

## 4. 本体の設計

### 4.1 天端幅

天端幅は、堰堤位置付近の河床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう決定するものとする。

#### 解 説

#### 4.1.1 水通し天端幅

砂防堰堤の水通し天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の磨耗等にも耐えるような幅とする必要がある。このため、重力式コンクリート堰堤の天端幅は、一般に表 9-4-14に示す値を用いる。しかし、アーチ式コンクリート堰堤では、構造上から必要となる堤頂部のアーチリング厚から天端幅を定める場合もある。

また、土石流・流木対策型の場合は、本体材料が無筋コンクリート製の場合は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、天端幅は3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には別途緩衝材や盛土による保護、鉄筋・鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。

表 9-4-14 天端幅

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

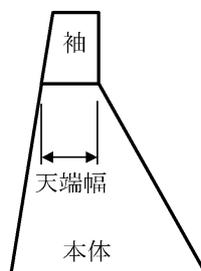


図 9-4-20 砂防堰堤側面図と部位名称 (天端幅)

#### 4.1.2 小規模溪流における天端幅

小規模溪流であって、支溪流の合流がない溪流における天端幅は、計画地点の河床構成材料、流出形態、対象流量等を考慮して決定するものとし、衝突する最大礫径の2倍を原則とするが、1.5m以上とする。

## 4.2 断面形状

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

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

### 解 説

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

非越流部では、落下砂礫の衝撃及び磨耗を考慮する必要がないので、下流面勾配を緩くすることができる。非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性及び施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリート全容量の1割以上の低減を目安として検討する場合が多い。

越流部は、堰堤上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく渇水期に空虚に近い状態となる堰堤では、下流側から働く地震時慣性力に対して安定性を欠く恐れもあり、そのような状態が想定される堰堤では、上流面に多少のり勾配を付ける必要がある。

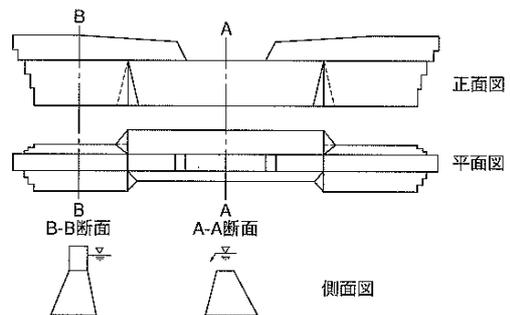


図 9-4-21 逆断面堰堤の概念

### 4.2.1 下流のり勾配

砂防堰堤の下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにし、越流部における下流のりの勾配は一般に 1 : 0.2 とする。

なお、粒径が細かく、中小出水においても土砂流出が少なく流域面積の小さい溪流では、これより緩くすることができる。

### 解 説

下流のり勾配を緩くする場合は、土砂が活発に流送され始める流速  $U$  (m/s) と、堰堤高  $H$  (m) より、次式で求められる勾配よりも急にする。ただし、1 : 1.0 を上限とする。

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

土砂が活発に流送され始める流速  $U$  (m/s) は、設計外力で用いた流速の50%程度とする。堰堤高が高くなると  $L/H$  の値は小さくなるが、1 : 0.2 を下限とする。

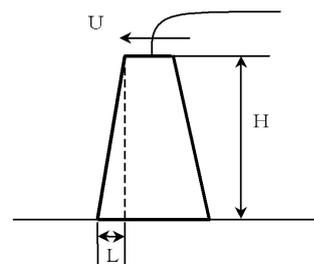


図 9-4-22 下流のり勾配

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

$$\begin{aligned} & \{\gamma - \mu(1 + a)\}n^2 + \{[2(1 + 2a + \epsilon^2\delta)m + \gamma\{\beta(3 + 4\tau) - K\} \\ & - 2\mu(1 + a)(m + \beta)]n + \{(1 + a)(1 - \mu) + \delta(2\epsilon^2 - \epsilon^3)\}m^2 + \\ & [2\beta\{1 + 2a - \gamma\tau + \epsilon^3\delta - \mu(1 + a)\} - \gamma K]m + \beta^2\{\gamma(1 + \tau) - \\ & \mu(1 + a)\} - 3\gamma K\beta(1 + \tau)^2 - (1 + a)^3\left(1 + \frac{7}{5}K\right) - \epsilon^3\delta C_e = 0 \end{aligned}$$

$H_2$ : 袖高 (m)

$\tau$ :  $H_2/H$

その他の記号は、越流部断面の上流のり勾配を求める式を参照

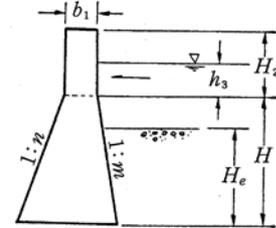


図 9-4-23 非越流部断面

#### 4.2.2 上流のり勾配

不透過型及び部分透過型砂防堰堤の上流のり勾配は、安定計算により決定し、1 : 0.2 を下限とする。  
 透過型砂防堰堤の上流のり勾配は、土砂及び流木の捕捉上、支障がないように、1 : 0.2~0.3 程度とするのがよい。

#### 解説

不透過型及び部分透過型砂防堰堤の上流のり勾配は、安定計算により本章第3節4.4 に示す安定条件を満足する勾配とする。ただし、のり勾配が1 : 0.2よりも急勾配で安定条件を満足する場合でも、1 : 0.2を下限とする。

また、透過型砂防堰堤は、砂防堰堤として計画する経済的な断面を原則とするが、透過部が土石流先頭部を流下する巨礫により閉塞され易くし、土砂及び流木の捕捉機能を発揮させるとともに、地震時にも配慮して、上流のり勾配は1 : 0.2~0.3程度とするのがよい。従って、下流のり勾配は、上流のり勾配を決定した後に、安定計算により定めるものとする。

越流部の上流のり勾配を求める場合は、次式を参考として安定計算により定めることができる。

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

$m$ : 上流のり勾配

$n$ : 下流のり勾配

$b_1$ : 天端幅 (m)

$H$ : ダム高 (m)

$h_2$ : 下流側水深 (m)

$h_3$ : 越流水深 (m)

$H_e$ : 堆砂深 (m)

$K$ : 設計震度

$C_e$ : 土圧係数

$\mu$ : 揚圧力係数

$\alpha$ :  $h_3/H$

$\beta$ :  $b_1/H$

$\epsilon$ :  $H_e/H$

$\omega$ :  $h_2/H$

$\gamma$ :  $W_c/W_0$

$\delta$ :  $W_{s1}/W_0$

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

$W_{s1}$ : 堆砂の水中における単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>) {kN/m<sup>3</sup>}

$W_0$ : 流水の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>) {kN/m<sup>3</sup>}

洪水時の場合は $K=0$ 、平常時の場合は $h_3=0$ とし、15m以上の堰堤については、平常時及び洪水時について計算を行い、安全側の断面を採用する。

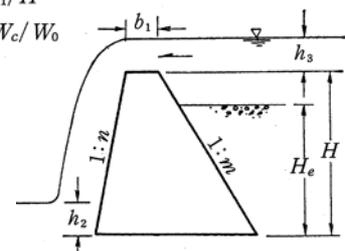


図 9-4-24 越流部断面

## 4.3 安定計算に用いる荷重及び数値

### 4.3.1 安定計算に用いる荷重

砂防堰堤の安定計算に用いる荷重は、不透過型・透過型、土石流・流木対策型かそれ以外の堰堤か、更に、堰堤の高さ、越流部・非越流部等の組み合わせから選択するものとする。

土石流・流木対策型砂防堰堤の設計で考慮する設計外力は、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧と「土石流及び土砂とともに流出する流木による荷重」（以後、土石流荷重という）である。

土石流荷重は、土石流及び土砂とともに流出する流木による流体力（以後、土石流流体力という）と礫及び流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので、砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみを取りあげ、礫及び流木の衝突による力は必要に応じて、天端幅の設計等で考慮する。

#### 解 説

#### (1) 掃流区間に設置する不透過型砂防堰堤

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

表 9-4-15 設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型以外）

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

#### (2) 土石流・流木対策型砂防堰堤

土石流・流木対策型砂防堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。

#### ① 土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤の場合

不透過型砂防堰堤の越流部及び非越流部の設計荷重の組合わせを、表 9-4-16に示す。

表 9-4-16 不透過型砂防堰堤（越流部・非越流部）の設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型）

堰 堤 高	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
堰堤高 15m 未満		自重、静水圧、堆砂圧、土石流流体力	自重、静水圧
堰堤高 15m 以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力

※堰堤高 15m 未満の砂防堰堤は、兵庫県南部地震をはじめとして過去に発生した大きな地震において、砂防堰堤の機能を喪失し、被災が原因で周辺家屋等に直接的な災害や二次被害を引き起こすような重大な被害は生じていない。また、動的解析の結果、引張応力、圧縮応力及び滑動に対して安全性は確保されていると判断される。

土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤の越流部の設計外力図を図 9-4-25、非越流部の設計外力図を図 9-4-26に示す。

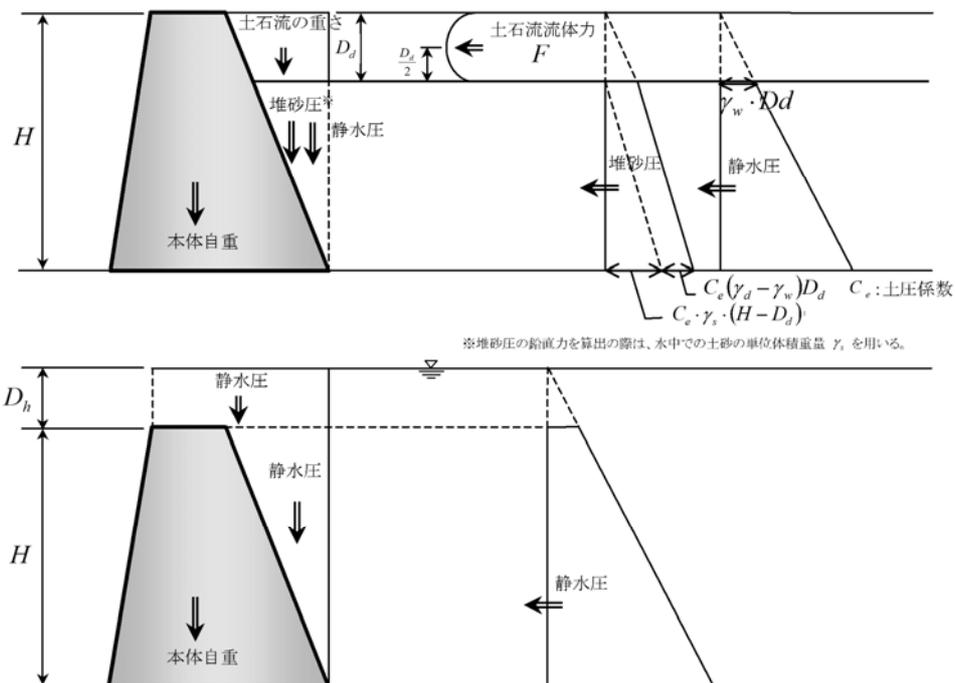


図 9-4-25 不透過型砂防堰堤（越流部）の設計外力図（土石流・流木対策型）  
（ $H < 15\text{m}$ （上段：土石流時、下段：洪水時））

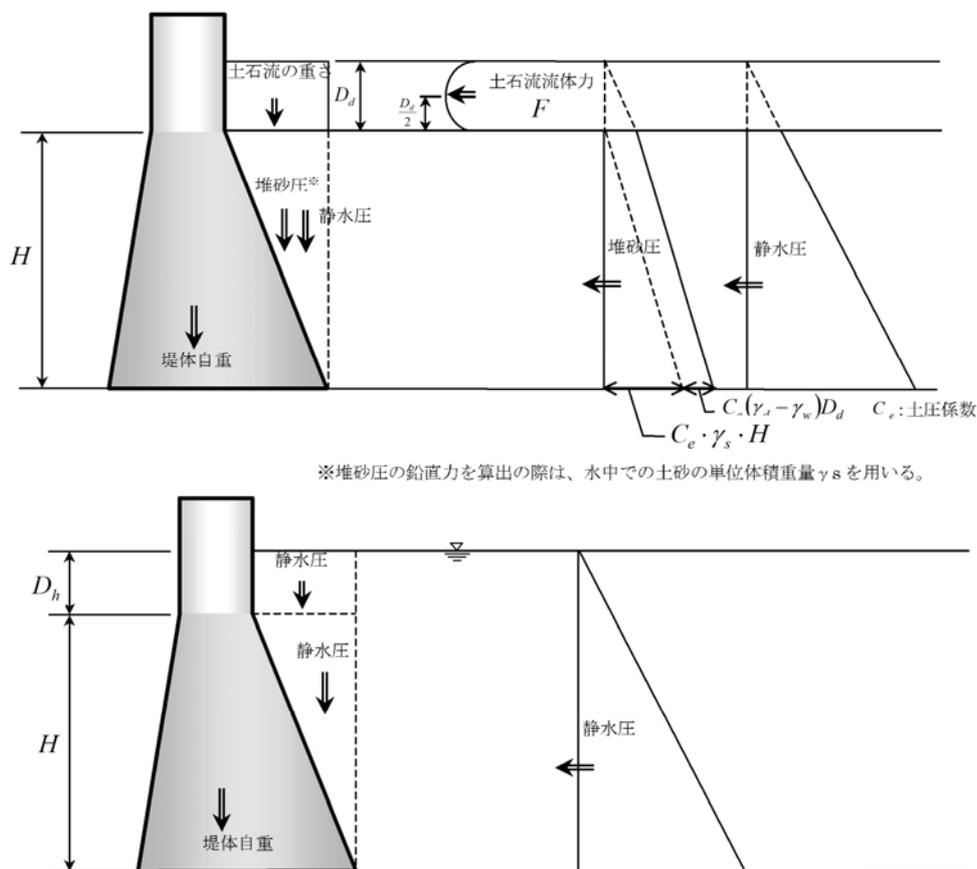


図 9-4-26 不透過型砂防堰堤（非越流部）の設計外力図（土石流・流木対策型）  
（ $H < 15\text{m}$ （上段：土石流時、下段：洪水時））

② 土石流・流木対策型の透過型砂防堰堤の場合

透過型砂防堰堤の越流部の設計荷重の組合わせを表 9-4-17、非越流部の設計荷重の組合わせを表 9-4-18に示す。

透過部の自重は、透過部分には砂礫及び水が無い状態で算出する。

表 9-4-17 透過型砂防堰堤（越流部）の設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型）

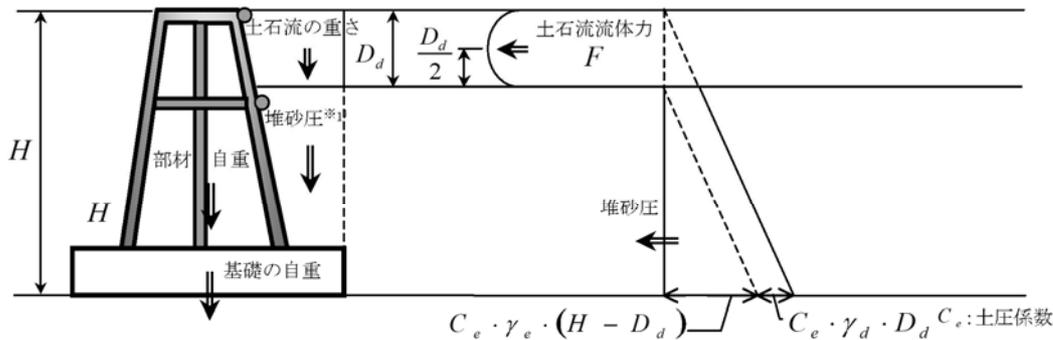
堰堤高	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m未満		自重、堆砂圧、 土石流流体力	
堰堤高 15m以上		自重、堆砂圧、 土石流流体力	

※15m以上の透過型砂防堰堤において、透過部の安定条件は15m以下の場合と同様とする。また、非越流部については、一般に上流側ののり勾配が急な場合が多いため、未満砂の状態のときに下流側から地震時慣性力が作用する状態についても安全性を検討する。

表 9-4-18 透過型砂防堰堤（非越流部）の設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型）

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

土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤の越流部の設計外力図を図 9-4-27に示す。非越流部の設計外力図は不透過型砂防堰堤の図 9-4-26の土石流時と同様である。



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

図 9-4-27 透過型砂防堰堤（越流部）の設計外力図（土石流時）（土石流・流木対策型）

③ 土石流・流木対策型の部分透過型砂防堰堤の場合

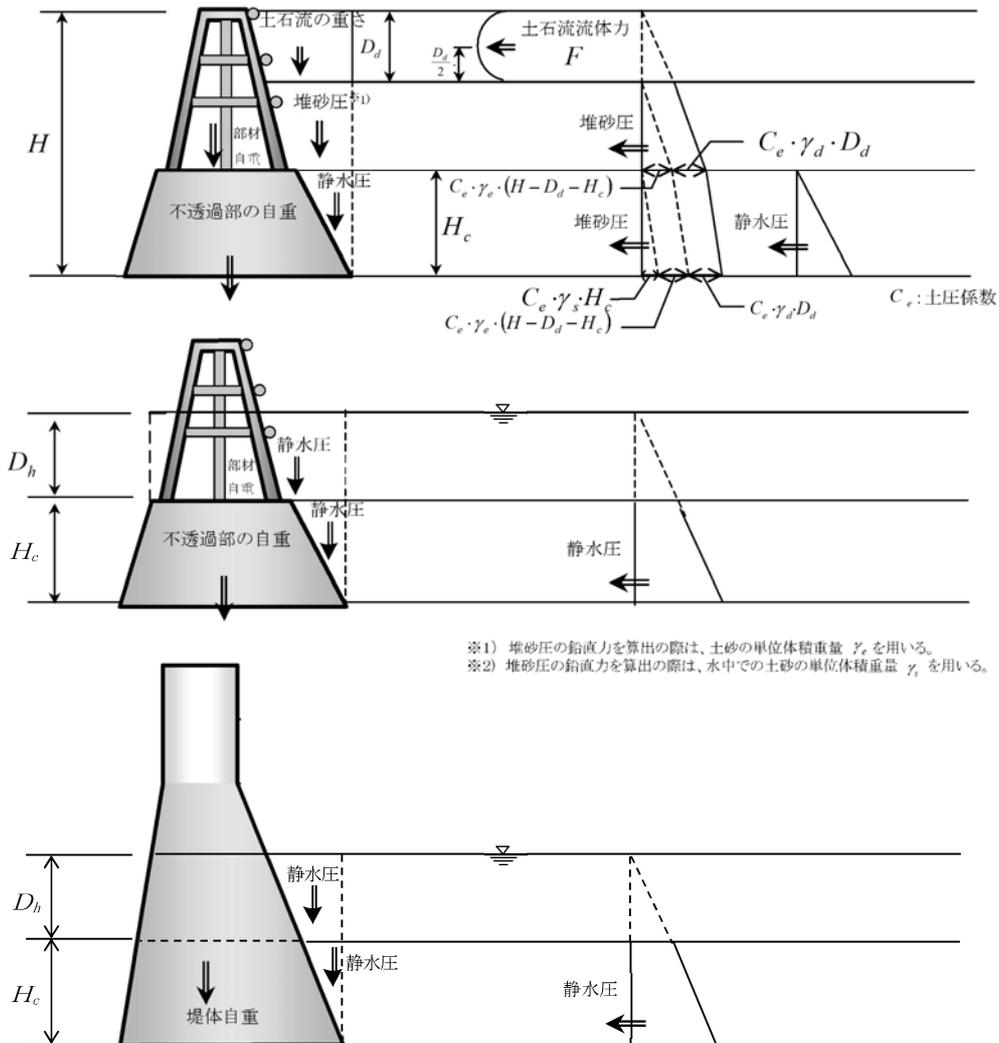
部分透過型砂防堰堤の越流部の設計荷重の組合わせを表 9-4-19に示す。非越流部の設計荷重の組合わせは、不透過型砂防堰堤の表 9-4-16と同様である。

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

表 9-4-19 部分透過型砂防堰堤の設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型）

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

土石流・流木対策型不透過型砂防堰堤の越流部、及び洪水時の非越流部の設計外力図を図 9-4-28に示す。非越流部の土石流時の設計外力図は、不透過型砂防堰堤の図 9-4-26の土石流時と同様である。



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

図 9-4-28 部分透過型砂防堰堤の設計外力図（土石流・流木対策型）  
 （ $H < 15m$  上段：越流部 土石流時、中段：越流部 洪水時、下段：非越流部 洪水時）

### 4.3.2 安定計算に用いる設計外力

#### (1) 自重

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

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

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

$\gamma_{rc}$  : 見かけのコンクリート単位体積重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

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

$V_c$  : 越流部を不透過構造として計算される堰体ブロックの体積 ( $\text{m}^3$ )

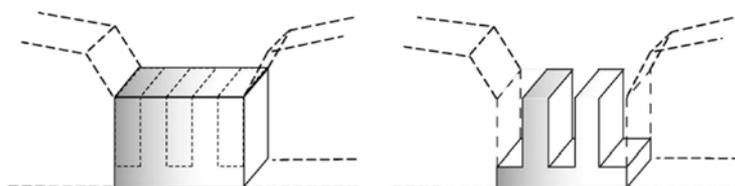


図 9-4-29 コンクリートスリット部における水通しの堰体積

#### (2) 静水圧

静水圧は、次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に水通し天端高とし、洪水時は水通し天端高に越流水深を加算するものとする。

$$P = W_o \times H_w$$

$P$  : 静水圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

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

$H_w$  : 任意の点の水深 (m)

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

#### (3) 堆砂圧

堆砂圧は、次式により求められる。ただし、堆砂圧を算定するための堆砂面は、完成時に想定される堆砂高とし、アーチ式コンクリート堰堤については、満砂時についても考慮する必要がある。

$$P_{ev} = W_{sl} \times h_e$$

$$P_{eff} = C_e \times W_{sl} \times h_e$$

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

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

$C_e$  : 土圧係数 (0.3 ~ 0.6)       $C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$

$W_{sl}$  : 水中堆砂単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)       $W_{sl} = W_s - (1 - \nu) W_o$

$h_e$  : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

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

$\nu$  : 堆砂空隙率 (0.3 ~ 0.45)       $\nu = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$

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

$W_o$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

土石流時の堆砂圧は、堆砂面上の土石流重量が上載荷重となり、この上載荷重による土圧を加えた大きさとなる。

$$\text{上載荷重} = C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d$$

$C_e$  : 土圧係数 (0.3 ~ 0.6)       $C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$

$D_d$  : 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)

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

$\gamma_s$  : 水中での土砂の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)       $\gamma_s = C_* (\sigma - \rho) g$  (一般に 8.24 kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)       $\gamma_w = \rho \cdot g$

(堰堤高が 15m未満の場合は 11.77kN/m<sup>3</sup>程度、15m以上の場合は 9.81kN/m<sup>3</sup>程度)

$C_*$  : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6 程度)

$\rho$  : 水の密度 (kg/m<sup>3</sup>)       $\rho = 1,200\text{kg/m}^3$ 程度

$\sigma$  : 礫の密度 (kg/m<sup>3</sup>)       $\sigma = 2,600\text{kg/m}^3$ 程度

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)       $g = 9.81\text{m/s}^2$

#### (4) 揚圧力

揚圧力は、堰堤堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表 9-4-20を基準として計算する。

表 9-4-20 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端 (kN/m <sup>2</sup> )	下流端 (kN/m <sup>2</sup> )
岩盤	$(h_2 + \mu \Delta h) W_o$	$h_2 \cdot W_o$
砂礫盤	$h_1 \cdot W_o$	$h_2 \cdot W_o$

$\mu$  : 揚圧力係数

$h_1$  : 堰堤上流側水深 (m)

$h_2$  : 堰堤下流側水深 (m)

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

$W_o$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

任意の点 (X) における揚圧力は次式による。

$$U_x = [h_2 + \mu \cdot \Delta h \times (1 - (x/L) \cdot m^3)] W_0$$

$U_x$ : X地点の揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$ : 全浸透経路 (m)  $L = b_2$

ただし、止水壁等を設ける場合は、 $L = b_2 + 2d$

$b_2$ : 堤底幅 (m)

$d$ : 止水壁の長さ (m)

$x$ : 上流端から X地点までの浸透経路長 (m)

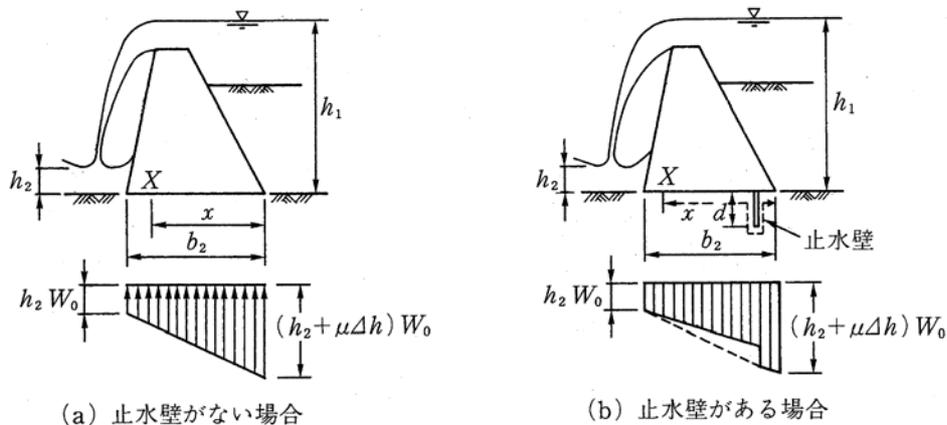


図 9-4-30 揚圧力の分布

### (5) 地震時慣性力

地震時慣性力は、堤体に水平方向に作用するものとし、堰堤の自重に設計震度を乗じた値として次式により求められる。

$$I = K \times W$$

$I$ : 単位幅あたりの堰堤堤体に作用する地震時慣性力 (kN/m)

$K$ : 設計震度

$W$ : 単位幅あたりの堰堤堤体の自重 (kN/m)

設計震度は、表 9-4-21に掲げる値以上で、基礎地盤の状況等も勘案して決定する必要がある。

表 9-4-21 設計震度

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

強震帯及び中震帯地域とは弱震帯地域を除く地域とする。長野県は強震帯及び中震帯地域に属する。

(6) 地震時動水圧

地震時動水圧は、堰堤の堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、その値は、次式により求められる。

① 砂防堰堤の上流面が傾斜している場合の式 (Zangerの式)

$$P_x = C \times W_o \times K \times H$$

$$C = 1/2 \times C_m \times [1/H \times h_x \times (2 - h_x/H) + \{1/H \times 2 - h_x/H\}^{1/2}]$$

$$P_d = 1/2 \times \eta \times C_m \times W_o \times K \times H^2 \times \sec \theta$$

$$h_d = \lambda \times h_x$$

$P_x$ : 地点の地震時動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_d$ : 貯留水面から x 地点までの全地震時動水圧 (kN/m)

$W_o$ : 貯留水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$K$ : 設計震度

$H$ : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

$h_x$ : 貯留水面から x 地点までの水深 (m)

$C_m$ :  $C$ が最大となるとき ( $P_x$ が最大) の  $C$ の値 (図 9-4-31 (a) 参照)

$h_d$ : x 地点から  $P_d$ の作用点までの高さ (m)

$\eta$ 、 $\lambda$ : 図 9-4-31 (c) から求められる係数

$C$ : 圧力係数

② 砂防堰堤の上流面が、鉛直の場合の式 (Westergaardの近似式)

$$P_x = 7/8 \times W_o \times K \times (H \cdot h_x)^{1/2}$$

$$P_d = 7/12 \times W_o \times K \times H^{1/2} \times h_x^{3/2}$$

$$H_d = 2/5 \times h_x$$

なお、上流面が鉛直に近い場合は、本式を適用しても差し支えない。

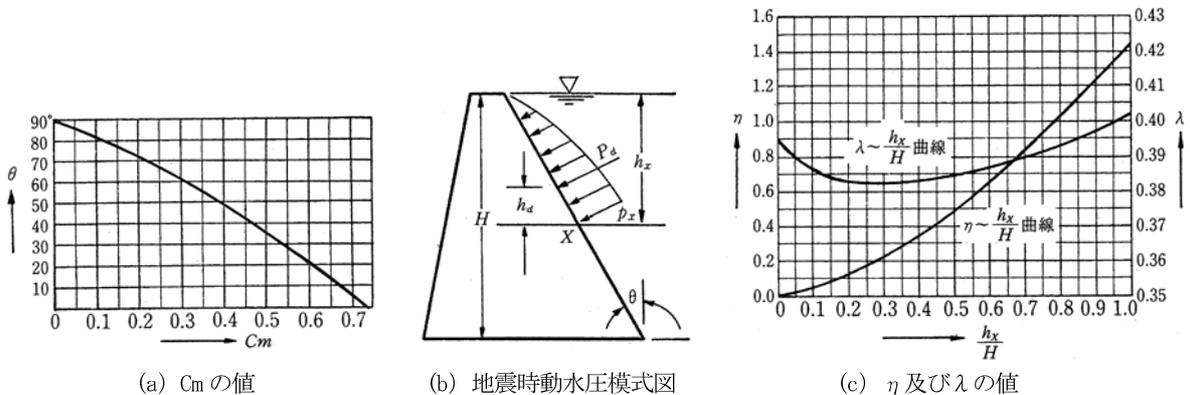


図 9-4-31 地震時動水圧の係数

## (7) 温度荷重

アーチ式コンクリート以外の砂防堰堤は、温度荷重による応力は小さいので無視して差し支えない。

アーチ式コンクリート砂防堰堤の温度荷重は、収縮継目グラウチングの後に予想される堤体の内部温度の変化に基づき決定するものとする。アーチ式コンクリート砂防堰堤の場合、温度上昇による曲げモーメントならびに半径方向せん断力は、水圧荷重等による曲げモーメント及び半径方向せん断力と向きが反対となるため、堤体設計上は安全側になる。また、温度上昇によるアーチ推力は、水圧荷重等によるアーチ推力と同じ向きになるが、この値は一般に堤体の内部応力の安全性を脅かすものではない。

温度降下による曲げモーメントならびに半径方向せん断力は、水圧荷重等による曲げモーメント及び半径方向せん断力と同じ向きになり、またアーチ推力は引張応力を生じさせる向きに作用する。従って、堤体の応力計算を行う場合は、一般にアーチ作用が確保された後の温度降下のみを考慮すればよい。ただし、基礎岩盤の安定性を検討する場合は、アーチスラストが増加する温度上昇時の検討が必要となる。

堤体内部の温度による応力を求める場合には、一般に以下の項目について考慮する必要がある。

- ① 断面内の平均温度の変化
- ② 上下流方向の温度勾配の変化
- ③ 上下流面表面近くに形成される温度勾配の変化

このうち、断面内の平均温度の変化は、堰堤のたわみ、アーチ推力、アーチの曲げモーメント及び片持ばりの曲げモーメントに大きな影響を与える。

また、上下流方向の温度勾配の変化は、アーチの曲げモーメントにはかなりの影響を与えるが、堰堤のたわみ及びアーチ推力に及ぼす影響は小さい。

設計には①、②を併せて考慮するのが原則とするが②を無視した設計を行う場合には、クラウンで  $0.981 \text{ N/mm}^2$  の応力増加を見込む必要がある。上下流面表面付近に形成される温度勾配による応力は局所的な応力であり、通常無視してよい。

## (8) 土石流流体力

土石流流体力は、本章第2節3.2～3.4に示す方法にて算出する。

土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深 ( $D_d$ ) 分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する（土石流・流木対策型の各堰堤型式の設計外力図（土石流時）参照）。

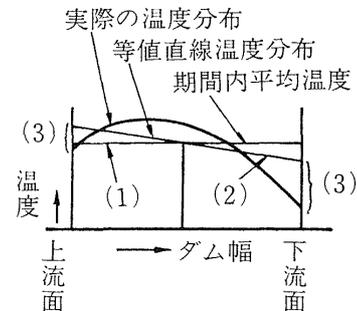


図 9-4-32 温度応力の考え方

### 4.3.3 安定計算に用いる数値

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、必要に応じて、実測により求めるものとする。

#### 解 説

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

- ① 砂防堰堤用無筋コンクリートの単位体積重量 ( $W_c$ ) : 22.56 kN/m<sup>3</sup>
- ② 透過型砂防堰堤の鋼材の単位体積重量 : 77 kN/m<sup>3</sup>
- ③ 流水の単位体積重量 ( $\gamma_w$ ) :  $\gamma_w = \rho \cdot g$  (9.81 ~ 17.65 kN/m<sup>3</sup>)  
 ただし、堤高(H)  $\geq$  15mのとき 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
 堤高(H) < 15mのとき 11.77 kN/m<sup>3</sup>  
 を標準とし、異常な土砂流出を示す河川ではその状況に応じて定める。
- ④ 堆砂見掛単位体積重量 ( $W_s$ ) : 14.71 ~ 17.64 kN/m<sup>3</sup>
- ⑤ 水中堆砂単位体積重量 (平常時) ( $W_{sl}$ ) :  $W_{sl} = W_s - (1 - \nu) \cdot \gamma_w$
- ⑥ 水中での土砂の単位体積重量 (土石流時) ( $\gamma_s$ ) :  $\gamma_s = C_* \cdot (\sigma - \rho) \cdot g$  (一般に 8.24 kN/m<sup>3</sup>)
- ⑦ 土石流の単位体積重量 ( $\gamma_d$ ) :  $\gamma_d = \{\sigma \times C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\} \times g$  (本章第2節3.3 参照)
- ⑧ 土砂の単位体積重量 (土石流時) ( $\gamma_e$ ) :  $\gamma_e = C_* \cdot \rho \cdot g$  (透過型・部分透過型砂防堰堤の越流部)
- ⑨ 土石流中の砂礫の単位体積重量 ( $\gamma_r$ ) :  $\gamma_r = \gamma_d - \gamma_w$
- ⑩ 堆砂空隙率 ( $\nu$ ) :  $\nu = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$  (一般に 0.3 ~ 0.45)
- ⑪ 土圧係数 ( $C_e$ ) :  $C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$  (0.3 ~ 0.6)
- ⑫ 揚圧力係数 ( $\mu$ ) : 1/3 ~ 1.0 (一般に1/3を用いる場合が多い)
- ⑬ コンクリートのせん断強度 ( $\tau_0$ ) :  $f'_{cd} / 5$  (N/mm<sup>2</sup>) (表 9-4-22参照)
- ⑭ コンクリートの許容圧縮応力度 ( $\sigma_{sa}$ ) :  $f'_{ck} / 4 \leq 5.5$  (N/mm<sup>2</sup>)
- ⑮ コンクリートの許容曲げ引張応力度 ( $\sigma_{ca}'$ ) :  $f'_{ck} / 80$  (N/mm<sup>2</sup>)
- ⑯ コンクリートの許容支圧応力度 ( $\sigma_{ba}$ ) :  $0.3 f'_{ck}$  (N/mm<sup>2</sup>)

$f'_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度

表 9-4-22 コンクリートの設計圧縮強度  $f'_{cd}$  (N/mm<sup>2</sup>)

設計基準強度 $f'_{ck}$	18	21	24	30	40	60	80
設計圧縮強度 $f'_{cd}$	13.8	16.1	18.5	23.1	30.8	40.0	53.3

鋼製枠構造、セル構造等の鋼製砂防堰堤や砂防ソイルセメント構造の砂防堰堤に用いる中詰材や砂防ソイルセメントの単位体積重量は、第2章第9節3の調査方法を参考に、現地発生土砂の調査や試験を行った上で設定する。また、透過型砂防堰堤の鋼管フレームに使用する鋼材の許容応力度は、鋼材の種類に応じて「鋼製砂防構造物設計便覧」等を参考に適切な値を用いて計算を行う。

## 4.4 重力式堰堤の安定条件

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

堤体の安定計算においては、次の条件を満足するものとする。

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

### 解 説

#### (1) 転 倒

堰堤堤底において引張応力を生じさせないように、堰堤の自重及び外力の合力が堤底の中央1/3以内に入るようにしなければならない。このようにすることにより、同時に転倒に対する安全性も確保される。この場合の安定計算に用いる荷重は、原則として、本章第3節4.3.1に示す安定計算に用いる数値を採用する。

#### (2) 滑 動

堰堤のいかなる部分に対しても滑動に対して安全でなければならない。堰堤の堤体と基礎地盤との接触面における滑動に対する安全性は、一般に次式により確かめられる。

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

$n$  : 安全率（一般に岩盤基礎の場合は、せん断強度が大きくまた十分な圧縮強度が得られるため高い堰堤とすることが多く、堰堤の規模等を考慮して $n=4.0$ としている。しかし、砂礫盤基礎においてはせん断強度が小さいため、一般に式の $\tau_0 \cdot l$ を無視して計算する 경우가多く、また高い圧縮強度が期待できないため堰堤高15m未満とするのが原則で、 $n=1.2$ としているが、堰堤高15m以上とする場合は堰堤の規模等を考慮し $n=1.5$ としている。）

$f$  : 摩擦係数（表 9-4-28 参照）

$V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力（kN/m）

$H$  : 単位幅あたり断面に作用する水平力（kN/m）

$\tau_0$  : 堤体又は基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度（kN/m<sup>2</sup>）（表 9-4-26 参照）

$l$  : せん断抵抗を期待できる長さ（堤底長）（m）

### (3) 破 壊

堤体及び基礎地盤の破壊に対する安全性については、以下について検討する。

- ① 堤体破壊に対しては、堤体の任意の箇所の最大圧縮及び引張応力度が、その許容圧縮及び引張応力度を超過しないことが必要である。
- ② 基礎地盤の破壊に対しては、堤体底面の最大圧縮応力度が、基礎地盤の許容支持応力度を超過しないことが必要である。この場合の最大圧縮応力度の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

堰堤の上流端又は下流端における鉛直応力は、次式により求められる。

$$x = M / V$$

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \cdot \left( 1 \pm \frac{6e}{b_2} \right)$$

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

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

$V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

$H$  : 単位幅あたり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

$b_2$  : 堤底幅 (m)

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

$e$  : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)  $e = x - b_2/2$

$6e/b_2 > 1$  のときには、堤底上流端に引張応力が発生する。原則として引張応力を認めないため、合力の作用点を安全に確認する面の中央1/3以内におさめるよう断面を定める。よって、次式となる。

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

なお、基礎地盤が砂礫の場合は、(1)、(2)のほかに、クイックサンド及びパイピングに対する安全性も検討する必要がある (本章第3節4.6.2 基礎処理を参照)。

砂防堰堤の施工時には、基礎地盤が堤体底面の最大圧縮応力度を上回る許容支持力を有していることを確認するため、平板載荷試験を行う。平板載荷試験は、一般的に最大圧縮応力度が最大となる水通し中心付近の渓床部だけでなく、地質や堤体断面が変わる複数の地点で実施すること。

また、鋼製枠構造、セル構造等の鋼製砂防堰堤や砂防ソイルセメント構造の砂防堰堤では、堤体の安定計算の他、本体を構成する部材ごとに応力度等の照査が必要となる。構造計算条件及びその方法については、「鋼製砂防構造物設計便覧」に準拠する。

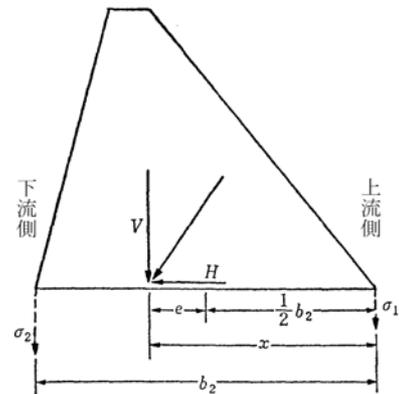


図 9-4-33 砂防堰堤断面に作用する力

## 4.5 透過部（部分透過部）の構造検討

### 4.5.1 構造検討条件

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

#### 解 説

透過型砂防堰堤は、透過部の部材の強度の安全を確認しなければならない。また、土石流のように不確定要素が大きく、不確実な事象でありながら甚大な被害を与える土砂移動現象に対しては、一部の部材の破損が砂防堰堤全体の崩壊につながらないように、信頼性設計（フェイルセーフ）の観点から、できるだけ冗長性（リダンダンシー）の高い構造とする。構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりとする。

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

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

なお、流域の外力条件が厳しい現場においては、以下の点に留意する必要がある。

- ・特に外力条件の厳しい現場では、計画地点の状況や流域特性を十分調査して礫径を適切に設定する。その際、近隣の溪流において土砂流出の実績がある場合には、その時に流出した巨礫の礫径も参考とする。
- ・特に外力条件の厳しい現場において、極めて大きい礫が流下する可能性が判断される場合、その礫が衝突しても、砂防堰堤全体として捕捉機能が失われることとならない構造の設計に配慮する。
- ・構造の設計に配慮する方法例としては、極めて大きい礫を対象として部材諸元を設計したり、下流部材で捕捉面（機能部材）を支える構造とし、一部の部材が損傷しても構造物全体としての機能を保持できる構造としたりすること等が考えられる。
- ・また、下流部材や天端部の部材を設計する場合に、流下方向に対し凹凸とならない形状とし、透過部を礫が越流しても大きな損傷が生じないような構造とすること等も考えられる。

上記における「特に外力条件が厳しい現場」、「極めて大きい礫」の目安を以下に示す。

- ・周辺の流域を含む過去の土砂移動実績等から、特に外力条件が厳しいと判断される箇所
- ・溪床勾配  $\geq 1/5$  かつ  $D_{95} \geq 1.6\text{m}$ （但し、既存の粒径調査で  $D_{95}$  が  $1.6\text{m}$  未満であっても、現地状況を確認して  $1.6\text{m}$  を超えるおそれがあるときには、再度調査して確認する。）
- ・また、「極めて大きい礫」の目安は、3辺の平均径が概ね  $3\text{m}$  以上の礫とする。なお、「極めて大きい礫」の調査方法は、 $D_{95}$  設定のために実施する巨礫粒径調査のデータを活用しても良い。

#### 4.5.2 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、自重、土石流流体力、堆砂圧、温度応力とする。

#### 解 説

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表 9-4-23に示す。

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

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

透過部の部材の設計においては表 9-4-17及び表 9-4-19の他に、土石流流体力が構造物に偏心して作用する偏心荷重と、礫や流木の衝撃力による荷重に対して安全であるように設計する。

更に、湾曲部における堰堤軸は、下流河道に対して概ね直角が望ましいが、捕捉機能から上流に対してもできるだけ偏心しないように考慮する。上流の流心に対して偏心する場合には、想定される土石流の流心と堰堤軸の角度 ( $\theta_{f2}$ ) を想定し、更に余裕角 ( $\theta_{f3}$ ) を考慮して、堰堤に対する偏心角度 ( $\theta_{f1}$ ) を設定する (図 9-4-34参照)。また、湾曲部に設置する場合には、内湾側が土石流の先頭部に含まれる石礫で閉塞せず、後続流が通過してしまう可能性にも留意する。

表 9-4-23 構造検討で考慮する設計外力の組み合わせ

ケース	土石流時	満砂時	温度変化時
自重	○	○	○
土石流流体力	○		
堆砂圧	○	○	
温度応力			○
許容応力度の割増係数	1.5	1.0	1.15

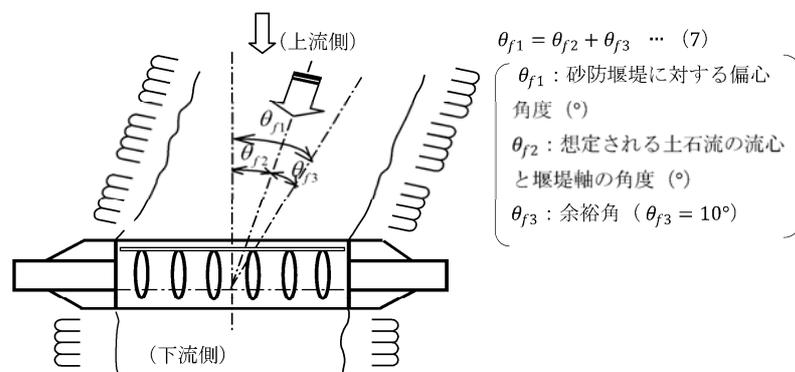


図 9-4-34 透過部材に対する偏心荷重 (溪流の湾曲部に砂防堰堤を配置する場合)

### 4.5.3 開口部の位置

#### (1) 縦断方向

透過型砂防堰堤透過部断面の底面高は、溪床の連続性を考慮して、原則として最深河床高程度とする。透過部断面を複断面にする場合でも、上下流の連続性を考慮して透過部断面の高さを設定する。

#### 解 説

堰堤直下流が洗堀された場合でも透過型砂防堰堤が十分に溪床の連続性機能を発揮するためには、溪床の縦断形を経年的に把握しておく必要があり、データが得られる場合は過去5年程度の最深河床にも対応できるように透過部断面の底面の高さを計画する。

#### (2) 横断方向

溪床の連続性ならびに兩岸の安定を確保できる位置に透過部断面を設置する。この場合、土砂の堆積に支障がないよう注意する。

#### 解 説

堰堤軸が流路の屈曲部に位置するときは、流水の直進性を考慮し、透過部断面は堤体の安定を損なわない範囲で外側に設置することが望ましい。

### 4.5.4 開口部の設定

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

#### 解 説

開口部の幅は、透過型の機能を十分活かせるようにできるだけ広くとる。

開口部の高さは、土石流や洪水の水深以上を確保し、計画捕捉量により決定する。

なお、開口部の底面は未満砂の状態ですべての流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

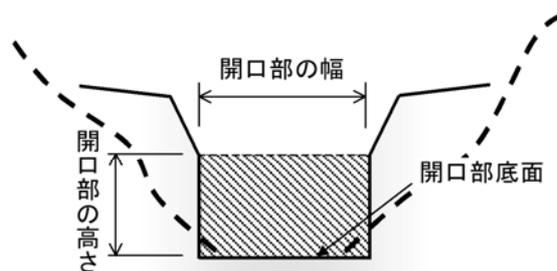


図 9-4-35 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）

#### 4.5.5 透過部断面の設定

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

#### 解 説

土石流捕捉のための透過型砂防堰堤は、透過部断面の純間隔（図 9-4-36参照）を適切に設定することにより、土石流を捕捉する機能、及び平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。従って、透過部断面の設定は、土石流の流下形態や最大礫径（ $D_{95}$ ）、流木の最大直径、流域内の既施設配置状況、堰堤高等に十分留意する必要がある。

水平純間隔は最大礫径（ $D_{95}$ ）の1.0倍程度に設定する。土石流の水深より高い透過型砂防堰堤を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径（ $D_{95}$ ）の1.0倍程度に設定し、土石流の捕捉を確実にする。最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度とする。ただし、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する（表 9-4-24 参照）。

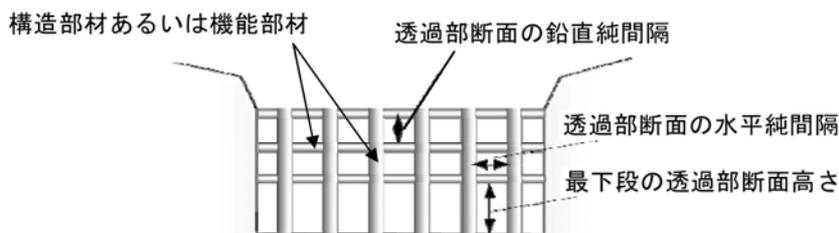


図 9-4-36 透過部断面の純間隔

なお、水平純間隔及び鉛直純間隔は、実験（図 9-4-37参照）によると、土砂容積濃度が高い場合、最大礫径（ $D_{95}$ ）の1.5倍より小さければ、透過部断面が閉塞することが分かっているため、機能上、必要な場合、1.5倍まで広げることができる。機能上、必要な場合とは、例えば、流下区間に複数基透過型砂防堰堤を配置する時に上流側の透過型砂防堰堤の水平純間隔及び鉛直純間隔を広げることにより効果的に土石流を対処できる場合等である。

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

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

表 9-4-24 透過型砂防堰堤における透過部断面の設定について

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

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

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

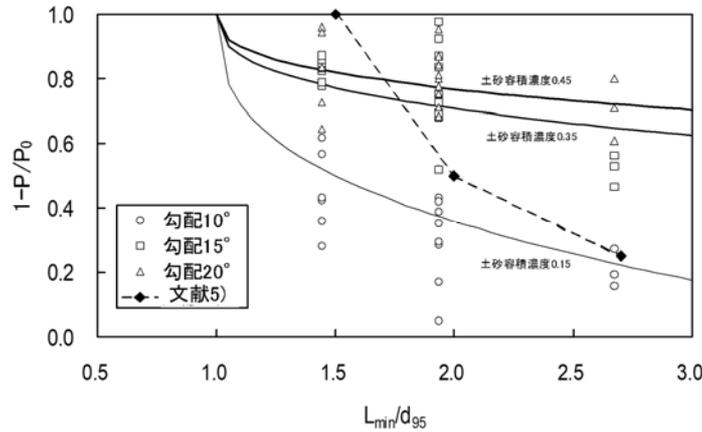


図 9-4-37 土石流のピーク流砂量の変化

P : 有施設時のピーク流砂量      P<sub>0</sub> : 無施設時のピーク流砂量      d<sub>95</sub> : 最大礫径  
 L<sub>min</sub> : 格子型砂防堰堤の鋼管間隔のうち最も小さい間隔であるが、図 9-4-37 のプロットに対しては透過部断面の幅

図 9-4-37は透過部断面の幅（鋼管純間隔）とピーク流砂量の減少量の関係であるが、土石流に含まれる土石等の容積濃度が低くなると、ピーク流砂量が減少する割合（減少率）は小さくなることから、透過部断面が閉塞し難くなることが分かる。

#### 4.5.6 底版コンクリートの設計

底版コンクリートは、基礎根入れを考慮して開口部が閉塞された状態と閉塞されない状態の両者で安定であるように設計する。

#### 解 説

透過型砂防堰堤と言えど、土石流流体力や堆砂圧に抵抗し、地盤に荷重を伝達するためには重さが必要となる。この役目を果たしているのが底版コンクリートであり、鋼管フレーム構造で受けた荷重を地盤へ伝達するとともに、滑動に抵抗する重さとして働く。このため、本章第3節4.3 に示す安定計算法により底版コンクリートの大きさを決定する。また、底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を超えないことを照査する。

なお、支持地盤が軟弱地盤、又は所定の支持力が得られない場合においては、根入れを確保するか基礎処理等を施し、必要な地盤許容支持力を確保するものとする。

##### (1) 底版コンクリートの傾斜

土石流を捕捉するまでは、底版コンクリート天端（開口部底面）を流水が通過することになる。このため、底版コンクリートの幅（上下流方向）、溪流の連続性を維持するため堰堤の上下流の堆砂状況、流量等に配慮し、底版コンクリートを渓床勾配に合わせて傾斜させても良い。渓床勾配が急な場合、下流端の洗堀に配慮して底版勾配を渓床勾配より緩くすることができる。

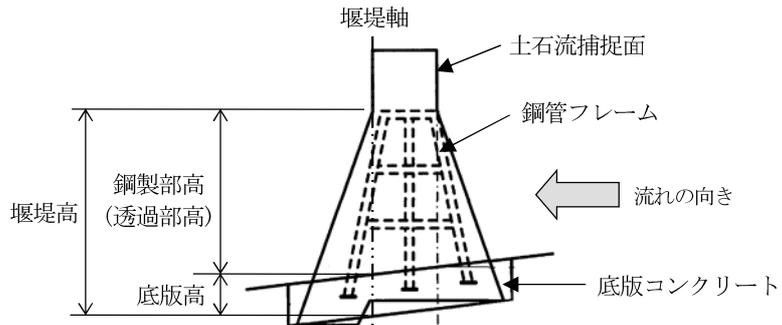


図 9-4-38 底版コンクリート形状と堰堤高

また、底版コンクリート底面を階段状に整形することにより滑動抵抗が向上するため、基礎地盤、施工性等により底版形状も工夫する。

砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着とすることが望ましいが、砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は砂礫盤基礎として良いものとする。ただし、安定計算に用いる堆砂圧は水平外力として作用させることから、砂礫盤の場合には底版底面の下端部から作用させ、岩着の場合には底版底面上端部から作用させる（図 9-4-39参照）。

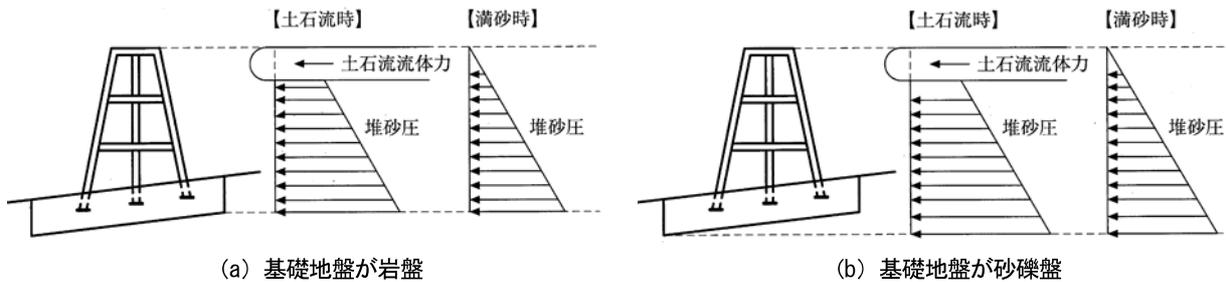


図 9-4-39 基礎地盤の違いによる作用荷重

## (2) 底版コンクリートの厚さ

底版コンクリートの厚さは、基礎地盤に応じた根入れ深を確保するとともに、底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を超えない厚さとするが、引張が発生する場合には配筋等により過度な掘削を避けることとする。

また、底版コンクリートは設計外力に対して自重として抵抗し、堰堤の安定性を確保するため安定上必要な厚さとする。一般に鋼製部（透過部）と底版コンクリートが一体に働くように鋼管柱を底版コンクリートに埋め込む構造が多く採用されている。鋼管の埋込深さは鋼管外径以上が必要であることから、底版コンクリートの厚さはその2倍以上とする。この鋼管埋込部に発生する応力に対して、底版コンクリート内の引き抜きせん断及び支圧に対して照査し、許容値内に収まっていることを確認する。

#### 4.5.7 鋼製部の最小板厚

透過型砂防堰堤に用いる鋼材の板厚は、8mm以上とする。

##### 解 説

鋼製部の最小板厚の設定は「鋼製砂防構造物設計便覧」に準拠する。

透過型砂防堰堤に用いる鋼管フレームの鋼材の板厚は、8mm以上とする。ただし、主要部材として用いる鋼管については、部材（鋼管）の局部座屈に対して十分安全となるよう、鋼管径に対する最小板厚を設定する。なお、不透過型砂防堰堤に用いる鋼材の板厚は、6mm以上とする。

また、透過型砂防堰堤に用いる鋼材のうち、巨礫が衝突する鋼管の最小板厚は、径厚比（ $D/t$ ）と外力への対応方法により設定する。

#### 4.5.8 腐食しろ及び塗装

透過型砂防堰堤等に用いる鋼材の腐食しろは、酸性河川を除き片面0.5mmとする。

##### 解 説

鋼材の腐食しろの厚さ及び塗装については「鋼製砂防構造物設計便覧」に準拠する。

鋼製砂防構造物は、腐食対策として必要板厚に腐食しろを加算しているため、火山地域や酸性河川のような錆の進行が懸念される場所以外では、塗装が無くても強度上は問題ない。しかし、鋼材の腐食に対する不安感の払拭、景観対策、また錆の発生抑制による長寿命化等の観点から、塗装は有効な手段である。ただし、流砂により塗装は剥離するため、流水に晒される部位については塗装の効果は小さい。

### 4.6 基礎の設計

#### 4.6.1 基礎地盤の安定

基礎地盤は、原則として岩盤とする。岩着が望めない場合には砂礫盤基礎としても良い。ただし、その場合、砂防堰堤の堰堤高は15m未満であることを原則とする。

##### 解 説

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

##### (1) 地盤支持力

堰堤からの鉛直力に対して、基礎となる地盤が十分な支持力を有しているか否かの判定は、堰堤の揚圧力を無視した鉛直力の最大値が、地盤の許容支持応力度以内に収まっているか否かによって行う。しかし、砂礫盤基礎は均一な支持力を有しているとは限らないので、必要に応じて載荷試験を実施し、地盤反力の底面分布の関係より支持力を推定するものとする。

なお、平板載荷試験については長期許容支持力度に対して評価することとする。ただし、 $H \geq 15\text{m}$ の砂防堰堤においては、地震時の外力を考慮する平常時についてのみ、短期許容支持力度の評価を行うこととする。

表 9-4-25 地盤の許容支持力度

支持地盤の種類		許容支持力度 (t/m <sup>2</sup> ) {kN/m <sup>2</sup> }		備考 (参考N値)
		常 時	地震時	
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	100 {981}	150 {1470}	
	亀裂の多い硬岩	60 {588}	90 {883}	
	軟岩・土丹	30 {294}	45 {441}	
礫 層	密なもの	60 {588}	90 {883}	
	密でないもの	30 {294}	45 {441}	
砂 質 地 盤	密なもの	30 {294}	45 {441}	30 ~ 50
	中位なもの	20 {196}	30 {294}	15 ~ 30
粘性土 地 盤	非常に堅いもの	20 {196}	30 {294}	15 ~ 30
	堅いもの	10 {98.1}	15 {147}	8 ~ 15
	中位なもの	5 {49}	7.5 {73.5}	4 ~ 8

表 9-4-26 岩盤のせん断強度(参考値)

岩級区分	単 位	せん断強度
C <sub>H</sub> 級以上	t/m <sup>2</sup>	200 ~ 300
C <sub>M</sub> 級	t/m <sup>2</sup>	100 ~ 200
C <sub>L</sub> 級	t/m <sup>2</sup>	50 ~ 100
D級	t/m <sup>2</sup>	30 ~ 50

表 9-4-27 岩級区分(参考)

岩級区分		記 事	RQD (%)
硬岩	B級	<ul style="list-style-type: none"> <li>ハンマーで叩くと軽い金属音がする。</li> <li>概ね新鮮だが、亀裂面に沿って若干風化して変色し、褐色を帯びる。</li> <li>割れ目間隔は5~15cmを主とし、一部は開口している。</li> <li>ボーリングコアは短柱~棒状で、概ね20cm以下である。</li> </ul>	70 以上
中硬岩	C <sub>H</sub> 級	<ul style="list-style-type: none"> <li>ハンマーで叩くと濁音がし、小刀で傷つく程度の硬さである。</li> <li>割れ目に沿って風化が進行し、長石等は一部変色・変形している。</li> <li>割れ目が発達し、開口部には一部粘土を挟む。ヘアクラックが発達し、割れやすい。</li> <li>ボーリングコアは大岩片状で概ね10cm以下、5cm前後のものも多い。</li> </ul>	25 ~ 75
中硬岩 ~軟岩	C <sub>M</sub> 級	<ul style="list-style-type: none"> <li>ハンマーで叩くと軽い力で割れ、爪で傷つくこともある。</li> <li>岩内部の一部を除き風化が進行し、長石、雲母は概ね変質している。</li> <li>割れ目が多く発達しており、幅は5cm以下、開口部には粘土を挟む。</li> <li>ボーリングコアは岩片~細片(角礫)状で砕けやすい。</li> </ul>	0 ~ 50
軟岩	C <sub>L</sub> 級	<ul style="list-style-type: none"> <li>ごく脆弱で、ハンマーを用いなくても指で割れて潰れる</li> <li>岩内部まで風化が進行しているが、岩構造を残しており、石英は未風化で残る。</li> <li>割れ目が多く、粘土化が進行し、土砂状で密着している。</li> <li>ボーリングコアは細片状で岩片を残し、指で砕けて粉状になる。</li> </ul>	0 ~ 25
	D級	<ul style="list-style-type: none"> <li>脆弱で、粉状になりやすい。</li> <li>概ね一様に風化が進行し、まさ土化しているが、僅かに岩片を残す。</li> <li>粘土化が進行しているため、クラックは発生していない。</li> <li>ボーリングコアは土砂状を呈する。</li> </ul>	0 ~ 10

## (2) せん断摩擦抵抗力

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

表 9-4-28 地盤の摩擦係数

支持地盤の種類		摩擦係数	備考 (参考N値)
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	0.7	
	亀裂の多い硬岩	0.7	
	軟岩・土丹	0.7	
礫 層	密なもの	0.6	
	密でないもの	—	
砂 質 地 盤	密なもの	0.6	30 ~ 50
	中位なもの	0.5	15 ~ 30
粘性土 地 盤	非常に堅いもの	0.5	15 ~ 30
	堅いもの	0.45	8 ~ 15
	中位なもの	—	4 ~ 8

表 9-4-29 岩盤の内部摩擦係数 f (参考値)

岩級区分	内部摩擦係数
C <sub>II</sub> 級以上	1.0
C <sub>II</sub> 級	0.85
C <sub>I</sub> 級	0.7
D級	0.6

## (3) その他の地盤強度

堰堤の基礎となる地盤は、浸透水によるパイピングや越流水による洗掘、侵食等を生じさせないようにするためにも岩盤基礎とすることが望ましいが、やむを得ず砂礫盤基礎とする場合は、それぞれの状態に対処できるようにしなければならない。

## (4) 堰堤基礎の根入れ

堰堤基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して、岩盤の場合で1 m以上 (=  $h_1$ )、砂礫盤等の場合は2 m以上 (=  $h_2$ ) とする。

また、崖錘もしくは砂礫層、岩盤層等が互層となっている場合は、以下のように根入れを定める。

$$\left\{ \begin{array}{ll} h_2 < 1.0\text{mの場合} & : H = h_1 \geq 1.0\text{m} \\ 1.0 \leq h_2 < 2.0\text{mの場合} & : H = h_1 + h_2 \geq 2.0\text{m} \\ h_2 \geq 2.0\text{mの場合} & : H = h_2 \geq 2.0\text{m} \end{array} \right.$$

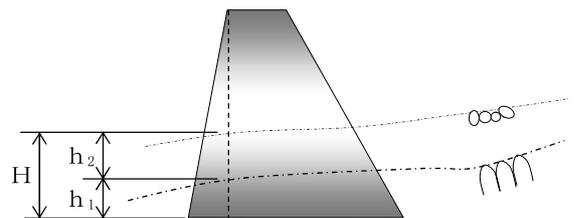


図 9-4-40 堰堤の根入れ

## (5) 基礎砂礫のパイピング

### ① 限界掃流力による方法

パイピングは堰堤基礎沿いに発生するものとし、この流線沿いを一様な材質の砂礫層として浸透流速を求める。ダルシーの法則により、土中の透水において、ある断面積（ $A$ ）の中を流下する量（ $Q$ ）は、次式により算出する。

$$Q = k \cdot A \cdot i$$

$k$  : 透水係数 (cm/s)

$i$  : 動水勾配 ( $H/L$ )

$A$  : 断面積 (cm<sup>2</sup>)

$$v = Q/A = k \cdot i$$

$v$  : 流速 (cm/s)

$$v_s = Q/A_s = k \cdot i \cdot A/A_s = k \cdot i/n$$

$v_s$  : 実際の流速 (cm/s)

$A_s$  : A断面中の間隙の断面積 (cm<sup>2</sup>)

$n$  : 間隙率

一方、これに対して砂粒子の限界掃流力はJustinが理論計算から求めており、上式の計算結果がこの値より小であればパイピングは発生しないといえる。

表 9-4-30はJustinが砂の材料ごとに求めた限界流速である。

表 9-4-30 Justin式による限界流速

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

② ブライの式による方法

$$C_c \leq (l + 2d) / \Delta h$$

$C_c$  : ブライの式のクリープ比 (表 9-4-31 参照)

$l$  : クリープ総長 (m)

$2d$  : 止水矢板等による浸透経路長 (m)

$\Delta h$  : 堰堤上下流の水位差

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

$h_1$  : 堰堤上流の基盤面からの水位 (m)

$h_2$  : 堰堤下流の基盤面からの水位 (m)

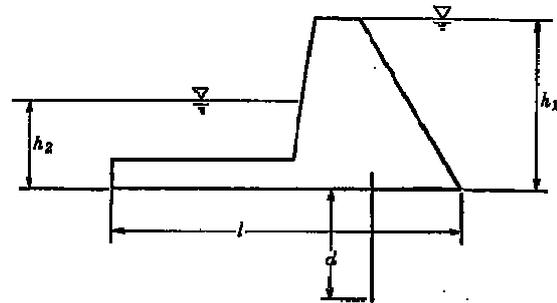


図 9-4-41 パイピング

③ レーンの式による方法

$$C_w \leq (1 / 3 + 2d) / \Delta h$$

$C_w$  : レーンの式の加重クリープ比 (表 9-4-31 参照)

表 9-4-31 クリープ比

基礎の構成材料	$C_c$	$C_w$	基礎の構成材料	$C_c$	$C_w$
微細砂又はシルト	18	8.5	中砂利	—	3.5
細砂	15	7.0	砂・砂利混合物	9.0	—
中砂	—	6.0	玉石混じり粗砂利	4.0~6.0	3.0
粗砂	12	5.0	玉石と砂利	—	2.5
細砂利	—	4.0			

4.6.2 基礎処理

基礎地盤が所要の強度を得ることができない場合は、想定される現象に対応できるよう適切な基礎処理を行うものとする。

解 説

堰堤の基礎処理は、想定されるそれぞれの現象に対処できる工法から、経済性、施工性等も考慮して選定し設計しなければならないが、堰堤の規模や基礎の状態により工法も著しく異なるため、いくつかの工法を比較検討して適切な工法を選定し、その工法に合った設計法により設計する必要がある。一般に用いられている工法としては、次のようなものがある。

(1) 地盤支持力、せん断摩擦抵抗力の改善

岩盤地盤の場合は、所定の強度が得られる深さまで掘削するか、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、あるいはグラウト等により改善を図る方法等がある。また、基礎の一部に弱層、風化層、断層等の軟弱部を挟む場合は、軟弱部を置換プラグ処理により置き換えて補強するのが一般的である。

砂礫盤基礎の場合は、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、砂防ソイルセメント置換えや中層混合処理工法、深層混合処理工法等の地盤改良によって支持力の改善を図る場合もある。改良工法は、改良深度、対象地盤の地質、施工ヤード等の条件により適用できる工法が限定されるため、該当する堰堤の諸条件を考慮した上で、適切な工法選定を行うことが望ましい。

## (2) 軟弱層置換・改良工法の考え方

### ① 改良強度

改良地盤に必要な強度は堰堤底版下面での最大地盤反力から決定する。このとき、改良強度を部分的に変化させることは行わない。置換材に砂防ソイルセメントを使用する場合は、砂防ソイルセメント施工便覧に準拠する。

### ② 改良深さ

支持層が浅い場合は、軟弱層全厚を改良する。支持層が深い場合は、地盤内での荷重分散に期待して荷重強度が許容支持力度以下となる深さまで改良する。深さについては、地山掘削量等を含めたコスト及び安全性等の比較の中で決定する。

地盤の任意の深さにおける許容支持力度は「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に準拠して求め、擁壁底版面と改良範囲下端面における支持力度の検討を行う。

### ③ 地中応力

鉛直荷重は鉛直荷重合力を底版幅に均等に分布させる。分散角度 $\theta$ は $30^\circ$ を標準とする(図9-4-42参照)。

### ④ 改良幅

改良幅は底版に作用する荷重の分散角度を考慮し、荷重が及ぶ範囲以上の幅(例:掘削勾配による掘削幅等)を確保できるようにする。

$$\sigma_z = p / \{ 1 + 2(z/B) \cdot \tan \theta \}$$

$\sigma_z$ : 地中の鉛直応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$p$ : 堰堤基礎底版からの平均鉛直荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)       $p = V/B$

$z$ : 堰堤基礎底版面からの深さ (m)

$B$ : 堰堤堤底幅

$\theta$ : 地中の荷重分散角度 (°) ( $30^\circ$ を標準)

$V$ : 堰堤基礎底版からの鉛直作用荷重 (kN)

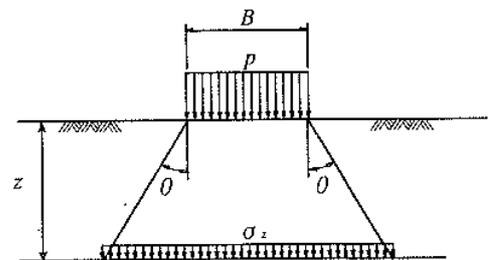


図 9-4-42 地中応力の分布

### (3) その他の改善

堰堤の安定上、透水性に問題がある場合はグラウト等の止水工により改善を図る。

パイピングに対しては、浸透経路長が不足する場合には堰堤堤底幅を広くするか、止水壁、カットオフ等を設けて改善を図るのが一般的である。

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

#### ① 下流洗掘対策もしくはパイピング対策のカットオフ

カットオフの幅 ( $b_1$ ) はカットオフ部の応力集中を避けるため、堤底長 ( $B_1$ ) の20%程度とするが、最小幅は2.0mとし、施工性を考慮して定めるものとする。

カットオフの高さ ( $h_1$ ) は最大3.0mとし、安定計算上は堤体として扱わないものとする。

なお、前庭保護工との取り合い、根入れの確保を目的としたカットオフは、カットオフ部を堤体と見なすことができないため、設置しない。

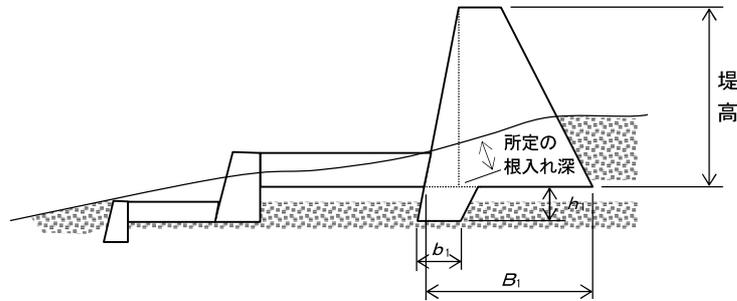


図 9-4-43 下流洗掘及びパイピング対策のカットオフ

#### ② 経済性を図るためのカットオフ（節約断面）

溪床勾配が一樣に急勾配で良好な岩盤基礎 ( $C_{10}$ 級以上) の場合、図及び図のように段切りをしてコンクリート量を減じる目的で岩盤の一部を残すことがある。砂礫盤基礎においては、コンクリート量を減じる目的でこのような形状をとることは避けるべきである。

設置幅  $b_1$  は、安定計算の合力が  $b_1$  に作用し、かつ、活動抵抗の低下、堤体内最大応力度が大きくなる範囲で設定し、堤体長  $B_1$  の50%以上とすることが望ましい。

基礎反力及び転倒に対する安定は、

図 9-4-45に示す仮想断面 I-I 断面の基礎幅 ( $B$ ) によって行う。

滑動に対しての安定は、図に示す底面幅 ( $B'$ ) に生じる鉛直力 ( $V$ ) により算出される滑動抵抗によって全水平力を負担するものとする。

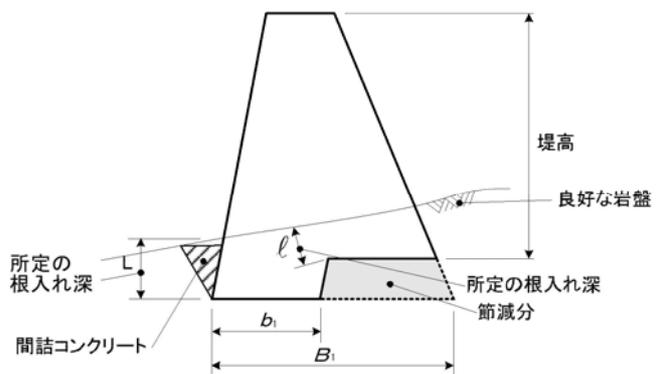


図 9-4-44 経済性を図るためのカットオフ

$$\omega = \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - \theta$$

$$V' = \frac{(q_1 + q_3)}{2} \cdot B'$$

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

- $\omega$  : すべり角 (°)
- $\phi$  : 盤の内部摩擦角 (°)
- $\theta$  : 荷重の傾斜角度 (°)
- $q$  : 基礎反力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $V'$  : 鉛直力 (kN/m)
- $B'$  : 仮想底面幅 (m)
- $n$  : 滑動安全率
- $H$  : 水平力 (kN/m)
- $\tau_0$  : 地盤のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $f$  : 地盤の内部摩擦係数

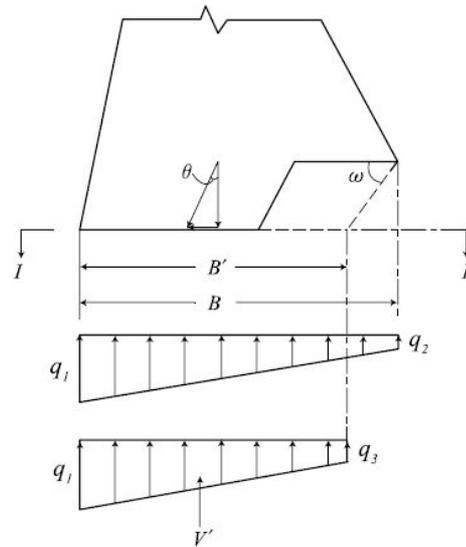


図 9-4-45 基礎反力図

#### (4) グラウトによる改善

グラウト工法は、構造物の基礎岩盤あるいはコンクリート構造物と地山の間隙等をセメントミルク、その他の材料で充填する工法である。グラウティングは、止水目的と岩盤自体の補強、力学的弱さの改良として計画される。岩盤基礎グラウト工はコンソリデーショングラウティングとカーテングラウティングに分類される。詳細は「グラウティング技術指針・同解説（財）国土技術研究センター」を参照のこと。

##### ① コンソリデーショングラウティング

コンソリデーショングラウティングは、コンクリート堰堤の岩着部付近において、カーテングラウティングと相俟って浸透路長が短い部分の遮水性を改良する目的とするものと、断層・破砕帯等の弱部を補強することを目的とするものの2種類がある。

改良目標値は、長野県のこれまでににおける実績から、遮水性の改良を目的とする場合は10ルジオン以下とし、弱部の補強を目的とする場合は10～20ルジオンを目安とする。

コンソリデーショングラウティングの孔の深さは5mを標準とする。また、孔の配置は遮水性を改良する場合は、規定孔で3～6m格子程度の孔配置を標準とする。弱部の補強を目的とする場合は、弱部の幅が広い場合は格子状の配置とするものの、そうでない場合は弱部を挟むように1～2列状の孔配置とする。

注入圧は0.2～0.3MPa程度とする。また、岩盤やコンクリートの浮上事故、クラック発生が起きるときは、高圧注入時よりも低圧注入時に起こりやすい（過大注入）ので注意を要する。

##### ② カーテングラウティング

カーテングラウティングは、堰堤基礎岩盤に浸透する水を遮水し、基礎の安定を確保する目的で計画される。改良目標値は、10ルジオン以下とする。

施工範囲は、堰堤の高さや基礎岩盤によって異なるが、下記の式で求めた孔深を標準とし、配置は1列又は2列程度の千鳥配置にする。

最高流入圧は静水圧の2～3倍とする。カーテングラウチング終了後は透水試験を実施し、効果判定を行う。

$$d = H/3 + c \quad (\text{m})$$

$d$  : 孔深 (m)

$H$  : 堰堤高さ (m)

$c$  : 定数 (m) (一般に5mとする。)

## 4.7 非越流部の設計

### 4.7.1 掃流区間に設置する砂防堰堤

非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とすることを基本とする。

#### 解 説

非越流部の本体の断面は、越流部の本体の断面と同一とすることを基本とするが、非越流部の本体の断面を越流部の本体の断面と変える場合や基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等は、非越流部について安定計算を行うものとする。非越流部の安定計算は、袖部を含めた形状で行う。

### 4.7.2 土石流・流木対策型砂防堰堤

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

#### 解 説

砂防堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なる等、特段の事情がある場合はこの限りではない。

非越流部の安定計算は、越流部と同じ堰堤高 $H$ となる断面において、袖部を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行うことを基本とする。安定条件及び設計外力は、本章第3節4.3に従うが、その作用位置は図9-4-46に従う。

ただし、本章第3節3.2.1(2)①に示すように、土石流ピーク流量を袖部を含めて対応する水通し断面とする場合は、次の(a)、(b)のとおり堆砂面を想定した上で、複数の断面で安定計算を行う。

- (a) 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとしても土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回らない場合は、水通し天端まで堆砂した状態で安定計算を実施する。
- (b) 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとするとき土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回る場合は、袖部を上回らないように堆砂面を下げ、全土石流流体力が堰堤(袖部を含む)に作用するとして、安定計算を実施する。

非越流部の本体高さは、堰堤軸方向の支持地盤高に応じて流心から離れるに連れ漸減していくため、非越流部に土石流が衝突した場合、断面によっては計算上安定条件を満たさない断面が生じることが想定される。

そのため、支溪流の合流点直下や湾曲部等、非越流部に土石流が衝突するおそれの高い場所に砂防堰堤を計画する場合には、土石流の流下方向を考慮し、土石流が衝突すると想定される非越流部の断面においても安定計算を実施する。

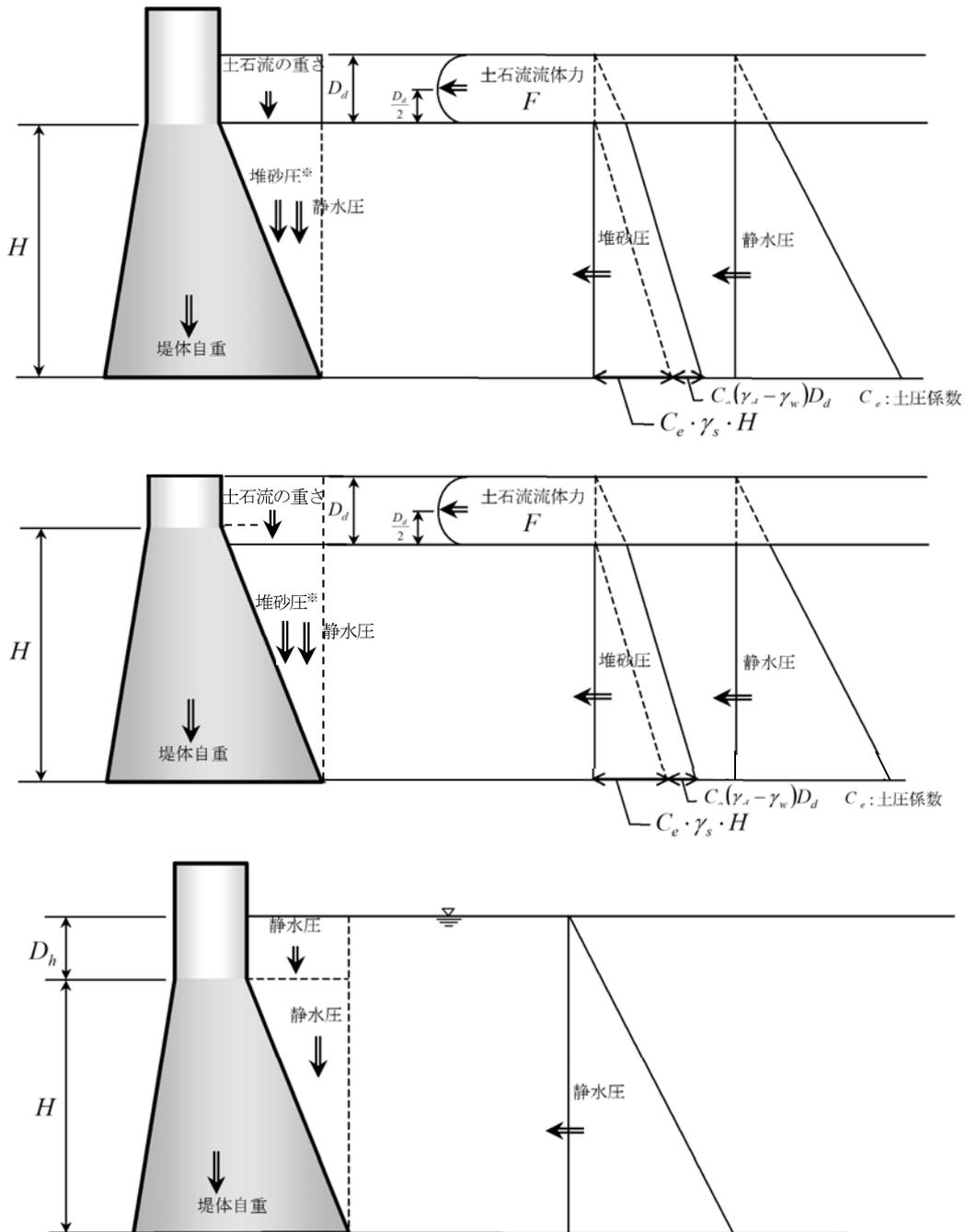


図 9-4-46 不透過型砂防堰堤（非越流部）の設計外力図（土石流・流木対策型）  
 (H<15m (上段：土石流時の(a)土石流水深が袖高を上回らない場合、あ  
 中段：土石流時の(b)土石流水深が袖高を上回る場合、下段：洪水時)

## 4.8 袖部の設計

### 4.8.1 袖部の安定性及び構造

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

- ① 袖天端の勾配は、掃流区間に設置する砂防堰堤においては計画堆砂勾配程度とし、土石流・流木対策型の砂防堰堤においては現溪床勾配程度の勾配をつけることを基本とする。
- ② 袖天端の幅は、水通し天端幅以下とし、構造上の安全性も考慮して定める。
- ③ 袖の両岸への嵌入は、堰堤基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行う。
- ④ 屈曲部における堰堤の凹岸側の袖高は、偏流を考慮して定める。

#### 解 説

##### (1) 袖天端の幅

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

##### (2) 袖天端の勾配

袖の両岸は洪水流等の外力をしばしば受けるとともに、異常な洪水や土石流により越流する場合も考えられ、これによる袖部の破壊あるいは下流部の洗掘は堰堤の本体の破壊の原因になりやすい。これらに対処するため十分な袖勾配をとり、袖の嵌入の深さを本体と同程度の安定性を有する地盤までとする。

袖天端の勾配は、掃流区間に設置する砂防堰堤においては計画堆砂勾配程度、土石流区間に設置する土石流・流木対策型の砂防堰堤においては現溪床勾配程度の勾配を付けることを基本とし、上限は1/5とする。また、小規模溪流であって、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、袖天端の勾配は水平以上を基本とする。

袖の天端に勾配をつける区間の長さは原則として地山までとするが、地形上、袖の天端に勾配をつける区間の長さが長くなる場合は、現地状況等に応じて適切な長さで打ち切るものとする。また、左右の長さが異なる場合は、短いほうに合わせて袖高を定める。しかし、袖部が曲流部の外側にあたる場合には、地山まで勾配をつける等越流を防ぐこともある。

なお、袖天端の勾配は整数分の1とする（1/15.6 → 1/15）。また、勾配を付ける範囲は、袖折れの場合を除き、袖の高さ5mを上限とする。

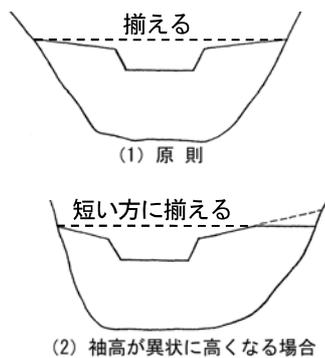


図 9-4-47 袖天端の勾配

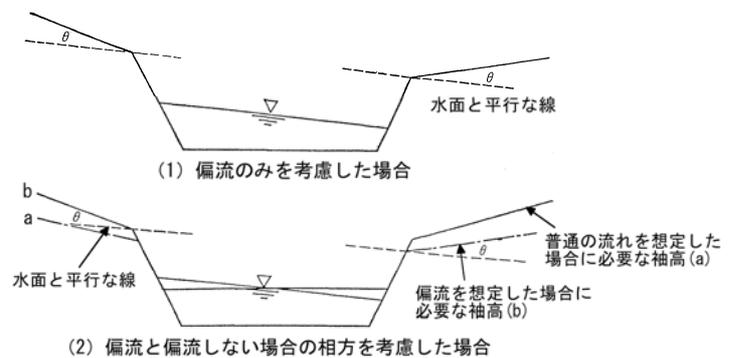


図 9-4-48 屈曲部における袖高

### (3) 袖部の嵌入

堰堤の袖部の地山への嵌入は、基礎の根入れ同様、岩盤の場合で1 m以上、砂礫盤等の場合は2 m以上の嵌入長を確保する。また、崖錘もしくは砂礫層、岩盤層が互層となっている場合は、砂礫盤同等、2 m以上の嵌入長を確保する（図 9-4-49参照）。

最下段の床付面は、前庭保護工に側壁護岸を設ける場合は、側壁護岸背面に作業余裕幅（通常、0.5 m）を加えた位置までは水平とし、側壁護岸を設けない場合も側壁護岸を設ける場合と同等の位置までは水平とすることを基本とする。ただし、斜面勾配が急勾配で大規模な掘削が生じる場合は、水通し肩の点を下ろした垂直線より1.0m程度後退させた位置までは水平とする。

### (4) 袖部の端部処理

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。

### (5) 堤体と袖部との段切り位置

砂防堰堤の堤体と袖部との段切り位置は、堤体及び袖部の嵌入上部の角（ $\beta$ ）を鋭角にしないため、水通し天端から鉛直方向に1.0m以上上げて段切りを行う（図 9-4-49参照）。

### (6) 掘削勾配、段切り高及び小段幅

堰堤形状を決定する掘削時の掘削勾配、段切り高及び小段幅は、「労働安全衛生規則」を遵守し、地山の地質に応じた掘削勾配及び掘削面の高さ（段切り高）とし、岩盤以外の地山の場合の小段幅は2 m以上とする。

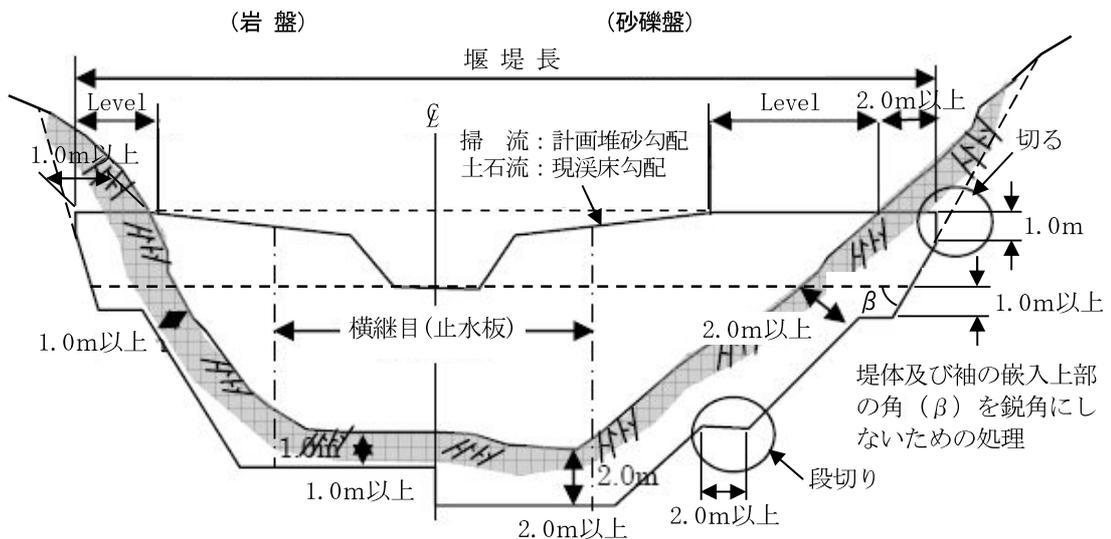


図 9-4-49 袖の設計事例と各基準値

#### 4.8.2 袖部の破壊に対する構造計算

砂防堰堤の袖部は礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。

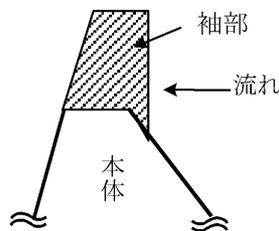
##### 解 説

袖部の断面は次の4つの条件を満たす形状とする。

- ① 袖部の上流り勾配は直とすることを原則とする。
- ② 袖部の下流り勾配は直又は、本体の下流り勾配に一致させる。
- ③ 袖部の下流り勾配を本体の下流り勾配に一致させた場合、袖部の天端幅は1.5mを下限とする。
- ④ 後述する設計外力に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。

上記の検討に用いる設計外力は以下に示す3種類とし、それらが袖部に作用する位置は図 9-4-51に示す通りとする。

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

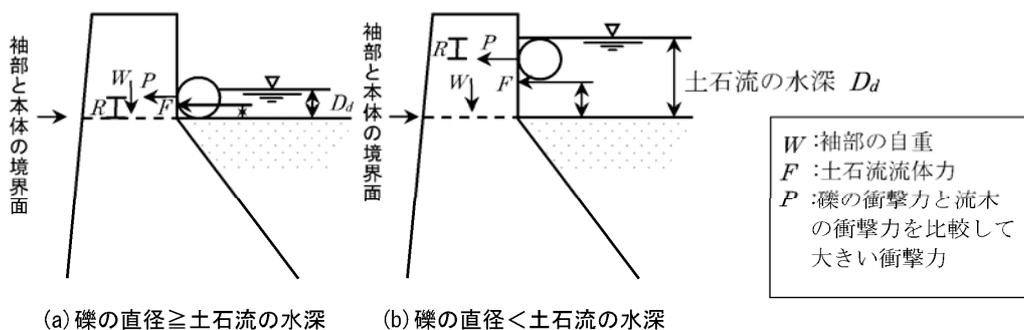


袖部の厚さを確保するために上流側に広げた例

図 9-4-50 袖部の厚さを確保するために上流側に広げた例

上記の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を広げる(図 9-4-50)か、あるいは、袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。

また、袖部破壊の主因である衝撃力は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下とする。なお、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、それらの鉄筋あるいは鉄骨は袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。



(a) 礫の直径  $\geq$  土石流の水深 (b) 礫の直径  $<$  土石流の水深

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

図 9-4-51 袖部と本体の境界面及び設計外力とその作用点

なお、礫の衝撃力及び流木の衝撃力の算定にあたり、それらの速度は土石流の流速と等しいとし、礫径は最大礫径、流木の直径は最大直径、流木の長さは最大長とする。また、礫及び流木は図 9-4-51 に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流の水深が礫径及び流木径より小さい場合は、礫及び流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。土石流の流速と水深は本章第 2 節 3.2 に示す方法に基づき算出するものとする。

### (1) 礫の衝撃力

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

#### 解 説

マスコンクリートでは、次式で礫の衝撃力 ( $P$ ) が推定できる。

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

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

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

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

$E_1$  : コンクリートの終局強度割線弾性係数 (N/m<sup>2</sup>)       $E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81$  N/m<sup>2</sup>

礫の衝突によりコンクリート表面にへこみが発生するので、コンクリートは破壊に至る平均的な変形係数(終局強度変形係数)を用いる。この係数値はコンクリート弾性係数の約 1/10 である。

$E_2$  : 礫の弾性係数 (N/m<sup>2</sup>)       $E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.81$  N/m<sup>2</sup>

$\nu_1$  : コンクリートのポアソン比       $\nu_1 = 0.194$

$\nu_2$  : 礫のポアソン比       $\nu_2 = 0.23$

$m_1$  : 袖部ブロックの質量 (kg) (図 9-4-52 参照)

$m_2$  : 礫の質量 (kg) (礫の密度  $\sigma = 2,600$ kg/m<sup>3</sup>)

$R$  : 礫の半径 (m) (最大礫径  $D_{95}/2$ )

$\pi$  : 円周率 (=3.14)

$U$  : 礫の速度 (m/s)

(土石流の速度と等しいとする)

$\alpha$  : へこみ量 (m)

$K_1, K_2$  : 定数

$\beta$  : 実験定数

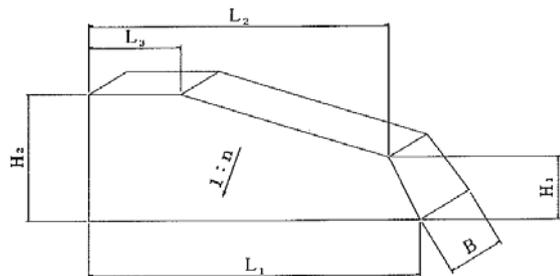


図 9-4-52 袖部の構造計算を行う袖部ブロックの例

## (2) 流木の衝撃力

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

### 解 説

土石流区間において、流木捕捉工の袖部等がコンクリート構造のとき、袖部等の構造や部材の安定性を検討する際に用いる流木の衝突により堤体が受ける衝撃力の算定にあたっては、礫の衝突による衝撃力の算定式を準用するものとする。流木の弾性係数、ポアソン比は、表 9-4-32を参考に設定する。

表 9-4-32 主要樹種の弾性係数（参考）  
（改訂4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所監修 P. 135）

樹 種	密度 (kg/m <sup>3</sup> )	弾性係数 E <sub>L</sub> (× 10 <sup>9</sup> N/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν <sub>LR</sub>
スギ	330	7.35	0.40
エゾマツ	390	10.79	0.40
アカマツ	510	11.77	0.40
ブナ	620	12.26	0.40
キリ	290	7.88	0.40
ミズナラ	700	11.28	0.40
ケヤキ	700	10.30	0.40
イチイガシ	830	16.18	0.40
ニセアカシア	750	12.75	0.50

## (3) 構造計算に用いる数値

袖部の構造計算に用いる数値は、下記に示す一般に用いられている数値を参考とすることができる。なお、土石流は短期的に作用する荷重であるため、許容応力度は地震等の短期的荷重の影響を考慮した場合と同様に、割増係数を掛けて1.5倍とする。

- ① 砂防堰堤用無筋コンクリートの単位体積重量 (W<sub>c</sub>) : 22.56 kN/m<sup>3</sup>
- ② コンクリートの摩擦係数 (f) : 0.7
- ③ コンクリートの設計基準強度 (f'<sub>ck</sub>) : 18N/mm<sup>2</sup> (高強度コンクリートの場合は21N/mm<sup>2</sup>)
- ④ コンクリートのせん断強度 (τ<sub>0</sub>) : f'<sub>cd</sub>/5 (N/mm<sup>2</sup>) (表 9-4-22参照)  
(鉄筋で補強する場合のせん断応力度に対し、許容せん断応力度として照査する場合のみ1.5倍)
- ⑤ コンクリートの許容圧縮応力度 (σ<sub>ca</sub>) : f'<sub>ck</sub>/4 (N/mm<sup>2</sup>)
- ⑥ コンクリートの許容曲げ引張応力度 (σ<sub>ca'</sub>) : f'<sub>ck</sub>/80 (N/mm<sup>2</sup>)
- ⑦ コンクリートの許容付着応力度 (τ<sub>0a</sub>) : 表9-4-33参照 これに拠らない場合は別途設定
- ⑧ 鉄筋の許容引張応力度 (σ<sub>sa</sub>) : 157 N/mm<sup>2</sup> (異形棒鋼SD295の場合 (標準)、水に接する部材)

表 9-4-33 コンクリートの許容付着応力度 τ<sub>0a</sub> (N/mm<sup>2</sup>)

設計基準強度 f' <sub>ck</sub>	18	21	24	27
異形棒鋼	1.4	1.4	1.6	1.7

#### (4) 袖部の安定条件

袖部の構造計算においては、次の条件を満足するものとする。なお、袖部の構造計算は、横継目（止水板）等によって分割されるブロック毎に計算を行い、不安定となる場合は当該ブロックを鉄筋等にて補強する。各安定条件の値は、本章第3節4.4 に示す堤体本体の安定条件の値を求める式を用いる。

- ① 袖部底と堤体本体との間で滑動を起こさないこと。（滑動）
- ② 袖部内に生じる最大応力度が、材料の許容応力度を超えないこと。（破壊）

#### (5) 安定条件を満足しない場合の構造計算

袖部と堤体本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回り、安定条件を満足しない場合、その引張応力を受け持たせる鉄筋あるいは鉄骨量は、以下について検討を行い決定する。

##### ① 補強鉄筋の位置・範囲

補強鉄筋は、図 9-4-53に示すとおり、袖部の上流側に配筋する。袖部上流面の鉄筋の最小かぶりは300mmとし、かぶりは堰堤軸方向（鉛直方向）鉄筋の上流側に配筋する横方向鉄筋から確保する。横方向鉄筋は堰堤軸方向鉄筋に均等に外力等を伝達する役割があるため、堰堤軸方向鉄筋に対して土石流による外力が作用する上流側に配置しなければならない。

補強鉄筋の配筋の範囲は、概ね地山までとするが、地山勾配や袖部のブロック割等を考慮し、適切に配筋する。

配筋の高さは、水通し断面における土石流ピーク流量に対する越流水深と最大礫径（ $D_{95}$ ）を比較し、大きい方の高さとする。

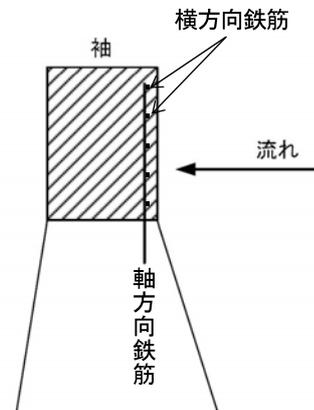


図 9-4-53 補強鉄筋の配筋位置

##### ② 必要鉄筋量

単位幅あたりに作用する最大曲げモーメント $M_{max}$ は、次式により算出する。

$$M_{max} = P_1 \cdot (h_d - 1/2 \cdot D) + F \cdot 1/2 \cdot h_d$$

$P_1$  : 土石流衝撃力 (kN/m) (礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較し、大きい方の値)

$h_d$  : 土石流水深 (m)

$D$  : 礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較し、大きい方の値の最大礫径又は最大流木径 (m)

$F$  : 土石流流体力 (kN/m)

単位幅あたりに作用する最大せん断力 $S_{max}$ は、次式により算出する。

$$S_{max} = P_1 + F$$

単位幅あたりの必要鉄筋量 $A_s$ は、次式により算出する。

$$A_s = M_{max} / (\sigma_{sa} \cdot 7 / 8 \cdot d)$$

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 (短期荷重として 1.5 倍割増し) (N/mm<sup>2</sup>)

$d$  : 有効幅 (m)       $d = \text{天端幅} - \text{かぶり厚}$

必要鉄筋量を満たす鉄筋等は、鉄筋径と鉄筋間隔を変化させれば幾種類もの組合わせとなるが、次式に示す単位幅あたりのコンクリートと鉄筋の付着応力度を考慮して、その鉄筋の適合性を検討する。なお、鉄筋等の公称断面積 $A_t$ 、公称周長 $L_t$ 、公称直径 $\phi$ は標準的に定められている数値 (JIS G 3112) を使用し、計算で求められた鉄筋径のうち最大径のものを使用して鉄筋本数の低減を図る。

$$\tau_{0a} > \tau_0 = S_{max} / (U' \cdot 7 / 8 \cdot d)$$

$$U' = n \cdot L_t$$

$\tau_{0a}$  : コンクリートの許容付着応力度 (短期荷重として 1.5 倍割増し) (N/mm<sup>2</sup>)

$U'$  : 鉄筋周長の総和 (mm/m)

$n$  : 単位幅あたりの鉄筋本数 (本/m)

$L_t$  : 鉄筋の公称周長 (mm)

上式で算出した鉄筋について、間隔は次式により算出する。なお、堰堤軸方向の鉄筋及びこれらと直交する各種の横方向 (水平方向) 鉄筋の配置間隔 $P$ は、原則として300mm以下とする。

$$P = 100 / (A_s / A_t)$$

$P$  : 鉄筋の配筋間隔 (mm)

$A_t$  : 鉄筋の公称断面積 (mm<sup>2</sup>)

### ③ コンクリートに作用するせん断応力度

コンクリートと鉄筋の付着応力度に加え、単位幅あたりのコンクリートに作用するせん断応力度に対しても、次式により安定性を照査する。

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

$\tau_0$  : コンクリートの許容せん断応力度 (短期荷重として 1.5 倍割増し) (N/mm<sup>2</sup>)

$b$  : 検討単位幅       $b = 1,000\text{mm}$

#### ④ 鉄筋長

鉄筋長は、袖天端部の鉄筋のかぶり厚、水通し断面における土石流ピーク流量に対する越流水深と最大礫径 ( $D_{95}$ ) のうち大きい方の値、及び堤体本体への定着長を考慮して決定する。

鉄筋は、その強度を十分発揮させるため、鉄筋端部がコンクリートから抜け出さないよう、堤体本体に確実に定着しなければならない。堤体及び袖部への定着長は下記より求められる値を比較し、大きい方の値とする。なお、定着長は10cm単位で切り上げるものとする。

$$\textcircled{1} 20 \cdot D'$$

$$\textcircled{2} L_a = (\sigma_{sa} / 4 \cdot \tau_{0a}) \times D'$$

$D'$  : 鉄筋径 (mm)

$L_a$  : 必要定着長 (重ね継手長) (mm)

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 (短期荷重として1.5倍割増し) ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\tau_{0a}$  : コンクリートの許容付着応力度 (短期荷重として1.5倍割増し) ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

#### 4.8.3 袖部処理の特例

袖部の嵌入長は基本的に必要嵌入長を確保することとするが、地形条件上、明らかに掘削時に安全性や施工性に大きな影響が生じる場合等、やむを得ない場合には特例的に袖部対策工を検討する。

#### 解 説

砂防堰堤の袖部の両岸への嵌入長を確保することで、大規模な掘削をせざるを得ないことがある。このような場合には掘削量が多大となり、斜面の不安定化による崩落、転石の危険性が增大することで、施工中の安全確保が困難になる他、高所かつ広範囲の法面処理が必要となる等、施工が困難となるおそれがある。また、広範な掘削範囲による他の構造物への影響、自然環境や景観に対する影響等の問題が生じることがある。

このため、砂防堰堤の袖部処理については、地山へ必要嵌入長を嵌入することを原則としつつも、以下の観点から袖部嵌入に伴う地山掘削により、安全性や施工性に大きな影響が生じ、工事の安全確保等が困難になる場合は、大規模な掘削を行わない袖部処理（以下、袖部対策工）を実施してもよい。

- ・急斜面の切土に伴う工事の安全確保
- ・袖部の掘削に伴う斜面の安定性への影響
- ・袖部の掘削に伴う道路等、他の構造物への影響
- ・自然環境や景観保全への影響

本来、袖部の嵌入は、表流水や地下水の侵食、浸透による地山の弱体化、破壊により、砂防堰堤の機能が損なわれないために行われている。また、袖部の嵌入後は、地山嵌入部を風化・侵食等から保護する目的で、間詰工や護岸工等が実施されている。

このため、袖部対策工の設計にあたっては、袖部の嵌入及び間詰工等が本来有しているこれらの機能が十分発揮されるよう、設計にあたっては以下の事項に留意する。

### (1) 袖部対策工の形状

袖部の地山斜面を掘削せずに行う袖部対策工は、砂防堰堤の上下流に設けるものとする。

袖部対策工の厚さ（幅）は、従来の嵌入長程度を確保する。また、上下流方向の長さは、下流方向に嵌入長の1倍以上、上流方向に3倍以上確保することを基本とする。

### (2) 袖部対策工の施工材料

袖部対策工の材料は、現場における施工性、流域の状況等を考慮し、コンクリート又は砂防ソイルセメントを選択する。

袖部対策工を砂防ソイルセメントとする場合は、砂防ソイルセメントを堰堤本体に使用する場合と同程度の強度を確保する。

### (3) 越流・侵食に対する対応

流水や土石流が袖部を越流し、袖部対策工の損壊につながる恐れがある場合には、袖部対策工の天端を袖の天端よりも1 m程度高くすることにより対応を図る。また、砂防ソイルセメントを材料とする場合、袖部対策工の表面侵食を防止するため、流水が頻繁に作用する範囲には、コンクリート護岸、巨石張り等による被覆の必要性を検討する。

### (4) 施工上の留意点

袖部対策工の施工は、砂防堰堤本体と同時期に施工する。また、袖部対策工を施工する際には、施工箇所の地山の表土（風化が著しく、また落葉や腐植を含み空隙に富む層）を除去する。

### (5) その他の留意事項

袖部対策工の部分は砂防堰堤の堤体外として扱い、安定計算には含めない。

袖部は原則、地山と接するものとし、袖部対策工の考え方を拡大・発展させ、本来堤体として設計、施工されるべき部分の一部を袖部対策工で置き換える（地山と袖部の間を埋める）ような設計方法については、適用しない。

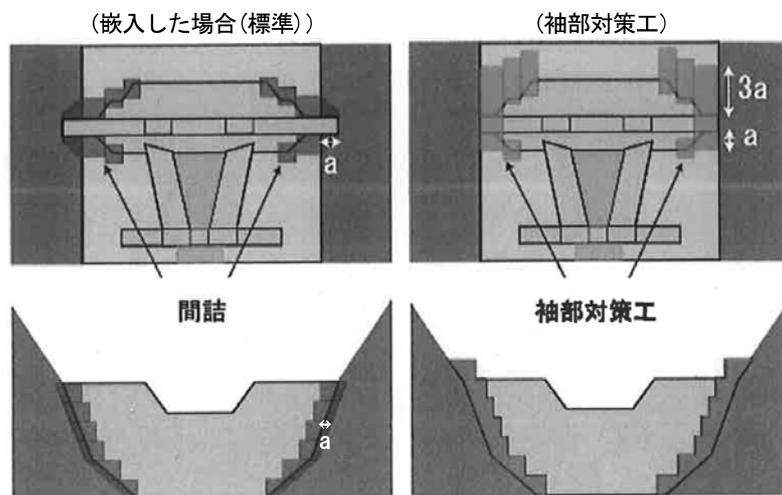


図 9-4-54 袖部対策工のイメージ（上段：平面図、下段：正面図）

#### 4.8.4 袖折れ

堰堤軸は直線を基本とするが、山脚が下流に向かって逃げる場合、堰堤長が長くなる等不利な条件となる。この場合、等高線に直になるように、上流側へ袖部を折った堰堤を計画できるものとする。

#### 解 説

堰堤配置位置が限定され、かつ直線で設置できる地形がない場合は、等高線に直になるように上流側へ袖部を折った堰堤を計画できるものとするが、異常な洪水や土石流等の外力を受けた場合、袖折れ部に予想外の応力が集中するおそれがあるため、折れ角度は $45^\circ$ 以下が望ましい。また、折れ点は伸縮目地から3m以上離すこととする。

堰堤軸を折り曲げた場合、袖天端勾配は曲げ角 $(\theta)$ に応じ、土石流区間に設置する堰堤の場合は、現溪床勾配と計画堆砂勾配との合成勾配 $(1/I')$ とする。この場合、袖高が高くなり不安定になる場合があるので、安定計算を行い、堰堤本体を補強する等配慮すること。袖高が5mとなった時点で水平と計画堆砂勾配との合成勾配 $(1/I'')$ とする。できる限り、袖折れ点を床付面の水平区間に計画し、かつ堤体段切り部の上下流のり勾配に影響が生じないように、袖折れ点付近の袖天端には水平区間を設けることが、構造、施工、数量計算等有利といえる。

また、袖折れ部が長くなる場合には、袖高が高くなることが予想されるので、この場合は堰堤上流側の地形、土石流等の拡がり方、計画堆砂勾配や範囲、設計水深等を考慮し、袖部を越流する可能性について検討した上で、袖高5m以上の袖天端の勾配や袖高を上記に拠らずに決定することもできる。

$$I' = \frac{I \cdot i}{i \cdot \cos \theta + I \cdot \sin \theta}$$

$$I'' = \frac{I}{\cos \theta}$$

左図にて、 $a = c \cdot \cos \theta$ 、 $b = c \cdot \sin \theta$ 、 $a' = c' \cdot \cos \theta$  であるから、

$$\frac{c}{I'} = \frac{a}{I} + \frac{b}{i}$$

$$= \frac{c \cdot \cos \theta}{I} + \frac{c \cdot \sin \theta}{i}$$

$$\frac{1}{I'} = \frac{\cos \theta}{I} + \frac{\sin \theta}{i}$$

$$\therefore I' = \frac{I \cdot i}{i \cdot \cos \theta + I \cdot \sin \theta}$$

$$\frac{c'}{I''} = \frac{a'}{I} = \frac{c' \cdot \cos \theta}{I}$$

$$\frac{1}{I''} = \frac{\cos \theta}{I}$$

$$\therefore I'' = \frac{I}{\cos \theta}$$

ここで、

- $i$  : 現溪床勾配
- $i'$  : 通常設ける袖天端の勾配  
(整数分の1とした勾配)
- $I$  : 計画堆砂勾配
- $I'$  : 袖高5m以下の袖折れ部の勾配
- $I''$  : 袖高5mより高い袖折れ部の勾配
- $\theta$  : 袖折れ部の曲げ角  
( $45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ )

※掃流区間の場合、 $i' = I'$ となる。

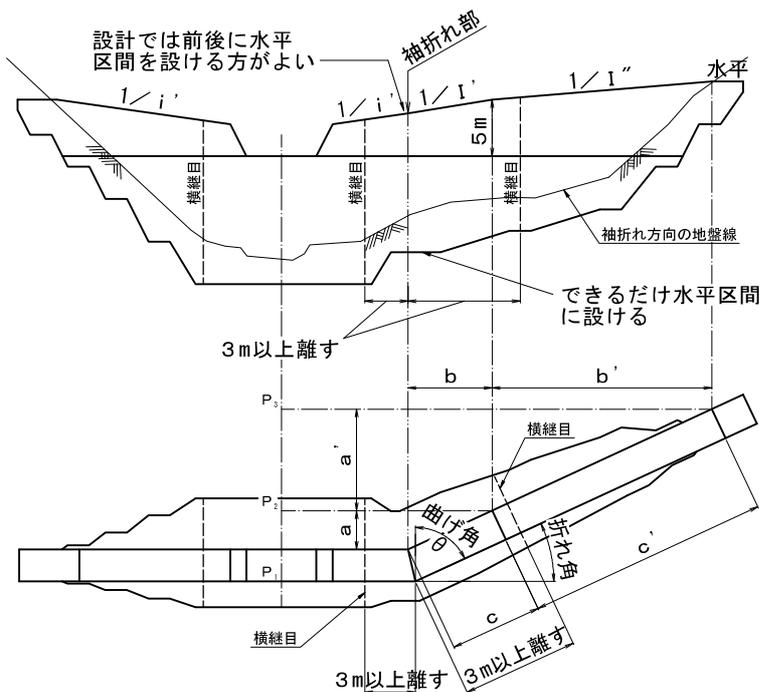


図 9-4-55 砂防堰堤の袖折れ