないものとする。

土石流導流工の幅は土石流の最大礫径の 2 倍以上、又は原則として 3 m 以上とする。なお、計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流が上流域で十分処理される場合は通常の溪流保全工を計画するものとする。余裕高は表 9-4-46 の通りとする。ただし、河床勾配による表 9-4-47 の値以下にならないようにする。ここで、 D_d は水深 (m) とする。

表 9-4-46 土石流導流工の余裕高

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

表 9-4-47 土石流導流工の河床勾配による基準

勾 配	$\Delta D_d / D_d$
1/10 以上	0.5
1/10~1/30	0.4

1.3 法線形

土石流導流工の法線形はできるかぎり直線とする。

解 説

土石流は直進性をもっているため、導流工の法線形は直線とするのが望ましい。地形及び土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとし、その湾曲部の曲率半径は下記の式で求め、中心角 30° 以下とする。

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

B_r : 流路幅 (m)

$\theta_{r(L)}$: 湾曲部曲率半径 (m)

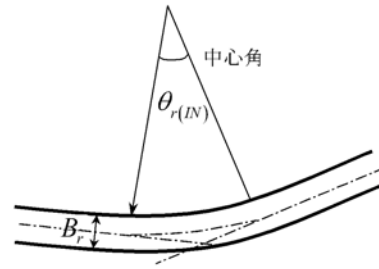


図 9-4-169 土石流導流工湾曲部の法線形

1.4 縦断形

土石流導流工の縦断形は、急な勾配変化を避ける。なお、土砂の堆積遡上が予想される場合は、これに対して安全な構造とする。

解 説

土石流導流工は、安全な場所まで導流させることが必要なため、急な勾配変化を設けることにより土砂が堆積しないようにする。また、流末において土砂の堆積遡上が予想される場合は、これに応じた護岸高を設定する等、安全な構造とする。

1.5 構造

1.5.1 溪 床

掘込み方式を原則とする。

解 説

土石流導流工は、安全上、掘込み方式を原則とする。

1.5.2 湾曲部

湾曲部では外湾部の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

解 説

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

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

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

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

D_d : 直線部での水深 (m)

B_r : 流路幅 (m)

U : 平均流速 (m/s)

θ_r : 水路中央の曲率半径 (m)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

2. 土石流緩衝樹林帯

2.1 総説

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

解説

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

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

2.2 土石流緩衝樹林帯の設計

土石流緩衝樹林帯は、土石流堆積区間で土石流の流速を低減させる目的で土石流堆積区間末端部付近に設定する。

堆砂空間の構造は、現在の地形を考慮し下流端に床固工等を配置し、小規模な出水を処理する常水路、導流堤、樹林、補助施設からなる。

解説

2.2.1 利用樹種

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

2.2.2 樹林の密度等

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

2.2.3 効果量

効果量は、整備後の樹林帯を考慮した粗度係数を求め、土砂の堆積量を掃流砂量計算等により算定し、計画区域内の溪床の不安定土砂量と併せたものを効果量とする。

計画平均堆積深は、0.3～0.5m程度とする。

2.2.4 樹林帯の保育

土石流緩衝樹林帯の機能を維持確保するために樹林帯の保育を行い、必要に応じ下刈、補植等を行う。

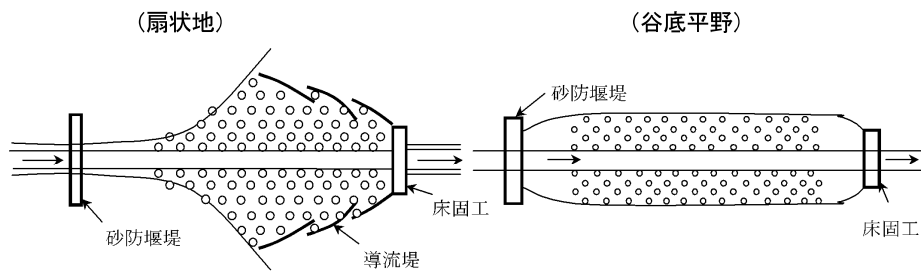


図 9-4-170 土石流緩衝樹林帯

3. 土石流流向制御工

3.1 総説

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

解説

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

3.2 土石流流向制御工の設計

土石流導流堤等により土石流の流向を制御するもので、越流を生じない十分な高さとするとともに、表のり先の洗堀に注意する。

解説

3.2.1 導流堤の法線形状

計画基準点よりも下流で土砂を流しても安全な場所があり、下流に災害等の問題を生じさせずに安全な場所まで土砂を流下させることができる場合は、土石流の流向を土石流導流堤等により流向を制御し、安全な場所まで導流する。流向制御工の法線は土石流直撃による越流を防止するために、流れに対する角度 (θ) は $\theta < 45^\circ$ とする。土石流の流向を 45° 以上変更する場合、導流堤を複数に分割し、霞堤方式に配置する。

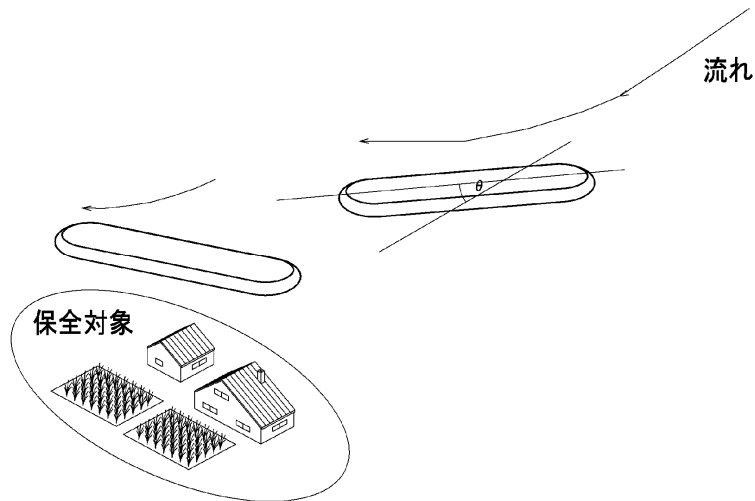


図 9-4-171 土石流導流堤の法線

3.2.2 土石流導流堤の高さ

流向制御工天端は原則として現溪床勾配と平行とする。高さは土石流の水深に余裕高を加えたものとする。土石流の速度及び水深は、本章第2節3.2に従って求める。

3.2.3 導流堤の法面保護及び法先の洗掘対策

導流堤の表法はコンクリート、石積み、コンクリートブロック積み、鋼矢板等による護岸により土石流の侵食から防護する。法先は護岸工の根入れ、コンクリートブロック等による根固め工、及び根固水制工等により洗掘に対して安全な構造とする。

3.2.4 除石

土石流流向制御工における堆積土は除石するものとする。

4. 掃流区間における流木対策施設

4.1 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。

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、原則として河川における洪水流として検討する。

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 Manning 式等により算出するものとし、流木を含むことによる流速、水深等への影響は考慮しないものとする。なお、流木の流速は洪水、土砂流の表面流速にはほぼ等しいと考えられるので平均流速の約1.2倍として計算する。

4.2 流木捕捉工の設計

4.2.1 透過部の高さ

流木捕捉工の透過部の高さは、流木止めによる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。

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。なお、図中の記号は下記のとおりである。

D_s : 流木止めによるせき上げを考慮した水位 (m)

ΔH_s : 流木捕捉に必要な高さ (m)

H_s : 流木止め (透過部) の高さ (m)

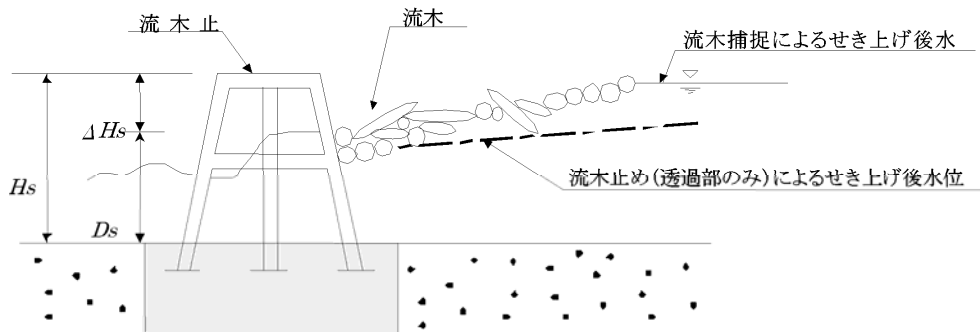


図 9-4-172 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ (H_s) の模式図

(1) せき上げ水位の計算

① せき上げ前の水深 D_{h0} 、平均流速 U_h

開水路形状：土砂混入流量により、 Manning式等により求める。

堰 形 状：土砂混入流量により、堰の公式で求める。

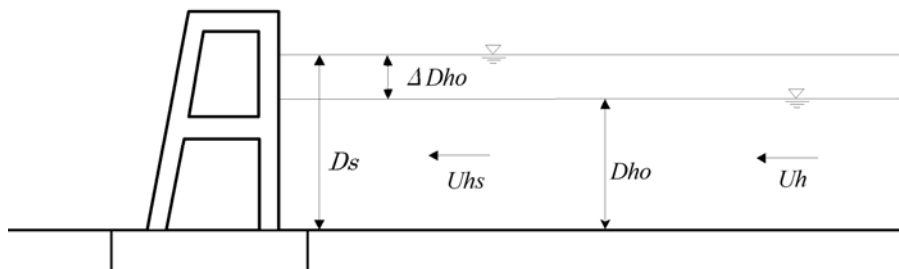


図 9-4-173 流木止めによるせき上げ水位

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。

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

Δh_{h0} : 流木止め工縦部材によるせき上げ高 (m)

K_m : 縦部材の断面形状による係数 (鋼管≒2.0、角状鋼管≒2.5、H形鋼≒3.0)

θ_m : 縦部材の下流河床面に対する傾斜角 (度)

R_m : 縦部材の直径 (m)

B_p : 縦部材の純間隔 (m)

U_h : 上流側の流速 (m/s)

③ せき上げ後水深 (D_s)

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

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

Q : 設計流量 (m³/s)

U_{hs} : せき上げ後の平均流速 (m/s)

B_s : 流下幅 (m)

(2) 流木止め工の高さ (H_s)

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

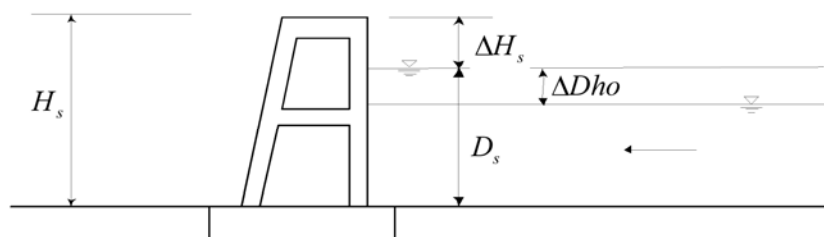


図 9-4-174 閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

4.2.2 透過部における部材の純間隔

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

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

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

d_m : 河床材料の平均粒径 (m)

σ : 砂礫の密度、一般に 2,600~2,650 kg/m³

ρ : 泥水の密度、一般に 1,000~1,200 kg/m³

g : 重量加速度 (m/s²)

② 摩擦速度の2乗 U_*^2

$$U_*^2 = g \cdot D_{f0} \cdot I$$

D_{f0} : 水深 (m) I : 河床勾配

③ 摩擦速度比の2乗 U_*^2 / U_{*cm}^2

①、②の値を用いて求める。

④ 付図の縦軸 U_{*ci}^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

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

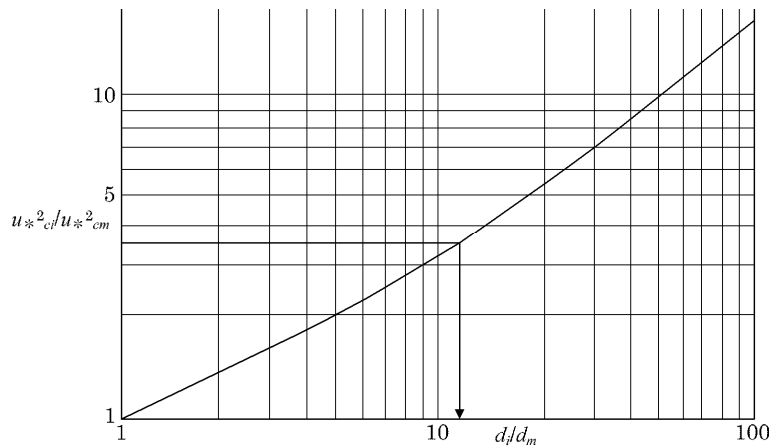


図 9-4-175 粒径別限界掃流力

⑤ 現地の最大転石と比較して、小さい方を最大粒径とする。

(2) 透過部の部材の純間隔

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

$$B_p \geq 2 d_i$$

B_p : 透過部の純間隔 (m) d_i : 最大転石 (m)

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

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

L_{wm} : 最大流木長 (m)

4.2.3 全体の安定性の検討

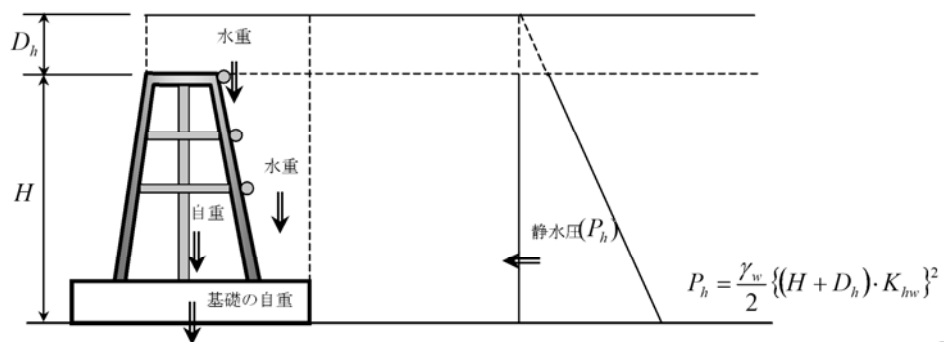
流木捕捉工の安定性の検討にあたっては、流木捕捉工が流木等により完全に閉塞された状態でも安定であるように設計する。

解 説

掃流区間における流木捕捉工の安定性の検討は、原則として本章第3節4に示す掃流区間に設置する砂防堰堤の設計によるものとする。なお、単独で設置される流木捕捉工の基礎部も含めた堰堤の高さは、堰堤高さ5m以下（床固工程度）を原則とするが、堰堤高さ5mを超える場合は、以下の点に留意し検討するものとする。

- ・流木捕捉工の透過部の高さを出来るだけ低くするように水通し幅を広く取り水深を低くする。
- ・基礎厚が厚く基礎天端と下流河床面に大きな落差が生じる場合や流木捕捉工の高さが高く越流水に大きな落差が生じる場合には、前庭保護工を検討し安定を確保する。

掃流区間において、流木止め工が流木で閉塞された状態の場合は、図9-4-176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。掃流区間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。



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

図 9-4-176 掃流区間の流木捕捉工の閉塞状況

表 9-4-48 流木対策施設（掃流区間）の設計外力

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高さ5m以下 (基礎含む)			自重、静水圧

4.2.4 部材の安定性の検討

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

解 説

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

流木の衝突による衝撃力は、礫の衝突による衝撃力を準用する。

掃流区間において、透過部材の構造計算に用いる設計外力としての流木の衝撃力の算定にあたっては、流木の衝突の計算における流速は表面流速を用いるものとし、下記の式で求める。流木は長袖が水流の方向と平行に流下し、衝突する場合を想定して衝撃力を計算する。

$$U_{ss} = 1.2 \cdot U_s$$

U_{ss} : 表面流速 (m/s)

U_s : 平均流速 (m/s)

4.2.5 透過部以外の設計

流木捕捉工の各部の構造の検討にあたっては、流木捕捉工が流木等により閉塞された状態においても安定であるように設計する。また、流木の衝突による衝撃力に対する安定も検討する。

解 説

流木捕捉工の各部の構造（水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、袖の構造、前庭保護工）の検討は、原則として本章第3節4の砂防堰堤の設計による。即ち、流木捕捉工の各部の構造の検討に当たっては、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。流木捕捉工は砂防堰堤の副堰堤にも設置することができる。

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

4.3 流木発生抑止工の設計

掃流区間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。

解 説

掃流区間の流木発生抑止工は、護岸工及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。

第12節 除石（流木の除去を含む）計画

1. 総説

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、定期的及び土石流発生後等においてすみやかに堆砂状況の点検を行い、必要に応じて除石（流木の除去を含む）を行う。

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

解説

土石流・流木処理計画、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け入れ先、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、渓床堆積土砂移動防止工は除石（流木の除去を含む）を原則として行わない。

また、除石（流木の除去を含む）には、定期的な点検に基づいて平常時に流出する土砂及び流木を除去する「定期的な除石（流木の除去を含む）」と、土石流発生後等の緊急時に実施する「緊急除石（流木の除去を含む）」とがある。「定期的な除石（流木の除去を含む）」と「緊急除石（流木の除去を含む）」の基本的な考え方は、それぞれ以下に示すとおりである。

2. 定期的な除石（流木の除去を含む）

定期的な除石（流木の除去を含む）は、平常時に流出した土砂及び流木等から主として、計画堆積量を確保するために行うものである。

土石流・流木対策施設に対しては、定期的な点検を行い、その結果、土石流、流木処理計画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。

3. 緊急除石（流木の除去を含む）

緊急除石は、土石流発生等の出水により流出した土砂及び流木から計画捕捉量・計画堆積量を確保するために行うものである。

土石流・流木対策施設に対しては、土石流発生後等において、次期出水にそなえて、緊急点検を行い、その結果、土石流・流木処理計画必要としている計画捕捉量・計画堆積量を確保する必要がある場合に緊急に除石（流木の除去を含む）を実施する。

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

土石流・流木捕捉工は計画捕捉量及び計画堆積量が大いほど効果が大いので、定期的又は出水後に堆砂状況を調査する。また、土石流発生後は、施設の被害について必要に応じて点検を行い、破損等に対し必要な処置を講ずる。

透過型砂防堰堤や部分透過型砂防堰堤については、流木等によって透過部断面が閉塞しないよう管理する。