

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

- g : 重力の加速度 (9.8) (m/sec²)
- μ : 摩擦係数、一般に0.8
- W_b : 水中におけるブロック重量 (tf) {kN}
- W_c : ブロックの空中単位体積重量 (一般に2.30) (tf/m³) {kN/m³}
- W : ブロック空中重量 (tf) {kN}
- K : ブロックの個数
- h : 計画水深 (m)

(注) 一般には単体で計算するほうが安全である。

第9節 付属物の設計

9.1 水抜き暗渠

水抜き暗渠は、一般に流出土砂量の調節、施工中の流水の切替え、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けるものとする。(建河Ⅱp18)

解説

水抜き暗渠は、その目的により大きさ、形状、数量および配置を設計しなければならないが、ダムの構造上水抜き箇所に応力の集中を起しやすいため、その設計に当たっては、慎重に対処することとする。

(1) 設置範囲

水抜きから流出する水流は、堰堤上流の水圧により高速流となるため、側壁等に悪影響を与えないよう水通し底幅以内とする。

(2) 配置

水抜き暗渠の配置は、水通し天端に近すぎたり芋串状にすると堰堤本体の強度を損なうこととなり、また同一の高さに集中させると効果が減少するため、このような状態とならないよう上下千鳥状とする。(図2-9-1参照)

(3) 形状

水抜き暗渠の形状は、従来より角型が一般的であったが、施工性が悪いこと、応力が集中し弱点となりやすいこと、常時流砂がある溪流では摩耗し拡大する等から、施工性、耐久性等に優れたヒューム管を用いるものとする。

水抜き暗渠の径は、流送石礫の大きさを考慮して決定するものとするが、本県ではヒューム管(B)を標準とする。

第1章 砂防ダムの設計

〔滑動に対する安定〕

$$\frac{R}{P} \geq n \quad \text{..... (1-4-20)}$$

$$P = C_d \cdot W_o \cdot \epsilon \cdot A \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$R = \mu \cdot W_b$$

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

P : ブロックに作用する動水圧 (tf) {kN}

n : 安全率 (一般に1.2程度)

R : ブロックの抵抗力 (tf) {kN}

C_d : 抗力係数 (一般に1.0を用いる)

W_o : 流水単位体積重量 (一般に1.2を用いる) (tf/m³) {kN/m³}

ε : 遮へい係数 (単位:1、群衆:0.40)

A : 投影面積 (群衆の場合は、全体の高さ×幅) (m²)

V : 水流の平均流速 (m/sec)

g : 重力の加速度 (9.8) (m/sec²)

μ : 摩擦係数、一般に0.8

W_b : 水中におけるブロック重量 (tf) {kN}

W_c : ブロックの空中単位体積重量 (一般に2.30) (tf/m³) {kN/m³}

W : ブロック空中重量 (tf) {kN}

K : ブロックの個数

h : 計画水深 (m)

(注) 一般には単体で計算するほうが安全である。

4-7 付属物の設計

4-7-1 水抜き暗渠

水抜き暗渠は、一般に流出土砂量の調節、施工中の流水の切替え、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けるものとする。築設 p18

解説

水抜き暗渠は、その目的により大きさ、形状、数量および配置を設計しなければならないが、ダムの構造上水抜き箇所に応力の集中を起しやすいため、その設計に当たっては、慎重に対処することとする。

(1) 設置範囲

水抜きから流出する水流は、ダム上流の水圧により高速流となるため、側壁等に悪影響を与えないよう水通し底幅以内とする。

(2) 配置

水抜き暗渠の配置は、水通し天端に近すぎたり芋串状にするとダム本体の強度を損なうこととなり、また同一の高さに集中させると効果が減少するため、このような状態とならないよう上下千鳥状とする。(図1-4-18参照)

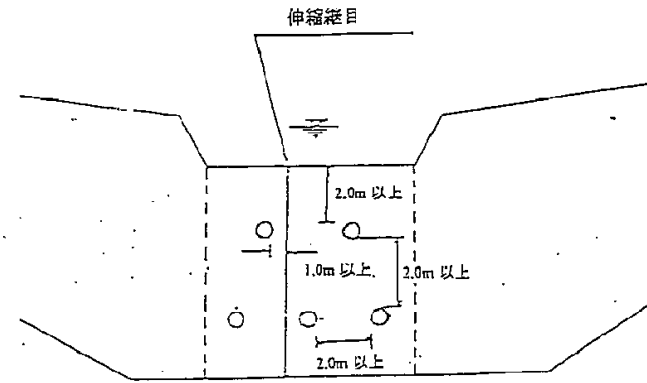


図2-9-1 水抜き暗渠の配置

9.2 間詰め

間詰めは、砂防堰堤上下流部の岩盤余堀部へのコンクリートの充填、砂礫余堀部へのコンクリート張・石張による遮水及び基礎埋戻しの保護をいう。

- (1) 砂防堰堤上下流部の岩盤（軟岩Ⅰ以上）余堀部には、基礎及び両岸の袖部の嵌入部とも岩盤線まで、あるいは1.0mの高さまでコンクリートで階段状に水平打設し充填する。間詰めは、本体と同一材料で打設すること。
- (2) 袖部切取面は、現場条件等に応じて保護を行うものとする。

(建河Ⅱp18)

解説

袖部が土砂の場合、十分現地盤まで埋戻すが、降水などの法面侵食で袖部崩壊などの恐れがある場合は袖保護工を計画する。

工法としては、現場条件（土質、法面勾配等）により以下のものを適用する。

- (1) 植生による緑化（植生工、張芝工、木柵工）
- (2) 擁壁工（コンクリート擁壁、ブロック積、補強土擁壁等）
- (3) 法枠工（コンクリート法枠、簡易法枠等）
- (4) その他（コンクリート張、ブロック張、マット被覆工等）

【参考資料】～以下に袖保護工の事例を示す（現場状況に応じた安定照査を行う必要がある）～

- ・法面保護工の勾配は、一般に1割より緩くすることが望ましく、地山勾配が急で1割より急になる場合は、土留擁壁等を計画し1割より緩くするよう努めることとする。
 - ・法面保護工の勾配が2割より緩い場合は、法面保護工として植生工を計画するものとする。
- この他、地山保護を目的とした法面保護工等については、「道路土工 のり面工・斜面安定工指針」「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」等を参照すること。

(3) 形状

水抜き暗渠の形状は、従来より角型が一般的であったが、施工性が悪いこと、応力が集中し弱点となりやすいこと、常時流砂がある溪流では摩耗し拡大する等から、施工性、耐久性等に優れたヒューム管を用いるものとする。

水抜き暗渠の径は、流送石礫の大きさを考慮して決定するものとするが、本県ではヒューム管(B)を標準とする。

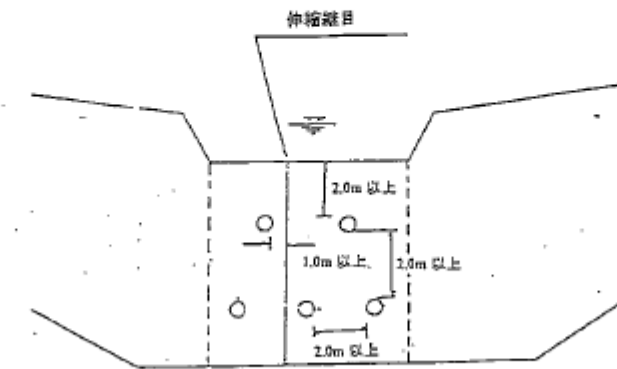


図1-4-18 水抜き暗渠の配置

4-7-2 間詰め

間詰めは、砂防ダム上下流部の岩盤余堀部へのコンクリートの充填、砂礫余堀部へのコンクリート張・石張による遮水及び基礎埋戻しの保護をいう。

- (1) ダム工上下流部の岩盤（軟岩Ⅱ以上）余堀部には、基礎及び両岸の袖部の嵌入部とも岩盤線まで、あるいは1.0mの高さまでコンクリートで階段状に水平打設し充填する。間詰めは、本体と同一材料で打設すること。
- (2) 袖部切取面は、現場条件等に応じて保護を行うものとする。

建.設 p18

解説

袖部が土砂の場合、十分現地盤まで埋戻すが、降水などの法面侵食で袖部崩壊などの恐れがある場合は袖保護工を計画する。

工法としては、現場条件等により以下のものを適用する。

- (1) 植生による緑化
- (2) 法枠工
- (3) 積ブロック
- (4) その他（マット被覆工等）

第III編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

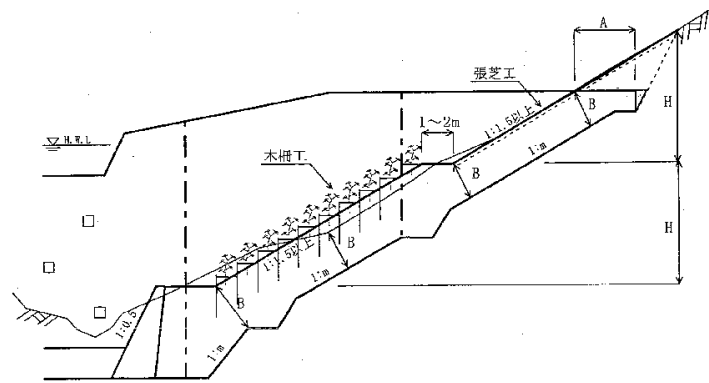


図2-9-2(1) 間詰めの設置例(1)

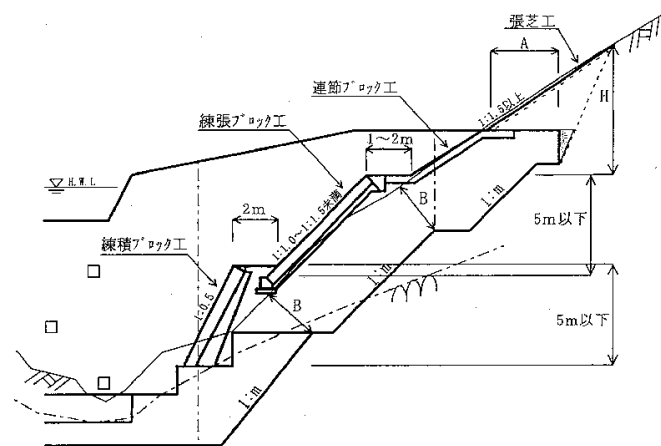


図2-9-2(2) 間詰めの設置例(2)

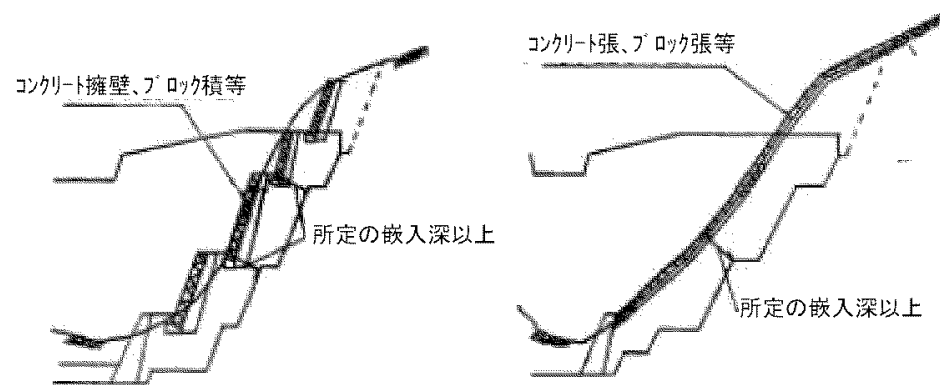


図2-9-2(3) 間詰めの設置例(3)

第1章 砂防ダム設計

(3) 形状

水抜き暗渠の形状は、従来より角型が一般的であったが、施工性が悪いこと、応力が集中し弱点となりやすいこと、常時流砂がある溪流では磨耗し拡大する等から、施工性、耐久性等に優れたヒューム管を用いるものとする。

水抜き暗渠の径は、流送石礫の大きさを考慮して決定するものとするが、本県ではヒューム管(B)を標準とする。

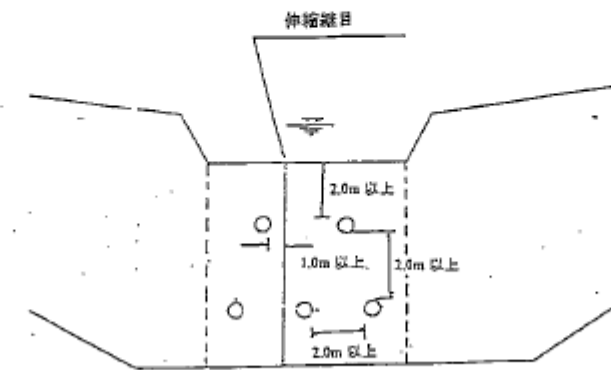


図1-4-18 水抜き暗渠の配置

4-7-2 間詰め

間詰めは、砂防ダム上下流部の岩盤余堀部へのコンクリートの充填、砂礫余堀部へのコンクリート張・石張による遮水及び基礎埋戻しの保護をいう。

(1) ダム工上下流の岩盤(軟岩Ⅱ以上)余堀部には、基礎及び両岸の袖部の嵌入部とも岩盤線まで、あるいは1.0mの高さまでコンクリートで階段状に水平打設し充填する。間詰めは、本体と同一材料で打設すること。

(2) 袖部切取面は、現場条件等に応じて保護を行うものとする。

建.設 p18

解説

袖部が土砂の場合、十分現地盤まで埋戻すが、降水などの法面侵食で袖部崩壊などの恐れがある場合は袖保護工を計画する。

工法としては、現場条件等により以下のものを適用する。

- (1) 植生による緑化
- (2) 法枠工
- (3) 積ブロック
- (4) その他(マット被覆工等)

9.3 魚道等

魚類の生息する溪流には、魚道を設置するなど溪流環境に配慮することとする。
設計にあたっては、環境調査等により、魚種、生活様式などを把握するとともに、設置後の維持管理に支障を来すことのないよう十分検討し設計しなければならない。

9.4 収縮継目

コンクリート堰堤には、コンクリートのひび割れを防止するために、適切な間隔に伸縮目地を設けるものとする。
また、原則として水通し部には伸縮目地を設けないものとする。

解説

伸縮目地（横目地・縦目地）はコンクリートが硬化及び気温による収縮・膨張のため、ひび割れが発生するのを防ぐ目的で設置する。ただし、一般にダム高15m未満の砂防ダムは横目地のみを原則とする。

- (1) 横目地は、原則として堰堤軸に直角に10m間隔程度を標準として設け、原則として水通し部は避ける。ただし、水通し肩の幅が10mを越える場合には、袖部の安全性を考慮しながら水通し部内で設けてもよい。
- (2) 伸縮目地は水抜き暗渠や水通し肩から1.5m以上離すこと。
- (3) 伸縮目地の上流側には止水板（塩化ビニール等、幅30cm、厚6mm）を設置すること。
- (4) 垂直壁工で堤長の長いものは、本堤に準じて伸縮目地、止水板を設けること。

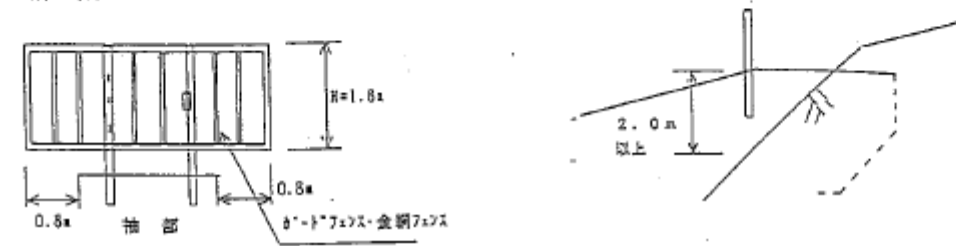
4-7-3 魚道等

魚類の生息する溪流には、魚道を設置するなど溪流環境に配慮することとする。
設計にあたっては、環境調査等により、魚種、生活様式などを把握するとともに、設置後の維持管理に支障を来すことのないよう十分検討し設計しなければならない。

4-7-4 防護柵

砂防ダムには、ダム袖天端、ダム前底部の水捌地、ダム上流の湛水が予想される区域等、容易に侵入でき危険が予想される所については、一般の人々の転落を防止するため必要に応じ防護柵を設ける。

解説



- a) 袖部から0.8m程度離し
サイドからの進入を防止する。
- b) 袖天端から地盤までが2.0
m程度かそれ以上とする。

図1-4-20 防護柵

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

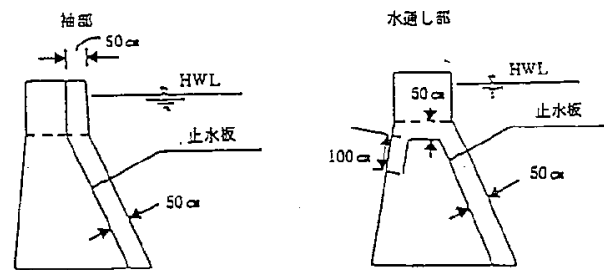
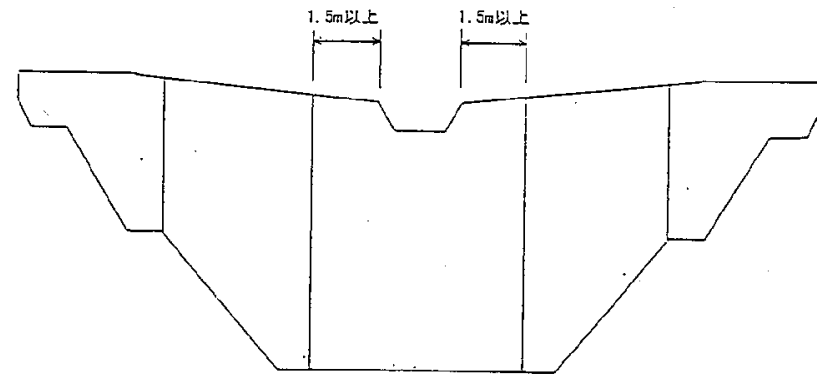


図2-9-3(1) 伸縮目地、止水板

第1章 砂防ダムの設計

4-7-5 伸縮目地

コンクリートダムには、コンクリートのひび割れを防止するために、適切な間隔に伸縮目地を設けるものとする。
また、原則として水通し部には伸縮目地を設けないものとする。

解説

伸縮目地(横目地・縦目地)はコンクリートが硬化及び気温による収縮・膨張のため、ひび割れが発生するのを防ぐ目的で設置する。ただし、一般にダム高15m未満の砂防ダムは横目地のみを原則とする。

- (1) 横目地は、原則としてダム軸に直角に10m間隔程度を標準として設け、原則として水通し部は避ける。ただし、水通し肩の幅が10mを越える場合には、袖部の安全性を考慮しながら水通し部内で設けてもよい。
- (2) 伸縮目地は水抜き暗渠やダム水通し肩から1.5m以上離すこと。
- (3) 伸縮目地の上流側には止水板(塩化ビニール等、幅30cm、厚6mm)を設置すること。
- (4) 垂直壁工で堤長の長いものは、本ダムに準じて伸縮目地、止水板を設けること。

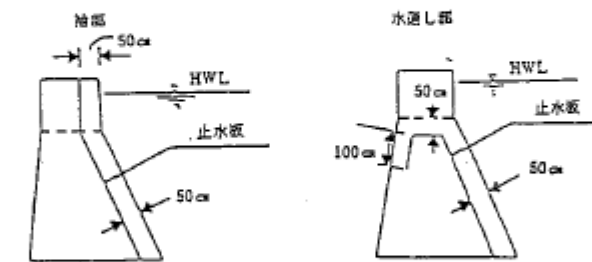
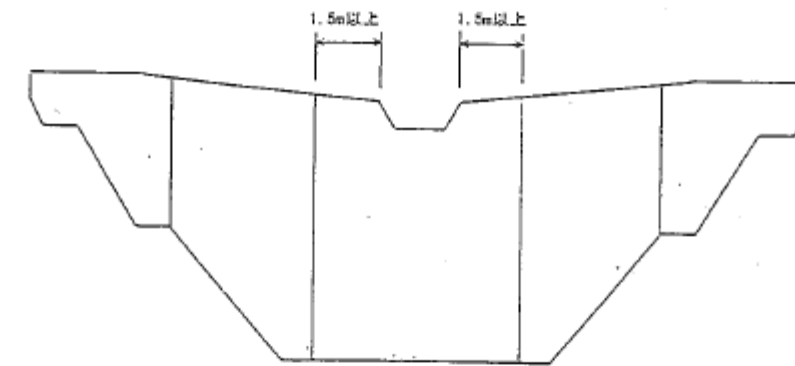


図4-21(1) 伸縮目地、止水板

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

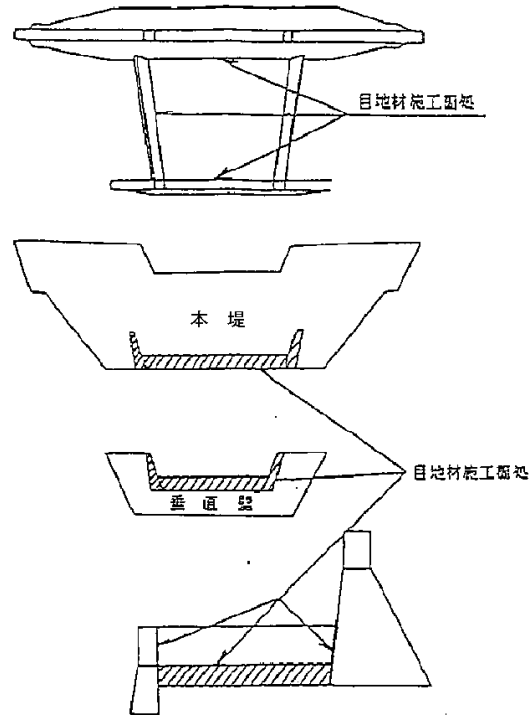


図2-9-3(2) 目地施工箇所

第1章 砂防ダムの設計

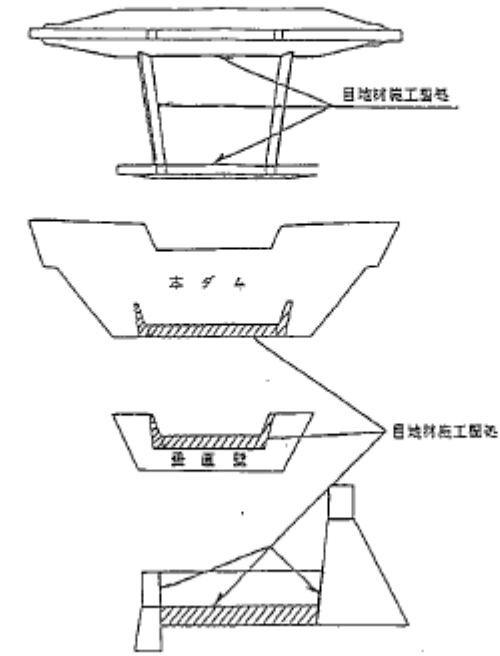


図1-4-21(2) 目地施工箇所

4-7-6 水通し保護工の設計

流出土砂量が多く、摩耗の恐れがあると考えられる場合は、水通し保護工（堤冠コンクリート）を考慮する。

解説

堤冠コンクリートは一般に富配合コンクリート（210kg/cm³）によるものとし、酸性水質の溪流については、グラノリスックによる水通し保護工を考慮する場合もある。

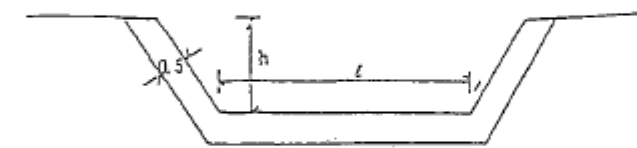
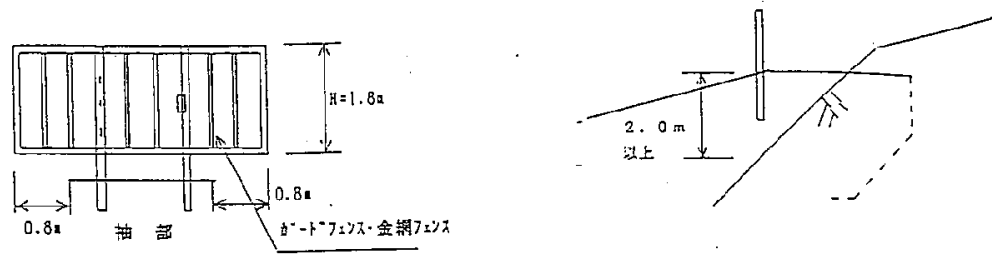


図1-4-22 堤冠コンクリート

9.5 立入防止柵

砂防ダムには、堰堤袖天端、堰堤前庭部の水褥地、堰堤上流の湛水が予想される区域等、容易に侵入でき危険が予想される所については、一般の人々の転落を防止するため必要に応じ防護柵を設ける。

解説



- a) 袖部から0.8m程度離し
サイドから進入を防止する。
- b) 袖天端から地盤までが2.0m
程度かそれ以上とする。

図2-9-4 防護柵

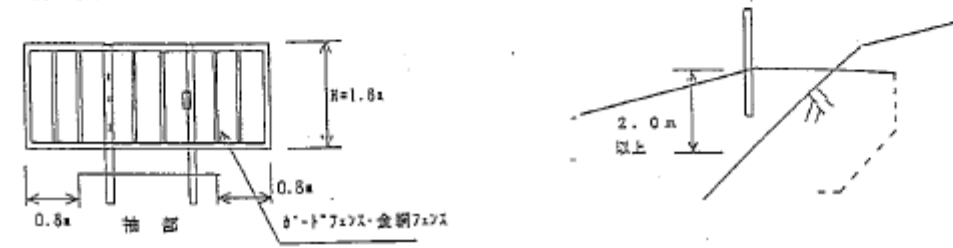
4-7-3 魚道等

魚類の生息する溪流には、魚道を設置するなど溪流環境に配慮することとする。
設計にあたっては、環境調査等により、魚種、生活様式などを把握するとともに、設置後の維持管理に支障を来すことのないよう十分検討し設計しなければならない。

4-7-4 防護柵

砂防ダムには、ダム袖天端、ダム前庭部の水褥地、ダム上流の湛水が予想される区域等、容易に侵入でき危険が予想される所については、一般の人々の転落を防止するため必要に応じ防護柵を設ける。

解説



- a) 袖部から0.8m程度離し
サイドからの進入を防止する。
- b) 袖天端から地盤までが2.0
m程度かそれ以上とする。

図1-4-20 防護柵

9.6 水通し保護工の設計

流出土砂量が多く、摩擦の恐れがあると考えられる場合は、水通し保護工（堤冠コンクリート）を考慮する。

解説

堤冠コンクリートは一般に富配合コンクリート（ 21N/mm^2 ）によるものとし、酸性水質の溪流については、グラノリシックによる水通し保護工を考慮する場合もある。

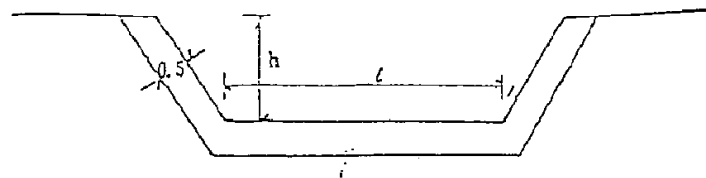


図2-9-5 堤冠コンクリート

9.7 付替道路

- (1) 補償工事の性質上、長さは必要最小限、幅員は在来道路幅員とし、改良的要素を加えないこと。
- (2) 現在道路の管理主体、並びに利用目的等を十分調査して、その機能の低下をきたさないように十分注意すること。
- (3) 砂防堰堤上流部の付け替え道路は、設備用地（計画堆砂勾配+HWL+余裕高）の外側に設けること。

解説

第1章 砂防ダムの設計

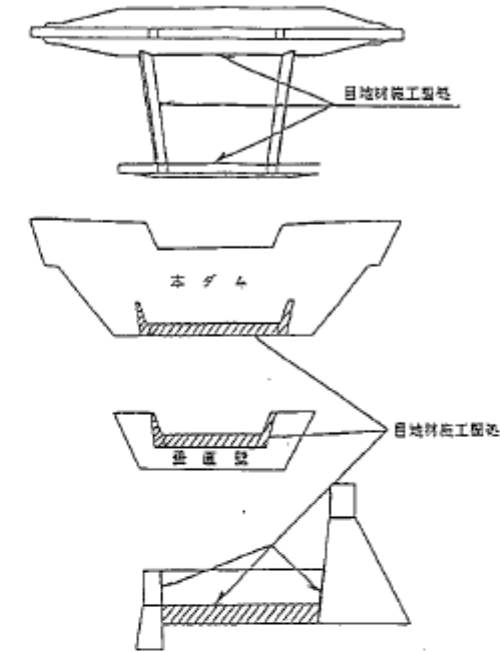


図1-4-21(2) 目地施工箇所

4-7-6 水通し保護工の設計

流出土砂量が多く、摩擦の恐れがあると考えられる場合は、水通し保護工（堤冠コンクリート）を考慮する。

解説

堤冠コンクリートは一般に富配合コンクリート（ 210kg/cm^2 ）によるものとし、酸性水質の溪流については、グラノリシックによる水通し保護工を考慮する場合もある。

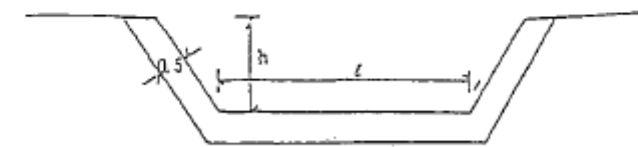


図1-4-22 堤冠コンクリート

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

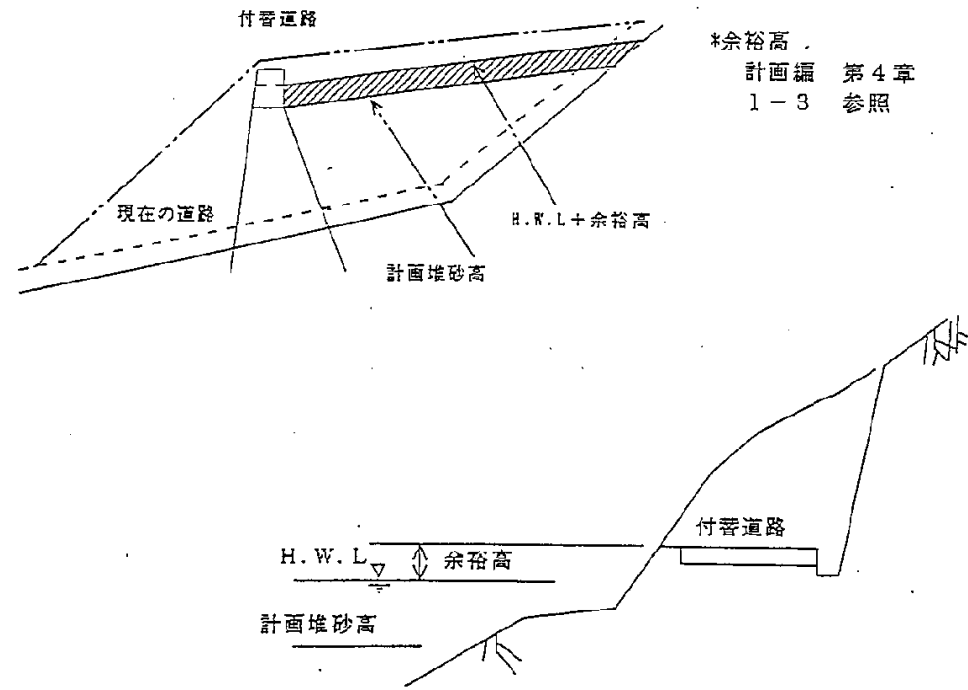


図2-9-6 付替道路

第1章 砂防ダムの設計

4-7-7 付替道路

- (1) 補償工事の性質上、長さは必要最小限、幅員は在来道路幅員とし、改良的要素を加えないこと。
- (2) 現在道路の管理主体、並びに利用目的等を十分調査して、その機能の低下をきたさないように十分注意すること。
- (3) ダム工上流部の付け替え道路は、設備用地(計画堆砂勾配 + H.W.L.+余裕高)の外側に設けこと。

解説

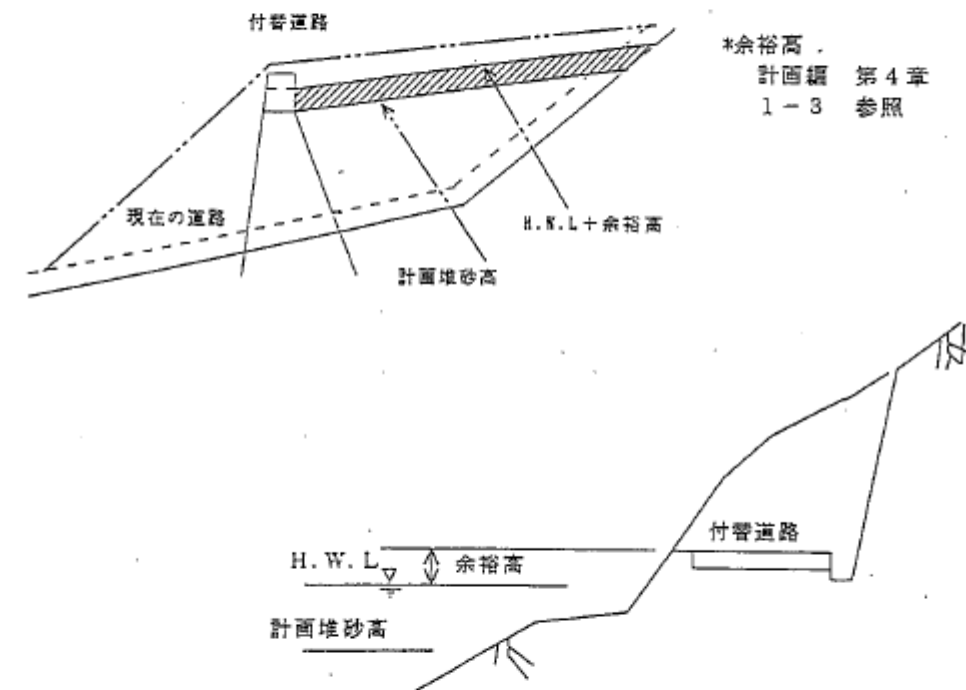


図1-4-23 付替道路

9.8 取水工

ダムサイトまたは堆砂敷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

取水の方法には、堆砂敷に取水塔（尺八）を設置して取水する方法、堆砂敷より上流に帯工等を設置して取水する方法等があるが、地形、地質、取水量、水質、経済性等を考慮して取水方法を決定する。いずれの方法を用いても、本堤下流部に流量調節のための余水吐を設置するものとする。

(1) 取水塔（尺八）による取水

- ・取水施設の管理者と砂防堰堤の管理者とは異なるため、取水塔（尺八）は重要構造物である砂防堰堤本体とは分離した構造とするものとし、少なくとも本体の掘削影響線より上流側に設置するものとする。
- ・尺八は地山に沿わせた計画とし、尺八上到手摺、階段を設けるものとする。なお、取水に必要な区間は止水板間に設置し、目地を横断しないようにする。

(2) 堆砂敷上流からの取水

- ・堆砂敷の上流から取水し、計画堆砂高より高い位置に付替水路を計画する。
- ・堰堤より下流の水路については開水路を原則とする。溜樹は土砂溜めを確保して、管理可能な構造にして余水吐を設ける。

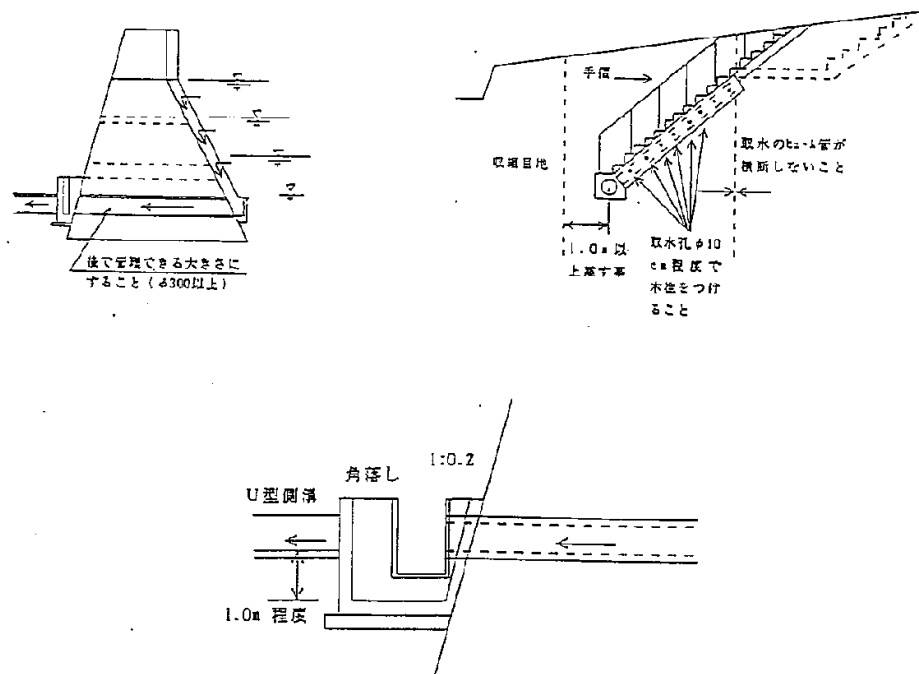


図2-9-7(1) 取水塔（尺八）

4-7-8 取水工

ダムサイトまたは堆砂敷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

取水の方法には、堆砂敷に取水塔（尺八）を設置して取水する方法、堆砂敷より上流に帯工等を設置して取水する方法等があるが、地形、地質、取水量、水質、経済性等を考慮して取水方法を決定する。いずれの方法を用いても、本堤下流部に流量調節のための余水吐を設置するものとする。

(1) 取水塔（尺八）による取水

- ・取水施設の管理者と砂防ダムの管理者とは異なるため、取水塔（尺八）は重要構造物である砂防ダム本体とは分離した構造とするものとし、少なくとも本体の掘削影響線より上流側に設置するものとする。
- ・尺八は地山に沿わせた計画とし、尺八上到手摺、階段を設けるものとする。なお、取水に必要な区間は止水板間に設置し、目地を横断しないようにする。

(2) 堆砂敷上流からの取水

- ・堆砂敷の上流から取水し、計画堆砂高より高い位置に付替水路を計画する。
- ・堰堤より下流の水路については開水路を原則とする。溜樹は土砂溜めを確保して、管理可能な構造にして余水吐を設ける。

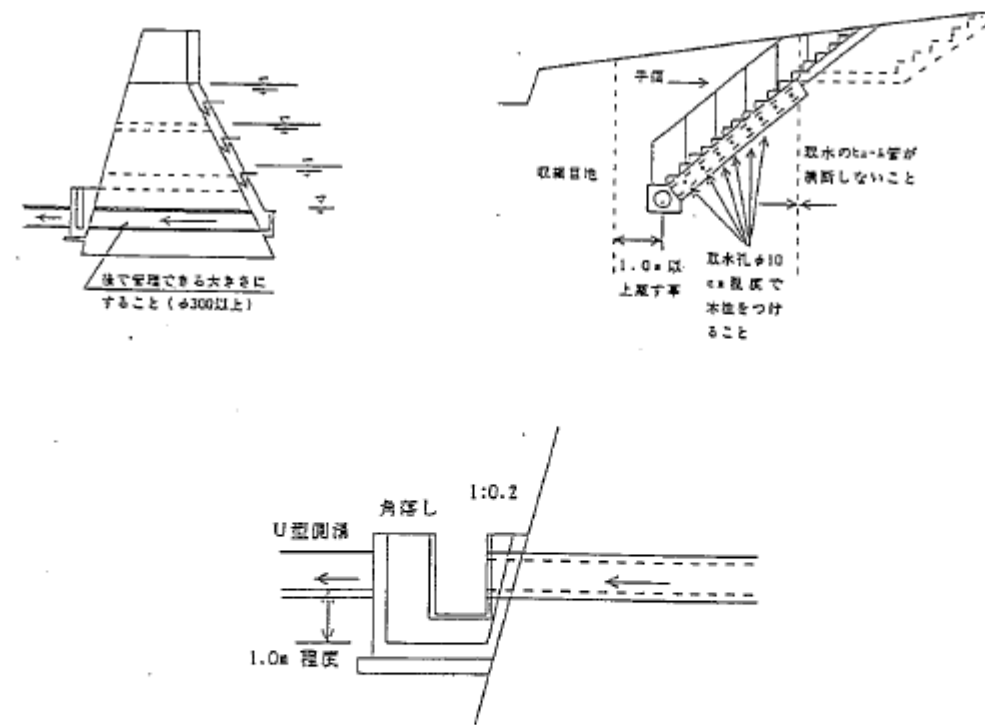


図1-4-24(1) 取水塔（尺八）

第III編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

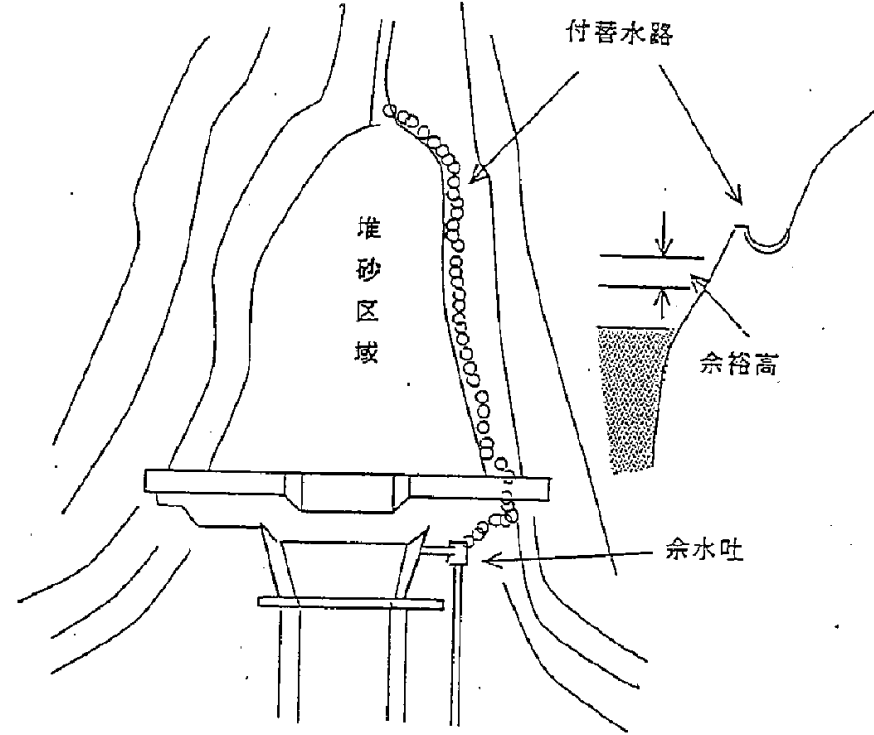


図2-9-7(2) 付替水路

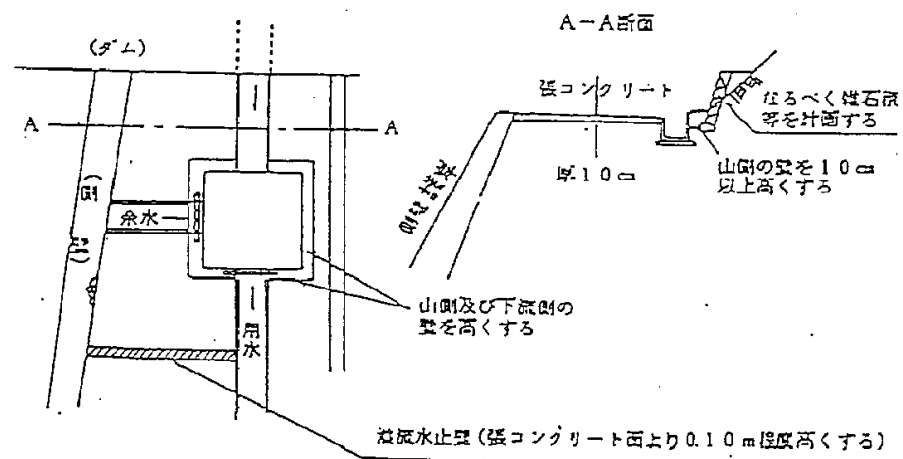


図2-9-7(3) 余水吐計画標準図

第1章 砂防ダム設計

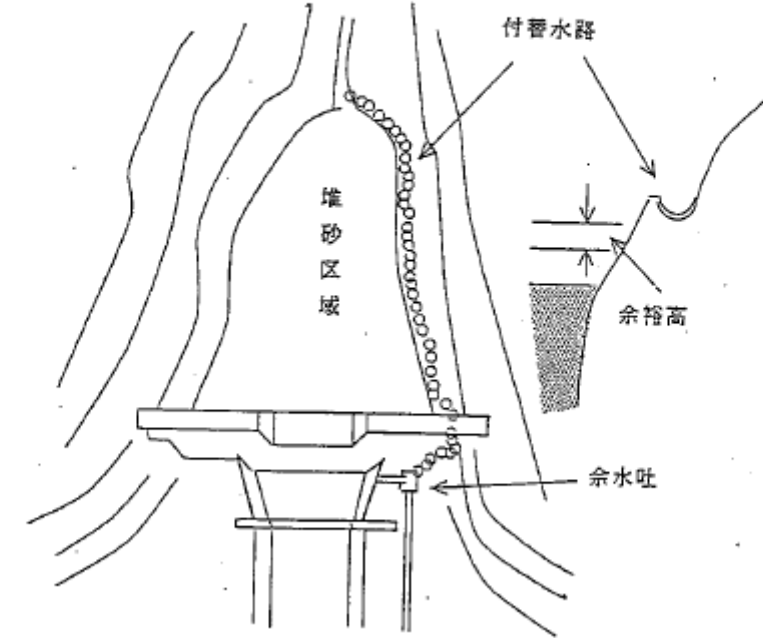


図1-4-24(2) 付替水路

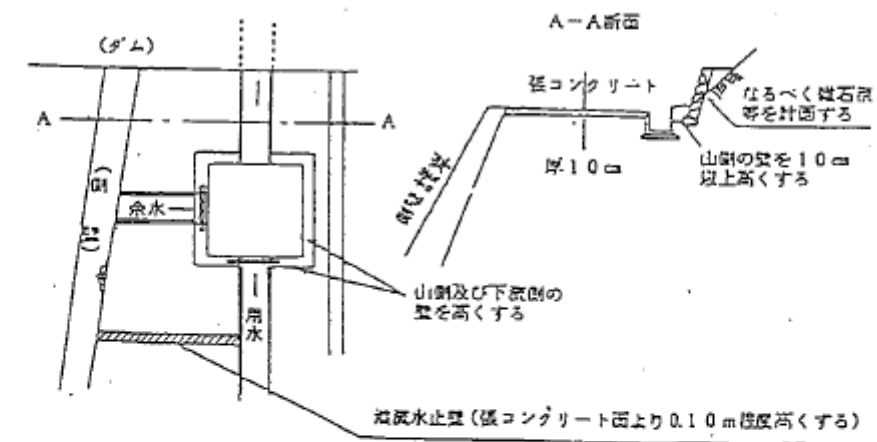


図1-4-24(3) 余水吐計画標準図

第3章 土石流捕捉のための透過型砂防堰堤

第1節 設計流量、水深

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 p21)

解説

土石流ピーク流量は、第Ⅱ編第2章第4節に示した方法に基づき算出する。
(土流設 p21)

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 p21)

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 p21)

① 設計流量(土石)に対する越流水深の値

設計流量(土石)に対する越流水深は計画堆砂勾配を用いて、第Ⅱ編第2章4.1.2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、第Ⅳ編第1章第2節2.6.1を参照されたい。
(土流設 p9)

第2節 水通し断面

水通し断面は、原則として不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部(スリット部)閉塞後も安全に土石流を流せる断面とする。
(土流設 p25)

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。
(土流設 p25)

第6節 鋼製スリットダムの設計

6-1 水通しの設計

水通しは、スリット部が完全に閉塞した場合に設計流量を流し得る十分な断面を有する構造とする。

鋼構設 p42

解説

鋼製スリットダムのスリット部が十分な流下能力を有していても、スリット部が完全に閉塞した場合にも設計流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とする。また、余裕高は、通常の砂防ダムと同様に決定する。

なお、袖小口の勾配は、一般にコンクリート重力ダムで採用されている例にならって5分とするが、土砂の流出状況によっては直立としてもよい。

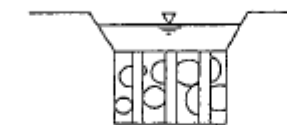


図1-6-1 スリット砂防ダムの水通し

6-2 本体の設計(透過型ダム)

6-2-1 安定計算に用いる荷重

- (1) 土石流区域に配置される鋼製スリットダムの安定計算に用いる荷重は、原則として自重のほか、堆砂圧と土石流流体力とする。この場合、堆砂面から下に堆砂圧を与え、その上に土石流流体力を与えて検討する。
- (2) 掃流区域に配置される鋼製スリットダムの安定計算に用いる荷重は、原則として自重のほか、満砂時堆砂圧とする。

鋼構設 p58

解説

高さ15m未満を対象とする土石流区域に配置される鋼製スリットダムの安定計算に用いる水平方向の荷重は、堆砂圧と土石流流体力とし、透過型構造であるので、静水圧は見込まず堆砂面以下には堆砂圧を、それ以上には土石流流体力を与えて算定する。この場合堆砂面の高さは、堆砂圧と土石流流体力の合計が最も大きくなるように設定するものとする。

なお、礫および流木の衝突による力は、安定計算の対象としなくてよいが、土石流区域、掃流区域を問わず、鋼製スリットダム部材の構造計算の際に考慮するものとする。

鋼製スリットダムの場合にも、ダムの高さに応じて表1-6-1のような加重の組合せについて検討しておくこととする。

表1-6-1 鋼製スリットダムの設計荷重の組合せ

配置される区域	ダム高さ	設計荷重
土石流区域	15m未満	土石流の流体力 堆砂圧、および自重
掃流区域	15m未満	堆砂圧、および自重

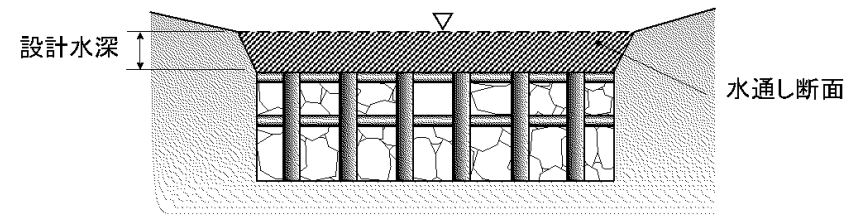


図3-2-1 閉塞型の透過型砂防堰堤の水通し断面(斜線部)

第3節 開口部の設計

3.1 開口部の位置

3.1.1 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 p7)

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画する。

(建透指 p7)

3.1.2 横断方向

溪流の連続性ならびに兩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 p7)

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 p7)

3.2 開口部の設定

3.2.1 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 p25)

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、未満砂の状態でも平常時の流量を下流へスムーズに流せる形状とする。

(土流設 p25)

6-2-3 天端幅および構造

クローズ砂防ダムに準ずる。

鋼構設 p63

解説

鋼製スリットダムでは、礫が連続的に衝突する部材については必要に応じて緩衝などの処置をとることとする。

6-2-4 鋼製スリットダムの開口部の構造

(a) 開口部の大きさ

鋼製スリットダムの開口部の大きさは、土石流の最大礫径および施設の目的により決定する。

鋼構設 p63

解説

開口部の大きさは、コンクリートスリットダムと同様である(設計編5-1参照)。すなわち、開口部の大きさが最大礫径の1.5倍より小さければ土石流発生時に確実に閉塞し、2.0倍以上ではピーク土砂量は減少するが完全には閉塞しない。したがって、土石流を確実に捕捉しようとする場合は、開口部の大きさは土石流の最大礫径の1.5倍程度以下とし、巨礫のみの捕捉やピーク土砂量の減少のみを目的とする場合は、開口部の大きさを土石流の最大礫径の2倍程度とする。

(b) 部材および構造

鋼製スリットダムは土石流発生時に長時間砂礫の衝突を繰り返し受ける可能性があるため、摩擦や一部の破損が構造物全体に致命的な影響を及ぼさないよう部材、構造を選択する。

鋼構設 p64

解説

礫が連続的に衝突する部材については必要に応じて緩衝のための処置をとることとする。

6-2-5 断面設計

クローズ砂防ダムに準ずる。

鋼構設 p64

解説

鋼製スリットダムの場合の下流のりは、特に規定しないが、越流する礫によって致命的な損傷を受けないようにする。緩衝材を使用する場合は、その性能について別途検討することとする。

6-2-6 安定計算法

クローズ砂防ダムに準ずる。ただし、滑動の安全率は1.2以上とする。

鋼構設 p64

解説

鋼製スリット構造物は、土石流対策ダムとしてもそれ以外の用途で用いられる場合でも、土石流抑止時あるいは満砂後には通常の砂防ダムの場合と同様に、堆砂による水平荷重を安全に支持地盤に伝

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第3章 土石流捕捉のための透過型砂防堰堤

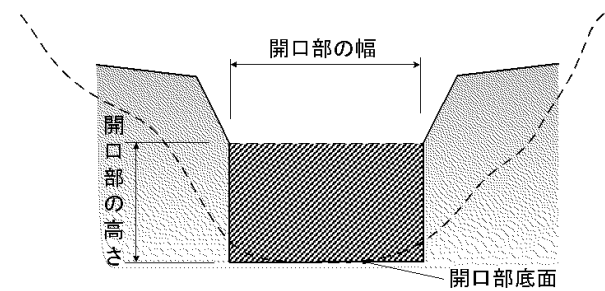


図3-3-1 透過型砂防堰堤の開口部(斜線部) (土流設 p26)

3.2.2 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 p26)

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3-3-2)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 p26)

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最大礫径(D_{95})の1.5倍まで狭くすることができる。(表3-3-1参照)

3 実験(図3-3-3参照)によると、土砂容積濃度が高い場合においては、水平純間隔および鉛直純間隔が最大礫径(D_{95})の1.5倍より小さければ、透過部断面が閉塞することがわかっているため、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土石流の水深以下の透過部断面が土石流に含まれる巨礫等により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の流下中にも保持されること。
- ②土石流の水深よりも高い位置の透過部断面が土石流の後続流により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の後続流の流下中にも保持されること。

(土流設 p25,26)

第1章 砂防ダム設計

6-2-3 天端幅および構造

クローズ砂防ダムに準ずる。

鋼構設 p63

解説

鋼製スリットダムでは、礫が連続的に衝突する部材については必要に応じて緩衝などの処置をとることとする。

6-2-4 鋼製スリットダムの開口部の構造

(a) 開口部の大きさ

鋼製スリットダムの開口部の大きさは、土石流の最大礫径および施設の目的により決定する。

鋼構設 p63

解説

開口部の大きさは、コンクリートスリットダムと同様である(設計編5-1参照)。すなわち、開口部の大きさが最大礫径の1.5倍より小さければ土石流発生時に確実に閉塞し、2.0倍以上ではピーク土砂量は減少するが完全には閉塞しない。したがって、土石流を確実に捕捉しようとする場合は、開口部の大きさは土石流の最大礫径の1.5倍程度以下とし、巨礫のみの捕捉やピーク土砂量の減少のみを目的とする場合は、開口部の大きさを土石流の最大礫径の2倍程度とする。

(b) 部材および構造

鋼製スリットダムは土石流発生時に長時間砂礫の衝突を繰り返し受ける可能性があるため、摩耗や一部の破損が構造物全体に致命的な影響を及ぼさないよう部材、構造を選択する。

鋼構設 p64

解説

礫が連続的に衝突する部材については必要に応じて緩衝のための処置をとることとする。

6-2-5 断面設計

クローズ砂防ダムに準ずる。

鋼構設 p64

解説

鋼製スリットダムの場合の下流のりは、特に規定しないが、越流する礫によって致命的な損傷を受けないようにする。緩衝材を使用する場合は、その性能について別途検討することとする。

6-2-6 安定計算法

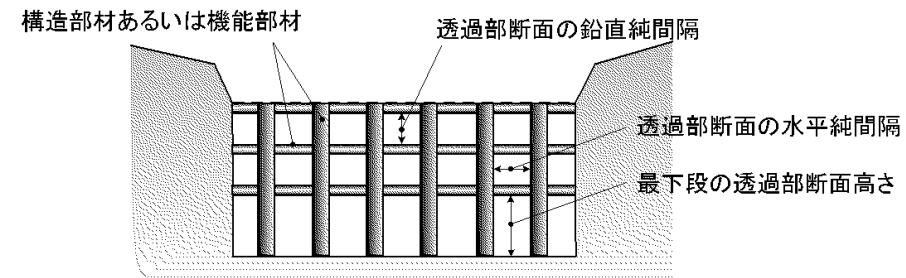
クローズ砂防ダムに準ずる。ただし、滑動の安全率は1.2以上とする。

鋼構設 p64

解説

鋼製スリット構造物は、土石流対策ダムとしてもそれ以外の用途で用いられる場合でも、土石流抑止時あるいは満砂後には通常の砂防ダムの場合と同様に、堆砂による水平荷重を安全に支持地盤に伝

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第3章 土石流捕捉のための透過型砂防堰堤



(土流設 p27)

図3-3-2 透過部の純間隔

表3-3-1 透過型砂防堰堤における透過部断面の設定について

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

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

*2 上述の通り、最下段透過部断面高さを最大粒径(D_{95})の1.5倍まで狭くすることができる。

(土流設 p27)

3.2.3 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。

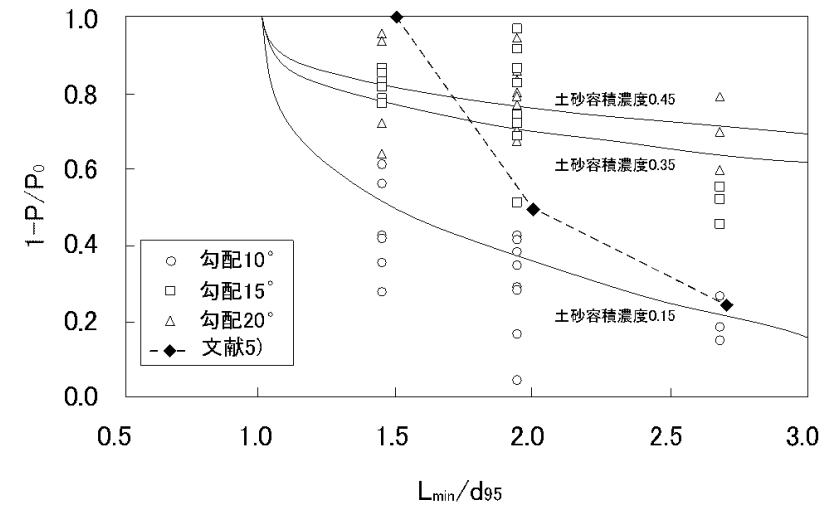
解説

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 p63)

<参考> 透過部の閉塞 (実験結果) (土流設 p28)

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第3章 土石流捕捉のための透過型砂防堰堤



透過部断面の幅(鋼管純間隔)とピーク流砂量の減少率(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分かる。

図3-3-3 土石流ピーク流量の変化

第4節 越流部の設計

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 p19)

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。(土流設 p19)

4.1.1 安定条件

透過型砂防堰堤全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。(土流設 p19)

解説

透過型砂防堰堤全体の安定条件の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。(第2章第3節3.4参照) (土流設 p19)

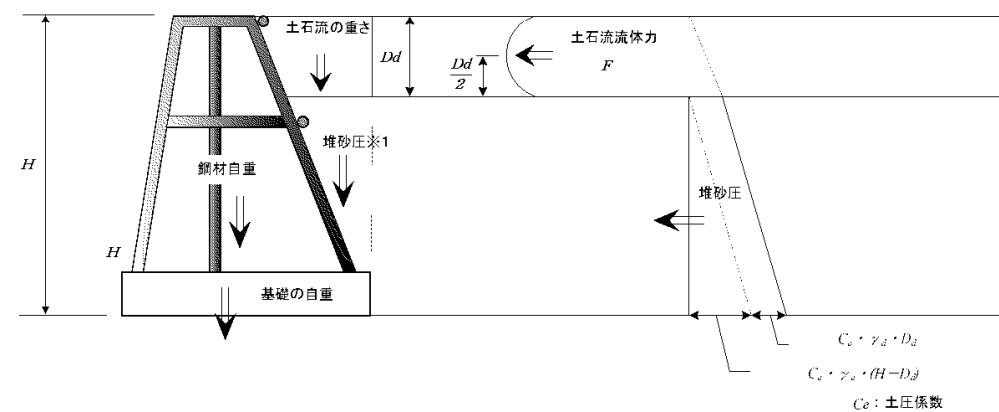
4.1.2 設計外力

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、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。(土流設 p19)

解説

- ① 堆砂圧は土石流が上載されるものとして台形分布とする。
- ② 透過部分には砂礫および水は詰まっていない状態で自重を算定する。
- ③ 図3-4-1に示す堆砂圧および流体力を外力として堤体全体の安定性、部材の安全性を検討する。土石流自重が上載荷重となるので堆砂圧は台形分布となる。

(土流設 p19)



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

(土流設 p19)

図3-4-1 設計外力(土石流時)

6-2-3 天端幅および構造

クローズ砂防ダムに準ずる。

解説

鋼構設 p63

鋼製スリットダムでは、礫が連続的に衝突する部材については必要に応じて緩衝などの処置をとることとする。

6-2-4 鋼製スリットダムの開口部の構造

(a) 開口部の大きさ

鋼製スリットダムの開口部の大きさは、土石流の最大礫径および施設の目的により決定する。

解説

鋼構設 p63

開口部の大きさは、コンクリートスリットダムと同様である(設計編5-1参照)。すなわち、開口部の大きさが最大礫径の1.5倍より小さければ土石流発生時に確実に閉塞し、2.0倍以上ではピーク土砂量は減少するが完全には閉塞しない。したがって、土石流を確実に捕捉しようとする場合は、開口部の大きさは土石流の最大礫径の1.5倍程度以下とし、巨礫のみの捕捉やピーク土砂量の減少のみを目的とする場合は、開口部の大きさを土石流の最大礫径の2倍程度とする。

(b) 部材および構造

鋼製スリットダムは土石流発生時に長時間砂礫の衝突を繰り返し受ける可能性があるため、摩擦や一部の破損が構造物全体に致命的な影響を及ぼさないよう部材、構造を選択する。

解説

鋼構設 p64

礫が連続的に衝突する部材については必要に応じて緩衝のための処置をとることとする。

6-2-5 断面設計

クローズ砂防ダムに準ずる。

解説

鋼構設 p64

鋼製スリットダムの場合の下流のりは、特に規定しないが、越流する礫によって致命的な損傷を受けないようにする。緩衝材を使用する場合は、その性能について別途検討することとする。

6-2-6 安定計算法

クローズ砂防ダムに準ずる。ただし、滑動の安全率は1.2以上とする。

解説

鋼構設 p64

鋼製スリット構造物は、土石流対策ダムとしてもそれ以外の用途で用いられる場合でも、土石流抑止時あるいは満砂後には通常の砂防ダムの場合と同様に、堆砂による水平荷重を安全に支持地盤に伝

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第3章 土石流捕捉のための透過型砂防堰堤

④ 透過型砂防堰堤は、表3-4-1により所定安全率を満足させるものとする。

表3-4-1 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 p20)

4.2 透過部の構造検討

4.2.1 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 p22)

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・流木の衝突による、各部材の強度の検討

また、土石流を捕捉する目的で配置される部材(機能部材)のうち、構造物の形状を保持するための部材(構造部材)に相当しないものは、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。(土流設 p22)

4.2.2 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、温度変化とする。(土流設 p22)

解説

- 1 構造検討を行う設計外力の組み合わせを表3-4-2に示す。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第3章 土石流捕捉のための透過型砂防堰堤

表3-4-2 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 p23)

- 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倍割り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の許容応力度の割り増しは行わない。温度変化に対しては、一般的に許容応力度を1.15倍増すものとする。なお、温度応力が大きくなる場合は、部材断面が温度応力で決定されないような断面形状とするか、施設延長を分割するものとする。
- 透過型砂防堰堤の構造計算に当たっては、部材の発生応力と接合部の強度について、土石流時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物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くなければならない。
- 透過部の部材の設計においては、表3-4-1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_{12})を想定し、さらに余裕角(θ_{13})を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度(θ_{11})を設定する(図3-4-2参照)。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 p23)

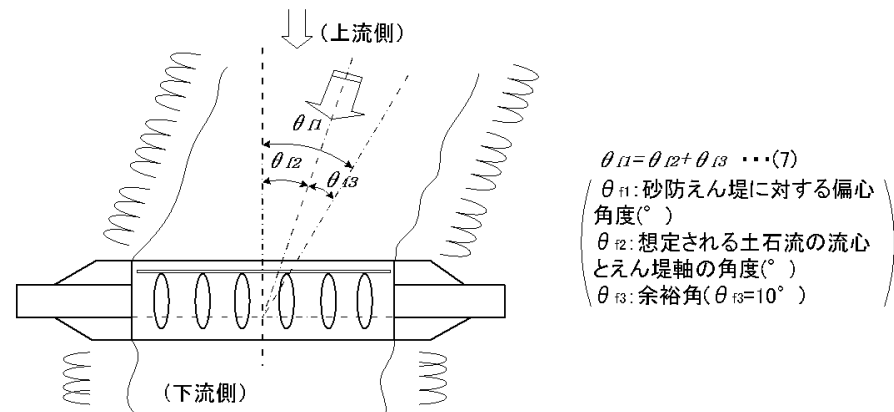


図3-4-2 透過部材に対する偏心荷重(溪流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合) (土流設 p24)

第1章 砂防ダム設計

達しなければならない。この場合、堆砂自身があたかもフィルダムのような状態になって安全性を確保するような型式のもの(例えば抗基礎型式の多列直立杭ダム)を除いてコンクリートフーチングのような人工地盤を基礎とする型式のものについては、上記の荷重状態に対する安全性について検討しておく必要がある。

6-2-7 構造計算法

鋼製スリットダムにおける礫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。鋼製スリットダムの構造計算において、土石流の面外荷重に対して安全であることを確認しなければならない。

鋼構設 p64

解説

土石流のダムに対する偏心角度(面外角度)は、流心とダム軸との角度に 10° を加えたものとする。ただし、設計外力が面外となったほうが安全性が増すとと思われる構造物については、代表構造において安全性を確認しておけばよい。

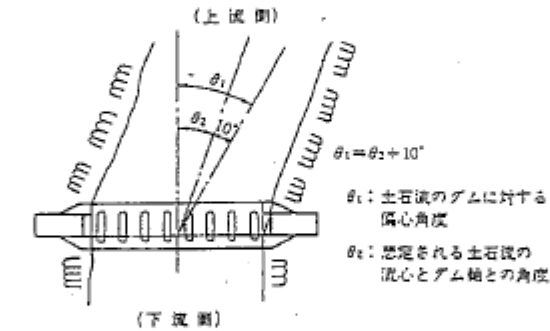


図1-6-3 鋼製スリットダムの面外荷重

鋼製スリット構造物の場合でも、安定計算に用いる荷重に対しては、弾性力学に基づいた通常の許容応力度法によって部材の発生応力と接合部の強度について解析してその安全を確認しておくなければならない。

なお、骨組が不静定構造物となっている場合には、安定計算に用いる荷重のほかに温度変化による影響が考えられるが、他の荷重に加え合わせず、温度変化による影響のみについて検討する。また、温度変化の範囲は現地の状況に応じて適切な値を設定する。

礫および流木の衝突に対する検討は、弾性力学に基づいた解析法によって、礫および流木の運動エネルギーが100%伝達され、これを構造物の変化によって吸収するとし、その変形が所定の変形量以内であることを確認する方法によることとする。

ここで、礫および流木の運動エネルギーは次式によって求められる。

$$E = \frac{1}{2} m U^2 \dots \dots \dots (1-6-2)$$

ここに、E: 礫および流木の運動エネルギー (kgf・m) [J]

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きるように設計する。(鋼砂便 p87)

解説

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、4.1の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。

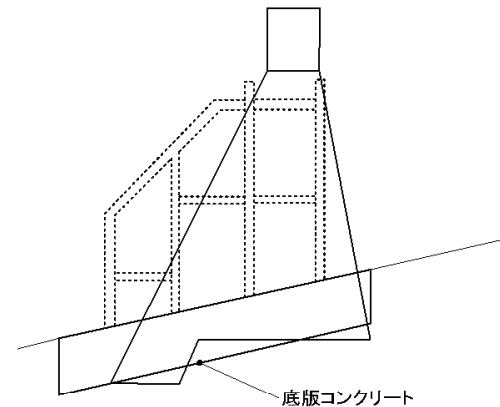


図3-4-3 底版コンクリート形状

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)、堰堤の上下流の堆砂状況、流量等に配慮し、底版コンクリートを溪床勾配より緩くする。

2 底版コンクリートの厚さ

底版コンクリートの厚さは、構造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。

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する。このため、底版コンクリート厚さは、最低でも基礎地盤に応じた根入れ深さを確保する。

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 p87-88)

第5節 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 p29)

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、不透過型砂防堰堤と同様とする。(土流設 p29)

- (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)

第6節 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 p30)

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 p30)

^{*}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)

第7節 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。

第4章 土石流捕捉のための 部分透過型砂防堰堤

第1節 設計流量、水深

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.33)

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。
(第2章第1節1.1参照) (土流設 p.33)

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.33)

解説

- 1 水通し断面における設計水深(本マニュアルでは「設計水深(水通)」と呼ぶ)
透過型砂防堰堤と同様、設計水深(水通)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.21,35参照)

① 設計流量(土石)に対する越流水深の値

② 最大礫径の値

- 2 洪水時の安定計算における設計水深
設計流量(洪水)が、不透過部を越流する時の水深
- 3 前庭保護工に対する設計水深
前庭保護工に対する設計水深(設計水深(前庭))は、水通し断面の決定に用いた流量を用いる。

(土流設 p.38,18参照)

第2節 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.35)

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する(第3章第2節参照)。
(土流設 p.35)

第3節 開口部の設計

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

第3章第3節3.1を参照されたい。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第4章 土石流捕捉のための部分透過型砂防堰堤

3.2 開口部の設定

開口部の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。 (土流設 p35)

解説

第3章第3節3.2を参照されたい。

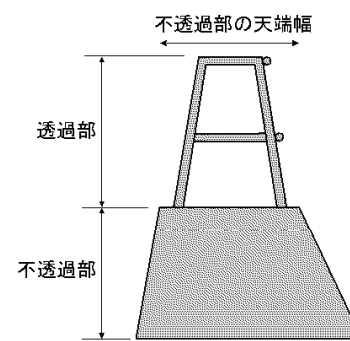
第4節 越流部の設計

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 p35)

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3m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。



(土流設 p36 一部追加)

図4-4-1 部分透過型砂防堰堤越流部側面図(例)

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 p36)

解説

第2章第3節3.3を参照されたい。

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 p31)

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。 (土流設 p31)

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第4章 土石流捕捉のための部分透過型砂防堰堤

4.3.1 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 p31)

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。(第2章第3節3.4参照)

(土流設 p31)

4.3.2 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 p31)

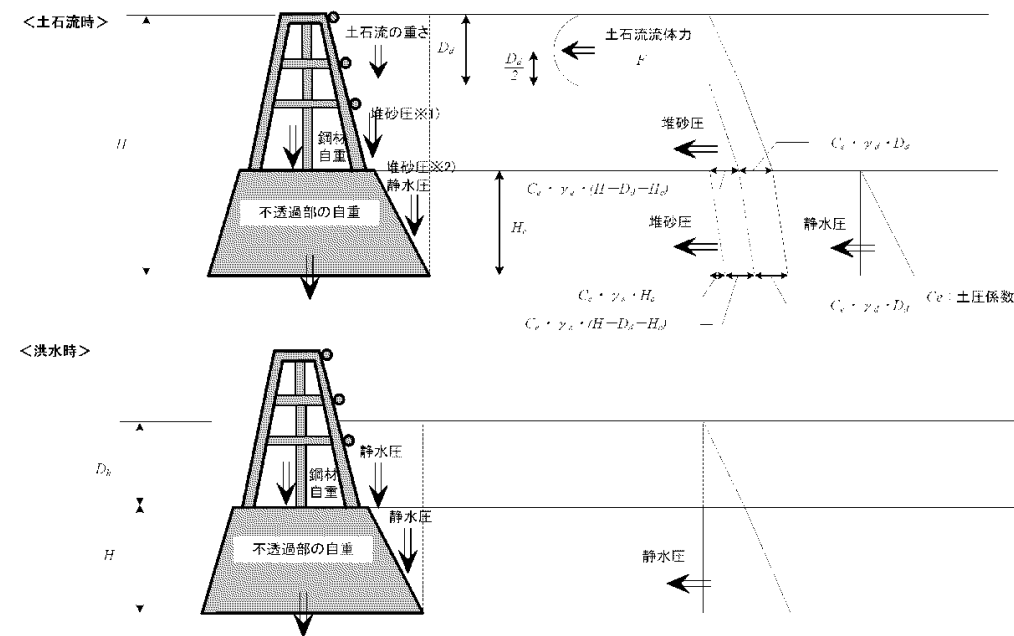
解説

1 安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表4-4-1のとおりとする。

表4-4-1 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		静水压, 堆砂圧, 土石流流体力	静水压
堰堤高 15m以上	静水压, 堆砂圧, 揚圧, 地震時慣性力, 地震時動水压	静水压, 堆砂圧, 揚圧力 土石流流体力	静水压, 堆砂圧, 揚圧力

2 安定計算に用いる設計外力は図4-4-2に示すように透過部と不透過部に作用させる。



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

図4-4-2 部分透過型堰堤の安定計算に用いる設計外力(H<15m) (土流設 p32)

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第4章 土石流捕捉のための部分透過型砂防堰堤

- 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 p32)

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 p34)

解説

部分透過型砂防堰堤の部材および構造は、透過型砂防堰堤と同様に検討する。(土流設 p34)
(第3章第4節4.2参照)

第5節 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 p37)

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 p37)

第6節 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 p38)

第7節 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5章 床固工の設計

第1節 総説

床固工は、縦侵食を防止して河床の安定を図り、河床堆積物の流出を防止し、山脚を固定するために設置するもので、溪流保全工内に設置する床固工とは区別する。ただし、溪流保全工の上流端に設置する床固工は本章に準ずるものとする。

床固工の規模、位置の選定に当たっては、上記の目的を十分検討するとともに、環境への影響や経済性等についても考慮し決定しなければならない。

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

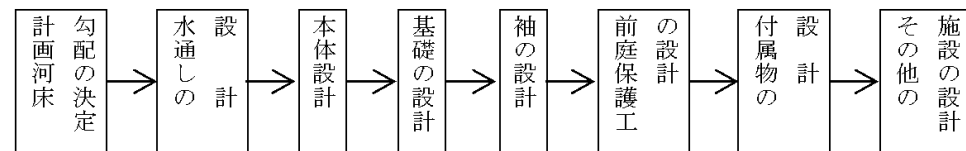
(建河Ⅱ p18)

解説

床固工は、その目的により単独または複数で計画され、その設計にあたっては、目的が十分に達成されるようにするとともに、環境への影響、安全性、経済性及び将来の維持管理面についても考慮する。

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、その設計順序は表 5-1-1 に示す通りである

表 5-1-1 床固工の設計順序



第2節 床固工構造

2.1 水通しの設計

床固工の水通しは、砂防堰堤（第2章第2節）に準じて設計するものとする。

解説

水通しの設計も砂防堰堤に準じて行うが、水通し天端が上流水路と一体となって扱える流路内の床固工等の場合は、マンニングの流速公式により越流水深を求めることができる。

水通し底幅(B₁)、袖小口の勾配 (m₂) を決め、越流水深 (h₃) を仮定することによりマンニング式及び土砂混入による流速補正式(ワングの式)によって流量を計算し、これが対象流量と合うように越水深 (h₃) を決めていく方法で、水通し断面を決めることになる。

$$\left. \begin{aligned}
 Q &= v_a \cdot A \\
 V &= \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \\
 V_a &= v \times \frac{\gamma}{\gamma + \alpha (\gamma_s - \gamma)}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5-2-1)$$

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第5章 床固工の設計

- Q : 対象流量(m³/sec)
- V : 清水の平均流速(m/sec)
- A : 対象流量流過断面積(m²)
- $A = h_3 (B_1 + m_2 h_3)$
- h₃ : 越流水深(m)
- B₁ : 水通し底幅(m)
- m₂ : 袖小口勾配(1 : m₂)
- n : マニングの粗度係数
- R : 径深(m)
- $R = A/P$
- P : 潤 辺(m)

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

- I : 床固工上流河床勾配
- V_s : 土砂混入後の流速(m/sec)
- α : 土砂混入率 (0.05~0.10)
- γ : 水の比重(1.0)
- γ_s : 土砂礫の比重(2.6)

注-3) 粗度係数は、第7章第4節表7-4-1を標準とする。

ただし、越流水深(h₃)が、水通し底幅に対して著しく小さいか、または概略値を求める場合は次式を用いる場合もある。

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

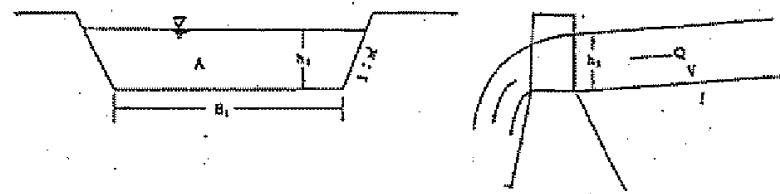


図5-2-1 マニングの流速公式による越流水深

2.2 本体の設計

床固工の本体は砂防堰堤(第2章第3節)に準じて設計するものとする。
(建河Ⅱ p 19)

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な条件の場合には枠床固工、ブロック床固工、銅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

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第5章 床固工の設計

び安定を確かめた上で現地条件に応じた断面等を決定するものとする。また、環壊への影響、経済性等を考慮して、下流のり面の緩勾配化、コンクリート立積の縮減等を検討する。

2.2.1 天端幅

床固工本堤の天端幅は次表を標準とする。

解説

表5-2-1 床固工本堤の天端幅（コンクリートの場合）

床固工高	天端幅
$H \leq 3.0$	1.0
$3.0 < H \leq 4.0$	1.5
$4.0 < H \leq 5.0$	2.0

(注)上表により難い場合は別途考慮する。

2.2.2 安定計算に用いる荷重及び数値

床固工の工の安定計算に用いる荷重及び数値は、砂防堰堤（第2章第3節）に準ずじて設計するものとする。 (建河Ⅱ p 19)

2.3 基礎の設計

床固工の基礎は、砂防堰堤（第2章第4節）に準じて設計するものとする。 (建河Ⅱ p 19)

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、粒度や締め固まり具合のいかんによっては、地震時に流動化現象を起こす恐れがある。粘土の場合は、締め固まり具合や含水比によっては、圧密沈下や剪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、砂礫基礎の場合の基礎処理等を準用するものとする。

2.4 袖の設計

床固工の袖は、砂防堰堤（第2章第5節）に準じて設計するものとする。 (建河Ⅱ p 19)

2.5 前庭保護工の設計

床固工の前庭保護工は、砂防堰堤（第2章第8節）に準じて設計するものとする。 (建河Ⅱ p 19)

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第5章 床固工の設計

解説

床固工の前庭保護工は、砂防堰堤（第2章第8節）に準じて設計するものとする。ただし、水叩き工及び垂直壁については、以下を標準とする。

(1) 水叩き工

① 厚さ t

水叩き工の厚さ t は次表を標準とする。

5-3-2 床固工水叩き工の厚さ

床固工高	重さ	t
$H \leq 30$		0.8m
$3.0 < H$		1.0m

② 長さ L

$$L = 2.0 \times (H_1 + h) \dots \dots \dots (5-2-3)$$

(L は 0.5m 単位とする)

L : 水叩き長(垂直壁天端幅含まず)

H_1 : 有効落差($H_1 = H - t$)

h : 越流水深

(2) 垂直壁

垂直壁の天端幅は 0.8~1.0m を標準とし、水叩き厚さと同一とする。

(3) その他

側壁工、護床工、取付護岸工は砂防堰堤（第2章第8節 8.6 及び第9節）、に準じて設計するものとする。

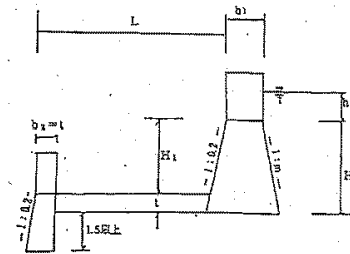


図 5-2-2 床固工の標準構造

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第5章 床固工の設計

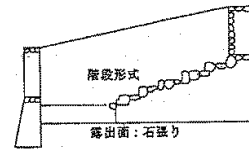


図 5-2-3 環境に配慮した床固工の例

同左

第6章 護岸工の設計

第1節 総説

護岸の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、流勢、流送土砂等の外力に対して安定堅固にするとともに、環境への影響、維持管理面等についても考慮するものとする。

(建河Ⅱ p 20)

解説

護岸の機能としては、山脚の固定、溪岸崖壊防止、横侵食防止等が考えられる。

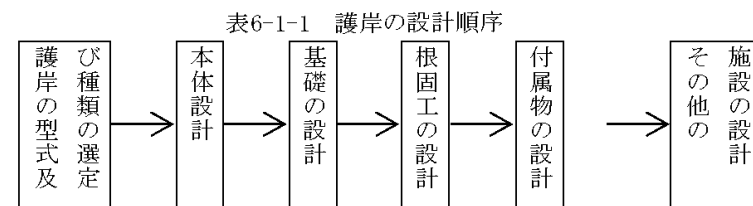
護岸は、流勢による河岸の決壊や崩壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがあり、特に後者は洪水時に土砂や転石等の衝撃を受けやすいので安全性に十分留意するものとする。

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、設計に当たっては、これらにも十分に留意するものとする。

なお、護岸の設置範囲は、自然環境の保全に配慮し、必要最小限の範囲とすることが望ましい。

護岸の設計順序は、護岸の型式及び覆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4-1-1参照)



第2節 護岸工構造

2.1 型式

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、地質条件等により選定するものとする。

(建河Ⅱ p 21)

解説

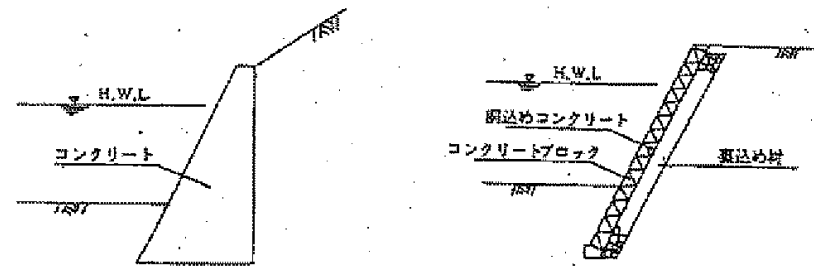
護岸の型式には自立式とモタレ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等によって選定される。一般的に、地質条件等が特別悪い場合を除きモタレ式を用いるものとする。

自立式の護岸は、原則として安定計算を実施して構造を決めるものとする。(図6-2-1(a)参照)

モタレ式護岸は、一般にはコンクリートブロック積護岸を標準とする。(図6-2-1(b)参照)

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第6章 護岸工の設計



(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6-2-1 護岸の型式

ここで、河川・砂防工事のコンクリートブロック積の裏込め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。

護岸の直高 2.00m 以上、のり勾配が 1 : 0.5 より急(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。

裏込めコンクリート厚：直高 3.0m 以下の場合、下端より 0.10m の等厚とする。

直高 3.0m を越える場合、下端より 0.15m の等厚とする。

水抜きパイプは、護岸背面の土質が吸い出され易いもの以外の場合は、常時湛水が予想される水位より高い所に、2m²に 1 箇所の割合で設置する。

コンクリート擁壁護岸、ブロック積護岸の構造は、土木構造物標準設計によるものとする。

2.2 護岸材料と構造

一般に砂防河川に用いられる護岸工の材料は、コンクリート、コンクリートブロック、石材等であるが、自然環境の保全に配慮し、植生や木または石材を併用することが望ましい。(建河Ⅱ p21)

解説

一般に砂防河川では流勢に対抗するため、コンクリート、コンクリートブロック、石材等により堅固な構造とすることが必要である。一方、自然環境の保全を図るためには、植生や木または石材を用いて多孔質の構造とし、植生や魚類、水生動物、昆虫等の生息環境を提供できる構造とすることが望ましい。

そのような構造として、例えば、蛇籠、捨石等により多孔質構造とすること、コンクリート護岸を覆土し隠し護岸として植生を導入すること、多自然型ブロックの採用やつる性植物で護岸を覆うこと等の検討を行う。また、景観や親水性に配慮し、巨石積護岸や階段護岸等の採用を検討する。

これらの護岸構造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。

同左

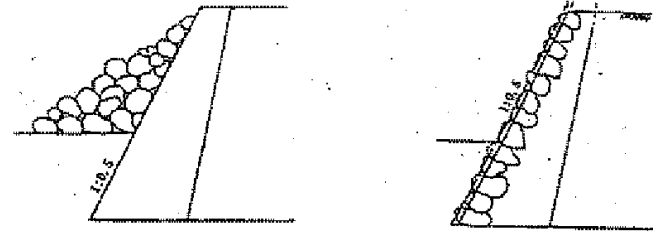


図 6-2-2 環境や景観に配慮した護岸の例

2.3 のり勾配

護岸のり勾配は、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 p 21)

2.4 法線

護岸の法線は、河床勾配流況出水状況等を考慮して定めるものとする。

(建河Ⅱ p 21)

2.5 高さ

護岸工は、溪岸保護、越水防止を図るため十分な高さを確保する。

解説

護岸工の高さについては次の点に留意する。

- (1) 斜面からの崩れを保護するに十分な高さであること、また崩壊土が護岸を越えて流路に侵入しないようできるだけ崩れからの距離を取る。
- (2) 洪水時に流路の方から流水が越水しない高さである。
- (3) 護岸工の天端高は計画洪水位に余裕高を加えた高さとする。
- (4) 溪流の曲線部における凹岸の護岸は強固に計画するとともに特に天端高を増す。(第7章溪流保全工参照)

同左

2.6 計画溪床勾配

護岸工施工区間の計画溪床勾配については、ダムの堆砂勾配、床固工、及び溪流保全工の計画溪床勾配を参考にして決定する。

2.7 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。

(建河Ⅱ p21)

解 説

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し、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6-2-3を参考とする。

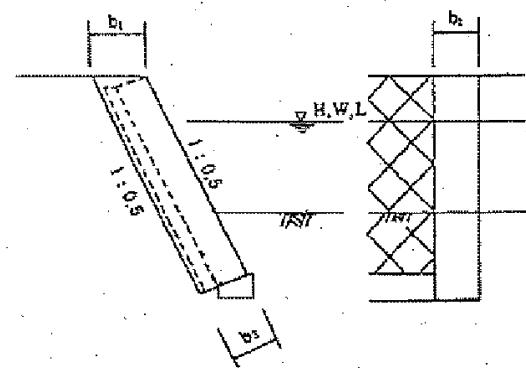


図6-2-3 小口止の構造

$$b_1 = 0.95\text{m}$$

$$b_3 = 0.30\text{m}$$

$$b_3 = 0.85\text{m}$$

注1) コンクリートブロック積に裏込コンクリートがある場合は、裏込礫の位置を考慮して b_1 、 b_3 を決定すること。

注2) 小口止を護岸計画の起終点に計画する場合は、嵌入方法及び深さは帯工に準ずるものとし、 b_3 は1.0mとする。

2.8 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、現地の状態を把握して安全かつ経済的に決めるものとする。

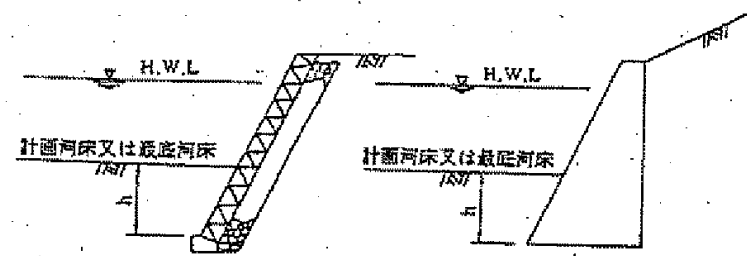
一般には、表6-2-1を標準とする。

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第6章 護岸工の設計

表 6-2-1 護岸の根入れ

地 質	計画河床を定めている場合	護岸を単独で計画する場合
砂 礫	計画河床高より 1.0m 以上	最低河床高より 1.0m 以上
岩	計画河床高より 0.5m 以上	最低河床高より 0.5m 以上



h : 表 6-2-1 で定める護岸の根入れ深さ

図 6-2-4 護岸根入れ

2.9 伸縮目地

護岸工においては、コンクリートの膨張収縮によるひび割れを防止するため伸縮目地を設けるものとする。

解 説

伸縮目地は、コンクリートの膨張収縮によるひび割れを防止するだけでなく、基礎部の不等沈下による護岸破壊などを最小にとどめたり、地震等外力によるひび割れ破壊に対する防止対策としても有効である。

一般的には、護岸長さ 10m ごとに伸縮目地を設けるものとし、材料はエラストイト類 (厚さ 1cm 程度) を使用する。

2.10 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 p 22)

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、その構造は屈撓性のあるものでなければならない。

根固工の材料は、コンクリートブロック、捨石等がある。

同左

第7章 溪流保全工の設計

第1節 総説

溪流保全工は主に床固工と護岸工の組み合わせにより施工されるが、設計に当たっては、その機能、目的を考慮して安全性についての検討を行い、対象流量を安全に流下させようようにするとともに、環境への影響、維持管理、周辺の水利用、地下水位等についても配慮するものとする。

特に環境については、その保全を図るため、治水安全性を確保しつつ施工規模をできるだけ小さくするなど、自然を活かした工法の採用に努めるものとする。
(建河Ⅱ p 19)

解説

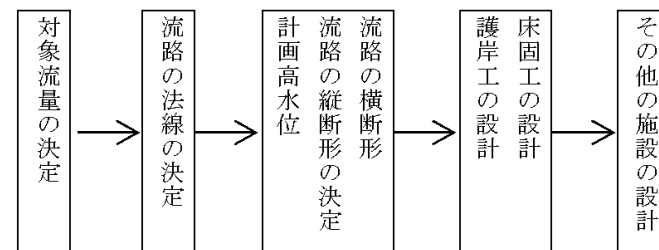
溪流保全工の設計に当たっては、自然環境の保全を図るため施工規模に留意し、河床掘削・工作物等による現況河道及び周辺環境の改変を最小限度とすることに努める。

溪流保全工を必要とする溪流は一般的には勾配が急で流速が速いため、築堤式では破堤、決壊等の危険性が高く、いったん破堤した場合の被害が著しいので、掘込み方式を採用することを原則とし、やむを得ず築堤つする場合は本川との取り付け部分等に限って採用することとする。

一般に溪流保全工は扇状地の中に計画される。その設計に関する留意点のうちで最も重要なものは流路内の河床変動である。縦断方向、横断方向ともに河床変動が小さくなり、局所洗掘や異常堆積を起こさないように流路の諸元を決定するのが設計の目的である。しかし、溪流保全工の場合は上流端と下流端の標高と区間長があらかじめ与えられているのが普通であり、ここに設計の難しさがあるといえる。上流山地からの流入土砂量が多い場合^{※1}、河床変動が大きい場合^{※2}、古くから流路の変遷が激しく法線形が定めにくい場合、合流する支川の影響が大きい場合、流路を湾曲させる場合、工事費が大きい場合等は模型実験により法線形、河幅、床固工・帯工の要否その位置と間隔、その構造物の高さ、根入れ等を決定することが望ましい。

溪流保全工の設計順序は表 7-1-1 のとおりとするのが一般的である。

表 7-1-1 溪流保全工の設計順序



*1) 土石流入を除いたもので、上流山地の砂防ダムで捕捉できない土砂

*2) 局所堆積・洗掘を含む。

同左

第2節 対象流量

溪流保全工における計画規模は1/50を基準とし、下流河川の計画規模を考慮して決定する。なお、計画高水流量算定方法については（第1編共通編第3章）に準ずる。

第3節 法線

溪流保全工の法線は、現況流路を考慮してなめらかに計画する。

解 説

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

また、やむを得ず反曲線を設ける場合であっても、曲線部と反曲線部の間には計画河幅の6倍以上の直線部を設けることが望ましい。

土石流対策計画で実施する流路や土石流導流工、土石流堆積工等については、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。

ただし、河床勾配が比較的緩勾配(1/50程度以下)の河道の場合、あるいは地形条件等から安全性に問題がない場合には、できるかぎり自然環境を主と考え、現況流路を考慮したある程度の曲線部を設定する方が、自然環境の保全の観点から望ましい。

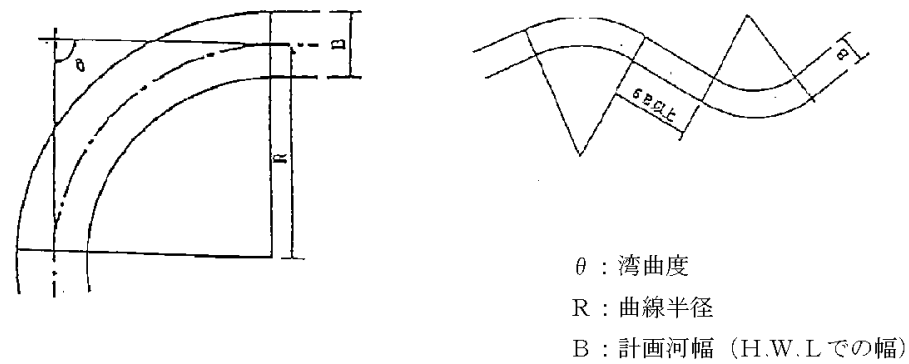


図 7-3-1 法線（基準例）

第4節 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。
 （建河Ⅱ p 24）

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工

解説

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

計画高水位は、与えられた対象流量をもとに決定する。流れが等流であると仮定すると、マンニングの式(7-4-1)から計画高水位(h)が得られる。

$$v = I/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (7-4-1)$$

- A : 流路流下断面 (m²)
- v : マニングの平均流速 (m/sec)
- n : マニングの粗度係数
- R : 径深 (m) (流下面積÷潤辺)
- I : 水面勾配

h : 計画高水位 (m)

注-1) 計画高水位 (h) は 0.1m 単位とする。

注-2) 式 7-4-1 で求められる流速は清水による流速で、洪水時のように含砂率の高い流水の流速を求める場合、ワングの式 (7-4-2) による流速補正が必要となる。

$$v_a = v \times \frac{\gamma}{\gamma + \alpha(\gamma_0 - \gamma)} \dots\dots\dots (7-4-2)$$

計画断面の流量 Q₁ は

$$Q_1 = A \cdot V_a \geq Q \dots\dots\dots (7-4-3)$$

- V_a : 土砂混入後の流速 (m/sec)
- v : 清水の平均流速 (m/sec)
- α : 土砂混入率 (0.05~0.10)

・溪流保全工の土砂混入率は、本県では次の値を標準とする。

溪流保全工上流の砂防工事が概成 (整備率 70%) している場合 : 5%

その他の場合 : 10%

γ : 水の比重 (1.0)

γ₀ : 土砂礫の比重 (2.6)

Q : 対象流量 (m³/sec)

注-3) 粗度係数は、一般に表 7-4-1 を標準とする。

表 7-4-1 粗度係数

河道の状況	その値
一般河道	0.030~0.035
急流河川及び河幅が広く水深の浅い河川	0.040~0.050
暫定素掘河道	0.035
三面張でコンクリート護岸	0.020
三面張でブロック積護岸	0.025
二面張でブロック積護岸	0.030
河川トンネル	0.023

第2章 計画高水流量

(参考)

土石流の単位体積重量について正確な値は得られていないが、下記の測定値が報告されている。

焼岳の実測値 : 1.77, 2.11, 1.87, 1.81, 1.94, 1.63

桜島 野尻川 : 最大2.04、最小1.12、平均1.79

2-2 流砂調整施設 (掃流区域) の設計流量

設計流量は、土砂混入率を考慮して求める。

建. 計 p184

解説

$$Q = \frac{Q_p}{1 - \alpha} \dots\dots\dots (2-2-9)$$

- Q : 設計流量
- α : 土砂混入率
- Q_p : 清水による流量

(1) 砂防ダムの土砂混入率は、一般に10%~20%が用いられている場合が多く、本県では10%を標準とし、荒廃が激しい場合には20%とする。

(2) 流路の土砂混入率は、本県では次の値を標準とする。

流路上流の砂防工事が概成 (整備率70%) している場合 : 5%
その他の場合 : 10%

2-3 設計流量の算定

設計流量は、その工作物の地点で算定する。

解説

①洪水流量の算定 …… 砂防ダム、床固工は、その工作物の地点で算定すること。流路、床固工群は、支川合流地点、流域面積が大きく変化する地点、砂防原点とする。

②流量の単位 (土砂混入を考慮した量とする)

表2-2-1 流量の単位

流 量	算 出 単 位	例
10m ³ /sec未満	少数点以下を切り上げ1m ³ /sec単位とする	Q=3.2≒4.0
10m ³ /sec~100m ³ /sec	5m ³ /sec以下を切り上げ5m ³ /sec単位とする	Q=52.1≒55 Q=55.2≒60
100m ³ /sec以上	10m ³ /sec以下を切り上げ10m ³ /sec単位とする	Q=112.1≒120

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工

注4) 等流と仮定し、水面勾配と計画河床勾配とする。

実際は与えられた川幅(流路幅)Bの元にhを仮定してQを計算し、これが与えられた対象流量以上になるまで繰り返して計算を行い、hを決定する。

同左

第5節 縦断計画

溪流保全工の縦断形は、河床及び工作物の安定を考慮するとともに、掘込み方式が原則であるので、周辺の地形条件や将来の維持管理等も勘案して決定するものとする。(建河Ⅱp24、砂設公p156)

解説

溪流保全工の上端及び下端においては河床勾配が急変しないよう留意する。また、支川が合流している地点においては、洗掘、堆積等に留意して設計するものとする。

5.1 計画勾配

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決定する。

5.2 溪床勾配を変化させる方法

溪流保全工の溪床勾配を変化させる場合、勾配の変化をあまり急激に行うと変化点付近で洗掘や堆積が生じ、流路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うるので、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決めることを原則とする。また、勾配の変化点は落差工を計画し、帯工で変化させてはならない。

解説

掃流力を50%以上変化させないとは、上流を基準として、

$$U_{*A}^2 / U_{*B}^2 = \frac{gR_A I_A}{gR_B I_B} \leq 2$$

のことである。一般的には、

$$\left. \begin{aligned} I_A \geq 1/30 \text{ の場合は } U_{*A}^2 / U_{*B}^2 \leq 2 \\ I_A < 1/30 \text{ の場合は } U_{*A}^2 / U_{*B}^2 \leq 1.5 \end{aligned} \right\}$$

..... (7-5-3)

程度を目安に計画するとよい。

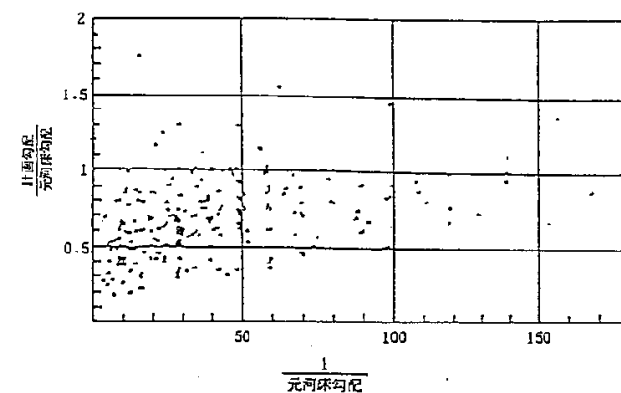
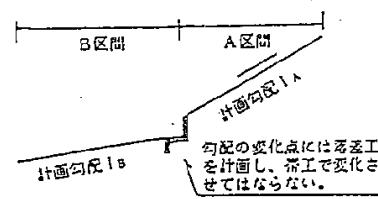


図 7-5-1 元河床勾配と計画勾配との関係

同左



- I_A : 勾配変化点上流部の河床勾配
- I_B : 勾配変化点下流部の河床勾配
- U_{*A} : 勾配勾配変化点上流部の摩擦速度
- U_{*B} : 勾配勾配変化点下流部の摩擦速度
- g : 重力加速度
- R_A : 勾配勾配変化点上流部の径深
- R_B : 勾配勾配変化点下流部の径深

図 7-5-2 計画勾配の変化

[計算方法]

掃流力を $U_{*}^2 = g \cdot R \cdot I$ で表し、近似的に $R = H$ として、

$$\text{A区間の掃流力 } U_{*A}^2 = g \cdot H_A \cdot I_A \quad \dots\dots\dots (7-5-4)$$

$$\text{B区間の掃流力 } U_{*B}^2 = g \cdot H_B \cdot I_B \quad \dots\dots\dots (7-5-5)$$

$$\frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} = \frac{g \cdot H_A \cdot I_A}{g \cdot H_B \cdot I_B} \leq 1.5 \sim 2.0 \quad \dots\dots\dots (7-5-6)$$

ここで計画水深を同じにとれば、 $H_A = H_B$

$I_A / I_B \leq 1.5 \sim 2.0$ となり、

縦断勾配の比による検討で変化点の勾配決定が出来る。

[計算方法]

(例 1) A区間 $R_A = 1.4\text{m}$ 、 $I_A = 1/50$ 、B区間 $R_B = 1.2\text{m}$ 、 $I_B = 1/60$ とすると、

$$\frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} = \frac{g \cdot R_A \cdot I_A}{g \cdot R_B \cdot I_B} = \frac{9.8 \times 1.4 \times 1/50}{9.8 \times 1.2 \times 1/60}$$

$= 1.4 \leq 1.5$ となり、OK

(例 2) A区間 $I_A = 1/50$ 、B区間 $I_B = 1/80$ で水深は $H_A = H_B$ とすると、

$$\frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} = \frac{g \cdot R_A \cdot I_A}{g \cdot R_B \cdot I_B} = \frac{I_A}{I_B} = \frac{1/50}{1/60}$$

$= 1.6 > 1.5$ となり OUT

したがって、 $\frac{I_A}{I_B} \leq 1.5$ となるように I_A を決定する。

$I_A = 1/50 / 1.5 = 1/75$ 、勾配で I_B は $1/75$ より急勾配で決定する。

5.3 工作物の根入れ

護岸工や床固工、帯工等の根入れは、河床低下による工作物の破壊が生じないように、5-1~5-2 で定めた計画河床について、最も河床低下が大きくなる場合の勾配として推定される静的平衡勾配を考慮して定める。

同左

解説

5.1～5.2に基づき計画河床勾配を決定するが、工作物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ためであるから、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引いた線よりも深く根入れが確保されていれば安全である。逆に、静的勾配を考慮して根入れを十分にとることにより、横工開隔を大きくして施工基数の減少を図ることができるため、自然を活かした工法とすることを観点に、従来一般的に行われてきた設計方法による場合と比較検討することが望ましい。

静的平衡勾配は、流砂を含まない流水によって河床が安定となる勾配であって、掃流力に見合う粒径までが移動すると考えて、河床の構成粒径による限界掃流力のつりあい式から求められる。

$$U_*^2 = U_{*c}^2 \quad \dots\dots\dots (7-5-7)$$

U_* : 掃流力
 U_{*c} : 限界掃流力
 } 5.1参照

河床材料が一般の溪流のように広い粒径範囲を持つ場合には、90%粒径程度以下の粒子が選択流出し、河床表面が河床構成材料のほぼ最大径に近い粒子で覆われたアーマコートの状態となって安定する。したがって、この安定河床の勾配は、河床材料の90%粒径を d_{90} (cm) とすれば、

$$\begin{aligned}
 U_*^2 &= g \cdot R \cdot I \quad \dots\dots\dots (7-5-8) \\
 U_{*c}^2 &= 80.9 \cdot d_{90}
 \end{aligned}$$

により河床勾配 I を未知数として、式 (7-5-7) を解くことになる。

なお、河道断面が矩形断面で水深 $H \approx R$ とみなし得る場合には、マンニング式及び $Q = A \cdot V$ を用いて、静的平衡勾配 I は次式により求められる。

$$I = \frac{80.9d_{90}}{g \left(\frac{n \cdot Q}{0.29\sqrt{d_{90} \cdot B}} \right)^{6/7} \times 10^2} \quad \dots\dots\dots (7-5-9)$$

I : 静的平衡勾配

d_{90} : 最大礫径 (河床材料の90%粒度) (m)

(三面張の検討では平均礫径 (dm) を使用)

Q : 計画高水流量 (m³/sec)

B : 計画流路幅 (m)

〈参考〉

移動可能な土砂の最大粒径を算出する方法は、岩垣式、ニギアザロフ式があるが、式の簡便さから一般に岩垣式が用いられているようである。

・岩垣式

$$U_{*c}^2 = 80.9 \cdot d_c \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに、 U_{*c} : 限界摩擦速度 (m/S)、 d_c : 移動限界粒径 (cm)

また、粒径の移動限界状態では、

$$U_*^2 = g \cdot R \cdot I \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工

であるので、変形すると、

$$d_c = 12.1 h \cdot I \dots\dots\dots (4.5)$$

となる。ここにh：水深（m）、I：エネルギー勾配＝河床勾配

同左

5.4 計画河床高の決め方

溪流保全工は築堤をできるだけ避け、掘込形式を原則として計画河床を決定する。但し、現河道から遠く離れて捷水路を計画する場合（図 7-5-3）の現河床は新水路と現河道の交点を結んだ高さを現河床高として考えてよい。

解説

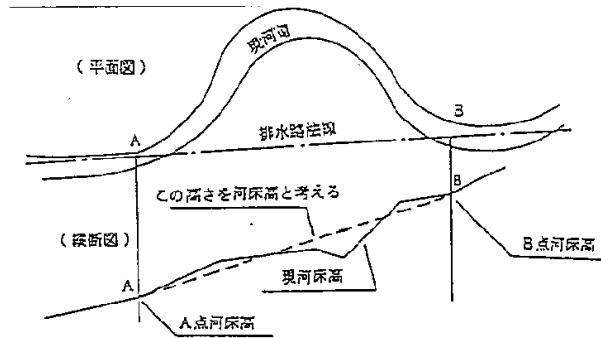


図 7-5-3 捷水路を計画する場合の河床高

5.5 支川との調整

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など、合流点付近の縦断勾配、平面形状等十分検討する必要がある。

解説

(1) 法線形

支川の本川に対する合流角度は、極力鋭角化する。また、合流点は本川の床固工(帯工)の上流側にすることが望ましい。

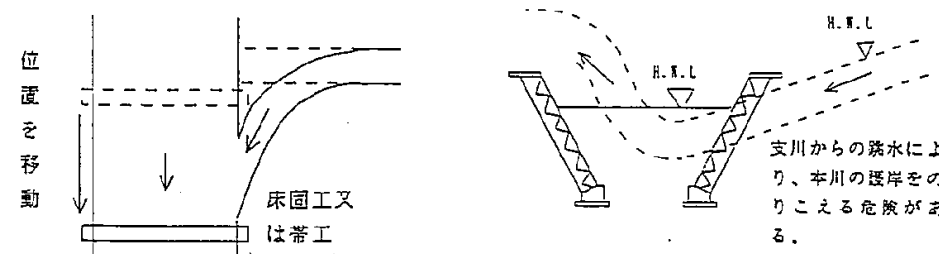


図 7-5-4 支川の法線

(2) 縦断形

合流する支川の縦断勾配は、本川の支川による洗掘・堆積を防ぐため、本・支川が同一勾配でかつ同河床高で合流することが望ましい。ただし、支川の流量が小さい場合($Q_1/Q_2 \leq 0.1$)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。

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工

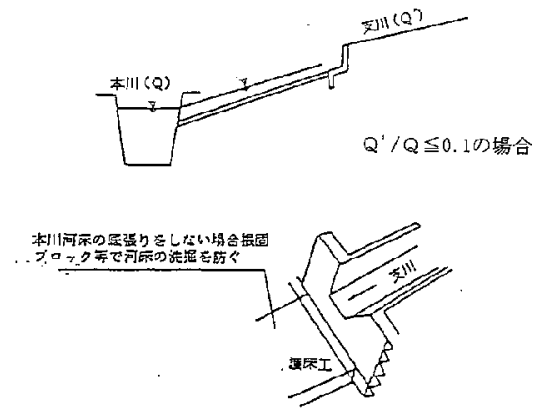


図 7-5-5 支川の流域面積が本川よりかなり小さい場合

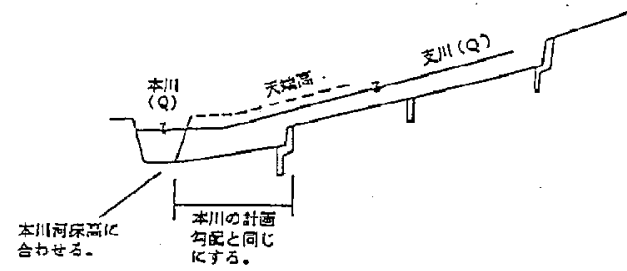


図 7-5-6 本・支川の流域面積の差が少ない場合

同左

第6節 計画断面

6.1 計画断面

溪流保全工の計画断面は、原則として単断面とし、現河道幅より計画の河幅が狭小にならないようにする。(建河Ⅱ p 24、砂設公 p 158)

解説

現河道幅を狭めることは、河川の機能を破壊するだけでなく、洪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。そのため最小限現河道幅を活かした計画断面とする。

溪流保全工を設ける溪流は、一般に急流であり、流路を低水敷と高水敷に分けて複断面にすると、高水敷を維持させることが困難であるため、単断面が望ましい。しかし、河幅が広く乱流、異常堆積の恐れがある場合や高水敷の利用等を考えなければならない場合は、河床材料、流出土砂等の河状をよく調査した上で複断面を採用する。この場合、高水敷の平均粒径が移動しないように低水路断面を決定することが必要である。

6.2 計画幅

溪流保全工の計画幅は、対象流量、流路の縦断勾配、地形、地質、背後地の土地利用状況等を考慮して定めるものとする。(建河Ⅱ p 24、砂設公 p 159)

解説

溪流保全工の計画幅は、河床勾配、流送土砂、河床材料、河川の粗度および平面形状に密接に関係しており、対象流量を安全に流下させるためには流路全体の計画の中で検討する必要がある。

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

したがって、溪流保全工の計画幅は、河床の安定性に主眼置き、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、一般的には式(7-6-1)を目安とする。

B=α・Q^{1/2}..... (7-6-1)

B：河幅 (m)

Q：流量 (m³/sec)

α：係数

で表される関係があり、αの値は流量の大きさによって異なる。

水理模型実験と現地での被災データとからαの値はQを対象流量としAを流域面積(km²)とすると、表7-6-1の範囲とすることが望ましい。

表 7-6-1 αの値

流域面積 A の大きさ(km ²)	α の値
A ≤ 1.0	2~3
1.0 < A ≤ 10.0	2~4
10.0 < A ≤ 100	3~5
100 < A	3~6

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工の設計

ただし、転石等の混入の配慮から、最小河床幅は 1.5mを原則とする。しかし流域面積が小さい場合は、第4節から求められる計画高水位が、0.1~0.2m程度となり掃流力の不足による堆積、転石等の混入等に対する安全率等が不足する恐れがあるため、流路の最小断面は図 7-6-1 を標準とする。

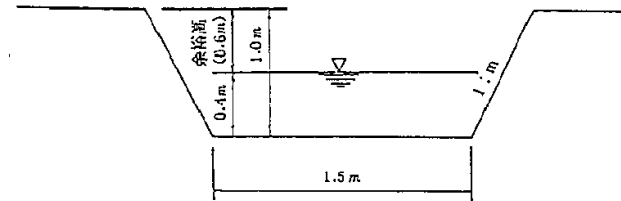


図 7-6-1 流路の最小断面

6.3 余裕高

溪流保全工の余裕高は、原則として、対象流量によって決定するものとする。 (砂設公 p 159)

解説

溪流保全工の余裕高は、原則として表 7-6-2 によるものとする。

ただし、計画水位 (H) に対する余裕高 (ΔH) との比 ($\Delta H/H$) は表 7-6-3 以下とならないようにする。

表 7-6-2 対象流量と余裕高

対象流量	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6m
200~500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s	1.0m

表 7-6-3 計画河床勾配と余裕高比

勾配 i	$\frac{1}{200} < i \leq \frac{1}{100}$	$\frac{1}{100} < i \leq \frac{1}{70}$	$\frac{1}{70} < i \leq \frac{1}{50}$	$\frac{1}{50} < i \leq \frac{1}{30}$	$\frac{1}{30} < i \leq \frac{1}{10}$	$\frac{1}{10} < i$
$\Delta H/H$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60

6.4 湾曲部の横断形計画

溪流保全工の湾曲部では湾曲の状況、上下流の河道及び地形等の状況に応じて流路幅の拡大または凹部天端高の嵩上を考慮する。また湾曲部では外カーブ側に洪水が集中して流下するため強度の洗掘力が働く。そのため湾曲区間において洗掘防止を計画する。 (建河Ⅱ p 25 砂設公 p 159)

解説

湾曲部の凹岸では洪水の際に水位が上昇するので、護岸は凸岸部より高くする必要がある。

静水面を仮定したとき、水路外側壁における水面高と静水面との差 h は次のグラシヨーの式で表される。

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工の設計

$$h = (v^2/g) \times \{2.303 (\log R_2 - \log R_1)\} \dots\dots\dots (4-36)$$

- h : 上昇高(m)
- v : 水路曲線部の平均流速(m/sec)
- g : 重力加速度 9.8m/sec
- R₁ : 水路内側の曲線半径(m)
- R₂ : 水路外側の曲線半径(m)

上式により水位上昇高を計算し、余裕高の 50%以上となる場合は 10cm 単位で設計に考慮する。

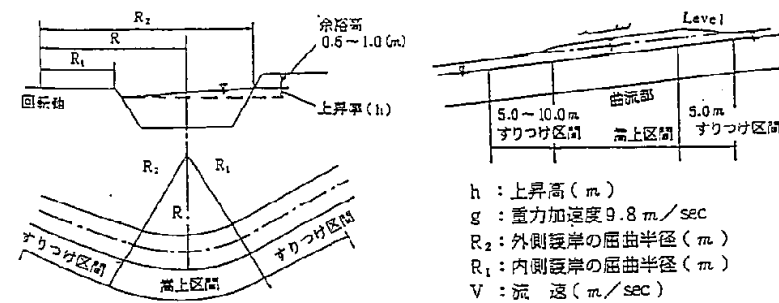


図 7-6-2 湾曲部の天端嵩上げ

6.5 支川処理

合流点下流の流路幅は、本川、支川の形状を考慮して決定する。 (砂設公 p 161)

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)、合流点下流の流路幅は本川、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きい場合には、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 a₃ は a₁+a₂ 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 a₃ ≒ a₁ とすることもあ。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。

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工の設計

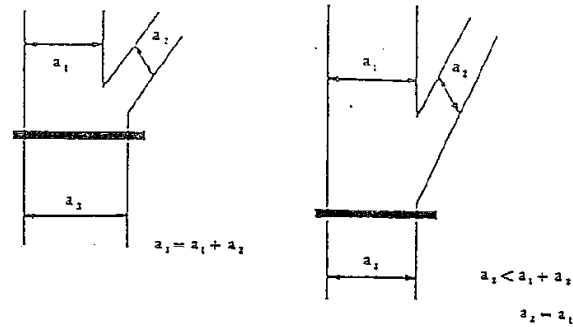


図 7-6-3 本川と支川の河幅

6.6 上流端処理

溪流保全工の上流端は、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、流出土砂制御・調節効果を持つ堰堤、もしくは床固工を施工するものとする。

(砂設公 p 162)

解説

上流砂防堰堤と溪流保全工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流路の断面が埋塞され、それがもつて土砂害、水害を引き起こすことになる。それも、流路によりかかって人家集落の近くで土砂災害を引き起こす結果となる。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・調節効果を持つダム、もしくは床固工を施工するものとする。

最上流端の砂防堰堤、または床固工は、堰の断面として計画するが、流路の断面は開水路の流路断面とするため、その間に取合わせ部が必要となる。取合わせ部は水理条件を急変させないよう、最上流端の砂防堰堤または床固工の河幅の3倍程度の長さとする。(図 7-6-4 参照)

また、この場合の床固工の構造は、第5章床固工の設計に準ずるものとし、取合わせ部の終点には、帯工または床固工を計画するものとする。

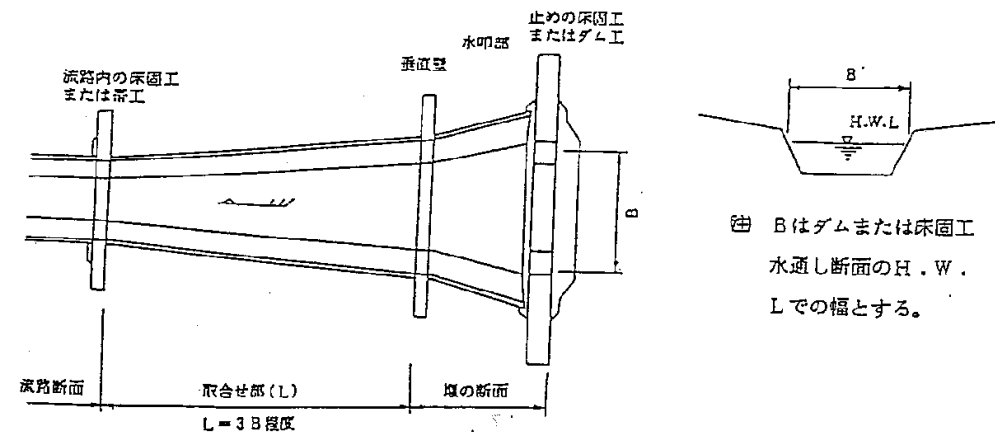


図 7-6-4 床固工または砂防堰堤からの摺り合わせ

同左

第7節 流路における床固工

7.1 床固工の設計

溪流保全工における床固工の位置及び間隔は、溪流保全工の平面形、縦断形、計画断面等を総合的に検討して決定するものとする。(建河Ⅱ p 26、砂設公 p 163)

解 説

溪流保全工を計画する溪流は一般的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て、河床材料のみで維持するのが一般には得策となる。

溪流保全工における床固工は、計画河床を安定させるとともに維持するために設けられたものであり、その位置は、一般に溪流保全工の上下流端、計画勾配の変化点、流路底張り部の上下流端、計画河床の決定において必要となる箇所設けられる。

7.2 床固工間隔

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て検討を行い、最終案を決定する。(建河Ⅱ p 26、砂設公 p 163)

解 説

床固工間隔は、一般に次式によって示される。

$$L = \frac{mn}{m-n} \times hr \dots\dots\dots (7-7-1)$$

L : 床固工間隔

hr : 床固工の有効高

1/n : 現在河床勾配

1/m : 計画河床勾配

計画された流路が乱流または偏流防止を目的としている場合には、柿が次式を与えている。

$$L = (1.5 \sim 2) \times B \dots\dots\dots (7-7-2)$$

ここに、B は流路幅である。既設流路の資料を整理した結果から、田畑は流路幅と床固工間隔との比は流路幅と関係ありそうだとした(図 7-7-1) また、池谷は既設流路のうち、特に被災した流路の床固工間隔を調査した結果から、

$$\left. \begin{aligned} L &= (1 \sim 2) m \quad (1/30 > 1/m > 1/60) \\ L &= (1 \sim 1.5) m \quad (1/60 > 1/m) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7-7-3)$$

と示した。ここに、1/m は計画河床勾配(静的平衡勾配)とする。

同じ資料を、床固工間隔と河幅の関係としてとらえ、河床勾配ごとに検討した結果を、図 7-7-2 のように河床勾配、河幅と床固工間隔として示した。すなわち、同一条件下では、図 7-7-2 から求められる床固工間隔より短い床固工間隔の場合、被災例がないことを意味している。そして、図 7-7-2 で示された関係は次式で示される。

$$L = \alpha B, \alpha = f(I) \dots\dots\dots (6-7-4)$$

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工の設計

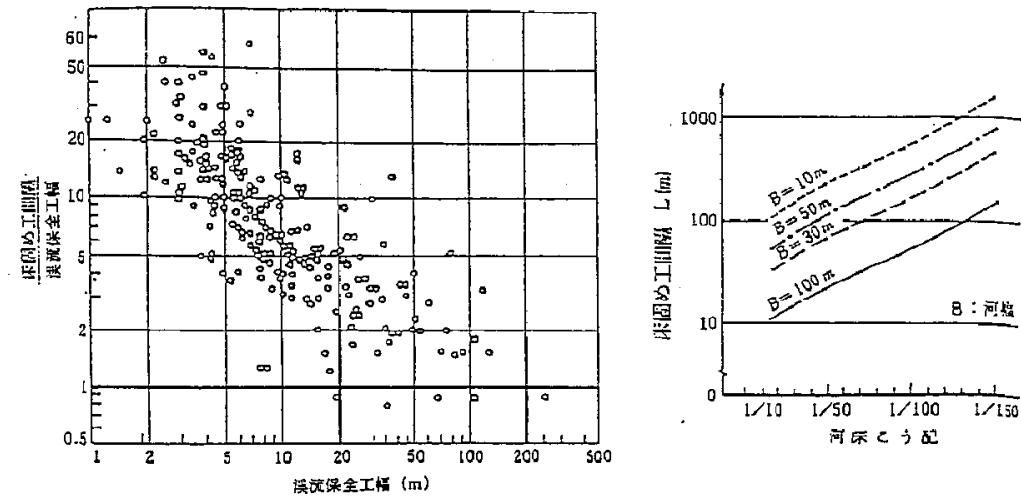


図 7-7-1 床固工間隔と流路幅との関係 (田畑) 図 7-7-2 河床と河床勾配からみた床固工間隔

ここに、 α は係数、 I は計画河床勾配である。横工間隔については、「砂防設計公式集(マニュアル)」(p166)において、帯工の間隔は通常その勾配を表す分数の分母の数を距離に読みかえた程度を原則とするとされており、上述の数値に近い値を示しているが、確立された手法はない。流路内の河床固定(安定変動内に固定する)のための横工間隔は、上記の経験的な方法や、先述した静的平衡勾配を考慮した方法などを現地河川に合わせて検討し決定する。

7.3 水通し断面

水通し断面は、第6節計画断面で求められる断面と同一とする。
 なお、本堤の水通し天端高は、上流側の計画河床高に合わせるものとする。

7.4 断面形状

床固工の本堤の断面形状は、以下の通りとする。
 (1)床固工の落差は原則として 2.0m以下とする。
 (2)天端幅、上下流のり勾配等の本体の設計は第3節床固工の設計に準ずる。

7.5 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。

同左

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。

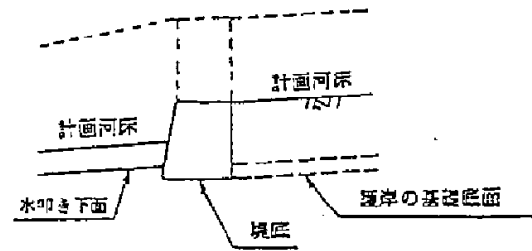


図 7-7-3 床固工本堤の根入れ

7.6 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。

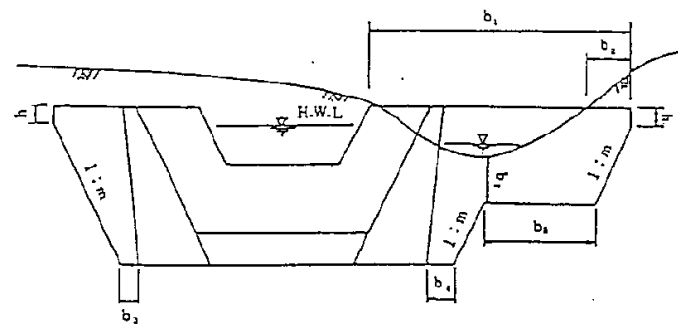
解説

1. 袖天端の勾配は、原則として水平とする。
2. 袖天端の幅は、原則として水通し天端幅と同一とする。
3. 袖は、両岸の地盤に嵌入させるものとする。

袖は、両岸地盤に嵌入させるものとし、嵌入深さは表 7-7-1 を標準とし、嵌入方法については図 6-7-4、6-7-5 を参考とする。

表 7-7-1 床固工本堤の袖の嵌入深さ

地質	嵌入深さ
砂礫	2m程度/
中硬岩、硬岩	1m程度



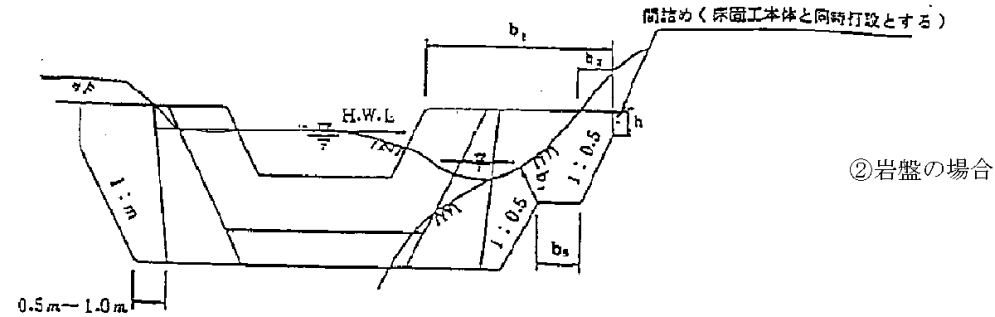
①砂礫地盤の場合

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工の設計

b_1 : 3.0m 以上 b_4 : 0.5~1.0m
 b_2 : 2.0m程度 h : 余裕高程度
 b_3 : 0.5~1.0m m : 土質による床勾配

注-1) b_1 は0.1m単位とする。
 注-2) 小段幅 b_3 は1.0m以上とすること。



注-1) 切土勾配は1:0.5を標準とする。
 注-2) b_1 は0.1m単位とする。
 注-3) 小段幅 b_3 は0.5m以上とすること。
 注-4) h は余裕高程度とする。

	中硬岩、硬岩の場合
b_1	1.0m以上
b_2	0.5m程度

図 7-7-1 床固工本堤の袖の嵌入方法

7.7 前庭保護工の設計

前庭保護工は、第5章床固工の設計2-5に準ずるが、水叩き勾配及び垂直壁の根入れに関しては以下を標準とする。

解説

①水叩き

水叩き厚さ、水叩き長は第3章床固工の設計2-5に準ずるが、水叩き勾配は計画河床勾配を標準とする。

②垂直壁

構造その他は第3章床固工の設計2-5に準ずるが、垂直壁の根入れ d は

二面張りの場合 $d=1.0m$
 三面張りの場合 $d=0.5m$

とする。

7.8 側壁護岸

側壁護岸の位置及び高さは図7-7-5を標準とする。

同左

解説

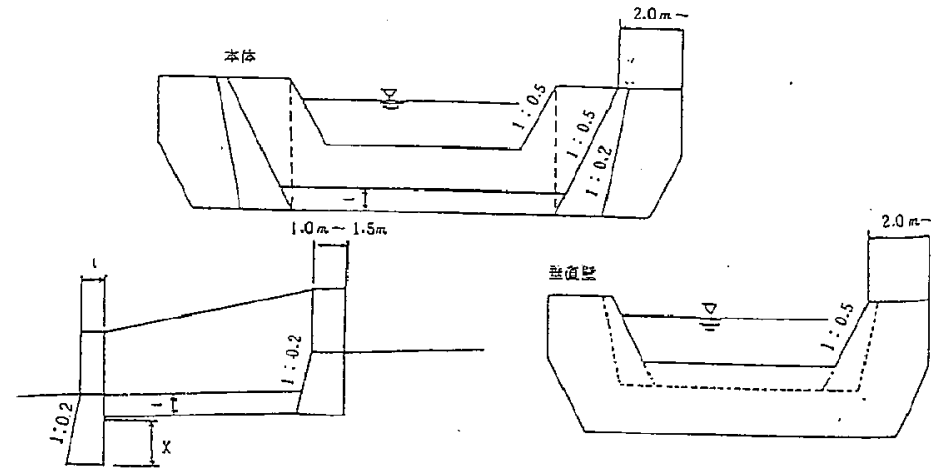


図 7-7-5 床固工一般図

7.9 護床工

護床工は、第2章不透過型コンクリート重力式砂防堰堤（土石流タイプ）第8節8.6及び第5章床固工の設計2.5に準じる。

同左

第8節 溪流保全工における帯工

8.1 帯工の設計

帯工は、落差のない床固工であり、計画河床を維持しうる構造として設計するものとする。

(砂設公 p 165)

解説

帯工は、床固工間において床固工間隔が大きい場合、局部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。

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。

8.2 帯工の位置(間隔)

帯工は、単独床固工の下流、及び階段状床固め工群の間隔が大きく、なお縦侵食の恐れがある場合に計画する。

(砂設公 p 165)

解説

帯工の間隔には、7-2 床固工間隔で述べたように決定的な手法は無いが、一般には次による。

- ① 二面張りの場合 …… 計画河床勾配(1*h*)の分母(*i*)を *m* に読みかえた距離に 1 箇所割で計画する。
- ② 三面張りの場合 …… $2 \times i$ を *m* に読みかえた距離に 1 箇所割で計画する。
- ③ 隣接する床固工の間に等間隔で計画する。
- ④ 単独帯工、あるいは現河床勾配の維持を目的とする帯工は、縦侵食の行われている箇所、あるいはその恐れのある箇所に計画する。

なお、静的平衡勾配を検討し、その勾配での河床低下に対し根入れが確保される場合には、帯工間隔を拡大し設置基数の縮減を図ることが望ましい。

同左

8.3 構造

帯工の構造は、床固工の垂直壁に準ずる。(砂設公 p165)

解説

帯工の構造は、床固工の垂直壁に準ずるが、水通し天端幅は0.8mを原則とする。
 袖の嵌入は、砂礫地盤の場合 2.0mを標準とし、両岸地盤に嵌入させるものとする。嵌入深さは、表7-8-1を標準とする。

表 7-8-1 帯工の袖の嵌入深さ

土質	嵌入深さ
砂礫	1.5～2.0m程度
中硬岩、硬岩	0.5m程度

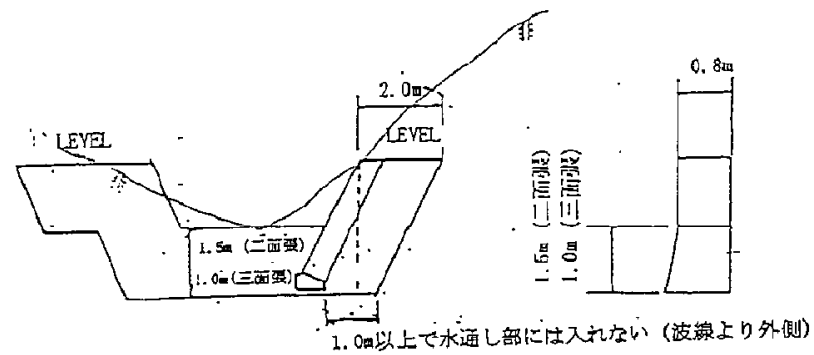


図 7-8-1 帯工

同左

第9節 流路における護岸工

溪流保全工における護岸は、第6章に準じて設計するものとする。

(砂設公 p 165)

解 説

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たものである。

溪流保全工における護岸は第6章に準じて設計するものとするほか、次によらなければならない。

(1) 天端高は流路断面計画によるものとし、曲線の外カーブ側の水位上昇が余裕高の50%を越えると考えられる場合は、10cm単位で外カーブ側の護岸天端を高くする。

(2) 護岸工ののり勾配は、1:0.5を標準とする。

(3) 計画幅が狭く護岸基礎の掘削が全幅に及ぶ場合などには底張工を計画する。

(4) 護岸工には、10m程度に1箇所伸縮目地を計画する。

(5) 護岸の水抜きを設置する場合は、2.0m²に1箇所割合とし、一段目は平水位から0.2m程度上に入れる。

(6) 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、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、それに基づいて決定するのが望ましく、一般的には1.0m以上を標準とする。

(7) 床固め工、帯工との護岸基礎の取り付け部については、構造物基礎の根入れと同じくし、その区間は静的平衡勾配を考慮して決定する(第7章5.3参照)。

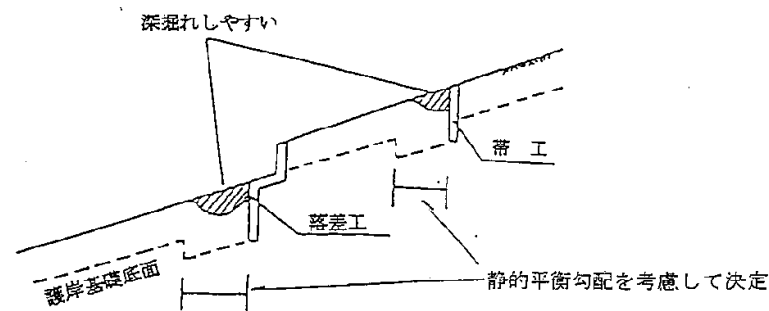


図 7-9-1 構造物との取り付け部の護岸根入れ

(8) 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。

同左

第10節 底張工

溪流保全工を計画する際には、原則として底を張らない構造とする。溪流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、なおかつ河床構成材料で河床の維持が困難な場合には、三面張りとすることを考慮する。

解説

(1) 三面張工法採択の基準

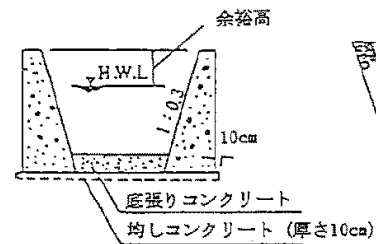
- ① 現河床材料では、計画河床の維持が困難な場合。(掃流力>河床抵抗)
- ② 計画幅が狭く、護岸基礎の掘削が全幅に及ぶ場合。
- ③ 一般には計画河床の勾配が1/30より急な場合。

(2) 構造

原則的に透過型底張ブロックとする。過去の被災事例、周辺環境への影響を考慮し、コンクリート三面張りは極力避けることとするが、やむを得ない場合は用いてもよいものとする。

底張工法は下図を標準とし、底張厚は下幅2.0m未満は0.2m、下幅2.0m以上は0.3mとする。
なお、底張工法とする場合は、床固工本堤上流及び帯工上流に必要な応じて伏流水排除工を計画する。

a) コンクリート三面張



b) ブロック(石)積三面張

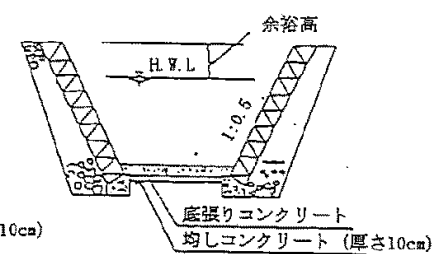


図7-10-1 三面張護岸工(コンクリート張工)

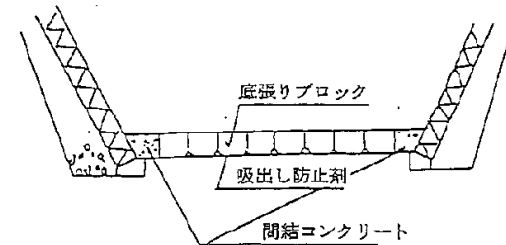


図7-10-2 透過型底張ブロック

(3) 床張部の末端処理

三面張工から、二面張工に移行する部分では、流速の差により二面張の流路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。

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工の設計

(4) 伏流水排除工

三面張溪流保全工における落差工本体及び帯工直上流部には、必要な場合は地下水の排除施設として、伏流水排除工を計画するものとする。工法は底張ブロック、石張とする。

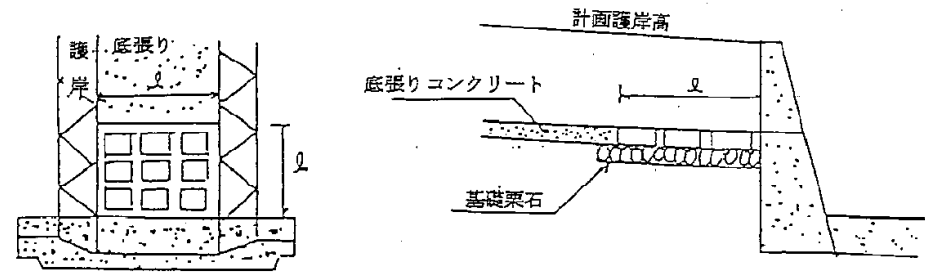


図 7-10-3 伏流水排除工（底張ブロックの場合）

同左

第11節 付属物の設計

11.1 管理幅

溪流保全工を管理するため、原則として両岸に管理幅を設ける。

解説

管理幅は原則として砂防設備の適正な維持管理上最小限とすべきであるが、市街地等で将来開発が進み、設備の維持保全が侵食されると認められる場合など、状況に応じて河川管理施設等構造令の基準によりながら、表 7-11-1 (1) によるものとする。

表 7-11-1 (1) 管理幅の考え方

		摘 要
護岸部		①流況(計画高水流垂等) ②流域周辺の地形、土地利用 ③将来の流路工周辺への人家等集中の予測 ④近傍の道路の有無(管理道の併用) 上記の様な事項を考慮し、管理幅は前法肩より 1m 以上 3m 以内
築堤部	河川区域	①構造令第 21 条による天端幅 ②# 第 76 条に基づく 施工規則第 36 条の 1 による天端幅
	普通河川	最低 2m 以上

(天端幅)

河川管理施設等構造令第 21 条より抜粋

第 21 条 堤防(計画高水流量を定めない湖沼の堤防を除く)の天端幅は、堤防の高さと堤内地盤高との差が 0.6 メートル未満である区間を除き、計画高水流量に応じ、次の表の下欄に掲げる値以上とするものとする。ただし、堤内地盤高が計画高水位より高く、かつ、地形の状況等により治水上の支障がないと認められる区間にあつては、計画高水流量が 1 秒間につき 500 立方メートル以上である場合においても、3 メートル以上とすることができる。

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工の設計

表 7-11-1 (2) 堤防の天端幅

項	計画高水流量 (単位 1 秒間につき立法メートル)	天端幅 (単位メートル)
1	500 未満	3
2	500 以上 2,000 未満	4
3	2,000 以上 5,000 未満	5
4	5,000 以上 10,000 未満	6
5	10,000 以上	7

(小河川の特例)

河川管理施設等構造令施工規則第 36 条の 1 より抜粋

規則第 36 条 令第 76 条に規定する小河川に設ける河川管理施設等については、河川管理上の支障があると認められる場合を除き、次の各号に定めるところによることができる。

一 堤防の天端幅は、計画高水位が堤内地盤高より高く、かつ、その差が 0.6 メートル未満である区間においては、計画高水流量に応じ、次の表の下欄に掲げる値以上とすること。

表 7-11-1 (3) 堤防の天端幅 (小河川の特例)

項	—	—
計画高水流量 (単位 1 秒間につき立法メートル)	50 未満	50 以上 100 未満
天端幅 (単位メートル)	2	2.5

11.2 取水工

溪流保全工を設置する溪流に既設の取水工がある場合は、その補償工事として取水工を設置するものとする。

解 説

取水工は、原則として自然流入方式とする。

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、砂防の場合の流路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。

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工の設計

取水工を設計する場合には、次の点に留意する。

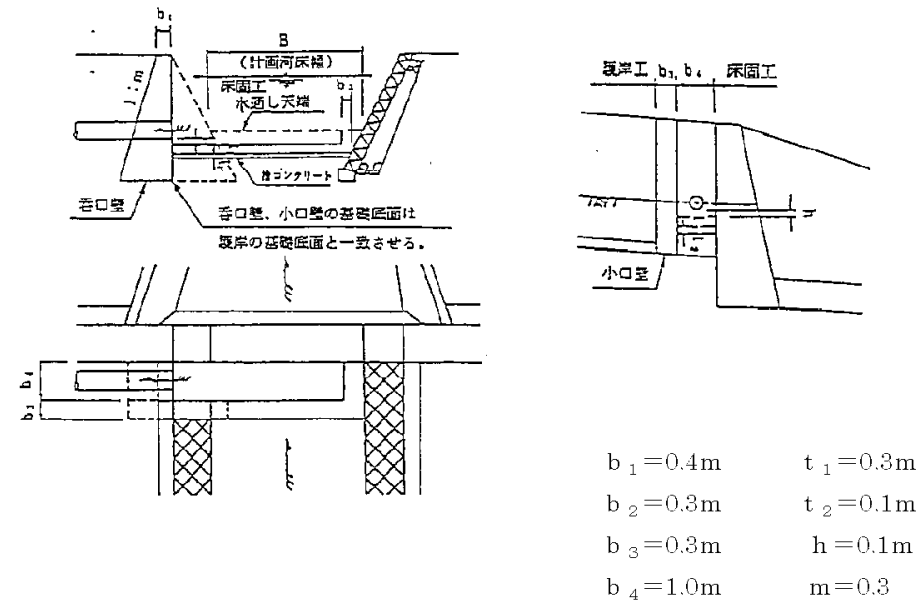
1. 堤外水路の構造は、完全分離方式を原則とする。
2. 取水能力の限界は、現有機能までとし、必要以上流れ込まないようにする。
3. 洪水時において、堤内地で浸水等の被害を起こさないような構造とする。
4. 堤外水路は、流路の規定断面内に設けてはならない。
5. 取水工は河床の維持に支障とならない構造とする。

1.1.2.1 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なる場合は、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、また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。

解説

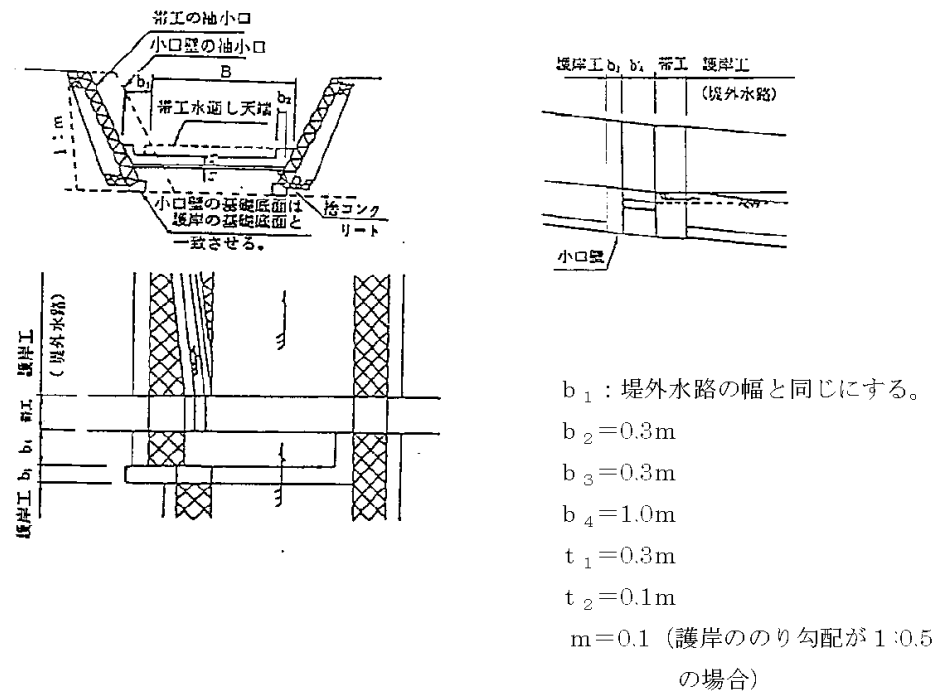


- 注-1) 取水管の中心高は、床固工水通し天端高と一致させる。
- 注-2) 河床幅が広い場合は、偏流等を考慮して取水工幅 B を決定する。
- 注-3) 上記 $b_1 \sim m$ の数値は、取水管の管径が 600mm 以下の場合であり、600mm を越える場合は別途考慮する。
- 注-4) 大口壁には、必要に応じ水位調節扉を設置する。

図 7-11-2 取水口の構造（床固工から取水する場合）

同左

第III編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工の設計



注-1) 河床幅が広い場合は、偏流等を考慮して取水工幅 B を決定する。
 注-2) 上記 $b_1 \sim m$ の数値は取水口の断面が 500mm×500mm 程度以内の場合であり、これを越える断面の場合は別途考慮する。

図 7-11-3 取水口の構造(帯工から取水する場合)

11.2.2 堤内水路

(1) 開渠の場合

堤内水路(開渠)は、流路法線にほぼ平行に計画するものとし、その位置は流路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。

解説

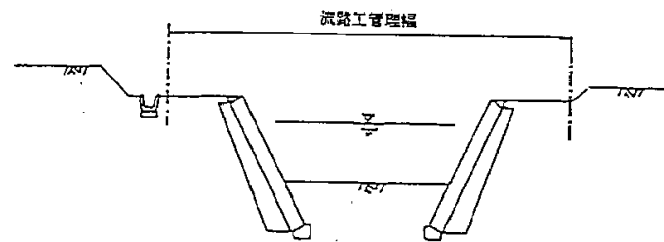


図 7-11-4 堤内水路の位置

同左

(2) 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（暗渠）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、維持管理のための管径300mm以上とする。

解説

構造は、国土交通省土木構造物設計パイプカルパートによるものとするが、流路法線に平行で管理幅の外側にあるパイプカルパートの基礎の巻立ては、埋没形式、土質、土かぶり等により、P1-R C、P C型～P2-R C、P C型を採用するものとし、管理幅内にあるパイプカルパートは管径によりP3型かP4型を採用するものとする。また、堤内水路（暗渠）には、土砂吐を設備するものとし、その位置及び構造は図7-11-5～6を参考とする。

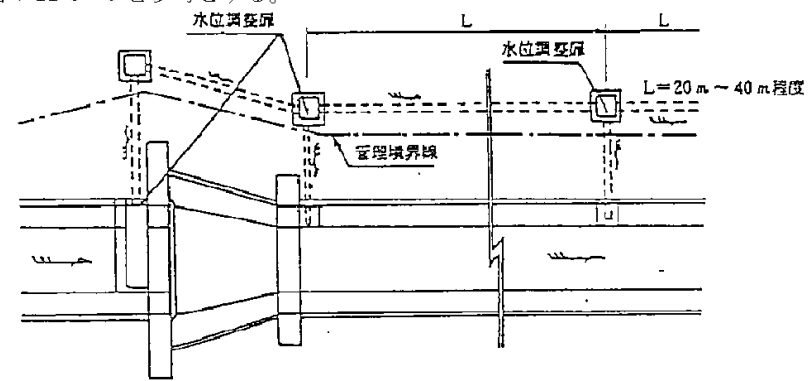
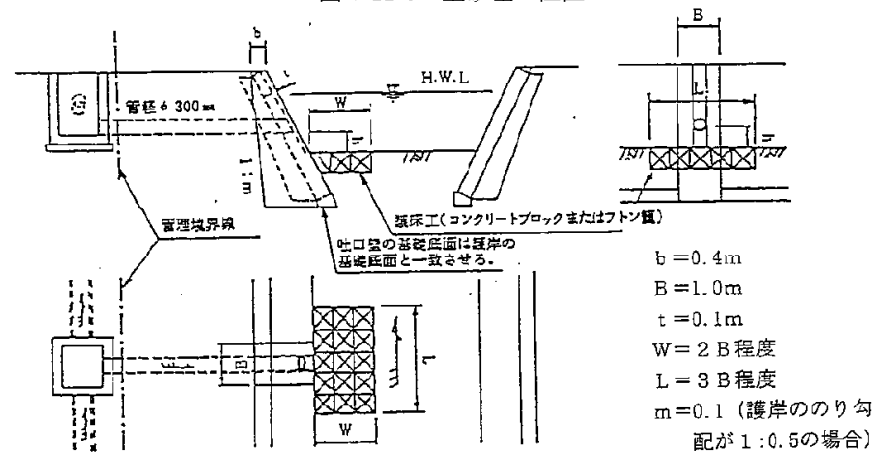


図 7-11-5 土砂吐の位置



注-1) 三面張りまたは岩盤の場合の吐口壁の基礎の根入れは、帯口のそれに準ずるものとする。

注-2) 管径は、300mmを標準とする。

注-3) hは、常時湛水が予想される水位以上とする。

図 7-11-6 土砂吐の構造

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工の設計

1 1.2.3 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を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。

構造については、図 7-11-7 を参考とする。

解 説

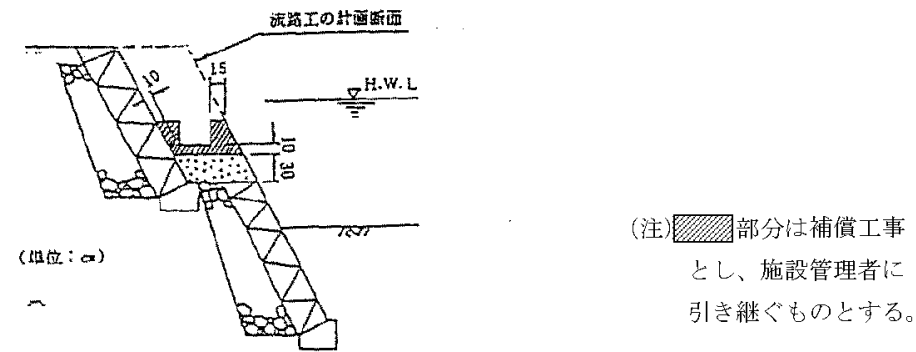


図 7-11-7 堤外水路の構造

1 1.3 橋梁

橋梁は補償工事としてのみ施工を行うこと。

解 説

橋梁は、洪水時に流木等が詰まって災害の原因となりやすいため必要最小限とすることが望ましく、統廃合を図るものとする。また、補償物件としてのみ施工が可能であるため、地元要望で橋梁を設置することはできない。

1 1.3.1 橋梁としての余裕高

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。

橋梁としての余裕高は原則として0.5mとする。

解 説

砂防で溪流保全工を実施する河川は、急勾配で河川構成礫径も大きく、水理条件が悪いうえに洪水時には流木等が流下してくる恐れが多いため、橋梁に流木等が詰まって災害の原因となりやすい。一般に根株や枝葉は直径1m以上のものがほとんどであり、これらが流水に浮かんで流下する場合を想定して0.5mとしているので、流木の流下形態からはできるだけ大きくとる方がよい。

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工の設計

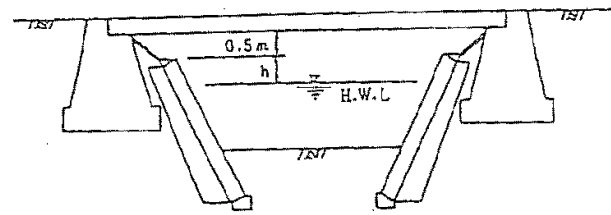


図 7-11-8 橋梁の余裕高

1 1.3.2 支間長

支間長（斜橋または曲橋の場合には、洪水時の流水方向に直角に測った長さとする）は、計画高水流量、流水の状態等を考慮して、洪水時の流水に著しい支障を与えない長さとし、計画高水流量が 500 m³/sec 未満の河川では 15m 以上、500 m³/sec 以上 2000 m³/sec 未満の河川では 20m 以上とすること。
ただし、高水位法線の幅が 30m 以下の河川では、原則として中間に橋脚を設けないものとする。

1 1.3.3 橋台

橋台は、原則として自立式とし、護岸と分離した構造とする。ただし、地形、用地等の状況からやむを得ない場合には、護岸兼用橋台とし、流水の疎通に支障のないよう、なめらかに接続すること。

解 説

橋台は原則として自立式とするが、支間長 5m 以下で巾員が 2.0m 未満の橋梁または人道橋においては、自立式の橋台としなくてもよいものとする（簡易な構造としてよい）。

(1) 護岸と橋台が分離している場合

橋台の底面は、堤防地盤高以下とするとともに護岸掘削線以下とする。（堀込み河道の場合における「堤防地盤高」は、管理幅最遠点と河床を結ぶ線とする。）また、橋台は護岸法肩から垂直に下した線より後退させて設けるものとする。

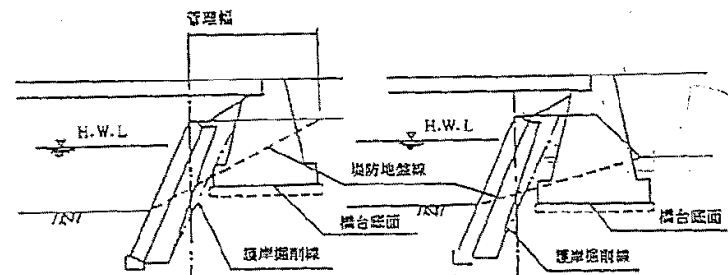


図 7-11-9 橋台の根入れ

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工の設計

(2) 護岸兼用橋台の場合

1. 二面張の場合

橋台の底面は、下流側護岸の基礎の底面と同高とする。ただし橋台自身の安定上やむを得ない場合はそれ以下としてよい。

2. 三面張の場合

三面張の流路内に設置される橋台の根入れは、橋台自身の安定上やむを得ない場合、岩着の場合、その他これにより難い場合以外については、下流側の計画河床高より 1.0m 低くするものとする。

11.3.4 橋脚

橋脚の形状は原則として小判型または円形とし、その方向は洪水時の流水の方向に平行とする。

底版の上面の深さは、原則として計画河床高より 2m 以上深くするものとし、最深河床高が計画河床高より 2m 以上低い場合は、最深河床高以下とする。

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、または基礎が岩盤である場合はこの限りではない。

11.3.5 位置

橋梁の架橋位置は、河道の整正な地点を選ぶものとし、支派川の分合流点、水衡部、河床勾配の変化点、湾曲部はできる限り避けるものとする。

また、床固工の上下流 15m 程度は、橋梁工の設置を避けるほうが望ましい。ただし、地形、用地等の状況からやむを得ない場合でも、床固工本堤から 5m 以上離して橋梁を設置するものとする。

解説

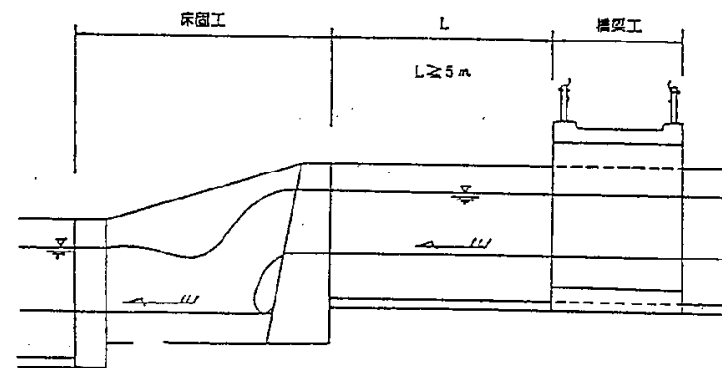


図 7-11-10 橋梁と床固工の位置関係

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工の設計

11.3.6 方向

橋梁の方向は、原則として洪水時の流心方向と直角にするものとする。地形、用地等によりやむを得ず斜橋となる場合でも、3径間以上で横過する場合は河川を中心線と道路の中心線の交角は極力60度を越える角度で交差させるよう努めるものとする。

解説

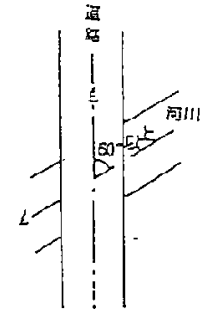


図 7-11-11 橋梁の方向

11.3.7 暗渠

河川の機能を考慮して、河川の横断構造物は統合や廃棄し、極力少なくすることとし、河川の流心方向に連続した構造物については、その構造物上流で埋塞した場合の影響が多いため、原則として認めない。

解説

- (1) 道路等が河川を横断する場合の横断構造物は、橋梁を原則とするが地形上やむを得ない場合は、暗渠（ボックスカルバート等）にしてもよいものとする。
- (2) ボックスカルバート等の上部に盛土のある暗渠は極力使用を避けるものとする。やむを得ず使用する場合には、管理部分を付加するものとする。（図 7-11-12 参照）
- (3) 未改修の砂防河川に施工する場合、上下流に設ける護岸延長は橋梁の場合に準じ施工し、流水を円滑に暗渠内に流入し得るよう計画すること。

暗渠によって現河川が短絡し河床勾配が急になる場合は下流側に減勢工を設け、在来水路に影響のないよう取り付けること。

- (4) 常時流水のある溪流を横断する場合、流木をヒューム管によって処理することは極力避けること。

ただし、流域面積 0.1 km^2 以下の流域でやむを得ずヒューム管によって処理する場合には上流側にスクリーンダム「柵」等を設け、土砂、ごみ等によって管が閉塞されるのを防ぎ断面は流量計算の2倍以上とする。

また、計算流量の2倍とした管径が 60 cm 以下の場合は管径を 60 cm とすること。

- (5) 暗渠等の本体は鉄筋コンクリート、その他これに類する構造とし、やむを得ずヒューム管を使用する場合には地盤の沈下によって盛土内で折れ曲がらないような構造とすること。

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第7章 溪流保全工の設計

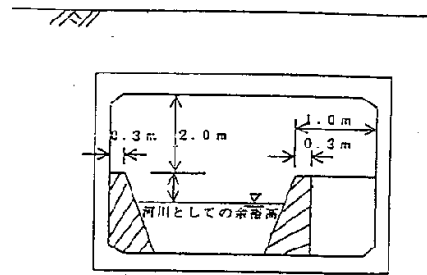


図 7-11-12 暗渠

同左

第8章 既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工

第1節 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または切り下げ(オープン化)して、鋼製流木捕捉工を天端に設置する場合がある。(既流設p1)

解説

ここで示すことのほかに、建設省河川砂防技術基準(案)および砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説、土石流・流木対策設計技術指針解説によらなければならない。

なお、鋼製流木捕捉工を設置する対象堰堤が、保全対象直上流または最下流堰堤の場合は、流出土砂の状況を勘案して別途検討を行うものとする。

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、圧縮強度等をサンプリング試験により求めなければならない。(既流設p1)

第2節 既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置方法

既設の不透過型砂防堰堤(クローズタイプ)の主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およ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」および「切り下げ(オープン化)方式」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。(既流設p1)

解説

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8-2-1に示す①～⑤のような5つの形態となる。設置にあたっては施設の効果、ダムサイト付近の地形・地質、堆砂の状況、水理条件、流域の土砂整備状況およ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天端高さより高くなること、「打ち替え」とは高さが変わらないこと、「切り下げ(オープン化)」とは、コンクリート部の高さが既設天端高さより低くなることをいう。

流木捕捉量については、図8-2-2となる。(既流設p1)

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第8章 既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工

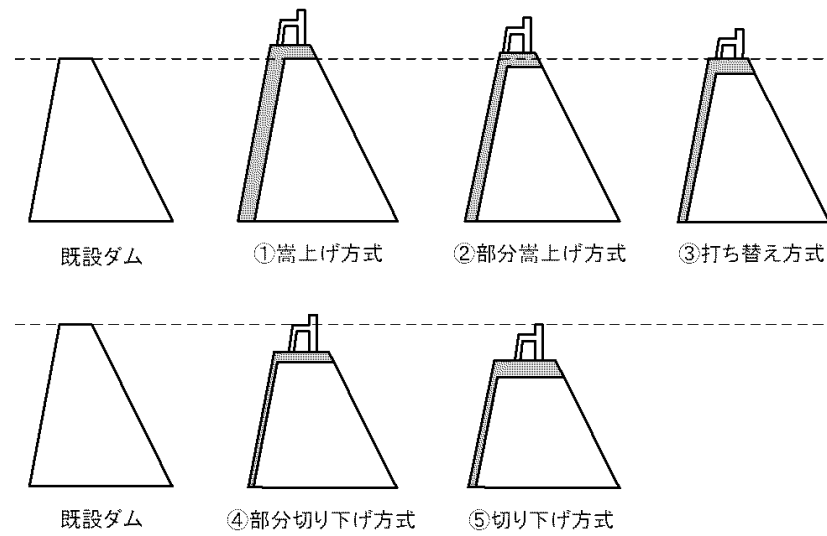


図8-2-1 既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置

(既流設p2)

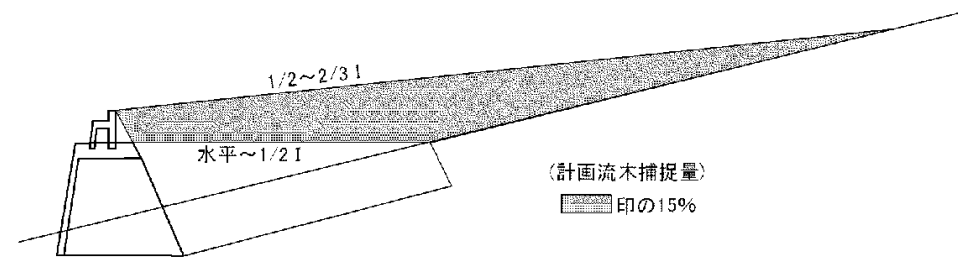


図8-2-2 鋼製流木捕捉工による流木捕捉量の考え方

また、未満砂の砂防堰堤とは計画切り下げ高さより堆砂面が低いもの、すなわち、 $h_1 < h_2$ (図8-2-3)をいう。

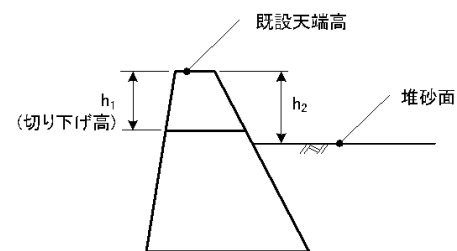


図8-2-3 未満砂状態

(既流設p2)

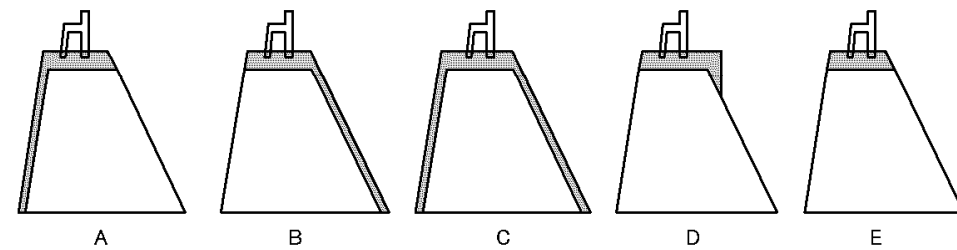
既設砂防堰堤の本体に鋼製流木捕捉工を設置する場合、鋼製部応力を堤体に伝達するために必要な厚さおよび広がりを持つ基礎コンクリートを新しく打設する。鋼製流木捕捉工設置後の堤体が安定条件を

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第8章 既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工

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。

鋼製流木捕捉工取り付けのための捕捉工基礎コンクリートおよび補強コンクリートの打設は図8-2-4に示すA~Eおよびそれらの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、既設堤体の安定性および施工条件等を考慮して適切な方法を選定する。

(既流設p2)



(既流設p2)

図8-2-4 基礎コンクリートおよび補強コンクリートの打設

第3節 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砂防堰堤の堤高は、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。

(既流設 p3)

解説

鋼製流木捕捉工設置後の堤高は、掃流区間にあつては5m以下とする。

(既流設p3)

第4節 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。

(既流設 p3)

解説

設計外力の設定は土石流区間と掃流区間別に行うものとする。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。

(既流設p3)

1 土石流区間

土石流区間においてはコンクリート堤体には静水圧および堆砂圧を、鋼製流木捕捉工に対しては土石流流体力およ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。

(既流設p3)

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第8章 既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工

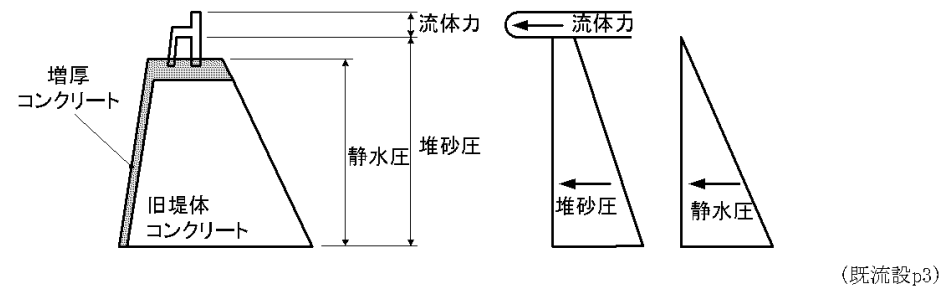


図8-4-1 鋼製流木捕捉工設置後の設計外力(土石流区間)

2 掃流区間

掃流区間においてはコンクリート堤体およ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 α を乗じることができる。ここで、 α は通常は1とする。

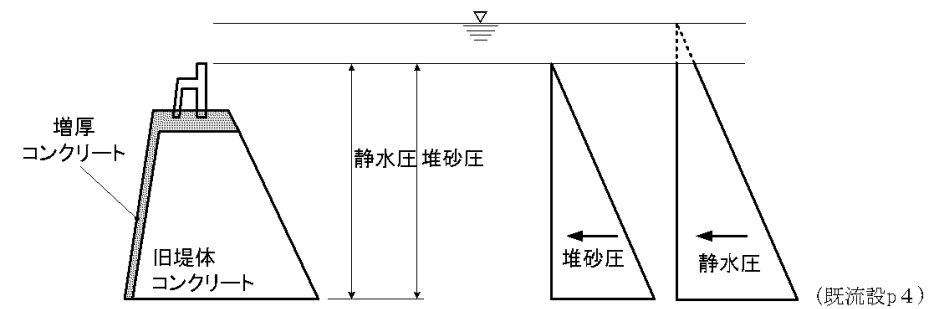


図8-4-2 鋼製流木捕捉工設置後の設計外力(掃流区間)

第5節 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・基礎の支持力に対して安全で、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

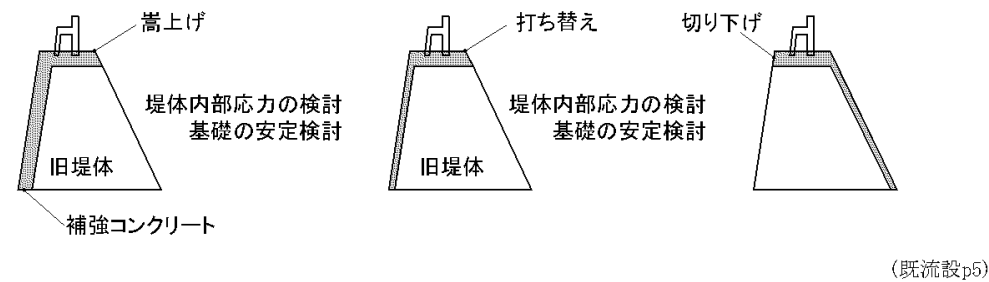
1 堤体の基礎の安定

鋼製部および堤体に作用する外力に対して、堤体基礎は滑動・転倒・基礎の支持力に対して安全でなければならない。基礎の安定条件は不透過型砂防堰堤と同じとする。

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ので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。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第8章 既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工



(既流設p6)

図8-5-1 鋼製流木捕捉工基礎部の安定

3 堤体内部の安定

既設堤体上部に鋼製部を取り付けた場合、鋼製部の荷重が増加するので特に基礎コンクリート部近傍の高標高部での堤体の応力が増加する。したがって、既設砂防堰堤堤体はこの高標高部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などの補強を行う。

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下記のように設定する。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。

$$\sigma_c = \sigma_r / n_c \quad \sigma_t = \frac{1}{10} \cdot \frac{\sigma_r}{n_t} \cdot r \quad \tau = \frac{1}{10} \cdot \frac{\sigma_r}{n_r} \cdot r$$

ここで、 σ_c ：コンクリートの圧縮許容応力度、 σ_t ：コンクリートの引張許容応力度、 σ_r ：コンクリート圧縮破壊強度、 τ ：コンクリートのせん断許容応力度、 n_c ：コンクリートの圧縮強度に対する安全率(=4)、 n_t ：コンクリートの引張強度に対する安全率(=7)、 n_r ：コンクリートのせん断強度に対する安全率(=4)、 r ：コンクリート打ち継ぎ面の強度低下率を示す。(既流設p6)

4 鋼製部の部材の安全性

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、礫およ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フレーム高さの2%とする。

(既流設p6)

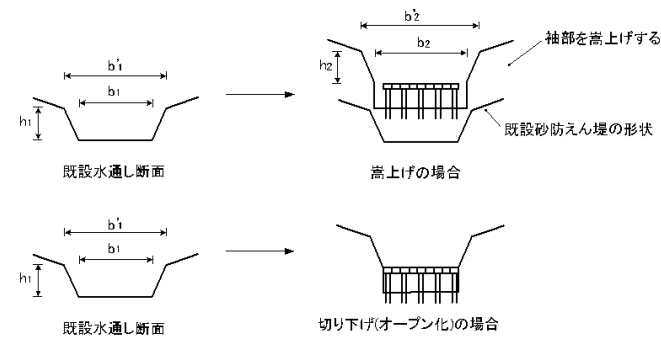
第6節 水通し断面の確保

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。(既流設 p7)

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設計流量が対応できる水通し断面を確保する。土石流区間については、第4章に基づいて必要な水通し断面を確保するものとする。また、掃流区間については、第Ⅳ編第5章第4節に基づいて必要な水通し断面を確保するものとする。このため、図8-6-1のように $b1 \leq b2$, $b1' \leq b2'$, $h1 \leq h2$ となるよう水通し天端を切り欠くか両袖部を嵩上げするなどして対応する。(既流設p7)

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第8章 既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工



(既流設p7)

図8-6-1 水通し断面の確保

第7節 前庭保護工

既設砂防堰堤(本堤)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。(既流設 p8)

解説

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、第2章に基づいて、水叩きの長さ・厚さ等について検討し、必要な対応を行う。(既流設p8)

第8節 留意点

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、水通し部および軸部、新旧コンクリートの一体化を図る必要がある。(既流設 p8)

解説

- 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、1m以上の厚さで新設(打ち替え)コンクリートを打設する。
- 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、必要に応じて旧堤体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。(既流設p8)

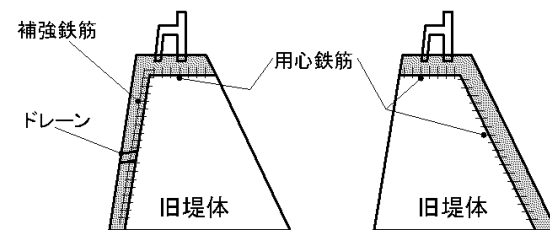


図8-8-1 新旧コンクリートおよびコンクリート・鋼材部の一体化

第9章 既設堰堤の嵩上げ

第1節 総説

流域の土砂および流木処理上、必要に応じて既設堰堤の嵩上げも実施する。

解説

- 1 既設堰堤の嵩上げを行う場合は、次のようなケース等が考えられる。
 - ・ さらに土砂および流木処理が必要で、既設堰堤以外にダムサイトが無い時。
 - ・ さらに土砂およ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時。
 - ・ 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時。
- 2 本章では不透過型砂防堰堤について述べている。嵩上げ部を鋼製スリット等透過型とする時は、第4章部分透過型砂防堰堤、第8章既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工も参照されたい。
- 3 施設効果は、嵩上げ後の堰堤型式に応じて評価する。

第2節 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)上流面腹付け工法があり、現地状況などを考慮し、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になり応力上良好とはいえない。

上流面腹付け工法は施工上、堆砂地内の土砂を除去する必要があり、施工箇所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、下流面腹付けに対して有利となる。

第Ⅲ編 土石流・流木対策計画 第9章 既設堰堤の嵩上げ

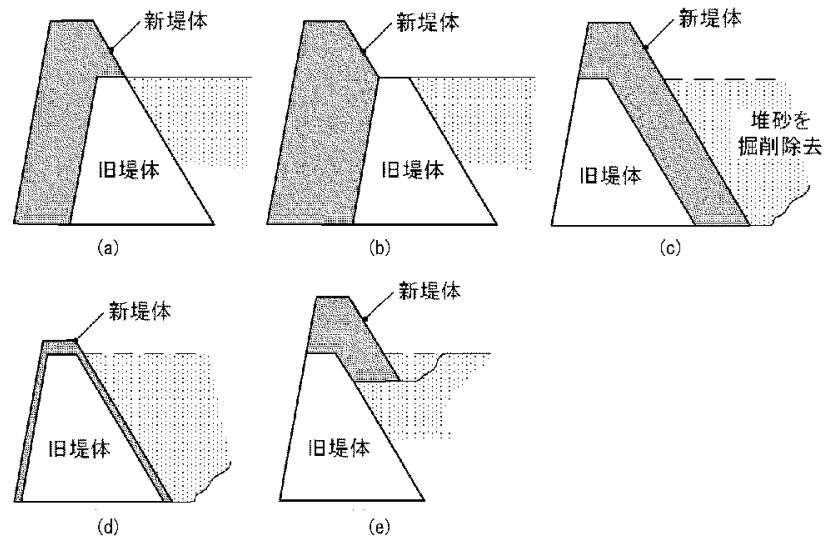


図9-2-1 砂防堰堤の嵩上げの型式

(d)は、(c)に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。

(e)は、嵩上げによる作用荷重の増分を旧堤体で受け持つものである。
これまでの実績では、(a)(b)(c)の例が多くを占めている。

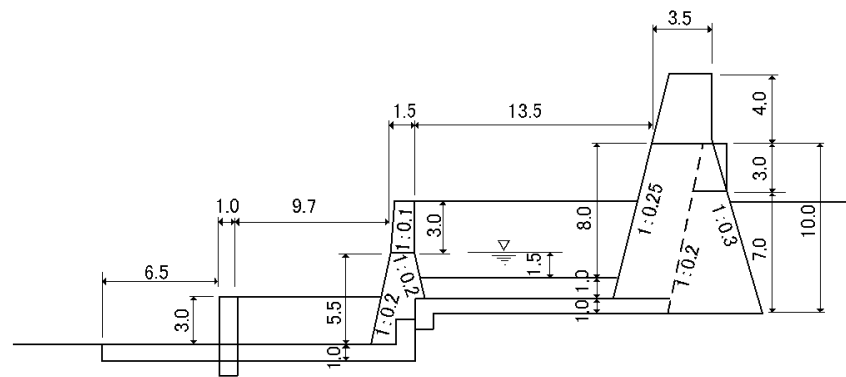


図9-2-2 嵩上げの事例(下流面腹付けの例)

第3節 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

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

第Ⅲ編 土石流・流木対策計画 第9章 既設堰堤の嵩上げ

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)。

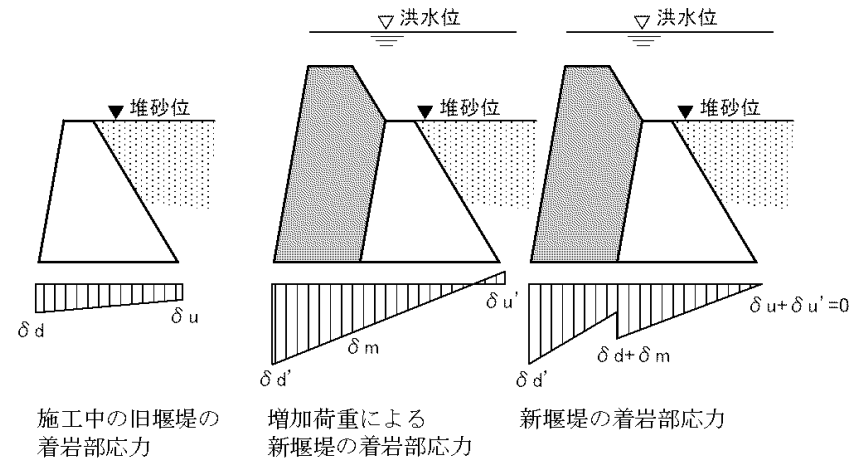


図9-3-1 下流腹付け「嵩上げ公式」方式の概要

「一体構造」方式は、嵩上げ後の断面で安定計算を行う。

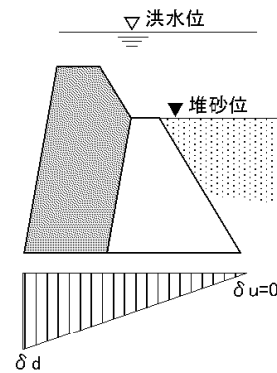


図9-3-2 下流腹付け「一体構造」方式の概要

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、既設堰堤の調査を行うことが必要である。

第4節 新旧コンクリート打設面の処理

新旧コンクリート打設面では、新堤体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、新堤体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、新堤体と既設堰堤との一体化を図るための処理が必要であり、次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 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、既設堰堤からの漏水によって新堤体に水圧が作用しないようにする。
- ④ 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。
- ⑤ 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とき、上記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地を除石しておく等の措置を講ずる必要がある。

(参考) ④における鉄筋量の算出方法

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。

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

ここに、 As : 1 m²当たりの鉄筋量(c m²/m²)、 τ' : コンクリートの許容せん断応力度(N/mm²)

τ_a : 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)

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

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

ϕ : 鉄筋の直径(mm)

第5節 前庭保護工

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

第2章に基づいて、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10章 既設堰堤のスリット化

第1節 総説

流域の土砂および流木処理，環境対策上，既設不透過型堰堤を透過型にする(スリット化)対策も考えられる。

解 説

既設堰堤をスリット化すると次のようなメリットを得られる場合がある。

- (1) 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。
 - ・ さらに土砂および流木処理が必要で，既設堰堤以外にダムサイトが無い時。
 - ・ さらに土砂およ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時。
- (2) 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ので，既設堰堤のスリット化にあたっては，慎重な検討が必要である。

第2節 留意事項

既設堰堤のスリット化は，現況の安全性を下回らない条件で実施する。

解 説

既設堰堤のスリット化は，次のような要件を満たすことが必要と考えられる。

- ① 透過型堰堤とした場合，第Ⅱ編第4章第1節1. 2で述べた要件を満たすこと。
- ② 原則として，スリット化部は，未満砂であること。
- ③ スリット化予定部がすでに満砂状態である時は，除石後にスリット化を行う。

なお，スリット化後の施設は，部分透過型または透過型砂防堰堤として取り扱う。

第3節 施設設計

具体的な設計に関しては，第3章透過型砂防堰堤または第4章部分透過型砂防堰堤を参照されたい。

解 説

流木止め設置の場合は，第8章既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工を参照されたい。

第11章 水制工の設計

第1節 総説

水制工の設計に当たっては、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Ⅱp22)

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、流永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。

砂防設備として用いる水制工は、一般に急流河川に設置する場合が多く、このため、水制工を水ハネ、土砂ハネを主目的に設置する場合は、水制工の強度及び維持管理面から、相当困難が予想される。仮に目的が達成したとしても、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。

第2節 水制工構造

2.1 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。
(建河Ⅱp22)

解説

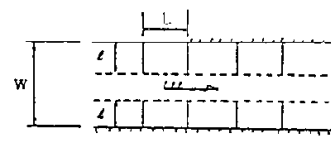
一般に水制工は、単独の水制工で流水に抵抗させるより、水制工群として一定区間に設けて、各水制に均等に抵抗させて流速を低減させるほうが急流荒廃河川では効果的である。

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

水制工の高さは、維持管理及び河川に与える不測の影響を考慮して低くする場合が多く、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。

同左



I : 水制長 $(1 < \frac{W}{10})$

L : 水制間隔 $L = (1.5 \sim 2.0) I$

W : 川幅

図 11-2-1 水制の長さ及び間隔

2.2 本体及び根固工

水制工は、砂防堰堤（第2章第8節 8.6）に準じて設計するものとする。また水制工の根固め工は、第6章第2節 2-10 に準じて設計するものとする。 (建河Ⅱp23)

解説

一般に砂防設備を設ける溪流は、急流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、洗掘を受けやすく、特に水制の先端は局所洗掘による基礎の破壊の原因となりやすい。このため水制工には、原則として根固工を併設するものとする。

同左

第12章 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、その設計に当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)位置

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、流路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 天井川区間に砂溜工を設けると、急激な沈砂現象によって、現在河床より急な堆砂をなし、河床上昇により、洪水氾濫のおそれがあるので、そのような箇所には設置してはならない。
- ② 河床勾配が急な箇所については、流入口・流出口の落差工及び両岸護岸の高さが、大となり、不経済となるばかりでなく、堆積土砂の搬出路も長くなるので注意する。
- ③ 砂溜工が満車すれば直ちに土砂を搬出しなければならないので、位置選定にあたっては、浚渫及び搬出に便利な位置を選ぶこと。やむを得ず既設道路に接続していない箇所には設ける場合は、運搬路も合わせて計画する。
- ④ 砂溜工の位置は縦断勾配の変化点付近に設けるのが望ましい。

砂溜工設置の場所としては堆砂に最も効果的な位置とする。図中A～D間が適当である。位置がDより上流となった場合、D～B間は上流より土砂の供給があるなればこそ、侵食が行われないが、ここに砂溜工を設置することにより、土砂の供給を絶つと、下流部はただちに被侵食区間となり、土砂の流出を招く結果となる。同じ流下地帯でもそうした弊害を招く恐れのない、Dより下流とすべきである。A付近は位置として最適と考えられるが、これより下流となるとそれまでに土砂が堆積して砂溜工としての効用を失うことになるのは当然である。

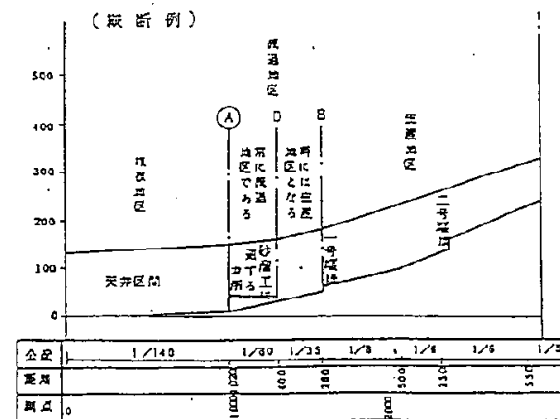


図 12-1 砂溜工の設置位置

同左

(2) 容量及び形状

砂溜工の容量は、予想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、搬出路その他の設計を行う。砂溜工の平面形状は、地形の特性を考慮して設計するが、角形、将棋駒形、とっくり形、胃袋形がある（図12-2参照）

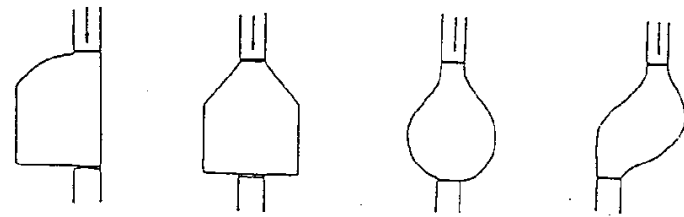


図12-2 砂溜工の平面形状の例

砂溜工内の堆積土砂の掘削、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工または床固工を仕切りとして設け、溪床の維持を図る。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12-3参照）。

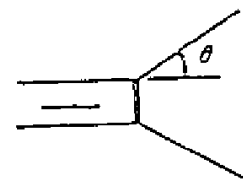
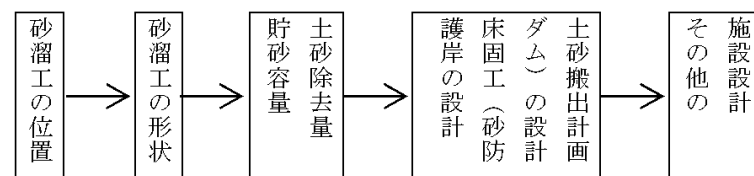


図12-3 砂溜工の拡幅角度

(3) 設計順序

砂溜工の設計順序は次の通りとするのが一般的である。

表12-1 砂溜工の設計順序



同左

第13章 緑の砂防ゾーンの設計

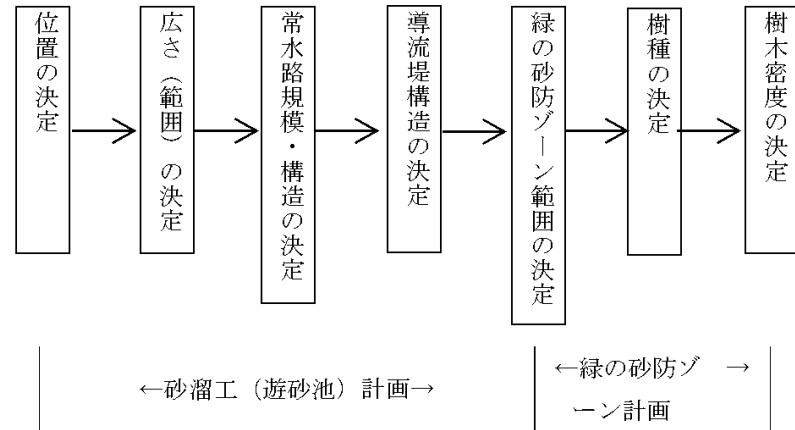
第1節 総説

1.1 総説

砂防堰堤下流または溪流保全工区間に置いて、上流において砂防堰堤の建設が困難なために土砂の生産、流出を十分に抑制、調節できない場合には土砂の整備率を高めるため土砂の堆積する空間（砂溜工または遊砂地と呼ばれる）を確保または造成する必要がある。砂溜工においてはそこに存在する樹木を利用するもしくは新しく樹木を導入すると土砂の堆積および流木の捕捉効果を促進することができる。このような空間を緑の砂防ゾーンと呼ぶ。（緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p1)

解説

緑の砂防ゾーン計画の流れは次のようになる。



緑の砂防ゾーンは、都市近郊、公園地域及び火山地域の扇頂部等に適した工法である。

第2節 堆砂空間の範囲・構造

2.1 堆砂空間の範囲

堆砂空間の範囲は、土石流危険溪流においては土石流想定氾濫区域内に必要な範囲とする。土石流危険溪流以外の溪流においては、洪水または土砂の氾濫区域を想定し、そのうちの必要な範囲とする。（緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p2)

解説

土石流想定氾濫区域については、「土石流危険溪流および危険区域調査要領 平成11年4月」を参照。

同左

2.2 堆砂空間の構造

堆砂空間の構造は、現在の地形を考慮し下流端に床固工等を配置し、小規模な出水を処理する常水路、導流堤、樹林、補助施設等から構成される。(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p2)

解説

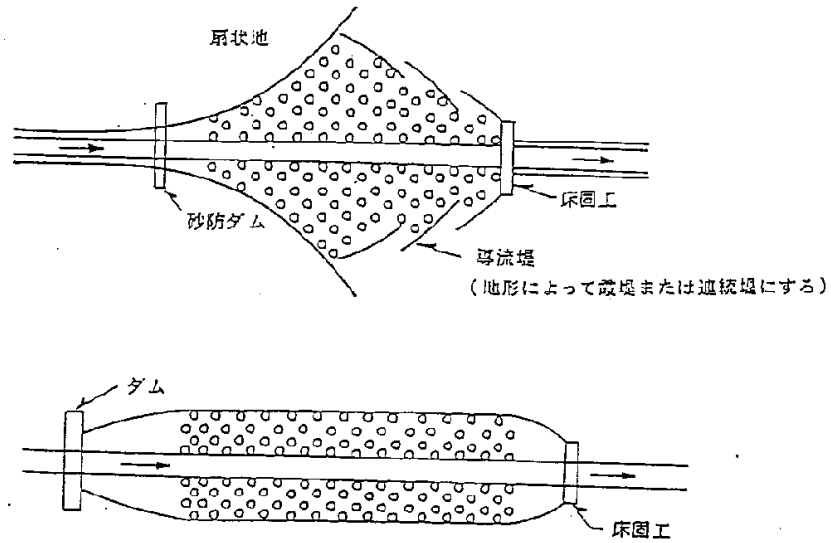


図 13-2-1 緑の砂防ゾーン平面図

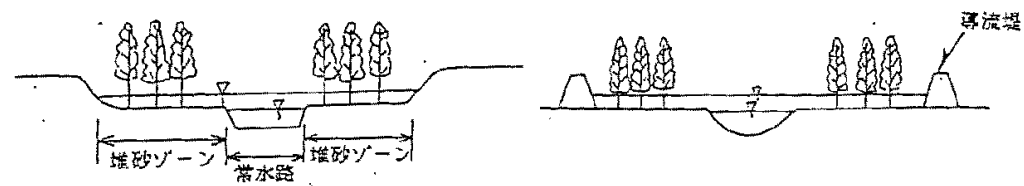


図 13-2-2 緑の砂防ゾーン横断面図

現在の流路に存在する範囲を尊重し常水路を柔構造かつ親水性のあるもので固定し、更に計画高水流量を安全に流すのに必要な範囲を堆砂ゾーンとする。このとき、堆砂ゾーンの水深は樹木が倒れないことを確認しておく。更に堆砂ゾーンは通常はレクリエーション施設への利用が可能であるので利用面からのスペースの検討も必要により行う。

横断方向の両岸は、現地の状況・地形により堀込形式あるいは導流堤方式が考えられる。防災面からは堀込形式が望ましいが地形により導流堤も選択できる。

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策計画 第13章 緑の砂防ゾーン的设计

緑の砂防ゾーンの最下流端には原則として床固工を設ける。また、必要に応じ常水路に床固工、帯工を設ける。

第3節 常水路及び導流堤の規模・構造

3.1 常水路の規模・構造

常水路の規模は、現在の流路を尊重し5～10年確率程度の高水流量の流下能力を有しているものがよい。構造は、柔構造かつ親水性を有するものとする。(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p3)

解説

現在の流水のある範囲を尊重して常水路とし柔構造物で固定するのがよいが、流下断面は、5～10年確率程度の高水流量を流下させる能力を宥するものとする。

護岸の構造は、フトン葺、石積、鋼製枠等の柔構造かつ親水性のあるものとする。床固工、帯工も原則として柔構造で親水性のものとするが、重要度が高いまたは外力が大きい場合はコンクリート製とする。

3.2 導流堤

導流堤を計画する場合、その安全性に十分注意し原則としてコンクリートあるいは鋼製擁壁とし、表裏を盛土で覆った構造とする。(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p4)

解説

導流堤は破堤した場合被害が甚大であり、原則として重力式のコンクリートあるいは鋼製擁壁とし、景観の点から表裏を盛土で覆った構造等が望ましい。

導流堤の高さは計画高水流量に対して土砂の堆積と樹木による流れに対する抵抗を考慮して、計画高水位を定め、余裕高を加えて決定する。

また、流れのはい上がりや湾曲による水位上昇が予想される場合はこれを考慮する。

第4節 利用・導入樹種及び樹木密度

4.1 緑の砂防ゾーン内の樹木の位置付

緑の砂防ゾーン内の樹木等は砂防計画上の砂防設備として位置づける。

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p4)

解説

緑の砂防ゾーンの樹木等には、次のような効果があり砂防林として砂防計画上の砂防設備として位置づけられる。すなわち、砂防林は水理的には非常に大きな粗度の集団とみなすことができるので砂防林の存在により砂防林内とその周辺の流速が減少し流れが減勢される。その結果、土砂の輸送能力が減少し、土砂は堆積し、下流への土砂流出が防止または軽減される。

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策計画 第13章 緑の砂防ゾーンの設計

4.2 利用導入樹種

緑の砂防ゾーンに利用または導入する樹種は計画区域内または近傍の類似条件下の場所に存する樹種を参考に選定する。 (緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p4)

解 説

砂防林として利用または導入する樹種は水位変動や多少の土砂の堆積にも耐えうるものでなければならない。学識経験者の意見を聞きつつ、樹種を選定する。

なお、生育環境の劣悪地や近隣地に現在生息していない樹種を導入する場合は、現地試験を行いその適応性を確認する必要がある。

4.3 樹木の密度等

- (1) 樹木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、ゾーン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。

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p4)

解 説

樹木に流れが衝突すると流体力と砂礫の衝撃力が加わる。緑の砂防ゾーンでは、後者の力は無視できるとして流体力について検討する。

樹木に流体力が加わると一般には樹幹部で折れるよりも根から倒れることが多い。

第5節 効果量

効果量は整備後の砂防林の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。 (緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p5)

解 説

計画平均堆積深は0.3～0.5m程度とする。

第6節 補助施設

緑の砂防ゾーンを安定して機能させるため必要に応じ補助工、補強工、保護工を設ける。

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p5)

解 説

- (1) 砂防林による流出土砂の捕捉効果を更に期待したい場合、また流向を制御したい場合には流下方向に直角に透過型の簡易構造物(補助工)を検討する。

同左

第III編 土石流・流木対策計画 第13章 緑の砂防ゾーン的设计

- (2) 地盤が弱く樹木が根から容易に転倒されると予想される場合には、上流側に上載荷重を与える補強工を検討する。
- (3) 流砂、流木による損傷または堆砂によって樹木が容易に枯死すると予想される場合には保護工検討する。

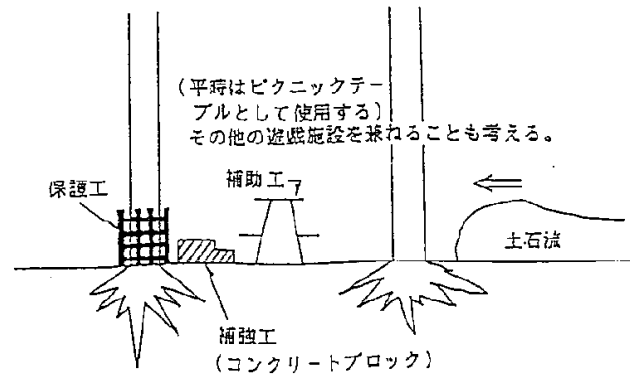


図 13-6-1 補助施設の概念図

第7節 維持管理

緑の砂防ゾーンの機能を維持確保するため、必要に応じ下刈、補植等の維持管理を行う。

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p5)

解説

緑の砂防ゾーンが当初の計画通りその機能を確保するには、事前に維持管理計画を策定し、これに基づき定期的及び出水の後に必要な処量を講ずる。

特に、出水後の堆積土砂の排除、砂防林の早期の復旧方法については予め検討しておく。

砂防林の維持管理には下刈、除伐、施肥、補植等があり各々現地の状況や砂防林の特性を考慮し実施する。

必要に応じ、流木対策及び倒木の処理について検討する。

同左