

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。

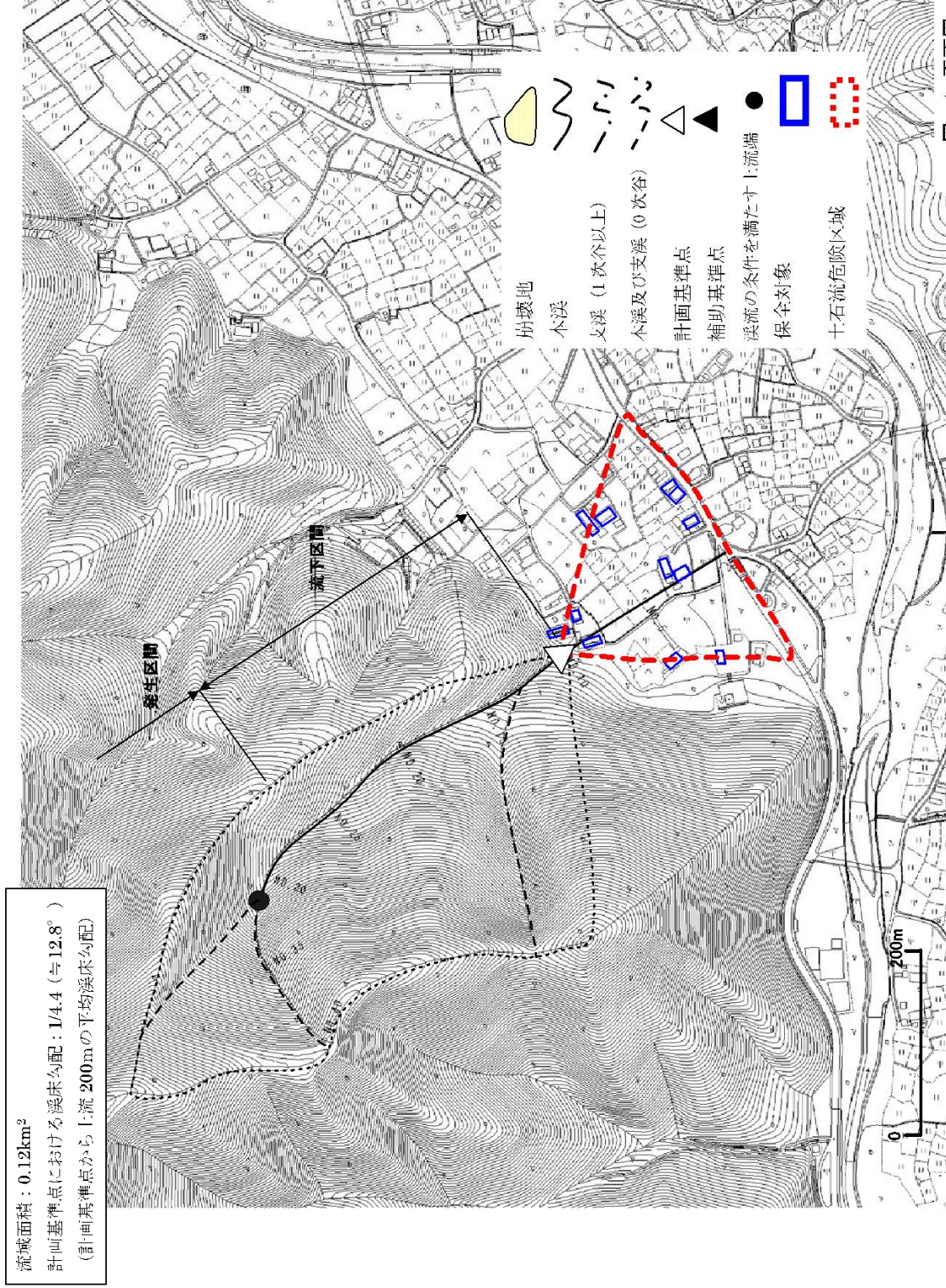


図-1 平面図

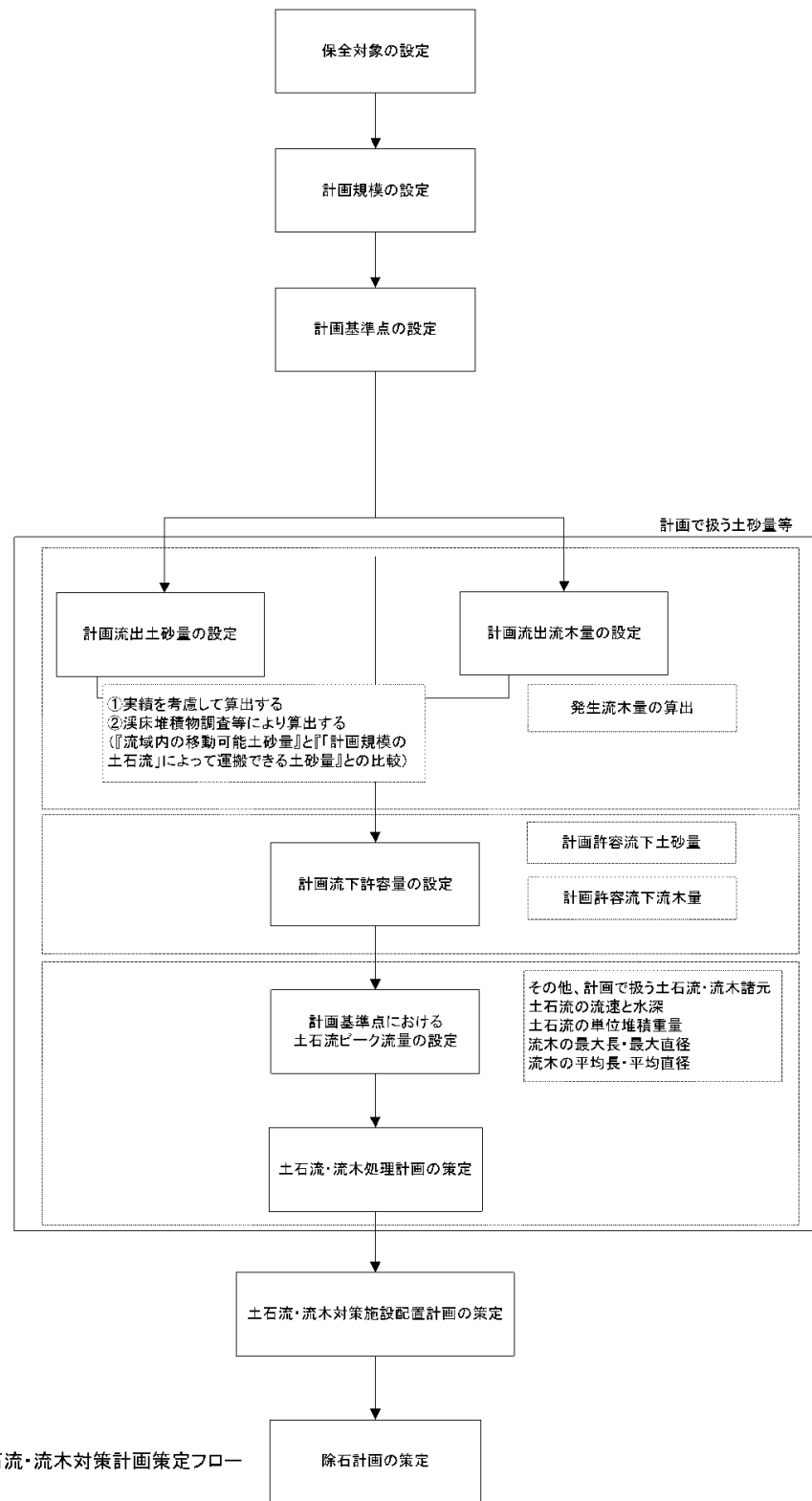


図-3 土石流・流木対策計画策定フロー

◎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、本溪の渓流の延長が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。

渓床堆積土砂は、粒径0.10～1.2m（最大粒径（d₉₅）1.0m）で、本溪及び支浜に堆積している。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	最大粒径（d ₉₅ ）	1.0m
支浜数	1	主要樹種	スギ
表流水の有無	無し	上石流発生実績	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・流水対策編」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・流水対策編」解説 2.3
- 計画基準点等
 - … 砂防基本計画策定指針（「土石流・流水対策編」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」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 1,000m³ 以下の場合には、計画流出土砂量を 1,000m³ 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。

$$V_{dy1} = V_{dy1.1} + V_{dy1.2} \dots \dots \dots (1)$$

$$V_{dy1.1} = \sum (A_{dy1.1} \times L_{dy1.1}) \dots \dots \dots (2)$$

$$A_{dy1.1} = B_d \times D_c \dots \dots \dots (3)$$

V_{dy1.1} : 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 (m³)

V_{dy1.2} : 崩壊可能土砂量 (m³)

A_{dy1.1} : 移動可能渓床堆積土砂の平均断面積 (m²)

L_{dy1.1} : 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_c : 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_{dy1.2}) 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。

$$V_{dy1.2} \cong \sum (A_{dy1.2} \times L_{dy1.2}) \dots \dots \dots (4)$$

$$A_{dy1.2} = B_d \times D_c \dots \dots \dots (5)$$

A_{dy1.2} : 0 次谷における移動可能渓床堆積土砂量の平均断面積 (m²)

L_{dy1.2} : 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・D_c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_{dy1.1}・V_{dy1.1}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_{dy1.1} は、谷次数毎に算出した V_{dy1.1} 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)

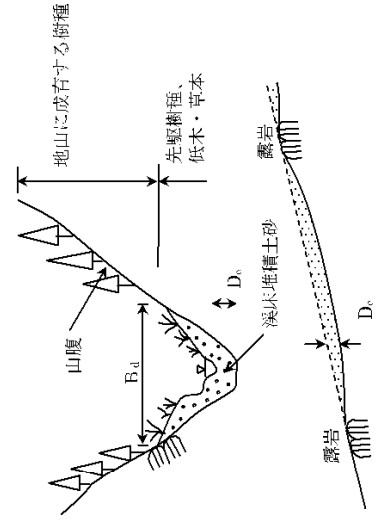


図-4 侵食幅、侵食深の調査方法

※侵食幅 (B_d)・侵食深 (D_c) 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溪は、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。

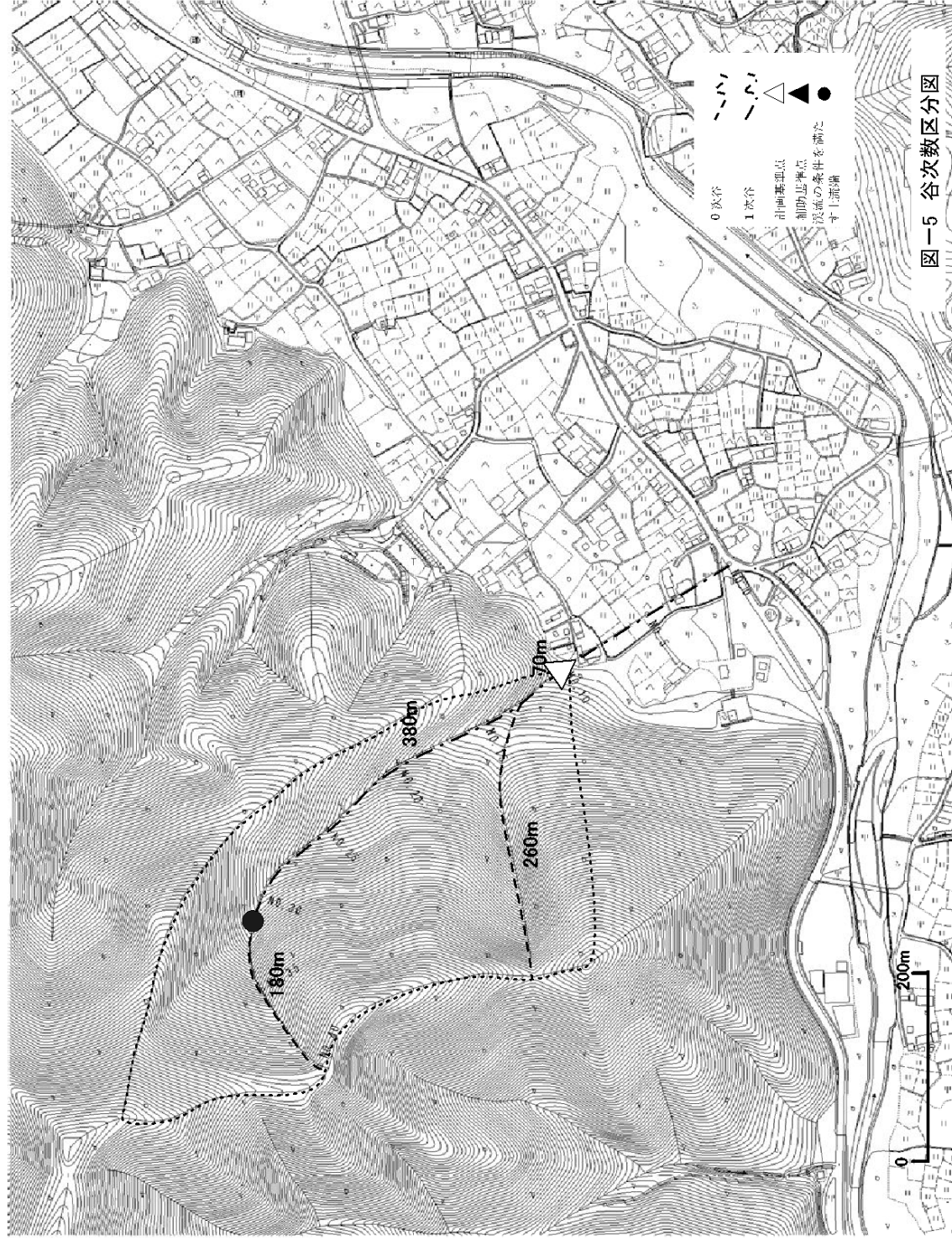


図-5 谷次数区分図

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	渓流の延長 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_e (m) ③	移動可能渓床堆積土砂の 平均断面積 A_{dy11} (m^2) 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				
	渓流の延長 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_e (m) ⑧	移動可能渓床堆積土砂の 平均断面積 A_{dy12} (m^2) ⑨=⑦×⑧	崩壊可能土砂量 V_{dy12} (m^3) ⑩=⑥×⑨
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。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \times P_P \times A}{1 - K_v} \times \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) K_{E2} \dots \dots \dots (6)$$

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 : 土砂濃度

K_v : 空ゲキ率 (0.4程度)

K_{E2} : 流出補正率

土砂濃度 (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 : 土砂濃度 (0.30 ≤ C_d ≤ 0.9 C_*)

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_* : 渓床堆積土砂の容積濃度 (0.6)

流出補正率 (K_{E2}) は、式(8)により算出する。

$$K_{E2} = 0.05 (\log A - 2.0)^2 + 0.05 \dots \dots \dots (8)$$

K_{E2} : 流出補正率 (0.1 ≤ K_{E2} ≤ 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)

● 土砂濃度
 ……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 : 土砂濃度 (0.3 ≤ C_d ≤ 0.9 C_*)

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_* : 渓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。

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

上記算出結果により $0.30 \leq C_d \leq 0.9C_{d*}$ 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)	浸床勾配 θ (°)	土石流濃度 C _d	流出補正率 K _d	「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、 $10m \times 10m$ の範囲をとる範囲は、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-5 発生流量

調査項目	調査結果	備考
計画基準点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_{wy})	0 次谷 : 440m 1 次谷 : 450m	180~260=440 380~70=450 (図-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
100㎡ 当りの本数	8 本	
樹高 (H_d) *	20m	
胸高直径 (R_d) *	0.3m	
胸高係数 (K_d)	0.47	胸高係数の図より
単木材積 (V_{wy2})	0.66㎡	$V_{wy2} = 3.14 \times 20 \times 0.3^2 \times 0.47 / 4$
100㎡ 当りの材積 (ΣV_{wy2})	5.28㎡	$\Sigma V_{wy2} = 0.66 \times 8$
発生流量 (V_w)	0 次谷 : 70㎡ 1 次谷 : 119㎡ $V_w = 189㎡$	$V_w = (B_d \times L_{wy}) \times \Sigma V_{wy2} / 100$

*樹高・胸高直径は、サンプリング調査結果に基づいて $10m \times 10m$ の範囲内に自立する立木 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 $100㎡$ 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、発生流量に流出率を乗じて算出する。

流出率とは、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

…防犯基本計画策定指針(土石流・泥石流対策編)解説 2.7.2 発生流量の算出は、原則として流水の発生が予想される箇所に存在する樹木、流水等の量、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、発生流量の対象となる範囲の樹木や流水の全てを調査する方法(「全数調査法」)と、それらの代表箇所を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、現況調査法のうちサンプリング調査法を用いる。

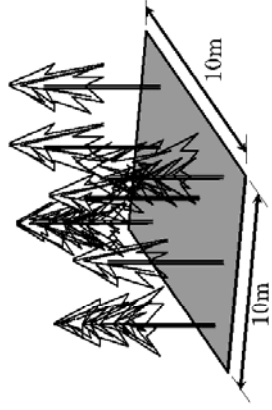


図-6 サンプリング範囲の例

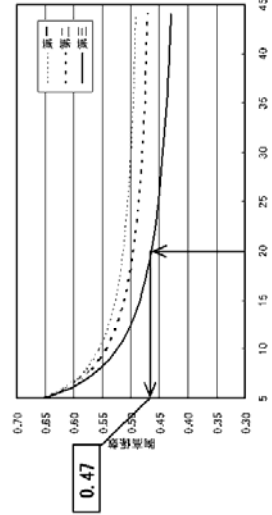
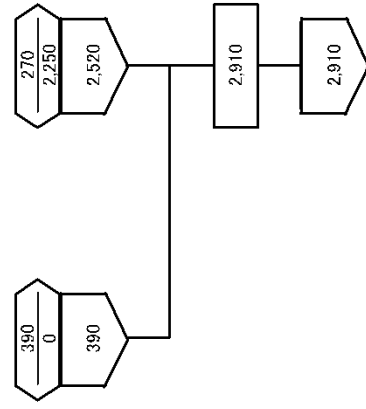


図-7 胸高係数

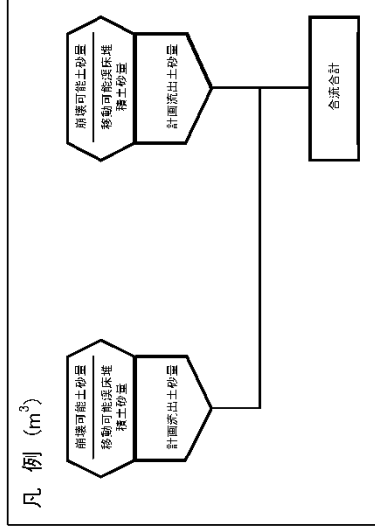
(備考) 第一 エゾマツ、トドマツ
第二 ヒノキ、サワラ、アスナロ、コウヤマキ
第三 スギ、マツ、モミ、ツガその他の針葉樹および広葉樹

(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量の和とする。



凡例 (m³)



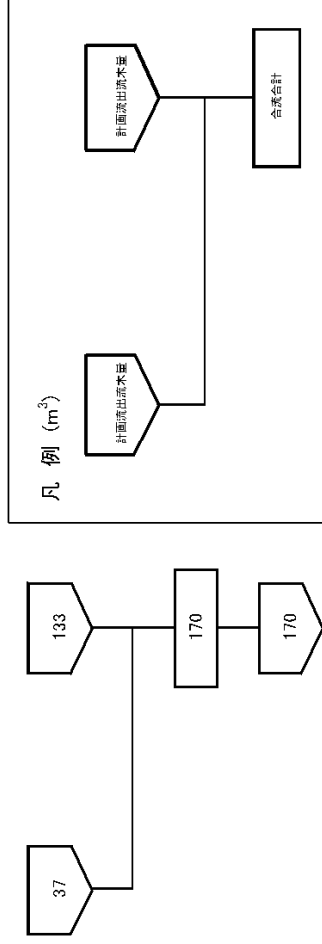
図一8 計画流出土砂量

●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。
- ・土石流ビ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、0m³とする。

(2)計画流下許容木量(W_w)

当該溪流では、0m³とする。

(3)計画流下許容量(W)

当該溪流では、上記より0m³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_{dep})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_{dep})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、渓床の延長・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

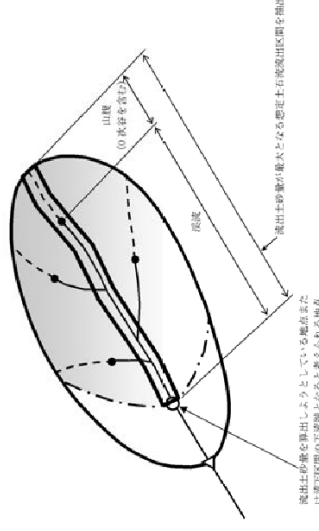


図-10 想定土石流流出区間のイメージ図

※土石流ピーク流量(Q_{mp})の算出地点が堆積区間($0 \leq 10^\circ$)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_{dep})は、渓床勾配が $0 > 10^\circ$ となる流域を対象として算出する。

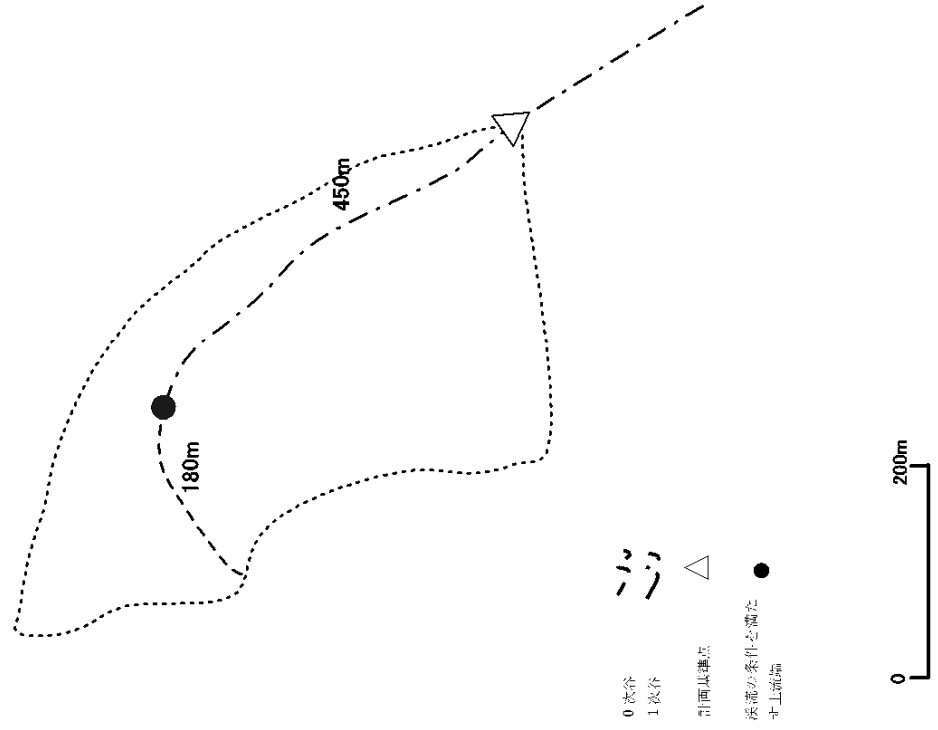


図-11 (1) 想定十石流流出区間①

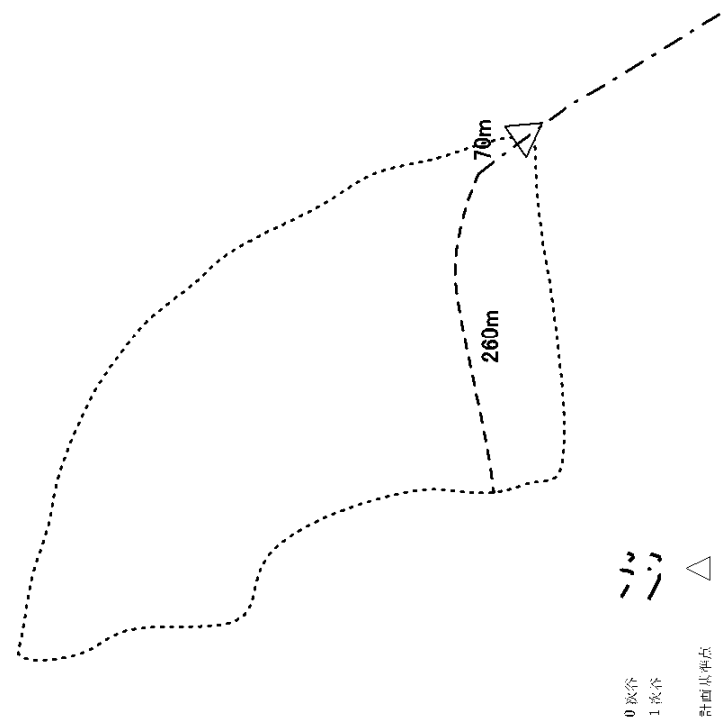


図-11 (2) 想定土石流流出区間②

(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 $V_{\text{app}} = 2,520\text{m}^3$ 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。

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

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

$$= 0.412 \approx 0.41$$

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}=37m³/s と算出される。

$$Q_{sp} = 0.01 \times \Sigma Q \dots \dots \dots (8)$$

$$\Sigma Q = \frac{V_{dnp} \cdot C_*}{C_d} \dots \dots \dots (9)$$

$$\therefore Q_{sp} = 0.01 \times \frac{V_{dnp} \cdot C_*}{C_d}$$

$$= 0.01 \times \frac{2,520 \times 0.6}{0.41} = 36.9 \text{m}^3/\text{s}$$

Q_{sp} : 流出1秒量に基づく土石流ピーク流量 (m³/s)
 ΣQ : 土石流総流量 (m³)
 V_{dnp} : 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* : 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 ≤ C_d ≤ 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 の平均渓床勾配 (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）を満たすように策定する。

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

<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)

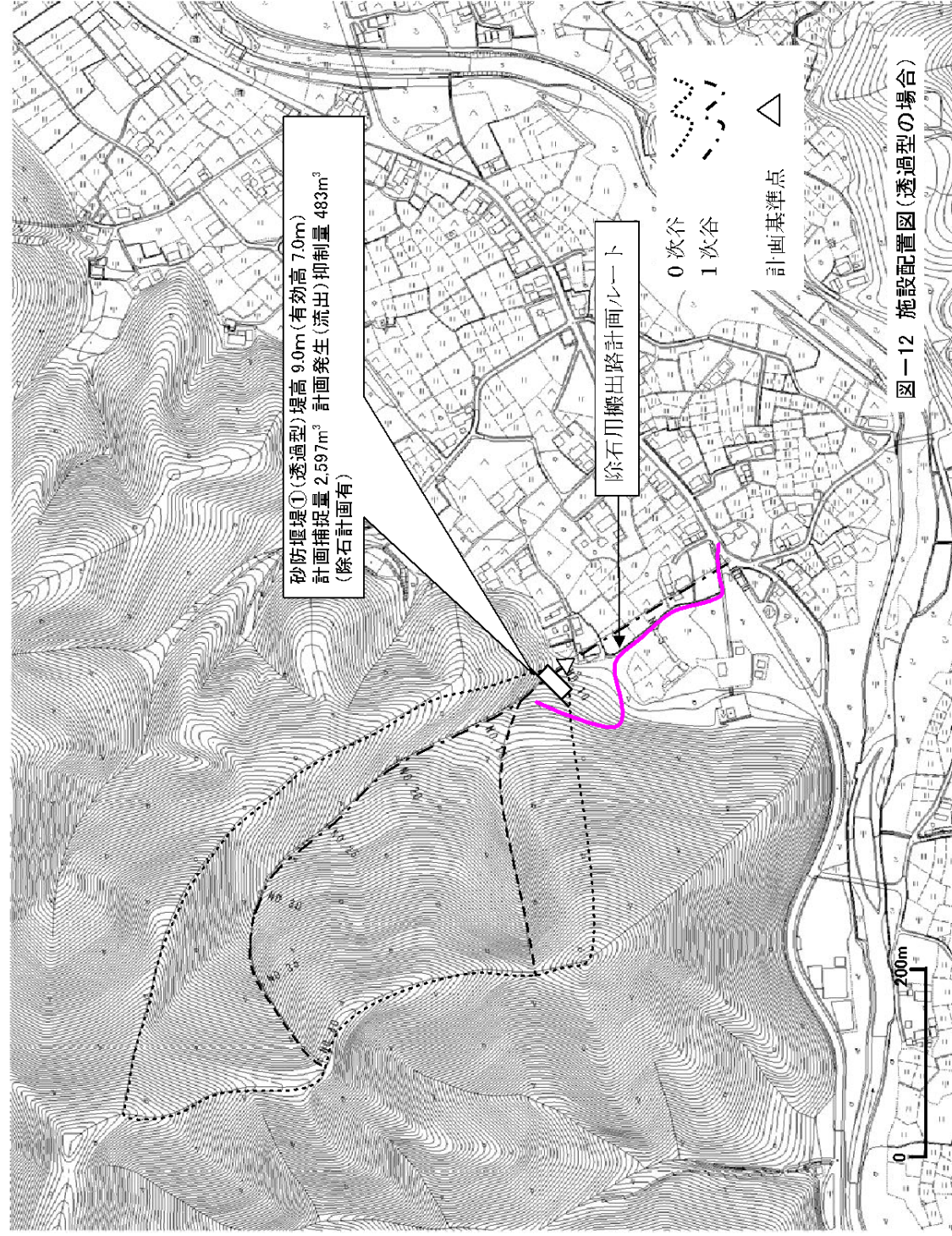
土石流・流木対策施設は、計画で扱う土砂量等、土砂移動の形態、保全対象との位置関係等を考慮して、土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するよう配置する。

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 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

—— 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



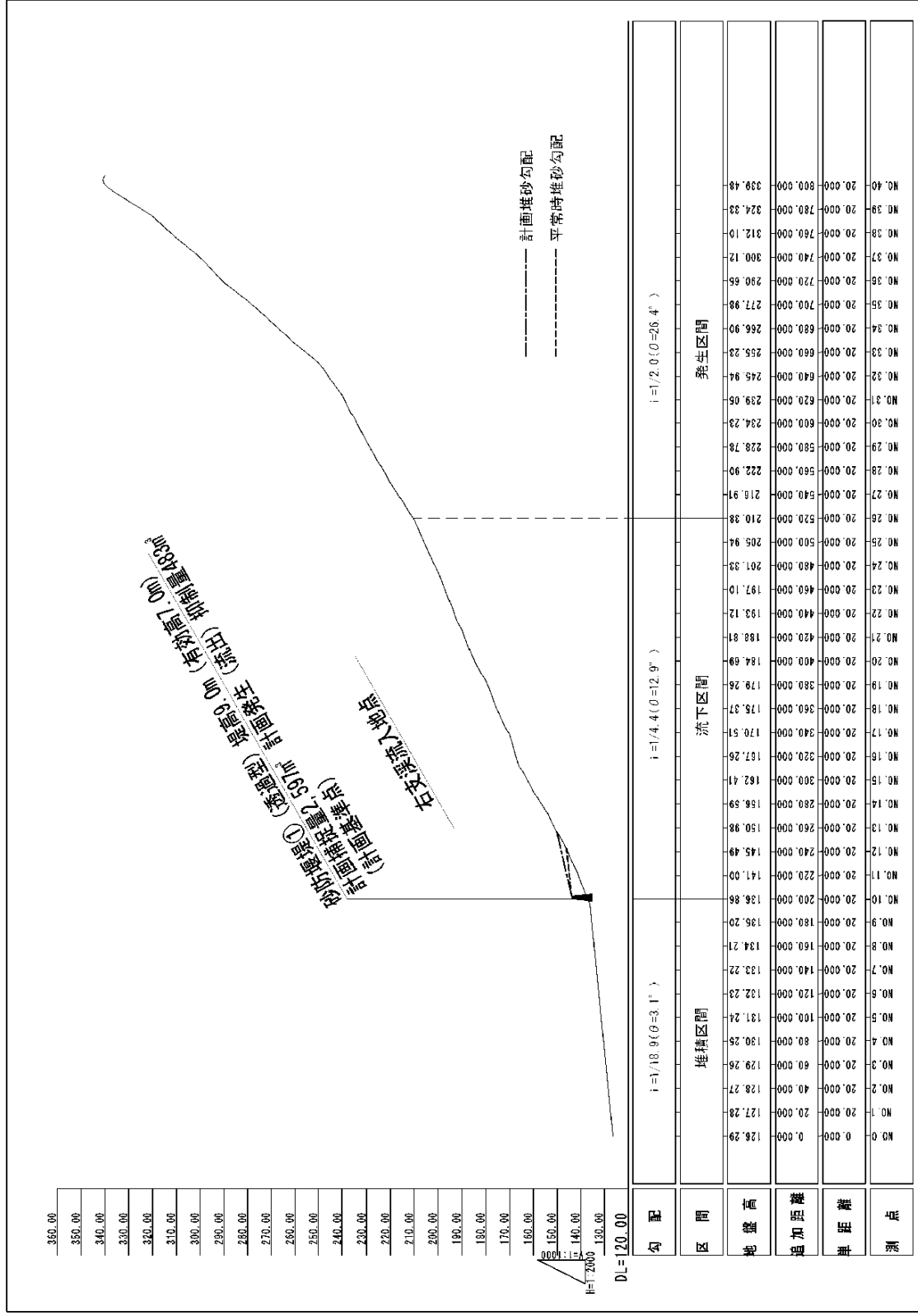


図-13 計画面断面図 (透過型の場合)

表一8 土石流・流木捕捉工の効果量（透過型の場合）

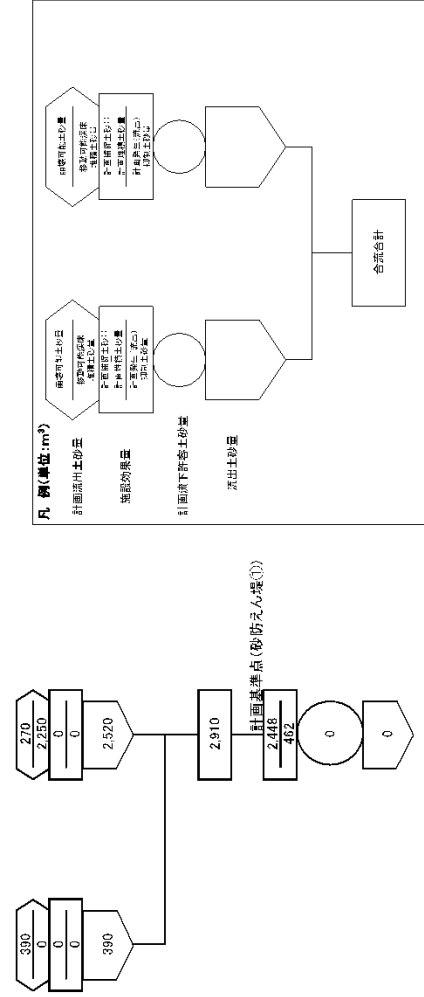
施設名	形式	設置床 勾配	平均 堆砂幅 (m)	えん堤高 (m)	えん堤 有効高 (m)	計画捕捉 土砂量 (m ³)	計画捕捉 流木量 (m ³)	計画捕捉 土砂量 (m ³)	計画捕捉 土砂量 (m ³)	計画土砂量 発生抑制量 (m ³)	計画土砂量 発生抑制量 (m ³)	計画流木 発生抑制量 (m ³)	計画発生抑制量 土砂量 (m ³)	計画発生抑制量 流木量 (m ³)
砂防えん堤①	透過型	1/4.4	10.0	9.0	7.0	2,448	2,448	149	2,597	0	462	21	483	483
合計	—	—	—	—	—	2,448	2,448	149	2,597	0	462	21	483	483

■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）



図一14 計画施設配置後の上砂収支図（透過型の場合）

- 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右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浸床が交わる地点までの区間の浸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、透過型砂防堰堤で計画捕捉量の30%である。このため、透過型砂防堰堤である砂防堰堤①の計画流木捕捉量の最大値は、以下の通りとなる。
砂防堰堤①：2,597×0.30=779.1m³>149m³

- 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、表一5 に示した V_{wy} 算出式の L_{0v13} を堆砂延長（3×砂防堰堤有効高×現浸床勾配の分母）として算出する。
砂防堰堤①：{5.0×(3×7.0×4.4)}×5.28/100×0.9=21.954≒21m³

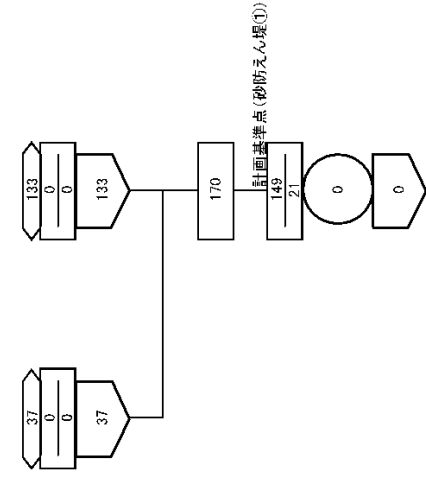
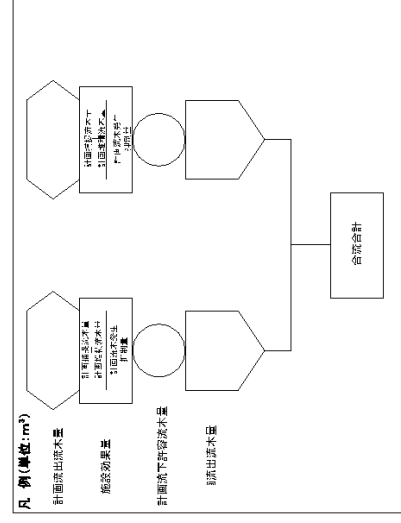


図-15 計画施設配置後の流水収支図(透過型の場合)



※配置しようとしている土石流・泥石流対策施設において、
『計画流出水流量 ≤ 計画捕捉水流量 + 計画堆積水流量 +
計画流出水発生抑制量』となった場合、土石流・泥石流対策
施設の流水に対する効果は、『計画流出水発生抑制量 → 計
画堆積水流量 → 計画捕捉水流量』の順で計上する。

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「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 $2,597\text{m}^3$ 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-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う等、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と、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。

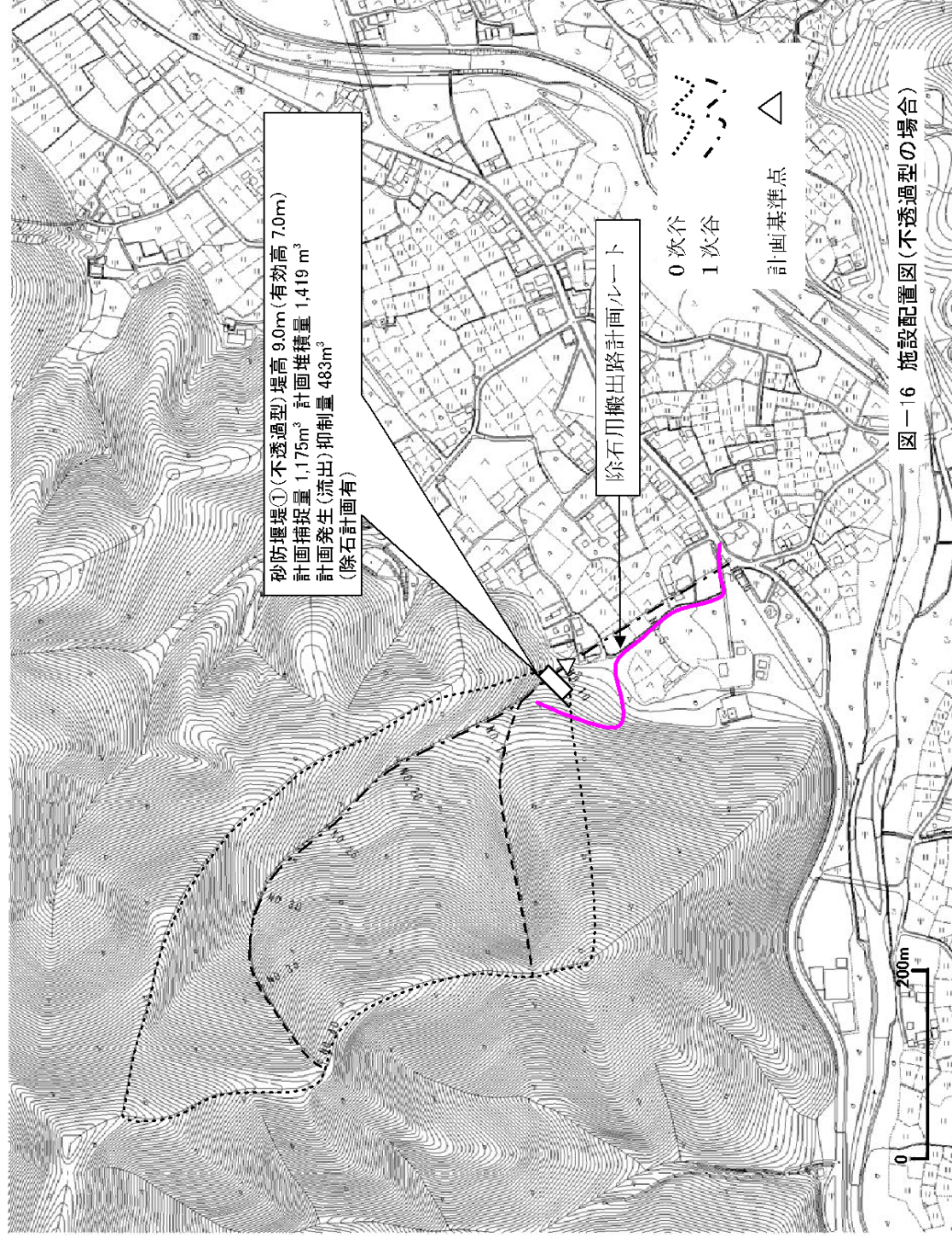
当該流域においては、左記の土石流・流木対策施設における留意点を考慮し、総合的に判断した結果、計画基準点付近に不透過型砂堰堤1基を配置することとした。

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、計画流出流木量に対する十分な計画補泥流木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



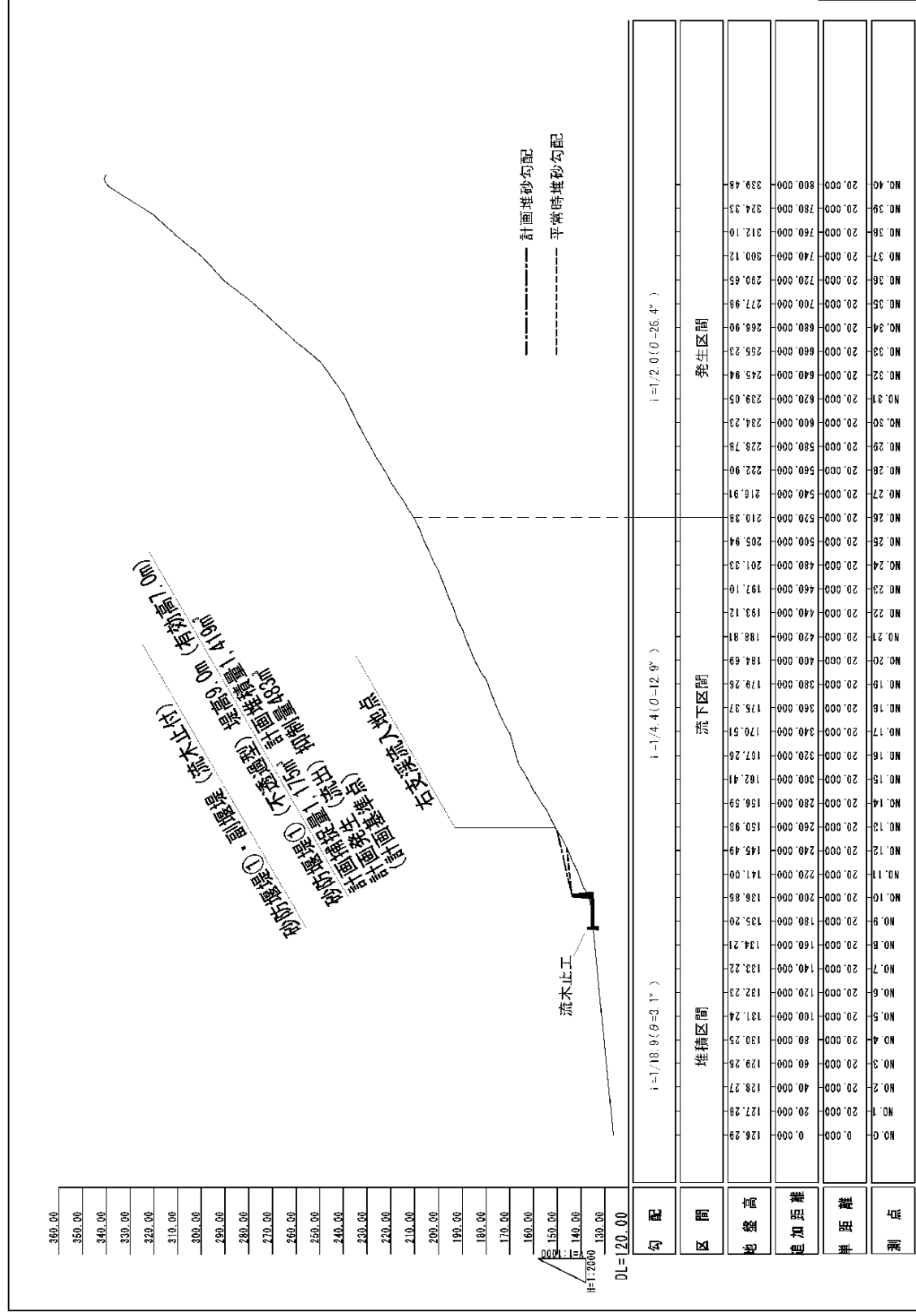


図-17 計画縦断面図 (不透過型の場合)

表一9 土石流・流水捕捉丁の効果量（不透過型の場合）

施設名	形式	現況床勾配	平均埋砂幅	えん堤高さ	えん堤有効高さ	計画捕捉土砂量	計画捕捉流水量	計画捕捉土砂量	計画捕捉流水量	計画堆積土砂量	計画堆積流水量	計画発生抑制量
砂防えん堤①	不透過型	1/4.4	10.0	8.0	7.0	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	Z(m ³)
砂防えん堤①	-	-	-	5.0*	-	1,079	1,391	28	1,419	462	21	483
合計	-	-	-	-	1,057	1,178	1,391	28	1,419	462	21	483

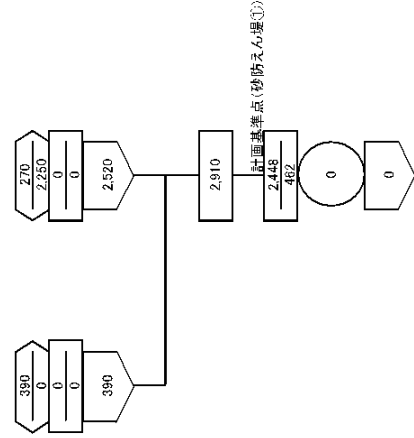
*計画えん堤の効果量は、経験式に基づき算出（埋砂幅=（1/3~1/4）×えん堤高さ、河川砂防技術基準（策）設計編（3.15）の平均値に基礎の根入れ深72cmを加えたものと、10.5mmφネットより上げ）。

■整備率（計画基準点）

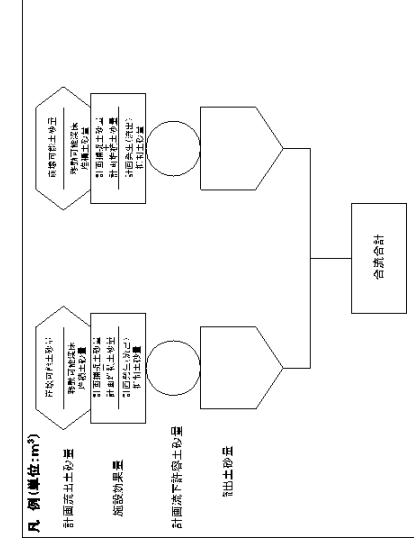
計画流出土砂量 2,910m³

計画流出流量 170m³

施設効果量 土砂 2,910 m³，流水 170 m³



図一18 計画施設設置後の土砂収支図（不透過型の場合）



- 計画捕捉量
 - …砂防基本計画策定指針（土石流・流水対策編）解説 2.6.2
 - 計画堆積量
 - …砂防基本計画策定指針（土石流・流水対策編）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・流水対策編）解説 2.6.4

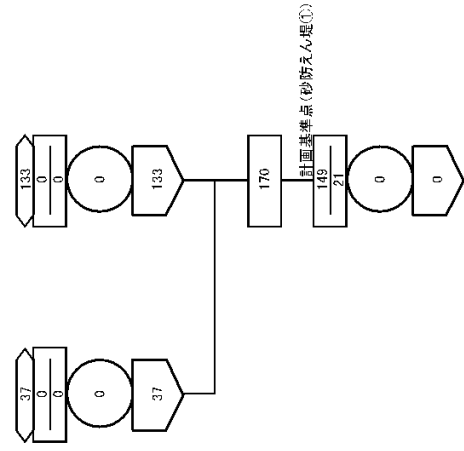
※計画発生（流出）抑制量は、土石流捕捉丁を透過型とした場合及び不透過型として除石を行う場合においても、土石流捕捉丁計画地点から計画堆砂勾配を有する平面と現況床が交わる地点までの区間の深床堆積土砂量を計上する。

- 計画捕捉流量
 - …砂防基本計画策定指針（土石流・流水対策編）解説 2.6.2.2
- 計画捕捉流量の最大値は、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の計画流量捕捉量は、以下の通りとなる。

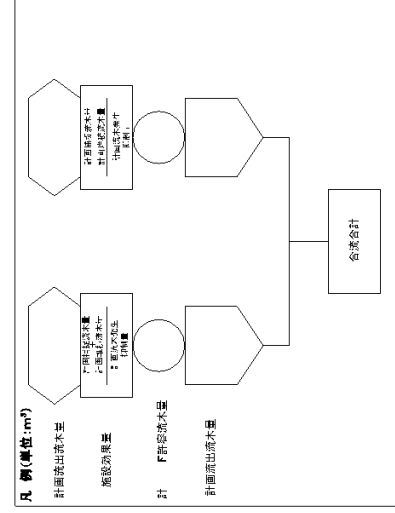
砂防堰堤①：1,078×0.02=21m³
 また、副堰堤に設置する流水止めによる計画捕捉流量は、『掃流区間における計画捕捉流量』（砂防基本計画策定指針（土石流・流水対策編）解説 2.6.2.2（参考）掃流区間の計画捕捉流量）と同様に式（12）により算出する。

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

X_w ：副堰堤の計画捕捉流量（m³）
 A_w ：計画捕捉流量を捕捉するために必要な流水止め上流の堆砂地または満水池の面積（m²）
 R_{wa} ：流水の平均直径（=0.3m）



図一19 計画施設配置後の流木収支図（不透過型の場合）



必要とされる副堰堤の計画捕捉流量は、表一9 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（「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（「石流・流木対策編」解説 2.6.4.2

計画流木発生抑制量は、表一5 に示した V_{wy} 算出式の L_{wy13} を堆砂延長（3×砂防堰堤有効高×現渓床勾配の分母）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。

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。

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

(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ブ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でない等、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、土砂及び流木の除去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ブ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

透過型設計事例

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=0.12km ²	
渓床勾配	I=tan θ =1/4.4 θ =12.8° [I>1/30 のため土石流区域]	
24時間雨量 (計画規模)	P ₂₄ =406.6mm/24hr	
" (既往最大)	P ₂₄ =350.0mm/24hr	
最大礫径	d ₉₅ =1.0m	
渓床堆積物の内部摩擦角	φ =35°	
水の密度	ρ =1200kg/m ³ [H=15m 未満]	
礫の密度	σ =2600kg/m ³	
堆積土砂の容積土砂濃度	C _s =0.6	
コンクリートの単位体積重量	W _c =22.56kN/m ³	
礫の弾性係数	E ₂ =5.0×10 ⁹ ×9.8N/m ²	
礫のポアソン比	ν ₂ =0.23	
コンクリートの終局強度割線弾性係数	E ₁ =0.1×2.6×10 ⁹ ×9.8N/m ²	
コンクリートのポアソン比	ν ₁ =0.194	
基礎地盤の条件	フローティング基礎 (懸臂 (密なもの)) 摩擦係数: f =0.6 許容支持力: q _u =600kN/m ²	基礎処理不要
堰堤有効高	H=7.0m	根入れ 2m
堰堤高	H=9.0m	と仮定
流域の地質・土地利用	二紀層山岳	

●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・がけ崩れ・
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。

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

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

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)

ΣQ : 土石流総流量 (m³)

V_{dep} : 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

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

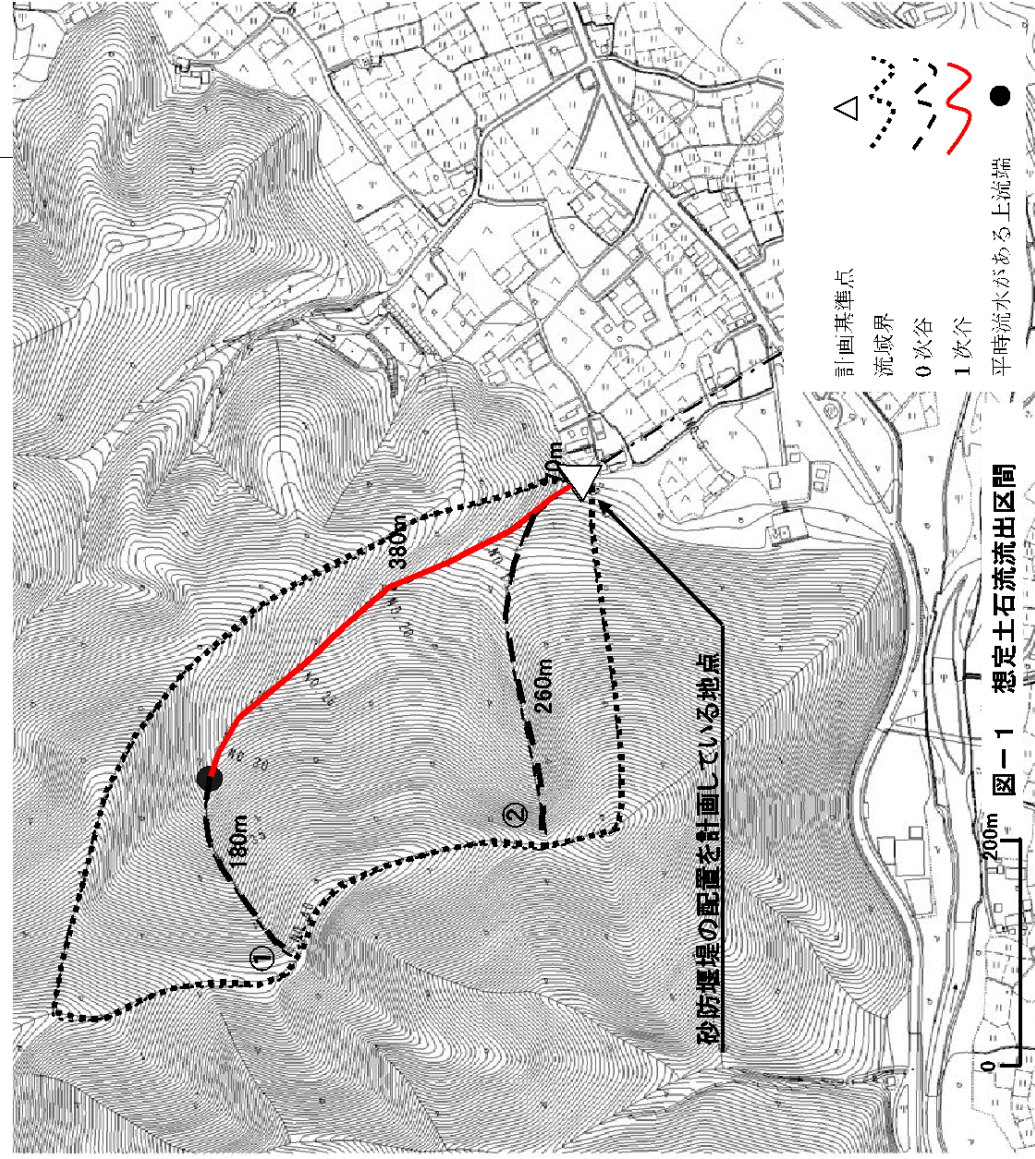
・溪床堆積土砂の容積濃度 (C_{*})
 溪床堆積土砂の容積濃度 (C_{*}) は、現場密度試験により求められることができるが、一般的に C_{*} = 0.6 程度である。

$$C_* = 0.6$$

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

C_{*} : 溪床堆積土砂の容積濃度

K_v : 空隙率



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、C₀=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/m³)

ρ : 泥水の密度 (1,200kg/m³)

φ : 堆積土砂の内部摩擦角 (35°)

θ : 現況床勾配 (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_{c2} : 流出補正率

流出補正率 (K_{c2}) 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、 $0.1 \leq K_{c2} \leq 0.5$ の範囲内とする。

$$\begin{aligned} K_{c2} &= 0.05(\log A - 2.0)^2 + 0.05 \\ &= 0.05 \times (\log 0.12 - 2.0)^2 + 0.05 \\ &= 0.48 \dots (5) \end{aligned}$$

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 ($2,520\text{m}^3$) < 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、 $V_{\text{dep}} = 2,520\text{m}^3$ 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 $Q_{\text{sp}} = 36.9\text{m}^3/\text{s}$ と算出される。

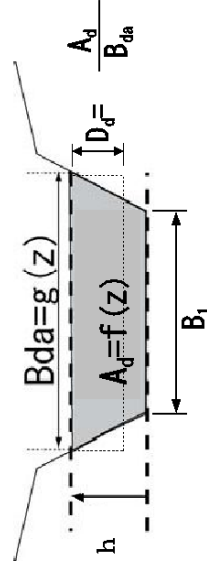
$$\begin{aligned} Q_{\text{sp}} &= 0.01 \times \frac{V_{\text{dep}} \cdot C_*}{C_d} \\ &= 0.01 \times \frac{2,520 \times 0.6}{0.41} \\ &= 36.9\text{m}^3/\text{s} \dots (6) \end{aligned}$$

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

透過型砂防堰堤の水通し幅 (B₁) 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。

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

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。

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

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。

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

● 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)

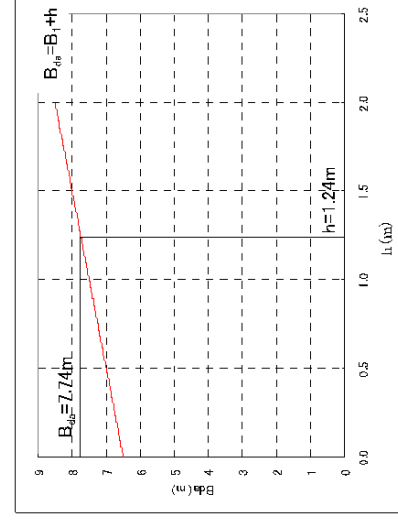


図-2 h-B_{da}の関係

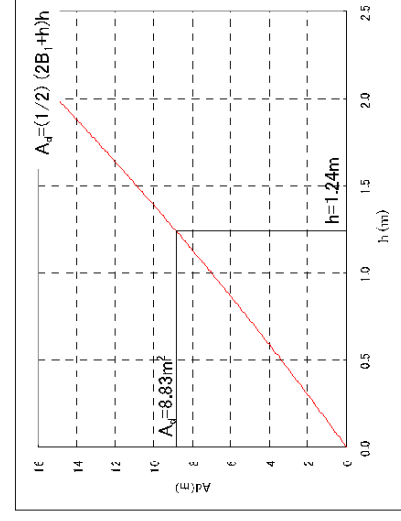


図-3 h-A_dの関係

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)
 θp : 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_{speal}) は、 $U \cdot A_d$ で表される。
 Q_{speal} と h の関係を図-6 にグラフとして示す。

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

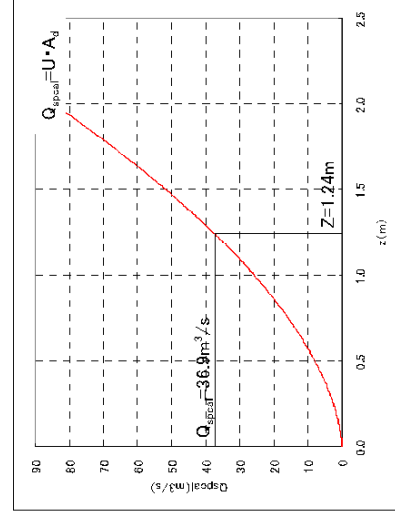


図-6 h-Q_{speal}の関係

この関係より、 Q_{speal} 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 を求めると以下の通りとなる。

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。

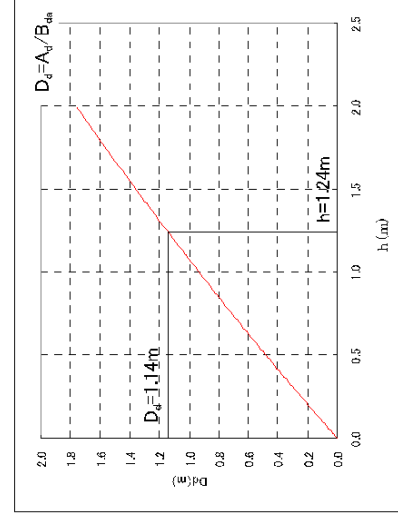


図-4 h-D_dの関係

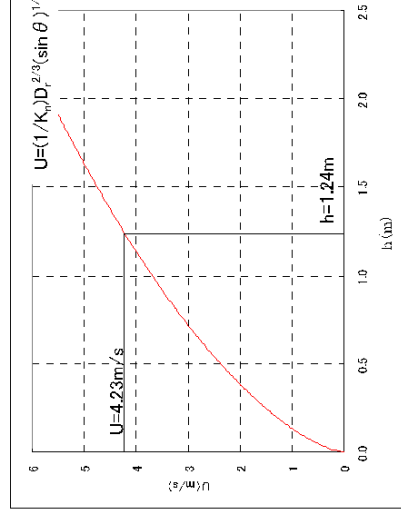


図-5 h-Uの関係

3. 2 設計水深

設計水深は、以下により十石流ビ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。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{十石流ビーク流量に対する越流水深} \\ \text{最大礫径} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} h=1.3 \text{ (m)} \\ d_{65}=1.0 \text{ (m)} \end{array}$$

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、当該防浪堤は、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。

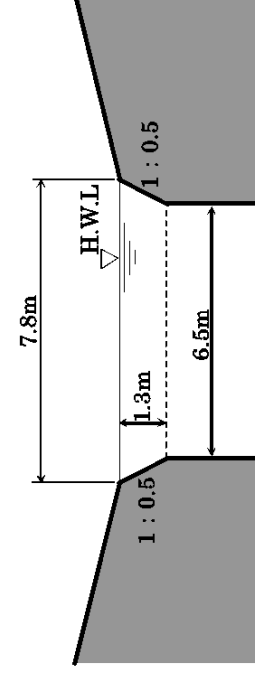


図-7 水通し断面

●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、水叩きを払幅したり、側壁護岸上の背面を保護する、側壁護岸上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応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十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日安とし、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渓流横断面図を、図-8 に示す。

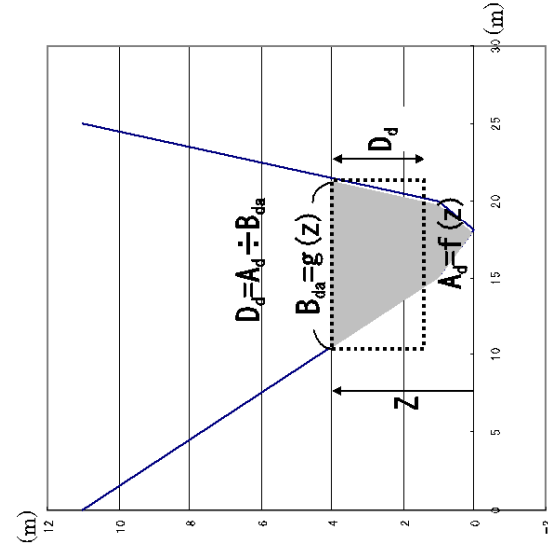


図-8 砂防堰堤計画地点上流の渓流横断面図

流れの幅 (B_{da}) は、深床からの標高 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
 - …十石流・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、左記に示した十石流が流下するときの流れの幅 B_{da} を開口部の幅の日安とし、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。

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

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)
 0 : 兎溪床勾配 (0 = 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(13)、(15)を式(16)に代入すると、図-13のようになる。

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

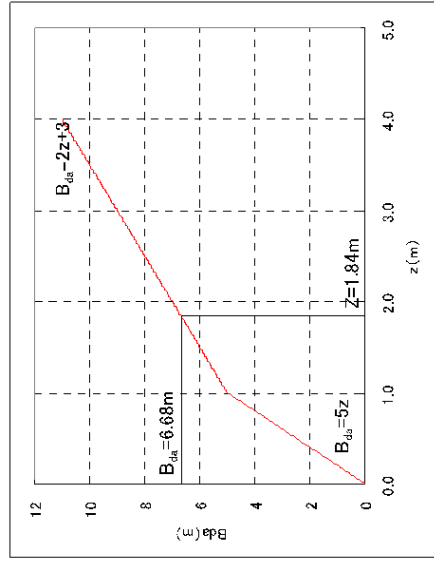


図-9 Z-B_{da}の関係

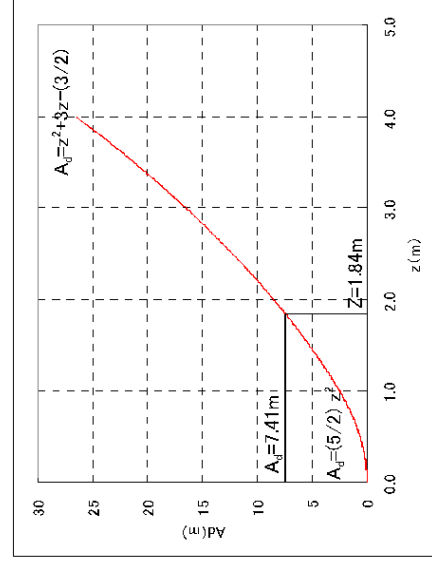


図-10 Z-A_dの関係

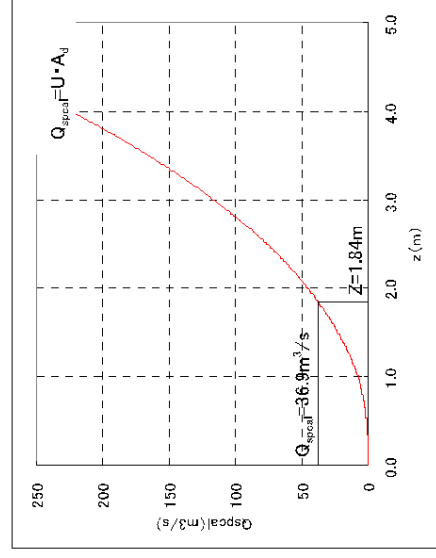


図-13 Z-Q_{spcal}の関係

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。

以上の結果より閉口部の幅は、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

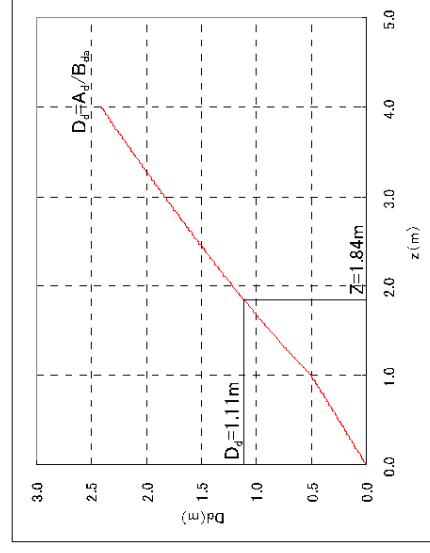


図-11 Z-D_dの関係

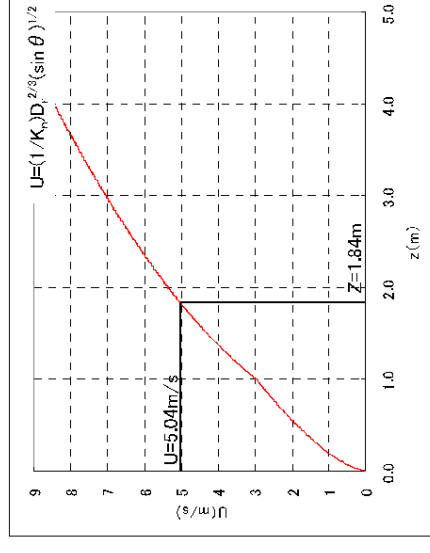


図-12 Z-Uの関係

(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果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。

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

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、その安定を伴ったために設計外力に対して、次の二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。

$$\begin{array}{l} \text{許容支持力 } f : q_u = 600\text{kN/m}^2 \\ \text{摩擦係数 } : f = 0.6 \end{array}$$

巻末-47

● 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 $q_u : 600\text{kN/m}^2$

…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（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。

表-3 透過型砂防堰堤の設計外力

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

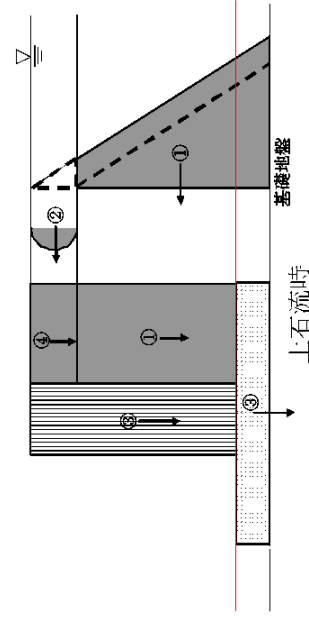


図-14 設計外力の作用位置

●設計外力
 ……上石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.1 (2)

(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、水通し天端高から十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

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

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 (cosi ≒ 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°)

水平方向

$$F_{R_{eH}} = \int_0^{H-D_d} C_e \gamma_e z dz$$

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

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

$$F_{R_{eV}} = C_e \gamma_e D_d (H - D_d) \dots (20)$$

H : 堰堤高 (m)

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

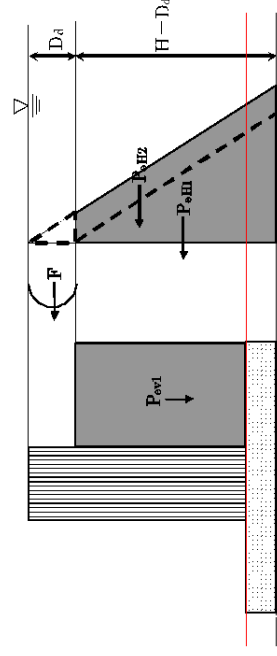


図-15 堆砂圧

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

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

…砂防設計公式集 p99

$F_{P_{H2}}$: 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

$$F_{P_{e1}} = \frac{1}{2} \gamma_e m (H - D_d)^2 \quad \dots (21)$$

$F_{P_{e1}}$: 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。

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

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
 σ : 礫の密度 (2600 kg/m³)
 ρ : 水の密度 (1200 kg/m³)
 g : 重力加速度 (9.8 m/s²)
 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 (17.40 kN/m³)
 D_d : 土石流の水深 (1.11 m)
 g : 重力加速度 (9.8 m/s²)
 U : 土石流の流速 (5.04 m/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に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

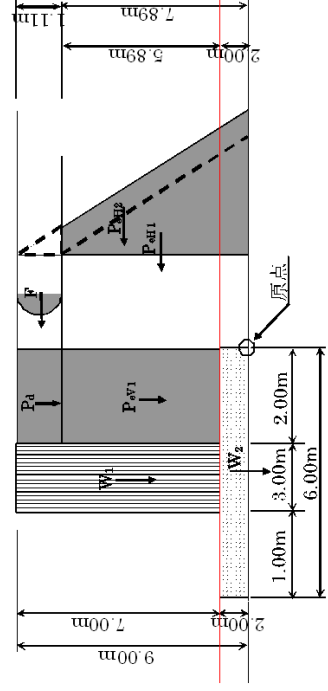


図-16 砂防堰堤に作用する力(土石流時)

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			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		2.00+1/2×3.00	3.00	812.16
堆砂圧	P _{w1}	15.31×5.89×2.00	180.35		1/2×2.00	1.00	180.35
	P _{st1}	1/2×0.30×15.31×7.89*	142.96	142.96/3×7.89		2.63	375.98
	P _{st2}	0.30×17.40×1.11×7.89	45.72	45.72/2×7.89		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*	603.08	50.06/7.89+1/2×1.11		8.45	423.01
合計			603.08	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

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

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

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

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

・・・ (30)

・・・ (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・かけ崩れ・
 雪崩防止工事ボケットブック 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、現渓床勾配程度の勾配をつけるものとし、当該砂防取堤において現渓床勾配が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。

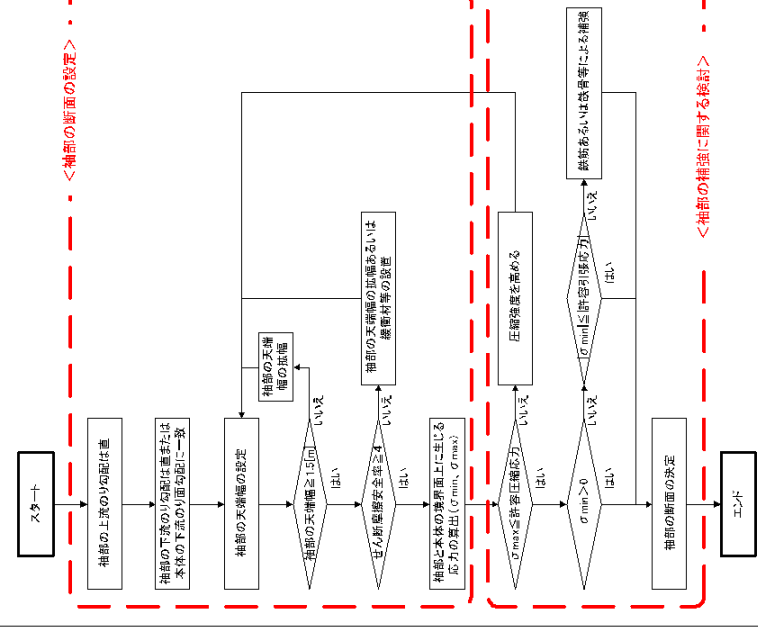


図-17 袖部の形状の決定フロー

●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)

※ 袖部の大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、各地帯及び都道府県の運用に基づき、適正に設定すること。

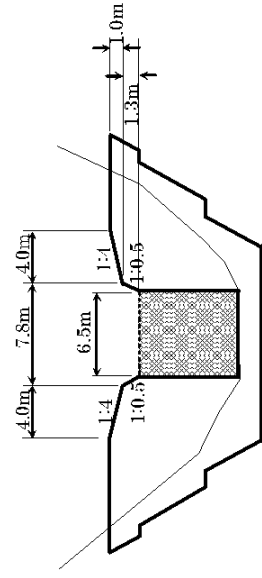


図-18 袖部の形状

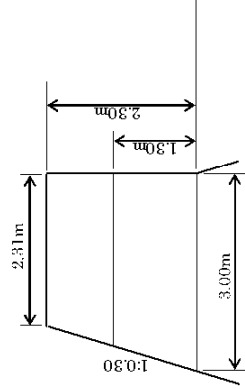


図-19 袖部断面の形状

(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、礫の衝撃力と流水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。

礫の衝撃により、堤体の受ける衝撃力(P)は次式により算定する。

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

$$K_1 = \frac{\pi E_1}{1 - \nu_1^2} \dots (34), \quad K_2 = \frac{\pi E_2}{1 - \nu_2^2} \dots (35)$$

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4m_1 \cdot n} \right)^{2/5} \dots (36), \quad m_1 = \frac{1}{m_2} \dots (37)$$

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

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 (0.1×2.6×9.8×10⁹N/m²)

E_2 : 礫の弾性係数 (5.0×9.8×10⁹N/m²)

ν_1 : コンクリートのポアソン比 (0.194)

ν_2 : 礫のポアソン比 (0.23)

m_1 : コンクリートの質量

(1.80×7.68×2.66×22.56×10³/9.8=84650.28 kg)

m_2 : 礫の質量 (4/3×π×0.50³×2.6×10³=1361 kg)

R : 礫の半径 (0.50m)

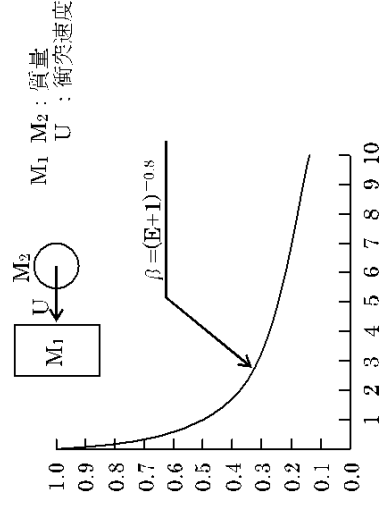
U : 礫の速度 (5.04m/sec)

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、 $P_1=337.08kN$ と算出される。



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

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 Vol122-No.11 の一部を改変)

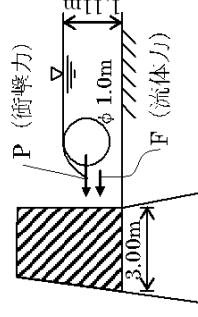


図-21 土石流の衝突により袖部に作用する力

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

$$K_2 = \frac{1 - 0.23^2}{\pi \times 5.0 \times 10^9 \times 9.8} = 6.15 \times 10^{-12} \quad \dots (41)$$

$$n = \sqrt[3]{\frac{16 \times 0.50}{9\pi^2(1.2 \times 10^{-10} + 6.15 \times 10^{-12})^2}} = 2.38 \times 10^9 \quad \dots (42)$$

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

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

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

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

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。

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

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

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浸床幅) (m)

巻末-58

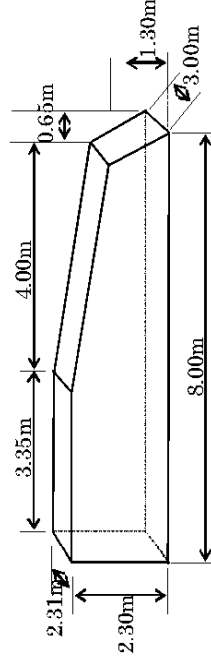


図-22 袖部ブロック図

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 (V_d)」より、堰堤計画地点の土右流の平均流下幅 $B_d=5.0\text{m}$ であるため、 L_{wm} は以下の通り算定される。

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

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

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。

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

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

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

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

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。

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

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

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

巻末-60

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 ν_{LR}
		E_L	E_{LR}	
スギ	330	7.35	7.35	0.40
エゾマツ	390	10.79	10.79	0.40
アカマツ	510	11.77	11.77	0.40
フナ	620	12.26	12.26	0.40
キリ	290	5.88	5.88	0.40
ミズナラ	700	11.28	11.28	0.40
ケヤキ	700	10.30	10.30	0.40
イチイガシ	830	16.18	16.18	0.40
ニセアカシア	750	12.75	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。

木材の強度の性質には異方性があり、木材の繊維方向
と、その点角方向とは、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

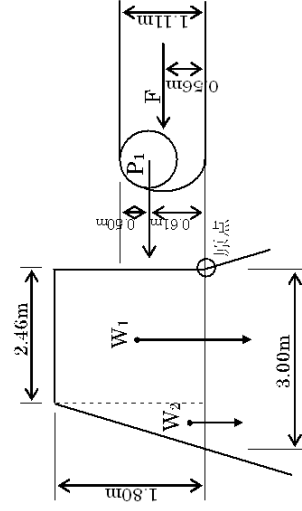
以上のとおり算出した、単位幅当たりの礫の衝撃力 (P_1) と、流木の衝撃力 (P_2) を比較し、大きい方を袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。

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)

図-23 袖部に作用する設計外力

礫は図-24に示すように水通し天端まで堆積した状態で、二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。

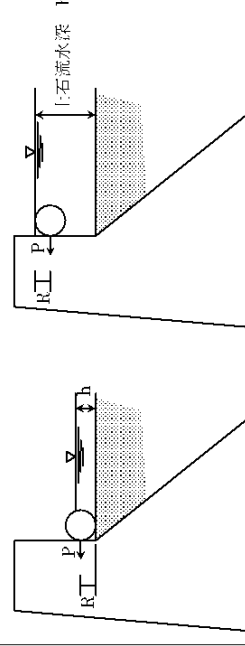


図-24 袖部に対する礫の衝突荷重

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	$1.11 \cdot 1/2 \times 1.00$	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

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

単位：N/mm²

…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。

地震の影響を考えた場合の許容応力度は、前各項に規

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

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

・・・ (70)

以上の結果から、鉄筋等による補強は不要と判断できる。

[設計編]平成8年 P.219

…コンクリート標準示方書

- ・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 以内に人ること。

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 : $f = 0.6$

●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。

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	

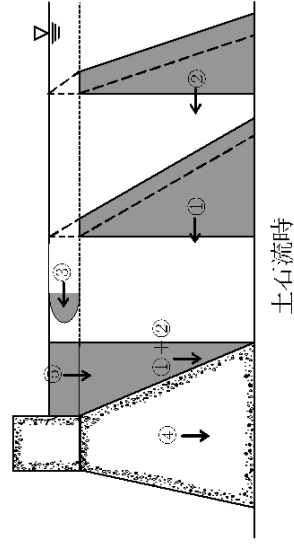


図-25 荷重の組合せ

●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)

(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、水通し大端高とする。

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

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

$$F_{r_{H1}} = \int_a^H W_o z dz$$

$$= \frac{1}{2} W_o [z^2]_a^H$$

$$= \frac{1}{2} W_o H^2 \dots (73)$$

$$F_{r_{H2}} = W_o D_o H \dots (74)$$

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

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

D_o : 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)

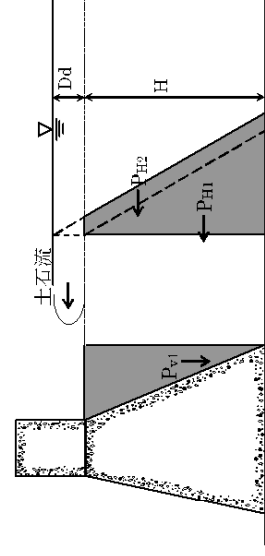


図-26 静水圧 (土石流時)

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。

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

$$P_{eV} = W_{st} \cdot h_c \quad \dots (77)$$

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_{st} : 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 ϕ と ϕ 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°)

上石流時

水平方向

$$F_{P_{eH}} = \int_0^H C_e W_{st} z dz$$

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

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

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

$F_{P_{eH1}}$: 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)

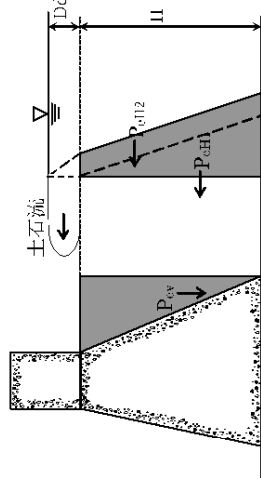


図-27 堆砂圧

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 ϕ と ϕ 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_c : 土圧係数 (=0.3)
- W_{st} : 泥水中堆砂単位体積重量 (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

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

- F_{P_{st}} : 単位幅当たりの P_{st} による荷重 (kN/m)
- W_{st} : 泥水中堆砂単位体積重量 (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。

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

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
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-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)

m	n									
	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65
0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.30	-	-	54.95	56.93	58.91	60.90	62.88	-	-	-
0.35	-	54.99	56.97	58.96	60.94	62.92	64.90	-	-	-
0.40	55.03	57.02	59.00	60.98	62.96	64.95	66.93	-	-	-
0.45	57.06	59.04	61.02	63.01	64.99	66.97	68.95	-	-	-
0.50	59.08	61.07	63.05	65.03	67.01	69.00	70.98	-	-	-
0.55	61.11	63.09	65.07	67.06	69.04	71.02	73.00	-	-	-
0.60	63.13	65.12	67.10	69.08	71.06	73.05	75.03	-	-	-
0.65	65.16	67.14	69.12	71.11	73.09	75.07	77.05	-	-	-
0.70	67.18	69.17	71.15	73.13	75.11	77.10	79.08	-	-	-
0.75	69.21	71.19	73.17	75.16	77.14	79.12	81.10	-	-	-
0.80	71.23	73.22	75.20	77.18	79.16	81.15	83.13	-	-	-
0.85	73.26	75.24	77.22	79.21	81.19	83.17	85.15	-	-	-
0.90	75.28	77.27	79.25	81.23	83.21	85.20	87.18	-	-	-
0.95	77.31	79.29	81.27	83.26	85.24	87.22	89.20	-	-	-
1.00	79.33	81.32	83.30	85.28	87.26	89.25	91.23	-	-	-

※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

…十石流・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)

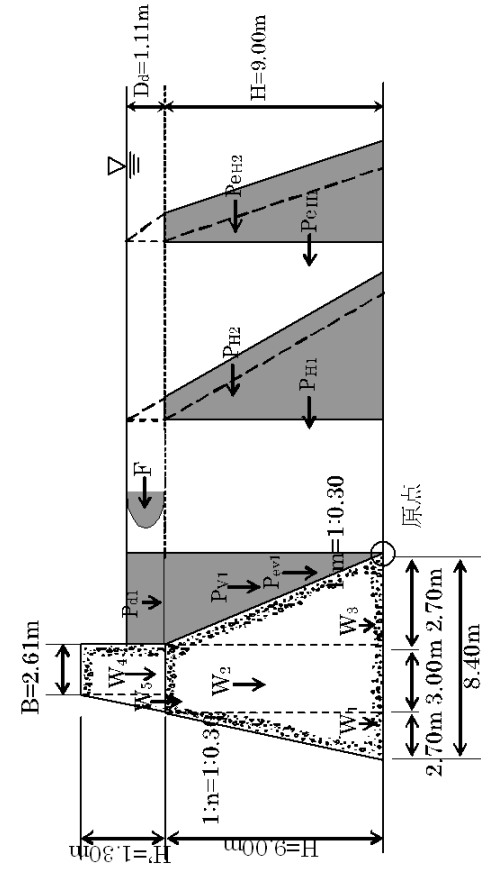


図-28 砂防堰堤に作用する力 (土石流時)
表-9 作用荷重一覧表 (n=0.30, m=0.30)

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)
本体白叢	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
静水上	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 _{v11}	$1/2 \times 11.77 \times 9.00^2$		476.69	$1/3 \times 9.00$	3.00	1430.07
	P _{v12}	$11.77 \times 1.11 \times 9.00$		117.58	$1/2 \times 9.00$	4.50	529.11
堆砂上	P _{v3}	$1/2 \times 8.24 \times 0.30 \times 9.00^2$	100.12		$1/3 \times 0.30 \times 9.00$	0.90	90.11
	P _{v11}	$1/2 \times 0.30 \times 8.24 \times 9.00^2$		100.12	$1/3 \times 9.00$	3.00	300.36
	P _{v12}	$0.30 \times (17.40 - 11.77) \times 1.11 \times 9.00$		16.87	$1/2 \times 9.00$	4.50	75.92
土石流の重さ	P _v	$17.40 \times 0.30 \times 9.00 \times 1.11$	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

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

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