

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 目次

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設	Ⅲ-1-1
第1章 砂防堰堤一般	Ⅲ-1-1
第1節 砂防堰堤の各部の名称	Ⅲ-1-1
第2節 砂防堰堤の設計順序	Ⅲ-1-3
第3節 砂防堰堤の種類	Ⅲ-1-3
第4節 規模と配置	Ⅲ-1-5
4.1 規模	Ⅲ-1-5
4.2 位置	Ⅲ-1-5
4.3 方向	Ⅲ-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)	Ⅲ-2-1
第1節 設計流量, 水深	Ⅲ-2-1
1.1 設計流量	Ⅲ-2-1
1.2 水通し断面の検討における設計水深の扱い	Ⅲ-2-1
第2節 水通しの設計	Ⅲ-2-2
2.1 水通しの位置	Ⅲ-2-2
2.2 水通し断面	Ⅲ-2-3
第3節 本体の設計	Ⅲ-2-5
3.1 水通し天端幅	Ⅲ-2-5
3.2 設計外力	Ⅲ-2-5
3.3 下流のり勾配	Ⅲ-2-7
3.3.1 越流部	Ⅲ-2-7
3.3.2 非越流部	Ⅲ-2-8
3.4 安定条件	Ⅲ-2-9
3.5 安定計算	Ⅲ-2-10
3.5.1 越流部	Ⅲ-2-10
3.5.2 非越流部	Ⅲ-2-20
第4節 基礎の設計	Ⅲ-2-21
4.1 基礎地盤の安定	Ⅲ-2-21
4.2 基礎処理	Ⅲ-2-23
4.3 基礎の根入れ	Ⅲ-2-26
4.4 カットオフ, 段切り(節約断面)	Ⅲ-2-28
第5節 袖の安定性および構造	Ⅲ-2-31
5.1 断面形	Ⅲ-2-31
5.2 袖部の破壊に対する構造計算	Ⅲ-2-31
5.2.1 設計外力	Ⅲ-2-31
5.2.2 袖部の安定性	Ⅲ-2-33
5.3 袖天端の勾配	Ⅲ-2-36

5.4	袖の嵌入.....	Ⅲ-2-37
第6節	非越流部逆断面の設計.....	Ⅲ-2-38
第7節	袖折れ堰堤の設計.....	Ⅲ-2-39
第8節	前庭保護工の設計.....	Ⅲ-2-40
8.1	前庭保護工.....	Ⅲ-2-40
8.2	副堰堤.....	Ⅲ-2-41
8.3	流木対策施設を設置した場合の副堰堤.....	Ⅲ-2-44
8.4	水叩き.....	Ⅲ-2-44
8.5	垂直壁.....	Ⅲ-2-48
8.6	側壁護岸.....	Ⅲ-2-49
8.6.1	側壁護岸の配置.....	Ⅲ-2-49
8.6.2	側壁護岸の構造.....	Ⅲ-2-49
8.7	護床工.....	Ⅲ-2-53
第9節	付属物の設計.....	Ⅲ-2-54
9.1	水抜き暗渠.....	Ⅲ-2-54
9.2	間詰め.....	Ⅲ-2-55
9.3	魚道等.....	Ⅲ-2-57
9.4	収縮継目.....	Ⅲ-2-57
9.5	立入防止柵.....	Ⅲ-2-60
9.6	水通し保護工の設計.....	Ⅲ-2-61
9.7	付替道路.....	Ⅲ-2-61
9.8	取水工.....	Ⅲ-2-63
第3章	土石流捕捉のための透過型砂防堰堤.....	Ⅲ-3-1
第1節	設計流量, 水深.....	Ⅲ-3-1
1.1	設計流量.....	Ⅲ-3-1
1.2	設計水深.....	Ⅲ-3-1
第2節	水通し断面.....	Ⅲ-3-1
第3節	開口部の設計.....	Ⅲ-3-2
3.1	開口部の位置.....	Ⅲ-3-2
3.1.1	縦断方向.....	Ⅲ-3-2
3.1.2	横断方向.....	Ⅲ-3-2
3.2	開口部の設定.....	Ⅲ-3-2
3.2.1	開口部の幅, 高さ.....	Ⅲ-3-2
3.2.2	透過部断面の設定.....	Ⅲ-3-3
3.2.3	留意事項.....	Ⅲ-3-4
第4節	越流部の設計.....	Ⅲ-3-6
4.1	越流部の安定性.....	Ⅲ-3-6
4.1.1	安定条件.....	Ⅲ-3-6

4.1.2	設計外力	Ⅲ-3-6
4.2	透過部の構造検討	Ⅲ-3-7
4.2.1	構造検討条件	Ⅲ-3-7
4.2.2	設計外力	Ⅲ-3-7
4.3	底版コンクリートの設計	Ⅲ-3-9
第5節	非越流部の設計(コンクリート)	Ⅲ-3-10
第6節	前庭保護工	Ⅲ-3-10
第7節	構造細目	Ⅲ-3-10
第4章	土石流捕捉のための部分透過型砂防堰堤	Ⅲ-4-1
第1節	設計流量, 水深	Ⅲ-4-1
1.1	設計流量	Ⅲ-4-1
1.2	設計水深	Ⅲ-4-1
第2節	水通し断面	Ⅲ-4-1
第3節	開口部の設計	Ⅲ-4-1
3.1	開口部の位置	Ⅲ-4-1
3.2	開口部の設定	Ⅲ-4-2
第4節	越流部の設計	Ⅲ-4-2
4.1	不透過部の天端幅	Ⅲ-4-2
4.2	下流のり(不透過部)	Ⅲ-4-2
4.3	越流部の安定性	Ⅲ-4-2
4.3.1	安定条件	Ⅲ-4-3
4.3.2	設計外力	Ⅲ-4-3
4.4	透過部の構造検討	Ⅲ-4-4
第5節	非越流部の設計(コンクリート)	Ⅲ-4-4
第6節	前庭保護工	Ⅲ-4-4
第7節	構造細目	Ⅲ-4-4
第5章	床固工の設計	Ⅲ-5-1
第1節	総説	Ⅲ-5-1
第2節	床固工構造	Ⅲ-5-1
2.1	水通しの設計	Ⅲ-5-1
2.2	本体の設計	Ⅲ-5-2
2.2.1	天端幅	Ⅲ-5-3
2.2.2	安定計算に用いる荷重及び数値	Ⅲ-5-3
2.3	基礎の設計	Ⅲ-5-3
2.4	袖の設計	Ⅲ-5-3
2.5	前庭保護工の設計	Ⅲ-5-3
第6章	護岸工の設計	Ⅲ-6-1
第1節	総説	Ⅲ-6-1

第2節	護岸工構造	Ⅲ-6-1
2.1	型式	Ⅲ-6-1
2.2	護岸材料と構造	Ⅲ-6-2
2.3	のり勾配	Ⅲ-6-3
2.4	法線	Ⅲ-6-3
2.5	高さ	Ⅲ-6-3
2.6	計画溪床勾配	Ⅲ-6-4
2.7	取付け	Ⅲ-6-4
2.8	根入れ	Ⅲ-6-4
2.9	伸縮目地	Ⅲ-6-5
2.10	根固工	Ⅲ-6-5
第7章	溪流保全工の設計	Ⅲ-7-1
第1節	総説	Ⅲ-7-1
第2節	対象流量	Ⅲ-7-2
第3節	法線	Ⅲ-7-2
第4節	計画高水位	Ⅲ-7-2
第5節	縦断計画	Ⅲ-7-5
5.1	計画勾配	Ⅲ-7-5
5.2	溪床勾配を変化させる方法	Ⅲ-7-5
5.3	工作物の根入れ	Ⅲ-7-6
5.4	計画河床高の決め方	Ⅲ-7-9
5.5	支川との調整	Ⅲ-7-9
第6節	計画断面	Ⅲ-7-11
6.1	計画断面	Ⅲ-7-11
6.2	計画幅	Ⅲ-7-11
6.3	余裕高	Ⅲ-7-12
6.4	湾曲部の横断形計画	Ⅲ-7-12
6.5	支川処理	Ⅲ-7-13
6.6	上流端処理	Ⅲ-7-14
第7節	流路における床固工	Ⅲ-7-15
7.1	床固工の設計	Ⅲ-7-15
7.2	床固工間隔	Ⅲ-7-15
7.3	水通し断面	Ⅲ-7-16
7.4	断面形状	Ⅲ-7-16
7.5	基礎の根入れ	Ⅲ-7-16
7.6	袖の設計	Ⅲ-7-17
7.7	前庭保護工の設計	Ⅲ-7-18
7.8	側壁護岸	Ⅲ-7-18

7.9	護床工	Ⅲ-7-19
第8節	溪流保全工における帯工	Ⅲ-7-20
8.1	帯工の設計	Ⅲ-7-20
8.2	帯工の位置(間隔)	Ⅲ-7-20
8.3	構造	Ⅲ-7-21
第9節	流路における護岸工	Ⅲ-7-22
第10節	底張工	Ⅲ-7-23
第11節	付属物の設計	Ⅲ-7-25
11.1	管理幅	Ⅲ-7-25
11.2	取水工	Ⅲ-7-26
11.2.1	取水口	Ⅲ-7-27
11.2.2	堤内水路	Ⅲ-7-28
11.2.3	堤外水路	Ⅲ-7-30
11.3	橋梁	Ⅲ-7-30
11.3.1	橋梁としての余裕高	Ⅲ-7-30
11.3.2	支間長	Ⅲ-7-31
11.3.3	橋台	Ⅲ-7-31
11.3.4	橋脚	Ⅲ-7-32
11.3.5	位置	Ⅲ-7-32
11.3.6	方向	Ⅲ-7-32
11.3.7	暗渠	Ⅲ-7-33
第8章	既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工	Ⅲ-8-1
第1節	総説	Ⅲ-8-1
第2節	既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置方法	Ⅲ-8-1
第3節	鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高	Ⅲ-8-3
第4節	堤体に作用する外力	Ⅲ-8-3
第5節	安定条件	Ⅲ-8-4
第6節	水通し断面の確保	Ⅲ-8-5
第7節	前庭保護工	Ⅲ-8-6
第8節	留意点	Ⅲ-8-6
第9章	既設堰堤の嵩上げ	Ⅲ-9-1
第1節	総説	Ⅲ-9-1
第2節	嵩上げの型式	Ⅲ-9-1
第3節	安定性の検討	Ⅲ-9-2
第4節	新旧コンクリート打設面の処理	Ⅲ-9-4
第5節	前庭保護工	Ⅲ-9-5
第10章	既設堰堤のスリット化	Ⅲ-10-1
第1節	総説	Ⅲ-10-1

第2節 留意事項	Ⅲ-1 0-1
第3節 施設設計	Ⅲ-1 0-1
第1 1章 水制工の設計	Ⅲ-1 1-1
第1節 総説	Ⅲ-1 1-1
第2節 水制工構造	Ⅲ-1 1-1
2.1 形状	Ⅲ-1 1-1
2.2 本体及び根固工	Ⅲ-1 1-2
第1 2章 砂溜工の設計	Ⅲ-1 2-1
第1 3章 緑の砂防ゾーンの設計	Ⅲ-1 3-1
第1節 総説	Ⅲ-1 3-1
1.1 総説	Ⅲ-1 3-1
第2節 堆砂空間の範囲・構造	Ⅲ-1 3-1
2.1 堆砂空間の範囲	Ⅲ-1 3-1
2.2 堆砂空間の構造	Ⅲ-1 3-2
第3節 常水路及び導流堤の規模・構造	Ⅲ-1 3-3
3.1 常水路の規模・構造	Ⅲ-1 3-3
3.2 導流堤	Ⅲ-1 3-3
第4節 利用・導入樹種及び樹木密度	Ⅲ-1 3-3
4.1 緑の砂防ゾーン内の樹木の位置付	Ⅲ-1 3-3
4.2 利用導入樹種	Ⅲ-1 3-4
第5節 効果量	Ⅲ-1 3-4
第6節 補助施設	Ⅲ-1 3-4
第7節 維持管理	Ⅲ-1 3-5

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設

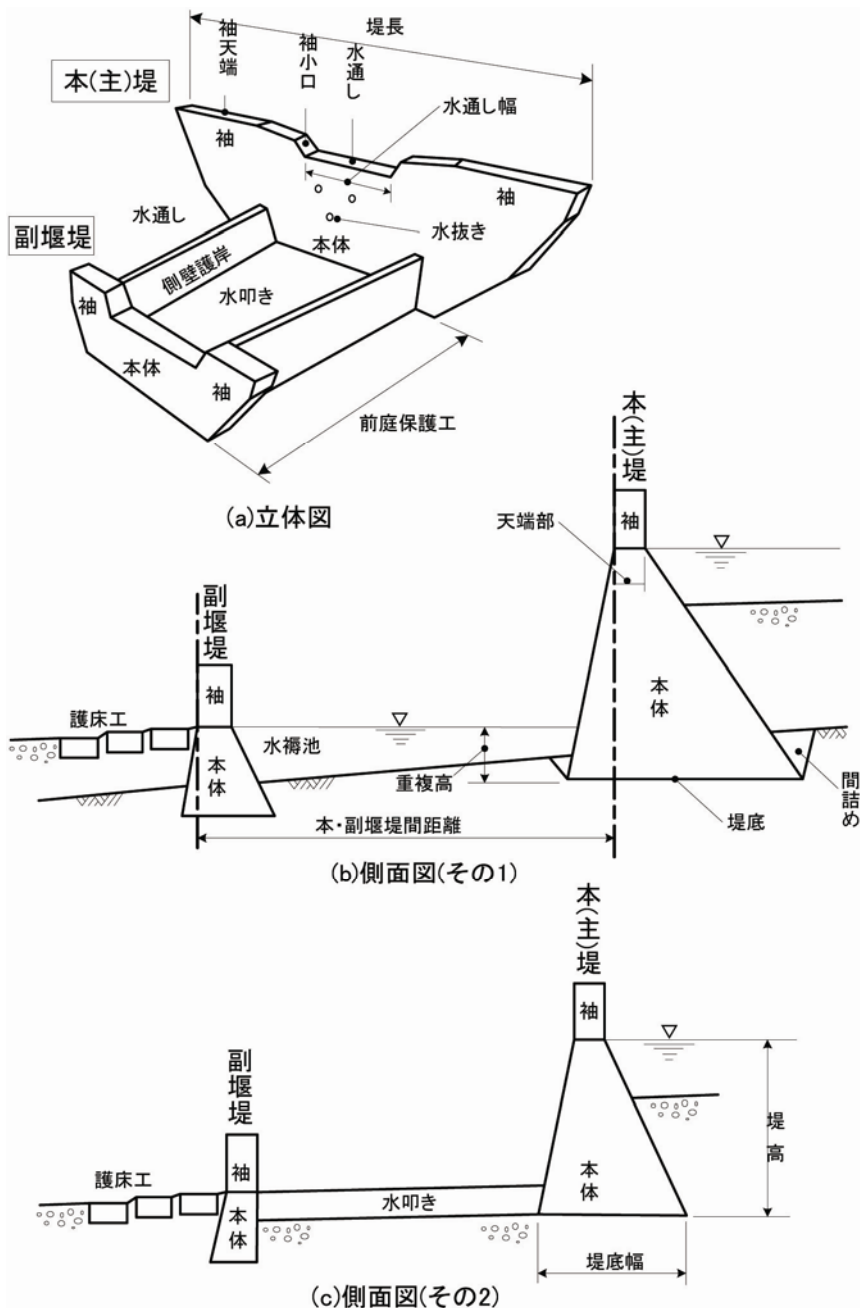
第1章 砂防堰堤一般

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



～副堰堤と垂直壁～

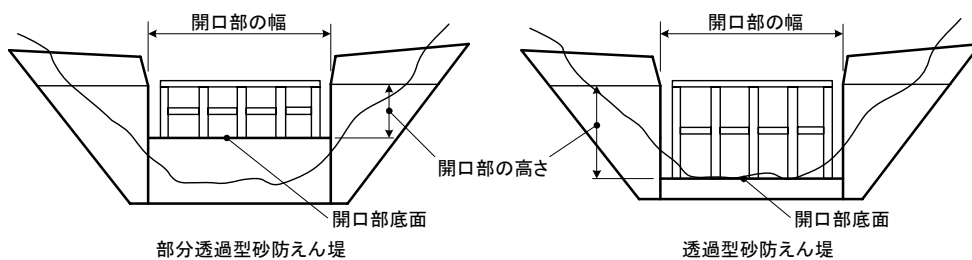
副堰堤は、前庭保護工の一部として、本堰堤基礎地盤の洗堀及び下流河床低下を防止するために設ける。一般に、主堰堤高が15m以上の場合、主堰堤からの越流水の減勢のために副堰堤を設けて水褥池を形成した減勢工を用いることが多い。副堰堤を設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。

垂直壁は、側壁護岸および水叩きを設置する場合に水叩き先端部の局所洗堀防止のために設けるものであり、副堰堤のように単独で設けられる構造物ではない。

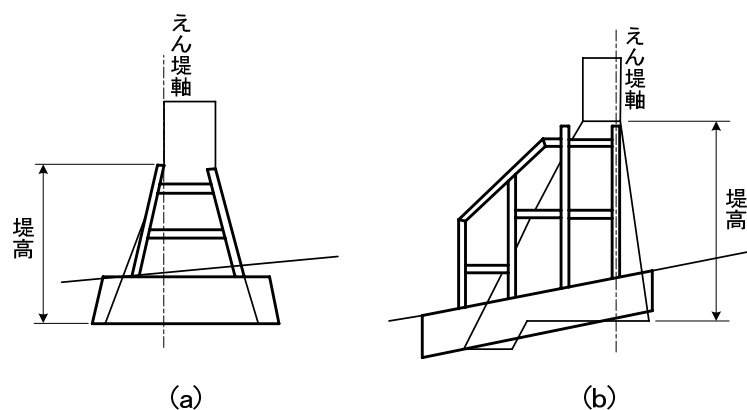
～前庭保護工～

副堰堤及び水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等から成る。主堰堤高15m未満の場合は、水叩きコンクリートの厚さが3.0mを越える場合に副堰堤及び水褥池を設ける。

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

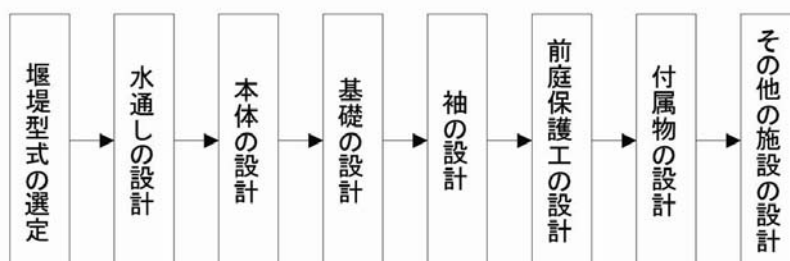
砂防堰堤の設計の順序は、計画段階で堰堤の型式を決定し、その堰堤の目的に対する適合性、外力に対する安全性等の各要素について考察した上で堰堤の種類を決定する。次いで、水通し、本体および基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰めおよび水抜き等の付属物の設計を行う。

(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、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。

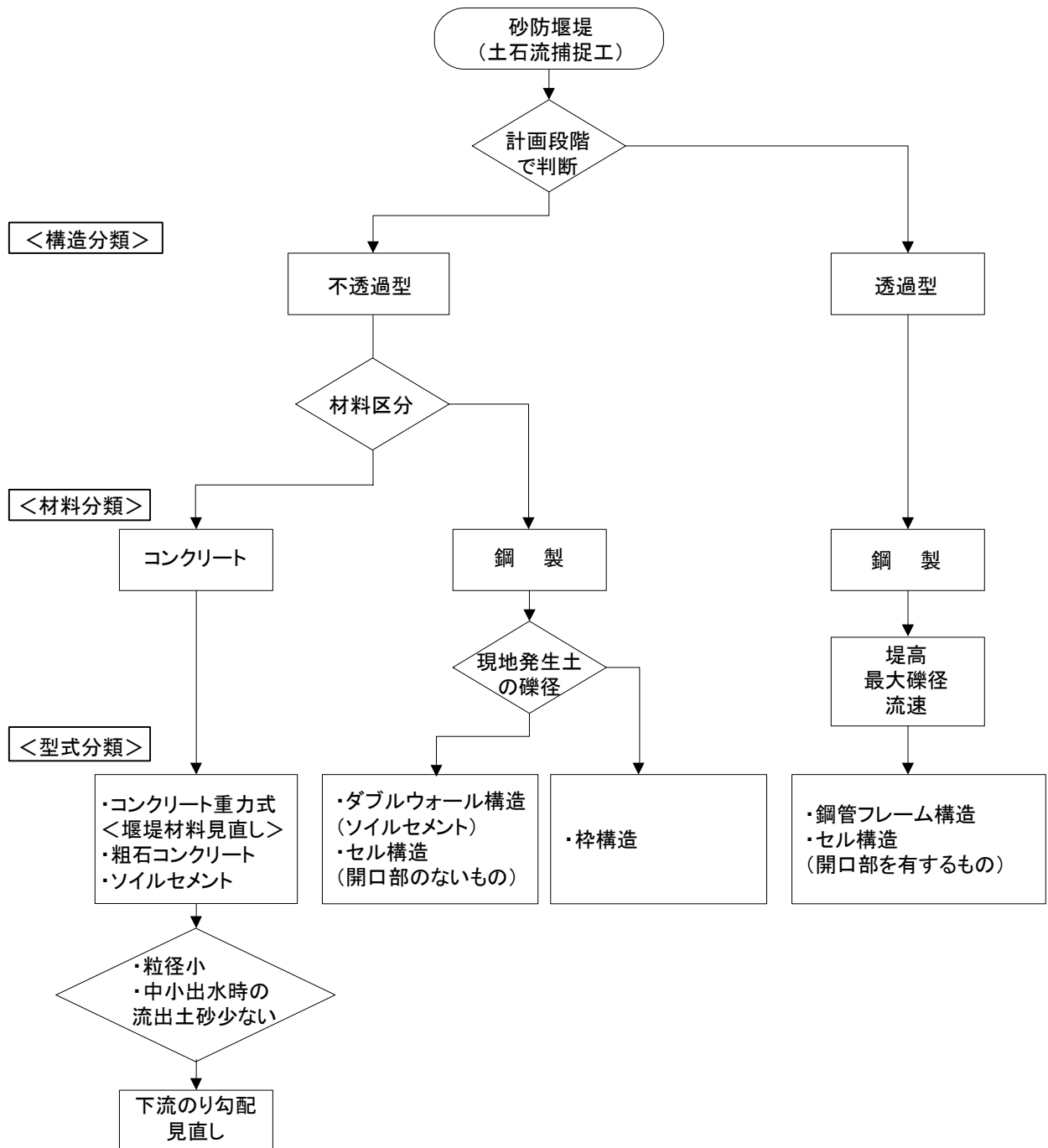
解 説

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活用ガイドライン（砂防ソイルセメント活用研究会）を参照のこと。



注1) 鋼製砂防構造物の種類と特徴については、巻末資料を参照。

図1-3-1 砂防堰堤の分類と選定の流れ

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Ⅱ編土石流・流木対策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Ⅱ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兩岸侵食による破壊防止のため、溪床および兩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 兩岸の地形について、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 p174)

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)

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。

本マニュアルでは，「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Ⅱ編第2章第4節に示した方法に基づき算出する。

本マニュアルでは，「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

設計流量を流しうる水深を設計水深とする。

解 説

本マニュアルでは，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(本マニュアルでは「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(9.8m/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。

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

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Ⅱ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Ⅳ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 本体の安定計算(洪水時)における越流水深(本マニュアルでは「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。

3 前庭保護工に対する設計水深(本マニュアルでは「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 p18)

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、溪岸の状態、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、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。

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值は3mとする。

設計水深(水通)は、3m以下とすることが望ましい。

- 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 p17)

本マニュアルでは、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に示す値以下とならないようにする。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

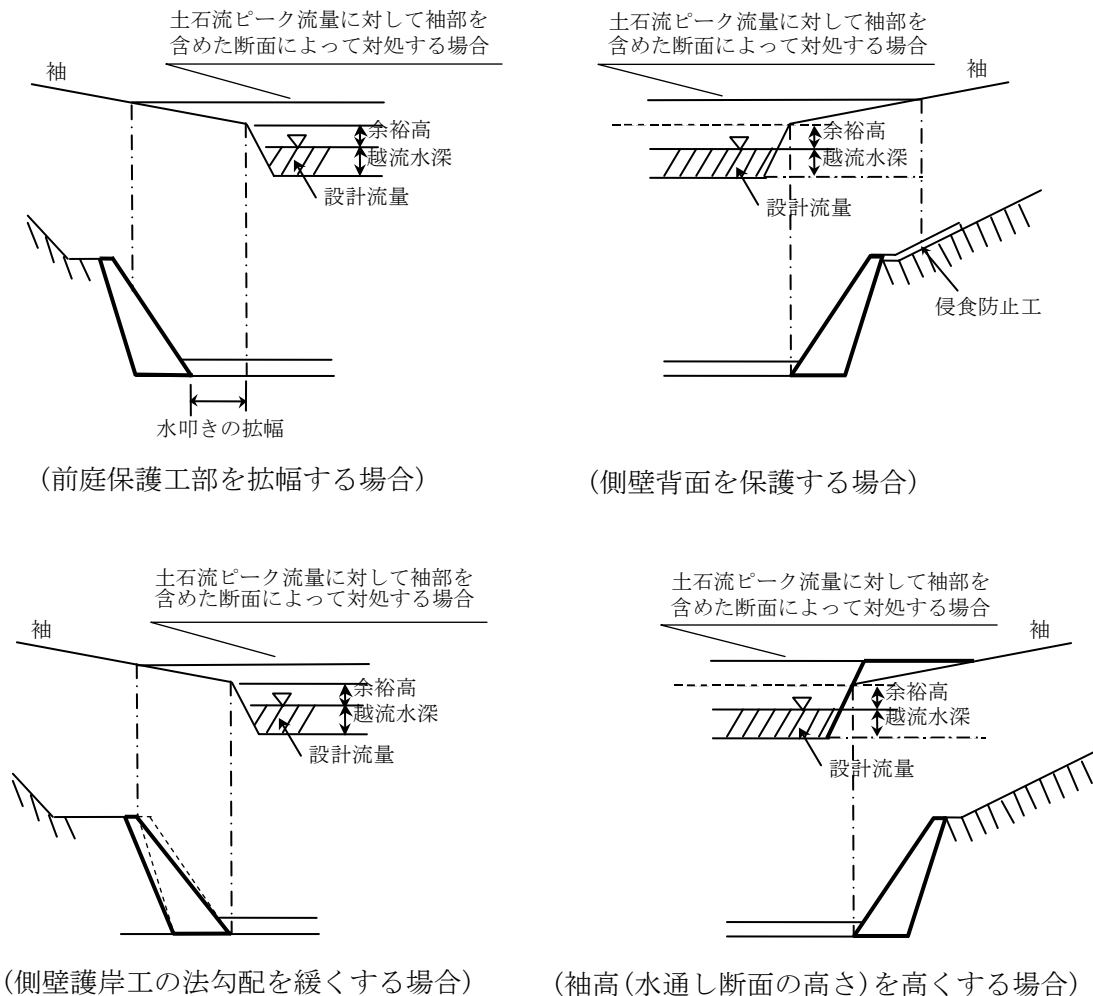
(土流設 p10)

- 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。

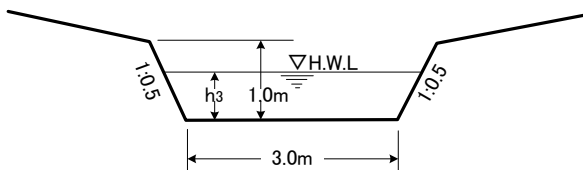


図2-2-2 水通しの最小断面

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 p11)

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 p11-12)

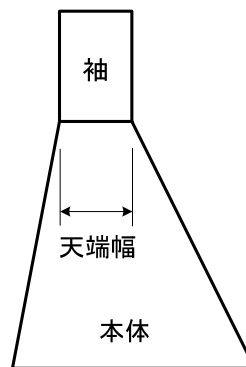


図2-3-1 砂防堰堤側面図と部位名称

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、部材の設計等で考慮する。(土流設 p6)

解説

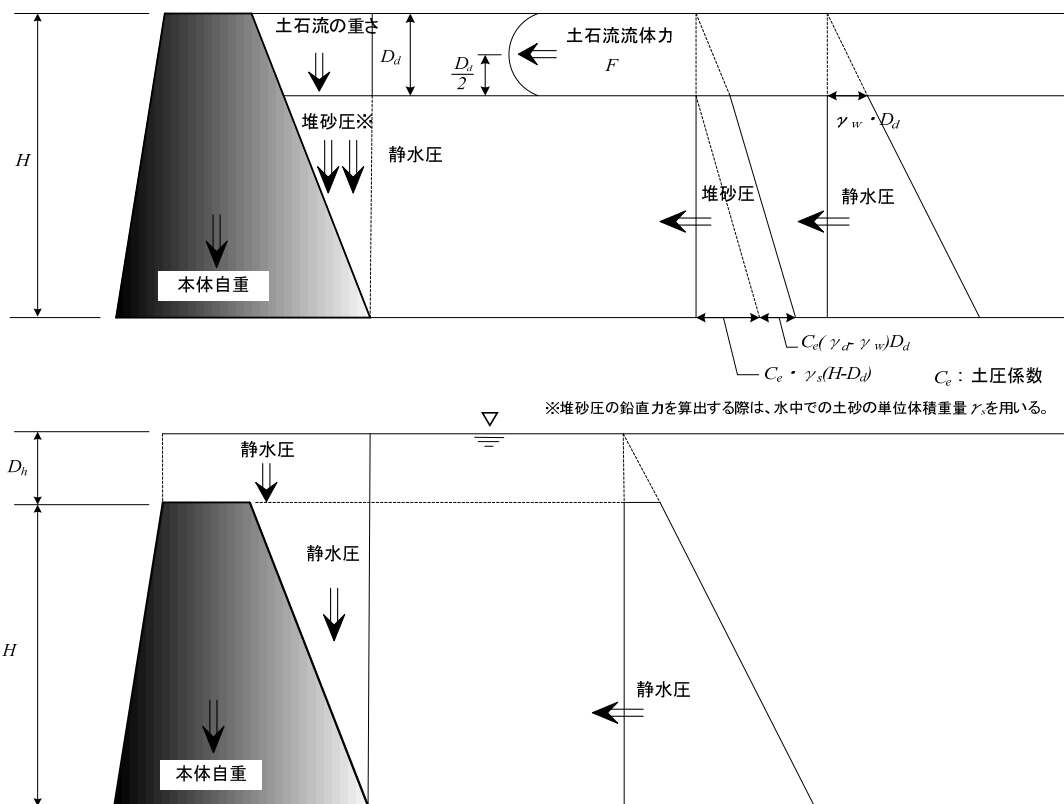
- 1 河川砂防技術基準(案)設計編Ⅱ第3章2.2.1に示した設計外力の組み合わせ(平常時、洪水時)に加えて、土石流時における安定計算を実施し、いずれの組み合わせにおいても安定条件を満たさなければならない。設計外力の組み合わせは砂防堰堤の自重の外は表2-3-1のとおりとする。
- 2 土石流および土砂とともに流出する流木による荷重は本体に最も危険な状態を想定するものとし、堆砂地が土石流の水深分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する(図2-3-2参照)。

- 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乗荷重となり、堆砂圧はこの上乗荷重による土圧 $C_e(\gamma_d - W_o)D_d$ 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(kg/m³)、 σ ：礫の密度(kg/m³)、 g ：重力加速度(m/s²) (9.8m/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<15m, 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

本マニュアルにおいては、越流部の下流のり勾配は、1 : 0.2を標準とするが、粒径が細かく、中小出水においても土砂の流出が少ない場合には標準より緩くすることができる。この場合、経済性を考慮し、上流勾配を急にして安定計算により決定する。

ただし、下流のり勾配を緩くする場合、その上限を1 : 1.0とし、かつ土砂が活発に流送され始める流速U (m/sec)と砂防堰堤高さH (m)から求められる次式の勾配よりも急にする。

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

L : 水通し肩から堤底のり尻までの水平距離

H : 砂防堰堤高

U : 砂防堰堤地点における土石流の平均流速
の50%程度

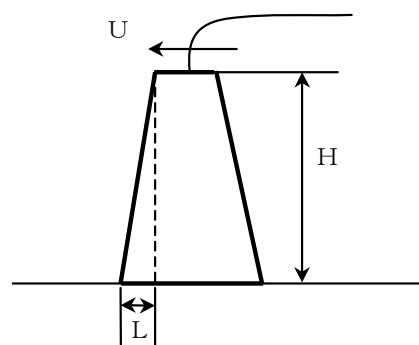


図2-3-3 下流のり勾配

また、一般に非越流部ののり面勾配は越流部と同一勾配とする。

しかし、非越流部では、落下砂礫の衝撃及び摩耗等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ができる。非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性及び施工性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割以上の軽減を目安として検討する機会が多い。

非越流部は、砂防堰堤上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく渇水期に空に近い状態となる砂防堰堤では、下流側から働く地震時慣性力に安定を欠く恐れもあり、そのような状態が想定される砂防堰堤では、上流面に多少ののり勾配を付けるなど、安定計算を行って決定する。

本マニュアルでは工事費節減の主旨から、堤長が70m以上で本堤のコンクリート立積が10%以上節約できる場合について、非越流部の逆断面構造を経済性、安全性について具体的に検討することとする。

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。ただし、1 : 1.0を上限とする。

3.3.2 非越流部

非越流部断面の下流のり勾配は、越流部の下流のり勾配と同一とすることを標準とする。ただし、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、下流面勾配を緩くすることもできる。

解 説

上流のり勾配は安定計算により求める。

非越流部の逆断面の設計

越流部と非越流部の形状を変えるかどうかの判断基準は前述の通りとするが、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おそれがない等の条件も考慮する必要がある。

なお、越流部と非越流部の形状を変える位置は、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、下図のように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が望ましい。

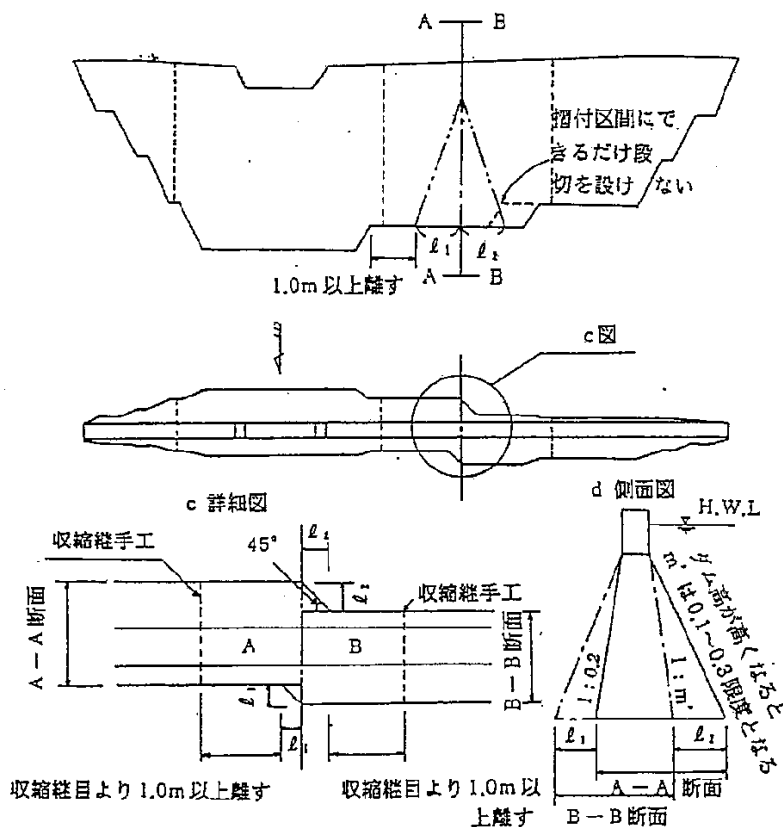


図2-3-4 非越流部逆断面の設計

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 경우가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(tf/m) {kN/m}

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力(tf/m) {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(tf/m²) {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し、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 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 (kg/m^3), σ : 礫の密度 (kg/m^3), g : 重力加速度 (m/s^2) (9.8m/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(tf/m^3) $\{\text{kN/m}^3\}$ 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(t)

W_c : 堤体築造に用いるコンクリートの単位体積重量(tf/m^3) $\{\text{kN/m}^3\}$

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ため、堆砂面下の部分だけ作用することになる。(土流設 p7)

$$P = W_o \cdot h_w$$

P : 水深 h_w の点における静水圧(tf/m^3) $\{\text{kN/m}^3\}$

W_o : 水の単位体積重量(tf/m^3) $\{\text{kN/m}^3\}$

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(tf/m²) {kN/m²}

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力(tf/m²) {kN/m²}

W_{si} : 水中堆砂単位体積重量(tf/m³) {kN/m³} で $W_{si} = W_s - (1 - v) \cdot W_o$ 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

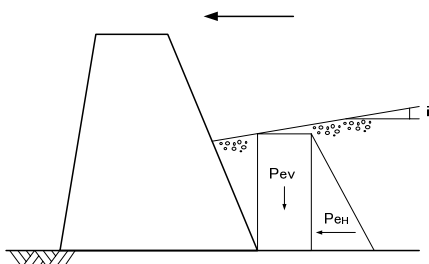
W_s : 堆砂見掛け単位体積重量(tf/m³) {kN/m³}

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

W_o : 水の単位体積重量(tf/m³) {kN/m³}

W_{sa} : 堆砂絶対単位体積重量(砂の比重)(tf/m³) {kN/m³}

(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 2-3-5 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/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(kN/m³)

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

ここで、 C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度、 ρ : 水の密度(kg/m³)、 σ : 礫の密度(kg/m³)、 g : 重力加速度(m/s²) (9.8m/s²)

(土流設 p9)

(5) 土石流流体力, 土石流水深

第Ⅱ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	$(h_2 + \mu \Delta h)W_0$	$h_2 \cdot W_0$
砂礫盤	$h_1 \cdot W_0$	$h_2 \cdot W_0$

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)

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

W_0 : 水の単位体積重量(tf/m^3) { kN/m^3 }

任意の点(X)における揚圧力は次式による。

$$U_x = \left[h_2 + \mu \Delta h \left(1 - \frac{x}{\ell} \right) \right] W_0$$

U_x : x 地点の揚圧力(t/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)

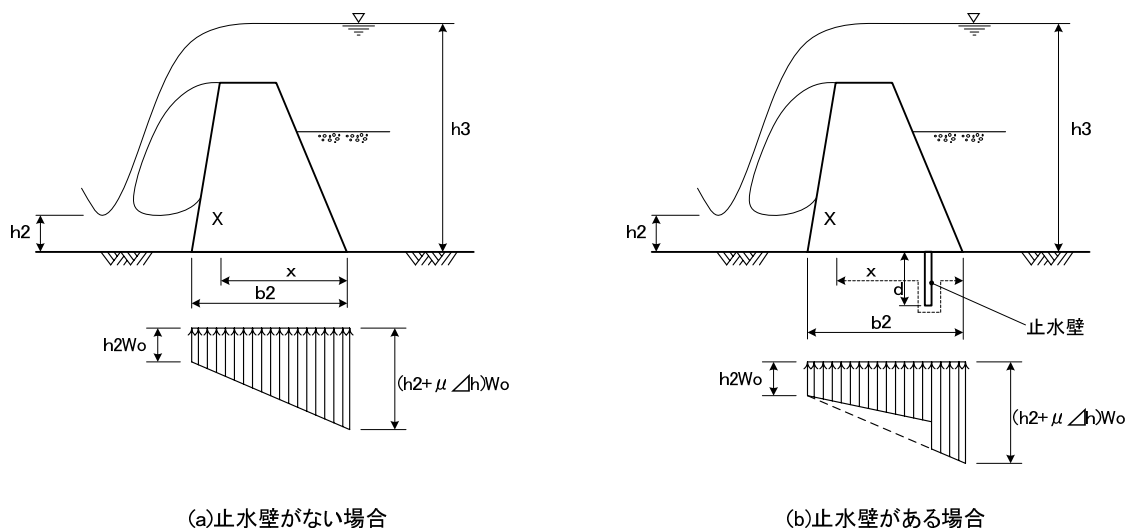


図2-3-6 揚圧力の分布

(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(tf/m) {kN/m}

K : 設計震度

W : 単位幅当たりの堤体の自重(tf/m) {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。

$$Px = CW_0KH$$

$$C = \frac{Cm}{2} \left[\frac{hx}{H} \left(2 - \frac{hx}{H} \right) + \sqrt{\frac{hx}{H} \left(2 - \frac{hx}{H} \right)} \right]$$

$$Pd = \eta \frac{Cm}{2} W_0 KH^2 \sec \theta$$

$$hd = \lambda hx$$

Px : x 地点の地震時動水圧(tf/m²) {kN/m²}

Pd : 貯留水面から X 地点までの全地震時動水圧(tf/m) {kN/m}

W_0 : 貯留水の単位体積重量(tf/m³) {kN/m³}

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)

Cm : C が最大となるとき(Px 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

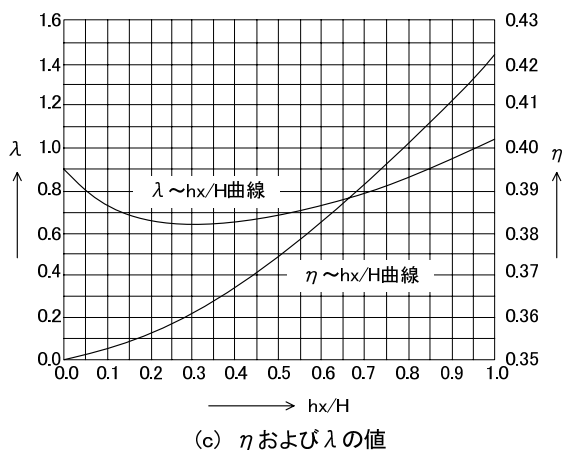
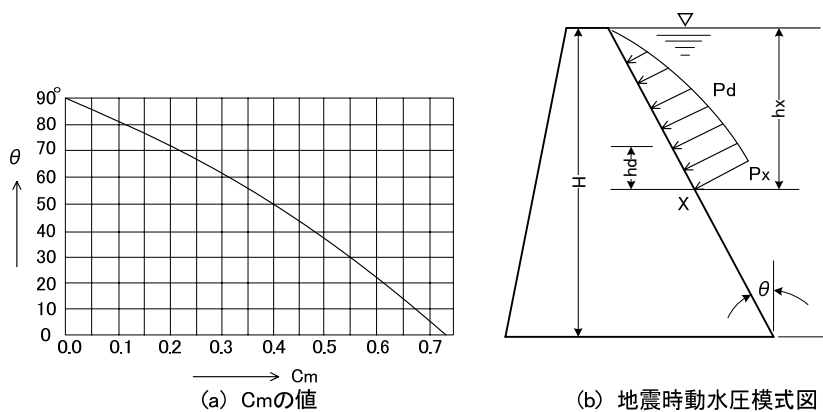


図 2 - 3 - 7 地震時動水圧の係数

(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。

<参考> Westergaard の近似式

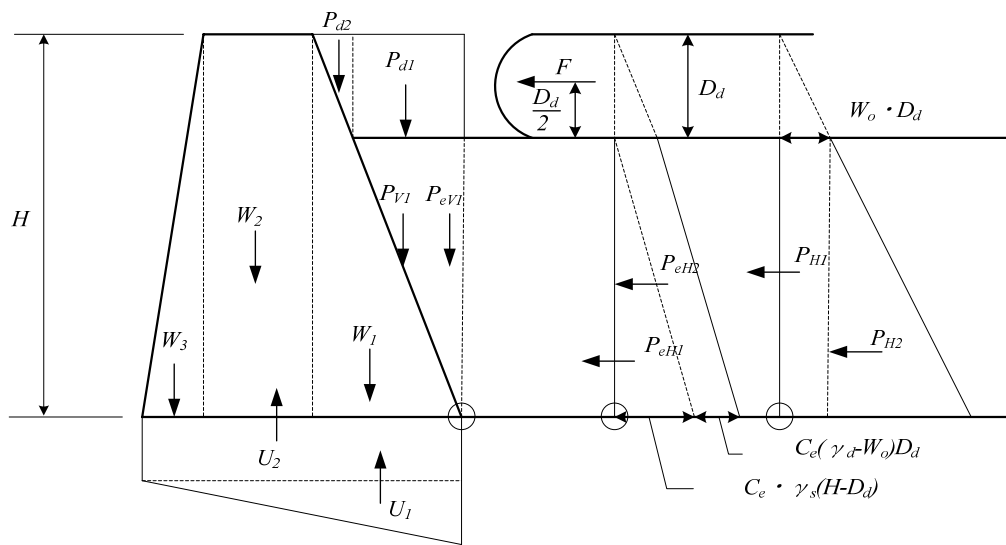
$$P_x = \frac{7}{8} W_0 \cdot K \sqrt{H \cdot h_x}$$

$$P_d = \frac{7}{12} W_0 \cdot K \cdot H^{1/2} \cdot h_x^{3/2}$$

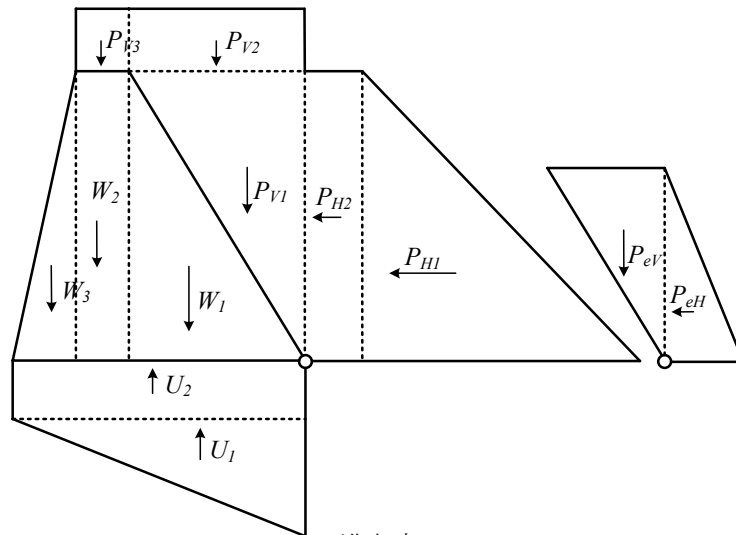
$$h_d = \frac{2}{5} h_x$$

(9) 温度荷重

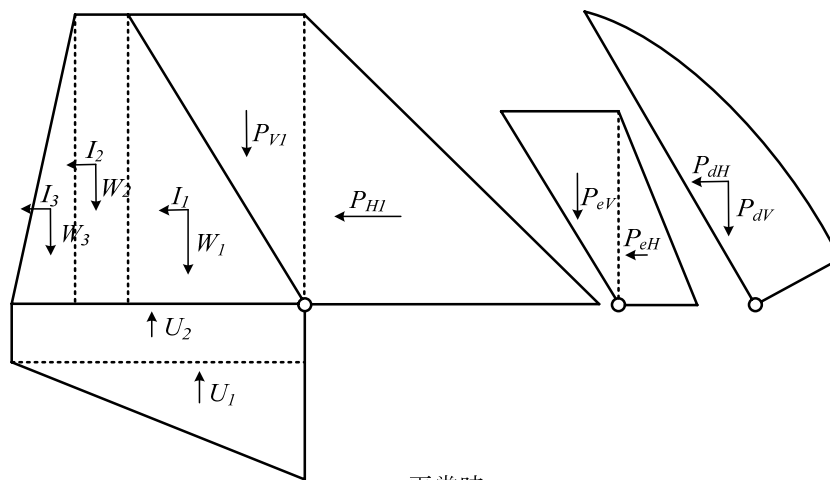
アーチ式コンクリート堰堤以外のコンクリート堰堤において、温度荷重は小さいので無視する。



土石流時



洪水時



平常時

図 2 - 3 - 8 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. $h_e = H - D_d$ $\gamma_f = \gamma_d - W_0$

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 ($M=V \cdot 1 + H \cdot 1$)
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_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}	$\frac{1}{2} \eta \cdot Cm \cdot K \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\lambda \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{dH}	$\frac{1}{2} \eta \cdot Cm \cdot K \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$\lambda \cdot H$	(+)
合計			V	H		M

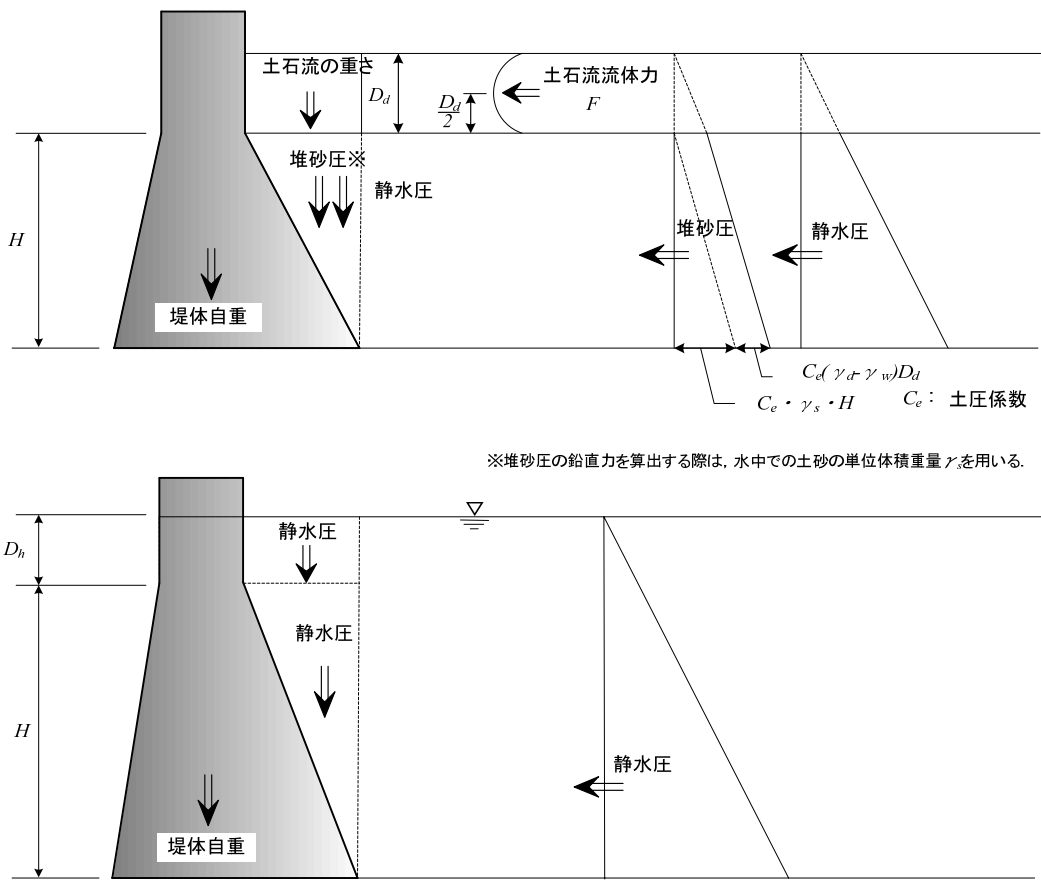
堤高15m以上の場合のみ平常時の安定計算を行う

3.5.2 非越流部

非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とすることを基本とする。 (土流設 p14)

解 説

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が、非越流部の本体の断面を越流部の本体部の断面と変える場合や基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等は、必要に応じて非越流部について安定計算を行うものとする。非越流部の安定計算は、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。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。



($H < 15m$, 上段: 土石流時, 下段: 洪水時)

(土流設 p14)

図2-3-9 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 せん断摩擦抵抗力

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

砂防堰堤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。

①砂防堰堤基礎の根入れ

砂防堰堤基礎の根入れは、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、岩盤の場合で1m以上、砂礫盤の場合は2m以上行っている。

②基礎砂礫のパイピング

ブライの式およびレーンの式による方法

- ・ ブライの式

$$C_c \leq \frac{\ell + 2d}{\Delta h}$$

C_c : ブライの式のクリープ比 (表2-4-1)

ℓ : クリープ総長 (m)

$2d$: 止水矢板等による浸透経路長 (m)

Δh : 砂防堰堤上下流の水位差 $\Delta h = h_1 - h_2$

h_1 : 砂防堰堤上流の基礎面からの水位 (m)

h_2 : 砂防堰堤下流の基礎面からの水位 (m)

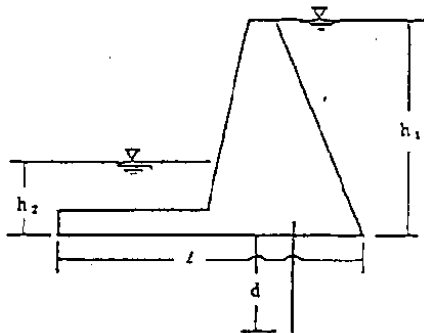


図2-4-1 パイピング

・ レーンの式

$$C_w \leq \frac{l/3 + 2d}{\Delta h}$$

C_w : レーンの式の加重クリープ (表2-4-1)

本式の適用は、堤高の低いダム・床固工等に対しておおむね良好であるが、堤高の高いダムに対しては、かなり過大な値を示すようである。クィックサンドおよびパイピングに対する安全性の検討の参考とすることができる。

なお、上記二つの(ブライの式、レーンの式)のうち、大きいクリープ線長を採用すればパイピングに対して安全である。

表2-4-1 クリープ比

基礎の構成材料	C_c	C_w	基礎の構成材料	C_c	C_w
微細砂またはシルト	18	8.5	中 砂 利	—	3.5
細 砂	15	7.0	砂・砂利混合物	9.0	—
中 砂	—	6.0	玉石混じり粗砂利	4.0~6.0	3.0
粗 砂	12	5.0	玉石と砂利	—	2.5
細 砂 利	—	4.0			

(追加)

上記計算により必要浸透路長が水叩き・側壁部分までおよぶ場合においては施工編(1-6伸縮目地工(2))を参考として、本堤と水叩き・側壁の一体施工について検討を行うこと。

また、その場合、水の揚圧力を軽減するために水叩き部にウィープホールを設ける、垂直壁下流まで導水するなどの工法の検討もあわせて行うこと。

なお、実透水係数から求めた浸透流速がその砂粒子の限界掃流力(限界流速)より小さく、確実にパイピング現象を生じさせないと判定される基礎地盤においてはパイピング対策を必要としない。

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

- ①所定の強度が得られる地盤まで掘削する
- ②堤底幅を広くし、応力を分散させる
- ③グラウトにより改善を図る
- ④岩盤 PS 工等により改善を図る
- ⑤弱部をプラグで置き換えて補強する

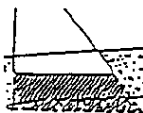
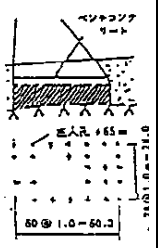
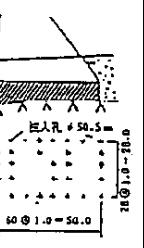
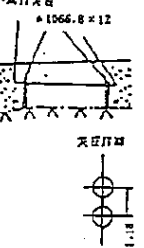
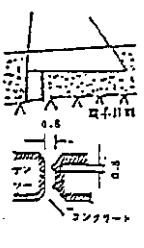
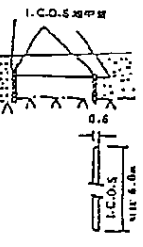
等が一般的である。

(2) 砂礫基礎の場合

- ①堤底幅を広くし、応力を分散させる
- ②基礎坑工法により改善を図る
- ③ケーソン工法等により改善を図る
- ④ISM 工法（特許あり），INSEM 工法等の砂防ソイルセメントを用いた地盤改良を行う

等（表 2-4-2 参照）の方法がある。

表2-4-2 砂礫層が深い場合の基礎工法比較一覧表

工法	全断面岩盤工	イントルージョン工法	薬液注入工法	鋼矢板工法	ケツ工法	ロス工法
略 図						
止水効果 地盤支持力	止水効果および地盤支持力問題ない。	効果確認の方法および永続性は信頼できないが、空隙を完全に充てんすれば完全止水、地盤強化の効果がある。	効果確認の方法および永続性は信頼できないが空隙を完全に充てんすれば完全止水である。	くいの先端において玉石のめ裂傷を受けことがあり、局部的に侵透路ができ侵食されるおそれがある。	効果の確認可能。	壁体完全施工すれば完全に止水、周期地盤に与える影響は全くない。
効果に対する信頼性	もっとも確実、信頼性あり。	不確実。	不確実。	最も不確実。	比較的確実。	確認はできない。
施工に対する難易性	施工全般に困難。	前孔が数多く困難。	前孔が数多く困難、注入材無効流出がある。	打込み不可能。	玉石等の障害排除に難。	孔壁崩落防止に技術を要する。
長 所	最も信頼性が望める。	基盤支持力の増加が見込まれる。		経済的である。	効果、施工比較的確実。	経済的である。
短 所	最も高価、施工困難。	高価、注入効果判定がむずかしい。	高価、注入効果不確実。	施工不能となる可能性大、打込み可能でも地中で裂ける。	やや高価。	効果は構造に不安がある。

2 浸透水および堰堤下流の洗掘に対する補強

堰堤の安定上透水性に問題がある場合は、グラウチング等の止水工により改善する。

岩盤基礎のグラウチングは、止水目的と岩盤自体の補強、力学的弱さの改良として計画される。グラウチングの計画は、堰堤の規模（主として高さ）、構造、地盤の状況等に基づいて行われるが、効果の判定は非常にむずかしく、グラウチングの前後の調査を十分に行って判定しなければならない。

(イ) グ라우チングの計画と実施に当たって注意すべき事項

1. 地質柱状図によって岩盤の硬さ、割れ目、透水性等について分布を知っておかなければならない。
2. グ라우チングによって処理すべき改良範囲と孔間隔、孔長の施工順序を決定しておく。
岩盤のあまりよくない堰堤は、数多くのカーテンあるいはコンソリデーションのグラウチングが堰堤全体の工程を左右することもあり、どちらかという本体工事の手持ちにつながり、工程計画が複雑になる。
一般に治水・利水ダム等高ダムにおいて、カーテングラウチングの場合の深度に対応した改良目標値は、 $0 \sim H/2$: $2 \sim 5$ ルジオン程度、 $H/2 \sim H$: $5 \sim 10$ ルジオン（Hは最大ダム高）を標準として設定し、透水係数では 10^{-5} であるが、砂防堰堤では、高さ、水抜き孔等の関係より、目標値を多少下げて（10ルジオン未満）計画されている。

(ロ) カーテングラウチング

砂防堰堤においては堰堤上流のフィレットの間詰めより行い、岩盤の中に連結したグラウトカーテンを作り、水圧を持った浸透流を防止するもので、グラウト孔の深さ、孔の間隔、配列等は堰堤の高さ、岩盤の状況によって定める。

グラウト深を求めるための式はいろいろあり、

$$d = a \cdot H_{\max}$$

d : 孔深 (m)

H_{\max} : 堰堤最大高さ (m)

a : 定数 (0.5~1.0)

$$d = H/3 + C$$

d : 孔深 (m)

H : 孔の位置での堰堤高 (m)

C : 定数 (5~10m)

等がある。

カーテングラウト孔は1列または数列孔を千鳥に配置し、孔間隔は1.0~3.0mとした例が多いが、砂防堰堤ではせいぜい2列ぐらいである。

(ハ) コンソリデーショングラウチング

岩盤の強化、支持力の増加などを目的に面的施工されるもので、堰堤基礎の全面とか軟弱部分で注入深、注入間隔等を適当に変化させて、なるべく均等な岩盤が保たれるように計画する。また、堰堤の種類によっては荷重の集中する部分に対し特に強化することもある。

コンソリデーショングラウチングは、カーテングラウチングより注入深は浅く計画される。また低圧ではあるが注入による岩盤変位、打設されたコンクリートの持上がり等の恐れがあるので注意が必

要であり、2～3リフト打設後行うよう設計する。遮水性の改良目的の場合、硬岩からなる亀裂性の地盤の改良目標値は、5ルジオン程度とする。

また、パイピングに対しては所要の浸透経路長が不足する場合は、次のような対処を行う。

- ①堤底幅を広くする。
- ②止水壁，カットオフ等を設けて改善を図る。

また、ダム下流部の洗掘に対しては、次のような対処を行う。

- ①堰堤基礎を必要な深さまで下げる。
- ②カットオフ等を設ける。
- ③コンクリート水叩きを設ける。
- ④水褥池を設ける。

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2-4-3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2-4-3 基礎の根入れ深さ

土質	根入れ深さ
土砂	2.0～3.0m程度
軟岩	1.5～2.0m程度
中軟岩，硬岩	1.0～1.5m程度

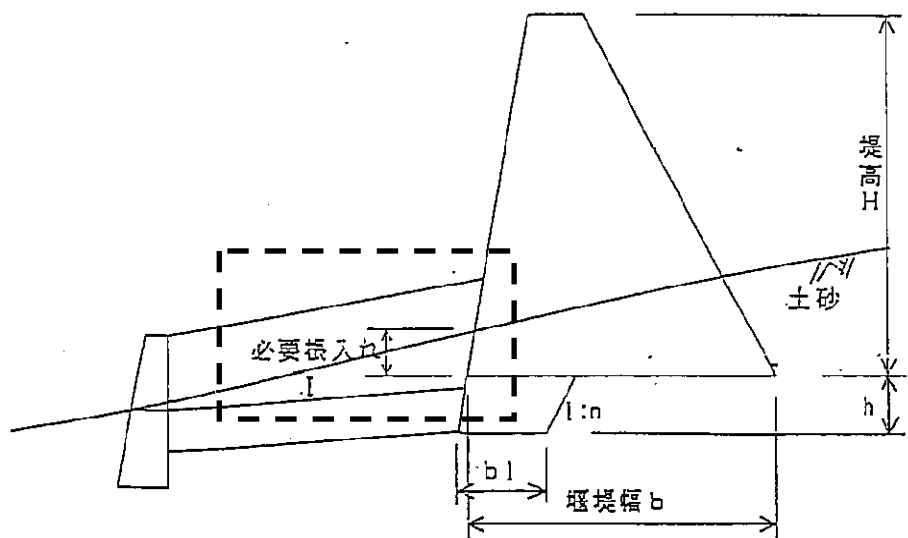
なお、岩盤上に表層土砂が1m以上ある場合は、土砂部分を岩に換算し、評価する。

$$H = 0.5h_1 + h_2 \quad H; \text{基礎の根入れ深さ} m$$

h_1 ; 土砂層厚さm h_2 ; 岩盤厚(岩は1m以上)

土質	根入れ深さ	摘要
砂礫	2.5m～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。



1. 被覆土のある軟岩(I), 軟岩(II)の場合
 $H=2.0\text{m}\sim 3.0\text{m}$ 程度
 $(H=h_1+h_2, 0.6\cdot h_1+h_2=1.5\sim 2.0\text{m}$ 程度)
2. 被覆土のある中硬岩, 硬岩の場合
 $H=1.7\text{m}\sim 3.0\text{m}$ 程度
 $(H=h_1+h_2, 0.3\cdot h_1+h_2=1.0\text{m}$ 程度)

図2-4-1 基礎の根入れ深さ

4.4 カットオフ、段切り(節約断面)

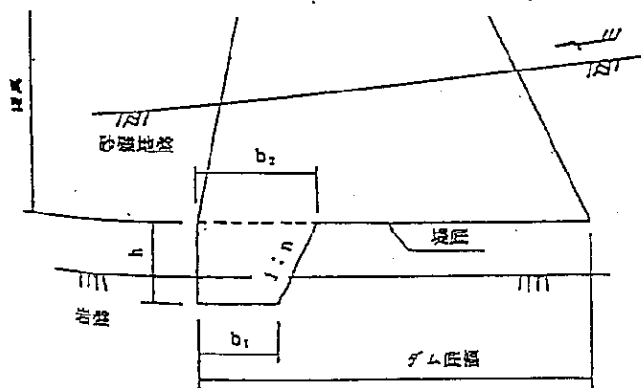
カットオフ、段切り(節約断面)は、目的を明確にして計画するものとする。

解説

カットオフは、基礎が砂礫あるいは軟岩の場合で、所定の根入れを有してもなおパイピングの恐れがあるため遮水を目的で設置する場合(①)、前庭保護工との取り合いが目的で設置する場合(②)と、基礎が中硬岩・硬岩の場合で、下部部の洗掘に対して設置する場合(③)と、河床勾配が急(特に岩盤の場合)で、上流側の根入れを下流側にあわせると不経済となるため上流側のコンクリート量を減じ、経済性を図る目的で設置する場合(④)がある。

①遮水を目的で設置する場合

パイピングに対して、遮水矢板、浸透路長を水叩きまで考慮するなど他の対策工法などと比較検討を行い、計画する。



h : パイピング防止に必要な深さ

n : 土質による床堀勾配

b_1 : 2.0mを標準とする。

注-1) カットオフの施工長は、堤底長と同一かそれ以上とする。

図2-4-2 カットオフ①(遮水)

②前庭保護工との取り合いが目的で設置する場合

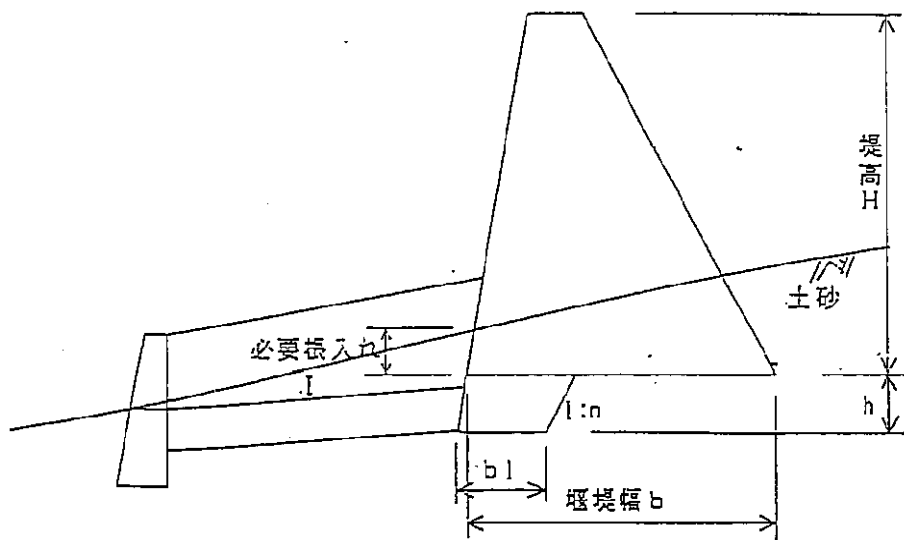


図2-4-3 カットオフ②(取り合い)

h : 1.0m以上

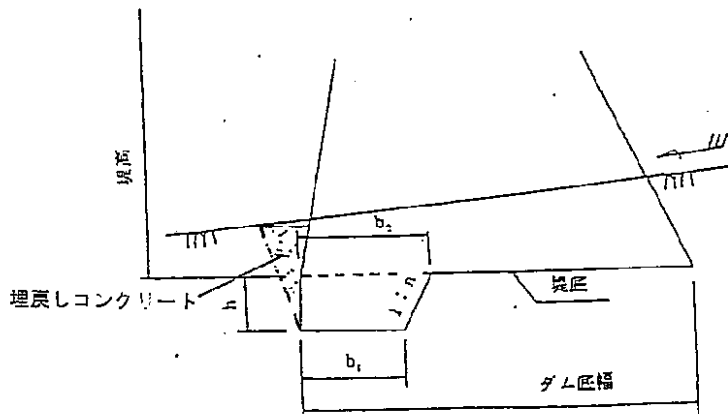
n : 土質による床堀勾配

b_1 : 堰堤底幅の 1/3 以上最小 2.0m (切り上げて 0.5m 単位とする。)

I : 水平を原則とするが、溪床勾配が急な場合は、現河床勾配の 1/2 程度を目標として最大でも 1/10 より急にならないよう計画する。この場合、垂直壁から下流で落差を設けることも検討する。

③下流部の洗掘防止を目的として設置する場合

基礎が中硬岩・硬岩で、前庭保護工として水叩きを設置しない場合に計画する。



h : 1.0m を標準とする。

n : 土質による床堀勾配 b_1 : 2.0m を標準とする。

注-1) カットオフの施工長は、堰底長と同一とする。

注-2) $b_1=2.0m$ を標準とする、 b_2 が堰堤幅の 1/3 を越える場合は b_2 を堰堤底幅の 1/3 程度として b_1 を決定する。

図 2-4-4 カットオフ③ (洗掘防止)

④経済性を図る目的で設置する場合

基礎が岩盤 (軟岩 (Ⅱ) 以上) で、河床勾配が急な場合で上流側の根入れが深くなり多量の岩盤掘削が予想される場合には、経済性を目的で下図のような断面を計画することができる。

この場合、根入れは確実に確保し、堰堤本体における安定条件を必ずチェックすること。

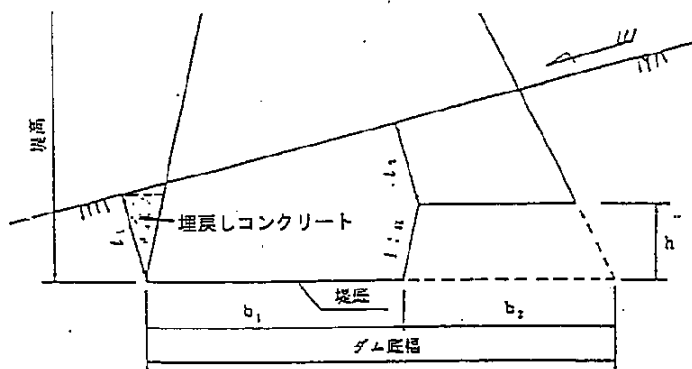


図 2-4-5 段切り (節約断面)

h : 1.0m 以上

n : 土質による床堀勾配

l_1, l_2 : 土質による所定の根入れの深さ

b_1 : ダム底幅の 1/3 以上最小 2.0m (切り上げて 0.5m 単位とする。)

b_2 : ダム底幅の 1/3 以上

注) 上記を満足しない場合は、段切りは設置しないものとする。

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

袖天端の幅は水通し天端幅と同じとし、構造上の安全性も考慮して定める。

特に土石流による衝撃を考慮する必要がある箇所や越流水深が高い箇所では水通し天端まで計画堆砂勾配で堆砂した状態を考え、土石流流体力や礫の衝突による衝撃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。場合によっては袖部の拡幅を考慮する。

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 p15)

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 p15)

- ・ 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Ⅱ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 p58)

マスコンクリートでは、次式で衝撃力(P)が推定される。

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

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

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1n} \right)^{2/5}, n_1 = \frac{1}{m_2}$$

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

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(kg)、 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 p58 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, 土石流水面に浮いて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Ⅱ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 p16)

土石流衝撃力の計算は, 巻末資料の計算例を参照されたい.

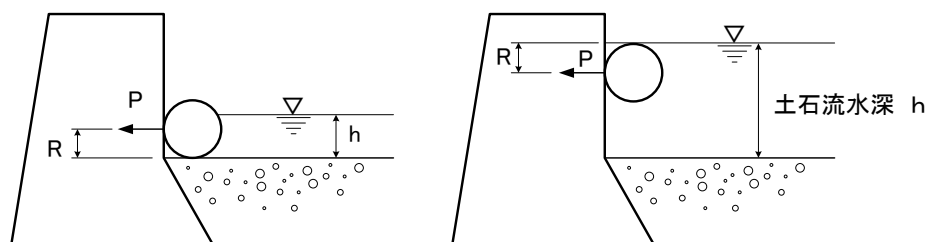


図2-5-1 袖に対する礫の衝突荷重

(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 p59)

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

$E_1=0.1 \times 2.2 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$

(土流設 p59 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 p59)

3 流木の衝撃力

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

土石流区間において, 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 p69)

流木の弾性係数は, 表2-5-1を用いて良い.

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

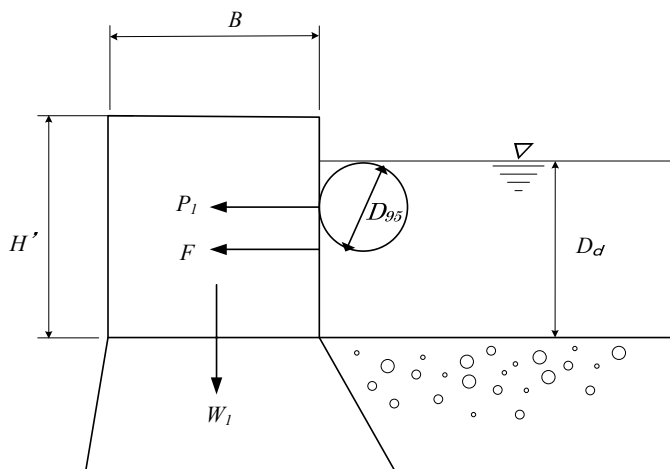
- 1 土石流衝撃力（あるいは流木衝撃力）、土石流流体力を水平に作用させて堰堤材料の許容応力に対して安定計算を行う。

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・l +H・l)
袖の自重	W ₁	W _c ・B・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 ≥ 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上げる(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 p15)

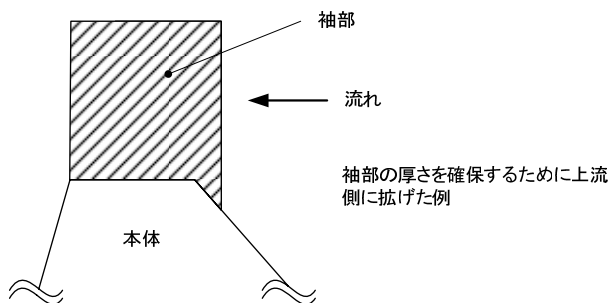


図2-5-2 袖部の厚さを確保した例

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 p15)

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。

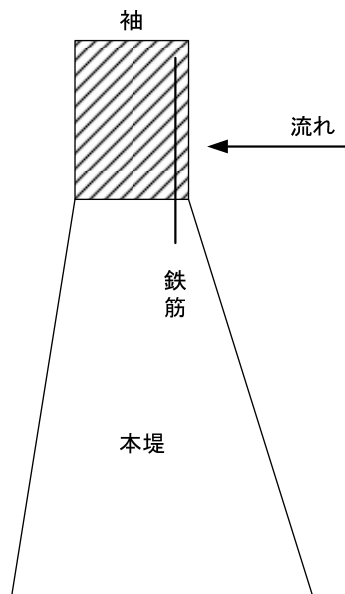
$$\tau_0' > \tau_0 = S_{max} / (U \cdot 7/8 \cdot d)$$

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

最小鉄筋間隔は土木学会刊「コンクリート標準示方書」に準じて 30cm とする。

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、50cm を標準とする。

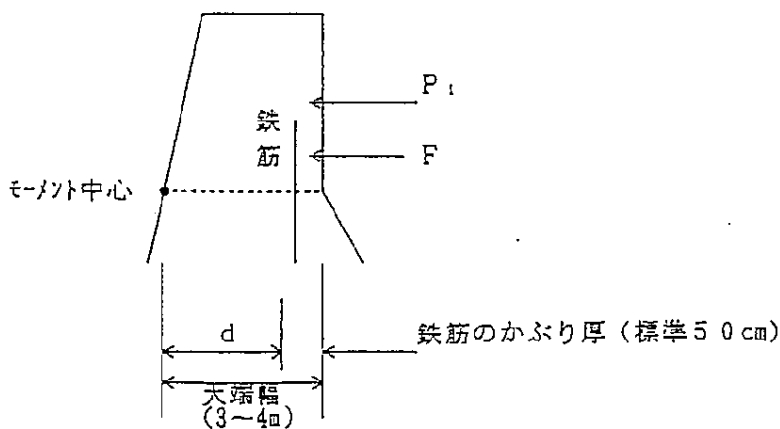


図 2 - 5 - 3 鉄筋のかぶり

(4) 鉄筋の堤体への定着

鉄筋の定着長は、本体へは 35ϕ (ϕ : 鉄筋径)程度、袖部内へは最大礫径 D_{95} 程度とし、50cm 単位とする。

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 p17)

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 p17)

なお、袖の天端に勾配をつける区間の長さ (L) は、最小で 10m、最大で 20m 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。

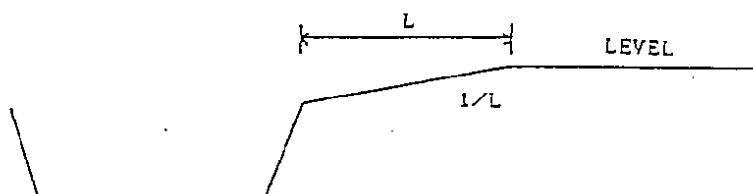


図 2-5-4 袖天端の勾配

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

袖の両岸への嵌入は、堤体基礎根入れの各寸法(第2章第4節表2-4-3)+0.5mを標準とする。

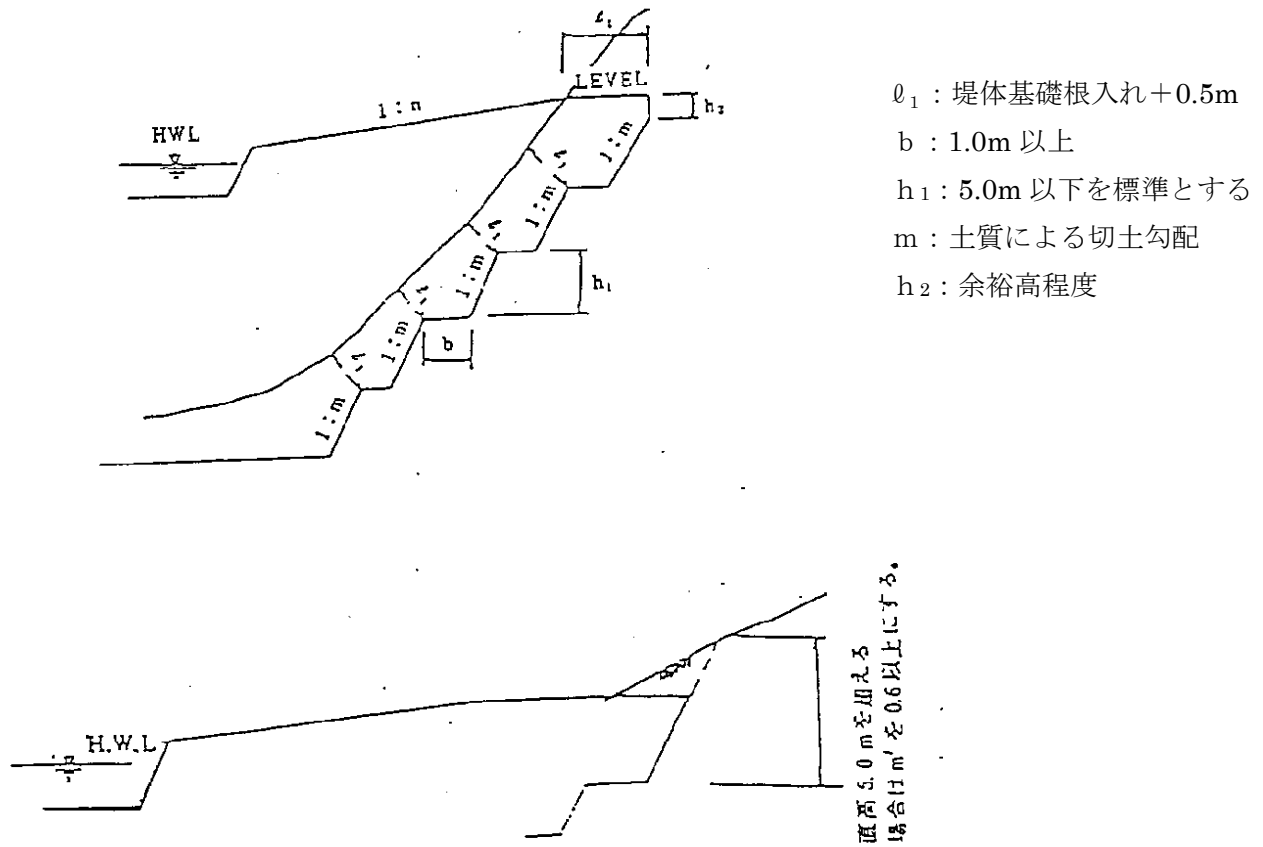


図2-5-5 袖の構造

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。

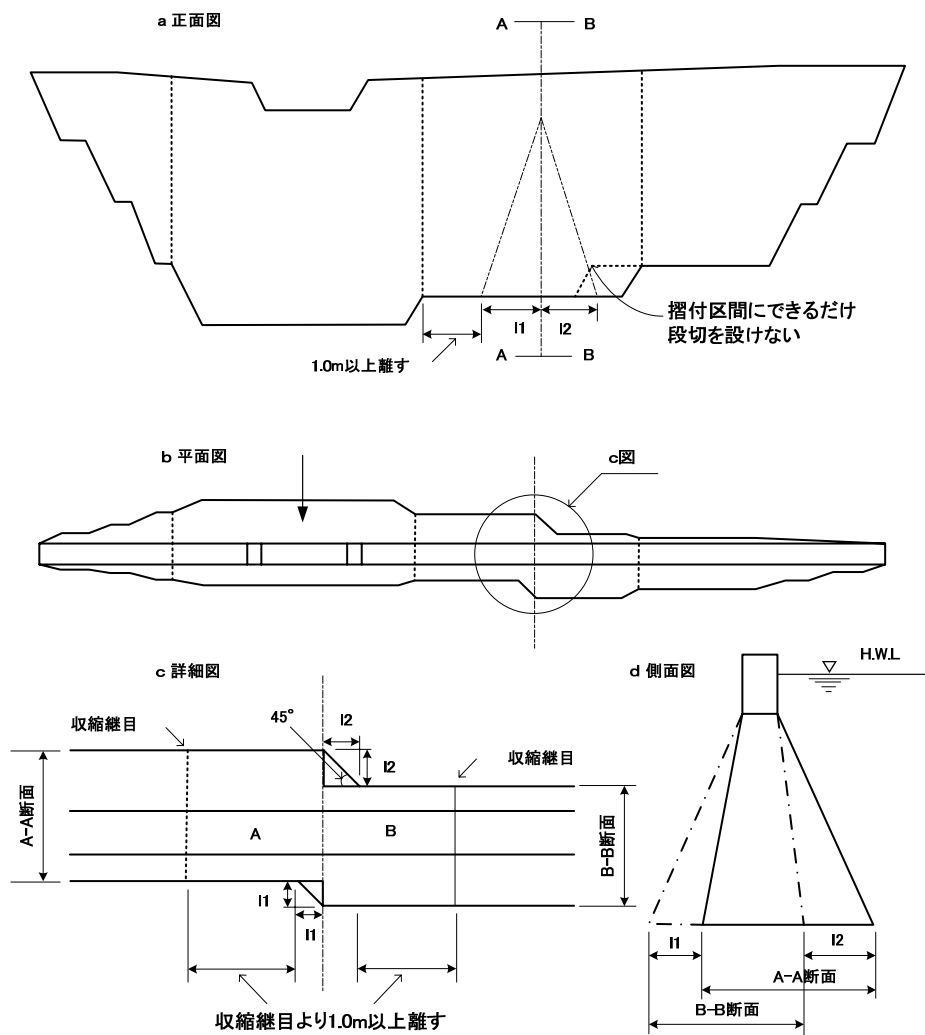


図2-6-1 非越流部逆断面の設計

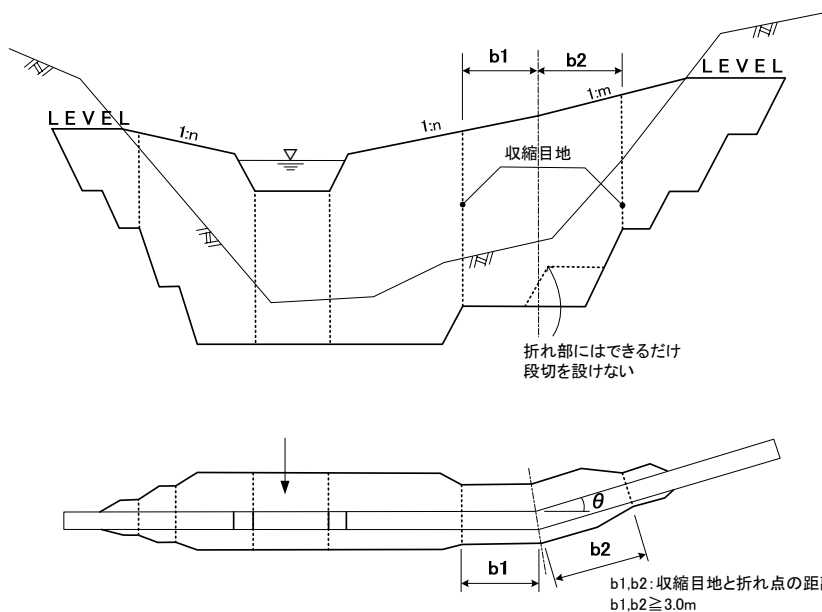
第7節 袖折れ堰堤の設計

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ダム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ダム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3.0m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。

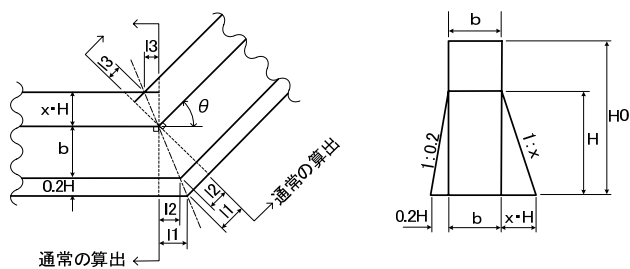


θ : 袖折れ角度
 $\theta = 45^\circ$ 以下が望ましい

	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



$$\text{コンクリート} V' = l_2 \cdot b \cdot H_0 + \frac{1}{3} \times 0.2 \cdot H^2 \cdot \left(2l_2 + l_1 \right) - \frac{1}{3} \cdot l_3 \cdot x \cdot H^2$$

$$l_1 = (b + H/5) \cdot \tan \frac{\theta}{2}$$

$$l_2 = b \cdot \tan \frac{\theta}{2}$$

$$l_3 = x \cdot H \cdot \tan \frac{\theta}{2}$$

$$\text{型枠} A' = (l_1 + l_2) \times H \sqrt{1 + 0.2^2} + 2l_2(H_0 - H) - l_3 H \sqrt{1 + x^2}$$

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 p18)

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Ⅱ p14)

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圧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表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。

表 2-8-1 前庭保護工の適用区分

高 さ	地 質	工 法	適 用
H ≥ 15m	砂 礫	副堰堤+水叩き工法	
	岩	副堰堤	良質な岩で洗掘の恐れが少ない場合
		副堰堤+水叩き部被覆工	岩に亀裂等があり洗掘の恐れが大きい場合
H < 15m	砂 礫	水叩き工法	
		副堰堤+水叩き工法	水叩きコンクリートの厚さが 3.0m を越える場合
	岩	なし	良質な岩で洗掘の恐れが少ない場合
		副堰堤または水叩き工法	岩に亀裂等があり洗掘の恐れが大きい場合
		副堰堤+水叩き部被覆工	極端に岩質が悪い場合または水叩きコンクリートの厚さが 3.0m を越える場合

8.2 副堰堤

副堰堤の位置及び天端の高さは、本堤基礎地盤の洗掘及び下流河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるよう定めるものとし、副堰堤の水通し、本体、基礎、袖の設計は、本堤に準ずるものとする。

ただし、袖勾配は、原則として水平とする。

(建河Ⅱp14)

解 説

(1) 副堰堤の位置

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)

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 : 本堤越流水深(m)

注) 本県では係数は1.5を標準とし、 L は切上げて0.5m単位とする。

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(9.8m/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(m³/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) 本県では係数は1/4を標準とし、 H_2 は切り上げて0.5m単位とする。

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)

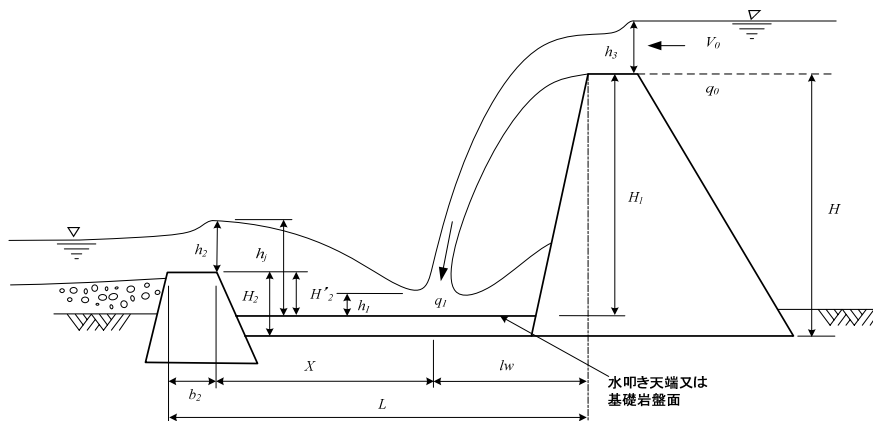


図2-8-1 副堰堤の位置および高さ

(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 p18)

(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。 (土流設 p18)

(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、掃流域の砂防堰堤に準ずる。*)

(土流設 p18)

ただし、袖勾配は、原則として水平とする。

(建河Ⅱp14)

*)土流設 p18 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土石流時の設計外力は、部分透過型における設計外力を準用する。また、土石流の諸元は本堰堤の設計に用いた値とするが、土石流の波高、流速等の計算に用いる溪床勾配は計画堆砂勾配とする。 (土流設 p18)

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

堰堤基礎及びその下流が硬岩で、亀裂が少なく、また砂礫基礎であっても想定される最大洗掘深より堰堤基礎が深く、かつ兩岸の崩壊及び洗掘に対しても支障がなければ、水叩きを設置する必要はない。

しかしながら、堤高が 15m 以上の場合は、硬岩基礎であっても副堰堤を設置して前庭部を保護するのが一般的である。砂礫基礎の場合は、副堰堤と水叩きを併用して下流の保護を図る場合が多い。

水叩きの長さは、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、式(1)に示す副堰堤の位置を求める式と同様の式を参考とすることができる。

(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。

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

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 : 本堤越流水深(m)

注) 本県では係数は1.5を標準とし, L は切上げて0.5m単位とする。

(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)で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 : 本堤の越流水深

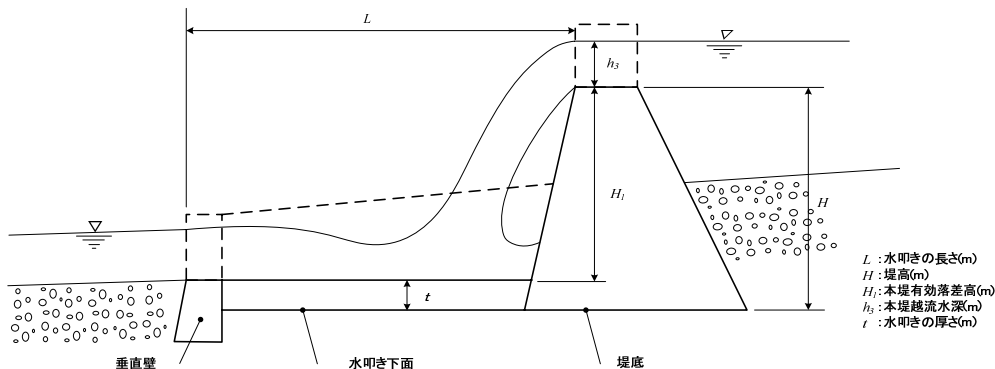


図 2 - 8 - 2 水叩き長さおよび水叩き厚さ(経験式の場合)

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(tf/m³){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)

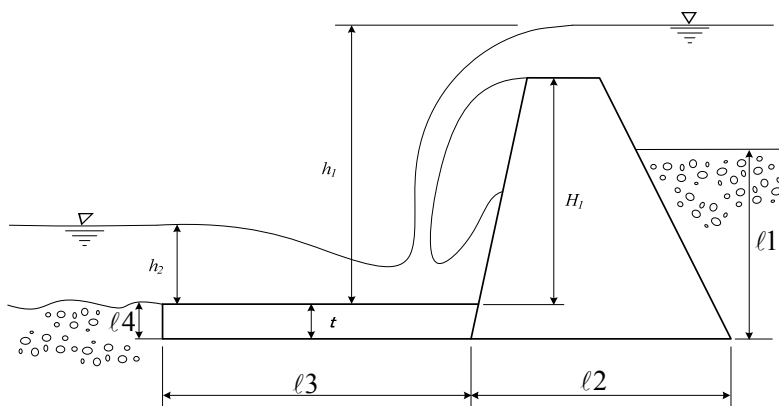
Δu : 堤底下流端までの損失揚圧力(m)

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

ℓ : 総浸透経路長(m) (図2-8-3)

ℓ' : 堤底下流端までの浸透経路長(m) (図2-8-3)

4/3 : 安全率



$$l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$$

$$l' = l_1 + l_2$$

(砂設公p45)

図2-8-3 水叩きの厚さ

上記②の式による水叩きの厚さは、高いダムに対しては過大に算出される傾向がある。

一般には水叩き厚さは、特殊な場合を除いては3m以下とする。

水叩きの厚さが3m以上となる場合はウォータークッション(水褥池)を設けた場合などと経済性等を比較し、決定する。

(3) 水叩きの勾配

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。溪床勾配が急な場合には、下流端で現溪床高と一致しない場合があり、この場合には、水叩きの下流端には床固工を設け、現溪床高と一致させるものとする。

但し、垂直壁の位置で現況河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。(図2-8-5)但し、計画堆砂勾配が

1/20 より急な場合は、水叩きの下り勾配は 1/20 までとし、2段落差とすることも検討する。(図2-8-4)

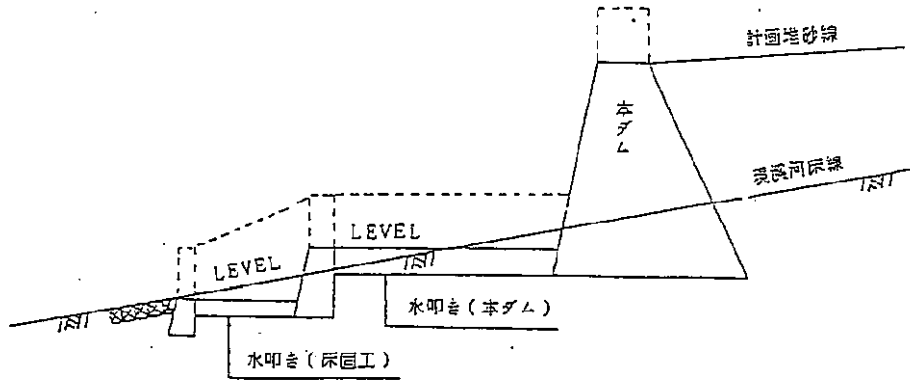
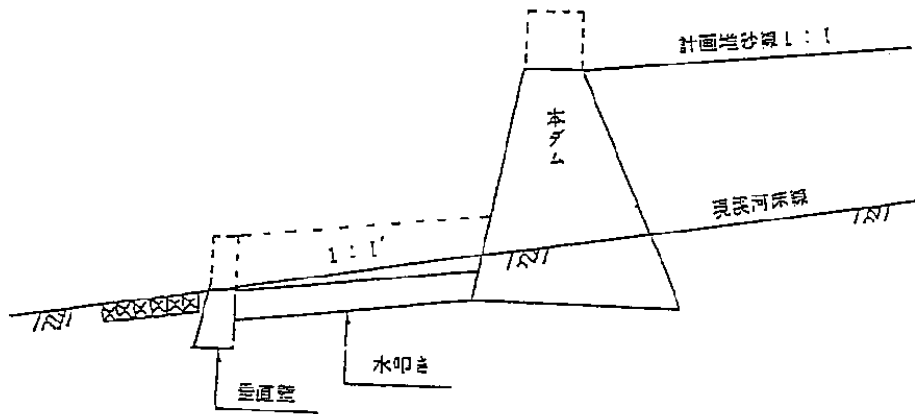


図2-8-4 水叩きの勾配(2段落差)



注 1' ≥ 20 とすること。

図2-8-5 水叩きの勾配

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

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。

①水通し断面及び水通し天端高

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。

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標準とする。

③袖部

垂直壁には原則として袖を設け、袖勾配は付けないものとする。

④断面

下流側は2分勾配、上流側は直とする。

⑤根入れ

垂直壁の根入れは、水叩き下面より1.5mとする。

⑥方向

垂直壁の方向は、本堤と平行とするのが原則であるが、下流の曲流状況等により本堤と平行にせず下流流心に直角に設ける場合もある。

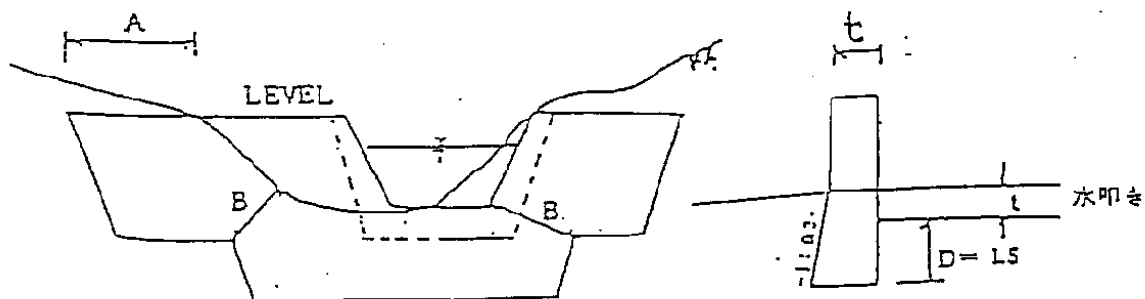


図2-8-6 垂直壁

表2-8-2 垂直壁の根入れ

	A	B
土 砂	2.0 m	2.0 m
軟 岩	1.5 m	1.5 m
硬 岩	1.0 m	1.0 m

8.6 側壁護岸

8.6.1 側壁護岸の配置

側壁護岸は、本堤の水通し天端より落下する流水によって本堤と副堰堤又は垂直壁との間において発生する恐れのある側方侵食を防止しうる構造として設計するものとする。側壁護岸の基礎の平面位置は、本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。(建河Ⅱp17)

解説

側壁護岸は、本堤水通し天端から落下する流水によるダム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。

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擁壁を用いる。ただし、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、護岸の変位及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。

側壁護岸の位置及び構造については、以下の内容及び図2-8-7を標準とする。

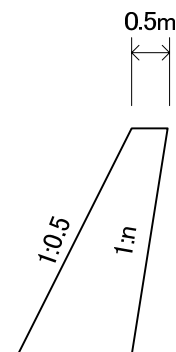
- (1) 側壁護岸の平面位置は、本堤取り付け部ではその基礎は必ず水通し肩より後退させなければならない。また、副堰堤取り付け部（ウォータークッション）では水通し袖部より後退させ、垂直壁部では水通し袖部に合わせるものとする。副堰堤のみで水叩きを設けない場合には、本堤、副堰堤とも側壁護岸位置は現地の地形に応じて設けるものとする。
- (2) 側壁護岸の天端は、落水による被災を考慮し、本堤取り付け部では副堰堤または垂直壁袖天端より1.0m程度高さを上げるものとし、副堰堤または垂直壁取り付け部では袖天端に合わせるものとする。
- (3) 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、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を原則とする。
- (4) 側壁護岸の水抜きパイプは千鳥配列とし、 2 m^2 に1ヶ所以上の割合で設置する。また、一段目は平水位より0.20m程度上に入れ、一般に天端から1/3より上には設けない。

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 側壁護岸の安定に関する照査は, 「道路土工一擁壁工指針」によるものとする。

ただし, 滑動に対する安全率は1.2とする。

a. 側壁護岸に作用する土圧は, 「試行くさび法」により算定するものとする。

b. 側壁護岸の前面土, および水叩きによる抵抗力は考慮しないものとする。

c. 側壁護岸の高さが $H \geq 8\text{m}$ の場合は地震時を考慮するものとする。

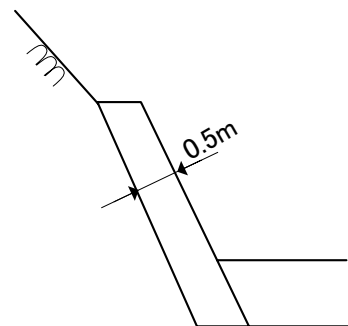
d. 側壁護岸が残留水圧を受ける場合には, 安定照査に考慮するものとする。

e. 土圧が大きいところでは, 背面形状を工夫する, 裏込め材として良質材を使用する等の対応を検討する。

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。

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。



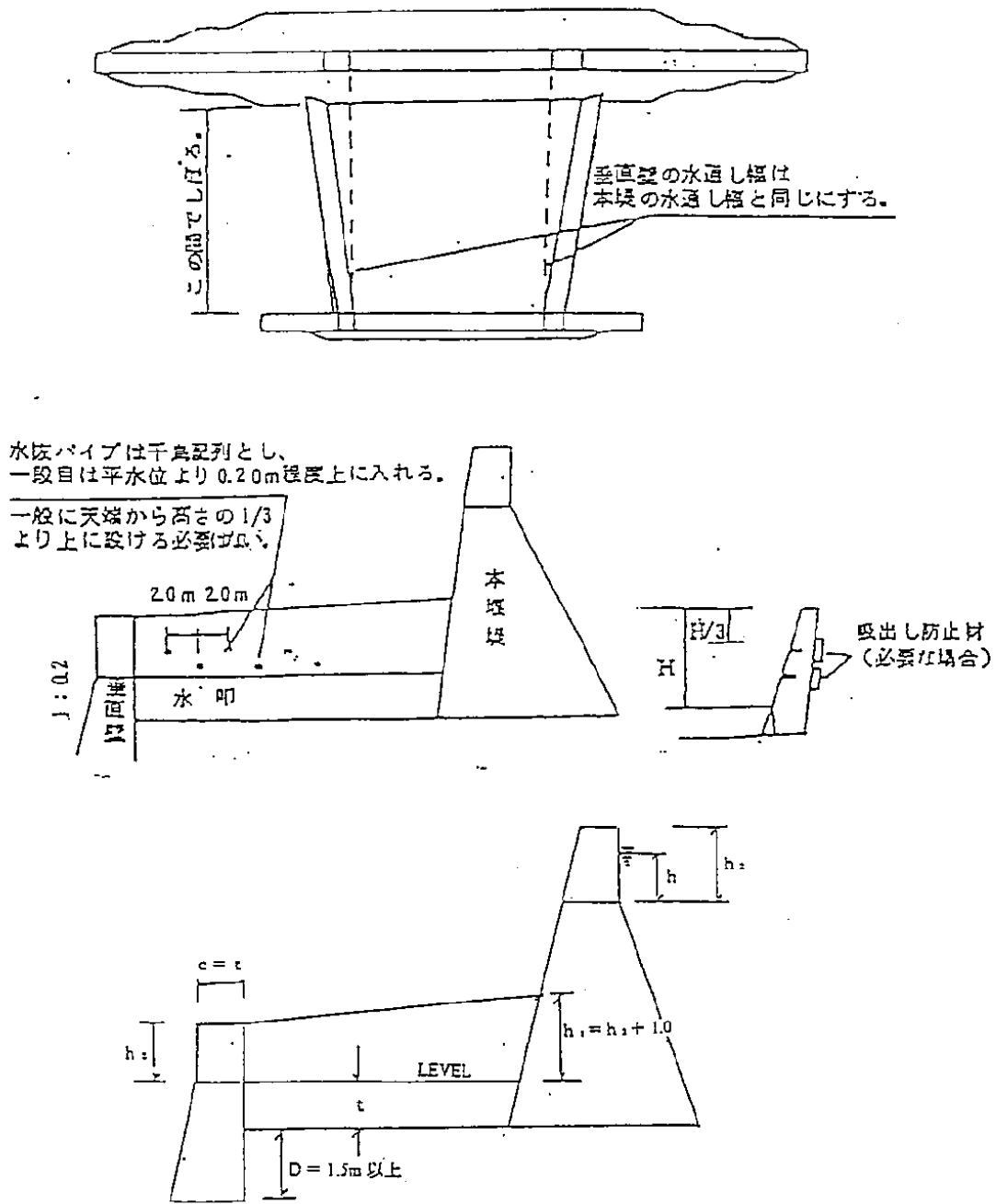


図2-8-7 側壁護岸の位置及び構造

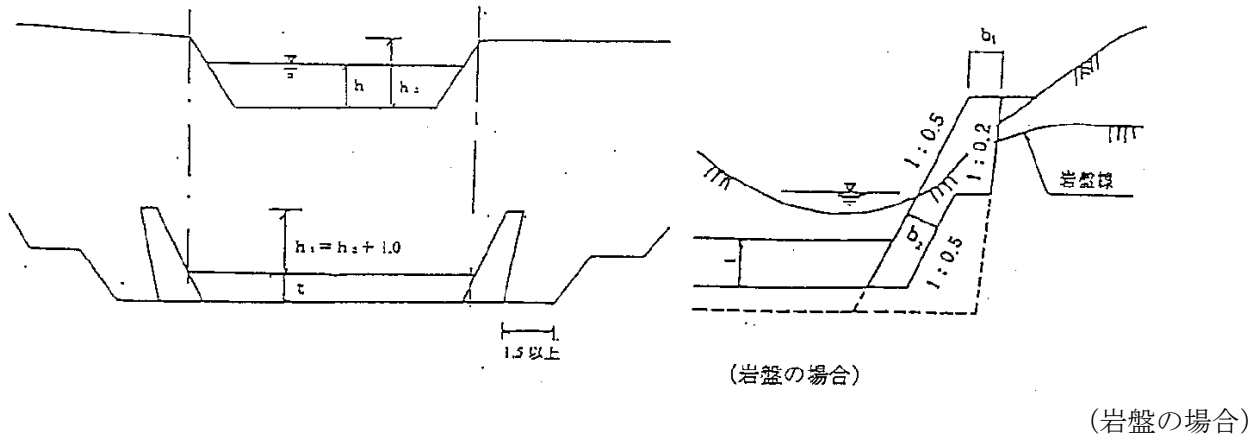


図 2-8-8 側壁護岸の構造

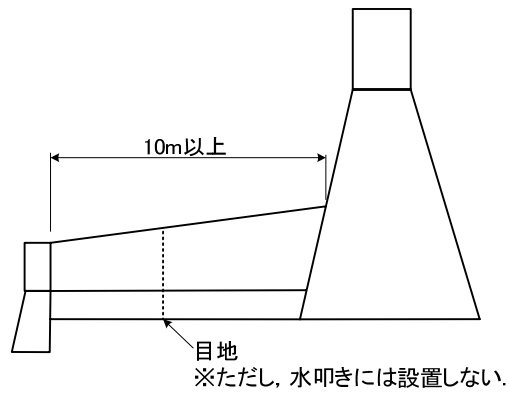


図 2-8-9 伸縮目地の位置

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するために設置する。

解説

護床工は河床材料、河床勾配、対象流量等を総合的に検討して設計するものとするが、一般にはコンクリートブロック、転石等を用いるものとする。

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して決定するものとするが、一般にはブライの式を参考として決定するものとする。

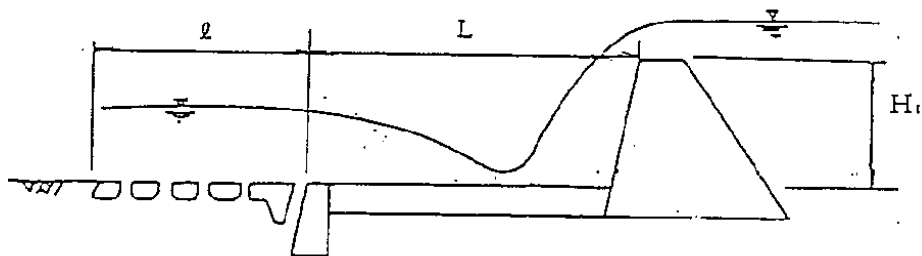


図 2-8-9 護床工の範囲

$$L = 0.67C_0 \sqrt{H_b \cdot q}$$

L : 水叩きの長さ+下流側護床工の長さ (m)

C₀ : 浸透路係数

H₁ : 水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さ (有効落差) (m)

H_b : 湧水時下流側水位から床固工本堤の水通し天端までの高さ

一般に、水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さを取り、H_b = H₁ とする。

q : 単位幅流量 (m³/s/m)

土 質	C ₀
砂・砂利混じり土	9
玉石混じり土	5

〔滑動に対する安定〕

$$R/P \geq n$$

$$P = C_d \cdot W_o \cdot \varepsilon \cdot A \cdot V^2 / 2g$$

$$R = \mu \cdot W_b$$

$$W_b = (1 - W_o / W_c) W \cdot K$$

P : ブロックに作用する動水圧 (tf) {kN}

n : 安全率 (一般に 1.2 程度)

R : ブロックの抵抗力 (tf) {kN}

C_d : 抗力係数 (一般に 1.0 を用いる)

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

ε : 遮へい係数 (単位 : 1、群体 : 0.40)

A : 投影面積 (群体の場合は、全体の高さ×幅) (m²)

V : 水流の平均流速 (m/sec)

g : 重力の加速度 (9.8) (m/sec²)

μ : 摩擦係数、一般に 0.8

W_b : 水中におけるブロック重量 (tf) {kN}

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

W : ブロック空中重量 (tf) {kN}

K : ブロックの個数

h : 計画水深 (m)

(注) 一般には単体で計算するほうが安全である。

第9節 付属物の設計

9.1 水抜き暗渠

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

解 説

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

(1) 設置範囲

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

(2) 配置

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

(3) 形状

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

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

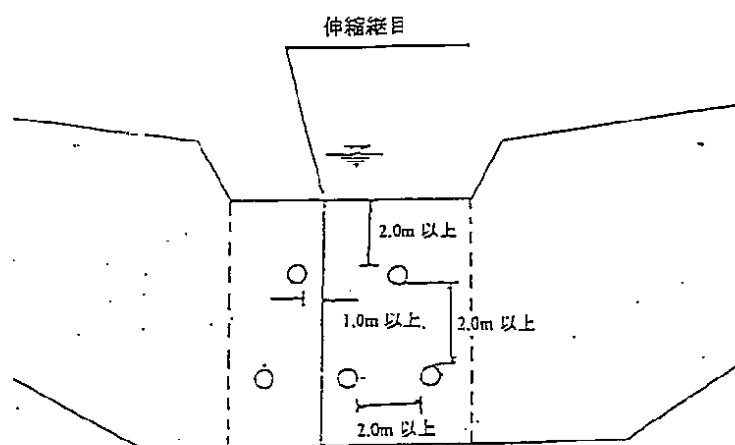


図2-9-1 水抜き暗渠の配置

9.2 間詰め

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

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

(建河Ⅱp18)

解説

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

工法としては、現場条件（土質、法面勾配等）により以下のものを適用する。

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

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

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

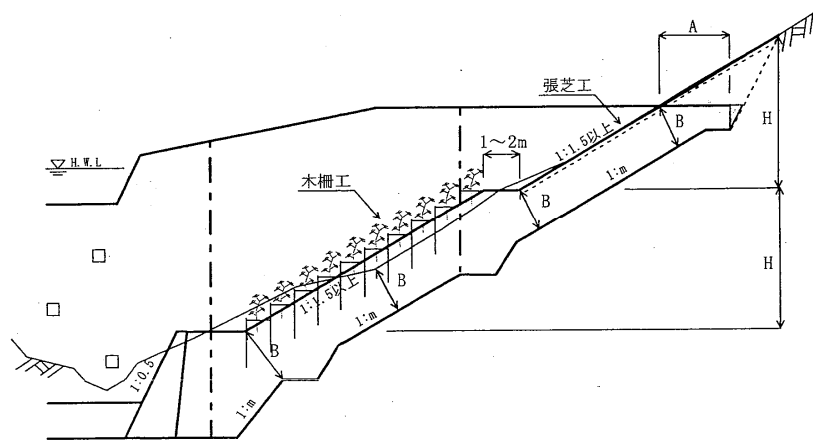


図2-9-2(1) 間詰めの設置例(1)

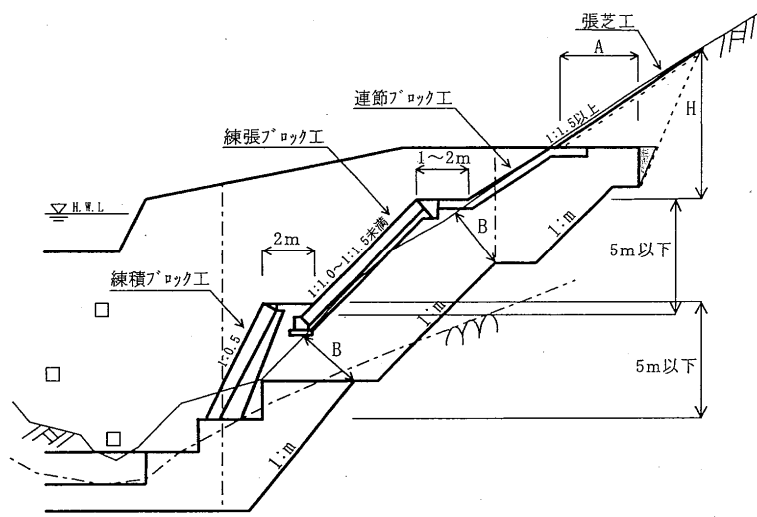


図2-9-2(2) 間詰めの設置例(2)

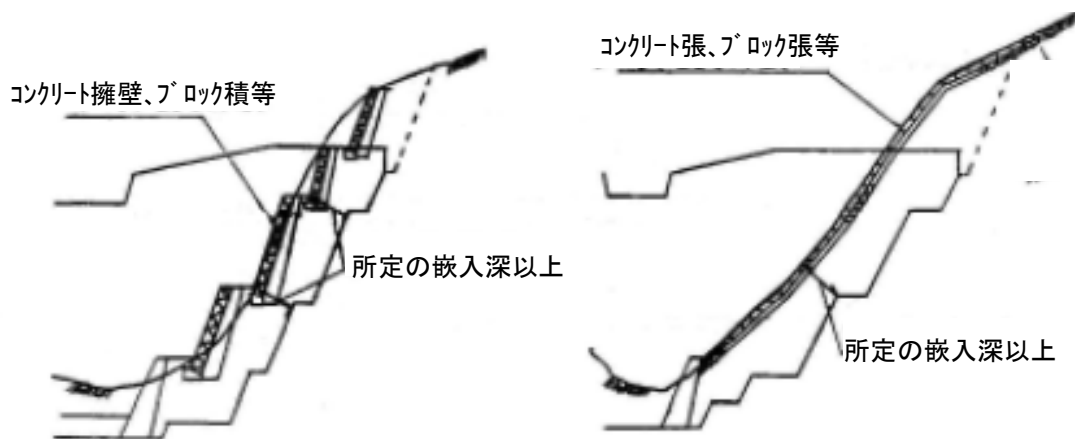


図2-9-2(3) 間詰めの設置例(3)

9.3 魚道等

魚類の生息する溪流には、魚道を設置するなど溪流環境に配慮することとする。

設計にあたっては、環境調査等により、魚種、生活様式などを把握するとともに、設置後の維持管理に支障を来すことのないよう十分検討し設計しなければならない。

9.4 収縮継目

コンクリート堰堤には、コンクリートのひび割れを防止するために、適切な間隔に伸縮目地を設けるものとする。

また、原則として水通し部には伸縮目地を設けないものとする。

解 説

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

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

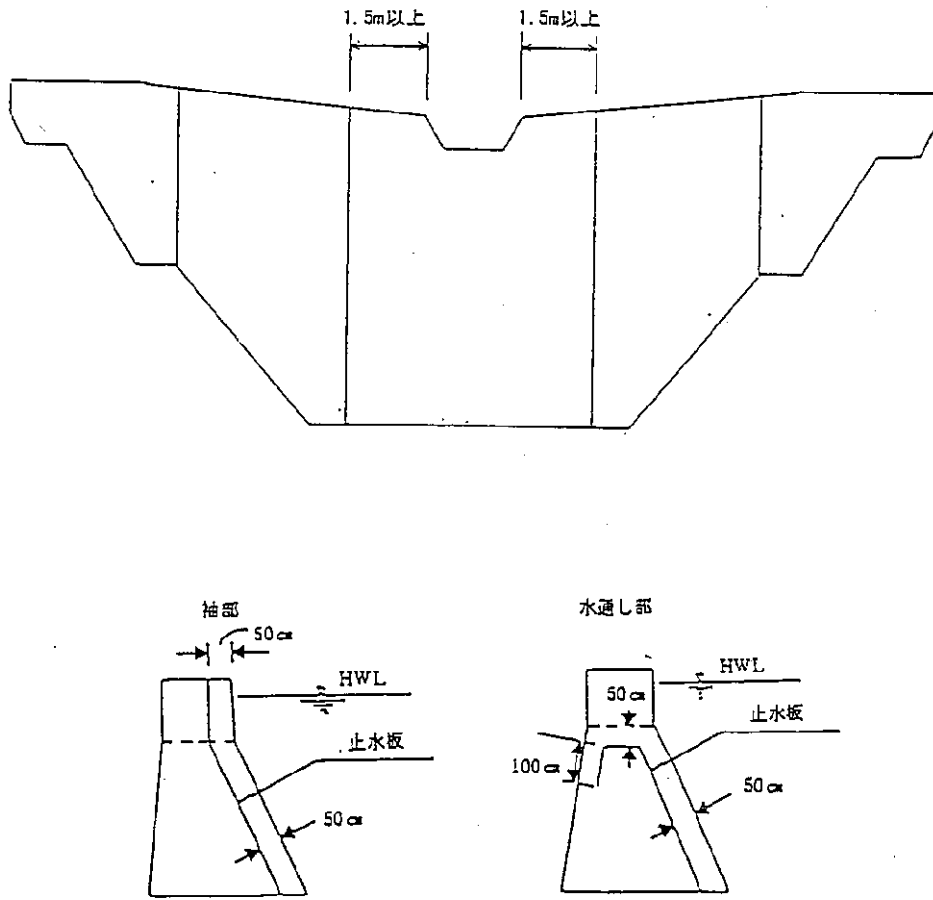


図2-9-3(1) 伸縮目地、止水板

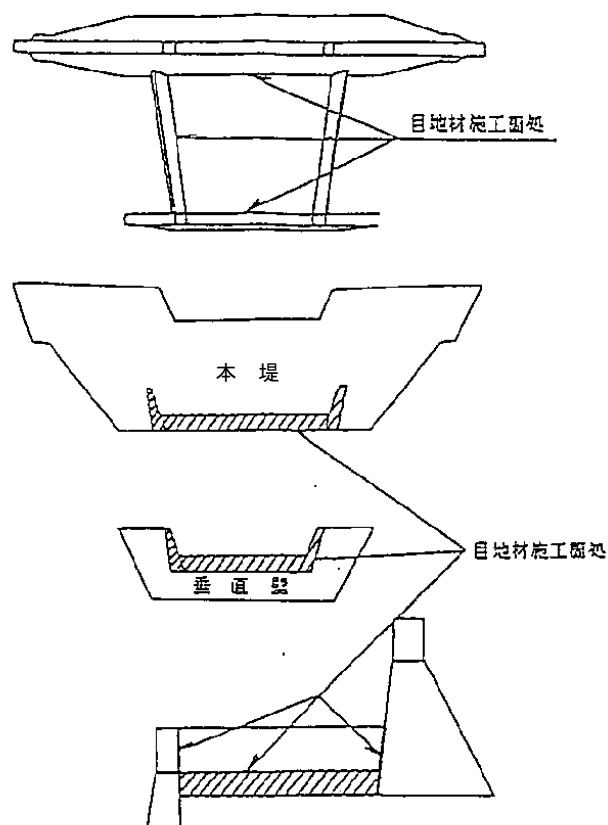
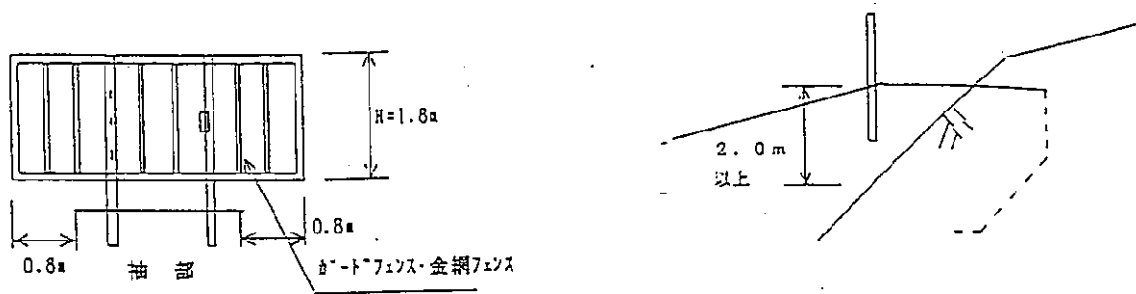


図 2 - 9 - 3 (2) 目地施工箇所

9.5 立入防止柵

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

解説



a) 袖部から0.8m程度離し
サイドから進入を防止する。

b) 袖天端から地盤までが2.0m
程度かそれ以上とする。

図2-9-4 防護柵

9.6 水通し保護工の設計

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

解説

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

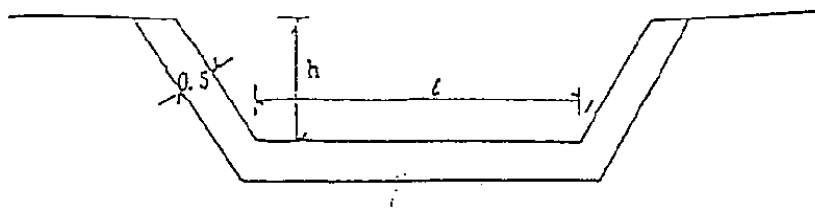


図 2-9-5 堤冠コンクリート

9.7 付替道路

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

解説

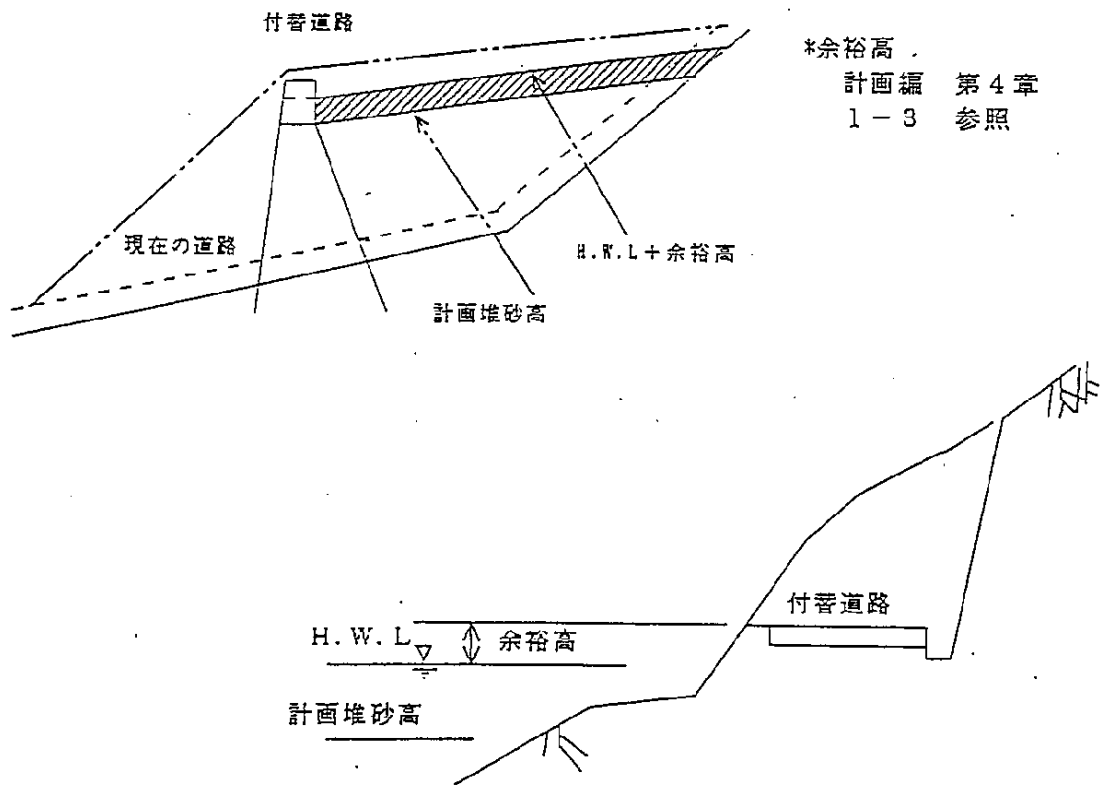


図2-9-6 付替道路

9.8 取水工

ダムサイトまたは堆砂敷に既設の取水口等がある場合は、その補償工事として取水工を設置するものとする。

取水工は原則として自然流入方式とする。

解説

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

(1) 取水塔（尺八）による取水

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

(2) 堆砂敷上流からの取水

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

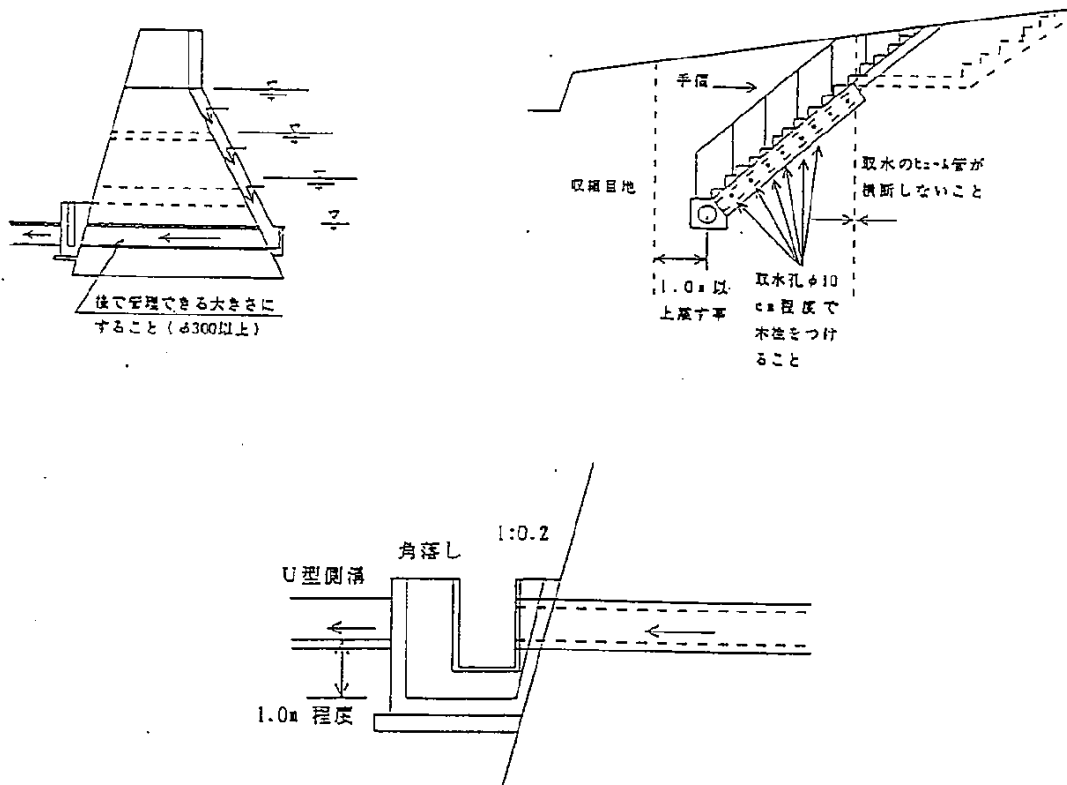


図2-9-7(1) 取水塔（尺八）

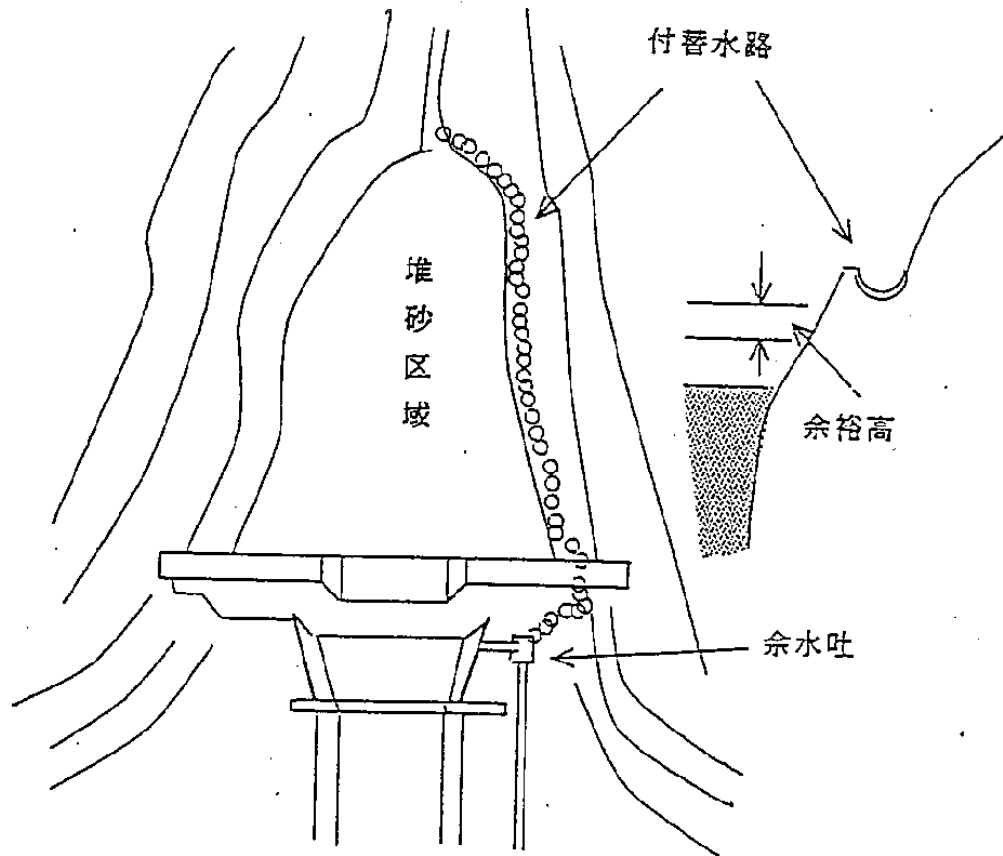


図2-9-7(2) 付替水路

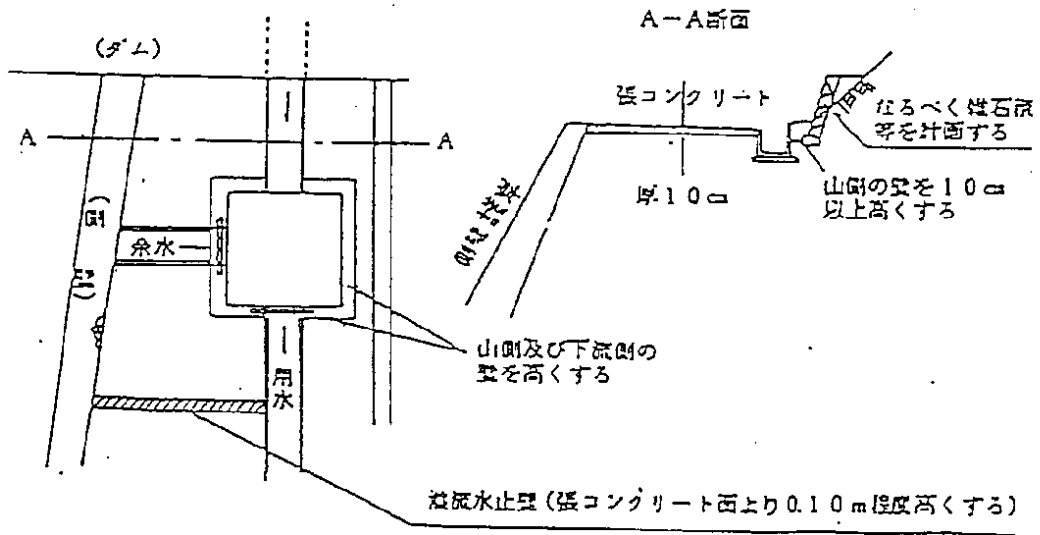


図2-9-7(3) 余水吐計画標準図

第3章 土石流捕捉のための 透過型砂防堰堤

第1節 設計流量，水深

1.1 設計流量

設計流量は，水通し断面を設計する際に用いる対象流量のことで，土石流ピーク流量とする。

(土流設 p21)

解 説

土石流ピーク流量は，第Ⅱ編第2章第4節に示した方法に基づき算出する。

(土流設 p21)

1.2 設計水深

設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定める。

(土流設 p21)

解 説

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

(土流設 p21)

① 設計流量(土石)に対する越流水深の値

設計流量(土石)に対する越流水深は計画堆砂勾配を用いて，第Ⅱ編第2章4. 1. 2に示した方法で算出する。

② 最大礫径の値

最大礫径は，巨礫の頻度分布に基づく累積値の95%に相当する粒径(D_{95})とする。巨礫の頻度分布の求め方は，第Ⅳ編第1章第2節2. 6. 1を参照されたい。

(土流設 p9)

第2節 水通し断面

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

(土流設 p25)

解 説

透過部が土石等により完全に閉塞した場合に土石流ピーク流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とする。余裕高は考慮しなくても良い。

なお，地形などの理由により，水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる。

(土流設 p25)

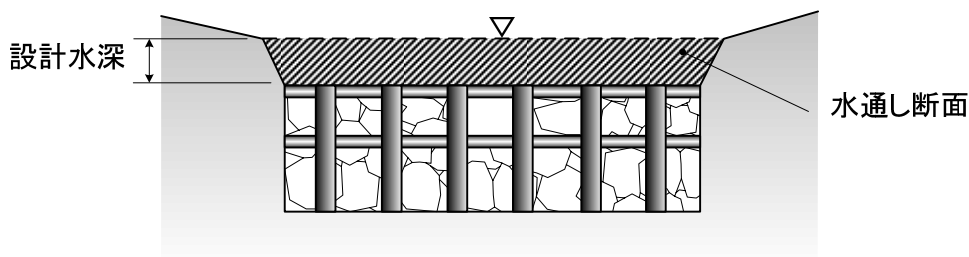


図3-2-1 閉塞型の透過型砂防堰堤の水通し断面(斜線部)

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 p25)

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せる形状とする。

(土流設 p25)

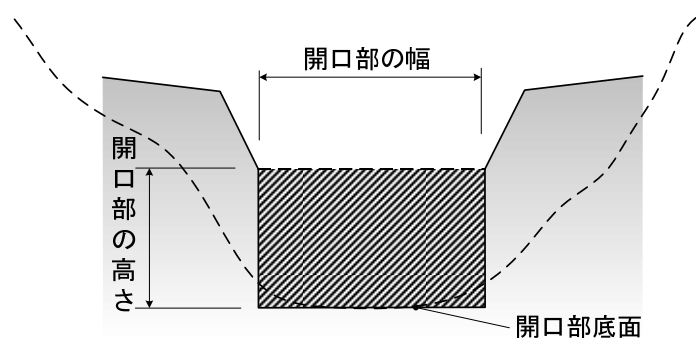


図3-3-1 透過型砂防堰堤の開口部(斜線部) (土流設 p26)

3.2.2 透過部断面の設定

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

(土流設 p26)

解説

1 土石流・流木捕捉のための透過型砂防堰堤は、透過部断面の純間隔(図3-3-2)を適切に設定することにより、土石流・流木を捕捉する機能、および、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。したがって、透過部断面の設定は、土石流の流下形態や最大礫径(D_{95})、流木の最大直径、流域内の既施設配置状況、堰堤高等に十分留意する必要がある。

(土流設 p26)

2 水平純間隔は最大礫径(D_{95})の1.0倍程度に設定する。土石流の水深より高い透過型砂防堰堤を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径(D_{95})の1.0倍程度に設定し、土石流の捕捉を確実にする。最下段の透過部高さは最大礫径(D_{95})の1.5倍まで狭くすることができる。(表3-3-1参照)

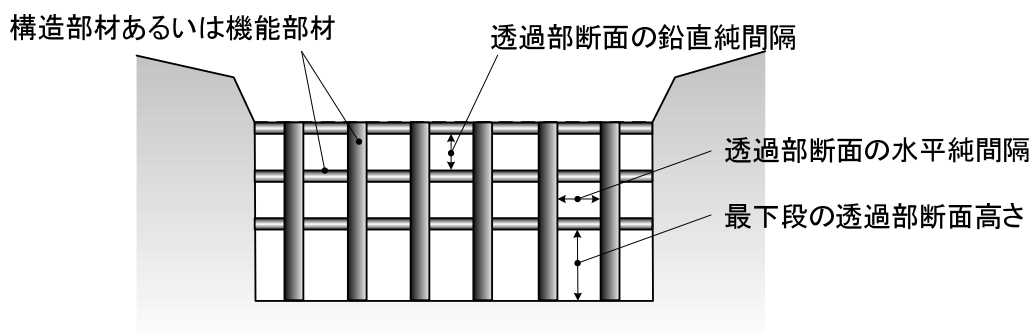
3 実験(図3-3-3参照)によると、土砂容積濃度が高い場合においては、水平純間隔および鉛直純間隔が最大礫径(D_{95})の1.5倍より小さければ、透過部断面が閉塞することがわかっているため、機能上、必要な場合、水平純間隔および鉛直間隔を1.5倍まで広げることができる。機能上、必要な場合とは、例えば、流下区間に複数基透過型砂防堰堤を配置する時の上流側の透過型砂防堰堤の水平純間隔および鉛直純間隔を広げることにより効果的に土石流に対処できる場合等である。

4 なお、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせた上で、土石流を捕捉する機能として以下の条件の全てを満たす場合には、溪流の状況等に応じて上記以外の方法で透過部断面を設定することができる。

①土石流の水深以下の透過部断面が土石流に含まれる巨礫等により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の流下中にも保持されること。

②土石流の水深よりも高い位置の透過部断面が土石流の後続流により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の後続流の流下中にも保持されること。

(土流設 p25,26)



(土流設 p27)

図 3-3-2 透過部の純間隔

表 3-3-1 透過型砂防堰堤における透過部断面の設定について

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

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

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

(土流設 p27)

3.2.3 留意事項

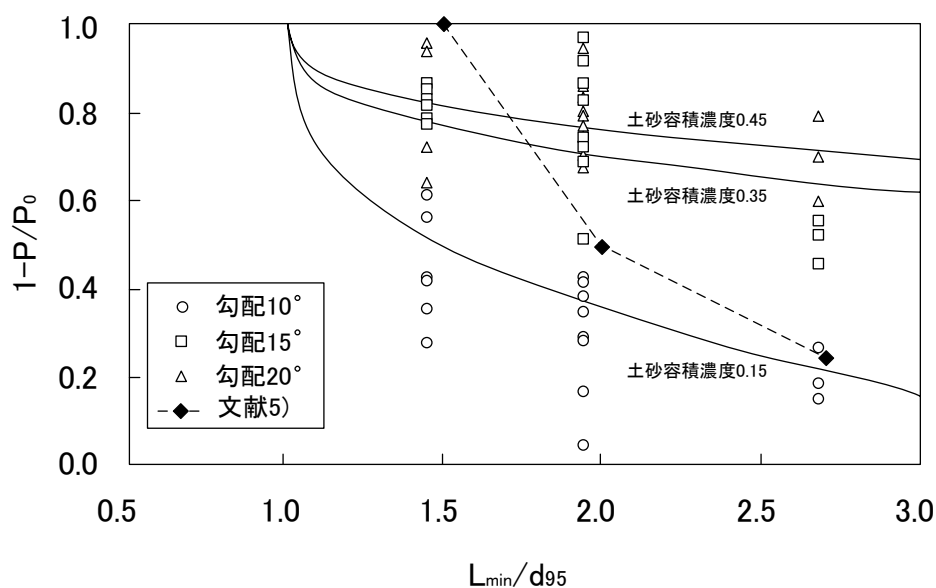
堆積区間に配置する場合や複数基の透過型堰堤を設置する場合には，透過部断面全体を礫により閉塞させるように留意する。

解説

堆積区間に透過型または，部分透過型を配置するときであっても，透過部断面全体を礫により閉塞させるように，土石流の流下形態の変化を考慮して施設配置計画を作成する。また，複数基の透過型堰堤を配置する場合には，上流側の透過型堰堤により土砂移動の形態が変化することに留意する。

(砂土計 p63)

<参考> 透過部の閉塞 (実験結果) (土流設 p28)



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事が分かる。

図3-3-3 土石流ピーク流量の変化

第4節 越流部の設計

4.1 越流部の安定性

閉塞型の透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ堤体を構成する部材が土石流および土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。(土流設 p19)

解説

透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安全であることが必要である。そのため、透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。(土流設 p19)

4.1.1 安定条件

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

解説

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

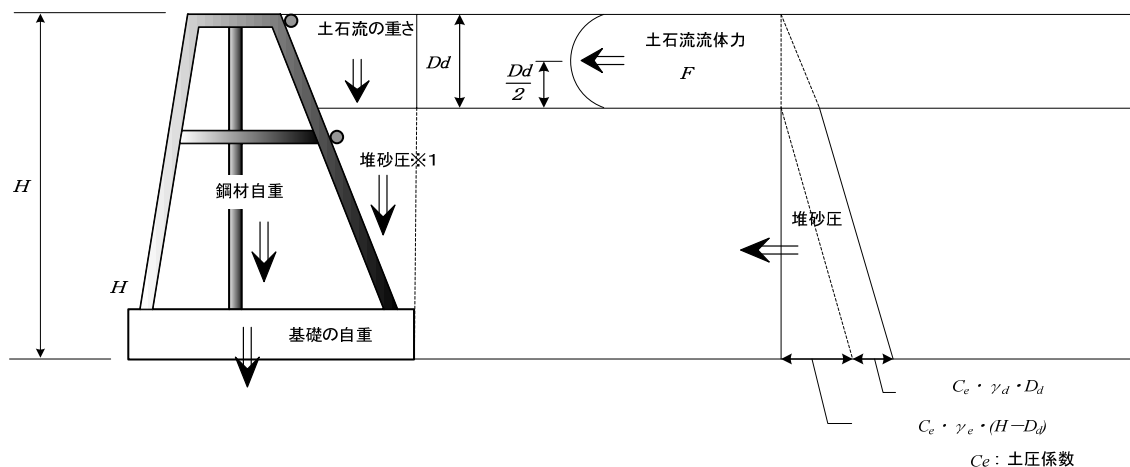
4.1.2 設計外力

透過型砂防堰堤全体の設計外力は基本的には不透過型砂防堰堤の設計外力と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。(土流設 p19)

解説

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

(土流設 p19)



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

(土流設 p19)

図3-4-1 設計外力(土石流時)

④ 透過型砂防堰堤は、表3-4-1により所定安全率を満足させるものとする。

表3-4-1 鋼製透過型砂防堰堤の設計外力(自重を除く)

	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
堰堤高 15m未満	/	堆砂圧, 土石流流体力	/
堰堤高 15m以上	/	堆砂圧, 土石流流体力	/

15m以上の閉塞型の透過型砂防堰堤において、鋼製部の安定計算は15m以下の場合と同等とする。また、非越流部については、一般的に上流側ののり勾配が急な場合が多いため、未満砂の状態のときに下流側から地震慣性力が作用する状態についても安全性を検討する。(土流設 p20)

4.2 透過部の構造検討

4.2.1 構造検討条件

透過部の部材は、設計外力に対し安全でなければならない。一部の部材が破損したとしても砂防堰堤全体が崩壊につながらないように、フェールセーフの観点から、できるだけ冗長性(リダンダンシー)の高い構造とする。(土流設 p22)

解 説

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

構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりである。

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

また、土石流を捕捉する目的で配置される部材(機能部材)のうち、構造物の形状を保持するための部材(構造部材)に相当しないものは、土石流中の石礫を捕捉できれば目的を達成するため、塑性変形を許容することができる。(土流設 p22)

4.2.2 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、自重、土石流流体力、堆砂圧、温度変化とする。(土流設 p22)

解 説

- 1 構造検討を行う設計外力の組み合わせを表3-4-2に示す。

表3-4-2 構造検討を実施する際の外力の組み合わせ

ケース	土石流時	満砂時	温度変化時
自重	○	○	○
土石流流体力	○		
堆砂圧	○	○	
温度応力			○
許容応力度の割増係数	1.5	1	1.15

(土流設 p23)

- 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もできるだけ偏心しないよう考慮する。上流の流心に対して偏心する場合は、想定される土石流の流心と堰堤軸の角度(θ_{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 p23)

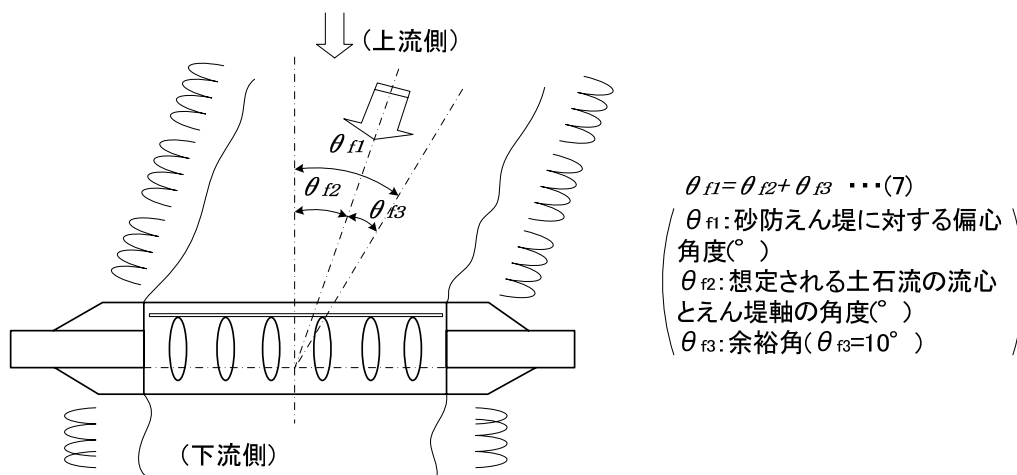


図3-4-2 透過部材に対する偏心荷重(溪流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合) (土流設 p24)

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。

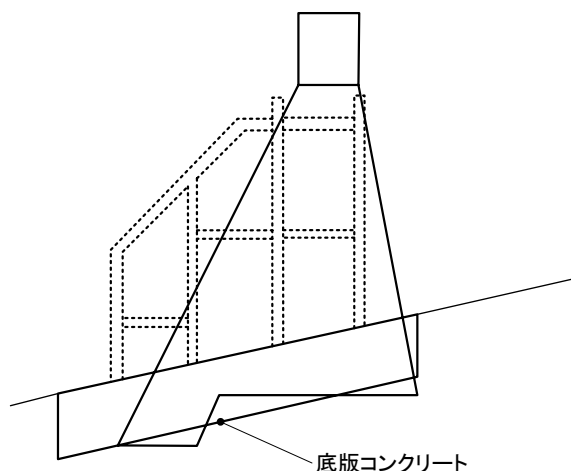


図3-4-3 底版コンクリート形状

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。鋼管の埋込深さは鋼管外径以上が必要であることから底版の厚さはその2倍以上となる。

また、底版コンクリートは設計外力に対して自重として抵抗する。このため、底版コンクリート厚さは、最低でも基礎地盤に応じた根入れ深さを確保する。

3 カットオフ

透過型砂防堰堤が満砂した場合、流水は最上流柱の天端から透過部枠内に落下し、底版コンクリート天端を流れる。したがって、洗掘防止のためのカットオフは必要ない。ただし、砂礫地帯で次の場合には、カットオフを含めた前庭保護工の必要性を検討する。

- ① 地盤を構成する粒径が小さい場合
- ② 透過部枠内に砂礫が堆積し下流端に落水がある場合
- ③ 底版コンクリート下流端と溪床に落差がある場合

(鋼砂便 p87-88)

第5節 非越流部の設計(コンクリート)

非越流部の本体の断面は、安定計算により合理的に決定する。

(土流設 p29)

解説

透過型砂防堰堤の非越流部の安定条件および設計外力の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(土流設 p29)

- (1) 堰堤高が 15m 未満の場合、安定計算は土石流時のみを対象として実施し、その際の設計外力の組み合わせは砂防堰堤と土石流の自重を除けば静水圧・堆砂圧・土石流流体力となる。
- (2) 堰堤高が 15m 以上の場合、安定計算は土石流時と平常時を対象として実施することになる。平常時の設計外力の組み合わせは地震時慣性力となる。土石流時の設計外力の組み合わせは静水圧・堆砂圧・揚圧力・土石流流体力となる。
(国総研ホームページのQ&A)

第6節 前庭保護工

前庭保護工は、砂防堰堤本体の安定性が維持できるよう現地の地質、地形等を考慮して必要に応じて計画する。

(土流設 p30)

解説

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

(土流設 p30)

^{*)}実際の現場条件にもよるが、土石流の後続流が越流部の底版(開口部の底面)外に落下すると想定される場合を想定している。なお、実際の現場条件を踏まえて、下流側で洗掘が想定される場合も含む。

(国総研ホームページのQ&A)

第7節 構造細目

ここで記載のない事項に関しては、不透過型砂防堰堤を参照されたい。

第4章 土石流捕捉のための 部分透過型砂防堰堤

第1節 設計流量，水深

1.1 設計流量

設計流量は，不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設 p33)

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 p33)

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 p33)

解説

1 水通し断面における設計水深(本マニュアルでは「設計水深(水通)」と呼ぶ)

透過型砂防堰堤と同様，設計水深(水通)は，①と②を比較し，大きい値とする。ただし，地形などの理由により水通し断面を確保できないときは，袖部を含めた断面によって対応することができる。

(土流設 p21,35参照)

① 設計流量(土石)に対する越流水深の値

② 最大礫径の値

2 洪水時の安定計算における設計水深

設計流量(洪水)が，不透過部を越流する時の水深

3 前庭保護工に対する設計水深

前庭保護工に対する設計水深(設計水深(前庭))は，水通し断面の決定に用いた流量を用いる。

(土流設 p38,18参照)

第2節 水通し断面

水通し断面は，透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設 p35)

解説

部分透過型砂防堰堤の水通し断面は，閉塞型の透過型砂防堰堤と同様とする(第3章第2節参照)。

(土流設 p35)

第3節 開口部の設計

3.1 開口部の位置

開口部の位置は，透過型砂防堰堤と同様の考えかたで検討する。

解説

第3章第3節3.1を参照されたい。

3.2 開口部の設定

開口部の設定は，透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設 p35)

解説

第3章第3節3.2を参照されたい。

第4節 越流部の設計

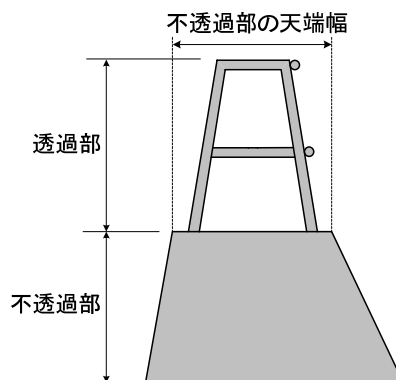
4.1 不透過部の天端幅

不透過部の天端幅は，礫および流木の衝突によって破壊されないよう，決定する。

(土流設 p35)

解説

不透過部の天端幅は，衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし，不透過型砂防堰堤に準じ，不透過部の安全性を考慮し，不透過部の天端幅は3m以上とする。また，構造検討により求まる透過部の側面形状を踏まえ，透過部の基礎として不足のない幅とする。



(土流設 p36 一部追加)

図4-4-1 部分透過型砂防堰堤越流部側面図(例)

4.2 下流のり(不透過部)

下流のりは，不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設 p36)

解説

第2章第3節3.3を参照されたい。

4.3 越流部の安定性

部分透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動，転倒および支持力に対して安定であるとともに，透過部を構成する部材が土石流および土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。(土流設 p31)

解説

部分透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため，部分透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。(土流設 p31)

4.3.1 安定条件

部分透過型砂防堰堤は堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。(土流設 p31)

解 説

部分透過型砂防堰堤堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤に準ずる。(第2章第3節3.4参照)

(土流設 p31)

4.3.2 設計外力

部分透過型砂防堰堤の設計外力は、基本的には、不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部の構造に応じた設計外力が作用するものとする。(土流設 p31)

解 説

1 安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表4-4-1のとおりとする。

表4-4-1 部分透過型砂防堰堤の設計外力(自重を除く)

	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
堰堤高 15m未満	/	静水圧, 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 土石流流体力	静水圧, 堆砂圧, 揚圧力

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

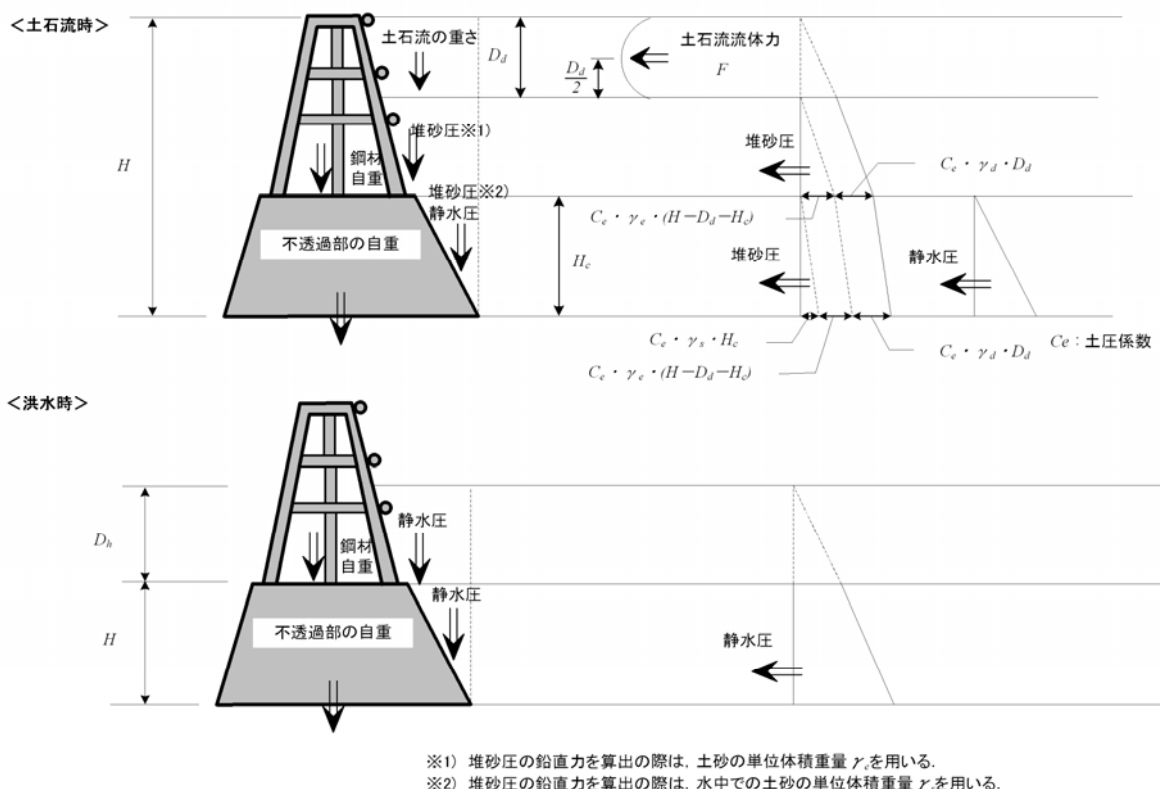


図4-4-2 部分透過型堰堤の安定計算に用いる設計外力(H<15m) (土流設 p32)

- 3 透過部の自重は透過部分に砂礫および水が詰まっていないものとして算出する。なお、洪水時に透過部を越流する水の自重は静水圧として不透過部に作用させる。 (土流設 p32)

4.4 透過部の構造検討

透過部の構造検討は透過型砂防堰堤と同様とする。 (土流設 p34)

解 説

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

第5節 非越流部の設計(コンクリート)

非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする。 (土流設 p37)

解 説

部分透過型砂防堰堤の非越流部の安定条件および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする。 (土流設 p37)

第6節 前庭保護工

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様とする。 (土流設 p38)

第7節 構造細目

ここで記載のない事項に関しては、不透過型砂防堰堤および透過型砂防堰堤を参照されたい。

第5章 床固工の設計

第1節 総説

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

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

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

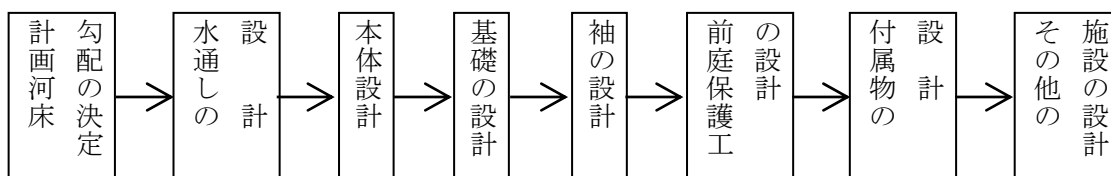
(建河Ⅱ p18)

解説

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

床固工の構造及び安定計算は、砂防堰堤に準ずるものとし、その設計順序は表5-1-1に示す通りである。

表5-1-1 床固工の設計順序



第2節 床固工構造

2.1 水通しの設計

床固工の水通しは、砂防堰堤（第2章第2節）に準じて設計するものとする。

解説

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

水通し底幅(B_1)、袖小口の勾配 (m_2) を決め、越流水深 (h_3) を仮定することによりマンシング式及び土砂混入による流速補正式(ワングの式)によって流量を計算し、これが対象流量と合うように越流深 (h_3) を決めていく方法で、水通し断面を決めることになる。

$$\left. \begin{aligned}
 Q &= v_a \cdot A \\
 V &= \frac{1}{n} \cdot R^{23} \cdot I^{12} \\
 V_a &= v \times \frac{\gamma}{\gamma + \alpha (\gamma_o - \gamma)}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5-2-1)$$

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

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

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

注-3) 粗度係数は、第7章第4節表7-4-1を標準とする。

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

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

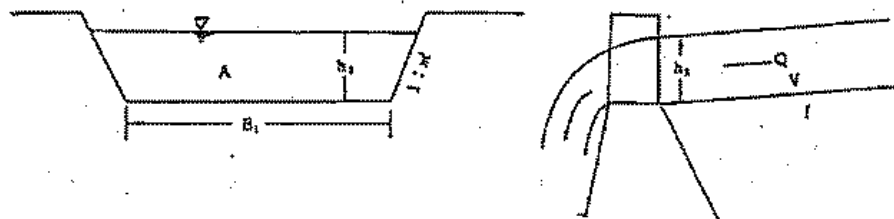


図5-2-1 マニングの流速公式による越流水深

2.2 本体の設計

床固工の本体は砂防堰堤（第2章第3節）に準じて設計するものとする。

(建河Ⅱ p19)

解 説

床固工は、一般に重力式コンクリート型式が採用されるが、地すべり地や軟弱地盤等の特殊な条件の場合には枠床固工、ブロック床固工、銅製床固工等を採用することがある。その場合は使用する部材及

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

2.2.1 天端幅

床固工本堤の天端幅は次表を標準とする。

解 説

表5-2-1 床固工本堤の天端幅（コンクリートの場合）

床 固 工 高	天 端 幅
$H \leq 3.0$	1.0
$3.0 < H \leq 4.0$	1.5
$4.0 < H \leq 5.0$	2.0

(注)上表により難い場合は別途考慮する。

2.2.2 安定計算に用いる荷重及び数値

床固の工の安定計算に用いる荷重及び数値は、砂防堰堤（第2章第3節）に準ずじて設計するものとする。 (建河Ⅱ p19)

2.3 基礎の設計

床固工の基礎は、砂防堰堤（第2章第4節）に準じて設計するものとする。 (建河Ⅱ p19)

解 説

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

土砂地盤の基礎処理等は、砂礫基礎の場合の基礎処理等を準用するものとする。

2.4 袖の設計

床固工の袖は、砂防堰堤（第2章第5節）に準じて設計するものとする。 (建河Ⅱ p19)

2.5 前庭保護工の設計

床固工の前庭保護工は、砂防堰堤（第2章第8節）に準じて設計するものとする。 (建河Ⅱ p19)

解 説

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

(1) 水叩き工

① 厚さ t

水叩き工の厚さ t は次表を標準とする。

5-3-2 床固工水叩き工の厚さ

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

② 長さ L

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

(L は 0.5m 単位とする)

L : 水叩き長(垂直壁天端幅含まず)

H_1 : 有効落差($H_1 = H - t$)

h : 越流水深

(2) 垂直壁

垂直壁の天端幅は 0.8~1.0m を標準とし、水叩き厚さと同一とする。

(3) その他

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

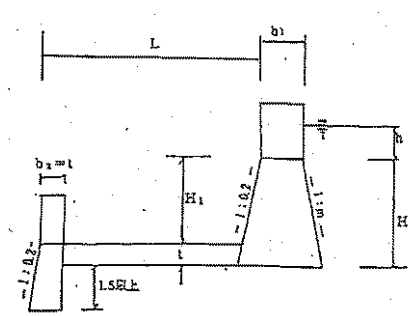


図 5-2-2 床固工の標準構造

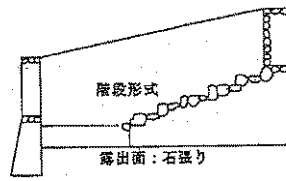


図 5-2-3 環境に配慮した床固工の例

第6章 護岸工の設計

第1節 総説

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

(建河Ⅱ p 20)

解説

護岸の機能としては、山脚の固定、溪岸崖壊防止、横侵食防止等が考えられる。

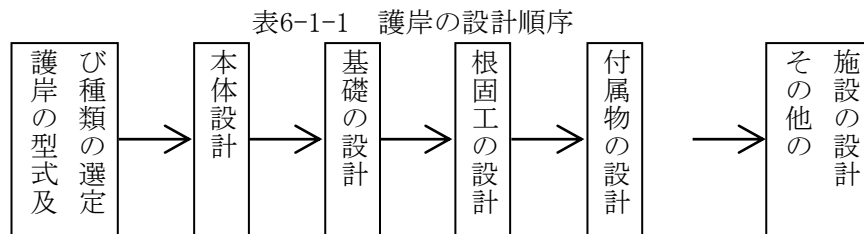
護岸は、流勢による河岸の決壊や崩壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがあり、特に後者は洪水時に土砂や転石等の衝撃を受けやすいので安全性に十分留意するものとする。

護岸の破壊は、局所洗掘や両端の巻き留め付近の決壊によることが多く、設計に当たっては、これらにも十分に留意するものとする。

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

護岸の設計順序は、護岸の型式及び覆類の選定に必要な設置箇所の地形、地質、河状、その護岸の目的に対する適合性、安全性、経済性等の各要素について考察し、型式、種類の選定を行った後、本体、基礎、根固工、水抜きや吸出し防止、隔壁等の付属物の順序で設計を行うのが一般的である。

(表4-1-1参照)



第2節 護岸工構造

2.1 型式

護岸の型式には自立式とモタレ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等により選定するものとする。

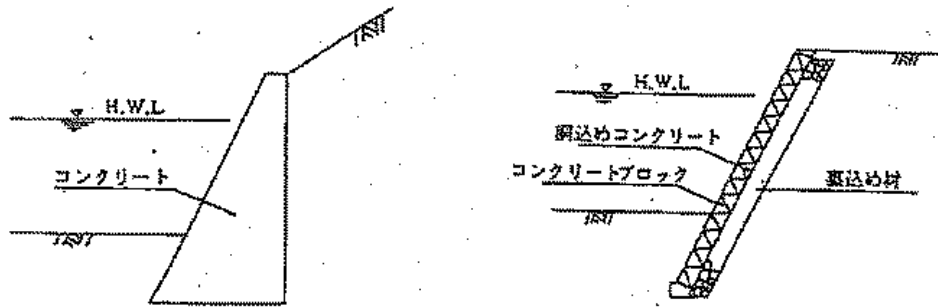
(建河Ⅱ p 21)

解説

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

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

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



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

図6-2-1 護岸の型式

ここで、河川・砂防工事のコンクリートブロック積の裏込めコンクリートは原則として入れないものとする。

ただし、次のような場合については、この限りではない。

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

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

直高 3.0m を越える場合、下端より 0.15m の等厚とする。

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

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

2.2 護岸材料と構造

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

解説

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

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

これらの護岸構造の漂用にあたっては、安全性、経済性等を考慮して選定する必要がある。

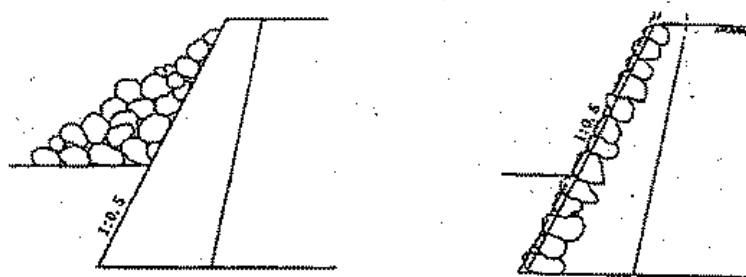


図 6-2-2 環境や景観に配慮した護岸の例

2.3 のり勾配

護岸のり勾配は、河床勾配、地形、地質、対象流量を考慮して定めるものとする。

(建河Ⅱ p 21)

2.4 法線

護岸の法線は、河床勾配流向出水状況等を考慮して定めるものとする。

(建河Ⅱ p 21)

2.5 高さ

護岸工は、渓岸保護、越水防止を図るため十分な高さを確保する。

解 説

護岸工の高さについては次の点に留意する。

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

2.6 計画渓床勾配

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

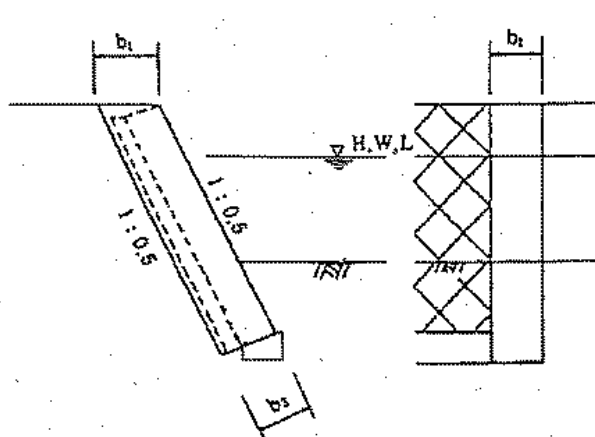
2.7 取付け

護岸の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとする。

(建河Ⅱ p21)

解説

護岸の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとし、砂礫地盤に取り付ける場合は、小口止を施工するものとする。コンクリートブロック積護岸の場合の小口止の構造は、図6-2-3を参考とする。



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

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

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

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

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

図6-2-3 小口止の構造

2.8 根入れ

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

(建河Ⅱ p21)

解説

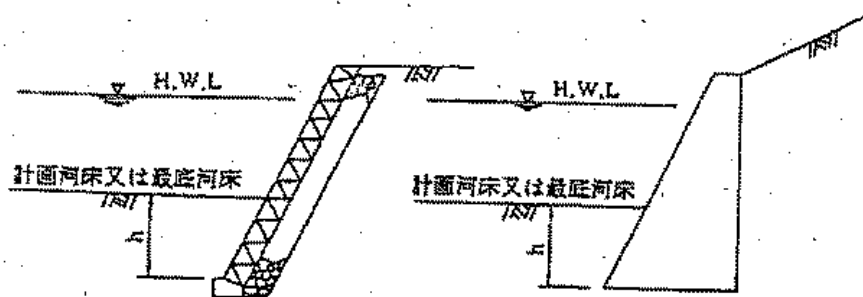
護岸の決壊の原因は、基礎の洗掘によることが多く、特に急勾配の溪流においてはこの作用が顕著であるため、根入れを十分に行う必要がある。

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

一般には、表6-2-1を標準とする。

表 6-2-1 護岸の根入れ

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



h : 表 6-2-1 で定める護岸の根入れ深さ

図 6-2-4 護岸根入れ

2.9 伸縮目地

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

解 説

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

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

2.10 根固工

根固工は、護岸の基礎の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。 (建河Ⅱ p22)

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。

第7章 溪流保全工の設計

第1節 総説

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

特に環境については、その保全を図るため、治水安全性を確保しつつ施工規模をできるだけ小さくするなど、自然を活かした工法の採用に努めるものとする。 (建河Ⅱ p19)

解説

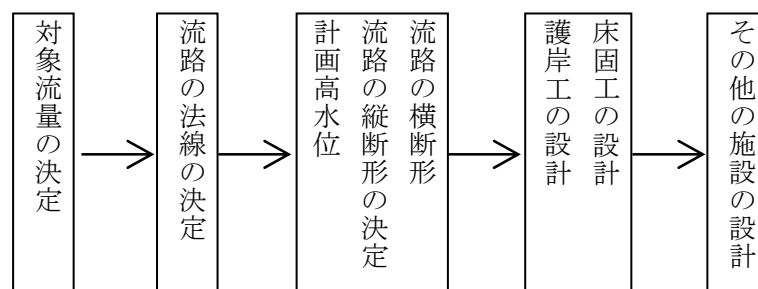
溪流保全工の設計に当たっては、自然環境の保全を図るため施工規模に留意し、河床掘削・工作物等による現況河道及び周辺環境の改変を最小限度とすることに努める。

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

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

溪流保全工の設計順序は表 7-1-1 のとおりとするのが一般的である。

表 7-1-1 溪流保全工の設計順序



*1) 土石流入を除いたもので、上流山地の砂防ダムで捕捉できない土砂

*2) 局所堆積・洗掘を含む。

第2節 対象流量

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

第3節 法線

溪流保全工の法線は、現況流路を考慮してなめらかに計画する。

解説

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

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

土石流対策計画で実施する流路や土石流導流工、土石流堆積工等については、土石流の流下方向に直線とし、土地利用や用地取得の困難さ等を理由として屈曲させることは極力避けなければならない。

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

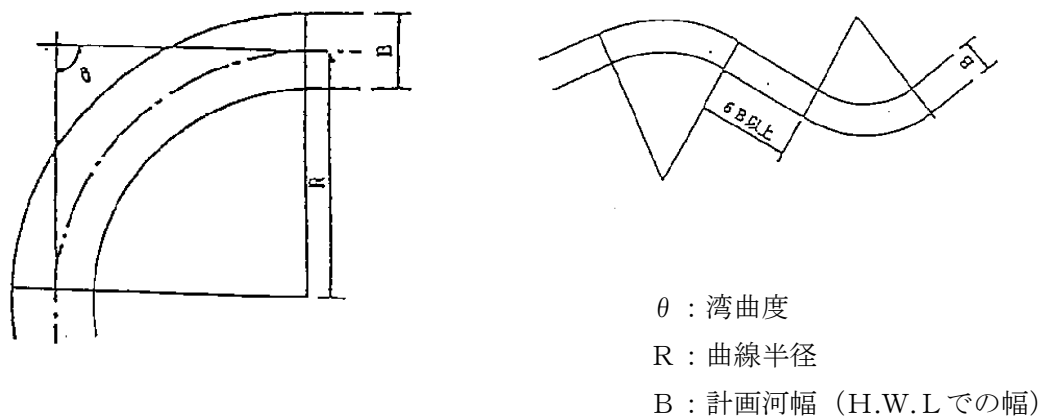


図 7-3-1 法線（基準例）

第4節 計画高水位

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

(建河Ⅱ p 24)

解 説

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

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

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

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

注-1) 計画高水位 (h) は 0.1m 単位とする。

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

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

計画断面の流量Q₁は

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

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

- ・ 溪流保全工の土砂混入率は、本県では次の値を標準とする。
 溪流保全工上流の砂防工事が概成 (整備率 70%) している場合 : 5%
 その他の場合 : 10%

- γ : 水の比重 (1.0)
- γ₀ : 土砂礫の比重 (2.6)
- Q : 対象流量 (m³/sec)

注-3) 粗度係数は、一般に表 7-4-1 を標準とする。

表 7-4-1 粗度係数

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

注 4) 等流と仮定し、水面勾配 \approx 計画河床勾配とする。

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

第5節 縦断計画

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

解 説

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

5.1 計画勾配

一般的には、現在の溪流の河床変動の資料より局部的な変動を除き大局的な安定を確かめた上で決定する。

5.2 渓床勾配を変化させる方法

溪流保全工の渓床勾配を変化させる場合、勾配の変化をあまり急激に行うと変化点付近で洗掘や堆積が生じ、流路の維持に困難を生ずるだけでなく大きな災害の原因ともなりうるので、勾配の変化点においては、その上下流で掃流力が50%以上の変化をしないように勾配並びに水深を決めることを原則とする。また、勾配の変化点は落差工を計画し、帯工で変化させてはならない。

解 説

掃流力を50%以上変化させないとは、上流を基準として、

$$U_{*A}^2 / U_{*8}^2 = \frac{gR_A I_A}{gR_B I_B} \leq 2$$

のことである。一般的には、

$$\left. \begin{array}{l} I_A \geq 1/30 \text{ の場合は } U_{*A}^2 / U_{*8}^2 \leq 2 \\ I_A < 1/30 \text{ の場合は } U_{*A}^2 / U_{*8}^2 \leq 1.5 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (7-5-3)$$

程度を目安に計画するとよい。

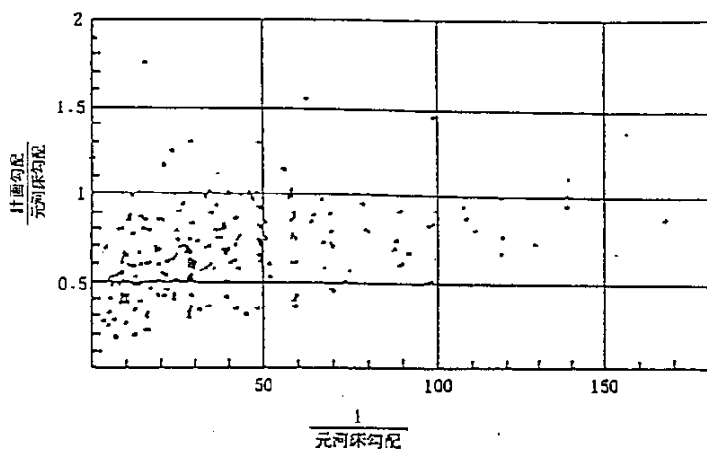


図 7-5-1 元河床勾配と計画勾配との関係

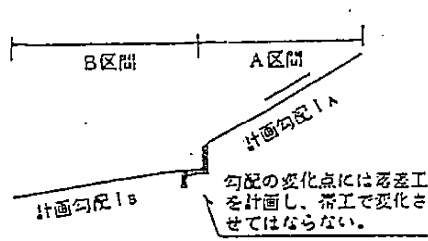


図 7-5-2 計画勾配の変化

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

[計算方法]

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

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

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

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

ここで計画水深を同じにとれば、 $H_A = H_B$
 $I_A / I_B \leq 1.5 \sim 2.0$ となり、
 縦断勾配の比による検討で変化点の勾配決定が出来る。

[計算方法]

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

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

$$= 1.4 \leq 1.5 \text{ となり、OK}$$

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

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

$$= 1.6 > 1.5 \text{ となりOUT}$$

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

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

5.3 工作物の根入れ

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

解 説

5.1～5.2に基づき計画河床勾配を決定するが、工作物の基礎が最も危険となるのは局所的な洗掘によるものを除いては、流水が最も低い濃度（理論的には清水）で流れるときに河床勾配が最も緩くなる時であるから、床固工や帯工の天端高を基準として、それから上流側へ静的平衡勾配で引いた線よりも深く根入れが確保されていれば安全である。逆に、静的勾配を考慮して根入れを十分にとることにより、横工間隔を大きくして施工基数の減少を図ることができるため、自然を活かした工法とすることを観点に、従来一般的に行われてきた設計方法による場合と比較検討することが望ましい。

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

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

U_* : 掃流力
 U_{*c} : 限界掃流力
 } 5.1参照

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

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

により河床勾配 I を未知数として、式 (7-5-7) を解くことになる。

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

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

I : 静的平衡勾配

d_{90} : 最大礫径 (河床材料の90%粒度) (m)

(三面張の検討では平均礫径 (d m) を使用)

Q : 計画高水流量 (m³/sec)

B : 計画流路幅 (m)

〈参考〉

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

・岩垣式

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

ここに、 U_{*c}^2 : 限界摩擦速度 (m/S)、 d_c : 移動限界粒径 (cm)

また、粒径の移動限界状態では、

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

であるので、変形すると、

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

となる。ここに h : 水深 (m)、 I : エネルギー勾配 = 河床勾配

5.4 計画河床高の決め方

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

解説

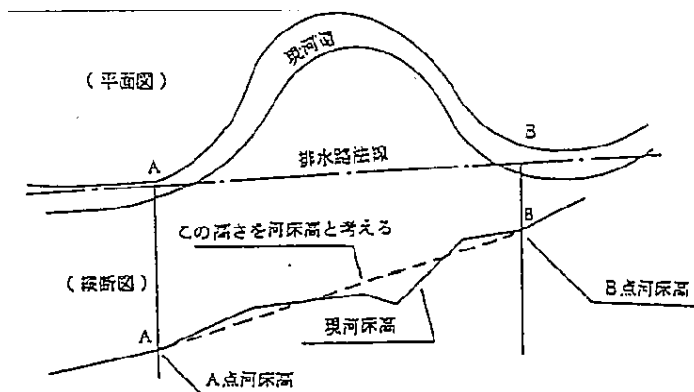


図 7-5-3 捷水路を計画する場合の河床高

5.5 支川との調整

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

解説

(1) 法線形

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

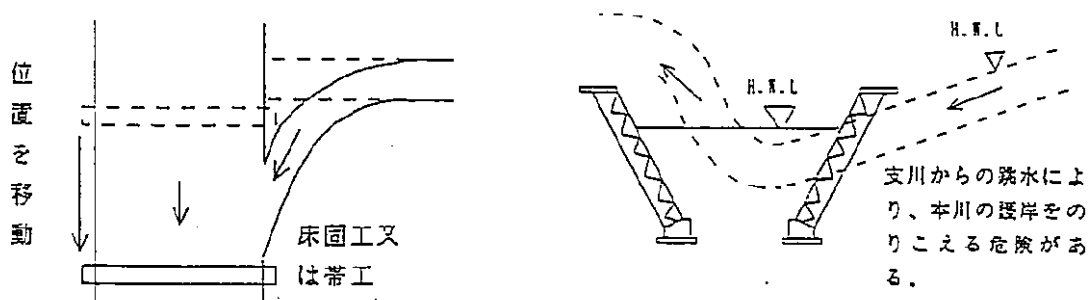


図 7-5-4 支川の法線

(2) 縦断形

合流する支川の縦断勾配は、本川の支川による洗掘・堆積を防ぐため、本・支川が同一勾配でかつ同河床高で合流することが望ましい。ただし、支川の流量が小さい場合($Q_1/Q \leq 0.1$)は、本川の河床高よりも支川の河床高を高くしておいた方が、本川の高水位に影響されることが少ない。

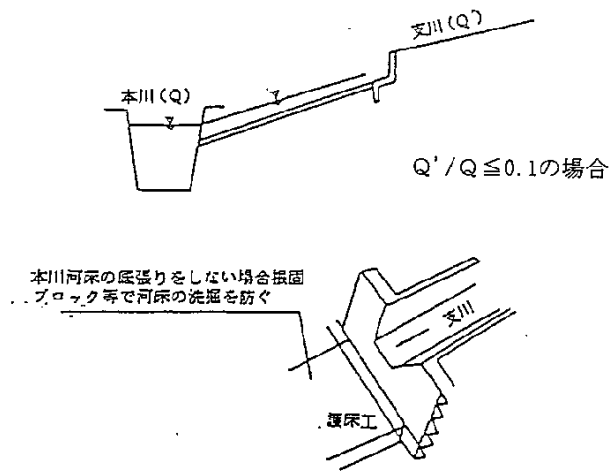


図 7-5-5 支川の流域面積が本川よりかなり小さい場合

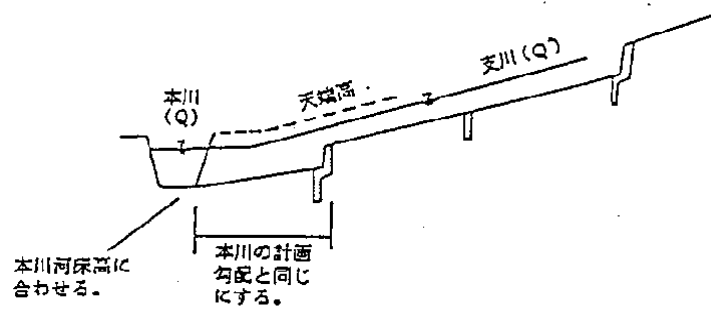


図 7-5-6 本・支川の流域面積の差が少ない場合

第6節 計画断面

6.1 計画断面

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

解説

現河道幅を狭めることは、河川の機能を破壊するだけでなく、洪水流量に対する水深が大となるので、構造上危険サイドとなる。そのため最小限現河道幅を活かした計画断面とする。

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

6.2 計画幅

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

解説

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

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

したがって、溪流保全工の計画幅は、河床の安定性に主眼置き、構造物の有無、背後地の土地利用等を考慮して決定するものとするが、一般的には式(7-6-1)を目安とする。

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2} \dots\dots\dots (7-6-1)$$

B：河幅 (m)

Q：流量 (m³/sec)

α：係数

で表される関係があり、αの値は流量の大きさによって異なる。

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

表 7-6-1 αの値

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

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

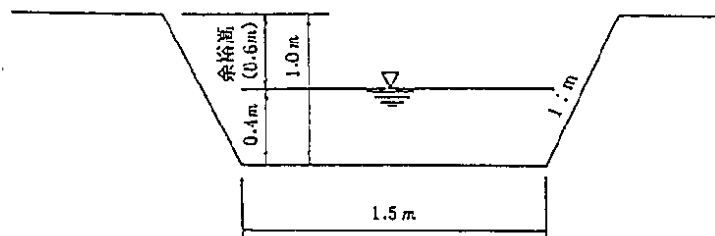


図 7-6-1 流路の最小断面

6.3 余裕高

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

解説

溪流保全工の余流高は、原則として表 7-6-2 によるものとする。

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

表 7-6-2 対象流量と余裕高

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

表 7-6-3 計画河床勾配と余裕高比

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

6.4 湾曲部の横断形計画

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

解説

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

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

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

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

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

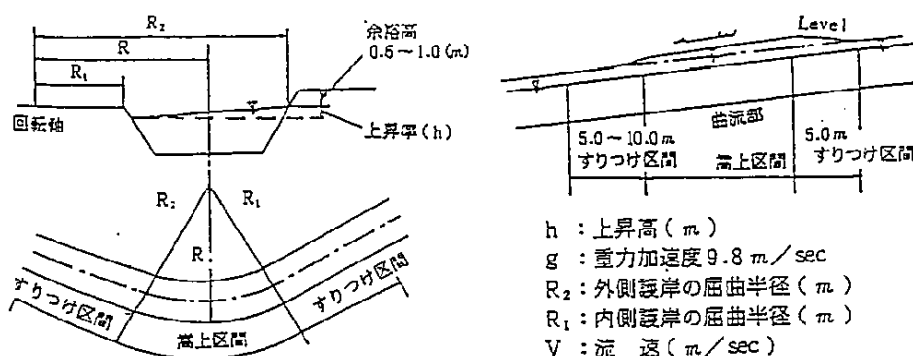


図 7-6-2 湾曲部の天端嵩上げ

6.5 支川処理

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

解 説

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

本川の掃流力の方が支川よりも大きい場合には、支川の土砂は本川の流水とともに流下するため問題はないが、支川の掃流力の方が大きい場合には、合流点下流に土砂の堆積が生じ、断面の不足を起こす危険がある。そこで、このような場合には a₃ は a₁+a₂ よりも小さくして掃流力を大きくすることが土砂堆積を防止する一つの方法で極端な場合には a₃ ≒ a₁ とすることもある。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。

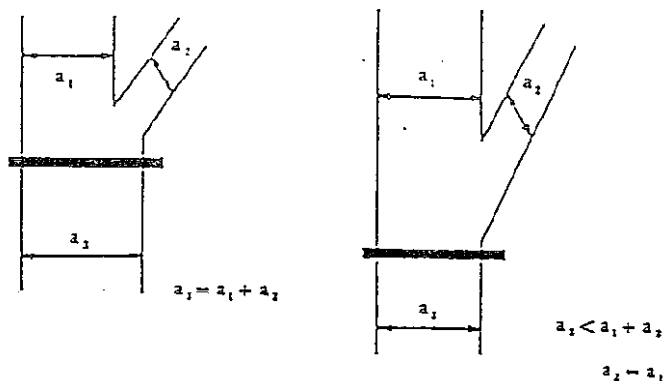


図 7-6-3 本川と支川の河幅

6.6 上流端処理

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

(砂設公 p 162)

解説

上流砂防堰堤と溪流保全工との間に土砂生産源があり、溪流保全工を施工してもその完成後に上流から土砂が流入すると施工した流路の断面が埋塞され、それがもとで土砂害、水害を引き起こすことになる。それも、流路によりかかって人家集落の近くで土砂災害を引き起こす結果となる。これに対応するため、溪流保全工の上流端および比較的大きな流域をもつ支川の上流端には流出土砂抑制・調節効果を持つダム、もしくは床固工を施工するものとする。

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

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

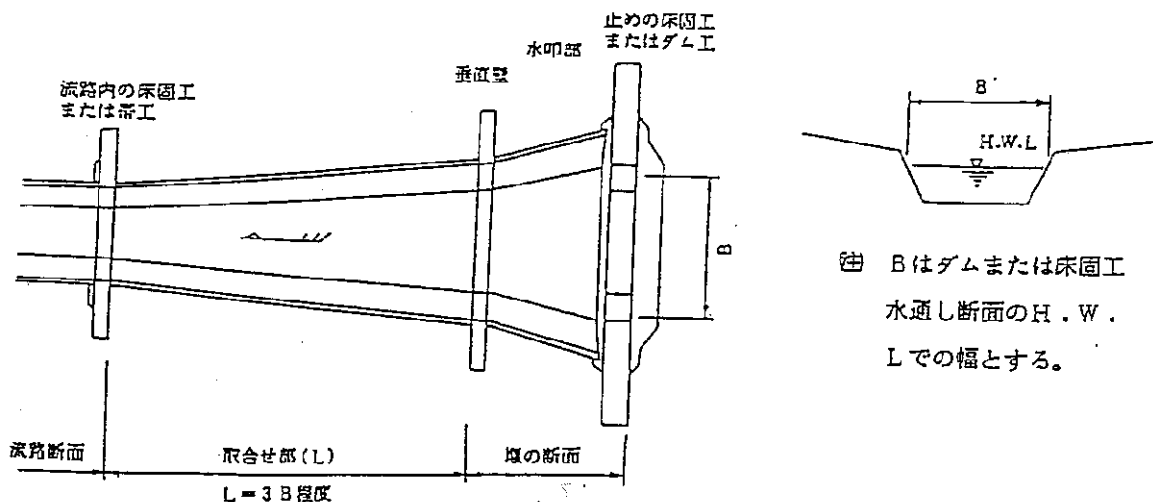


図 7-6-4 床固工または砂防堰堤からの摺り合わせ

第7節 流路における床固工

7.1 床固工の設計

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

解 説

溪流保全工を計画する溪流は一般的に河床勾配が急であるため、計画河床の維持が困難となる場合が多い。

このため、床固工を設置し、河床勾配を緩やかにて、河床材料のみで維持するのが一般には得策となる。

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

7.2 床固工間隔

床固工の設計においては、設定された計画河床勾配を保つ必要から、床固工の間隔と高さを相互に組み合わせて検討を行い、最終案を決定する。 (建河Ⅱ p 26、砂設公 p 163)

解 説

床固工間隔は、一般に次式によって示される。

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

L : 床固工間隔

hr : 床固工の有効高

l/n : 現在河床勾配

l/m : 計画河床勾配

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

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

ここに、Bは流路幅である。既設流路の資料を整理した結果から、田畑は流路

幅と床固工間隔との比は流路幅と関係ありそうだとした(図 7-7-1) また、池谷は既設流路のうち、特に被災した流路の床固工間隔を調査した結果から、

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

と示した。ここに、1/mは計画河床勾配(静的平衡勾配)とする。

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

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

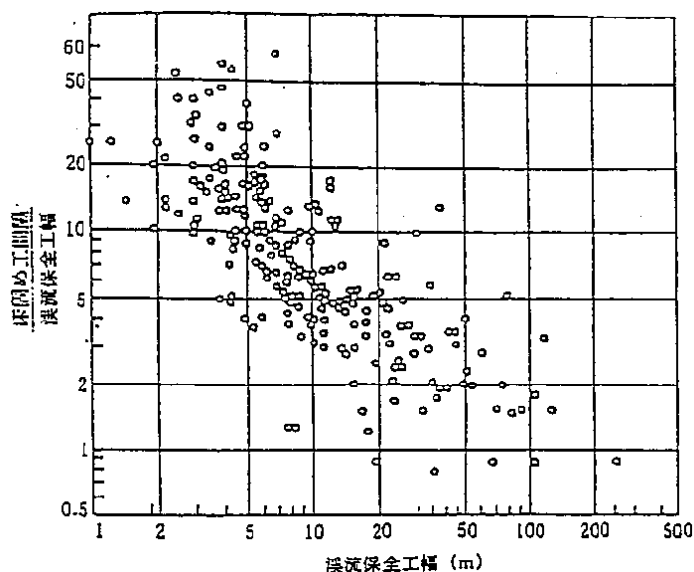


図 7-7-1 床固工間隔と流路幅との関係 (田畑)

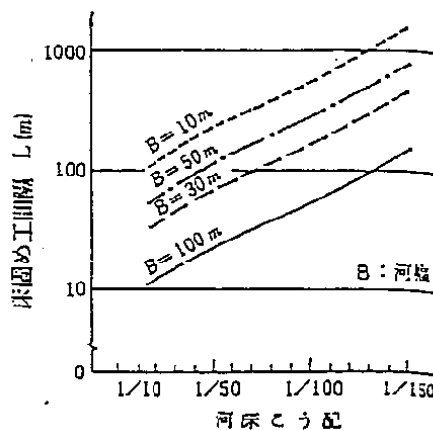


図 7-7-2 河床と河床勾配からみた床固工間隔

ここに、 α は係数、 I は計画河床勾配である。横工間隔については、「砂防設計公式集(マニュアル)」(p 166)において、帯工の間隔は通常その勾配を表す分数の分母の数を距離に読みかえた程度を原則とするとされており、上述の数値に近い値を示しているが、確立された手法はない。流路内の河床固定(安定変動内に固定する)のための横工間隔は、上記の経験的な方法や、先述した静的平衡勾配を考慮した方法などを現地河川に合わせて検討し決定する。

7.3 水通し断面

水通し断面は、第6節計画断面で求められる断面と同一とする。

なお、本堤の水通し天端高は、上流側の計画河床高に合わせるものとする。

7.4 断面形状

床固工の本堤の断面形状は、以下の通りとする。

(1)床固工の落差は原則として2.0m以下とする。

(2)天端幅、上下流のり勾配等の本体の設計は第3節床固工の設計に準ずる。

7.5 基礎の根入れ

床固工本堤の堤底は、水叩き下面に一致させるものとする。

解 説

床固工本堤の堤底は、水叩き下面に一致させるものとするが、基礎地盤の支持力等に問題がある場合は、安全性を有する地盤まで根入れをするか、基礎処理を行うものとする。また、落差が非常に小さい場合、床固工本堤の根入れが上流の護岸の基礎底面より浅くなる。この場合、本堤の堤底は、上流護岸の基礎の底面に一致させるものとする。

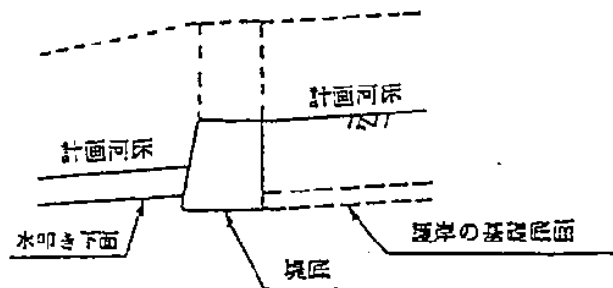


図 7-7-3 床固工本堤の根入れ

7.6 袖の設計

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

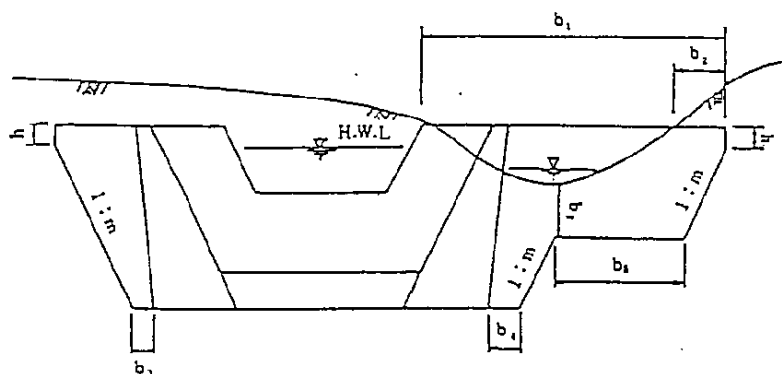
解 説

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

袖は、兩岸地盤に嵌入させるものとし、嵌入深さは表 7-7-1 を標準とし、嵌入方法については図 6-7-4、6-7-5 を参考とする。

表 7-7-1 床固工本堤の袖の嵌入深さ

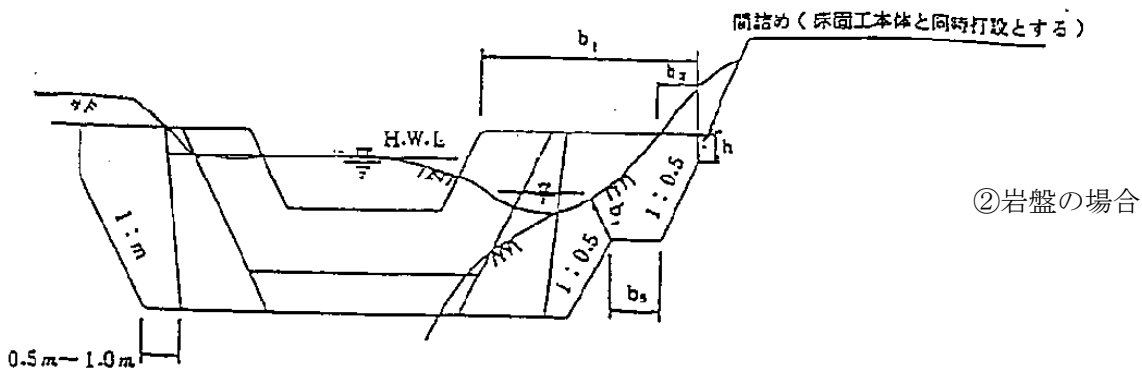
地質	嵌入深さ
砂礫	2m程度/
中硬岩、硬岩	1m程度



①砂礫地盤の場合

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

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



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

	中硬岩、硬岩の場合
b_1	1.0m 以上
b_2	0.5m 程度

図 7-7-4 床固工本堤の袖の嵌入方法

7.7 前庭保護工の設計

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

解説

①水叩き

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

②垂直壁

構造その他は第 3 章床固工の設計 2-5 に準ずるが、垂直壁の根入れ d は

二面張りの場合 $d=1.0m$
 三面張りの場合 $d=0.5m$

とする。

7.8 側壁護岸

側壁護岸の位置及び高さは図 7-7-5 を標準とする。

解 説

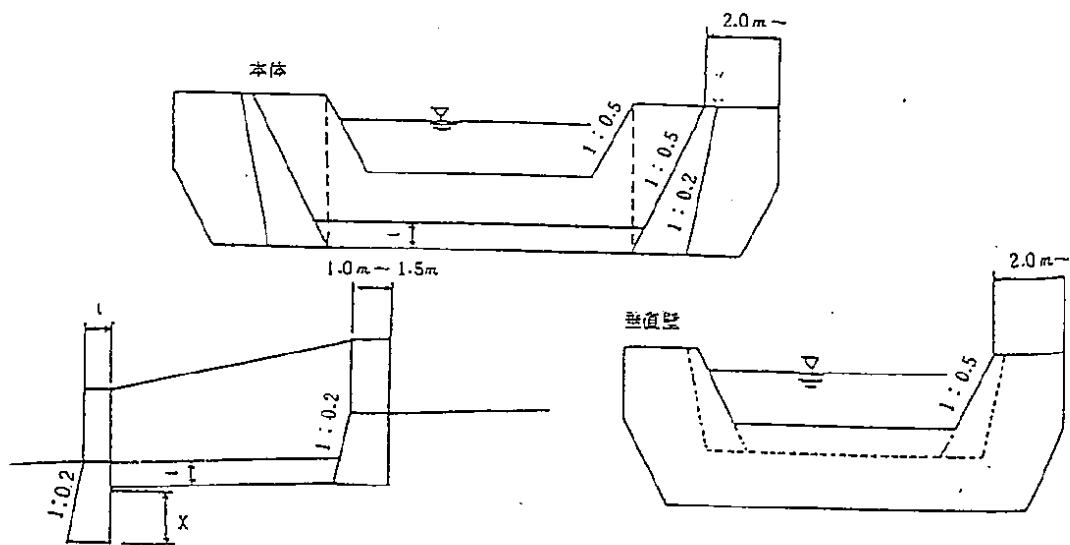


図 7-7-5 床固工一般図

7.9 護床工

護床工は、第2章不透過型コンクリート重力式砂防堰堤（土石流タイプ）第8節8, 6及び第5章床固工の設計2.5に準じる。

第8節 溪流保全工における帯工

8.1 帯工の設計

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

(砂設公 p 165)

解 説

帯工は、床固工間において床固工間隔が大きい場合、局所的洗掘により河岸に悪影響を及ぼすことが多く、その対策として用いられる。

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

8.2 帯工の位置(間隔)

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

(砂設公 p 165)

解 説

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

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

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

8.3 構造

帯工の構造は、床固工の垂直壁に準ずる。

(砂設公 p 165)

解 説

帯工の構造は、床固工の垂直壁に準ずるが、水通し天端幅は0.8mを原則とする。

袖の嵌入は、砂礫地盤の場合2.0mを標準とし、両岸地盤に嵌入させるものとする。嵌入深さは、表7-8-1を標準とする。

表 7-8-1 帯工の袖の嵌入深さ

土質	嵌入深さ
砂礫	1.5～2.0m程度
中硬岩, 硬岩	0.5m程度

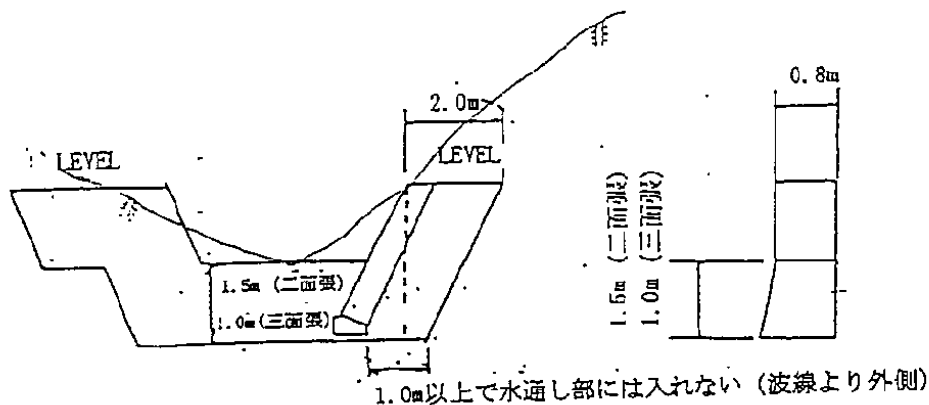


図 7-8-1 帯工

第9節 流路における護岸工

溪流保全工における護岸は、第6章に準じて設計するものとする。

(砂設公 p 165)

解説

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

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

- (1) 天端高は流路断面計画によるものとし、曲線の外カーブ側の水位上昇が余裕高の50%を越えると考えられる場合は、10cm単位で外カーブ側の護岸天端を高くする。
- (2) 護岸工ののり勾配は、1:0.5を標準とする。
- (3) 計画幅が狭く護岸基礎の掘削が全幅に及ぶ場合などには底張工を計画する。
- (4) 護岸工には、10m程度に1箇所伸縮目地を計画する。
- (5) 護岸の水抜きを設置する場合は、2.0m²に1箇所の割合とし、一段目は平水位から0.2m程度上に入れる。
- (6) 護岸の根入れ深は、洗掘による河床変動に対応できるように、床固工の水通し天端等河床固定点から上流の静的平衡勾配を検討し、それに基づいて決定するのが望ましく、一般的には1.0m以上を標準とする。
- (7) 床固め工、帯工との護岸基礎の取り付け部については、構造物基礎の根入れと同じくし、その区間は静的平衡勾配を考慮して決定する(第7章5.3参照)。

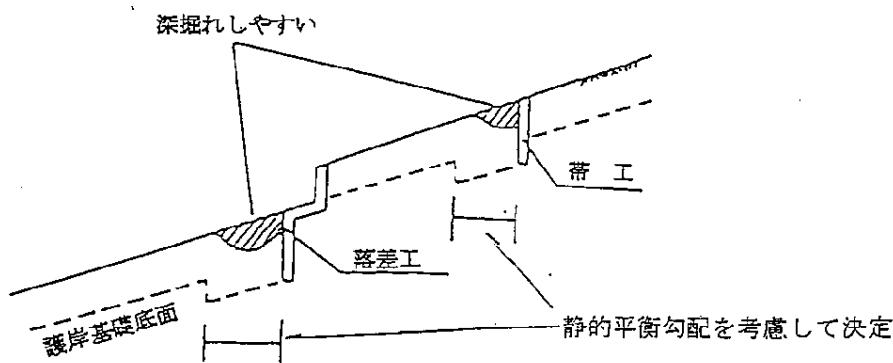


図7-9-1 構造物との取り付け部の護岸根入れ

- (8) 砂礫堆等が形成された場合や、床固工の直下流、湾曲部外湾側では河床変動が大きいので、必要に応じて根固工を併用する。

第10節 底張工

溪流保全工を計画する際には、原則として底を張らない構造とする。溪流勾配等で河床の抵抗力より掃流力がまさる場合においても、勾配緩和等計画段階で検討し、できるだけ三面張りは避ける。しかし、勾配緩和・河幅拡大等を考慮しても、なおかつ河床構成材料で河床の維持が困難な場合には、三面張りとするを考慮する。

解説

(1) 三面張工法採択の基準

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

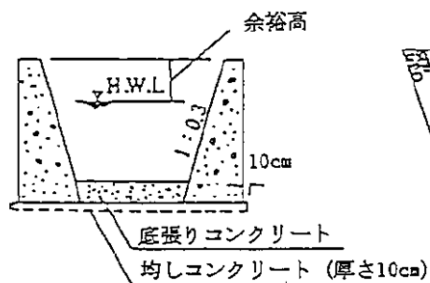
(2) 構造

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

底張工法は下図を標準とし、底張厚は下幅 2.0m 未満は 0.2m、下幅 2.0m 以上は 0.3m とする。

なお、底張工法とする場合は、床固工本堤上流及び帯工上流に必要な応じて伏流水排除工を計画する。

a) コンクリート三面張



b) ブロック(石)積三面張

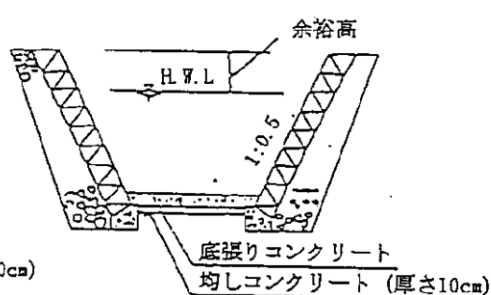


図 7-10-1 三面張護岸工 (コンクリート張工)

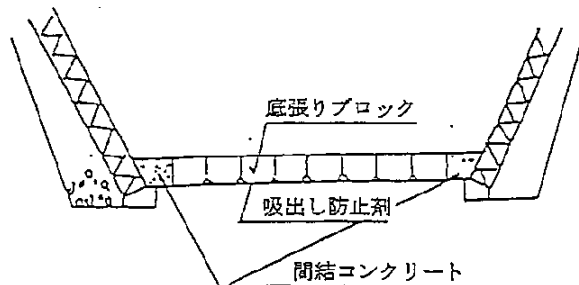


図 7-10-2 透過型底張ブロック

(3) 床張部の末端処理

三面張工から、二面張工に移行する部分では、流速の差により二面張の流路上流端付近の護岸基礎部分に洗掘が生ずる恐れがあり、護床工・減勢工を考慮するものとする。また、三面張下流端には少なくとも帯工を設け、吸出しの防止を図るものとする。

(4) 伏流水排除工

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

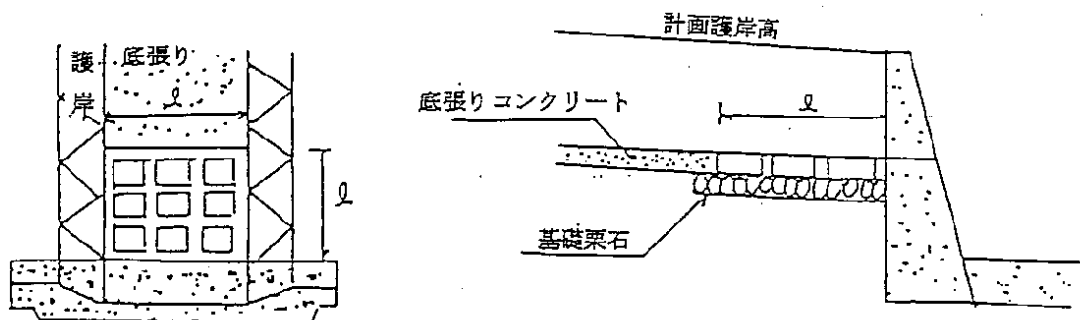


図 7-10-3 伏流水排除工（底張ブロックの場合）

第11節 付属物の設計

11.1 管理幅

溪流保全工を管理するため、原則として両岸に管理幅を設ける。

解 説

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

表 7-11-1 (1) 管理幅の考え方

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

(天端幅)

河川管理施設等構造令第 21 条より抜粋

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

表 7-11-1 (2) 堤防の天端幅

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

(小河川の特例)

河川管理施設等構造令施工規則第 36 条の 1 より抜粋

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

一堤防の天端幅は、計画高水位が堤内地盤高より高く、かつ、その差が 0.6 メートル未満である区間においては、計画高水流量に応じ、次の表の下欄に掲げる値以上とすること。

表 7-11-1 (3) 堤防の天端幅 (小河川の特例)

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

1 1.2 取水工

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

解 説

取水工は、原則として自然流入方式とする。

河川管理施設等構造令では、水路方式として堤外水路を極力避けるよう規定している。しかし、砂防の場合の流路は堀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継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。

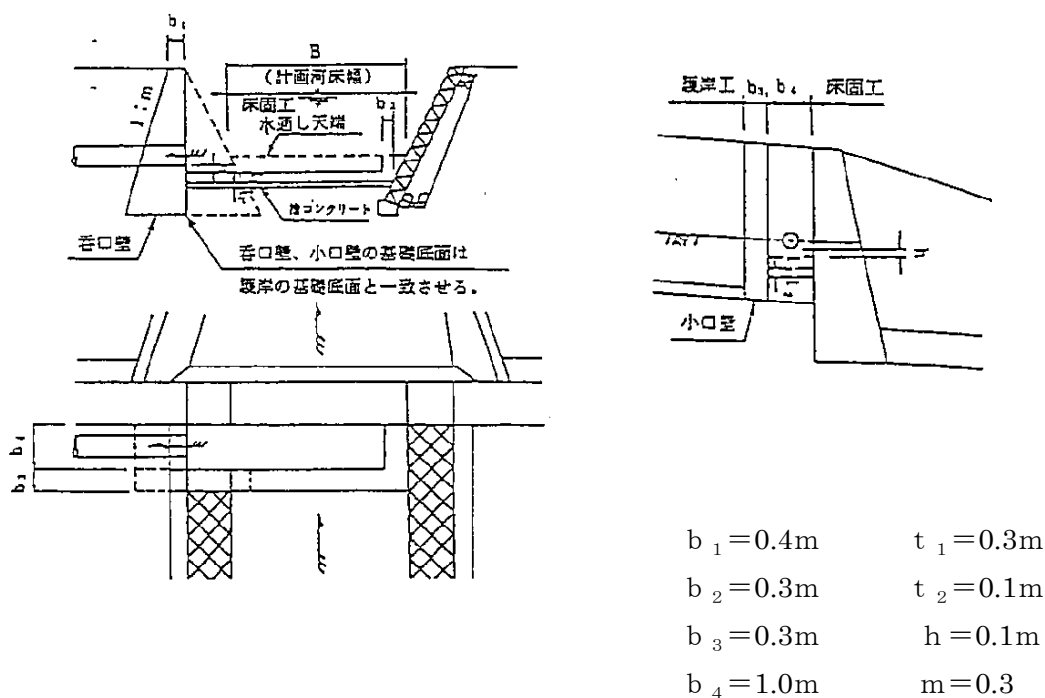
1. 堤外水路の構造は、完全分離方式を原則とする。
2. 取水能力の限界は、現有機能までとし、必要以上流れ込まないようにする。
3. 洪水時において、堤内地で浸水等の被害を起こさないような構造とする。
4. 堤外水路は、流路の規定断面内に設けてはならない。
5. 取水工は河床の維持に支障とならない構造とする。

11.2.1 取水口

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

一般には、床固工から取水するものとするが、地形を考慮し、床固工からの取水が困難な場合、または床固工からの取水が著しく不経済となる場合は、帯工から取水できるものとする。

解説



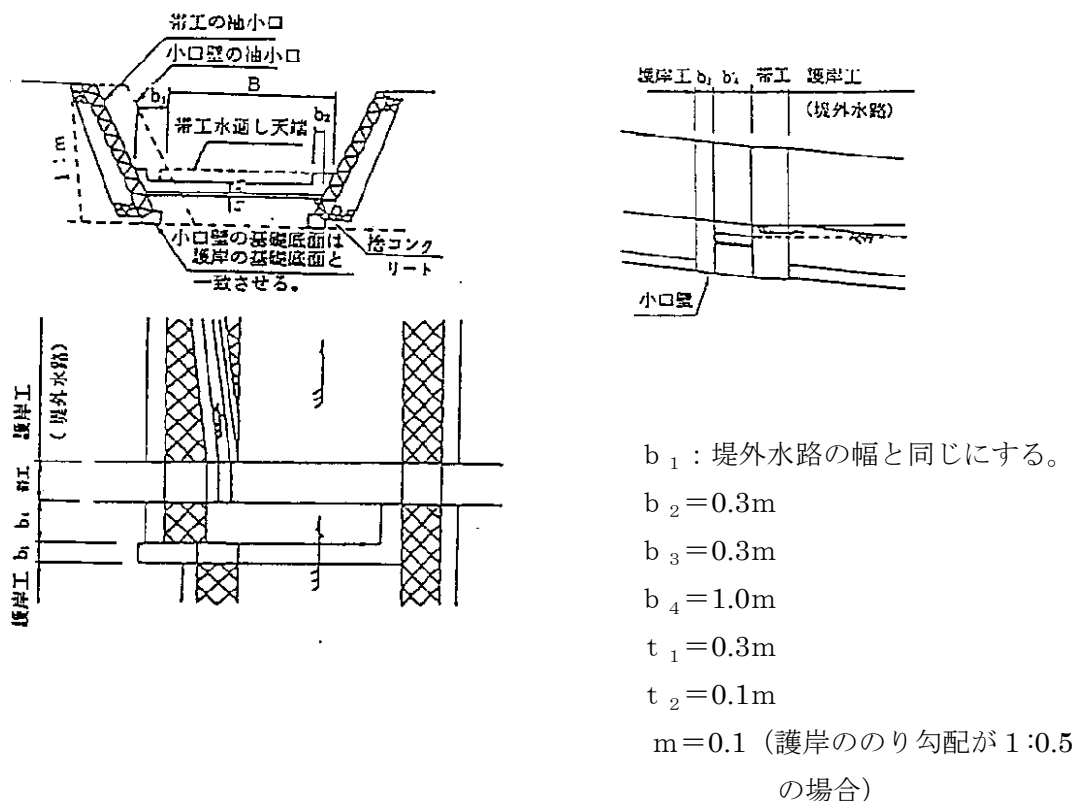
注-1) 取水管の中心高は、床固工水通し天端高と一致させる。

注-2) 河床幅が広い場合は、偏流等を考慮して取水工幅 B を決定する。

注-3) 上記 $b_1 \sim m$ の数値は、取水管の管径が 600mm 以下の場合であり、600mm を越える場合は別途考慮する。

注-4) 呑口壁には、必要に応じ水位調節扉を設置する。

図 7-11-2 取水口の構造（床固工から取水する場合）



注-1) 河床幅が広い場合は、偏流等を考慮して取水工幅 B を決定する。

注-2) 上記 $b_1 \sim m$ の数値は取水口の断面が $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ 程度
 以内の場合であり、これを越える断面の場合は別途考慮する。

図 7-11-3 取水口の構造(帯工から取水する場合)

1 1.2.2 堤内水路

(1) 開渠の場合

堤内水路(開渠)は、流路法線にほぼ平行に計画するものとし、その位置は流路の管理幅の外側に計画する。

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

解説

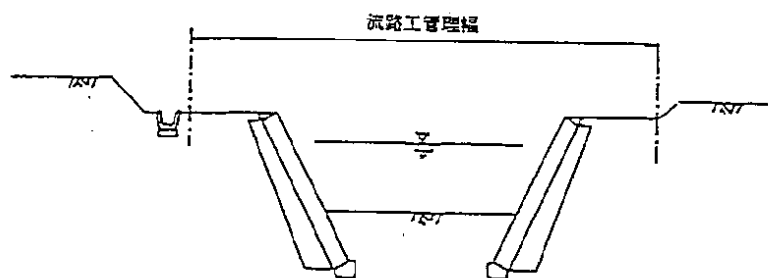


図 7-11-4 堤内水路の位置

(2) 暗渠の場合

堤内水路（暗渠）は、流路法線にはほぼ平行か直角に計画するものとし、平行に計画する場合の位置は、堤内水路（暗渠）を参考とする。計画断面は、現況断面を考慮し、取水能力と整合性がとれたものとするが、維持管理のための管径 300mm以上とする。

解説

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

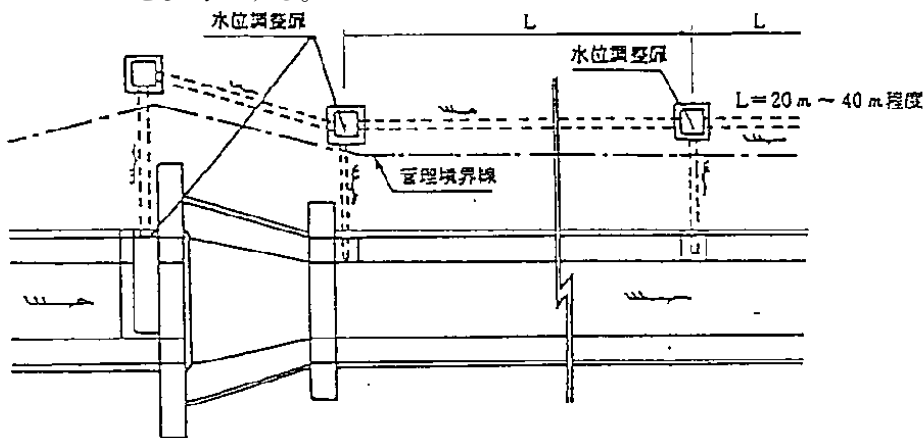
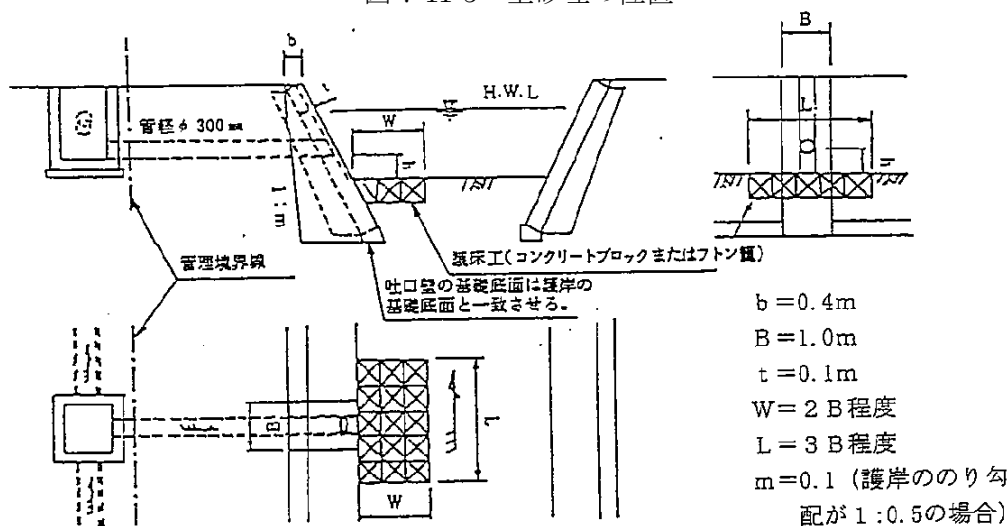


図 7-11-5 土砂吐の位置



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

注-2) 管径は、300mmを標準とする。

注-3) hは、常時湛水が予想される水位以上とする。

図 7-11-6 土砂吐の構造

1 1.2.3 堤外水路

堤外水路の特徴は、維持管理が他に比較して容易であるが、施工および護岸そのものに与える影響等に問題がのこる。そこで堤外水路を作る場合、できるだけ堤外水路延長を短くすること、流路の断面に影響を与えないものとする。

構造については、図 7-11-7 を参考とする。

解 説

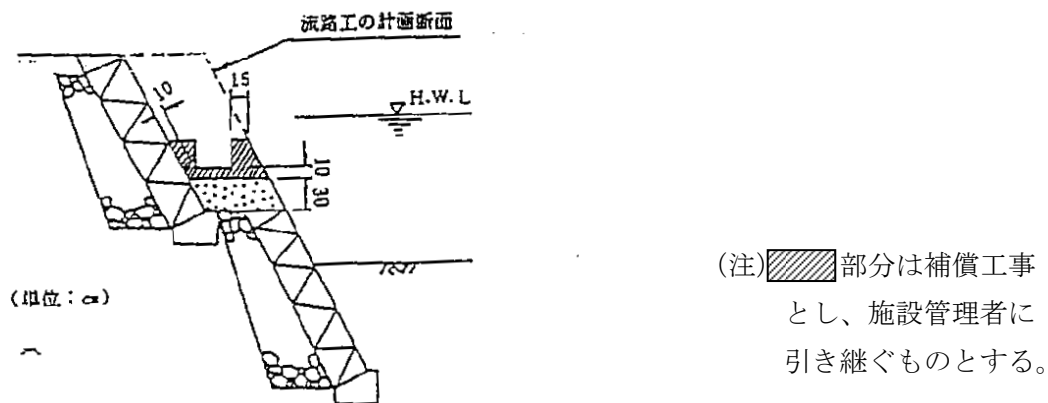


図 7-11-7 堤外水路の構造

1 1.3 橋梁

橋梁は補償工事としてのみ施工を行うこと。

解 説

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

1 1.3.1 橋梁としての余裕高

橋梁の桁下高は、計画護岸高（計画高水位に河川としての余裕高を加えたもの）に流木の流出等を考慮した余裕高を加算した高さ以上とする。

橋梁としての余裕高は原則として 0.5m とする。

解 説

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

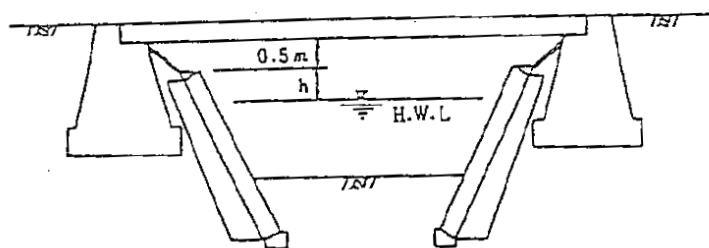


図 7-11-8 橋梁の余裕高

1 1.3.2 支間長

支間長（斜橋または曲橋の場合には、洪水時の流水方向に直角に測った長さとする）は、計画高水流量、流水の状態等を考慮して、洪水時の流水に著しい支障を与えない長さとし、計画高水流量が $500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 未満の河川では 15m 以上、 $500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上 $2000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 未満の河川では 20m 以上とすること。ただし、高水位法線の幅が 30m 以下の河川では、原則として中間に橋脚を設けないものとする。

1 1.3.3 橋台

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

解説

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

(1) 護岸と橋台が分離している場合

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

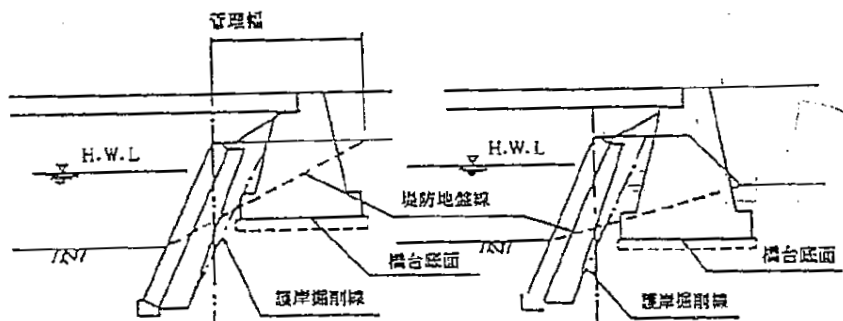


図 7-11-9 橋台の根入れ

(2) 護岸兼用橋台の場合

1. 二面張の場合

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

2. 三面張の場合

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

11.3.4 橋脚

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

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

ただし、直下流に床固工、帯工等の河床低下防止工が存在する場合、または基礎が岩盤である場合はこの限りではない。

11.3.5 位置

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

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

解説

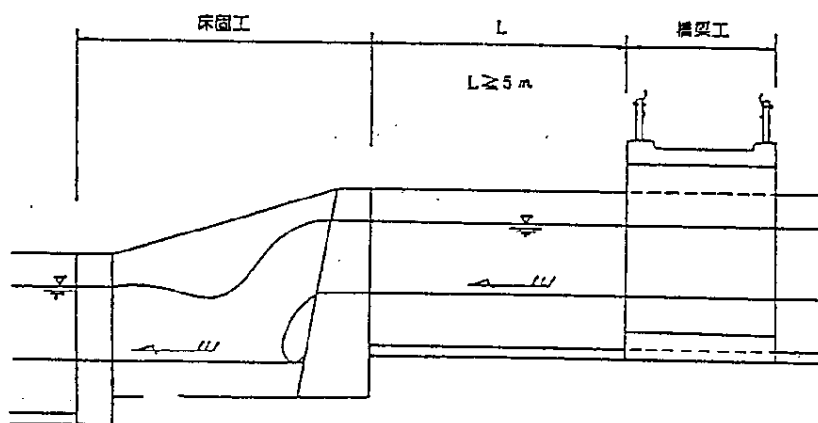


図 7-11-10 橋梁と床固工の位置関係

11.3.6 方 向

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

解説

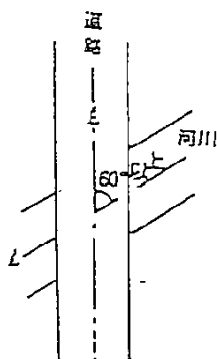


図 7-11-11 橋梁の方向

11.3.7 暗 渠

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

解説

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

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

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

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

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

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

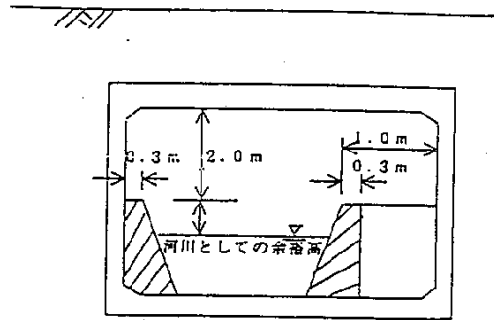


図 7-11-12 暗渠

第8章 既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工

第1節 総説

既設砂防堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため、既設砂防堰堤の天端を嵩上げまたは切り下げ(オープン化)して、鋼製流木捕捉工を天端に設置する場合がある。(既流設 p1)

解説

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

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

設計にあたっては、既設堰堤の物性を把握することが必須であるため、既設堰堤の堤体の比重、圧縮強度等をサンプリング試験により求めなければならない。(既流設p1)

第2節 既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置方法

既設の不透過型砂防堰堤(クローズタイプ)の主堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合には、上下流の土地利用状況および砂防堰堤周辺の地形、地質等を考慮してその方法を決定するものとする。
この場合、既設砂防堰堤の構造等により「嵩上げ方式」、「打ち替え方式」および「切り下げ(オープン化)方式」に分類できる。いずれの場合においても縦断的断面増厚(腹付け)等により構造物として安定していなければならない。(既流設 p1)

解説

既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置方法は、流木捕捉工の取り付け高により図8-2-1に示す①～⑤のような5つの形態となる。設置にあたっては施設の効果、ダムサイト付近の地形・地質、堆砂の状況、水理条件、流域の土砂整備状況および上下流の土地利用状況等を考慮して適切な形態を選定する。ここで、「嵩上げ」とは、コンクリート部の高さが既設天端高さより高くなること、「打ち替え」とは高さが変わらないこと、「切り下げ(オープン化)」とは、コンクリート部の高さが既設天端高さより低くなることをいう。

流木捕捉量については、図8-2-2となる。(既流設p1)

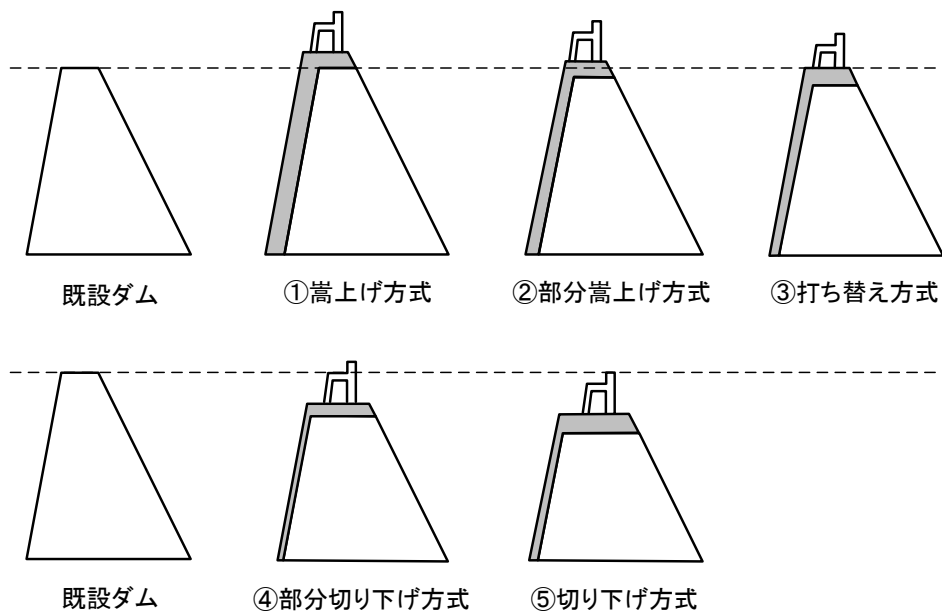


図8-2-1 既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置

(既流設p2)

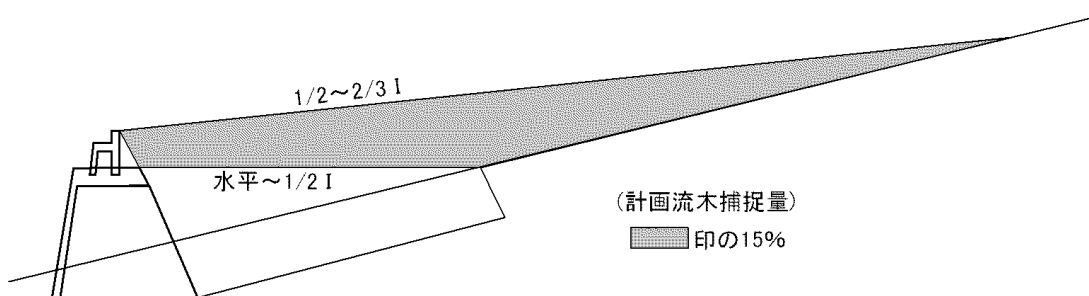
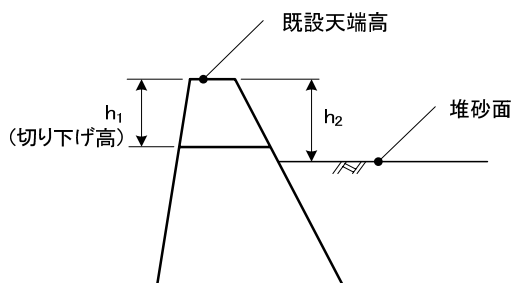


図8-2-2 鋼製流木捕捉工による流木捕捉量の考え方

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



(既流設p2)

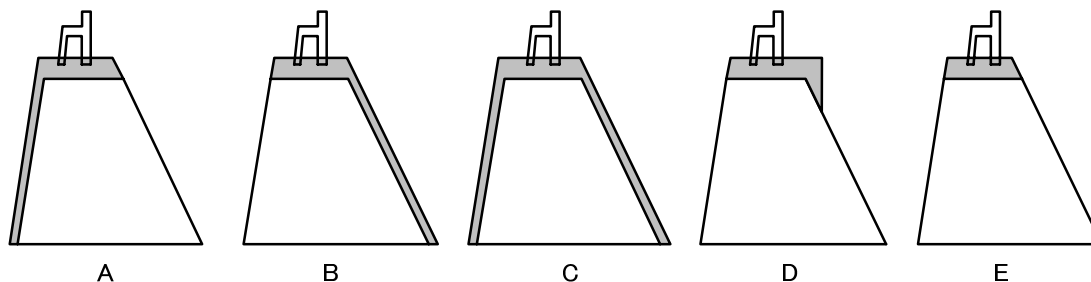
図8-2-3 未満砂状態

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8-2-4に示すA～Eおよびそれらの組合せの方法がある。これらのコンクリートの打設は堆砂状況、既設堤体の安定性および施工条件等を考慮して適切な方法を選定する。

(既流設p2)



(既流設p2)

図8-2-4 基礎コンクリートおよび補強コンクリートの打設

第3節 鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高

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

(既流設 p3)

解説

鋼製流木捕捉工設置後の堤高は、掃流区間にあつては5m以下とする。

(既流設p3)

第4節 堤体に作用する外力

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

(既流設 p3)

解説

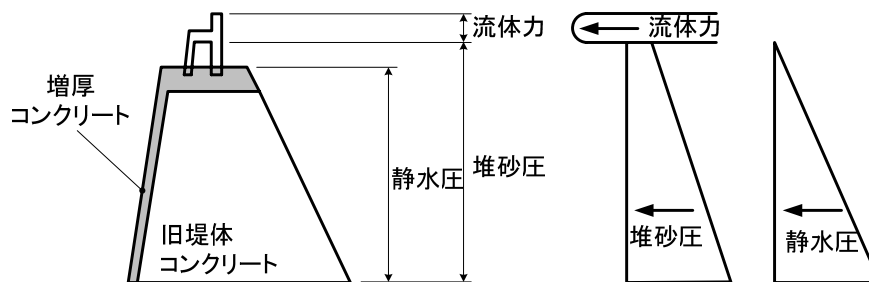
設計外力の設定は土石流区間と掃流区間別に行うものとする。それぞれの場合において、安定条件に対して最も厳しい外力を想定するものとする。

(既流設p3)

1 土石流区間

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

(既流設p3)



(既流設p3)

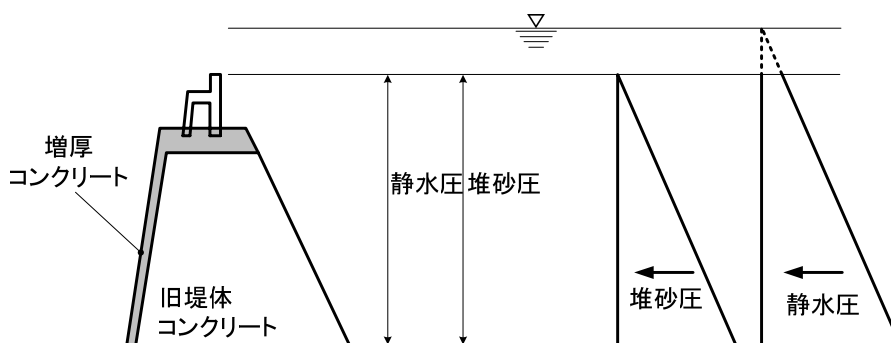
図8-4-1 鋼製流木捕捉工設置後の設計外力(土石流区間)

2 掃流区間

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

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

(既流設p4)



(既流設p4)

図8-4-2 鋼製流木捕捉工設置後の設計外力(掃流区間)

第5節 安定条件

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

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

(既流設 p5)

解説

1 堤体の基礎の安定

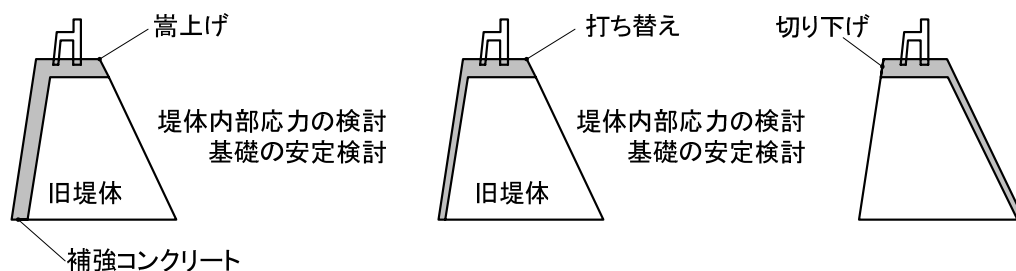
鋼製部および堤体に作用する外力に対して、堤体基礎は滑動・転倒・基礎の支持力に対して安全でなければならない。基礎の安定条件は不透過型砂防堰堤と同じとする。

(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8-5-1 鋼製流木捕捉工基礎部の安定

3 堤体内部の安定

既設堤体上部に鋼製部を取り付けた場合、鋼製部の荷重が増加するので特に基礎コンクリート部近傍の高標高部での堤体の応力が増加する。したがって、既設砂防堰堤堤体はこの高標高部の堤体内部に発生するせん断応力、引張応力が堤体コンクリートの許容応力度以下となるように必要に応じ既設堤体の増厚などの補強を行う。

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

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

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

4 鋼製部の部材の安全性

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

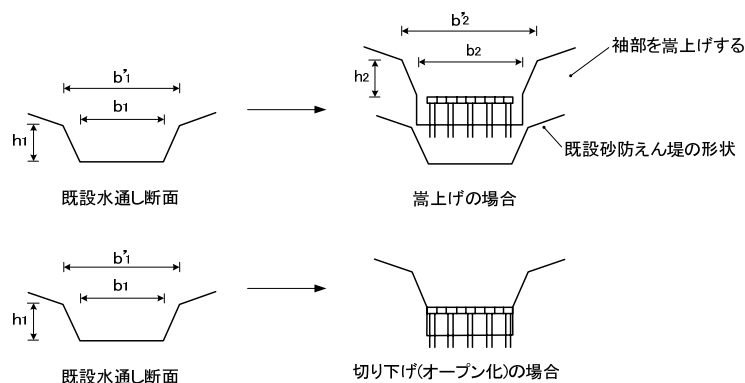
(既流設p6)

第6節 水通し断面の確保

鋼製流木捕捉工が流木等で完全に閉塞されても、設計流量が水通し部を安全に流下できるように鋼製流木捕捉工天端の上部に水通し断面を確保するものとする。(既流設 p7)

解説

水通しに鋼製流木捕捉工を設置する場合には、鋼製流木捕捉工が閉塞することとして、鋼製流木捕捉工天端の上部に設計流量が対応できる水通し断面を確保する。土石流区間については、第4章に基づいて必要な水通し断面を確保するものとする。また、掃流区間については、第Ⅳ編第5章第4節に基づいて必要な水通し断面を確保するものとする。このため、図8-6-1のように $b_1 \leq b_2$, $b_1' \leq b_2'$, $h_1 \leq h_2$ となるよう水通し天端を切り欠くか両袖部を嵩上げするなどして対応する。(既流設p7)



(既流設p7)

図8-6-1 水通し断面の確保

第7節 前庭保護工

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

(既流設 p8)

解説

堤高が、鋼製流木捕捉工を設置することによって、既設砂防堰堤より高くなる場合には、第2章に基づいて、水叩きの長さ・厚さ等について検討し、必要な対応を行う。

(既流設p8)

第8節 留意点

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

(既流設 p8)

解説

1 基礎不透過部(基礎コンクリート)

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

2 新旧コンクリートの一体化

鋼製流木捕捉工の基礎コンクリートや堤体の増厚補強、袖部の嵩上げを行う場合には、既設コンクリートと一体化を十分図るものとする。また、必要に応じて旧堤体と補強コンクリート間の一体性を保つため、排水が必要であればドレーンシステムを設置するものとする。

(既流設p8)

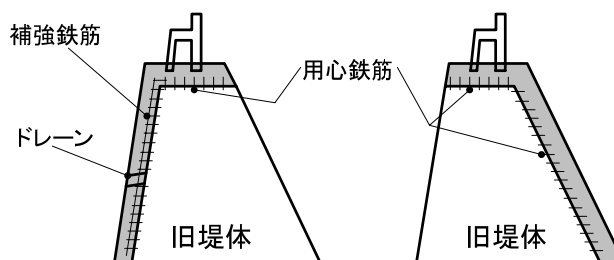


図8-8-1 新旧コンクリートおよびコンクリート・鋼材部の一体化

第9章 既設堰堤の嵩上げ

第1節 総説

流域の土砂および流木処理上、必要に応じて既設堰堤の嵩上げも実施する。

解説

- 1 既設堰堤の嵩上げを行う場合は、次のようなケース等が考えられる。
 - ・ さらに土砂および流木処理が必要で、既設堰堤以外にダムサイトが無い時。
 - ・ さらに土砂および流木処理が必要で、新規箇所に対策施設を計画するより経済的に有利と考えられる時。
 - ・ 既設堰堤の老朽化や異常堆砂が進む等、既設堰堤の対策が必要であり、かつ、機能増進が望ましい時。
- 2 本章では不透過型砂防堰堤について述べている。嵩上げ部を鋼製スリット等透過型とする時は、第4章部分透過型砂防堰堤、第8章既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工も参照されたい。
- 3 施設効果は、嵩上げ後の堰堤型式に応じて評価する。

第2節 嵩上げの型式

嵩上げ工法は大別すると、(1)下流面腹付け工法と(2)上流面腹付け工法があり、現地状況などを考慮し、適切な工法を選択する。

解説

下流面腹付け工法は、堆砂地は現状のまま簡易な水替えて施工可能であり施工上有利であるが、主応力の方向と継目の方向が同方向になり応力上良好とはいえない。

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ため、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。

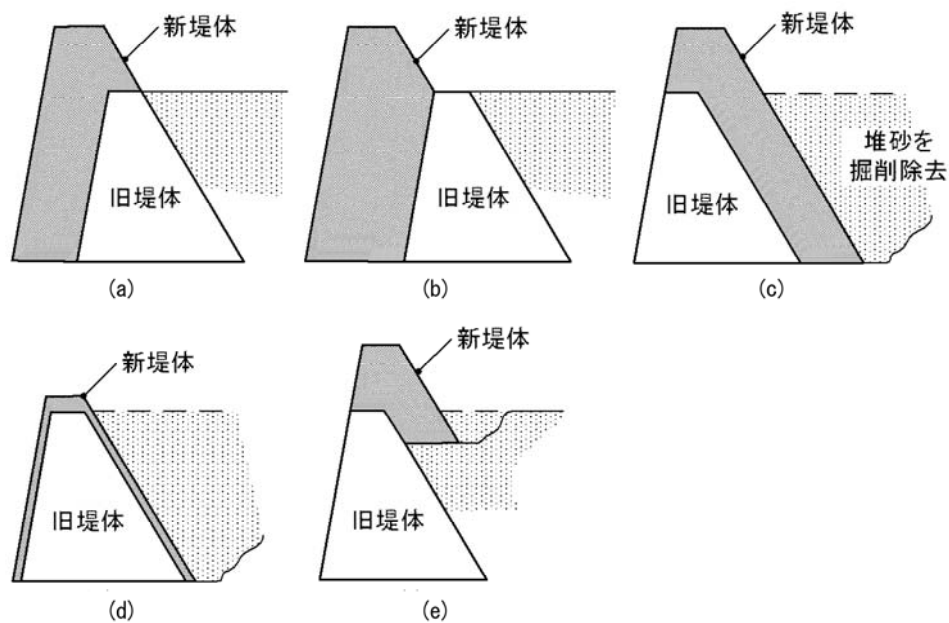


図9-2-1 砂防堰堤の嵩上げの型式

(d)は、(c)に比較して打継目の処理面積が広くなるため、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。

(e)は、嵩上げによる作用荷重の増分を旧堤体で受け持つものである。

これまでの実績では、(a)(b)(c)の例が多くを占めている。

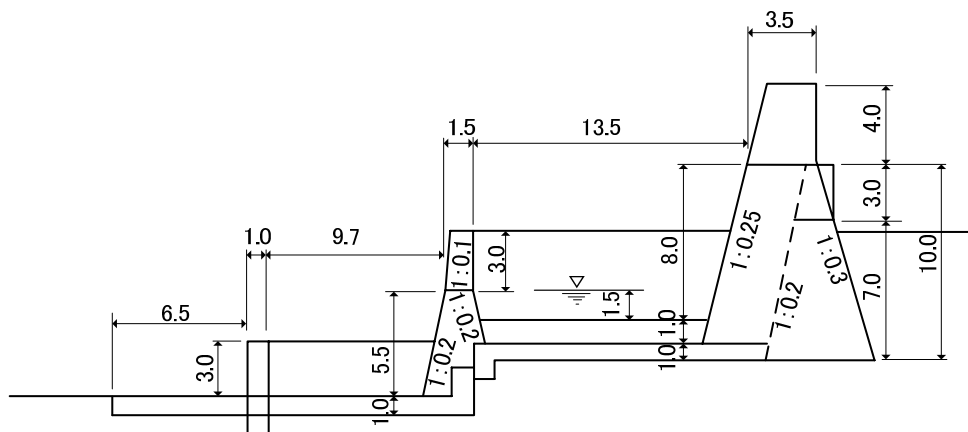


図9-2-2 嵩上げの事例(下流面腹付けの例)

第3節 安定性の検討

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

解説

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

の方法が用いられている。このうち、貯水ダムでは通常「嵩上げ公式」を用いているが、砂防堰堤では「一体構造」による計算事例が多い。

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

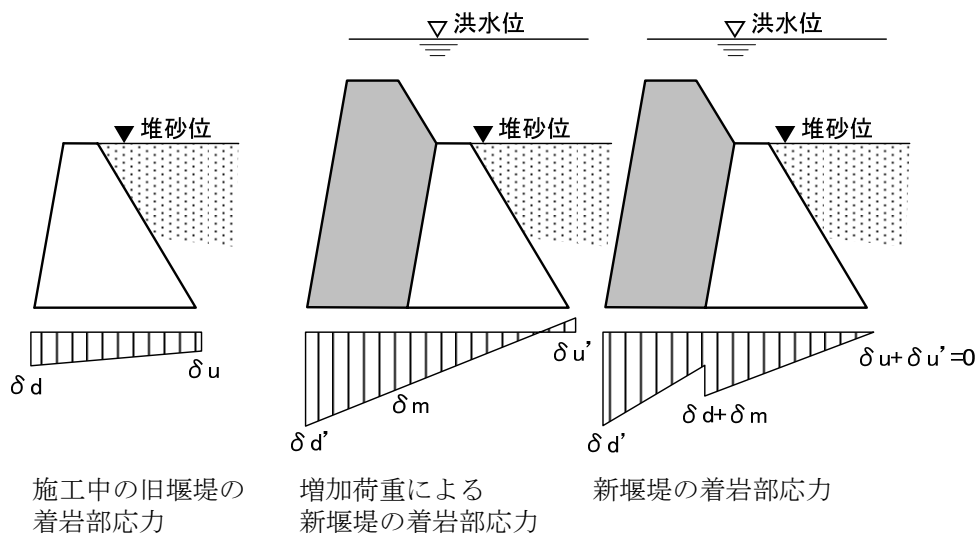


図9-3-1 下流腹付け「嵩上げ公式」方式の概要

「一体構造」方式は、嵩上げ後の断面で安定計算を行う。

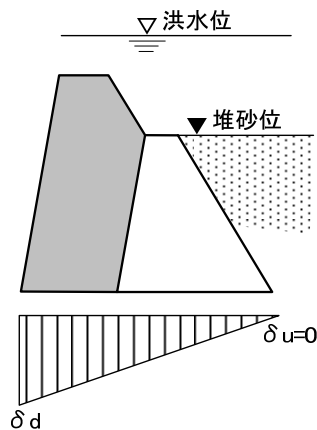


図9-3-2 下流腹付け「一体構造」方式の概要

なお、既設堰堤の劣化の状況、堤体材料の物性を把握するために、既設堰堤の調査を行うことが必要である。

第4節 新旧コンクリート打設面の処理

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

解説

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

- ① 既設堰堤の表面はチッピングを行って、新旧コンクリートの付着を高める。風化が進んでいる場合にははつりを行う。
- ② 新コンクリート打設前に、既設堰堤を高圧水で十分に水洗いし、モルタルを塗布して新旧コンクリートの接着を保つ。
- ③ 打設面には、半割り管によるドレーン孔を格子状に配置し、既設堰堤からの漏水によって新堤体に水圧が作用しないようにする。
- ④ 旧コンクリート側に鉄筋を挿し筋し、せん断力を確実に伝達するようにする。
- ⑤ 新旧コンクリートの打継目の位置を一致させて、既設堰堤からの漏水を速やかに排水する。

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

(参考) ④における鉄筋量の算出方法

a. 鉄筋量

コンクリートの打ち継目面の強度低下率を考慮して、コンクリートのせん断応力度の不足分について鉄筋量を算出するものとする。

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

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)

第5節 前庭保護工

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

解説

第2章に基づいて、水叩きの長さ・厚さ等について検討し、必要な対応を行う。

第10章 既設堰堤のスリット化

第1節 総説

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

解説

既設堰堤をスリット化すると次のようなメリットを得られる場合がある。

- (1) これまで施設効果量として評価していなかった貯砂容量に対して，計画捕捉量を評価する。
 - ・ さらに土砂および流木処理が必要で，既設堰堤以外にダムサイトが無い時。
 - ・ さらに土砂および流木処理が必要で，新規箇所に対策施設を計画するより経済的に有利と考えられる時。
- (2) 溪流の連続性を確保する。

反面，安全性の低下も考えられるので，既設堰堤のスリット化にあたっては，慎重な検討が必要である。

第2節 留意事項

既設堰堤のスリット化は，現況の安全性を下回らない条件で実施する。

解説

既設堰堤のスリット化は，次のような要件を満たすことが必要と考えられる。

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

なお，スリット化後の施設は，部分透過型または透過型砂防堰堤として取り扱う。

第3節 施設設計

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

解説

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

第11章 水制工の設計

第1節 総説

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

(建河Ⅱp22)

解説

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

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

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

砂防設備として用いる水制工は、一般に急流河川に設置する 경우가多く、このため、水制工を水ハネ、土砂ハネを主目的に設置する場合は、水制工の強度及び維持管理面から、相当困難が予想される。仮に目的が達成したとしても、その下流の水衝部等の河状を一変させる恐れがあるので、護岸との併用で流速を減少させる根固水制工として採用されている事例が多い。

第2節 水制工構造

2.1 形状

水制工の長さ、高さ、間隔は、水制工の目的、河状、上下流及び対岸への影響、構造物自体の安全性を考慮して定めるものとする。

(建河Ⅱp22)

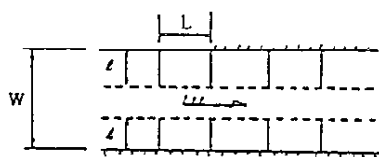
解説

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

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

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

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



I : 水制長 $\left(1 < \frac{W}{10} \right)$

L : 水制間隔 $L = (1.5 \sim 2.0) I$

W : 川幅

図 11-2-1 水制の長さ及び間隔

2.2 本体及び根固工

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

解 説

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

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

水制工の基礎は、一般には河床の砂礫であり、洗掘を受けやすく、特に水制の先端は局所洗掘による基礎の破壊の原因となりやすい。このため水制工には、原則として根固工を併設するものとする。

第12章 砂溜工の設計

砂溜工は、上流域の砂防工事で、下流流路の許容流砂量まで流出土砂量を減じることができない場合に設けるもので、その設計に当たっては流域の地形、地質、植生、河床勾配、土砂流出形態等を考慮し、その目的が十分に達成されるようにするとともに、安全性、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。(建河Ⅱp39)

解説

(1)位置

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

位置選定上留意すべき事項は以下のとおりである。

- ① 天井川区間に砂溜工を設けると、急激な沈砂現象によって、現在河床より急な堆砂をなし、河床上昇により、洪水氾濫のおそれがあるので、そのような箇所には設置してはならない。
- ② 河床勾配が急な箇所については、流入口・流出口の落差工及び兩岸護岸の高さが、大となり、不経済となるばかりでなく、堆積土砂の搬出路も長くなるので注意する。
- ③ 砂溜工が満車すれば直ちに土砂を搬出しなければならないので、位置選定にあたっては、浚渫及び般出に便利な位置を選ぶこと。やむを得ず既設道路に接続していない箇所に設ける場合は、運搬路も合わせて計画する。
- ④ 砂溜工の位置は縦断勾配の変化点付近に設けるのが望ましい。

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

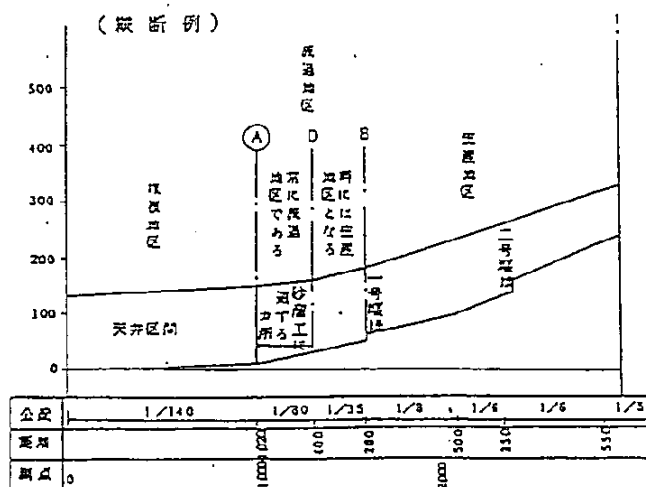


図 12-1 砂溜工の設置位置

(2) 容量及び形状

砂溜工の容量は、予想される堆積土砂量をもとに決定するが、年1回程度の除去作業で機能が回復できる容量以上とすることが望ましく、堆積土砂の除去作業の便を考慮して、搬出路その他の設計を行う。砂溜工の平面形状は、地形の特性を考慮して設計するが、角形、将棋駒形、とっくり形、胃袋形がある（図12-2参照）

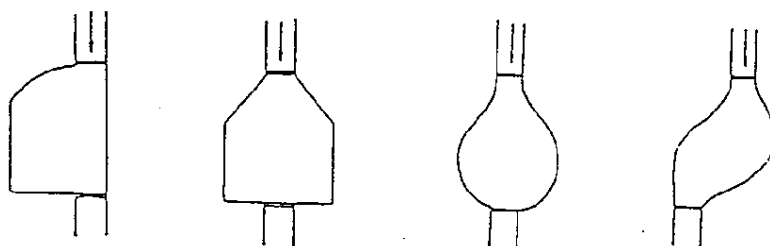


図12-2 砂溜工の平面形状の例

砂溜工内の堆積土砂の掘削、除去により、上・下流及び溪岸に支障を及ぼさないよう、必要に応じて上下流部に砂防堰堤工または床固工を仕切りとして設け、溪床の維持を図る。また流入部の幅を急に広げると流入部付近に沈砂し、土砂の堆積が上流に進行し、上流流路の河積を減じて流水の氾濫をきたすことになる。溪流の状況、施工位置等によって異なるが、拡幅の角度 θ は、経験上 30° 程度が適当とされている。（図12-3参照）。

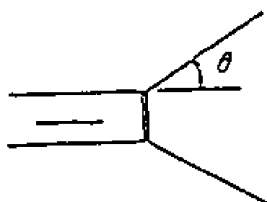
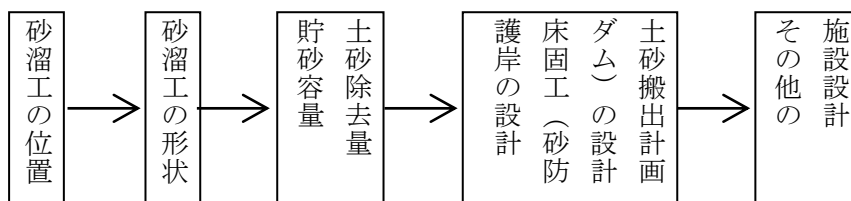


図12-3 砂溜工の拡幅角度

(3) 設計順序

砂溜工の設計順序は次の通りとするのが一般的である。

表12-1 砂溜工の設計順序



第13章 緑の砂防ゾーンの設計

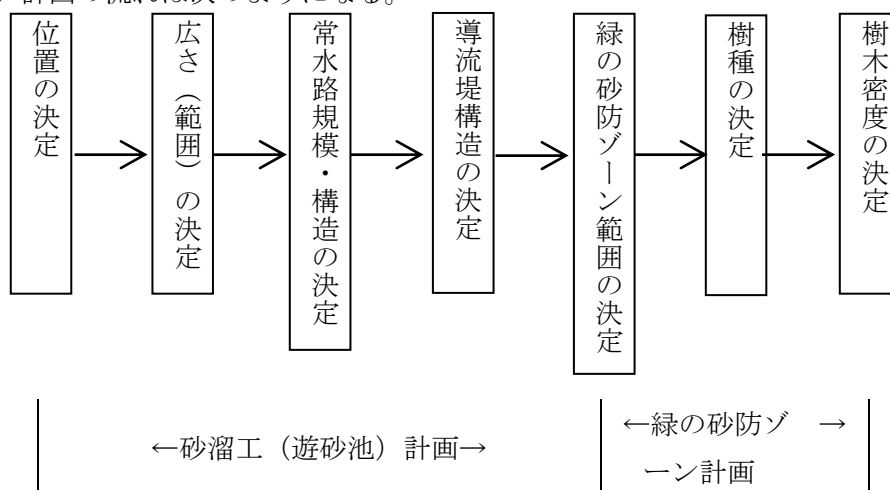
第1節 総説

1.1 総説

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

解説

緑の砂防ゾーン計画の流れは次のようになる。



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

第2節 堆砂空間の範囲・構造

2.1 堆砂空間の範囲

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

解説

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

2.2 堆砂空間の構造

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

解説

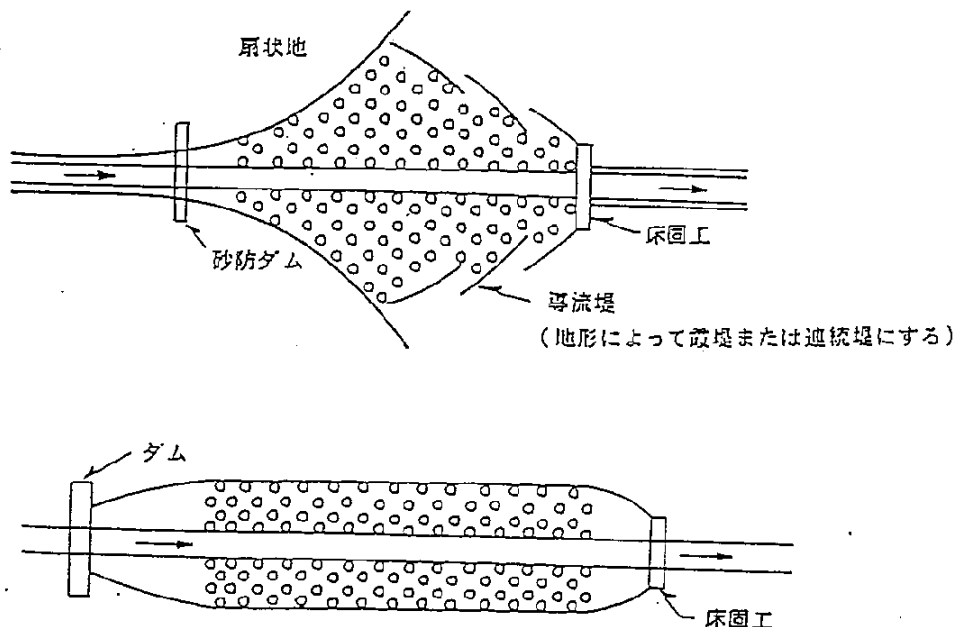


図 13-2-1 緑の砂防ゾーン平面図

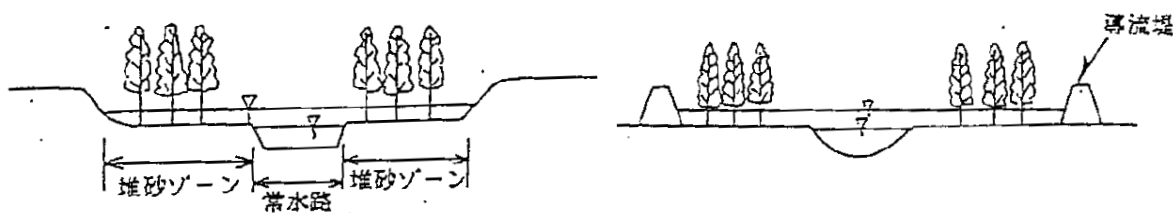


図 13-2-2 緑の砂防ゾーン横断面図

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

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

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

第3節 常水路及び導流堤の規模・構造

3.1 常水路の規模・構造

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

解説

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

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

3.2 導流堤

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

解説

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

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

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

第4節 利用・導入樹種及び樹木密度

4.1 緑の砂防ゾーン内の樹木の位置付

緑の砂防ゾーン内の樹木等は砂防計画上の砂防設備として位置づける。

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p4)

解説

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

4.2 利用導入樹種

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

解説

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

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

4.3 樹木の密度等

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

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p4)

解説

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

樹木に流体力が加わると一般には樹幹部で折れるよりも根から倒れることが多い。

第5節 効果量

効果量は整備後の砂防林の粗度係数を求め土砂の堆積量を掃流砂量計算等により算定し、計画区域内の溪床の不安定土砂量と併せたものを効果量とする。(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p5)

解説

計画平均堆積深は0.3~0.5m程度とする。

第6節 補助施設

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

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p5)

解説

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

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

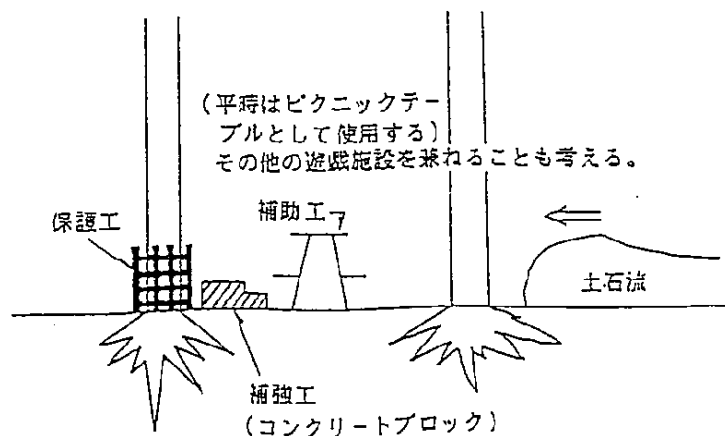


図 13-6-1 補助施設の概念図

第7節 維持管理

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

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p5)

解説

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

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

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

必要に応じ、流木対策及び倒木の処理について検討する。