

砂防えん堤設計システム

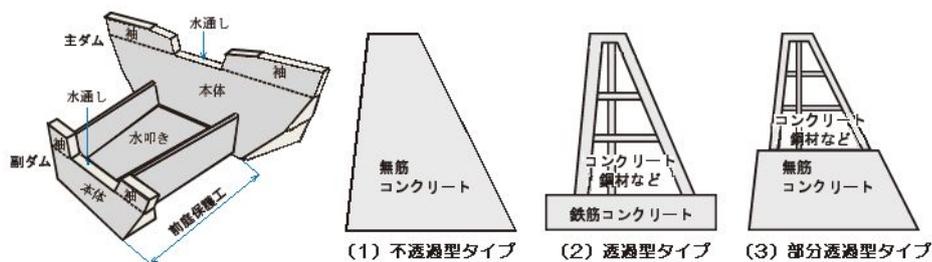
Ver1.5

適用基準

- 建設省河川砂防基準（案）同解説 設計編〔Ⅰ〕
および設計編〔Ⅱ〕「日本河川協会」基準対応
- 国土技術政策総合研究所資料 364・365 等

出力例

えん堤タイプ：不透過型えん堤の計算書



開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先：大阪事務所（技術サービス）

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL：06-6125-2232 FAX：06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp> mail@sipc.co.jp

1. 表題

砂防えん堤設計システムVer1.3計算例

2. 設計条件

2.1 えん堤のタイプ

不透過型えん堤 袖部の前背面勾配を指定する。

2.2 設計水平震度

震度帯 強震帯地域
設計水平震度 $k_H = 0.12$

2.3 材料強度および単位体積重量

無筋コンクリートの単位体積重量	γ_c	22.56 (kN/m ³)
流水の単位体積重量	γ_w	11.77 (kN/m ³)
堆砂見掛単位体積重量	γ_s	15.00 (kN/m ³)
水の密度	ρ	1.20 (t/m ³)
礫の密度	σ	2.60 (t/m ³)
コンクリートの許容圧縮応力度	τ_{0J}	3.90 (N/mm ²)
コンクリートの許容引張応力度	τ_{0J}	0.00 (N/mm ²)
コンクリートの許容付着応力度	τ_{0J}	13.33 (N/mm ²)

2.4 設計に用いる諸数値

重力の加速度	g	9.80 (m/s ²)
土圧係数	C_e	0.41
基礎底面の摩擦係数	f	1.00
基礎底面におけるせん断強度	τ_0	1900.00 (kN/m ²)
堤体打ち継目の摩擦係数	f	0.70
堤体打ち継目におけるせん断強度	τ_0	2700.00 (kN/m ²)

2.5 鉄筋の材質

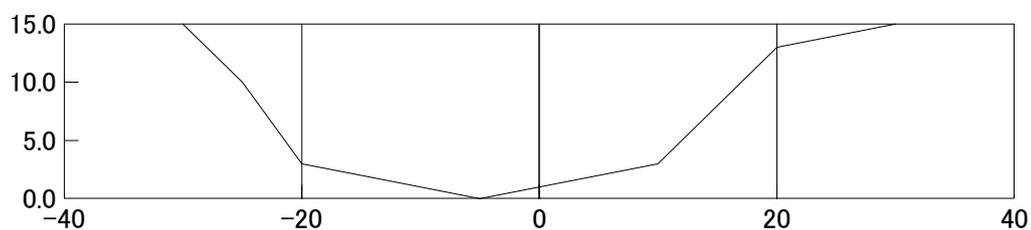
鉄筋の材質		SD295
許容引張応力度	σ_{sa}	270.0 (N/mm ²)

2.6 設計流量の算出

流域面積	A	10.000 (km ²)
流域内の移動可能土砂量	V _{dy1}	6520.00 (m ³)
24時間雨量	p ₂₄	50.0 (mm)
溪床堆積土砂の容積濃度	C _*	0.600
堆砂空隙率	K _v	0.400
ピーク流出係数	K _{f1}	0.800
現溪床勾配	θ _o	1/ 2.75
計画堆砂勾配	θ _p	1/ 3.73
溪床堆積土砂の内部摩擦角	φ	25.00 (°)
流量係数	C	0.620
流下断面の粗度係数	K _n	0.050
最大礫径	D ₉₅	1.300 (m)

2.7 土石流の流下断面

	X座標 (m)	Y座標 (m)		X座標 (m)	Y座標 (m)
1	-30.000	15.000	5	-5.000	0.000
2	-25.000	10.000	6	10.000	3.000
3	-20.000	3.000	7	20.000	13.000
4	-15.000	2.000	8	30.000	15.000



2.8 基礎地盤

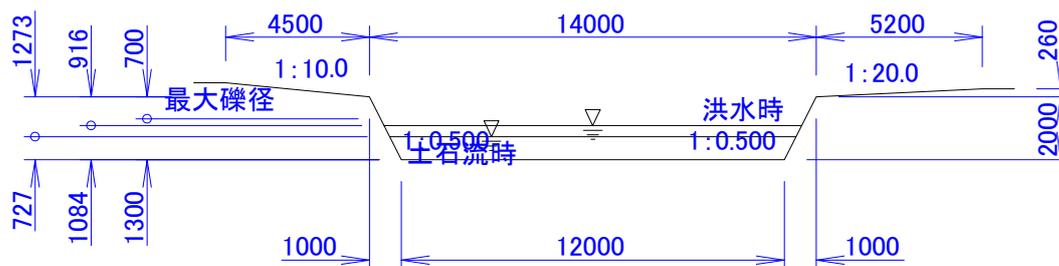
基礎地盤の種類	岩盤
揚圧力係数	0.600
許容地盤支持力	1500.00 (kN/m ²)

2.9 袖部の設計荷重

コンクリート	弾性係数	210000 (kN/m ²)
	ポアソン比	0.167
礫	弾性係数	49000000 (kN/m ²)
	ポアソン比	0.230
	質量	1.150 (t)
	径	1.300 (m)
流木	弾性係数	7350000 (kN/m ²)
	ポアソン比	0.400
	質量	0.900 (t)
	径	0.600 (m)

3. 主ダム

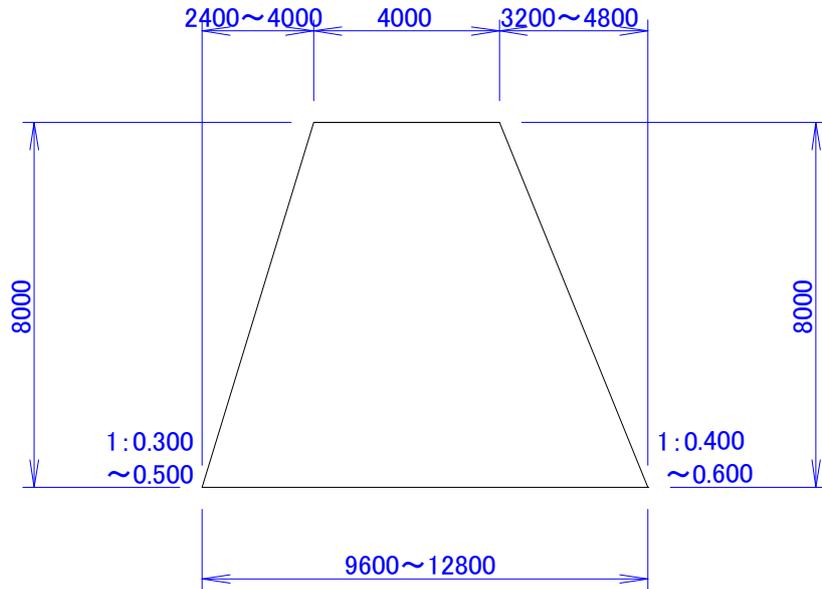
3.1 水通し部寸法



3.2 主ダムの設計条件

止水壁の有無	なし
止水壁の高さ	----- (m)
えん堤後端から止水壁までの距離	----- (m)
下流側の水深	
平常時	1.500 (m)
土石流時	1.600 (m)
洪水時	1.700 (m)
衝撃力に対する袖部の有効幅	4.000 (m)
荷重の組み合わせ	えん堤高15m未満を適用

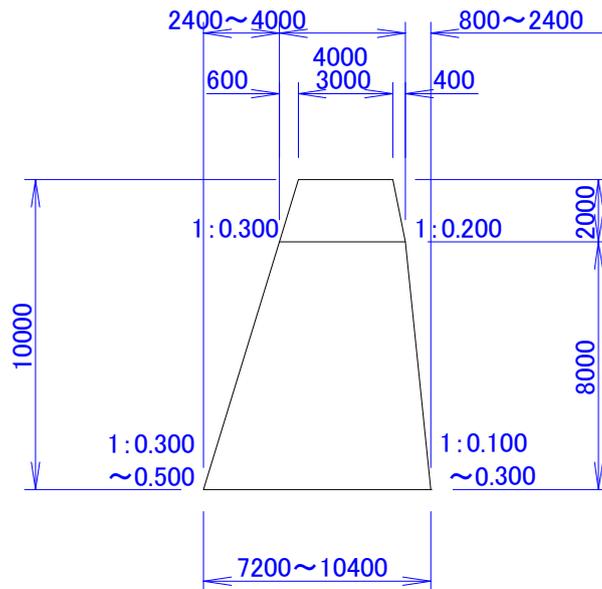
3.3 越流部断面寸法



単位：(m)

1	4.000
2	2.400~4.000
3	3.200~4.800
4	1 : 0.300~0.500
5	1 : 0.400~0.600
6	8.000
総幅	9.600~12.800

3.4 非越流部断面寸法



単位：(m)

1	4.000
2	2.400～4.000
3	0.800～2.400
4	1：0.300～0.500
5	1：0.100～0.300
6	8.000
7	1：0.30
8	1：0.10
9	2.000
総幅	7.200～10.400

4. 前庭保護工

えん堤の高さ 15.0000 (m)
水叩きの厚さ 2.0000 (m)

4.1 副ダムの設計

副ダムの設計をする
副ダムの天端幅 2.000 (m)
係数 α 1.50
係数 β 4.50
係数 γ 1/ 3.00

4.2 水叩き厚さの計算

水叩き厚さの計算をする
水褥池なし
水叩きの長さ 10.000 (m)

5. 副ダム

5.1 えん堤のタイプ

不透過型えん堤

5.2 副ダムの設計条件

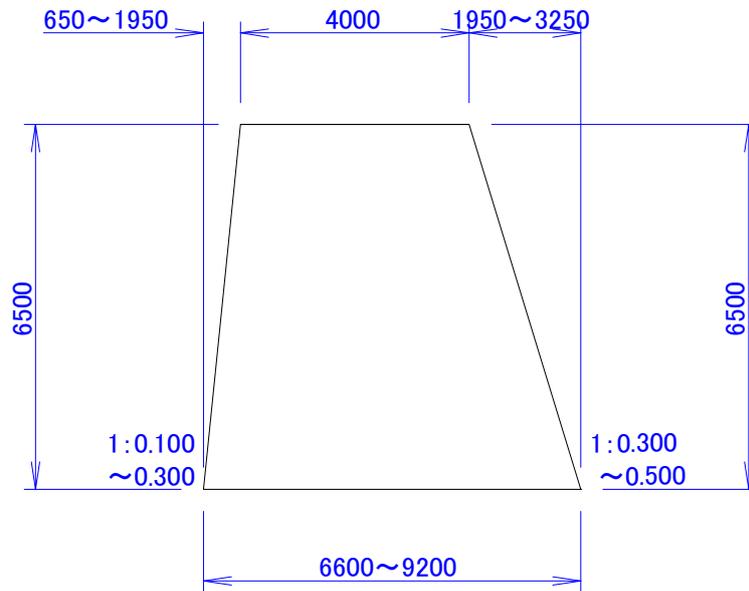
止水壁の有無 なし
止水壁の高さ ----- (m)
えん堤後端から止水壁までの距離 ----- (m)

下流側の水深
平常時 1.500 (m)
土石流時 1.600 (m)
洪水時 1.700 (m)

衝撃力に対する袖部の有効幅 4.000 (m)

荷重の組み合わせ えん堤高15m未満を適用

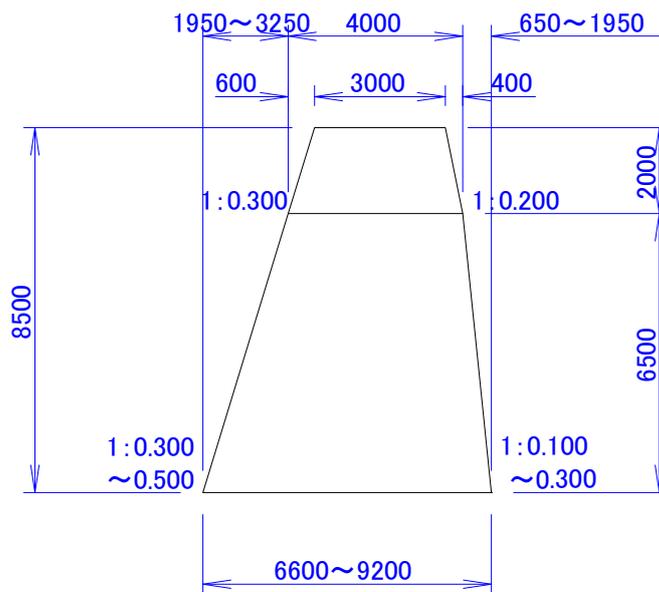
5.3 越流部断面寸法



単位：(m)

1	4.000
2	0.650~1.950
3	1.950~3.250
4	1 : 0.100~0.300
5	1 : 0.300~0.500
6	6.500
総幅	6.600~9.200

5.4 非越流部断面寸法



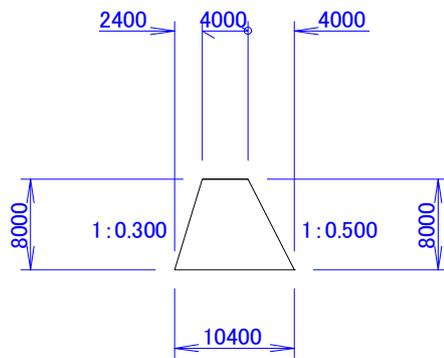
単位：(m)

1	4.000
2	1.950~3.250
3	0.650~1.950
4	1 : 0.300~0.500
5	1 : 0.100~0.300
6	6.500
7	1 : 0.30
8	1 : 0.10
9	2.000
総幅	6.600~9.200

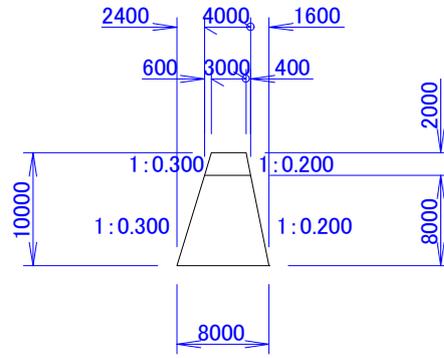
1. 設計条件

1.1 主ダムの断面寸法

主ダム：不透過型えん堤



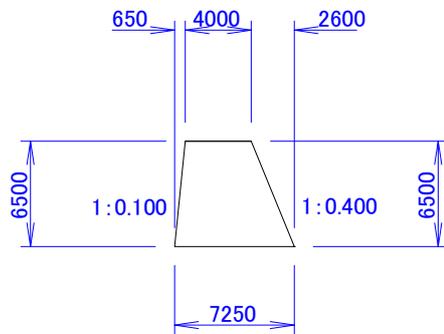
越流部断面



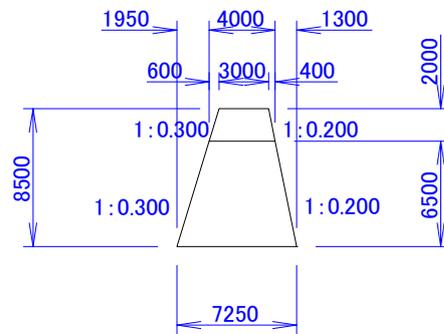
非越流部断面

1.2 副ダムの断面寸法

副ダム：不透過型えん堤



越流部断面



非越流部断面

1.3 設計流量

流域面積	A	10.000 (km ²)
流域内の移動可能土砂量	V _{dy1}	6520.00 (m ³)
24時間雨量	p ₂₄	50.0 (mm)
溪床堆積土砂の容積濃度	C _*	0.600
堆砂空隙率	K _v	0.400
ピーク流出係数	K _{f1}	0.800
現溪床勾配	θ _o	1/ 2.75
計画堆砂勾配	θ _p	1/ 3.73
溪床堆積土砂の内部摩擦角	φ	25.00 (°)
流量係数	C	0.620
粗度係数	K _n	0.050
最大粒径	D ₉₅	1.300 (m)

1.4 材料強度および単位体積重量

無筋コンクリートの単位体積重量	γ _c	22.56 (kN/m ³)
流水の単位体積重量	γ _w	11.77 (kN/m ³)
堆砂見掛単位体積重量	γ _s	15.00 (kN/m ³)
水の密度	ρ	1.20 (t/m ³)
礫の密度	σ	2.60 (t/m ³)
コンクリートの許容圧縮応力度	τ _{oJ}	3.90 (N/mm ²)
コンクリートの許容引張応力度	τ _{oJ}	0.00 (N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度(SD295)	σ _{sa}	270.0 (N/mm ²)

1.5 設計に用いる諸数値

揚圧力係数	0.600	
重力の加速度	g	9.80
土圧係数	C _e	0.41
基礎底面の摩擦係数	f _b	1.00
基礎底面におけるせん断強度	τ _{oB}	1900.00 (kN/m ²)
堤体打ち継目の摩擦係数	f _J	0.70
堤体打ち継目におけるせん断強度	τ _{oJ}	2700.00 (kN/m ²)

1.6 準拠指針

社団法人 日本河川協会 : 改定新版 建設省河川砂防基準(案)同解説 設計編 [I],
山海堂, 平成9年10月.

社団法人 日本河川協会 : 改定新版 建設省河川砂防基準(案)同解説 設計編 [II],
山海堂, 平成9年10月.

国土技術政策総合研究所資料第364号 砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説,
国土交通省 国土技術政策総合研究所, 平成19年3月.

国土技術政策総合研究所資料第365号 土石流・流木対策設計技術指針解説,
国土交通省 国土技術政策総合研究所, 平成19年3月.

社団法人 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 IV 下部工編, 平成14年3月

2. 設計流量

2.1 洪水時の設計流量

洪水時の設計流量は式(1)で求まる値の1.5倍とする。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 Q_p : 降雨による清水の対象流量 (m³/s)
 A : 流域面積 $A= 10.00$ (km²)
 P_e : 有効降雨強度 (mm/h)

有効降雨強度 P_e は式(2)～(4)で求める。

$$P_e = K_{f1} \cdot P_a \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$P_a = \frac{P_{24}}{24} \cdot \left(\frac{T_f}{24}\right)^{K_{p2}} \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$T_f = K_{p1} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 P_a : 平均降雨強度 (mm/h)
 P_{24} : 24時間雨量 $P_{24}= 50.0$ (mm)
 K_{f1} : ピーク流出係数 $K_{f1}= 0.800$
 K_{p1} : 係数 $K_{p1}= 120$
 K_{p2} : 係数 $K_{p2}= -1/2$
 T_f : 洪水到達時間 (min)

なお、式(4)に示すとおり洪水到達時間の算出にも有効降雨強度が用いられるが、式(4)、式(3)を式(2)に代入し整理すると、有効降雨強度は式(5)で求めることができる。

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24}\right)^{1.21} \cdot \left(\frac{12 \cdot K_{f1}^2}{A^{0.22}}\right)^{0.606} \quad \dots\dots\dots(5)$$

有効降雨強度

$$P_e = \left(\frac{50.0}{24}\right)^{1.21} \cdot \left(\frac{12 \times 0.800^2}{10.000^{0.22}}\right)^{0.606} = 6.16 \text{ (mm / h)}$$

降雨による清水の対象流量

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times 6.16 \times 10.00 = 17.11 \text{ (m}^3 \text{ / s)}$$

洪水時の設計流量

$$Q_{fp} = 1.5 \cdot Q_p = 1.5 \times 17.11 = 25.67 \text{ (m}^3 \text{ / s)}$$

2.2 土石流時の設計流量

2.2.1 計算式

土石流時の設計流量は式(6)～(10)で求める。

$$Q_{sp} = 0.01 \cdot \Sigma Q = 0.01 \cdot \frac{C_*}{C_d} \cdot V_{dq} \quad \dots\dots\dots(6)$$

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

$$V_{dq} = \min(V_{dy1}, V_{dy2}) \quad \dots\dots\dots(8)$$

$$V_{dy2} = \frac{1000 \cdot P_p \cdot A}{1 - K_v} \cdot \frac{C_d}{1 - C_d} \cdot K_{f2} \quad \dots\dots\dots(9)$$

$$K_{f2} = 0.05 \times (\log A - 2.0)^2 + 0.05 \quad \dots\dots\dots(10)$$

ここで、 Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)
 ΣQ : 土石流総流量 (m³)
 C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度 $C_* = 0.60$
 C_d : 土石流濃度
 V_{dq} : 1波の土石流により流出すると考えられる土砂量 (m³)
 ρ : 水の密度 $\rho = 1.20$ (kg/m³)
 σ : 礫の密度 $\sigma = 2.60$ (kg/m³)
 θ : 溪床勾配 (°)
 ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 $\phi = 25.00$ (°)
 V_{dy1} : 流域内の移動可能土砂量 $V_{dy1} = 6520$ (m³)
 V_{dy2} : 運搬可能土砂量 (m³)
 P_p : 計画規模の年超過確率の降雨量 $P_p = P_{24} = 50.0$ (mm)
 K_v : 空隙率 $K_v = 0.40$
 K_{f2} : 流出補正率

2.2.2 土石流濃度

溪床勾配 θ には現溪床勾配 $\theta_0 = 1/2.75$ (=20.00°)を用いる。

$$C_d = \frac{1.20 \times \tan 20.00}{(2.60 - 1.20) \times (\tan 25.00 - \tan 20.00)} = 3.048 > 0.9 C_* = 0.9 \times 0.60 = 0.54$$

よって、 $C_d = 0.9 C_* = 0.54$ とする。

2.2.3 運搬可能土砂量

$$\text{流出補正率 } K_{f2} = 0.05 \times (\log 10.00 - 2.0)^2 + 0.05 = 0.100$$

$$V_{dy2} = \frac{1000 \times 50.0 \times 10.00}{1 - 0.400} \times \frac{0.540}{1 - 0.540} \times 0.100 = 97826.09 \text{ (m}^3\text{)}$$

2.2.4 土石流ピーク流量

流域内移動可能土砂量 $V_{dy1}=6520.00(m^3) \leq$ 運搬可能土砂量 $V_{dy2}=97826.09(m^3)$ より、1波の土石流により流出すると考えられる土砂量は $V_{dqp}=6520.00(m^3)$ となる。

$$Q_{sp} = 0.01 \times \frac{0.600}{0.540} \times 6520.00 = 72.44 (m^3 / s)$$

3. 水深の算出

3.1 土砂の含有を考慮した設計流量に対する越流水深

土砂の含有を考慮した設計流量に対する越流水深 D_h は設計流量に応じて式(11)により求める。

$$Q = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2g} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot D_h^{3/2} \quad \dots\dots\dots(11)$$

ここで、 Q : 対象流量 $Q_{fp}= 25.67(m^3/s)$
 C : 流量係数 $C = 0.62$
 g : 重力の加速度 $g = 9.80(m/s^2)$
 B_1 : 水通しの底幅 $B_1=12.000(m)$
 B_2 : 越流水面幅 (m)
 D_h : 越流水深 (m)

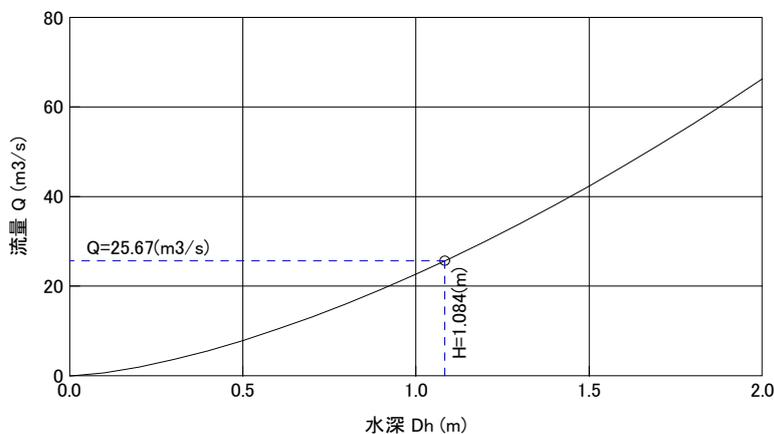


図-1 越流水深～流量

越流水深を変化させた場合の流量の変化は図-1のようである。
 繰り返し計算により設計流量 $Q_{pr}=25.67(m^3/s)$ に対する水深 D_h は1.084(m)となる。

$$B_2 = 12.000 + (0.500 + 0.500) \times 1.084 = 13.084 (m)$$

$$Q = \frac{2}{15} \times 0.62 \times \sqrt{2 \times 9.8} \times (3 \times 12.000 + 2 \times 13.084) \times 1.084^{3/2} = 25.67 (m^3 / s)$$

3.2 土石流ピーク流量に対する水深

3.2.1 計算式

土石流ピーク流量に対する越流水深は式(12)～(14)で求める。

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

$$U = \frac{1}{K_n} \cdot D_r^{2/3} \cdot (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots\dots\dots(13)$$

$$Q_{sp} = U \cdot A_d \quad \dots\dots\dots(14)$$

ここで、 D_d : 土石流の水深 (m)
 D_r : 土石流の径深 (m)
 A_d : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m²)
 B_{da} : 土石流の流下断面の幅 (m)
 U : 土石流の流速 (m/s)
 K_n : 粗度係数 $K_n=0.050$
 θ : 河床勾配 (°)

3.2.2 本体および袖部の設計に用いる水深

流下断面は図-2の通りである。この断面の水位 y と流下断面積 $A(y)$ 、流れの幅 $B(y)$ および式(12)で求められる水深 $D(y)$ の関係は図-3～5のようになる。

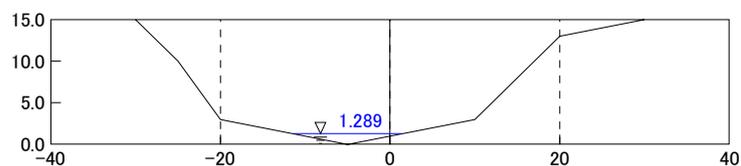


図-2 流下断面

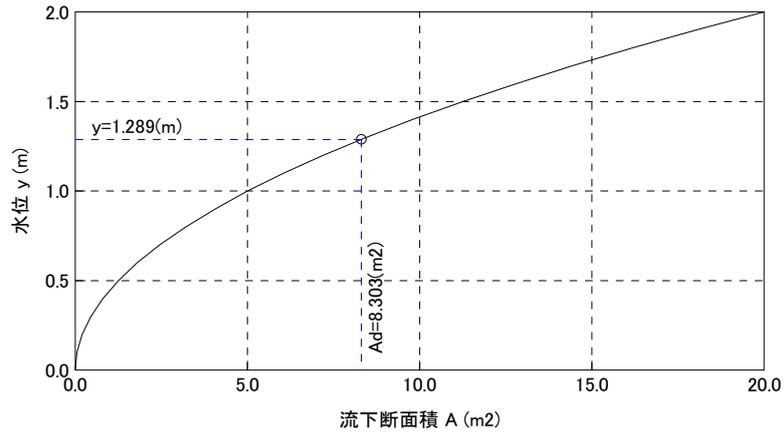


図-3 水位～流下断面積

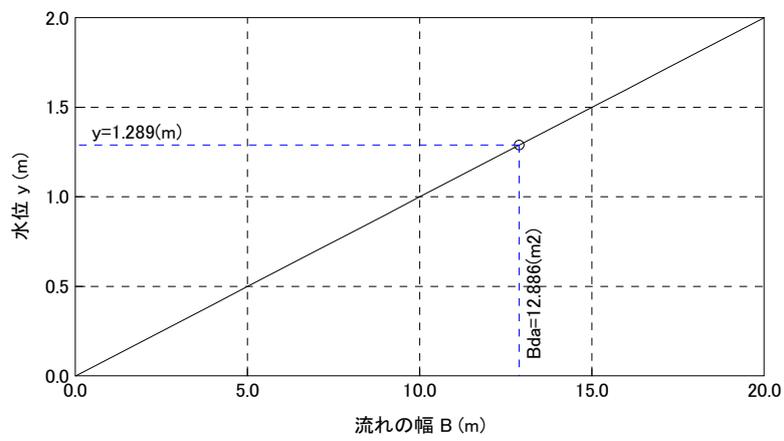


図-4 水位～流れの幅

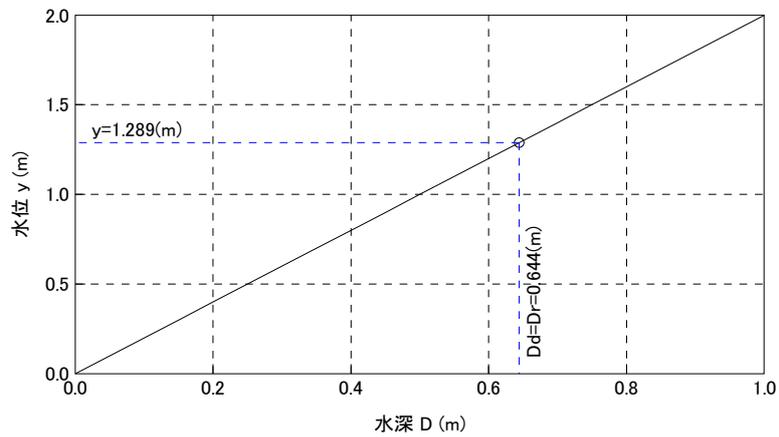


図-5 水位～水深

繰り返し計算の結果、土石流ピーク流量 $Q_{sp}=72.44(m^3)$ に対する流下断面の水位は $y=1.289(m)$ 、土石流の水深は $D_a=0.644(m)$ となった。

ただし、河床勾配には現溪床勾配 $\theta_o=1/2.75 (=20.00^\circ)$ を用いる。

$$A_d = 8.303 (m^2)$$

$$B_{da} = 12.886 (m)$$

$$D_d = D_r = \frac{8.303}{12.886} = 0.644 (m)$$

$$U = \frac{1}{0.050} \times 0.644^{2/3} \times (\sin 20.00)^{1/2} = 8.725 (m/s)$$

$$Q_{sp} = 8.725 \times 8.303 = 72.44 (m^3/s)$$

3.2.3 水通し断面の決定に用いる越流水深

流下断面は図-6の通りである。この断面の水位 y と流下断面積 $A(y)$ 、流れの幅 $B(y)$ および式(12)で求められる水深 $D(y)$ の関係は図-7~9のようになる。

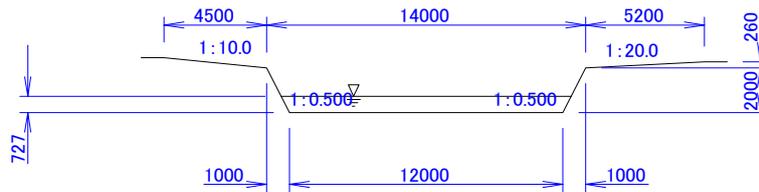


図-6 流下断面

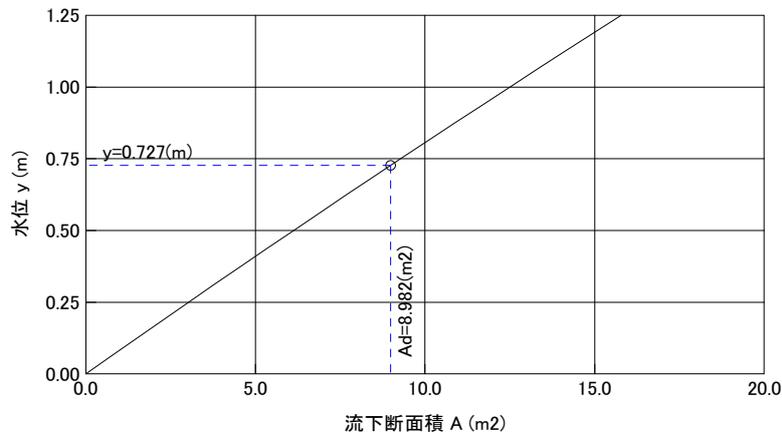


図-7 水位～流下断面積

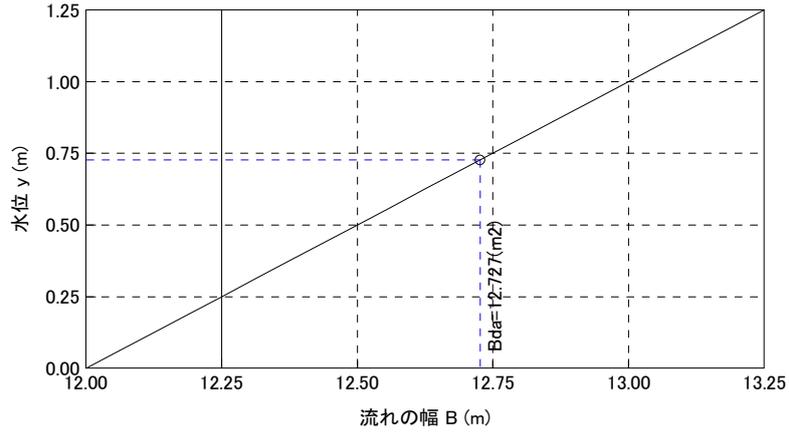


図-8 水位～流れの幅

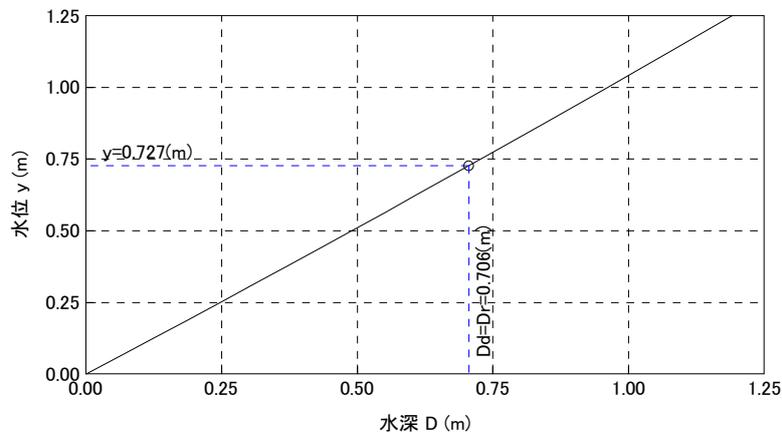


図-9 水位～水深

繰り返し計算の結果、土石流ピーク流量 $Q_{sp}=72.44 \text{ (m}^3\text{)}$ に対する越流水深は $y=0.727 \text{ (m)}$ となった。

ただし、河床勾配には計画堆砂勾配 $\theta_p=3.73 (=15.00^\circ)$ を用いる。

$$A_d = 8.982 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$B_{da} = 12.727 \text{ (m)}$$

$$D_d = D_r = \frac{8.982}{12.727} = 0.706 \text{ (m)}$$

$$U = \frac{1}{0.050} \times 0.706^{2/3} \times (\sin 15.00)^{1/2} = 8.066 \text{ (m/s)}$$

$$Q_{sp} = 8.066 \times 8.982 = 72.44 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

4. 水通しの設計

水通しの高さは式(15)により求める。

$$H_3 = h_3 + h'_3 \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここで、 H_3 : 水通しの高さ (m)
 h_3 : 設計水深 (m)
 h'_3 : 余裕高 (m)

4.1 設計水深

設計水深は以下の1)～3)の3つの方法から決まる水深の最も大きい値とする。

- 1) 土砂の含有を考慮した設計流量に対する越流水深 $D_h=1.084$ (m)
- 2) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値 $D_a=0.727$ (m)
- 3) 最大粒径の値 $D_{95}=1.300$ (m)
 計画地点の上・下流各々200m間に存在する200個以上の巨礫の粒径による D_{95}

4.2 余裕高

余裕高は設計流量に応じて表-1により設定する。ただし、設計水深と余裕高の比は計画堆砂勾配別に応じて表-2の値以上とする。

表-1 設計流量と余裕高

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

表-2 溪床勾配と余裕高/設計水深

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

4.3 水通しの高さ

表-3 水通し高さ計算表

ケース	水深 h_3 (m)	設計流量 (m ³ /h)	h'_{3-1} (m)	h'_{3-2} (m)	余裕高 h'_3 (m)	水通し所要高 $H_3=h_3+h'_3$ (m)
土砂の含有を考慮した設計流量に対する越流水深	1.084	25.67	0.600	0.542	0.600	1.684
土石流ピーク流量に対する越流水深の値	0.727	72.44	0.600	0.363	0.600	1.327
最大粒径	1.300	----	----	0.650	0.650	1.950

溪床勾配(1/3.73)から決まる余裕高と設計水深の最小比 0.50

h'_{3-1} : 設計流量から決まる余裕高

h'_{3-2} : 溪床勾配から決まる余裕高

以上より、水通し所要高 $H_3 = 1.950$ (m)
 $\rightarrow H_3 = 2.000$ (m) とする。

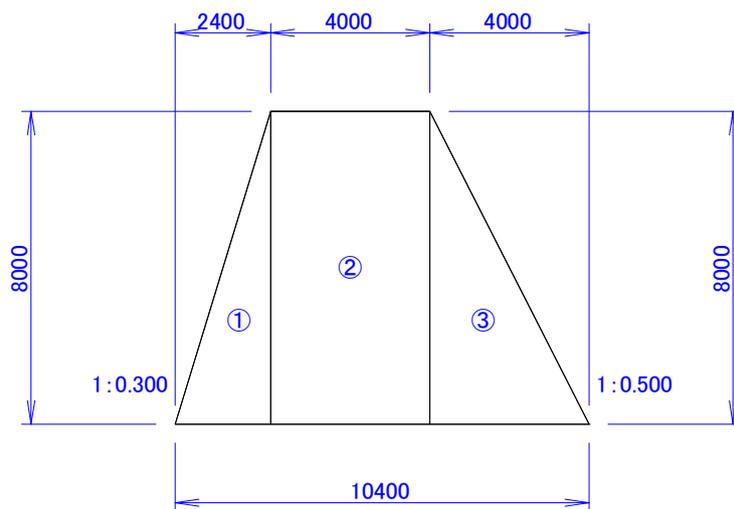
5. 主ダムの設計

5.1 安定計算に用いる荷重

5.1.1 えん堤の自重

えん堤堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量を乗じて求める。

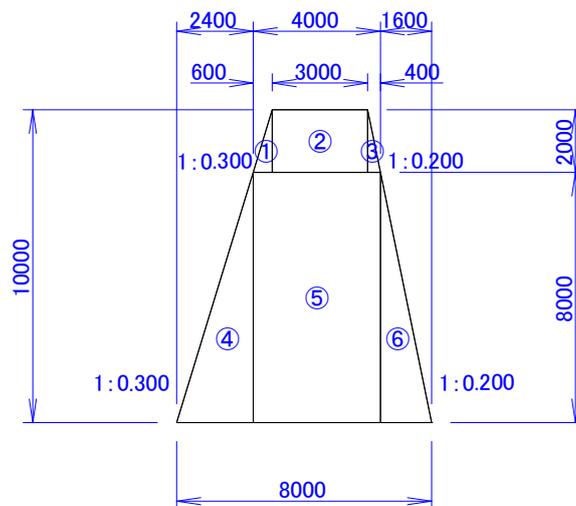
5.1.1.1 越流部断面



自重

	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN・m)
1	$1/2 \times 2.400 \times 8.000 \times 22.56$	216.58	1.600	346.52
2	$4.000 \times 8.000 \times 22.56$	721.92	4.400	3176.45
3	$1/2 \times 4.000 \times 8.000 \times 22.56$	360.96	7.733	2791.42
	合 計	1299.46		6314.39

5.1.1.2 非越流部断面



自重

	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)
1	$1/2 \times 0.600 \times 2.000 \times 22.56$	13.54	2.800	37.90
2	$3.000 \times 2.000 \times 22.56$	135.36	4.500	609.12
3	$1/2 \times 0.400 \times 2.000 \times 22.56$	9.02	6.133	55.35
4	$1/2 \times 2.400 \times 8.000 \times 22.56$	216.58	1.600	346.52
5	$4.000 \times 8.000 \times 22.56$	721.92	4.400	3176.45
6	$1/2 \times 1.600 \times 8.000 \times 22.56$	144.38	6.933	1001.06
	合 計	1240.80		5226.40

5.1.2 静水圧

5.1.2.1 計算式

静水圧はえん堤背面に直角に作用するものとし、任意の水深における静水圧は水の単位体積重量(γ_w)に水深を乗じて式(16)~(18)で求める。

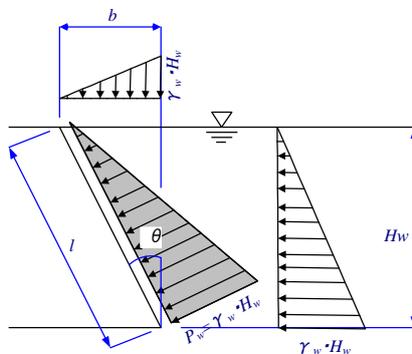


図10 記号説明図

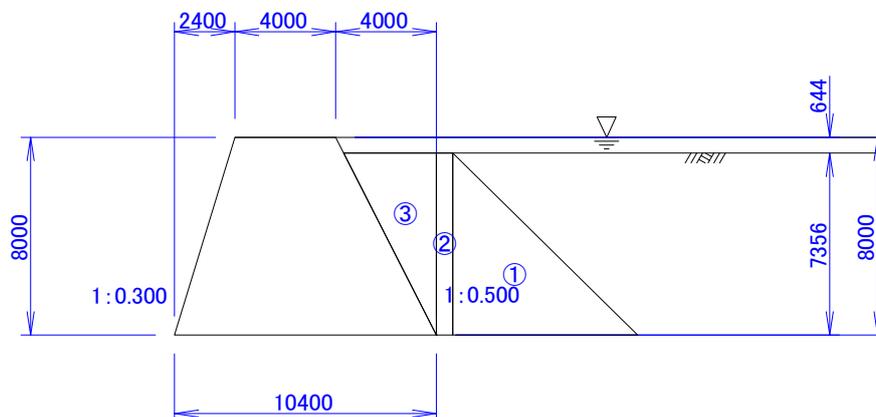
$$\text{全静水圧 } P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w \cdot l \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$\text{水平分力 } P_{wH} = P_w \cdot \cos \theta = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$\text{鉛直分力 } P_{wV} = P_w \cdot \sin \theta = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w \cdot b \quad \dots\dots\dots (18)$$

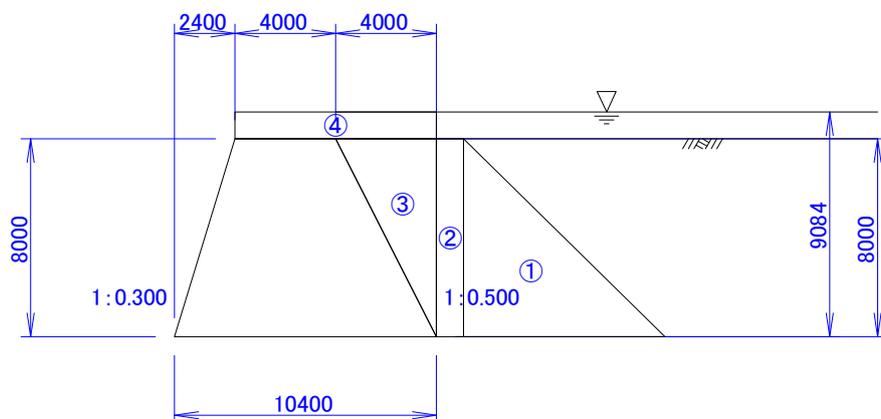
5.1.2.2 越流部断面

(1) 土石流時



	計算式	V (kN)	x (m)	Vx (kN・m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN・m)
1	$1/2 \times 7.356 \times 7.356 \times 11.77$				318.41	2.452	780.72
2	$0.644 \times 7.356 \times 11.77$				55.78	3.678	205.16
3	$1/2 \times 3.678 \times 7.356 \times 11.77$	159.21	9.174	1460.58			
	合計	159.21		1460.58	374.20		985.88

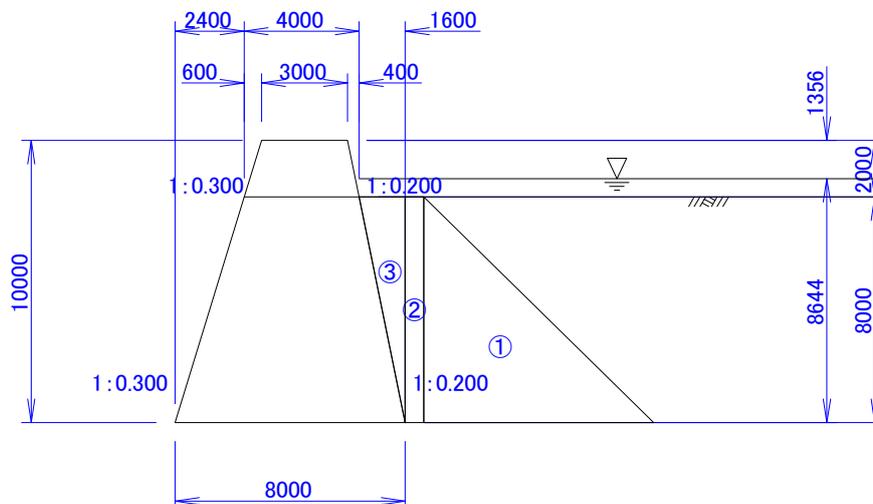
(2) 洪水時



	計 算 式	V (kN)	x (m)	V _x (kN·m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1/2 \times 8.000 \times 8.000 \times 11.77$				376.64	2.667	1004.37
2	$1.084 \times 8.000 \times 11.77$				102.05	4.000	408.18
3	$1/2 \times 4.000 \times 8.000 \times 11.77$	188.32	9.067	1707.43			
4	$8.000 \times 1.084 \times 11.77$	102.05	6.400	653.09			
	合 計	290.37		2360.52	478.69		1412.55

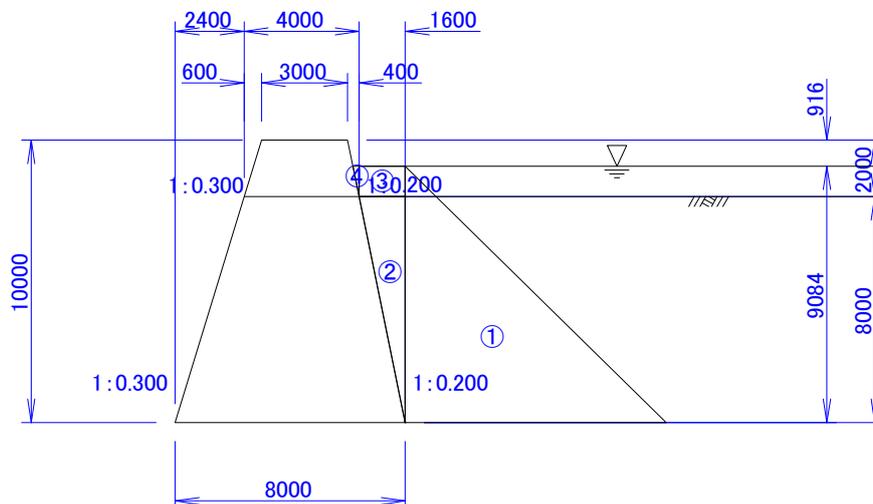
5.1.2.3 非越流部断面

(1) 土石流時



	計算式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1/2 \times 8.000 \times 8.000 \times 11.77$				376.64	2.667	1004.37
2	$0.644 \times 8.000 \times 11.77$				60.67	4.000	242.67
3	$1/2 \times 1.600 \times 8.000 \times 11.77$	75.33	7.467	562.45			
	合計	75.33		562.45	437.31		1247.05

(2) 洪水時



	計算式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1/2 \times 9.084 \times 9.084 \times 11.77$				485.60	3.028	1470.35
2	$1/2 \times 1.600 \times 8.000 \times 11.77$	75.33	7.467	562.45			
3	$1.600 \times 1.084 \times 11.77$	20.41	7.200	146.95			
4	$1/2 \times 0.217 \times 1.084 \times 11.77$	1.38	6.328	8.75			
	合計	97.12		718.14	485.60		1470.35

5.1.3 堆砂圧

5.1.3.1 計算式

堆砂圧は式(19)および式(20)により求める。

$$p_{eV} = \gamma \cdot h_e \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$p_{eH} = C_e \cdot \gamma \cdot h_e \quad \dots\dots\dots (20)$$

なお、堆砂圧の計算に用いる土砂の単位体積重量は図11のように考える。

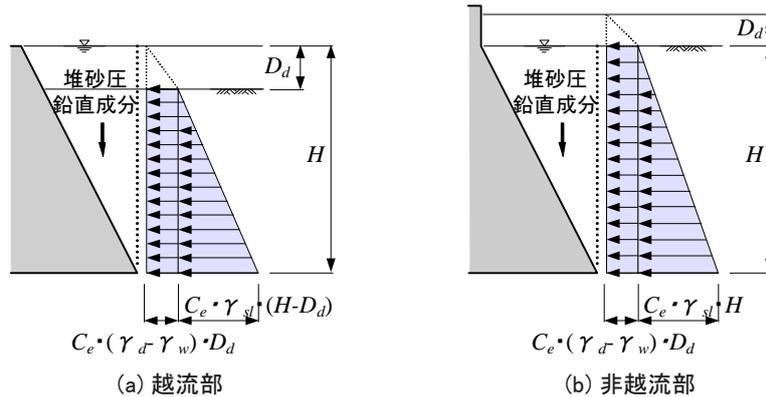


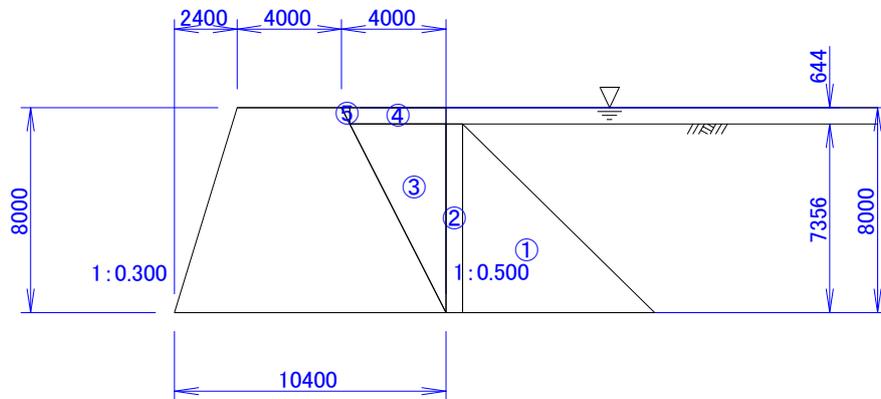
図11 堆砂圧の分布

- ここで、
- p_{eV} : 任意深さ h_e における堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)
 - p_{eH} : 任意深さ h_e における堆砂圧の水平分力 (kN/m²)
 - C_e : 土圧係数 $C_e = 0.41$
 - γ_s : 堆砂の見掛単位体積重量 $\gamma_s = 15.00$ (kN/m³)
 - γ_{s1} : 水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)
 $\gamma_{s1} = \gamma_s - (1 - K_v) \cdot \gamma_w = 15.00 - (1 - 0.40) \times 11.77 = 7.94$ (kN/m³)
 - γ_e : 土砂の単位体積重量 (kN/m³)
 $\gamma_e = C^* \cdot \sigma \cdot g = 0.60 \times 2.60 \times 9.80 = 15.29$ (kN/m³)
 - γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
 $\gamma_d = \{ \sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d) \} \cdot g$
 $= \{ 2.60 \times 0.54 + 1.20 \times (1 - 0.54) \} \times 9.80 = 19.17$ (kN/m³)
 - C^* : 溪床堆積土砂の容積濃度 $C^* = 0.60$

- σ : 礫の密度 $\sigma = 2.6$ (t/m³)
- ρ : 水の密度 $\rho = 1.2$ (t/m³)
- C_d : 土石流濃度 $C_d = 0.54$ (t/m³)
- g : 重力の加速度 $g = 9.80$ (m/s²)
- h_e : 堆砂面からの任意点までの堆砂深さ (m)
- K_v : 堆砂空隙率 $K_v = 0.40$
- γ_w : 水の単位体積重量 $\gamma_w = 11.77$ (kN/m³)

5.1.3.2 越流部断面

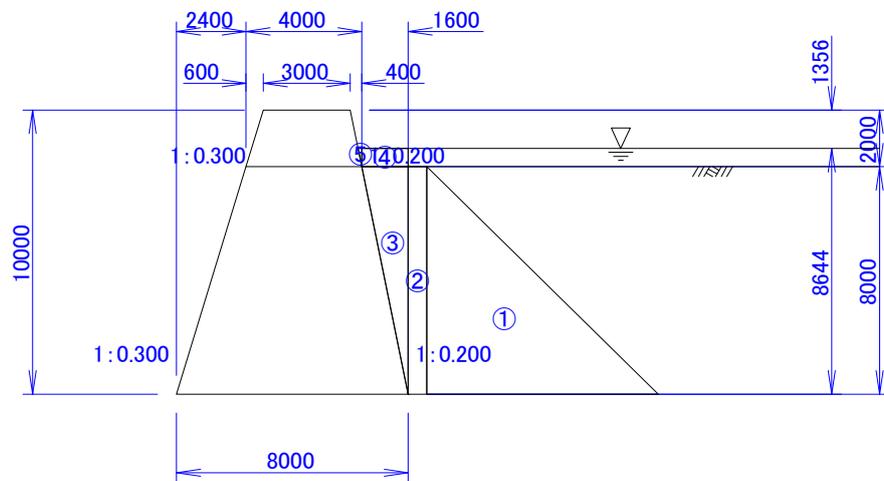
土石流時



	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1/2 \times 7.356 \times 7.356 \times 7.94 \times 0.41$				88.05	2.452	215.88
2	$0.644 \times 7.356 \times 7.40 \times 0.41$				14.38	3.678	52.88
3	$1/2 \times 3.678 \times 7.356 \times 7.94$	107.37	9.174	985.05			
4	$3.678 \times 0.644 \times 19.17$	45.42	8.561	388.88			
5	$1/2 \times 0.322 \times 0.644 \times 19.17$	1.99	6.615	13.16			
	合 計	154.79		1387.09	102.42		268.76

5.1.3.3 非越流部断面

土石流時



	計 算 式	V (kN)	x (m)	V _x (kN·m)	H (kN)	y (m)	H _y (kN·m)
1	$1/2 \times 8.000 \times 8.000 \times 7.94 \times 0.41$				104.15	2.667	277.72
2	$0.644 \times 8.000 \times 7.40 \times 0.41$				15.64	4.000	62.54
3	$1/2 \times 1.600 \times 8.000 \times 7.94$	50.80	7.467	379.33			
4	$1.600 \times 0.644 \times 19.17$	19.76	7.200	142.28			
5	$1/2 \times 0.129 \times 0.644 \times 19.17$	0.80	6.357	5.06			
	合 計	71.36		526.67	119.78		340.27

5.1.4 土石流流体力

土石流流体力は式(21), (22)で求める。また、土石流流体力の作用高さは式(23)で求める。

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2 \quad \dots\dots\dots(21)$$

$$\gamma_d = \{ \sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d) \} \cdot g \quad \dots\dots\dots(22)$$

$$y_d = H_g + \frac{D_d}{2} \quad \dots\dots\dots(23)$$

ここで、 F : 土石流流体力 (kN/m)
 K_h : 係数 K_h=1.0
 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
 g : 重力の加速度 g = 9.80 (m/s²)
 D_d : 土石流の水深 D_d= 0.644 (m)
 U : 土石流の流速 U = 8.725 (m/s)
 σ : 礫の密度 σ = 2.6 (t/m³)
 ρ : 水の密度 ρ = 1.2 (t/m³)
 C_d : 土石流濃度 C_d= 0.54 (t/m³)
 y_d : 土石流流体力の作用高さ (m)
 H_g : 土砂の堆積高さ (m)

土石流の単位体積重量

$$\gamma_d = \{ 2.6 \times 0.540 + 1.2 \times (1 - 0.540) \} \times 9.80 = 19.17 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$$

土石流流体力

$$F = 1.0 \times \frac{19.17}{9.80} \times 0.644 \times 8.725^2 = 95.95 \text{ (kN/m)}$$

土石流流体力の作用位置

$$\text{越流部} \quad y_d = 7.356 + \frac{0.644}{2} = 7.678 \text{ (m)}$$

$$\text{非越流部} \quad y_d = 8.000 + \frac{0.644}{2} = 8.322 \text{ (m)}$$

5.2 荷重の集計

5.2.1 越流部断面

5.2.1.1 土石流時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
自重	1299.46	4.859	6314.39			
堆砂圧	154.79	8.961	1387.09	102.42	2.624	268.76
静水圧	159.21	9.174	1460.58	374.20	2.635	985.88
土石流流体力				95.95	7.678	736.67
合計	1613.45		9162.06	572.57		1991.31

5.2.1.2 洪水時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
自重	1299.46	4.859	6314.39			
静水圧	290.37	8.129	2360.52	478.69	2.951	1412.55
合計	1589.82		8674.92	478.69		1412.55

5.2.2 非越流部断面

5.2.2.1 土石流時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
自重	1240.80	4.212	5226.40			
堆砂圧	71.36	7.380	526.67	119.78	2.841	340.27
静水圧	75.33	7.467	562.45	437.31	2.852	1247.05
土石流流体力				95.95	8.322	798.49
合計	1387.49		6315.52	653.04		2385.81

5.2.2.2 洪水時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
自重	1240.80	4.212	5226.40			
静水圧	97.12	7.394	718.14	485.60	3.028	1470.35
合計	1337.92		5944.54	485.60		1470.35

5.3 安定計算

堤体の安定計算においては、転倒、滑動および地盤の支持力の3項目について安全性を評価する。

5.3.1 転倒に対する検討

直接基礎の底面に引張応力が生じないように、基礎底面に作用する荷重の合力の作用位置は底面の中心より底面幅の1/6以内でなければならない。荷重の合力の作用位置は式(24)で求める。

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} \leq \frac{B}{6} \quad \dots\dots\dots(24)$$

ここで、 e : 荷重の偏心距離 (m)
 B : 基礎幅 (m)
 x : 基礎前端から合力の作用位置までの距離 (m)
 ΣVx : 基礎前端回りの全抵抗モーメント (kN・m)
 ΣHy : 基礎前端回りの全転倒モーメント (kN・m)
 ΣV : 基礎底面に働く全鉛直力 (kN)

(1) 越流部断面

土石流時

$$e = \frac{10.400}{2} - \frac{9162.06 - 1991.31}{1613.45} = 0.756 < \frac{10.400}{6} = 1.733 \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots(Ok)$$

洪水時

$$e = \frac{10.400}{2} - \frac{8674.92 - 1412.55}{1589.82} = 0.632 < \frac{10.400}{6} = 1.733 \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots(Ok)$$

(2) 非越流部断面

土石流時

$$e = \frac{8.000}{2} - \frac{6315.52 - 2385.81}{1387.49} = 1.168 < \frac{8.000}{6} = 1.333 \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots(Ok)$$

洪水時

$$e = \frac{8.000}{2} - \frac{5944.54 - 1470.35}{1337.92} = 0.656 < \frac{8.000}{6} = 1.333 \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots(Ok)$$

5.3.2 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は式(25)を満足する必要がある。

$$n = \frac{H_u}{\Sigma H} = \frac{f \cdot \Sigma V + \tau_0 \cdot l}{\Sigma H} \geq n_a \quad \dots\dots\dots (25)$$

- ここで、
 n : 滑動に対する安全率
 n_a : 許容安全率
 岩盤基礎の場合 $n_a = 4.0$
 f : 摩擦係数 $f = 1.000$
 τ_0 : 堤体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度
 $\tau_0 = 1900.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 l : せん断抵抗を期待できる長さ (m)
 ΣV : 基礎底面に働く全鉛直力 (kN/m)
 H_u : 滑動抵抗力 (kN/m)
 ΣH : 基礎底面に働く全水平力 (kN/m)

(1) 越流部断面

土石流時

$$n = \frac{1.000 \times 1613.45 + 1900.000 \times 10.400}{572.57} = 37.33 > n_a = 4.00 \quad \dots\dots (0k)$$

洪水時

$$n = \frac{1.000 \times 1589.82 + 1900.000 \times 10.400}{478.69} = 44.60 > n_a = 4.00 \quad \dots\dots (0k)$$

(2) 非越流部断面

土石流時

$$n = \frac{1.000 \times 1387.49 + 1900.000 \times 8.000}{653.04} = 25.40 > n_a = 4.00 \quad \dots\dots (0k)$$

洪水時

$$n = \frac{1.000 \times 1337.92 + 1900.000 \times 8.000}{485.60} = 34.06 > n_a = 4.00 \quad \dots\dots (0k)$$

5.3.3 地盤の支持力に対する検討

基礎底面の地盤に作用する最大地盤反力度は式(26)を満足する必要がある。
 基礎底面に作用する地盤反力度は式(27)または式(28)により求める。

$$q_{\max} \leq q_a \quad \dots\dots\dots (26)$$

$$\text{台形分布のとき } (e \leq B/6) \quad \begin{matrix} q_{\max} \\ q_{\min} \end{matrix} = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad \dots\dots\dots (27)$$

$$\text{三角形分布のとき } (e > B/6) \quad q_{\max} = \frac{2 \Sigma V}{x}, \quad x = 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e \right) \dots\dots\dots (28)$$

ここで、 q_{\max} : 最大地盤反力度 (kN/m²)
 q_{\min} : 最小地盤反力度 (kN/m²)
 ΣV : 基礎底面に働く全鉛直力 (kN)
 e : 荷重の偏心距離 (m)
 B : 底版幅 (m)
 x : 地盤反力の分布幅 (m)
 q_a : 地盤の許容支持力度 $q_a = 1500.00$ (kN/m²)

(1) 越流部断面

土石流時

$$e = 0.756 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = \frac{10.400}{6} = 1.733 \text{ (m)}$$

よって、台形分布

$$\begin{aligned} \begin{matrix} q_{\max} \\ q_{\min} \end{matrix} &= \frac{1613.45}{10.400} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.756}{10.400} \right) = \begin{matrix} 222.77 \\ 87.51 \end{matrix} \text{ (kN/m}^2 \text{)} \\ &< q_a = 1500.00 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \quad \dots\dots \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

洪水時

$$e = 0.632 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = \frac{10.400}{6} = 1.733 \text{ (m)}$$

よって、台形分布

$$\begin{aligned} \begin{matrix} q_{\max} \\ q_{\min} \end{matrix} &= \frac{1589.82}{10.400} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.632}{10.400} \right) = \begin{matrix} 208.60 \\ 97.13 \end{matrix} \text{ (kN/m}^2 \text{)} \\ &< q_a = 1500.00 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \quad \dots\dots \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

(2) 非越流部断面

土石流時

$$e = 1.168 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = \frac{8.000}{6} = 1.333 \text{ (m)}$$

よって、台形分布

$$\begin{aligned} \begin{matrix} q_{\max} \\ q_{\min} \end{matrix} &= \frac{1387.49}{8.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 1.168}{8.000} \right) = \begin{matrix} 325.33 \\ 21.54 \end{matrix} \text{ (kN/m}^2 \text{)} \\ &< q_a = 1500.00 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \quad \dots\dots \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

洪水時

$$e = 0.656 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = \frac{8.000}{6} = 1.333 \text{ (m)}$$

よって、台形分布

$$\begin{array}{l} q_{\max} \\ q_{\min} \end{array} = \frac{1337.92}{8.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.656}{8.000} \right) = \begin{array}{l} 249.50 \\ 84.98 \end{array} \text{ (kN/m}^2 \text{)}$$

$$< q_a = 1500.00 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \cdots \cdots \text{ (Ok)}$$

5.4 えん堤コンクリートの応力度の照査

えん堤コンクリートの応力度は本体下端断面において照査し、断面応力度が許容応力度以下でなければならない。断面の応力度は式(29)～(30)で求める。

曲げ応力度

$$\sigma_c = \frac{\Sigma V}{b \cdot h} \cdot \left(1 + \frac{6e}{h}\right) \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (29)$$

$$\sigma_t = \frac{\Sigma V}{b \cdot h} \cdot \left(1 - \frac{6e}{h}\right) \geq \sigma_{ta} \quad \dots\dots\dots (30)$$

ここで、 σ_c : 曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
 σ_t : 曲げ引張圧縮応力度 (N/mm²)
 ΣV : 基礎底面に働く全鉛直力 (N)
 ΣH : 基礎底面に働く全水平力 (N)
 b : 擁壁の奥行き幅 $b = 1000$ (mm)
 h : 擁壁の底版幅 (mm)
 e : 荷重の偏心距離 (mm)
 σ_{ca} : 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 3.90$ (N/mm²)
 σ_{ta} : 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = 0.00$ (N/mm²)

(1) 越流部断面

土石流時

$$\sigma_c = \frac{1613450.3}{1000 \times 10400.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 755.6}{10400.0}\right) = 0.22 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (Ok)$$

$$\sigma_t = \frac{1613450.3}{1000 \times 10400.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 755.6}{10400.0}\right) = 0.09 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$> \sigma_{ta} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (Ok)$$

洪水時

$$\sigma_c = \frac{1589821.3}{1000 \times 10400.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 632.0}{10400.0}\right) = 0.21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (Ok)$$

$$\sigma_t = \frac{1589821.3}{1000 \times 10400.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 632.0}{10400.0}\right) = 0.10 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$> \sigma_{ta} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (Ok)$$

(2) 非越流部断面

土石流時

$$\sigma_c = \frac{1387488.0}{1000 \times 8000.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 1167.8}{8000.0} \right) = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

$$\sigma_t = \frac{1387488.0}{1000 \times 8000.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 1167.8}{8000.0} \right) = 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$> \sigma_{ta} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

洪水時

$$\sigma_c = \frac{1337919.5}{1000 \times 8000.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 655.9}{8000.0} \right) = 0.25 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

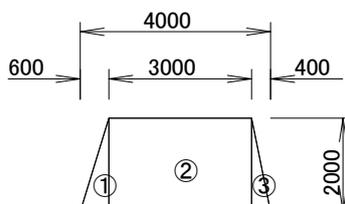
$$\sigma_t = \frac{1337919.5}{1000 \times 8000.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 655.9}{8000.0} \right) = 0.08 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$> \sigma_{ta} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

5.5 袖部の設計

5.5.1 袖部の設計に用いる荷重

袖部の設計に用いる荷重に用いる荷重には袖部の自重、土石流流体力、礫の衝撃力および流木の衝撃力を使用します。

5.5.1.1 袖部の自重



	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN・m)
1	$1/2 \times 0.600 \times 2.000 \times 22.56$	13.54	0.400	5.41
2	$3.000 \times 2.000 \times 22.56$	135.36	2.100	284.26
3	$1/2 \times 0.400 \times 2.000 \times 22.56$	9.02	3.733	33.69
	合 計	157.92		323.36

5.5.1.2 礫の衝撃力

礫の衝撃力は式(31)～(32)により求める。ただし、衝撃力に対する有効幅を 4.000(m) とする。

$$P = \beta \cdot n \cdot \alpha^{3/2} \quad \dots\dots\dots (31)$$

$$n = \sqrt{\frac{16 R}{9 \pi^2 \cdot (K_1 + K_2)^2}}, \quad K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi \cdot E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi \cdot E_2} \quad \dots\dots\dots (32)$$

- ここで、 P : 礫の衝撃力 (kN)
 E₁ : コンクリートの弾性係数 210000.0 (kN/m²)
 E₂ : 礫の弾性係数 49000000.0 (kN/m²)
 ν₁ : コンクリートのポアソン比 0.167
 ν₂ : 礫のポアソン比 0.230
 m₁ : 袖部ブロックの質量 (t)
 m₂ : 礫の質量 1.150 (t)
 R : 礫の半径 0.650 (m)
 U : 礫の速度
 土石流の速度に等しいものとする 8.725 (m/s)
 α : へこみ量 (m)

$$\alpha = \left(\frac{5 U^2}{4 / m_2 \cdot n} \right)^{2/5}$$

β : 実験定数

$$\beta = \left(\frac{m_2}{m_1} \cdot U^2 + 1 \right)^{-0.8}$$

$$P = 0.5034 \times 231254.0 \times 0.0468^{3/2} = 1177.78 \text{ (kN)}$$

ここで、

$$m_1 = \frac{157.920}{9.80} \times 4.000 = 64.457 \text{ (t) (有効幅あたり)}$$

$$K_1 = \frac{1 - 0.167^2}{\pi \times 210000.0} = 0.0000014735$$

$$K_2 = \frac{1 - 0.230^2}{\pi \times 49000000.0} = 0.0000000062$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.650}{9 \times \pi^2 \times (0.0000014735 + 0.0000000062)^2}} = 231254.0$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 8.725^2}{4 / 1.150 \times 231254.0} \right)^{2/5} = 0.0468$$

$$\beta = \left(\frac{1.150}{64.457} \times 8.725^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.5034$$

$$\text{単位幅あたり衝撃力 } P = 1177.78 / 4.000 = 294.444 \text{ (kN)}$$

衝撃力の作用位置

土石流時の水深 $D_s=0.644$ (m) < 礫の直径 $D_g=1.300$ (m)
よって、礫は堆砂上を転がりながら衝突するものとする。

$$y = 1.300/2 = 0.650 \text{ (m)}$$

5.5.1.3 流木の衝撃力

流木の衝撃力は礫の衝撃力と同様に式(31)～(32)により求める。ただし、衝撃力に対する有効幅を 4.000(m) とする。

ただし、 E_2 :	流木の弾性係数	7350000.0 (kN/m ²)
μ_2 :	流木のポアソン比	0.400
m_2 :	流木の質量	0.900 (t)
R :	流木の半径	0.300 (m)

$$P = 0.5603 \times 153961.1 \times 0.0499^{3/2} = 961.60 \text{ (kN)}$$

ここで、

$$m_1 = \frac{157.920}{9.80} \times 4.000 = 64.457 \text{ (t) (有効幅あたり)}$$

$$K_1 = \frac{1 - 0.167^2}{\pi \times 210000.0} = 0.0000014735$$

$$K_2 = \frac{1 - 0.400^2}{\pi \times 7350000.0} = 0.0000000364$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.300}{9 \times \pi^2 \times (0.0000014735 + 0.0000000364)^2}} = 153961.1$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 8.725^2}{4 / 0.900 \times 153961.1} \right)^{2/5} = 0.0499$$

$$\beta = \left(\frac{0.900}{64.457} \times 8.725^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.5603$$

$$\text{単位幅あたり衝撃力 } P = 961.60 / 4.000 = 240.401 \text{ (kN)}$$

衝撃力の作用位置

土石流時の水深 $D_s=0.644$ (m) > 流木の直径 $D_w=0.600$ (m)
 よって、流木は土石流水面に浮きながら衝突するものとする。

$$y = 0.644 - 0.600/2 = 0.344 \text{ (m)}$$

5.5.2 設計荷重の集計

5.5.2.1 礫の衝突時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
袖部自重	157.92	2.048	323.36			
土石流流体力				95.95	0.322	30.91
礫の衝撃力				294.44	0.650	191.39
合計	157.92		323.36	390.39		222.30

荷重の偏心率

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum Vx - \sum Hy}{\sum V} = \frac{4.000}{2} - \frac{323.36 - 222.30}{157.92} = 1.360 \text{ (m)}$$

設計曲げモーメント

$$M = e \cdot \sum V = 1.360 \times 157.92 = 214.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

5.5.2.2 流木の衝突時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
袖部自重	157.92	2.048	323.36			
土石流流体力				95.95	0.322	30.91
流木の衝撃力				240.40	0.344	82.77
合計	157.92		323.36	336.35		113.68

荷重の偏心率

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum Vx - \sum Hy}{\sum V} = \frac{4.000}{2} - \frac{323.36 - 113.68}{157.92} = 0.672 \text{ (m)}$$

設計曲げモーメント

$$M = e \cdot \sum V = 0.672 \times 157.92 = 106.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

5.5.3 袖部と本体境界面上の応力度

袖部と本体境界面上の応力度は無筋コンクリート断面として式(33), (34)で求める。ただし、断面の引張応力度が許容値を超える場合には鉄筋コンクリート断面として式(35)～(37)で求める。このとき断面に作用する軸力は安全のため無視する。

無筋コンクリートの断面応力度

$$\text{曲げ圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{B \cdot H} + \frac{6 \cdot M}{B \cdot H^2} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (33)$$

$$\text{曲げ引張応力度} \quad \sigma_t = \frac{N}{B \cdot H} - \frac{6 \cdot M}{B \cdot H^2} \geq \sigma_{ta} \quad \dots\dots\dots (34)$$

鉄筋コンクリート断面の応力度

$$\text{中立軸の位置} \quad k = -n \cdot p + \sqrt{(n \cdot p)^2 + 2n \cdot p} \quad \dots\dots\dots (35)$$

$$\text{コンクリート圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot B \cdot d^2} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (36)$$

$$\text{鉄筋の引張応力度} \quad \sigma_s = \frac{M}{p \cdot j \cdot B \cdot d^2} \leq \sigma_{sa} \quad \dots\dots\dots (37)$$

$$\text{ただし、} p = \frac{A_s}{B \cdot d} \quad , \quad j = 1 - \frac{k}{3}$$

- ここで、
 N : 境界面に働く軸力 (N/m)
 M : 境界面に働く曲げモーメント (kNm/m)
 B : 奥行き幅 B=1000 (mm)
 H : 袖部の厚さ H=4000 (mm)
 d : 袖部の有効高さ d=3900 (mm)
 n : ヤング係数比 n= 15
 A_s : 袖部の引張鉄筋量 (mm²)

5.5.3.1 礫の衝突時

無筋コンクリートとしての断面応力度

曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{157920.0}{1000 \times 4000.0} + \frac{6 \times 214778757.0}{1000 \times 4000.0^2} = 0.12 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots \text{(Ok)}$$

曲げ引張応力度

$$\sigma_t = \frac{157920.0}{1000 \times 4000.0} - \frac{6 \times 214778757.0}{1000 \times 4000.0^2} = -0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ta} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots \text{(NG)}$$

断面の引張応力度が許容値を超えるので、鉄筋コンクリート断面として計算する。

鉄筋比 (D16-ctc150 1324.0 mm²)

$$p = \frac{1324.0}{1000.0 \times 3900.0} = 0.00034$$

中立軸の位置

$$k = -15 \times 0.00034 + \sqrt{(15 \times 0.00034)^2 + 2 \times 15 \times 0.00034} = 0.096$$

$$j = 1 - \frac{0.096}{3} = 0.968$$

コンクリートの圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \times 214778757.0}{0.096 \times 0.968 \times 1000 \times 3900.0^2} = 0.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \dots\dots \text{(Ok)}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{214778757.0}{0.00034 \times 0.968 \times 1000 \times 3900.0^2} = 42.97 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{sa} = 270.00 \dots\dots \text{(Ok)}$$

コンクリートの付着応力度

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = \frac{390392.0}{333.333 \times 0.968 \times 3900.0} = 0.31 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 13.33 \dots\dots \text{(Ok)}$$

5.5.3.2 流木の衝突時

無筋コンクリートとしての断面応力度

曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{157920.0}{1000 \times 4000.0} + \frac{6 \times 106162382.3}{1000 \times 4000.0^2} = 0.08 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots \text{(Ok)}$$

曲げ引張応力度

$$\sigma_t = \frac{157920.0}{1000 \times 4000.0} - \frac{6 \times 106162382.3}{1000 \times 4000.0^2} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ta} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots \text{(NG)}$$

断面の引張応力度が許容値を超えるので、鉄筋コンクリート断面として計算する。

鉄筋比 (D16-ctc150 1324.0 mm²)

$$p = \frac{1324.0}{1000.0 \times 3900.0} = 0.00034$$

中立軸の位置

$$k = -15 \times 0.00034 + \sqrt{(15 \times 0.00034)^2 + 2 \times 15 \times 0.00034} = 0.096$$

$$j = 1 - \frac{0.096}{3} = 0.968$$

コンクリートの圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \times 106162382.3}{0.096 \times 0.968 \times 1000 \times 3900.0^2} = 0.15 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \dots\dots \text{(Ok)}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{106162382.3}{0.00034 \times 0.968 \times 1000 \times 3900.0^2} = 21.24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{sa} = 270.00 \dots\dots \text{(Ok)}$$

コンクリートの付着応力度

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = \frac{336348.4}{333.333 \times 0.968 \times 3900.0} = 0.27 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 13.33 \dots\dots \text{(Ok)}$$

5.5.3.3 鉄筋の定着長の計算

袖部鉄筋のえん堤本体への定着長は式(38)で求める。

$$L_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{0a}} \cdot \phi \quad \dots\dots\dots (38)$$

ここで、 L_a : 鉄筋の定着長 (mm)
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 270 (N/mm²)
 τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度 13.33 (N/mm²)
 ϕ : 主鉄筋径 16 (mm)

$$L_a = \frac{270.0}{4 \times 13.33} \times 16 = 81 \text{ (mm)}$$

5.5.4 袖部と本体境界面上のせん断摩擦安全率

袖部と本体境界面上のせん断摩擦安全率は式(39)によって求め、せん断摩擦安全率は4以上でなければならない。

$$n = \frac{f \cdot \Sigma V + \tau_0 \cdot l}{\Sigma H} \geq n_a = 4 \quad \dots\dots\dots (39)$$

ここで、n：袖部と本体境界面上のせん断摩擦安全率

n_a ：許容せん断摩擦安全率

f：内部摩擦係数 0.700

τ_0 ：せん断強度 2700.00 (kN/m²)

l：せん断抵抗を期待できる長さ 4.000 (m)

ΣV ：境界面上に働く全鉛直力 (kN/m)

ΣH ：境界面上に働く全水平力 (kN/m)

5.5.4.1 礫の衝突時

$$n = \frac{157.920 \times 0.70 + 4.000 \times 2700.000}{390.39} = 27.948 > n_a = 4 \quad \dots\dots 0k$$

5.5.4.2 流木の衝突時

$$n = \frac{157.920 \times 0.70 + 4.000 \times 2700.000}{336.35} = 32.438 > n_a = 4 \quad \dots\dots 0k$$

6. 副ダムの位置および高さの検討

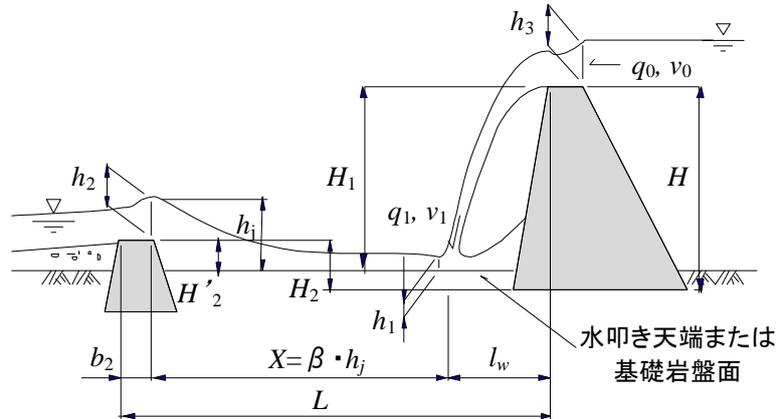


図12 副ダムの位置および高さ

6.1 えん堤天端下流から副ダム天端下流端までの長さ

6.1.1 計算式

えん堤天端下流から副ダム天端下流端までの長さは式(40)～(43)により求める(図12参照)。

$$\text{経験式} \quad L = \alpha \cdot (H_1 + h_3) \quad \dots\dots\dots (40)$$

$$\text{半理論式} \quad L \geq l_w + \beta \cdot h_j + b_2 \quad \dots\dots\dots (41)$$

$$l_w = V_0 \cdot \left\{ \frac{2(H_1 + 1/2 \cdot h_3)}{g} \right\}^{1/2} \quad \dots\dots\dots (42)$$

$$h_j = \frac{h_1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \quad \dots\dots\dots (43)$$

- ここで、
- L : えん堤、副ダム間の長さ (m)
 - (えん堤天端下流から副ダム天端下流端までの長さ)
 - H₁ : 水叩き天端または基礎岩盤面からのえん堤の高さ (m)
 - H₁ = 15.000 - 2.000 = 13.000
 - h₃ : えん堤の越流水深 (m)
 - l_w : 水脈飛距離 (m)
 - q₀ : えん堤越流部単位幅あたり流量 (m³/s)
 - $q_0 = \frac{Q}{b} = \frac{Q}{b_1 + m \cdot h_3}$
 - V₀ : えん堤越流部流速 (m/s) $V_0 = q_0/h_3$
 - g : 重力の加速度 (m/s²) $g = 9.80$
 - α, β : 係数 $\alpha = 1.50, \beta = 4.50$
 - h_j : 水叩き天端または基礎岩盤面から副ダムの越流面までの高さ (m)
 - h₁ : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m) $h_1 = q_1/v_1$
 - q₁ : 水脈落下地点の単位幅あたり流量 (m³/s)
 - V₁ : 水脈落下地点流速 (m/s)
 - $V_1 = \sqrt{2g \cdot (H_1 + h_3)}$
 - F₁ : 水脈落下地点の跳水前のフルード数
 - $F_1 = V_1 / \sqrt{g \cdot h_1}$
 - b₁ : 水通し下幅 (m) $b_1 = 12.000$
 - b₂ : 副ダムの天端幅 (m) $b_2 = 2.000$
 - m : 水通し断面側面勾配 (0.500) $m = 0.500$

6.1.2 土石流時

えん堤の越流水深 $h_3 = 0.727$ (m)
えん堤の越流流量 $Q = 72.44$ (m³)

(1) 経験式

$$L = 1.50 \times (13.000 + 0.727) = 20.590 \text{ (m)}$$

(2) 半理論式

水脈飛距離 l_w の計算

えん堤越流部単位幅あたり流量

$$q_0 = \frac{Q}{b} = \frac{72.44}{12.000 + 0.727 \times (0.500 + 0.500)} = 5.860 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

えん堤越流部流速

$$V_0 = \frac{5.860}{0.727} = 8.066 \text{ (m/s)}$$

$$l_w = 8.066 \times \left\{ \frac{2 \times (13.000 + 1/2 \times 0.727)}{9.80} \right\}^{1/2} = 13.320 \text{ (m)}$$

水叩き天端または基礎岩盤面から副ダムの越流面までの高さ h_j

水脈落下地点の単位幅あたり流量

$$q_1 = \frac{Q}{b} = \frac{72.44}{12.000} = 6.037 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

ただし、水脈落下地点の流下幅を水通し下幅と同じとする。

水脈落下地点流速

$$V_1 = \sqrt{2 \times 9.80 \times (13.000 + 0.727)} = 16.402 \text{ (m/s)}$$

水脈落下地点の跳水前の射流水深

$$h_1 = \frac{6.037}{16.402} = 0.368 \text{ (m)}$$

水脈落下地点の跳水前のフルード数

$$F_1 = \frac{16.402}{\sqrt{9.80 \times 0.368}} = 8.636$$

$$h_j = \frac{0.368}{2} \times (\sqrt{1 + 8 \times 8.636^2} - 1) = 4.315 \text{ (m)}$$

えん堤天端下流から副ダム天端下流端までの長さ

$$L \geq 13.320 + 4.50 \times 4.315 + 2.000 = 34.738 \text{ (m)}$$

6.1.3 洪水時

$$\begin{aligned} \text{えん堤の越流水深 } h_3 &= 1.084 \text{ (m)} \\ \text{えん堤の越流流量 } Q &= 25.67 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

(1) 経験式

$$L = 1.50 \times (13.000 + 1.084) = 21.126 \text{ (m)}$$

(2) 半理論式

水脈飛距離 l_w の計算

えん堤越流部単位幅あたり流量

$$q_0 = \frac{Q}{b} = \frac{25.67}{12.000 + 1.084 \times (0.500 + 0.500)} = 2.047 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

えん堤越流部流速

$$V_0 = \frac{2.047}{1.084} = 1.889 \text{ (m/s)}$$

$$l_w = 1.889 \times \left\{ \frac{2 \times (13.000 + 1/2 \times 1.084)}{9.80} \right\}^{1/2} = 3.140 \text{ (m)}$$

水叩き天端または基礎岩盤面から副ダムの越流面までの高さ h_j

水脈落下地点の単位幅あたり流量

$$q_1 = \frac{Q}{b} = \frac{25.67}{12.000} = 2.139 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

ただし、水脈落下地点の流下幅を水通し下幅と同じとする。

水脈落下地点流速

$$V_1 = \sqrt{2 \times 9.80 \times (13.000 + 1.084)} = 16.614 \text{ (m/s)}$$

水脈落下地点の跳水前の射流水深

$$h_1 = \frac{2.139}{16.614} = 0.129 \text{ (m)}$$

水脈落下地点の跳水前のフルード数

$$F_1 = \frac{16.614}{\sqrt{9.80 \times 0.129}} = 14.791$$

$$h_j = \frac{0.129}{2} \times (\sqrt{1 + 8 \times 14.791^2} - 1) = 2.630 \text{ (m)}$$

えん堤天端下流から副ダム天端下流端までの長さ

$$L \geq 3.140 + 4.50 \times 2.630 + 2.000 = 16.972 \text{ (m)}$$

6.2 えん堤と副ダムの重複高

えん堤と副ダムの重複高は式(44)で求める(図12参照)。

$$\text{経験式} \quad H_2 = \lambda \cdot H \quad \dots\dots\dots(44)$$

ここで、 H_2 : えん堤と副ダムの重複高 (m)
(えん堤堤底高と副ダム天端高の差)

H : えん堤高 $H = 15.000$ (m)

λ : 係数 $\lambda = 1/3.000$ (m)

$$H_2 = \frac{1}{3.00} \times 15.000 = 2.667 \text{ (m)}$$

6.3 水叩き天端より副ダム天端までの高さ

水叩き天端より副ダム天端までの高さは式(45)で求める(図12参照)。

$$\text{半理論式} \quad H'_2 \geq h_j - h_2 \quad \dots\dots\dots(45)$$

ここで、 H'_2 : 水叩き天端または基礎岩盤面より副ダム天端までの高さ (m)

h_2 : 副ダムの堰の公式によって求められる越流水深 (m)
(一般にえん堤の越流水深と同一としている)

h_j : 水叩き天端または基礎岩盤面から副ダムの越流面までの高さ (m)

$$\text{土石流時} \quad H'_2 \geq 4.315 - 0.727 = 3.589 \text{ (m)}$$

$$\text{洪水時} \quad H'_2 \geq 2.630 - 1.084 = 1.546 \text{ (m)}$$

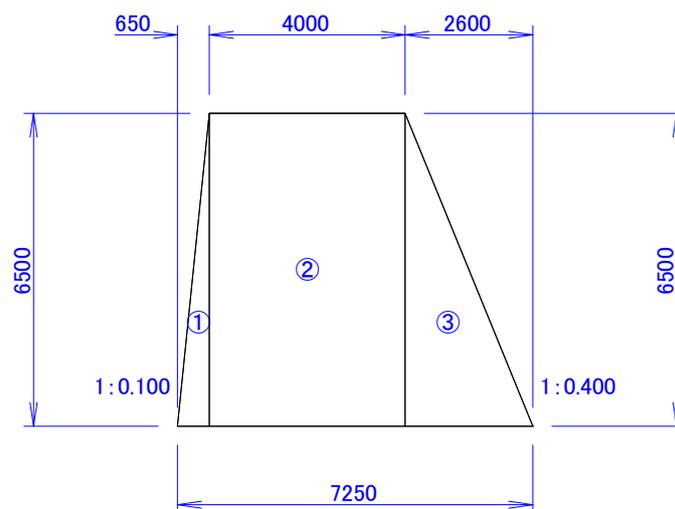
7. 副ダムの設計

7.1 安定計算に用いる荷重

7.1.1 えん堤の自重

えん堤堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量を乗じて求める。

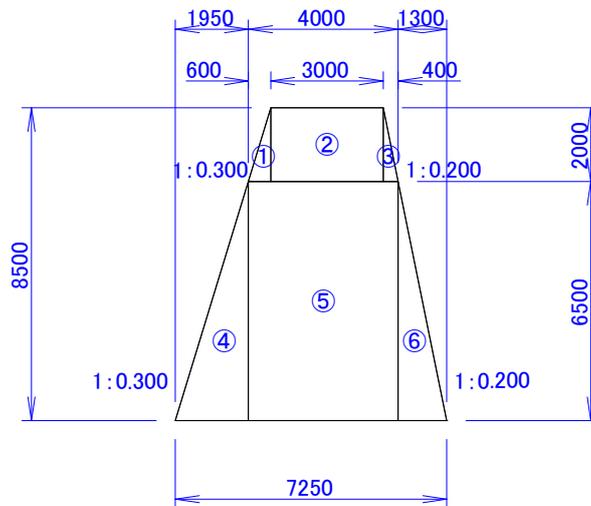
7.1.1.1 越流部断面



自重

	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN・m)
1	$1/2 \times 0.650 \times 6.500 \times 22.56$	47.66	0.433	20.65
2	$4.000 \times 6.500 \times 22.56$	586.56	2.650	1554.38
3	$1/2 \times 2.600 \times 6.500 \times 22.56$	190.63	5.517	1051.65
	合 計	824.85		2626.69

7.1.1.2 非越流部断面



自重

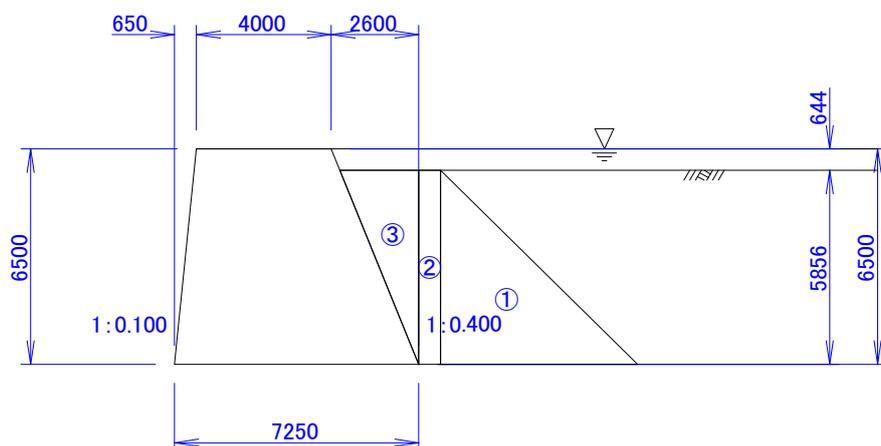
	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)
1	$1/2 \times 0.600 \times 2.000 \times 22.56$	13.54	2.350	31.81
2	$3.000 \times 2.000 \times 22.56$	135.36	4.050	548.21
3	$1/2 \times 0.400 \times 2.000 \times 22.56$	9.02	5.683	51.29
4	$1/2 \times 1.950 \times 6.500 \times 22.56$	142.97	1.300	185.87
5	$4.000 \times 6.500 \times 22.56$	586.56	3.950	2316.91
6	$1/2 \times 1.300 \times 6.500 \times 22.56$	95.32	6.383	608.43
	合 計	982.77		3742.52

7.1.2 静水圧

静水圧はえん堤背面に直角に作用するものとし、任意の水深における静水圧は水の単位体積重量(γ_w)に水深を乗じて式(16)～(18)で求める。

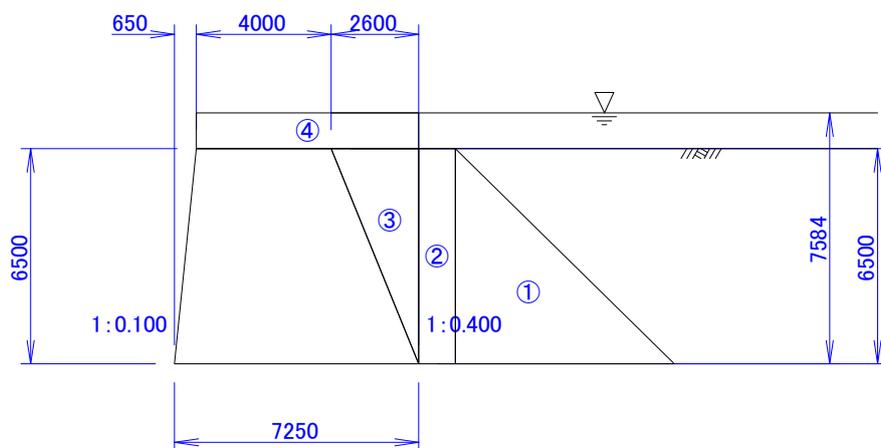
7.1.2.1 越流部断面

(1) 土石流時



	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN・m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN・m)
1	$1/2 \times 5.856 \times 5.856 \times 11.77$				201.79	1.952	393.88
2	$0.644 \times 5.856 \times 11.77$				44.41	2.928	130.02
3	$1/2 \times 2.342 \times 5.856 \times 11.77$	80.72	6.469	522.17			
	合 計	80.72		522.17	246.20		523.89

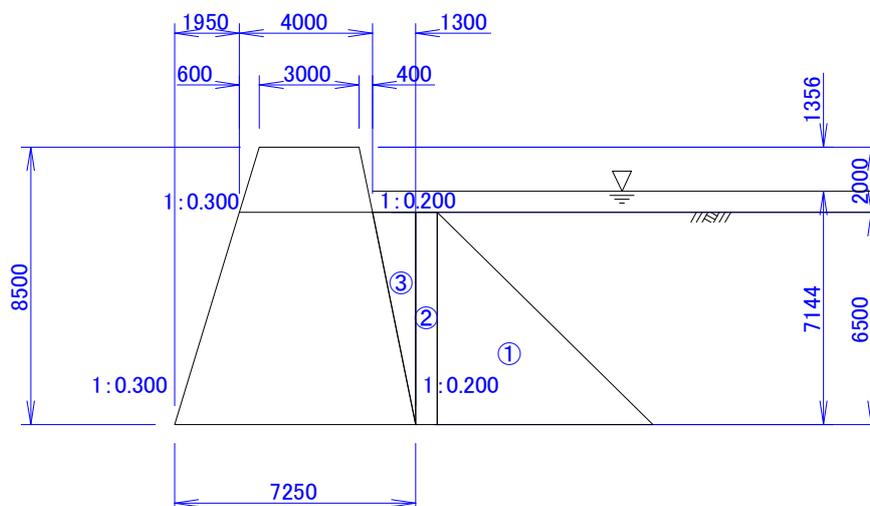
(2) 洪水時



	計 算 式	V (kN)	x (m)	V _x (kN·m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1/2 \times 6.500 \times 6.500 \times 11.77$				248.64	2.167	538.72
2	$1.084 \times 6.500 \times 11.77$				82.91	3.250	269.46
3	$1/2 \times 2.600 \times 6.500 \times 11.77$	99.46	6.383	634.86			
4	$6.600 \times 1.084 \times 11.77$	84.19	3.950	332.54			
	合 計	183.64		967.40	331.55		808.19

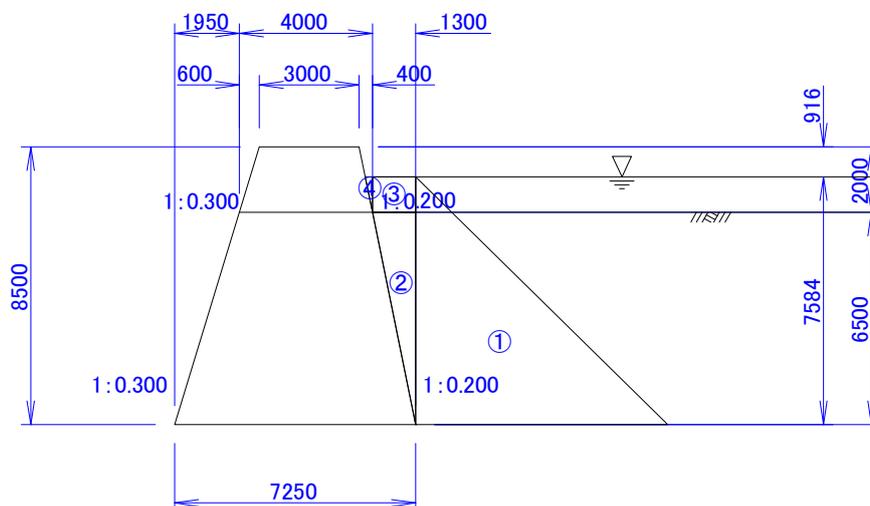
7.1.2.2 非越流部断面

(1) 土石流時



	計算式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1/2 \times 6.500 \times 6.500 \times 11.77$				248.64	2.167	538.72
2	$0.644 \times 6.500 \times 11.77$				49.29	3.250	160.20
3	$1/2 \times 1.300 \times 6.500 \times 11.77$	49.73	6.817	338.98			
	合計	49.73		338.98	297.93		698.92

(2) 洪水時

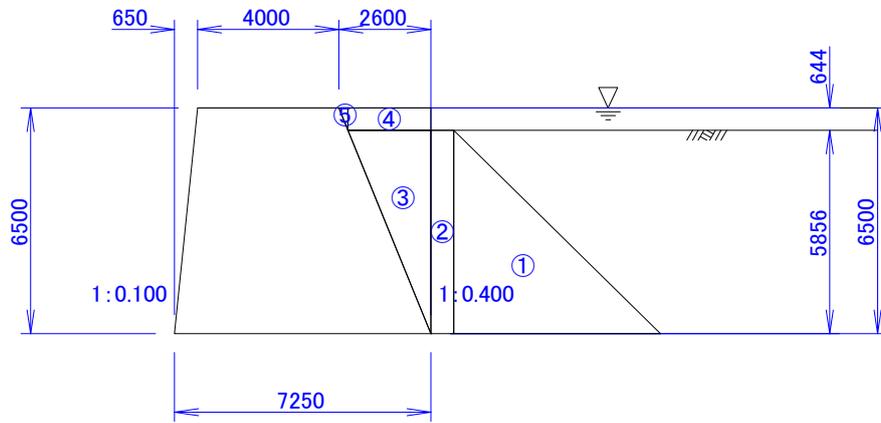


	計算式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1/2 \times 7.584 \times 7.584 \times 11.77$				338.47	2.528	855.61
2	$1/2 \times 1.300 \times 6.500 \times 11.77$	49.73	6.817	338.98			
3	$1.300 \times 1.084 \times 11.77$	16.58	6.600	109.44			
4	$1/2 \times 0.217 \times 1.084 \times 11.77$	1.38	5.878	8.13			
	合計	67.69		456.55	338.47		855.61

7.1.3 堆砂压

7.1.3.1 越流部断面

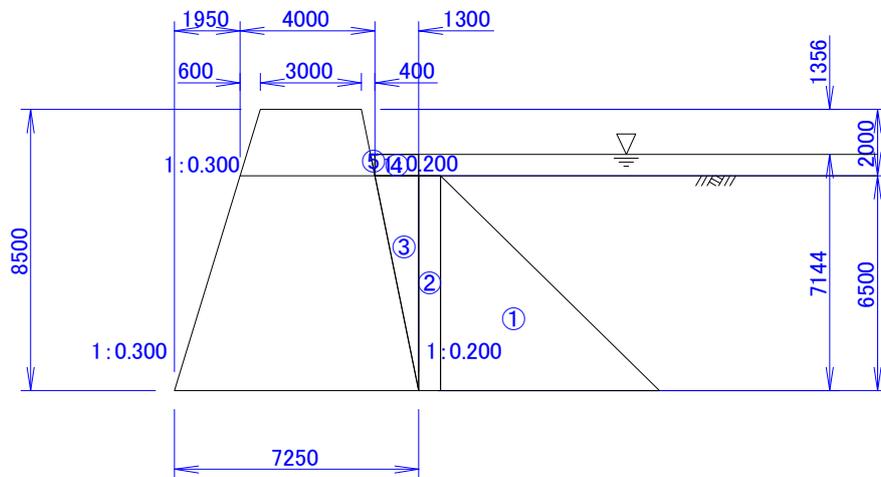
土石流時



	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1/2 \times 5.856 \times 5.856 \times 7.94 \times 0.41$				55.80	1.952	108.91
2	$0.644 \times 5.856 \times 7.40 \times 0.41$				11.45	2.928	33.51
3	$1/2 \times 2.342 \times 5.856 \times 7.94$	54.44	6.469	352.17			
4	$2.342 \times 0.644 \times 19.17$	28.93	6.079	175.85			
5	$1/2 \times 0.258 \times 0.644 \times 19.17$	1.59	4.822	7.67			
	合 計	84.96		535.70	67.24		142.42

7.1.3.2 非越流部断面

土石流時



	計 算 式	V (kN)	x (m)	V _x (kN·m)	H (kN)	y (m)	H _y (kN·m)
1	$1/2 \times 6.500 \times 6.500 \times 7.94 \times 0.41$				68.75	2.167	148.96
2	$0.644 \times 6.500 \times 7.40 \times 0.41$				12.70	3.250	41.29
3	$1/2 \times 1.300 \times 6.500 \times 7.94$	33.54	6.817	228.62			
4	$1.300 \times 0.644 \times 19.17$	16.06	6.600	105.97			
5	$1/2 \times 0.129 \times 0.644 \times 19.17$	0.80	5.907	4.70			
	合 計	50.39		339.29	81.46		190.25

7.1.4 土石流流体力

土石流の単位体積重量

$$\gamma_d = \{2.6 \times 0.540 + 1.2 \times (1 - 0.540)\} \times 9.80 = 19.17 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土石流流体力

$$F = 1.0 \times \frac{19.17}{9.80} \times 0.644 \times 8.725^2 = 95.95 \text{ (kN/m)}$$

土石流流体力の作用位置

$$\text{越流部 } y_d = 5.856 + \frac{0.644}{2} = 6.178 \text{ (m)}$$

$$\text{非越流部 } y_d = 6.500 + \frac{0.644}{2} = 6.822 \text{ (m)}$$

7.2 荷重の集計

7.2.1 越流部断面

7.2.1.1 土石流時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
自重	824.85	3.184	2626.69			
堆砂圧	84.96	6.305	535.70	67.24	2.118	142.42
静水圧	80.72	6.469	522.17	246.20	2.128	523.89
土石流流体力				95.95	6.178	592.75
合計	990.52		3684.56	409.39		1259.06

7.2.1.2 洪水時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
自重	824.85	3.184	2626.69			
静水圧	183.64	5.268	967.40	331.55	2.438	808.19
合計	1008.49		3594.09	331.55		808.19

7.2.2 非越流部断面

7.2.2.1 土石流時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
自重	982.77	3.808	3742.52			
堆砂圧	50.39	6.733	339.29	81.46	2.336	190.25
静水圧	49.73	6.817	338.98	297.93	2.346	698.92
土石流流体力				95.95	6.822	654.57
合計	1082.89		4420.78	475.34		1543.75

7.2.2.2 洪水時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
自重	982.77	3.808	3742.52			
静水圧	67.69	6.744	456.55	338.47	2.528	855.61
合計	1050.46		4199.07	338.47		855.61

7.3 安定計算

構体の安定計算においては、転倒、滑動および地盤の支持力の3項目について安全性を評価する。

7.3.1 転倒に対する検討

直接基礎の底面に引張応力が生じないように、基礎底面に作用する荷重の合力の作用位置は底面の中心より底面幅の1/6以内でなければならない。荷重の合力の作用位置は式(24)で求める。

(1) 越流部断面

土石流時

$$e = \frac{7.250}{2} - \frac{3684.56 - 1259.06}{990.52} = 1.176 < \frac{7.250}{6} = 1.208 \text{ (m)} \quad \dots\dots \text{ (Ok)}$$

洪水時

$$e = \frac{7.250}{2} - \frac{3594.09 - 808.19}{1008.49} = 0.863 < \frac{7.250}{6} = 1.208 \text{ (m)} \quad \dots\dots \text{ (Ok)}$$

(2) 非越流部断面

土石流時

$$e = \frac{7.250}{2} - \frac{4420.78 - 1543.75}{1082.89} = 0.968 < \frac{7.250}{6} = 1.208 \text{ (m)} \quad \dots\dots \text{ (Ok)}$$

洪水時

$$e = \frac{7.250}{2} - \frac{4199.07 - 855.61}{1050.46} = 0.442 < \frac{7.250}{6} = 1.208 \text{ (m)} \quad \dots\dots \text{ (Ok)}$$

7.3.2 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は式(25)を満足する必要がある。

(1) 越流部断面

土石流時

$$n = \frac{1.000 \times 990.52 + 1900.000 \times 7.250}{409.39} = 36.07 > n_a = 4.00 \quad \dots\dots \text{ (Ok)}$$

洪水時

$$n = \frac{1.000 \times 1008.49 + 1900.000 \times 7.250}{331.55} = 44.59 > n_a = 4.00 \quad \dots\dots \text{ (Ok)}$$

(2) 非越流部断面

土石流時

$$n = \frac{1.000 \times 1082.89 + 1900.000 \times 7.250}{475.34} = 31.26 > n_a = 4.00 \quad \dots\dots \text{ (Ok)}$$

洪水時

$$n = \frac{1.000 \times 1050.46 + 1900.000 \times 7.250}{338.47} = 43.80 > n_a = 4.00 \quad \dots\dots \text{ (Ok)}$$

7.3.3 地盤の支持力に対する検討

基礎底面の地盤に作用する最大地盤反力度は式(26)を満足する必要がある。
 基礎底面に作用する地盤反力度は式(27)または式(28)により求める。

(1) 越流部断面

土石流時

$$e = 1.176 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = \frac{7.250}{6} = 1.208 \text{ (m)}$$

よって、台形分布

$$\begin{aligned} q_{\max} &= \frac{990.52}{7.250} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 1.176}{7.250} \right) = \frac{269.63}{3.62} \text{ (kN/m}^2 \text{)} \\ q_{\min} & \end{aligned}$$

$$< q_a = 1500.00 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \cdots \cdots \text{ (Ok)}$$

洪水時

$$e = 0.863 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = \frac{7.250}{6} = 1.208 \text{ (m)}$$

よって、台形分布

$$\begin{aligned} q_{\max} &= \frac{1008.49}{7.250} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.863}{7.250} \right) = \frac{238.40}{39.81} \text{ (kN/m}^2 \text{)} \\ q_{\min} & \end{aligned}$$

$$< q_a = 1500.00 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \cdots \cdots \text{ (Ok)}$$

(2) 非越流部断面

土石流時

$$e = 0.968 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = \frac{7.250}{6} = 1.208 \text{ (m)}$$

よって、台形分布

$$\begin{aligned} q_{\max} &= \frac{1082.89}{7.250} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.968}{7.250} \right) = \frac{269.04}{29.69} \text{ (kN/m}^2 \text{)} \\ q_{\min} & \end{aligned}$$

$$< q_a = 1500.00 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \cdots \cdots \text{ (Ok)}$$

洪水時

$$e = 0.442 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = \frac{7.250}{6} = 1.208 \text{ (m)}$$

よって、台形分布

$$\begin{aligned} q_{\max} &= \frac{1050.46}{7.250} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.442}{7.250} \right) = \frac{197.91}{91.87} \text{ (kN/m}^2 \text{)} \\ q_{\min} & \end{aligned}$$

$$< q_a = 1500.00 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \cdots \cdots \text{ (Ok)}$$

7.4 えん堤コンクリートの応力度の照査

えん堤コンクリートの応力度は本体下端断面において照査し、断面応力度が許容応力度以下でなければならない。断面の応力度は式(29)～(30)で求める。

(1) 越流部断面

土石流時

$$\sigma_c = \frac{990524.1}{1000 \times 7250.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 1176.3}{7250.0} \right) = 0.27 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

$$\sigma_t = \frac{990524.1}{1000 \times 7250.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 1176.3}{7250.0} \right) = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$> \sigma_{ta} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

洪水時

$$\sigma_c = \frac{1008493.9}{1000 \times 7250.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 862.6}{7250.0} \right) = 0.24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

$$\sigma_t = \frac{1008493.9}{1000 \times 7250.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 862.6}{7250.0} \right) = 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$> \sigma_{ta} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

(2) 非越流部断面

土石流時

$$\sigma_c = \frac{1082887.9}{1000 \times 7250.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 968.2}{7250.0} \right) = 0.27 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

$$\sigma_t = \frac{1082887.9}{1000 \times 7250.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 968.2}{7250.0} \right) = 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$> \sigma_{ta} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

洪水時

$$\sigma_c = \frac{1050463.0}{1000 \times 7250.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 442.2}{7250.0} \right) = 0.20 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

$$\sigma_t = \frac{1050463.0}{1000 \times 7250.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 442.2}{7250.0} \right) = 0.09 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

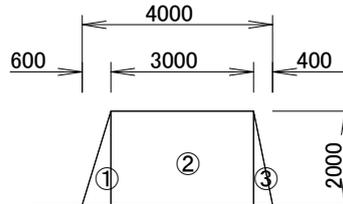
$$> \sigma_{ta} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

7.5 袖部の設計

7.5.1 袖部の設計に用いる荷重

袖部の設計に用いる荷重に用いる荷重には袖部の自重、土石流流体力、礫の衝撃力および流木の衝撃力を使用します。

7.5.1.1 袖部の自重



	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN・m)
1	$1/2 \times 0.600 \times 2.000 \times 22.56$	13.54	0.400	5.41
2	$3.000 \times 2.000 \times 22.56$	135.36	2.100	284.26
3	$1/2 \times 0.400 \times 2.000 \times 22.56$	9.02	3.733	33.69
	合 計	157.92		323.36

7.5.1.2 礫の衝撃力

$$P = 0.5034 \times 231254.0 \times 0.0468^{3/2} = 1177.78 \text{ (kN)}$$

ここで、

$$m_1 = \frac{157.920}{9.80} \times 4.000 = 64.457 \text{ (t)} \text{ (有効幅あたり)}$$

$$K_1 = \frac{1 - 0.167^2}{\pi \times 210000.0} = 0.0000014735$$

$$K_2 = \frac{1 - 0.230^2}{\pi \times 49000000.0} = 0.0000000062$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.650}{9 \times \pi^2 \times (0.0000014735 + 0.0000000062)^2}} = 231254.0$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 8.725^2}{4 / 1.150 \times 231254.0} \right)^{2/5} = 0.0468$$

$$\beta = \left(\frac{1.150}{64.457} \times 8.725^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.5034$$

$$\text{単位幅あたり衝撃力 } P = 1177.78 / 4.000 = 294.444 \text{ (kN)}$$

衝撃力の作用位置

土石流時の水深 $D_a=0.644$ (m) < 礫の直径 $D_g=1.300$ (m)
よって、礫は堆砂上を転がりながら衝突するものとする。

$$y = 1.300/2 = 0.650 \text{ (m)}$$

7.5.1.3 流木の衝撃力

$$P = 0.5603 \times 153961.1 \times 0.0499^{3/2} = 961.60 \text{ (kN)}$$

ここで、

$$m_1 = \frac{157.920}{9.80} \times 4.000 = 64.457 \text{ (t)} \text{ (有効幅あたり)}$$

$$K_1 = \frac{1 - 0.167^2}{\pi \times 210000.0} = 0.0000014735$$

$$K_2 = \frac{1 - 0.400^2}{\pi \times 7350000.0} = 0.0000000364$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.300}{9 \times \pi^2 \times (0.0000014735 + 0.0000000364)^2}} = 153961.1$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 8.725^2}{4 / 0.900 \times 153961.1} \right)^{2/5} = 0.0499$$

$$\beta = \left(\frac{0.900}{64.457} \times 8.725^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.5603$$

単位幅あたり衝撃力 $P = 961.60 / 4.000 = 240.401 \text{ (kN)}$

衝撃力の作用位置

土石流時の水深 $D_d=0.644 \text{ (m)} > \text{流木の直径 } D_w=0.600 \text{ (m)}$
 よって、流木は土石流水面に浮きながら衝突するものとする。

$$y = 0.644 - 0.600/2 = 0.344 \text{ (m)}$$

7.5.2 設計荷重の集計

7.5.2.1 礫の衝突時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
袖部自重	157.92	2.048	323.36			
土石流流体力				95.95	0.322	30.91
礫の衝撃力				294.44	0.650	191.39
合計	157.92		323.36	390.39		222.30

荷重の偏心率

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum Vx - \sum Hy}{\sum V} = \frac{4.000}{2} - \frac{323.36 - 222.30}{157.92} = 1.360 \text{ (m)}$$

設計曲げモーメント

$$M = e \cdot \sum V = 1.360 \times 157.92 = 214.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.5.2.2 流木の衝突時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
袖部自重	157.92	2.048	323.36			
土石流流体力				95.95	0.322	30.91
流木の衝撃力				240.40	0.344	82.77
合計	157.92		323.36	336.35		113.68

荷重の偏心率

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum Vx - \sum Hy}{\sum V} = \frac{4.000}{2} - \frac{323.36 - 113.68}{157.92} = 0.672 \text{ (m)}$$

設計曲げモーメント

$$M = e \cdot \sum V = 0.672 \times 157.92 = 106.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.5.3 袖部と本体境界面上の応力度

7.5.3.1 礫の衝突時

無筋コンクリートとしての断面応力度

曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{157920.0}{1000 \times 4000.0} + \frac{6 \times 214778757.0}{1000 \times 4000.0^2} = 0.12 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots \text{(Ok)}$$

曲げ引張応力度

$$\sigma_t = \frac{157920.0}{1000 \times 4000.0} - \frac{6 \times 214778757.0}{1000 \times 4000.0^2} = -0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ta} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots \text{(NG)}$$

断面の引張応力度が許容値を超えるので、鉄筋コンクリート断面として計算する。

鉄筋比 (D10-ctc300 237.8 mm²)

$$p = \frac{237.8}{1000.0 \times 3900.0} = 0.00006$$

中立軸の位置

$$k = -15 \times 0.00006 + \sqrt{(15 \times 0.00006)^2 + 2 \times 15 \times 0.00006} = 0.042$$

$$j = 1 - \frac{0.042}{3} = 0.986$$

コンクリートの圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \times 214778757.0}{0.042 \times 0.986 \times 1000 \times 3900.0^2} = 0.68 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \dots\dots \text{(Ok)}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{214778757.0}{0.00006 \times 0.986 \times 1000 \times 3900.0^2} = 234.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{sa} = 270.00 \dots\dots \text{(Ok)}$$

コンクリートの付着応力度

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = \frac{390392.0}{100.000 \times 0.986 \times 3900.0} = 1.02 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 13.33 \dots\dots \text{(Ok)}$$

7.5.3.2 流木の衝突時

無筋コンクリートとしての断面応力度

曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{157920.0}{1000 \times 4000.0} + \frac{6 \times 106162382.3}{1000 \times 4000.0^2} = 0.08 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots \text{(Ok)}$$

曲げ引張応力度

$$\sigma_t = \frac{157920.0}{1000 \times 4000.0} - \frac{6 \times 106162382.3}{1000 \times 4000.0^2} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ta} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots \text{(NG)}$$

断面の引張応力度が許容値を超えるので、鉄筋コンクリート断面として計算する。

鉄筋比 (D10-ctc300 237.8 mm²)

$$p = \frac{237.8}{1000.0 \times 3900.0} = 0.00006$$

中立軸の位置

$$k = -15 \times 0.00006 + \sqrt{(15 \times 0.00006)^2 + 2 \times 15 \times 0.00006} = 0.042$$

$$j = 1 - \frac{0.042}{3} = 0.986$$

コンクリートの圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \times 106162382.3}{0.042 \times 0.986 \times 1000 \times 3900.0^2} = 0.34 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \dots\dots \text{(Ok)}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{106162382.3}{0.00006 \times 0.986 \times 1000 \times 3900.0^2} = 116.11 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{sa} = 270.00 \dots\dots \text{(Ok)}$$

コンクリートの付着応力度

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = \frac{336348.4}{100.000 \times 0.986 \times 3900.0} = 0.87 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 13.33 \dots\dots \text{(Ok)}$$

7.5.3.3 鉄筋の定着長の計算

袖部鉄筋のえん堤本体への定着長は式(38)で求める。

$$L_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{0a}} \cdot \phi \quad \dots\dots\dots (38)$$

ここで、 L_a : 鉄筋の定着長 (mm)
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 270 (N/mm²)
 τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度 13.33 (N/mm²)
 ϕ : 主鉄筋径 10 (mm)

$$L_a = \frac{270.0}{4 \times 13.33} \times 10 = 51 \text{ (mm)}$$

7.5.4 袖部と本体境界面上のせん断摩擦安全率

7.5.4.1 礫の衝突時

$$n = \frac{157.920 \times 0.70 + 4.000 \times 2700.000}{390.39} = 27.948 > n_a = 4 \cdots \cdots \text{Ok}$$

7.5.4.2 流木の衝突時

$$n = \frac{157.920 \times 0.70 + 4.000 \times 2700.000}{336.35} = 32.438 > n_a = 4 \cdots \cdots \text{Ok}$$

8. 水叩きの厚さの計算

8.1 計算式

水叩きの厚さは式(46), (47)により求める(図13参照)。

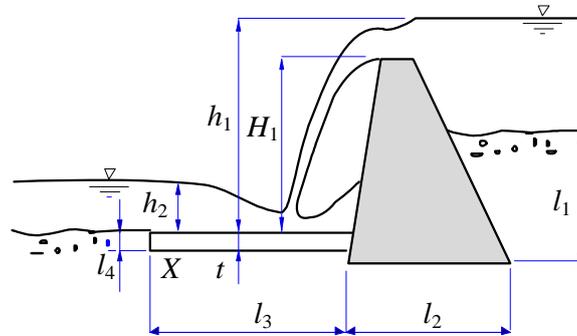


図13 水叩きの厚さ

経験式 (水褥池がない場合)

$$t = 0.2 \cdot (0.6 H_1 + 3 h_3 - 1.0) \quad \dots\dots\dots (46)$$

揚圧力から求める式

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h - \Delta u}{M_c - 1} \quad \dots\dots\dots (47)$$

$$\Delta h = h_1 - h_2, \quad \Delta u = l' / l \cdot \Delta h$$

$$l' = l_1 + l_2, \quad l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$$

- ここで、 t : 水叩きの厚さ (m)
 H_1 : 水叩き天端からえん堤水通し天端までの高さ (m)
 $H_1 = 15.000 - 2.000 = 13.000$ (m)
 h_3 : えん堤の越流水深 (m)
 Δh : 上下流水位差 (m)
 Δu : ダム堤底下流端までの損失揚圧力
 M_c : コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)
 h_1 : ダム上流の水叩き天端からの水深 (m)
 h_2 : ダム下流の跳水後の水叩き天端からの水深 (m)
 l : 総浸透経路長 (m)
 l' : ダム堤底下流端までの浸透経路長 (m)

式(47)で $l_4=t$ として t について整理すると式(48)が得られる。式(48)を用いて水叩きの所要厚さを求めることができる。

$$t^2 + (l_1 + l_2 + l_3 - \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h}{M_c - 1}) \cdot t - \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h}{M_c - 1} \cdot l_3 = t^2 + a_1 \cdot t + a_2 \geq 0 \quad \dots\dots\dots (48)$$

8.2 経験式による水叩き厚さ

土石流時 $t = 0.2 \times (0.6 \times 13.000 + 3 \times 0.727 - 1.0) = 1.796$ (m)

洪水時 $t = 0.2 \times (0.6 \times 13.000 + 3 \times 1.084 - 1.0) = 2.010$ (m)

8.3 揚圧力から決まる所要水叩き厚さ

8.3.1 土石流時

$$\Delta h = (13.000 + 0.727) - 1.600 = 12.127 \text{ (m)}$$

未堆砂時

$$l_1 = 0$$

$$l_2 = 10.400 \text{ (m)}$$

$$l_3 = 10.000 \text{ (m)}$$

$$a_1 = 0.000 + 10.400 + 10.000 - \frac{4}{3} \times \frac{12.127}{22.56 - 1} = 19.650$$

$$a_2 = -\frac{4}{3} \times \frac{12.127}{22.56 - 1} \times 10.000 = -7.499$$

式(48)より、 $t = 0.375 \text{ (m)} < 2.000 \text{ (m)}$ …… (0k)

満砂時

$$l_1 = 8.000 \text{ (m)}$$

$$a_1 = 8.000 + 10.400 + 10.000 - \frac{4}{3} \times \frac{12.127}{22.56 - 1} = 27.650$$

$$a_2 = -\frac{4}{3} \times \frac{12.127}{22.56 - 1} \times 10.000 = -7.499$$

式(48)より、 $t = 0.269 \text{ (m)} < 2.000 \text{ (m)}$ …… (0k)

8.3.2 洪水時

$$\Delta h = (13.000 + 1.084) - 1.700 = 12.384 \text{ (m)}$$

未堆砂時

$$l_1 = 0$$

$$l_2 = 10.400 \text{ (m)}$$

$$l_3 = 10.000 \text{ (m)}$$

$$a_1 = 0.000 + 10.400 + 10.000 - \frac{4}{3} \times \frac{12.384}{22.56 - 1} = 19.634$$

$$a_2 = -\frac{4}{3} \times \frac{12.384}{22.56 - 1} \times 10.000 = -7.658$$

式(48)より、 $t = 0.383 \text{ (m)} < 2.000 \text{ (m)}$ …… (0k)

満砂時

$$l_1 = 8.000 \text{ (m)}$$

$$a_1 = 8.000 + 10.400 + 10.000 - \frac{4}{3} \times \frac{12.384}{22.56 - 1} = 27.634$$

$$a_2 = -\frac{4}{3} \times \frac{12.384}{22.56 - 1} \times 10.000 = -7.658$$

式(48)より、 $t = 0.274 \text{ (m)} < 2.000 \text{ (m)}$ …… (Ok)

9. 検討ケース一覧表

9.1 主ダム本体の設計

9.1.1 越流部計算結果一覧表

	前面勾配	背面勾配	断面積(m ²)	転倒	滑動	地盤反力	σ_c
1	1:0.300	1:0.400	54.400	Ok	Ok	Ok	Ok
2	1:0.300	1:0.500	57.600	Ok	Ok	Ok	Ok
3	1:0.300	1:0.600	60.800	Ok	Ok	Ok	Ok
4	1:0.400	1:0.400	57.600	Ok	Ok	Ok	Ok
5	1:0.400	1:0.500	60.800	Ok	Ok	Ok	Ok
6	1:0.400	1:0.600	64.000	Ok	Ok	Ok	Ok
7	1:0.500	1:0.400	60.800	Ok	Ok	Ok	Ok
8	1:0.500	1:0.500	64.000	Ok	Ok	Ok	Ok
9	1:0.500	1:0.600	67.200	Ok	Ok	Ok	Ok

9.1.2 非越流部計算結果一覧表

	前面勾配	背面勾配	断面積(m ²)	転倒	滑動	地盤反力	σ_c	袖部
1	1:0.300	1:0.100	51.800	NG	Ok	Ok	NG	Ok
2	1:0.300	1:0.200	55.000	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
3	1:0.300	1:0.300	58.200	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
4	1:0.400	1:0.100	55.000	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
5	1:0.400	1:0.200	58.200	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
6	1:0.400	1:0.300	61.400	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
7	1:0.500	1:0.100	58.200	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
8	1:0.500	1:0.200	61.400	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
9	1:0.500	1:0.300	64.600	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

9.1.3 越流部計算結果詳細表

断面	荷重時	判定	転倒に対する検討 (m)		せん断摩擦安全率		地盤反力度 (kN/m ²)		コンクリート応力度 (N/mm ²)	
			偏心量	安全率	q _{max}	q _{min}	σ _c	σ _t		
	許容値		1.600	4.00	1500.00	0.00	3.90	0.00		
1	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.855	< 34.44	> 236.35	< 71.66	< 0.24	< 0.07		
	洪水時	Ok	> 0.647	< 41.17	> 215.06	< 91.14	< 0.22	< 0.09		
2	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.756	< 37.33	> 222.77	< 87.51	< 0.22	< 0.09		
	洪水時	Ok	> 0.632	< 44.60	> 208.60	< 97.13	< 0.21	< 0.10		
3	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.673	< 40.22	> 212.36	< 99.86	< 0.21	< 0.10		
	洪水時	Ok	> 0.624	< 48.03	> 203.70	< 101.63	< 0.20	< 0.10		
4	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.614	< 37.22	> 201.94	< 96.26	< 0.20	< 0.10		
	洪水時	Ok	> 0.417	< 44.50	> 183.93	< 112.60	< 0.18	< 0.11		
5	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.523	< 40.11	> 192.68	< 108.32	< 0.19	< 0.11		
	洪水時	Ok	> 0.407	< 47.93	> 180.77	< 116.02	< 0.18	< 0.12		
6	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.447	< 43.00	> 185.62	< 117.82	< 0.19	< 0.12		
	洪水時	Ok	> 0.404	< 51.35	> 178.50	< 118.51	< 0.18	< 0.12		
7	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.383	< 40.00	> 174.60	< 115.19	< 0.17	< 0.12		
	洪水時	Ok	> 0.195	< 47.83	> 159.18	< 129.06	< 0.16	< 0.13		
8	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.299	< 42.89	> 168.37	< 124.60	< 0.17	< 0.12		
	洪水時	Ok	> 0.190	< 51.25	> 158.25	< 130.78	< 0.16	< 0.13		
9	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.228	< 45.78	> 163.69	< 132.06	< 0.16	< 0.13		
	洪水時	Ok	> 0.191	< 54.68	> 157.81	< 131.92	< 0.16	< 0.13		

9.1.4 非越流部計算結果詳細表

断面	荷重時	判定	転倒に対する検討 (m)	せん断摩擦安全率	地盤反力度 (kN/m ²)		コンクリート応力度 (N/mm ²)	
			偏心量	安全率	q _{max}	q _{min}	σ _c	σ _t
	許容値		1.200	4.00	1500.00	0.00	3.90	0.00
1	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	NG	< 1.322	< 22.85	> 363.55	-----	< 0.36	> -0.02
	洪水時	Ok	> 0.664	< 30.68	> 262.75	< 75.54	< 0.26	< 0.08
2	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 1.168	< 25.40	> 325.33	< 21.54	< 0.33	< 0.02
	洪水時	Ok	> 0.656	< 34.06	> 249.50	< 84.98	< 0.25	< 0.08
3	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 1.044	< 27.95	> 298.19	< 50.14	< 0.30	< 0.05
	洪水時	Ok	> 0.655	< 37.43	> 239.71	< 91.65	< 0.24	< 0.09
4	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 1.018	< 25.29	> 289.73	< 38.91	< 0.29	< 0.04
	洪水時	Ok	> 0.399	< 33.96	> 209.45	< 113.06	< 0.21	< 0.11
5	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.881	< 27.84	> 265.56	< 66.19	< 0.27	< 0.07
	洪水時	Ok	> 0.400	< 37.34	> 203.92	< 116.56	< 0.20	< 0.12
6	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.771	< 30.39	> 247.77	< 86.57	< 0.25	< 0.09
	洪水時	Ok	> 0.407	< 40.71	> 199.92	< 118.87	< 0.20	< 0.12
7	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.731	< 27.73	> 236.15	< 79.02	< 0.24	< 0.08
	洪水時	Ok	> 0.147	< 37.24	> 170.31	< 139.29	< 0.17	< 0.14
8	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.610	< 30.28	> 220.36	< 98.78	< 0.22	< 0.10
	洪水時	Ok	> 0.156	< 40.61	> 169.42	< 139.39	< 0.17	< 0.14
9	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.510	< 32.83	> 208.73	< 113.77	< 0.21	< 0.11
	洪水時	Ok	> 0.169	< 43.99	> 169.07	< 139.08	< 0.17	< 0.14

9.1.5 袖部の設計

使用鉄筋 D16 - ctc150 $A_s=1324.0$ (mm²)

断面	荷重時	判定	せん断摩擦 安全率 n	コンクリートの 圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	コンクリートの 引張応力度 σ_t (N/mm ²)	鉄筋の 引張応力度 σ_s (N/mm ²)
許容値			4.00	3.90	0.00	270.00
1	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
2	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
3	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
4	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
5	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
6	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
7	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
8	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
9	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24

9.2 副ダム本体の設計

9.2.1 越流部計算結果一覧表

	前面勾配	背面勾配	断面積(m ²)	転倒	滑動	地盤反力	σ_c
1	1:0.100	1:0.300	34.450	NG	Ok	Ok	NG
2	1:0.100	1:0.400	36.563	Ok	Ok	Ok	Ok
3	1:0.100	1:0.500	38.675	Ok	Ok	Ok	Ok
4	1:0.200	1:0.300	36.563	Ok	Ok	Ok	Ok
5	1:0.200	1:0.400	38.675	Ok	Ok	Ok	Ok
6	1:0.200	1:0.500	40.788	Ok	Ok	Ok	Ok
7	1:0.300	1:0.300	38.675	Ok	Ok	Ok	Ok
8	1:0.300	1:0.400	40.788	Ok	Ok	Ok	Ok
9	1:0.300	1:0.500	42.900	Ok	Ok	Ok	Ok

9.2.2 非越流部計算結果一覧表

	前面 勾配	背面 勾配	断面積 (m ²)	転倒	滑動	地盤 反力	σ_c	袖部
1	1:0.300	1:0.100	41.450	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
2	1:0.300	1:0.200	43.563	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
3	1:0.300	1:0.300	45.675	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
4	1:0.400	1:0.100	43.563	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
5	1:0.400	1:0.200	45.675	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
6	1:0.400	1:0.300	47.788	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
7	1:0.500	1:0.100	45.675	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
8	1:0.500	1:0.200	47.788	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
9	1:0.500	1:0.300	49.900	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

9.2.3 越流部計算結果詳細表

断面	荷重時	判定	転倒に対す る検討 (m) 偏心量	せん断摩 擦安全率 安全率	地盤反力度 (kN/m ²)		コンクリート応力度 (N/mm ²)	
					Q_{max}	Q_{min}	σ_c	σ_t
許容値			1.100	4.00	1500.00	0.00	3.90	0.00
1	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	NG	< 1.289	< 32.83	> 298.77	-----	< 0.30	> -0.02
	洪水時	Ok	> 0.882	< 40.62	> 253.20	< 27.92	< 0.25	< 0.03
2	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 1.176	< 36.07	> 269.63	< 3.62	< 0.27	< 0.00
	洪水時	Ok	> 0.863	< 44.59	> 238.40	< 39.81	< 0.24	< 0.04
3	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 1.084	< 39.30	> 249.15	< 24.17	< 0.25	< 0.02
	洪水時	Ok	> 0.851	< 48.56	> 227.00	< 48.77	< 0.23	< 0.05
4	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 1.065	< 35.97	> 246.24	< 15.58	< 0.25	< 0.02
	洪水時	Ok	> 0.675	< 44.49	> 209.65	< 59.41	< 0.21	< 0.06
5	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.964	< 39.20	> 227.60	< 35.23	< 0.23	< 0.04
	洪水時	Ok	> 0.662	< 48.46	> 200.93	< 66.45	< 0.20	< 0.07
6	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.880	< 42.43	> 213.26	< 50.43	< 0.21	< 0.05
	洪水時	Ok	> 0.656	< 52.43	> 194.18	< 71.78	< 0.19	< 0.07
7	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.852	< 39.10	> 207.78	< 44.57	< 0.21	< 0.04
	洪水時	Ok	> 0.477	< 48.36	> 176.41	< 82.57	< 0.18	< 0.08
8	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.760	< 42.33	> 194.76	< 59.24	< 0.19	< 0.06
	洪水時	Ok	> 0.470	< 52.33	> 171.66	< 86.54	< 0.17	< 0.09
9	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.684	< 45.57	> 184.67	< 70.75	< 0.18	< 0.07
	洪水時	Ok	> 0.468	< 56.29	> 168.04	< 89.49	< 0.17	< 0.09

9.2.4 非越流部計算結果詳細表

断面	荷重時	判定	転倒に対する検討 (m)		せん断摩擦安全率		地盤反力度 (kN/m ²)		コンクリート応力度 (N/mm ²)	
			偏心量	安全率	q _{max}	q _{min}	σ _c	σ _t		
	許容値		1.100	4.00	1500.00	0.00	3.90	0.00		
1	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 1.063	< 28.45	> 293.59	< 5.07	< 0.29	< 0.01		
	洪水時	Ok	> 0.421	< 39.91	> 203.20	< 90.63	< 0.20	< 0.09		
2	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.968	< 31.26	> 269.04	< 29.69	< 0.27	< 0.03		
	洪水時	Ok	> 0.442	< 43.80	> 197.91	< 91.87	< 0.20	< 0.09		
3	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.890	< 34.06	> 250.42	< 48.37	< 0.25	< 0.05		
	洪水時	Ok	> 0.464	< 47.69	> 193.70	< 92.70	< 0.19	< 0.09		
4	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.821	< 31.15	> 239.33	< 45.70	< 0.24	< 0.05		
	洪水時	Ok	> 0.211	< 43.70	> 164.82	< 115.82	< 0.16	< 0.12		
5	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.737	< 33.96	> 223.20	< 63.01	< 0.22	< 0.06		
	洪水時	Ok	> 0.236	< 47.59	> 163.97	< 114.04	< 0.16	< 0.11		
6	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.667	< 36.76	> 210.86	< 76.36	< 0.21	< 0.08		
	洪水時	Ok	> 0.263	< 51.48	> 163.31	< 112.47	< 0.16	< 0.11		
7	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.591	< 33.85	> 198.22	< 75.42	< 0.20	< 0.08		
	洪水時	Ok	> 0.010	< 47.49	> 135.79	< 133.82	< 0.14	< 0.13		
8	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.516	< 36.65	> 187.66	< 87.94	< 0.19	< 0.09		
	洪水時	Ok	> 0.039	< 51.38	> 137.67	< 130.35	< 0.14	< 0.13		
9	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.453	< 39.46	> 179.59	< 97.70	< 0.18	< 0.10		
	洪水時	Ok	> 0.068	< 55.27	> 139.27	< 127.38	< 0.14	< 0.13		

9.2.5 袖部の設計

使用鉄筋 D10 - ctc300 $A_s=237.8$ (mm²)

断面	荷重時	判定	せん断摩擦 安全率 n	コンクリートの 圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	コンクリートの 引張応力度 σ_t (N/mm ²)	鉄筋の 引張応力度 σ_s (N/mm ²)
許容値			4.00	3.90	0.00	270.00
1	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
2	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
3	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
4	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
5	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
6	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
7	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
8	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
9	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11

1. 検討ケース一覧表

1.1 主ダム本体の設計

1.1.1 越流部計算結果一覧表

	前面勾配	背面勾配	断面積(m ²)	転倒	滑動	地盤反力	σ_c
1	1:0.300	1:0.400	54.400	0k	0k	0k	0k
2	1:0.300	1:0.500	57.600	0k	0k	0k	0k
3	1:0.300	1:0.600	60.800	0k	0k	0k	0k
4	1:0.400	1:0.400	57.600	0k	0k	0k	0k
5	1:0.400	1:0.500	60.800	0k	0k	0k	0k
6	1:0.400	1:0.600	64.000	0k	0k	0k	0k
7	1:0.500	1:0.400	60.800	0k	0k	0k	0k
8	1:0.500	1:0.500	64.000	0k	0k	0k	0k
9	1:0.500	1:0.600	67.200	0k	0k	0k	0k

1.1.2 非越流部計算結果一覧表

	前面勾配	背面勾配	断面積(m ²)	転倒	滑動	地盤反力	σ_c	袖部
1	1:0.300	1:0.100	51.800	NG	0k	0k	NG	0k
2	1:0.300	1:0.200	55.000	0k	0k	0k	0k	0k
3	1:0.300	1:0.300	58.200	0k	0k	0k	0k	0k
4	1:0.400	1:0.100	55.000	0k	0k	0k	0k	0k
5	1:0.400	1:0.200	58.200	0k	0k	0k	0k	0k
6	1:0.400	1:0.300	61.400	0k	0k	0k	0k	0k
7	1:0.500	1:0.100	58.200	0k	0k	0k	0k	0k
8	1:0.500	1:0.200	61.400	0k	0k	0k	0k	0k
9	1:0.500	1:0.300	64.600	0k	0k	0k	0k	0k

1.1.3 越流部計算結果詳細表

断面	荷重時	判定	転倒に対する検討 (m)		せん断摩擦安全率		地盤反力度 (kN/m ²)		コンクリート応力度 (N/mm ²)	
			偏心量	安全率	q _{max}	q _{min}	σ _c	σ _t		
	許容値		1.600	4.00	1500.00	0.00	3.90	0.00		
1	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.855	< 34.44	> 236.35	< 71.66	< 0.24	< 0.07		
	洪水時	Ok	> 0.647	< 41.17	> 215.06	< 91.14	< 0.22	< 0.09		
2	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.756	< 37.33	> 222.77	< 87.51	< 0.22	< 0.09		
	洪水時	Ok	> 0.632	< 44.60	> 208.60	< 97.13	< 0.21	< 0.10		
3	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.673	< 40.22	> 212.36	< 99.86	< 0.21	< 0.10		
	洪水時	Ok	> 0.624	< 48.03	> 203.70	< 101.63	< 0.20	< 0.10		
4	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.614	< 37.22	> 201.94	< 96.26	< 0.20	< 0.10		
	洪水時	Ok	> 0.417	< 44.50	> 183.93	< 112.60	< 0.18	< 0.11		
5	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.523	< 40.11	> 192.68	< 108.32	< 0.19	< 0.11		
	洪水時	Ok	> 0.407	< 47.93	> 180.77	< 116.02	< 0.18	< 0.12		
6	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.447	< 43.00	> 185.62	< 117.82	< 0.19	< 0.12		
	洪水時	Ok	> 0.404	< 51.35	> 178.50	< 118.51	< 0.18	< 0.12		
7	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.383	< 40.00	> 174.60	< 115.19	< 0.17	< 0.12		
	洪水時	Ok	> 0.195	< 47.83	> 159.18	< 129.06	< 0.16	< 0.13		
8	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.299	< 42.89	> 168.37	< 124.60	< 0.17	< 0.12		
	洪水時	Ok	> 0.190	< 51.25	> 158.25	< 130.78	< 0.16	< 0.13		
9	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.228	< 45.78	> 163.69	< 132.06	< 0.16	< 0.13		
	洪水時	Ok	> 0.191	< 54.68	> 157.81	< 131.92	< 0.16	< 0.13		

1.1.4 非越流部計算結果詳細表

断面	荷重時	判定	転倒に対する検討 (m)	せん断摩擦安全率	地盤反力度 (kN/m ²)		コンクリート応力度 (N/mm ²)	
			偏心量	安全率	q _{max}	q _{min}	σ _c	σ _t
	許容値		1.200	4.00	1500.00	0.00	3.90	0.00
1	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	NG	< 1.322	< 22.85	> 363.55	-----	< 0.36	> -0.02
	洪水時	Ok	> 0.664	< 30.68	> 262.75	< 75.54	< 0.26	< 0.08
2	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 1.168	< 25.40	> 325.33	< 21.54	< 0.33	< 0.02
	洪水時	Ok	> 0.656	< 34.06	> 249.50	< 84.98	< 0.25	< 0.08
3	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 1.044	< 27.95	> 298.19	< 50.14	< 0.30	< 0.05
	洪水時	Ok	> 0.655	< 37.43	> 239.71	< 91.65	< 0.24	< 0.09
4	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 1.018	< 25.29	> 289.73	< 38.91	< 0.29	< 0.04
	洪水時	Ok	> 0.399	< 33.96	> 209.45	< 113.06	< 0.21	< 0.11
5	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.881	< 27.84	> 265.56	< 66.19	< 0.27	< 0.07
	洪水時	Ok	> 0.400	< 37.34	> 203.92	< 116.56	< 0.20	< 0.12
6	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.771	< 30.39	> 247.77	< 86.57	< 0.25	< 0.09
	洪水時	Ok	> 0.407	< 40.71	> 199.92	< 118.87	< 0.20	< 0.12
7	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.731	< 27.73	> 236.15	< 79.02	< 0.24	< 0.08
	洪水時	Ok	> 0.147	< 37.24	> 170.31	< 139.29	< 0.17	< 0.14
8	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.610	< 30.28	> 220.36	< 98.78	< 0.22	< 0.10
	洪水時	Ok	> 0.156	< 40.61	> 169.42	< 139.39	< 0.17	< 0.14
9	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.510	< 32.83	> 208.73	< 113.77	< 0.21	< 0.11
	洪水時	Ok	> 0.169	< 43.99	> 169.07	< 139.08	< 0.17	< 0.14

1.1.5 袖部の設計

使用鉄筋 D16 - ctc150 $A_s=1324.0$ (mm²)

断面	荷重時	判定	せん断摩擦 安全率 n	コンクリートの 圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	コンクリートの 引張応力度 σ_t (N/mm ²)	鉄筋の 引張応力度 σ_s (N/mm ²)
許容値			4.00	3.90	0.00	270.00
1	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
2	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
3	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
4	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
5	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
6	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
7	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
8	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24
9	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.30	----	> 42.97
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.15	----	> 21.24

1.2 副ダム本体の設計

1.2.1 越流部計算結果一覧表

	前面勾配	背面勾配	断面積(m ²)	転倒	滑動	地盤反力	σ_c
1	1:0.100	1:0.300	34.450	NG	Ok	Ok	NG
2	1:0.100	1:0.400	36.563	Ok	Ok	Ok	Ok
3	1:0.100	1:0.500	38.675	Ok	Ok	Ok	Ok
4	1:0.200	1:0.300	36.563	Ok	Ok	Ok	Ok
5	1:0.200	1:0.400	38.675	Ok	Ok	Ok	Ok
6	1:0.200	1:0.500	40.788	Ok	Ok	Ok	Ok
7	1:0.300	1:0.300	38.675	Ok	Ok	Ok	Ok
8	1:0.300	1:0.400	40.788	Ok	Ok	Ok	Ok
9	1:0.300	1:0.500	42.900	Ok	Ok	Ok	Ok

1.2.2 非越流部計算結果一覧表

	前面 勾配	背面 勾配	断面積 (m ²)	転倒	滑動	地盤 反力	σ_c	袖部
1	1:0.300	1:0.100	41.450	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
2	1:0.300	1:0.200	43.563	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
3	1:0.300	1:0.300	45.675	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
4	1:0.400	1:0.100	43.563	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
5	1:0.400	1:0.200	45.675	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
6	1:0.400	1:0.300	47.788	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
7	1:0.500	1:0.100	45.675	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
8	1:0.500	1:0.200	47.788	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
9	1:0.500	1:0.300	49.900	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

1.2.3 越流部計算結果詳細表

断面	荷重時	判定	転倒に対す る検討 (m) 偏心量	せん断摩 擦安全率 安全率	地盤反力度 (kN/m ²)		コンクリート応力度 (N/mm ²)	
					Q_{max}	Q_{min}	σ_c	σ_t
許容値			1.100	4.00	1500.00	0.00	3.90	0.00
1	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	NG	< 1.289	< 32.83	> 298.77	-----	< 0.30	> -0.02
	洪水時	Ok	> 0.882	< 40.62	> 253.20	< 27.92	< 0.25	< 0.03
2	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 1.176	< 36.07	> 269.63	< 3.62	< 0.27	< 0.00
	洪水時	Ok	> 0.863	< 44.59	> 238.40	< 39.81	< 0.24	< 0.04
3	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 1.084	< 39.30	> 249.15	< 24.17	< 0.25	< 0.02
	洪水時	Ok	> 0.851	< 48.56	> 227.00	< 48.77	< 0.23	< 0.05
4	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 1.065	< 35.97	> 246.24	< 15.58	< 0.25	< 0.02
	洪水時	Ok	> 0.675	< 44.49	> 209.65	< 59.41	< 0.21	< 0.06
5	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.964	< 39.20	> 227.60	< 35.23	< 0.23	< 0.04
	洪水時	Ok	> 0.662	< 48.46	> 200.93	< 66.45	< 0.20	< 0.07
6	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.880	< 42.43	> 213.26	< 50.43	< 0.21	< 0.05
	洪水時	Ok	> 0.656	< 52.43	> 194.18	< 71.78	< 0.19	< 0.07
7	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.852	< 39.10	> 207.78	< 44.57	< 0.21	< 0.04
	洪水時	Ok	> 0.477	< 48.36	> 176.41	< 82.57	< 0.18	< 0.08
8	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.760	< 42.33	> 194.76	< 59.24	< 0.19	< 0.06
	洪水時	Ok	> 0.470	< 52.33	> 171.66	< 86.54	< 0.17	< 0.09
9	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 0.684	< 45.57	> 184.67	< 70.75	< 0.18	< 0.07
	洪水時	Ok	> 0.468	< 56.29	> 168.04	< 89.49	< 0.17	< 0.09

1.2.4 非越流部計算結果詳細表

断面	荷重時	判定	転倒に対する検討 (m)		せん断摩擦安全率		地盤反力度 (kN/m ²)		コンクリート応力度 (N/mm ²)	
			偏心量	安全率	q _{max}	q _{min}	σ _c	σ _t		
	許容値		1.100	4.00	1500.00	0.00	3.90	0.00		
1	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 1.063	< 28.45	> 293.59	< 5.07	< 0.29	< 0.01		
	洪水時	Ok	> 0.421	< 39.91	> 203.20	< 90.63	< 0.20	< 0.09		
2	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.968	< 31.26	> 269.04	< 29.69	< 0.27	< 0.03		
	洪水時	Ok	> 0.442	< 43.80	> 197.91	< 91.87	< 0.20	< 0.09		
3	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.890	< 34.06	> 250.42	< 48.37	< 0.25	< 0.05		
	洪水時	Ok	> 0.464	< 47.69	> 193.70	< 92.70	< 0.19	< 0.09		
4	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.821	< 31.15	> 239.33	< 45.70	< 0.24	< 0.05		
	洪水時	Ok	> 0.211	< 43.70	> 164.82	< 115.82	< 0.16	< 0.12		
5	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.737	< 33.96	> 223.20	< 63.01	< 0.22	< 0.06		
	洪水時	Ok	> 0.236	< 47.59	> 163.97	< 114.04	< 0.16	< 0.11		
6	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.667	< 36.76	> 210.86	< 76.36	< 0.21	< 0.08		
	洪水時	Ok	> 0.263	< 51.48	> 163.31	< 112.47	< 0.16	< 0.11		
7	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.591	< 33.85	> 198.22	< 75.42	< 0.20	< 0.08		
	洪水時	Ok	> 0.010	< 47.49	> 135.79	< 133.82	< 0.14	< 0.13		
8	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.516	< 36.65	> 187.66	< 87.94	< 0.19	< 0.09		
	洪水時	Ok	> 0.039	< 51.38	> 137.67	< 130.35	< 0.14	< 0.13		
9	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----		
	土石流時	Ok	> 0.453	< 39.46	> 179.59	< 97.70	< 0.18	< 0.10		
	洪水時	Ok	> 0.068	< 55.27	> 139.27	< 127.38	< 0.14	< 0.13		

1.2.5 袖部の設計

使用鉄筋 D10 - ctc300 $A_s=237.8$ (mm²)

断面	荷重時	判定	せん断摩擦 安全率 n	コンクリートの 圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	コンクリートの 引張応力度 σ_t (N/mm ²)	鉄筋の 引張応力度 σ_s (N/mm ²)
許容値			4.00	3.90	0.00	270.00
1	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
2	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
3	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
4	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
5	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
6	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
7	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
8	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11
9	礫衝突時	Ok	< 27.95	> 0.68	----	> 234.90
	流木衝突時	Ok	< 32.44	> 0.34	----	> 116.11