

卷末資料

巻末資料 目次

■ 土石流・流木対策計画例	巻末- 1
1. 保全対象の設定	巻末- 6
2. 計画規模	巻末- 6
3. 計画基準点等	巻末- 6
4. 計画で扱う土砂量等	巻末- 7
5. 土石流・流木処理計画	巻末- 21
6. 土石流・流木対策施設配置計画（透過型の場合）	巻末- 22
7. 除石（流木の除去を含む）計画（透過型の場合）	巻末- 27
8. 土石流・流木対策施設配置計画（不透過型の場合）	巻末- 28
9. 除石（流木の除去を含む）計画（不透過型の場合）	巻末- 33
■ 透過型砂防堰堤計算例	巻末- 34
1. 設計の諸元	巻末- 35
2. 設計流量の算出	巻末- 36
3. 設計水深の算出	巻末- 40
4. 安定性の検討	巻末- 43
■ 不透過型砂防堰堤計算例	巻末- 74
1. 設計の諸元	巻末- 75
2. 設計流量の算出	巻末- 76
3. 設計水深の算出	巻末- 82
4. 安定性の検討	巻末- 86
5. 前庭保護工の設計	巻末-113
■ 鋼製透過型砂防堰堤	巻末-115

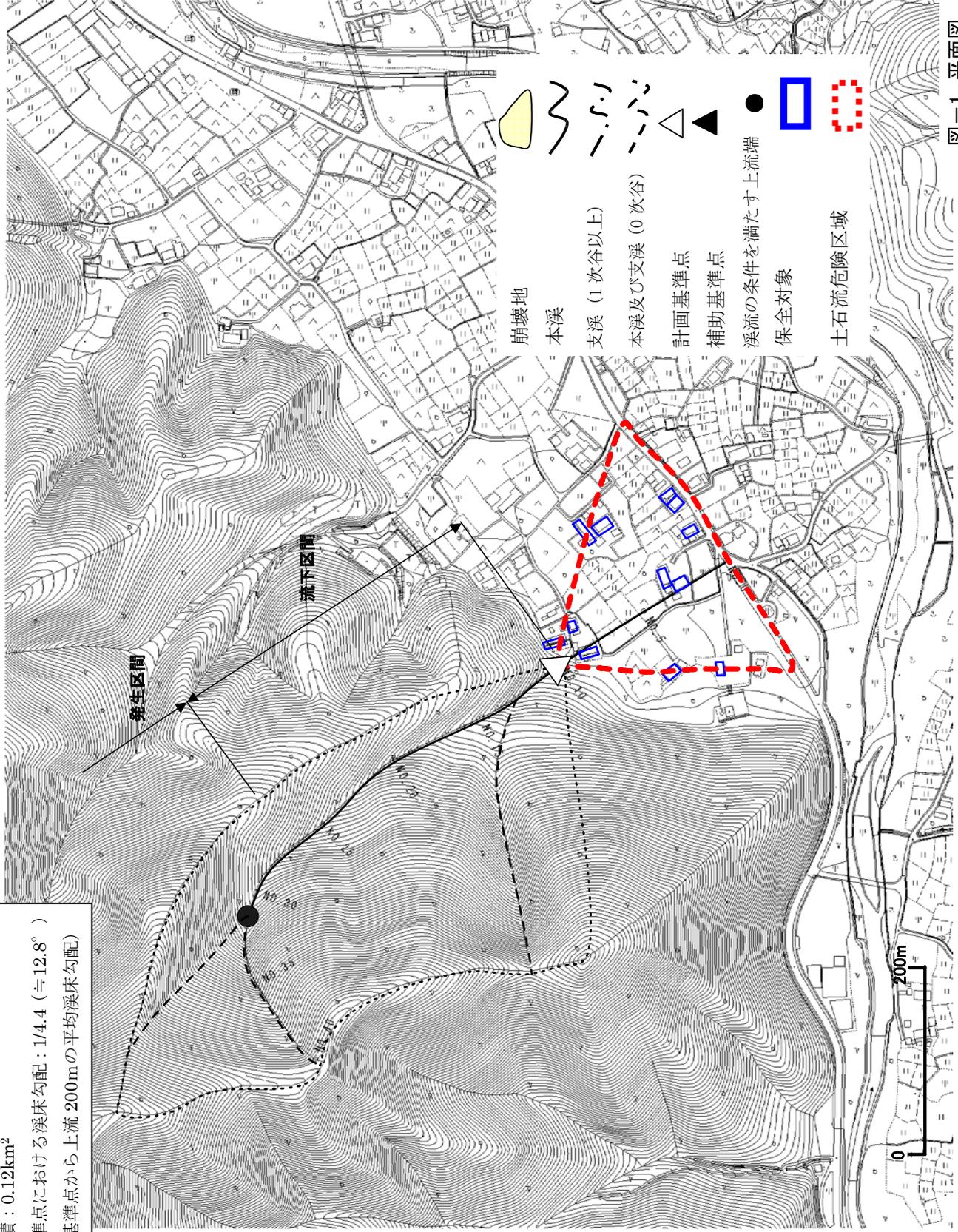
土石流・流木対策計画例

砂防基本計画(土石流・流木対策)計画例

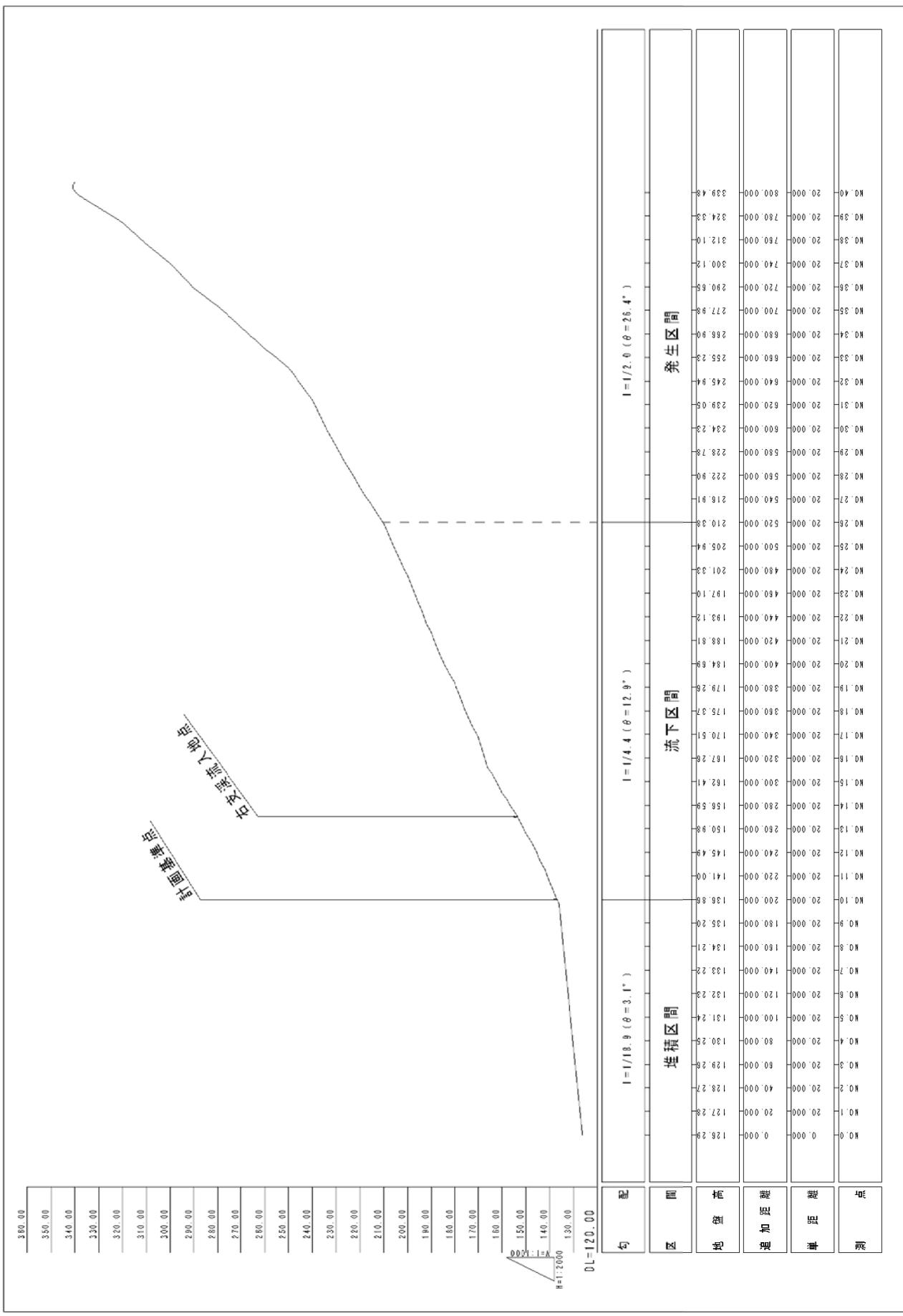
「砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)」及び「土石流・流木対策設計技術指針」に基づいた計画例をとりまとめる。

流域面積：0.12km²

計画基準点における渓床勾配：1/4.4 (≒12.8°)
(計画基準点から上流 200mの平均渓床勾配)



図一1 平面図



図一2 本溪縦断面図

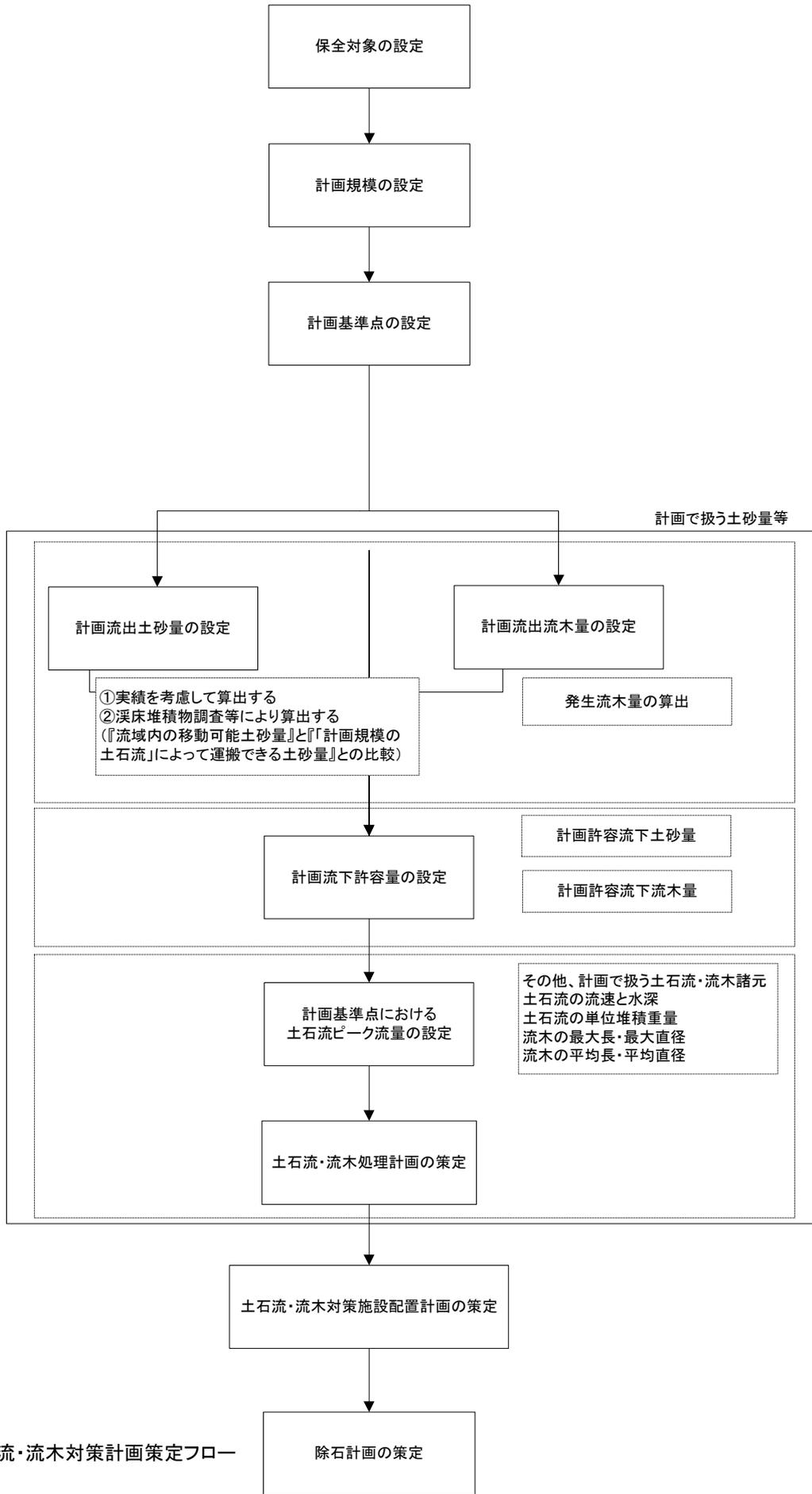


図-3 土石流・流木対策計画策定フロー

◎流域概要

本流域は、土石流危険渓流Ⅰで、流域面積は0.12km²で計画基準点と本溪の源頭部の標高差が200m、本溪の溪流の延長が600mである。計画基準点より下流の堆積区間に田畑が広がり、人家が点在している。

溪床堆積土砂は、粒径0.10～1.2m（最大礫径（d₉₅）1.0m）で、本溪及び支溪に堆積している。また、崩壊可能土砂量を的確に推定できる崩壊地は存在しない。流域内に明瞭な崩壊地形はないが、古い崩壊跡地が源頭部周辺に存在している。

兩岸の斜面には、土砂とともに流出すると想定されるスギの植林（最大樹高（H_{wm}）30m、平均樹高（h_{wa}）20m、最大直径（R_{wm}）50cm、平均直径（R_{wa}）30cm）が見られる。

表-1 流域概要表

流域面積	0.12km ²	最大礫径（d ₉₅ ）	1.0m
支溪数	1	主要樹種	スギ
表流水の有無	無し	土石流発生実績	2回 (1969年, 2004年)

1. 保全対象の設定

本溪流における保全対象は、土石流危険区域（「土石流危険渓流および土石流危険区域調査要領（案）」に基づき設定）内に存在する12戸の人家とする。（図-1参照）

2. 計画規模

計画規模は、100年超過確率とする。

計画規模の年超過確率の降雨量は P_p=406.6mm/24h である。

3. 計画基準点等

計画基準点は、保全対象である人家及び田畑の上流とする（図-1参照）。

●保全対象

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説2.2
※『土石流危険渓流カルテ』等、既存の調査結果がある
場合にはこれを転記する。

●計画規模

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説2.3

●計画基準点等

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説2.4

4. 計画で扱う土砂量等

4.1 計画流出量

(1) 計画流出土砂量 (V_d)

計画流出土砂量は、「流域内の移動可能土砂量」と、「計画規模の土石流」と、「計画規模の土石流」によって運搬でき
る土砂量」を比較して小さい方の値とする。ただし、算出した計画流出土砂量が $1,000\text{m}^3$
以下の場合には、計画流出土砂量を $1,000\text{m}^3$ とする。

① 流域内の移動可能土砂量 (V_{dy1})

流域内の移動可能土砂量 (V_{dy1}) は、以下の式により算出する。

$$V_{dy1} = V_{dy11} + V_{dy12} \dots \dots \dots (1)$$

$$V_{dy11} = \sum (A_{dy11} \times L_{dy11}) \dots \dots \dots (2)$$

$$A_{dy11} = B_d \times D_e \dots \dots \dots (3)$$

V_{dy11} : 流出土砂量を算出しようとしている地点、計画基準点あるいは補助基準点か
ら 1 次谷の最上流端までの区間の移動可能渓床堆積土砂量 (m^3)

V_{dy12} : 崩壊可能土砂量 (m^3)

A_{dy11} : 移動可能渓床堆積土砂の平均断面積 (m^2)

L_{dy11} : 流出土砂量を算出しようとしている地点、計画基準点あるいは補助基準点か
ら 1 次谷の最上流端まで渓流に沿って測った距離 (m)

B_d : 土石流発生時に侵食が予想される平均渓床幅 (m)

D_e : 土石流発生時に侵食が予想される渓床堆積土砂の平均深さ (m)

上記のうち崩壊可能土砂量 (V_{dy12}) は、既往崩壊地からの拡大崩壊量が調査結果より把
握できている箇所は崩壊可能土砂量として算出するが、それ以外での流域内の崩壊箇所は
的確に推定することが困難であるため、0 次谷の崩壊を含めた次式より算出する。

$$V_{dy12} \cong \sum (A_{dy12} \times L_{dy12}) \dots \dots \dots (4)$$

$$A_{dy12} = B_d \times D_e \dots \dots \dots (5)$$

A_{dy12} : 0 次谷における移動可能渓床堆積土砂量の平均断面積 (m^2)

L_{dy12} : 流出土砂量を算出しようとする地点より上流域の 1 次谷の最上流端から流域の
最遠点までの流路谷筋に沿って計った距離 (m)

● 流出土砂量の算出方法

…砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説 2.7.1

※ ここでは、 $B_d \cdot D_e$ は、現地調査結果等により谷次数毎に
設定することとした。このため、 $A_{dy11} \cdot V_{dy11}$ も谷次数毎
に算出することとなり、流域内の移動可能土砂量 (V_{dy1}) の
算出に使用する V_{dy11} は、谷次数毎に算出した V_{dy11} の
合計とした。

● 侵食幅、侵食深

…砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説 2.7.1 (1)

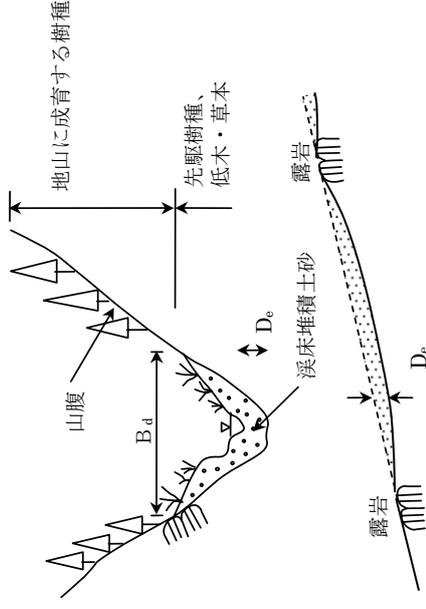
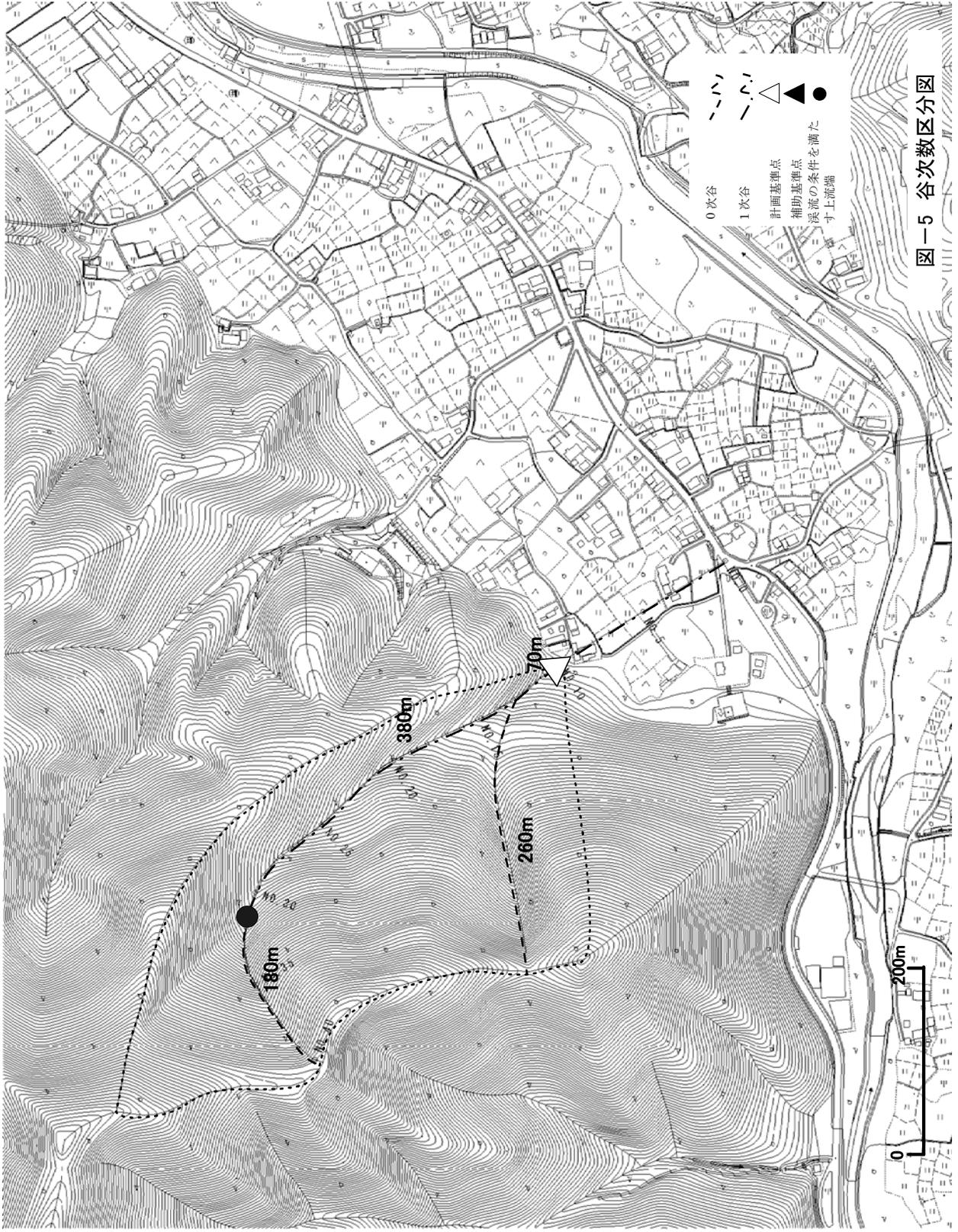


図-4 侵食幅、侵食深の調査方法

※侵食幅 (B_d)・侵食深 (D_e) の推定は、以下の点に留意
して行う。

- ・ 地山の斜面勾配と渓床付近の斜面勾配との緩急
- ・ 露岩の状況 (位置, 斜面勾配等)
- ・ 植生の生育状況 (草本, 低木・高木) 変化

※1 次谷以上の谷地形を有する支渓は、1 次谷の上流端か
ら流域の最遠点までの流路谷筋を 0 次谷とする。



図一5 谷次数区分図

当該溪流では、崩壊地からの崩壊可能土砂量を的確に推定することが困難であるため、0次谷の崩壊を含めた式により崩壊可能土砂量を算出するものとして、流域内の移動可能土砂量を表-2 (1) ~ (3) に示す通り算出する。

表-2 (1) 計画基準点における移動可能渓床堆積土砂量

地点	谷次数	溪流の延長 L_{dy11} (m) ①	平均 渓床幅 B_d (m) ②	渓床堆積土砂の 平均深さ D_c (m) ③	移動可能渓床堆積土砂の 平均断面積 A_{dy11} (m^3) ④=②×③	移動可能渓床 堆積土砂量 V_{dy11} (m^3) ⑤=①×④
計画 基準点	1次谷	450	5.0	1.0	5.0	2,250

表-2 (2) 計画基準点における崩壊可能土砂量

地点	0次谷の崩壊可能土砂量				崩壊可能土砂量 V_{dy12} (m^3) ⑩=⑥×⑨
	溪流の延長 L_{dy12} (m) ⑥	平均 渓床幅 B_d (m) ⑦	渓床堆積土砂の 平均深さ D_c (m) ⑧	移動可能渓床堆積土砂の 平均断面積 A_{dy12} (m^3) ⑨=⑦×⑧	
計画 基準点	180+260	3.0	0.5	1.5	660

表-2 (3) 計画基準点における流域内の移動可能土砂量

移動可能渓床堆積土砂量 V_{dy11} (m^3) ⑤	崩壊可能土砂量 V_{dy12} (m^3) ⑩	流域内の 移動可能土砂量 V_{dy1} (m^3) ⑪=⑤+⑩
2,250	660	2,910

② 「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量(V_{dy2})

「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量は、式(6)により算出する。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \times P_p \times A}{1 - K_v} \times \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) K_{r2} \dots \dots \dots (6)$$

P_p : 計画規模の年超過確率の降雨量 (mm/24h)

A : 流域面積 (km²)

C_d : 土石流濃度

K_v : 空ゲキ率 (0.4程度)

K_{r2} : 流出補正率

土石流濃度 (C_d) は、式(7)により算出する。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta)} \dots \dots \dots (7)$$

C_d : 土石流濃度 ($0.30 \leq C_d \leq 0.9C_*$)

σ : 礫の密度 (2,600kg/m³)

ρ : 水の密度 (1,200kg/m³)

ϕ : 堆積土砂の内部摩擦角 (35°)

θ : 計画基準点から上流 200m の平均溪床勾配 (°)

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6)

流出補正率 (K_{r2}) は、式(8)により算出する。

$$K_{r2} = 0.05 (\log A - 2.0)^2 + 0.05 \dots \dots \dots (8)$$

K_{r2} : 流出補正率 ($0.1 \leq K_{r2} \leq 0.5$)

A : 流域面積 (km²)

● 「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量 (V_{dy2})
 ……砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説 2.7.1 (2)

● 土石流濃度

……砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説 2.7.3

C_d : 土石流濃度 ($0.3 \leq C_d \leq 0.9C_*$)

σ : 礫の密度 (2,600kg/m³) ※

ρ : 水の密度 (1,200kg/m³) ※

ϕ : 堆積土砂の内部摩擦角 (35°) ※

θ : 計画地点から上流 200m の平均溪床勾配 (12.8°)

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6) ※

※ここでは、一般値を用いた。

計画基準点における土石流濃度 (C_d) は、以下の通り算出される.

$$C_d = \frac{1200 \times \tan 12.8^\circ}{(2600 - 1200) (\tan 35^\circ - \tan 12.8^\circ)} = 0.412 \div 0.41$$

上記算出結果により $0.30 \leq C_d \leq 0.9C_*$ となるため計画基準点における土石流濃度は $C_d = 0.41$ となる.

表-3 計画基準点における「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量

地点	降雨量 P_p (mm/24h)	流域面積 A (km ²)	溪床勾配 θ (°)	土石流濃度 C_d	流出補正率 K_{f2}	「計画規模の土石流」に よって運搬できる土砂量 V_{d2} (m ³)
計画基準点	406.6	0.12	12.8	0.41	0.48	27,200

③計画流出土砂量 (V_d)

計画基準点における計画流出土砂量は、表-4 の通りとなる.

表-4 流域内の移動可能土砂量と「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量の比較

地点	流域内の 移動可能土砂量 V_{d1} (m ³)	「計画規模の土石流」に よって運搬できる土砂量 V_{d2} (m ³)	計画流出土砂量 V_d (m ³)
計画基準点	2,910	27,200	2,910

(2) 計画流出流量

① 発生流量 (V_{wy})

ここでは、発生流量は現況調査に基づく方法で算出する。

現況調査法は、代表的な林相の $10m \times 10m$ の範囲のサンプリング調査とした。なお、 $10m \times 10m$ の範囲は、水平方向にとるものとする。溪岸斜面勾配等により水平方向に $10m \times 10m$ の範囲をとることが困難な場合、必要に応じて補正を行うものとする。

表一5 発生流量

調査項目	調査結果	備考
計画基準点等から流域の最遠点まで流路に沿って測った距離の総和 (L_{oy13})	0 次谷 : 440m 1 次谷 : 450m	180+260=440 380+70=450 (図一5 より)
平均溪床幅 (B_d)	0 次谷 : 3.0m 1 次谷 : 5.0m	
主要樹種	スギ	針葉樹
100m ² 当りの本数	8 本	
樹高 (H_m) [*]	20m	
胸高直径 (R_m) [*]	0.3m	
胸高係数 (K_d)	0.47	胸高係数の図より
単木材積 (V_{wy2})	0.66m ³	$V_{wy2} = 3.14 \times 20 \times 0.3^2 \times 0.47/4$
100m ² 当りの材積 (ΣV_{wy2})	5.28m ³	$\Sigma V_{wy2} = 0.66 \times 8$
発生流量 (V_{wy})	0 次谷 : 70m ³ 1 次谷 : 119m ³ $V_w = 189m^3$	$V_{wy} = (B_d \times L_{oy13}) \times \Sigma V_{wy2}/100$

^{*}樹高・胸高直径は、サンプリング調査結果に基づいて $10m \times 10m$ の範囲内に自生する立木 1 本毎に設定する。設定した樹高・胸高直径により、 $10m \times 10m$ の範囲内の立木 1 本毎に単木材積を算出し、その合計を $100m^2$ 当りの材積 (ΣV_{wy2}) とする。

② 計画流出流量 (V_w)

計画流出流量は、発生流量に流出流量率を乗じて算出する。

流出流量率は、計画対象流域及び近傍流域に実績値が存在する場合には、これを用いても良いが、実績値がない場合は一般値 (0.8~0.9) を使用する。

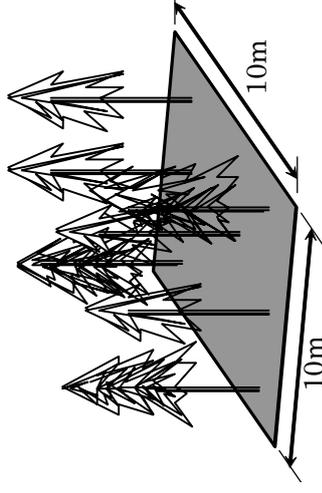
当該溪流は流出率の実績値がないことから、当該溪流の流出流量率は、最も安全側の値として一般値の最大である 0.9 とする。

$$V_w = 0.9 \times V_{wy} \\ = 0.9 \times 189 \approx 170 \text{ (m}^3\text{)}$$

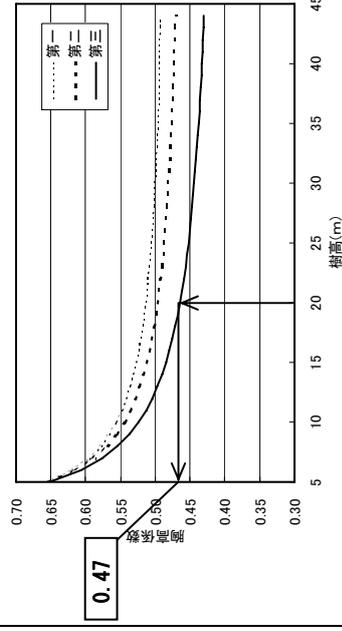
● 現況調査法による発生流量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 2.7.2 発生流量の算出は、原則として流木の発生が予想される箇所に存在する樹木、流木等の量、長さ、直径を直接的に調査する方法(「現況調査法」)を用いる。

この方法は、発生流木の対象となる範囲の樹木や流木の全てを調査する方法(「全数調査法」)と、それらの代表箇所のいくつかをサンプリング調査する方法(「サンプリング調査法」)に分かれる。実際には、全数調査法では調査範囲が広範囲にわたる場合が多いため、現況調査法うちのサンプリング調査法を用いる。



図一6 サンプリング範囲の例



図一7 胸高係数

- (備考) 第一 エゾマツ、トドマツ
第二 ヒノキ、サワラ、アスナロ、コウヤマキ
第三 スギ、マツ、モミ、ツガその他の針葉樹および広葉樹

(3) 計画流出量 (V)

計画流出量は、計画流出土砂量と計画流出流木量の和とする。

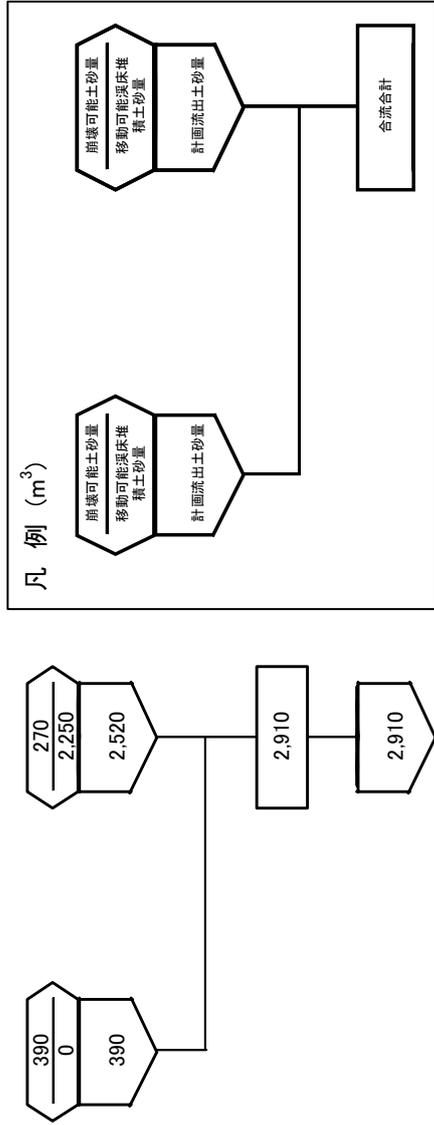


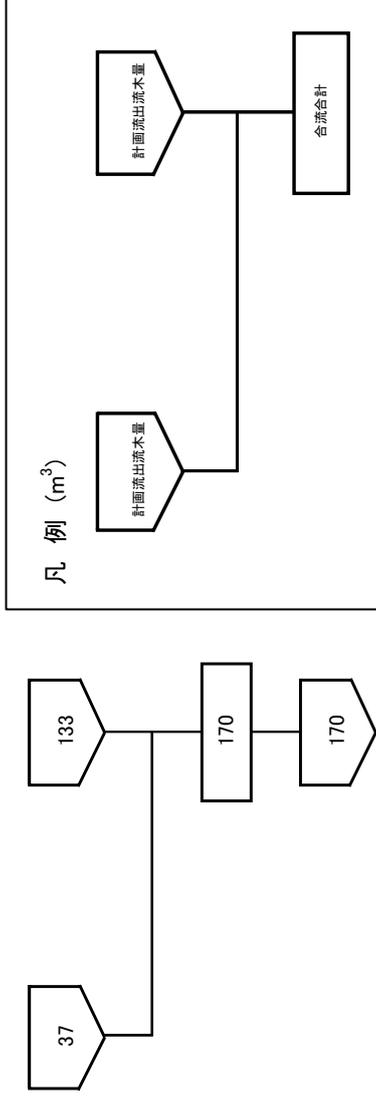
図-8 計画流出土砂量

● 計画流下許容量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 2.5.2

※計画流下許容量は原則として 0m^3 としているが、この限りでない条件としては、以下に示すようなことが考えられる。

- ・計画基準点～保全対象の間に、土砂及び流木を堆積させることのできる容量を有する土石流堆積工が配置できる。この場合においては、計画基準点～土石流堆積工の間に土砂及び流木が堆積しないよう十分に配慮（勾配変化点の解消、橋梁の設置を避ける等）する。
- ・土石流ピーク流量を流下させることのできる断面を有する土石流導流工が、計画基準点より下流に配置できる。但し、この場合において、計画流下許容量は 0m^3 とする。



図一9 計画流出流量

表一6 計画基準点・補助基準点における流出量

地点	計画流出土砂量 $V_d(\text{m}^3)$	計画流出流木量 $V_w(\text{m}^3)$	計画流出量 $V(\text{m}^3)$
計画基準点	2,910	170	3,080

4. 2 計画流下許容量(W)

(1)計画流下許容土砂量(W_d)

当該溪流では、 0m^3 とする。

(2)計画流下許容流木量(W_w)

当該溪流では、 0m^3 とする。

(3)計画流下許容量(W)

当該溪流では、上記より 0m^3 となる。

4.3 計画基準点における土石流ピーク流量

4.3.1 1波の土石流により流出すると想定される土砂量 (V_{dqp}) の算出

1波の土石流により流出すると想定される土砂量 (V_{dqp}) は、土石流・流木対策施設のな
い状態を想定して、溪流の延長・移動可能渓床堆積土砂の平均断面積、崩壊可能土砂量を総
合的に判断して最も土砂量の多くなる「想定土石流流出区間」を設定し、この区間内におけ
る移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち、比較して小さい方の値とする。

(1) 想定土石流流出区間の設定と移動可能土砂量の算出

当該溪流では、図-11 (1) ~ (2) に示した 2 つの想定土石流流出区間が想定され、
それぞれ移動可能土砂量を算出すると、表-7 に示す通りとなる。

表-7 想定土石流流出区間の移動可能土砂量

想定土砂 流出区間	移動可能渓床堆積土砂量		想定土砂流出区間 の移動可能土砂量 (m^3)
	0次谷 土砂量 (m^3)	1次谷 土砂量 (m^3)	
①	270	2,250	2,520
②	390	350	740

表-7 より、想定土石流流出区間は、1波の土石流により流出すると想定される土砂量
が最大となる①となる。また、想定土石流流出区間の移動可能土砂量は、 $2,520m^3$ となる。

● 想定土石流流出区間

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 2.7.3

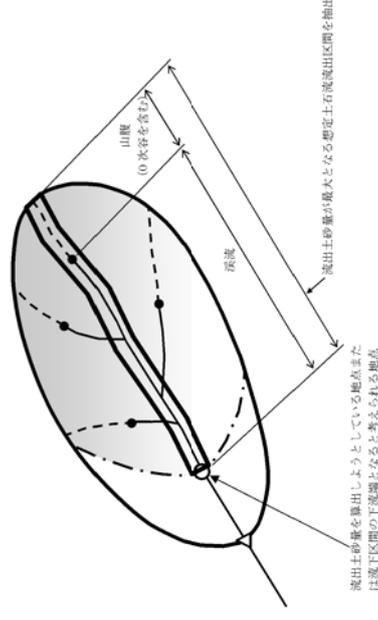


図-10 想定土石流流出区間のイメージ図

※土石流ピーク流量 (Q_{sp}) の算出地点が堆積区間 ($\theta \leq 10^\circ$) の場合、1波の土石流により流出すると想定される土砂量 (V_{dqp}) は、渓床勾配が $\theta > 10^\circ$ となる流域を対象として算出する。

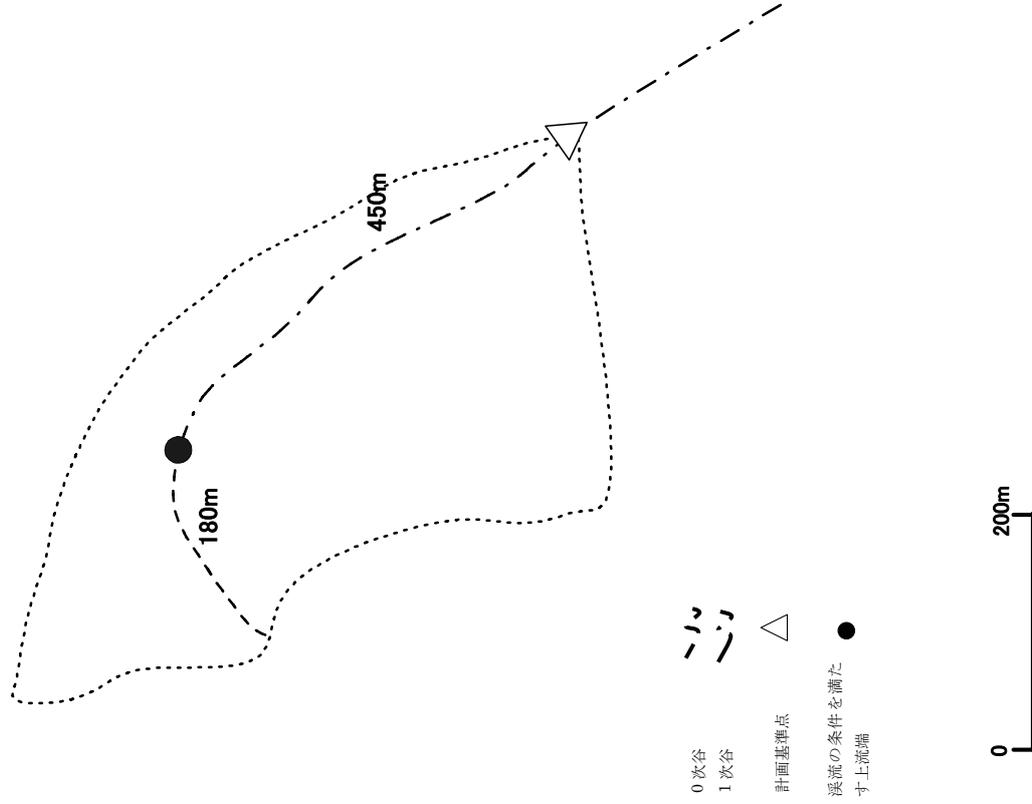


図-11 (1) 想定土石流出区間①

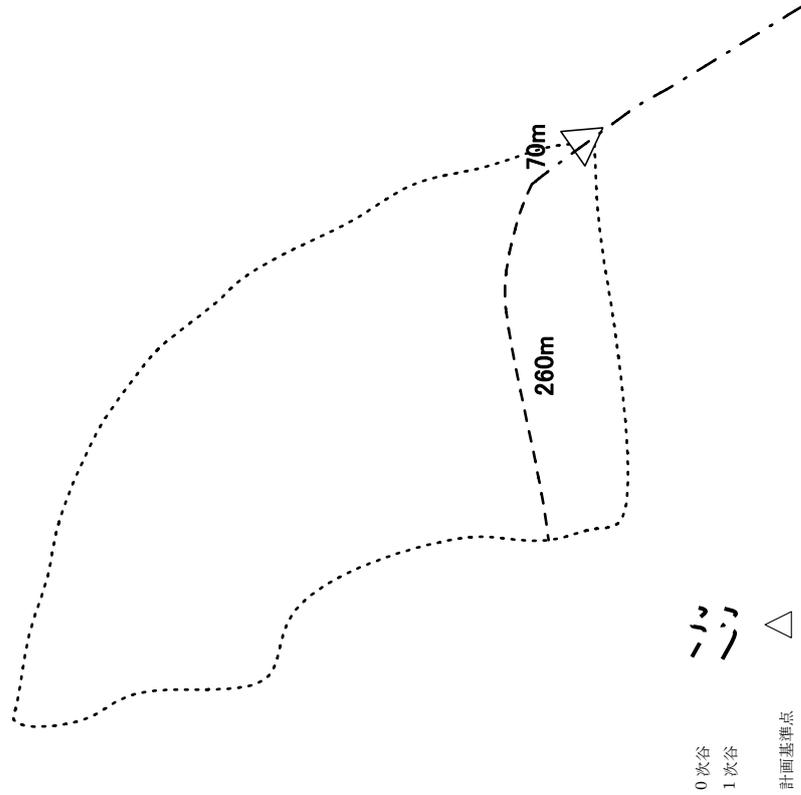


図-11 (2) 想定土石流流出区間②

(2) 想定土石流流出区間の運搬可能土砂量

想定土石流流出区間の運搬可能土砂量は、土石流ピーク流量を算出する地点が計画基準点であるため、計画基準点における運搬可能土砂量を用いる。従って、4. 1 (1) ②より運搬可能土砂量は $27,200\text{m}^3$ とする。

(3) 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量

想定土石流流出区間における移動可能土砂量、運搬可能土砂量を算出した結果、移動可能土砂量 ($2,520\text{m}^3$) < 運搬可能土砂量 ($27,200\text{m}^3$) となったため、1 波の土石流により流出すると想定される土砂量は $V_{\text{dqp}} = 2,520\text{m}^3$ とする。

4.3.2 土石流濃度

土石流の濃度 (C_d) は、式 (7) により算出する。下式により土石流濃度を算出した結果、土石流濃度は $C_d=0.41$ となる。

$$\begin{aligned}
 C_d &= \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta)} \dots \dots \dots (7) \\
 &= \frac{1200 \times \tan 12.8^\circ}{(2600 - 1200)(\tan 35^\circ - \tan 12.8^\circ)} \\
 &= 0.412 \approx 0.41
 \end{aligned}$$

4.3.3 計画基準点における土石流ピーク流量

土石流ピーク流量 (Q_{sp}) は、土石流総流量 (ΣQ) との関係から算出する。下式により $Q_{sp}=37m^3/s$ と算出される。

$$\begin{aligned}
 Q_{sp} &= 0.01 \times \Sigma Q \dots \dots \dots (8) \\
 \Sigma Q &= \frac{V_{dap} \cdot C_*}{C_d} \dots \dots \dots (9) \\
 \therefore Q_{sp} &= 0.01 \times \frac{V_{dap} \cdot C_*}{C_d} \\
 &= 0.01 \times \frac{2,520 \times 0.6}{0.41} = 36.9m^3/s
 \end{aligned}$$

Q_{sp} : 流出土砂量に基づく土石流ピーク流量 (m^3/s)
 ΣQ : 土石流総流量 (m^3)
 V_{dap} : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量 (空隙込み) (m^3)
 C_* : 堆積土砂の容積土砂濃度 (0.6)
 C_d : 土石流濃度

● 土石流濃度

…砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説 2.7.3

- C_d : 土石流濃度 ($0.3 \leq C_d \leq 0.9C_*$)
- σ : 礫の密度 ($2,600kg/m^3$)
- ρ : 水の密度 ($1,200kg/m^3$)
- ϕ : 堆積土砂の内部摩擦角 (35°)
- θ : 計画地点から上流 200m の平均溪床勾配 (12.8°)
- C_* : 堆積土砂の容積土砂濃度 (0.6)

5. 土石流・流木処理計画

当該溪流では、地形条件や施工性（流域内への進入のし易さ等）を考慮して、可能な限り下流側に砂防設備を配置することで土石流および土砂とともに流出する流木を処理する計画とする。

土石流・流木処理計画は、式（10）を満足するように策定する。

$$V - W - (X + Y + Z) = (V_d + V_w) - (W_d + W_w) - \{(X_d + X_w) + (Y_d + Y_w) + (Z_d + Z_w)\} = 0 \dots \dots \dots (10)$$

<計画基準点>

$$(X + Y + Z) \geq 3,080$$

ここで、

- V : 計画流出量 (m³) ……「4. 1 (3) 計画流出量」(p14) 参照
- W : 計画流下許容量 (m³) ……「4. 2 計画流下許容量」(p15) 参照
- X : 土石流・流木対策施設の計画捕捉量 (m³) ……表-8 (p25) 参照
- Y : 土石流・流木対策施設の計画堆積量 (m³) ……表-8 (p25) 参照
- Z : 土石流・流木対策施設の計画発生(流出)抑制量 (m³) ……表-8 (p25) 参照
- V_d : 計画流出土砂量 (m³) ……「4. 1 (1) 計画流出土砂量」(p7) 参照
- V_w : 計画流出流木量 (m³) ……「4. 1 (2) 計画流出流木量」(p12) 参照
- W_d : 計画流下許容土砂量 (m³) ……「4. 2 計画流下許容量」(p15) 参照
- W_w : 計画流下許容流木量 (m³) ……「4. 2 計画流下許容量」(p15) 参照
- X_d : 計画捕捉土砂量 (m³) ……表-8 (p25) 参照
- X_w : 計画捕捉流木量 (m³) ……表-8 (p25) 参照
- Y_d : 計画堆積土砂量 (m³) ……表-8 (p25) 参照
- Y_w : 計画堆積流木量 (m³) ……表-8 (p25) 参照
- Z_d : 計画土石流発生(流出)抑制量 (m³) ……表-8 (p25) 参照
- Z_w : 計画流木発生抑制量 (m³) ……表-8 (p25) 参照

●土石流・流木処理計画
…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）
解説 2.6.1

6. 土石流・流木対策施設配置計画(透過型の場合)

土石流・流木対策施設は、計画で扱う土砂量等、土砂移動の形態、保全対象との位置関係等を考慮して、土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するよう配置する。

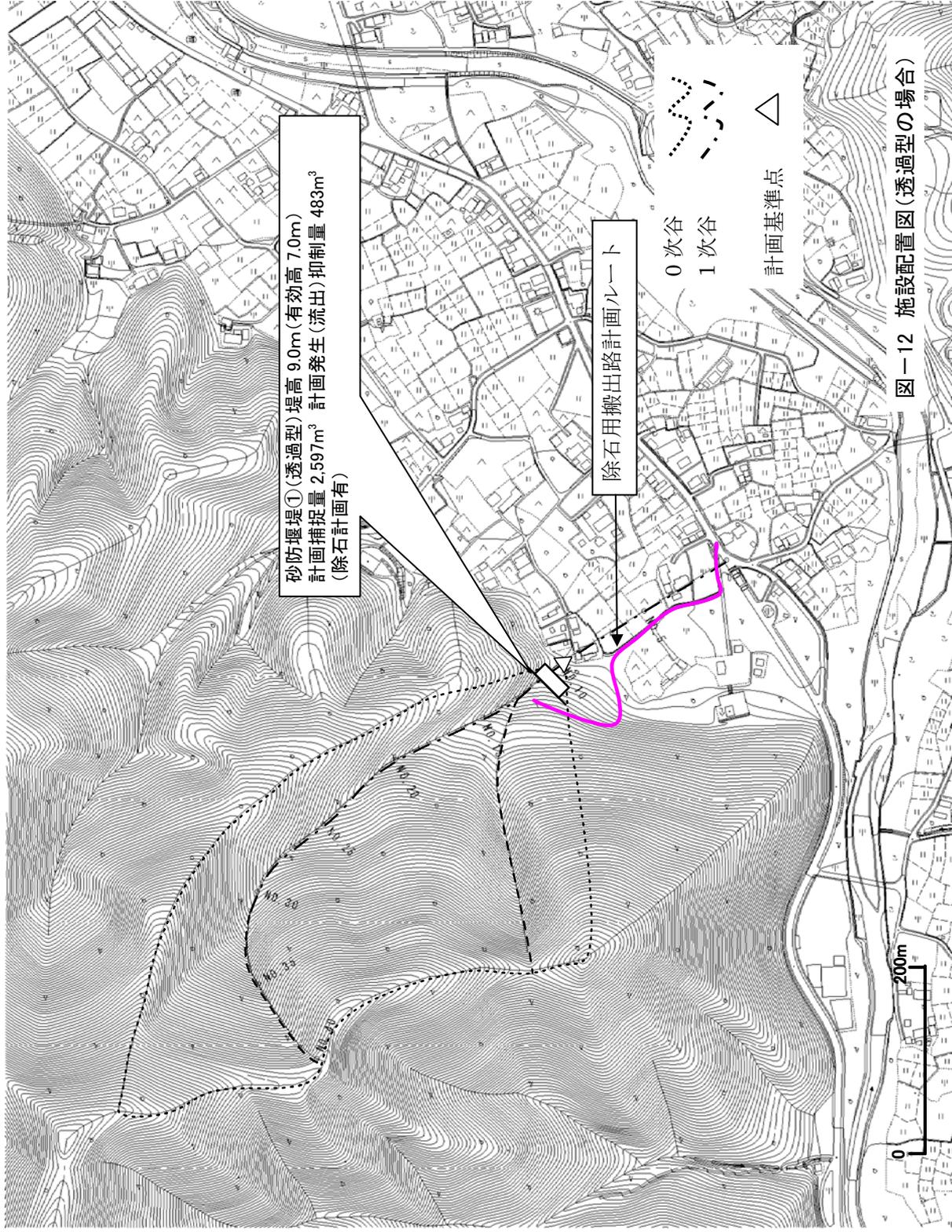
当該流域においては、左記の土石流・流木対策施設における留意点を考慮し、総合的に判断した結果、計画基準点付近に透過型砂防堰堤 1 基を配置することとした。

計画基準点付近に透過型砂防堰堤

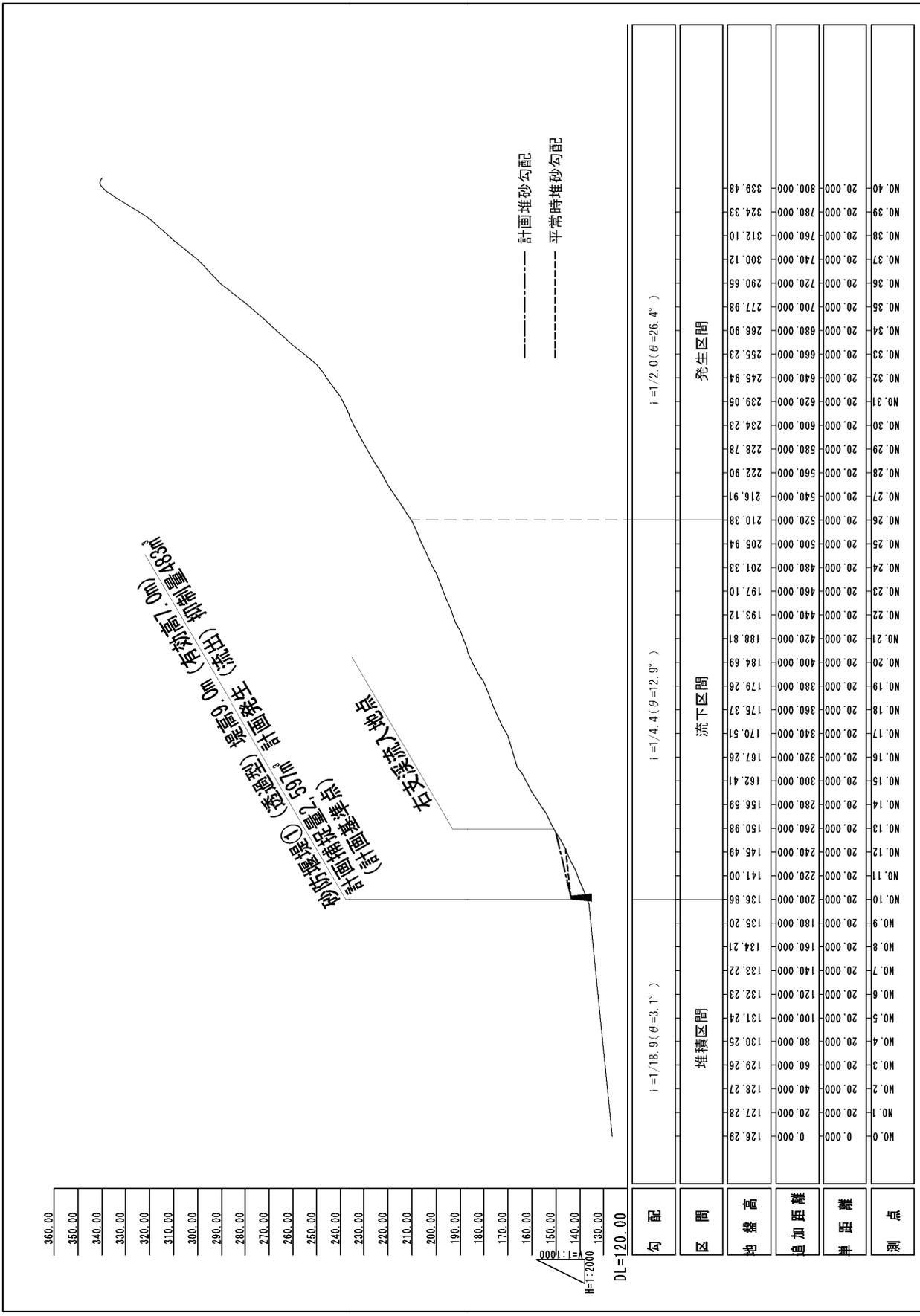
—— 1 基

●土石流・流木対策施設配置計画
…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説

第 3 節



図一12 施設配置図(透過型の場合)



350.00
350.00
340.00
340.00
330.00
330.00
320.00
310.00
300.00
290.00
280.00
270.00
260.00
250.00
240.00
230.00
220.00
210.00
200.00
190.00
180.00
170.00
160.00
150.00
140.00
130.00
DL=120.00
H=1:2000

測点	単距離	追加距離	地盤高	区間	勾配
NO.0	0.000	0.000	126.29	堆積区間	$i = 1/18.9 (\theta = 3.1^\circ)$
NO.1	20.000	20.000	127.28		
NO.2	40.000	40.000	128.27		
NO.3	60.000	60.000	129.26	流下区間	$i = 1/4.4 (\theta = 12.9^\circ)$
NO.4	80.000	80.000	130.25		
NO.5	100.000	100.000	131.24		
NO.6	120.000	120.000	132.23	発生区間	$i = 1/2.0 (\theta = 26.4^\circ)$
NO.7	140.000	140.000	133.22		
NO.8	160.000	160.000	134.21		
NO.9	180.000	180.000	135.20		
NO.10	200.000	200.000	136.19		
NO.11	220.000	220.000	141.00		
NO.12	240.000	240.000	145.49		
NO.13	260.000	260.000	150.98		
NO.14	280.000	280.000	156.59		
NO.15	300.000	300.000	162.41		
NO.16	320.000	320.000	167.26		
NO.17	340.000	340.000	170.51		
NO.18	360.000	360.000	175.26		
NO.19	380.000	380.000	179.26		
NO.20	400.000	400.000	184.69		
NO.21	420.000	420.000	188.81		
NO.22	440.000	440.000	193.12		
NO.23	460.000	460.000	197.10		
NO.24	480.000	480.000	201.33		
NO.25	500.000	500.000	205.94		
NO.26	520.000	520.000	210.38		
NO.27	540.000	540.000	216.91		
NO.28	560.000	560.000	222.90		
NO.29	580.000	580.000	228.78		
NO.30	600.000	600.000	234.23		
NO.31	620.000	620.000	239.05		
NO.32	640.000	640.000	245.94		
NO.33	660.000	660.000	255.23		
NO.34	680.000	680.000	266.90		
NO.35	700.000	700.000	277.98		
NO.36	720.000	720.000	290.65		
NO.37	740.000	740.000	300.12		
NO.38	760.000	760.000	312.10		
NO.39	780.000	780.000	324.33		
NO.40	800.000	800.000	339.48		

図-13 計画縦断面図 (透過型の場合)

※配置しようとしている土石流・泥石流・流木対策施設において、
『計画流出流量 ≤ 計画捕捉流量 + 計画堆積流量 +
計画流木発生抑制量』となった場合、土石流・流木対策
施設の流木に対する効果は、『計画流木発生抑制量 ⇒ 計
画堆積流量 ⇒ 計画捕捉流量』の順で計上する。

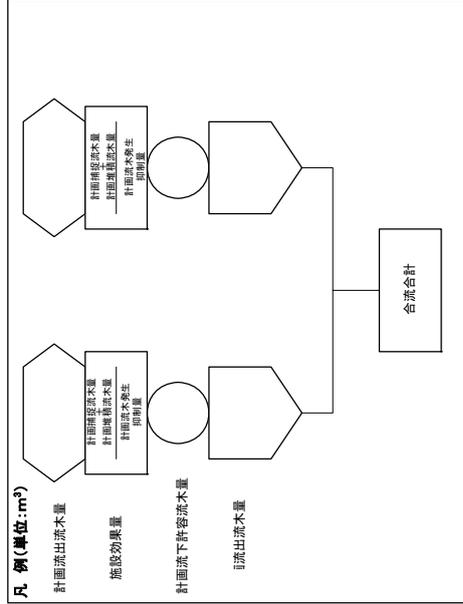
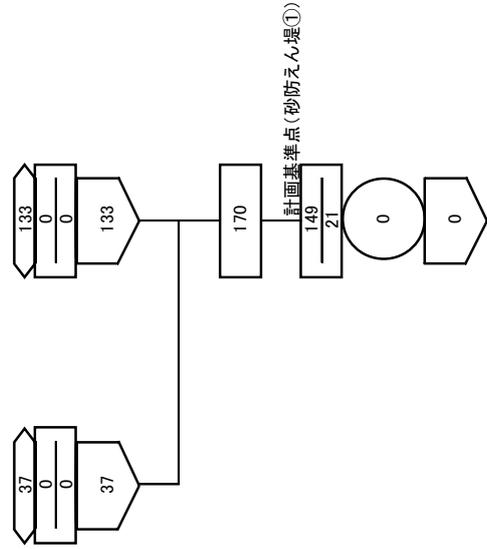


図-15 計画施設配置後の流木収支図 (透過型の場合)

7. 除石(流木の除去を含む)計画(透過型の場合)

当該溪流では、土石流・流木処理計画において必要とする計画捕捉量・計画堆積量を確保するため、除石(流木の除去を含む)計画を策定する必要がある。

除石(流木の除去を含む)計画の策定では、『(1) 除石量』、『(2) 除石による発生する土砂及び流木の処理』、『(3) 除石の実施時期』について検討を行う。

(1) 除石量

除石量は、土石流・流木処理計画上必要となる必要最低限の量とする。

『5. 土石流・流木処理計画』では、以下の式に示す通り、計画捕捉量(X)・計画堆積量(Y)・計画発生(流出)抑制量(Z)の合計を、計画流出量(V=3,080m³)以上としている。

$$(X + Y + Z) \geq 3,080\text{m}^3$$

計画捕捉量(X)・計画堆積量(Y)・計画発生(流出)抑制量(Z)のうち、計画発生(流出)抑制量(Z)は除石の対象外であることから、計画流出量から計画発生(流出)抑制量(Z)(表-8よりZ=483m³)を差し引いた値が、土石流・流木処理計画上必要となる必要最低限の除石量となり、当該溪流における除石量は、以下に示す通り2,597m³となる。

$$\underline{\underline{\text{除石量} = 3,080 - 483 = 2,597\text{m}^3}}$$

(2) 除石により発生する土砂及び流木の処理

除石により発生する土砂及び流木は、図-12にルートを示した除石用搬出路を使用してダンプトラックにより搬出する。

(3) 除石の実施時期

除石(流木の除去を含む)には、定期的な点検に基づいて平常時に流出する土砂及び流木を除去する「定期的な除石(流木の除去を含む)」と、土石流発生後等の緊急時に実施する「緊急除石(流木の除去を含む)」とがあり、各々適切な時期に実施する。

● 除石(流木の除去を含む)計画

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説第4節

※ 除石計画は、土石流・流木対策施設配置計画と並行して検討する必要がある。

※ 土石流・流木処理計画において必要とする計画捕捉量・計画堆積量は、除石(流木の除去を含む)により確保しなければならない。このため、土石流・流木対策施設配置計画と併せて、除石(流木の除去を含む)計画を策定する必要がある。除石(流木の除去を含む)計画の策定では、左記の計画事例のように除石量、除石した土砂及び流木の搬出方法や受入先を明確にすること。

※ 除石した土砂及び流木の搬出方法や受入先が明確にできない等、実効性を持つ除石(流木の除去を含む)計画の策定が困難な場合は、計画捕捉量・計画堆積量を土石流・流木処理計画に見込むことができない。

※ 計画を実施する段階において、土砂及び流木の受入先が使用できなくなる等、策定した除石(流木の除去を含む)計画を実行することが困難となった場合においては、土石流・流木対策施設配置計画の見直しを行う必要がある。

※ 土砂及び流木の搬出方法は、当該溪流のように除石用搬出路を使用したダンプトラックによるもの、他、索道やモノレール等、各溪流の状況に応じて適切に選定すること。

8. 土石流・流木対策施設配置計画(不透過型の場合)

土石流・流木対策施設は、計画で扱う土砂量等、土砂移動の形態、保全対象との位置関係等を考慮して、土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するように配置する。

当該流域においては、左記の土石流・流木対策施設における留意点を考慮し、総合的に判断した結果、計画基準点付近に不透過型砂防堰堤 1 基を配置することとした。

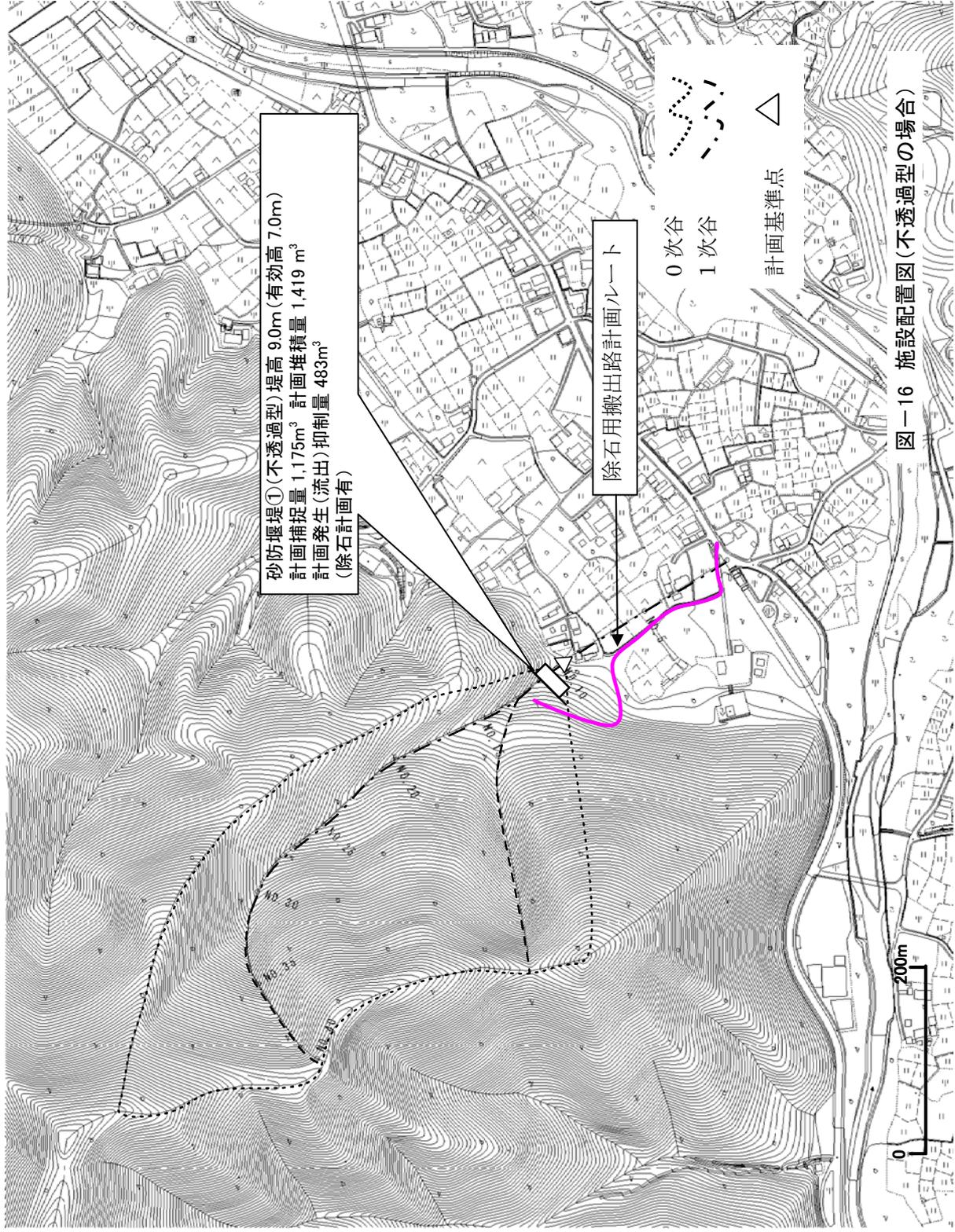
なお、計画流出土砂量に対して必要最小限の砂防堰堤規模とした場合、計画流出流量に対する十分な計画捕捉流量を確保することができないため、流木止めを設置した副堰堤を併せて配置する。

計画基準点付近に不透過型砂防堰堤
(流木止め付副堰堤を併せて配置)

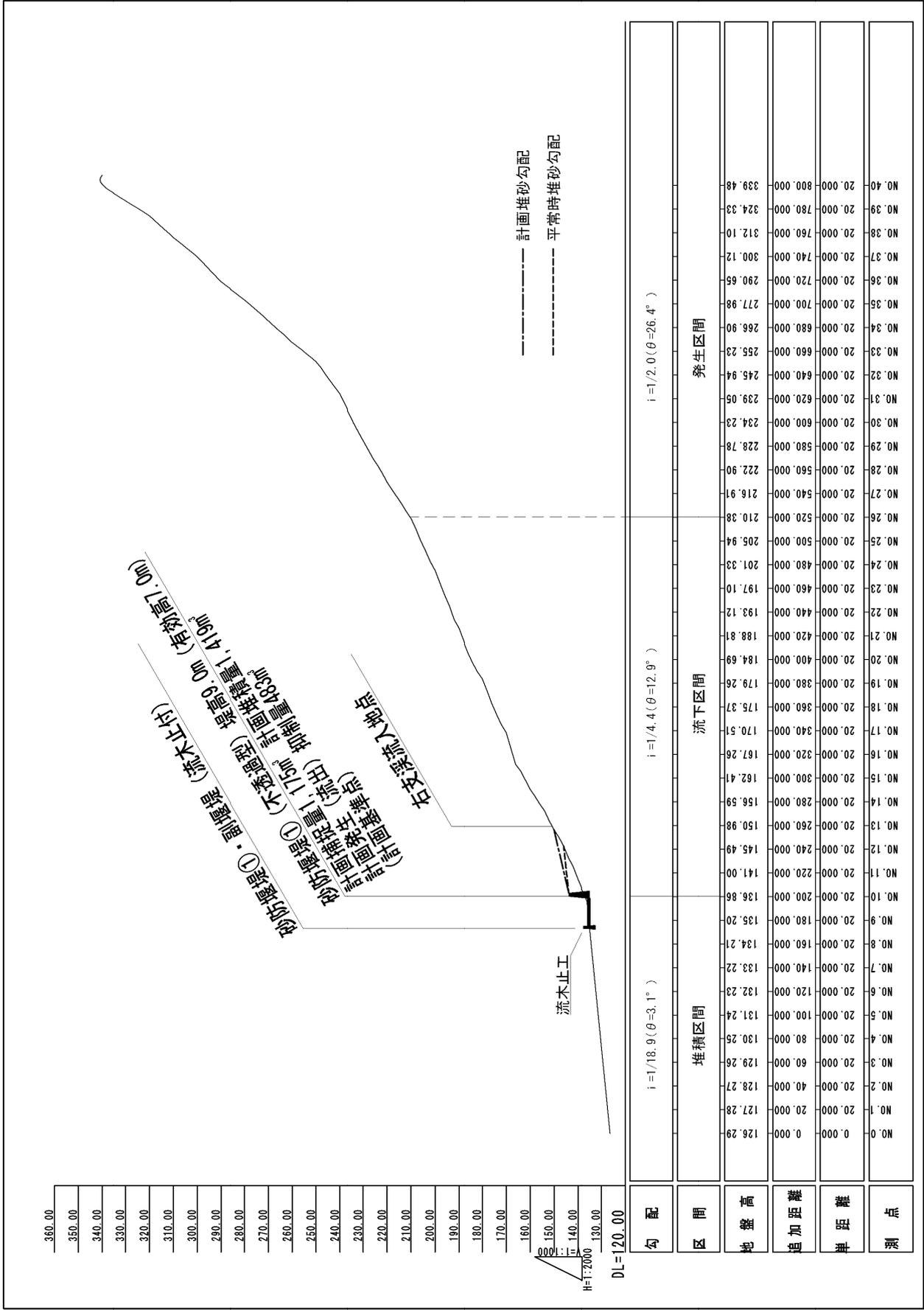
— 1 基

● 土石流・流木対策施設配置計画
…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編) 解説

第 3 節



図一16 施設配置図(不透過型の場合)



図一17 計画縦断面図 (不透過型の場合)

表一9 土石流・流木捕捉工の効果量（不透過型の場合）

施設名	型式	現渓床 勾配	平均 堆砂幅 (m)	えん堤 有効高 (m)	えん堤 高	計画捕捉 土砂量 (m ³)	計画捕捉 流木量 (m ³)	計画捕捉 土砂量 (m ³)	計画堆積 土砂量 (m ³)	計画堆積 流木量 (m ³)	計画土石流 発生抑制量 (m ³)	計画土石流 抑制量 (m ³)	計画発生抑制量 Z(m ²)
砂防えん堤①	不透過型	1/4.4	10.0	7.0	9.0	1,057	21	1,078	1,391	28	1,419	462	21
砂防えん堤① (副えん堤)	-	-	-	5.0*	5.0*	-	100	-	-	-	-	-	-
合計	-	-	-	-	-	1,057	121	1,178	1,391	28	1,419	462	21

※副えん堤の堤高は、経験式に基づく重層高(重層高=(1/3~1/4)×えん堤高;河川砂防技術基準(案)設計編(Ⅱ)P15)の平均値に基礎の埋入れ深(2.0m)を加えたものとした。(0.5mラウンドで切り上げ。)

■ 整備率（計画基準点）

計画流出土砂量 2,910m³
 計画流出流木量 170m³
 施設効果量 3,080m³（土砂 2,910 m³, 流木 170 m³）

● 計画捕捉量

- …砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 2.6.2
- 計画堆積量
- …砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 2.6.3
- 計画発生（流出）抑制量
- …砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 2.6.4

※計画発生（流出）抑制量は、土石流捕捉工を透過型とした場合及び不透過型として除石を行う場合においても、土石流捕捉工計画地点から計画堆砂勾配を有する平面と現渓床が交わる地点までの区間の渓床堆積土砂量を計上する。

● 計画捕捉流木量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 2.6.2.2
 計画捕捉流木量の最大値は、不透過型砂防堰堤で計画捕捉量の2%である。このため、不透過型砂防堰堤である砂防堰堤①の計画流木捕捉量は、以下の通りとなる。

$$\text{砂防堰堤①} : 1,078 \times 0.02 = 21\text{m}^3$$

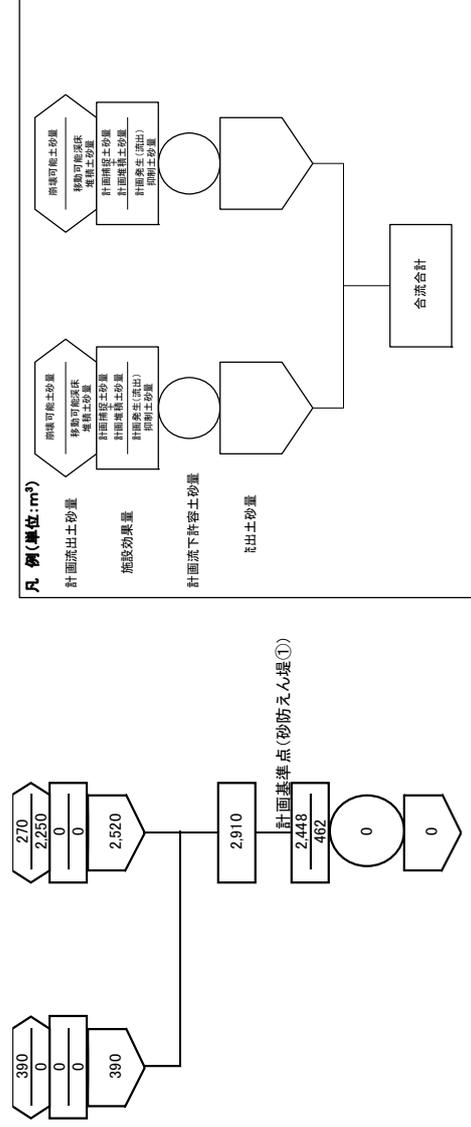
また、副堰堤に設置する流木止めによる計画捕捉流木量は、『掃流区間における計画捕捉流木量』（砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 2.6.2.2（参考）掃流区間の計画捕捉流木量）と同様に式（12）により算出する。

$$X_w = A_w \times R_{wa} \times X_w \dots (12)$$

$$X_w : \text{副堰堤の計画捕捉流木量 (m}^3\text{)}$$

A_w : 計画捕捉流木量を捕捉するために必要な流木止め上流の堆砂地または湛水池の面積 (m²)

$$R_{wa} : \text{流木の平均直径 (=0.3m)}$$



図一18 計画施設配置後の土砂収支図（不透過型の場合）

必要とされる副堰堤の計画捕捉流量は、表-9 により 100 m³であるため、必要とされる湛水池の面積は以下の通りとなる。

$$100 = A_w \times 0.3$$

$$A_w = 100 / 0.3 = 333.3333 \dots \approx 340 \text{ m}^2$$

● 計画堆積流量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 2.6.3.2

計画堆積流量の最大値は、不透過型砂防堰堤で計画堆積量の 2%である。このため、不透過型砂防堰堤である砂防堰堤①の計画流木堆積量は、以下の通りとなる。

$$\text{砂防堰堤①} : 1,419 \times 0.02 = 28.38 \approx 28 \text{ m}^3$$

● 計画流木発生抑制量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 2.6.4.2

計画流木発生抑制量は、表-5 に示した V_{wy} 算出式の L_{dy13} を堆砂延長（3×砂防堰堤有効高×現溪床勾配の分母）として算出する。

$$\text{砂防堰堤①} : \{5.0 \times (3 \times 7.0 \times 4.4)\} \times 5.28 / 100 \times 0.9 = 21.954 \approx 21 \text{ m}^3$$

※配置しようとしている土石流・流木対策施設において、『計画流出流量 ≤ 計画捕捉流量 + 計画堆積流量 + 計画流木発生抑制量』となった場合、土石流・流木対策施設の流木に対する効果は、『計画流木発生抑制量 ⇒ 計画堆積流量 ⇒ 計画捕捉流量』の順で計上する。

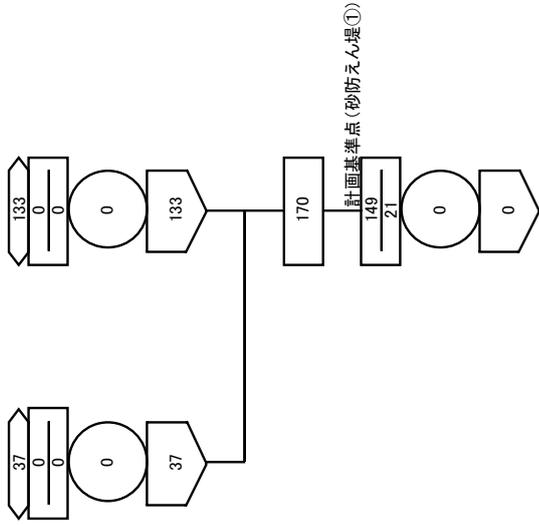
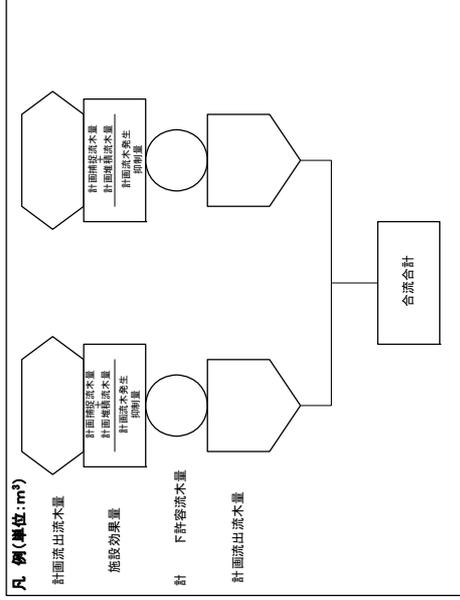


図-19 計画施設配置後の流木収支図（不透過型の場合）



9. 除石（流木の除去を含む）計画（不透過型の場合）

当該溪流では、土石流・流木処理計画において必要とする計画捕捉量・計画堆積量を確保するため、除石（流木の除去を含む）計画を策定する必要がある。

除石（流木の除去を含む）計画の策定では、『(1) 除石量』、『(2) 除石による発生する土砂及び流木の処理』、『(3) 除石の実施時期』について検討を行う。

(1) 除石量

除石量は、土石流・流木処理計画に必要となる必要最低限の量とする。

『5. 土石流・流木処理計画』では、以下の式に示す通り、計画捕捉量（X）・計画堆積量（Y）・計画発生（流出）抑制量（Z）の合計を、計画流出量（ $V=3,080\text{m}^3$ ）以上としている。

$$(X + Y + Z) \geq 3,080\text{m}^3$$

計画捕捉量（X）・計画堆積量（Y）・計画発生（流出）抑制量（Z）のうち、計画発生（流出）抑制量（Z）は除石の対象外であることから、計画流出量から計画発生（流出）抑制量（Z）（表-8 より $Z=483\text{m}^3$ ）を差し引いた値が、土石流・流木処理計画に必要となる必要最低限の除石量となり、当該溪流における除石量は、以下に示す通り $2,597\text{m}^3$ となる。

$$\underline{\underline{\text{除石量}=3,080-483=2,597\text{m}^3}}$$

(2) 除石により発生する土砂及び流木の処理

除石により発生する土砂及び流木は、図-16 にルートを示した除石用搬出路を使用してダンプトラックにより搬出する。

(3) 除石の実施時期

除石（流木の除去を含む）には、定期的な点検に基づいて平常時に流出する土砂及び流木を除去する「定期的な除石（流木の除去を含む）」と、土石流発生後等の緊急時に実施する「緊急除石（流木の除去を含む）」とがあり、各々適切な時期に実施する。

● 除石（流木の除去を含む）計画

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説第4節

※ 除石計画は、土石流・流木・流木対策施設配置計画と並行して検討する必要がある。

※ 土石流・流木処理計画において必要とする計画捕捉量・計画堆積量は、除石（流木の除去を含む）により確保しなければならぬ。このため、土石流・流木対策施設配置計画と併せて、除石（流木の除去を含む）計画を策定する必要がある。除石（流木の除去を含む）計画の策定では、左記の計画事例のように除石量、除石した土砂及び流木の搬出方法や受入先を明確にすること。

※ 除石した土砂及び流木の搬出方法や受入先が明確にできない等、実効性を持つ除石（流木の除去を含む）計画の策定が困難な場合は、計画捕捉量・計画堆積量を土石流・流木処理計画に見込むことができない。

※ 計画を実施する段階において、土砂及び流木の受入先が使用できなくなる等、策定した除石（流木の除去を含む）計画を実施することが困難となった場合においては、土石流・流木対策施設配置計画の見直しを行う必要がある。

※ 土砂及び流木の搬出方法は、当該溪流のように除石用搬出路を使用したダンプトラックによるもの、他、索道やモノレール等、各溪流の状況に応じて適切に選定すること。

透過型砂防堰堤計算例

土石流・流木対策設計技術指針に基づく設計例

1. 設計の諸元

表-1 設計諸元

項目	諸元	備考
流域面積	$A = 0.12 \text{ km}^2$	
溪床勾配	$I = \tan \theta = 1/4.4 \quad \theta = 12.8^\circ$ [$I > 1/30$ のため土石流区域]	
24時間雨量 (計画規模)	$P_{24} = 406.6 \text{ mm}/24 \text{ hr}$	
〃 (既往最大)	$P_{24} = 350.0 \text{ mm}/24 \text{ hr}$	
最大礫径	$d_{85} = 1.0 \text{ m}$	
溪床堆積物の内部摩擦角	$\phi = 35^\circ$	
水の密度	$\rho = 1200 \text{ kg/m}^3$ [$H = 15 \text{ m}$ 未満]	
礫の密度	$\sigma = 2600 \text{ kg/m}^3$	
堆積土砂の容積土砂濃度	$C^* = 0.6$	
コンクリートの単位体積重量	$W_c = 22.56 \text{ kN/m}^3$	
礫の弾性係数	$E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.8 \text{ N/m}^2$	
礫のポアソン比	$\nu_2 = 0.23$	
コンクリートの終局強度割線弾性係数	$E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8 \text{ N/m}^2$	
コンクリートのポアソン比	$\nu_1 = 0.194$	
基礎地盤の条件	フローティング基礎 (礫層 (密なもの)) 摩擦係数: $f = 0.6$ 許容支持力: $q_u = 600 \text{ kN/m}^2$	基礎処理不要
堰堤有効高	$H = 7.0 \text{ m}$	根入れ 2m
堰堤高	$H = 9.0 \text{ m}$	と仮定
流域の地質・土地利用	三紀層山岳	

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f
 ……現場技術者のための砂防・地すべり・かけ崩れ・
 雪崩防止工事ポケットブック P.113

2. 設計流量の算出

透過型砂防堰堤の設計流量は、土石流ピーク流量とする。

2. 1 土石流ピーク流量 (Q_{sp})

土石流ピーク流量 (Q_{sp}) は、土石流総流量 (ΣQ) との関係から算出する。

$$Q_{sp} = 0.01 \times \Sigma Q \quad \dots (1)$$

$$\Sigma Q = \frac{V_{dqp} \cdot C_*}{C_d} \quad \dots (2)$$

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)

ΣQ : 土石流総流量 (m³)

V_{dqp} : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量 (空隙込み) (m³)

C_* : 渓床堆積土砂の容積濃度 (0.6)

C_d : 土石流濃度

ここで1波の土石流により流出すると想定される土砂量は、想定土石流流出区間の移動可能土砂量と運搬可能土砂量を比較して小さい方の値とする。

2. 1. 1 想定土石流流出区間の移動可能土砂量

砂防堰堤の配置を計画している地点では、図-1に示した2つの流出区間が想定され、それぞれ移動可能土砂量を算出すると以下の通りとなる。

表-2 想定土石流流出区間の移動可能土砂量

想定土石流流出区間	移動可能土砂量						想定土石流流出区間の移動可能土砂量(m ³)
	0次谷			1次谷			
	延長(m)	断面積(m ²)	土砂量(m ³)	延長(m)	断面積(m ²)	土砂量(m ³)	
①	180	1.5	270	450	5	2,250	2,520
②	260	1.5	390	70	5	350	740

上表より、想定土石流流出区間の移動可能土砂量が最大となる区間は、①の流出区間であり、想定土石流流出区間の移動可能土砂量は2,520m³である。

● 設計流量

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.1 (3)

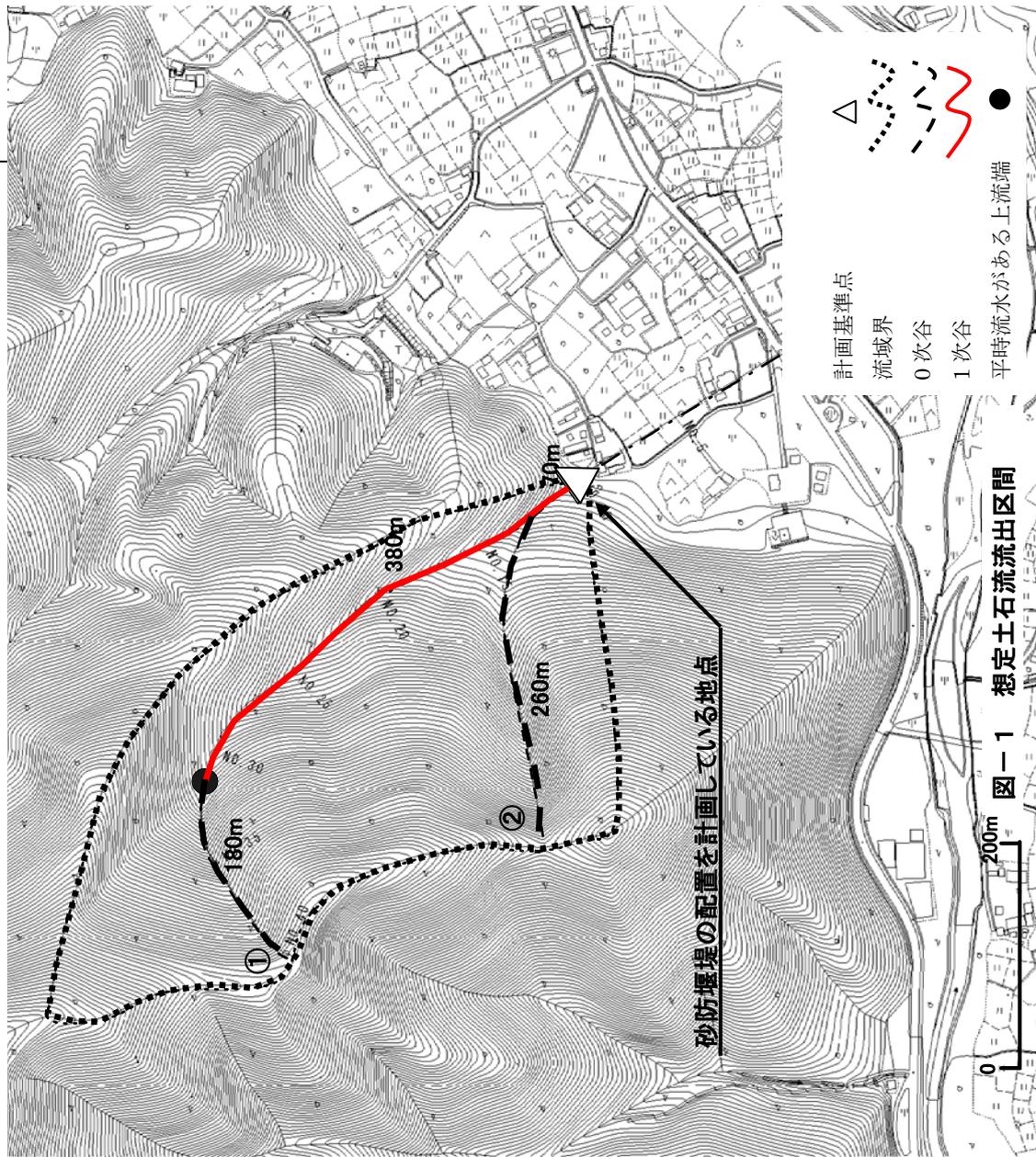
- 渓床堆積土砂の容積濃度 (C_*)
 渓床堆積土砂の容積濃度 (C_*) は、現場密度試験により求められることができるが、一般的に $C_* = 0.6$ 程度である。

$$C_* = 0.6$$

$$K_v = 1 - C_* = 1 - 0.6 = 0.4$$

C_* : 渓床堆積土砂の容積濃度

K_v : 空隙率



2. 1. 2 土石流濃度 (C_d)

土石流濃度 (C_d) は、平衡濃度式によって算出する。下式により、土石流濃度は C_d = 0.41 と算出されるため、C_d=0.41 を採用する。

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

$$= \frac{1200 \times \tan 12.8^\circ}{(2600 - 1200) (\tan 35^\circ - \tan 12.8^\circ)} = 0.41 \dots (3)$$

C _d : 土石流濃度	(0.3 ≤ C _d ≤ 0.9C _*)
σ : 礫の密度	(2,600kg/m ³)
ρ : 泥水の密度	(1,200kg/m ³)
φ : 堆積土砂の内部摩擦角	(35°)
θ : 現溪床勾配	(12.8°)
C _* : 堆積土砂の容積濃度	(0.6)

2. 1. 3 運搬可能土砂量

運搬可能土砂量 (V_{dy2}) は、下式により 27,200m³となる。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \times P_p \times A}{1 - K_v} \times \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) \times K_{r2}$$

$$= \frac{10^3 \times 406.6 \times 0.12}{1 - 0.4} \times \left(\frac{0.41}{1 - 0.41} \right) \times 0.48$$

$$= 27,200\text{m}^3 \dots (4)$$

V_{dy2} : 運搬可能土砂量 (m³/s)

P_p : 計画規模の年超過確率の降雨量 (mm/24h)

A : 計画地点より上流の流域面積 (km²)

C_d : 土石流濃度

K_v : 空隙率 (0.4程度)

K_{f2}：流出補正率

流出補正率 (K_{f2}) は、既往土石流実績に基づくと流域面積の下式の関数となり、 $0.1 \leq K_{f2} \leq 0.5$ の範囲内とする。

$$\begin{aligned} K_{f2} &= 0.05(\log A - 2.0)^2 + 0.05 \\ &= 0.05 \times (\log 0.12 - 2.0)^2 + 0.05 \\ &= 0.48 \dots (5) \end{aligned}$$

2. 1. 4 1波の土石流により流出すると想定される土砂量

想定土石流流出区間における移動可能土砂量、運搬可能土砂量を算出した結果、移動可能土砂量 (2,520m³) < 運搬可能土砂量 (27,200m³) となったため、1波の土石流により流出すると想定される土砂量は、V_{dqp} = 2,520m³とする。

2. 1. 5 土石流ピーク流量

2. 1. 4 の 1波の土石流により流出すると想定される土砂量を使用して、土石流ピーク流量は、以下の通り Q_{sp} = 36.9m³/s と算出される。

$$\begin{aligned} Q_{sp} &= 0.01 \times \frac{V_{dqp} \cdot C_*}{C_d} \\ &= 0.01 \times \frac{2,520 \times 0.6}{0.41} \\ &= 36.9 \text{m}^3/\text{s} \dots (6) \end{aligned}$$

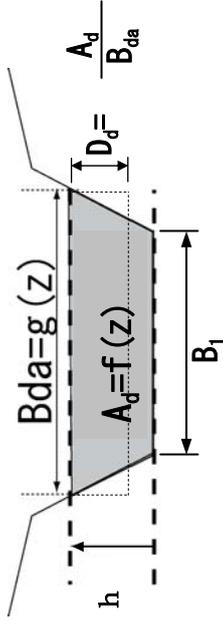
3. 設計水深の算出

設計水深は、『(1) 土石流ピーク流量に対する越流水深』、『(2) 最大礫径』のうち、大きい値とする。

3. 1 土石流ピーク流量 (Q_{sp}) に対する越流水深

透過型砂防堰堤の流通し幅 (B_1) は、一般に開口部の幅と同じとすることから、4.

1. 1 (2) で求める開口部の幅、6.5m を採用する。



流れの幅 (B_{da}) は、水通し断面における、土石流の表面水位 (h) の関数であり、袖小口勾配を 1:0.5 とした場合、以下の式により表される。 h と B_{da} の関係を図-2 にグラフとして示す。

$$B_{da} = B_1 + h \quad \dots \quad (7)$$

水通し部における流下断面積 (A_d) も、土石流の表面水位 (h) の関数であり、袖小口勾配を 1:0.5 とした場合、以下の式により表される。 h と A_d の関係を図-3 にグラフとして示す。

$$A_d = \frac{1}{2} (2B_1 + h)h \quad \dots \quad (8)$$

土石流の水深 (D_d) は、以下のように定義され、これも h の関数である。 h と D_d の関係を図-4 にグラフとして示す。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \dots \quad (9)$$

● 設計水深

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.1 (4)

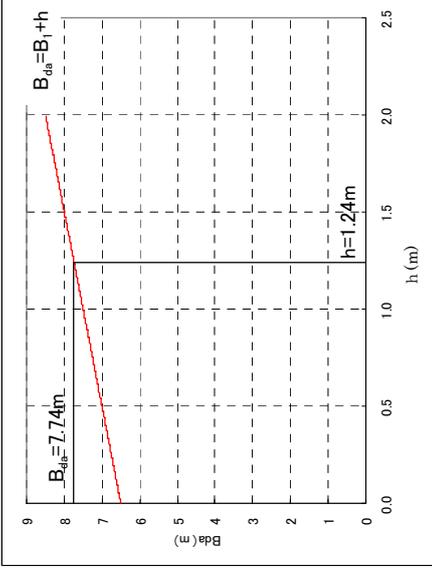


図-2 h-B_{da}の関係

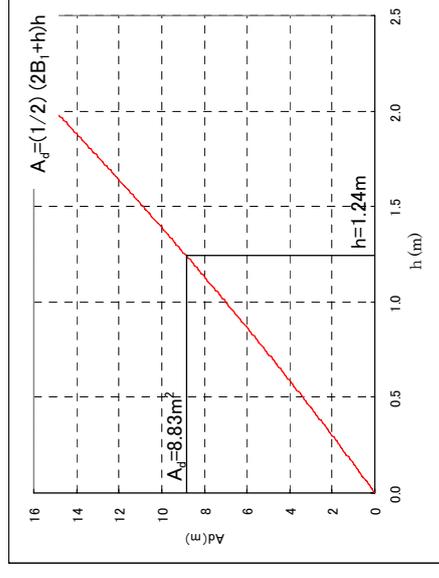


図-3 h-A_dの関係

土石流の流速 (U) は、次式により求める。h と U の関係を図-5 にグラフとして示す。

$$U = \frac{1}{K_n} D_d^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots (10)$$

K_n : 粗度係数 ($K_n=0.1$: 自然河道フロント部)

θ_p : 計画堆砂勾配 ($\theta_p=8.62^\circ$, $I=1/4.4 \times 2/3=1/6.6$)

この断面によって流下させることが可能な土石流流量 (Q_{spcal}) は、 $U \cdot A_d$ で表される。 Q_{spcal} と h の関係を図-6 にグラフとして示す。

$$Q_{\text{spcal}} = U \cdot A_d \quad \dots (11)$$

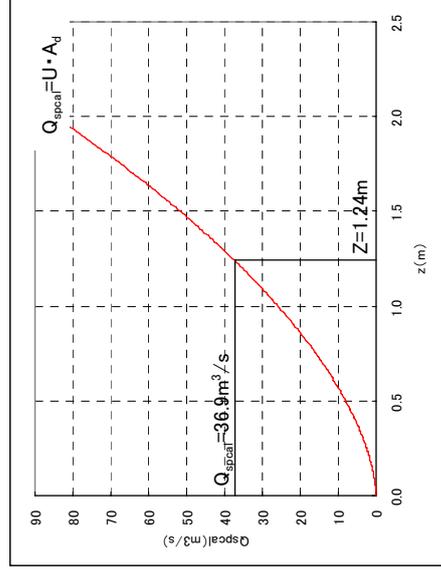


図-6 h-Q_{spcal} の関係

この関係より、 Q_{spcal} が土石流ピーク流量 Q_{sp} ($36.9 \text{ m}^3/\text{s}$) と一致した時の h を求める以下の通りとなる。

土石流の表面水位 $h=1.24 \text{ m}=1.3 \text{ m}$

土石流のピーク流量に対する越流水深は、土石流の表面水位と水通し底面の標高差であることから、 1.3 m となる。

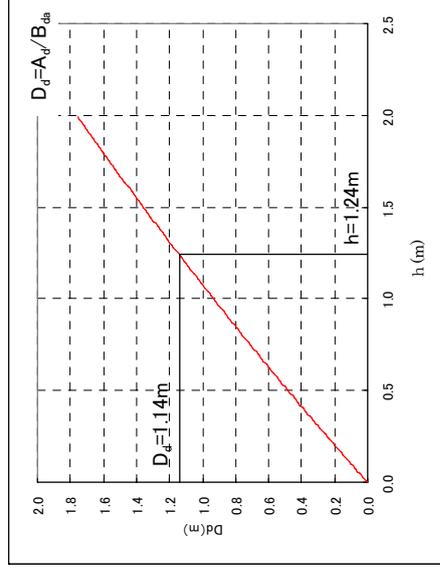


図-4 h-D_d の関係

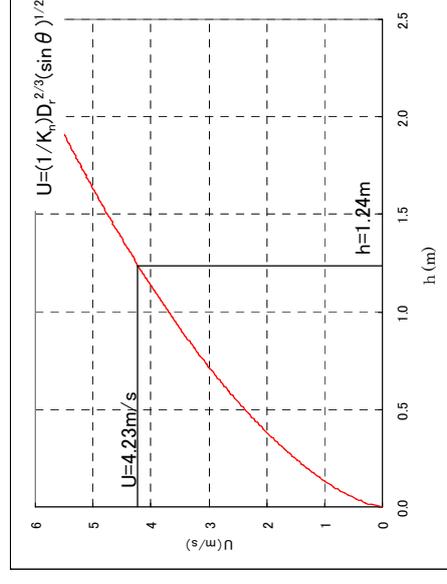


図-5 h-U の関係

3. 2 設計水深

設計水深は、以下により土石流ピーク流量に対する越流水深が最も大きくなることから、設計水深は 1.3m となる。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{土石流ピーク流量に対する越流水深} \\ \text{最大礫径} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} h=1.3 \text{ (m)} \\ d_{95}=1.0 \text{ (m)} \end{array}$$

4. 安定性の検討

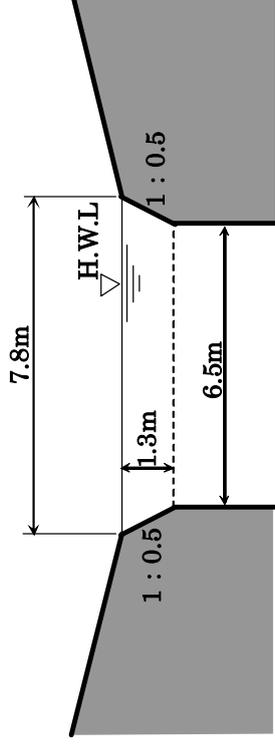
4. 1 越流部

4. 1. 1 本体構造の設定

(1) 水通し断面

水通し断面は、設計水深 (1.3m)、水通し幅 (6.5m)、袖小口勾配 (標準値 1:0.5) により、下図に示す通りとする。

なお、当該砂防堰堤は、透過型であることから、水通し断面の高さにおいて、余裕高は考慮しないものとする。よって、水通し断面の高さは、1.3m となる。



図一7 水通し断面

●水通し断面

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.3 (1)

地形等の理由により水通し断面を確保できないときは、袖部を含めた断面によって対応することができる。

なお、袖の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗掘防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の背面を保護する、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならない。

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.2 (1)

地形等の理由により袖部を含めた断面によって対応する場合、安定性及び安全性を満たす非越流部の断面を設定する。その際、袖部を含めた断面が土石流ピーク流量に対処できるようにしておく必要がある。

(2) 開口部の設定

砂防堰堤計画地点を土石流が流下するときの流れの幅 B_{da} を求め、これを開口部の幅の目安とし、上下流の平面的なすりつけ等を考慮して決定する。

砂防堰堤計画地点上流の溪流横断面を、図-8に示す。

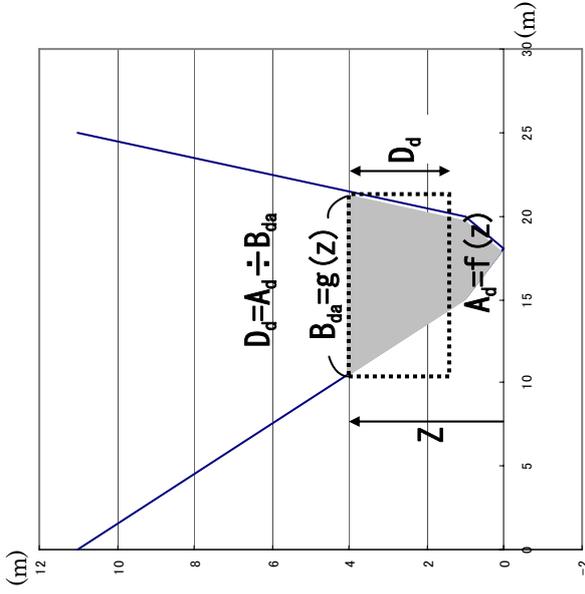


図-8 砂防堰堤計画地点上流の溪流横断面図

流れの幅 (B_{da}) は、溪床からの標高 z の関数であり、以下の式により表される。 z と B_{da} の関係は図-9 のようになる。

$$B_{da} = \begin{cases} 3z + 2z = 5z & (0 \leq z < 1) \\ (3 + 2) + \frac{15}{10}(z - 1) + \frac{5}{10}(z - 1) = 2z + 3 & (1 \leq z \leq 11) \\ \dots & (12) \end{cases}$$

● 開口部の設定

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.3 (2)

開口部の幅は、透過型の機能を十分生かせるようにできるだけ広くとる。この時、左記に示した土石流が流下するときの流れの幅 B_{da} を開口部の幅の目安とし、現地の状況を考慮して設定する。

また断面積(A_d)も z の関数であり、以下の式により表される。z と A_d の関係は図-10 のようになる。

$$A_d = \begin{cases} \frac{1}{2} \times 5z \times z = \frac{5}{2} z^2 & (0 \leq z < 1) \\ \frac{5}{2} \times 1^2 + \frac{1}{2} \{ (3+2) + (2z+3) \} \times (z-1) = z^2 + 3z - \frac{3}{2} & (1 \leq z \leq 11) \\ \dots & (13) \end{cases}$$

土石流の水深 (D_d) は、z の関数であり、図-11 のようになる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \dots (14)$$

土石流の流速 (U) は、式 (12)、(13)、(14) を式 (15) に代入すると、図-12 のようになる。

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \dots (15) \quad (D_r \doteq D_d)$$

K_n : 粗度係数 (K_n=0.1 : 自然河道フロント部)
 θ : 現床勾配 (θ = 12.8°, I = 1/4.4)

この断面によって流下させることが可能な土石流流量 (Q_{special}) は、式 (13)、(15) を式 (16) に代入すると、図-13 のようになる。

$$Q_{\text{special}} = U \cdot A_d \dots (16)$$

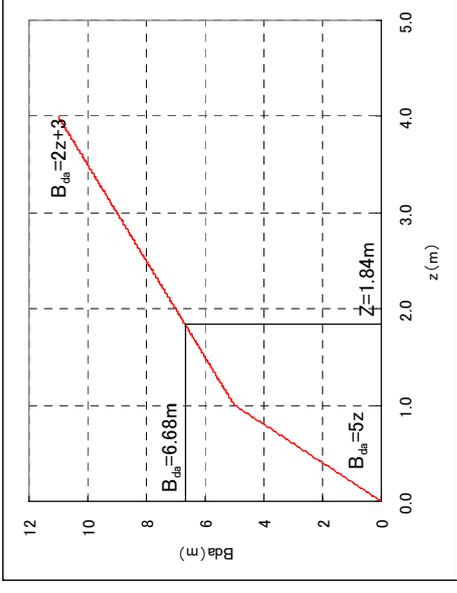


図-9 Z-B_{da}の関係

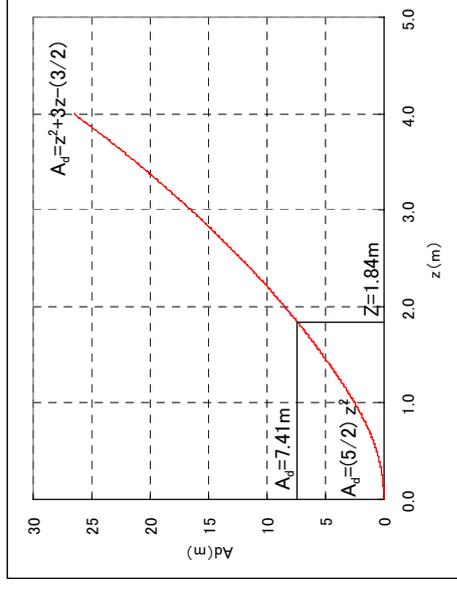


図-10 Z-A_dの関係

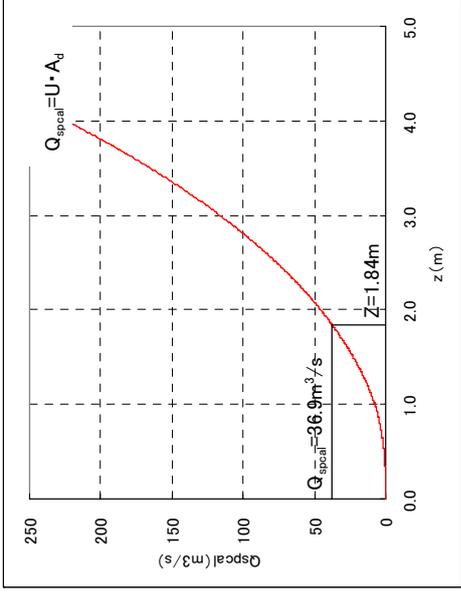


図-13 Z-Q_{spcal}の関係

この関係より、Q_{spcal}が土石流ピーク流量 Q_{sp} (36.9m³/s) と一致したときの z を求めると、z=1.84m となる。

この z の値と、式 (12) より B_{da} を求めると、B_{da}=6.68m となる。

以上の結果より開口部の幅は、B_{da}=6.68m を目安として、6.5mを採用する。

なお、この時の z の値を式 (14)、(15) に代入すると、土石流の水深と流速が以下の通りとなる。

土石流の水深 D_d=1.11m
 土石流の流速 U=5.04m/s

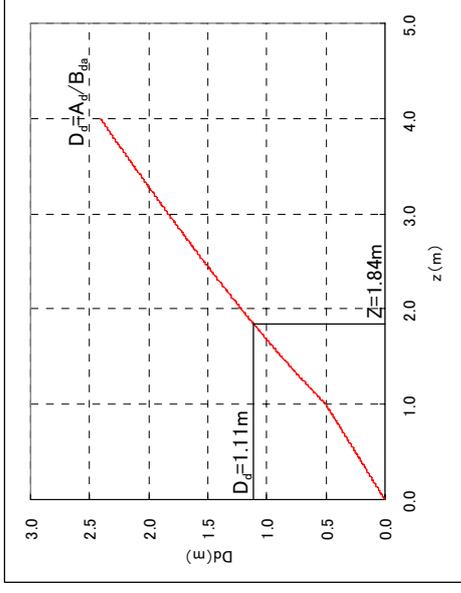


図-11 Z-D_dの関係

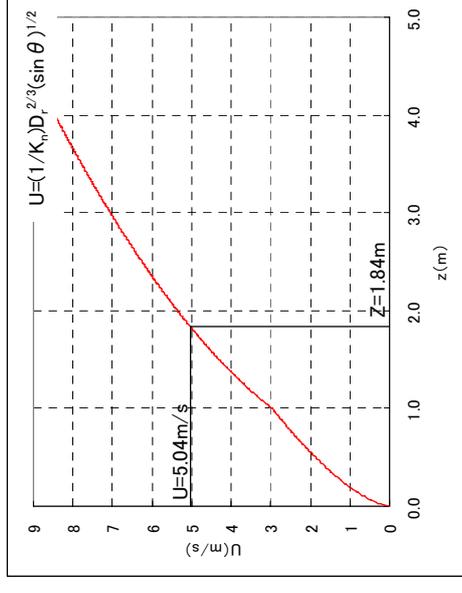


図-12 Z-Uの関係

(3) 透過部断面の設定

土石流捕捉のための透過型砂防堰堤は、透過部断面の大きさを適切に設定することにより、土石流を捕捉する機能、および、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。

したがって、透過部断面は、土石流により流下する礫径などを考慮して設定する。

透過部断面は以下のとおりとする。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{透過部断面の幅 (水平純間隔)} = \text{<最大礫径 } 1.0\text{m} > \times 1.0 = 1.0\text{m} \rightarrow 1.0\text{m} \\ \text{透過部断面の高さ (垂直純間隔)} = \text{<最大礫径 } 1.0\text{m} > \times 1.0 = 1.0\text{m} \rightarrow 1.0\text{m} \\ \text{最下段の透過部断面高さ} = \text{<土石流の水深 (Da) (1.11m) 以下程度} > = 1.11\text{m} \rightarrow 1.1\text{m} \end{array} \right.$$

4. 1. 2 本体の設計

(1) 安定条件

透過型砂防堰堤全体の安定条件の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

土石流・流木捕捉工の砂防堰堤は、その安定を保つために設計外力に対して、次の三つの条件を満たさなければならない。

①原則として、砂防堰堤の上流端に引張応力が生じないよう、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央 $1/3$ 以内に入ること。

②砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。

③砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

なお、砂防堰堤計画地点の基礎地盤の種類は礫層（密なもの）であるので、その許容支持力は次のとおりとする。

許容支持力： $q_u = 600\text{kN/m}^2$

摩擦係数： $f = 0.6$

● 透過部断面の設定

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.3 (3)

● 安定条件

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.1 (1)

滑動に対する安全率 N は、岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さい方のせん断強度）を考慮し、 $N=4.0$ 以上とする。砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堰堤高が 15m 未満の場合を原則として $N=1.2$ 以上、堰堤高が 15m 以上の場合は $N=1.5$ 以上とする。

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 600kN/m^2

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

(2) 設計外力の組合せ (越流部)

安定計算に用いる設計外力の組合せは、透過型砂防堰堤の越流部では表-3のとおりとする。

●設計外力

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.1 (2)

表-3 透過型砂防堰堤の設計外力

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満		①堆砂圧、②土石流流体力、③本体自重、④土石流の重さ	
堰堤高 15m 以上		堆砂圧、土石流流体力、本体自重、土石流の重さ	

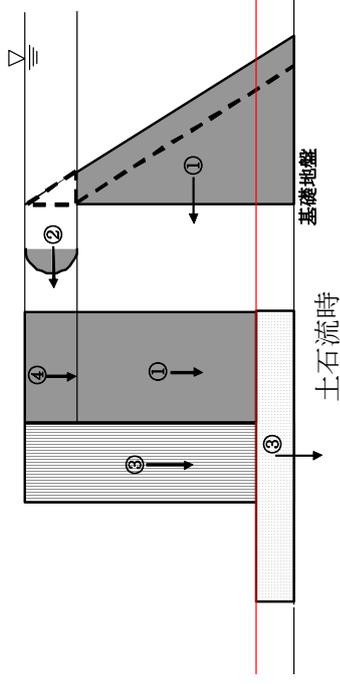


図-14 設計外力の作用位置

(3) 設計外力の算出

① 堆砂圧

堆砂圧は、次式により求められる。堆砂圧を算定するための堆砂面は、水通し天端高から土石流の水深に等しい高さを下げた高さとする。

$$P_{eH} = C_e \cdot \gamma_e \cdot h_e \dots (17)$$

$$P_{eV} = \gamma_e \cdot h_e \dots (18)$$

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eV} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

γ_e : 堆砂圧を算出する際の土砂の単位体積重量

$$(\gamma_e = C^* \cdot \sigma \cdot g = 0.6 \times 25.51 = 15.31 \text{ kN/m}^3)$$

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

C_e : 土圧係数 ($\cos i \doteq 1$ とする)

$$\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27 \doteq 0.3$$

ϕ : 堆砂中の水中での内部摩擦角 (35°)

水平方向

$$F_{P_{eh1}} = \int_0^{H-D_d} C_e \gamma_e z dz$$

$$= \frac{1}{2} C_e \gamma_e [z^2]_0^{H-D_d}$$

$$= \frac{1}{2} C_e \gamma_e (H - D_d)^2 \dots (19)$$

$$F_{P_{eh2}} = C_e \gamma_e D_d (H - D_d) \dots (20)$$

H : 堰堤高 (m)

$F_{P_{eh1}}$: 単位幅当たりの P_{eH1} による荷重 (kN/m)

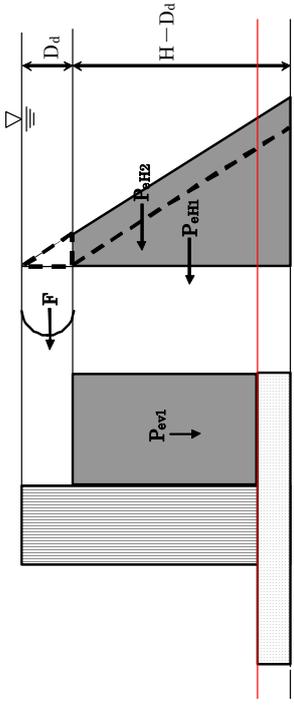


図-15 堆砂圧

土圧係数は下式によるが堆砂面勾配が ($i \leq 15^\circ$) であれば、 $\cos i \doteq 1$ として算出する。

$$C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

…砂防設計公式集 p99

$F_{P_{eH2}}$: 単位幅当たりの P_{eH2} による荷重 (kN/m)

z : 堆砂面からの堆砂深 (m)

C_e : 土圧係数 (=0.3)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

ρ : 水の密度 (1200kg/m³)

g : 重力加速度

垂直方向

$$F_{P_{ev1}} = \frac{1}{2} \gamma_e m (H - D_d)^2 \quad \dots (21)$$

$F_{P_{ev1}}$: 単位幅当たりの P_{ev1} による荷重 (kN/m)

m : 本体上流のり勾配

② 土石流の流速と水深 (U、 D_d)

式 (14)、(15) に $z=1.84$ (m) を代入すると、土石流の水深と流速がそれぞれ次のようにもとまる。

土石流の水深 $D_d=1.11$ m

土石流の流速 $U=5.04$ m/s

③ 土石流の単位体積重量 (γ_d)

礫の密度と下式により、土石流の単位体積重量は、 $\gamma_d=17.40\text{kN/m}^3$ と算出される。

$$\begin{aligned}\gamma_d &= \{ \sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d) \} g \\ &= \{ 2600 \times 0.41 + 1200 \times (1 - 0.41) \} \times 9.8 \\ &= 17385 \text{N/m}^3 = 17.40 \text{kN/m}^3 \quad \dots (22)\end{aligned}$$

γ_d	: 土石流の単位体積重量	(kN/m^3)
σ	: 礫の密度	(2600kg/m^3)
ρ	: 水の密度	(1200kg/m^3)
g	: 重力加速度	(9.8m/s^2)
C_d	: 土石流濃度	(0.41)

④ 土石流流体力 (F)

土石流流体力は土石流の水深と流速を用いて次式より算出する。

$$\begin{aligned}F &= K_h \frac{\gamma_d}{g} D_d \cdot U^2 = 1.0 \times \frac{17.40}{9.8} \times 1.11 \times 5.04^2 \\ &= 50.06 \text{kN/m} \quad \dots (23)\end{aligned}$$

F	: 土石流流体力	(kN/m)
K_h	: 係数	(1.0)
γ_d	: 土石流の単位体積重量	(17.40kN/m^3)
D_d	: 土石流の水深	(1.11m)
g	: 重力加速度	(9.8m/s^2)
U	: 土石流の流速	(5.04m/s)

● 土石流の単位体積重量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 2.7.6

土石流の水深・流速は、②の計算結果を用いる。

⑤ 自重

砂防堰堤の本体を築造するため用いる材料の自重は越流部内に位置する鋼材とコンクリート等堤体築造に用いる材料の総重量を越流部の幅で割って求める。

$$W_i = (W_i \times S_i) / B_s \quad \dots (24)$$

W_i : 越流部における、堤体築造に用いる材料 i の単位体積重量 (kN/m³)
($i=1,2,\dots$)

S_i : 越流部における、堤体築造に用いる材料 i の総体積 (m³) ($i=1,2,\dots$)

B_s : 越流部の幅 (m)

(4) 安定計算
土石流時

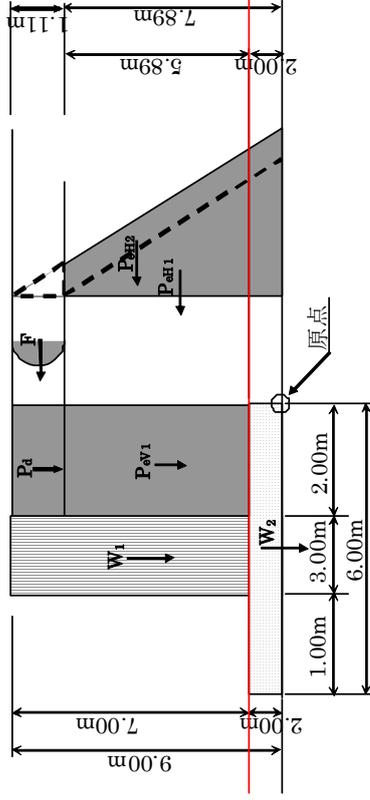


図-16 砂防堰堤に作用する力(土石流時)

表-4 作用荷重一覧表

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重(鋼材)	W ₁	750.00/6.50	115.38		2.00+1/2×3.00	3.50	403.83
本体自重 (コンクリート)	W ₂	(22.56×2.00×6.00×6.50)/6.50	270.72		1/2×6.00	3.00	812.16
堆砂圧	P _{ev1}	15.31×5.89×2.00	180.35		1/2×2.00	1.00	180.35
	P _{eh1}	1/2×0.30×15.31×7.89 ²		142.96	1/3×7.89	2.63	375.98
	P _{eh2}	0.30×17.40×1.11×7.89		45.72	1/2×7.89	3.95	180.59
土石流の重さ	P _d	17.40×1.11×2.00	38.63		1/2×2.00	1.00	38.63
土石流流体力	F	1.00×17.40/9.80×1.11×5.04 ²		50.06	7.89+1/2×1.11	8.45	423.01
合計			605.08	238.74			2414.55

注) 透過部の形状は、その形式によって異なることから、形状に応じた自重、モーメントの算定を行う必要がある。ここでは、透過部は図示した形状、自重 (W₁) の作用点を持つものと仮定して、計算を行った。

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{2414.55}{605.08} = 3.99\text{m} \quad \dots (25)$$

$$\text{底面底幅 } B = 1.00 + 3.00 + 2.00 = 6.00\text{m} \quad \dots (26)$$

$$(B/3 = 2.00) < (x = 3.99) < (B \times 2/3 = 4.00) \quad \text{ok}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 605.08}{238.74} = 1.52 > 1.2 \quad \dots (27) \quad \text{ok}$$

(iii) 「地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 3.99 - \frac{1}{2} \times 6.00 = 0.99\text{m} \quad \dots (28)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (29)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{605.08}{6.00} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{0.99}{6.00} \right) \right\} = 200.68\text{kN/m}^2 < 600\text{kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (30)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{605.08}{6.00} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{0.99}{6.00} \right) \right\} = 1.01\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (31)$$

- 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f
- 基礎地盤：礫層（密なもの）
- 摩擦係数 f : 0.6
- 許容支持力 q_u : 600kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・
雪崩防止工事ポケットブック P.113

4. 2 非越流部

4. 2. 1 袖部の破壊に対する構造計算

(1) 袖小口の形状

袖小口の勾配は、1 : 0.5 とする。

袖小口の高さは水通し断面の高さと同じである。

(2) 袖部の天端の勾配

袖部の天端には、現溪床勾配程度の勾配をつけるものとし、当該砂防堰堤においては現溪床勾配が 1/4.2 であることから、1 : 4 の勾配をつけるものとする。

(3) 袖部の上流のり勾配

袖部の上流のり勾配は直とする。

(4) 袖部の下流のり勾配

袖部の下流のり勾配は、直または本体の下流のり勾配に一致させる。

当該砂防堰堤においては、下流のり勾配に一致させることとする。

本体の下流のり勾配は、「4. 2. 2 非越流部の安定計算 (4) 安定計算」において、1 : 0.3 と決定している。このため、袖部の下流のり勾配も 1 : 0.3 とした。

(5) 袖部の天端幅

袖部の下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させる場合、袖部の天端幅は 1.5m を下限とする。

当該砂防堰堤では、上流のり勾配は直、下流のり勾配は 1 : 0.3、袖の高さは 2.3m である。また、本体の天端幅は、4. 2. 2 より 3.0m であるため、袖部の天端幅は 2.31m となり、袖部の天端幅の下限値を満足している。

以上より、袖部の形状は、図-18、19 に示す形状とした。

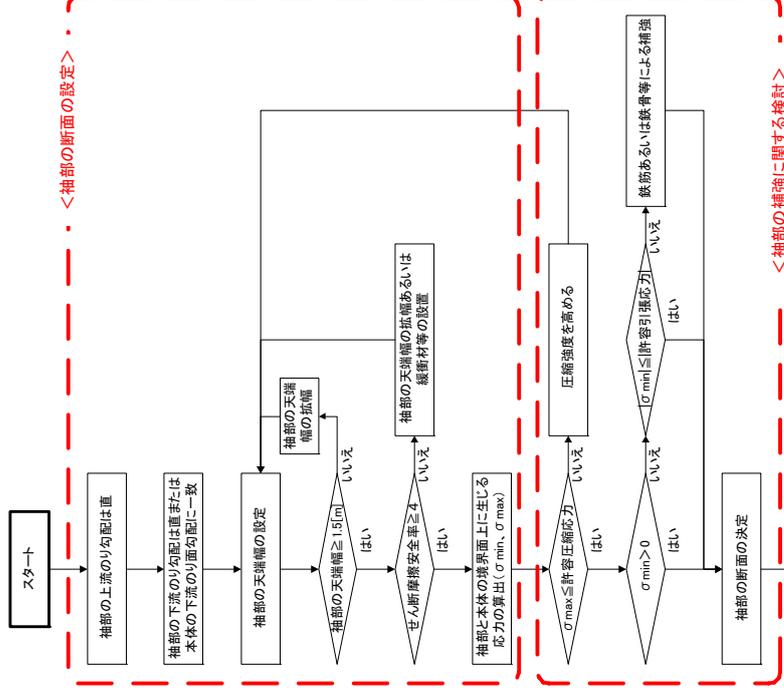


図-17 袖部の形状の決定フロー

● 袖部の形状

…砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説

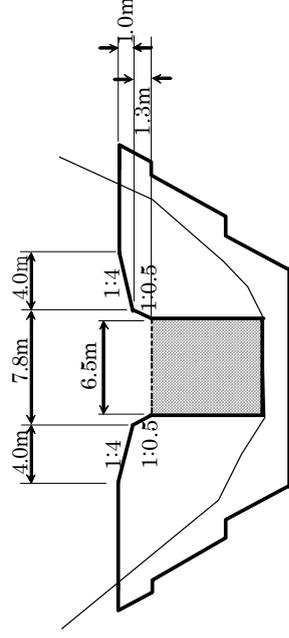
2. 1. 3. 3 (2)

2. 1. 3. 3 (3)

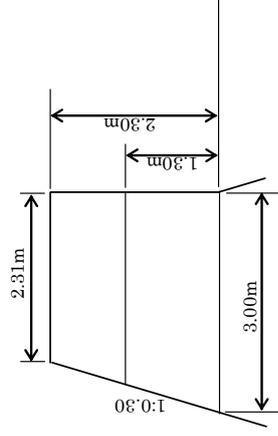
2. 1. 3. 3 (4)

※ 袖部の天端の勾配をつける範囲は、現地の地形等を考慮して、ケース・バイ・ケースで設定すること。

※ 袖部の下流のり勾配は、各地整及び北海道府県の運用に基づき、適正に設定すること。



図一18 袖部の形状



図一19 袖部断面の形状

(5-1) 礫の衝撃力の算定

砂防堰堤の袖部は、設計外力に対して、袖部と本体の境界面状におけるせん断摩擦安全率が4以上となる必要がある。

設計外力は、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、の3種類とする。土石流流体力は4.1.2(3)④で求めたものを使用する。

砂防堰堤の袖部は、打継目毎に1ブロックに対して土石流流体力及び礫の衝撃力に対して安全な構造とする必要がある。

礫の衝突により、堤体の受ける衝撃力(P)は次式により算定する。

$$P = \beta n \alpha^{3/2} \dots (32), \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \dots (33)$$

$$K_1 = \frac{1 - v_1^2}{\pi E_1} \dots (34), \quad K_2 = \frac{1 - v_2^2}{\pi E_2} \dots (35)$$

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} \dots (36), \quad n_1 = \frac{1}{m_2} \dots (37)$$

$$\beta = (E+1)^{-0.8} \dots (38), \quad E = \frac{m_2}{m_1} U^2 \dots (39)$$

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 ($0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

E_2 : 礫の弾性係数 ($5.0 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

v_1 : コンクリートのポアソン比 (0.194)

v_2 : 礫のポアソン比 (0.23)

m_1 : コンクリートの質量

($1.80 \times 7.68 \times 2.66 \times 22.56 \times 10^3 / 9.8 = 84650.28 \text{ kg}$)

m_2 : 礫の質量 ($4/3 \times \pi \times 0.50^3 \times 2.6 \times 10^3 = 1361 \text{ kg}$)

R : 礫の半径 (0.50m)

U : 礫の速度 (5.04m/sec)

α : へこみ量

β : 実験定数

袖部コンクリートは打継目毎に1ブロックと考えると、例えば図-22 のようになる。概略の大きさでは、平均高さ=1.80m、平均長さ=7.68m、平均幅=2.66m と見なせる。

袖部の1ブロックに衝突する巨礫の作用時間は1/100~1/1,000秒オーダーであり、極めて短時間であるので同時に複数個の巨礫が衝突しないものと仮定すると袖部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力は、 $P_1 = 337.08 \text{ kN}$ と算出される。

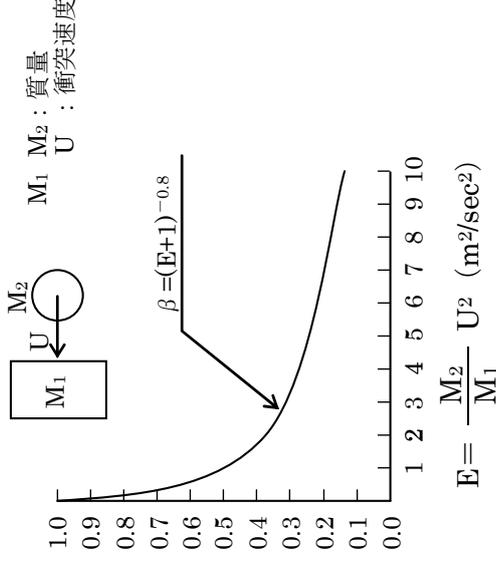


図-20 礫の衝突速度と衝撃力の補正係数

(水山、伊巻：砂防ダムに対する土石流衝撃力実験、

土木技術資料 Vo122-No.11 の一部を改変)

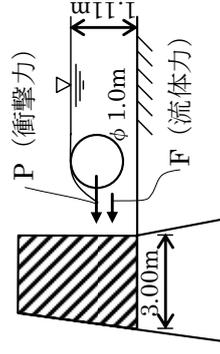


図-21 土石流の衝突により袖部に作用する力

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8} = 1.2 \times 10^{-10} \quad \dots (40)$$

$$K_2 = \frac{1 - 0.232^2}{\pi \times 5.0 \times 10^9 \times 9.8} = 6.15 \times 10^{-12} \quad \dots (41)$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.50}{9\pi^2 (1.2 \times 10^{-10} + 6.15 \times 10^{-12})^2}} = 2.38 \times 10^9 \quad \dots (42)$$

$$n_1 = \frac{1}{1,361} = 0.00073 \quad \dots (43)$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 5.04^2}{4 \times 0.00073 \times 2.38 \times 10^9} \right)^{2/5} = 1.27 \times 10^{-2} \quad \dots (44)$$

$$\beta = \left(\frac{1,361}{84650.28} \times 5.04^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.760 \quad \dots (45)$$

$$P = 0.760 \times 2.38 \times 10^9 \times (1.27 \times 10^{-2})^{3/2} = 2588.79 \times 10^3 \text{N} = 2588.79 \text{kN} \quad \dots (46)$$

従って、単位幅当りの衝撃力は次式により、 $P_1 = 337.08 \text{kN/m}$ となる。

$$P_1 = 2588.79 \text{kN} / 7.68 \text{m} = 337.08 \text{kN/m} \quad \dots (47)$$

(5-2) 流木の最大長，最大直径の算出

流木の衝突による衝撃力を算出するため、流木の最大長，流木の最大直径を算定する。

流木の最大長 (L_{wm}) は、次式により算定する。

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

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

L_{wm} : 流木の最大長 (m)

H_{wm} : 上流から流出する立木の最大樹高 (m)

B_d : 土石流の平均流下幅

(土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅) (m)

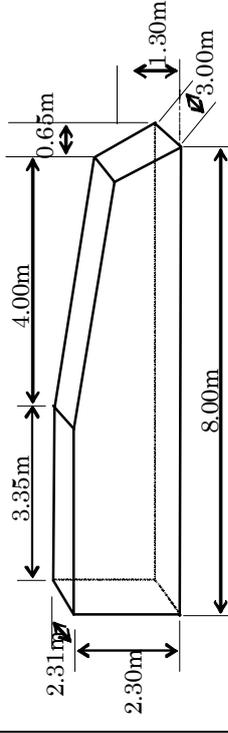


図-22 袖部ブロック図

ここで、「計画例 流域概要」より、立木の最大樹高 $H_{wm}=30\text{m}$ 、「計画例 4 章 4. 1 計画流出量 (1) 計画流出土砂量 (Va)」より、堰堤計画地点の土石流の平均流下幅 $B_d = 5.0\text{m}$ であるため、 L_{wm} は以下の通り算定される。

$$H_{wm}=30\text{m} \geq 1.3B_d = 1.3 \times 5.0 = 6.5\text{m} \text{ であるため}$$

$$L_{wm} = 1.3 \times 5.0 = 6.5\text{m} \quad \dots \quad (48)$$

流木の最大直径 (R_{wm}) は上流域において流木となると予想される立木の最大胸高直径とほぼ等しいとして推定する。「計画例 流域概要」より最大胸高直径 R_{wm} は、 0.5m である。

$$R_{wm} = 0.5\text{m}$$

(5-3) 流木の衝撃力の算定

流木の衝突により、堤体の受ける衝撃力 (P) は次式により算定する。

$$P = \beta n \alpha^{3/2} \quad \dots \quad (49), \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_3)^2}} \quad \dots \quad (50)$$

$$K_1 = \frac{1 - v_1^2}{\pi E_1} \quad \dots \quad (51), \quad K_3 = \frac{1 - v_3^2}{\pi E_3} \quad \dots \quad (52)$$

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} \quad \dots \quad (53), \quad n_1 = \frac{1}{m_3} \quad \dots \quad (54)$$

$$\beta = (E+1)^{-0.8} \quad \dots \quad (55), \quad E = \frac{m_3}{m_1} U^2 \quad \dots \quad (56)$$

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 ($0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

E_3 : 流木の弾性係数 ($7.35 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

v_1 : コンクリートのポアソン比 (0.194)

v_3 : 流木のポアソン比 (0.40)

m_1 : 袖部ブロックの質量

$$(1.80 \times 7.68 \times 2.66 \times 22.56 \times 10^3 / 9.8 = 84650.28 \text{ kg})$$

m_3 : 流木の質量 ($\pi \times 0.25^2 \times 6.5 \times 330 = 421 \text{ kg}$)

流木の最大直径 R_{wm} : 0.5m

流木の最大長 L_{wm} : 6.5m

流木の密度 : 330kg/m³

R : 流木の半径 (0.25m)

U : 流木の速度 (5.04m/sec)

α : へこみ量

β : 実験定数

なお、流木の樹種は、スギを想定し、スギ材の密度、弾性係数、ポアソン比をも
ちいる。

袖部コンクリートは打継目毎に1ブロックと考えると、例えば図-22 のようにな
る。概略の大きさでは、平均高さ=1.80m、平均長さ=7.68m、幅=3.00m と見なせ
る。

袖部の1ブロックに衝突する流木の作用時間は 1/100~1/1,000 秒オーダーであ
り、極めて短時間であるので同時に複数個の流木が衝突しないものと仮定すると袖
部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力は、 $P_2=158.56\text{kN}$ と算出される。

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8} = 1.2 \times 10^{-10} \dots (57)$$

$$K_3 = \frac{1 - 0.40^2}{\pi \times 7.35 \times 10^9} = 0.36 \times 10^{-10} \dots (58)$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.25}{9\pi^2 (1.2 \times 10^{-10} + 0.36 \times 10^{-10})^2}} = 13.60 \times 10^8 \dots (59)$$

表-5 主要樹種の弾性定数

樹種	密度 (kg/m ³)	ヤング係数 ($\times 10^9 \text{N/m}^2$)		ポアソン比
		E_L	ν_{LR}	
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	5.88		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

…改訂4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所監
修 2004年 P.135 より抜粋

流木の弾性係数(ヤング係数)、ポアソン比は実測され
たデータがないが、便宜的に木材の弾性定数(表-5)
の値を用いる。

木材の強度的性質には異方性があり、木材の繊維方向
と、その直角方向とは、強度が大きく異なるため、各
数値の扱いに注意を要する。ここでは、木材の繊維方向
(流木の長さ方向)に荷重がかかった場合に対する各数
値を用いた。

$$n_1 = \frac{1}{421} = 0.00238 \quad \dots (60)$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 5.04^2}{4 \times 0.00238 \times 13.60 \times 10^8} \right)^{2/5} = 0.99 \times 10^{-2} \quad \dots (61)$$

$$\beta = \left(\frac{421}{84650.28} \times 5.04^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.909 \quad \dots (62)$$

$$P = 0.909 \times 13.60 \times 10^8 \times (0.99 \times 10^{-2})^{3/2} = 1217.74 \times 10^3 \text{N} = 1217.74 \text{kN} \quad \dots (63)$$

従って、単位幅当りの衝撃力は次式により、 $P_2 = 158.56 \text{kN/m}$ となる。

$$P_2 = 1217.74 \text{kN} / 7.68 \text{m} = 158.56 \text{kN/m} \quad \dots (64)$$

(5-4) 衝撃力の設定

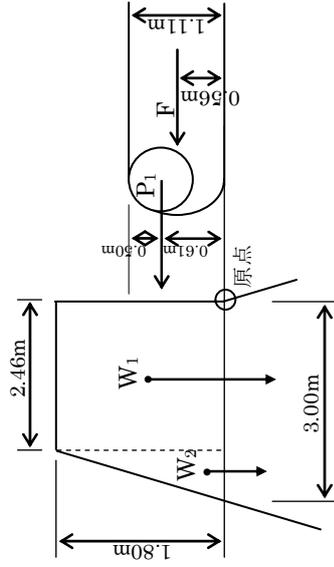
以上のおり算出した、単位幅当たりの礫の衝撃力 (P_1) と、流木の衝撃力 (P_2) を比較し、大きい方を袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。

従って、以下のとおりとなり、土石流衝撃力は、礫の衝撃力 P_1 (337.08kN/m) を採用する。

$$P_1 = 337.08 \text{kN/m} > P_2 = 158.56 \text{kN/m} \quad \dots (65)$$

(5-5) 袖部に作用する設計外力

砂防堰堤の袖部には、図-23に示す設計外力が加わる。



F : 土石流流体力 (50.06kN/m)

P₁: 土石流衝撃力 (337.08kN/m)

礫は図-24 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。土石流波高が礫径より小さい場合は、礫は堆砂面上を流下して衝突するものとする。

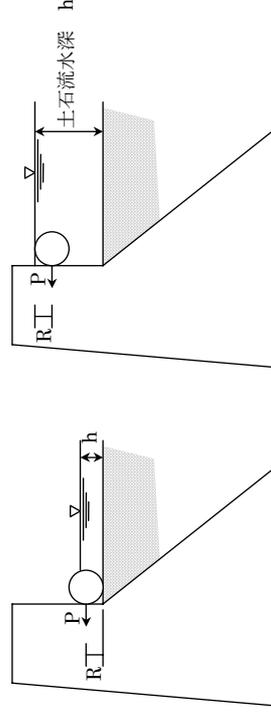


図-23 袖部に作用する設計外力

図-24 袖部に対する礫の衝突荷重

表-6 袖部に作用する設計外力

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
袖部自重	W ₁	$22.56 \times 2.46 \times 1.80$	99.90		$1/2 \times 2.46$	1.23	122.88
	W ₂	$22.56 \times 1/2 \times (3.00 - 2.46) \times 1.80$	10.96		$2.46 + 1/3 \times (3.00 - 2.46)$	2.64	28.93
土石流衝撃力	P ₁			337.08	$1.11 - 1/2 \times 1.00$	0.61	205.62
土石流流体力	F			50.06	$1/2 \times 1.11$	0.56	28.03
合計			110.86	387.14			385.46

(5-6) せん断摩擦安全率の検討

(5-1) から (5-5) までの検討に基づくと、せん断摩擦安全率は4以上となる。

$$n = \frac{f \cdot V + \tau_c \cdot L}{H} = \frac{0.7 \times 110.86 + 2760 \times 3.00}{387.14} = 21.59 > 4.0 \quad \text{ok} \quad \dots (66)$$

(6) 袖部の補強に関する検討

袖部と本体の境界面上に作用する応力は以下の通りとなる。

$$x = \frac{M}{V} = \frac{385.46}{110.86} = 3.48 \text{ m} \quad \dots (67)$$

$$e = x - \frac{1}{2} B = 3.48 - \frac{1}{2} \times 3.00 = 1.98 \text{ m} \quad \dots (68)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (69)$$

●コンクリートのせん断強度
ダムコンクリートについて、せん断強度は、圧縮強度
のおよそ 1/5 である。

…コンクリート標準示方書

[ダムコンクリート編]2002年 P. II-8

単位：N/mm²

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

…コンクリート標準示方書

[設計編]平成8年 P.22

・設計基準強度 18N/mm² の場合の

せん断強度 τ_c

$$\tau_c = \frac{f'_{cd}}{5} = \frac{13800}{5} = 2760 \text{ kN/m}^2$$

●コンクリートの許容圧縮応力 σ'_{ca}

許容曲げ引張応力

・許容圧縮応力 σ'_{ca}

$$\sigma'_{ca} \leq \frac{f'_{ck}}{4} \quad (\leq 5400 \text{ kN/m}^2)$$

・許容曲げ引張応力 σ_{ca}

一般には、コンクリートの許容曲げ引張応力 σ_{ca} は、
一応の目安として圧縮強度をもとにした設計基準強度
 f'_{ck} に対して $\sigma_{ca} \leq f'_{ck} / 80$ としてもよい。

地震の影響を考えた場合の許容応力は、前各項に規

$$\sigma_{\max} = \frac{110.86}{3.00} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.98}{3.00} \right) \right\} = 183.29 \text{ kN/m}^2 < 6750 \text{ kN/m}^2 \quad \text{ok}$$

・・・ (70)

$$\sigma_{\min} = \frac{110.86}{3.00} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.98}{3.00} \right) \right\} = -109.38 \text{ kN/m}^2 > -337.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{ok}$$

・・・ (71)

以上の結果から、鉄筋等による補強は不要と判断できる。

定した許容応力度の 1.5 倍までとしてよい（地震・衝突などの短期的にかかる荷重に対しては、許容応力度に割増係数をかける）。

…コンクリート標準示方書

[設計編]平成 8 年 P.219

・設計基準強度 18N/mm² の場合の

許容圧縮応力度 σ'_{ca}

$$\sigma'_{ca} = \frac{f'_{ck}}{4} = \frac{18000}{4} = 4500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} < \sigma'_{ca} \times 1.5 = 4500 \times 1.5 = 6750 \text{ kN/m}^2$$

・設計基準強度 18N/mm² の場合の

許容曲げ引張応力度 σ_{ca}

$$\sigma_{ca} = \frac{f'_{ck}}{80} = \frac{18000}{80} = 225 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} > \sigma_{ca} \times 1.5 = 225 \times 1.5 = 337.5 \text{ kN/m}^2$$

4. 2. 2 非越流部の安定計算

(1) 安定条件

土石流・流木捕捉工の砂防堰堤は、その安定を保つために設計外力に対して、次の三つの条件を満たさなければならぬ。

- ①原則として、砂防堰堤の上流端に引張応力が生じないよう、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央 $1/3$ 以内に入ること。
- ②砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起ささないこと。
- ③砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと。地盤の受ける最大圧力が地盤の許容支持力以内であること。

なお、砂防堰堤計画地点の基礎地盤の種類は礫層（密なもの）であるので、その許容支持力は次のとおりとする。

許容支持力 : $q_u = 600 \text{ kN/m}^2$

摩擦係数 : $f = 0.6$

●安定条件

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説
2.1.4.1 (1)

滑動に対する安全率 N は、岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さい方のせん断強度）を考慮し、 $N=4.0$ 以上とする。砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堰堤高が 15m 未満の場合を原則として $N=1.2$ 以上、堰堤高が 15m 以上の場合は $N=1.5$ 以上とする。

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 600 kN/m^2

…現場技術者のための砂防・地すべり・

がけ崩れ・雪崩防止工事ポケットブック P.113

(2) 設計外力の組合せ (非越流部)

安定計算に用いる設計外力の組合せは、透過型砂防堰堤の非越流部では表-7のとおりとする。

●設計外力

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.1 (2)

表-7 透過型砂防堰堤の設計外力 (非越流部)

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満		①静水圧、②堆砂圧 ③土石流流体力、④本体自重、⑤土石流の重さ	
堰堤高 15m 以上	本体自重、地震時慣性力	本体自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力、土石流の重さ	

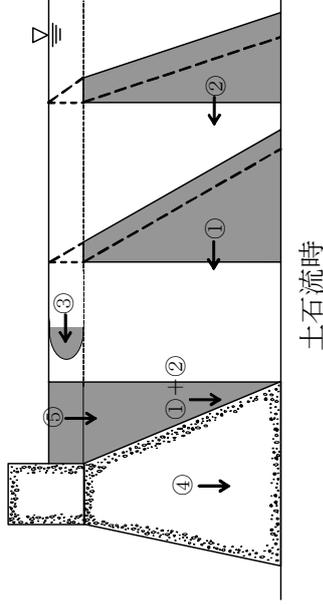


図-25 荷重の組合せ

(3) 設計外力の算出

① 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、水通し天端高とする。

$$P = W_o \cdot h_w \dots (72)$$

P : 水深 h_w の点における静水圧 (kN/m²)

W_o : 水の単位堆積重量 (11.77kN/m³)

h_w : 水面から任意の点の水深 (m)

土石流時

水平方向

$$\begin{aligned} F_{P_{H1}} &= \int_0^H W_o z dz \\ &= \frac{1}{2} W_o [z^2]_0^H \\ &= \frac{1}{2} W_o H^2 \dots (73) \end{aligned}$$

$$F_{P_{H2}} = W_o D_d H \dots (74)$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

D_d : 土石流の水深 (m)

垂直方向

$$F_{R_{V1}} = \frac{1}{2} W_o m H^2 \dots (75)$$

$F_{R_{V1}}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

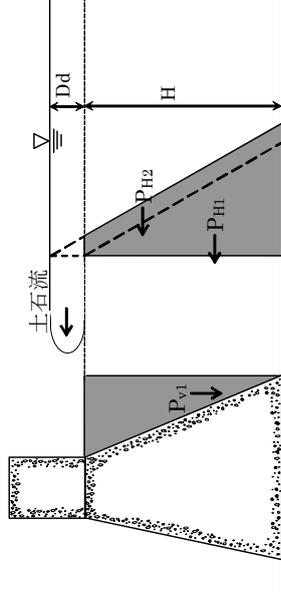


図-26 静水圧 (土石流時)

② 堆砂圧

堆砂圧は、次式により求められる。堆砂圧を算定するための堆砂面は、水通し天端まで堆砂した状態を考える。

$$P_{eH} = C_e \cdot W_{si} \cdot h_e \quad \dots (76)$$

$$P_{eV} = W_{si} \cdot h_e \quad \dots (77)$$

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eV} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

W_{si} : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

C_e : 土圧係数 ($\cos i \approx 1$ とする)

$$\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27 \approx 0.3$$

ϕ : 堆砂中の水中での内部摩擦角 (35°)

土石流時

水平方向

$$F_{P_{eH1}} = \int_0^H C_e W_{si} z dz$$

$$= \frac{1}{2} C_e W_{si} [z^2]_0^H$$

$$= \frac{1}{2} C_e W_{si} H^2 \quad \dots (78)$$

$$F_{P_{eH2}} = C_e (\gamma_d - W_o) D_d H \quad \dots (79)$$

$F_{P_{eH1}}$: 単位幅当たりの P_{eH1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{eH2}}$: 単位幅当たりの P_{eH2} による荷重 (kN/m)

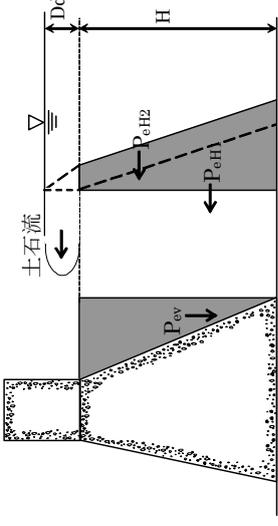


図-27 堆砂圧

土圧係数は下式によるが堆砂面勾配が ($I \leq 15^\circ$) であれば、 $\cos i \approx 1$ として算出する。

$$C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

…砂防設計公式集 p99

堆砂にかかる土石流の上載荷重分 (P_{eH2}) は、 $\gamma_d - \rho g = 4.12 \text{ kN/m}^2$ を基に算出している (水圧を P_{H2} で別途計上しているため)。

- H : 堰堤高 (m)
 D_d : 土石流の水深 (m)
 z : 堆砂面からの堆砂深 (m)
 C_e : 土圧係数 (=0.3)
 W_{si} : 泥水中堆砂単位堆積重量 (8.24kN/m³)
 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
 W₀ : 水の単位体積重量 (11.77kN/m³)

垂直方向

$$F_{P_{eV1}} = \frac{1}{2} W_{si} m H^2 \dots (80)$$

$F_{P_{eV1}}$: 単位幅当たりの P_{eV1} による荷重 (kN/m)

W_{si} : 泥水中堆砂単位堆積重量 (8.24kN/m³)

m : 本体上流ののり勾配

H : 堰堤高 (m)

③ 土石流の流速と水深 (U, D_d)

「4. 1. 2 本体の設計」と同じであり、土石流の水深 (D_d=1.11m)、土石流の流速 (U=5.04m/s) である。

④ 土石流の単位体積重量 (γ_d)

「4. 1. 2 本体の設計」と同じであり、土石流の単位体積重量 (γ_d=17.40kN/m³) である。

⑤ 土石流流体力 (F)

「4. 1. 2 本体の設計」と同じであり、土石流の流体力 (F=50.06kN/m) である。

⑥ 自重

砂防堰堤の自重は本体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量を乗じて求められる。

$$W = W_c \cdot A \quad \dots (81)$$

W : 単位幅当りの砂防堰堤の自重 (kN/m)

W_c : 堤体築造に用いるコンクリートの単位体積重量 (22.56kN/m³)

A : 砂防堰堤単位幅当りの体積 (m³/m)

(4) 安定計算

透過型砂防堰堤の非越流部の断面形状は、(2), (3) で求めた設計外力に対して、(1) 安定条件を満足できるように決定する必要がある。

① 下流のり勾配・上流のり勾配

透過型砂防堰堤の非越流部の下流のり面は、満砂後も越流水により下流のりを叩くことがないため、力学的に安定で、かつ、経済性を考慮して設定する。

下流のり勾配と上流のり勾配は、力学的な安定性と経済性を考慮して以下の方により決定した。

下流のり勾配を 1 : 0.2~0.5 程度まで 0.05 間隔で計算を行い、安定性を満足でき、堤体積 (堤体断面積) が最小となる上流のり勾配を検討する。表-8 に上下流のり勾配と堤体断面積の関係を示す。

表-8 より当該砂防堰堤では、[下流のり勾配 1 : 0.30、上流のり勾配 1 : 0.30] の組合せにおいて、堤体断面積は最小となった (表-8 中の着色部分) ため、この値を採用することとした。

表-8 上下流のり勾配と堤体断面積 (単位 : m²)

	n													
	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50							
0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.25	-	-	-	-	-	-	-	-	56.89	58.87	60.85	62.83	64.81	66.79
0.30	-	-	54.95	56.93	58.91	60.90	62.88	64.86	66.84	68.82	70.80	72.78	74.76	76.74
0.35	-	54.99	56.97	58.96	60.94	62.92	64.90	66.88	68.86	70.84	72.82	74.80	76.78	78.76
0.40	55.03	57.02	59.00	60.98	62.96	64.95	66.93	68.91	70.89	72.87	74.85	76.83	78.81	80.79
0.45	57.06	59.04	61.02	63.01	64.99	66.97	68.95	70.93	72.91	74.89	76.87	78.85	80.83	82.81
0.50	59.08	61.07	63.05	65.03	67.01	69.00	70.98	72.96	74.94	76.92	78.90	80.88	82.86	84.84
0.55	61.11	63.09	65.07	67.06	69.04	71.02	73.00	74.98	76.96	78.94	80.92	82.90	84.88	86.86
0.60	63.13	65.12	67.10	69.08	71.06	73.05	75.03	77.01	78.99	80.97	82.95	84.93	86.91	88.89
0.65	65.16	67.14	69.12	71.11	73.09	75.07	77.05	79.03	81.01	82.99	84.97	86.95	88.93	90.91
0.70	67.18	69.17	71.15	73.13	75.11	77.10	79.08	81.06	83.04	85.02	87.00	88.98	90.96	92.94
0.75	69.21	71.19	73.17	75.16	77.14	79.12	81.10	83.08	85.06	87.04	89.02	91.00	92.98	94.96
0.80	71.23	73.22	75.20	77.18	79.16	81.15	83.13	85.11	87.09	89.07	91.05	93.03	95.01	97.00
0.85	73.26	75.24	77.22	79.21	81.19	83.17	85.15	87.13	89.11	91.09	93.07	95.05	97.03	99.01
0.90	75.28	77.27	79.25	81.23	83.21	85.20	87.18	89.16	91.14	93.12	95.10	97.08	99.06	101.04
0.95	77.31	79.29	81.27	83.26	85.24	87.22	89.20	91.18	93.16	95.14	97.12	99.10	101.08	103.06
1.00	79.33	81.32	83.30	85.28	87.26	89.25	91.23	93.21	95.19	97.17	99.15	101.13	103.11	105.09

※下流のり勾配 n、上流のり勾配 m の時の堤体断面積をあらわす。数値の最も小さい断面が最適断面となる。

“-”は、力学的な安定性を満足できないものをあらわす。

② 本体の天端幅

砂防堰堤の本体の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるような幅とする必要がある。本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、天端幅は3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には、別途緩衝材や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。

当該砂防堰堤の天端幅は、3.0mとした。

ここで、本体の天端幅は衝突する最大礫径 ($d_{95}=1.0\text{m}$) の2倍の幅も満足できている。

● 天端幅

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.2 (2)

④ 安定計算

土石流時 (n=0.30, m=0.30)

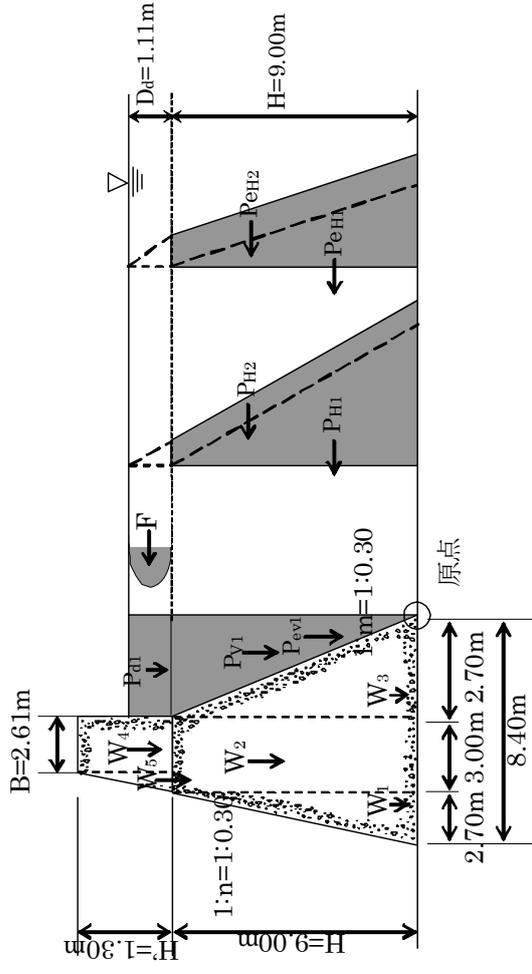


図-28 砂防堰堤に作用する力 (土石流時)

表-9 作用荷重一覧表 (n=0.30, m=0.30)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	$1/2 \times 22.56 \times 0.30 \times 9.00^2$	274.10		$0.30 \times 9.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.30 \times 9.00$	6.60	1809.06
	W ₂	$22.56 \times 3.00 \times 9.00$	609.12		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	4.20	2558.30
	W ₃	$1/2 \times 22.56 \times 0.30 \times 9.00^2$	274.10		$2/3 \times 0.30 \times 9.00$	1.80	493.38
	W ₄	$22.56 \times 2.61 \times 1.30$	76.55		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 2.61$	4.01	306.97
	W ₅	$1/2 \times 22.56 \times 0.30 \times 1.30^2$	5.72		$0.30 \times 9.00 + 2.61 + 1/3 \times 0.30 \times 1.30$	5.44	31.12
静水圧	P _{v1}	$1/2 \times 11.77 \times 0.30 \times 9.00^2$	143.01		$1/3 \times 0.30 \times 9.00$	0.90	128.71
	P _{h1}	$1/2 \times 11.77 \times 9.00^2$		476.69	$1/3 \times 9.00$	3.00	1430.07
	P _{h2}	$11.77 \times 1.11 \times 9.00$		117.58	$1/2 \times 9.00$	4.50	529.11
堆砂圧	P _{ev1}	$1/2 \times 8.24 \times 0.30 \times 9.00^2$	100.12		$1/3 \times 0.30 \times 9.00$	0.90	90.11
	P _{eh1}	$1/2 \times 0.30 \times 8.24 \times 9.00^2$		100.12	$1/3 \times 9.00$	3.00	300.36
	P _{eh2}	$0.30 \times (17.40 - 11.77) \times 1.11 \times 9.00$		16.87	$1/2 \times 9.00$	4.50	75.92
土石流の重さ	P _{al}	$17.40 \times 0.30 \times 9.00 \times 1.11$	52.15		$1/2 \times 0.30 \times 9.00$	1.35	70.40
土石流流体力	F	$1.00 \times 17.40/9.80 \times 1.11 \times 5.04^2$		50.06	$9.00 + 1/2 \times 1.11$	9.56	478.57
合計			1534.87	761.32			8302.08

$$x = \frac{M}{V} = \frac{8302.08}{1534.87} = 5.41\text{m} \quad \dots (82)$$

$$\text{底面底幅 } B = 2.70 + 3.00 + 2.70 = 8.40\text{m} \quad \dots (83)$$

$$(B/3 = 2.80) < (x = 5.41) < (B \times 2/3 = 5.60) \quad \text{ok}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1534.87}{761.32} = 1.21 > 1.2 \quad \dots (84) \quad \text{ok}$$

(iii) 「地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 5.41 - \frac{1}{2} \times 8.40 = 1.21\text{m} \quad \dots (85)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (86)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1534.87}{8.40} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.21}{8.40} \right) \right\} = 340.65\text{kN/m}^2 < 600\text{kN/m}^2 \quad \text{ok}$$

\dots (87)

$$\sigma_{\min} = \frac{1534.87}{8.40} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.21}{8.40} \right) \right\} = 24.80\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{ok}$$

\dots (88)

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層 (密なもの)

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 600kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

不透過型砂防堰堤計算例

土石流・流木対策設計技術指針に基づく設計例

1. 設計の諸元

表-1 設計諸元

項目	諸元	備考
流域面積	$A = 0.12 \text{ km}^2$	
溪床勾配	$I = \tan \theta = 1/4.4 \quad \theta = 12.8^\circ$ [$I > 1/30$ のため土石流区域]	
24時間雨量 (計画規模)	$P_{24} = 406.6 \text{ mm}/24 \text{ hr}$	
〃 (既往最大)	$P_{24} = 350.0 \text{ mm}/24 \text{ hr}$	
最大礫径	$d_{85} = 1.0 \text{ m}$	
溪床堆積物の内部摩擦角	$\phi = 35^\circ$	
水の密度	$\rho = 1200 \text{ kg/m}^3$ [$H = 15 \text{ m}$ 未満]	
礫の密度	$\sigma = 2600 \text{ kg/m}^3$	
堆積土砂の容積土砂濃度	$C^* = 0.6$	
コンクリートの単位体積重量	$W_c = 22.56 \text{ kN/m}^3$	
礫の弾性係数	$E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.8 \text{ N/m}^2$	
礫のポアソン比	$\nu_2 = 0.23$	
コンクリートの終局強度割線弾性係数	$E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8 \text{ N/m}^2$	
コンクリートのポアソン比	$\nu_1 = 0.194$	
基礎地盤の条件	フローティング基礎 (礫層 (密なもの)) 摩擦係数: $f = 0.6$ 許容支持力: $q_u = 600 \text{ kN/m}^2$	基礎処理不要
堰堤有効高	$H = 7.0 \text{ m}$	根入れ 2m
堰堤高	$H = 9.0 \text{ m}$	と仮定
流域の地質・土地利用	三紀層山岳	

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f
 ……現場技術者のための砂防・地すべり・かけ崩れ・
 雪崩防止工事ポケットブック P.113

2. 設計流量の算出

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

2. 1 土砂含有を考慮した流量

2. 1. 1 清水の対象流量 (Q_p)

計画規模の降雨量は 406.6mm/24hr で、既往最大の降雨量は 350.0mm/24hr であることから、ここでは 406.6mm/24hr を用いて土砂含有を考慮した流量を算出する。

清水の対象流量は、下式（合理式）によって算出する。

$$Q = \frac{1}{3.6} \times f \times r \times A \cdots (1)$$

Q : 清水の対象流量 (m³/s)

f : 流出係数 (0.75 : 表-2 より)

r : 平均降雨強度 (mm/hr)

A : 流域面積 (0.12km²)

ここで、平均降雨強度 (r) は設計地区の確率年ごとの降雨強度式があればそれを採用し、無い場合には下式により算出する。

$$Q = \frac{1}{3.6} \times P_e \times A \cdots (2)$$

P_e : 有効降雨強度 (mm/hr)

ここで、有効降雨強度は 24 時間雨量（又は日雨量）から算出する。下式により $P_e = 129.5 \text{mm/hr}$ が得られる。

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \times \left(\frac{24 \times f^2}{K_{PI}/60 \times A^{0.22}} \right)^{0.606} \cdots (3)$$

● 設計流量

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.1 (3)

● 清水の対象流量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 2.7.4

合理式については、小流域におけるピーク流量を推算することのできる簡便式であり、【河砂-調査-P.86】、【河砂-計画-P.18】に細かい説明がある。

表-2 日本内地河川の流出係数

【河砂-調査-P.87】	
急峻な山地	0.75~0.90
三紀層山岳	0.70~0.80
起伏のある土地及び樹林	0.50~0.75
平坦な耕地	0.45~0.60
かんがい中の水田	0.70~0.80
山地河川	0.75~0.85
平地小河川	0.45~0.75
流域の半ば以上が平地である大河川	0.50~0.75

P_{24} : 24 時間雨量 (406.6mm/24hr)
 K_{p1} : 係数 (120)

$$P_e = \left(\frac{406.6}{24} \right)^{1.21} \times \left(\frac{24 \times 0.75^2}{120/60 \times 0.12^{0.22}} \right)^{0.606}$$
$$= 129.5 \text{ mm/hr}$$

従って、清水の対象流量は、下式により $Q=4.32\text{m}^3/\text{s}$ と算出される。

$$Q = \frac{1}{3.6} \times P_e \times A \dots (4)$$

$$Q = \frac{1}{3.6} \times 129.5 \times 0.12 = 4.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. 1. 2 土砂含有を考慮した流量 (Q)

土砂含有を考慮した流量は、2. 1. 1 で算出した清水の対象流量 (Q) の 1.5 倍とし、下式により $Q_p= 6.48\text{m}^3/\text{s}$ と算出される。

$$Q_p = 1.5 \times Q$$
$$= 1.5 \times 4.32 = 6.48 \text{ m}^3/\text{s} \dots (5)$$

Q_p : 土砂の含有を考慮した流量 (m^3/s)
 Q : 清水の対象流量 ($4.32\text{m}^3/\text{s}$)

2. 2 土石流ピーク流量 (Q_{sp})

土石流ピーク流量 (Q_{sp}) は、土石流総流量 (ΣQ) との関係から算出する。

$$Q_{sp} = 0.01 \times \Sigma Q \quad \dots (6)$$

$$\Sigma Q = \frac{V_{dqp} \cdot C_*}{C_d} \quad \dots (7)$$

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)

ΣQ : 土石流総流量 (m³)

V_{dqp} : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量 (空隙込み) (m³)

C_{*} : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6)

C_d : 土石流濃度

・溪床堆積土砂の容積濃度 (C_{*})
 溪床堆積土砂の容積濃度 (C_{*}) は、現場密度試験により求められることができるが、一般的に C_{*} = 0.6 程度である。

$$C_* = 0.6$$

$$K_v = 1 - C_* = 1 - 0.6 = 0.4$$

C_{*} : 溪床堆積土砂の容積濃度

K_v : 空隙率

ここで1波の土石流により流出すると想定される土砂量は、想定土石流流出区間の移動可能土砂量と運搬可能土砂量を比較して小さい方の値とする。

2. 2. 1 想定土石流流出区間の移動可能土砂量

砂防堰堤の配置を計画している地点では、図-1 に示した2つの流出区間が想定され、それぞれ移動可能土砂量を算出すると以下の通りとなる。

表-3 想定土石流流出区間の移動可能土砂量

想定土石流流出区間	移動可能土砂量						想定土石流流出区間の移動可能土砂量(m ³)
	0次谷			1次谷			
	延長(m)	断面積(m ²)	土砂量(m ³)	延長(m)	断面積(m ²)	土砂量(m ³)	
①	180	1.5	270	450	5	2,250	2,520
②	260	1.5	390	70	5	350	740

上表より、想定土石流流出区間の移動可能土砂量が最大となる区間は、①の流出区間であり、想定土石流流出区間の移動可能土砂量は 2,520m³ である。

2. 2. 2 土石流濃度 (C_d)

土石流濃度 (C_d) は、平衡濃度式によって算出する。下式により、土石流濃度は C_d = 0.41 と算出されるため、C_d=0.41 を採用する。

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

$$= \frac{1200 \times \tan 12.8^\circ}{(2600 - 1200) (\tan 35^\circ - \tan 12.8^\circ)} = 0.41 \dots (8)$$

- C_d : 土石流濃度 (0.3 ≤ C_d ≤ 0.9C_{*})
 σ : 礫の密度 (2,600kg/m³)
 ρ : 泥水の密度 (1,200kg/m³)
 φ : 堆積土砂の内部摩擦角 (35°)
 θ : 現溪床勾配 (12.8°)
 C_{*} : 堆積土砂の容積濃度 (0.6)

2. 2. 3 運搬可能土砂量

運搬可能土砂量 (V_{dy2}) は、下式により 27,200m³ となる。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \times P_p \times A}{1 - K_v} \times \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) \times K_{r2}$$

$$= \frac{10^3 \times 406.6 \times 0.12}{1 - 0.4} \times \left(\frac{0.41}{1 - 0.41} \right) \times 0.48$$

$$= 27,200m^3 \dots (9)$$

V_{dy2} : 運搬可能土砂量 (m³/s)

P_p : 計画規模の年超過確率の降雨量 (mm/24h)

A : 計画地点より上流の流域面積 (km²)

C_d : 土石流濃度

K_v : 空隙率 (0.4 程度)

K_{r2} : 流出補正率

流出補正率 (K_{r2}) は、既往土石流実績に基づくと流域面積の下式の関数となり、 $0.1 \leq K_{r2} \leq 0.5$ の範囲内とする。

$$\begin{aligned} K_{r2} &= 0.05 (\log A - 2.0)^2 + 0.05 \\ &= 0.05 \times (\log 0.12 - 2.0)^2 + 0.05 \\ &= 0.48 \dots (10) \end{aligned}$$

2. 2. 4 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量

想定土石流流出区間における移動可能土砂量、運搬可能土砂量を算出した結果、移動可能土砂量 ($2,520\text{m}^3$) < 運搬可能土砂量 ($27,200\text{m}^3$) となったため、1 波の土石流により流出すると想定される土砂量は、 $V_{\text{dqp}} = 2,520\text{m}^3$ とする。

2. 2. 5 土石流ピーク流量

2. 2. 4 の 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量を使用して、土石流ピーク流量は、以下の通り $Q_{\text{sp}} = 36.9\text{m}^3/\text{s}$ と算出される。

$$\begin{aligned} Q_{\text{sp}} &= 0.01 \times \frac{V_{\text{dqp}} \cdot C_*}{C_d} \\ &= 0.01 \times \frac{2,520 \times 0.6}{0.41} \\ &= 36.9\text{m}^3/\text{s} \dots (11) \end{aligned}$$

3. 設計水深の算出

設計水深は、『(1) 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深』、『(2) 土石流ピーク流量に対する越流水深』、『(3) 最大礫径』のうち、最も大きい値とする。

3. 1 水通し幅の設定

水通し幅は、現溪床幅程度を基本とし、3m 以上を原則とする。
当堰堤では、現溪床幅程度とし、5.0m とする。

3. 2 土砂含有を考慮した流量 (Qp) に対する越流水深

土砂含有を考慮した流量 (Qp) に対する越流水深 (h₃) は、せきの公式により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{3/2} \dots (12)$$

Q : 土砂含有を考慮した流量 (6.48m³/s)

C : 流量係数 (0.60~0.66)

g : 重力の加速度 (9.8m/s²)

B₁ : 水通しの底幅 (現況河幅を基本として 5.0m とする。)

B₂ : 越流水面幅 (m)

m₂ : 袖小口勾配

C=0.6、m₂=0.5 とすると上式を変形して次式となる。h₃=0.79m=0.8m と求まる。

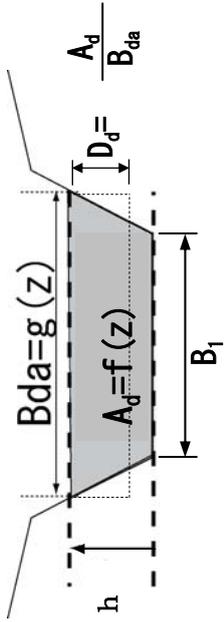
$$Q \doteq (0.71D_h + 1.77B_1) h_3^{3/2} \dots (12)'$$

● 設計水深

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.1 (4)

3. 3 土石流ピーク流量 (Q_{sp}) に対する越流水深

不透過型砂防堰堤の水通し幅 (B₁) は、現渓床幅程度を基本とし、3m 以上を原則とする。ここでは、現渓床幅程度の値を採用し、5.0m とした。



流れの幅 (B_{da}) は、水通し断面における、土石流の表面水位 (h) の関数であり、袖小口勾配を 1:0.5 とした場合、以下の式により表される。h と B_{da} の関係を図-2 にグラフとして示す。

$$B_{da} = B_1 + h \quad \dots (13)$$

水通し部における流下断面積 (A_d) も、土石流の越流水深 (h) の関数であり、袖小口の勾配を 1:0.5 とした場合、以下の式により表される。h と A_d の関係を図-3 にグラフとして示す。

$$A_d = \frac{1}{2} (2B_1 + h)h \quad \dots (14)$$

土石流の水深 (D_d) は、以下のように定義され、これも h の関数である。h と D_d の関係を図-4 にグラフとして示す。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \dots (15)$$

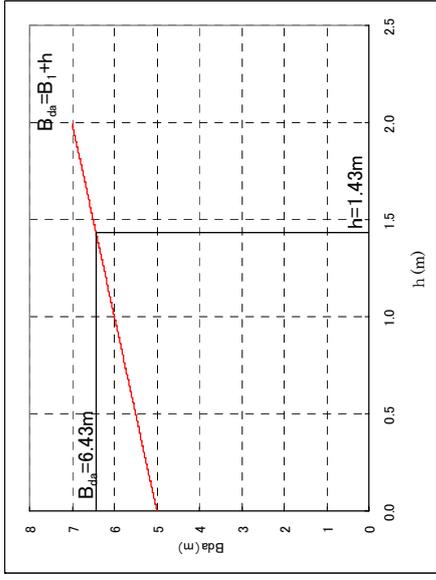


図-2 h-B_{da}の関係

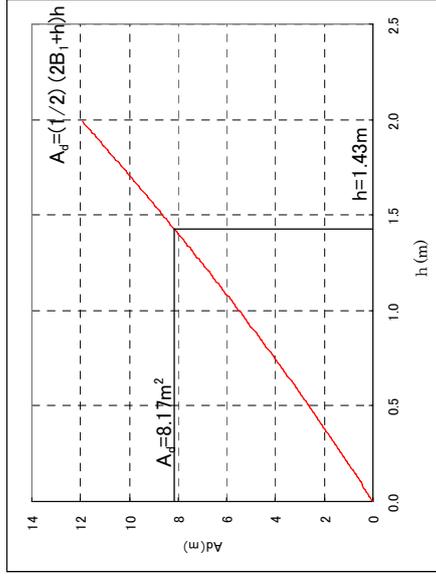


図-3 h-A_dの関係

土石流の流速 (U) は、次式により求める。h と U の関係を図-5 にグラフとして示す。

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

K_n : 粗度係数 ($K_n=0.1$: 自然河道フロント部)

θ_p : 計画堆砂勾配 ($\theta_p=8.62^\circ$, $I=1/4.4 \times 2/3=1/6.6$)

この断面によって流下させることが可能な土石流量 (Q_{spsal}) は、 $U \cdot A_d$ で表される。 Q_{spsal} と h の関係を図-6 にグラフとして示す。

$$Q_{\text{spsal}} = U \cdot A_d \quad \dots (17)$$

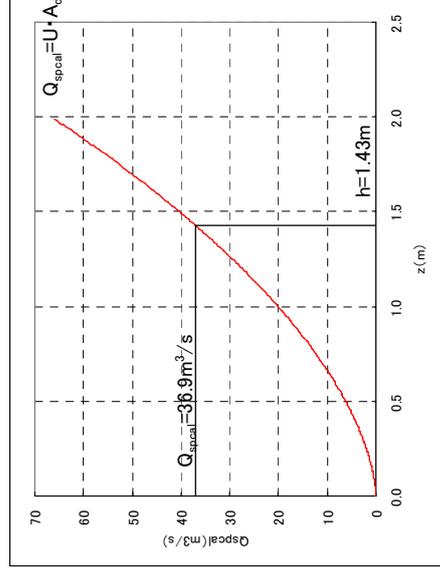


図-6 h- Q_{spsal} の関係

この関係より、 Q_{spsal} が土石流ピーク流量 Q_{sp} ($36.9 \text{ m}^3/\text{s}$) と一致した時の h を求める。以下の通りとなる。

土石流の表面水位 $h=1.43 \text{ m} = 1.5 \text{ m}$

土石流のピーク流量に対する越流水深は、土石流の表面水位と水通し底面の標高差であることから、 1.5 m となる。

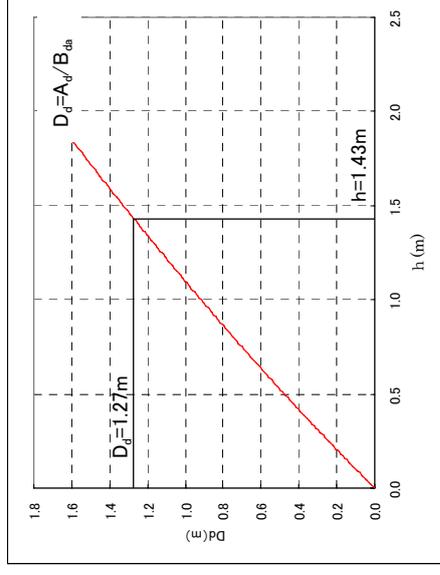


図-4 h- D_d の関係

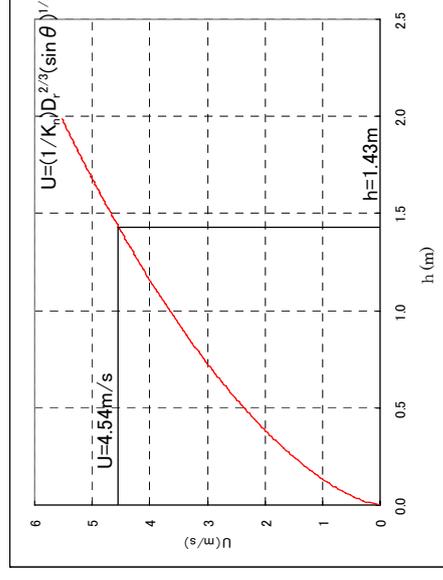


図-5 h-U の関係

3. 4 設計水深

設計水深は、以下により、土石流ピーク流量に対する越流水深が最も大きくなることから、 $h=1.5\text{m}$ を採用する。

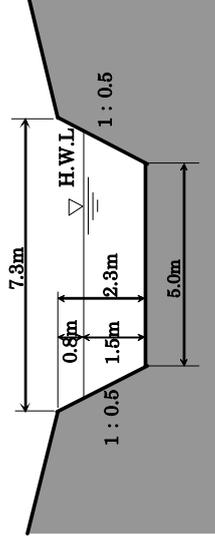
{	土砂の含有を考慮した流量に対する越流水深	$h_3=0.8$ (m)
	土石流ピーク流量に対する越流水深	$h=1.5$ (m)
	最大礫径	$d_{95}=1.0$ (m)

4. 安定性の検討

4. 1 越流部

4. 1. 1 水通し断面

水通し断面は、設計水深（1.5m）に余裕高（ $\Delta h = 0.8m$ ）を、 $\Delta H/H = 0.8/1.5 = 0.53 \geq 0.5$ ）を加えた水通し高さ（ $1.5 + 0.8 = 2.3m$ ）、水通し幅（5.0m）、袖小口勾配（標準値 1:0.5）により、下図に示す通りとする。



図一七 水通し断面

●水通し断面

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.2 (1)

表一四 余裕高

計画流量	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6m
200～500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s	1.0m

表一五 渓床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

勾配	$\Delta H/H$ 値
～1/10	0.50
1/10～1/30	0.40
1/30～1/50	0.30
1/50～1/70	0.25

地形等の理由により水通し断面を確保できないときは、袖部を含めた断面によって対応することができる。

但し、この場合、設計水深は土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値とする。

なお、袖の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗掘防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならぬ。

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.2 (1)

地形等の理由により袖部を含めた断面によって対応する場合、安定性及び安全性を満たす非越流部の断面を設計

する。その際、袖部を含めた断面が土石流ピーク流量に対処できるようにしておく必要がある。

4. 1. 2 本体の天端幅

砂防堰堤の本体の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の摩耗等にも耐えるような幅とする必要がある。本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、天端幅は3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には、別途緩衝材や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。

当該砂防堰堤の天端幅は3.0mとした。

ここで、本体の天端幅は衝突する最大礫径 ($d_{95}=1.0\text{m}$) の2倍の幅も満足できている。

4. 1. 3 本体の設計

(1) 安定条件

土石流・流木捕捉工の砂防堰堤は、その安定を保つために設計外力に対して、次の三つの条件を満たさなければならない。

- ①原則として、砂防堰堤の上流端に引張応力が生じないよう、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央 $1/3$ 以内に入ること。
- ②砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
- ③砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

なお、砂防堰堤計画地点の基礎地盤の種類は礫層（密なもの）であるので、その許容支持力は次のとおりとする。

許容支持力 : $q_u=600\text{kN/m}^2$

摩擦係数 : $f=0.6$

●天端幅

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.2 (2)

●安定条件

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.1 (1)

滑動に対する安全率 N は、岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さい方のせん断強度）を考慮し、 $N=4.0$ 以上とする。砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堰堤高が15m未満の場合を原則として $N=1.2$ 以上、堰堤高が15m以上の場合は $N=1.5$ 以上とする。

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 600kN/m^2

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・雪崩防止工事ポケットブック P.113

(2) 設計外力の組合せ (越流部)

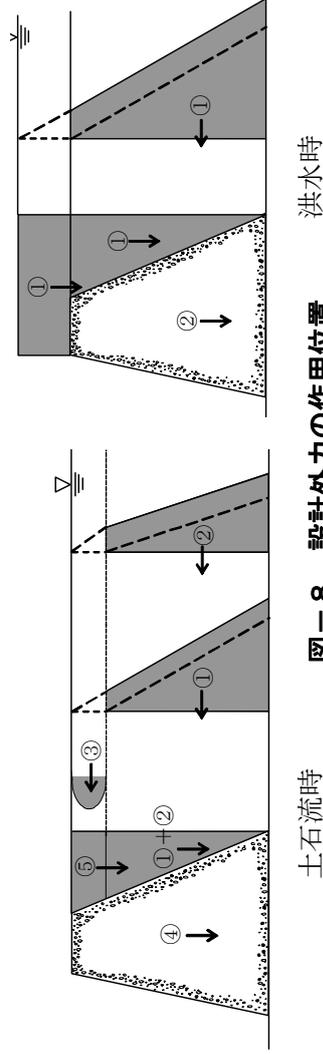
●設計外力

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.1 (2)

安定計算に用いる設計外力の組合せは、不透過型砂防堰堤の越流部では表－6のとおりとする。

表－6 不透過型砂防堰堤の設計外力

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満	/	①静水圧、②堆砂圧 ③土石流流体力、④本体自重、⑤土石流の重さ	①静水圧、②本体自重
堰堤高 15m 以上		静水圧、堆砂圧、本体自重、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、土石流流体力、本体自重、土石流の重さ、揚圧力



図－8 設計外力の作用位置

(3) 設計外力の算出

① 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、土石流時には水通し天端高から土石流の水深に等しい高さを下げた高さとし、洪水時には水通し天端高に越流水深を加算するものとする。

$$P = W_0 \cdot h_w \quad \dots (18)$$

P : 水深 h_w の点における静水圧 (kN/m²)

W_0 : 水の単位堆積重量 (11.77kN/m³)

h_w : 水面から任意の点の水深 (m)

洪水時

水平方向

$$\begin{aligned} F_{P_{H1}} &= \int_0^H W_0 z dz \\ &= \frac{1}{2} W_0 [z^2]_0^H \\ &= \frac{1}{2} W_0 H^2 \quad \dots (19) \end{aligned}$$

$$F_{P_{H2}} = W_0 h_3 H \quad \dots (20)$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (m)

z : 水面からの水深 (m)

h_3 : 越流水深 (m)

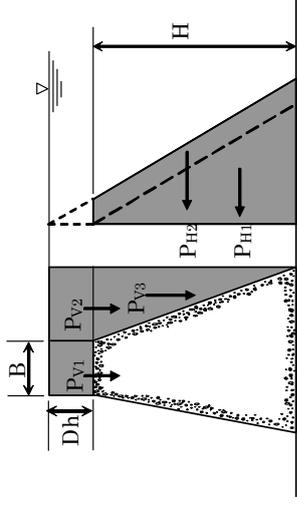


図-9 静水圧 (洪水時)

垂直方向

$$F_{P_{V1}} = W_0 h_3 B \quad \dots \quad (21)$$

$$F_{P_{V2}} = W_0 h_3 m H \quad \dots \quad (22)$$

$$F_{P_{V3}} = \frac{1}{2} W_0 m H^2 \quad \dots \quad (23)$$

$F_{P_{V1}}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{V2}}$: 単位幅当たりの P_{V2} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{V3}}$: 単位幅当たりの P_{V3} による荷重 (kN/m)

B : 本体の天端幅 (m)

m : 本体上流ののり勾配

土石流時

水平方向

$$F_{P_{H1}} = \int_0^{H-D_d} W_0 z dz$$

$$= \frac{1}{2} W_0 [z^2]_0^{H-D_d}$$

$$= \frac{1}{2} W_0 (H - D_d)^2 \quad \dots \quad (24)$$

$$F_{P_{H2}} = W_0 D_d (H - D_d) \quad \dots \quad (25)$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

D_d : 土石流の水深 (m)

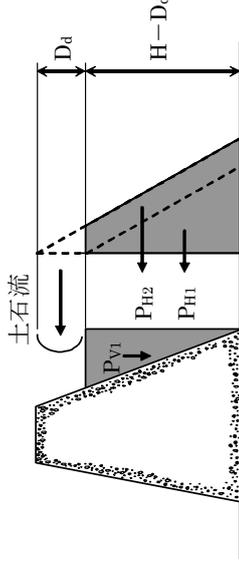


図-10 静水圧 (土石流時)

垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \frac{1}{2} \rho g m (H - D_d)^2 \quad \dots (26)$$

$F_{P_{V1}}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

② 堆砂圧

当該堰堤は、堰堤高 15m 未満のため、堆砂圧は土石流時のみ考慮する。堆砂圧は、次式により求められる。堆砂圧を算定するための堆砂面は、水通し天端高から土石流の水深に等しい高さを下げた高さとする。

$$P_{eH} = C_e \cdot W_{si} \cdot h_e \quad \dots (27)$$

$$P_{eV} = W_{si} \cdot h_e \quad \dots (28)$$

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eV} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

W_{si} : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

C_e : 土圧係数 ($\cos i \doteq 1$ とする)

$$\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27 \doteq 0.3$$

ϕ : 堆砂中の水中での内部摩擦角 (35°)

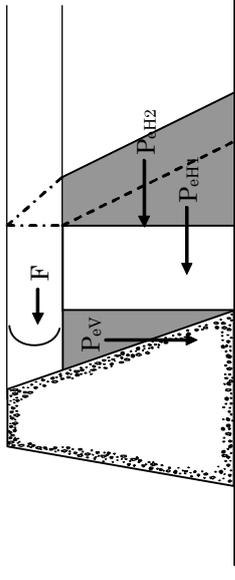


図-11 堆砂圧

土圧係数は下式によるが堆砂面勾配が ($i \leq 15^\circ$) であれば、 $\cos i \doteq 1$ として算出する。

$$C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

…砂防設計公式集 p99

堆砂にかかる土石流の上載荷重分 (P_{eH2}) は、 $\gamma_d - \rho g = 4.12 \text{ kN/m}^2$ を基に算出している (水圧を P_{H2} で別途計上しているため)。

土石流時

水平方向

$$\begin{aligned} F_{P_{eH1}} &= \int_0^{H-D_d} C_e W_{st} z dz \\ &= \frac{1}{2} C_e W_{st} \left[z^2 \right]_0^{H-D_d} \quad \dots \dots (29) \\ &= \frac{1}{2} C_e W_{st} (H - D_d)^2 \quad \dots \dots (29) \\ F_{P_{eH2}} &= C_e (\gamma_d - W_o) D_d (H - D_d) \quad \dots \dots (30) \end{aligned}$$

H : 堰堤高 (m)

$F_{P_{eH1}}$: 単位幅当たりの P_{eH1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{eH2}}$: 単位幅当たりの P_{eH2} による荷重 (kN/m)

D_d : 土石流の水深 (m)

z : 堆砂面からの堆砂深 (m)

C_e : 土圧係数 (=0.3)

W_{st} : 泥水中堆砂単位堆積重量 (8.24kN/m³)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

W_o : 水の単位堆積重量 (11.77kN/m³)

垂直方向

$$F_{P_{eV1}} = \frac{1}{2} W_{st} m (H - D_d)^2 \quad \dots \dots (31)$$

$F_{P_{eV1}}$: 単位幅当たりの P_{eV1} による荷重 (kN/m)

m : 本体上流ののり勾配

③ 土石流の流速と水深 (U, D_d)

砂防堰堤計画地点上流の渓流横断面図を、図-12 に示す。

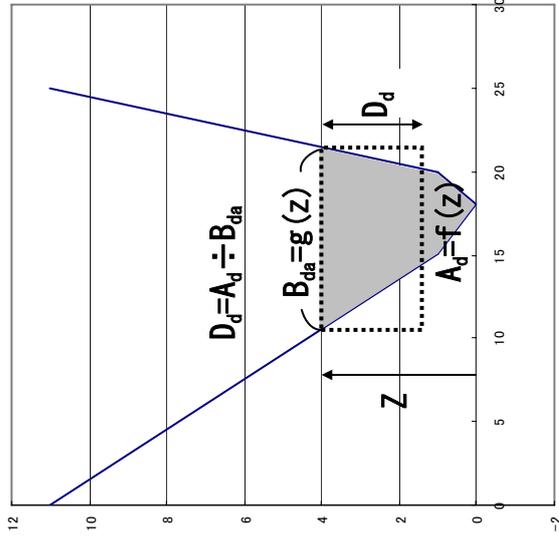


図-12 砂防堰堤計画地点上流の渓流横断面図

流れの幅 (B_{da}) は、溪床からの標高 z の関数であり、以下の式により表される。
z と B_{da} の関係は図-13 のようになる。

$$B_{da} = \begin{cases} 3z + 2z = 5z & (0 \leq z \leq 1) \\ (3+2) + \frac{15}{10}(z-1) + \frac{5}{10}(z-1) = 2z + 3 & (1 \leq z \leq 11) \\ \dots & \dots \end{cases} \quad (32)$$

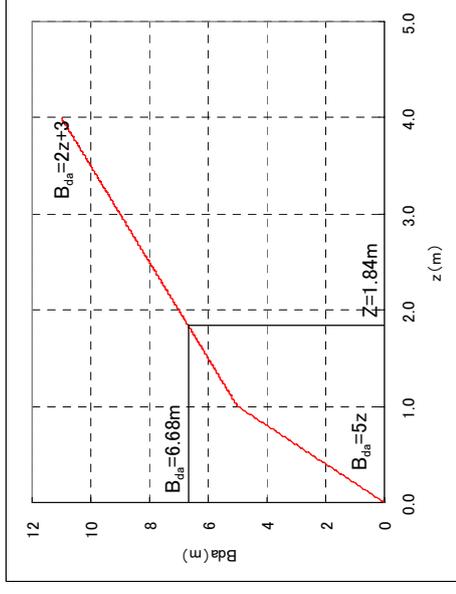


図-13 Z-B_{da}の関係

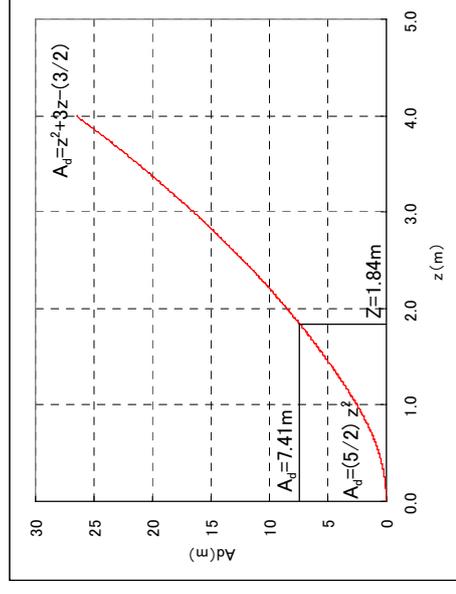


図-14 Z-A_dの関係

また河道断面積(A_d)も z の関数であり、以下の式により表される。z と A_d の関係は図-14 のようになる。

$$A_d = \begin{cases} \frac{1}{2} \times 5z \times z = \frac{5}{2} z^2 & (0 \leq z \leq 1) \\ \frac{5}{2} \times 1^2 + \frac{1}{2} \{(3+2) + (2z+3)\} \times (z-1) = z^2 + 3z - \frac{3}{2} & (1 \leq z \leq 11) \end{cases} \quad \dots (33)$$

土石流の水深 (D_d) は、z の関数であり、図-15 のようになる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \dots (34)$$

土石流の流速 (U) は、式 (32)、(33)、(34) を式 (35) に代入すると、図-16 のようになる。

$$U = \frac{1}{K_n} D r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots (35) \quad (D_r \doteq D_d)$$

K_n : 粗度係数 (K_n=0.1 : 自然河道フロント部)
 θ : 現溪床勾配 (θ = 12.8° , I = 1/4.4)

この断面によって流下させることが可能な土石流流量 (Q_{spcal}) は、式 (33)、(35) を式 (36) に代入すると、図-17 のようになる。

$$Q_{spcal} = U \cdot A_d \quad \dots (35)$$

この関係より、Q_{spcal} が土石流ピーク流量 Q_{sp} (36.9m³/s) と一致したときの z を

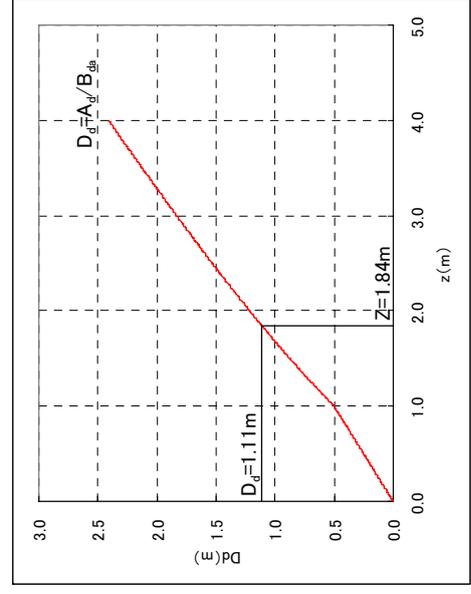


図-15 Z-D_dの関係

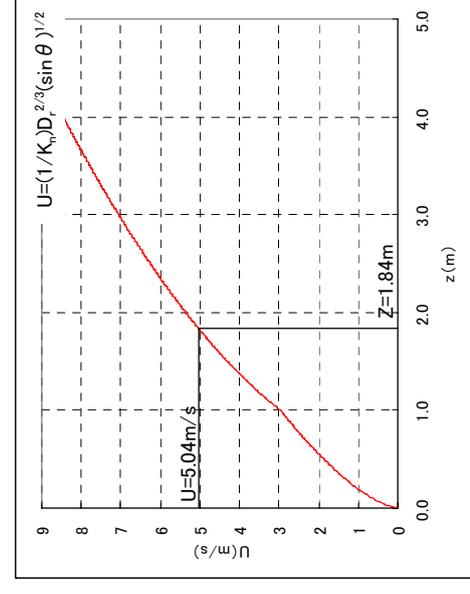


図-16 Z-Uの関係

求めると、 $z=1.84\text{m}$ となる。

式 (34)、(35) に $z=1.84\text{m}$ を代入すると、土石流の水深と流速がそれぞれ次のようにもとまる。

土石流の水深 $D_d=1.11\text{m}$

土石流の流速 $U=5.04\text{m/s}$

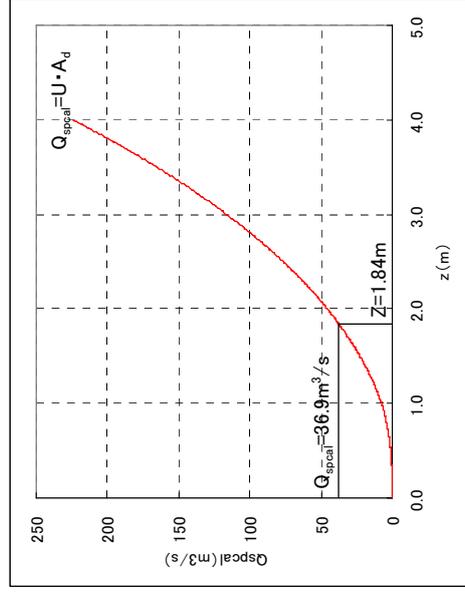


図-17 $z-Q_{\text{spcal}}$ の関係

④ 土石流の単位体積重量 (γ_d)

礫の密度と下式により、土石流の単位体積重量は、 $\gamma_d=17.40\text{kN/m}^3$ と算出される。

$$\begin{aligned}\gamma_d &= \{\sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\} g \\ &= \{2600 \times 0.41 + 1200 \times (1 - 0.41)\} \times 9.8 \\ &= 17385\text{N/m}^3 = 17.40\text{kN/m}^3 \quad \dots (37)\end{aligned}$$

γ_d :	土石流の単位体積重量	(kN/m^3)
σ :	礫の密度	(2600kg/m^3)
ρ :	水の密度	(1200kg/m^3)
g :	重力加速度	(9.8m/s^2)
C_d :	土石流濃度	(0.41)

⑤ 土石流流体力 (F)

土石流流体力は土石流の水深と流速を用いて次式より算出する。

$$\begin{aligned}F &= K_h \frac{\gamma_d}{g} D_d \cdot U^2 = 1.0 \times \frac{17.40}{9.8} \times 1.11 \times 5.04^2 \\ &= 50.06\text{kN/m} \quad \dots (38)\end{aligned}$$

F :	土石流流体力	(kN/m)
K_h :	係数	(1.0)
γ_d :	土石流の単位体積重量	(17.40kN/m^3)
D_d :	土石流の水深	(1.11m)
g :	重力加速度	(9.8m/s^2)
U :	土石流の流速	(5.04m/s)

● 土石流の単位体積重量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 2.7.6

土石流の水深・流速は、③の計算結果を用いる。

⑥ 自重

砂防堰堤の自重は本体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量を乗じて求められる。

$$W_i = (W_i \times S_i) / B_s \dots (39)$$

W_i : 越流部における、堤体築造に用いる材料 i の単位体積重量 (kN/m³)
($i=1, 2, \dots$)

S_i : 越流部における、堤体築造に用いる材料 i の総体積 (m³) ($i=1, 2, \dots$)

B_s : 越流部の幅 (m)

(4) 安定計算

不透過型砂防堰堤の非越流部の断面形状は、(2), (3) で求めた設計外力に対して、(1) 安定条件を満足できるように決定する必要がある。

① 下流のり勾配・上流のり勾配

砂防堰堤の越流部における下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。

砂防堰堤の越流部における下流のり勾配は一般に 1:0.2 とするが、当該流域を調査した結果、中小出水時の土砂流出が少なく、粒径も細かいと判断されたため、下流のりの勾配を緩くすることを検討した。

下流のり勾配を緩くする場合、次式で求められる勾配よりも急にする必要がある。

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U \dots (40)$$

L : (図-18 参照)

H : 堰堤高 (m)

g : 重力加速度 (m/s²)

U : 土砂が活発に流送され始める流速 (m/s)

● 下流のり

…土流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.2 (3)
粒径が細かく、中小出水においても土砂の流出が少ない流域面積の小さい溪流では、下流のり勾配を 1:0.2 より緩くすることができる。

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、堰堤高さ H (m) より、下式で求められる勾配よりも急にする。但し、1:1.0 を上限とする。

土砂が活発に流送され始める流速 U (m/s) は、土石流ピーク流量の流速の 50%程度とする。堰堤高が高くなると L/H の値は小さくなるが、0.2 を下限とする。

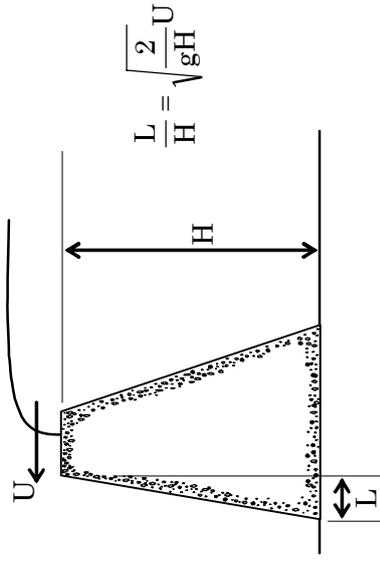


図-18 下流のり勾配

U は設計外力で用いた流速 (4. 1. 3 (3) ③) の 50%程度とし、以下の通りとなる。

$$U = 5.04 \text{ (m/s)} \times 50\% = 2.52 \text{ (m/s)} \quad \dots (41)$$

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U = \sqrt{\frac{2}{9.8 \times 9.0}} \times 2.52 = 0.38 \quad \dots (42)$$

したがって、下流のり勾配は 1:0.38 よりも急にする必要がある。

下流のり勾配と上流のり勾配は、力学的な安定性と経済性を考慮して以下の方法により決定した。

下流のり勾配を 1:0.2~0.5 程度まで 0.05 間隔で計算を行い、安定性を満足でき、堤体積 (堤体断面積) が最小となる上流のり勾配を検討する。表一 7 に上下流のり勾配と堤体断面積の関係を示す。

表一 8 より、当該砂防堰堤では、[下流のり勾配 1:0.20、上流のり勾配 1:0.30]、[下流のり勾配 1:0.25、上流のり勾配 1:0.25] の 2 つの組合せにおいて、堤体断面積は最小となり、同一となった (表一 7 の着色部分)。ここでは、[下流のり勾配 1:0.25、上流のり勾配 1:0.25] の組合せを採用することとした。

表一 7 上下流のり勾配と堤体断面積 (単位: m²)

	n										
	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50				
0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	51.30
0.15	-	-	-	-	-	-	-	49.28	51.30	53.33	53.33
0.20	-	-	-	-	-	49.28	51.30	53.33	55.35	57.38	59.40
0.25	-	47.25	49.28	51.30	53.33	55.35	57.38	59.40	61.43	63.45	65.48
0.30	47.25	49.28	51.30	53.33	55.35	57.38	59.40	61.43	63.45	65.48	67.50
0.35	49.28	51.30	53.33	55.35	57.38	59.40	61.43	63.45	65.48	67.50	69.53
0.40	51.30	53.33	55.35	57.38	59.40	61.43	63.45	65.48	67.50	69.53	71.55
0.45	53.33	55.35	57.38	59.40	61.43	63.45	65.48	67.50	69.53	71.55	73.58
0.50	55.35	57.38	59.40	61.43	63.45	65.48	67.50	69.53	71.55	73.58	75.60
0.55	57.38	59.40	61.43	63.45	65.48	67.50	69.53	71.55	73.58	75.60	77.63
0.60	59.40	61.43	63.45	65.48	67.50	69.53	71.55	73.58	75.60	77.63	79.65
0.65	61.43	63.45	65.48	67.50	69.53	71.55	73.58	75.60	77.63	79.65	81.68
0.70	63.45	65.48	67.50	69.53	71.55	73.58	75.60	77.63	79.65	81.68	83.70
0.75	65.48	67.50	69.53	71.55	73.58	75.60	77.63	79.65	81.68	83.70	85.73
0.80	67.50	69.53	71.55	73.58	75.60	77.63	79.65	81.68	83.70	85.73	87.75
0.85	69.53	71.55	73.58	75.60	77.63	79.65	81.68	83.70	85.73	87.75	89.78
0.90	71.55	73.58	75.60	77.63	79.65	81.68	83.70	85.73	87.75	89.78	91.83
0.95	73.58	75.60	77.63	79.65	81.68	83.70	85.73	87.75	89.78	91.83	93.88
1.00	75.60	77.63	79.65	81.68	83.70	85.73	87.75	89.78	91.83	93.88	95.93

※下流のり勾配 n、上流のり勾配 m の時の堤体断面積をあらわす。数値の最も小さい断面が最適断面となる。

“-”は、力学的な安定性を満足できないものをあらわす。

③ 安定計算 (洪水時 (n=0.25, m=0.25))

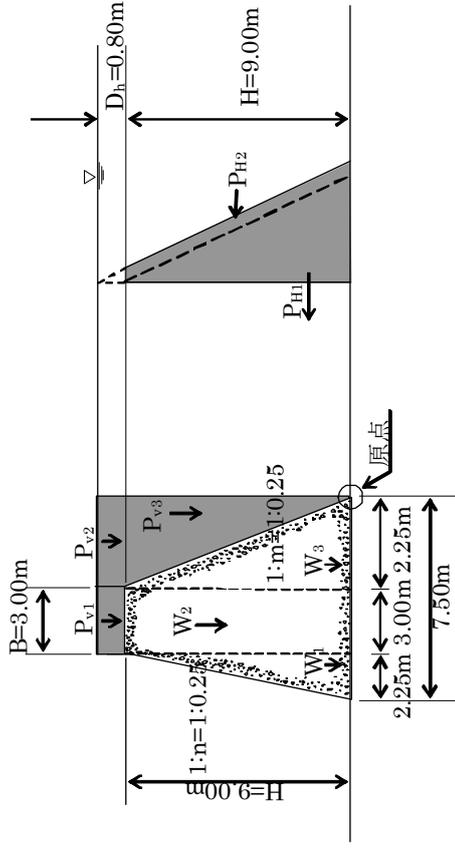


図-19 砂防堰堤に作用する力 (洪水時)

表-8 作用荷重一覧表 (n=0.25, m=0.25)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	$1/2 \times 22.56 \times 0.25 \times 9.00^2$	228.42		$0.25 \times 9.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.25 \times 9.00$	6.00	1370.52
	W ₂	$22.56 \times 3.00 \times 9.00$	609.12		$0.25 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	3.75	2284.20
	W ₃	$1/2 \times 22.56 \times 0.25 \times 9.00^2$	228.42		$2/3 \times 0.25 \times 9.00$	1.50	342.63
静水圧	P _{v1}	$11.77 \times 0.80 \times 3.00$	28.25		$0.25 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	3.75	105.94
	P _{v2}	$11.77 \times 0.80 \times 0.25 \times 9.00$	21.19		$1/2 \times 0.25 \times 9.00$	1.13	23.94
	P _{v3}	$1/2 \times 11.77 \times 0.25 \times 9.00^2$	119.17		$1/3 \times 0.25 \times 9.00$	0.75	89.38
	P _{H1}	$1/2 \times 11.77 \times 9.00^2$		476.69	$1/3 \times 9.00$	3.00	1430.07
	P _{H2}	$11.77 \times 0.80 \times 9.00$		84.74	$1/2 \times 9.00$	4.50	381.33
合計			1234.57	561.43			6028.01

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{6028.01}{1234.57} = 4.88\text{m} \quad \dots (43)$$

$$\text{底面底幅 } B = 2.25 + 3.00 + 2.25 = 7.50\text{m} \quad \dots (44)$$

$$(B/3 = 2.50) < (x = 4.88) < (B \times 2/3 = 5.00) \quad \text{ok}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1234.57}{561.43} = 1.32 > 1.2 \quad \dots (45) \quad \text{ok}$$

(iii) 「地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 4.88 - \frac{1}{2} \times 7.50 = 1.13\text{m} \quad \dots (46)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (47)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1234.57}{7.50} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.13}{7.50} \right) \right\} = 313.42\text{kN/m}^2 < 600\text{kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (48)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1234.57}{7.50} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.13}{7.50} \right) \right\} = 15.80\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (49)$$

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 600kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

④ 安定計算(土石流時 (n=0.25, m=0.25))

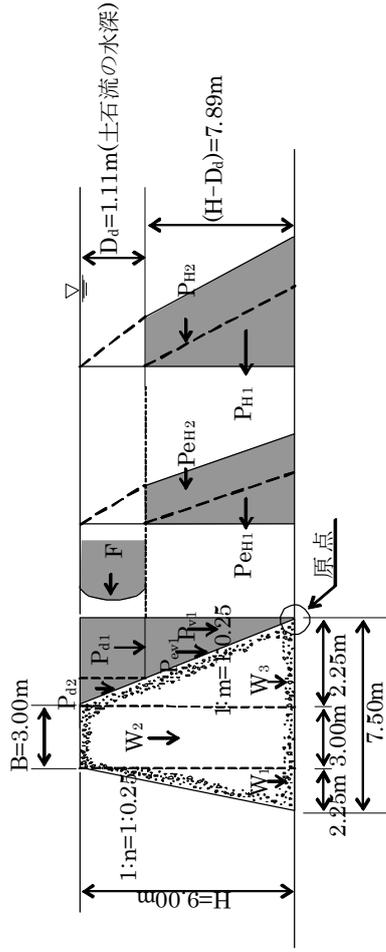


図-20 砂防堰堤に作用する力(土石流時)

表-9 作用荷重一覧表 (n=0.25, m=0.25)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	$1/2 \times 22.56 \times 0.25 \times 9.00^2$	228.42		$0.25 \times 9.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.25 \times 9.00$	6.00	1370.52
	W ₂	$22.56 \times 3.00 \times 9.00$	609.12		$0.25 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	3.75	2284.20
	W ₃	$1/2 \times 22.56 \times 0.25 \times 9.00^2$	228.42		$2/3 \times 0.25 \times 9.00$	1.50	342.63
静水圧	P _{v1}	$1/2 \times 11.77 \times 0.25 \times 7.89^2$	91.59		$1/3 \times 0.25 \times 7.89$	0.66	60.45
	P _{H1}	$1/2 \times 11.77 \times 7.89^2$		366.35	$1/3 \times 7.89$	2.63	963.50
	P _{H2}	$11.77 \times 1.11 \times 7.89$		103.08	$1/2 \times 7.89$	3.95	407.17
堆砂圧	P _{ev1}	$1/2 \times 8.24 \times 0.25 \times 7.89^2$	64.12		$1/3 \times 0.25 \times 7.89$	0.66	42.32
	P _{eh1}	$1/2 \times 0.30 \times 8.24 \times 7.89^2$		76.94	$1/3 \times 7.89$	2.63	202.35
	P _{eh2}	$0.30 \times (17.40 - 11.77) \times 1.11 \times 7.89$		14.79	$1/2 \times 7.89$	3.95	58.42
土石流の重さ	P _{dl}	$17.40 \times 0.25 \times 7.89 \times 1.11$	38.10		$1/2 \times 0.25 \times 7.89$	0.99	37.72
	P _{dz}	$1/2 \times 17.40 \times 0.25 \times 1.11^2$	2.68		$0.25 \times 7.89 + 1/3 \times 0.25 \times 1.11$	2.07	5.55
土石流流体力	F	$1.00 \times 17.40/9.80 \times 1.11 \times 5.04^2$	1262.45	50.06	$7.89 + 1/2 \times 1.11$	8.45	423.01
合計				611.22			6197.84

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{6197.84}{1262.45} = 4.91\text{m} \quad \dots (50)$$

$$\text{底面底幅 } B = 2.25 + 3.00 + 2.25 = 7.50\text{m} \quad \dots (51)$$

$$(B/3 = 2.50) < (x = 4.91) < (B \times 2/3 = 5.00) \quad \text{ok}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1262.45}{611.22} = 1.24 > 1.2 \quad \dots (52) \quad \text{ok}$$

(iii) 「地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 4.91 - \frac{1}{2} \times 7.50 = 1.16\text{m} \quad \dots (53)$$

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

$$\sigma_{\max} = \frac{1262.45}{7.50} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.16}{7.50} \right) \right\} = 324.53\text{kN/m}^2 < 600\text{kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (54)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1262.45}{7.50} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.16}{7.50} \right) \right\} = 12.12\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (55)$$

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

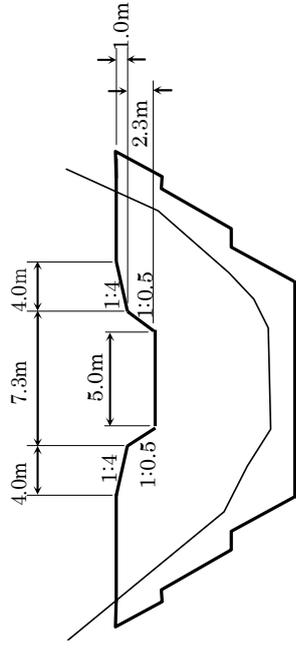
基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

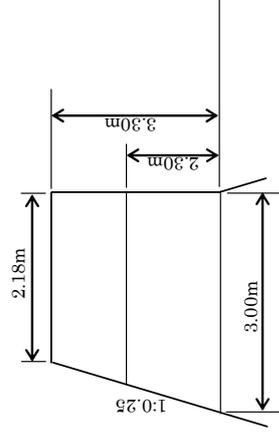
許容支持力 q_u : 600kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113



図一22 袖部の形状



図一23 袖部断面の形状

※ 袖の天端の勾配をつける範囲は、現地の地形等を考慮して、ケース・バイ・ケースで設定すること。

※ 袖部の下流のり勾配は、各地整及び都道府県の運用に基づき、適正に設定すること。

(5-1) 礫の衝撃力の算定

砂防堰堤の袖部は、設計外力に対して、袖部と本体の境界面状におけるせん断摩擦安全率が4以上となる必要がある。

設計外力は、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、の3種類とする。土石流流体力は4.1.3(3)⑤で求めたものを使用する。

砂防堰堤の袖部は、打継目毎に1ブロックに対して土石流流体力及び礫の衝撃力に対して安全な構造とする必要がある。

礫の衝突により、堤体の受ける衝撃力(P)は次式により算定する。

$$P = \beta n \alpha^{3/2} \dots (56), \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \dots (57)$$

$$K_1 = \frac{1 - v_1^2}{\pi E_1} \dots (58), \quad K_2 = \frac{1 - v_2^2}{\pi E_2} \dots (59)$$

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} \dots (60), \quad n_1 = \frac{1}{m_2} \dots (61)$$

$$\beta = (E+1)^{-0.8} \dots (62), \quad E = \frac{m_2}{m_1} U^2 \dots (63)$$

E_1 : コングリートの終局強度割線弾性係数 ($0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

E_2 : 礫の弾性係数 ($5.0 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

v_1 : コングリートのポアソン比 (0.194)

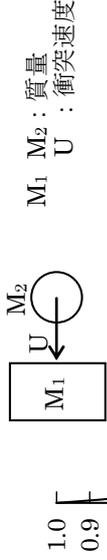
v_2 : 礫のポアソン比 (0.23)

m_1 : 袖部ブロックの質量

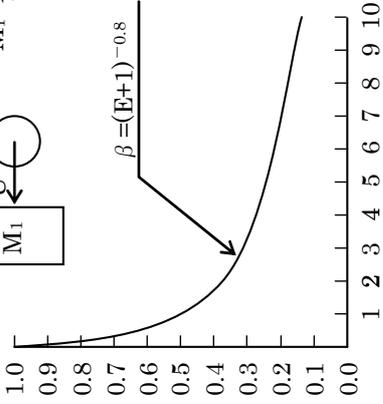
$$(2.80 \times 4.58 \times 2.59 \times 22.56 \times 10^3 / 9.8 = 76460.35 \text{ kg})$$

m_2 : 礫の質量 ($4/3 \times \pi \times 0.50^3 \times 2.6 \times 10^3 = 1361 \text{ kg}$)

R : 礫の半径 (0.50m)



M_1 : 質量
 M_2 : 質量
 U : 衝突速度



$$E = \frac{M_2}{M_1} U^2 \quad (\text{m}^2/\text{sec}^2)$$

図-24 礫の衝突速度と衝撃力の補正係数

(水山、伊巻：砂防ダムに対する土石流衝撃力実験、土木技術資料 Vo122-No.11の一部を改変)

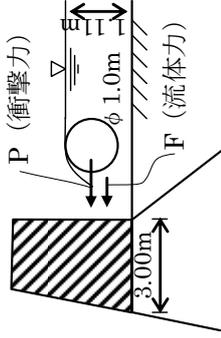


図-25 土石流の衝突により袖部に作用する力

U : 礫の速度 (5.04m/sec)

α : へこみ量

β : 実験定数

袖部コンクリートは打継目毎に1ブロックと考えると、例えば図-26 のようになる。概略の大きさでは、平均高さ=2.80m、平均長さ=4.58m、平均幅=2.59m と見なせる。

袖部の1ブロックに衝突する巨礫の作用時間は1/100~1/1,000秒オーダーであり、極めて短時間であるので同時に複数個の巨礫が衝突しないものと仮定すると袖部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力は、 $P_1=551.85\text{kN}$ と算出される。

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8} = 1.2 \times 10^{-10} \quad \dots (64)$$

$$K_2 = \frac{1 - 0.23^2}{\pi \times 5.0 \times 10^9 \times 9.8} = 6.15 \times 10^{-12} \quad \dots (65)$$

$$n = \frac{\sqrt{16 \times 0.50}}{\sqrt{9\pi^2 (1.2 \times 10^{-10} + 6.15 \times 10^{-12})^2}} = 2.38 \times 10^9 \quad \dots (66)$$

$$n_1 = \frac{1}{1361} = 0.00073 \quad \dots (67)$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 5.04^2}{4 \times 0.00073 \times 2.38 \times 10^9} \right)^{2/5} = 1.27 \times 10^{-2} \quad \dots (68)$$

$$\beta = \left(\frac{1361}{76460.35} \times 5.04^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.742 \quad \dots (69)$$

$$P = 0.742 \times 2.38 \times 10^9 \times (1.27 \times 10^{-2})^{3/2} = 2527.47 \times 10^3 \text{N} = 2527.47 \text{kN} \quad \dots (70)$$

従って、単位幅当りの衝撃力は次式により、 $P_1=551.85\text{kN/m}$ となる。

$$P_1 = 2527.47 \text{kN} / 4.58 \text{m} = 551.85 \text{kN/m}$$

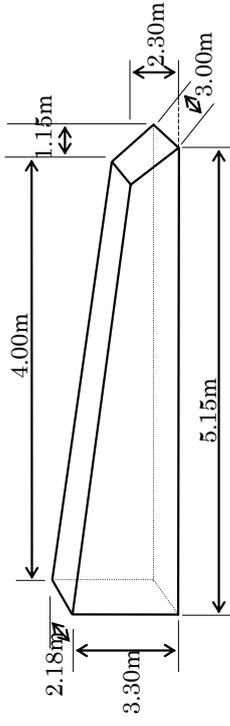


図-26 袖部ブロック図

(5-2) 流木の最大長、最大直径の算出

流木の衝突による衝撃力を算出するため、流木の最大長、最大直径を算定する。

流木の最大長 (L_{wm}) は、次式により算定する。

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

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

L_{wm} : 流木の最大長 (m)

H_{wm} : 上流から流出する立木の最大樹高 (m)

B_d : 土石流の平均流下幅
(土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅) (m)

ここで、「計画例 流域概要」より、立木の最大樹高 $H_{wm} = 30\text{m}$ 、「計画例 4

章 4.1 計画流出量 (1) 計画流出土砂量 (V_d) より、堰堤計画地点の土石流の平均流下幅 $B_d = 5.0\text{m}$ であるため、 L_{wm} は以下の通り算定される。

$$H_{wm} = 30\text{m} \geq 1.3B_d = 1.3 \times 5.0 = 6.5\text{m} \text{ であるため}$$

$$L_{wm} = 1.3 \times 5.0 = 6.5\text{m}$$

流木の最大直径 (R_{wm}) は上流域において流木となると予想される立木の最大胸高直径とほぼ等しいとして推定する。「計画例 流域概要」より最大胸高直径 R_{wm} は、 0.5m である。

$$R_{wm} = 0.5\text{m}$$

(5-3) 流木の衝撃力の算定

流木の衝突により、堤体の受ける衝撃力 (P) は次式により算定する。

$$P = \beta n \alpha^{3/2} \dots (71), \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_3)^2}} \dots (72)$$

$$K_1 = \frac{1 - v_1^2}{\pi E_1} \dots (73), K_3 = \frac{1 - v_3^2}{\pi E_3} \dots (74)$$

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} \dots (75), n_1 = \frac{1}{m_3} \dots (76)$$

$$\beta = (E+1)^{-0.8} \dots (77), E = \frac{m_3}{m_1} U^2 \dots (78)$$

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 ($0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

E_3 : 流木の弾性係数 ($7.35 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

v_1 : コンクリートポアソン比 (0.194)

v_3 : 流木のポアソン比 (0.40)

m_1 : 袖部ブロックの質量

$$(2.80 \times 4.58 \times 2.59 \times 22.56 \times 10^3 / 9.8 = 76460.35 \text{ kg})$$

m_3 : 流木の質量 ($\pi \times 0.25^2 \times 6.5 \times 330 = 421 \text{ kg}$)

流木の最大直径 R_{wm} : 0.5m

流木の最大長 L_{wm} : 6.5m

流木の密度 : 330kg/m³

R : 流木の半径 (0.25m)

U : 流木の速度 (5.04m/sec)

α : へこみ量

β : 実験定数

なお、流木の樹種は、スギを想定し、スギ材の密度、弾性係数、ポアソン比を用いる。

袖部コンクリートは打継目毎に1ブロックと考えると、例えば図-26 のようになる。概略の大きさでは、平均高さ=2.80m、平均長さ=4.58m、平均幅=2.59m と見なせる。

表-10 主要樹種の弾性定数

樹種	密度 (kg/m ³)	ヤング係数 ($\times 10^9 \text{N/m}^2$)		ポアソン比
		E_L	ν_{LR}	
スギ	330	7.35	0.40	0.40
エゾマツ	390	10.79	0.40	0.40
アカマツ	510	11.77	0.40	0.40
ブナ	620	12.26	0.40	0.40
キリ	290	5.88	0.40	0.40
ミズナラ	700	11.28	0.40	0.40
ケヤキ	700	10.30	0.40	0.40
イチイガシ	830	16.18	0.40	0.40
ニセアカシア	750	12.75	0.50	0.50

…改訂4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所監修 2004年 P.135より抜粋

流木の弾性係数(ヤング係数)、ポアソン比は実測されたデータがないが、便宜的に木材の弾性定数(表-10)の値を用いる。

木材の強度的性質には異方性があり、木材の繊維方向と、その直角方向とは、強度が大きく異なるため、各数値の扱いに注意を要する。ここでは、木材の繊維方向(流木の長さ方向)に荷重がかかった場合に対する各数値を用いた。

袖部の1ブロックに衝突する流木の作用時間は1/100～1/1,000秒オーダーであり、極めて短時間であるので同時に複数個の流木が衝突しないものと仮定すると袖部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力は、 $P_2=263.54\text{kN}$ と算出される。

$$K_1 = \frac{1-0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8} = 1.2 \times 10^{-10} \quad \dots (79)$$

$$K_3 = \frac{1-0.40^2}{\pi \times 7.35 \times 10^9} = 0.36 \times 10^{-10} \quad \dots (80)$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.25}{9\pi^2(1.2 \times 10^{-10} + 0.36 \times 10^{-10})^2}} = 13.60 \times 10^8 \quad \dots (81)$$

$$n_1 = \frac{1}{421} = 0.00238 \quad \dots (82)$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 5.04^2}{4 \times 0.00238 \times 13.60 \times 10^8} \right)^{2/5} = 0.99 \times 10^{-2} \quad \dots (83)$$

$$\beta = \left(\frac{421}{76460.35} \times 5.04^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.901 \quad \dots (84)$$

$$P = 0.901 \times 13.60 \times 10^8 \times (0.99 \times 10^{-2})^{3/2} = 1207.03 \times 10^3 \text{N} = 1207.03 \text{kN} \quad \dots (85)$$

従って、単位幅当りの衝撃力は次式により、 $P_2=263.54\text{kN/m}$ となる。

$$P_2 = 1207.03 \text{kN} / 4.58 \text{m} = 263.54 \text{kN/m}$$

(5-4) 衝撃力の設定

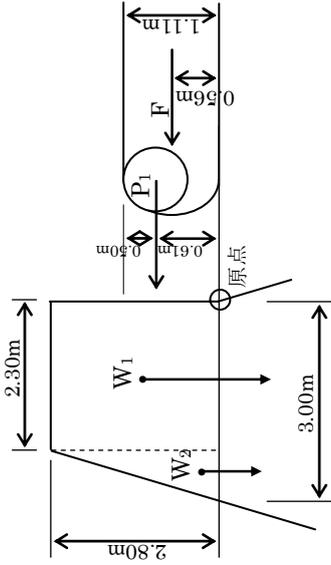
以上のおり算出した、単位幅当たりの礫の衝撃力 (P_1) と、流木の衝撃力 (P_2) を比較し、大きい方を袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。

従って、以下のとおりとなり、土石流衝撃力は、礫の衝撃力 P_1 (571.19kN/m) を採用する。

$$P_1=551.85\text{kN/m} > P_2=263.54\text{kN/m} \dots (86)$$

(5-5) 袖部に作用する設計外力

砂防堰堤の袖部には、図-27に示す設計外力が加わる。



F : 土石流流体力 (50.06kN/m)

P_1 : 土石流衝撃力 (551.85kN/m)

図-27 袖部に作用する設計外力

表-11 袖部に作用する設計外力

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
袖部自重	W_1	$22.56 \times 2.30 \times 2.80$	145.29		$1/2 \times 2.30$	1.15	167.08
	W_2	$22.56 \times 1/2 \times (3.00 - 2.30) \times 2.80$	22.11		$2.30 + 1/3 \times (3.00 - 2.30)$	2.53	55.94
土石流衝撃力	P_1			551.85	$1.11 - 1/2 \times 1.00$	0.61	336.63
土石流流体力	F			50.06	$1/2 \times 1.11$	0.56	28.03
合計			167.40	601.91			587.68

礫は図-28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。土石流波高が礫径より小さい場合は、礫は堆砂面上を流下して衝突するものとする。

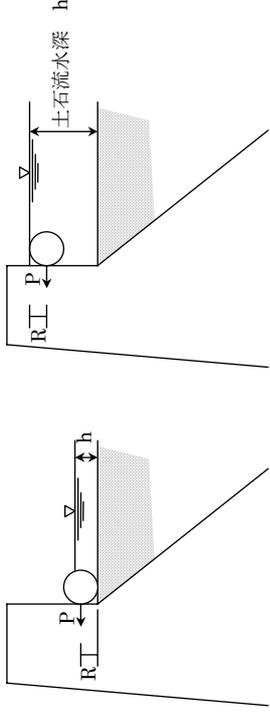


図-28 袖に対する礫の衝突荷重

(5-6) せん断摩擦安全率の検討

(5-1) から (5-5) までの検討に基づくと、せん断摩擦安全率は 4 以上となる。

$$n = \frac{f \cdot V + \tau_c \cdot L}{H} = \frac{0.7 \times 167.40 + 2760 \times 3.0}{601.91} = 13.95 > 4.0 \quad \text{ok} \quad \dots (87)$$

- コンクリートのせん断強度
ダムコンクリートについて、せん断強度は、
圧縮強度のおよそ 1/5 である。
…コンクリート標準示方書

[ダムコンクリート編]2002年 P.Ⅱ-8

単位：N/mm²

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

…コンクリート標準示方書

[設計編]平成 8 年 P.22

- 設計基準強度 18N/mm² の場合の
せん断強度 τ_c

$$\tau_c = \frac{f'_{cd}}{5} = \frac{13800}{5} = 2760 \text{ kN/m}^2$$

- コンクリートの許容圧縮応力度・
許容曲げ引張応力度

- 許容圧縮応力度 σ'_{ca}

$$\sigma'_{ca} \leq \frac{f'_{ck}}{4} \quad (\leq 5400 \text{ kN/m}^2)$$

- 許容曲げ引張応力度 σ_{ca}

一般には、コンクリートの許容曲げ引張応力度 σ_{ca} は、一応の目安として圧縮強度をもとにした設計基準強度 f'_{ck} に対して $\sigma_{ca} \leq f'_{ck}/80$ としてもよい。

(6) 袖部の補強に関する検討

袖部と本体の境界面上に作用する応力は以下の通りとなる。

$$x = \frac{M}{V} = \frac{587.68}{167.40} = 3.51 \text{ m} \quad \dots (88)$$

$$e = x - \frac{1}{2} B = 3.51 - \frac{1}{2} \times 3.00 = 2.01 \text{ m} \quad \dots (89)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (90)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{167.40}{3.00} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{2.01}{3.00} \right) \right\} = 280.12 \text{ kN/m}^2 < 6750 \text{ kN/m}^2 \quad \text{ok}$$

. . . (91)

$$\sigma_{\min} = \frac{167.40}{3.00} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{2.01}{3.00} \right) \right\} = -168.52 \text{ kN/m}^2 > -337.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{ok}$$

. . . (92)

地震の影響を考えた場合の許容応力度は、前各項に規定した許容応力度の 1.5 倍までとしてよい（地震・衝突などの短期的にかかる荷重に対しては、許容応力度に割増係数をかける）。
 ...コンクリート標準示方書

[設計編]平成 8 年 P.219

・設計基準強度 18N/mm² の場合の

許容圧縮応力度 σ'_{ca}

$$\sigma'_{ca} = \frac{f'_{ck}}{4} = \frac{18000}{4} = 4500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} < \sigma'_{ca} \times 1.5 = 4500 \times 1.5 = 6750 \text{ kN/m}^2$$

・設計基準強度 18N/mm² の場合の

許容曲げ引張応力度 σ_{ca}

$$\sigma_{ca} = \frac{f'_{ck}}{80} = \frac{18000}{80} = 225 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} > \sigma_{ca} \times 1.5 = 225 \times 1.5 = 337.5 \text{ kN/m}^2$$

5. 前庭保護工の設計

砂防堰堤の前庭部には、必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による本体の破壊を防がなければならぬ。

前庭保護工の方式には、副堰堤、水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工などが考えられ、堰堤基礎及びその下流の河床・溪岸の状況により、適切な方式を選定する。

当堰堤では、副堰堤方式を選定した。なお、副堰堤天端には流木止めを設置し、主堰堤で捕捉できなかった流木を捕捉することとする。

ここで、流木止め上流に必要とされる湛水池の面積は、「計画例 第6章」に示されているとおり、 330m^2 である。

5. 1 副堰堤の位置

副堰堤の位置は、経験式を用いて求める。

経験式

$$L = (1.5 \sim 2.0) (H_1 + h_3) = (1.5 \sim 2.0) (7.0 + 1.4) = 12.6 \sim 16.8 \text{ m} \quad \dots (93)$$

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

H₁ : 水叩き天端、または基礎岩盤面からの主堰堤の高さ (m)

h₃ : 主堰堤の越流水深 (m)

以上より、主、副堰堤間の長さLは、17.0mを採用する。

5. 2 副堰堤天端の高さ

副堰堤天端の高さは、経験式を用いて求める。

経験式

$$H_2 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) H = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) \times 9.0 = 3.00 \sim 2.25 \text{ m} \quad \dots (94)$$

副堰堤の位置を求める式には、経験式と半理論式があり、各地整及び都道府県の運用に基づき、適正に求めること。

式中の係数は1.5～2.0の幅でとるようになっているが、堰堤高が低いほど大きくとるのがよい。

副堰堤天端の高さを求める式には、経験式と半理論式があり、各地整及び都道府県の運用に基づき、適正に求めること。

式中の係数は $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}$ の幅でとるようになっている

H_2 : 主, 副堰堤の重複高 (主堰堤底高と副堰堤天端高の差) (m)
 H : 主堰堤の堰堤高 (m)

以上より, 主, 副堰堤の重複高 H_2 は, 3.0m を採用する。

5. 3 流木止め上流に必要な湛水池の幅

先に述べたとおり, 副堰堤天端には流木止めを設置し, 主堰堤で捕捉できなかつた流木を捕捉することとする。流木止め上流に必要な湛水池の面積は 330m^2 であり, また, 主, 副堰堤間の長さ L は, 17.0m であるため, 湛水池の幅は以下の通りとなる。

$$B_w = A_w / L = 330 / 17.0 = 19.4\text{m} \quad \dots (95)$$

B_w : 流木止めの上流に必要な湛水池の幅 (m)

A_w : 流木止めの上流に必要な湛水池の面積 (m^2)

L : 主, 副堰堤間の長さ (m)

以上より, 湛水池の幅は 20.0m とする。

いるが, 堰堤高が低いほど大きく, $\frac{1}{3}$ のほうをとるのがよい。

■鋼製透過型砂防堰堤

鋼製透過型砂防堰堤は、鋼製砂防構造物の特徴および基本的な考え方を踏まえ、施設を配置する流域特性（計画位置、溪床勾配、最大礫径等）を十分考慮した上で、最適な構造を選定する必要がある。

参考として、代表的な鋼製透過型砂防堰堤の種類と特徴を参考資料1に示す。また、流木止め施設を参考資料2に示す。

1. 鋼製砂防構造物の概要

透過型は、開口部を有するため平常時の流出土砂は流下させ、透過型砂防堰堤の計画捕捉量を確保し、大洪水時には流下する巨径礫によって透過断面を閉塞して流出土砂を抑止することを目的としている。

鋼製砂防構造物は、屈撓性や、透過性などの機能面、工程短縮や通年施工、あるいは省力化などの施工面等でコンクリート構造物では得にくい特色があり、これまでにこれらの特長を活かした数多くの製品が開発されてきている。



鋼管フレーム構造



鋼管フレーム構造



鋼管フレーム構造



セル構造

写真 1. 代表的な透過型鋼製砂防堰堤の事例

2. 鋼製砂防構造物の特徴

鋼製砂防構造物の計画・設計にあたっては、鋼材の性質や構造体としての特性を十分考慮する。鋼製砂防構造物の一般的特徴は以下のとおりである。

1) 材料の強度が大きく、靱性に富んでいる。

鋼材は強度が大きく靱性に富んでいるので、断面寸法を小さくすることができる。このため、空間を広くとることができるため、常時の流水と土砂を通過させ、土石流時には水と土砂を分離する透過型砂防堰堤構造として適している。

2) 品質が均一で安定している。

鋼製砂防構造物は、規格・寸法などの品質が一定しており、材料のばらつきが極めて少ない。また、部材は工場で製作されるため製品の品質管理がしやすく、信頼性の高い構造物を構築することができる。

3) 現地施工が容易である。

部材は工場で作られるため、形状および寸法の精度がよい。このため、現地での組立が容易である。したがって、現場施工期間を大幅に短縮できる。また、気温・積雪など気象条件にもほとんど左右されず通年施工が可能となる。

4) 材料の運搬が容易である。

鋼製透過型砂防堰堤は、架設を考慮して部材を分割し運搬できるため必要最小限の運搬回数で材料が搬入される。

5) 腐食に対する抵抗性が小さい。

鋼材は錆びるため、腐食しろを見込んだり、めっきなどによる防食対策を考慮しておかなければならない。また断面寸法が小さいことから摩耗や礫の衝突の影響も受けやすいので局所的な断面変化に注意する必要がある。

3. 土石流区間における鋼製砂防構造物の基本的な考え方

土石流区間とは土石流が発生し、流木が土石流と一体となって流下する、もしくは堆積する可能性のある区間である。土石流区間に施工される砂防設備はその目的によって、流下する土石流・流木の貯留・減勢および水と砂礫を分離させるための設備、土石流を停止・堆積させるための設備に分けられる。ここでは土石流・流木を補足する鋼製砂防構造物について、基本的考え方について整理する。

(1) 土石流・流木を捕捉するための設備

この設備は、土石流・流木の発生した場合に、流下する土石流・流木を捕捉するため設けるものである。このためには常時の出水で貯砂空間が減少することは対策として非効率になるので、常に捕捉あるいは堆積させるための空間を確保することが重要である。鋼製透過型堰堤は、その構造の特徴より常時の出水、もしくは中小出水では流出土砂を下流に通過させ、土石流発生時等に備えて空容量を確保できるため、土石流・流木対策工として多く計画されている。

この区間に設けられる構造物には、土石流が直撃することを前提とした設計荷重を考慮しなければならない。構造物としても十分安全なものとして計画を検討する必要がある。

従来は保全対象の直上流に重力式コンクリート砂防堰堤を設置し、人家人命の保全を図ってきた。しかし、近年では鋼製透過型砂防堰堤の部材間隔を狭めることによって土石流区間最下流部での設置が可能となっている（写真2および3参照）。



写真 2. 土石流・流木捕捉事例



写真 3. 土石流区域における部材間隔を狭めるタイプの施工事例

4. 透過部断面の設定（鋼砂便 P63）

透過部断面は、「第三編 第3章 3.2.2 透過部断面の設定」を基本とするが、以下も踏まえて設定するものとする。

土石流が流下区間から堆積区間に移行するとき、土石流先頭部が維持されず各個運搬で流下する可能性がある。特に、谷出口のような川幅が広がる場所では水と土砂が分離しやすく先頭部の巨礫が停止しやすい。また、堆積区間は下流域になるため流量が大きくなる傾向があり、先頭部に巨礫群が集中しにくい状態となる。このような場合は、先頭部に巨礫群がない土砂流や各個運搬である掃流の状態で流下する場合が想定される。このため、現地の土砂移動形態を十分配慮して礫が確実に捕捉されるように、部材間隔について検討をする必要がある。

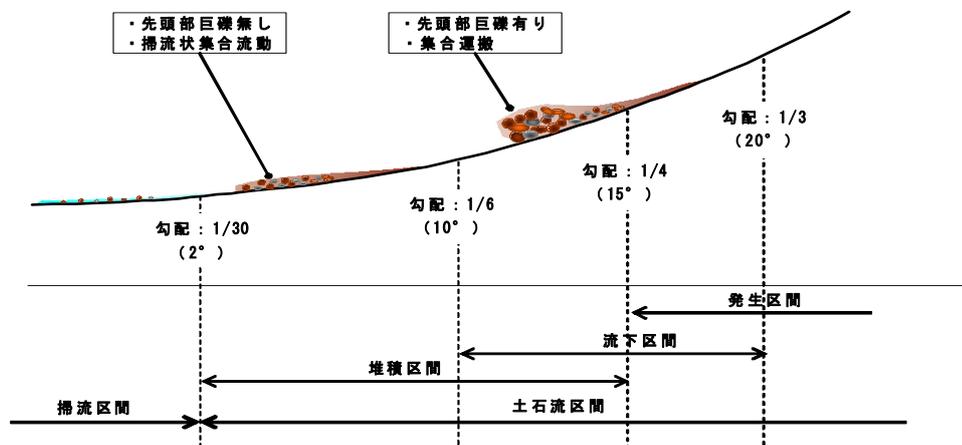


図 1 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

透過型砂防えん堤は、土石流を効率的に捕捉することから最下流部にも設置されるようになった。そこで、最下流部に設置しても保全対象の安全性を確保するため、これまでの柱材に加え横材を配置し、土砂捕捉機能を高めている。

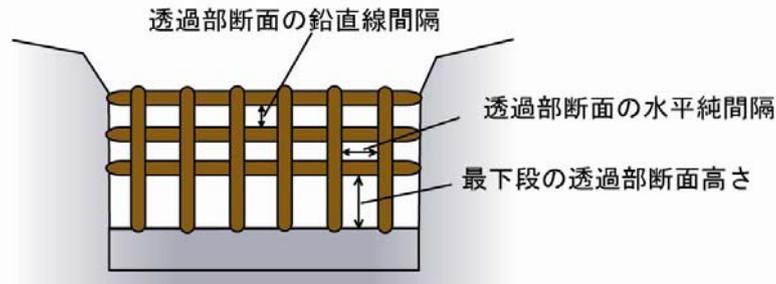


図 2 透過部断面の純間隔

(1) 透過部断面の縦材純間隔（水平純間隔）

鋼製透過型砂防えん堤の縦材純間隔は、最大礫径の 1.0 倍程度に設定する。ただし、複数基透過型砂防えん堤を設置する場合など、1.5 倍まで広げることができる。

土石流の先頭部に巨礫が集中することから、縦材純間隔は最大礫径の 1.5～2.0 倍に設定しておけば礫同士のアーチアクションにより開口部は閉塞される。開口部が巨礫群により閉塞されると後続流中の土砂も捕捉される。しかしながら、土石流先頭部がえん堤に到達しないような場合には、縦材純間隔を最大礫径の 1.5～2.0 倍に設定すると、礫が捕捉されない可能性もある。また、流木を含んでいる場合には、縦材純間隔を流木長の $1/2$ 以下に設定しておけば、細粒土砂も捕捉されることから、部材純間隔を対象礫の 1.5～2.0 倍まで広げても捕捉能力は維持できるものと考えられる。しかし、礫を確実に捕捉するため、流木の有無に係わらず縦材純間隔を最大礫径の 1.0 倍程度に設定することとした。

流下区間に複数基の透過型砂防えん堤を配置する場合、上流側の透過型砂防えん堤の部材間隔を狭くしすぎると、下流側の透過型砂防えん堤に礫が供給されにくくなるため、より狭い部材間隔を設定することになる。このような場合など、上流側の透過型砂防えん堤と下流側の透過型砂防えん堤の位置および現地の礫径分布に注意し、上流側の透過型砂防えん堤の部材間隔を最大礫径の 1.5 倍まで広げても礫捕捉機能が発揮される。

(2) 透過部断面の横材純間隔（鉛直純間隔）

鋼製透過型砂防えん堤の横材純間隔は、最大礫径の 1.0 倍程度に設定する。ただし、複数基透過型砂防えん堤を設置する場合など、1.5 倍まで広げることができる。

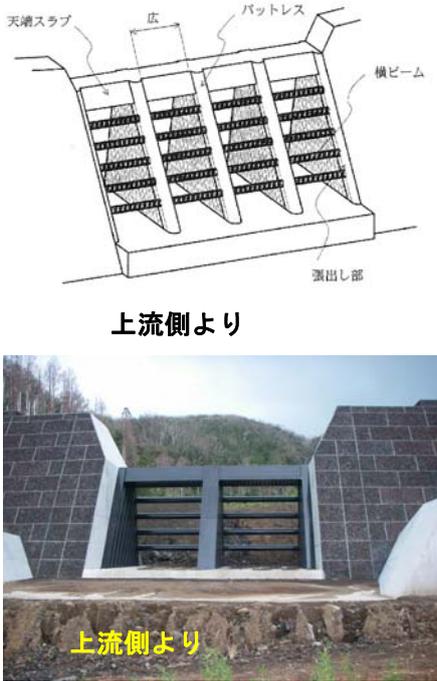
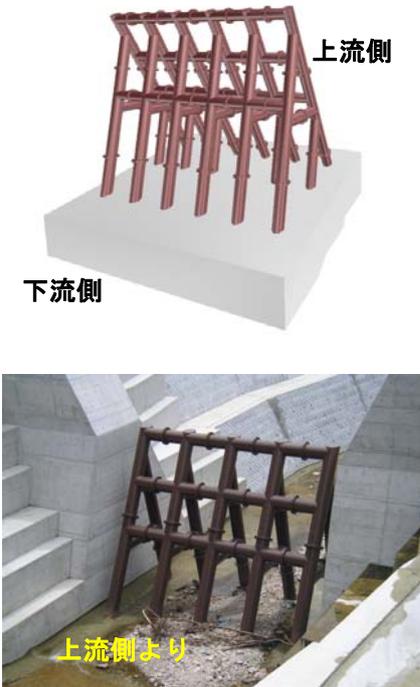
開口部の最下段の透過部断面高さは、最大礫径の 1.5 倍以下に設定する。

流下区間では、最大礫径の 1.5 倍以下で設定される部材間隔により土石流フロント部は捕捉される。しかし、えん堤高が高い場合は、透過部断面の上方が巨礫により閉塞されずに後続流が通過する可能性があるため、横材を設置する必要がある。

開口部に配置する横材純間隔は、後続流中の石礫を捕捉する機能を有する。このため、土石流の後続流は濃度が小さく礫が各個運搬される場合を想定し最大礫径の1.0倍以下に設定する。

開口部の最下段の透過部断面高さは、土石流フロント部の巨礫群を確実に捕捉するとともに、平時の土砂を下流へ流す機能を有する。そこで、最下段の横材の位置は、土石流フロント部を捕捉するために最大礫径の1.5倍以下で、かつ、平常時の水深よりも高く設定するものとする。

参考資料 1 鋼製透過型砂防堰堤の種類と特徴

横ビーム式 HBO 型堰堤	
図	概要・特徴
	<p>【概要】 横ビーム式 HBO 堰堤は、既成のハイブリッドバットレス型オープン堰堤のバットレス径間を広くとり、その間に着脱式の横ビームを配置する。従来の HB 型オープン堰堤における対象礫径が小さくなるとバットレス径間も狭くなりすぎるといった課題を解消するため、横ビーム間隔を調整可能とした。</p> <p>【特徴】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 鉄骨コンクリート構造(バットレス)と鋼管構造(横ビーム)の複合構造であり、既存の鋼製透過型砂防堰堤と同等の土石流捕捉機能を持つ。 ● 着脱式の横ビームより既存の透過型堰堤では無理であったスリット幅の調整を図れる。 ● 除石の際、横ビームを取り外すと、バットレス径間を通り下流からのアクセスが可能となる。 ● 複数回の土石流を捕捉するようなどころでは、万一横ビームの耐力が不足した場合に、除石後横ビームを容易に取り替えることができる。 <p>出典：財団法人 砂防・地すべり技術センター 建設技術審査証明書 技審証第0502号</p>
J-スリット堰堤	
図	概要・特徴
	<p>【概要】 従来の閉塞型の透過型砂防堰堤と同等の捕捉機能を有し、L型スリット堰堤とI型スリット堰堤の特徴を生かした合理的な断面形状を持つ鋼製透過型砂防堰堤である。</p> <p>【特徴】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 土石流の捕捉面をL型スリット堰堤の下流側から上流側へと変更することで、土石流の直撃を考慮する部材が上流側部材のみとなり、より経済的な部材設計が可能となる。 ● 堆砂自重を多くに見込むため上流部材を1:0.5に傾斜させ底版コンクリート量を軽減させた。 ● 下流側部材ののり勾配を1:0.2に傾斜させ、礫の自由落下に対して鋼管の安全性を確保できる有効高さに設定した。また、平常時の礫衝突を考慮し、下流側部材の足下を上流側部材と同じものを使用する。 <p>出典：財団法人 砂防・地すべり技術センター 建設技術審査証明書 技審証第0601号</p>

C B B O型砂防堰堤

図	概要・特徴
	<p>【概要】 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、その直前面にそれと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、鋼殻材をまとったコンクリート扶壁を組合わせた閉塞型の透過型堰堤である。</p> <p>【特徴】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 機能部材と構造部材の役割に明確な一線を画し、前者の背後に後者をおくことによって、後者に対する土石流の直撃を防ぎ、その衝撃力を大幅に軽減している。 ● 機能・構造両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、機能部材の着脱・交換を容易にしている。 ● それによる派生効果として、機能部材の主役を演ずる横ビーム鋼管の加工を一切割愛できるようになる。 ● 横ビームの土石流捕捉機能を補完する縦ビームを、前者の前面に重ね合わせる形で配置することによって、後者についてもまた前者におけると同様に、格子節点部における加工を無用としている。 ● 構造部材の中核を占める扶壁構造体は、鋼材とコンクリートの複合構造物であるが、高力ボルトや溶接等による接合手段を極力排除している。 <p>出典：財団法人 砂防・地すべり技術センター 建設技術審査証明書 技審証第 0503 号</p>

鋼製スリット堰堤T型

図	概要・特徴
	<p>【概要】 鋼管製の梁材と柱材で構成された鋼製フレームを砂防堰堤の非越流部コンクリート間、または水通し部の中間に設置されたバットレスコンクリート間に配置した透過型砂防堰堤である。</p> <p>【特徴】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 3面支持構造 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である。 ● 鞘管構造 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している。本構造により、施工性・メンテナンス性が向上することのみならず、鋼管をコンクリート中に埋め込む構造に比較して温度応力の影響を受けない。 ● 冗長性（リダンダンシー） 3面支持構造であることから、土石流等の衝撃により鋼管フレームが局所的に破損した場合においても、全体崩壊に繋がらない。 ● メンテナンス性 鞘管構造により、破損部材の交換作業が容易となる。また、3面支持による平面格子構造であることから、立体格子より捕捉した礫や流木の除去作業が容易になる。 <p>出典：財団法人 砂防・地すべり技術センター 建設技術審査証明書 技審証第0704号</p>

I型スリット堰堤

図	概要・特徴
 <p>上流側より</p> <p>下流側より</p>	<p>【概要】</p> <p>土石流の衝撃を和らげるために上流側に緩衝鋼管を配置し、フレーム構造（柱材、つなぎ梁、斜材）の連結部は鋼殻にコンクリートを充填して剛結した閉塞型の透過型堰堤である。</p> <p>財団法人 砂防・地すべり技術センター 新型鋼製砂防構造物開発技術評価証明書 評価証第00-1号</p> <p>【特徴】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 上流側の緩衝鋼管により、比較的大きな衝撃力をもつ土石流に対応することが可能である。 ● 部材数が少なく、短期施工が可能である。 ● 有効高さ2m程度の低い堰堤から、堰堤高さで15mまでの幅広い対応が可能である。 <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

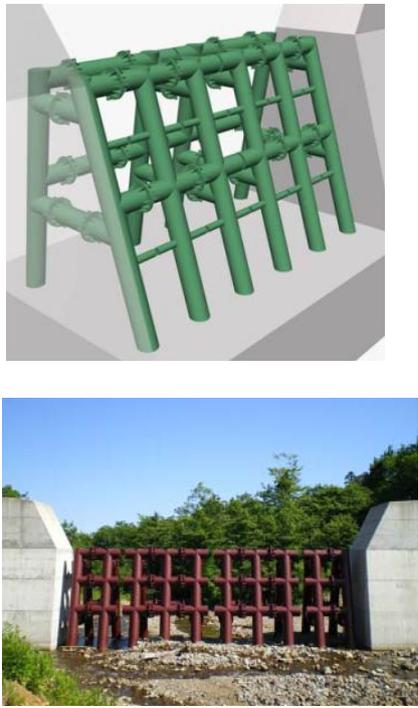
格子形-2000C

図	概要・特徴
 <p>下流側より(平常時)</p> <p>下流側より(土石流捕捉時)</p>	<p>【概要】</p> <p>格子形-2000Cは、従来の格子形堰堤の機能に加え、構造に対する信頼性や経済性を向上させた鋼製砂防堰堤である。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。</p> <p>財団法人 砂防・地すべり技術センター 新型鋼製砂防構造物開発技術評価証明書 評価証第00-2号</p> <p>【特長】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 鋼管による立体剛結構造物を採用し、高次の不静定構造物であるため、高い冗長性（リダンダンシー）を有しており、一部の部材が破損しても堰堤全体が崩壊し難い構造である。 ● 底版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。 ● 下段部と上段部に分けて段階施工が可能である。このため、鋼製部と非越流部を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。 <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

格子形鋼製堰堤

図	概要・特徴
	<p>【概要】 格子形鋼製砂防堰堤は、約φ600mmの鋼管を立体格子状に組み合わせた剛構造物であり、大規模な土石流に対しても安全な透過型堰堤である。</p> <p>【特長】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 多数の柱で基礎部へ定着された、高次の不静定構造物であり、鋼製透過型堰堤の中でも、高い冗長性を有している。 ● 底版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。 ● 縦材と横材の組合せにより、透過型堰堤の中で優れた捕捉性能を実現している。 <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

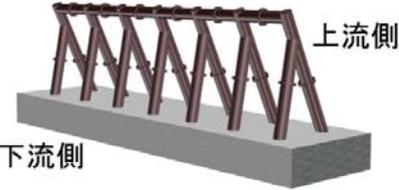
鋼製スリット堰堤B型

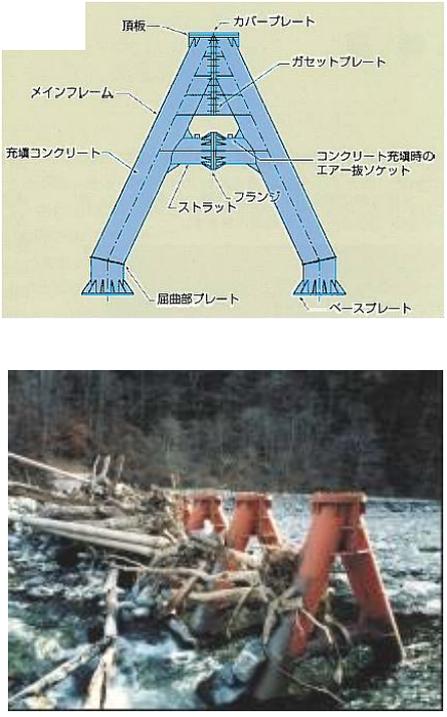
図	概要・特徴
	<p>【概要】 土石流の偏心荷重（面外荷重）に対しても安定性が高い構造で、流れ方向・堰堤軸方向につなぎ梁を接合した立体フレーム構造である。</p> <p>【特徴】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 各立体フレームを独立して配置するため、組立て順序の制限が無く、組立て・設置効率が良い。 ● 無人化施工の実績がある。 ● 部材が損傷した場合、立体フレームが独立しているため、該当する立体フレームのみの部材交換で済み、鋼製部全体に及ぼす影響が少ない。 <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

L型スリット堰堤

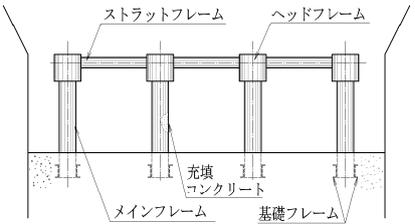
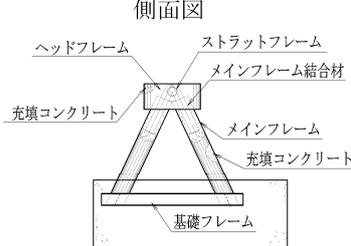
図	概要・特徴
 <p>上流側より</p> <p>下流側より</p>	<p>【概要】</p> <p>底版コンクリートを持たず、ユニット単位に設置する閉塞型の透過型堰堤である。</p> <p>【特徴】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 底版コンクリートを持たないため、現地における施工期間が大幅に短縮でき、緊急対応が必要な場合にも有効である。 ● 河床は自然のままに復元でき、河床の連続性を損なわないため、環境に調和し魚類などの水棲生物にも配慮できる。 ● 既設堰堤の嵩上げを目的に、堆砂域に設置することが可能である。 <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

参考資料2 鋼製流木止めの種類と特徴

流木捕捉工 D-スリット	概要・特徴
<p style="text-align: center;">図</p> 	<p>【概要】 断面を三角フレームとし、頭部を連結した構造である。掃流区間および土石流区間の副堰堤上に設置する流木捕捉工である。</p> <p>【特徴】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 合理的な構造であり、上部工の重量が削減される。 ● 堰堤幅も小さく、基礎コンクリート量を削減できる。 <p>出典：財団法人 砂防・地すべり技術センター 建設技術審査証明書 技審証第0702号</p>

鋼製スリット堰堤A型	概要
<p style="text-align: center;">図</p> 	<p>【概要】 鋼管を使用したA形状のフレームをコンクリート基礎に固定したものであり、フレーム高さ2～6mのものが一般的である。</p> <p>【特長】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 鋼管内部にコンクリートを充填することにより、衝撃に対する安全性を高めている。 ● 流木または礫の運動エネルギーに対し、フレーム全体の変形により吸収する構造である。 ● フレーム中央部において、左右2分割されるため、現場への搬入を容易に行うことができる。 ● 横断方向に梁材がないシンプルな構造であるため、捕捉した流木・礫の除去作業を容易に行うことができる。 <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

鋼製△形スリット

図	概要
<p style="text-align: center;">正面図</p>  <p style="text-align: center;">側面図</p> 	<p>【概要】</p> <p>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である。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。</p> <p>【特徴】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 鋼管同士の接合に鋼材とコンクリートの複合構造を採用している。 ● メインフレームに鋼管を使用し、コンクリートを充填しているため、耐衝撃抵抗力が大きい。 ● 鋼管のボルト連結部はすべてコンクリートに埋め込まれているため、流木などの直撃から保護されており、外観上もシンプルな構造である。 ● 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。 <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

h型流木捕捉工

図	概要
 <p style="text-align: center;">上流側より</p>	<p>【概要】</p> <p>h型流木捕捉工は、約φ350mm～φ500mmの鋼管を組み合わせた剛結構造物である。</p> <p>【特長】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 縦断方向の距離が短いため、天端幅が小さい副堤や垂直壁にも設置可能である。 ● 各部材は支保工無しで自立し、部材の接合はボルト締めのため施工性に優れ、短期間での現場架設が可能である。 <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

N型流木捕捉工

図	概要
<p>(側面図) (正面図)</p>	<p>【概要】 N型流木捕捉工は、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ものである。</p> <p>【特徴】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 既設本堤上に設置する場合、流木捕捉工の高さが高くなると、既設堰堤の構造的な安定性が問題となる場合がある。したがってN型流木捕捉工の種類は、フレーム高さが2mと3mのものに限定されている。 ● 安定度の高い構造物とするため各フレームを横梁で連結していること。砂防堰堤の天端に設置しやすくするため脚の間隔を狭くしている点が大きな特徴である。なお土石流危険渓流がN型流木捕捉工の設置区間であることから、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いる。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。 <p>提供：砂防鋼構造物研究会</p>

参考資料3 鋼製砂防堰堤施設の設置事例

鋼製砂防堰堤設置事例(H19～H22)

単位(m)

設置場所	河川名	構造物形式	えん堤高		礫径	部材間隔		
			えん堤高	鋼製高		縦材(水平)	横材(鉛直) 上段 / 下段	
長野県	中の沢	J-スリット堰堤	13.5	2.0	0.70	0.70	—	—
中国地方整備局	白水川	横ビーム式HBO型	14.5	12.5	1.10	—	0.90	1.10
関東地方整備局	水の谷沢	J-スリット堰堤	11.5	5.0	1.00	1.25	—	—
福井県	鍋谷川	J-スリット堰堤	9.5	7.5	1.00	1.50	1.50	2.25
関東地方整備局	久蔵川	J-スリット堰堤	12.5	2.5	1.00	1.45	—	—
秋田県	十二ノ沢	CBBO型砂防堰堤	9.5	7.0	0.90	0.90	0.80	1.10
長野県	境沢	J-スリット堰堤	5.5	2.0	0.75	0.70	—	—
長野県	雨沢川	J-スリット堰堤	8.0	5.0	0.50	0.50	0.50	1.00
関東地方整備局	男鹿川右支入山沢	J-スリット堰堤	18.0	2.0	1.10	1.40	—	—
山梨県	下部川	J-スリット堰堤	13.5	3.5	1.80	1.80	—	—
群馬県	井戸沢	CBBO型砂防堰堤	8.5	6.5	1.20	0.95	1.10	1.58
群馬県	気奈沢川	鋼製スリット堰堤T型	9.5	6.5	1.20	1.20	1.20	1.80
岐阜県	谷下川	CBBO型砂防堰堤	10.0	7.0	0.70	0.65	0.68	1.08
岐阜県	岡前谷	鋼製スリット堰堤T型	10.5	2.0	0.80	0.80	0.40	0.90
群馬県	北沢	J-スリット堰堤	10.0	8.0	1.23	1.20	1.20	1.80
岐阜県	梅原谷	鋼製スリット堰堤T型	8.5	5.5	0.60	0.50	0.54	0.90
福井県	八幡川	CBBO型砂防堰堤	10.0	7.7	0.50	0.70	0.50	0.78
新潟県	広堀川	J-スリット堰堤	11.5	2.0	1.50	1.50	—	—
新潟県	大蔵川	鋼製スリット堰堤T型	11.0	2.0	0.70	0.70	0.40	0.90
岩手県	天神の沢(2)	鋼製スリット堰堤T型	7.5	4.5	0.50	0.50	0.46	0.75
岩手県	産女川	D-スリット	14.5	2.0	1.00	2.20	—	—
岩手県	磐井川	D-スリット	14.5	2.5	1.00	2.20	—	—
中部地方整備局	唐沢	J-スリット堰堤	12.0	8.5	1.50	1.50	1.35	2.25
中部地方整備局	水無沢	J-スリット堰堤	9.0	6.0	1.00	1.00	1.00	1.50
中部地方整備局	千束川	CBBO型砂防堰堤	7.0	5.0	1.10	0.90	0.98	1.68
関東地方整備局	天狗沢	J-スリット堰堤	8.5	5.5	1.90	1.90	1.90	2.85
中部地方整備局	持社沢	CBBO型砂防堰堤	14.5	12.5	0.90	0.73	0.89	1.35
中部地方整備局	山室川	CBBO型砂防堰堤	13.5	9.5	1.00	0.86	1.00	1.50
群馬県	槍沢川	鋼製スリット堰堤T型	11.0	9.0	1.20	1.20	1.12	1.80
中国地方整備局	泉谷川	CBBO型砂防堰堤	14.5	11.8	1.10	0.93	1.10	1.70
中国地方整備局	余川	鋼製スリット堰堤T型	14.5	12.0	1.40	1.40	0.87	2.10
新潟県	漆原川	CBBO型砂防堰堤	12.0	9.0	0.40	0.35	0.40	0.58
秋田県	清水川(本川)	CBBO型砂防堰堤	4.5	2.0	0.80	0.70	0.40	0.78
秋田県	清水川(支川)	CBBO型砂防堰堤	9.5	7.0	0.50	0.50	0.40	0.68
秋田県	寺田大沢	CBBO型砂防堰堤	9.0	6.2	0.70	0.50	0.60	0.78
秋田県	寺田大沢(山田沢1号)	J-スリット堰堤	8.0	5.5	0.60	0.60	0.41	0.90
中部地方整備局	鞍骨沢	CBBO型砂防堰堤	14.5	11.5	0.70	0.80	0.88	0.98
中部地方整備局	鞍骨沢	J-スリット堰堤	9.0	7.0	0.70	1.05	1.05	1.05
中部地方整備局	中津川	CBBO型砂防堰堤	14.5	12.5	2.60	1.60	1.69	2.68