

## 第4節 既設砂防堰堤の改良

### 1. 総説

既設砂防堰堤の透過型等への改良を行う場合には、既設の状態を鑑み、また当時の設計思想等を加味して、今後の対策を検討することとする。

#### 解説

既設の不透過型砂防堰堤の嵩上げ化、切り下げによる透過型（部分透過型）化等の改良に際しては、堤体としての安定性及びコンクリート構造物としての一体性を損なわないように、必要な補強を行うことを標準とする。

### 2. 既設堰堤の嵩上げ

#### 2.1 総説

流域の土砂及び流木処理上、必要に応じて既設堰堤の嵩上げを実施する。

#### 解説

既設堰堤の嵩上げを行う場合は、次のようなケースが考えられる。

- ・更に土砂及び流木処理が必要で、既設堰堤以外に堰堤計画位置が無い場合
- ・更に土砂及び流木処理が必要で、新規箇所に対策施設を計画するより経済的に有利と考えられる場合
- ・既設堰堤の老朽化や異常堆砂が進む等、既設堰堤の対策が必要であり、かつ機能増進が望ましい場合

本節では不透過型堰堤の嵩上げについて述べる。嵩上げ部を鋼管フレーム等の透過型堰堤とする場合は、本章第3節4の部分透過型砂防堰堤、本章第4節4の既設砂防堰堤（本堰堤）を利用した鋼製流木捕捉工を参照されたい。また、施設効果は、嵩上げ後の堰堤型式に応じて評価する。

#### 2.2 嵩上げの型式

既設堰堤の嵩上げ工法は、大別すると、①下流面腹付け工法と②上流面腹付け工法があり、現地状況等を考慮し、適切な工法を選択する。

#### 解説

下流面腹付け工法は、堆砂地は現状のまま簡易な水替えて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になり応力上良好とは言えない。

上流面腹付け工法は、施工上、堆砂敷内の土砂を除去する必要があり、施工ヤードを確保するために転流が必要となる。応力上は主応力の方向と継目が直交するため、下流面腹付け工法に対して有利となる。

図9-4-89の(a)及び(f)は、嵩上げによる作用荷重の増分を既設堰堤で受け持つものである。(e)は(d)と比較して打継目の処理面積が広がるため、老朽化堰堤の下流面保護を目的として利用されることが多い。これまでの実績では、(b)、(c)、(e)の例が多くを占めている。

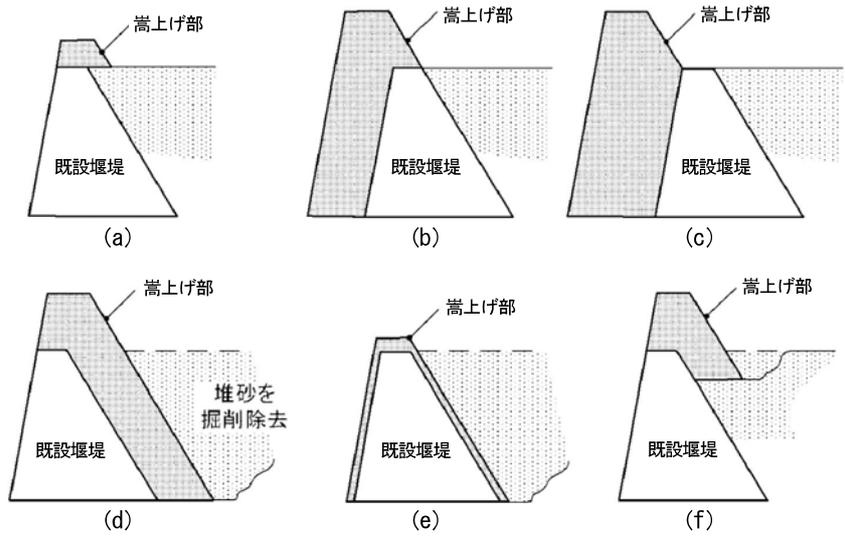


図 9-4-89 砂防堰堤の嵩上げの型式

2.3 安定性の検討

堰堤の嵩上げにあたっては、増大する荷重に対して、既設堰堤を含めた嵩上げ堰堤全体とその基礎地盤について、力学的安定性を検討する。

解説

2.3.1 堤体の安定性の検討

嵩上げ堰堤の安定計算手法としては、「嵩上げ公式」を用いる手法と「一体構造」による計算の2つの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。

「嵩上げ公式」方式は、嵩上げ後の堤体岩着部の応力は、既設堰堤の応力と嵩上げによって新たに生じた荷重による新堰堤の応力の和となる。嵩上げ堰堤の断面は、この重ね合わせた応力が堤体の上流端で0、もしくは圧縮となるように決定される（多目的ダムの建設 第4巻 第26章 ダムの再開発 2.1.4より）。一方、「一体構造」方式は、既設堰堤を含む嵩上げ後の断面で、本章第3節4.4 に準じて安定計算を行う。

なお、既設堰堤の劣化の状況、堤体材料の物性を把握するために、既設堰堤の調査、サンプリング試験等を行う必要がある。

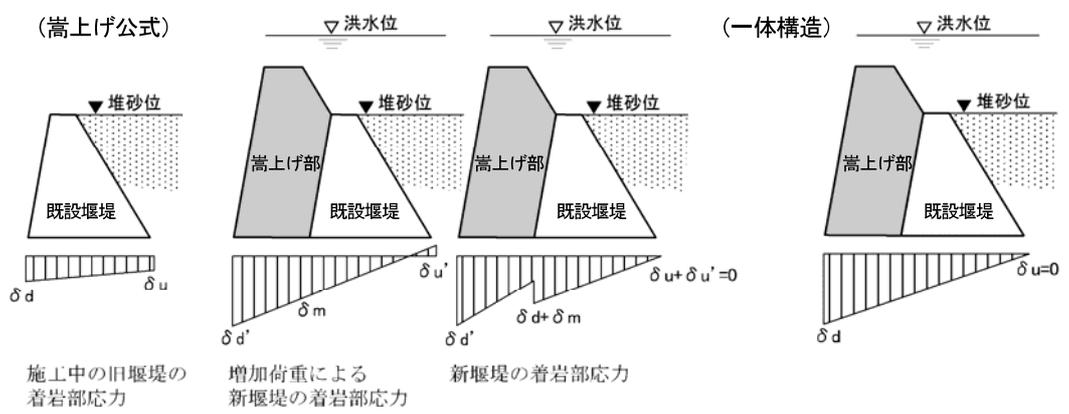


図 9-4-90 下流腹付け方式の概要

### 2.3.2 基礎地盤の安定性の検討

既設堰堤の嵩上げや切り下げによる透過型（部分透過型）化を行う場合においても、改良後の堤体は新設する砂防堰堤同様、本章第3節4.4 に示す転倒、滑動、破壊の安定条件を満足するものとする。

このうち、破壊に対する安定性の検討に用いる基礎地盤の許容支持力は、第2章第9節2 に示す地質調査を行って推定するが、既設堰堤の材料、構造と設計外力を用いて、既設堰堤底面における最大圧縮応力度も算出し、それらの値を比較して大きい方を設計に用いる許容支持力として採用することを標準とする。

#### (1) 地質調査ボーリング

既設堰堤の嵩上げ等の改良を行う場合には、設計時に基礎地盤の地質及び地層分布を調査し、許容支持力等を推定することを原則とし、調査位置は図 9-2-14に示す位置を基本とする。

また、既設堰堤設計時や施工時に地質調査を実施している場合はその結果を使用する。

#### (2) 既設堰堤基礎地盤の評価

嵩上げ等の改良を実施する既設堰堤の多くは、竣工後長い期間が経過した施設が多く、また竣工から現在まで幾多の洪水、場合によっては土石流に見舞われてきたと考えられる。そのため、既設堰堤に基礎地盤に起因する変状（縦横断方向への不等沈下、それらに伴うクラックや目地の開き等）がない場合、それは基礎地盤が破壊に対する安定性を有していることの実証であると言える。

そこで、基礎地盤に起因する変状のない既設堰堤では、既設堰堤の材料及び構造（堤体の単位体積重量、堰堤高、天端幅、上下流のり勾配、袖高等）と設計外力を用いて、本章第3節4.4 (3) に示す式により堰堤底面における最大圧縮応力度を算出し、それを基礎地盤の許容支持力とすることができる。

堰堤底面における最大圧縮応力度を算出する際の設計外力は、土石流に関する数値基準が明確化された平成19年3月の「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」及び「土石流・流木対策設計技術指針」策定・公表以前に着工した砂防堰堤では「平常時」及び「洪水時」（堰堤高15m未満の堰堤では「洪水時」のみ）とし、それ以降に着工し、かつ竣工後に土石流の発生履歴がある溪流に整備された砂防堰堤では「土石流時」についても考慮する。

設計外力を算出する際の対象流量の算定に用いる平均雨量強度は、竣工から設計時点までの24時間雨量又は日雨量の最大値を用いる。24時間雨量や日雨量は、気象庁の過去の気象データ検索より既設堰堤近傍の降雨データから求める。平均雨量強度の算出方法が新設する砂防堰堤と異なることに留意する。

## 2.4 新旧コンクリートの打設面の処理

新旧コンクリートの打設面では、嵩上げ部と既設堰堤との一体化を図るための処理を行わなければならない。

### 解 説

嵩上げ堰堤は、既設堰堤を含めた嵩上げ堰堤全体の安定性を確保するため、嵩上げ部と既設堰堤は一体化していることが前提条件である。このため、新旧コンクリート打設面では、嵩上げ部と既設堰堤との一体化を図るための処理が必要であり、以下のような方法が挙げられる。

- ① 既設堰堤の表面は、チッピングを行って新旧コンクリートの付着を高める。風化が進んでいる場合にははつりを行う。
- ② 新コンクリート打設前に、既設堰堤を高圧水で十分に水洗いし、モルタルを塗布して新旧コンクリートの接着を保つ。
- ③ 旧コンクリート側に鉄筋を挿し筋し、せん断力を確実に伝達するようにする。
- ④ 新旧コンクリートの打継目の位置を一致させて、既設堰堤からの漏水を速やかに排水する。

ただし、土石流区間の既設堰堤に下流腹付けする場合、新堰堤の天端付近に土石流が直撃した際、前述の対応では堤体の一体性を保つことができない可能性がある。その場合、土石流の直撃を避けるために、堆砂敷を除石する等の措置を講ずる必要がある。

なお、前述の対応④における鉄筋量は、次式により算出することができる。コンクリートの打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。

$$A_s = \tau' \cdot \gamma / \tau_a$$

$A_s$  : 1 m<sup>2</sup>あたりの鉄筋量 (cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>)

$\tau'$  : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma$  : 打継目面の強度低下率  $\gamma = 0.5$  程度

$\tau_a$  : 鉄筋の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

挿し筋長  $L$  (mm) は、次式により算出する。

$$L = (\sigma_{sa} / 4 \cdot \tau_{0a}) \phi$$

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{0a}$  : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\phi$  : 鉄筋の直径 (mm)

## 2.5 前庭保護工の設計

既設堰堤の嵩上げにあたっては、前庭保護工についても安全なものとなるよう設計する。

### 解 説

既設堰堤を嵩上げする場合は、本章第3節5に基づいて、水叩きの長さ・厚さ等について検討し、必要な対応を行う。

### 3. 既設堰堤の切り下げ

#### 3.1 総 説

流域の土砂及び流木処理、環境対策上、既設不透過型砂防堰堤を切り下げて、透過型（部分透過型）化する対策も考えられる。

#### 解 説

既設不透過型砂防堰堤を切り下げることにより、下記のようなメリットが得られる場合がある。

- ・現状より更に土砂及び流木処理が必要で、既設堰堤以外に堰堤計画位置が無い場合や、新規箇所に対策施設を計画するより経済的に有利と考えられる場合で、これまで施設効果量として評価していなかった貯砂容量に対して、計画捕捉量を評価する。
- ・溪流の連続性を確保する。

反面、安全性の低下も考えられるため、既設堰堤の切り下げに際しては、施設効果量のみにとらわれず、下記についても十分検討した上で実施する。

- ・山脚又は溪岸の固定効果や溪床勾配緩和効果を目的としている堰堤については、計画しない。
- ・減水時に堰堤から流出する土砂を安全に堆積させる空間を確保する。
- ・下流に対して出水時の流出土砂を増加させることによるメリットを確認する。
- ・現堆砂面より深く切り下げる場合、流出する土砂あるいは有機分が下流に与える影響の度合を考慮し適切な対策を講じる。
- ・複数の開口部を設ける場合、透過部断面の本体が偏心荷重等に対して安全であるか確認する。

#### 3.2 留意事項

既設堰堤の切り下げは、現況の安全性を下回らない条件で実施する。

#### 解 説

既設堰堤の切り下げは、下記の要件を満たすことが必要である。なお、切り下げ後の施設は、部分透過型又は透過型砂防堰堤として取り扱う。

- ・透過型砂防堰堤とした場合、新設する透過型砂防堰堤と同等の要件を満たすこと。
- ・原則として、切り下げ部は未満砂であること。
- ・切り下げ予定部が既に満砂状態である場合は、除石後に切り下げを行う。

#### 3.3 施設設計

具体的な設計に関しては、本章第3節の透過型砂防堰堤、又は部分透過型砂防堰堤を参照すること。

#### 解 説

既設堰堤の透過型（部分透過型）化の具体的な設計に関しては、本章第3節の透過型砂防堰堤、又は部分透過型砂防堰堤、流木捕捉工を設置する場合は、本章第4節4 を参照すること。

## 4. 既設砂防堰堤（本堰堤）を利用した鋼製流木捕捉工

### 4.1 総 説

既設砂防堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げして、流木捕捉工を天端に設置する場合がある。

既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げすることが困難な場合は、既設砂防堰堤の水通し部や、上流側に張り出して流木捕捉工を設置する場合もある。

#### 解 説

流木が流出するおそれのある溪流において、既設砂防堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げ（透過型（部分透過型）化）して、鋼製流木捕捉工を天端に設置する場合がある。設計にあたっては、本節に示す事項の他、本章第3節に示す新設する砂防堰堤の考え方に準拠しなければならない。

また、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げることが困難な場合は、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合や、水通し部上流側の堆砂敷に張り出すように、独立又は既設砂防堰堤に直付けして鋼製流木捕捉工を設置する場合もある。

なお、鋼製流木捕捉工を設置する対象堰堤が、保全対象直上流又は最下流堰堤の場合には、流出土砂及び流木の状況を勘案して設置の妥当性を検討するものとする。

設計にあたっては、既設堰堤の物性を把握することが必須であるため、既設堰堤の堤体の比重、圧縮強度が不明な場合はサンプリング試験により求めなければならない。

## 4.2 既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置形態

### 4.2.1 設置方式

既設の不透過型砂防堰堤の本堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合には、上下流の土地利用状況及び砂防堰堤周辺の地形、地質等を考慮してその方法を決定するものとする。

この場合、既設砂防堰堤の構造等により「嵩上げ方式」、「打ち替え方式」及び「切り下げ」に分類できる。いずれの場合においても縦断的断面増厚（腹付け）等により構造物として安定していなければならない。

一方、現地状況等により上記の対応が困難な場合は、水通し部又は水通し部の上流側に流木捕捉工を設置して流木捕捉効果を高めることとする。

#### 解 説

##### (1) 標準的な設置方式

既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置方法は、流木捕捉工の取り付け高により図 9-4-91に示す5つの形態となる。設置にあたっては、施設の効果、堰堤計画地点周辺の地形・地質、堆砂状況、水理条件、流域の整備率及び上下流の土地利用状況等を考慮して適切な形態を選定する。

ここで、「嵩上げ」とは、コンクリート部の高さが既設堰堤天端高より高くなること、「打ち替え」とは天端高が変わらないこと、「切り下げ」とは、コンクリート部の高さが既設堰堤天端高より低くなることをいう。

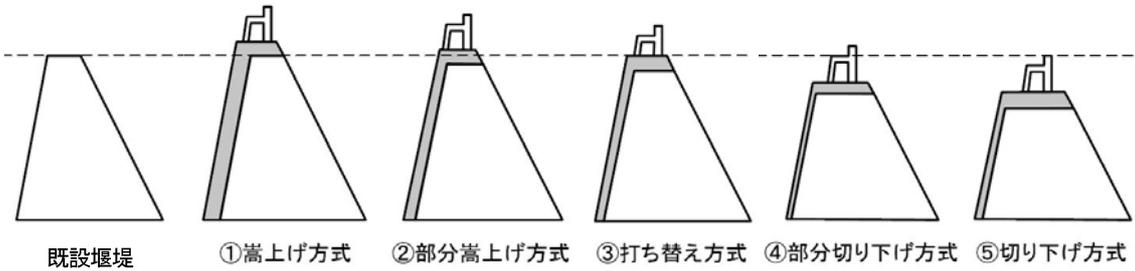


図 9-4-91 既設砂防堰堤への流木捕捉工の設置

また、未満砂の砂防堰堤とは、計画切り下げ高より現況堆砂面が低いもの、すなわち、図 9-4-92に示す  $h_1 < h_2$  をいう。

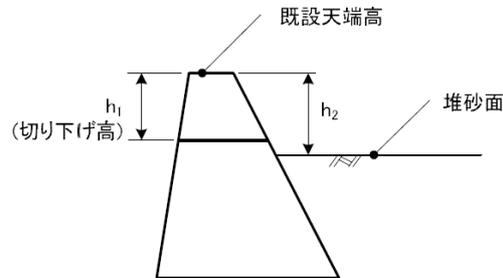


図 9-4-92 未満砂の砂防堰堤（未満砂状態）

既設砂防堰堤の本体に鋼製流木捕捉工を設置する場合、鋼製部応力を堤体に伝達するために必要な厚さ及び広がりを持つ基礎コンクリートを新しく打設する。鋼製流木捕捉工設置後の堤体が安定条件を満足しない場合は、増厚（腹付け）等により既設堤体を補強し安定させる。

鋼製流木捕捉工取付けのための基礎コンクリート及び補強コンクリートの打設は、図 9-4-93の A～E に示す組合せの方法がある。これらのコンクリートの打設は、堆砂状況、既設堤体の安定性及び施工条件等を考慮して適切な方法を選定する。

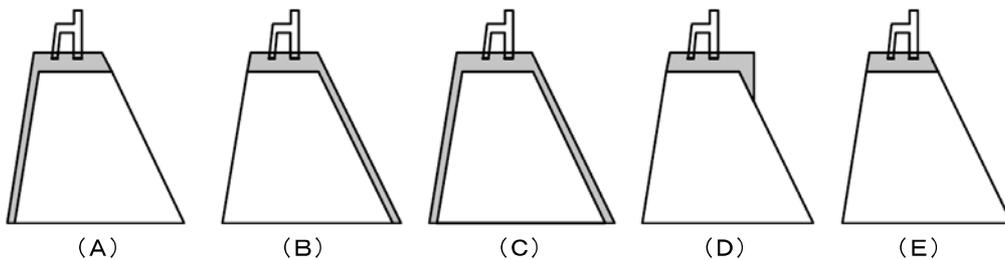


図 9-4-93 基礎コンクリート及び補強コンクリートの打設

## (2) 嵩上げ・切り下げが困難な場合

一方、現地状況等により既設砂防堰堤を嵩上げや切り下げが困難な場合や、前庭保護工への流木捕捉工の設置では必要な流木捕捉量が確保できない場合がある。このような場合は、下記の条件を全て満足する場合に限り、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に流木を捕捉するための附属施設（基本は鋼製流木捕捉工）を設置して流木捕捉効果を高めることとする。

なお、原則このような設置は行わない。

- ・土石流の捕捉を目的とした溪流の土砂整備率100%を満たす最下流の堰堤であること。
- ・堰堤高が15m未満であること。
- ・鋼製流木捕捉工等の高さが、設置しようとする堰堤の水通し高さを超えないこと。
- ・洪水時に多量の流木が流出するおそれのない流域に設置されている堰堤であること。

特例として、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合は、洪水時に多量の流木を捕捉した場合や、中小出水時に流下してくる流木により開口部が閉塞すると、越流により流木捕捉機能が失われる可能性がある。このため、維持管理が必須であり、流木量が少ない場合に限定される。

これに対して、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部上流側の堆砂敷に張り出すように設置する鋼製流木捕捉工（張出しタイプ流木捕捉工）は、既設堰堤に極力手を加えず、洪水時に流木捕捉用の部材を流木がすり抜けられない程度に、水通しから上流側に離れた位置に鋼製流木捕捉工を配置する。そのため、本堤の上流側で流木が捕捉されても、本堤と鋼製流木捕捉工の間から流水及び土砂が抜けるため、水通しの機能を維持することができ堰上げが発生しにくい。

このように張出しタイプは、既設砂防堰堤の嵩上げ・切り下げが困難な場合、かつ水通し部に鋼製流木捕捉工を設置できない場合に適用する。設置方法は、本堤が満砂している場合に堆砂敷に独立式の鋼製流木捕捉工を配置する方法と、未満砂の場合に本堤上流側に直付けする方法がある。

張出しタイプ流木捕捉工の設計は、「張出しタイプ流木捕捉工設計の手引き」に準じて行う。

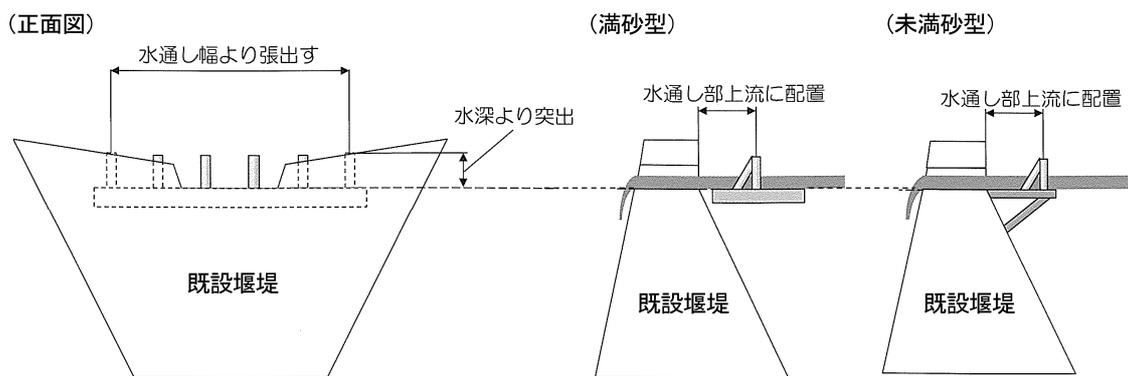


図 9-4-94 張出しタイプ流木捕捉工の概要

#### 4.2.2 鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高

鋼製流木捕捉工設置後の堤高は、基礎コンクリートの底部から鋼製部の上部（天端）までとする。

#### 解 説

鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高は、原則として土石流区間にあつては15m未満、掃流区間にあつては5m以下とする。

#### 4.3 計画流木捕捉量

標準的な設置方法の場合の計画流木捕捉量は、図 9-4-95に示す範囲について計上する。

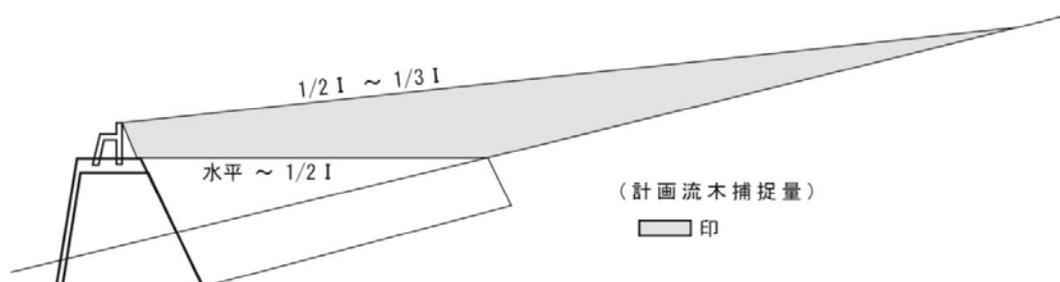


図 9-4-95 標準的な設置方法の場合の鋼製流木捕捉工による計画流木捕捉量の考え方

特例として、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合、及び張出しタイプ流木捕捉工が捕捉することのできる流量の上限値は、鋼製流木捕捉工の高さで水平に湛水が生じた場合の湛水面を流木が一層で堆積すると仮定して算出する。

計画流木捕捉量は、計画流出流量のうち既設の不透過型砂防堰堤では捕捉できない流量と、前述の鋼製流木捕捉工が捕捉することのできる上限値とを比較し、小さい方の値とする。

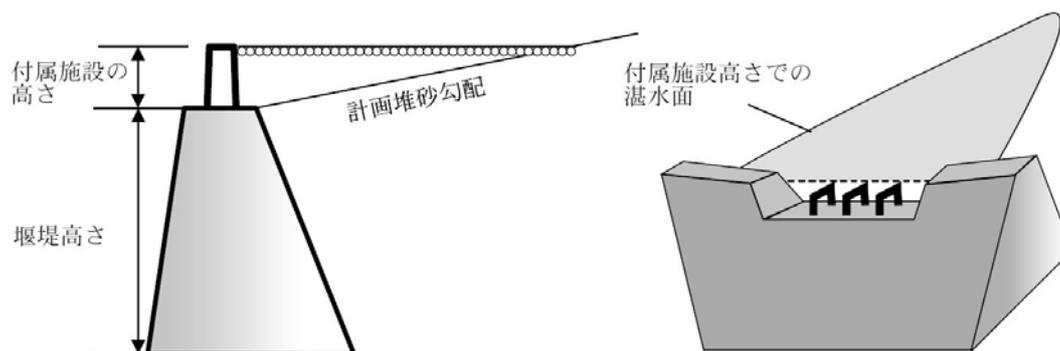


図 9-4-96 既設堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の計画流木捕捉量の考え方（特例）

## 4.4 堤体に作用する外力

既設砂防堰堤を利用して鋼製流木捕捉工を設置する場合は、鋼製流木捕捉工が流木により閉塞された状態でも安全なように設計外力を考慮して設計する。

### 解 説

設計外力の設定は、土石流区間と掃流区間別について行うものとする。それぞれの場合において、安定条件に対して最も厳しい外力を想定するものとする。

#### 4.4.1 土石流区間

土石流区間においてコンクリート堤体には静水圧及び堆砂圧を、鋼製流木捕捉工に対しては土石流流体力及び堆砂圧を考慮する。土石流区間では流木がランダムに捕捉され、鋼製流木捕捉工には静水圧は考慮しない。

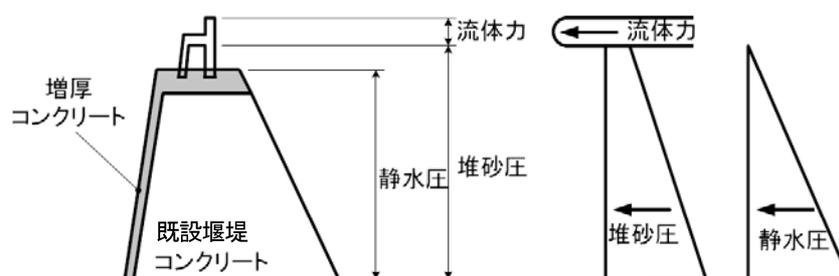


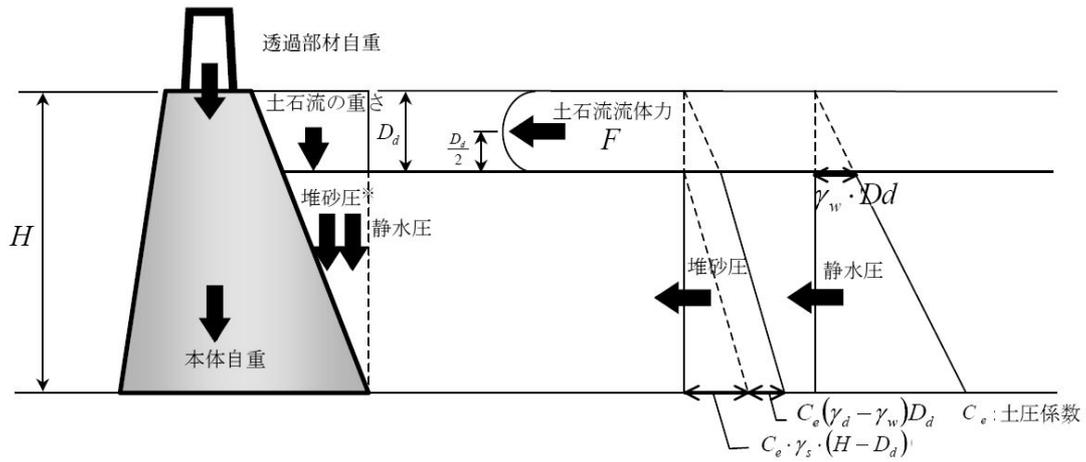
図 9-4-97 土石流区間における鋼製流木捕捉工設置後の設計外力

また、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の堤体の安定計算は、本章第3節4.3 に準じて、平常時、土石流時、洪水時について行うものとするが、土石流時は「土石流時」と「土石流捕捉後の湛水時」それぞれの設計外力に対して、安定条件を満たさなければならない。その際、鋼製流木捕捉工の自重は堰堤の自重に加える。

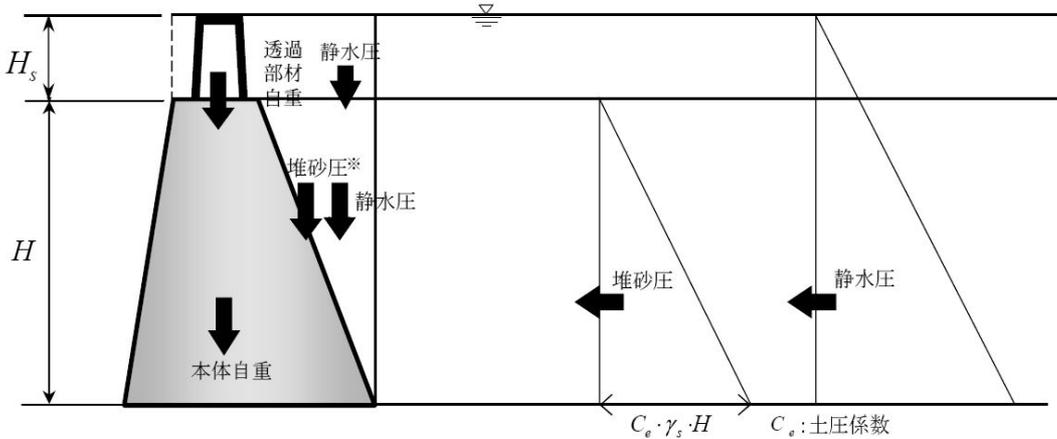
この場合の土石流時の設計外力は、本章第3節4.3 の不透過型砂防堰堤の越流部の設計外力（表 9-4-16参照）に準じる。

土石流捕捉後の湛水時の設計外力は、土石流により不透過部の天端まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が鋼製流木捕捉工を閉塞させ鋼製流木捕捉工天端で湛水した状態を想定し、不透過部天端までの堆砂圧及び鋼製流木捕捉工天端までの静水圧を考慮する。

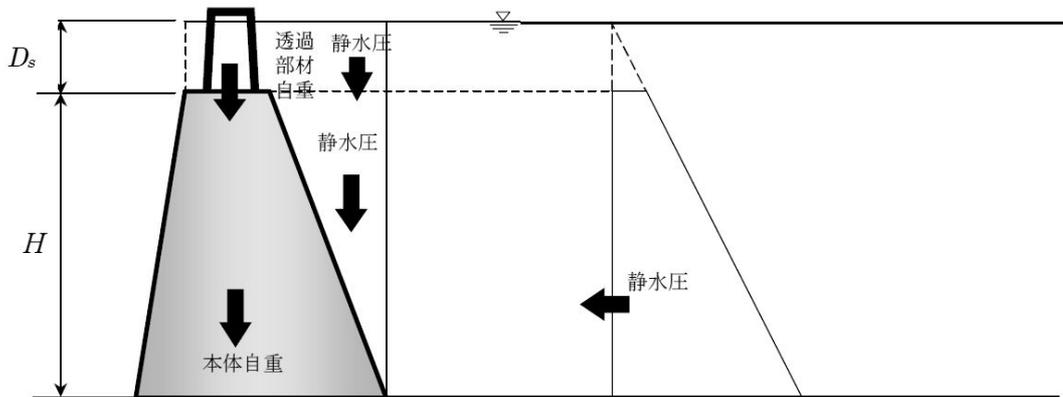
洪水時の設計外力は、洪水流が鋼製流木捕捉工により堰上げして鋼製流木捕捉工を透過している状態を想定して不透過部天端までの静水圧を考慮し、鋼製流木捕捉工に作用する静水圧は考慮しない。



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



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

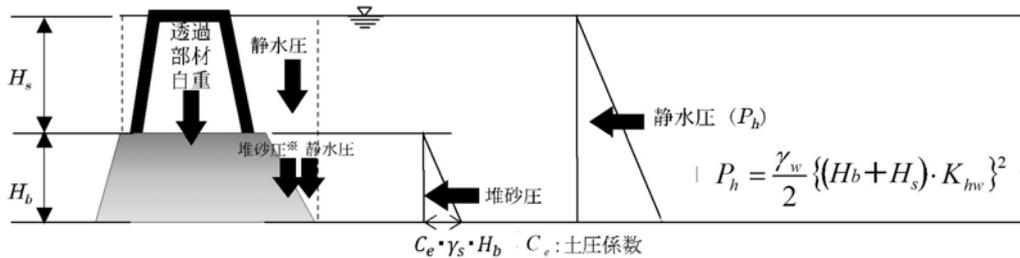


- ※)  $H$  : 堰堤高 (鋼製流木捕捉工の高さは含まない)
- $D_d$  : 土石流の水深
- $H_s$  : 鋼製流木捕捉工の高さ
- $D_s$  : 鋼製流木捕捉工によるせき上げを考慮した洪水流の水深

図 9-4-98 既設堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の越流部の設計外力図 (特例)  
(上段: 土石流時、中段: 土石流捕捉後の湛水時、下段: 洪水時)

特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の鋼製流木捕捉工の安定計算は、土石流捕捉後の湛水時における設計外力に対して行うものとし、土石流により基礎部まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が鋼製流木捕捉工を閉塞させ付属施設の高さまで湛水した状態を想定し、基礎部への堆砂圧および鋼製流木捕捉工天端までの静水圧を考慮する。

ここで、基礎部とは、不透過型砂防堰堤の一部とし、堰堤の天端から鋼製流木捕捉工の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目までの高さ（ $H_b$ 、一般に増厚コンクリートの厚さ）を基礎部と扱うものとする。



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

$H_b$  : 基礎部（堰堤の天端から鋼製流木捕捉工の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目まで）の高さ

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

図 9-4-99 既設堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の流木捕捉工の設計外力図（特例）

#### 4.4.2 掃流区間

掃流区間においては、コンクリート堤体及び鋼製流木捕捉工の両者に対して静水圧と堆砂圧を考慮する。

なお、静水圧については、捕捉した流木による堰上げの場合、漏水状態にあることが多いので、減圧率  $\alpha$  を乗じることができる。ここで、 $\alpha$  は通常は 1 とする。

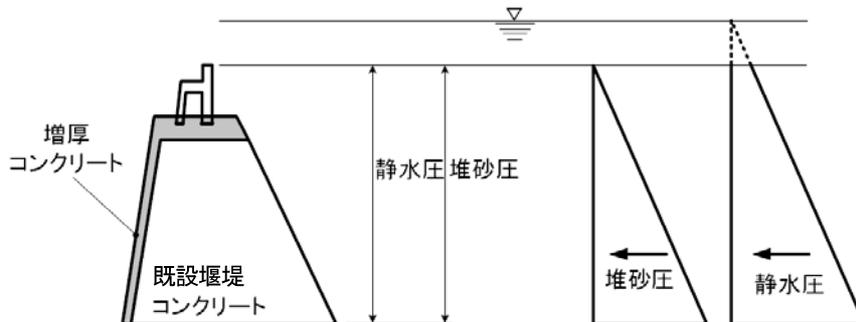


図 9-4-100 掃流区間における鋼製流木捕捉工設置後の設計外力

#### 4.5 安定条件

鋼製流木捕捉工を設置した既設堤体基礎は、滑動・転倒・破壊に対して安全で、かつ、堤体内部全ての箇所において、発生する応力に対して安全でなければならない。

また、鋼製流木捕捉工は、全体の安全性の他に透過部を構成する個々の部材が安全であるように設計する。

解 説

4.5.1 堤体の基礎の安定

鋼製流木捕捉工及び堤体に作用する外力に対して、堤体基礎は滑動・転倒・破壊に対して安全でなければならない。基礎の安定条件は本章第3節4.4と同様である。

4.5.2 鋼製流木捕捉工の基礎部の安定

鋼製流木捕捉工は、自重が小さいため基礎部付近で引張応力が発生しやすく、滑動安全率が低下する傾向にあるので、この堤体内部の応力に対して安全でなければならない。

また、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の基礎部の安定計算は、土石流捕捉後の湛水時における設計外力に対して行うものとする。この場合の基礎部とは、不透過型砂防堰堤の一部とし、堰堤の天端から鋼製流木捕捉工の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目までの高さとする。

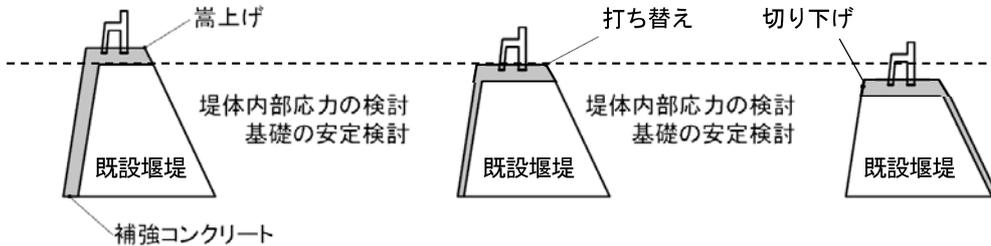


図 9-4-101 鋼製流木捕捉工基礎部の安定

4.5.3 堤体内部の安定

既設堤体上部に鋼製流木捕捉工を取り付けた場合、鋼製流木捕捉工の荷重が増加するので特に天端側の基礎コンクリート部近傍での堤体の応力が増加する。従って、既設砂防堰堤堤体はこの天端側の堤体内部に発生するせん断応力、引張応力が堤体コンクリートの許容応力度以下となるように、必要に応じ既設堤体の増厚等の補強を行う。

堤体コンクリートの許容応力は、既設堤体からサンプリングした試料の圧縮試験等に基づき次式のように設定する。せん断強度、引張強度はコンクリートの打設面による強度低下を50%見込み設定する。

$$\sigma_c = \sigma_r / n_c$$

$$\sigma_t = 1/10 \cdot \sigma_r / n_t \cdot r$$

$$\tau = 1/10 \cdot \sigma_r / n_r \cdot r$$

$\sigma_c$  : コンクリートの許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_t$  : コンクリートの許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_r$  : コンクリートの圧縮破壊強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$n_c$  : コンクリートの圧縮強度に対する安全率  $n_c = 4$

$n_t$  : コンクリートの引張応力に対する安全率  $n_t = 7$

$n_r$  : コンクリートのせん断強度に対する安全率  $n_r = 4$

$r$  : コンクリート打継面の強度低下率

#### 4.5.4 鋼製部の部材の安全性

鋼製部の部材は安定計算に用いる荷重に対して、構造計算によって堰堤が一体となって荷重に抵抗することを確保しなければならない。また、礫及び流木の衝突に対する検討は、原則として礫の衝突エネルギーに対する塑性設計法によって構造計算を実施して、構造系に過度の変形が生じないことを確認しなければならない。ここで変形の許容値については、構造系の許容変形量を鋼管フレーム高さの2%とする。

また、特例として、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の部材の安全性は、本章第11節4.2.4 に準じて掃流区間の流木捕捉工として設計する。

#### 4.6 水通し断面の設計

鋼製流木捕捉工が流木等で完全に閉塞されても、設計流量が水通し部を安全に流下できるように鋼製流木捕捉工天端の上部に水通し断面を確保するものとする。

##### 解 説

水通しに鋼製流木捕捉工を設置する場合には、鋼製流木捕捉工が閉塞することとして、鋼製流木捕捉工天端の上部に本章第3節3.2 に基づいて設計流量に対応する水通し断面を確保する。

このため、図 9-4-102に示すように  $b_1 \leq b_2$ 、 $b_1' \leq b_2'$ 、 $h_1 \leq h_2$  となるよう水通し天端を切り欠くか両袖部を嵩上げる等して対応する。

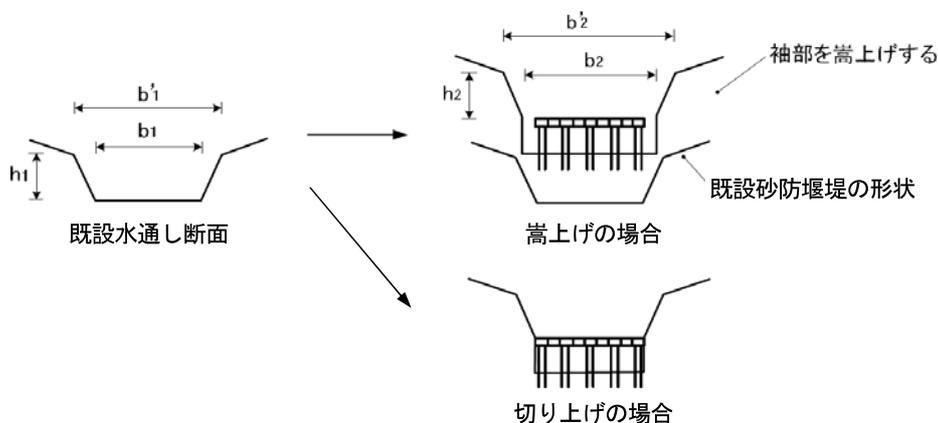


図 9-4-102 水通し断面の確保

また、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の水通し断面は、洪水流は流木捕捉工を透過するものと想定し、本章第3編3.2 に準じて設計する。

## 4.7 基礎コンクリート及び増厚コンクリートの設計

既設砂防堰堤を利用して鋼製流木捕捉工を設置する場合は、鋼製流木捕捉工の応力が既設堤体に伝達されるように、鋼材部とコンクリート、水通し部及び軸部、新旧コンクリートの一体化を図る必要がある。

### 解 説

#### 4.7.1 基礎不透過部（基礎コンクリート）

鋼製流木捕捉工の鋼材部を取り付ける基礎コンクリートは、鋼製流木捕捉工の応力を堤体に伝達するために、1 m以上の厚さで新設（打ち替え）コンクリートを打設する。

#### 4.7.2 新旧コンクリートの一体化

鋼製流木捕捉工の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十分図るものとする。また、必要に応じて既設堰堤と補強コンクリート間の一体性を保つため、排水が必要であればドレーンシステムを設置するものとする。

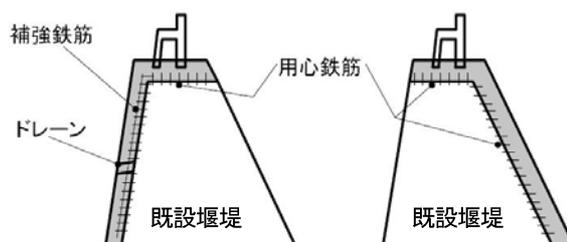


図 9-4-103 新旧コンクリート及びコンクリート・鋼材部の一体化

## 4.8 前庭保護工の設計

既設砂防堰堤（本堰堤）への鋼製流木捕捉工の設置によって、前庭保護工についても安全なものとなるよう設計する。

### 解 説

本堰堤の堤高が鋼製流木捕捉工を設置することによって、既設砂防堰堤より高くなる場合には、本章第3節5に基づいて、水叩きの長さ・厚さ等について検討し、必要な対応を行う。

## 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。

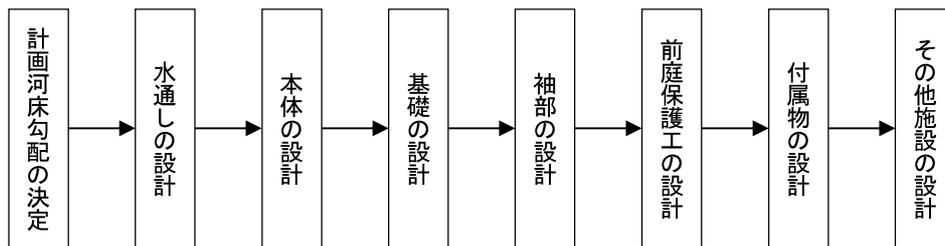


図 9-4-104 床固工の設計順序

### 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場合が多い。

### 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。

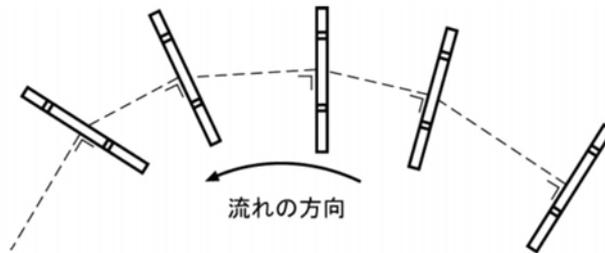


図 9-4-105 床固工の方向

### 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。

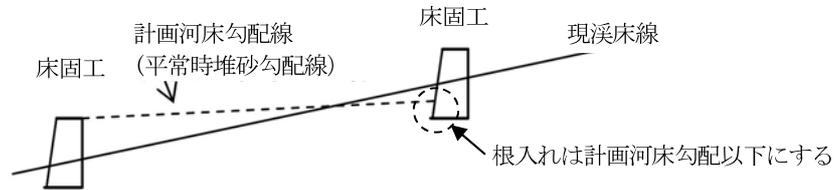


図 9-4-106 床固工群の根入れ位置

## 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。

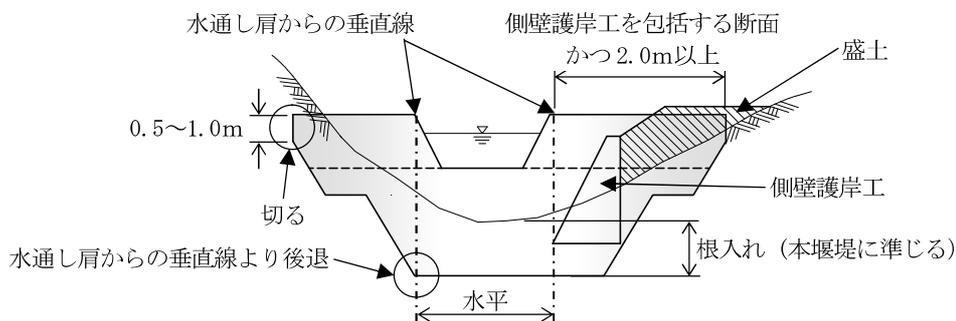


図 9-4-107 盛り立てて護岸方式とする場合の袖部の嵌入長と形状

## 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)

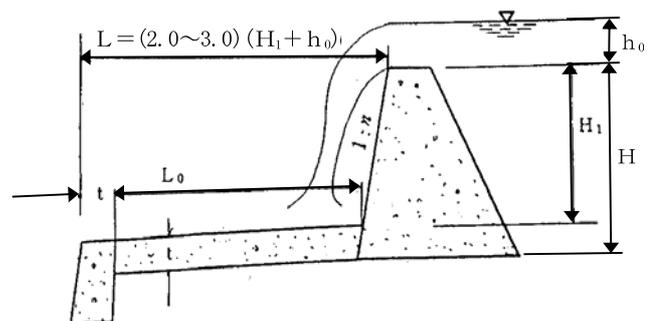


図 9-4-108 経験式による水叩きの長さ及び厚さ

## (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/m<sup>3</sup>)

$\Delta h$  : 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)

$\Delta u$  : 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

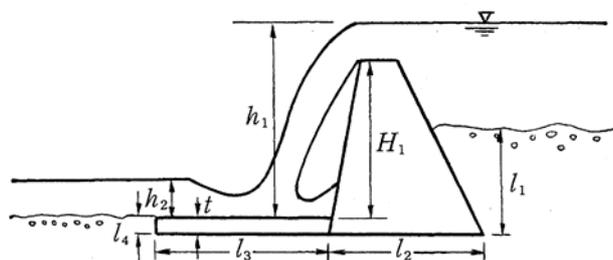


図 9-4-109 揚圧力から求める式による水叩きの厚さ

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。

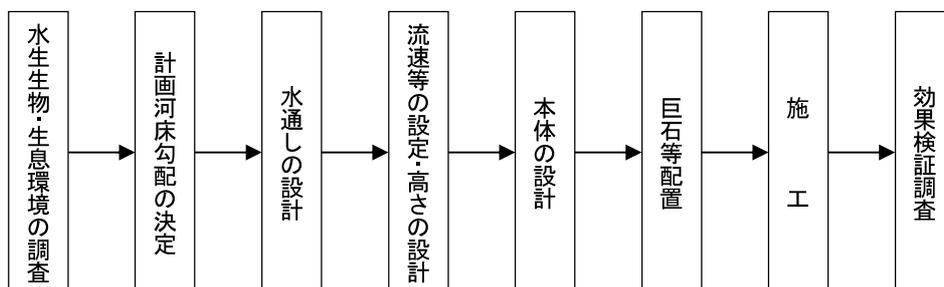


図 9-4-110 分散型床固工の設計順序

### 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。

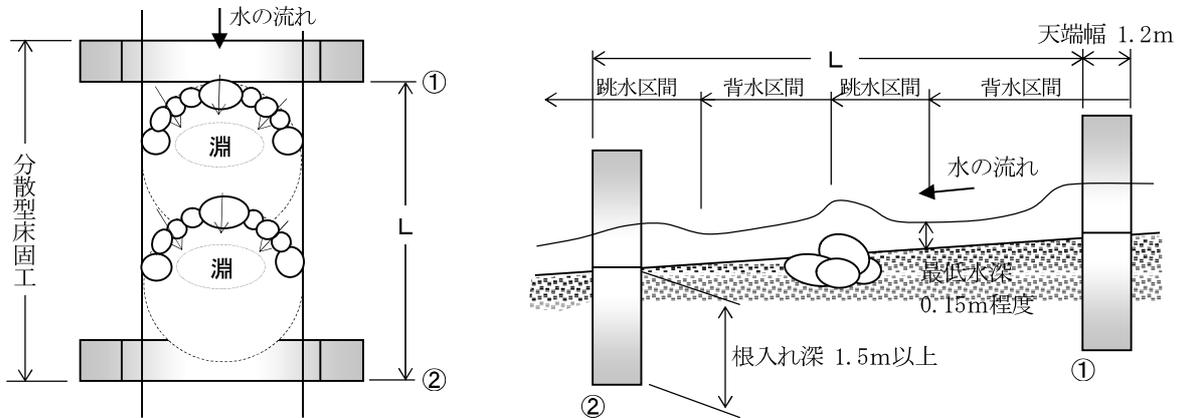


図 9-4-111 分散型床固工の概要図

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。

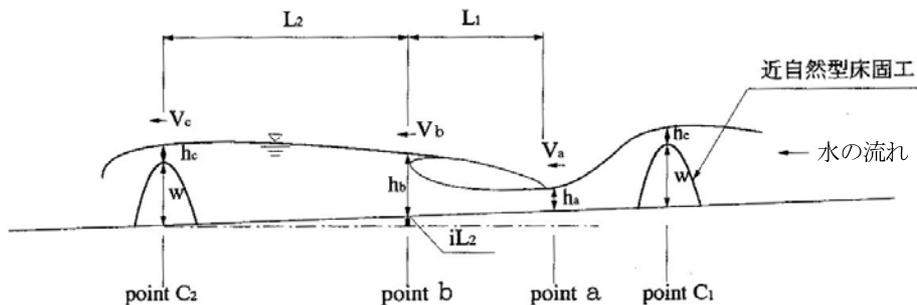


図 9-4-112 分散型床固工の水理モデル

## 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。

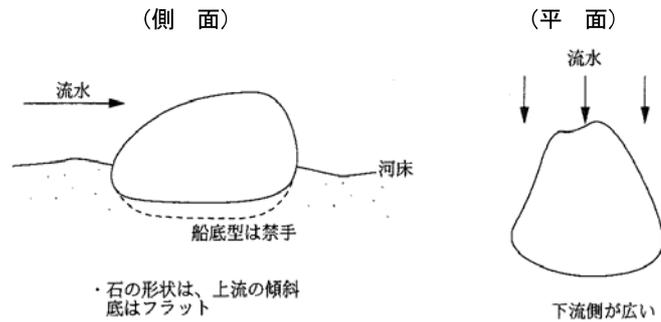


図 9-4-113 巨石の設置方法

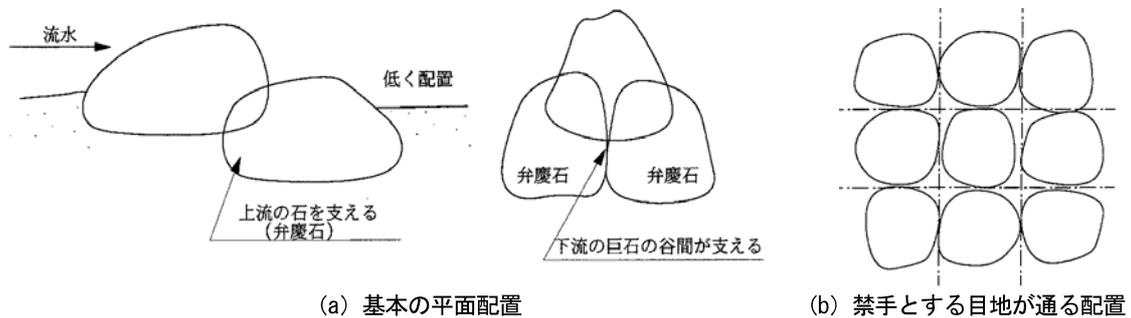


図 9-4-114 分散型床固工での巨石の設置方法

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。

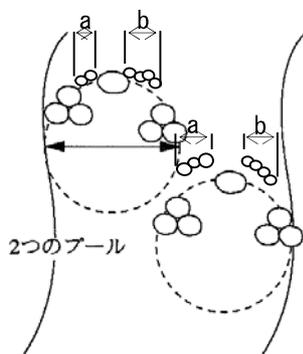


図 9-4-115 分散型床固工での配置



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。

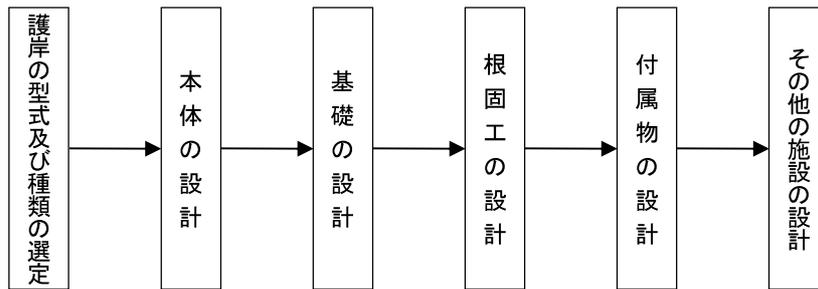


図 9-4-116 護岸工の設計順序

### 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を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。

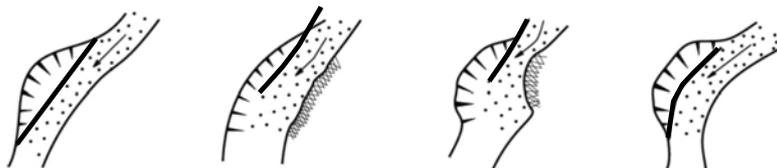


図 9-4-117 護岸工の位置

### 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

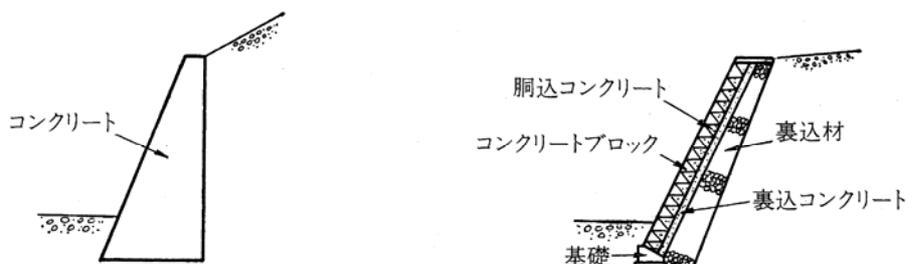
(a) 設計流量に対する余裕高		(b) 溪床勾配と余裕高計画高水位の比による余裕高	
設計流量	余裕高	溪床勾配	余裕高 $\Delta H$ / 設計水深 $H$
200m <sup>3</sup> /s 未満	0.6m	1/10 以上	0.50
200m <sup>3</sup> /s 以上～500m <sup>3</sup> /s 未満	0.8m	1/10 未満～1/30 以上	0.40
500m <sup>3</sup> /s 以上	1.0m	1/30 未満～1/50 以上	0.30
		1/50 未満～1/70 以上	0.25
		1/70 未満～1/100 以上	0.20
		1/100 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機会が多く、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機会が多い。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。

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、当該区域では左右両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、片岸のみ計画する機会が多い。

### 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。