

土石流対応型 治山ダム設計方針

広島県農林水産局森林保全課

2022(令和4)年4月

<目次>

第1編 総則

I 目的..... 1- I -1
II 土石流対応型治山ダムの設計基準..... 1- II -1

第2編 計画流出量に対する整備率

I 計画流出量の算定範囲..... 2- I -1
II 整備率..... 2- II -1
III 計画流出量..... 2- III -1
III - i 計画流出土砂量の算定..... 2- III -1
III - ii 計画流出流木量の算定..... 2- III -3
IV 渓床勾配等の設定..... 2- IV -1
IV - i 渓床勾配適用区分..... 2- IV -1
IV - ii 現渓床勾配..... 2- IV -2
IV - iii 計画堆砂勾配..... 2- IV -3
IV - iv 土石流時堆砂勾配..... 2- IV -4
V 土石流対応型治山ダムの効果量..... 2- V -1
V - i 計画捕捉量..... 2- V -1
V - ii 計画堆積量..... 2- V -4
V - iii 計画発生(流出)抑制量..... 2- V -5

第3編 土石流対応型治山ダムの基本的事項

I 対象流量..... 3- I -1
I - i 計画高水流量(洪水時流量)..... 3- I -1
I - ii 土石流ピーク流量..... 3- I -6
II 土石流諸元..... 3- II -1
II - i 土石流の流速及び水深..... 3- II -1
II - ii 土石流単位体積重量..... 3- II -4
II - iii 土石流流体力..... 3- II -5
II - iv 最大礫径、最大流木長・径..... 3- II -6

第4編 土石流対応型治山ダムの設計

I	放水路.....	4- I -1
I - i	放水路位置.....	4- I -1
I - ii	放水路形状.....	4- I -3
I - iii	放水路断面.....	4- I -4
II	治山ダムの袖.....	4- II -1
II - i	袖の突込み深さ.....	4- II -1
II - ii	袖形状.....	4- II -2
III	治山ダム断面形状.....	4- III -1
IV	治山ダム安定計算.....	4- IV -1
IV - i	計算ケース.....	4- IV -1
IV - ii	安定計算条件.....	4- IV -3
IV - iii	安定計算に用いる定数.....	4- IV -4
V	治山ダムの基礎.....	4- V -1
V - i	基礎の根入れ.....	4- V -1
V - ii	治山ダムの間詰工.....	4- V -2
VI	袖部の衝撃力検討.....	4- VI -1
VII	治山ダムの洗掘防止工.....	4- VII -1
VII - i	水叩き.....	4- VII -1
VII - ii	副ダム.....	4- VII -7
VIII	細部構造.....	4- VIII -1

第 1 編

総 則

土石流対応型治山ダム設計方針

策定 令和3年4月

改定 令和4年4月

第1編 総則

I 目的

本県においては、1999（平成11）年、2010（平成22）年、2014（平成26）年、2018（平成30）年、2021（令和3）年と、度重なる土石流災害により、多くの人命・財産が失われてきた。本方針は、これらの経緯を踏まえ、土石流の流体力等を考慮した治山ダム（以下、「土石流対応型治山ダム」。）の円滑な計画・設計に資するため、本県における各種運用を定めたものである。

Ⅱ 土石流対応型治山ダムの設計基準

土石流対応型治山ダムの計画及び設計に当たっては、次に掲げる基準等を適用する。なお、本県における過去の山地災害の実績から、土石流対応型治山ダムの計画に当たっては、不透過型を標準とし、現地の状況に応じ透過型等の検討を行うものとする。透過型治山ダムを計画する場合にあっても、次に掲げる基準等を適用する。

■土石流・流木対策指針及び同解説等〔林野庁森林整備部長及び林野庁森林整備部計画課長通知〕

■治山技術基準解説〔日本治山治水協会発行〕

■砂防技術指針〔広島県砂防課〕

参考資料

・砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説〔国土交通省国土技術政策総合研究所〕

・土石流・流木対策設計技術指針解説〔国土交通省国土技術政策総合研究所〕

※計算因子や各種数値等に係る記号表記については、基準毎に差異がある（例えば、土石流ピーク流量の記号表記では、土石流・流木対策指針が Q_d 、砂防技術指針では Q_{sp} とされている）。

第2編

計画流出量に対する整備率

第2編 計画流出量に対する整備率

I 計画流出量の算定範囲

土砂量及び流木量の算定範囲は、最も土砂量及び流木量の多い溪流のみを対象とする。

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) P11)

[解説]

複数の支溪流を有する溪流において、土砂量及び流木量を算出する場合には、**最も土砂量及び流木量の多い溪流のみを対象にする。**土石流の発生は一時的なもので、複数の支溪流で発生した土石流のフロント部が合流点で合流する確率は低い。このことから、複数の支溪流がある流域で、各支溪流の土砂量及び流木量を合計した場合には、実際の自然現象より過大に算出されることが想定される。

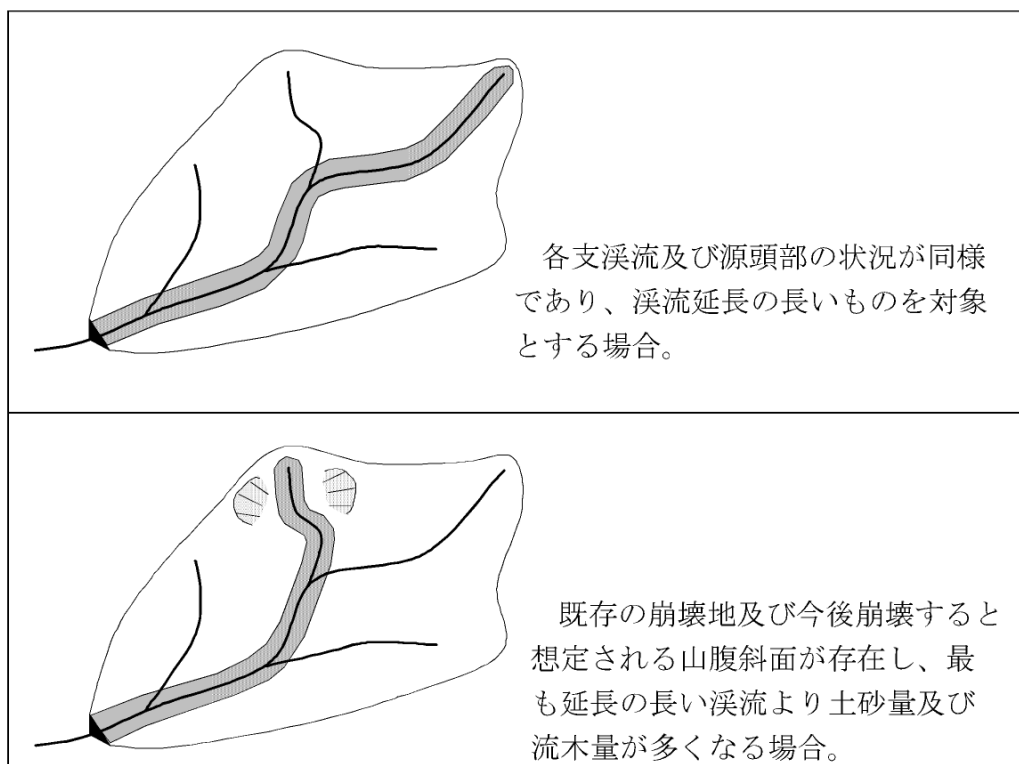


図 2-I-1 算定範囲のイメージ

Ⅱ 整備率

整備率は流域内で発生が予測される土砂や流木量に占める治山ダムによる効果量の率である。

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) P5、27)

【解説】

(1) 整備方針

治山事業における土石流*対策の目的は、土石流*の発生や流下の抑制、抑止を図ることにより、森林の荒廃を防止し、保全対象及び地域住民の安全・安心に資することである。このため、施設配置に当たっては、現地の危険性、緊急性、保全対象の重要性等を総合的に勘案の上、整備率を参考とし、効果的かつ効率的な施設配置を検討するものとする。

※土石流：土石流及び流木

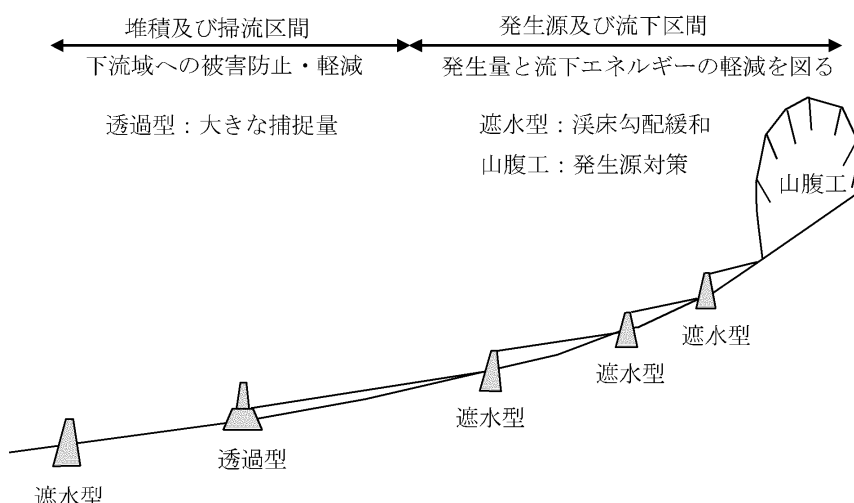


図 2-Ⅱ-1 施設配置例

(2) 整備率

計画施設の計画流出量に対する整備率は、次の式により算定するものとする。

$$\text{整備率} = \frac{\text{計画捕捉量 (X)} + \text{計画堆積量 (Y)} + \text{計画発生抑制量 (Z)}}{\text{計画流出量 (V)} - \text{計画流下許容量 (W)}}$$

※計画流下許容量 (W) は原則 0 とする。

第2編 計画流出量に対する整備率：Ⅱ 整備率

(3) 整備水準

砂防計画（土砂災害防止法に基づく基礎調査）との整合を図るため、施設による効果を整備水準として以下の式により算定する。

$$\text{整備水準} = \frac{\text{計画捕捉量 (X)} + \text{計画発生抑制量 (Z)}}{\text{計画流出量 (V)} - \text{計画流下許容量 (W)}}$$

※計画流下許容量 (W) は原則 0 とする。

※不透過型の治山ダムでは一般的に除石計画を行わないため、施設効果量として計画堆砂量 (Y) を含まない。

Ⅲ 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を合わせたものとする。

Ⅲ- i 計画流出土砂量の算定

計画流出土砂量は、荒廃現況調査により、土石流の構成材料を把握した上で算出する。

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) P12)

[解説]

(1) 計画流出土砂量の算定基準点

計画流出土砂量は、次のいずれかの場所を計算上の基準点とし、その上流域の土砂量を算出する。

- ①流域の最下流に位置する既存の溪間工
- ②今後設置するであろう基幹的な溪間工の適地
- ③保全対象となる人家等がある場合には、その直上流の谷出口

(2) 計画流出土砂量の算出

土石流発生時の土砂量は、算定基準点から上流の面積を対象とし、次の式により算出する。なお、全体計画及び流域別調査の実施地域と重複しており、調査時点から大きな変化が生じていない場合には、当該調査の土砂量（崩壊発生予測箇所）のデータを参考とする。

$$V(\text{計画流出土砂量}) = V1 + V2 + V3 \quad (10\text{m}^3 \text{を切り上げ } 100\text{m}^3 \text{単位})$$

V1：現状で溪床に堆積している不安定土砂量及び溪床の侵食により生じる土砂量。不安定土砂及び現溪床からの侵食深・幅は、現地調査等により溪流内の仮想断面を設定し求める。堆積区間長、侵食区間長は、現地状況に応じ計上するものとし、風化の少ない露岩区間、既存の治山ダムにより捕捉できる土砂量は計上しない。

$$V1 = V11 + V12$$

V11：発生、流下、堆積区間に堆積している不安定土砂量

$$V11 = \text{堆積土砂面積 (m}^2\text{)} \times \text{堆積長 (m)}$$

V12：発生、流下、堆積区間の侵食土砂量(V11以外)

$$V12 = \text{発生、流下、堆積区間の侵食土砂面積 (m}^2\text{)} \times \text{侵食土砂長 (m)}$$

V2：溪床に接続する既往崩壊地上の不安定残土量（残留土砂量）

V3：溪床に接続する斜面の新規崩壊発生見込み量に伴う土砂量

第2編 計画流出量に対する整備率：Ⅲ 計画流出量

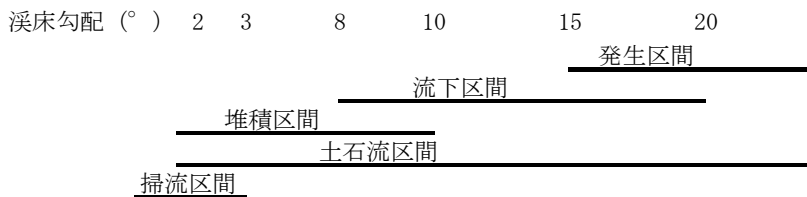


図 2-Ⅲ-1 土石流の形態と溪床勾配

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) 第3章第2節)

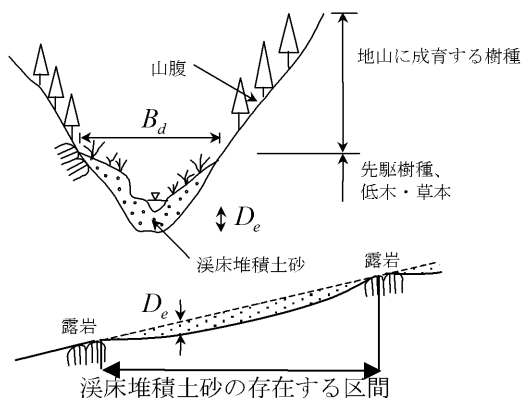


図 2-Ⅲ-2 侵食幅、侵食深の調査方法

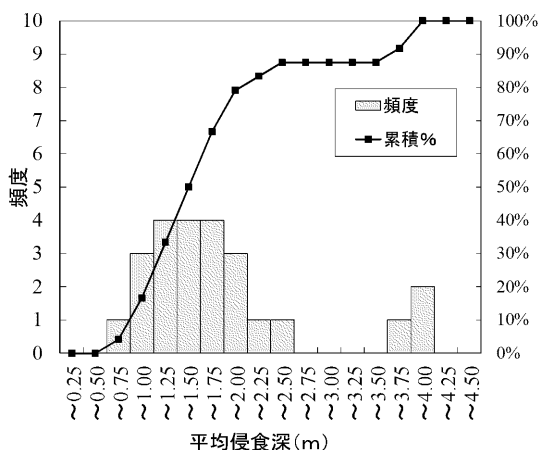


図 2-Ⅲ-3 平均侵食深の分布

(砂防基本計画策定指針 (H28) P15)

〔参考1〕土砂量の多い溪流の抽出

計画流出土砂量の算出にあたっては、1波の土石流により流出する土砂量を対象とするため、土砂量の多い溪流を抽出する必要がある。また、土石流発生後の溪流であれば、今後崩壊発生により流出が想定される溪流 (V3) について想定する必要がある。

右図の①、②溪流を比較する場合、②溪流は今後、崩壊・流出が懸念されることから V3 を見込む。なお、この場合、下流域の崩壊地からの土砂流出は、同時に生じる可能性が低いことから、計上しないものとする。

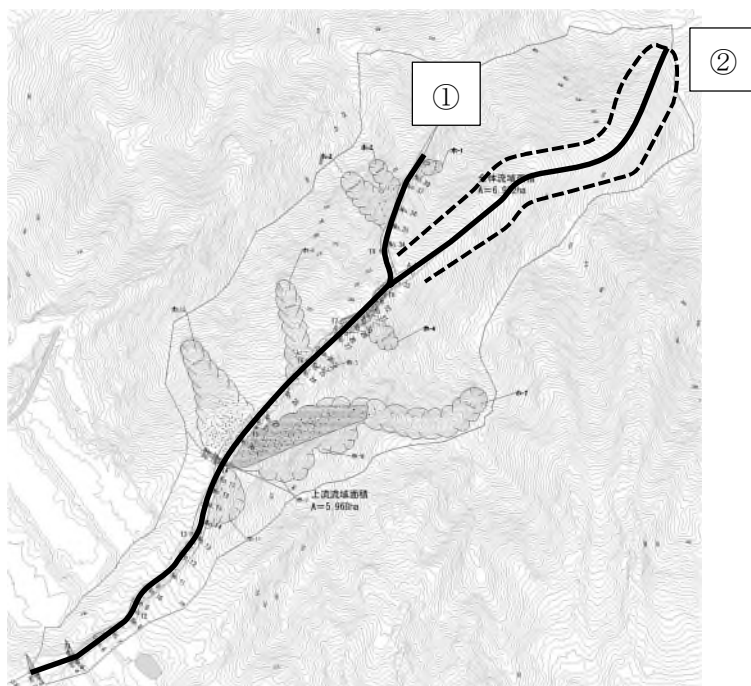


図 2-Ⅲ-4 土砂量の多い溪流の抽出

Ⅲ-ii 計画流出流木量の算定

計画流出流木量は、荒廃現況調査により、流木となり得る倒木及び立木の構成を把握した上で算出する。

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) P15)

[解説]

(1) 流木量の算定基準点

流木量は、次のいずれかの場所を計算上の基準点とし、その上流域で発生する流木の流出量を算出する。

- ①流域の最下流に位置する既存の溪間工
- ②今後設置するであろう基幹的な溪間工の適地
- ③森林内を流下する溪流の最下流部（森林外との境界）付近
- ④保全対象となる人家等がある場合には、その直上流の谷出口

(2) 計画流出流木量

算定基準点の上流域の流域面積より、「流域面積から流木量を推定する方法」により算出するものとする。この場合に流域面積から推定される流木量算出に用いる係数 α は、500を標準値とする。なお、これによりがたい場合は、「サンプル調査法」または、「生産土砂量と発生流木幹材積の関係から流木量を推定する方法」により算出する。

計画流出流木量 $T = t \cdot Vg$ (算出を行った計画流出流木量は、 $1m^3$ 単位とする)

$$Vg = \alpha \cdot A$$

t：流出率 (0.85) ※
 Vg：流域面積から推定される流木量 (m^3)
 A：流域面積 (km^2)
 α ：係数 (500)

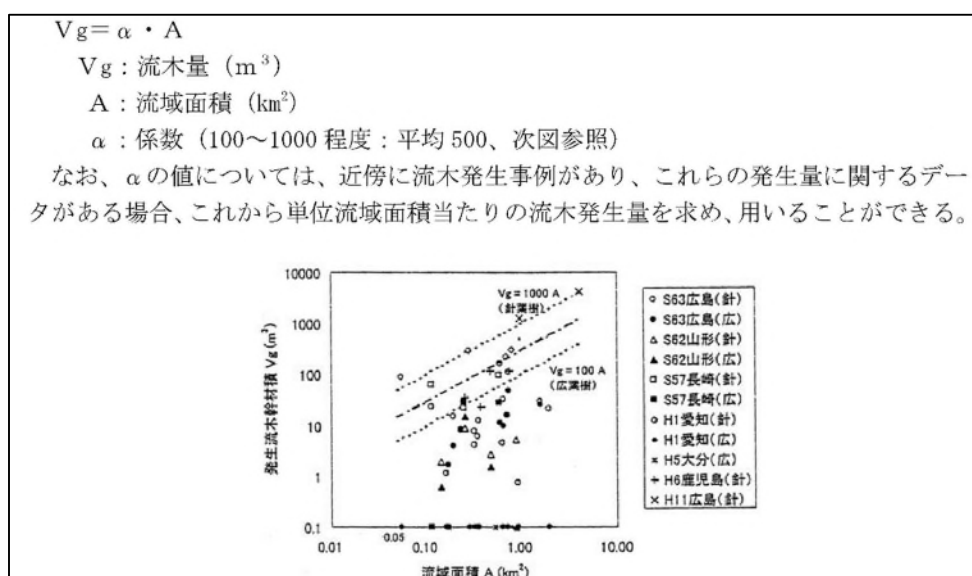


図 2-Ⅲ-5 流域面積と発生流木幹材積

※広島県における流出率は、0.85を標準値とする (砂防技術指針 (R3) Ⅲ-38)

〔参考2〕 サンプルング調査法

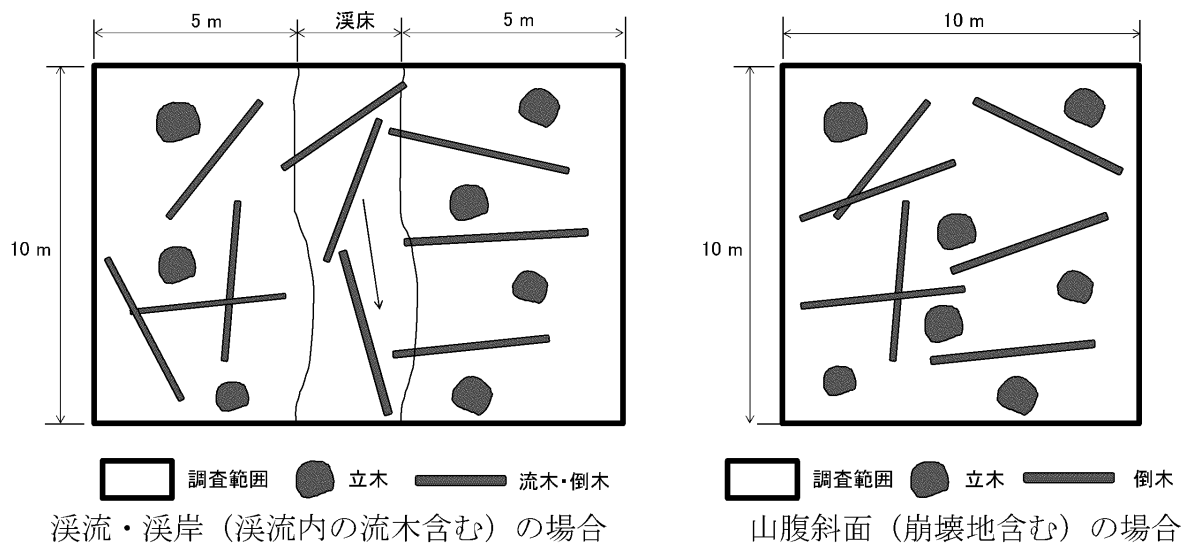


図 2-Ⅲ-6 サンプルング調査範囲模式図

〔参考3〕 生産土砂量と発生流木幹材積の関係から流木量を推定する方法

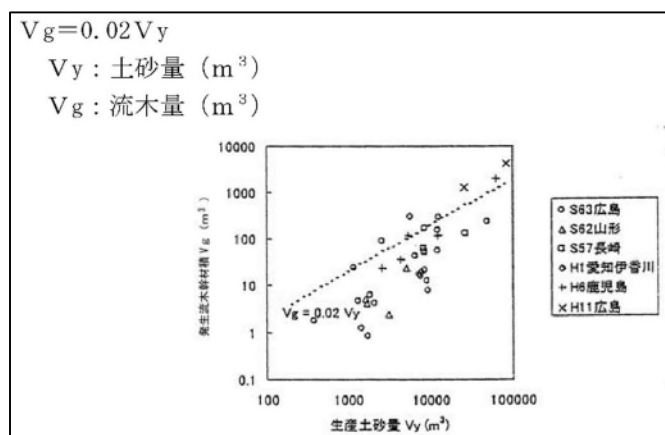


図 2-Ⅲ-7 生産土砂量と発生流木幹材積

〔参考4〕 流木の材積

流木の材積は以下の式により算出する。

①農林規格からの式

- ・長さ 6m 以上

$$V = (D + (L' - 4) / 2)^2 \times L \times (1/10,000)$$

- ・長さ 6m 未満

$$V = D^2 \times L \times (1/10,000)$$

- ・丸棒丸太

$$V = \pi r^2 \times L$$

V : 材積 (m^3)
 D : 末口直径 (cm)
 L : 材の長さ (m)
 L' : m 単位以下の端数を切り捨てた材の長さ (m)
 r : 丸太の半径(m)

第2編 計画流出量に対する整備率：Ⅲ 計画流出量

②砂防計画からの式

$$V_{wy} = \frac{Bd \times L_{dy13}}{100} \times \Sigma V_{wy2}$$

$$V_{wy2} = \pi \cdot Hw \cdot Rw^2 \cdot \frac{Kd}{4}$$

V_{wy} : 材積 (m³)
 V_{wy2} : 単木材積 (m³)
 Hw : 樹高 (m)
 Rw : 胸高直径 (m)
 Kd : 胸高係数
 Bd : 土石流時に侵食が予想される溪床幅 (m)
 L_{dy13} : 基準点から流域最遠点までの流路長 (m)
 ΣV_{wy2} : サンプル調査 100 m²あたりの材積 (m³/100 m²)

表 2-Ⅲ-1 胸高係数

樹高(m)	第一	第二	第三	樹高(m)	第一	第二	第三
5	0.6550	0.6529	0.6517	25	0.5066	0.4874	0.4524
6	0.6191	0.6138	0.6064	26	0.5054	0.4859	0.4505
7	0.5954	0.5878	0.5759	27	0.5043	0.4846	0.4487
8	0.5786	0.5692	0.5538	28	0.5032	0.4833	0.4470
9	0.5660	0.5552	0.5371	29	0.5023	0.4822	0.4454
10	0.5562	0.5442	0.5238	30	0.5014	0.4811	0.4440
11	0.5483	0.5354	0.5131	31	0.5005	0.4801	0.4426
12	0.5421	0.5282	0.5042	32	0.4997	0.4791	0.4413
13	0.5365	0.5221	0.4966	33	0.4990	0.4782	0.4401
14	0.5320	0.5169	0.4902	34	0.4983	0.4773	0.4389
15	0.5281	0.5124	0.4846	35	0.4976	0.4765	0.4378
16	0.5247	0.5085	0.4796	36	0.4970	0.4758	0.4367
17	0.5217	0.5050	0.4753	37	0.4964	0.4750	0.4357
18	0.5191	0.5020	0.4714	38	0.4958	0.4743	0.4348
19	0.5167	0.4992	0.4679	39	0.4953	0.4737	0.4339
20	0.5146	0.4968	0.4647	40	0.4948	0.4731	0.4330
21	0.5127	0.4945	0.4618	41	0.4943	0.4725	0.4321
22	0.5110	0.4925	0.4591	42	0.4938	0.4719	0.4314
23	0.5094	0.4907	0.4567	43	0.4934	0.4714	0.4306
24	0.5080	0.4890	0.4545	44	0.4930	0.4708	0.4299

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

[参考 5] 流木の最大長、平均長

流木の最大長、平均長は以下のとおりとする。

<最大長>

$h_{max} \geq 1.3W_{av}$ のとき $L_{max} \div 1.3W_{av}$

$h_{max} < 1.3W_{av}$ のとき $L_{max} \div h_{max}$

<平均長>

$h_{av} \geq B_{da}$ のとき $L_{av} \div B_{da}$

$h_{av} < B_{da}$ のとき $L_{av} \div h_{av}$

h_{max} : 流木の最大長 (m)
 W_{av} : 平均流下幅 (m)
 L_{av} : 流木の平均長 (m)
 h_{av} : 流木の平均長 (m)
 B_{da} : 土石流の流下幅 (m)

[参考 6] 流木の最大径、平均径

流木の最大径は、流木調査の結果のうち、上位 5%に相当する胸高直径とする。また、平均径は、調査結果の平均胸高直径とする。

(砂防基本計画策定指針 (H28) P36、37)

IV 溪床勾配等の設定

IV-i 溪床勾配適用区分

現溪床勾配、計画堆砂勾配、土石流時堆砂勾配は設計目的に合わせ、適切に適用するものとする。

(砂防基本計画策定指針 (H28) P32)

現溪床勾配、計画堆砂勾配、土石流時堆砂勾配は、設計目的に合わせて、適切に適用する必要がある。各勾配の使い分けについては、以下の通りとする。

表 2-IV-1 現溪床勾配、計画堆砂勾配、土石流時堆砂勾配の使い分け

項目	適用勾配
土石流ピーク流量における越流水深 (hc_2) の算出	土石流時堆砂勾配 (θd)
土石流濃度 (Cd) の算出	現溪床勾配 (θ)
土石流流速 (U)、水深の算出 (h)	
施設縦断計画	計画堆砂勾配 ($\theta 1$)

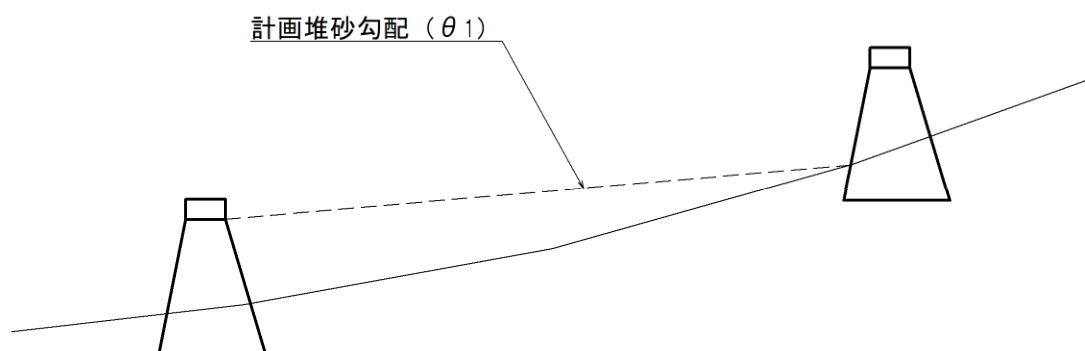


図 2-IV-1 施設配置計画時の勾配

IV-ii 現溪床勾配

現溪床勾配は、施設計画地点から概ね上流 200m 間の平均勾配とすることを基本とする。

(砂防基本計画策定指針 (H28) P25)

〔解説〕

計画勾配等の設定に用いる現溪床勾配 (θ) は、計画施設設計前の地形より算出する。なお、計画地点から上流の 200m 区間内で勾配が大きく変遷する等、溪床を代表していないと考えられる場合は、当該溪流における土砂の移動状況や災害による被災状況等、流域の状態に応じて区間を設定する。

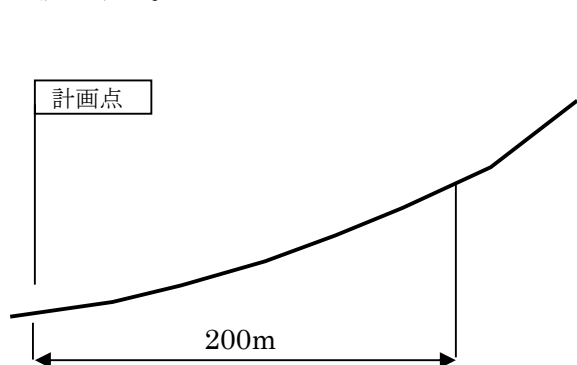


図 2-IV-2 溪床勾配算出区間

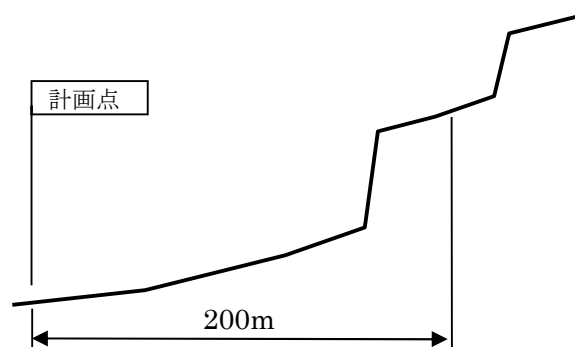


図 2-IV-3 検討区間が溪床を代表していない場合の区間の取り方

〔参考1〕2基以上の施設計画時の勾配設定

治山ダムを2基以上計画する場合において、ダム配置が縦断的に連続する場合には、最上流施設の上流 200m の平均勾配とする。また、施設が離れて計画される場合には、各施設で勾配を設定を行う。

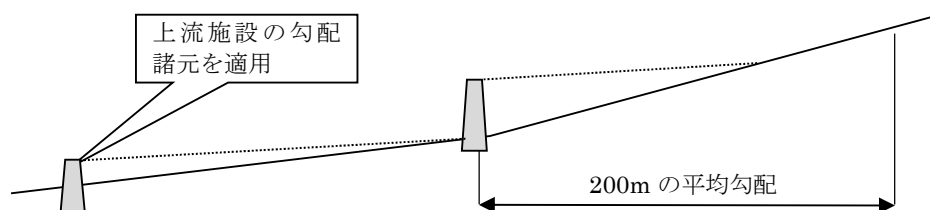


図 2-IV-4 縦断的に連続する場合の算出区間

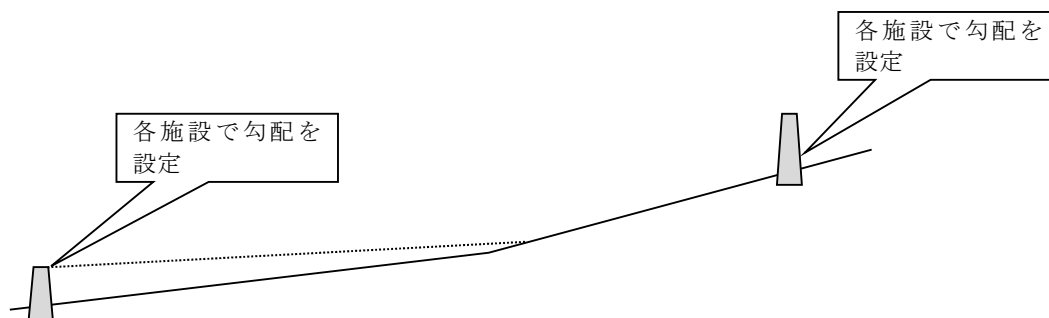


図 2-IV-5 縦断的に離れて計画する場合の算出区間

IV-iii 計画堆砂勾配

計画堆砂勾配は、現溪床勾配の1/2とすることを基本とする。

(砂防基本計画策定指針 (H28) P40)

[解説]

計画堆砂勾配 (θ_1) は、既往実績をもとに現溪床勾配の1/2倍を標準とする。

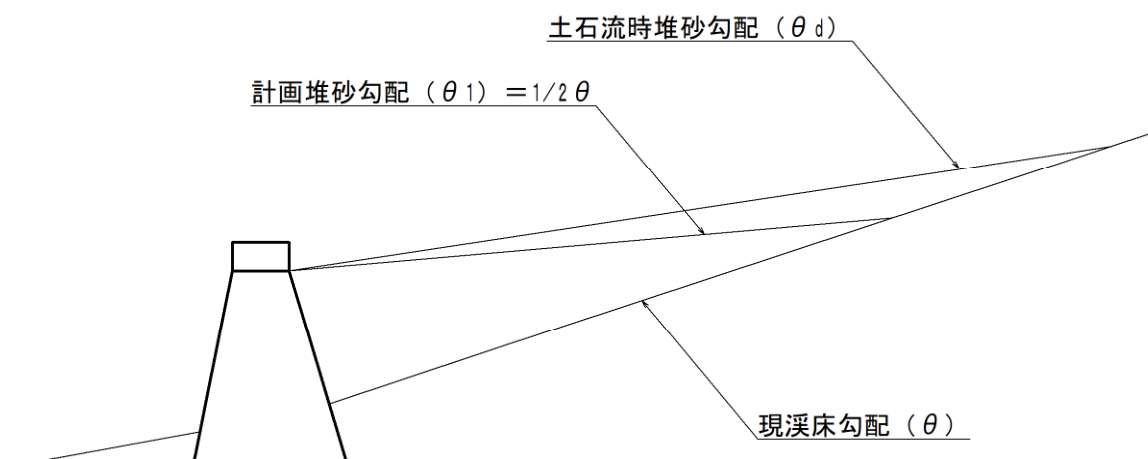


図 2-IV-6 計画堆砂勾配

IV-iv 土石流時堆砂勾配

土石流時堆砂勾配は、1/6 (16.6%) を上限とし、現溪床勾配の 2/3 とすることを標準とする。

(砂防基本計画策定指針 (H28) P40)

[解説]

土石流時堆砂勾配は、既往実績等により、現溪床勾配の 2/3 を標準とする。ただし地質条件（例えば、マサ土やシラス等）により土石流時堆砂勾配が緩勾配になることが知られている場合は現溪床勾配の 1/2 から 2/3 倍の範囲で設定する。また、土石流・流木が流下区間の勾配の下限値である 1/6 (16.6%) の勾配より急な勾配では堆積しないと考えられるため、土石流時堆砂勾配は 1/6 (=16.6%) の勾配を上限とする。

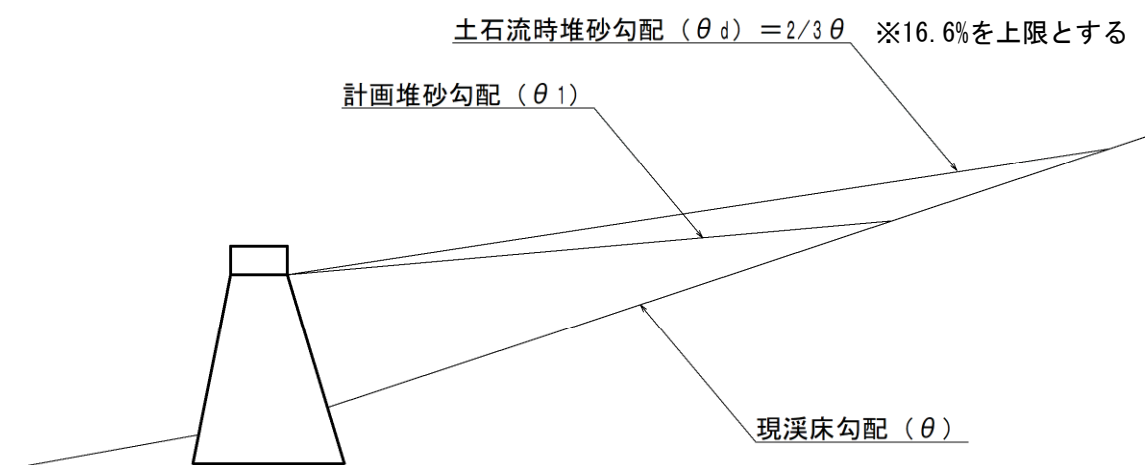


図 2-IV-7 土石流時堆砂勾配

V 土石流対応型治山ダムの効果量

V-i 計画捕捉量

計画捕捉量（X）は、土石流対応型治山ダムにより、「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。

（砂防基本計画策定指針（H28）P40）

【解説】

計画捕捉量は、計画堆砂面と土石流時堆砂面とで囲まれた空間とする。また、計画捕捉土砂量および計画捕捉流木量は以下により算出するものとする。

$$\text{計画捕捉土砂量} = \text{計画捕捉量} - \text{計画捕捉流木量}$$

$$\text{計画捕捉流木量} = \text{計画捕捉量} \times 0.02$$

ただし、別施設において、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、配置しようとしている土石流対応型治山ダムの計画捕捉流木量は「0」とする。

また、施設計画地点より上流において、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が計画流出流木量を上回る場合、配置しようとしている土石流対応型治山ダム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。

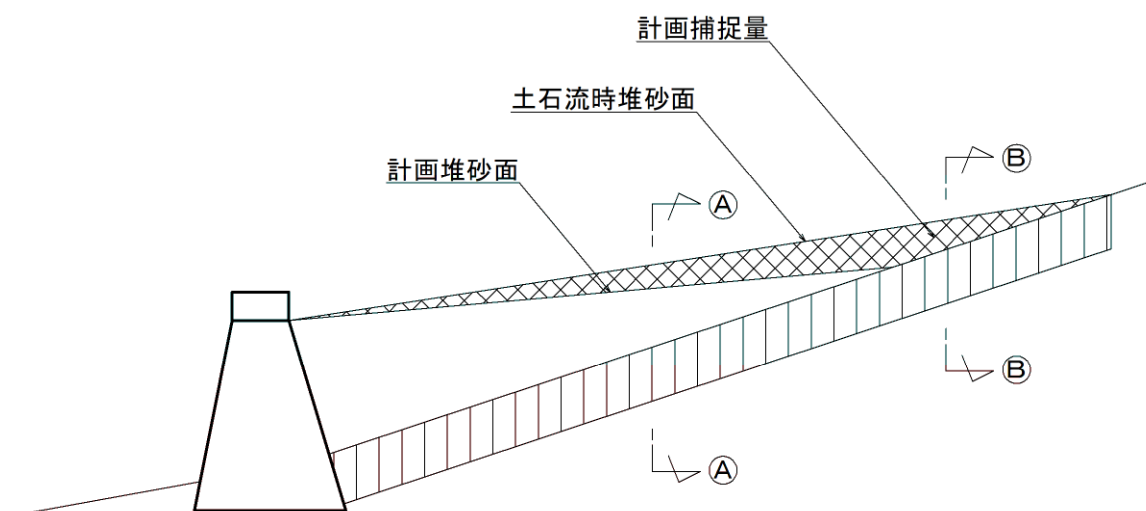


図 2-V-1 計画捕捉量模式縦断面図

第2編 計画流出量に対する整備率：V 土石流対応型治山ダムの効果量

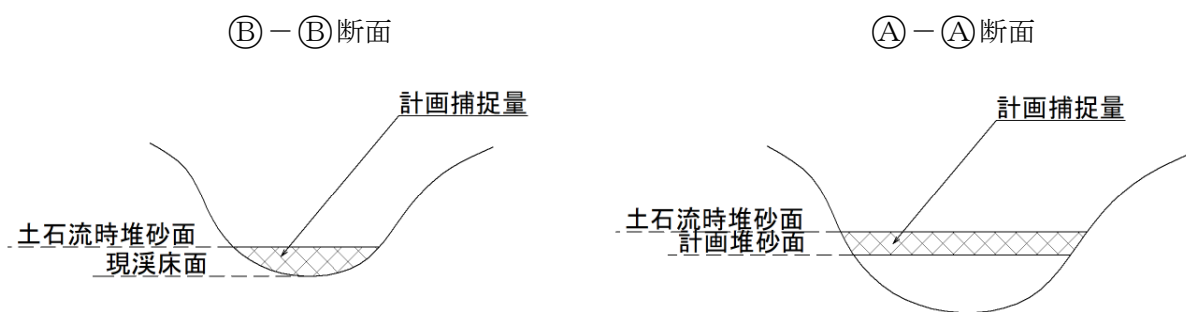
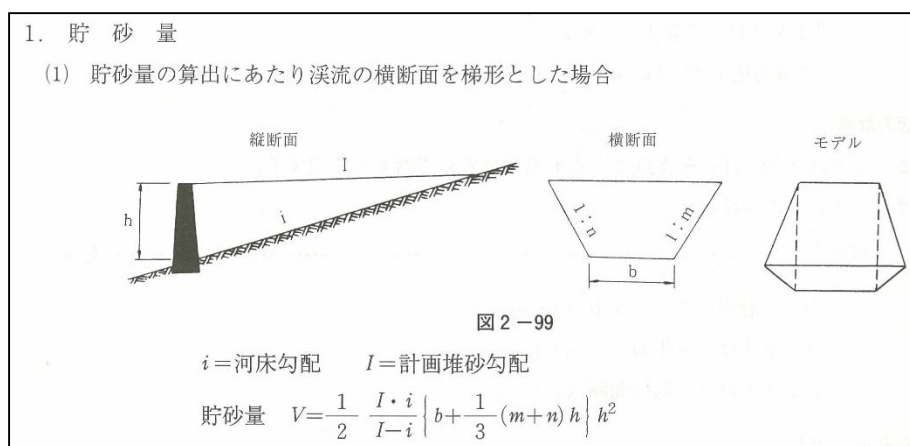


図 2-V-2 計画捕捉量模式横断面図

また、計画時における計画捕捉量は、以下の式を用いることもできる。



(平成 30 年版 災害復旧工事の設計要領：(社)全国防災協会 P1118)

〔参考 1〕 上流施設の流木効果量が計画流出流木量を上回る場合

計画施設上流に位置する施設の流木に対する効果量が、

$$\boxed{\text{流木効果量} > \text{計画流出流木量}}$$

となる場合は、計画施設の効果量は以下のとおりとする。

表 2-V-1 上流施設の流木効果量が計画流出流木量を上回る場合の計画施設効果量

		土砂	流木
計画流出量		—	上流からの流下量=0m ³
効果量	計画捕捉量=1,000m ³	1,000m ³ (100%)	0m ³ (0%)
	計画堆積量=2,000m ³	2,000m ³ (100%)	0m ³ (0%)
	計画発生抑制量	算出結果の値	0m ³

() は各効果量における土砂と流木の割合

※流木効果量は 0m³ とする

第2編 計画流出量に対する整備率：V 土石流対応型治山ダムの効果量

〔参考2〕計画施設の流木効果量が計画流出流木量を上回る場合

計画施設の流木に対する効果量が、

$$\boxed{\text{流木効果量} > \text{計画流出流木量}}$$

となる場合は、計画施設の効果量は以下のとおりとする。

表 2-V-2 計画施設の流木効果量が計画流出流木量を上回る場合の計画施設効果量

		土砂	流木
計画流出量		—	20m ³
効果量	計画捕捉量=1,000m ³	1,000m ³ (100%)	0m ³ (0%)
	計画堆積量=2,000m ³	1,981m ³ (99%)	19m ³ (1%)
	計画発生抑制量	算出結果のとおり	1m ³

() は各効果量における土砂と流木の割合

流木効果量は、計画流木発生抑制量 → 計画流木堆積量 → 計画流木捕捉量の順で計上し、計画流出流木量を上回った段階で、以降の流木効果量は0とする。

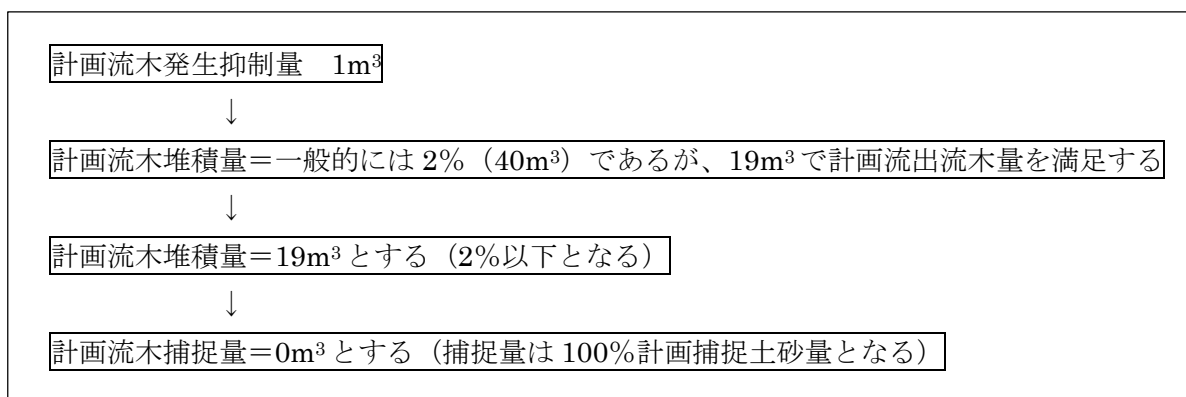


図 2-V-3 流木効果量の考え方

V-ii 計画堆積量

計画堆積量（Y）は、土石流対応型治山ダムにより、「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の和とする。

（砂防基本計画策定指針（H28）P47）

【解説】

計画堆積量は、現溪床面と計画堆砂面との間で囲まれる空間とする。また、計画堆積土砂量および計画堆積流木量は以下により算出するものとする。

$$\text{計画堆積土砂量} = \text{計画堆積量} - \text{計画堆積流木量}$$

$$\text{計画堆積流木量} = \text{計画堆積量} \times 0.02$$

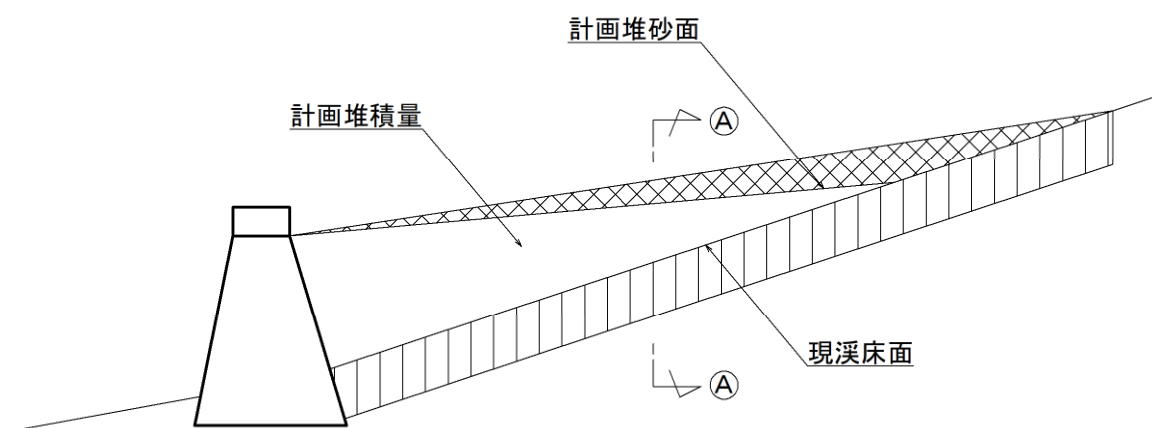


図 2-V-4 計画堆積量模式縦断面図

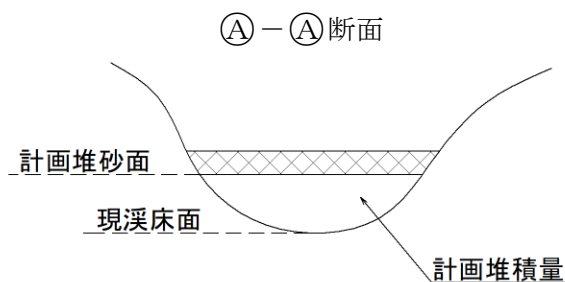


図 2-V-5 計画堆積量模式横断面図

また、計画時における計画堆積量は、計画捕捉量と同様の式を用いることもできる。

V-iii 計画発生（流出）抑制量

計画発生（流出）抑制量（Z）は、土石流対応型治山ダムにより、「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。

（砂防基本計画策定指針（H28）P52）

【解説】

計画発生（流出）抑制量は計画流出量（計画流出土砂量・計画流出流木量）を評価している区間に存在する流出土砂量、流出流木量を対象とする。計画土石流発生抑制量は、土石流時堆砂面と現溪床面が交わる地点から治山ダムまでの区間で現溪床面より下に存在する土砂量を対象とする。また、計画流木発生抑制量は、計画堆砂面と現溪床面が交わる地点から治山ダムまでの区間で現溪床面より下に存在する流木量を対象とする。

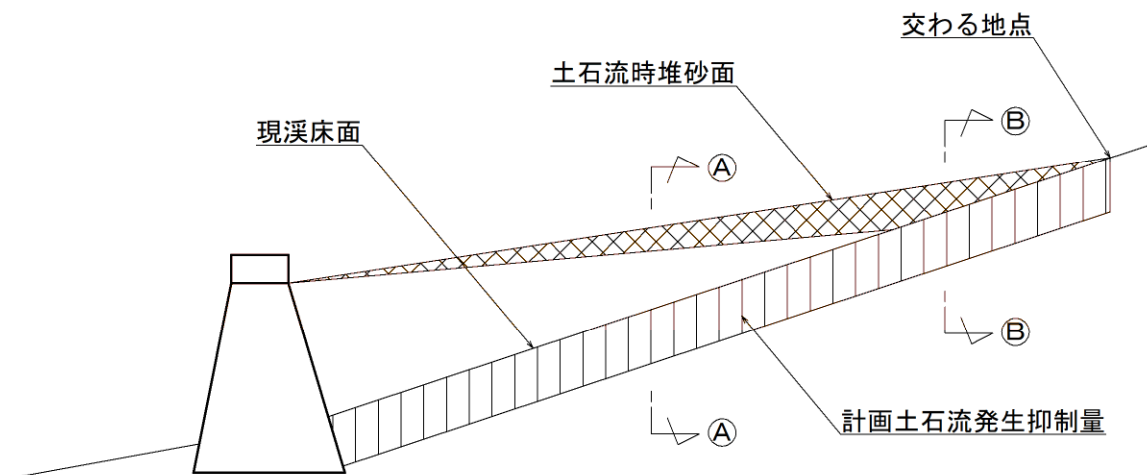


図 2-V-6 計画土石流発生抑制量模式縦断面図

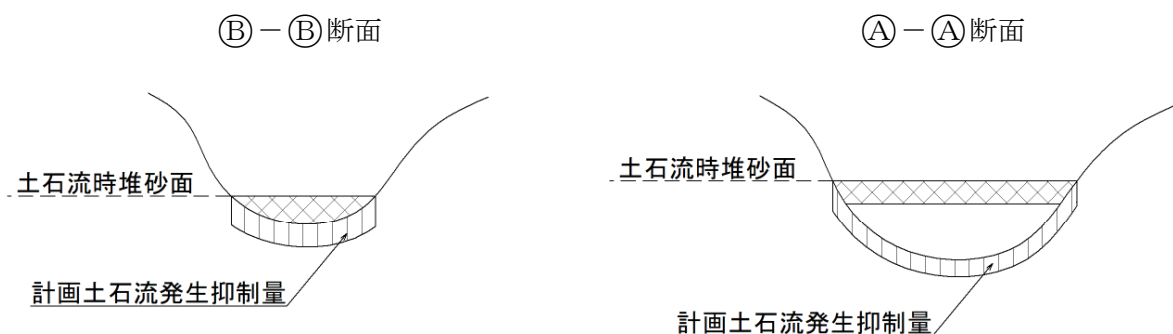


図 2-V-7 計画土石流発生抑制量模式横断面図

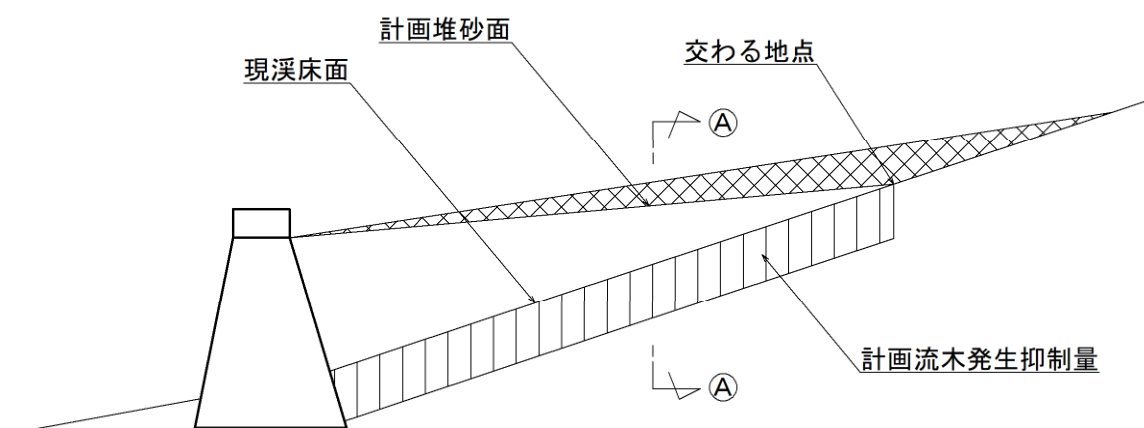


図 2-V-8 計画流木発生抑制量模式縦断面図

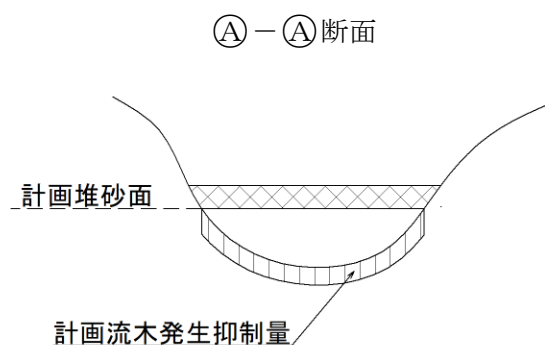


図 2-V-9 計画流木発生抑制量模式横断面図

〔参考〕 計画流木発生抑制量

①流域面積から流木量を推定する方法にて算出した場合

流域面積から流木量を推定する方法にて算出した場合の、計画流木発生抑制量の算出方法は以下のとおりである。

$$\text{計画流木発生抑制量} = \text{流域面積から算定した流木量} / \text{流域面積} \times \text{計画堆砂面の面積}$$

②サンプリング調査法により算出した場合

サンプリング調査法により算出した場合の、計画流木発生抑制量の算出方法は以下のとおりである。

$$\text{計画流木発生抑制量} = \text{調査結果に基づく流木量} / 100 \times \text{計画堆砂面の面積}$$

第3編

土石流対応型治山ダムの基本的事項

第3編 土石流対応型治山ダムの基本的事項

I 対象流量

土石流対応型治山ダムの対象流量は、計画高水流量及び土石流ピーク流量を用いるものとする。

[解説]

土石流対応型治山ダムの設計に必要となる流量として、洪水時安定計算に用いる計画高水流量（洪水流量）及び土石流時安定計算等に用いる土石流ピーク流量それぞれについて算出を行うものとする。

I - i 計画高水流量（洪水時流量）

計画高水流量は、合理式により算出するものとする。

（治山技術基準解説 総則・山地治山編（R2）P94）

[解説]

一般的に治山ダム工の設計に用いる計画高水流量は、合理式により算出される。合理式は、流域全体に、ある単位の降雨を考えた場合、流出量ゼロから直線的に増加していき、到達時間（t）（流域最上流部から流域末までに雨水が達する時間）に達した後最大となり、その後同様な割合で減少する単位図を基本としている。

(1) 計画高水流量の計算

$$Q_{\max} = Q \cdot f_q$$

$$Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A$$

Q_{\max} : 計画高水流量 (m³/s)
 Q : 最大高水流量 (m³/s)
 f_q : 補正係数
 f : 流出係数
 r : 洪水到達時間内の雨量強度 (mm/h)
 A : 集水面積 (ha)

補正係数（ f_q ）は、「最大高水流量（ Q ）から求められる「放水路断面積」と「洪水痕跡等から求められる流量等の断面積」と比較して求める。なお、洪水痕跡が不明確な場合は、補正係数（ f_q ）は1.0とする。

補正係数（ f_q ）＝洪水痕跡等に基づく溪流断面積（m²）／最大高水流量（ Q ）に基づく放水路断面積（m²）

※最大洪水流量（ Q ）に基づく放水路断面積（m²）には、流量計算で算出した断面積を用い、余裕高を含めない。

第3編 土石流対応型治山ダムの基本的事項：I 対象流量

(2) 流出係数

流出係数は、以下の表より設定を行うものとする。なお、集水面積内の条件が明らかに異なる場合には、流出係数を加重平均して設定するものとする。ただし、土石流発生時には流域内の荒廃が進行していると考えられることから、これらの表より選定される流出係数が0.7を下回る場合には、流出係数は0.7とする。

表3-I-1 自然状態での流出係数

地質及び地形	浸透能不良母材			浸透能普通母材			浸透能良好母材			
	急峻	斜面	平地	急峻	斜面	平地	急峻	斜面	平地	
f ₁	森林	0.65	0.55	0.45	0.55	0.45	0.35	0.45	0.35	0.25
	疎林耕地	0.75	0.65	0.55	0.65	0.55	0.45	0.55	0.45	0.35
	草地	0.85	0.75	0.65	0.75	0.65	0.55	0.65	0.55	0.45
	不毛岩石地	0.90	0.80	0.70	0.80	0.70	0.60	0.70	0.60	0.50

浸透能不良母材：流域全体を考慮し基岩が現れているものや粘性土で浸透能が不良と思われるもの。

浸透能普通母材：一般的に用いられる数値。

浸透能良好母材：砂質土や火山堆積物で粗しょうなものなど空隙が多い土壌。

地形区分：急峻 35° 以上 斜面 20～35° 未満 平地 20° 未満

1/5000 地形図等により流域全体を考慮して決定する。

表3-I-2 開発地の流出係数

開発地域	都市地区	住宅地区	舗装道路	砂利道路	庭園芝生	樹林	運動場公園
f ₂	0.90 ～0.95	0.70 ～0.80	0.85 ～0.98	0.60 ～0.75	0.45 ～0.55	0.35 ～0.40	0.55 ～0.65

(3) 洪水到達時間内の雨量強度

原則として広島県雨量データ「広島」「福山」「庄原」「加計」4地区の100年確率降雨強度式を適用するものとする。洪水到達時間は1分単位とし、洪水到達時間内の雨量強度を算出するものとする。

表3-I-3 広島県100年確率降雨強度式

地区	適用式
広島	$r = 360.806 / t^{0.378}$
福山	$r = 527.499 / (\sqrt{t} + 0.728)$
庄原	$r = 632.844 / t^{0.544}$
加計	$r = 707.723 / (\sqrt{t} + 1.076)$

r：洪水到達時間内の雨量強度

t：洪水到達時間（1分単位とする）

第3編 土石流対応型治山ダムの基本的事項：I 対象流量

表 3-I-4 広島県の雨量データ適用区分

広島	広島市（旧湯来町の太田川流域を除く）、呉市、竹原市、三原市（沼田川流域）、三次市（太田川流域）、大竹市、東広島市（江の川流域を除く）、廿日市市（太田川流域及び小瀬川流域を除く）、安芸高田市（太田川流域）、江田島市、府中町、海田町、熊野町、坂町、北広島町（根の谷川流域及び小河内川流域）、大崎上島町
福山	三原市（沼田川流域を除く）、尾道市、福山市（高梁川流域を除く）、府中市（芦田川流域）、世羅町（芦田川流域）、神石高原町（芦田川流域）
庄原	福山市（高梁川流域）、府中市（芦田川流域を除く）、三次市（江の川流域）、庄原市、東広島市（江の川流域）、安芸高田市（江の川流域）、北広島町（江の川直轄）、世羅町（江の川流域）、神石高原町（芦田川流域を除く）
加計	広島市（旧湯来町の太田川流域）、廿日市市（太田川流域及び小瀬川流域）、安芸太田町、北広島町（根の谷川流域・小河内川流域及び江の川直轄を除く）

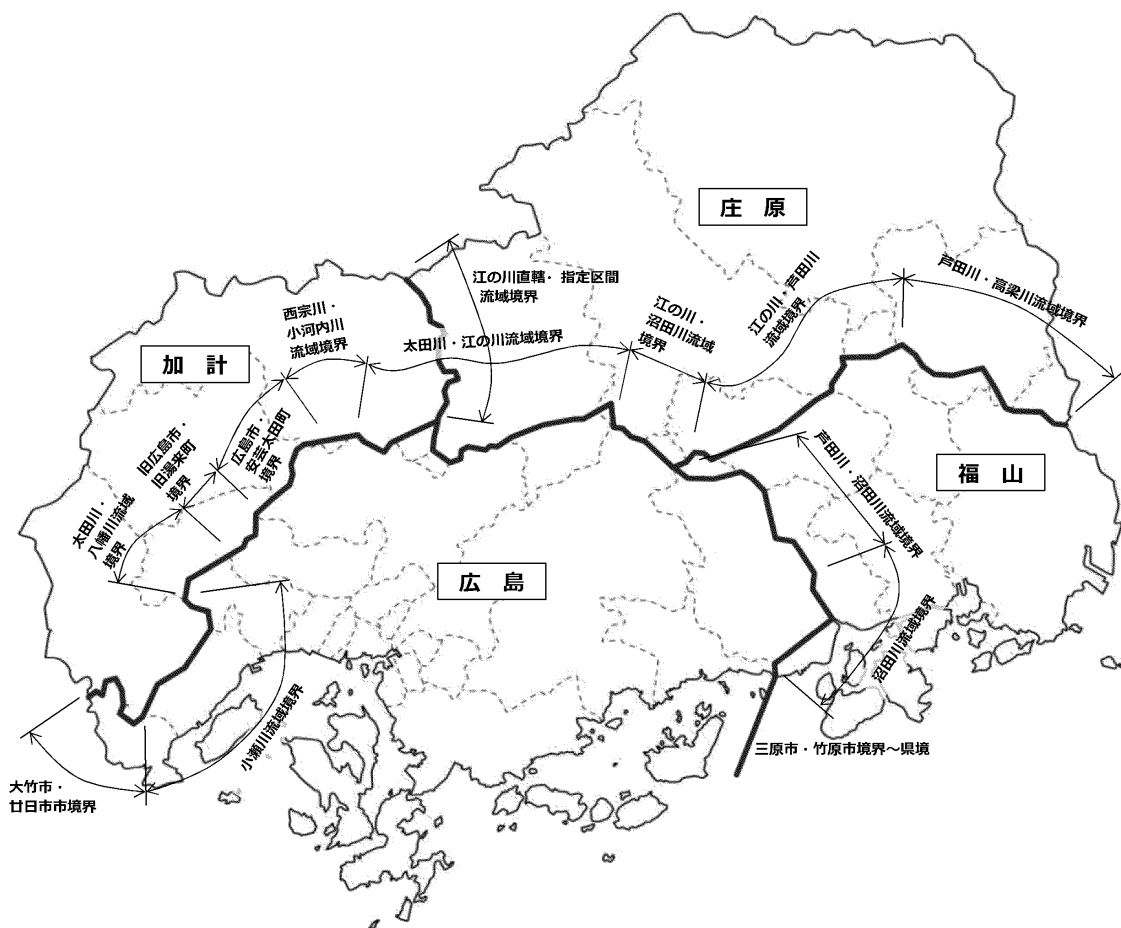


図 3-I-1 広島県の雨量データ適用区分

(4) 洪水到達時間

洪水到達時間は、以下の式により算出する。

洪水到達時間 (t) = 流入時間 (t1) + 流下時間 (t2)

① 流入時間

流入時間は、以下のカーベイ式により算出する。

$$t1 = (2/3 \times 3.28 \times L1 \times nd / \sqrt{s})^{0.467}$$

t1 : 流入時間 (min)
 L1 : 流域最遠点から流路に到達するまでの距離 (m)
 s : 平均勾配 (s = H1/L1)
 H1 : 標高差 (m)
 nd : 遅滞係数

表 3-I-5 遅滞係数

地被状態	nd
不透水面	0.02
よくしまった裸地 (なめらか)	0.10
裸地 (普通の粗さ)	0.20
疎草地及び耕地	0.20
牧草地または普通の草地	0.40
森林 (落葉林)	0.60
森林 (落葉林、落葉等堆積地)	0.80
森林 (針葉樹林)	0.80
密草地	0.80

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P41)

② 流下時間

雨水が流量算出地点までに達するまでに要する流下時間 (t2) の算出式は次による。

- ・ルチハ式 河床勾配 I > 1/20 (1/20 より急な場合使用)

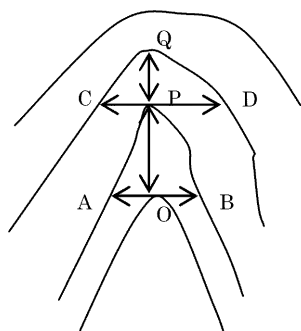
$$t2 = l2 / W1$$

$$W1 = 20 (h2 / l2)^{0.6}$$

t2 : 流下時間 (sec)
 l2 : 谷部最上流点より計画地点までの水平距離 (m)
 W1 : 洪水の伝達速度 (m/s)
 h2 : 谷部最上流点より計画地点までの標高差 (m)

③谷の定義

谷の区分は、現地において判断するものであるが、一般には以下の方法を用いてもよい。



$AB < OP$ は谷

$CD > PQ$ は山腹とし、点 P が両者の境界と考える。

よって、点 P より上流は流入時間 (t_1) として算出し、点 P より下流は流下時間 (t_2) として考える。

図 3-I-2 谷の定義

I-ii 土石流ピーク流量

土石流ピーク流量は、降雨量に基づく算出方法を基本とする。

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) P58)

[解説]

土石流ピーク流量を求める式は、降雨量に基づく算出方法を基本とする。降雨量に基づく算定式は、以下で示される。

$$Qd = \alpha \cdot Qmax$$

$$\alpha = C_* / (C_* - Cd)$$

$$Cd = \frac{\tan \theta}{(\sigma/\rho - 1) (\tan \phi - \tan \theta)}$$

ただし、 $\theta < 20^\circ$ の場合に適用

$$Cd > 0.9C_* \text{ の場合、} Cd = 0.9C_*$$

$$Cd < 0.3 \text{ の場合、} Cd = 0.30$$

Qd : 土石流ピーク流量 (m³/s)

α : 係数

Qmax : 計画高水流量 (m³/s)

C* : 溪床堆積土の容積濃度 (0.6程度)

Cd : 土石流濃度 (0.3~0.54)

θ : 現溪床勾配 (°)

ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (一般に 35°)

σ : 礫の密度 (25.50kN/m³)

ρ : 水の密度 (11.77kN/m³)

上式における土石流濃度 Cd は、下限値が 0.30、上限値が 0.54 (0.6×0.9=0.54) となり、その分布を溪床勾配 1~20° まで示すと下表のとおりとなる。

表 3-I-6 勾配毎の土石流濃度

θ (°)	計算式によって求められた Cd	上限値と下限値を設定した Cd
1	0.0219	0.30
2	0.0450	0.30
3	0.0694	0.30
4	0.0951	0.30
5	0.1224	0.30
6	0.1514	0.30
7	0.1823	0.30
8	0.2153	0.30
9	0.2506	0.30
10	0.2885	0.30
11	0.3294	0.33
12	0.3737	0.37
13	0.4217	0.42
14	0.4740	0.47
15	0.5314	0.53
16	0.5945	0.54
17	0.6644	0.54
18	0.7422	0.54
19	0.8294	0.54
20	0.9280	0.54

Ⅱ 土石流諸元

Ⅱ-i 土石流の流速及び水深

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。

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) P58)

(砂防基本計画策定指針 (H28) P30)

[解説]

土石流の流速 (U) と土石流水深 (h) は以下の式で表される。

$$U = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot (\sin \theta)^{\frac{1}{2}}$$

$$h = \frac{Qd}{Bda \cdot U}$$

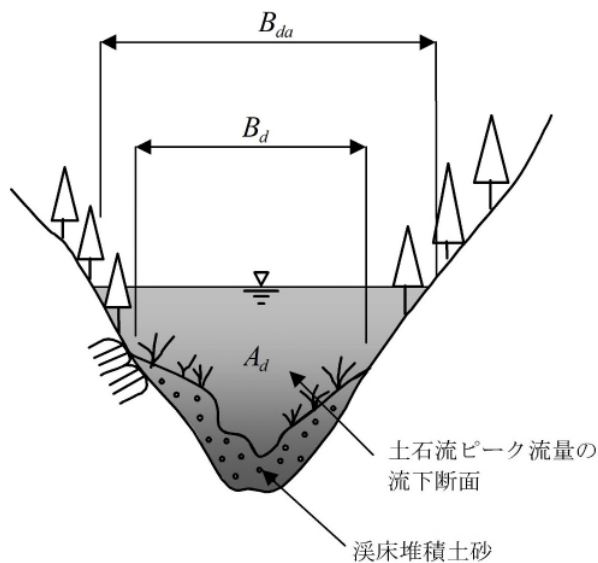
また、土石流水深 (h)、流れの幅 (Bda) と土石流ピーク流量 (Qd) は以下のとおりである。

$$Qd = U \cdot Ad$$

$$h = \frac{Ad}{Bda}$$

ここで、流れの幅 Bda は以下の図で示される。

U : 土石流の平均流速 (m/s)
 R : 土石流の径深 (m)
 ここでは土石流水深 (h) (土石流・流木対策指針解説等 (H31) 第5章 2-9-3)
 h : 土石流水深 (m)
 Qd : 土石流ピーク流量 (m³/s)
 ※ I - ii 土石流ピーク流量による
 θ : 現溪床勾配 (°)
 Bda : 流れの幅 (m)
 n : 粗度係数 (自然河道フロント部 : 0.10、後続流 : 0.06、三面張り流路 : 0.03)
 Ad : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m²)



※ B_d : 土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅

図 3-II-1 土石流の流下断面と流れの幅のイメージ

また、流れの幅と土石流水深のモデル図を次頁に示す。

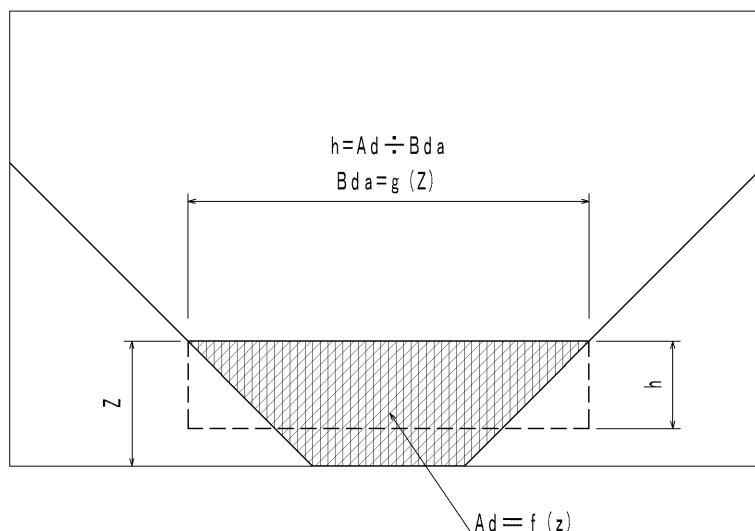


図 3-II-2 流れの幅と土石流水深モデル図

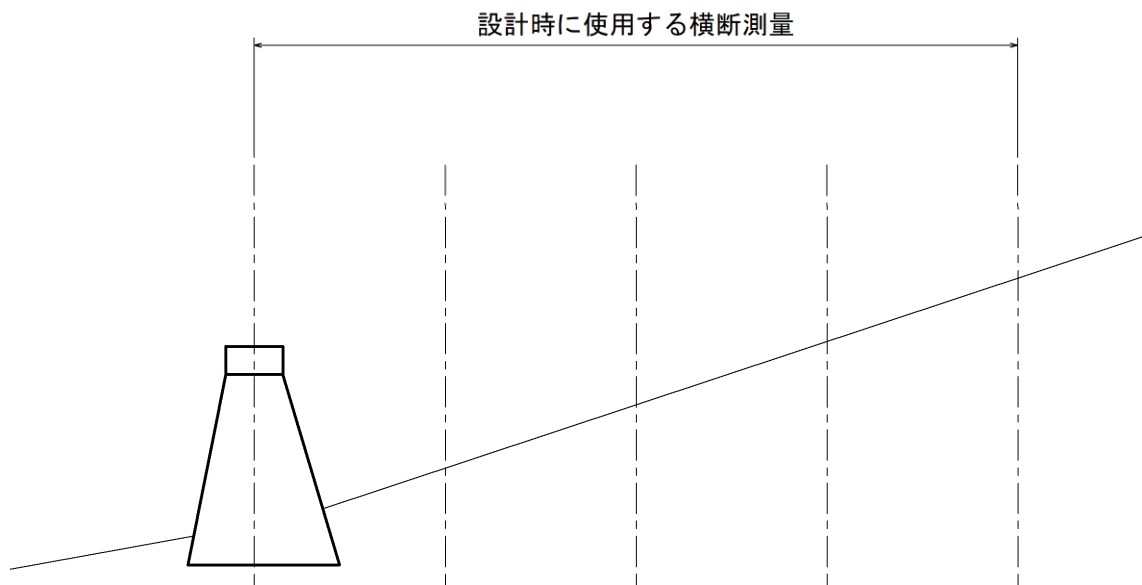
これより、土石流水深(h) を求める式は以下の様に表される。

$$h = \frac{Qd}{Bda \cdot U} = \left\{ \frac{n \cdot Qd}{Bda \cdot (\sin \theta)^{1/2}} \right\}^{3/5}$$

土石流の流速は、マンニングの等流式を用いて表されるが、ここで用いる径深は土石流水深 (h) である。また、土石流の水深を決めるときは、土石流流速に加え、流れの幅 Bda が因子として重要になってくる。

土石流の流速、水深の算出にあたっては、当該治山ダムの位置から堆砂上流末端または土石流発生区間の下端までの区間で、設計に使用する測量断面より任意に 3~5 箇所を抽出し、各断面を台形に近似した上で、3~5 箇所の断面の平均断面を用いる。ただし、断面形状が明らかに異なり、平均断面を用いることにより、治山ダムの安定性の検討上、土石流の外力を過少評価するおそれがある場合は、過小評価とならないように留意する。また、当該治山ダムの位置から堆砂上流末端までの区間に比べて、堆砂上流末端より上流の区間の断面形状が著しく異なり、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合についても、過小評価とならないように留意する。

(砂防基本計画策定指針 (H28) P30, 31)



設計に使用する測量断面より3～5断面を抽出

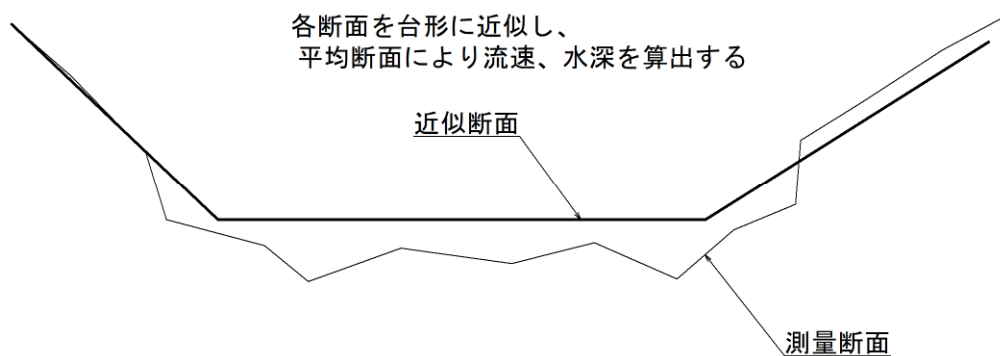


図3-Ⅱ-3 土石流流速、水深の算出に用いる断面イメージ

Ⅱ-ⅱ 土石流単位体積重量

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・流木対策指針解説等 (H31) P59)

[解説]

土石流の単位体積重量 (ρd) は以下の式で表される。

$$\rho d = \sigma \cdot Cd + \rho \cdot (1 - Cd)$$

ρd : 土石流単位体積重量 (kN/m³)
 σ : 礫の密度 (25.50kN/m³)
 ρ : 水の密度 (11.77kN/m³)
Cd : 土石流濃度
※ I - ⅱ 土石流ピーク流量による

Ⅱ-iii 土石流流体力

土石流の流体力は、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・流木対策指針解説等 (H31) P59)

[解説]

土石流の流体力 (F) は以下の式で表される。

$$F = \alpha \cdot (\rho d / g) \cdot h \cdot U^2$$

F : 流体力 (kN/m)
α : 係数 (≒1.0)
ρ d : 土石流単位体積重量 (kN/m³)
※Ⅱ・ii 土石流単位体積重量による
g : 重力加速度 (9.8m/s²)
h : 土石流水深 (m)
※Ⅱ・i 土石流の流速及び水深による
U : 土石流流速 (m/s)
※Ⅱ・i 土石流の流速及び水深による

Ⅱ-iv 最大礫径、最大流木長・径

(1) 最大礫径

最大礫径は、現地調査結果から推定する。

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) P13)

(砂防技術指針：広島県砂防課 (R3) P III-3)

[解説]

土石流時に流出すると想定される石礫の最大礫径は、治山ダム計画地点の上流 100m および下流 100m の溪床に存在する石礫径を 50 個以上測定し、測定結果の上位から 10 番目を最大礫径とする。礫径の計測は、下図に示すとおり、礫の長径、中径を計測したものの平均値とし、10cm ラウンドで切り上げる。

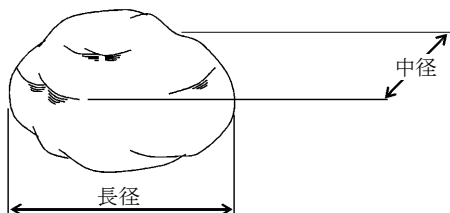


図 3-II-4 礫径計測箇所

(2) 最大流木長・径

最大流木長・径は、現地調査結果から推定する。

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) P19)

(砂防基本計画策定指針 (H28) P36、37)

[解説]

礫径調査と同時に、現地を代表する流木の長さ・径の調査を行う。調査地点は治山ダム計画地点から上流 100m、片岸 5m (両岸で 10m)の範囲を標準とし、現地の地形及び植生状況に応じ決定する。流木の最大長、平均長は以下のとおりとする。なお、この場合の平均流下幅は、土石流流速・水深算出時の流れの幅 (Bda) とする。

流出流木量の算出をサンプル調査法により設定した場合は、その結果を用いることとする。

$h_{max} \geq 1.3W_{av}$ のとき $L_{max} \doteq 1.3W_{av}$

$h_{max} < 1.3W_{av}$ のとき $L_{max} \doteq h_{max}$

h_{max} : 調査箇所の最大樹高 (m)

W_{av} : 平均流下幅 (m)

L_{max} : 最大流木長 (m)

また、流木の最大径は、流木調査結果のうち、上位 5% に相当する胸高直径とする。

第4編

土石流対応型治山ダム設計

第4編 土石流対応型治山ダム設計

I 放水路

I-i 放水路位置

治山ダムの放水路の位置は、治山ダム設置箇所の上流の渓流の状態、流水の方向等を考慮して決定するものとする。

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P92)

[解説]

①治山ダム放水路の位置は、完成後の治山ダム下流のり先の洗掘、上下流溪岸の侵食等に影響を及ぼさないよう、上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向等を考慮して決定するものとする。

②治山ダム設置箇所の上流が砂礫層の地盤の場合は、流心部に放水路の位置を定める。

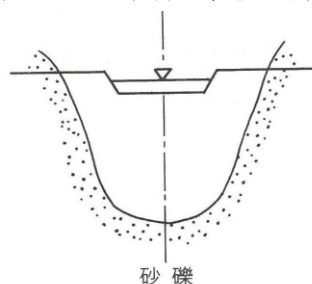


図4-I-1 砂礫地盤における放水路位置

③治山ダム設置箇所の上流が片側が堅固な地盤である一方、対岸が砂礫層の地盤であって流心線が直線の場合には、堅固な地盤側に寄せて放水路の位置を定める。

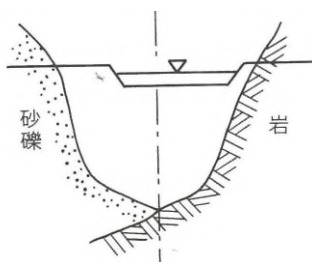


図4-I-2 片側が堅固な地盤における放水路位置

第4編 土石流対応型治山ダム設計：I 放水路

④治山ダム設置箇所の上流部に崩壊地がある場合は、できるだけ崩壊地に流水の影響を与えないように放水路の位置を定める。

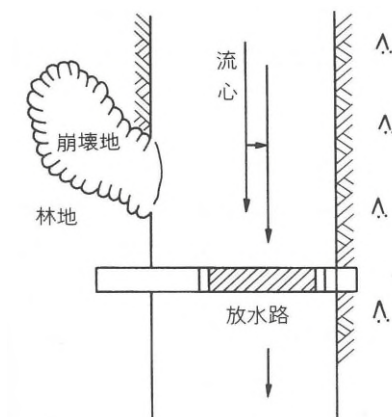


図4-I-3 上流に崩壊地が位置する場合の放水路位置

⑤治山ダム設置箇所の上流部溪流沿いに、宅地等の重要な保全対象がある場合は、流心及び治山ダムの方向を考慮して、保全対象に影響を与えないように放水路の位置を定める。

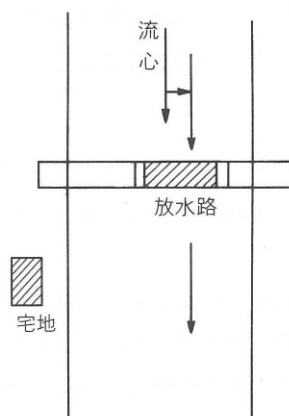


図4-I-4 保全対象位置に応じた放水路位置

I - ii 放水路形状

放水路形状は、溪流の状況を考慮し決定するものとする。

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P93)

【解説】

①治山ダムの放水路の形状は、上下流両岸の地形・地質及び下流のり先の洗掘の軽減を考慮して定める。

②放水路の形状は、底部が水平な台形を標準とする。

③放水路の側のり勾配は、1割または5分を目安とする。

④放水路の下長は、2.0mを最小とし0.5m単位とする。

また、最大礫径の2倍以上の長さを確保する。「3・II・IV(1)最大礫径を参照」

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) P45)

⑤一般に溪流幅が狭く溪床勾配が急な溪流では、せき上げ効果による土石流の捕捉を期待して放水路幅を狭くとることができる。

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) P45)

I-iii 放水路断面

放水路断面は、洪水・土石流を安全に流下させる断面を確保するものとする。

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P93)

[解説]

土石流対応型治山ダムの放水路断面は、洪水時流量及び流下する土石流を考慮し余裕を見込んで決定しなければならない。放水路高さは原則 1.0m 以上とし、0.1m 単位を標準とする。

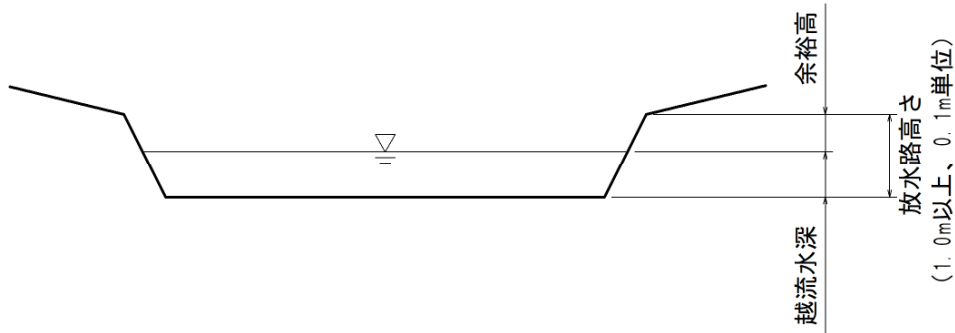


図 4-I-5 放水路断面

(1) 越流水深

越流水深は、計画高水流量（洪水時流量）及び土石流ピーク流量より算出を行い、断面決定にあたっては、これらの水深のうち大きい方の値を適用するものとする。

① 計画高水流量に対する越流水深

計画高水流量に対する越流水深は、縮流堰による方法にて算出するものとする。また、越流水深は、0.1m 単位で算出する。

$$Q_s = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) hc_1^{3/2}$$

Q_s : 縮流堰の流量 (m³/s)
 C : 流量係数 (0.6)
 g : 重力加速度 (9.8m/s²)
 B_1 : 放水路下長 (m)
 B_2 : 越流路上長 (m)
 hc_1 : 越流水深 (m)

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P96)

第4編 土石流対応型治山ダム設計：I 放水路

②土石流ピーク流量に対する越流水深

土石流ピーク流量に対する越流水深は、第3編II-i 土石流の流速及び水深における Manning式により算出するものとする。但し、算定に用いる溪床勾配(θd)は、土石流時の堆砂勾配とする。

また、越流水深は、0.1m単位で算出する。

$$hc2 = \frac{Qd}{Bda \cdot U} = \left\{ \frac{n \cdot Qd}{Bda \cdot (\sin\theta_d)^{1/2}} \right\}^{3/5}$$

U：土石流の平均流速 (m/s)
 hc2：土石流水深 (m)
 Qd：土石流ピーク流量 (m³/s)
 ※第3編I-ii 土石流ピーク流量による
 θd：土石流時堆砂勾配 (°)
 ※第2編IV-iv 土石流時堆砂勾配による
 Bda：流れの幅 (m)
 n：粗度係数 (自然河道フロント部：0.10、後続流：0.06、三面張り流路：0.03)

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) P47)

③越流水深

越流水深(hc)は、計画高水流量(洪水時流量)より算出されたhc1及び土石流ピーク流量より算出されたhc2のうち、大きい方の値を適用するものとする。

hc = max [hc1, hc2] … hc1, hc2のうち大きい値を適用

(2) 余裕高

放水路断面決定に用いる余裕高は、適用越流水深算出に用いた流量(計画高水流量または土石流ピーク流量)に応じ以下の値を標準とする。

表 4-I-1 余裕高

適用流量	余裕高 Δh
50m³/s 未満	0.4m
50m³/s 以上 200m³/s 未満	0.6m
200m³/s 以上 500m³/s 未満	0.8m
500m³/s 以上	1.0m

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P97)

(3) 袖部を含めた断面により越流断面を確保する場合

「土石流ピーク流量に対する越流水深」によって放水路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。但し、この場合の越流水深は計画高水流量に対する越流水深の値とする。

なお、袖の安定性、下流部の洗掘防止工への影響、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、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならない。特に直下流に人家等がある場合は、以上の点を考慮しなければならない。

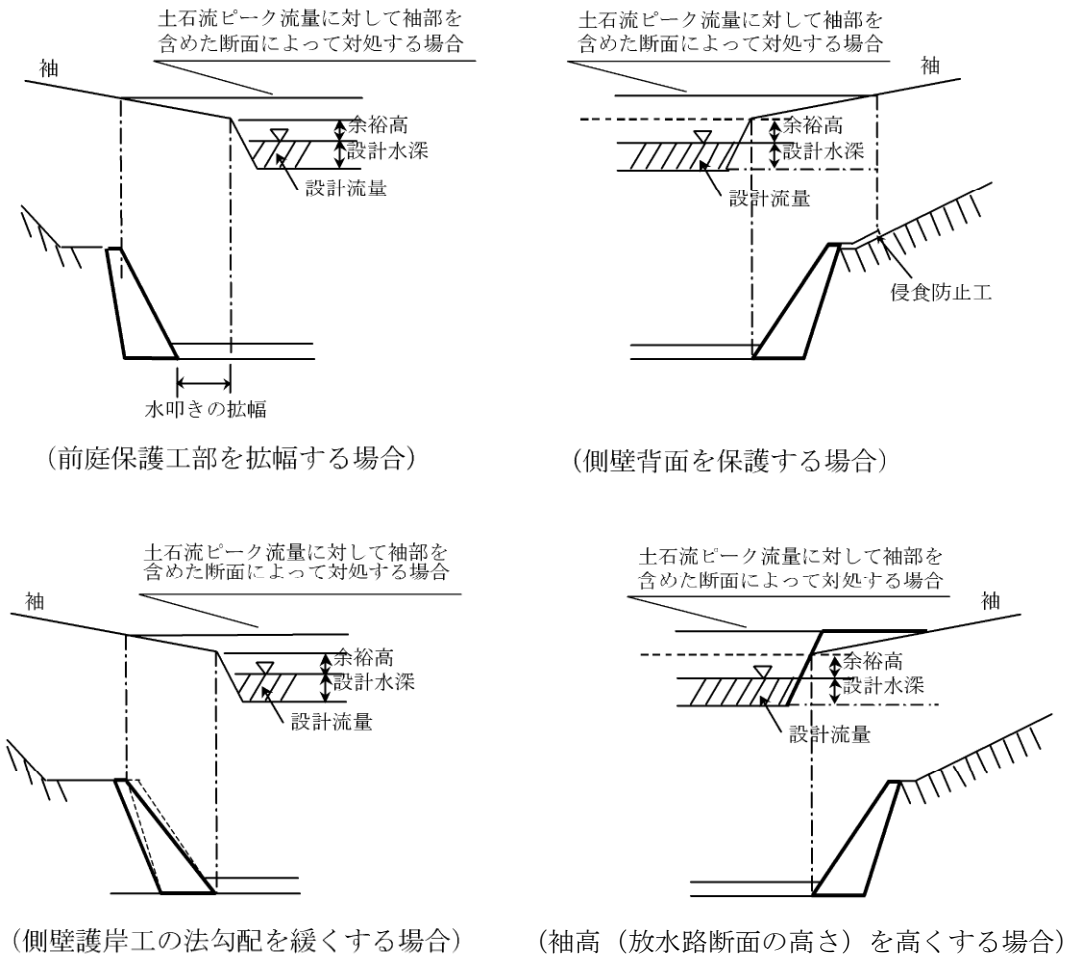


図 4-I-6 土石流ピーク流量に対し袖部を含めた断面により対応する場合の処置例

(土石流・流木対策設計技術指針 (H28) P11)

Ⅱ 治山ダムの袖

Ⅱ-i 袖の突っ込み深さ

治山ダムの袖は、洪水時及び土石流時における越流を考慮して、十分強固にしなければならない。

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P97)

【解説】

①治山ダムの袖は、洪水時、土石流時の越流によって被災しないように、計画高水位、土石流水深以上の高さとし、地山に十分取り付けて構造的に強固なものにしなければならない。

②袖の突込みの深さは、地盤の不均質性、風化の速度等を考慮して、安全な深さとなるように決定しなければならない。

③袖の両岸取付部は、風化作用及び洪水流の侵食によって決壊し、治山ダム破壊の原因となりやすいため、間詰等で十分保護しなければならない。

④袖に土石流の衝撃力が加わることを想定して、袖の補強、保護工の設置等を検討するものとする。衝撃力の検討手法については、「Ⅵ 袖部の衝撃力検討」にて詳細に示す。

〔参考〕袖の突込み深さ

治山ダムの袖の突込み深さは、現地の諸条件により異なるが、次の値が用いられることが多い。

1 岩の場合	1.0m 程度
2 軟岩（風化が進行した岩又は亀裂の多い岩）の場合	1.5m 程度
3 締まった地山の場合	2.0m 程度
4 軟弱な地山又は堆積土砂の場合	3.0m 程度

Ⅱ-ⅱ 袖形状

治山ダムの袖天端は、容易に越流を起こさないようにしなければならない。

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P98)

【解説】

(1) 袖形状

①治山ダムの袖天端は、容易に越流を起こさないように、原則として、両岸に向かって勾配（インクライン）をつけるものとする。

②袖天端の勾配は、現溪床勾配（ θ ）を目安とし、袖高は5m以下とする。

(土石流・流木対策設計技術指針 (H28) P19)

③袖部の下流のり勾配は、直を標準とし、本体の下流のり勾配に一致させる場合は、袖部の天端厚は1.5mを下限とする。

(土石流・流木対策設計技術指針 (H28) P17)

④インクラインの長さは、地山までを原則とするが、袖長が長くなる場合には、計画堆砂勾配（現溪床勾配の1/2）（ $\theta 1$ ）の分母値までとする。（計画堆砂勾配（ $\theta 1$ ）=1/10の場合は10mとする）

(砂防技術指針：広島県砂防課 (R3) P IV-89)

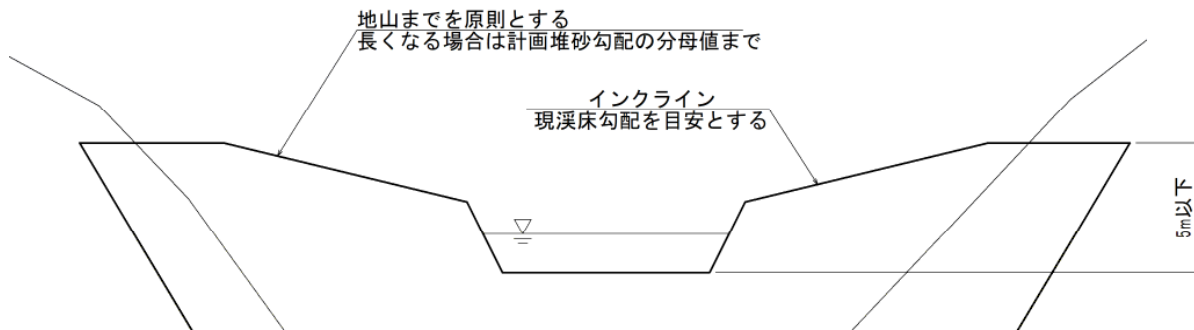


図 4-Ⅱ-1 インクライン

(2) 袖折れ谷止工

(砂防技術指針：広島県砂防課 (R3) P IV-92)

- ① 土石流対応型治山ダムの計画位置が限定される場合は、経済性を考慮して上流側に袖を折ることを考慮しても良い。
- ② 折れ点付近の伸縮継目工は、折れ点から 3.0m 以上離し、袖部の軸方向に直角に設ける。
- ③ 袖折れ部では、地山へのかん入部で、袖天端高が土石流時堆砂高+越流水深を確保出来る高さまで袖勾配をつける。
- ④ 折れ部より袖端部までのインクライン勾配は、以下の式により算出し、山際において水平とする。

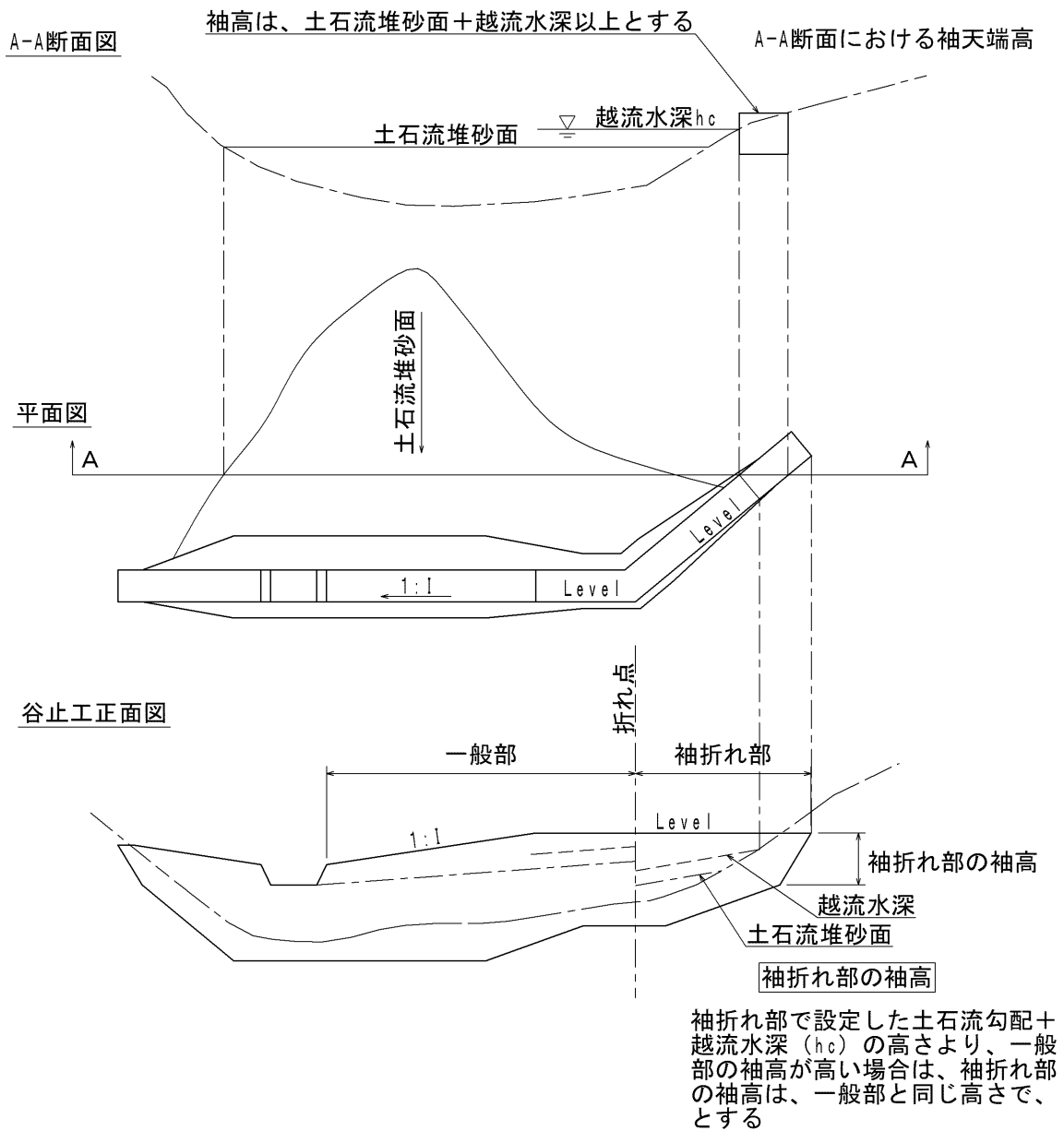


図 4-II-2 一般部の袖高で、袖折れ部で設定した計画堆砂高+設計水深の高さが満足出来る場合

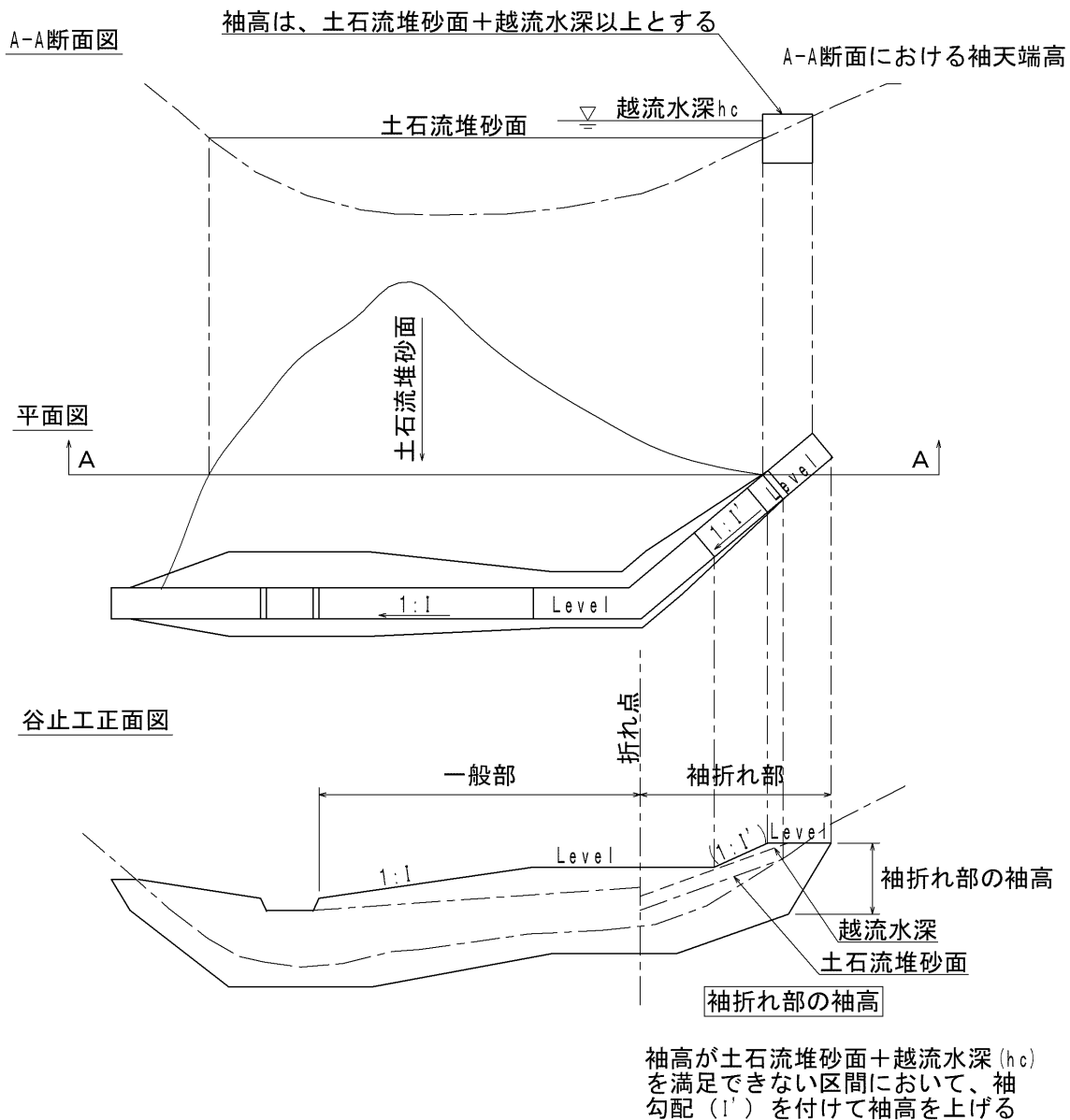
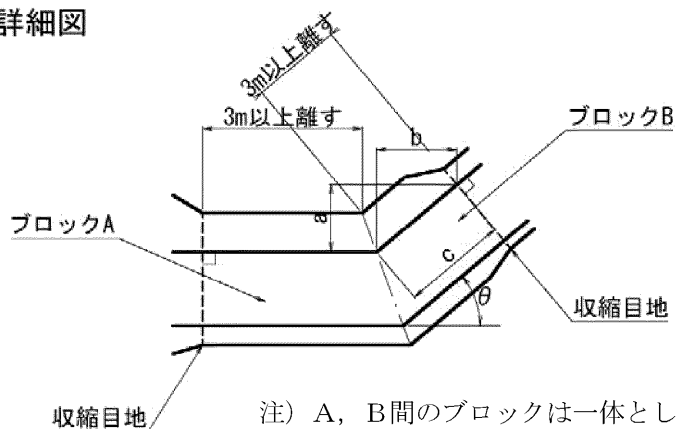


図4-II-3 一般部の袖高で、袖折れ部で設定した計画堆砂高+設計水深の高さが満足出来ない場合

詳細図



注) A, B間のブロックは一体としてコンクリートを打設

図4-Ⅱ-4 袖折れ部の細部構造 (コンクリート谷止工の場合)

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

<p>I' : 袖折れ部の勾配 I : 一般部の勾配 θ : 袖折れ角</p>

ただし、I'の数値は、小数点以下を切り捨て、整数止めとする。

[例] I = 40、θ = 45° の場合

$$\begin{aligned}
 I' &= 40 \frac{1}{\cos 45 + \sin 45} \\
 &= 28.3 = 28
 \end{aligned}$$

Ⅲ 治山ダム断面形状

治山ダムの断面は、原則として、下流のり及び天端厚を決定し、次いで安定条件を満たす断面となるように上流のりを決定するものとする。

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P99)

【解説】

(1) 下流のり勾配

①土石流対応型治山ダムの下流のり勾配は、土石の流下に伴い損壊や摩耗を受けないよう配慮するものとし、1:0.2を標準のり勾配とする。

②現地の状況により下流のり勾配を緩くする場合には、土砂が活発に流送され始める流速とダム高より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。

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{g \cdot H}} U$$

L : 下流のり水平幅 (m)
 H : ダム高 (m)
 g : 重力加速度 (m/s²)
 U : 土石流流速の50%程度

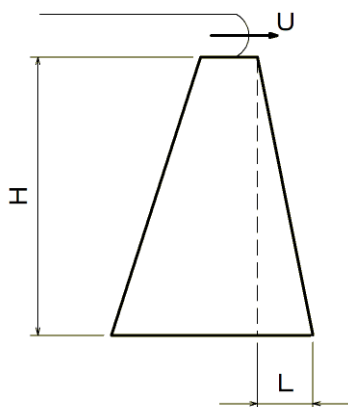


図 4-Ⅲ-1 下流のり勾配

(土石流・流木対策設計技術指針 (H28) P13)

(2) 天端厚

天端厚は、土石流対策に必要な幅を確保する。

天端幅は、*最大礫径の2倍を原則とする。ただし、*最大礫径の2倍が2mを下回る際には2mとし、上回る場合には、緩衝材を併用する等により4mを限度とし、0.5m単位で切り上げた厚さとする。※「3-II-IV(1)最大礫径を参照」

IV 治山ダム安定計算

IV-i 計算ケース

土石流対応型治山ダムの検討ケースとしては、洪水時、土石流時のいずれについても検討を行うものとする。

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P100)

[解説]

土石流対応型治山ダムの安定計算は、洪水時、土石流時の2ケースについて検討を行うものとする。各検討時の作用外力は以下のとおりである。

表 4-IV-1 作用荷重

洪水時	静水圧、堆砂圧
土石流時	静水圧、堆砂圧 (水中土圧)、堆砂圧、土石流流体力

また、各ケースの外力モデルを以下に示す。なお、堆砂圧については、上流側の確実な埋戻しを実施した場合に考慮するものとする。

<洪水時モデル>

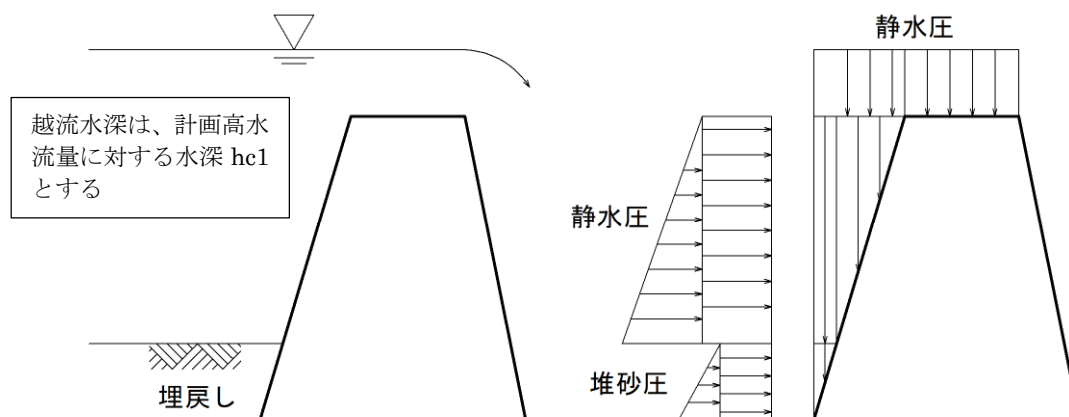


図 4-IV-1 洪水時荷重モデル

<土石流時モデル>

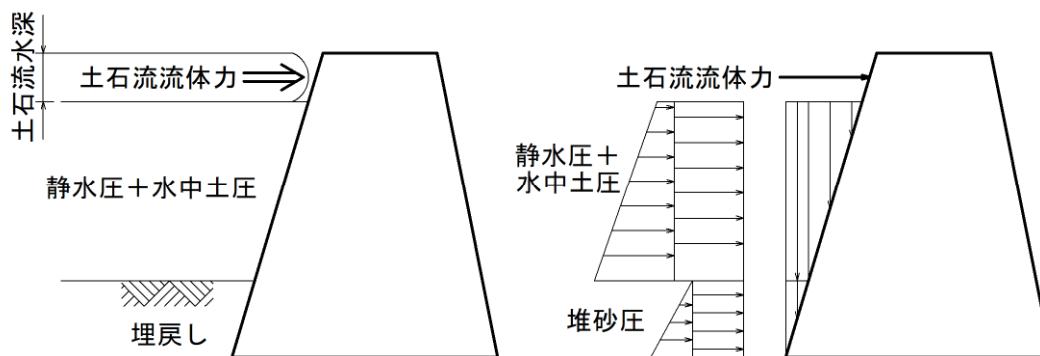
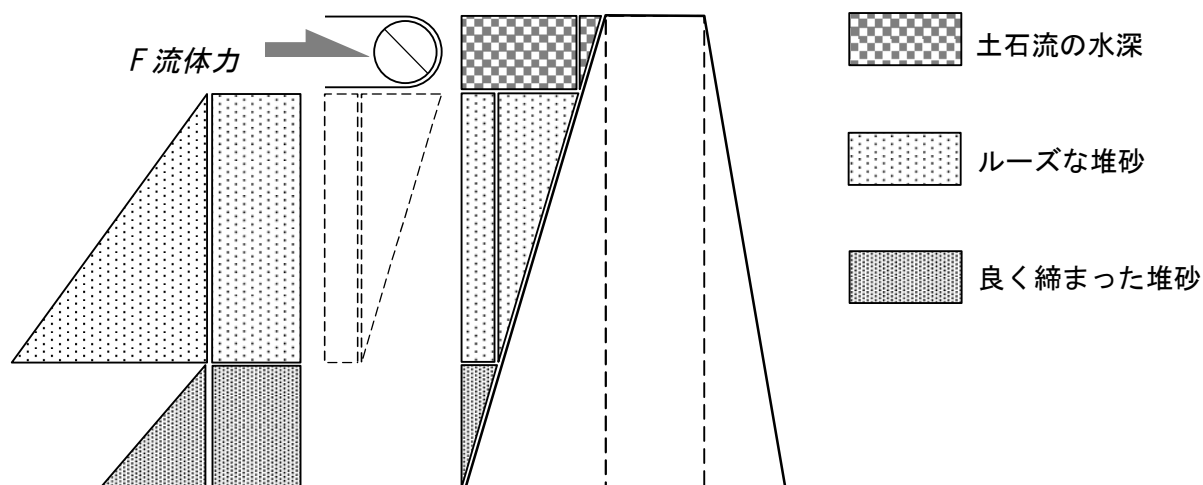


図 4-IV-2 土石流時荷重モデル

〔参考1〕 土石流時における設計外力のイメージ



1 土石流の水深

放水路天端を土石流水深の上端とする。

土石流時は、堆砂面上に土石流重量が上載荷重として作用し、堆砂圧は、この上載荷重による土圧を加えた大きさとなる。

また、土石流の流体力は、土石流水深の $1/2$ の位置に水平に作用させる。

2 ルーズな堆砂

土石流による堆積物で占められるため、ルーズな堆砂（水圧及び水中土圧）として捉える。

水中土圧は、堆砂の単位体積重量から水の単位体積重量を差し引いて水中における堆砂の単位体積重量とすることとされている。

ここでの堆砂は、土石流による堆積物であること及び水の単位体積重量は、泥水の単位体積重量となることから、水中土圧算定に用いる単位体積重量は、次式により導出する。

$$\text{水中土の単位体積重量} = \text{土石流の単位体積重量} - \text{泥水の単位体積重量} \quad (11.77\text{kN/m}^3)$$

(治山技術基準 総則・山地治山編 (R2) P101)

- ・内部摩擦角： 35° (土石流・流木対策指針解説等(H31)P57)

3 良く締まった堆砂

堆砂がよく締まっていて、礫間が詰まり、堤体に水圧がはたらかないと見なせるため、土圧のみを考慮する。

- ・単位体積重量： 18kN/m^3 (治山技術基準 総則・山地治山編 (R2) P101)
- ・内部摩擦角： 30° (治山ダム・土留工断面表 P.13)

Ⅳ-ⅱ 安定計算条件

土石流対応型治山ダムの断面は、次の条件のすべてを満たすものでなければならない。	
1 転倒に対する安定	堤体が転倒を引き起こさないこと。
2 滑動に対する安定	堤体が滑動を引き起こさないこと。
3 堤体の破壊に対する安定	堤体の最大応力に対して破壊を引き起こさないこと。
4 基礎地盤に対する安定	堤体の最大応力に対して基礎地盤の地耐力が十分であること。

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P105)

[解説]

土石流対応型治山ダムの安定条件は、洪水時、土石流時の各ケースにおいて安定条件を満足させる必要がある。各安定項目における安定条件を以下に示す。

表 4-Ⅳ-2 安定条件

計算項目	安定条件	備考
①転倒に対する安定	$0 < d < B$	合力作用位置は堤底内とする
②滑動に対する安定	$V \cdot f > H$	$F_s \geq 1.00$
③堤体破壊に対する安定	$e \leq B/6$	堤体に引張力を作用させない
④基礎地盤に対する安定	$P_1 < \text{地盤の許容支持力}$	

各式の項目は以下のとおり。

d : 堤体つま先から合力作用位置までの距離 (m)

B : 堤底幅 (m)

V : 鉛直力合計 (kN/m)

f : 摩擦係数

H : 水平力合計 (kN/m)

F_s : 滑動安全率

e : 堤体中心から合力作用位置までの距離 (m)

P_1 : 堤底下流端応力 (kN/m²)

Ⅳ-iii 安定計算に用いる定数

土石流対応型治山ダムの安定計算に用いる定数は、計算ケースに応じた定数を用いることとする。

[解説]

土石流対応型治山ダムの安定計算に用いる定数は、各計算ケースに応じた定数を用いるものとする。計算ケースにおける定数は以下のとおりである。

表 4-Ⅳ-3 安定計算に用いる定数

項目	定数	出典
コンクリートの単位体積重量	22.56kN/m ³	砂防技術指針 (R3)
土圧係数	$C = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$	Ⅳ-15
内部摩擦角	①ルーズな堆砂 (土石流による堆積物) $\phi = 35^\circ$ ②よく締まった堆砂 $\phi = 30^\circ$	①土石流・流木対策指針解説等(H31)P57 ②治山ダム土留工断面表 P13
摩擦係数	岩盤、締まった砂礫層 : 0.7 締まった普通土 : 0.6	治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P107
地盤の許容支持力*	岩盤 : 700kN/m ² 礫層 : 300~600kN/m ² 砂質地盤 : 200~300kN/m ²	治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P108
埋戻土の単位体積重量	18kN/m ³	治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P101
泥水の単位体積重量	$\rho = 11.77\text{kN/m}^3$	土石流・流木対策指針解説等(H31)P57
越流水深	計画高水流量による水深 hc1	

※地盤の許容支持力に同値を適用しがたい場合には、別途文献等により設定を行うこと

V 治山ダムの基礎

V-i 基礎の根入れ

治山ダムの基礎の根入れの深さは、地盤の不均質性や風化の速度等を考慮して、安全な深さとなるように決定しなければならない。

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P112)

[解説]

①治山ダムの基礎部は、地盤の不均質性（特に砂礫層等）や長年の風化作用によって不安定化しやすいことから、十分な地耐力が得られるように、基礎の根入れの深さを決定しなければならない。治山ダム基礎の根入れ深さは、基礎地盤の状況、治山ダムの高さ等の条件により異なるが、一般に、単独の治山ダムの場合は、以下の値を標準とする。

なお、根入れの深さは、治山ダムの下流のり先で確保することとする。

- | | |
|-----------------------------|-------------|
| 1 盤状硬岩で風化していない場合 | 0.5m 程度 |
| 2 岩の場合 | 1.0m 程度 |
| 3 軟岩（風化が進行した岩盤又は亀裂の多い岩盤）の場合 | 1.5m 程度 |
| 4 砂礫層等の場合 | 2.0～3.0m 程度 |

②縦断勾配が急峻で、基礎部に良好な岩盤（中硬岩以上）が得られる場合は、経済性を高めるため、断面節約を行うことができる。

この場合、断面決定に用いる堤高は、下流側基礎部の底面から放水路天端までとする。

※下記条件による断面設定ができない場合は、断面節約を実施しない。

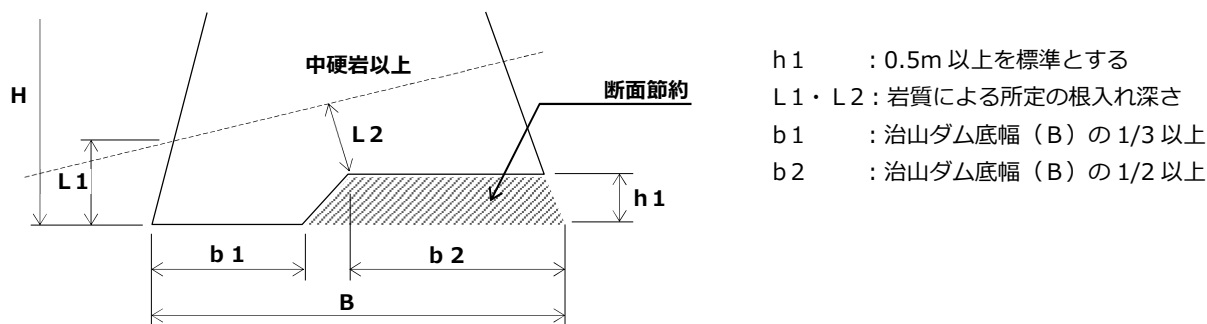


図 4-V-1 断面節約

③洪水時には下流のり先が洗掘されて治山ダム破壊の原因となりやすいので、十分な根入れを確保する必要がある。特に土石流対応型治山ダムにおいては、土石流流下時に洗掘が懸念されることから、「治山ダムの洗掘防止工」により洗掘防止対策を行うものとする。

V-ii 治山ダムの間詰工

治山ダムの間詰工は、万一の土石流越流時においても堤体の洗掘を防止するよう配置しなければならない。

【解説】

土石流対応型治山ダムの間詰工は、万一の袖部からの土石流越流時においても、堤体の洗掘を防止できるよう、十分な強度・表面保護機能を有する必要がある。具体的な間詰工適用工法を以下に示す。

表 4-V-1 間詰工法

地質	埋戻し		表面保護工	
	適用区分	工法	適用区分	工法
砂礫	全般	土砂埋戻し	表面勾配が 1:1.5 以上の緩勾配である場合	植生工 平張ブロック 張コンクリート
			表面勾配が 1:1.5 未満の急勾配である場合	積ブロック 張コンクリート
		間詰コンクリート	—	—
岩盤	全般	間詰コンクリート	—	—
岩盤 +砂礫	砂礫厚 < 1.0m	間詰コンクリート	—	—
	砂礫厚 ≥ 1.0m	岩盤線まで間詰コンクリート+土砂埋戻し	表面勾配が 1:1.5 以上の緩勾配である場合	植生工 平張ブロック 張コンクリート
			表面勾配が 1:1.5 未満の急勾配である場合	積ブロック 張コンクリート
		間詰コンクリート	—	—

※植生工は、越流による洗掘等の恐れがない場合において採用する。

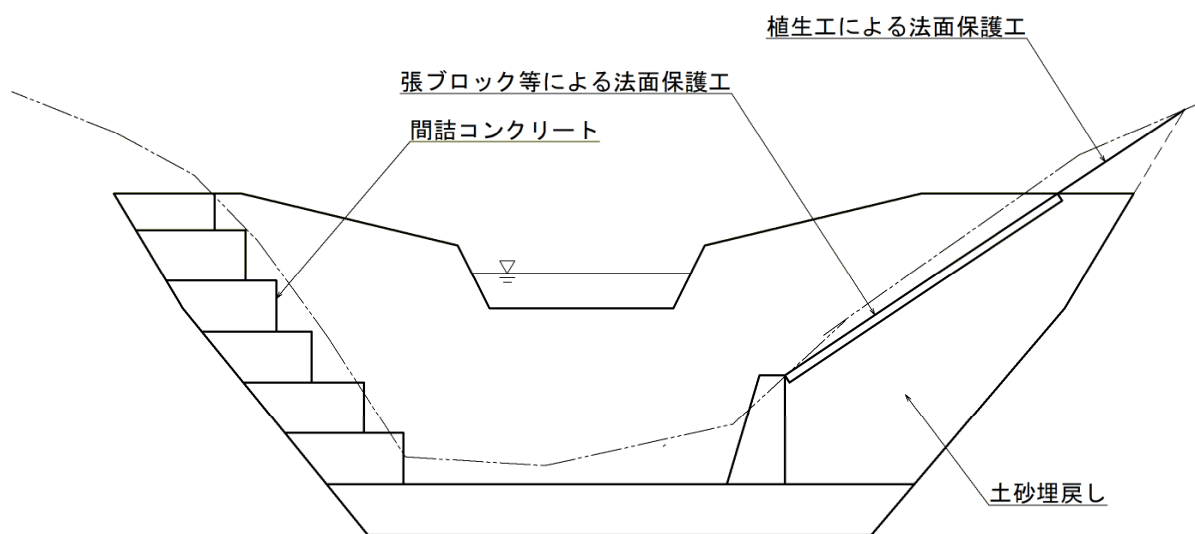


図 4-V-2 砂礫地盤における間詰工配置例

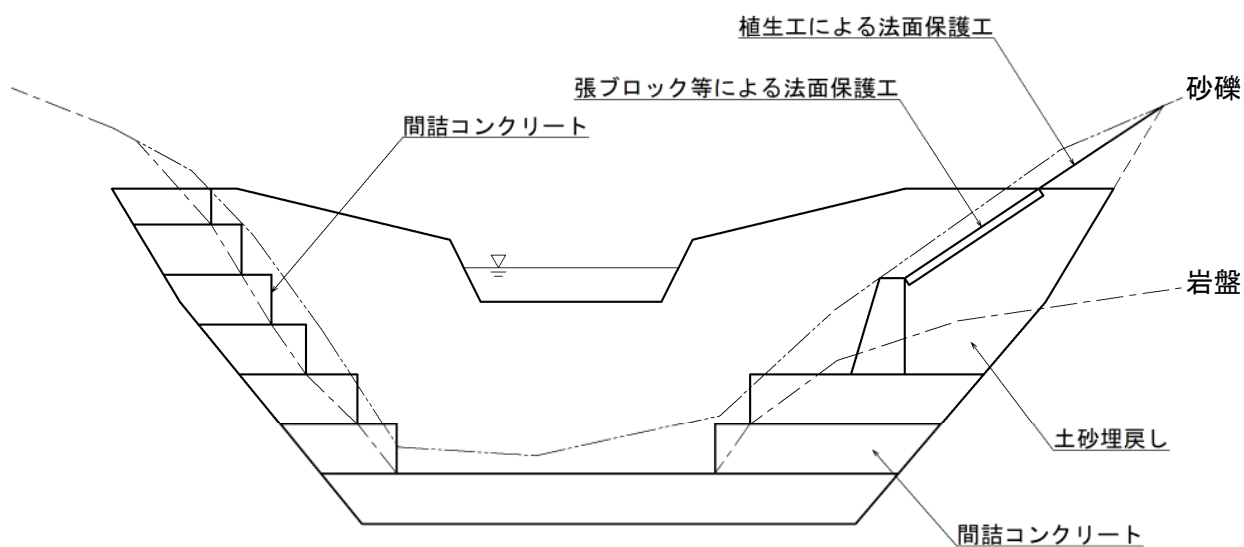


図 4-V-3 岩盤及び岩盤+砂礫地盤における間詰工配置例

VI 袖部の衝撃力検討

土石流対応型治山ダムの袖は、土石流・流木の流下に対して安全が保たれる構造とする。

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) P48)

(砂防技術指針：広島県砂防課 (R3) P IV-101)

【解説】

①治山ダムの袖

土石流対応型治山ダムの袖は、土石流や流木の直撃により破壊されないよう、必要な厚さや構造を有するようにする。

②袖部の補強等

袖部は、保全対象の重要性や距離、近隣の治山ダム等の被災履歴等、必要に応じて破壊に対する安全性の検討を行い、鉄筋を追加して補強することができる。

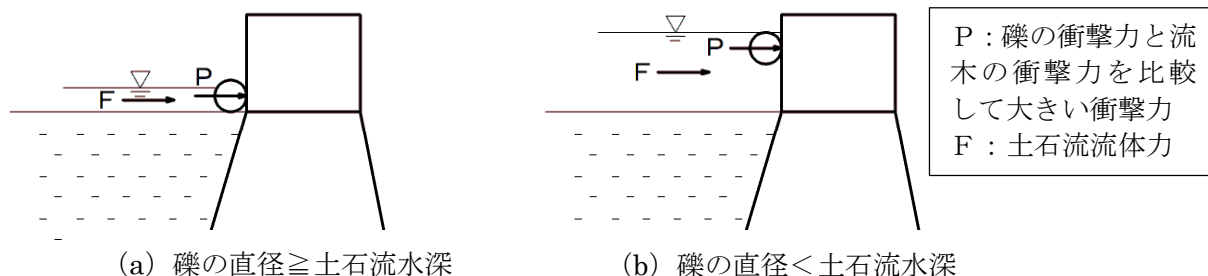
③袖部の保護

既存の施設を活用する場合などは、必ずしも流体力もしくは衝撃力に対応したものとなっていないことが想定される。こういった場合には、以下に示す対応策を現地に応じて講じ、袖部の保護に努めることが望ましい。また、新設の構造物であっても、以下の対応策を講じることで、損傷しやすい袖部の保護を図ることが可能である。

- ・ 想定される外力に応じた増厚を行う。
- ・ 袖部背面に緩衝材を配置する。
- ・ 袖部背面に盛土を行い、土石流及び石礫の直撃を防止する。

④袖部に作用する外力モデル

礫および流木の衝突により、袖部に作用する外力としては、放水路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。土石流の水深が礫径および流木径より小さい場合は、礫および流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。土石流の流速と水深は「第3編 II 土石流諸元」にて算出したものを用いる。



※礫の衝撃力が流木の衝撃力より小さい場合、衝突物の半径は流木の直径の 1/2 とする

図 4-VI-1 袖部の作用外力と作用点

(土石流・流木対策設計技術指針 (H28) P18)

⑤ 衝撃力の算出

ア) 礫の衝撃力

礫の衝撃力 P1 は以下の式により算出される。

$$P_1 = n \cdot \alpha^{3/2}$$

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2 (K_1 + K_2)^2}}$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}$$

$$K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}$$

$$\alpha = \left(\frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5}$$

$$n_1 = \frac{1}{m_2}$$

$$m_2 = \frac{4}{3} \pi \cdot R^3 \cdot \sigma$$

P1 : 礫の衝撃力 (kN)
 n : 係数
 α : へこみ量 (m)
 R : 最大礫径の半径 (m)
 ν₁ : コンクリートのポアソン比 (0.194)
 ν₂ : 礫のポアソン比 (0.23)
 E₁ : コンクリートの終局強度割線弾性係数
 (0.1 × 2.6 × 9.8 × 10⁹ N/m²)
 E₂ : 礫の弾性係数 (5.0 × 9.8 × 10⁹ N/m²)
 n₁ : 係数
 m₂ : 礫の質量 (kg)
 σ : 礫の単位体積重量 (2600 kg/m³)
 V : 礫の速度 (土石流の流速 (m/s))

イ) 流木の衝撃力

流木の衝撃力 P2 は以下の式により算出される。

$$P_2 = n \cdot \alpha^{3/2}$$

$$n = \sqrt{\frac{16Rw}{9\pi^2 (K_1 + K_3)^2}}$$

$$K_3 = \frac{1 - \nu_3^2}{\pi E_3}$$

$$\alpha = \left(\frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5}$$

$$n_1 = \frac{1}{m_3}$$

$$m_3 = \pi \cdot R w^2 \cdot L_{wn} \cdot \sigma w$$

P2 : 流木の衝撃力 (kN)
 n : 係数
 α : へこみ量 (m)
 R w : 最大流木の半径 (m)
 ν₃ : 流木のポアソン比 (0.40)
 E₃ : 流木の弾性係数 (7.35 × 10⁹ N/m²)
 n₁ : 係数
 m₃ : 流木の質量 (kg)
 σ w : 流木の単位体積重量 (スギ700~800 kg/m³)
 V : 流木の速度 (土石流の流速 (m/s))
 L_{wn} : 流木の最大長さ (m)

(砂防技術指針：広島県砂防課 (R3) P IV-99)

第4編 土石流対応型治山ダム設計：VI 袖部の衝撃力検討

ウ) 衝撃力補正

①及び②で算出した衝撃力に実験定数（β）を掛けて、実際に作用する土石流衝撃力を求める。

$P_R = \max [P_{R1}, P_{R2}] \dots P_{R1}, P_{R2}$ のうち大きい値を適用

$P_{R1} = P1 \cdot \beta$

$P_{R2} = P2 \cdot \beta$

$$E = \frac{m_2}{m_1} V^2$$

P_R : 補正後の衝撃力 (kN)
 $P1, P2$: 礫または流木の衝撃力 (kN)
 β : 実験定数
 E : 係数
 $m2$: 礫または流木の質量 (kg)
 $m1$: 袖部1ブロック当たりのコンクリート質量 (kg)
 V : 礫又は流木の速度 (m/s)

⑥袖部1ブロックあたりのコンクリート質量

伸縮目地により分割された袖部1ブロック当たりのコンクリート質量の算出を行う。なお、検討については、各ブロックについて実施するものとする。

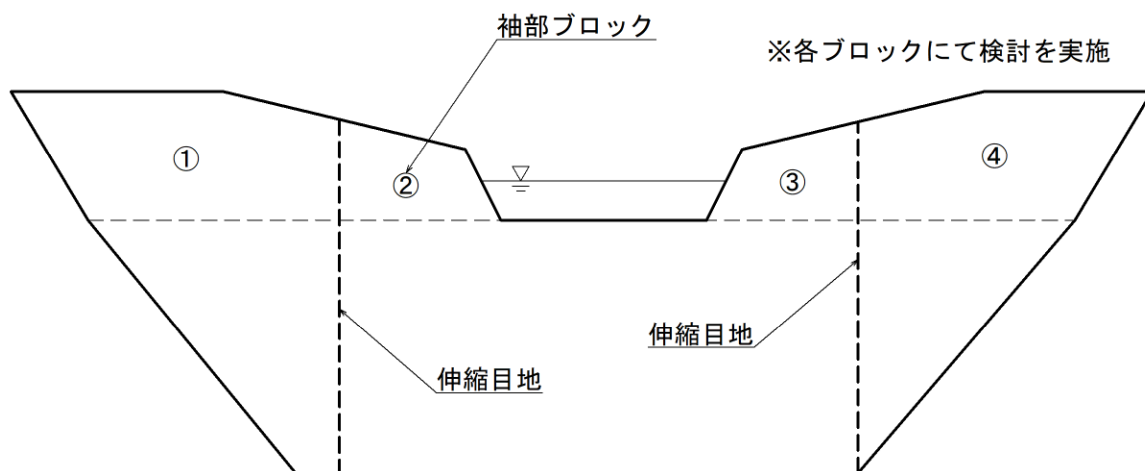


図 4-VI-2 袖部ブロック

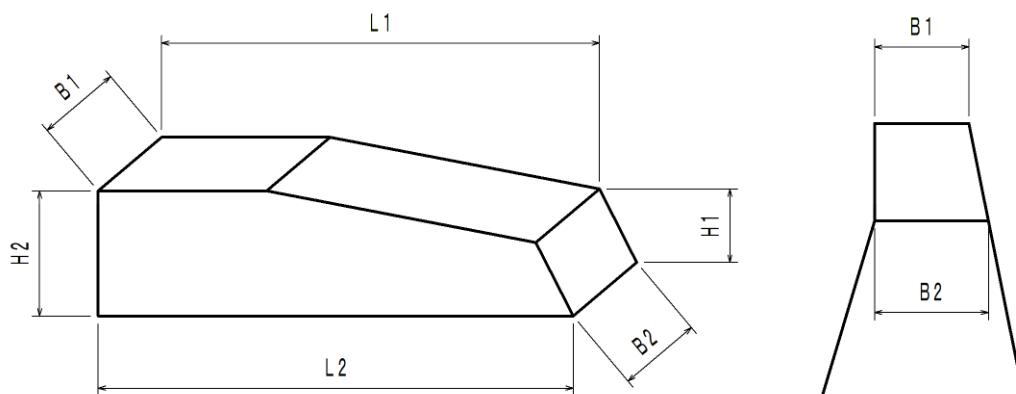


図 4-VI-3 袖部ブロック寸法

第4編 土石流対応型治山ダム設計：VI 袖部の衝撃力検討

$$m1 = V_c \cdot W_c / g$$

$$V_c = H' \cdot L' \cdot B'$$

$$H' = (H_1 + H_2) / 2$$

$$L' = (L_1 + L_2) / 2$$

$$B' = (B_1 + B_2) / 2$$

$m1$: 袖部1ブロック当りのコンクリート質量 (kg)
 V_c : コンクリート体積 (m^3)
 W_c : コンクリート単位体積重量 ($22.56kN/m^3$)
 g : 重力加速度 ($9.8m/s^2$)
 H' : 平均高さ (m)
 H_1, H_2 : 袖高さ (m)
 L' : 平均長さ (m)
 L_1, L_2 : 袖長さ (m)
 B' : 平均幅 (m)
 B_1 : 袖天端幅 (m)
 B_2 : 袖部底幅 (m)

⑦袖部に作用する自重及び外力

袖部に作用する自重及び外力は、堤長方向にて単位幅当りで算出を行う。

表 4-VI-1 袖部に作用する自重及び外力

項目	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アーム長 (m)	抵抗モーメント (kN・m/m)	転倒モーメント (kN・m/m)
自重	$B' \times H' \times W_c$	—			—
衝撃力	—	P_R / L'	最大礫径/2 又は土石流水深 — 最大礫径/2*	—	
流体力	—	F	土石流水深/2	—	
合計	ΣV	ΣH		ΣM_o	ΣM_r

※土石流水深 < 最大礫径 : 最大礫径/2

土石流水深 > 最大礫径 : 土石流水深 - 最大礫径/2

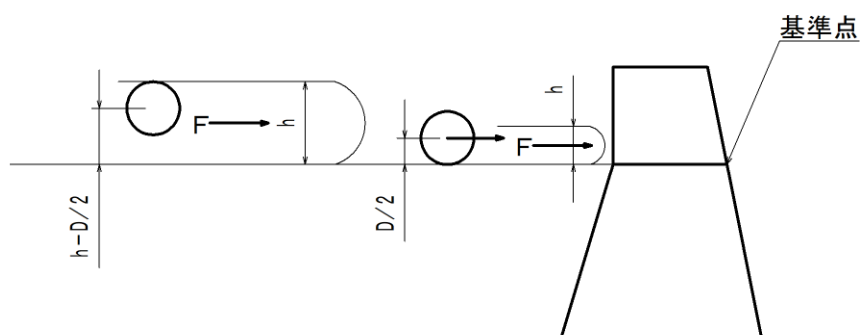


図 4-VI-4 外力のアーム長

⑧袖部の安定条件

袖部の安定条件は、以下の通りとする。

- ・袖部ブロックの滑動安全率 F_s が 4.0 を超える

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + \tau_c \cdot B2}{\Sigma H} > 4.0$$

F_s : 滑動安全率
 ΣV : 鉛直力合計 (kN/m)
 μ : 摩擦係数 (0.7)
 ΣH : 水平力合計 (kN/m)
 τ_c : コンクリートのせん断強度 (2760kN/m²)
 $B2$: 袖部底幅 (m)

滑動安全率 F_s が 4.0 以下の場合には、鉄筋による補強が必要となる。

- ・発生引張力 < コンクリートの許容引張応力度

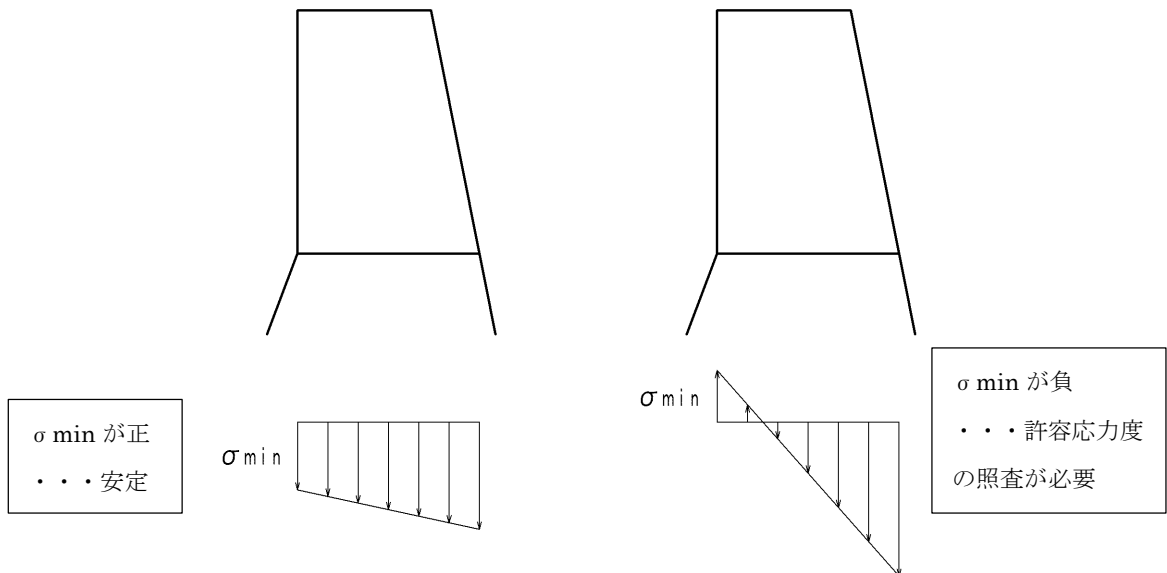


図 4-VI-5 袖部に生じる応力度

袖部上流側に生じる応力度が正 (圧縮) の場合・・・安定

〃 負 (引張) の場合・・・下式により引張応力度を照査

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma V}{B2} \left(1 - \frac{6e}{B2} \right) < \sigma_{ca}$$

$$e = \frac{B2}{2} - \frac{\Sigma Mo - \Sigma Mr}{\Sigma V}$$

σ_{\min} : 発生引張応力度 (kN/m²)
 σ_{ca} : コンクリートの許容引張応力度 (337.5kN/m²)
 ΣV : 鉛直力合計 (kN/m)
 $B2$: 袖部底幅 (m)
 ΣMo : 抵抗モーメント合計 (kN・m/m)
 ΣMr : 転倒モーメント合計 (kN・m/m)
 e : 合力の作用位置からブロック中央までの距離 (m)

引張応力度 σ_{\min} がコンクリートの許容引張応力度を上回る場合には、鉄筋による補強が必要となる。

第4編 土石流対応型治山ダム設計：VI 袖部の衝撃力検討

⑨鉄筋による補強

鉄筋による補強においては、袖部を片持ち梁と考えてその安定を検討する。単位幅あたりに必要な鉄筋量は、袖部に働く単位幅当たりの最大曲げモーメントから算出する。また、鉄筋に働く付着応力度を上回らないことはもちろん、コンクリート部に働くせん断応力度がコンクリートの許容せん断応力度以下でなければならない。

- ・単位幅あたりに必要な鉄筋量

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\sigma'_{sa} \cdot 7/8 \cdot d}$$

$$M_{\max} = P_R \times D/2 + F \times h/2$$

$$M_{\max} = P_R \times (h - D/2) + F \times h/2$$

A_s : 単位幅あたりに必要な鉄筋量 (cm²/m)
 M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・m/m)
 σ'_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (26,400N/cm²)
 d : 放水路下流端から鉄筋までの距離 (cm)
 D : 最大礫径 (m)
 P_R : 補正後の衝撃力 (N/m)
 F : 土石流流体力 (N/m)

(土石流水深 < D の場合)

(土石流水深 > D の場合)

- ・鉄筋に作用する付着力

$$\tau_0 = \frac{S_{\max}}{X \cdot 7/8 \cdot d} < 210\text{N/cm}^2$$

$$S_{\max} = P_R + F$$

τ_0 : 鉄筋の付着力 (N/cm²)
 S_{\max} : 最大せん断力 (N/m)
 X : 鉄筋の周長の総和 (cm/m)

- ・コンクリートに作用するせん断応力度

$$\tau = \frac{S_{\max}}{b \cdot 7/8 \cdot d} < 82\text{N/cm}^2$$

τ : コンクリートのせん断応力度 (N/cm²)
 b : 単位幅 (1m)

- ・鉄筋の定着長

鉄筋の定着長は、40D 以上とする。(D : 鉄筋の公称直径 (mm))

第4編 土石流対応型治山ダムの設計：VI 袖部の衝撃力検討

- ・補強に用いる鉄筋はSD345 (D19) を標準とする。
- ・放水路の高さが1.0mのときは、鉄筋かぶりを0.5mから0.3mにすることができる。
- ・伸縮目地が放水路に近い(放水路幅の2.5倍)のときは、鉄筋かぶりを0.5mから0.3mにすることができる。

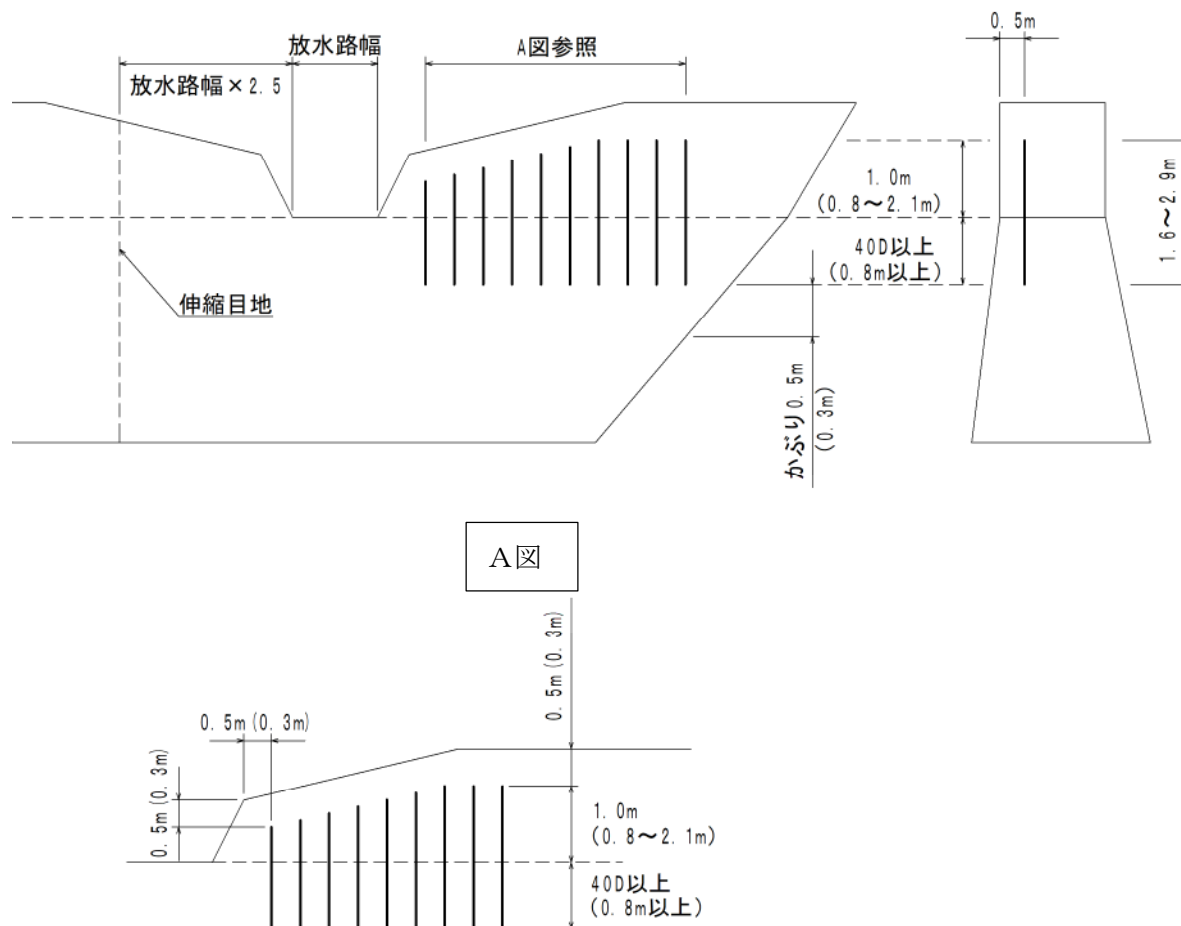


図 4-VI-6 袖部鉄筋補強図

- ・伸縮目地の計画位置については、袖ブロックが細分化されないよう、計画位置について、放水路内の配置も含めて考慮すること。

Ⅶ 治山ダムの洗掘防止工

土石流対応型治山ダムの基礎は、土石流・流木の流下に伴い発生する洗掘等による破壊に対しても安全でなければならない。

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) P62)

【解説】

土石流の捕捉時には、土石の分離により生じる大量の流水が一度に治山ダムを越流する場合がある。これらは、大きな洗掘エネルギーを有するものとなることから、単独で設置する治山ダムや階段状に設置する治山ダムの最下流は、副ダム、水叩き等による洗掘防止対策が必要である。

Ⅶ- i 水叩き

土石流対応型治山ダムの水叩きは、流水の水理条件を考慮して決定するものとする。

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P120)

【解説】

(1) 水叩き厚さ

水叩きの厚さは、次の経験式により求めることとするが、従来の経験から 0.5m～1.5m とする場合が多い。なお、水叩きの厚さが 1.2m 以上になる場合は、水叩き保護のためウォータークッションを設ける。なお、水叩き厚さは 0.1m ラウンドとする。また、この場合の越流水深は、放水路高さの決定に用いた水深とする。

① ウォータークッションの無い場合

$$t = 0.2 (0.6H1 + 3hc - 1.0)$$

$$H1 = H - t$$

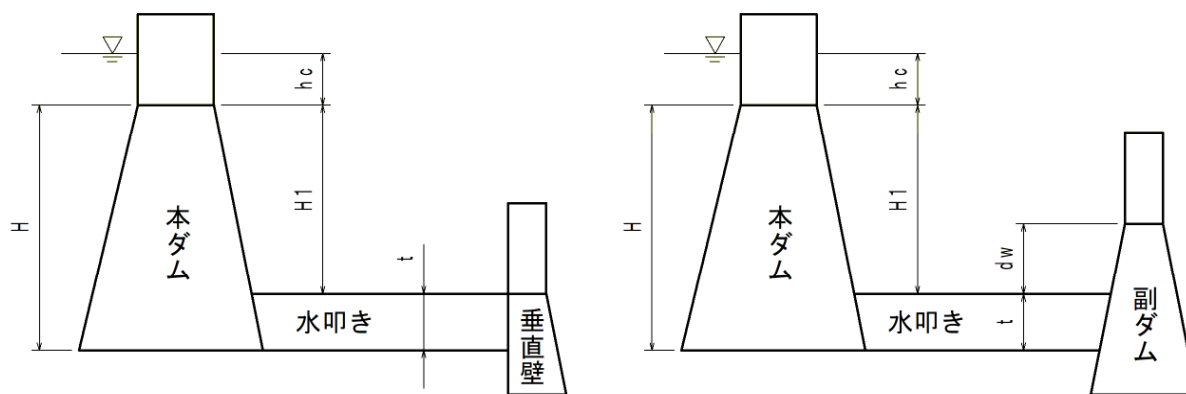
② ウォータークッションのある場合

$$t = 0.1 (0.6H1 + 3hc - 1.0)$$

$$dw = 0.2 (0.6H1 + 3hc - 1.0)$$

$$H1 = H - t$$

t : 水叩き厚さ (m)
 H1 : 有効落差 (m)
 hc : 越流水深 (m)
 dw : ウォータークッションの水深 (m)



①ウォータークッションの無い場合

②ウォータークッションのある場合

図4-VII-1 水叩き厚さ

また、基礎が岩盤の場合には、算出された水叩き厚の7割とする。ただし、軟岩（Ⅰ）、軟岩（Ⅱ）の場合は、最低0.5mとし、中硬岩、硬岩については上部の不整形岩を補強するため0.5m程度の水叩きを設けることを標準とする。

（砂防技術指針：広島県砂防課（R3）PIV-111）

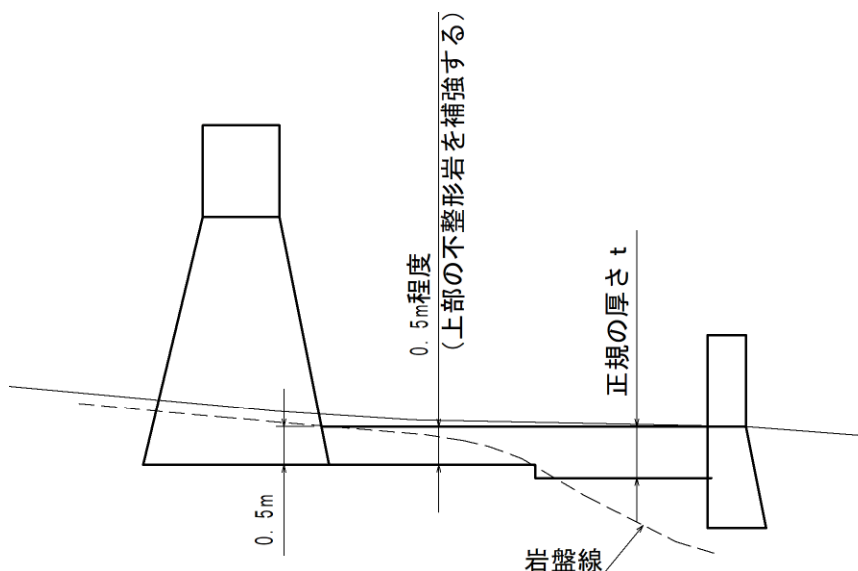


図4-VII-2 水叩き厚さ（岩盤基礎の場合）

(2) 水叩き長さ

水叩きの長さは、落下後の流水が現溪流の水利条件に戻るまでの長さとし、以下の式により算出する。水叩き長さは0.1mラウンドとする。また、この場合の越流水深は、放水路高さの決定に用いた水深とする。

$$6\text{m} \leq (H - t + hc) \leq 8\text{m} \text{ の場合は、 } L = 12\text{m}$$

$$(H - t + hc) > 8\text{m} \text{ の場合 } L = 1.5 (H - t + hc)$$

$$(H - t + hc) < 6\text{m} \text{ の場合 } L = 2.0 (H - t + hc)$$

H : ダム高 (m)
t : 水叩き厚さまたは重複高 (m)
hc : 越流水深 (m)
L : 水叩き長さ (m)

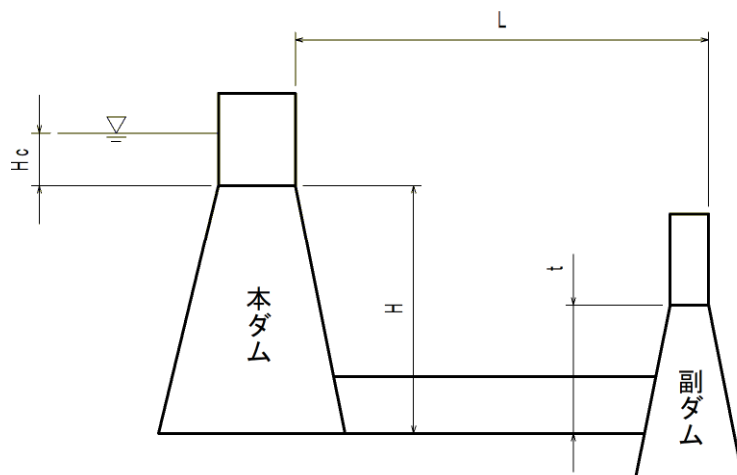


図 4-VII-3 水叩き長さ（副ダムの場合）

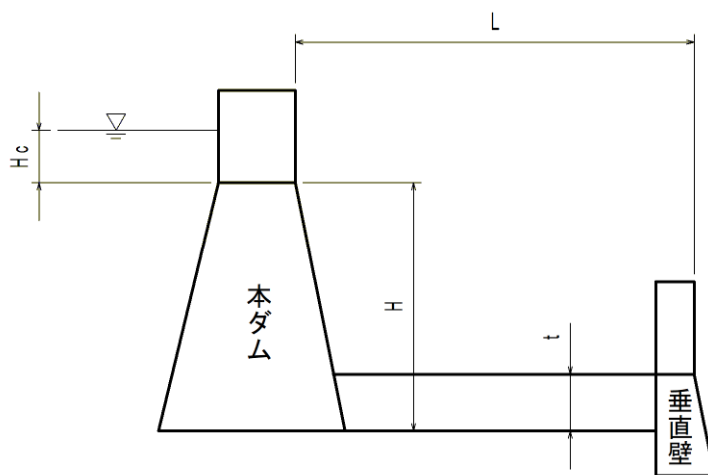


図 4-VII-4 水叩き長さ（水叩き+垂直壁の場合）

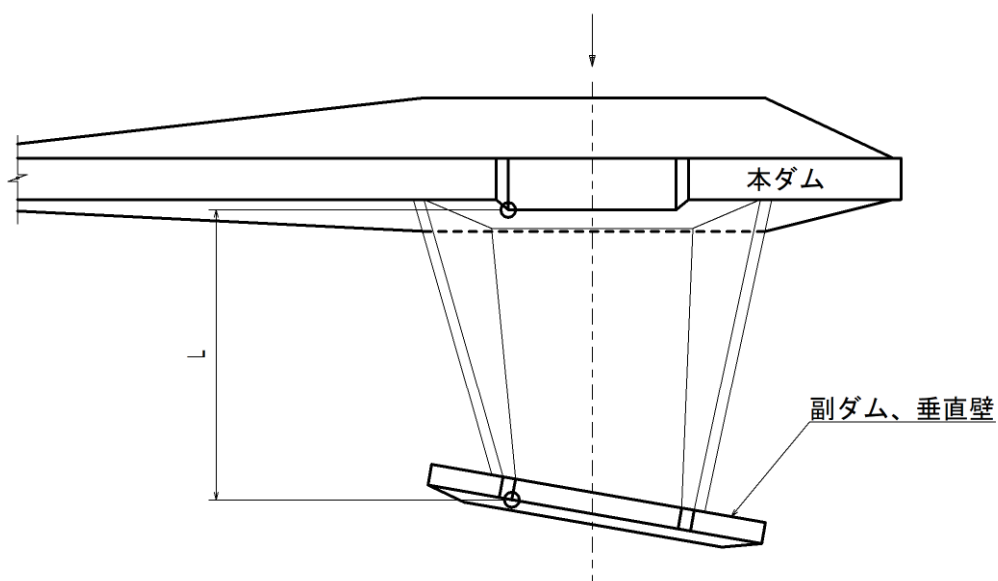


図 4-VII-5 副ダム、垂直壁が本ダムと平行で無い場合の水叩き長

[参考1] 本ダムと副ダムの間隔を求める半理論式

本ダムと副ダムの間隔を求める半理論式として、以下のものがある。

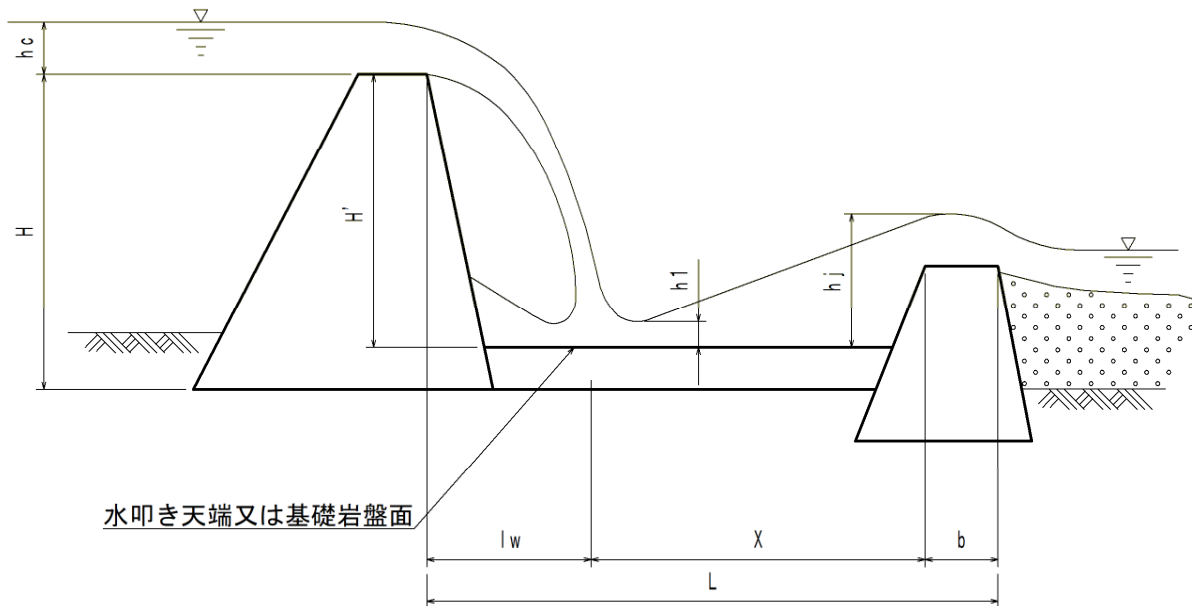


図4-VII-6 主ダム、副ダム間隔（半理論式）

$$L \geq lw + X + b$$

$$lw = V \cdot \left\{ \frac{2(H' + 1/2 \cdot hc)}{g} \right\}^{1/2}$$

$$V = \frac{q}{hc}$$

$$X = \beta \cdot hj$$

$$hj = \frac{h1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right) h1 = \frac{q1}{V1}$$

$$F = \frac{V1}{\sqrt{g \cdot h1}}$$

$$V1 = \sqrt{2g \cdot (H' + hc)}$$

- | | |
|----|--------------------------------------|
| L | : 主ダムと副ダムの間隔 (m) |
| lw | : 水脈飛距離 (m) |
| X | : 跳水距離 (m) |
| b | : 副ダムの天端厚 (m) |
| V | : 本ダムの越流部流速 (m/s) |
| H' | : 水叩き天端又は岩盤面から本ダムの高さ (m) |
| hc | : 越流水深 (m) |
| g | : 重力加速度 (9.8m/s ²) |
| q | : 本ダム越流部単位幅当り流量 (m ³ /s) |
| β | : 係数 (4.5~5.0) |
| hj | : 水叩き天端又は岩盤面から副ダム越流水面までの高さ (m) |
| h1 | : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m) |
| q1 | : 水脈落下地点の単位幅当り流量 (m ³ /s) |
| V1 | : 水脈落下地点流速 (m/s) |
| F | : 水脈落下地点のフルード数 |

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P119)

(3) 水叩き勾配

水叩きの勾配は、原則水平とするが、渓床勾配が急な場合には、ダム基礎が相当深くなり、下流洗掘のおそれがあるので計画勾配に応じて水叩きに勾配をつけることができるものとする。ただし、水叩き勾配は1/10以下とする。

(砂防技術指針：広島県砂防課 (R3) P IV-110)

(4) 垂直壁

- ①垂直壁の放水路底高は、現渓床程度とする。
- ②垂直壁の下流法は2分、上流法は直を標準とする。
- ③垂直壁の天端厚は、水叩きの厚さと同程度とし、1.0mを最小とする。
- ④垂直壁下流側に落差が生じる場合には、安定計算を行うものとする。
- ⑤垂直壁の根入れは、基礎地盤により以下のとおりとする。

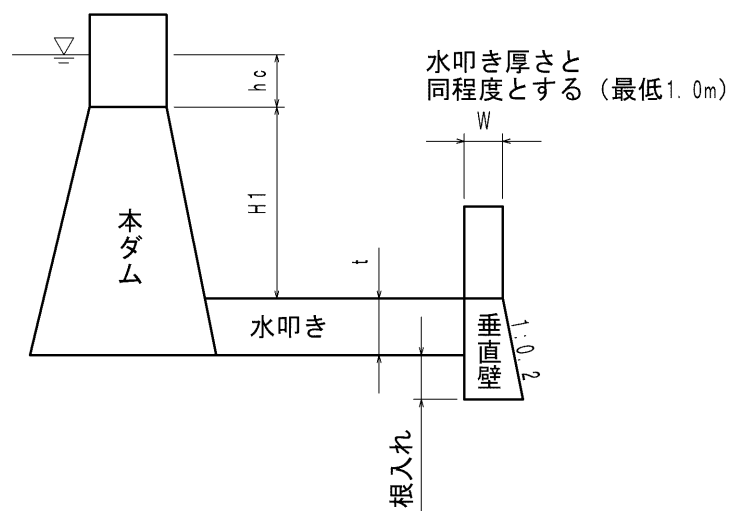


図 4-VII-7 垂直壁厚さ、根入れ

表 4-VII-1 垂直壁の根入れ

基礎地盤	根入れ
砂礫・岩塊玉石	1.5m 以上
軟岩 (I)、軟岩 (II)	1.0m 以上
中硬岩、硬岩	0.5m 以上

- ⑥垂直壁の放水路底幅は、本ダムの放水路底幅と同じとする。
- 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し、嵌入量は以下を標準とする。ただし袖長が著しく大きくなる場合は、別途検討を行うこと。

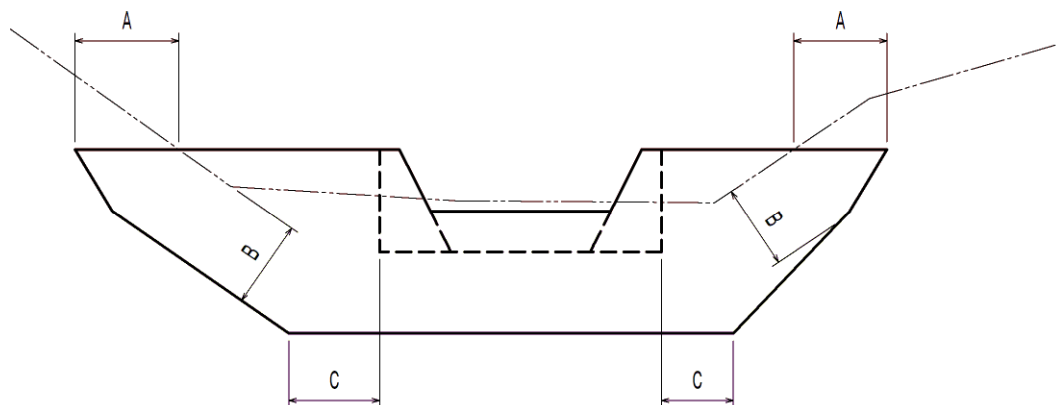


図 4-VII-8 垂直壁構造図

表 4-VII-2 垂直壁の袖嵌入長

基礎地盤	A	B	C
砂礫・岩塊玉石	2.0m 以上	2.0m 以上	1.5m 以上
軟岩 (I)、軟岩 (II)	1.5m 以上	1.5m 以上	1.2m 以上
中硬岩、硬岩	1.0m 以上	1.0m 以上	1.0m 以上

(砂防技術指針：広島県砂防課 (R3) P IV-114、115)

(5) 側壁

側壁は、治山技術基準 総則・山地治山編及び治山事業設計積算運用集によるものとする。

Ⅶ-ii 副ダム

土石流対応型治山ダムの副ダム構造は、本ダムの構造を参考に決定する。また、本ダムの基礎地盤の洗掘を防止する事のできる高さ、間隔とする。

(治山技術基準解説 総則・山地治山編 (R2) P117)

[解説]

(1) 副ダムの構造

土石流対応型治山ダムの副ダム構造は、本ダムを参考として決定するが、土石流の直撃による損傷等はないと考えられることから、土石流流体力等を考慮しない通常の治山ダムを参考とし構造を決定するものとする。

(2) 本ダムと副ダムの重複高

本ダムと副ダムの重複高は、本ダムの堤高に越流水深を加えた高さの 1/3～1/4 程度を標準とする。また、経験上から以下の式によるものとする。

$$6\text{m} \leq (H + hc) \leq 8\text{m} \text{ の場合は、 } t = 2\text{m}$$

$$(H + hc) < 8\text{m} \text{ の場合 } t = 1/3 (H + hc)$$

$$(H + hc) > 6\text{m} \text{ の場合 } t = 1/4 (H + hc)$$

H : ダム高 (m)
 t : 重複高 (m)
 hc : 越流水深 (m)
 L : 本ダムと副ダムの間隔 (m)

(3) 本ダムと副ダムの間隔

本ダムと副ダムの間隔は、本ダムの有効落差 ($H' = H - t$) に越流水深 hc を加えた高さの 1.5～2.0 倍の長さを標準とし、経験上から以下の式によるものとする。

$$6\text{m} \leq (H - t + hc) \leq 8\text{m} \text{ の場合は、 } L = 12\text{m}$$

$$(H - t + hc) > 8\text{m} \text{ の場合 } L = 1.5 (H - t + hc)$$

$$(H - t + hc) < 6\text{m} \text{ の場合 } L = 2.0 (H - t + hc)$$

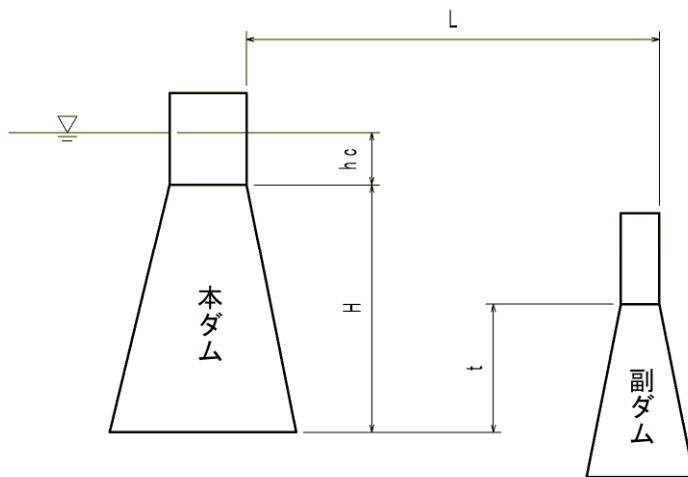


図 4-VII-9 本ダムと副ダムの重複高、間隔

Ⅷ 細部構造

土石流対応型治山ダムの細部構造については、「治山技術基準 総則・山地治山編」「治山事業設計積算運用集」の定めるところによるもの

【解説】

土石流対応型治山ダムの細部構造については、「治山技術基準 総則・山地治山編」「治山事業設計積算運用集」の定めるところによるものとする。

細部としては、伸縮目地、水平打ち継ぎ目、水抜き等が挙げられる。