

第2章 計 画

第1節 総説

砂防基本計画（土石流・流木対策）は、土石流危険渓流において土石流および土砂とともに流出する流木等による土砂災害から、国民の生命、財産、生活環境および自然環境を守り、併せて国土の保全に寄与することを目的として策定する。

- ① 「土石流危険渓流」とは、土石流の発生の危険があり、1戸以上の人家（人家がなくても官公署・学校・病院及び社会福祉施設等の災害弱者関連施設・駅・旅館・発電所等のある場所を含む）に被害を生ずるおそれがある渓流である。

〔土石流危険渓流および土石流危険区域調査の実施について

（平成11年4月16日建設省河砂発第20号）砂防関係法令例規集 15年版〕

- ② 土石流危険渓流以外の土石流が発生および流下する恐れのある流域についても、本基準を準用することができる。ただし、その場合は、現地で想定される現象が通常の土石流危険渓流で生じる現象と同等と見なせるか否かを見極めた上で、準用することが重要である。土石流の到達は、そのほとんどが 2° （概ね1/30）以上の勾配までであるが、到達区間は対象流域の過去の災害実態、溪床堆積土砂の状態、最大粒径等に基づき設定する。

砂防基本計画（土石流・流木対策）は、図Ⅱ-2-1の流れを参考に策定する。

【土石流・流木対策編】

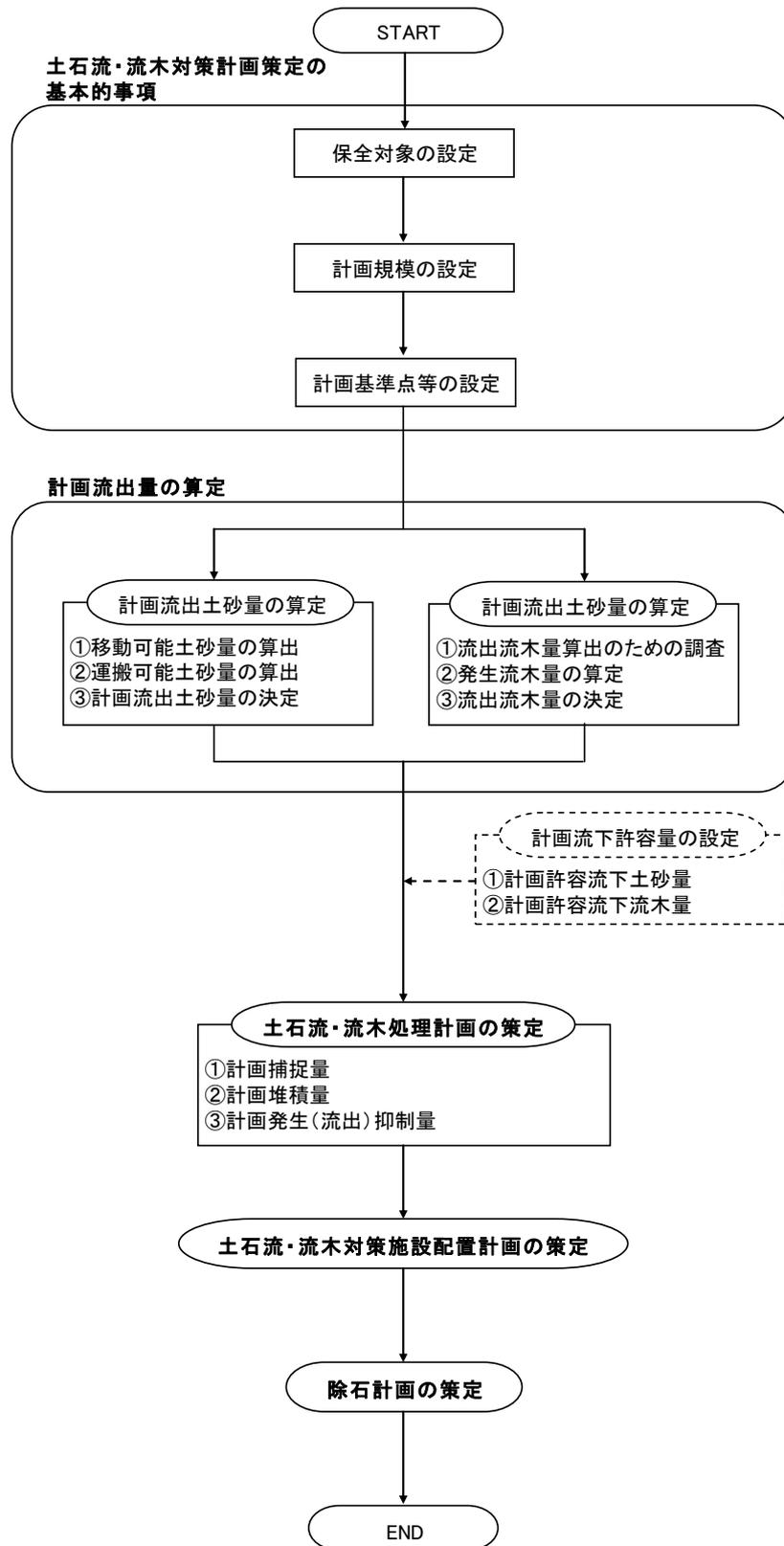


図 II - 2-1 土石流・流木対策計画および土石流・流木施設配置計画、除石計画の策定の流れ

第2節 土石流・流木対策計画策定の基本的事項

2.1 計画策定の基本方針

土石流・流木対策計画は、土石流および土砂とともに流出する流木等による土砂災害の防止を目的として、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策定するものとする。

2.2 保全対象

土石流危険渓流における保全対象は、土石流危険区域内にある保全人口、保全人家、保全田畑、公共施設等とし、設定に際しては計画基準点からの方向、距離、溪床との比高を考慮して設定する。

2.3 計画規模

土石流・流木対策計画の計画規模は、流域の特性によって一般に流出土砂量あるいは降雨量の年超過確率で評価するものとする。

- ① 原則として経験ならびに理論上、計画規模の年超過確率の降雨量（原則として 24 時間雨量または日雨量の 100 年超過確率とする）に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流および土砂とともに流出する流木等の流出量等を推定し、算出する。

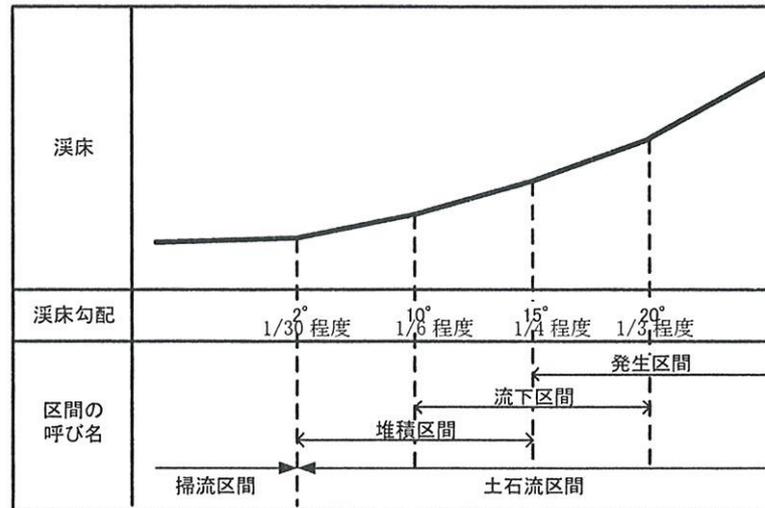
2.4 計画基準点等

計画基準点は、計画で扱う土砂・流木量等を決定する地点である。計画基準点は、保全対象の上流に設けることを基本とする。

- ① 土石流・流木対策計画では、一般には保全対象の上流や谷の出口、土石流の流下区間の下流端を計画基準点とする。
- ② 土石流の堆積区間に土石流・流木対策施設を設置する場合は、計画基準点を当該土石流・流木対策施設の下流に設けるのとし、土石流・流木対策施設の設置地点に補助基準点を設けることを基本とする。
- ③ 土石流・流木対策施設の設置地点及び、土砂移動の形態が変わる地点や支溪の合流部等において土石流・流木処理計画上、必要な場合は、補助基準点に設けるものとする。なお、土石流区間では、溪流の状況を踏まえ、発生・流下・堆積区間を適切に設定する。

土砂移動の形態が変わる地点は、図Ⅱ-22を参考とする。

【土石流・流木対策編】



図Ⅱ-2-2 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

第3節 計画流出量の設定

3.1 計画流出量

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。

3.1.1 計画流出土砂量

計画流出土砂量は、流域内の移動可能土砂量 (V_{dy1}) と「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量 (運搬可能土砂量; V_{dy12}) を比較して小さい方の値とする。

なお、算出に際しては土石流・流木対策施設がない状態を想定する。

計画基準点において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。ただし、補助基準点において算出した流出土砂量には適用しない。

小規模溪流において、簡易貫入試験を用いて移動可能土砂の厚さを計測する等の詳細な調査を行うことで、崩壊可能土砂量を含めた移動可能土砂量を精度良く把握できる場合もある。その場合に限り、計画流出土砂量が $1,000\text{m}^3$ 以下であっても調査に基づく土砂量を採用することができる。なお、小規模溪流は以下の条件全てを満たすものをいう。

- ・ 流路が不明瞭で常時流水がなく、平常時の土砂移動が想定されない溪流
- ・ 基準点上流の溪床勾配が 10° 程度以上で流域全体が土石流発生・流下区間

3.1.1.1 流域内の移動可能土砂量 (V_{dy1})

流域内の計画規模の降雨に対する移動可能土砂量 (不安定土砂量) は移動可能溪床堆積土砂量 (V_{dy11}) と崩壊可能土砂量 (V_{dy12}) の和とする。

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

ここで、 V_{dy1} : 流域内の移動可能土砂量 (m^3)
 V_{dy12} : 崩壊可能土砂量 (m^3)

(1) 移動可能溪床堆積土砂量 (V_{dy11})

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

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

ここで、 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次谷等の最上流端までの区間の移動可能溪床堆積土砂量 (m^3)
 A_{dy11} : 移動可能溪床堆積土砂量の平均断面積 (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次谷等の最上流端まで溪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溪床幅 (m)
 D_e : 土石流発生時に侵食が予想される溪床堆積土砂の平均深さ (m)

【土石流・流木対策編】

移動可能溪床堆積土砂量を算出する際の B_d 、 D_e は現地調査および近傍溪流における土石流時の洗掘状況などを参考に推定する。 B_d 、 D_e を現地調査により推定する場合は、図 II - 2-3 に示すように溪流断面における溪岸斜面の角度の変化、土石流堆積物上に成育する先駆樹種と山腹地山斜面に成育する樹種の相違等を参考に山腹と溪床堆積土砂を区分して行う。

D_e の推定は図 II - 2-3 における断面形状だけでなく、上下流における溪床の露岩調査を行い、縦断的な基岩の連続性を考慮して行う。 D_e の参考として過去の土石流災害における事例を図-3.5 に示す。

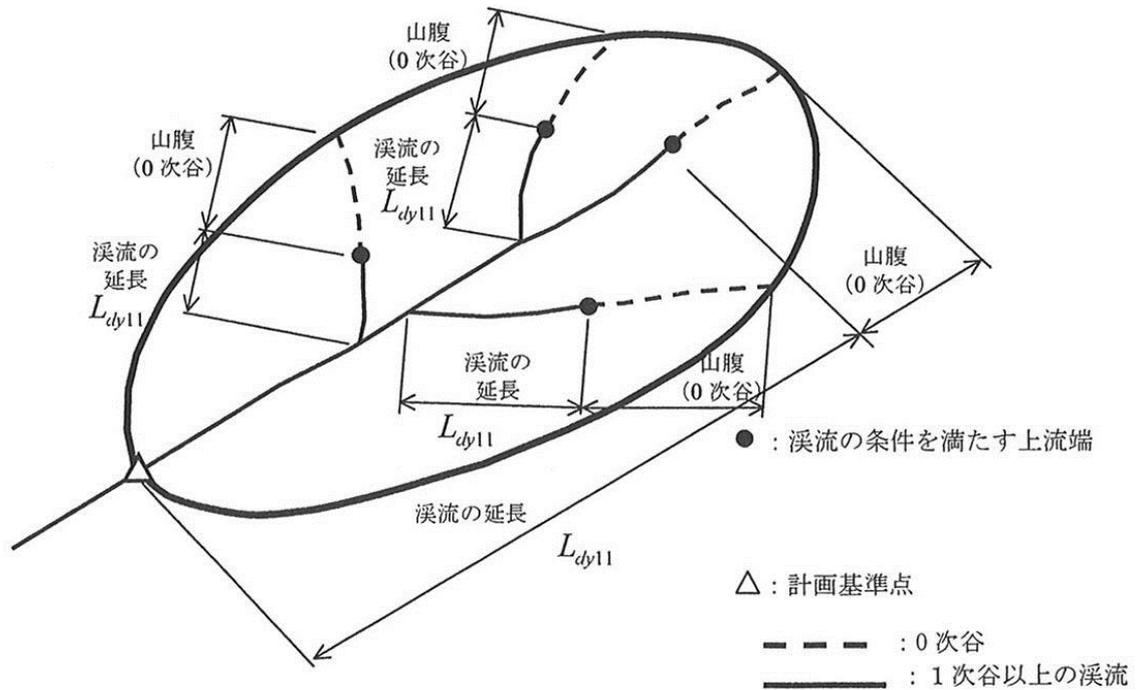


図 II - 2-2 L_{dy11} のイメージ図

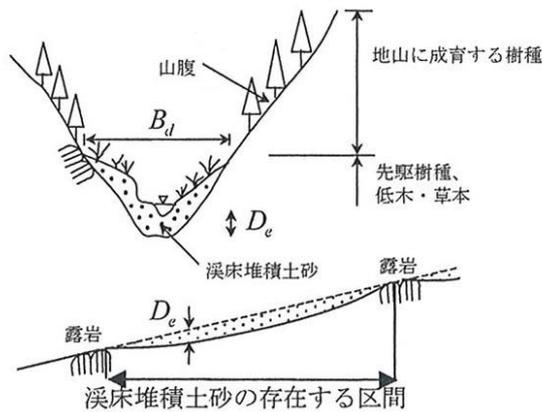


図 II - 2-3 侵食幅、侵食深の調査方法

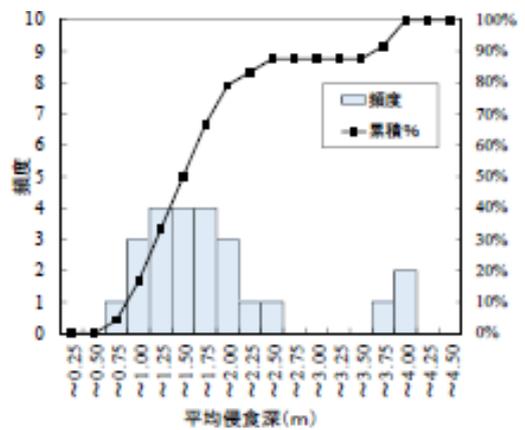


図 II - 2-4 平均侵食深の分布

表Ⅱ-2-1 (参考) 平均侵食深の調査の一例

地域	No.	発生年	月	都道府県	市町村	溪流名	集水面積 (Km ²)	平均勾配 (°)	侵食幅		侵食深		土石流発生 24時間雨量 (mm)
									平均値 (m)	標準偏差 (m)	平均値 (m)	標準偏差 (m)	
魚野川	1	2011	7	新潟県	南魚沼市	姥沢川(登川支溪)	4.78	19.8	31.8	20.1	2.2	1.7	328.0
	2	2011	7	新潟県	南魚沼市	二子沢川(登川支溪)	0.78	27.0	27.6	13.0	3.9	2.4	328.0
	3	2011	7	新潟県	南魚沼市	柄沢川(登川支溪)	1.60	22.4	10.0	5.9	1.1	0.7	328.0
	4	2011	7	新潟県	南魚沼市	高棚川	0.82	23.6	15.9	7.0	3.7	2.2	321.2
	5	2011	7	新潟県	南魚沼市	土沢	0.69	18.4	24.9	13.6	1.3	0.6	307.0
藤原岳	6	2012	9	三重県	いなべ市	西之貝戸川	0.21	34.6	13.8	7.3	1.6	2.0	435.0
	7	2012	9	三重県	いなべ市	小滝川	1.39	25.3	22.6	5.8	3.9	2.0	435.0
阿蘇	8	2012	7	熊本県	阿蘇市	大門川	0.33	13.4	14.5	7.1	1.2	0.7	517.0
	9	2012	7	熊本県	阿蘇市	坂梨地区	0.09	19.3	42.2	19.3	1.6	1.3	517.0
	10	2012	7	熊本県	阿蘇市	塩井川2	0.48	14.5	13.7	6.6	1.7	1.3	517.0
	11	2012	7	熊本県	阿蘇市	新所川3	0.07	28.2	16.9	6.9	1.0	0.6	417.0
	12	2012	7	熊本県	阿蘇市	土井川	0.28	19.5	21.2	9.9	2.4	1.1	517.0
防府	13	2011	7	山口県	防府市	阿部谷川	0.53	15.0	16.0	5.7	1.9	0.9	266.0
	14	2011	7	山口県	防府市	八幡谷溪流	1.05	14.2	9.0	4.1	0.8	0.5	266.0
	15	2011	7	山口県	防府市	松ヶ谷川	2.13	7.1	12.4	5.8	0.7	0.4	266.0
	16	2011	7	山口県	防府市	神里川	0.03	20.5	25.1	7.6	1.6	0.5	256.0
	17	2011	7	山口県	防府市	上田南川	1.10	12.2	15.9	8.0	1.1	0.6	266.0
	18	2014	7	長野県	南木曾町	梨子沢	2.27	18.4	25.6	11.6	1.8	1.2	143.0
	19	2014	8	秋田県	仙北市	供養佛沢	0.03	16.5	41.7	10.3	1.3	0.9	189.0
八木・ 緑井	20	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-299a	0.34	15.2	15.9	7.1	1.0	0.5	247.0
	21	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-303	0.22	18.9	18.1	6.1	1.3	0.7	247.0
	22	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-306	0.19	24.3	18.2	6.9	1.9	1.3	247.0
	23	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-1006	0.03	18.8	18.9	5.4	1.3	0.5	247.0
	24	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-1010隣1	0.04	26.1	12.9	10.0	0.8	0.6	290.0

(2) 崩壊可能土砂量 (V_{dy12})

① 崩壊可能土砂量を的確に推定できる場合

崩壊可能土砂量(0次谷および溪流山腹の予想崩壊土砂量)の算出においては、地形・地質の特性および既存崩壊の分布、現地調査等を参考に、具体的な発生位置、面積、崩壊深を推定する。崩壊可能土砂量の算出に関する現地調査として、現地踏査、簡易貫入試験を実施した事例がある。

そのほかの現地調査手法としては、ボーリング調査等がある。

② 崩壊可能土砂量を的確に推定することが困難な場合

0次谷の崩壊を含めた次式で、崩壊可能土砂量を推定する。

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

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

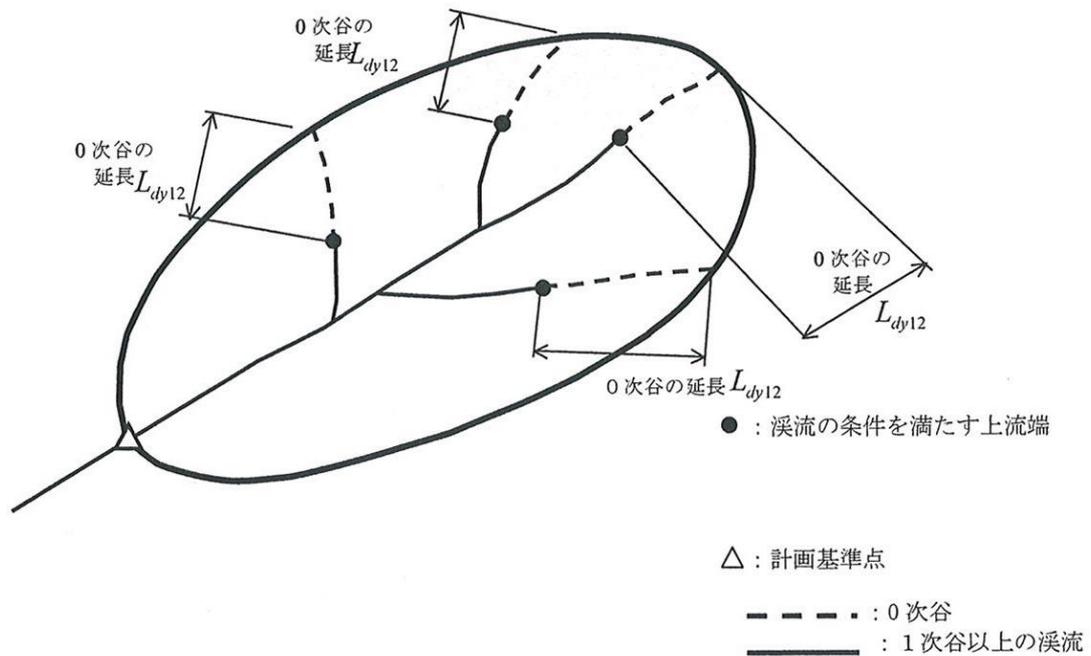
ここで、 A_{dy12} : 0次谷における移動可能溪床堆積土砂の平均断面積 (m²)
 L_{dy12} : 流出土砂量を算出しようとする地点より上流域の1次谷の最上端から流域の最遠点である分水嶺までの流路谷筋に沿って測った距離 (m) で支溪がある場合はその長さも加える。

土石流発生直後など現存する移動可能土砂量が少ない場合でも、山腹や溪岸の土砂生産が激しく、近い将来に移動可能土砂量が増加すると予想される場合には、これを推定して加える。

【土石流・流木対策編】

(3) 実測値に関するデータ収集のための調査

流出土砂量を実績値を考慮して算出するために、土石流発生時に流下状況について、調査する必要がある。土石流による流出土砂量に関する調査においては、現地調査に加えて、航空レーザ測量、無人航空機（ドローン等）による調査を用いる場合もある。特に、土石流発生前後の航空レーザ測量結果が得られる場合は、前後の調査結果の比較によって、流出土砂量を求める手法等もある。



図Ⅱ-2-5 L_{dy12} のイメージ図

3.1.1.2 計画規模の年超過確率の降雨量によって運搬できる土砂量（運搬可能土砂量； V_{dy2} ）

計画規模の年超過確率の降雨量によって運搬できる土砂量は、計画規模の年超過確率の降雨量（ P_p （mm））に流域面積（ A （ km^2 ））を掛けて総水量を求め、これに流動中の土石流濃度（ C_d ）を乗じて算定する。その際流出補正率（ K_{r2} ）を考慮する。

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

- ここで、 C_d : 土石流濃度（本基準第3章設計2.4.1.1参照）
- P_p : 計画規模の降雨量（mm）
（一般には $P_p = 24$ (hr)を用いる）
- K_v : 空隙率（0.4程度）
- A : 流域面積（ km^2 ）
- K_{r2} : 流出補正率（図Ⅱ-2-6より算定、ただし流域面積により異なるが $0.1 < K_{r2} < 0.5$ を基本とする）

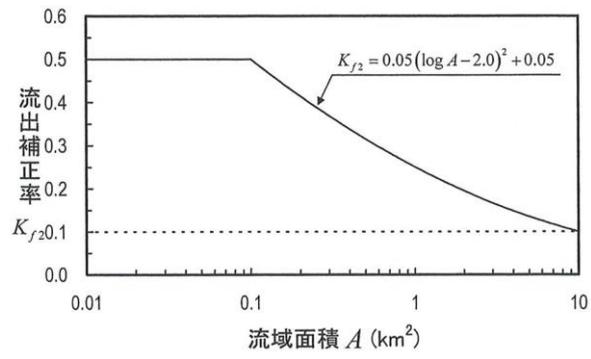


図 II - 2-6 流出補正率

【土石流・流木対策編】

3.1.2 計画流出流木量

計画流出流木量は、推定された発生流木量に流木流出率を掛け合わせて算出する。

- ① 流出流木量は実立積で表現するものとし、流域に土石流・流木施設が無い状態を想定して算出する。
- ② 計画流出流木率（発生した流木の谷の出口への流出率）は、土石流・流木対策施設が無い場合0.8～0.9程度であったとの報告がある。

3.1.2.1 計画流出流木量算定のための調査

流出流木量を把握するために、流域現況調査、発生原因調査、発生場所・量、流木の長さ・直径等の調査、流出流木調査および流木による被害の推定調査を行う。

(1) 流域現況調査

流出流木量を算出しようとする地点より上流域における立木、植生および倒木（伐木、用材を除く）を調査する。

(2) 発生原因調査

流域現況調査結果を総合的に判断して、流木の発生原因を推定する。

過去の流木災害の事例から流木の発生原因を表Ⅱ-2-2に示す。

表Ⅱ-2-2 流木の発生原因

流木の起源	流木の発生原因
立木の流出	① 斜面崩壊の発生に伴う立木の滑落 ② 土石流等の発生源での立木の滑落・流下 ③ 土石流等の流下に伴う溪岸・溪床の侵食による立木の流出
過去の発生した倒木等の流出	④ 病虫害や台風等により発生した倒木等の土石流等による流出 ⑤ 過去に流出して河床上に堆積したり河床堆積物中に埋没していた流木の土石流等による再移動 ⑥ 雪崩の発生・流下に伴う倒木の発生とその後の土石流等による下流への流出

(3) 流木の発生場所、発生量、長さ、直径等の調査

山腹斜面の現地踏査や、空中写真判読および過去の災害実態等をもとに、流木の発生原因を考慮して、流木の発生場所、発生量、長さ、直径等を調査する。ただし、倒木、伐採、溪床に堆積している流木で、伐木、用材の流出等人為の加わったものは発生流木量には含めないものとする。

1) 発生原因、場所

現地踏査や空中写真判読、また過去の災害実態を把握して、流木の発生原因、発生場所を推定する。

2) 現況調査法による発生流木量の算出

推定された流木の発生原因・場所を基に流木の長さ、直径を調査し、発生流木量を算出する。

① 長さ、直径等の現地調査

地形図と空中写真を用いて予想される崩壊、土石流の発生区間・流下区間内の樹木の密度（概算）、樹高、樹種等を判読し、この結果をもとに崩壊、土石流の発生・流下範囲を同一の植生、林相となるようにいくつかの地域に区分する。次に、それらの地域毎に現地踏査によるサンプリング調査（10m×10mの範囲）で下記の項目について調査を行う。

- A) 密度あるいは本数：樹木、伐木、倒木、流木等の 100m²あたりの本数
- B) 直径：樹木の胸高直径、伐木、倒木、流木の平均直径
- C) 長さ：樹木の高さあるいは伐木、倒木、流木の長さ

② 発生流木量

発生流木量は下記の手順、式を用いて算出することができる。崩壊および土石流の発生区間・流下区間が複数の林相からなる場合は、林相ごとに発生流木量（V_{wy}）を求め合計する。式中の 0 次谷、崩壊地の幅および長さは本基準図Ⅱ-2-7に準拠する。

$$V_{wy} = \frac{B_d \times L_{dy13}}{100} \times \sum V_{wy2} \dots\dots\dots (7)$$

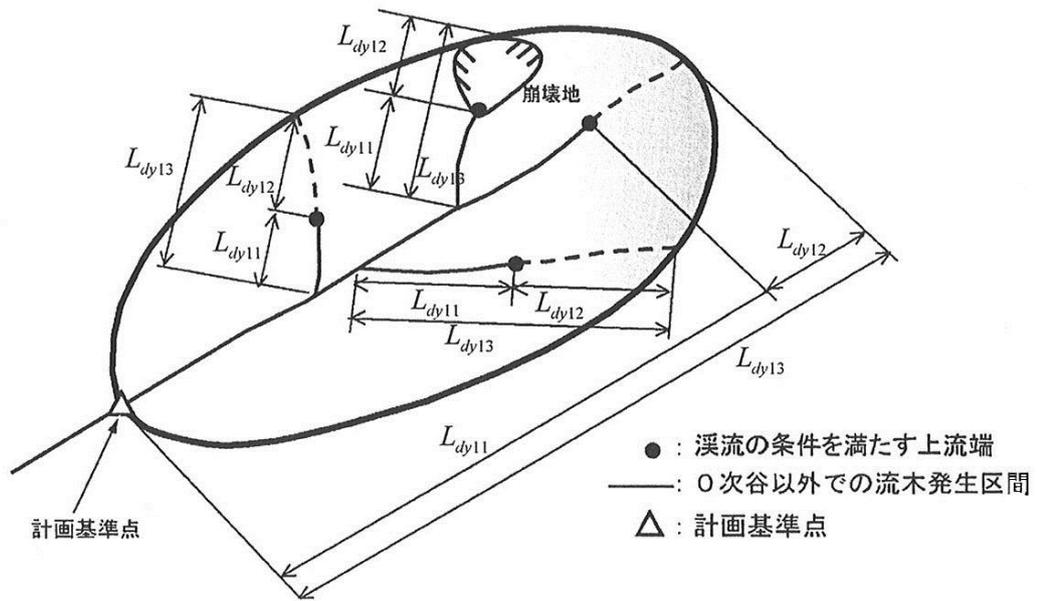
$$V_{wy2} = \pi \cdot H_w \cdot R_w^2 \cdot \frac{K_d}{4} \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 V_{wy} : 発生流木量 (m³)
 B_d : 土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅 (m)
 L_{dy13} : 発生流木量を算出する地点から流域の最遠点である分水嶺までの流路に沿って測った距離 (m)

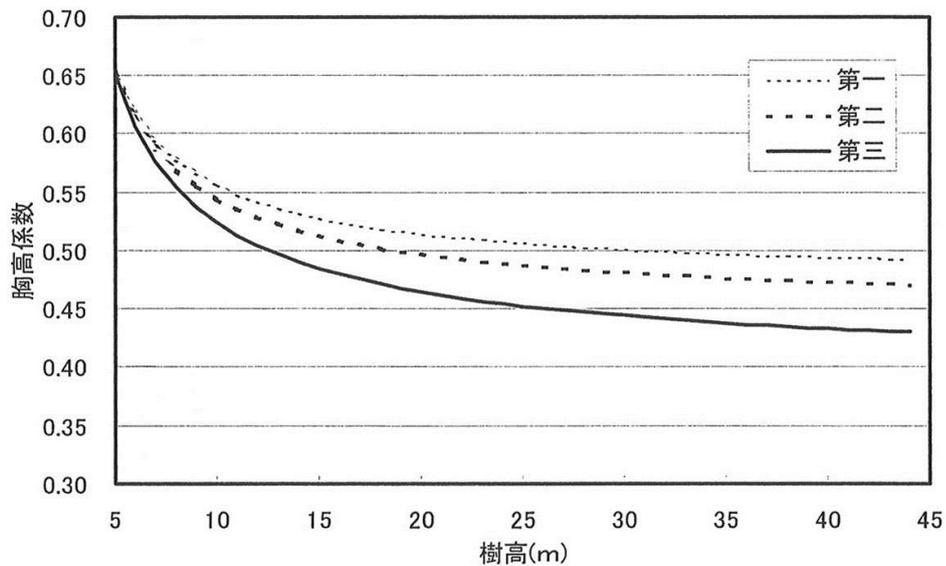
【土石流・流木対策編】

- V_{wy2} : 単木材積 (m^3)
- ΣV_{wy2} : サンプル調査 $100m^2$ あたりの樹木材積 ($m^3/100m^2$)
- H_w : 樹高 (m)
- R_w : 胸高直径 (m)
- K_d : 胸高係数 (図Ⅱ-2-8 参照)

近年に航空レーザ計測データが取得された流域を対象とする場合は、同データを活用して、発生流木量の算出に必要な樹木の高さや本数（密度）などを求めることができる。例えば、調査範囲が広範囲にわたる場合に、LP データを活用して林相区分や発生流木量が算出された事例がある。



図Ⅱ-2-7 流木発生区間長さ (m) : L_{dy13}



図Ⅱ-2-8 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

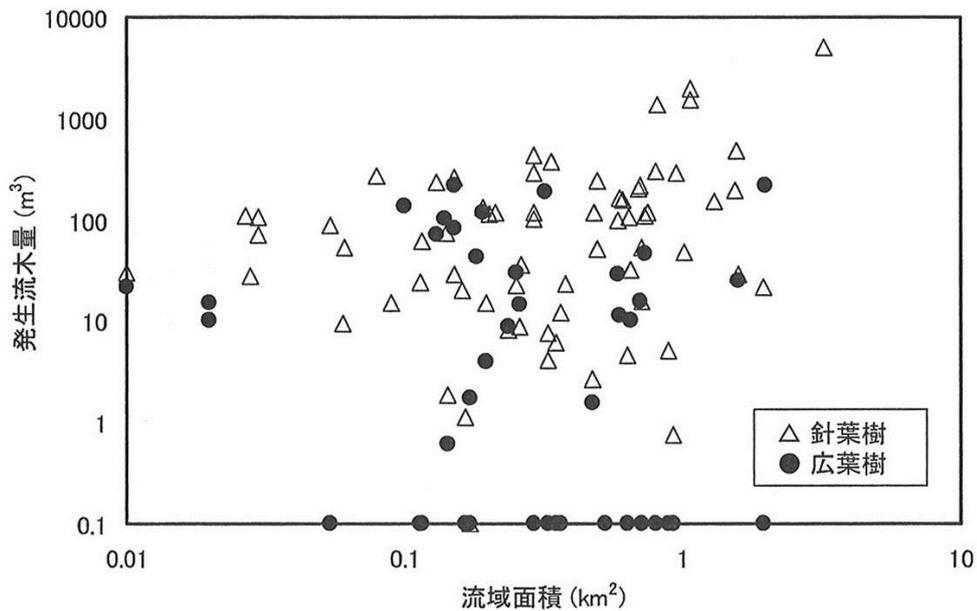
出典(嶺 一三(1958):測樹、朝倉書店、146p.)掲載データに基づき図化

3)実績値に基づく発生流木量の算出

近傍に流木発生事例があり、これらの発生流木量に関するデータがある場合は、これから単位流域面積あたりの発生流木量 (V_{wy1} (m^3/km^2)) を求め、下記の式で求めることができる。

$$V_{wy} = V_{wy1} \times A \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 V_{wy1} : 発生流木量 (m^3/km^2)
 図II-2-9より、 針葉樹…概ね $1,000 m^3/km^2$ 程度
 広葉樹…概ね $100 m^3/km^2$ 程度
 A : 流域面積 (km^2) (溪床勾配が 5° 以上の部分の流域面積)



図II-2-9 流域面積と発生流木量

3.1.2.2 計画流出流木量

計画流出流木量は、推定された発生流木量を基に流出流木率を考慮して求める。

$$V = V_{wy} \times f \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 V : 流出流木量 (m^3)
 V_{wy} : 発生流木量 (m^3)
 f : 発生した流木の谷出口への流木流出率
 (流木対策施設が無い場合は $0.8 \sim 0.9$ 程度)

【土石流・流木対策編】

第4節 土石流・流木処理計画

4.1 土石流・流木処理計画の策定の基本

土石流・流木処理計画の策定にあたっては、土砂移動の形態、地形、保全対象等を考慮して、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土石流・流木対策施設を配置する。

土石流・流木処理計画は、下記の(11)式を満足するように策定する。

$$V - W - (X + Y + Z) = 0 \dots\dots\dots (11)$$

なお、 V, W, X, Y, Z は次式によりそれぞれ算出する。

$$V = V_d + V_w \dots\dots\dots (12)$$

$$W = W_d + W_w \dots\dots\dots (13)$$

$$X = X_d + X_w \dots\dots\dots (14)$$

$$Y = Y_d + Y_w \dots\dots\dots (15)$$

$$Z = Z_d + Z_w \dots\dots\dots (16)$$

- ここで、 V_d : 計画流出土砂量 (m^3)
 V_w : 計画流出流木量 (m^3)
 W_d : 計画流下許容土砂量 (m^3)
 W_w : 計画流下許容流木量 (m^3)
 X_d : 計画捕捉土砂量 (m^3)
 X_w : 計画捕捉流木量 (m^3)
 Y_d : 計画堆積土砂量 (m^3)
 Y_w : 計画堆積流木量 (m^3)
 Z_d : 計画土石流発生(流出)抑制量 (m^3)
 Z_w : 計画流木発生抑制量 (m^3)

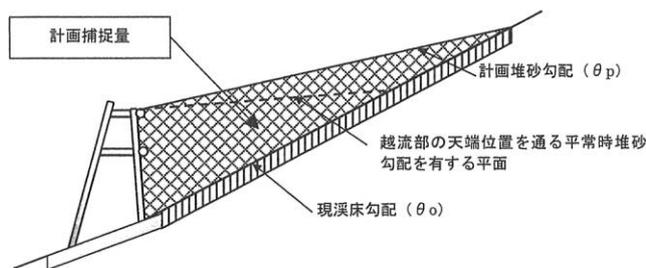
上記のうち、計画流下許容土砂量 (W_d) と計画流下許容流木量 (W_w) は、原則として0とする。ただし、下流において災害を発生させない土砂量で、土石流導流工により流下させることができる場合は、この土砂量を計画流下許容土砂量とすることができる。

4.2 計画捕捉量

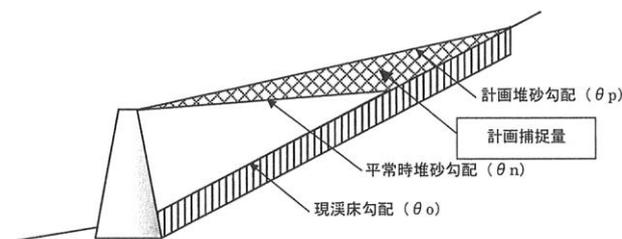
計画捕捉量は、土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を捕捉させる量である。計画捕捉量は計画捕捉土砂量と計画捕捉流木量の和とする。

- ① 各堰堤型式の計画捕捉量は、図Ⅱ-2-10に示す網掛けの空間とする。
- ② 計画堆砂勾配は、一般に既往実績等により、土石流・流木対策施設を配置する地点の現溪床勾配の1/2から2/3倍とする。ただし、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木が、流下区間の勾配の下限値である1/6の勾配より急な勾配では堆積しないと考えられるため、計画堆砂勾配は1/6の勾配($\tan \theta$)を上限とする。平常時堆砂勾配は、既往実績を基に現溪床勾配の1/2を上限とする。
- ③ 計画捕捉量は、図Ⅱ-2-10に示す容量を除石（流木の除去を含む）により確保しなければならない。

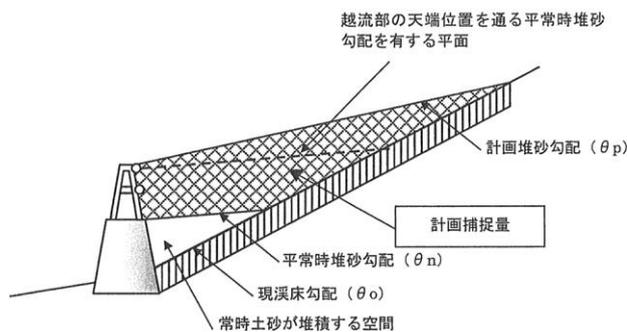
・透過型の場合



・不透過型の場合



・部分透過型の場合



図Ⅱ-2-10 計画捕捉量の考え方

【土石流・流木対策編】

4.2.1 計画捕捉土砂量

計画捕捉土砂量は、透過型砂防堰堤では現溪床勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間、不透過型及び部分透過型砂防堰堤では平常時堆砂勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間のうち、除石によって確保される空間（図Ⅱ-2-11に示す網掛けの空間）で捕捉させる土砂量である。

4.2.2 計画捕捉流木量

計画捕捉流木量は、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等のうち、土石流・流木対策施設により捕捉させる流木量である。

(1) 透過型及び部分透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量

透過型及び部分透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量は、式（17）により算出する。

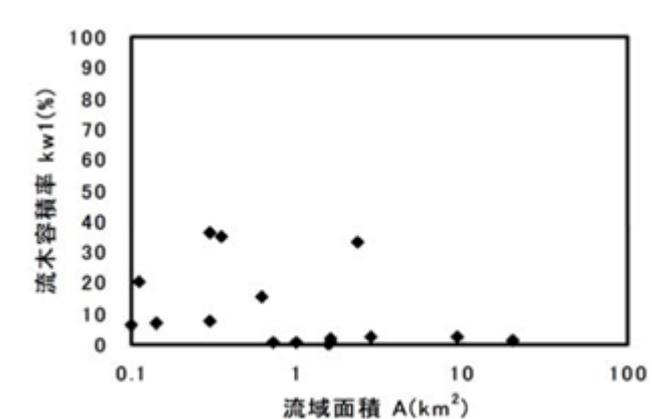
透過型及び部分透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量

$$X_{w1} = K_{w1} \times X \dots\dots\dots (17)$$

- ここで、 X : 土石流・流木対策施設の計画捕捉量 (m³)
- X_{w1} : 本堰堤の計画捕捉流木量 (m³)
- K_{w1} : 計画捕捉量に対する流木容積率
(計画捕捉量に占める計画流木捕捉量の割合)

透過型及び部分透過型砂防堰堤の K_{w1} は、本堰堤に流入が想定される計画流出量に対する流木容積率 (K_{w0}) とする (K_{w0} については本項 (2) を参照)。これは、透過型及び部分透過型砂防堰堤の場合、土石流中の土石または流木を選択的に捕捉することなく、同時に捕捉すると考えられるためである。

部分透過型砂防堰堤の透過部の高さが低い場合、不透過部では生じた湛水により流木を捕捉できない可能性がある。このため、透過部の計画捕捉流木量と不透過部の計画堆積流木量の合計が計画捕捉量を上回る場合、部分透過型砂防堰堤が流木を捕捉・堆積させる量は透過部の捕捉量に相当する値を上限とする。



図Ⅱ-2-12 透過型砂防堰堤の流木容積率

(2) 不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量

不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量は、式(18)と式(19)から求められる値のうち、小さい方の値とする。式(18)は本堰堤の計画地点に流入が想定される計画流出量に占める計画流出流木量の割合から、式(19)は本堰堤の計画捕捉量に占める計画捕捉流木量の割合から計画捕捉流木量を求める方法である。

不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量

$$X_{w1} = K_{w0} \times X \times (1 - \alpha) \dots\dots\dots (18)$$

$$X_{w1} = K_{w1} \times X \dots\dots\dots (19)$$

- ここで、 X : 土石流・流木対策施設の計画捕捉量 (m³)
- X_{w1} : 本堰堤の計画捕捉流木量 (m³)
- K_{w0} : 本堰堤に流入が想定される計画流出量に対する流木容積率
- α : 本堰堤からの流木の流出率 (0.5程度)
- K_{w1} : 計画捕捉量に対する流木容積率
(対象溪流において捕捉事例がない場合は K_{w1}=2%としてよい)

なお、K_{w0}は、本堰堤の計画地点より上流の砂防堰堤等によって土砂・流木の発生抑制や捕捉等が見込まれる場合は、その量を差し引いて求めるものとする。

不透過型砂防堰堤からの流木の流出について、一定の条件のもとでの実験では、土石流の先頭部に集中して流下してきた流木が全体の半分程度、不透過型砂防堰堤から流出する傾向があると報告されており参考となる。なお、流木の流出は、土石流の流下形態、砂防堰堤周辺の溪床勾配、堆砂地の形状など多くの要因に関係する複雑な現象であることから、メカニズムの解明には、さらなる流木の流出実態に関するデータの蓄積が必要である。

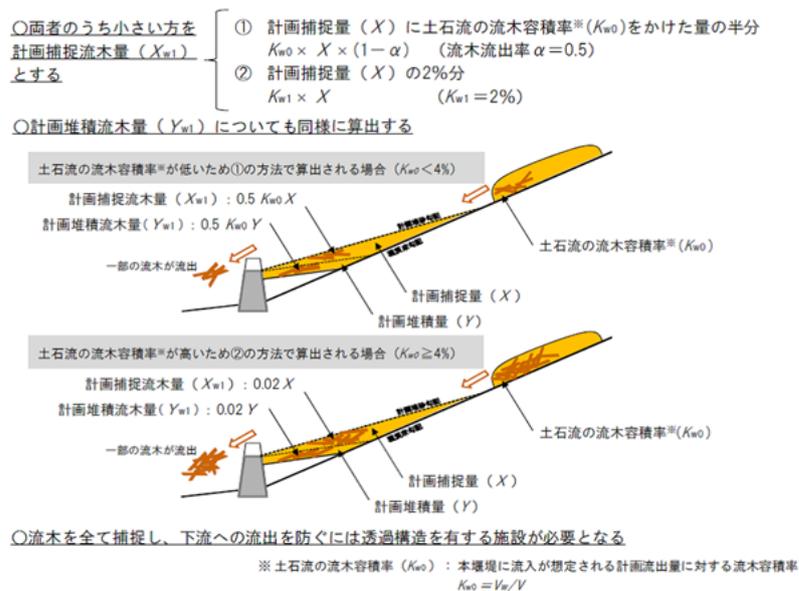


図 II - 2-13 不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量のイメージ (砂防堰堤 1 基の計画例)

【土石流・流木対策編】

なお、土石流・流木対策施設の計画地点に流入する計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以下となった場合、当該土石流・流木対策施設の計画捕捉流木量は「0」とする。

また、土石流・流木対策施設の計画地点に流入する計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以上の場合、当該土石流・流木対策施設は計画流木発生抑制量、計画堆積流木量、計画捕捉流木量の順で計上する。

流木処理計画は、本堰堤で捕捉することを原則とするが、地形条件等の制限から、副堰堤等に流木止めを設置する場合は、式(20)により計画捕捉流木量を算出する。

副堰堤の計画捕捉流木量(副堰堤等に流木止めを設置する場合に限る)

$$X_{w2} = A_w \times R_{wa} \dots\dots\dots (20)$$

ここで、

$$X_w = X_{w1} \times X_{w2} \dots\dots\dots (21)$$

X_{w2} : 副堰堤の計画捕捉流木量 (m³)

とする。

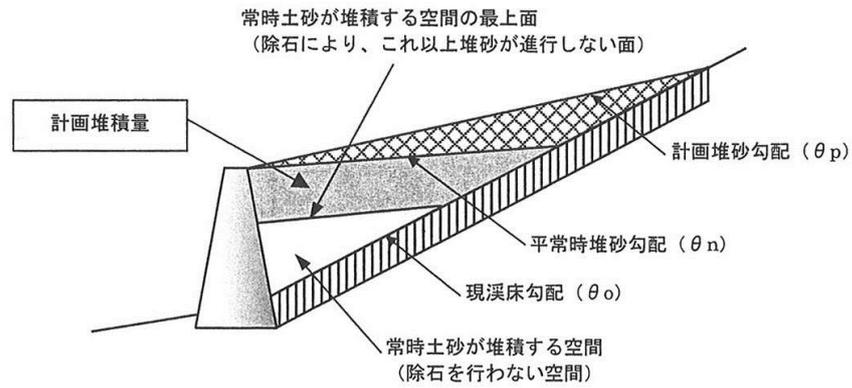
4.3 計画堆積量

計画堆積量は、土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を堆積させる量である。計画堆積量は計画堆積土砂量と計画堆積流木量との和とする。

計画堆積量は、除石計画に基づいた除石により確保される空間である。

- ① 計画堆積量は、不透過型、部分透過型砂防堰堤において除石により確保される空間(図Ⅱ-2-11に示す灰色部の空間)とする。
- ② 計画堆積量は、平常時の流水により堆積が進むことがあるため、土石流・流木処理計画において必要とする容量を除石(流木の除去を含む)等により確保しなければならない。

・不透過型の場合



・部分透過型の場合

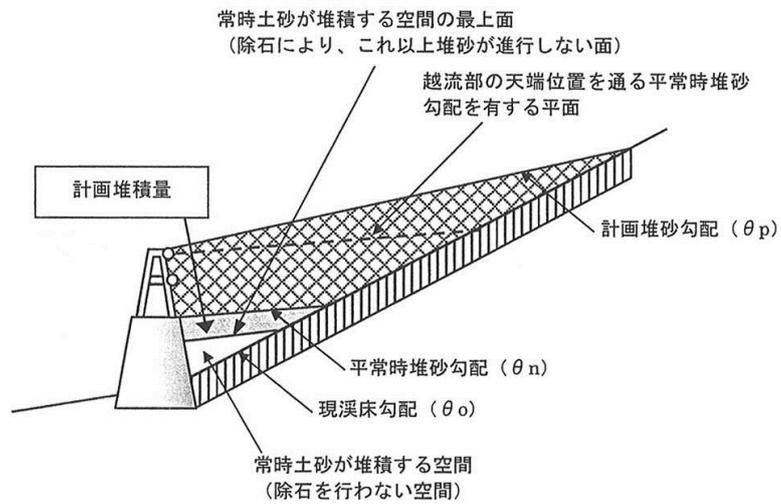


図 II - 2-11 計画堆積量の考え方

4.3.1 計画堆積土砂量

計画堆積土砂量は、現溪床勾配の平面と平常時堆砂勾配の平面との間で囲まれる空間のうち、除石によって確保される空間（図 II - 2-12 に示す灰色部の空間）で堆積させる土砂量である。

4.3.2 計画堆積流木量

計画堆積流木量を求める方法は、基本的には 4.2.2 の計画捕捉流木量を求める方法と同一である。具体的には以下のとおりとする。

(1) 部分透過型砂防堰堤の計画堆積流木量

部分透過型砂防堰堤の計画堆積流木量は式 (22) により算出する。

部分透過型砂防堰堤の計画堆積流木量

$$Y_w = K_{w1} \times Y \dots\dots\dots (22)$$

ここで、 Y : 土石流・流木対策施設の計画堆積量 (m³)

【土石流・流木対策編】

Y_{w1} : 本堰堤の計画堆積流木量 (m³)
 K_{w1} : 計画堆積量に対する流木容積率
(K_{w1} の値については、4.2.2の計画捕捉流木量に準じるものとする。)

(2) 不透過型砂防堰堤の計画堆積流木量

不透過型砂防堰堤の計画堆積流木量は、4.2.2の計画捕捉流木量と同様に式(23)と式(24)から求められる計画堆積流木量のうち、小さい方の値とする。

不透過型砂防堰堤の計画堆積流木量

$$Y_{w1} = K_{w0} \times Y \times (1 - \alpha) \dots\dots\dots (23)$$

$$Y_{w1} = K_{w1} \times Y \dots\dots\dots (24)$$

ここで、 Y : 土石流・流木対策施設の計画堆積量 (m³)
 Y_{w1} : 本堰堤の計画堆積流木量 (m³)
 α : 本堰堤からの流木の流出率
 K_{w0} : 本堰堤で流入が想定される計画流出量に対する流木容積率
 K_{w1} : 計画堆積量に対する流木容積率
(α と K_{w1} の値については、4.2.2の計画捕捉流木量に準じるものとする。)

なお、土石流・流木対策施設の計画に流入する計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以下となった場合、当該土石流・流木対策施設の計画堆積流木量は「0」とする。

また、土石流・流木対策施設の計画地点に流入する計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以上の場合、当該土石流・流木対策施設は計画流木発生抑制量、計画堆積流木量、計画捕捉流木量の順で計上する。

4.4 計画発生(流出)抑制量

計画発生(流出)抑制量は、土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等の流出量を減少させる量である。計画発生(流出)抑制量は計画土石流発生(流出)抑制量と計画流木発生抑制量の和とする。

- ① 土石流・流木捕捉工の計画発生(流出)抑制量は、図Ⅱ-2-13に示す縦線の空間とする。
- ② 透過型砂防堰堤においても、図Ⅱ-2-13に示すとおり、越流部の天端位置を通る計画堆砂勾配を有する平面と現溪床が交わる地点から堰堤までの区間で計上する。

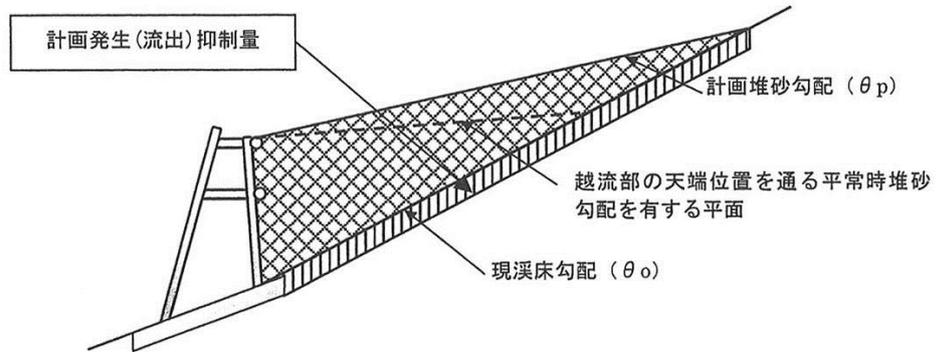
4.4.1 計画土石流発生(流出)抑制量

計画土石流発生(流出)抑制量は計画堆砂勾配の平面と現溪床が交わる地点から堰堤までの区間、移動可能溪床堆積土砂が存在する場合に計上する。

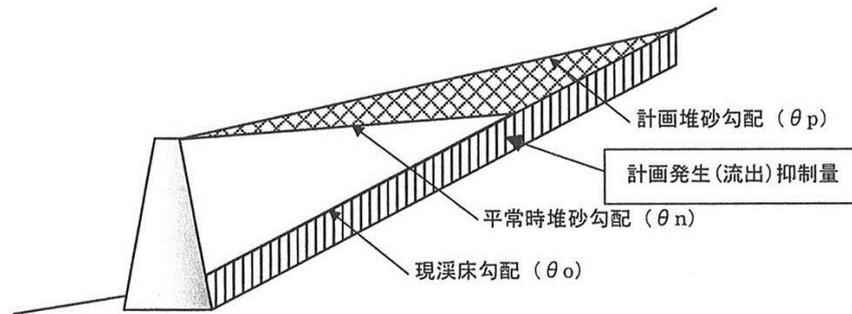
4.4.2 計画流木発生抑制量

土石流・流木対策施設の計画流木発生抑制量の計上方法は、計画捕捉流木量の計上方法に準ずる
 (本章 エラー! 参照元が見つかりません。③、④参照)

透過型の場合



不透過型の場合



部分透過型の場合

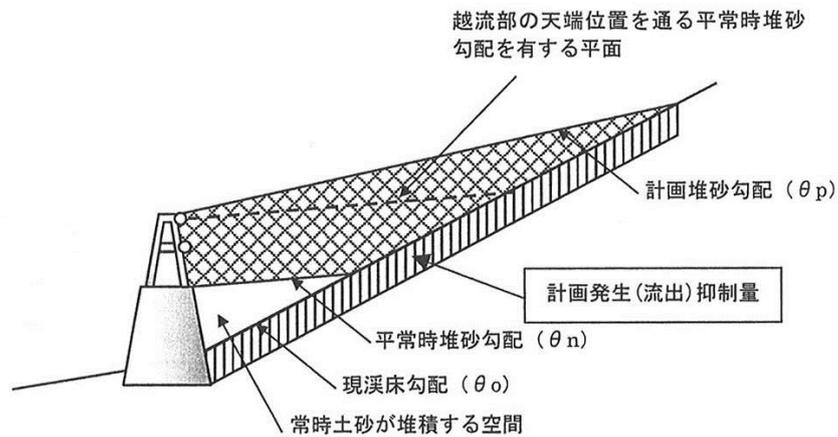


図 II - 2-13 計画発生(流出)抑制量の考え方

【土石流・流木対策編】

4.5 整備率

整備率は、溪流のその地点での施設による整備状況を把握するものであり、その地点での計画等の安全性を検討するものである。

整備率は次式より算出する。

- ① 透過型砂防堰堤、および不透過型、部分透過型砂防堰堤で計画堆積量を除石により確保しない場合

$$\text{整備率} = \frac{\text{整備量}}{\text{計画流出量}^{※1}} = \frac{\text{計画捕捉量} + \text{計画発生（流出）抑制量}}{\text{計画流出量（－計画流下許容量）}^{※2}} \times 100$$

- ② 不透過型、部分透過型砂防堰堤で、計画堆積量を除石により確保する場合

$$\text{整備率} = \frac{\text{整備量}}{\text{計画流出量}^{※1}} = \frac{\text{計画捕捉量} + \text{計画堆積量} + \text{計画発生（流出）抑制量}}{\text{計画流出量（－計画流下許容量）}^{※2}} \times 100$$

※1；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。

※2；土石流導流工を併用し、計画許容流下量を見込む場合には計画流出量から計画許容流下量を減じるものとする。

一般に、土石流危険溪流は、極めて重要性が高いため 100%の整備率で概成とする。表Ⅱ- 2-3 には従来から埼玉県で使用されてきた土石流危険溪流の目標整備率を示す。

表Ⅱ- 2-3 土石流危険溪流における目標整備率

対象溪流	目標整備率	記 事
土石流危険溪流指定済・未指定のもの	最終目標 100%	土石流危険溪流としては、極めて重要性が高いため100%の整備率で概成とする。

第5節 土石流・流木対策施設配置計画

土石流・流木処理計画で設定した計画捕捉量、計画堆砂量、計画発生（流出）抑制量を満たすように、土石流・流木対策施設を配置する。

5.1 土石流・流木対策施設の配置の基本方針

土石流・流木対策施設は、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。土石流・流木対策施設には主に、土石流・流木捕捉工を配置する。

- ① 土石流・流木捕捉工、土石流堆積工、土石流導流工、土石流・流木発生抑制工を組み合わせ、施設の位置や砂防堰堤高等の形状を定める。また、土石流・流木対策施設には主に土石流・流木捕捉工を配置するが、流域内が荒廃しているときなどは土石流・流木発生抑制工も適切に配置する。
- ② 火山山麓で特に火山が活動中の場合は、土地利用状況を考慮し、土石流緩衝樹林帯や土石流流向抑制工とともに土石流導流工の併用も検討する。

5.2 土石流・流木対策施設の機能と配置

土石流・流木対策施設は、①土石流・流木捕捉工 ②土石流・流木発生抑制工 ③土石流導流工 ④土石流堆積工 ⑤土石流緩衝樹林帯 ⑥土石流流向抑制工等がある。

土石流・流木対策施設の基本は、土石流・流木捕捉工である。

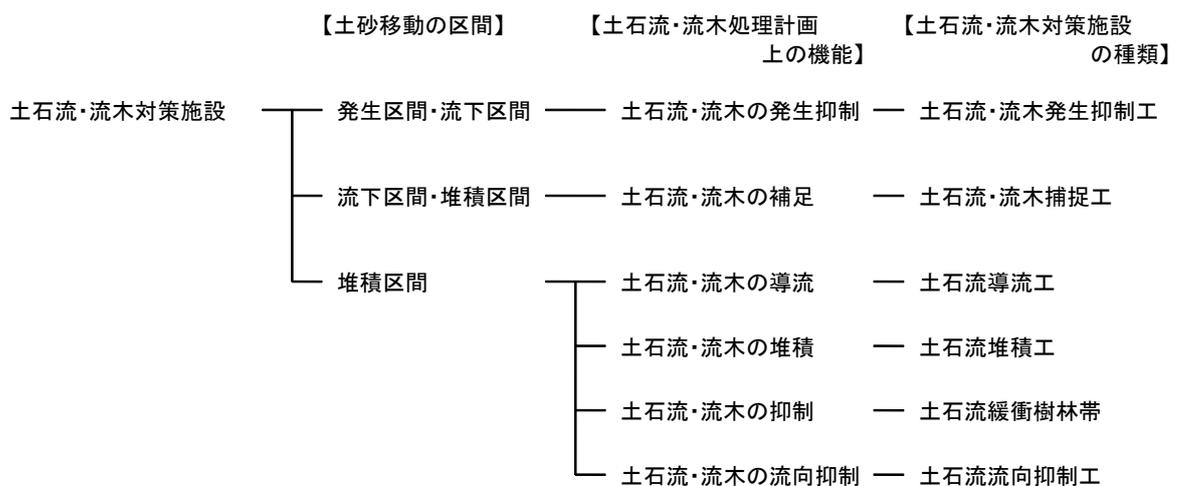


図 II - 2-14 土石流・流木対策施設の種類

【土石流・流木対策編】

5.3 土石流・流木捕捉工

土石流・流木捕捉工は、土石流および土砂とともに流出する流木等を捕捉するための土石流・流木対策施設である。土石流・流木捕捉工として、砂防堰堤等を用いる。

5.3.1 砂防堰堤の型式と計画で扱う土砂量等

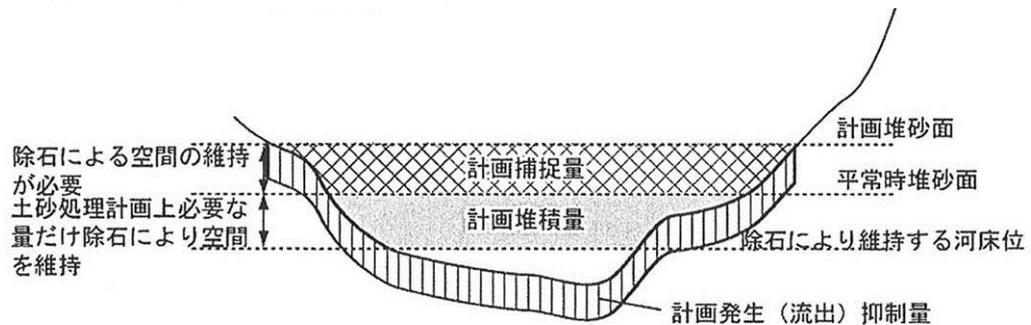
砂防堰堤の型式には、透過型、不透過型、部分透過型がある。砂防堰堤に見込める計画で扱う土砂量等は、型式に応じて計画捕捉量、計画堆積量、計画発生（流出）抑制量とする。

なお、計画発生（流出）抑制量は、計画堆砂勾配（ θ_p ）で傾いた平面より下で移動可能土砂量あるいは、発生流木量を評価している場合のみ見込める。

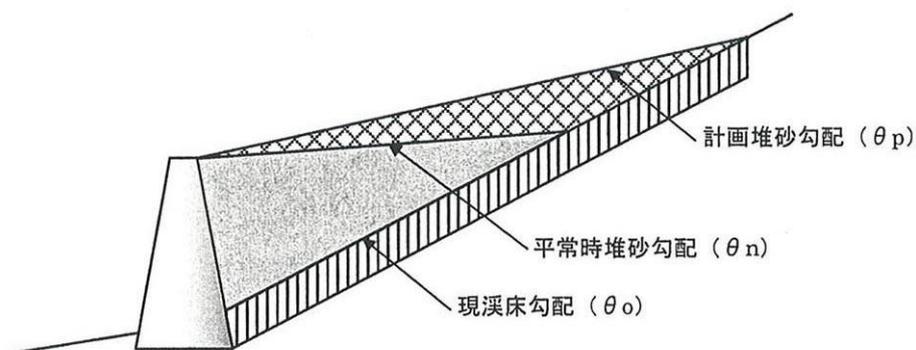
各砂防堰堤型式に見込める計画捕捉量、計画堆積量、計画発生（流出）抑制量の考え方は、以下のとおりとする。

(1) 不透過型砂防堰堤に見込める土砂量等

平常時堆積面のある横断面（不透過型、部分透過型）

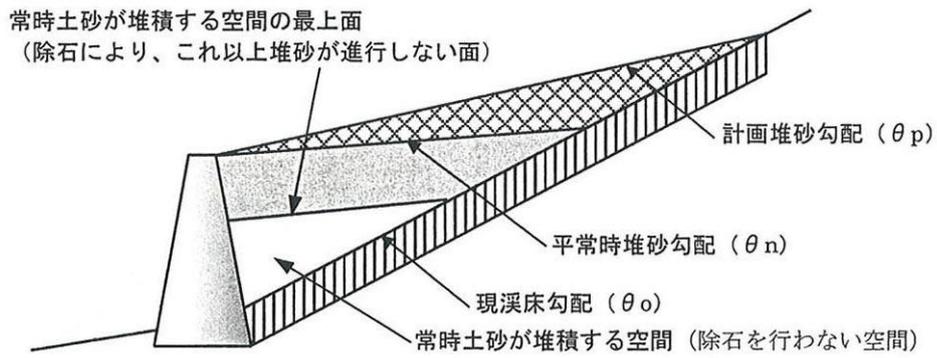


① 土砂の堆積空間において除石により計画捕捉量及び計画堆積量の空間を確保できる場合



図II-2-15 不透過型砂防堰堤に見込める土砂量等 (1)

② 土砂の堆積空間において除石により計画捕捉量及び計画堆積量の一部の空間を確保できる場合



③ 土砂の堆積空間において除石をしない場合

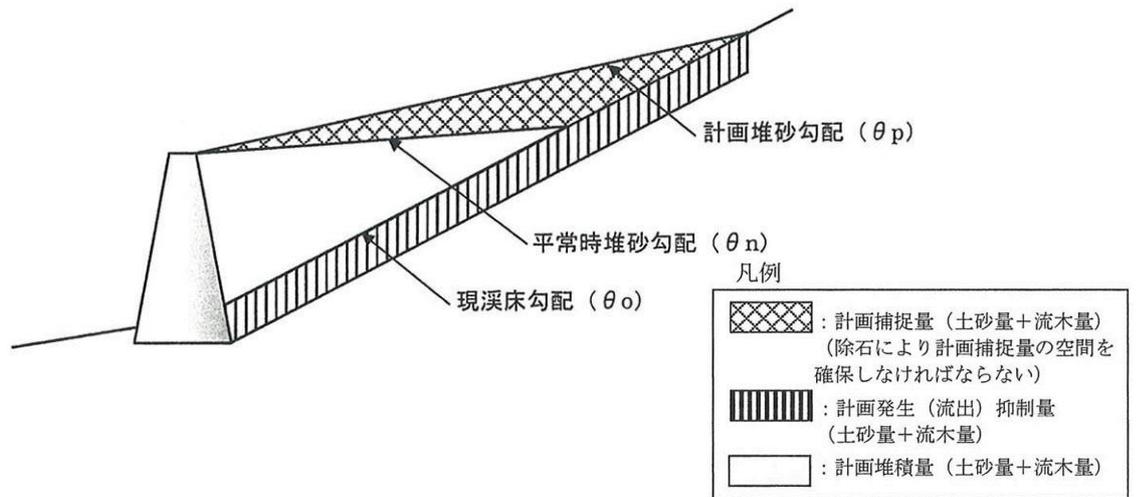


図 II - 2-16 不透過型砂防堰堤に見込める土砂量等 (2)

(2) 透過型砂防堰堤に見込まれる土砂量等

平常時堆積面のない横断面 (透過型)

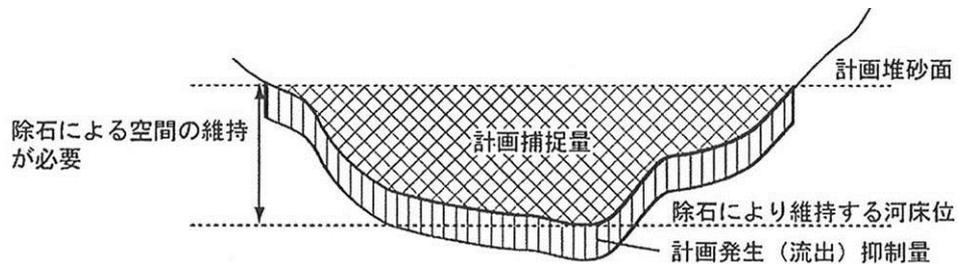


図 II - 2-17 透過型砂防堰堤に見込める土砂量等 (1)

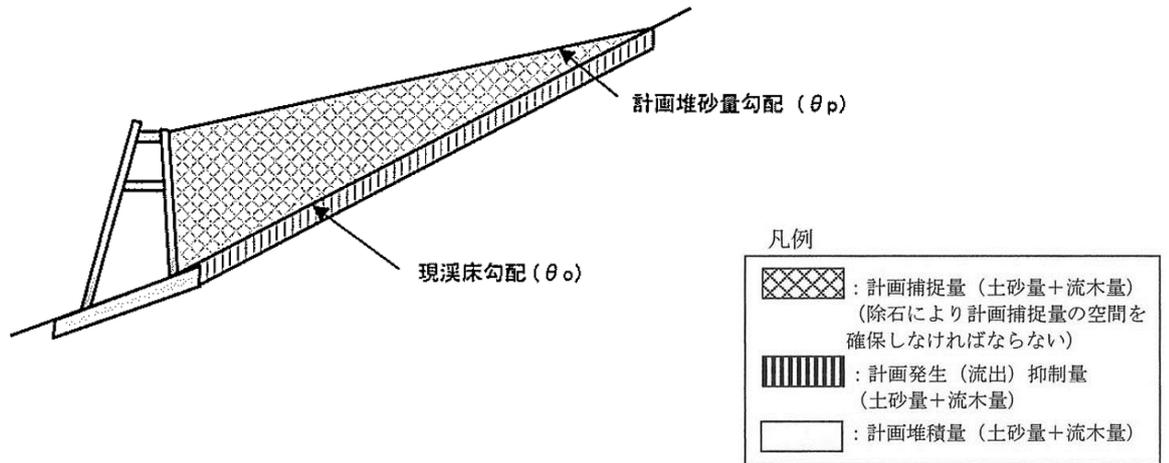
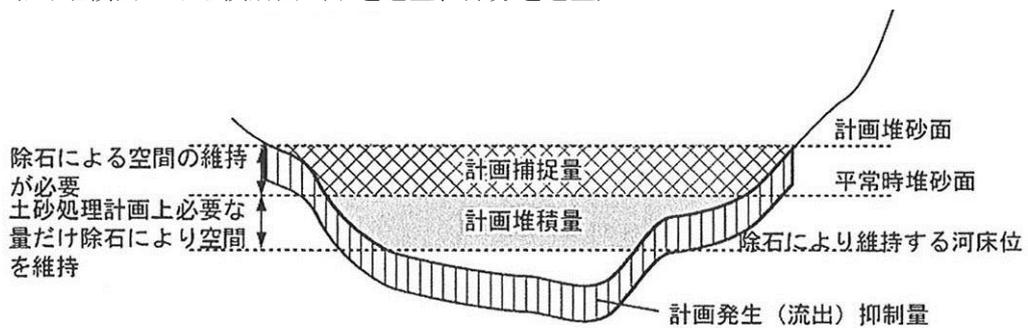


図 II - 2-18 透過型砂防堰堤に見込める土砂量等 (2)

(3) 部分透過型砂防堰堤に見込める土砂量等

平常時堆積面のある横断面 (不透過型、部分透過型)



① 土砂の堆積空間において除石により計画捕捉量の空間を確保できる場合

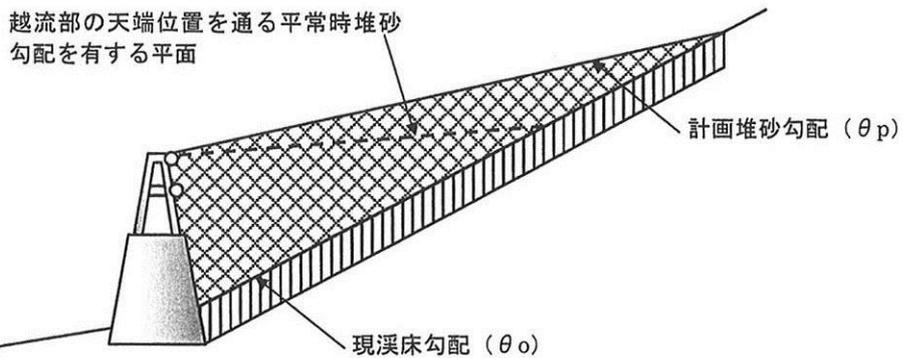
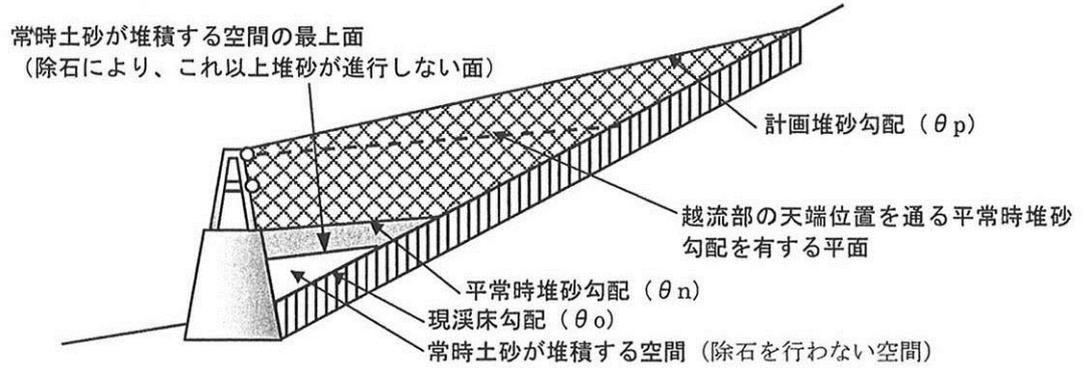


図 II - 2-19 部分透過型砂防堰堤に見込める土砂量等 (1)

- ② 土砂の堆積空間において除石により計画捕捉量及び計画堆積量の一部の空間を確保できる場合



- ③ 土砂の堆積空間において除石をしない場合

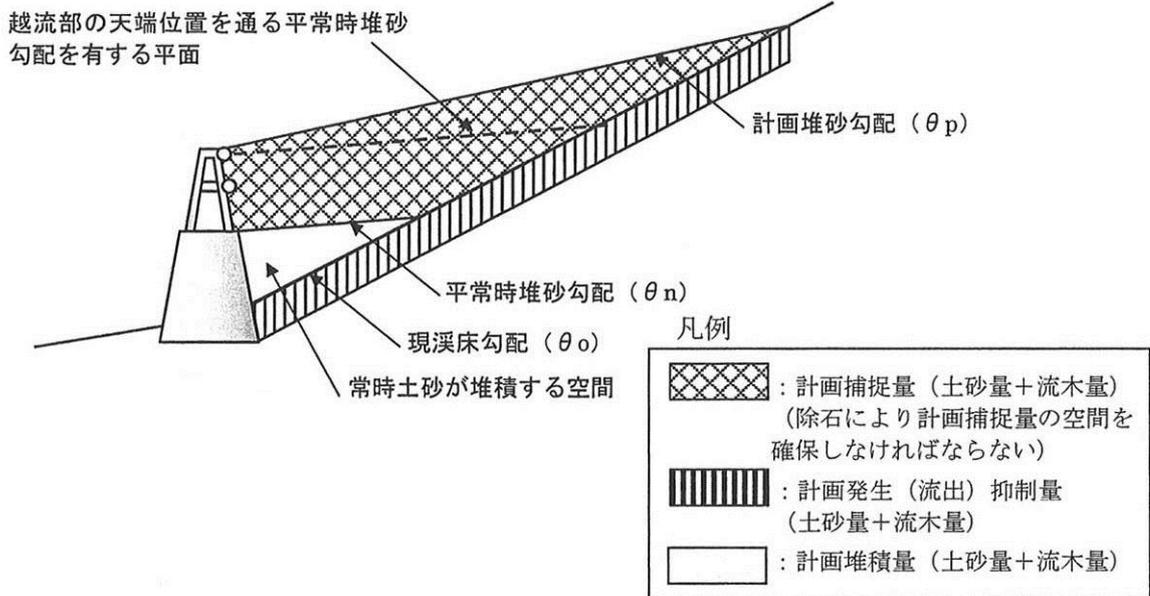


図 II - 2-20 部分透過型砂防堰堤に見込める土砂量等 (2)

5.3.2 堰堤の型式の選定

砂防堰堤を配置する際には、対象とする流域の特性や想定される土石及び流木の流出現象を現地調査により十分把握した上で、経済性、地域環境等に配慮し、型式を選定する。なお、土砂とともに流出する流木等を全て捕捉するためには、透過構造を有する施設を原則とする。

- ① 各土砂移動区間の砂防堰堤に求められる機能は、主として以下のとおりである。

- 発生区間 … 土石流や流木の発生抑制
- 流下・堆積区間 … 土石流の捕捉
土砂とともに流出する流木等の捕捉
計画捕捉量・計画堆積量に相当する空間の維持
平時の溪流環境（溪床の連続性）の保全

【土石流・流木対策編】

土砂とともに流出する流木等を全て捕捉するためには、透過構造を有する施設（透過型砂防堰堤、部分透過型砂防堰堤、流木捕捉工など）が必要となる。そのため、計画流下許容流木量が0でない場合や流木対策を別途計画する場合などを除き、流木の捕捉のための砂防堰堤は、透過型または部分透過型砂防堰堤とすることを原則とする。なお、土石流区間において流木捕捉工の設置が必要な場合は、副堰堤等に流木捕捉工を設置することができる。

また、型式によらず計画捕捉量の確保のためには除石（流木の除去を含む）計画の検討が必要となる。計画堆積量を計画する不透過型及び部分透過型砂防堰堤では、計画堆積量確保のための除石（流木の除去を含む）計画の検討が必要となる。なお、除石（流木の除去を含む）計画については、第6節 除石（流木の除去を含む）計画を参照する。

5.3.3 過型・部分透過型の種類と配置

土石流・流木捕捉工として用いる透過型および部分透過型砂防堰堤は、「計画規模の土石流」を捕捉するため、その土石流に含まれる巨礫等によって透過部断面を確実に閉塞させるよう計画しなければならない。

5.3.3.1 透過型および部分透過型の配置に関する基本的な考え方

- ① 透過型及び部分透過型砂防堰堤は、土石流に含まれる巨礫等によって透過部断面が閉塞することにより、土石流を捕捉する。また、透過部断面が確実に閉塞した場合、捕捉した土砂が下流に流出する危険性はほぼ無いため、土石流区間では土石流捕捉のための透過型及び部分透過型砂防堰堤を配置する。
- ② 流水にせき上げ背水を生じさせて流砂を一時的に堆積させる目的の透過型及び部分透過型は、洪水の後半に堆積した土砂が下流に流出する危険性があるため、土石流区間に配置しない。

5.3.3.2 土石流捕捉のための砂防堰堤の設計及び配置上の留意事項

透過型と部分透過型は土石流の捕捉に対して以下の条件を満たすことが必要である。

- ① 「計画規模の土石流」及び土砂とともに流出する流木によって透過部断面が確実に閉塞するとともに、その構造が土石流の流下中に破壊しないこと。
堆積区間に透過型または部分透過型を配置するときは、透過部断面全体を礫・流木により閉塞させるように、土石流の流下形態等を考慮して施設配置計画を作成する。また、複数基の透過型を配置する場合には、上流側の透過型により土砂移動の形態が変化することに留意する。
- ② 中小規模の降雨時の流量により運搬される掃流砂により透過部断面が閉塞しないこと。
透過型は中小の出水で堆積することなく、計画捕捉量を維持することが期待できる型式である。

ただし、透過型と部分透過型は、不透過型同様、土石流の捕捉後には除石等の維持管理が必要となることに留意する。

透過部断面を構成する鋼管やコンクリート等は、構造物の安定性を保持するための部材（構造部材）と土石流を捕捉する目的で配置される部材（機能部材）に分けられる。機能部材は、土石流および土砂とともに流出する流木等を捕捉できれば、塑性変形を許容することができる。

また、土石流・流木の発生抑制が求められる場合で流木の捕捉機能を増大させたいとき、流出する粒径が細かい場合や勾配が緩く土砂濃度が低いことが想定される場合、谷出口付近において出水時（土石流以外の出水）の泥流等を下流路へ導きたいときなどは、部分透過型の採用を検討する。

5.4 その他の土石流・流木対策施設

土石流・流木捕捉工以外の土石流対策施設（土石流・流木発生抑制工、土石流導流工、土石流堆積工、土石流緩衝樹林帯、土石流流向抑制工等）の種類・機能等については、砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）3.3.2～3.3.6に準ずるものとする。

【土石流・流木対策編】

第6節 除石（流木の除去を含む）計画

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、土石流等発生後や定期的に堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石（流木の除去を含む）等を行う。

また、土石流・流木処理計画上、除石（流木の除去を含む）が必要となる場合は、搬出路を含め、あらかじめ搬出方法を検討しておくものとする。

- ① 土石流・流木処理計画上、除石が必要となる場合は、搬出路の敷設等土砂及び流木の搬出方法や搬出土の受入先、除石（流木の除去を含む）の実施頻度等の除石（流木の除去を含む）計画を土石流・流木処理計画で検討する。
- ② 渓床堆積土砂移動防止工は除石（流木の除去を含む）を原則として行わない。
- ③ 除石（流木の除去を含む）には、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、定期的な点検に基づいて堆積した土砂および流木を除去する「定期的な除石（流木の除去を含む）」に分類される。

6.1 緊急除石（流木の除去を含む）

土石流発生等の出水により捕捉された土砂及び流木を緊急的に除石することは、砂防堰堤の計画捕捉量・計画堆積量を確実に確保する観点から重要である。

このため、土石流発生後等に土石流・流木対策施設の捕捉状況について臨時点検を行い、必要に応じて次期出水にそなえて緊急に除石（流木の除去を含む）を実施する。

6.2 定期的な点検に基づく除石（流木の除去を含む）

定期的な点検に基づく除石（流木の除去を含む）は、堆積する土砂及び流木等から主として、計画堆積量を確保するために行うものである。

土石流・流木対策施設について定期的に点検を行い、その結果、土石流・流木処理計画上必要としている計画捕捉量・計画堆積量を確保する必要がある場合に除石（流木の除去を含む）を実施する。

なお、除石を実施する際に、透過部断面を閉塞した礫がほぐれて突発的に下流へ流出する危険があるため、除石は直下から行わず、原則として上流から実施する。

第3章 設 計

第1節 総説

土石流・流木対策施設は、砂防基本計画（土石流・流木対策）に基づき、必要な機能と安全性を有するように設計する。

溪流の特性は1つ1つ異なる上、区間ごとにも様相が違い、しかも時を経る中で変化して行くため、土石流・流木対策施設の配置・設計は、時間的变化を含めた溪流特性を現地調査・文献収集等によって把握した上で、保全対象の安全性を含めて、その特性にあった機能を発揮するように行う。

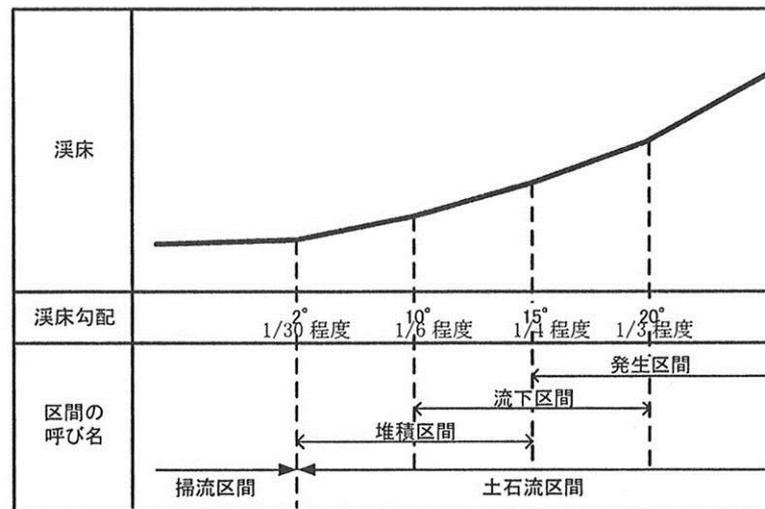


図 II - 3-1 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

第2節 土石流・流木捕捉工の設計

2.1 土石流・流木捕捉工の設計順序

土石流・流木捕捉工の主要工種は砂防堰堤である。土石流・流木捕捉工の設計順序は、図 II - 3-2 に示すとおりである。

【土石流・流木対策編】

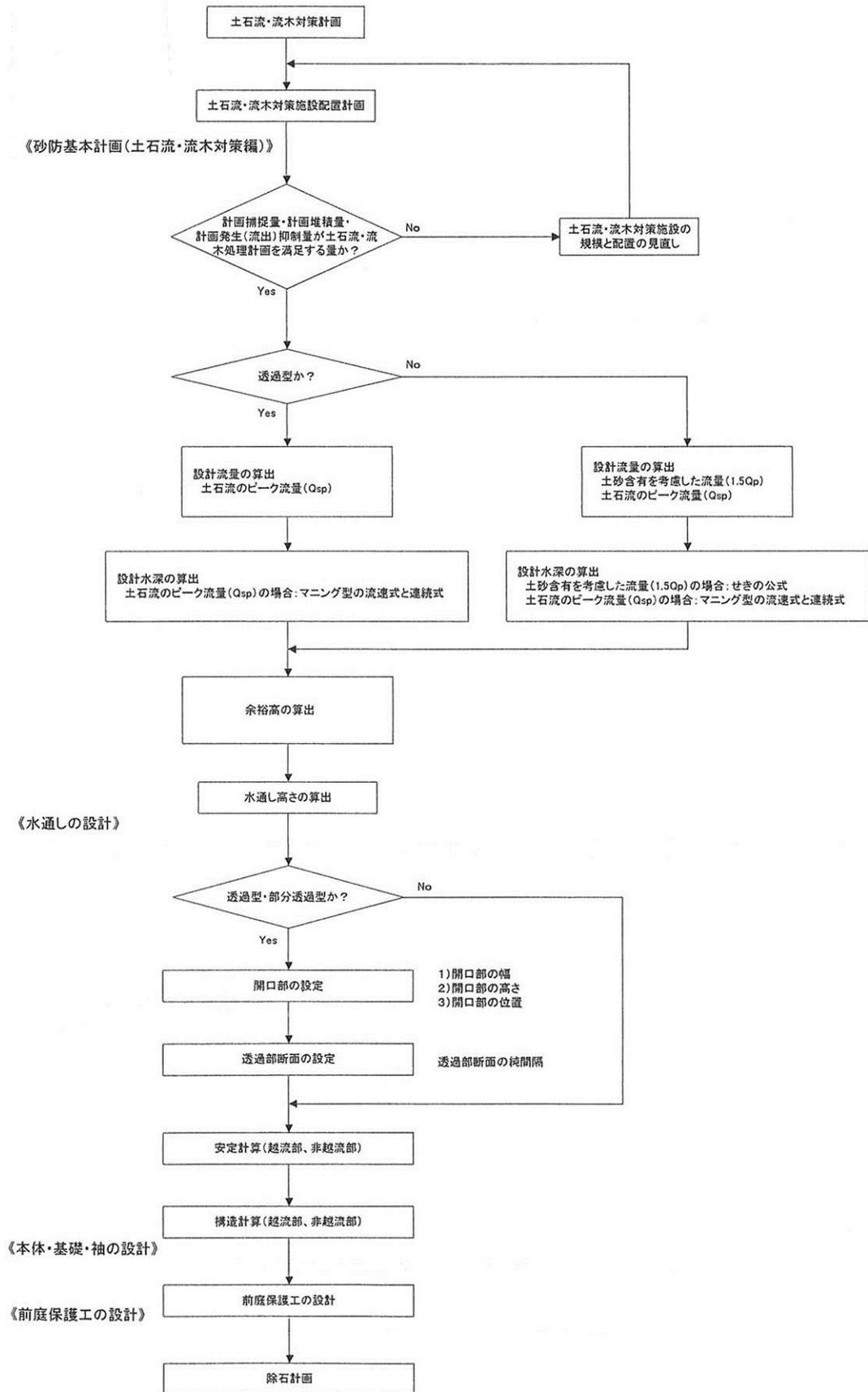


図 II - 3-2 土石流・流木捕捉工の設計順序

2.2 土石流・流木捕捉工の型式の選定

2.2.1 土石流・流木捕捉工の型式

土石流・流木捕捉工の型式には、透過型、不透過型および部分透過型がある。

土石流・流木捕捉工としての砂防堰堤は、型式に応じて設計を行う。

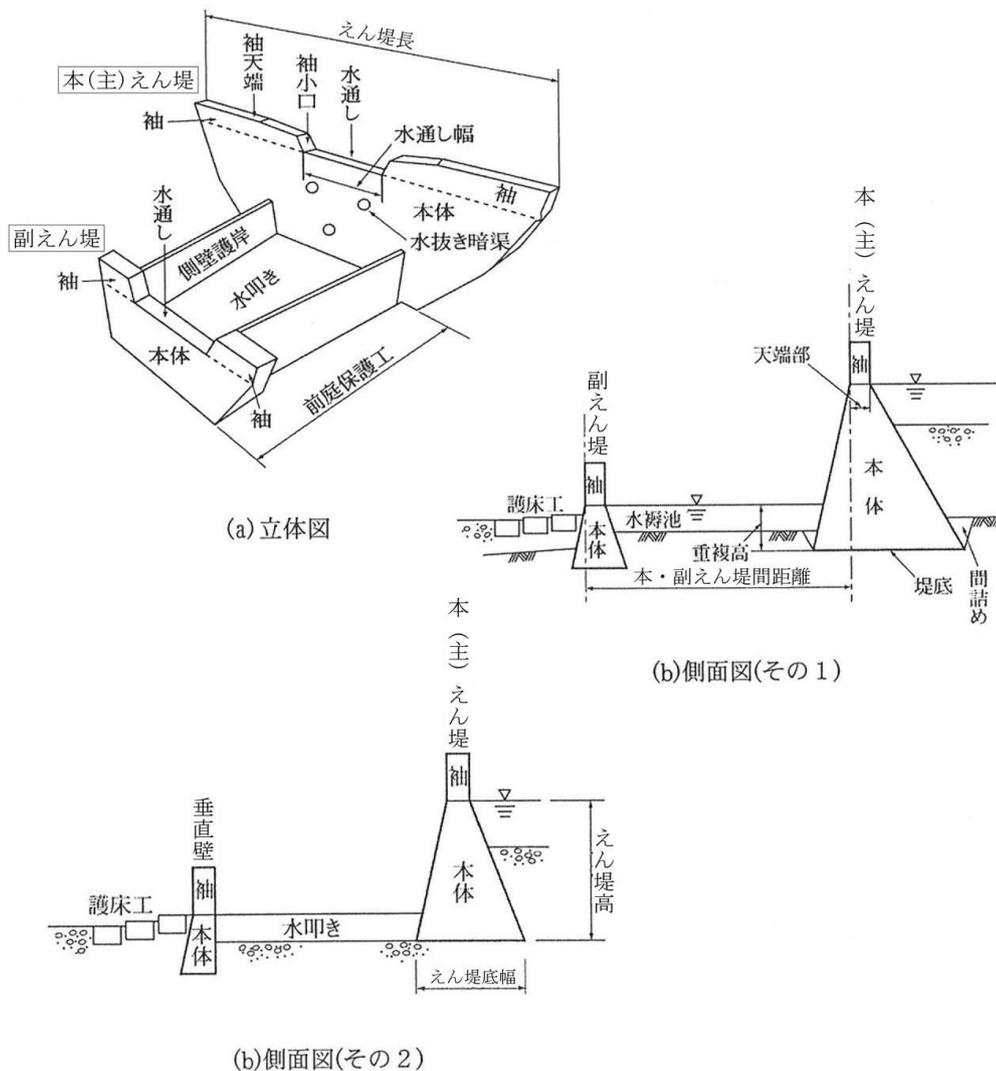
2.2.1.1 土石流・流木捕捉工の機能および目的

土石流・流木捕捉工の型式ごとの主な機能および目的は以下のとおりである。

2.2.1.2 土石流・流木捕捉工の構造と各部の名称

(1) 不透過型砂防堰堤

不透過型砂防堰堤の標準的構造と各部の名称は、図Ⅱ-3-3のとおりである。



図Ⅱ-3-3 砂防堰堤の標準的構造と各部の名称

【土石流・流木対策編】

(2) 透過型・部分透過型砂防堰堤

土石流・流木捕捉工の透過型・部分透過型砂防堰堤の型式は、「鋼製透過型堰堤」が主体となる。
以下に、近年活用されている鋼製透過型堰堤の型式と特徴を示す。

表 II - 3-1 土石流対策・流木対策兼用として本堰堤に活用されている型式

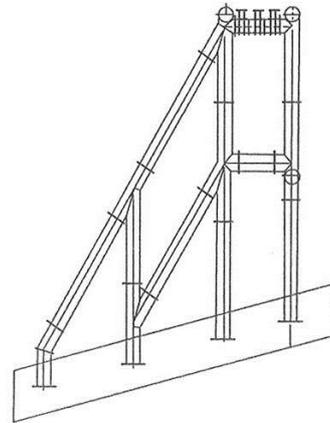
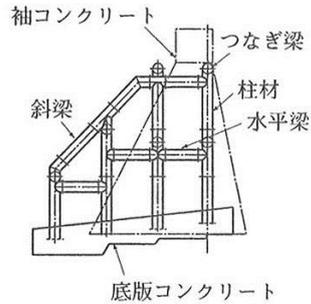
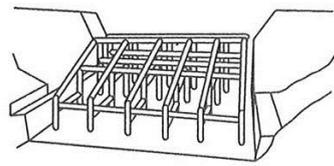
形式	保有耐力			吸収エネルギー(kN・m)			最大礫径(m)			流速(m/s)		適用高さ(m) ()は実績
	小	中	大	小	中	大	小	中	大	中	大	
※ 格子形			■			■			■		■	(5~13)
※ B型スリット	■				■			■		■		(3~7)
I型スリット	■	■			■			■			■	5~14.5
※ L型スリット	■			■			■			■		(3~8)

表 II - 3-2 流木対策用として副堰堤等に活用されている型式

形式	保有耐力			吸収エネルギー(kN・m)			最大礫径(m)			流速(m/s)		適用高さ(m) ()は実績
	小	中	大	小	中	大	小	中	大	中	大	
※ A型スリット			■			■			■		■	3~5
※ C型スリット	■				■			■		■		3~5
※ D型スリット	■				■			■		■		3~5
※ Δ型スリット	■			■			■			■		3~5
※ h型スリット	■			■			■			■		3~5
※ N型スリット	■			■			■			■		2~3

※鋼製スリットに関するアンケートについて（回答）平成12年9月 砂防鋼構造物研究会

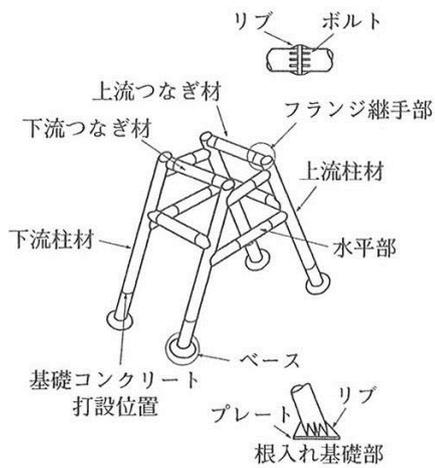
① 土石流対策・流木対策兼用



格子形²2000C

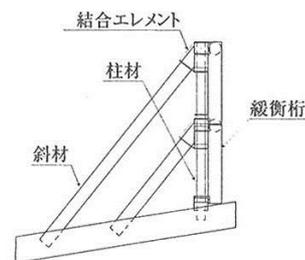
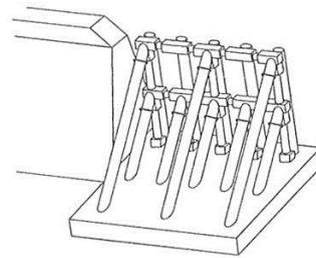
鋼管：φ609.6×22 (STK490)、12.7 (STK400) 等
継手：溶接継手および高力ボルトによるフランジ継手

格子形



鋼管：φ600×14, 16 (STK490) 等
継手：溶接継手および高力ボルトによるフランジ継手

B型スリット

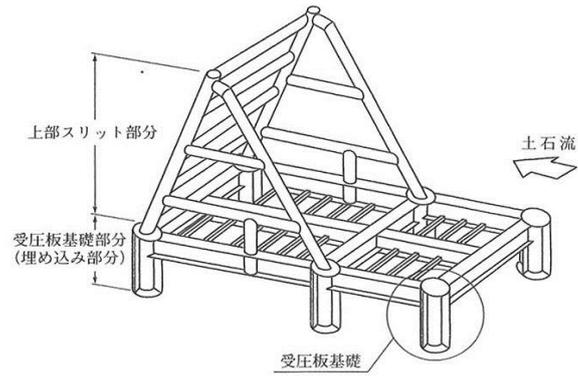


鋼管：φ400～φ1200 (STK400, STK490) 等
継手：結合エレメント (コンクリート充填) と緩衝桁はボルト継手
斜材と柱材は高力ボルトによるフランジ継手

I型スリット

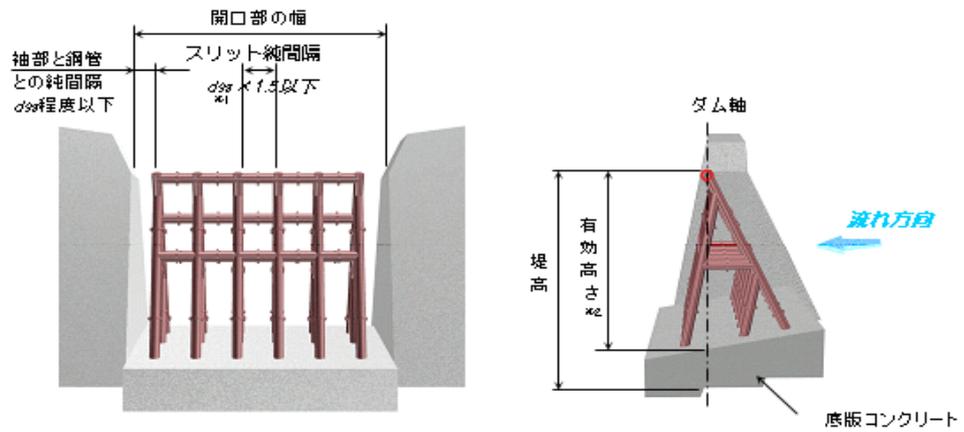
図 II - 3-4 鋼製透過型の型式 (1)

【土石流・流木対策編】



鋼管：φ609.6×16 (STK400) 等
継手：溶接継手および高カボレットによる継手

L型スリット

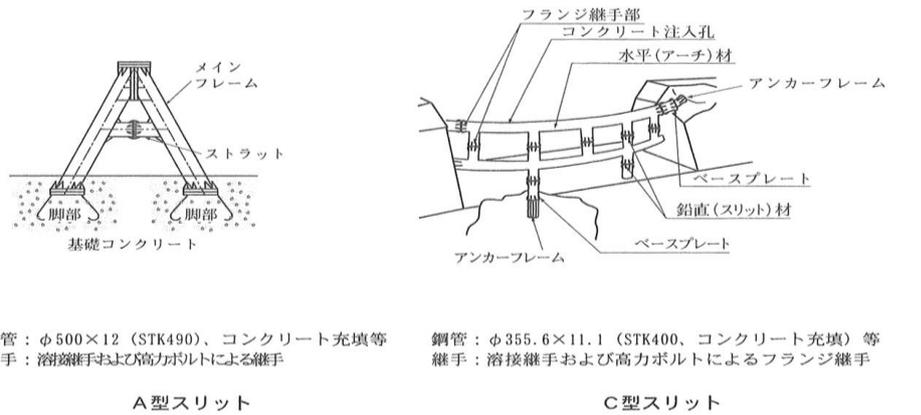


鋼管：φ609.6×16(STK400)等
継手：プレート 32mm(SM400)等

J型スリット

図 II - 3-5 鋼製透過型の型式 (2)

② 流木対策用

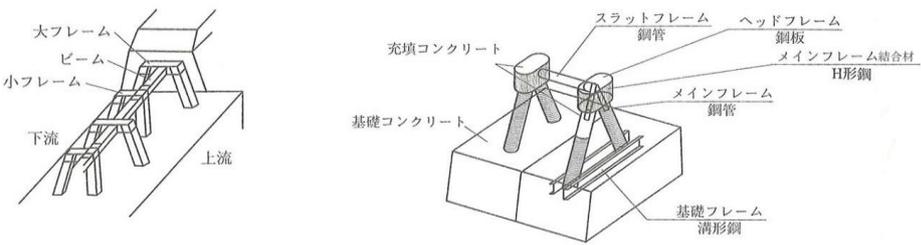


鋼管：φ500×12（STK490）、コンクリート充填等
継手：溶接継手および高力ボルトによる継手

鋼管：φ355.6×11.1（STK400、コンクリート充填）等
継手：溶接継手および高力ボルトによるフランジ継手

A型スリット

C型スリット

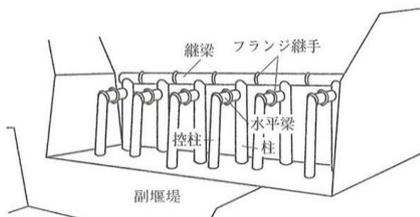


角形鋼管：□400×400×12（STKR400）等
継手：溶接継手および高力ボルトによる継手

鋼管：φ508×9.5（STK400、コンクリート充填）等
継手：鉄とコンクリートによるハイブリッド構造

D型スリット

Δ型スリット



鋼管：φ355.6×16（STK400）等
継手：溶接継手および高力ボルトによるフランジ継手

h型スリット



鋼管：φ508×12.7（STK490）等
継手：溶接継手および高力ボルトによるフランジ継手

N型スリット

図 II - 3-6 鋼製透過型の型式 (3)

2.2.1.3 土石流・流木捕捉工の型式の選定

砂防堰堤の型式は、その構造及び特性を考慮し、当該地点の自然条件（地形、地質、河状、気象等）、施工条件（規模、工期、労働力等）、地域条件（資材確保の難易、運搬手段、運搬能力等）等を考慮し、安全性、経済性及び環境面からも適合するように堰堤型式を選定する。

【土石流・流木対策編】

2.3 土石流・流木捕捉工の配置と規模

土石流・流木捕捉工の規模と配置は、本編 第2章計画に従って策定されたものを基本とするが、地形・地質等の現場条件を踏まえて決定する。

2.3.1 配置

- ① 堰堤計画箇所は溪床及び溪岸に岩盤が存在することが望ましい。
- ② 上流部が広がった狭窄部に堰堤位置を選定すると効果が大きい。
- ③ 支溪の合流点付近において計画する場合は、両方の溪流の基礎堰堤として役立つように、合流点の下流部に堰堤を計画するのが望ましい。

2.3.2 堰堤軸

- ① 堰堤軸は直線を原則とし稜線の上流側に決定する。
- ② 山脚が逃げる場合は等高線に直角となるように袖部を折り曲げ、堤長を減じるようにする。

2.3.3 規模（堰堤高）

- ① 堰堤の規模（高さ）は、本編 第2章計画で策定した土砂処理計画に基づき、計画流出量（計画流出土砂量・計画流出流木量）を処理できる規模として決定する。

小規模溪流における堰堤の設計

小規模溪流（定義は砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）2.5.1.1を参照）であって、支溪の合流がない溪流における本堰堤の設計は、地形、地質等の現場条件を十分考慮し、適切に設計を行う必要がある。なお、小規模溪流の対策について検討した事例があり、以下に示す考え方を参考とすることができる。

- ・ 天端幅は、計画地点の河床構成材料、流出形態、対象流量等を考慮して決定するものとし、衝突する最大礫径の2倍を原則とするが、1.5m以上とする。
- ・ 袖の天端の勾配は、水平以上を基本とする。
- ・ 水叩き長は、半理論式による水脈飛距離等を最小限確保し、土石流による本堰堤の下流側の侵食に対応する必要がある。

2.4 設計流量の算定

不透過型、部分透過型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。

原則として、「土砂含有を考慮した流量」は、清水の対象流量の1.5倍とする。

また、透過型砂防堰堤の設計流量は、水通し断面を設計する際に用いる対象流量のことで、土石流ピーク流量とする。

2.4.1 土石流ピーク流量

土石流ピーク流量は、流出土砂量に基づいて求めることを基本とする。

2.4.1.1 流出土砂量に基づく土石流ピーク流量

焼岳、桜島等で発生した土石流ピーク流量観測データに基づく土石流総流量と平均的なピーク流量の関係は次式で表される。

$$Q_{sp} = 0.01 \cdot \sum Q \dots\dots\dots (1)$$

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

- ここで、
 Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)
 $\sum Q$: 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_d : 土石流濃度 ((3) 式参照)
 C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6程度)

土石流濃度は下記の平衡濃度式で求めるものとする。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \dots\dots\dots (3)$$

- ここで、
 σ : 礫の密度 (2,600kg/m³程度)
 ρ : 水の密度 (1,200 kg/m³程度)
 ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (°)
 (30° ~40° 程度あり、一般に35° を用いてよい)
 θ : 溪床勾配 (°)

土石流ピーク流量を算出する際の溪床勾配は、1波の土石流により流出すると想定される土砂量を算出しようとしている地点の現溪床勾配とし、流下区間の下流端となると考えられる地点の勾配(10°)以上とする。なお、現溪床勾配は、計画地点から概ね上流200m間の平均溪床勾配とすることを基本とし、計画施設設計前の地形より算出する。計画地点から上流の200m区間が溪床勾配を代

【土石流・流木対策編】

表していないと考えられる場合は、当該溪流の状況に応じて区間を設定する。

なお、計算値 (C_d) が $0.9 C_*$ よりも大きくなる場合は、 $C_d=0.9 C_*$ とし、計算値 (C_d) が 0.3 よりも小さくなる場合は $C_d=0.30$ とする。

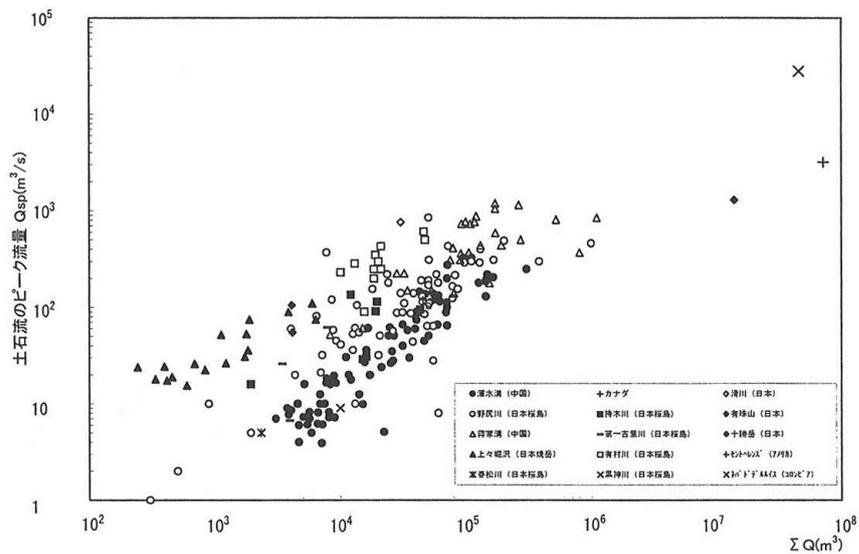


図 II-3-7 ピーク流量の相関 (原著では ΣQ は Q_r と標記されている)

(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} の算出方法

これまでの災害実態調査から、全支溪から同時に土砂が流出する例は少なく、そのため土石流ピーク流量の最大値は 1 洪水期間に複数発生する土石流のうち、最大となる土砂量に対応したものとなる。

そこで、流出土砂量に基づく土石流ピーク流量を求める際の 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、施設の計画地点または土石流流下区間の下流端と考えられる地点より上流範囲において、土石流・流木対策施設のない状態を想定して、溪流長、侵食可能断面積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。なお、 V_{dqp} を算出する土石流流出区間の下流端となる地点と、計画流出土砂量を算出する区間の下流端となる地点は異なる。

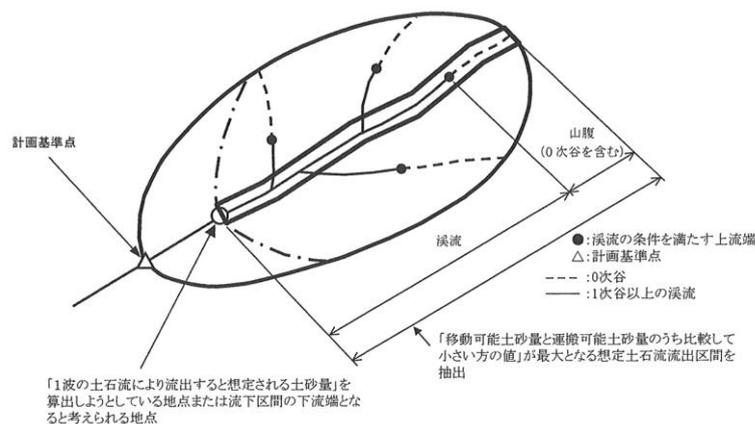


図 II-3-8 想定土石流流出区間のイメージ図

2.4.1.2 降雨量に基づく土石流ピーク流量（参考）

土石流ピーク流量は下記より求める。

$$Q_{sp} = K_q \cdot Q_p \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)
 Q_p : 計画規模の年超過確率の降雨量に対する清水の対象流量 (m³/s)
 K_q : 係数

土石流ピーク流量 Q_{sp} (m³/s) は、水のみ対象流量 Q_p (m³/s) との間に、

$$Q_{sp} = \frac{C_*}{C_* - C_d} \cdot Q_p \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)
 Q_p : 計画規模の年超過確率の降雨量に対する清水の対象流量 (m³/s)
 C_d : 土石流濃度 ((3) 式参照)
 C_* : 渓床堆積土砂の容積濃度 (0.6程度)

2.4.2 清水の対象流量

清水の対象流量は合理式により算定する。

① 洪水到達時間

洪水到達時間は原則として次式で求める。

$$T_f = K_{p1} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35} \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 T_f : 洪水到達時間 (分)
 A : 流域面積 (km²)
 P_e : 有効降雨強度 (mm/h)
 K_{p1} : 係数で 120

② 平均降雨強度

洪水到達時間内の降雨強度は、次式のように 24 時間雨量から求める (物部式)。

$$P_a = \frac{P_{24}}{24} \left(\frac{T_f}{24} \right)^{K_{p2}} \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 P_a : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/h)
 P_{24} : 24 時間雨量
 (P_{24} が得られない場合は、日雨量 (P_{day}) としてよい ($P_{24} \doteq P_{day}$))
 K_{p2} : 定数 ($K_{p2} = -1/2$)

③ 有効降雨強度

有効降雨強度は、次式により求める。

$$P_e = K_{p1} \cdot P_a \dots\dots\dots (8-1)$$

ここで、 K_{f1} : ピーク流量係数

$K_{p2} = -1/2$ とすると、 T_f 、 P_a の式から有効降雨強度は以下の式になる。

【土石流・流木対策編】

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \cdot \left(\frac{24 \cdot K_{fl}^2}{\frac{K_{p1}}{60} \cdot A^{0.22}} \right)^{0.606} \dots\dots\dots (8-2)$$

④ 清水の対象流量

降雨による清水の対象流量は次式のように合理式で求める。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot K_{fl} \cdot P_a \cdot A = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A \dots\dots\dots (9)$$

(1) 県内における 24 時間雨量 (P₂₄) (日雨量 (P_{day}))

24 時間雨量 (P₂₄) (日雨量 P_{day}) は、年超過確率による日雨量と既往最大の日雨量を比較して大きいほうを採用する。

(2) 流量の単位の整理

算定した対象流量の単位の整理は下表に準じることとする。

表 II-3-3 流量の単位

流 量	算 出 単 位	例
10m ³ /s 未満	小数点以下を切上げ 1 m ³ /s 単位とする。	Q=3.2≒4.0
10m ³ /s～100m ³ /s	5m ³ /s 以下を切上げ 5m ³ /s 単位とする。	Q=52.1≒55 Q=55.2≒60
100m ³ /s 以上	10m ³ /s 以下を切上げ 10m ³ /s 単位とする。	Q=122.1≒130

2.5 土石流時の設計外力の設定

土石流時の設計外力の設定に必要な土石流の流速と水深、土石流の単位体積重量、土石流流体力は、土石流・流木対策施設がない状態を想定して算出する。

また、礫及び流木の衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化するため、種類と特性を踏まえた設計外力としての衝撃力を設定する。

2.5.1 土石流の流速と水深

土石流の流速と水深は、理論式、経験式、実測値等により推定する。

2.5.1.1 土石流の流速 (U)

土石流の流速 U (m/s) は、焼岳、滑川、桜島の観測資料を整理した結果では、次の Manning 型の式で表すことができると報告されている。

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

ここで、 D_r : 土石流の径深 (m)
 (ここでは $D_r \doteq D_d$ (土石流の水深) とする)
 θ : 溪床勾配 ($^\circ$)
 (表 II-3-4 に基づき設定)
 K_n : 粗度係数 ($s \cdot m^{-1/3}$)
 (自然河道ではフロント部で 0.10)

2.5.1.2 土石流の水深 (D_d)

土石流の水深 D_d (m) は、流れの幅 B_{da} (m) と土石流ピーク流量 Q_{sp} (m^3/s) より、(10) 式、(11) 式、(12) 式を連立させて求められる。

$$Q_{sp} = U \cdot A_d \dots\dots\dots (11)$$

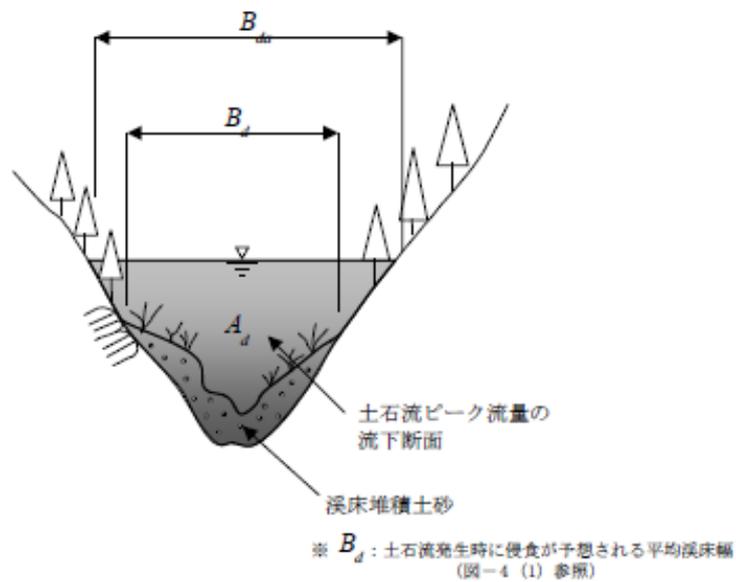
ここで、 A_d : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m^2)

なお、一般に計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断された土石流はピーク流量を流しうる断面一杯に流れると考えられるので、土石流の流下断面は図 II-3-9 の斜線部とする。流れの幅 B_{da} (m) は図 II-3-9 に示すとおりとし、土石流の水深 D_d (m) は次式に近似した値を用いる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \dots\dots\dots (12)$$

表Ⅱ-3-4 溪床勾配 θ の使い分け

項 目	溪 床 勾 配
本体および袖部の安定計算と構造計算を行う際の設計外力を算出する場合の 土石流濃度 (C_d) 土石流の流速 (U) 土石流の水深 (D_d)	現溪床勾配 (θ_o)
土石流ピーク流量を通過させるための砂防堰堤の水通し断面を決定する場合の越流水深 (D_d)	計画堆砂勾配 (θ_p)



図Ⅱ-3-9 土石流の流下断面と流れの幅 B_{da} のイメージ

2.5.2 土石流の単位体積重量

土石流の単位体積重量は、実測値、経験、理論的研究等により推定する。

土石流の単位体積重量 γ_d (kN/m³) は、次式で求められる。

$$\gamma_d = \{\sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\}g \dots\dots\dots (13)$$

ここで、 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
 C_d : 土石流濃度 ((3) 式参照)
 σ : 礫の密度 (2,600kg/m³程度)
 ρ : 水の密度 (1,200 kg/m³程度)
 g : 重力加速度 (9.8m/s²)

2.5.3 土石流流体力

土石流流体力は、土石流の流速、水深、単位体積重量を用いて推定する。

土石流流体力は、次式で求める。

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2 \dots\dots\dots (14)$$

ここで、 F : 単位幅当りの土石流流体力 (kN/m)
 U : 土石流の流速 (m/s)
 D_d : 本章 2.5.1 に従って求めた土石流の水深 (m)
 g : 重力加速度 (9.8m/s²)
 K_h : 係数 (1.0 とする)
 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

2.5.4 最大礫径の算出方法

最大礫径は、現地調査結果から推定する。

最大礫径は、土石流・流木対策設計技術指針における砂防堰堤の水通し断面、透過部断面、構造検討時の礫による衝撃力を算出する際に使用する。

最大礫径は、砂防堰堤計画地点より上流および下流各々200m間に存在する200個以上の巨礫の粒径を測定して作成した頻度分布に基づく累積値の95%に相当する粒径 (D_{95}) とする。測定の対象となる巨礫は土石流のフロント部が堆積したと思われる箇所や溪床に固まって堆積している巨礫群とし、砂防堰堤計画地点周辺の礫径分布を代表するような最大礫径を設定するよう留意する。巨礫が200個以上存在しない場合は、計測の対象とする礫の範囲を巨礫、玉石(大礫)、砂利(中礫・細礫)の順で、計測した礫の数が200個になるまで計測の対象を拡大する。また、角張っていたり材質が異なっていたり、明らかに山腹より転がってきたと思われる巨礫で、土石流として移動しないと予想されるものは対象外とする。

【土石流・流木対策編】

2.5.5 礫の衝撃力

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力は、次式により算定する。

マスコンクリートでは、(15)式で力(P)で推定出来る。

$$\left. \begin{aligned}
 P &= \beta \cdot n \alpha^{3/2} & , & \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1+K_2)^2}} \\
 K_1 &= \frac{1-\nu_1^2}{\pi E_1} & , & \quad K_2 = \frac{1-\nu_2^2}{\pi E_2} \\
 \alpha &= \left(\frac{5U^2}{4n_1 n} \right)^{2/5} & , & \quad n_1 = \frac{1}{m_2} \\
 \beta &= (E+1)^{0.8} & , & \quad E = \frac{m_2}{m_1} U^2
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

- ここで、
- E_1, E_2 : コンクリート及び礫の弾性係数 (N/m²)
 - ν_1, ν_2 : コンクリート及び礫のポアソン比
 - m_2 : 礫の質量 (kg)
 - R : 礫の半径 (m)
 - π : 円周率 (=3.14)
 - U : 礫の速度 (m/s) (=土石流流速)
 - α : へこみ量 (m)
 - K_1, K_2 : 定数
 - β : 実験定数
 - m_1 : 袖部ブロックの質量 (kg)

なお、礫径は最大礫径とする。

2.5.5.1 礫およびコンクリートの物理定数の例 (参考)

- ・ 礫の弾性係数 : $E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.8$ (N/m²)
- ・ 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* : $E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8$ (N/m²)
- ・ コンクリートのポアソン比 : $\nu_1 = 0.194$

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

2.5.6 流木の衝撃力

流木の衝突により堤体が受ける衝撃力の算定にあたっては、礫の衝突による衝撃力の算定式を準用するものとする。

2.5.6.1 流木の最大長、最大直径の算出

流木の最大長、および、最大直径は、流出流木量算出のための調査結果から推定する。なお、流木の最大長は土石流の平均流下幅を考慮するものとする。

流木の最大長、最大直径は、土石流・流木対策設計技術指針における砂防堰堤の構造検討時に流木による衝撃力を算出する際に使用する。流木の最大長は、流木捕捉工の部材純間隔の設定に使用する。

流木の最大長 L_{wm} (m) は、土石流の平均流下幅を「土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅」 B_d (m)、上流から流出する立ち木の最大樹高 H_{wm} (m) とすると

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

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

として推定する。流木の最大直径 R_{wm} (m) 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（流木となることが予想される立木のうち、大きなものから数えて 5%の本数に当たる立木の胸高直径）とほぼ等しいとして推定する。また、流木となると予想される倒木（伐木、用材を除く）についても調査するものとし、最大直径が過小に見積もられないよう留意する。

2.5.6.1 流木の平均長、平均直径の算出方法

流木の平均長 (L_{wa} (m)) は、土石流の最小流下幅を B_{dm} (m)、上流から流出する立木の平均樹高を h_{wa} (m) とすると、

$$h_{wa} \geq B_{dm} \text{ の場合 } L_{wa} \doteq B_{dm}$$

$$h_{wa} < B_{dm} \text{ の場合 } L_{wa} \doteq h_{wa}$$

として推定する。また、平均直径 R_{wa} (m) は、上流域において流木となると予想される立木の平均胸高直径とほぼ等しいとする。

【土石流・流木対策編】

2.6 設計に用いる数値

2.6.1 安定計算に用いる数値

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、必要に応じて実測により求めるものとする。

堰堤の重要度が高い場合は、原則として実測によるものとするが、それ以外の堰堤についてもできる限り実測によることが望ましい。ただし、実測により求めることが困難な場合については、既設堰堤に用いられた数値か、下記に示す一般に用いられる数値を参考とすることができる。

表Ⅱ-3-5 安定計算に用いる数値

	数 値		備 考
えん堤用コンクリートの単位体積重量 (W_c)	23.05 kN/m ³	(= 2.35 t/m ³)	
流水の単位体積重量 (W_w)	9.81 ~ 17.65 kN/m ³	(= 1.00 ~ 1.80 t/m ³)	えん堤高 (H) ≥ 15mの時 9.81kN/m ³ えん堤高 (H) < 15mの時 11.77kN/m ³ を標準とし、 異常な土砂流出を示す河川では別途考慮する。
堆砂見掛単位体積重量 (W_s)	14.71 ~ 17.64 kN/m ³	(= 1.50 ~ 1.80 t/m ³)	
堆砂空隙率 (v)	0.30 ~ 0.45		
土圧係数 (C_e)	0.30 ~ 0.60		
揚圧力 (μ)	1/3 ~ 1.00		一般に岩盤の場合は1/3を用いることが多い。
滑動係数 (f)	土砂:0.6 岩:0.7		

2.6.2 許容応力度等

堰堤に用いる材料の許容応力度等は、下記に示す値を参考とすることができる。

表Ⅱ-3-6 無筋コンクリートの許容応力度 (N/mm²) {kgf/cm²}

応力度の種類	許容応力度	備考
圧縮応力度 σ_{ca}	$\frac{\sigma_{ck}}{4} \leq 5.5$ {55}	σ_{ck} :コンクリートの設計基準強度 (N/mm ²){kgf/cm ² }
曲げ引張応力度 σ_{ta}	$\frac{\sigma_{ck}}{80} \leq 0.3$ {3}	
せん断応力度 τ_a	$\frac{\sigma_{ck}}{100} + 0.15$ {1.5}	

表Ⅱ-3-7 コンクリートの付着応力度 (N/mm²) {kgf/cm²}

鉄筋の種類	コンクリートの設計基準強度			
	18 {180}	21 {210}	24 {240}	27 {270}
丸 鋼	0.65 {6.5}	0.7 {7.0}	0.8 {8.0}	0.85 {8.5}
異形棒鋼	1.3 {13}	1.4 {14}	1.6 {16}	1.7 {17}

表 II - 3-8 鉄筋コンクリート棒鋼の許容応力度 (N/mm²)

応力度の種類	棒鋼の種類	SR235	SD295A SD295B	SD345
	引張応力度		140	180
圧縮応力度				200

表 II - 3-9 異形棒鋼の単位重量および標準寸法

呼び名	単位質量 (kg/m)	公称直径(d) (mm)	公称断面積(S) (cm ²)	公称周長(l) (cm)
D13	0.995	12.7	1.267	4.0
D16	1.56	15.9	1.986	5.0
D19	2.25	19.1	2.865	6.0
D22	3.04	22.2	3.871	7.0
D25	3.98	25.4	5.067	8.0
D29	5.04	28.6	6.424	9.0
D32	6.23	31.8	7.942	10.0
D35	7.51	34.9	9.566	11.0
D38	8.95	38.1	11.40	12.0

表 II - 3-10 構造用鋼材および鋼管、鋼矢板の許容応力度 (N/mm²)

応力度の種類	鋼種	SS400, STK400 SM400, STKR400	SM490, STK490 STKR490	SY295	SY390	
	軸方向引張応力度(純断面積につき)		140	185	180	235
軸方向圧縮応力度(総断面積につき)		$\frac{l}{r} \leq 18: 140$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92:$ $140 - 0.82\left(\frac{l}{r} - 18\right)$ $\frac{l}{r} > 92: \frac{1200000}{6700 + (l/r)^2}$	$\frac{l}{r} \leq 16: 185$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79:$ $185 - 1.2\left(\frac{l}{r} - 16\right)$ $\frac{l}{r} > 79: \frac{1200000}{5000 + (l/r)^2}$			
曲げ引張応力度(純断面積につき)		140	185	180	235	
曲げ圧縮応力度(総断面積につき)		140	185	180	235	
軸方向および曲げモーメントを受ける部材の照査		(1) 軸方向力が引張の場合 $\sigma_t + \sigma_{bt} \leq \sigma_{ta}$ かつ $-\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ba}$ (2) 軸方向力が圧縮の場合 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$				
せん断応力度(総断面積につき)		80	105	100	125	

【土石流・流木対策編】

2.7 不透過型砂防堰堤の設計

2.7.1 水通しの設計

2.7.1.1 水通しの位置

水通しの位置は、原則としてその中心が現河床の中央に位置するように定めるものとし、堰堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向を考慮して定める。

2.7.1.2 水通し断面

不透過型砂防堰堤の水通し断面は、設計水深に余裕高を加えて決定することを原則とする。

(1) 水通し幅

水通し幅は、現溪床幅程度を基本とし 3.0m 以上を原則とする。

(2) 断面形状

形状は台形形状とし、袖小口勾配は 5 分を標準とする。

(3) 設計水深

設計水深は、①から③の値の内、最も大きい値とする。

① 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

土砂含水を考慮した流量に対する越流水深は (16) 式により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_h^{3/2} \dots\dots\dots (16)$$

ここで、 Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s)
C : 流量係数 (0.6~0.66)
G : 重力加速度 (9.8m/s²)
B₁ : 水通しの底幅 (m)
B₂ : 越流水面幅 (m)
D_h : 越流水深 (m)
m₂ : 袖小口勾配

C=0.6, m₂=0.5 の場合には (17) 式になる。

$$Q \doteq (0.71h_3 + 1.77B_1) h_3^{3/2} \dots\dots\dots (17)$$

② 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

土石流ピーク流量に対する越流水深は、計画堆砂勾配を用いて本章 2.5.1 に示した方法に基づき算出する。

③ 最大礫径の値

最大礫径は、砂防堰堤計画地点より上流及び下流各々200m間に存在する200個以上の巨礫の粒径を測定して作成した頻度分布に基づく累積値の95%に相当する粒径(D₉₅)とする。

土石流・流木処理計画を満足する(整備率100%)溪流の最下流の堰堤においては、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)を対象として定めることを基本とする。その場合、水通し幅は、現況の川幅、下流の流路幅を考慮し、適切に決めることとする。ただし、その場合であっても、下流の侵食対策については、袖部を越流する可能性についても考慮して実施する。

(4) 余裕高

余裕高は、表Ⅱ-3-11に基づいて設定する。ただし、余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、設計水深に対する余裕高の比が表Ⅱ-3-12に示す値以下とならないようにする。なお、溪床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

表Ⅱ-3-11 余裕高

設計流量	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6 m
200～500m ³ /s	0.8 m
500 m ³ /s 以上	1.0 m

表Ⅱ-3-12 溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

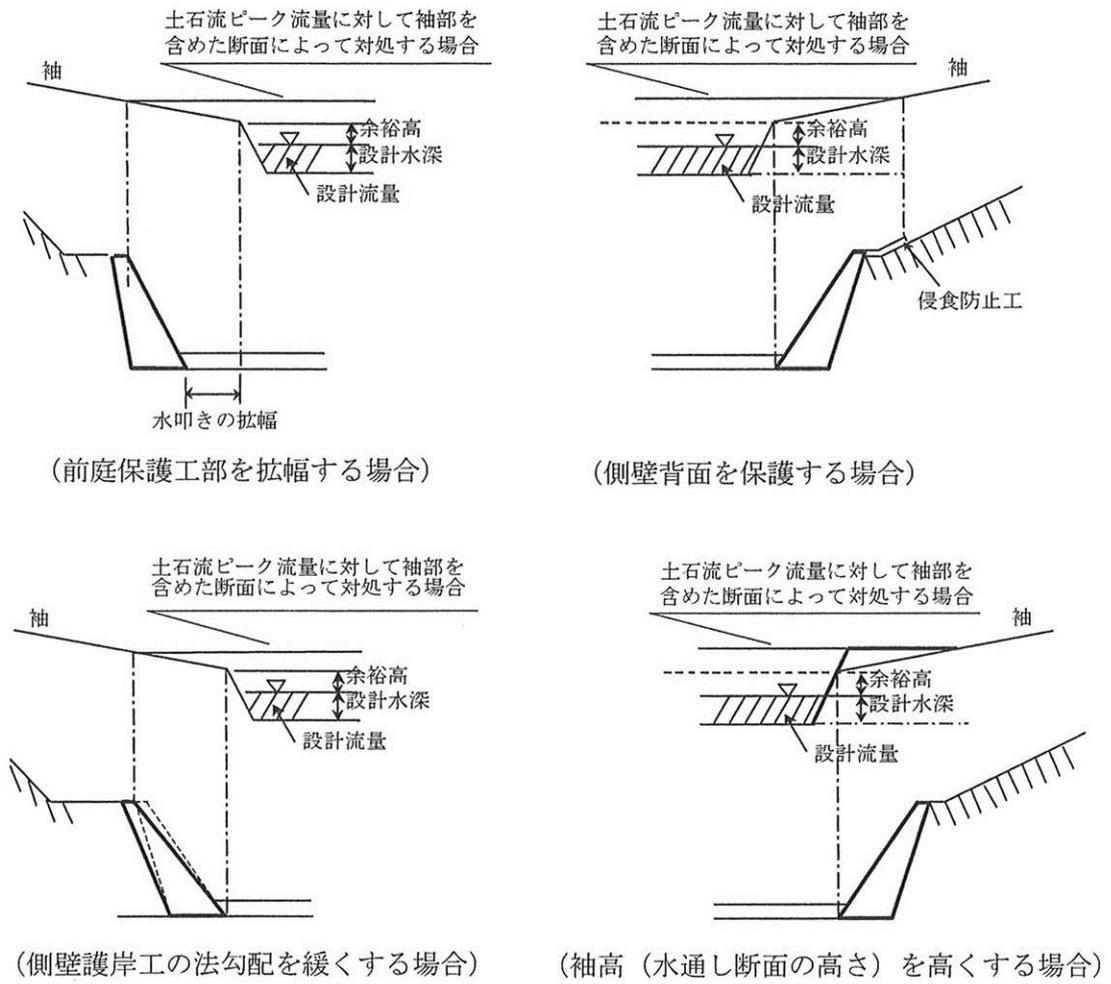
溪床勾配	(余裕高) / (設計水深)
1/10 以上	0.50
1/10～1/30	0.40
1/30～1/50	0.30
1/50～1/70	0.25

(5) 水通し断面設計時の留意点

「土石流ピーク流量に対する越流水深」あるいは「最大礫径」によって水通し断面を決定する場合において、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(図Ⅱ-3-10参照)。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、側壁護岸工の背面を保護する、側壁護岸工ののり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。特に直下流に人家等がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。

【土石流・流木対策編】



図Ⅱ-3-10 水通し断面

(土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対応する場合の処置例)

2.7.2 本体の設計

2.7.2.1 天端幅

- ① 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耐えるような幅とする。
- ② 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3.0m以上とし、必要とされる天端幅が4.0mを超える場合には別途緩衝材（緩衝効果を期待できる部材）や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。
- ③ 重力式コンクリート堰堤の天端幅は、一般に下表の値を用いている。

表Ⅱ-3-13 天端幅

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

2.7.2.2 下流のり勾配

- ① 砂防堰堤の下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。砂防堰堤の越流部における下流のりの勾配は一般に1:0.2とする。
- ② 粒径が細かく、中小出水においても土砂流出が少なく流域面積の小さい溪流で下流のり勾配を緩くする場合は、下式で求められる勾配よりも急にする。ただし、1:1.0を上限とする。

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U \dots\dots\dots (18)$$

ここに、 U : 土砂が活発に流送され始める流速 (m/s)
 H : 堰堤高 (m)
 g : 重力加速度 (9.81m/s²)

土砂が活発に流送され始める流速 U (m/s) は、設計外力（本章 2.7.2.3 ）で用いた流速の 50% 程度とする。堰堤高が高くなると L/H の値は小さくなるが、0.2 を下限とする。

【土石流・流木対策編】

2.7.2.3 設計外力

- ① 不透過型砂防堰堤の設計で考慮する設計外力の組み合わせは、砂防堰堤の自重の外は静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧と「土石流及び土砂とともに流出する流木による荷重」（以後、「土石流荷重」という）である（表Ⅱ-3-14 参照）。

表Ⅱ-3-14 不透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）

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

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

- ② 土石流荷重は、土石流及び土砂とともに流出する流木による流体力（以後、「土石流流体力」という）と礫及び流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみをとりあげ、礫及び流木の衝突による力は必要に応じて、天端幅の設計等で考慮する。
- ③ 本基準でいう「設計外力（平常時、洪水時）」は、Ⅰ水系砂防編 第3章設計 2.6.2.1 に示す「安定計算に用いる荷重」によるものとする。
- ④ 土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深（ D_d ）分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する。なお、土石流流体力は、 $D_d/2$ の位置に水平に作用させる（図Ⅱ-3-11 参照）。
- ⑤ 堆砂圧は、堆砂面上に土石流重量が上載荷重となり、堆砂圧はこの上載荷重を加えた大きさとする。

$$C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d \dots \dots \dots (19)$$

ここで、 C_e : 土圧係数
 D_d : 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)
 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m^3)
 γ_s : 水中での土砂の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 (堰堤高が 15m 未満の場合は 11.77 kN/m³程度、堰堤高が 15m 以上の場合は 9.81 kN/m³程度)。

$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho) g \dots\dots\dots (20)$$

$$\gamma_w = \rho g \dots\dots\dots (21)$$

ここで、 C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度
 ρ : 水の密度 (kg/m³)
 σ : 礫の密度 (kg/m³)
 g : 重力加速度 (m/s²) (=9.81 m/s²)

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

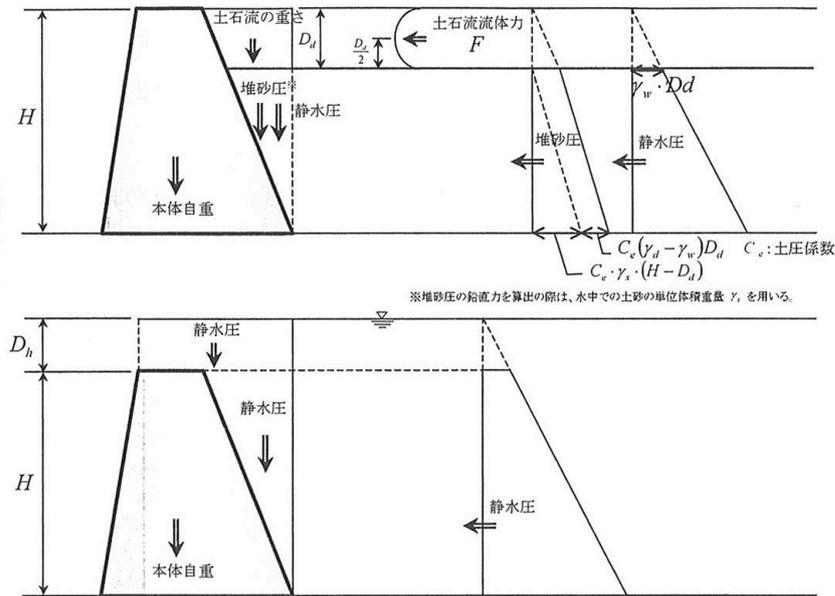


図 II - 3-11 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図

(H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

【土石流・流木対策編】

2.7.2.4 安定条件

不透過型砂防堰堤は、本章 2.7.2.3 に示す外力について、堤体全体が転倒、滑動、支持力に対して安定でなければならない。また、本堤を構成する部材は土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

(1) 転倒に対する安定

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、砂防堰堤の自重及び外力の合力の作用線が底部の中央 1/3 以内に入ることとする。

$$\left. \begin{aligned} |e| &\leq \frac{B}{6} \\ e &= d - \frac{B}{2} \quad d = \frac{\sum M}{\sum V} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (22)$$

- ここで、 B : 堤底幅 (m)
- d : 外力の合力作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)
- ΣM : 堤底の上流端を支点として単位幅当り断面に作用する外力のモーメントの合計 (kN・m/m)
- ΣV : 単位幅当り断面に作用する鉛直外力の合計 (kN・m/m)
- e : 合力の作用点の堤底中央からの偏心距離 (m)

※ なお、安定計算は一般に水通し断面で行うが、袖断面で計算した場合 1/3 以内に入らないことがある。この場合は、引張力が $-5t/m^2$ ($-49 kN/m^2$) 以内であれば許容範囲と考えてさしつかえない。

(2) 滑動に対する安定

砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこととする。

一般には、Henny の式により確かめられる。

$$n \leq \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot l}{H} \dots\dots\dots (23)$$

- ここで、 n : 安全率
- V : 単位幅当り断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)
- H : 単位幅当り断面に作用する水平力の合計 (kN/m)
- f : 堰堤堤体と基礎地盤との摩擦係数
- τ₀ : 堰堤堤体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度 (kN/m²)
- l : せん断抵抗を期待できる長さ (m)

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（堤体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度）を考慮し N=4.0 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、堰堤高が 15m 以上の場合は N=1.5 とする。

(3) 支持力に対する安定

砂防堰堤内に生じる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。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とする。

- ① 基礎地盤が受ける応力は、合力の作用点が堤底中央の底面幅 1/3 以内にある場合、上・下流端の応力は次式より求められる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u &= \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ \sigma_d &= \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (24)$$

ここで、 σ_u : 上流端応力 (kN/m²)
 σ_d : 下流端応力 (kN/m²)

- ② 地盤の受ける最大応力が地盤の許容支持応力度以内であること。

$$\sigma_d \leq q_a$$

ここで、 σ_d : 上流端応力 (kN/m²)
 q_a : 地盤の許容支持力 (kN/m²)

- ③ 基礎地盤が砂礫の場合は、浸透破壊に対しても安定であること。

【土石流・流木対策編】

2.7.3 基礎の設計

2.7.3.1 基礎の根入れ

- ① 砂防堰堤の基礎地盤は、原則として岩盤とする。
- ② 但し、計画上、岩着が望めない場合にはフローティング基礎（砂礫基礎）としても良い。その場合は、砂防堰堤の堰堤高は 15m 未満であることを原則とする。
- ③ 基礎部の根入れは、下流側で土砂の場合 2.0m 以上、良質な岩盤の場合 1.0m 以上とする（表 II-3-15、図 II-3-12 参照）。

表 II-3-15 堰堤基礎の根入れ

単位：m

土質	根入れ深さ	摘要
土砂	2.5~3.5	表土の緩い粘土層の場合は支持層とは考えない
軟岩	1.5~2.5	
準硬岩・硬岩	1.0~1.5	

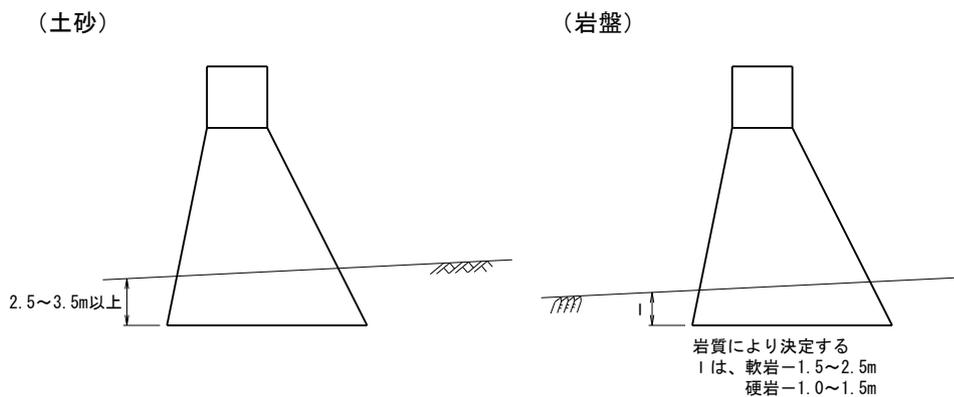


図 II-3-12 堰堤基礎の根入れ

- ④ 亀裂が多かったり風化しやすい砂岩や軟岩は土砂と同程度とする。
- ⑤ やむを得ず基礎地盤の支持力のない箇所にコンクリート堰堤を施工する場合は、所定の根入れより深くし（一般の場合の 5~10 割増）適切な基礎処理を行う。

2.7.3.2 基礎の安定

地盤の支持力、せん断摩擦抵抗力は、必要に応じて基礎地盤において載荷試験およびせん断試験を実施して確認する。試験が実施できない場合は、近傍の数値を採用するか、下記に示す一般的な数値を参考にして決定する。

(1) 地盤の支持力

推定により地盤の支持力を求める場合は、表Ⅱ-3-16を参考としてよい。この値は標準的なものであり、構造物の重要度・地盤の風化や亀裂の程度・固結の程度等により加減して用いる。

表Ⅱ-3-16 地盤の許容支持力 (t/m²) {kN/m²}

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力
硬 岩 (A)	(600) {5880.0}	岩塊玉石	(60) {588.0}
中硬岩 (B)	(400) {3920.0}	礫 層	(40) {392.0}
軟 岩(Ⅱ) (C _H)	(200) {1960.0}	砂 質 層	(25) {245.0}
軟 岩(Ⅰ) (C _M)	(120) {1176.0}	粘 土 層	(10) {98.0}

(2) せん断摩擦抵抗力

推定により地盤のせん断強度や摩擦係数を求める場合は、表Ⅱ-3-17を参考としてよい。この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度及び走向、固結の程度等により加減して用いる。

表Ⅱ-3-17 地盤のせん断強度 (t/m) {kN/m²}・内部摩擦係数

岩 盤			砂 礫 盤		
区 分	せん断強度	内部摩擦係数	区 分	せん断強度	内部摩擦係数
硬 岩 (A)	(300){2940.0}	1.2	岩塊玉石	(30){294.0}	0.7
中硬岩 (B)	(200){1960.0}	1.0	礫 層	(10){98.0}	0.6
軟 岩(Ⅱ) (C _H)	(100){980.0}	0.8	砂 質 層	—	0.55
軟 岩(Ⅰ) (C _M)	(60){588.0}	0.7	粘 土 層	—	0.45

(3) その他の地盤強度

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

基礎地盤のパイピングに対する検討は、I水系砂防編 第3章設計 2.6.2.2に示す「基礎砂礫のパイピング」によるものとする。

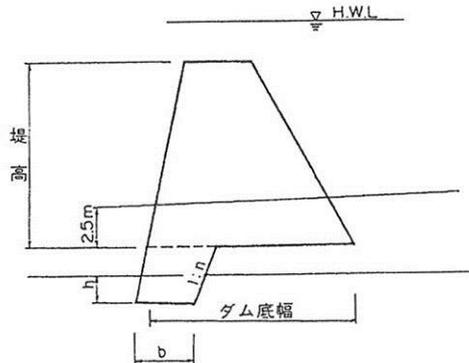
2.7.3.3 カットオフおよび節約断面

カットオフは、基礎が土砂あるいは軟岩の場合、所定の根入れを有し、なお基礎の一部に遮水、基礎処理又は堰堤前趾保護の目的で計画するものと、溪床勾配が急な（特に岩盤の場合で一般に1/10以

【土石流・流木対策編】

上) 場合、上流の根入れ及びコンクリート量を減じ経済性を図る目的で計画するものがある。

① 遮水、パイピング防止又は堰堤前趾保護の目的の場合（カットオフ）

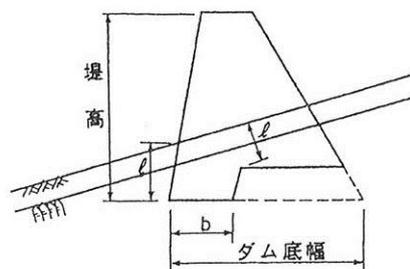


n : 土質による掘削勾配
 b : ダム底幅1/5以上最小で
 2.0m (切り上げて0.5m単位とする)

岩質	嵌入深(h)
軟岩	0.5m
硬岩	0.3m

図 II-3-13 カットオフの考え方

② 溪床勾配が急で、上流の根入れ及びコンクリート量を減じる場合（節約断面）



l, l_1 : 土質岩質による所定の根入。
 b : ダム底幅の1/3以上最小で2.0m
 (切り上げて0.5m単位とする)
 基礎の岩質は中硬岩程度
 以上とする。

図 II-3-14 節約断面の考え方

2.7.3.4 基礎処理

堰堤の基礎として十分な強度を得ることができない場合は、想定されるそれぞれの状態に対応できるよう適切な基礎処理を設計する。

基礎処理の検討は、I 水系砂防編 第3章設計 2.6.2.2 に示す「基礎処理」を参考に検討するものとする。

2.7.4 非越流部・袖部の設計

2.7.4.1 袖部の設計

(1) 袖の天端の勾配

- ① 袖の天端は、現溪床勾配程度の勾配をつけることを基本とする。
- ② 袖の天端に勾配をつける区間の長さは原則として地山までとし、短いほうに合わせて左右岸は同じ長さとする。
- ③ 袖勾配を付けて上げる最低高は0.5mとする。また、上げる高さは2.0m程度までとする。

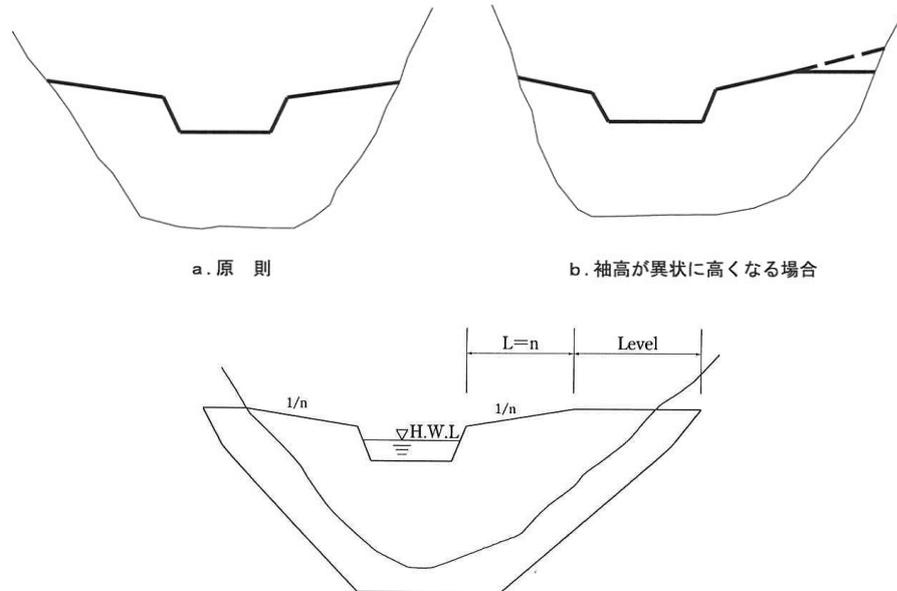


図 II - 3-15 袖天端の勾配

(2) 袖の嵌入

- ① 袖の嵌入は、堰堤基礎と同程度の安全性を有する地盤まで行うものとする。
- ② 袖嵌入長さは下表を標準とする。

表 II - 3-18 袖の嵌入量

	硬、中硬岩	軟岩、土砂礫
主堰堤	1.5～2.0m 以上	2.0～3.0m 以上
副堰堤	1.5～2.0m 以上	2.0～3.0m 以上

- 注) I) 地質に応じて上記範囲内で修正する。
 II) 堤体及び袖の根入れは附着及び摩擦面積を増し滑動に対する安全を増すために段切とする。しかし、岩盤の場合段切とせず岩盤線に平行な基礎根入れ形式とする。

(3) 袖部の破壊に対する構造計算

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

【土石流・流木対策編】

1) 袖部の断面

袖部の断面は次の四つの条件を満たす形状とする。

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

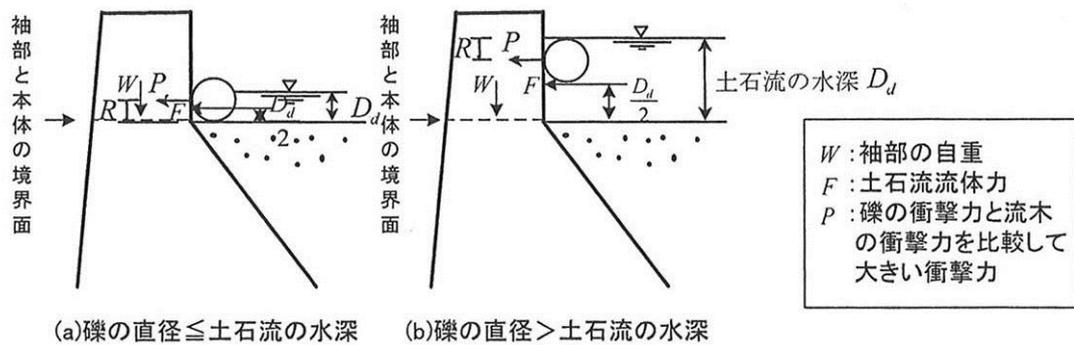
2) 袖部の安定計算

袖部の安定計算に用いる設計外力は以下に示す三種類とし、それらが袖部に作用する位置は図 II-3-17 に示すとおりとする。

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



図 II - 3-16 袖部の断面



(a) 礫の直径 \leq 土石流の水深 (b) 礫の直径 $>$ 土石流の水深
 注意) 礫の衝撃力が流木の衝撃力より小さい場合、(a)と(b)中のRは流木の直径の1/2とする。

図 II - 3-17 袖部と本体の境界面及び設計外力とその作用点

- ① 袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を広げる（図Ⅱ-3-16）か、あるいは袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。
- ② なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。
- ③ 袖部破壊の主因である衝撃力は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下とする。
- ④ 袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。
- ⑤ 礫の衝撃力及び流木の衝撃力の算定に用いる速度は、土石流の流速と等しいとし、礫径は最大礫径、流木の直径は最大直径、流木の長さは最大長とする。
- ⑥ 礫及び流木は図Ⅱ-3-17に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面の近傍で衝突するものとする。
- ⑦ 土石流の水深が礫径及び流木径より小さい場合は、礫及び流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。

砂防堰堤の袖部処理の特例

河川砂防技術基準（案）設計編においては、砂防堰堤の袖の両岸への嵌入は、ダム基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行うこととしている。基準に則り砂防堰堤の袖部を地山に岩着する場合、地山へ嵌入するために大規模な掘削をせざるを得ないことがある。このような場合には、掘削量が多大となり、斜面の不安定化による崩落、転石の危険性が增大することで、施工中の安全確保が困難になるほか、高所かつ広範囲の法面処理が必要となるなど、施工が困難となる恐れがある。また、広範囲掘削範囲による他の構造物への影響、自然環境や景観に対する影響等の問題が生じることがある。

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

（検討の観点）

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

【土石流・流木対策編】

2.7.4.2 非越流部の安定計算

- ① 非越流部の本体の断面は、非越流部にかかる設計外力に対して、越流部と同様の安定性を確保する。
- ② 不透過型堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等の特段の事情がある場合にはこの限りではない。
- ③ 非越流部の安定計算は、越流部と同じ堰堤高 H となる断面において、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行うことを基本とする。安定条件は本章 2.7.2.4、設計外力は本章 2.7.2.3 に従うが、その作用位置は図 II-3-18 に従う。

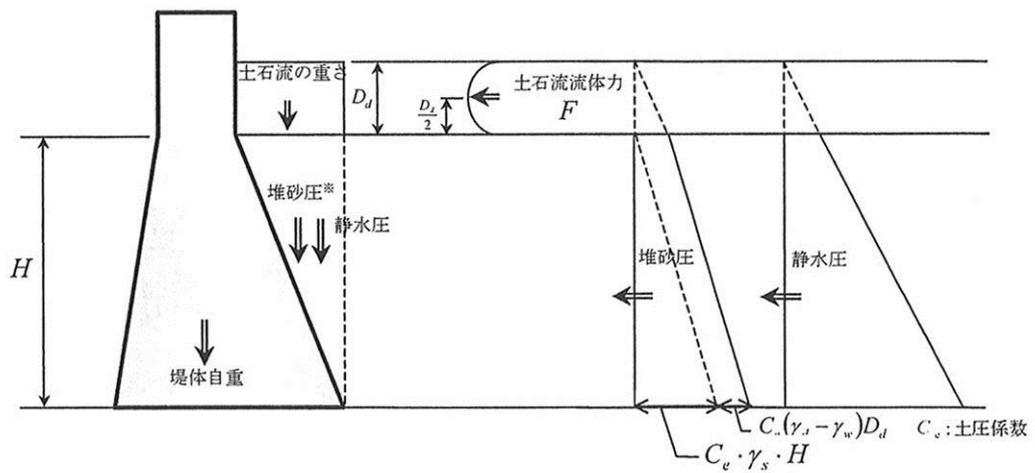
ただし、本章 2.7.1.2(5)のように土石流ピーク流量を袖部を含めて対応する水通し断面とする場合は、次の(a)、(b)のとおり堆砂面を想定したうえで、複数の断面で安定計算を行う。

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

なお、安定計算を実施する断面の位置としては、(i)～(ii)が考えられるが、その他、場の条件や堰堤の大きさ等を勘案して、検討位置を設定する。

(i)袖小口の断面

(ii)土石流の水深と袖部の高さが一致する断面



※堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 γ_s を用いる。

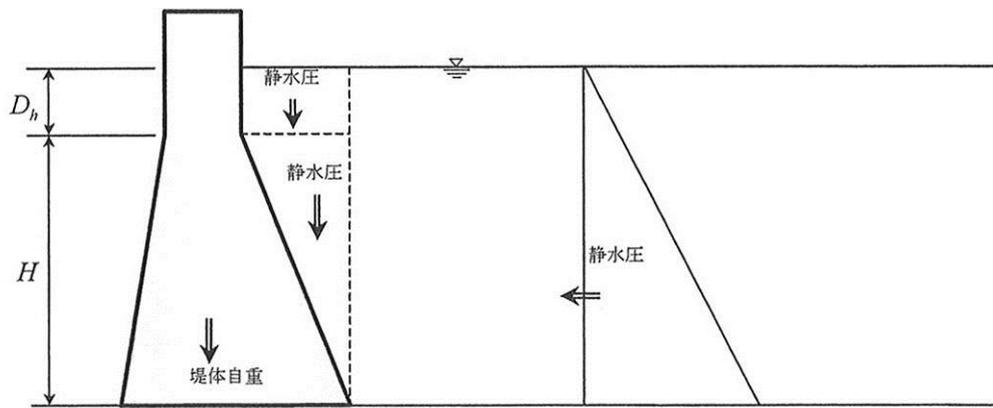


図 II - 3-18 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図

($H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

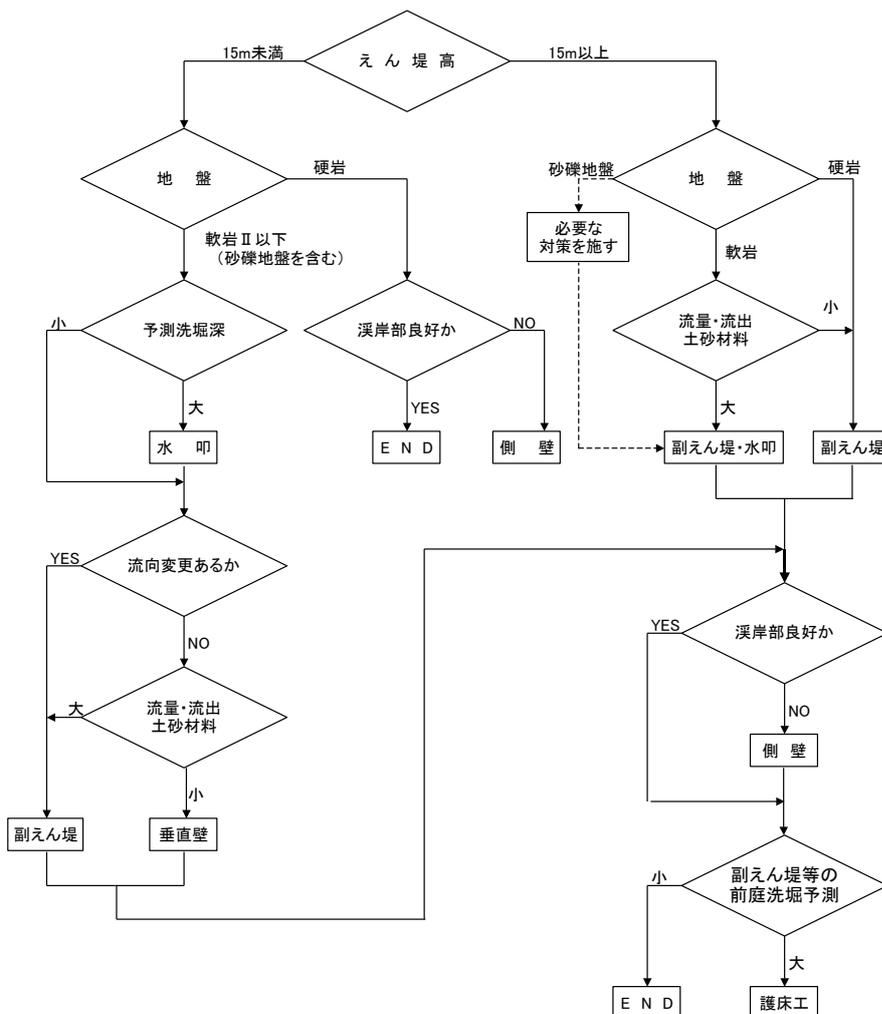
【土石流・流木対策編】

2.7.5 前庭保護工の設計

前庭保護工は、堰堤からの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘及び下流の河床低下の防止に対する効果が十分発揮されるよう設置されるものであり、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるように設計する。

2.7.5.1 形式の選定

- ① 副堰堤及び水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等からなる。
- ② 砂防堰堤からの越流水の減勢のためには、一般に副堰堤を設けることにより水褥池を形成した減勢工を用いることが多い。
- ③ 前庭保護工は、設計流量（水通し断面の決定に用いた流量）を用いて設計する。土石流が袖を越流すると予想される場合は、図Ⅱ-3-10に示すように土石流の越流を考慮した構造とする。
- ④ 前庭保護工の選定フローを図Ⅱ-3-19に示す。



図Ⅱ-3-19 前庭保護工選定フロー

- a. 堰堤基礎及びその下流が、硬岩で亀裂が少なく、また砂礫基礎であっても予測最大洗掘深より堰堤基礎が深く、かつ両岸の崩壊及び下流洗掘に対しても支障がなければ水叩きを設置する必要はない。
- b. 堰堤高が 15m 以上の場合は、硬岩基礎であっても副堰堤を設置して前庭部を保護するのが一般的である。
- c. 砂礫基礎の場合は、副堰堤と水叩きを併用して下流の保護を図る場合が多い。

2.7.5.2 副堰堤

副堰堤の位置及び天端高の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘及び下流河床低下の防止に対する効果が十分発揮されるよう定める。

(1) 副堰堤の構造

- ① 副堰堤の水通し、本体、基礎、袖の設計は本堰堤に準ずる。ただし、袖勾配は原則として水平とする。
- ② 副堰堤に設置される流木対策施設の土石流時の設計外力は、部分透過型における設計外力を準用する（本章 2.9.3.3 (2) 参照）。また、土石流の諸元は本堰堤の設計に用いた値とするが、土石流の波高、流速等の計算に用いる溪床勾配は計画堆砂勾配とする。

(2) 副堰堤の位置

副堰堤の位置及び天端高を求めるには、経験式や半理論式を用いるのが普通であるが、地形的条件により必要に応じて模型実験を実施して総合的に検討するものとする。

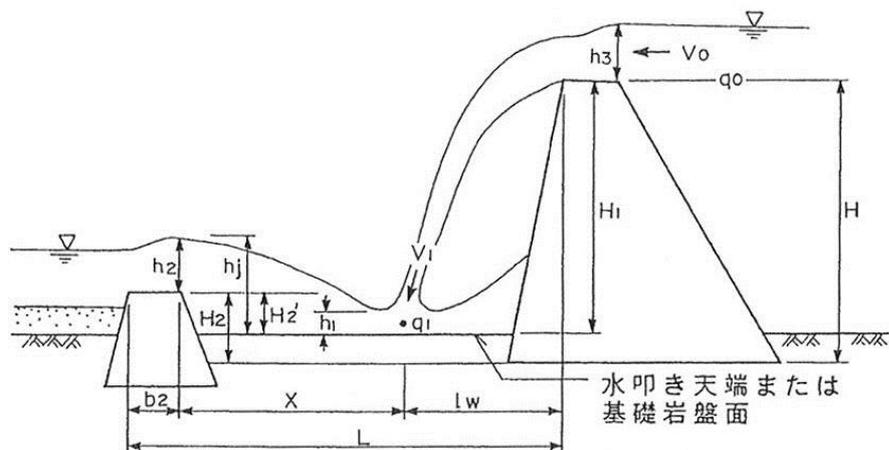


図 II - 3-20 副堰堤の位置及び高さ

【土石流・流木対策編】

① 経験式

$$L = (1.5 \sim 2.0) (H_1 + h_3)$$

ここで、 L : 本、副堰堤間の長さ
 (本堰堤天端下流端から副堰堤天端下流端までの長さ (m))
 H_1 : 水叩き天端、または基礎岩盤面からの本堰堤の高さ (m)
 h_3 : 本堰堤の越流水深 (m)

係数は、低堰堤で 2.0、高堰堤で 1.5 としている場合が多い。

② 半理論式

$$L \geq l_w + X + b_2$$

ここで、 l_w : 水脈飛距離 (m)

$$l_w = V_0 \left[\frac{2 \left(H_1 + \frac{1}{2} \cdot h_3 \right)}{g} \right]^{1/2}$$

V_0 : 本堰堤越流部流速 (m/sec)

$$V_0 = q_0 / h_3$$

q_0 : 本堰堤越流部単位幅当たり流量 (m³/sec)

h_3 : 本堰堤の越流水深 (m)

H_1 : 水叩き天端、または基礎岩盤面からの本堰堤の高さ (m)

g : 重力の加速度 (=9.8m/sec²)

X : 跳水の距離 (m)

$$X = \beta \cdot h_j$$

β : 係数 (4.5~5.0)

h_j : 水叩き天端、または基礎岩盤面から副堰堤越流水面までの高さ (m)

$$h_j = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$$

h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)

$$h_1 = q_1 / V_1$$

q_1 : 水脈落下地点の単位幅当たりの流量 (m³/sec)

V_1 : 水脈落下地点流速 (m/sec)

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + h_3)}$$

F_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流フルード数

$$F_1 = V_1 / \sqrt{g \cdot h_1}$$

b_2 : 副堰堤の天端幅 (m)

(3) 副堰堤の天端の高さ

① 経験式

$$H_2 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) H$$

ここで、 H_2 : 本・副堰堤の重複高（本堰堤堤底高と副堰堤天端高の差）（m）

H : 本堰堤の堰堤高（m）

（カットオフのある場合は、堤高 H にカットオフ高を加えた高さとする）

式中の係数は、堰堤高 20m 程度の高さまでの経験から出されたもので、 $1/3 \sim 1/4$ の幅は堰堤高が低くなるほど $1/3$ の方をとるのが良い。

② 半理論式

$$H_2' = h_j - h_2$$

ここで、 H_2' : 水叩き天端、または基礎岩盤面より副堰堤天端までの高さ（m）

h_j : 水叩き天端、または基礎岩盤面から副堰堤越流水面までの高さ（m）

h_2 : 副堰堤の堰の公式によって求められる越流水深（m）

（一般に本堰堤の越流水深と同一としている）

(4) その他の留意事項

① 副堰堤下流の溪床への取り合い

溪床勾配がきついなど、第 1 副堰堤水通し天端と下流溪床との落差が著しく大きい場合には、その対策として、第 2 副堰堤、水叩きに勾配を付けた水褥池のない垂直壁、カットオフ等の検討を行うものとする。

【土石流・流木対策編】

2.7.5.3 水叩き

水叩きは、堰堤下流洗掘を防止し、堰堤基礎の安定及び兩岸の崩壊に対する効果が十分発揮されるとともに、落下水、落下砂礫の衝突および揚圧力に対して安全なものとなるよう設計する。

- ① 堰堤構造及びその下流が硬岩で亀裂が少なく、また砂礫基礎であっても想定される最大洗掘深より堰堤基礎が深く、かつ兩岸の崩壊及び下流洗掘に対しても支障がなければ水叩工を設置する必要はない。
- ② しかし、堰堤高が 15m 以上の場合は、硬岩基礎であっても副堰堤を設置して前庭部を保護するのが一般的である。砂礫基礎の場合は、副堰堤と水叩工を併用して下流の保護を図る場合が多い。
- ③ 水叩き先端の基礎は一般には局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため、基礎地盤の種類にとらわれることなく、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。垂直壁の根入れの深さは、その付近の河状を調査して決定されるものであり、流量、河床勾配、河床材料等を調べるとともに、近傍の類似河川の実態を調査して定めなければならない。
- ④ 水叩き工法としては、下記の 1)～4) に示すようなタイプがあるが、一般には 1)、2) に示すタイプが多い。

1) 標準タイプ（垂直壁・水叩工）

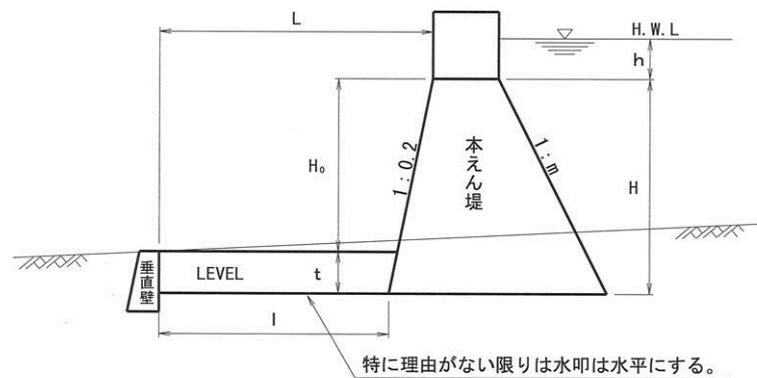


図 II-3-21 水叩きの模式図（標準タイプ）

2) 現河床が急勾配の場合

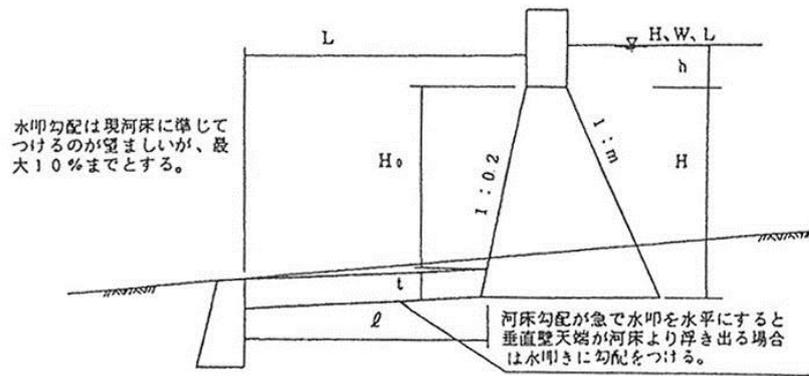


図 II - 3-22 水叩きの模式図 (現河床が急勾配の場合)

3) カットオフの場合

a. コンクリート容量減のためのカットオフの場合

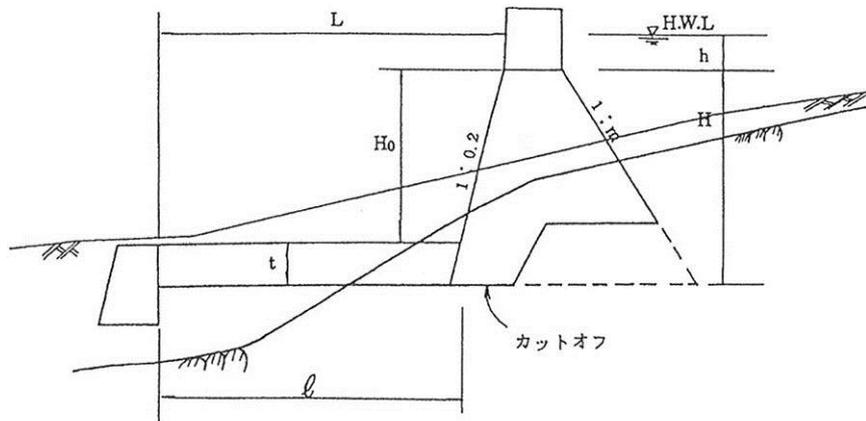


図 II - 3-23 水叩きの模式図 (コンクリート容量減のためのカットオフの場合)

b. 遮水、パイピング防止又は、堰堤前趾保護のためのカットオフの場合

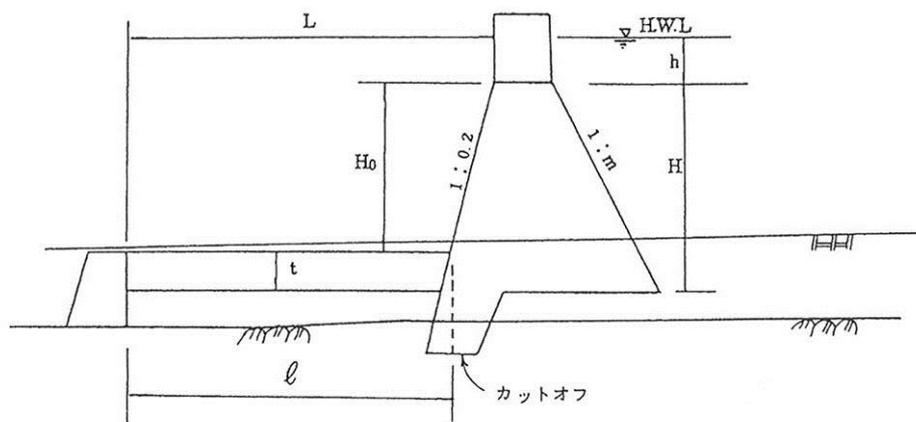


図 II - 3-24 水叩きの模式図 (遮水、パイピング防止、堰堤前趾保護のためのカットオフの場合)

【土石流・流木対策編】

4) 副堤（水褥池）方式（副堤・水叩工）

堰堤基礎が砂礫層で粒径が比較的小さく流量が大きい場合は、副堤（水褥池）工法のみでは、重複高を相当大きくしなければ洗掘を防止できないため水叩工法を併用する。

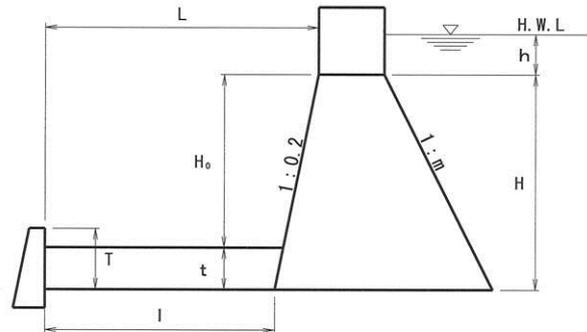


図 II - 3-25 水叩きの模式図（ウォータークッション併用の場合）

- ⑤ 最大計画洪水量が 100 (m³/sec) を超える場合には、副堰堤の施工を検討する。ウォータークッションと水叩工を併用する場合は、次の基準を適用する。ただし、経済的に副堰堤の施工が著しく不利になる場合は、別途協議するものとする。

(1) 水叩き厚 (t)

水叩きの厚さは、水通しより落下する流水の質（砂礫や転石を含むか否か）、水叩き上の水褥池の有無、および水叩きの基礎地盤によって左右される。このため水叩き厚は、落下水の衝撃に耐えるとともに水叩き底面の揚圧力にも十分耐えなければならない。

水叩きの厚さは、次式より求め、切り上げて 10cm 単位とする（例 1.03m→1.10m）。

（ただし、河床の地質が土砂の場合、最低値を 1.0m とし、岩盤の場合は 0.7m とする。）

$$t = a(0.6H_0 + 3h - 1.0) = \frac{a}{1 + 0.6a}(0.6H + 3h - 1.0)$$

- ここに、 t : 水叩き厚 (m)
 H₀ : 水叩きから本堤水通し天端までの高さ (m)
 h : 本堤の越流水深 (m)
 a : 係数
 H : 堰堤高 (m)

係数 a については、基礎地盤により下表の値を用いる。

表 II - 3-19 係数 a の算定表

基礎地盤	a	$\frac{a}{1+0.6a}$	最低値
土 砂	0.20	0.179	1.0m
	0.10	0.094	
軟 岩	0.10	0.094	0.7m
	0.05	0.049	
硬岩 (A)	—		0.7m
硬岩 (B)	通常は、水叩工を計画しないが、ハイダムの場合 は、副堰堤を検討する。		

注) 上段：通常の水叩き工の場合
下段：ウォータークッション工法を併用した場合

(2) 水叩き長 (ℓ)

水叩き長さは、落下水が射流から現況河川の水利条件に戻るまでの長さで、かつパイピングに対して安全である長さとする。

水叩きの長さは、次式により求め、切り上げて 0.5m 単位とする (例 12.51m→13.0m、12.01m→12.50m)。

表 II - 3-20 水叩き長の算定式

条 件	水 叩 き 長
$H_0 + h \leq 5.0m$	$\ell = 2.0(H_0 + h) - B - 0.2H_0 = 1.8H_0 + 2.0h - B$
$5.0m \leq H_0 + h \leq 8.0m$	$\ell = 2/3(H_0 + h - 5) + 10 - B - 0.2H_0$ $= 1/15(7H_0 + 10h - 15B + 100)$
$H_0 + h \geq 8.0m$	$\ell = 1.5(H_0 + h) - B - 0.2H_0 = 1.3H_0 + 1.5h - B$

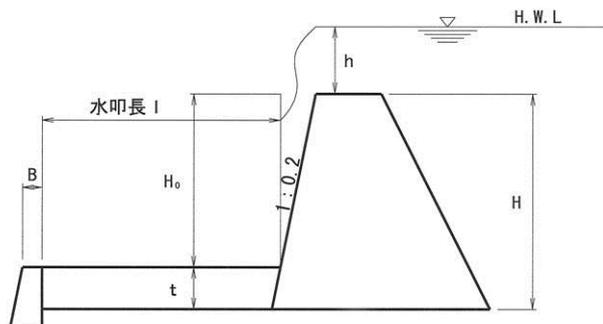


図 II - 3-26 水叩工の模式図

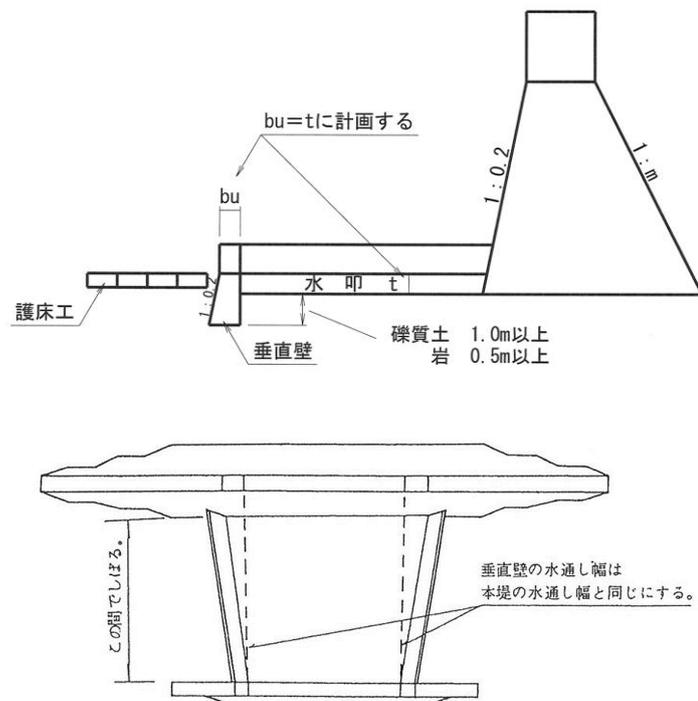
【土石流・流木対策編】

2.7.5.4 垂直壁

水叩き先端の基礎は一般に局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため、副堰堤を併用しない水叩きの先端には垂直壁を設ける。

垂直壁の構造は以下の通りとする。

- ① 垂直壁の水通し天端は、現溪床高と同程度か、または低くし、水叩き末端面の高さに合わせる。
- ② 垂直壁には、必ず袖を設ける。
- ③ 垂直壁の水通し天端厚は水叩き厚と同じにする。また、袖天端厚は基本的に水通しと等厚にする。
- ④ 表のりは1:0.2、裏のりは直とする。
- ⑤ 根入れは礫質土の場合、水叩き底高より1.0m以上とし、岩盤の場合は0.5m以上とする。
- ⑥ 水通し幅は、本堰堤の水通し幅と同じにする。
- ⑦ 袖天端勾配は水平を標準とし、袖端部は地山に取り付けることを原則とする。但し、溪床幅の大きい場合はこの限りではない（図II-3-28参照）。嵌入は本堰堤に準じる。
- ⑧ 地形の状況等により本堤を下流流心に対して直角にできなくなり、なおかつ潜り堰とならない場合は、垂直壁を下流流心に対して直角とする（図II-3-29参照）。



図II-3-27 垂直壁の模式図

溪床幅の大きい場合の垂直壁は次による。

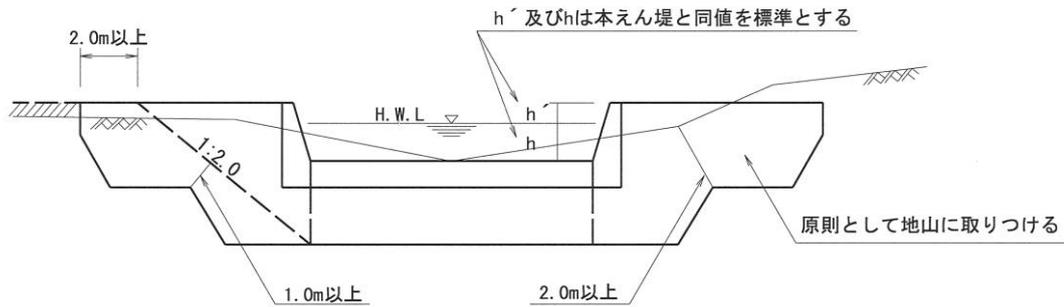


図 II - 3-28 溪床幅の大きい場合の垂直壁

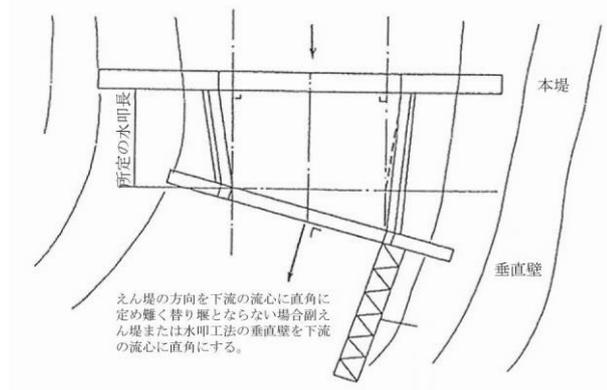


図 II - 3-29 垂直壁を下流流心に直角とする場合

2.7.5.5 側壁護岸

側壁護岸は、堰堤の水通し天端より落下する流水によって、本堰堤と副堰堤、または垂直壁との間において発生する恐れのある側方侵食を防止しうる構造として設計する。

- ① 側壁護岸は、一般には側壁護岸が受け持つ土圧のみに対して安全な構造としている。このため護岸背後が盛土の場合は、自然の背後地盤より締まり具合が悪いのが普通で、護岸の変位及びはらみ出しによる破壊を防ぐ意味で自立した護岸とするのが一般的であるが、これ以外の箇所ではモタレ式護岸も用いられる。
- ② 側壁護岸の構造は、下記事項に留意して設計を行う。
 - 1) 側壁護岸の位置は、必ず堰堤水通し肩より後退させること（図 II - 3-30 参照）。
 - 2) ただし、岩盤等で水叩きを施工しない場合は、水通し肩より側壁護岸工を後退させる（図 II - 3-30 参照）。
 - 3) 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩きのない

2.7.5.6 護床工

副堰堤、水叩工の下流の洗掘防止のため、必要に応じて護床工を設置するものとする。

- ① 護床工は、溪床材料、溪床勾配、洪水の発生頻度等により総合的に検討して決定する。使用材料は、大転石、ブロック、ふとん籠等とする。

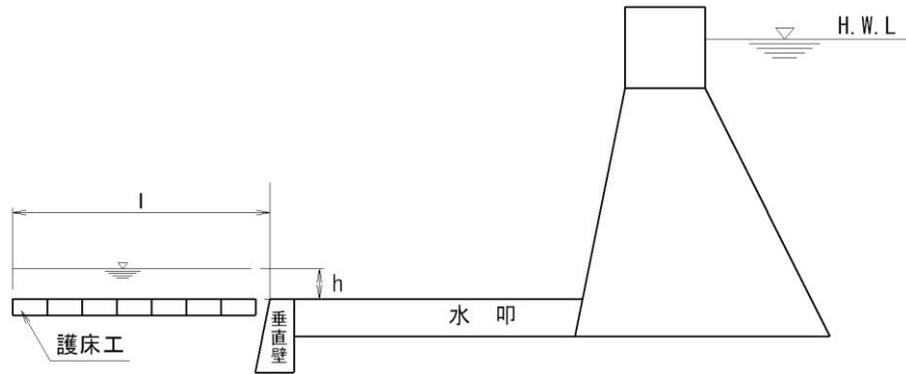


図 II-3-31 護床工設置の模式図

- ② 跳水終了後の整流および下流河床とのすり付けのために設置される護床工の設置範囲は、下流側計画高水時の水深の 3～5 倍程度の長さが望ましい。

$$l = 3 \sim 5 \times h$$

ここに、 l : 護床工長さ (m)

h : 前庭保護工の下流河道における計画水深 (m)

【土石流・流木対策編】

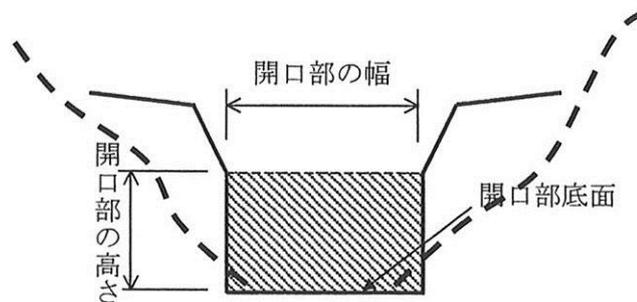
2.8 透過型砂防堰堤の設計

2.8.1 開口部の設計

2.8.1.1 開口部の設定

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

- ① 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。
- ② 開口部の高さは、土石流や洪水の水深以上を確保し計画捕捉量により決定する。
- ③ 開口部の底面は、未満砂の状態ですべての流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。



図Ⅱ-3-32 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）

2.8.1.2 透過部断面の設定

透過型砂防堰堤は、透過部断面の純間隔を適切に設定することにより、土石流を捕捉する機能、及び平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。したがって、透過部断面の設定は、土石流の流下形態や最大礫径（ D_{95} ）、流木の最大直径、流域内の既施設配置状況、堰堤高等に十分留意して設定する。

- ① 水平純間隔は最大礫径（ D_{95} ）の1.0倍程度に設定する。
- ② 土石流の水深より高い透過型砂防堰堤を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径（ D_{95} ）の1.0倍程度に設定し、土石流の捕捉を確実にする。
- ③ 最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度とすることが基本であるが、土石流の水深よりも最大礫径（ D_{95} ）が小さい場合等においては、最下段の透過部断面高さは最大礫径（ D_{95} ）の1.5倍まで狭くすることができる（表Ⅱ-3-21参照）。
- ④ 機能上、必要な場合、水平純間隔及び鉛直純間隔を1.5倍まで広げることができる。
- ⑤ なお、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせた上で、土石流を捕捉する機能として以下の条件の全てを満たす場合には、溪流の状況等に応じて上記以外の方法で透過部断面を設定することができる。

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

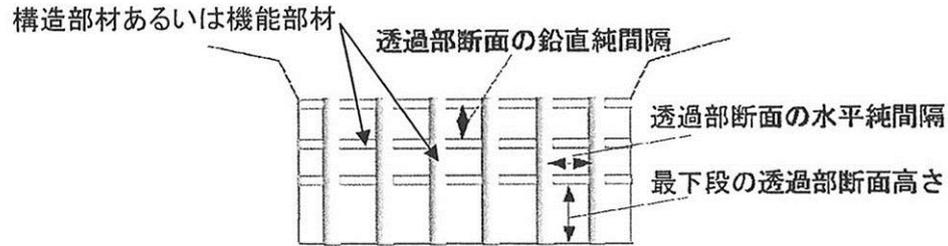


図 II - 3-33 透過部断面の純間隔

表 II - 3-21 透過型砂防堰堤における透過部断面の設定

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

*1 上述の通り、水平純間隔・鉛直純間隔を最大礫径 (D_{95}) の 1.5 倍まで広げることができる。

*2 上述の通り、最下段透過部断面高さを最大礫径 (D_{95}) の 1.5 倍まで狭くすることができる。

2.8.2 水通しの設計

2.8.2.1 水通しの位置

透過型砂防堰堤の水通しの位置は、不透過型砂防堰堤に準じることとする（本章 2.7.1.1 参照）。

2.8.2.2 水通し断面

透過型砂防堰堤の水通し断面は、透過部が土石等により完全に閉塞した場合に土石流ピーク流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とする。余裕高は考慮しなくても良い。

なお、地形など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（図 II - 3-10 参照）。

【土石流・流木対策編】

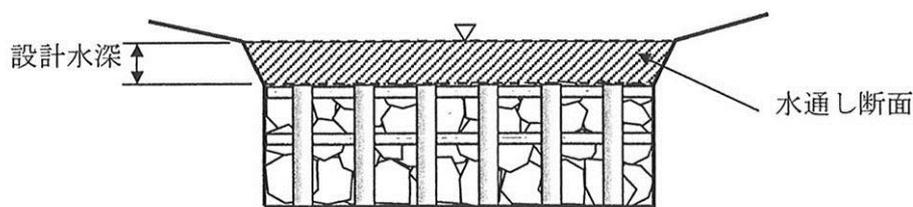


図 II - 3-34 透過型砂防堰堤の水通し断面（斜線部）

(1) 水通し幅

透過型砂防堰堤の水通し幅は、原則として不透過型砂防堰堤と同様とするが、本章 2.8.1.1 を考慮の上、決定するものとする。

(2) 断面形状

透過型砂防堰堤の水通し断面形状は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.7.1.2 (2) 参照）。

(3) 設計水深

設計水深は、下記の①と②を比較し、大きい値とする。ただし、地形など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。

- ① 土石流ピーク流量に対する越流水深の値（本章 2.7.1.2 (3) 参照）
- ② 最大礫径の値（本章 2.7.1.2 (3) 参照）

なお、袖部を含めた断面によって対応する場合は図 II - 3-10 に基づくこととする。

土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の堰堤においては、不透過型砂防堰堤の場合と同様に、本章 2.7.1.1 の解説のとおり設計水深や水通し部等の検討を行う。ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする。

2.8.3 本体の設計

2.8.3.1 越流部の安定性の検討

(1) 越流部の安定性

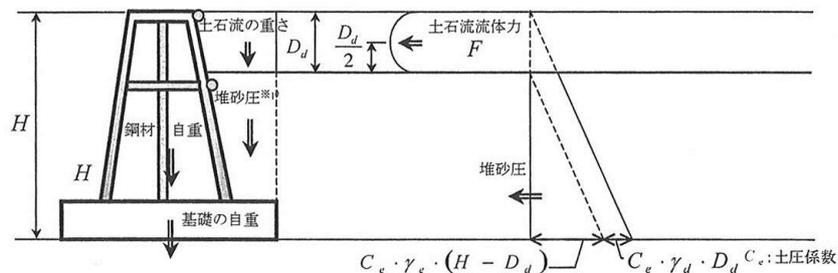
透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒及び支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ堤体を構成する部材が土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

- ① 透過型砂防堰堤の堤体全体の安定は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.7.2.4 参照）。
- ② 中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

(2) 設計外力

透過型砂防堰堤の設計外力は基本的には不透過型砂防堰堤の設計外力と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。

- ① 透過型砂防堰堤の設計外力は、図Ⅱ-3-35 を基に堆砂圧および流体力を設計外力として堤体全体の安定性、部材の安全性を検討する。土石流自重が上載荷重となるので堆砂圧は台形分布となる。
- ② 透過部分には砂礫および水は詰まっていない状態で自重を算定する。



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

図Ⅱ-3-35 透過型砂防堰堤の設計外力（土石流時）

- ③ 透過型砂防堰堤は、表Ⅱ-3-22により所定の安全率を満足させるものとする。

表Ⅱ-3-22 透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）

	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
堰堤高 15m 未満		堆砂圧、 土石流流体力	
堰堤高 15m 以上		堆砂圧、 土石流流体力	

15m 以上の透過型砂防堰堤において、透過部の安定条件は 15m 以下の場合と同様とする。

【土石流・流木対策編】

また、非越流部については、一般的に上流側ののり勾配が急な場合が多いため、未満砂の状態のときに下流側から地震慣性力が作用する状態についても安全性を検討する。

(3) 越流部の安定条件

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（本章 2.7.2.4 参照）。

2.8.3.2 越流部の構造検討

(1) 構造検討条件

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

① 透過部の構造検討を実施すべき項目は、以下の通りである。

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

② 土石流を捕捉する目的で配置される部材（機能部材）のうち、構造物の形状を保持するための部材（構造部材）に相当しない場合には、土石流中の石礫を捕捉できれば目的を達成するため、塑性変形を許容することができる。

なお、流域の外力条件が厳しい現場においては、以下の点に留意する必要がある。

- ・ 特に外力条件が厳しい現場では、計画地点の状況や流域特性を十分調査して礫径を適切に設定する。その際、近隣の溪流において土砂流出の実績がある場合には、そのときの流出した巨礫の礫径も参考とする。
- ・ 特に外力条件が厳しい現場において、極めて大きい礫が流下する可能性がある判断される場合、その礫が衝突しても、砂防堰堤全体として捕捉機能が失われることとならない構造の設計に配慮する。

(2) 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、自重、土石流流体力、堆砂圧、温度応力とする。

- ① 透過型砂防堰堤の構造計算にあたっては、部材の発生応力と接合部の強度について、土石流時及び満砂時の設計外力の組み合わせに対して安全でなければならない。さらに、部材で構成される構造物が不静定構造となっている場合には、温度変化時の設計外力の組み合わせに対して安全を確認しておかなければならない。
- ② 構造検討を行う設計外力の組み合わせを表Ⅱ-3-23に示す。
- ③ 土石流時は短期荷重であることから、許容応力度を1.5倍割増すものとする。
- ④ 温度変化に対しては、一般的に許容応力度を1.15倍割増すものとする。なお、温度応力が大きくなる場合は、部材断面が温度応力で決定されないような断面形状とするか、施設延長を分割するものとする。
- ⑤ 透過部の部材の設計においては、表Ⅱ-3-22の他に、土石流流体力が構造物に偏心して作用する偏心荷重と、礫や流木の衝撃力による荷重とに対して安全であるように設計する。
- ⑥ 湾曲部における砂防堰堤軸は、下流河道に対して概ね直角が望ましいが、捕捉機能から上流に対してもできるだけ偏心しないよう考慮する。上流の流心に対して偏心する場合には、想定される土石流の流心と堰堤軸の角度 (θ_{R2}) を想定し、さらに余裕角 (θ_{R3}) を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度 (θ_{R1}) を設定する (図Ⅱ-3-36参照)。
- ⑦ また、湾曲部に設置する場合には、内湾側が土石流の先頭部に含まれる石礫で閉塞せず、後続流が通過してしまう可能性にも留意する。

表Ⅱ-3-23 構造検討で考慮する設計外力の組み合わせ

ケース	土石流時	満砂時	温度変化時
自重	○	○	○
土石流流体力	○		
堆砂圧	○	○	
温度応力			○
許容応力度の割増係数	1.5	1	1.15

【土石流・流木対策編】

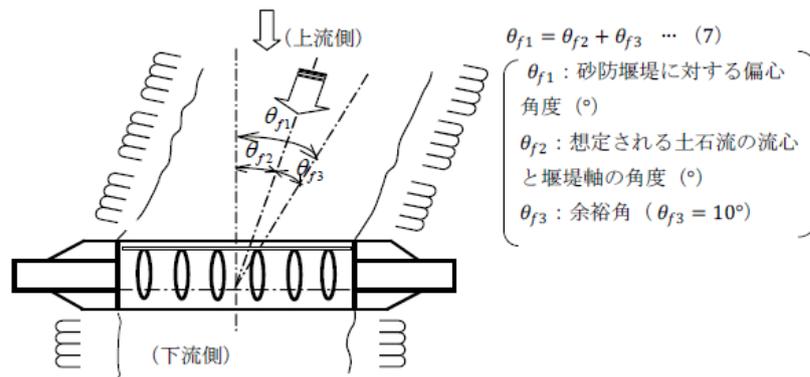


図 II-3-36 透過部材に対する偏心荷重（溪流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合）

2.8.4 基礎の設計

透過型砂防堰堤の基礎の設計は、不透過砂防堰堤と同様とする（本章 2.7.3 参照）。

2.8.5 非越流部・袖部の設計

2.8.5.1 非越流部の安定性および構造

透過型砂防堰堤の非越流部の安定条件及び設計外力の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.7.2.4 参照）。ただし、堰堤が 15m未満の場合、安定計算は、“土石流時のみ”を対象として実施する。また、堰堤が 15mの場合、安定計算は、“土石流時”と“平常時”を対象として実施する。

2.8.5.2 袖部の設計

透過型砂防堰堤の袖部の設計は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.7.4.1 参照）。

2.8.6 前庭保護工の設計

前庭保護工は、砂防堰堤本体の安定性が維持できるよう現地の地質、地形等を考慮して必要に応じて計画する。

- ① 透過型砂防堰堤の場合には、通常の流水は河床沿いに設置前とほとんど変わらずに流下するものであり、前庭保護工を必要としないと考えられる場合が多い。しかし、捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合、及び透過部下端と溪床面との間に落差を生じる構造などには、不透過型砂防堰堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

なお、副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

【土石流・流木対策編】

2.9 部分透過型砂防堰堤の設計

2.9.1 開口部の設計

部分透過型砂防堰堤の開口部の設計は、透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.8.1.1 参照）

2.9.2 水通しの設計

部分透過型砂防堰堤の水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とするが、設計水深は不透過型砂防堰堤に準じることとする。

2.9.2.1 水通しの位置

部分透過型砂防堰堤の水通しの位置は、透過型砂防堰堤に準じることとする（本章 2.8.2.1 参照）。

2.9.2.2 水通し断面

(1) 水通し幅

部分透過型砂防堰堤の水通し幅は、透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.8.2.2 (1) 参照）。

(2) 断面形状

部分透過型砂防堰堤の断面形状は、透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.8.2.2 (2) 参照）

(3) 設計水深

部分透過型砂防堰堤の設計水深は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.7.1.2 (3) 参照）。

2.9.3 本体の設計

2.9.3.1 天端幅

不透過部の天端幅は、礫および流木の衝突によって破壊されないように決定する。

- ① 不透過部の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍以上を原則とする。ただし、不透過型砂防堰堤に準じ、不透過部の安全性を考慮し、不透過部の天端幅は3m以上とする。

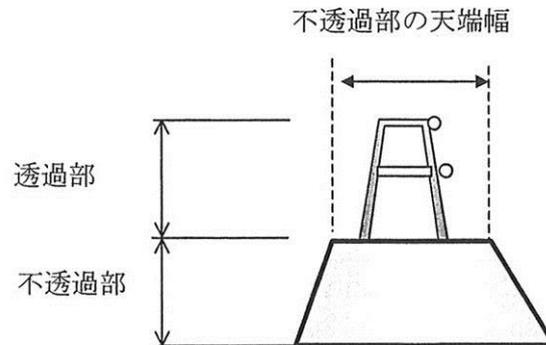


図 II - 3-37 部分透過型砂防堰堤の天端幅（例）

2.9.3.2 下流のり勾配

部分透過型砂防堰堤の下流のり勾配は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.7.2.2 参照）

2.9.3.3 越流部の安定性の検討

(1) 越流部の安定性

部分透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒及び支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ堤体を構成する部材が土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

- ① 部分透過型砂防堰堤の堤体全体の安定は、本章 2.7.2.4 に準じることとする。
- ② 中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

(2) 設計外力

透過型砂防堰堤の設計外力は基本的には不透過型砂防堰堤の設計外力と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。

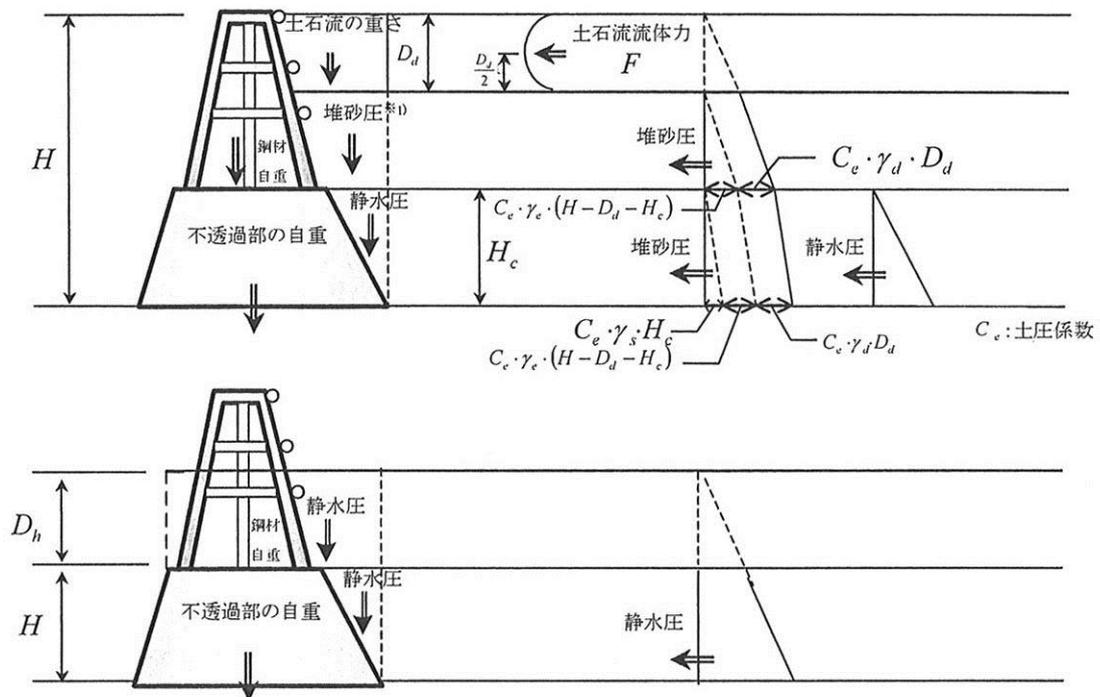
【土石流・流木対策編】

- ① 安定計算に用いる設計外力の組み合わせは、
- ② 表Ⅱ-3-24 のとおりとする。

表Ⅱ-3-24 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重除く）

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

- ③ 安定計算に用いる設計外力は、図Ⅱ-3-38 に示すように透過部と不透過部に作用させる。



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

図Ⅱ-3-38 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力
 (H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

- ④ 透過部の自重は透過部分に砂礫及び水が詰まっていないものとして算出する。なお、洪水時に透過部を越流する水の自重は静水圧として不透過部に作用させる。

(3) 安定条件

部分透過型砂防堰堤全体の安定条件は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.7.2.4 参照）。

【土石流・流木対策編】

2.9.3.4 越流部の構造検討

部分透過型砂防堰堤の部材及び構造は、透過型砂防堰堤と同様に検討する（本章 2.8.3.2 参照）。

2.9.4 基礎の設計

部分透過型砂防堰堤の基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.7.3 参照）。

2.9.5 非越流部・袖部の設計

部分透過型砂防堰堤の非越流部・袖部の設計は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.7.4 参照）。

2.9.6 前庭保護工の設計

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 2.7.5 参照）。

- ・ 水叩きの長さや厚さは、洪水による洗掘の場合と捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合を想定し、両者のうち、より厳しい条件で設計を行うものとする。
- ・ 設計に用いる水叩きの天端からの高さは、洪水時は水叩き天端から不透過部の天端高まで、土石流時は水叩き天端から透過部の天端高までとする。
- ・ 減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。なお、副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

第3節 その他の土石流・流木対策施設の設計

3.1 土石流・流木発生抑制工

3.1.1 土石流・流木発生抑制山腹工

土石流・流木発生抑制山腹工は、植生または他の土木構造物によって山腹斜面の安定化を図る工法である。

- ① 土石流・流木発生抑制山腹工には、主として山腹保全工等があり、土石流となる可能性のある山腹崩壊を防ぐ。

3.1.2 溪床堆積土砂移動防止工

溪床堆積土砂移動防止工は、床固工等によって溪床堆積物の移動を防止する工法である。

- ① 溪床堆積土砂移動防止工には、主として床固工等があり、溪床や溪岸の堆積物の移動を防止する。原則として床固工の上流側を天端まで埋戻し礫及び流木の衝撃力を直接受けない構造とする。
- ② 袖部の上流側は、土砂を盛る等の処置を行い土石流による破壊をできるだけ避けるものとする。
- ③ 設計外力は、本章 2.7.2.3 を参考とし、土石流荷重は考慮せず、静水圧のみを対象とする。
- ④ 床固工等の水通し断面は、本章 2.7.1 によるが、水通し幅は地形を考慮して出来るだけ広くとる。
- ⑤ 土石流ピーク流量に対しては、余裕高は原則として考慮しなくてもよい。
- ⑥ その他の設計は、コンクリート製では本章 2.7 で示す不透過型砂防堰堤の構造に準じる。

【土石流・流木対策編】

3.2 土石流導流工

3.2.1 断面

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

- ① 土石流導流工は、安全な場所まで土石流を導流するよう、土石流・流木捕捉工の砂防堰堤を 1 基以上設けた後、または土石流堆積工を設けた後それらに接続するよう計画する。
- ② 計画流量は、溪流全体の施設配置計画において施設により整備される土砂量の計画流出土砂量に対する比だけ土石流ピーク流量が減少すると仮定して決定する。ただし、計画規模の年超過確率の降雨量から求められる清水の対象流量に 10%の土砂含有を加えた流量を下まわらないものとする。
- ③ 土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の 2 倍以上、または原則として 3m 以上とする。
- ④ 計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流が上流域で十分処理される場合は通常の溪流保全工（I 水系砂防編 第 3 章設計 第 6 節溪流保全工参照）を計画するものとする。
- ⑤ 余裕高は次のとおりとする。

流 量	余裕高 ($\triangle D_d$)
200m ³ /s 以下	0.6 m
200～500 m ³ /s	0.8 m
500～2000 m ³ /s	1.0 m

ただし、河床勾配による次の値以下にならないようにする。

勾 配	$\triangle D_d / D_d$
1/10 以上	0.5
1/10～1/30	0.4

ここで、 D_d ：水深（m）である。

3.2.2 法線形

土石流導流工の法線形はできる限り直線とする。

- ① 土石流は直進性をもっているため、導流工の法線形は直線とするのが望ましい。
- ② 地形及び土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとし、その湾曲部曲率半径は下記の式で求め、中心角 30° 以下とする。

$$B_r / \theta_{r(IN)} \leq 0.1$$

ここで、 B_r : 流路幅 (m)
 $\theta_{r(IN)}$: 湾曲部曲率半径 (m)

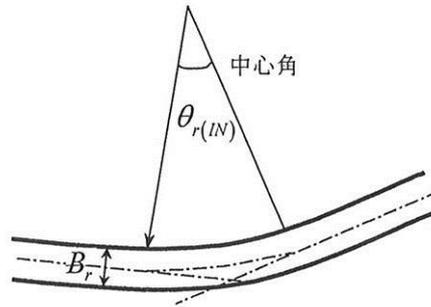


図 II - 3-39 土石流導流工湾曲部の法線形

3.2.3 縦断形

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

3.2.4 構造

(1) 溪床

土石流導流工は、安全上、掘込み方式を原則とする。

(2) 湾曲部

湾曲部では外湾部の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

- ① 理論値、実測値、実験結果等により水位上昇を推定し、これを安全に流せる構造とする。
- ② 土石流では、外湾の最高水位 $D_{d(OUT)max}$ は $D_d + 10 \cdot (B_r \cdot U^2) / (\theta_r \cdot g)$ にもなることがあるが、一般に土石流導流工や流路工が施工される扇状地では、土石流及び清流でそれぞれ下記の式で求める。

$$\text{土石流} \quad : \quad D_{d(OUT)max} = D_d + 2 \frac{B_r \cdot U^2}{\theta_r \cdot g}$$

$$\text{清流 (射流)} \quad : \quad D_{d(OUT)max} = D_d + \frac{B_r \cdot U^2}{\theta_r \cdot g}$$

ここに、 D_d : 直線部での水深 (m)
 B_r : 流路幅 (m)
 U : 平均流速 (m/s)
 θ_r : 水路中央の曲率半径 (m)
 g : 重力加速度 (=9.8 m/s²)

【土石流・流木対策編】

3.3 土石流堆積工

3.3.1 土石流分散堆積地

3.3.1.1 形状

土石流分散堆積地の形状は、過去の土石流の規模、流下・氾濫特性、類似溪流の発生事例を基に、土石流の流動性及び地形の特性を把握し適切な形状とする。

3.3.1.2 計画堆砂勾配

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は現溪床勾配の $1/2 \sim 2/3$ の勾配を基準とする。なお、適応可能な実績値がある場合は、それを用いてよい。

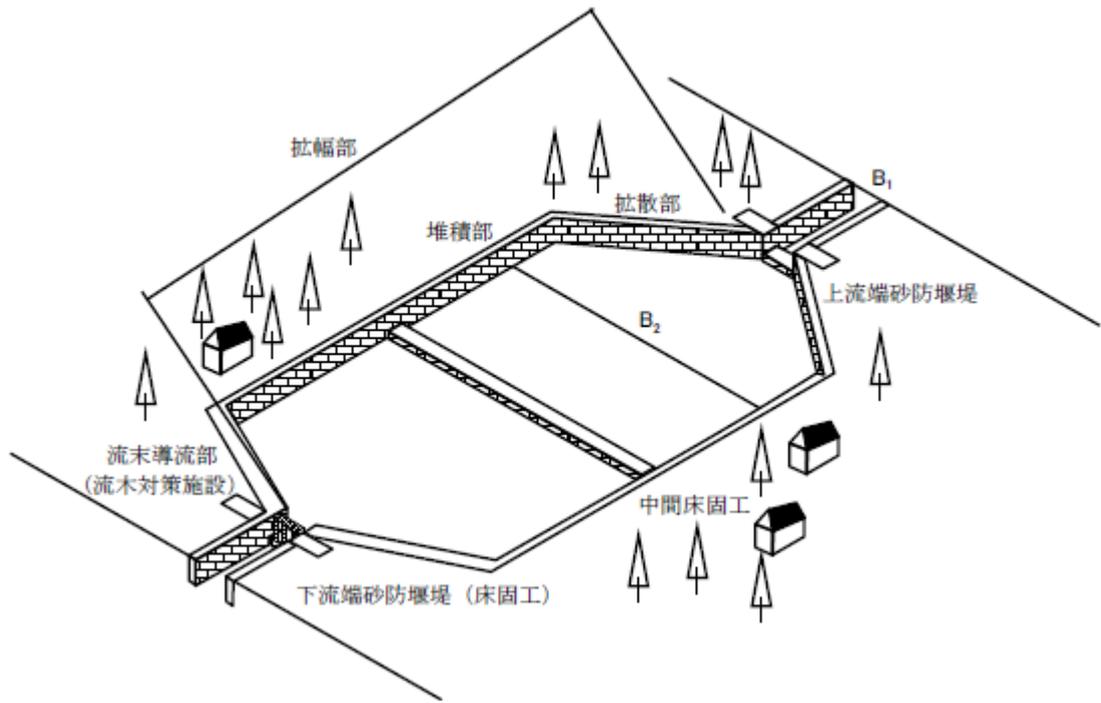
3.3.1.3 計画堆積土砂量

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は、計画堆砂勾配で土砂が堆積した状態における量を算出する。

3.3.1.4 構造

土石流分散堆積地の上、下流端には砂防堰堤または床固工を設け、堆砂地内には必要に応じて護岸、床固工を設ける。

- ① 土石流分散堆積地は上下流端の砂防堰堤（または床固工）、拡散部、堆積部及び流末導流部からなる。
- ② 上流端砂防堰堤（床固工）は堆積地勾配を緩和するために掘り込みを原則とするので、上流端の現溪床との落差を確保するために設置する。
- ③ 下流端砂防堰堤（床固工）は拡散した流れを制御し河道にスムーズに戻す機能を持つ。
- ④ 堆積容量を増大するために堆積部に床固工を設置することがある。
- ⑤ 土石流分散堆積地の幅（ B_2 ）は上流部流路幅（ B_1 ）の5倍程度以内を目安とする。



図Ⅱ-3-40 土石流分散堆積地

【土石流・流木対策編】

3.3.2 土石流堆積流路

土石流を扇状地内の流路に積極的に堆積させる。また、護岸工等により溪岸侵食を防止する。

- ① 流路に土石流を積極的に堆積させるために、流路勾配の緩和、流路断面の拡幅により、土砂輸送能力を低下させる。
- ② 土石流発生以前の常時の流量において土砂が堆積するようでは、土石流発生時での堆積容量が減少するため、常時の流出土砂量（土砂混入濃度）を想定し、これが堆積しない程度まで流路勾配を緩くするものとする。

3.4 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯は、土石流堆積区間で土石流の流速を低減させる目的で土石流堆積区間末端部付近に設定する。

堆砂空間の構造は、現在の地形を考慮し下流端に床固工等を配置し、小規模な出水を処理する常水路、導流堤、樹林、補助施設等からなる。

(1) 利用樹種

導入する樹種は、計画区域内または近傍の類似条件下の場所に存する樹種を参考に選定する。

(2) 樹林の密度等

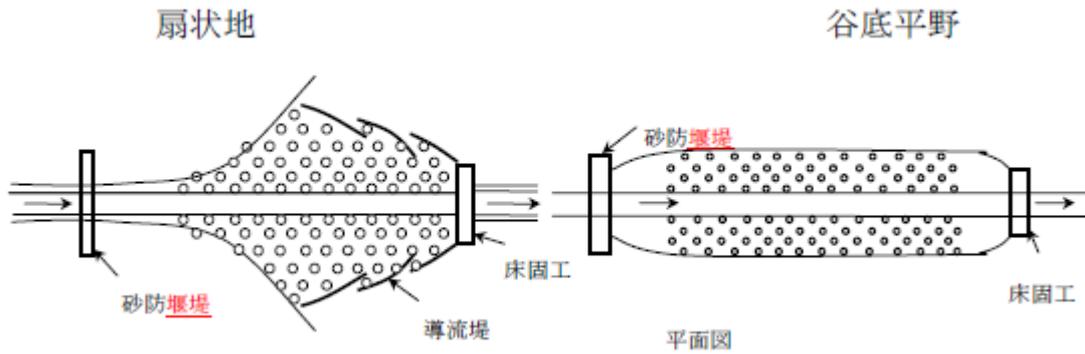
- ① 樹林の密度は樹木の生育上必要な最小限の間隔を確保した上で、樹林帯区域内の流速を減じ十分な土砂の堆積効果が得られる密度を目標とする。
- ② 樹木は流体力により倒れないように検討する。

(3) 効果量

効果量は整備後の樹林帯を考慮した粗度係数を求め土砂の堆積量を掃流砂量計算等により算定し、計画区域内の溪床の不安定土砂量と併せたものを効果量とする。

(4) 樹林帯の保育

土石流緩衝樹林帯の機能を維持確保するために樹林帯の保育を行い、必要に応じ下刈、補植等を行う。



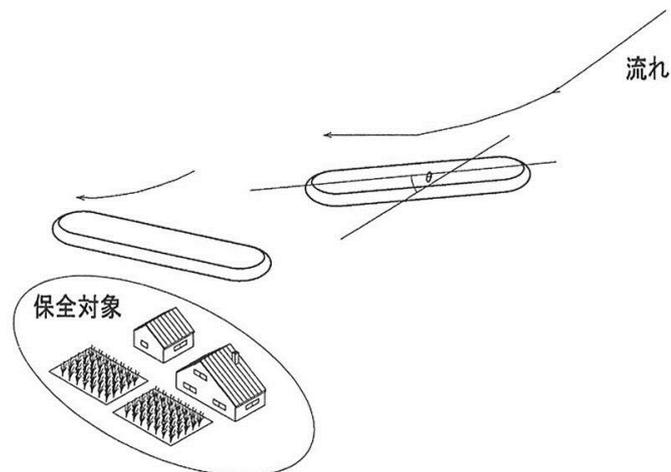
図Ⅱ-3-41 土石流緩衝樹林帯

3.5 土石流流向制御工

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

(1) 導流堤の法線形

- ① 計画基準点よりも下流で土砂を流しても安全な場所があり、下流に災害等の問題を生じさせずに安全な場所まで土砂を流下させることができる場合は、土石流の流向を土石流導流堤等により流向を制御し、安全な場所まで導流する。
- ② 流向制御工の法線は土石流直撃による越流を防止するために、流れに対する角度 (θ) は $\theta < 45^\circ$ とする。土石流の流向を 45° 以上変更する場合、導流堤を複数に分割し、霞堤方式に配置する。



図Ⅱ-3-42 土石流導流堤の法線

【土石流・流木対策編】

(2) 土石流導流堤の高さ

流向制御工天端は原則として現溪床勾配と平行とする。高さは土石流の水深に余裕高を加えたものとする（本章 2.5.1 参照）。

(3) 導流堤の法面保護および法先の洗掘対策

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

第4節 除石（流木の除去を含む）

土石流・流木対策設置が十分機能を発揮するよう、定期的及び豪雨後、すみやかに堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石（流木の除去を含む）を行う。

- ① 土石流・流木捕捉工は計画捕捉量及び計画堆積量が大いほど効果が大いので、定期的または出水後に堆砂状況を調査する。
- ② 定期的及び出水の後に堰堤堆砂状況の調査を行い、必要に応じて除石・除木の処置を講ずる。
- ③ 土石流発生後は、施設の被害について必要に応じて点検を行い、破損等に対し必要な処置を講ずる。
- ④ 透過型砂防堰堤や部分透過型砂防堰堤については、流木等によって透過部断面が閉塞しないよう管理する。
- ⑤ 除石（流木の除去を含む）を前堤とした施設の効果量を見込む場合は、堆砂後の除石（流木の除去を含む）のため、管理用道路を含めあらかじめ搬出方法を検討しておくものとする。