

第9編 補足・参考資料

第9編 補足・参考資料

1 跳水現象 …… P.3-54

1-1 平水路の跳水

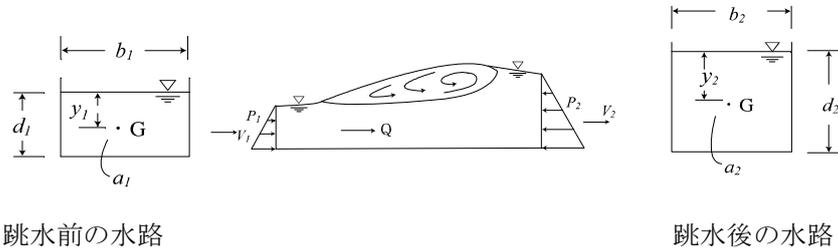


図 1-1-1 水叩き跳水計算諸元

水路床および壁面に働く摩擦損失は小さいとして無視し、運動量の差は静水圧の差に等しいとする。

$$\begin{aligned} \frac{\rho Q}{g}(V_1 - V_2) &= P_2 - P_1 = \rho y_2 a_2 - \rho y_1 a_1 \\ g(y_2 a_2 - y_1 a_1) &= Q(V_1 - V_2) \\ Q = a_1 V_1 = a_2 V_2 \text{ より } V_2 &= \frac{a_1 V_1}{a_2} \\ g(y_2 a_2 - y_1 a_1) &= a_1 V_1 \left(V_1 - \frac{a_1 V_1}{a_2} \right) = a_1 V_1^2 \left(1 - \frac{a_1}{a_2} \right) \\ \therefore V_1^2 &= \frac{g(y_2 a_2 - y_1 a_1)}{a_1 \left(1 - \frac{a_1}{a_2} \right)} \cdots \cdots \textcircled{1} \end{aligned}$$

1-2 路幅が同一の場合の跳水

$y_2 = \frac{d_2}{2}$ 、 $y_1 = \frac{d_1}{2}$ 、 $a_2 = b d_2$ 、 $a_1 = b d_1$ として、①式に代入する。

$$V_1^2 = \frac{g \left(\frac{d_2^2}{2} b - \frac{d_1^2}{2} b \right)}{b d_1 \left(1 - \frac{b d_1}{b d_2} \right)} = \frac{g d_2 (d_2 + d_1)(d_2 - d_1)}{2 d_1 (d_2 - d_1)} = \frac{g d_2}{2 d_1} (d_2 + d_1)$$

$$d_2^2 + d_2 d_1 - \frac{2}{g} d_1 V_1^2 = 0$$

$$d_2 = \frac{-d_1 + \sqrt{d_1^2 + 4 \frac{2}{g} d_1 V_1^2}}{2} = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2}{g} d_1 V_1^2}$$

$$F_1^2 = \frac{V_1^2}{g d_1} \text{ より } V_1^2 = F_1^2 g d_1 \text{ を代入すると}$$

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + 2 F_1^2 d_1^2} = -\frac{d_1}{2} + \frac{d_1}{2} \sqrt{8 F_1^2 + 1}$$

$$\therefore \frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{8 F_1^2 + 1} - 1)$$

1-3 水路幅が異なる場合の跳水

$y_2 = \frac{d_2}{2}$ $y_1 = \frac{d_1}{2}$ $a_2 = b_2 d_2$ $a_1 = b_1 d_1$ として①式に代入する。

$$g \left(\frac{d_2}{2} b_2 d_2 - \frac{d_1}{2} b_1 d_1 \right) = V_1^2 b_1 d_1 \left(1 - \frac{b_1 d_1}{b_2 d_2} \right)$$

$$g \cdot b_2 d_2^2 - g \cdot b_1 d_1^2 - 2 V_1^2 b_1 d_1 \left(1 - \frac{b_1 d_1}{b_2 d_2} \right) = 0$$

$$F_1^2 = \frac{V_1^2}{g d_1} \text{ より、 } V_1^2 = F_1^2 g d_1$$

$$b_2 d_2^2 - b_1 d_1^2 - 2 F_1^2 b_1 d_1^2 \left(1 - \frac{b_1 d_1}{b_2 d_2} \right) = 0$$

$$\frac{1}{b_1 d_1^2} \text{ をかけると、 } \frac{b_2 d_2^2}{b_1 d_1^2} - 1 - 2 F_1^2 \left(1 - \frac{b_1 d_1}{b_2 d_2} \right) = 0$$

$$\left(\frac{d_2}{d_1} \right) \left(\frac{b_2}{b_1} \right) \text{ をかけると、 } \left(\frac{b_2}{b_1} \right)^2 \left(\frac{d_2}{d_1} \right)^3 - \left(\frac{d_2}{d_1} \right) \left(\frac{b_2}{b_1} \right) - 2 F_1^2 \left(\frac{d_2}{d_1} \right) \left(\frac{b_2}{b_1} \right) + 2 F_1^2 = 0$$

$$\therefore \left(\frac{b_2}{b_1} \right)^2 \left(\frac{d_2}{d_1} \right)^3 - (2 F_1^2 + 1) \left(\frac{b_2}{b_1} \right) \left(\frac{d_2}{d_1} \right) + 2 F_1^2 = 0$$

ここに、 d_1 : 跳水前の射流水深 (m) d_2 : 跳水後の常流水深 (m)
 V_1 : 水脈落下地点の流速 (m) F_1 : 跳水前のフルード数
 G : 断面の重心 b_1 : 跳水前の水脈幅 (m)
 b_2 : 跳水後の水脈幅 (m) γ : 水の単位体積重量
 g : 重力加速度

2 残留水圧 …… P. 3-59

護岸背面の水位と前面水位との間に水位差が生ずる場合には、残留水圧を考慮するものとする。

護岸等が水密な場合や、裏込めなど背後の透水性が小さい場合には、前面の水位変化に対して裏込め等の水位変化が遅れ、護岸にはその水位差による水圧が作用する。

設計ではこの差に相当する水圧が護岸等に作用するものとする。これを残留水圧という。また、背面の地盤が高く降雨等により地下水位が高くなる場合も同様の圧力が作用する。

[河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] 第7章 2.5]

①常時の水位条件は、A. B. のいずれか危険な方とする。

a. 前面水位は最底水位または河床高と同高、背面水位は背面地下水位とする。

b. 前面水位は底水位、背面水位は洪水位と前面水位との水位差の 1/3~2/3 を前面水位に加えた水位とする。

[河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] 第7章 2.5]

②地震時の水位条件は、前面水位は底水位、背面水位は背面地下水位とする。

3 護床ブロック …… P.6-60

護床工ブロックは、突起が少なく比較的抵抗の小さい平坦なブロックの安定性がよいという実験結果が得られている。また、砂防堰堤下流に護床ブロックを設ける場合は、経験的に最低 8 tf 程度の重量は必要かと思われる。

異形コンクリートブロックの場合は次式による。

[河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [I] 第 1 章 4.3 5(1)]

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

ここに、W : 根固工の所要重量 (N)

ρ_w : 水の密度 (kg/m³)

ρ_b : ブロックの密度 (kg/m³)

β : 係数 (単体の場合は 1.0)

a : 部材の形状等によってきまる係数

V_d : 代表流速 (m/s)

g : 重力加速度 (m²/s)

(計算例)

$\rho_w = 1,000 \text{ kg/m}^3$ 、 $\rho_b = 2,350 \text{ kg/m}^3$ 、 $a = 0.54$ (平面型)

$V_d = 5.0 \text{ m/s}$ とすると、

$$W = 0.54 \left(\frac{1,000}{2,350 - 1,000} \right)^3 \frac{2,350}{9.8^2} \left(\frac{5.0}{1.0} \right)^6 = 84,000 \text{ N} = 84 \text{ kN}$$

4 掘削面の勾配の基準 …… P.3-41, 7-7

4-1 労働安全衛生規則による掘削面の勾配の基準

(1) 労働安全衛生規則 第 356 条の基準

- a. 崩壊又は岩石の落下の原因となるき裂がない岩盤からなる地山。
- b. 掘削面に奥行きが 2m 以上の水平な段があるときは、当該段により区切られるそれぞれの掘削面をいう。

地山の種類	掘削面の高さ	掘削面の勾配	参考
岩盤又は堅い粘土 からなる地山	5m未満	90度以下	直
	5m以上	75度以下	1:0.27以下
その他の地山	2m未満	90度以下	直
	2m以上 5m未満	75度以下	1:0.27以下
	5m以上	60度以下	1:0.58以下

5 水抜き暗渠の補強 …… P. 3-65

5-1 円形断面の空洞部

図に示すように無限板内の半径 r なる円孔に鉛直荷重 σ が作用しているとき円孔周辺 y 軸上に生じる応力 σ_x は次式で与えられる。

$$\sigma_x = \frac{\sigma}{2} \left(\frac{r^2}{y^2} - 3 \frac{r^4}{y^4} \right)$$

引張応力から圧縮応力に変わる点は、

$$\sigma_x = 0 \quad \text{において} \quad y = \sqrt{3} \cdot r \quad \text{が得られる。}$$

総引張面積は、

$$T_A = \int_r^{\sqrt{3}r} \sigma_x \cdot d_y = \frac{\sigma}{2} \left[-\frac{r^2}{y} + \frac{r^4}{y^3} \right]_r^{\sqrt{3}r} = \frac{\sigma \cdot r}{3\sqrt{3}} \doteq 0.2 \sigma \cdot r \quad (\text{KN/m})$$

鉄筋量は、 $A_s = T / \sigma_{sa}$ (cm^2/m)

ここに、 T : 引張力 T (N/m)

σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度 (N/mm^2)

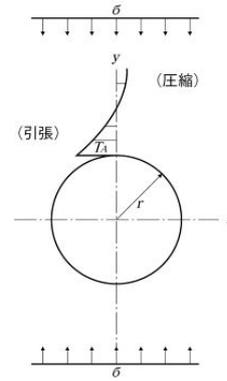


図 5-1-1 円形空洞部の応力分布図

5-2 矩形断面の空洞部 [土木技術資料 28-10 (1986)]

応力集中は空洞頂(底)部(C, D)では堤軸方向の最大引張応力が生じ、側部(A, B)では上下方向の圧縮応力が增大する。

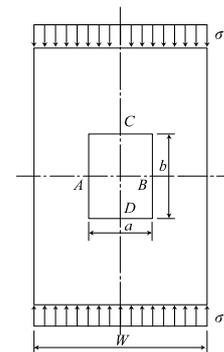
図の空洞頂部における堤軸方向の応力分布を示す応力分布は、空洞部の高さにはほとんど影響されず、空洞部の軸のみに影響されている。

図の空洞部周辺の総引張力を示す矩形孔の形状 (b/a) による差異は、あまりなく、無次元した総引張力 $T/(\sigma_0 \cdot W)$ と空洞幅 a/W は、ほぼ比例関係にあるといえる。

したがって空洞幅が大きいほど総引張力 T は大きくなり、これを近似的に表すと以下のとおりとなる。

総引張面積 ----- $T_A = 0.2 \sigma_0 \cdot a$ (kN/m)

総鉄筋量 ----- $A_s = T / \sigma_{sa}$ (cm^2/m)



ここに、

σ_0 : 空洞部がない場合の応力 (N/cm^2)

W : ブロック幅 (cm)

a, b : 矩形孔の幅、高さ (cm)

図 5-2-1 矩形断面の空洞部

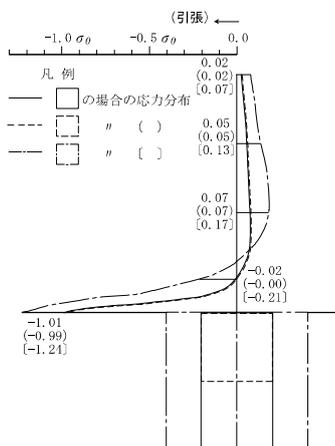


図 5-2-2 空洞頂部における堤軸方向応力

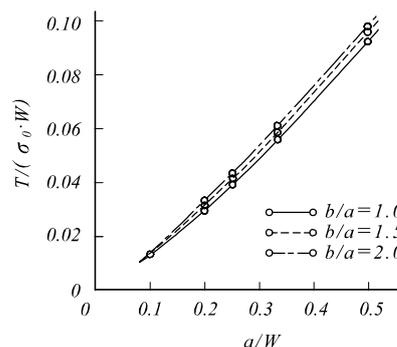


図 5-2-3 空洞部周辺の総応力

6 水抜き暗渠からの流出量の計算 …… P. 3-66

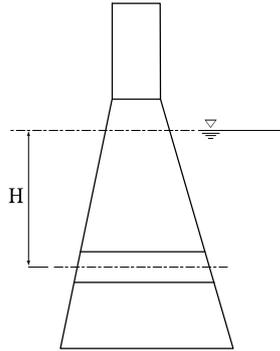


図 6-1-1 水抜き暗渠の流出量計算諸元

$$H = h_e + h_f + h_0 = f_e \frac{V^2}{2g} + f' \frac{L}{R} \cdot \frac{V^2}{2g} + f_0 \frac{V^2}{2g} = \frac{V^2}{2g} \left(f_e + f' \frac{L}{R} + f_0 \right)$$

ここで、 $\left(f_e + f' \frac{L}{R} + f_0 \right) = K_L$ 、 $V^2 = \left(\frac{Q}{a} \right)^2$ とおくと、 $H = K_L \cdot \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{a} \right)^2$

$$\therefore Q = a \sqrt{\frac{2gH}{K_L}}$$

ここに、 $h_e = f_e \frac{V^2}{2g}$: 流入による損失水頭

$h_f = f' \frac{L}{R} \cdot \frac{V^2}{2g}$: 摩擦による損失水頭

$f' = \frac{2gn^2}{R^{1/3}}$: 摩擦損失係数

$h_0 = f_0 \frac{V^2}{2g}$: 流出による損失水頭

H : 設計水深 (m) a : 暗渠の断面積 (m²) L : 暗渠長 (m)
R : 暗渠断面の径深 (m) n : 粗度係数

7 横収縮継目長 …… P. 3-66

人工冷却（クーリング）の行われない砂防堰堤のブロック割りは、ひび割れ防止の点より 15m 以下が適当であり、また短すぎる場合は縦継目型枠の増大等のため 9~15m が一般に計画されている。

なお、アーチ式コンクリート堰堤、三次元コンクリート堰堤のような収縮継目グラウチングのための開口を得るダムは、15m とするのがよい。

8 計画溪床勾配 …… P.6-7

計画溪床勾配は、現況における安定区間の勾配や流入土砂濃度に応じた動的平衡勾配および流入土砂がない場合に形成される静的安定勾配などを参考に、現溪床勾配を緩和する方向で設定する。

[第四版 土木工学ハンドブックⅡ 第49編 第2章]

- ① 動的平衡勾配は、流砂量公式に土砂濃度を与えて求める。洪水時の最も大きい土砂濃度で形成される動的平衡勾配で、床固工の天端高、護岸の天端高を、最も小さい静的勾配で床固工や護岸の基礎高をチェックし、計画溪床勾配を最終決定する。現溪床勾配が1/50より緩くなると計画溪床勾配は現溪床勾配と同じにとっている場合が多い。

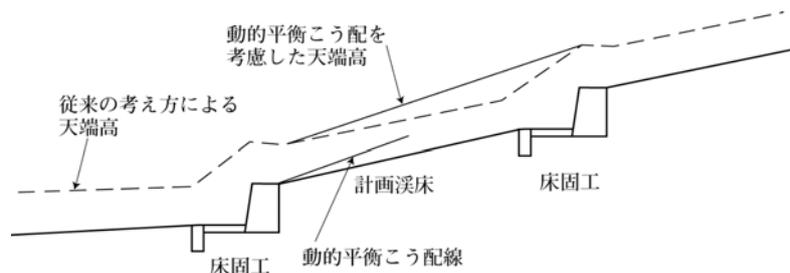


図 8-1-1 計画天端の考え方

- ② 動的平衡勾配は、流砂量公式に土砂濃度を与えて求める。(簡易法)

$$\frac{q_B}{u_* d_m} = 10 \left\{ \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)g \cdot d_m} \right\}^2$$

…Kalinske・Brown (カリンスキ・ブラウン) の全流砂量公式の場合

ここに、 q_B : 単位幅当たりの流砂量 = $\{C_d/(1-C_d)\} \cdot q$ (m^3/s)

q : 単位幅流量 (m^3/s)

C_d : 土砂濃度 (5~10%程度)

u_* : 摩擦速度 ($=\sqrt{g \cdot H \cdot I}$)

g : 重力加速度 (m/s^2)

H : 計画高水位 (m)

I : 計画溪床勾配

d_m : 溪床材料の平均粒径 (m)

σ : 砂の密度 (kN/m^3)

ρ : 水の密度 (kN/m^3)

カリンスキ・ブラウンの公式より、

$$q_B = \frac{10 \cdot u_*^5}{(\sigma/\rho - 1)^2 \cdot g^2 \cdot d_m} = \frac{10(g \cdot H \cdot I)^{5/2}}{(\sigma/\rho - 1)^2 \cdot g^2 \cdot d_m}$$

$$I = \left\{ \frac{(\sigma/\rho - 1)^2 \cdot g^2 \cdot d_m \cdot q_B}{10(g \cdot H)^{5/2}} \right\}^{2/5} \quad \dots\dots\dots \text{動的平衡勾配}$$

(計算例)

$$q = 7.6 \text{ m}^3/\text{s}, H=1.5\text{m}, I=1/50, d_m = 0.05\text{m}, C_d = 5\% \text{ とすると、}$$
$$q_B = \{0.05/(1-0.05)\} \times 7.6 = 0.40 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$I = \left\{ \frac{(2.65/1.0-1)^2 \times 9.8^2 \times 0.05 \times 0.40}{10(9.8 \times 1.5)^{5/2}} \right\}^{2/5} = \left(\frac{5.229}{8,285.0} \right)^{2/5} = 0.052$$

となり、動的平衡勾配は約 1/20 となる。

- ③ 静的平衡勾配は、掃流力と限界掃流力の釣り合い式から求められる。限界掃流力は一般的には岩垣の式を用いる。

$$\text{掃流力} \dots\dots u_*^2 = g \cdot H \cdot I$$
$$\text{限界掃流力} \dots\dots u_{*c}^2 = 0.05(\sigma/\rho - 1)g \cdot d_m = 80.9d_m$$

$$u_*^2 = u_{*c}^2 \text{ より、}$$

$$I = \frac{80.9d_m}{g \cdot H}$$

ここに、
I : 静的平衡勾配
d_m : 砂礫の平均粒径 (cm)
H : 水深 (cm)
g : 重力加速度 (=980cm/s²)

(計算例)

$$d_m = 0.05\text{m}, H = 1.5\text{m} \text{ とすると}$$

$$I = \frac{80.9 \times 5}{980 \times 150} = 2.8 \times 10^{-3}$$

となり、1/360 程度まで溪床低下の起こる可能性がある。

9 積み護岸の示力線 …… P. 6-18

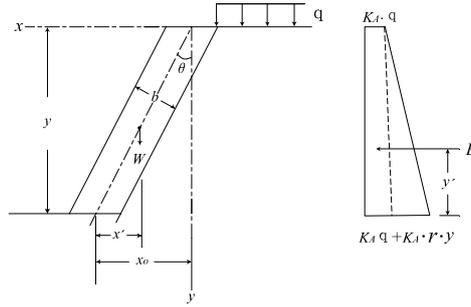


図 9-1-1 積み護岸の示力線計算諸元

$$E = K_{AH}(2q + \gamma \cdot y) \frac{y}{2} = K_{AH} \left(q \cdot y + \frac{1}{2} \gamma \cdot y^2 \right)$$

$$y' = \frac{K_{AH} \cdot q \cdot y \frac{y}{2} + K_{AH} \cdot \gamma \cdot y \cdot y \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} y}{K_{AH} \left(q \cdot y + \frac{1}{2} \gamma \cdot y^2 \right)} = \frac{\frac{1}{2} q \cdot y^2 + \frac{1}{6} \gamma \cdot y^3}{q \cdot y + \frac{1}{2} \gamma \cdot y^2}$$

$$W = \gamma_s \cdot y \cdot b \cdot \sec \theta \quad W \cdot x' = E \cdot y' \text{ より}$$

$$x' = \frac{E \cdot y'}{W} = \frac{K_{AH} \left(\frac{1}{2} q \cdot y + \frac{1}{6} \gamma \cdot y^2 \right)}{\gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta}$$

$$x_0 = x' + \frac{1}{2} y \cdot \tan \theta = \frac{K_{AH} \left(\frac{1}{2} q \cdot y + \frac{1}{6} \gamma \cdot y^2 \right)}{\gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta} + \frac{1}{2} y \cdot \tan \theta = \frac{K_{AH} (3q \cdot y + \gamma \cdot y^2)}{6 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta} + \frac{1}{2} y \cdot \tan \theta$$

9-1 示力線方程式

$$x_0 = \left(\frac{F_s \cdot K_{AH} \cdot \gamma}{6 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta} \right) y^2 + \left(\frac{F_s \cdot K_{AH} \cdot q}{2 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta} + \frac{1}{2} \tan \theta \right) y$$

9-2 限界高

$x_0 = y \cdot \tan \theta$ とすると

$$\tan \theta = \left(\frac{F_s \cdot K_{AH} \cdot \gamma}{6 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta} \right) y + \left(\frac{F_s \cdot K_{AH} \cdot q}{2 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta} + \frac{1}{2} \tan \theta \right)$$

$$y = \frac{6 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta}{F_s \cdot K_{AH} \cdot \gamma} \cdot \left(\frac{1}{2} \tan \theta - \frac{F_s \cdot K_{AH} \cdot q}{2 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta} \right)$$

$$= \frac{3 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta \cdot \tan \theta}{F_s \cdot K_{AH} \cdot \gamma} - \frac{3q}{\gamma}$$

- ここに、
- K_{AH} : 水平主働土圧係数
 - γ_s : ブロックの単位体積重量 (kN/m³)
 - F_s : 安全率
 - θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (°)
 - x_0 : 深さにおける示力線の位置 (m)
 - y : 壁天端からの長さ (m)
 - q : 上載荷重 (kN/m²)
 - γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)
 - b : ブロックの控え厚 (m)

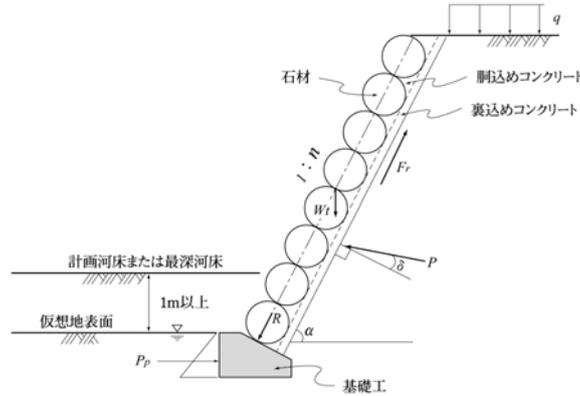


図 10-1-1 積み護岸と基礎工照査モデル図

10-1 積み護岸の最下端に作用する軸力

$$R = W_t \cdot \sin \alpha + P \cdot \sin \delta - F_r$$

ここに、R：積み護岸の最下端に作用する軸力 (kN)

W_t ：石積の自重と胴込および裏込めコンクリートの和 (kN)

P：土圧 (kN)

q：上載荷重 (kN/m²)

F_r ：石積護岸に作用する滑動抵抗力 (kN)

$$F_r = W_t \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi$$

α ：護岸が水平となす角 (°)

δ ：土圧作用面の壁面摩擦角 (°)

ϕ ：裏込め土の内部摩擦角 (°)

土圧作用面の壁面摩擦角

擁壁の種類	検討種類	摩擦角の種類	常時 壁面摩擦角 δ	地震時 壁面摩擦角 δ
重力式・もたれ式 など	安定性 部材応力	土と コンクリート	$\phi/3$	0
片持ばり式・控え壁式 など	安定性	土と土	ϕ	$\phi/2$
	部材応力	土と コンクリート	$\phi/3$	0

[道路橋示方書 I 共通編 2.2.6 より、道路土工—擁壁工指針]

10-2 基礎工に作用する力

a. 軸力 (R) および基礎の自重 (Wb)

b. 前面の受働土圧を考慮する場合

擁壁の設計では前面埋め戻し土による受働土圧を無視するのが一般的である。やむを得ず擁壁前面土の抵抗力を考慮する場合にはクーロン土圧公式を用いて、地表面より 1m 深く仮想地表面を設定して、仮想地表面から下に受働土圧 (Pp) を考慮する。[道路土工—擁壁工指針]

10-3 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\mu \cdot \Sigma V + 0.5P_p}{\Sigma H}$$

ここに、 ΣV : 基礎下面における全鉛直荷重 ($= R \cdot \sin \alpha + W_b$) (kN)

ΣH : 基礎下面における全水平荷重 ($= R \cdot \cos \alpha$) (kN)

μ : 基礎底面と地盤の間の摩擦係数 (P. 1-25 表 1-7-5 参照)

P_p : 受働土圧 (kN)

11 捨石工の根固工…… P. 6-20

[河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [I] 第1章 第4節 4.3]

捨石工は、隣接部材との一体性が弱く、個々の部材が敷き並べられている構造であり、単独の部材の安定に関する照査を行う。具体的手法としては、アメリカ工兵隊の基準にある捨石径の算定方法に基づいて照査するとよい。すなわち、部材に作用する掃流力が部材 (自然石) の移動限界を超えないものとして代表流速 V_0 と部材の大きさの関係を次式により定める。

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \cdot 2g[\rho_s/\rho - 1]} V_0^2$$

ここに、 V_0 : 代表流速 (m/s)

D_m : 石の平均粒径 (m)

ρ_s : 石の密度 (kg/m^3)

ρ : 水の密度 (kg/m^3)

g : 重力加速度 (m/s^2)

E_1 : 流れの乱れの強さを表す実験係数

比較的乱れが小さい流れの場合は、 $E_1=1.2$ 、乱れが大きい流れの場合は、 $E_1=0.86$ という値が示されている。

上式は水平面上の捨石について与えられるものであり、捨石を斜面角度 θ のり面に設置する場合には、粒径 D_m に対して斜面の補正係数 K を乗じた値 $K \cdot D_m$ を捨石径とする。

$$K = \frac{1}{\cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}}} \text{ ---- レーン (Lane) の式}$$

ここに、 ϕ は石材料の水中安息角 (自然石で 38° 程度、碎石では 41° 程度) である。

(計算例)

代表流速 $V_0 = 5.0 \text{ m/s}$

斜面角度 $\theta = 2^\circ \quad (1/30)$

石の密度 $\rho_s = 2.6 \text{ t/m}^3$

水の密度 $\rho = 1.0 \text{ t/m}^3$

$E_1 = 0.86$ (乱れが大きい流れの場合)

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \cdot 2g(\rho_s/\rho - 1)} V_0^2 = \frac{1}{0.86^2 \times 2 \times 9.8 \times (2.6/1.0 - 1)} \times 5.0^2 = 1.1 \text{ m}$$

$$K = \frac{1}{\cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}}} = \frac{1}{\cos 2^\circ \sqrt{1 - \frac{\tan^2 2^\circ}{\tan^2 38^\circ}}} = 1.00$$

従って、捨石径は $K \cdot D_m = 1.00 \times 1.1 = 1.1 \text{ m}$ となる

12-1 鋼製砂防堰堤 透過型砂防堰堤の種類と特徴

以下に、土石流区間に使用される透過型の鋼管フレーム構造の各型式の特徴について示す。

表 12-1-1 鋼管フレーム構造の特徴、適用範囲 (1/3)
: 土石流区間 (土石流・流木対策用)

格子形-2000C(格子形鋼製砂防堰堤含む)	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> 格子形-2000C(格子形鋼製砂防堰堤)は、約φ600mmもしくは約φ500mmの鋼管を立体格子状に組み合わせた剛結構造物であり、大規模な土石流に対しても安全な透過型堰堤である。 一部の部材が破損しても堰堤全体が崩壊しない、冗長性の高い構造である。 底板コンクリートを現河床勾配に合わせて施工することで、河道の連続性を保つことができ、魚道の設置も容易である。 格子型-2000Cは、下段部と上流部に分けて段階施工が可能である。 下段部と上流部に分けて段階施工が可能である。このため、鋼製部と非越流部のある高さまで施工すれば、早期に効果を発揮することができる。
鋼製スリット堰堤B型	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> 土石流の衝突角度が流心方向とずれても安定度の高い構造物とした、立体フレームタイプ。 礫および流木の衝突に対しては、礫や流木の運動エネルギーを鋼管のへこみおよび全体の塑性変形で吸収する。
J-スリット堰堤	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> 上流側部材を1:0.5、下流側部材を1:0.2とする鋼管で構成された三角フレーム構造。 土石流の捕捉は、適切な間隔に設定した最上流側縦・横部材に行い、集合運搬で流下して行く先頭部の巨礫を捕捉することで、後続流をも捕捉する機能を有する。 部材の安全性は、土石流流体力及び堆砂に対し、許容応力度法にて照査を行い、巨礫の衝突に対しては構成部材である鋼管の凹みとたわみ変形により照査する。
CBBO(CrossBeamButtressOpenDam)型砂防堰堤、HBBO ⁺ (Horizontal Beam Buttress Open Dam plus)型砂防堰堤	
写真	特徴
 <p>CBBO型砂防堰堤↑</p> <p>HBBO+型砂防堰堤→</p>	<ul style="list-style-type: none"> CBBO型は、土石流捕捉のための機能部材として、着脱可能な横ビームをメインに、その直前面にそれをクロスさせる形で、縦に鋼管ビームを配し、それを背後で支える構造部材として、直線形鋼矢板による鋼殻をまとったコンクリート扶壁を組み合わせた構造。 HBBO⁺型は、機能部材のうち縦ビームを最下段のみに配置することで、一連の設計施工の合理化を計ったCBBO型の改良タイプであり、開口部最下段より上段の縦ビームを割愛する代わりに、横ビームの間隔をD₉₅×0.75以下に配置している。 機能部材と構造部材の接合に高力ボルトや溶接などを一切用いず、直線鋼矢板の嵌合継手を活用することによって、設計施工の便宜を図るとともに、機能部材の着脱・交換を容易にしている。 構造部材の中核を占める扶壁構造体は、コンクリートを併用した合成鋼構造とし、高力ボルトや溶接等による接合手段を極力排除することによって設計施工の単純合理化を図っている。 HBBO+型は、土石流・流木対策設計技術指針(平成28年4月)が定める透過部断面構造ではないが、CBBO型と同様の土石流捕捉機能が確保される構造である。
鋼製スリット堰堤T型	
図面	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> 梁材および柱材から成る鋼管フレームは、基礎コンクリートおよび左右岸の非越流部コンクリート(複径間の場合はバットレスコンクリート)の3面で支持された平面格子構造。 梁材の両端部は、左右岸の非越流部コンクリートに予め埋め込まれた鞘管内へ挿入する構造とすることにより、施工性、メンテナンス性が向上し、温度応力の影響を受けないため部材断面を小さくすることで、また破損部材の交換作業が容易となる。

表 12-1-2 鋼管フレーム構造の特徴、適用範囲 (2/3)

: 土石流区間 (既設堰堤の流木対策用)

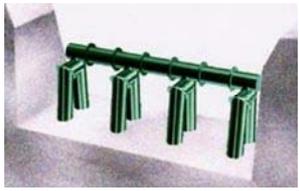
N型流木捕捉工	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> ・土石流危険渓流等における流木対策を目的に開発された流木捕捉工であり、既設砂防堰堤の本堤上に設置し流木捕捉機能を有する。 ・安定度の高い構造とするため、各フレームを横梁で連結し、また砂防堰堤の天端に設置しやすくなるための脚の間隔を狭くしている。 ・土石流危険渓流での設置となることから、土石流流体力や礫の衝突荷重にも耐えられる構造となっており、流木および礫の衝突に対しては、フレーム全体の変形により吸収する。

表 12-1-3 鋼管フレーム構造の特徴、適用範囲 (3/3)

: 掃流区間および土石流区間の副堰堤 (流木対策用)

鋼製スリット堰堤A型	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> ・A型状のフレームをコンクリート基礎に固定したものである。 ・流木または礫の運動エネルギーをフレーム全体の変形による吸収する。 ・横梁材がないため、捕捉礫・流木の除去が容易である。
h型流木捕捉工	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管による平面格子とバットレスの組合せ構造である。 ・基礎はコンクリートに根入れされた構造で、着脱不可。 ・各部材は支保工無しで自立し、部材の接合はボルト締めである。
△型流木止	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート充填鋼管による頭部連結および形鋼による底部連結構造。 ・頭部の連結は鋼板で囲んだヘッドフレーム部分が鉄骨とコンクリートによるSRC構造となっている。 ・鋼管部材のボルト連結部は、コンクリートに埋め込まれており、耐衝撃性に優れる。 ・単体の△型同士は、天端をストラットフレームで連結してあるため、流木や礫などが、流れ方向から偏心して衝突した際にも、十分な抵抗性能を有する。
流木捕捉工 D-スリット	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> ・基本形状は、鋼管で構成された三角フレーム構造。 ・断面形状を三角形状とすることで、荷重伝達が軸力構造となり、経済的な部材設計を可能とした。 ・部材の安定性は、静水圧に対して許容応力度法にて設計を行い、礫および流木の衝突に対しては鋼製部材である鋼管の凹みとたわみ変形により照査する。

12-2 鋼製砂防堰堤 不透過型砂防堰堤の種類と特徴…… P. 3-109

以下に、土石流区間に使用される不透過型の鋼製砂防堰堤の各型式の特徴について示す。

表 12-2-1 ダブルウォール構造の特徴、適用範囲

ダブルウォール堰堤	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> ・上流面、下流面に鋼矢板やエキスパンドメタルなどによるパネル壁材を設けて中詰めを行い、上・下流壁面材を自在性のあるジョイント部をもつタイロッドで連結した構造。 ・密に配置されたタイロッドにより、中詰材が補強された補強土フィル堰堤的な特徴をもち、堰堤全体の屈とう性に優れている。 ・堤体内に中間枠がなく、ブルドーザーやローラが堤体内を自由に走れるため、転圧が十分にでき施工速度も速い。 ・中詰材には現地発生土を使用でき、掘削土を再利用することで土砂運搬費の削減や環境面でも有利である。

表 14-2-2 セル構造の特徴、適用範囲

不透過型セグメントセル堰堤	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> ・セル構造の砂防堰堤は、鋼製セグメント(直線鋼矢板、鋼板)で構成された鋼製殻の中に、現地で発生する砂や礫を中詰めた構造。 ・セルの構造としては、鋼矢板セグメントセル式と鋼板セグメントセル式がある。 ・鋼矢板セグメントセル式は、短尺に分割した高張力継手を有する直線型鋼矢板を爪の嵌合のみの単純作業で組み立てていくボルトレス構造。 ・鋼板セグメントセル式は、鋼板を曲げ加工したパネルを順次円形状にボルトで組み立てる構造。

13既設砂防堰堤を利用した鋼製流木捕捉工…… P. 3-118

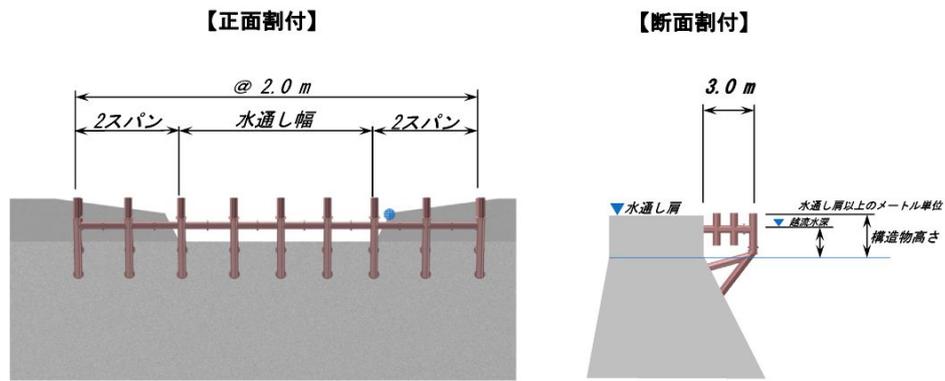
13-1 上流張出しタイプ

[sabo, vol. 123 技術ノート「鋼製砂防構造物について⑨ 流木捕捉工」,
(財)地すべり・技術センター 嶋 丈示]

既設砂防堰堤（本堤）を利用した鋼製流木捕捉工として、本堤に極力手を加えず、本堤の水通しの機能も損なわず、流木捕捉効果を付加する一つの工法として、本堤水通し部上流に張り出して設置する「上流張出しタイプ」がある。

不透過型砂防堰堤の水通しに直接流木捕捉工を設置する場合、既設の不透過型では水通し幅が狭い場合が多いため、常時流水により閉塞しやすくなる。

一方、「上流張出しタイプ」は、本堤水通し部の上流側に流木捕捉工を配置することで、流木捕捉効果が十分発揮できるように、流木捕捉工の幅を水通し幅より広く設けることができる。



※越流水深は土砂含有を考慮した流量により算出した値を用いる

図 13-1-1 上流張出しタイプ（既設堰堤堆砂敷未満砂タイプ） 概略図

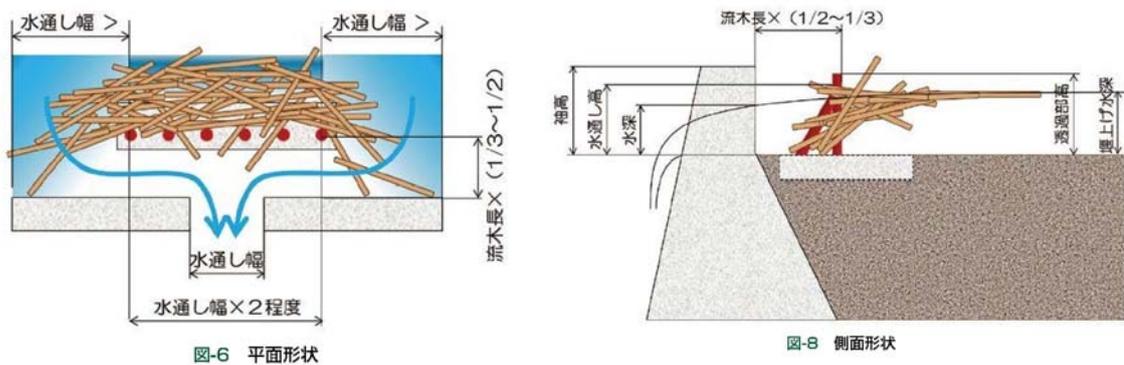


図 13-1-2 上流張出しタイプ（既設堰堤堆砂敷満砂タイプ） 概略図

14 仮設応急対策工

噴火時やその後の降雨に伴う土石流などの二次被害を防ぐため、また、土石流災害直後における緊急対策の砂防工事現場における安全確保のために、緊急的にブロック堰堤の設置や、柔構造物が仮設対策工として利用されている。

14-1 ブロック堰堤を用いた応急対策工

コンクリートブロックを用いた砂防堰堤について、緊急的にブロック堰堤を設置する際には、流水により堰堤の基礎及び下流側が侵食または洗掘されて、ブロック堰堤が変形して流出することがないように、下記の対応を行う。

- ① ブロック堰堤を施工する際には、堰堤基礎及び下流側の地盤状況を確認し、原則として侵食防止のため、堰堤基礎及び下流側にコンクリートやソイルセメントを敷設し、ブロック堰堤が変形して流出することがないように、適切な対策を行うこと。
- ② 特に、下流側についてはコンクリート部の下流端付近で侵食が発生しやすいことから、コンクリートやソイルセメントの敷設は、下流側に十分な延長を確保すること。



図 14-1-1 ブロック堰堤破損状況（事例）

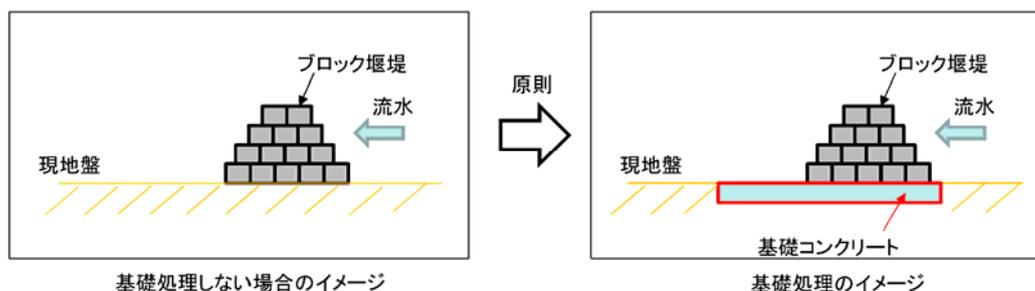


図 14-1-2 基礎処理 イメージ図

14-2 強靱ワイヤーネット工（柔構造物）

強靱ワイヤーネット工は、柔構造物としての特長をいかして、変形量を大きく許容することで、土石流・流木の衝撃力を吸収する能力を高める工法である。設置時の河床掘削が少なく、構造部材は軽量であるため現地搬入と設置が容易であり、短期間で設置が可能である。

一般に仮設構造物として使用されており、土石流災害直後の復旧工事の安全確保対策や砂防工事現場の安全対策として活用されている。

平成 30 年西日本豪雨災害や平成 26 年南木曾土石流災害等の応急対策工として実績がある。



写真 16-2-1 強靱ワイヤーネット工(事例)

15 コスト縮減施策例

15-1 計画手法の見直し

15-1-1 下流のり勾配

従来の砂防堰堤は下流側が急勾配で設計されている。これを見なおし、砂防堰堤のうち流出土砂の粒径が小さく、土砂の流出が少ない場合で、前のり部の損傷の恐れが少ないものについては前のりを緩勾配とすることにより、同じ外力に対して堤体積の小さい砂防堰堤を施工することが可能となる。

ただし、土石流区域に設置される堰堤では、下流のりを緩くする条件があるので留意する。（「第 3 編 第 3 章 不透過型堰堤 6-2 下流のり」参照）

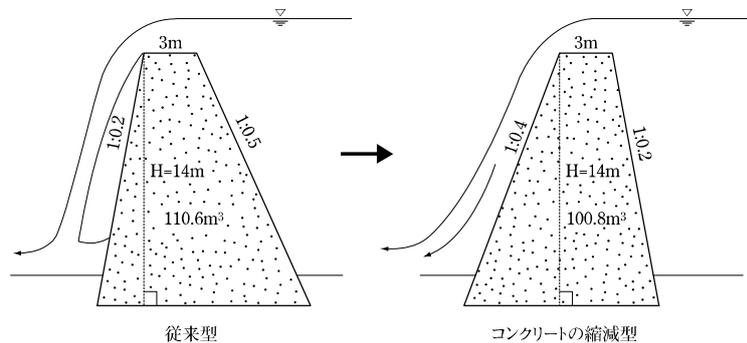


図 15-1-1 砂防堰堤断面図

15-2 技術基準等の見直し

15-2-1 補強土壁工法

ジオテキスタイル等（合成高分子材料を用いて造られた透水性をもつ土木用繊維製品と関連製品）を用いた補強土工法であり主として道路工事等において盛土補強工法（法面勾配 1 : 1.0 より緩い盛土に適用）、補強土壁工法（法面勾配 1 : 1.0 より急な盛土に適用）に用いられている。

設計については、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル(改訂版) 土木研究センター」を参考にされたい。



15-2-2 転石利用

現地から転石を採取し中詰めとして活用して、コンクリート量を節約した砂防堰堤。（一般的に「新粗石コンクリート工法」と呼ばれる）



15-2-3 現地発生材の利用

中詰め材として現地の土砂礫を用いた鋼製砂防堰堤（ダブルウォール堰堤）。（土石流区域の堰堤工とする場合は、中詰め材を砂防ソイルセメント等により固化することが必要である）



15-2-4 砂防工事における間伐材の利用

- ① 柵工の天端に間伐材を利用した施工例 ② 間伐材を利用した水路工の施工例



- ③ 間伐材を利用した砂防堰堤の施工



16 砂防堰堤における小水力発電設備

近年の環境負荷、二酸化炭素排出量軽減の推進策として、砂防堰堤における小水力発電のための設備が考えられるようになってきている。

持続的に流水が存在する溪流に設定されている砂防堰堤においては、その流水落下を利用した発電が可能であり、水力発電の発生電力は、2地点間の標高差（落差）と流れる水の量（流量）の関係により決定され、次式によりどれだけの電力を発生させる可能性があるのか計算できる。

$$[\text{発生電力(kw)}] = 9.8 \times [\text{流量(m}^3/\text{s)}] \times [\text{落差(m)}]$$

小水力発電設備については、電力供給先のニーズ、地形的な状況や、維持管理等を考慮した上で、設置可能性について検討することとする。

なお、砂防堰堤における小水力発電に関しては、「既設砂防堰堤を活用した小水力発電ガイドライン(案) 平成22年2月 国土交通省砂防部保全課」を参照とする。