

5. 前庭保護工の設計

5.1 前庭保護工の選定

砂防堰堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、堰堤からの落下水、落下砂礫から基礎地盤の洗掘による本体の破壊を防がなければならない。また、下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

解 説

前庭保護工は副堰堤及び水褥池による減勢工、水叩き、垂直壁、側壁護岸、護床工等から成る。

砂防堰堤を越流する水脈は、一般に高段からの自由落下であり、水脈の落下地点における衝突水圧等により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、現況河川の水利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。

5.1.1 不透過型・部分透過型砂防堰堤の前庭保護工

不透過型及び部分透過型砂防堰堤の前庭保護工の組み合わせは、下図のフローによることを標準とする。

ただし、堰堤直下流で流向変更する場合であっても、山間部や保全対象から距離がある等、下流への影響が少ない場合もあるため、下図に拠らない場合もある。

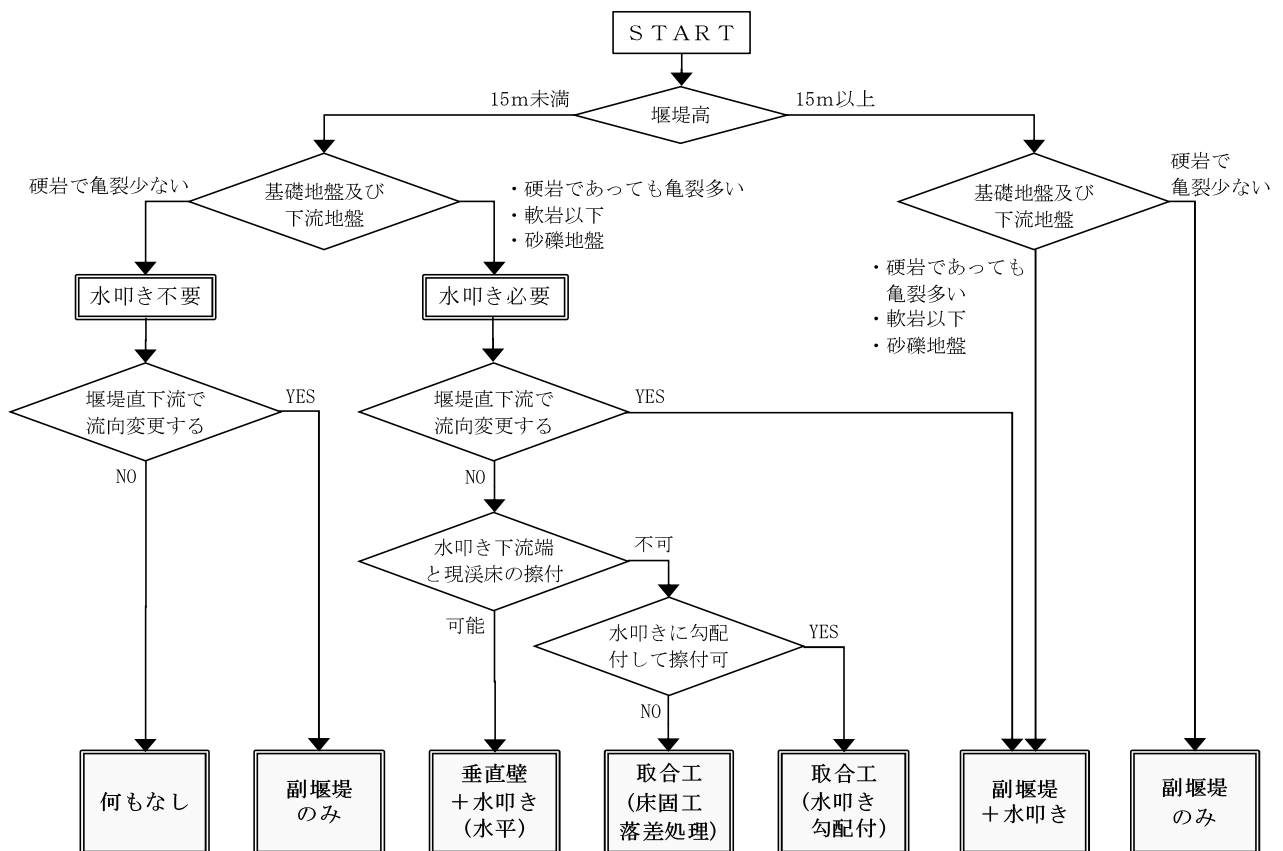


図 9-4-56 前庭保護工の選定フロー

表 9-4-34 岩分類

名 称			説 明
A	B	C	
岩	軟岩	I	第三紀の岩石で固結の弱いもの。 風化が甚だしくきわめて脆いもの。 指先で離し得る程度のものでクラック間の間隔は1～5cm くらいのもので、及び第三紀の岩で固結の程度が良好なもの。 風化が相当進み、多少変色を伴い軽い打撃で容易に割れるもの。 離れやすいもので、亀裂間隔は5～10cm 程度のもの。
		II	凝灰質で堅く固結しているもの、風化が目に沿って相当進んでいるもの。 亀裂間隔が10～30cm 程度で軽い打撃により離し得る程度。 異質の固い互層をなすもので層面を楽に離し得るもの。
	中硬岩	石灰岩、多孔質安山岩のように、特にち密でなくても相当の硬さを有するもの、風化のあまり進んでいないもの、硬い岩石で間隔30～50cm 程度の亀裂を有するもの。	
	硬岩	I	花崗岩、結晶片岩等で全く変化していないもの、亀裂間隔が1m内外で相当密着しているもの、硬い良好な石材を取り得るようなもの。
II		けい岩、角岩等の石英質に富む岩質で最も硬いもの。 風化しておらず、新鮮な状態にあるもの、亀裂がなく、よく密着しているもの。	

5.1.2 透過型砂防堰堤の前庭保護工

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

なお、捕捉された土石流による洗堀が予想される場合とは、透過部が閉塞して落差が生じた際に、後続流が越流部の底版コンクリート外に落下し、堰堤前面の河床が洗堀する恐れがある場合であり、この場合には図 9-4-56のフローに従って前庭保護工を設置する。土石流の落下位置は、次式により算出する。

$$L_1 = \sqrt{2H/g} \cdot U$$

L_1 : 鋼管フレーム下流端位置からの落下距離 (m)

H : 底版コンクリートを除いた開口部の高さ (m)

U : 流速 (m/s) (設計外力で用いた流速の50%とする)

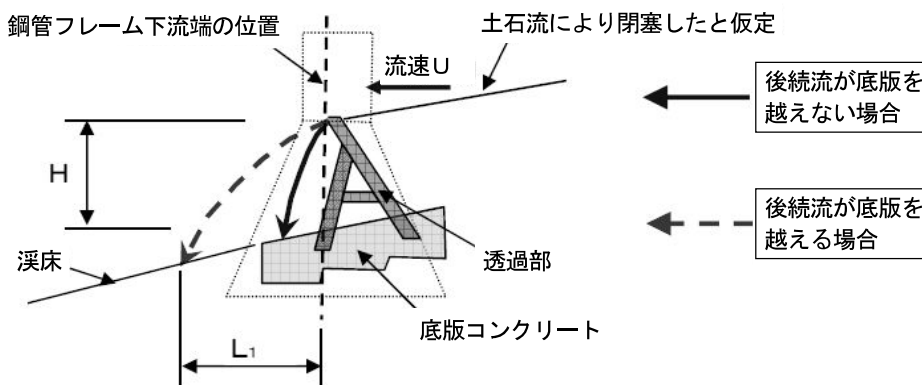


図 9-4-57 透過型砂防堰堤の後続流の落下位置

5.2 前庭保護工の設計条件

前庭保護工は、設計流量（水通し断面の決定に用いた流量）を用いて設計する。土石流が袖を越流すると予想される場合は、図 9-4-18に示すように土石流の越流を考慮した構造とし、水叩きの長さ及び厚さの設計は、土石流ピーク流量に対する越流水深を用いる。

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

透過型砂防堰堤の前庭保護工は必要としないと考えられる場合が多いが、前庭保護工を設置する場合には不透過型砂防堰堤と同様の形状とし、副堰堤（垂直壁）の位置（ L ）は鋼管フレーム下流端位置から必要延長を確保する。

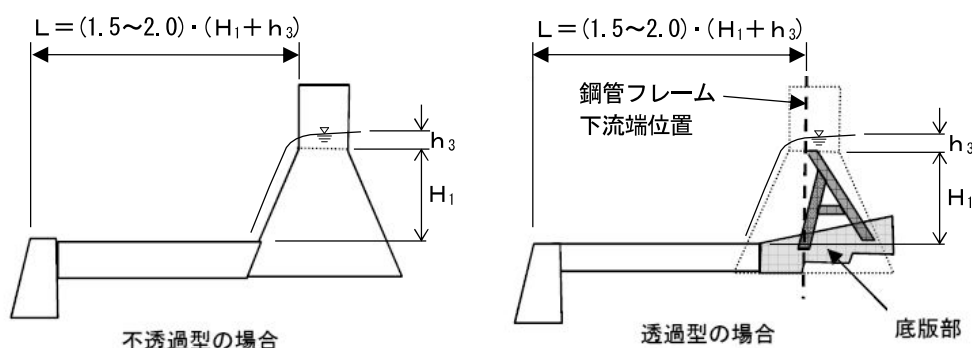


図 9-4-58 前庭保護工の必要延長

5.3 副堰堤

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所要の効果が発揮されるよう定めるものとし、副堰堤の水通し、本体、基礎、袖部の設計は、本堰堤に準ずるものとする。ただし、袖天端の勾配は、原則として水平とするものとする。

解 説

副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同断面とすることを基本とするが、本堰堤が透過型・部分透過型砂防堰堤の場合は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。ただし、副堰堤に流木対策施設を設置する場合は、余裕高は見込まないものとする。

下流のり勾配、基礎、袖部、水抜き暗渠等は本堰堤の考え方に従うが、袖天端の勾配は原則として水平とする。構造は設計流量に対して「建設省 河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編[Ⅱ] 第3章」に従い、掃流区間に設置する砂防堰堤として本章第3節4.3.1(1)の設計外力に対して設計を行うが、土石流・流木処理計画を満足する(整備率100%)溪流の最下流堰堤でない場合や、土石流が頻発する溪流においては、本堰堤に準じて土石流区間に設置する砂防堰堤として、本章第3節4.3.1(2)の設計外力に対して設計を行う。

この場合、土石流の諸元は本堰堤の設計に用いた値とするが、土石流の水深、流速等の計算に用いる溪流勾配は計画堆砂勾配とする。

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。

特に、過去の砂防堰堤が20m程度の高さまでであったことから考えて、経験式は堰堤高20m程度までのものに適用することが望ましい。式中の係数は1.5～2.0の幅でとるようになっているが、堰堤高が低いほど大きくとるのが良いとされている。半理論式は、20m以上の比較的高い砂防堰堤が建造されるようになってきたため、使われるようになった。

5.3.1 副堰堤の位置を求める式

(1) 経験式

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

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_1 : 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)

係数 : 堤高 $H < 10\text{m}$: 2.0、 堤高 $H \geq 10\text{m}$: 1.5

(2) 半理論式

半理論式は堰堤高15m以上の砂防堰堤に適用する。

$$L \geq \iota + X + b_2$$

ι : 水脈飛距離 (m)

b_2 : 副堰堤の天端幅 (m)

$$\iota = V_0 \{2(H_1 + h_3/2) / g\}^{1/2}$$

V_0 : 本堰堤越流部流速 (m/s)

$$V_0 = q_0 / h_3$$

q_0 : 本堰堤越流部単位幅あたり流量 (m^3/s)

H_1 : 水叩き天端又は、基礎岩盤面からの本堰堤の高さ (m)

g : 重力加速度 ($9.81\text{m}/\text{s}^2$)

X : 跳水の距離 (m)

$$X = \beta \cdot h_j$$

β : 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面までの高さ (m)

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

h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)

F_1 : 水脈落下地点の跳水前のフルード数

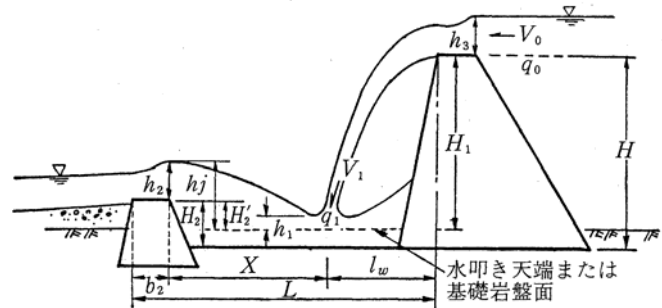


図 9-4-59 副堰堤の位置及び高さ

$$h_1 = q_1 / V_1$$

q_1 : 水脈落下地点の単位幅あたり流量 (m³/s)

V_1 : 水脈落下地点流速 (m/s)

$$V_1 = \{2g \cdot (H_1 + h_3)\}^{1/2}$$

$$F_1 = V_1 / (g \cdot h_1)^{1/2}$$

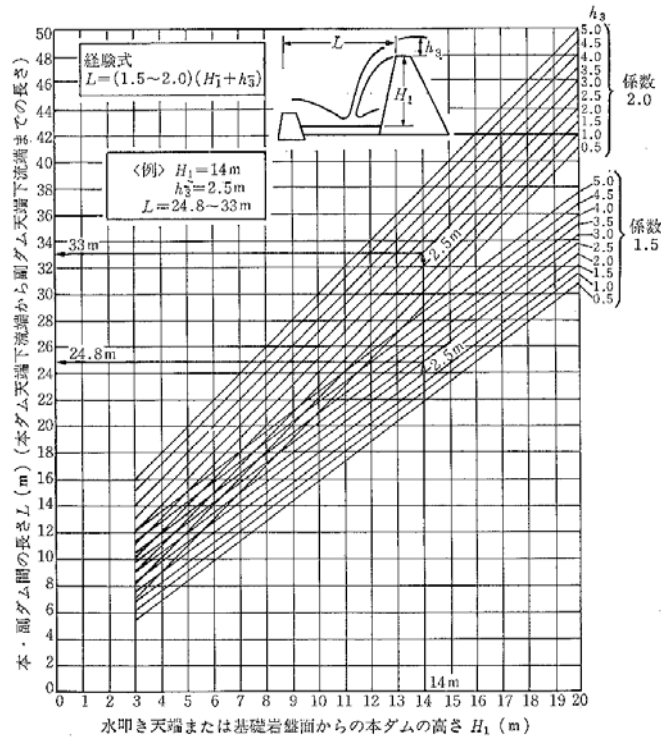


図 9-4-60 本・副堰堤間の長さ (経験式)

5.3.2 副堰堤の天端の高さを求める式

副堰堤の天端の高さを求める経験式は、副堰堤の位置を求める場合の経験式と対になるものである。従って、堰堤高20m程度までのものに適用すべきであろう。式中の係数1/3~1/4の幅でとるようになっているが、堰堤高が低いほど1/3をとるのが良いとされてきたが、県内に設置されてきた事例から1/4を標準とする。

半理論式もまた、副堰堤の位置を求める場合の半理論式に対になるものである。この式は、強制的に跳水させるに必要な副堰堤の高さを求めるものである。

図 9-4-61は経験式により、図 9-4-62は半理論式により副堰堤の高さ (H_2 もしくは H_2') の概略値を求めたグラフである。

(1) 経験式

$$H_2 = (1/3 \sim 1/4) \cdot H$$

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)

係数 : 1/4 を標準

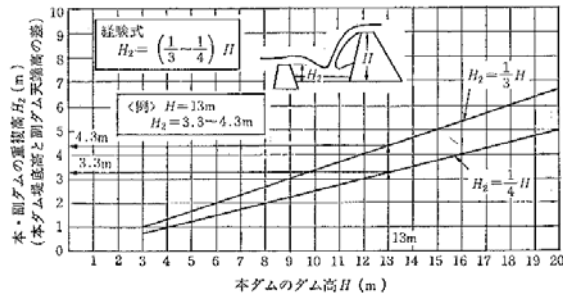


図 9-4-61 本・副堰堤の重複高 (H_2) (経験式)

(2) 半理論式

$$H_2' = h_j - h_2$$

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、基礎岩盤面からの副堰堤の越流面までの高さ (m)

h_2 : 副堰堤の堰の公式によって求められる越流水深 (本堰堤と同一) (m)

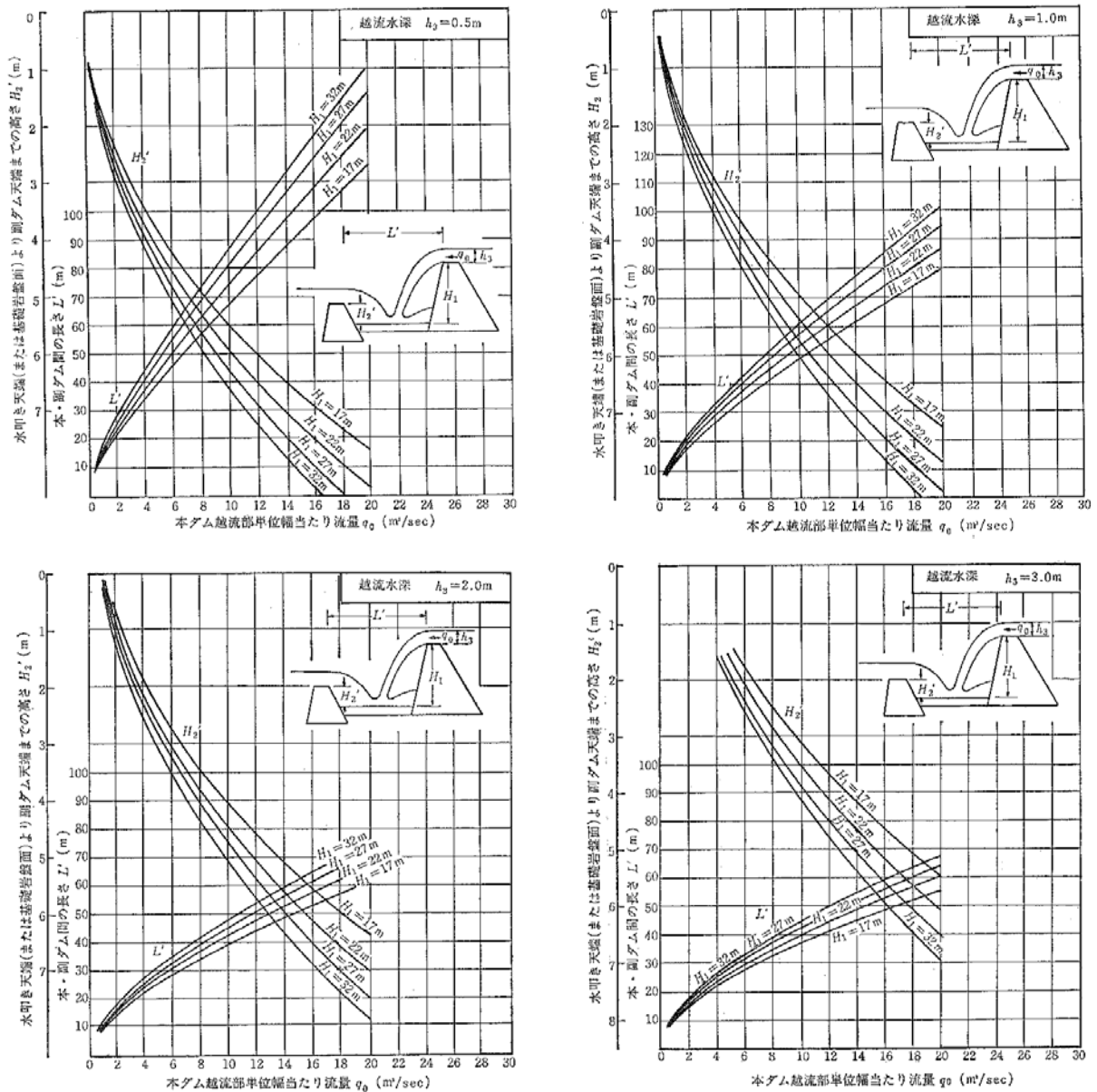


図 9-4-62 本・副堰堤間の長さ・重複高 (半理論式)

5.3.3 副堰堤に設置する流木対策施設

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

解 説

副堰堤に設置する流木対策施設の設計は、本堰堤で土石流を捕捉したものととして掃流区間における流木対策施設として本章11節4 に準じて設計を行う。流木対策施設は、原則として副堰堤の越流部に設置する。

ただし、砂防堰堤本体で土石流が完全に捕捉できない場合（整備率100%溪流の最下流堰堤でない場合）には、土石流の流体力についても施設が安全であることを検証する。この場合、土石流の水深、流速等の計算に用いる溪床勾配は、計画堆砂勾配を用いる。

副堰堤に流木対策施設を設置する場合の天端幅、袖天端の勾配は、通常の副堰堤の考え方に従うが、礫や流木が衝突すると考えられる場合は、その衝撃力に対して安全な構造とする。

(1) 水通し断面

流木対策施設の端部のコンクリートの立ち上がりは直立させ、流木対策施設の上部に設ける水通し断面の形状は逆台形とする。流木対策施設を設置する場合は、副堰堤の水通しの下幅 B'' は、本堰堤水通し下幅 B の2倍程度まで広げてよい。なお、余裕高は見込まない。

(2) 水褥池の形状

水叩きの長さは、地形条件の許せる範囲で流木捕捉量をできるだけ確保できるよう距離を取るが、本章第3節5.3.1 で求める副堰堤の位置の3倍程度までを目安とする。

水叩きの幅 B' は、本堰堤の水通し底幅 B の3倍を上限とし、側壁護岸は原則として平行配置とする。側壁護岸での縮流は流木の衝突や堆積による溢流の防止の観点から避けるものとする。なお、流木は流木対策施設の直上流で水通しの左右岸寄りに堆積する傾向が強いとの実験結果があるため、本章第3節5.7 に示す側壁護岸とは逆に副堰堤部で末広がりとなっても良い。

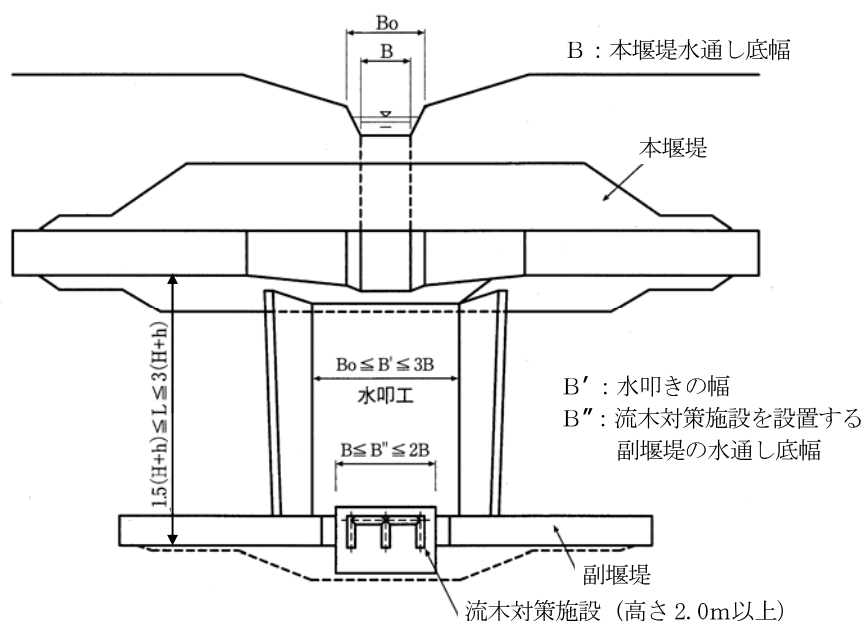


図 9-4-63 副堰堤に流木対策施設を設置する場合の前庭保護工の寸法

5.4 水叩き

水叩きは、本堰堤下流の河床の洗掘を防止し、堰堤基礎の安定及び兩岸の崩壊防止に対する所要の効果が十分発揮されるとともに、落下水、落下砂礫の衝突及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。

水叩きの勾配は原則として水平とするが、やむを得ない場合（下流溪床面との擦り合わせ等）でも極力計画堆砂勾配よりも緩くすることとし、上限は1/10とする。

水叩きの厚さは、原則として3.0m以下とする。

解 説

水叩きの長さは、落下後の水流が射流から現況河川の水利条件にもどるまでの長さで、かつパイピングに対して安全である長さとする。水叩きの長さを求める式は、副堰堤の位置を求める式と同様である。

また、揚圧力から求める式の場合のパイピングに対する長さ（浸透経路長）は、本章第3節4.6.1(5)を参考とする。

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

水叩きの勾配は、下流への流速を緩和するため水平を原則とする。やむを得ず勾配を付す場合は極力計画堆砂勾配よりも緩くし、1/10以下とする。勾配を付した場合は、垂直壁下流の洗掘を防止するための護床工を検討し、必要に応じて、現溪床の構成粒径等を勘案した（カゴ等）材料による護床工を計画する。

5.4.1 水叩きの厚さ

水叩きの厚さは、以下の経験式、又は揚圧力から求める式を用いて求める。

(1) 経験式

水叩きの厚さの決定は、洗掘深さを手がかりにした経験式が用いられることが多い。水叩きの厚さ t は、Riediegerの式を堰堤高 H から求める式に変形した次式で求めることができる。

・水褥池がない場合： $t = 0.2 \cdot (0.6H + 3h_3 - 1.0) / 1.12$

・水褥池がある場合： $t = 0.1 \cdot (0.6H + 3h_3 - 1.0) / 1.06$

t ：水叩きの厚さ（m）

H ：本堰堤の堰堤高（m）

h_3 ：本堰堤の越流水深（m）

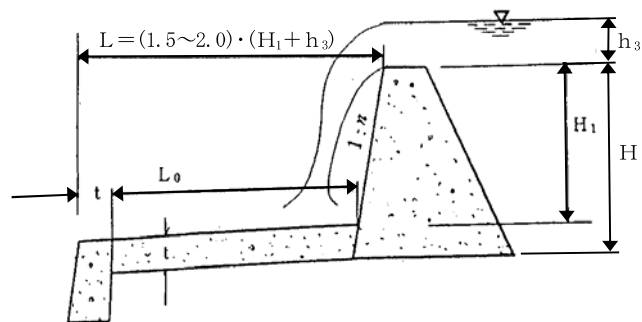


図 9-4-64 経験式による水叩きの厚さ及び長さ

(2) 揚圧力から求める式

$$t \geq 4/3 \cdot (\Delta h - \Delta u) / (W_c - 1)$$

W_c : 水叩きコンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

Δh : 上下流水位差 (m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h_1 : 堰堤上流の水叩き天端高からの水深 (m)

h_2 : 堰堤下流の跳水後の水叩き天端からの水深 (m)

Δu : 堰堤堤底下流端までの損失揚圧力 (m)

$$\Delta u = \Delta h \cdot l' / l$$

l : 総浸透経路長 (m)

l' : 堰堤堤底下流端までの浸透経路長 (m)

4/3 : 安全率

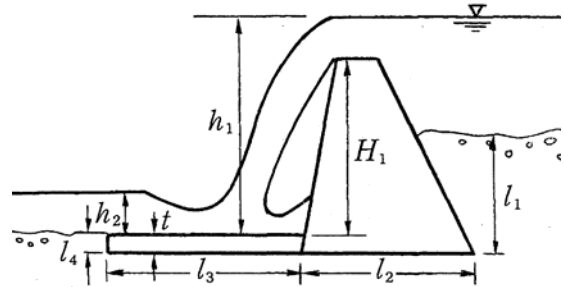


図 9-4-65 揚圧力式による水叩きの厚さ

経験式は、砂防堰堤前庭部の洗掘深に関するRiediegerの式が、 $h_3 < 5.0\text{m}$ 、 $h_1 < 10.0\text{m}$ の範囲で $0.6H_1 + 3h_3 - 1.0$ と近似することから、水叩きの厚さに応用したものである。水叩きの厚さとそれ以外に水褥池の深さが水叩き厚さの2倍以上なければ、水叩きの破壊につながる恐れがあることに注意する。

揚圧力から求める式は、水叩きの下部に作用する揚圧力に対して、水叩きの重量で抵抗させる条件から求められたものである。高さ5m以上の堰堤に対しては過大に算出される傾向がある。

一般には、地盤が不良な場合において、経験式で必要な厚さを求めた後、揚圧力に対して必要な厚さと比較して、厚さが不足する場合にこれを増加させるか、又は基礎処理によって対処するか検討する。

水叩きの厚さは原則として3.0m以下とする。ただし、水叩き下面が岩盤であり、岩質が軟岩～節理の多い硬岩の場合は0.7mまで減ずることができる。

5.4.2 水叩き長さ

経験式は過去の堤高20m程度の高さまでの経験から出されたもので、係数については堤高が低いほど大きくとる。そこで、堤高10m未満の場合には2.0、堤高10m以上の場合には1.5を標準とする。

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

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_1 : 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)

係数 : 堤高 $H < 10\text{m}$: 2.0、 堤高 $H \geq 10\text{m}$: 1.5

参考までに、本堰堤の下流り及び副堰堤又は垂直壁の天端幅を除いた水叩きの長さ L_d は、次式で求めることができる (図 9-4-64参照)。

$$L_0 = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_3) - nH_1 - t$$

n : 本堰堤の下流のり勾配 (1 : n)

t : 副堰堤又は垂直壁の天端幅 (m)

小規模溪流であつて、支溪流の合流がない溪流に設置する砂防堰堤においては、水叩き長は本章第3節 5.3.1 (2) に示す半理論式による水脈飛距離等を最小限確保し、土石流による本堰堤下流側の侵食に対応する必要がある。

なお、堰堤計画箇所が湾曲部であり、副堰堤による方向修正を行う場合の水叩きの長さは、図 9-4-66 に示すとおり長さが短い内湾側で確保する。

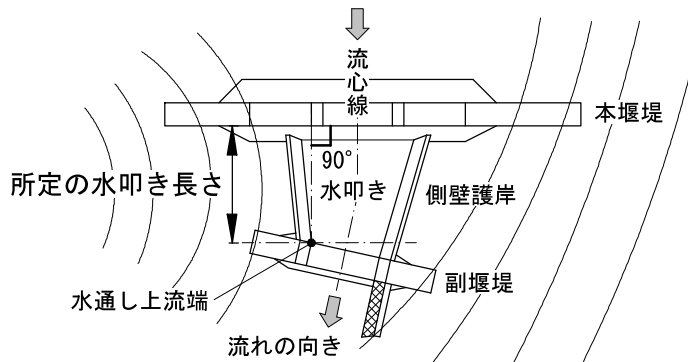


図 9-4-66 湾曲部における水叩きの長さ

5.5 垂直壁

垂直壁の水通し天端高は、現溪床に同じか又は低くし、水叩き末端の高さに合わせる。

天端幅は水叩きの厚さと同程度とし、最低幅を 0.7m、本堰堤天端幅以下とする。原則として袖を設け水平とし、高さは水叩きの下面から 1.50m以上の根入れを確保した高さとする。

また、下流側の法面は 1 : 0.2 の勾配とする。

解説

5.5.1 本体

垂直壁の水通し断面は本堰堤の考え方に従い、下流端で現溪床面に擦り付けなければならない。天端幅は水叩きの厚さと同程度とし、最低幅は水叩き厚さの最低厚さである0.7m、上限は本堰堤の天端幅とする。

垂直壁の高さは、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ものであるが、水叩き下面より1.5m以上とすることを標準とする。ただし、基礎地盤が岩盤の場合は本堰堤に準ずるものとする。

垂直壁下流面には法勾配をつけ、勾配は1 : 0.2 とする。上流面は直とする。

また、水叩き基礎地盤が軟岩～節理の多い硬岩の場合に水叩き厚さを0.7mまで減じた場合は、天端幅も0.7mとする。

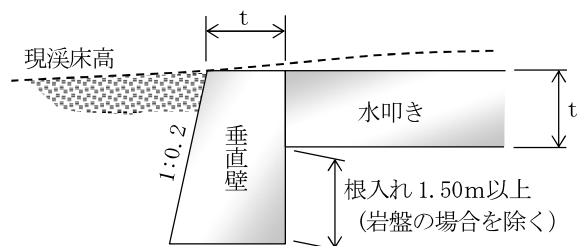


図 9-4-67 垂直壁

5.5.2 袖部

垂直壁には袖部を設け、袖天端の勾配は水平、袖天端幅は水通し天端幅と同一とする。

垂直壁の上流側には基本的に側壁護岸が設置されるため、垂直壁の袖部に流水が直撃したり、嵌入部に流水が回る可能性は低い。そのため、袖部の地山への嵌入長は本堰堤よりも小さくし、地質を問わず1.0m以上を基本とする。斜面勾配が急勾配で大規模な掘削が生じる場合はこの限りはないが、護岸工や盛土等により1.0m以上の嵌入長を確保できるように対処することが望ましい。

垂直壁の正面形状は、上流側の側壁護岸を包括できる形状とし、最下段の床付面は水通し肩から下ろした垂直線までは水平する。また、袖部の端部は、鋭角に打設すると弱部となり破損するおそれがあることから、高さ0.5～1.0mで切り上げて直とすることを基本とするが、岩盤の場合はこの限りではない。

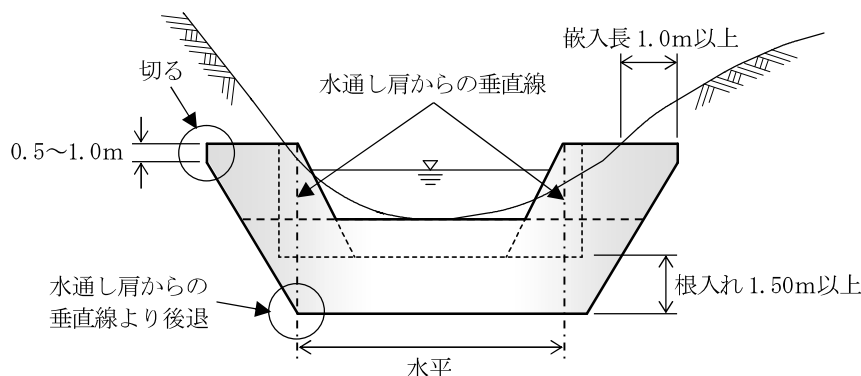


図 9-4-68 垂直壁の袖部の嵌入長と形状

5.6 護床工

護床工は、副堰堤、垂直壁の下流の河床の洗掘を防止し得る構造として設計するものとする。

解 説

一般に、落下水脈のエネルギーは副堰堤や水叩き工で完全に減勢されないため、副堰堤や垂直壁の下流部は洗掘を受けやすい。このような場合は、この部分の河床抵抗と粗度の増大を図り、洗掘を軽減させるための護床工が必要となる。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し、材料はふとんカゴ、護床ブロック等下流渓床構成材と馴染みを考慮したものを設置する。

護床工の長さは、溪流の川幅等によって射流域・跳水位置が異なることから、床止めの場合に用いる計算式を考慮する必要がある。よって、計画流量によって計算式を使い分けることとする。使い分けについては表 9-4-35のとおりとする。

表 9-4-35 護床工の算出式

計画流量	護床工長さの計算式	備 考
200 m ³ /s 未満	ブライの式	
200 m ³ /s 以上	床止め護床工の式	改定新版建設省河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編(I)P.57~58を参照

5.6.1 ブライの式

$$L = L_1 + L_2 = 0.67 \cdot C_c \cdot (H_1 \cdot q)^{1/2}$$

L_1 : 水叩き長さ (m)

L_2 : 垂直壁幅と護床長さ (m)

C_c : 下流渓床構成に見合うクリープ比 (本章第3節4.6.1(5)表9-4-31 クリープ比より)

H_1 : 落差 (m)

q : 単位幅流量 (m^3/s)

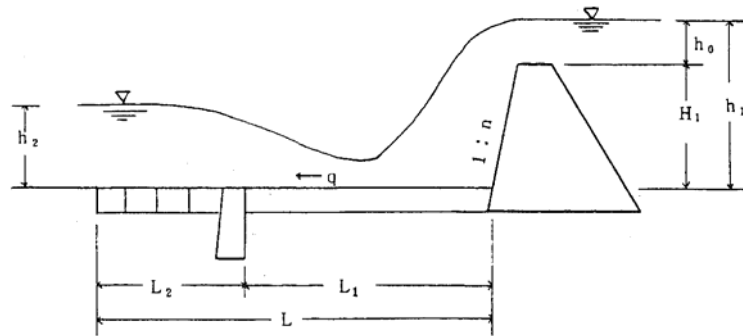


図 9-4-69 ブライ式による護床工長さ

5.6.2 床止め護床工の式

床止め護床工の式による砂防堰堤水叩き下流側の護床工の長さは、図 9-4-70に示すとおり、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間（護床工A）と、その下流の整流区間（護床工B）とに分けて求めることができる。

なお、床止め護床工の式では水叩きの長さを計算するが、採用する水叩きの長さは、本章第3節5.4.1により算出されたものとする。

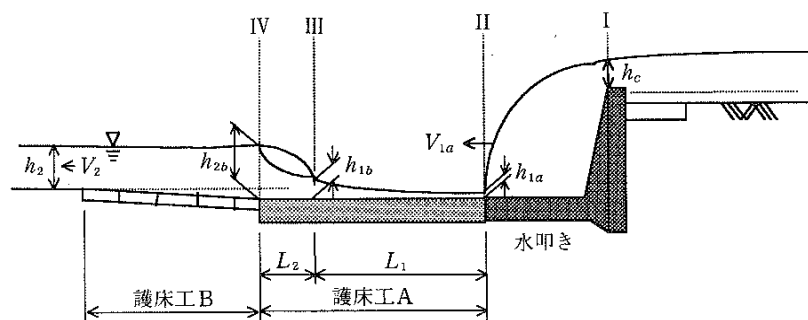


図 9-4-70 下流護床工（床止工基準より）

護床工Aの区間長は、次式で表すことができる。

$$L = L_1 + L_2$$

L_1 : 落下後から跳水発生までの射流で流下する区間

L_2 : 跳水発生区間

射流区間長 L_1 と跳水発生区間長 L_2 の計算は、低水流量から計画流量までの流量について堰堤本体から落下した流水の跳水現象を検討することにより以下の手法で計算することができる。

(1) 越流落水深 h_{1a} の計算

図 9-4-70 の I-II 断面間の関係は、エネルギー保存式に $V_{1a} = q / h_{1a}$ (q : 単位幅流量) を代入して h_{1a} の多項式とし、トライアル計算により越流落水深 h_{1a} を求める。

(2) 跳水開始水深 h_{1b} の計算

図 9-4-70 の III-IV 断面間で発生している跳水の開始水深を、床止め下流部の水深 h_2 、床止め下流部のフルード数 F_2 より求める。

(3) 本体直下流水深 h_{1a} と跳水開始水深 h_{1b} との比較

① $h_{1a} = h_{1b}$ の場合

跳水は本体越流落下部の直下流より発生する。従って、射流区間 L_1 は発生せず、跳水発生区間長 L_2 のみの計算となる。跳水発生区間長は下流水深 h_2 の 4.5~6 倍程度であるため、護床工 A の区間長 L は次式により算出される。

$$L = L_2 = (4.5 \sim 6) \cdot h_2$$

② $h_{1a} > h_{1b}$ の場合

もぐり跳水となるため、護床工 A 区間を特に設置する必要はない。ただし、河床上で噴流が走る可能性があるため、護床工 B 区間長を長めに取る必要がある。

③ $h_{1a} < h_{1b}$ の場合

水叩き下流端から跳水が発生するまで射流区間が発生し、位置が本体越流落下点より下流へ移動するため、この分、護床工 A を長くする必要がある。従って、護床工 A 区間長は次式により算出される。

$$L = L_1 + L_2$$

L_1 は、 h_{1a} が h_{1b} の水位まで上昇する間の長さであり、水面形を求めることにより求められる。よって必要な護床工 A の区間長 L は、先の跳水の発生区間の長さとして併せて次式となる。

$$L = L_1 + L_2 = L_1 + (4.5 \sim 6) \cdot h_2$$

急流河川では、跳水発生前の射流区間 L_1 が長くなりすぎ、護床工施工延長が長くなってしまふことがある。この場合には、エンドシル、バップルピア、段上がり等による強制跳水で区間を短縮する方法が有効である。

5.6.3 護床工の重量

護床工に護床ブロックを用いる場合の重量（大きさ）は、近傍の河川や溪流の施工例、溪床勾配、河床材料、対象流量等によって総合的に決定するが、護床ブロック（コンクリートブロック）を用いる場合の一般的設計手法を以下に示す。なお、一般に単体として計算する方が安全である。計算にあたっては、「護岸の力学設計法」も参照すること。

(1) 滑動に対する安定

$$R/P \geq n$$

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

$$R = \mu \cdot W_b$$

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

n : 安全率（一般に1.2程度）

P : ブロックに作用する動水圧 (kN)

R : ブロックの抵抗力 (kN)

C_d : 抗力係数（一般に1.0を用いる）

W_o : 流水単位体積重量（一般に11.77kN/m³を用いる）

ε : 遮へい係数（単体：1、 群体：0.40）

A : 投影面積（群体の場合は、全体の高さ×幅） (m²)

V : 水流の平均速度流 (m/s)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

μ : 摩擦係数（一般に0.8を用いる）

W_b : 水中におけるブロック重量 (kN)

W_c : ブロック空中単位体積重量（一般に22.56kN/m³）

W : ブロック空中重量 (kN)

K : ブロックの個数（個）

h : 計画水深 (m)

(2) 転倒に対する安定

$$X \cdot W_b > Y \cdot P$$

X : ブロックの支点から重心までの水平距離 (m)

Y : ブロックの支点から重心までの鉛直距離 (m)

5.7 側壁護岸

砂防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、又は垂直壁との間において発生する恐れのある側方侵食を防止し得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。

解 説

側壁護岸は、砂防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、本体と一体と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。側壁護岸が受け持つ土圧に対して安全な構造とする。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め込みが悪いのが普通で、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、これ以外の箇所ではもたれ式護岸も用いられる。

側壁護岸工の設計においては次の点に留意する。

- ① 側壁護岸の基礎の平面位置は、水通し肩の点を下ろした垂直線より後退させなければならない。ただし、土石流・流木処理計画を満足する溪流の最下流の堰堤において、土石流ピーク流量に対して袖高（水通し断面の高さ）を高くして対処する場合はこの限りでなく、設計流量に対する本来の水通し断面における肩の点を下した垂直線より後退させれば良い。
- ② 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩きのない場合は、上流端は本堰堤の基礎底面を限度とし、下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平とするか下り勾配とするのが普通である。

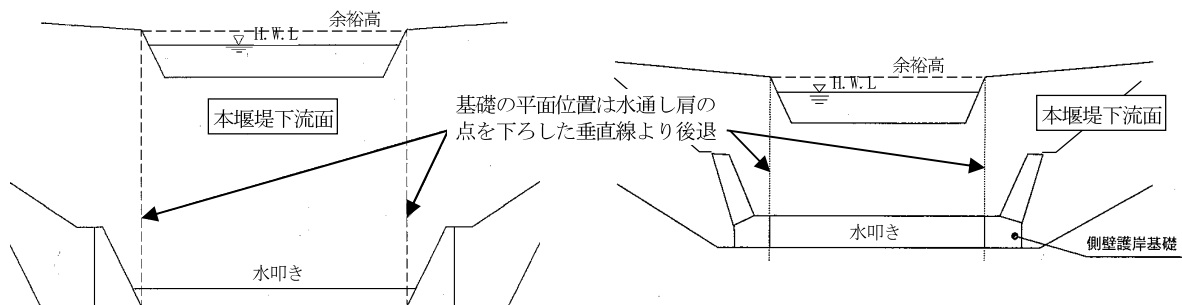


図 9-4-71 側壁護岸の平面位置

- ③ 側壁護岸の材質は、流下砂礫の衝撃等に対して安全堅固とするため、コンクリートとすることが一般的であるが、コンクリートよりも堅固といえる岩盤等が露頭しており、副堰堤や垂直壁に擦り付けることができる位置に露頭している場合は、側壁護岸は設けなくても良い。
- ④ 側壁護岸の川表側法勾配は1:0.5を標準とする。
- ⑤ 側壁護岸の構造は、安定計算により決定する。もたれ式護岸の場合の川裏側法勾配は、「道路土工-擁壁工指針」のもたれ式擁壁に準拠して決定する。安定性の照査は、転倒・滑動・支持力の3安定とし、水叩工等による受動側の力は無視する。また、地下水位が高い場合は水抜き暗渠を設け、水圧・浮力は考慮しない。

- ⑥ 側壁護岸の天端は、下流端を副堰堤もしくは垂直壁の袖天端と同高とし、水叩きの勾配や背後地盤等を考慮し、上流に向かって水平以上の勾配とする。
- ⑦ 垂直壁へ取り付けする場合は、垂直壁の水通し部に擦り付けること。副堰堤の場合は、溪岸に沿って側壁護岸を設けても良い。
- ⑧ 側壁護岸の水抜きは、原則として設けないが、背面の地下水位が高く水圧を抜くことが賢明と判断される場合に限り、常時湛水がない水位に設けることができる。なお、この場合は、吸出し防止材を設置する。
- ⑨ 側壁護岸の天端幅は、側壁の天端側線沿って直角に必要な幅をとること。最低幅は0.5mとする。
- ⑩ 側壁護岸を設置するための切土法面は、「労働安全衛生規則」「構造物施工の場合の掘削勾配（長野県土木部）」に適応したものとする。
- ⑪ 擁壁構造の検討に際しては、盛土形状による安定性の比較及び必要となる裏型枠の埋め殺し等も含めた経済性等、総合的に判断する。
- ⑫ 側壁護岸には10m毎に目地を設置する。

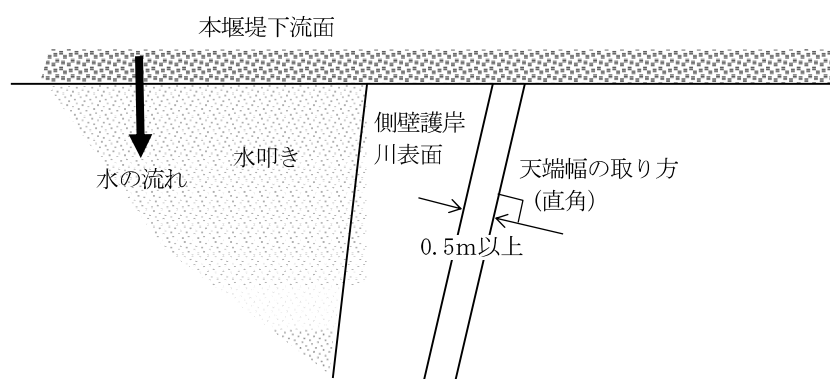


図 9-4-72 側壁護岸の天端幅の取り方

5.8 取合工

砂防堰堤の前庭保護工として副堰堤、垂直壁等を設ける場合において、下流の地形に擦り付かない場合があるが、この場合は床固工により落差処理を行い、現溪床に擦り合わせるものとする。

また、堰堤の下流に溪流保全工等の護岸工を連続させて計画する場合等は、同断面以上の取付護岸工を設けるものとする。

解 説

5.8.1 縦断の取合せ

溪床勾配が急な場合、垂直壁等の下流端で現溪床高と一致しない場合がある。この場合には、水叩きの下流端に床固工を設け、落差処理を行うものとする。なお、この場合の床固工は単独の床固工として計画するものとし、本章第5節に準じて設計を行う。

また、現溪床高に小差で擦り付かない場合等は、図 9-4-74で示されているとおり、水叩きに勾配を付けることで処理することができるものとする。

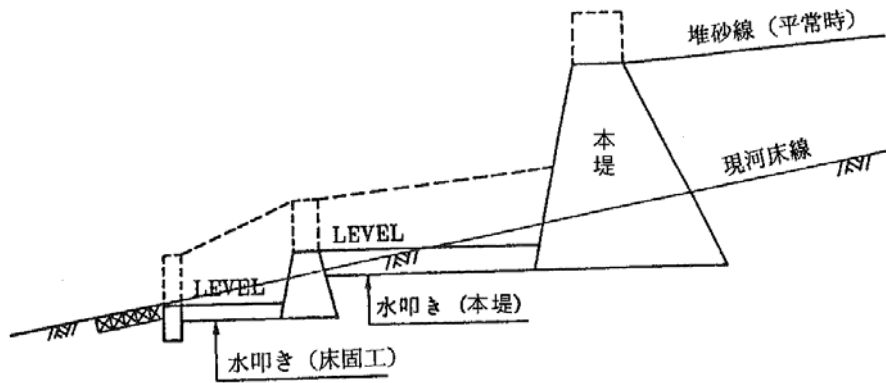


図 9-4-73 取合工事例1 (床固工を設けて落差処理を行う場合)

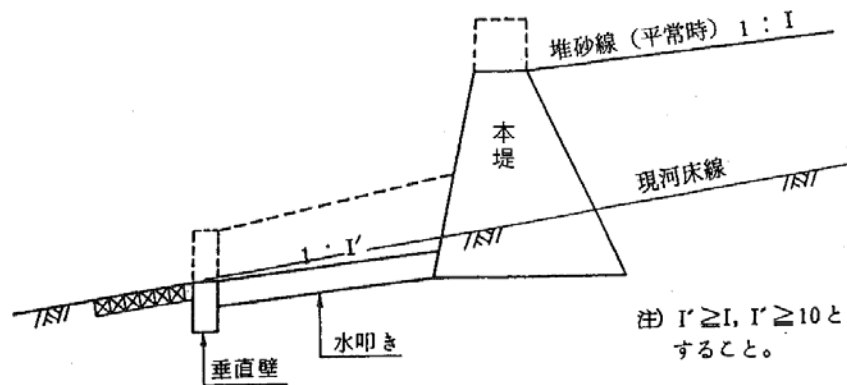


図 9-4-74 取合工事例2 (水叩きに勾配を付けて処理する場合)

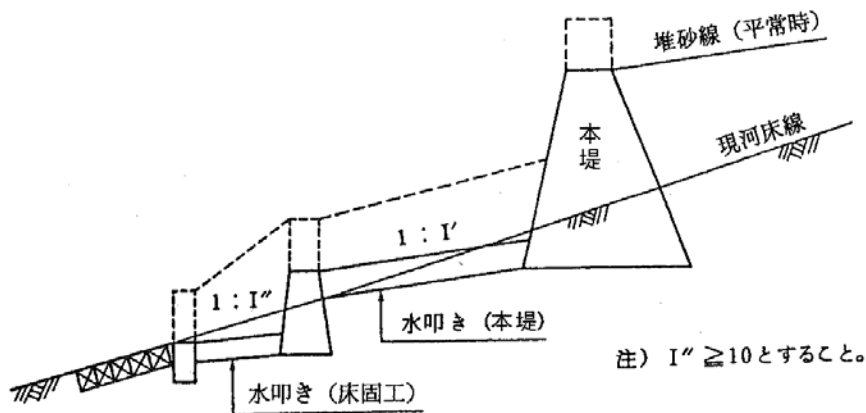


図 9-4-75 取合工事例3 (水叩きに勾配を付け、床固工でも落差処理を行う場合)

5.8.2 下流溪岸への取合せ (取付護岸工)

溪流保全工を要しない溪流の場合、堰堤もしくは床固工下流は自然溪岸との擦り合わせが必要となる。この場合、その必要延長は現場条件によるところが大きく、一概に定めることはできないが、堤内地の利用状況 (宅地、農地等) を勘案し、延長をできる限り短く計画すること。また、目的等からも溪流保全工とは別の構造物であり、砂防施設として適当であるかを十分検討して計画すること。

6. 付属物等の設計

砂防堰堤の継目や付属物である水抜き、間詰め等は、その機能及び安全性が得られる構造とし、経済性にも配慮して設計するものとする。

6.1 継目の設計

6.1.1 横継目の設計

横継目の間隔は9～15m程度とし、横継目からの漏水防止のため止水板を配置する。

解説

砂防堰堤のブロック割は下記の2つの条件によって定まるが、一般的な間隔として横継目間隔は9～15mを標準とし、非越流部に設置する場合、横継目は水通し肩から天端幅以上離れた位置に設置する。また、段切り勾配部には設置しないことが望ましく、やむを得ず設置する場合は地山側に1m以上の小段を設置し、小段部に設置する場合も法尻から1m程度離して設置する。

- ・コンクリートの硬化時の水和熱に起因する温度ひび割れの発生防止
- ・コンクリートの打設設備の能力から定まる一日あたりのコンクリート打設量による制約

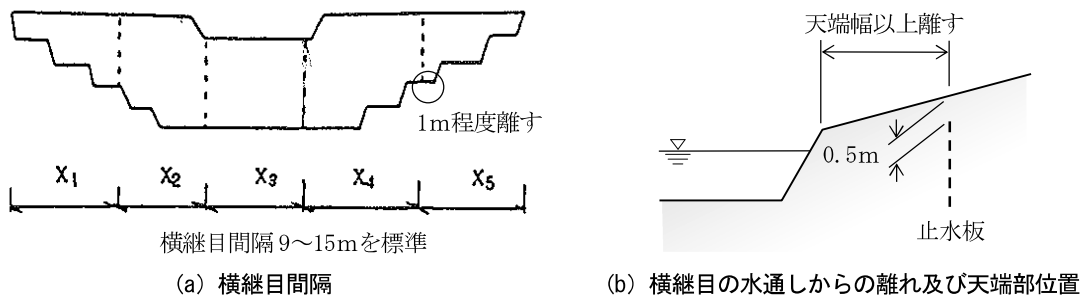


図 9-4-76 横継目間隔及び位置

横継目は漏水、浸透の経路となる可能性が高いことから、劣化防止の観点を加え、横継目は止水板により止水処理を施さなければならない。止水板は幅300mm、厚さ7mmの塩化ビニル製を使用し、越流部、非越流部それぞれについて図 9-4-76(b)及び図 9-4-77に示す位置に設置する。設置位置は堤体上下流面から1.0mを基本とし、残存型枠の使用や既設堰堤の増厚等、施工条件により0.5～1.0m程度としても良い。

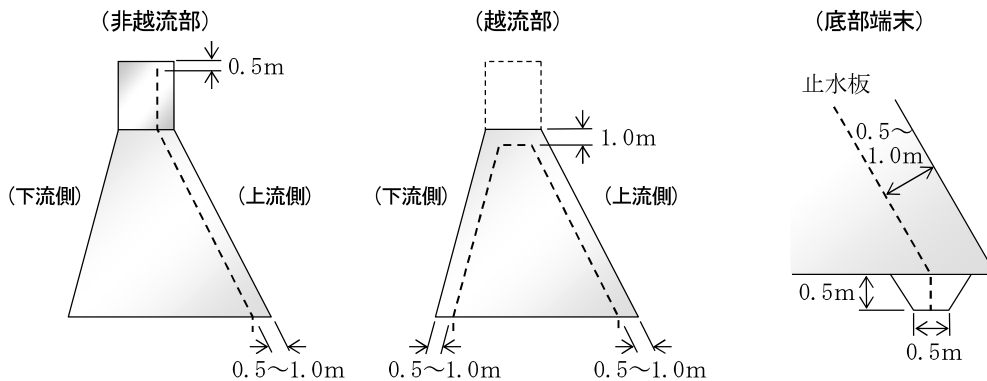


図 9-4-77 止水板の設置位置

6.1.2 水平打継目の設計

重力式コンクリート砂防堰堤に設けられる水平打継目は、堤体の一体性を損なうものであるから、打設前処理（岩盤清掃、グリーンカット、長期放置リフト面処理、モルタル敷均し等）を実施する。

解 説

(1) 岩盤清掃

コンクリート堰堤の滑動に対する安全性を確実なものとするため、コンクリート打設に先立って岩着面のはなはだしい凹凸を切削し、圧力水等で浮石、粘土等を除去する。

(2) グリーンカット

コンクリートの水平打継目は、堤体の安定性及び水密性を確保する上での弱点となるので、新しいコンクリートを打設する前には、ブリージングによって生じたレイタンスを取除く。

(3) 長期放置リフトの打設前処理

1ヶ月以上の長期間放置したコンクリート表面に新しいコンクリートを打ち込む際には、サンドブラストや電動ブラシにより水垢や有害物を除去したり、場合によってはチップング処理を行う。

(4) モルタル敷均し

岩盤面及び水平打継目面にコンクリートを打ち込む場合は、その付着を良くし、水密な打継目をつくるため、またコンクリートの材料分離の防止のためにモルタルを敷き均す。

6.2 打設計画

打設計画は、リフト高、日打設量、打設順序を考慮して策定する。

解 説

6.2.1 リフト高及び打設量

1回のリフト高は0.75m～2.0mとし、基礎面が岩盤の場合や、やむを得ず長い日数にわたって打ち止めていたコンクリートに打継ぐ場合は、1段目はハーフリフト（0.5m程度以上）とする。

コンクリート堰堤の場合、旧コンクリート打設後に材齢が表 9-4-36に達した後に新コンクリートを打ち継ぐ。また、日打設量は最大150m³程度とし、少量の場合は他ブロックと同時打設として日打設量が50m³以上になるよう打設計画を検討する。

表 9-4-36 リフト高と打継間隔

リフト高	新コンクリート打継ぎまでの日数
0.75m以上 1.0m未満	3日（中2日）
1.0m以上 1.5m未満	4日（中3日）
1.5m以上 2.0m以下	5日（中4日）

6.2.2 打設順序

(1) 本堰堤の打設順序

本堰堤は下記を考慮して横継目及び水平打継目の位置、打設順序等を決定し、打設計画を検討する。

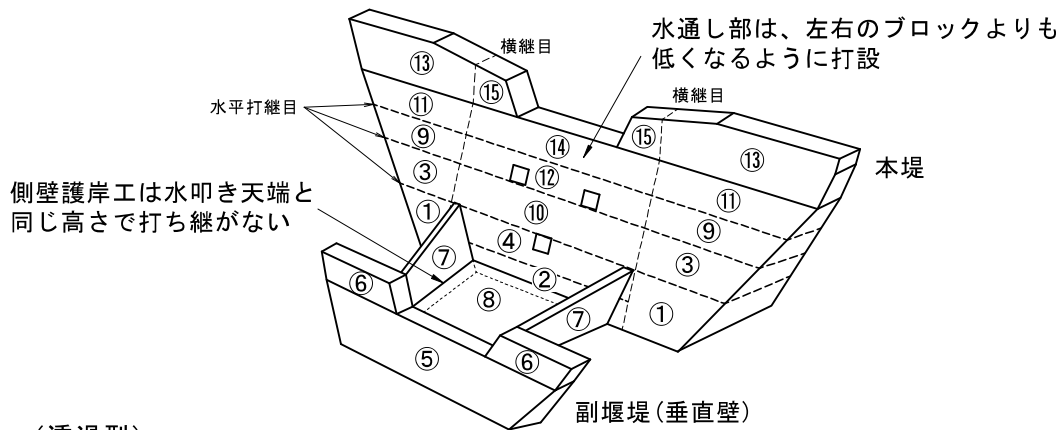
- ・最下段の床付面を最初に打設する。
- ・水通し部は、常に左右岸のブロックよりも低くなるよう打設する。
- ・隣接ブロックの水平打継目の高低差は、堰堤軸方向で8リフト以内とする。上下流方向にブロックを分ける場合は、4リフト以内とする。
- ・透過型砂防堰堤の場合、非越流部の堤体コンクリートと越流部の底版コンクリートは別構造であり、隣接ブロックとして扱わないが、水替え等の施工条件からやむを得ない場合を除き、極端な高低差が生じないように打設する。

(2) 前庭保護工との打設順序

前庭保護工を有する砂防堰堤の施工は、本堤の水通し部が現溪床高程度まで打ち上がった時点で垂直壁の打設を行い、次に側壁護岸、水叩きの順序で打設し、前庭保護工完了後に本堤を引き続き打設する順序(図9-4-78に①から順に示す順序)で行うことが望ましい。

水叩きは、厚さが表9-4-36に示すリフト高以下となる場合には基本的に水平打継ぎはせず、やむを得ず打継面を設ける場合は、鉛直打継面として目地を設ける。また、側壁護岸工は水叩き天端面と同高で打継がない。

(不透過型(部分透過型))



(透過型)

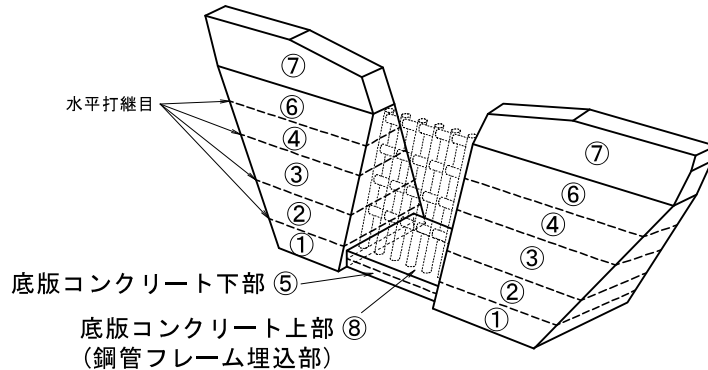


図 9-4-78 前庭保護工との打設順序例

6.3 型 枠

コンクリート堰堤等の打設に使用する型枠は、一般型枠と残存型枠（外壁兼用型、構造物一体型）に区分し、選定して使用する。

解 説

型枠は、一般型枠、残存型枠（外壁兼用型、構造物一体型）の3種類に区分される。型枠の選定にあたっては、施工現場における生産性向上の観点から残存型枠を基本に、計画箇所の地形、地質、土石流の発生頻度等を勘案し、安全性にも配慮した型枠を選定する。各型枠の名称と定義及び要件は、以下のとおりである。

6.3.1 取外しをする型枠（一般型枠）

一般的に使用される型枠であり、コンクリート構造物を型枠工法により施工する場合において、コンクリート打設後に取外しをする型枠である。

6.3.2 取外しをしない型枠

(1) 残存型枠（外壁兼用型）

コンクリート構造物を型枠工法により施工する場合において、コンクリート打設後、取外しをしないでコンクリート構造物の外壁として活用される型枠である。

残存型枠（外壁兼用型）は、以下の要件を満足するものでなければならないが、要件を満足する残存型枠であっても、砂防堰堤等の設計断面内に含めてはならない。

- ・ 主要材料のモルタル及びコンクリートは、本体コンクリートの品質を損なうものであってはならない。
- ・ 型枠製品内蔵の補強部材（専用組立部材含む）は、型枠本体に内蔵していること。また、補強部材が鉄製の場合には、必要な防錆処理又は防錆対策（エポキシ樹脂塗装又は同等以上の防錆処理）が施されているものとする。
- ・ コンクリート打設時の側圧に耐える強度（コンクリート打込み面上より1.0mの高さからコンクリートを打込む際の側圧に耐える強度）を有していること。
- ・ コンクリートと一体化（コンクリートと残存型枠が剥離しない）する機能を有していること。
- ・ 耐凍結融解性（凍結融解試験による）を有しており、ひび割れ又は破損した場合でも容易に剥落しないこと。

(2) 残存型枠（構造物一体型）

コンクリート構造物を型枠工法により施工する場合において、コンクリート打設後、取外しをしないでコンクリート構造物の一部として活用される型枠である。

残存型枠（構造物一体型）は、残存型枠（外壁兼用型）の要件に加え、以下の要件も満足するものでなければならない、要件を満足する場合は設計断面内に含めることができる。

- ・材料及び構造が砂防堰堤等の本体として必要な耐久性及び一体性が確保されている他、堰堤の上流面に使用する場合は、土石流（設計土石流衝撃力）に対する耐衝撃性等を有することが、公的機関により証明されていること。
- ・単位体積重量及び圧縮強度は、本体コンクリートと同等（単位体積重量：22.56kN/m³、圧縮強度：18N/mm²又は21N/mm²）以上であること。

(3) 残存化粧型枠

残存型枠には、景観等に配慮して表面に化粧等を施した型枠があり、これを残存化粧型枠という。残存化粧型枠は、残存型枠（外壁兼用型、構造物一体型）いずれに該当する型枠であっても、意匠（化粧）部分は設計断面内に含めてはならない（図 9-4-79参照）。

また、取外しをする型枠の意匠（化粧）部分についても、同様の扱いとする。

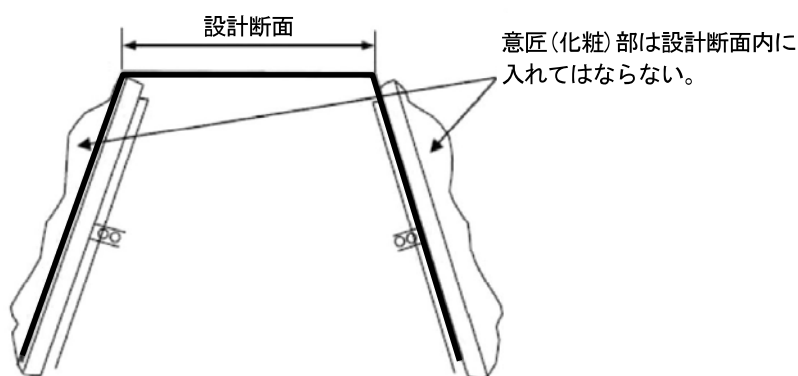


図 9-4-79 残存化粧型枠と設計断面の関係

6.4 水抜き暗渠

水抜き暗渠は、一般に流出土砂量の調節、施工中の流水の切替え、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けられる。

解 説

不透過型及び部分透過型砂防堰堤には、水抜き暗渠を設置する。水抜き暗渠は、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しやすいため、その設計にあ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するものとする。

また、暗渠構造であるため、流木等が詰まりやすく、満砂後は水抜き暗渠からの排水も少なく、堆砂後予期もしないときに土砂礫が噴出して災害が生じた事例がある。

6.4.1 形状

水抜き暗渠の形状は短形（四角形）とし、治山施設（円形）との差別化を図る。しかし、堰堤構造等から短形が好ましくない場合においては、吐き出し口のみ矩形となるよう対応する。大きさは0.3m～1.0m程度とする。ただし、溪流の流出する土砂粒径、施工時の仮水路工の流量等も考慮する。

材質は、形状、施工性、耐久性等を考慮し、ボックスカルバートを基本とする。

6.4.2 配 置

水抜き暗渠から流出する水流は、堰堤上流の水圧により高速流となるため、側壁等に悪影響を与えないように、水通し底幅以内に配置するものとする。

水抜き暗渠の配置は、水通し天端に近すぎたり、芋串状に配置すると堰堤本体の強度を損なうこととなり、また、同一の高さに集中させると効果が減少するため、このような状態とならないよう上下左右方向に千鳥配置を基本とする（図 9-4-80参照）。水通し底幅内に横継目を設置する場合は、横継目から1 m以上離して配置する。

山脚固定を目的とする砂防堰堤は、早く自然閉塞させるために小さくすることが一般的である。また、流出する土砂礫の粒径によって大きさを調整し、土砂礫の突出による下流域での被害や溪流環境悪化を防止する。

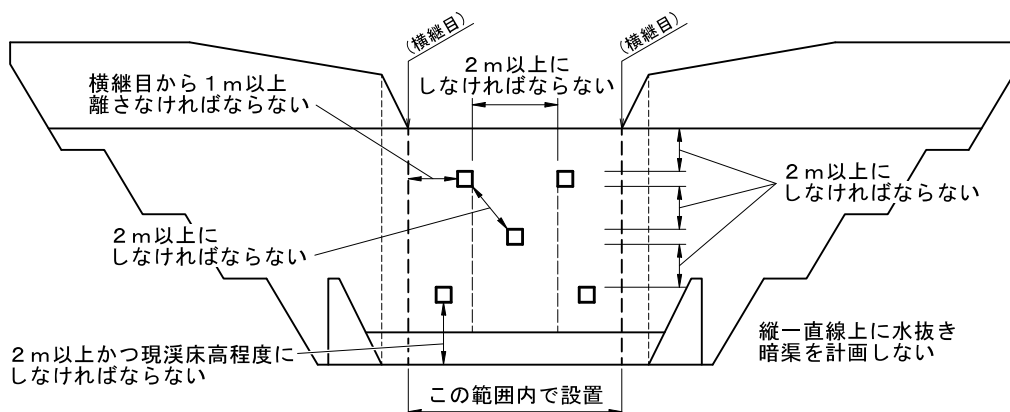


図 9-4-80 水抜き暗渠の配置

6.5 間詰め

間詰めは堤体の安定と堰堤設置位置付近の地山保護を目的として設けるものであり、地山への嵌入深、取合せ等に十分留意する。

解説

6.5.1 岩盤の場合

砂防堰堤の上下流の岩盤余掘り部及び堤体と岩盤掘削の空間をコンクリートで充填することを間詰めという。下流側では落下水による洗掘の防止、上流側においては岩盤との密着により、岩盤の風化防止、水浸透の防止に役立つ。岩盤の間詰めは、下記の構造とする（図 9-4-81～9-4-83参照）。

- ・基礎及び袖部の岩盤余掘り部は、上下流ともコンクリートで現岩盤線まで埋め戻すことを原則とする。
- ・基礎部の埋戻しコンクリートは、本体コンクリートと一体打設を原則とする。
- ・袖部の間詰めコンクリートは、階段状に本体と同時打設することを原則とする。
- ・間詰めコンクリートの高さ、幅は、岩盤の場合の基礎の根入れ深、袖部の嵌入長（それぞれ1 m以上）を確保した形状とし、高さは水平打継目の高さと同合わせる。

6.5.2 砂礫盤の場合

砂防堰堤の嵌入部が砂礫盤の場合には、土砂で盛土・埋め戻すものであるが、盛土勾配等の理由から部分的にふとんカゴの多段積み等を用いて間詰工とすることもある。ふとんカゴの多段積みを行う場合は、そもそも基礎変形に対する追従性を持つ材料ではあるが、できる限り積高を抑え、また基礎地盤の締め固めを十分に行う。

上流側の間詰工は貯砂範囲に位置することから、不透過型砂防堰堤では特段の理由がない限り行わないものとする。袖部より上部の切土面は、下部をふとんカゴ等の土留めで保護し、上部斜面は盛土、法枠工、植生工、コンクリート吹付工等で保護する。

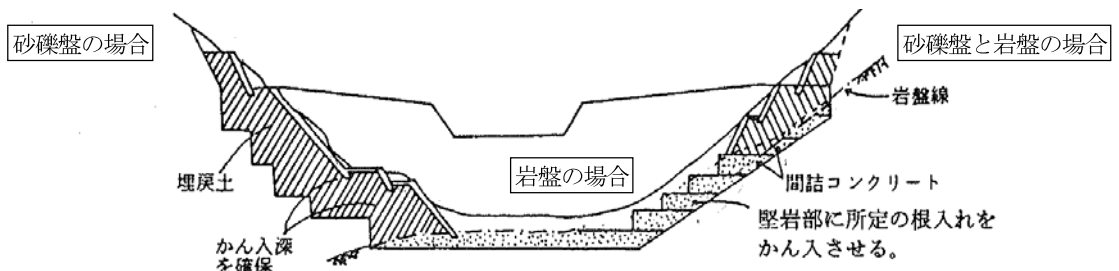


図 9-4-81 間詰め工

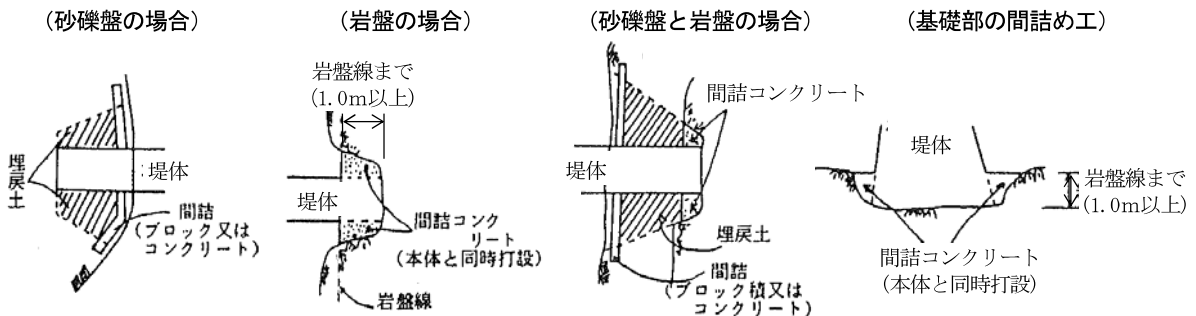


図 9-4-82 袖部の間詰め工

図 9-4-83 基礎部の間詰め工

7. その他施設の設計

7.1 摩耗等対策

水通し天端や透過部の底版コンクリート、開口部側面は、転石の衝突や流砂による磨耗によって破壊しやすいため、高強度コンクリートにより保護する。

解 説

7.1.1 水通し部（不透過型砂防堰堤）

不透過型砂防堰堤の水通し天端及び袖小口は、転石の衝突や流砂による磨耗によって破壊しやすいため、高強度コンクリートにより保護する。

高強度コンクリートの厚さは水通し天端から1 mとし、幅は袖小口を含むブロックの横継目（止水板）までとする。高強度コンクリートは呼び強度を21N/mm²とする。

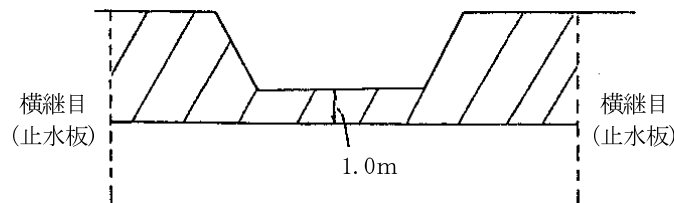


図 9-4-84 堤冠コンクリートの範囲

7.1.2 開口部（透過型・部分透過型砂防堰堤）

常時の流水のある溪流の透過型・部分透過型砂防堰堤の開口部には、流水が集中し底版コンクリート（又は部分透過型砂防堰堤の不透過部天端）や開口部側面が転石や流砂によって磨耗し破壊する可能性がある。そのため、常時の流水がある溪流の開口部は、不透過型砂防堰堤の水通し部と同様に高強度コンクリートにより保護する。

保護する範囲のうち、底面は透過型砂防堰堤においては底版コンクリート全体、部分透過型砂防堰堤においては水通し部同様に不透過部天端から1 mの厚さとし、開口部側面は底版コンクリート又は不透過部天端から土石流水深以上となる水平打継目までとする。また、幅は横継目（止水板）までとする。

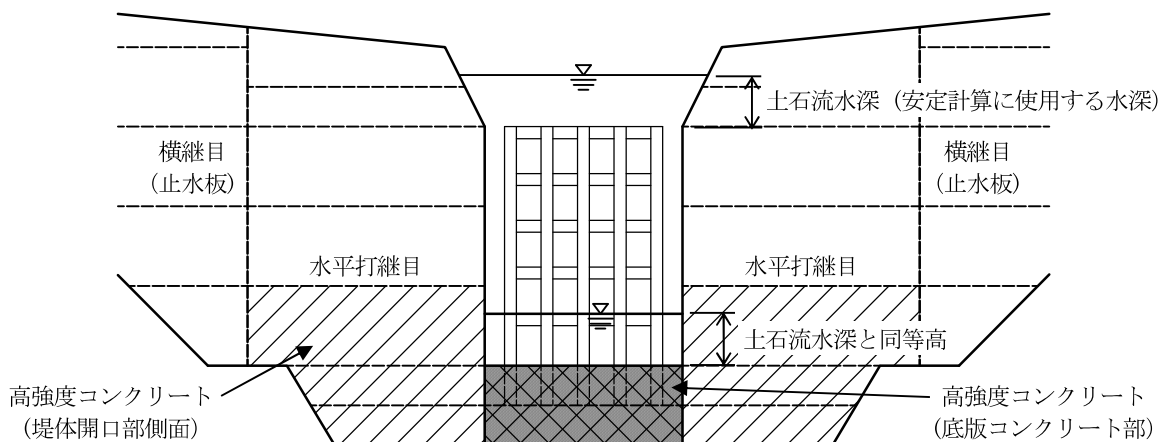


図 9-4-85 開口部の高強度コンクリートの範囲（透過型砂防堰堤の場合）

7.2 立入り防止柵

人家、道路、遊歩道等が近く、一般人が立ち入る可能性のある場所には、進入防止のため、堰堤袖部付近に立入り防止柵を設ける。

解 説

堰堤設置位置が人家や農地、道路、遊歩道等に近く、一般人が堰堤袖部付近に立ち入る可能性のある場所には、袖天端からの転落を防止するため、袖部天端や地山嵌入部付近に立入り防止柵を設置する。

立入り防止柵の構造は、進入防止を目的とするため縦棧式とし、高さは1.1m以上のものとする。



写真 9-4-13 立入り防止柵

7.3 管理用施設

7.3.1 管理用道路

砂防堰堤には、除石（流木の除去を含む）や点検等のため、車両が通行できる管理用道路を設ける。

管理用道路は除石（流木の除去を含む）に使用する資機材搬出入、堆積土砂及び流木の搬出のため、砂防堰堤の堆砂敷内まで車両（ダンプトラック等）が進入できる線形、幾何構造とすることを原則とする。ただし、地形的にやむを得ない場合で、上記以外の方法で確実に実施できる除石（流木の除去を含む）計画を策定する場合はこの限りではないが、この場合においても砂防堰堤直下流までは車両が進入できる管理用道路を設置する。

管理用道路の管理主体や費用負担等については、第5章第3節1.3 に示す。

(1) 適 用

管理用道路の構造規格は、原則、林道自動車道2級に準ずる（林道規程による）。なお、林道自動車道2級の縦断勾配は表 9-4-37に示すとおりである。

ただし、林道自動車道2級に準じた道路規格とすると、大規模な地形改変や長距離の迂回が生じる場合はこの限りではなく、除石（流木の除去を含む）が必要な計画捕捉量及び計画堆積量に応じた現実的な管理用車両を設定し、その能力に応じた規格の道路を設置できるものとする。

表 9-4-37 縦断勾配

区 分 設計速度 (km/h)	1 級				2 級		3 級	
	2 車線のもの		1 車線のもの		標 準	特例値	標 準	特例値
	標 準	特例値	標 準	特例値				
40	7	12	9	12	—	—	—	—
30	9	12	9	12	9		—	—
20	9	12	9	12	9	(14) 12	9	(18) 14

(2) 幅員構成

管理用道路の幅員構成は、図 9-4-86を標準とする。なお、現道（林道等）を付け替えて一部を管理用道路として利用する場合や、市町村道認定が受けられる場合はこの限りではないが、図 9-4-86よりも幅員を狭めてはならない。また、必要に応じて排水施設、交通安全施設（防護柵等）、待避所を設ける。

(3) 法面勾配等

管理用道路の土工部（切盛土部）の法面勾配、段切り高さ、小段等は、「第2編 道路改良事業 第3章 細部設計 第2節 土工」に準拠して地形・地質に応じた構造とする。

切盛土法面の保護や土留・法留構造物が必要となる場合は、「第2編 道路改良事業 第3章 細部設計 第3節 法面処理、第4節 法先構造、第5節 擁壁工」に準拠して、現地の地形・地質状況に適した構造物を選定する。

現道の付替道路や市町村認定が受けられる管理用道路であっても、砂防施設の管理用道路として使用する区間は、上記のとおりとする。

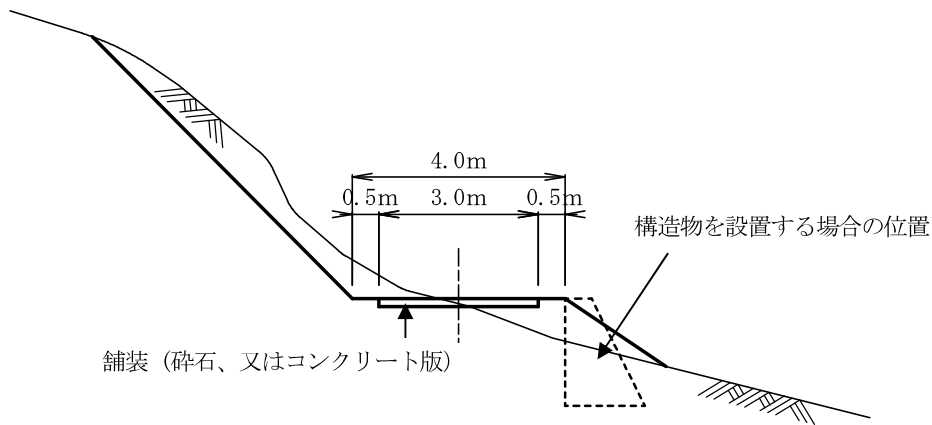


図 9-4-86 管理用道路の標準横断

(4) 舗装構成

管理用道路は図 9-4-87に示す碎石舗装とすることを基本とするが、縦断勾配を表 9-4-37に示す右欄の特例値とする場合は、表 9-4-38に示す「② 登降坂時のすべり止め施設」の具体的な内容「④ 舗装」として、コンクリート版舗装とする。

表 9-4-38 特例値を適用する場合の交通安全施設等（林道規程 P. 138）

施設	具体的な内容
① 登降坂時の運転注意を喚起する標識施設	急勾配であることを表示し、運行速度の抑制等を喚起する標識類
② 登降坂時のすべり止め施設	① クラッシュラン等の良質な材料による路盤工 ② セメント安定処理工 ③ 石灰安定処理工 ④ 舗装 ⑤ 舗装におけるすべり止め溝 ⑥ すべり止め用砂等
③ すべりを生じた場合の逸脱防止施設	防護柵
④ 急な登降坂路下部における緩勾配の区間の設置	

コンクリート版舗装は、図 9-4-87に示す舗装構成を標準とする。この舗装は、曲げ強度を確保する一般的なコンクリート舗装とは異なることに留意する。なお、コンクリート版の間には曲げに対する用心として溶接金網を設置し、適切な間隔で目地を設ける。

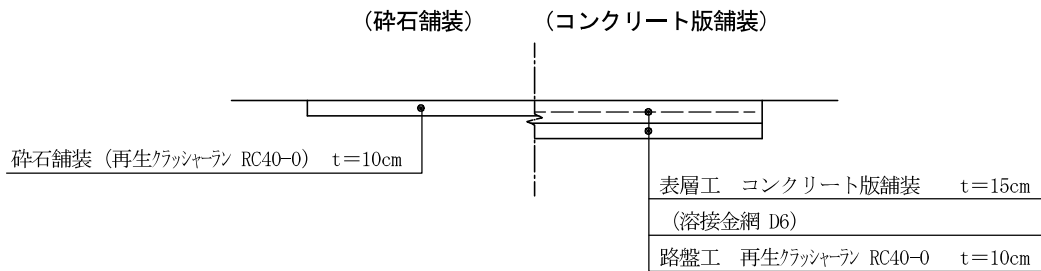


図 9-4-87 管理用道路の舗装構成（例）

7.3.2 管理用通路

砂防堰堤には、管理（点検）用通路を設置する。管理用通路は、管理用道路から徒歩で堰堤直下流や袖天端に立ち入ることができる位置に設置する。

なお、砂防指定地内に設置するボックスカルバートについては、第5章第1節1.3.1(10)に準拠した管理用通路を設ける。

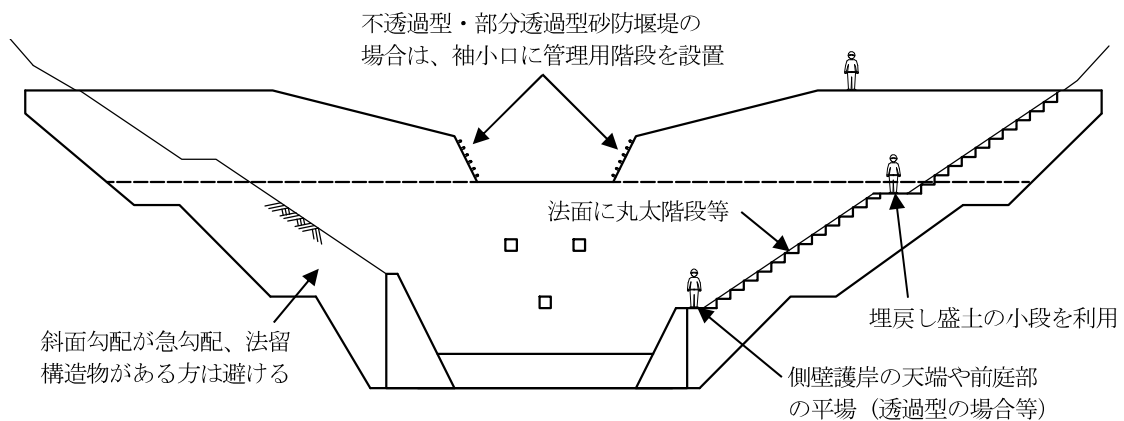


図 9-4-88 管理用通路設置例

また、不透過型砂防堰堤の水通し部には、水通し部を横断して対岸に渡ることができるように両岸の袖小口に管理用の梯子を設ける。部分透過型砂防堰堤の水通し部及び開口部に設置する場合は、透過部高さ2m程度を上限に開口部側面にも同等の構造の梯子を設置する。

第4節 既設砂防堰堤の改良

1. 総説

既設砂防堰堤の透過型等への改良を行う場合には、既設の状態を鑑み、また当時の設計思想等を加味して、今後の対策を検討することとする。

解説

既設の不透過型砂防堰堤の嵩上げ化、切り下げによる透過型（部分透過型）化等の改良に際しては、堤体としての安定性及びコンクリート構造物としての一体性を損なわないように、必要な補強を行うことを標準とする。

2. 既設堰堤の嵩上げ

2.1 総説

流域の土砂及び流木処理上、必要に応じて既設堰堤の嵩上げを実施する。

解説

既設堰堤の嵩上げを行う場合は、次のようなケースが考えられる。

- ・更に土砂及び流木処理が必要で、既設堰堤以外に堰堤計画位置が無い場合
- ・更に土砂及び流木処理が必要で、新規箇所に対策施設を計画するより経済的に有利と考えられる場合
- ・既設堰堤の老朽化や異常堆砂が進む等、既設堰堤の対策が必要であり、かつ機能増進が望ましい場合

本節では不透過型堰堤の嵩上げについて述べる。嵩上げ部を鋼管フレーム等の透過型堰堤とする場合は、本章第3節4の部分透過型砂防堰堤、本章第4節4の既設砂防堰堤（本堰堤）を利用した鋼製流木捕捉工を参照されたい。また、施設効果は、嵩上げ後の堰堤型式に応じて評価する。

2.2 嵩上げの型式

既設堰堤の嵩上げ工法は、大別すると、①下流面腹付け工法と②上流面腹付け工法があり、現地状況等を考慮し、適切な工法を選択する。

解説

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

上流面腹付け工法は、施工上、堆砂敷内の土砂を除去する必要があり、施工ヤードを確保するために転流が必要となる。応力上は主応力の方向と継目が直交するため、下流面腹付け工法に対して有利となる。

図9-4-89の(a)及び(f)は、嵩上げによる作用荷重の増分を既設堰堤で受け持つものである。(e)は(d)と比較して打継目の処理面積が広がるため、老朽化堰堤の下流面保護を目的として利用されることが多い。これまでの実績では、(b)、(c)、(e)の例が多くを占めている。

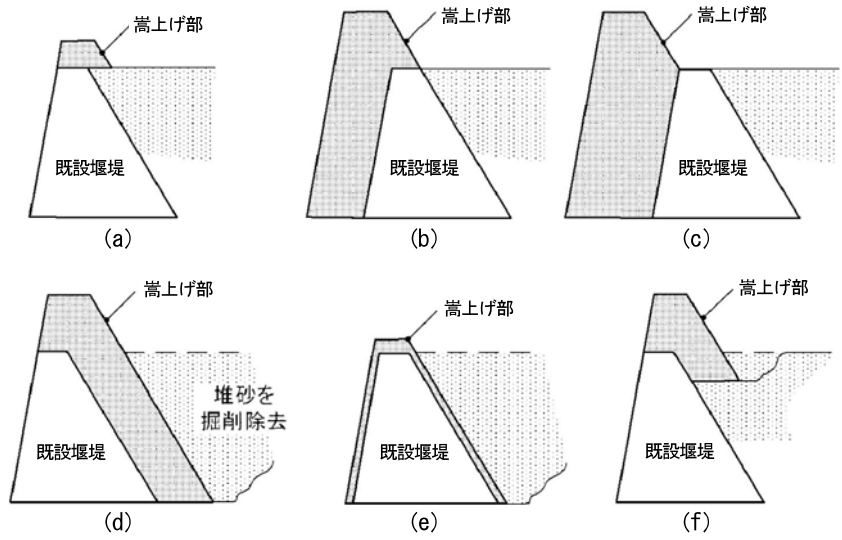


図 9-4-89 砂防堰堤の嵩上げの型式

2.3 安定性の検討

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

解説

2.3.1 堤体の安定性の検討

嵩上げ堰堤の安定計算手法としては、「嵩上げ公式」を用いる手法と「一体構造」による計算の2つの方法が用いられている。このうち、貯水ダムでは通常「嵩上げ公式」を用いているが、砂防堰堤では「一体構造」による計算事例が多い。

「嵩上げ公式」方式は、嵩上げ後の堤体岩着部の応力は、既設堰堤の応力と嵩上げによって新たに生じた荷重による新堰堤の応力の和となる。嵩上げ堰堤の断面は、この重ね合わせた応力が堤体の上流端で0、もしくは圧縮となるように決定される（多目的ダムの建設 第4巻 第26章 ダムの再開発 2.1.4より）。一方、「一体構造」方式は、既設堰堤を含む嵩上げ後の断面で、本章第3節4.4 に準じて安定計算を行う。

なお、既設堰堤の劣化の状況、堤体材料の物性を把握するために、既設堰堤の調査、サンプリング試験等を行う必要がある。

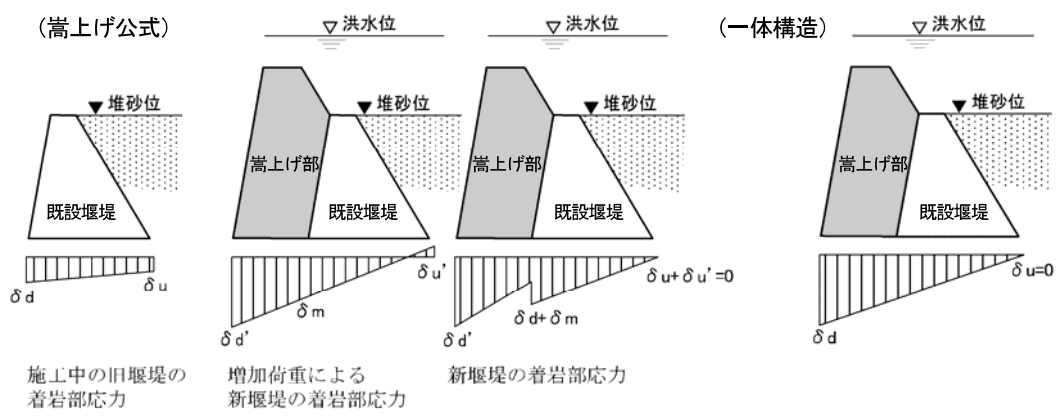


図 9-4-90 下流腹付け方式の概要

2.3.2 基礎地盤の安定性の検討

既設堰堤の嵩上げや切り下げによる透過型（部分透過型）化を行う場合においても、改良後の堤体は新設する砂防堰堤同様、本章第3節4.4 に示す転倒、滑動、破壊の安定条件を満足するものとする。

このうち、破壊に対する安定性の検討に用いる基礎地盤の許容支持力は、第2章第9節2 に示す地質調査を行って推定するが、既設堰堤の材料、構造と設計外力を用いて、既設堰堤底面における最大圧縮応力度も算出し、それらの値を比較して大きい方を設計に用いる許容支持力として採用することを標準とする。

(1) 地質調査ボーリング

既設堰堤の嵩上げ等の改良を行う場合には、設計時に基礎地盤の地質及び地層分布を調査し、許容支持力等を推定することを原則とし、調査位置は図 9-2-14に示す位置を基本とする。

また、既設堰堤設計時や施工時に地質調査を実施している場合はその結果を使用する。

(2) 既設堰堤基礎地盤の評価

嵩上げ等の改良を実施する既設堰堤の多くは、竣工後長い期間が経過した施設が多く、また竣工から現在まで幾多の洪水、場合によっては土石流に見舞われてきたと考えられる。そのため、既設堰堤に基礎地盤に起因する変状（縦横断方向への不等沈下、それらに伴うクラックや目地の開き等）がない場合、それは基礎地盤が破壊に対する安定性を有していることの実証であると言える。

そこで、基礎地盤に起因する変状のない既設堰堤では、既設堰堤の材料及び構造（堤体の単位体積重量、堰堤高、天端幅、上下流のり勾配、袖高等）と設計外力を用いて、本章第3節4.4 (3) に示す式により堰堤底面における最大圧縮応力度を算出し、それを基礎地盤の許容支持力とすることができる。

堰堤底面における最大圧縮応力度を算出する際の設計外力は、土石流に関する数値基準が明確化された平成19年3月の「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」及び「土石流・流木対策設計技術指針」策定・公表以前に着工した砂防堰堤では「平常時」及び「洪水時」（堰堤高15m未満の堰堤では「洪水時」のみ）とし、それ以降に着工し、かつ竣工後に土石流の発生履歴がある溪流に整備された砂防堰堤では「土石流時」についても考慮する。

設計外力を算出する際の対象流量の算定に用いる平均雨量強度は、竣工から設計時点までの24時間雨量又は日雨量の最大値を用いる。24時間雨量や日雨量は、気象庁の過去の気象データ検索より既設堰堤近傍の降雨データから求める。平均雨量強度の算出方法が新設する砂防堰堤と異なることに留意する。

2.4 新旧コンクリートの打設面の処理

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

解説

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

- ① 既設堰堤の表面は、チッピングを行って新旧コンクリートの付着を高める。風化が進んでいる場合にははつりを行う。
- ② 新コンクリート打設前に、既設堰堤を高圧水で十分に水洗いし、モルタルを塗布して新旧コンクリートの接着を保つ。
- ③ 旧コンクリート側に鉄筋を挿し筋し、せん断力を確実に伝達するようにする。
- ④ 新旧コンクリートの打継目の位置を一致させて、既設堰堤からの漏水を速やかに排水する。

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

なお、前述の対応④における鉄筋量は、次式により算出することができる。コンクリートの打継目面の強度低下率を考慮して、コンクリートのせん断応力度の不足分について、鉄筋量を算出するものとする。

$$A_s = \tau' \cdot \gamma / \tau_a$$

A_s : 1 m²あたりの鉄筋量 (cm²/m²)

τ' : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

γ : 打継目面の強度低下率 $\gamma = 0.5$ 程度

τ_a : 鉄筋の許容せん断応力度 (N/mm²)

挿し筋長 L (mm) は、次式により算出する。

$$L = (\sigma_{sa} / 4 \cdot \tau_{0a}) \phi$$

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)

ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

2.5 前庭保護工の設計

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

解 説

既設堰堤を嵩上げする場合は、本章第3節5に基づいて、水叩きの長さ・厚さ等について検討し、必要な対応を行う。

3. 既設堰堤の切り下げ

3.1 総 説

流域の土砂及び流木処理、環境対策上、既設不透過型砂防堰堤を切り下げて、透過型（部分透過型）化する対策も考えられる。

解 説

既設不透過型砂防堰堤を切り下げることにより、下記のようなメリットが得られる場合がある。

- ・現状より更に土砂及び流木処理が必要で、既設堰堤以外に堰堤計画位置が無い場合や、新規箇所に対策施設を計画するより経済的に有利と考えられる場合で、これまで施設効果量として評価していなかった貯砂容量に対して、計画捕捉量を評価する。
- ・溪流の連続性を確保する。

反面、安全性の低下も考えられるため、既設堰堤の切り下げに際しては、施設効果量のみにとらわれず、下記についても十分検討した上で実施する。

- ・山脚又は溪岸の固定効果や溪床勾配緩和効果を目的としている堰堤については、計画しない。
- ・減水時に堰堤から流出する土砂を安全に堆積させる空間を確保する。
- ・下流に対して出水時の流出土砂を増加させることによるメリットを確認する。
- ・現堆砂面より深く切り下げる場合、流出する土砂あるいは有機分が下流に与える影響の度合を考慮し適切な対策を講じる。
- ・複数の開口部を設ける場合、透過部断面の本体が偏心荷重等に対して安全であるか確認する。

3.2 留意事項

既設堰堤の切り下げは、現況の安全性を下回らない条件で実施する。

解 説

既設堰堤の切り下げは、下記の要件を満たすことが必要である。なお、切り下げ後の施設は、部分透過型又は透過型砂防堰堤として取り扱う。

- ・透過型砂防堰堤とした場合、新設する透過型砂防堰堤と同等の要件を満たすこと。
- ・原則として、切り下げ部は未満砂であること。
- ・切り下げ予定部が既に満砂状態である場合は、除石後に切り下げを行う。

3.3 施設設計

具体的な設計に関しては、本章第3節の透過型砂防堰堤、又は部分透過型砂防堰堤を参照すること。

解 説

既設堰堤の透過型（部分透過型）化の具体的な設計に関しては、本章第3節の透過型砂防堰堤、又は部分透過型砂防堰堤、流木捕捉工を設置する場合は、本章第4節4 を参照すること。

4. 既設砂防堰堤（本堰堤）を利用した鋼製流木捕捉工

4.1 総 説

既設砂防堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げして、流木捕捉工を天端に設置する場合がある。

既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げすることが困難な場合は、既設砂防堰堤の水通し部や、上流側に張り出して流木捕捉工を設置する場合もある。

解 説

流木が流出するおそれのある溪流において、既設砂防堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げ（透過型（部分透過型）化）して、鋼製流木捕捉工を天端に設置する場合がある。設計にあたっては、本節に示す事項の他、本章第3節に示す新設する砂防堰堤の考え方に準拠しなければならない。

また、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げることが困難な場合は、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合や、水通し部上流側の堆砂敷に張り出すように、独立又は既設砂防堰堤に直付けして鋼製流木捕捉工を設置する場合もある。

なお、鋼製流木捕捉工を設置する対象堰堤が、保全対象直上流又は最下流堰堤の場合には、流出土砂及び流木の状況を勘案して設置の妥当性を検討するものとする。

設計にあたっては、既設堰堤の物性を把握することが必須であるため、既設堰堤の堤体の比重、圧縮強度が不明な場合はサンプリング試験により求めなければならない。

4.2 既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置形態

4.2.1 設置方式

既設の不透過型砂防堰堤の本堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合には、上下流の土地利用状況及び砂防堰堤周辺の地形、地質等を考慮してその方法を決定するものとする。

この場合、既設砂防堰堤の構造等により「嵩上げ方式」、「打ち替え方式」及び「切り下げ」に分類できる。いずれの場合においても縦断的断面増厚（腹付け）等により構造物として安定していなければならない。

一方、現地状況等により上記の対応が困難な場合は、水通し部又は水通し部の上流側に流木捕捉工を設置して流木捕捉効果を高めることとする。

解 説

(1) 標準的な設置方式

既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置方法は、流木捕捉工の取り付け高により図 9-4-91に示す5つの形態となる。設置にあたっては、施設の効果、堰堤計画地点周辺の地形・地質、堆砂状況、水理条件、流域の整備率及び上下流の土地利用状況等を考慮して適切な形態を選定する。

ここで、「嵩上げ」とは、コンクリート部の高さが既設堰堤天端高より高くなること、「打ち替え」とは天端高が変わらないこと、「切り下げ」とは、コンクリート部の高さが既設堰堤天端高より低くなることをいう。

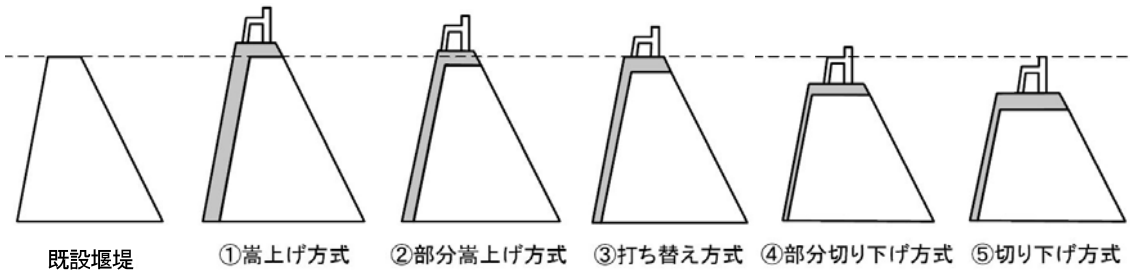


図 9-4-91 既設砂防堰堤への流木捕捉工の設置

また、未満砂の砂防堰堤とは、計画切り下げ高より現況堆砂面が低いもの、すなわち、図 9-4-92に示す $h_1 < h_2$ をいう。

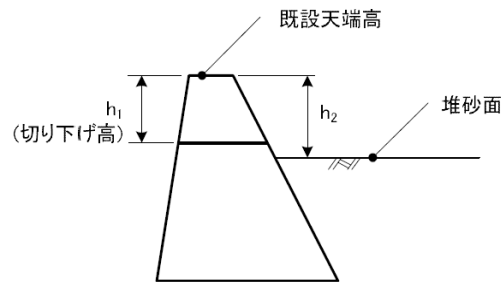


図 9-4-92 未満砂の砂防堰堤（未満砂状態）

既設砂防堰堤の本体に鋼製流木捕捉工を設置する場合、鋼製部応力を堤体に伝達するために必要な厚さ及び広がりを持つ基礎コンクリートを新しく打設する。鋼製流木捕捉工設置後の堤体が安定条件を満足しない場合は、増厚（腹付け）等により既設堤体を補強し安定させる。

鋼製流木捕捉工取付けのための基礎コンクリート及び補強コンクリートの打設は、図 9-4-93の A～E に示す組合せの方法がある。これらのコンクリートの打設は、堆砂状況、既設堤体の安定性及び施工条件等を考慮して適切な方法を選定する。

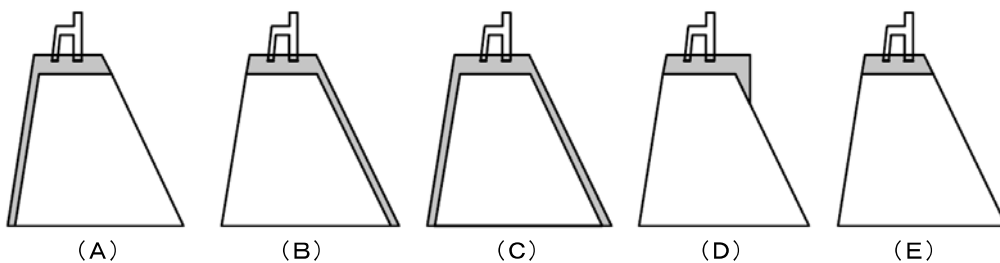


図 9-4-93 基礎コンクリート及び補強コンクリートの打設

(2) 嵩上げ・切り下げが困難な場合

一方、現地状況等により既設砂防堰堤を嵩上げや切り下げが困難な場合や、前庭保護工への流木捕捉工の設置では必要な流木捕捉量が確保できない場合がある。このような場合は、下記の条件を全て満足する場合に限り、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に流木を捕捉するための附属施設（基本は鋼製流木捕捉工）を設置して流木捕捉効果を高めることとする。

なお、原則このような設置は行わない。

- ・土石流の捕捉を目的とした溪流の土砂整備率100%を満たす最下流の堰堤であること。
- ・堰堤高が15m未満であること。
- ・鋼製流木捕捉工等の高さが、設置しようとする堰堤の水通し高さを超えないこと。
- ・洪水時に多量の流木が流出するおそれのない流域に設置されている堰堤であること。

特例として、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合は、洪水時に多量の流木を捕捉した場合や、中小出水時に流下してくる流木により開口部が閉塞すると、越流により流木捕捉機能が失われる可能性がある。このため、維持管理が必須であり、流木量が少ない場合に限定される。

これに対して、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部上流側の堆砂敷に張り出すように設置する鋼製流木捕捉工（張出しタイプ流木捕捉工）は、既設堰堤に極力手を加えず、洪水時に流木捕捉用の部材を流木がすり抜けられない程度に、水通しから上流側に離れた位置に鋼製流木捕捉工を配置する。そのため、本堤の上流側で流木が捕捉されても、本堤と鋼製流木捕捉工の間から流水及び土砂が抜けるため、水通しの機能を維持することができ堰上げが発生しにくい。

このように張出しタイプは、既設砂防堰堤の嵩上げ・切り下げが困難な場合、かつ水通し部に鋼製流木捕捉工を設置できない場合に適用する。設置方法は、本堤が満砂している場合に堆砂敷に独立式の鋼製流木捕捉工を配置する方法と、未満砂の場合に本堤上流側に直付けする方法がある。

張出しタイプ流木捕捉工の設計は、「張出しタイプ流木捕捉工設計の手引き」に準じて行う。

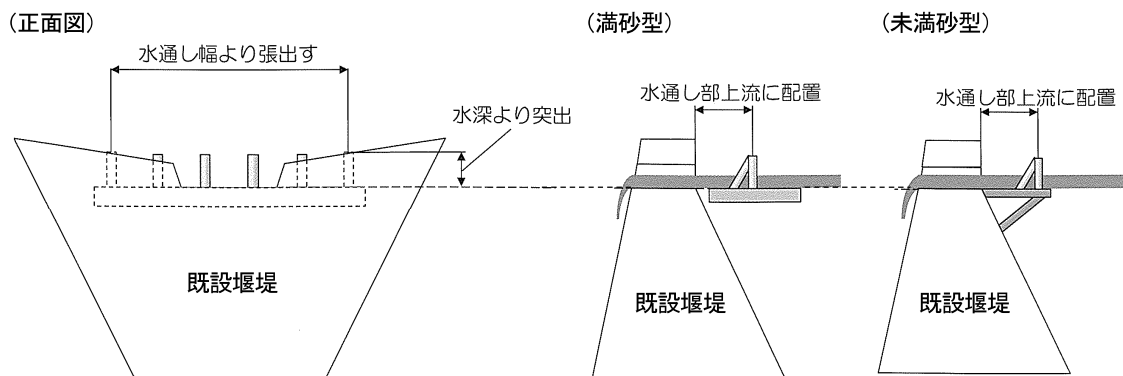


図 9-4-94 張出しタイプ流木捕捉工の概要

4.2.2 鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高

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

解 説

鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高は、原則として土石流区間にあつては15m未満、掃流区間にあつては5m以下とする。

4.3 計画流木捕捉量

標準的な設置方法の場合の計画流木捕捉量は、図 9-4-95に示す範囲について計上する。

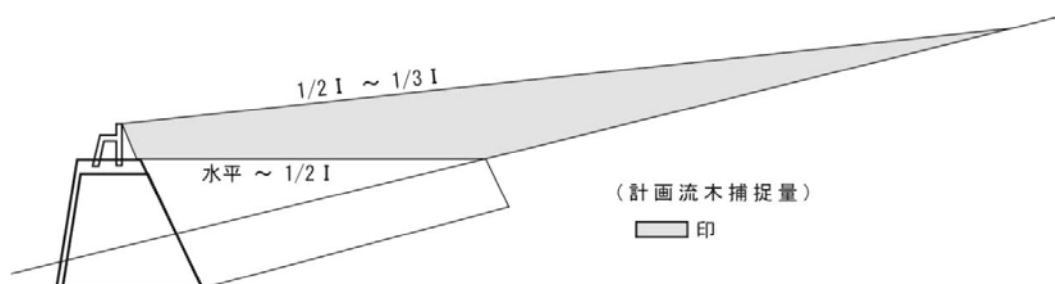


図 9-4-95 標準的な設置方法の場合の鋼製流木捕捉工による計画流木捕捉量の考え方

特例として、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合、及び張出しタイプ流木捕捉工が捕捉することのできる流量の上限値は、鋼製流木捕捉工の高さで水平に湛水が生じた場合の湛水面を流木が一層で堆積すると仮定して算出する。

計画流木捕捉量は、計画流出流量のうち既設の不透過型砂防堰堤では捕捉できない流量と、前述の鋼製流木捕捉工が捕捉することのできる上限値とを比較し、小さい方の値とする。

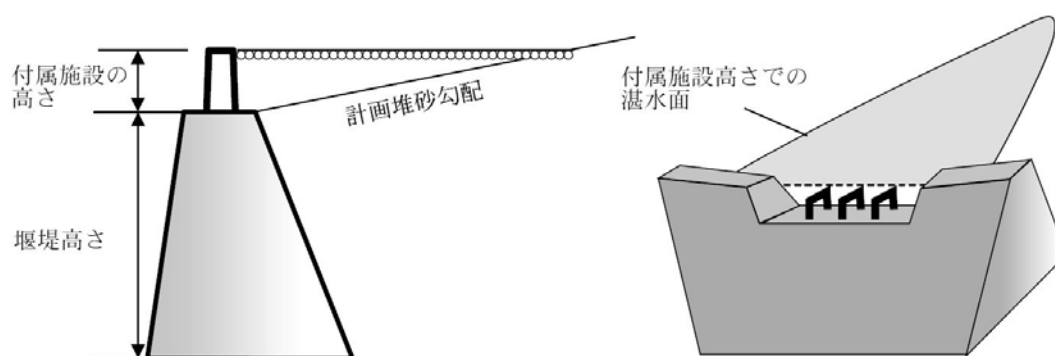


図 9-4-96 既設堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の計画流木捕捉量の考え方（特例）

4.4 堤体に作用する外力

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

解 説

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

4.4.1 土石流区間

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

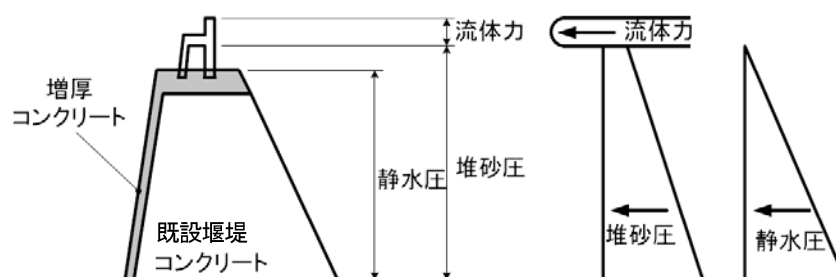


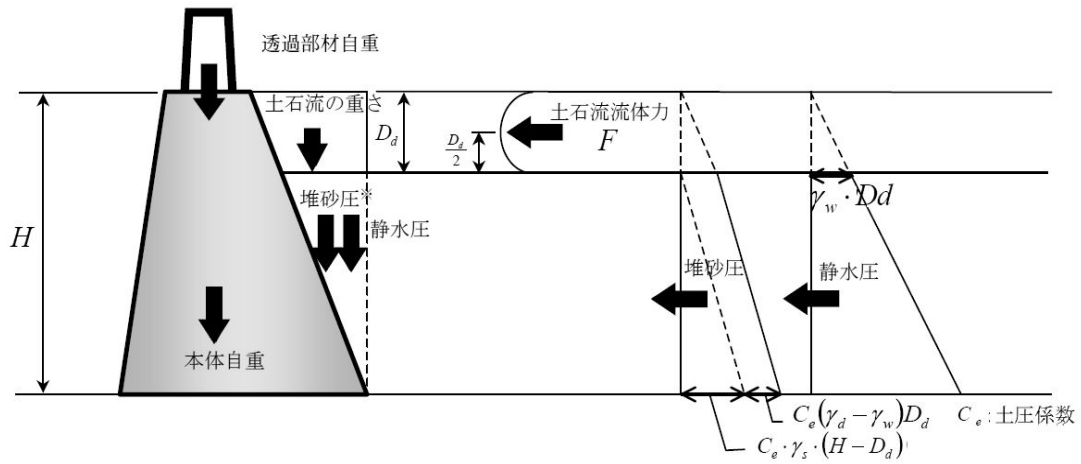
図 9-4-97 土石流区間における鋼製流木捕捉工設置後の設計外力

また、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の堤体の安定計算は、本章第3節4.3 に準じて、平常時、土石流時、洪水時について行うものとするが、土石流時は「土石流時」と「土石流捕捉後の湛水時」それぞれの設計外力に対して、安定条件を満たさなければならない。その際、鋼製流木捕捉工の自重は堰堤の自重に加える。

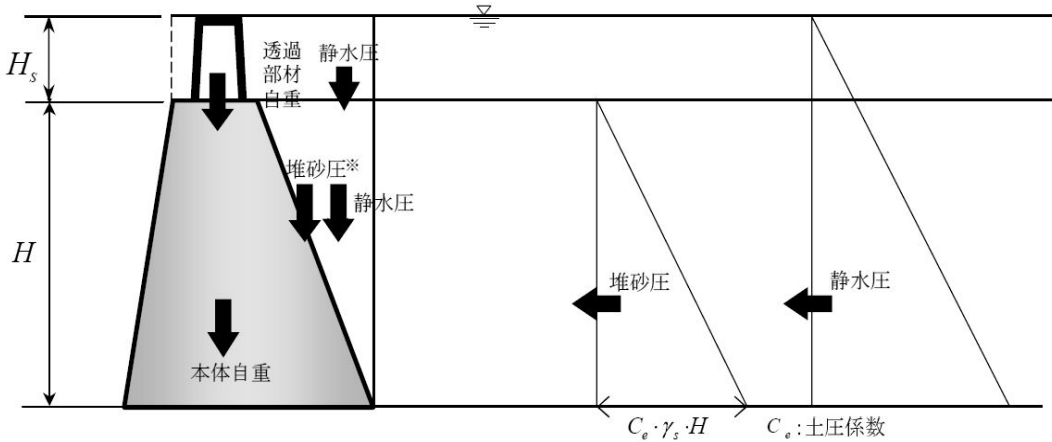
この場合の土石流時の設計外力は、本章第3節4.3 の不透過型砂防堰堤の越流部の設計外力（表 9-4-16参照）に準じる。

土石流捕捉後の湛水時の設計外力は、土石流により不透過部の天端まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が鋼製流木捕捉工を閉塞させ鋼製流木捕捉工天端で湛水した状態を想定し、不透過部天端までの堆砂圧及び鋼製流木捕捉工天端までの静水圧を考慮する。

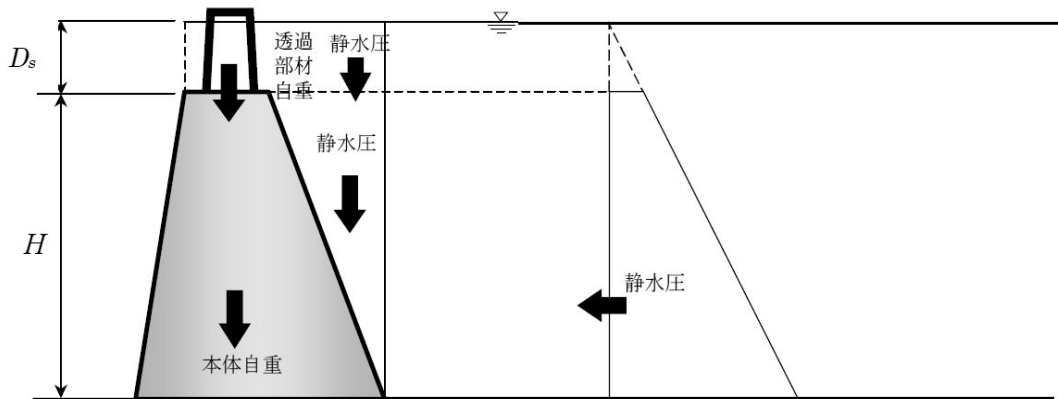
洪水時の設計外力は、洪水流が鋼製流木捕捉工により堰上げして鋼製流木捕捉工を透過している状態を想定して不透過部天端までの静水圧を考慮し、鋼製流木捕捉工に作用する静水圧は考慮しない。



※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。



※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。

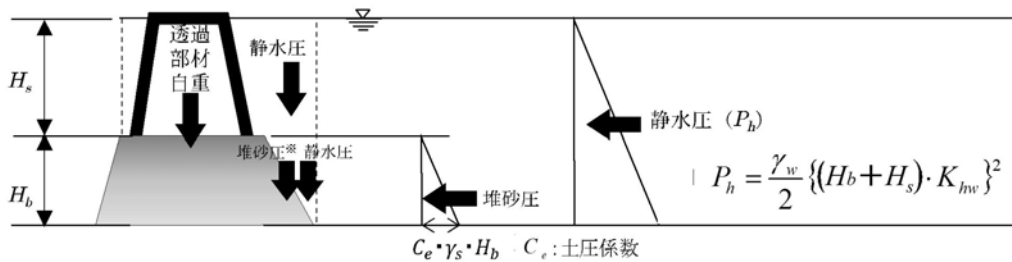


- ※) H : 堰堤高 (鋼製流木捕捉工の高さは含まない)
- D_d : 土石流の水深
- H_s : 鋼製流木捕捉工の高さ
- D_s : 鋼製流木捕捉工によるせき上げを考慮した洪水流の水深

図 9-4-98 既設堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の越流部の設計外力図 (特例)
 (上段: 土石流時、中段: 土石流捕捉後の湛水時、下段: 洪水時)

特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の鋼製流木捕捉工の安定計算は、土石流捕捉後の湛水時における設計外力に対して行うものとし、土石流により基礎部まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が鋼製流木捕捉工を閉塞させ付属施設の高さまで湛水した状態を想定し、基礎部への堆砂圧および鋼製流木捕捉工天端までの静水圧を考慮する。

ここで、基礎部とは、不透過型砂防堰堤の一部とし、堰堤の天端から鋼製流木捕捉工の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目までの高さ (H_b 、一般に増厚コンクリートの厚さ) を基礎部と扱うものとする。



※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。

H_b : 基礎部 (堰堤の天端から鋼製流木捕捉工の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目まで) の高さ

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

図 9-4-99 既設堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の流木捕捉工の設計外力図 (特例)

4.4.2 掃流区間

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

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

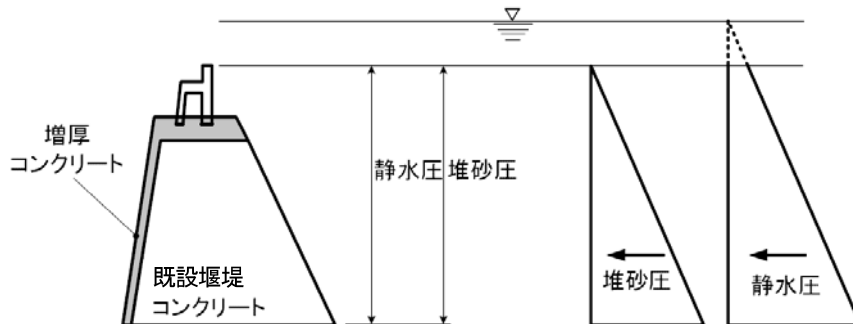


図 9-4-100 掃流区間における鋼製流木捕捉工設置後の設計外力

4.5 安定条件

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

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

解 説

4.5.1 堤体の基礎の安定

鋼製流木捕捉工及び堤体に作用する外力に対して、堤体基礎は滑動・転倒・破壊に対して安全でなければならない。基礎の安定条件は本章第3節4.4と同様である。

4.5.2 鋼製流木捕捉工の基礎部の安定

鋼製流木捕捉工は、自重が小さいため基礎部付近で引張応力が発生しやすく、滑動安全率が低下する傾向にあるので、この堤体内部の応力に対して安全でなければならない。

また、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の基礎部の安定計算は、土石流捕捉後の湛水時における設計外力に対して行うものとする。この場合の基礎部とは、不透過型砂防堰堤の一部とし、堰堤の天端から鋼製流木捕捉工の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目までの高さとする。

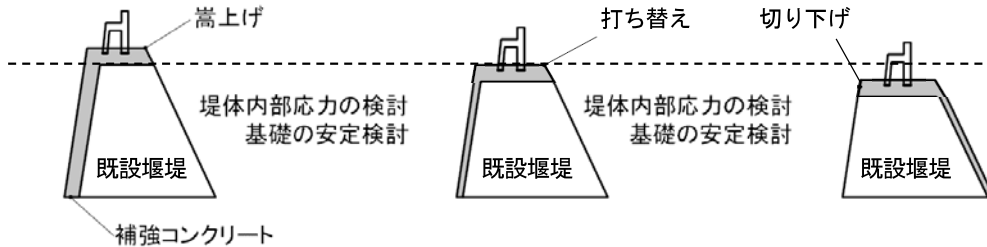


図 9-4-101 鋼製流木捕捉工基礎部の安定

4.5.3 堤体内部の安定

既設堤体上部に鋼製流木捕捉工を取り付けた場合、鋼製流木捕捉工の荷重が増加するので特に天端側の基礎コンクリート部近傍での堤体の応力が増加する。従って、既設砂防堰堤堤体はこの天端側の堤体内部に発生するせん断応力、引張応力が堤体コンクリートの許容応力度以下となるように、必要に応じ既設堤体の増厚等の補強を行う。

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

$$\sigma_c = \sigma_r / n_c$$

$$\sigma_t = 1/10 \cdot \sigma_r / n_t \cdot r$$

$$\tau = 1/10 \cdot \sigma_r / n_r \cdot r$$

σ_c : コンクリートの許容圧縮応力度 (N/mm²)

σ_t : コンクリートの許容引張応力度 (N/mm²)

σ_r : コンクリートの圧縮破壊強度 (N/mm²)

τ : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

n_c : コンクリートの圧縮強度に対する安全率 $n_c = 4$

n_t : コンクリートの引張応力に対する安全率 $n_t = 7$

n_r : コンクリートのせん断強度に対する安全率 $n_r = 4$

r : コンクリート打継面の強度低下率

4.5.4 鋼製部の部材の安全性

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

また、特例として、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の部材の安全性は、本章第11節4.2.4 に準じて掃流区間の流木捕捉工として設計する。

4.6 水通し断面の設計

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

解 説

水通しに鋼製流木捕捉工を設置する場合には、鋼製流木捕捉工が閉塞することとして、鋼製流木捕捉工天端の上部に本章第3節3.2 に基づいて設計流量に対応する水通し断面を確保する。

このため、図 9-4-102に示すように $b_1 \leq b_2$ 、 $b_1' \leq b_2'$ 、 $h_1 \leq h_2$ となるよう水通し天端を切り欠くか両袖部を嵩上げる等して対応する。

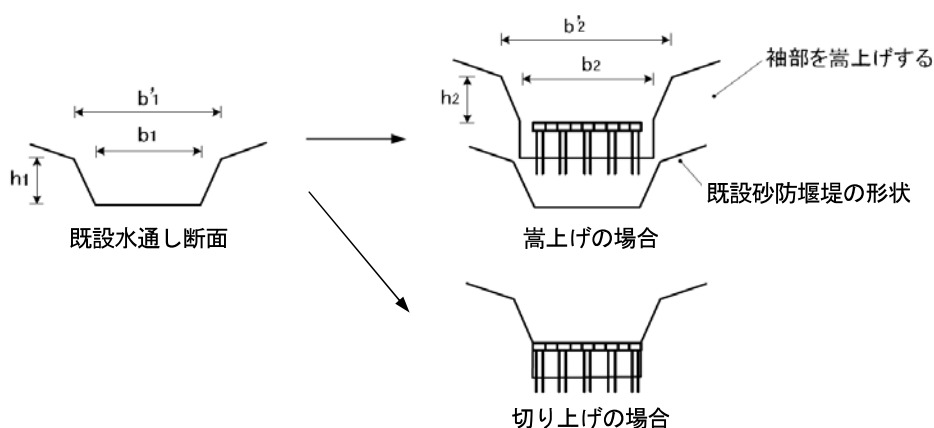


図 9-4-102 水通し断面の確保

また、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の水通し断面は、洪水流は流木捕捉工を透過するものと想定し、本章第3編3.2 に準じて設計する。

4.7 基礎コンクリート及び増厚コンクリートの設計

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

解 説

4.7.1 基礎不透過部（基礎コンクリート）

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

4.7.2 新旧コンクリートの一体化

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

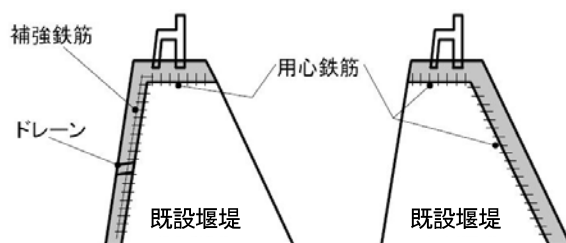


図 9-4-103 新旧コンクリート及びコンクリート・鋼材部の一体化

4.8 前庭保護工の設計

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

解 説

本堰堤の堤高が鋼製流木捕捉工を設置することによって、既設砂防堰堤より高くなる場合には、本章第3節5に基づいて、水叩きの長さ・厚さ等について検討し、必要な対応を行う。