

第Ⅳ編

土石流・流木対策施設

第IV編 土石流・流木対策施設 目次

第IV編 土石流・流木対策施設	IV-1-1
第1章 砂防堰堤一般	IV-1-1
第1節 砂防堰堤の各部の名称	IV-1-1
第2節 砂防堰堤の設計順序	IV-1-3
第3節 砂防堰堤の種類	IV-1-3
第4節 規模と配置	IV-1-5
4.1 規模	IV-1-5
4.2 位置	IV-1-5
4.3 方向	IV-1-6
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)	IV-2-1
第1節 設計流量, 水深	IV-2-1
1.1 設計流量	IV-2-1
1.2 水通し断面の検討における設計水深の扱い	IV-2-1
第2節 水通しの設計	IV-2-2
2.1 水通しの位置	IV-2-2
2.2 水通し断面	IV-2-3
第3節 本体の設計	IV-2-5
3.1 水通し天端幅	IV-2-5
3.2 設計外力	IV-2-5
3.3 下流のり勾配	IV-2-7
3.3.1 越流部	IV-2-7
3.3.2 非越流部	IV-2-8
3.4 安定条件	IV-2-8
3.5 安定計算	IV-2-9
3.5.1 越流部	IV-2-9
3.5.2 非越流部	IV-2-18
第4節 基礎の設計	IV-2-20
4.1 基礎地盤の安定	IV-2-20
4.2 基礎処理	IV-2-21
4.3 基礎の根入れ	IV-2-22
4.4 カットオフ, 段切り(節約断面)	IV-2-23
第5節 袖の安定性および構造	IV-2-25
5.1 断面形	IV-2-25
5.2 袖部の破壊に対する構造計算	IV-2-25
5.2.1 設計外力	IV-2-25
5.2.2 袖部の安定性	IV-2-27
5.3 袖天端の勾配	IV-2-31

5.4	袖の嵌入	IV-2-32
第6節	非越流部逆断面の設計	IV-2-37
第7節	袖折れ堰堤の設計	IV-2-38
第8節	前庭保護工の設計	IV-2-39
8.1	前庭保護工	IV-2-39
8.2	副堰堤	IV-2-40
8.3	流木対策施設を設置した場合の副堰堤	IV-2-42
8.4	水叩き	IV-2-43
8.5	垂直壁	IV-2-47
8.6	側壁護岸	IV-2-49
8.6.1	側壁護岸の配置	IV-2-49
8.6.2	側壁護岸の構造	IV-2-50
8.7	護床工	IV-2-51
第9節	付属物の設計	IV-2-53
9.1	水抜き暗渠	IV-2-53
9.2	間詰め	IV-2-54
9.3	法面処理	IV-2-57
9.4	収縮継目	IV-2-58
9.5	立入防止柵	IV-2-59
9.6	銘板および標板	IV-2-59
9.7	取水工	IV-2-60
第3章	土石流捕捉のための透過型砂防堰堤	IV-3-1
第1節	設計流量, 水深	IV-3-1
1.1	設計流量	IV-3-1
1.2	設計水深	IV-3-1
第2節	水通し断面	IV-3-1
第3節	開口部の設計	IV-3-2
3.1	開口部の位置	IV-3-2
3.1.1	縦断方向	IV-3-2
3.1.2	横断方向	IV-3-2
3.2	開口部の設定	IV-3-2
3.2.1	開口部の幅, 高さ	IV-3-2
3.2.2	透過部断面の設定	IV-3-3
3.2.3	留意事項	IV-3-5
第4節	越流部の設計	IV-3-5
4.1	越流部の安定性	IV-3-5
4.1.1	安定条件	IV-3-5
4.1.2	設計外力	IV-3-5

4.2	透過部の構造検討	IV-3-6
4.2.1	構造検討条件	IV-3-6
4.2.2	設計外力	IV-3-7
4.3	底版コンクリートの設計	IV-3-8
第5節	非越流部の設計(コンクリート)	IV-3-10
第6節	前庭保護工	IV-3-10
第7節	構造細目	IV-3-10
第4章	土石流捕捉のための部分透過型砂防堰堤	IV-4-1
第1節	設計流量, 水深	IV-4-1
1.1	設計流量	IV-4-1
1.2	設計水深	IV-4-1
第2節	水通し断面	IV-4-1
第3節	開口部の設計	IV-4-1
3.1	開口部の位置	IV-4-1
3.2	開口部の設定	IV-4-2
第4節	越流部の設計	IV-4-2
4.1	不透過部の天端幅	IV-4-2
4.2	下流のり(不透過部)	IV-4-2
4.3	越流部の安定性	IV-4-2
4.3.1	安定条件	IV-4-3
4.3.2	設計外力	IV-4-3
4.4	透過部の構造検討	IV-4-4
第5節	非越流部の設計(コンクリート)	IV-4-4
第6節	前庭保護工	IV-4-4
第7節	構造細目	IV-4-4
第5章	小規模溪流対策施設	IV-5-1
第1節	総説	IV-5-1
1.1	小規模溪流	IV-5-1
1.2	小規模溪流対策施設	IV-5-1
1.3	適用	IV-5-1
第2節	小規模溪流対策施設の計画	IV-5-1
2.1	計画で扱う土砂量	IV-5-1
2.2	施設の種類と効果	IV-5-2
2.3	配置計画の基本方針	IV-5-2
第3節	小規模溪流対策施設の設計	IV-5-2
3.1	規模と配置	IV-5-2
3.2	水通しの設計	IV-5-3
3.3	本体の設計	IV-5-4

第4節 小規模溪流対策施設の維持管理	IV-5-5
第6章 床固工(単独または連続配置の床固工)	IV-6-1
第1節 目的	IV-6-1
第2節 配置	IV-6-1
2.1 一般	IV-6-1
2.2 位置の選定	IV-6-1
2.3 方向	IV-6-2
2.4 高さ	IV-6-2
2.4.1 一般	IV-6-2
2.4.2 帯工	IV-6-3
2.5 溪床勾配	IV-6-3
2.5.1 一般	IV-6-3
2.5.2 計画勾配	IV-6-3
2.5.3 階段状床固工	IV-6-3
第3節 床固工の設計	IV-6-4
3.1 設計流量, 水深	IV-6-4
3.2 安定計算に用いる荷重および数値	IV-6-4
3.3 水通しの設計	IV-6-4
3.4 本体の設計	IV-6-5
3.5 基礎の設計	IV-6-5
3.6 袖の設計	IV-6-5
3.7 前庭保護工の設計	IV-6-5
3.8 付属物の設計	IV-6-6
3.9 構造細目	IV-6-6
第7章 護岸工	IV-7-1
第1節 目的	IV-7-1
第2節 配置	IV-7-1
2.1 選定Ⅰ	IV-7-1
2.2 選定Ⅱ	IV-7-1
2.3 選定Ⅳ	IV-7-2
第3節 護岸工の設計	IV-7-2
3.1 設計流量, 水深	IV-7-2
3.2 高さ	IV-7-2
3.2.1 一般	IV-7-2
3.2.2 堰堤等への取付け	IV-7-3
3.3 溪床勾配	IV-7-3
3.4 型式	IV-7-3
3.5 のり勾配	IV-7-5

3.6	法線	IV-7-5
3.7	取付け	IV-7-5
3.8	根入れ	IV-7-6
3.9	伸縮目地	IV-7-7
3.10	根固工	IV-7-7
第8章	溪流保全工	IV-8-1
第1節	溪流保全工の基本	IV-8-1
1.1	目的および基本方針	IV-8-1
1.2	整備の方針	IV-8-4
第2節	計画条件	IV-8-6
2.1	上流端処理	IV-8-6
2.2	橋梁等横断構造物	IV-8-6
2.3	水利	IV-8-6
第3節	実施の順序	IV-8-7
第4節	設計流量	IV-8-7
4.1	計画規模	IV-8-7
4.2	土砂混入率	IV-8-8
第5節	溪流保全工の計画	IV-8-8
5.1	対象範囲	IV-8-9
5.2	平面計画	IV-8-9
5.3	計画高水位	IV-8-10
5.4	縦断計画	IV-8-13
5.5	床張工	IV-8-15
5.6	横断計画	IV-8-16
5.7	上流端処理(止工)	IV-8-20
第6節	溪流保全工内の床固工の設計	IV-8-21
6.1	床固工の設計の適用	IV-8-21
6.2	溪流保全工における床固工(流路と同一断面を持つ床固工)	IV-8-21
6.2.1	水通し断面	IV-8-21
6.2.2	水通し天端幅	IV-8-21
6.2.3	水通し天端高	IV-8-22
6.2.4	断面形状	IV-8-22
6.2.5	基礎の根入れ	IV-8-22
6.2.6	袖の設計	IV-8-23
6.2.7	前庭保護工の設計	IV-8-24
6.2.8	水抜暗渠	IV-8-26
6.2.9	護床工	IV-8-27
第7節	帯工の設計	IV-8-27

7.1	水通し断面	IV- 8-27
7.2	水通し天端幅	IV- 8-27
7.3	水通し天端高	IV- 8-27
7.4	断面形状	IV- 8-27
7.5	基礎の根入れ	IV- 8-28
7.6	袖の設計	IV- 8-28
7.7	護床工	IV- 8-29
第8節	溪流保全工における護岸工の設計	IV- 8-29
8.1	一般	IV- 8-29
8.2	複断面の護岸工	IV- 8-30
第9節	床張工	IV- 8-30
第10節	溪畔林	IV- 8-31
第11節	付属物の設計	IV- 8-32
11.1	取水工	IV- 8-32
11.2	橋梁	IV- 8-36
11.3	排水工	IV- 8-41
11.4	階段工および斜路工	IV- 8-42
11.5	防護柵	IV- 8-43
11.6	河底横断構造物	IV- 8-43
第9章	既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工	IV- 9- 1
第1節	総説	IV- 9- 1
第2節	既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置方法	IV- 9- 1
第3節	鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高	IV- 9- 3
第4節	堤体に作用する外力	IV- 9- 3
第5節	安定条件	IV- 9- 4
第6節	水通し断面の確保	IV- 9- 5
第7節	前庭保護工	IV- 9- 6
第8節	留意点	IV- 9- 6
第10章	既設堰堤の嵩上げ	IV-10-1
第1節	総説	IV-10-1
第2節	嵩上げの型式	IV-10-1
第3節	安定性の検討	IV-10-2
第4節	新旧コンクリート打設面の処理	IV-10-4
第5節	前庭保護工	IV-10-5
第11章	既設堰堤のスリット化	IV-11-1
第1節	総説	IV-11-1
第2節	留意事項	IV-11-1
第3節	施設設計	IV-11-1

第IV編 土石流・流木対策施設

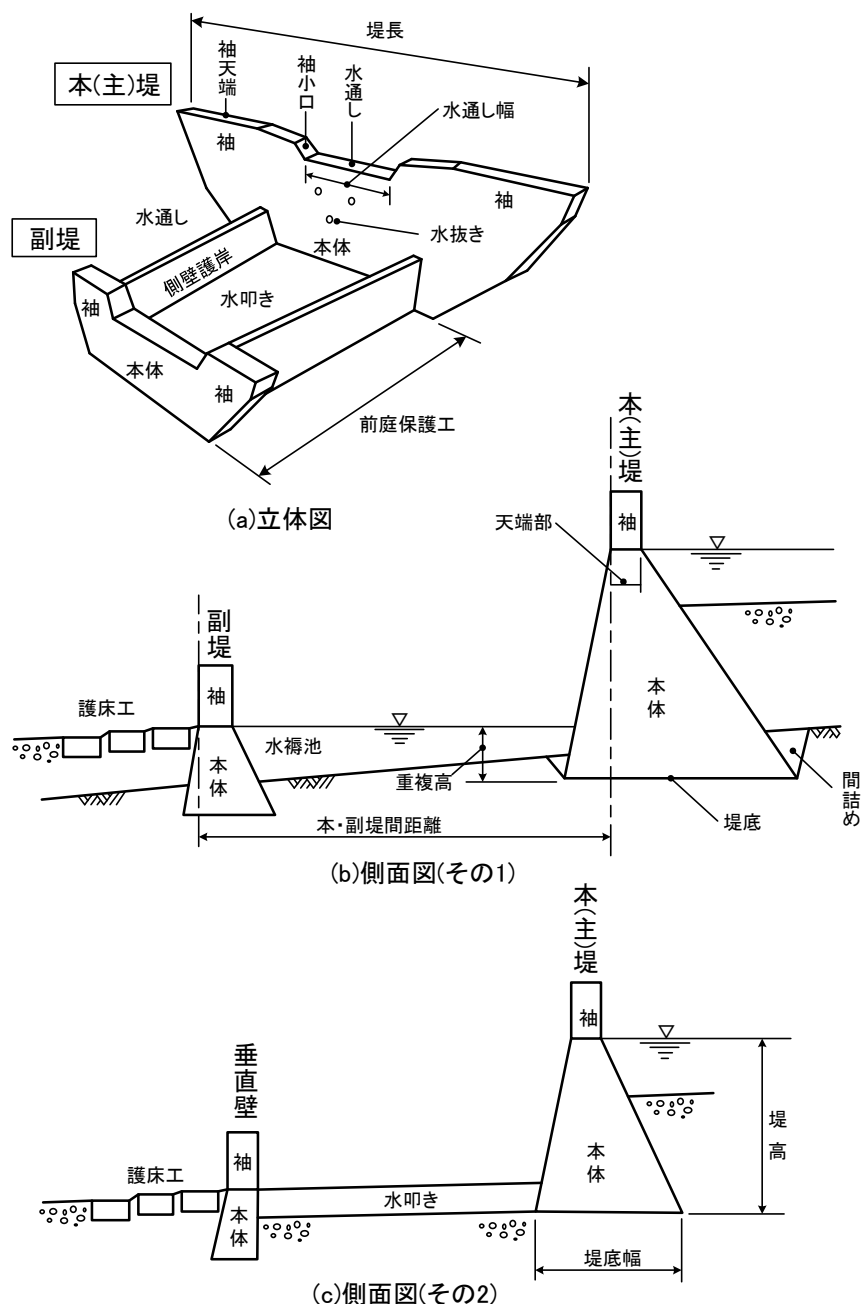
第1章 砂防堰堤一般

第1節 砂防堰堤の各部の名称

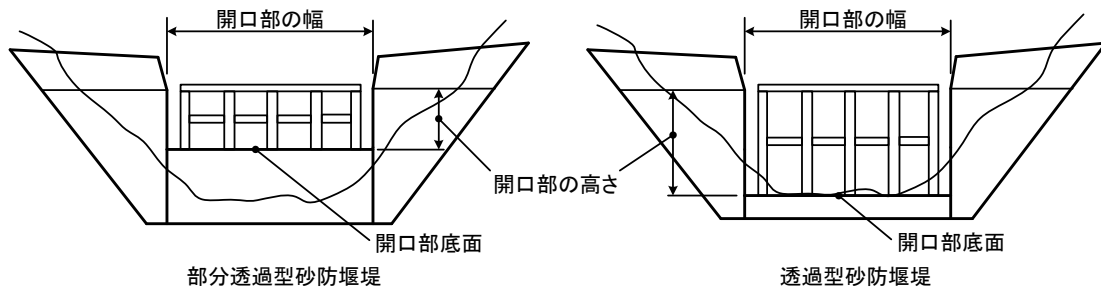
砂防堰堤の各部の名称は図1-1-1のとおりである。

解 説

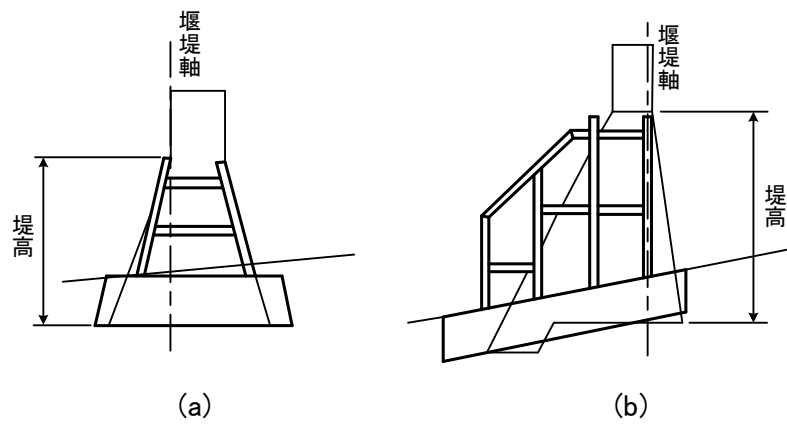
1 不透過型砂防堰堤



2 透過型砂防堰堤



(d)透過型砂防堰堤の開口部



(e)透過型砂防堰堤の側面図

図1-1-1 砂防堰堤の各部の名称

第2節 砂防堰堤の設計順序

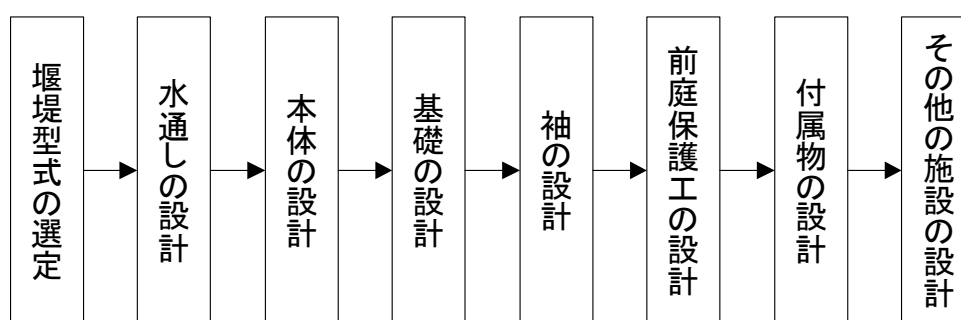
砂防堰堤の設計の順序は、計画段階で堰堤の型式を決定し、その堰堤の目的に対する適合性、外力に対する安全性等の各要素について考察した上で堰堤の種類を決定する。次いで、水通し、本体および基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰めおよび水抜き等の付属物の設計を行う。

(建河Ⅱp3)

解 説

砂防堰堤の一般的な設計順序は、表1-2-1に示したとおりである。

表1-2-1 砂防堰堤の設計順序



第3節 砂防堰堤の種類

砂防堰堤の種類は、その機能から透過型と不透過型があり、構造としてはコンクリート砂防堰堤と鋼製砂防堰堤に大別される。その堰堤の目的に対する適合性、外力に対する安全性、経済性、施工性、環境、維持管理等の各要素について考察した上で堰堤の種類を決定する。

解 説

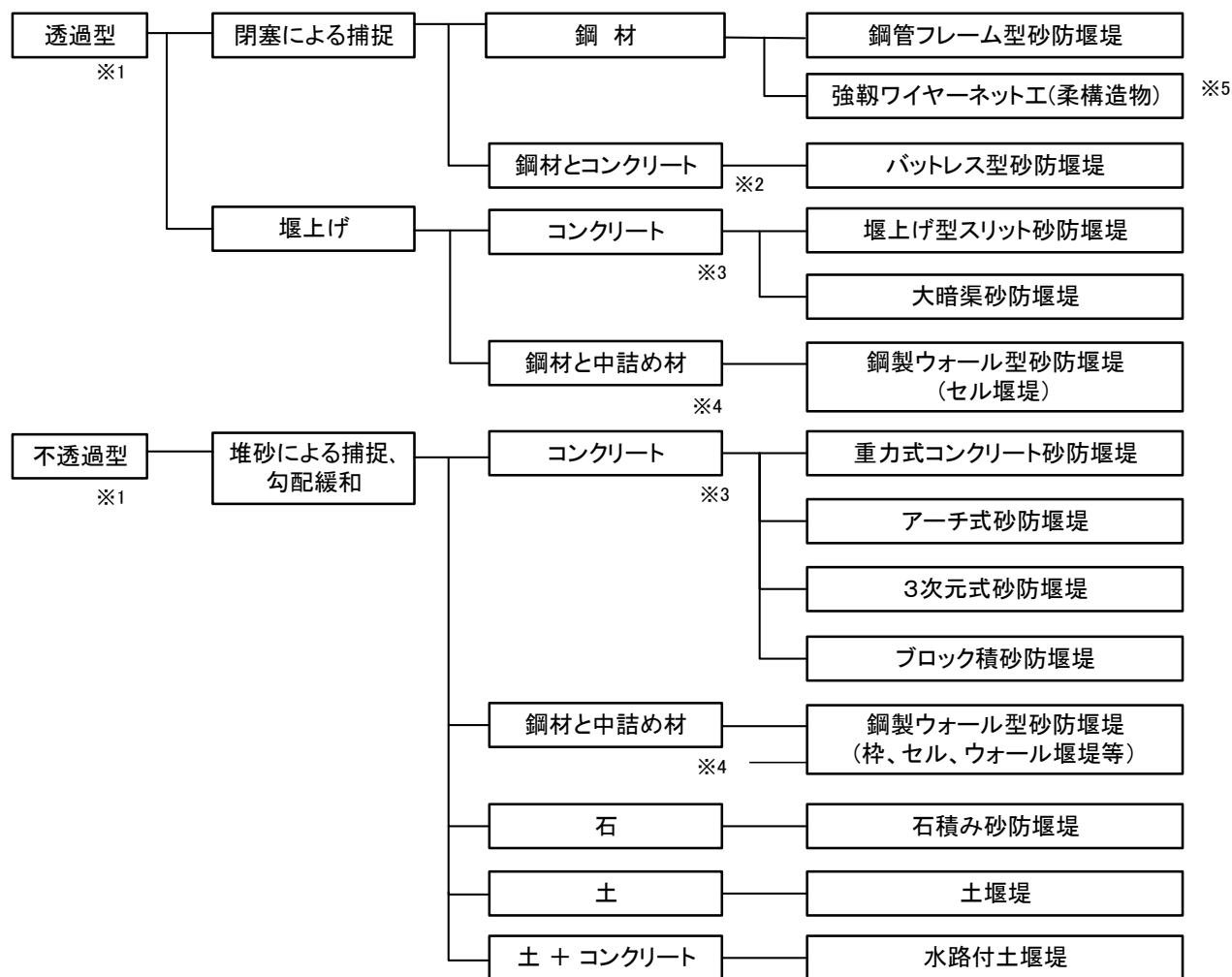
砂防堰堤の種類にはコンクリート砂防堰堤と鋼製砂防堰堤がある。特に、鋼製堰堤では様々な構造のものが開発されているので、採用にあたっては鋼製砂防構造物設計便覧およびその他の最新情報を参照すること。

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

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

ソイルセメント型式の堰堤設計にあたっては、砂防ソイルセメント設計便覧（平成28年版）（砂防・地すべり技術センター）を参照のこと。

その他、図1-3-1に示す「鋼材と中詰め材」、「土」、「石」等による堰堤もある。



- ※1 両者の中間的な分類として部分透過型がある。なお、この他に流木止めがあるが、必要に応じて砂防堰堤にその機能を付加する場合と、堰堤とは別に単体で設置するものもある。
- ※2 土石流などを捕捉する部材(鋼材)と、それを支持する部材(コンクリート)からなる構造のもの。
- ※3 コンクリートには、砂防ソイルセメント施工便覧(H28年版)に基づく設計基準強度 $3.0\text{N}/\text{mm}^2$ を満足する砂防ソイルセメントを含む。砂防ソイルセメントは重力式砂防堰堤に用いられる。
- ※4 中詰め材には、砂防ソイルセメント設計便覧(H28年版)に基づく設計基準強度 $3.0\text{N}/\text{mm}^2$ を満足する砂防ソイルセメントや、土砂、割石が用いられる。
- ※5 一般に仮設構造物として私用されているが、海外においては砂防堰堤として設置している例があるため、本分類に掲載している。

図1-3-1 砂防堰堤の分類

第4節 規模と配置

4.1 規模

砂防堰堤(土石流・流木捕捉工)の規模と配置は、第Ⅲ編で策定した施設配置計画で策定されたものを基本とするが、地形・地質等の現場条件を踏まえて決定する。(土流設 p4)

解 説

砂防堰堤(土石流・流木捕捉工)の規模と配置は、第Ⅲ編で策定した土石流・流木対策施設配置に基づき実施するものでなければならない。砂防堰堤(土石流・流木捕捉工)の設計段階において、現場条件を踏まえ、規模や配置を見直す必要が生じた場合は、土石流・流木対策施設配置計画を見直すものとする。(土流設 p4)

4.2 位置

砂防堰堤(土石流・流木捕捉工)の位置は、地形・地質等を考慮し、適切に選定する。やむを得ず、溪流の湾曲部を選定する場合、土石流・流木捕捉工の上下流の流向に留意し、本堤軸および前庭部の保護等について検討するものとする。(土流設 p4)

解 説

- 1 一般に堰堤計画箇所は、越流水による下流のり先の深掘れおよび両岸侵食による破壊防止のため、溪床および両岸に岩盤のある箇所、ならびに工費等の関係から、上流部の広がった狭窄部が望ましいが、このような条件に常に恵まれるとは限らない。目的によっては、例えば河床堆積物流出防止の目的の堰堤等では、不利な条件のもとでも計画しなければならない場合がある。溪床に岩盤のない場合は、その溪床の状況に応じて水叩き、あるいは副堰堤を計画して、下流のり先の保護を図らなければならない。(建河計p173)
- 2 支溪の合流が有る場合には、主溪および支溪双方の工作物の基礎堰堤として役立つように合流点の下流部に計画するのが望ましいが主溪および支溪の一方が荒廃しているような場合には、荒廃溪流を優先して計画する。なお、この場合の堰堤は、堰堤の安全のため、合流点に著しく近づけないことが肝要である。(建河計 p174)
- 3 合流点における透過型砂防堰堤(閉塞タイプ)
合流点において透過型砂防堰堤を設置する場合は、透過部に対して土石流流体力が偏心して作用し、部材構造上不利になるため、偏心荷重に対する安全性の十分な検討を要する。(建透指p6)
- 4 両岸の地形について、周辺に地すべり地が存在しないか、斜面が急峻かつ長大のため袖部掘削に困難が伴わないか等に留意することが重要である。地すべり地形の判別には、現地踏査のほか空中写真判読を行うことも有効である。
- 5 溪床に岩盤がなく砂礫基礎として堰堤を計画する場合、想定される堰堤規模による荷重に対して十分な支持力を得られることが重要である。とくにルーズな流出堆積土が厚く覆っている地点への配置は避けるべきである。
- 6 堰堤位置を選定するにあたっては、施工性や管理面等への配慮も必要である。流量が多い溪流では転流の難易を考えたとき、必ずしも狭窄部に堰堤を配置することが最適とは限らない。また、斜面高方からの落石や崩壊等の危険性がある場合、これらへの対策の必要性やコストを考慮した上で堰堤位

置の適否を判断することが重要である。除石・除木を前提とする堰堤の場合、管理用道路の配置の難易も考慮して堰堤位置を検討する必要がある。

4.3 方向

堰堤の水通しを越流する水流は、一般的に水通し天端下流端の線すなわち堰堤軸に直角に落下するから、堰堤の方向は水通し中心点において計画箇所下流側の流心線に直角に定めることを原則とする。
(建河計 p 174)

解 説

- 1 堰堤の水通しを越流する水流は、水通し天端下流端の線、すなわち、堰堤軸の方向線に直角に落下する。

ゆえに、堰堤計画箇所の下流の状況によって決定される流心線上に水通し中心を置き、この点において下流流心線に直角に設定した線が堰堤の方向である。

堰堤の計画箇所が、例えば兩岸の岩盤の関係、あるいは堰堤長の関係などで堰堤の方向と下流の流心に直角に定め難く、かつ潜り堰となることのない場合には、副堰堤を計画し、副堰堤の方向を下流の流心線に直角に定めればよい。この際、本堤の基礎に岩盤があっても副堰堤による方向修正の必要がある場合が多い。

屈曲部における堰堤では、偏流により堰堤の凹岸部の水位が著しく上昇することが考えられる。この場合、上流の流心に対する堰堤軸の角度が著しく鋭角にならないように設定することが望ましい。

(建河計 p174 一部追加)

- 2 湾曲部における透過型堰堤の軸は、上記のとおり下流側の流心線に対して直角が望ましいが、捕捉機能の面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。

(土流設 p23)

- 3 土石流対策堰堤にあつては、落下水の流下方向についても考慮しなければならないが、土石流を確実に捕捉する必要があることから、土石流流下方向に対し、堰堤軸が直角になることを優先する。

また、落水方向が保全対象に向かないよう配慮する。

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1節 設計流量，水深

1.1 設計流量

不透過型砂防堰堤(土石流タイプ)の設計流量は，計画規模の年超過確率の降雨量と，既往最大の降雨量を比較し大きい方の値から算出される「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)と，土石流ピーク流量(土石流時)とする。(土流設 p8)

解 説

1 「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)

原則として，「土砂の含有を考慮した流量」は，計画規模の年超過確率の降雨量と，既往最大降雨量を比較し大きい方の値を用い，第Ⅰ編第3章に示した方法に基づき算出した清水の対象流量の1.5倍とする。

本手引きでは，「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)を「設計流量(洪水)(Q_p)」と呼ぶ。

$$Q_p = (1 + \alpha) \cdot Q$$

Q ：計画高水流量(m^3/s) (第Ⅰ編第3章参照)

α ：土砂混入率(0.5)

2 土石流ピーク流量(土石流時)

土石流ピーク流量は，第Ⅲ編第2章第4節に示した方法に基づき算出する。

本手引きでは，「土石流ピーク流量」(土石流時)を「設計流量(土石)(Q_{sp})」と呼ぶ。

1.2 水通し断面の検討における設計水深の扱い

設計流量を流し得る水深を設計水深とする。

解 説

本手引きでは，設計水深を次のように分類して定める。

1 水通し断面の検討における設計水深(本手引きでは「設計水深(水通)」と呼ぶ)

(1) 土石流ピーク流量に対して袖部の越流を考慮しない時

土石流ピーク流量に対して袖部の越流を考慮しない時の設計水深(水通)は①から③の値の内，最も大きい値とする。(土流設 p8)

① 設計流量(洪水)に対する越流水深の値

設計流量(洪水)に対する越流水深は，河川砂防技術基準(案)設計編Ⅱ第3章に示された次式により算出する。(土流設 p8)

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

$$B_2 = B_1 + 2 \cdot h_3 \cdot m_2$$

ここで、 Q_p ：設計流量(洪水)(m/s)、 C ：流量係数(0.6～0.66)、 g ：重力加速度(9.81m/s²)、 B_1 ：水通しの底幅(m)、 B_2 ：越流水面幅(m)、 h_3 ：越流水深(m)、 m_2 ：袖小口勾配である。
 $C = 0.6, m_2 = 0.5$ の場合には、次式になる。

$$Q_p \div (0.71h_3 + 1.77B_1)h_3^{\frac{3}{2}} \quad (\text{建河Ⅱp10})$$

② 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Ⅲ編第2章第4節4. 1. 2に示した方法で算出する。

③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Ⅱ編第1章第2節2. 6. 1を参照されたい。(土流設 p9)

(2) 土石流ピーク流量に対して袖部の越流を考慮する時

土石流ピーク流量に対して袖部の越流を考慮する時の設計水深(水通)は、設計流量(洪水)に対する越流水深とする。

2 土石流・流木処理計画を満足する(整備率 100%) 溪流の最下流の堰堤においては、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)を対象として定めることを基本とする。

その場合、水通し幅は、現況の川幅、下流の流路幅を考慮して適切に決定し、その場合であっても下流の侵食対策については、袖部を越流する可能性についても考慮して実施する。(土流設 p9)

3 本体の安定計算(洪水時)における越流水深(本手引きでは「設計水深(安定)」と呼ぶ)

設計水深(安定)は、設計流量(洪水)に対する越流水深とする。

4 前庭保護工に対する設計水深(本手引きでは「設計水深(前庭)」と呼ぶ)

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て設定する。(土流設 p21)

第2節 水通しの設計

2.1 水通しの位置

水通しの中心の位置は、原則として現河床の中央に位置するものとし、堰堤上下流の地形、地質、溪流の状態、流水の方向等を考慮して定めるものとする。(建河Ⅱp9)

解 説

- 1 両岸あるいは片岸に岩盤がなく砂礫層の地層である場合は、岩盤のある山腹側に寄せ、水通しを設けるとよい。
- 2 下流溪流沿いに耕地、宅地、あるいは既設構造物のある場合は、流心および堰堤の方向をも加味して水通しの位置を決定するとよい。
- 3 堰堤軸上流の地形が屈曲している場合には、できるだけ長い区間に対して上下流部の流心を検討のうえ、位置を決定する。
- 4 堰堤付近上流の山腹に崩壊地があるような場合には、これに流水の影響を与えないようにするため、できる限り水通しの位置を遠ざけるように配慮する。(中砂要 p3-18)

2.2 水通し断面

水通し断面は原則として逆台形とし、その形状は次によるものとする。

- 1 水通し幅は、流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の著しい支障をおよぼさない範囲において、できる限り広くする。 (建河Ⅱp9)
- 2 砂防堰堤の水通し断面は設計水深(水通)に余裕高を加えて決定することを原則とする。なお、水通し幅は現溪床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。 (土流設 p10)

解 説

- 1 水通しの底幅は溪床幅の許す限り広くして越流水深をなるべく小さくし、下流部の洗掘を軽減することが大切であるが、広すぎるために乱流する場合もあるので、慎重に検討する必要がある。

上流流域面積が小さい場合には流量は少なくなるが、土石流、流木等を考慮して水通し幅の下限値は3mとする。設計水深(水通)は、3m以下とすることが望ましい。なお、水通し高さの下限値は1.0mとする。水通し幅は0.5m単位、水通し高さは0.1m単位とする。

- 2 袖小口の勾配

土石流・流木捕捉工の袖小口は、土石流や流木による破壊に対処するため、1:0.5またはこれより緩い勾配を設けるものとする。 (土流設 p18)

愛知県では、袖小口の勾配は1:0.5を標準とする。

- 3 余裕高

余裕高は、表2-2-1に基づいて設定する。ただし、余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、設計水深(水通)に対する余裕高の比が表2-2-2に示す値を下回らないようにする。なお、溪床勾配は計画堆砂勾配を用いる。 (土流設 p10)

表2-2-1 余裕高

設計流量(水通)	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6m
200～500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s 以上	1.0m

(土流設 p10)

表2-2-2 溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

溪床勾配	(余裕高)/(設計水深(水通))
1/10 以上	0.50
1/10～1/30	0.40
1/30～1/50	0.30
1/50～1/70	0.25

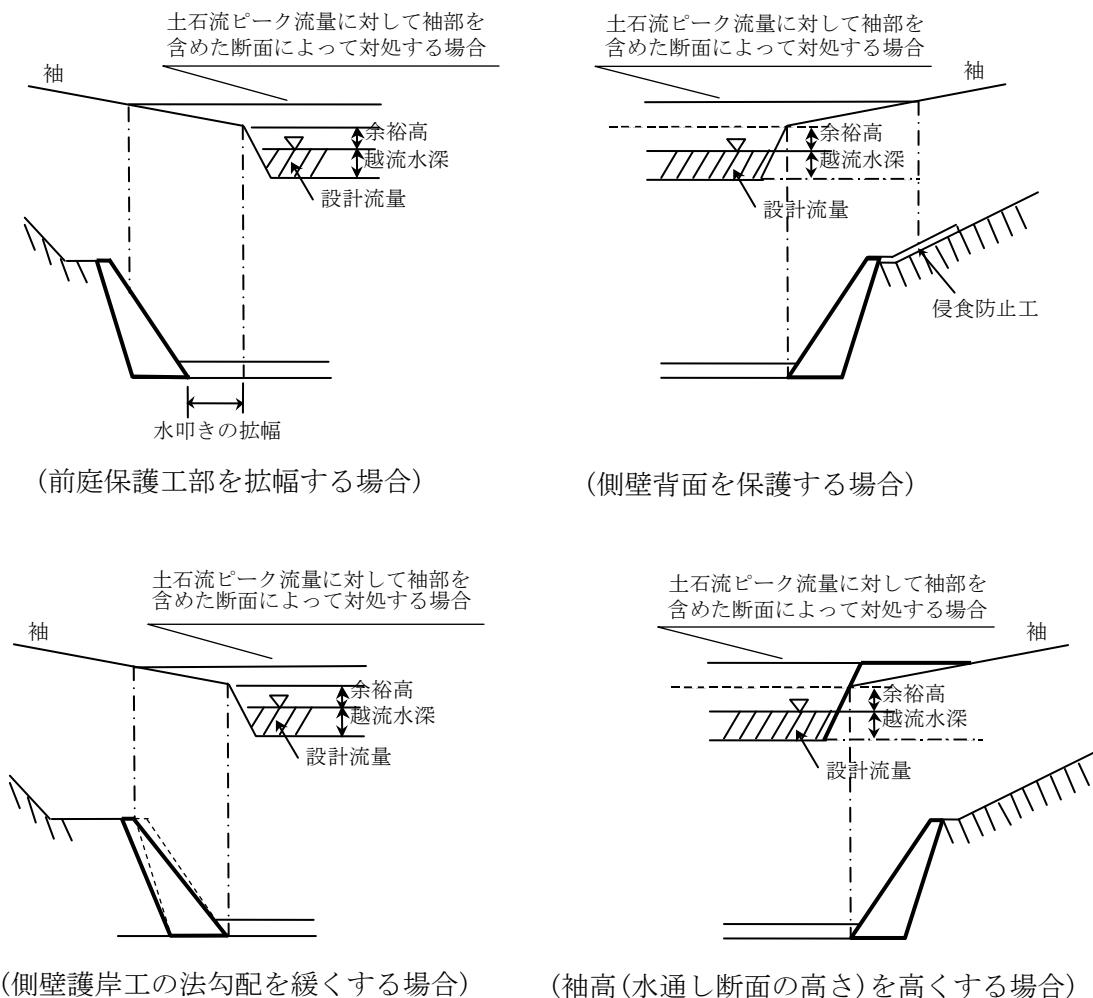
(土流設 p10)

- 4 「土石流ピーク流量に対する越流水深」あるいは「最大礫径」によって水通し断面を決定する場合において、地形等の理由により水通し断面を確保できないときは、袖部を含めた断面によって対応することができる(図2-2-1参照)。ただし、この場合、設計水深は土砂含有を考慮した流量(設計

流量(洪水))に対する越流水深の値とする。

なお、袖の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗堀防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の背面を保護する、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならない。特に直下流に人家等がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。

(土流設 p10)



(土流設 p11)

図2-2-1 水通し断面

(土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対応する場合の処置例)

5 最小断面

水通し断面の最小断面については、転石等の混入による埋塞等への配慮から図2-2-2とする。

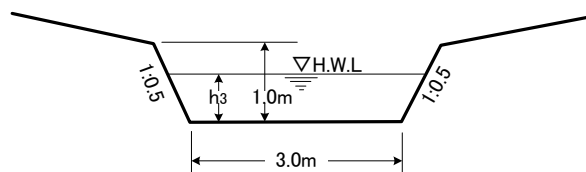


図2-2-2 水通しの最小断面

第3節 本体の設計

3.1 水通し天端幅

本体の天端幅は，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 p12)

解 説

砂防堰堤の本体の天端幅は，流出土砂等の衝撃に耐えるとともに，水通し部では通過砂礫の磨耗等にも耐えるような幅とする必要がある．本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は，衝突する最大礫径の2倍を原則とする．ただし，天端幅は3m以上とし，必要とされる天端幅が4mを超える場合には別途緩衝材や盛土による保護，鉄筋，鉄骨による補強により対応する．緩衝材の緩衝効果は試験により確認する．

(土流設 p12)

また，小規模溪流における堰堤工の天端幅は，計画地点の河床構成材料，流出形態，対象流量等を考慮して決定するものとし，衝突する最大礫径の2倍を原則とするが，1.5m以上とする．(「第Ⅳ編 第5章 小規模溪流対策施設」を参照)

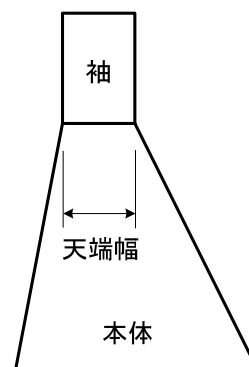


図2-3-1 砂防堰堤側面図と部位名称

3.2 設計外力

不透過型砂防堰堤（土石流タイプ）の設計で考慮する外力は，静水圧，堆砂圧，揚圧力，地震時慣性力，地震時動水圧と「土石流および土砂とともに流出する流木による荷重」（以後，「土石流荷重」という）である．

土石流荷重は，土石流および土砂とともに流出する流木による流体力(以後，「土石流流体力」という．)と礫および流木の衝突による力がある．前者は構造物全体に，後者は局部的に影響すると考えられるので砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみをとりあげ，礫および流木の衝突による力は必要に応じて，天端幅の設計等で考慮する．

(土流設 p6)

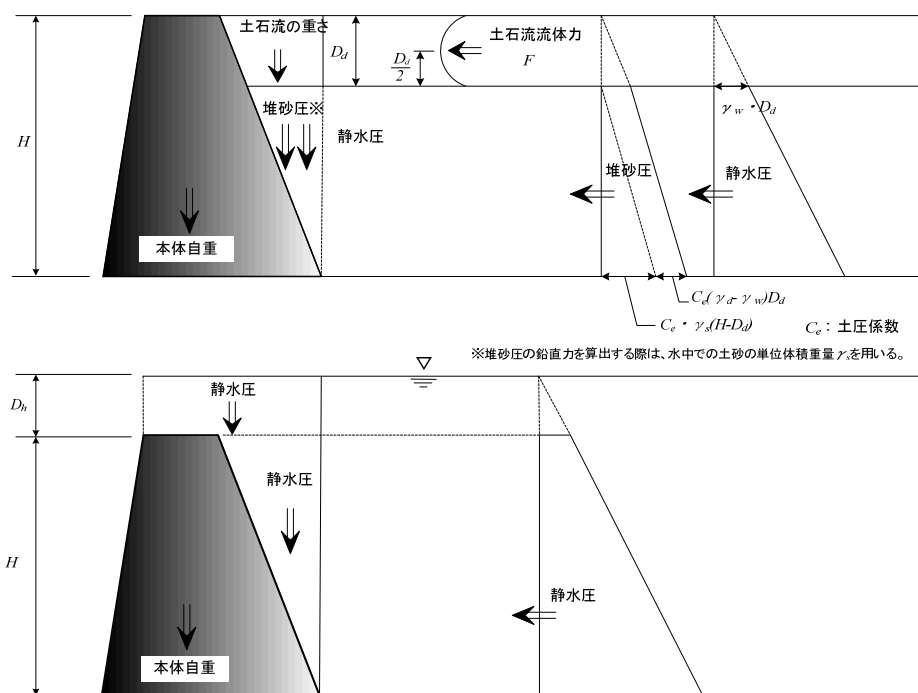
解 説

- 1 河川砂防技術基準(案)設計編Ⅱ第3章 2.2.1 に示した設計外力の組み合わせ(平常時，洪水時)に加えて，土石流時における安定計算を実施し，いずれの組み合わせにおいても安定条件を満たさなければならない．設計外力の組み合わせは砂防堰堤の自重の外は表2-3-1のとおりとする．

- 2 土石流および土砂とともに流出する流木による荷重は、本体に最も危険な状態を想定するものとし、堆砂地が土石流の水深分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する(図2-3-2参照)。
- 3 土石流流体力は、 $D_d/2$ の位置に、水平に作用させる。
- 4 堆砂圧は、堆砂面上に土石流重量が上載荷重となり、堆砂圧はこの上載荷重による土圧 $C_e(\gamma_d - W_o)D_d$ を加えた大きさとなる。
ここに、 C_e ：土圧係数、 D_d ：現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深(m)、 γ_d ：土石流の単位体積重量(kN/m³)、 γ_s ：水中での土砂の単位体積重量(kN/m³)、 W_o ：水の単位体積重量
$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho)g \quad W_o = \rho g$$
ここで、 C_* ：溪床堆積土砂の容積濃度、 ρ ：水の密度(kN/m³)、 σ ：礫の密度(kN/m³)、 g ：重力加速度(m/s²) (9.81m/s²)
- 5 土石流時の静水圧については土石流流体力が堆砂面上で作用しているので、堆砂面下の部分だけ作用することになる。

表2-3-1 不透過型砂防堰堤(土石流タイプ)の設計外力 (土流設 p7)

	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



($H < 15\text{m}$, 上段：土石流時, 下段：洪水時) (土流設 p7)

図2-3-2 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図

3.3 下流のり勾配

3.3.1 越流部

砂防堰堤の下流のり面(越流部)は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。砂防堰堤の越流部における下流のり勾配は一般に1:0.2とする。

なお、粒径が細かく、中小出水においても土砂の流出が少ない流域面積の小さい溪流では、これより緩くすることができる。(土流設 p12)

解 説

下流のり勾配を緩くする場合は、一般的には、以下の条件を満たすことになる。①土石流が砂防堰堤の下流のり面を摩耗しないこと ②普段の流出土砂が砂防堰堤の下流のり面を摩耗しないこと。

①については、下式を満たすことが求められる。②については、「砂防堰堤の越流部の天端から流下する土砂が少ないこととともに、その土砂の粒径も小さいこと」が考えられる。「砂防堰堤の越流部の天端から流下する土砂が少ないこと」は砂防堰堤建設後数年～十数年程度で満砂状態とならないような場合と考えられる。また、実効性のある「除石(流木の除去を含む)計画」を策定した砂防堰堤の場合、土石流時以外、基本的に土砂が越流部の本体天端を通過することは考えられない。このような場合も「土砂の流出が少ない溪流」と解釈できる。「その土砂の粒径も小さいこと」は、当該溪流の溪床堆積土砂がマサ土やシラスのように、主に砂や礫分(75mm 以下程度)で構成されている場合をさすと考えられる。(国総研のQ&Aより)

下流のり勾配を緩くする場合は、土砂が活発に流送され始める流速 U (m/s)と、堰堤高 H (m)より

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

で求められる勾配よりも急にする。ただし、1 : 1.0 を上限とする。

土砂が活発に流送され始める流速 U (m/s)は設計外力(3.2)で用いた流速の50%程度とする。堰堤高が高くなると L/H の値は小さくなるが、0.2 を下限とする。(土流設 p12-13)

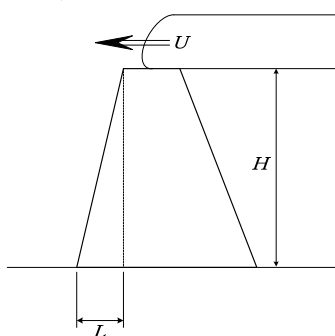


図2-3-3 下流のり勾配

(土流設 p12-13)

3.3.2 非越流部

非越流部の本体の断面は、非越流部にかかる設計外力に対し、越流部と同様の安定性を確保するため、下流のり勾配は越流部と同一とすることを基本とする。ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等の特段の事情がある場合等、非越流部では、落下砂礫の衝撃および摩耗を考慮する必要がないので、下流のり勾配を緩くすることもできる。(土流設 p15)

解 説

非越流部の本体の断面は、非越流部にかかる設計外力に対する安定性を確保したうえで、越流部の本体と同一とすることを基本とする。ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等の特段の事情がある場合にはこの限りではない。非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性、経済性および施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリート全容量の1割以上の低減を目安として検討する場合が多い。(土流設 p15) (砂設公 p109)

3.4 安定条件

土石流・流木捕捉工の不透過型砂防堰堤は、3.2に示した外力について、その安定を保つため次の三つの条件を満たさなければならない。

- 1 原則として、砂防堰堤の上流端に引張応力が生じないように、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央1/3以内に入ること。
- 2 砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
- 3 砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。(土流設 p5)

解 説

- 1 堰堤堤底において引張応力を生じさせないように、堤体の自重および外力の合力が堤底の中央1/3以内に入るようにしなければならない。このようにすることにより、同時に転倒に対する安全性も確保される。(砂設公p105)
- 2 堰堤のいかなる部分に対しても滑動に対して安全でなければならない。堰堤の堤体と基礎地盤との接触面における滑動に対する安全性は、一般に次式により確かめられる。

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

n : 安全率(一般に岩盤基礎の場合は、せん断強度が大きくまた十分な圧縮強度が得られるため高い堰堤とすることが多く、堰堤の規模等を考慮して $n=4.0$ としている。しかし、砂礫基礎においては、せん断強度が小さいため一般に式の τ_0 を無視して計算する場合が多く、また高い圧縮強度が期待できないため堤高15m未満とするのが原則で、 $n=1.2$ としているが、堤高15m以上とする場合は堰堤の規模等を考慮し $n=1.5$ としている。)

f : 摩擦係数

V : 単位幅当たり断面に作用する垂直力(kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力(kN/m)

τ_0 : 堤体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度(kN/m²)

l : せん断抵抗を期待できる長さ(m)

(砂設公p105)

注) 摩擦係数, せん断強度は「第Ⅰ編第2章表2-2-6」を参照のこと.

3 堤体および基礎地盤の破壊に対する安全性についての検討は次による.

- (1) 堤体破壊に対しては, 堤体の任意の箇所の最大圧縮応力度および最大引張応力度が, その許容圧縮応力度および許容引張応力度を超過しないことが必要である.
- (2) 基礎地盤の破壊に対しては, 堤体底面の最大圧縮応力度が, 基礎地盤の許容支持応力度を超過しないことが必要である. この場合の最大圧縮応力度の算定には, 揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある.

(砂設公p105)

3.5 安定計算

3.5.1 越流部

安定計算は, 越流部の断面で行うことを基本とし, 「3.2設計外力」に示した外力を組み合わせで行う.

解 説

- 1 堤体の上流のり勾配は安定計算により求めるものとするが, 安全性への配慮から, 上流のり勾配は1:0.2よりも急勾配にならないようにする. 設計に使用する上流のり勾配は, 切り上げて0.05単位とする. 15m以上の堰堤については, 未満砂の状態で湛水していない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照査する.
- 2 不透過型堰堤の本体の断面は, 越流部及び非越流部ともに, それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とする.
- 3 表2-3-3~2-3-5で使われている記号は, 次のとおりである.

H	堤高
b_1	水通し天端幅
b_2	堤底幅 $b_2 = b_1 + (m + n) \cdot H$
m	上流のり勾配 1: m
n	下流のり勾配 1: n
h_1	上流側水深 $h_1 = H + h_3$
h_2	下流側水深
h_3	越流水深(洪水時)
D_d	土石流水深
h_e	堆砂深 土石流時: $H - D_d$ その他は $H > 15.0\text{m}$ の時に設定
W_c	堤体コンクリートの単位体積重量
W_o	流水の単位体積重量
W_{si}	堆砂の水中における単位体積重量
γ_d	土石流の単位体積重量
γ_s	水中での土砂の単位体積重量(土石流時) $\gamma_s = C_* (\sigma - \rho) g$ C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度, ρ : 水の密度(kN/m ³), σ : 礫の密度(kN/m ³), g : 重力加速度(m/s ²) (9.81m/s ²)
C_e	土圧係数
μ	揚圧力係数
K	設計震度

(1) 自重

堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量(kN/m^3)を乗じて求められる。

(建河Ⅱp4)

$$W = W_c \cdot A$$

W : 単位幅当たりの堤体の自重(kN)

W_c : 堤体築造に用いるコンクリートの単位体積重量(kN/m^3)

A : 堤体単位幅当たりの体積(m^3)

(2) 静水圧

静水圧は、次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に水通し天端高とし、洪水時は水通し天端高に越流水深を加算するものとする。 (建河Ⅱp4)

土石流時の静水圧については土石流流体力が堆砂面上で作用しているので、堆砂面下の部分だけ作用することになる。 (土流設 p7)

$$P = W_0 \cdot h_w$$

P : 水深 h_w の点における静水圧 (kN/m^3)

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

h_w : 水面からの任意の点の水深(m)

(3) 堆砂圧(土石流時以外)

堆砂圧は、次式により求められる。ただし、堆砂圧を算定するための堆砂面は、砂防堰堤完成時に想定される堆砂高とする。

$$P_{ev} = W_{si} \cdot h_e$$

$$P_{eH} = C_e \cdot W_{si} \cdot h_e$$

P_{ev} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m^2)

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m^2)

W_{si} : 水中堆砂単位体積重量 (kN/m^3) で $W_{si} = W_s - (1 - v) \cdot W_0$ で示される。

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深(m)

C_e : 土圧係数

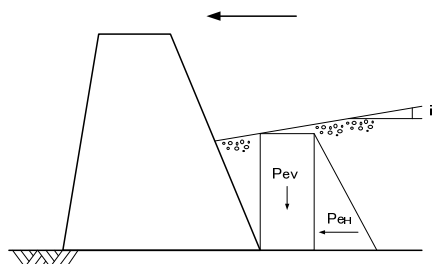
W_s : 堆砂見掛け単位体積重量 (kN/m^3)

v : 堆砂空隙率 $v = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

W_{sa} : 堆砂絶対単位体積重量(砂の比重) (kN/m^3)

(建河Ⅱp5)



注) 堆砂深は施工時の埋戻深もしくは、完成後に想定される堆砂高とする。ただし堆砂勾配(埋戻勾配) i は 15° 以内とする。

$$土圧係数 C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$

堆砂面がほぼ平坦 $i = 0$ ($i = 15^\circ$ ぐらいまでは $\cos 15^\circ = 0.9659 \approx 1$ と仮定する。) とすれば,

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (\phi: \text{堆砂土の水中での内部摩擦角}) \text{で示}$$

される。

(砂設公 p99)

図 2-3-4 堆砂圧(土石流時以外)

(4) 土石流時の堆砂圧

堆砂圧は、堆砂面上に土石流重量が上載荷重となり、堆砂圧はこの上載荷重による土圧 $C_e(\gamma_d - W_o)D_d$ を加えた大きさとなる。

ここに、 C_e : 土圧係数、 D_d : 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深(m)、 γ_d : 土石流の単位体積重量(kN/m^3)、 γ_s : 水中での土砂の単位体積重量(kN/m^3)、 W_o : 水の単位体積重量

$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho)g \quad W_o = \rho g$$

ここで、 C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度、 ρ : 水の密度(kg/m^3)、 σ : 礫の密度(kg/m^3)、 g : 重力加速度(m/s^2) (9.81m/s^2)

(土流設 p6)

(5) 土石流流体力、土石流水深

第Ⅲ編第2章第4節4. 1を参照されたい。

(6) 揚圧力

揚圧力は、堰堤の堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表2-3-2を標準として計算する。

表 2-3-2 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端 (t/m^2)	下流端 (t/m^2)
岩盤	$(h_2 + \mu \triangle h)W_o$	$h_2 \cdot W_o$
砂礫盤	$h_1 \cdot W_o$	$h_2 \cdot W_o$

μ : 揚圧力係数

h_1 : 堰堤上流側水深(m)

h_2 : 堰堤下流側水深(m)

$\triangle h$: 上・下流の水位差(m) $\triangle h = h_1 - h_2$

W_o : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

任意の点(X)における揚圧力は次式による。

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

U_x : x 地点の揚圧力 (kN/m^2)

ℓ : 全浸透経路(m), $\ell = b_2$ ただし, 止水壁等を設ける場合は, $\ell = b_2 + 2d$ とする.

b_2 : 堤底幅(m)

d : 止水壁の長さ(m)

x : 上流端から X 地点までの浸透経路長(m)

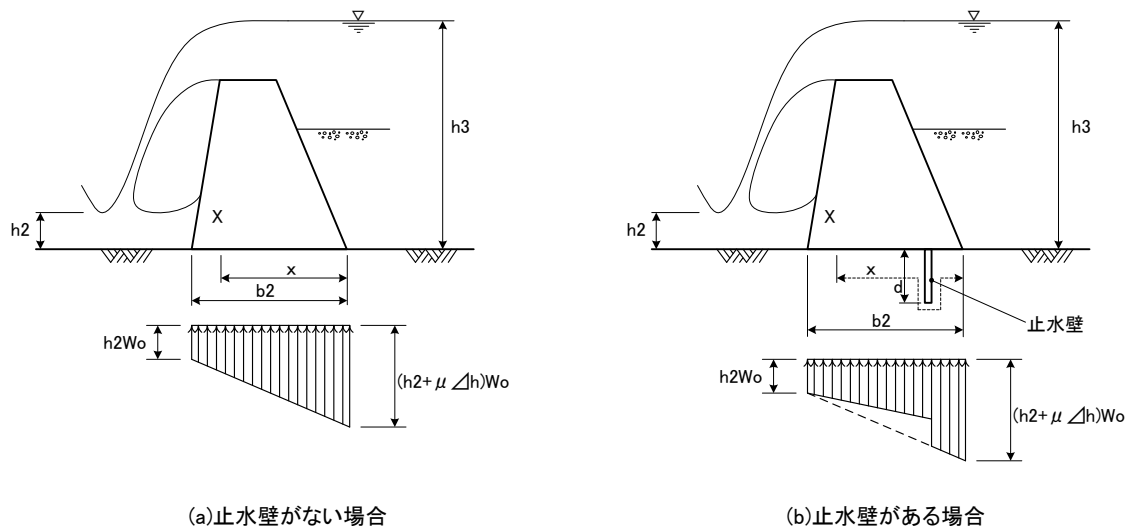


図 2-3-5 揚圧力の分布

(7) 地震時慣性力

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

$$I = K \cdot W$$

I : 単位幅当たりの堤体に作用する地震時慣性力 (kN/m)

K : 設計震度

W : 単位幅当たりの堤体の自重 (kN/m)

設計震度は, 第Ⅰ編第2章を参照されたい.

(8) 地震時動水圧

地震時動水圧は, 堰堤の堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし, その値は, 次式(Zanger の式)により求めるものとする.

$$\left. \begin{aligned} Px &= CW_0 KH \\ C &= \frac{Cm}{2} \left[\frac{hx}{H} \left(2 - \frac{hx}{H} \right) + \sqrt{\frac{hx}{H} \left(2 - \frac{hx}{H} \right)} \right] \\ Pd &= \eta \frac{Cm}{2} W_0 KH^2 \sec \theta \\ hd &= \lambda hx \end{aligned} \right\}$$

Px : x 地点の地震時動水圧 (kN/m^2)

Pd : 貯留水面から X 地点までの全地震時動水圧 (kN/m)

W_0 : 貯留水の単位体積重量 (kN/m^3)

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深(m)

hx : 貯留水面からX地点までの水深(m)

C_m : C が最大となるとき (P_x が最大になるとき) の C の値 (図 2-3-6 (a) 参照)

hd : X地点から Pd の作用点までの高さ (m)

η , γ : 図 2-3-6 (c) から求められる係数

C : 圧力係数

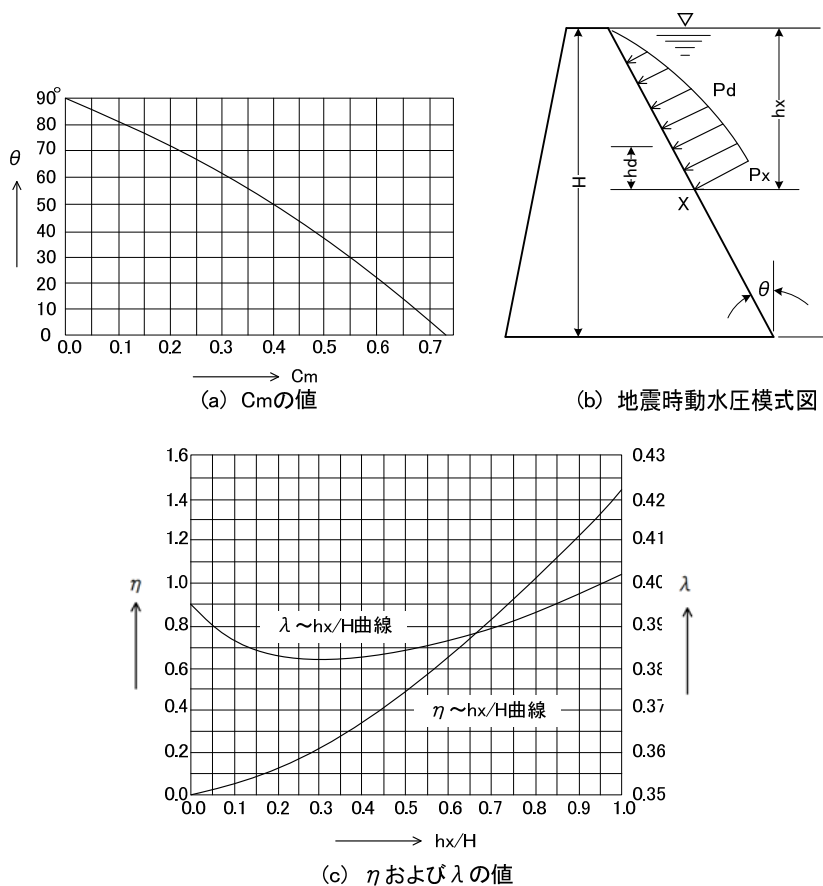
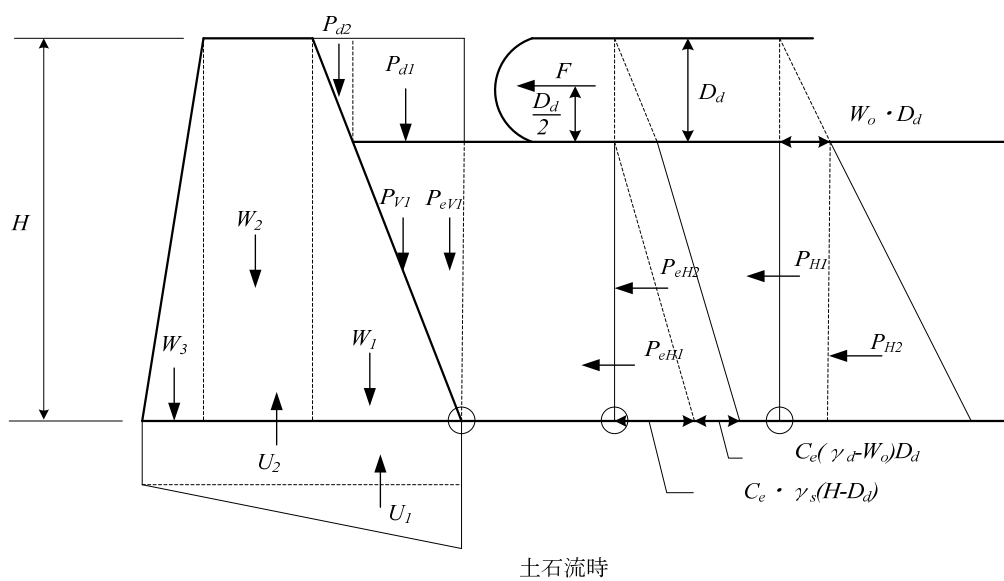


図 2-3-6 地震時動水圧の係数

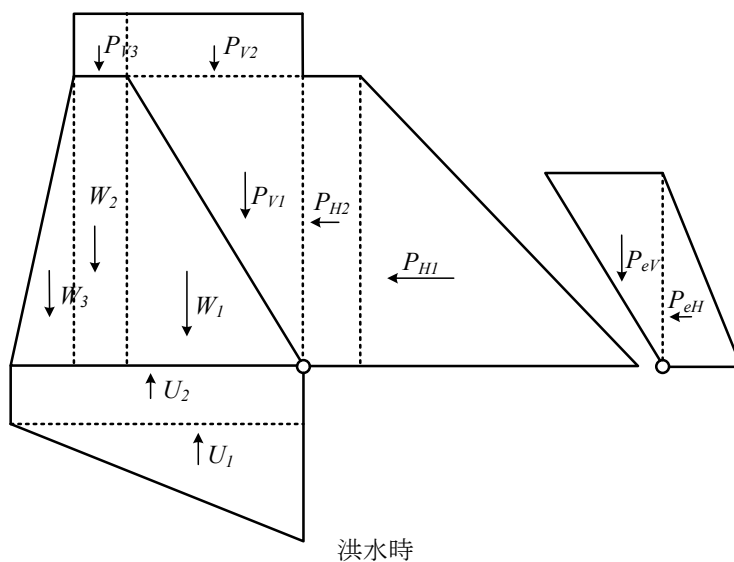
(注) Zanger の式は堰堤上流側の法面が傾斜している場合に使用するもので、堰堤上流側の法面が、鉛直か鉛直に近い場合は、Westergaard の近似式を使用するものとする。

(9) 温度荷重

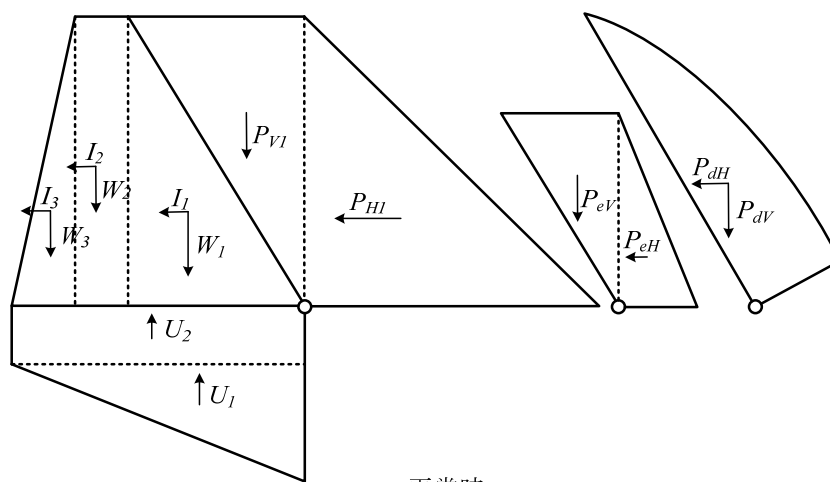
アーチ式コンクリート堰堤以外のコンクリート堰堤において、温度荷重は小さいので無視する。



土石流時



洪水時



平常時

図 2-3-7 安定計算

表 2-3-3 砂防堰堤単位あたり断面に作用する力(土石流時)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離(1)	モーメント ($M = V \cdot 1 + H \cdot 1$)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W_2	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P					
	P_{V1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
	P_{H2}	$hd \cdot W_0 \cdot h_e$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot h_e$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{eV1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P_{eH1}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot \gamma_s \cdot h_e^2$			$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
	P_{eH2}	$C_e \cdot \gamma_f \cdot D_d \cdot h_e$			$\frac{1}{2} \cdot h_e$	(+)
土石流の重さ	pd					
	P_{d1}	$\gamma_d \cdot D_d \cdot m \cdot h_e$	(+)		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P_{d2}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot m \cdot D_d^2$	(+)		$m \cdot h_e + \frac{1}{3} \cdot m \cdot h_d$	(+)
土石流流体力	F	第Ⅱ編第2章第4節4. 1 参照		(+)	$h_e + \frac{1}{2} \cdot h_d$	(+)
揚圧力	U					
	U_1	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)
	U_2	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
合 計			V	H		M

堤高 15m未満の場合は堤体の自重 W 、静水圧 P 、堆砂圧 P_e 、土石流の重さ P_d および土石流流体力 F を用いる(上表の太枠の範囲)。堤高 15m 以上の場合はこれに揚圧力を加える。

$$h_e = H - D_d \quad \gamma_f = \gamma_d - W_0$$

表 2-3-4 砂防堰堤単位当たり断面に作用する力(洪水時)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離(1)	モーメント (M=V・1 +H・1)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W_2	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P_e					
	P_{V1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{V2}	$W_0 \cdot m \cdot h_3 \cdot H$	(+)		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{V3}	$W_0 \cdot b_1 \cdot h_3$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
	P_{H2}	$W_0 \cdot h_3 \cdot H$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot H$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{eV}	$\frac{1}{2} \cdot W_{S1} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P_{eH}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot W_{S1} \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
揚圧力	U					
	U_1	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H + h_3 - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)
	U_2	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
合計			V	H		M

 堤高 15m未満の場合は堤体の自重 W 、静水圧 P で安定計算を行う

表2-3-5 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力(平常時 $h_3 = 0$)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離(1)	モーメント ($M = V \cdot 1 + H \cdot 1$)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W_2	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P					
	P_{V1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{eV}	$\frac{1}{2} \cdot W_{Si} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P_{eH}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot W_{Si} \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
揚圧力	U					
	U_1	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)
	U_2	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
地震時慣性力	I					
	I_1	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
	I_2	$K \cdot W_c \cdot b_1 \cdot H$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot H$	(+)
	I_3	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
地震時動水圧	P_d					
	P_{dV}	$\frac{1}{2} \eta \cdot C m \cdot K \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\lambda \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{dH}	$\frac{1}{2} \eta \cdot C m \cdot K \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$\lambda \cdot H$	(+)
合計			V	H		M

堤高 15m 以上の場合のみ平常時の安定計算を行う

3.5.2 非越流部

非越流部の本体の断面は、非越流部にかかる設計外力に対し、越流部と同様の安定性を確保する。

(土流設 p15)

解 説

不透過型堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とする。ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等の特段の事情がある場合にはこの限りではない。

非越流部の安定計算は、越流部と同じ堰堤高 H となる断面において、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行うことを基本とする。

土石流流体力は、越流部と同様に現溪床勾配を用いて算出した流体力とする。その作用位置は図2-3-8にしたがう。

ただし、土石流ピーク流量を袖部を含めて対応する水通し断面とする場合は、次の(a)、(b)のとおり堆砂面を想定したうえで、複数の断面で安定計算を行う。

(a)計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとしても土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回らない場合は、水通し天端まで堆砂した状態で安定計算を実施する。

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

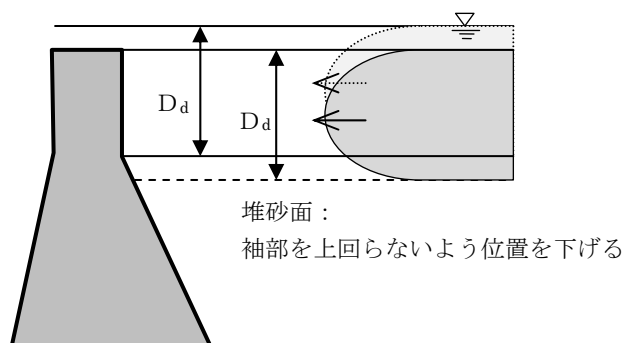
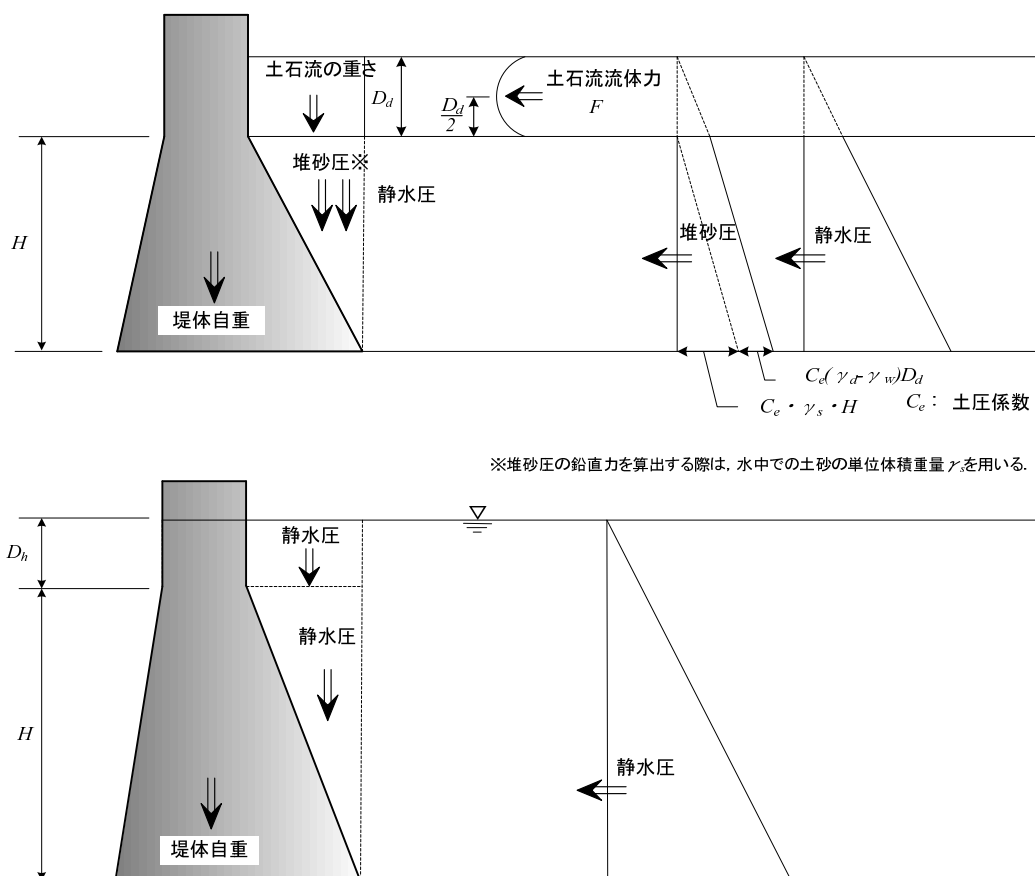


図2-3-8 堆砂面の位置（非越流部）

なお、安定計算を実施する断面の位置としては、(i)～(ii)が考えられるが、その他、場の条件や堰堤の大きさ等を勘案して、検討位置を設定する。

(i)袖小口の断面

(ii)土石流の水深と袖部の高さが一致する断面



($H < 15\text{m}$, 上段：土石流時, 下段：洪水時)

(土流設 p16)

図 2 - 3 - 9 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図

また、断面設定の安定計算は、上記 (i). (ii) の位置に以外にも、非越流部の地盤状況が越流部と異なり、支持等に対して安定性が確保できないと想定される断面も考慮することが必要である。

すなわち、地盤条件が異なり、最も厳しい断面を本堤全体に適用することにより、堤体全体で非常に不経済（概ね断面形状割合で 1 割以上の差）となることも考えられ、この場合は、

- ・基礎処理により対応
- ・越流部と非越流部との断面形状を別々に設定

などの対応案と比較検討し、合理的な断面形状を決定することが重要である。

例えば、次図において、A断面のほうが堤高が高く、基礎地盤が岩盤で強固であるが、B断面では堤高はそれより低い、基礎地盤が土砂で許容支持力が小さい。この場合にはB断面のほうが断面形状が大きくなる可能性があるが、そのB断面形状を越流部に反映させると施設全体では過大になる。

堤高、形状にもよるが、岩盤以深に基礎面を求めるか、部分的な地盤改良により対処することで、A断面形状を採用し、堤体全体で効率的な形状を設定できる。

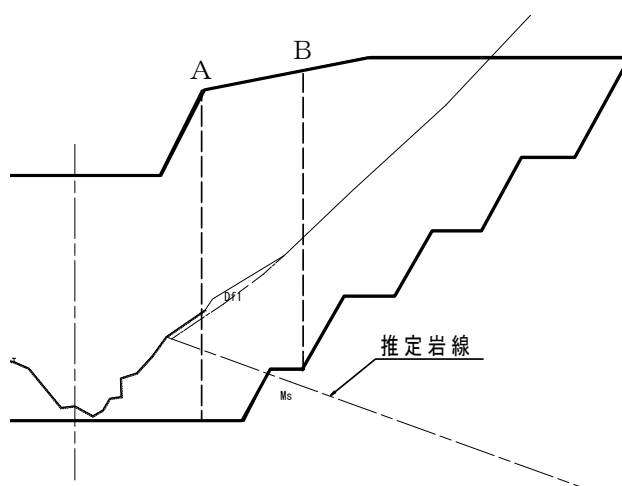


図2-3-10 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図

第4節 基礎の設計

4.1 基礎地盤の安定

基礎地盤は、原則として岩盤とする。

(建河Ⅱp13)

解説

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

1 地盤支持力

堤体からの鉛直力に対して、基礎となる地盤が十分な支持力を有しているか否かの判定は、堤体の揚圧力を無視した鉛直力の最大値が、地盤の許容支持応力度以内に収まっているか否かによって行う。砂礫基礎は均一な支持力を有しているとは限らないので、必要に応じて載荷試験を実施し、地盤反力の底面分布の関係より支持力を推定するものとするが、一般には、第Ⅰ編第2章第2節表2-2-5を標準とする。

2 セン断摩擦抵抗力

堤体からの水平力に対して、基礎となる地盤が十分なせん断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かの判定は堤体を受ける水平力に、安全率を乗じた値以上のせん断抵抗力か摩擦抵抗力を有しているか否かによって行う。堤体破壊の主原因は基礎地盤のせん断抵抗力および摩擦抵抗力の不足に起因する場合が多いため、必要に応じてせん断試験を実施し、せん断強度や摩擦係数を確かめなければならないが、一般には、第Ⅰ編第2章第2節表2-2-6を標準とする。

3 その他の地盤強度

堤体の基礎となる地盤は、浸透水によるパイピングや越流水による洗掘、侵食等を生じさせないようにするためにも岩盤基礎とすることが望ましいが、やむを得ず砂礫基礎とする場合は、それぞれの状態に対処できるようにしなければならない。

4.2 基礎処理

基礎地盤が所要の強度を得ることができない場合は、想定される現象に対応できるよう適切な基礎処理を行うものとする。(建河Ⅱp13)

解 説

堤体の基礎処理は、想定されるそれぞれの現象に対処できる工法から、経済性、施工性等も考慮して選定し設計しなければならないが、堰堤の規模や基礎の状態により工法も著しく異なるため、いくつかの工法を比較検討して適切な工法を選定し、その工法に合った設計法により設計する必要がある。

1 地盤支持力、せん断摩擦抵抗力の改善

(1) 岩盤基礎の場合

- ・ 所定の強度が得られる深さまで掘削する。
- ・ 堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させる。
- ・ 岩盤 PS 工等により改善を図る。
- ・ グラウチングによって、岩盤の均等化、支持力の増加を図る。
- ・ 基礎の一部に弱層、風化層、断層等の軟弱層を挟む場合は、軟弱部をプラグで置き換える。

(中砂要 p3-34)

(2) 砂礫基礎の場合

- ・ 堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させる。
- ・ 基礎杭工法、ケーソン工法等により改善を図る。
- ・ 砂防ソイルセメント工法により地盤改良を行う。(中砂要 p3-35)
- ・ 砂防ソイルセメントによる地盤改良とする場合は、改良体の目標強度、配合強度等は「砂防ソイルセメント施工便覧 平成 28 年版」を参照とし、改良範囲としては、縦横断方向には応力分散角 30° とした範囲、深度方向は改良する地盤の許容支持力が満足する範囲までとする。なお、算定に用いる許容支持力は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」の基礎底面地盤の極限支持力とし、安全率は 3 とする。
- ・ コンクリート等で軟弱な地盤を置き換える。

なお、地盤改良等を考える場合は、現状の地盤状況を踏まえ、根入れを深くしたコンクリート置換（堤高が高くなり、強固な基礎地盤とする）と経済性、施工性など比較し、合理的な工法とすることが重要である。

2 浸透水および堰堤下流の洗掘に対しての補強

- (1) 堰堤安定上透水性に問題がある場合は、カーテングラウチング等の遮水工により改善する。一般には、カーテングラウチングの目標ルジオン値は水抜き暗渠がある場合、10 ルジオン未満で計画されている。(砂設公 p123)
- (2) パイピングに対しては、浸透路長が不足する場合は堤底幅を広くするか、遮水壁(鋼矢板、ケーソン工法、イコス工法)、カットオフ等を設けて改善を図る。(中砂要 p3-35)
- (3) 堰堤下流部の洗掘に対しては、堰堤基礎を必要な深さまで下げるか、カットオフ、コンクリート水叩き、あるいは水褥池等を設けて対処するのが一般的である。(中砂要 p3-35)

4.3 基礎の根入れ

堤体基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して決定する。(建河Ⅱp14)

解 説

堤体基礎の根入れは、表2-4-1を標準とするが、岩盤の風化や亀裂の程度、砂礫地盤の固結の程度により割増しできるものとする。

表2-4-1 基礎の根入れ深さ

土 質	根入れ深さ	摘 要
砂 礫	2.0m～3.0m 程度	ルーズな堆積土は支持層としない
軟 岩(Ⅰ), 軟 岩(Ⅱ)	1.5m～2.0m 程度	
中硬岩, 硬 岩	1.0m 程度	
被覆土のある軟岩(Ⅰ), 軟岩(Ⅱ)	2.0m～3.0m 程度	被覆土が1.0m以上ある場合
被覆土のある中硬岩, 硬岩	1.7m～3.0m 程度	被覆土が1.0m以上ある場合

(注)被覆土が1.0m未満の場合は、被覆土は考慮せず、軟岩、硬岩の所定の根入れ深さをとることとする。

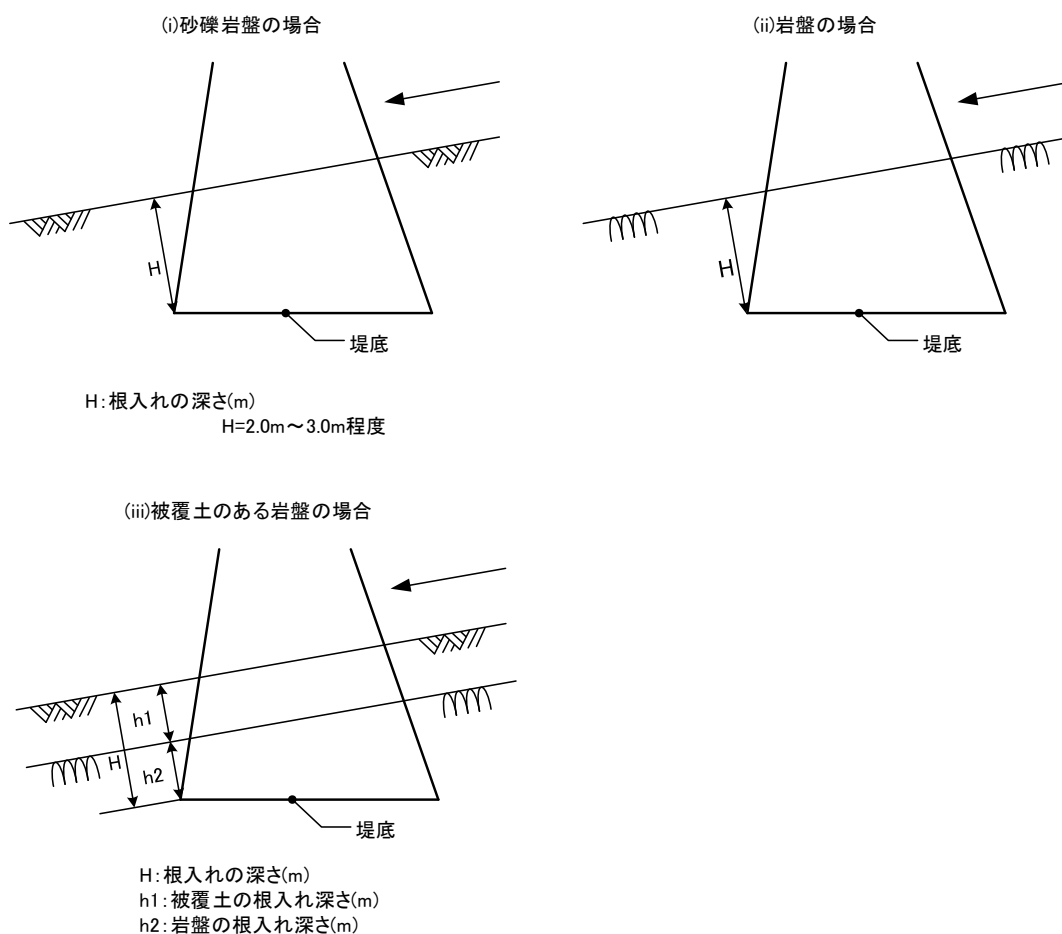


図2-4-1 基礎の根入れ深さ

4.4 段切り(節約断面)

段切り(節約断面)は、溪床勾配が一様に急勾配で良好な岩盤基礎 (C_M 級以上)の場合、図2-4-7のように段切りをしてコンクリート量を減じる目的で岩盤の一部を残すことがある。(中砂要 p3-38)

解 説

- 1 溪床勾配が一様に急勾配で良質な基礎岩盤の場合に段切り(節約断面)を計画することができる。
なお、前庭保護工との取り合いを目的としたカットオフは計画しない。

表2-4-2 段切り(節約断面)の計画

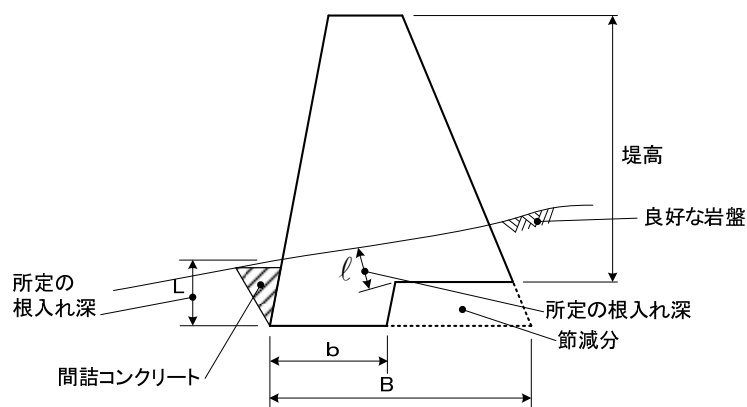
項目	段切り(節約断面)
施工箇所	・溪床勾配が一様に急勾配で良質な基礎岩盤とする。
施工目的	・堤体コンクリート，および掘削土量を減じる。
設置幅	・堤敷長の50%以上。
安定計算	・転倒・滑動・基礎反力について行う。 (安定計算では堤高に含める)

(中砂要 p3-35)

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

[第42回建設省技術研究会報告(昭和63年度)]

(中砂要p3-38)



(中砂要p3-38)

図2-4-7 段切り(節約断面)模式図

- 4 段切りによる安定計算は次の手法で検討する。(中砂要p3-39)
 - a. 基礎反力および転倒に対する安定は、図2-4-8に示す仮想底面 I-I の基礎幅(B)によって行う。
 - b. 滑動に対しての安定は、図2-4-8に示す底面幅(B')に生じる鉛直力(V')により算出される滑動抵抗によって全水平力を負担するものとする。

$$\omega = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - \theta \quad V' = \frac{(q_1 + q_3)}{2} B' \quad n \leq \frac{f \cdot V' + \tau_0 \cdot B'}{H}$$

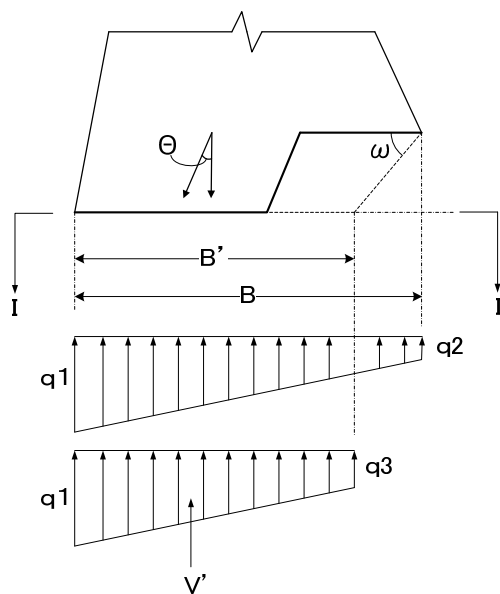
ここに, ω : すべり角(°) ϕ : 地盤の内部摩擦角(°)

θ : 荷重の傾斜角度(°) q : 基礎反力(kN/m²)

V' : 鉛直力(kN/m) B' : 仮想底面幅(m)

n : 滑動安全率 H : 水平力(kN/m)

τ_0 : 地盤のせん断強度(kN/m²) f : 地盤の内部摩擦係数



(中砂要p3-39)

図 2 - 4 - 8 基礎反力図

第5節 袖の安定性および構造

5.1 断面形

袖天端の幅は、原則として水通し天端幅と同一とし、構造上の安全性も考慮して定める。

解 説

愛知県では、天端の幅は、原則として水通し天端幅と同一とするものである。袖部の下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させた場合、袖部の天端幅は1.5mを下限とする。 (土流設 p17)

5.2 袖部の破壊に対する構造計算

砂防堰堤の袖部は礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。 (土流設 p17)

5.2.1 設計外力

上記の検討に用いる設計外力は以下に示す三種類とし、それらが袖部に作用する位置は図2-5-1に示すとおりとする。 (土流設 p17)

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

解 説

1 土石流流体力

土石流流体力については第Ⅲ編第2章第4節4. 1. 4を参照のこと。

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。 (土流設 p63)

マスコンクリートでは、次式で衝撃力(P)が推定される。

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

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

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

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

ここで、 E_1 、 E_2 ：コンクリートおよび、礫の弾性係数(N/m²)、 ν_1 、 ν_2 ：コンクリートおよび礫のポアソン比、 m_2 ：礫の質量、 R ：礫の半径(m)、 π ：円周率(=3.14)、 U ：礫の速度(m/sec)、 α ：へこみ量(m)、 K_1, K_2 ：定数、 β ：実験定数、 m_1 ：袖部ブロック質量(kg)である。

礫の速度は現溪床勾配をもとに算出した土石流流速と等しいとし、礫径は最大礫径(D_{95})とする。

ここでの土石流流速は、土石流流体力を算出する際に用いた土石流の流速とする。

(土流設 p63 一部補足)

また、礫および流木は、図2-5-1に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面の近傍で衝突するものとする。土石流の水深が礫径および流木径より小さい場合は、礫および流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。土石流の流速と水深は第Ⅲ編第2章第4節に示した方法に基づき算出するものとする。

(土流設 p18)

土石流衝撃力の計算は、計算例を参照されたい。

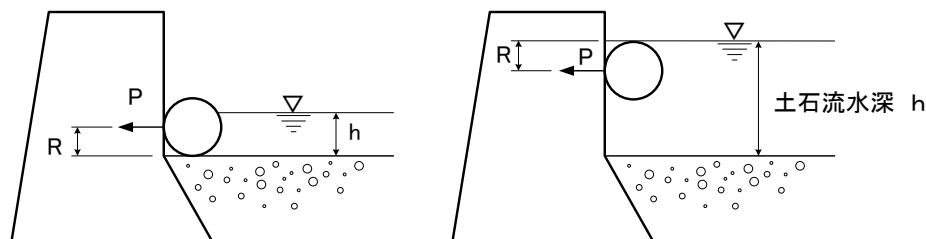


図2-5-1 袖に対する礫の衝突荷重

(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 $E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.8 \text{ N/m}^2$, ポアソン比 $\nu = 0.23$

(土流設 p64)

コンクリート(設計基準強度 18 N/mm^2)の終局強度割線弾性係数

$E_I = 0.1 \times 2.2 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$

(土流設 p64 改)

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。

コンクリートのポアソン比 $\nu_1 = 0.194$

(土流設 p64)

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。流木の速度は現溪床勾配をもとに算出した土石流流速と等しいとし、流木の直径は最大直径、流木の長さは最大長とする。

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

(土流設 p65)

流木の弾性係数は、表2-5-1を用いてよい。

表 2-5-1 主要樹種の弾性定数

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

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

5.2.2 袖部の安定性

袖部について、土石流衝撃力（あるいは流木衝撃力）・土石流流体力を組み合わせて安定計算を行うこととし、次の条件を満足するものとする。

- 1 原則として袖部底端に引張応力が生じないように、袖の自重および外力の合力の作用線が、袖部底の中央 1/3 以内に入ること。
- 2 袖部底と堰堤本体との間で滑動を起こさないこと。

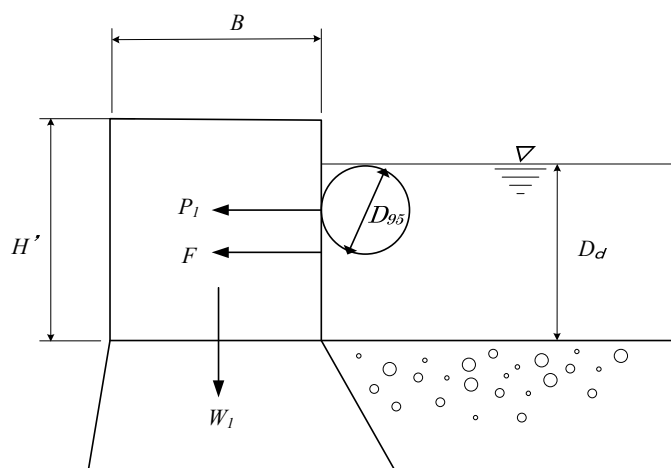
解 説

- 1 土石流衝撃力（あるいは流木衝撃力）、土石流流体力を水平に作用させて堰堤材料の許容応力に対して安定計算を行う。

表 2-5-2 不透過型堰堤の袖単位あたり断面に作用する力(土石流時)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (l)	モーメント ($M=V \cdot l + H \cdot l$)
袖の自重	W_1	$W_c \cdot B \cdot H'$	(+)		$\frac{1}{2}B$	(+)
土石流または 流木の衝撃力	P_1	礫または流木の衝突に よる衝撃力 (巻末資料参照)		(+)	① $D_{95} < h_d$ の場合 $hd - \frac{1}{2}D_{95}$ ----- ② $D_{95} \geq h_d$ の場合 $\frac{1}{2}D_{95}$	(+)
土石流流体力	F	$K_n \frac{\gamma_d}{g} D_d U^2$		(+)	$\frac{1}{2}h_d$	(+)
合計			V	H		M

*) 礫、流木による衝撃力を比較して、大きい方で安定計算を行う



W_c : コンクリートの単位体積重量
 B : 天端幅
 D_{95} : 土石流の最大礫径または流木径
 D_d : 土石流水深
 H' : 袖部平均高さ

- 2 滑動に対しては、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。なお、滑動に対する安定性の検討において、コンクリートのせん断強度は右のとおりとする。

単位: N/mm^2

設計基準強度 f'_{ck}	18	24	30	40	60	80
設計圧縮強度 f'_{cd}	13.8	18.5	23.1	30.8	40.0	53.3

…コンクリート標準示方書

[設計編]平成8年 P.22

・設計基準強度 18N/mm^2 の場合の

せん断強度 τ_c

$$\tau_c = \frac{f'_{cd}}{5} = \frac{13800}{5} = 2760 \text{ kN/m}^2$$

- 3 上記の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を拡げる(図2-5-2)か、あるいは、袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。(土流設 p17)

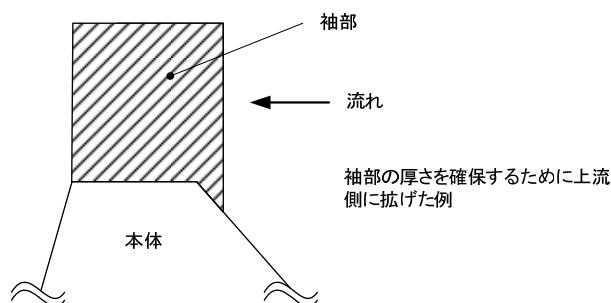


図2-5-2 袖部の厚さを確保した例

- 4 袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、それらの鉄筋あるいは鉄骨は袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。(土流設 p17)

コンクリートの許容引張応力は、短期強度として第I編第2章第2節に示した値の1.5倍をとる。

5 鉄筋による補強方法は以下により設計するものとする。

(1) 鉄筋径

上記について、単位幅あたりの必要量($A_s = M_{\max}/(\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d)$)を満たす鉄筋は、鉄筋径と鉄筋間隔を変化させれば、幾種類もの組み合わせが考えられる。しかし、コンクリートと鉄筋の付着応力度を考慮して、その鉄筋の適合性を検討しなければならない。

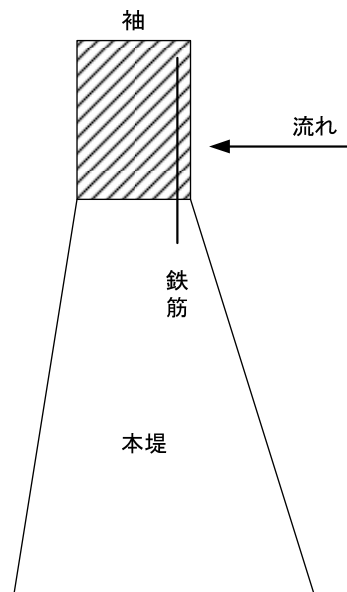
$$\tau_0' > \tau_0 = S_{\max} / (U \cdot 7/8 \cdot d)$$

ここで、 τ_0' :短期強度を考慮して強度 180kgf/cm^2 のコンクリートと鉄筋の付着応力度 [異形鉄筋の場合 21.00kgf/cm^2]

$S_{\max}$: 最大せん断力

U' : 鉄筋周長の総和

d : 有効長



(2) 鉄筋間隔

(1)で算出した鉄筋について、その間隔は、次式によって導かれる。

$$P = 100/(A_s/A_t)$$

ここで A_t : 使用した鉄筋 1 本あたり断面積

最小鉄筋間隔 (鉄筋のあき) は土木学会刊「コンクリート標準示方書」に準じる。

なお、袖天端幅 3m の標準的なタイプについては、鉄筋径・鉄筋間隔を次表から算出してもよい。

(3) 鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりは、30cm を標準とする。

(4) 鉄筋の堤体への定着

鉄筋の定着はコンクリートの中に埋め込み、鉄筋とコンクリートの付着により定着させる。

定着長は、 ℓ_a 以上かつ $20 \cdot D$ 以上とする。

$$\ell_a = \sigma_{sa} / (4 \cdot \tau_0') \cdot D$$

ここで、 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

D : 鉄筋の直径

※ 計算の詳細については巻末資料を参照されたい。

最大せん断力($S_{\max}$)・最大曲げモーメント($M_{\max}$)
から最適鉄筋を算出する表(天端幅 3m の場合)

鉄筋の種類			以下の不等式を満たす中で 最大径の鉄筋を最適とする
径	断面積 (A_t)	周長 (L_t)	
13	1.27	4	$S_{\max} < 2.450 M_{\max}$
16	1.99	5	$S_{\max} < 1.954 M_{\max}$
19	2.87	6	$S_{\max} < 1.626 M_{\max}$
22	3.87	7	$S_{\max} < 1.407 M_{\max}$
25	5.07	8	$S_{\max} < 1.227 M_{\max}$
29	6.42	9	$S_{\max} < 1.090 M_{\max}$
32	7.94	10	$S_{\max} < 0.980 M_{\max}$
35	9.57	11	$S_{\max} < 0.894 M_{\max}$
38	11.40	12	$S_{\max} < 0.819 M_{\max}$

5.3 袖天端の勾配

袖の天端は、現溪床勾配程度の勾配をつけることを基本とする。

(土流設 p19)

解 説

袖の天端に勾配をつける区間の長さは原則として地山までとするが、地形上、袖の天端に勾配をつける区間の長さが長くなる場合は、現地状況等に応じて適切な長さで打ち切るものとする。(土流設 p19)

愛知県では、袖の高さが水通し天端から 5m を越え、異状な土砂流出や偏流等を考慮しても高すぎると判断できる場合は、図 2-5-3 のようにできるものとする。

袖天端に勾配をつけるのは、洪水時に異常な土砂流出が発生すると、堆砂地上流端を頂点とする扇状堆積により流出が二分されたり袖部に異常な堆積が発生しその上を流水が走って袖部を越流する恐れがあるため、経験的に定まった前庭保護対策である。

また、管理上支障のない幅で、水通し袖小口部に階段工を設置するものとし、袖勾配が急な場合(1/10 より急な場合)は、袖中央部にも設置するものとする。(図 2-5-4, 5 参照)

小規模溪流における堰堤の袖の天端の勾配は水平以上を基本とする。(「第Ⅳ編 参考資料 第5章 小規模溪流対策施設」参照)

(土流設 p4)

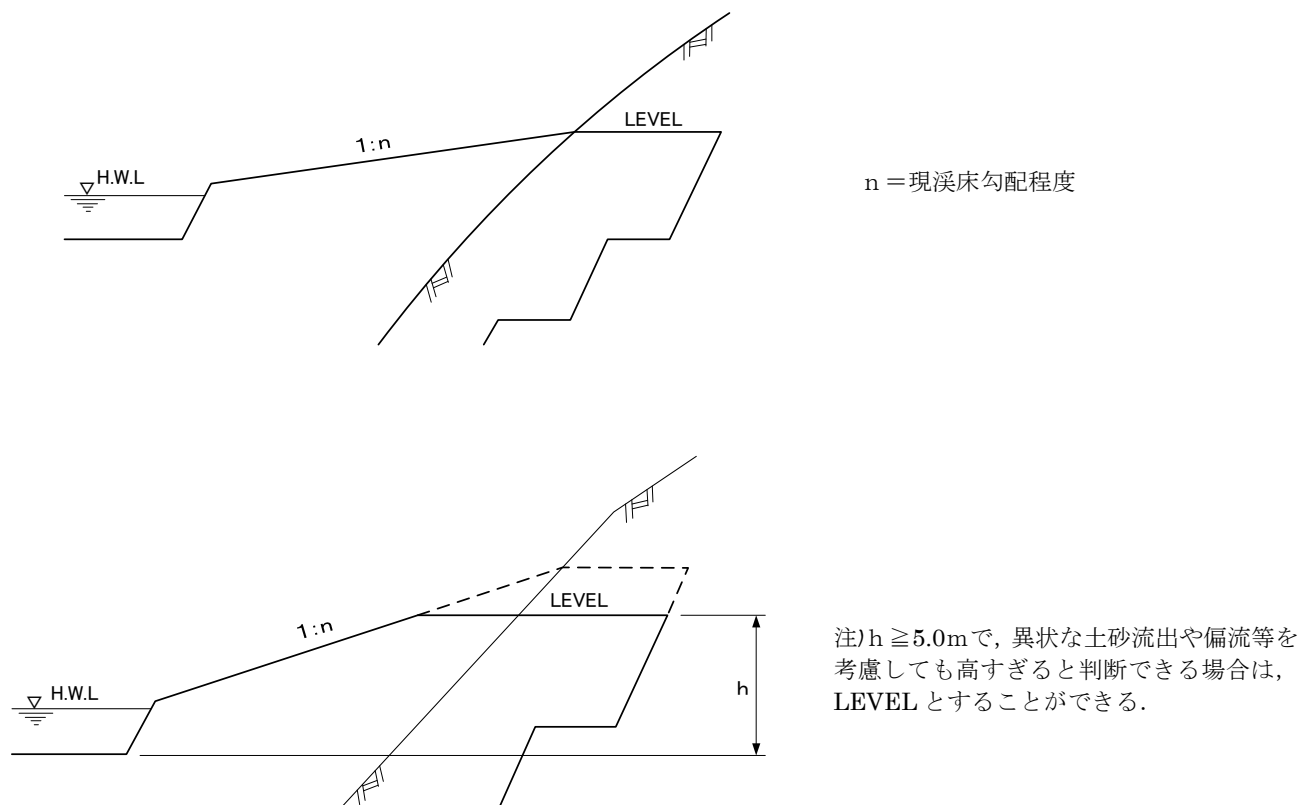


図 2-5-3 袖天端の勾配

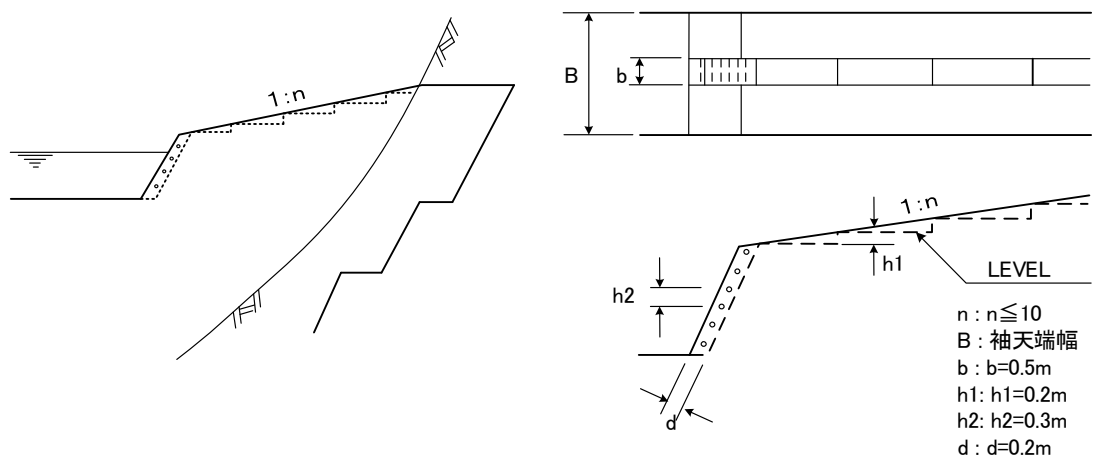


図 2-5-4 袖部の管理用階段

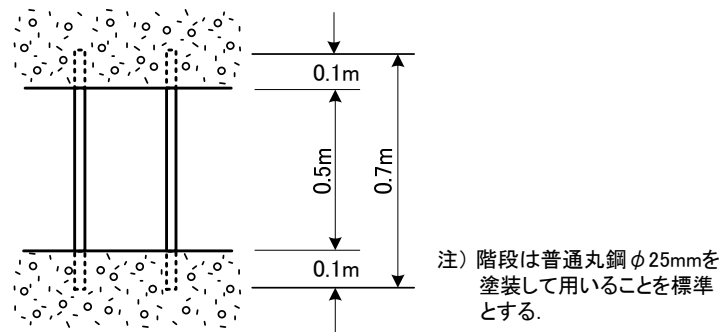


図 2-5-5 袖小口部階段詳細図

5.4 袖の嵌入

袖の両岸への嵌入は堤体基礎と同程度の安全性を有する地盤まで行うものとする。

解 説

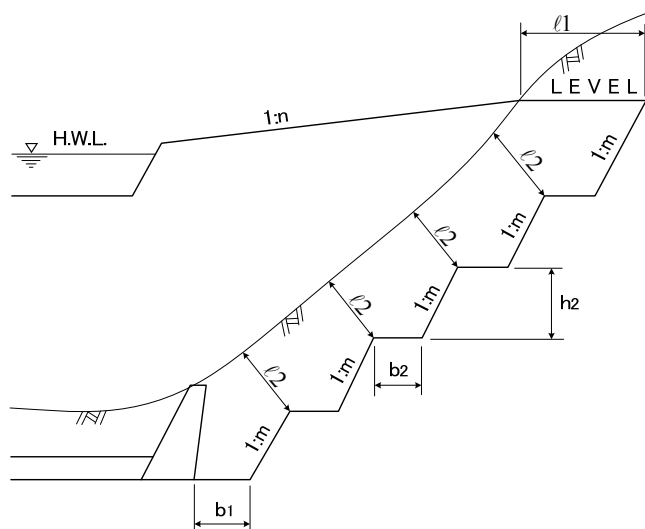
袖の両岸は、洪水流等の外力をしばしば受けるとともに、異常な洪水や土石流により越流することも考えられ、これによる袖の破壊あるいは下流部の洗掘は堰堤本体の破壊の原因になりやすい。

袖の嵌入深さはこれらに対処するため、表 2-5-3 を標準とし、嵌入方法については図 2-5-6 ～ 2-5-8 を参考とする。

表 2-5-3 袖の嵌入深さ

土 質	袖の嵌入深さ	摘 要
砂礫	2.0m～3.0m 程度	ルーズな堆積土は支持層としない
軟岩(Ⅰ)，軟岩(Ⅱ)	1.5m～2.0m 程度	
中硬岩，硬 岩	1.0m 程度	
被覆土のある軟岩(Ⅰ)，軟岩(Ⅱ)	2.0m～3.0m 程度	被覆土が1.0m以上ある場合
被覆土のある中硬岩，硬岩	1.7m～3.0m 程度	被覆土が1.0m以上ある場合

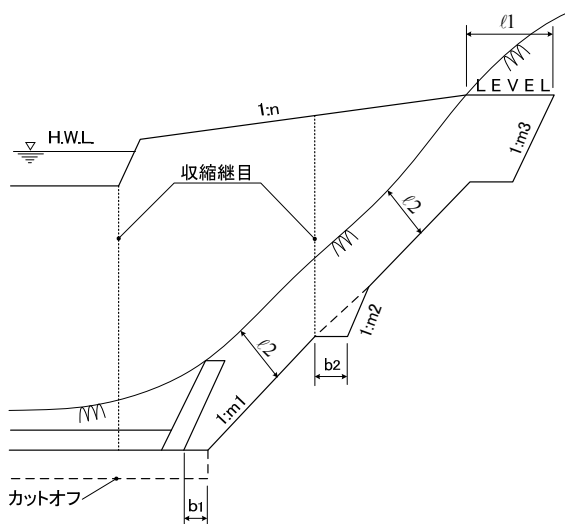
注) 被覆土が1.0m未満の場合は、被覆土は考慮せず、軟岩、硬岩の場合の所定の根入れ深さをとることとする。



- ・ 砂礫地盤の場合、袖の嵌入方法は段切施工を標準とする。
- ・ $l_1 = 3.0\text{m}$ 程度
- ・ $l_2 = 2.0\text{m} \sim 3.0\text{m}$ 程度
- ・ $b_1 = 1.0\text{m}$ 以上
- ・ $b_2 = 1.5\text{m}$ 以上
- ・ h_2 は 5m 以下とし、一般には $1.0\text{m} \sim 3.0\text{m}$ 程度とする。
- ・ m は 0.6 以上

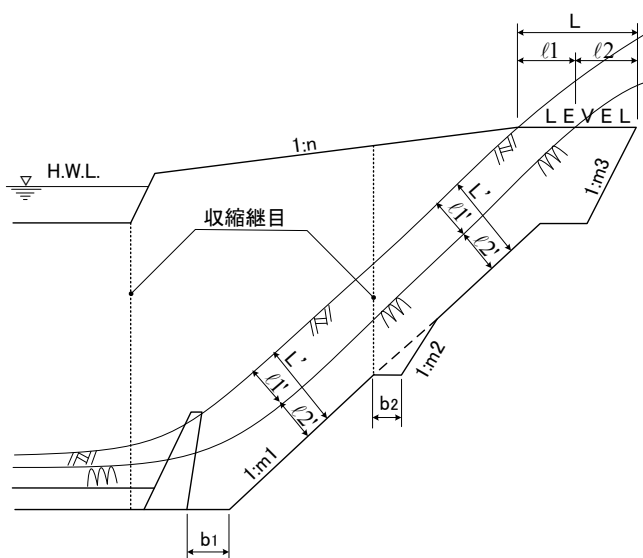
注) l_1 , l_2 は、本堤の埋め戻しの保護としてのり面保護工を実施する場合は、のり面保護工等の位置、形状を考慮して決定すること。
設計図には埋め戻し線を記入すること。

図 2 - 5 - 6 砂礫地盤の場合



- ・ 岩盤の場合、袖の嵌入方法は岩盤線に平行施工とする。
- ・ l_1 : 軟岩の場合 2.0m 程度
中硬岩, 硬岩の場合 1.0m 程度
- ・ l_2 : 軟岩の場合 $1.5 \sim 2.0\text{m}$ 程度
中硬岩, 硬岩の場合 1.0m 程度
- ・ $b_1 = 0.5\text{m}$ 以上
- ・ $b_2 = 1.0\text{m}$
- ・ m_1 は岩盤線とほぼ平行とする (0.3 以上)。
- ・ m_2 , m_3 は 0.3 以上

図 2 - 5 - 7 岩盤の場合



・ 嵌入方法および, b_1 , b_2 , m_1 , m_2 , m_3 は, 図2-5-6, 図2-5-7に準ずるものとする.

・ 被覆土のある軟岩の場合

$$L = l_1 + l_2, \quad 0.6 \cdot l_1 + l_2 = 2.0\text{m 程度}$$

$$L' = l_1' + l_2', \quad 0.6 \cdot l_1' + l_2' = 1.5 \sim 2.0\text{m 程度}$$

・ 被覆土のある中硬岩, 硬岩の場合

$$L = l_1 + l_2, \quad 0.3 \cdot l_1 + l_2 = 1.0\text{m 程度}$$

$$L' = l_1' + l_2', \quad 0.3 \cdot l_1' + l_2' = 1.0\text{m 程度}$$

注) L , L' は, 本堤の埋め戻しの保護としてのり面保護工を実施する場合は, のり面保護工等の位置, 形状を考慮して決定すること. 設計図には埋め戻し線を記入すること.

図2-5-8 被覆土のある軟岩または硬岩の場合

5.5 袖部処理の特例

愛知県においては, 基本的には従前のとおり必要嵌入長を確保することとするが, 明らかに地形条件上掘削時に大きな影響が生じることが懸念される場合等は, 事前に砂防課と協議の上, 特例的に袖部対策工を行うことを検討する.

解 説

砂防堰堤の袖部を施工する際, 地山の掘削が大規模となり, 安全性や施工性などにおいて大きな影響が生じる場合においては, 特例的に以下の通りとする.

1. 砂防堰堤袖部処理の方針

現場の地形条件によっては, 砂防堰堤の袖部を地山へ嵌入するために大規模な掘削をせざるを得ない場合がある. このような場合には, 掘削量が多大となり, 斜面の不安定化による崩落, 転石の危険性が増大することで, 施工中の安全確保が困難になるほか, 高所かつ広範囲の法面処理が必要となるなど, 施工が困難となる恐れがある. また, 広範な掘削範囲による他の構造物への影響, 自然環境や景観に対する影響等の問題が生じることもある. このため, 砂防堰堤の袖部処理について, 関係指針に基づいて地山へ嵌入することを原則としつつも, 以下の観点から, 袖部嵌入に伴う地山掘削により, 安全性や施工性に大きな影響が生じ, 工事の安全確保等が困難になる場合には, 大規模な掘削を行わない袖部処理(以下, 袖部対策工という)とする.

(検討の観点)

- ・ 急斜面の切土に伴う工事の安全確保
- ・ 袖部の掘削に伴う斜面の安定性への影響
- ・ 袖部の掘削に伴う道路等, 他の構造物への影響
- ・ 自然環境や景観保全への影響

2. 袖部対策工の設計について

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

(1) 袖部対策工の形状

袖部の地山斜面を掘削せずに行う袖部対策工は、砂防堰堤の上下流に設ける。

袖部対策工の厚さ(幅)は、関係機関の指針に具体の規定がない場合、従来の嵌入深程度を確保する。また、上下流方向の長さは、下流方向に嵌入深の1倍以上、上流方向に3倍以上確保することを基本とする。

(2) 袖部対策工の施工材料

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

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

(3) 越流・侵食に対する対応

流水や土石流が袖部を越流し、袖部対策工の損壊につながるおそれがある場合には、袖部対策工の天端を袖の天端よりも1m程度高くすることにより対応を図る。

また、砂防ソイルセメントを材料とする場合、袖部対策工の表面侵食を防止するため、流水が頻繁に作用する範囲には、コンクリート護岸、巨石張り等による被覆の必要性を検討する。

(4) 施工上の留意点

袖部対策工の施工は、砂防堰堤本体と同時期に施工する。

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

(5) その他の留意事項

袖部対策工の部分は砂防堰堤の堤体外として扱い、安定計算には含めない。

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

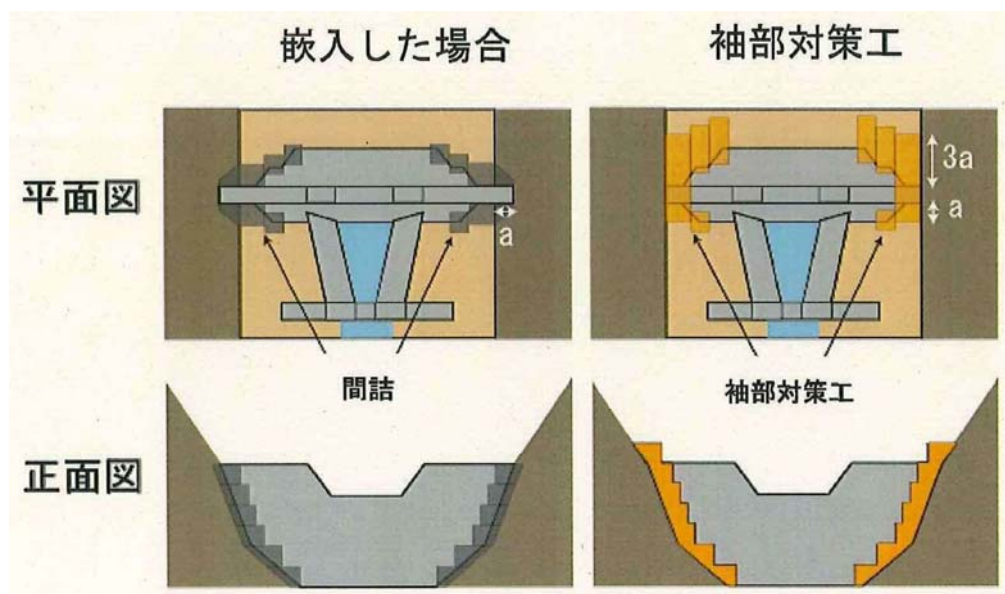


図2-5-9 袖部対策工のイメージ

第6節 非越流部逆断面の設計

非越流部では、落下砂礫の衝撃および摩耗を考慮する必要がない場合は、下流のり勾配を緩くすることができるものとする。

解 説

非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性、経済性および施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリート全容量の1割以上の低減を目安として検討する(建河Ⅱp12参照)。また、このほかに非土石流地帯や洪水時の流勢が弱く異常出水においても袖部を越流する恐れがない等の条件も注意する必要がある。

非越流断面を越流部断面と変えるとき、非越流部断面について安定計算を行うものとする。計算方法は第2章第3節3.5.2を参照のこと。

なお、非越流部の形状を越流部と変える位置は、越流部に最も近い位置で行うのが経済的であるが、安全上目地部を避け越流部に最も近い目地と次の目地の中央付近で行うことを標準とする。

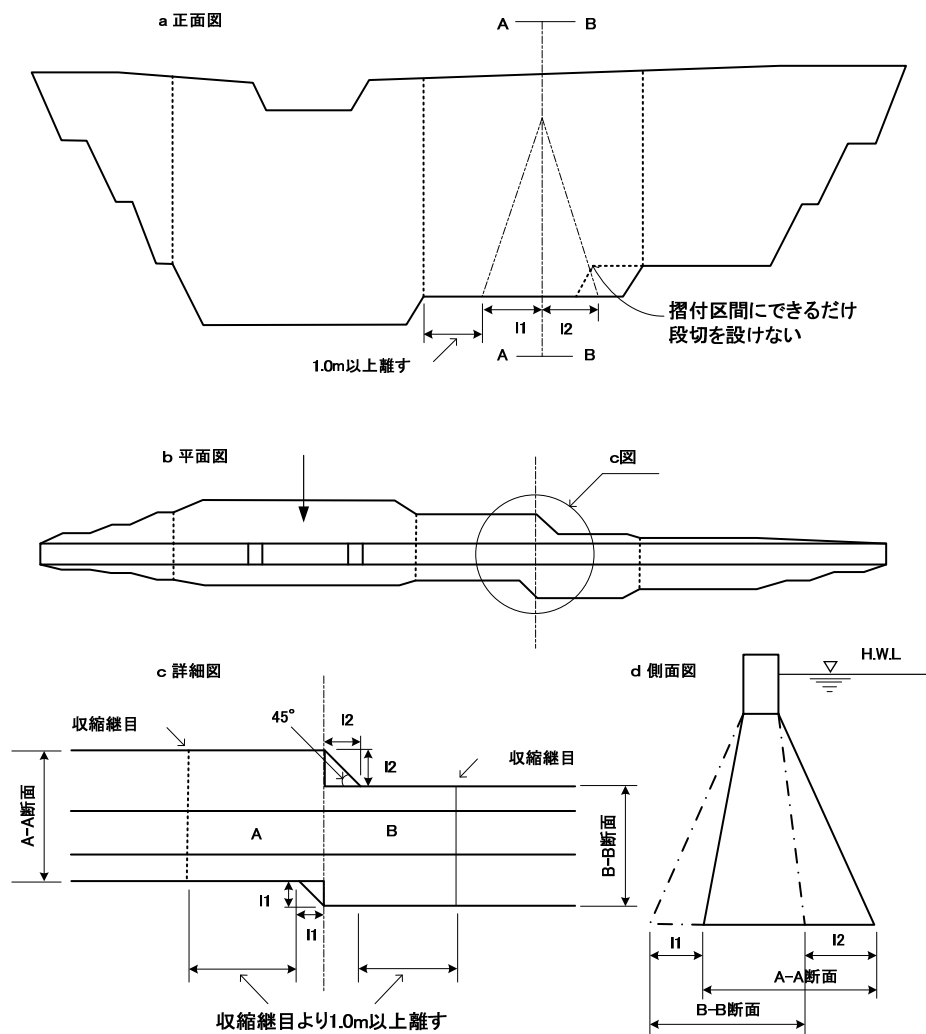


図2-6-1 非越流部逆断面の設計

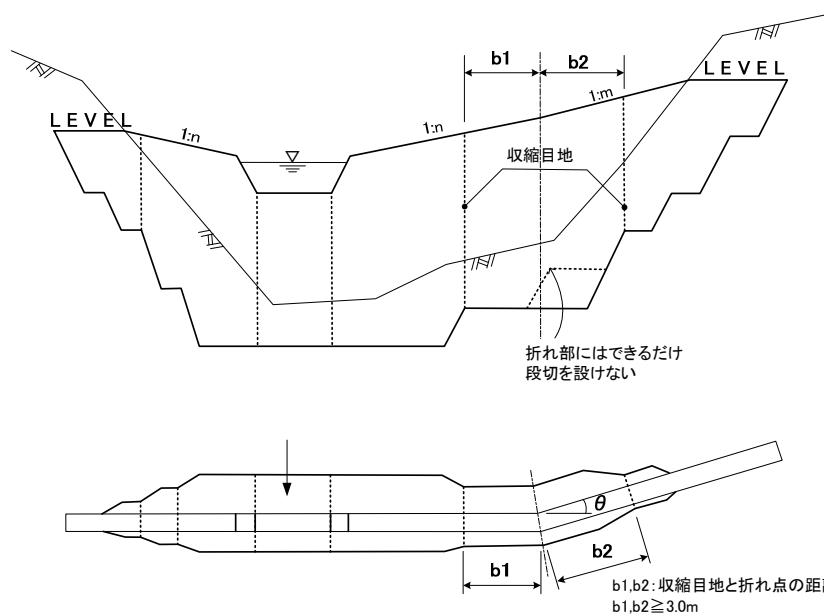
第7節 袖折れ堰堤の設計

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

解 説

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

また、折れ部より袖端部までの袖勾配は、本章第5節5. 3の袖勾配に、計画堆砂勾配を考慮して決定するものとする。

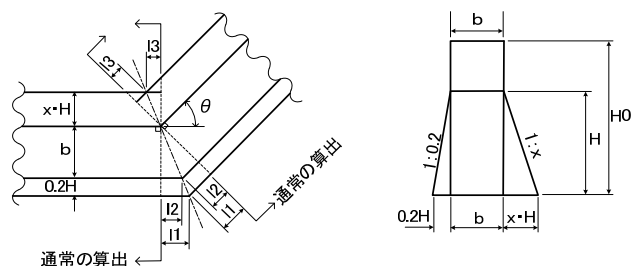


θ : 袖折れ角度
 $\theta = 45^\circ$ 以下が望ましい

	n	m
掃流区間に設置する場合	計画堆砂勾配程度	$n \times \frac{1}{\cos \theta + \sin \theta}$
土石流区間に設置する場合	現況河床勾配程度	$n \times \frac{2}{2 \cos \theta + \sin \theta}$

図 2-7-1 袖折れ堰堤の設計

＜参考＞袖折れ堰堤割増しコンクリート(V')および型枠(A')の算出法



$$\text{コンクリート } V' = \ell_2 \cdot b \cdot H_0 + \frac{1}{3} \times 0.2 \cdot H^2 (2\ell_2 + \ell_1) - \frac{1}{3} \cdot \ell_3 \cdot x \cdot H^2$$

$$\ell_1 = (b + H/5) \cdot \tan \frac{\theta}{2}$$

$$\ell_2 = b \cdot \tan \frac{\theta}{2}$$

$$\ell_3 = x \cdot H \cdot \tan \frac{\theta}{2}$$

$$\text{型枠 } A' = (\ell_1 + \ell_2) \times H \sqrt{1 + 0.2^2} + 2\ell_2(H_0 - H) - \ell_3 H \sqrt{1 + \chi^2}$$

第8節 前庭保護工の設計

8.1 前庭保護工

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

前庭保護工は、砂防堰堤からの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘および下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計するものとする。
(建河Ⅱp14)

解 説

- 1 前庭保護工は、設計流量(水通し断面の決定に用いた流量)に対して設計する。土石流が袖を越流すると予想される場合は、本章第2節2.1の図2-2-1に示したように土石流の越流を考慮した構造とする。
(土流設 p11)
- 2 前庭保護工は副堰堤および水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等からなる。
砂防堰堤を越流する水脈は、一般に高段からの自由落下であり、水脈の落下地点における衝突水压等により堤体基礎部が洗掘される。一方衝突した水脈は下流へ高流速で流下するため、現況河川の水理条件にもどる地点まで河床低下が生じる。このため堤体基礎と下流の河床への悪影響をなくす目的で、前庭保護工を設けて対処している。
- 3 前庭保護工の適用区分は一般に図2-8-1を標準とするが、越流水深、流送石礫の大きさ等から判断して、これによりがたい場合は、適用区分を変更できるものとする。

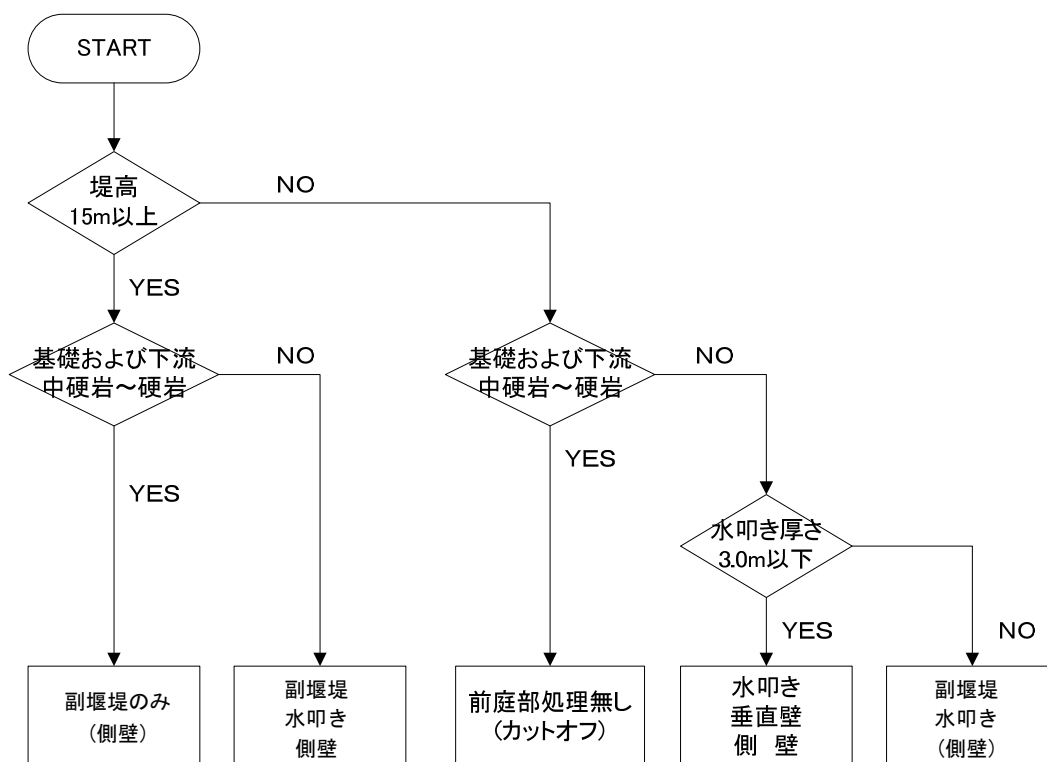


図 2 - 8 - 1 前庭保護工適用区分の標準

8.2 副堰堤

副堰堤は、堤体基礎地盤の洗掘および下流河床低下の防止等に対する所要の効果が発揮されるよう定めるものとする。

解 説

- 1 副堰堤の位置を求めるためには、次に示す経験式と半理論式を用いるが、一般には堤高が20mの高さまでは経験式を用い、堤高が20mを越える場合は、半理論式を用いるものとする。(砂設公p127参照)
- 副堰堤の位置を求めるための水深は、設計水深とする。ただし、土石流が袖を越流すると予想される場合の水叩き厚、水叩き長の設計には土石流ピーク流量に対する越流水深を用いる。(土流設p21)

(1) 経験式 (建河Ⅱp15)

$$L = (1.5 \sim 2.0) (H_1 + h_3)$$

L : 本、副堰堤間の長さ(本堤天端下流端から副堰堤天端下流端までの長さ)(m)

H_1 : 水叩き天端(または基礎岩盤面)からの本堤の高さ(m)

h_3 : 設計水深(m) (土石流が袖を越流する場合は、土石流ピーク流量の越流水深)

注-1) L は切上げて0.5m単位とする。

注-2) 式中の係数は1.5～2.0の幅でとられているが、本堤の高さが15m未満の場合は2.0を使用するものとする。

(2) 半理論式 (建河Ⅱp15)

$$L \geq l + x + b_2$$

l : 水脈飛距離(m)

$$l = V_0 \left\{ \frac{2 \left(H_1 + \frac{1}{2} h_3 \right)}{g} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

V_0 : 本堤越流部流速(m/s)

$$V_0 = \frac{q_0}{h_3}$$

q_0 : 本堤越流部単位幅当たり流量(m³/s)

h_3 : 本堤の越流水深(m)

H_1 : 水叩き天端または基礎岩盤面からの本堤の高さ(m)

g : 重力の加速度(9.81m/s²)

x : 跳水の距離(m)

$$x = \beta h_j$$

β : 係数(4.5～5.0)

h_j : 水叩き天端または基礎岩盤面から副堰堤の越流水面までの高さ(m)

$$h_j = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)$$

h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深(m)

$$h_1 = q_1 / V_1$$

q_1 : 水脈落下地点の単位幅あたり流量(m³/s)

V_1 : 水脈落下地点流速(m/s)

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + h_3)}$$

F_1 : 水脈落下地点の跳水前のフルード数

$$F_1 = V_1 / \sqrt{gh_1}$$

b_2 : 副堰堤の天端幅(m)

2 副堰堤の高さ

副堰堤の高さを求めるためには、次に示す経験式と半理論式を用いるが、一般には堤高が20mの高さまでは経験式を用い、堤高が20mを越える場合は、半理論式を用いるものとする。(砂設公p127)

(1) 経験式 (建河Ⅱp15)

$$H_2 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) \cdot H$$

H_2 : 本、副堰堤の重複高(本堤堤底高と副堰堤天端高の差(m))

H : 本堤の堤高(m)

注－1) H_2 は切り上げて0.5m単位とする.

注－2) 式中の係数は $1/3 \sim 1/4$ の幅でとられているが、本堤の高さが15m未満の場合は、 $1/3$ を使用するものとする.

(2) 半理論式 (建河Ⅱp15)

$$H_2' = hj - h_2$$

H_2' : 水叩き天端(または基礎岩盤面)より副堰堤天端までの高さ(m)

h_2 : 副堰堤で堰の公式によって求められる越流水深
(一般に本堤の越流水深と同一としている)(m)

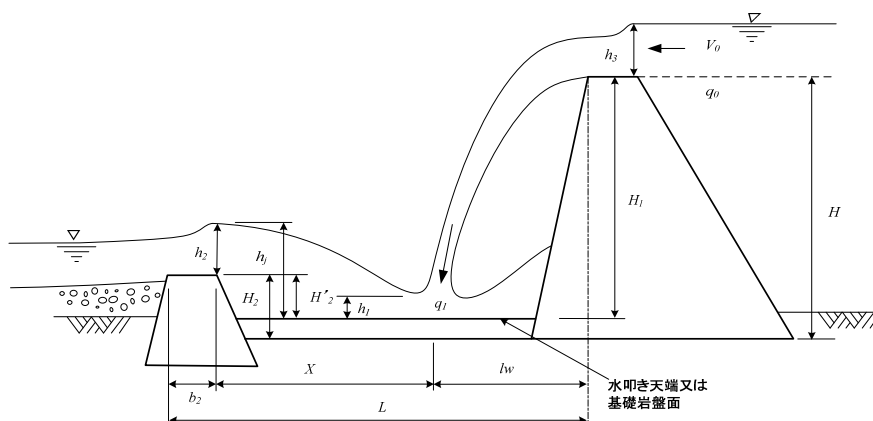


図2-8-2 副堰堤の位置および高さ

3 副堰堤の下流のり勾配は、本堤の考え方にしたがう。 (土流設 p21)

4 副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同じとすることを基本とする。

ただし、副堰堤に流木対策施設を設置する場合は、余裕高は見込まないものとする。 (土流設 p21)

5 構造は設計流量(水通し断面の決定に用いた流量)に対して、掃流区間の砂防堰堤に準ずる。*)

(土流設 p21)

ただし、袖勾配は、原則として水平とする。

(建河Ⅱp14)

*)土流設 p21 では、「構造は設計流量に対して河川砂防技術基準(案)設計編第3章に従い決定する」とされている。

8.3 流木対策施設を設置した場合の副堰堤

副堰堤に設置される流木対策施設の設計は、掃流区間における流木対策施設の設計を準用する。

(土流設 p21)

解 説

掃流区間における流木対策施設の設計は、「第Ⅵ編 第4章 水系砂防での流木対策」に準ずる。なお、本堰堤地点における土砂整備率が100%未満の場合は、副堰堤に流木対策施設を設置しないこと。

8.4 水叩き

水叩きは、堤体下流の河床の洗掘を防止し、堤体基礎の安定および兩岸の崩壊防止に対する所要の効果が十分発揮されるとともに、落下水、落下砂礫の衝突および揚圧力に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

副堰堤を設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。

(建河Ⅱp16)

解 説

水叩きの長さは、落下後の水流が現況河川の水利条件にもどるまでの長さでかつ、パイピングに対して安全である長さとする。水叩きの長さを求める場合は、本章第8節8.2の解説における副堰堤の位置を求める式を参考とすることができる。また、パイピングに対する長さは、建設省河川砂防技術基準(案)設計編(Ⅱ)第1章第4節を参考とする。

水叩き先端の基礎は、一般には局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため、基礎地盤の種類にとらわれることなく、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。

水叩きの厚さは、水通しより落下する流水の質(砂礫や転石を含むか否か)、水叩き上の水褥池の有無および水叩きの基礎地盤によって左右される。このため、水叩きの厚さは、落下水の衝撃に耐えるとともに水叩き底面の揚圧力にも十分耐えるものでなければならない。

小規模溪流における堰堤の水叩き長は、半理論式による水脈飛距離等(「8.2 副堰堤 (2)反理論式」による)を最小限確保し、土石流による本堰堤の下流側の侵食に対応する必要がある。(「第Ⅳ編 参考資料、第10章 小規模溪流対策施設」参照)

(土流設p4)

1 水叩き長さ

水叩き長さを求めるためには、次に示す経験式を用いることを標準とする。

$$L = (1.5 \sim 2.0)(H_1 + h_3) \cdots \cdots (1) \quad (\text{建河Ⅱp16})$$

L : 本堤、垂直壁間の長さ(本堤天端下流端から垂直壁天端下流端までの長さ)(m)

H_1 : 水叩き天端からの本堤の高さ(m)

h_3 : 設計水深(m) (土石流が袖を越流する場合は、土石流ピーク流量の越流水深)

注－1) L は切上げて0.5m単位とする。

注－2) 式中の係数は1.5～2.0の幅でとられているが、本堤の高さが15m未満の場合は、2.0を使用するものとする。

2 水叩き厚さ

水叩き厚さを求めるためには、経験式と揚圧力から求める式があるが、一般には経験式を用いるものとする。しかし、特に地盤が不良な場合の水叩きの厚さは、式(2)または(3)に必要な厚さを求めた後、式(4)の揚圧力に対して必要な厚さと比較して、厚さが不足するときはこれを増加させるか基礎の設計に述べたような基礎処理によって揚圧力を減少させるように努める。

(1) 経験式

1) 水褥池がない場合

$$t = \frac{0.2(0.6H + 3h_3 - 1.0)}{1.12} \dots\dots\dots(2) \quad (\text{建河Ⅱp16})$$

2) 水褥池がある場合

$$t = \frac{0.1(0.6H + 3h_3 - 1.0)}{1.06} \dots\dots\dots(3) \quad (\text{建河Ⅱp16})$$

t : 水叩きの厚さ(m)

H : 堤高(m)

h_3 : 設計水深(m) (土石流が袖を越流する場合は, 土石流ピーク流量の越流水深)

注-1) t は切上げて0.1m単位とし, 最小厚は0.7mとする.

注-2) カットオフ等有り堤底と水叩き下面が一致していない場合は, 有効落差高(水叩き天端から本堤水通し天端までの高さ)と本堤の越流水深から水叩き厚さを求めるものとする.

注-3) 経験式(2), (3)は柿が砂防堰堤前庭部の洗掘深に関するRied-ieverの式を $h_3 < 5.0\text{m}$, $H_1 < 10.0\text{m}$ の範囲について $0.6H_1 + 3h_3 - 1.0$ と近似し, 水叩きの厚さはこの洗掘深に比例するとしたものである. 水叩きの厚さとそれ以外に水褥池の深さが水叩き厚さの2倍以上なければ, 水叩きの破壊につながる恐れがあるので注意を要する.

注-4) 式(4)は水叩きの下部に作用する揚圧力に対して, 水叩きの重量で抵抗させる条件から求める. 高い堰堤(5m以上)に対しては過大に算出される傾向がある. (建河Ⅱp17)

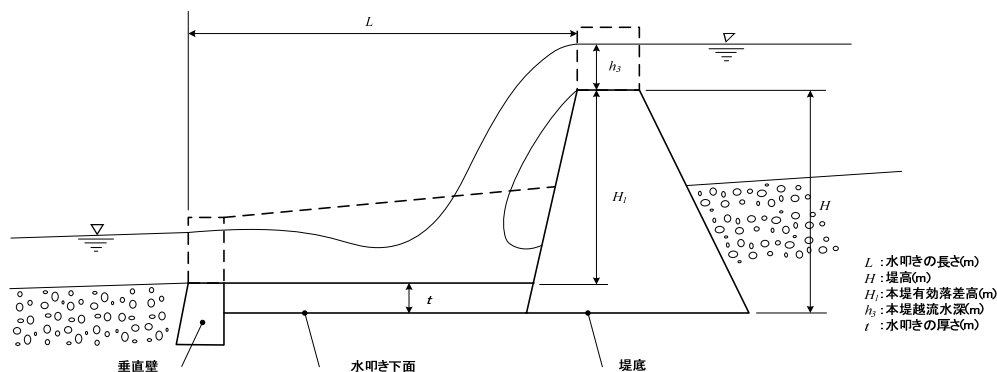


図2-8-3 水叩き長さおよび水叩き厚さ(経験式の場合)

(2) 揚圧力から求める式

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h - \Delta u}{Wc - 1} \dots\dots\dots(4) \quad (\text{建河Ⅱp17})$$

Wc : 水叩きコンクリートの単位体積重量(kN/m³)

Δh : 上下流水位差(m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h_1 : 本堤上流の水叩き天端高からの水深(m)

h_2 : 本堤下流の跳水後の水叩き天端からの水深(m)

Δu : 堤底下流端までの損失揚圧力(m)

$$\Delta u = \frac{\ell'}{\ell} \Delta h$$

ℓ : 総浸透経路長(m) (図2-8-4)

ℓ' : 堤底下流端までの浸透経路長(m) (図2-8-4)

4/3 : 安全率

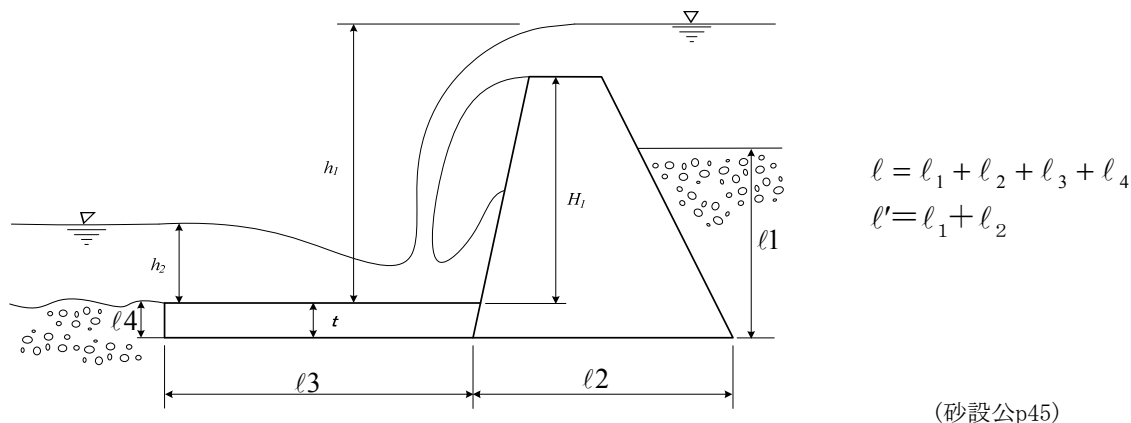


図2-8-4 水叩きの厚さ

(3) 水叩きの勾配

- a. 水叩きの勾配は原則として水平とし、下流端で現溪床高と一致させるものとする。(図2-8-5)
- b. 床固工の位置で現溪床より水叩き下面が高くなる場合や、堤内地盤高が垂直壁の袖の天端高より低くなる場合(残土処理等により堤内地を高くすることができる場合は除く)は、水叩きに下り勾配をつけるものとする。この場合の下り勾配は、計画堆砂勾配以下とするが、垂直壁の位置で現溪床より水叩き下面が高くなる場合、あるいは、計画堆砂勾配が1/10より急な場合は、水叩きの下り勾配は1/10とする。(図2-8-6)
- e. ただし、勾配を1/10で計画しても、なお垂直壁の位置で現溪床より水叩き下面が高くなる場合は、水叩きの下流端に床固工を設け、その床固工の水叩き下り勾配を1/10以下として、現溪床高と一致させるものとする。(図2-8-7)

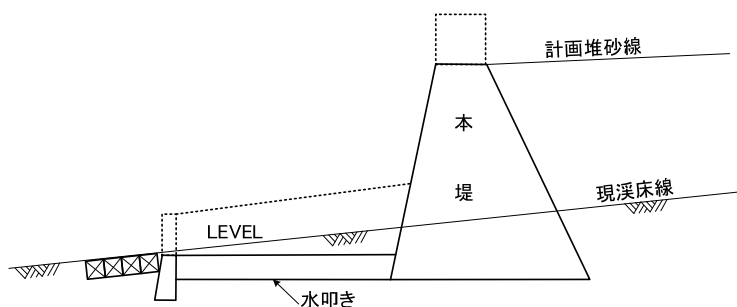


図2-8-5 水叩きの勾配(水平)

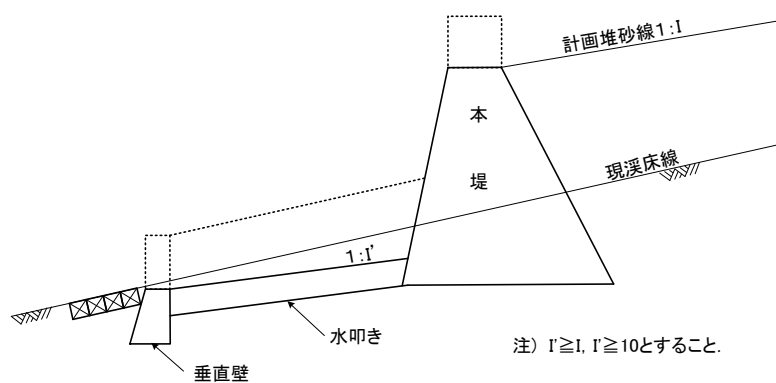


図 2-8-6 水叩きの勾配(下り勾配)

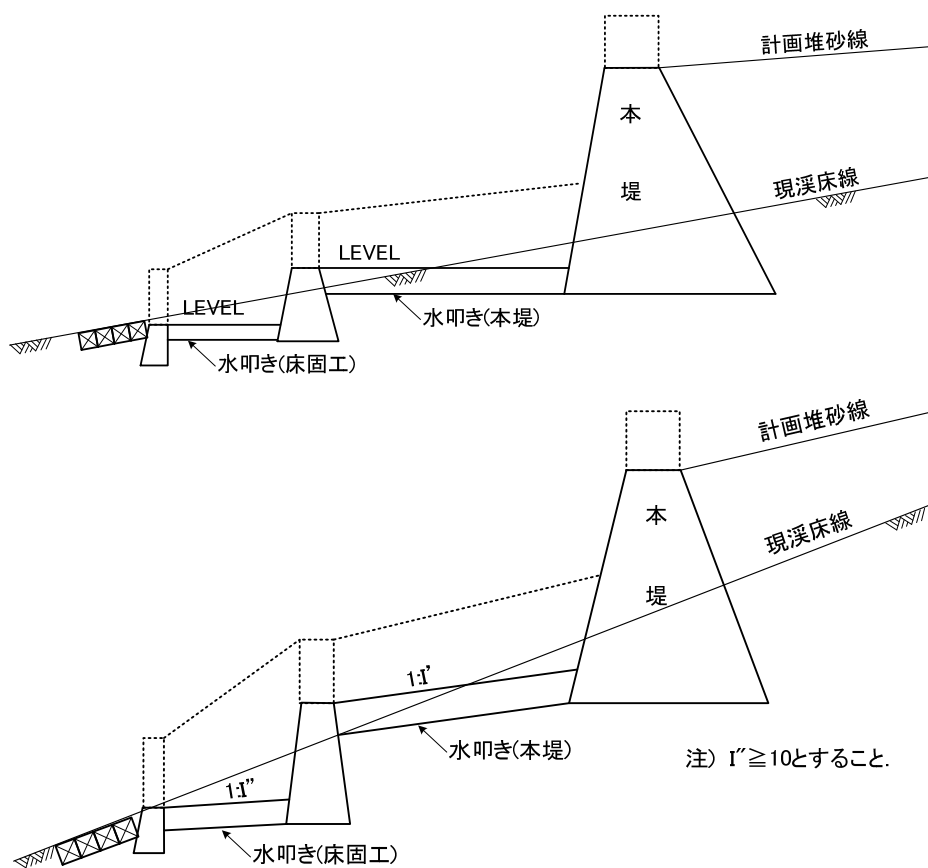


図 2-8-7 水叩きの勾配(2段落差)

8.5 垂直壁

水叩き先端の基礎は一般に局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため副堰堤を併用しない水叩き先端には、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。（建河Ⅱp16）

解 説

1 水通し断面および水通し天端高

垂直壁の水通し断面は本堤の水通し断面と同一とすることを原則とし、水通し天端高は、現河床面と同じか、または低くし、水叩き末端面の高さに合わせる。

水叩き下流端に床固工を設ける場合、床固工の水通し断面は、本堤の水通し断面と同じとする。

2 水通し天端幅

垂直壁の水通し天端幅は、水叩きの厚さと同じにすることを原則とするが、水叩きが破壊しても垂直壁によって被害を最小限とするため最小幅を1.0mとし、最大幅は本堤の水通し天端幅までとする。

水叩工下流端に床固工を設ける場合の床固工本堤の水通し天端幅は、上記の垂直壁の水通し天端幅により定まる値を50cm単位に切り上げた値を標準とし、その他の構造は、溪流保全工内の床固工に準ずるものとする。

3 基礎の根入れ

垂直壁の基礎の根入れは、水叩き下面から1.5mとする。

水叩工下流端に床固工を設ける場合の床固工の基礎の根入れは、床固工の水叩き下面に一致させるものとするが、床固工の落差が小さく基礎の根入れが上流側水叩き下面から1.5mに満たない場合は、上流側水叩き下面から1.5m とする。

4 断面

垂直壁の断面は右図のとおりとする。

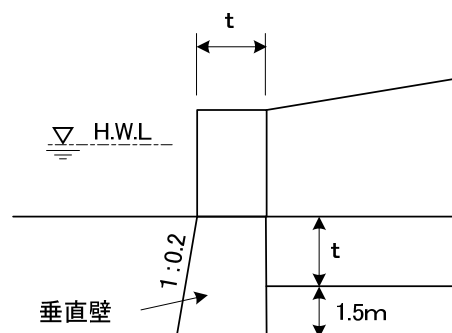


図2-8-8 垂直壁の断面

5 袖

袖天端の幅は、水通し天端幅と同一とし、袖勾配は原則として水平とする。

また袖長は、砂礫地盤の場合3.0m以上とし、兩岸地盤に嵌入させることを原則とする。嵌入深さは、表2-8-1を標準とし、嵌入方法については、図2-8-9～2-8-10を参考とする。

表2-8-1 垂直壁の袖の嵌入深さ

土 質	嵌入深さ
砂 礫	1.2m～1.5m程度
軟岩(Ⅰ), 軟岩(Ⅱ)	0.7m～1.0m程度
中硬岩, 硬 岩	0.5m程度

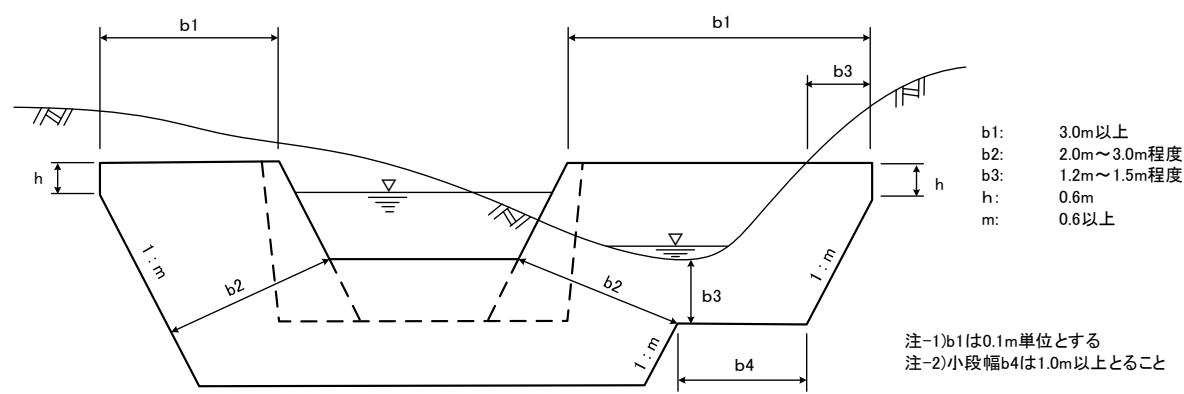


図 2 - 8 - 9 垂直壁の袖の嵌入方法(砂礫地盤の場合)

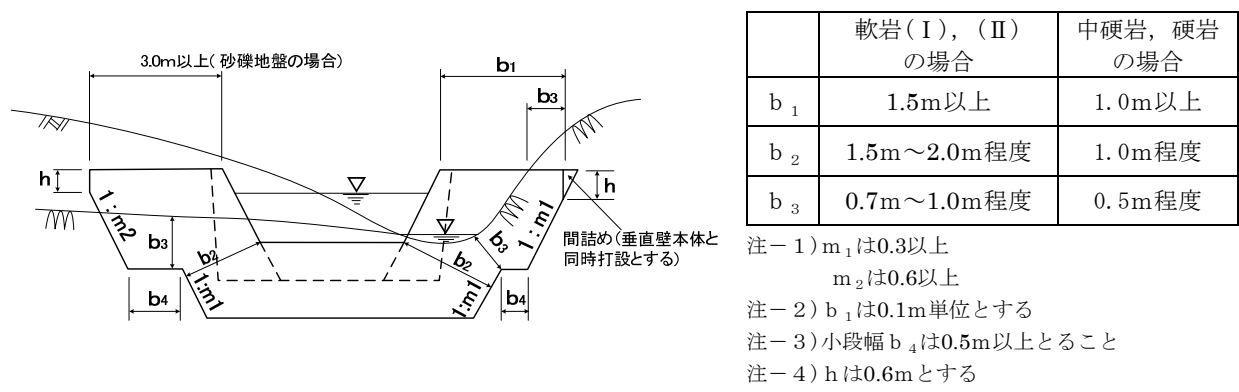


図 2 - 8 - 10 垂直壁の袖の嵌入方法(岩盤の場合)

6 位置

垂直壁の位置については、本章第8節8.4の式(1)、図2-8-3を参考とすること。

8.6 側壁護岸

8.6.1 側壁護岸の配置

側壁護岸は、堤体天端から落下する流水による堤体下流部の側方侵食を防止するものであり、必要に応じて設けるものとする。

解 説

- 1 側壁護岸の基礎の平面位置は、堰堤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。
- 2 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩きがない場合は、上流端は本堤の基礎底面を限度とし下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平とするか下り勾配とする。
- 3 側壁護岸の天端は、下流端を副堰堤または垂直壁の袖天端と同高とし、水叩き勾配や背後地盤等を考慮し上流に向かって水平以上とする。
- 4 側壁護岸の水抜きは、原則として常時湛水が予想される水位には設けないものとし、硬質塩化ビニール管 (VP ϕ 100mm) を用い、 10m^2 に1ヶ所以上の割合で設置する。

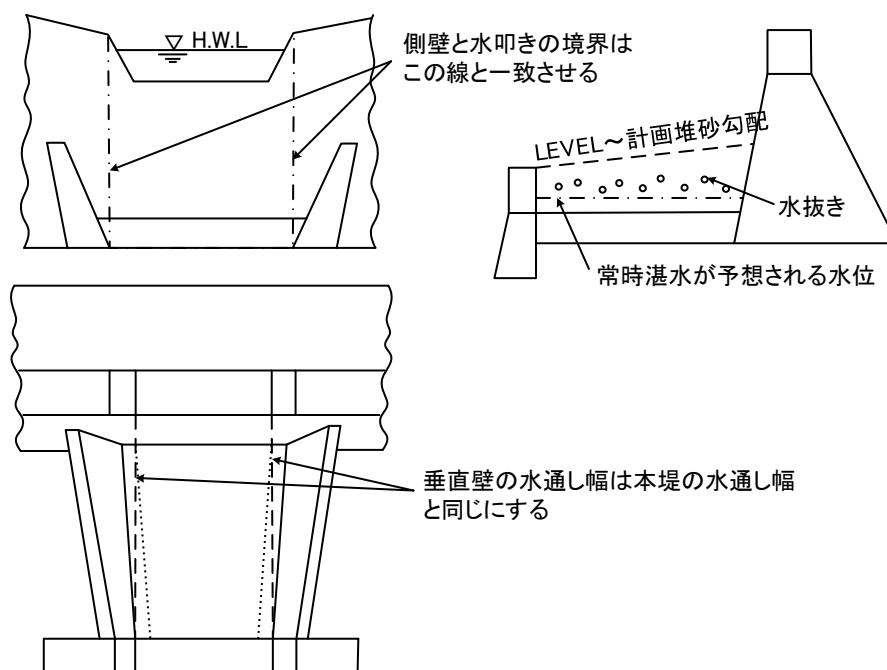


図 2-8-11 側壁護岸の位置

8.6.2 側壁護岸の構造

側壁護岸は、一般には側壁護岸が受け持つ土圧のみに対して安全な構造としている。このため護岸背後が盛土の場合は、自然の背後地盤より締まり具合が悪いのが普通で、護岸の変位およびはらみ出しによる破壊を防ぐ意味で自立した護岸とするのが一般であるが、これ以外の箇所ではもたれ式護岸も用いられる。(建河Ⅱp17)

解 説

- 1 側壁護岸は、側壁護岸が受け持つ土圧に対して安全な構造とすることを原則とするが、一般にはもたれ式コンクリート護岸を用いる。
- 2 側壁護岸の天端幅は0.5m、表のり勾配は1:0.5を標準とし、裏のり勾配は安定計算で求める。
護岸断面の設定手順は次を標準とする。

安定計算out → 裏のり勾配の見直し（ただし、裏のり直を上限）

↓裏のり直でout
天端幅の拡幅（10cmピッチ）
- 3 安定性の照査
 - a. 安定計算手法
 - ・道路土工-擁壁工指針-（平成24年版）による。
 - b. 土圧計算
 - ・道路工擁壁工指針に準拠し、「試行くさび法」による。
 - c. 照査条件（安全率）
 - ・砂防堰堤の機能レベルと合わせて、 $F_s=1.2$ とする。
 - ・前面土、水叩きによる受動抵抗は考慮しない。
 - ・擁壁の背後がコンクリート、砂防ソイルセメント等で埋め戻しており、安定している場合には背後が軟岩Ⅱ以上の場合と同様の形状とする。
 - d. 設計荷重
 - ・土圧
 - ・水圧（影響受ける場合）
 - ・浮力（設計水深(洪水)で評価）
 - ・上載加重（管理用道路が併設する場合は輪荷重等）
 - ・壁高 $H=8.0$ 以上の場合は、地震時を考慮する。（安全率は1.0）
 - e. その他
 - ・安定計算は、側壁高、荷重条件を考慮し、最も厳しい断面にて行い形状決定する。
 - ・なお、左右岸ともに安定計算を実施するが、兩岸の断面形状の統一を図る必要はない。
- 4 背後が軟岩Ⅱ以上の時は、厚さ0.5mの等厚の張コンクリートとする。
- 5 側壁護岸の施工目地は、10m毎に設置することを標準とする。

(中砂要p3-52)

側壁護岸の目地の構造については、工事標準仕様書による。

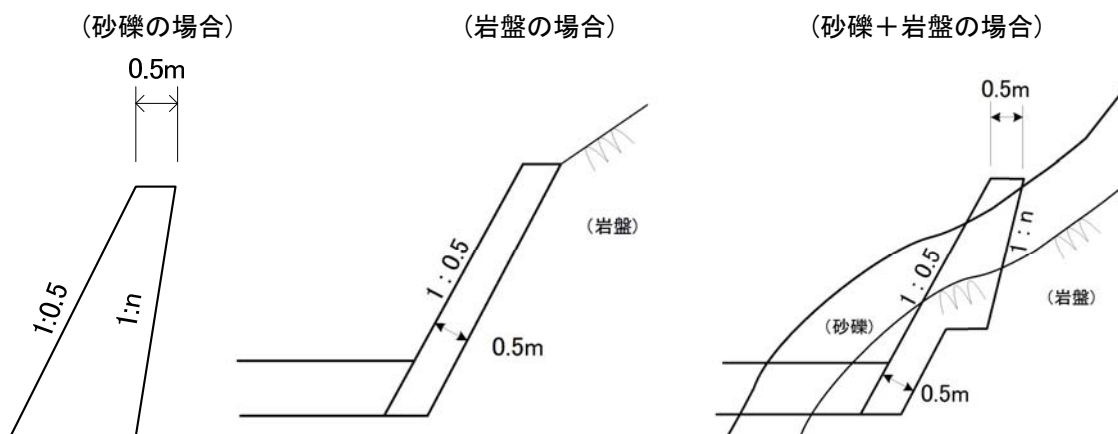


図 2-8-12 側壁護岸の形状

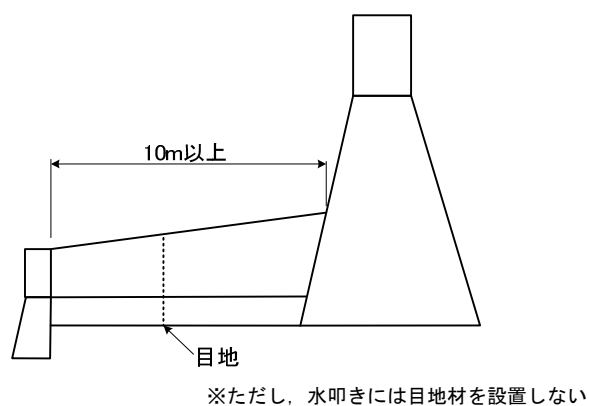


図 2-8-13 側壁護岸の目地

8.7 護床工

護床工は、副堰堤、垂直壁の下流の河床の洗掘を防止しうる構造として検討するものとする。

解 説

護床工は河床材料、河床勾配、設計流量等を総合的に検討するものとするが一般にはコンクリートブロックを用いるものとする。

1 護床工の設置範囲

護床工設置範囲は、下流側の現況水理に合う範囲までとするが、下流側計画高水時の水深の3～5倍程度の長さを標準とする。 [建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I] 第1章 6.3]

2 護床工のブロックの重量

護床工のブロックの重量は、ブロックに作用する近傍流速を用いて、力学的な安定等から定めることを基本とするが、当該溪流での施工実績も考慮するものとする。ブロックの安定に対する計算方法は、建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I] P43～P44によるものを標準とする。

(1) 異形コンクリートブロック(層積み)の場合

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

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

ここで、 W : 部材の所要重量(空中重量) (N)

ρ_w : 水の密度(N/m³)

ρ_b : 部材の密度(N/m³)

V_d : 近傍流速(m/s) 一般に代表流速 V_o を用いてよい

g : 重力加速度(m/s²)

a, β : 係数(部材の配置形状によって異なる. 下表参考)

異形コンクリートブロックの係数 a, β の参考値

ブロック種別	模型ブロックの比重	a	β
対称突起型	$\rho_b / \rho_w = 2.22$	1.2	1.5
平面型	$\rho_b / \rho_w = 2.03$	0.54	2.0
三角錐型	$\rho_b / \rho_w = 2.35$	0.83	1.4
三点支持型	$\rho_b / \rho_w = 2.25$	0.45	2.3
長方形	$\rho_b / \rho_w = 2.09$	0.79	2.8

注－1) 異形コンクリートブロックの所要重量は流速の6乗に比例するので、流速の変化に対し重量の変化が非常に大きい点に留意すること。

注－2) 部材の連結が確実であれば、 β を大きくとることができる。連結を確実にするためには、異形コンクリートブロック等を吊り下げることのできる径の鉄筋を用いるとともに、鉄筋を固着しているコンクリート部分が破壊にいたる引張り応力が作用しない構造とする必要がある。

(2) 捨石の場合

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

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \cdot 2g \left[\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right]} V_o^2 \quad (\text{m})$$

ここで、 D_m : 石の平均粒径(m)

ρ_s : 石の密度(N/m³)

ρ_w : 水の密度(N/m³)

V_o : 代表流速(m/s)

E_1 : 流れの乱れの強さを表す実験係数である。通常は $E_1 = 1.2$ が用いられる場合が多い。この値は、比較的乱れが小さい流れの場合の係数である。乱れが大きい流れの場合の係数としては、 $E_1 = 0.86$ という値が示されている。

g : 重力加速度(m/s²)

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、施工中の流水の切り替え、湛水防止、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けるものとする。 (土流設p14)

解 説

水抜き暗渠は、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、数量および配置を設計しなければならない。特に、堰堤の構造上水抜き箇所に応力の集中を起こしやすいので、その設計にあたっては、慎重に対処することとする。 (土流設p14)

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に水通し底幅以内に設置する。

2 配置

水抜き暗渠の配置は、水通し天端に近すぎたり縦1列にすると堤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。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、従来は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、一般には0.3～0.8m程度とする。

4 施工暗渠

本来、施工暗渠は、水抜き暗渠を利用して施工中の流水の切り替えを行うものであるが、仮設対象流量が大きい場合、施工に必要な大きさの暗渠を設けることがある。しかし、あくまでも施工のみに必要な暗渠であるから、必要がなくなった時点で目的に合った大きさに改良するか閉塞することを念頭に、大きさと配置を定めることとする。

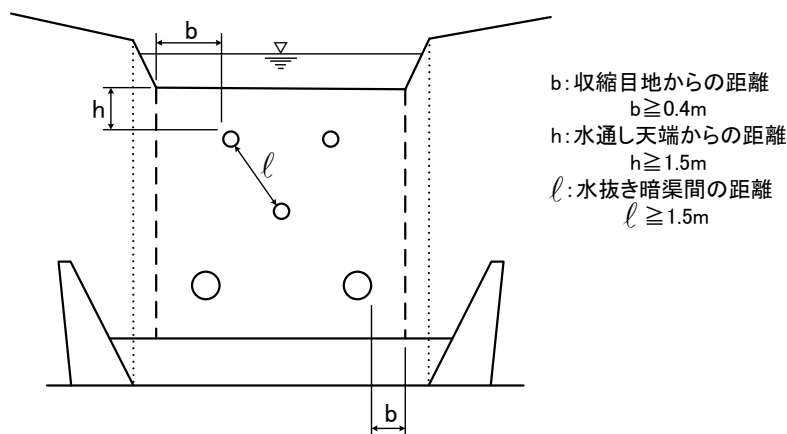


図2-9-1 水抜き暗渠の配置

9.2 間詰め

間詰めは、堤体の安定と堰堤サイト付近の地山保護を目的として設けるものであり、地山への嵌入深、取合せ等に十分留意し設計しなければならない。

解 説

間詰めは掘削部において行い、砂礫基礎は砂礫、岩盤基礎はコンクリートで、所定の嵌入深さが確保できるように埋め戻しを行う。本体の立ち上がり部および袖の嵌入部の間詰めは、土砂盤の場合は、土留擁壁、法面保護工等を設け土砂で埋め戻し、岩盤の場合はコンクリートで埋め戻すものとする。

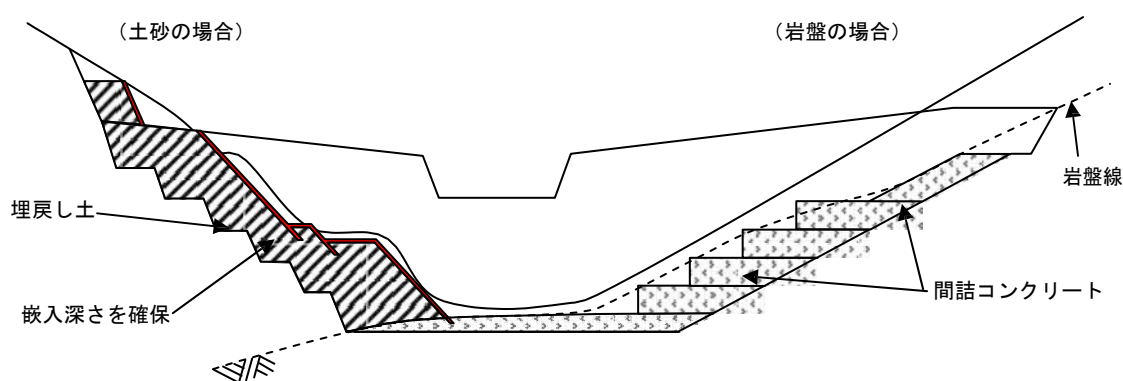


図2-9-2 間詰め設計

1 砂礫地盤で法面保護工を設計する場合(図2-9-3、表2-9-1参照)

- (1) 砂礫地盤の埋め戻しには、表面が侵食されると嵌入深さが不足する恐れがあるためブロック積、モタレ擁壁、ふとんかご等により侵食防止を図る。
- (2) 小段は直高(h)5m程度毎に設け、幅(b)は1.0m～1.5mを標準とする。
- (3) 法面保護工の勾配 m 、 n 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 m 、 n が1割より急になる場合は、土留擁壁等を計画し m 、 n を1割より緩くするよう努めることとする。
- (4) 法面保護工の勾配 m 、 n 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。
- (5) 法面保護工の施工範囲は、一般には掘削影響線から1～2m程度の余裕をとるものとする。

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」等を参照されたい。

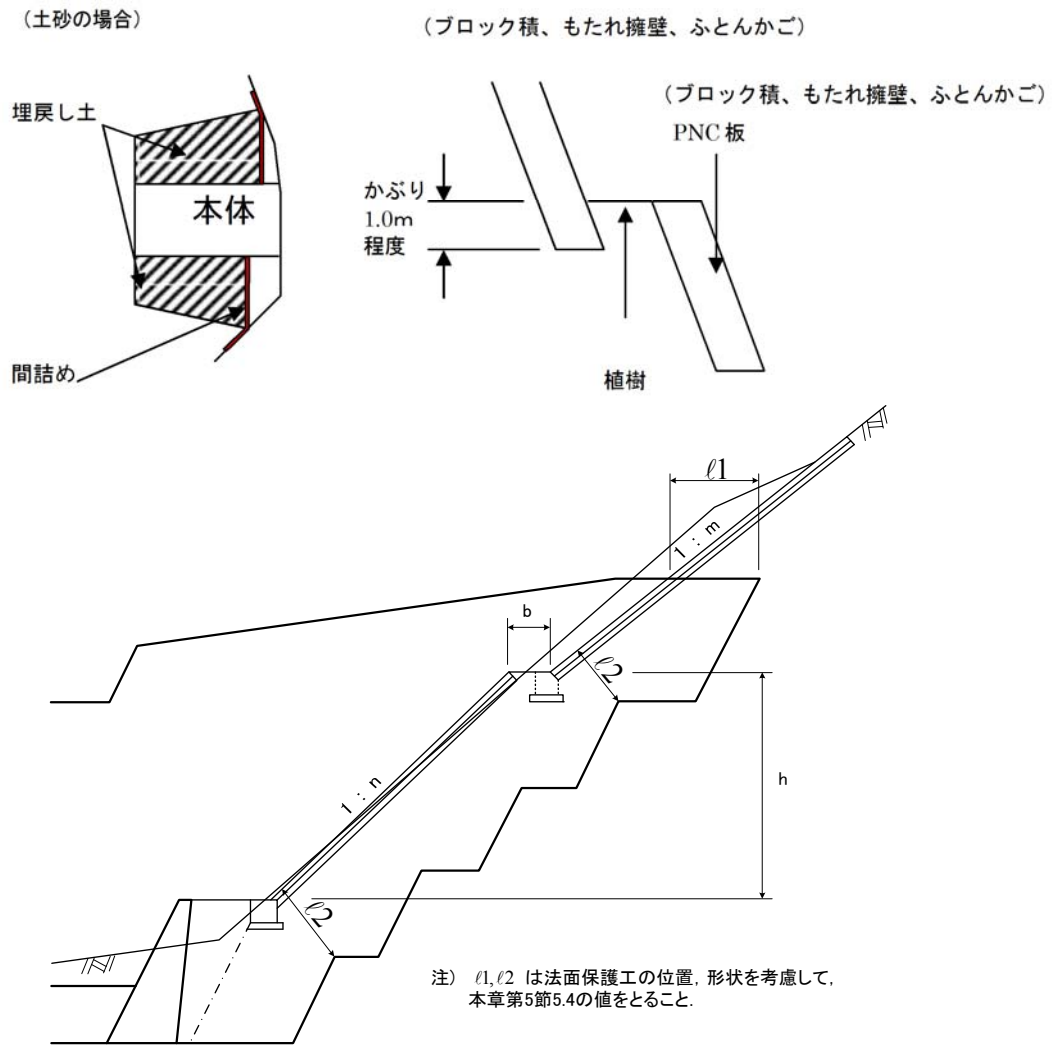


図 2 - 9 - 3 間詰めの設計(砂礫地盤の場合)

表 2 - 9 - 1 砂防堰堤に係る法面保護工

埋戻し部	法面勾配 (1 : m, n)		
	m, n < 1 割	1 割 ≤ m, n < 2 割	m, n ≥ 2 割
	ブロック積、モタレ式擁壁 など (※堰堤天端より上部はふ とんかごなどでもよい)	ブロック張	ブロック張

2 岩盤で間詰めコンクリートを設計する場合

- (1) 間詰め打上げ高さは、風化していない岩盤までとする。ただし、上流側は、下流側の打上げ高さと同程度とする。
- (2) 本体立ち上がり部および袖の嵌入部の間詰めは、岩盤の勾配が緩い場合は、岩盤線に平行に、岩盤の勾配が急な場合は、階段状にコンクリートを打設するものとする。
- (3) 間詰めコンクリートとカットオフは同時打設とすることを原則とする。

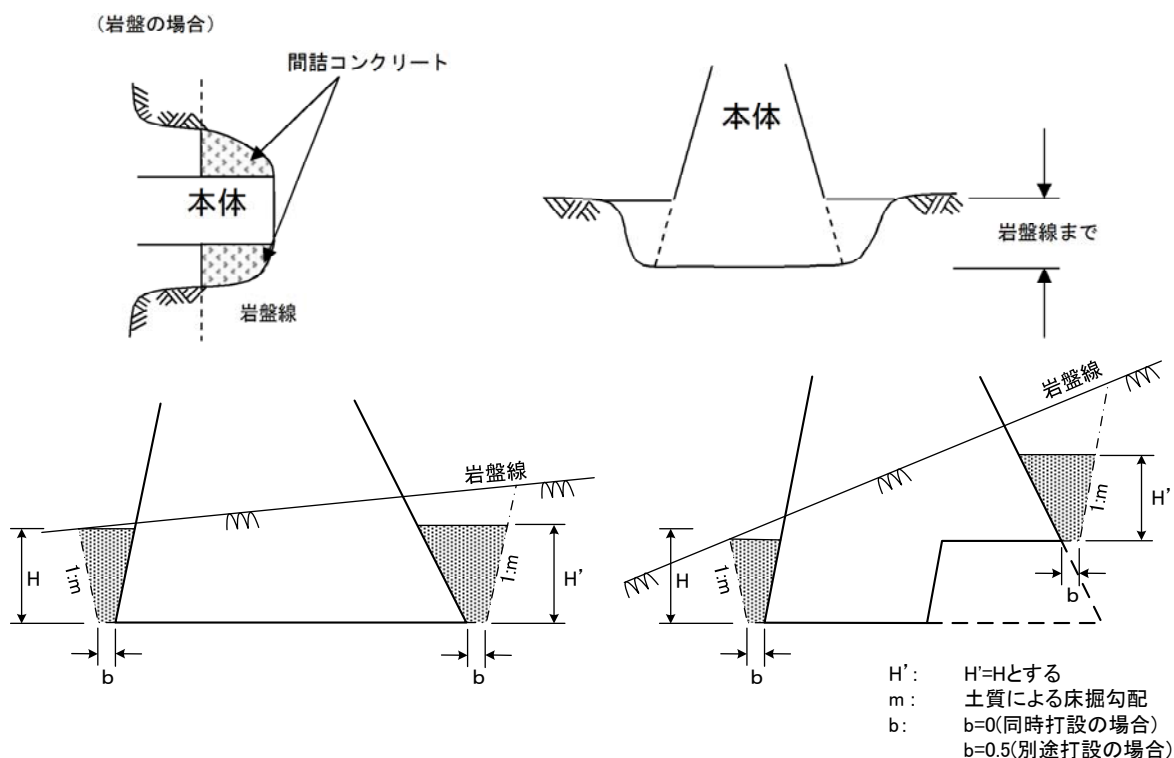


図 2-9-4 間詰めの設計(岩盤の場合)

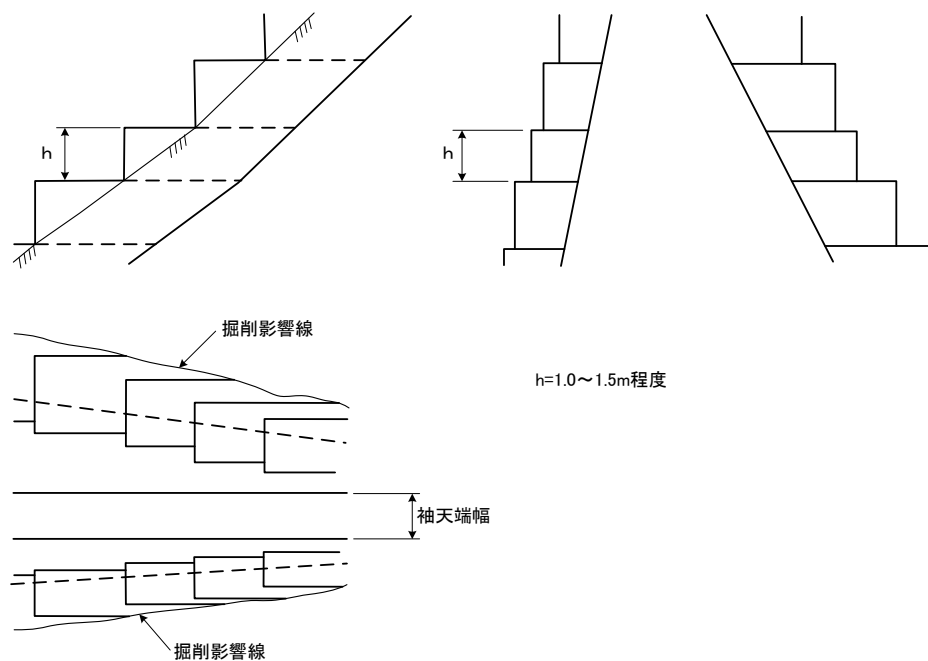


図 2-9-5 間詰めの設計(間詰コンクリートが階段状の場合)

3 砂礫地盤と岩盤で間詰めコンクリートを設計する場合

(1) 砂礫地盤と岩盤の場合には、下記のようにそれぞれの地山に対応した間詰めを用いる。

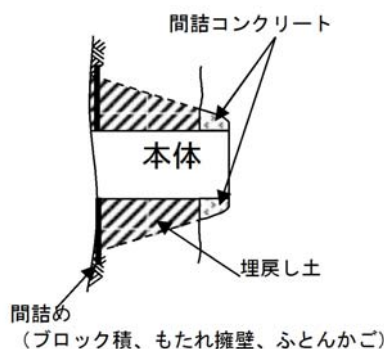


図2-9-4 間詰め設計(砂礫地盤と岩盤の場合)

9.3 法面処理

本堤及び前庭保護工の掘削により生じる法面（砂礫地盤の場合）は、盛土については2割より急な勾配での施工は不可とし、切土についてもできるだけ1割5分以上とする。

解説

- 1 上流側に法面が発生する場合は少ないものの、下流側では側壁背面に切土もしくは盛土法面が発生する可能性があるが、砂防工事は砂防設計の手引きのみならず砂防指定地内行為の技術審査基準にも適合している必要がある。
- 2 このため、両者の規定を満足するよう盛土については2割より急な勾配での施工は原則不可とし、切土についてもできるだけ1割5分以上となるよう計画し、これらの条件に適合する法面は植生工により法面保護を図る。
- 3 なお、切土において1割より急になる場合は擁壁等により法面部が1割以上となるよう計画し、1割以上1割5分未満の場合は法枠工により法面保護を図ることとし、工種は表2-9-2による。

表2-9-2 砂防堰堤に係る法面保護工

	法面勾配（1：m）		
	m < 1割	1割 ≤ m < 1割5分	m ≥ 1割5分
切土法面部	ブロック積、モタレ式擁壁、ふとんかご等	法枠工（プレキャスト法枠等）※1 プラスチック及び鋼製は不可	植生工
盛土法面部	法面勾配（1：m）		
	m ≥ 2割※2		
	植生工		

※1 法枠工のみで植生の回復が見込めない場合は別途植生工を考慮する。

（砂防指定地内での施工であり、土砂の浸食等の著しいもしくはその恐れのある箇所での切土のため安定勾配以外での施工の際には構造物による法面保護が必要である。）

※2 盛土材料の土質が明らかな場合は「道路土工のり面工・斜面安定工指針」の盛土勾配によることができる。

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、適切な間隔に収縮継目を設けるものとし、横収縮継目には止水板を設置するものとする。

解 説

- 1 温度応力によるコンクリートのひび割れを防止するため、またはコンクリート打設設備の能力に併せて、コンクリート堰堤には、一般に適切な間隔の収縮継目が設けられる。堰堤の軸に直角方向の継目を横継目、堰堤の軸に平行な継目を縦継目という。
- 2 堰堤の軸に直角方向に入る不規則なひび割れは、堤体の止水および風化防止に対して障害となる。このため、横継目は温度応力によるひび割れを防止するため、原則として堰堤の軸に沿って15m間隔に設ける。(図2-9-5参照)

砂防の重力式コンクリート堰堤は、治水、利水の重力式コンクリート堰堤に比べ、一般に堤高が低く、上下流方向の堤体が短いため、原則として、堰堤の軸に平行な縦継目は設けないものとする。

- 3 横継目には、漏水防止のために止水板を設置する。その材質は、幅30cm、厚7mm以上のセンターバルブ・コルゲート型の塩化ビニール製品を標準とする。
- 4 収縮目地材は樹脂発泡体とし、堤体表面から10～20cmの範囲に設置する。

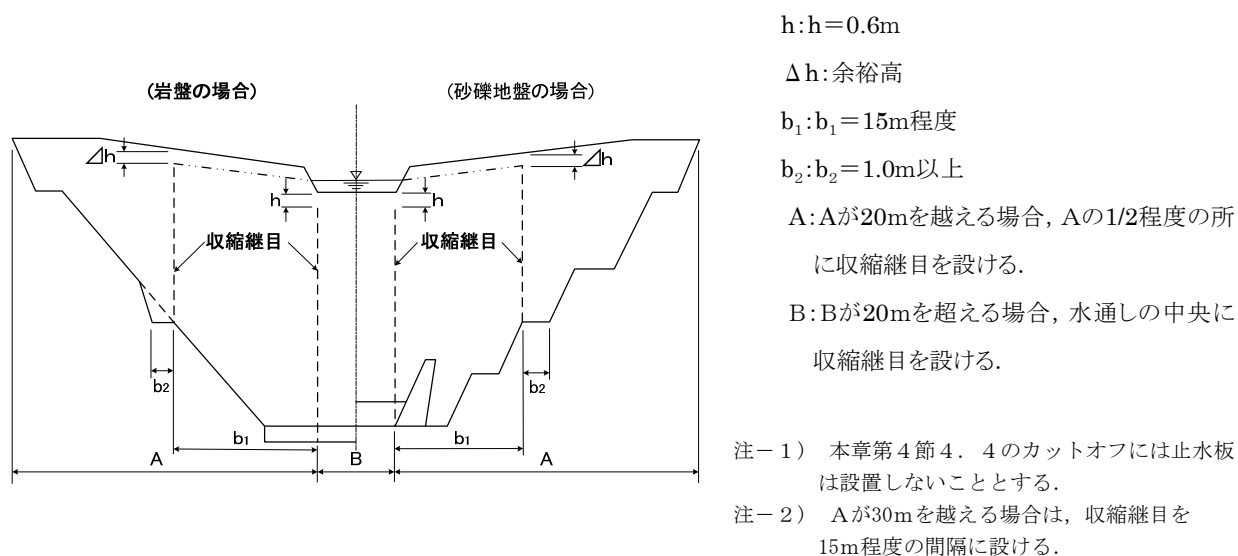


図2-9-5 収縮継目の位置

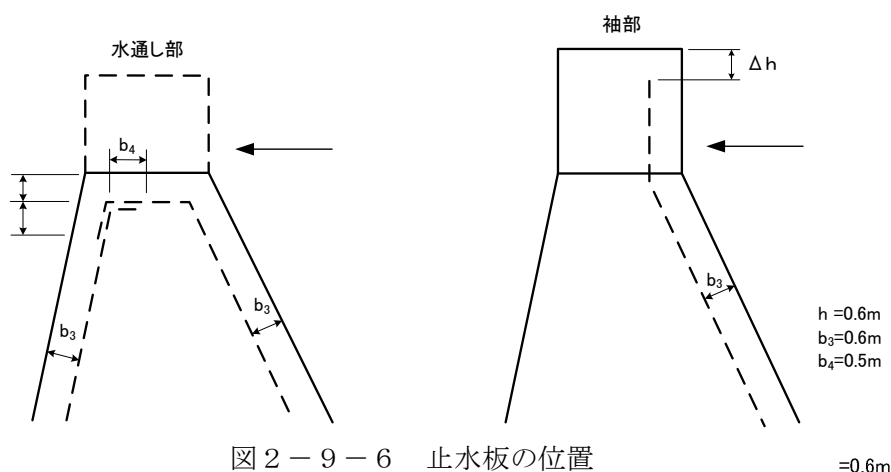


図2-9-6 止水板の位置

9.5 立入防止柵

砂防堰堤の袖に、一般の人の立入りが予想されるような所では、袖の端部に、転落防止のための立入防止柵を設置するものとする。

解 説

砂防堰堤のサイト付近に道路や農地等がある場合は一般の人の立入りが予想されるため、砂防堰堤の袖に、立入りを防止するための柵を設置するものとする。設置の位置、構造等は図2-9-7を参考とする。

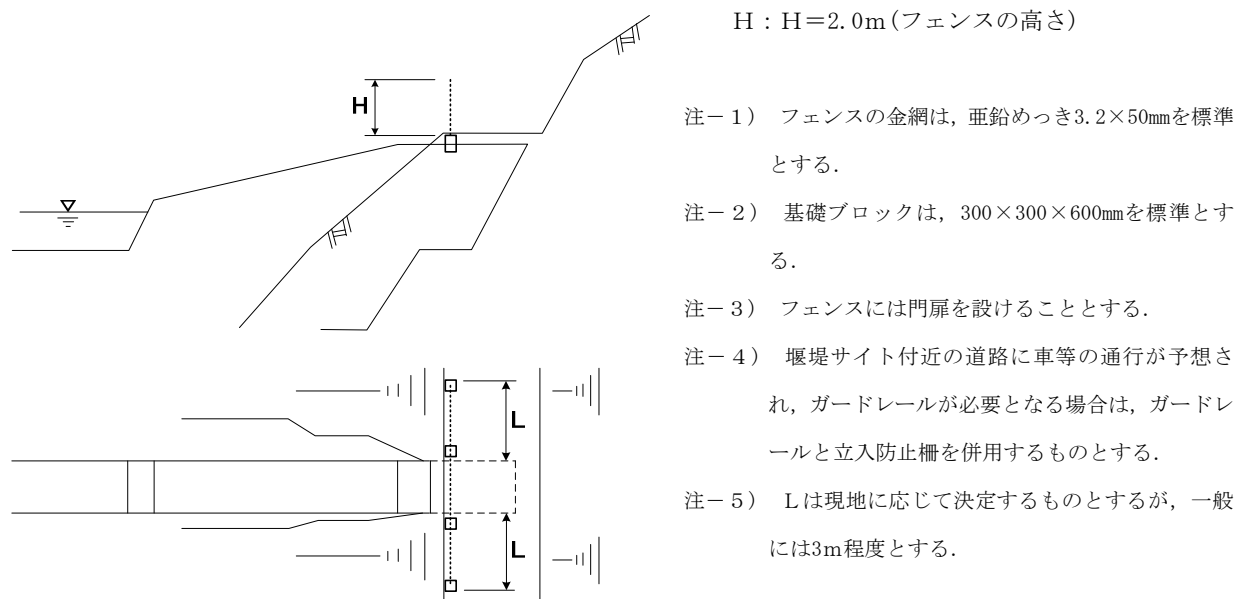


図2-9-7 立入防止柵の例

9.6 銘板および標板

砂防堰堤の袖の下流側には銘板を、袖の天端には標板を設置するものとする。

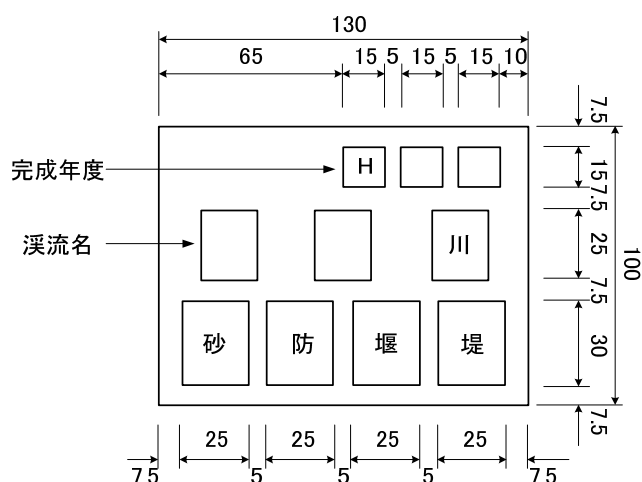
解 説

1 銘板

砂防堰堤の袖の下流面で、水通しに近い位置に銘板を設置するものとする。銘板の材質、寸法は図2-9-8を参考とする。(愛知県建設部工事標準仕様書第6編による。)

2 標板

砂防堰堤の袖の天端で、地山に近い位置に標板を設置するものとする。材質等は愛知県建設部工事標準仕様書第6編によることとする。



材質: 硬質プラスチック, アルミ合板 $t = 6\text{mm}$

文字: アクリル板 $t = 5\text{mm}$ 切抜接着

色版: 青, 文字は黒

注-1) 溪流名の横の寸法は文字数を考慮して決めること。

注-2) 取付は紙止めとする。

図2-9-8 銘板の寸法(単位: cm)

9.7 取水工

堰堤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、副堰堤の直上から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、少なくとも堤体の掘削影響線より上流側に設置するものとする。

また、尺八には作業用階段を設置し、堰堤の下流側には維持管理のための土砂吐を設置するものとする。

一般には、尺八および暗渠の構造は、建設省土木構造物標準設計のパイプカルバートP3型かP4型またはこれに類した構造とし、取水口よりの暗渠は土かぶりを十分にとり、埋戻し部分を保護する構造とする。

土砂吐の構造は、第8章第11節11.1、図8-11-5、図8-11-6を参考とする。

2 帯工による取水

帯工による取水は、図2-9-9、2-9-10を参考とする。

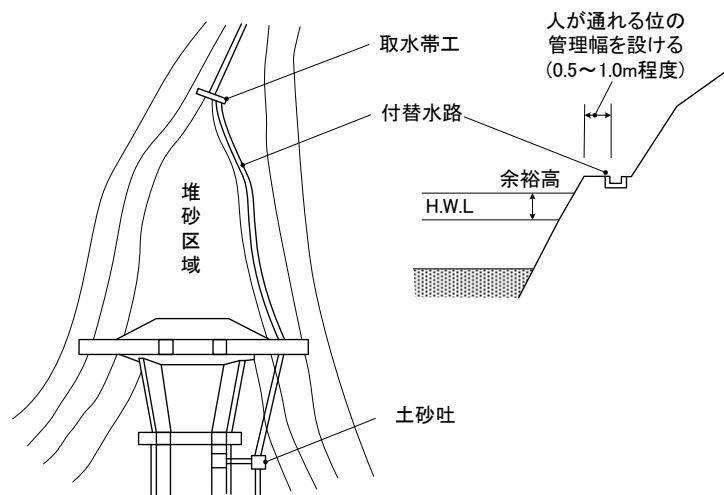


図2-9-9 帯工による取水

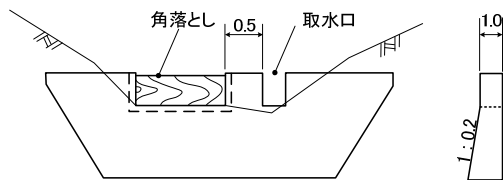


図2-9-10 取水のための帯工の構造

注-1) 帯工の袖の嵌入方法および根入れ等は第8章第7節帯工に準ずるものとする。

注-2) 取水口の断面は、現況の取水口の断面および取水必要量を考慮して必要最少限の断面とする。

3 副堰堤による取水

副堰堤による取水は、図2-9-11を参考とする。

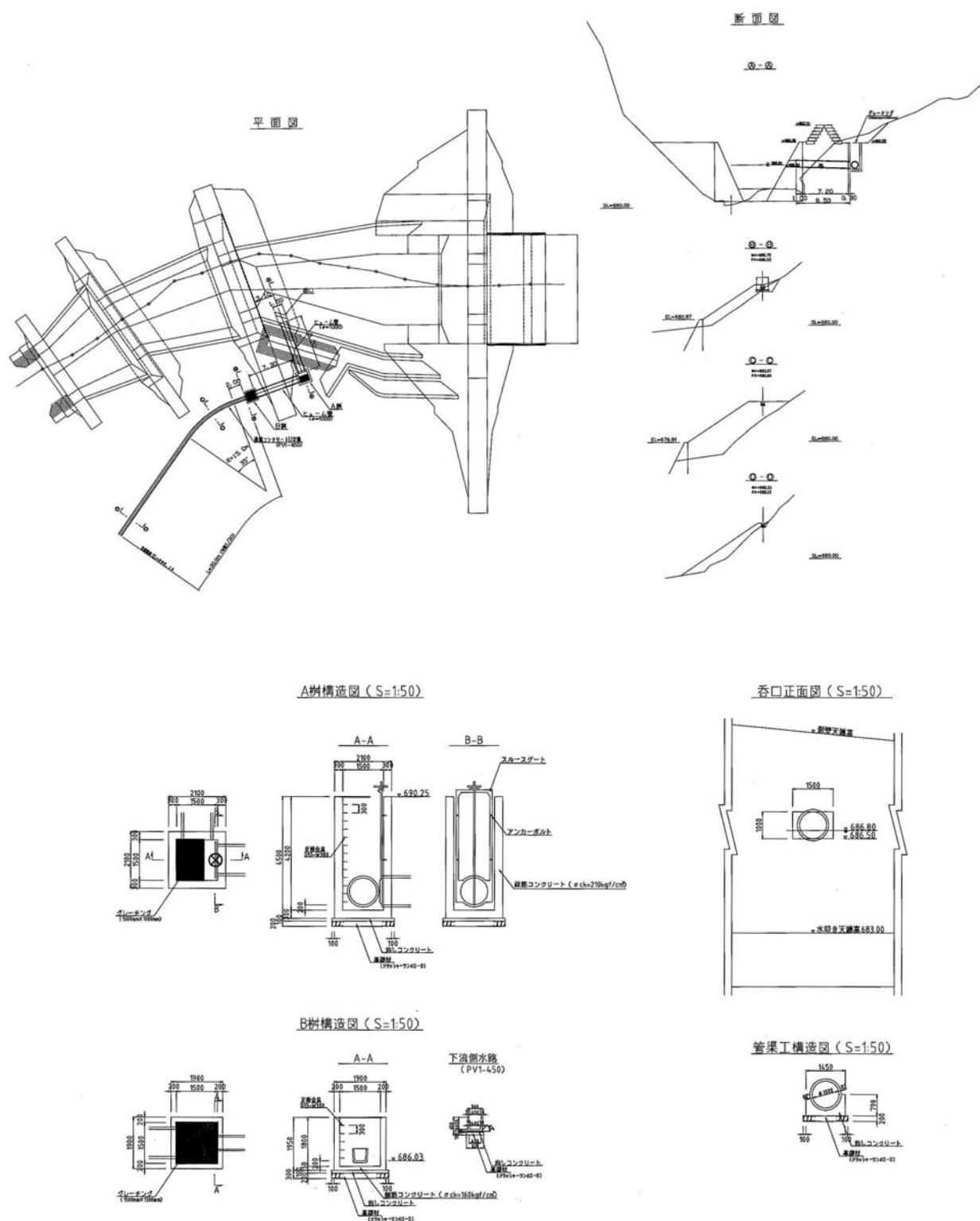


図 2-9-11 副堰堤による取水の例

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 p24)

解 説

土石流ピーク流量は，第Ⅲ編第2章第4節に示した方法に基づき算出する。

(土流設 p24)

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 p24)

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 p24)

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Ⅲ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Ⅱ編第1章第2節2. 6. 1を参照されたい。

(土流設 p24)

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設計水深や水通し部等の検討を行う。

ただし，この場合であっても，「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）より小さい場合は，「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする。（土流設 p25）

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し得る断面とする。

(土流設 p29)

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よい。

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 p29)

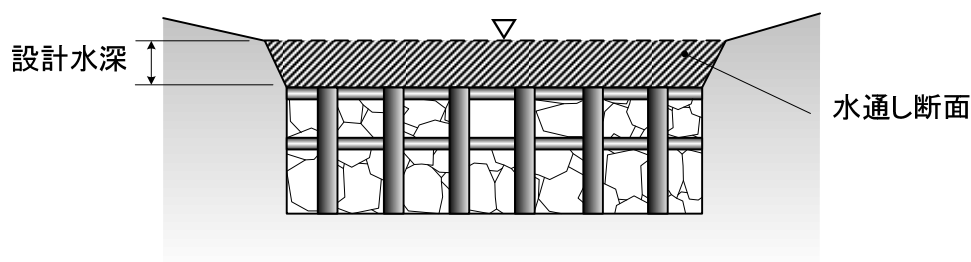


図3-2-1 閉塞型の透過型砂防堰堤の水通し断面(斜線部)

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両岸の安定を確保できる位置に透過部断面を設置する。この場合、土砂の堆積に支障がないよう注意する。

(建透指 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 p29)

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、開口部底面は、未満砂の状態で平常時の流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

(土流設 p29)

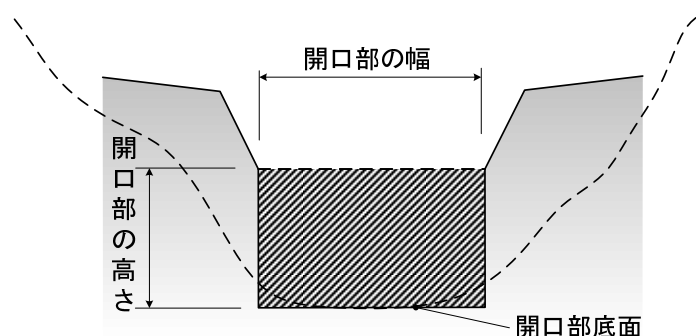


図3-3-1 透過型砂防堰堤の開口部(斜線部) (土流設 p30)

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 p30)

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 p30)

- 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。

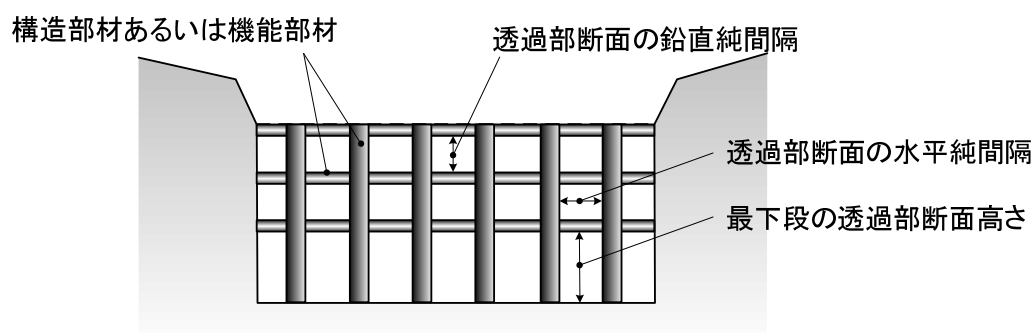
最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度とする。ただし、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する。

- 3 水平純間隔及び鉛直純間隔は、実験(図3-3-3参照)によると、土砂容積濃度が高い場合、最大礫径(D_{95})の 1.5 倍より小さければ、透過部断面が閉塞することがわかっているため、機能上、必要な場合、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 p30,31)



(土流設 p31)

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

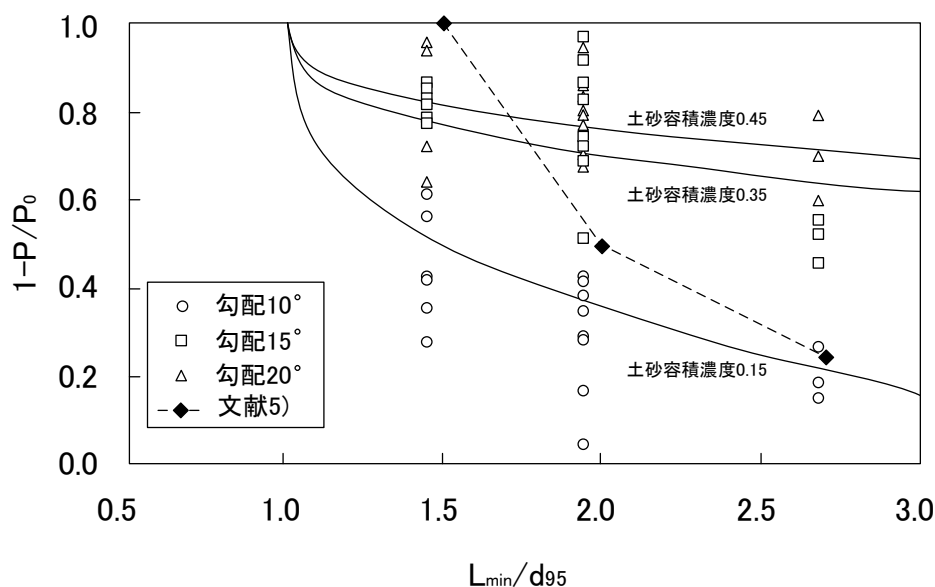
機能	水平純間隔	鉛直純間隔	最下段の透過部断面高さ
土石流の捕捉	$D_{95} \times 1.0$ *1	$D_{95} \times 1.0$ *1	土石流の水深以下 *2

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

(土流設 p31)

<参考> 透過部の閉塞 (実験結果) (土流設 p32)



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

図3-3-3 土石流ピーク流量の変化

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・流木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・流木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 p64)

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 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全であることが必要である。そのため、透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。

また、中詰材に土砂を用いる場合、常時流水があるなど流域規模が大きい際には、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。

(砂土計 p22)

4.1.1 安定条件

透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設 p22)

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 p22)

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。

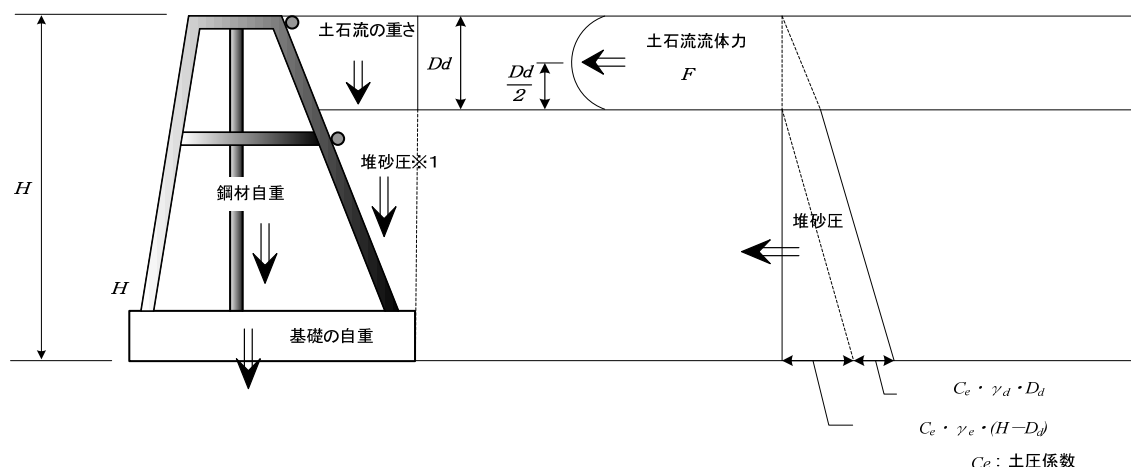
(土流設 p22)

解 説

① 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。

② 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 p22)



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

(土流設 p23)

図3-4-1 設計外力(土石流時)

③ 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 p24)

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 p26)

解 説

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

構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりである。

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

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

なお、流域の外力条件が厳しい現場においては、以下の点に留意する必要がある。

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

(土流設 p26)

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、温度応力とする。(土流設 p27)

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。

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 p28)

- 2 土石流時は短期荷重であることから、これまでの実績を考慮して、許容応力度を1.5倍割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。
- 3 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となっている場合には、温度変化時の設計外力の組み合わせに対して安全を確認して

おかなければならない。

- 4 透過部の部材の設計においては、表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_{f2})を想定し、さらに余裕角(θ_{f3})を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度(θ_{f1})を設定する(図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 p27)

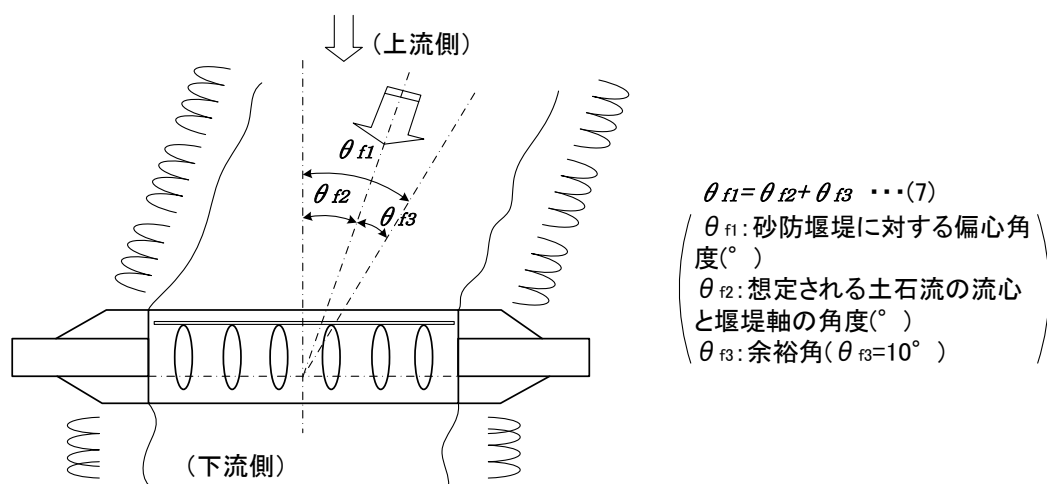


図3-4-2 透過部材に対する偏心荷重(溪流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合) (土流設 p28)

4.3 底版コンクリートの設計

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

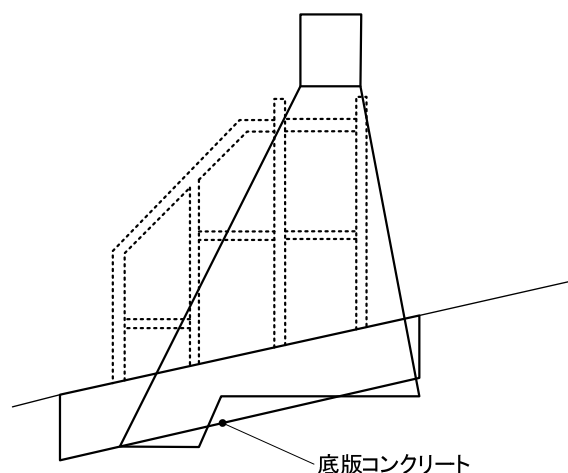


図3-4-3 底版コンクリート形状

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。

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、基礎地盤への根入れ深さを考慮して2mとしている例が多い。部分透過型とする場合には、これより厚くなる。

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、床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下水がある場合
- 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 p33)

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 p33)

- (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 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。

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。

(土流設 p34)

^{*)}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 37)

解 説

部分透過型砂防堰堤の設計流量の考え方は，不透過型砂防堰堤と同様とする。

(第2章第1節1. 1 参照)

(土流設 p 37)

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 p37)

解 説

- 1 水通し断面における設計水深(本手引きでは「設計水深(水通)」と呼ぶ)

設計水深(水通)は，①～③の値の内，最も大きい値とする。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 p8,9 参照)

- ① 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値
- ② 設計流量(土石)に対する越流水深の値
- ③ 最大礫径の値

- 2 洪水時の安定計算における設計水深

土砂含有を考慮した流量(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 p43 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 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(第3章第2節参照)。

(土流設 p39)

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方で検討する。

解 説

第3章第3節3. 1 を参照されたい。

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 p39)

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

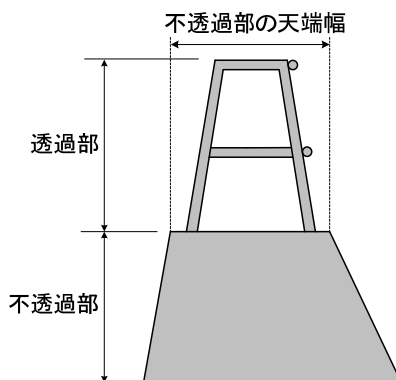
４．１ 不透過部の天端幅

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 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。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 p40 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 p40)

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 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、部分透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。また、中詰材に土砂を用いる場合、常時流水があるなど流域規模が大きい際には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。(土流設 p35)

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 p35)

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 p35)

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 p35)

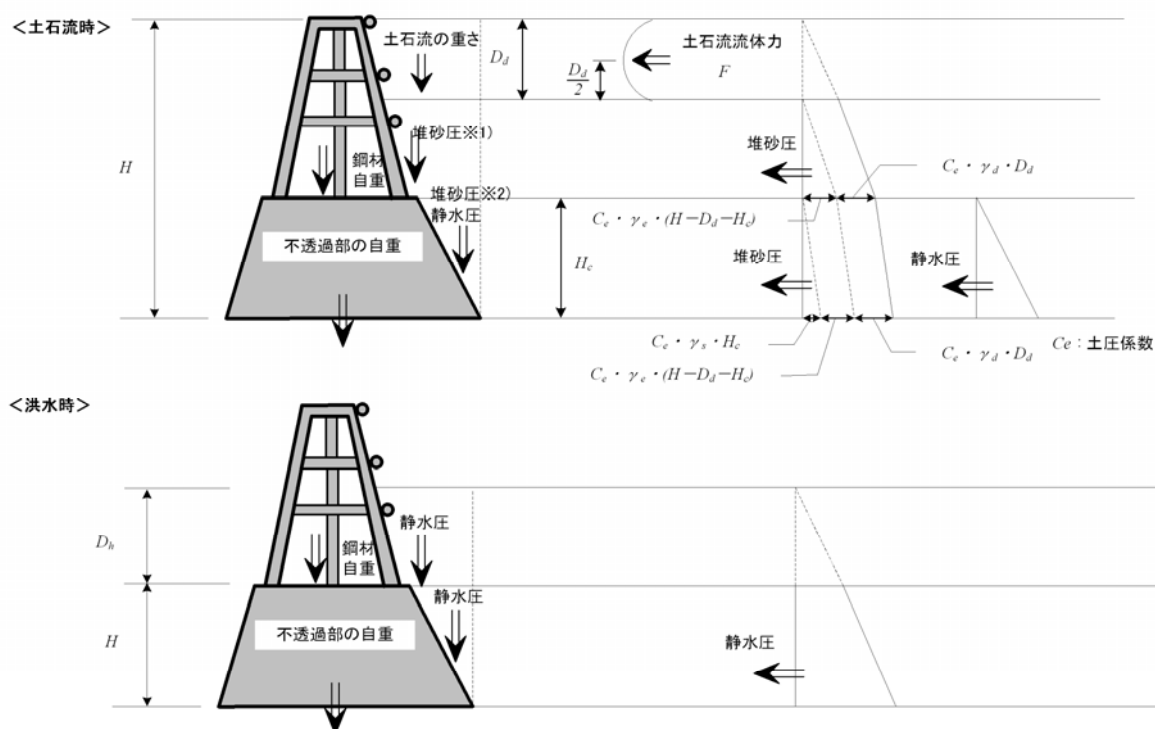
解 説

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 力, 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_s 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 p36)

- 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 p36)

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 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。 (土流設 p38)
(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 p42)
--------------------------------	-----------

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 p42)

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 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。
(土流設 p43)

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 小規模溪流対策施設

第1節 総説

1.1 小規模溪流

小規模溪流とは、崩壊あるいは十分に発達しない土石流が基準点直下の保全対象へ直接被害を及ぼすことが想定される土石流危険溪流で、以下の条件全てを満足するものをいう。

- ・ 流路が不明瞭で常時流水がなく、平常時の土砂移動が想定されない溪流
- ・ 基準点上流の溪床勾配が 10° ($1/6$) 以上で流域全体が土石流発生・流下区間

解 説

小規模溪流は、明瞭な谷地形をなし土石流流下が想定される溪流とは異なり、0次谷主体の急傾斜地斜面と土石流危険溪流の中間的な地形を有し、崩壊発生から土砂氾濫開始点、保全対象までの距離が短く、短時間で土石流の流出氾濫するおそれのある比較的流域面積が小さな地先溪流をいう。

1.2 小規模溪流対策施設

小規模溪流対策施設とは、土石流発生・流下区間において崩壊発生土砂や溪床堆積土砂の発生（流出）を抑制するほか、土石流および土砂とともに流出する流木等を捕捉する機能を有する施設であり、簡易貫入試験など詳細な土砂量調査及び施設計画、除石計画などにより、計画流出量を全量処理することが可能で、土石流が越流する可能性が少ないと想定できる施設をいう。

1.3 適用

本章は小規模溪流対策施設を計画、設計する場合に適用する。

解 説

小規模溪流対策施設を計画、設計する場合に適用するが、ここで示されない内容については、本手引きの「第Ⅳ編 第2章 不透過型コンクリート重力式堰堤（土石流タイプ）」に適宜準拠するものとする。

また、小規模溪流対策施設の計画、設計については、県庁砂防課協議によるものとする。

第2節 小規模溪流対策施設の計画

2.1 計画で扱う土砂量

小規模溪流の計画流出土砂量は「第Ⅱ編 土石流・流木対策計画における土砂量等の算出方法」に基づき算出するが、移動可能土砂量については、簡易貫入試験等により土層厚の調査等の詳細な調査を行い、精度良く把握することを条件とする。小規模溪流における計画流出土砂量は、この調査結果に基づく移動可能土砂量と、「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量を比較して小さい方の値とする。

解 説

一般的な溪流では算出した計画土砂量が $1,000\text{m}^3$ 以下の場合には流出土砂量を $1,000\text{m}^3$ とするが、小規模溪流において詳細な調査を行い、移動可能土砂量を精度良く把握できた場合は、 $1,000\text{m}^3$ であっても調査に基づく土砂量を採用することができる。

なお、下記参考等による簡易貫入試験を用いる場合、安易に流域一様の移動可能土砂の侵食深設定の考え方とするのではなく、地形、溪床勾配（土石流の発生、流下、堆積区間）等を考慮したものとする必要がある。

2.2 施設の種類と効果

小規模溪流対策施設は、土石流・流木捕捉工（砂防堰堤）を基本とする。

解 説

小規模溪流対策施設は、土石流・流木捕捉工（砂防堰堤）を基本とし、種類と効果は「第Ⅳ編 土石流・流木対策施設、第1節 土石流・流木対策施設（砂防堰堤）」に準ずる。

2.3 配置計画の基本方針

小規模溪流は基準点上流が全て土石流発生区間～土石流流下区間で、十分に発達しない土石流あるいは崩壊土砂が基準点直下の保全対象へ直接被害を及ぼすことが想定され、土石流流下・堆積区間において土石流・流木捕捉工を配置することが困難となる場合が想定される。このため、土石流発生・流下区間に小規模溪流対応型施設を配置し、土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理する。

解 説

小規模溪流対策施設を設置することで溪流の土石流・流木整備率を100%とすることを基本とする。すなわち、施設下流には土石流が流下しないと、土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流堰堤として計画とする。

小規模溪流対策施設の配置には、対象溪流の特性を現地調査等により十分把握した上で、除石管理や安全確保の確実性、経済性、地域環境等に配慮し、型式を選定する。

なお、不透過型堰堤においては、平常時の土砂移動が想定されないことを前提としているため、除石管理型とし、また、単独施設のための配置計画では流木対策が満足しないため、流木止めを設置することとする。この際、本堤部に流木止めを設置すると堤高が高くなるため、前庭部に流木止めを設置することを基本とする。

また、対策上不足する流木量がわずかで、かつ下流に流木が流下する様な流路が接続されておらず、流木が堰堤落下後に直下で停止することが想定される様な場合は、土石流・流木対策施設としての流木止めを設置せず、落下した流木のさらなる流下、移動を防止する工夫等を行い対応する。

第3節 小規模溪流対策施設の設計

3.1 規模と配置

小規模溪流対策施設の規模と配置は、「第Ⅳ編 土石流・流木対策施設、第1章 砂防堰堤一般、第4節 規模と配置」を基本とするが、地形・地質等の現場条件を踏まえて決定する。

解 説

位置は確実な土石流の捕捉が求められることから、堰堤軸は極力、堰堤上流からの土石流流下方向に直角に設定する。

また、谷出口の溪床勾配急変点に計画するよりも、極力、地形条件を勘案して上流側の捕捉空間に緩勾配区間が設けられる位置に計画する。

なお、不透過型堰堤においては、平常時の土砂移動が想定されないことを前提としているため、除石により計画捕捉量の空間を確保する除石管理型とし、施設規模を小さくするものとする。

3.2 水通しの設計

3.2.1 設計流量

小規模溪流対策施設の水通り設計流量は、土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流堰堤として「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）を対象とする。

解 説

小規模溪流対策施設は、土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流堰堤として位置づけるため「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）を対象とし、土石流ピーク流量は考慮しない。

「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）は、「第Ⅳ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、第1節 設計流量、水深」に準ずる。

3.2.2 水通り断面

小規模溪流対策施設の水通り高は、水通り設計水深に余裕高を加えて決定することを基本とする。

ただし、袖部から水があふれ、直接的に下流に被害が及ぶおそれがある場合においては、水通り設計水深に余裕高を加えて決定した水通り高より最大礫径が大きい場合、または土石流ピーク流量から土石流中の土砂と同時に堰堤に捕捉される水の量を除いた流量の水深が大きい場合は、越流水深を大きい方の値とする。

解 説

水通り幅は3m以上とし、余裕高は「第Ⅳ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、第2節 水通りの設計」に示される値を用いる。

また、袖部から水があふれ、直接的に下流に被害が及ぶおそれがある場合においては、最大礫径と以下の流量の越流水深の大きい方の値とする。

$$\begin{aligned} & \text{土石流ピーク流量から土石流中の土砂と同時に堰堤に捕捉される水の量を除いた流量} \\ & = \text{土石流ピーク流量}(Q_{SP}) \times (1 - (\text{土石流の土砂濃度 } C_d) / (\text{河床の土砂濃度 } C_*)) \end{aligned}$$

なお、この土石流ピーク流量の土砂濃度から逆算される清水ピーク流量については、土石流を全て捕捉した後を想定したものであり、満流状態での越流を想定する。

3.3 本体の設計

3.3.1 天端幅

小規模溪流対応型施設本体の天端幅は、計画地点の河床構成材料、流出形態、対象流量等の要素を考慮して決定する。

解 説

小規模溪流対策施設の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では洪水中の通過砂礫の摩耗等にも耐えるような幅とする必要がある。

本体材料が無筋コンクリート製の場合は、衝突する最大礫径の2倍以上を原則とし、土石流が越流する可能性が少ないと想定し、最小天端幅を1.5mとする。

3.3.2 袖の天端の勾配

安定計算は、通常の土石流対策堰堤に準じる。

ただし、非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とすることを基本とする。

解 説

非越流部における安定計算は基本的に行わない。これは、小規模溪流対応型施設が流出土砂量全てを一波土石流として捕捉し、施設下流には土石流が越流しないとしており、土石流捕捉後の堆砂の上にさらなる土石流が衝突するケースを想定しないためによる。

3.3.3 袖の天端の勾配

袖の天端は、水平以上を基本とする。

解 説

小規模溪流対策型施設では土石流が越流する可能性が少ないと想定しているため、「河川砂防技術基準（案）設計編」における副ダムの袖天端の勾配の設定に準拠して水平以上とする。

なお、袖を水平にした場合、流水が越波し下流部を洗掘が懸念されるため、必ず、袖部の直下に洗掘対策(盛土、ブロック、張りコンクリート等)を施すものとする。

3.3.4 前庭保護工の設計

小規模溪流対応型施設の前庭部には、必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による本体の破壊を防がなければならない。

解 説

前庭保護工は垂直壁、水叩き、側壁より構成する。

水叩き厚は、設計水深と有効落差により経験式により算出するが、水叩き長は、半理論式における水脈飛距離を最小限確保しながら、水叩き幅と同等以上の距離とする。

半理論式による水脈飛距離は「第Ⅳ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 第8節 前庭保護工の設計 8.2 副堰堤」に準じる。

下流接続水路の状況によっては垂直壁には水通しを設けず、下流水路への接続を考慮した柵構造として対応する。

第4節 小規模溪流対策施設の維持管理

4.1 除石（流木の除去含む）

小規模溪流対応型施設が十分機能を発揮するよう、定期的及び豪雨後、すみやか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）を行う。

また、除石（流木の除去を含む）を前提として施設の効果量を見込んでいるため、管理用道路を含めあらかじめ搬出方法を検討しておくものとする。

解 説

小規模溪流対策施設での捕捉空間の維持は重要であり、常時流水が無い溪流を対象にしているため、水抜き穴の閉塞の可能性は低いものの、礫落下や立木・倒木等により不意に閉塞してしまい堆砂進行を助長させることになってはならない。

また、定期的な点検と維持管理を確実にを行い、小型クレーン等を施設下流に据え付ける等、小規模な重機搬入にて効率的な土砂・流木除去を行う方法等をあらかじめ検討しておく。（点検用管理用道路の設置、施設直下の重機設置スペースの確保が必要である）

第6章 床固工(単独または連続配置の床固工)

第1節 目的

床固工は、溪床の縦侵食防止、溪床堆積物の再移動防止により溪床を安定させるとともに、溪岸の侵食または崩壊などの防止または軽減を目的とした施設である。なお、床固工は、護岸工などの基礎の洗掘を防止し、保護する機能も有する。

(国河計 p181)

解 説

溪床堆積土砂移動防止工は、これに該当する。

第2節 配置

2.1 一般

床固工の配置位置は、次の事項を考慮して計画するものとする。

- (1) 溪床低下のおそれのある箇所に計画する。
- (2) 工作物の基礎を保護する目的の場合には、これらの工作物の下流に計画する。
- (3) 溪岸の侵食、崩壊および地すべりなどの箇所においては、原則としてその下流に計画する。

(国河計 p181)

解 説

床固工は、縦侵食を防止して溪床を安定せしめるものである。

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

(建河計 p178)

2.2 位置の選定

床固工の位置は、次の条件を考慮して設定する。

- (1) 溪流の屈曲部においては、屈曲区間を避けてその下流に計画するのがよい。
- (2) 溪流の幅員が広く乱流のはなはだしい箇所に設けて整流を行なう。

(建河計 p178)

解 説

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

(建河計 p178)

2.3 方向

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

(建河計 p178)

解 説

床固工における水通しの越流水は理論上床固工の方向に直角に放射されるものである。床固工水通し天端下流端中心を床固工の中心点と定める理由もここにある。床固工の方向を定めるにあたっては、水通し幅一杯に越流する洪水流が、床固工上下流部兩岸、あるいはそこにある工作物に衝撃を与え、害をおよぼさないように注意しなければならない。したがって、方向は単独床固工にあつては下流の流心に直角とし、また階段状の床固工群にあつては、直上流床固工の水通し中心点における下流流心線上に床固めの水通し中心点があるよう各床固工の水通し位置を定めるのである。

(建河計 p179)

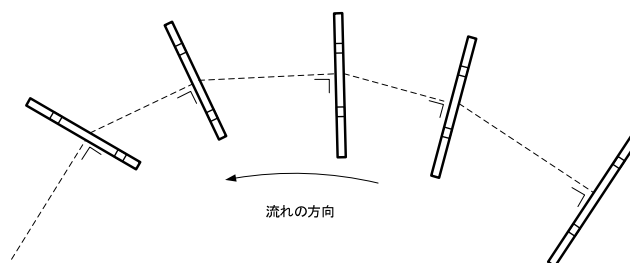


図6-2-1 床固工の方向

2.4 高さ

2.4.1 一般

- 1 床固工の高さは通常の場合 5m 程度以下とし、水叩きおよび垂直壁を設けるときの落差 3.5～4.5m が限度である。
- 2 床固工の高さ(水叩きおよび垂直壁を設置する場合を含む)が、5m 程度以上を必要とする場合および床固工を長区間にわたって設ける必要のある場合は、階段状に計画するのが適当である。

(建河計 p179)

解 説

床固工は原則として縦侵食を防いで溪床を安定せしめ、あるいは維持し、さらに工作物基礎の洗掘を防止するのが目的であるから、高さを規定することは困難であるが、5m 程度以下が普通で高いものを必要としない。また、床固工の施工箇所は河岸の地形から高いものは施工困難の場合が多い。したがって、床固工1基によって安定しうる溪床の延長には限度があり、相当長区間にわたって縦侵食が行なわれたり、溪床沿いの工作物延長が長い場合には、階段状に床固工群を計画する必要が起こってくる。

(建河計 p179)

2.4.2 帯工

単独床固工の下流および階段状床固工群の間隔が大きく、なお縦侵食が行なわれ、あるいはその恐れがある場合は帯工を計画する。(建河計 p179)

解 説

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を溪床と同高とし、床固工の形成する安定勾配または、計画河床勾配の線に沿って計画するのである。(建河計 p179)

2.5 溪床勾配

2.5.1 一般

- 1 床固工は、一般に溪流の上流部が安定している場合の、あるいは荒廃していても砂防工事の進行した後の下流部において侵食が行なわれる所に計画するもので、床固工によって新しく溪床勾配が形成されることが多い。
- 2 床固工によって形成される溪床勾配は、上流部の状態がよく、流下する砂礫の形状が小さいほど緩勾配となることに注目すべきである。(建河計 p180)

解 説

溪流の上流部が荒廃している時は、盛んに砂礫が流送されて下流部溪床が上昇する傾向が強く、縦侵食をとまなわないのが普通で、床固工の施工は時期が早すぎるか、またはその必要がない。

このような場合は、まず上流部に砂防工事を施工する。上流部が荒廃していない場合には、下流部に縦侵食が起こって床固工の必要が生じてくる。すなわち上流から土砂の流送がまったくないかまたは、わずかの場合に縦侵食が行なわれるから、この部分に設ける床固めの上流には現勾配と異なった溪床勾配が形成され、しかも上流部の状態がよければよいほど、また砂防工事が進行すればするほど、形成される勾配も小さな値をとるものである。(建河計 p180)

2.5.2 計画勾配

- 1 溪流の溪床勾配は、流量すなわち流速および水深と溪床の抵抗力によって定まるもので、したがって、床固工の上流溪床の計画勾配はこれを考慮して、侵食と堆積の起こらない、その流路に適したもので定めなければならない。
- 2 床固工下流のり先は越流水流によって深掘され、溪床が低下するから、階段状床固工群間の計画勾配決定にあたっては特にこの点に注意を要する。
- 3 したがって階段状床固工群においては、基礎は下流床固工の計画河床勾配線以下に根入れをしなければならない。(建河計 p180)

2.5.3 階段状床固工

階段状床固工群においては、溪床勾配の屈折と曲流部の深掘によって起こる溪床勾配の局部的変動に注意しなければならない。(建河計 p180)

解 説

溪流の溪床勾配は下流になるにしたがって緩やかとなるのが普通で、これによるはっきりとした勾配の屈折が階段状床固工群区間に存在するか否かを特に注意し、それが存在する場合には床固工の高さと

数を検討のうえ、床固工間の計画勾配がほぼ一致するようにしなければならない。また、曲流部の外側は水流によって溪床が深掘りされるのが普通であるから、深掘程度の推定に努め、これが溪床勾配に与える変動を検討する必要がある。(建河計 p180)

第3節 床固工の設計

3.1 設計流量、水深

設計流量、水深は、不透過型砂防堰堤に準ずる。

解 説

- 1 土石流区間で溪流保全工上流端等に設置する床固工のうち、砂防堰堤に準ずる機能を持つ床固工は、不透過型砂防堰堤(土石流タイプ)(第2章)に準ずる。
- 2 上流域で、溪床堆積土砂移動防止工として設置する場合は、不透過型砂防堰堤(土石流タイプ)(第2章)を参考とし、土石流荷重は考慮せず、静水压のみを対象とする。(土流設 p46)
- 3 その他の場合は、不透過型砂防堰堤(掃流タイプ)(第VI編第5章第4節)に準ずる。

3.2 安定計算に用いる荷重および数値

原則として、安定計算は、洪水時のみを実施する。越流水深については、3.3水通しの設計を参照されたい。

解 説

床固工は、その計画位置等によって条件が異なるので、次の目安で設計計算を行う。

- 1 土石流区間で溪流保全工上流端等に設置する床固工のうち、砂防堰堤に準ずる機能を持つ床固工は、不透過型砂防堰堤(土石流タイプ)(第2章)に準ずる。
- 2 その他は、不透過型砂防堰堤(掃流タイプ)(第VI編)に準ずる。

3.3 水通しの設計

床固工の水通しは、不透過型砂防堰堤に準じて設計するものとする。

解 説

- 1 土石流区間で溪流保全工上流端等に設置する床固工のうち、砂防堰堤に準ずる機能を持つ床固工は、不透過型砂防堰堤(土石流タイプ)(第2章)に準ずる。
 - 2 上流域で、溪床堆積土砂移動防止工として設置する場合は、不透過型砂防堰堤(土石流タイプ)(第2章)に準ずる。ただし、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。
 - 3 その他の場合は、不透過型砂防堰堤(掃流タイプ)(第VI編第5章第4節)に準ずる。(土流設 p41)
- 砂防堰堤に準ずる機能を持たない床固工については、マンニングの流速公式から越流水深を求めてもよい。

$$Q = VA$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

Q : 計算(=対象)流量(m^3/s)

V : 水通し天端の流速(m/s)

n : マンニングの粗度係数(第8章図8-5-4参照)

$$R = \frac{A}{P}$$

$$A = h_3 (B_1 + m_2 h_3)$$

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

R : 径深(m)

I : 床固工上流河床勾配

A : 対象流量流下断面積(m^2)

P : 潤辺(m)

h_3 : 越流水深(m)

B_1 : 水通し底幅(m)

m_2 : 袖小口勾配(1 : m_2)

3.4 本体の設計

本体の設計は、不透過型砂防堰堤に準じて設計する。

解 説

砂防堰堤のタイプの適用は、3.2を参照されたい。

3.5 基礎の設計

床固工の基礎は、第2章第4節に準じて設計するものとする。

解 説

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

土砂地盤の基礎処理等は、砂礫基礎の場合の基礎処理等を準用するものとする。

3.6 袖の設計

床固工の袖は、不透過型砂防堰堤に準じて設計するものとする。

解 説

砂防堰堤のタイプの適用は、3.2を参照されたい。

3.7 前庭保護工の設計

床固工の前庭保護工は、第2章第8節に準じて設計するものとする。

解 説

床固工における前庭保護工の長さは次式で求める(経験式)。

$$L = \alpha (H_1 + h_3) \cdots \cdots (1)$$

L : 床固天端下流端から垂直壁天端下流端までの長さ(m)

H_1 : 水叩き天端からの床固工の高さ(m)

h_3 : 床固工の越流水深(m)

α : 係数(一般に2~3であるが、愛知県では2を標準とする)

3.8 付属物の設計

床固工の付属物は、第2章第9節に準じて設計するものとする。

解 説

床固工では、水抜き暗渠を設置しない場合が多い。

3.9 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7章 護岸工

第1節 目的

護岸工は、溪岸の侵食・崩壊などの防止を目的とした施設である。

護岸工は、土砂の移動もしくは流水により、水衝部などの溪岸の侵食または崩壊が発生し、あるいはその恐れがあるところや山脚の固定あるいは侵食防止が必要なところに計画するものとする。

(国河計 p181)

解 説

護岸工は水際線の環境を単調なものとしてしまう可能性があるため、その設備範囲は必要最低限とし、溪流内の自然度が高くなるように配慮するのが望ましい。

(国河計 p181)

第2節 配置

2.1 選定Ⅰ

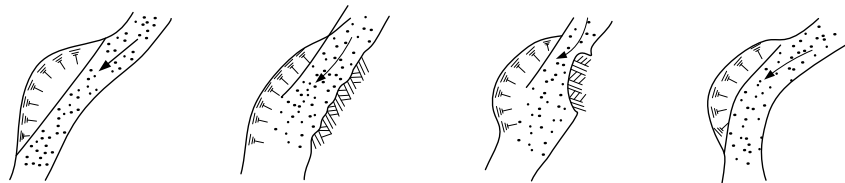
溪流において、水流あるいは流路の湾曲によって、水衝部あるいは凹部溪岸山腹の崩壊の増大または、崩壊の恐れがある場合、この部分に護岸工を計画するものとする。

(建河計 p181)

解 説

山腹の横侵食を防止して崩壊しやすい溪岸斜面の支持および根固めの目的を持って直接に護岸を計画するのも1方法であるが、導流護岸または、流路の変更を図ってこれら危険な箇所へ直接水流が衝突するのを避ける方法が良策である場合が多い(図7-2-1参照)。ただし、流路の付替えは短区間内の場合が適切であって、長区間にわたり付替えた流路が直線に近づくとかえってこのため溪床勾配が急となって流速が増すから注意を要する。

(建河計 p181)



(建河計 p181)

図7-2-1 護岸工の位置

2.2 選定Ⅱ

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

(建河計 p181)

解 説

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

(建河計 p181)

2.3 選定Ⅳ

渓岸の決壊または、崩壊防止のためには、床固工あるいは堰堤のほか、なお、山脚の根固めに護岸工を必要とする場合が多い。(建河計 p181)

解 説

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

第3節 護岸工の設計

3.1 設計流量、水深

設計流量は、不透過型砂防堰堤に準ずる。水深は、洪水の場合はマニング式で、土石流水深は第Ⅲ編第2章第4節4. 1. 2に準じて算出する。

解 説

計画地点の土砂移動形態にあわせて、設計流量、水深を求める。掃流区間においては、第8章溪流保全工に準ずる。

3.2 高さ

3.2.1 一般

- 1 護岸工の天端高は計画高水位に余裕高を加えた高さとするのが原則である。
- 2 溪流の曲流部における凹岸の護岸は、強固に計画するとともに、特に天端高を増さなければならぬ。(建河計 p182)

解 説

1 護岸工の天端高

河川堤防においては、洪水時の風浪、うねり、跳水による一時的な水位上昇、流木等を考慮し流量に応じて余裕高を設定するが、砂防を対象とする急溪流(一般に溪床勾配1/100以上)においては特に流木、巨礫等の混入により上記の現象が著しいため、十分な余裕を見込み(計画高水位+余裕高)護岸を施さなければならない。(建河計p182)

コスト縮減の観点からH.W.L.護岸を実施することも考えられるが、その適用範囲は水あたりにならない箇所(内カーブ側)などに限定すべきである。上流が砂防堰堤や流木対策施設により100%以上整備されていても、風浪、うねり、跳水等による一時的な水位上昇のおそれは依然として残るため、全区間H. W. L. 護岸は避けるべきである。特に土石流危険溪流において上流に整備された砂防堰堤が透過型砂防堰堤である場合、その下流に施工する護岸工は、必ず余裕高護岸にすること。

2 溪流曲流部の護岸工の天端高

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

端高を高める必要がある。水位上昇量の計算方法は、第8章第5節5.6横断計画を参照のこと。

(建河計p182一部追加)

3.2.2 堰堤等への取付け

堰堤および床固工上流に計画する護岸工天端は、堰堤および床固工の袖天端と同高または、それ以上の高さに取り付けなければならない。

(建河計 p182)

解 説

堰堤および床固工の袖高は水通しにおける計画高水位以上にとってあるから、この天端と同高または、それ以上に天端を取り付けることが必要であって、これを怠ると洪水流が護岸を越流して床固工あるいは堰堤の袖の地山取り付け部分が決壊する恐れがある。同時に堰堤および床固工における袖の角部の破損を防止するために、原則として急流部では袖と護岸の両のり面を一致して取り付け、水流に対する突出を避けなければならない。

(建河計 p182)

3.3 渓床勾配

- 1 護岸工施工区間の渓床勾配については、第6章第2節2.5.2および渓流保全工の計画勾配に準ずる。
- 2 渓流曲線部の凹岸および水衝部に護岸工を施工する時は、施工前に比べて護岸寄りの渓床が洗掘されやすく、渓流の横断面と渓床勾配に変化を与えるから注意を要する。

(建河計 p183)

解 説

渓床勾配、特に計画渓床勾配は、護岸工の天端および基礎の縦断勾配と基礎根入深とを決定する重大要素であることから、第6章第2節2.5.2および渓流保全工の計画勾配を参照して慎重に検討しなければならない。次に渓流の曲流部および乱流部において、流路の凸部には土砂が堆積し、反対に凹部には渓床が洗掘される傾向があり、その程度は流速が増すにしたがって大きく、護岸施工区間の横断面と渓床縦断勾配が計画と相違してくるから予め検討することが肝要である。

(建河計 p183)

3.4 型式

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

解 説

護岸の構造型式には自立式ともたれ式があり、護岸の背面の地形、地質条件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、もたれ式を用いるものとする。

護岸工の型式の選定にあたっては、渓流生態系と景観に配慮し、治水上問題のない箇所においては多自然護岸を計画する。採用にあたっては、地域の状況、経済性を考慮して選定する必要がある。

治水上問題のある箇所においては、コンクリート護岸、コンクリートブロック積護岸、または練石積護岸を計画する。治水上問題のある箇所とは、次のような箇所を言う。

- ① 保全対象が近接する箇所
- ② 流路が地すべりや崖錐の脚部にあり溪岸侵食により著しい崩壊、地すべりを誘発する可能性

が高い箇所

コンクリートブロック積護岸を採用する場合、その構造は国土交通省制定土木構造物標準設計2「擁壁ーブロック積（石積）擁壁（練積）（河川護岸用）」によるものとする。（図7-3-1参照）

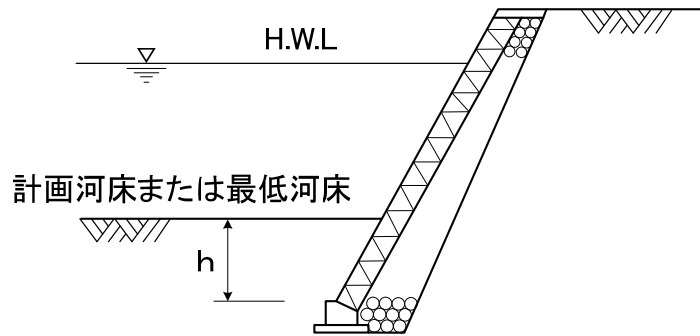


図7-3-1 コンクリートブロック積護岸の標準図

注-1) 河川・砂防工事のコンクリートブロック積の裏込コンクリートは原則として入れないものとする。ただし、次のような場合については、この限りではない。

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

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

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

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

上記の「輪荷重が護岸の安定に著しく影響する場合」とは、堤防天端幅3.00m以上で余裕高護岸の場合とする。（路面工で河川護岸を兼ねるもので幅3.00m以上の場合）

注-2) 水抜パイプは、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、3㎡に1ヶ所の割合で設置する。

自立式護岸を採用する場合、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。安定に関する照査は、「道路土工 擁壁工指針」による。（図7-3-2参照）

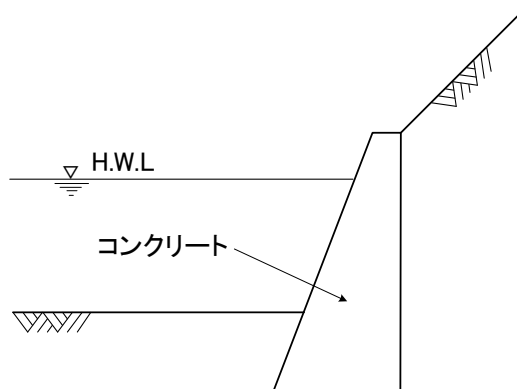


図7-3-2 自立式護岸の例(コンクリート擁壁工)

なお、環境対策上様々なタイプの護岸が計画される場合もあるが、この場合においても背面の地形・地質条件より構造型式を決定する。

3.5 のり勾配

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

解 説

護岸の前のり勾配は、溪床勾配が急なほど磨耗防止のため急勾配とすることが望ましいが、一般に1:0.5程度を採用する場合が多い。なお、砂礫径が小さい場合は、緩勾配とすることが望ましい。治水上の観点、自然環境への配慮および溪流利用といった点から検討し、決定すること。

3.6 法線

護岸の法線は、河床勾配、流向、出水状況等を考慮して定めるものとする。

解 説

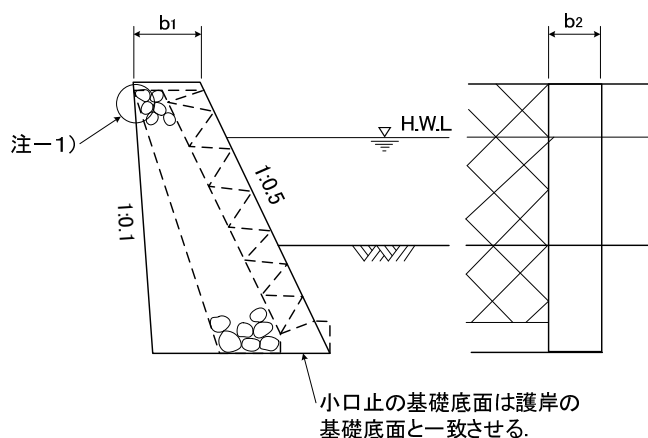
法線の湾曲が著しい場合は、流水により護岸の基礎が洗掘されやすく、また、偏流して護岸天端を越流する恐れもあり、下流に対する影響も大きいため、できるだけ地形条件の範囲内で溪床勾配を勘案し、湾曲を緩和するとともに、法線はできる限りなめらかなものにする必要がある。

3.7 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。

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7-3-3を参考とする。



$$b_1=0.75\text{m}$$

$$b_2=0.3\text{m}$$

図7-3-3 小口止の構造

3.8 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。

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7-3-1を標準とする。

表7-3-1 護岸の根入れの標準

地 質	計画河床を定めている場合	護岸を単独で計算する場合
砂 礫	計画河床高より 1.0m	最低河床高より 1.0m
軟岩(I), 軟岩(II)	" 0.5m	" 0.5m
中硬岩, 硬岩	" 0.3m	" 0.3m

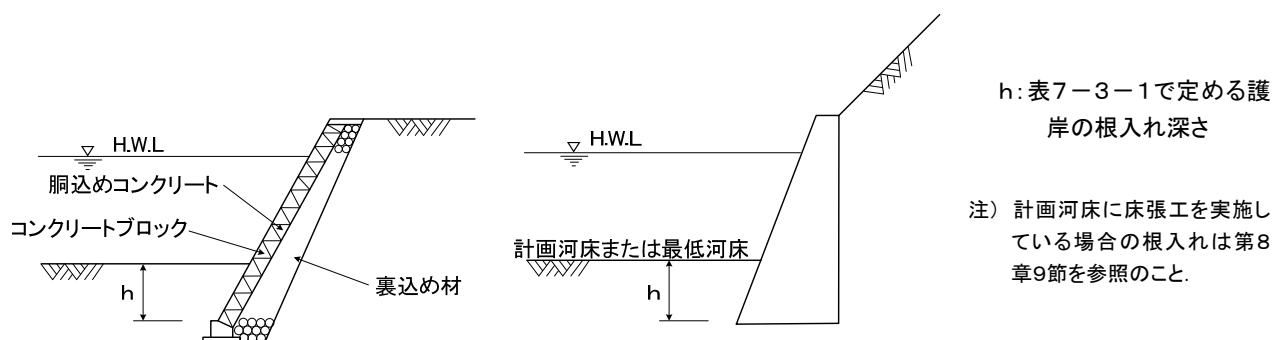


図7-3-4 護岸の根入れ(砂礫地盤の場合)

この他、垂直壁の下流付近は特に洗掘を受けやすいことから、垂直壁に接続する護岸基礎の底面は、垂直壁の基礎底面に一致させることを原則とする。ただし護岸高が5mを超える場合は、護岸高5mを上限としてできるだけ護岸の根入れを深くとするものとする。

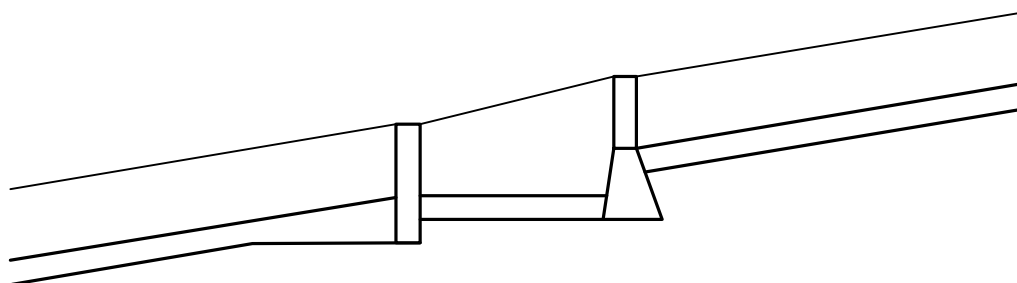


図7-3-5 垂直壁下流の護岸の基礎

なお、「瀬・淵の保全」等の環境対策上、渓床変動を許容する場合においては、現地での洗掘状況等を参考にして洗掘深を想定して根入れを行う。

3.9 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われを防止するために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わ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われ破壊に対する防止対策としても有効である。

一般には護岸長さ10m程度ごとに伸縮目地を設けるものとし、材料は樹脂発砲体(厚さ1cm程度)を使用する。

3.10 根固工

根固工は、護岸の基礎の洗掘を防止し得る構造として設計するものとする。

解 説

根固工は、自重と粗度により流水による護岸の基礎の洗掘を防止するもので、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。

なお、魚巣ブロック等、環境を配慮したものも開発されている。

根固工の規模の検討に際しては第2章第8節8.7護床工を参照のこと。

第8章 溪流保全工

第1節 溪流保全工の基本

溪流保全工は、山間部の平地や扇状地を流下する溪流などにおいて、乱流・偏流を制御することにより、溪岸の侵食・崩壊などを防止するとともに、縦断勾配の規制により溪床・溪岸侵食などを防止することを目的とした施設である。溪流保全工は、床固工、帯工と護岸工、水制工などの組み合わせからなる。溪流保全工は、多様な溪流空間、生態系の保全および自然の土砂調節機能の活用の観点から、拡幅部や狭さく部などの自然の地形などを活かし、必要に応じて床固工、帯工、水制工、護岸工などを配置するよう計画するものとする。

(国河計 p182)

解 説

溪流の溪床勾配は流量すなわち流速および水深と溪床の抵抗力によって定まる。したがって、床固工の上流溪床の計画溪床勾配は、これらを考慮して侵食と堆積の発生状況を勘案のうえ定め、流出土砂の動的平衡勾配と静的平衡勾配を参考として設定する。また、溪流保全工を計画するにあたっては、自然の地形を活かしつつ必要な箇所の上に砂防設備を適切に配置するよう計画する必要がある。なお、平成9年の河川砂防技術基準(案)計画編において取り扱われていた流路工は、その目的、機能から溪流保全工に包含されていることに留意する必要がある。

(国河計 p182 一部改)

1.1 目的および基本方針

溪流保全工は、安全に土砂や洪水を流下させることを目的とし、さらに、現況の溪流を極力改変しないように計画、施工を行い、治水上の安全の確保と溪流の生態系の保全を図るものである。

なお、土石流対策における土石流導流工において、計画規模の年超過確率の降雨量にともなって発生する可能性が高いと判断される土石流が上流域で十分処理される場合は通常の溪流保全工を計画するものとする。

(土流設 p42)

解 説

溪流保全工は、洪水流の乱流および河床の過度な変動、溪岸侵食等による土砂災害を防止し、地域の安全を確保することのほか、溪流の生態系の保全も図ることも目的とする。

1 治水上の安全性の確保

(1) 土砂災害の防止

洪水流の乱流および河床の過度な変動、溪岸侵食等により土砂災害が発生する可能性のある地域について、砂防設備を適切に配置して土砂災害を防止し、地域の安全を確保する。

(2) 緩衝的な空間の確保

- 1) 保全対象が溪流に隣接して存在すると、豪雨時等の出水時に被災する可能性が高くなることから、溪流と保全対象にある程度の緩衝的な空間を確保する。
- 2) 対策例として、溪流空間を緩衝的な空間(土砂の滞留空間)として活用することで土砂災害の危険性を軽減することが可能であることから、溪流空間を広く確保して土地利用の誘導を図る。
- 3) 土地利用上、緩衝的な空間を確保することができない場合は、洪水流を安全に流下させることに重点をおくものとする。

2 溪流の生態系の保全

(1) 溪流空間の確保

溪流空間は、溪流の溪床や溪岸、河岸段丘等、土砂の移動により攪乱を受けて、その地域に特有な植生環境、動物の生息環境が形成され、景観を創り出している。溪流空間を確保することが可能な地域については、溪畔林等を含めて積極的にこれらの空間を確保する。

(2) 溪流空間の多様性、連続性の保全

- 1) 溪流空間での環境の多様性、連続性を保全するために自然状態の溪流においては、現況の地形を極力改変しないように配慮する。
- 2) 既に砂防設備の整備がなされている場合は、溪流環境の多様性、連続性を創造することも考慮して基本方針を設定する。

3 溪流空間の確保

- (1) 溪流保全工における溪流空間は、洪水や土砂の一時的な滞留の場として防災的に機能する空間、かつ日常的には生態系の保全に寄与する空間として整備する。
- (2) 整備にあたっては、滞筋の変遷など過去の溪流の移り変わりを把握し、現在の土地利用状況を勘案しながら空間を確保する。

4 砂防設備

(1) 砂防設備の材料

- 1) 砂防設備は生態系に対する影響を最小限に抑え、溪流の多様性、連続性の保全に配慮するものとし、施設に求められる機能に応じて透水性が高い材料や植生等が侵入しやすい材料、景観を選択肢に含めて材料選定を行うものとする。
- 2) 土砂や木材などの自然材料を用いようとする場合には、あくまでもその現場または現場周辺で砂防工事等によって生じた土砂、伐採木、または流通している自然材料の利用にとどめるものとする。

(2) 溪畔林

- 1) 溪流保全工における溪畔林は、砂防法上の砂防設備として位置づける。
- 2) 溪畔林は、現存するものを保全することを基本とし、新たな植栽は、原則として行わない。
- 3) 溪畔林を砂防設備として活用するにあたっては、必ず床固工、帯工、水制工等の砂防構造物を併用するものとし、また、流木災害が発生しないように留意する。

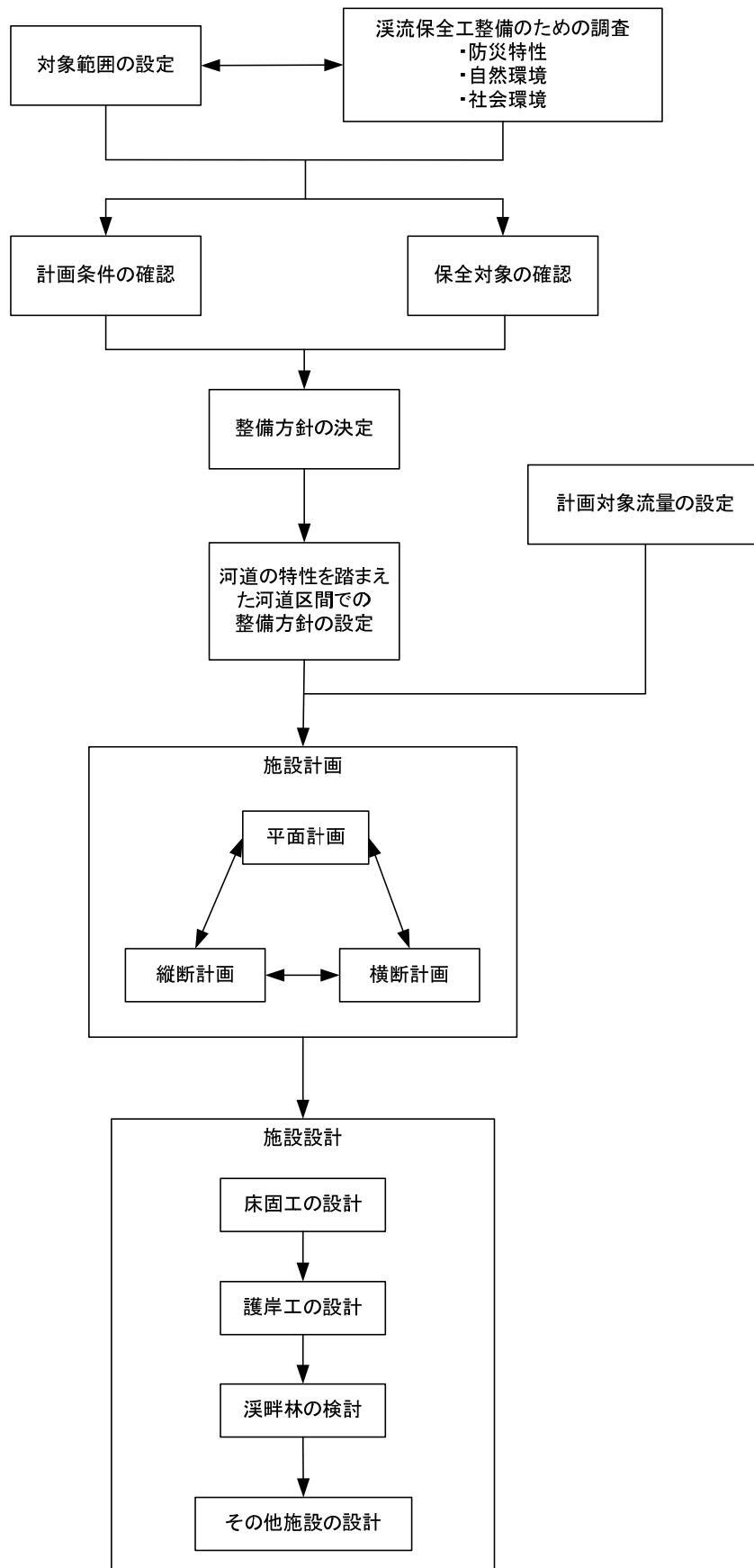


図8-1-1 溪流保全工検討の流れ

1.2 整備の方針

溪流保全工は、土地利用形態、保全対象の分布状況等、溪流の特性等を踏まえ、その場に応じた整備の考え方を明確化した上で整備する。

解 説

対象とする地域における各種の要請(治水上の安全、生態系の保全、溪流の利用等)について、どのような整備が望まれているかを明らかにし、その地域における溪流保全工の基本方針を明確化しなければならない。

土地利用形態、保全対象の分布、溪流の現況等の溪流特性を勘案して、洪水流の安全な流下を図ることが必要である区間と、溪床高の変動をある程度許容して、現在の地形をなるべく改変せずに溪流の環境の多様性、連続性を保全することが可能な区間とに分類して対応に当たる。

1 保全対象が隣接していない地域

- (1) 現在の溪流の状態をなるべく改変しないように整備する。
- (2) 床固工、帯工、護岸工、水制工、溪畔林等を溪流空間内の特性に合わせて適切に配置し、溪流の環境の多様性、連続性を確保する。

2 保全対象が隣接している地域

洪水流を安全に流下させ、洪水の乱流や過度な溪床変動を抑制するために床固工、帯工、護岸工、水制工を適切に配置する。

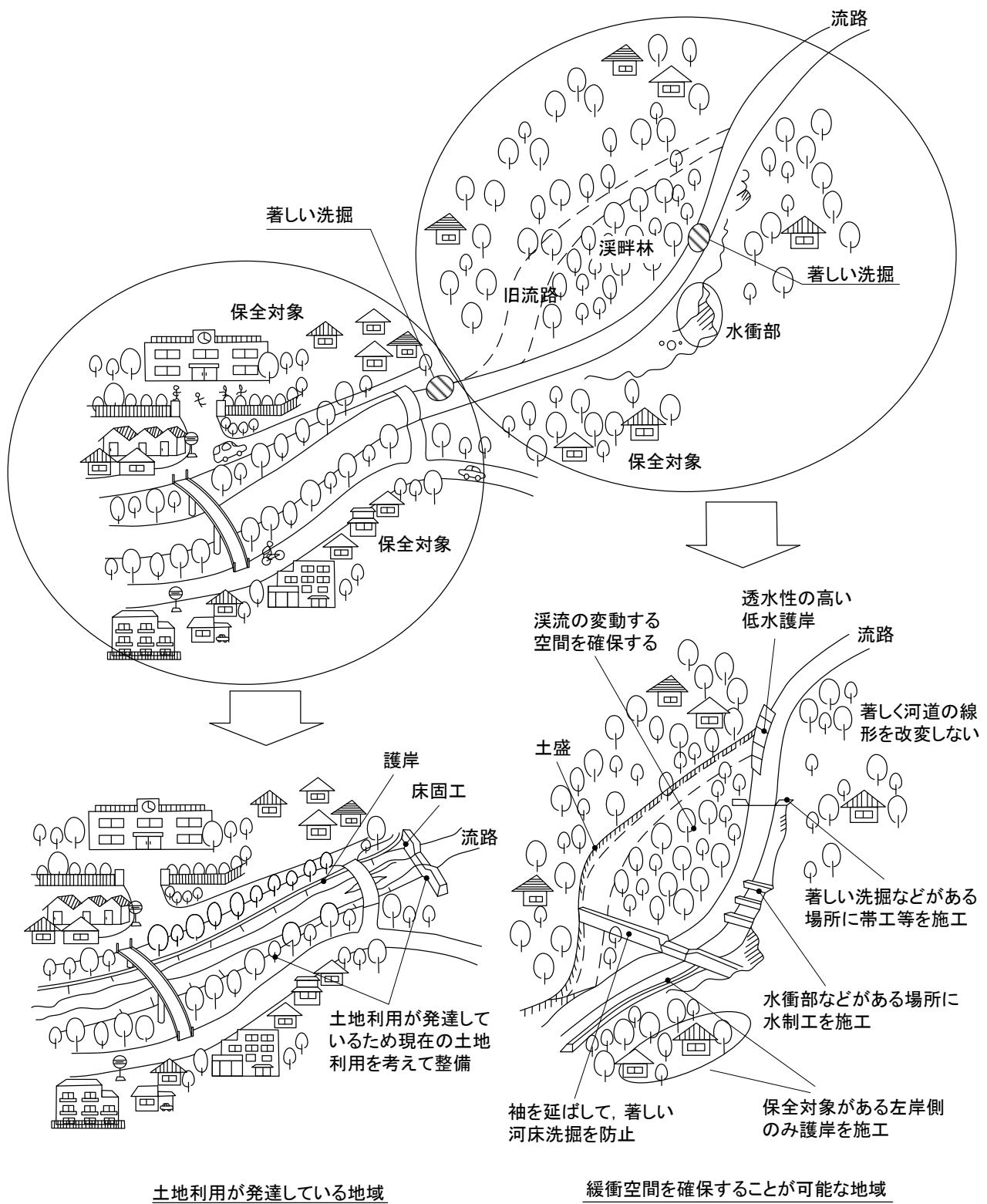


図 8 - 1 - 2 溪流保全工における整備のイメージ

第2節 計画条件

2.1 上流端処理

溪流保全工は、計画区域の上流端には、原則として堰堤もしくは床固工を施工するものとする。

(建河計 p184)

解 説

溪流保全工の上流端には溪流保全工を施工する溪流の上流の荒廃状況、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。この堰堤もしくは床固工は遮水機能をも有するよう袖の嵌入等は十分考慮して計画することが必要である。

(建河計p184)

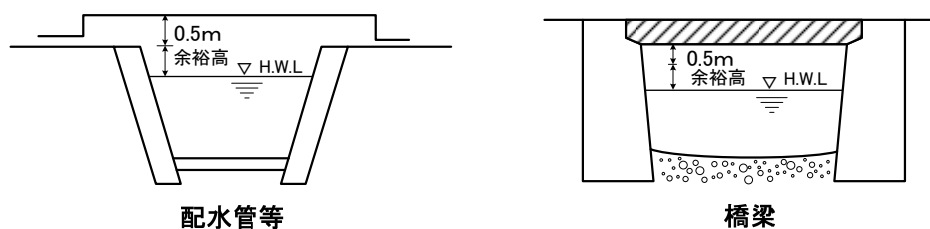
2.2 橋梁等横断構造物

溪流保全工の計画にあたっては、橋梁、配水管等の横断構造物はなるべく少なくするものとする。

(建河計 p184)

解 説

やむを得ず設置する場合には上流からの流木等による破壊等を考慮して、河川としての余裕高に0.5m 加えた高さ(図8-2-1 参照)をとることとする。



(建河計 p184)

図8-2-1 横断構造物の桁下余裕高

2.3 水利

扇状地に溪流保全工を計画する場合、地下水、伏流水等に影響をおよぼす恐れがあるので、溪流保全工周辺の水利用に関しては、十分事前調査を実施すること。

(建河計 p184)

解 説

三面張りおよび掘込河道の溪流保全工を施工することによって施工前の伏流水、地下水が遮断され、あるいは水位が低下し流域周辺の水利用(湧水、揚水等)に著しく影響をおよ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。

なお、地下水調査に関しては建設省河川砂防技術基準(案)調査編第7章地下水調査および第10章地すべりおよび急傾斜地調査を参考とする。

(建河計p184)

第3節 実施の順序

溪流保全工の実施に際しては溪流上流部の荒廃状況を検討しなければならない。

1 上流部が荒廃している場合

- (1) 砂防工事が未施工……溪流保全工の着手には時期が早すぎる。
- (2) 砂防工事が施工中……上流の砂防工事が計画流出土砂量に対し原則として50%以上(土砂生産抑制, 流出土砂抑制・調節量を含める)完了した後に溪流保全工を実施するものとする。
- (3) 砂防工事施工済み……溪流保全工の実施可

2 上流部の荒廃が比較的少ない場合

下流部の屈曲あるいは乱流がはなはだしく、侵食の著しい場合は溪流保全工の計画を必要とすることが多いが、この場合今後の荒廃に対処するため、上流の砂防工事が計画流出土砂量に対し原則として50%以上完了した後に溪流保全工を計画するものとする。

(建河計 p186)

解 説

溪流保全工完成後に上流から土砂の流入が多いと人家集落等の中で土砂害を発生させる原因となる。そこで、溪流保全工は上流からの土砂の流下を十分防止する設備ができた後に着手することが原則である。

(建河計 p186)

第4節 設計流量

4.1 計画規模

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

(砂設公 p154)

解 説

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級および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8-4-1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級河川と都市河川においてはC級、一般河川は重要度に応じてD級あるいはE級が採用されている例が多い。

なお、河川事業等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、砂防で改修する河川は暫定改修を行わないことを原則とし、その計画の規模は下流法河川の計画規模(暫定計画ではなく将来計画とする)および他の同程度の重要度を持つ河川や溪流の計画規模と整合性がとれたものとする。

ただし、特に著しい被害を被った地域にあつては、この既往洪水を無視して計画の規模を定めることは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、その被害の実態等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のが通例である。

(砂設公 p154)

愛知県では、原則として年超過確率 30 年を溪流保全工の計画規模とする。

$$Q_1 = Q \left(1 + \frac{\alpha}{100} \right)$$

Q_1 : 設計流量(m³/s)

Q : 計画高水流量(m³/s)(第Ⅰ編第3章参照)

α : 土砂混入率(%)

表 8 - 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

(砂設公 p154)

4.2 土砂混入率

溪流保全工の設計流量における土砂混入率は、すでに砂防工事が進捗しているため、それを考慮した土砂混入率とする。

解 説

溪流保全工における土砂混入率は、次の数字を目途とする。

- (1) 砂防工事が施工中(上流の砂防工事が計画流出土砂量に対して原則として 50%以上完了している)および屈曲、乱流防止(上流の荒廃が比較的少ない場合でも今後の荒廃に対処するため、原則として上流の砂防工事が計画流出土砂量に対して 50%以上完了していなければならない)の場合
 ……10%

- (2) 砂防工事が施工済みの場合……5%

(建河計 p184)

第5節 溪流保全工の計画

溪流保全工の計画にあたっては、地域の安全の確保、溪流の生態系の保全等、溪流保全工に求められる機能を発揮できるように、溪流空間内に砂防設備(床固工、溪畔林、護岸工等)を適切に配置する。

解 説

溪流保全工の計画は、その基本方針を明確にし、溪流保全工を計画する空間を設定して、基本方針に基づいて溪流の空間整備を行うものである。次の事項に留意して計画策定に当たらなければならない。

- 1 溪流保全工の基本方針とは、その地域の自然、社会的条件をもとに、治水上の課題、自然環境、その他の地域において要請される各種事項を把握して設定する。
- 2 溪流保全工の整備の最も重要な基本方針は地域での治水上の安全の確保であり、その実施にあたっては溪流の生態系の保全にも配慮する。

- 3 当該地域の生活と溪流のつながり、すなわち、溪流と人とのかかわりにも配慮する。
- 4 健全な溪流の生態系を維持していくためには、溪流の物質運搬、流路変動等の攪乱を受ける不安定な状況、魚類等の水生生物の生息環境を極力損なわないようにしなければならない。
- 5 溪流保全工の計画は、ミティゲーションの考え方を適用する。

5.1 対象範囲

溪流保全工の対象とする範囲は、保全対象、溪流の状況等を勘案し、対策が必要な範囲において設定する。

解 説

溪流保全工は保全対象の分布状況、現溪流の河積、流路変動の状況、扇状地等の地形条件、溪畔林の分布等、自然環境の状況等を踏まえて、適切な範囲を設定する。

- 1 溪流の多様性、連続性を維持するため、溪床や溪岸、河岸段丘等、土砂の流出により攪乱を受けて変動する不安定な立地を溪流保全工の対象範囲として設定することが基本である。
- 2 溪流保全工の対象範囲は溪流空間を基本とし、溪畔林調査や土地利用調査等から溪流空間の変遷を把握して、現在の土地利用状況を勘案しながらできる限り広範囲に設定し、砂防指定地として管理していくものとする。
- 3 溪流保全工の対象範囲は管理幅を含めて設定する。

5.2 平面計画

溪流保全工の平面計画は、溪流の多様性、連続性を考慮して、自然河道の平面形状を尊重しながら設定するものとするが、屈曲が著しく治水上好ましくない場合には、法線形を緩くする。

解 説

溪流の多様性、連続性を考慮して自然河道の平面形状を尊重しながら設定するものとするが、屈曲が著しく治水上好ましくない場合には、法線形を緩くする。

ここで言う治水上好ましくない場合とは、屈曲の著しい流路の外カーブ側に保全対象がある場合や流路が地すべりや崖錘の脚部にあり溪岸侵食により著しい崩壊、地すべりを誘発する可能性が高い場合等を言い、必ずしも次に述べる法線形が守られていない区間全てを指すものではない。

治水上好ましくない場合、屈曲部では、原則として曲線半径と計画河幅の比を10～20以上、湾曲度を60°以上とする。やむを得ない場合であっても曲線半径と計画河幅の比を5以上とすること。

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

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

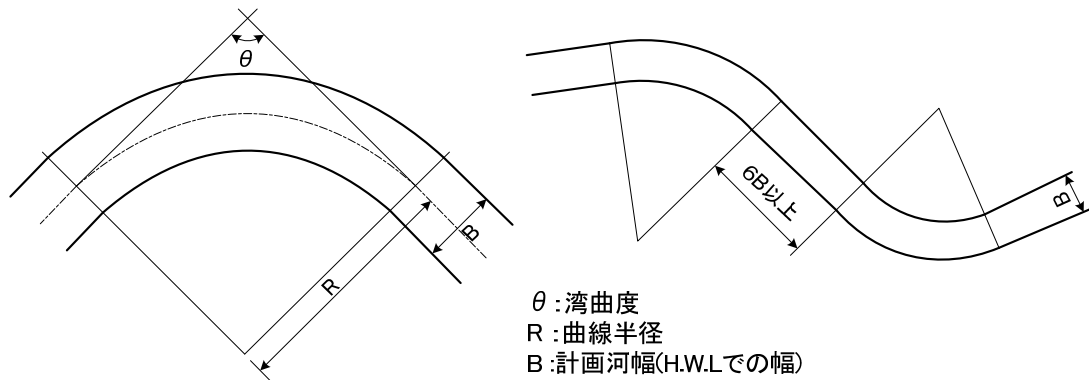


図 8-5-1 法線

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、支川の流量等が本川に比べ無視できる程度のもを除き、本川にスムーズに合流させなければならない。

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

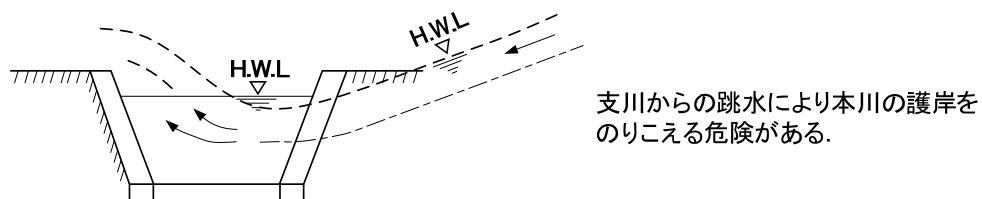


図 8-5-2 支川の影響

5.3 計画高水位

計画高水位は、計画する溪床面から縦断形および横断形と相互に関連して決定するものとし、周辺の地形状況をもとに設定する。

解 説

1 手法

計画高水位は、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、不等流計算あるいは模型実験で求める場合もある。不等流計算を実施する場合は、建設省河川砂防技術基準(案)調査編第6章4.2に準じて行う。

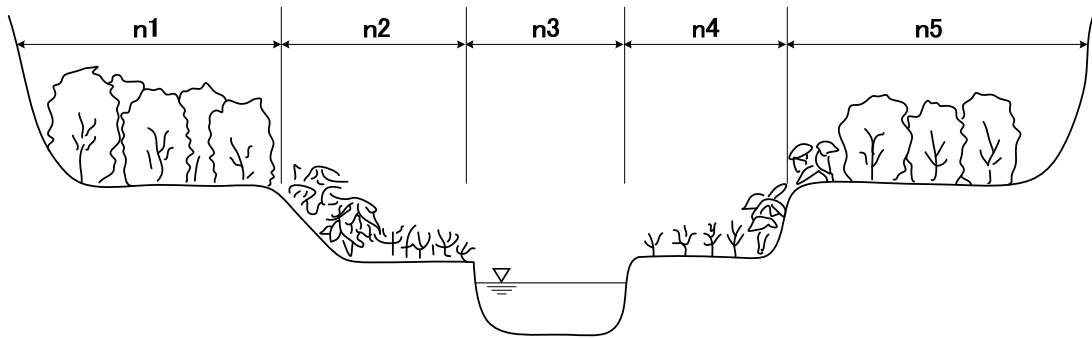
2 粗度係数

粗度係数は図8-5-4を参考とするが、一般には表8-5-1を標準とする。

横断計画で自然河道とした場合は、河床の状態をもとに断面を区分して、それぞれ粗度係数を設定して計画高水位を求め、横断計画に反映させる。

表 8－5－1 粗度係数の標準値

溪流保全工のタイプ	粗度係数	備 考
二面張溪流保全工	0.03	
三面張溪流保全工	0.02	床張りがコンクリート張りの場合
〃	0.025	床張りがブロック張りの場合



断面を区分して個々に粗度係数を設定する。

図 8－5－3 自然河道での粗度係数の設定

3 等流計算

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(式(1))から計画高水位(h)が得られる。

$$Q = A \cdot V$$

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

Q : 対象流量 (m^3/s)
 A : 溪流保全工流下断面積 (m^2)
 V : 平均流速 (m/s)
 n : マニングの粗度係数
 R : 径深 (m) (流下断面積÷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(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(式(2))による流速の補正が必要となる。

$$V_1 = \frac{\gamma_w}{\gamma_w + \frac{\alpha}{100} \cdot (\sigma - \gamma_w)} \cdot V \quad \dots\dots\dots (2)$$

V_1 : 土砂混入後の流速 (m/s)
 V : 清水の平均流速 (m/s)
 γ_w : 水の密度 (普通 $= 1.0 \text{t}/\text{m}^3$)
 σ : 石礫の比重 (普通 $\sigma = 2.6$)
 α : 土砂混入率 (%)

注－3)マニングの粗度係数は2 粗度係数参照.

注－4)等流と仮定し、水面勾配≒計画河床勾配とする.

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.



(水理公式集p89)

図8-5-4 粗度係数 n の概略値

5.4 縦断計画

縦断計画は、溪流の多様性、連続性を考慮して、自然河道の縦断形状を尊重しながら勾配の変化をあまり急激に行わないように設定する。溪床勾配は、掃流力が50%以上変化しないように定める。

(建河計p187)

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ものとする。また、築堤工は本川との取り付け部分等に限るものとする。

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、堆積等に留意して設計するものとする。

(建河Ⅱp24)

解 説

縦断計画の策定にあたっては、溪床の堆積・侵食状況、溪床材料等の現地の状況を把握したうえで、必要な縦断規制を行う。

1 原則

(1) 保全対象が隣接している地域

保全対象が隣接しており、勾配の変化点で局所的洗掘が激しい箇所、また、支川が合流している地点においては、洗掘、堆積等に留意して、床固工を設けることを原則とするが、構造物の規模、材料、施工方法については、設置場所の特性を十分勘案してなるべく溪流空間の生態系に影響がないよう検討する。なお、縦断規制すべきポイント以外は自然にまかせる。

(2) 保全対象が隣接していない地域

治水上の問題が生じない限りにおいて自然河道の縦断形状を尊重する。

(3) 掘り込み方式

護岸天端を背後地盤と同高以下にすることが原則であるが、やむを得ない場合でも、計画高水位は背後地盤を超えないようにする。

2 計画勾配

溪流保全工では原則として自然河道の縦断形状を尊重するものであるが、溪床の縦横の洗掘等、治水上の問題が生ずることも考えられ、縦断規制をすべき区間も出現する。

縦断規制をすべき区間において、一般に計画勾配は、現況河川において縦侵食が激しい場合は、元河床勾配の1/2程度を目安とし、横侵食、蛇行等が主体となって土砂が生産されている場合は、元河床勾配の2/3程度を目安とする。

なお、縦断規制を行う床固工の最大落差高は3.5～4.5m程度として縦断計画を検討する。

計画勾配を決定する場合、単に元河床勾配のみにとらわれず、土砂を含んだ洪水による堆積を含めた勾配を上限に、流水だけの洪水流による洗掘を考えた勾配を下限に考えておけばよい。すなわち、工作物の基礎高は静的平衡勾配を基準に考え、工作物の天端高は動的平衡勾配を下限に考えておけばよい。

溪流保全工を計画する溪流は、一般には急流であり、溪床勾配を河床材料のみで安定させることができない場合が多く、床固工、帯工等を用いるか、場合によっては床張工を実施し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、溪床勾配、河床高

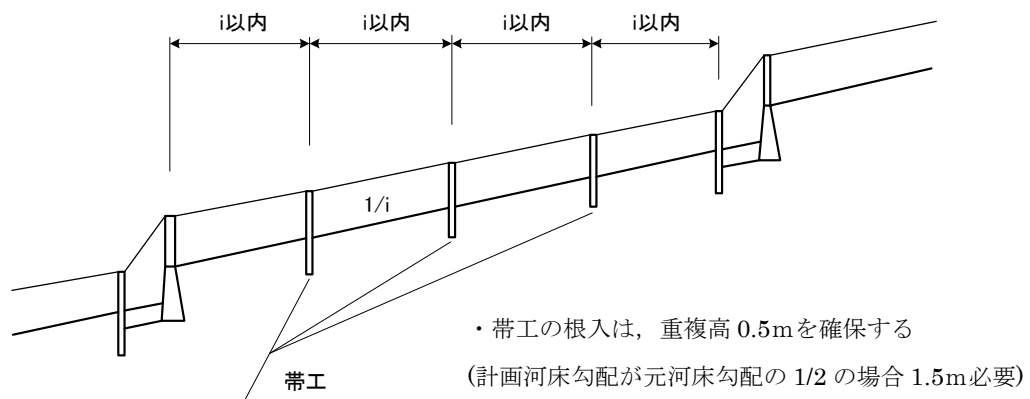
および横断形にも関連があるのみならず、平面形にも関連する。このため、計画河床勾配と河床高は試算的に求めて、他の横断形等を検討したうえで最終的に決定される。

表 8-5-2 溪床安定の方法の標準

	$i > 1/30$	$1/30 \geq i > 1/50$	$i \leq 1/50$
$B_1 \leq 3.0$	(床張工+帯工) または (帯工対応(二面張り))	帯工対応(二面張り)	帯工対応(二面張り)
$B_1 > 3.0$	(床張工+帯工) または (帯工対応(二面張り))	帯工対応(二面張り)	二面張り

B_1 : 溪床幅

1) 二面張り



2) 三面張り

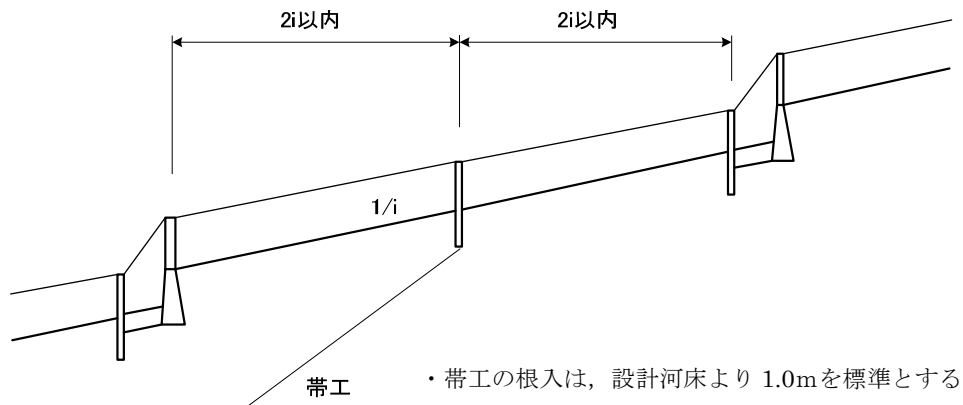


図 8-5-5 帯工の間隔

3 縦断勾配の比

縦断勾配を変化させる地点での帯工の施工は避け、勾配変化点には床固工を設置することを原則とする。

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が50%以上変化しないように勾配ならびに水深を定めるものとする。

一般には式(1)を標準とする.

$$\left. \begin{array}{l} I_A \geq 1/30 \text{ の場合 } U_{*A}^2 / U_{*B}^2 \leq 2 \\ I_A < 1/30 \text{ の場合 } U_{*A}^2 / U_{*B}^2 \leq 1.5 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

U_{*A}^2 : 図8-5-6で示されるA区間の掃流力 $U_{*A}^2 = g \cdot H_A \cdot I_A$

U_{*B}^2 : 図8-5-6で示されるB区間の掃流力 $U_{*B}^2 = g \cdot H_B \cdot I_B$

ただし, 掃流力を $U_*^2 = g \cdot H \cdot I$ で示すとする. ($g = 9.8 \text{ m/sec}^2$, H : 水深, I : 勾配)

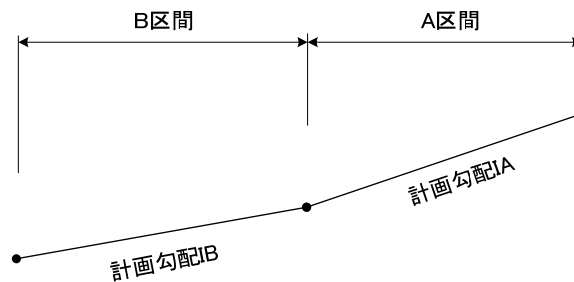


図8-5-6 縦断勾配の比

4 支川処理

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併せた勾配とする. 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, 平面形状等を十分検討する.

5.5 床張工

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.

解 説

渓床勾配等で, 河床の抵抗力より掃流力がまさる場合においても, 勾配緩和等計画段階で検討し, できるだけ三面張は避ける.

しかし, 治水上の問題が生ずることが考えられる区間で, 勾配緩和・河道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, 三面張とすることを考慮する.

一般には, 過去の事例等から計画河床勾配が1/50より急な場合に, 計画河床の維持が困難となっている. また, 砂礫地盤で河床幅が狭い場合, 護岸工の根入れのための掘削で渓床が全体的に乱されるため, 計画河床の維持が困難となる.

河床に岩盤が露出する場合は, 渓床勾配, 渓床幅にかかわらず底を張らないものとするが, 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.

床張の可否の目安としては, 次のような場合がある(砂防・地すべり設計事例 砂防・地すべり技術センター 2章2. 1).

- (1) 河床勾配が急勾配で常時出水(生起確率1/1~1/5程度)による掃流力がその地点の粒径(90%粒径)による限界掃流力よりも大きくなる場合($u_*^2 > u_{*c}^2$)

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

$$u_{*c}^2 = 0.05(\sigma / \rho - 1)g \cdot d_{90} = 80.9 d_{90} \quad \dots\dots\dots \text{限界掃流力(岩垣式)}$$

ここに h : 平均水深(cm)

I : 河床勾配

d_{90} : 90%粒径(cm)

σ : 砂礫の密度(t/m³)

ρ : 泥水の密度(t/m³)

g : 重力加速度(980cm/s²)

(2) シラス、火山灰堆積地帯等、特殊な地質で直接流水がこの地質に接することにより崩壊、岸決壊等が生じるため、流水が接触することを防止する必要がある場合。

なお、床張工には、コンクリートが一般的に用いられてきたが、恒久的に一定の河床変動が許容されない構造や植生等が侵入しがたい構造は極力避けるものとする。コンクリート張りに変わって、巨石張り(積み)、護床ブロック等の使用が考えられる。

5.6 横断計画

溪流保全工の断面形状は、対象流量(設計流量)、縦断勾配、平面形状、背後地の土地利用状況、溪畔林の分布特性や構造特性等、溪流の多様性、連続性を考慮して定める。

解 説

1 計画断面

現河道幅をせばめることは、河川の機能を破壊するだけでなく計画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ことが好ましい。

河幅が広く乱流、異常堆積の恐れの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、遊砂池として利用することが望ましい。(建河計p188)

2 計画幅

現況の河道断面を尊重するものとし、原則として河床整正は行わないものとし、河道断面はできるだけ広く設定する。

(1) 保全対象が隣接している区間

計画幅は、河床の安定性に主眼をおき、構造物の有無、背後地の土地利用等を考慮して決定するものとするが、一般には式(1)を目安とする。

$$B = \alpha \cdot A^{0.7} \quad \dots\dots\dots (1)$$

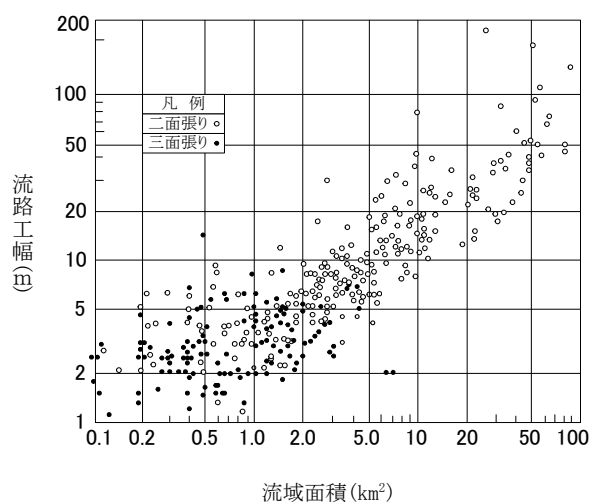
B : 計画河床幅(m)

A : 流域面積(km²)

α : 係数(3~6)

注-1) 式(1)は田畑による現在既設の溪流保全工幅と流域面積との関係図(図8-5-7)から求めた式である。

注-2) B は切り上げて0.5m単位を原則とする。



(建河Ⅱ p25)

図 8-5-7 流域面積と溪流保全工幅

(2) 保全対象が隣接していない区間

溪流保全工の対象範囲を計画幅として、現在の溪流を維持することを原則とする。

3 余裕高

溪流保全工の余裕高は、原則として計画流量(設計流量)によって決定するものとする。

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

表 8-5-3 余裕高と($\Delta H/H$)

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

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

(建河計 p185)

勾配の急な溪流では、河床変動、土砂流出等が起こりやすく、流送が大きい関係もあって水面変動が大きい。このため大きな余裕高が必要となる。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。

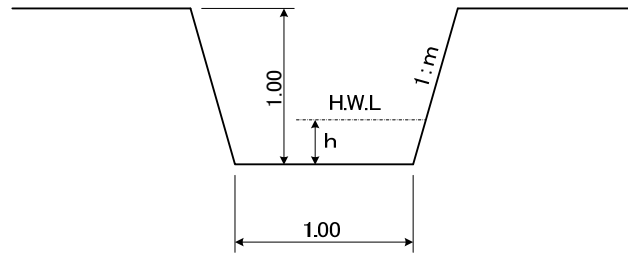
そこでこれら計画高水位(H)と余裕高(ΔH)との比をとり、これらの値の下限値を勾配別に規定したものである。(表 8-5-3 下表)

(建河計 p185)

4 最小断面

溪流保全工の計画断面は、転石等の混入を配慮し、最小断面を定めるものである。

転石等の混入の配慮から、最小河床幅は1.0m（下限値）とする。しかし流域面積が小さい場合は、計算で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、溪流保全工の最小断面は図8-5-8を標準とする。



注-1) hは計算で求められる計画高水位

注-2) mは、一般には0.5を標準とするが、特に摩耗、破壊の恐れのある場合は0.4, 0.3とする。

ただし、湾曲部の外側でなく、砂礫径が細かい場合、親水性の確保が必要な場合等は、緩勾配が望ましい。

図8-5-8 溪流保全工の最小断面

5 湾曲部の横断形

やむを得ず法線形を湾曲させる場合には、断面を十分とる必要がある。これは湾曲部において、外カーブには水のせり上がり、内カーブには土砂の堆積現象が発生するからである。

また、曲線部の外カーブ側は、洪水時には洪水が集中して流下するため強度の洗掘力が働く。そこで直線部の護岸工よりも構造的に強固なものとする必要がある。特に二面張の場合には根入れの深さを考慮する等洗掘に対処する構造を計画するものとする。

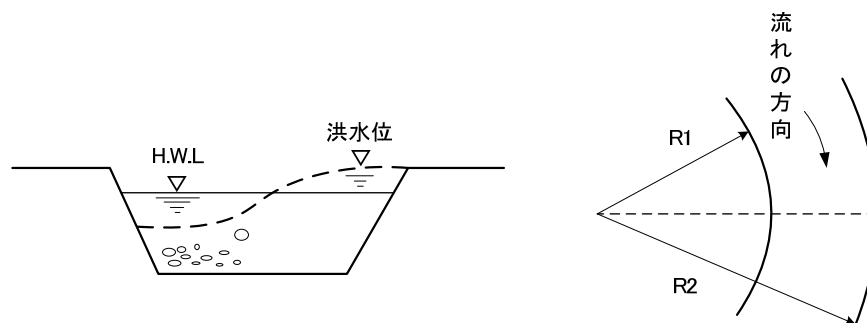


図8-5-9 湾曲部での水位上昇

水位上昇分の高さの推定には常流区域ではGrashofの式を用いる。

$$\Delta h = \frac{V^2}{g} \left\{ 2.303(\log R_2 - \log R_1) + \frac{0.0042}{t} \times \sqrt{\frac{R_2 - R_1}{R_2 + R_1}} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 Δh は水位上昇高(m)、 R_1 は凸岸の半径(m)、 R_2 は凹岸の半径(m)、 t は水深(m)、 V は平均流速(m/s)、 g は重力加速度(m/s²)である。

なお、計算に際しては式(1)中、

$$(0.0042/t) \times \sqrt{(R_2 - R_1)/(R_2 + R_1)}$$

の項は微小であるから省略してもさしつかえない。

また流れが射流区域の場合には

$$h = \frac{bV^2}{gR} \quad \dots\dots\dots (2)$$

を用いる。ここで b は流路幅(m)、 R は $R = \frac{R_1 + R_2}{2}$ で示される。

(流路工の計算と実際P163)

6 支川処理

本川、支川とも土砂の流出が少なく、河床勾配、計画高水位が同じような河川の場合には(両方の掃流力が同じ場合)、合流点下流の溪流保全工幅は本川、支川の各流路幅の和をもって計画幅とするのがよい。

本川の掃流力の方が支川よりも大なる場合には、支川の土砂は本川の流水とともに流下するため問題はないが、支川の掃流力の方が大きい場合には、合流点下流に土砂の堆積が生じ断面の不足を起こす危険がある。そこでこのような場合には a_3 は $a_1 + a_2$ よりも小さくして掃流力を大きくすることが土砂堆積を防止する一つの方法で、極端な場合には $a_3 \doteq a_1$ とすることもある。しかし、この場合、掃流力が増すということは水位が大きくなることを意味するので、護岸破壊の危険や洗掘の問題を生じる。そこでこのような合流点処理に際しては、計画高水位のとり方に十分注意する。

また、合流点下流には、横工(床固工・帯工)を設ける必要がある。

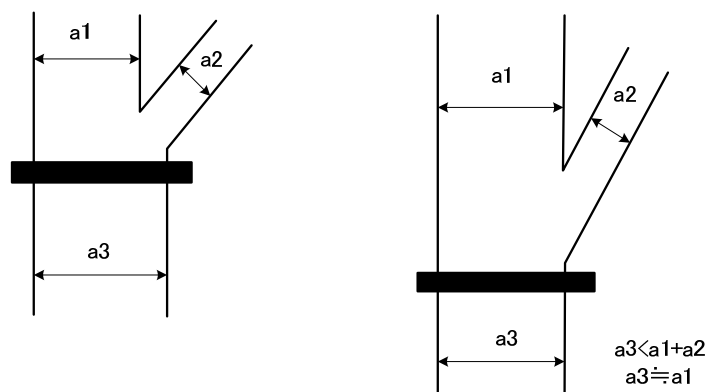


図8-5-10 本川と支川の河幅

〈参 考〉

掃流力を求める式

$$\left. \begin{aligned} \tau_0 &= \rho \cdot g \cdot R \cdot I_e \\ I_e &= n^2 \cdot v^2 / R^{4/3} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

 τ_0 : 掃流力 ρ : 水の密度 ($\rho = 1.0 \text{ KN/m}^3$) g : 重力の加速度 ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$) R : 径深 I_e : エネルギー勾配 n : Manningの粗度係数 v : 平均流速

5.7 上流端処理(止工)

溪流保全工の上流端には溪流保全工を施工する溪流の荒廃状況, 砂防工事の進捗状況を問わず万一の土砂流出に対応するため, 流出土砂抑制・調節効果を持つ堰堤もしくは床固工を施工するものとする。

解 説

上流砂防堰堤と溪流保全工施工地点との間に土砂生産源があり, 溪流保全工を施工しても, その完成後に上流から土砂が流入すると, 施工した溪流保全工の断面が埋そくされ, それがもとで土砂害, 水害をひきおこすことになる。溪流保全工により, かえって人家集落の近くで土砂災害をひきおこす結果となる。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・調節効果を持つ堰堤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, 溪流保全工の断面は開水路の流路断面とするため, その間に取り合せ部が必要となる。取合せ部は水理条件を急変させないように, 最上流端の堰堤または床固工と溪流保全工のすりあわせは, 11° を目安とし, 地形, 土地利用条件を勘案し, 水理条件を急変させないように配慮した長さ(概ね20mを目安)とする。(河川管理施設等構造令の床止工本体と下流護岸とのすりつけ角より)。(図8-5-11参照)

また, 取合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。

ただし, 堰堤の副堤または垂直壁に溪流保全工を取付ける場合は, 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, 縦横侵食防止等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, 土砂害を招く恐れが生ずるので堰堤と溪流保全工の間には, 適当な長さの河道調節区間を設けることが望ましい。

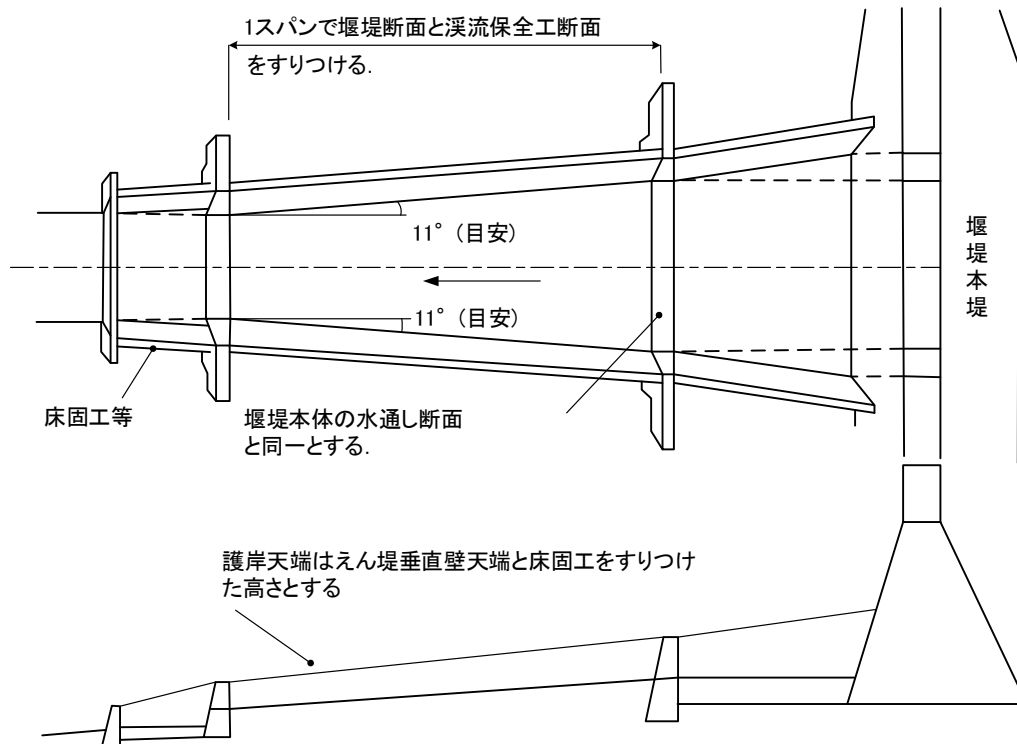


図8-5-11 床固工または堰堤工からのすり合わせ

第6節 溪流保全工内の床固工の設計

6.1 床固工の設計の適用

床固工は、計画箇所の状況に応じた設計を行う。

解説

溪流保全工内の床固工においても、流路と同一断面を持つ(連続した護岸の間にある)ものと流路と同一断面を持たない(床固工上流に護岸を持たない)ものが考えられる。

本節で取り扱う床固工は、流路と同一断面を持つものであり、その他の床固工の設計は、第6章の床固工を参照のこと。

6.2 溪流保全工における床固工(流路と同一断面を持つ床固工)

6.2.1 水通し断面

水通しの断面は、第5節5.6で求められる計画断面と同一とする。

6.2.2 水通し天端幅

水通しの天端幅は、河床構成材料、対象流量等の要素を考慮して決定するものとする。

解説

床固工の水通し天端幅は、通過砂礫の摩耗等に耐える幅とするが、一般には1.0mを標準とする。

6.2.3 水通し天端高

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。

6.2.4 断面形状

床固工の本堤の断面形状は、構造上の安全性を考慮して決定するものとする。

一般には、越流部断面の下流のり勾配は $1:0.2$ を標準とし、非越流部の断面は、施工性を考慮し越流部断面と同一とする。

解 説

1 断面形状

床固工本堤の断面形状は、不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(掃流タイプ)に準ずるものとする。
また、溪流保全工内に設置する床固工の有効落差(H_1)は $3.5\sim 4.5\text{m}$ までとする。

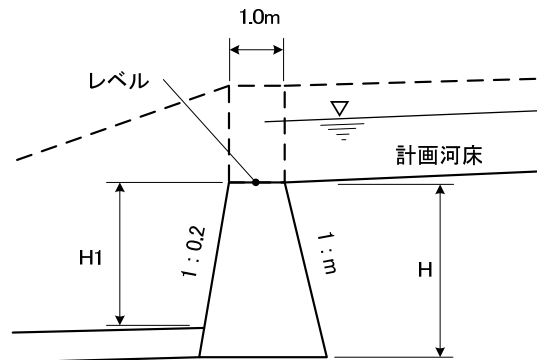


図 8-6-1 床固工の断面形状

2 安定計算

不透過型砂防堰堤(掃流タイプ)に準ずるものとする。

6.2.5 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。

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。

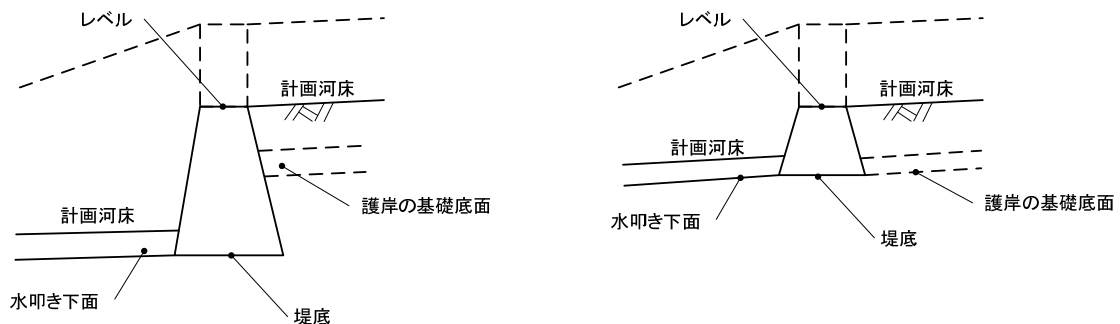


図 8-6-2 床固工本堤の根入れ

6.2.6 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。

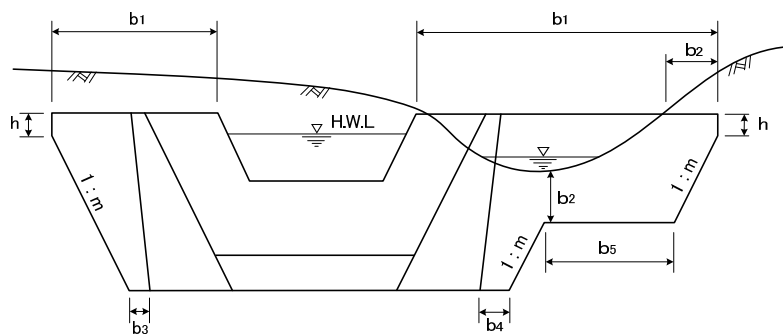
- 1 袖天端の勾配は、原則として水平とする。
- 2 袖天端の幅は、水通し天端幅と同一とする。
- 3 袖は、兩岸の地盤に嵌入させるものとする。

解 説

袖長は砂礫地盤の場合 3.0m以上とし、兩岸地盤に嵌入させるものとする。嵌入深さは表 8－6－1 を標準とし、嵌入方法については図 8－6－3，8－6－4 を参考とする。

表 8－6－1 床固工本堤の袖の嵌入深さ

土 質	嵌入深さ
砂 礫	1.2m～1.5m程度
軟岩(Ⅰ)・軟岩(Ⅱ)	0.7m～1.0m程度
中 硬 岩・硬 岩	0.5m程度



b_1 : 3.0m以上
 b_2 : 1.2m～1.5m程度
 b_3 : 0.5m～1.0m程度
 b_4 : 0.5m以上
 h : 0.6m
 m : 土質による床堀勾配

注－1) b_1 は0.1m単位とする。
 注－2) 小段幅 b_5 は 1.0m以上とすること。

図 8－6－3 床固工本堤の袖の嵌入方法(砂礫地盤の場合)

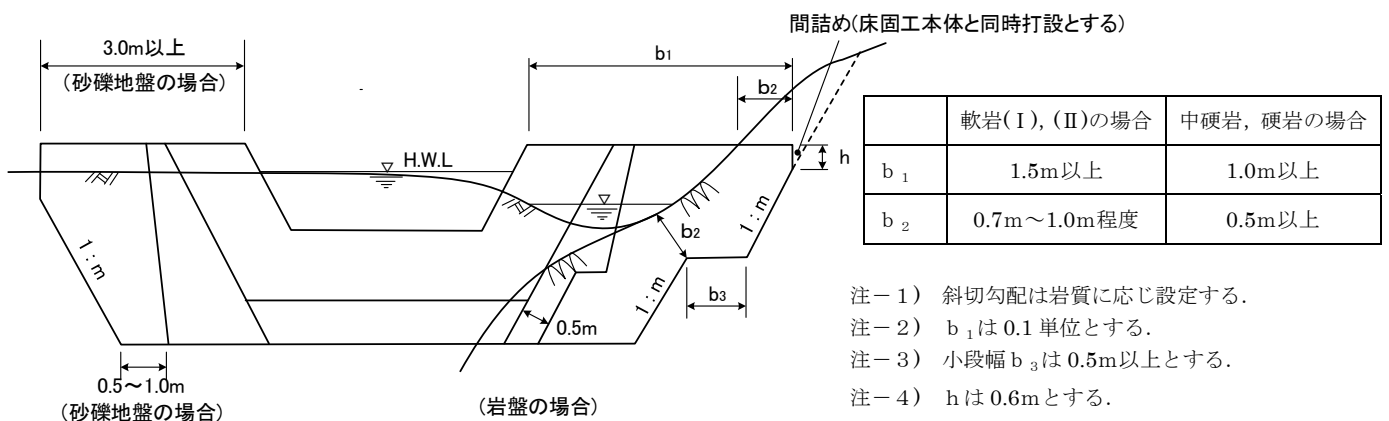


図 8－6－4 床固工本堤の袖の嵌入方法(岩盤の場合)

6.2.7 前庭保護工の設計

前庭保護工は、床固工からの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘および下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

一般には、溪流保全工における床固工の前庭保護工は、水叩きを原則とし、水叩き下流端には垂直壁を設けるものとする。

解 説

1 水叩き長さ

水叩き長さを求めるためには、次に示す経験式を用いることを標準とする。

$$L=2.0(H_1+h)\cdots\cdots(1)$$

L ：床固工本堤、垂直壁間の長さ(床固工本堤の天端下流端から垂直壁天端下流端までの長さ)(m)

H_1 ：床固工の有効落差(m)

h ：床固工本堤での計画高水位(m)

2 水叩き厚さ

水叩き厚さは表8-6-2を標準とする。

表8-6-2 水叩き厚さ

有効落差 河床材料	$H_1+h<1.5\text{m}$	$1.5\text{m}\leq H_1+h<3.0\text{m}$	$3.0\text{m}\leq H_1+h$
砂 礫	0.5m	0.7m	1.0m
軟岩(Ⅰ)・軟岩(Ⅱ)	0.4m	0.5m	0.7m
中 硬 岩・硬 岩	0.3m	0.4m	0.5m

注-1) H_1 (有効落差)は水叩き天端からの床固工本堤の高さ(m)

注-2) h は床固工上流側での計画高水位(m)

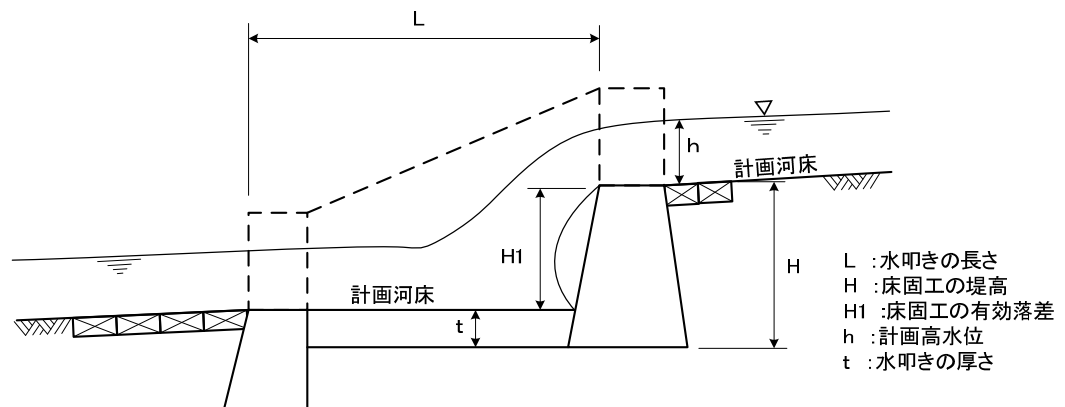


図8-6-5 水叩き長さおよび水叩き厚さ

3 水叩きの勾配

水叩きの勾配は、レベルを原則とする。なお、溪床勾配が急な場合は、計画河床勾配を上限として水叩きに勾配をつけることができる。

4 垂直壁の水通し断面および水通し天端高

垂直壁の水通し断面は、第5節5.6での計画断面で求められる断面と同一とし、水通し天端高は、計画河床面と同一とする。

5 垂直壁の水通し天端幅

垂直壁の水通し天端幅は、水叩きの厚さと同じにすることを原則とし、最小幅を1.0mとする。

6 垂直壁の基礎の根入れ

垂直壁の基礎の根入れは、砂礫地盤の場合は水叩き下面から1.5mとし、岩盤の場合は1.0mとする。

7 垂直壁の断面

垂直壁は、上流直、下流1:0.2の断面を原則とする。

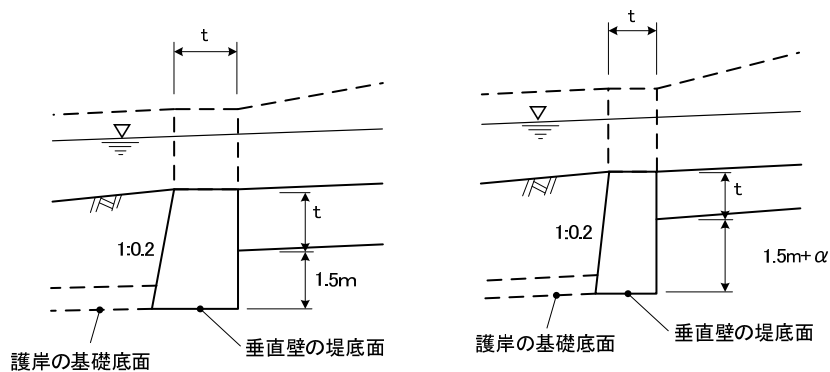
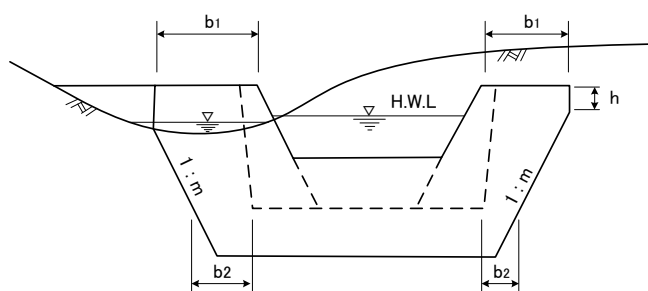


図8-6-6 垂直壁の根入れおよび断面

8 垂直壁の袖

袖天端の幅は水通し天端幅と同一とし、袖勾配は原則として水平とする。

また袖長は、砂礫地盤の場合2.0mを標準とし、袖の形状については図8-6-7～8-6-8を参考とする。



b_1 : 2.0mを標準とする。

h : 0.6m

m : 土質による床堀勾配

注) b_2 が0.5m未満となる場合は、 $b_2=0.5m$ 程度として b_1 を決定するものとする。ただし、この場合 b_1 は0.1m単位とする。

図8-6-7 垂直壁の袖の形状(砂礫地盤の場合)

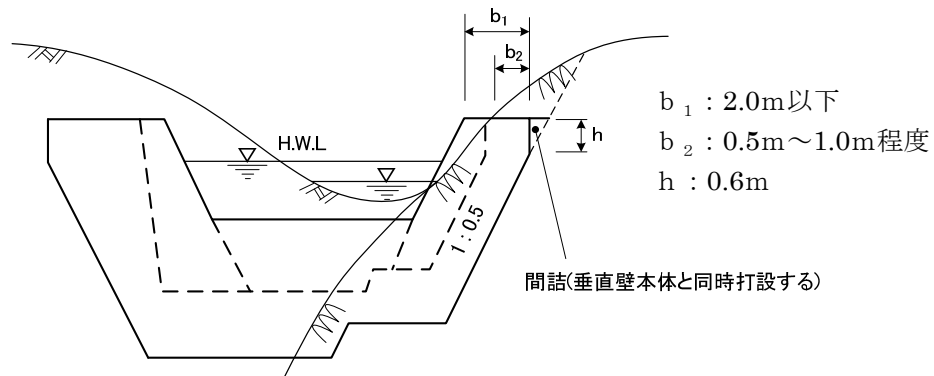


図8-6-8 垂直壁の袖の形状(岩盤の場合)

注-1) 斜切勾配は1:0.5を標準とする。

注-2) b_1 は0.1m単位とする。

9 側壁護岸

側壁護岸は、第2章第8節8.6に準じて設計するものとする。ただし側壁護岸の位置および高さは、図8-6-9を標準とする。

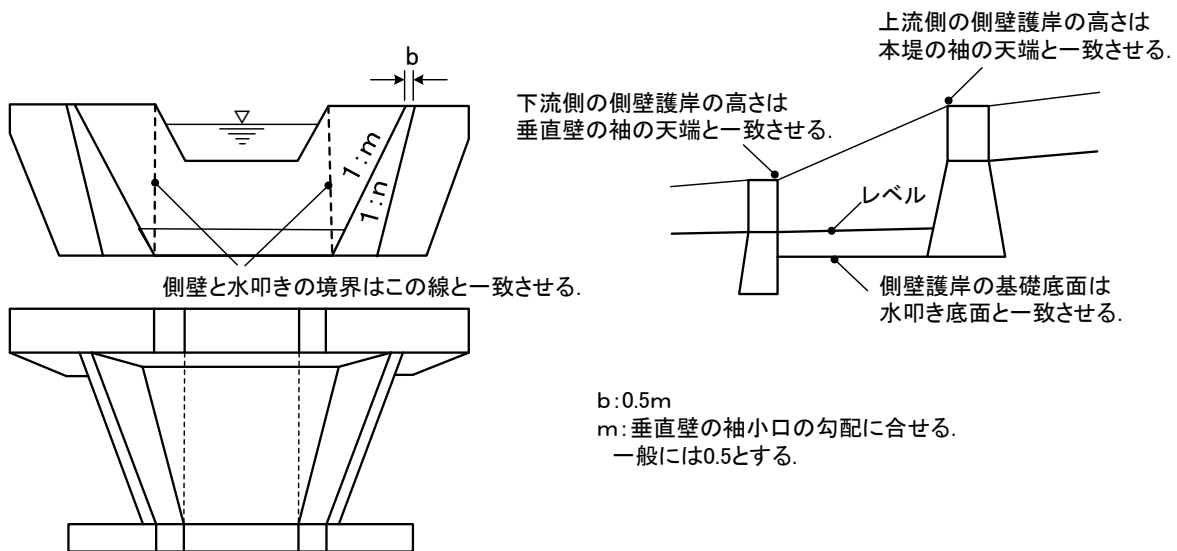


図8-6-9 側壁護岸の位置および高さ

6.2.8 水抜暗渠

溪流保全工における床固工は、一般には水抜き暗渠を設けないものとする。

解説

溪流保全工における床固工は、流出土砂量の調節、施工中の流水の切り替え等の必要性がない場合が多い。また水抜き暗渠による水圧軽減の効果も小さく、砂礫等の河床構成材料の吸出しの危険性があるため、一般には水抜き暗渠を設けないものとする。

ただし、地下水の多い流域での床固工や、床固工上流側にコンクリートによる床張工を実施しているところについては、水抜き暗渠を設けるものとする。この場合の水抜き暗渠の位置および構造は図8-6-10を参考とする。

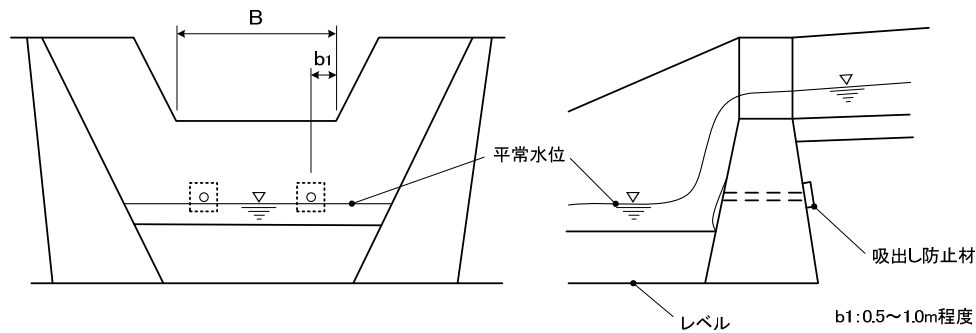


図8-6-10 水抜き暗渠を設ける場合の水抜き暗渠の位置および構造

6.2.9 護床工

護床工は、床固工の垂直壁下流の洗掘を防止し得る構造として設計するものとする。

解 説

護床工の設計は、第2章第8節8.7に準じて設計するものとする。

ただし、護床工を設置する範囲は、過去の事例等から総合的に検討することが原則であるが、一般には、下流側水深の3～5倍を目安とする。これは床止工における護床工Bの長さは、模型実験結果などによると、下流側高水位時の水深の3～5倍程度必要であることが明らかにされていることによる。

(建河 I p58)

第7節 帯工の設計

7.1 水通し断面

水通しの断面は、計画断面で求められる断面と同一とする。

7.2 水通し天端幅

水通しの天端幅は、河床構成材料、対象流量等の要素を考慮して決定するものとする。

解 説

帯工の水通し天端幅は、通過砂礫の摩耗等に耐える幅とするが、一般には1.0mを標準とする。

7.3 水通し天端高

水通しの天端高は、計画河床高に合わせるものとする。

7.4 断面形状

帯工の断面形状は、上流直、下流1:0.2を原則とする。

非越流部の断面は施工性を考慮し、越流部断面と同一とする。

7.5 基礎の根入れ

帯工の根入れは、縦断計画より決定する。

解 説

二面張の溪流保全工で砂礫地盤の場合、縦断計画上下流横工との重複高を0.5m確保する。

なお、三面張の溪流保全工や、岩盤(軟岩(I)，(II))の場合には、計画河床高より1.0mを標準とする。

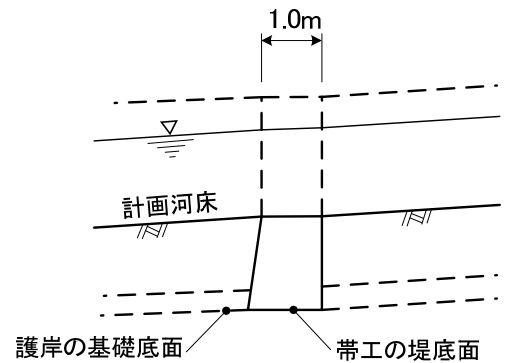


図8-7-1 帯工の根入れおよび断面の例

7.6 袖の設計

帯工の袖は、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとし、その構造は、次によるものとする。

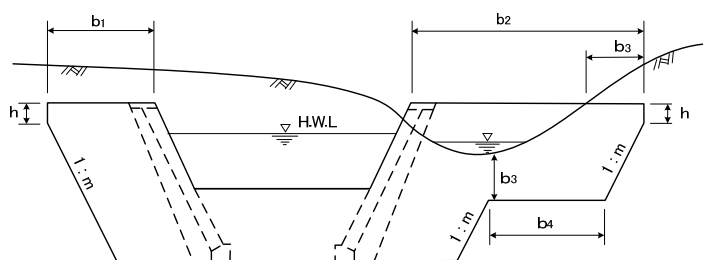
- 1 袖天端の勾配は、原則として水平とする。
- 2 袖天端の幅は、水通し天端幅と同一とする。
- 3 袖は、両岸の地盤に嵌入させるものとする。

解 説

袖長は砂礫地盤の場合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8-7-1を標準とし、嵌入方法については図8-7-2，8-7-3を参考とする。

表8-7-1 帯工の袖の嵌入深さ

土 質	嵌入深さ
砂 礫	1.2m～1.5m程度
軟岩(I)・軟岩(II)	0.7m～1.0m程度
中 硬 岩・硬 岩	0.5m程度



b_1 : 2.0mを標準とする。

b_2 : 2.0m以上

b_3 : 1.2m～1.5m程度

h : 0.6m

m : 土質による床堀勾配

注-1) b_2 は0.1m単位とする。

注-2) 小段幅 b_4 は、1.0m以上とすること。

図8-7-2 帯工の袖の嵌入方法(砂礫地盤の場合)

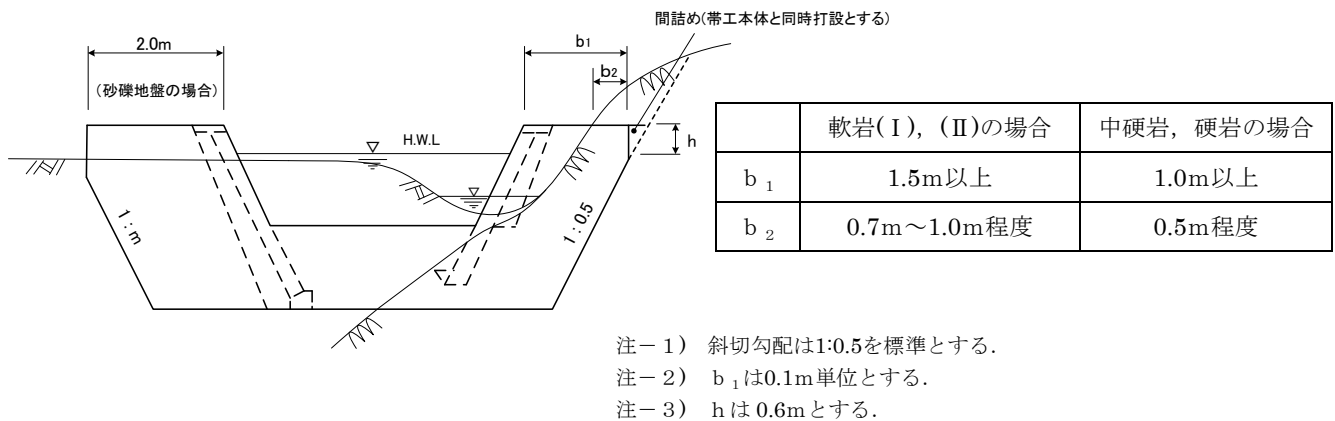


図8-7-3 帯工の袖の嵌入方法(岩盤の場合)

7.7 護床工

護床工は、帯工の下流の洗掘を防止し得る構造として設計するものとする。

解 説

護床工の設計は、第2章第8節8.7に準じて設計するものとする。

ただし、護床工を設置する範囲は、過去の事例等から総合的に検討することが原則であるが、一般には、下流側水深の3～5倍を目安とする。
 (建河Ⅰ p58)

第8節 溪流保全工における護岸工の設計

8.1 一般

溪流保全工における護岸は、第7章に準じて設計するものとする。

解 説

溪流保全工における護岸は、溪流保全工を設置する区間の溪岸侵食を防止するとともに床固工の袖部を保護するために設けられるものである。

護岸の破壊は、洗掘による護岸基礎部の破壊や土砂の吸出しによって生じていることが多い。そこで護岸の根入れ深は、洗掘による河床変動に対応できるように考えて、一般的には床固工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、それに基づいて適切な深さを決定する。

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

護岸の前のり勾配は、治水上の観点および自然環境への配慮といった点から検討し、決定すること。溪床勾配が急なほど磨耗防止のため急勾配とすることが望ましいが、一般に1:0.5程度を採用する場合が多い。砂礫径が小さい場合は、緩勾配とすることが望ましい。

採用にあたっては、地域の状況、経済性を考慮して護岸の種類を選定する必要がある。

8.2 複断面の護岸工

複断面を持つ溪流保全工においても、必要に応じ高水護岸、低水護岸を設置する。

解 説

低水護岸においては、必要に応じて天端保護のために天端工・天端保護工を設ける。

天端工、天端保護工は、低水護岸の天端部分を洪水による侵食から保護する必要がある場合に設置するものであり(図8-8-1参照)、また天端工の端に巻止工を設置する場合もある。

天端工は、のり覆工と同様、洪水時に流体力が作用するので、これに対して安全な構造とする必要がある。なお、天端工は、のり覆工と同じ工種とすることを標準とする。また、控え厚はのり覆工の設計と同じ方法で流体力の作用に対して安全な厚さとする必要がある。

天端保護工は、天端工と背後地の間から侵食が生じることが予測される場合に設置するものである。天端部分に作用する流速が1~2m/s程度を超える場合には、洗掘が生じる可能性が高いため設置することが望ましい。構造は屈とう性のある構造とし、流体力の作用に対して安全な厚さとする必要がある。

天端工の幅は1~2m程度、天端保護工の幅は1.5~2m程度で設置されている事例が多い。

なお、天端工は、のり覆工と同じ工種とすることを標準とする。また、控え厚はのり覆工の設計低水路部からの流れの乗上げ位置となっている場所など河道の特性に応じて適切な幅を確保することが望ましい。

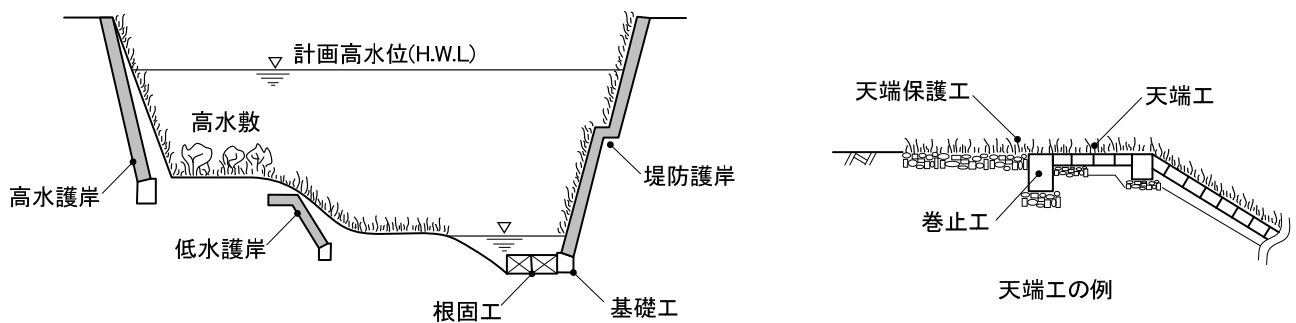


図8-8-1 複断面の護岸の構成

第9節 床張工

溪流保全工において、河床が著しく洗掘され、治水上の問題が生ずる場合には床張工を実施する。

解 説

溪流保全工は原則として底を張らない構造とするが、河床が著しく洗掘され、治水上の問題が生ずる場合には、河床を洗掘から保護する対策を実施する。

溪流保全工の計画では、良好な溪流環境を保全する観点から、保全対象に影響がない程度の河床変動は許容されるものである。このため、これまで一般的に用いられてきたコンクリート張等、恒久的に一定の河床変動が許容されない構造や植生等が侵入し難い構造は極力避け、巨石や護床ブロック等、河床の変化に追従でき、多孔質のものを使用することが望ましい。

巨石張り(積み)、護床ブロックの設計にあたっては、第2章第8節8.7護床工を参照のこと。

床張工の位置は図8-9-1を標準とする。

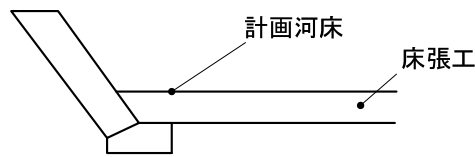


図8-9-1 床張工の位置

コンクリート張の構造および護岸の根入れは図8-9-2を標準とする。

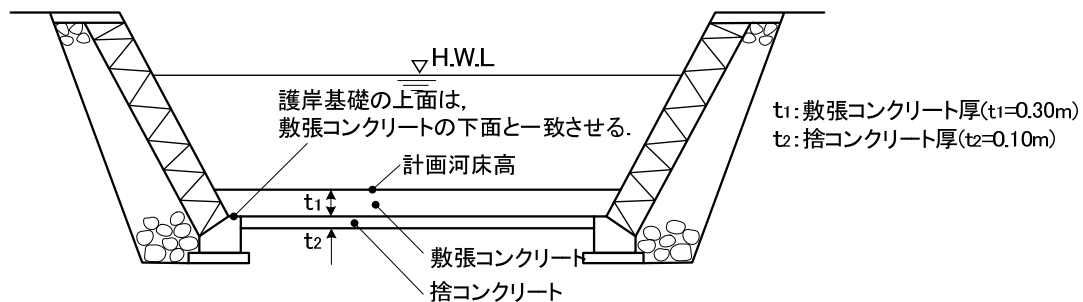


図8-9-2 コンクリート張りの構造および護岸の根入れ

第10節 溪畔林

溪畔林は、土砂や洪水の一時的な滞留区間として洪水の減勢等を図ることを目的に整備するものである。溪畔林は砂防構造物と併用するものとし、現存の植生をできる限り排除しないことを原則とする。また、流木災害が発生しないように留意する。

解 説

溪畔林を保全するためには、施設計画段階での平面計画の工夫等により、現存の植生をできる限り排除しないようにしなければならない。ただし、やむを得ず排除しなければならない場合は、必要に応じて溪畔林の導入について検討を行う。

溪畔林の導入手法としては、回復型と創造型の2つがある。

・回復型

自然の力によって導入を図るものであり、基本的には現在の溪畔林の生育環境を保全、確保する。

・創造型

植栽を行い、レクリエーションの場所としての溪畔林を創造する。

溪流保全工では、その地域に特有な植生環境を形成することが重要であり、そのためには現在の溪畔林の生育環境を保全、確保することにより、その地域に特有な植物の生育を促進する方法が有効と考えられることから、溪畔林の導入手法は回復型を選択する。

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。取水工は原則として自然流入方式とする。

解説

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

取水工を設計する場合には、次の点に留意する。

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

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計画される場合は、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。

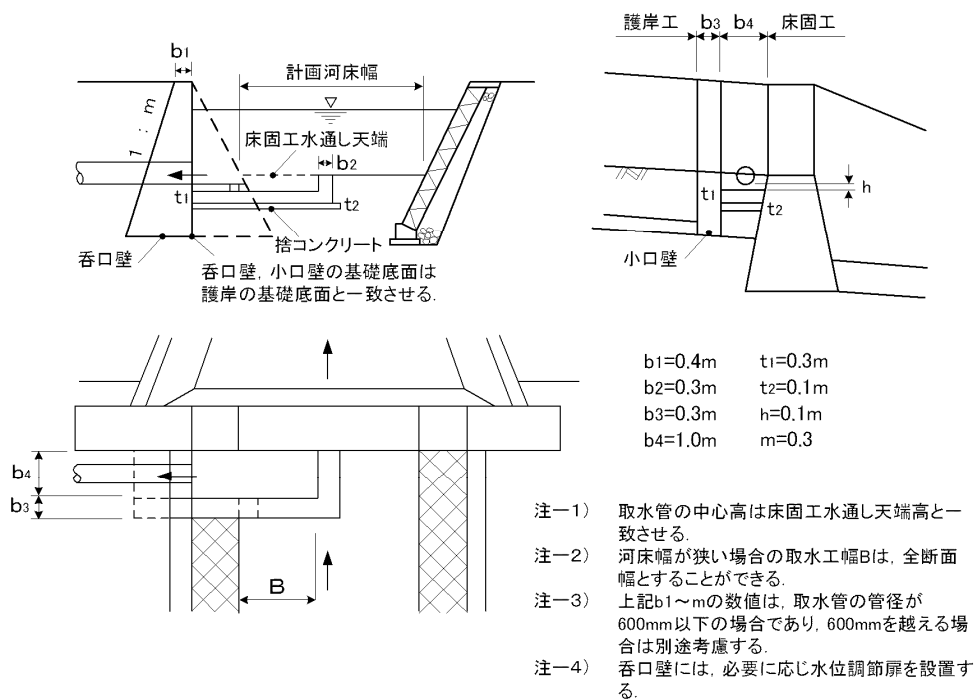


図8-11-1 取水口の構造(床固工から取水する場合 ①)

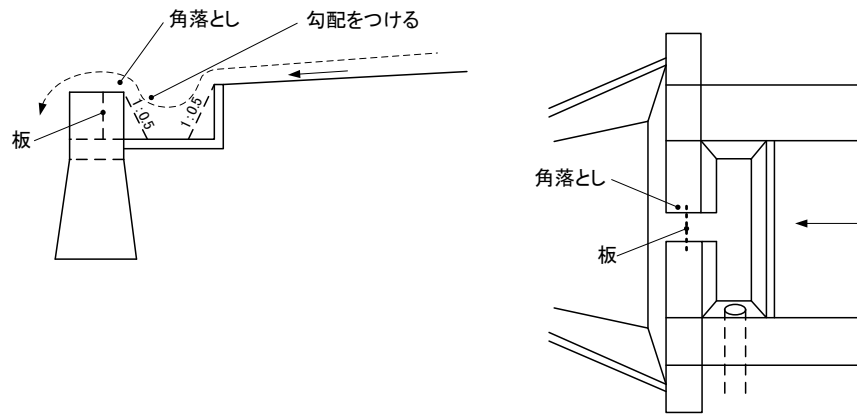


図8-11-2 取水口の構造(床固工から取水する場合 ②)

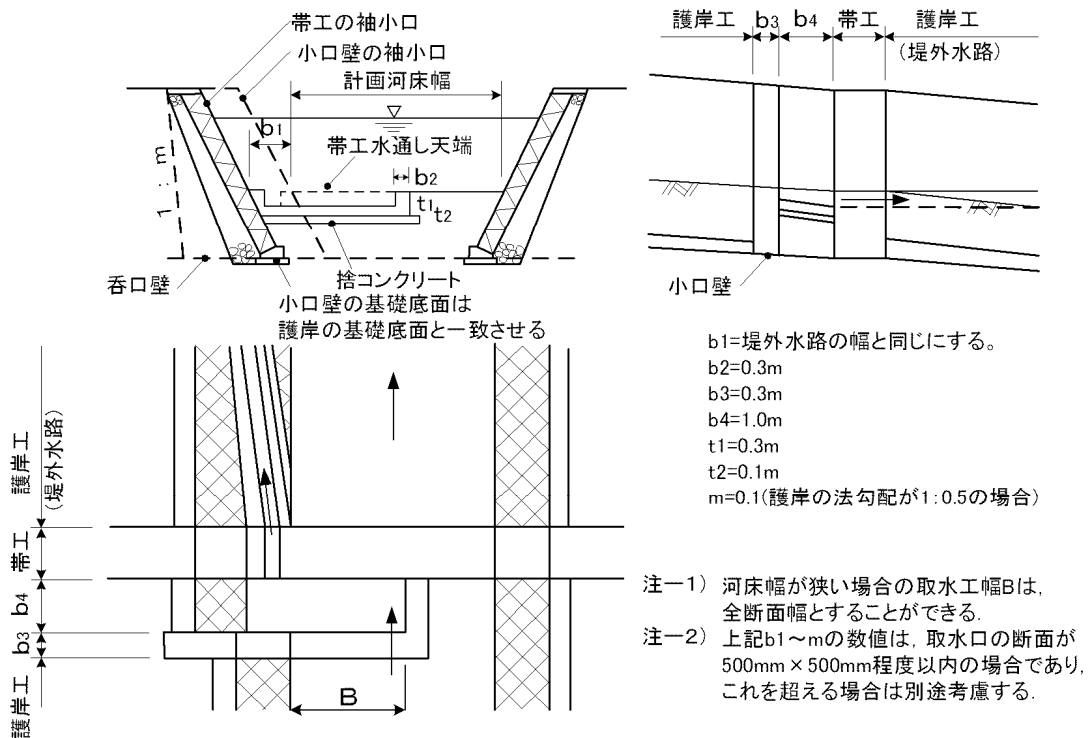


図8-11-3 取水口の構造(帯工から取水する場合)

2 堤内水路(明渠の場合)

堤内水路(明渠)は、溪流保全工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、国土交通省制定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、PU1型を標準とする。

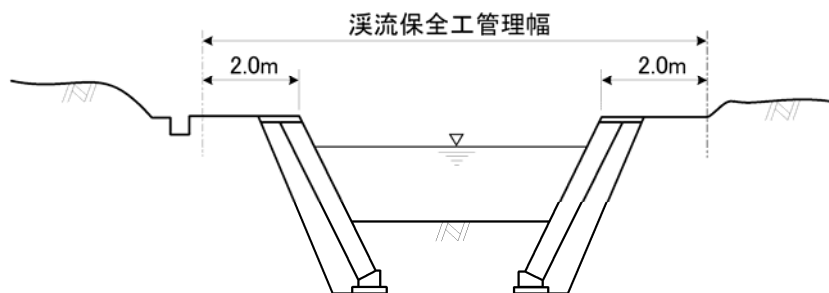


図8-11-4 堤内水路の位置

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(明渠)を参考とする。

計画断面は、現況断面を考慮し、取水能力と整合性がとれたものとするが、維持管理のため管径300mm以上とする。

溪流保全工法線に平行で管理幅の外側にあるパイプカルバートについては、国土交通省制定土木構造物標準設計のパイプカルバートにより、基礎の巻立ては、埋設型式、土質、土かぶり等によりP1-RC、PC型～P2-RC、PC型を採用し、基礎材は捨コンクリートとすることを基本とするが、管理者と協議のうえ硬質塩化ビニールパイプカルバートを採用し得るものとする。硬質塩化ビニールパイプカルバートでの設計にあたっては、道路工カルバート工指針(平成11年3月(社)日本道路協会)を参照されたい。

管理幅内にあるパイプカルバートは、国土交通省制定土木構造物標準設計のパイプカルバートにより、基礎の巻立ては、管径によりP3型かP4型を採用するものとする。基礎材は捨コンクリートを原則とする。

また、堤内水路(暗渠)には、土砂吐を設置するものとし、その位置および構造は図8-11-5～8-11-7を参考とする。

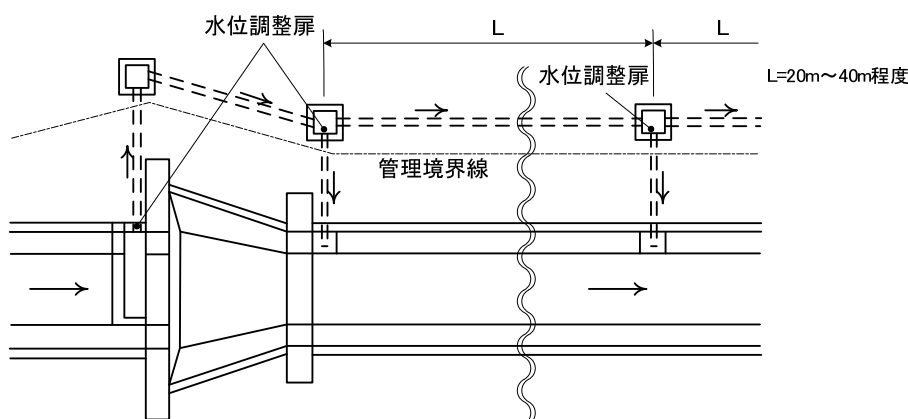


図8-11-5 土砂吐の位置

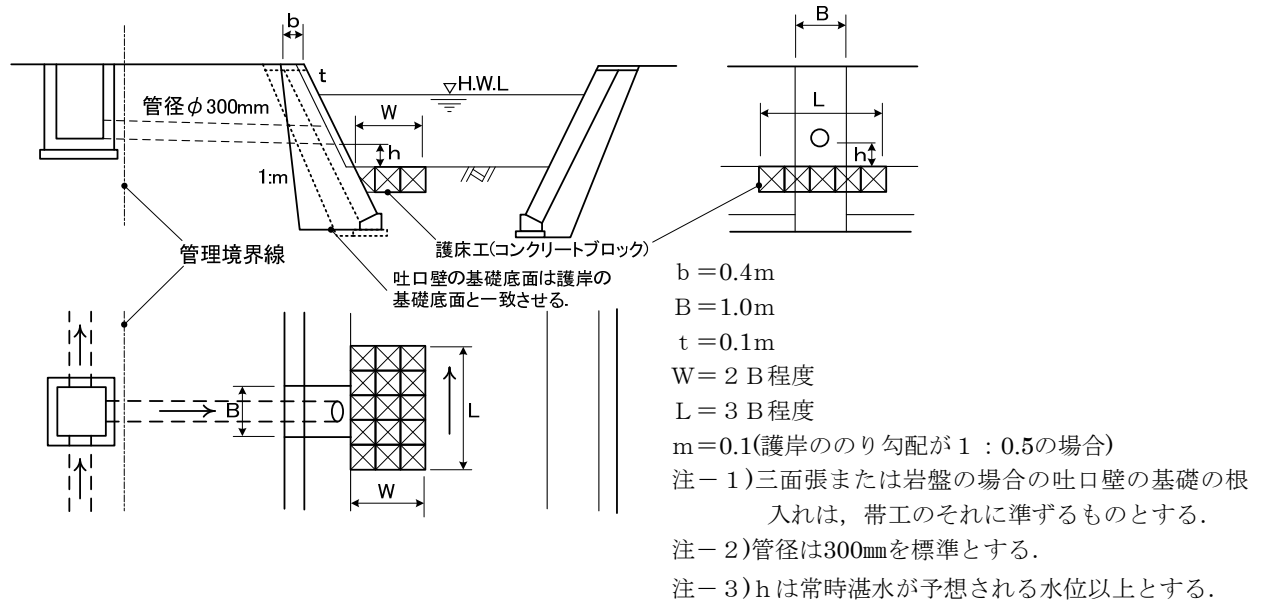
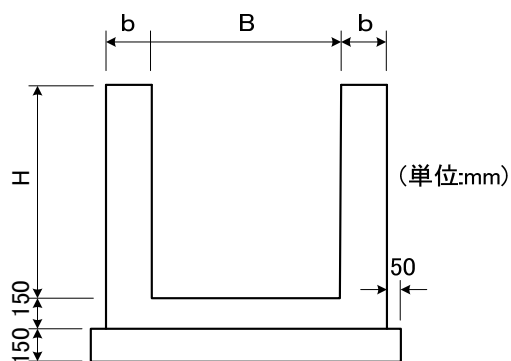


図8-11-6 土砂吐の構造



H	b
$0 < H \leq 1000$	150
$1000 < H \leq 1500$	200
$1500 < H \leq 2000$	200
$2000 < H$	250

- 注-1) $B > 1000\text{mm}$ の時にはbの値は上表に+50mmする。
 注-2) Bの値は、維持管理のため、1000mm程度を標準としタラップ等を設置するものとする。
 注-3) 柵の高さは計画高水位より高くする。
 注-4) 柵には危険防止のために蓋をする。
 注-5) 柵には必要に応じ水位調節扉を設置する。

図8-11-7 柵の構造

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に与える影響等に問題が残る。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、溪流保全工の断面に影響を与えないものとする。

構造については、図8-11-8を参考とする。

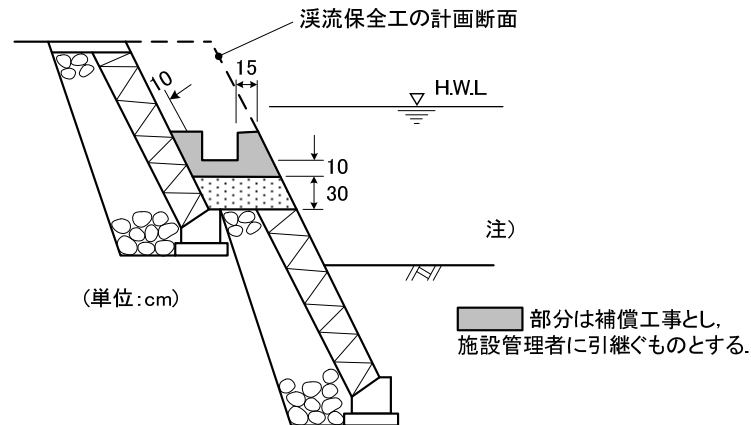


図8-11-8 堤外水路の構造

11.2 橋梁

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。

解説

砂防で溪流保全工を実施する河床は急勾配で河床構成礫径も大きく、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。

1 余裕高

河川としての余裕高に0.5m以上加えた高さをとることを原則とする。

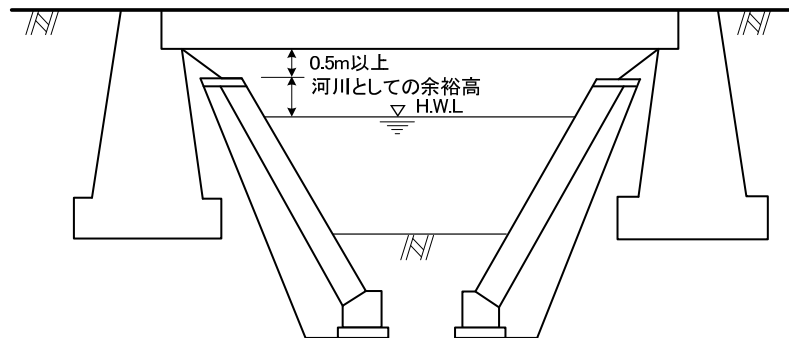


図8-11-9 橋梁の余裕高

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）は設計流量、流水の状態等を考慮して、洪水時の流水に著しい支障を与えない長さとし、設計流量が $500\text{m}^3/\text{s}$ 未満の河川では15m以上、 $500\text{m}^3/\text{s}$ 以上 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 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。

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。

支間長5m以下で幅員が2.0m未満の橋梁においては、自立式の橋台としなくてもよいものとする。

橋台の根入れについては下記を標準とする。

(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(掘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)。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。

橋台の安定計算にあたっては、テルツァギーの支持力公式が一般的な広がりを持ち同様な性質を示す地盤において適用できるものであることに留意する必要がある。

① 橋台の底面が計画河床高と同高以下に設定される場合

一般的な広がりを持つ地盤として扱うことができる。

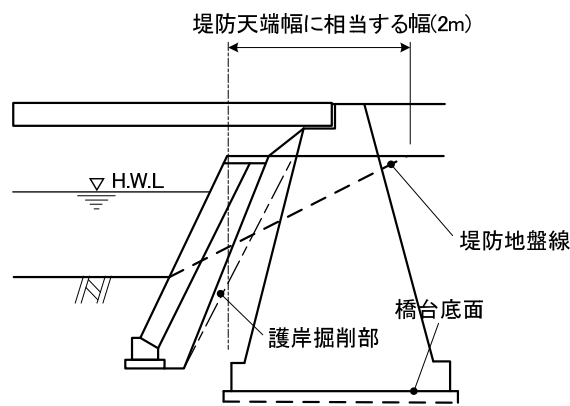


図8-11-10 (橋台の底面が計画河床高より低い位置に設定されている場合)

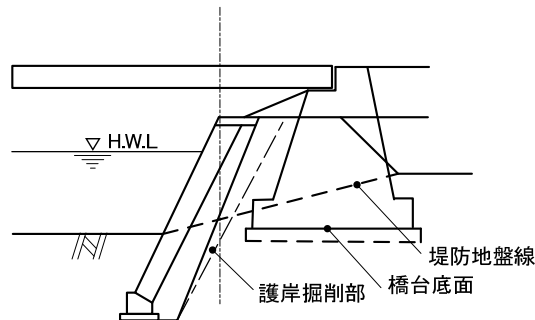


図8-11-11 橋台の底面が計画河床高と同高に設定される場合

② 橋台の底面が計画河床高より高い位置に設定される場合

橋台の底面が計画河床高より高い位置に設定される場合は、一般的な広がりとはみなせないケースがほとんどであると考えられ、テルツァギーの支持力公式が適用できない。そのような場合の支持力の計算方法としては、斜面上に位置する橋台の安定計算方法がある。ただし、適用にあたっては、橋台が載る斜面の設定を適切に行う必要がある。斜面上に位置する橋台の設計にあたっては、「設計要領第二集(東日本高速道路(株)・中日本高速道路(株)・西日本高速道路(株))」、「よくわかる直接基礎・深礎基礎の設計(山海堂)」等を参照されたい。

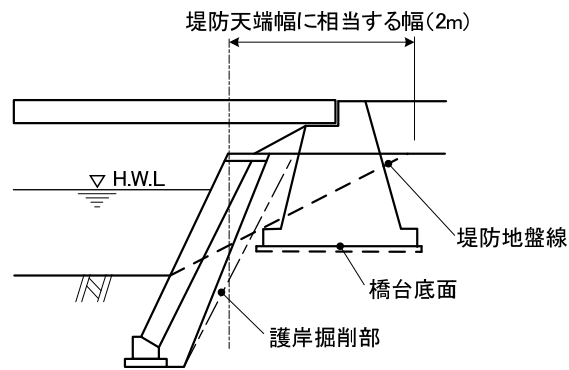


図8-11-12 橋台の底面が計画河床高より高い位置に設定される場合

(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。

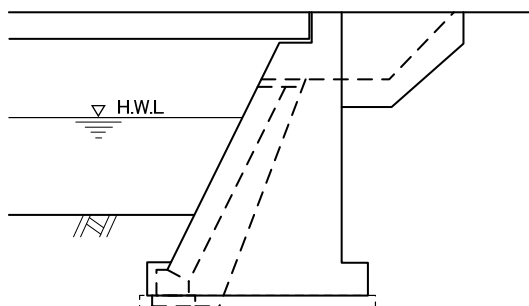


図8-11-13

2) 三面張の場合

三面張の溪流保全工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。

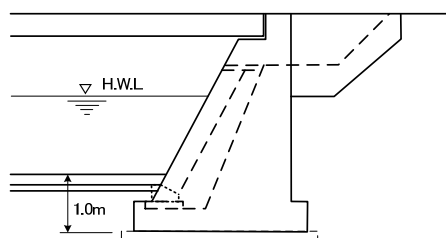


図8-11-14

4 橋梁設置にともなう護岸

(1) 未改修河川に施工する場合、橋台の前面およびその上下流部の川表の法面に上下流それぞれ橋の幅員と同一の長さ以上の護岸を施工する。

- (2) 橋台の前面を護岸法面にあわせて設ける時は橋台の上流側に高水位法線幅の1.5倍以上、下流側に2.0倍以上の護岸を設けるものとし、その長さが橋梁の幅員に満たない場合は幅員までとする。

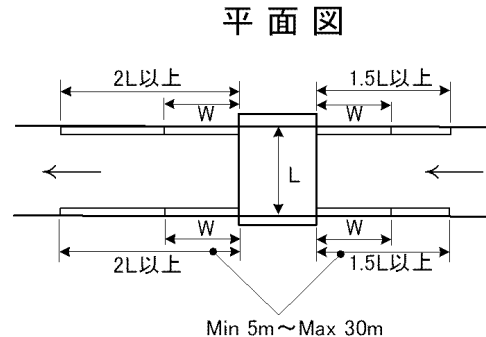


図8-11-15 橋梁設置にともなう護岸(平面図)

- (3) 上記両項によって計算された長さが5m未満となる場合には5m、30m以上となる場合には30mとする。
- (4) 護岸高さについては、計画高水位に河川の余裕高を加えた高さとし、橋台の上下流でそれぞれ橋の幅員と同一の長さの区間の護岸の上部には原則として、法留工を施工するものとする。

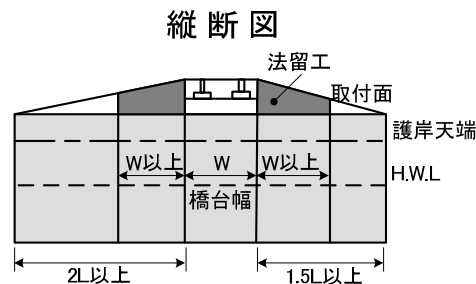


図8-11-16 橋梁設置にともなう護岸(縦断図)

- (5) 法河川区間については、河川管理者と協議すること。

5 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。底板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、最底河床高が計画河床高より2m以上低い場合は最底河床高以下とする。

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ない。

6 幅員および設計荷重

橋梁架替えの場合は現況幅員までとし、法線改良にともなう新設橋梁幅員は、前後の道路幅員までとする。

設計荷重は、現況橋梁の設計時に想定した自動車荷重の大きさとする。

また、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工事費用の負担について（確認事項）」（昭和54年11月13日付）によるものとする。

7 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、水衝部、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のが望ましい。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（本堤もしくは垂直壁）から5m以上離して橋梁を設置するものとする。

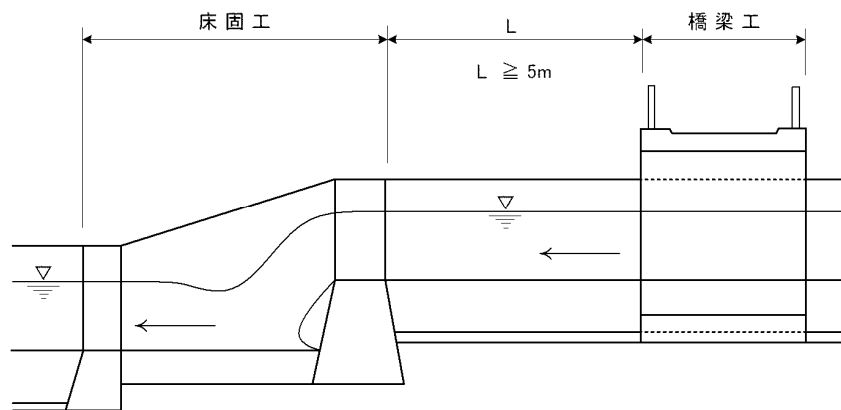


図8-11-17 橋梁と床固工の位置関係

8 方向

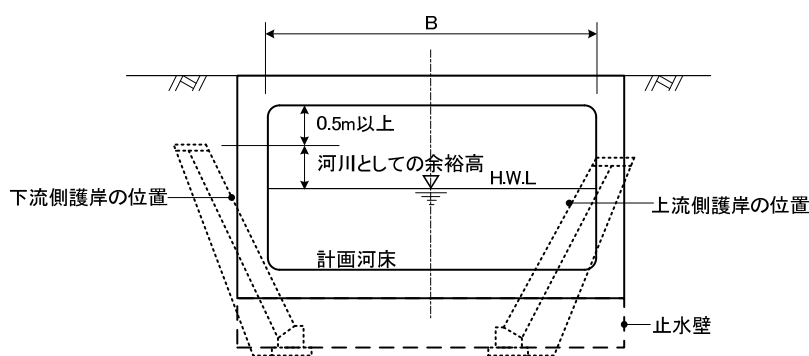
橋梁の方向は原則として洪水時の流心方向と直角にするものとする。地形、用地等によりやむを得ず斜橋となる場合でも、3径間以上で横過する場合は河川の中心線と道路の中心線の交角は極力60度を越える角度で交差させるよう努めるものとする。

9 暗渠

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。

ボックスカルバート等の上部に舗装厚以上の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8-11-19参照）

ボックスカルバートは、一般に現場打ちを標準として、その構造は国土交通省制定土木構造標準設計によるものとする。



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7章第7節7.7帯工を準用するものとする。

注－２）ボックスカルバートの河床幅（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。

図8-11-18 ボックスカルバートの上部に盛土がない場合

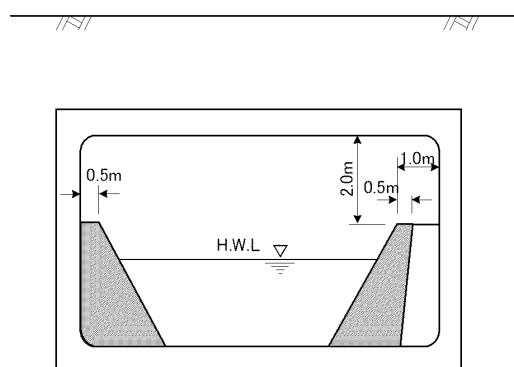


図8-11-19 ボックスカルバートの上部に盛土がある場合

11.3 排水工

溪流保全工を設置する溪流に流域面積が 0.1km^2 以下の小支溪がある場合、既設の田圃からの用水の排水、家庭用水の排水等がある場合は、排水工を設けるものとする。

解 説

流域面積が 0.1km^2 を超える支溪はオープンによる支川処理を原則とし、 0.1km^2 以下の小支溪についても、常時流出土砂がある場合、または多量の土砂が流出する恐れがある場合は、オープンによる支川処理をするものとする。

やむを得ず暗渠（ヒューム管等）によって処理する場合は、支溪の上流側にスクリーン堰堤、または柵等を設け、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。

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、ヒューム管等を使用する場合の構造は、本章第11節11.1取水工の堤内水路（暗渠）の構造に準ずるものとする。

排水工の設計にあたっては、次の点に留意する。

- ① 排水工の勾配はレベルを基本とするが、背後地の高さ等よりこれにより難しい場合は、現地の状況より判断する。
- ② 家庭用水の排水からの汚物が入らないよう溜柵等を設置する。
- ③ 溪床に局部洗掘を生じる恐れがあるため、護床工を設置するものとする。

- ④ 排水管や溝からの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、流木やゴミ等が詰まることがないように最小限の長さとする。
- ⑥ ヒューム管等を使用する場合の吐口壁の構造は、図8-11-20、8-11-21を参考とし、柵の構造は本章第11節11.1取水工の図8-11-7に準ずるものとする。
- また、排水工に使用する柵等は管理幅の外側に設置するものとする。

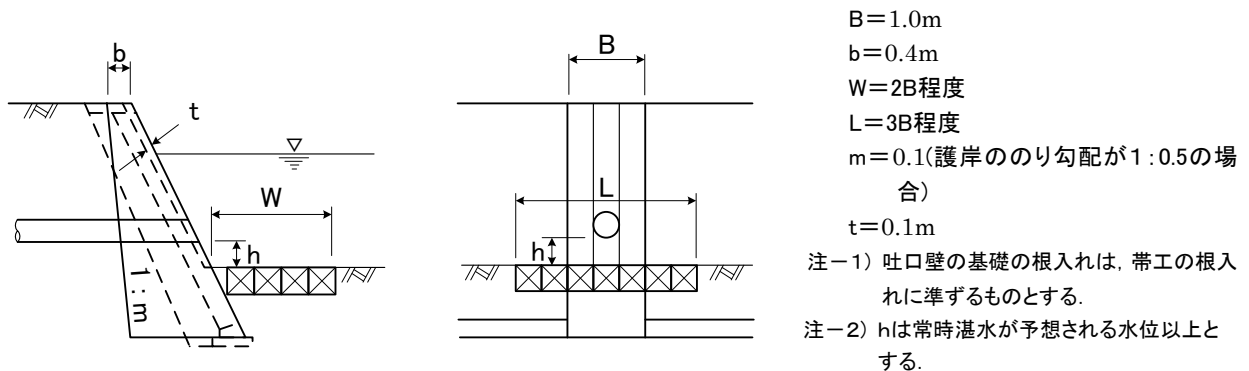


図8-11-20 吐口壁の構造(暗渠の径が500mm未満の場合)

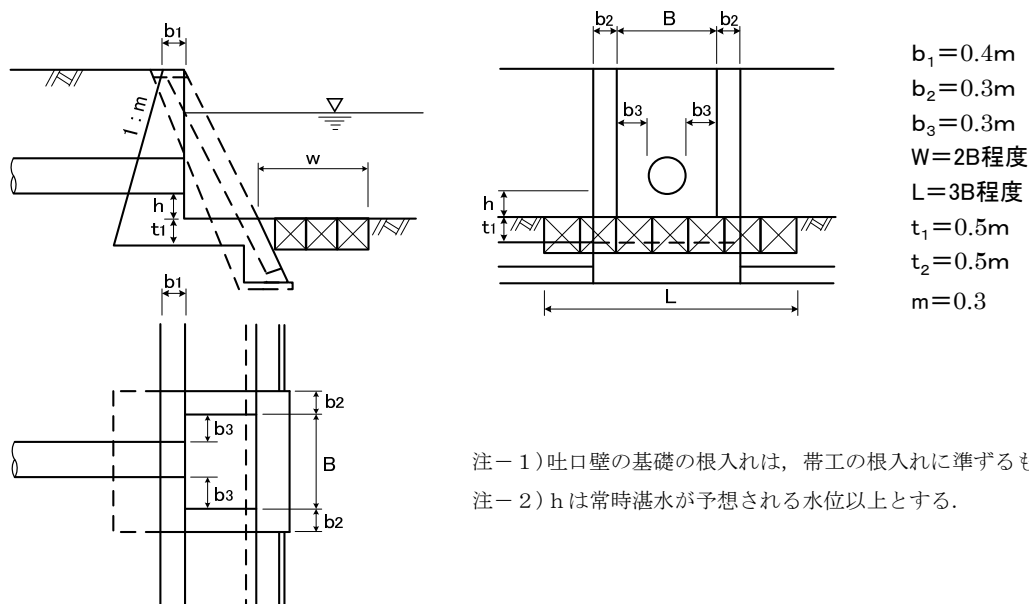


図8-11-21 吐口壁の構造(暗渠の径が500mm以上の場合)

11.4 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、護岸と平行に設け、上流より下流へ下るような構造とし、階段工が弱点となって護岸が破壊しないよう設計するものとする。

解説

階段工は特に必要な場合を除いて、隣接する床固工の間に少なくとも兩岸一箇所ずつ設置するものとする。ただし、床固工が連続するような箇所では階段工の設置が不适当(隣接する床固工の間隔が10m未満を概ねの目安とする)と考えられる箇所は除く。

階段工の構造は、図8-11-22を参考とする。

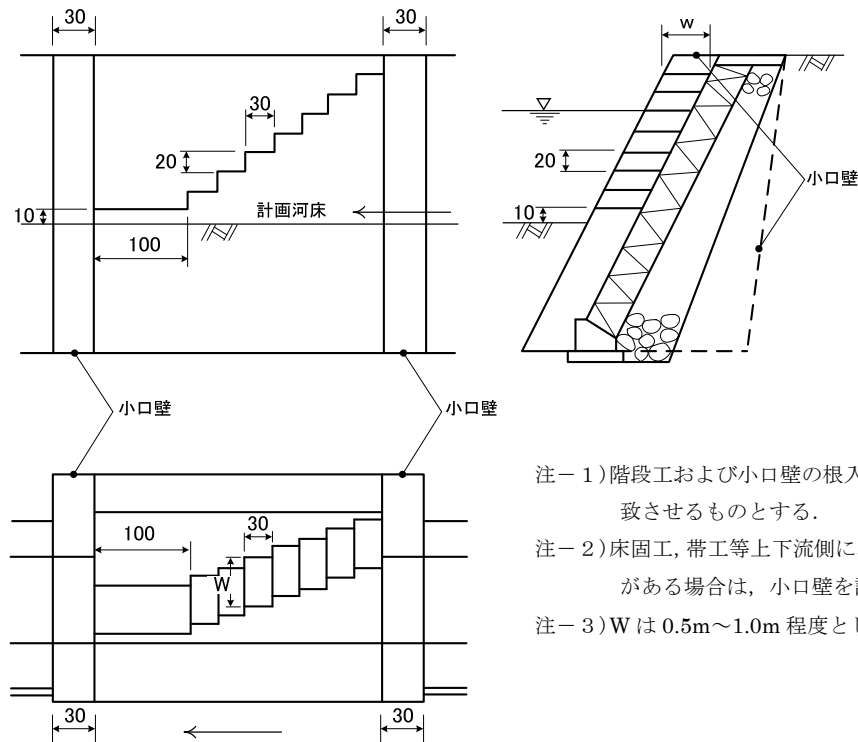


図8-11-22 階段工の構造

注-1) 階段工および小口壁の根入れは、護岸基礎の底面に一致させるものとする。

注-2) 床固工、帯工等上下流側に小口壁の代わりになるものがある場合は、小口壁を設置しないものとする。

注-3) Wは0.5m～1.0m程度とし、標準は0.75mとする。

11.5 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、人間や車等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ものとする。

11.6 河底横断構造物

サイフォン等河底横断構造物は計画河床高、現河床高、将来の河床変動等を考慮して、十分な深さに設けるものとする。

解説

サイフォン等河底横断構造物の深さは、河川管理施設等構造令の第4章「伏せ越し」で定められているものに準ずるものとし、マンホール等は、溪流保全工の管理幅の外側に設置するものとする。

第9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9-2-1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9-2-2となる。(既流設p1)

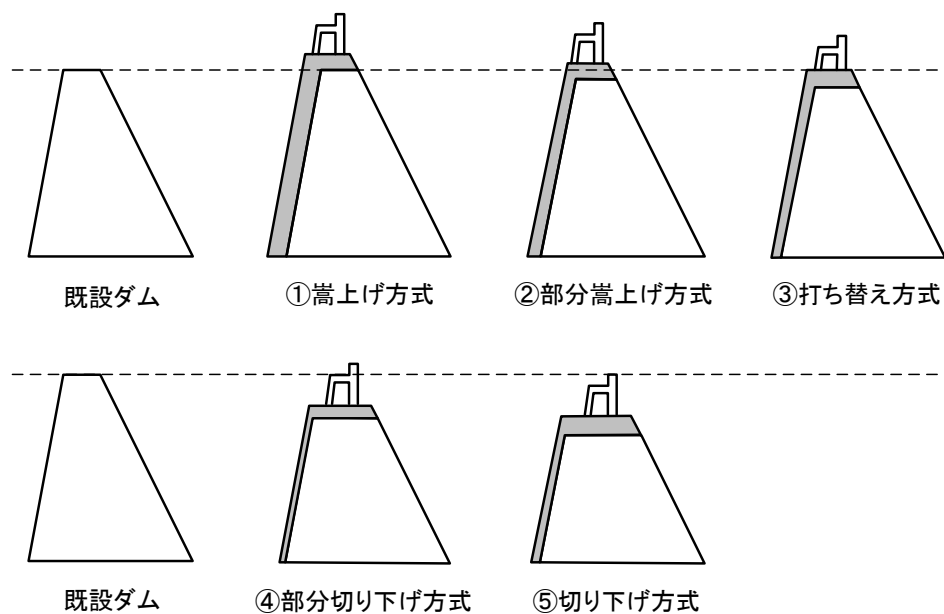


図9-2-1 既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置

(既流設p2)

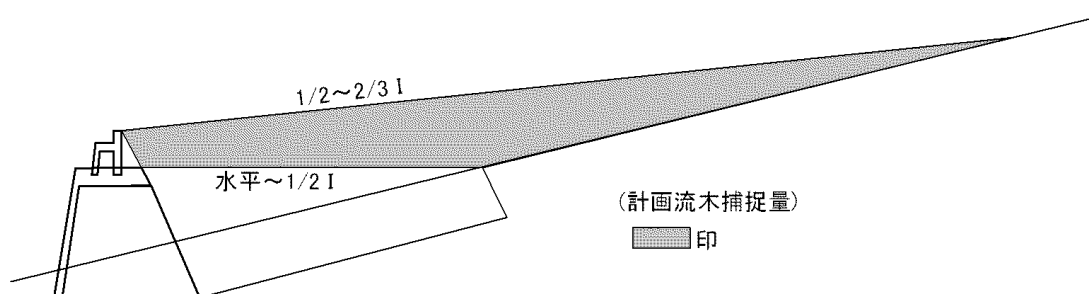
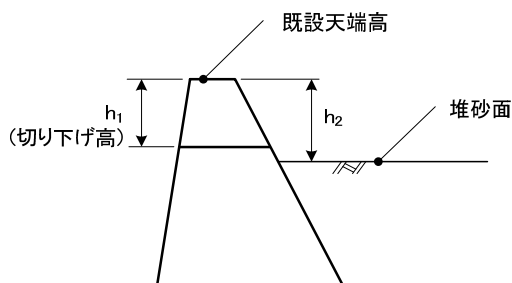


図9-2-2 鋼製流木捕捉工による流木捕捉量の考え方

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。



(既流設p2)

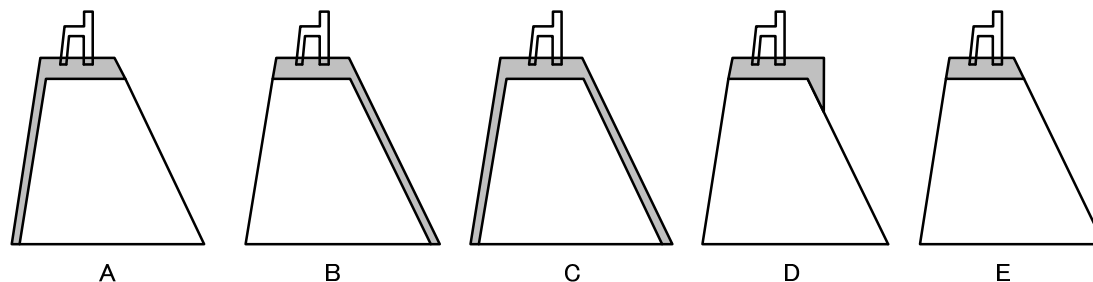
図9-2-3 未満砂状態

既設砂防堰堤の本体に鋼製流木捕捉工を設置する場合、鋼製部応力を堤体に伝達するために必要な厚さ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

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9-2-4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9-2-4 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

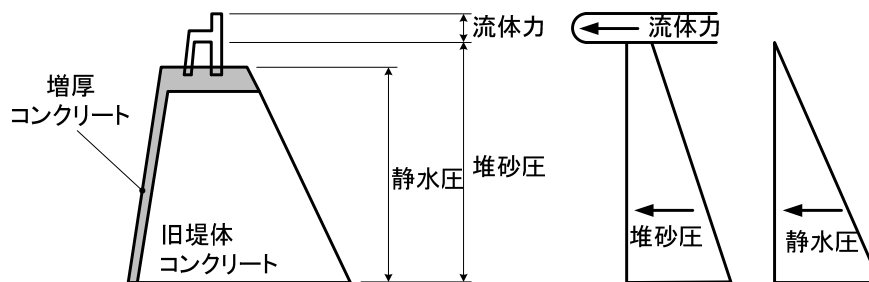
設計外力の設定は土石流区間と掃流区間別に行うものとする。それぞれの場合において、安定条件に対して最も厳しい外力を想定するものとする。

(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)



(既流設p3)

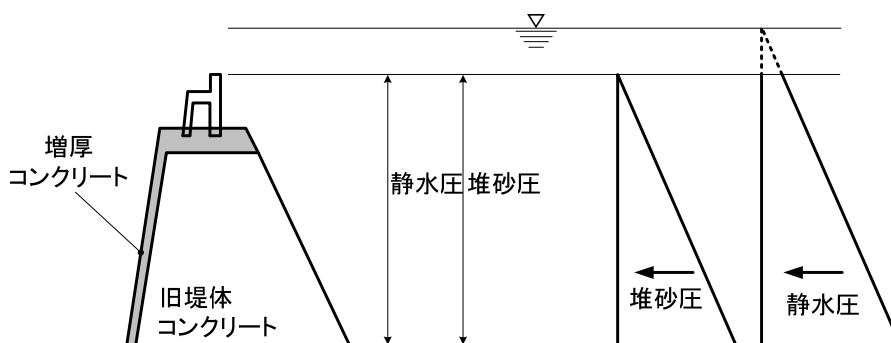
図9-4-1 鋼製流木捕捉工設置後の設計外力(土石流区間)

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。

(既流設p4)



(既流設p4)

図9-4-2 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。

(既流設 p5)

解 説

1 堤体の基礎の安定

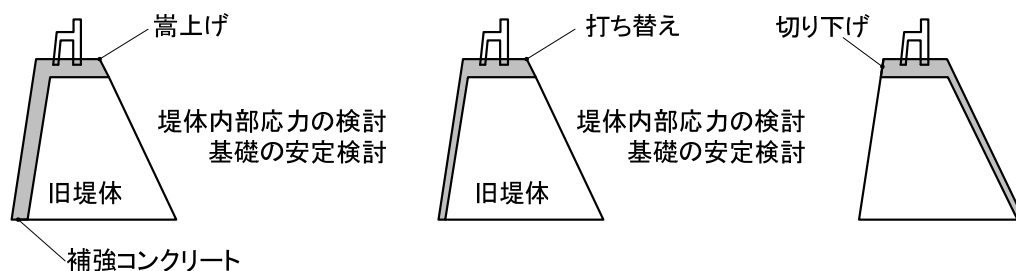
鋼製部および堤体に作用する外力に対して、堤体基礎は滑動・転倒・基礎の支持力に対して安全でなければならない。基礎の安定条件は不透過型砂防堰堤と同じとする。

(既流設p5)

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。

(既流設p5)



(既流設p5)

図9-5-1 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。

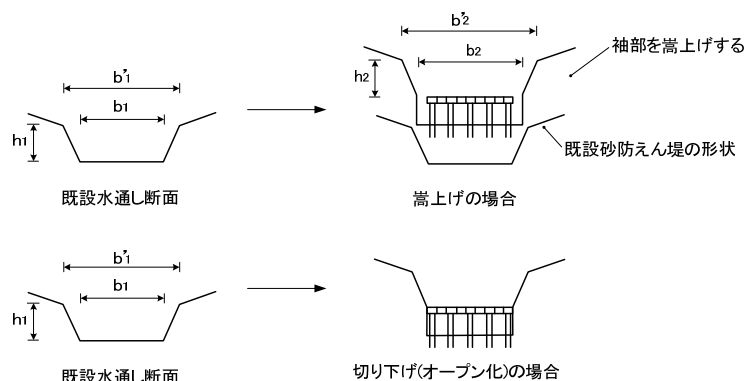
(既流設p6)

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VI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9-6-1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)



(既流設p7)

図9-6-1 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)

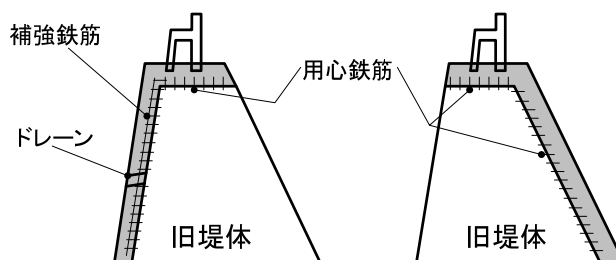


図9-8-1 新旧コンクリートおよびコンクリート・鋼材部の一体化

第10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、既設堰堤以外に堰堤サイトが無い時。
 - ・ 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9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る、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。

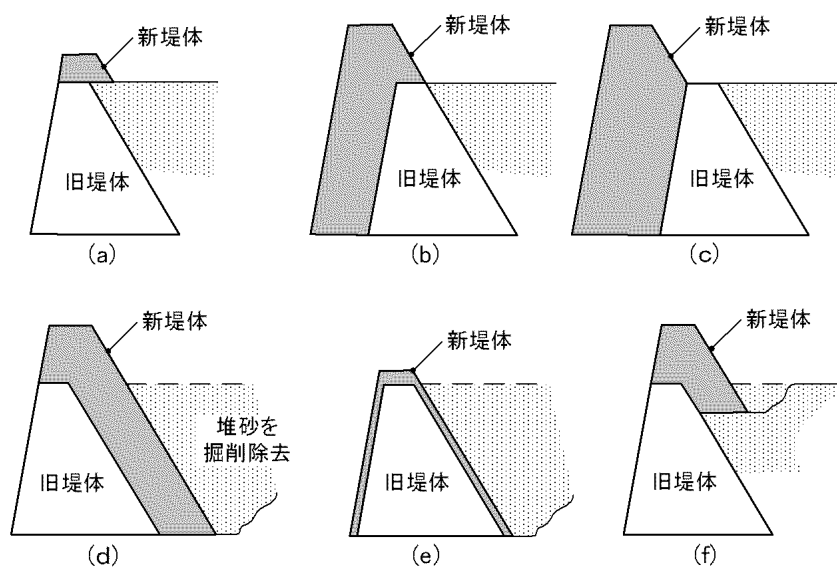


図 10-2-1 砂防堰堤の嵩上げの型式

(a)および(f)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。

(e)は、(d)に比較して打継目の処理面積が広くなるため、老朽化堰堤の下流面保護を目的として利用されることが多い。

これまでの実績では、(b) (c) (e) の例が多くを占めている。

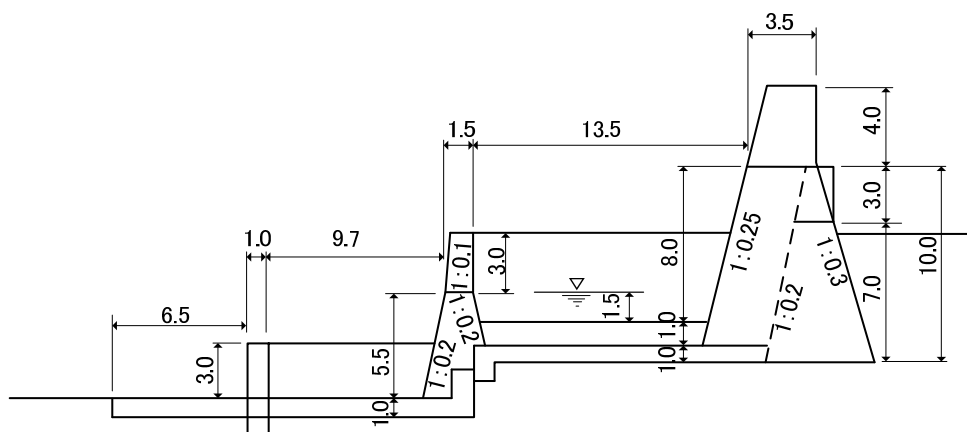


図 10-2-2 嵩上げの事例(下流面腹付けの例)

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)。

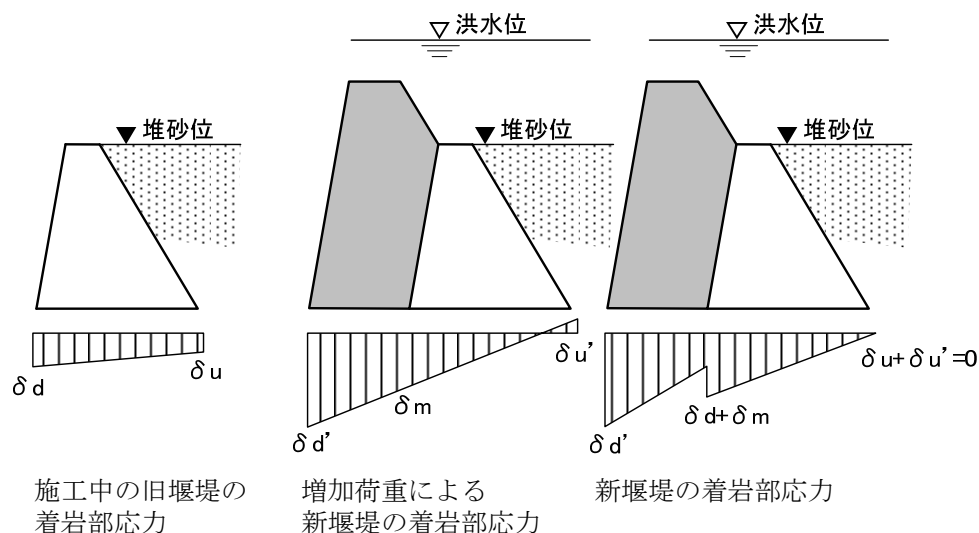


図10-3-1 下流腹付け「嵩上げ公式」方式の概要

「一体構造」方式は、嵩上げ後の断面で安定計算を行う。

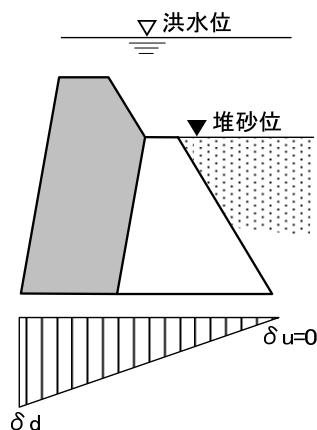


図10-3-2 下流腹付け「一体構造」方式の概要

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。

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

ここに、 A_s : 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)

$$L = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \phi$$

ここに、 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度(N/mm²)、 τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度(N/mm²)

ϕ : 鉄筋の直径(mm)

(中砂要p3-120)

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11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，既設堰堤以外に堰堤サイトが無い時。
 - ・ 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Ⅲ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9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。