

砂防堰堤設計計算

sample-2 不透過型砂防堰堤

目次

1	設計条件	1
2	設計流量の算出	2
2-1	土砂含有を考慮した流量	2
2-1-1	有効降雨強度	2
2-1-2	清水の対象流量	2
2-1-3	土砂含有を考慮した流量	2
2-2	土石流ピーク流量	3
2-2-1	溪床勾配	3
2-2-2	土石流濃度	3
2-2-3	1波の土石流により流出すると想定される土砂量	3
2-2-4	土石流ピーク流量	3
3	設計水深の算出	4
3-1	設計流量と設計水深の考え方	4
3-2	土砂含有を考慮した流量(Q)に対する越流水深	4
3-3	設計水深	5
3-4	余裕高	6
4	水通し断面	7
5	越流部の安定計算	7
5-1	本体の天端幅	7
5-2	安定計算	8
5-2-1	安定条件	8
5-2-2	設計外力の組合せ	8
5-2-3	土石流の流速と水深	9
5-2-4	下流のり勾配・上流のり勾配	12
5-2-5	安定計算(土石流時)	15
5-2-6	安定計算(洪水時)	20
5-3	結果一覧表	23
6	非越流部の安定計算	23
6-1	安定条件	24
6-2	設計外力の組合せ	24
6-3	下流のり勾配・上流のり勾配	25
6-4	安定計算(断面 1: 袖小口の断面、土石流時)	27
6-5	安定計算(断面 1: 袖小口の断面、洪水時)	32
6-6	安定計算(断面 2: 土石流の水深と袖部の高さが一致する断面、土石流時)	35
6-7	安定計算(断面 2: 土石流の水深と袖部の高さが一致する断面、洪水時)	40
6-8	結果一覧表	43
7	袖部の破壊に対する構造計算	43
7-1	袖ブロック	43
7-2	設計外力の算出	44
7-2-1	土石流流体力の算出	44
7-2-2	礫の衝撃力の算定	45
7-2-3	流木の衝撃力の算定	45
7-2-4	土石流衝撃力の補正	47
7-2-5	袖部1ブロック当たりの質量	47
7-2-6	単位幅当たりの衝撃力の算出	48
7-2-7	土石流衝撃力一覧表	49
7-2-8	袖部に作用する設計外力	50
7-3	照査内容	51
7-3-1	せん断摩擦安全率の検討	51

7-3-2 袖部と本体の境界面上に作用する応力に対する検討	51
7-4 照査結果一覧	51
8 水叩工の設計	53
8-1 副堰堤の位置 (本・副堰堤間の長さ)	53
8-1-1 経験式	53
8-2 水叩きの厚さ	54
8-2-1 経験式	54
9 側壁工	55
9-1 右岸側壁	55
9-1-1 安定計算結果一覧表	55
9-1-2 設計条件	56
9-1-3 荷重計算	58
9-1-4 荷重集計	61
9-1-5 安定計算照査内容	62
9-1-6 安定計算照査結果	64
9-2 左岸側壁	66
9-2-1 安定計算結果一覧表	66
9-2-2 設計条件	67
9-2-3 荷重計算	69
9-2-4 荷重集計	72
9-2-5 安定計算照査内容	73
9-2-6 安定計算照査結果	75
10 流木捕捉工の設計	77
10-1 透過部の高さ	77
10-2 透過部における部材の純間隔	80
10-3 設計流量(Q)に対する越流水深	82
10-4 全体の安定性の検討	83
10-4-1 安定条件	83
10-4-2 設計外力の組合せ	83
10-4-3 安定計算(洪水時)	84
10-5 結果一覧表	88

1 設計条件

タイトル : sample-2 不透過型砂防堰堤

堰堤タイプ	:	不透過型
流域面積	A	: 0.200 (km ²)
現溪床勾配	I ₀	: 1/6.70
	θ_0	: 8.49 (°)
計画堆砂勾配	I _p	: 1/6.60
	θ_p	: 8.62 (°)
堆積土砂の容積濃度	C*	: 0.6
堆積土砂の内部摩擦角	ϕ	: 35 (°)
粗度係数	K _n	: 0.10
最大礫径	d ₉₅	: 1.00 (m)
コンクリートの単位体積重量	γ_c	: 22.56 (kN/m ³)
礫の密度	σ	: 2600 (kg/m ³)
水の単位体積重量	γ_w	: 11.77 (kN/m ³)
水の密度	ρ	: 1200 (kg/m ³)
土石流流体力係数	K _h	: 1.0
コンクリートの設計基準強度	f' _{ck}	: 18 (N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	σ' _{ca}	: 4500 (kN/m ²)
コンクリートのせん断強度	τ_c	: 2760 (kN/m ²)
重力加速度	g	: 9.81 (m/s ²)

土石流の単位体積重量(γ_d)を算出する際の溪床勾配の考え方

: 土石流ピーク流量を算出する際の溪床勾配 [1波想定地点勾配]

「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」

2 設計流量の算出

砂防堰堤の設計流量は、土砂含有を考慮した流量(洪水時)と、土石流ピーク流量(土石流時)とする。

2-1 土砂含有を考慮した流量

2-1-1 有効降雨強度

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \left(\frac{24K_{f1}^2}{\frac{K_{p1}}{60} A^{0.22}} \right)^{0.606}$$
$$= \left(\frac{406.6}{24} \right)^{1.21} \times \left(\frac{24 \times 0.75^2}{\frac{120}{60} \times 0.200^{0.22}} \right)^{0.606} = 121.0 \text{ (mm/h)}$$

ここに、 P_e : 有効降雨強度 (mm/h)

P_{24} : 24時間雨量 (mm/24h)

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、大きい方の値を用いる。

降雨量 (mm/24h)	
計画規模の年超過確率	406.6
既往最大	350.0

よって、 $P_{24} = 406.6$ (mm/24h) とする。

K_{p1} : 係数

K_{f1} : 流出係数

A : 流域面積 (km²)

2-1-2 清水の対象流量

$$Q_p = \frac{1}{3.6} P_e \cdot A$$
$$= \frac{1}{3.6} \times 121.0 \times 0.200 = 6.72 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

ここに、 Q_p : 清水の対象流量 (m³/s)

P_e : 有効降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km²)

2-1-3 土砂含有を考慮した流量

$$Q = 1.5 \times Q_p$$
$$= 1.5 \times 6.72 = 10.08 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

ここに、 Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s)

Q_p : 清水の対象流量 (m³/s)

2-2 土石流ピーク流量

2-2-1 溪床勾配

土石流ピーク流量を算出する際の溪床勾配は、1 波の土石流により流出すると想定される土砂量を算出しようとしている地点の現溪床勾配とし、流下区間の下流端となると考えられる地点の勾配(10°)以上とする。

「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 平成28年4月 2.6.3」

$$\begin{aligned} \text{溪床勾配 } I & : 1/4.60 \\ \theta & : 12.26 \text{ (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

2-2-2 土石流濃度

$$\begin{aligned} C_d &= \frac{\rho \cdot \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \\ &= \frac{1200 \times \tan 12.26^\circ}{(2600 - 1200) \times (\tan 35^\circ - \tan 12.26^\circ)} = 0.386 \approx 0.39 \end{aligned}$$

ここに、 C_d : 土石流濃度 $(0.3 \leq C_d \leq 0.9C_* = 0.9 \times 0.6 = 0.54)$
 σ : 礫の密度 (kg/m^3)
 ρ : 水の密度 (kg/m^3)
 ϕ : 堆積土砂の内部摩擦角 $(^\circ)$
 θ : 溪床勾配 $(^\circ)$
 C_* : 堆積土砂の容積濃度

2-2-3 1波の土石流により流出すると想定される土砂量

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

$$\text{移動可能土砂量 } V_{dy1} = 3500 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\text{運搬可能土砂量 } V_{dy2} = 15170 \text{ (m}^3\text{)}$$

よって、1波の土石流により流出すると想定される土砂量は、 $V_{dqp} = 3500 \text{ (m}^3\text{)}$ とする。

2-2-4 土石流ピーク流量

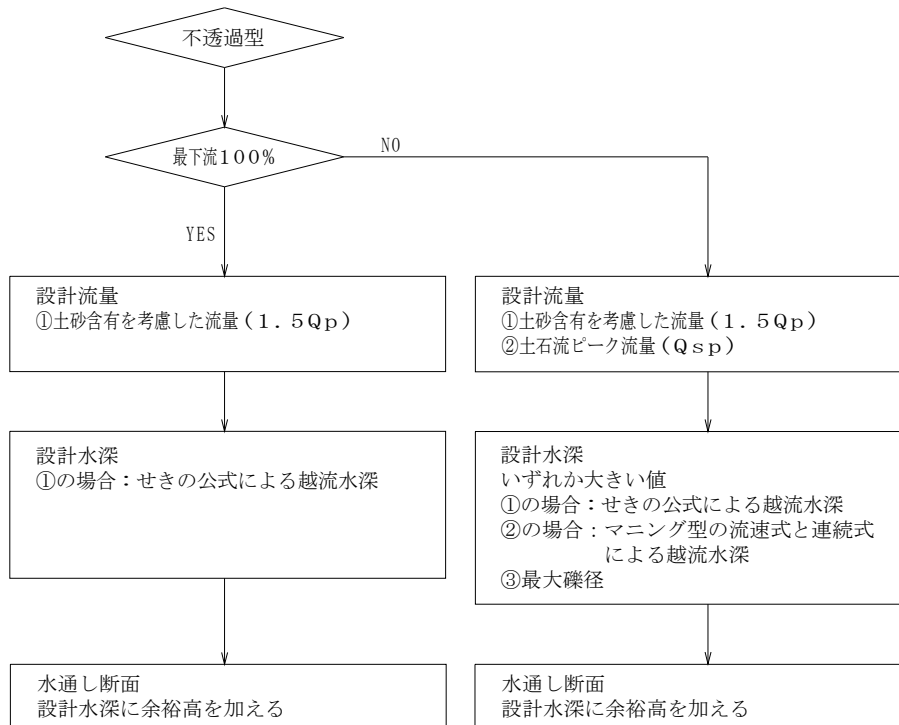
$$\begin{aligned} Q_{sp} &= 0.01 \cdot \Sigma Q \\ &= 0.01 \times 5385 = 53.85 \rightarrow 53.9 \text{ (m}^3\text{/s)} \quad \text{※小数点第2位四捨五入} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Q &= \frac{V_{dqp} \cdot C_*}{C_d} \\ &= \frac{3500 \times 0.6}{0.39} = 5385 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

ここに、 Q_{sp} : 土石流ピーク流量 $(\text{m}^3\text{/s})$
 ΣQ : 土石流総流量 (m^3)
 V_{dqp} : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量(空隙込) (m^3)
 C_* : 堆積土砂の容積濃度
 C_d : 土石流濃度

3 設計水深の算出

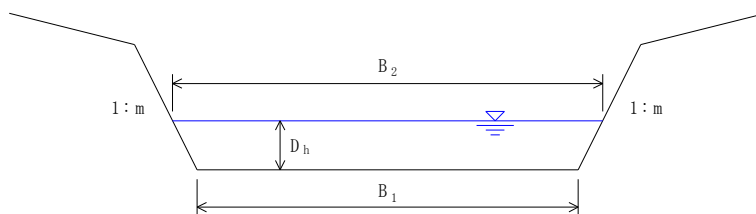
3-1 設計流量と設計水深の考え方



「土石流・流木対策設計技術方針 解説 平成28年4月 2.1.3.1(4)」

3-2 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)に対する越流水深は、せきの公式により算出する。



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

ここに、 Q : 土砂含有を考慮した流量 (10.08 m³/s)
 C : 流量係数 (0.60)
 g : 重力加速度 (9.81 m/s²)
 B_1 : 水通し幅 (7.00 m)
 B_2 : 越流水面幅 (m)
 $B_2 = B_1 + 2 \cdot m \cdot D_h$
 D_h : 越流水深 (m)
 m : 袖小口勾配 (1:0.50)

$C = 0.6$ 、 $m = 0.5$ とすると上式を変形して次式となる。

$$Q \cong (0.71D_h + 1.77B_1)D_h^{3/2}$$

ここで、

D_h (m)	Q (m ³ /s)
0.81	9.45
0.82	9.63
0.83	9.81
0.84	10.00
<u>0.85</u>	10.18

より、 $D_h = 0.85$ (m) $\cong 0.9$ (m) ※0.1 m 単位で切り上げ

3-3 設計水深

当該堰堤は、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であるため、土砂含有を考慮した流量に対する越流水深を設計水深とする。

よって、設計水深は、 $H = 0.9$ (m)とする。

3-4 余裕高

余裕高は、下表に基づいて設定する。

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

ただし、余裕高は溪床勾配によっても変わるものとし、設計水深に対する余裕高の比が下表に示す値以下とならないようにする。なお、溪床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

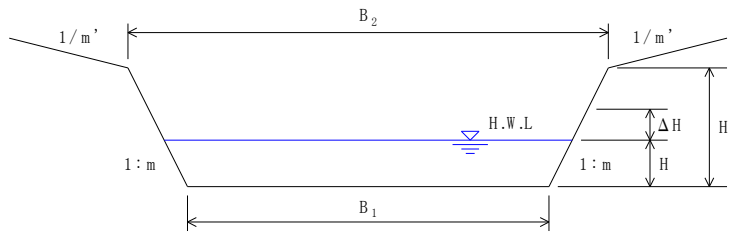
溪床勾配	$\Delta H/H$ 値
1/10 以上	0.50
1/10 ~ 1/30	0.40
1/30 ~ 1/50	0.30
1/50 ~ 1/70	0.25

以上により、余裕高は下表に示す値を採用する。

		余裕高 ΔH (m)
設計 流量	土砂含有を考慮した流量 $Q = 10.08$ (m ³ /s) ・ ・ ・ 設計流量 土石流ピーク流量 $Q_{sp} = 53.90$ (m ³ /s)	0.6
溪床 勾配	溪床勾配 ($\theta_p = 8.62^\circ$, $I = 1/6.60$) より、 $\Delta H/H = 0.50$ 余裕高 $\Delta H = H \cdot \Delta H/H$ $= 0.9 \times 0.50 = 0.45$ (m) $\div 0.5$ (m) ※0.1 m 単位で切り上げ	0.5

よって、余裕高は、 $\Delta H = 0.6$ (m) とする。

4 水通し断面



B_1	: 水通し幅	(7.00 m)
m	: 袖小口勾配	(1:0.50)
m'	: 袖天端勾配	(1/4.00)
B_2	: 水通し肩位置の幅	(m)
$B_2 = B_1 + 2H' \cdot m = 7.00 + 2 \times 2.3 \times 0.50 = 9.300 \text{ m}$		
H	: 設計水深	(0.9 m)
ΔH	: 余裕高	(0.6 m)
H'	: 水通し断面の高さ	(m)
$H + \Delta H = 1.5 \text{ m}$ より、 $H' = 2.3 \text{ m}$ とする。		

5 越流部の安定計算

5-1 本体の天端幅

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

「土石流・流木対策設計技術指針 解説 平成28年4月 2.1.3.2」

ここで、当該砂防堰堤の天端幅は 3.00 m であり、衝突する最大礫径($d_{95} = 1.00 \text{ m}$)の2倍を満足している。

5-2 安定計算

5-2-1 安定条件

土石流・流木捕捉工の砂防堰堤は、設計外力について、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に、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央1/3以内に入ること。
- (2) 砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
- (3) 砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

なお、砂防堰堤のコンクリート材料および計画地点の地盤条件は以下の通りである。

コンクリートの設計基準強度	f'_{ck}	: 18	(N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	σ'_{ca}	: 4500	(kN/m ²)
コンクリートのせん断強度	τ_c	: 2760	(kN/m ²)
基礎地盤の種類		: 軟岩(Ⅱ)(C _H)	
地盤の許容支持力	q_u	: 2000	(kN/m ²)
堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数	f	: 0.80	
地盤のせん断強度	τ_0	: 1000	(kN/m ²)

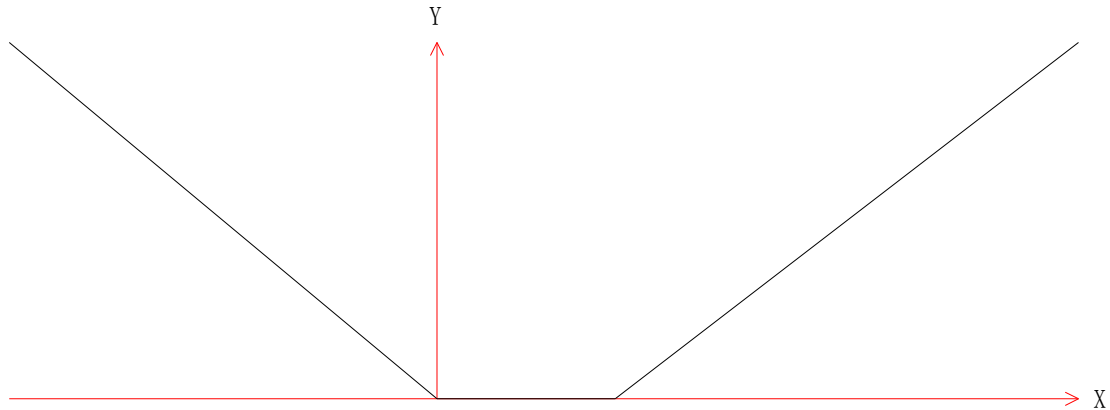
よって、せん断強度は、基礎地盤の値を採用する。

5-2-2 設計外力の組合せ

平常時	土石流時	洪水時
——	本体自重 静水圧 堆砂圧 揚圧力 土石流の重さ 土石流流体力	本体自重 静水圧 揚圧力

5-2-3 土石流の流速と水深

- ・砂防堰堤計画地点上流の溪流横断面図



No	離れ X (m)	標高 Y (m)	No	離れ X (m)	標高 Y (m)	No	離れ X (m)	標高 Y (m)	No	離れ X (m)	標高 Y (m)
1	0.000	10.000	2	12.000	0.000	3	17.000	0.000	4	30.000	10.000

土石流の水深(D_d)および土石流の流速(U)は、次式を連立させて求める。

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta_0)^{1/2}$$

$$Q_{spcal} = U \cdot A_d$$

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}}$$

$$B_{da} = \frac{12.000}{10.000} z + 5.000 + \frac{13.000}{10.000} z = \frac{25.000}{10.000} z + 5.000 \quad (0.000 \leq z \leq 10.000)$$

$$A_d = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{25.000}{10.000} z + 5.000 \right) + 5.000 \right\} z = \frac{25.000}{20.000} z^2 + 5.000z$$

ここに、 U : 土石流の流速 (m/s)

Q_{spcal} : 流下させることが可能な土石流流量 (m³/s)

D_d : 土石流の水深 (ここでは $D_r \doteq D_d$ とする) (m)

K_n : 粗度係数 (0.10 : 自然河道フロント部)

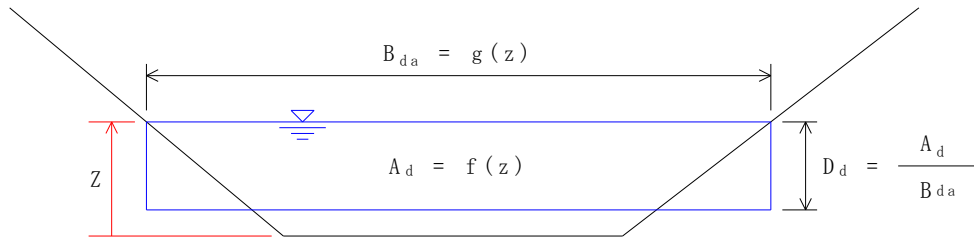
θ_0 : 現溪床勾配 (8.49°)

A_d : 流下断面積 (m²)

B_{da} : 流れの幅 (m)

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)

z : 溪床からの標高 (m)



流下断面積(A_d)、流れの幅(B_{da})は、溪床からの標高(z)の関数である。

z - Q_{spca1} の関係より、 Q_{spca1} が土石流ピーク流量 Q_{sp} ($53.90 \text{ m}^3/\text{s}$)と一致した時の z を求めると、 $z = 1.68 \text{ m}$ となる。

z (m)	B_{da} (m)	A_d (m^2)	D_d (m)	U (m/s)	Q_{spca1} (m^3/s)
1.64	9.100	11.562	1.271	4.507	52.11
1.65	9.125	11.653	1.277	4.523	52.70
1.66	9.150	11.745	1.284	4.538	53.30
1.67	9.175	11.836	1.290	4.553	53.89
<u>1.68</u>	9.200	11.928	1.297	4.569	54.49

この z の値と z - D_d の関係、 z - U の関係より、土石流の水深 (D_d) と土石流の流速 (U) を求めると、以下の値となる。

土石流の水深 $D_d = 1.30 \text{ (m)}$ ※小数点第3位四捨五入

土石流の流速 $U = 4.57 \text{ (m/s)}$ ※小数点第3位四捨五入

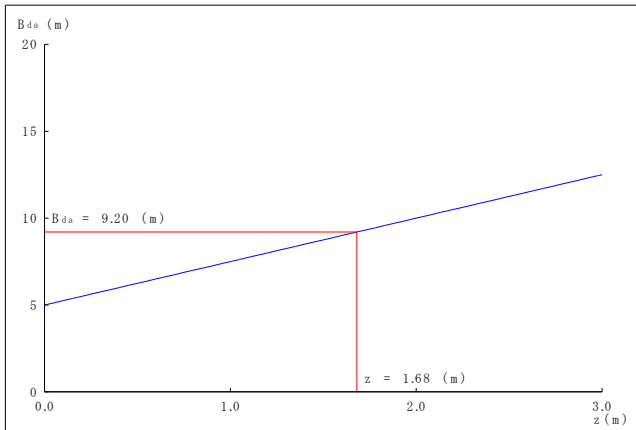


図 z - B_{da} の関係

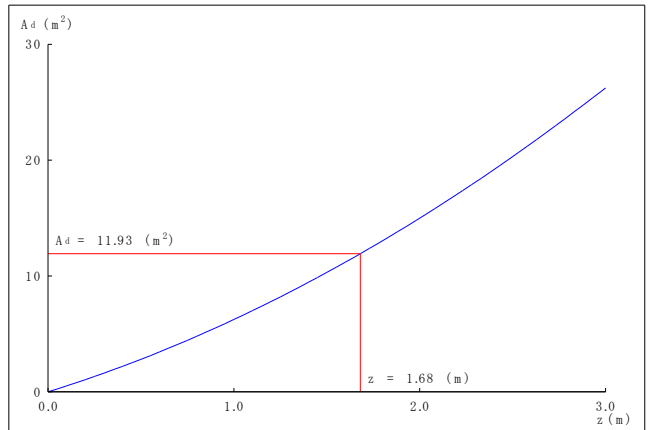


図 z - A_d の関係

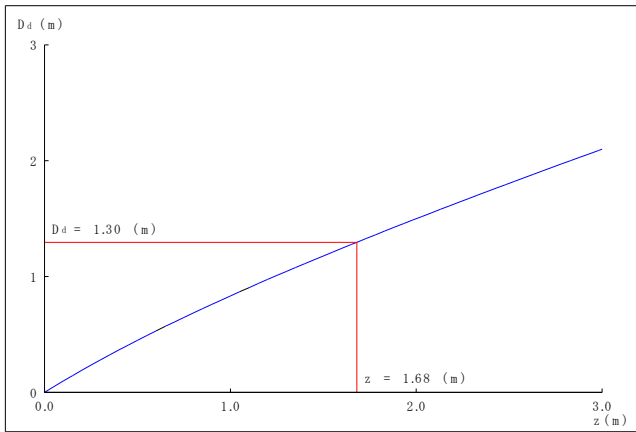


図 z - D_d の関係

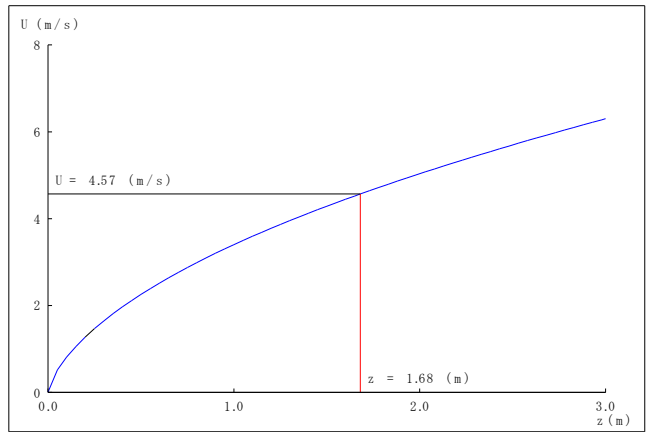


図 z - U の関係

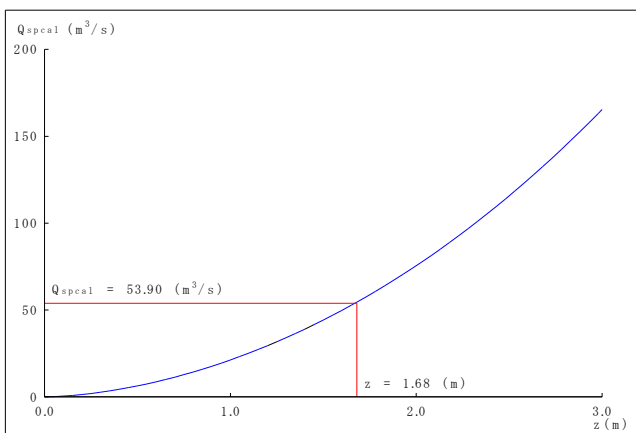
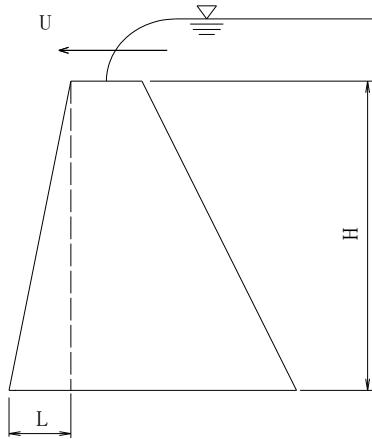


図 z - Q_{spcal} の関係

5-2-4 下流のり勾配・上流のり勾配

砂防堰堤の越流部における下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。
下流のり勾配を1：0.2より緩くする場合、次式で求められる勾配よりも急にする必要がある。
ただし、1：1.0を上限とし、1：0.2を下限とする。



$$\begin{aligned}\frac{L}{H} &= \sqrt{\frac{2}{g \cdot H}} U \\ &= \sqrt{\frac{2}{9.81 \times 14.50}} \times 2.285 = 0.27\end{aligned}$$

したがって、下流のり勾配は 1:0.27 よりも急にする必要がある。

- ここに、L : 底面の下流端から天端の下流端までの距離 (m)
H : 堰堤高 (m)
g : 重力加速度 (m/s²)
U : 土砂が活発に流出され始める流速で、現溪床勾配時の土石流流速の50 % 程度とする。 (m/s)
U = 4.57 × 0.5 = 2.285 (m/s)

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

下流のり勾配を 1:0.20~1:0.70 まで0.05間隔で計算を行い、安定性を満足でき、堤体積(堤体断面積)が最小となる上流のり勾配を検討する。次表に上下流のり勾配と堤体断面積の関係を示す。

当該砂防堰堤では、以下の組合せを採用することとした。

下流のり勾配 $n = 0.20$

上流のり勾配 $m = 0.45$

上下流のり勾配と堤体断面積 (単位 : m^2)

		n						
		<u>0.20</u>	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
m	0.00	—	—	—	—	—	—	—
	0.05	—	—	—	—	—	—	101.32
	0.10	—	—	—	—	—	101.32	106.58
	0.15	—	—	—	—	101.32	106.58	111.83
	0.20	—	—	—	—	106.58	111.83	117.09
	0.25	—	—	—	106.58	111.83	117.09	122.34
	0.30	—	—	106.58	111.83	117.09	122.34	127.60
	0.35	—	—	111.83	117.09	122.34	127.60	132.86
	0.40	—	111.83	117.09	122.34	127.60	132.86	138.11
	<u>0.45</u>	<u>111.83</u>	117.09	122.34	127.60	132.86	138.11	143.37
	0.50	117.09	122.34	127.60	132.86	138.11	143.37	148.63
	0.55	122.34	127.60	132.86	138.11	143.37	148.63	153.88
	0.60	127.60	132.86	138.11	143.37	148.63	153.88	159.14
	0.65	132.86	138.11	143.37	148.63	153.88	159.14	164.39
	0.70	138.11	143.37	148.63	153.88	159.14	164.39	169.65
	0.75	143.37	148.63	153.88	159.14	164.39	169.65	174.91
	0.80	148.63	153.88	159.14	164.39	169.65	174.91	180.16
	0.85	153.88	159.14	164.39	169.65	174.91	180.16	185.42
	0.90	159.14	164.39	169.65	174.91	180.16	185.42	190.68
	0.95	164.39	169.65	174.91	180.16	185.42	190.68	195.93
1.00	169.65	174.91	180.16	185.42	190.68	195.93	201.19	

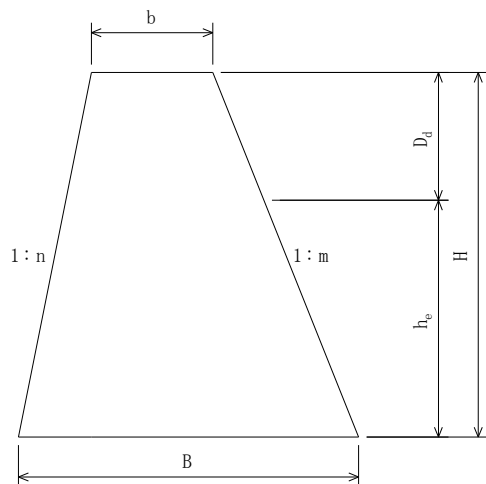
		n			
		0.55	0.60	0.65	0.70
m	0.00	101.32	106.58	111.83	117.09
	0.05	106.58	111.83	117.09	122.34
	0.10	111.83	117.09	122.34	127.60
	0.15	117.09	122.34	127.60	132.86
	0.20	122.34	127.60	132.86	138.11
	0.25	127.60	132.86	138.11	143.37
	0.30	132.86	138.11	143.37	148.63
	0.35	138.11	143.37	148.63	153.88
	0.40	143.37	148.63	153.88	159.14
	0.45	148.63	153.88	159.14	164.39
	0.50	153.88	159.14	164.39	169.65
	0.55	159.14	164.39	169.65	174.91
	0.60	164.39	169.65	174.91	180.16
	0.65	169.65	174.91	180.16	185.42
	0.70	174.91	180.16	185.42	190.68
	0.75	180.16	185.42	190.68	195.93
	0.80	185.42	190.68	195.93	201.19
	0.85	190.68	195.93	201.19	206.44
	0.90	195.93	201.19	206.44	211.70
	0.95	201.19	206.44	211.70	216.96
1.00	206.44	211.70	216.96	222.21	

※下線が引かれている断面が決定断面となる。

「—」は、力学的な安定性を満足できないものを表す。

5-2-5 安定計算(土石流時)

(1) 安定計算に用いる数値



堰堤高	H	:	14.50	(m)
本体の天端幅	b	:	3.00	(m)
上流のり勾配	m	:	0.45	
下流のり勾配	n	:	0.20	
底面底幅	B	:	12.43	(m)
コンクリートの単位体積重量	γ_c	:	22.56	(kN/m ³)
水の単位体積重量	γ_w	:	11.77	(kN/m ³)
水中堆砂単位体積重量	γ_s	:	8.24	(kN/m ³)
土石流の水深	D_d	:	1.30	(m)
堆砂深	h_e	:	13.20	(m)
土圧係数	C_e	:	0.30	
土石流の単位体積重量	γ_d	:	17.13	(kN/m ³)
土石流流体力	F	:	47.41	(kN/m)
コンクリートの設計基準強度	f'_{ck}	:	18	(N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	σ'_{ca}	:	4500	(kN/m ²)
基礎地盤の種類		:	軟岩(Ⅱ)(C _H)	
堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数	f	:	0.80	
せん断強度	τ_0	:	1000	(kN/m ²)
滑動に対する必要安全率	N'	:	4.0	
地盤の許容支持力	q_u	:	2000	(kN/m ²)

a) 底面底幅

$$B = b + (m + n) \cdot H \\ = 3.00 + (0.45 + 0.2) \times 14.50 = 12.43 \text{ (m)}$$

ここに、 B : 底面底幅 (m)
b : 本体の天端幅 (m)
m : 上流のり勾配
n : 下流のり勾配
H : 堰堤高 (m)

b) 水中堆砂単位体積重量

$$\gamma_s = C_* \cdot (\sigma - \rho) \cdot g \\ = 0.6 \times (2600 - 1200) \times 9.81 = 8240 \text{ (N/m}^3) \doteq 8.24 \text{ (kN/m}^3)$$

ここに、 γ_s : 水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)
 C_* : 堆積土砂の容積濃度
 σ : 礫の密度 (kg/m³)
 ρ : 水の密度 (kg/m³)
g : 重力加速度 (m/s²)

c) 堆砂深

$$h_e = H - D_d \\ = 14.50 - 1.30 = 13.20 \text{ (m)}$$

ここに、 h_e : 堆砂深 (m)
H : 堰堤高 (m)
 D_d : 土石流の水深 (m)

d) 土圧係数

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

ここで、 $0.3 \leq C_e \leq 0.6$ の条件により、 $C_e = 0.30$ とする。

ここに、 C_e : 土圧係数
 ϕ : 堆積土砂の水中における内部摩擦角 (°)

e) 土石流濃度

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

$$= \frac{1200 \times \tan 12.26^\circ}{(2600 - 1200) \times (\tan 35^\circ - \tan 12.26^\circ)} = 0.386 \approx 0.39$$

ここに、 C_d : 土石流濃度 (0.3 ≤ C_d ≤ 0.9 C_* = 0.9 × 0.6 = 0.54)

σ : 礫の密度 (kg/m³)

ρ : 水の密度 (kg/m³)

ϕ : 堆積土砂の内部摩擦角 (°)

θ : 溪床勾配 (°)

C_* : 堆積土砂の容積濃度

f) 土石流の単位体積重量

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

$$= \{2600 \times 0.39 + 1200 \times (1 - 0.39)\} \times 9.81 = 17128 \text{ (N/m}^3\text{)} \approx 17.13 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

ここに、 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

σ : 礫の密度 (kg/m³)

ρ : 水の密度 (kg/m³)

C_d : 土石流濃度

g : 重力加速度 (m/s²)

g) 土石流流体力

$$F = K_h \frac{\gamma_d}{g} D_d \cdot U^2$$

$$= 1.0 \times \frac{17.13}{9.81} \times 1.30 \times 4.57^2 = 47.41 \text{ (kN/m)}$$

ここに、 F : 土石流流体力 (kN/m)

K_h : 土石流流体力係数

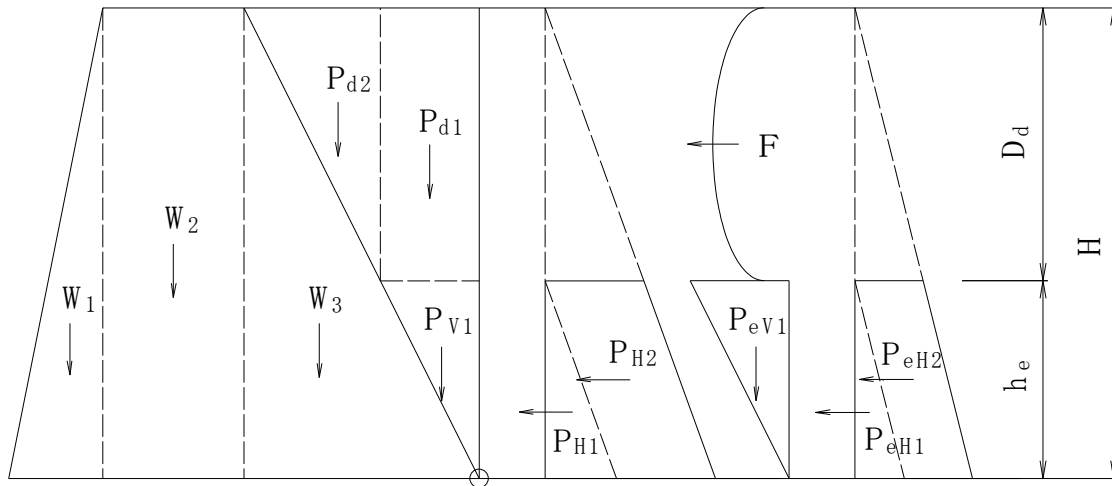
γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

D_d : 土石流の水深 (m)

U : 土石流の流速 (m/s)

(2) 荷重計算



設計荷重	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント M (kN・m/m)
本体自重	W ₁	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot n \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.2 \times 14.50^2$	474.32		$m \cdot H + b + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$ $= 0.45 \times 14.50 + 3.00 + \frac{1}{3} \times 0.2 \times 14.50$	10.49	4975.62
	W ₂	$\gamma_c \cdot b \cdot H$ $= 22.56 \times 3.00 \times 14.50$	981.36		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b$ $= 0.45 \times 14.50 + \frac{1}{2} \times 3.00$	8.03	7880.32
	W ₃	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot m \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.45 \times 14.50^2$	1067.23		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$ $= \frac{2}{3} \times 0.45 \times 14.50$	4.35	4642.45
静水圧	P _{V1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot m \cdot h_e^2$ $= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.45 \times 13.20^2$	461.43		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$ $= \frac{1}{3} \times 0.45 \times 13.20$	1.98	913.63
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_e^2$ $= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 13.20^2$		1025.40	$\frac{1}{3} \cdot h_e$ $= \frac{1}{3} \times 13.20$	4.40	4511.76
	P _{H2}	$\gamma_w \cdot D_d \cdot h_e$ $= 11.77 \times 1.30 \times 13.20$		201.97	$\frac{1}{2} \cdot h_e$ $= \frac{1}{2} \times 13.20$	6.60	1333.00
堆砂圧	P _{eV1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot m \cdot h_e^2$ $= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.45 \times 13.20^2$	323.04		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$ $= \frac{1}{3} \times 0.45 \times 13.20$	1.98	639.62
	P _{eH1}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot \gamma_s \cdot h_e^2$ $= \frac{1}{2} \times 0.3 \times 8.24 \times 13.20^2$		215.36	$\frac{1}{3} \cdot h_e$ $= \frac{1}{3} \times 13.20$	4.40	947.58
	P _{eH2}	$C_e \cdot (\gamma_d - \gamma_w) \cdot D_d \cdot h_e$ $= 0.3 \times (17.13 - 11.77) \times 1.30 \times 13.20$		27.59	$\frac{1}{2} \cdot h_e$ $= \frac{1}{2} \times 13.20$	6.60	182.09
土石流の重さ	P _{d1}	$\gamma_d \cdot m \cdot h_e \cdot D_d$ $= 17.13 \times 0.45 \times 13.20 \times 1.30$	132.28		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot h_e$ $= \frac{1}{2} \times 0.45 \times 13.20$	2.97	392.87
	P _{d2}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot m \cdot D_d^2$ $= \frac{1}{2} \times 17.13 \times 0.45 \times 1.30^2$	6.51		$m \cdot h_e + \frac{1}{3} \cdot m \cdot D_d$ $= 0.45 \times 13.20 + \frac{1}{3} \times 0.45 \times 1.30$	6.14	39.97
土石流流体力	F	(前掲)		47.41	$h_e + \frac{1}{2} \cdot D_d$ $= 13.20 + \frac{1}{2} \times 1.30$	13.85	656.63
合計			3446.17	1517.73			27115.54

(3) 安定計算

a) 「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」に対する検討

$$X = \frac{M}{V} = \frac{27115.54}{3446.17} = 7.87 \text{ (m)}$$

$$B = 12.43 \text{ (m)}$$

$$\frac{1}{3} B = 4.14 \text{ (m)} \leq X = 7.87 \text{ (m)} \leq \frac{2}{3} B = 8.29 \text{ (m)} \cdots \text{OK}$$

ここに、 X : 荷重の合力の作用線から堤底の上流端までの距離 (m)

M : 単位幅当たり断面に作用するモーメントの合計 (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)

B : 底面底幅 (m)

b) 「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

$$N = \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot L}{H} = \frac{0.80 \times 3446.17 + 1000 \times 12.43}{1517.73} = 10.01 \geq N' = 4.0 \cdots \text{OK}$$

ここに、 N : 滑動に対する安全率

f : 堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

τ_0 : せん断強度 (kN/m²)

L : せん断抵抗を期待できる長さ(=底面底幅) (m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

N' : 滑動に対する必要安全率

c) 「砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと、地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = X - \frac{B}{2} = 7.87 - \frac{12.43}{2} = 1.66 \text{ (m)}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{3446.17}{12.43} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.66}{12.43} \right)$$

$$= 499.40 \text{ (kN/m}^2) \leq \sigma'_{ca} = 4500 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK}$$

$$= 499.40 \text{ (kN/m}^2) \leq q_u = 2000 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{3446.17}{12.43} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.66}{12.43} \right) = 55.09 \text{ (kN/m}^2) \geq 0 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線から堤底の中央までの距離 (m)

X : 荷重の合力の作用線から堤底の上流端までの距離 (m)

B : 底面底幅 (m)

$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$: 堤底面の上流端または下流端における鉛直応力 (kN/m²)

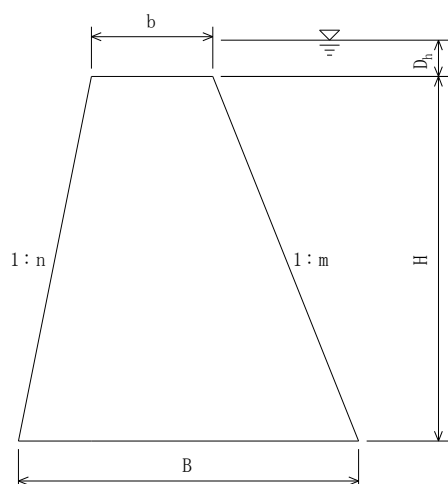
V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

σ'_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度 (kN/m²)

q_u : 地盤の許容支持力 (kN/m²)

5-2-6 安定計算(洪水時)

(1) 安定計算に用いる数値



堰堤高	H	: 14.50	(m)
越流水深	D _h	: 0.90	(m)
本体の天端幅	b	: 3.00	(m)
上流のり勾配	m	: 0.45	
下流のり勾配	n	: 0.20	
底面底幅	B	: 12.43	(m)
コンクリートの単位体積重量	γ _c	: 22.56	(kN/m ³)
水の単位体積重量	γ _w	: 11.77	(kN/m ³)
コンクリートの設計基準強度	f' _{ck}	: 18	(N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	σ' _{ca}	: 4500	(kN/m ²)
基礎地盤の種類		: 軟岩(Ⅱ)(C _H)	
堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数	f	: 0.80	
せん断強度	τ ₀	: 1000	(kN/m ²)
滑動に対する必要安全率	N'	: 4.0	
地盤の許容支持力	q _u	: 2000	(kN/m ²)

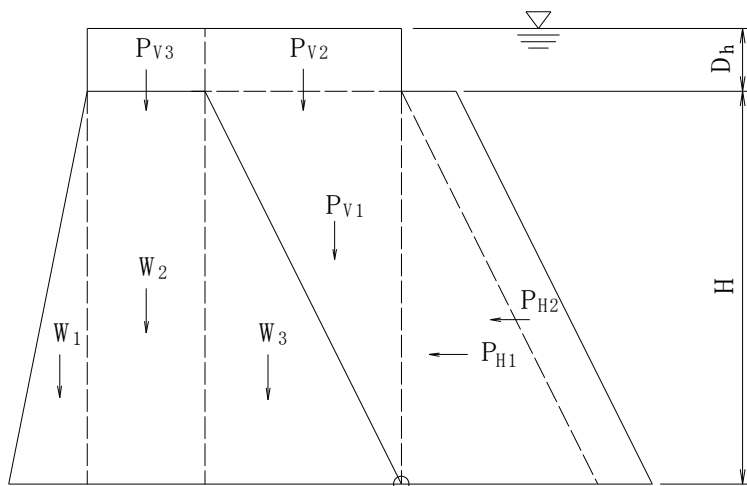
a) 底面底幅

$$B = b + (m + n) \cdot H$$

$$= 3.00 + (0.45 + 0.2) \times 14.50 = 12.43 \text{ (m)}$$

ここに、	B	: 底面底幅	(m)
	b	: 本体の天端幅	(m)
	m	: 上流のり勾配	
	n	: 下流のり勾配	
	H	: 堰堤高	(m)

(2) 荷重計算



設計荷重	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント M (kN・m/m)
本体自重	W ₁	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot n \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.2 \times 14.50^2$	474.32		$m \cdot H + b + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$ $= 0.45 \times 14.50 + 3.00$ $+ \frac{1}{3} \times 0.2 \times 14.50$	10.49	4975.62
	W ₂	$\gamma_c \cdot b \cdot H$ $= 22.56 \times 3.00 \times 14.50$	981.36		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b$ $= 0.45 \times 14.50 + \frac{1}{2} \times 3.00$	8.03	7880.32
	W ₃	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot m \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.45 \times 14.50^2$	1067.23		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$ $= \frac{2}{3} \times 0.45 \times 14.50$	4.35	4642.45
静水圧	P _{V1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot m \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.45 \times 14.50^2$	556.79		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$ $= \frac{1}{3} \times 0.45 \times 14.50$	2.18	1213.80
	P _{V2}	$\gamma_w \cdot D_h \cdot m \cdot H$ $= 11.77 \times 0.90 \times 0.45 \times 14.50$	69.12		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$ $= \frac{1}{2} \times 0.45 \times 14.50$	3.26	225.33
	P _{V3}	$\gamma_w \cdot D_h \cdot b$ $= 11.77 \times 0.90 \times 3.00$	31.78		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b$ $= 0.45 \times 14.50 + \frac{1}{2} \times 3.00$	8.03	255.19
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 14.50^2$		1237.32	$\frac{1}{3} \cdot H$ $= \frac{1}{3} \times 14.50$	4.83	5976.26
	P _{H2}	$\gamma_w \cdot D_h \cdot H$ $= 11.77 \times 0.90 \times 14.50$		153.60	$\frac{1}{2} \cdot H$ $= \frac{1}{2} \times 14.50$	7.25	1113.60
合計			3180.60	1390.92			26282.57

(3) 安定計算

a) 「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」に対する検討

$$X = \frac{M}{V} = \frac{26282.57}{3180.60} = 8.26 \text{ (m)}$$

$$B = 12.43 \text{ (m)}$$

$$\frac{1}{3} B = 4.14 \text{ (m)} \leq X = 8.26 \text{ (m)} \leq \frac{2}{3} B = 8.29 \text{ (m)} \cdots \text{OK}$$

ここに、 X : 荷重の合力の作用線から堤底の上流端までの距離 (m)

M : 単位幅当たり断面に作用するモーメントの合計 (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)

B : 底面底幅 (m)

b) 「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

$$N = \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot L}{H} = \frac{0.80 \times 3180.60 + 1000 \times 12.43}{1390.92} = 10.77 \geq N' = 4.0 \cdots \text{OK}$$

ここに、 N : 滑動に対する安全率

f : 堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

τ_0 : せん断強度 (kN/m²)

L : せん断抵抗を期待できる長さ(=底面底幅) (m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

N' : 滑動に対する必要安全率

c) 「砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと、地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = X - \frac{B}{2} = 8.26 - \frac{12.43}{2} = 2.05 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\ &= \frac{3180.60}{12.43} \times \left(1 + \frac{6 \times 2.05}{12.43} \right) \\ &= 509.09 \text{ (kN/m}^2) \leq \sigma'_{ca} = 4500 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK} \\ &= 509.09 \text{ (kN/m}^2) \leq q_u = 2000 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\min} &= \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \\ &= \frac{3180.60}{12.43} \times \left(1 - \frac{6 \times 2.05}{12.43} \right) = 2.68 \text{ (kN/m}^2) \geq 0 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線から堤底の中央までの距離 (m)

X : 荷重の合力の作用線から堤底の上流端までの距離 (m)

B : 底面底幅 (m)

$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$: 堤底面の上流端または下流端における鉛直応力 (kN/m²)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

σ'_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度 (kN/m²)

q_u : 地盤の許容支持力 (kN/m²)

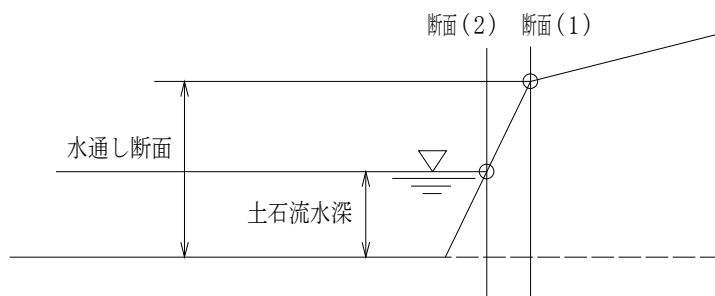
5-3 結果一覧表

項目		採用ケース					
		下流のり勾配 $n = 0.20$			上流のり勾配 $m = 0.45$		
荷重条件		平常時		土石流時		洪水時	
転倒	距離 X (m)	————	—	7.87	OK	8.26	OK
	中央 1/3 (B/3) (m)	————	—	4.14		4.14	
	中央 2/3 (2B/3) (m)	————	—	8.29		8.29	
滑動	安全率 N	————	—	10.01	OK	10.77	OK
	必要安全率 N'	————	—	4.00		4.00	
破壊	鉛直応力 σ_{max} (kN/m ²)	————	—	499.40	OK	509.09	OK
	鉛直応力 σ_{min} (kN/m ²)	————	—	55.09	OK	2.68	OK
	許容支持力 q_u (kN/m ²)	————	—	2000		2000	
判定		————		OK		OK	

6 非越流部の安定計算

本設計では、次の断面で安定計算を実施した。

		袖部高さ H' (m)
断面(1)	袖小口の断面	2.30
断面(2)	土石流の水深と袖部の高さが一致する断面	1.30



6-1 安定条件

土石流・流木捕捉工の砂防堰堤は、設計外力について、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に、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央1/3以内に入ること。
- (2) 砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
- (3) 砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

なお、砂防堰堤のコンクリート材料および計画地点の地盤条件は以下の通りである。

コンクリートの設計基準強度	f'_{ck}	: 18	(N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	σ'_{ca}	: 4500	(kN/m ²)
コンクリートのせん断強度	τ_c	: 2760	(kN/m ²)
基礎地盤の種類		: 軟岩(Ⅱ)(C _H)	
地盤の許容支持力	q_u	: 2000	(kN/m ²)
堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数	f	: 0.80	
地盤のせん断強度	τ_0	: 1000	(kN/m ²)

よって、せん断強度は、基礎地盤の値を採用する。

6-2 設計外力の組合せ

平常時	土石流時	洪水時
———	本体自重	本体自重
	静水圧	静水圧
	堆砂圧	揚圧力
	揚圧力	
	土石流の重さ	
	土石流流体力	

6-3 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は、力学的な安定性と経済性を考慮して以下の方法により決定した。

下流のり勾配を 1:0.20~1:0.50 まで0.05間隔で計算を行い、安定性を満足でき、堤体積(堤体断面積)が最小となる上流のり勾配を検討する。次表に上下流のり勾配と堤体断面積の関係を示す。

当該砂防堰堤では、以下の組合せを採用することとした。

下流のり勾配 $n = 0.20$

上流のり勾配 $m = 0.45$

上下流のり勾配と堤体断面積 (単位: m^2)

断面(1): 袖小口の断面

		n						
		<u>0.20</u>	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
m	0.00	—	—	—	—	—	—	—
	0.05	—	—	—	—	—	—	—
	0.10	—	—	—	—	—	—	113.48
	0.15	—	—	—	—	—	113.48	118.73
	0.20	—	—	—	—	113.48	118.73	123.99
	0.25	—	—	—	—	118.73	123.99	129.24
	0.30	—	—	—	118.73	123.99	129.24	134.50
	0.35	—	—	118.73	123.99	129.24	134.50	139.76
	0.40	—	118.73	123.99	129.24	134.50	139.76	145.01
	<u>0.45</u>	<u>118.73</u>	123.99	129.24	134.50	139.76	145.01	150.27
	0.50	123.99	129.24	134.50	139.76	145.01	150.27	155.53
	0.55	129.24	134.50	139.76	145.01	150.27	155.53	160.78
	0.60	134.50	139.76	145.01	150.27	155.53	160.78	166.04
	0.65	139.76	145.01	150.27	155.53	160.78	166.04	171.29
	0.70	145.01	150.27	155.53	160.78	166.04	171.29	176.55
	0.75	150.27	155.53	160.78	166.04	171.29	176.55	181.81
	0.80	155.53	160.78	166.04	171.29	176.55	181.81	187.06
	0.85	160.78	166.04	171.29	176.55	181.81	187.06	192.32
	0.90	166.04	171.29	176.55	181.81	187.06	192.32	197.58
0.95	171.29	176.55	181.81	187.06	192.32	197.58	202.83	
1.00	176.55	181.81	187.06	192.32	197.58	202.83	208.09	

※下線が引かれている断面が決定断面となる。

「—」は、力学的な安定性を満足できないものを表す。

断面(2)：土石流の水深と袖部の高さが一致する断面

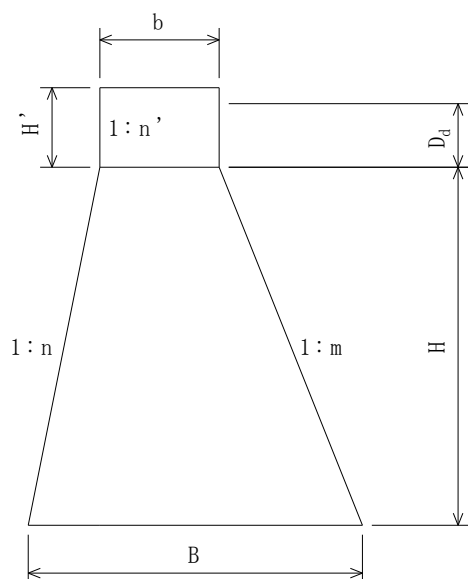
		n						
		<u>0.20</u>	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
m	0.00	—	—	—	—	—	—	—
	0.05	—	—	—	—	—	—	—
	0.10	—	—	—	—	—	—	—
	0.15	—	—	—	—	—	—	115.73
	0.20	—	—	—	—	—	115.73	120.99
	0.25	—	—	—	—	115.73	120.99	126.24
	0.30	—	—	—	115.73	120.99	126.24	131.50
	0.35	—	—	115.73	120.99	126.24	131.50	136.76
	0.40	—	115.73	120.99	126.24	131.50	136.76	142.01
	<u>0.45</u>	<u>115.73</u>	120.99	126.24	131.50	136.76	142.01	147.27
	0.50	120.99	126.24	131.50	136.76	142.01	147.27	152.53
	0.55	126.24	131.50	136.76	142.01	147.27	152.53	157.78
	0.60	131.50	136.76	142.01	147.27	152.53	157.78	163.04
	0.65	136.76	142.01	147.27	152.53	157.78	163.04	168.29
	0.70	142.01	147.27	152.53	157.78	163.04	168.29	173.55
	0.75	147.27	152.53	157.78	163.04	168.29	173.55	178.81
	0.80	152.53	157.78	163.04	168.29	173.55	178.81	184.06
	0.85	157.78	163.04	168.29	173.55	178.81	184.06	189.32
0.90	163.04	168.29	173.55	178.81	184.06	189.32	194.58	
0.95	168.29	173.55	178.81	184.06	189.32	194.58	199.83	
1.00	173.55	178.81	184.06	189.32	194.58	199.83	205.09	

※下線が引かれている断面が決定断面となる。

「—」は、力学的な安定性を満足できないものを表す。

6-4 安定計算(断面 1 : 袖小口の断面、土石流時)

(1) 安定計算に用いる数値



堰堤高	H	:	14.50	(m)
袖部高さ	H'	:	2.30	(m)
本体の天端幅	b	:	3.00	(m)
上流のり勾配	m	:	0.45	
下流のり勾配	n	:	0.20	
底面底幅	B	:	12.43	(m)
コンクリートの単位体積重量	γ_c	:	22.56	(kN/m ³)
水の単位体積重量	γ_w	:	11.77	(kN/m ³)
水中堆砂単位体積重量	γ_s	:	8.24	(kN/m ³)
土石流の水深	D _d	:	1.30	(m)
土圧係数	C _e	:	0.30	
土石流の単位体積重量	γ_d	:	17.13	(kN/m ³)
土石流流体力	F	:	47.41	(kN/m)
コンクリートの設計基準強度	f' _{ck}	:	18	(N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	σ'_{ca}	:	4500	(kN/m ²)
基礎地盤の種類		:	軟岩(Ⅱ)(C _H)	
堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数	f	:	0.80	
せん断強度	τ_0	:	1000	(kN/m ²)
滑動に対する必要安全率	N'	:	4.0	
地盤の許容支持力	q _u	:	2000	(kN/m ²)

a) 底面底幅

$$B = b + (m + n) \cdot H$$

$$= 3.00 + (0.45 + 0.2) \times 14.50 = 12.43 \text{ (m)}$$

ここに、 B : 底面底幅 (m)
 b : 本体の天端幅 (m)
 m : 上流のり勾配
 n : 下流のり勾配
 H : 堰堤高 (m)

b) 水中堆砂単位体積重量

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

$$= 0.6 \times (2600 - 1200) \times 9.81 = 8240 \text{ (N/m}^3) \doteq 8.24 \text{ (kN/m}^3)$$

ここに、 γ_s : 水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)
 C* : 堆積土砂の容積濃度
 σ : 礫の密度 (kg/m³)
 ρ : 水の密度 (kg/m³)
 g : 重力加速度 (m/s²)

c) 土圧係数

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

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

ここで、 $0.3 \leq C_e \leq 0.6$ の条件により、 $C_e = 0.30$ とする。

ここに、 C_e : 土圧係数
 ϕ : 堆積土砂の水中における内部摩擦角 (°)

d) 土石流濃度

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

$$= \frac{1200 \times \tan 12.26^\circ}{(2600 - 1200) \times (\tan 35^\circ - \tan 12.26^\circ)} = 0.386 \doteq 0.39$$

ここに、 C_d : 土石流濃度 ($0.3 \leq C_d \leq 0.9C_* = 0.9 \times 0.6 = 0.54$)
 σ : 礫の密度 (kg/m³)
 ρ : 水の密度 (kg/m³)
 ϕ : 堆積土砂の内部摩擦角 (°)
 θ : 溪床勾配 (°)
 C* : 堆積土砂の容積濃度

e) 土石流の単位体積重量

$$\begin{aligned}\gamma_d &= \{\sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\} \cdot g \\ &= \{2600 \times 0.39 + 1200 \times (1 - 0.39)\} \times 9.81 = 17128 \text{ (N/m}^3\text{)} \doteq 17.13 \text{ (kN/m}^3\text{)}\end{aligned}$$

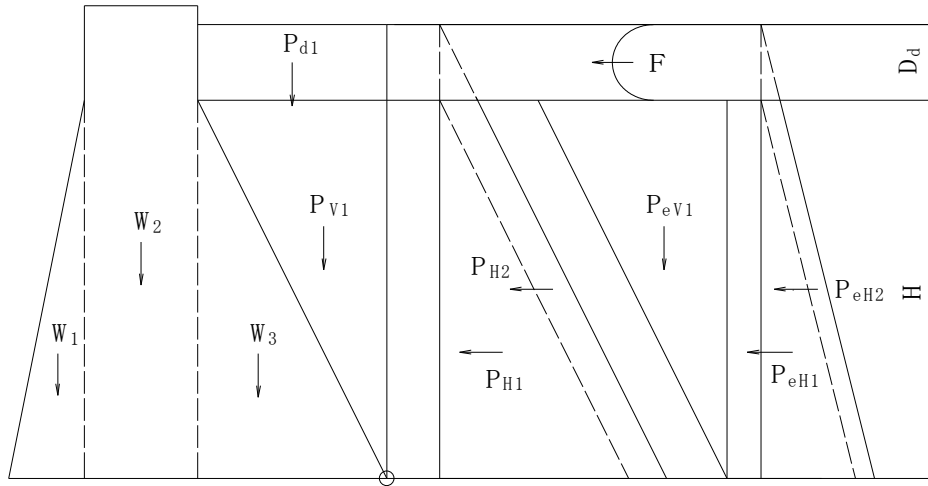
ここに、 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
 σ : 礫の密度 (kg/m³)
 ρ : 水の密度 (kg/m³)
 C_d : 土石流濃度
 g : 重力加速度 (m/s²)

f) 土石流流体力

$$\begin{aligned}F &= K_h \frac{\gamma_d}{g} D_d \cdot U^2 \\ &= 1.0 \times \frac{17.13}{9.81} \times 1.30 \times 4.57^2 = 47.41 \text{ (kN/m)}\end{aligned}$$

ここに、 F : 土石流流体力 (kN/m)
 K_h : 土石流流体力係数
 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
 g : 重力加速度 (m/s²)
 D_d : 土石流の水深 (m)
 U : 土石流の流速 (m/s)

(2) 荷重計算



設計荷重	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント M (kN・m/m)
本体自重	W ₁	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot n \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.2 \times 14.50^2$	474.32		$m \cdot H + b + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$ $= 0.45 \times 14.50 + 3.00 + \frac{1}{3} \times 0.2 \times 14.50$	10.49	4975.62
	W ₂	$\gamma_c \cdot b \cdot (H + H')$ $= 22.56 \times 3.00 \times (14.50 + 2.30)$	1137.02		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b$ $= 0.45 \times 14.50 + \frac{1}{2} \times 3.00$	8.03	9130.27
	W ₃	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot m \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.45 \times 14.50^2$	1067.23		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$ $= \frac{2}{3} \times 0.45 \times 14.50$	4.35	4642.45
静水圧	P _{v1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot m \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.45 \times 14.50^2$	556.79		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$ $= \frac{1}{3} \times 0.45 \times 14.50$	2.18	1213.80
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 14.50^2$		1237.32	$\frac{1}{3} \cdot H$ $= \frac{1}{3} \times 14.50$	4.83	5976.26
	P _{H2}	$\gamma_w \cdot D_d \cdot H$ $= 11.77 \times 1.30 \times 14.50$		221.86	$\frac{1}{2} \cdot H$ $= \frac{1}{2} \times 14.50$	7.25	1608.49
堆砂圧	P _{ev1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot m \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.45 \times 14.50^2$	389.80		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$ $= \frac{1}{3} \times 0.45 \times 14.50$	2.18	849.76
	P _{eh1}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot \gamma_s \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 0.3 \times 8.24 \times 14.50^2$		259.87	$\frac{1}{3} \cdot H$ $= \frac{1}{3} \times 14.50$	4.83	1255.17
	P _{eh2}	$C_e \cdot (\gamma_d - \gamma_w) \cdot D_d \cdot H$ $= 0.3 \times (17.13 - 11.77) \times 1.30 \times 14.50$		30.31	$\frac{1}{2} \cdot H$ $= \frac{1}{2} \times 14.50$	7.25	219.75
土石流の重さ	P _{d1}	$\gamma_d \cdot m \cdot H \cdot D_d$ $= 17.13 \times 0.45 \times 14.50 \times 1.30$	145.31		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$ $= \frac{1}{2} \times 0.45 \times 14.50$	3.26	473.71
土石流流体力	F			47.41	$H + \frac{1}{2} \cdot D_d$ $= 14.50 + \frac{1}{2} \times 1.30$	15.15	718.26
合計			3770.47	1796.77			31063.54

(3) 安定計算

a) 「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」に対する検討

$$X = \frac{M}{V} = \frac{31063.54}{3770.47} = 8.24 \text{ (m)}$$

$$B = 12.43 \text{ (m)}$$

$$\frac{1}{3} B = 4.14 \text{ (m)} \leq X = 8.24 \text{ (m)} \leq \frac{2}{3} B = 8.29 \text{ (m)} \dots \text{OK}$$

ここに、 X : 荷重の合力の作用線から堤底の上流端までの距離 (m)

M : 単位幅当たり断面に作用するモーメントの合計 (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)

B : 底面底幅 (m)

b) 「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

$$N = \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot L}{H} = \frac{0.80 \times 3770.47 + 1000 \times 12.43}{1796.77} = 8.60 \geq N' = 4.0 \dots \text{OK}$$

ここに、 N : 滑動に対する安全率

f : 堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

τ_0 : せん断強度 (kN/m²)

L : せん断抵抗を期待できる長さ(=底面底幅) (m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

N' : 滑動に対する必要安全率

c) 「砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと、地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = X - \frac{B}{2} = 8.24 - \frac{12.43}{2} = 2.03 \text{ (m)}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{3770.47}{12.43} \times \left(1 + \frac{6 \times 2.03}{12.43} \right)$$

$$= 600.57 \text{ (kN/m}^2) \leq \sigma'_{ca} = 4500 \text{ (kN/m}^2) \dots \text{OK}$$

$$= 600.57 \text{ (kN/m}^2) \leq q_u = 2000 \text{ (kN/m}^2) \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{3770.47}{12.43} \times \left(1 - \frac{6 \times 2.03}{12.43} \right) = 6.10 \text{ (kN/m}^2) \geq 0 \text{ (kN/m}^2) \dots \text{OK}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線から堤底の中央までの距離 (m)

X : 荷重の合力の作用線から堤底の上流端までの距離 (m)

B : 底面底幅 (m)

$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$: 堤底面の上流端または下流端における鉛直応力 (kN/m²)

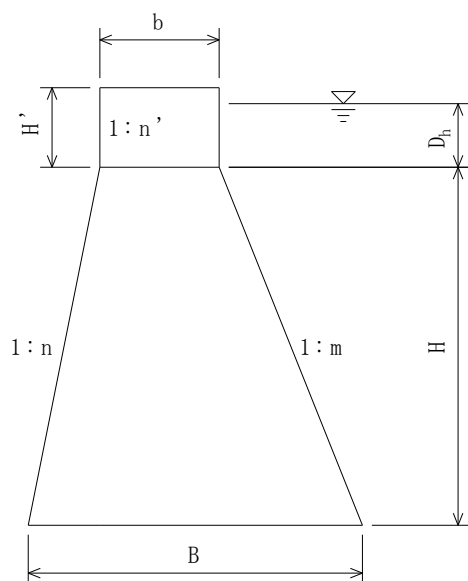
V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

σ'_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度 (kN/m²)

q_u : 地盤の許容支持力 (kN/m²)

6-5 安定計算(断面 1 : 袖小口の断面、洪水時)

(1) 安定計算に用いる数値



堰堤高	H	:	14.50	(m)
越流水深	D _h	:	0.90	(m)
袖部高さ	H'	:	2.30	(m)
本体の天端幅	b	:	3.00	(m)
上流のり勾配	m	:	0.45	
下流のり勾配	n	:	0.20	
底面底幅	B	:	12.43	(m)
コンクリートの単位体積重量	γ _c	:	22.56	(kN/m ³)
水の単位体積重量	γ _w	:	11.77	(kN/m ³)
コンクリートの設計基準強度	f' _{ck}	:	18	(N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	σ' _{ca}	:	4500	(kN/m ²)
基礎地盤の種類		:	軟岩(Ⅱ)(C _H)	
堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数	f	:	0.80	
せん断強度	τ ₀	:	1000	(kN/m ²)
滑動に対する必要安全率	N'	:	4.0	
地盤の許容支持力	q _u	:	2000	(kN/m ²)

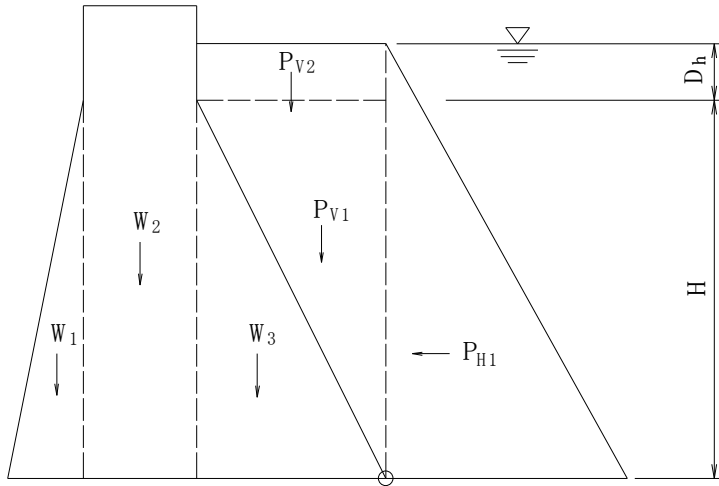
a) 底面底幅

$$B = b + (m + n) \cdot H$$

$$= 3.00 + (0.45 + 0.2) \times 14.50 = 12.43 \text{ (m)}$$

ここに、	B	:	底面底幅	(m)
	b	:	本体の天端幅	(m)
	m	:	上流のり勾配	
	n	:	下流のり勾配	
	H	:	堰堤高	(m)

(2) 荷重計算



設計荷重	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント M (kN・m/m)
本体自重	W ₁	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot n \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.2 \times 14.50^2$	474.32		$m \cdot H + b + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$ $= 0.45 \times 14.50 + 3.00 + \frac{1}{3} \times 0.2 \times 14.50$	10.49	4975.62
	W ₂	$\gamma_c \cdot b \cdot (H + H')$ $= 22.56 \times 3.00 \times (14.50 + 2.30)$	1137.02		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b$ $= 0.45 \times 14.50 + \frac{1}{2} \times 3.00$	8.03	9130.27
	W ₃	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot m \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.45 \times 14.50^2$	1067.23		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$ $= \frac{2}{3} \times 0.45 \times 14.50$	4.35	4642.45
静水圧	P _{V1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot m \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.45 \times 14.50^2$	556.79		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$ $= \frac{1}{3} \times 0.45 \times 14.50$	2.18	1213.80
	P _{V2}	$\gamma_w \cdot D_h \cdot m \cdot H$ $= 11.77 \times 0.90 \times 0.45 \times 14.50$	69.12		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$ $= \frac{1}{2} \times 0.45 \times 14.50$	3.26	225.33
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H + D_h)^2$ $= \frac{1}{2} \times 11.77 \times (14.50 + 0.90)^2$		1395.69	$\frac{1}{3} \cdot (H + D_h)$ $= \frac{1}{3} \times (14.50 + 0.90)$	5.13	7159.89
合計			3304.48	1395.69			27347.36

(3) 安定計算

a) 「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」に対する検討

$$X = \frac{M}{V} = \frac{27347.36}{3304.48} = 8.28 \text{ (m)}$$

$$B = 12.43 \text{ (m)}$$

$$\frac{1}{3} B = 4.14 \text{ (m)} \leq X = 8.28 \text{ (m)} \leq \frac{2}{3} B = 8.29 \text{ (m)} \cdots \text{OK}$$

ここに、 X : 荷重の合力の作用線から堤底の上流端までの距離 (m)

M : 単位幅当たり断面に作用するモーメントの合計 (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)

B : 底面底幅 (m)

b) 「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

$$N = \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot L}{H} = \frac{0.80 \times 3304.48 + 1000 \times 12.43}{1395.69} = 10.80 \geq N' = 4.0 \cdots \text{OK}$$

ここに、 N : 滑動に対する安全率

f : 堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

τ_0 : せん断強度 (kN/m²)

L : せん断抵抗を期待できる長さ(=底面底幅) (m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

N' : 滑動に対する必要安全率

c) 「砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと、地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = X - \frac{B}{2} = 8.28 - \frac{12.43}{2} = 2.07 \text{ (m)}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{3304.48}{12.43} \times \left(1 + \frac{6 \times 2.07}{12.43} \right)$$

$$= 531.48 \text{ (kN/m}^2) \leq \sigma'_{ca} = 4500 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK}$$

$$= 531.48 \text{ (kN/m}^2) \leq q_u = 2000 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{3304.48}{12.43} \times \left(1 - \frac{6 \times 2.07}{12.43} \right) = 0.21 \text{ (kN/m}^2) \geq 0 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線から堤底の中央までの距離 (m)

X : 荷重の合力の作用線から堤底の上流端までの距離 (m)

B : 底面底幅 (m)

$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$: 堤底面の上流端または下流端における鉛直応力 (kN/m²)

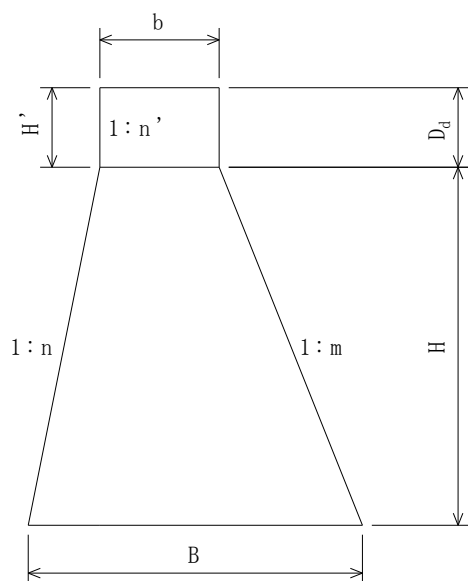
V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

σ'_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度 (kN/m²)

q_u : 地盤の許容支持力 (kN/m²)

6-6 安定計算(断面 2 : 土石流の水深と袖部の高さが一致する断面、土石流時)

(1) 安定計算に用いる数値



堰堤高	H	:	14.50	(m)
袖部高さ	H'	:	1.30	(m)
本体の天端幅	b	:	3.00	(m)
上流のり勾配	m	:	0.45	
下流のり勾配	n	:	0.20	
底面底幅	B	:	12.43	(m)
コンクリートの単位体積重量	γ_c	:	22.56	(kN/m ³)
水の単位体積重量	γ_w	:	11.77	(kN/m ³)
水中堆砂単位体積重量	γ_s	:	8.24	(kN/m ³)
土石流の水深	D _d	:	1.30	(m)
土圧係数	C _e	:	0.30	
土石流の単位体積重量	γ_d	:	17.13	(kN/m ³)
土石流流体力	F	:	47.41	(kN/m)
コンクリートの設計基準強度	f' _{ck}	:	18	(N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	σ'_{ca}	:	4500	(kN/m ²)
基礎地盤の種類		:	軟岩(Ⅱ)(C _H)	
堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数	f	:	0.80	
せん断強度	τ_0	:	1000	(kN/m ²)
滑動に対する必要安全率	N'	:	4.0	
地盤の許容支持力	q _u	:	2000	(kN/m ²)

a) 底面底幅

$$B = b + (m + n) \cdot H$$

$$= 3.00 + (0.45 + 0.2) \times 14.50 = 12.43 \text{ (m)}$$

ここに、 B : 底面底幅 (m)
 b : 本体の天端幅 (m)
 m : 上流のり勾配
 n : 下流のり勾配
 H : 堰堤高 (m)

b) 水中堆砂単位体積重量

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

$$= 0.6 \times (2600 - 1200) \times 9.81 = 8240 \text{ (N/m}^3) \doteq 8.24 \text{ (kN/m}^3)$$

ここに、 γ_s : 水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)
 C* : 堆積土砂の容積濃度
 σ : 礫の密度 (kg/m³)
 ρ : 水の密度 (kg/m³)
 g : 重力加速度 (m/s²)

c) 土圧係数

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

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

ここで、 $0.3 \leq C_e \leq 0.6$ の条件により、 $C_e = 0.30$ とする。

ここに、 C_e : 土圧係数
 ϕ : 堆積土砂の水中における内部摩擦角 (°)

d) 土石流濃度

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

$$= \frac{1200 \times \tan 12.26^\circ}{(2600 - 1200) \times (\tan 35^\circ - \tan 12.26^\circ)} = 0.386 \doteq 0.39$$

ここに、 C_d : 土石流濃度 ($0.3 \leq C_d \leq 0.9C_* = 0.9 \times 0.6 = 0.54$)
 σ : 礫の密度 (kg/m³)
 ρ : 水の密度 (kg/m³)
 ϕ : 堆積土砂の内部摩擦角 (°)
 θ : 溪床勾配 (°)
 C* : 堆積土砂の容積濃度

e) 土石流の単位体積重量

$$\begin{aligned}\gamma_d &= \{\sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\} \cdot g \\ &= \{2600 \times 0.39 + 1200 \times (1 - 0.39)\} \times 9.81 = 17128 \text{ (N/m}^3) \doteq 17.13 \text{ (kN/m}^3)\end{aligned}$$

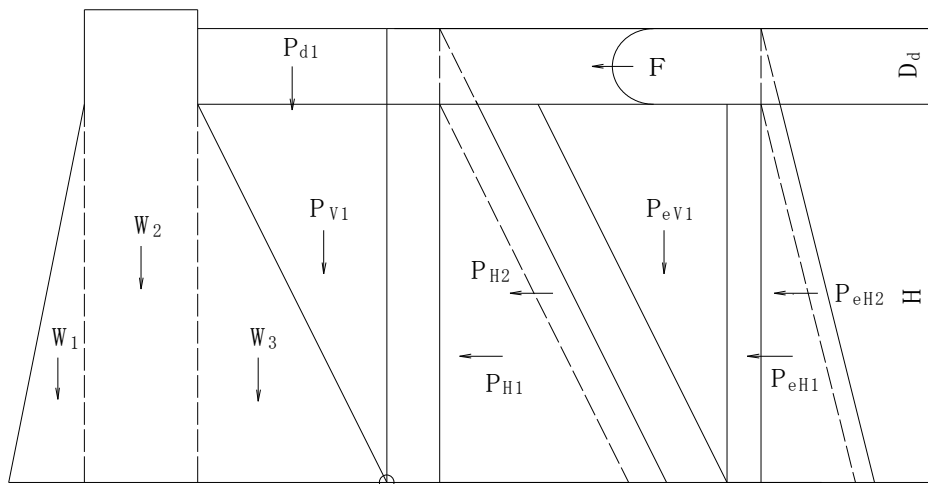
ここに、 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
 σ : 礫の密度 (kg/m³)
 ρ : 水の密度 (kg/m³)
 C_d : 土石流濃度
 g : 重力加速度 (m/s²)

f) 土石流流体力

$$\begin{aligned}F &= K_h \frac{\gamma_d}{g} D_d \cdot U^2 \\ &= 1.0 \times \frac{17.13}{9.81} \times 1.30 \times 4.57^2 = 47.41 \text{ (kN/m)}\end{aligned}$$

ここに、 F : 土石流流体力 (kN/m)
 K_h : 土石流流体力係数
 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
 g : 重力加速度 (m/s²)
 D_d : 土石流の水深 (m)
 U : 土石流の流速 (m/s)

(2) 荷重計算



設計荷重	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント M (kN・m/m)
本体自重	W ₁	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot n \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.2 \times 14.50^2$	474.32		$m \cdot H + b + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$ $= 0.45 \times 14.50 + 3.00 + \frac{1}{3} \times 0.2 \times 14.50$	10.49	4975.62
	W ₂	$\gamma_c \cdot b \cdot (H + H')$ $= 22.56 \times 3.00 \times (14.50 + 1.30)$	1069.34		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b$ $= 0.45 \times 14.50 + \frac{1}{2} \times 3.00$	8.03	8586.80
	W ₃	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot m \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.45 \times 14.50^2$	1067.23		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$ $= \frac{2}{3} \times 0.45 \times 14.50$	4.35	4642.45
静水圧	P _{v1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot m \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.45 \times 14.50^2$	556.79		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$ $= \frac{1}{3} \times 0.45 \times 14.50$	2.18	1213.80
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 14.50^2$		1237.32	$\frac{1}{3} \cdot H$ $= \frac{1}{3} \times 14.50$	4.83	5976.26
	P _{H2}	$\gamma_w \cdot D_d \cdot H$ $= 11.77 \times 1.30 \times 14.50$		221.86	$\frac{1}{2} \cdot H$ $= \frac{1}{2} \times 14.50$	7.25	1608.49
堆砂圧	P _{ev1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot m \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.45 \times 14.50^2$	389.80		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$ $= \frac{1}{3} \times 0.45 \times 14.50$	2.18	849.76
	P _{eh1}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot \gamma_s \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 0.3 \times 8.24 \times 14.50^2$		259.87	$\frac{1}{3} \cdot H$ $= \frac{1}{3} \times 14.50$	4.83	1255.17
	P _{eh2}	$C_e \cdot (\gamma_d - \gamma_w) \cdot D_d \cdot H$ $= 0.3 \times (17.13 - 11.77) \times 1.30 \times 14.50$		30.31	$\frac{1}{2} \cdot H$ $= \frac{1}{2} \times 14.50$	7.25	219.75
土石流の重さ	P _{d1}	$\gamma_d \cdot m \cdot H \cdot D_d$ $= 17.13 \times 0.45 \times 14.50 \times 1.30$	145.31		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$ $= \frac{1}{2} \times 0.45 \times 14.50$	3.26	473.71
土石流流体力	F			47.41	$H + \frac{1}{2} \cdot D_d$ $= 14.50 + \frac{1}{2} \times 1.30$	15.15	718.26
合計			3702.79	1796.77			30520.07

(3) 安定計算

a) 「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」に対する検討

$$X = \frac{M}{V} = \frac{30520.07}{3702.79} = 8.24 \text{ (m)}$$

$$B = 12.43 \text{ (m)}$$

$$\frac{1}{3} B = 4.14 \text{ (m)} \leq X = 8.24 \text{ (m)} \leq \frac{2}{3} B = 8.29 \text{ (m)} \dots \text{OK}$$

ここに、 X : 荷重の合力の作用線から堤底の上流端までの距離 (m)

M : 単位幅当たり断面に作用するモーメントの合計 (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)

B : 底面底幅 (m)

b) 「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

$$N = \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot L}{H} = \frac{0.80 \times 3702.79 + 1000 \times 12.43}{1796.77} = 8.57 \geq N' = 4.0 \dots \text{OK}$$

ここに、 N : 滑動に対する安全率

f : 堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

τ_0 : せん断強度 (kN/m²)

L : せん断抵抗を期待できる長さ(=底面底幅) (m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

N' : 滑動に対する必要安全率

c) 「砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと、地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = X - \frac{B}{2} = 8.24 - \frac{12.43}{2} = 2.03 \text{ (m)}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{3702.79}{12.43} \times \left(1 + \frac{6 \times 2.03}{12.43} \right)$$

$$= 589.79 \text{ (kN/m}^2) \leq \sigma'_{ca} = 4500 \text{ (kN/m}^2) \dots \text{OK}$$

$$= 589.79 \text{ (kN/m}^2) \leq q_u = 2000 \text{ (kN/m}^2) \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{3702.79}{12.43} \times \left(1 - \frac{6 \times 2.03}{12.43} \right) = 5.99 \text{ (kN/m}^2) \geq 0 \text{ (kN/m}^2) \dots \text{OK}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線から堤底の中央までの距離 (m)

X : 荷重の合力の作用線から堤底の上流端までの距離 (m)

B : 底面底幅 (m)

$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$: 堤底面の上流端または下流端における鉛直応力 (kN/m²)

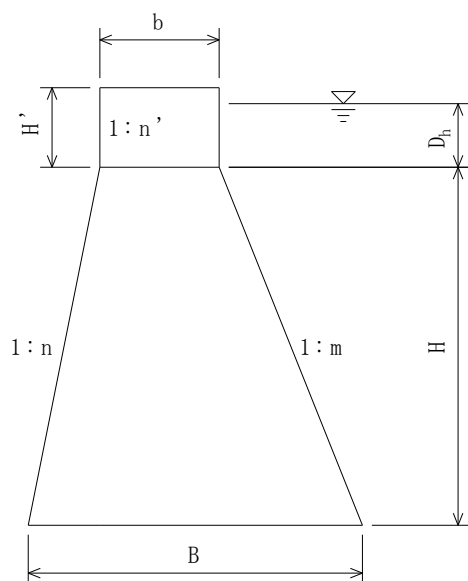
V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

σ'_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度 (kN/m²)

q_u : 地盤の許容支持力 (kN/m²)

6-7 安定計算(断面 2 : 土石流の水深と袖部の高さが一致する断面、洪水時)

(1) 安定計算に用いる数値



堰堤高	H	:	14.50	(m)
越流水深	D _h	:	0.90	(m)
袖部高さ	H'	:	1.30	(m)
本体の天端幅	b	:	3.00	(m)
上流のり勾配	m	:	0.45	
下流のり勾配	n	:	0.20	
底面底幅	B	:	12.43	(m)
コンクリートの単位体積重量	γ _c	:	22.56	(kN/m ³)
水の単位体積重量	γ _w	:	11.77	(kN/m ³)
コンクリートの設計基準強度	f' _{ck}	:	18	(N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	σ' _{ca}	:	4500	(kN/m ²)
基礎地盤の種類		:	軟岩(Ⅱ)(C _H)	
堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数	f	:	0.80	
せん断強度	τ ₀	:	1000	(kN/m ²)
滑動に対する必要安全率	N'	:	4.0	
地盤の許容支持力	q _u	:	2000	(kN/m ²)

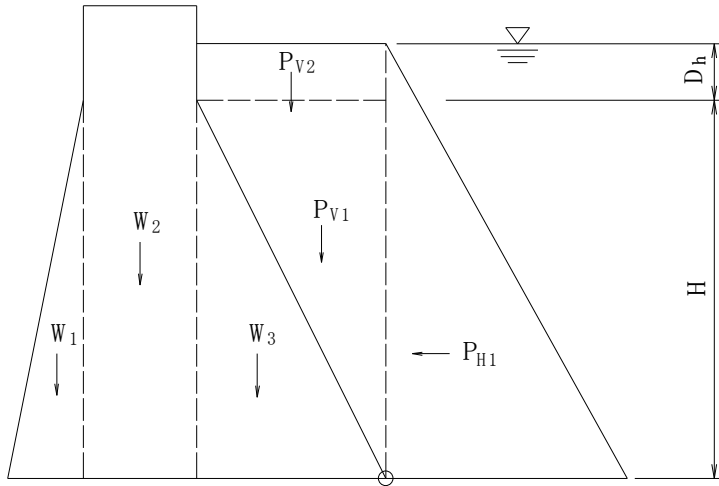
a) 底面底幅

$$B = b + (m + n) \cdot H$$

$$= 3.00 + (0.45 + 0.2) \times 14.50 = 12.43 \text{ (m)}$$

ここに、	B	:	底面底幅	(m)
	b	:	本体の天端幅	(m)
	m	:	上流のり勾配	
	n	:	下流のり勾配	
	H	:	堰堤高	(m)

(2) 荷重計算



設計荷重	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント M (kN・m/m)
本体自重	W ₁	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot n \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.2 \times 14.50^2$	474.32		$m \cdot H + b + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$ $= 0.45 \times 14.50 + 3.00$ $+ \frac{1}{3} \times 0.2 \times 14.50$	10.49	4975.62
	W ₂	$\gamma_c \cdot b \cdot (H + H')$ $= 22.56 \times 3.00 \times (14.50 + 1.30)$	1069.34		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b$ $= 0.45 \times 14.50 + \frac{1}{2} \times 3.00$	8.03	8586.80
	W ₃	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot m \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.45 \times 14.50^2$	1067.23		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$ $= \frac{2}{3} \times 0.45 \times 14.50$	4.35	4642.45
静水圧	P _{V1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot m \cdot H^2$ $= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.45 \times 14.50^2$	556.79		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$ $= \frac{1}{3} \times 0.45 \times 14.50$	2.18	1213.80
	P _{V2}	$\gamma_w \cdot D_h \cdot m \cdot H$ $= 11.77 \times 0.90 \times 0.45 \times 14.50$	69.12		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$ $= \frac{1}{2} \times 0.45 \times 14.50$	3.26	225.33
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H + D_h)^2$ $= \frac{1}{2} \times 11.77 \times (14.50 + 0.90)^2$		1395.69	$\frac{1}{3} \cdot (H + D_h)$ $= \frac{1}{3} \times (14.50 + 0.90)$	5.13	7159.89
合計			3236.80	1395.69			26803.89

(3) 安定計算

a) 「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」に対する検討

$$X = \frac{M}{V} = \frac{26803.89}{3236.80} = 8.28 \text{ (m)}$$

$$B = 12.43 \text{ (m)}$$

$$\frac{1}{3} B = 4.14 \text{ (m)} \leq X = 8.28 \text{ (m)} \leq \frac{2}{3} B = 8.29 \text{ (m)} \cdots \text{OK}$$

ここに、 X : 荷重の合力の作用線から堤底の上流端までの距離 (m)

M : 単位幅当たり断面に作用するモーメントの合計 (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)

B : 底面底幅 (m)

b) 「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

$$N = \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot L}{H} = \frac{0.80 \times 3236.80 + 1000 \times 12.43}{1395.69} = 10.76 \geq N' = 4.0 \cdots \text{OK}$$

ここに、 N : 滑動に対する安全率

f : 堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

τ_0 : せん断強度 (kN/m²)

L : せん断抵抗を期待できる長さ(=底面底幅) (m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

N' : 滑動に対する必要安全率

c) 「砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと、地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = X - \frac{B}{2} = 8.28 - \frac{12.43}{2} = 2.07 \text{ (m)}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{3236.80}{12.43} \times \left(1 + \frac{6 \times 2.07}{12.43} \right)$$

$$= 520.60 \text{ (kN/m}^2) \leq \sigma'_{ca} = 4500 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK}$$

$$= 520.60 \text{ (kN/m}^2) \leq q_u = 2000 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{3236.80}{12.43} \times \left(1 - \frac{6 \times 2.07}{12.43} \right) = 0.21 \text{ (kN/m}^2) \geq 0 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線から堤底の中央までの距離 (m)

X : 荷重の合力の作用線から堤底の上流端までの距離 (m)

B : 底面底幅 (m)

$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$: 堤底面の上流端または下流端における鉛直応力 (kN/m²)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

σ'_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度 (kN/m²)

q_u : 地盤の許容支持力 (kN/m²)

6-8 結果一覧表

断面(1)：袖小口の断面

項目		採用ケース					
		下流のり勾配 $n = 0.20$ 上流のり勾配 $m = 0.45$					
荷重条件		平常時		土石流時		洪水時	
転倒	距離 X (m)	—————	—	8.24	OK	8.28	OK
	中央 1/3 (B/3) (m)	—————		4.14		4.14	
	中央 2/3 (2B/3) (m)	—————		8.29		8.29	
滑動	安全率 N	—————	—	8.60	OK	10.80	OK
	必要安全率 N'	—————		4.00		4.00	
破壊	鉛直応力 σ_{max} (kN/m ²)	—————	—	600.57	OK	531.48	OK
	鉛直応力 σ_{min} (kN/m ²)	—————	—	6.10	OK	0.21	OK
	許容支持力 q_u (kN/m ²)	—————		2000		2000	
判定		—————		OK		OK	

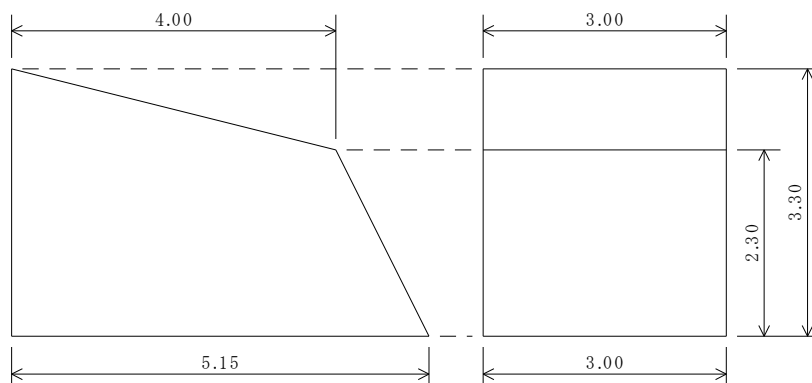
断面(2)：土石流の水深と袖部の高さが一致する断面

項目		採用ケース					
		下流のり勾配 $n = 0.20$ 上流のり勾配 $m = 0.45$					
荷重条件		平常時		土石流時		洪水時	
転倒	距離 X (m)	—————	—	8.24	OK	8.28	OK
	中央 1/3 (B/3) (m)	—————		4.14		4.14	
	中央 2/3 (2B/3) (m)	—————		8.29		8.29	
滑動	安全率 N	—————	—	8.57	OK	10.76	OK
	必要安全率 N'	—————		4.00		4.00	
破壊	鉛直応力 σ_{max} (kN/m ²)	—————	—	589.79	OK	520.60	OK
	鉛直応力 σ_{min} (kN/m ²)	—————	—	5.99	OK	0.21	OK
	許容支持力 q_u (kN/m ²)	—————		2000		2000	
判定		—————		OK		OK	

7 袖部の破壊に対する構造計算

7-1 袖ブロック

ブロック1



7-2 設計外力の算出

設計外力は、袖部の自重、土石流流体力、礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力の3種類とする。

7-2-1 土石流流体力の算出

土石流流体力は次式により求める。

(1) 土石流濃度

$$C_d = \frac{\rho \cdot \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}$$
$$= \frac{1200 \times \tan 12.26^\circ}{(2600 - 1200) \times (\tan 35^\circ - \tan 12.26^\circ)} = 0.386 \approx 0.39$$

ここに、 C_d : 土石流濃度 (0.3 ≤ C_d ≤ 0.9 C_* = 0.9×0.6 = 0.54)
 σ : 礫の密度 (kg/m³)
 ρ : 水の密度 (kg/m³)
 ϕ : 堆積土砂の内部摩擦角 (°)
 θ : 溪床勾配 (°)
 C_* : 堆積土砂の容積濃度

(2) 土石流の単位体積重量

$$\gamma_d = \{ \sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d) \} \cdot g$$
$$= \{ 2600 \times 0.39 + 1200 \times (1 - 0.39) \} \times 9.81 = 17128 \text{ (N/m}^3) \approx 17.13 \text{ (kN/m}^3)$$

ここに、 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
 σ : 礫の密度 (kg/m³)
 ρ : 水の密度 (kg/m³)
 C_d : 土石流濃度
 g : 重力加速度 (m/s²)

(3) 土石流流体力

$$F = K_h \frac{\gamma_d}{g} D_d \cdot U^2$$
$$= 1.0 \times \frac{17.13}{9.81} \times 1.30 \times 4.57^2 = 47.41 \text{ (kN/m)}$$

ここに、 F : 単位幅当たりの土石流流体力 (kN/m)
 K_h : 土石流流体力係数
 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
 g : 重力加速度 (m/s²)
 D_d : 土石流の水深 (m)
 U : 土石流の流速 (m/s)

7-2-2 礫の衝撃力の算定

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力(P)は次式により算定する。

$$P = n \cdot \alpha^{3/2}$$
$$= 2.38 \times 10^9 \times (1.17 \times 10^{-2})^{3/2} = 3012.01 \times 10^3 \text{ (N)} = 3012.01 \text{ (kN)}$$

ここに、P : 礫の衝撃力 (kN)

n : 係数

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}}$$
$$= \sqrt{\frac{16 \times 0.500}{9 \times \pi^2 \times (1.20 \times 10^{-10} + 6.15 \times 10^{-12})^2}} = 2.38 \times 10^9$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi \cdot E_1} = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 2.548 \times 10^9} = 1.20 \times 10^{-10}$$

$$K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi \cdot E_2} = \frac{1 - 0.230^2}{\pi \times 4.900 \times 10^{10}} = 6.15 \times 10^{-12}$$

E₁ : コンクリートの終局強度割線弾性係数 (N/m²)

E₂ : 礫の弾性係数 (N/m²)

ν₁ : コンクリートのポアソン比

ν₂ : 礫のポアソン比

α : へこみ量 (m)

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} = \left(\frac{5 \times 4.57^2}{4 \times 7.35 \times 10^{-4} \times 2.38 \times 10^9} \right)^{2/5} = 1.17 \times 10^{-2} \text{ (m)}$$

$$n_1 = \frac{1}{M_2} = \frac{1}{1361} = 7.35 \times 10^{-4}$$

U : 礫の速度 (土石流の流速) (m/s)

M₂ : 礫の質量 (kg)

$$M_2 = \frac{4}{3} \pi \cdot R^3 \cdot \sigma = \frac{4}{3} \times \pi \times 0.500^3 \times 2600 = 1361 \text{ (kg)}$$

R : 礫の半径 (m)

$$R = \frac{d_{95}}{2} = \frac{1.00}{2} = 0.500 \text{ (m)}$$

d₉₅ : 最大礫径 (m)

σ : 礫の密度 (kg/m³)

7-2-3 流木の衝撃力の算定

流木の衝突により、堤体の受ける衝撃力(P)は次式により算定する。

なお、流木の樹種は「スギ」を想定する。

$$P = n \cdot \alpha^{3/2}$$
$$= 1.36 \times 10^9 \times (9.18 \times 10^{-3})^{3/2} = 1196.20 \times 10^3 \text{ (N)} = 1196.20 \text{ (kN)}$$

ここに、P : 流木の衝撃力 (kN)

n : 係数

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

$$= \sqrt{\frac{16 \times 0.250}{9 \times \pi^2 \times (1.20 \times 10^{-10} + 3.64 \times 10^{-11})^2}} = 1.36 \times 10^9$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi \cdot E_1} = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 2.548 \times 10^9} = 1.20 \times 10^{-10}$$

$$K_3 = \frac{1 - \nu_3^2}{\pi \cdot E_3} = \frac{1 - 0.400^2}{\pi \times 7.350 \times 10^9} = 3.64 \times 10^{-11}$$

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 (N/m²)

E_3 : 流木の弾性係数 (N/m²)

ν_1 : コンクリートのポアソン比

ν_3 : 流木のポアソン比

α : へこみ量 (m)

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} = \left(\frac{5 \times 4.57^2}{4 \times 2.38 \times 10^{-3} \times 1.36 \times 10^9} \right)^{2/5} = 9.18 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

$$n_1 = \frac{1}{M_3} = \frac{1}{421} = 2.38 \times 10^{-3}$$

U : 流木の速度 (土石流の流速) (m/s)

M_3 : 流木の質量 (kg)

$$M_3 = \pi \cdot R^2 \cdot L_{wm} \cdot \sigma = \pi \times 0.250^2 \times 6.50 \times 330 = 421 \text{ (kg)}$$

L_{wm} : 流木の最大長 (m)

R : 流木の半径 (m)

$$R = \frac{R_{wm}}{2} = \frac{0.50}{2} = 0.250 \text{ (m)}$$

R_{wm} : 流木の最大直径 (m)

σ : 流木の密度 (kg/m³)

種類	弾性係数 $E_3 (\times 10^9 \text{ N/m}^2)$	ポアソン比 ν_3	密度 $\sigma (\text{kg/m}^3)$
スギ	7.35	0.4	330
エゾマツ	10.79	0.4	390
アカマツ	11.77	0.4	510
ブナ	12.26	0.4	620
キリ	5.88	0.4	290
ミズナラ	11.28	0.4	700
ケヤキ	10.3	0.4	700
イチイガシ	16.18	0.4	830
ニセアカシア	12.75	0.5	750

改訂4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所 2004年 P135

7-2-4 土石流衝撃力の補正

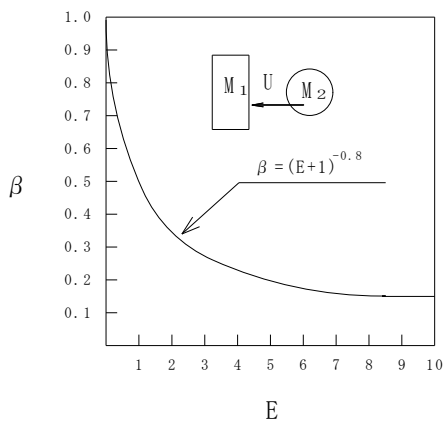
マスコンクリートに礫または流木が衝突した場合、衝突速度が大きくなるとマスコンクリートに作用する衝撃力が小さくなることが知られている。以下により補正係数を算出し、実際に作用する衝撃力を求める。

$$P_R = \beta \cdot P$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}$$

$$E = \frac{M_2}{M_1} U^2$$

- ここに、 P_R : 補正後の土石流衝撃力 (kN)
 P : 礫または流木の衝撃力 (kN)
 β : 実験定数
 E : 係数 (m^2/s^2)
 M_1 : 袖部1ブロック当たりの質量 (kg)
 M_2 : 礫または流木の質量 (kg)
 U : 衝突速度(土石流ピーク流量のフロント部の流速) (m/s)



7-2-5 袖部1ブロック当たりの質量

袖部1ブロック当たりの質量(M_1)を次式により求める。

$$M_1 = \frac{V_c \cdot \gamma_c}{g}$$

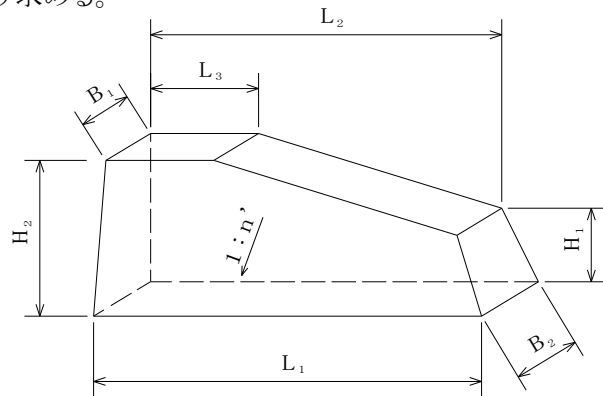
$$V_c = H' \cdot L' \cdot B'$$

$$H' = \frac{H_1 + H_2}{2}$$

$$L' = \frac{L_1 + L_2}{2}$$

$$B' = \frac{B_1 + B_2}{2}$$

$$B_1 = B_2 - n' \cdot H'$$



ここに、	M_1	: 袖部1ブロック当たりの質量	(kg)
	V_c	: 袖部1ブロック当たりの体積	(m^3)
	γ_c	: コンクリートの単位体積重量	(kN/m^3)
	g	: 重力加速度	($9.81 m/s^2$)
	H'	: 平均高さ	(m)
	L'	: 平均長さ	(m)
	B'	: 平均幅	(m)
	H_1, H_2	: 袖高さ	(m)
	L_1, L_2, L_3	: 袖長さ	(m)
	B_1	: 袖天端幅	(m)
	B_2	: 袖部底幅	(m)
	n'	: 袖部の下流のり勾配	(m)

7-2-6 単位幅当たりの衝撃力の算出

袖部単位幅当たりに作用する衝撃力(P_1)を次式により求める。

$$P_1 = \frac{P_R}{L'}$$

ここに、	P_1	: 袖部単位幅当たりに作用する衝撃力	(kN/m)
	P_R	: 補正後の土石流衝撃力	(kN)
	L'	: 平均長さ	(m)

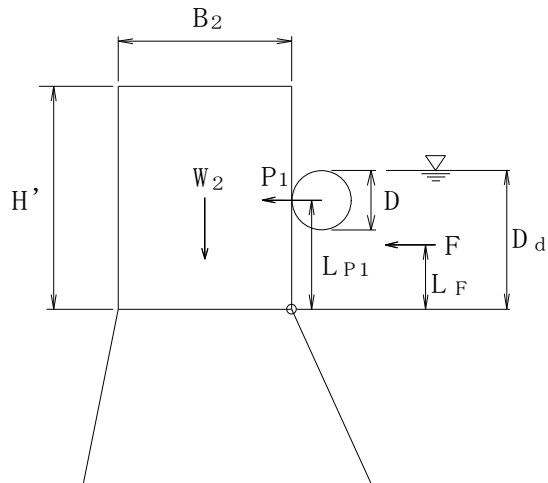
7-2-7 土石流衝撃力一覧表

以上の通り算出した、袖部単位幅当たりの礫の衝撃力と、流木の衝撃力を比較し、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。

袖部底幅	B_2	=	3.00	(m)
袖部の下流のり勾配	n'	=	0.00	
コンクリートの単位体積重量	γ_c	=	22.56	(kN/m ³)
土石流の流速	U	=	4.57	(m/s)
礫の質量	M_2	=	1361	(kg)
礫の衝撃力	P	=	3012.01	(kN)
流木の質量	M_2	=	421	(kg)
流木の衝撃力	P	=	1196.20	(kN)

		単位	ブロック1
袖高さ H_1		m	2.30
袖高さ H_2		m	3.30
袖長さ L_1		m	5.15
袖長さ L_2		m	4.00
袖長さ L_3		m	0.00
平均高さ H'		m	2.80
平均長さ L'		m	4.58
袖天端幅 B_1		m	3.00
平均幅 B'		m	3.00
体積 V_c		m ³	38.47
質量 M_1		kg	88469
礫	係数 E	m ² /s ²	0.321
	実験定数 β	—	0.800
	補正後の衝撃力 P_R	kN	2409.61
	単位幅当たりの衝撃力 P_1	kN/m	526.12
流木	係数 E	m ² /s ²	0.099
	実験定数 β	—	0.927
	補正後の衝撃力 P_R	kN	1108.88
	単位幅当たりの衝撃力 P_1	kN/m	242.11
安定計算に用いる衝撃力 P_1		kN/m	526.12

7-2-8 袖部に作用する設計外力



- ここに、 L_{P1} : 土石流衝撃力のアーム長 (m)
 L_F : 土石流流体力のアーム長 (m)
 D_d : 土石流の水深 (m)
 D : 最大礫径 (d_{95}) (m)
 H' : 平均高さ (m)
 B_2 : 袖部底幅 (m)
 F : 単位幅当たりの土石流流体力 (kN/m)
 P_1 : 単位幅当たりの土石流衝撃力 (kN/m)
 W_1 : 袖部自重 (kN/m)

ブロック1

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント M (kN・m/m)
袖部自重	W_1	$\gamma_c \cdot H' \cdot B_2$ = $22.56 \times 2.80 \times 3.00$	189.50		$1/2 \cdot B_2$ = $1/2 \times 3.00$	1.50	284.25
土石流衝撃力	P_1	(前掲)		526.12	$L_{P1} = D_d - 1/2 \cdot D$ = $1.30 - 1/2 \times 1.00$	0.80	420.90
土石流流体力	F	(前掲)		47.41	$L_F = 1/2 \cdot D_d$ = $1/2 \times 1.30$	0.65	30.82
合計			189.50	573.53			735.97

7-3 照査内容

7-3-1 せん断摩擦安全率の検討

$$N = \frac{f \cdot V + \tau_c \cdot B_2}{H} \geq N'$$

ここに、	N	: せん断摩擦安全率	
	f	: 摩擦係数	
	V	: 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計	(kN/m)
	τ_c	: コンクリートのせん断強度	(kN/m ²)
	B ₂	: 袖部底幅	(m)
	H	: 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計	(kN/m)
	N'	: 必要せん断摩擦安全率	

7-3-2 袖部と本体の境界面上に作用する応力に対する検討

$$X = \frac{M}{V}$$

$$e = X - \frac{B_2}{2}$$

$$\sigma = \frac{V}{B_2} \left(1 \pm \frac{6e}{B_2} \right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B_2} \left(1 + \frac{6e}{B_2} \right) \leq \sigma'_{ca}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{B_2} \left(1 - \frac{6e}{B_2} \right) \geq -\sigma_{ca}$$

ここに、	X	: 荷重の合力の作用線と袖部底との交点から袖部底の上流端までの距離	(m)
	M	: 単位幅当たり断面に作用するモーメントの合計	(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)
	e	: 荷重の合力の作用線から袖部底の中央までの距離	(m)
	B ₂	: 袖部底幅	(m)
	σ	: 袖部と本体の境界面上に作用する応力	(kN/m ²)
	σ_{\max}	: 最大圧縮応力	(kN/m ²)
	σ_{\min}	: 最大引張応力	(kN/m ²)
	σ'_{ca}	: コンクリートの許容圧縮応力度	(kN/m ²)
	σ_{ca}	: コンクリートの許容曲げ引張応力度	(kN/m ²)

7-4 照査結果一覧

袖部底幅	B ₂	=	3.00	(m)
摩擦係数	f	=	0.70	
コンクリートの設計基準強度	f' _{ck}	=	18	(N/mm ²)
コンクリートのせん断強度	τ_c	=	2760.0	(kN/m ²)
許容応力度の割増し係数		=	1.5	
コンクリートの許容圧縮応力度	σ'_{ca}	=	6750.0	(kN/m ²)
コンクリートの許容曲げ引張応力度	σ_{ca}	=	337.5	(kN/m ²)

項目	単位	ブロック1
袖高さ H ₁	m	2.30
袖高さ H ₂	m	3.30
袖長さ L ₁	m	5.15
袖長さ L ₂	m	4.00
袖長さ L ₃	m	0.00
モーメントの合計 M	kN・m/m	735.97
鉛直力の合計 V	kN/m	189.50
水平力の合計 H	kN/m	573.53
せん断摩擦安全率 N	—	14.67
判定 $N \geq N' = 4.0$	—	OK
最大圧縮応力 σ_{\max}	kN/m ²	363.8
判定 $\sigma_{\max} \leq \sigma'_{ca} = 6750.0$	—	OK
最大引張応力 σ_{\min}	kN/m ²	-237.5
判定 $\sigma_{\min} \geq -\sigma_{ca} = -337.5$	—	OK

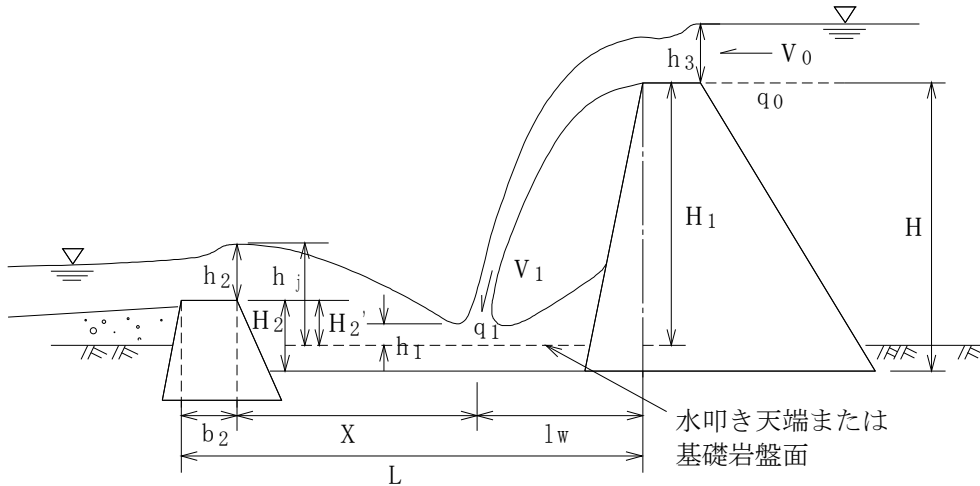
以上の結果から、鉄筋等による補強は不要と判断できる。

8 水叩工の設計

整備率100%溪流の最下流ではない場合、部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は不透過型砂防堰堤と同様とし、水叩きの長さや厚さは、洪水による洗掘の場合と捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合を想定し、両者のうち、より厳しい条件で設計を行うものとする。

ただし、当該堰堤は整備率100% 溪流の最下流堰堤であるため、土石流は本堤を越流しないと想定されることから、前庭保護工は洪水時を対象として設計を行う。

8-1 副堰堤の位置（本・副堰堤間の長さ）



8-1-1 経験式

$$L = \alpha (H_1 + h_3)$$

ここに、L : 本・副堰堤間の長さ (m)

α : 係数 1.5~2.0

H_1 : (洪水時) 水叩き天端から不透過部天端までの高さ (m)

$$H_1 = H - t$$

H : 本堰堤の高さ (m)

t : 水叩き厚 (m)

h_3 : (洪水時) 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (m)

条件

$$\alpha \quad 2.00 \quad t \text{ (m)} \quad 2.00$$

$$H \text{ (m)} \quad 14.50 \quad h_3 \text{ (m)} \quad 1.50$$

計算

$$H_1 = H - t = 14.50 - 2.00 = 12.50 \text{ (m)}$$

$$L = \alpha (H_1 + h_3) = 2.00 \times (12.50 + 1.50) = 28.000 \text{ (m)}$$

以上より、

項目	記号	単位	計算値	計画値	判定
本・副堰堤間の長さ	L	m	28.000	30.0	OK

8-2 水叩きの厚さ

8-2-1 経験式

水褥池がある場合

$$t = 0.1 (0.6 H_1 + 3 h_3 - 1.0)$$

ここに、 t : 水叩きの厚さ (m)

H_1 : 水叩き天端から不透過部までの高さ (m)

h_3 : 本堰堤の越流水深 (m)

(洪水時) 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深

条件

$$H_1 (\text{m}) \quad 12.50 \qquad h_3 (\text{m}) \quad 1.50$$

計算

$$t = 0.1 (0.6 H_1 + 3 h_3 - 1.0)$$

$$= 0.1 \times (0.6 \times 12.50 + 3 \times 1.50 - 1.0) = 1.100 \text{ (m)}$$

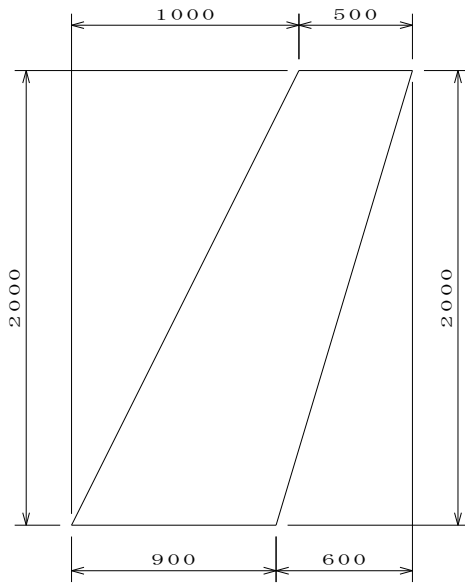
以上より、

項目	記号	単位	計算値	計画値	判定
水叩きの厚さ	t	m	1.100	2.0	OK

9 側壁工

9-1 右岸側壁

9-1-1 安定計算結果一覧表



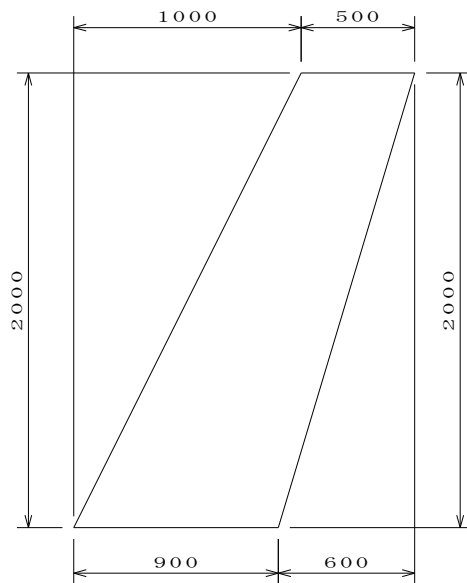
表法 1 : 0.500

裏法 1 : 0.300

項目		単位	常時
作用力	V	kN	32.25
	H	kN	11.36
	M	kN・m	16.19
転倒	d	m	0.502
	許容値	m	(0.450)
滑動	F	—	1.987
	許容値	—	(1.500)
地盤反力	q v1	kN/m ²	22.93
	q v2	kN/m ²	48.73
	上限値	kN/m ²	(1200)

9-1-2 設計条件

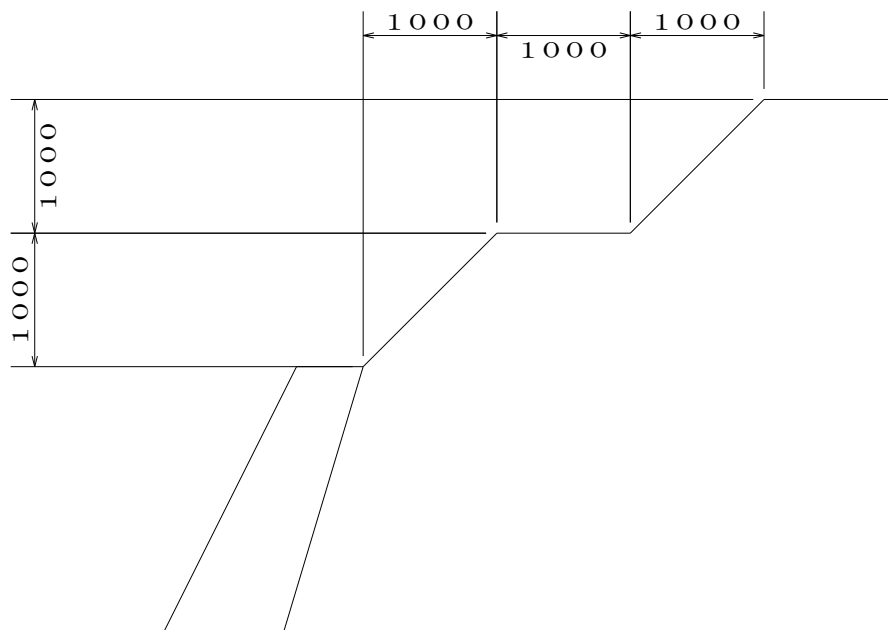
(1) 側壁形状



側壁前面の勾配 1:0.500

側壁背面の勾配 1:0.300

(2) 裏込土形状



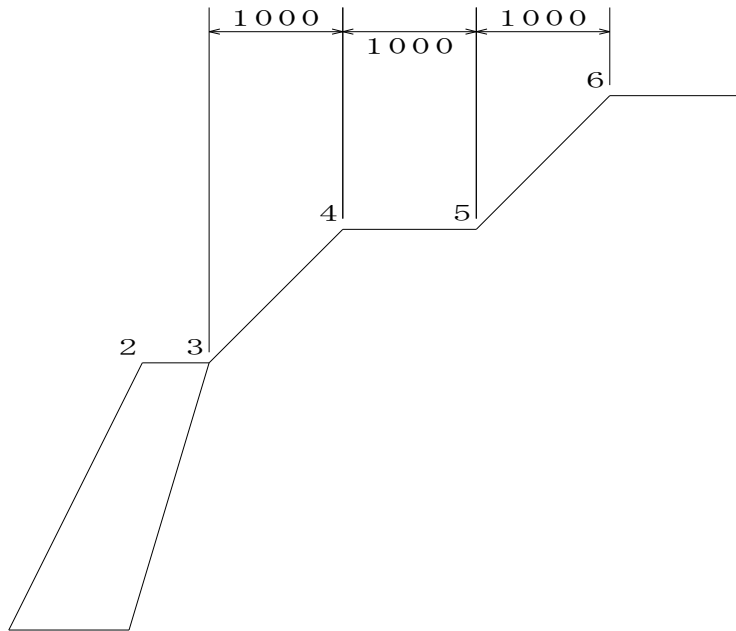
(3) 単位体積重量

コンクリート 22.56 kN/m³

裏込土砂 17.65 kN/m³

(4) 地表面載荷荷重

荷重強度 (kN/m ²)	基準点	基準点からの 距離(m)	作用幅
------------------------------	-----	-----------------	-----



(5) 裏込め土砂のせん断抵抗角 ϕ 30°

(6) 切土部土圧 考慮する

- ・土圧 盛土部と比較して大きい方
- ・切土面の状態 粗い
- ・切土形状

	切土開始点	切土変化点
切土開始点までの高さ	0.350 m	1.850 m
切土面の角度	35° 00' 00"	50° 00' 00"

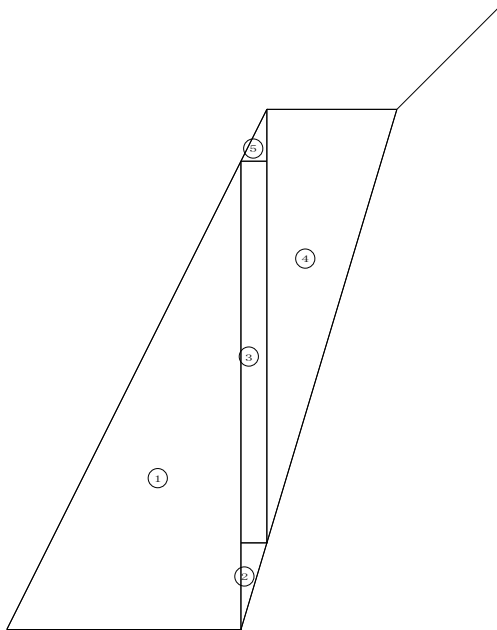
(7) 支持地盤

- ・摩擦係数 $\tan \phi_B$ 0.700
- ・付着力 C_B 0.00 kN/m²
- ・許容支持力度 1200 kN/m²

9-1-3 荷重計算

(1) 重量計算

1) ブロック割



2) 躯体自重および重心位置

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量				鉛直力 V (kN)
1	0.900×	1.800×	1.000×	22.56×0.5	18.27
2	0.100×	0.333×	1.000×	22.56×0.5	0.38
3	0.100×	1.467×	1.000×	22.56	3.31
4	0.500×	1.667×	1.000×	22.56×0.5	9.40
5	0.100×	0.200×	1.000×	22.56×0.5	0.23
	合計				31.59

区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
1	18.27	0.600	0.600	10.96	10.96
2	0.38	0.933	0.222	0.35	0.08
3	3.31	0.950	1.067	3.14	3.53
4	9.40	1.167	1.444	10.97	13.57
5	0.23	0.967	1.867	0.22	0.43
計	31.59			25.64	28.57

重心位置

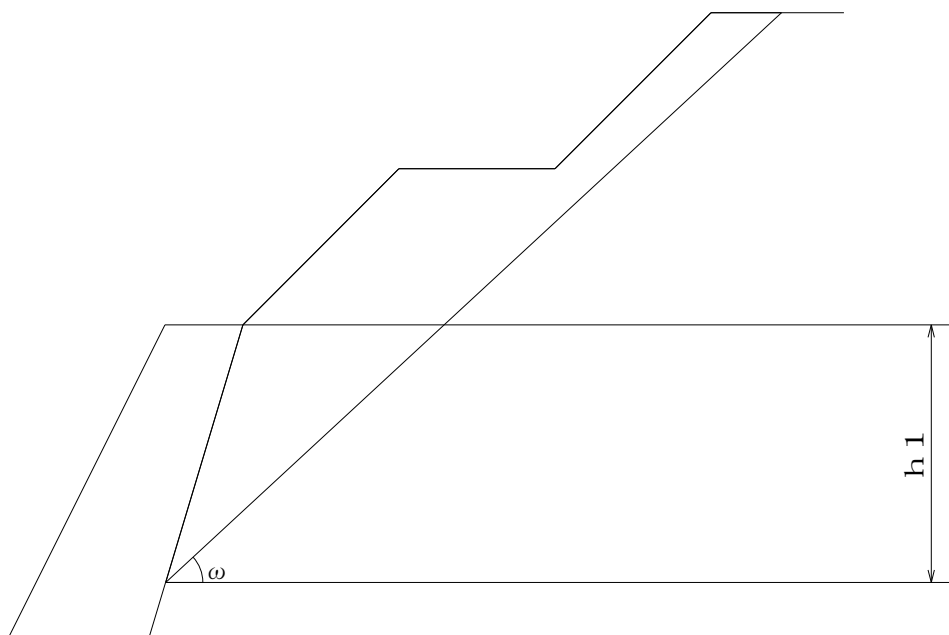
$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{25.64}{31.59} = 0.812 \text{ m}$$

(2) 土圧

1) 荷重ケース名：「常時」

<盛土部土圧>

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅

$$B = 1.000 \text{ m}$$

一段目の土圧作用高さ

$$h_1 = 1.650 \text{ m}$$

裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.65 \text{ kN/m}^3$$

裏込め土砂の内部摩擦角

$$\phi = 30.000^\circ$$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$$\alpha_1 = -16.699^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 20.000^\circ$$

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (°)	重量			土圧力 P_1 (kN)
	土砂 W_s (kN)	載荷重 W_q (kN)	合計 W (kN)	
42.770	49.47	0.00	49.47	11.09
43.000	48.45	0.00	48.45	11.06

土圧水平力

$$P_H = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 11.09 \times \cos(3.301^\circ) = 11.07 \text{ kN}$$

作用位置

$$Y_P = 0.900 \text{ m}$$

土圧鉛直力

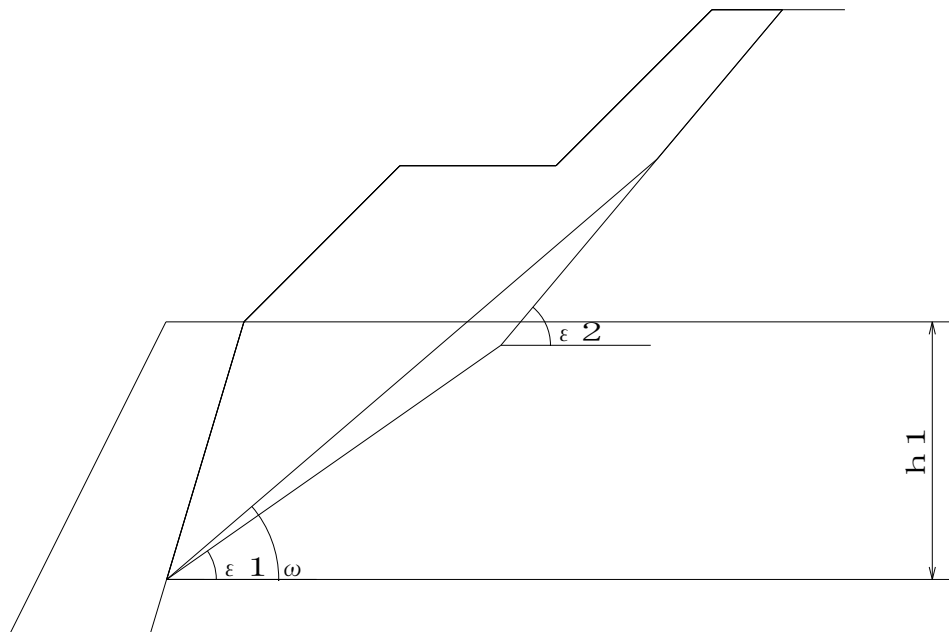
$$P_V = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 11.09 \times \sin(3.301^\circ) = 0.64 \text{ kN}$$

作用位置

$$X_P = 1.172 \text{ m}$$

<切土部土圧>

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅	B = 1.000 m
一段目の土圧作用高さ	h ₁ = 1.650 m
裏込め土砂の単位体積重量	γ _s = 17.65 kN/m ³
裏込め土砂の内部摩擦角	φ = 30.000 °
土圧作用面と鉛直面のなす角度	α ₁ = -16.699 °
壁面摩擦角	δ = 20.000 °
切土面の摩擦角	δ' = 30.000 °
仮想背面における壁面摩擦角	δ ₁ = 30.000 °
切土面の角度	ε ₁ = 35.000 °
	ε ₂ = 50.000 °

$$X = \frac{\sin(\varepsilon_2 - \delta')}{\cos(\varepsilon_2 - \delta' - \delta_1)} \cdot W_1$$

$$\lambda = \tan^{-1} \left(\frac{X \cdot \cos \delta_1}{W_2 + X \cdot \sin \delta_1} \right)$$

$$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi + \lambda)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha_1) \cdot \cos \lambda} (W_2 + X \cdot \sin \delta_1)$$

すべり角 ω (°)	重量 W ₁			重量 W ₂		
	土砂 W _{s1} (kN)	载荷重 W _{q1} (kN)	小計 W ₁ (kN)	土砂 W _{s2} (kN)	载荷重 W _{q2} (kN)	小計 W ₂ (kN)
40.000	7.41	0.00	7.41	50.99	0.00	50.99
40.590	5.69	0.00	5.69	51.26	0.00	51.26
41.000	4.41	0.00	4.41	51.40	0.00	51.40

すべり角 ω (°)	重量 W ₁ W ₁ (kN)	重量 W ₂ W ₂ (kN)	合計 W (kN)	土圧力 P ₁ (kN)
40.000	7.41	50.99	58.40	11.35
40.590	5.69	51.26	56.95	11.38
41.000	4.41	51.40	55.81	11.36

土圧水平力

$$P_H = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 11.38 \times \cos(3.301^\circ) = 11.36 \text{ kN}$$

作用位置

$$Y_P = 0.900 \text{ m}$$

土圧鉛直力

$$P_v = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 11.38 \times \sin(3.301^\circ) = 0.66 \text{ kN}$$

作用位置

$$X_P = 1.167 \text{ m}$$

以上より、

$$\text{盛土部土圧} \quad P_a = 11.09 \text{ kN}$$

$$\text{切土部土圧} \quad P_b = 11.38 \text{ kN}$$

$P_a < P_b$ のため切土部土圧を採用する

$$\text{使用土圧力} \quad P = 11.38 \text{ kN}$$

9-1-4 荷重集計

1) 荷重ケース名：「常時」

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム長		モーメント	
			X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
躯体重量	31.59	————	0.812	————	25.64	————
裏込土砂土圧	0.66	11.36	1.167	0.900	0.77	10.22
合計	32.25	11.36			26.41	10.22
					Mx-My =	16.19

9-1-5 安定計算照査内容

《 転倒に対する安定の照査 》

$$d = \frac{M}{V} > \frac{B}{n}$$

ここに、

d : 荷重の合力の作用位置 (m)

B : 基礎幅 (m)

M : 基礎底面のつま先回りの作用モーメント (kN・m)

V : 基礎底面における全鉛直荷重 (kN)

n : 安全率

《 滑動に対する安定の照査 》

$$H_u = C_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B$$

$$F_s = \frac{H_u}{H} \geq F_a$$

ここに、

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

C_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

$\tan \phi_B$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数

H : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

F_s : 滑動安全率

F_a : 滑動安全率の許容値

《 地盤反力度の計算 》

$$d = \frac{M}{V}$$

1) 荷重の合力の作用位置dが基礎幅Bの1/3～1/2の範囲 ($B/3 \leq d \leq B/2$)にある場合

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$q_1 = \frac{V}{D \cdot B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{V}{D \cdot B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

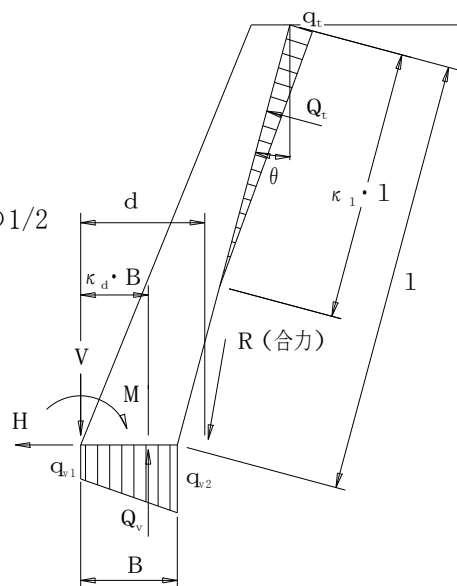
2) 荷重の合力の作用位置dがつま先から基礎幅Bの1/2より後方 ($d \geq B/2$)にある場合

$$Q_t = \frac{M - \kappa_d \cdot B \cdot V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + l \cdot (1 - \frac{\kappa_1}{3})}$$

$$Q_v = V - Q_t \cdot \sin \theta$$

$$q_{v1} = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \kappa_d)}{D \cdot B}$$

$$q_{v2} = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \kappa_d - 1)}{D \cdot B}$$



ここに、

d : 基礎底面のつま先から合力Rの作用位置までの距離 (m)

M : 基礎底面のつま先回りの作用モーメント (kN・m)

V : 基礎底面における全鉛直荷重 (kN)

e : 荷重の偏心距離 (m)

B : 基礎幅 (m)

D : 基礎の奥行き (m)

q_1, q_2 : 基礎底面端部における地盤反力度 (kN/m²)

Q_t : 基礎背面に発生する壁面地盤反力 (kN) で、 $d \leq \kappa_d \cdot B$ のときは $Q_t = 0$ とする。

Q_v : 基礎底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)

q_{v1} : 基礎底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)

q_{v2} : 基礎底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)

θ : 壁面傾斜角 (°)

l : 壁面長 (m)

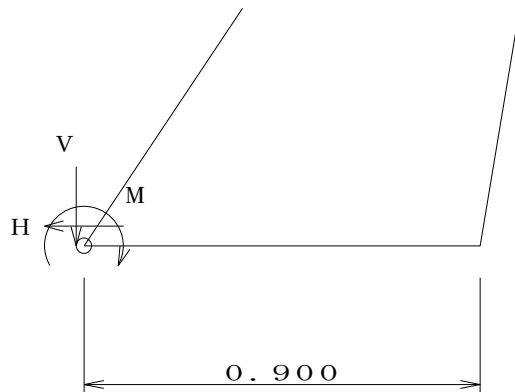
κ_d : 基礎底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置と基礎幅Bとの比

κ_1 : 壁面地盤反力度が発生する区間長と側壁壁面長lとの比

9-1-6 安定計算照査結果

1) 常時

《 転倒および滑動に対する照査 》



$$\begin{aligned} V &= 32.25 \text{ kN} \\ H &= 11.36 \text{ kN} \\ M &= 16.19 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

< 転倒 >

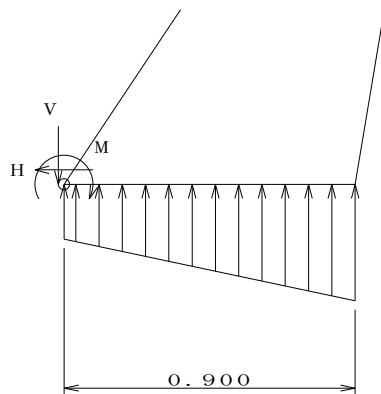
$$\begin{aligned} d &= \frac{M}{V} = \frac{16.19}{32.25} = 0.502 \text{ m} \\ &> \frac{B}{2.0} = \frac{0.900}{2.0} = 0.450 \text{ m} \text{ -----OK} \end{aligned}$$

< 滑動 >

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{C_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B}{H} \\ &= \frac{0.000 \times 0.796 + 32.25 \times 0.700}{11.36} = 1.987 \geq F_a = 1.500 \text{ -----OK} \\ A_e &= (B - 2 \cdot e) \cdot D = (0.900 - 2 \times 0.052) \times 1.000 = 0.796 \text{ m}^2 \\ e &= \frac{B}{2} - d = \frac{0.900}{2} - 0.502 = -0.052 \text{ m} \end{aligned}$$

《 支持に対する照査 》

〈 地盤反力度 〉



$$\begin{aligned} V &= 32.25 \text{ kN} \\ H &= 11.36 \text{ kN} \\ M &= 16.19 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$d = \frac{M}{V} = \frac{16.19}{32.25} = 0.502 \text{ m}$$

$$B = 0.900 \text{ m}$$

$d > \frac{B}{2}$ なので、簡便法による計算を行う。

$$d \leq \kappa_d \cdot B = 0.56 \times 0.900 = 0.504 \text{ m より、} Q_t = 0.00 \text{ kN}$$

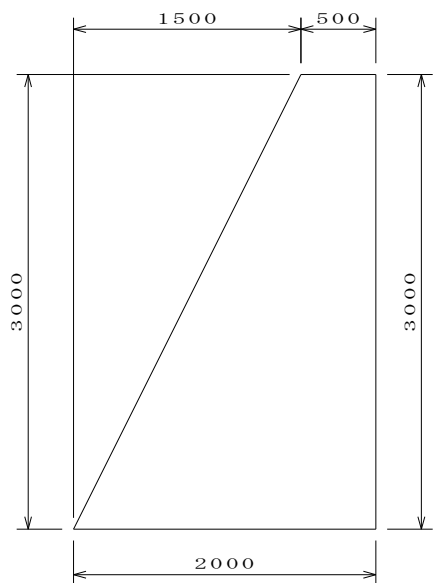
$$\begin{aligned} Q_v &= V - Q_t \cdot \sin \theta \\ &= 32.25 - 0.00 \times \sin(16.699^\circ) = 32.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{v1} &= \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \kappa_d)}{D \cdot B} \\ &= \frac{2 \times 32.25 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.000 \times 0.900} \\ &= 22.93 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{v2} &= \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \kappa_d - 1)}{D \cdot B} \\ &= \frac{2 \times 32.25 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.000 \times 0.900} \\ &= 48.73 \text{ kN/m}^2 \leq q_a = 1200 \text{ kN/m}^2 \text{ -----OK} \end{aligned}$$

9-2 左岸側壁

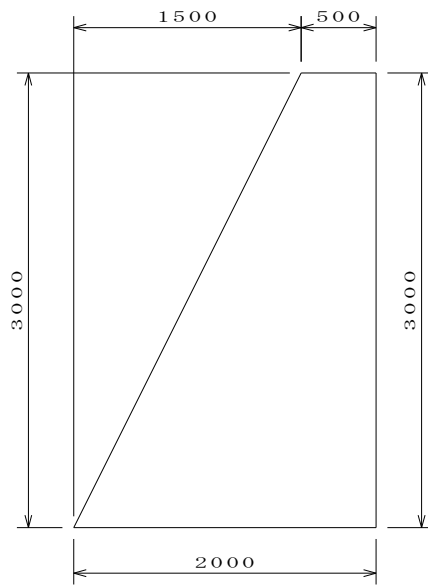
9-2-1 安定計算結果一覧表



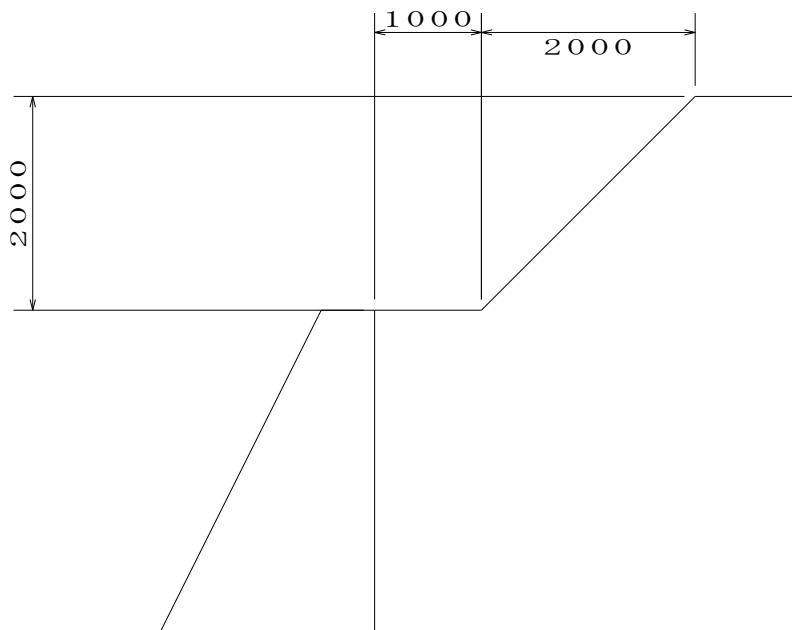
項目		単位	常時
作用力	V	kN	95.21
	H	kN	24.60
	M	kN・m	101.68
転倒	E	m	0.068
	許容値	m	(0.333)
滑動	F	—	2.709
	許容値	—	(1.500)
地盤反力	q max	kN/m ²	57.32
	q min	kN/m ²	37.89
	上限値	kN/m ²	(1200)

9-2-2 設計条件

(1) 側壁形状



(2) 裏込土形状



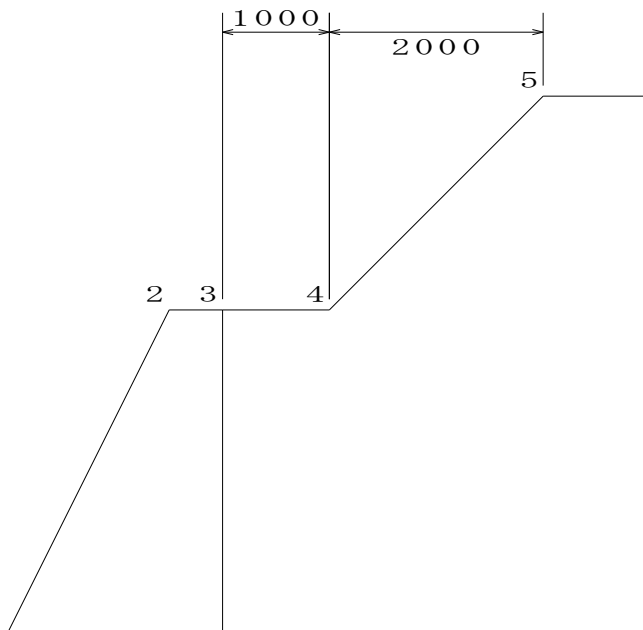
(3) 単位体積重量

コンクリート 22.56 kN/m³

裏込土砂 17.65 kN/m³

(4) 地表面載荷荷重

荷重強度 (kN/m ²)	基準点	基準点からの 距離(m)	作用幅
10.00	節点5	0.000	全載荷



(5) 裏込め土砂のせん断抵抗角 ϕ 35°

(6) 切土部土圧 考慮する

- ・土圧 盛土部と比較して大きい方
- ・切土面の状態 粗い
- ・切土形状

	切土開始点
切土開始点までの高さ	0.300 m
切土面の角度	50° 00' 00"

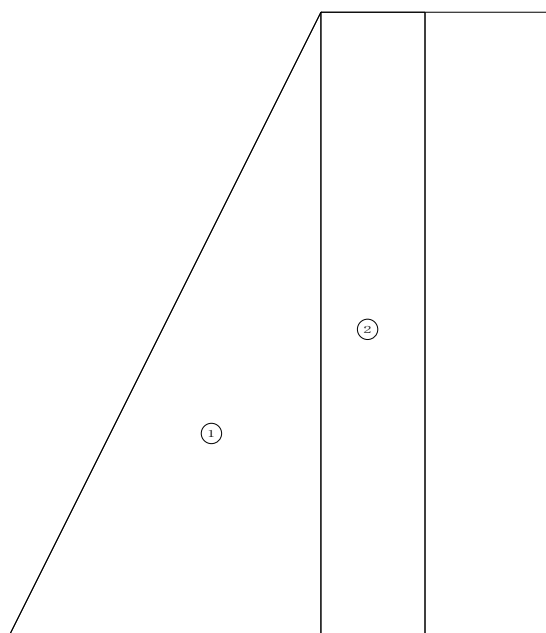
(7) 支持地盤

- ・摩擦係数 $\tan \phi_B$ 0.700
- ・付着力 C_B 0.00 kN/m²
- ・許容支持力度 1200 kN/m²

9-2-3 荷重計算

(1) 重量計算

1) ブロック割



2) 躯体自重および重心位置

区分	計算式 幅×高さ×奥行×単位重量				鉛直力 V (kN)
1	1.500×	3.000×	1.000×	22.56×0.5	50.76
2	0.500×	3.000×	1.000×	22.56	33.84
	合計				84.60

区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
1	50.76	1.000	1.000	50.76	50.76
2	33.84	1.750	1.500	59.22	50.76
計	84.60			109.98	101.52

重心位置

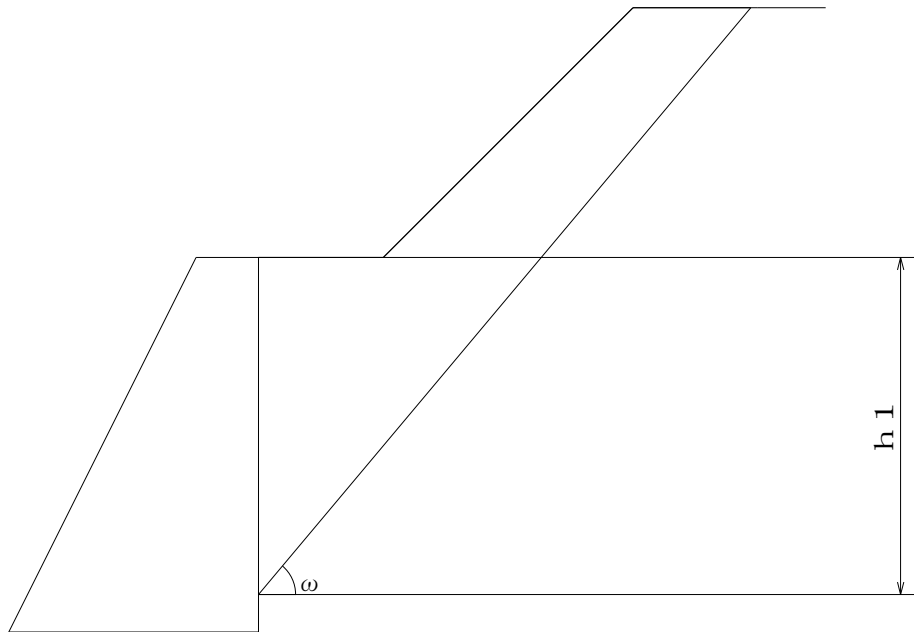
$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{109.98}{84.60} = 1.300 \text{ m}$$

(2) 土圧

1) 荷重ケース名：「常時」

<盛土部土圧>

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅

$$B = 1.000 \text{ m}$$

一段目の土圧作用高さ

$$h_1 = 2.700 \text{ m}$$

裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.65 \text{ kN/m}^3$$

裏込め土砂の内部摩擦角

$$\phi = 35.000^\circ$$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$$\alpha_1 = 0.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 23.333^\circ$$

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (°)	重量			土圧力 P_1 (kN)
	土砂 W_s (kN)	載荷重 W_q (kN)	合計 W (kN)	
50.000	92.98	9.44	102.42	26.79
51.000	87.26	8.06	95.32	26.49

土圧水平力

$$P_H = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 26.79 \times \cos(23.333^\circ) = 24.60 \text{ kN}$$

作用位置

$$Y_P = 1.200 \text{ m}$$

土圧鉛直力

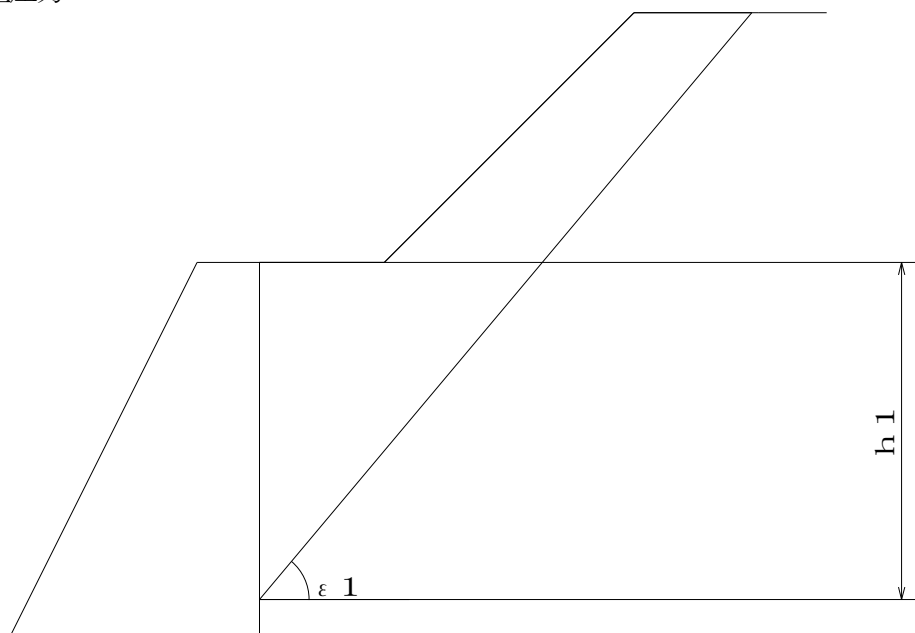
$$P_V = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 26.79 \times \sin(23.333^\circ) = 10.61 \text{ kN}$$

作用位置

$$X_P = 2.000 \text{ m}$$

<切土部土圧>

- ・土圧力



奥行き方向土圧作用幅	B = 1.000 m
一段目の土圧作用高さ	h ₁ = 2.700 m
裏込め土砂の単位体積重量	γ _s = 17.65 kN/m ³
裏込め土砂の内部摩擦角	φ = 35.000 °
土圧作用面と鉛直面のなす角度	α ₁ = 0.000 °
壁面摩擦角	δ = 23.333 °
切土面の摩擦角	δ' = 35.000 °
切土面の角度	ε ₁ = 50.000 °

$$P_A = \frac{W \cdot \sin(\varepsilon_1 - \delta')}{\cos(\varepsilon_1 - \delta' - \alpha_1 - \delta)}$$

$$= \frac{102.42 \times \sin(50.000 - 35.000)}{\cos(50.000 - 35.000 - 0.000 - 23.333)}$$

$$= 26.79 \text{ kN}$$

土圧水平力

$$P_H = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 26.79 \times \cos(23.333^\circ) = 24.60 \text{ kN}$$

作用位置

$$Y_P = 1.200 \text{ m}$$

土圧鉛直力

$$P_V = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 26.79 \times \sin(23.333^\circ) = 10.61 \text{ kN}$$

作用位置

$$X_P = 2.000 \text{ m}$$

以上より、

盛土部土圧 $P_a = 26.79 \text{ kN}$

切土部土圧 $P_b = 26.79 \text{ kN}$

$P_a < P_b$ のため切土部土圧を採用する

使用土圧力 $P = 26.79 \text{ kN}$

9-2-4 荷重集計

1) 荷重ケース名：「常時」

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム長		モーメント	
			X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
躯体重量	84.60	—	1.300	—	109.98	—
裏込土砂土圧	10.61	24.60	2.000	1.200	21.22	29.52
合計	95.21	24.60			131.20	29.52
					Mx-My = 101.68	

9-2-5 安定計算照査内容

《 転倒に対する安定の照査 》

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} \leq \frac{B}{n}$$

ここに、

e : 荷重の偏心距離 (m)

B : 基礎幅 (m)

M : 基礎前面を中心とするモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

n : 安全率

《 滑動に対する安定の照査 》

$$H_u = C_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B$$

$$F_s = \frac{H_u}{H} \geq F_a$$

ここに、

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

C_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

$\tan \phi_B$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数

H : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

F_s : 滑動安全率

F_a : 滑動安全率の許容値

《 地盤反力度の計算 》

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V}$$

$$X = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

1) 台形分布の場合 ($e < \frac{B}{6}$)

$$q_{\max}, q_{\min} = \frac{V}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

2) 三角形分布の場合 ($e \geq \frac{B}{6}$)

$$q_{\max} = 2 \frac{V}{D \cdot X}$$

ここに、

q_{\max} : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

q_{\min} : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

e : 荷重の偏心距離 (m)

B : 基礎幅 (m)

M : 基礎前面を中心とするモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

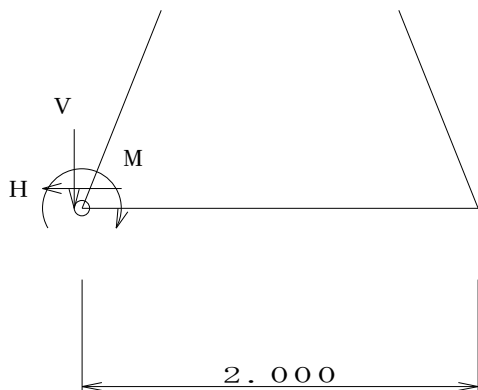
X : 底面反力の作用幅 (m)

D : 基礎の奥行き (m)

9-2-6 安定計算照査結果

1) 常時

《 転倒および滑動に対する照査 》



$$\begin{aligned} V &= 95.21 \text{ kN} \\ H &= 24.60 \text{ kN} \\ M &= 101.68 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

< 転倒 >

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{2.000}{2} - \frac{101.68}{95.21} = -0.068 \text{ m} \\ &\leq \pm \frac{B}{6.0} = \pm \frac{2.000}{6.0} = \pm 0.333 \text{ m} \text{ -----OK} \end{aligned}$$

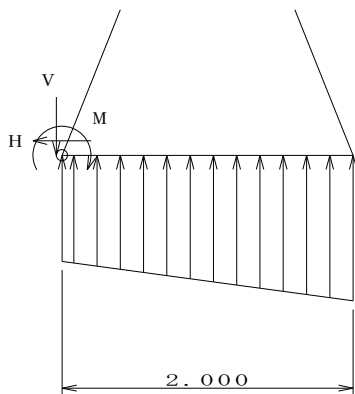
< 滑動 >

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{C_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B}{H} \\ &= \frac{0.000 \times 1.864 + 95.21 \times 0.700}{24.60} = 2.709 \geq F_a = 1.500 \text{ -----OK} \end{aligned}$$

$$A_e = (B - 2e) \cdot D = (2.000 - 2 \times 0.068) \times 1.000 = 1.864 \text{ m}^2$$

《 支持に対する照査 》

〈 地盤反力度 〉



$$\begin{aligned} V &= 95.21 \text{ kN} \\ H &= 24.60 \text{ kN} \\ M &= 101.68 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{2.000}{2} - \frac{101.68}{95.21} = -0.068 \text{ m}$$

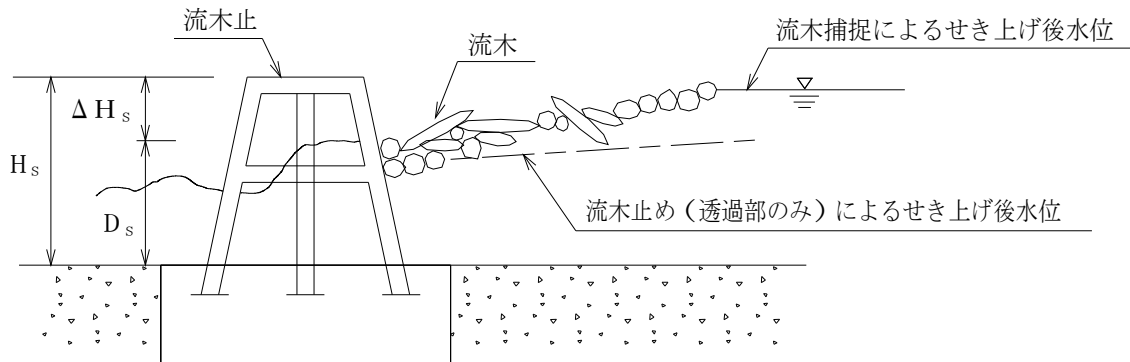
$e < \frac{B}{6}$ なので、台形分布となる。

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ &= \frac{95.21}{1.000 \times 2.000} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.068}{2.000} \right) \\ &= 37.89 \text{ kN/m}^2, 57.32 \text{ kN/m}^2 \leq q_a = 1200 \text{ kN/m}^2 \text{ -----OK} \end{aligned}$$

10 流木捕捉工の設計

10-1 透過部の高さ

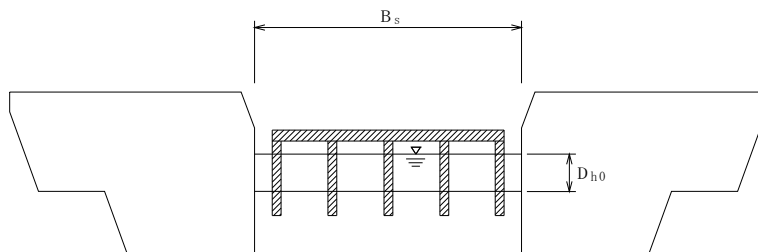
流木捕捉工の透過部の高さは、流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木の捕捉に必要な高さを加えた値以上とする。



(1) せき上げ水位の計算

a) せき上げ前の水深 D_{h0} 、平均流速 U_h

当該流木捕捉工は、堰形状であるため、せきの公式で求める。



$$Q = \frac{2}{3} C \sqrt{2g} \cdot B_s \cdot D_{h0}^{3/2}$$

$$U_h = \frac{Q}{B_s \cdot D_{h0}}$$

ここに、 Q	: 設計流量	(36.88 m ³ /s)
U_h	: 上流側の流速	(m/s)
C	: 流量係数	(0.60)
g	: 重力加速度	(9.81 m/s ²)
B_s	: 流下幅	(8.00 m)
D_{h0}	: せき上げ前の水深	(m)

$C = 0.6$ とすると上式を変形して次式となる。

$$Q \cong 1.77B_s \cdot D_{h0}^{3/2}$$

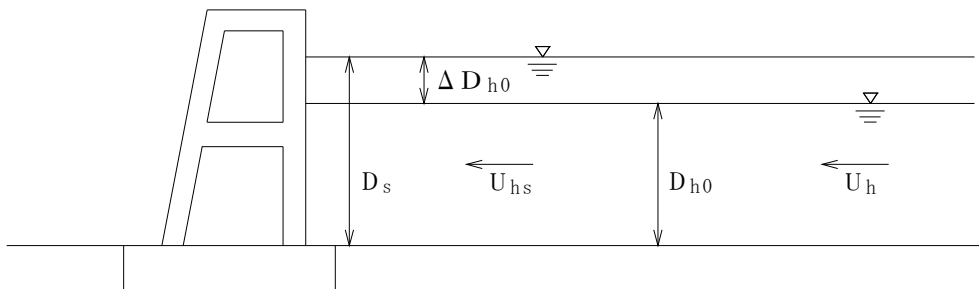
ここで、

$$36.88 = 1.77 \times 8.00 \times D_{h0}^{3/2}$$

より、

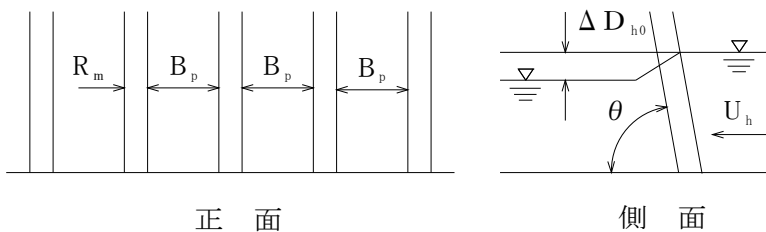
$$D_{h0} = 1.90 \text{ (m)}$$

$$U_h = \frac{36.88}{8.00 \times 1.90} = 2.43 \text{ (m/s)}$$



b) 流木止め工によるせき上げ高

掃流区間に流木止め工を設置する場合には、大部分の流木は土砂流、洪水の表面を流下するため、これを捕捉するための流木止め工の高さは流木止め工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。



$$\begin{aligned} \Delta D_{h0} &= k_m \cdot \sin \theta_m \cdot \left(\frac{R_m}{B_p} \right)^{4/3} \frac{U_h^2}{2g} \\ &= 2.0 \times \sin(90.00^\circ) \times \left(\frac{0.800}{2.00} \right)^{4/3} \times \frac{2.43^2}{2 \times 9.81} = 0.18 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに、 ΔD_{h0} : 流木止め工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
 (鋼管で $k_m \doteq 2.0$ 、角状鋼管で $k_m \doteq 2.5$ 、H形鋼では $k_m \doteq 3.0$ を用いる)
 θ_m : 縦部材の下流河床面に対する傾斜角 ($^{\circ}$)
 R_m : 縦部材の直径 (m)
 B_p : 透過部の純間隔(後掲) (m)
 U_h : 上流側の流速 (m/s)
 g : 重力加速度 (m/s²)

c) せき上げ後水深 D_s

$$D_s = D_{h0} + \Delta D_{h0}$$

$$= 1.90 + 0.18 = 2.08 \text{ (m)}$$

$$U_{hs} = \frac{Q}{B_s \cdot D_s}$$

$$= \frac{36.88}{8.00 \times 2.08} = 2.22 \text{ (m/s)}$$

ここに、 D_s : せき上げ後水深 (m)
 D_{h0} : せき上げ前の水深 (m)
 ΔD_{h0} : 流木止め工縦部材によるせき上げ高 (m)
 U_{hs} : せき上げ後の平均流速 (m/s)
 Q : 設計流量 (m³/s)
 B_s : 流下幅 (m)

(2) 透過部の高さ

土砂礫等による閉塞は無いものとし、透過部の高さは、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 ΔH_s を加えたものとする。 ΔH_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。

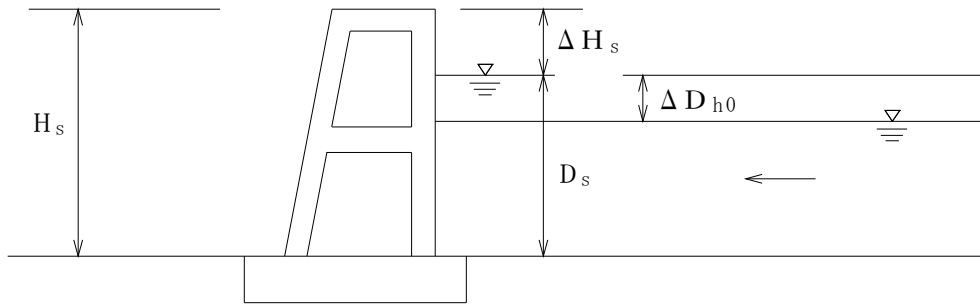
ここで、当該流木捕捉工の流木の捕捉に必要な高さを $\Delta H_s = 2.00 \text{ m}$ とする。

よって、透過部の高さは次のようになる。

$$H_s = D_s + \Delta H_s$$

$$= 2.08 + 2.00 = 4.08 \text{ (m)} \leq H_s' = 5.00 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

ここに、 H_s : 透過部の高さ (m)
 D_s : せき上げ後水深 (m)
 ΔH_s : 流木の捕捉に必要な高さ (m)
 H_s' : 透過部の計画高さ (m)



10-2 透過部における部材の純間隔

流木捕捉工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。

a) 平均粒径に対する移動限界摩擦速度の 2 乗 U_{*cm}^2

$$\begin{aligned} U_{*cm}^2 &= 0.05 \cdot \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) \cdot g \cdot d_m \\ &= 0.05 \times \left(\frac{2600}{1200} - 1 \right) \times 9.81 \times 0.30 = 0.172 \text{ (m}^2/\text{s}^2) \end{aligned}$$

ここに、 U_{*cm} : 平均粒径に対する移動限界摩擦速度 (m/s)
 σ : 砂礫の密度 (kg/m³)
 ρ : 泥水の密度 (kg/m³)
 g : 重力加速度 (m/s²)
 d_m : 河床材料の平均粒径 (m)

b) 摩擦速度の 2 乗 U_*^2

$$U_*^2 = g \cdot D_{h0} \cdot I = 9.81 \times 1.90 \times \frac{1}{50.00} = 0.373 \text{ (m}^2/\text{s}^2)$$

ここに、 U_* : 摩擦速度 (m/s)
 g : 重力加速度 (m/s²)
 D_{h0} : 水深 (m)
 I : 河床勾配

c) 摩擦速度比の 2 乗 U_*^2/U_{*cm}^2

$$\frac{U_*^2}{U_{*cm}^2} = \frac{0.373}{0.172} = 2.169$$

ここに、 U_* : 摩擦速度 (m/s)
 U_{*cm} : 平均粒径に対する移動限界摩擦速度 (m/s)

d) 次式の U_{*ci}^2/U_{*cm}^2 が、c)の U_*^2/U_{*cm}^2 と一致する d_i/d_m を求める。

$$\frac{d_i}{d_m} > 0.4 : \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} = \left\{ \frac{\log_{10}19}{\log_{10}(19 \cdot d_i/d_m)} \right\}^2 \left(\frac{d_i}{d_m} \right)$$

試算により、 d_i/d_m を求めると、 $d_i/d_m = 5.339$ となる。

d_i/d_m (m)	U_{*ci}^2/U_{*cm}^2 (m)
5.335	2.1682
5.336	2.1684
5.337	2.1686
5.338	2.1689
<u>5.339</u>	2.1691

$$d_i = \frac{d_i}{d_m} \cdot d_m = 5.339 \times 0.30 = 1.60 \text{ (m)}$$

e) 現地の最大転石と比較して、小さい方を最大粒径とする。

最大転石 d_i (m)	
限界掃流力による移動限界礫径	1.60
現地の最大転石	0.80

よって、最大転石は、 $d_i = 0.80$ (m) とする。

(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最大転石が下記の条件を満足するように部材純間隔を設定する。

$$B_p = 2.00 \text{ (m)} \geq 2d_i = 2 \times 0.80 = 1.60 \text{ (m)} \quad \dots \quad \text{OK}$$

ここに、 B_p : 透過部の純間隔 (m)

d_i : 最大転石 (m)

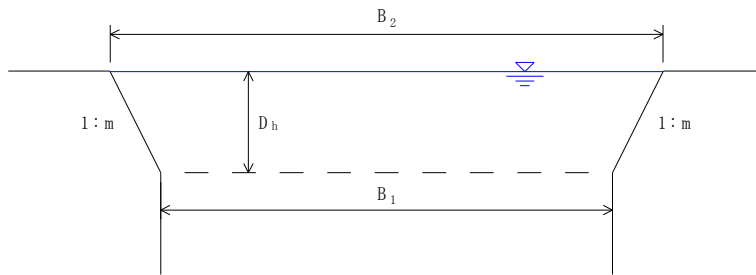
流木を捕捉するために部材の純間隔は下記の式を満足する値とし、折損して流下した流木によるすり抜け等に留意する。

$$\frac{1}{2} L_{wm} = \frac{1}{2} \times 5.00 = 2.50 \text{ (m)} \geq B_p = 2.00 \text{ (m)} \quad \dots \quad \text{OK}$$

ここに、 L_{wm} : 最大流木長 (m)

10-3 設計流量(Q)に対する越流水深

設計流量(Q)に対する越流水深は、せきの公式により算出する。



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

ここに、Q : 設計流量 (36.88 m³/s)

C : 流量係数 (0.60)

g : 重力加速度 (9.81 m/s²)

B₁ : 水通し幅 (8.00 m)

B₁ = 開口部の流下幅 (B_s)

B₂ : 越流水面幅 (m)

B₂ = B₁ + 2 · m · D_h

D_h : 越流水深 (m)

m : 袖小口勾配 (1:0.50)

C = 0.6、m = 0.5 とすると上式を変形して次式となる。

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

ここで、

D _h (m)	Q (m ³ /s)
1.75	35.69
1.76	36.01
1.77	36.33
1.78	36.66
<u>1.79</u>	36.98

より、D_h = 1.79 (m)

10-4 全体の安定性の検討

10-4-1 安定条件

土石流・流木捕捉工の砂防堰堤は、設計外力について、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に、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央1/3以内に入ること。
- (2) 砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
- (3) 砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

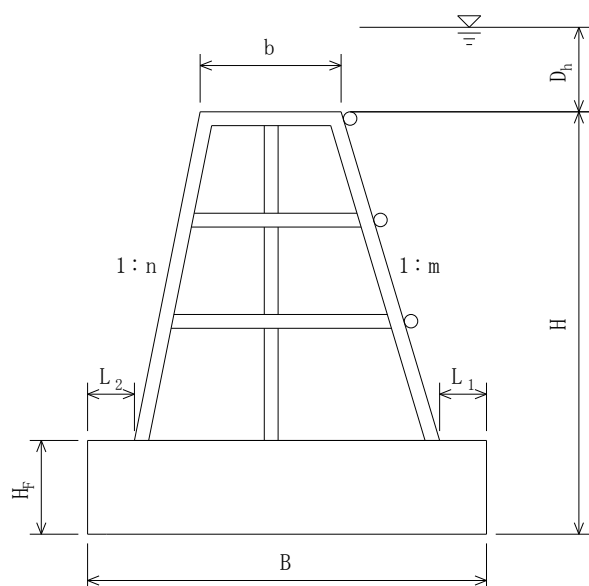
10-4-2 設計外力の組合せ

平常時	土石流時	洪水時
—————	—————	本体自重 静水圧

「土石流・流木対策設計技術指針 解説 平成28年4月 参1.2.3」

10-4-3 安定計算(洪水時)

(1) 安定計算に用いる数値



堰堤高	H	:	5.00	(m)
越流水深	D _h	:	1.79	(m)
基礎部高さ	H _f	:	1.00	(m)
天端幅	b	:	3.00	(m)
上流のり勾配	m	:	0.20	
下流のり勾配	n	:	0.20	
基礎部の上流側張出し幅	L ₁	:	1.00	(m)
基礎部の下流側張出し幅	L ₂	:	1.00	(m)
底面底幅	B	:	6.60	(m)
透過部の自重	W _t	:	3.50	(kN/m)
透過部の自重のアーム長	L _t	:	4.00	(m)
コンクリートの単位体積重量	γ _c	:	22.56	(kN/m ³)
水の単位体積重量	γ _w	:	11.77	(kN/m ³)
静水圧係数	K _{hw}	:	1.0	
コンクリートの設計基準強度	f' _{ck}	:	18	(N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	σ' _{ca}	:	4500	(kN/m ²)
基礎地盤の種類		:	軟岩(I)(C _M)	
堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数	f	:	0.70	
せん断強度	τ ₀	:	600	(kN/m ²)
滑動に対する必要安全率	N'	:	4.0	
地盤の許容支持力	q _u	:	1200	(kN/m ²)

a) 底面底幅

$$B = b + (m + n) \cdot (H - H_F) + L_1 + L_2$$

$$= 3.00 + (0.20 + 0.20) \times (5.00 - 1.00) + 1.00 + 1.00 = 6.60 \text{ (m)}$$

ここに、 B : 底面底幅 (m)

b : 天端幅 (m)

m : 上流のり勾配

n : 下流のり勾配

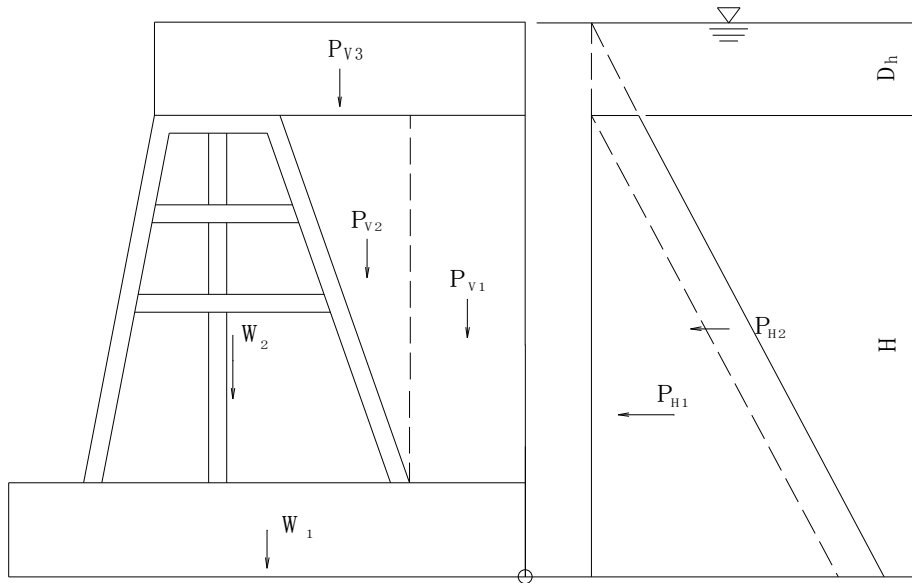
H : 堰堤高 (m)

H_F : 基礎部高さ (m)

L₁ : 基礎部の上流側張出し幅 (m)

L₂ : 基礎部の下流側張出し幅 (m)

(2) 荷重計算



設計荷重	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント M (kN・m/m)
本体自重	W_1	$\gamma_c \cdot B \cdot H_f$ $= 22.56 \times 6.60 \times 1.00$	148.90		$1/2 \cdot B$ $= 1/2 \times 6.60$	3.30	491.37
	W_2	W_t	3.50		L_t	4.00	14.00
静水圧	P_{V1}	$\gamma_w \cdot (H - H_f) \cdot L_1$ $= 11.77 \times (5.00 - 1.00) \times 1.00$	47.08		$1/2 \cdot L_1$ $= 1/2 \times 1.00$	0.50	23.54
	P_{V2}	$1/2 \cdot \gamma_w \cdot m \cdot (H - H_f)^2$ $= 1/2 \times 11.77 \times 0.2$ $\times (5.00 - 1.00)^2$	18.83		$1/3 \cdot m \cdot (H - H_f) + L_1$ $= 1/3 \times 0.2 \times (5.00 - 1.00)$ $+ 1.00$	1.27	23.91
	P_{V3}	$\gamma_w \cdot \{m \cdot (H - H_f) + b + L_1\}$ $\cdot D_h$ $= 11.77 \times \{0.2 \times (5.00 - 1.00)$ $+ 3.00 + 1.00\} \times 1.79$	101.13		$1/2 \cdot \{m \cdot (H - H_f) + b + L_1\}$ $= 1/2 \times \{0.2 \times (5.00 - 1.00)$ $+ 3.00 + 1.00\}$	2.40	242.71
	P_{H1}	$1/2 \cdot \gamma_w \cdot H^2 \cdot K_{hw}$ $= 1/2 \times 11.77 \times 5.00^2 \times 1.0$		147.13	$1/3 \cdot H$ $= 1/3 \times 5.00$	1.67	245.71
	P_{H2}	$\gamma_w \cdot D_h \cdot H \cdot K_{hw}$ $= 11.77 \times 1.79 \times 5.00 \times 1.0$		105.34	$1/2 \cdot H$ $= 1/2 \times 5.00$	2.50	263.35
合計			319.44	252.47			1304.59

(3) 安定計算

a) 「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」に対する検討

$$X = \frac{M}{V} = \frac{1304.59}{319.44} = 4.08 \text{ (m)}$$

$$B = 6.60 \text{ (m)}$$

$$\frac{1}{3} B = 2.20 \text{ (m)} \leq X = 4.08 \text{ (m)} \leq \frac{2}{3} B = 4.40 \text{ (m)} \cdots \text{OK}$$

ここに、 X : 荷重の合力の作用線から堤底の上流端までの距離 (m)

M : 単位幅当たり断面に作用するモーメントの合計 (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)

B : 底面底幅 (m)

b) 「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

$$N = \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot L}{H} = \frac{0.70 \times 319.44 + 600 \times 6.60}{252.47} = 16.57 \geq N' = 4.0 \cdots \text{OK}$$

ここに、 N : 滑動に対する安全率

f : 堰堤本体と基礎地盤との摩擦係数

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

τ_0 : せん断強度 (kN/m²)

L : せん断抵抗を期待できる長さ(=底面底幅) (m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

N' : 滑動に対する必要安全率

c) 「砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと、地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = X - \frac{B}{2} = 4.08 - \frac{6.60}{2} = 0.78 \text{ (m)}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{319.44}{6.60} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.78}{6.60} \right)$$

$$= 82.72 \text{ (kN/m}^2) \leq \sigma'_{ca} = 4500 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK}$$

$$= 82.72 \text{ (kN/m}^2) \leq q_u = 1200 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{319.44}{6.60} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.78}{6.60} \right) = 14.08 \text{ (kN/m}^2) \geq 0 \text{ (kN/m}^2) \cdots \text{OK}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線から堤底の中央までの距離 (m)

X : 荷重の合力の作用線から堤底の上流端までの距離 (m)

B : 底面底幅 (m)

$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$: 堤底面の上流端または下流端における鉛直応力 (kN/m²)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

σ'_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度 (kN/m²)

q_u : 地盤の許容支持力 (kN/m²)

10-5 結果一覧表

項目		採用ケース					
		下流のり勾配 $n = 0.00$		上流のり勾配 $m = 0.00$			
荷重条件		平常時		土石流時		洪水時	
転倒	距離 X (m)	—	—	—	—	4.08	OK
	中央 1/3 (B/3) (m)	—	—	—	—	2.20	
	中央 2/3 (2B/3) (m)	—	—	—	—	4.40	
滑動	安全率 N	—	—	—	—	16.57	OK
	必要安全率 N'	—	—	—	—	4.00	
破壊	鉛直応力 σ_{max} (kN/m ²)	—	—	—	—	82.72	OK
	鉛直応力 σ_{min} (kN/m ²)	—	—	—	—	14.08	OK
	許容支持力 q_u (kN/m ²)	—	—	—	—	1200	
判定		—	—	—	—	OK	