

## 第4章 砂防施設

# 第4章 砂防施設

## 第1節 総 説

### 1 総則

本設計要領は、九州地方整備局における砂防施設の設計にあたり、砂防施設に必要な機能と安全性を有するように設計するとともに、現場に則した設計運用の手助けとなることを目的とする。

本設計要領は、主に「河川砂防技術基準（案）同解説 設計編」を前提とし、平成28年4月に改定された「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」等の指針をもとに設計の基本的考え方について編集したものであるが、砂防施設の構築材料や構造特性等を踏まえた細部設計手法まで定めたものではない。そのため、対象とする砂防施設によっては、「鋼製砂防構造物設計便覧（平成21年版）財団法人 砂防・地すべり技術センター」、「砂防ソイルセメント施工便覧（平成28年版）一般財団法人 砂防・地すべり技術センター」等の関連技術便覧等も併せて参考されたい。

設計にあたってはこの趣旨をふまえ使用していただきたい。

### 2 適用範囲

- (1) 本要領は、九州地方整備局において施工する直轄砂防施設の設計に適用するものである。
- (2) 本要領は、現在制定されている関係法令、基準、指針等をもとに編集したものである。したがって、設計に示している数値は一般的なものを示しており、本要領を使用するにあたっては、設計対象地点の状況に応じて適切な数値を選定するものとする。
- (3) 本要領を適用するにあたり、関係法令、基準、指針等の改訂が行われた場合には、それらによるものとする。

## 第2節 砂防堰堤

### 1 砂防堰堤設計の基本

#### 1-1 砂防堰堤の種類

砂防堰堤は、目的、形式（不透過型、透過型）、構造形式、構築材料などで分類される。

##### 1-1-1 砂防堰堤の目的による分類

砂防堰堤の目的による分類は、表 2-1のとおりである。

表 2-1 砂防堰堤の目的による分類

土砂生産抑制施設	山脚固定による山腹の崩壊などの発生又は拡大の防止又は軽減	砂防堰堤の設置により上流側に土砂を堆積させ、この堆積土砂によって渓床を上昇させて山脚を固定し、山腹の崩壊などの予防及び拡大を防止する機能を有する。
	渓床の縦侵食の防止又は軽減	砂防堰堤の設置により上流側に土砂を堆積させて、渓床の縦侵食を防止する機能を有する。
	渓床に堆積した不安定土砂の流出防止又は軽減	砂防堰堤の設置による不安定土砂の流出を防止する機能を有する。
土砂流送制御施設	土砂の流出抑制あるいは調節	堆積容量に流出土砂を貯留することで、土砂の流出抑制機能を発揮する。この機能は堆砂によって失われるので、計画上これを見込む場合は除石などにより機能の回復を行う必要がある。 また、砂防堰堤の堆積域に多量の土砂流入があると、堆積土砂により渓床勾配が緩くなるため、渓床幅が広くなり、一時的に安定勾配より急な勾配で土砂が堆積する。この機能を活用して、流出土砂の調節を行うものである。
	土石流の捕捉あるいは減勢	砂防堰堤が満砂状態である場合には一時的に安定勾配より急な勾配で土石流を堆砂域に堆積させてこれを捕捉する。堆積容量を活用する場合には、堆積容量に土石流を捕捉することで、土石流の捕捉機能を発揮するが、この機能は堆砂によって失われるので、計画上これを見込む場合は除石などにより機能の回復を行う必要がある。

河川砂防[計画]  
H17.11  
2.3.3.2  
(P180, 183)  
一部加筆

##### 1-1-2 砂防堰堤の形式による分類

砂防堰堤形式として現在適用されている代表的なものは、不透過型堰堤と透過型堰堤に分けられ、砂防堰堤の形式による分類は、表 2-2のとおりである。

表 2-2 砂防堰堤の形式

不透過型砂防堰堤	越流部が不透過構造となっている砂防堰堤で、洪水時、土石流時だけでなく、平常時の流出土砂についても貯留するものを不透過型と分類している。重力式コンクリート砂防堰堤に代表され、従来から数多く適用されている形式である。
透過型・部分透過型砂防堰堤	土石流捕捉のための透過型及び部分透過型砂防堰堤は、土石流に含まれる巨礫等によって透過部断面が閉塞することにより、土石流を捕捉する。また、透過部断面が確実に閉塞した場合、捕捉した土砂が下流に流出する危険性はほぼ無いため、土石流捕捉のための透過型及び部分透過型砂防堰堤を土石流区間に配置する。 なお、流水に堰上げ背水を生じさせて流砂を一時的に堆積させる目的の透過型及び部分透過型堰堤は、洪水の後半に堆積した土砂が下流に流出する危険性があるため、土石流区間に配置しない。

砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説  
H28. 4  
(P64)

### 1-1-3 砂防堰堤の構造形式による分類

砂防堰堤の構造形式による分類は、表 2-3のとおりである。

表 2-3 砂防堰堤の構造形式による分類

重力式コンクリート砂防堰堤	コンクリート重力式砂防堰堤は、一般的な砂防堰堤の構造形式であり、堤体コンクリートの自重で外力に抵抗する構造である。
アーチ式砂防堰堤	アーチ式砂防堰堤は、外力を河床部から側方部へ大部分を伝えることにより安定を図る構造である。したがって、他の型式の砂防堰堤に比べ、堰堤サイトの地質、地形が良好であることが重要である。コンクリート重力式砂防堰堤に比べ堤体コンクリート量が節約できる。
三次元砂防堰堤	三次元砂防堰堤は、堤体に作用する荷重を基礎の地盤と側方の岩盤に伝え、砂防堰堤と岩盤の摩擦力およびせん断抵抗力によって安定を図る構造である。堤体コンクリート量は、アーチ式砂防堰堤ほどではないがコンクリート重力式砂防堰堤に比べて減ずることができる。
枠形式砂防堰堤	枠形式砂防堰堤は、鋼製やコンクリートブロック等による枠構造(セル構造も含む)に、土砂・礫を中詰めして重力式壁体を構築する構造である。地質条件で屈とう性が要求される場合や、緊急な施工を要する場合、あるいは透水性が要求される場合に用いられる例が多い。
スリット砂防堰堤	スリット砂防堰堤には、土石流のフロント部の巨礫群を捕捉し、減勢させる鋼製スリット砂防堰堤と、掃流域で土砂調節を目的として設置されるコンクリートスリット堰堤などがある。
ダブルウォール砂防堰堤	ダブルウォール砂防堰堤は、矢板やエキスピンドメタル、コンクリートパネル等の上下流の壁面材をタイロッドで連結し、内部を現場発生土砂等で中詰めして構築する構造である。
ソイルセメント砂防堰堤	ソイルセメント砂防堰堤は、施工現場において現地発生土砂とセメント・セメントミルク等を攪拌・混合して製造した砂防ソイルセメントを堤体材料とした構造形式である。

砂防ソイルセメント設施工便覧  
平成 28 年版  
(P1)  
一部加筆

#### 1-1-4 砂防堰堤の構築材料による分類

砂防堰堤の構築材料による分類は、表 2-4のとおりである。

表 2-4 砂防堰堤構築材料による分類

コンクリート砂防堰堤	砂防堰堤に一般的に用いられる材料である。重力式コンクリート砂防堰堤、コンクリートスリット砂防堰堤等がある。
コンクリートブロック砂防堰堤	コンクリートブロックを組み合わせて築造した砂防堰堤で、基礎地盤に対する要求が少ないため、地すべり地等で用いられることが多い。
粗石コンクリート砂防堰堤	コンクリートの中に粗石を混入したものを、特に粗石コンクリートと呼ぶ。強度的にコンクリートと中埋石の付着さえ十分ならば粗石コンクリートはコンクリートと同一であるという前提で、現地で得やすい玉石を中埋めとして用い、コンクリート量を節約するものである。
鋼製砂防堰堤	近年、鋼製の砂防堰堤の施工例が多くなっている。種類として、枠形式、スリット形式、格子形式、ダブルウォール形式、セル形式、スクリーン形式等が挙げられる。
石積み砂防堰堤	空石積みと練り石積みがあり、耐磨耗性は良いが、近年石工が少なくなり、施工例も減少している。
ソイルセメント砂防堰堤	砂防ソイルセメントは、施工現場において現地発生土砂とセメント・セメントミルク等を攪拌・混合して製造するもので、砂防施設とこれに伴う附帯施設の構築及び地盤改良に活用する材料の総称である。なお、施工方法で、INSEM工法のようなゼロスタンプの材料を振動ローラ等で締固める工法を「転圧タイプ」、ISM工法のようにセメントミルクを加え、攪拌した材料に流動性を持たせる工法を「流動タイプ」として区分している。

砂防ソイルセメント施工便覧  
平成 28 年版  
(P3, 4)  
一部加筆

## 1－2 砂防堰堤の設計順序

砂防堰堤の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、かつ、その機能が長期間保持されるよう安全性を考慮するとともに、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

河川砂防[設計II]  
H9.10  
2.1 (P3)

### 〔解説〕

砂防堰堤の機能としては、山脚固定、縦侵食防止、河床堆積物流出防止、土石流の抑制又は抑止、流出土砂の抑制及び調節等が考えられる。

土石流の直撃を受ける恐れのあるものについては、「土石流・流木対策設計技術指針 解説」によるものとする。

なお、一般的な砂防堰堤の設計順序を図2-1に、土石流・流木捕捉工の設計順序を図2-2に示す。

砂防堰堤の設計の順序は、堰堤サイトの地形、地質、その堰堤の目的に対する適合性及び安全性、経済性等の各要素について考察し、堰堤形式の選定に必要な概略設計を行った後、堰堤形式を決定する。次に決定された堰堤形式について、水通し、本体及び基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰や水抜き等の付属物の設計を行う。

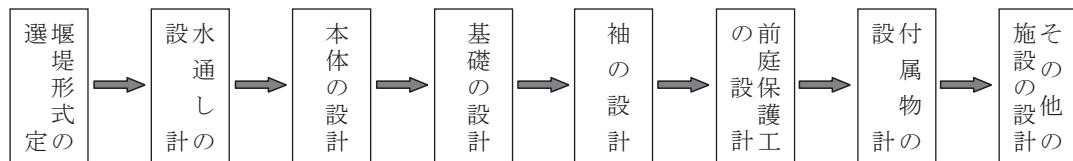


図 2-1 一般的な砂防堰堤の設計順序

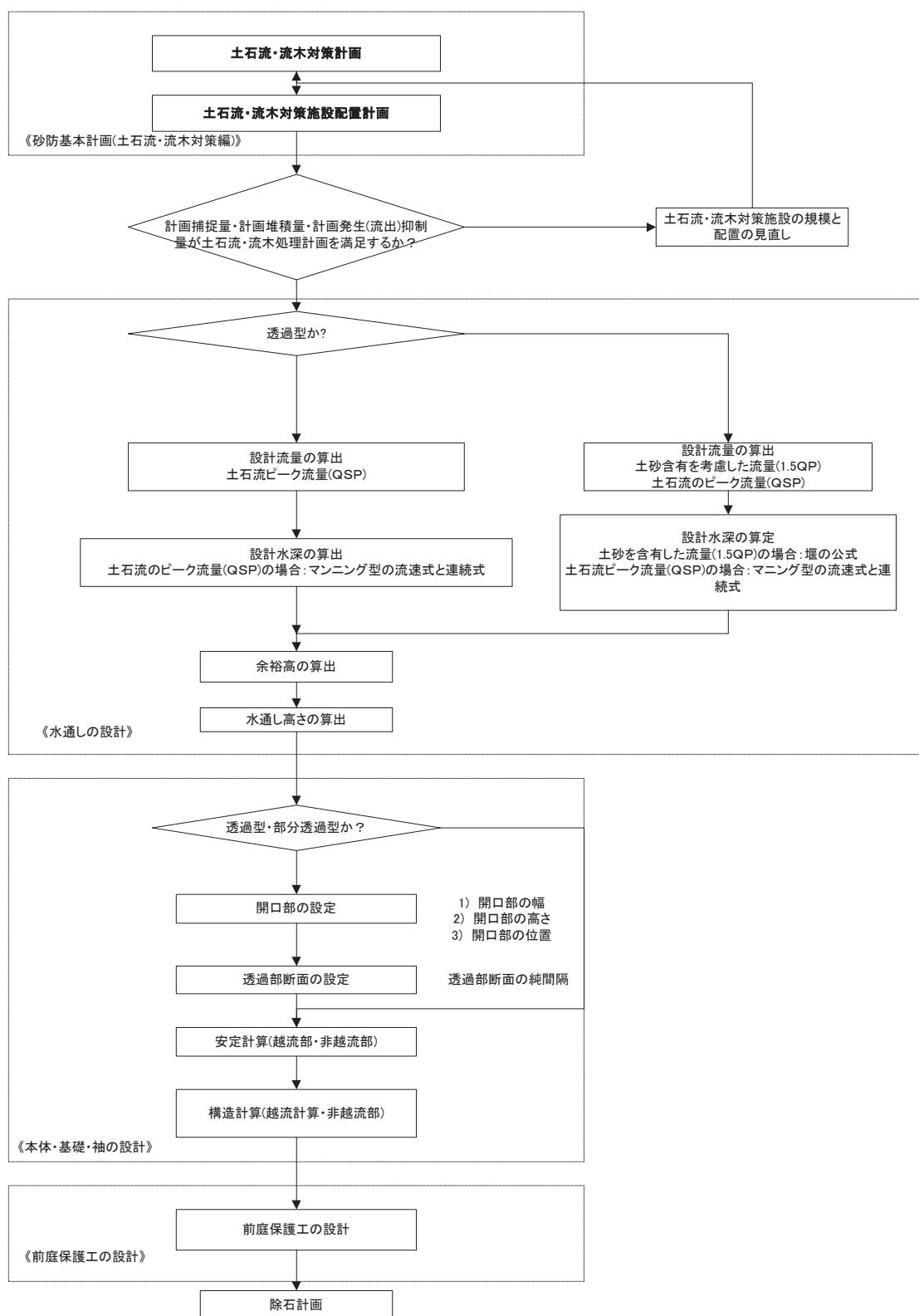
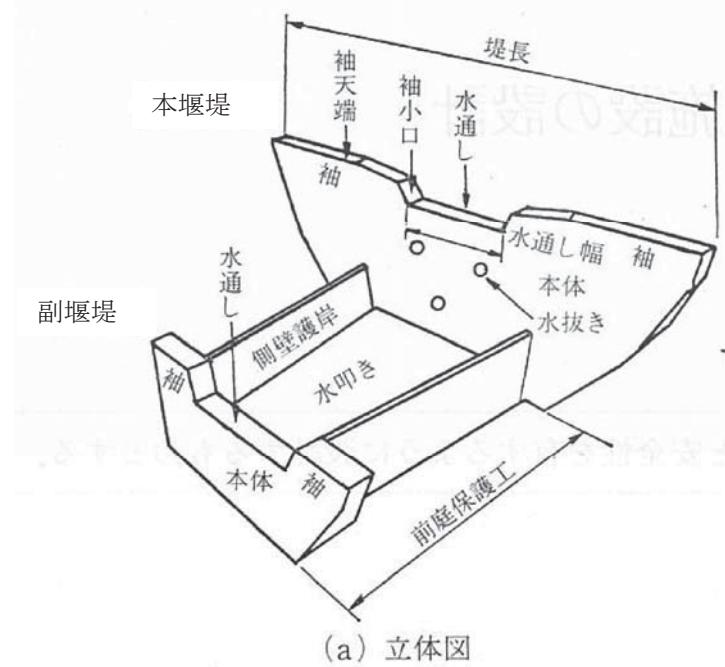


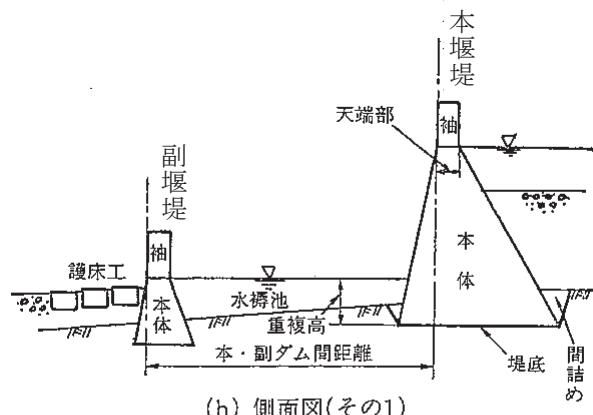
図 2-2 土石流・流木捕捉工の設計順序

1-3 砂防堰堤各部の名称

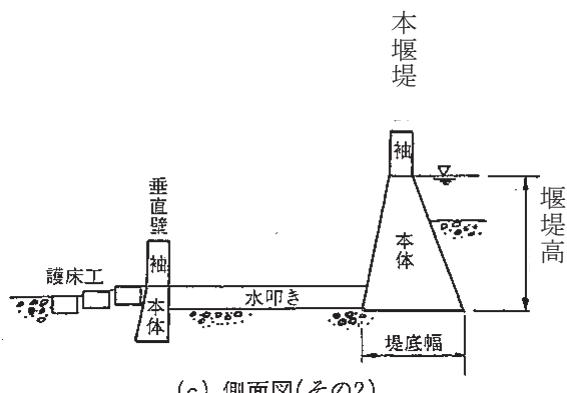
河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
2.1 (P4)



(a) 立体図



(b) 側面図(その1)



(c) 側面図(その2)

図 2-3 砂防堰堤各部の名称

## 1－4 堤堰形式の選定

砂防堰堤は、土砂生産抑制（山脚固定、縦侵食防止、渓床不安定土砂の流出防止）や土砂流送制御（土砂の流出抑制あるいは調節、土石流の捕捉あるいは減勢）を目的とした施設である。選定に際しては、施設を設置する目的に応じて、施設の形式、構造、材料等を選定するものとする。

河川砂防[計画]H17.11  
2.3, 3.2  
(P180, 183)  
一部加筆

### 〔解説〕

砂防堰堤は、その形式、構造、材料等によって分類される。形式には透過型と不透過型があり、構造には重力式、アーチ式などがある。また、材料にはコンクリート、鋼材、ソイルセメントなどがある。形式・構造・材料の選定にあたっては、地形、地質、周辺環境を踏まえ、その機能を十分に発揮し、かつ、安全性及び経済性の面からも適合するよう選定するものとする。

#### 1-4-1 土砂生産抑制を目的とした砂防堰堤形式の選定

土砂生産抑制施設としての砂防堰堤は、砂防堰堤に期待する効果と、地形、地質、不安定土砂の状況を勘案し、施設の形式、構造、材料等を選定するものとする。設置位置は、原則として①崩壊などの恐れがある山腹の直下流、②縦侵食域の直下流、③不安定な渓床堆積物の直下流に配置する。

### 〔解説〕

土砂生産抑制施設としての砂防堰堤は、土砂生産抑制の目的に加えて土砂流送制御も目的として計画される場合が多い。砂防堰堤の設置により上流側に土砂を堆積させて渓床を上昇させることで、山腹の崩壊や縦侵食の防止、渓床不安定土砂の流出を防止する機能を有する。そのため、土砂生産形態、地形・地質条件、砂防堰堤に求められる機能等の観点から、一般的に重力式コンクリート堰堤に代表される不透過型砂防堰堤が用いられる場合が多い。

#### 1-4-2 土砂流送制御を目的とした掃流区間の砂防堰堤形式の選定

土砂流送制御を目的とした砂防堰堤の形式には、不透過型及び透過型がある。選定に際しては、施設を設置する目的に応じて、施設の形式、構造、材料等を選定するものとする。設置位置は、砂防堰堤に期待する効果と、地形、地質条件等を勘案し、狭窄部でその上流の谷幅が広がっているところや支川合流点直下流部などの効果的な場所に設置するものとする。

### 〔解説〕

土砂流送制御施設としての砂防堰堤は、土砂流送制御の目的に加えて土砂生産抑制も目的として計画される場合が多い。

### 【土砂流送制御を目的とした不透過型砂防堰堤】

掃流区間に適用される代表的な不透過型砂防堰堤形式としては、重力式コンクリート砂防堰堤、ソイルセメント砂防堰堤、鋼製枠砂防堰堤などがある。

不透過型砂防堰堤は、堆積容量に流出土砂を貯留させることで、土砂の流出抑制機能を発揮する。また、堆積域に多量の土砂流入があると、堆積土砂により渓床勾配が緩くなるため、渓床幅が広くなり、一時的に安定勾配より急な勾配で土砂が堆積する。この機能を活用して、流出土砂の調節を行うものである。

### 【土砂調節を目的とした透過型砂防堰堤】

土砂調節を目的として設置する透過型砂防堰堤にはコンクリートスリット砂防堰堤がある。

コンクリートスリット砂防堰堤は、堤体に流水及び土砂を透過させる開口部（スリット）を設けたもので、流水に堰上げ背水を生じさせて流砂を一時的に堆積させる機能を有する。ただし、コンクリートスリット砂防堰堤は、洪水の後半に堆積した土砂が下流に流出する危険性があるため、原則として土石流区間には配置しない。

### 1-4-3 土石流・流木の捕捉・減勢を目的とした土石流区間の砂防堰堤

土石流区間に砂防堰堤を配置する際には、対象とする流域の特性や想定される土石及び流木の流出現象を現地調査により十分把握した上で、経済性、地域環境等に配慮し、形式を選定する。なお、土砂とともに流出する流木等を全て捕捉するためには、透過構造を有する施設を原則とする。

土石流・流木対策施設は、計画で扱う土砂・流木量等、土砂移動の形態、保全対象との位置関係等を考慮して、土石流及び流木等を合理的かつ効果的に処理するよう配置する。

砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説  
H28.4  
(P57, 63~65)

#### 〔解説〕

土石流発生区間に配置する砂防堰堤に求められる機能は、主として、土石流や流木の発生の抑制である。

流下区間および堆積区間に配置する砂防堰堤には、主として以下の機能が求められる。

- ・土石流の捕捉
- ・土砂とともに流出する流木等の捕捉
- ・計画捕捉量・計画堆積量に相当する空間の維持
- ・平時の渓流環境(渓床の連続性)の保全

土砂とともに流出する流木等を全て捕捉するためには、透過構造を有する施設(透過型砂防堰堤、部分透過型砂防堰堤、流木捕捉工など)が必要となる。そのため、計画流下許容流木量が0でない場合や流木対策を別途計画する場合などを除き、流木の捕捉のための砂防堰堤は、透過型または部分透過型砂防堰堤とすることを原則とする。なお、土石流区間において流木捕捉工の設置が必要な場合は、副堰堤等に流木捕捉工を設置することができる。

#### 【土石流区間に適用する砂防堰堤形式】

土石流区間に適用される代表的な不透過型砂防堰堤としては、重力式コンクリート砂防堰堤、ソイルセメント砂防堰堤がある。

また、透過型及び部分透過型砂防堰堤は、計画規模の土石流を捕捉するため、その土石流に含まれる巨礫等によって透過部断面を安全かつ確実に閉塞させるように計画する必要があり、鋼製透過型砂防堰堤が適用される。

また、土石流・流木の発生抑制が求められる場合で流木の捕捉機能を増大させたいとき、流出する粒径が細かい場合や勾配が緩く土砂濃度が低いことが想定される場合、谷出口付近において出水時（土石流以外の出水）の泥水等を下流路に導きたいときは、部分透過型の採用を検討する。

なお、形式によらず計画捕捉量の確保のためには除石(流木の除去を含む)計画の検討が必要となる。計画堆積量を計画する不透過型及び部分透過型砂防堰堤では、計画堆積量確保のための除石(流木の除去を含む)計画の検討が必要となる。

## 1-5 対象流量の算定

- 1 掃流区間における対象流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きいほうの値から算出される「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)とする。
- 2 土石流区間における砂防堰堤の対象流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きいほうの値から算出される「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)と、土石流ピーク流量(土石流時)とする。

土石流・流木対策設計技術指針 解説  
H28.4  
(P8)

### 〔解説〕

砂防堰堤における対象流量とは、その施設の設計に必要な流量をいい、人家部における流路工等のように洪水防御機能を兼ね備えた施設における計画洪水流量という意味あいの対象流量とは異なる。

対象流量は降雨量の年超過確率 1/100 程度の規模もしくは既往最大雨量のうち、どちらか大きい値によって計算したものに土砂含有率を考慮した値とする。

ただし、土石流区間の場合は「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説」に準じ、土石流ピーク流量に対しても安全な設計とする。

#### 1-5-1 掃流区間の対象流量

砂防堰堤等施設の設計のためには一般にピーク流量を求めるべく、洪水波形を求めるることは稀であり、下に示したラショナル式(1-2)が一般的に用いられる。

$$Q = Q' \times (1 + \alpha) \quad \dots \dots \dots \quad (1-1)$$

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r \cdot A \quad \dots \dots \dots \quad (1-2)$$

$Q$  : 対象流量 ( $\text{m}^3/\text{sec}$ )

$Q'$  : ラショナル式によって求めるピーク流量 ( $\text{m}^3/\text{sec}$ )

$\alpha$  : 土砂混入率

$f$  : 流出係数

$r$  : 洪水到達時間内の平均雨量強度 ( $\text{mm}/\text{h}$ )

$A$  : 流域面積 ( $\text{km}^2$ )

このほかに比流量により対象流量を算定する方法があり、降雨データがない流域や他の式によって求めた値が異常に大きい場合等には、この方法を用いることもある。

ラショナル式の適用が適当な河川は、流域面積が比較的小さく（概ね  $100\text{km}^2$  未満ま

砂防公式集  
S59.10  
3-3 (P84~95)  
一部加筆

たは流域の最遠点からの到達時間がおおむね2時間程度まで)、かつ流域に貯留現象がなく、または貯留現象を考慮する必要がない河川等であり、その他河川では、必要に応じ貯留関数法や単位図法が用いられることがある。

### (1) 流出係数

ラショナル式において用いる流出係数  $f$  の値は、流域の地質、地被、植生、形状、開発状況等を勘案して決定する必要がある。日本内地河川の洪水時の物部の値(表2-5)のほか、表2-6を参考にすれば良い。

表 2-5 日本内地河川の流出係数  $f$  (物部)

急峻な山地	0.75～0.90
三紀層山岳	0.70～0.80
起伏のある土地および樹林	0.50～0.75
平坦な耕地	0.45～0.60
かんがい中の水田	0.70～0.80
山地河川	0.75～0.85
平地小河川	0.45～0.75
流域のなかば以上が平地である大河川	0.50～0.75

表 2-6 標準的な流出係数(河川砂防技術基準計画編第2章 2.7.3)

密 集 市 街 地	0.9
一 般 市 街 地	0.8
畑 、 原 野	0.6
水 田	0.7
山 地	0.7

### (2) 洪水到達時間

ラショナル式に用いられる洪水到達時間は、流域の最遠点に降った雨がその流域の出口に達するまでに要する時間として定義され、原則として「雨水が流域から河道に至る流入時間」と「河道内の洪水伝播時間(流下時間)」の和とする。ある程度大きな流域では、流入時間が流下時間に比べ大幅に小さい場合は流入時間を無視することが多いが、小流域では常時流水が存在する河道が少ないと流入時間を無視することはできない。しかし、この流入時間の値は大まかな標準値しかないため、この方法に代る方法として、河道の採り方を谷形態をなす所までのばし流下時間として算出することもある。

1) 洪水流下時間 ( $T_o$ )

① Kraven 式

$$T_o = L / W \quad \dots \dots \dots \quad (1-3)$$

$T_o$  : 洪水流下時間

$L$  : 流路長 (m)

$W$  : 洪水流出速度 (m/sec)

$I$  : 流路勾配

$I$	1/100以上	1/100~1/200	1/200以下
$W$	3.5m/sec	3.0m/sec	2.1m/sec

② Bayern 地方公式 (Rziha 式)

$$T_o = L / W \quad \dots \dots \dots \quad (1-4)$$

$$W = 20 \cdot (H / L)^{0.6} \quad \dots \dots \quad (1-5)$$

$T_o$  : 洪水流下時間 (sec)

$W$  : 洪水流出速度 (m/sec)

$H$  : 流路高低差 (m)

$L$  : 流路長 (m)

〈適用範囲〉

。流路平均勾配  $H/L > 1/20$

2) 洪水流入時間 ( $T_l$ )

洪水流入時間（流域内での河道に到達する平均流下時間をいう）は流域の排水路の整備状況によって異なるが、将来の整備状況を推定して定めるものとする。一般には次の値を標準として定めても良い。

山地流域  $2\text{km}^2$   $30\text{min}$

特に急傾斜面流域  $2\text{km}^2$   $20\text{min}$

3) 洪水到達時間内の平均雨量強度

洪水到達時間内の平均雨量強度は、各地での降雨量の実測値を基に統計処理されて、降雨継続時間との関係で Talbot 型等、Sherman 型等、種々の型で表現される。

日雨量だけが与えられた場合の任意継続時間中の雨量強度推定式としては次式がある。

$$\textcircled{1} \quad \text{物部式} \quad r_t = \frac{r_{24}}{24} \left( \frac{24}{t} \right)^K \dots \quad (1-6)$$

$r_t$  : t 時間内の平均雨量強度 (mm/h)  
 $r_{24}$  : 日雨量 (mm)

$t$  : 洪水到達時間 (h)

$K$  : 2/3

\textcircled{2} 飯塚式

$$r_t = \frac{C_t}{100} \cdot r_{24} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \dots \quad (1-7)$$

$$C_t = \frac{34, 710}{t^{1.35} + 1, 502}$$

$r_t$  : 時間内の平均雨量強度 (mm/h)

$r_{24}$  : 日雨量 (mm)

$t$  : 洪水到達時間 (min)

$C_t$  : 雨量強度係数 (%)

一般に、物部式は飯塚式に比較して大きい降雨強度を与えることが知られている。特に、物部式は洪水到達時間が 60 分以下になると飯塚式の 1.75 倍以上の値となる。これは、利根川等の大河川のデータに基づき作成された式であるため、小流域では過大な値となることに留意が必要である。

### 3) 土砂混入率

土砂混入率は、流域の水理条件や土砂流出の特性などによって異なる。河川砂防技術基準（案）同解説 計画編（H9.10）6.2.3 によると、流路工の計画に用いる値として次のようにしている。

- 砂防工事が施工中（上流の砂防工事が計画流出土砂量に対し 50%以上完了している状態）、および屈曲、乱流防止 ..... 10%
- 砂防工事が施工済みの場合 ..... 5%

流路工が計画されるのは上流域の砂防工事がある程度進んでからであり、その対象流量は土砂混入率の減少した洪水流を対象としている。したがって上流域での砂防堰堤等の対象流量を求める際の土砂混入率は上記の値以上でなければならない。

## 1-5-2 土石流区間の対象流量

### (1) 土石流ピーク流量の算出

土石流ピーク流量は、流出土砂量に基づいて求めることを基本とする。ただし、同一流域において、実測値がある場合で別の方法を用いて土石流ピーク流量を推定できる場合は、その値を用いてよい。

[解説]

焼岳、桜島等で発生した土石流ピーク流量観測データに基づく土石流総流量とピーク流量の関係等を参考に、平均的なピーク流量と土石流総流量は(1-8)式で表される。

$$Q_{sp} = 0.01 \cdot \Sigma Q \quad (1-8)$$

$$\Sigma Q = \frac{C_* \cdot V_{dqp}}{C_d} \quad (1-9)$$

ここで、 $Q_{sp}$  : 土石流ピーク流量 ( $m^3/s$ )

$\Sigma Q$  : 土石流総流量 ( $m^3$ )

$V_{dqp}$  : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量(空隙込み) ( $m^3$ )

$C_d$  : 土石流濃度

$C_*$  : 溪床堆積土砂の容積濃度(0.6程度)

$V_{dqp}$ は $1,000m^3$ を下限とする。これは、「小規模渓流における計画流出土砂量の取り扱い」を適用する場合を除き、全ての土石流・流木対策施設の設計について適用する。

土石流濃度は下記の平衡濃度式で求めるものとする。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (1-10)$$

ここで、 $\sigma$  : 磨の密度( $2,600 k g/m^3$ 程度)

$\rho$  : 水の密度( $1,200 k g/m^3$ 程度)

$\phi$  : 溪床堆積土砂の内部摩擦角( $^\circ$ ) ( $30^\circ \sim 40^\circ$ 程度であり、一般に $35^\circ$ を用いてよい)

$\theta$  : 溪床勾配( $^\circ$ )

土石流ピーク流量を算出する際の溪床勾配は、1波の土石流により流出すると想定される土砂量を算出しようとしている地点の現渓床勾配とし、流下区間の下流端となると考えられる地点の勾配( $10^\circ$ )以上とする。なお、現渓床勾配は、計画地点から概ね上流 $200m$ 間の平均渓床勾配とすることを基本とし、計画施設設計前の地形より算出する。計画地点から上流の $200m$ 区間が渓床勾配を代表していないと考えられる場合は、当該渓流の状況に応じて区間を設定する。

なお、計算値( $C_d$ )が $0.9C_*$ よりも大きくなる場合は、 $C_d = 0.9C_*$ とし、計算値( $C_d$ )が $0.3$ よりも小さくなる場合は $C_d = 0.30$ とする。

## (2) 清水の対象流量

清水の対象流量は、合理式によって求めるものとする。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot K_{f1} \cdot P_e \cdot A = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A \quad \dots \dots \dots \quad (1-11)$$

ここで、 $Q$  : 清水の対象流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$K_{f1}$  : ピーク流出係数

$P_e$  : 有効降雨強度 ( $\text{mm/h}$ )

$A$  : 流域面積 ( $\text{km}^2$ )

### 1) 洪水到達時間

洪水到達時間は原則として次式で求める。

$$T_f = K_{p1} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35} \quad \dots \dots \dots \quad (1-12)$$

ここで、 $T_f$  : 洪水到達時間 (分)

$A$  : 流域面積 ( $\text{km}^2$ )

$P_e$  : 有効降雨強度 ( $\text{mm/h}$ )

$K_{p1}$  : 係数で 120

### 2) 平均雨量強度

洪水到達時間内の降雨強度は、次式のように 24 時間雨量から求める (物部式)。

$$P_a = \frac{P_{24}}{24} \left( \frac{T_f}{24} \right)^{K_{p2}} \quad \dots \dots \dots \quad (1-13)$$

ここで、 $P_a$  : 洪水到達時間内の平均降雨強度 ( $\text{mm/h}$ )

$P_{24}$  : 24 時間雨量 ( $P_{24}$  が得られない場合は、日雨量 ( $P_{\text{day}}$ ) として

よい ( $P_{24} \doteq P_{\text{day}}$ ))

$K_{p2}$  : 定数 ( $K_{p2} = -1/2$ )

### 3) 有効降雨強度

有効降雨強度は、次式により求める。

$$P_e = K_{f1} \cdot P_a \quad \dots \dots \dots \quad (1-14)$$

ここで  $\cdot K_{f1}$  : ピーク流出係数である。 $K_{p2} : -1/2$  とすると、 $T_f$ 、 $P_a$  の式から有効降雨強度は以下の式になる。

$$P_e = \left( \frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \cdot \left( \frac{\frac{24 \cdot K_{f1}^2}{K_{p1}} \cdot A^{0.22}}{60} \right)^{0.606} \quad (1-15)$$

## 1-6 土石流諸元の算定

### 1-6-1 土石流の流速と水深

土石流の流速と水深は、理論式、経験式、実測値等により推定する。

#### (1) 土石流の流速

土石流の流速  $U$  (m/s) は、焼岳、滑川、桜島の観測資料を整理した結果では、次のマニング型の式で表す。

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad (1-16)$$

ここで、  $D_r$  : 土石流の径深 (m) (ここでは  $D_r \neq D_d$  (土石流の水深) とする)

$\theta$  : 溪床勾配 (°)

$K_n$  : 粗度係数 (s · m<sup>-1/3</sup>)

ただし、溪床勾配 ( $\theta$ ) は表 2-7に基づき設定する。粗度係数 ( $K_n$ ) の値は清水の場合よりかなり大きく、自然河道ではフロント部で 0.10 をとる。なお、土石流の流速および水深は、フロント部について求めるものとする。

#### (2) 土石流の水深

土石流の水深  $D_d$  (m) は、流れの幅  $B_{da}$  (m) と土石流ピーク流量  $Q_{sp}$  (m<sup>3</sup>/s) より、(1-16) 式、(1-17) 式、(1-18) 式を連立させて求められる。

$$Q_{sp} = U \cdot A_d \quad (1-17)$$

ここで、  $A_d$  : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m<sup>2</sup>)

なお、一般に計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断された土石流はピーク流量を流しうる断面一杯に流れると考えられるので、土石流の流下断面は下図の斜線部とする。流れの幅  $B_{da}$  (m) は図 2-4に示す通りとし、土石流の水深  $D_d$  (m) は次式で近似した値を用いる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad (1-18)$$

砂防基本計画  
策定指針(土石流・流木対策編)  
解説

H28.4  
(P30~p32)

表 2-7 溪床勾配  $\theta$  の使い分け

項目	溪床勾配
<ul style="list-style-type: none"> <li>本体及び袖部の安定計算と構造計算を行う際の設計外力を算出する場合の           <ul style="list-style-type: none"> <li>土石流濃度 (<math>C_d</math>)</li> <li>土石流の流速 (<math>U</math>)</li> <li>土石流の水深 (<math>D_d</math>)</li> </ul> </li> </ul>	現溪床勾配 ( $\theta_0$ )
<ul style="list-style-type: none"> <li>土石流ピーク流量を通過させるための砂防堰堤の水通し断面を決定する場合の越流水深 (<math>D_d</math>)</li> </ul>	計画堆砂勾配 ( $\theta_p$ )

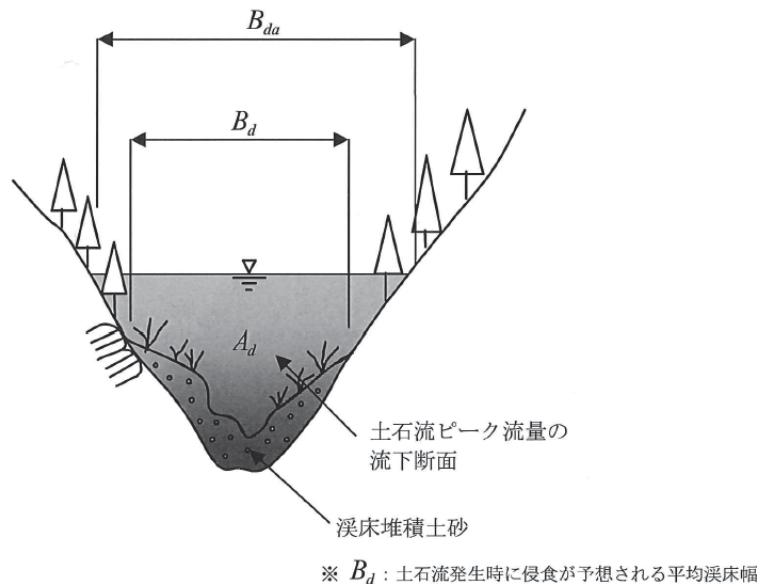


図 2-4 土石流の流下断面と流れの幅  $B_{da}$  のイメージ

## 1-6-2 土石流の単位体積重量

土石流の単位体積重量は、実測値、経験、理論的研究により推定する。

土石流の単位体積重量  $\gamma_d$  (kN/m<sup>3</sup>) は、次式で求める。

$$\gamma_d = \{ \sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d) \} g \quad \dots \dots \dots \quad (1-19)$$

ここで、g : 重力加速度 (9.81m/s<sup>2</sup>)

なお、 $\gamma_d$  の単位が kN/m<sup>3</sup> であることに注意する。C<sub>d</sub> は、(1-10) 式により求め  
る。

〔参考〕土石流の単位体積重量の実測事例

土石流の単位体積重量把握に関する観測として、水位計、荷重計などを用いる手法<sup>※1</sup> が  
あり、観測データが蓄積されつつある。

## 1-6-3 土石流流体力

土石流流体力は、土石流の流速、水深、単位体積重量を用いて推定する。

土石流流体力は、次式で求める。

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2 \dots \dots \dots \quad (1-20)$$

ここに、F : 単位幅当たりの土石流流体力 (kN/m)

U : 土石流の流速 (m/s)

D<sub>d</sub> : (1-18) 式に従って求めた土石流の水深 (m)

g : 重力加速度 (9.81m/s<sup>2</sup>)

K<sub>h</sub> : 係数 (1.0 とする)

$\gamma_d$  : 土石流の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

## 1-6-4 最大礫径

最大礫径は、現地調査結果から推定する。

最大礫径は、砂防堰堤計画地点より上流および下流各々 200m 間に存在する 200 個以上の  
巨礫の粒径を測定して作成した頻度分布に基づく累積値の 95% に相当する粒径 (D<sub>95</sub>) とす  
る。測定の対象となる巨礫は土石流のフロント部が堆積したと思われる箇所で渓床に固  
まって堆積している巨礫群とし、砂防堰堤計画地点周辺の礫径分布を代表するような

<sup>※1</sup> 大阪剛、高橋英一、國友優、山越隆雄、能和幸範、木佐洋志、石塚忠範、宇都宮玲、横山庸二、水  
山高久、(2013) : 桜島における土石流荷重計による単位体積重量測定、砂防学会誌、vol. 65、No. 6、  
p. 46-50

最大礫径を設定するよう留意する。巨礫が200個以上存在しない場合は、計測の対象とする礫の範囲を巨礫、玉石(大礫)、砂利(中礫・細礫)の順で、計測した礫の数が200個になるまで計測の対象を拡大する。また、角張っていたり材質が異なっていたり、明らかに山腹より転がってきたと思われる巨礫で、土石流として移動しないと予想されるものは対象外とする。

#### 1-6-5 流木の最大長、最大直径

流木の最大長、および、最大直径は、流出流木量算出のための調査結果から推定する。なお、流木の最大長は土石流の平均流下幅を考慮するものとする。

流木の最大長  $L_{wm}$  (m) は、土石流の平均流下幅を「土石流発生時に侵食が予想される平均渓床幅」  $B_d$  (m)、上流から流出する立ち木の最大樹高を  $H_{wm}$  (m) とすると

$$H_{wm} \geq 1.3 B_d \text{ の場合 } L_{wm} \doteq 1.3 B_d$$

$$H_{wm} < 1.3 B_d \text{ の場合 } L_{wm} \doteq H_{wm}$$

として推定する。流木の最大直径  $R_{wm}$  (m) は、上流域において流木となると予想される立木の最大胸高直径（流木となることが予想される立木のうち、大きなものから數えて5%の本数に当たる立木の胸高直径）とほぼ等しいとして推定する。

#### 1-6-6 流木の平均長、平均直径

流木の平均長、および、平均直径は、流出流木量算出のための調査結果から推定する。なお、流木の平均長は土石流の最小流下幅を考慮するものとする。

流木の平均長 ( $L_{wa}$  (m)) は、土石流の最小流下幅を  $B_{dm}$  (m)、上流から流出する立木の平均樹高を  $h_{wa}$  (m) とすると、

$$h_{wa} \geq B_{dm} \text{ の場合 } L_{wa} \doteq B_{dm}$$

$$h_{wa} < B_{dm} \text{ の場合 } L_{wa} \doteq h_{wa}$$

となる。

また、平均直径  $R_{wa}$  (m) は、上流域において流木となると予想される立木の平均胸高直径とほぼ等しいとする。

砂防基本計画  
策定指針(土石  
流・流木対策  
編)解説  
H28.4  
(P36, P37)

## 2 砂防堰堤の設計（掃流区間）

### 2-1 不透過型砂防堰堤

#### 2-1-1 水通しの設計

##### (1) 水通しの位置

水通しの位置は、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。

河川砂防[設計Ⅱ]

H9.10

2.4.1 (P9)

##### (2) 水通し断面

水通し断面は原則として台形とし、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及ぼさない範囲において、できる限り広くする。
- 2 水通し高さは、対象流量を流し得る水位に、余裕高以上の値を加えて定める。

#### [解説]

余裕高は、表 2-8に基づいて設定する。ただし、余裕高は渓床勾配によっても変化するものとし、設計水深に対する余裕高の比が表 2-9に示す値以下とならないようにする。なお、渓床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

土石流・流木  
対策設計技術指針 解説  
H28.4  
(P10)

表 2-8 流量に対する余裕高

設計流量	余裕高
200m <sup>3</sup> /s 未満	0.6m
200～500m <sup>3</sup> /s	0.8m
500m <sup>3</sup> /s 以上	1.0m

表 2-9 渓床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

渓床勾配	余裕高/設計水深
1/10 以上	0.50
1/10～1/30	0.40
1/30～1/50	0.30
1/50～1/70	0.25

### 1) 水通し断面

水通しの高さの算定は、次式により求めることができる。

$$H_3 = h_3 + h_3'$$

$H_3$  : 水通し高さ(m)

$h_3$  : 越流水深(m)

$h_3'$  : 余裕高(m)

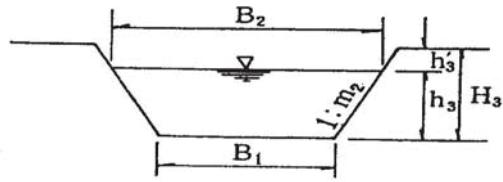


図 2-5 水通し断面

ただし、対象流量はラショナル式により求めるものとし、対象流量に応じた水深 ( $h_3$ ) は、次式により算定する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{3/2} \dots \dots \dots \quad (2-1)$$

$Q$  : 対象流量( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$C$  : 流量係数(0.60~0.66)

$g$  : 重力の加速度( $9.81\text{m}/\text{s}^2$ )

$B_1$  : 水通し底幅(m)

$B_2$  : 越流水面幅(m)

$m_2$  : 袖小口勾配

$C=0.6$ 、 $m_2=0.5$ の場合には、次式となる。

$$Q = (0.71 h_3 + 1.77 B_1) h_3^{3/2} \dots \dots \dots \quad (2-2)$$

台形堰の越流公式の流量係数は、0.60~0.66となっているが、一般には0.60を使用している。これは、越流水深が大きくなるにつれて流量係数も大きくなるが、水通し幅を先に設定し越流水深を求めるため、一般的には安全を見込んで危険側の0.60を用いるためである。

### 3) 袖小口の勾配( $m_2$ )

袖小口の勾配は、一般に5分とする。但し、土石流に対処する砂防堰堤では、袖口小口の破壊に対処するため1割とする場合もある。

## 2-1-2 本体の設計

### (1) 安定計算に用いる荷重

砂防堰堤の安定計算に用いる荷重には、自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重があり、堰堤の高さ、型式により選択するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
2.2.1 (P4, P5)  
一部加筆

掃流区間の不透過型砂防堰堤の場合は、基本的に越流部のみ安定性を検討し、非越流部は行わない。ただし、越流部と非越流部の断面を変化させる場合は、非越流部においても安定性を検討しなければならない。

表 2-10 設計荷重の組合せ（掃流区間の砂防堰堤）

堰 堤 形 式		平 常 時	洪 水 時
重力式コンクリート堰堤	堰堤高15m未満		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
アーチ式コンクリート堰堤		静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重	静水圧、堆砂圧、揚圧力、温度荷重

#### 1) 自 重

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

$$W = W_c \cdot A \quad \dots \quad (2-3)$$

$W$  : 単位幅当たりの堰堤堤体の自重( $\text{kN}$ )

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

$A$  : 堤体堤体単位幅当たりの体積( $\text{m}^3$ )

#### 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。

$$P = W_o \cdot H_w \quad \dots \quad (2-4)$$

$P$  : 静水圧( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

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

$H_w$  : 任意の点の水深 (m)

### 3) 堆砂圧

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、完成時に想定される堆砂高とし、アーチ式コンクリート堰堤については、満砂についても考慮する必要がある。

$$P_{ev} = W_{SI} \cdot h_e \quad \dots \quad (2-5)$$

$$P_{eh} = C_e \cdot W_{SI} \cdot h_e \quad \dots \quad (2-6)$$

$P_{ev}$  : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{eh}$  : 堆砂圧の水平分力 (kN/m<sup>2</sup>)

$C_e$  : 土圧係数

$W_{SI}$  : 水中堆砂単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)     $W_{SI} = W_s - (1 - \nu) \cdot W_0 \quad \dots \quad (2-7)$

$h_e$  : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

$W_s$  : 堆砂見掛け単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\nu$  : 堆砂空隙率     $\nu = (W_{sa} - W_s) / W_{sa} \quad \dots \quad (2-8)$

$W_{sa}$  : 堆砂絶対単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$W_0$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

### 4) 揚圧力

揚圧力は、堰堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、次の表を基準として計算する。

表 2-11 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上 流 端 (kN/m <sup>2</sup> )	下 流 端 (kN/m <sup>2</sup> )
岩 盤	$(h_2 + \mu \cdot \angle h) \cdot W_0$	$h_2 \cdot W_0$
砂 磯 盤	$h_1 \cdot W_0$	$h_2 \cdot W_0$

任意の点 (X) における揚圧力

$$U_X = [h_2 + \mu \angle h (1 - \frac{x}{\ell})] \cdot W_0 \quad \dots \quad (2-9)$$

$$\angle h = h_1 - h_2 \quad (\text{m})$$

$\mu$  : 揚圧力係数                       $b_2$  : 堤底幅 (m)

$h_1$  : 堤堤上流側水深 (m)     $W_0$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_2$  : 堤堤下流側水深 (m)     $U_X$  : X 地点の揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\ell$  : 全浸透経路 (m)

$\ell = b_2$ で表わされる。ただし、止水壁等を設ける場合は、

$\ell = b_2 + 2d$ とする。

$d$  : 止水壁の長さ (m)

$x$  : 上流端からX地点までの浸透径路長 (m)

式2-9は図2-6において任意の点(X)における揚圧力を示す式である。揚圧力の分布は直線としている。

揚圧力係数 $\mu$ は $1/3 \sim 1.0$ であるが、一般の堰堤では $\mu = 1/3$ が用いられていて、これ以外の値の使用例はほとんどないことから砂防堰堤における $\mu$ についても $\mu = 1/3$ とすることを標準とする。

堰堤下流水深 $h_2$ についてはウォータークッショングの場合はその水面までの高さをとるが、揚圧力としては上・下流の水深差が問題となるので一般には上・下流の水深差が最大となる $\Delta h$ を用いる。すなわち単に洪水時の検討だけでなく、平常時の検討についてすなわち計算上の $h_2$ を $h_2=0$ とした仮定も検討する必要がある。

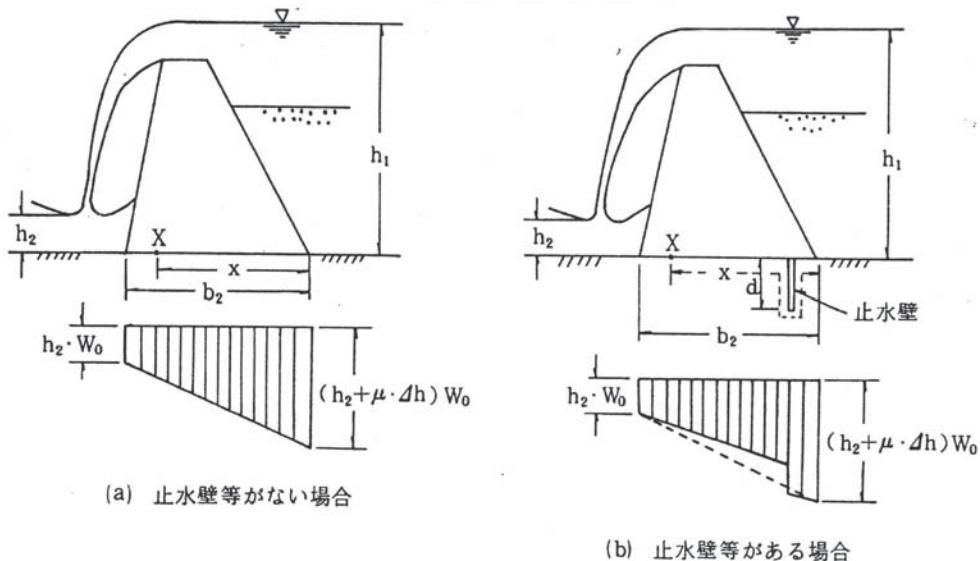


図 2-6 揚圧力の分布

## 5) 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。

$$I = K \cdot W \dots \dots \dots \quad (2-10)$$

$I$  : 単位あたりの堰堤堤体に作用する地震時慣性力 (kN/m)

$K$  : 設計震度

$W$  : 単位幅当たりの堰堤堤体の自重 (kN/m)

設計震度は、次式に掲げる値以上の値で、基礎地盤の状況等を勘案して決定する必要がある。

表 2-12 設計震度

堰堤の種類	強震帶及び中震帶地域	弱震帶地域
重力式コンクリート堰堤	0.12	0.10
アーチ式コンクリート堰堤	0.24	0.20

設計震度は地震活動度の地域区分、基礎地盤の状態を考慮して決定する。特に堰堤地点が地震活動度の大きい地帯とか、地質的に問題のある場合には地域の地震歴、堰堤堤体の動力学的特性を考慮して設計震度を定める。設計震度は通常の岩盤基礎を標準としており、堰堤の高さが 20m を越え、かつ風化又は破碎の著しい岩盤基礎、もしくは新第三紀以降の地質で未固結の岩盤基礎の場合には設計震度も大きい値となる。

表 2-13 設計震度（重力式コンクリート堰堤の場合）

基礎岩盤の状況	強震帶および中震帶地域	弱震帶地域
通常の岩盤	0.12	0.10
風化、破碎の著しい岩盤	0.15	0.12
新第三紀以降の未固結岩盤		

ただし、強震帶および中震帶地域とは、下記の弱震帶地域を除く地域とする。

#### (弱震帶地域)

北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、土別市、名寄市、上川郡（上川支庁）のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、風連町及び下川町、中川郡（上川支庁）、増毛郡、留萌郡、苦前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡

山口県の全域

福岡県の全域

佐賀県の全域

長崎県の全域

熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、宇土市、飽託郡、宇土郡、玉名郡、鹿本郡、芦北郡、天草郡

大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、西国東郡、東国東郡、速見郡、下毛郡、宇佐郡、

鹿児島県のうち名瀬市及び大島郡を除く地域

沖縄県の全域とする。

## 6) 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、次式により求められる。

6-1) 堤体の上流面が傾斜している場合の式(Zangar の式)

河川砂防[設計II]  
H9.10  
2.2.1 (P6, 7)

$$P_x = C \cdot W_0 \cdot K \cdot H$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{h_x}{H} \left( 2 - \frac{h_x}{H} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{H} \left( 2 - \frac{h_x}{H} \right)} \right] \quad \dots \dots \dots \quad (2-1-1)$$

$$P_d = \eta \cdot \frac{C_m}{2} \cdot W_0 \cdot K \cdot H^2 \cdot \sec \theta \quad \dots \dots \dots \quad (2-1-2)$$

$$h_d = \lambda \cdot h_x$$

$P_x$  : X地点の地震時動水圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

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

$W_0$  : 貯留水の単位体積重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

$K$  : 設計震度

$H$  : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

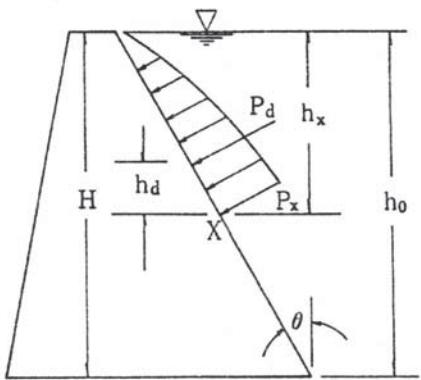
$h_x$  : 貯留水面からX地点までの水深 (m)

$C_m$  : 図2-13(b)から求められる係数

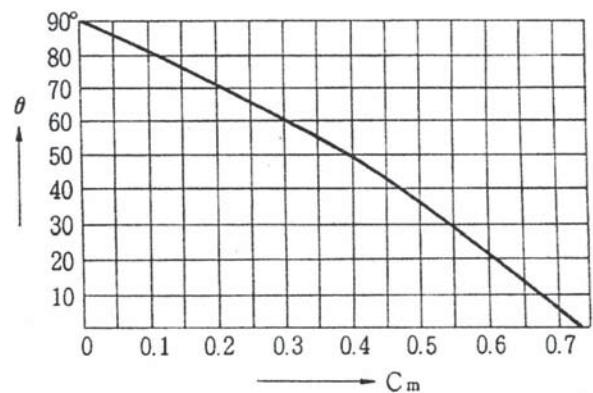
$h_d$  : X地点から $P_d$ の作用点までの高さ (m)

$\eta$ 、 $\lambda$  : 図2-7(c)から求められる係数

$C$  : 壓力係数



(a) 地震時動水圧模式図



(b)  $C_m$ の値

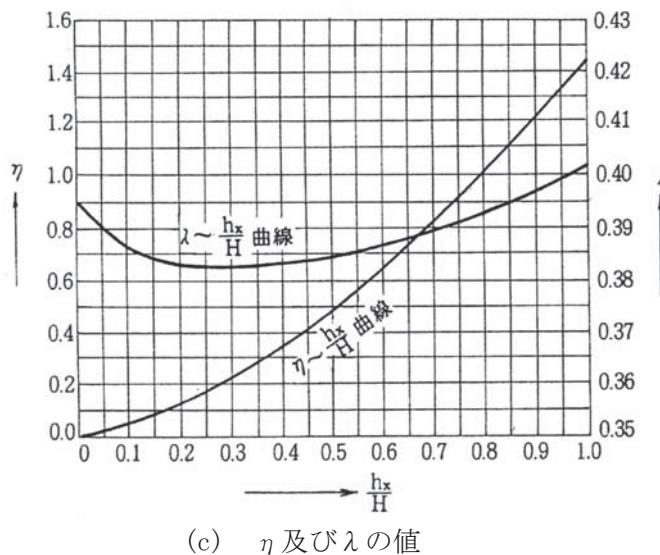


図 2-7 地震時動水圧の係数 (Cm)

6-2) ダムの上流面が、鉛直の場合の式(Westergaard の近似式)

$$P_x = \frac{7}{8} W_0 \cdot K \sqrt{H \cdot h_x} \quad \dots \dots \dots \quad (2-13)$$

$$P_d = \frac{7}{12} W_0 \cdot K \cdot H^{1/2} \cdot h_x^{3/2} \quad \dots \dots \dots \quad (2-14)$$

$$h_d = \frac{2}{5} h_x \quad \dots \dots \dots \quad (2-15)$$

なお、上流面が、鉛直に近い場合は、本式を適用しても差し支えない。

## 7) 温度荷重

温度荷重は、河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I]、第2章3.5.7に準じる。

なお、鋼製砂防堰堤及び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は、温度荷重は小さいので無視する。

### (2) 安定計算に用いる数値

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、必要に応じて実測により求めるものとする。

#### [解説]

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、堰堤の重要度が高い場合は原則として実測により求めることとし、その他の堰堤は既設の砂防堰堤等に用いられた数値か、下記に示す一般に用いられている数値を参考とすることができる。ただし、堰堤の断面を安全かつ経済的に設計するためには、できるかぎり実測により求めるべきである。

河川砂防[設計II]  
H9.10  
2.2.2 (P8)

- 1 堤用コンクリートの単位体積重量 :  $22.56\text{ kN/m}^3$
- 2 流水の単位体積重量 ( $W_0$  :  $9.81 \sim 17.65\text{ kN/m}^3$ )
 

ただし、堰堤高 ( $H$ )  $\geq 15\text{m}$  のとき  $9.81\text{ kN/m}^3$   
   堰堤高 ( $H$ ) < のとき  $11.77\text{ kN/m}^3$

を標準とし、異常な土砂流出を示す河川ではその状況に応じて定める。
- 3 堆砂見掛け単位体積重量 ( $W_s$ ) :  $14.71 \sim 17.64\text{ kN/m}^3$
- 4 堆砂空隙率 ( $\nu$ ) :  $0.3 \sim 0.45$
- 5 土圧係数 ( $C_e$ ) :  $0.3 \sim 0.6$
- 6 揚圧力係数 ( $\mu$ ) :  $1/3 \sim 1.0$  (一般に  $1/3$  を用いる場合が多い)
- 7 コンクリートの許容応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )
 

重力式堰堤 壓縮 : 3.9、剪断 : 0.49

- ① コンクリート標準示方書（土木学会編）によると、無筋コンクリートの許容圧縮応力度は偏心軸方向荷重を受ける場合を含み、  

$$\sigma_{c,a} \leq \sigma_{c,k}/4 \leq 5.4\text{ N/mm}^2$$

で示されている。ここで、 $\sigma_{c,k}$ コンクリートの設計基準強度である。重力式コンクリート堰堤の場合、設計基準強度は  $18.0\text{ N/mm}^2$  が多いので、 $\sigma_{c,a}=4.50\text{ N/mm}^2$  となる。
- ② 許容剪断応力度は無筋コンクリートでスラブの場合、設計基準強度  $18.0\text{ N/mm}^2$  のとき  $0.80\text{ N/mm}^2$  となっている。一般の堰堤の設計においては打設面の強度低下を考慮して、剪断強度としてコンクリートの圧縮強度の  $1/7 \sim 1/10$  値を用いている。砂防ダムの場合にもこの考え方を当てはめると  $0.64 \sim 0.45\text{ N/mm}^2$  となる。
- ③ 許容引張応力度は原則として認めないが、非越流部の一部において生じる場合もあり、このような場合は  $0.10\text{ N/mm}^2$  以下となるように堰堤本体を補強することもある。

### (3) 天端幅

天端幅は、堰堤サイト付近の河床構成材料、流出土砂の形態、対象流量等の要素を考慮して決定するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
2.5.1 (P10)

#### [解説]

砂防堰堤の天端幅は、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摩耗等にも耐えるような幅とする必要がある。このため、重力式コンクリート堰堤の天端幅は、一般に次表に示す値を用いている。しかし、アーチ式コンクリート堰堤では、構造上から必要となる堤頂部のアーチリング厚から天端幅を定める場合もある。

表 2-14 天 端 幅

天端幅(m)	1.5~2.5	3.0~4.0		
河床構成材料	砂混じり砂利~玉石混じり砂利	玉石~転石		
流出土砂形態	流出土砂量の比 ~ 較的少ない地区	常時流出土砂の ~ 流出が多い地区	小規模の土石 ~ 流発生地区	大規模の土石 ~ 流常襲地区

## (4) 安定条件

重力式コンクリート堰堤は、地形、地質及び流出土砂形態を考慮し、堤体及び基礎地盤の安全性が確保できるように設計するものとする。

堤体の安定計算においては、次の条件を満足するものとする。

- 1 原則として、堰堤の堤底端に引張応力が生じないように、堰堤の自重及び外力の合力の作用線が堤底の中央1/3以内に入ること。
- 2 堤底と基礎地盤内との間及び基礎地盤内で、滑動を起こさないこと。
- 3 堰堤内に生じる最大応力度が、材料の許容応力度を超えないとともに、地盤の受ける最大圧力が地盤の許容支持力度以内であること。また、基礎地盤が砂礫の場合は、浸透破壊に対しても安定であること。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
2.5.2 (P10~11)

## 〔解 説〕

- 1 堰堤底において引張応力を生じさせないよう、堰堤の自重及び外力の合力が堤底の中央1/3以内に入るよう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。この場合の安定計算に用いる荷重は、原則として本要領2-1-2, (1)の設計荷重を採用する。
- 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。

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

$n$  : 安全率 (一般に岩盤基礎の場合は、剪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、剪断強度が小さいため一般に式の  $\tau_0$  を無視して計算する場合が多く、また高い圧縮強度が期待できないため堰堤高 15m未満とするのが原則で、 $n=1.2$  としているが、堰堤高 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鉛直力(kN/m)

$H$  : 単位幅当たり断面に作用する水平力(kN/m)

$\tau_o$  : 堤体又は基礎地盤のうち小さい方の剪断強度(kN/m<sup>2</sup>)

$\ell$  : 剪断抵抗を期待できる長さ(m)

3 堤体及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及び引張応力度が、その

許容圧縮及び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。

堰堤の堤底の上流端または下流端における垂直応力は、次式により求められる。

$$x = \frac{M}{V} \quad \dots \dots \dots \quad (2-16)$$

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left( 1 \pm \frac{6e}{b_2} \right) \quad \dots \dots \dots \quad (2-17)$$

$x$  : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

$M$  : 堤底の上流端を交点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計(kN・m)

$V$  : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN)

$H$  : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN)

$b_2$  : 堤底幅(m)

$\sigma$  : 堤底の上流端または下流端における垂直応力(kN/m<sup>2</sup>)

$e$  : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2$$

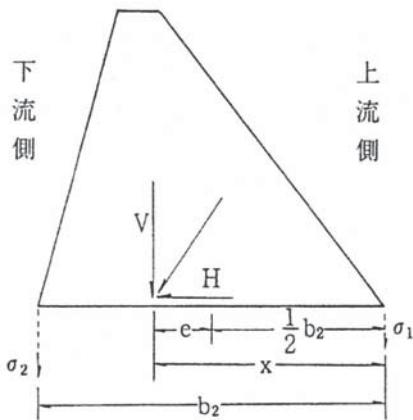


図 2-8 砂防堰堤断面に作用する力

6  $e / b_2 > 1$  のとき堤体上流端に引張応力が発生する。原則として引張応力を認めないため、合力の作用点を中心 1/3 以内におさめるよう断面を定める必要がある。よって「1. 転倒、引張応力に対する安定」において下記のようにすればよい。

$$\frac{1}{3} b_2 \leq x \leq \frac{2}{3} b_2$$

### (5) 断面形状

重力式コンクリート堰堤の断面形状は、構造上の安全性、施工性等を考慮して決定するものとする。

越流部断面の下流のり勾配は、1:0.2を標準とするが、流出土砂の粒径が小さく、かつ、その量が少ない場合は必要に応じこれより緩くするものとする。

非越流部の断面は、越流部断面と同一とすることを標準とする。越流部の断面と変える場合は、平常時、洪水時の安定性のほか、15m以上の堰堤については、未満砂で湛水していない状態の時に下流側から地震時慣性力が作用する状態についても安全性を有する断面としなければならない。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
2.5.2 (P11~12)

### [解説]

重力式コンクリート堰堤の断面形状は、一般に、作用する荷重の合力の作用線が堤底の中央 1/3 以内に入るように堰堤形状を定める方法が用いられており、この方法では上流面が鉛直に近いほど有利である。しかし、越流部においては落下砂礫の衝撃及び摩耗を考慮する必要があり、下流面を鉛直に近い形状とすることが望ましい。

非越流部では、落下砂礫の衝撃及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

性及び施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリート全容量の1割以上の低減を目安として検討する場合が多い。越流部は、堰堤上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく渴水期に空虚に近い状態となるダムでは、下流側から働く地震時慣性力に安定性を欠くおそれもあり、そのような状態が想定される堰堤では、上流面に多少のり勾配を付ける必要がある。

重力式コンクリート堰堤の越流部の上流のり勾配及び非越流部の下流のり勾配を求める場合は、次式を参考として安定計算により定めることができる。なお、次式には堰堤上流面が傾斜している場合の Zangar の地震時動水圧の式を組み込むべきであるが、式の性質上、上流のり勾配( $m$ )が定まらなければ組み込めないため、便宜上 Westergaard の近似式を組み込んでいる。Zangar の式による地震時動水圧は Westergaard の近似式による場合より小さく、このため上流面が傾斜している場合は、過大な値となることを考慮して安定計算に用いるのり勾配を決定する必要がある。

### 1 越流部断面の上流のり勾配を求める式

$$\begin{aligned} & \{(1+\alpha-\omega)(1-\mu) + \delta(2\epsilon^2 - \varepsilon^3)\} m^2 + [2(n+\beta) \{1 + \delta \varepsilon^2 - \mu(1+\alpha-\omega) - \omega\} + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta - \gamma K] m - (1+3\alpha) - \mu(1+\alpha-\omega)(n+\beta)^2 - \\ & \delta Ce \varepsilon^3 - \gamma K(n+3\beta) - \frac{7}{10} K \{2(1+\alpha)^3 - (1+\alpha)^{1/2}(2\alpha^{5/2} + 5\alpha^{3/2})\} + \alpha\beta \\ & (4n+\beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) - \omega(\beta+n)^2 = 0 \end{aligned} \quad \dots \quad (2-18)$$

$m$	: 上流のり勾配	$n$	: 下流のり勾配
$b_1$	: 天端幅(m)	$H$	: 高(m)
$h_2$	: 下流側水深(m)	$h_3$	: 越流水深(m)
$He$	: 堆砂深(m)	$K$	: 設計震度
$Ce$	: 土圧係数	$\mu$	: 揚圧力係数
$\alpha$	: $h_3/H$	$\beta$	: $b_1/H$
$\varepsilon$	: $He/H$	$\omega$	: $h_2/H$
$\gamma$	: $W_c/W_o$	$\delta$	: $W_{s1}/W_o$
$W_c$	: 堤体コンクリートの単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )		
$W_{s1}$	: 堆砂の水中における単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )		
$W_o$	: 流水の単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )		

注) この式において、洪水時の場合は  $K=0$ 、平常時の場合は  $h_3=0$  とし、15m以上の堰堤については、平常時および洪水時について計算を行い、安全側の断面を採用する。

2 非越流部断面の下流のり勾配を求める式

$$\begin{aligned} & \{ \gamma - \mu (1 + \alpha) \} n^2 + [ \{ 2(1 + 2\alpha + \varepsilon^2 \delta) m + \gamma \{ \beta (3 + 4\tau) - K \} - 2\mu (1 + \alpha) (m \\ & + \beta) \} n + \{ (1 + \alpha) (1 - \mu) + \delta (2\varepsilon^2 - \varepsilon^3) \} m^2 + [ 2\beta \{ 1 + 2\alpha - \gamma \tau + \varepsilon^3 \delta - \mu \\ & (1 + \alpha) \} - \gamma K ] m + \beta^2 \{ \gamma (1 + \tau) - \mu (1 + \alpha) \} - 3\gamma K \beta (1 + \tau)^2 - (1 + \alpha)^3 (1 \\ & + \frac{7}{5} K) - \varepsilon^3 \delta C e = 0 \end{aligned}$$

$H_2$  : 袖高(m)

$\tau$  :  $H_2/H$

その他の記号は、前記1の越流部断面の上流のり勾配を求める式と同じである。

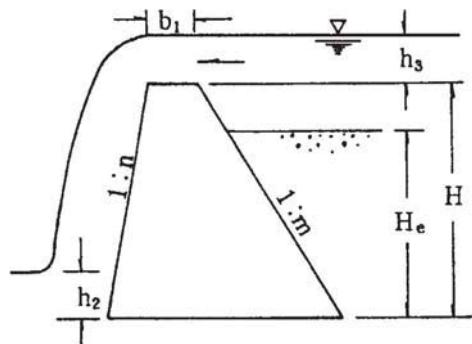


図 2-9 越流部断面

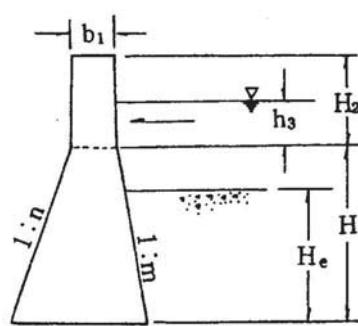


図 2-10 非越流部断面

3 堤体の法勾配は、少数点2位に切り上げるものとする。

#### (6) 安定計算

安定計算は表 2-15の設計荷重の組み合わせにて行うものであり、計算式の整理したものを表 2-16、表 2-17に示す。又、砂防堰堤に作用する荷重を図 2-11、図 2-12、図 2-13に示す。

砂防公式集  
S59.10  
3-5-2-4  
(P113~117)

表 2-15 重力式コンクリート砂防堰堤（掃流区間）の設計荷重の組合せ

ダム高	平常時（地震時）	洪水時
$H < 15\text{m}$		$W, P$
$H \geq 15\text{m}$	$W, P, P_e, U, I, P_d$	$W, P, P_e, U$

$W$  : 堤体の自重

$P$  : 静水圧

$P_e$  : 堆砂圧

$U$  : 揚圧力

$I$  : 地震時慣性力

$P_d$  : 地震時動水圧

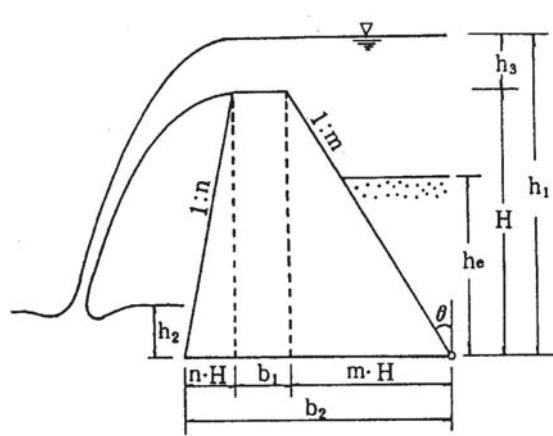
表 2-16 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力 (平常時  $h_3=0$ )

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 ( $\ell$ )	モーメント (M=V・1+H・1)
堤体の自重	$W$					
	$W_1$	$1/2 \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	$W_2$	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$	(+)
	$W_3$	$1/2 \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + 1/3 \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	$P$					
	$P_{vI}$	$1/2 \cdot W_o \cdot m \cdot H^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	$P_{HI}$	$1/2 \cdot W_o \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
堆砂圧	$P_e$					
	$P_{ev}$	$1/2 \cdot W_{sl} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot h_e$	(+)
	$P_{eH}$	$1/2 \cdot C_e \cdot W_{sl} \cdot h_e^2$		(+)	$1/3 \cdot h_e$	(+)
揚圧力	$U$					
	$U_1$	$1/2 \cdot W_o \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H-h_2)$	(-)		$1/3 \cdot b_2$	(-)
	$U_2$	$W_o \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2 \cdot b_2$	(-)
地震時慣性力	$I$					
	$I_1$	$1/2 \cdot K \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
	$I_2$	$K \cdot W_c \cdot b_1 \cdot H$		(+)	$1/2 \cdot H$	(+)
	$I_3$	$1/2 \cdot K \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
地震時動水圧	$P_d$					
	$P_{dv}$	$1/2 \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_o \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\lambda \cdot m \cdot H$	(+)
	$P_{dH}$	$1/2 \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_o \cdot H^2$		(+)	$\lambda \cdot H$	(+)
合計			$V$	$H$		$M$

表 2-17 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

(堰堤高 15m 未満の場合は堤体の自重W及び静水圧Pを用いる)

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・I+H・I)
堤体の自重	$W$					
	$W_1$	$1/2 \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	$W_2$	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$	(+)
	$W_3$	$1/2 \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + 1/3 \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	$P$					
	$P_{v1}$	$1/2 \cdot W_o \cdot m \cdot H^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	$P_{v2}$	$W_o \cdot m \cdot h_3 \cdot H$	(+)		$1/2 \cdot m \cdot H$	(+)
	$P_{v3}$	$W_o \cdot b_1 \cdot h_3$	(+)		$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$	(+)
	$P_{H1}$	$1/2 \cdot W_o \cdot H^2$	(+)		$1/3 \cdot H$	(+)
堆砂圧	$P_e$					
	$P_{ev}$	$1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot h_e$	(+)
	$P_{eh}$	$1/2 \cdot C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e^2$		(+)	$1/3 \cdot h_e$	(+)
揚圧力	$U$					
	$U_1$	$1/2 \cdot W_o \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H \cdot h_3 - h_2)$	(-)		$1/3 \cdot b_2$	(-)
	$U_2$	$W_o \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2 \cdot b_2$	(-)
合計			$V$	$H$		$M$



- $H$  : 堤高(m)  
 $b_1$  : 水通り天端幅(m)  
 $b_2$  : 堤底幅(m)、 $b_2 = b_1 + (m+n) \cdot H$   
 $m$  : 上流のり勾配、 $m = \tan \theta$   
 $n$  : 下流のり勾配  
 $h_1$  : 上流側水深(m)、 $h_1 = H + h_3$   
 $h_2$  : 下流側水深(m)  
 $h_3$  : 越流水深(m)  
 $h_e$  : 堆砂深(m)  
 $W_c$  : 堤体コンクリート単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)  
 $W_o$  : 水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)  
 $W_{sI}$  : 堆砂の水中における単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)  
 $Ce$  : 土圧係数  
 $μ$  : 揚圧力係数  
 $K$  : 設計震度  
 $\eta$   
 $Cm$   
 $λ$  } 図2-13(b)、(c)により求められる係数

図 2-11 砂防堰堤の安定計算

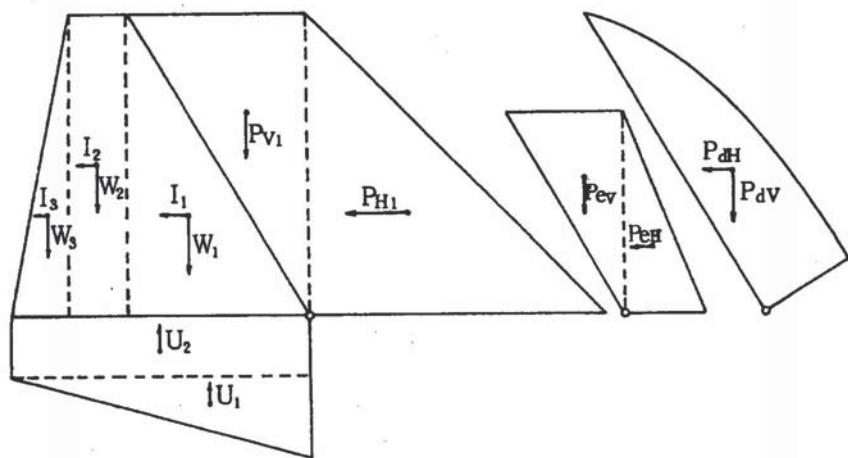


図 2-12 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力  
(平常時  $h_3=0$ )

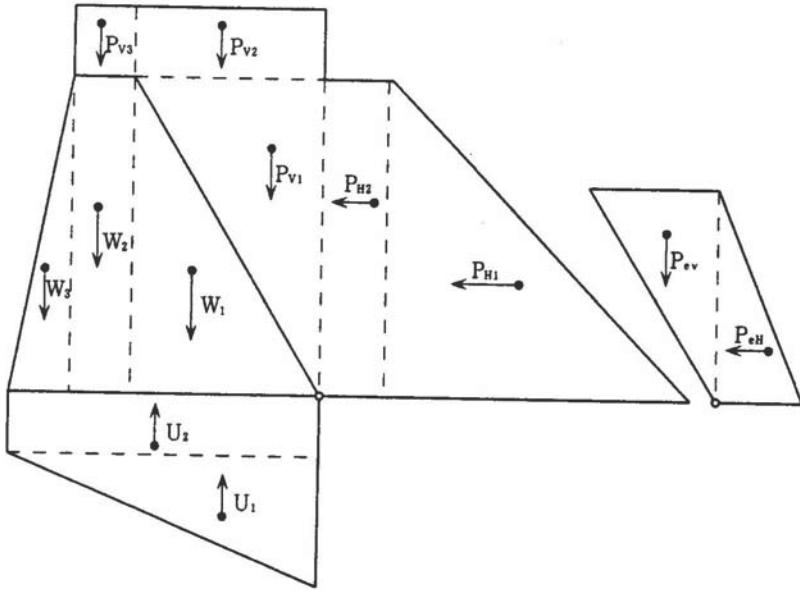


図 2-13 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

### 1) 転倒に対する安定及び堤底の引張応力の計算

$$x = \frac{M}{V} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad (2-19)$$

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_2} \right) \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad (2-20)$$

$x$  : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

$M$  : 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計 (kN・m)

$V$  : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN)

$b_2$  : 堤底幅(m)

$\sigma$  : 堤底の上流端又は下流端における鉛直応力(kN/m<sup>2</sup>)

$e$  : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2 \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad (2-21)$$

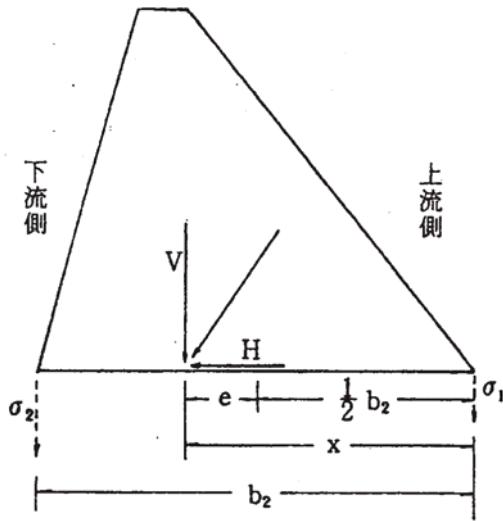


図 2-14 砂防堰堤断面に作用する力

転倒に対して安定で、かつ堤底に引張応力を生じないためには

$$-1 \leq \frac{6 \cdot e}{b_2} \leq 1 \text{ でなければならず、}$$

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2 \quad \text{を代入すると} \quad \frac{1}{3} \cdot b_2 \leq x \leq \frac{2}{3} \cdot b_2 \quad \text{となる。}$$

これらのことから、転倒に対して安定であり、かつ堤底に引張応力を生じさせないためには、荷重の合力の作用線と堤底との交点が堤底の中央  $1/3$  内になければならない。一般的には  $x = \frac{2}{3} \cdot b_2$  となる断面が経済的である。

## (2) 滑動に対する安定計算

$$n \leq \frac{f \cdot V \cdot \tau_o \cdot \ell}{H} \quad \dots \dots \dots \quad (2-22)$$

$n$  : 安全率

$V$  : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN)

$H$  : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN)

$f$  : 堤体と基礎地盤との摩擦係数

$\tau_o$  : 堤体又は基礎地盤のうち小さい方の剪断強度 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$\ell$  : 剪断抵抗を期待できる長さ (m) (堤底幅  $b_2$ )

堰堤に設計荷重が作用したときに、堰堤堤体内、堤底と基礎地盤との接触面、基礎地盤内のいかなる部分においても滑動してはならない。

上式は、堤底と基礎地盤との接触面における剪断力による滑動に対して、安全なせん断摩擦抵抗力を有しているか検討するものである。

岩盤基礎の場合は、 $n = 4$ とする。砂礫基礎の場合は、堰堤高を15m未満とするのが原則であり、剪断強度 ( $\tau_o \cdot \ell$ ) を無視して計算し、 $n = 1.2$ とする。砂礫基礎で堰堤高15m以上の時は、剪断強度を無視して計算し、 $n = 1.5$ とする。

### (3) ダム堤体及び基礎地盤の破壊に対する安定計算

$$\sigma = \frac{V}{b_2} (1 \pm \frac{6e}{b_2}) \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (2-23)$$

$\sigma$  : 堤底の上流端または下流端の鉛直応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$V$  : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN)

$b_2$  : 堤底の幅 (m)

$e$  : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2 \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (2-24)$$

$x$  : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流までの距離 (m)

堤体破壊に対しては、堤体の任意の個所の最大圧縮および引張応力度が、その許容圧縮および引張応力度を超過しないことが必要である。

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力を超過しないことが必要である。こ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。

## 2-1-3 基礎の設計

### (1) 堤堰基礎地盤の安定

基礎地盤は、原則として岩盤とする。

#### 〔解説〕

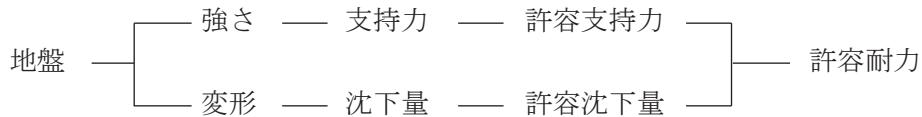
砂防堰堤の基礎地盤は、安全性等から岩盤が原則である。しかしながら、計画上やむを得ず砂礫基礎とする場合は、できる限り堰堤高15m未満に抑えるとともに、原則として均一な地層を選定しなければならない。

#### 1 地盤支持力

堰堤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、堰堤の揚圧力を無視した鉛直力の最大値が、地盤の許容支持力度以内におさまっているか否かによって行うが、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。

##### (1) 地盤の載荷試験

地盤載荷試験とは、「地盤の原位置において載荷板のような比較的平らな面を通じて荷重を加え、その荷重、地盤、変位との関係から地盤の強さを知るために行う試験」である。



##### (2) 地盤支持力

推定により地盤の支持力を求める場合は、表2-18を参考としてよい。この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化や亀裂の程度、固結の程度等により加減して用いてよい。

表 2-18 地盤の許容支持力 (kN/m<sup>2</sup>)

岩 盤		砂 磯 盤	
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力
硬 岩 (A)	5880	岩 塊 玉 石	588
中 硬 岩 (B)	3920	礫 層	392
軟 岩 (II) (CH)	1960	砂 質 層	245
軟 岩 (I) (CM)	1170	粘 土 層	98.1

河川砂防[設計Ⅱ]

H9.10

2.6.1 (P13)

砂防公式集

S59.10

3-6-1

(P117~121)

## 2 剪断摩擦抵抗力

堰堤からの水平力に対して、基礎となる地盤が十分な剪断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かの判定は、堤体が受ける水平力に安全率を乗じた値以上の剪断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かによって行うが、堰堤破壊の主原因は基礎地盤の剪断抵抗力及び摩擦抵抗力の不足に起因する場合が多いため、必要に応じて剪断試験を実施し、剪断強度や摩擦係数を確かめなければならない。

(1) 試験方法には、単軸圧縮試験、安息角による方法、剪断試験機による方法並びに三軸試験等がある。

推定により地盤の剪断強度や摩擦係数を求める場合は、表 2-19を参考としてよい。この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度および走向、固結の程度等により加減して用いてよい。

表 2-19 地盤の剪断強度 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )・内部摩擦係数

岩 盤			砂 磯 盤		
区 分	剪断強度	内部摩擦係数	区 分	剪断強度	内部摩擦係数
硬 岩(A)	2940	1.2	岩 塊 玉 石	294	0.7
中 硬 岩(B)	1960	1.0	礫 層	98.1	0.6
軟 岩(II)(CH)	981	0.8	砂 質 層	—	0.55
軟 岩(I)(CM)	588	0.7	粘 土 層	—	0.45

## 3 その他の地盤強度

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) 基礎砂礫のパイピング

① 限界掃流力による方法

パイピングはダム基礎面沿いに発生するものとし、この流線沿いを一様な材質の砂礫層として浸透流速を求める。

ダルシーの法則により、土中の透水において、ある断面積 $A$ の中を流下する量 $Q$ は、

$$Q = k \cdot A \cdot i \quad \dots \dots \dots \quad (2-25)$$

$k$  : 透水係数( $\text{cm/sec}$ )

$i$  : 動水勾配( $H/L$ )

$A$  : 断面積( $\text{cm}^2$ )

$$v = \frac{Q}{A} = k \cdot i \quad \dots \dots \dots \quad (2-26)$$

$v$  : 流速 (cm/sec)

$$v_s = \frac{Q}{A_s} = k \cdot i \cdot \frac{A}{A_s} = \frac{k \cdot i}{n} \quad \dots \dots \quad (2-27)$$

$v_s$  : 実際の流速 (cm/sec)

$A_s$  : A断面中の間隙の断面積 (cm<sup>2</sup>)

$n$  : 間隙率

表 2-20 粒子の径と限界流速  
(Justin の式による)

一方、これに対して砂粒子の限界掃流力は Justin が理論計算から求めており、上式の計算結果がこの値より小であればパイピングは発生しないといえる。表 2-20 は Justin が砂の材料ごとに求めた限界流速である。

粒子の直径 (mm)	限界流速 (cm/sec)
5.00	22.86
3.00	17.71
1.00	10.22
0.80	9.14
0.50	7.23
0.30	5.60
0.10	3.23
0.08	2.89
0.05	2.29
0.03	1.77
0.01	1.02

また、表 2-21、表 2-22 はそれぞれ材料の違いによる透水係数値を示したものであり、表 2-23 は地層種類ごとの空隙率の概略値である。

表 2-21 透水係数の概略値表

$k$ (cm/sec)	$10^3$	$10^2$	1	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	
土砂の種類	きれいな砂利	きれいな砂、 きれいな砂と 砂利の混合		非常に細かい砂、 シルトなど		不透水性の土、 粘土など							

表 2-22 土の粒径による透水係数の概略値

	粘土	シルト	微細砂	細砂	中砂	粗砂	小砂利
粒径 (mm)	0~0.01	0.01~0.05	0.05~0.10	0.1~0.25	0.25~0.50	0.50~1.0	1.0~5.0
$k$ (cm/sec)	$3 \times 10^{-5}$	$4.5 \times 10^{-4}$	$3.5 \times 10^{-3}$	$1.5 \times 10^{-2}$	$8.5 \times 10^{-2}$	$3.5 \times 10^{-1}$	3.0

表 2-23 地層種類ごとの有効空隙率の概略値

地層	空隙率 (%)	保水率 (%)	有効空隙率 (%)	地層	空隙率 (%)	保水率 (%)	有効空隙率 (%)
沖積礫層	25	10	15	洪積砂礫層	30	10~15	15~20
細礫層	35	20	15	砂層	35~40	5~10	30
砂丘砂層	30~35	10~15	20	ローム層	50~70	30~50	20
泥粘土質層	45~50	30	15~20	泥層粘土層	50~70	45~60	5~10

② ブライの式及びレーンの式による方法

ブライの式

$$Cc \leq \frac{1+2d}{\Delta h} \quad \dots \dots \dots \quad (2-28)$$

$Cc$  : ブライの式のクリープ比 (表 2-25)

$\ell$  : クリープ総長 (m)

$2d$  : 止水矢板等による浸透徑路長 (m)

$\Delta h$  : ダム上下流の水位差

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

$h_1$  : ダム上流の基盤面からの水位 (m)

$h_2$  : ダム下流の基盤面からの水位 (m)

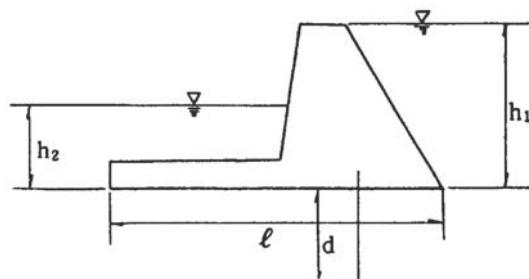


図 2-15 パイピング

レーンの式

$$Cw \leq \frac{\ell / 3 + 2d}{\Delta h} \quad \dots \dots \dots \quad (2-29)$$

$Cw$  : レーンの式の加重クリープ (表 2-24)

本式の適用は、堤高の低いダム・床固工等に対して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 2-24 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			

## (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。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
2.6.2 (P13~14)

## 〔解説〕

堰堤の基礎処理は、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、その工法にあった設計法により設計する必要がある。一般に用いられている工法としては、次のようなものがある。

## 1 地盤支持力、剪断摩擦抵抗力の改善

岩盤地盤の場合は、所定の強度が得られる深さまで掘削するか、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるかあるいは、グラウト、岩盤P.S.工等により改善を図る方法等がある。

また、基礎の一部に弱層、風化層、断層等の軟弱部を挟む場合は、軟弱部をプラグで置き換えて補強するのが一般的である。

砂礫基礎の場合は、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、基礎杭工法、ケーソン工法等により改善を図る方法がある。

## 2 その他の改善

堰堤の安定上透水性に問題がある場合は、グラウト等の止水工により改善を図る。また、パイピングに対しては、浸透径路長が不足する場合はダム堤底幅を広くするか、止水壁、カットオフ等を設けて改善を図るのが一般的である。

堰堤下流部の洗掘に対しては、堰堤基礎を必要な深さまで下げるか、カットオフ、コンクリート水叩き、あるいは水褥池を設けて対処するのが一般的である。

ダム基礎の根入れ(H)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。

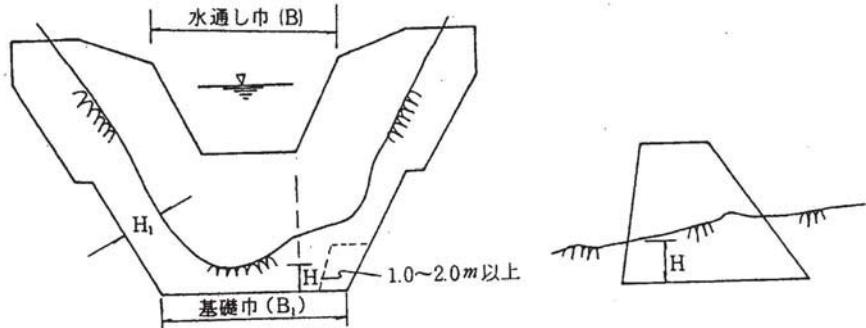


図 2-16 基礎及袖部の根入れ

基礎幅 ( $B_1$ ) については、水通し幅 (B) と同等か又は広く設計することを標準とするが、側壁等がある場合についてはその構造を考慮して決定すること。又、基礎面の高さについては、同じ高さを原則とするが、副堰堤等のウォーターケーション内であれば、基礎高は同高でなくてもよいものとする(図 2-16参照)。但し、岩質が硬い場合でも流下する礫等で劣化する事例もあり、設計に当たっては十分留意すること。

#### 2-1-4 袖の設計

堰堤の袖は、洪水を越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとする。なお、その構造は、次によるものとする。

- 1 袖天端の勾配は、上流の計画堆砂勾配と同程度かそれ以上とする。
- 2 袖天端の幅は、水通し天端幅以下とし、構造上の安全性も考慮して定める。
- 3 袖の両岸への嵌入は、堰堤基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行う。
- 4 屈曲部における堰堤の凹岸側の袖高は、偏流を考慮して定める。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
2.7 (P.14)

#### 〔解説〕

袖天端の幅は、本来はその堰堤に想定される外力に対して安全であり、かつ、管理上に支障のない幅で決定されるべきものであるが、一般には水通し天端幅と同一かそれより若干小さいのが通常である。

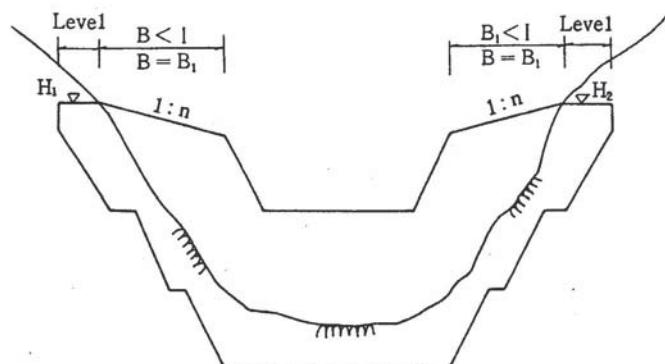
袖の両岸は、洪水流等の外力をしばしば受けるとともに、異常な洪水や土石流により越流する場合も考えられ、これによる袖部の破壊あるいは下流部の洗掘はダムの本体の破壊の原因になりやすい。袖はこれらに対処するため、十分な袖勾配をとり、

袖の嵌入の深さを本体と同程度の安定性を有する地盤までとし、特に砂礫地盤の場合は必要に応じて上下流に土留擁壁を施工して袖の基礎の安定を図るべきである。

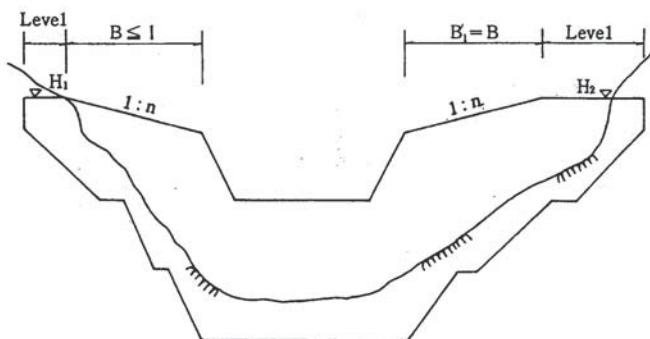
なお、袖部の設計は下記を標準とする。(図 2-17参照)

袖天端の勾配は河床勾配又は計画堆砂勾配と同程度かそれ以上とするが、袖部の長さが計画勾配の分母値程度の長さで現地盤に取付く場合は水平区間は設けない。分母値以上の長さの場合は分母値の長さを限度とし以上は水平区間とするのを標準とする。又、天端高については偏流を考慮する場合等の特殊な場合を除き左右同高( $H_1 = H_2$ )とする。

1) 左右側とも計画堆砂勾配(I)の分母値以下の長さで現地盤に取付く場合



2) 左右側が異なる場合



3) 左右共計画堆砂勾配(I)の分母値の長さで現地盤に取付かない場合

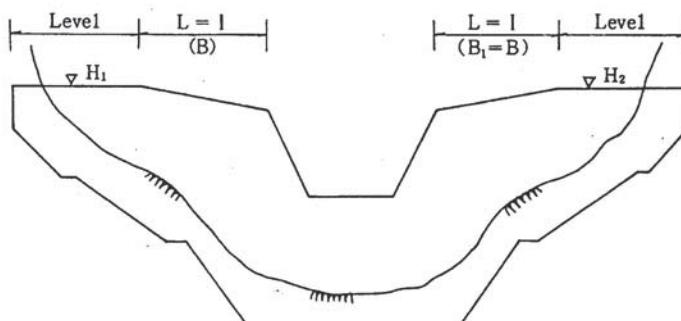


図 2-17 袖 部 の 勾 配

## 2-1-5 前庭保護工の設計

### (1) 前庭保護工

前庭保護工は、副堰堤及び水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等からなり、堰堤からの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘及び下流の河床低下の防止に対する効果が十分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に設計するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]

H9.10

2.8.1 (P14)

#### 〔解説〕

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堰堤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。このため堰堤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。砂防堰堤からの越流水の減勢のためには、一般に副堰堤を設けることにより水褥池を形成した減勢工を用いることが多い。

### (2) 副堰堤の設計

副堰堤の位置及び天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘及び下流河床低下の防止に対する効果が十分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、砂防堰堤本体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ものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]

H9.10

2.8.2

(P.14~17)

#### 〔解説〕

副堰堤の位置及び天端の高さを求めるためには、次に示す経験式や半理論式を用いるのが普通であるが、地形的条件により、必要に応じて模型実験等を実施して総合的に検討するものとする。

#### 1 副堰堤の位置を求める式

##### (1) 経験式

$$L = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_l + h_3) \quad \dots \quad (2-30)$$

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

$H_l$  : 水叩き天端（又は基礎岩盤面）からの本堰堤の高さ (m)

$h_3$  : 本堰堤の越流水深 (m)

##### (2) 半理論式

$$L \geq \ell + X + b_2 \quad \dots \quad (2-31)$$

$\ell$  : 水脈飛距離 (m)

砂防公式集

S59.10

3-8-1

(P.125~129)

$$\ell = V_o \left\{ \frac{2(H_I + 1/2h_3)}{g} \right\}^{1/2}$$

$V_o$ : 本堰堤越流部流速 (m/s)

$$V_o = \frac{q_o}{h_3}$$

$q_o$  : 本堰堤越流部単位幅当たり流量 ( $m^3/s$ )

$h_3$  : 本堰堤の越流水深 (m)

$H_I$  : 水叩き天端 (又は基礎岩盤面からの本堰堤の高さ) (m)

$g$  : 重力の加速度 ( $9.81 m/s^2$ )

$X$  : 跳水の距離 (m)

$$X = \beta \cdot h_j$$

$\beta$  : 係数 (4.5~5.0)

$h_j$  : 水叩き天端又は基礎岩盤面からの副堰堤の越流水面までの高さ (m)

$$h_j = \frac{h_I}{2} \left( \sqrt{1+8F_I^2} - 1 \right)$$

$h_I$  : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)

$$h_I = q_I / V_I$$

$q_I$  : 水脈落下地点の単位幅当たり流量 ( $m^3/s$ )

$V_I$  : 水脈落下地点流速 (m/s)

$$V_I = \sqrt{2g(H_I + h_3)}$$

$F_I$  : 水脈落下地点の跳水前の射流フルード数

$$F_I = V_I / \sqrt{g \cdot h_I}$$

$b_2$  : 副堰堤の天端幅 (m)

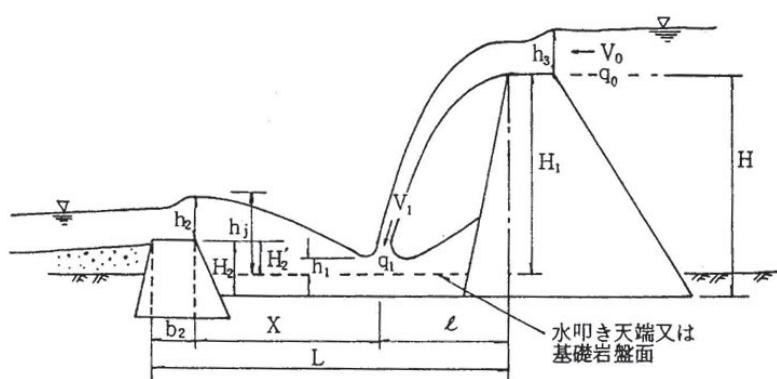


図 2-18 副堰堤の位置及び高さ

## 2 副堰堤の天端の高さを求める式

### (1) 経験式

$$H_2 = \left( \frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) H \quad \dots \dots \dots \quad (2-3-2)$$

$H_2$  : 本、副堰堤の重複高（本堰堤底高と副堰堤天端高の差）(m)

$H$  : 本堰堤の堰堤高 (m)

### (2) 半理論式

$$H_2' = h_j - h_2 \quad \dots \dots \dots \quad (2-3-3)$$

$H_2'$  : 水叩き天端（又は基礎岩盤面）より副堰堤天端までの高さ (m)

$h_j$  : 水叩き天端（又は基礎岩盤面）より副堰堤越流水面までの高さ (m)

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

## 2-1-6 水叩きの設計

水叩きは、堰堤下流の洗掘を防止し、堰堤基礎の安定及び両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。なお、垂直壁の構造は次によるものとする。

- 1 垂直壁の水通し天端高は、現河床面と同じか、又は底くし、水叩き末端の高さに合わせる。
- 2 垂直壁には、原則として袖を設ける。
- 3 垂直壁の構造は、副堰堤に準ずる。
- 4 垂直壁の天端幅は、一般に水叩きの厚さと同程度とするが、最小幅は1 m以上することが望ましい。

河川砂防[設計II]  
H9.10  
2.8.3  
(P16~17)

### 〔解説〕

堰堤基礎及びその下流が硬岩でき裂が少なく、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、かつ両岸の崩壊及び下流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、堰堤高が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。水叩きは原則として水平とする。

水叩きの長さは、落下後の流水が現況河川の水理条件にもどるまでの長さでかつ、パイピングに対して安全である長さとする。水叩きの長さを求める場合は、副ダムの位置を求める式を参考にすることができる。また、パイピングに対する長さは、本節7-1「堰堤基礎地盤の安定」を参考にすること。

水叩き先端の基礎は、一般には局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場

合が多い。このため、基礎地盤の種類にとらわれることなく、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。垂直壁の根入れの深さは、その付近の河状を調査して決定されるものであり、流量、河床勾配、河床材料等を調べるとともに、近傍の類似河川の実態を調査して定める必要がある。垂直壁の水通し本体、基礎、袖等の構造については、副堰堤に準ずるものとする。

水叩きの厚さは、水通しより落下する流水の質（砂礫や転石を含むか否か）、水叩き上の水褥池の有無及び水叩きの基礎地盤によって左右される。このため、水叩きの厚さは、落下水の衝撃に耐えるとともに水叩き底面の揚圧力にも十分耐えるものでなければならない。一般に水叩き区間において揚圧力の最も大きい地点は堰堤底下流端付近であるので、この地点で応力計算を行って厚さを決定することもある。また、落下水及び落下砂礫の衝突力については、仮定して求める因子が多く今後の研究を待たなければならないが、必要に応じて水褥池等を造ることにより対処する場合もある。水叩きの厚さの決定には、次のような計算式がある。

## 1 経験式

$$\text{水褥池がない場合} \quad t = 0.2 (0.6 H_1 + 3 h_3 - 1.0) \dots \dots \quad (2-34)$$

$$\text{水褥池がある場合} \quad t = 0.1 (0.6 H_1 + 3 h_3 - 1.0) \dots \dots \quad (2-35)$$

$t$  : 水叩きの厚さ (m)

$H_1$  : 水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ (m)

$h_3$  : 本堰堤の越流水深 (m)

## 2 揚圧力から求める式

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{\angle h - \angle u}{W_c - 1} \dots \dots \dots \quad (2-36)$$

$$\angle h = h_1 - h_2$$

$$\angle u = \frac{L'}{L} \angle h$$

$$L = \ell_1 + \ell_2 + \ell_3 + \ell_4$$

$$L' = \ell_1 + \ell_2$$

$\frac{4}{3}$  : 安全率

$\angle h$  : 上下流水位差(m)

$\angle u$  : 堤底下流端までの損失揚圧力

$W_c$  : コンクリートの単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$h_1$  : 堤坝上流の水叩き天端高からの水深(m)

$h_2$  : 堤坝下流の跳水後の水叩き天端からの水深(m)

$L$  : 総浸透径路長(m)

$L'$  : 堤坝底下流端までの浸透径路長(m)

上記2の式による水叩きの厚さは、高い堰堤に対しては過大に算出される傾向がある。一般に水叩きの厚さは、特殊な場合を除いて3m以下とする。

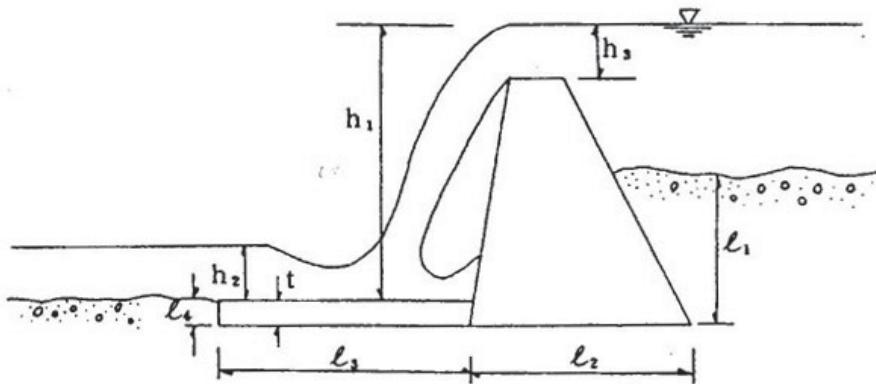


図 2-19 水叩きの厚さ

## 2-1-7 護床工

護床工は、副堰堤、垂直壁の下流の河床の掘削を防止しうる構造として設計するものとする。

河川砂防[設計II]  
H9.10  
2.8.4 (P17)

### [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。

## 2-1-8 側壁護岸

側壁護岸は、堰堤の水通し天端より落下する流水によって本堰堤と副堰堤又は垂直壁の間において発生するおそ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、堰堤から対象流量が落下する位置より後退させるものとする。

河川砂防[設計II]  
H9.10  
2.8.5 (P17)

### [解説]

側壁護岸は、堰堤天端から落下する流水による堰堤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、堰堤本体と一体になってその目的を達成するものであり、慎重に設計する必要がある。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のが一般的であるが、これ以外の個所ではモタレ式護岸も用いられる。

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を同高とし、水叩きのない場合は、上流端は本堰堤の基礎底面を限度として下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平とするか下り勾配とするのが普通である。護岸の法勾配は5分程度を標準とする。

側壁護岸の天端は、下流端を副堰堤又は垂直壁の袖天端と同高とし水叩の勾配や背後地盤を考慮し、上流に向かって水平以上とする。

側壁護岸の構造は標準設計によるが、土石流常襲地域においてはこの限りではない。

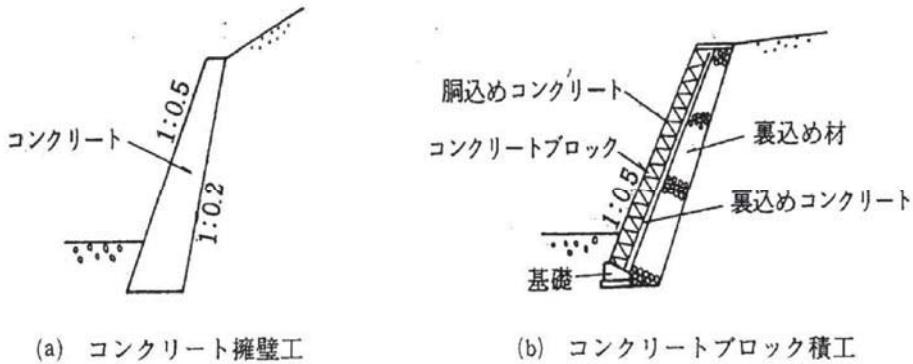


図 2-20 側壁護岸の型式

## 2-1-9 付属物の設計

砂防堰堤の付属物である水抜き、間詰、流木止め等は、その機能および安全が得られる構造として設計するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
2.9 (P18)

一部加筆

### [解説]

#### 1 水抜き

水抜き暗渠は、一般に流出土砂量の調節、施工中の流水の切り替え、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けられる。水抜きは、その目的により大きさ、形状、数量及び配置を設計しなければならないが、堰堤の構造上水抜き箇所に応力の集中を起こしやすい。このため、水抜きの設計に当たっては、慎重に対処するとともに必要に応じて鉄筋等により補強しなければならない。

##### (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そこなうこととなり、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にすべきである。

### (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、常時流砂がある渓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た丸型が多くなりつつある。

### (4) 施工暗渠

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

#### 2 間詰め

間詰めは、一般に掘削部において行い、基礎掘削部の場合の間詰は、岩盤基礎はコンクリート、砂礫基礎は砂礫あるいはコンクリートで行い、本体の立ち上がり部及び袖の嵌入部の間詰は、岩盤の場合はコンクリート、土砂盤の場合は土留擁壁を設け土砂で埋め戻すことが多い。

#### 3 流木止め

流木止めは、必要に応じて設けるものとする。

流木止めの設計は、本体に流木止めの高さを含めて、これに作用する水圧等の外圧を与えて本体の安定性の検討を行ったうえで、流木止めのみの安定性についても安定計算を実施するものとする。

流木止めの型式には、スリット方式やスクリーン方式等があり、その設計に当たっては、流木除去が可能なように考慮する必要がある。

流木止めを設置する場合は、水通し断面に含まないものとする。

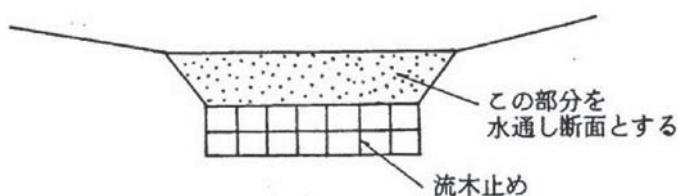


図 2-21 流木止めのある場合の水通し断面

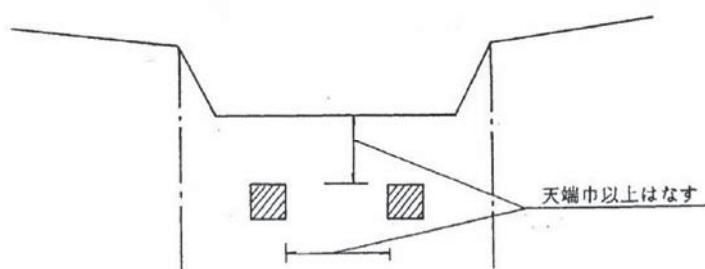


図 2-22 水抜孔の位置

#### 4 水通し保護工

水通し部は、流下砂礫等による摩耗や欠損等の被害を受けやすいため、水通し天端及び袖小口の表層から一般渓流の場合 30 cm（土石流渓流では 50 cm 程度）堤冠コンクリート（富配合コンクリート）により保護する。

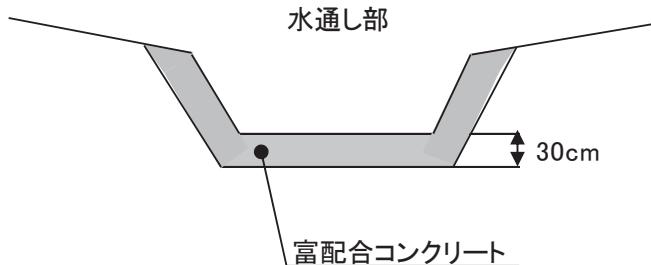


図 2-23 水通し部の保護

#### 5 収縮継目

収縮継目は、堰堤軸方向の収縮によるひび割れを防止するために、堰堤軸に直角に設けるものである。

- ① 繼目間隔は、堰堤規模、仮設備、打設計画により最適な間隔を定めるものであり砂防堰堤では概ね 10~15m 程度を上限としている。
- ② 袖小口の中には収縮継目を設けないものとする。
- ③ 下流面での水の吹き出しにより住民への不安感を与えること、美観上の問題、水の凍結膨張による本体コンクリートへの影響から収縮継目には上流側に止水板を設けるものとする。
- ④ 水通し部では、できる限り横収縮継目は設けないものとする。

#### 非越流部

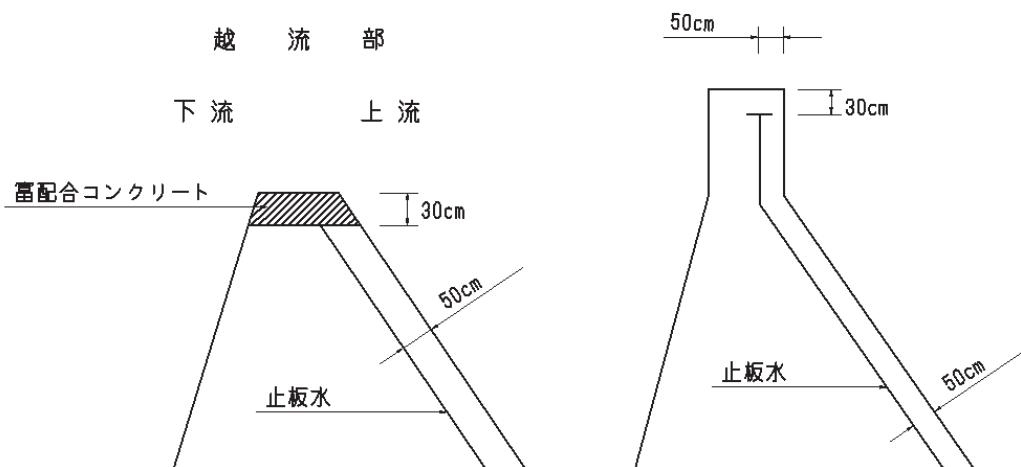


図 2-24 止水板の設置位置

## 2-2 透過型砂防堰堤（コンクリートスリット砂防堰堤）

### 2-2-1 目的

土砂調節のための透過型砂防堰堤は、洪水を堰上げることによる流出土砂量及びそのピーク流出土砂量の低減、中小洪水時及び平常時における渓流の連続性の確保を目的とする。なお、閉塞によって土石流を捕捉することは目的としないことに留意する。

透過型砂防堰堤技術指針（案）  
H13.1  
(P10, 11)

### 2-2-2 透過型砂防堰堤の選定

施設設計においては、対象とする土砂流出特性、下流河道の特性及び渓流に求められる連続性を考慮して、適切な種類の透過型砂防堰堤を選定する。

#### 〔解説〕

##### (1) コンクリートスリット砂防堰堤

コンクリートスリット砂防堰堤は、コンクリート砂防堰堤堤体に流水及び土砂を通過させる開口部を設けたもので、開口部が細長い形状（スリット）をしているものである。スリットは、流出する土砂により閉塞せず、洪水時には堰上げが生じるように設計する。

##### (2) 大暗渠砂防堰堤

コンクリート砂防堰堤の堤体の一部に暗渠を設置したもので、洪水の堰上げにより流砂量を調節するものである。

##### (3) スーパー暗渠砂防堰堤

スーパー暗渠砂防堰堤は、砂防堰堤本体に大きな暗渠を1個又は複数個有する砂防堰堤で、開口部の形状は半円、四角、馬蹄形等があり得る。スーパー暗渠砂防堰堤の計画・設計は、「スーパー暗渠砂防堰堤の計画と設計の手引き（案）、平成10年6月30日、建設省河川局砂防部砂防課」によるものとする。

### 2-2-3 水通りの設計

水通り断面の設計は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

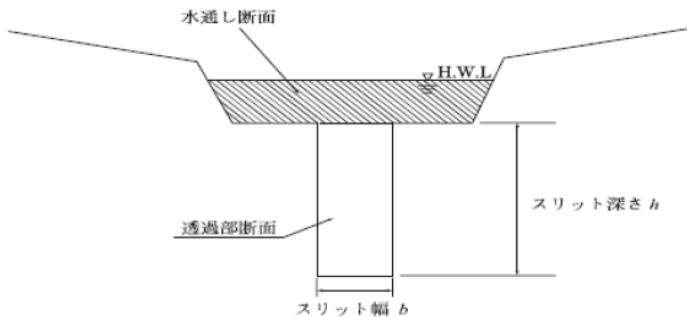


図 2-25 コンクリートスリット砂防堰堤の水通り断面と透過部断面

## 2-2-4 透過部の設計

### (1) 透過部断面の幅

水理計算等によって堰上げが起こることが確認できる幅以下とする。土砂の調節を目的とする場合には、透過部が流下土砂によって閉塞されることは見込まないが、流木の見込まれる溪流にあっては、別途流木対策も検討する。

透過型砂防堰堤技術指針(案)  
H13.1  
(P12)

#### [解説]

透過部断面の幅の設定にあたっては水理計算や水理模型実験等により、堰上げ及び土砂流出ピークの調節が起こることを確認する。ただし、出水中の堰上げによって流出を調節された土砂の一部が、出水後も施設付近に残ることがあるため注意とともに、流木の見込まれる溪流にあっては、透過型砂防堰堤が流木によって閉塞されることを前提に設計する。また、除石の際に仮設道路として透過部断面を使用する場合には、建設機械の使用についても検討する。

### (2) 透過部断面の高さ（暗渠内空高、スリット高）

透過部断面の底面の高さは、堰上げが起こりうる透過部断面の水位以下とする。溪床の上昇・下降が著しい溪流にあっては、過去5年程度の溪床変動も考慮する。

#### [解説]

土砂調節を目的とする場合には、土砂流出のピークが到達する前から湛水し、堰上げすることが調節効果を大きくするため、設計流量より小さい流量で堰上げが生じるよう設計するのが望ましい。

堆砂肩は、砂防堰堤の近傍で流れが堰上げられて減勢された状態で形成されるので、安定した跳水を生じさせるのに必要なスリットの深さが必要である。このようなスリットの深さは、堆砂肩の高さ ( $Z_s$ ) と、堆砂肩での水深 ( $h_s$ ) の和より大きくなるように計画する※。

※出典：土木研究所資料 スリットを有する砂防ダムの土砂調節機能に関する検討 1990

$$h \geq Z_s + h_s$$

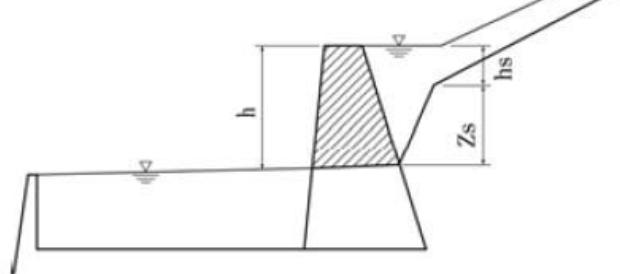


図 2-26 スリット高さの最大値

堆砂肩の高さ ( $Z_s$ ) は次式によって求める<sup>※1</sup>。

$$Z_s = \left\{ \frac{Fr^2}{2} \left( \frac{1}{(\sqrt[3]{\gamma^2})} - 1 \right) + \frac{\sqrt[3]{\gamma}}{\gamma} - 1 \right\} \cdot \left( \frac{n \cdot Q}{B_s \sqrt{I}} \right)^{0.6}$$

$Z_s$  : 堆砂の高さ (m)

$Fr$  : 堆砂肩位置での等流水深に対するフルード数

$\gamma$  : 流水幅縮小率 ( $=B_d/B_s$ )

$B_d$  : 堤堰地点での流れの幅 (m)

$B_s$  : 堆砂肩位置での流れの幅 (m)

$i$  : 計画堆砂勾配

$n$  : マニングの粗度係数

$Q$  : 計画対象流量 ( $m^3/s$ )

※1: スリット砂防ダムの流量係数と堆砂形状. 新砂防Vol. 42No. 4 (165) Nov. 1989

スリットの深さ ( $h$ ) は、必要堆砂量（必要堰堤高）から  $Z_s$  を仮に算定して  $h=Z_s+hs$  より求める（初期のスリット深さの設定）。ここで、 $hs$  は堆砂勾配に対する等流水深に等しいと仮定する。

### (3) スリットの総幅

土砂調節のためのスリット堰堤において、土砂調節が最大になるためには、スリット部が閉塞しないこと、計画規模洪水時と平時の出水時の水位変動差が大きくなること、また平時出水時に土砂堆積が生じないことが必要である。そのためには、スリット部の総幅は十分に堰上げしつつ、出来るだけ広く設定することが得策となる。

スリット部の流量は、スリットの壁面勾配を垂直とするとき、次式で求められる。

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

$Q$  : 流量 ( $m^3/s$ )

$\mu$  : 流量係数（土木研究所の実験結果から得られた0.4~0.6の値を参考にできる。<sup>※2,3)</sup>

$b$  : スリット幅 (m)

$g$  : 重力加速度 ( $9.81 m/s^2$ )

$h$  : スリット敷高までの水深 (m)

※2) 水山高久・阿部宗平・矢島重美(1989):スリット砂防ダムの流量係数と堆砂形状, 砂防学会誌(新砂防)Vol. 42, No. 4, p. 28-30

※3) 水山高久・阿部宗平(1990)・スリットを有する砂防ダムの土砂調節機能に関する検討, 土木研究所資料第2851号

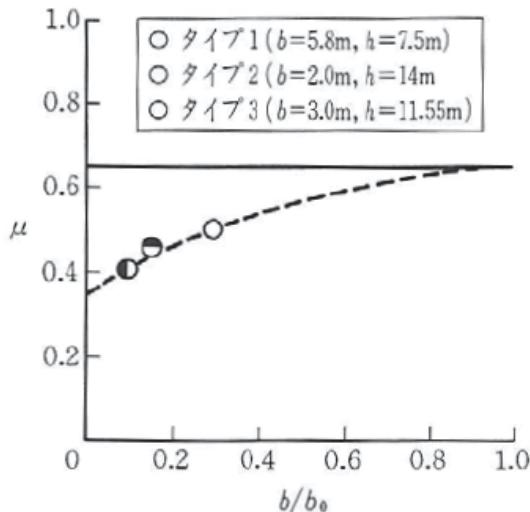


図 2-27 スリット部の流量係数

#### (4) スリット形状の決定

上記で設定したスリットの深さ、スリットの総幅を用いて計画流量時の堆砂肩を計算し、堆積土砂量を算出する。この際、堆砂の高さが最大となるようにスリットの深さ、スリットの総幅を調整して決定する。

#### (5) 連続するコンクリートスリット砂防堰堤の配置と透過部断面の形状決定方法

連続するコンクリートスリット砂防堰堤の配置と透過部断面の大きさは、河床変動計算、もしくは水理模型実験によって決定することが望ましい。

出典：「透過型砂防堰堤の計画・設計上の留意点」に関する参考資料、河川局砂防部保全課、H15. 11. 20 事務連絡

#### 2-2-5 本体の設計

透過型砂防堰堤の本体の設計は、原則として不透過型砂防堰堤と同様とする。

##### (1) 安定計算

コンクリートスリット砂防堰堤の安定計算方法は、不透過型砂防堰堤に準ずる。ただし、堤体の単位体積重量は、スリットによる控除体積を考慮した「見掛けの単位体積重量」を用いる。

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

$$\gamma_{rc} = W_{rc} / V_c$$

ここで、 $\gamma_{rc}$ ：見かけのコンクリート単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)、

$W_{rc}$ ：越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (kN)、

$V_c$ ：越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (m<sup>3</sup>)

である。

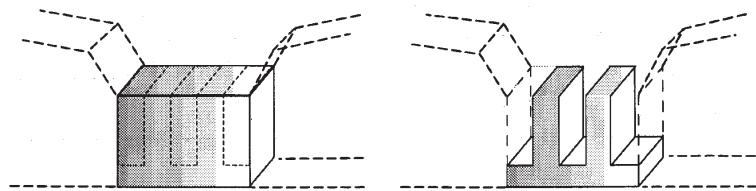


図 2-28 スリット部における水通しの堤体積

### 3 砂防堰堤の設計（土石流区間）

#### 3-1 不透過型砂防堰堤の構造

##### 3-1-1 越流部の安定性

不透過型砂防堰堤は堤体全体が転倒、滑動、支持力に対して安定でなければならぬ。また、堤体を構成する部材は土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

堤体は安定計算を行い、安全な構造とする。なお、鋼製の部材を他の部材と複合して用いる場合、それぞれの部材が一体となって設計外力に抵抗し、安全となるよう設計する。また、中詰め材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰め材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

##### (1) 安定条件

土石流・流木捕捉工の不透過型砂防堰堤における安定条件は「2-1-2 (4) 安定条件」に準じる。

##### (2) 設計外力

不透過型砂防堰堤の設計で考慮する設計外力は、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧と「土石流及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、土石流による流体力(以後、土石流流体力」という。)と礫および流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみをとりあげ、礫および流木の衝突による力は必要に応じて、天端幅の設計等で考慮する。

##### 〔解説〕

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、以下に示す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 2-25のとおりとする。本要領でいう、「設計外力(平常時、洪水時)」は河川砂防技術指針(案)設計編Ⅱ第3章でいう「安定計算に用いる荷重」によるものとする。

ただし、堰堤高15m未満の場合における設計外力は水の単位体積重量を $11.77\text{ kN/m}^3$ として算出する。

土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深( $D_d$ )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 2-29参照)。

土石流流体力は、 $D_d/2$ の位置に、水平に作用させる。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 $C_e(\gamma_d - \gamma_w)D_d$ を加えた

大きさとなる。

ここに、 $C_e$ ：土圧係数、 $D_d$ ：現渓床勾配を用いて算出した土石流の水深(m)、 $\gamma_d$ ：土石流の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)、 $\gamma_s$ ：水中での土砂の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)、 $\gamma_w$ ：水の単位体積重量(堰堤高が15m未満の場合は11.77(kN/m<sup>3</sup>)程度、堰堤高が15m以上の場合は9.81 kN/m<sup>3</sup> 程度)。

$$\gamma_s = C_e(\sigma - \rho)g \dots (3-1)$$

$$\gamma_w = \rho g \dots \dots \dots (3-2)$$

ここで、 $C_e$ ：渓床堆積土砂の容積濃度

$\rho$ ：水の密度 (kg/m<sup>3</sup>)

$\sigma$ ：礫の密度 (kg/m<sup>3</sup>)

$g$ ：重力加速度(m/s<sup>2</sup>) (9.81m/s<sup>2</sup>)である。

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

表 2-25 不透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）

堰堤形式	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

土石流・流木対策設計技術指針解説  
H28.4  
(P7)

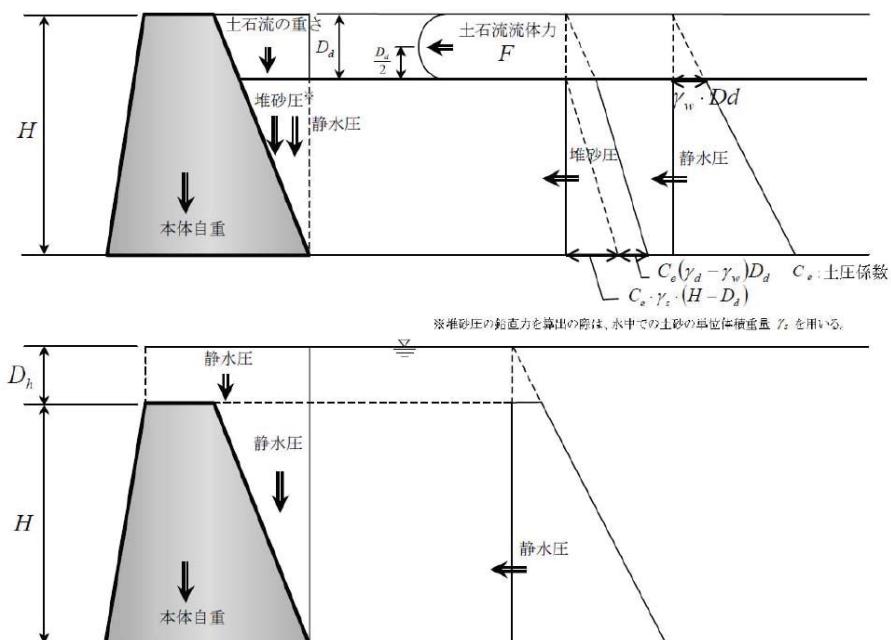


図 2-29 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力

(H < 15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

### (3) 設計流量

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

#### [解説]

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、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値を用い、本要領「1-5-2 (2)」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。

土石流ピーク流量は、「1-5-2 (1)」に示した方法に基づき算出する。

### (4) 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。

#### [解説]

設計水深は①から③の値の内、最も大きい値とする。

#### ① 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

土砂含有を考慮した流量に対する越流水深は、次式により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{3/2} \dots \quad (3-3)$$

$Q$  : 対象流量( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$C$  : 流量係数(0.60~0.66)

$g$  : 重力の加速度( $9.81\text{m}/\text{s}^2$ )

$B_1$  : 水通し底幅(m)

$B_2$  : 越流水面幅(m)

$m_2$  : 袖小口勾配

$C=0.6$ 、 $m_2=0.5$ の場合には、次式となる。

$$Q = (0.71 h_3 + 1.77 B_1) h_3^{3/2} \dots \quad (3-4)$$

#### ② 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

土石流ピーク流量に対する越流水深は計画堆砂勾配を用いて、「1-6-1 (1), (2)」に示した方法に基づき算出する。

#### ③ 最大礫径の値

最大礫径は、「1-6-4」に示した方法に基づき算出する。

土石流・流木処理計画を満足する(整備率100%)渓流の最下流の堰堤においては、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)を対象として定めることを基本とする。その場合、水通し幅は、現況の川幅、下流の流路幅を考慮し、適切に決めることとする。ただし、その場合であっても、下流の侵食対策については、袖部を越流する可能性についても考慮して実施する。

### 3-1-2 本体構造

#### (1) 水通し断面

砂防堰堤の水通し断面は設計水深に余裕高を加えて決定することを原則とする。

なお、水通し幅は現渓床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。

##### [解説]

- ① 余裕高は「2-1-1 水通しの設計、表 2-8、表 2-9に基づいて設定する。
- ② 「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 2-30参照)。但し、この場合、設計水深は土砂含有を考慮した流量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。

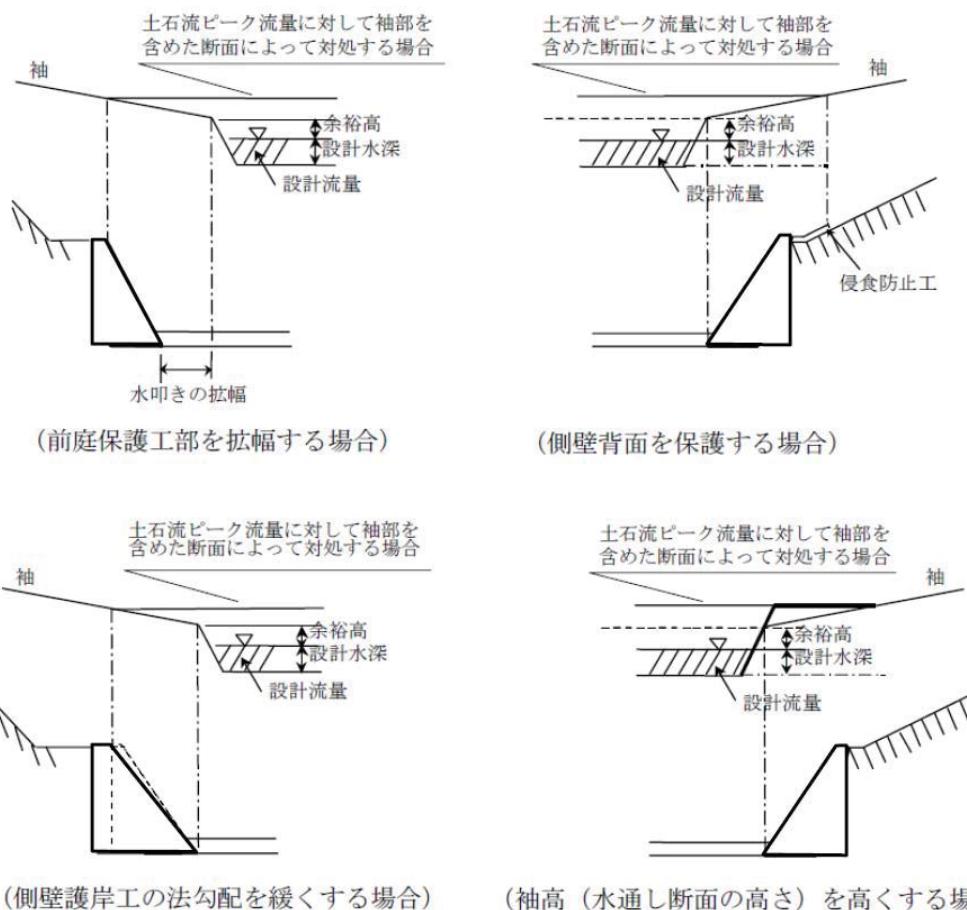


図 2-30 水通し断面

(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)

## (2) 天端幅

本体の天端幅は、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

[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(緩衝効果を期待できる部材)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。

## (3) 下流のり

砂防堰堤の下流のり面は、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の勾配は一般に 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流出が少なく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。

[解説]

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

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH} U} \dots \dots \dots \dots \quad (3-5)$$

で求められる勾配よりも急にする。ただし、1:1.0を上限とする。

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

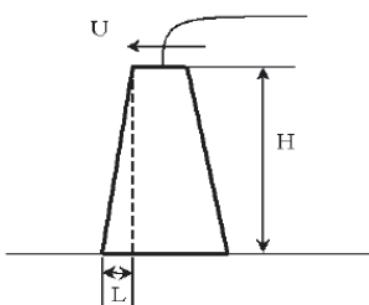


図 2-31 下流のり勾配

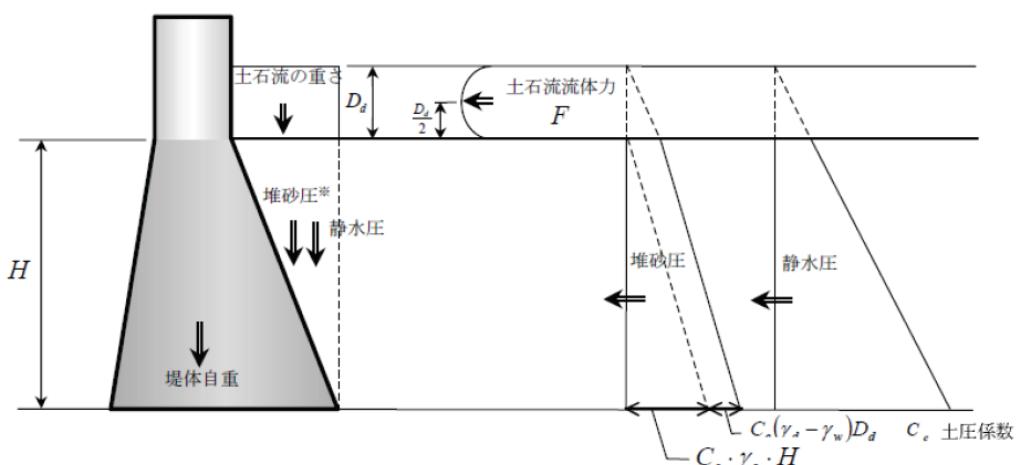
### 3-1-3 非越流部の安定性および構造

#### (1) 非越流部の安定計算

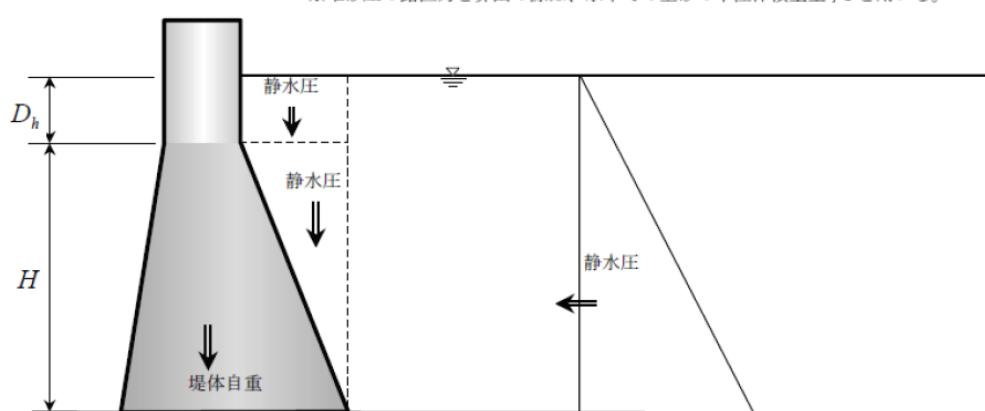
非越流部の本体の断面は、非越流部にかかる設計外力に対し、越流部と同様の安定性を確保する。

[解 説]

不透過型堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なるなど特段の事情がある場合にはこの限りではない。非越流部の安定計算は、越流部と同じ堰堤高Hとなる断面において、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行うことを基本とする。安定条件は「3-1-1 (1)、設計外力は3-1-1 (2)」に従うが、その作用位置は図 2-32に従う。



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



(H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

図 2-32 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力  
(H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

## (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。

### [解説]

袖部の断面は次の四つの条件を満たす形状とする。

- ①袖部の上流法勾配は直とすることを原則とする。
- ②袖部の下流法勾配は直または、本体の下流法勾配に一致させる。
- ③袖部の下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させた場合、袖部の天端幅は1.5mを下限とする。
- ④設計外力に対して、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。

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2-34に示すとおりとする。

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

上記の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を拡げる（図2-33）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。

また、袖部破壊の主因である衝撃力は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下とする。なお、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。

なお、磯の衝撃力および流木の衝撃力の算定にあたり、それらの速度は土石流の流速と等しいとし、磯径は最大磯径、流木の直径は最大直径とする。また、磯および流木は図2-34に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面の近傍で衝突するものとする。土石流の水深が磯径および流木径より小さい場合は、磯および流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。

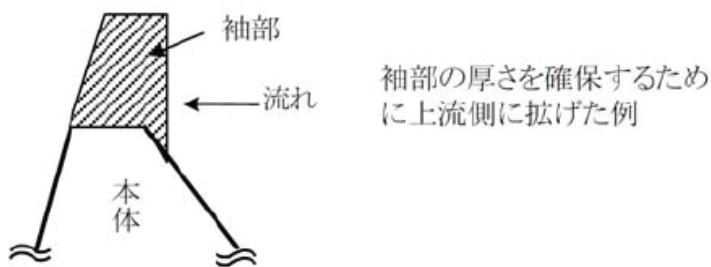
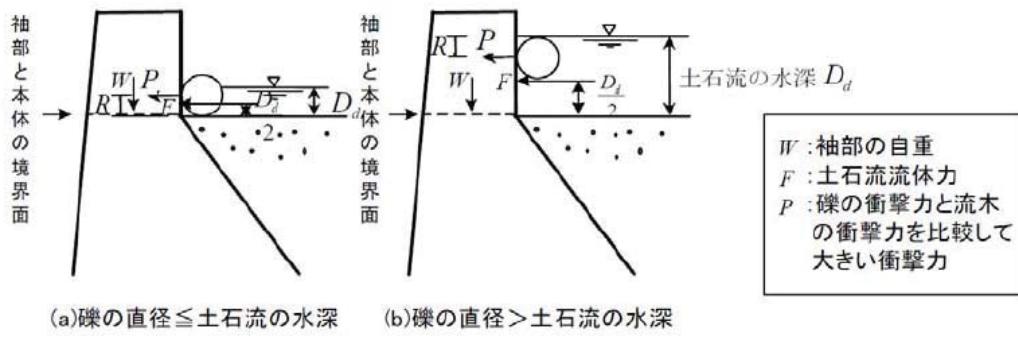


図 2-33 袖部の断面



(a) 磯の直径 ≤ 土石流の水深 (b) 磯の直径 > 土石流の水深

注意) 磯の衝撃力が流木の衝撲力より小さい場合、(a)と(b)中のRは流木の直径の1/2とする。

図 2-34 袖部と本体の境界面および設計外力とその作用点

### (2-1) 磯の衝撲力

磯の衝突により堤体の受ける衝撲力は、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、設計外力としての磯の衝撲力を設定する。

土石流・流木対策設計技術指針 解説  
H28.4  
(P63～65)

#### [解説]

マスコンクリートでは、次式で力 (P) が推定できる。

$$\begin{aligned}
 P &= \beta \cdot n \alpha^{3/2}, \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \\
 K_1 &= \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} \\
 \alpha &= \left( \frac{5v^2}{4n_1 n} \right)^{2/5}, \quad n_1 = \frac{1}{m_2} \\
 \beta &= (E + 1)^{-0.8} \quad E = \frac{m_2}{m_1} v^2
 \end{aligned} \quad \dots \dots \quad (3-6)$$

ここに、 $E_1$ 、 $E_2$ ：コンクリート及び礫の弾性係数（N/m<sup>2</sup>）

$\nu_1$ 、 $\nu_2$ ：コンクリート及び礫のポアソン比

$m_2$ ：礫の質量

$R$ ：礫の半径（m）

$\pi$ ：円周率（=3.14）

$v$ ：礫の速度（m/sec）

$\alpha$ ：へこみ量（m）

$K_1$ 、 $K_2$ ：定数

$\beta$ ：実験定数

$m_1$ ：袖部ブロックの質量（kg）

また、礫の速度は土石流流速と等しいとし、礫径は最大礫径とする。

(参考) 磫及びコンクリートの物理定数の例

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

礫のポアソン比  $\nu_2 = 0.23$

コンクリートの終局強度割線弾性係数※

$E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81 \text{ N/m}^2$

コンクリートのポアソン比  $\nu_1 = 0.194$

※ 磫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。

## 2-2) 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。

[解説]

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

### 3-2 透過型砂防堰堤の構造

#### 3-2-1 越流部の安定性

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

##### [解説]

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

##### (1) 安定条件

透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

##### (2) 設計外力

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

##### [解説]

- ① 透過部分には砂礫および水が無い状態で自重を算定する。
- ② 図 2-35に示す堆砂圧および流体力を外力として堤体全体の安定性、部材の安全性を検討する。土石流の重さが上載荷重となるので堆砂圧は台形分布となる。

表 2-26 透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）

堰堤形式	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	

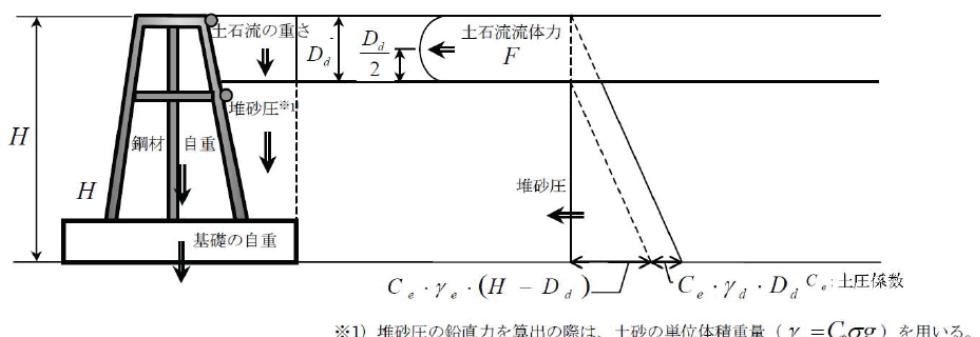


図 2-35 設計外力（土石流時）

### (3) 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と、土石流ピーク流量とする。

### (4) 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。

#### [解説]

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

(1) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値(本要領3-1-1 (4)参照)

(2) 最大礫径の値 (本要領3-1-1 (4)参照)

土石流・流木処理計画を満足する(整備率100%)渓流の最下流の堰堤においては、不透過型砂防堰堤の場合と同様に、本要領3-1-1(4)の解説のとおり設計水深や水通し部等の検討を行う。ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする。

## 3-2-2 透過部の構造検討

### (1) 構造検討条件

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

土石流・流木対策設計技術指針 解説  
H28.4  
(P26)

#### [解説]

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

構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりである。

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

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

## (2) 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、自重、土石流流体力、堆砂圧、温度応力とする。

### [解説]

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表 2-27に示す。

土石流時は短期荷重であることから、これまでの実績を考慮して許容応力度を1.5倍割増すものとする。また、土石流捕捉後は堆砂圧が長期間作用することから満砂時の許容応力度の割り増しは行わない。温度変化に対しては、一般的に許容応力度を1.15倍割り増すものとする。なお、温度応力が大きくなる場合は、部材断面が温度応力で決定されないような断面形状とするか、施設延長を分割するものとする。

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

透過部の部材の設計においては、表 2-27の他に、土石流流体力が構造物に偏心して作用する偏心荷重と、礫や流木の衝撃力による荷重とに対して安全であるように設計する。

さらに、湾曲部における砂防堰堤軸は、下流河道に対して概ね直角が望ましいが、捕捉機能から上流に対してもできるだけ偏心しないよう考慮する。上流の流心に対して偏心する場合には、想定される土石流の流心と堰堤軸の角度( $\theta_{f2}$ )を想定し、さらに余裕角( $\theta_{f3}$ )を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度( $\theta_{f1}$ )を設定する。(図2-36参照)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。

土石流・流木対策設計技術指針 解説  
H28.4  
(P27, 28)

表 2-27 構造検討で考慮する設計外力の組み合わせ

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

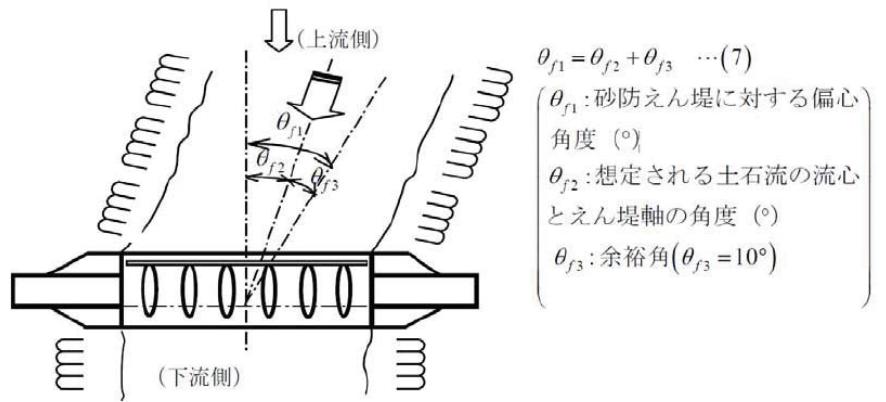


図 2-36 透過部材に対する偏心荷重（渓流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合）

### 3-2-3 本体構造

#### (1) 水通し断面

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

##### [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。

土石流・流木対策設計技術指針 解説  
H28.4  
(P29, 30)

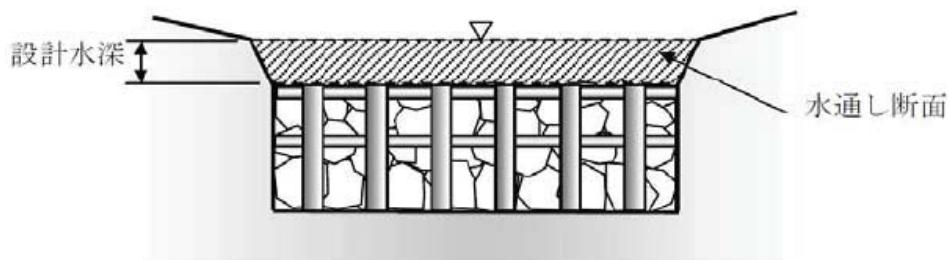


図 2-37 水通し断面（斜線部）

#### (2) 開口部の設定

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

##### [解説]

開口部の幅は、透過型の機能を十分生かせるようにできるだけ広くとる。

開口部の高さは、土石流や洪水の水深以上を確保し計画捕捉量により決定する。なお、開口部の底面は、未満砂の状態で平常時の流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

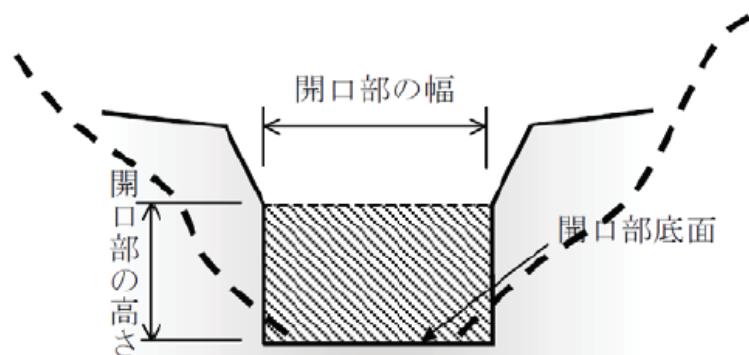


図 2-38 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）

### (3) 透過部断面の設定

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

#### [解説]

土石流捕捉のための透過型砂防堰堤は、透過部断面の純間隔(図 2-39参照)を適切に設定することにより、土石流を捕捉する機能、および、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。したがって、透過部断面の設定は、土石流の流下形態や最大礫径( $D_{95}$ )、流域内の既施設配置状況、堰堤高等に十分留意する必要がある。

水平純間隔は最大礫径( $D_{95}$ ) の1.0倍程度に設定する。土石流の水深より高い透過型砂防堰堤を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径( $D_{95}$ ) の1.0倍程度に設定し、土石流の捕捉を確実にする。最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度とする。

ただし、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する(表 2-28参照)。

なお、水平純間隔及び鉛直純間隔は、実験(図 2-40参照)によると、土砂容積濃度が高い場合、最大礫径( $D_{95}$ ) の1.5倍より小さければ、透過部断面が閉塞することが分かっているため、機能上、必要な場合、1.5倍まで広げることができる。機能上、必要な場合とは、例えば、流下区間に複数基透過型砂防堰堤を配置する時の上流側の透過型砂防堰堤の水平純間隔及び鉛直純間隔を広げることにより効果的に土石流に対処できる場合等である。

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

- ① 土石流の水深以下の透過部断面が土石流に含まれる巨礫等により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の流下中にも保持されること。
- ② 土石流の水深よりも高い位置の透過部断面が土石流の後続流により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の後続流の流下中にも保持されること。



図 2-39 透過部断面の純間隔

表 2-28 透過型砂防堰堤における透過型断面の設定について

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

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

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

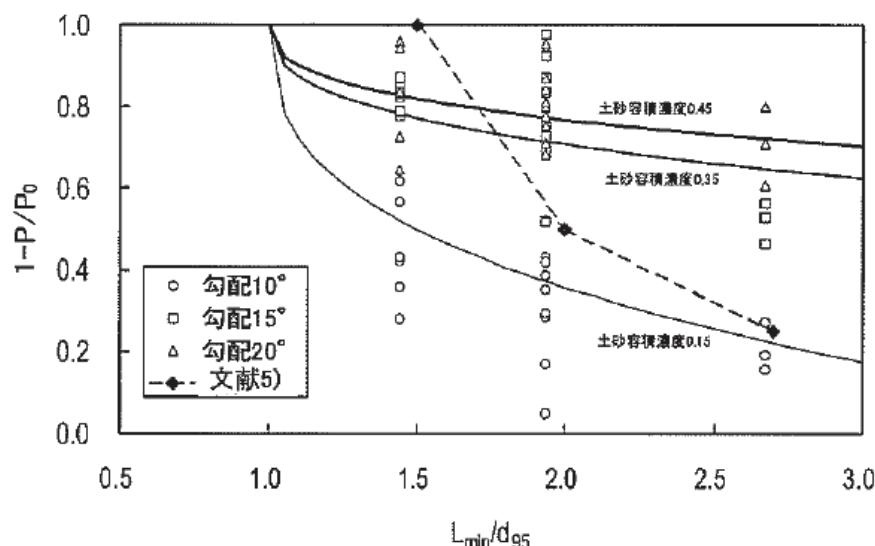


図 2-40 土石流のピーク流量の変化

### 3-2-4 非越流部の安定性および構造

非越流部の本体の断面は、安定計算により合理的に決定する。

[解説]

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

土石流・流木対  
策設計技術指  
針 解説 28.4  
(P33)

### 3-3 部分透過型砂防堰堤の構造

#### 3-3-1 越流部の安定性

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

土石流・流木対策設計技術指針 解説  
H28.4  
(P35, 36)

##### [解説]

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

##### (1) 安定条件

部分透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

##### (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の設計外力と同様とするが、透過部の構造に応じた設計外力が作用するものとする。

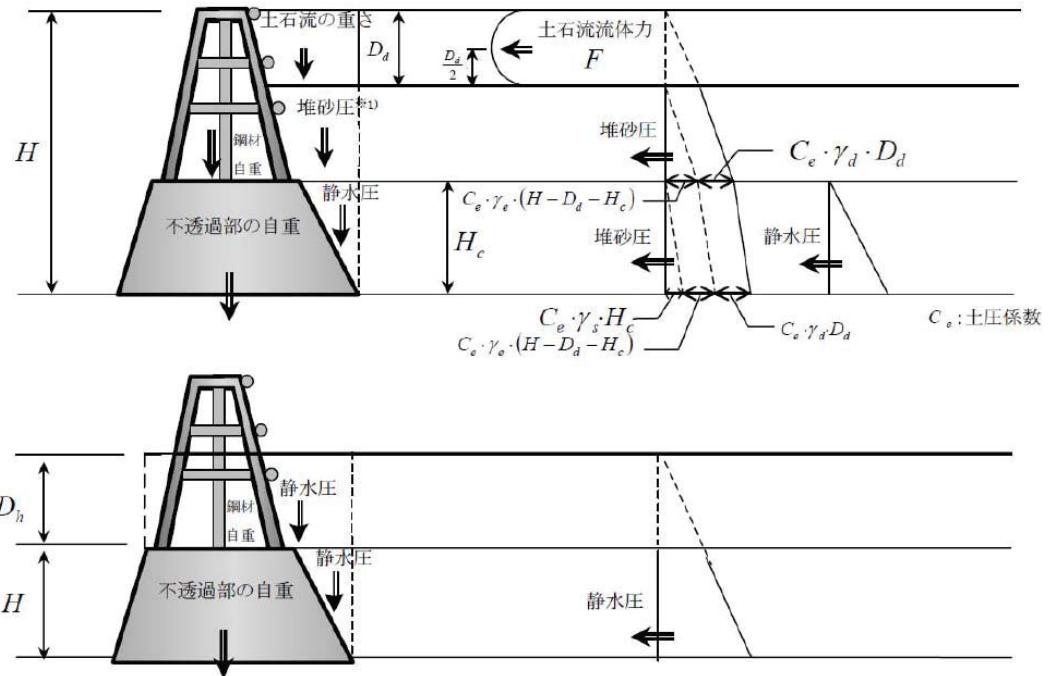
①安定計算に用いる設計外力の組合せおよび設計外力は表 2-29のとおりとする。

表 2-29 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）

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

②安定計算に用いる設計外力は図 2-41に示すように透過部と不透過部に作用させる。

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。



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

図 2-41 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力  
( $H < 15m$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

### (3) 設計流量

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

土石流・流木対策設計技術指針 解説

H28.4

(P37)

### (4) 設計水深

設計水深は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

土石流・流木対策設計技術指針 解説

H28.4

(P38, 39)

### 3-3-2 透過部の構造検討

透過型部の構造検討は透過型砂防堰堤と同様とする。

### 3-3-3 本体構造

#### (1) 水通し断面

水通し断面は透過型砂防堰堤と同様とする。

## (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。

## (3) 透過部断面の設定

透過部断面の設定は透過型砂防堰堤と同様とする。

## (4) 不透過部の天端幅

不透過部の天端幅は、礫および流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

### 〔解 説〕

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

土石流・流木対策設計技術指針 解説  
H28.4  
(P39, 40)

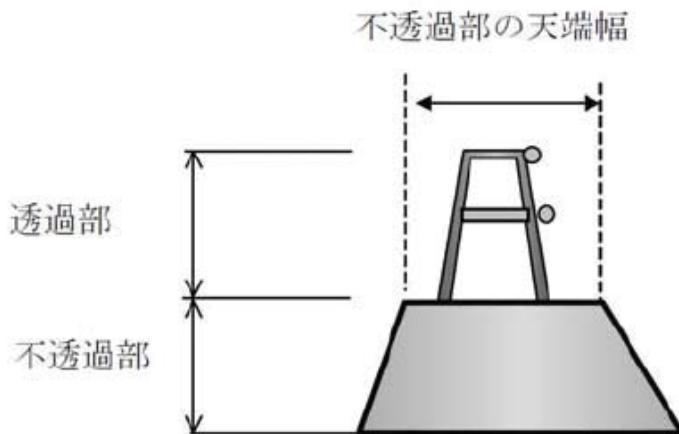


図 2-42 部分透過型砂防堰堤 越流部側面図 (例)

## 3-3-4 非越流部の安定性および構造

非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

土石流・流木対策設計技術指針 解説  
H28.4  
(P42)

## 第3節 床 固 工

### 1 床固工の設計

床固工の設計にあたっては、その目的が達成されるようになるとともに、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ものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
3.1 (P18)

#### 〔解 説〕

床固工の機能としては、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、山脚を固定するとともに、護岸等の工作物の基礎を保護が考えられる。床固工の規模、位置の選定に当たっては、これらを十分検討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。

床固工の構造及び安定計算は、砂防堰堤に準ずるものとし、その設計順序は図3-1に示すとおりであり、床固工完成後には、浸食や堆積が起こらない計画河床勾配を決定し、それに必要な床固工の位置や高さ等について検討する。さらに本体等の設計に必要な事項について検討し、水通し、本体、基礎、袖、前庭保護工、間詰め等の付属物の設計を行う。

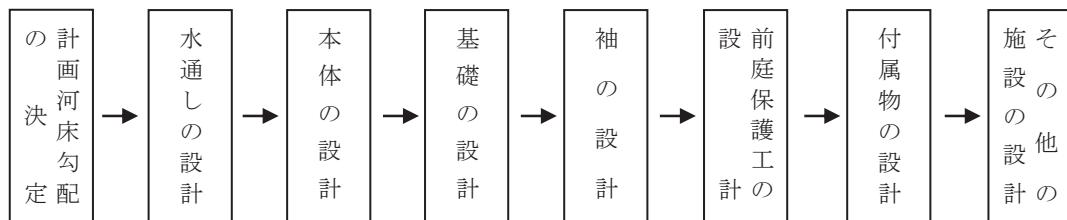


図 3-1 床固工の設計順序

### 2 安定計算に用いる荷重及び数値

床固工の安定計算に用いる荷重及び数値は、第2節砂防堰堤編に準ずるものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
3.2 (P19)

### 3 水通しの設計

床固工の水通は、砂防堰堤の設計に準じて設計するものとする。

#### 〔解説〕

床固工の水通しの高さは、対象流量を流しうる水深をマニングの流速公式から求め、第2節砂防堰堤編表2-7の余裕高以上の値を加えて求めることができる。

$$Q = V \cdot A \quad \cdots (3-1)$$
$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$
$$R = \frac{A}{P}$$
$$A = h_3 \cdot (B_1 + m_2 \cdot h_3)$$
$$P = B_1 + 2h_3 \sqrt{1+m_2^2}$$
$$Q : 対象流量(m^3/s)$$
$$V : 水通し天端の流速(m/s)$$
$$n : マニングの粗度係数$$
$$R : 径深(m)$$
$$I : 床固工上流河床勾配$$
$$A : 対象流量流過断面積(m^2)$$
$$P : 潤辺(m)$$
$$h_3 : 越流水深(m) \cdots 5\text{cm}単位に切上げ、まるめるものとする。$$
$$B_1 : 水通し底幅(m)$$
$$m_2 : 袖小口勾配(1:m_2)$$

ただし、越流水深( $h_3$ )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。

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

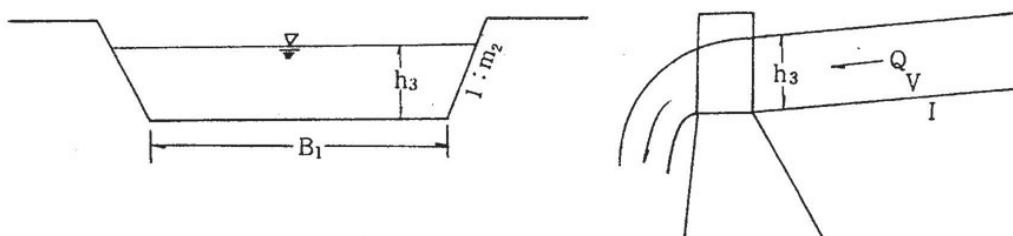


図 3-2 マニングの流速公式による越流水深

### 4 本体の設計

床固工の本体は、砂防堰堤の設計に準じて設計するものとする。

#### 〔解説〕

床固工は、一般に重力式コンクリート型式が採用されるが、地すべり地や軟弱地盤等の特殊な条件の場合には、枠床固工、ブロック床固工、鋼製床固工等を採用することがある。その場合は使用する部材及び安定を確かめたうえで現地条件に応じた断面等を決定するものとする。

河川砂防[設計II]  
H9.10  
3.3 (P19)

河川砂防[設計II]  
H9.10  
3.4 (P19)

## 5 基礎の設計

床固工の基礎は、砂防堰堤の設計に準じて設計するものとする。

### 〔解説〕

基礎がシルトや細砂の場合は、特に透水によるパイピング等に注意しなければならない。また粒度や締まり具合のいかんによっては、地震時に流動化現象を起こすおそれがある。粘土の場合は、締まり具合や含水比によっては、圧密沈下や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。

河川砂防[設計Ⅱ]

H9.10

3.5 (P19)

## 6 袖の設計

床固工の袖は、砂防堰堤の設計に準じて設計するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]

H9.10

3.6 (P20)

## 7 前庭保護工の設計

床固工の前庭保護工は、砂防堰堤の設計に準じて設計するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]

H9.10

3.7 (P20)

### 〔解説〕

床固工は、原則として前庭保護工を設けるものとする。

## 8 帯 工

帯工は、計画河床を維持しうる構造として設計するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]

H9.10

3.8 (P20)

### 〔解説〕

帯工は床固工間において床固工間隔が大きい場合、局所的洗掘に河岸により悪影響を及ぼすことも多く、その対策として用いられる。また、溪流保全工等の最下流端の河川との取り付け部における河床変動によって生じる上流床固の基礎の洗掘を防止するために用いられる場合もあり、帯工の高さは下流河川の河床変動を考慮して決定するものとする。

## 第4節 護 岸

### 1 護岸の設計

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、流水、流送土砂等の外力に対して安全にするとともに、維持管理面等についても考慮するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
4.1 (P20)

#### 〔解説〕

護岸の機能としては、山脚の固定、溪岸決壊防止、横侵食防止等を考えられる。

護岸は、流水による河岸の決壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがある。

護岸の破壊は、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、これらにも十分留意するものとする。また、洪水時土砂や転石等の衝撃を受けやすい区間では、これらに対して安全性に十分留意するものとする。

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

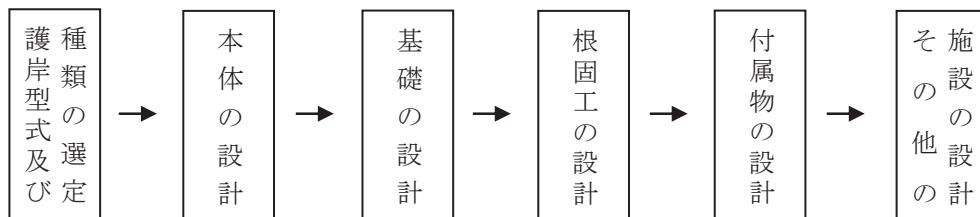


図 4-1 護岸の設計順序

## 2 のり勾配

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

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
4.2 (P21)

### 〔解説〕

護岸の型式には自立式とモタレ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等によって選定される。なお、護岸ののり勾配は、河床勾配が急なほど急勾配とすることが望ましいが、一般に5分程度を採用する場合が多い。

一般に砂防河川に用いる護岸の材料は、コンクリート、コンクリートブロック、石材等であるが、これらの採用に当たっては、安全性、経済性等を考慮して選定する必要がある。

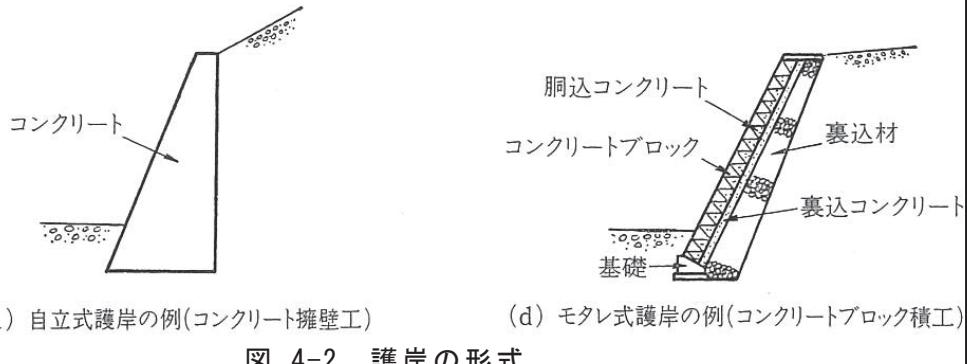


図 4-2 護岸の形式

### 3 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。  
。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
4.3 (P21)

#### 〔解 説〕

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

### 4 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。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
4.4 (P21)

### 5 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。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
4.5 (P21～22)

#### 〔解 説〕

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

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

また、護岸を単独で計画する場合は、現河床の最深部より深くすべきである。計画河床が定めてある場合は、それより 1.0m以上根入れを行うことが望ましい。(図 4-3参照)

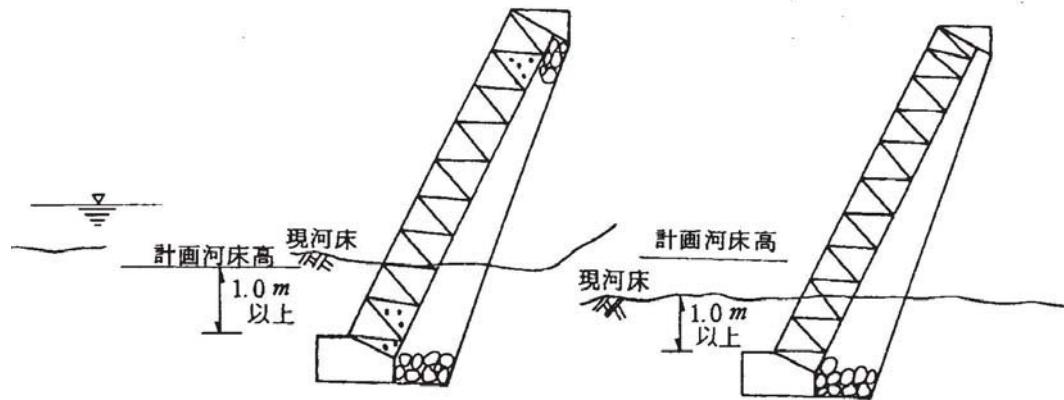


図 4-3 護岸の根入

## 6 横帶工

護岸には、局所洗掘等に伴う破壊の拡大防止等のため、横帶工を設けるものとする。

### 〔解説〕

横帶工の間隔は伸縮目地 5箇所につき 1箇所設置すること。なお、階段等で横帶工として代用できる構造物がある場合は、端壁の厚さを横帶工厚以上とすること。

横帶工及び端止め工の幅は 0.30m、厚さは（胴込 + 裏込材 + 0.10m）とする。

注) 平張等も適用する。

一般の場合

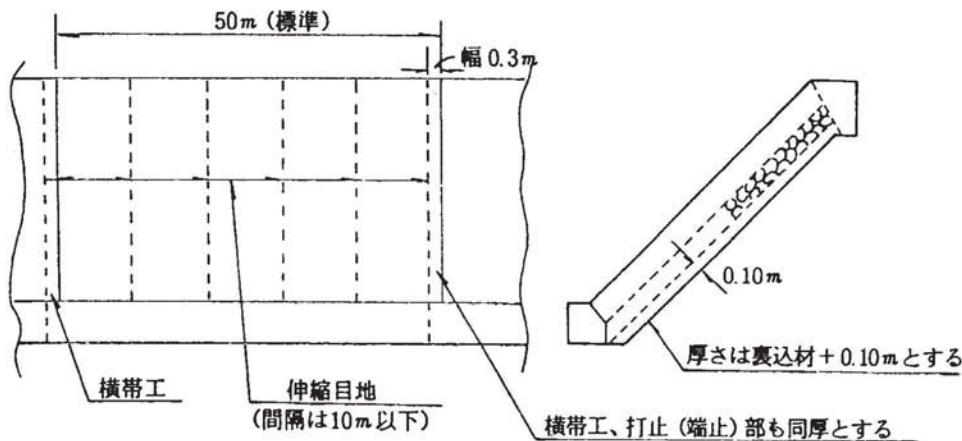


図 4-4 横 帯 工

改定 護岸の力学  
設計法  
H19.4  
5-3-4 (3)P94  
一部加筆

## 7 根固工

根固工は、護岸の基礎の先掘を防止しうる構造として設計するものとする。  
。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
4.6 (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5節 水 制 工

### 1 水制工の設計

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、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
5.1 (P22)

#### 〔解 説〕

水制工の目的としては、流水や流送土砂をはねて渓岸構造物の保護や渓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とがあり、河川砂防技術基準（案）計画編第13章第5節の内容をよくふまえて、所要の機能と安全性の確保について十分考慮しなければならない。

水制工の型式は、その構造により透過及び不透過に分離され、また高さにより越流、非越流に分けられる。水ハネ、土砂ハネを目的とする場合は非越流、不透過水制工を用い、流速減少を目的とする場合は越流、透過水制工を用いるのが一般である。

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

## 2 水制工の形状

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

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
5.2 (P22~23)

### 〔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、水制工と護岸を併設したほうが、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 $1/10\sim1/100$ の下り勾配をつけるのが通常である。

水制工の高さは、維持管理及び河川に与える不測の影響を考慮して低くする場合が多く、平均低水位上 $0.5\sim1.0$ m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 $1.5\sim2.0$ 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。

## 3 本体及び根固工の設計

水制工本体は、砂防堰堤の設計に準じて設計するものとする。また、水制工の根固工は、護岸の根固工に準じて設計するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
5.3 (P23)

### 〔解説〕

一般に砂防施設を設ける溪流は、急流で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過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を受けやすいため、水制工には原則として根固工を併設するものとする。

## 第6節 溪流保全工

### 1 溪流保全工の設計

溪流保全工の設計に当たっては、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とともに、維持管理面及び周辺の水利用、地下水位、自然環境についても配慮するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
6.1 (P23)

#### 〔解説〕

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

溪流保全工の設計においては、形状、勾配、構造物、河床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等により試算を行い修正を繰り返して、適切に設計する必要がある。

模型実験は、溪流保全工の対象とする地域の社会的、経済的重要性や想定される被害の質、量等を勘案したうえで、必要に応じて実施するものとする。なお、溪流保全工の設計順序は、次のとおりとするのが一般的である。

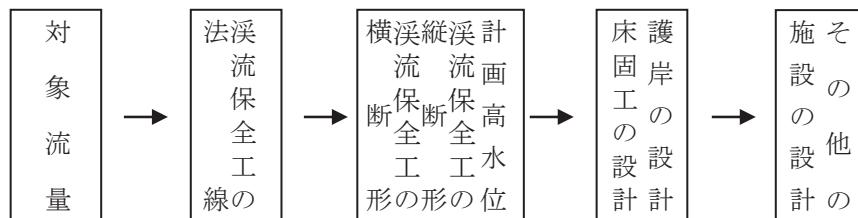


図 6-1 溪流保全工の設計順序

### 2 対象流量

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

砂防公式集  
S59.10  
5-4 (P153～154)

#### 〔解説〕

対象流量の決定に当たっては、一般に計画降雨量の年超過確率で評価する。なお、河川事業等に比べ同程度の砂防河川において想定される被害の量および質が非常に大きいため暫定改修を行わないことを原則としており、実施する場合は本改修となることを念頭におくことが必要である。

おおよその基準として、河川をその重要度に応じてA級、B級、C級、D級およびE級の5段階に区分した場合、その区分に応じた計画降雨の規模の標準を示すと表 6-2のとおりである。

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

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

表 6-1 河川の重要度と計画の規模

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

\*年超過確率の逆数

計画規模が定まったら、対象流量を本章第2節4により決定する。ただし、渓流保全工の対象流量は、すでに砂防工事が進捗しているため、土砂混入率の減少した洪水流量を対象とする。

渓流保全工の計画における土砂混入率は、次の数字を目途とする。

- ① 砂防工事が施工中（上流の砂防工事が計画流出土砂量に対して原則として50%以上完了している）および屈曲、乱流防止（上流の荒廃が比較的少ない場合でも今後の荒廃に対処するため、原則として上流の砂防工事が計画流出土砂量に対して50%以上完了していなければならぬ）の場合 ..... 10%
- ② 砂防工事が施工済みの場合 ..... 5%

### 3 法 線

渓流保全工の法線は、できる限りなめらかにしなければならない。

#### 〔解 説〕

渓流保全工の法線は流水のスムーズな流下を図るため、また、将来における維持のため直線に近いことが望ましいのであるが、土地利用の盛んな渓流の下流部および砂礫円錐地帯においては、法線の規正が困難な場合が多いため、現流路に沿って計画法線を決定しなければならない場合が多いが、用地取得の困難さを理由として屈曲の著しい現流路に沿うことは避けべきで、あくまでも渓流保全工本来の目的を忘れてはならない。

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

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

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

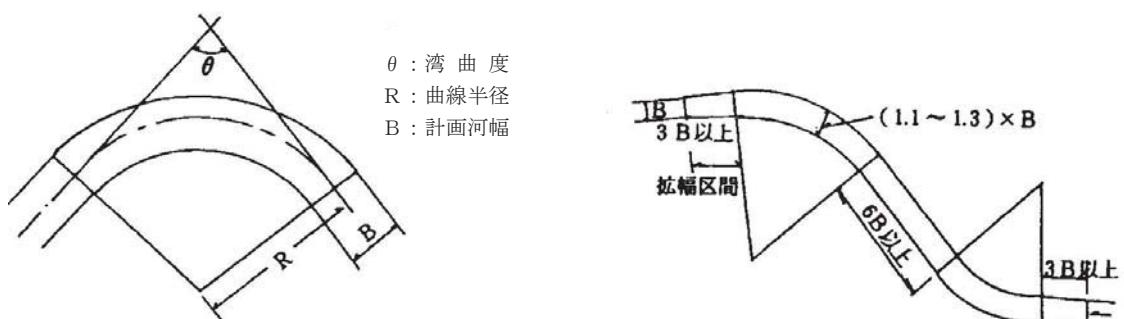


図 6-2 法 線

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

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

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



支川からの跳水により本川の護岸をのりこえる危険がある。

図 6-3 支川の影響

## 4 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。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
6.2 (P24)

### 〔解説〕

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

## 5 溪流保全工の縦断形

溪流保全工の縦断形は、河床の安定を十分考慮するとともに、掘込み方式が原則であるので、周辺の地形条件や将来の維持管理面も勘案して決定するものとする。

なお、溪流保全工の上端及び下端において、河床勾配が急変しないようにし、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。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
6.3 (P24)

### 〔解説〕

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

河床勾配を求める方法としては、動的平衡計算と静的平衡計算がある。掃流砂量を求める式としては、AINシュタイン式、土研式等があり、これらに水流の基礎方程式を当てはめて計算する。

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

計画縦断勾配は、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部な安定を確かめたうえで、現在の河床勾配を採用するのが将来の維持管理上最も望ましい。河床変動の資料がない場合、類似した河川の実績等を参考として求める場合もある。

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

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

又、合流点において、支川の流域面積が小さい場合は、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。本支川の流域面積が同じ位の大きさの場合は、計画河床高は同じ高さにするのがよい。

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

## 6 渓流保全工の計画断面

渓流保全工の計画断面は、原則として単断面とし、その計画幅は、対象流量、渓流保全工の縦断勾配、平面形状、地形、地質、背後地の土地利用状況等を考慮して定めるものとする。

### 〔解説〕

渓流保全工を設ける渓流は、一般に急流であり、渓流保全工を低水敷と高水敷に分けて複断面にすると計画断面を維持させることが困難であり、単断面とする場合が多い。しかし、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うえで断面形状を決定するものとする。

河幅  $B$  と流量  $Q$  に関しては、

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

$B$  : 河幅 (m)

$Q$  : 流量 ( $m^3/sec$ )

$\alpha$  : 係数

で表わされる関係があり、 $\alpha$  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  $\alpha$  の値は  $Q$  を対象流量とし、 $A$  を流域面積 ( $km^2$ ) とすると、表 6-2 の範囲とすることが望ましい。

渓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、及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、渓流保全工全体の計画の中で検討する必要がある。

表 6-2  $\alpha$  の値

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

一般には、他の条件を同一にすれば、渓流保全工幅を狭めることにより水深及び流速は大となり、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、渓流保全工の計画幅は、河床の安定性を主眼におき、構造物の有無、背後地の土地利用等を考慮して決定するものとする。

参考として、既往の渓流保全工における流域面積と渓流保全工幅の関係を図6-4に示す。

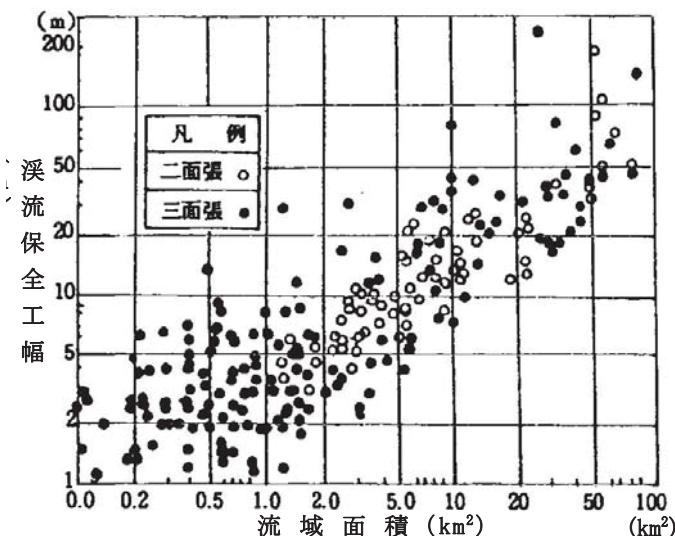


図 6-4 流域面積と渓流保全工幅

渓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。

ただし、余裕高は河床勾配によっても変化するものとし、計画高水位 ( $H$ ) に対する余裕高 ( $\angle H$ ) との比 ( $\angle H / H$ ) は表 6-4 の値以下とならないようにする。

表 6-3 対象流量と余裕高

対象流量	余裕高
200m³/s 未満	0.6m
200~500m³/s	0.8m
500m³/s 以上	1.0m

表 6-4 計画河床勾配と余裕高比

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

勾配の急な渓流では、河床変動、土砂流出等が起こりやすく、流速が大きい関係もあって水面変動が大きい。このため大きな余裕高が必要となる。また、これは河幅との関係もあり、同一流量でも河幅が広ければ、計画高水位

の水深が小さくなり、規定の余裕高で十分安全となる。

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

なお、渓流保全工の湾曲部では、洪水時に偏流を生じ、湾曲部の外側では水位が上昇し、局部的に流速が速まり、河道の安定性をおかすおそれがある。また、平面形状によっては、湾曲部の内側にも偏流を生じる場合もある。このため、渓流保全工幅を拡大すること、外側の護岸天端を嵩上げすること等の処置をとる必要がある。

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。

ナップによれば、静水面を仮定したとき、水路外側壁における水面高と静水面との差hは次式で表わされる。

$$h = b \cdot v^2 / r \cdot g \quad \dots \dots \dots \quad (6-2)$$

b : 水路幅 (m)

v : 水路曲線部の平均流速 (m/sec)

r : 水路中心線曲率半径 (m)

g : 重力加速度 (9.8m/s<sup>2</sup>)

三面張りの場合は、このような曲がりによる水位差を消去し、流れが曲線水路に沿って安定して流れるようにするために、水路床に横断勾配をつける。ただし、この横断勾配を水路曲線の始点に急に設けても流れはかえって不安定になるので、適当な緩和区間を必要とする。

横断勾配（カント）は次式で表わされる。

$$\tan \phi = v^2 / r \cdot g \quad \dots \dots \dots \quad (6-3)$$

φ : 水路上の傾斜角 (度)

v : 水路曲線部の平均流速 (m/sec)

r : 水路中心線の曲率半径 (m)

このほかグラショードの式

$$h = (v^2 / g) \times \{ 2303 (\log R_2 - \log R_1) \} \dots \dots \dots \quad (6-4)$$

R<sub>1</sub> : 水路内側の曲率半径 (m)

R<sub>2</sub> : 水路外側の曲率半径 (m)

があるがほとんど同様の値を与える。

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

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

## 7 溪流保全工における護岸

溪流保全工における護岸は、本章第4節に準ずるものとする。

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

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
6.5 (P25)

### 〔解説〕

護岸の決壊は、洗掘による護岸基礎部の破壊や土砂の吸い出しによって生じている場合が多い。そこで護岸の根入れ深は、洗掘による河床変動に対応できるように考えて、一般的には床固工天端等、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している。

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

## 8 溪流保全工における床固工

溪流保全工における床固工は、本章第3節に準じて設計する。

河川砂防[設計Ⅱ]  
H9.10  
6.6 (P26)

### 〔解説〕

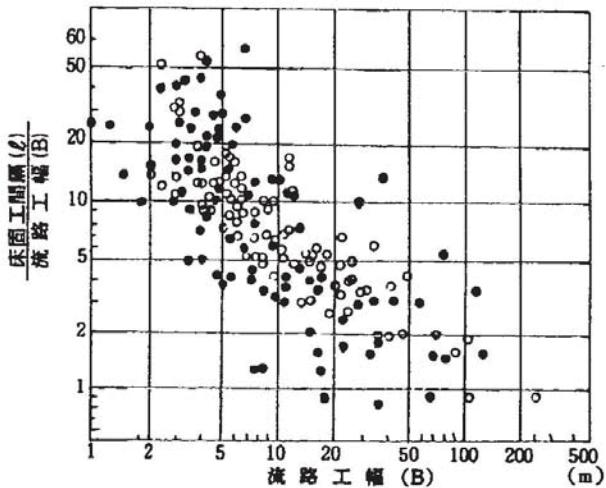
溪流保全工を計画する溪流は、一般に河床勾配が急であるため、計画河床の維持が困難となる場合が多い。このため、床固工を設置し、河床勾配を緩やかにして、河床材料のみで維持するのが一般には得策となるため、溪流保全工の計画断面、縦断形等を総合的に検討して床固工の位置に選定をする必要がある。

溪流保全工の計画河床高は、一般には溪流保全工上下流端で現況河床高と合わない場合が多い。このため落差工として床固工を設置する。計画河床勾配は、計画編第13章6.2.6および本節4、5によって定め、溪流保全工の底張部の上下流部の処理については、計画編第13章6.6.3によるものとする。

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。

参考として、既往の渓流保全工の流路幅と床固工間隔を図 6-5 に示す。

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



$$\text{渓床勾配 } \frac{1}{10} \sim \frac{1}{100} \quad \text{流域面積 } 20 \text{ km}^2 \text{ 以下}$$

B : 流路工幅(m)      ℓ : 床固工間隔(m)

図 6-5 渓流保全工幅と床固工間隔

## 9 底張り部の設計

渓流保全工の底張りは、流水及び摩耗に耐える構造として設計するものとする。

### 〔解説〕

渓流保全工の底張りは、現河床材料では計画河床勾配の維持が困難となる場合に設けるものとし、コンクリート張り、ブロック張り等がある。一般には渓流保全工の計画河床幅が狭く流域面積が  $2 \text{ km}^2$  以下の小規模な渓流では、厚さ 0.3m 程度のコンクリート張り（三面張り）が採用されている例が多い。

渓流保全工を三面張りとする場合は、河川砂防技術基準（案）計画編第 13 章 6.2.5 を参照する。なお、限界掃流力の式は、シールズ公式、岩垣式等がある。

渓流保全工の底張りの末端処理は、河川砂防技術基準（案）計画編第 13 章 6.6.3 によるものとする。

河川砂防[設計 II]  
H.9.10  
6.7 (P26)

## 第7節 その他砂防施設

### 1 掃流区間における流木対策施設

#### 1-1 洪水、土砂量の規模等

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

〔解説〕

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

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

土石流・流木  
対策設計技術指針 解説  
H28.4  
(P67, 68, 69)

#### 1-2 流木捕捉工の設計

##### 1-2-1 透過部の高さ

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

〔解説〕

透過部は転石により閉塞しないように設計するものとし、透過部の高さは流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木捕捉に必要な高さを加えた高さ以上とする。その概念を図7-1に示す。これらの決定の手順を以下に示す。ここで、 $D_s$ ：流木止めによるせき上げを考慮した水位（m）、 $\Delta H_s$ ：流木捕捉に必要な高さ（m）、 $H_s$ ：流木止め（透過部のみ）によるせき上げ後水位である。

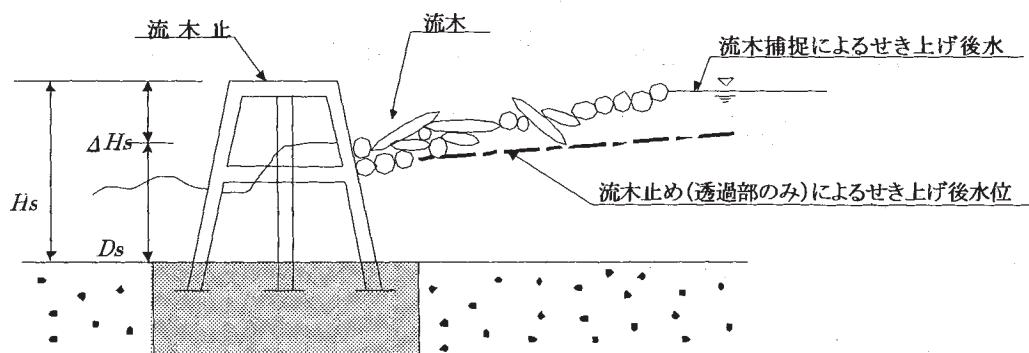


図 7-1 掫流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ ( $H_s$ ) の模式図

## (1) せき上げ水位の計算

### ① せき上げ前の水深 $D_{h0}$ 、平均流速 $U_h$

開水路形状：土砂混入流量により、マニング式等により求める。

堰形状：土砂混入流量によりせきの公式で求める。

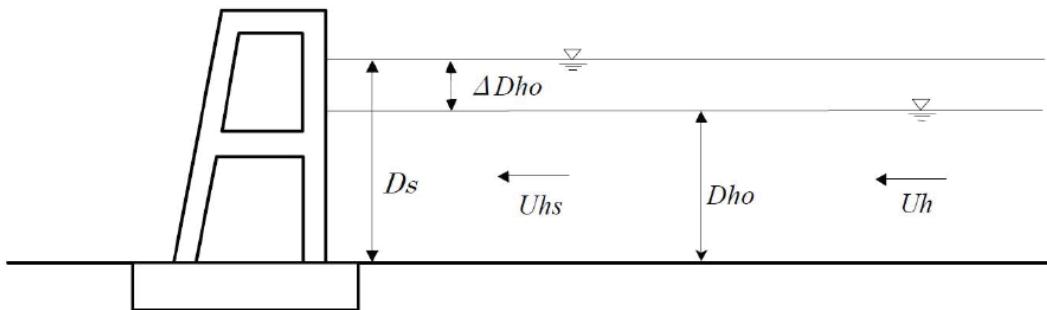


図 7-2 流木止めに上るせき上げ水位

### ② 流木止め工によるせき上げ高

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

なお、縦部材のみによるせき上げの水位は次式により算定できる。

$$\Delta D_{h0} = k_m \cdot \sin \theta_m \cdot \left( \frac{R_m}{B_p} \right)^{4/3} \frac{U_h^2}{2g} \quad \dots \dots \quad (7-1)$$

ここに、 $\Delta D_{h0}$ ：流木止め工縦部材によるせき上げ高 (m)

$k_m$ ：縦部材の断面形状による係数 (鋼管で  $K_m \approx 2.0$ 、

角状鋼管で  $K_m \approx 2.5$ 、H形鋼では  $K_m \approx 3.0$  を用いる)

$\theta_m$ ：縦部材の下流河床面に対する傾斜角 (度)

$R_m$ ：縦部材の直径 (m)

$B_p$ ：縦部材の純間隔 (mm)

$U_h$ ：上流側の流速 (m/s)

### ② せき上げ後水深 $D_s$

$$D_s = D_{h0} + \Delta D_{h0} \quad \dots \dots \quad (7-2)$$

$$U_{hs} = \frac{Q}{D_s \cdot B_s} \quad \dots \dots \quad (7-3)$$

ここに、 $Q$  : 設計流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$U_{hs}$  : せき上げ後の平均流速 ( $\text{m}/\text{s}$ )

$B_s$  : 流下幅 ( $\text{m}$ )

## (2) 流木止め工の高さ ( $H_s$ )

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

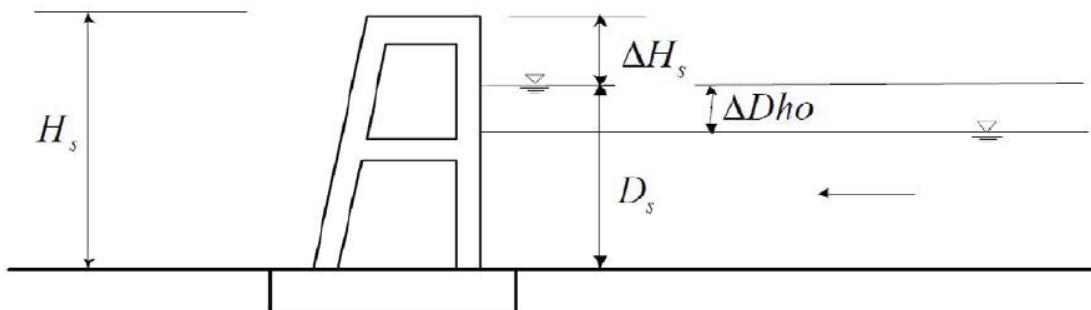


図 7-3 閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

### 1-2-2 透過部における部材の純間隔

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

#### 〔解説〕

##### (1) 掃流により移動する最大礫径

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

① 平均粒径に対する移動限界摩擦速度の 2 乗  $U_{*cm}^2$

次式から求める。

$$U_{*cm}^2 = 0.05 \cdot (\sigma / \rho - 1) \cdot g \cdot d_m \cdots (7-4)$$

ここに、 $d_m$  : 河床材料の平均粒径 ( $\text{m}$ )

$\sigma$  : 砂礫の密度、一般に  $2600 \sim 2650 \text{ kg/m}^3$

$\rho$  : 泥水の密度、一般に  $1000 \sim 1200 \text{ kg/m}^3$

$g$  : 重量加速度 ( $\text{m}/\text{s}^2$ )

土石流・流木  
対策設計技術指針 解説  
H28.4  
(P71)

② 摩擦速度の 2 乗  $U_*^2$

$$U_*^2 = g \cdot D_{h0} \cdot I \cdots \cdots \cdots \cdots (7-5)$$

ここに、 $D_{h0}$ ：水深（m）

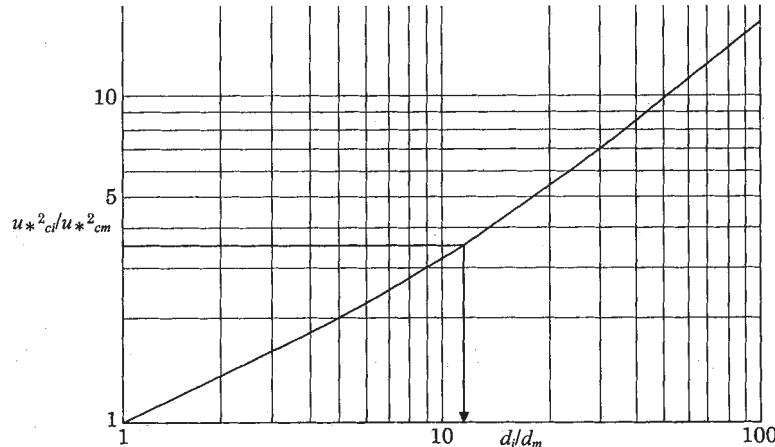
I : 河床勾配

③ 摩擦速度比の2乗  $U_*^2 / U_{*cm}^2$

①、②の値を用いて求める。

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

$$\frac{d_i}{d_m} > 0.4 : \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} = \left( \frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19 + \frac{d_i}{d_m}} \right)^2 \quad (7-6)$$



土石流・流木  
対策設計技術指針解説  
H28.4  
(P72)

図 7-4 粒径別限界掃流力

⑤ 現地の最大転石と比較して、小さい方を最大粒径とする。

## (2) 透過部の部材の純間隔

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

$$B_p \geq 2 d_i \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (7-7)$$

ここで、 $B_p$  : 透過部の純間隔（m）

$d_i$  : 最大転石（m）

$$\frac{1}{2} L_{wm} \geq B_p \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (7-8)$$

ここで、 $L_{wm}$  : 最大流木長（m）である。

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

### 1-2-3 全体の安定性の検討

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

#### 〔解説〕

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

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

掃流区間において、流木止め工が流木で閉塞された状態の場合は、図7-5に示すように静水圧が作用する。この場合静水圧の大きさは透過部の閉塞密度( $K_{hw}$ )に影響を受ける。ここでは完全に閉塞された状態を想定して $K_{hw}=1.0$ の静水圧（水の単位体積重量 $\gamma_w=11.77\text{kN/m}^3$ ）とする。掃流区域の透過型流木捕捉工の場合、礫による捕捉が生じないように設計するので、堆砂圧は考慮しない。

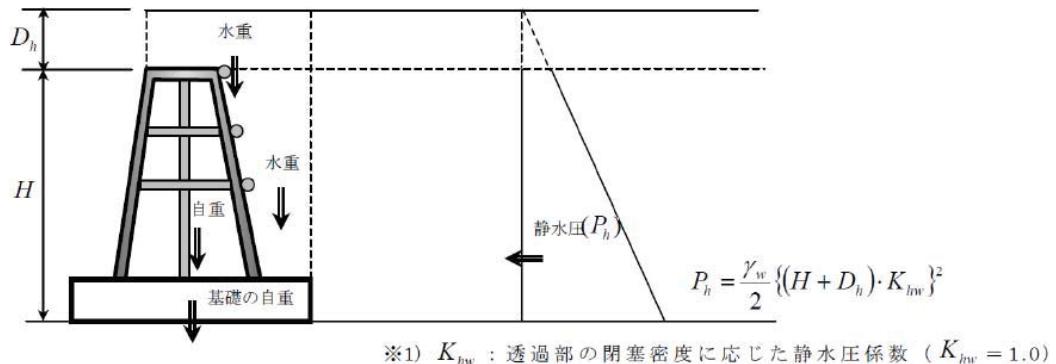


図 7-5 掃流区域の流木捕捉工の閉塞状況

表 7-1 流木対策施設（掃流区間）の設計外力（自重を除く）

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 5m以下 (基礎含む)			静水圧

#### 1-2-4 部材の安定性の検討

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

##### 〔解説〕

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

流木の衝突による衝撃力は、「土石流・流木対策施設設計技術指針4.2及び4.3」によるものとする。

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

$$U_{ss} = 1.2 \cdot U_s \cdots \cdots \cdots \cdots \quad (7-9)$$

ここで、 $U_{ss}$  : 表面流速 (m/s)

$U_s$  : 平均流速 (m/s)

#### 1-2-5 透過部以外の設計

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

##### 〔解説〕

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

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

## 2 土石流・流木対策施設

### 2-1 砂防堰堤以外の土石流・流木対策施設

土石流・流木対策施設には、砂防堰堤以外にも土石流・流木発生抑制工、土石流導流工、土石流堆積工、土石流緩衝樹林帯、土石流流向制御工等がある。これらの設計方法については、土石流・流木対策設計技術指針 2.2～2.6に準じるものとする。

土石流・流木  
対策設計技術指針 解説  
H28.4  
(P45～60)

## 第8節 その他

### 1 工事用道路

工事用道路は、主要交通路から工事施工場所まで各種の資材・人員を輸送するための進入路である。工事用道路の設計においては、工事に必要となる建設機械、工事車両等の規格等を踏まえたうえで道路規格等を適切に定め、工事の安全と円滑な進捗が図れる計画とする。

#### 〔解説〕

工事用道路は仮設であり、工事完了後は現状復帰する事を念頭に置き、むやみな伐採や大規模な掘削は極力抑えるとともに、工事の安全に支障がない範囲で簡易な構造とすることが望ましい。設計に際しては、「林道規定」（日本林道協会）や「改訂版 土木工事仮設計画ガイドブック（Ⅱ）」（全日本建設技術協会）、必要に応じて道路土工、道路構造令（日本道路協会）等を参考とする。

なお、工事用道路であっても、上流域の砂防工事のために供用期間が長くなる場合や、工事完了後に管理用道路として利用する場合、また、市道・林道として移管を前提とする場合等においては、設計段階から目的や用途を考慮した計画としておく必要がある。

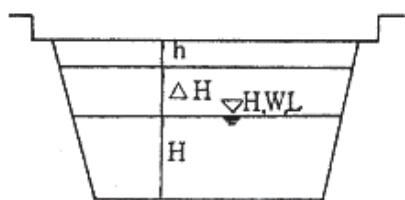
## 2 砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準（案）

(一般的基準)

橋梁は砂防指定地内における地形、地質、流木の流出、流出土砂量等を勘案して「河川管理施設等構造令」にもとづく構造に次記の各号に定めた条項を附加した構造とする。

(桁下高)

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。



$H$  : 計画高水位

$\Delta H$  : 河川としての余裕高

$h$  : 橋梁としての余裕高

$H + \Delta H$  : 計画護岸高

$H + \Delta H + h$  : 桁下高

(余裕高)

1 河川としての余裕高は原則として、ラショナル式によって計算された計画高水流量によって決定するものとし、下表の数字を下まわってはならない。

計画高水流量	余裕高
$200 \text{ m}^3/\text{sec}$ 未満	0.6 m
$200 \text{ m}^3/\text{sec} \sim 500 \text{ m}^3/\text{sec}$	0.8 m
$500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上	1.0 m

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

勾配	$\frac{1}{10}$ 未満	$\frac{1}{10}$ 以上	$\frac{1}{30}$ 以上	$\frac{1}{50}$ 以上	$\frac{1}{70}$ 以上	$\frac{1}{100}$ 以上
$\frac{\Delta H}{H}$ 値	0.5	0.4	0.3	0.25	0.20	0.10
	$\frac{1}{30}$ 未満	$\frac{1}{50}$ 未満	$\frac{1}{70}$ 未満	$\frac{1}{100}$ 未満	$\frac{1}{200}$ 未満	

2 橋梁としての余裕高は 0.5m を原則とし、現況又は現計画で河川としての余裕高が前項の高さを上回っているときでも原則として 0.5m とする。

(支間長)

支間長(斜橋又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  $2,000\text{m}^3/\text{sec}$  未満の河川では 20m 以上とする。単径間の場合は高水位法線幅以上とすること。

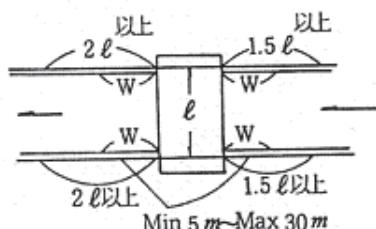
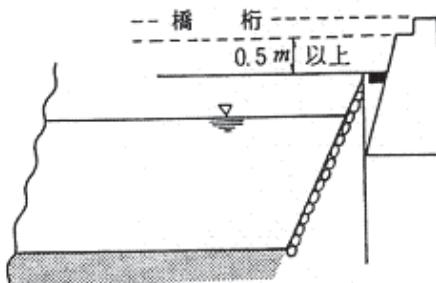
ただし、高水位法線の巾が 30m 以下の河川では、原則として中間に橋脚を設けないものとする。

#### (橋台)

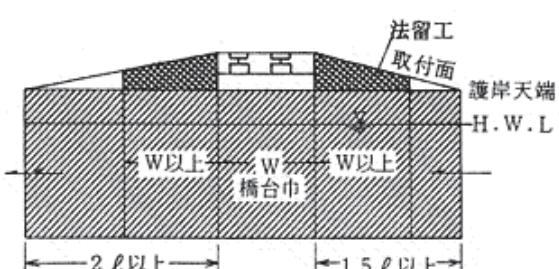
- 1 橋台は護岸法肩から垂直に下した線より後退させてもうけるものとし、地形、用地等の状況からやむを得ない場合には護岸法線にあわせて、流水の疎通に支障のないようなめらかに接続すること。
- 2 橋台は原則として自立式とする。ただし支間長 5m 以下で巾員 2.5m 未満の橋梁においては、この限りではない。
- 3 1 項後段で橋台の前面を護岸法面にあわせてもうけた橋台の基礎敷高は、護岸の基礎と同高又はそれ以下とする。

#### (橋梁設置に伴う護岸)

- 1 未改修河川に施工する場合、橋台の前面及びその上下流部の川表の法面に上下流それぞれ橋の幅員と同一の長さ以上の護岸を施工する。
- 2 橋台 1 項後記で橋台の前面を護岸法面にあわせてもうける時は橋台の上流側に高水位法線幅の 1.5 倍以上、下流側に 2.0 倍以上の護岸を設けるものとし、その長さが橋梁の幅員に満たない場合は幅員までとする。
- 3 右記両項によって計算された長さが 5m 未満となる場合には 5m、30m 以上となる場合には 30m とする。
- 4 護岸高さについては、計画高水位に河川の余裕高を加えた高さとし、橋台の上下流でそれぞれ橋の幅員と同一の長さの区間の護岸の上部には原則として、法留工を施工するものとする。



平面図



縦断面

(橋 脚)

- 1 橋脚の形状は原則として、小判型又は円形とし、その方向は洪水時の流水の方向に平行とする。
- 2 底版の上面の深さは原則として、計画河床高から 2m以上低くするものとし、最低河床高が計画河床高より 2m以上低い場合は最低河床高以下とする。ただし、直下流に床固、帶工等の河床低下防止工が存在する場合、又は基礎が岩盤である場合はこの限りでない。

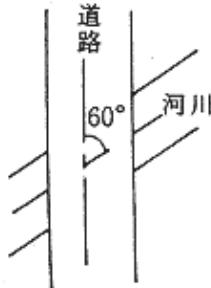
(橋梁の位置)

橋梁の架橋位置は河道の整正な地点を選ぶものとし、支派川の分合流点、水衝部、河川勾配の変化点、湾曲部はできる限りさけること。

(橋梁の方向)

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こと。

やむを得ず斜橋となる場合でも、三径間以上で横過する場合は河川の中心線と道路の中心線の交角は極力  $60^{\circ}$  を超える角度で交差させるよう努めるものとする。

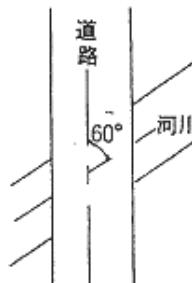
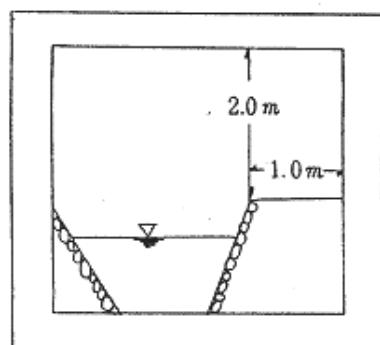


(暗 渠)

- 1 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さけること。
- 2 止むを得ず使用する場合には、下図の基準に基づき、管理部分を付加するものとする。
- 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、下流側に減勢工をもうけ、在来水路に悪影響なく取付けること。

- 4 常時流水のある渓流を横断する場合、流水をヒューム管によって処理することは極力さけること。



ただし流域面積  $0.1\text{km}^2$  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」等をもうけ、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60cm以下の場合は管径を60cm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、止むを得ずヒューム管等を使用する場合には地盤の沈下によって土内でおれまがらない様な構造とすること。

# 様 式 集

砂防ダム（床固）設計審査カード（その1）

工事名								
河川名		川支派		川		km		
地先名								
工事の種類		<input type="checkbox"/> 新設 <input type="checkbox"/> 改築		予定期				
設 計 概 要								
(模式図)								
審 査 内 容								
河 川 緒 元  ダ ム 計	流域面積(A) <span style="float: right;"><math>\text{km}^2</math></span>			計画雨量確率 <span style="float: right;">1 /</span>				
	雨量強度(r) <span style="float: right;"><math>\text{m}/\text{m}/\text{h}</math></span>			洪水到達時間				
	流出率(f)			計画高水流量 <span style="float: right;"><math>\text{m}^3/\text{s}</math></span>				
	溪床勾配(元) (計画)			溪床材料				
	計画流出土砂量			計画許容流砂量				
	計画超過土砂量							
	計画抑制量			計画調整量				
構 造 緒 元			主 ダ ム		副ダム（垂直壁）		水叩・側壁	
	型 式							
	水通し標高		E L		E L			
	堤 高		<span style="float: right;">m</span>		<span style="float: right;">m</span>			
	堤 頂 長		<span style="float: right;">m</span>		<span style="float: right;">m</span>			
	天 端 厚		<span style="float: right;">m</span>		<span style="float: right;">m</span>			
	堤 体 積							
	天 端 处 理							
	法 勾 配		上 流		下 流		上 流	
	水 抜 き		$\text{m}$	$\text{m}$	ヶ所	$\times$	$=$	
	本副ダム間距離		計算式 = $=$ 計算 $\doteq$ 設計					
本副ダム重複高		計算式 = $=$						

事務所名

		主 ダ ム	副ダム（垂直壁）	水 叩・側 溝
構 造 緒 元	水 叩 厚	計算式 =	— 計算	— 設計
	水 叩 長			
	a			
	b 1			
	b 2			
	H			
	Δ H			
	A			
	小 口 勾 配			
	袖 天 端 勾 配			
安 定 計 算	偏 流 加 算 値			
	断面決定根拠			
設 計 条 件	コンクリート自重			
	静 水 圧			
	地 震 係 数			
	設 計 堆 砂 深	m	决定根拠	
安 定 計 算		主 ダ ム	主 ダ ム	
	転 倒	許容	設計	許容
	滑 動	〃	〃	〃
	地 盤 反 力	〃	〃	〃
	パ イ ピ ン グ	〃	〃	〃
		〃	〃	〃
	基 础 地 盤	地質条件		
	地 盤 せん 断 力			
	摩 擦 係 数			
	根 入			

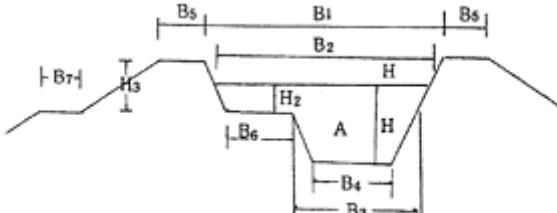
砂防ダム（床固）設計審査カード（その2）

	縦断計画	
検討	横断計画	
事項		
	その他の	

		床堀・掘削	使用機種		土質					
		運搬	使用機種		運搬距離					
			運搬条件							
		締固	使用機種	回数		目標使用度				
		土の変化率	C = L =							
		芝付	芝の種類	方法	総芝・筋芝					
		捨土	捨土場所	敷均率						
			敷均機種							
	コンクリート	打設	打設方法							
		養生	養生方法							
	仮設	仮設計画（搬入路、ケーブルクレーン等の仮設計画）								
その他										

流路工、導流堤 設計審査カード（1）

工事名							
河川名	川支派		左岸 右岸	km～	km間	m	
地先名							
予定期							
設 計 概 要							
審 査 内 容							
計画諸元		河川名		流域面積	$\text{km}^2$	計画流量	
		超過確率		河床勾配	元(現) 計画	計画高水勾配	
流路工 諸元	延長	左岸	m	法線間距離 (B <sub>1</sub> )	m	高水位幅 (B <sub>2</sub> )	m
		右岸	m				
	低水路幅 (B <sub>3</sub> )	m	水路底幅 (B <sub>4</sub> )	m	堤防天端幅 (B <sub>5</sub> )	m	
							表小段幅 (B <sub>6</sub> )
	水深(H)	m	裏小段幅 (B <sub>7</sub> )	右岸 左岸	m	通水断面積 (A)	$\text{m}^2$
	余裕高( $\Delta H$ )	m	(複・単・断面)				
	床版	低水	構造		H	A	H
			厚さ	m			
高水	構造		B <sub>6</sub>				
		厚さ		m			
法面保護	川表構造	法勾配1：	川裏構造	法勾配1：			
帶工	間隔	m	ヶ所				



事務所名							
導 流 堤	構 造 諸 元		m				
		天端幅 (b <sub>1</sub> )	m				
		表小段幅 (b <sub>2</sub> )	m				
		裏小段幅 (b <sub>3</sub> )	m				
	流路幅 (B)	(仮想) m					
	水深 (h <sub>1</sub> )	m	余裕高 (Δ h)	m	導流堤高 h <sub>1</sub> +Δ h	m	
	法面保護 (構造)	川表	構造	法勾配 1 :			
		川表	構造	法勾配 1 :			
	天端処理	川表	厚	m	川裏	厚	m
	基礎根入	川表	川裏				
勾 配	現 況						
	天端計画						
	基礎計画						
帶 工	堤長		堤高		天端幅		
	底面幅		法勾配	上流 下流			
	水直し	通水断面積	水深	余裕高			
検 討 事 項	水理						
	平面計画						
	縦断計画						
	横断計画						
	その他						

流路工、導流堤 設計審査カード（2）

		川 表			川 裏				
		低 水	高 水		下 段	上 段			
護岸工（法覆工）	法 覆 の 種 類								
	勾 配								
	直 高								
	法 長								
	控 長								
	裏込材 の 種 類								
	裏込勾配								
	裏込厚								
	工質								
	裏込コンクリート厚								
	土砂流出材								
	目地間隔								
	練空の別								
基礎	基 础 高		計画河床高		河床材		推定洗掘深		
	基礎の種類	直接, 杭, 矢板, 脇木		規 格					
	決定根拠								
	施工法	施工機械							
根固	根 固 高		種 類		規 格	重 量	大きさ		
	施 工 法	層 亂	施工機種		粗 朶				
	決定根拠								
基礎・仮設構造物計算			応 力 等			安 全 率 等			
	種類	規格	支持力	応 力	変 位	根入れ ヒー ピング	パイ ピング		
算定資料		比較検討（種類、使用式）、さび厚、ピッチ							

土 施 工 工 計 画	土の変化率	床掘・掘削	使 用 機 種		土 質	
		運 搬	使 用 機 種		運 搬 距 離	
			運 搬 条 件			
		締 固	使 用 機 種		回 数	
			目 標 締 固 度			
		芝 付	土 質			
			〃			
	捨 土	芝 の 種 類		方 法	総芝 筋芝	
		捨 土 場 所		敷 均 率		
		敷 均 機 種				
そ の 他	(土工配分計画……採取土、利用土の区分)					
	仮 設	(搬入路、仮締切)				
そ の 他						

築堤・掘削・護岸設計審査カード								
〔 築 堤 ・ 掘 削 〕								
工 事 名					予 算 科 目			
河 川 名	川 川		左 岸 右 岸	km ~ km	予 定 工 期			
工事の目的								
設 計 概 要								
(模式図)								
審 査 内 容								
構 造	堤 防 の 種 類	<input type="checkbox"/> 盛 土	<input type="checkbox"/> 特 殊 堤	<input type="checkbox"/>	計 画 高 水 流 量			
	H W L + 余 裕 高	m	構 造 令	m	天 端 幅		構 造 令	
	法 勾 配		構 造 令		小 段 幅		構 造 令	
	測 帶				計 画 高 水 敷 高		設 計	
	浸 潤 勾 配		余 盛 り					
掘 削	掘 削 場 所			掘 削 機 種			土 質	
	運 搬 距 離			運 搬 機 種			運 搬 条 件	
築 堤	敷 均 締 固	使 用 機 種			回 数		目 標 密 度	
	〃	〃			〃		〃	
	土 の 変 化 率	C = L =				土 羽 打 厚		
	芝 付	川 表		川 裏		耳 芝		天 芝
	土 質							
	種 類	利 用 土 (流 用 土・発 生 土)			採 取 土	購 入 土 (土 砂 代 )		
残 土	捨 土 ケ 所			敷 均 機 種			敷 均 率	
浚 渚	掘 削 深 さ				余 掘 り			
	配 送 距 離							
	浚 渚 船	船 級			動 力			
そ の 他	転 壓 の 考 え 方 (方 法) , 土 質 改 良 沈 下 の 確 認 、滑 り に 対 す る 安 全 度 , 盛 土 高 天 端 处 理 の 方 法 水 路 等 の 2 h の 問 題							

事務所名									
〔護岸〕									
工事名					予算科目				
河川	川支派	川左岸 右岸	km～km		予定期				
工事の目的									
設計概要									
(模式図)									
本体	施工位置	河岸, 取付道路, 低水・中水・高水			計画高水流量	$m^3/s$	高水時流速	m/s	
	法覆の種類		勾配		法長		小段	控長	
	裏込材の種類		裏込勾配		裏込厚		土質	施工内容	
	土砂流出材		目地間隔		練控の別		水抜		
	基礎	基礎高		計画河床高		河床材		推定洗掘深	
	基礎	基礎の種類	直接, 杭, 矢板, 脇木				規格		
根固	決定根拠								
	施工法	施工機械							
	根固工		種類		規格	重量	大きさ	幅×高	
基礎・仮設構造物計算	施工法	層乱	施工機種		粗粒				
	決定根拠								
			応力等				安全率等		使用ヶ所
種類	規格	支持力	応力		変位	根入れ	ヒビング	バーピング	
算定資料	比較検討(種類、使用式), さび厚, ピッチ								
その他	対岸への影響, 仮設(搬入路, 仮締切……) 土工配分計画, 採取土, 利用土の区分……								

## 道 路 設 計 審 査 カ ー ド

工 事 名			
路 線 名			
地 先 名			
工 事 の 種 類	<input type="checkbox"/> 新設 <input type="checkbox"/> 付替 <input type="checkbox"/> 取付 <input type="checkbox"/> 工事用		
施 工 者		管理 者名	
予 定 工 期			
設 計 概 要			
審 査 内 容			
道 路 種 別	種 級		交 通 量
舗 装 用 種 別	A, B, C, D その他		
勾 配	新	道路構造令勾配	最急勾配
	旧		
最 小 半 径		道路構造令	
幅 員 構 成	(模式図)		
舗 装 構 成	(模式図) (決定根拠) 設計 C B R, その他		
検 討 事 項	(平面計画, 縦断計画………)		

事務所名							
土工	床掘・掘削	土 質		使 用 機 種			
		土 質		使 用 機 種			
	運搬	使 用 機 種		運搬距離			
		運搬条件					
	締結	作業内容		使 用 機 種	締 固 回 数	目標締固度	
	土の変化率	土質名					
		土質名					
工芝	施工ヶ所	施 工 幅		芝の種類	方 法		
	捨土	捨 土 場 所		敷 均 率			
		敷均機種					
そ の 他		(土工配分計画、採取土、利用土の区分……)					
路盤	場 所	区 分	施 工 幅	路盤材料	全 体 厚 さ	1回当厚さ	使 用 機 種
舗装	場 所	区 分	施 工 幅	舗 装 材 料	舗 装 厚	使 用 機 種	
				生アス	密 粒		
ガードレール	施工場所	区 分	規 格、型 式		本設、仮設		
		車道、歩道					
そ の 他	仮設計画(搬入路……)						

橋 梁 設 計 審 査 カ 一 ド

工事名								
河川名		川 支川 派川	左岸 右岸	km	計画流量	$m^3/s$		
路線名					道路の種類			
地先名								
予算科目							施工	
予定期								
設 計 概 要								
審 査 内 容								
一般	工事の種類	<input type="checkbox"/> 新設	<input type="checkbox"/> 改築	嵩上 m	継続 m	拡幅 m		
	交通量	台/日 (年予定)			舗装用の種類	A	B	C D
	橋種	新種級(等橋)	(旧種級(等橋))					
構造諸元	橋長	新	幅員	新	m			
		(旧)		(旧)	m			
	支間長	新	河川構造令 支間長					
		(旧)						
	桁型式	新	計画高水位 +余裕高					
		(旧)						
	下部工	橋台型式	新	橋脚型式	新			
			(旧)		(旧)			
	根入	橋台 橋脚	阻害率	%				
	取付道路	幅員	新	路面	新			
(旧)			(旧)					
勾配		新	道路構造令 の勾配	%				
(旧)	(旧)							
	取付護岸	取付延長	構造令の延長					
構造物等	構造計算用 諸数値及び 該当工種	さび厚 荷重の種類、地震係数、粘着力、横方向地盤係数 土圧の算定式、矢板継手効率						

		事務所名										
構 造 計 算					応力安全率等							
		種類		規格						タワミ		
						許容	設計	許容	応力	許容	応力	許容
	上部工											
	下部工											
		工法 <input type="checkbox"/> 直接基礎 <input type="checkbox"/> 杭打基礎 <input type="checkbox"/>										
	基礎の種類		支持力	応力		変位		杭頭処理				
	種類	規格 形状		許容	設計	許容	設計	許容	設計	方法	底版厚	
基礎構造										A	B	
			決定根拠等									
	杭の種類		比較検討資料									
仮設構造物	支持力計算式											
	その他の		さび厚、杭のピーチ 被圧水の検討、ネガティブ									
その他												

堰床止め設計審査カード

工事名			管理者名					
水系名			施工者					
河川名	川支川 派川	左岸 右岸	km	予算科目				
			予定期					
工事の種類	<input type="checkbox"/> 新設	<input type="checkbox"/> 改築	型式	<input type="checkbox"/> 固定	<input type="checkbox"/> 可動			
工事の目的								
設計者名			河法 2426					
設計概要								
審査内容								
水理	計画高水流量			低水路計画流量				
	ゲート閉差時流量			計画勾配				
	常時満水位			計画高水敷高				
	裏地盤高							
構体	堰長		径間長		構造令 径間長		阻害率	
	水叩長		決定根拠	算定式				
	護床工		決定根拠					
	止水矢板長		決定根拠	計算式、数値等				
諸元	形状寸法		門数		主要材質			
	設計水深		操作水深		使用量			
	型式		決定根拠					
	捲揚方式		決定根拠					
管理強	橋長	支間長		構造令支間長				
	橋種	桁形式	種類			型式		
	幅員	主要材質			使用量			
	計画・高水位+余裕高	橋台形式			橋脚型式			
護岸	取付延長	構造令の 延長						

事務所名													
構 造 計 算	構造計算用諸数値 及び該当工種		荷重の種類, 地震係数, 土圧の算定式, 内部摩擦角 粘着力, 粗度係数, 横方向地盤係数, クリープ比										
			応力安全率										
	種別	規格		$\sigma_{ca}$		$\sigma_{sa}$						タワミ	
				許容	設計	許容	設計	許容	設計	許容	設計	許容	設計
	堰 本 体	コンクリート											
		鉄筋	SD 295 D 25										
	ゲ ート												
	管理費												
基 礎 構 造	工法		<input type="checkbox"/> 直接基礎		<input type="checkbox"/> 杭打基礎		<input type="checkbox"/>						
	基礎の種類		使用箇所	支持力		応力		変位		杭頭処理			
	種類	規格形状		許容	設計	許容	設計	許容	設計	底版厚	A	B	
			決定根拠等										
	基礎の種類		比較検討資料										
	支持力算定式												
	その他		さび厚, 杭のピッチ, 群杭の考慮, ネガティブフリクション 被圧水の検討										
仮 設 物			支持力		応力		変位		ピッチ		タワミ		
	種類	規格											
	仮締切		安全率										
			転倒		滑動		円形滑り		根入れ				
	その他	裏地盤への浸透, 水質汚濁の処理 地質調査, 排水の方法, 対外者への影響											

## 積算チェックシート

### 設計条件の設定

様式－1

項目	決定
(例) 1. 土取場の位置 2. 作業機械の決定	

### (土工) チェックシート (1)

様式－2

種別 工事名	掘削								
	場所	土質	機種	条件	効率	角度	距離	数量	単価

### (土工) チェックシート (2)

様式－2

種別 工事名	埋戻								
	場所	土質	機種	条件	効率	角度	距離	数量	変化率

### (土工) チェックシート (3)

様式－2

種別 工事名	土運搬									
	土質	機種	距離	路面	条件	数量	単価	摘要	土質	機種

摘要	要（根拠、理由……）

摘要	土質	機種	条件	効率	角度	距離	数量	単価	

		残 土								
単価	摘要	処置内容	処分箇所	土質	引均率	機種	距離	数量	単価	摘要

締 固 (盛 土)						基面整正			法面整形		
条件	効率	変化率	数量	単価	摘要	土質	数量	単価	土質	数量	単価

(護岸工) チェックシート (1)

様式－3

種別 工事名	種類	本体						
		施工位置	計画高水流量(m³/s)	法覆の種類	勾配	法長	控長	小段の有無

(護岸工) チェックシート (2)

様式－3

種別 工事名	基礎工							
	種類	規格	計画河床高 又は地盤高	基礎高	根入れ	数量	単価	摘要

(堤防) チェックシート

様式－4

種別 工事名	種別	計画高水 流 量 (m³/s)	天端幅	余裕高	盛土						
					土質	機種	条件	効率	変化率	数量	単価

(ダム床固) チェックシート (1)

様式－5

種別 工事名	コンクリート								
	工種	強度	スランプ	打設方法	日当り 打設量	効率	パケット	全体量	単
									打設 クレーン

(ダム床固) チェックシート (2)

様式－5

種別 工事名	銘板工		止水板		石張工	足		
	規格	単価	規格	単価		枠組		
						数量	単価	

## 工

土 質	裏 込 材				練空の別	員 数	単価(m <sup>2</sup> )	摘要
	種 類	勾 配	裏込厚	单 価				

肩止コンクリート			目地工		平張コンクリート						
規格	数量	単価	規格	単価	場所	厚	幅	栗厚	数量	単価	摘要

摘要	芝 付						段 切			法先ブロック(単価)			堤敷掃除		
	総 芝			耳 芝			機種	数量	単価	場所 地形	1 基	2 基	3 基	種類	単価
	場所	数量	単価	場所	数量	単価									

				型 枠							
価				工種	場所	種類	数量	勾配	単価	足場工 単 価	m <sup>2</sup> 当り
コンプレッサー	養生	散水車	m <sup>3</sup> 当り								

場 工			落 石 防 止 網					
单 管		摘要	規 格	数 量	单 価			
数 量	单 価							

## 路盤工チェックシート

様式－6

種別 工事名	種類	路盤及び路盤材の敷均し								摘要
		作業 内容	路盤の 種別	路盤厚	路盤材 の種類	敷均機種	条件	効率	単価	
	工事用 道 路	車 道	上 層							

## 舗装工チェックシート

様式－7

種別 工事名	種類	作業 内容	種別	舗装厚	舗装材 の種類	アスファルトの舗設				摘要
						機種	条件	効率	単価	

路盤材の転圧					m <sup>2</sup> 当り単価	摘要	摘要
機種	条件	効率	単価				

アスファルトの締固					m <sup>2</sup> 当り単価	摘要	摘要
機種	条件	効率	単価				