

3.4 床固の設計

床固（渓床堆積土砂移動防止工）は、縦侵食を防止して渓床を安定させ、渓床堆積物の再移動、渓岸の決壊・崩壊等の防止を図るとともに、護岸等の工作物の基礎保護の目的のため設ける。

【解説】

床固では、上流側を天端まで埋め戻し、土石流衝撃力を直接受けしない構造とする。また、袖部の上流側についても土砂を盛る等の処置を行い、土石流による破壊を避けるものとする。このため、設計外力は土石流の力（衝撃力）を考慮せず、静水圧のみを対象とする。

その他の設計は、コンクリート製では不透過型砂防えん堤に準ずる。

詳細については、以下に示す「福岡県砂防技術基準(案)」を参考にすることができる。

<参考> 福岡県砂防技術基準(案) 平成 22 年 11 月改訂版 設計編 p. 2-1～2-55

第2章 溪流保全工の設計

第1節 設計一般

1-1 設計の基本

溪流保全工の計画は、上流の暫定土砂整備率が50%以上を原則とする(計画編第1章3節3-2参照)。
 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ようにするとともに、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。

【解説】

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

一般に、溪流保全工は扇状地の中に計画される。その設計に関する留意点のうちで最も重要なものは溪流保全工内の河床変動である。縦断方向、横断方向ともに河床変動が小さくなり、局所洗掘や異常堆積を起こさないように溪流保全工の諸元を決定するのが設計の目的である。しかし、溪流保全工の場合は上流端と下流端の標高と区間長があらかじめ与えられているのが普通であり、ここに設計の難しさがあるといえる。

上流山地からの流入土砂量が多い場合、河床変動が大きい場合、流路を湾曲させる場合、工事費が大きい場合等は模型実験により法線形、河幅、床固工・帯工の要否その位置と間隔、その構造物の高さ、根入れ等を決定することが望ましい。

なお、流水が平常時も豊富に流れている自然豊かな溪流を整備する際には、資料編に示す「溪流空間の多様性を保全する溪流保全工整備の手引き-2010年版-」(国総研)を参考に溪流保全工の整備を進めるものとする。

1-2 設計の順序

溪流保全工の設計順序は図4-2-1のとおりとするのが一般的である。

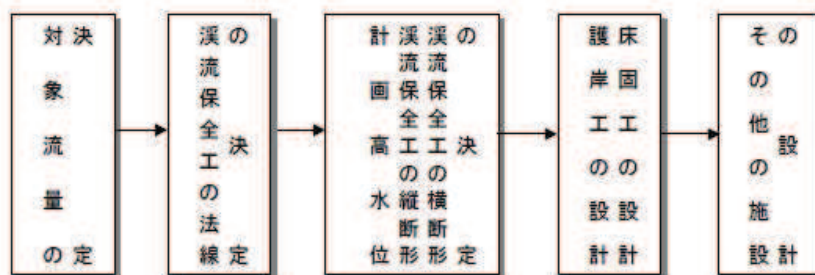


図4-2-1 溪流保全工の設計順序

1-3 適用範囲

溪流の流送土砂の量やその移動形態によって、溪流の特性は大きく異なる。溪流保全工を計画するに当たっては、土砂の生産・流出状況を十分に把握することが必要である。

溪流保全工の前提条件としては、「河川砂防技術基準 同解説 計画編 溪流保全工」で定められている内容に準拠するものとする。

【解説】

- 1) 上流の砂防工事(砂防堰堤などの土砂調節効果を持つ工事)が未施工の場合
→溪流保全工の着手には時期が早すぎる
- 2) 上流の砂防工事施工中の場合
→上流の砂防工事によって土砂の生産や流出が抑制され、溪流保全工の計画地域への大規模な土砂流出が抑制されている状態であれば可
- 3) 上流の砂防工事が概成している場合
→溪流保全工の着手は可

また、溪流の上流部が現在荒廃していなくても、または砂防工事が施工済みであっても、予測できないような現象が発生する可能性があるため、溪流保全工の計画に先立って上流端には原則として砂防堰堤もしくは床固工が必要である。

1-4 計画対象流量

溪流保全工では、計画規模を1/10~1/50を原則として対象流量を定める。

【解説】

(1) 計画規模

溪流保全工の計画は、下流河川との整合性等について配慮し、砂防課と協議の上 1/10~1/50の範囲内で、その規模の決定を行う。

対象流量は、ピーク流量に土砂混入率を見込んだ流量とする。

参考に河川の計画規模の標準は下表の通りである。

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

表 4-2-1 河川の重要度と計画の規模

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

※年超過確率の逆数

(2) 対象流量の算定

対象流量は、下記の式で求める。

$$Q = Q^* \times (1 + \beta) \quad \dots \dots \dots (4-2-1)$$

$$Q^* = 1/3.6 \cdot K_{r1} \cdot P_a \cdot A \quad \dots \dots (4-2-2)$$

Q : 対象流量 (m³/sec)

Q* : 合理式によって求められるピーク流量 (m³/sec)

β : 土砂混入率

K_{r1} : ピーク流出係数

P_a : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km²)

(3) 流出係数・平均降雨強度

流出係数K_{r1}は、計画編第1章第2節2-1-8-3に準じる。

(4) 土砂混入率

土砂混入率は、上流での土砂整備率によって次のように定める。

上流の砂防工事が施工済 $\beta = 0.05$

上流の砂防工事が施工中及び屈曲、乱流防止 $\beta = 0.10$

1-5 計画高水位

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

【解説】

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

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

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

$$Q = A \cdot V \quad \dots \dots (4-2-3)$$

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

- Q : 対象流量 (m³/sec)
- A : 溪流保全工流下断面積 (m²)
- V : マニングの平均流速 (m/sec)
- n : マニングの粗度係数
- R : 径深 (m) (流下断面積÷潤辺)
- I : 水面勾配
- h : 計画高水位 (m)

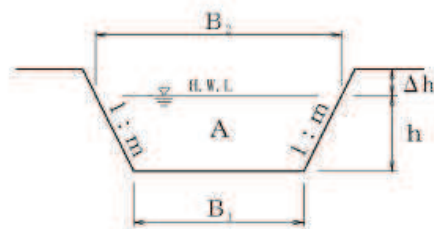


図4-2-2 通水断面図

注-1) 計画高水位 (h) は0.1m単位とする。

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

$$V_1 = \frac{\gamma_w}{\gamma_w + \beta/100 \cdot (d - \gamma_w)} V \quad \dots \dots (4-2-5)$$

- V₁ : 土砂混入後の流速 (m/sec)
- V : 清水の平均流速 (m/sec)
- γ_w : 水の単位重量 (kN/m³) (γ_w=1.0×9.81kN/m³)
- d : 石礫の比重 (t/m³) (d=2.6×9.81t/m³)
- β : 土砂混入率 (%)

注-3) 粗度係数は、一般に表4-2-2を標準とする。

表4-2-2(1) 粗度係数

河道の状況	その値
一般河道	0.030~0.035
急流河川及び河幅が広く水深の浅い河川	0.040~0.050
暫定素掘河道	0.035
三面張水路	0.025
河川トンネル	0.023

表 4-2-2(2) 粗度係数

種 別	nの範囲	設計値
自然河川	0.035～0.060	0.040
石積護岸・転石・砂礫河床	0.030～0.035	0.035
# コンクリート敷張	0.025～0.030	0.030
ブロック積護岸・転石・砂礫河床	0.025～0.030	0.030
# コンクリート敷張	0.020～0.025	0.025
三面コンクリート	0.012～0.020	0.020

注-4) 等流と仮定し水面勾配を計画河床勾配とする。実際は与えられた川幅(溪流保全工幅)Bの元にhを仮定してQを計算し、これが与えられた対象流量以上になるまで繰り返して行いhを決定する。

1-6 溪流保全工の縦断形

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

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。

【解説】

(1) 計画勾配

一般的には現在の溪流の河床変動の資料により局所的な変動を除き大局的な安定を確かめたいので、**現河床勾配の1/2から現河床勾配の間で決定するのが一般的である。**

河床変動の資料がないときは掃流力計算を行うが、既往の実績例を参考にして求める場合もある。一般に計画勾配が1/30～1/40より急勾配の場合は底張工を検討する。

1) 掃流力計算による方法

a) 動的平衡勾配の検討

$$U_*^2 = g \cdot R \cdot I \quad \dots \dots (4-2-6)$$

U_* : 摩擦速度

R : 径 深

I : エネルギー勾配

b) 静的平衡勾配の検討

$$U_{*c}^2 = 80.9 \cdot d \quad \dots \dots (4-2-7)$$

U_{*c} : 限界摩擦速度

d : 砂礫の平均粒径(cm)

$U_*^2 \geq U_{*c}^2$ となる様、縦断勾配を決める。

[計算例]

河床勾配 1/30、計画水深 1.5m、河床を構成している砂礫の平均粒径 3cm の溪流の場合

$$\begin{aligned} \text{掃流力: } U_*^2 &= g \cdot H \cdot I \\ &= 9.8 \times 1.5 \times 1/30 = 0.490 \text{ (m}^2/\text{sec}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{限界掃流力: } U_{*c}^2 &= 80.9 \cdot d \\ &= 80.9 \times 3 = 242.7 \text{ (cm}^2/\text{sec}^2) = 0.024 \text{ (m}^2/\text{sec}^2) \end{aligned}$$

故に、 $U_*^2 > U_{*c}^2$ となり河床礫が移動するためこの計算例の計画の場合は、河床勾配を緩とするか計画水深を小さくする。または底張工等の配慮が必要となる。

一般には、現況河川において縦侵食が激しい場合は、現河床勾配の 1/2 を目安とし、横侵食、蛇行等が主体となって土砂生産されている場合は、現河床勾配の 2/3 程度を目安としている。

(2) 溪床勾配を変化させる方法

溪流保全工の溪床勾配を変化させる場合、勾配の変化をあまり急激に行うと変化点付近で洗掘や堆積が生じ、溪流保全工の維持に困難を生ずるだけでなく、大きな災害の原因ともなりうる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きめることを原則とする。また勾配の変化点は落差工を計画し、帯工で変化させてはならない。

掃流力を 50% 以上変化させないとは、上流を基準として

$$U_{*A}^2 / U_{*B}^2 = \frac{g R_A I_A}{g R_B I_B} \leq 2$$

のことである。

一般的には、

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

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

程度を目安に計画するとよい。

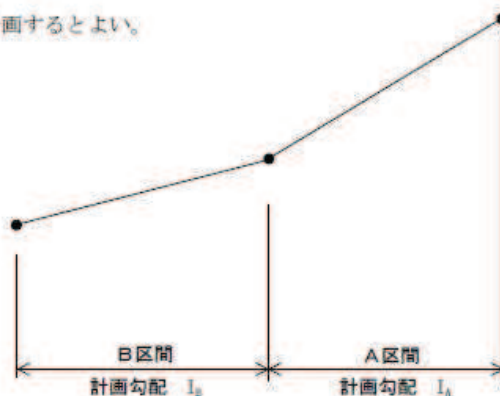


図 4-2-3 溪床勾配の変化点の設定

〔計算方法〕

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

$$\text{A区間の掃流力 } U_{*A}^2 = g \cdot H_A \cdot I_A$$

$$\text{B区間の掃流力 } U_{*B}^2 = g \cdot H_B \cdot I_B$$

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

ここで計画水深を同じにとれば

$$H_A = H_B$$

$$I_A / I_B \leq 2 \text{ となり}$$

縦断勾配の比による検討で変化点の勾配の決定ができる。

〔計算例〕

(例1) A区間の $R_A = 1.4 \text{ m}$ 、 $I_A = 1/50$

B区間の $R_B = 1.2 \text{ m}$ 、 $I_B = 1/60$ とすると

$$\begin{aligned} \frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} &= \frac{g \cdot H_A \cdot I_A}{g \cdot H_B \cdot I_B} = \frac{9.8 \times 1.4 \times 1/50}{9.8 \times 1.2 \times 1/60} \\ &= 1.4 \leq 1.5 \text{ となり OK} \quad (\text{但し } R \approx H) \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} &= \frac{g \cdot H_A \cdot I_A}{g \cdot H_B \cdot I_B} = \frac{I_A}{I_B} = \frac{1/50}{1/80} \\ &= 1.6 > 1.5 \text{ となり OUT} \end{aligned}$$

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

$$I/B = 1/50 / 1.5 = 1/75$$

勾配 I は $1/75$ より急勾配で決定する。

(3) 計画河床高の決め方

計画河床は現河床より下に切り込ませる。

溪流保全工は通常、勾配が急で流速が大きいため、築堤方式で破堤・決壊等の危険性が高く、いったん破堤した場合の被害が著しいので安全性を高めるため完全掘込形式を原則として計画河床を決定する。但し現河道から遠く離れて新水路を計画する場合(図4-2-4)の現河床は新水路と現河道の交点を結んだ高さを現河床高として考えてよい。

築堤工は本川との取付部分等に限るものとし、また地形上やむを得ず盛土となる場合でも余裕高程度とし、部分的なものにとどめる。

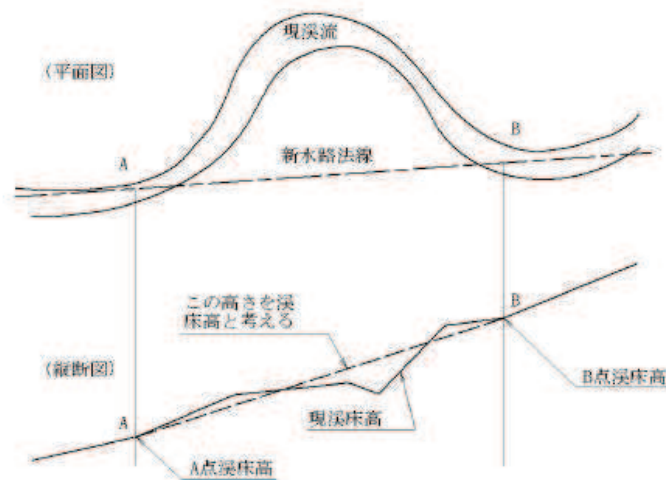


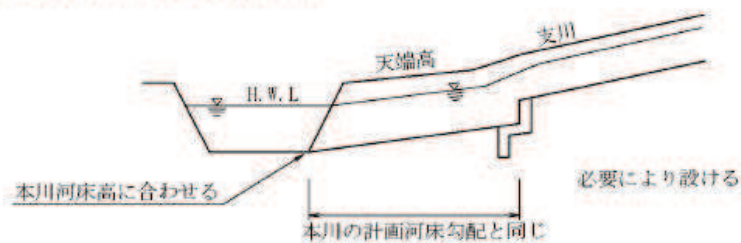
図 4-2-4 計画河床高の設定

(4) 支川からの合流

本川に支川が流入することによる洗掘、堆積を防ぐため、支川の縦断勾配は原則として本川にあわせた勾配とする。このため、合流点直上流部の支川に落差工を設け、支川の縦断勾配を修正して合流させるなど、合流点付近の縦断勾配、平面形状等十分検討する必要がある。また、合流点において、支川の流域面積が小さい場合は、本川の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には、計画河床高は同じ高さにあわせるのがよい。

(本支川の流量が同じ程度の場合)



(支川の流量が小さい場合)

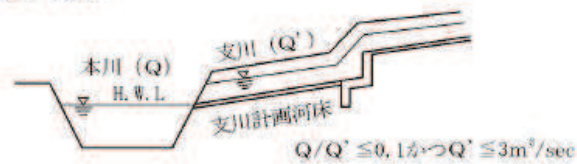


図 4-2-5 合流点における本支川の河床高

1-7 溪流保全工の計画断面

1-7-1 計画断面

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

【解説】

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

溪流保全工を設ける溪流は、一般に急流であり、溪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るため、単断面とする。しかし、河幅が広く乱流、異常堆積の恐れがある場合や高水敷の利用等を考えなければならない場合は、河床材料、流出土砂等の河状をよく調査したうえで複断面を採用する。

1-7-2 計画幅

溪流保全工の計画幅は、対象流量、溪流保全工の縦断勾配、地形、地質、背後地の土地利用状況等を考慮して定めるものとする。

【解説】

溪流保全工の計画幅は、河床勾配、流送土砂、河床材料、河川の粗度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溪流保全工全体の計画の中で検討する必要がある。

一般には、他の条件を同一にすれば、溪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、溪流保全工の計画幅は、河床の安定性に主眼をおき、構造物の有無、背後地の土地利用等を考慮して決定するものとする。

① 計画幅

河幅と流量に関しては次式があり、大規模な溪流保全工は河幅を次式により求めることが望ましい。

$$B = a \cdot Q^{1/2} \quad (\text{レジーム理論}) \quad \dots \dots (4-2-8)$$

B : 河 幅 (m)

Q : 流 量 (m³/sec)

a : 係 数 (図 4-2-6 参照)

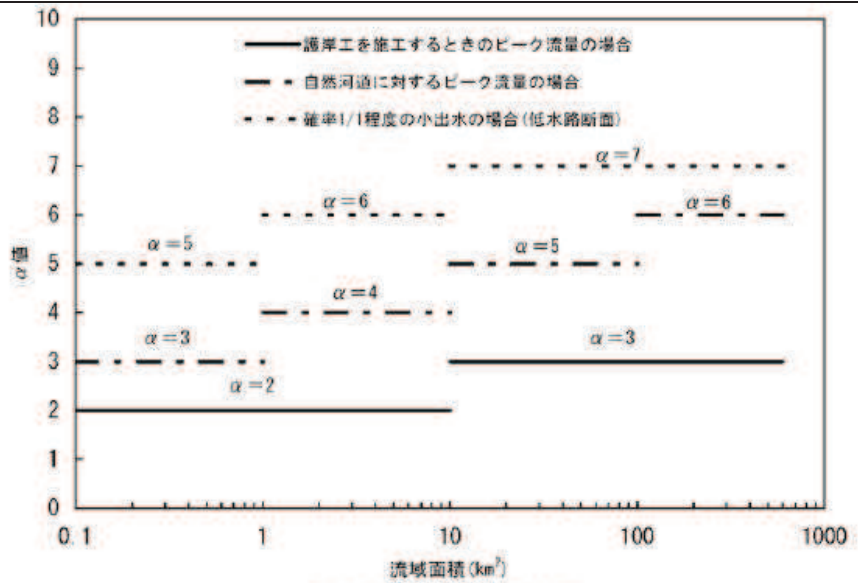


図 4-2-6 レジーム理論係数

(出典：砂防・地滑り設計実例 (砂防・地すべり対策工事設計実例編集委員会編) 1987 年)

②既設溪流保全工における流域面積と溪流保全工幅の関係を示す。

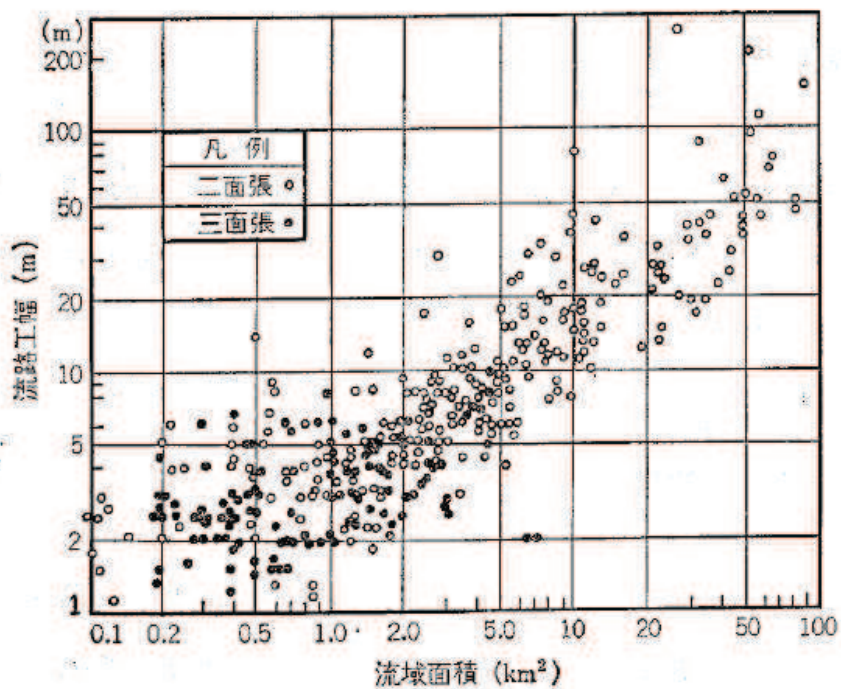
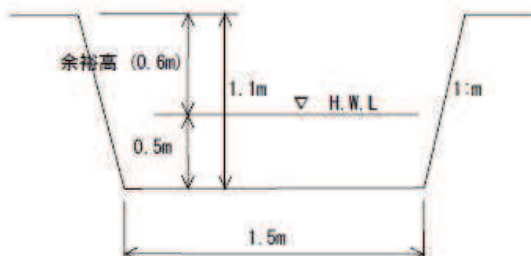


図 4-2-7 溪流保全工幅(平均)と流域面積との関係

(出典：砂防・地滑り設計実例 (砂防・地すべり対策工事設計実例編集委員会編) 1987 年)

ただし、転石等の混入の配慮から、最小河床幅は1.5mを原則とする。しかし流域面積が小さい場合は、第1節1-5から求められる計画高水位が0.1~0.2m程度となり掃流力の不足による堆積、転石等の混入等に対する安全率等が不足する恐れがあるため、溪流保全工の最小断面は図4-2-8を標準とする。

注) Bは切り上げて0.1m単位とする。



注-1) 横断面等への配慮は、余裕高の境界に▽及びH.W.L.を記入する。

注-2) 床固工の水叩長等を求める水深は、第1節1-5から求められる計画高水位を使用するものとする。

注-3) 護岸勾配の分母mは、一般には0.5を標準とするが、特に摩耗、破壊の恐れのある場合は、0.4、0.3としてもよい。

図4-2-8 溪流保全工の最小断面

1-7-3 余裕高

溪流保全工の余裕高は、原則として対象流量によって決定するものとする。

【解説】

溪流保全工の余裕高は、原則として表4-2-3によるものとする。

ただし、計画高水位 (H) に対する余裕高 (ΔH) との比 ($\Delta H/H$) は表4-2-4の値以下とならないようにする。

表4-2-3 対象流量の余裕高

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

表4-2-4 計画河床勾配と余裕高比^(注1)

勾配	$i \leq 1/10$	$1/10 < i \leq 1/30$	$1/30 < i \leq 1/50$	$1/50 < i \leq 1/70$	$1/70 < i \leq 1/100$	$1/100 < i \leq 1/200$
$\Delta H/H$ 値	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10
$\Delta H=0.6m$ の場合のHの上限値	$H < 1.20$	$H < 1.50$	$H < 2.00$	$H < 2.40$	$H < 3.00$	$H < 6.00$

(注1) 池谷 浩：砂防溪流保全工の計画と実際、全日本建設技術協会、P177

1-7-4 支川処理

合流点下流の溪流保全工の流路幅は、本川、支川の河状によって決定する。

【解説】

- (1) 本川、支川とも土砂の流出が少なく、河床勾配計画高水位が同じような河川の場合には(両方の掃流力が同じ場合)、合流点下流の溪流保全工流路幅は、本川、支川の各溪流保全工流路幅の和をもって計画幅とすることがよい。(図4-2-9)
- (2) 本川の掃流力の方が、支川よりも大なる場合には、支川の土砂は本川の流水とともに流下するため問題はないが、支川の掃流力の方が大きい場合には、合流点下流に土砂の堆積が生じ、断面の不足を起す危険がある。

そこで、このような場合には、 a_3 は $(a_1 - a_2)$ の和よりも小さくして、掃流力を大きくすることが、土砂堆積を防止する一つの方法で、極端な場合には、 $a_3 \approx a_1$ という例も考えられる。(図4-2-10)

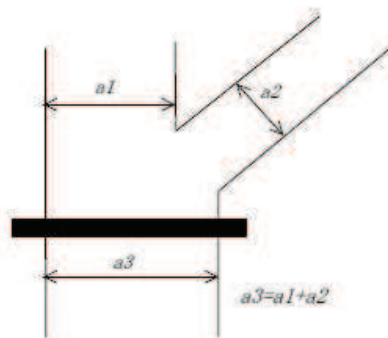


図 4-2-9 合流計画-1

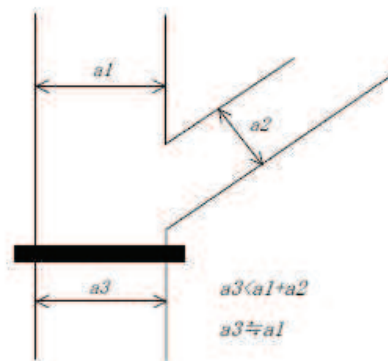


図 4-2-10 合流計画-2

1-7-5 上流端処理（止工）

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

【解説】

上流砂防堰堤と溪流保全工施工地点との間に土砂生産源があり、溪流保全工を施工しても、その完成後に上流から土砂が流入すると、施工した溪流保全工の断面が埋そくされ、それがもとで土砂害、水害をひきおこす結果となる。それも溪流保全工により、かえって人家集落の近くで土砂災害をひきおこす結果となる。これに対応するため溪流保全工の上流端及び比較的大きな流域をもつ支川の上流端には流出土砂抑制・調節効果を持つ堰堤もしくは床固工を施工するものとする。

最上流端の砂防堰堤または床固工は、堰の断面として計画するが、溪流保全工の断面は開水路の流路断面とするため、その間に取合せ部が必要となる。取合せ部は水理条件を急変させないように、最上流端の堰堤または床固工の河幅の3倍程度の長さとする。（図4-2-11参照）

また、この場合の床固工の構造は、本編2章2-6 単独床固工に準ずるものとし、取合せ部の終点には、帯工または床固工を計画するものとする。

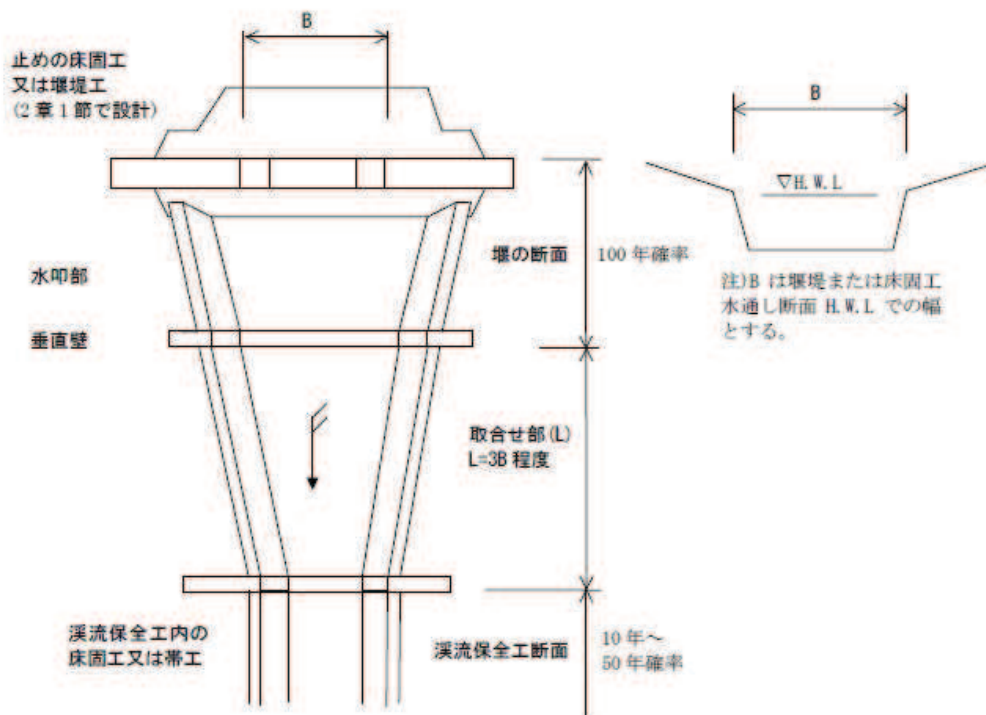


図4-2-11 床固工または堰堤工からのすり合わせ

1-8 湾曲部の横断形

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

【解説】

(1) 溪流保全工の湾曲部における条件

- ① 曲線半径と河幅の比 $R/B > 10$ とする。
(やむを得ない場合 $R/B > 5$)
- ② 湾曲度(θ)
 $\theta > 60^\circ$

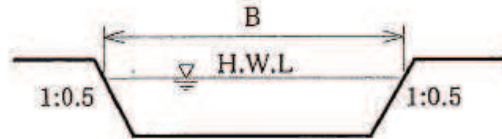


図 4-2-12 溪流幅(B)のとり方

但し溪流保全工の法線決定の際、湾曲部において地形、湾曲の状況、上下流の河道、その他の状況により前記の①あるいは②を満足出来ない場合は、溪流保全工幅の拡大又は、凹部の天端高の嵩上げを検討する。

(2) 湾曲部の拡幅

- 1) 湾曲部では川幅を内側に拡幅し、その取付長さは河幅の3倍以上の区間で行う。

表 4-2-5 湾曲部の拡幅率と曲率半径、湾曲度との関係

拡幅の程度は右の表を目安とする。

R/B	θ	拡幅率
$5 < R/B < 10$	$\theta > 60^\circ$	20%
$R/B > 10$	$\theta < 60^\circ$	20%

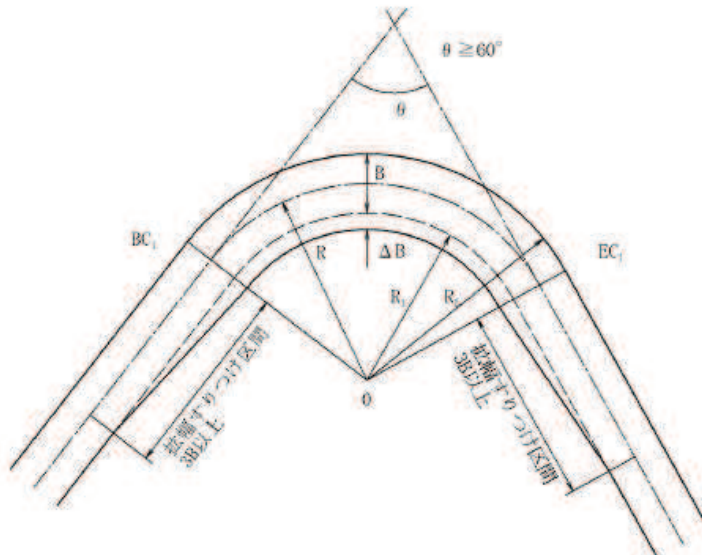


図 4-2-13 曲線部の拡幅すり付け法

2) 摺りつけ区間（平面形状）

やむをえず反曲線とならざるをえない場合は、曲線の連続を避け2つの曲線の間に直線区間を設ける。

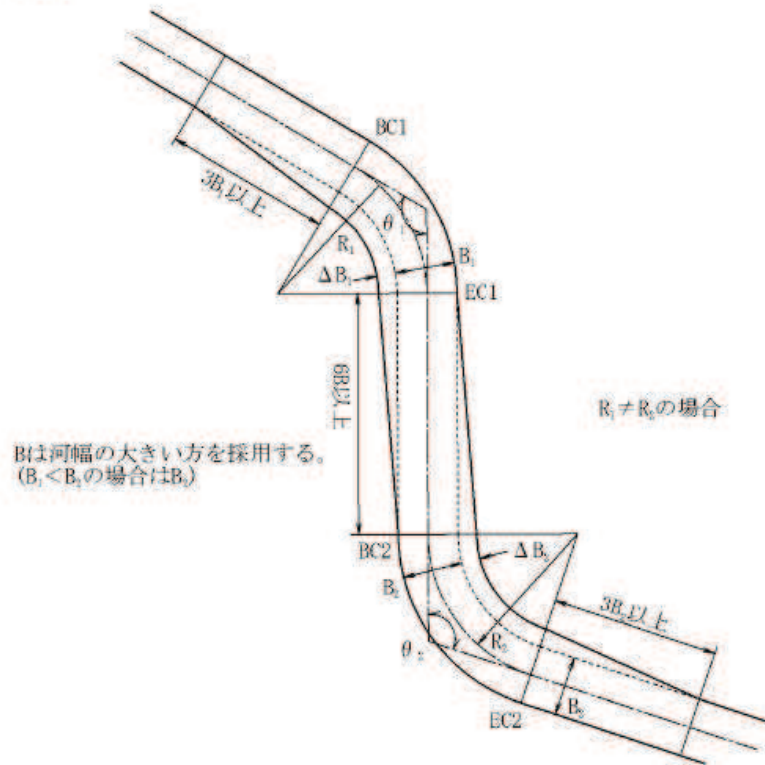


図4-2-14 反曲線部のすり付け法

(3) 湾曲部の天端嵩上げもしくは、三面張りの水路床横断勾配

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。

サップによれば、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は次式で表される。

$$h = b \cdot v^2 / r \cdot g \quad \dots \dots (4-2-9)$$

- 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)

このほかグラシヨウの式

$$h = (v^2 / g) \times \{2.303 (\log R_2 - \log R_1)\} \quad \dots \dots (4-2-10)$$

- R₁ : 水路内側の曲線半径 (m)
- R₂ : 水路外側の曲線半径 (m)

があるがほとんど同様の値となる。

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、水路床に横断勾配を付ける。但し、この横断勾配を水路曲線の支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。

$$\tan \phi = v^2 / r \cdot g \quad \dots \dots (4-2-11)$$

- 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)

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。

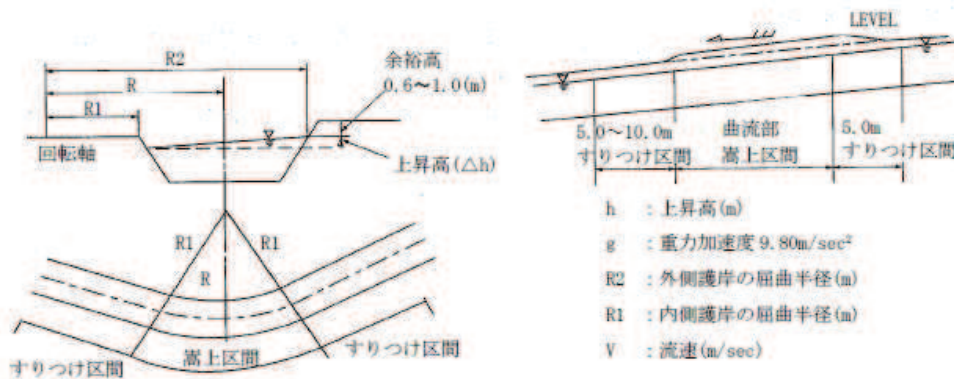


図 4-2-15 湾曲部の天端嵩上げ

(4) 湾曲部の基礎洗掘防止

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

拡幅あるいは、天端嵩上げの必要がある湾曲部においては、河床幅の1/2～1/3、最高限度4.0mの範囲内で護床工を計画する。(護床工の設計は第2章2節2-4参照)

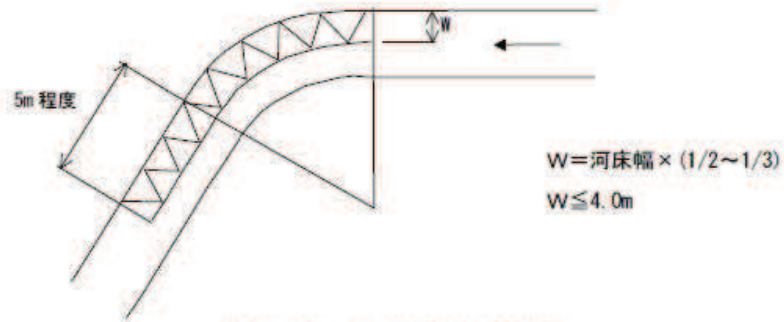


図 4-2-16 湾曲部における護床工

第2節 溪流保全工の構造

2-1 溪流保全工における護岸

溪流保全工における護岸は、本編第2章2節2-2に準じて設計するものとする。
 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侵食を防止するとともに、床固工の袖部を保護するために設けられるものである。

【解説】

護岸の破壊は、洗掘による護岸基礎部の破壊や土砂の吸出しによって生じていることが多い。そこで護岸の根入れ深は、洗掘による河床変動に対応できるように考えて、一般的には床固工の水通し天端等、河床固定点から上流の静的平衡勾配を検討し、それに基づいて決定するのが望ましい。

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。

(1) 基本断面（底張りをしない場合）

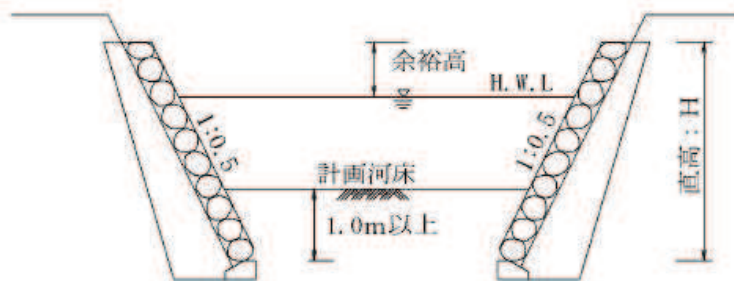


図4-2-17 溪流保全工の標準断面図

(2) 根入れ深さ

① 基礎が土砂礫の場合

根入れは計画河床より1.0m程度以上とする。

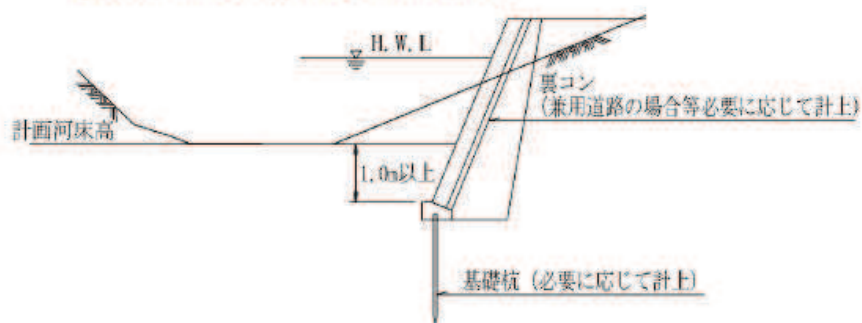


図4-2-18 護岸基礎の根入れ(土砂礫の場合)

② 基礎が岩盤の場合

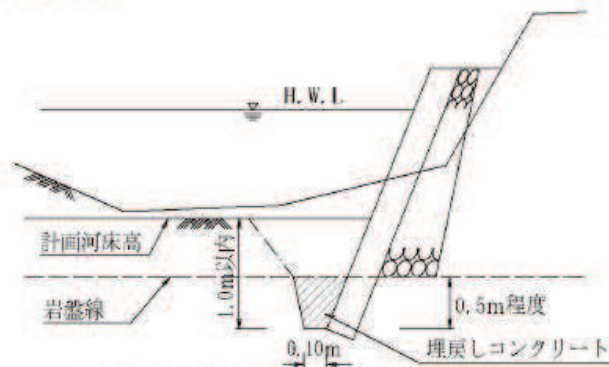


図 4-2-19 護岸基礎の根入れ(岩盤の場合)

(3) 護岸の法勾配

溪流保全工の護岸は、一般にモタレ式が用いられ、そのり勾配は5分を標準とする。ただし、特に流送砂礫による摩耗、破壊の恐れのある場合は、4分または3分の法勾配としてもよい。

比較的緩やかな砂防溪流における磨耗破壊が少ないと考えられる区間での護岸法勾配は、周辺との環境・景観の調和及び親水性の増加を図るために緩勾配とすることができる。

(4) 伸縮目地

- ① 護岸工には、20m以内の間隔に伸縮目地(エラストイト)を設けること。
- ② 溪流保全工内の床固工、帯工及び護岸工との境には伸縮目地(エラストイト)を設けること。

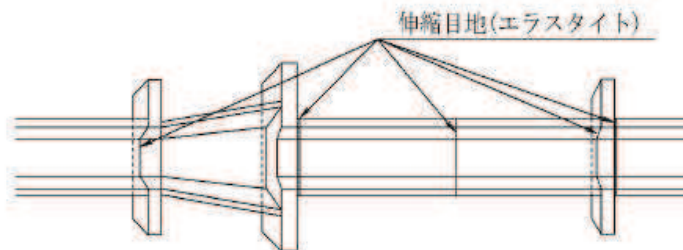


図 4-2-20 伸縮目地の設置位置

2-2 単独護岸工の設計

2-2-1 護岸工の構造

2-2-1-1 護岸設計の基本

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

【解説】

護岸の機能としては、計画編第2章第6節に示されているように、山脚の固定、溪岸崩壊防止、横侵食防止等が考えられる。

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

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

2-2-1-2 護岸設計の順序

護岸の設計順序は、護岸の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慮し、型式、種類の選定を行った後、本体、基礎、根固工、水抜きや吸出し防止、隔壁等の付属物の順序で設計を行うのが一般的である。（図4-2-21参照）

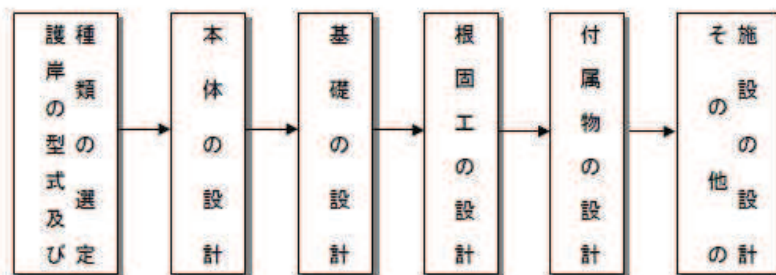


図4-2-21 護岸の設計順序

2-2-1-3 護岸の形式

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

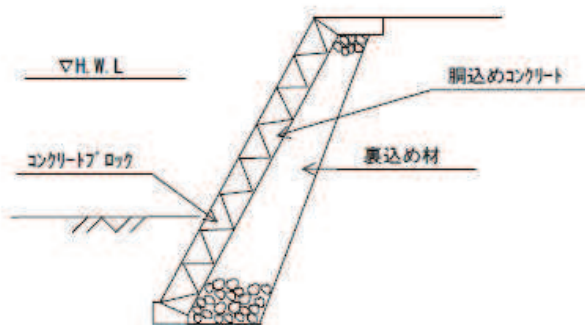
【解説】

護岸の形式には自立式ともたれ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等によって選定される。なお、護岸の法勾配は河床勾配、地形、地質、対象流量を考慮して定めるものとし、河床勾配が急なほど急勾配としなければならないが、一般的には1:0.5程度を採用するが多い。

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（環境保全型ブロックを含む）、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、環境面等を考慮して選定する必要がある。一般的に、地質条件等が特別悪い場合を除きモタレ式を用いるものとする。

(1) モタレ式

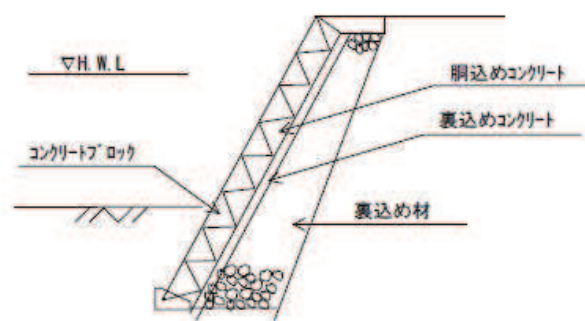
モタレ式護岸は、一般にはコンクリートブロック積護岸を標準とする。コンクリートブロック積護岸の構造は、土木構造物標準設計によるものとする。（図4-2-22参照）



注-1) 河川・砂防工事のコンクリートブロック積の裏込コンクリートは原則として入れないものとする。

図4-2-22 コンクリートブロック積工（標準部）

但し、次のような場合については、この限りではない。



注-2) 裏込コンクリート護岸肩部が兼用道路となる場合は表4-2-6(1)を参照。背面土質が吸い出され易い、又は軟弱地盤である場合は表4-2-6(2)を参照。

図4-2-23 コンクリートブロック積工（輪荷重の影響・軟弱地盤等の場合）

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

表 4-2-6(1) 裏込めコンクリート厚の特例(1)

法勾配	直 高	裏込めコンクリート厚
(1 : N) N ≤ 0.5	2.00m ~ 3.49m	0.10m
	3.50m ~ 5.00m	0.15m

※条件は1)による。

- 2) ブロック積(石積)擁壁の直高 3.0m 以上、法勾配 1:0.5 より急勾配(0.5 を含む)のもので、ブロック積(石積)擁壁の背面土質材料が砂質土等吸い出され易いもの、及び軟弱地盤でブロック積(石積)擁壁の安定上、特に必要とする場合。

表 4-2-6(2) 裏込めコンクリート厚の特例(2)

法勾配	直 高	裏込めコンクリート厚
(1 : N) N ≤ 0.5	3.00m ~ 3.49m	0.10m
	3.50m ~ 5.00m	0.15m

※条件は2)による。

- ・上記によりがたい場合は、別途に主管課と協議すること。

注-3) 水抜パイプは、護岸背面の土質が吸い出され易いもの以外の場合は、常時湛水が予想される水位より高い所に、2m²に1ヶ所の割合で設置する。

(2) 自立式

自立式の護岸は、原則として安定計算を実施して、構造をきめるものとする。(図 4-2-24 参照)

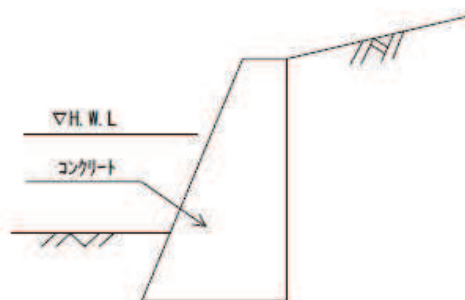


図 4-2-24 自立式護岸の例(コンクリート擁壁工)

2-2-1-4 護岸の法線

護岸の法線は、河床勾配、流向、出水状況等を考慮して定めるものとする。

【解説】

法線の湾曲が著しい場合は、流水により護岸の基礎が洗掘されやすく、また、偏流して護岸天端を越流する恐れもあり、下流に対する影響も大きいので、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。

2-2-1-5 護岸の取付け

護岸の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けられるものとする。

【解説】

護岸の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとし、砂礫地盤に取付ける場合は、小口止を施工するものとする。コンクリートブロック積護岸の場合の小口止の構造は、図 4-2-25 を参考とする。

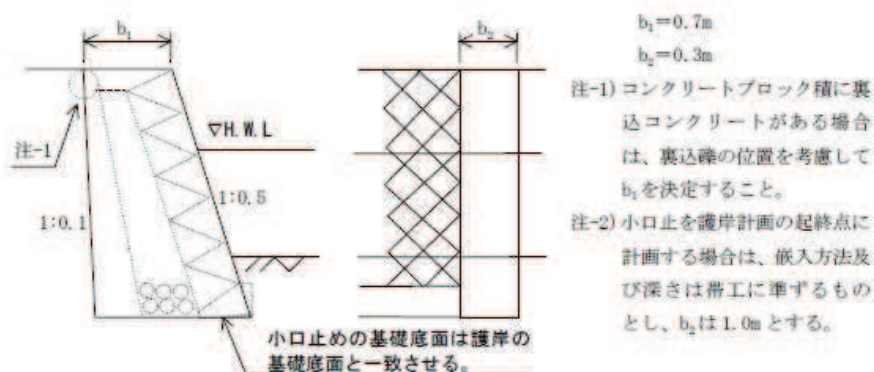


図 4-2-25 小口止構造

2-2-1-6 護岸の高さ

- (1) 護岸工の天端高は、計画高水位に余裕高を加えた高さとする。
 - (2) 溪流の曲線部における凹岸の護岸は強固に計画するとともに、特に天端高を増す。
- (注) 余裕高については堰堤工または床固工に接して計画する場合は、その施設で採用した余裕高を用い、その他単独で計画する場合は、溪流保全工で使用する余裕高を採用する。また、曲線部における凹岸部の天端高の増加は溪流保全工に準ずる。

2-2-1-7 護岸の根入れ

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

【解説】

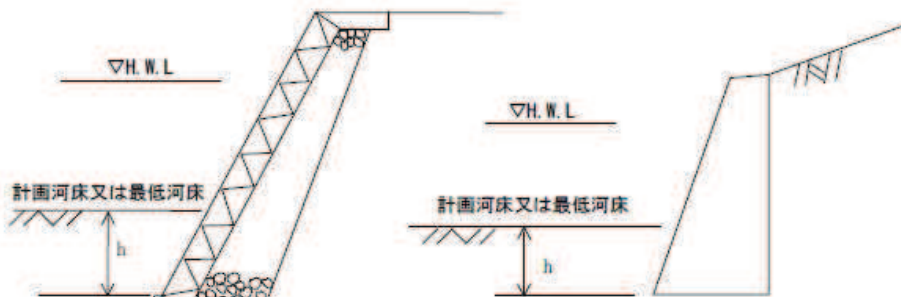
護岸の決壊の原因は、基礎の洗掘によることが多く、特に急勾配の溪流においてはこの作用が顕著であるため、根入れを十分に行う必要がある。

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

一般には、表 4-2-7 を標準とする。

表 4-2-7 護岸の根入れ

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



h : 表 4-2-7 で定める護岸の根入れ深さ

注) 計画河床に底張工を実施している場合の根入れは本編第 2 章 2 節 2-3 を参照のこと。

図 4-2-26 護岸の根入れ (砂礫地盤の場合)

2-2-1-8 護岸の伸縮目地

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

【解説】

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

一般には護岸長さ 20m 程度ごとに伸縮目地を設けるものとし、材料はエラストイト類 (厚さ 1cm 程度) を使用する。

2-3 溪流保全工の底張工

溪流保全工を計画する場合は、原則として底張は行わない構造（二面張）を原則とするが、渓床勾配等が急で掃流力が大きく河床の維持が困難な場合、三面張構造とすることができる。

【解説】

溪流保全工を計画する際には、原則として底を張らない構造とする。

渓床勾配等で、河床の抵抗力より掃流力が勝る場合においても、勾配緩和等計画段階で検討してできるだけ三面張りは避ける。しかし勾配緩和・河幅拡大等を考慮しても、なおかつ、河床構成材料で河床の維持が困難な場合には、三面張りを考慮する。

一般には、過去の事例等から計画河床勾配が1/30より急(1/30を含む)な場合には三面張りとすることが多い。

また、砂礫地盤で河床幅が狭い場合、護岸の根入れのための掘削で河床が全体的に乱されるため、計画河床の維持が困難となる。

一般には、計画河床幅が2mより狭い(2mを含む)場合には、三面張りとした事例が多い。

河床に岩盤が露出する場合は、河床勾配、河床幅にかかわらず底を張らないものとするが、岩盤によっては流水に接すると侵食されやすい岩質もあり三面張りとしなければならない場合もあるため、十分注意する必要がある。

底張りには、ブロック張り、コンクリート張り等があるが、魚類などの水生動物の生息や、流れの伏流水化、地下水脈の切断などを考慮して、ブロック張りを標準とする。

ただし、河床勾配が著しく急な場合は、掃流力が大となり、ブロック張りでは計画河床の維持が困難となることがあるため、この場合に限り、コンクリート張りを計画する。

注-1) 掃流力の計算は、本章第1節1-6「計算例」参照のこと、また河床構成材は、平均礫径（50%礫径）とする。

注-2) ブロック重量は、本章第2節2-4-3による。

(1) 底張工の採択基準

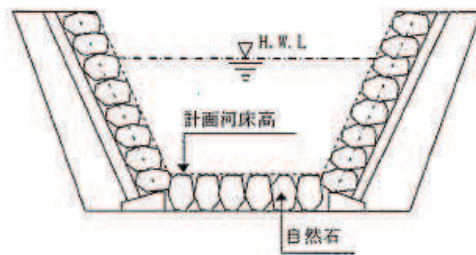
- 1) 計画渓床勾配が急なため、現渓床構成材料で計画渓床の維持が困難な場合
(掃流力 > 限界掃流力)
- 2) 計画渓床幅が狭く、護岸部の基礎掘削が全幅に及び渓床材料が掘削で乱される場合

(2) 底張工の基本的な構造

溪流保全工の底張りには、石張り・ブロック張り・コンクリート張り等があるが、魚類などの水生動物の棲息や、流れの伏流水化、地下水脈の切断、自然環境との調和などを考慮して、石張りやブロック張りの空張り構造が望ましい。ただし、掃流力が限界掃流力を上回る場合、石張りやブロック張りの空張り構造では計画渓床の維持が困難となることがあるため、この場合は練石張りやコンクリート張りを計画するものとする。

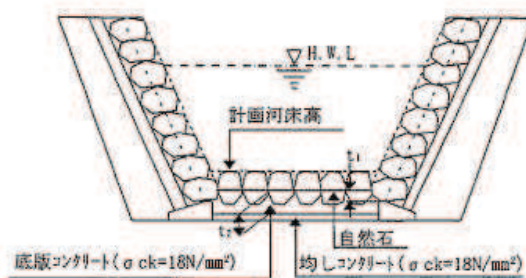
なお、自然石の頂部は計画河床高より上部に出さないことを基本とする。

① 石張り(空張り)の基本構造



ア) 石張り施工の際は、石材同士が十分に噛み合うようにし、間詰めを確実にすること。

② 石張り(練張り)の基本構造



ア) コンクリート必要厚
底張り構造とする場合のコンクリート必要厚はコンクリート張りの構造に準じ以下の通りとする。

底盤コンクリート厚：0.20m
均しコンクリート厚：0.10m
(護岸基礎底盤より)

イ) 底盤コンクリートは護岸工基礎天端から0.10mの被り確保すること。

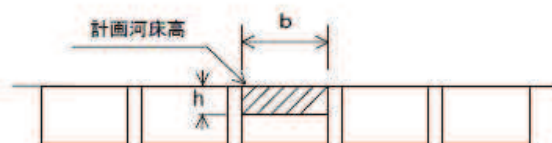
ウ) 自然石は、底盤コンクリートに径の1/2程度埋め込む。

エ) 自然石径は、40～60cm内外を使用する。

t₁：底盤コンクリートの基礎上面の必要被り厚
t₂：底盤コンクリート必要厚

③ ブロック張りの基本構造

使用するブロックは、滑動に対して安全なものを使用する。安定計算は、本章第2節2-4-3を参照のこと。ただし式中の投影面積Aは、図4-2-27を参照のこと。



A：投影面積 $b \times h$
h：埋込み砂利の表面流出を考慮して $h=50\text{mm}$ とする。

注) 計画河床高より上にブロックの突起がある場合は、突起の投影面積も上記のAに加えるものとする。

図4-2-27 ブロック張りの投影面積

ブロック張りの位置及び護岸の根入れは図4-2-28を標準とする。

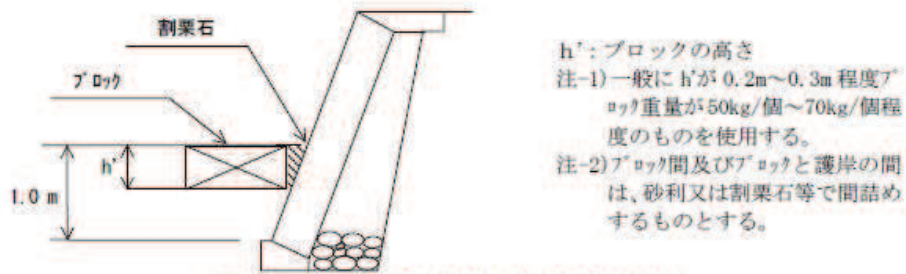


図4-2-28 ブロック張りの位置及び護岸の根入れ

④ コンクリート張りの基本構造

コンクリート張りの構造及び護岸の根入れは図4-2-29を標準とする。

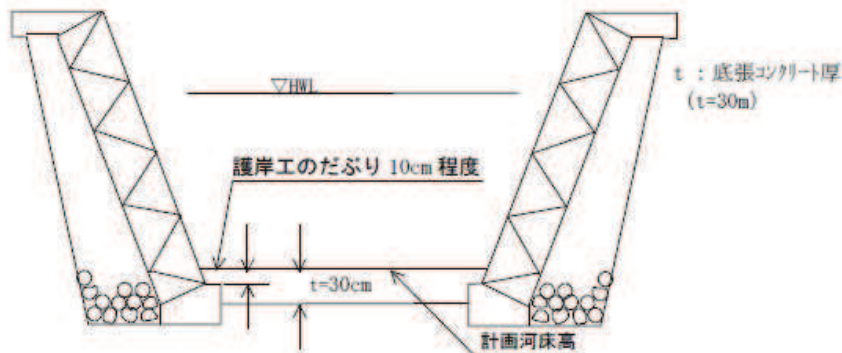


図4-2-29 コンクリート張りの構造及び護岸の根入れ

(3) 底張り部の末端処理法

二面張り工から二面張り工に移行する部分では、流速の差により二面張の溪流保全工の上流端付近の護岸基礎部分に洗掘が生ずる恐れがあるので、護床工・減勢工を計画する。

また、三面張溪流保全工の上流端・下流端には吸出防止及びジョイントのために床固工、または帯工を計画する。

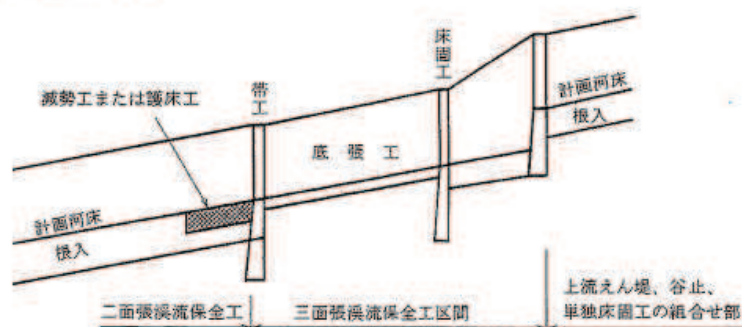


図4-2-30 底張り部の末端処理

2-4 根固工の構造

2-4-1 根固工の設計

根固工は、護岸の基礎の洗掘を防止しうる構造として必要に応じて設計するものとする。

- (1) 根固工を設置する場合は、自重と粗度により水流による基礎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。
- (2) 根固工の取付け部は、護岸基礎上流端と同高とする。
- (3) 根固工の規模は、水深・河床勾配、流量など河川特性により決められるものであるが、一般に表4-2-8を標準とし、土石流の単位体積重量が特に重い(土石の含有率が高い)場合は浮力が大きくなるので計算を行い、検討する必要がある。

表 4-2-8 根固工の施工幅と重量との関係

高水時断面平均流速	2.0 m/s以下	2.0~4.0 m/s	4.0 m/s以上	
ブロック重量(t)	0.5~1.0 t	1.0~4.0 t	2.0~6.0 t	
施工幅	水深5.0m以下	2.0 m	4.0 m	6.0 m

(注) 1) ブロックの重量は河幅の小さい場合は小さい値を採用する。

2) 乱積の場合の法勾配は一般に1:1.0~1:2.0の範囲が標準で1:1.5で実施する場合が多い。

- (4) 河幅の狭い河川で大断面のブロックを設置すると上下流への影響が大きいため対岸や敷設幅や重量を慎重に決める。また河床に盛土をして敷設したり、基礎の直前にブロックのない断面の設計をすることや川幅が小さい場合に大きな断面の根固工は計画しないようにする。

2-4-2 根固工の種類

- (1) 捨石、寄石工…施工地付近の河床よりも大きくて重い転石を護岸法先に引き寄せて護岸工の根固めとする。
- (2) 沈床工
 - 1) 木工沈床…急勾配の溪流においては沈石の脱出が多く屈撓性に欠け、水中より出入りする部分の腐朽があり耐久性が低い。
 - 2) 改良沈床…木工沈床の欠点を除くため、枠材に鉄筋コンクリート及び沈石にコンクリートブロックを使用したものである。
 - 3) 籠工…布団籠、蛇籠などを護岸工の前面に設置する。
 - 4) コンクリートブロック沈床…種々の形式のブロックがあり、ブロック間を相互に連結して屈撓性を持たせたものが適当である。

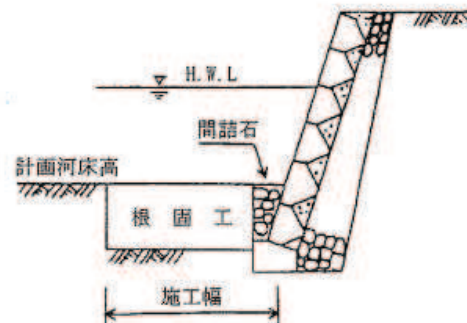


図4-2-31 根固工の基本構造

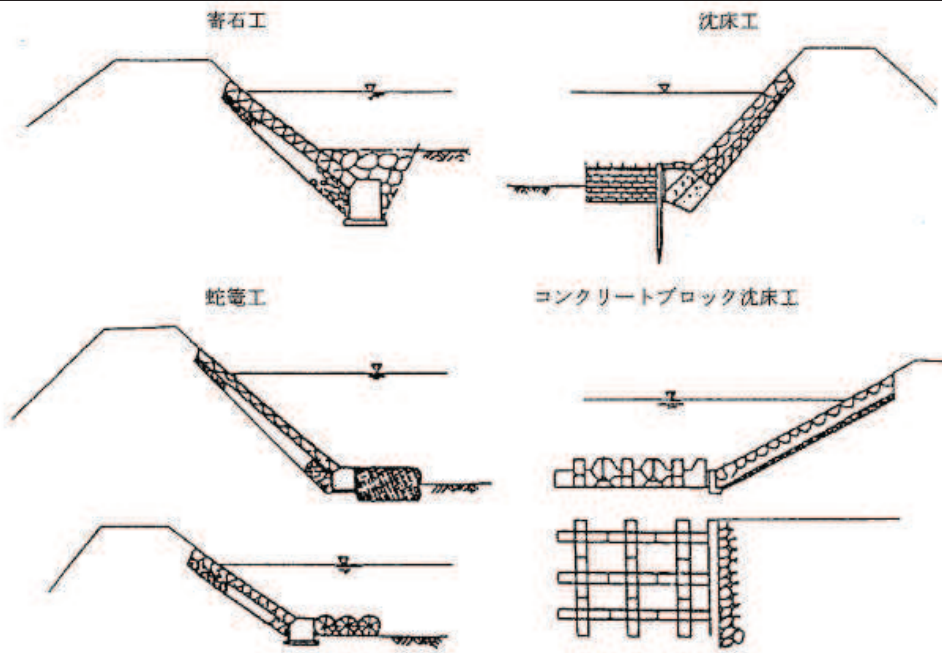


図 4-2-32 根固工の種類

2-4-3 材料と大きさ

護床工や根固工の材料は、掘削した土砂等に巨礫や岩塊等が得られる場合は寄石(捨石ともいう)を行う。材料が得られない場合は、フトン籠や蛇籠、コンクリートブロック等が用いられる。

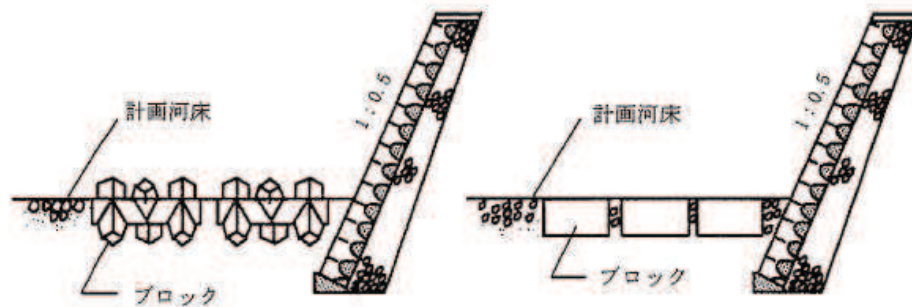


図 4-2-33 根固工

護床工や根固工に用いるコンクリートブロックの大きさは、次の安定条件を参考に設計する。

ア. 滑動に対する安全

$$\frac{R}{P} \geq n \quad \dots \dots \dots (4-2-12)$$

$$P = C_D \cdot W_o \cdot \epsilon \cdot A \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$R = \left[1 - \frac{W_o}{W_c} \right] \cdot W \cdot f$$

$$W_b = \left[1 - \frac{W_o}{W_c} \right] \cdot W$$

- P : ブロックに作用する動水圧 (kN)
- n : 安全率 (一般に 1.0~1.5 程度)
- R : ブロックの抵抗力 (kN)
- C_D : 動水圧係数 (一般に 1.0 を用いることが多い)
- W_o : 流水の単位堆積重量 (kN/m²)
- ε : 遮蔽係数 (単体 : 1、群体 : 0.35~0.40)
- A : 投影面積 (群体の場合は全体の高さ×幅) (m²)
- v : 流水の流速 (m/sec)
- g : 重力の加速度 (m/sec²)
- f : 抵抗係数 (摩擦係数、一般に 0.8)
- W_b : 水中におけるブロック重量 (kN)
- W_c : ブロックの空中単位堆積重量 (kN/m²)
- W : ブロックの空中重量 (kN)

一般に単体として計算する方が構造上安全である。

イ. 転倒に対する安定

$$XW_b > YP \quad \dots \dots \dots (4-2-13)$$

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)

上記式は、河床が水平である場合の式であるから、勾配がある場合は、修正する必要がある。

2-5 溪流保全工における床固工

2-5-1 床固工の設計

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

【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する。

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

2-5-2 水通し断面

水通し断面は、本章第1節1-7計画断面で求められる断面と同一とする。

2-5-3 水通し天端幅

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

【解説】

床固工の水通し天端幅は、通過砂礫の摩耗及び上流側背面土圧に耐える幅とするが一般には下表の値を標準として良い。

表 4-2-9 水通し天端幅

(単位:m)

有効落差	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
水通し天端巾	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50

注-1) 落差が上表の中間の場合、水通し天端幅は直近上位をとること。

注-2) 本堰堤の垂直壁が床固工(本堤)を兼用するときは本編1章第3節3-2-4洪水時における安定計算により断面を決定する。この場合、上流のり勾配は直とし、流水の単位体積重量 W_0 は 9.81kN/m^3 を用いて良い。

2-5-4 水通し天端高

本堤の水通し天端高は、上流側の計画河床高に合わせるものとする。

【解説】

溪流保全工の計画において、本堤の水通し天端高は、上流の計画河床高に合わせる。

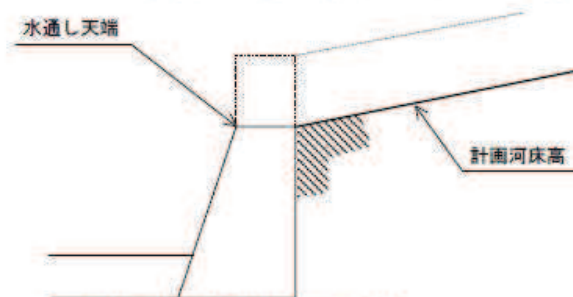


図 4-2-34 水通し天端高の設定

2-5-5 断面形状

床固工の本堤の断面形状は、一般には、越流部の断面の下流り勾配を 1:0.2、上流り勾配を直とし、本章第2節 2-3-3 水通し天端幅により設計するものとする。

【解説】

床固工本堤の断面形状は、 $H_1=3\text{m}$ 未満（有効落差）のものについては、本章第2節2-5-3に基づいて、水通し天端幅の決定を行い、下流り勾配は1:0.2、上流り勾配直とする。

なお、有効落差が $H_1=3\text{m}$ 以上の床固工の場合は、重力式コンクリート堰堤に準拠して断面構造を検討する。

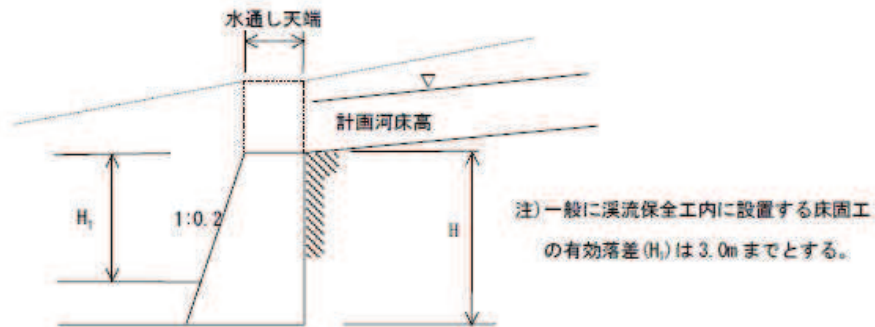


図 4-2-35 床固工の断面形状

2-5-6 基礎の根入れ

床固工本堤の堤底は水叩き下面に一致させるものとする。

【解説】

床固工本堤の堤底は水叩き下面に一致させるものとするが、基礎地盤の支持力等に問題がある場合は、安全性を有する地盤まで根入れをするか、基礎処理を行うものとする。

また、落差が非常に小さい場合、床固工本堤の根入れが上流の護岸の基礎底面より浅くなる。この場合、本堤の堤底は、上流護岸の基礎の底面に一致させるものとする。

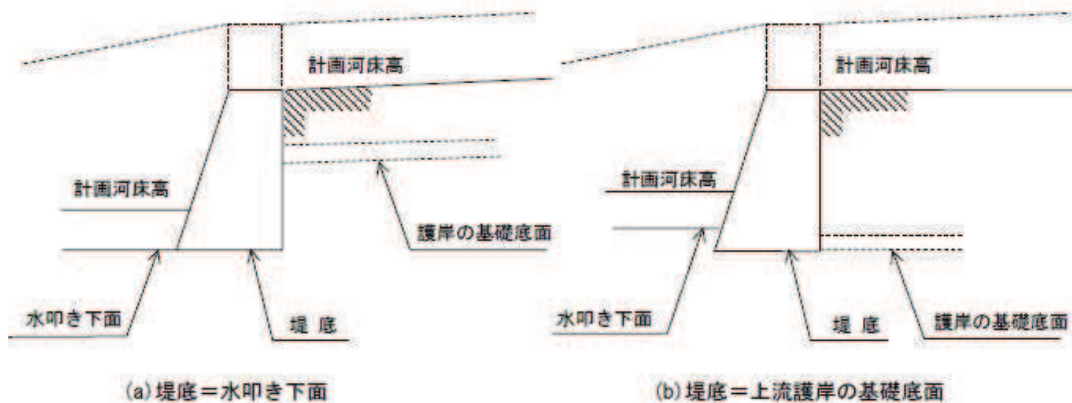


図 4-2-36 床固工本堤の根入れ

2-5-7 袖の設計

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

1. 袖天端の勾配は、原則として水平とする。
2. 袖天端の幅は、水通し天端幅に一致させる。
3. 袖は、兩岸の地盤に嵌入させるものとする。

【解説】

兩岸に嵌入させるものとする。

嵌入長さは、側壁護岸又は現地盤から1.0~2.0m程度を標準とし、表4-2-10によるものとする。

また、嵌入方法については図4-2-37を参考とする。

表 4-2-10 床固工本堤の嵌入深さ

土 質	嵌 入 深 さ
砂 礫	2.0m 程度
軟岩 (I) ・ 軟岩 (II)	1.5m 程度
中硬岩 ・ 硬 岩	1.0m 程度

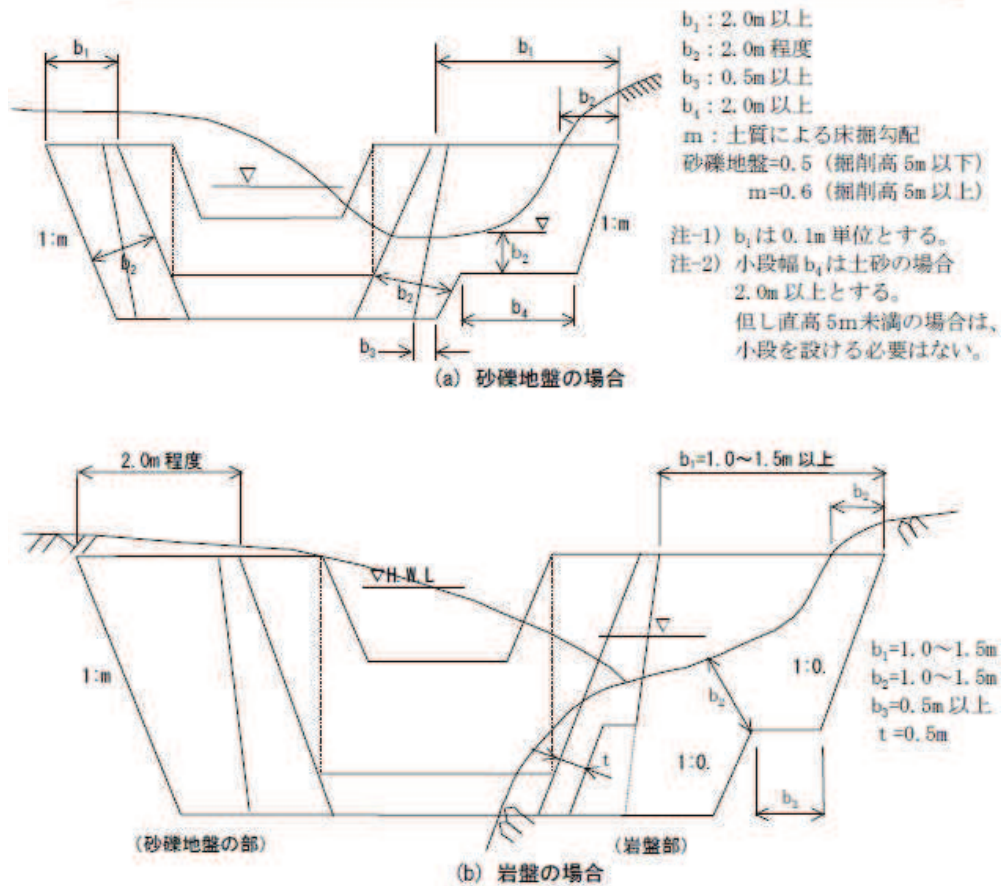


図 4-2-37 床固工本堤の袖の嵌入方法

2-5-8 前庭保護工の設計

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

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

【解説】

(1) 水叩き長さ

水叩き長さは、次に示す経験式を用いることを標準とする。

$$L = 2.5 (h + h') \quad \dots \dots (4-2-14)$$

L：床固工本堤、垂直壁間の長さ（床固工本堤の天端下流端から垂直下部天端下流端までの長さ）（m）であり、0.5m単位で直近上位をとる。

h：床固工の有効落差（m）

h'：床固工本堤での計画高水位（m）

(2) 水叩き厚さ

水叩き厚さは、次に示す経験式を用いることを標準とする。

$$t = 0.2 (0.6h + 3h' - 1.0) \quad \dots \dots (4-2-15)$$

t：水叩きの厚さ（m） 切上げにより10cm単位 最小厚は50cmとする

h：水叩き天端から床固工通し天端までの高さ（m）

h'：床固の越流水深（m）

注-1) H₁（有効落差）は水叩き天端からの床固工本堤の高さ（m）

注-2) h' は床固工上流側での計画高水位（m）

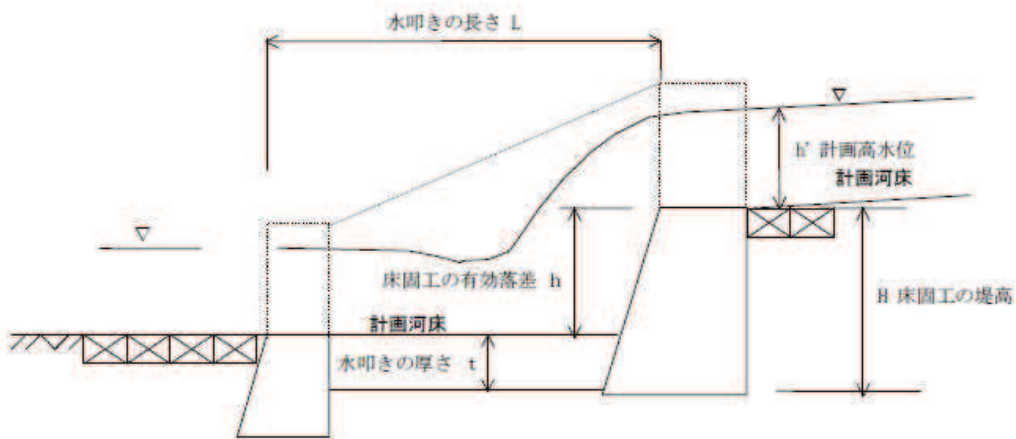


図 4-2-38 水叩き長さ及び水叩きの厚さ

(3) 水叩きの勾配

水叩きの勾配は、溪流保全工の計画河床勾配に合わせるものとする。

(4) 垂直壁の水通し断面及び水通し天端高

垂直壁の水通し断面は、本章第 1 節 1-7 計画断面で求められる断面と同一とし、水通し天端高は、計画河床面と同一とする。

(5) 垂直壁の水通し天端幅

垂直壁の水通し天端幅は、水叩きの厚さと同じにすることを原則とするが、岩盤の場合の水叩き厚は小さいので、この場合の天端幅は砂礫地盤の水叩き厚基準によるものとする。

(6) 垂直壁の基礎の根入れ(α)

垂直壁の基礎の根入れは、砂礫地盤の場合、水叩き下面より 1.0m 程度、下流側がコンクリート張りか、岩盤の場合、水叩き下面より 0.5m 程度とする。

(7) 垂直壁の袖

床固工本堤 本章第 2 節 2-5-7 に準じた計画とする。

(8) 垂直壁の位置

曲線部における垂直壁の位置は、内カーブ側で水叩き長さを確保すること。

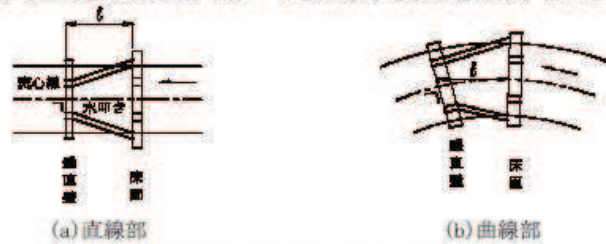


図 4-2-39 水叩き長さの確保

(9) 垂直壁の断面

下流側 2 分、上流側直とする。



図 4-2-40 垂直壁の根入れ及び断面

t : 水叩き厚さ
 t' : 垂直壁の天端幅
 注) 砂礫地盤の場合
 $t = t'$ となる。

(10) 側壁護岸

側壁護岸は、本編1章3節3-5-5に準じて設計するものとする。
 ただし側壁護岸の位置及び高さは、図4-2-41を標準とする。

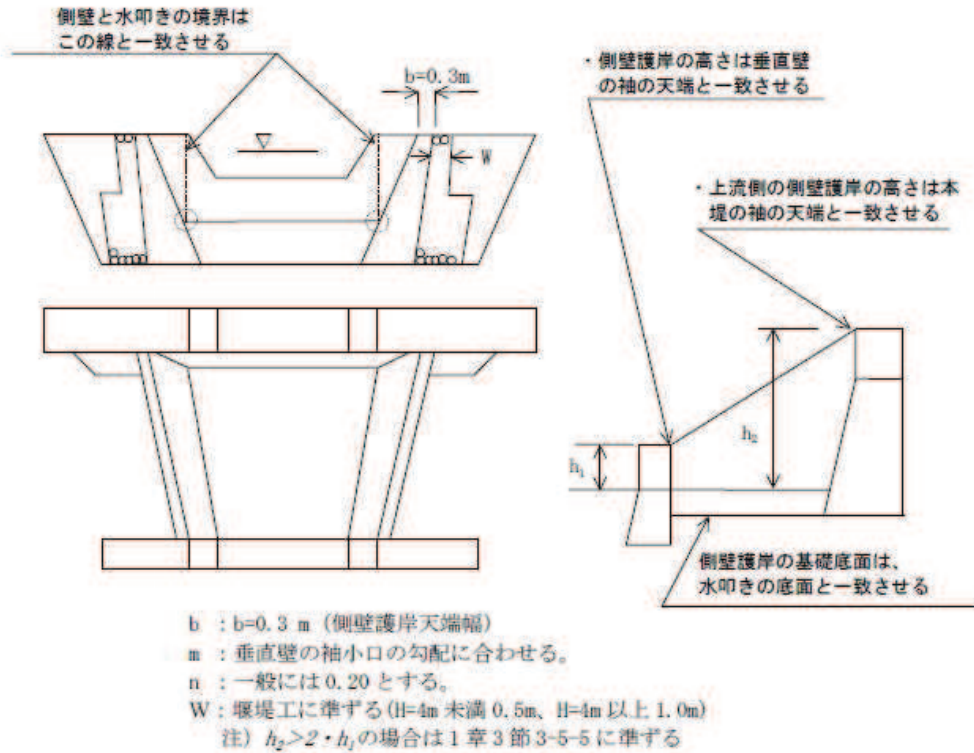


図4-2-41 側壁護岸の位置及び高さ

2-5-9 護床工

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

【解説】

護床工の設計は、本編1章3節3-5-6に準じ設計するものとする。

ただし、護床工を設置する範囲は、過去の事例等から5~10m程度とする。なお、河川落差工における護床は、フライの式を参考として決定するのが一般的である。

$$L = 0.67 C_0 \sqrt{H_b \cdot q} \quad \dots \dots (4-2-16)$$

L : 水叩きの長さ+下流側護床工の長さ (m)

C₀ : 浸透路係数 (表 4-2-11)

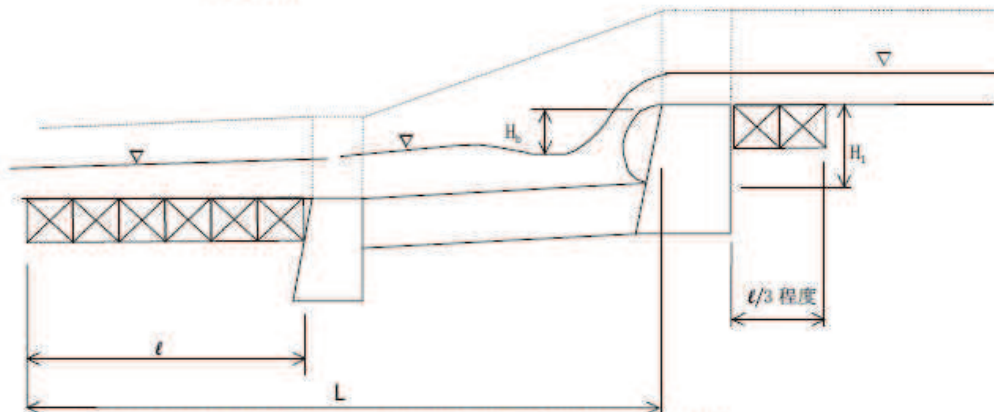
H₁ : 水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さ

H_b : 濁水時下流側水位から床固工本堤の水通し天端までの高さ (m)

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

q : 単位幅流量 (m³/s/m)

一般に、本章第1節のマニングの式で求められる平均流速に計画高水位を掛けたものとする。



注) 上流側の護床工の範囲は、下流側の範囲 (l) の 1/3 程度とする。

図 4-2-42 護床工の範囲

表 4-2-11 浸透路係数 C₀

土 質	C ₀
砂・砂利まじり土	9
玉石まじり土	5

2-6 単独床固工の設計

床固工の設計に当たっては、その目的が達成されるようにするとともに、安全性及び将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

【解説】

本項で述べる床固工は、縦侵食を防止して河床の安定を計り、河床堆積物の流出を防止し、山脚を固定するために設置するもので、渓流保全工内に設置する床固工とは区別する。

ただし、渓流保全工の上流端に設置する床固工は本項に準ずるものとする。

床固工の規模、位置、方向、高さ、渓床勾配等の計画にあたっては、計画編第2章5節床固工の計画を参照し、十分検討しなければならない。

床固工の構造及び安定計算は、不透過型砂防堰堤に準ずるものとし、その設計順序は図4-2-43に示すとおりである。

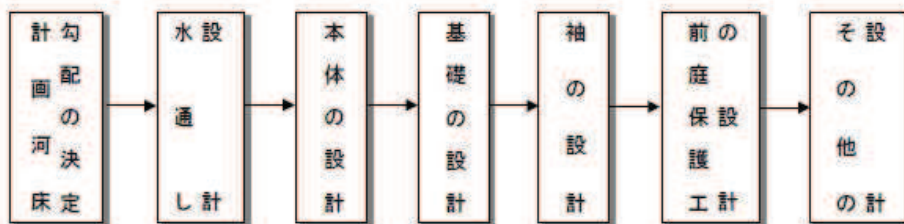


図4-2-43 床固工の設計順序

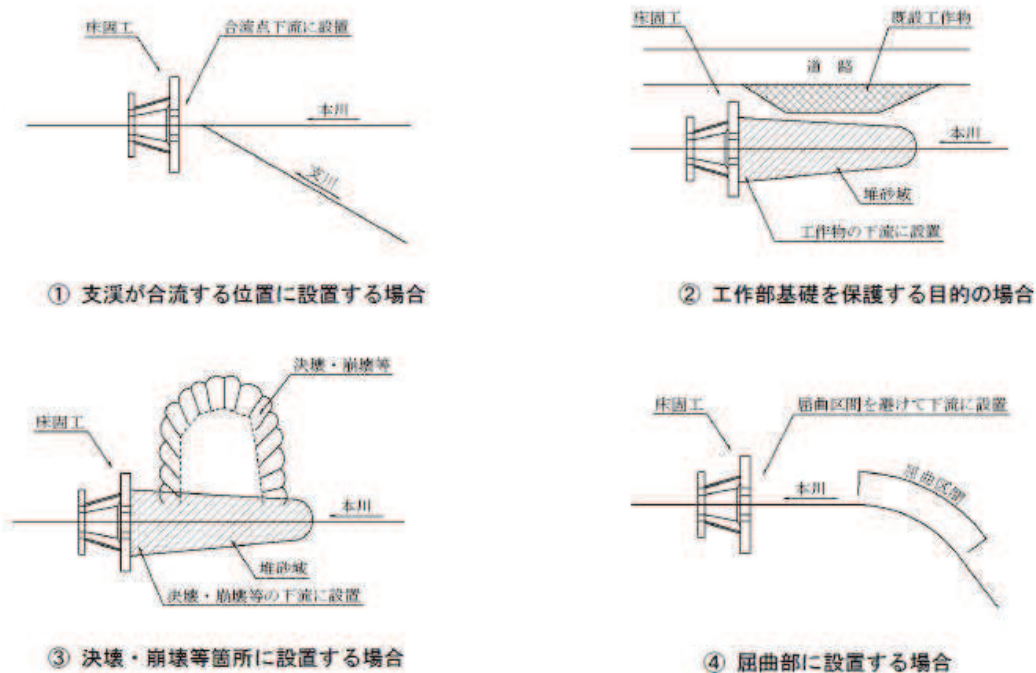


図4-2-44 床固工の設置位置例

2-6-1 床固工本体の設計

床固工の本体は、本編第1章第3節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、地滑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上で現地条件に応じた断面等を決定するものとする。

2-6-1-1 床固工断面

(1) 天端幅の決定

本堤及び垂直壁の天端幅は下表により設計するものとするが、表右欄に掲げる最小袖天端幅を確保する。

【解説】

表4-2-12 単独床固工の天端幅の基準値 [単位：m]

本堤 (B) 通水部天端幅	垂直壁 (b) 通水部天端幅	本堤袖天端 最小幅 (B')	垂直壁袖天端 最小幅 (b')
1.5	水叩き工 と同厚	0.5	0.4

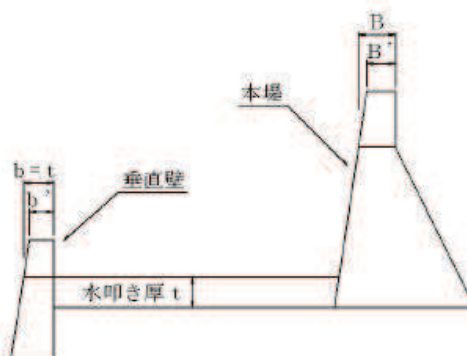


図4-2-45 床固工の天端幅

(2) 法勾配

床固工の断面は下流法勾配を 1:0.2 を標準とし、上流法勾配は構造物が安全となるよう勾配をつける。このときの安定計算は本編第1章第3節不透過型堰堤の構造に準ずる。

(3) 袖

- (1) 袖の嵌入深は堰堤工に準じる。
- (2) 袖勾配は堰堤工に準じる。

2-6-1-2 対象流量

単独床固工の対象流量は、不透過型堰堤工に準じるものとする。(本編第1章3節3-2-2参照)

2-6-1-3 水通しの設計

- (1) 水通し断面は、砂防堰堤に準じて上流側に貯水するものと考え、堰の越流公式を使用する。
- (2) 水通し底幅は、最小を3.0mとする。
- (3) 水通し天端が上流水路と一体となって扱える溪流保全工内の床固工等の場合はマンニングの流速公式により越流水深を求めることができる。

【解説】

1. 堰の越流公式を使用する場合

越流水深は、河川砂防技術基準(案)設計編Ⅱ第3章に示された(3)式により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_h^{3/2} \dots (4-2-17)$$

ここで、 Q : 対象流量 (m^3/s)

C : 流量係数 (0.6~0.66)

g : 重力加速度 ($9.8m/s^2$)

B_1 : 水通しの底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

D_h : 越流水深 (m)

m_2 : 袖小口勾配

$C=0.6$ 、 $m_2=0.5$ の場合には、(4)式になる。

$$Q \approx (0.71D_h + 1.77B_1) D_h^{3/2} \dots (4)$$

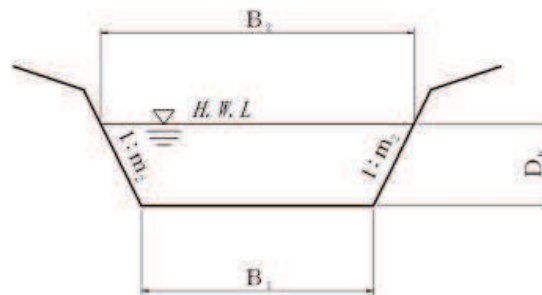


図 4-2-46 堰の越流公式による越流水深

2. マンニングの流速公式を使用する場合

水通し底幅 (B_1)、袖小口の勾配 (m_2) を決め、越流水深 (h_2) を仮定することによりマンニング式により流量を計算し、これが第1章第3節で求められた対象流量と合うように越流水深 (h_2) を決めていく方法で、水通し断面を決めることになる。

$$Q = V \cdot A$$

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

Q : 対象流量 (m^3/sec)

- V : 水通し天端の流速 (m/sec)
- A : 対象流量流過断面積 (m²) ; $A = h_s (B_1 + m_2 \cdot h_s)$
- h_s : 越流水深 (m)
- B_1 : 水通し底幅 (m)
- m_2 : 袖小口勾配 (1: m_2)
- n : マニングの粗度係数
- R : 径 深 (m) ; $R = A / P$
- P : 潤 辺 (m) ; $P = B_1 + 2 h_s \sqrt{1 + m_2^2}$

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

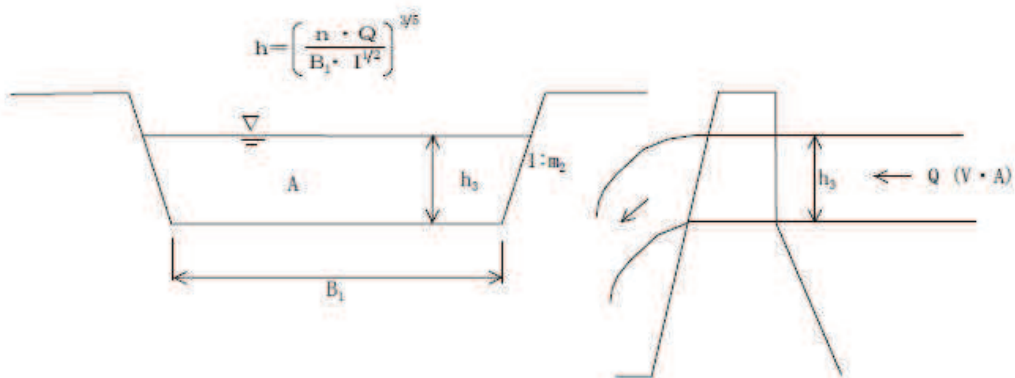


図 4-2-47 マニングの流速公式による越流水深

2-6-1-4 基礎根入れの設計

基礎根入れの設計は堰堤工を準用して行う (設計編第 1 章 3 節 3-3-3 参照)。

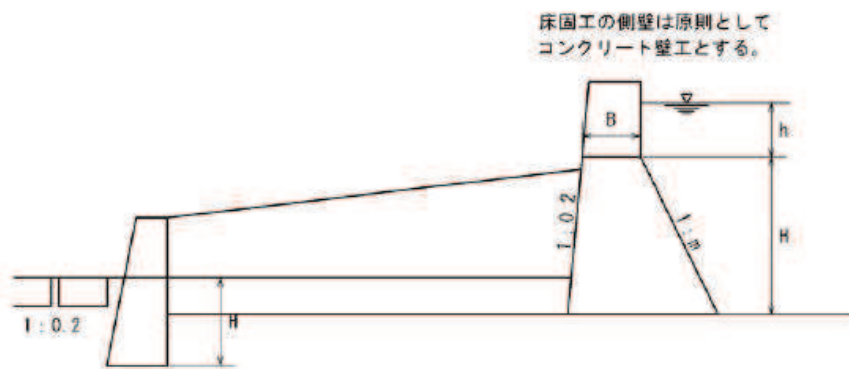


図 4-2-48 単独床固工標準図

2-6-2 前庭保護工の設計

床固工は、原則として、前庭保護工(水叩き・側壁・垂直壁)を設ける。
設計は不透過型堰堤工(本編第1章3節3-5参照)を準用して行う。

2-6-2-1 水叩きの設計

(1) 水叩き長 (ℓ)

水叩きの長さは、次式で求める。

$$L = \alpha \cdot h_0$$

(設計長さLは、端数を切り上げて10cm単位とする)

$$\ell = L - (b + 0.2h_1) \quad \dots \dots (4-2-18)$$

ℓ : 水叩き長(m)

h₀ : 有効落差高(h₁) + 越流水深(h₂)

α = 2.0 ~ 3.0であるので、α = 2.5とする。

(2) 水叩き厚

水叩き厚は、堰堤工に準じ決定する。

ただし、t = 0.6m以上はとる。

(3) 水叩きは原則として水平とする。

(注) 斜勾配で施工すると、床固工の底抜けやそれに起因する床固工の破壊を誘発することが考えられる。

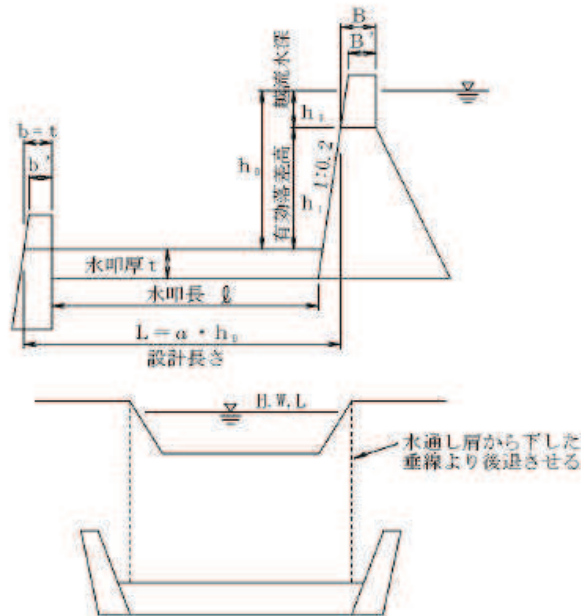


図 4-2-49 水叩き工標準図

2-6-2-2 側壁の設計

側壁護岸の設計は、本編第1章3節3-5-5を準用して行う。

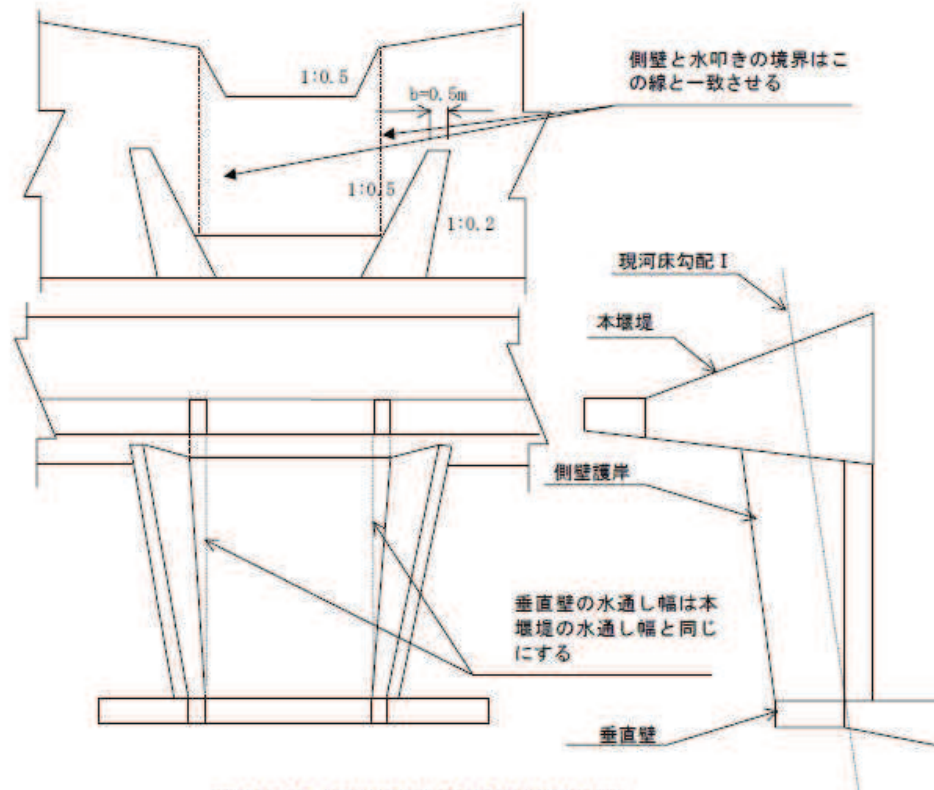
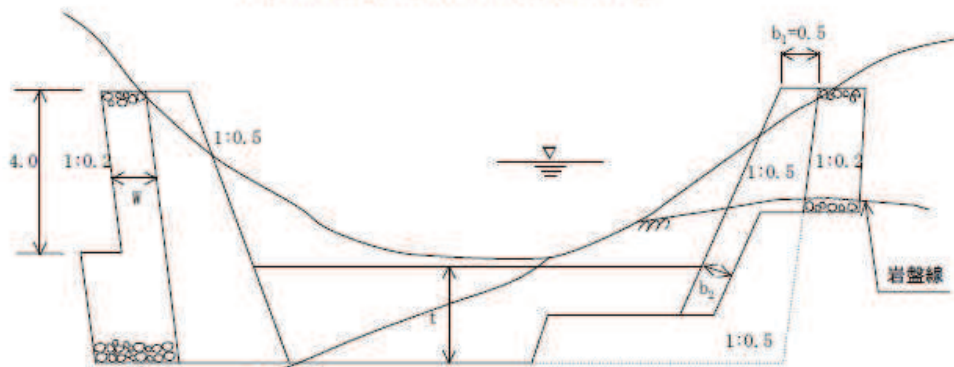


図 4-2-50 側壁護岸の位置及び構造(再掲)



$b_1 : b_1 = 0.5\text{m}$

$b_2 : \text{軟岩(I)(II)の場合 } b_2 = 0.8\text{m}$

中硬岩, 硬岩の場合 $b_2 = 0.7\text{m}$

t : 本章第1節 1-2-1 参照

W : 側壁の裏込材(クラッシュラン)は土木構造標準設計参照

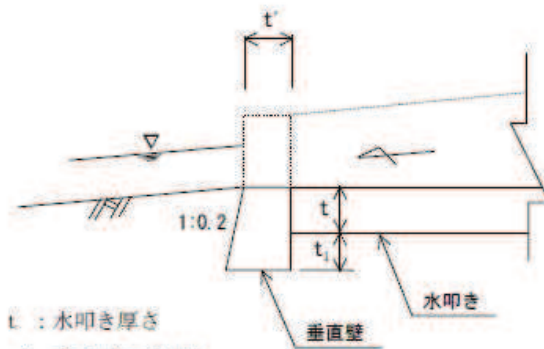
($H=4\text{m}$ 未満 $W=0.5\text{m}$, $H=4\text{m}$ 以上 $W=1.0\text{m}$)

※破線は砂礫の場合

図 4-2-51 側壁護岸の構造(再掲)

2-6-2-3 垂直壁の設計

垂直壁の設計は、本編第1章3節3-5-4を準用して行う。



t : 水叩き厚さ

t' : 垂直壁の天端幅

t_1 : 水叩き下面よりの根入れ (岩 1.0m、砂礫 1.5m)

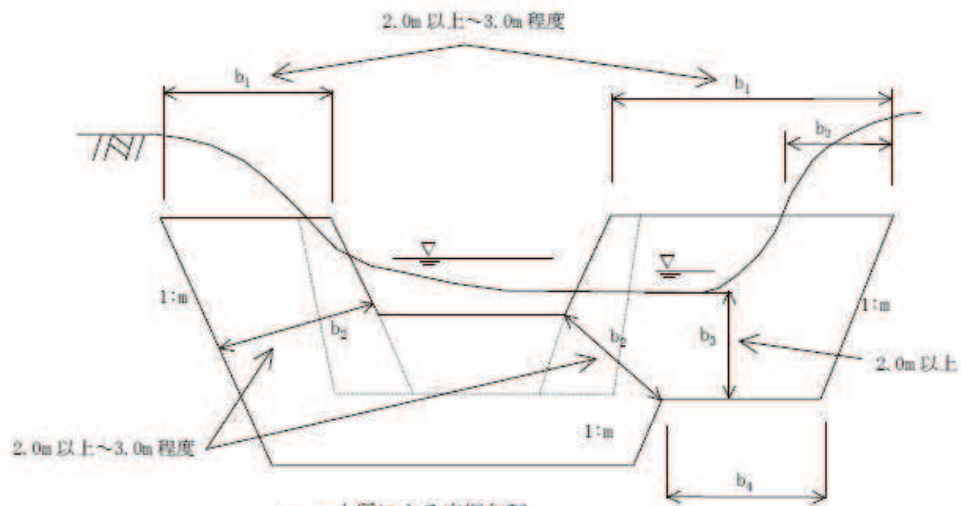
注) 砂礫地盤の場合、 $t=t'$ となる。

図 4-2-52 垂直壁の断面(再掲)

(1) 袖

表 4-2-13 垂直壁の袖の嵌入深さ(再掲)

土質	嵌入深さ (b_1)	サイド根入れ (b_2)	地山最小根入れ (b_3)
砂礫	2.0~3.0m程度	2.0~3.0m程度	2.0m以上
軟岩(I)、軟岩(II)	2.0m内外	1.5~2.0m程度	1.5m以上
中硬岩、硬岩	1.5~2.0m程度	1.0~1.5m程度	1.0m以上



m : 土質による床掘勾配

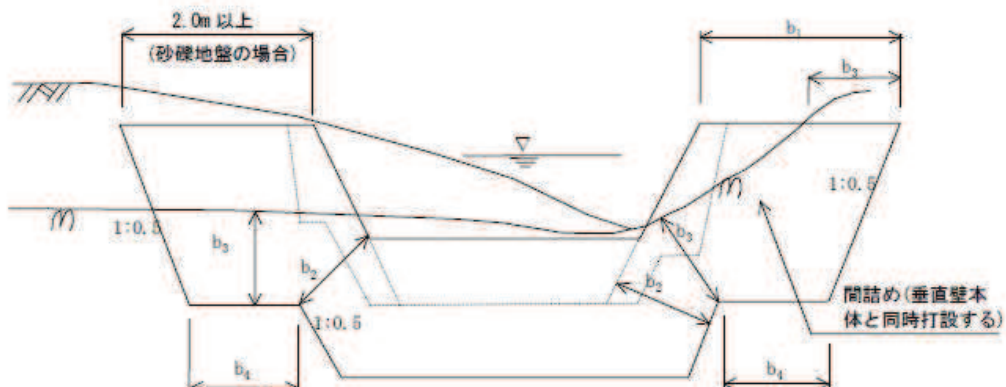
砂礫地盤 $m=0.5$ (掘削高5m以下)

$m=0.6$ (掘削高5m以上)

注-1) b_1, b_2, b_3, b_4 は0.1m単位で計画する。

注-2) 小段幅 b_4 は土砂の場合2.0m以上とする、但し直高5m未満の場合は、必ずしも小段を設ける必要はない。

図4-2-53 垂直壁の袖の嵌入方法(砂礫地盤の場合)(再掲)



	軟岩(I), 軟岩(II)	中硬岩, 硬岩の場合
b_1	2.0m内外	1.5~2.0m程度
b_2	1.5m~2.0m程度	1.0~1.5m程度
b_3	1.5m以上	1.0m以上

注-1) 斜切勾配は1:0.5を標準とする。

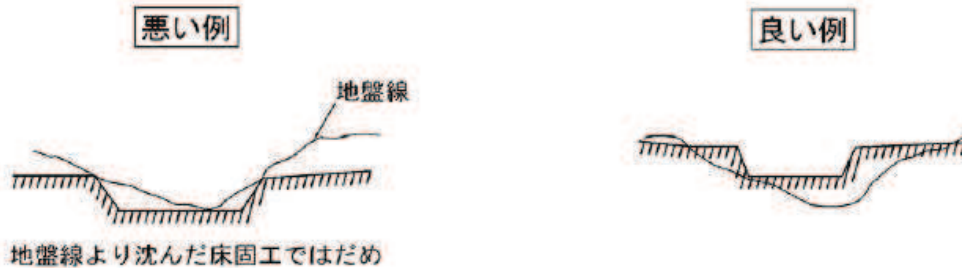
注-2) b_1 は0.1m単位とする。

注-3) 小段幅 b_4 は0.5m以上とすること。

図4-2-54 垂直壁の袖の嵌入方法(岩盤の場合)(再掲)

2-6-3 その他設計にあたっての留意点

- (1) 溪流保全工の最上流部に計画する止めの床固工は、流れを集中させるとともに、土砂の流路内への流入をくい止める目的を持つものであるから、現地地盤線より沈んだ計画はしないこと。



地盤線より沈んだ床固工ではだめ

図4-2-55 止めの床固工の地盤線との関係

- (2) 水抜き暗渠は、原則として計画しない。
 (3) 埋戻し護岸工及び間詰工は、堰堤工に準じ計画する。
 (4) 堤長が15.0m以上となる場合は、収縮継目、止水板を計画すること。

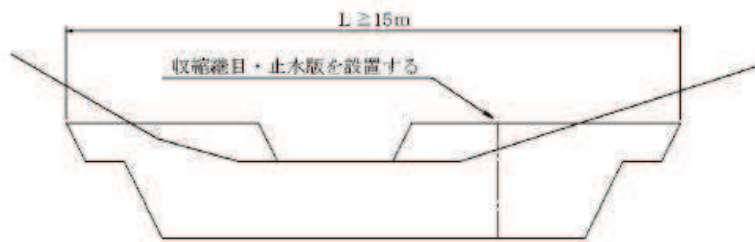


図4-2-56 収縮継目・止水版

- (5) 土工は、堰堤工に準じ決定する。

2-7 帯工

2-7-1 帯工の設計

帯工は、計画河床を維持しうる構造として設計するものとする。

【解説】

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

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

帯工の間隔は、床固工の形成する計画河床勾配の分母の数の2倍程度を距離に読み替えた程度とする。

また、河床に岩盤がでる場合は、岩盤の質、風化度等を考慮して決定するものとするが、一般には三面張りにおける帯工の間隔と同程度とする。

2-7-2 水通し断面

水通し断面は、本章第1節1-7計画断面で求められる断面と同一とする。

2-7-3 水通し天端幅

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

【解説】

帯工の水通し天端幅は、通過砂礫の摩耗等に耐える幅とするが、一般には砂礫地盤の場合1.00m、コンクリート底張の場合0.60mを標準とする。

2-7-4 水通し天端高

水通しの天端高は、計画河床高に合わせるものとする。

2-7-5 断面形状

帯工の断面形状は、構造上の安全性を考慮して決定するものとするが、一般には上流側は直、下流側は2分とする。

2-7-6 基礎の根入れ

帯工の根入れ深は、護岸工基礎底面以上とする。

【解説】

帯工の埵底は砂礫地盤の場合、計画河床高より1.5mとし、岩盤〔軟岩(I)、(II)〕の場合には、計画河床高より1.0mを標準とする。ただし、三面張りにおいては、底張コンクリート下面より0.5mの根入れを標準とする。

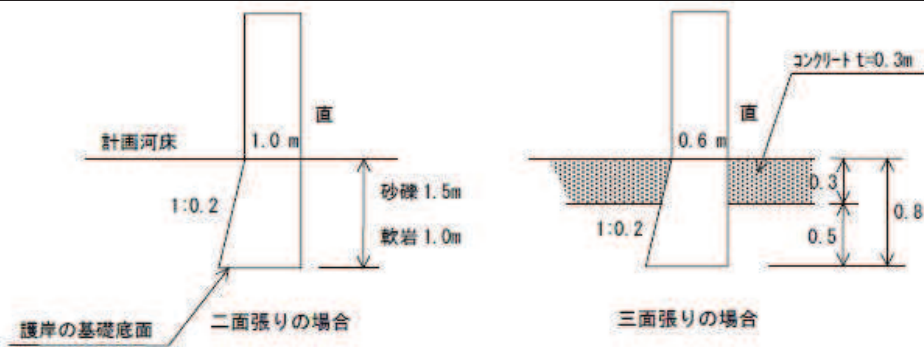


図 4-2-57 帯工の根入れ及び断面

2-7-7 袖の設計

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

1. 袖天端の勾配は、原則として水平とする。
2. 袖天端の幅は、水通し天端幅と一致させる。
3. 袖は、兩岸の地盤に嵌入させるものとする。

【解説】

袖長は砂礫地盤の場合 2.0m を標準とし、兩岸地盤に嵌入させるものとする。

嵌入深さは表 4-2-14 を標準とし、嵌入方法については図 4-2-58、4-2-59 を参考とする。

表 4-2-14 帯工の袖の嵌入深さ

土 質	嵌 入 深 さ
砂 礫	2.0m 程度
軟岩 (I) ・ 軟岩 (II)	1.5m 程度
中 硬 岩 ・ 硬 岩	1.0m 程度

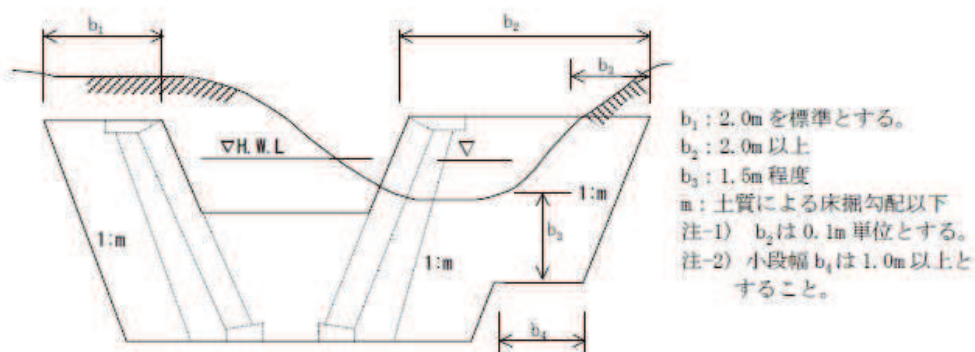


図 4-2-58 帯工の袖の嵌入方法 (砂礫地盤の場合)

- b_1 : 2.0m を標準とする。
- b_2 : 2.0m 以上
- b_3 : 1.5m 程度
- m : 土質による床掘勾配以下
- 注-1) b_2 は 0.1m 単位とする。
- 注-2) 小段幅 b_4 は 1.0m 以上とすること。

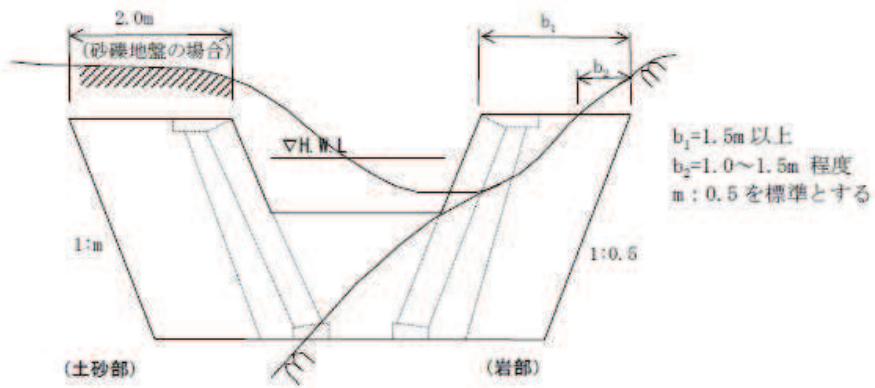


図 4-2-59 帯工の袖の嵌入方法(岩壁の場合)

2-7-8 護床工

護床工は、帯工の下流の洗堀を防止しうる構造として設計するものとする。

【解説】

護床工の設計は、本編 1 章 3 節 3-5-6、本章 2 節 2-5-9 に準じて設計するものとする。

護床工を設置する範囲は、一般に 5m~10m 程度とする。

2-8 土工

2-8-1 溪流保全工及び護岸工の土工

- (1) 掘削の余裕幅は側壁より0.5mとする。
- (2) L.W.Lより下位は機械床掘とする。L.W.Lより上位は機械掘削とする。
- (3) 水替工の必要がある時は水替対象土量の数量を必ず分類して計算すること。
- (4) 掘削勾配は、表4-2-15による。

表 4-2-15 掘削勾配

土質区分	掘削面の高さ	床掘り勾配	小段の幅
中硬岩・硬岩	5m 未満	直	—
	全掘削高 5m 以上	1 : 0.3	下から H=5m ごとに 1m
軟岩Ⅰ・軟岩Ⅱ	1m 未満	直	—
	1m 以上 5m 未満	1 : 0.3	—
	全掘削高 5m 以上	1 : 0.3	下から H=5m ごとに 1m
レキ質土・砂質土 粘性土・岩塊玉石	1m 未満	直	—
	1m 以上 5m 未満	1 : 0.5	—
	全掘削高 5m 以上	1 : 0.6	下から H=5m ごとに 1m
砂	5m 未満	1 : 0.5	—
	全掘削高 5m 以上	1 : 0.6	下から H=5m ごとに 2m
発破などにより崩壊しやすい状態になっている地山	2m 未満	1 : 1.0	下から H=2m ごとに 2m

「国総研 土木工事数量算出要領(案)H22 年度版 第1編 2章 土工 P1-2-11」より抜粋
 注) 上記により難しい場合は、別途考慮できる。

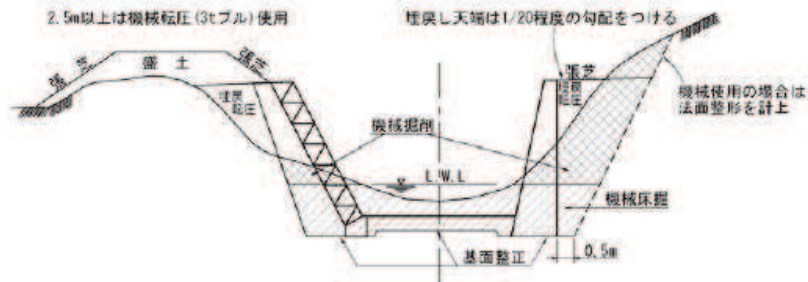


図 4-2-60 溪流保全工の土工標準図



図 4-2-61 護岸工の土工標準図

2-8-2 溪流保全工内の床固工及び帯工の土工

- (1) 掘削の余裕幅は堤体より0.5mとする。
- (2) L.W.Lより下位は機械床掘とする。L.W.Lより上位は機械掘削とする。
- (3) 床固工・帯工の構造物底部は基面整正とする。
- (4) 堤体の袖部のコンクリート打設面は法面整形を計上する。
- (5) 埋戻しはタンパー転圧を計上する。
- (6) 床固工の前庭保護工も(1)～(5)に準じる。
- (7) 掘削勾配は、表4-2-15による。

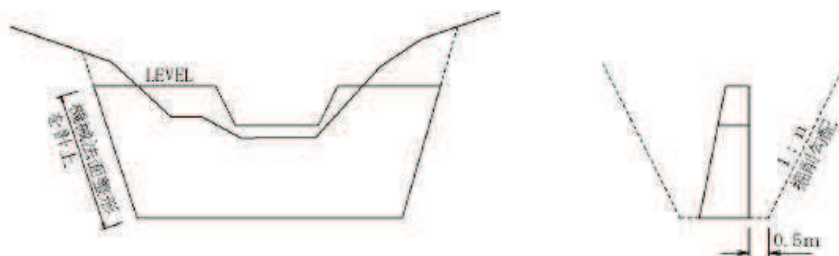


図 4-2-62 床固工、帯工の土工標準図

2-9 伏流水及び表面水の処理

2-9-1 湧水及び表面水の処理

盛土を行い護岸を施工する場合は、元の地盤線に沿って水が流れやすく、一定の所に水が集中しやすい。そこで護岸には水抜孔を設け、背後は栗石等で排水処理すること。ただし、低水位よりも低い所に地下水が集中していると、堤内地からの湧き水を完全に排除することはできないので、この場合は地山と盛土との接点に集水側溝を設けて表面流水の浸透を防止すること。

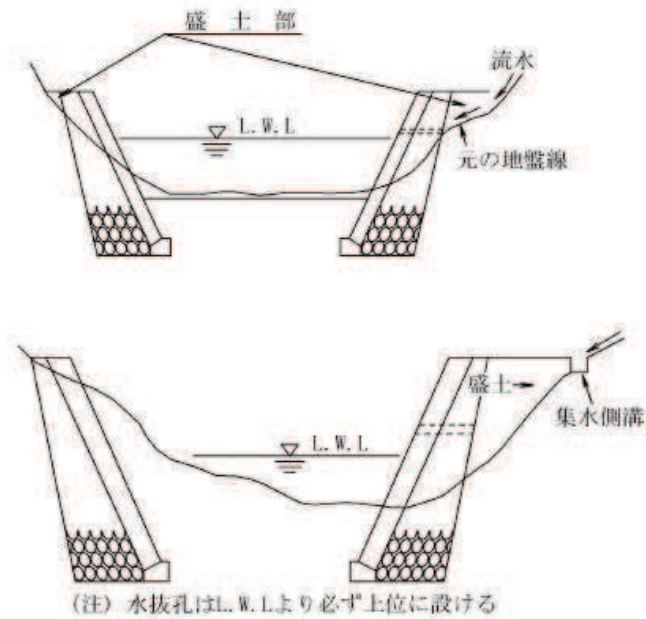


図 4-2-63 湧水及び表面水の処理

2-9-2 伏流水及び浸透水の処理

三面張溪流保全工において伏流水が多く、施設に悪影響がある場合は、横工(床固工及び帯工)直上流に敷ブロック、もしくは現場打ブロック工等により伏流水を排除する。また、流水が自然に浸透水となり、扇状地の主要な水資源となっている場合があるので、三面張溪流保全工においては、部分的に底を張らない箇所を作り、適宜流れを地下へ浸透させるよう横工などの直上流に敷ブロック、もしくは現場打ブロック等を施工する。

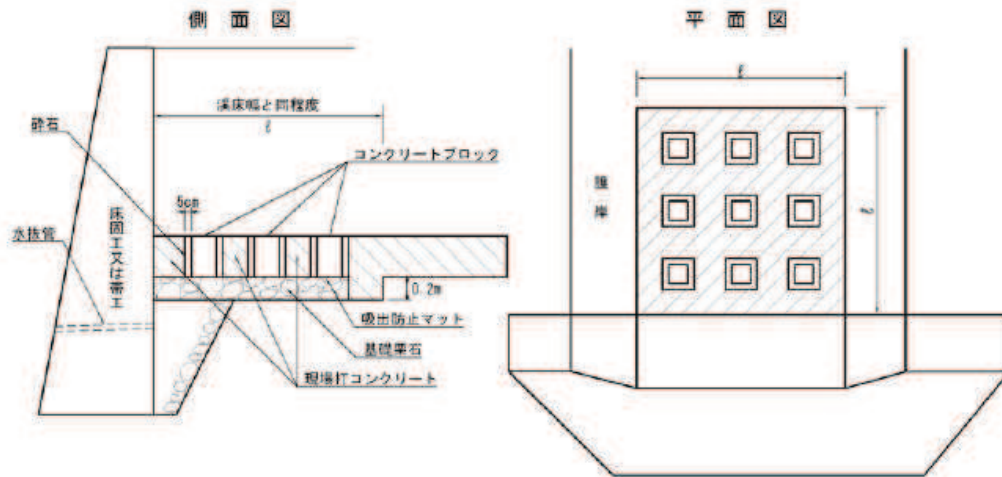


図 4-2-64 伏流水の処理

2-10 基礎処理

地盤支持力が比較的小さい場所で溪流保全工を施工する必要がある場合、原則的には法線を修正して、この地域を避けることが第一である。しかし、やむを得ない理由により溪流保全工を計画・施工する場合は、不等沈下等を充分考慮し、これらの対策を立てなければならない。

2-11 付属物の設計

2-11-1 防護柵

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

2-11-2 河底横断構造物

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

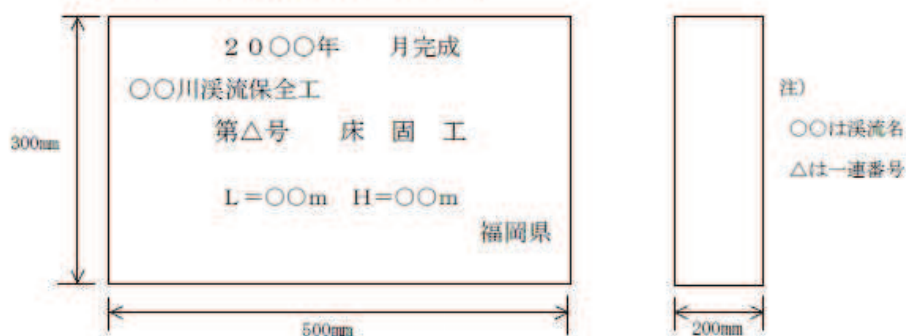
【解説】

サイフォン等河底横断構造物は、極力用いないことを原則とするが、やむを得ない場合、砂防課と協議の上用いることとする。

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

2-11-3 床固工銘板

額石の寸法 縦30cm×横50cm×厚20cm



単独床固工は堰堤銘板を参照（本編第1章3節3-6-5）。

材料は御影石とし設計に計上のこと。

L、Hは根入れも含めた手法（下記）

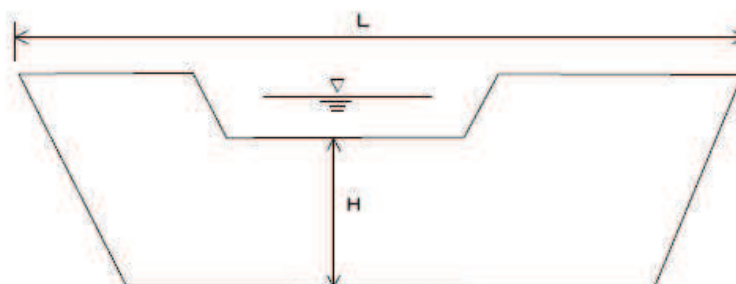


図4-2-65 床固工銘板の寸法

2-11-4 護岸工銘板

小口止工天端に護岸工銘板(金属プレート)を設置する。

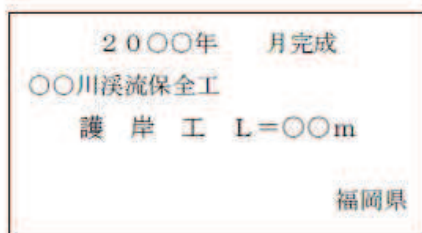


図 4-2-66 護岸工銘板(参考)

3.5 土石流を開発区域外に導流させるための施設の設計

土石流を開発区域外に導流させるための施設は、土石等を安全に導流させることができる断面及び勾配を有するものとする。

【解 説】

土石流を開発区域外に導流させるための施設としては、土石流導流工と土石流流向制御工がある。

3.5.1 土石流導流工

(1) 流下断面

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

【解 説】

土石流導流工は、安全な場所まで土石流を導流するよう、土石流捕捉工のえん堤を1基以上設けた後、又は土石流堆積工を設けた後、それらに接続するよう計画する。

計画流量は、溪流全体の施設計画において施設により整備される土砂量の土石流により流下する土石等の量に対する比だけ土石流ピーク流量が減少すると仮定して決定する。ただし、降雨量から求められる水みの計画流量に10%の土砂含有を加えた流量を下回らないものとする。

土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の2倍以上、又は原則として3m以上とする。なお、計画の土石流が上流域で十分処理される場合は通常の流路工（河川砂防技術基準（案）第12章第6節）を計画するものとする。

余裕高は次のとおりとする。

流量	余裕高（ ΔH ）
$200\text{m}^3/\text{s}$ 以下	0.6m
$200\sim 500\text{m}^3/\text{s}$	0.8m

ただし、河床勾配による次の値以下にならないようにする。

勾配	$\Delta H/H$
1/10 以上	0.5
1/10～1/30	0.4
1/30～1/50	0.3

ここで、H：水深である。

(2) 法線形

土石流導流工の法線形はできるかぎり直線とする。

【解 説】

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

$$b/r \text{ (in)} \leq 0.1$$

ここに、

b : 流路幅

r (in) : 湾曲部曲率半径

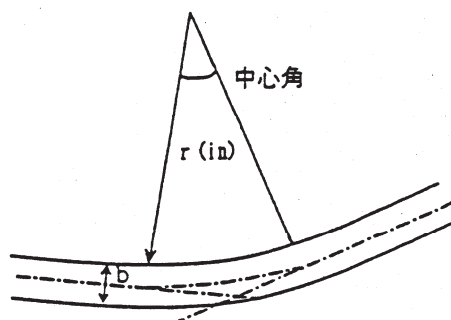


図 3.9 土石流導流工屈曲部の法線形

(3) 縦断形

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

(4) 構造

溪床は掘込み方式を原則とする。
湾曲部では外湾部の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

【解 説】

理論値、実測値、実験結果等により水位上昇を推定し、これを安全に流せる構造とする。土石流では、外湾の最高水位 $h(out)max$ は $h_0 + 10bu^2/rg$ にもなることがあるが、一般に土石流導流工や流路工が施工される扇状地では、土石流及び清流での水位上昇はそれぞれ下式により求める。

$$\text{土石流： } h(out)max = h_0 + 2 \frac{bu^2}{rg}$$

$$\text{清流（射流）： } h(out)max = h_0 + \frac{bu^2}{rg}$$

ここに、

h_0 : 直線部での水深 (m)

b : 流路幅 (m)

u : 平均流速 (m/s)

r : 水路中央の曲率半径 (m)

g : 重力加速度 (m/s²) ($g=9.8$)

3.5.2 土石流流向制御工

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

【解説】

(1) 導流堤の法線形状

流向制御工の法線は土石流直撃による越流を防止するために、流れに対する角度 (θ) は $\theta < 45^\circ$ とする。土石流の流向を 45° 以上変更する場合、及び保全対象の分布が広く導流堤が長くなる場合は導流堤を複数に分割し、霞堤方式に配置する。

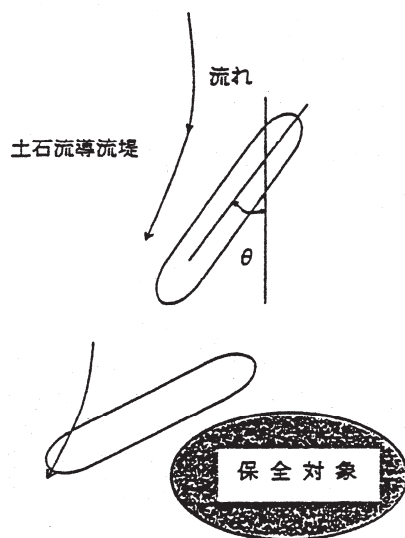


図 3.10 土石流導流堤の法線と高さ

(2) 導流堤の高さ

流向制御工の天端は原則として現溪床勾配と平行とする。高さは土石流の高さに余裕高を加えたものとする。

土石流の速度及び高さは「3.1.2 設計外力の設定」に従って求める。

(3) 導流堤の法面保護及び法先の洗掘対策

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

3.6 高さ 2 m を超える擁壁の設計

高さ 2 m を超える擁壁を設置する場合には、宅地造成等規制法施行令に準拠した設計を行うものとする。

【解説】

施行令第 7 条第 1 項第 6 号には、対策工事の計画及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画において定める高さが 2m を超える擁壁は、建築基準法施行令第 142 条の規定に従うようになっている。建築基準法施行令第 142 条では、同令第 139 条第 3 項の規定を準用することが記述されており、その内容は国土交通大臣が定める基準に従った構造計算により擁壁の構造耐力上の安全性を確かめることになっている。国土交通大臣が定める基準は、宅地造成等規制法施行令第 7 条に定めるとおりにすることが、平成 12 年建設省告示において示されている。

このことから、法における特定開発行為において、高さ 2 m を超える擁壁を設置する場合には、宅地造成等規制法施行令に準拠した計画、設計を行うことが必要となる。

擁壁の設計に当たって用いる設計外力等は関連指針によって土質定数や摩擦係数が異なるため、各基準によって設計した擁壁の規模にも差異が生じることになるが、平成 12 年建設省告示（第 1449 号）第 3 の各号のいずれかに該当する場合を除き、宅地造成等規制法施行令第 7 条の基準以外で設計した場合は、法律に違反することになるため、特定開発行為の許可をすることはできない。

詳細については、「宅地防災マニュアル」を参照すること。

<参考>

施行令

（対策工事等の計画の技術的基準）

第 7 条 法第 11 条の政令で定める技術的基準は、次のとおりとする。

- 一 一 略 一
- 二 一 略 一
- 三 一 略 一
- 四 一 略 一
- 五 一 略 一

六 対策工事の計画及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画において定める高さが 2 メートルを超える擁壁については、建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）第 142 条（同令第 7 章の 8 の準用に関する部分を除く。）に定めるところによるものであること。

＜参考＞ 建築基準法施行令

建築基準法施行令**(擁壁)**

第 142 条 第 138 条第 1 項第 5 号に掲げる擁壁については、第 36 条の 2 から第 39 条まで、第 51 条第 1 項、第 62 条、第 71 条第 1 項、第 72 条、第 73 条第 1 項、第 74 条、第 75 条、第 79 条、第 3 章第 7 節（第 51 条第 1 項、第 62 条、第 71 条第 1 項、第 72 条、第 74 条及び第 75 条の準用に関する部分に限る。）、第 80 条の 2、第 7 章の 8（第 136 条の 6 を除く。）及び第 139 条第 3 項の規定を準用するほか、次の各号のいずれかに適合するものとしなければならない。

一 その構造が、次に定めるところによること。

イ 鉄筋コンクリート造、石造その他これらに類する腐らない材料を用いた構造とすること。

ロ 石造の擁壁は、裏込めにコンクリートを用い、石と石とを十分に結合すること。

ハ 擁壁の裏面の排水をよくするために水抜穴を設け、擁壁の裏面で水抜穴の周辺に砂利等を詰めること。

二 擁壁の構造が、その破壊及び転倒を防止することができるものとして国土交通大臣が定めた構造方法を用いるものであること。

(煙突及び煙突の支線)

第 139 条 第 138 条第 1 項第 1 号に掲げる煙突については、第 36 条の 2 から第 39 条まで、第 51 条第 1 項、第 52 条、第 3 章第 5 節（第 70 条を除く。）、第 6 節（第 76 条から第 78 条の 2 までを除く。）、第 6 節の 2（第 79 条の 4 の規定中第 76 条から第 78 条の 2 までの準用に関する部分を除く。）及び第 7 節（第 51 条第 1 項、第 71 条、第 72 条、第 74 条及び第 75 条の準用に関する部分に限る。）、第 80 条の 2、第 115 条第 1 項第 6 号及び第 7 号、第 5 章の 4 第 3 節並びに第 7 章の 8 の規定を準用するほか、次の各号のいずれかに適合するものとしなければならない。

一 略

二 略

2 略

3 第 1 項に掲げるものは、国土交通大臣が定める基準に従った構造計算によつて自重、積載荷重、積雪、風圧、土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して構造耐力上安全であることが確かめられたものとしなければならない。

<参考> 平成 12 年建設省告示第 1449 号

平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1449 号

煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件

最終改正 平成 12 年 12 月 26 日建設省告示第 2465 号

建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）第 139 条第 3 項（同令第 140 条、第 141 条第 2 項、第 142 条及び第 143 条において準用する場合を含む。）の規定に基づき、煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を次のように定める。

第 1 ー 略 ー

第 2 ー 略 ー

第 3 令第 138 条第 1 項第 5 号に掲げる擁壁の構造計算の基準は、宅地造成等規制法施行令（昭和 37 年政令第 16 号）第 7 条に定めるとおりとする。ただし、次の各号のいずれかに該当する場合にあっては、この限りでない。

- 一 宅地造成等規制法施行令第 5 条第 1 項各号の一に該当するがけ面に設ける擁壁
- 二 土質試験等に基づき地盤の安定計算をした結果がけの安全を保つために擁壁の設置が必要でないことが確かめられたがけ面に設ける擁壁
- 三 宅地造成等規制法施行令第 8 条に定める練積み造の擁壁の構造方法に適合する擁壁
- 四 宅地造成等規制法施行令第 15 条の規定に基づき、同令第 6 条から第 10 条までの規定による擁壁と同等以上の効力があると国土交通大臣が認める擁壁

平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1449 号

煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの構造計算の基準を定める件（抄）

改正 平成 19 年 5 月 18 日国土交通省告示第 620 号

建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）第 139 条第 1 項第四号イ（同令第 140 条第 2 項、第 141 条第 2 項、及び第 143 条第 2 項において準用する場合を含む。）及び第 142 条第 1 項第五号の規定に基づき、煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの安全性を確かめるための構造計算の基準を第 1 から第 3 までに定め、同令第 139 条第 1 項第三号（同令第 140 条第 2 項、第 141 条第 2 項及び第 143 条第 2 項において準用する場合を含む。）の規定に基づき、高さが 60m を超える煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び乗用エレベーター又はエスカレーターの構造計算の基準を第 4 に定める。

ー 第 3 に変更が無いため、以下略 ー

＜参考＞ 宅地造成等規制法施行令

宅地造成等規制法施行令**(鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造)**

第7条 第5条の規定により設置する鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造の擁壁の構造は、構造計算によつて次の各号に該当することを確認したものでなければならない。

- 一 土圧、水圧及び自重（以下「土圧等」という。）によつて擁壁が破壊されないこと。
 - 二 土圧等によつて擁壁が転倒しないこと。
 - 三 土圧等によつて擁壁の基礎がすべらないこと。
 - 四 土圧等によつて擁壁が沈下しないこと。
- 2 前項の構造計算は、次の各号に定めるところによらなければならない。
- 一 土圧等によつて擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料である鋼材又はコンクリートの許容応力度を超えないことを確かめること。
 - 二 土圧等による擁壁の転倒モーメントが擁壁の安定モーメントの3分の2以下であることを確かめること。
 - 三 土圧等による擁壁の基礎のすべり出す力が擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力の3分の2以下であることを確かめること。
 - 四 土圧等によつて擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容応力度を超えないことを確かめること。ただし、基礎ぐいを用いた場合においては、土圧等によつて基礎ぐいに生ずる応力が基礎ぐいの許容支持力を超えないことを確かめること。
- 3 前項の構造計算に必要な数値は、次の各号に定めるところによらなければならない。
- 一 土圧等については、実況に応じて計算された数値。ただし、盛土の場合の土圧については、盛土の土質に応じ別表第2の単位体積重量及び土圧係数を用いて計算された数値を用いることができる。
 - 二 鋼材、コンクリート及び地盤の許容応力度並びに基礎ぐいの許容支持力については、建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第90条（表1を除く。）、第91条、第93条及び第94条中長期に生ずる力に対する許容応力度及び許容支持力に関する部分の例により計算された数値
 - 三 擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力については、実況に応じて計算された数値。ただし、その地盤の土質に応じ別表第3の摩擦係数を用いて計算された数値を用いることができる。

3.7 管理・保安施設

対策施設の点検、補修等維持管理のため管理用通路を確保する。

【解 説】

対策施設の完成後、その維持管理のため点検あるいは補修用の通路をあらかじめ設置しておく。
管理・保安施設の内容については、「特定開発行為技術基準（急傾斜地の崩壊編）」を参考に検討すること。

<参考> 福岡県砂防技術基準(案) 平成 22 年 11 月改訂版 設計編 p. 5-1

第 5 章 管理用道路

第 1 節 砂防堰堤の管理用道路

管理型砂防堰堤(除石を伴う不透過型および透過型砂防堰堤)には維持管理(除石および巡視)を行うための車両が通行可能な管理用道路を設置する。

【解説】

① 構造基準

維持管理を行うための車両が通行可能な法線、幅員とする。

② 基本幅員

原則、有効(舗装)幅員は 3.0m とする。ただし、路肩が必要な場合(盛土部における保護路肩および付属施設の設置等)は、別途に設けるものとし、路肩の幅員は 0.5m とする。

③ 舗装

管理用道路の碎石の縦流れ防止(表面保護)を目的として舗装を行う。原則、アスファルト舗装とし、縦断勾配が急な際には、コンクリート舗装を検討する(目安は縦断勾配 12%以上)。設計 CBR12 の場合の舗装厚は以下の構成となる。

<アスファルト舗装>

舗装構成 表層厚(密粒 As) t=4cm

路盤厚(RC-40) t=10cm

<コンクリート舗装>

舗装構成 表層厚 t=15cm

路盤厚(RC-40) t=15cm

④ その他

- ・ 市道・林道への移管等、これにより難しい場合は関連部局と協議の上、別途検討する。
- ・ 原則、管理用道路の出入り口には車止め等を行う。
- ・ 除石を行うための管理用道路は原則、除石のための重機が堆砂地へ進入可能な位置に設置する。
- ・ 除石を行うための管理用道路を堰堤直下流までとして除石を行う場合は、除石に必要な重機を堆砂地側に釣り込むための重機の張り出しや旋回に必要なヤードを確保する。