

2.1.4 透過型砂防堰堤の構造

2.1.4.1 透過型堰堤の種類

土石流対策の透過型砂防堰堤は、堰上げを生じない閉塞による捕捉機能を有することを基本とする。

【解説】

閉塞による捕捉機能を有する透過型砂防堰堤は、主に鋼材とコンクリートで構成され、鋼管フレーム型砂防堰堤、バットレス型砂防堰堤等がある。

2.1.4.2 透過型堰堤における鋼製部の位置

透過型砂防堰堤の鋼製部と非越流部は、土石流等の捕捉効果を考慮して設定する。

【解説】

土石流対策の透過型堰堤の鋼製部(透過部)は、土石流等の捕捉効果を考慮して、極力、鋼製部材の捕捉面と非越流部上流面を合わせるように鋼製部材の設置位置(鋼製軸)を設定し、堰堤軸との関係を分かりやすく図示する。

2.1.4.3 越流部の安定性

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p22

【解説】

透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため、透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。

また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

(1) 設計にあたっての留意事項

流出土砂の抑制および調節や、水や土砂等による外力に抵抗する機能を安全かつ合理的に実現できるように設計しなければならない。また、維持管理面にも十分配慮し設計することを原則とする。

「鋼製砂防構造物設計便覧 H21.9」 p15 (参照)

【解説】

鋼製透過型砂防堰堤を適用するにあたって注意しなければならない事項を以下に示す。

- ① 鋼材の腐食については、通常腐食しろを見込むことやメッキによって対処しているが、河川水が強酸性の場合には、腐食の進行が速いので鋼材が直接河川水に触れることは好ましくない。
- ② 砂礫混じりの流水による摩耗や石礫等の衝突についても必要に応じて対策を講じることが望ましい。
- ③ 一般に、鋼製透過構造物は重力式コンクリート砂防堰堤の場合と違って、その重量によって抵抗するのではなく材料の強さ、すなわち、耐荷力を利用する構造なので、例えば巨石の衝突等に対して部材が破壊しないように設計する必要がある。
- ④ 鋼製透過型砂防堰堤の種類を選定は、経済性はもとより以下に示す点を参考にする等、流域の状況を整理、把握し、総合的に判断する。

- ・ 捕捉機能
- ・ 施工性（施工時の精度管理や運搬時の部材分割の容易性等）
- ・ 維持管理（土石や流木による閉塞時の除石の容易性等）
- ・ 実績（土石流の捕捉実績や施工基数）
- ・ 施設規模（鋼製透過部の高さ）
- ・ 冗長性 [リダンダンシー]（部材数、堤体や底版との接点数等）
- ・ 品質管理
- ・ 開口率
- ・ 景観性
- ・ 経済性

(2) 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。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p22

【解説】

透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。(本章 2.1.3.1(1) (p3-10) 参照)

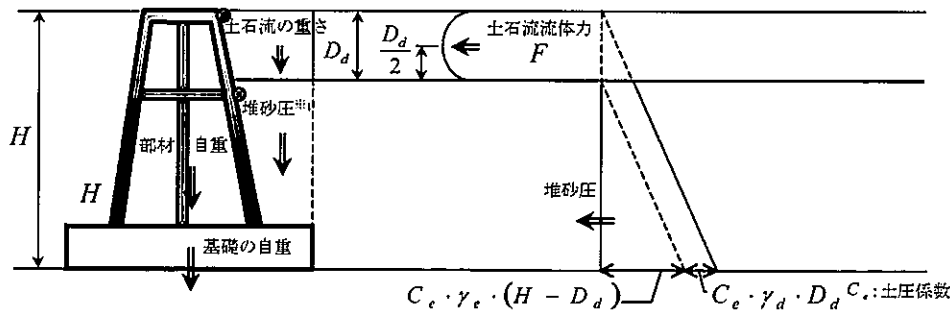
(3) 設計外力

透過型砂防堰堤の設計外力は基本的には不透過型砂防堰堤の設計外力と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p22、「鋼製砂防構造物設計便覧 H21.9」p73

【解説】

- 1) 透過部分には砂礫および水が無い状態で自重を算定する。
- 2) 図 2.64 に示す堆砂圧および流体力を外力として堤体全体の安定性、部材の安全性を検討する。土石流の重さが上載荷重となるので堆砂圧は台形分布となる。



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

図 2.64 設計外力 (土石流時)

透過型砂防堰堤の透過部底版コンクリートが河床面より上にある場合や底版コンクリートの上下流で水位差が生じる場合は、底版コンクリート部分の静水圧を考慮する。(この場合、部分透過型砂防堰堤の土石流時に準ずる。)

(a) 鋼製透過型砂防堰堤における荷重の考え方

a) 自重 (W)

底版コンクリートの重量と鋼材の重量を加えたものとする。鋼材枠内の堆砂重量及び水中は見込まないものとする。ただし、土砂が確実に鋼製枠内に捕捉され、かつ、下流に流れ出ないと判断される場合には、捕捉される土砂の重量を考慮することができる。例えば、最上流部材で捕捉された土石流のうち、底版コンクリートに上載された土砂がこれに相当する。

b) 静水圧 (P)

開口幅の広い透過型砂防堰堤が土石流を捕捉した場合、堆砂敷内の水は礫の間隙を流れていくため湛水しない。このため土石流区間に設置する透過型砂防堰堤には静水圧を見込まないこととする。実験においても透過型砂防堰堤が堆砂状態で上流から水を供給し堆砂面上に流水がある場合にも、堰堤直上流の堆砂域は浸潤線が下がり不飽和状態になる。

ただし、掃流区間に配置する流木捕捉工のように、開口部が流木で隙間なく目詰まりし、堰堤上流が湛水状態になるような場合には、透過型といえども静水圧が作用することになる。このため、土砂や流木の捕捉後の状態によっては透過型砂防堰堤であっても静水圧の影響を検討する。

また、部分透過型堰堤の不透過部においては、底版コンクリートが河床より突出しており不透過型砂防堰堤と同様の堆砂状態を想定していることから底版コンクリート天端まで湛水するものとして静水圧を考慮する。

c) 堆砂圧 (P_s)

土石流区間においては、上述のとおり堆砂面下に水はないものとし、土石流の重量を上載荷重とした空中の堆砂圧を作用させる。底版コンクリートに対して静水圧を考慮する場合は、水中の堆砂圧を作用させる。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。

d) 土石流流体力 (F)

安定計算を対象とした流体力は、透過型であっても開口部が完全に閉塞された状態を想定して堆砂面上面に作用するものとする。なお、礫及び流木の衝突による力は、局所的に作用するため安定計算の対象としなくて良いが、透過型砂防堰堤の部材の構造検討の際に考慮するものとする。

- 3) 透過部がコンクリート部材の場合、堤体自重は越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (V_C) と、越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (W_{rc}) を用いて計算する。なお、越流部の堤体ブロックとは、水通し幅分の堤体部分を指すものであり、収縮目地によるブロックではないことに注意する。

$$\gamma_{rc} = W_{rc} / V_C \quad \text{式 2.79}$$

ここで、 γ_{rc} : 見かけのコンクリート単位体積重量 (kN/m^3)、 W_{rc} : 越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (kN)、 V_C : 越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (m^3) である。

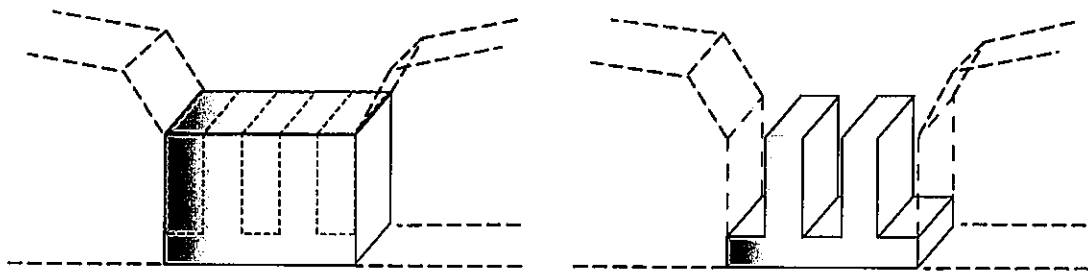


図 2.65 スリット部における水通しの堤体積

4) 透過型砂防堰堤は、表 2.28 により所定の安全率を満足させるものとする。

表 2.28 透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満		堆砂圧、 土石流流体力	
堰堤高 15m 以上		堆砂圧、 土石流流体力	

15m 以上の透過型砂防堰堤において、透過部の安定条件は 15m 以下の場合と同様とする。

また、非越流部については、一般的に上流側ののり面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時慣性力が作用する状態についても安全性を検討する。

(4) 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。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p24

【解説】

土石流ピーク流量は、第2編2章2.7.3 (p2-27) に示した方法に基づき算出する。

不透過型砂防堰堤と違い洪水時の流水は砂防堰堤上流に湛水しないため、透過型砂防堰堤の設計流量は、「土石流ピーク流量」とする。

(5) 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。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p24

【解説】

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

①土石流ピーク流量に対する越流水深の値 (本章2.1.3.1(4) (p3-22) 参照)

②最大礫径の値 (本章2.1.3.1(4) (p3-23) 参照)

土石流・流木処理計画を満足する (整備率100%) 溪流の最下流の堰堤においては、不透過型砂防堰堤の場合と同様に、本章2.1.3.1(4)の解説のとおり設計水深や水通し部等の検討を行う。ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする。

2.1.4.4 透過部の構造検討

(1) 構造検討条件

透過部の部材は、設計外力に対し安全でなければならない。一部の部材が破損したとしても砂防堰堤全体が崩壊につながらないように、フェールセーフの観点から、できるだけ冗長性（リダンダンシー）の高い構造とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p26、「鋼製砂防構造物設計便覧 H21.9」p84

【解説】

透過部の部材の強度の安全を確認しなければならない。また、土石流のように不確定要素が大きく、不確実な事象でありながら甚大な被害を与える土砂移動現象に対しては、一部の部材の破損が砂防堰堤全体に影響しないよう、冗長性の高い構造とする。

構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりである。

- ① 土石流流体力および堆砂圧に対する、各部材強度の検討
- ② 温度変化による温度応力に対する、各部材強度の検討
- ③ ①および②の力に対する、接合部の強度の検討
- ④ 礫・流木の衝突力による、各部材の強度の検討

また、土石流を捕捉する目的で配置される部材（機能部材）のうち、構造物の形状を保持するための部材（構造部材）に相当しない場合には、土石流中の石礫を捕捉できれば目的を達成するため、塑性変形を許容することができる。

なお、流域の外力条件が厳しい現場においては、以下の点に留意する必要がある。

○特に外力条件が厳しい現場では、計画地点の状況や流域特性を十分調査して礫径を適切に設定する。その際、近隣の溪流において土砂流出の実績がある場合には、そのときの流出した巨礫の礫径も参考とする。

○特に外力条件が厳しい現場において、極めて大きい礫が流下する可能性があるとは判断される場合、その礫が衝突しても、砂防堰堤全体として捕捉機能が失われることとならない構造の設計に配慮する。

1) 土石流の流体力および堆砂圧に対する検討

鋼製砂防堰堤の安定計算は、重力式堰堤として外力に抵抗するものとしている。このため構造物の前提条件として、土石流流体力などに対して鋼管フレームの各部材が確実に連結しており過度に変形しないこと、および鋼管フレームを通して底版コンクリートに確実に荷重が伝達される構造であることを保証する必要がある。このため、モデル化した構造に水平外力が静的荷重として作用するものとして、弾性力学に基づいた通常の許容応力度法によって各部材に発生する応力・継手の強度・底版コンクリートの鋼管埋込部の細目について照査し、その安全を確認しなければならない。

また、透過部を構成する部位の配置や連結方法によっては強度に方向性が出てくるため、面外荷重に対して強度が劣る構造物に対しては、面外荷重に対しても安全であることを確認しなければならない。

2) 礫および流木の衝突に対する検討

礫および流木の衝突に対する検討は、上記の許容応力度法で決定された部材断面に対して塑性力学に基づいた解析法によって、礫および流木の運動エネルギーが100%伝達され、これを構造物の変形によって吸収するものとし、その変形が所定の変形量以内であることを確認することとする。

この検討の際に、載荷条件やエネルギー吸収については次のように考える。

- ① 原則として最大礫径 D_{95} が1個、設計外力算定時の流速で最も危険な点に衝突するものとし、衝突に伴うエネルギー損失は無視する。
- ② 構造物のエネルギー吸収は、衝突点付近の局部変形と構造系全体の変形の和で行われるものとする。
- ③ 平均的な礫径が多数衝突する場合については、変形が弾性範囲を超える状態に至った場合には、その変形が累積していくものとしてエネルギー吸収を算定する。

上述の変形量の設定は、透過型砂防堰堤の骨組構造形式や部材の交換の可能性により一律に規定することは難しい。ここでは、透過型砂防堰堤としての機能を喪失しない範囲として、次の二つの条件のどちらか一方を満足していることを確認することとした。このときの許容最大変形量は、構造物の特性を考慮して決めるものとする。

a) 相当大きな塑性変形を生じても土石流捕捉後の堆砂圧に抵抗しうる状態

例えば、構造全体の許容最大変形量を構造高に対して規定する方法がある。実験では構造頂部の水平方向の許容最大変形量が、構造高の2%と提示されている。

この許容最大変形量は、施設形状寸法、部材諸元、基礎部の支持方法などにより一律に決定することはできないが、施設の使用目的や作用荷重を考慮して、適当と判断される礫の衝突位置を想定し決定する。一般に、この条件は構造高の低い構造物に適用される。

- b) 部材の局部に大きな変形を生じて、構造系全体としては耐荷力を失っていない状態
 例えば、部材（中空鋼管）に発生する最大局部変形量を規定する。実験では外径 600
 ϕ の鋼管で許容塑性変形量 $20\delta_E$ が提示されている。

$$D/t \leq 40 \text{ のとき } \delta < 20\delta_E \quad \text{式 2.80}$$

ここに、 D : 鋼管外径 (mm)

t : 鋼管板厚 (mm)

δ : たわみについての構造の一部の変形

δ_E : 部材降伏状態のたわみ

また、部材（中空鋼管）に発生する塑性回転角で照査する方法も提案されている。

$$\theta_{P,max} \leq \theta_{Pa} = 1.355 / (D/t) \quad \text{式 2.81}$$

D : 鋼管外径 (mm)

t : 鋼管板厚 (mm)

$\theta_{P,max}$: 部材に発生する最大塑性回転角

θ_{Pa} : 許容塑性回転角

上記の許容値である $20\delta_E$ および θ_{Pa} は部材の終局状態を表すもので、何らかの安全率を考慮すべきものであるが、その安全率の決定は現在のところ難しい。ここでは、安全率を 1.0 として部材が崩壊しないかどうかを照査するに留めることとした。照査の方法として、塑性変形量と塑性回転角のどちらを採用するかは、構造物の特性や計算の容易性などを考慮して選択するものとする。

「鋼製砂防構造物設計便覧 H21.9」 p84～85

(2) 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、自重、土石流流体力、堆砂圧、温度応力とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」 p27 「鋼製砂防構造物設計便覧 H21.9」 p80～81

【解説】

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表 2.29 に示す。

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 倍割り増すものとする。また、土石流捕捉後は堆砂圧が長期間作用することから満砂時の許容応力度の割り増しは行わない。温度変化に対しては、一般的に許容応力度を 1.15 倍割り増すものとする。なお、温度応力が大きくなる場合は、部材断面が温度応力で決定されないような断面形状とするか、施設延長を分割するものとする。

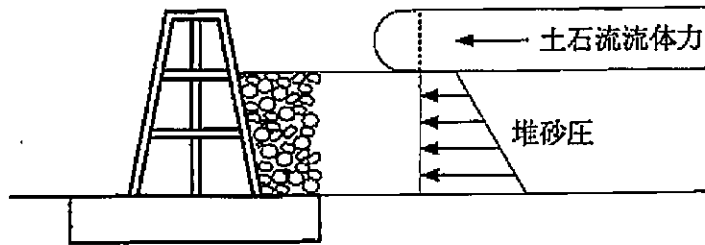
透過型砂防堰堤の構造計算にあたっては、部材の発生応力と接合部の強度について、土石流時及び満砂時の設計外力の組み合わせに対して安全でなければならない。さらに、部材で構成される構造物が不静定構造となっている場合には、温度変化時の設計外力の組み合わせに対して安全を確認しておかななければならない。

透過部の部材の設計においては、表 2.29 の他に、土石流流体力が構造物に偏心して作用する偏心荷重と、礫や流木の衝撃力による荷重とに対して安全であるように設計する。

さらに、湾曲部における砂防堰堤軸は、下流河道に対して概ね直角が望ましいが、捕捉機能から上流に対してもできるだけ偏心しないよう考慮する。上流の流心に対して偏心する場合には、想定される土石流の流心と堰堤軸の角度 (θ_{1p}) を想定し、さらに余裕角 (θ_{1q}) を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度 (θ_{1r}) を設定する。(図 2.68 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。

1) 土石流時

〔満砂〕



〔未満砂〕

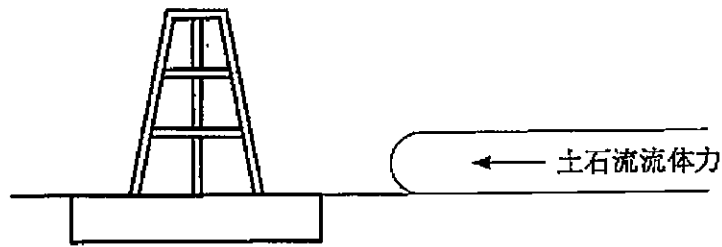


図 2.66 土石流時の鋼製スリット砂防堰堤の設計荷重

2) 平常時 (満砂時)

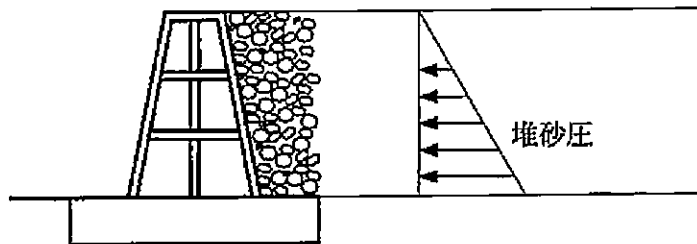


図 2.67 平常時の鋼製スリット砂防堰堤の設計荷重

表 2.29 構造検討で考慮する設計外力の組み合わせ

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

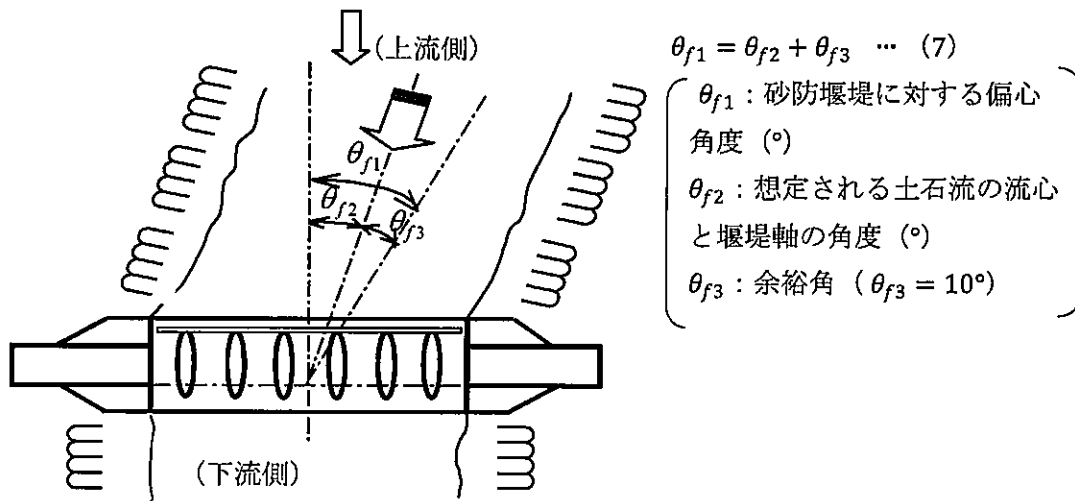


図 2.68 透過部材に対する偏心荷重 (溪流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合)

2.1.4.5 本体構造

(1) 水通し断面

水通し断面は、原則として不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部（スリット部）閉塞後も安全に土石流ピーク流量を流し得る断面とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p29、「鋼製砂防構造物設計便覧 H21.9」p59

【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。

このときの設計水深は、①土石流ピーク流量に対する越流水深と②最大礫径の値を比較し、大きい値を目安とする。

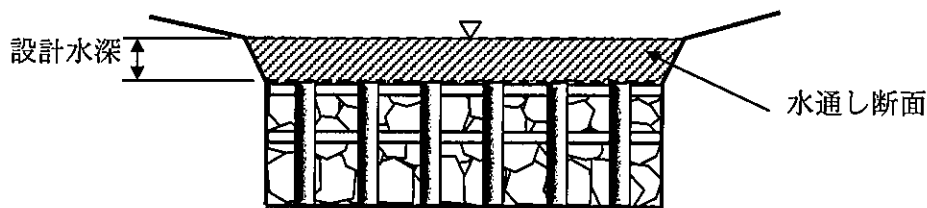


図 2.69 水通し断面（斜線部）

※透過型・部分透過型の場合、土石流時の流水は堆砂面上（水通し断面）と透過部から流れるため、水通し断面は、余裕高を見込まなくてよい。

1) 水通し底幅

透過型堰堤は、中小洪水では礫を捕捉しないため平常時においては未満砂の状態である。このため、平常時の流水は、開口部底面を通過するため、水通し幅を開口部の幅に合わせるものとする。また、礫や流木を効果的に捕捉するように柱間隔を優先させることから、水通し幅はメートル単位に丸める必要はない。

2) 水通し高さ

水通し高さは土石流ピーク流量を流しうる高さとする。また、土石流区間においては流下が予想される最大礫径以上とする。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、不透過型砂防堰堤（本章 2.1.3.2(2) (p3-24)）と同様に袖を含めた断面によって対処することができる。この場合、袖部の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗掘防止対策に十分配慮して適切な処置を講じなければならない。特に、直下流に人家がある場合は、上記の点を考慮しなければならない。

3) 袖小口

袖小口の勾配は、一般に、重力式コンクリート砂防堰堤で採用されている例にならって1:0.5とするが、土砂の流出状況や使用材料によっては直立としてもよい。

(2) 開口部の設定

透過型砂防堰堤の開口部の幅、高さ、位置は、土石流や流木を効果的に捕捉できるように設定する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p29、「鋼製砂防構造物設計便覧 H21.9」p60

【解説】

開口部の幅は、透過型の機能を十分生かせるようにできるだけ広くとる。

開口部の高さは、土石流や洪水の水深以上を確保し計画捕捉量により決定する。

なお、開口部の底面は、未満砂の状態ですべての流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

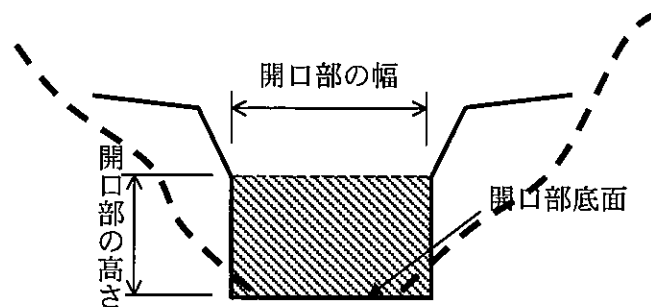


図 2.70 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）

1) 開口部の幅

閉塞型の透過型砂防堰堤が土石流を効果的に捕捉するためには、堰堤上流の貯砂空間を土石流が発生するまでの間、できるだけ空けておくことが重要であり、そのためには開口部を適切に設定する必要がある。開口部を狭くしすぎると、中小出水により土砂及び流木が堆積しやすく、土石流対策としての貯砂空間が減じられる恐れがある。

したがって、透過型砂防堰堤の開口部の幅は、現地地形の谷幅に配慮して土石流が流下すると判断される谷幅程度に設定するものとする。ただし、最下流に設置する場合、下流河道や保全対象への影響に配慮して谷幅よりも狭くしている例もある。

また、土石流流下幅に対して川幅が十分広い場合には、鉛直部材純間隔や開口部底面を一律とせず副断面（図 2.71 参照）とするなど土石流が確実に開口部に到達するような工夫も考える。

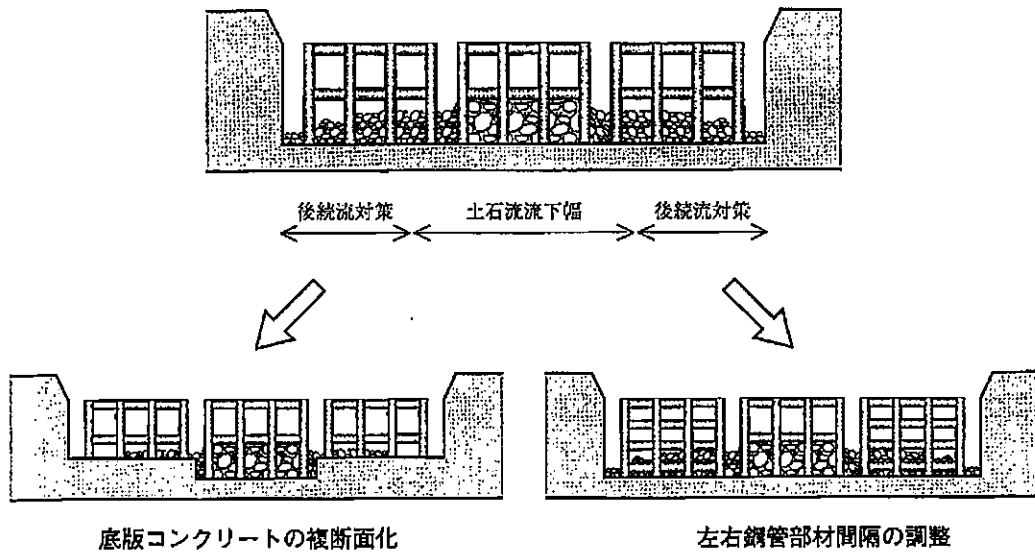


図 2.71 川幅が広い場合の開口部

2) 開口部の高さ

透過型砂防堰堤の開口部の天端高は、通常の砂防堰堤と同様に水通し天端高となる。したがって、開口部の高さは上流の土砂堆積物の状況や周辺の地形など十分に調査し、計画に合致した施設の規模から決定する。

3) 開口部底面

透過型砂防堰堤は中小出水では礫を捕捉しないため、平常時の流量は水通し部ではなく開口部底面（底板コンクリート天端）を流下する。このため、開口部底面の位置は、河道の連続性や両岸の侵食に配慮して、開口部底部の位置を溪床最深部に合わせる。ただし、堰堤上流にある程度堆砂させて溪床の安定を図りたい場合には、開口部底部の位置を溪床より高くした部分透過型砂防堰堤として設計する。この場合、「土石流・流木対策設計技術指針 解説 H28.4」によると不透過部の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍以上にすることを原則とする。したがって、不透過部の天端幅は、不透過型砂防堰堤に準じ、かつ鋼製部を配置するための幅が必要であるため、不透過部の安全性を考慮し、不透過部の天端幅は3m以上とする。

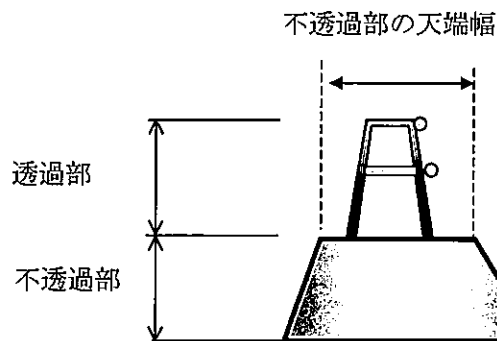


図 2.72 部分透過型砂防堰堤越流部側面図（例）

(3) 透過部断面の設定

透過型砂防堰堤の透過部断面は、土石流の最大礫径、および施設の目的等により決定する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p30

【解説】

土石流捕捉のための透過型砂防堰堤は、透過部断面の純間隔（図 2.73 参照）を適切に設定することにより、土石流を捕捉する機能、および、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。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。

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。最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度とする。

ただし、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないように留意する（表 2.30 参照）

なお、水平純間隔及び鉛直純間隔は実験（図 2.74 参照）によると、土砂容積濃度が高い場合、最大礫径 (D_{95}) の 1.5 倍より小さければ、透過部断面が閉塞することが分かっているため、機能上必要な場合、水平純間隔及び鉛直純間隔を 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及び鉛直純間隔を広げることにより効果的に土石流に対処できる場合等である。

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。

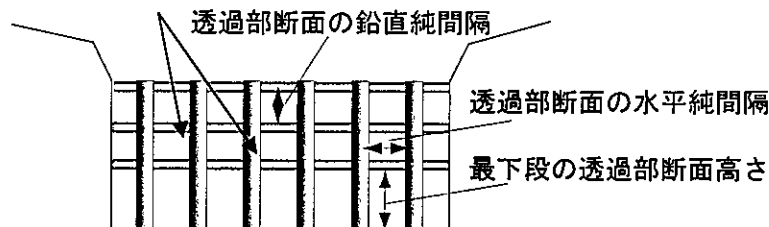


図 2.73 透過部断面の純間隔

表 2.30 透過型砂防堰堤における透過部断面の設定について

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

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

※2 前述の通り、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する。

○透過型堰堤の純間隔について

- 1) 人家等の保全対象の直上流に配置する場合などは、透過部の純間隔等に十分留意し安全な構造とする必要がある。
- 2) 格子型以外のスリット形式、スリット間隔について、上記の①と②の条件を満たす形状であれば、表 2.30 (注釈を含めて) の基準によらず採用は可能である。

～～ (参考) 透過部の閉塞 (実験結果) ～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

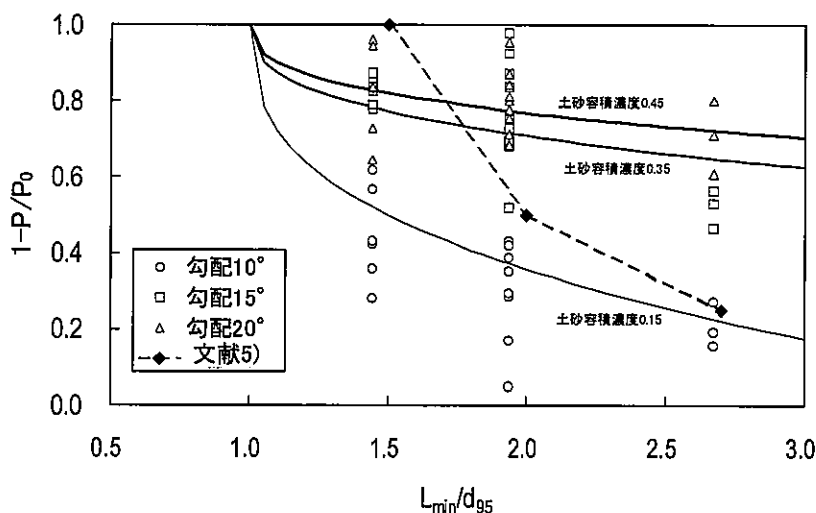


図 2.74 土石流のピーク流砂量の変化

透過部断面の幅 (鋼管純間隔) とピーク流砂量の減少率の関係 (P : 有施設時のピーク流砂量、 P_0 : 無施設時のピーク流砂量、 L_{min} : 格子型砂防堰堤の鋼管間隔のうち最も小さい間隔であるが、文献⁵⁾のプロットに対しては透過部断面の幅、 d_{max} : 最大礫径^{5) 6)})。土石流に含まれる土石等の容積濃度が低くなると、ピーク流砂量が減少する割合 (減少率) は小さくなることから、透過部断面が閉塞しにくくなることが分かる。

～～

(4) 断面形状の設定

透過型砂防堰堤の断面形状は、水平外力をスムーズに地盤へ伝達できることとともに運搬・架設に配慮して総合的に設定するものとする。

「鋼製砂防構造物設計便覧 H21.9」 p68、「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」 p22

【解説】

透過型砂防堰堤の最上流部材は礫や流木の直撃を受ける部材であり、この最上流部材で受けた土石流の流体力や礫の衝撃力及び土石流捕捉後の堆砂圧を底版コンクリートに無理なく伝達させることが重要である。このような機能上、構造上の検討に加え、現地架設や部材の運搬等にも配慮して総合的に断面形状を設定するものとする。

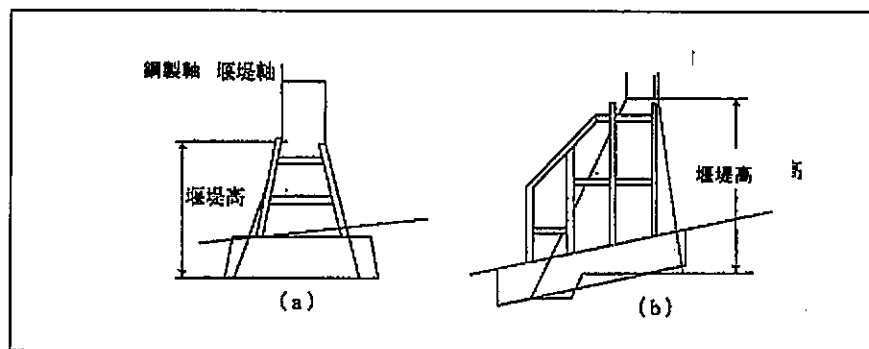


図 2.75 透過型砂防堰堤の堰堤軸

1) 構造部材

構造部材は、鋼製砂防堰堤を構成する部材の中で、主に形状を保持することを目的として力学的な抵抗力を必要とする部材である。土石流や流木を捕捉する目的で配置された機能部材を支える部材であり、機能部材を兼用する場合もある。

構造部材が破損すると土石流や堆砂による外力に耐えられない可能性がある。よって、構造上の主要部材として設計時の部材照査は許容応力度以内に収めて繰り返し供用できるものとして位置づけられている。破損する構造部材を特定することは難しいが、礫の衝突が予想される部材を喪失したと仮定し、安定計算で用いた設計外力を与えても構造系として崩壊しないことが重要である。一般に部材数が多いほどリダンダンシーは大きく、部材の破損による構造系の維持に対する耐性は高い。

設計時及び損傷時について以下の耐力を保持することとする。

〔設計時〕

- ① 安定計算に用いる設計外力に対して、部材の発生応力を許容応力度 σ_a に収めること。
- ② ただし、礫の衝突に対して、部材の局所的な変形を許容する。このとき、腐食しろは片面 0.5mm、余裕しろは 0.0～3.5mm とする。

[損傷時]

③ 部材が損傷した場合、部材の耐力低減を考慮して①の検討を行い、供用できるかを判断する。このとき、腐食しろと余裕しろを部材厚として考慮する。

④ ただし、鋼管部材自体は③の検討に関わらず、以下のへこみ量によって補修・補強を判定する。

凹み \leq 10%→健全

10% $<$ 凹み \leq 40%→必要に応じて補修・補強

凹み $>$ 40%→補修・補強、(取替え)

2) 機能部材

機能部材は、透過型砂防堰堤の透過部断面に設置される部材のうち、土石流を捕捉する目的で設置される部材である。

近年、透過型砂防堰堤が人家直上流に設置されるようになり、保全対象の安全性を確保する観点から、土石流の後続流に含まれる小礫の捕捉も考慮する必要性が出てきた。しかし、従来の構造部材は礫捕捉部材と兼用していたため、小礫を捕捉する目的で構造部材を配置すると不経済な設計となることがある。そこで、小礫の捕捉を目的とした機能部材の考え方が必要になった。

このように、機能部材は礫捕捉を目的としているための礫の衝突は避けられず、機能部材の破損の度合いは構造部材より高くなる。このため、礫の衝突などの外力作用時に部材が破断せず、部材が所定の位置に留まっていれば礫の捕捉機能を保持できるため、塑性変形を許容することとした。

ただし、機能部材が全て喪失して土砂捕捉機能も喪失すると、施設本来の目的が達せられない。そこで、機能部材は小礫を捕捉する補助部材としての位置づけから、機能部材が全てなくなった場合でも、構造部材のみで土石流の先頭部の巨礫を捕捉できるなど、最低限の土砂捕捉機能を確保しておきたい。つまり、土砂捕捉目的として配置された機能部材であっても、これが喪失して施設全体として土砂捕捉機能が全く失われるような部材は、構造部材として設計することが望ましい。

ここで、設計時について以下の耐力を保持することとする。

[設計時]

① 安定計算に用いる外力に対して、部材の発生応力を降伏応力度 σ_y に収めること。

② ただし、礫の衝突に対して、部材の局所的な変形を許容する。腐食しろは取替え可能な場合 0.0mm、取替え不可能な場合は片面 0.5mm とする。余裕しろは取替えの有無に関わらず土石流に対する耐性及び礫衝突頻度や取付位置などを考慮して 0.0mm～3.5mm とする。

3) リダンダンシー

「土石流・流木対策設計技術指針解説 H28.4 p26」によると、「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の破壊につながらないよう、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」と鋼製透過型砂防堰堤の部材に対する要求が示されている。

リダンダンシーの考え方については、設計時の鋼製砂防構造物設計便覧の最新版の記述を参考にするものとする。

(5) 底版コンクリート設計

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者で安定であるように設計する。

「鋼製砂防構造物設計便覧 H21.9」 p87

【解説】

鋼製透過型砂防堰堤といえど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、本章 2.1.3.1(1) (p3-10) の安定計算法により底版コンクリートの大きさを決定する。また、底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を超えないことを照査する。

なお、支持地盤が軟弱地盤または、所定の支持力が得られない場合においては、根入れを確保するか基礎処理等を施し、必要な地盤許容支持力を確保するものとする。

1) 底版コンクリートの傾斜

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

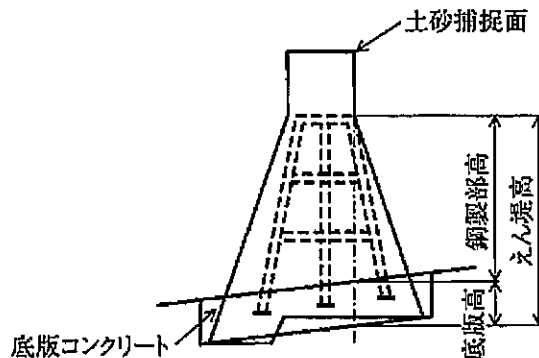
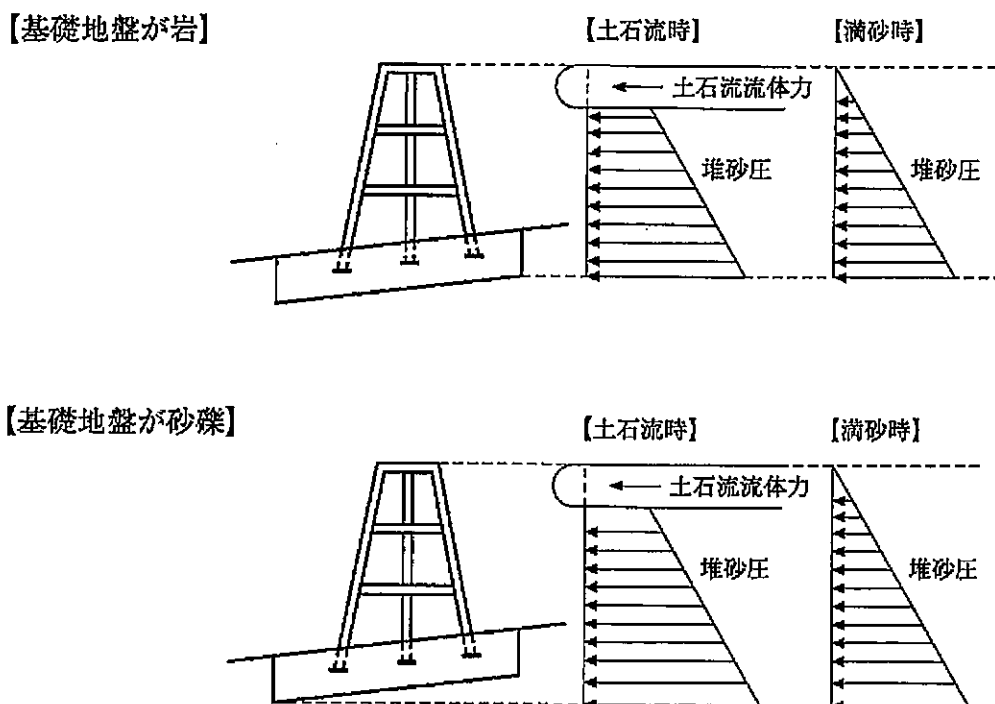


図 2.76 底版コンクリート形状

※ 底版コンクリートの傾斜を急にすると流水の流速を上昇させ下流側に河床洗掘されやすく、緩くしすぎると溪床より高くなり落差が生じ洗掘される可能性がある。よって、傾斜の設定は、現地条件や下流側の前庭保護工など総合的に判断し設定する必要がある。

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

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



注) 荷重の詳細は本編3.7を参照

図 2.77 基礎地盤の違いによる作用荷重

2) 底版コンクリートの厚さ

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

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

3) カットオフ

透過型砂防堰堤が満砂した場合、流水は最上流注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、砂礫地盤での次の場合には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

2.1.4.6 非越流部の安定性および構造

非越流部の本体の断面は、安定計算により合理的に決定する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p33

【解説】

透過型砂防堰堤の非越流部の安定条件及び設計外力の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.1.3.3 (p3-40) 参照）。

○ 透過型砂防堰堤の非越流部の安定計算について

透過型砂防堰堤の非越流部の安定計算については、不透過型砂防堰堤の設計条件に準ずる。ただし、透過型砂防堰堤の場合、洪水時には堤体上下流で水位差がないこと、平常時は堰堤上流の土砂堆積がないことを踏まえ、堰堤高 15m 未満の場合は土石流時のみ、15m 以上の場合は土石流時と平常時（設計外力は地震時慣性力）となる。

表 2.31 透過型砂防堰堤非越流部の安定計算に用いる設計外力

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満	/	静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	/
堰堤高 15m 以上	地震時慣性力	静水圧、堆砂圧、 揚圧力	/

2.1.4.7 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。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p34

【解説】

透過型砂防堰堤の場合には、通常の流水は河床沿いに設置前とほとんど変わらずに流下するものであり、前庭保護工を必要としないと考えられる場合が多い。しかし、捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合※、および透過部下端と渓床面との間に落差を生じる構造などには、不透過型砂防堰堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

なお、副堤および垂直壁の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて計上する。

※ ここで言う「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」とは、土石流により開口部が閉塞した後に、後続流等により開口部を越流した土石および流水が透過部の底版コンクリート外に落下し下流側を洗掘する恐れがある場合である。

前庭保護工を設計する際には、鋼製スリットの構造、土石等の捕捉機能を考慮し、土石等の落下に対して下流の洗掘が防止できるように、底版コンクリートもしくは水叩工を計画し洗掘防止対策を設ける。

底版コンクリートもしくは前庭保護工の長さについては、下記「参考」で示した長さ以上は確保するものとする。

また、洪水時において、透過型砂防堰堤の上下流で水深は変わらないものとし、流水のせき上げは考慮しない。

よって、透過型砂防堰堤の前庭保護工を設計する際に用いる設計流量は、土石流時を想定し、「土石流ピーク流量」とする。(本章 2.1.4.3(4) (p3-92) より)

ただし、土砂整備率 100%の溪流の最下流堰堤において、水通し断面を洪水時流量によって決定している場合は、この限りでない。

～参考～

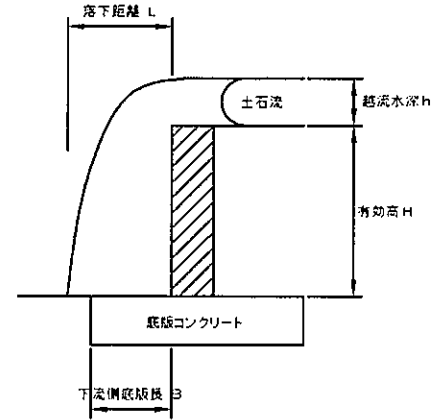
開口部を越流した土石および流水が底版コンクリート外に落下するか否かの判断基準として以下の方法を参考とすることができる。

$$L = \sqrt{\frac{2(H+h)}{g}} U \quad \text{式 2.82}$$

$L \geq B$ の場合、底版コンクリート外に落下するため、洗掘防止の処置が必要となる。

土石流の落下距離 : L (m)
 越流部有効高 : H (m)
 越流水深 : h (m)
 土砂が活発に流送され始める流速 : U (m/s)

下流側底版コンクリート長 : B (m)



2.1.5 部分透過型砂防堰堤の構造

2.1.5.1 越流部の安定性

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p35

【解説】

部分透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため、透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

(1) 安定条件

部分透過型砂防堰堤全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p35

【解説】

部分透過型砂防堰堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤に準ずる。(本章 2.1.3.1(1) (p3-10) 参照)

(2) 設計外力

部分透過型砂防堰堤の設計外力は、基本的には、不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部の構造に応じた設計外力が作用するものとする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p35

【解説】

1) 安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表 2.32 のとおりとする。

表 2.32 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満	/	静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
堰堤高 15m 以上	静水圧、堆砂圧、揚 圧力、地震時慣性力、 地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、 揚圧力、 土石流流体力	静水圧、堆砂圧、 揚圧力、

2) 安定計算に用いる設計外力は図 2.78 に示すように透過部と不透過部に作用させる。

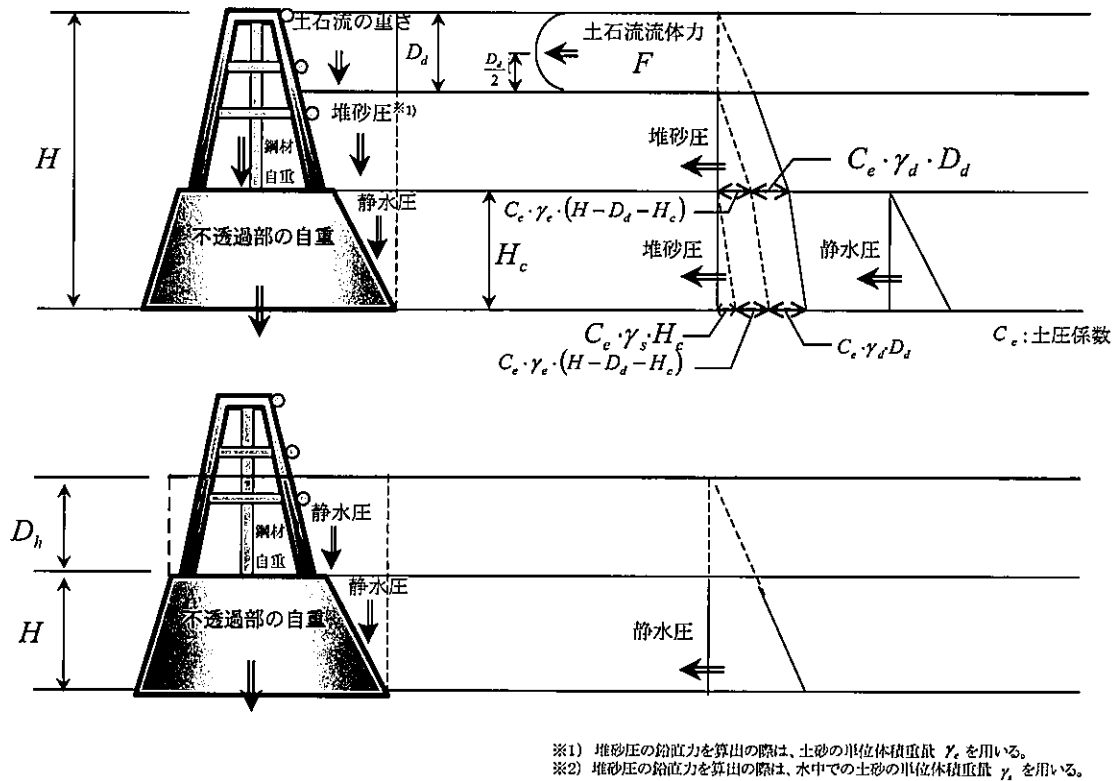


図 2.78 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力
($H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

3) 透過部の自重は透過部分に砂礫および水が詰まっていないものとして算出する。なお、洪水時に透過部を越流する水の自重は静水圧として不透過部に作用させる。

(3) 設計流量

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p37

【解説】

部分透過型砂防堰堤の設計流量の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.1.3.1(3) (p3-21) 参照）。

(4) 設計水深

設計水深は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p37

【解説】

部分透過型砂防堰堤の設計水深の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.1.3.1(4) (p3-22) 参照）。

土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の堰堤においては、不透過型砂防堰堤の場合と同様に、本章 2.1.3.1(4) の解説のとおり設計水深や水通し部等の検討を行う。ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする。

2.1.5.2 透過部の構造検討

透過部の構造検討は透過型砂防堰堤と同様とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p38

【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（本章 2.1.4.4 (p3-93) 参照）。

2.1.5.3 本体構造

(1) 水通し断面

水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p39

【解説】

部分透過型砂防堰堤の水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.1.4.5(1) (p3-98) 参照）。

(2) 開口部の設定

開口部の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p39

【解説】

部分透過型砂防堰堤の開口部の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.1.4.5(2) (p3-99) 参照）。

(3) 透過部断面の設定

透過部断面の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p39

【解説】

部分透過型砂防堰堤の透過部断面の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.1.4.5(3) (p3-101) 参照）。

(4) 不透過部の天端幅

不透過部の天端幅は、礫および流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p39

【解説】

不透過部の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍以上を原則とする。ただし、不透過型砂防堰堤に準じ、不透過部の安全性を考慮し、不透過部の天端幅は3m以上とする。

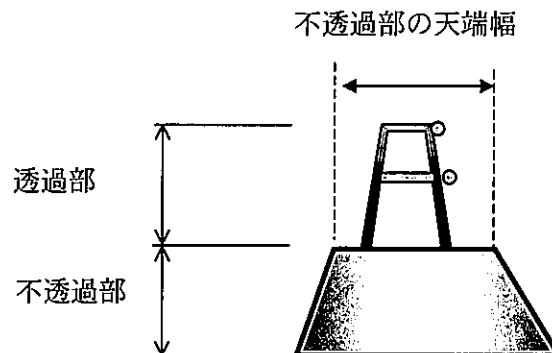


図 2.79 部分透過型砂防堰堤越流部側面図（例）

(5) 下流のり

下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p40

【解説】

部分透過型砂防堰堤の下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.1.3.2(4) (p3-27) 参照）。

(6) 基礎

基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p40

【解説】

部分透過型砂防堰堤の基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする(本章 2.1.3.2(6) (p3-28) 参照)。

(7) 水抜き

水抜きは、その機能および安全性が得られる構造として設計するものとする。

【解説】

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

詳細の設計に関しては、本章 2.1.3.5(1) 水抜き暗渠 (p3-72) を参照するものとする。

2.1.5.4 非越流部の安定性および構造

非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p42

【解説】

部分透過型砂防堰堤の非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする(本章 2.1.3.3 (p3-40) 参照)。

2.1.5.5 前庭保護工

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p43

【解説】

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

水叩きの長さや厚さは、洪水による洗掘の場合と捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合を想定し、両者のうち、より厳しい条件で設計を行うものとする。設計に用いる水叩きの天端からの高さは、洪水時は水叩き天端から不透過部の天端高まで、土石流時は水叩き天端から透過部の天端高までとする。

減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。なお、副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

2.1.6 除石

土石流・流木対策施設において除石を前提とした施設の効果量を見込む場合は、捕捉あるいは堆積した土石流や流木をすみやかに除石する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p44

【解説】

除石の基本的な考え方は、本章第3節（p3-126）によるものとする。

2.2 土石流・流木発生抑制工

2.2.1 土石流・流木発生抑制山腹工

土石流・流木発生抑制山腹工は、植生または他の土木構造物によって山腹斜面の安定化を図る工法である。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p45

【解説】

土石流・流木発生抑制山腹工には、主として山腹保全工等があり、土石流となる可能性のある山腹崩壊を防ぐ。

2.2.2 溪床堆積土砂移動防止工

溪床堆積土砂移動防止工は、床固工等によって溪床堆積物の移動を防止する工法である。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p46

【解説】

溪床堆積土砂移動防止工には、主として床固工等があり、溪床や溪岸の堆積物の移動を防止する。原則として床固工の上流側を天端まで埋戻し礫及び流木の衝撃力を直接受けない構造とする。また袖部の上流側についても土砂を盛る等の処置を行い土石流による破壊をできるだけ避けるものとする。設計外力については本章 2.1.3.1(2)（p3-13）を参考とし土石流荷重は考慮せず、静水圧のみを対象とする。

溪床堆積土砂移動防止工としての床固工等の水通し断面は本章 2.1.3.2(2)（p3-24）によるが、水通し幅は地形を考慮してできるだけ広くとる。土石流ピーク流量に対しては、余裕高は原則として考慮しなくてよい。その他の設計は、コンクリート構造については、本章 2.1.3（p3-9）で示す不透過型砂防堰堤の構造に準ずる。

2.3 土石流導流工

2.3.1 断面

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p47

【解説】

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

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

土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の2倍以上、または原則として3m以上とする。なお、計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流が上流域で十分処理される場合は通常の溪流保全工（河川砂防技術基準計画編施設配置等計画編第3-2章参照）を計画するものとする。

余裕高は次の通りとする。

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

ただし、河床勾配による次の値以下にならないようにする。

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

ここで、 D_d : 水深 (m) である。

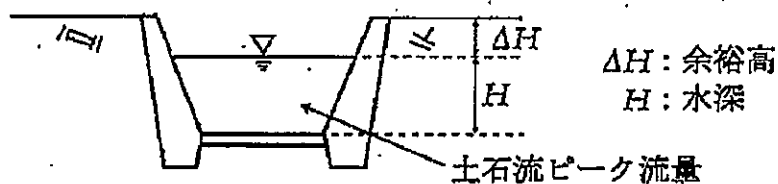


図 2.80 土石流導流工

2.3.2 法線形

土石流導流工の法線形はできるかぎり直線とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p48

【解説】

土石流は直進性をもっているため、導流工の法線形は直線とするのが望ましい。地形および土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとし、その湾曲部曲率半径は下記の式で求め、中心角 30° 以下とする⁵⁾。

$$B_r / \theta_{r(IN)} \leq 0.1 \quad \text{式 2.83}$$

ここで、 B_r ：流路幅（m）、 $\theta_{r(IN)}$ ：湾曲部曲率半径（m）で、それらを図 2.81 に示す。

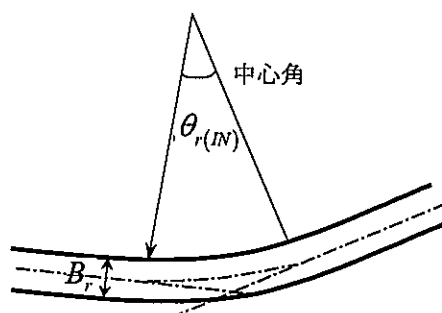


図 2.81 土石流導流工湾曲部の法線形

2.3.3 縦断形

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p49

【解説】

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

2.3.4 構造

2.3.4.1 溪床

掘込み方式を原則とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p50

【解説】

土石流導流工は、安全上、掘込み方式を原則とする。

2.3.4.2 湾曲部

湾曲部では外湾部の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p51

【解説】

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

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

$$\text{土石流} \quad : \quad D_{d(OUT)max} = D_d + 2 \frac{B_r \cdot U^2}{\theta_r \cdot g} \quad \text{式 2.84}$$

$$\text{清流 (射流)} : \quad D_{d(OUT)max} = D_d + \frac{B_r \cdot U^2}{\theta_r \cdot g} \quad \text{式 2.85}$$

ここに D_d : 直線部での水深 (m)、 B_r : 流路幅 (m)、 U : 平均流速 (m/s)、 θ_r : 水路中央の曲率半径 (m)、 g : 重力加速度 (9.81m/s²) である。

2.4 土石流堆積工

2.4.1 土石流分散堆積地

2.4.1.1 形状

土石流分散堆積地の形状は土石流の流動性および地形の特性を把握し適切な形状とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p52

【解説】

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

2.4.1.2 計画堆砂勾配

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p53

【解説】

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

2.4.1.3 計画堆積土砂量

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p54

【解説】

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は、本章 2.4.1.2 (p3-121) で設定した計画堆砂勾配で土砂が堆積した状態における量を算出する。

2.4.1.4 構造

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p55

【解説】

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

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

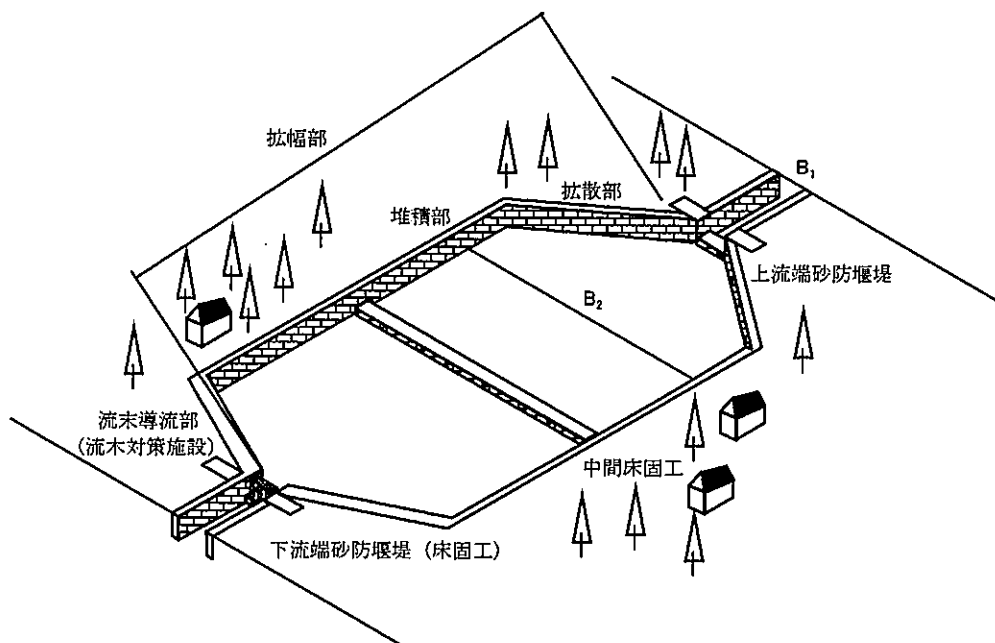


図 2.82 土石流分散堆積地

2.4.2 土石流堆積流路

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p56

【解説】

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

2.4.3 除石

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p57

【解説】

除石の基本的な考え方は、本章第3節（p3-126）によるものとする。

2.5 土石流緩衝樹林帯

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

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p58

【解説】

(1) 利用樹種

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

(2) 樹林の密度等

- ① 樹林の密度は樹木の生育上必要な最小限の間隔を確保した上で、樹林帯区域内の流速を減じ十分な土砂の堆積効果が得られる密度を目標とする。
- ② 樹木は流体力により倒れないように検討する。

(3) 効果量

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

計画平均堆積深は、0.3～0.5m程度とする。

(4) 樹林帯の保育

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

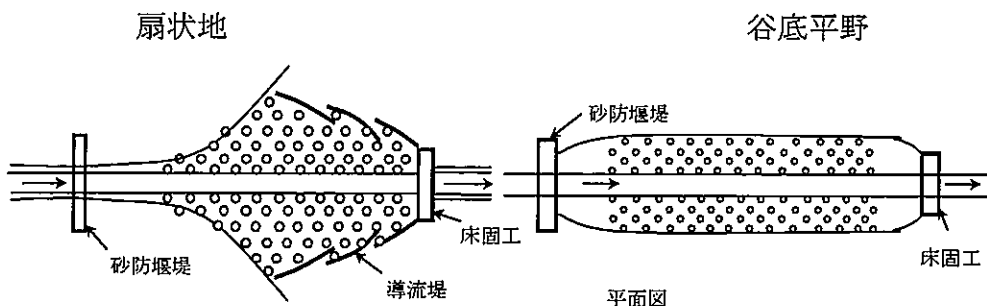


図 2.83 土石流緩衝樹林帯

2.6 土石流流向制御工

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p59

【解説】

(1) 導流堤の法線形状

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

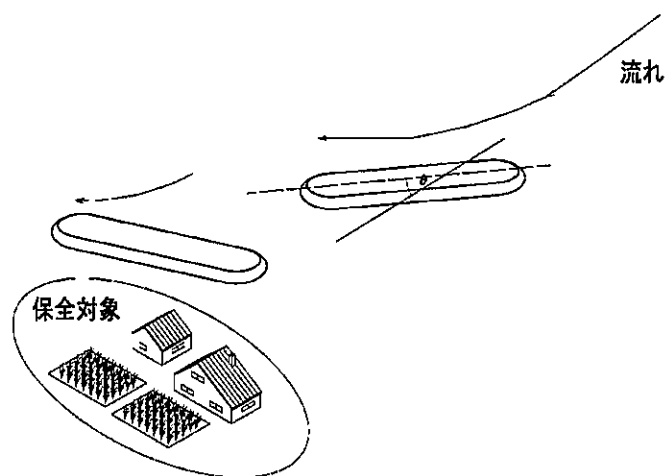


図 2.84 土石流導流堤の法線

(2) 土石流導流堤の高さ

流向制御工天端は原則として現溪床勾配と平行とする。高さは土石流の水深に余裕高を加えたものとする。(本章 2.1.3.2(2) (p3-24) 参照)

土石流の速度および水深は第2編 2章 2.7.5 (p2-32) に従い求める。

(3) 導流堤の法面保護および法先の洗掘対策

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

(4) 除石

土石流流向制御工における除石は、本章第3節 (p3-126) によるものとする。

第3節 除石（流木の除去を含む）

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

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p61

【解説】

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

また、除石（流木の除去を含む）には、土石流発生後等の緊急的に実施する「緊急除石（流木の除去を含む）」と、定期的な点検に基づいて堆積した土砂および流木を除去する「定期的な除石（流木の除去を含む）」とがある。その基本的な考え方は、砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）第5節を参照のこと。

第4節 土石流時の設計外力の設定

4.1 土石流時の設計外力の算出（衝撃力を除く）

土石流時の設計外力の設定に必要な土石流ピーク流量、土石流の流速と水深、土石流の単位体積重量、土石流流体力は、土石流・流木対策施設が無い状態を想定して算出する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p62

【解説】

土石流ピーク流量は第2編2章2.7.3 (p2-27)、土石流の流速と水深は第2編2章2.7.5 (p2-32)、土石流の単位体積重量は第2編2章2.7.6 (p2-35)、土石流流体力は第2編2章2.7.7 (p2-35) に示した方法に基づき算出する。

4.2 礫の衝撃力

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての礫の衝撃力を設定する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p63

【解説】

マスコンクリートでは、式 2.86 で力 (P) が推定できる⁷⁾。

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

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

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1 n} \right)^{2/5}, \quad n_1 = \frac{1}{m_2}$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}, \quad E = \frac{m_2}{m_1} U^2$$

式 2.86

E_1 : コンクリートの弾性係数 ($0.1 \times 2.6 \times 9.81 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

E_2 : 礫の弾性係数 ($5.0 \times 9.81 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

ν_1 : コンクリートのポアソン比 (0.194)

ν_2 : 礫のポアソン比 (0.23)

m_1 : 袖部ブロックの質量 (kg)

m_2 : 礫の質量 (kg) ※礫の密度 2600kg/m^3

R : 礫の半径 (m)

π : 円周率 (=3.14)

U : 礫の速度 (m/s)

α : へこみ量 (m)

K_1, K_2 : 定数

β : 実験定数

また、礫の速度は土石流流速と等しいとし、礫径は最大礫径とする。(本章 2.1.3.1(4) 3)
(p3-23) 参照)

～～ (参考) 礫およびコンクリートの物理定数の例～～～～～～～～～～～～～～～～～～

礫の弾性係数 $E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.81 \text{N/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu_2 := 0.23$

コンクリートの終局強度割線弾性係数[※] $E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81 \text{N/m}^2$

コンクリートのポアソン比 $\nu_1 = 0.194$

※礫の衝突によりコンクリート表面にへこみが発生するので、コンクリートは破壊に至る平均的な変形係数（終局強度変形係数）を用いる。この係数値はコンクリート弾性係数の約 1/10 である。

～～

4.3 流木の衝撃力

流木の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての流木の衝撃力を設定する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p65

【解説】

土石流区間において、流木捕捉工の袖部等がコンクリート構造のとき、袖部等の構造や部材の安定性を検討する際に用いる流木の衝突により堤体が受ける衝撃力の算定にあたっては、礫の衝突による衝撃力の算定式を準用するものとする。

マスコンクリートでは、式 2.87 で力 (P) が推定できる。

$$P = \beta \cdot n \alpha^{3/2}, \quad n = \sqrt{\frac{16 r_w}{9\pi^2 (K_1 + K_3)^2}}$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}, \quad K_3 = \frac{1 - \nu_3^2}{\pi E_3}$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \nu_w^2}{4 n_1 n} \right)^{2/5}, \quad n_1 = \frac{1}{m_3}$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}, \quad E = \frac{m_3}{m_1} \nu_w^2$$

式 2.87

E_1 : コンクリートの弾性係数 ($0.1 \times 2.6 \times 9.81 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

E_3 : 流木の弾性係数 ($7.35 \times 10^9 \text{N/m}^2$: スギの場合)

ν_1 : コンクリートのポアソン比 (0.194)

ν_3 : 流木のポアソン比 (0.40: スギの場合)

m_1 : 袖部ブロックの質量 (kg)

m_3 : 流木の質量 (kg) ※参考密度 330kg/m^3 : スギの場合

r_w : 流木の半径 (m)

π : 円周率 (=3.14)

ν_w : 流木の速度 (m/s)

α : へこみ量 (m)

K_1, K_3 : 定数

β : 実験定数

また、流木の速度は土石流流速と等しいとし、衝撃力を算出する際の流木の大きさは最大長及び最大直径とする。(第2編第2章 2.7.9 (p2-37) 参照)

「砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)および土石流・流木対策設計技術指針に基づく計画・設計事例の解説(第2版 H29.9)」p2-57を参照。

第5節 掃流区間における流木対策施設の設計

5.1 洪水、土砂量の規模等

掃流区間河道内あるいはその付近に流木対策施設を設置する場合は、洪水、土砂流の規模等を考慮して洪水や土砂流が安全に流下するように設計する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」 p67

【解説】

豪雨時に発生する洪水の規模等（ピーク流量、流速、水深、含砂率）は、原則として河川砂防技術基準計画編、河川砂防技術基準（案）調査編第5章、同第6章、河川砂防技術基準（案）設計編第3章に基づいて検討する。

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

5.2 流木捕捉工の設計

5.2.1 透過部の高さ

流木捕捉工の透過部の高さは、流木止めによる堰上げを考慮した水位に流木の捕捉に必要な高さを加えた値以上とする。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p68

【解説】

透過部は転石により閉塞しないように設計するものとし、透過部の高さは流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木捕捉に必要な高さを加えた高さ以上とする。

その概念を図 2.85 に示す。これらの決定の手順を以下に示す。

なお、図中の記号については、 D_s ：流木止めによるせき上げを考慮した水位 (m)、 ΔH_s ：流木捕捉に必要な高さ (m)、 H_s ：流木止め (透過部) の高さである。

ただし、流木捕捉工の高さは、施設効果量の算定方法を十分考慮して、過大とならないように設定するものとし、底版コンクリートを含めて床固工程度以下とする。

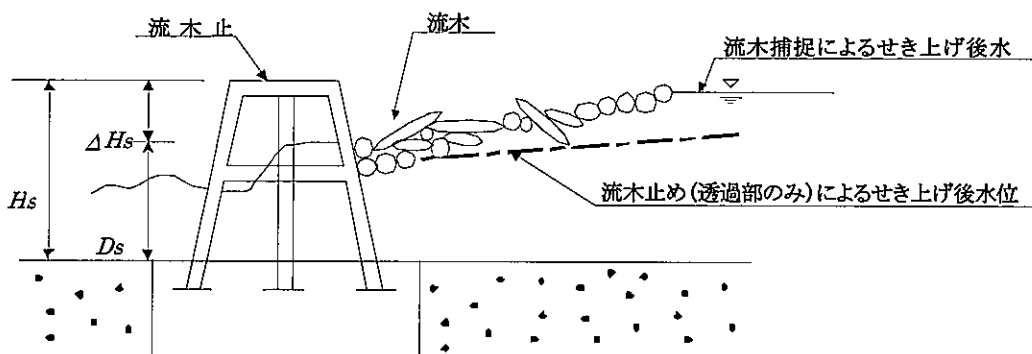


図 2.85 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ (H_s) の模式図

(1) せき上げ水位の計算

1) せき上げ前の水深 D_{h0} 、平均流速 U_h

開水路形状：土砂混入流量により、 Manning式等により求める。

堰形状：土砂混入流量によりせきの公式で求める。

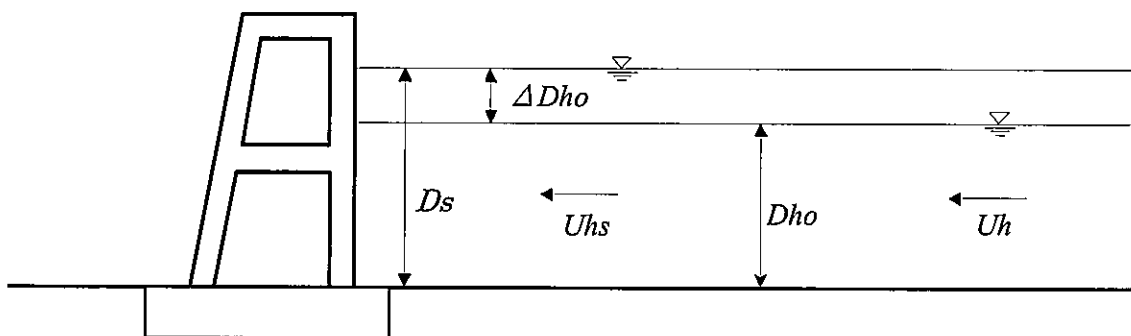


図 2.86 流木止めによるせき上げ水位

2) 流木止め工によるせき上げ高

掃流区間に流木止め工を設置する場合には、大部分の流木は土砂流、洪水の表面を流下するため、これを捕捉するための流木止め工の高さは流木止め工によるせき上げを考慮した土砂流や洪水の水位よりも高いことが必要である。

なお、縦部材のみによるせき上げの水位は式 2.88 により算定できる。

$$\Delta D_{h0} = K_m \cdot \sin \theta_m \cdot \left(\frac{R_m}{B_p} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{U_h^2}{2g} \quad \text{式 2.88}$$

ここで、 ΔD_{h0} ：流木止め工縦部材によるせき上げ高 (m)、 k_m ：縦部材の断面形状による係数 (鋼管で $K_m \cong 2.0$ 、角状鋼管で $K_m \cong 2.5$ 、H形鋼では $K_m \cong 3.0$ を用いる)、 θ_m ：縦部材の下流河床面に対する傾斜角 (度)、 R_m ：縦部材の直径 (m)、 B_p ：縦部材の純間隔 (m)、 U_h ：上流側の流速 (m/s) である。

3) せき上げ後水深 D_s

$$D_s = D_{h0} + \Delta D_{h0} \quad \text{式 2.89}$$

$$U_{hs} = \frac{Q}{D_s \cdot B_s} \quad \text{式 2.90}$$

ここに、 Q ：設計流量 (m^3/s)、 U_{hs} ：せき上げ後の平均流速 (m/s)、 B_s ：流下幅 (m) である。

(2) 流木止め工の高さ (H_s)

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

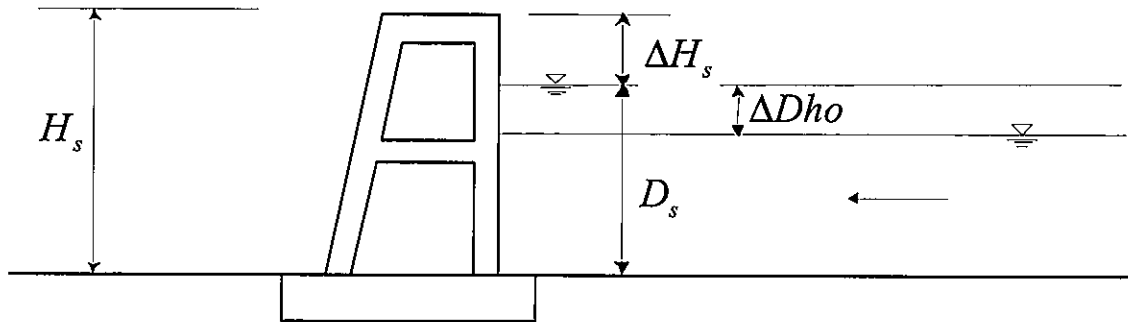


図 2.87 閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

5.2.2 透過部における部材の純間隔

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p71

【解説】

(1) 掃流により移動する最大礫径

掃流区間を流下する最大礫径は限界掃流力による移動限界礫径を参考に次の方法により求める。

1) 平均粒径に対する移動限界摩擦速度の2乗 U_{*cm}^2

次式から求める。

$$U_{*cm}^2 = 0.05 \cdot (\sigma / \rho - 1) \cdot g \cdot d_m \quad \text{式 2.91}$$

ここで、 d_m : 河床材料の平均粒径 (m)、 σ : 砂礫の密度、一般に $2600 \sim 2650 \text{kg/m}^3$ 、 ρ : 泥水の密度、一般に $1000 \sim 1200 \text{kg/m}^3$ 、 g : 重量加速度 (m/s^2) である。

2) 摩擦速度の2乗 U_*^2

次式から求める

$$U_*^2 = g \cdot D_{h0} \cdot I \quad \text{式 2.92}$$

ここに、 D_{h0} : 水深 (m)、 I : 河床勾配である。

3) 摩擦速度比の2乗 U_*^2/U_{*cm}^2

① ②の値を用いて求める。

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

$$\frac{d_i}{d_m} > 0.4: \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} = \left(\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19 \cdot \left(\frac{d_i}{d_m}\right)} \right)^2 \left(\frac{d_i}{d_m} \right) \quad \text{式 2.93}$$

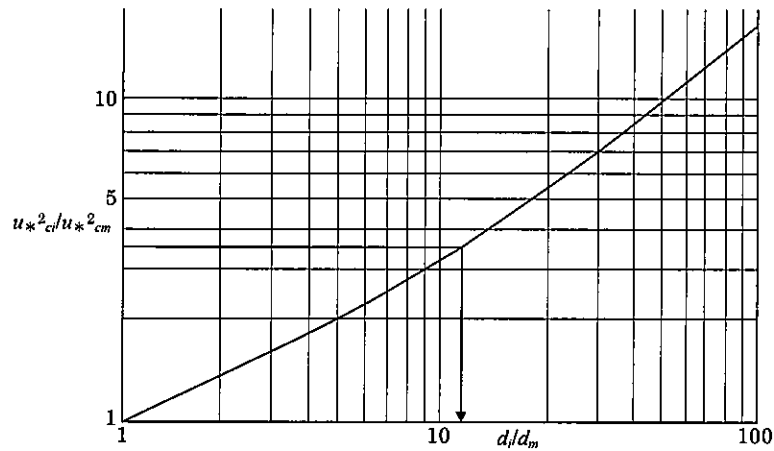


図 2.88 粒径別限界掃流力

5) 現地の最大転石と比較して、小さい方を最大粒径とする。

(2) 透過部の部材の純間隔

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

$$B_p \geq 2d_i \quad \text{式 2.94}$$

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

流木を捕捉するために部材の純間隔は下記の式を満足する値とする。

$$\frac{1}{2}L_{wm} \geq B_p \quad \text{式 2.95}$$

ここで、 L_{wm} : 最大流木長 (m) である。

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

5.2.3 全体の安定性の検討

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

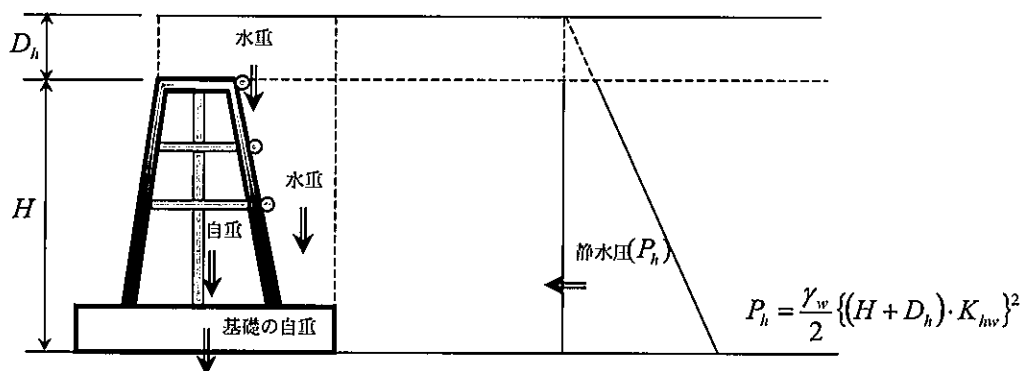
「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p73

【解説】

掃流区間における流木捕捉工の安定性の検討は、原則として河川砂防技術基準計画編、河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ第3章によるものとする。なお、単独で設置される流木捕捉工の基礎部も含めた堰堤の高さは、堰堤高さ5m以下（床固工程度）を原則とするが、堰堤高さ5mを超える場合は、以下の点に留意し検討するものとする。

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

掃流区間において、流木止め工が流木で閉塞された状態の場合は、図 2.89 に示すように静水圧が作用する。この場合静水圧の大きさは透過部の閉塞密度（ K_{hw} ）に影響を受ける。ここでは完全に閉塞された状態を想定して $K_{hw} = 1.0$ の静水圧（水の単位体積重量 $\gamma_w = 11.77\text{kN/m}^3$ ）とする。掃流区域の透過型流木捕捉工の場合、礫による捕捉が生じないように設計するので、堆砂圧は考慮しない。



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

図 2.89 掃流区域の流木捕捉工の閉塞状況

表 2.33 流木対策施設（掃流区間）の設計外力（自重を除く）

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 5m以下 (基礎含む)	/	/	静水圧

5.2.4 部材の安定性の検討

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p75

【解説】

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

流木の衝突による衝撃力は、本編第2章第4節4.3（p3-129）によるものとする。

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

$$U_{ss} = 1.2U_s \quad \text{式 2.96}$$

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

5.2.5 透過部以外の設計

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

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4」p76

【解説】

流木捕捉工の各部の構造（水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、袖の構造、前庭保護工）の検討は、原則として河川砂防技術基準計画編、河川砂防技術基準（案）設計編第3章によるものとする。即ち、流木捕捉工の各部の構造の検討に当たっては、流木止め（透過部）の上流側が流木等により安全に閉塞されて水が透過できない状態を想定して、不透過型砂防堰堤とみなして水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、前庭保護工を設計する。流木捕捉工は砂防堰堤の副堤にも設置することができる。

流木捕捉工の水通し断面は、透過部への流木の閉塞による土砂流・洪水流の越流に備えて原則として透過部の上に設ける。透過部構造の天端から透過する水を考慮し、余裕高は見込まないものとする。

5.3 流木発生抑止工の設計

掃流区域の流木発生抑止工は溪岸侵食抑制機能を効率的に発揮し、洪水に対して安全であるように設計する。

「土石流・流木対策施設設計技術指針 解説 H28.4 」p77

【解説】

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

第3章 床固工

第1節 床固工の設計

床固工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、安全性・経済性および将来の維持管理面についても考慮するものとする。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-18

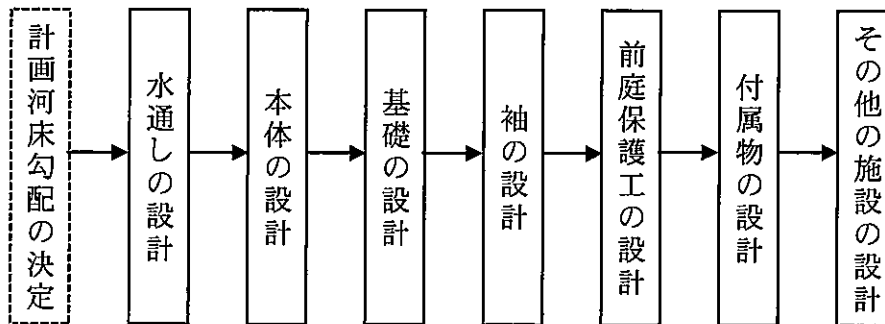
【解説】

本章で述べる床固工は、縦侵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、護岸などの構造物の基礎の保護のために計画される。

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。床固工の構造および安定計算は、砂防堰堤工に準ずる。

設計順序は、計画編で検討した施工後に形成される新しい河床勾配を想定し、位置や高さをもとに本体の設計などに必要な事項について概略検討し、水通し、本体、基礎部、袖、前庭保護工、付属物の順に設計を行う。その他の設計は必要に応じて行う（図3.1参照）。

図 3.1 床固工の設計順序



第2節 安定計算に用いる荷重および数値

床固工の安定計算に用いる荷重および数値は、本編第2章 2.1.3.1 (p3-9) に準ずるものとする。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-19

第3節 水通し

3.1 水通し位置および断面

床固工の水通しは、不透過型砂防堰堤に準ずるものとする。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-19

【解 説】

計画位置の区間が掃流区間か土石流区間によって、それぞれの不透過型砂防堰堤に準ずるものとする。（本編第2章 2.1.3.2(1) (p3-24) 参照）。

第4節 本体

本体の設計については、不透過型砂防堰堤に準ずるものとする。

河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 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、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およ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。

(1) 設計条件および安定計算

設計条件および安定計算は、不透過型砂防堰堤(本編第2章 2.1.3 (p3-9))の基準に準ずる。

(2) 断面

床固工の断面は下流のり勾配は1:0.2を標準とし、上流のり勾配は構造物が安全となるよう勾配をつける。

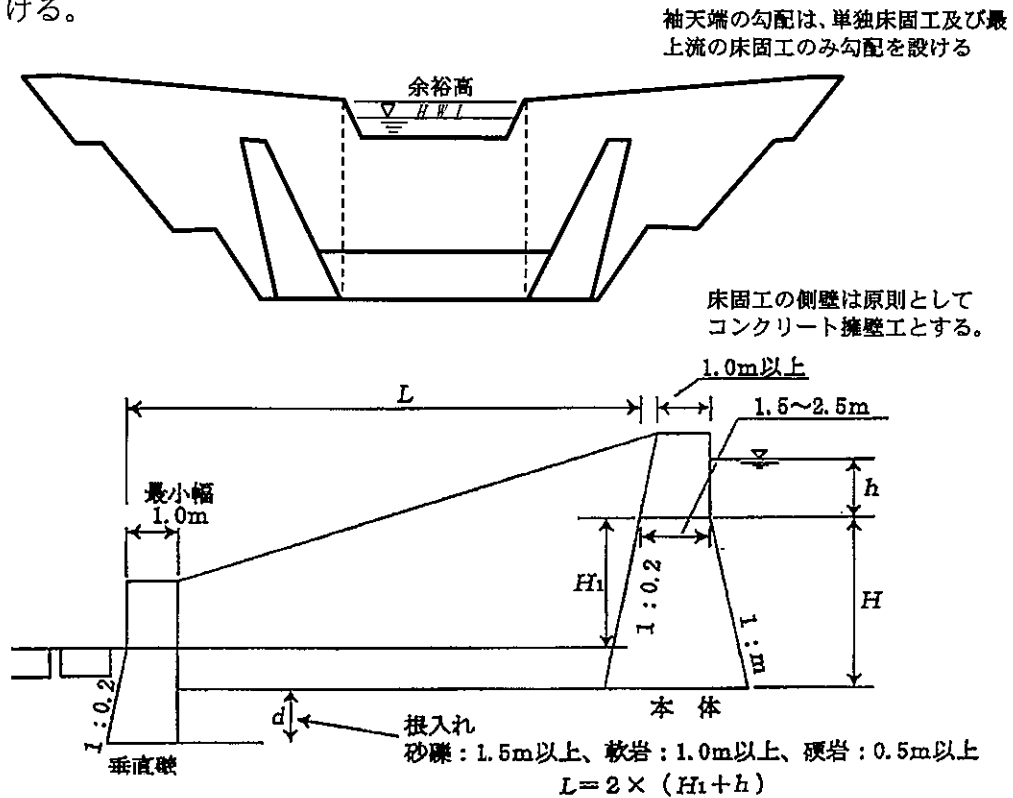


図 3.2 床固工標準図

(3) 天端幅

床固工の水通し天端幅は、1.5~2.5mとし、砂防堰堤に準じるものとし1.5mを標準とする。

第5節 基礎

基礎の設計は、不透過型砂防堰堤（本編第2章第2.1.3.2(5)（p3-28）参照）に準ずるものとする。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-19

第6節 袖

床固工の袖は、洪水などを越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造として設計する。なお、その構造は、不透過型砂防堰堤（本編第2章第2.1.3.3(2)（p3-43）参照）に準ずるものとする。

【解説】

(1) 袖天端の勾配

単独床固工および溪流保全工の最上流の床固工は、不透過型砂防堰堤に準ずる。

連続して設置される床固工群の場合は、最上流の床固工のみ袖勾配を設け、それより下流の床固工には設けないのが普通である。

(2) 袖の天端幅

袖の天端幅は、通過砂礫の磨耗等に耐える幅として1m以上を確保する。幅が1m未満となる場合には、袖部の下流のり勾配を垂直とし、天端幅を確保する。

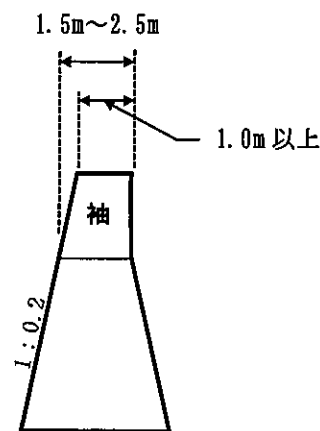


図 3.3 床固工の袖の設計

(3) 袖かん入

袖かん入長さは、不透過型砂防堰堤に準ずる。

第7節 前庭保護工

7.1 水叩き工

基礎地盤が砂礫層などの場合は下流のり先の洗掘防止、パイピング防止のために水叩き工を施工する。

【解説】

(1) 水叩きの長さ

水叩きの長さは、越流水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あることから、式 3.1 に示す経験式を用いることを標準とする。

$$L = 2.0 \sim 3.0 (H_1 + h) \quad (\text{通常 } 2.0 \text{ を用いる}) \quad \text{式 3.1}$$

L : 床固工本堤、垂直壁間の長さ（床固工本堤の水通し天端下流端から垂直壁水通し天端下流端までの長さ）（m）であり、0.1m 単位で直近上位をとる。（図 3.2 参照）

H_1 : 床固工の有効落差（m）

h : 床固工本堤での計画高水位（m）

(2) 水叩き厚さおよび水叩き勾配

床固工の水叩き厚さおよび水叩き勾配は、不透過型砂防堰堤（本編第2章 2.1.3.4(4) (p3-61) 参照）に準ずる。

7.2 垂直壁工

垂直壁は、水叩きコンクリート下流の洗掘を防ぎ、水叩きの下流に設置する構造物である。

【解説】

(1) 方向

垂直壁の方向は、下流法線に直角とする。

(2) 根入れ

垂直壁の天端高は溪床面と同一とし、根入れ深さは基礎が洗掘されない深さとし、水叩き下部より砂礫 1.5m 以上、軟岩 1.0m 以上、硬岩 0.5m 以上とする。

また、下流洗掘の恐れのある場所は護床工を設ける。

床固工における垂直壁の留意事項は、本編第2章 2.1.3.4(5) (p3-66) および図 3.2 を参照する。

(3) 上下流のり勾配

垂直壁の下流のり勾配は、1:0.2とし、上流のり勾配は垂直とする。

(4) 水通し天端幅

垂直壁の水通し天端幅は、水叩き厚を標準とする。ただし、最低1mとする。

(5) 袖

袖は、不透過型砂防堰堤（本編第2章2.1.3.3(3)（p.3-48）参照）に準ずる。

7.3 側壁護岸

側壁護岸は、不透過型砂防堰堤（本編第2章2.1.3.4(6)（p3-67）参照）に準ずる。

第8節 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、溪流保全工等の最下流端の河川との取付け部における河床変動によって生じる上流床固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。

＜参考＞ 床固工群の配置計画の留意点

土石流危険溪流等において、谷出口部の尾根が低く砂防堰堤の配置が困難となり、最下流砂防堰堤から計画基準点まで、床固工群を配置する場合がある。

そのような場合、比較的小規模（低落差）施設の多段式配置と、できる限り1基当たりの落差を高く取り、床固工の基数を削減する配置が考えられる。

床固工の配置方針は、落差が大きすぎると跳水や底版・水叩きの異常洗掘を招くことを踏まえ、左右岸斜面の地形条件（掘削）、基礎地盤の条件（基礎根入れ）、施工条件等を考慮して比較検討し、安定性、施工性、経済性が最も優れる配置設計を採用する。

第4章 溪流保全工

第1節 溪流保全工の設計

溪流保全工の設計にあたっては、その機能、目的を考慮して安全性についての検討を行い、対象流量を安全に流下させようとするとともに、維持管理面および周辺の水利用、地下水位、自然環境についても配慮する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-23、砂防設計公式集（マニュアル）」p153

【解説】

溪流保全工を必要とする溪流は、一般に勾配が急で流速が大きいため、築堤方式では破堤、決壊などの危険性が高く、いったん破堤した場合の被害が著しいので、掘込み方式を採ることを原則とし、やむを得ず築堤とする場合は本川との取り付け部分などに限って採用することが望ましい。

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溪流保全工内の溪床変動である。縦断方向、横断方向ともに溪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溪流保全工の諸元を決定するのが設計の原点である。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（土石流型の土砂流入を除いたもので、上流山地の砂防堰堤で捕捉できない土砂）、河床変動が大きい場合（局所堆積・洗掘を含む）、古くから流路の変遷が激しく法線形が定めにくい場合、合流する支溪の影響が大きい場合、流路を湾曲させる場合、設計案が全国既設溪流保全工データから大きくはずれる場合、工事費が大きい場合などは模型実験により法線形、溪床幅、床固工・帯工の要否、その位置と間隔、その構造物の高さ、根入れなどを決定することが望ましい。

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

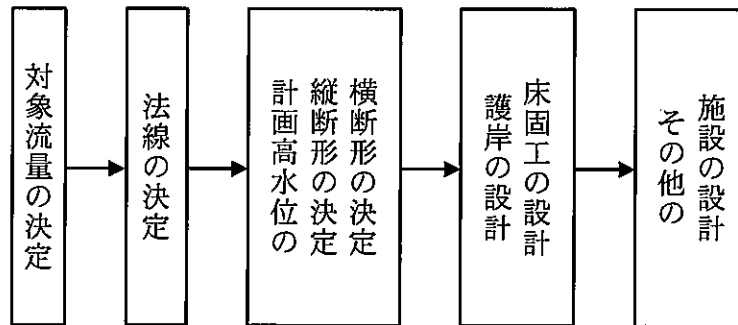
1.1 設計手順

溪流保全工の設計順序は、図 4.1 のとおりとするのが一般である。

「河川砂防技術基準（案）同解説. 設計編〔Ⅱ〕」p23、「砂防設計公式集（マニュアル）」p153

【解説】

図 4.1 溪流保全工の設計順序



第2節 設計流量

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

なお、河川事業などに比べ同程度の砂防河川において想定される被害の量および質が非常に大きいため暫定改修を行わないことを原則としており、実施する場合は本改修となることを念頭におくことが必要である。

河川砂防技術基準 同解説 計画編 H17.11 国土交通書 P-29

河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-24

「砂防設計公式集(マニュアル)」p153、155

【解説】

(1) 計画規模

おおよその基準として、河川をその重要度に応じてA級、B級、C級、D級及びE級の5段階に区分した場合の、その区分に応じた計画降雨の規模の標準を示すと表4.1のとおりである。

一般に、河川の重要度は1級河川の主要区間においてはA級～B級、1級河川のその他の区間および2級河川、都市河川はC級、一般河川は重要度に応じてD級あるいはE級が採用されている例が多い。

なお、特に著しい被害を被った地域にあっては、この既往洪水を無視して計画の規模を定めることは一般に好ましくない。したがって、このような場合においては、その被害の実態などに応じて民生安定上、この実績洪水規模の再度災害が防止されるよう定めるものが通例である。

また、計画規模の設定は、計画地点上下流の整備計画等を確認し、本支川のバランスが保持されるよう総合的に判断した上で、当該溪流保全工の整備により他の区間に悪影響が及ばないように配慮する必要がある。

また、暫定計画や部分的な改良計画などにおいては、このような河川の重要度にかかわらず、その計画の目的に応じて計画の規模が定められる場合がある。

表 4.1 河川の重要度と計画の規模

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

*年超過確率の逆数

(2) 設計流量の算定

設計流量 Q の算定は、不透過型砂防堰堤の設計流量（掃流区間）の算定手法に準じて行うものとする。

$$Q = Q_p \times (1 + \alpha) \quad \text{式 4.1}$$

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r \cdot A \quad (\text{合理式}) \quad \text{式 4.2}$$

Q : 設計流量

α : 土砂混入率（表 4.2）

Q_p : 水みのピーク流量

f : 流出係数（表 4.3）

A : 流域面積（ km^2 ）

r : 洪水到達時間内の平均降雨強度（ mm/hr ）

r は、河川の重要度の応じた計画規模の降雨強度式（表 4.4）を用いて算出する。洪水到達時間（ T ）は、流入時間と流下時間の和（第5編第3章 1.3.2.1（p5-169～）参照）とする。

なお、土石流危険溪流において土石流対策堰堤より下流に設置する溪流保全工の設計流量を算定するにあたって、計画対象流域が小流域等で洪水到達時間内の平均降雨強度が極端に大きくなる場合があるため、土石流対策と同様に計画日雨量から算定する。（本編第2章 2.1.3.1(3)（p3-21）また、河道の貯留現象を考慮しなければならない場合や、上下流間の設計流量に不整合が生じる場合については、流出計算方法等を検討する。

表 4.2 溪流保全工を設置する場合の土砂混入率

上流の砂防工事が施工中（整備率 50%以上） or 屈曲・乱流防止	10%
上流の砂防工事が概成（整備率 70%以上）	5%

表 4.3 合理式の標準的な流出係数（ f ）

密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑、原野	0.6
水田	0.7
山地	0.7

表 4.4 確率別継続時間降雨曲線式

確率年	瀬田川	彦根
1/10	$r = \frac{350}{T^{0.5}-0.85}$	$r = \frac{328}{T^{0.5}-1.03}$
1/30	$r = \frac{422}{T^{0.5}-0.85}$	$r = \frac{446}{T^{0.5}-0.32}$
1/50	$r = \frac{449}{T^{0.5}-0.94}$	$r = \frac{518}{T^{0.5}+0.19}$
1/100	$r = \frac{492}{T^{0.5}-0.94}$	$r = \frac{620}{T^{0.5}+0.82}$

(3) 計画高水位

計画高水位は、計画河床の維持の面から、縦断形および横断形と相互に関連させて決定する。

溪流保全工は掘込み方式が原則であるので、周辺の地形条件を考慮して決定する。

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

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

計画高水位は、設計流量をもとに決定する。流れが等流であると仮定すると、マンニングの式から計画高水位 h が得られる。

$$Q = A \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/3} \quad \text{式 4.3}$$

- Q : 設計流量 (m³/sec)
- A : 溪流保全工流下断面積 (m²)
- n : マニングの粗度係数
- R : 径深 (m) [= A/P]
- I : 水面勾配

$$A = h(B_1 + m_2 h) \quad \text{式 4.4}$$

$$P = B_1 + 2h\sqrt{1 + m_2^2} \quad \text{式 4.5}$$

- P : 潤 辺
- h : 計画高水位 (m)
- B₁ : 底幅 (m)
- m₂ : 水通しの袖小口もしくは護岸の勾配 (1 : m₂)

表 4.5 マニングの粗度係数

河道の状況	その値
一般河道	0.030~0.035
急流河川およ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
三面張水路	0.025
河川トンネル	0.023

実際は、与えられた川幅（溪流保全工幅） B の元に h を仮定して Q を計算し、これが与えられた設計流量に近似するまで繰り返して計算を行い、 h を決定する。

ただし、越流水深（ h_3 ）が、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。

$$h = \left(\frac{nQ}{B_1 I^{1/2}} \right)^{3/5} \quad \text{式 4.6}$$

第3節 法線の設計

溪流保全工の法線は、流水のスムーズな流下が可能な線形とする。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p154

【解説】

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

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

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

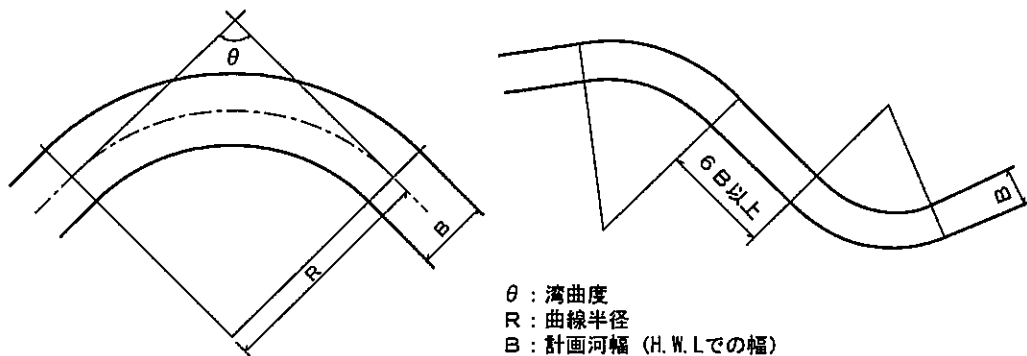


図 4.2 法線

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

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

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

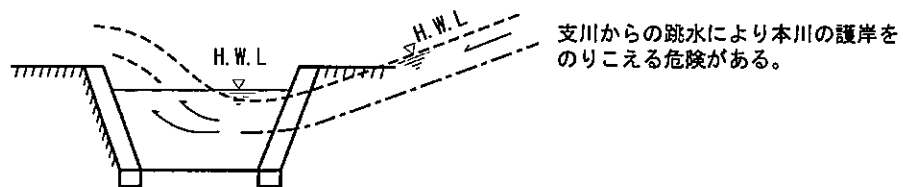


図 4.3 支川の影響

第4節 縦断形的设计

溪流保全工の縦断形は、河床の安定を考慮するとともに、掘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面も勘案して決定する。

なお、溪流保全工の上端および下端において、河床勾配が急変しないようにし、また、支流が合流している地点においては、洗掘、堆積などに留意して設計する。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-24、砂防設計公式集（マニュアル）p156

【解説】

溪流保全工の縦断形は、河床の安定を十分考慮するものとし、将来の維持管理なども勘案して決定しなければならない。

勾配の変化をあまり急激に行うと変化点付近に洗掘や堆積の現象が生じ溪流保全工の維持に困難を生ずる場合もあるので、勾配の変化点においては、その上下流で掃流力が50%以上の変化をしないように勾配並びに水深を決めるのが望ましい。

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

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

計画河床を河床材料のみで安定させるか、護床工および減勢工で安定させるかは、河床勾配、河床高および横断形にも関連があるのみならず、平面形にも関係する。このため、計画河床勾配と河床高は試算的に求めて、他の横断形などを検討したうえで最終的に決定される。

河床勾配を求める方法の一つに動的平衡計算と静的平衡計算がある。溪流保全工が長期間にわたって安定するためには、それぞれの部分が堆積・洗掘のいずれをも発生させない等流砂能力をもつ必要がある。断面と流量が与えられるとこのような河道の勾配が求まる。

この勾配を動的平衡を考えた河床変動計算により求める。一方、個々の地点で河床の安定は与えられた流量、断面、河床勾配とから流れの掃流力と河床材料の限界掃流力とを比べる静的平衡計算により判定する。前者は河道の計画縦断勾配を決めるために、後者は流れの中の構造物根入れなどを決定するために用いる。

細部の縦断勾配は法線形、河床幅、水深、縦断勾配、河床材料の粒径などの要素から決まる中規模河床形態、すなわち砂礫堆やこれに伴う蛇行の影響から大きく変化することがしばしばあるので、自然の河道の観察と河床変動資料を検討するとともに、必要に応じて模型実験を行うことが望ましい。

なお、河床勾配については、第5編第2章4.8.4（p5-159）により定める。

<参 考> 土石流区間に整備する溪流保全工の計画勾配について

一般に溪流保全工は、扇状地などの緩勾配区間に整備することが多いものの、土石流危険溪流等において土石流区間へ整備する場合がある。

その場合、現況溪床勾配が急であるため、動的平衡勾配、静的平衡勾配の計算による縦断勾配、基礎根入れの設定は困難である。

したがって、土石流区間に溪流保全工を整備する場合の計画勾配は、砂防堰堤の平常時堆砂勾配を現況勾配の1/2と設定している点や護岸工や底張工の施工性を考慮して、現況勾配の1/2よりも緩く設定することが望ましい。

また、滋賀県では砂防堰堤の前庭保護工に設置する水叩きの勾配を1/10もしくは現況勾配の1/2よりも緩く設定することとしているため、現況水路等の構造物や水叩き勾配との連続性についても考慮し、著しい勾配の変化は避けるものとする。

4.1 縦断勾配の比

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

「砂防設計公式集 (マニュアル)」 p156,157

【解説】

溪流保全工を施工する一つの目的は、溪流の溪床勾配を緩和して流水による洗掘力を減少させ、土砂の生産を防止することにある。そこで一般に溪流保全工を施工する場合には、元の溪床勾配に対して、いくらかでも勾配を緩和する方向で縦断計画をたてるべきである。

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

図 4.4 の場合、掃流力を $u_*^2 = g \cdot H \cdot I$ で示すと ($g = 9.81 \text{m/sec}^2$, H : 水深, I : 勾配)

A 区間での掃流力は、 $u_{*A}^2 = g \cdot H_A \cdot I_A$

B 区間での掃流力は、 $u_{*B}^2 = g \cdot H_B \cdot I_B$

ここで計画水深を同じとすれば $H_A = H_B$

そこで掃流力の変化は $\frac{u_{*A}^2}{u_{*B}^2}$ で示され、この値は、

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

と計画溪床勾配の比で示されることになる。

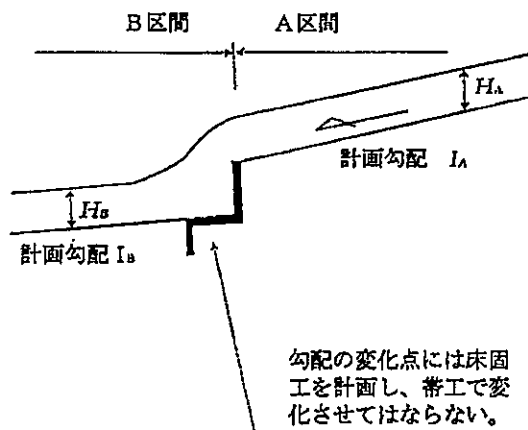


図 4.4 縦断勾配の比

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

一般には、

$$I_A \geq 1/30 \text{ の場合 } u_{*A}^2 / u_{*B}^2 \leq 2$$

$$I_A < 1/30 \text{ の場合 } u_{*A}^2 / u_{*B}^2 \leq 1.5$$

程度を目安に計画するとよい。

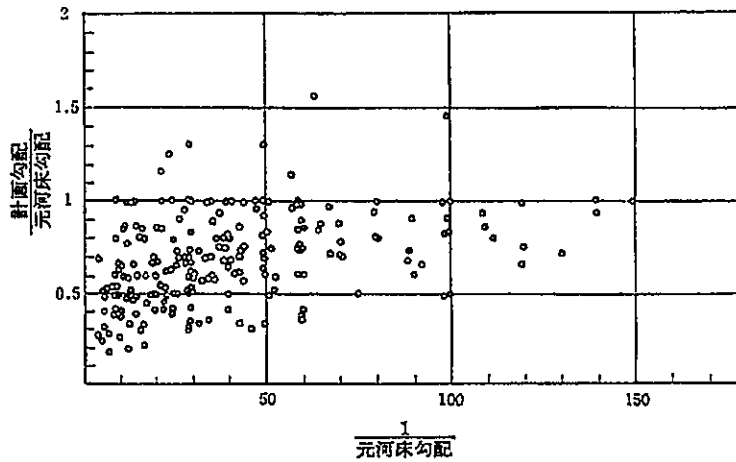


図 4.5 元河床勾配と計画勾配との関係

4.2 支川処理 (縦断)

本川に支川が流入することによる洗掘、堆積を防ぐため、支川の縦断勾配は原則として本川に合わせた勾配とする。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、平面形状など十分検討する必要がある。また、合流点において、支川の流域面積が小さい場合は、本川の溪床高よりも支川の溪床高を高くしておいた方が本川の高水位に影響されることが少ないことを考慮する。

河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-24、砂防設計公式集 (マニュアル) p158

【解説】

本・支川の流域面積が同じ位の大きさの場合には、計画溪床高は同じ高さに合わせるのがよい。

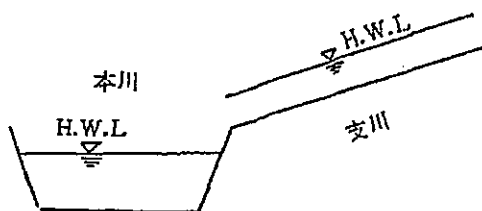


図 4.6 支川の流域面積が本川よりかなり小さい場合
(本川流量/支川流量 ≥ 10)

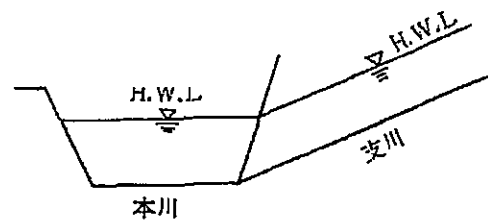


図 4.7 本・支川の流域面積の差が少ない場合 (本川流量/支川流量 < 10)

第5節 横断形の設計（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、その計画幅は、対象流量、溪流保全工の縦断勾配、平面形状、地形、地質、背後地の土地利用状況などを考慮して定める。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-24、砂防設計公式集（マニュアル）」p158

【解説】

溪流保全工の計画断面は現溪床幅を十分考慮し、現状より溪床幅が狭小にならないようにする。現溪床幅を狭めることは、溪流の機能を破壊するだけでなく計画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。そのため最小限現溪床幅を活かした計画断面とすることが好ましい。

溪床幅が広く乱流、異常堆積の恐れがある場合は複断面を採用する。また、その付近が現在遊休地のような状態であれば、現存する天然林を活用した緩衝帯を置いたりすることが望ましい。さらに自然の拡幅部は、不慮の土砂流出に備え、遊砂地として利用することが望ましい。

溪流保全工の湾曲部では、湾曲の状況および上下流の河道の状況に応じて、溪流保全工の拡幅や凹岸側の嵩上げを検討しなければならない。

溪流保全工の計画断面は、平均流速公式を用いた等流計算により、設計流量の流下が可能な通水断面積を確保する。

溪流保全工の断面計算には、以下の式を用いる。

$$Q = V \cdot A \quad \text{式 4.7}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad \text{式 4.8}$$

5.1 計画幅

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

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-24、砂防設計公式集（マニュアル）」p159

【解説】

溪床幅 B と流量 Q に関しては、

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2} \quad \text{式 4.9}$$

B : 河幅 (m)

Q : 流量 (m^3/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から α の値は Q を対象流量とし、 A を流域面積 (km^2) とすると、表 4.6 の範囲とすることが望ましい。

表 4.6 α の値

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

一般には、同条件下では、溪流保全工幅を狭めることにより水深および流速は大となり、溪床材料のみでは溪床の維持が困難となる。また、逆に広くすることは、堆積による溪床上昇、用地取得面積の増加などとなって制約を受ける。

したがって、溪流保全工の計画幅は、溪床の安定性を主眼におき、構造物の有無、背後地の土地利用などを考慮して決定する。

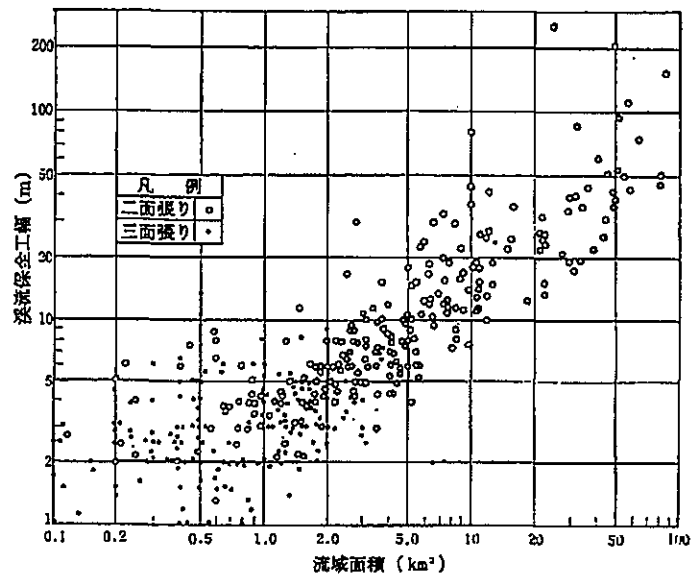


図 4.8 溪流保全工幅 (平均) と流域面積との関係

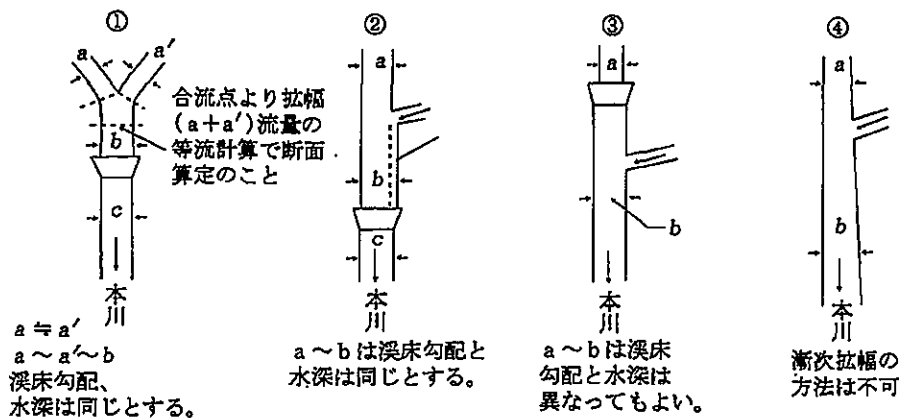


図 4.9 溪流保全工の計画幅と溪床勾配および水深の考え方

5.2 余裕高

溪流保全工の余裕高は、原則として計画流量によって決定する。

「砂防設計公式集 (マニュアル)」 p159

【解説】

余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、計画高水位 (H) に対する余裕高 (ΔH) との比 ($\Delta H/H$) は、表 4.8 の値以下とならないようにする。

勾配の急な溪流では、河床変動、土砂流出などが起こりやすく、流送が大きい関係もあって水面変動が大きい、このため余裕高が必要となる。また、これは河幅との関係もあり、同一流量でも河幅が広ければ、計画高水位の水深が小さくなり、規定の余裕高で十分安全となる。

そこで、これらの計画高水位 (H) と余裕高 (ΔH) との比をとり、これらの値の下限値を勾配別に規定したものである。

表 4.7 計画流量に対する余裕高

計画流量	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6m
200~500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s 以上	1.0m

表 4.8 計画高水位に対する余裕高

勾配	~1/10	1/10~1/30	1/30~1/50	1/50~1/70	1/70~1/100	1/100~1/200
$\Delta H/H$ 値	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10

5.3 湾曲部の横断形

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。

「砂防設計公式集 (マニュアル)」 p160

【解説】

グラシヨーによれば、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、式 4.10 で表される。

$$h = (v^2/g) \times (2303 (\log R_2 - \log R_1)) \quad \text{式 4.10}$$

V : 平均流速 (m/sec)

g : 重力加速度 (9.8m/sec)

R_1 : 水路内側の曲率半径 (m)

R_2 : 水路外側の曲率半径 (m)

湾岸部の凹岸では洪水の際に水位が上昇するので、計算により水位上昇高が 10cm 以上となる場合について、10cm 単位により設計に考慮する。

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

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

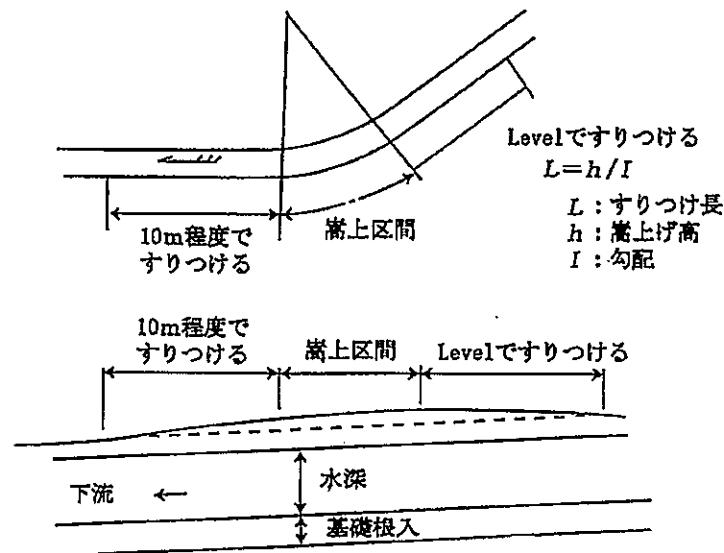


図 4.10 溪流保全工湾曲部の流路断面

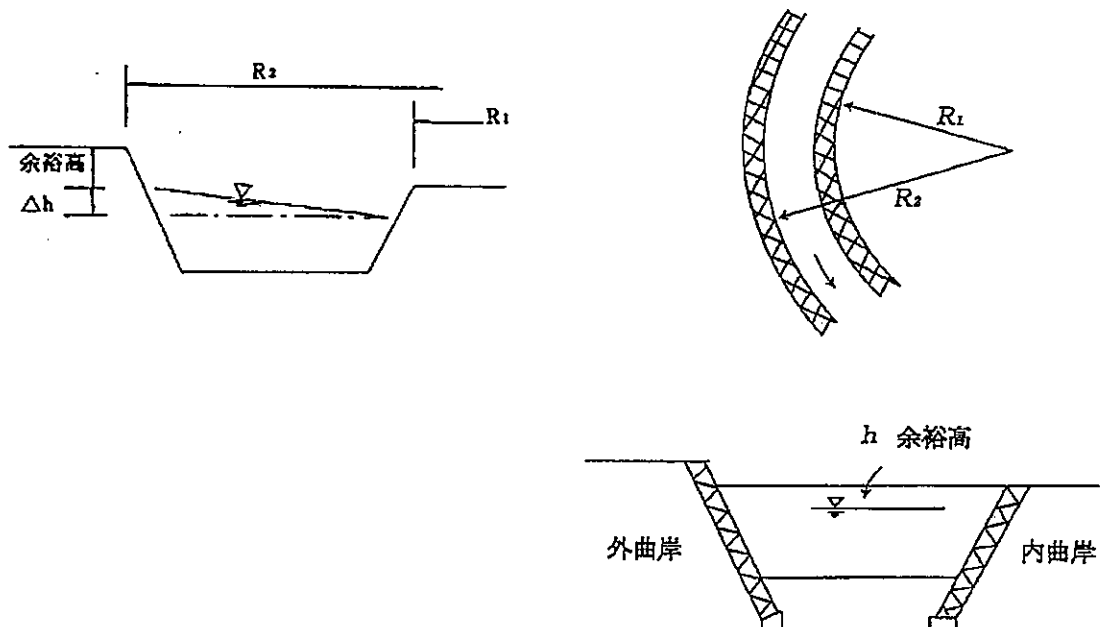


図 4.11 溪流保全工湾曲部の護岸

5.4 最小計画断面

溪流保全工を計画する場合の最小断面は、河床幅 1.0m、計画水位 0.4m、余裕高 0.6m とする。

【解説】

溪流保全工は、上流の砂防計画が 50%以上の整備率をもって着工することとしているが、完成後の維持管理上などの理由から、小流域における計算断面が幅 1.0m、水深 0.4m より小さい場合でも図 4.12 の断面を最小断面として計画する。

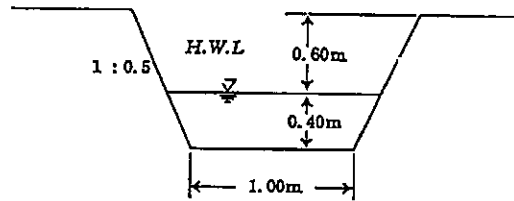


図 4.12 溪流保全工の最小計画断面

5.5 支川処理 (断面)

合流点下流の計画幅は、本川および支川の土砂流出状況、溪床勾配、計画高水位を勘案して決定する。

「砂防設計公式集 (マニュアル)」 p161

【解説】

本川、支川とも土砂の流出が少なく、溪床勾配、計画高水位が同じような溪流の場合には (両方の掃流力が同じ場合) 合流点下流の溪流保全工幅は本川、支川の各流路幅の和をもって計画幅とすることがよい。これは、本・支川が同一勾配、同一水深の場合に適用できるものである。そして、これらの計画溪床幅は水深と勾

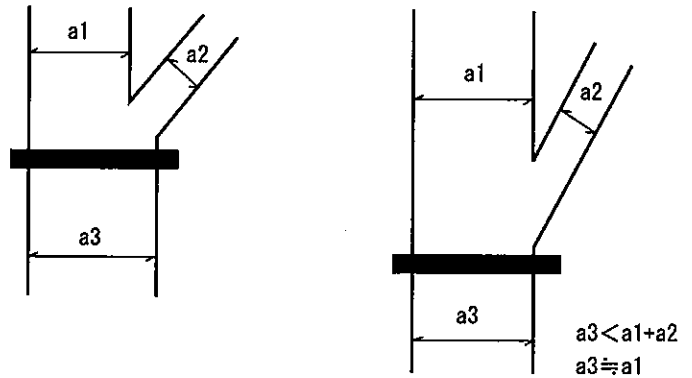


図 4.13 本川と支川の河幅

配から決められる。もちろん、合流点の下流に横工を設ける必要がある。

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

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

この場合、掃流力が増すということは水位が大きくなることを意味するので、護岸破壊の危機や洗掘の問題を生じる。そこで、このような合流点処理に際しては、計画高水位の

とり方に十分注意しないと、思わぬ失敗を生ずることがある。

◎参考：掃流力を求める式

$$\tau_o = \rho \cdot g \cdot R \cdot I_e \quad \text{式 4.11}$$

$$i_e = n^2 \cdot V^2 / R^{4/3} \quad \text{式 4.12}$$

τ_o : 掃流力 (kN/m²)

ρ : 水の密度 (kg/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

R : 径深 (m)

I_e : エネルギー勾配

V : 平均流速 (m/s)

n : マニングの粗度係数

第6節 上流端の処理

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

「砂防設計公式集（マニュアル）」p162

【解説】

溪流保全工の上流端に設置する堰堤もしくは床固工は遮水機能をも有するよう袖のかん入などは十分考慮して計画することが必要である。

ただし、堰堤の副堤または垂直壁に溪流保全工を取り付ける場合は、超過流出土砂が堰堤に安全に貯留されることが必要条件であり、堰堤自体が調節効果、縦横侵食防止などの目的を持つ場合であれば、そのような堰堤と溪流保全工の直結は、土砂害をまねく恐れが生ずるので、堰堤と溪流保全工の間には、適当な長さの土砂調節区間を設けることが望ましい。

最上流端の砂防堰堤または床固工は、堰の断面として計画するが、溪流保全工の断面は開水路の流路断面とするため、その間に取り合わせ部が必要となる。取り合わせ部は水理条件を急変させないよう適当な長さとする。

射流域において床固工の袖を流路内に出しておく、そこに水位が上昇して越流をする可能性がでてくる。

土木研究所の実験によると、袖の上流部のすり付けがあまり急すぎると床固工下流部に衝撃波が発生して溪床を乱す場合があるので注意を要する。

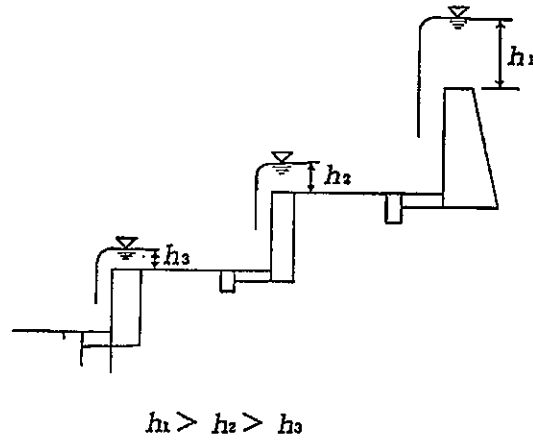


図 4.14 すり合わせによる水位の変化

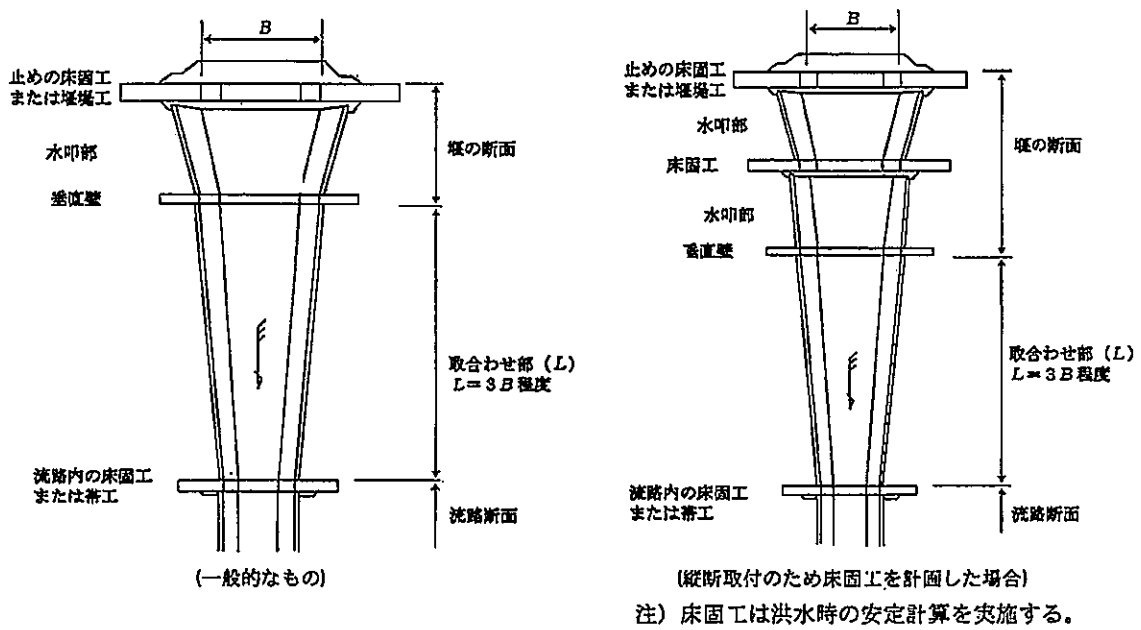


図 4.15 床固工または堰堤工からのすり合わせ

第7節 溪流保全工における護岸工の設計

溪流保全工における護岸は、第5編第3章第4節護岸（p5-205）に準じて設計する。

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

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅱ H9.10 建設省 P-25

【解説】

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

また、砂礫堆等が形成された場合や、床固工の直下流、湾曲部外湾側では、河床変動が大きいので、必要に応じて根固工を併用する等の考慮が必要となる。溪流保全工の護岸は、一般にモタレ式が用いられ、そののり勾配は、0.3～1.5割の範囲を原則とし、河床勾配によって決定される。

第8節 溪流保全工における床固工の設計

溪流保全工における床固工の位置および間隔は、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。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p163

【解説】

溪流保全工を計画する溪流は、一般に溪床勾配が急であるため、計画溪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、溪床勾配を緩やかにして、溪床材料のみで維持するのが一般には得策となるため、溪流保全工の計画断面、縦断形などを総合的に検討して床固工の位置の選定をする必要がある。

溪流保全工における床固工は、計画溪床を安定させるとともに維持するために設けられるものであり、その位置は、一般に溪流保全工の上下流端、計画溪床勾配の変化点、流路底張り部の上下流端、計画溪床の決定において必要となる箇所設けられるものであり、床固工の構造の設計については、砂防堰堤工に準ずる。

溪流保全工における床固工の水通し断面は、単独床固工と異なり、マニング式による開水路断面とする。

8.1 間隔と高さ

床固工の設計においては、設定された計画溪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。

砂防設計公式集（マニュアル）」p163

【解説】

参考として、既往の溪流保全工の溪流保全工幅と床固工間隔を図 4.16 に示す。

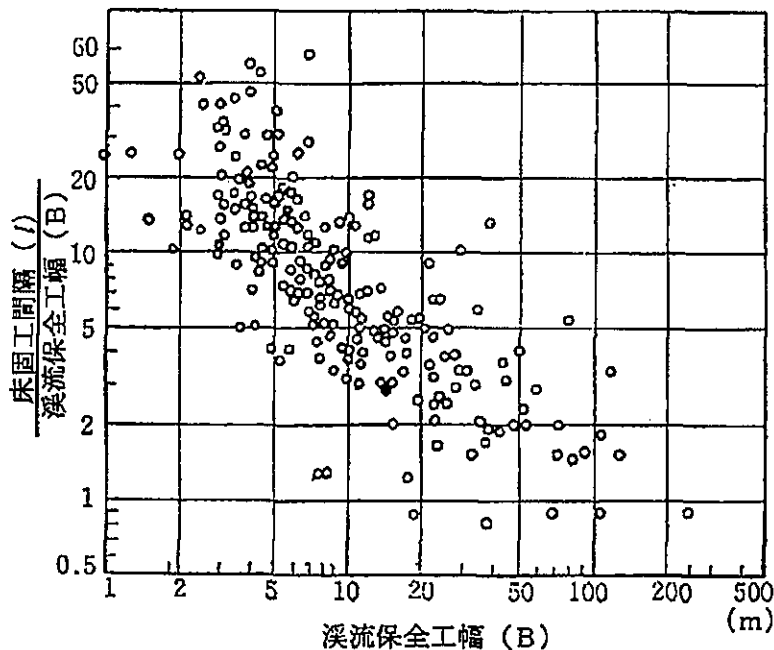


図 4.16 溪流保全工幅と床固工間隔の関係

渓床勾配 $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{100}$ 流域面積 20km²以下 B : 溪流保全工幅 (m) l : 床固工間隔 (m)

床固工の間隔と高さは、式 4.13 を参考して決定することができる。

$$l = \frac{m \cdot n}{m - m} \cdot h \quad \text{式 4.13}$$

l : 床固工の間隔 (m)

h : 床固工の落差 (m)

n : 現在の渓床勾配の分母 (1/n)

m : 計画渓床勾配の分母 (1/m)

適用範囲 (床固工の落差を一定とする場合で、同一計画渓床勾配とする区間)

設計する溪流保全工の目的が乱流または偏流防止とする場合は、

$$l = (1.5 \sim 2.0) B \quad \text{式 4.14}$$

l : 床固工の間隔 (m)

B : 溪流保全工の計画幅 (m)

また、経験的には、

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

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

m : 静的平衡勾配の分母 (1/m)

l : 横工の間隔 (床固工もしくは帯工)

床固工は、万が一、護岸工が破壊した場合、構造物の被害を最小限にとどめる役割を持っているから、やむを得ず溪流保全工の一部を築堤する場合であっても、床固工は現在の地盤におさまる所に位置を設定することが原則である。また、曲流部などの偏流する区間には位置を設置せず、偏流による渓床低下を防止するためにも偏流区間の下流端に位置を設定することが望ましい。

8.2 床固工の重複高

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

「砂防設計公式集 (マニュアル)」 p164

【解説】

床固工の重複については、図 4.17 を参考する。

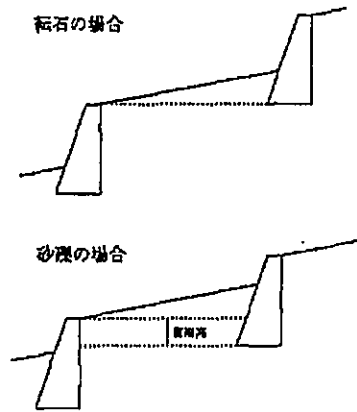


図 4.17 床固工の重複例

8.3 床固工の構造

床固工は原則として本体、水叩き工、垂直壁、側壁護岸などからなる。

【解説】

それぞれの構造は、以下のとおりとする。

床固工の構造については、図 4.18 を参考する。

(1) 本体

- 1) 床固工の有効落差高は、原則として 3.0m までとする。
- 2) 本体の下流のりは 2 分、上流のりは不透過型砂防堰堤工に準じる。
- 3) 本体の水通し形状、断面は直上流溪流保全工断面と同一とする。
- 4) 本体の水通し天端厚は 1.5m を標準とし、袖天端幅は 1.0m 以上を標準とする。
- 5) 袖部のかん入深は、2.0m 以上とする。
- 6) 主堤基礎根入れは、水叩き下端に合わせる。
- 7) 床固工本体、垂直壁への取り付けは不透過型砂防堰堤工に準ずる。

(2) 水叩き

- 1) 水叩き延長、厚さは単独床固工に準じる。
- 2) 水叩き勾配は原則として水平とするが、溪床勾配が急な場合は、1/10 を最大として、下流の計画溪床勾配をつけることができる。

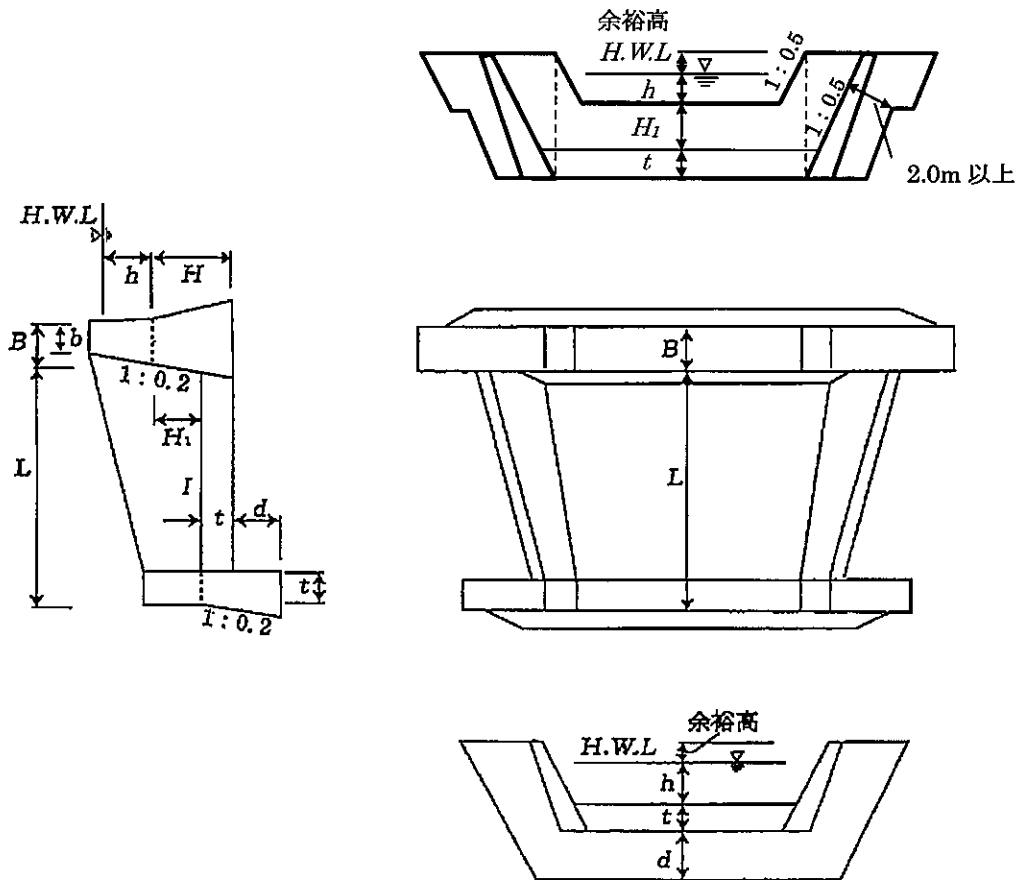
(3) 垂直壁

- 1) 垂直壁の下流のり勾配は 2 分、上流のり勾配は直とし、水通し天端厚は水叩き厚と同厚とする。また、袖天端厚は 0.6m 以上とする。
- 2) 垂直壁水通し断面は、下流溪流保全工断面と同一とする。

- 3) 垂直壁の根入れは、三面張の場合、水叩き下端より土砂で1.0m、軟岩0.9m、硬岩0.4mとし、二面張は土砂で1.3m、軟岩0.9m、硬岩0.4mとする。
- 4) 垂直壁の袖部かん入深は、床固工本体に準じる。

(4) 側壁護岸

- 1) コンクリートもたれよう壁を標準とする。



$1.0\text{m} \leq B \leq 2.0\text{m}$ (標準1.5m)
 $b \geq 1.0\text{m}$
 $t = 0.2 \times (0.6H_1 + 3h - 1.0)$ 、 $0.6\text{m} \leq t \leq 1.5\text{m}$
 $L = 2 \times (H_1 + h)$
 $\text{Level} \leq I \leq 1/10$ または下流計画溪床勾配のうち緩勾配
 d は土質による根入れとする。

図 4.18 渓流保全工中の床固工構造図

第9節 溪流保全工における帯工の設計

9.1 総 則

帯工は、計画溪床を維持しうる構造として設計する。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p165

【解 説】

帯工は、床固工間において床固工間隔が大きい場合、局所的洗掘により溪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、溪流保全工などの最下流端の河川との取付け部における溪床変動によって生じる上流床固の基礎の洗掘を防止するために用いられる場合もあり、帯工の高さは下流溪流の溪床変動を考慮して決定する。

帯工は原則として落差を考えない床固工であって、施工の高さはその天端と溪床を同高とし、床固工の形成する安定勾配、または計画溪床勾配の線に沿って計画するものである。

勾配変化のある場合はその折点に床固工を計画し、帯工によって勾配を変化させないことを原則とする。

また、一つの勾配がかなり長い距離で続く場合、中間における護岸の基礎洗掘を防ぐ意味で、中間に帯工を設ける。この帯工の間隔は通常、その勾配を表す分数の分母の数を距離に読み替えた程度を原則とする。

三面張り溪流保全工における帯工の間隔は、一般には計画溪床勾配の分母の数の2倍程度を距離に読み替えて設置するが多い。

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

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

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

9.2 帯工の構造

帯工の構造は、以下による。

- (1) 帯工の構造は、溪流保全工の床固工の垂直壁に準ずるが、水通し天端幅は0.6m～1.5mとする。一般には、1.0mを標準とする。
- (2) 帯工の袖のかん入は、2.0m以上とする。
- (3) 帯工の基礎根入れは、二面張りは1.35m以上、三面張りは1.0m以上とする。

【解 説】

帯工の構造については、図4.19を参考する。

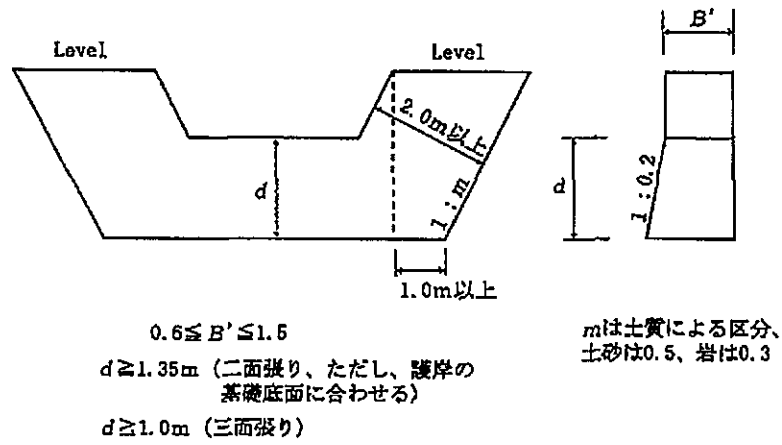


図 4.19 帯工の構造

第10節 護床の設計

10.1 総 則

計画渓床勾配が急で、渓床材料のみで安定させることができない所や、床固工間隔が大きく縦侵食が想定される場合は、帯工や護床工、根固工などによって計画渓床を維持する必要がある。

「砂防設計公式集（マニュアル）」 p165

10.2 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。渓床勾配で、渓床の抵抗力より掃流力が勝る場合においても、勾配緩和など計画段階で検討し、できるだけ三面張りは避ける。しかし、勾配緩和・河幅拡大などを考慮しても、なおかつ掃流力のほうが渓床の抵抗力より大なる場合には三面張りとすることを考慮する。

「砂防設計公式集（マニュアル）」 p166

【解 説】

- (1) 溪流保全工の底張りには、コンクリート張りやブロック張りなどがあり、一般には溪流保全工の計画渓床幅が狭く流域面積が 2km^2 以下の小規模な溪流では厚さ0.3m程度のコンクリート張りが採用されている例が多い。また、溪流幅の広い場合や軟弱地盤の場合は破壊されることもあり、梁として対処しなければならない場合もある。
- (2) 三面張り溪流保全工から二面張り溪流保全工に移行する部分では、流速の差より二面張り溪流保全工の上流端付近の護岸基礎部分に洗掘が生じる恐れがあり、護床工・減勢工を必要とする場合がある。また、三面張り下流端には少なくとも帯工を設け、吸い出しの防止を図る。
- (3) 一般的に渓床に岩盤が露出する場合は、底を張らないが、岩盤によっては流水に接すると侵食されやすい岩質もあり、三面張りとしなければならない場合もあるため、十分注意する必要がある。
- (4) 吸出し防止材の設置においては、流水により吸出し防止材がめくり上がらないように、流水の流下方向と吸出し防止材の重ね合わせの方向に留意して設置する。
- (5) 最小断面やそれに近い断面で溪流保全工を整備する場合、三面張りの底張をブロック張とすると護岸との取り合いや、一列での配置になるなど合理的でない場合があることを考慮して設計する。

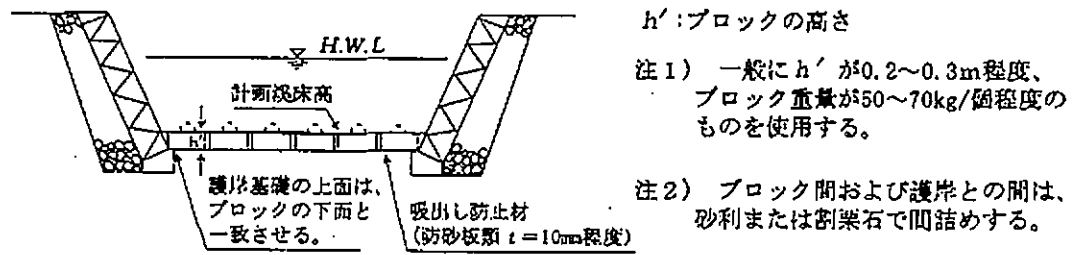


図 4.20 底張工イメージ (ブロック張の場合)

10.3 護床工・根固工

砂防堰堤や床固工、帯工などの横工の下流、または、護岸工付近は、溪床材料との粗度が異なるため局所洗掘を起こしやすい。このため、これらの構造物の根を保護するため、護床工や根固工を計画することがある。

「砂防設計公式集 (マニュアル)」 p167

【解 説】

横工と平行に設けるものを護床工、護岸工の直前に平行に設けるものを根固工といい、自重と粗度により洗掘を防止するもので、その構造は屈撓性のあるものとするのが望ましい。

(1) 材 料

護床工や根固工の材料は、掘削した土砂などに巨礫や岩塊などが得られる場合は寄せ石 (捨て石ともいう) を行うが、このような材料が得られない場合は、フトン籠や蛇籠、コンクリートブロックなどを用いる。

(2) 大きさ

護床工や根固工に用いるコンクリートブロックの大きさは、本編2章2.1.3.4(7)(p3-69)に示されている安定条件を参考に設計する。

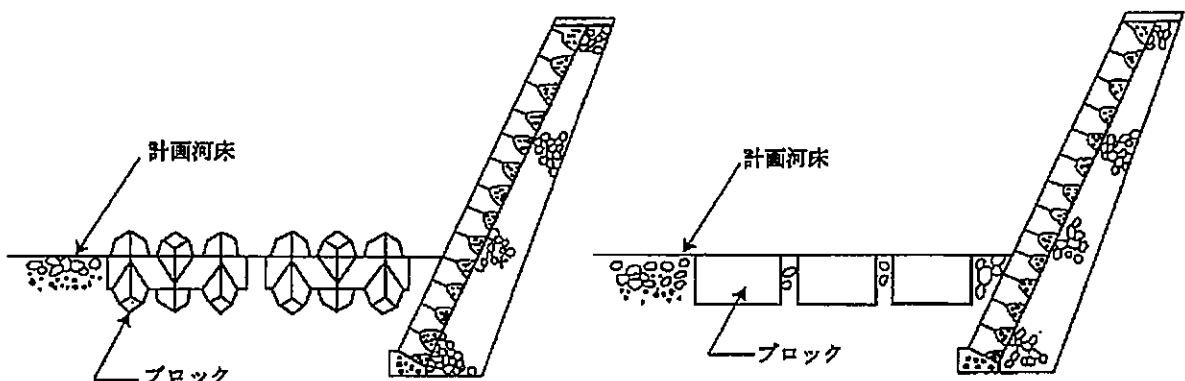


図 4.21 根固工

(3) 床固工、帯工下流部の護床工

簡単な護床工については、フトン籠を標準とする。

1) 帯工の場合

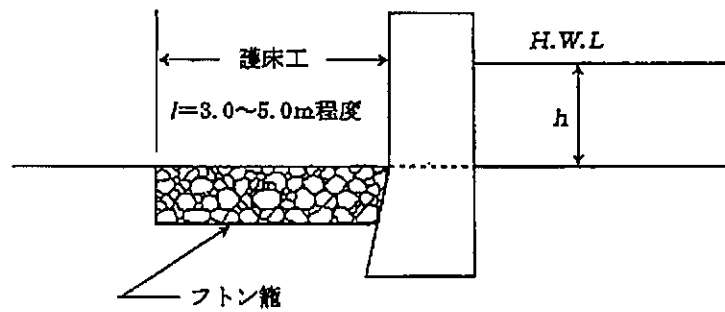


図 4.22 帯工下流部の護床工

2) 床固工の場合

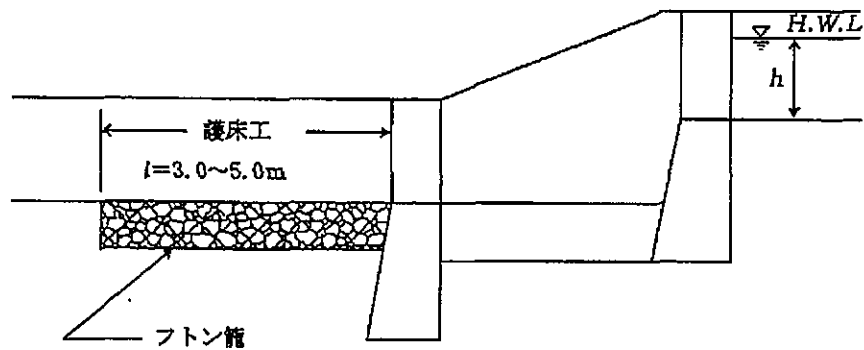


図 4.23 床固工下流部の護床工

◎参考：ブロックの滑動に対する安全の検討事例

$$\frac{R}{P} \geq n \quad \text{式 4.15}$$

$$P = C_d \cdot W_o \cdot \varepsilon \cdot A \cdot \frac{U^2}{2g} \quad \text{式 4.16}$$

$$R = f \cdot W_b \quad \text{式 4.17}$$

$$U = V - 16\sqrt{h \cdot i} \quad (\text{バザンの式}) \quad \text{式 4.18}$$

$$W_b = \left(1 - \frac{W_o}{W_c}\right) W \cdot K \quad \text{式 4.19}$$

- P : ブロックに作用する動水圧 (kN)
- n : 安全率 (一般に 1.0~1.5 程度)
- R : ブロックの抵抗力 (kN)
- C_d : 動水圧係数 (一般に 1.0 を用いる)
- W_o : 流水単位体積重量 (一般に 11.77 を用いる) (kN/m³)
- ε : 遮へい係数 (単位: 1、群体: 0.35~0.40)
- A : 投影面積 (群体の場合は、全体の高さ×幅) (m²)
- U : 流水の底面流速 (m/sec)
- V : 流水の平均流速 (m/sec)
- g : 重力の加速度 (9.81) (m/sec²)
- f : 抵抗係数 (摩擦係数、一般に 0.8)
- W_b : 水中におけるブロック重量 (kN)
- W_c : ブロックの空中単位体積重量 (一般に 22.56) (kN/m³)
- W : ブロックの空中重量
- K : ブロックの個数
- h : 計画水深 (m)
- i : 水面勾配 (一般に溪床勾配とする)

注) 一般には単位で計算するほうが安全である。

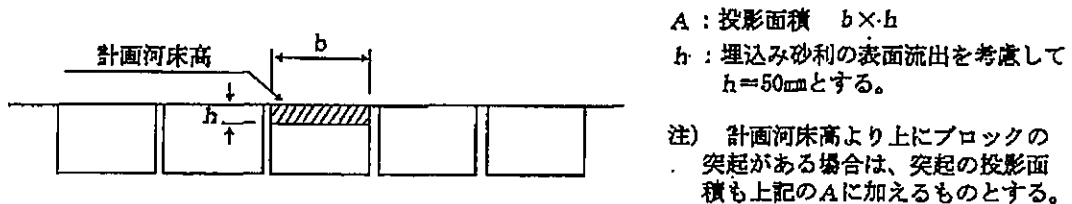


図 4.24 ブロック張りの投影面積

第11節 付属物の設計

11.1 取水工

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

「砂防設計公式集（マニュアル）」p167

【解説】

河川管理施設等構造令では、水路方式として堤外水路を極力避けるよう規定している。しかし、砂防の場合の溪流保全工は掘込み方式を原則としているため、堤内水路とすると水路が暗渠化したり、深い開水路となるため維持管理が困難となり、堤外水路とする場合がある。

取水工を設計する場合には、次の点に留意する。

- ①堤外水路の構造は、完全分離方式を原則とする。
- ②取水能力の限界は、現有機能までとし、必要量以上流れ込まないようにする。
- ③洪水時には、堤内地で浸水などの被害を起こさないような構造とする。
- ④堤外水路は、溪流保全工の規定断面内に設けてはならない。
- ⑤取水口は、溪床の維持に支障とならない構造とする。

取水の方法および取水口の構造は、下記を参考とする。

(1) 取水口

現在の取水位置もしくは、現在水路までの必要な縦断勾配（概ね 1/100～1/200）を決定し、取水口の位置を決定する。取水口が床固工の間にくる場合は、その位置の最も近い上流側の床固工から取水するものとする。

一般には、床固工から取水するものとするが、地形を考慮し、床固工からの取水が困難な場合、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。

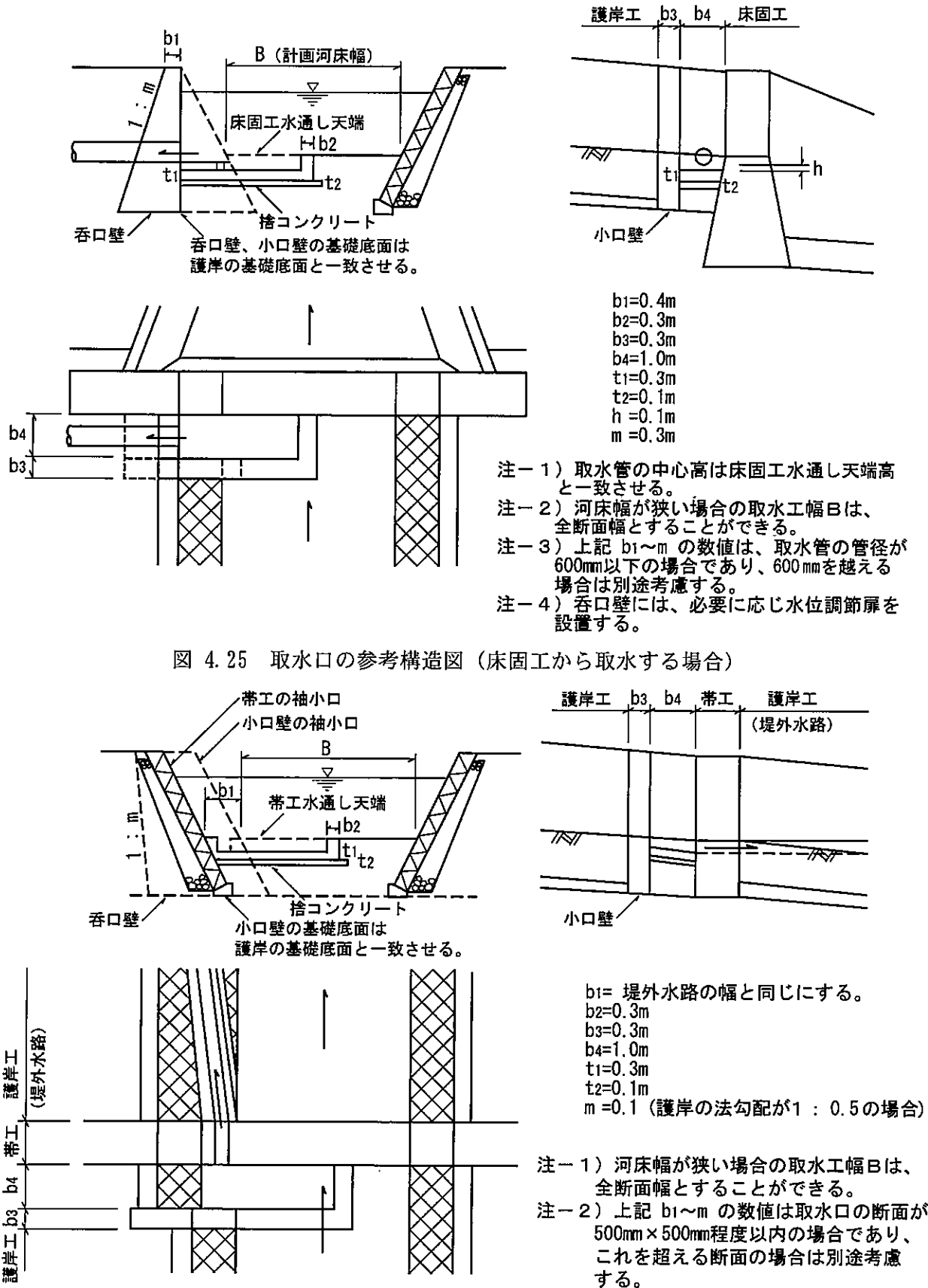


図 4.25 取水口の参考構造図 (床固工から取水する場合)

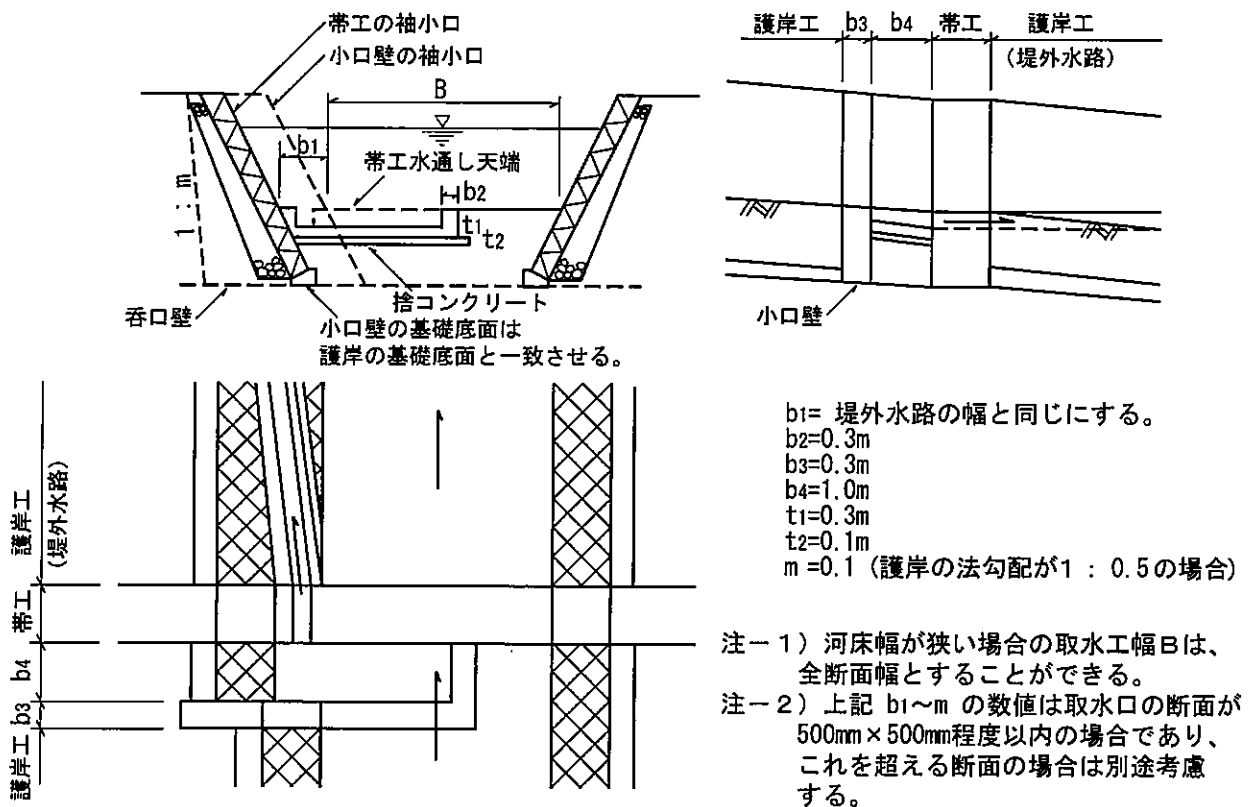


図 4.26 取水口の参考構造図 (帯工から取水する場合)

(2) 堤内水路（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、その位置は溪流保全工の管理幅の外側に計画する。

堤内水路の計画断面は、現況断面を考慮し、取水能力と整合性がとれたものとする。

構造は、国土交通省土木構造物標準設計のU型側溝によるものとし、輪荷重の影響がない場合は、U1型を標準とする。

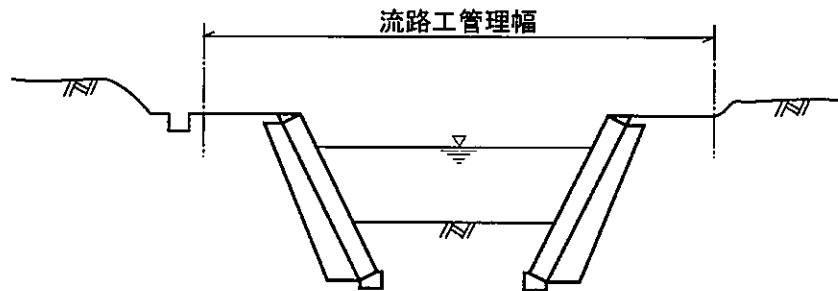


図 4.27 堤内水路の位置

(3) 堤内水路（暗渠の場合）

堤内水路（暗渠）は、流路法線にほぼ平行か直角に計画するものとし、平行に計画する場合の位置は、堤内水路（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、維持管理のため管径 300mm 以上とする。

構造は、国土交通省土木構造物標準設計のパイプカルバートによるものとするが、流路法線に平行で管理幅の外側にあるパイプカルバートの基礎の巻立ては、埋設形式・土質・土かぶりなどによりP1-RC、PC型～P2-RC、PC型を採用するものとし、管理幅内にあるパイプカルバートは、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、土砂吐を設置するものとし、その位置および構造は、図 4.28、図 4.29 を参考とする。

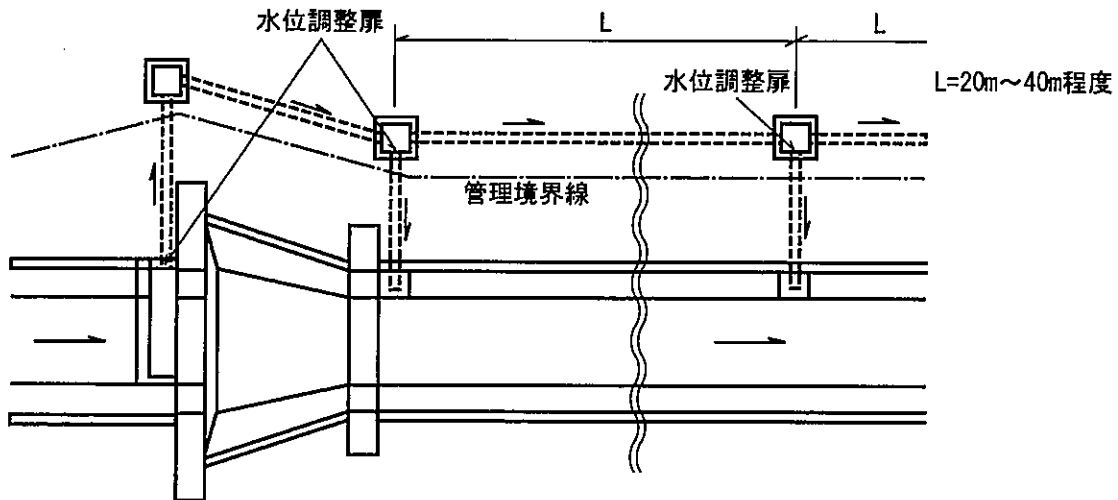


図 4.28 土砂吐の参考位置図

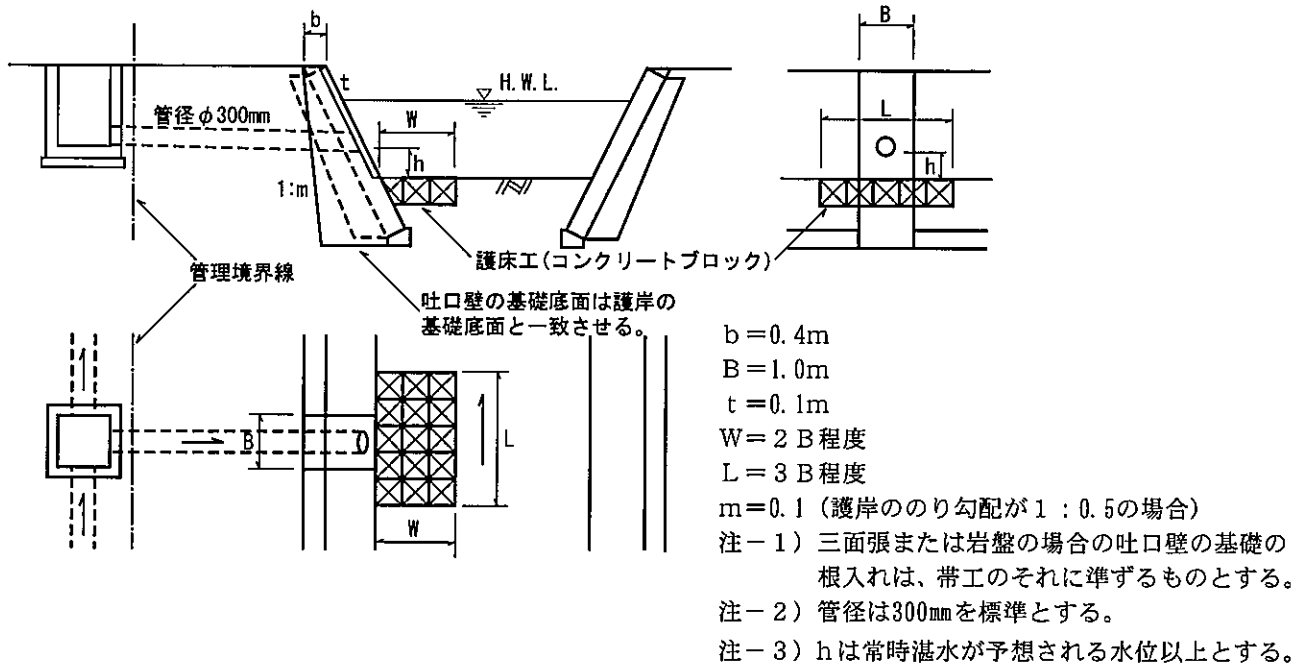


図 4.29 土砂吐の参考構造図

(4) 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などに問題が残る。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、溪流の断面に影響を与えないものとする。

構造については、図 4.30 を参考とする。

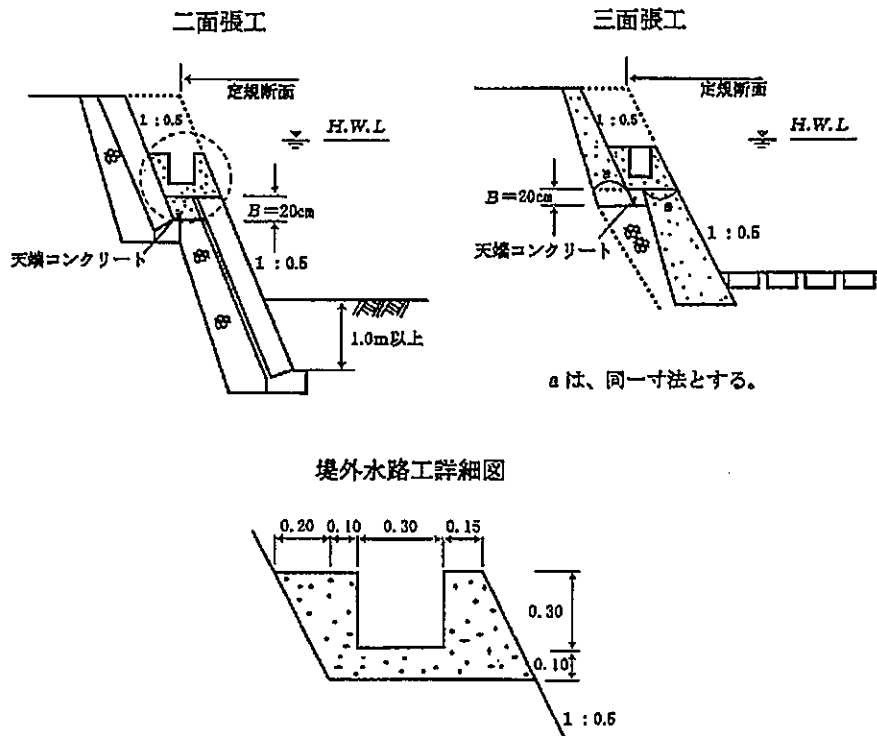


図 4.30 堤外水路の参考構造図 (0.30m×0.30m の例)

11.2 排水工

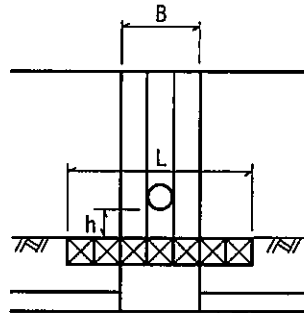
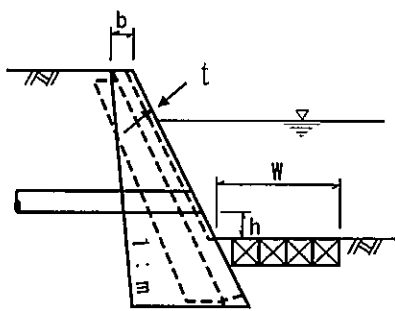
溪流保全工を設置する溪流に既設の田圃からの用水の排水、家庭用水の排水などがある場合は、排水工を設ける必要がある。

「砂防設計公式集（マニュアル）」 p168

【解説】

排水工の設計にあたっては、次の点に留意する。

- (1) 洪水時に内水氾濫を起こさないよう、護岸の計画高水位より上部に設ける。やむをえず下部となる場合は、フラップゲート等を設ける。
- (2) 家庭用水の排水からの汚物が入らないよう溜柵などを設置する。
- (3) 田圃からの排水は水量が多いため、溪床に局部洗掘を生じる恐れがあるため、護床工を設置しなければならない場合もある。
- (4) 排水管や溝から漏水が護岸の後部へ回り、護岸が破壊しないような構造とする。
- (5) 排水管や溝が溪流保全工内へ出すぎて、流木やゴミなどが詰まることがないように最小限の長さとする。

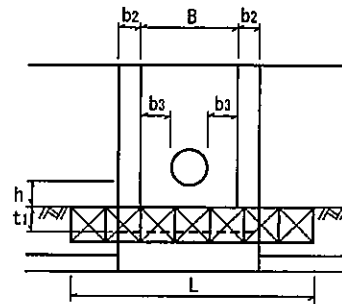
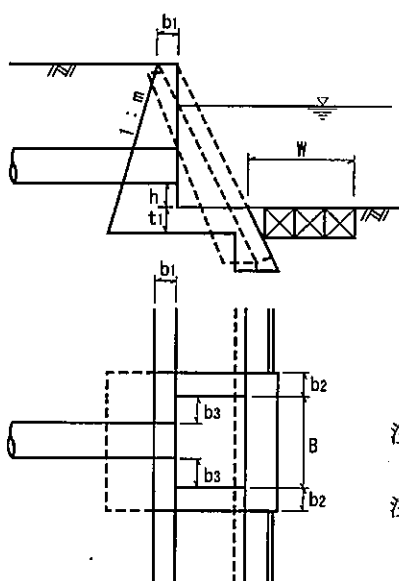


$B = 1.0\text{m}$
 $b = 0.4\text{m}$
 $W = 2B$ 程度
 $L = 3B$ 程度
 $m = 0.1$ (護岸ののり勾配が 1 : 0.5 の場合)
 $t = 0.1\text{m}$

注-1) 吐口壁の基礎の根入れは、帯工の根入れに準ずるものとする。

注-2) h は常時湛水が予想される水位以上とする。

図 4.31 吐口壁の参考構造図（暗渠の径が 500mm 未満の場合）



$b_1 = 0.4\text{m}$
 $b_2 = 0.3\text{m}$
 $b_3 = 0.3\text{m}$
 $W = 2B$ 程度
 $L = 3B$ 程度
 $t_1 = 0.5\text{m}$
 $t_2 = 0.5\text{m}$
 $m = 0.3$

注-1) 吐口壁の基礎の根入れは、帯工の根入れに準ずるものとする。

注-2) h は常時湛水が予想される水位以上とする。

図 4.32 吐口壁の参考構造図（暗渠の径が 500mm 以上の場合）

11.3 橋梁など横断構造物

溪流保全工の計画にあたっては、橋梁、配水管などの横断構造物はなるべく少なくする。

「河川砂防技術基準（案）同解説 計画編 H9.10 建設省」p184、「砂防設計公式集（マニュアル）」p169

【解 説】

上流からの流木などによる破壊などを考慮して、橋梁、配水管などの横断構造物は極力少なくする。やむを得ず横断構造物を設置する場合は、河川としての余裕高に 0.5m 加えた高さ（図 4.33 参照）をとる。

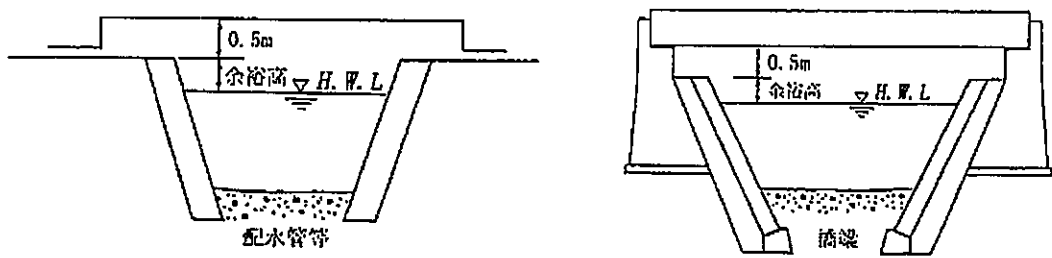


図 4.33 横断構造物の桁下余裕高

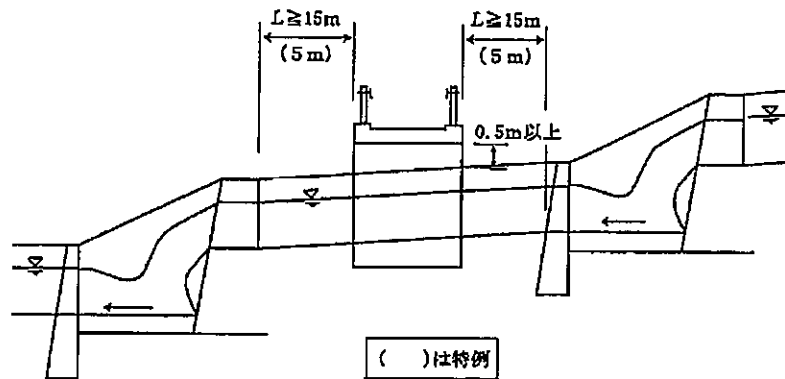
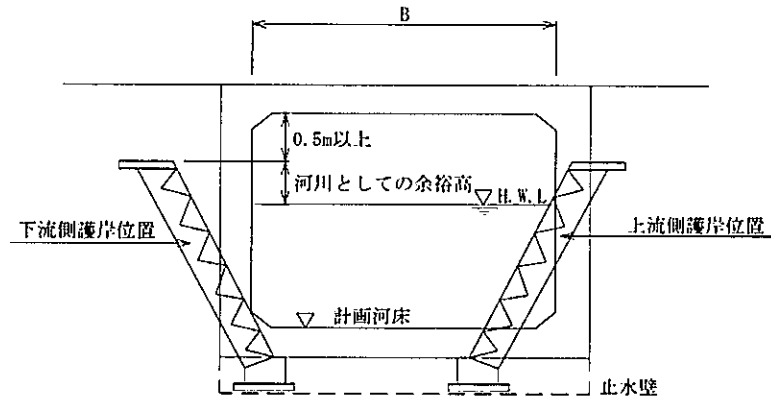


図 4.34 橋梁の位置

橋を統合する場合、地元から幅員の拡幅を望む場合は、耐荷重が同等のものを対象とし、拡幅によって設計荷重以上のものが通過しないまでの幅員を限度とする。

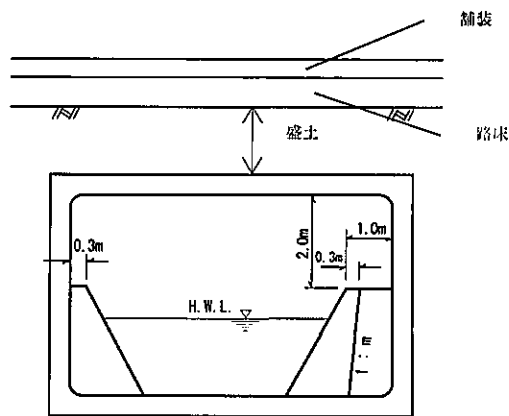
溪流保全工の上部を横過する構造物は、流水のはね上がりによる落下や詰まりを防止するため、落差工の上下流 15m 程度は設置を避けるほうが望ましい。



①河川規模が小さくボックス内に管理道路がなくても通常管理が可能な場合（標準）

注-1) ボックスカルバートの上下流端には、洗掘に対処するため厚0.5m程度の止水壁を設けるものとし、二面張の場合、下流側に護床工を設けるものとする止水壁の根入れ、護床工の範囲等は、第11章第4節帯工を準用するものとする。

注-2) 下流側の河床幅Bは、3B程度の距離で計画河床幅にすりつけるものとする。



②河川規模が大きくボックス内に管理道路がないと通常管理ができない場合

③舗装、路床を除く盛土が発生した場合

図 4.35 暗渠

第3編 設計編 第4章 溪流保全工 第7節 溪流保全工における護岸工の設計

(1) 橋の架替については、現況幅員および現況設計荷重が架替の限度であり、橋梁台帳などにより確認するものとするが、現況が不明な場合には車両通行実績、幅員などを勘案して決定する。

(2) 相互に関連する砂防工事、または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の質的改良、または拡幅に要する費用は、砂防施設管理者および道路管理者が相互に負担するものとする。

負担方法は、「砂防工事又は道路工事により必要となる橋梁及び取付道路の工事費用の負担について」（昭和44年6月5日付建設省河砂発第36号）、「河川工事又は道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について」（平成6年7月18日付建設省河砂発第39号）によるものとする。

表 4.9 幅員による適用荷重

	幅員	活荷重	摘要
道路構造令第35条の規定により架設されたもの、またはこれに準ずるもの	4.0m以上	T-25 t	B・A活荷重
上記以外のもの	4.0m未満 ～3.0m以上	T-14 t	普通自動車 (2.5m)
	3.0m未満 ～2.0m以上	T-9 t	小型自動車 (1.7m)
	2.5m未満	T-3 t	軽自動車 (1.4m)
	2.0m未満	5kN/m ²	群集荷重

◎橋台設置基準

橋台は原則として分離構造とし、河川構造令第61条によるものとする。

(参考)

- ・橋台は護岸のり肩から垂直に下したA線より後退すること。
- ・橋台底面はB線より下ること。
- ・地盤支持力により、杭基盤、フーチングなど検討のこと。

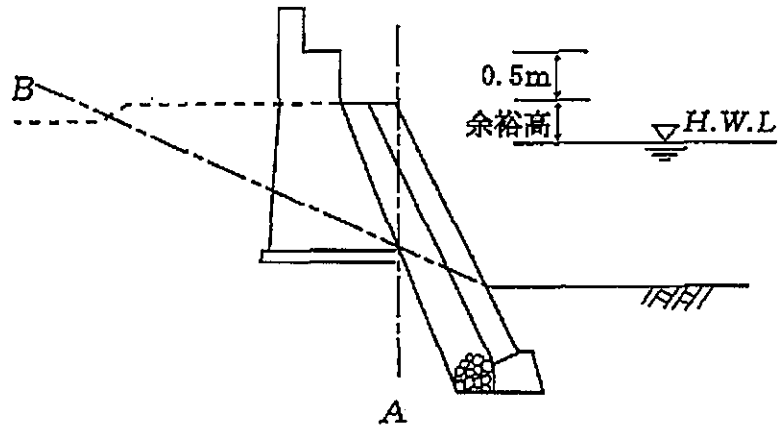


図 4.36 橋台設置基準

11.4 魚道

溪流保全工内に設けられる魚道は、取水工同様既定断面外に設けなければならないが、砂防堰堤工の魚道と異なり落差工では水通し断面の拡幅によって設ける場合が多い。魚道の設計は、本編第2章2.1.3.5(9)(p3-81)に準じる。

「砂防設計公式集(マニュアル)」p169

11.5 土留工

溪流保全工の計画溪床勾配と現況溪床勾配が異なるために地山を護岸高以上に切らなければならない場合があり、土留工を必要とする場合がある。

土留工は、溪流保全工の維持管理をしやすくするため、可能な限り護岸工との間に通路や小段を設けて分離する。

背後地盤に田圃が存在する場合は、土留工の裏に水が回らないよう畦畔と兼用してはならない。

「砂防設計公式集(マニュアル)」p169

【解説】

土留工については、図4.37を参考する。

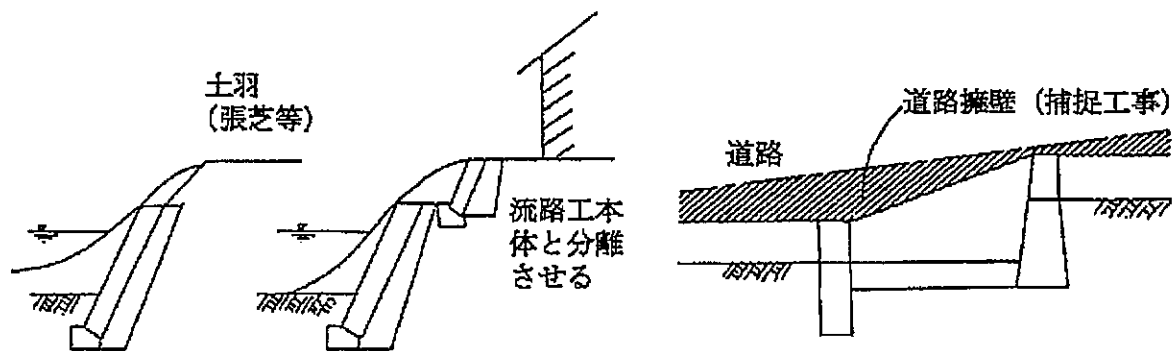


図 4.37 土留工の設計例

11.6 防護柵

溪流保全工が道路や人家部・耕作地と近接する場合、人間や車などの落下防止のため防護柵を必要とする場合があるが、溪流保全工の維持管理に支障とならないよう必要最小限とすることが望ましく、兼用道路以外は管理幅の外側に設ける。

なお、道路に必要な防護柵については、道路の区分に応じて防護柵設置要綱による。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p169

【解説】

防護柵については、図 4.38 を参考する。

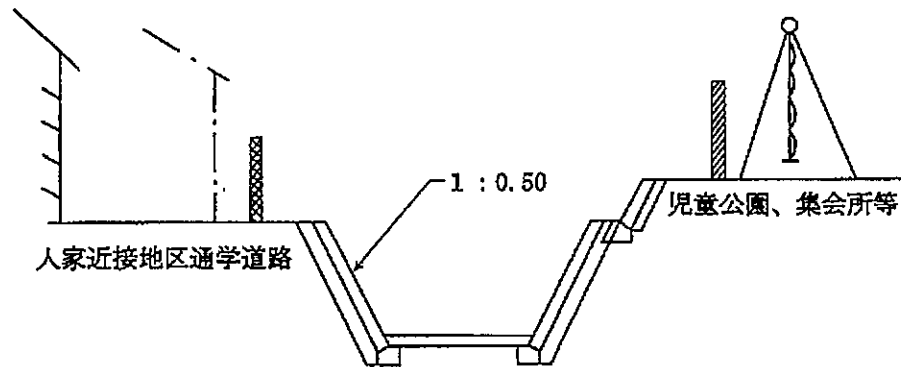


図 4.38 防護柵の設計例

11.7

11.8 階段工および斜路工

階段工および斜路工を必要とする場合は、危険を防止するため落差工の直上流には設けないようにするとともに、必要に応じて進入防止のための門扉を設ける。

護岸と平行に設ける場合は、上流より下流へ下るようにし、上流へ下るような構造は避ける。

なお、階段工が弱点となって、護岸が破壊しないよう設計に留意する。

「砂防設計公式集（マニュアル）」p170

【解説】

階段工については図 4.39、斜路工については図 4.40 を参考する。

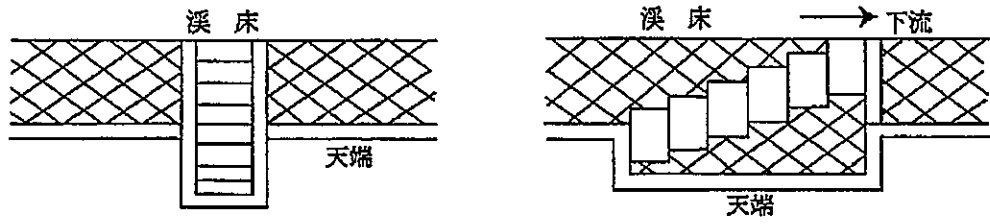


図 4.39 階段工

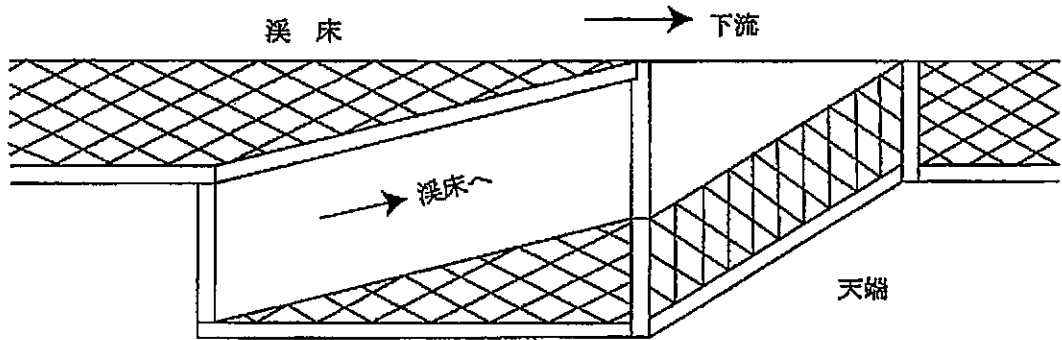


図 4.40 斜路工