

—ケース4：最下流ではない不透過型砂防堰堤—

5. ケース4: 最下流ではない不透過型砂防堰堤

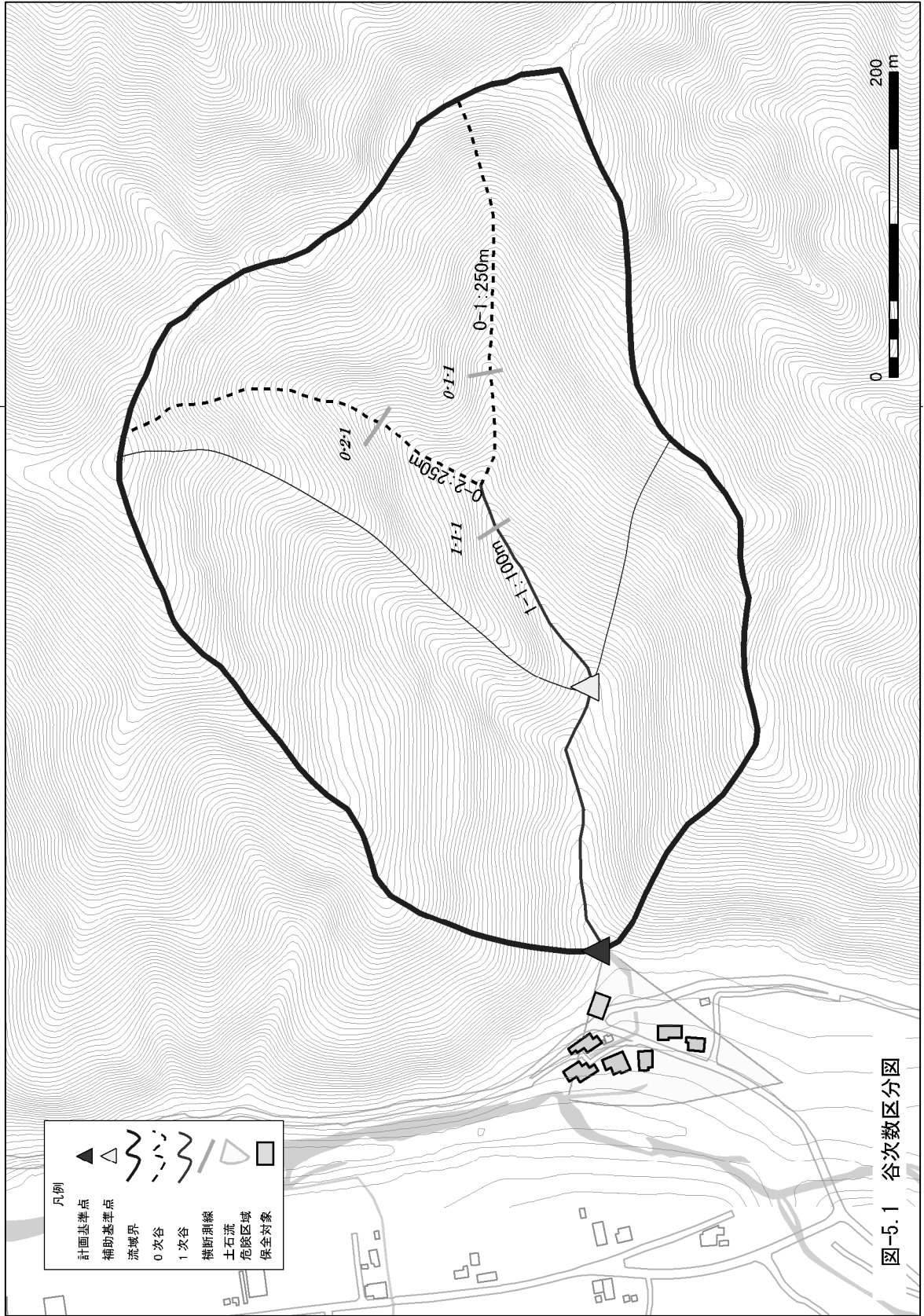


図-5.1 谷次数区分図

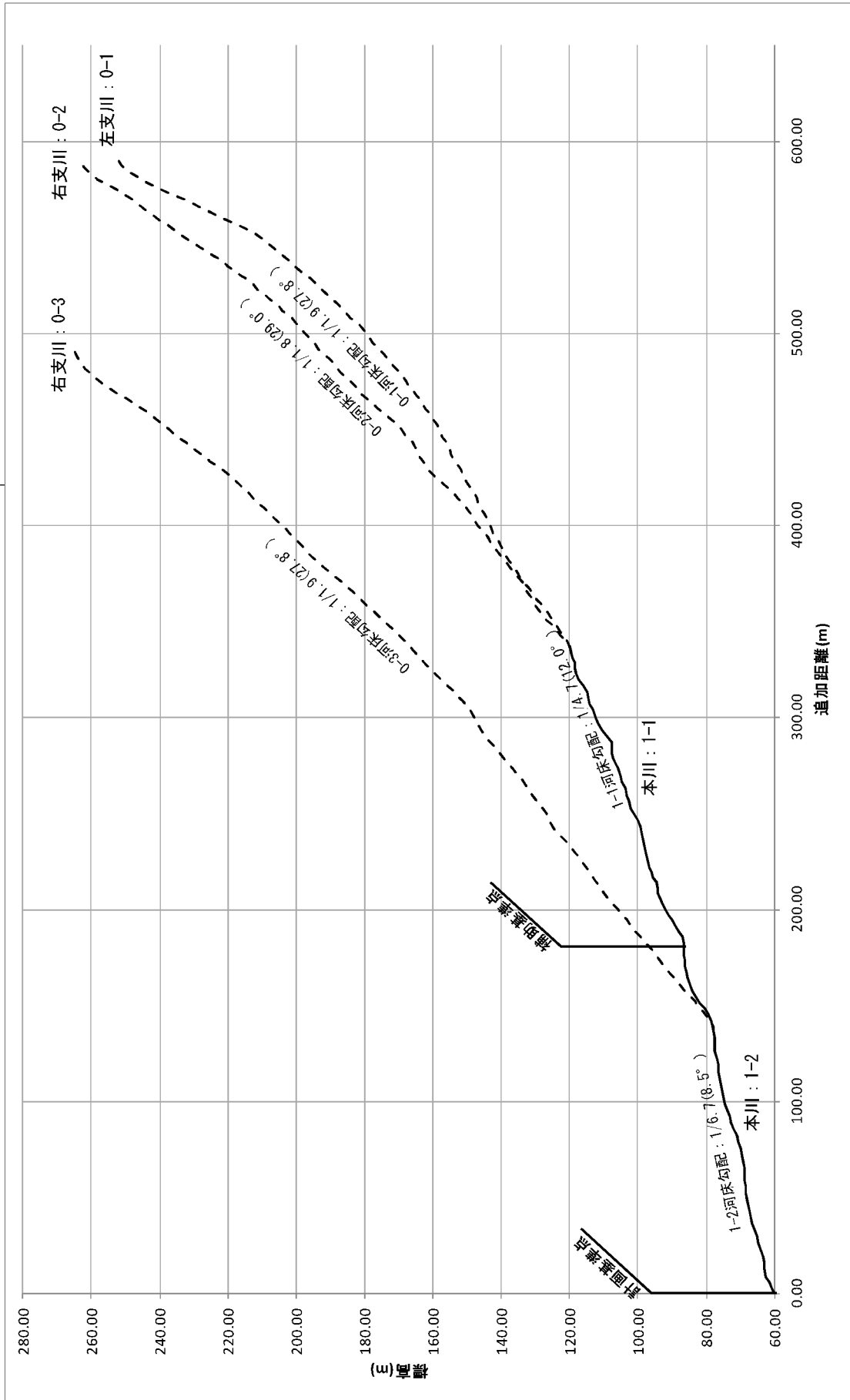


图-5.2 縦断面

5.1 流域概要

基本的に「ケース 1：整備率 100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様であるが、本事例では最大礫径を 0.25m と設定した。また、補助基準点上流の流域面積は 0.07km²である。

5.2 保全対象の設定

「ケース 1：整備率 100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

5.3 計画規模

「ケース 1：整備率 100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

5.4 計画基準点等

計画基準点は、「ケース 1：整備率 100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。ただし、堰堤計画地点に補助基準点を設ける。

5.5 補助基準点における流出量

(1) 補助基準点における流出土砂量

① 補助基準点における移動可能土砂量

「ケース 1：整備率 100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様の方法で算出するが、本事例では、補助基準点における移動可能土砂量について、以下のとおり想定した。

表-5.1 補助基準点における移動可能渓床堆積土砂量

地点	谷次数	流路番号	延長 (m)	堆積土砂断 面積 (m ²)	移動可能 土砂量 (m ³)	採用 断面
補助 基準点	0次谷	0-1	250	2.0	500	0-1-1
		0-2	250	4.0	1,000	0-2-1
		小計	500	—	1,500	—
	1次谷	1-1	100	25.0	2,500	1-1-1
		小計	100	—	2,500	—
		合計			4,000	—

② 補助基準点における「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量

「ケース 1：整備率 100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様の方法で算出し、表-5.2 に示すとおりである。

表-5.2 補助基準点における「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量

地点	降雨量 P_p (mm/24h)	流域面積 A (km ²)	渓床勾配 ϕ (°)	土石流濃度 C_d	流出補正率 K_{f2}	「計画規模の土石流」に よって運搬できる土砂量 (m ³)
補助 基準点	406.6	0.07	12.3	0.39	0.50	15,170

③ 補助基準点における流出土砂量

補助基準点における流出土砂量は、表-5.3 の通りとなる。

表-5.3 補助基準点における流出土砂量

地点	補助基準点における 移動可能土砂量 (m ³)	補助基準点における 「計画規模の土石流」に よって運搬できる土砂量 (m ³)	補助基準点における 流出土砂量 (m ³)
補助基準点	4,000	15,170	4,000

(2) 補助基準点における流出流木量

「ケース 1：整備率 100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様の方法で算出するが、本事例では、発生流木量について以下のとおり想定した。

表-5.4 補助基準点における発生流木量

地点	谷次数	流路番号	延長 (m)	侵食幅 (m)	100㎡当り 樹木材積 (m ³ /100m ²)	発生 流木量 (m ³)	
補助 基準点	0次谷	0-1	250	4.0	3.33	33	
		0-2	250	4.0	3.33	33	
		小計	500	—	—	66	
	1次谷	1-1	100	10.0	3.35	34	
		小計	100	—	—	34	
			合 計				100

なお、流出流木率は「ケース 1：整備率 100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に 0.9 とし、補助基準点における流出流木量は以下のとおりとなる。

$$\text{補助基準点における流出流木量} = 0.9 \times \text{補助基準点における発生流木量} \\ = 0.9 \times 100 = 90 \text{ (m}^3\text{)}$$

(3) 補助基準点における流出量

補助基準点における流出量は、補助基準点における流出土砂量と補助基準点における流出流木量の和とする。補助基準点における流出量は、表-5.5 に示すとおりである。

表-5.5 補助基準点における流出量

地点	補助基準点における 流出土砂量 (m ³)	補助基準点における 流出流木量 (m ³)	補助基準点における 流出量 (m ³)
補助基準点	4,000	90	4,090

土砂収支図を図-5.3 に、流木収支図を図-5.4 に示す。

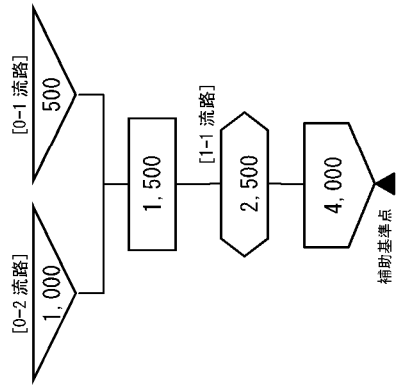


図-5.3 補助基準点における土砂収支図

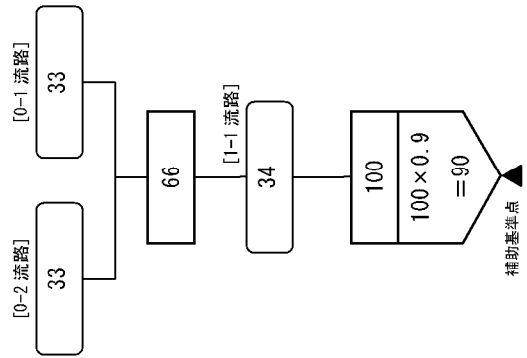
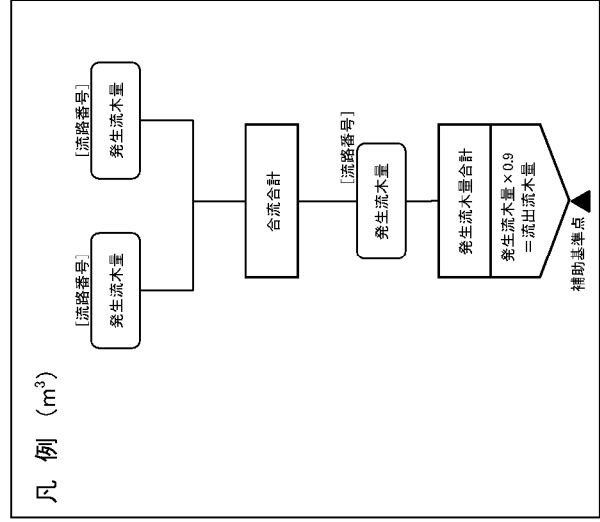
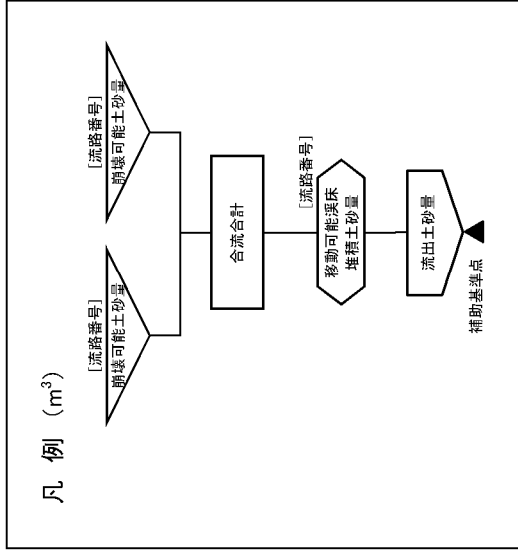


図-5.4 補助基準点における流木収支図



5.6 補助基準点における土石流・流木処理計画

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

また、流域内に不安定土砂・流木が大量に存在することから、右支川（0-3 流路）合流点より上流部に補助基準点を設けて砂防設備を配置し、上流部の土砂・流木を処理する計画とする。

以上を踏まえ、本事例における計画諸元一覧を表-5.6 に示す。

● 土石流・流木処理計画

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説

第3節

表-5.6 計画諸元一覧

項目	諸元	備考
計画基準点	人家及び田畑の上流	
流域面積	0.15 km ²	
補助基準点上流の流域面積	0.07 km ²	
本溪の溪流延長	600 m	
本溪源頭部との比高	200 m	
支溪数	2	
表流水の有無	無し	
土石流発生実績	2回	1969年、2004年
保全対象	7戸	
計画規模	100年超過確率	
計画規模の年超過確率の降雨量	406.6 mm/24hr	
最大礫径 (d_{95})	0.25 m	
主要樹種	スギ	植林
最大樹高 (H_{vm})	30 m	
平均樹高 (h_{va})	20 m	
最大胸高直径 (R_{vm})	50 cm	
平均胸高直径 (R_{va})	30 cm	
補助基準点における流出量	4,090 m ³	
補助基準点における流出土砂量	4,000 m ³	
補助基準点における移動可能土砂量	4,000 m ³	
補助基準点における「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量	15,170 m ³	
補助基準点における流出流木量	90 m ³	

5.7 土石流・流木対策施設配置計画

5.7.1 施設配置計画

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

当該流域においては、土石流・流木対策施設における留意点を考慮し、総合的に判断した結果、計画基準点に砂防設備を配置するとともに、補助基準点に不透過型砂防堰堤を配置することで、土石流・流木整備率 100%を満足させるものとした。

当事例では、補助基準点に配置する不透過型砂防堰堤について取り扱う。「1.はじめに」で前述のように、不透過型砂防堰堤では土砂とともに流出する流木等を全て捕捉することはできない。そのため、補助基準点に設置した不透過型砂防堰堤からも下流へ流木が流出することになるが、それらについては計画基準点に別途計画する砂防堰堤で対処するものとする。

以上を踏まえ、補助基準点に設置する当該砂防堰堤では、補助基準点における流出土砂量に対して土砂整備率 100%を満足させることを目的に施設規模を設定するものとする。

補助基準点に不透過型砂防堰堤

—— 1 基

● 土石流・流木対策施設配置計画

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説

第 4 節

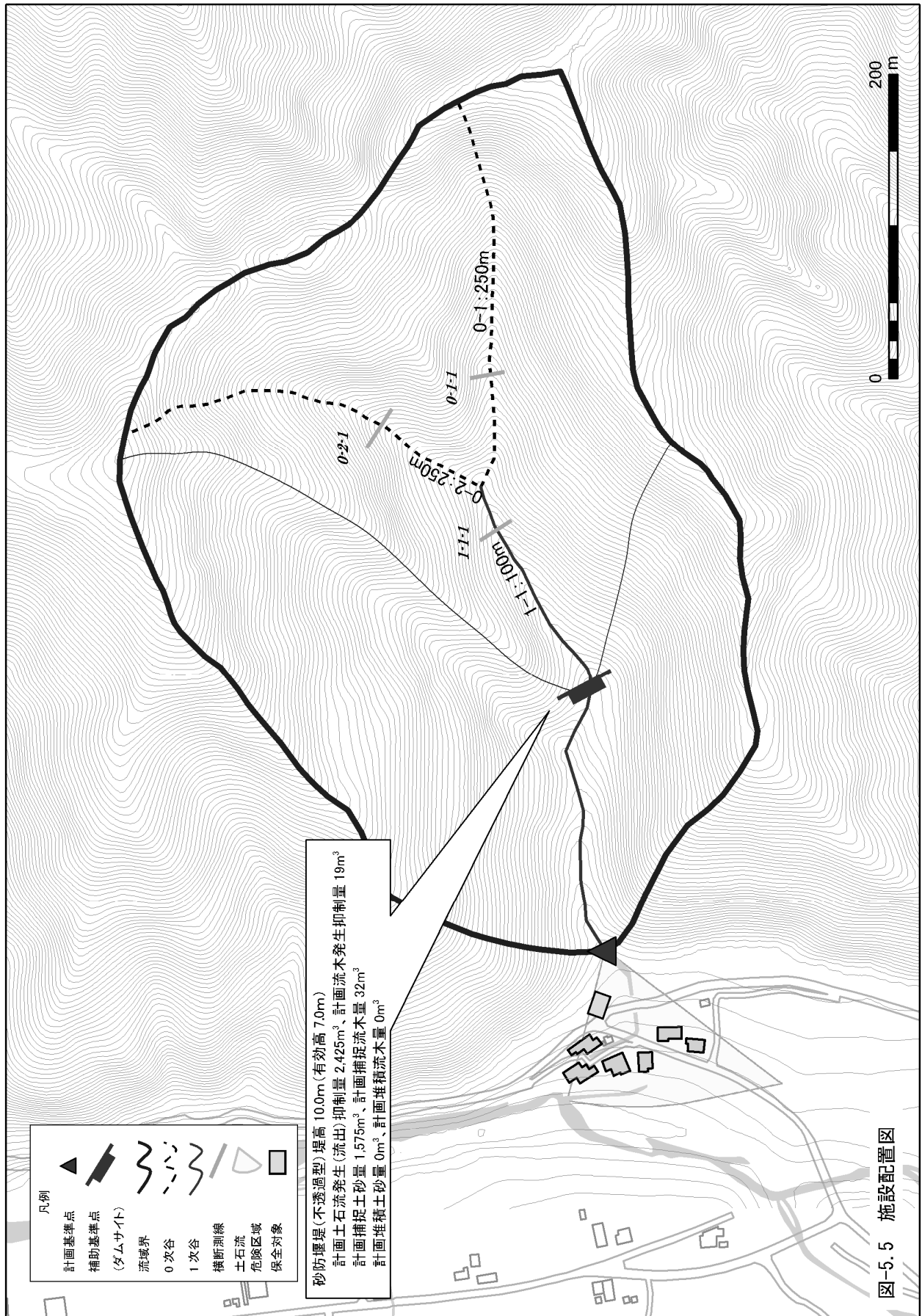


図-5.5 施設配置図

5. 7. 2 施設効果量の算出

当該砂防施設は不透過型砂防堰堤であり、徐石により平常時堆砂勾配を維持する計画とし、計画堆積量を確保しないため、施設効果量は「ケース 3：整備率 100% 溪流の最下流に計画する不透過型砂防堰堤」と同様に計画捕捉量及び計画発生（流出）抑制量である。

当ケースの補助基準点における流出量は、前述のとおり $4,090\text{m}^3$ であり、 0.5m 単位で堤高を变化させて施設効果量を算出したところ、堤高が 10.0m （有効高が 7.0m ）のときに、土砂効果量は $4,000\text{m}^3$ となり、土砂整備率 100% を満たす計画となった。

- 補助基準点における流出土砂量： $4,000(\text{m}^3)$
- 補助基準点における流出流木量： $90(\text{m}^3)$
- 補助基準点における流出量： $4,090(\text{m}^3)$

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渓床が交わる地点から堰堤までの区間に移動可能渓床堆積土砂が存在する場合に計上する。

計画土石流発生（流出）抑制量は、計画堆砂延長に移動可能渓床堆積土砂断面積を乗じて算出する。

$$\begin{aligned} & \text{計画土石流発生} \\ & \text{(流出)抑制量} \\ & = \text{計画堆砂延長} \times \text{移動可能渓床堆積土砂断面積} \quad \dots (5-1) \\ & = 97 \times 25.0 = 2,425(\text{m}^3) \end{aligned}$$

② 計画流木発生抑制量

計画流木発生抑制量は、平常時堆砂面を有する場合、平常時堆砂勾配の平面と現渓床が交わる地点から堰堤までの区間に存在する倒木、流木等の量について計上する。

$$\begin{aligned} & \text{計画流木発生} \\ & \text{抑制量} \\ & = \text{平常時堆砂延長} \times 100\text{m}^2 \text{ 当りの樹木材積} \quad \dots (5-2) \\ & \quad \times \text{侵食幅} \times \text{流木流出率} / 100 \\ & = 64 \times 3.35 \times 10.0 \times 0.9 / 100 = 19(\text{m}^3) \end{aligned}$$

本事例では、基礎根入れは 3.0m を確保するものとした。

● 計画土石流発生（流出）抑制量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 3.4.1
本事例では、計画堆砂勾配を現渓床勾配の $2/3$ 倍とし、幾何的に計画堆砂延長を求めた。
また、計画堆砂範囲（1-1 流路に該当）における移動可能渓床堆積土砂断面積は、表-5.1 より 25.0m^2 である。

● 計画流木発生抑制量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 3.4.2
本事例では、平常時堆砂勾配を現渓床勾配の $1/2$ 倍とし、幾何的に平常時堆砂延長を求めた。
また、平常時堆砂範囲（1-1 流路に該当）における 100m^2 当りの樹木材積及び侵食幅は、表-5.4 よりそれぞれ $3.35\text{m}^3/100\text{m}^2$ 及び 10.0m である。
流木流出率は 5. 5（2）で前述のように 0.9 である。

③計画捕捉土砂量

不透過型砂防堰堤における計画捕捉土砂量は、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で捕捉させる土砂量である。

計画捕捉土砂量は、下記④で算出される計画捕捉量と計画捕捉流木量の差分として算出する。

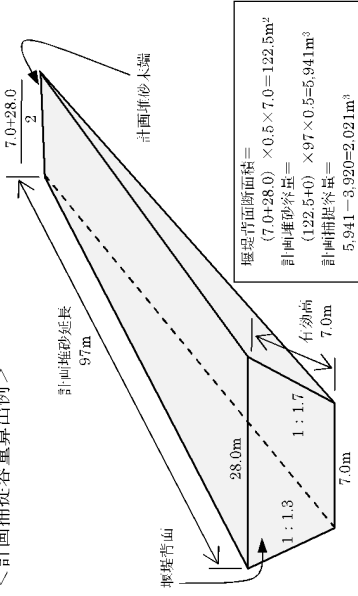
$$\begin{aligned} \text{計画捕捉土砂量} &= \text{計画捕捉量} - \text{計画捕捉流木量} \\ &= 1,607 - 32 = 1,575(\text{m}^3) \end{aligned}$$

●計画捕捉土砂量

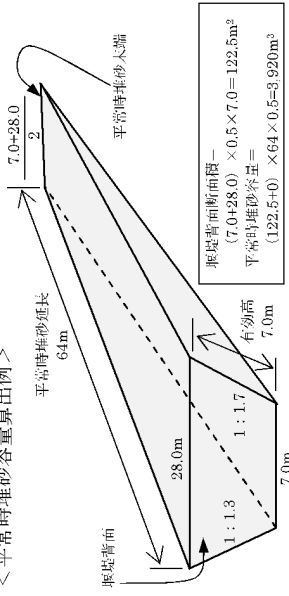
…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 3.2.1

本事例では、以下の堆砂形状を想定し、幾何的に計画堆砂容量と平常時堆砂容量を算出し、その差分をとることで、計画捕捉容量を算出した。

<計画捕捉容量算出例>



<平常時堆砂容量算出例>



※上図（計画捕捉容量算出例図及び平常時堆砂容量算出例図）は幾何的に同時に存在し得ないが、本事例では相当簡易化した方法で計画捕捉容量を近似的に算出している。実際には詳細な地形データを基に施設効果量を算出すること。

④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(5-4)と式(5-5)から求められる値のうち、小さい方の値とする。

$$X_{w1} = K_{w0} \times X \times (1 - \alpha) \dots (5-4)$$

$$X_{w1} = K_{w1} \times X \dots (5-5)$$

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) ※※

本堰堤の計画地点に流入が想定される流出量に占める流出流木量の割合から計画捕捉流木量を求める方法(式(5-4))について、流木容積率(K_{w0})は「ケース1：整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に算出する。

$$\text{流木容積率} = (\text{補助基準点における流出流木量} - \text{計画流木発生抑制量}) \dots (5-6)$$

$$/ (\text{補助基準点における流出量} - \text{計画発生(流出)抑制量})$$

$$= (90 - 19) / (4,090 - 2,444) = 4.3(\%)$$

よって、式(5-4)から求められる計画捕捉流木量は、

$$\text{計画捕捉流木量} = \text{計画捕捉量} \times \text{流木容積率} \times (1 - \text{流木の流出率}) \dots (5-7)$$

$$= 1,610 \times 0.043 \times (1 - 0.5) = 35$$

また、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(式(5-5))では、

$$\text{計画捕捉流木量} = \text{計画捕捉量} \times \text{計画捕捉量に対する流木容積率} \dots (5-8)$$

$$= 1,607 \times 0.02 = 32$$

以上より、「式(5-4)から算出した計画捕捉流木量：35m³」>「式(5-5)から算出した計画捕捉流木量：32m³」となったことから、小さい方の32m³が計画捕捉流木量となり、計画捕捉量は1,607m³となる。

●計画捕捉流木量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説3.2.2

●流木容積率の算出

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 国総研資料第904号 Q&A No.33 (平成28年9月20日時点)

※本事例ではα = 0.5とした。

※※対象流域では流木の捕捉事例がないことから、本事例ではK_{w1} = 2%とした。

●計画捕捉量の算出

計画捕捉量(X) = 計画捕捉土砂量(X_d) + 計画捕捉流木量(X_{w1})

であるため、式(5-4)における計画捕捉量は、

$$X = X_d / (1 - K_{w0}(1 - \alpha)) \text{より求められる。}$$

なお、計画捕捉土砂量(X_d)は、補助基準点における流出土砂量から上記①で算出された計画土石流発生(流出)抑制量

(Z_d)を差し引いた1,575m³である。よって、

$$X = 1,575 / (1 - 0.043(1 - 0.5)) = 1,610\text{m}^3 \text{となる。}$$

同様に、式(5-5)における計画捕捉量は、

$$X = X_d / (1 - K_{w1}) \text{より求められる。よって、}$$

$$X = 1,575 / (1 - 0.02) = 1,607\text{m}^3 \text{となる。}$$

ここで、算出された計画捕捉量を計画捕捉容量が上回るように、堤高を設定する。

なお、式(5-7)では、表記上数値を丸めた流木容積率を記載しているが、計画捕捉流木量の算出には、式(5-6)より算出された丸めていない流木容積率を用いている。

⑥整備率

以上を踏まえ、当該砂防堰堤の施設効果量を表-5.7に示す。

表-5.7 土石流・流木捕捉工の施設効果量

CASE	堰堤位置	堰高 H(m)	計画土石流発生(流出)抑制量 (m ³)	計画流木発生抑制量 (m ³)	流木容積率 (%)	計画堆積流木量 (m ³)	計画堆積土砂量 (m ³)	計画捕捉流木量 (m ³)	計画捕捉土砂量 (m ³)	土砂効果量 (m ³)	流木効果量 (m ³)	施設効果量 (m ³)
4		10.0	2,425	19	4.3%	0	0	32	1,575	4,000	51	4,051

補助基準点における整備率は、以下のとおりである。

$$\text{土砂整備率} = \text{土砂効果量} / \text{補助基準点における流出土砂量} \times 100(\%) \quad \dots (5-9)$$

$$= 4,000 / 4,000 \times 100 = 100.0\%$$

$$\text{流木整備率} = \text{流木効果量} / \text{補助基準点における流出流木量} \times 100(\%) \quad \dots (5-10)$$

$$= 51 / 90 \times 100 = 56.7\%*$$

※当該堰堤で不足する流木効果量 39m³ (90m³ - 51m³ = 39m³) については、計画基準点に設置する砂防堰堤で対応するものとする。

5. 8 除石(流木の除去を含む)計画

除石(流木の除去を含む)には、土石流発生後等の緊急的に実施する「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)」とがある。

堰堤形式に関わらず、徐石により計画捕捉量を確保する必要があるため、以下の考え方に基づき、搬出路を含め、あらかじめ徐石方法を検討しておくものとする。

①緊急徐石(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。

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な点検を行い、その結果、土石流・流木処理計画に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は除石(流木の除去を含む)を実施する。

なお、除石は直下から行わず、原則として上流から実施する。

●除石(流木の除去を含む)計画

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説第5節

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 国総研資料
第904号 Q&A No.31 (平成28年9月20日時点)

※除石計画は、土石流・流木対策施設配置計画と並行して検討する必要がある。

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

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

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 国総研資料
第904号 Q&A No.45 (平成28年9月20日時点)

※管理用道路は必ずしも必要ではなく、仮設道路等でも可能と考えられるが、実行可能な徐石計画である必要がある。そのため、どのような手段で土砂(流木を含む)を除去し、どのように運搬しておくかをあらかじめ決めておく必要がある。

5. 9 設計の諸元

表-5.8 設計諸元

項目	諸元	備考
流域面積	$A = 0.07 \text{ km}^2$	
溪床勾配	$I = \tan \theta = 1/4.6 \quad \theta = 12.3^\circ$ [$I > 1/30$ のため土石流区域]	
24 時間雨量 (計画規模)	$P_{24} = 406.6 \text{ mm}/24 \text{ hr}$	
〃 (既往最大)	$P_{24} = 350.0 \text{ mm}/24 \text{ hr}$	
最大礫径	$d_{95} = 0.25 \text{ m}$	
溪床堆積物の内部摩擦角	$\phi = 35^\circ$	
水の密度	$\rho = 1,200 \text{ kg/m}^3$ [$H = 15 \text{ m}$ 未満]	
礫の密度	$\sigma = 2,600 \text{ kg/m}^3$	
堆積土砂の容積土砂濃度	$C^* = 0.6$	
コンクリートの単位体積重量	$W_c = 22.56 \text{ kN/m}^3$	
礫の弾性係数	$E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.81 \text{ N/m}^2$	
礫のポアソン比	$\nu_2 = 0.23$	
コンクリートの終局強度割線弾性係数	$E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81 \text{ N/m}^2$	
コンクリートのポアソン比	$\nu_1 = 0.194$	
基礎地盤の条件	フローティング基礎 (礫層 (密なもの)) 摩擦係数: $f = 0.6$ 許容支持力: $q_u = 588.6 \text{ kN/m}^2$	基礎処理不要
堰堤有効高	$H = 7.0 \text{ m}$	根入れ $\delta \text{ m}$ と
堰堤高	$H = 10.0 \text{ m}$	仮定
流域の地質・土地利用	三紀層山岳	

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

5.1.10 設計流量の算出

不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。

5.1.10.1 土砂含有を考慮した流量

土砂含有を考慮した流量は、「ケース1：整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に算出する。

ここで、有効降雨強度は24時間雨量（又は日雨量）から算出する。下式により $P_e = 139.2\text{mm/hr}$ が得られる。

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \times \left(\frac{24 \times K_{p1}^2}{K_{p1}/60 \times A^{0.22}} \right)^{0.606} \dots (5-11)$$

$$P_{24} : 24 \text{ 時間雨量 (406.6mm/24hr)}$$

$$K_{p1} : \text{係数 (120)}$$

$$P_e = \left(\frac{406.6}{24} \right)^{1.21} \times \left(\frac{24 \times 0.75^2}{120/60 \times 0.07^{0.22}} \right)^{0.606}$$

$$= 139.2\text{mm/hr}$$

従って、清水の対象流量は、下式により $Q_{p1} = 2.71\text{m}^3/\text{s}$ と算出される。

$$Q_{p1} = \frac{1}{3.6} \times P_e \times A \dots (5-12)$$

$$Q_{p1} = \frac{1}{3.6} \times 139.2 \times 0.07 = 2.71\text{m}^3/\text{s}$$

●設計流量

… 土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.1 (3)

● 清水の対象流量

… 砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 2.6.4

合理式については、小流域におけるピーク流量を推算することのできる簡便な式であり、【「河川砂防技術基準 調査編」（H26.4）第3章第2節-10】に細かい説明がある。

表-5.9 日本内地河川の流出係数

「河川砂防技術基準 調査編」（H26.4）第3章第2節-11

地形の状態	流出係数
急しゅんな山地	0.75～0.90
三紀層山岳	0.70～0.80
起伏のある土地および樹林地	0.50～0.75
平らな耕地	0.45～0.60
灌漑中の水田	0.70～0.80
山地河川	0.75～0.85
平地小河川	0.45～0.75
流域の半ば以上が平地である大河川	0.50～0.75

5.10.2 土砂含有を考慮した流量 (Q)

土砂含有を考慮した流量は、5.10.1で算出した清水の対象流量 (Q_p) の 1.5 倍とし、下式により $Q = 4.07\text{m}^3/\text{s}$ と算出される。

$$\begin{aligned} Q &= 1.5 \times Q_p \\ &= 1.5 \times 2.71 = 4.07\text{m}^3/\text{s} \quad \dots (5-13) \end{aligned}$$

Q : 土砂の含有を考慮した流量 (m^3/s)

Q_p : 清水の対象流量 ($2.71\text{m}^3/\text{s}$)

5.1.0.3 土石流ピーク流量 (Qsp)

土石流ピーク流量 (Q_{sp}) は、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に算出する。

(1) 想定土石流流出区間の移動可能土砂量

砂防堰堤計画地点では、図-5.6 に示した 2 つの流出区間が想定され、それぞれ移動可能土砂量を算出すると以下の通りとなる。

なお、想定土石流流出区間の設定については、複数地点の縦断勾配を計測の上、明瞭に勾配が 10° を超える区間を抽出した。

表-5.10 想定土石流流出区間の移動可能土砂量

想定土石流流出区間	移動可能土砂量						想定土石流流出区間の移動可能土砂量 (m ³)
	0次谷			1次谷			
	断面番号	延長(m)	断面積(m ²)	断面番号	延長(m)	断面積(m ²)	
①	0-1-1	250	2.0	1-1-1	100	25.0	2,500
②	0-2-1	250	4.0	1-1-1	100	25.0	2,500
							3,000
							3,500

上表より、想定土石流流出区間の移動可能土砂量が最大となる区間は、②の流出区間であり、想定土石流流出区間の移動可能土砂量は 3,500m³ である。

(2) 土石流濃度 (C_d)

土石流濃度 (C_d) は、平衡濃度式によって算出する。下式により、土石流濃度は C_d = 0.39 と算出されるため、C_d = 0.39 を採用する。

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

$$= \frac{1,200 \times \tan 12.3^\circ}{(2,600 - 1,200) (\tan 35^\circ - \tan 12.3^\circ)} = 0.39 \dots (5-14)$$

C_d : 土石流濃度 (0.30 ≤ C_d ≤ 0.9 C_s)
 σ : 礫の密度 (2,600kg/m³)
 ρ : 水の密度 (1,200kg/m³)
 φ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (35°)
 θ : 現溪床勾配 (12.3°)
 C_s : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6)

(3) 「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量

「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量 (V_{dy2}) は、下式により $15,170\text{m}^3$ となる。

$$\begin{aligned} V_{dy2} &= \frac{10^3 \times P_p \times A}{1 - K_v} \times \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) \times K_E \\ &= \frac{10^3 \times 406.6 \times 0.07}{1 - 0.4} \times \left(\frac{0.39}{1 - 0.39} \right) \times 0.50 \\ &= 15,170\text{m}^3 \quad \dots (5-15) \end{aligned}$$

(4) 1波の土石流により流出すると想定される土砂量

想定土石流流出区間における移動可能土砂量、「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量を算出した結果、移動可能土砂量 ($3,500\text{m}^3$) < 「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量 ($15,170\text{m}^3$) となったため、1波の土石流により流出すると想定される土砂量は、 $V_{dep} = 3,500\text{m}^3$ とする。

(5) 土石流ピーク流量

土石流ピーク流量は、5. 1 0. 3 (4) の1波の土石流により流出すると想定される土砂量を使用して、以下の通り $Q_{sp} = 53.8\text{m}^3/\text{s}$ と算出される。

$$\begin{aligned} Q_{sp} &= 0.01 \times \frac{V_{dep} \cdot C_*}{C_d} \\ &= 0.01 \times \frac{3,500 \times 0.6}{0.39} \\ &= 53.8\text{m}^3/\text{s} \quad \dots (5-16) \end{aligned}$$

P_p : 計画規模の年超過確率の降雨量 (406.6mm/24h)

A : 流域面積 (0.07km^2)

C_d : 土石流濃度

K_v : 空ゲキ率 (0.4程度)

K_E : 流出補正率

5.1.1 設計水深の算出

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

5.1.1.1 水通し幅の設定

水通し幅は、現渓床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。

本設計では、現渓床幅程度とし、7.0mとする。

5.1.1.2 土砂含有を考慮した流量 (Q) に対する越流水深

土砂含有を考慮した流量 (Q) に対する越流水深 (D_h) は、「ケース3：整備率100% 溪流の最下流に計画する不透過型砂防堰堤」と同様に算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g(3B_1 + 2B_2)} D_h^{3/2} \dots (5-17)$$

Q : 土砂含有を考慮した流量 (4.07m³/s)

C : 流量係数 (0.60~0.66)

g : 重力の加速度 (9.81m/s²)

B₁ : 水通しの底幅 (現況河幅を基本として7.0mとする。)

B₂ : 越流水面幅 (m)

m₂ : 袖小口勾配

C=0.6、m₂=0.5 とすると上式を変形して下式となり、 $D_h=0.47m$ と求まる。本設計では0.1m単位で繰り上げ、 $D_h=0.5m$ とした。

$$Q \doteq (0.71D_h + 1.77B_1) D_h^{3/2} \dots (5-18)$$

● 設計水深

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.1 (4)

5.1.1.3 土石流ピーク流量 (Qsp) 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、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に算出する。

ここでは、水通し底幅は上記のとおり 7.0m、袖小口勾配を 1：0.5 としたときに、この断面によって流下させることができる土石流流量 Q_{spcal} と土石流の表面水位 z の関係は右図のようになる。

この関係より、 Q_{spcal} が土石流ピーク流量 Q_{sp} ($53.8\text{m}^3/\text{s}$) と一致した時の z を求めると以下の通りとなる。

$$\text{土石流の表面水位 } z = 1.50\text{m}$$

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

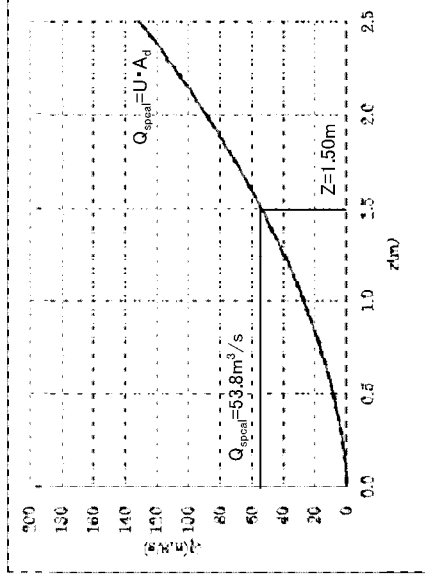
5.1.1.4 設計水深

設計水深は、以下により、土石流ピーク流量に対する越流水深が最も大きくなる。

ただし、当堰堤の計画地点では地形上の理由により、水通し断面（土石流ピーク流量に対する越流水深+余裕高）を確保することができず、かつ水通し幅を広げることができないことから、袖部を含めた断面によって対応することとする。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』の値とすることから $D_h=0.5\text{m}$ を採用し、土石流ピーク流量に対する越流水深に対しては余裕高を考慮しないものとする。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{土砂の含有を考慮した流量に対する越流水深} \\ \text{土石流ピーク流量に対する越流水深} \\ \text{最大礫径} \end{array} \right. \begin{array}{l} D_h=0.5 \text{ (m)} \\ z=1.5 \text{ (m)} \\ d_{95}=0.25 \text{ (m)} \end{array} \Rightarrow \text{採用}$$

袖部の形状については、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ことによる下流部の洗掘を防止する対策として本体下流側の前庭保護工部を拡幅することができないことから、袖高（水通し断面の高さ）を高くすることとした。袖高は、土石流ピーク流量に対する越流水深である 1.5m とした。



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

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

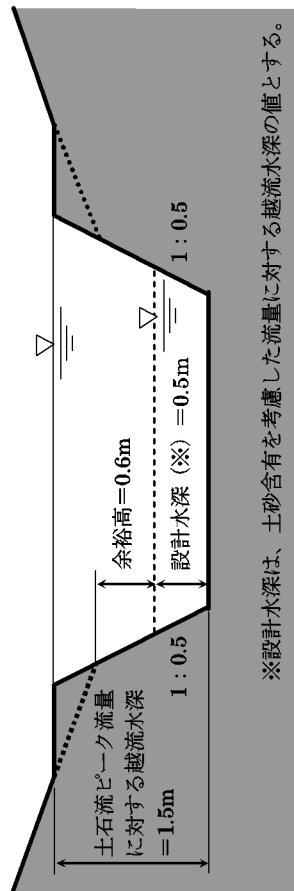


図-5.7 設計水深（袖部を含めた断面によって対応）及び袖部形状

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、

- ①前庭保護工部を拡幅する
- ②側壁背面を保護する
- ③側壁護岸工の法勾配を緩くする
- ④袖高（水通し断面の高さ）を高くする

等、現地状況に応じて適切な処置を施すこと。

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.2 (1)

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

5.1.2 安定性の検討

5.1.2.1 越流部

(1) 水通し断面

水通し断面は、5.1.1.4で決定した水通し高さ(1.5m)、水通し幅(7.0m)、袖小口勾配(1:0.5)により、下図に示す通りとする。なお、設計水深は0.5m、余裕高は $\Delta h = 0.6\text{m}$ ($\Delta H/H = 0.6/0.5 = 1.20 \geq 0.5$)と設定している。

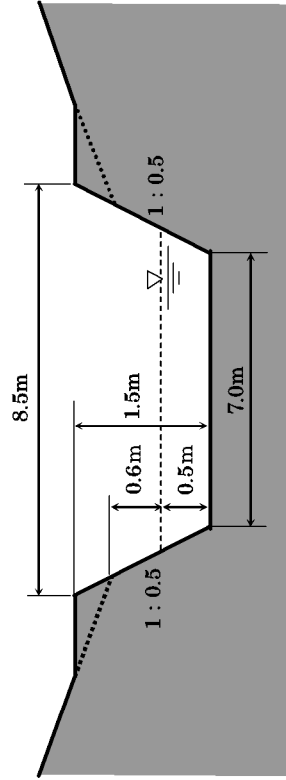


図-5.8 水通し断面

(2) 本体の天端幅

砂防堰堤の本体の天端幅は、「ケース1：整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に設定する。

当該砂防堰堤の天端幅は3.0mとした。

ここで、本体の天端幅は衝突する最大礫径($d_{95} = 0.25\text{m}$)の2倍の幅も満足できている。

(3) 本体の設計

1) 安定条件

本体の安定条件は、「ケース1：整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

●水通し断面

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.2 (1)

表-5.11 余裕高

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

表-5.12 渓床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

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

●天端幅

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.2 (2)

●安定条件

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.1 (1)

● 設計外力

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.1 (2)

2) 設計外力の組合せ (越流部)

安定計算に用いる設計外力の組合せは、不透過型砂防堰堤の越流部では表-5.13のとおりとする。

表-5.13 不透過型砂防堰堤の設計外力

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

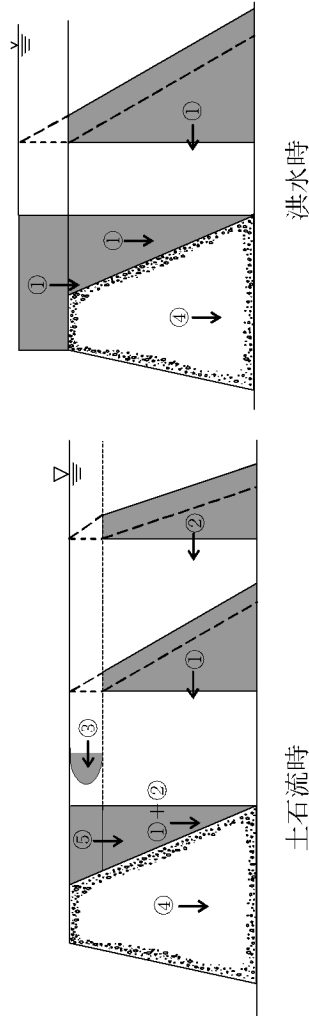


図-5.9 設計外力の作用位置

3) 設計外力の算出

i) 静水圧

静水圧は、「ケース 2：整備率 100% 溪流の最下流に計画する部分透過型砂防堰堤」と同様に算出する。

$$P = \rho \cdot g \cdot h_w = \gamma_w \cdot h_w \quad \dots (5-19)$$

P : 水深 h_w の点における静水圧 (kN/m²)

ρ : 水の密度 (1,200kg/m³)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

h_w : 水面から任意の点の水深 (m)

γ_w : 水の単位体積重量 (11.77kN/m³)

洪水時

水平方向

$$F_{PH1} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad \dots (5-20)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 10.00^2 = 588.50 \text{ kN/m}$$

$$F_{PH2} = \gamma_w D_h H \quad \dots (5-21)$$

$$= 11.77 \times 0.50 \times 10.00 = 58.85 \text{ kN/m}$$

F_{PH1} : 単位幅当りの P_{H1} による荷重 (kN/m)

F_{PH2} : 単位幅当りの P_{H2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (10.00m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.50m)

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

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.1 (2)

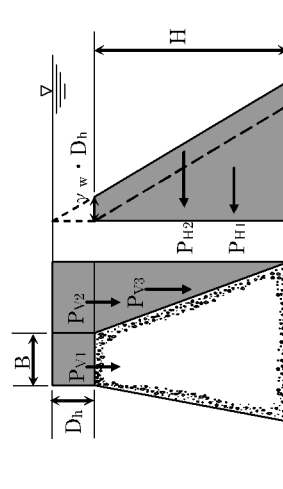


図-5.10 静水圧 (洪水時)

垂直方向

$$\begin{aligned}
 F_{F1} &= \gamma_w D_h B \quad \dots (5-22) \\
 &= 11.77 \times 0.50 \times 3.00 = 17.66 \text{ kN/m} \\
 F_{F2} &= \gamma_w D_h m H \quad \dots (5-23) \\
 &= 11.77 \times 0.50 \times 0.35 \times 10.00 = 20.60 \text{ kN/m} \\
 F_{F3} &= \frac{1}{2} \gamma_w m H^2 \quad \dots (5-24) \\
 &= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.35 \times 10.00^2 = 205.98 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

F_{F1} : 単位幅当りの P_{V1} による荷重 (kN/m)

F_{F2} : 単位幅当りの P_{V2} による荷重 (kN/m)

F_{F3} : 単位幅当りの P_{V3} による荷重 (kN/m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.50m)

B : 本体の天端幅 (3.00m)

m : 本体越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.35 を採用)

H : 堰堤高 (10.00m)

土石流時

水平方向

$$\begin{aligned}
 F_{F11} &= \frac{1}{2} \gamma_w (H - D_d)^2 \quad \dots (5-25) \\
 &= \frac{1}{2} \times 11.77 \times (10.00 - 1.20)^2 = 455.73 \text{ kN/m} \\
 F_{F12} &= \gamma_w D_d (H - D_d) \quad \dots (5-26)
 \end{aligned}$$

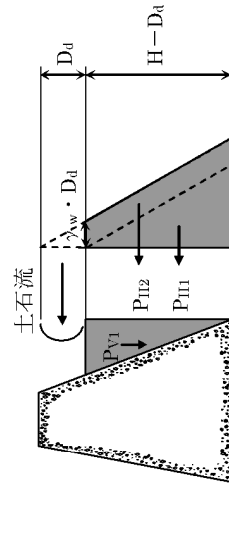


図-5.11 静水圧 (土石流時)

$$= 11.77 \times 1.20 \times (10.00 - 1.20) = 124.29 \text{ kN/m}$$

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

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

H : 堰堤高 (10.00m)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \frac{1}{2} \gamma_w m (H - D_d)^2 \quad \dots (5-27)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.35 \times (10.00 - 1.20)^2 = 159.51 \text{ kN/m}$$

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

m : 本体越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.35 を採用)

H : 堰堤高 (10.00m)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

ii) 堆砂圧

当堰堤は、堰堤高 15m 未満のため、堆砂圧は土石流時のみ考慮する。

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

$$P_{eH} = C_e \cdot \gamma_s \cdot h_e \quad \dots (5-28)$$

$$P_{eV} = \gamma_s \cdot h_e \quad \dots (5-29)$$

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eV} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

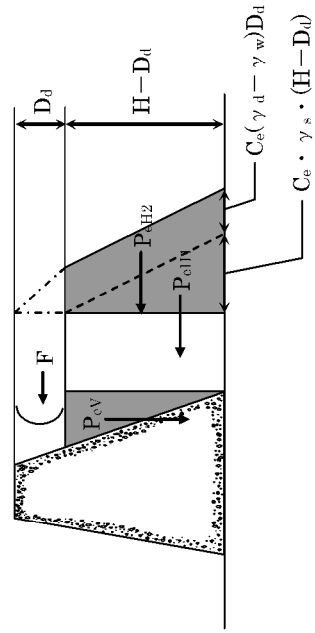


図-5.12 堆砂圧

C_e : 土圧係数 ($\cos i \doteq 1$ とする)

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

ϕ : 水中での土砂の内部摩擦角 (35°)

土石流時

水平方向

$$F_{P_{eH1}} = \frac{1}{2} C_e \gamma_s (H - D_d)^2 \quad \dots (5-30)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.30 \times 8.24 \times (10.00 - 1.20)^2 = 95.72 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{eH2}} = C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d (H - D_d) \quad \dots (5-31)$$

$$= 0.30 \times (17.13 - 11.77) \times 1.20 \times (10.00 - 1.20) = 16.98 \text{ kN/m}$$

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

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

H : 堰堤高 (10.00m)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (後述の算出結果より 17.13 kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (11.77 kN/m³)

垂直方向

$$F_{P_{eV1}} = \frac{1}{2} \gamma_s m (H - D_d)^2 \quad \dots (5-32)$$

$$= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.35 \times (10.00 - 1.20)^2 = 111.67 \text{ kN/m}$$

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

土圧係数は、堆砂面勾配が $i \leq 15^\circ$ であれば、下式のように $\cos i \doteq 1$ として算出する。

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

…砂防設計公式集 P.99

堆砂にかかる土石流の上載荷重分 (P_{eH2}) は $\gamma_d - \gamma_w$ を基に算出している (水圧を P_{H2} で別途計上しているため)。

P_{eH1} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eH2} : 堆砂圧の水平分力 (上載荷重として土石流の重さを考慮する) (kN/m²)

P_{eV1} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

m : 本体越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.35 を採用)

土石流の単位体積重量は、下式により $\gamma_d = 17.13 \text{ kN/m}^3$ と算出される。

$$\begin{aligned} \gamma_d &= \{ \sigma \cdot C_a + \rho \cdot (1 - C_a) \} g \\ &= \{ 2,600 \times 0.39 + 1,200 \times (1 - 0.39) \} \times 9.81 \\ &= 17,128 \text{ N/m}^3 = 17.13 \text{ kN/m}^3 \quad \dots (5-33) \end{aligned}$$

- γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
- σ : 礫の密度 (2,600 kg/m³)
- ρ : 水の密度 (1,200 kg/m³)
- g : 重力加速度 (9.81 m/s²)
- C_a : 土石流濃度 (0.39)

iii) 土石流の流速と水深 (U, Dd)
砂防堰堤計画地点上流の渓流横断面図を、図-5.13 に示す。

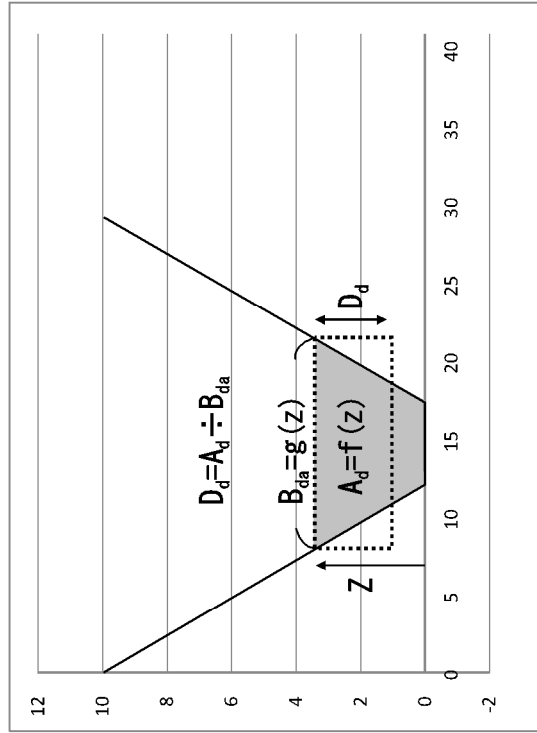


図-5.13 砂防堰堤計画地点上流の渓流横断面図

● 土石流の単位体積重量
…砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説 2.6.6

土石流の流速と水深は、「ケース 1：整備率 100% 渓流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に算出する。

図-5.13 の断面によって流下させることが可能な土石流流量 (Q_{special}) は、式 (5-34)、(5-35) を式 (5-36) に代入すると、図-5.14 のようになる。

$$Q_{\text{special}} = U \cdot A_d \quad \dots \quad (5-36)$$

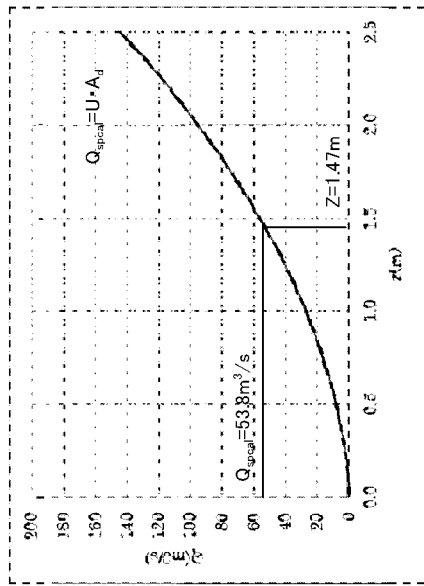


図-5.14 $z-Q_{\text{special}}$ の関係

この関係より、 Q_{special} が土石流ピーク流量 Q_{sp} ($53.8 \text{ m}^3/\text{s}$) と一致したときの z を求めると、 $z=1.47 \text{ m}$ となる。

式 (5-34)、(5-35) に $z=1.47 \text{ m}$ を代入すると、土石流の水深と流速がそれぞれ次のように求まる。

$$\begin{aligned} \text{土石流の水深} \quad D_d &= 1.20 \text{ m} \\ \text{土石流の流速} \quad U &= 5.20 \text{ m/s} \end{aligned}$$

iv) 土石流流体力 (F)

単位幅当りの土石流流体力は、土石流の水深と流速を用いて次式より算出する。

$$F = K_h \frac{\gamma_d}{g} D_d \cdot U^2 = 1.0 \times \frac{17.13}{9.81} \times 1.20 \times 5.20^2$$

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \dots \quad (5-34)$$

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots \quad (5-35)$$

A_d : 流下断面積 (m^2)

B_{da} : 流れの幅 (m)

K_n : 粗度係数 ($K_n=0.1$: 自然河道フロント部)

θ : 現溪床勾配 ($\theta=12.3^\circ$ 、 $I=1/4.6$)

$$=56.66\text{kN/m} \dots (5-37)$$

F : 単位幅当りの土石流流体力 (kN/m)

K_h : 係数 (1.0)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13kN/m³)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

U : 土石流の流速 (5.20m/s)

v) 自重

砂防堰堤の本体自重は、築造に用いる材料の単位幅当りの体積に、それぞれの単位体積重量を乗じて求められる。本設計においては次式により算出する。

$$W_i = W_c \cdot A_i \dots (5-38)$$

W_i : コンクリートブロック i における単位幅当りの自重 (kN/m³)

W_c : コンクリートの単位体積重量 (22.56kN/m³)

A_i : コンクリートブロック i における単位幅当りの体積 (m³/m) ($i=1,2,\dots$)

$$W_1 = \frac{1}{2} W_c n H^2 \dots (5-39)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.20 \times 10.00^2 = 225.60\text{kN/m}$$

$$W_2 = W_c B H \dots (5-40)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 10.00 = 676.80\text{kN/m}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} W_c m H^2 \dots (5-41)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.35 \times 10.00^2 = 394.80\text{kN/m}$$

W_1 : コンクリートブロック 1 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_2 : コンクリートブロック 2 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_3 : コンクリートブロック 3 における単位幅当りの自重 (kN/m)

n : 本体越流部の下流のり勾配 (後述の検討結果より 0.20 を採用)

m : 本体越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より **0.35** を採用)
 H : 堰堤高 (**10.00m**)
 B : 本体の天端幅 (**3.00m**)

vi) 土石流の重さ

土石流の重さは、土石流の水深を用いて次式より算出する。

$$\begin{aligned}
 F_{P_{d1}} &= \gamma_d m (H - D_d) D_d \quad \dots (5-42) \\
 &= 17.13 \times 0.35 \times (10.00 - 1.20) \times 1.20 = 63.31 \text{ kN/m} \\
 F_{P_{d2}} &= \frac{1}{2} \gamma_d m D_d^2 \quad \dots (5-43) \\
 &= \frac{1}{2} \times 17.13 \times 0.35 \times 1.20^2 = 4.32 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$F_{P_{d1}}$: 単位幅当りの P_{d1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{d2}}$: 単位幅当りの P_{d2} による荷重 (kN/m)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (**17.13 kN/m³**)

m : 本体越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より **0.35** を採用)

H : 堰堤高 (**10.00m**)

D_d : 土石流の水深 (**1.20m**)

4) 安定計算

不透過型砂防堰堤の越流部の断面形状は、5.1.2.1(3)2)、3)で求めた設計外力に対して、5.1.2.1(3)1)の安定条件を満足できるように決定する必要がある。

i) 下流のり勾配・上流のり勾配

下流のり勾配は、「ケース2：整備率100%溪流の最下流に計画する部分透過型砂防堰堤」と同様に算定する。

Uは設計外力で用いた流速(5.1.2.1(3)3)iii)の50%程度とし、以下の通りとなる。

$$U = 5.20 \text{ (m/s)} \times 50\% = 2.60 \text{ (m/s)} \quad \dots (5-44)$$

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U = \sqrt{\frac{2}{9.81 \times 10.0}} \times 2.60 = 0.37 \quad \dots (5-45)$$

したがって、下流のり勾配は1:0.37よりも急にする必要がある。本設計では、砂防堰堤ののり勾配を0.05単位で検討することとし、下流のり勾配を最も緩くできる値を1:0.35として安定計算を行う。

下流のり勾配と上流のり勾配を変化させて安定計算を行い、安定性を満足でき、堤体積(堤体断面積)が最小となるのり勾配の組合せを検討する。

安定計算の結果、当該砂防堰堤の越流部では、以下の組合せにおいて堤体断面積が最小となった(表-5.14の太枠部)。

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.35
- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.30
- ・ 下流のり勾配 1 : 0.30、上流のり勾配 1 : 0.25

● 下流のり

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

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

本事例では、土砂が活発に流送され始める流速U(m/s)は、土石流の流速の50%程度とする。

堰堤高が高くなるとL/Hの値は小さくなるが、0.2を下限とする。

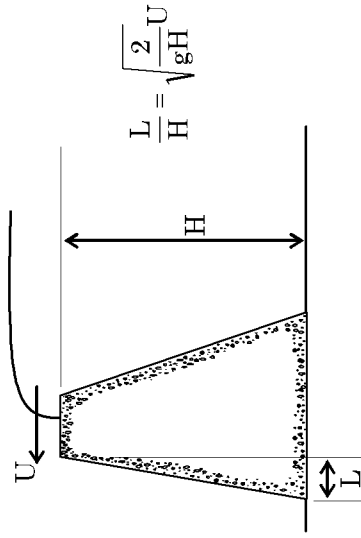


図-5.15 下流のり勾配

ii) 安定計算(洪水時 (n=0.20、m=0.35))

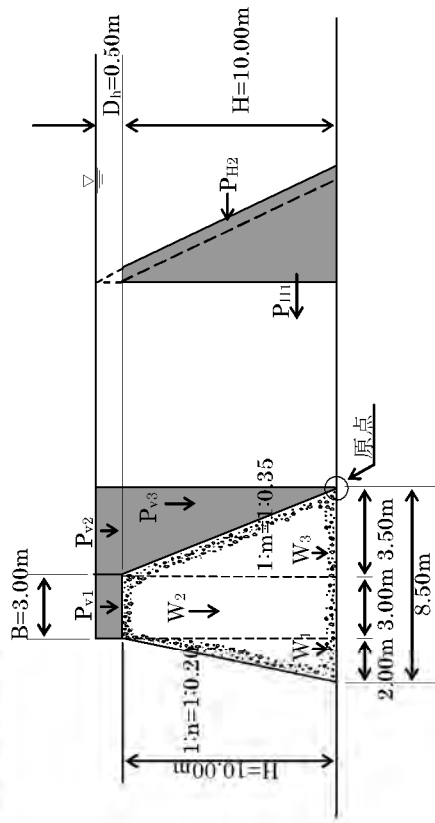


図-5.16 砂防堰堤に作用する力(洪水時)

表-5.15 作用荷重一覧表 (n=0.20、m=0.35)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	225.60		$0.35 \times 10.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 10.00$	7.17	1,617.55
	W ₂	676.80		$0.35 \times 10.00 + 1/2 \times 3.00$	5.00	3,384.00
	W ₃	394.80		$2/3 \times 0.35 \times 10.00$	2.33	919.88
静水圧	P _{v1}	17.66		$0.35 \times 10.00 + 1/2 \times 3.00$	5.00	88.30
	P _{v2}	20.60		$1/2 \times 0.35 \times 10.00$	1.75	36.05
	P _{v3}	205.98		$1/3 \times 0.35 \times 10.00$	1.17	241.00
	P _{v4}	588.50	588.50	$1/3 \times 10.00$	3.33	1,959.71
合計	P _{v5}	58.85	58.85	$1/2 \times 10.00$	5.00	294.25
		1,541.44	647.35			8,540.74

表-5.14 上下流のり勾配と堤体断面積 (単位: m²)

m	n			
	0.20	0.25	0.30	0.35
0.20	—	—	—	—
0.25	—	—	57.50	60.00
0.30	—	57.50	60.00	62.50
0.35	57.50	60.00	62.50	65.00
0.40	60.00	62.50	65.00	67.50
0.45	62.50	65.00	67.50	70.00
0.50	65.00	67.50	70.00	72.50

※下流のり勾配 n、上流のり勾配 m の時の堤体断面積を表す。

※数値の最も小さい断面が経済断面 (最適断面) となる。

※ “—” は安定条件を満足できない組合せを表す。

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{8,540.74}{1,541.44} = 5.54\text{m} \quad \dots (5-46)$$

$$\text{堤底幅 } B = 2.00 + 3.00 + 3.50 = 8.50\text{m} \quad \dots (5-47)$$

$$(B/3 = 2.83\text{m}) < (x = 5.54\text{m}) < (B \times 2/3 = 5.67\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に對する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1,541.44}{647.35} = 1.43 > 1.2 \quad \dots (5-48) \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2}B = 5.54 - \frac{1}{2} \times 8.50 = 1.29\text{m} \quad \dots (5-49)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (5-50)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,541.44}{8.50} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.29}{8.50} \right) \right\} = 346.48\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (5-51)

$$\sigma_{\min} = \frac{1,541.44}{8.50} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.29}{8.50} \right) \right\} = 16.21\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (5-52)

● 安定計算における記号について

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

V：単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

H：単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

N：安全率

x：荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

e：荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層 (密なもの)

摩擦係数 f ：0.6

許容支持力 q_u ：588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事がケック P.113

iii) 安定計算(土石流時 (n=0.20、m=0.35))

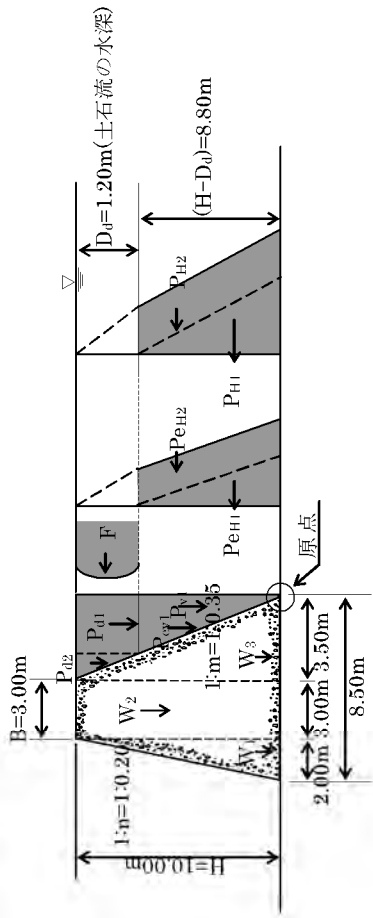


図-5.17 砂防堰堤に作用する力 (土石流時)

表-5.16 作用荷重一覧表 (n=0.20、m=0.35)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	225.60		$0.35 \times 10.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 10.00$	7.17	1,617.55
	W ₂	676.80		$0.35 \times 10.00 + 1/2 \times 3.00$	5.00	3,384.00
	W ₃	394.80		$2/3 \times 0.35 \times 10.00$	2.33	919.88
静水圧	P _{v1}	159.51		$1/3 \times 0.35 \times 8.80$	1.03	164.30
	P _{v2}		455.73	$1/3 \times 8.80$	2.93	1,335.29
	P _{v3}		124.29	$1/2 \times 8.80$	4.40	546.88
堆砂圧	P _{ew1}	111.67		$1/3 \times 0.35 \times 8.80$	1.03	115.02
	P _{ew2}		95.72	$1/3 \times 8.80$	2.93	280.46
	P _{ew3}		16.98	$1/2 \times 8.80$	4.40	74.71
土石流の重さ	P _d	63.31		$1/2 \times 0.35 \times 8.80$	1.54	97.50
	P _{de}	4.32		$0.35 \times 8.80 + 1/3 \times 0.35 \times 1.20$	3.22	13.91
土石流流体力	F		56.66	$8.80 + 1/2 \times 1.20$	9.40	532.60
合計		1,636.01	749.38			9,082.10

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{9,082.10}{1,636.01} = 5.55\text{m} \quad \dots (5-53)$$

$$\text{堤底幅 } B = 2.00 + 3.00 + 3.50 = 8.50\text{m} \quad \dots (5-54)$$

$$(B/3 = 2.83\text{m}) < (x = 5.55\text{m}) < (B \times 2/3 = 5.67\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1,636.01}{749.38} = 1.31 > 1.2 \quad \dots (5-55) \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2} B = 5.55 - \frac{1}{2} \times 8.50 = 1.30\text{m} \quad \dots (5-56)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (5-57)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,636.01}{8.50} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.30}{8.50} \right) \right\} = 369.09\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (5-58)

$$\sigma_{\min} = \frac{1,636.01}{8.50} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.30}{8.50} \right) \right\} = 15.85\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (5-59)

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事がケツトブック P.113

5.1.2.2 非越流部

(1) 非越流部の安定計算

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、非越流部の本体の断面は次の (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。

当堰堤は、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して、上記の手法により複数の断面で安定計算を実施することとする。

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。

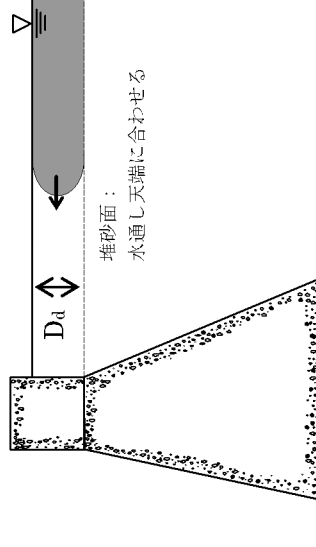
- (i) 袖小口の断面
- (ii) 土石流の水深と袖部の高さが一致する断面

本設計では、図-5.19 に示すように、断面 (1)：土石流の水深と袖部の高さが一致する断面、断面 (2)：袖小口の断面で、安定計算を実施することとした。これらの断面はともに、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ことから、上記 (a) のケースを想定し、堆砂面の高さを設定した。

●非越流部の安定計算

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.3 (1)

(a) のケース



(b) のケース

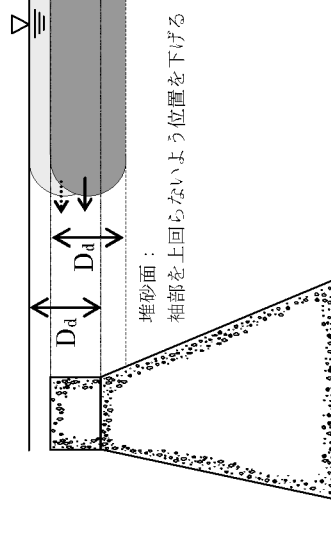


図-5.18 堆砂面のイメージ図

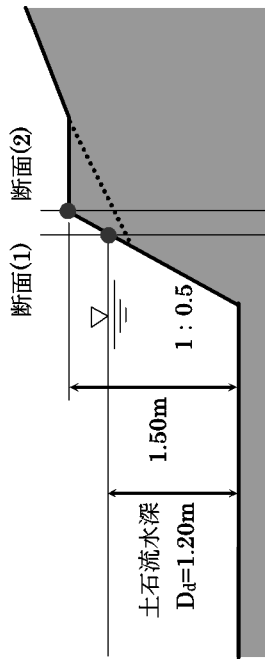


図-5.19 安定計算の実施断面

1) 安定条件

非越流部における安定条件は、5.1.2.1(3)で示した越流部の条件と同じである。

2) 設計外力の組合せ

安定計算に用いる設計外力の組合せは、不透過型砂防堰堤の非越流部では表-5.17のとおりとする。

表-5.17 不透過型砂防堰堤の設計外力（非越流部）

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

●安定条件

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.1 (1)

●設計外力

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.1 (2)
2.1.3.3 (1)

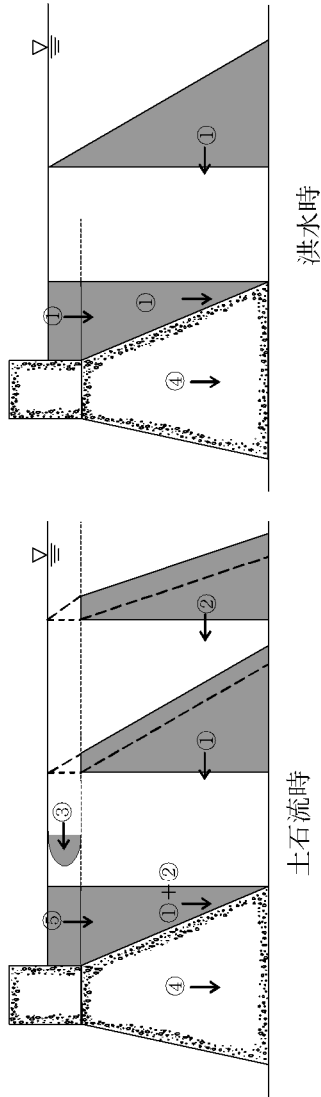


図-5.20 設計外力の作用位置

- 3) 設計外力の算出
i) 静水圧

5. 1 2. 1 (3) と同様の方法で算出する。

洪水時 (断面 (1) 及び断面 (2))

水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w (H + D_h)^2 \dots (5-60)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times (10.00 + 0.50)^2 = 648.82 \text{ kN/m}$$

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

H : 堰堤高 (10.00m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.50m)

垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \gamma_w D_h H \dots (5-61)$$

$$= 11.77 \times 0.50 \times 10.00 = 20.60 \text{ kN/m}$$

$$F_{R2} = \frac{1}{2} \gamma_w m H^2 \quad \dots (5-62)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.35 \times 10.00^2 = 205.98 \text{ kN/m}$$

F_{R1} : 単位幅当りの P_{V1} による荷重 (kN/m)

F_{R2} : 単位幅当りの P_{V2} による荷重 (kN/m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.50m)

m : 本体非越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.35 を採用)

H : 堰堤高 (10.00m)

土石流時 (断面 (1) 及び断面 (2))

水平方向

$$F_{R1} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad \dots (5-63)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 10.00^2 = 588.50 \text{ kN/m}$$

$$F_{R2} = \gamma_w D_d H \quad \dots (5-64)$$

$$= 11.77 \times 1.20 \times 10.00 = 141.24 \text{ kN/m}$$

F_{R1} : 単位幅当りの P_{H1} による荷重 (kN/m)

F_{R2} : 単位幅当りの P_{H2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (10.00m)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

垂直方向

$$F_{P_{v1}} = \frac{1}{2} \gamma_w m H^2 \quad \dots (5-65)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.35 \times 10.00^2 = 205.98 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{v1}}$: 単位幅当りの P_{v1} による荷重 (kN/m)

m : 本体非越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.35 を採用)

H : 堰堤高 (10.00m)

i) 堆砂圧

5. 1.2. 1 (3) と同様の方法で算出する。

土石流時 (断面 (1) 及び断面 (2))

水平方向

$$F_{P_{ed1}} = \frac{1}{2} C_d \gamma_s H^2 \quad \dots (5-66)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.30 \times 8.24 \times 10.00^2 = 123.60 \text{ kN/m}$$

$$F_{T_{ed2}} = C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d H \quad \dots (5-67)$$

$$= 0.30 \times (17.13 - 11.77) \times 1.20 \times 10.00 = 19.30 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{ed1}}$: 単位幅当りの P_{ed1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{ed2}}$: 単位幅当りの P_{ed2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (10.00m)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13 kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (11.77 kN/m³)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

垂直方向

$$F_{P_{\text{eff}}} = \frac{1}{2} \gamma_s m H^2 \quad \dots (5-68)$$

$$= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.35 \times 10.00^2 = 144.20 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{\text{eff}}}$: 単位幅当りの P_{eff} による荷重 (kN/m)

m : 本体非越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.35 を採用)

H : 堰堤高 (10.00m)

iii) 土石流流体力 (F)

5. 1 2. 1 (3) と同じであり、土石流の流体力は $F=56.66 \text{ kN/m}$ である。

iv) 自重

5. 1 2. 1 (3) と同様の方法で算出する。

断面 (1)

$$W_1 = \frac{1}{2} W_c n H^2 \quad \dots (5-69)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.25 \times 10.00^2 = 282.00 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = W_c B H \quad \dots (5-70)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 10.00 = 676.80 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} W_c m H^2 \quad \dots (5-71)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.35 \times 10.00^2 = 394.80 \text{ kN/m}$$

$$W_4 = W_c B H' \quad \dots (5-72)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 1.20 = 81.22 \text{ kN/m}$$

- W_1 : コンクリートブロック 1 における単位幅当りの自重 (kN/m)
 W_2 : コンクリートブロック 2 における単位幅当りの自重 (kN/m)
 W_3 : コンクリートブロック 3 における単位幅当りの自重 (kN/m)
 W_4 : コンクリートブロック 4 における単位幅当りの自重 (kN/m)
 n : 本体非越流部の下流のり勾配 (後述の検討結果より 0.25 を採用)
 m : 本体非越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.35 を採用)
 H : 堰堤高 (10.00m)
 B : 本体の天端幅 (3.00m)
 H' : 袖高 (1.20m)

断面 (2)

$$\begin{aligned}
 W_1 &= \frac{1}{2} W_c n H^2 \quad \dots (5-73) \\
 &= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.25 \times 10.00^2 = 282.00 \text{ kN/m} \\
 W_2 &= W_c B H \quad \dots (5-74) \\
 &= 22.56 \times 3.00 \times 10.00 = 676.80 \text{ kN/m} \\
 W_3 &= \frac{1}{2} W_c m H^2 \quad \dots (5-75) \\
 &= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.35 \times 10.00^2 = 394.80 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_4 &= W_c B H' \quad \dots (5-76) \\
 &= 22.56 \times 3.00 \times 1.50 = 101.52 \text{ kN/m} \\
 W_1 & : \text{コンクリートブロック 1 における単位幅当りの自重 (kN/m)} \\
 W_2 & : \text{コンクリートブロック 2 における単位幅当りの自重 (kN/m)} \\
 W_3 & : \text{コンクリートブロック 3 における単位幅当りの自重 (kN/m)} \\
 W_4 & : \text{コンクリートブロック 4 における単位幅当りの自重 (kN/m)} \\
 n & : \text{本体非越流部の下流のり勾配 (後述の検討結果より 0.25 を採用)} \\
 m & : \text{本体非越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.35 を採用)}
 \end{aligned}$$

- H : 堰堤高 (10.00m)
 B : 本体の天端幅 (3.00m)
 H' : 袖高 (1.50m)

v) 土石流の重さ

土石流の重さは、土石流の水深を用いて次式より算出する。

$$F_{P_{a1}} = \gamma_d m H D_d \dots (5-77)$$

$$= 17.13 \times 0.35 \times 10.00 \times 1.20 = 71.95 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{a1}}$: 単位幅当りの P_{a1} による荷重 (kN/m)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13 kN/m³)

m : 本体非越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.35 を採用)

H : 堰堤高 (10.00m)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

4) 安定計算

不透過型砂防堰堤の非越流部の断面形状は、5. 1 2. 2 (1) 2)、3) で求めた設計外力に対して、5. 1 2. 2 (1) 1) の安定条件を満足できるように決定する必要がある。

i) 下流のり勾配・上流のり勾配

下流のり勾配と上流のり勾配を変化させて安定計算を行い、安定性を満足でき、堤体積(堤体断面積)が最小となるのり勾配の組合せを検討する。

安定計算の結果、当該砂防堰堤の非越流部では、断面(1)、断面(2)ともに以下の組合せにおいて堤体断面積が最小となった(表-5.18の太枠部)。

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.35

ii) 本体の天端幅

越流部に合わせ、天端幅は 3.0m とした。

表-5.18 上下流のり勾配と堤体断面積 (単位: m²)
断面 (1)

m	n		
	0.20	0.25	0.30
0.20	—	—	—
0.25	—	—	—
0.30	—	—	—
0.35	—	63.60	66.10
0.40	—	66.10	68.60
0.45	66.10	68.60	71.10
0.50	68.60	71.10	73.60

断面 (2)

m	n		
	0.20	0.25	0.30
0.20	—	—	—
0.25	—	—	—
0.30	—	—	—
0.35	—	64.50	67.00
0.40	—	67.00	69.50
0.45	67.00	69.50	72.00
0.50	69.50	72.00	74.50

※下流のり勾配 n、上流のり勾配 m の時の堤体断面積を表す。
※数値の最も小さい断面が経済断面 (最適断面) となる。
※“—” は安定条件を満足できない組合せを表す。

iii) 安定計算(断面 (1)、洪水時 (n=0.25, m=0.35))

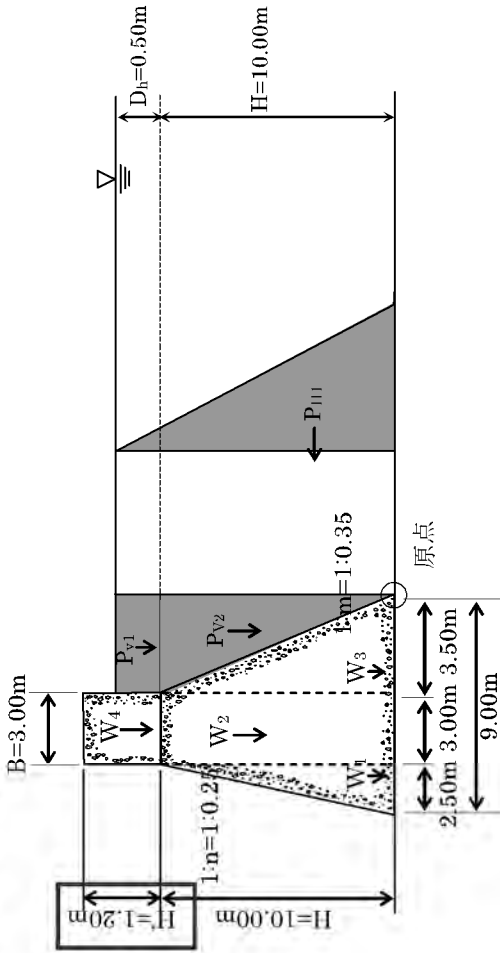


図-5.21 砂防堰堤に作用する力 (洪水時)

表-5.19 作用荷重一覧表 (n=0.25, m=0.35)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	282.00		$0.35 \times 10.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.25 \times 10.00$	7.33	2,067.06
	W ₂	676.80		$0.35 \times 10.00 + 1/2 \times 3.00$	5.00	3,384.00
	W ₃	394.80		$2/3 \times 0.35 \times 10.00$	2.33	919.88
	W ₄	81.22		$0.35 \times 10.00 + 1/2 \times 3.00$	5.00	406.10
静水圧	P _{v1}	20.60		$1/2 \times 0.35 \times 10.00$	1.75	36.05
	P _{v2}	205.98		$1/3 \times 0.35 \times 10.00$	1.17	241.00
	P _{Hi}		648.82	$1/3 \times 10.50$	3.50	2,270.87
合計		1,661.40	648.82			9,324.96

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{9,324.96}{1,661.40} = 5.61\text{m} \quad \dots (5-78)$$

$$\text{堤底幅 } B = 2.50 + 3.00 + 3.50 = 9.00\text{m} \quad \dots (5-79)$$

$$(B/3 = 3.00\text{m}) < (x = 5.61\text{m}) < (B \times 2/3 = 6.00\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1,661.40}{648.82} = 1.54 > 1.2 \quad \dots (5-80) \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2} B = 5.61 - \frac{1}{2} \times 9.00 = 1.11\text{m} \quad \dots (5-81)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (5-82)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,661.40}{9.00} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.11}{9.00} \right) \right\} = 321.20\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (5-83)

$$\sigma_{\min} = \frac{1,661.40}{9.00} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.11}{9.00} \right) \right\} = 48.00\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (5-84)

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{11,087.26}{1,856.95} = 5.97\text{m} \quad \dots (5-85)$$

$$\text{堤底幅 } B = 2.50 + 3.00 + 3.50 = 9.00\text{m} \quad \dots (5-86)$$

$$(B/3 = 3.00\text{m}) < (x = 5.97\text{m}) < (B \times 2/3 = 6.00\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1,856.95}{929.30} = 1.20 \geq 1.2 \quad \dots (5-87) \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2} B = 5.97 - \frac{1}{2} \times 9.00 = 1.47\text{m} \quad \dots (5-88)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (5-89)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,856.95}{9.00} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.47}{9.00} \right) \right\} = 408.53\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK} \quad \dots (5-90)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1,856.95}{9.00} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.47}{9.00} \right) \right\} = 4.13\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK} \quad \dots (5-91)$$

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

v) 安定計算(断面(2)、洪水時 ($n=0.25$ 、 $m=0.35$))

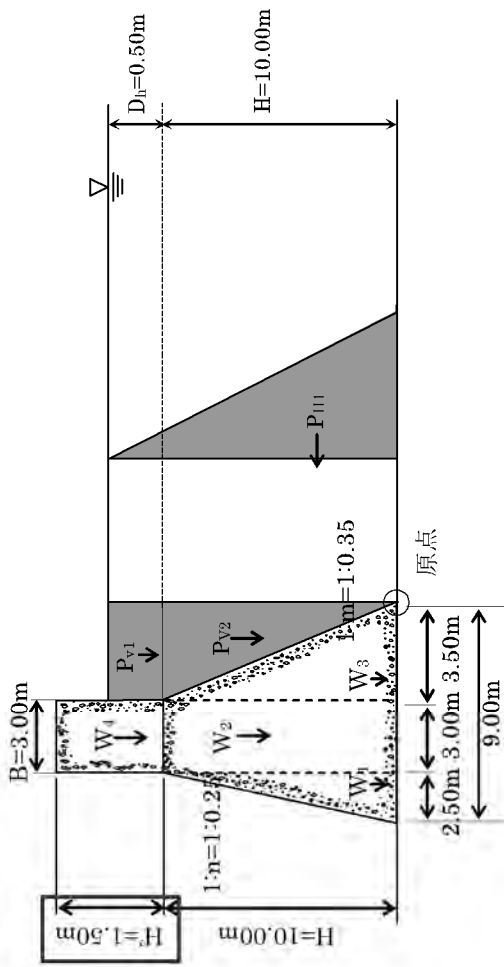


図-5.23 砂防堰堤に作用する力(洪水時)

表-5.21 作用荷重一覧表 ($n=0.25$ 、 $m=0.35$)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W_1	282.00		$0.35 \times 10.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.25 \times 10.00$	7.33	2,067.06
	W_2	676.80		$0.35 \times 10.00 + 1/2 \times 3.00$	5.00	3,384.00
	W_3	394.80		$2/3 \times 0.35 \times 10.00$	2.33	919.88
	W_4	101.52		$0.35 \times 10.00 + 1/2 \times 3.00$	5.00	507.60
静水圧	P_{V1}	20.60		$1/2 \times 0.35 \times 10.00$	1.75	36.05
	P_{V2}	205.98		$1/3 \times 0.35 \times 10.00$	1.17	241.00
	P_{H1}		648.82	$1/3 \times 10.50$	3.50	2,270.87
合計		1,681.70	648.82			9,426.46

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{9,426.46}{1,681.70} = 5.61\text{m} \quad \dots (5-92)$$

$$\text{堤底幅 } B = 2.50 + 3.00 + 3.50 = 9.00\text{m} \quad \dots (5-93)$$

$$(B/3 = 3.00\text{m}) < (x = 5.61\text{m}) < (B \times 2/3 = 6.00\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1,681.70}{648.82} = 1.56 > 1.2 \quad \dots (5-94) \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2}B = 5.61 - \frac{1}{2} \times 9.00 = 1.11\text{m} \quad \dots (5-95)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (5-96)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,681.70}{9.00} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.11}{9.00} \right) \right\} = 325.13\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (5-97)

$$\sigma_{\min} = \frac{1,681.70}{9.00} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.11}{9.00} \right) \right\} = 48.58\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (5-98)

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

vi) 安定計算(断面(2)、土石流時 (n=0.25、m=0.35))

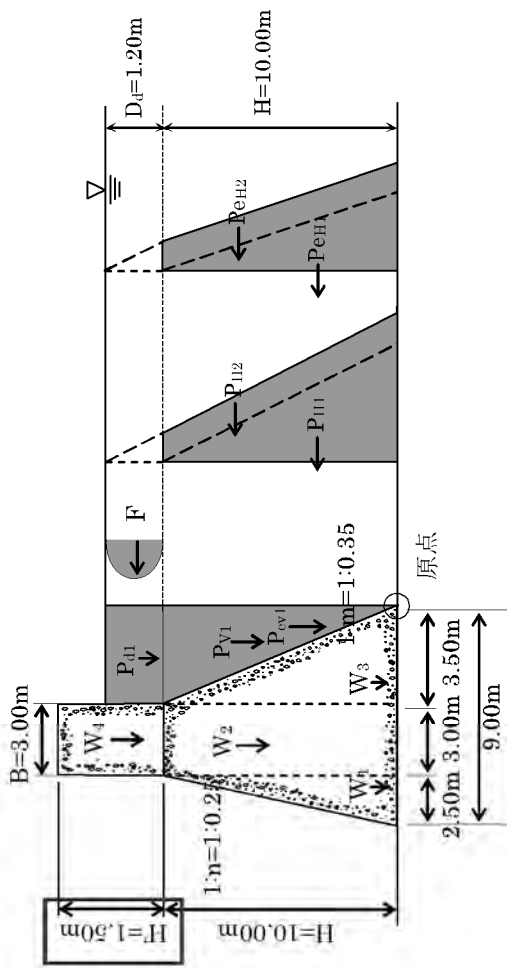


図-5.24 砂防堰堤に作用する力(土石流時)

表-5.22 作用荷重一覧表 (n=0.25、m=0.35)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	282.00		$0.35 \times 10.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.25 \times 10.00$	7.33	2,067.06
	W ₂	676.80		$0.35 \times 10.00 + 1/2 \times 3.00$	5.00	3,384.00
	W ₃	394.80		$2/3 \times 0.35 \times 10.00$	2.33	919.88
	W ₄	101.52		$0.35 \times 10.00 + 1/2 \times 3.00$	5.00	507.60
静水圧	P _{w1}	205.98		$1/3 \times 0.35 \times 10.00$	1.17	241.00
	P _{w2}		588.50	$1/3 \times 10.00$	3.33	1,959.71
	P _{w3}		141.24	$1/2 \times 10.00$	5.00	706.20
堆砂圧	P _{wh1}	144.20		$1/3 \times 0.35 \times 10.00$	1.17	168.71
	P _{wh2}		123.60	$1/3 \times 10.00$	3.33	411.59
	P _{wh3}		19.30	$1/2 \times 10.00$	5.00	96.50
上石流の重さ	P _{dl}	71.95		$1/2 \times 0.35 \times 10.00$	1.75	125.91
土石流流体力	F		56.66	$10.00 + 1/2 \times 1.20$	10.60	600.60
合計		1,877.25	929.30			11,188.76

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{11,188.76}{1,877.25} = 5.96\text{m} \quad \dots (5-99)$$

$$\text{堤底幅 } B = 2.50 + 3.00 + 3.50 = 9.00\text{m} \quad \dots (5-100)$$

$$(B/3 = 3.00\text{m}) < (x = 5.96\text{m}) < (B \times 2/3 = 6.00\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1,877.25}{929.30} = 1.21 \geq 1.2 \quad \dots (5-101) \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2}B = 5.96 - \frac{1}{2} \times 9.00 = 1.46\text{m} \quad \dots (5-102)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (5-103)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,877.25}{9.00} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.46}{9.00} \right) \right\} = 411.60\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (5-104)

$$\sigma_{\min} = \frac{1,877.25}{9.00} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.46}{9.00} \right) \right\} = 5.56\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (5-105)

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

(2) 本体断面の決定

5. 1 2. 1 (3) 及び5. 1 2. 2 (1) より、当該砂防堰堤の越流部及び非越流部で安定条件を満足するのり勾配の組合せは以下の通りとなった。

越流部

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.35
- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.30
- ・ 下流のり勾配 1 : 0.30、上流のり勾配 1 : 0.25

非越流部

断面 (1)

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.35 ⇒ 採用

断面 (2)

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.35 ⇒ 採用

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

本設計では、越流部と非越流部ともに安定条件を満足する[下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.35]を同一の断面として採用した。

(3) 袖部の破壊に対する構造計算

袖小口、袖天端勾配、袖部上下流のり勾配、及び袖部天端幅は、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に設定する。

以上より、袖部の形状は、図-5.25、図-5.26 に示す形状とした。

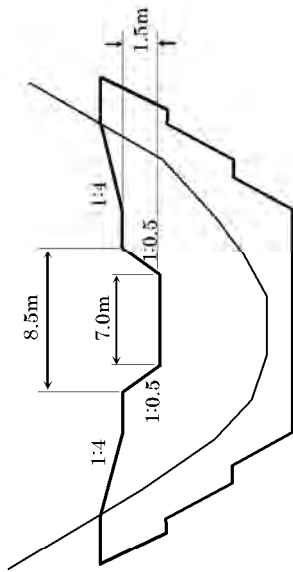


図-5.25 袖部の形状

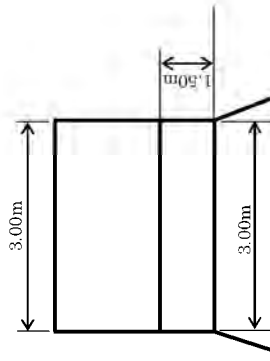


図-5.26 袖部断面の形状

●袖部の形状

- …土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.3 (2)
- 2.1.3.3 (3)
- 2.1.3.3 (4)

※ 袖の天端の勾配をつける範囲は、現地の地形等を考慮して、状況に応じて設定すること。

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

i) 礫の衝撃力の算定

礫の衝撃力は、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に算定する。

袖部コンクリートは打継日毎に 1 ブロックと考えると、例えば図-5.27 のようになる。概略の大きさは、平均高さ=1.65m、平均長さ=3.63m、幅=3.00m と見なせる。

袖部の 1 ブロックに衝突する巨礫の作用時間は 1/100~1/1,000 秒オーダーであり、極めて短時間であるので同時に複数個の巨礫が衝突しないものと仮定すると袖部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力は、 $P_1=65.29\text{kN/m}$ と算出される。

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81} = 1.2 \times 10^{-10} \quad \dots (5-106)$$

$$K_2 = \frac{1 - 0.23^2}{\pi \times 5.0 \times 10^9 \times 9.81} = 6.15 \times 10^{-12} \quad \dots (5-107)$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.13}{9\pi^2(1.2 \times 10^{-10} + 6.15 \times 10^{-12})^2}} = 1.21 \times 10^9 \quad \dots (5-108)$$

$$m_1 = \frac{1}{24} = 0.04167 \quad \dots (5-109)$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 5.20^2}{4 \times 0.04167 \times 1.21 \times 10^9} \right)^{2/5} = 0.34 \times 10^{-2} \quad \dots (5-110)$$

$$\beta = \left(\frac{24}{41,322.06} \times 5.20^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.988 \quad \dots (5-111)$$

$$P = 0.988 \times 1.21 \times 10^9 \times (0.34 \times 10^{-2})^{3/2} = 237.01 \times 10^3 \text{N} = 237.01 \text{kN} \quad \dots (5-112)$$

従って、単位幅当りの衝撃力は次式により、 $P_1=65.29\text{kN/m}$ となる。

$$P_1 = 237.01 \text{kN} / 3.63 \text{m} = 65.29 \text{kN/m}$$

● 礫の衝撃力

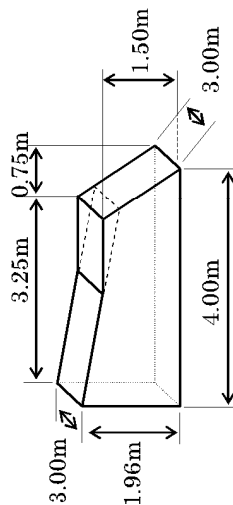


図-5.27 袖部ブロック図

ii) 流木の最大長、最大直径の算出

流木の最大長、最大直径は「ケース 1：整備率 100%渓流の最下流に計画する透
過型砂防堰堤」と同様に算定する。

立木の最大樹高 $H_{wm} = 30m$ 、堰堤計画地点の土石流の平均流下幅 $B_d = 7.0m$ であ
るため、 L_{wm} は以下の通り算定される。

$$H_{wm} = 30m \cong 1.3B_d = 1.3 \times 7.0 = 9.1m \text{ であるため}$$

$$L_{wm} = 1.3 \times 7.0 = 9.1m$$

流木の最大直径 (R_{wm}) は上流域において流木となると予想される立木の最大胸
高直径とほぼ等しいとして推定する。表-5.6 より最大胸高直径 R_{wm} は、 $0.5m$ であ
る。

$$R_{wm} = 0.5m$$

iii) 流木の衝撃力の算定

流木の衝突により、堤体の受ける衝撃力 (P_w) は、「ケース 1：整備率 100%溪
流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に算定する。*

袖部コンクリートは打継目毎に 1 ブロックと考えると、例えば図-5.27 のように
なる。概略の大きさでは、平均高さ = $1.65m$ 、平均長さ = $3.63m$ 、幅 = $3.00m$ と見
なせる。

袖部の 1 ブロックに衝突する流木の作用時間は $1/100 \sim 1/1,000$ 秒オーダーであ
り、極めて短時間であるので同時に複数個の流木が衝突しないものと仮定すると袖
部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力は、 $P_2 = 344.06kN/m$ と算出される。

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81} = 1.2 \times 10^{-10} \dots (5-113)$$

$$K_3 = \frac{1 - 0.40^2}{\pi \times 7.35 \times 10^9} = 0.36 \times 10^{-10} \dots (5-114)$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.25}{9\pi^2(1.2 \times 10^{-10} + 0.36 \times 10^{-10})^2}} = 13.60 \times 10^8 \dots (5-115)$$

● 流木の衝撃力

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 4.3

※流木の樹種は表-5.6 よりスギを想定し、表-2.16 に示さ
れる密度、弾性係数、ポアソン比を用いた。

$$n_1 = \frac{1}{589} = 0.00169 \dots (5-116)$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 5.20^2}{4 \times 0.00169 \times 13.60 \times 10^8} \right)^{2/5} = 1.17 \times 10^{-2} \dots (5-117)$$

$$\beta = \left(\frac{589}{41,322.06} \times 5.20^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.770 \dots (5-118)$$

$$P_w = 0.770 \times 13.60 \times 10^8 \times (1.17 \times 10^{-2})^{3/2} = 1,325.28 \times 10^3 \text{N} = 1,325.28 \text{kN} \dots (5-119)$$

従って、単位幅当りの衝撃力は次式により、 $P_2 = 365.09 \text{kN/m}$ となる。

$$P_2 = 1,325.28 \text{kN} / 3.63 \text{m} = 365.09 \text{kN/m}$$

iv) 衝撃力の設定

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

従って、以下のとおりとなり、土石流衝撃力は、流木の衝撃力 P_2 (365.09kN/m) を採用する。

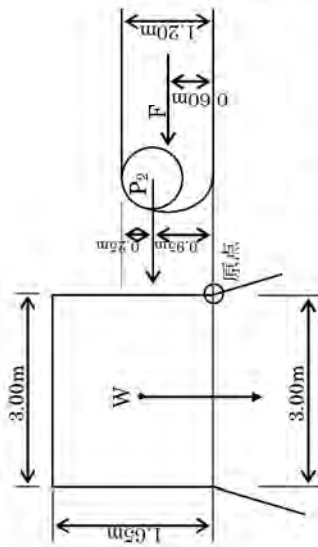
$$P_1 = 65.29 \text{kN/m} < P_2 = 365.09 \text{kN/m} \dots (5-120)$$

⇒ 採用

v) 袖部に作用する設計外力

砂防堰堤の袖部には、図-5.28 に示す設計外力が加わる。

流木は図-5.29 に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流波高が流木直径より小さい場合は、流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。



F : 土石流流体力 (56.66kN/m)
P₂: 土石流衝撃力 (365.09kN/m)

図-5.28 袖部に作用する設計外力

袖部の自重 W は、5.12.1(3)と同様の方法で算出する。

$$W = W_c B H \dots (5-121)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 1.65 = 111.67 \text{ kN/m}$$

W : 袖部における単位幅当りの砂防堰堤の自重 (kN/m)

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

B : 本体の天端幅 (3.00m)

H : 袖部の平均高さ (1.65m)

表-5.23 袖部に作用する設計外力

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
袖部自重	W	111.67		1/2×3.00	1.50	167.51
土石流衝撃力	P ₂		365.09	1.20-1/2×0.50	0.95	346.84
土石流流体力	F		56.66	1/2×1.20	0.60	34.00
合計		111.67	421.75			548.35

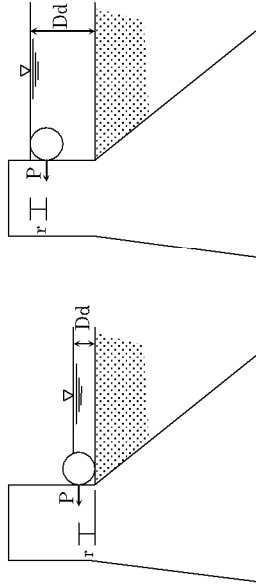


図-5.29 袖に対する流木の衝突荷重

vi) せん断摩擦安全率 (n) の検討

i) から v) までの検討に基づくと、せん断摩擦安全率 (n) は 4 以上となる。

$$n = \frac{f \cdot V + \tau_c \cdot L}{H} = \frac{0.7 \times 111.67 + 2.760 \times 3.00}{421.75} = 19.82 > 4.0 \quad \text{OK}$$

・・・ (5-122)

2) 袖部の補強に関する検討

袖部と本体の境界面上に作用する応力は以下の通りとなる。

$$x = \frac{M}{V} = \frac{548.35}{111.67} = 4.91\text{m} \quad \dots (5-123)$$

$$e = x - \frac{1}{2} B = 4.91 - \frac{1}{2} \times 3.00 = 3.41\text{m} \quad \dots (5-124)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (5-125)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{111.67}{3.00} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{3.41}{3.00} \right) \right\} = 291.09\text{kN/m}^2 < 6,750\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (5-126)

●コンクリートのせん断強度

ダムコンクリートについて、せん断強度は、圧縮強度のおよそ 1/5 である。

…コンクリート標準示方書[ダムコンクリート編]2002 年 P. II-8

単位：N/mm²

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

…コンクリート標準示方書[設計編]平成 8 年 P.22

・設計基準強度 18N/mm² の場合のせん断強度 τ_c

$$\tau_c = \frac{f'_{cd}}{5} = \frac{13,800}{5} = 2,760\text{ kN/m}^2$$

●コンクリートの許容圧縮応力度・許容曲げ引張応力度

・許容圧縮応力度 σ'_{ca}

$$\sigma'_{ca} \leq \frac{f'_{ck}}{4} \quad (\leq 5,400\text{ kN/m}^2)$$

・許容曲げ引張応力度 σ_{ca}

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

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

$$\sigma_{\min} = \frac{111.67}{3.00} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{3.41}{3.00} \right) \right\} = -216.64 \text{ kN/m}^2 > -337.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (5-127)

以上の結果から、打ち継ぎ部の強度をコンクリートと同様にするという条件が前提であるが、鉄筋等による補強は不要と判断できる。

…コンクリート標準示方書[設計編] 平成 8 年 P.219

・設計基準強度 18N/mm^2 の場合の許容圧縮応力度 σ'_{ca}

$$\sigma'_{ca} = \frac{f'_{ck}}{4} = \frac{18,000}{4} = 4,500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} < \sigma'_{ca} \times 1.5 = 4,500 \times 1.5 = 6,750 \text{ kN/m}^2$$

・設計基準強度 18N/mm^2 の場合の許容曲げ引張応力度 σ_{ca}

$$\sigma_{ca} = \frac{f'_{ck}}{80} = \frac{18,000}{80} = 225 \text{ kN/m}^2$$

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

5.1.3 前庭保護工の設計

砂防堰堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による本体の破壊を防がなければならぬ。前庭保護工の方式には、副堰堤、水叩き、側壁護岸などが考えられ、堰堤基礎及びその下の河床・溪岸の状況により、適切な方式を選定する。

本設計では、水叩き方式を選定した。

なお、本設計では土石流が袖を越流すると予想されることから、水叩き厚、水叩き長の設計は、土石流ピーク流量に対する越流水深を用いる。

5.1.3.1 副堰堤の位置

副堰堤の位置は、経験式を用いて求める。

経験式

$$L = (1.5 \sim 2.0) (H_1 + h_3) = (1.5 \sim 2.0) (8.3 + 1.5) = 14.7 \sim 19.6 \text{ m} \quad \dots (5-128)$$

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

H₁ : 水叩き天端、または基礎岩盤面からの主堰堤の高さ (m)

h₃ : 土石流ピーク流量に対する越流水深 (1.5m)

以上より、主、副堰堤間の長さLは、本事例では0.5m単位で切り上げるものとし、20.0mを採用した。

5.1.3.2 水叩き厚

水叩き厚は、経験式を用いて求める。

経験式

$$t = 0.2 (0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) = 0.2 \times (0.6 \times 8.3 + 3 \times 1.5 - 1.0) = 1.7 \text{ m} \quad \dots (5-129)$$

t : 水叩き厚 (m)

H₁ : 水叩き天端からの主堰堤の高さ (m)

h₃ : 土石流ピーク流量に対する越流水深 (1.5m)

以上より、水叩き厚tは1.7mを採用した。

●前庭保護工

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.4

…土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料
第905号 Q&A(平成28年11月18日時点)No.35

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

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

水叩き厚を求める式には、経験式と揚圧力から求める式があり、各地整及び都道府県の運用に基づき、適正に求めること。

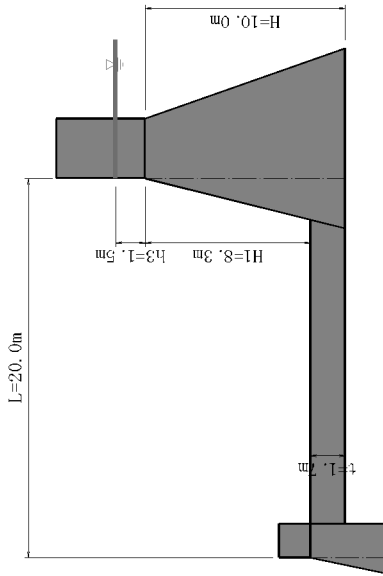


図-5.30 副堰堤の位置と水叩き厚

5.1.3.3 副堰堤の水通し断面

副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同じとすることを基本とする。したがって、本設計における副堰堤の水通し断面は本堰堤と同等とし、設計水深（0.5m）に余裕（0.6m）を加えた水通し高さ（ $0.5 + 0.6 = 1.1\text{m}$ ）、水通し幅（7.0m）、袖小口勾配（1 : 0.5）の断面とする。

なお、副堰堤の下流側では、別途侵食防止工による処理を行う。

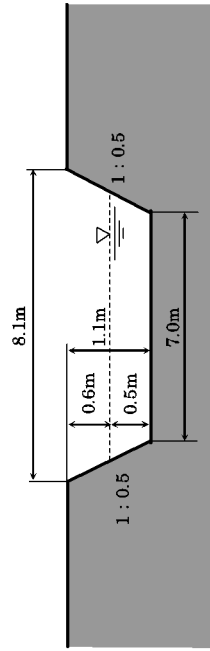


図-5.31 水通し断面

5.1.3.4 副堰堤の天端幅

副堰堤の天端幅は、水叩き厚に合わせ 1.7m とした。

ケース5：流木整備率のみが100%を下回る溪流の最下流に設置された
既設不透過型砂防堰堤における流木対策—

6. ケース5:流木整備率のみが100%を下回る渓流の最下流に設置された既設不透過型砂防堰堤における流木対策

6.1 はじめに

事務連絡「流木対策における既設砂防堰堤の有効活用に関する具体的手法について（平成29年10月20日）」が発出されたことを受け、「ケース5:流木整備率のみが100%を下回る渓流の最下流に設置された既設不透過型砂防堰堤における流木対策」を作成した。

当ケースでは、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）、平成19年3月」及び「土石流・流木対策設計技術指針、平成19年3月」に基づき、土砂・流木整備率100%を満足させるべく、計画基準点に計画・設計・建設された既設不透過型砂防堰堤を対象としている。

ここで、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」及び「土石流・流木対策設計技術指針」が平成28年4月に改定され、不透過型砂防堰堤だけでは土砂とともに流出する流木等を全量捕捉することができず、一部は下流へ流出するものとして計画・設計することが示された。よって、当該流域では、土砂整備率は100%を満足しているものの、流木整備率は100%を下回る。そのため、流木整備率についても100%を満足させるために、既設堰堤本堤の水通しに流木を捕捉するための透過構造の付属施設を設置するものとした。

本事例で想定している現象は、土石流発生時に土砂と一体となって流下してきた流木のうち、不透過型砂防堰堤において土砂と分離して浮遊した流木を、付属施設が捕捉する状況を想定している。なお、付属施設が流木を捕捉する際に、付属施設には土石流が衝突することはなく、また土砂も捕捉することはなく、なおかつ透過構造であるため、後続流や洪水時の洪水流は施設を透過していくものと想定している。

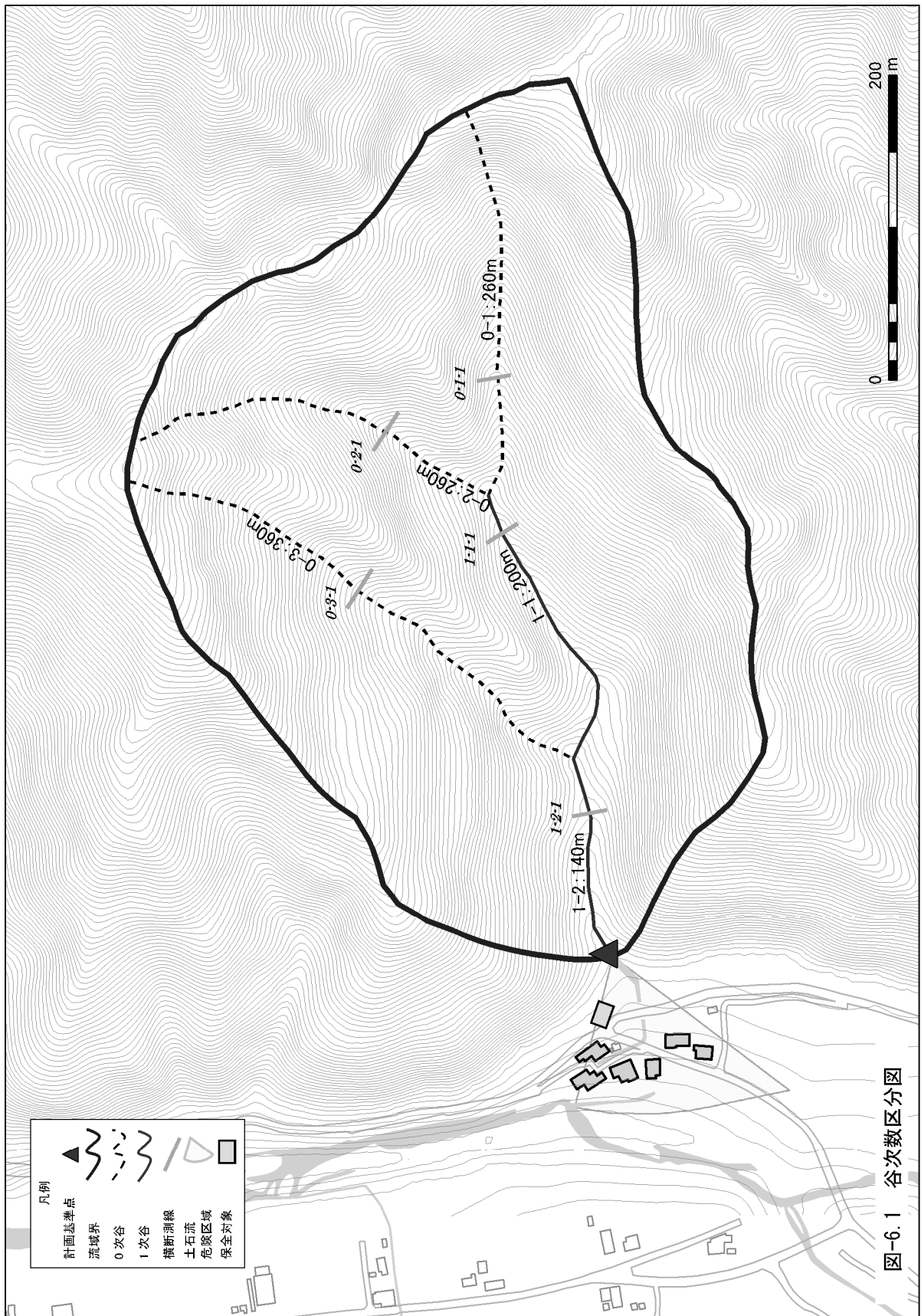


图-6.1 谷次数区分图

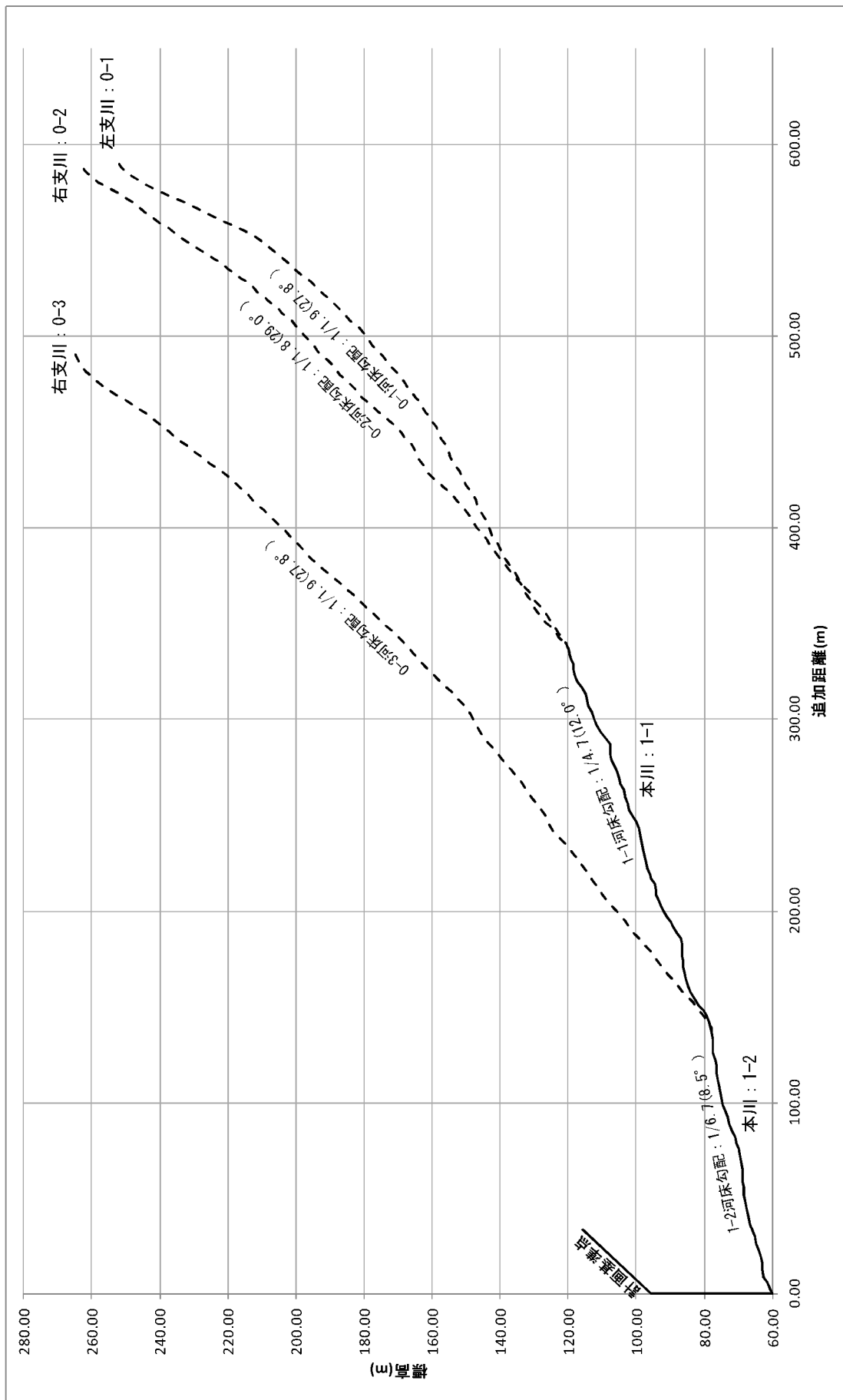


図-6.2 縦断面図

6. 2 流域概要

本流域は土石流危険渓流Ⅰに分類される渓流で、流域面積は0.15km²で計画基準点と本溪の源頭部の標高差が200m、本溪の渓流の延長が600mである。計画基準点より下流の堆積区間に田畑が広がり、人家が点在している。

溪床堆積土砂は、粒径0.10～1.2m（最大礫径(d₉₅)1.0m）で、本溪及び支溪に堆積している。また、流域内には明瞭な崩壊地形及び古い崩壊跡地などの崩壊可能土砂量を的確に推定できる崩壊地は存在しない。

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

流域の最下流（計画基準点）には、土砂・流木整備率100%を満足させるべく、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）、平成19年3月」^{※1}及び「土石流・流木対策設計技術指針、平成19年3月」^{※2}に基づき、不透過型砂防堰堤が設置されている。

表-6.1 流域概要表

流域面積	0.15km ²	最大礫径 (d ₉₅)	1.0m
支溪数	2	主要樹種	スギ
表流水の有無	無し	土石流発生実績	2回 (1969年、2004年)

6. 3 保全対象の設定

本溪流における保全対象は、土石流危険区域（土石流危険渓流および土石流危険区域調査要領（案））に基づき設定）内に存在する7戸の人家とする（図-6.1参照）。

6. 4 計画規模

計画規模は、100年超過確率とする。

計画規模の年超過確率の降雨量は P_p = 406.6mm/24h である。

6. 5 計画基準点

計画基準点は、保全対象である人家及び田畑の上流とする（図-6.1参照）。

●前提条件

当ケースでは、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）、平成19年3月」及び「土石流・流木対策設計技術指針、平成19年3月」に基づき、流域最下流に不透過型砂防堰堤が計画・設計・施工済みである。ただし、事例の説明上、計画流出量などの計画に関する内容についても示す。

※1、※2：平成28年4月に改定

●保全対象

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

●計画規模

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説2.3

●計画基準点等

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説2.4

6. 6 計画流出量

(1) 計画流出土砂量 (V_d)

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

①流域内の移動可能土砂量 ($V_{\phi 1}$)

流域内の移動可能土砂量 ($V_{\phi 1}$) は、以下の式により算出する。

$$V_{\phi 1} = V_{\phi 11} + V_{\phi 12} \dots \dots (6-1)$$

$$V_{\phi 11} = A_{\phi 11} \times L_{\phi 11} \dots \dots (6-2)$$

$$A_{\phi 11} = B_d \times D_e \dots \dots (6-3)$$

$V_{\phi 11}$: 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渓床堆積土砂量 (m^3)

$V_{\phi 12}$: 崩壊可能土砂量 (m^3)

$A_{\phi 11}$: 移動可能渓床堆積土砂の平均断面積 (m^2)

$L_{\phi 11}$: 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渓流に沿って測った距離 (m)

B_d : 土石流発生時に侵食が予想される平均渓床幅 (m)

D_e : 土石流発生時に侵食が予想される渓床堆積土砂の平均深さ (m)

上記のうち崩壊可能土砂量 ($V_{\phi 12}$) は、当流域では的確に推定することが困難であることから、0次谷の崩壊を含めた次式より算出する。

$$V_{\phi 12} \doteq \sum (A_{\phi 12} \times L_{\phi 12}) \dots \dots (6-4)$$

$$A_{\phi 12} = B_d \times D_e \dots \dots (6-5)$$

$A_{\phi 12}$: 0次谷における移動可能渓床堆積土砂の平均断面積 (m^2)

$L_{\phi 12}$: 流出土砂量を算出しようとする地点より上流域の1次谷の最上流端から流域の最遠点である分水嶺までの流路谷筋に沿って測った距離 (m)

●流出土砂量の算出方法

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 2.6.1

※ここでは、 B_d ・ D_e は、現地調査結果等により谷次数及び流路毎に設定することとした。このため、 $A_{\phi 11}$ ・ $V_{\phi 11}$ も谷次数及び流路毎に算出することとなり、流域内の移動可能土砂量 ($V_{\phi 1}$) の算出に用いる $V_{\phi 11}$ は、谷次数及び流路毎に算出した $V_{\phi 11}$ の合計とした。

●侵食幅、侵食深

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 2.6.1(1)

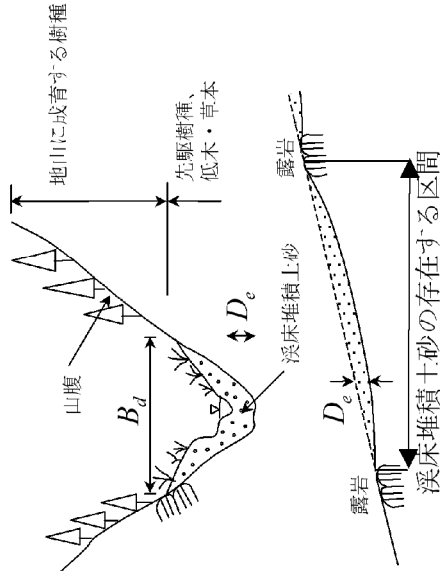


図-6.3 侵食幅、侵食深の調査方法

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

- ・ 地山の斜面勾配と渓床付近の斜面勾配との緩急
 - ・ 露岩の状況 (位置、斜面勾配等)
 - ・ 植生の生育状況 (草本、低・高木) 変化
- ※1次谷以上の谷地形を有する溪流は、1次谷の上流端から流域の最遠点までの流路谷筋を0次谷とする。

上記を踏まえ、流域内の移動可能土砂量の算出結果は表-6.2 に示すとおりである。

表-6.2 計画基準点における移動可能土砂量

地点	谷次数	流路番号	延長 L_{dy11} (m)	堆積土砂 断面積 A_{dy11} (m^2)	移動可能 土砂量 V_{dy1} (m^3)	採用 断面
計画 基準点	0次谷	0-1	260	2.0	520	0-1-1
		0-2	260	7.5	1,950	0-2-1
		0-3	360	2.5	900	0-3-1
		小計	880	—	3,370	—
	1次谷	1-1	200	12.0	2,400	1-1-1
		1-2	140	12.0	1,680	1-2-1
		小計	340	—	4,080	—
	合計				7,450	—

②「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量 ($V_{d0.2}$)

「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量は、式 (6-6) により算出する。

$$V_{d0.2} = \frac{10^3 \cdot P_p \cdot A \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) K_{f2}}{1 - K_v} \dots \dots (6-6)$$

- P_p : 計画規模の年超過確率の降雨量 (406.6mm/24h)
- A : 流域面積 (km²)
- C_d : 土石流濃度
- K_v : 空ゲキ率 (0.4) ※1
- K_{f2} : 流出補正率

土石流濃度 (C_d) は、式 (6-7) に示す平衡濃度式より算出する。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \dots \dots (6-7)$$

- C_d : 土石流濃度 (0.30 ≤ C_d ≤ 0.9 C_*)
- σ : 礫の密度 (2,600kg/m³) ※2
- ρ : 水の密度 (1,200kg/m³) ※2
- ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (35°) ※2
- θ : 現溪床勾配 (8.5°) ※3
- C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6) ※2

流出補正率 (K_{f2}) は、式 (6-8) により算出する。なお、流出補正率は流域面積によって異なるが、上限を0.5、下限を0.1とすることを基本とする。

$$K_{f2} = 0.05(\log A - 2.0)^2 + 0.05 \dots \dots (6-8)$$

- K_{f2} : 流出補正率 (0.1 ≤ K_{f2} ≤ 0.5)
- A : 流域面積 (km²)

●「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量
 ……砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説
 2.6.1(2)

※1: K_v (空ゲキ率) は 0.4 程度であり、本事例では 0.4 とした。

●土石流濃度
 ……砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説 2.6.3

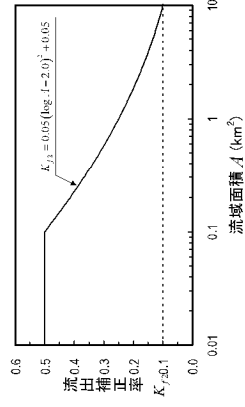
- σ : 礫の密度 (2,600kg/m³ 程度)
- ρ : 水の密度 (1,200kg/m³ 程度)
- ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (30° ~ 40° 程度であり、一般に 35° を用いてよい)

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6 程度)

※2: 礫の密度、水の密度、溪床堆積土砂の内部摩擦角、及び溪床堆積土砂の容積濃度は上記のとおりであるが、本事例では一般値を用いた。

※3: 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。ただし、計画地点から上流の 200m 区間が溪床勾配を代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。以上を踏まえ、本事例では、計画基準点上流 140m 間の勾配より現溪床勾配を設定した。

●流出補正率
 ……砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説
 2.6.1(2)



計画基準点における土石流濃度 (C_d) は、以下の通り算出される。

$$C_d = \frac{1,200 \times \tan 8.5^\circ}{(2,600 - 1,200) (\tan 35^\circ - \tan 8.5^\circ)} = 0.23$$

上記算出結果より、 $C_d < 0.30$ となるため、計画基準点における土石流濃度は $C_d = 0.30$ となる。

以上より、計画基準点における「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量の算出結果は、表-6.3 に示すとおりである。

表-6.3 計画基準点における「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量

地点	降雨量 P_p (mm/24h)	流域面積 A (km ²)	渓床勾配 θ (°)	土石流濃度 C_d	流出補正率 K_{f2}	「計画規模の土石流」に よって運搬できる土砂量 $V_{d0.2}$ (m ³)
計画 基準点	406.6	0.15	8.5	0.30	0.45	19,610

③計画流出土砂量 (V_d)

以上より、計画基準点における計画流出土砂量は、表-6.4 に示すとおりである。

表-6.4 計画基準点における計画流出土砂量

地点	流域内の 移動可能土砂量 $V_{d0.1}$ (m ³)	「計画規模の土石流」に よって運搬できる土砂量 $V_{d0.2}$ (m ³)	計画流出土砂量 V_d (m ³)
計画基準点	7,450	19,610	7,450

(2) 計画流出流木量

① 発生流木量 (V_{wy})

発生流木量は現況調査法に基づき算出する。

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

本事例では、1次谷で1箇所、0次谷で2箇所サンプリング調査を実施した。発生流木量の算出結果を表-6.5に示す。

表-6.5 発生流木量

地点	谷次数	流路番号	延長 L_{0y11} (m)	侵食幅 B_{01} (m)	100㎡当り 樹木材積※ ΣV_{wy2} ($\text{m}^3/100\text{m}^2$)	発生 流木量 V_{wy} (m^3)
計画 基準点	0次谷	0-1	260	4.0	2.51	26
		0-2	260	5.0	2.51	33
		0-3	360	5.0	1.68	30
		小計	880	—	—	89
	1次谷	1-1	200	6.0	1.72	21
		1-2	140	6.0	1.72	14
	小計	340	—	—	35	
合計						124

※ 100m^2 当たりの樹木材積の算出に当たっては、 $10\text{m} \times 10\text{m}$ の範囲内に自生する立木・倒木1本毎に樹高・胸高直径を調査結果に基づいて設定する。設定した樹高・胸高直径より、 $10\text{m} \times 10\text{m}$ の範囲内の立木・倒木1本毎に材積を算出し、その合計を 100m^2 当りの材積 (ΣV_{wy2}) とする。
例えば、樹種はスギで樹高 20m 、胸高直径 0.3m の場合、胸高係数は図-6.5より 0.47 となり、単木材積は、 $3.14 \times 20 \times 0.3^2 \times 0.47/4 = 0.66\text{m}^3$ となる。このように、 $10\text{m} \times 10\text{m}$ の範囲内の樹木1本毎に材積を算出するが、本事例では単木材積の算出過程を省略している。

② 計画流出流木量 (V_w)

計画流出流木量は、発生流木量に流木流出率 (発生した流木の谷の出口への流出率) を乗じて算出する。

流木流出率は、土石流・流木対策施設が無い場合 $0.8 \sim 0.9$ 程度であったとの報告がある。当該溪流では流木流出率の実績値がないことから、本事例における流木流出率は、最も安全側の値として一般値の最大である 0.9 とする。

$$V_w = 0.9 \times V_{wy} \\ = 0.9 \times 124 = 112 \text{ (m}^3\text{)}$$

● 現況調査法による発生流木量の算出

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 2.6.2
発生流木量は、原則として流木の発生が予想される箇所に存在する樹木、流木等の量、長さ、直径を直接的に調査する方法(「現況調査法」)を用いて算出する。

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

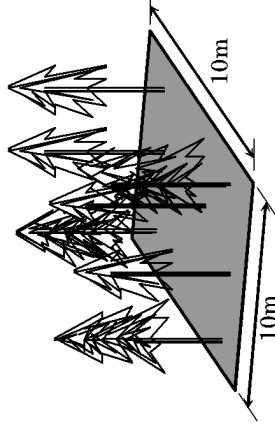


図-6.4 サンプリング範囲の例

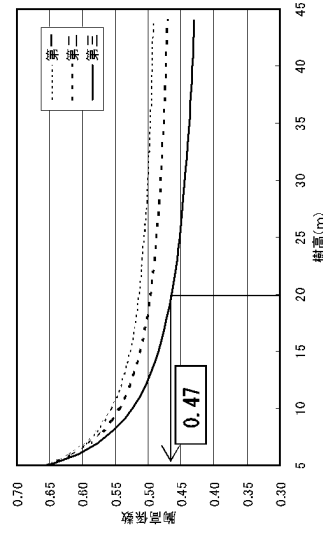


図-6.5 胸高係数

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

(備考)

(3) 計画流出量 (V)

計画流出量は、計画流出土砂量と計画流出流量の和とする。計画基準点における計画流出量は、表-6.6 に示すとおりである。

表-6.6 計画基準点における計画流出量

地点	計画流出土砂量 V_d (m ³)	計画流出流量 V_w (m ³)	計画流出量 V (m ³)
計画基準点	7,450	112	7,562

土砂収支図を図-6.6 に、流木収支図を図-6.7 に示す。

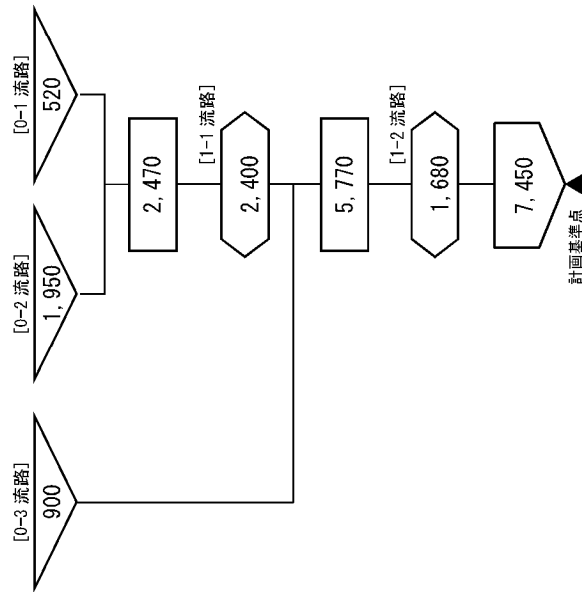
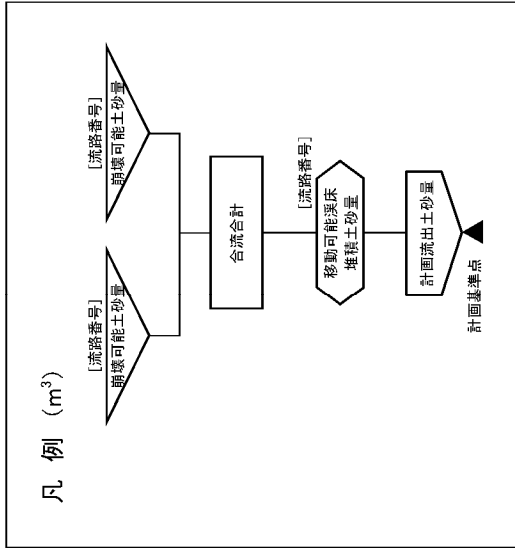
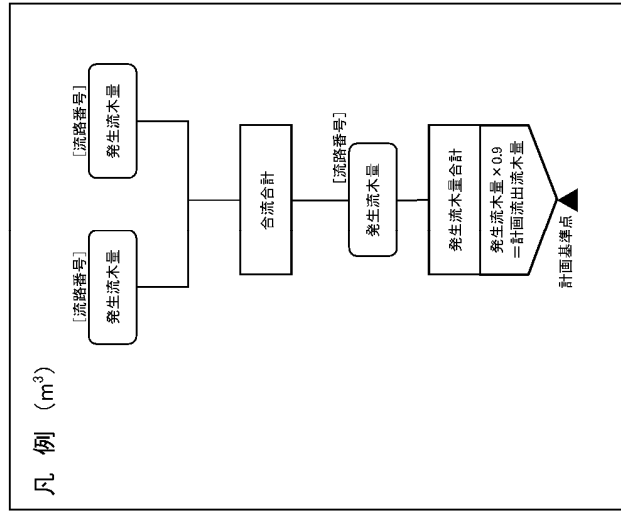


図-6.6 土砂収支図



● 計画流下許容量
 …砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説
 2.5.2

※計画流下許容量は原則として 0m³ としているが、この限りでない条件としては、以下に示すようなことが考えられる。

- ・計画基準点～保全対象の間に、土砂及び流木を堆積させることのできる容量を有する土石流・流木堆積工を配置する場合には、計画基準点～土石流・流木堆積工の間に土砂及び流木が堆積しないように十分に配慮（勾配変化点の解消、橋梁の設置を避ける等）する。

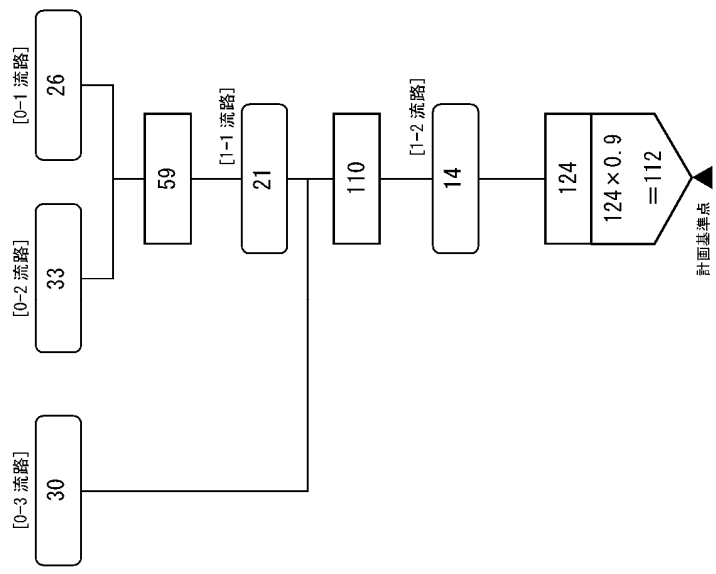


図-6.7 流木収支図

6.7 計画流下許容量

- (1) 計画流下許容土砂量 (W_d)
 当該溪流では、0m³ とする。
- (2) 計画流下許容流木量 (W_w)
 当該溪流では、0m³ とする。
- (3) 計画流下許容量 (W)
 当該溪流では、上記より 0m³ となる。

6. 8 土石流・流木処理計画

当該溪流では、地形条件や施工性（流域内への進入のし易さ等）を考慮して、可能な限り下流側に砂防設備を配置することで土石流・流木を処理する計画とされており、流域の最下流に不透過型砂防堰堤が設置されている。ここで、6. 9で後述するように、不透過型砂防堰堤だけでは流木を全量捕捉できないため、本堤の水通しに流木を捕捉するための付属施設を設置する。以上より、土石流・流木処理計画は、式(6-9)を満足するように策定する。

$$V - W - (X + Y + Z) = (V_d + V_w) - (W_d + W_w) - \{(X_d + X_{w1} + X_{w3}) + (Y_d + Y_w) + (Z_d + Z_w)\} = 0 \dots (6-9)$$

<計画基準点>

$$(X + Y + Z) \geq 7,562 \text{ m}^3$$

$$\text{施設効果量} \geq \text{計画流出量}$$

本事例では、以下の関係を満足させるよう土石流・流木処理計画を策定する。

$$(X_d + Y_d + Z_d) \geq 7,450 \dots \text{「土砂効果量} \geq \text{計画流出土砂量」}$$

$$(X_{w1} + X_{w3} + Y_w + Z_w) \geq 112 \dots \text{「流木効果量} \geq \text{計画流出流木量」}$$

V : 計画流出量 (m³) ……「6. 6 計画流出量」参照

W : 計画流下許容量 (m³) ……「6. 7 計画流下許容量」参照

X : 土石流・流木対策施設の計画捕捉量 (m³) ……「6. 9. 3 施設効果量の算出」参照

Y : 土石流・流木対策施設の計画堆積量 (m³) ……「6. 9. 3 施設効果量の算出」参照

Z : 土石流・流木対策施設の計画発生(流出)抑制量 (m³) ……「6. 9. 3 施設効果量の算出」参照

V_d : 計画流出土砂量 (m³) ……「6. 6(1) 計画流出土砂量」参照

V_w : 計画流出流木量 (m³) ……「6. 6(2) 計画流出流木量」参照

W_d : 計画流下許容土砂量 (m³) ……「6. 7(1) 計画流下許容土砂量」参照

W_w : 計画流下許容流木量 (m³) ……「6. 7(2) 計画流下許容流木量」参照

X_d : 計画捕捉土砂量 (m³) ……表-6. 7 参照

X_{w1} : 既設堰堤不透過部の計画捕捉流木量 (m³) ……表-6. 7 参照

X_{w3} : 付属施設の計画捕捉流木量 (m³) ……表-6. 7 参照

Y_d : 計画堆積土砂量 (m³) ……表-6. 7 参照

Y_w : 計画堆積流木量 (m³) ……表-6. 7 参照

Z_d : 計画土石流発生(流出)抑制量 (m³) ……表-6. 7 参照

Z_w : 計画流木発生抑制量 (m³) ……表-6. 7 参照

●土石流・流木処理計画

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編) 解説 第3節

●流木対策における既設砂防堰堤の有効活用

…事務連絡「流木対策における既設砂防堰堤の有効活用に関する具体的手法について(平成29年10月20日)」

6.9 土石流・流木対策施設配置計画

6.9.1 施設配置計画

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

当該流域においては、土砂・流木整備率 100%を満足させるべく、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）、平成 19 年 3 月」及び「土石流・流木対策設計技術指針、平成 19 年 3 月」に基づき、計画基準点に不透過型砂防堰堤（堤高 H=12.0m）1 基が建設されている。

ここで、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」及び「土石流・流木対策設計技術指針」が平成 28 年 4 月に改定され、不透過型砂防堰堤だけでは土砂とともに流出する流木等を全量捕捉することができず、一部は下流へ流出するものとして計画・設計することが示された。よって、当溪流では、既設不透過型堰堤で計画流出土砂量を全量処理できることから土砂整備率は 100%を満足しているものの、流木整備率は 100%を下回る。

当溪流において、流木整備率についても 100%を満足させるためには、既設砂防堰堤を切り欠くか、またはかさ上げし鋼管等の透過構造の部材を設置することによる透過型砂防堰堤への改良や、前庭保護工や本堤水通しに流木止めを設置することが考えられる。

当ケースでは、現場状況より、透過型砂防堰堤への改良が困難である。また、前庭保護工への流木捕捉工の設置では必要な流木捕捉量を確保することができず、既設堰堤の前庭保護工部の拡幅及び延長は地形条件から困難である。

ここで、当ケースでは、事務連絡「流木対策における既設砂防堰堤の有効活用に関する具体的な手法について（平成 29 年 10 月 20 日）」の別添資料「既設の不透過型砂防堰堤の水通しに流木を捕捉するための付属施設を設置する計画および設計の考え方」を適用するための条件（右記参照）を、以下に示すように全て満たす。

ア：土石流の捕捉を目的とした土砂整備率 100%を満足する流域最下流の堰堤である。

イ：堰堤高は H=12.0m であり、15m 未満である。

ウ：付属施設の高さは 2.0m であり（6.1.3 参照）、水通し断面の高さ（2.7m）を超えない。

エ：当流域には洪水時の流木発生源となる溪畔林が少なく、洪水時（土石流は発生していない状況）に多量の流木が流出するおそれのない流域と言える。

よって、当ケースでは、既設不透過型砂防堰堤の水通しに、流木を捕捉することを目的とした透過構造の付属施設（以下、付属施設とする）を設置することが最も合理的である。

● 土石流・流木対策施設配置計画
…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説
第 4 節

● 不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量
…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説
3.2.2(2)

● 流木対策における既設砂防堰堤の有効活用
…事務連絡「流木対策における既設砂防堰堤の有効活用に関する具体的な手法について（平成 29 年 10 月 20 日）」

既設の不透過型砂防堰堤の水通しに、流木を捕捉することを目的とした透過構造の付属施設を設置する場合の計画・設計の考え方は、上記事務連絡及び別添資料「既設の不透過型砂防堰堤の水通しに流木を捕捉するための付属施設を設置する計画および設計の考え方」を参照する。なお、当考え方は、次のア～エの条件を全て満たす場合に限り適用する。

ア) 土石流の捕捉を目的とした、溪流の土砂整備率 100%を満たす最下流の堰堤であること。

イ) 堰堤高が 15m 未満であること。

ウ) 上記事務連絡の別添資料に従って設計した付属施設の高さが、設置しようとする堰堤の水通し断面の高さを超えないこと。

エ) 洪水時（土石流は発生していない状況）に多量の流木が流出するおそれのない流域に設置される堰堤であること。

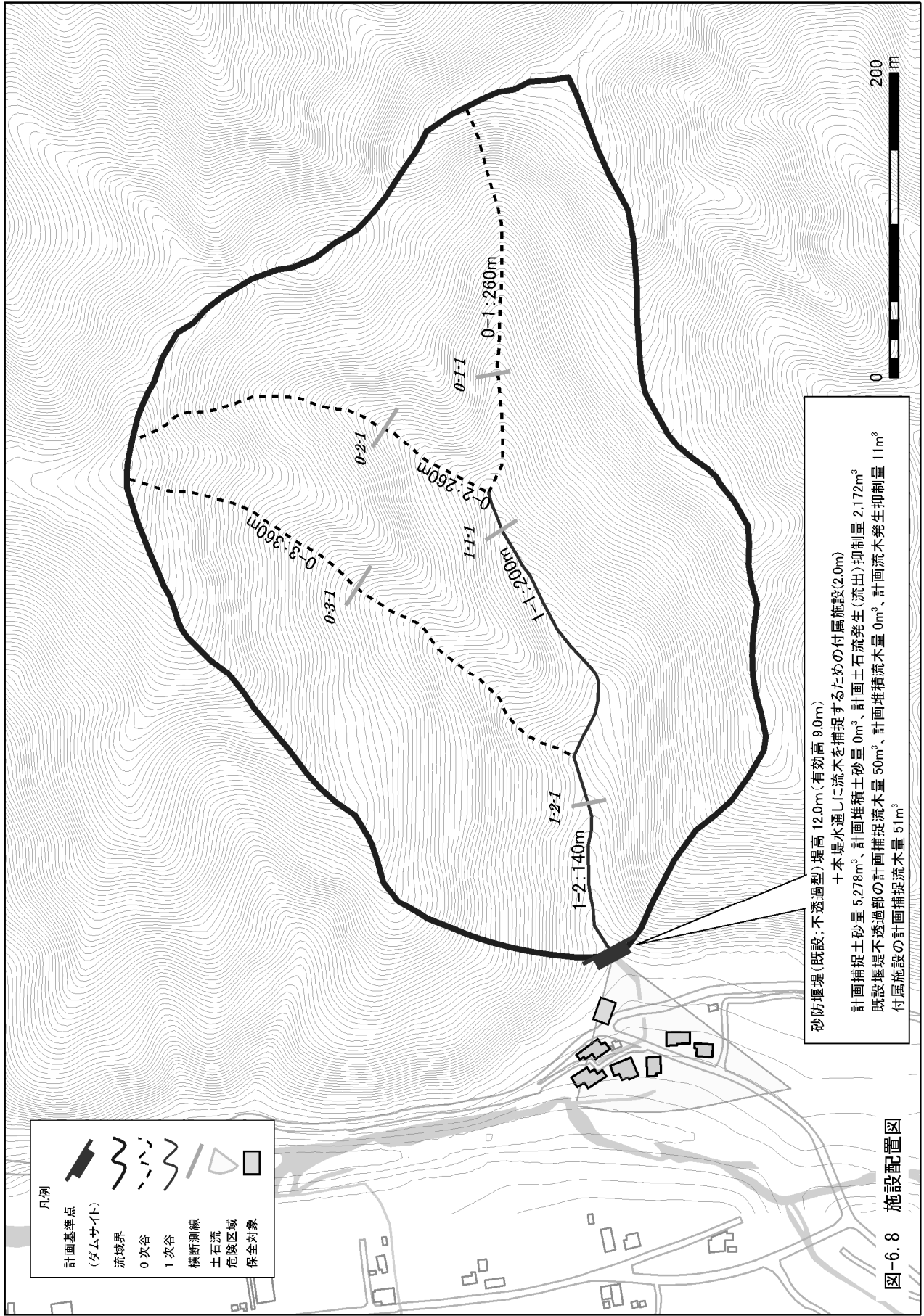
以上を踏まえ、既設不透過型砂防堰堤の水通しに付属施設を設置することにより、流木整備率についても 100%を満足させるものとする（図-6.8 参照）。これにより、当該施設は、土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の砂防堰堤となる。

計画基準点の既設不透過型砂防堰堤の水通しに付属施設を設置 ——— 1 基

6.9.2 付属施設の基本的な考え方

不透過型砂防堰堤では、土石流発生時に土砂と一体となって流下してきた流木の一部分が、土砂と分離して浮遊し下流へ流出するおそれがある。当ケースにおける付属施設は、このような現象が発生した際に、既設の不透過型砂防堰堤では捕捉できない流木を捕捉することを目的として設置する。

不透過型砂防堰堤において土砂と分離して浮遊した流木を、付属施設が捕捉する際には、付属施設には土石流が衝突することはなく、また土砂も捕捉することはなく、なおかつ透過構造であるため、後続流や洪水時の洪水時の洪水流は付属施設を透過していくものと想定する。



凡例	
	計画基準点 (ダムサイト)
	流域界
	0次谷
	1次谷
	横断測線
	土石流
	危険区域
	保全対象

砂防堰堤(既設): 不透過型) 堤高 12.0m (有効高 9.0m)
 + 本堤水通しに流木を捕捉するための付属施設(2.0m)
 計画捕捉土砂量 5,278m³、計画堆積土砂量 0m³、計画土石流発生(流出)抑制量 2,172m³
 既設堰堤不透過部の計画捕捉土砂量 50m³、計画堆積土砂量 0m³、計画流木発生抑制量 11m³
 付属施設の計画捕捉土砂量 51m³

図-6.8 施設配置図

6. 9. 3 施設効果量の算出

当該砂防施設は不透過型砂防堰堤であり、除石により平常時堆砂勾配を維持する計画とされており、計画堆積量を確保しない。そのため、既設堰堤の不透過部における施設効果量は、計画捕捉量及び計画発生(流出)抑制量となる*。

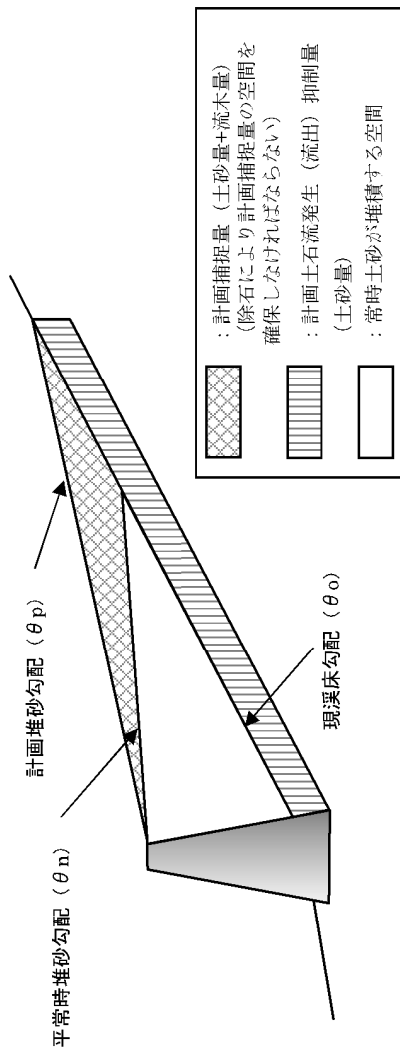


図-6.9 不透過型砂防堰堤の施設効果量

当ケースの計画流出量は、前述のとおり $7,562\text{m}^3$ であり、既設不透過型砂防堰堤の堤高は 12.0m (有効高は 9.0m) で土砂効果量は $7,450\text{m}^3$ であるため、土砂整備率 100% を満足している。

- 計画流出土砂量: $7,450(\text{m}^3)$
- 計画流出流木量: $112(\text{m}^3)$
- 計画流出量: $7,562(\text{m}^3)$

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に移動可能溪床堆積土砂が存在する場合に計上する。

計画土石流発生(流出)抑制量は、計画堆砂延長に移動可能溪床堆積土砂断面積を乗じて算出する。

$$\begin{aligned}
 & \text{計画土石流発生(流出)抑制量} \\
 &= \text{計画堆砂延長} \times \text{移動可能溪床堆積土砂断面積} \cdots (6-10) \\
 &= 181 \times 12.0 = 2,172(\text{m}^3)
 \end{aligned}$$

※別途、本堤水通しに付属施設を設置して計画捕捉流量を評価する。

本事例の既設砂防堰堤の基礎根入れは 3.0m である。

- 計画土石流発生(流出)抑制量
 - …砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 3.4.1
- 本事例では、計画堆砂勾配を現溪床勾配の $2/3$ 倍とし、幾何的に計画堆砂延長を求めた。
また、計画堆砂範囲(1-1)及び 1-2 流路に該当)における移動可能溪床堆積土砂断面積は、表-6.2 より 12.0m^2 である。

②計画流木発生抑制量

計画流木発生抑制量は、平常時堆砂面を有する場合、平常時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に存在する倒木、流木等の量について計上する。

$$\begin{aligned} \text{計画流木発生抑制量} &= \text{平常時堆砂延長} \times 100\text{m}^2 \text{ 当りの樹木材積} \dots (6-11) \\ &\quad \times \text{侵食幅} \times \text{流木流出率} / 100 \\ &= 121 \times 1.72 \times 6.0 \times 0.9 / 100 = 11(\text{m}^3) \end{aligned}$$

③計画捕捉土砂量

不透過型砂防堰堤における計画捕捉土砂量は、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-6.9に示す網掛けの空間）で捕捉させる土砂量である。

計画捕捉土砂量は、下記④で算出される計画捕捉量と計画捕捉流木量の差分として算出する。

$$\begin{aligned} \text{計画捕捉土砂量} &= \text{計画捕捉量} - \text{計画捕捉流木量} \dots (6-12) \\ &= 5,328 - 50 = 5,278(\text{m}^3) \end{aligned}$$

●計画流木発生抑制量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 3.4.2
本事例では、平常時堆砂勾配を現溪床勾配の 1/2 倍とし、幾何的に平常時堆砂延長を求めた。

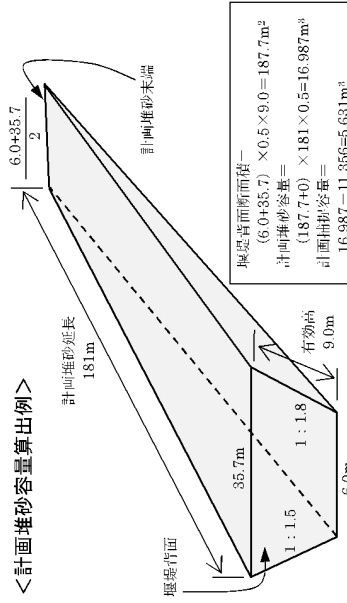
また、平常時堆砂範囲(1-2 流路に該当)における 100m² 当りの樹木材積及び侵食幅は、表-6.5 よりそれぞれ 1.72m³/100m² 及び 6.0m である。

流木流出率は 6.6(2)で前述のように 0.9 である。

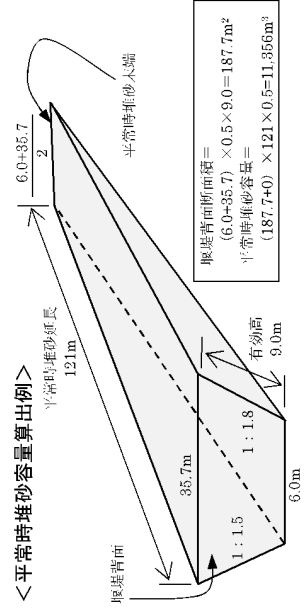
●計画捕捉容量

本事例では、以下に示す堆砂形状を想定し、幾何的に計画堆砂容量と平常時堆砂容量を算出した。その差分をとることで、計画捕捉容量を算出した。ここで、計画捕捉容量が、後述のとおり算出される計画捕捉量を上回るように、堤高を設定する。

<計画堆砂容量算出例>



<平常時堆砂容量算出例>



※上図（計画堆砂容量算出例図及び平常時堆砂容量算出例図）は幾何的に同時に存在し得ないが、本事例では相当簡易化した方法で計画捕捉容量を近似的に算出している。実際には詳細な地形データを基に施設効果を算出すること。

- 計画捕捉流量
 - …砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 3.2.2
 - ・式（6-13）：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量の割合から計画捕捉流量を求めめる方法
 - ・式（6-14）：本堰堤の計画捕捉量に占める計画捕捉流量の割合から計画捕捉流量を求めめる方法

※本事例では $\alpha = 0.5$ とした。
 ※対象流域では流木の捕捉事例がないことから、本事例では $K_{w1} = 2\%$ とした。

- 流木容積率の算出
 - …砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 国総研資料第 904 号 Q&A No. 33（平成 28 年 11 月 18 日時点）

④ 既設堰堤不透過部の計画捕捉流量

不透過型砂防堰堤の計画捕捉流量は、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} ）が 4%未満の場合は式（6-13）より、 K_{w0} が 4%以上の場合は式（6-14）より求められる。

$$X_{w1} = K_{w0} \times X \times (1 - \alpha) \dots (6-13)$$

$$X_{w1} = K_{w1} \times X \dots (6-14)$$

X ：土石流・流木対策施設の計画捕捉量（ m^3 ）

X_{w1} ：本堰堤の計画捕捉流量（ m^3 ）

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）※※

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} ）は、本堰堤で見込まれる計画発生（流出）抑制量を差し引くとともに、本堰堤の計画地点より上流の砂防堰堤等の効果量も差し引いて算出する。

$$\begin{aligned} \text{流木容積率} &= (\text{計画流出流量} - \text{計画流木発生抑制量}) \dots (6-15) \\ & \quad / (\text{計画流出量} - \text{計画発生(流出)抑制量}) \\ &= (112 - 11) / (7,562 - 2,183) = 1.9(\%) \end{aligned}$$

よって、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} ） $< 4\%$ となることから、当ケースの計画捕捉流量は、式（6-13）より算出する。

式 (6-13) における計画捕捉流量は、計画捕捉量を算出 (右記参照) した上で、以下のとおり算出される。

$$\begin{aligned} \text{計画捕捉流量} &= \text{計画捕捉量} \times \text{流木容積率} \times (1 - \text{流木の流出率}) \cdots (6-16) \\ &= 5,328 \times 0.019 \times (1 - 0.5) = 50 \end{aligned}$$

以上より、当ケースにおける計画捕捉量は 5,328m³、既設堰堤不透過部の計画捕捉流量は 50m³となる。

● 計画捕捉量の算出
 計画捕捉量(X)=計画捕捉土砂量(X_d)+計画捕捉流量(X_{wj})であるため、式(6-13)における計画捕捉量は、
 $X = X_d / (1 - K_{w0}(1 - \alpha))$ より求められる。

計画捕捉土砂量(X_d)は、計画流出土砂量(V_d)から上記①で算出された計画土石流発生(流出)抑制量(Z_d)を差し引いた5,278m³である。よって、

$$X = 5,278 / (1 - 0.019 \times (1 - 0.5)) = 5,328 \text{m}^3 \text{となる。}$$

なお、式(6-16)では、表記上数値を丸めた流木容積率を記載しているが、計画捕捉流量の算出には、式(6-15)より算出された丸めていない流木容積率を用いている。

● 式(6-13)における計画捕捉量 (参考)

$$\begin{aligned} X_{wj} &= \frac{K_{w0} \times X \times (1 - \alpha)}{K_{w0} \times (X_d + X_{wj}) \times (1 - \alpha)} \\ X_{wj} &= \frac{K_{w0} \times (1 - \alpha) \times X_d + K_{w0} \times (1 - \alpha) \times X_{wj}}{K_{w0} \times (1 - \alpha) \times X_d} \\ (1 - K_{w0}) \times X_{wj} &= \frac{K_{w0} \times (1 - \alpha) \times X_d}{1 - K_{w0} \times (1 - \alpha)} \times X_d \\ X &= \frac{X_d - X_{wj}}{X_d + \frac{K_{w0} \times (1 - \alpha)}{1 - K_{w0} \times (1 - \alpha)} \times X_d} \\ X &= \frac{1 - K_{w0} \times (1 - \alpha)}{1 - K_{w0} \times (1 - \alpha)} \times X_d \end{aligned}$$

● 式(6-14)における計画捕捉量 (参考)

$$\begin{aligned} X_{wj} &= \frac{K_{w0} \times X}{K_{w0} \times (X_d + X_{wj})} \\ X_{wj} &= \frac{K_{w0} \times X_d + K_{w0} \times X_{wj}}{K_{w0} \times X_d} \\ (1 - K_{w0}) \times X_{wj} &= \frac{K_{w0} \times X_d}{1 - K_{w0}} \times X_d \\ X_{wj} &= \frac{X_d + X_{wj}}{X_d - \frac{K_{w0}}{1 - K_{w0}} \times X_d} \\ X &= \frac{1 - K_{w0} + K_{w0}}{1 - K_{w0}} \times X_d \\ X &= \frac{1}{1 - K_{w0}} \times X_d \end{aligned}$$

⑤付属施設の計画捕捉流木量

上記の②、④より既設不透過型砂防堰堤の流木効果量は、 61m^3 （計画流木発生抑制量： 11m^3 、計画捕捉流木量： 50m^3 ）である。ここで、計画流出流木量は 112m^3 であるため、 51m^3 （ $112\text{m}^3 - 61\text{m}^3$ ）が本堤で捕捉できない流木量である。

そのため、本事例では、6. 9. 1 で前述のように、整備率 100%を満足させるために、本堤水通しに付属施設を設置し、既設不透過型堰堤では不足している流木効果量（ 51m^3 ）を確保するものとする。

付属施設が捕捉することのできる流木量の上限値は、付属施設の高さで水平に湛水が生じた場合の湛水面を流木が一層で堆積すると仮定して算定する（図-6.10）。なお、付属施設の計画捕捉流木量は、副堰堤等に流木止めを設置する場合と同様に、掃流区間の計画捕捉流木量の算出式を参考にして、湛水池の面積に流木の平均直径を乗じることで算出する。

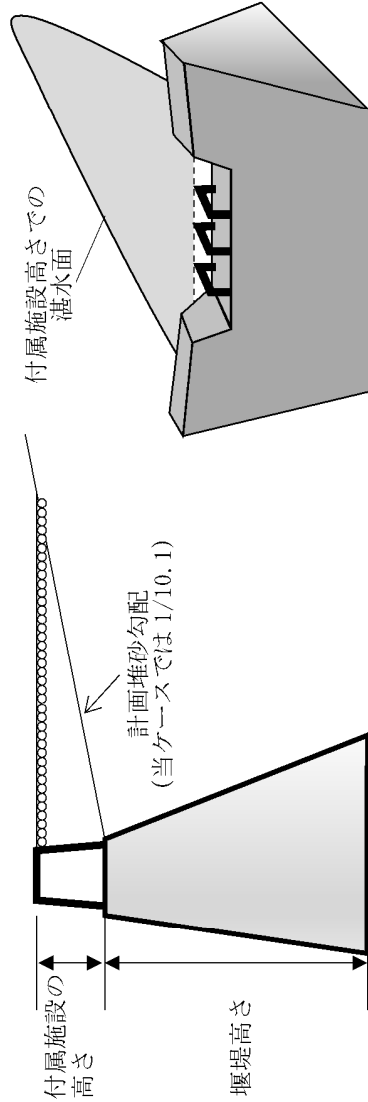


図-6.10 付属施設が捕捉することのできる流木量の上限値の算出の考え方

当ケースでは、付属施設高さでの湛水面の全幅で流木を捕捉すると想定した。また、その際に生じる湛水池の形状は、付属施設背面の湛水面を下底、湛水末端における堆砂幅を上底、湛水延長を高さとする台形と仮定した。よって、付属施設高さでの湛水面の面積は、以下のとおり算出される。

$$\begin{aligned} \text{付属施設高さでの} &= (\text{付属施設背面の湛水幅} + \text{湛水末端の堆砂幅}) \dots (6-17) \\ \text{湛水面の面積} &\quad \times 0.5 \times \text{湛水延長} \\ &= (42.3 + 32.4) \times 0.5 \times 20.2 = 754.5\text{m}^2 \end{aligned}$$

●（参考）掃流区間の計画捕捉流木量
…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 3.2.2

●付属施設高さでの湛水面の面積
堰堤地点の河道形状は、河道幅は 6.0m 、左岸側溪岸勾配が $1 : 1.8$ 、右岸側溪岸勾配が $1 : 1.5$ である。また、既設不透過型堰堤の有効高は 9.0m 、付属施設の高さは $6.13.1$ で後述するようには 2.0m であるため、付属施設背面の湛水幅は、
 $(1.5 + 1.8) \times 11.0 + 6.0 = 42.3\text{m}$ と算出される。
また、湛水延長は、既設不透過型堰堤の水通し天端上流

流木の平均直径 (R_{wa}) は 6. 2 で前述のように 30cm であることから、付属施設の計画捕捉流木量は、以下のとおり算出される。

$$\begin{aligned} \text{付属施設の} &= \text{付属施設高さでの湛水面の面積} && \dots (6-18) \\ \text{計画捕捉流木量} &\times \text{流木の平均直径} \end{aligned}$$

$$= 754.5 \times 0.3 = 226\text{m}^3$$

ただし、付属施設の計画捕捉流木量は、計画流出流木量のうち既設の不透過型堰堤では捕捉できない流木量と、式 (6-18) で算出された付属施設が捕捉することのできる上限値とを比較し、小さい方とする。

既設の不透過型堰堤で捕捉できない流木量 (51m³) <

付属施設が捕捉することのできる流木量の上限値 (226m³)

よって、付属施設の計画捕捉流木量は 51m³ となる。

端を起点とする計画堆砂線 ($\theta_p=1/10.1$) と、付属施設の高さの水平線の交点から付属施設までの距離であるため、

$$2.0 \times 10.1 = 20.2\text{m} \text{ と算出される。}$$

さらに、湛水末端の堆砂幅は、堰堤地点で想定している河道形状が湛水区間で連続していると仮定し、湛水延長分だけ上流側 (元河床からの堆砂高は 8.0m) の堆砂幅であるため、

$$(1.5 + 1.8) \times 8.0 + 6.0 = 32.4\text{m} \text{ と算出される。}$$

なお、当事例では湛水面の形状を相当簡易化した方法で近似的に設定しているが、実際には詳細な地形データ等を基に CAD 計測するなど適切に設定する必要がある。

⑥整備率

以上を踏まえ、当該砂防堰堤の施設効果を表-6.7に示す。

表-6.7 土石流・流木捕捉工の施設効果

CASE	堰位置	堰高 H(m)	付属施設の高さ Hs(m)	計画土石流発生(流出)抑制量 (m ³)	計画流水発生抑制量 (m ³)	流木捕捉率 (%)	計画捕捉水量 (m ³)	計画補給水量 (m ³)	計画補給土砂量 (m ³)	付属施設の効果		施設効果 (m ³)	
										計画捕捉水量 (m ³)	計画補給土砂量 (m ³)		
5	不透過	12.0	2.0	2,172	11	1.9%	0	0	51	5,278	7,450	112	7,562

計画基準点における整備率は、以下のとおりであり、既設堰堤の水通しに付属施設を設置することにより、土砂・流木整備率100%を満足する。

$$\text{土砂整備率} = \text{土砂効果量} / (\text{計画流出土砂量} - \text{計画流下許容土砂量}) \times 100(\%) \quad \dots (6-19)$$

$$= 7,450 / (7,450 - 0) \times 100 = 100.0\%$$

$$\text{流木整備率} = \text{流木効果量} / (\text{計画流出流木量} - \text{計画流下許容流木量}) \times 100(\%) \quad \dots (6-20)$$

$$= 112 / (112 - 0) \times 100 = 100.0\%$$

$$\text{整備率} = \text{施設効果量} / (\text{計画流出量} - \text{計画流下許容量}) \times 100(\%) \quad \dots (6-21)$$

$$= 7,562 / (7,562 - 0) \times 100 = 100.0\%$$

6. 10 除石(流木の除去を含む)計画

除石(流木の除去を含む)には、土石流発生後等の緊急的に実施する「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)」とがある。

堰堤形式に関わらず、除石により計画捕捉量を確保する必要があるため、以下の考え方に基づき、搬出路を含め、あらかじめ除石方法を検討しておくものとする。

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。

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な点検を行い、その結果、土石流・流木処理計画に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を除石(流木の除去を含む)を実施する。

なお、除石は直下から行わず、原則として上流から実施する。

●除石(流木の除去を含む)計画

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編) 解説第5節

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編) 解説 国総研資料 第904号 Q&A No.31 (平成28年11月18日時点)

※除石計画は、土石流・流木対策施設配置計画と並行して検討する必要がある。

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

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

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編) 解説 国総研資料 第904号 Q&A No.45 (平成28年11月18日時点)

※管理用道路は必ずしも必要ではなく、仮設道路等でも可能と考えられるが、実行可能な除石計画である必要がある。そのため、どのような手段で土砂(流木を含む)を除去し、どのように運搬しておくかをあらかじめ決めておく必要がある。

6. 1 1 設計の諸元

表-6.8 設計諸元

項目	諸元	備考
流域面積	$A=0.15\text{km}^2$	
渓床勾配	$I = \tan \theta = 1/6.7 \quad \theta = 8.5^\circ$ [$I > 1/30$ のため土石流区域]	堰堤地点
24時間雨量 (計画規模)	$P_{24} = 406.6\text{mm}/24\text{hr}$	
" (既往最大)	$P_{24} = 350.0\text{mm}/24\text{hr}$	
最大礫径	$d_{95} = 1.0\text{m}$	
渓床堆積土砂の内部摩擦角	$\phi = 35^\circ$	
水の密度	$\rho = 1,200\text{kg/m}^3$ [H=15m 未満]	
礫の密度	$\sigma = 2,600\text{kg/m}^3$	
渓床堆積土砂の容積土砂濃度	$C_s = 0.6$	
コンクリートの単位体積重量	$W_c = 22.56\text{kN/m}^3$	
基礎地盤の条件	フローティング基礎 (礫層 (密なもの)) 摩擦係数: $f = 0.6$ 許容支持力: $q_u = 588.6\text{kN/m}^2$	基礎処理不要
土砂含有を考慮した流量	$7.86\text{m}^3/\text{s}$	
土砂含有を考慮した流量に対する 越流水深	0.8m	水通し底幅 $B=6.0\text{m}$
土石流ピーク流量	$57.7\text{m}^3/\text{s}$	
土石流ピーク流量に対する 越流水深	1.9m	水通し底幅 $B=6.0\text{m}$
土石流の流速	4.34m/s	
土石流の水深	1.20m	
土石流の単位体積重量	17.13kN/m^3	

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f
…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

●設計流量、設計水深、及び土石流諸元の算出方法については、ケース 1~ケース 4 を参照のこと。

6.1.2 既設砂防堰堤の形状

前述のとおり、流域の最下流（計画基準点）には、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）、平成19年3月」※¹及び「土石流・流木対策設計技術指針、平成19年3月」※²に基づき、不透過型砂防堰堤が設置されている。

既設不透過型砂防堰堤の形状は、表-6.9に示すとおりである。

表-6.9 既設堰堤の形状

項目	諸元	備考
型式	不透過型	
堤高	12.0m	
有効高	9.0m	基礎根入れは3.0m
水通しの高さ	2.7m	
設計水深※ ³	1.9m	土石流ピーク流量に対する越流水深
余裕高	0.8m	
水通し底幅	6.0m	
天端幅	3.0m	
上流法勾配（本体）	1：0.45	越流部、非越流部は同一断面※ ⁴
下流法勾配（本体）	1：0.20	〃
前庭保護工方式	垂直壁＋水叩き＋ 側壁護岸工	
本堤・垂直壁間の長さ	18.0m	垂直壁の天端幅を含む
水叩きの厚さ	2.2m	

※1、※2：平成28年4月に改定

※3：本事例における既設不透過型砂防堰堤の設計水深は、「土石流・流木対策設計技術指針、平成19年3月」に基づき、土砂含有を考慮した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、最大礫径の値のうち、最も大きい値とされている。

※4：本体の断面は、越流部及び非越流部ともそれぞれ断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一断面。

6.1.3 付属施設的设计

付属施設は、事務連絡「流木対策における既設砂防堰堤の有効活用に関する具体的手法について（平成 29 年 10 月 20 日）」、及び別添資料「既設の不透過型砂防堰堤の水通しに流木を捕捉するための付属施設を設置する場合の計画および設計の考え方」（以下、「別添資料」とする）に基づき設計する。

6.1.3.1 付属施設の高さ

付属施設の高さは、別添資料に基づき、「土石流・流木対策設計技術指針（平成 28 年 4 月）」の「参 1. 2. 1 透過部の高さ」に準じて設計を行う。

付属施設は、転石により閉塞しないように設計するものとし、付属施設の高さは流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木捕捉に必要な高さを加えた高さ以上とする。

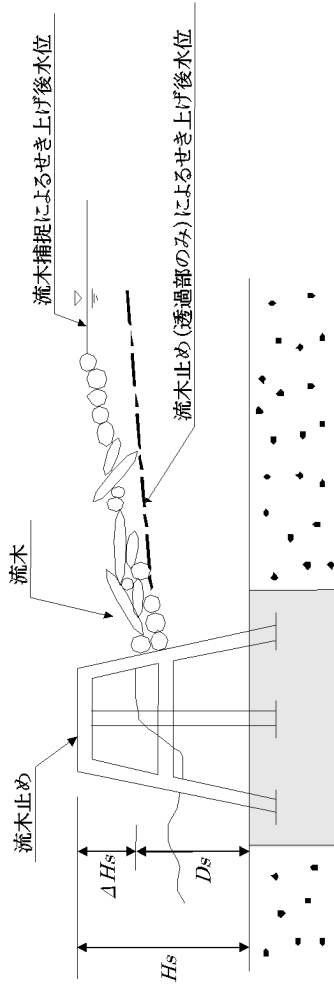


図-6.11 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ (H_s) の模式図 (参考)

(1) せき上げ水位の計算

1) せき上げ前の水深 (D_{h0})、平均流速 (U_h)

せき上げ前の水深 (D_{h0})、平均流速 (U_h) は、流下断面の形状に応じて、以下のように算出する。

開水路形状：上砂混入流量により、マンニング式等により求める。

堰 形 状：土砂混入流量によりせきの公式で求める。

● 付属施設の高さ

…土石流・流木対策設計技術指針解説 参 1.2.1

● せき上げ水位の計算

…土石流・流木対策設計技術指針解説 参 1.2.1 (1)

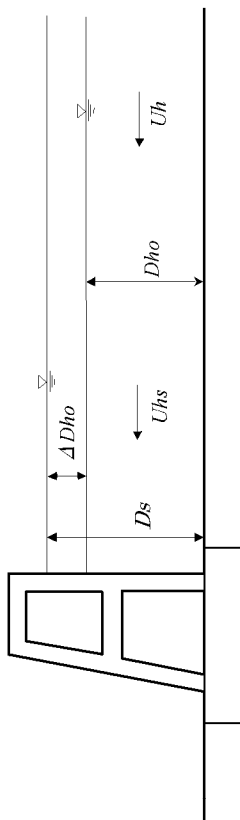


図-6.12 流木止めによるせき上げ水位

付属施設は、既設堰堤本堤の水通しに設置するため、流下断面の形状は堰形状となる。よって、せき上げ前の水深 (D_{h0}) は、土砂含有を考慮した流量 ($7.86\text{m}^3/\text{s}$) を用いてせきの公式で求めるが、これは既設堰堤水通し部の土砂含有を考慮した流量に対する越流水深であり、表-6.8 に示すとおり $D_{h0}=0.80\text{m}$ である。

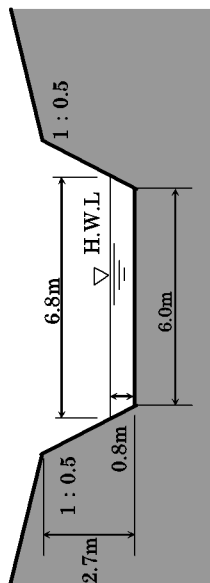


図-6.13 水通し断面 (せき上げ前の水位)

平均流速 (U_h) は次式により、 $U_h=1.54\text{m/s}$ と算出される。

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{2} \times (B_1+B_2) \times D_{h0} \dots (6-22) \\
 &= \frac{1}{2} \times (6.0+6.8) \times 0.8 \\
 &= 5.12\text{m}^2 \\
 U_h &= \frac{Q}{A} \dots (6-23)
 \end{aligned}$$

$$= \frac{7.86}{5.12}$$

$$= 1.54\text{m/s}$$

A : 流下断面積 (m²)

2) 付属施設によるせき上げ高

付属施設は、土砂と分離して浮遊した流木を捕捉することを目的として設置する。そのため、付属施設の高さは付属施設によるせき上げを考慮した土砂流や洪水の水位よりも高いことが必要である。

なお、付属施設の縦部材のみによるせき上げの水位 ($\angle D_{h0}$) は次式により算定できる。

$$\begin{aligned} \angle D_{h0} &= k_m \cdot \sin \theta_m \cdot \left(\frac{R_m}{B_p} \right)^{4/3} \cdot \frac{U_h^2}{2g} \dots (6-24) \\ &= 2.0 \times \sin 90^\circ \times \left(\frac{0.5}{3.0} \right)^{4/3} \times \frac{1.54^2}{2 \times 9.81} \\ &= 0.02\text{m} \end{aligned}$$

$\angle D_{h0}$: 付属施設の縦部材によるせき上げ高 (m)

k_m : 縦部材の断面形状による係数 (本事例では鋼管で 2.0)

θ_m : 縦部材の下流河床面に対する傾斜角 (度) (本事例では 90°)

R_m : 縦部材の直径 (本事例では 0.5m)

B_p : 縦部材の純間隔 (3.0m) ※

U_h : 上流側の流速 (1.54m/s)

※縦部材の純間隔は 6. 1 3. 2 を参照。

3) せき上げ後水深 (D_s)

せき上げ後水深 (D_s)、せき上げ後の平均流速 (U_{hs}) は次式により算定できる。

$$\begin{aligned} D_s &= D_{h0} + \angle D_{h0} \dots (6-25) \\ &= 0.80 + 0.02 \\ &= 0.82\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U_{hs} &= \frac{Q}{D_s \cdot B_s} \dots (6-26) \\
 &= \frac{7.86}{0.82 \times 6.00} \\
 &= 1.60 \text{m/s}
 \end{aligned}$$

D_s : せき上げ後水深 (m)

U_{hs} : せき上げ後の平均流速 (m/s)

B_s : 流下幅 (本事例では水通し底幅の 6.0m とした)

(2) 付属施設の高さ (H_s)

土砂礫等による閉塞は無いものとし付属施設の高さは、せき上げ高を加えた水深 (D_s) に流木の捕捉に必要な高さ ($\angle H_s$) を加えたものとする。流木の捕捉に必要な高さ ($\angle H_s$) は流木捕捉時の流木のせり上がりを考慮して、少なくとも最大流木径の 2 倍を確保する。

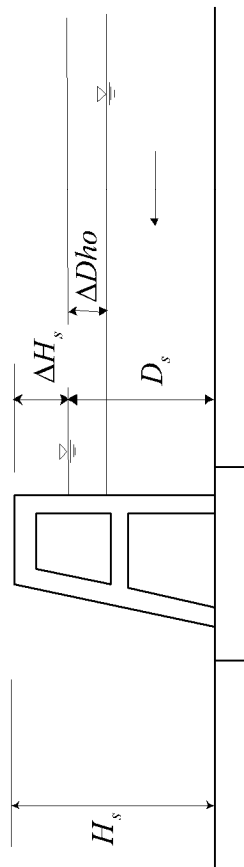


図-6.14 閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

$$\begin{aligned}
 \angle H_s &= 2 \times R_{wm} \dots (6-27) \\
 &= 2 \times 0.50 \\
 &= 1.00 \text{m} \\
 H_s &= D_s + \angle H_s \dots (6-28) \\
 &= 0.82 + 1.00
 \end{aligned}$$

● 付属施設の高さ (H_s)

…土石流・流木対策設計技術指針解説 参 1.2.1 (2)

$$= 1.82\text{m} \Rightarrow 2.0\text{m}$$

R_{wm} : 最大流木径 (6.2で前述のように0.5m)

上式による算定の結果、 $H_s=1.82\text{m}$ と求まる。本事例では、付属施設の高さを0.5m単位で繰り上げ、付属施設の高さ(H_s)は2.0mとした。

6.13.2 透過部における部材の間隔

透過部における部材の間隔は、別添資料に基づき、「土石流・流木対策設計技術指針 (平成28年4月)」の「参1.2.2 透過部における部材の純間隔」に準じて設計を行う。
付属施設の透過部における部材の純間隔は、透過部が転石で閉塞しない条件と流木を捕捉する条件とを満足するものとする。

(1) 掃流により移動する最大礫径

掃流区間を流下する最大礫径は、限界掃流力による移動限界礫径を参考に次の方法により求める。

平均粒径に対する移動限界摩擦速度の2乗 U_{*cm}^2 を次式から求める。

$$\begin{aligned} U_{*cm}^2 &= 0.05 \cdot (\sigma / \rho - 1) \cdot g \cdot d_m \quad \dots (6-29) \\ &= 0.05 \times (2,600/1,200 - 1) \times 9.81 \times 0.50 \\ &= 0.29 \end{aligned}$$

d_m : 河床材料の平均粒径※ (0.50m)

σ : 砂礫の密度 (本事例では2,600kg/m³)

ρ : 泥水の密度 (本事例では1,200kg/m³)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

摩擦速度の2乗 U_{*2} を次式から求める。

$$U_{*2} = g \cdot D_{t0} \cdot I \quad \dots (6-30)$$

● 透過部における部材の純間隔
… 土石流・流木対策設計技術指針解説 参 1.2.2

● 掃流により移動する最大礫径
… 土石流・流木対策設計技術指針解説 参 1.2.2 (1)

※ 河床材料の平均粒径：本事例では0.50mと設定した。

● 砂礫の密度、泥水の密度
… 土石流・流木対策設計技術指針解説 参 1.2.2
 σ : 砂礫の密度 (一般に2,600~2,650kg/m³)
 ρ : 泥水の密度 (一般に1,000~1,200kg/m³)

※ 砂礫の密度、泥水の密度は上記のとおりであるが、本事例では左記の値を用いた。

$$= 9.81 \times 0.80 \times 0.15$$

$$= 1.18$$

D_{H0} : 水深 (6.13.1 (1) で前述のように 0.80m)

I : 河床勾配 (1/6.7=0.15)

摩擦速度比の 2 乗 U_{*c}^2/U_{*cm}^2 を次式から求める。

$$\frac{U_{*c}^2}{U_{*cm}^2} = \frac{1.18}{0.29} \dots (6-31)$$

$$= 4.07$$

次式による U_{*ci}^2/U_{*cm}^2 が、図-6.15 の縦軸における前述の U_{*c}^2/U_{*cm}^2 に等しい点に対する d_i/d_m を求める。図-6.15 より、移動限界礫径は $15.00 \cdot d_m = 15.00 \times 0.50 = 7.5m$ となる。

$$\frac{d_i}{d_m} > 0.4 : \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} = \left[\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19 \cdot \left(\frac{d_i}{d_m} \right)} \right]^2 \dots (6-32)$$

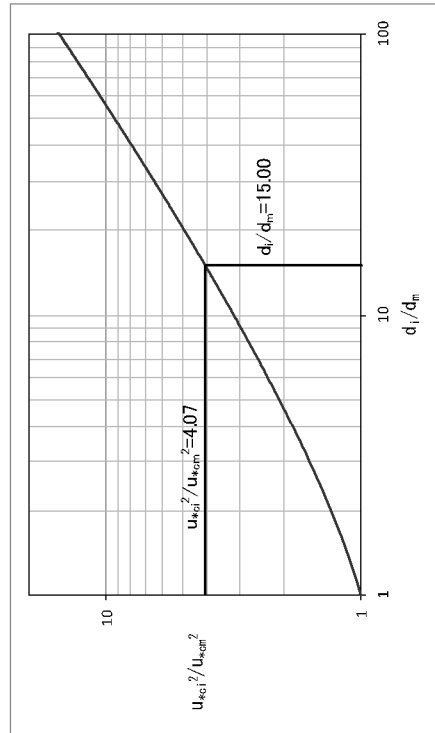


図-6.15 粒径別限界掃流力

現地の最大転石*と比較して、小さい方を最大粒径とする。よって、最大粒径は、表-6.10に示すように、最大転石 $d_i=1.0\text{m}$ とした。

表-6.10 最大粒径

移動限界粒径 (m)	最大転石 d_i (m)
7.5	1.0

(2) 透過部の部材の純間隔

透過部が転石により閉塞しないために、(1) で求めた最大転石が下記の条件を満足するよう部材純間隔を設定する。

$$B_p \geq 2d_i \quad \dots (6-33)$$

B_p : 透過部の純間隔 (m)

d_i : 最大転石 (1.0m)

$$\frac{1}{2} L_{wvm} \geq B_p \quad \dots (6-34)$$

L_{wvm} : 最大流木長 (7.8m (右記参照))

流木を捕捉するために部材の純間隔は上記の式を満足する値とし、折損して流下した流木によるすり抜け等に留意する。

上記の式を満足するように、透過部の純間隔は 3.0m とした (表-6.11 参照)。

表-6.11 部材の純間隔設定結果

L_{wvm} (m)	$\frac{1}{2} L_{wvm}$ (m)	$2d_i$ (m)	透過部の純間隔 B_p (m)
7.8	3.9	2.0	3.0

※現地の最大転石：本事例では $d_{95}(1.0\text{m})$ と設定。

● 流木の最大長

…砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説 2.6.9

最大樹高 H_{wvm} は 30m (6.2 参照)、土石流の平均

流下幅 B_d は 6.0m (表-6.5 参照) である。

$H_{wvm} \geq 1.3B_d$ のため、流木の最大長 $L_{wvm} \doteq 1.3B_d$ となり、 L_{wvm} は $1.3 \times 6.0 = 7.8\text{m}$ と算出される。

6.1.3.3 付属施設の形状

付属施設の形状に関する諸元を以下に示す。

- ・付属施設の高さ： $H_s=2.0\text{m}$
- ・せき上げ前の水深： $D_{h0}=0.80\text{m}$
- ・付属施設の縦部材によるせき上げ高： $\angle D_{h0}=0.02\text{m}$
- ・せき上げ後水深： $D_s=0.82\text{m}$
- ・流木の捕捉に必要な高さ： $\angle H_s=1.00\text{m}$
- ・縦部材の下流河床面に対する傾斜角： $\theta_m=90^\circ$
- ・縦部材の直径： $R_m=0.5\text{m}$
- ・縦部材の純間隔： $B_p=3.0\text{m}$

6.1.3.4 砂防堰堤の安定性の検討（越流部）

付属施設を設置した砂防堰堤の堤体の安定計算は、別添資料に基づき、「土石流・流木対策設計技術指針（平成28年4月）」の「2.1.3.1 越流部の安定性」に準じて行うものとするが、①土石流時、②土石流捕捉後の湛水時、③洪水時における設計外力に対して行い、いずれにおいても安定条件を満たさなければならない。その際に、付属施設の自重は堰堤の自重に加えるものとする。

（1）安定条件

付属施設を設置した砂防堰堤は、（2）で後述する設計外力に対して、その安定を保つため次の三つの条件を満たさなければならない。

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

●安定条件

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.1(1)
滑動に対する安全率 N は、岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体または基礎地盤のうち小さい方のせん断強度）を考慮し、 $N=4.0$ 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、 $N=1.2$ とする。

(2) 設計外力の組合せ

付属施設を設置した砂防堰堤の安定計算は、①土石流時、②土石流捕捉後の湛水時、③洪水時を対象として実施する。

①土石流時の設計外力は、「土石流・流木対策設計技術指針（平成28年4月）」の「2. 1. 3. 1 越流部の安定性」に準じるものとする（図-6.16①）。

②土石流捕捉後の湛水時の設計外力は、土石流により不透過部の天端まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が付属施設を閉塞させ付属施設の高さまで湛水した状態を想定し、不透過部天端までの堆砂圧および付属施設天端までの静水圧を考慮する（図-6.16②）。

③洪水時の設計外力は、洪水流が付属施設によりせき上げて付属施設を透過している状態を想定し、不透過部天端までの静水圧を考慮する。（付属施設にかかる静水圧は考慮しない。）（図-6.16③）。

●設計外力

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.1(2)

表-6.12 不透過型砂防堰堤の設計外力

	土 石 流 時	土 石 流 捕 捉 後 の 湛 水 時	洪 水 時
付属施設を 設置した 不透過型 砂防堰堤	静水圧、堆砂圧 土石流流体力、 本体自重※、 土石流の重さ	静水圧、堆砂圧 本体自重※	静水圧、 本体自重※

※付属施設の自重を本体自重に加える。

1) 設計外力の算出*

i) 静水圧

静水圧は、次式により求められる。

$$P = \rho \cdot g \cdot h_w = \gamma_w \cdot h_w \quad \dots (6-35)$$

P : 水深 h_w の点における静水圧 (kN/m²)

ρ : 水の密度 (1,200kg/m³)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

γ_w : 水の単位体積重量 (11.77kN/m³)

h_w : 水面から任意の点の水深 (m)

土石流時

水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w (H - D_d)^2 \quad \dots (6-36)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times (12.00 - 1.20)^2$$

$$= 686.43 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{H2}} = \gamma_w D_d (H - D_d) \quad \dots (6-37)$$

$$= 11.77 \times 1.20 \times (12.00 - 1.20)$$

$$= 152.54 \text{ kN/m}$$

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

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

H : 堰堤高 (12.00m)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

※既設堰堤形状の諸元は表-6.9、土石流の諸元については、表-6.8を参照。

● 静水圧を算定するときの水面

① 土石流時：水通し天端高から土石流の水深を差し引いた高さ

② 土石流捕捉後の湛水時：水通し天端高に付属施設の高さを加えた高さ

③ 洪水時：水通し天端高に付属施設によるせき上げを考慮した洪水流の水深を加えた高さ

垂直方向

$$\begin{aligned} F_{F_1} &= \frac{1}{2} \gamma_w m (H - D_d)^2 \quad \dots (6-38) \\ &= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.45 \times (12.00 - 1.20)^2 \\ &= 308.89 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

F_{F_1} : 単位幅当りの P_{V1} による荷重 (kN/m)

m : 既設堰堤の本体越流部の上流法勾配 (0.45)

H : 堰堤高 (12.00m)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

土石流捕捉後の湛水時

水平方向

$$\begin{aligned} F_{F_H} &= \frac{1}{2} \gamma_w (H + H_s)^2 \quad \dots (6-39) \\ &= \frac{1}{2} \times 11.77 \times (12.00 + 2.00)^2 \\ &= 1,153.46 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

F_{F_H} : 単位幅当りの P_{H1} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (12.00m)

H_s : 付属施設の高さ (2.00m)

垂直方向

$$\begin{aligned} F_{F_1} &= \gamma_w H_s B_2 \quad \dots (6-40) \\ &= 11.77 \times 2.00 \times 0.50 \\ &= 11.77 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$F_{P_{V2}} = \gamma_w H_s m H \quad \dots (6-41)$$

$$= 11.77 \times 2.00 \times 0.45 \times 12.00$$

$$= 127.12 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{V3}} = \frac{1}{2} \gamma_w m H^2 \quad \dots (6-42)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.45 \times 12.00^2$$

$$= 381.35 \text{ kN/m}$$

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

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

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

H_s : 付属施設の高さ (2.00m)

B_2 : 本体の天端上流端から付属施設上流端までの距離 (本事例では 0.50m)

m : 既設堰堤の本体越流部の上流法勾配 (0.45)

H : 堰堤高 (12.00m)

洪水時

水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad \dots (6-43)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 12.00^2$$

$$= 847.44 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{H2}} = \gamma_w D_s H \quad \dots (6-44)$$

$$= 11.77 \times 0.82 \times 12.00$$

$$= 115.82\text{kN/m}$$

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

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

H : 堰堤高 (12.00m)

D_s : 付属施設によるせき上げを考慮した洪水流の水深 (0.82m)

垂直方向

$$F_{R_{V1}} = \gamma_w D_s B \quad \dots (6-45)$$

$$= 11.77 \times 0.82 \times 3.00$$

$$= 28.95\text{kN/m}$$

$$F_{R_{V2}} = \gamma_w D_s mH \quad \dots (6-46)$$

$$= 11.77 \times 0.82 \times 0.45 \times 12.00$$

$$= 52.12\text{kN/m}$$

$$F_{R_{V3}} = \frac{1}{2} \gamma_w m H^2 \quad \dots (6-47)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.45 \times 12.00^2$$

$$= 381.35\text{kN/m}$$

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

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

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

D_s : 付属施設によるせき上げを考慮した洪水流の水深 (0.82m)

B : 本体の天端幅 (3.00m)

m : 既設堰堤の本体越流部の上流法勾配 (0.45)
 H : 堰堤高 (12.00m)

ii) 堆砂圧

堆砂圧は、次式により求められる。

$$P_{eH} = C_e \cdot \gamma_s \cdot h_e \quad \dots (6-48)$$

$$P_{eV} = \gamma_s \cdot h_e \quad \dots (6-49)$$

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eV} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

C_e : 土圧係数 ($\cos i \div 1$ とする)

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

ϕ : 水中での土砂の内部摩擦角 (35°)

土石流時

水平方向

$$F_{P_{et1}} = \frac{1}{2} C_e \gamma_s (H - D_d)^2 \quad \dots (6-50)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.30 \times 8.24 \times (12.00 - 1.20)^2$$

$$= 144.17 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{et2}} = C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d (H - D_d) \quad \dots (6-51)$$

$$= 0.30 \times (17.13 - 11.77) \times 1.20 \times (12.00 - 1.20)$$

$$= 20.84 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{et1}}$: 単位幅当りの P_{eH1} による荷重 (kN/m)

●堆砂圧を算定するときの堆砂面

①土石流時：水通し天端高から土石流の水深を差し引いた高さ

②土石流捕捉後の泄水時：水通し天端高

$F_{P_{eff2}}$: 単位幅当りの P_{eH2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (12.00m)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (11.77kN/m³)

垂直方向

$$\begin{aligned} F_{P_{eff1}} &= \frac{1}{2} \gamma_s m (H - D_d)^2 \quad \dots (6-52) \\ &= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.45 \times (12.00 - 1.20)^2 \\ &= 216.25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$F_{P_{eff1}}$: 単位幅当りの P_{eV1} による荷重 (kN/m)

m : 既設堰堤の本体越流部の上流法勾配 (0.45)

土石流捕捉後の湛水時

水平方向

$$\begin{aligned} F_{P_{eff1}} &= \frac{1}{2} C_e \gamma_s H^2 \quad \dots (6-53) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.50 \times 8.24 \times 12.00^2 \\ &= 177.98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$F_{P_{eff1}}$: 単位幅当りの P_{eH1} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (12.00m)

垂直方向

$$\begin{aligned} F_{P_{ev1}} &= \frac{1}{2} \gamma_s m H^2 \quad \dots (6-54) \\ &= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.45 \times 12.00^2 \\ &= 266.98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

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

m : 既設堰堤の本体越流部の上流法勾配 (0.45)

iii) 土石流流体力

単位幅当りの土石流流体力は、土石流の流速、水深、単位体積重量を用いて算出する。

$$\begin{aligned} F &= K_h \times \frac{\gamma_d \times D_d \times U^2}{g} \quad \dots (6-55) \\ &= 1.0 \times \frac{17.13}{9.81} \times 1.20 \times 4.34^2 \\ &= 39.47 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

F : 単位幅当りの土石流流体力 (kN/m)

K_h : 係数 (1.0 とする)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13 kN/m³)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

g : 重力加速度 (9.81 m/s²)

U : 土石流の流速 (4.34 m/s)

iv) 本体自重

砂防堰堤の本体自重は、築造に用いる材料の単位幅当りの体積に、それぞれの単位体積重量を乗じて求める。

付属施設の自重は、付属施設の総重量を水通し底幅で割って求める。

● 土石流流体力の算出方法

… 砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解

説 2.6.7

コンクリート

$$W_i = W_c \cdot A_i \cdot \dots \cdot (6-56)$$

W_i : コンクリートブロック i における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_c : コンクリートの単位体積重量 (22.56kN/m³)

A_i : コンクリートブロック i における単位幅当りの体積 (m³/m)

($i=1,2,\dots$)

$$W_1 = \frac{1}{2} W_c n H^2 \quad \dots \cdot (6-57)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.20 \times 12.00^2$$

$$= 324.86 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = W_c B H \quad \dots \cdot (6-58)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 12.00$$

$$= 812.16 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} W_c m H^2 \quad \dots \cdot (6-59)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.45 \times 12.00^2$$

$$= 730.94 \text{ kN/m}$$

W_1 : コンクリートブロック 1 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_2 : コンクリートブロック 2 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_3 : コンクリートブロック 3 における単位幅当りの自重 (kN/m)

n : 既設堰堤の本体越流部の上流法勾配 (0.20)

m : 既設堰堤の本体越流部の上流法勾配 (0.45)

H : 堰堤高 (12.00m)

B : 本体の天端幅 (3.00m)

付属施設

$$W_4 = (M \times g) / B_s \quad \dots \cdot (6-60)$$

W_4 : 付属施設の単位幅当りの自重 (kN/m)

M : 付属施設の総重量 (本事例では 2.30t)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

B_s : 水通し底幅 (6.0m)

$$\begin{aligned} W_4 &= \frac{M \cdot g}{B_s} \dots (6-61) \\ &= \frac{2.30 \times 9.81}{6.0} \\ &= 3.76 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

v) 土石流の重さ

土石流の重さは、土石流の水深を用いて次式より算出する。

$$\begin{aligned} F_{Pa1} &= \gamma_d m (H - D_d) D_d \dots (6-62) \\ &= 17.13 \times 0.45 \times (12.00 - 1.20) \times 1.20 \\ &= 99.90 \text{ kN/m} \\ F_{Pa2} &= \frac{1}{2} \gamma_d m D_d^2 \dots (6-63) \\ &= \frac{1}{2} \times 17.13 \times 0.45 \times 1.20^2 \\ &= 5.55 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

F_{Pa1} : 単位幅当りの P_{a1} による荷重 (kN/m)

F_{Pa2} : 単位幅当りの P_{a2} による荷重 (kN/m)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13kN/m³)

m : 既設堰堤の本体越流部の上流法勾配 (0.45)

H : 堰堤高 (12.00m)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

2) 安定計算※

1) 土石流時 (n=0.20、m=0.45)

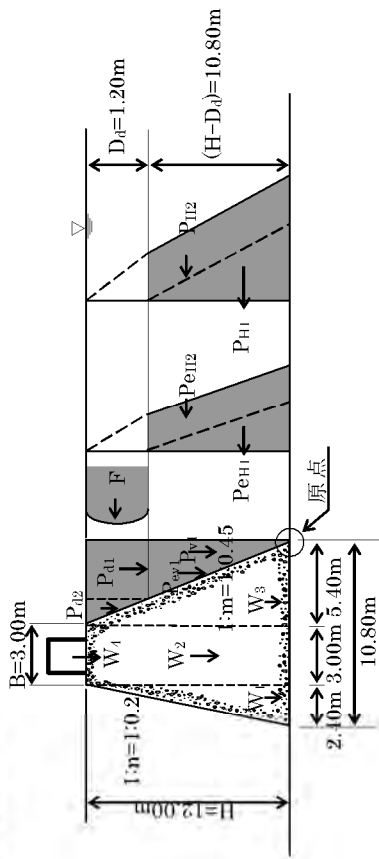


図-6.17 砂防堰堤に作用する力 (土石流時)

表-6.13 作用荷重一覧表 (土石流時)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	324.86		$0.45 \times 12.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 12.00$	9.20	2,988.71
	W ₂	812.16		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	5,603.90
	W ₃	730.94		$2/3 \times 0.45 \times 12.00$	3.60	2,631.38
	W ₄	3.76		$0.45 \times 12.0 + 1/2 \times 3.00$	6.90	25.94
静水圧	P _{u1}	308.89		$1/3 \times 0.45 \times 10.80$	1.62	500.40
	P _{d11}	686.43		$1/3 \times 10.80$	3.60	2,471.15
	P _{d12}	152.54		$1/2 \times 10.80$	5.40	823.72
堆砂圧	P _{e11}	216.25		$1/3 \times 0.45 \times 10.80$	1.62	350.33
	P _{e111}	144.17		$1/3 \times 10.80$	3.60	519.01
	P _{e112}	20.84		$1/2 \times 10.80$	5.40	112.54
土石流の重さ	P _{d11}	99.90		$1/2 \times 0.45 \times 10.80$	2.43	242.76
	P _{d12}	5.55		$0.45 \times 10.80 + 1/3 \times 0.45 \times 1.20$	5.04	27.97
土石流流体力	F		39.47	$10.80 + 1/2 \times 1.20$	11.40	449.96
合計		2,502.31	1,043.45			16,747.77

※付属施設を設置した砂防堰堤の安定計算は、上記のとおり算出した土石流時、土石流捕捉後の湛水時、洪水時における設計外力に対して、いずれにおいても安定条件を満たさなければならない。
後述する安定計算の結果、本事例では、既設堰堤の形状 (下流法勾配 1 : 0.20、上流法勾配 1 : 0.45) で安定性が確保されることが確認できた。

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{16,747.77}{2,502.31} = 6.69\text{m} \quad \dots (6-64)$$

$$\text{堤底幅 } B = 3.00 + 2.40 + 5.40 = 10.80\text{m} \quad \dots (6-65)$$

$$(B/3 = 3.60\text{m}) < (x = 6.69\text{m}) < (B \times 2/3 = 7.20\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} \quad \dots (6-66)$$

$$= \frac{0.60 \times 2,502.31}{1,043.45}$$

$$= 1.44 \geq 1.2 \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2} B \quad \dots (6-67)$$

$$= 6.69 - \frac{1}{2} \times 10.80$$

$$= 1.29\text{m}$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (6-68)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2,502.31}{10.80} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.29}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-69)$$

$$= 397.74\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,502.31}{10.80} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.29}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-70)$$

$$= 65.65\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

● 安定計算における記号について

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

V: 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)

H: 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN/m)

N: 安全率

x: 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

e: 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

● 基礎地盤の地盤支持力 qu および摩擦係数 f

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

基礎地盤: 礫層 (密なもの)

f: 摩擦係数 (0.6)

qu: 許容支持力 (588.6kN/m²)

ii) 土石流捕捉後の湛水時 (n=0.20、m=0.45)

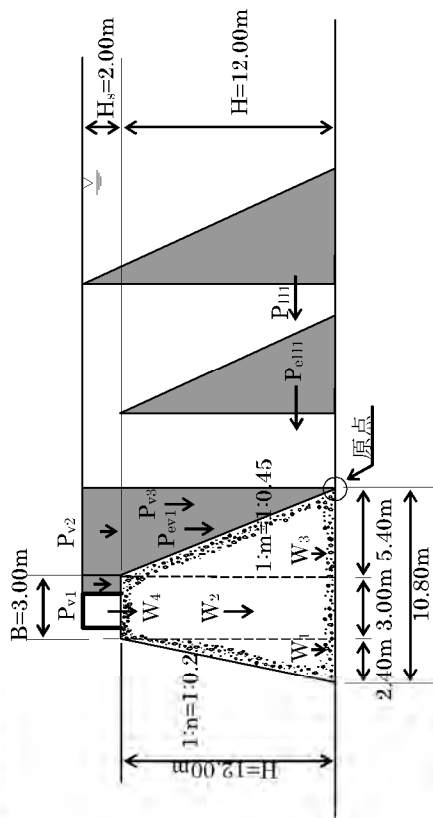


図-6.18 砂防堰堤に作用する力 (土石流捕捉後の湛水時)

表-6.14 作用荷重一覧表 (土石流捕捉後の湛水時)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	324.86		$0.45 \times 12.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 12.00$	9.20	2,988.71
	W ₂	812.16		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	5,603.90
	W ₃	730.94		$2/3 \times 0.45 \times 12.00$	3.60	2,631.38
	W ₄	3.76		$0.45 \times 12.0 + 1/2 \times 3.00$	6.90	25.94
静水圧	P _{v1}	11.77		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 0.50$	5.65	66.50
	P _{v2}	127.12		$1/2 \times 0.45 \times 12.00$	2.70	343.22
	P _{v3}	381.35		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	686.43
	P _{v11}	1,153.46		$1/3 \times (12.00 + 2.00)$	4.67	5,386.66
推砂圧	P _{ev1}	266.98		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	480.56
	P _{ev11}	177.98		$1/3 \times 12.00$	4.00	711.92
合計		2,658.94	1,331.44			18,925.22

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{18,925.22}{2,658.94} = 7.12\text{m} \quad \dots (6-71)$$

$$\text{堤底幅 } B = 3.00 + 2.40 + 5.40 = 10.80\text{m} \quad \dots (6-72)$$

$$(B/3 = 3.60\text{m}) < (x = 7.12\text{m}) < (B \times 2/3 = 7.20\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} \quad \dots (6-73) \quad \text{OK}$$

$$= \frac{0.60 \times 2,658.94}{1,331.44}$$

$$= 1.20 \geq 1.2 \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2} B \quad \dots (6-74)$$

$$= 7.12 - \frac{1}{2} \times 10.80$$

$$= 1.72\text{m}$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (6-75)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2,658.94}{10.80} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.72}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-76)$$

$$= 481.45\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,658.94}{10.80} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.72}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-77)$$

$$= 10.94\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

●安定計算における記号について

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

V：単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)

H：単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN/m)

N：安全率

x：荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

e：荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

●基礎地盤の地盤支持力 qu および摩擦係数 f

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

基礎地盤：礫層 (密なもの)

f：摩擦係数 (0.6)

qu：許容支持力 (588.6kN/m²)

iii) 洪水時 (n=0.20、m=0.45)

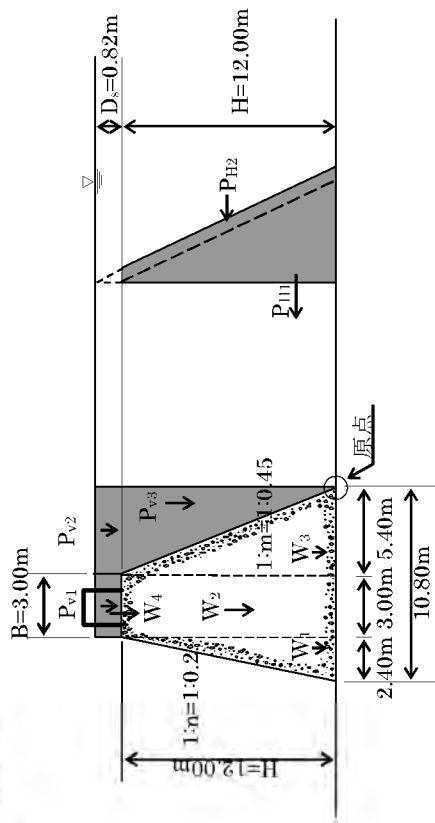


図-6.19 砂防堰堤に作用する力 (洪水時)

表-6.15 作用荷重一覧表 (洪水時)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	324.86		$0.45 \times 12.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 12.00$	9.20	2,988.71
	W ₂	812.16		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	5,603.90
	W ₃	730.94		$2/3 \times 0.45 \times 12.00$	3.60	2,631.38
	W ₄	3.76		$0.45 \times 12.0 + 1/2 \times 3.00$	6.90	25.94
静水圧	P _{v1}	28.95		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	199.76
	P _{v2}	52.12		$1/2 \times 0.45 \times 12.00$	2.70	140.72
	P _{v3}	381.35		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	686.43
	P _{H1}	847.44	847.44	$1/3 \times 12.00$	4.00	3,389.76
	P _{H2}	115.82	115.82	$1/2 \times 12.00$	6.00	694.92
合計		2,334.14	963.26			16,361.52

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{16,361.52}{2,334.14} = 7.01\text{m} \dots (6-78)$$

$$\text{堤底幅 } B = 3.00 + 2.40 + 5.40 = 10.80\text{m} \dots (6-79)$$

$$(B/3 = 3.60\text{m}) < (x = 7.01\text{m}) < (B \times 2/3 = 7.20\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} \dots (6-80)$$

$$= \frac{0.60 \times 2,334.14}{963.26}$$

$$= 1.45 \geq 1.2 \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2}B \dots (6-81)$$

$$= 7.01 - \frac{1}{2} \times 10.80$$

$$= 1.61\text{m}$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \dots (6-82)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2,334.14}{10.80} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.61}{10.80} \right) \right\} \dots (6-83)$$

$$= 409.44\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,334.14}{10.80} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.61}{10.80} \right) \right\} \dots (6-84)$$

$$= 22.81\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

● 安定計算における記号について

M : 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計(kN・m/m)
 V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)
 H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN/m)

N : 安全率

x : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

● 基礎地盤の地盤支持力 qu および摩擦係数 f
 … 現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

基礎地盤：礫層（密なもの）

f : 摩擦係数 (0.6)

qu : 許容支持力 (588.6kN/m²)

6.1.3.5 砂防堰堤の安定性の検討（非越流部）

(1) 安定計算対象断面の位置

非越流部の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。

本設計では、既設の不透過型砂防堰堤の水通しに付属施設を設置するものであり、「(iii) 袖部の高さ」と付属施設の高さが一致する断面」についても安定計算対象断面として追加した。

- (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
- (iii) 袖部の高さ」と付属施設の高さが一致する断面

以上より、本設計では、図-6.20 に示すように、断面 (1)：土石流の水深と袖部の高さが一致する断面、断面 (2)：袖小口の断面、断面 (3)：袖部の高さ」と付属施設の高さが一致する断面で、安定計算を実施することとした。

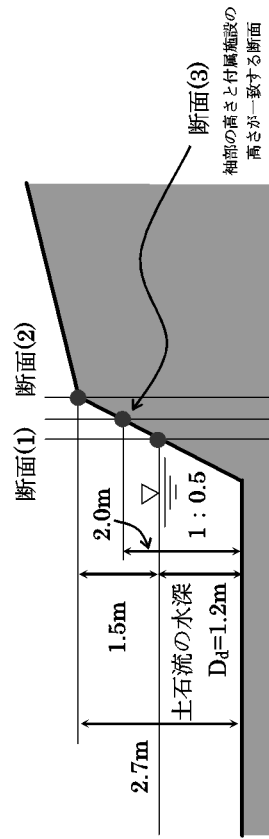


図-6.20 安定計算の実施断面

(2) 安定条件

非越流部における安定条件は、6.1.3.4(1)で示した越流部の条件と同じである。

- 非越流部の安定計算対象断面は、各事例において、場の条件や堰堤の大きさ等を勘案して設定する必要がある。

- 安定条件
…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.1(1)

(3) 設計外力の組合せ

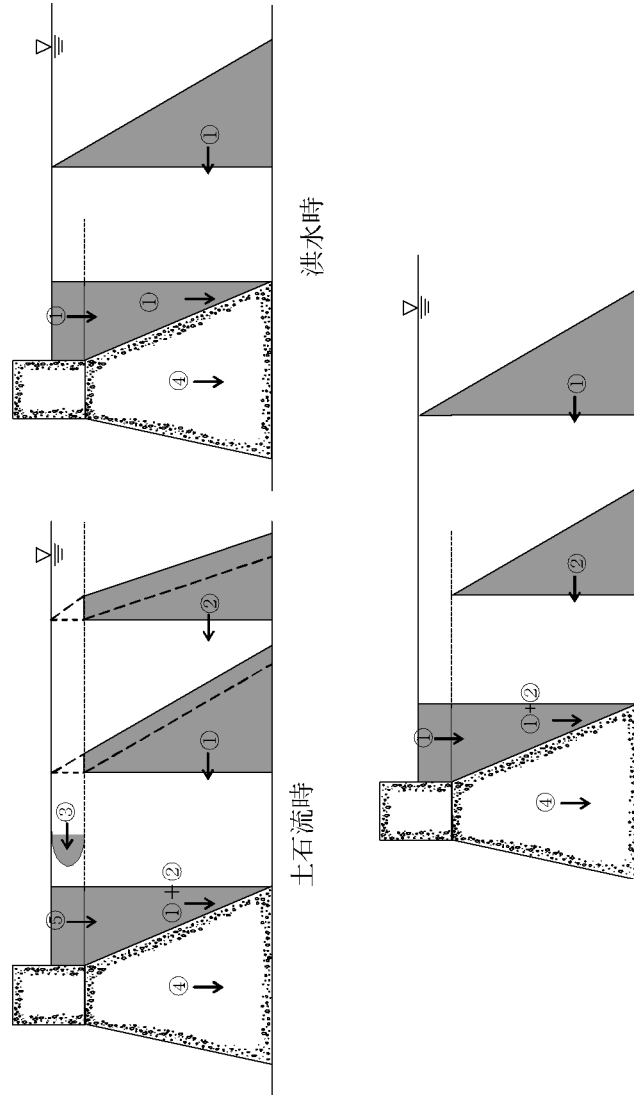
非越流部の安定計算で用いる設計外力の組合せは、6.13.4(2)で示した越流部の設計外力の組合せと同じである。

● 設計外力

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.1(2)

表-6.16 付属施設を設置した不透過型砂防堰堤の非越流部の設計外力

	土石流時	土石流捕捉後の湛水時	洪水時
付属施設を設置した不透過型砂防堰堤	①静水圧、②堆砂圧、③土石流流体力、④本体自重、⑤土石流の重さ	①静水圧、②堆砂圧、④本体自重	①静水圧、④本体自重



土石流捕捉後の湛水時
図-6.21 設計外力の作用位置

1) 設計外力の算出※

i) 静水圧

静水圧は、6.13.4(2)1 i) と同様の方法で算出する。

土石流時(断面(1)、断面(2)、及び断面(3))

水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad \dots (6-85)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 12.00^2 = 847.44 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{H2}} = \gamma_w D_d H \quad \dots (6-86)$$

$$= 11.77 \times 1.20 \times 12.00 = 169.49 \text{ kN/m}$$

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

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

H : 堰堤高 (12.00m)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \frac{1}{2} \gamma_w m H^2 \quad \dots (6-87)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.45 \times 12.00^2 = 381.35 \text{ kN/m}$$

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

m : 既設堰堤本体非越流部の上流のり勾配 (0.45)

H : 堰堤高 (12.00m)

※既設堰堤形状の諸元は表-6.9、土石流の諸元については、表-6.8を参照。

● 静水圧を算定するときの水面

① 土石流時：水通し天端高

② 土石流捕捉後の湛水時：水通し天端高に付属施設の高さを加えた高さ

③ 洪水時：水通し天端高に付属施設によるせき上げを考慮した洪水流の水深を加えた高さ

土石流捕捉後の湛水時 (断面 (1))

水平方向

$$\begin{aligned}
 F_{P_{H1}} &= \frac{1}{2} \gamma_w (H + H_1)^2 \quad \dots (6-88) \\
 &= \frac{1}{2} \times 11.77 \times (12.00 + 1.20)^2 \\
 &= 1,025.40 \text{ kN/m} \\
 F_{P_{H2}} &= \gamma_w \times (H_s - H_1) \times (H + H_1) \quad \dots (6-89) \\
 &= 11.77 \times (2.00 - 1.20) \times (12.00 + 1.20) \\
 &= 124.29 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

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

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

H : 堰堤高 (12.00m)

H_1 : 袖高 (1.20m)

H_s : 付属施設の高さ (2.00m)

垂直方向

$$\begin{aligned}
 F_{P_{V1}} &= \gamma_w \times (H_s - H_1) \times B \quad \dots (6-90) \\
 &= 11.77 \times (2.00 - 1.20) \times 3.00 \\
 &= 28.25 \text{ kN/m} \\
 F_{P_{V2}} &= \gamma_w H_s m H \quad \dots (6-91) \\
 &= 11.77 \times 2.00 \times 0.45 \times 12.00 \\
 &= 127.12 \text{ kN/m} \\
 F_{P_{V3}} &= \frac{1}{2} \gamma_w m H^2 \quad \dots (6-92)
 \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.45 \times 12.00^2$$

$$= 381.35 \text{ kN/m}$$

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

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

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

H_s : 付属施設の高さ (2.00m)

B : 軸部の天端幅 (本事例では本体の天端幅と同一で 3.00m)

m : 既設堰堤の本体非越流部の上流法勾配 (0.45)

H : 堰堤高 (12.00m)

土石流捕捉後の湛水時 (断面 (2) 及び断面 (3))

水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w (H + H_s)^2 \dots (6-93)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times (12.00 + 2.00)^2$$

$$= 1,153.46 \text{ kN/m}$$

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

H : 堰堤高 (12.00m)

H_s : 付属施設の高さ (2.00m)

垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \gamma_w H_s m H \dots (6-94)$$

$$= 11.77 \times 2.00 \times 0.45 \times 12.00 = 127.12 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
F_{P_{r_2}} &= \frac{1}{2} \gamma_w m H^2 \quad \dots (6-95) \\
&= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.45 \times 12.00^2 \\
&= 381.35 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

$F_{P_{r_1}}$: 単位幅当りの P_{V1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{r_2}}$: 単位幅当りの P_{V2} による荷重 (kN/m)

H_s : 付属施設の高さ (2.00m)

m : 既設堰堤の本体非越流部の上流法勾配 (0.45)

H : 堰堤高 (12.00m)

洪水時 (断面 (1)、断面 (2)、及び断面 (3))

水平方向

$$\begin{aligned}
F_{P_{H1}} &= \frac{1}{2} \gamma_w (H + D_s)^2 \quad \dots (6-96) \\
&= \frac{1}{2} \times 11.77 \times (12.00 + 0.82)^2 = 967.21 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

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

H : 堰堤高 (12.00m)

D_s : 付属施設によるせき上げを考慮した洪水流の水深 (0.82m)

垂直方向

$$\begin{aligned}
F_{P_{r_1}} &= \gamma_w D_s m H \quad \dots (6-97) \\
&= 11.77 \times 0.82 \times 0.45 \times 12.00 = 52.12 \text{ kN/m} \\
F_{P_{r_2}} &= \frac{1}{2} \gamma_w m H^2 \quad \dots (6-98)
\end{aligned}$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.45 \times 12.00^2 = 381.35 \text{ kN/m}$$

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

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

D_s : 付属施設によるせき上げを考慮した洪水流の水深 (0.82m)

m : 既設堰堤の本体非越流部の上流法勾配 (0.45)

H : 堰堤高 (12.00m)

ii) 堆砂圧

6. 1.3. 4 (2) 1) ii) と同様の方法で算出する。

土石流時 (断面 (1)、断面 (2)、及び断面 (3))
水平方向

$$F_{P_{eH1}} = \frac{1}{2} C_e \gamma_s H^2 \quad \dots (6-99)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.30 \times 8.24 \times 12.00^2 = 177.98 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{eH2}} = C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d H \quad \dots (6-100)$$

$$= 0.30 \times (17.13 - 11.77) \times 1.20 \times 12.00 = 23.16 \text{ kN/m}$$

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

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

C_e : 土圧係数 (0.30)

H : 堰堤高 (12.00m)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13kN/m³)

●堆砂圧を算定するときの堆砂面

①土石流時：水通し天端高

②土石流捕捉後の湛水時：水通し天端高

γ_w : 水の単位体積重量 (11.77kN/m³)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

垂直方向

$$\begin{aligned} F_{P_{ev1}} &= \frac{1}{2} \gamma_s m H^2 \quad \dots (6-101) \\ &= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.45 \times 12.00^2 = 266.98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

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

m : 既設堰堤の本体非越流部の上流法勾配 (0.45)

H : 堰堤高 (12.00m)

土石流捕捉後の湛水時 (断面 (1)、断面 (2)、及び断面 (3))

水平方向

$$\begin{aligned} F_{P_{eh1}} &= \frac{1}{2} C_e \gamma_s H^2 \quad \dots (6-102) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.30 \times 8.24 \times 12.00^2 = 177.98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

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

C_e : 土圧係数 (0.30)

H : 堰堤高 (12.00m)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

垂直方向

$$\begin{aligned} F_{P_{ev1}} &= \frac{1}{2} \gamma_s m H^2 \quad \dots (6-103) \\ &= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.45 \times 12.00^2 = 266.98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

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

m : 既設堰堤の本体非越流部の上流法勾配 (0.45)

H : 堰堤高 (12.00m)

iii) 土石流流体力

6. 1 3. 4 (2) 1) iii) で前述のとおり、土石流流体力は「 $F=39.47\text{kN/m}$ 」である。

iv) 本体自重

6. 1 3. 4 (2) 1) iv) と同様の方法で算出する。

断面 (1)

$$W_1 = \frac{1}{2} W_c n H^2 \quad \dots (6-104)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.20 \times 12.00^2 = 324.86\text{kN/m}$$

$$W_2 = W_c B H \quad \dots (6-105)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 12.00 = 812.16\text{kN/m}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} W_c m H^2 \quad \dots (6-106)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.45 \times 12.00^2 = 730.94\text{kN/m}$$

$$W_4 = W_c B H_1 \quad \dots (6-107)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 1.20 = 81.22\text{kN/m}$$

W_1 : コンクリートブロック 1 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_2 : コンクリートブロック 2 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_3 : コンクリートブロック 3 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_4 : コンクリートブロック 4 における単位幅当りの自重 (kN/m)

n : 本体非越流部の下流のり勾配 (0.20)

m : 本体非越流部の上流のり勾配 (0.45)

● 土石流流体力の算出方法
…砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解
説 2.6.7

H : 堰堤高 (12.00m)
 B : 本体の天端幅 (3.00m)
 H₁ : 袖高 (1.20m)

断面 (2)

W₁~W₃は断面 (1) と同様である。

$$W_1 = 324.86 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = 812.16 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = 730.94 \text{ kN/m}$$

$$W_4 = W_c B H_1 \dots (6-108)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 2.70 = 182.74 \text{ kN/m}$$

W₁ : コンクリートブロック 1 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W₂ : コンクリートブロック 2 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W₃ : コンクリートブロック 3 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W₄ : コンクリートブロック 4 における単位幅当りの自重 (kN/m)

B : 本体の天端幅 (3.00m)

H₁ : 袖高 (2.70m)

断面 (3)

W₁~W₃は断面 (1) と同様である。

$$W_1 = 324.86 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = 812.16 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = 730.94 \text{ kN/m}$$

$$W_4 = W_c B H_1 \dots (6-109)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 2.00 = 135.36 \text{ kN/m}$$

W₁ : コンクリートブロック 1 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W₂ : コンクリートブロック 2 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W₃ : コンクリートブロック 3 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W₄ : コンクリートブロック 4 における単位幅当りの自重 (kN/m)

B : 本体の天端幅 (3.00m)

H₁ : 袖高 (2.00m)

v) 土石流の重さ

6. 1 3. 4 (2) 1 v) と同様の方法で算出する。

土石流時(断面(1)、断面(2)、及び断面(3))

$$\begin{aligned} F_{P_d} &= \gamma_d m H D_d \quad \dots (6-110) \\ &= 17.13 \times 0.45 \times 12.00 \times 1.20 = 111.00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

F_{P_d} : 単位幅当りの P_{d1} による荷重 (kN/m)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13 kN/m³)

m : 本体非越流部の上流のり勾配 (0.45)

H : 堰堤高 (12.00m)

D_d : 土石流の水深 (1.20m)

2) 安定計算

i) 断面 (1) : 土石流時 ($n=0.20$, $m=0.45$)

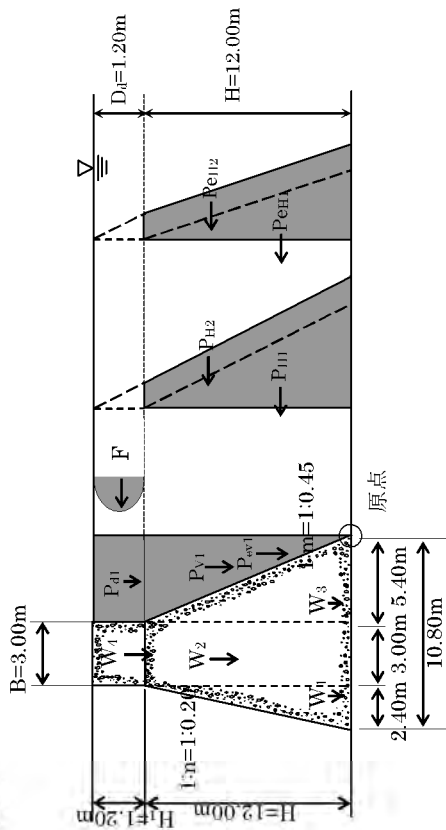


図-6.22 砂防堰堤に作用する力 (断面 (1) : 土石流時)

表-6.17 作用荷重一覧表 (断面 (1) : 土石流時)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	324.86		$0.45 \times 12.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 12.00$	9.20	2,988.71
	W ₂	812.16		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	5,603.90
	W ₃	730.94		$2/3 \times 0.45 \times 12.00$	3.60	2,631.38
	W ₄	81.22		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	560.42
静水圧	P _{v1}	381.35		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	686.43
	P _{H11}		847.44	$1/3 \times 12.00$	4.00	3,389.76
	P _{H12}		169.49	$1/2 \times 12.00$	6.00	1,016.94
堆砂圧	P _{sv1}	266.98		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	480.56
	P _{v11}		177.98	$1/3 \times 12.00$	4.00	711.92
	P _{v12}		23.16	$1/2 \times 12.00$	6.00	138.96
土石流の重さ	P ₀₁	111.00		$1/2 \times 0.45 \times 12.00$	2.70	299.70
土石流流体力	F		39.47	$12.00 + 1/2 \times 1.20$	12.60	497.32
合計		2,708.51	1,257.54			19,006.00

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{19,006.00}{2,708.51} = 7.02\text{m} \quad \dots (6-111)$$

$$\text{堤底幅 } B = 3.00 + 2.40 + 5.40 = 10.80\text{m} \quad \dots (6-112)$$

$$(B/3 = 3.60\text{m}) < (x = 7.02\text{m}) < (B \times 2/3 = 7.20\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$\begin{aligned} N &= \frac{f \cdot V}{H} \quad \dots (6-113) \\ &= \frac{0.60 \times 2,708.51}{1,257.54} \\ &= 1.29 \geq 1.2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} e &= x - \frac{1}{2} B \quad \dots (6-114) \\ &= 7.02 - \frac{1}{2} \times 10.80 \\ &= 1.62\text{m} \\ \sigma &= \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (6-115) \\ \sigma_{\max} &= \frac{2,708.51}{10.80} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.62}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-116) \\ &= 476.50\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK} \\ \sigma_{\min} &= \frac{2,708.51}{10.80} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.62}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-117) \\ &= 25.08\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

●安定計算における記号について

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

V：単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)

H：単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN/m)

N：安全率

x：荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

e：荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

●基礎地盤の地盤支持力 qu および摩擦係数 f

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

基礎地盤：礫層 (密なもの)

f：摩擦係数 (0.6)

qu：許容支持力 (588.6kN/m²)

ii) 断面 (1) : 土石流捕捉後の湛水時 (n=0.20、m=0.45)

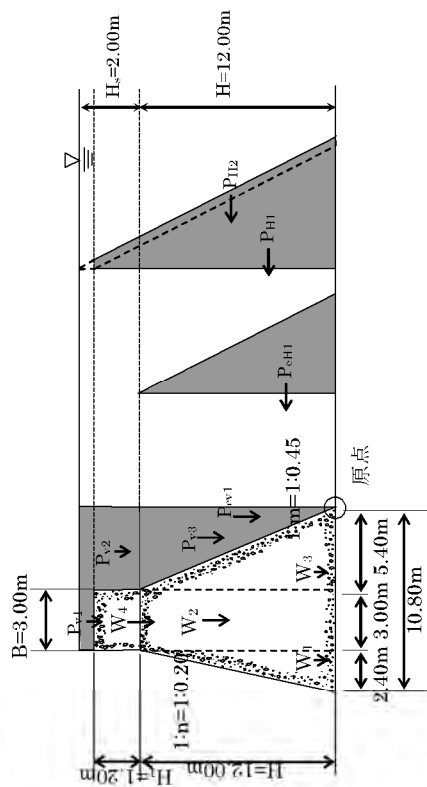


図-6.23 砂防堰堤に作用する力 (断面 (1) : 土石流捕捉後の湛水時)

表-6.18 作用荷重一覧表 (断面 (1) : 土石流捕捉後の湛水時)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	324.86		$0.45 \times 12.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 12.00$	9.20	2,988.71
	W ₂	812.16		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	5,603.90
	W ₃	730.94		$2/3 \times 0.45 \times 12.00$	3.60	2,631.38
	W ₄	81.22		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	560.42
静水圧	P _{v1}	28.25		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	194.93
	P _{v2}	127.12		$1/2 \times 0.45 \times 12.00$	2.70	343.22
	P _{v3}	381.35		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	686.43
	P _{H1}	1,025.40		$1/3 \times (12.00 + 1.20)$	4.40	4,511.76
	P _{H2}	124.29		$1/2 \times (12.00 + 1.20)$	6.60	820.31
	P _{v4}	266.98		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	480.56
堆砂圧	P _{ell1}		177.98	$1/3 \times 12.00$	4.00	711.92
	合計	2,752.88	1,327.67			19,533.54

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{19,533.54}{2,752.88} = 7.10\text{m} \quad \dots (6-118)$$

$$\text{堤底幅 } B = 3.00 + 2.40 + 5.40 = 10.80\text{m} \quad \dots (6-119)$$

$$(B/3 = 3.60\text{m}) < (x = 7.10\text{m}) < (B \times 2/3 = 7.20\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} \quad \dots (6-120) \quad \text{OK}$$

$$= \frac{0.60 \times 2,752.88}{1,327.67}$$

$$= 1.24 \geq 1.2 \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2}B \quad \dots (6-121)$$

$$= 7.10 - \frac{1}{2} \times 10.80$$

$$= 1.70\text{m}$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (6-122)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2,752.88}{10.80} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.70}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-123)$$

$$= 495.63\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,752.88}{10.80} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.70}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-124)$$

$$= 14.16\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

●安定計算における記号について

M：堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計(kN・m/m)
 V：単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)

H：単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN/m)

N：安全率

x：荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

e：荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

●基礎地盤の地盤支持力 qu および摩擦係数 f

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

基礎地盤：礫層（密なもの）

f：摩擦係数 (0.6)

qu：許容支持力 (588.6kN/m²)

iii) 断面 (1) : 洪水時 ($n=0.20$, $m=0.45$)

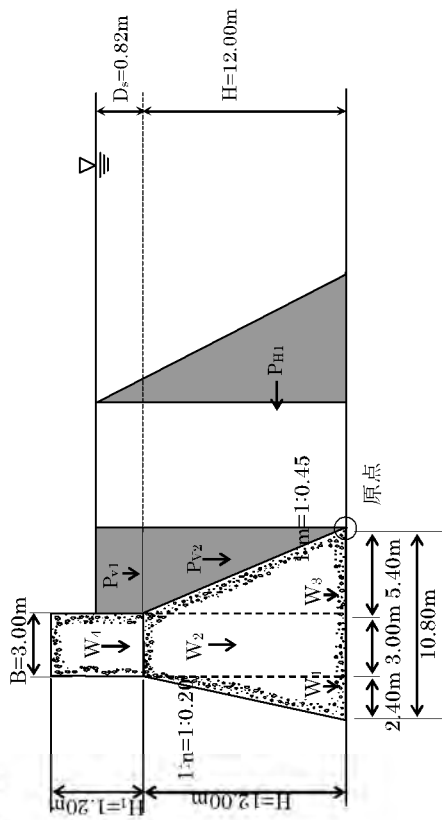


図-6.24 砂防堰堤に作用する力 (断面 (1) : 洪水時)

表-6.19 作用荷重一覧表 (断面 (1) : 洪水時)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	324.86		$0.45 \times 12.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 12.00$	9.20	2,988.71
	W ₂	812.16		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	5,603.90
	W ₃	730.94		$2/3 \times 0.45 \times 12.00$	3.60	2,631.38
	W ₄	81.22		$0.45 \times 12.0 + 1/2 \times 3.00$	6.90	560.42
静水圧	P _{v1}	52.12		$1/2 \times 0.45 \times 12.00$	2.70	140.72
	P _{v2}	381.35		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	686.43
	P _{H1}	967.21	967.21	$1/3 \times (12.00 + 0.82)$	4.27	4,129.99
合計		2,382.65	967.21			16,741.55

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{16,741.55}{2,382.65} = 7.03\text{m} \quad \dots (6-125)$$

$$\text{堤底幅 } B = 3.00 + 2.40 + 5.40 = 10.80\text{m} \quad \dots (6-126)$$

$$(B/3 = 3.60\text{m}) < (x = 7.03\text{m}) < (B \times 2/3 = 7.20\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} \quad \dots (6-127)$$

$$= \frac{0.60 \times 2,382.65}{967.21}$$

$$= 1.48 \geq 1.2 \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2} B \quad \dots (6-128)$$

$$= 7.03 - \frac{1}{2} \times 10.80$$

$$= 1.63\text{m}$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (6-129)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2,382.65}{10.80} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.63}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-130)$$

$$= 420.40\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,382.65}{10.80} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.63}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-131)$$

$$= 20.84\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

● 安定計算における記号について

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

V: 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)

H: 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN/m)

N: 安全率

x: 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

e: 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

● 基礎地盤の地盤支持力 qu および摩擦係数 f
 … 現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

基礎地盤: 礫層 (密なもの)

f: 摩擦係数 (0.6)

qu: 許容支持力 (588.6kN/m²)

iv) 断面 (2) : 土石流時 (n=0.20、m=0.45)

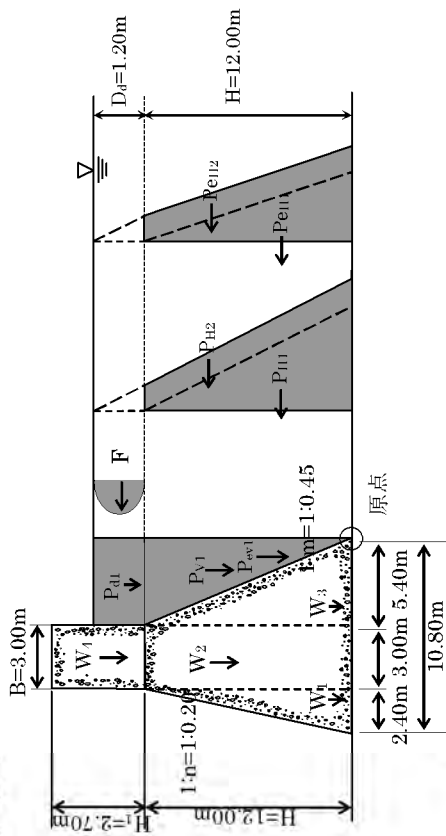


図-6.25 砂防堰堤に作用する力 (断面 (2) : 土石流時)

表-6.20 作用荷重一覧表 (断面 (2) : 土石流時)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	324.86		$0.45 \times 12.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 12.00$	9.20	2,988.71
	W ₂	812.16		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	5,603.90
	W ₃	730.94		$2/3 \times 0.45 \times 12.00$	3.60	2,631.38
	W ₄	182.74		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	1,260.91
静水圧	P _{v1}	381.35		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	686.43
	P _{h1}		847.44	$1/3 \times 12.00$	4.00	3,389.76
	P _{h2}		169.49	$1/2 \times 12.00$	6.00	1,016.94
堆砂圧	P _{ev1}	266.98		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	480.56
	P _{eh1}		177.98	$1/3 \times 12.00$	4.00	711.92
	P _{eh2}		23.16	$1/2 \times 12.00$	6.00	138.96
土石流の重さ	P _{d1}	111.00		$1/2 \times 0.45 \times 12.00$	2.70	299.70
土石流流体力	F		39.47	$12.00 + 1/2 \times 1.20$	12.60	497.32
合計		2,810.03	1,257.54			19,706.49

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

$$\frac{M}{V} = \frac{19,706.49}{2,810.03} = 7.01\text{m} \dots (6-132)$$

$$\text{堤底幅 } B = 3.00 + 2.40 + 5.40 = 10.80\text{m} \dots (6-133)$$

$$(B/3 = 3.60\text{m}) < (x = 7.01\text{m}) < (B \times 2/3 = 7.20\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} \dots (6-134)$$

$$= \frac{0.60 \times 2,810.03}{1,257.54}$$

$$= 1.34 \geq 1.2 \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2} B \dots (6-135)$$

$$= 7.01 - \frac{1}{2} \times 10.80$$

$$= 1.61\text{m}$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \dots (6-136)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2,810.03}{10.80} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.61}{10.80} \right) \right\} \dots (6-137)$$

$$= 492.91\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,810.03}{10.80} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.61}{10.80} \right) \right\} \dots (6-138)$$

$$= 27.46\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

● 安定計算における記号について

M: 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計(kN・m/m)
 V: 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)

H: 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN/m)

N: 安全率

x: 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

e: 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

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

基礎地盤: 礫層 (密なもの)

f : 摩擦係数 (0.6)

qu : 許容支持力 (588.6kN/m²)

v) 断面 (2) : 土石流捕捉後の湛水時 (n=0.20、m=0.45)

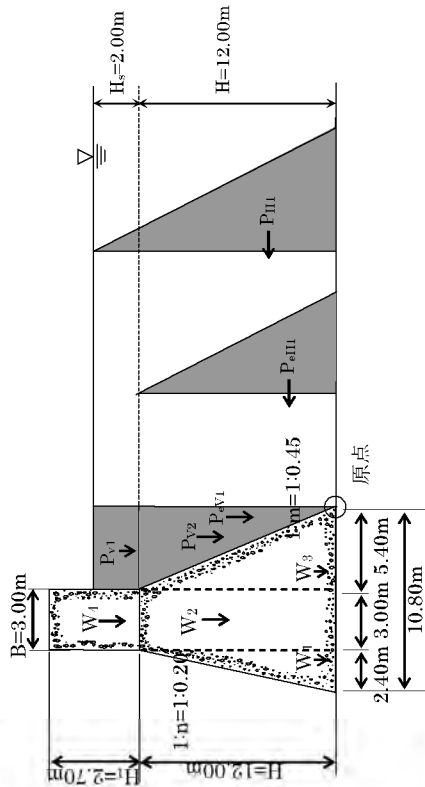


図-6.26 砂防堰堤に作用する力 (断面 (2) : 土石流捕捉後の湛水時)

表-6.21 作用荷重一覧表 (断面 (2) : 土石流捕捉後の湛水時)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	324.86		$0.45 \times 12.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 12.00$	9.20	2,988.71
	W ₂	812.16		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	5,603.90
	W ₃	730.94		$2/3 \times 0.45 \times 12.00$	3.60	2,631.38
	W ₄	182.74		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	1,260.91
静水圧	P _{v1}	127.12		$1/2 \times 0.45 \times 12.00$	2.70	343.22
	P _{v2}	381.35		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	686.43
	P _{h1}	1,153.46	1,153.46	$1/3 \times (12.00 + 2.00)$	4.67	5,386.66
堆砂圧	P _{ev1}	266.98		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	480.56
	P _{eh1}	177.98	177.98	$1/3 \times 12.00$	4.00	711.92
合計		2,826.15	1,331.44			20,093.69

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{20,093.69}{2,826.15} = 7.11\text{m} \quad \dots \cdot (6-139)$$

$$\text{堤底幅 } B = 3.00 + 2.40 + 5.40 = 10.80\text{m} \quad \dots \cdot (6-140)$$

$$(B/3 = 3.60\text{m}) < (x = 7.11\text{m}) < (B \times 2/3 = 7.20\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} \quad \dots \cdot (6-141) \quad \text{OK}$$

$$= \frac{0.60 \times 2,826.15}{1,331.44}$$

$$= 1.27 \geq 1.2 \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2} B \quad \dots \cdot (6-142)$$

$$= 7.11 - \frac{1}{2} \times 10.80$$

$$= 1.71\text{m}$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots \cdot (6-143)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2,826.15}{10.80} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.71}{10.80} \right) \right\} \quad \dots \cdot (6-144)$$

$$= 510.28\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,826.15}{10.80} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.71}{10.80} \right) \right\} \quad \dots \cdot (6-145)$$

$$= 13.08\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

● 安定計算における記号について

M : 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面

に作用する荷重のモーメントの合計(kN・m/m)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計

(kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計

(kN/m)

N : 安全率

x : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の

上流端までの距離(m)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の

中央までの距離(m)

● 基礎地盤の地盤支持力 qu および摩擦係数 f

… 現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

基礎地盤：礫層（密なもの）

f : 摩擦係数 (0.6)

qu : 許容支持力 (588.6kN/m²)

vi) 断面 (2) : 洪水時 (n=0.20, m=0.45)

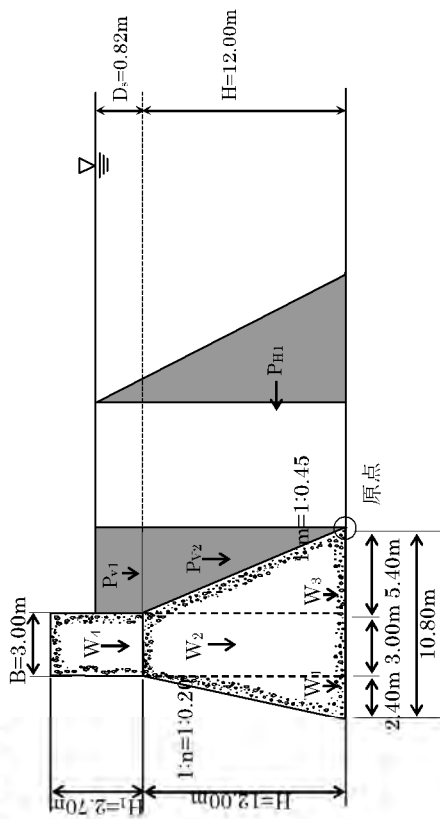


図-6.27 砂防堰堤に作用する力 (断面 (2) : 洪水時)

表-6.22 作用荷重一覧表 (断面 (2) : 洪水時)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	324.86		$0.45 \times 12.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 12.00$	9.20	2,988.71
	W ₂	812.16		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	5,603.90
	W ₃	730.94		$2/3 \times 0.45 \times 12.00$	3.60	2,631.38
	W ₄	182.74		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	1,260.91
静水圧	P _{v1}	52.12		$1/2 \times 0.45 \times 12.00$	2.70	140.72
	P _{v2}	381.35		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	686.43
	P _{H1}		967.21	$1/3 \times (12.00 + 0.82)$	4.27	4,129.99
合計		2,484.17	967.21			17,442.04

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{17,442.04}{2,484.17} = 7.02\text{m} \quad \dots (6-146)$$

$$\text{堤底幅 } B = 3.00 + 2.40 + 5.40 = 10.80\text{m} \quad \dots (6-147)$$

$$(B/3 = 3.60\text{m}) < (x = 7.02\text{m}) < (B \times 2/3 = 7.20\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} \quad \dots (6-148)$$

$$= \frac{0.60 \times 2,484.17}{967.21}$$

$$= 1.54 \geq 1.2 \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2} B \quad \dots (6-149)$$

$$= 7.02 - \frac{1}{2} \times 10.80$$

$$= 1.62\text{m}$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (6-150)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2,484.17}{10.80} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.62}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-151)$$

$$= 437.03\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,484.17}{10.80} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.62}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-152)$$

$$= 23.00\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

● 安定計算における記号について

M: 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計(kN・m/m)
 V: 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)

H: 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN/m)

N: 安全率

x: 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

e: 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

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

基礎地盤: 礫層(密なもの)

f: 摩擦係数 (0.6)

qu: 許容支持力 (588.6kN/m²)

vii) 断面 (3) : 土石流時 (n=0.20、m=0.45)

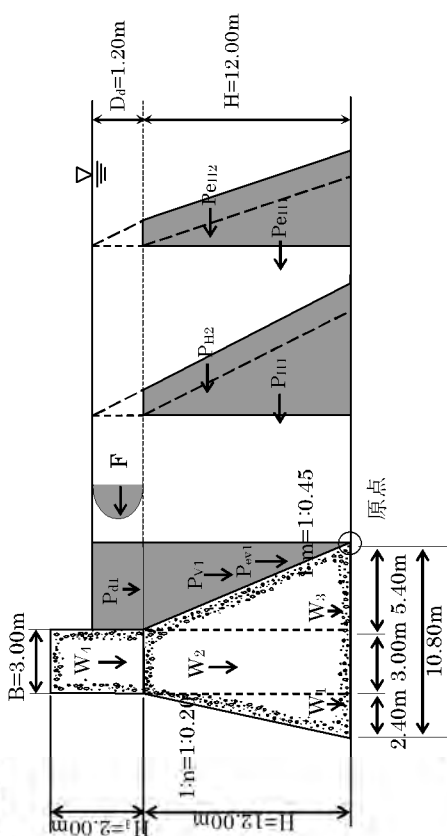


図-6.28 砂防堰堤に作用する力 (断面 (3) : 土石流時)

表-6.23 作用荷重一覧表 (断面 (3) : 土石流時)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	324.86		$0.45 \times 12.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 12.00$	9.20	2,988.71
	W ₂	812.16		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	5,603.90
	W ₃	730.94		$2/3 \times 0.45 \times 12.00$	3.60	2,631.38
	W ₄	135.36		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	933.98
静水圧	P _{v1}	381.35		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	686.43
	P _{h1}		847.44	$1/3 \times 12.00$	4.00	3,389.76
	P _{h2}		169.49	$1/2 \times 12.00$	6.00	1,016.94
堆砂圧	P _{ev1}	266.98		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	480.56
	P _{ev2}		177.98	$1/3 \times 12.00$	4.00	711.92
	P _{ev3}		23.16	$1/2 \times 12.00$	6.00	138.96
土石流の重さ	P _{u1}	111.00		$1/2 \times 0.45 \times 12.00$	2.70	299.70
土石流流体力	F		39.47	$12.00 + 1/2 \times 1.20$	12.60	497.32
合計		2,762.65	1,257.54			19,379.56

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{19,379.56}{2,762.65} = 7.01\text{m} \quad \dots (6-153)$$

$$\text{堤底幅 } B = 3.00 + 2.40 + 5.40 = 10.80\text{m} \quad \dots (6-154)$$

$$(B/3 = 3.60\text{m}) < (x = 7.01\text{m}) < (B \times 2/3 = 7.20\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} \quad \dots (6-155)$$

$$= \frac{0.60 \times 2,762.65}{1,257.54}$$

$$= 1.32 \geq 1.2 \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2} B \quad \dots (6-156)$$

$$= 7.01 - \frac{1}{2} \times 10.80$$

$$= 1.61\text{m}$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (6-157)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2,762.65}{10.80} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.61}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-158)$$

$$= 484.60\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,762.65}{10.80} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.61}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-159)$$

$$= 27.00\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

● 安定計算における記号について

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

V：単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)

H：単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN/m)

N：安全率

x：荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

e：荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

● 基礎地盤の地盤支持力 qu および摩擦係数 f

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

基礎地盤：礫層 (密なもの)

f：摩擦係数 (0.6)

qu：許容支持力 (588.6kN/m²)

viii) 断面 (3) : 土石流捕捉後の湛水時 (n=0.20、m=0.45)

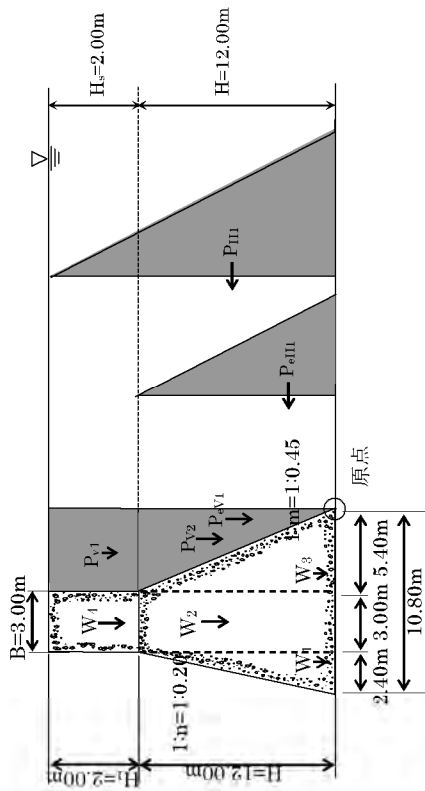


図-6.29 砂防堰堤に作用する力 (断面 (3) : 土石流捕捉後の湛水時)

表-6.24 作用荷重一覧表 (断面 (3) : 土石流捕捉後の湛水時)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	324.86		$0.45 \times 12.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 12.00$	9.20	2,988.71
	W ₂	812.16		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	5,603.90
	W ₃	730.94		$2/3 \times 0.45 \times 12.00$	3.60	2,631.38
	W ₄	135.36		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	933.98
静水圧	P _{v1}	127.12		$1/2 \times 0.45 \times 12.00$	2.70	343.22
	P _{v2}	381.35		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	686.43
	P _{h1}		1,153.46	$1/3 \times (12.00 + 2.00)$	4.67	5,386.66
堆砂圧	P _{sw1}	266.98		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	480.56
	P _{sh1}		177.98	$1/3 \times 12.00$	4.00	711.92
合計		2,778.77	1,331.44			19,766.76

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{19,766.76}{2,778.77} = 7.11\text{m} \quad \dots (6-160)$$

$$\text{堤底幅 } B = 3.00 + 2.40 + 5.40 = 10.80\text{m} \quad \dots (6-161)$$

$$(B/3 = 3.60\text{m}) < (x = 7.11\text{m}) < (B \times 2/3 = 7.20\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} \quad \dots (6-162) \quad \text{OK}$$

$$= \frac{0.60 \times 2,778.77}{1,331.44}$$

$$= 1.25 \geq 1.2 \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2} B \quad \dots (6-163)$$

$$= 7.11 - \frac{1}{2} \times 10.80$$

$$= 1.71\text{m}$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (6-164)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2,778.77}{10.80} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.71}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-165)$$

$$= 501.72\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,778.77}{10.80} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.71}{10.80} \right) \right\} \quad \dots (6-166)$$

$$= 12.86\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

● 安定計算における記号について

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

V：単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)

H：単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN/m)

N：安全率

x：荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

e：荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

● 基礎地盤の地盤支持力 qu および摩擦係数 f

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

基礎地盤：礫層（密なもの）

f：摩擦係数 (0.6)

qu：許容支持力 (588.6kN/m²)

i.x) 断面 (3) : 洪水時 (n=0.20、m=0.45)

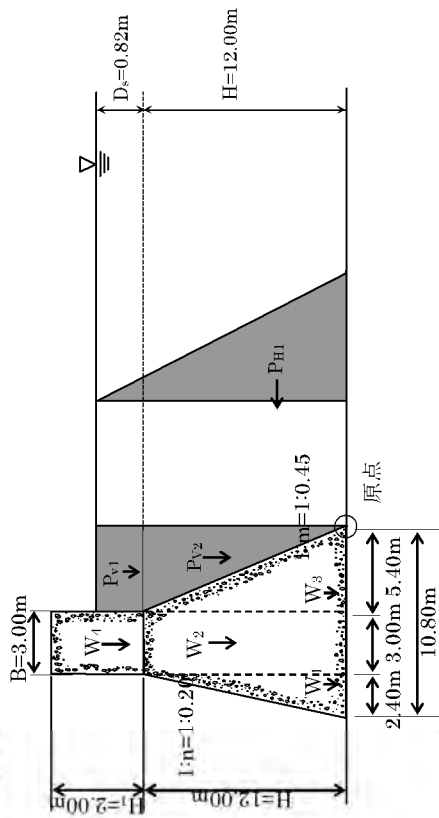


図-6.30 砂防堰堤に作用する力 (断面 (3) : 洪水時)

表-6.25 作用荷重一覧表 (断面 (3) : 洪水時)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	324.86		$0.45 \times 12.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 12.00$	9.20	2,988.71
	W ₂	812.16		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	5,603.90
	W ₃	730.94		$2/3 \times 0.45 \times 12.00$	3.60	2,631.38
	W ₄	135.36		$0.45 \times 12.00 + 1/2 \times 3.00$	6.90	933.98
静水圧	P _{v1}	52.12		$1/2 \times 0.45 \times 12.00$	2.70	140.72
	P _{v2}	381.35		$1/3 \times 0.45 \times 12.00$	1.80	686.43
	P _{h1}		967.21	$1/3 \times (12.00 + 0.82)$	4.27	4,129.99
合計		2,436.79	967.21			17,115.11

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{17,115.11}{2,436.79} = 7.02\text{m} \dots (6-167)$$

$$\text{堤底幅 } B = 3.00 + 2.40 + 5.40 = 10.80\text{m} \dots (6-168)$$

$$(B/3 = 3.60\text{m}) < (x = 7.02\text{m}) < (B \times 2/3 = 7.20\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑动を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} \dots (6-169)$$

$$= \frac{0.60 \times 2,436.79}{967.21}$$

$$= 1.51 \geq 1.2 \quad \text{OK}$$

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

$$e = x - \frac{1}{2} B \dots (6-170)$$

$$= 7.02 - \frac{1}{2} \times 10.80$$

$$= 1.62\text{m}$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \dots (6-171)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2,436.79}{10.80} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.62}{10.80} \right) \right\} \dots (6-172)$$

$$= 428.69\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,436.79}{10.80} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.62}{10.80} \right) \right\} \dots (6-173)$$

$$= 22.56\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

以上より、各断面について、各設計外力に対する非越流部の安定性が確保されると判断できる。

●安定計算における記号について

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

V：単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)

H：単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN/m)

N：安全率

x：荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

e：荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

●基礎地盤の地盤支持力 qu および摩擦係数 f

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

基礎地盤：礫層(密なもの)

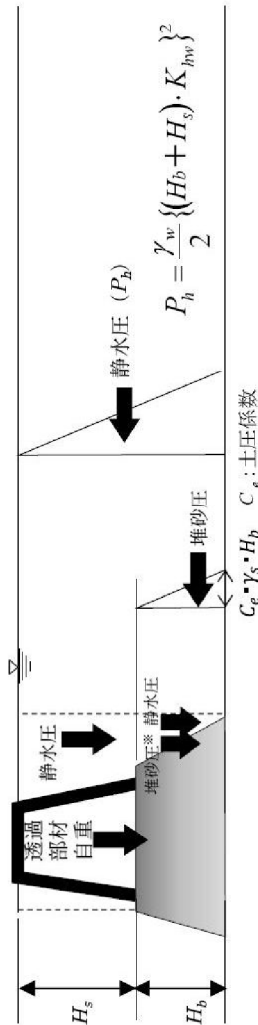
f：摩擦係数(0.6)

qu：許容支持力(588.6kN/m²)

6.1.3.6 付属施設の安定性の検討

付属施設の安定計算は、別添資料に基づき、土石流捕捉後の湛水時における設計外力に対して行うものとし、土石流により基礎部まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が付属施設を閉塞させ付属施設の高さまで湛水した状態を想定し、基礎部への堆砂圧および付属施設天端までの静水圧を考慮する (図-6.31)。

ここで、本事例においては、基礎部とは、不透過型砂防堰堤の一部とし、堰堤の天端から付属施設の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目までの高さ (H_b) を基礎部と扱い、本事例では $H_b=0.75\text{m}$ とした。



H_b : 基礎部 (堰堤の天端から付属施設の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目まで) の高さ

K_{hw} : 透過部の閉塞密度に応じた静水圧係数 ($K_{hw}=1.0$)

図-6.31 付属施設の設計外力図

表-6.26 付属施設の設計外力

土石流捕捉後の湛水時	
付属施設	静水圧、堆砂圧、本体自重※

※付属施設 (透過部材) の自重と基礎部の自重からなる。

※既設堰堤形状の諸元は表-6.9を参照。

(1) 設計外力の算出※

1) 静水圧

静水圧は、6.13.4(2)1i)と同様に求める。

水平方向

$$\begin{aligned}
 F_{P_H} &= \frac{1}{2} \gamma_w \{ (H_b + H_s) \cdot K_{hw} \}^2 \dots (6-174) \\
 &= \frac{1}{2} \times \{ 11.77 \times (0.75 + 2.00) \times 1.0 \}^2 \\
 &= 44.51 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

F_{P_H} : 単位幅当りの P_H による荷重 (kN/m)

H_b : 基礎部の高さ (0.75m)

H_s : 付属施設の高さ (2.00m)

K_{hw} : 透過部の閉塞密度に応じた静水圧係数 (1.0)

垂直方向

$$\begin{aligned}
 F_{P_{V1}} &= \gamma_w \cdot H_s \cdot B_2 \dots (6-175) \\
 &= 11.77 \times 2.00 \times 0.5 \\
 &= 11.77 \text{ kN/m} \\
 F_{P_{V2}} &= \gamma_w \cdot H_s \cdot m H_b \dots (6-176) \\
 &= 11.77 \times 2.00 \times 0.45 \times 0.75 \\
 &= 7.94 \text{ kN/m} \\
 F_{P_{V3}} &= \frac{1}{2} \gamma_w \cdot m H_b^2 \dots (6-177) \\
 &= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.45 \times 0.75^2 \\
 &= 1.49 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

F_{P_1} : 単位幅当りの P_{V1} による荷重 (kN/m)

F_{P_2} : 単位幅当りの P_{V2} による荷重 (kN/m)

F_{P_3} : 単位幅当りの P_{V3} による荷重 (kN/m)

H_s : 付属施設の高さ (2.00m)

H_b : 基礎部の高さ (0.75m)

B_2 : 本体の天端上流端から付属施設上流端までの距離 (本事例では 0.50m)

2) 堆砂圧

堆砂圧は、6. 1 3. 4 (2) 1) ii) と同様に求める。

水平方向

$$\begin{aligned} F_{P_{eH}} &= \frac{1}{2} C_e \cdot \gamma_s \cdot H_b^2 \quad \dots (6-178) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.30 \times 8.24 \times 0.75^2 \\ &= 0.70 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

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

C_e : 土圧係数 (0.30)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

H_b : 基礎部の高さ (0.75m)

垂直方向

$$\begin{aligned} F_{P_{eV}} &= \frac{1}{2} \gamma_s \cdot m \cdot H_b^2 \quad \dots (6-179) \\ &= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.45 \times 0.75^2 \end{aligned}$$

$$= 1.04\text{kN/m}$$

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

m : 既設堰堤の本体越流部の上流法勾配 (0.45)

3) 自重

自重は基礎部 (コンクリート) の自重及び付属施設 (透過部材) の自重からなる。

基礎部 (コンクリート)

基礎部の自重は、6. 1 3. 4 (2) 1 iv) と同様に求める。

$$W_1 = \frac{1}{2} W_c m H_b^2 \quad \dots (6-180)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.20 \times 0.75^2$$

$$= 1.27\text{kN/m}$$

$$W_2 = W_c B H_b \quad \dots (6-181)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 0.75$$

$$= 50.76\text{kN/m}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} W_c m H_b^2 \quad \dots (6-182)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.45 \times 0.75^2$$

$$= 2.86\text{kN/m}$$

W_1 : コンクリートブロック 1 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_2 : コンクリートブロック 2 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_3 : コンクリートブロック 3 における単位幅当りの自重 (kN/m)

付属施設

付属施設の自重は、6. 1 3. 4 (2) 1 iv) で前述のとおり 3.76kN/m である。

(2) 安定計算

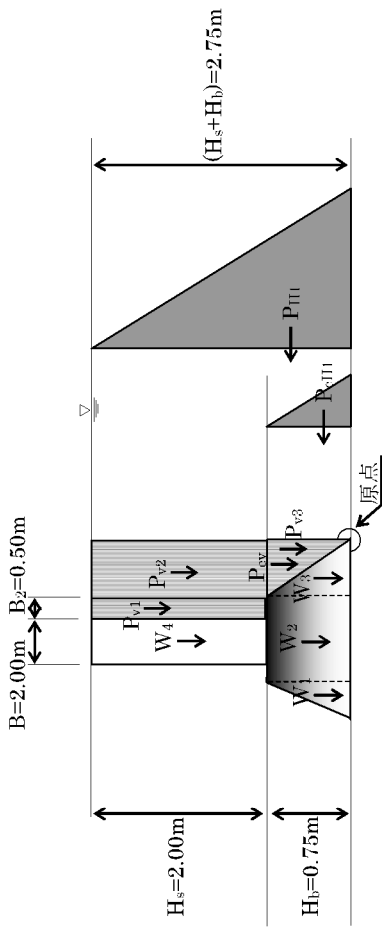


図-6.32 作用荷重一覧表

表-6.27 作用荷重一覧表

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	1.27		$0.45 \times 0.75 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 0.75$	3.39	4.31
	W ₂	50.76		$0.45 \times 0.75 + 1/2 \times 3.00$	1.84	93.40
	W ₃	2.86		$2/3 \times 0.45 \times 0.75$	0.23	0.66
	W ₄	3.76		$0.45 \times 0.75 + 1/2 \times 3.00$	1.84	6.92
静水圧	P _{v1}	11.77		$0.45 \times 0.75 + 1/2 \times 0.50$	0.59	6.94
	P _{v2}	7.94		$1/2 \times 0.45 \times 0.75$	0.17	1.35
	P _{v3}	1.49		$1/3 \times 0.45 \times 0.75$	0.11	0.16
	P _H		44.51	$1/3 \times (2.00 + 0.75)$	0.92	40.95
堆砂圧	P _{cv}	1.04		$1/3 \times 0.45 \times 0.75$	0.11	0.11
	P _{c11}		0.70	$1/3 \times 0.75$	0.25	0.18
合計		80.89	45.21			154.98

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{154.98}{80.89} = 1.92\text{m} \quad \dots (6-183)$$

基礎部底幅 $B = 3.00 + 0.15 + 0.34 = 3.49\text{m} \quad \dots (6-184)$

$$(B/3 = 1.16\text{m}) < (x = 1.92\text{m}) < (B \times 2/3 = 2.33\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「付属施設の基礎部と本体の境界面上のせん断摩擦」に対する安全率の検討^{※1}

$$\begin{aligned} N &= \frac{f \cdot V + \tau_e \cdot L}{H} \quad \dots (6-185) \\ &= \frac{0.70 \times 80.89 + 2,760 \times 3.49}{45.21} \\ &= 214.31 \geq 4.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(iii) 「付属施設と本体との境界面上で作用する応力」に対する検討^{※2}

$$\begin{aligned} e &= x - \frac{1}{2} B \quad \dots (6-186) \\ &= 1.92 - \frac{1}{2} \times 3.49 \\ &= 0.18\text{m} \\ \sigma &= \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (6-187) \\ \sigma_{\max} &= \frac{80.89}{3.49} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{0.18}{3.49} \right) \right\} \quad \dots (6-188) \\ &= 30.35\text{kN/m}^2 < 6,750\text{kN/m}^2 \quad \text{OK} \\ \sigma_{\min} &= \frac{80.89}{3.49} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{0.18}{3.49} \right) \right\} \quad \dots (6-189) \\ &= 16.01\text{kN/m}^2 > -337.5\text{kN/m}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

以上より、当ケースでは付属施設の安定性が確保されると判断できる。

●付属施設の安定性検討における記号について

M：基礎部底面上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計(kN・m/m)

V：単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)

H：単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN/m)

N：安全率

f：摩擦係数 (0.7)

x：荷重の合力の作用線と基礎部底面との交点から基礎部底面上流端までの距離(m)

e：荷重の合力の作用線と基礎部底面との交点から基礎部底面の中央までの距離(m)

●付属施設の安定性の検討で用いたコンクリートの強度 (ケース 1 等を参照)

・設計基準強度 (f_{ck})：18N/mm²

・せん断強度 (τ_c)：2,760kN/m²

・許容圧縮応力度(割増考慮) (σ'_{ca})：6,750kN/m²

・許容曲げ引張応力度(割増考慮) (σ_{ca})：337.5kN/m²

※1 コンクリートのせん断強度を考慮し、安全率 $N=4.0$ とした。

※2 本事例における設計外力は、短期的な荷重と判断して許容応力度に割増係数 (1.5) を乗じた。

6.1.3.7 部材の安定性の検討

別添資料に基づき、「土石流・流木対策設計技術指針（平成28年4月）」の「参1.2.4 部材の安定性の検討」に準じて設計を行う。

付属施設の透過部を構成する部材は、水圧および流木と礫の衝突に対して安全であるように設計する。

土石流区間の流木捕捉工と同様に、透過部の構成断面は小さく重力式構造ではないので、部材の構造計算を行い、安全性を検証する。

流木と礫の衝突による衝撃力は、「土石流・流木対策施設設計技術指針（平成28年4月）」の「4.2 礫の衝撃力」及び「4.3 流木の衝撃力」による。

付属施設の透過部材の構造計算に用いる設計外力としての流木の衝撃力の算定にあたっては、流木の衝突の計算における流速は表面流速を用いるものとし、下記の式で求める。流木は長軸が水流の方向と平行に流下し衝突する場合を想定して衝撃力を計算する。

$$\begin{aligned} U_{ss} &= 1.2U_s \quad \dots (6-190) \\ &= 1.2 \times 1.60 \\ &= 1.92\text{m/s} \end{aligned}$$

U_{ss} : 表面流速 (m/s)

U_s : 平均流速 (m/s) (本事例ではせき上げ後の平均流速を用いた)

6.1.3.8 付属施設以外の設計

(1) 水通し

別添資料に基づき、付属施設を設置した砂防堰堤の水通し断面は、洪水流は付属施設を透過するものと想定し、「土石流・流木対策設計技術指針（平成28年4月）」の「2.1.3.2(1)水通し断面」に準じて設計を行う。

付属施設を設置することで流木整備率も100%を満たし、当該砂防堰堤は土石流・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該当することから、水通し部の設計水深は「土砂含有を考慮した流量」に対する越流水深となる。ここで、6.1.2で前述のとおり、既設堰堤の水通し断面は、土石流ピーク流量に対する越流水深（1.9m）を設計水深として設計されていたが、付属施設を設置した砂防堰堤の設計水深（土砂含有を考慮した流量に対する越流水深0.8m）の方が小さいことから、必要な水通し断面は確保されいと判断できる。

また、6.1.3.1で前述のとおり、付属施設の高さは2.0mである。また、表-6.9より、既設堰堤の水通し高さは2.7mである。

ここで、別添資料に示された考え方を適用するための条件の1つに「付属施設の高さが、設置しようとする堰堤の水通し断面の高さを超えないこと」があるが、上記のとおりこの条件を満足しており（付属施設の高さ(2.0m) < 既設堰堤の水通し断面の高さ(2.7m)、水通しの追加の改修は不要と判断できる。

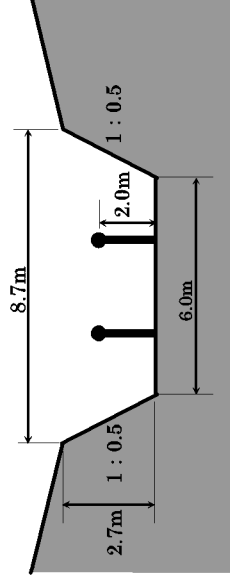


図-6.33 水通し断面

(2) 前庭保護工

別添資料に基づき、付属施設を設置した砂防堰堤の前庭保護工については、流水は付属施設を透過するものと想定し、既設堰堤の高さを堰堤高として、「土石流・流木対策設計技術指針（平成28年4月）」の「2.1.3.4 前庭保護工」に準じて設計する。

●水通し断面

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.2(1)

●前庭保護工

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.4

(1) で前述のとおり、付属施設を設置することで流木整備率も 100% となることから、当該砂防堰堤は土石流・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該当する。そのため、前庭保護工は「土砂含有を考慮した流量」を用いて設計する。

1) 本堤・垂直壁間の長さ

本堤・垂直壁間の長さ (L) は、経験式を用いて求める。

$$\begin{aligned} L &= 1.5 \times (H_1 + h_3) \quad \dots (6-191) \\ &= 1.5 \times (10.4 + 0.8) \\ &= 16.8\text{m} \Rightarrow 17.0\text{m} \text{ (本事例では } 0.5\text{m 単位で切り上げた)} \end{aligned}$$

L : 本堤・垂直壁間の長さ (本堤天端下流端から垂直壁天端下流端までの長さ) (m)

H₁ : 水叩き天端からの本堰堤の高さ (m) *

h₃ : 水通し部の設計水深 (土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 : 0.8m)

以上より、必要な本堤・垂直壁間の長さ (L=17.0m) は、既設堰堤の本堤・垂直壁間の長さ (18.0m) と比較し、短くなることから、改築の必要性はないことが確認できた。

2) 水叩きの厚さ

水叩きの厚さ (t) は、経験式を用いて求める。

$$\begin{aligned} t &= 0.2 \times (0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) \quad \dots (6-192) \\ &= 0.2 \times (0.6 \times 10.4 + 3 \times 0.8 - 1.0) \\ &= 1.53\text{m} \Rightarrow 1.6\text{m} \text{ (本事例では } 0.1\text{m 単位で切り上げた)} \end{aligned}$$

t : 水叩きの厚さ (m)

H₁ : 水叩き天端からの本堰堤の高さ (m) *

h₃ : 水通し部の設計水深 (土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 : 0.8m)

以上より、必要な水叩きの厚さ (t=1.6m) は、既設堰堤の水叩きの厚さ (2.2m) と比較し、薄くなることから改築の必要性はないことが確認できた。

※「水叩き天端からの本堰堤の高さ」=「既設堰堤の堤高(H=12.0m)」-「水叩きの厚さ(t=1.6m)」= 10.4m