

固定堰設計計算システム

Ver3.0

適用基準

- 土地改良事業計画設計基準 ・ 設計「頭首工」(H20/3)
- (財) 国土技術研究センター ・ 「床止めの構造設定手引き」(H12/5)
- (社) 日本河川協会 ・ 「建設省河川砂防技術基準」(H16/1)

出力例

直壁型タイプの計算書

(頭首工の流れの流域を判断した護床工長の計算)

参考資料 (分割式=重力式型式の安定計算)

開発・販売元

(株)SIP システム お問合せ先 : 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. 設計条件

直壁型(一体型) の場合の計算例

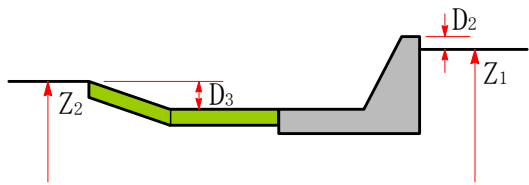
1.1 単位体積重量

項目	記号	値	単位	備考
躯体	γ_{sc}	24.500	kN/m ³	
湿潤土	γ_t	18.000	kN/m ³	
水中土	γ_{ws}	10.000	kN/m ³	
水	γ_w	9.800	kN/m ³	

1.2 水理計算条件

項目	記号	値	単位	備考
計画流量	Q	260.000	m ³ /s	
計画高水水深	H	1.200	m	
下流河床勾配	I_2	400.000	1/n	
粗度係数	n	0.035		

1.3 河床形状



項目	記号	値	単位	備考
上流河床高	Z_1	60.000	m	
下流河床高	Z_2	59.000	m	
天端突出高	D_2	0.300	m	
水褥池水深	D_3	0.300	m	
堰幅	B	100.000	m	
護床工粗度係数	n_c	0.035		

1.4 水理計算条件

水叩長の計算式	○	ブライ		Rand (1955)
浸透路係数	C_0	9.000		
重力加速度	g	9.800	m/s ²	

2. 水叩き長の計算

2.1 越流落下範囲の計算

項目	記号	値	単位	備考
河床落差	D_1	1.000	m	$Z_1 - Z_2$
総落差	D	1.600	m	$D_1 + D_2 + D_3$
単位幅流量	q	2.600	$\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$	Q/B
限界水深	h_c	0.884	m	$(q/g^{1/2})^{2/3}$
下流側等流水深	h_2	1.432	m	$(q/(1/n \cdot I_2^{1/2}))^{3/5}$

上記内容の詳細を下記に記す。

- 河床落差： $D_1 = Z_1 - Z_2 = 60.000 - 59.000 = 1.000$ (m)
- 総落差： $D = D_1 + D_2 + D_3 = 1.000 + 0.300 + 0.300 = 1.600$ (m)
- 単位幅流量： $q = Q/B = 260.000 \div 100.000 = 2.600$ ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
- 限界水深： $h_c = (q/g^{0.5})^{2/3} = (2.600 \div 9.800^{1/2})^{2/3} = 0.884$ (m)
- 下流側等流水深： $h_2 = (q/(1/n \cdot I_2^{1/2}))^{3/5} = (2.600 \div ((1/400.000)^{1/2} \div 0.035))^{3/5} = 1.432$ (m)

2.2 越流落下範囲の計算

越流水による堰体下流の洗掘を防ぐために必要な長さを、ブライの公式を用いて計算を行う。

$$W = 0.6C_0 \cdot D^{0.5}$$

上記式に各値を代入することで、必要な水叩き長 W を求める。

$$W = 0.6C_0 \cdot D^{0.5} = 0.6 \times 9.000 \times 1.600^{0.5} = 6.831$$

上記必要水叩き長を参考に、水叩き長=7.000(m)とする。

項目	記号	値	単位	備考
必要水叩き長	W	6.831	m	$0.6C_0 \cdot D^{0.5}$
確定水叩き長	W	7.000	m	

3. 水位条件

3.1 落下点での水深

落下点の水深は、本体天端と落下点区間でのエネルギー保存の式により次式で表すことができる。

$$\cdot V_c^2 / (2g) + \Delta Z + h_c = V_{1a}^2 / (2g) + h_{1a}$$

ここで、 V_c : 限界水深時の流速 [落ち口での流速] (m^3/s)

g : 重力加速度 (m/s^2)

h_{1a} : 越流落水水深 [落下地点の水深] (m)

V_{1a} : 本体直下流部の流速 [落下地点の流速] (m^3/s)

ΔZ : 水叩きから落差工天端までの高さ [D] (m)

上記式に $V_{1a} = q / h_{1a}$ を代入して h_{1a} の三次元方程式を作成する。

$$\frac{V_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c = \frac{V_{1a}^2}{2g} + h_{1a}$$

$$\therefore \frac{V_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c = \frac{1}{2g} \cdot \frac{q^2}{h_{1a}^2} + h_{1a}$$

$$\left(\frac{V_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c \right) h_{1a}^2 = \frac{q^2}{2g} + h_{1a}^3$$

$$h_{1a}^3 - \left(\frac{V_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c \right) h_{1a}^2 + \frac{q^2}{2g} = 0$$

$$h_{1a}^3 - E_0 \cdot h_{1a}^2 + \frac{q^2}{2g} = 0, \quad E_0 = \left(\frac{V_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c \right)$$

$$V_c = \sqrt{g h_c}, \quad \therefore E_0 = (\Delta Z + 1.5 h_c)$$

ニュートン法を用いて h_{1a} を求める事で3つの値が導き出される。

エネルギー保存式より考えられる3つの値は、速度エネルギー ($v_{1a}^2 / (2g)$) が0に近く水深の深い値 ($h_{1a} > \Delta Z + h_c$)、速度エネルギーが大きく水深が浅くなる値 ($\Delta Z + h_c > h_{1a} > 0$)、水深が負となり速度水頭が2乗によって正となる場合が考えられる。よって、落水水深は正で値の低い解を採用する。

解1 $h_{1a} = -0.32550$

解2 $h_{1a} = 0.36662$

解3 $h_{1a} = 2.88324$

結果、 $h_{1a} = 0.367$ (m) となる。

本体上下流での最大水位差は、次式にて求めることができる。

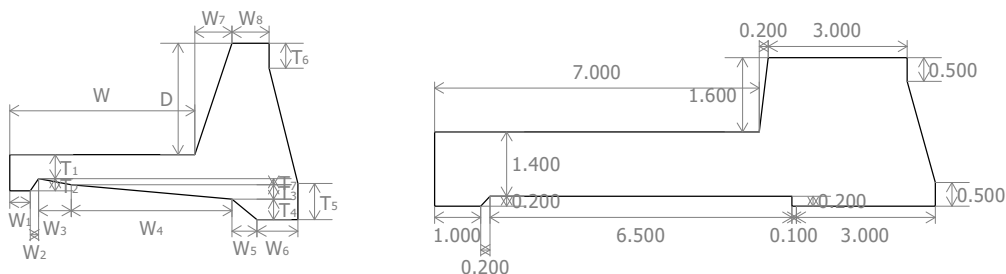
$$\cdot \Delta H = h_c + D - h_{1a} = 0.884 + 1.600 - 0.367 = 2.117 \text{ (m)}$$

項目	記号	値	単位	備考
総落差高	ΔZ	1.600	m	Dと同値
落ち口限界水深	h_c	0.884	m	
落ち口限界流速	V_c	2.941	m^3/sec	q / h_c
越流落水水深	h_{1a}	0.367	m	エネルギー保存式
上下流最大水位差	ΔH	2.117	m	$h_c + D - h_{1a}$

4. 躯体

4.1 躯体形状

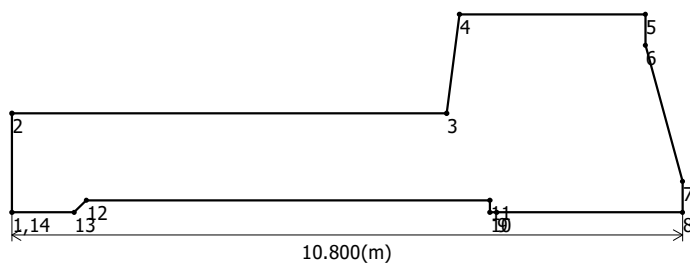
躯体の形状		○	直壁型			緩傾斜型		
W	7.000	W ₁	1.000	W ₂	0.200	W ₃	6.500	
W ₄	0.000	W ₅	0.100	W ₆	3.000	W ₇	0.200	
W ₈	3.000							
D	1.600	T ₁	1.400	T ₂	0.200	T ₃	0.200	
T ₄	0.000	T ₅	0.500	T ₆	0.500	T ₇	0.000	



4.2 躯体断面積と重心計算(座標法)

躯体の形状		○	一体型	分離型
-------	--	---	-----	-----

No	X	Y	Δ X	Δ Y	A _x	A _y	M _x	M _y
1	0.000	0.000						
2	0.000	1.600	0.000	1.600	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
3	7.000	1.600	7.000	0.000	11.200000	0.000000	39.200000	0.000000
4	7.200	3.200	0.200	1.600	0.480000	11.360000	3.413333	27.306667
5	10.200	3.200	3.000	0.000	9.600000	0.000000	83.520000	0.000000
6	10.200	2.700	0.000	-0.500	0.000000	-5.100000	0.000000	-15.045000
7	10.800	0.500	0.600	-2.200	0.960000	-23.100000	10.014000	-36.718000
8	10.800	0.000	0.000	-0.500	0.000000	-5.400000	0.000000	-1.350000
9	7.800	0.000	-3.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
10	7.700	0.000	-0.100	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
11	7.700	0.200	0.000	0.200	0.000000	1.540000	0.000000	0.154000
12	1.200	0.200	-6.500	0.000	-1.300000	0.000000	-5.785000	0.000000
13	1.000	0.000	-0.200	-0.200	-0.020000	-0.220000	-0.022667	-0.022667
14	0.000	0.000	-1.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
合 計					20.920000	-20.920000	130.339667	-25.675000



- $\Delta X = X_n - X_{n-1}$
- $\Delta Y = Y_n - Y_{n-1}$
- $A_x = \Delta X \cdot \Delta Y / 2 + \Delta X \cdot Y_{n-1}$
- $A_y = \Delta X \cdot \Delta Y / 2 + \Delta Y \cdot X_{n-1}$
- $M_x = \Delta X \cdot \Delta Y \cdot (X_n - \Delta X / 3) / 2 + \Delta X \cdot Y_{n-1} \cdot (X_n - \Delta X / 2)$
- $M_y = \Delta X \cdot \Delta Y \cdot (Y_n - \Delta Y / 3) / 2 + \Delta Y \cdot X_{n-1} \cdot (Y_n - \Delta Y / 2)$
- $G_x = \Sigma M_x / \Sigma A_x$
- $G_y = \Sigma M_y / \Sigma A_y$

A_x 、 A_y 共に、絶対値が断面積となり、 G_x 、 G_y が重心位置となる。重心位置は X_1 、 Y_1 を原点とした水平垂直距離。

$$G_x = 130.339667 / 20.920000 = 6.230$$

$$G_y = -25.675000 / -20.920000 = 1.227$$

項 目	記号	値	単位	備 考
断面積	A	20.920	m ²	A_x or A_y
重心位置(横)	G_x	6.230	m	$\Sigma M_x / \Sigma A_x$
重心位置(縦)	G_y	1.227	m	$\Sigma M_y / \Sigma A_y$

5. しゃ水工

しゃ水工の根入れ長は、つぎの二つの方法で求めた値のうち大きい値をとることにより求めることができる。

・ブライの式

$$C \leq (L + \Sigma l_y) / \Delta H$$

・レーンの式

$$C' \leq (L / 3 + \Sigma l_y) / \Delta H$$

ここで、C : クリープ比 (今回は、C = 15.000)

C' : 重みつきクリープ比 (今回は、C' = 5.000)

L : 本体及び水叩きの長さ (m)

Σl_y : 鉛直方向の浸透路長 (m)

ΔH : 上下流最大水位差 (m)

基礎地盤	ブライのC	レーンのC'
微細砂又は沈泥	18	8.5
細砂	15	7.0
中砂	—	6.0
粗砂	12	5.0
微粒礫	—	4.0
中粒礫	—	3.5
礫及び砂の混合	9	—
玉石を含んだ粗粒礫	—	3.0
玉石と礫を含んだ転石	—	2.5
転石、礫と砂	4~6	—
軟粘土	—	3.0
中粘土	—	2.0
重粘土	—	1.8
硬粘土	—	1.6

技術書「頭首工」H20/3版 P. 211 表-11.1

区分	C'	区分	C'
極めて細かい砂またはシルト	8.5	細砂利	4.0
細砂	7.0	中砂利	3.5
中砂	6.0	栗石を含む粗砂利	3.0
粗砂	5.0	栗石と砂利を含む	2.5

「床止めの構造設計手引き」P. 57 表2-4 (レーンの方式)

「建設省河川砂防技術基準 設計編I」P. 28 表1-5

区分	C'	区分	C'
極めて細かい砂またはシルト	8.5	栗石を含む粗砂利	3.0
細砂	7.0	栗石と礫を含む砂利	2.5
中砂	6.0	軟らかい粘土	3.0
粗砂	5.0	中くらいの粘土	2.0
細砂利	4.0	硬い粘土	1.8
中砂利	3.5		

「柔構造樋門設計の手引き」P. 189

上記2式の結果を比較して大きな値を用いて必要しゃ水工長を計算する。

鉛直方向の浸透路長を算出し、躯体形状によって確定している鉛直方向の浸透路長を控除し、1/2することで必要しゃ水工長を求める。

・ブライの式

$$\Sigma l_y \geq \Delta H \cdot C - L$$

$$\Sigma l_y \geq 2.117 \times 15.000 - 10.800 = 20.955 \text{ (m)}$$

・レーンの式

$$\Sigma l_y \geq \Delta H \cdot C' - L / 3$$

$$\Sigma l_y \geq 2.117 \times 5.000 - 10.800 / 3 = 6.985 \text{ (m)}$$

上記結果より、ブライ式の値 $\Sigma l_y = 20.955$ (m) を採用する

$$\cdot \text{必要しゃ水工長 } l_{c'} = \{20.955 - (2.900 + 0.200 + 0.200 + 1.600)\} / 2 = 8.028 \text{ (m)}$$

以上の結果から、しゃ水工は本体直下に4.200(m)、水叩き下流端では4.200(m)の長さで設ける。

項目	記号	値	単位	備考
クリープ比	C	15.000		ブライの方式
重みつきクリープ比	C'	5.000		レーンの方式
必要しゃ水工長	$l_{c'}$	8.028	m	ブライの式より
上流しゃ水工長	l_{c1}	4.200	m	
下流しゃ水工長	l_{c2}	4.200	m	
合計しゃ水工長	l_c	8.400	m	

6. 水叩き厚の検討

現在の形状において、水叩き厚が必要厚以上有しているかを次式により検討する。

但し、最小厚は河川の状況や頭首工の規模にもよるが、最小厚さは一般河川の場合50cm、流下転石の多い場合には60cmとするのが一般的である。

$$t \geq F_s \cdot \gamma_w (\Delta H - H_f) / (\gamma_{sc} - \gamma_w)$$

$$H_f = (\Delta H / S) S'$$

ここで、 t : 照査する位置での厚さ (m)

ΔH : 上下流最大水位差 (m)

H_f : 照査位置までの浸透水の損失水頭 (m)

γ_{sc} : 本体及び水叩きの材料の単位体積重量 (kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

F_s : 安全率 (1.333を使用)

S : 全浸透路長 (m)

S' : 照査位置までの浸透路長 (m)

照査する位置は、本体及び水叩きの形状変化点とした。

以下に照査位置と計算結果を表にて記す。また計算内容も記載する。

照査位置 X (m)	実厚さ t_r (m)	浸透路長 S' (m)	損失水頭 H_f (m)	必要厚さ t (m)	判定	備考
1.200	1.400	21.100	1.374	0.660	OK	
7.000	1.400	15.300	0.997	0.995	OK	

・全浸透路長の算出

$$S = 10.800 + 3.200 - 0.300 + 0.200 + 0.200 + 1.600 + 2 \times 4.200 + 2 \times 4.200$$

$$= 32.500 \text{ (m)}$$

・ $X=1.200$ (m)

$$S' = 10.800 - 1.200 + 3.200 - 0.300 + 2 \times 4.200 + 0.200 = 21.100 \text{ (m)}$$

$$H_f = (2.117 / 32.500) \times 21.100 = 1.374 \text{ (m)}$$

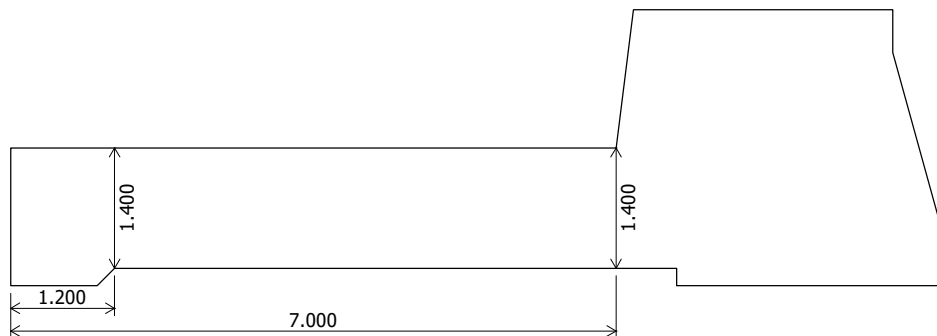
$$t = 1.333 \times 9.800 \times (2.117 - 1.374) / (24.500 - 9.800) = 0.660 \text{ (m)}$$

・ $X=7.000$ (m)

$$S' = 10.800 - 7.000 + 3.200 - 0.300 + 2 \times 4.200 + 0.200 = 15.300 \text{ (m)}$$

$$H_f = (2.117 / 32.500) \times 15.300 = 0.997 \text{ (m)}$$

$$t = 1.333 \times 9.800 \times (2.117 - 0.997) / (24.500 - 9.800) = 0.995 \text{ (m)}$$



7. 護床工長の検討

7.1 上流側護床工

上流側の護床工は、堰の直上流で生ずる局所洗掘を防止し、本体および河岸部の取付擁壁を保護するために設けるもので、水理実験や既設事例によれば、最低でも計画高水位時の水深程度以上の長さは必要である。

項目	記号	値	単位	備考
計画高水位	H	1.200	m	
上流側護床工長	l_u	2.000	m	

7.2 下流側護床工

下流側の護床工の長さは、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間(護床工A)と、その下流の整流区間(護床工B)とに分けて求めることが出来る。

護床工Aの区間長Lは、 $L = L_1 + L_2$ で表すことが出来る。射流区間長 L_1 と跳水発生区間長 L_2 の計算式を下記に記す。

$$h_{1b} = 1/2((1+8 \cdot F_2^2)^{1/2} - 1) \cdot h_2$$

$$F_2 = q / (h_2 \cdot (g \cdot h_2)^{1/2})$$

・ $h_{1a} = h_{1b}$ の場合

$$L = L_2 = (4.5 \sim 6) \times h_2$$

・ $h_{1a} > h_{1b}$ の場合

L=0でも良い。ただし、護床工B区間長を長めにした方がよい。

・ $h_{1a} < h_{1b}$ の場合

$$-q^2 \cdot \chi / C^2 + a = 1/4 \cdot h^4 - h_c^3 \cdot h$$

$$C = h^{1/6} / n_c$$

この式のhに初期水深 h_{1a} ($\chi = 0$)を代入して定数aを求めた後、hに h_{1b} を代入することで、区間長 $L_1 = \chi$ が求まる。

$$L = L_1 + L_2 = L_1 + (4.5 \sim 6) \times h_2$$

ここに、 h_{1a} : 越流落水水深 (m)

h_{1b} : 跳水開始水深 (m)

h_2 : 床止め下流部の水深 (m)

F_2 : 床止め下流部のフルード数

q : 単位幅流量 ($m^3/s/m$)

C : シェジの定数

n_c : 護床工の粗度係数

上記で護床工長が長くなる場合、段上がりやエンドシルなどを設置することにより強制的に跳水を発生させ、エネルギーを減勢させることが出来る。この方法により、護床工A区間長は L_2 区間のみとなる。

このときの跳水終了水深は、自然流下水深と一致するとは限らない。したがって、跳水終了水深は跳水開始水深(h_{1a})より共役水深(h_{2a})を求めることで算出する。

$$h_{2a} = 1/2((1+8 \cdot F_{r1}^2)^{1/2} - 1) \cdot h_{1a}$$

$$F_{r1} = q / (h_{1a} \cdot (g \cdot h_{1a})^{1/2})$$

$$L = (4.5 \sim 6) \times h_{2a}$$

$$H_s = h_2 / h_{1a}$$

$$H_E / h_{1a} = (H_s - 1) (2 F_{r1a}^2 - H_s (1 + H_s)) / (F_{r1a}^2 \cdot H_s \cdot C_d \eta)$$

ここに、 h_{2a} : 跳水共役水深 (m)

F_{r1} : 跳水開始水深でのフルード数

W : 補助構造物の高さ (m)

h_2 : 跳水後の水深 [自然下流水深] (m)

h_{1a} : 跳水前の水深 [越流落水水深] (m)

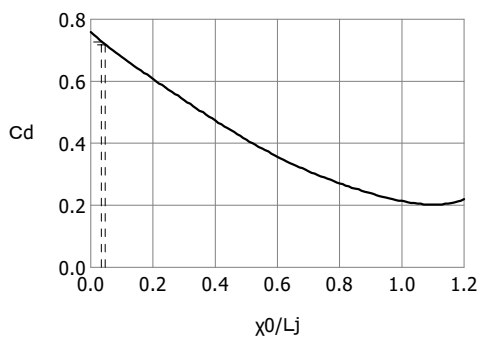
H_s : 跳水前後の水深比

C_d : 抗力係数

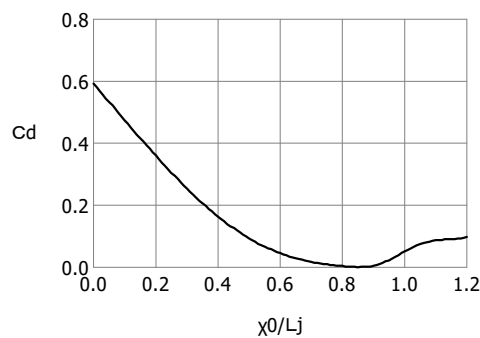
η : 補正係数 ($\eta = 1$)

護床工Bの区間長Lは、現在のところ護床工上の流下に伴うせん断力の低減量の値が明確でないため、既設事例から判断し計画水深の3~5倍程度の長さにするのが妥当であろうと思われる。

項目	記号	値	単位	備考
単位幅流量	q	2.600	m ³ /s/m	
越流落水水深	h _{1a}	0.367	m	
落下位置での流速	V _{1a}	7.084	m/s	q / h _{1a}
落下位置でのフルード数	F _{r1}	3.736		q / (h _{1a} · (g · h _{1a}) ^{1/2})
跳水共役水深	h _{2a}	1.764	m	1/2((1+8 · F _{r1} ²) ^{1/2} - 1) · h _{1a}
護床工A区間	L _A	7.938 ~10.584	m	(4.5~6) × h _{2a}
自然跳水長	L _J	6.444 ~8.592	m	(4.5~6) × h ₂
エンドシル設置位置	χ ₀	0.300	m	跳水開始端からの距離
抗力係数	C _d	0.718 ~0.728	m	グラフより
補助構造物の高さ	H _E	0.236 ~0.239	m	
護床工B区間	L _B	4.296 ~7.160	m	(3~5) × h ₂



段上りの抗力係数



エンドシルの抗力係数

下記に上記の計算内容を記す。

・段上りを設置するため

$$F_{r1} = q / (h_{1a} \cdot (g \cdot h_{1a})^{1/2}) = 2.600 / (0.367 \times (9.800 \times 0.367)^{1/2}) = 3.736$$

$$h_{2a} = 1/2 \cdot ((1+8 \cdot F_{r1}^2)^{1/2} - 1) \cdot h_{1a} = 1/2 \times ((1+8 \times 3.736^2)^{1/2} - 1) \times 0.367 = 1.764 \text{ (m)}$$

$$L_A = (4.5 \sim 6) \cdot h_{2a} = (4.5 \sim 6) \times 1.764 = 7.938 \sim 10.584 \text{ (m)}$$

$$L_J = (4.5 \sim 6) \cdot h_2 = (4.5 \sim 6) \times 1.432 = 6.444 \sim 8.592 \text{ (m)}$$

$$\text{跳水開始点から段上りまでの距離 } \chi_0 = 0.300 \text{ (m)}$$

$$\chi_0 / L_J = 0.300 / (6.444 \sim 8.592) = 0.047 \sim 0.035$$

$$\text{上記グラフより } C_d = 0.718 \sim 0.728$$

$$H_S = h_2 / h_{1a} = 1.432 / 0.367 = 3.90191$$

$$H_{E1} = h_{1a} (H_S - 1) (2F_{r1}^2 - H_S \times (1 + H_S)) / (F_{r1}^2 \cdot H_S \cdot C_d \cdot \eta) = 0.367 \times (3.90191 - 1) \times (2 \times 3.736^2 - 3.90191 \times (1 + 3.90191)) / (3.736^2 \times 3.90191 \times 0.718 \times 1) = 0.239 \text{ (m)}$$

$$H_{E2} = 0.367 \times (3.90191 - 1) \times (2 \times 3.736^2 - 3.90191 \times (1 + 3.90191)) / (3.736^2 \times 3.90191 \times 0.728 \times 1) = 0.236 \text{ (m)}$$

$$L_B = (3 \sim 5) \times h_2 = (3 \sim 5) \times 1.432 = 4.296 \sim 7.160 \text{ (m)}$$

上記結果を参考に、護床工の長さや段上りの高さを次のように確定した。

項目	記号	値	単位	備考
護床工A区間長	L _A	10.000	m	7.938~10.584
護床工B区間長	L _B	7.000	m	4.296~7.160
段上りの高さ	H _E	0.300	m	0.236~0.239

段上がり高さより、抗力係数 C_d の逆算

$$H_s = h_2 / h_{1a} = 1.432 / 0.367 = 3.90191$$

$$\begin{aligned} C_d &= h_{1a} (H_s - 1) (2F_{r1}^2 - H_s \times (1 + H_s)) / (F_{r1}^2 \cdot H_s \cdot H_E \cdot \eta) \\ &= 0.367 \times (3.90191 - 1) \times (2 \times 3.736^2 - 3.90191 \times (1 + 3.90191)) / (3.736^2 \times 3.90191 \times 0.300 \times 1) \\ &= 0.573 \end{aligned}$$

段上がりに加わる抗力 P の計算(単位m当たり)

$$\begin{aligned} P &= C_d \cdot \gamma_w \cdot V_{1a}^2 / (2g) \cdot H_E \cdot \eta \\ &= C_d \cdot \gamma_w \cdot q^2 / (2g \cdot h_{1a}^2) \cdot H_E \cdot \eta \\ &= 0.573 \times 9.800 \times 2.600^2 / (2 \times 9.800 \times 0.367^2) \times 0.300 \times 1 \\ &= 4.314 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、 P : 段上がりに加わる抗力 (kN)

C_d : 抗力係数

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

V_{1a} : 跳水前の流速 (m/s)

g : 重力加速度 (m/s²)

H_E : 段上がりの高さ (m)

η : 補正係数 ($\eta = 1$)

q : 単位幅当たりの流量 (m³/s)

h_{1a} : 跳水前水深 (m)

項 目	記号	値	単位	備 考
逆算した抗力係数	C_d	0.573		段上がり高からの逆算
段上がりに加わる抗力	P	4.314	kN	単位m当たり

8. 護床工のブロック重量

護床工ブロックの重量は、次式により算出した値を超える必要がある。

$$W = \alpha (\rho_w / (\rho_b - \rho_w))^3 \cdot \rho_b / g^2 (V_d / \beta)^6$$

ここに、W : 移動しないための最小ブロック重量 (kN)

V_d : ブロック近傍流速 (m/s)

α : ブロック形状によって定まる係数

ρ_b : ブロックの密度

ρ_w : 水の密度 1 (t/m³)

β : ブロックを層積みした場合の割引係数

ブロック種別	模型ブロックの比重	β	係数 $\alpha \times 10^{-3}$
A : 対称突起型	$\rho_b / \rho_w = 2.22$	1.5	1.20
B : 平面型	$\rho_b / \rho_w = 2.03$	2.0	0.54
C : 三角錐型	$\rho_b / \rho_w = 2.35$	1.4	0.83
D : 三点支持型	$\rho_b / \rho_w = 2.25$	2.3	0.45
E : 長方形	$\rho_b / \rho_w = 2.09$	2.8	0.79

8.1 上流側護床工

ブロック種別 : 対称突起型 ・ 鉄筋による連結を行う。

$$\alpha = 1.20, \beta = 1.5, \rho_b / \rho_w = 2.22$$

$$V_{d1} = Q / (B \cdot H) = 260.000 / (100.000 \times 1.200) = 2.167 \text{ (m/s)}$$

$$W_1 = 1.20 \times (1 / (2.22 - 1))^3 \times 2.22 / 9.800^2 \times (2.167 / 1.5)^6 \\ = 0.139 \text{ (kN)}$$

8.2 護床工A前半「本体直下流～跳水発生区間前半」

ブロック種別 : 対称突起型 ・ 鉄筋による連結を行う。

$$\alpha = 1.20, \beta = 1.5, \rho_b / \rho_w = 2.22$$

$$V_{d2} = q / h_{1a} = 2.600 / 0.367 = 7.084 \text{ (m/s)}$$

$$W_2 = 1.20 \times (1 / (2.22 - 1))^3 \times 2.22 / 9.800^2 \times (7.084 / 1.5)^6 \\ = 169.483 \text{ (kN)}$$

8.3 護床工A後半「跳水発生区間後半」

ブロック種別 : 対称突起型 ・ 鉄筋による連結を行う。

$$\alpha = 1.20, \beta = 1.5, \rho_b / \rho_w = 2.22$$

$$V_{d3} = (q / h_{1a} + q / h_2) / 2 = (2.600 / 0.367 + 2.600 / 1.432) / 2 = 4.450 \text{ (m/s)}$$

$$W_3 = 1.20 \times (1 / (2.22 - 1))^3 \times 2.22 / 9.800^2 \times (4.450 / 1.5)^6 \\ = 10.414 \text{ (kN)}$$

8.4 護床工B

ブロック種別 : 対称突起型 ・ 鉄筋による連結を行う。

$$\alpha = 1.20, \beta = 1.5, \rho_b / \rho_w = 2.22$$

$$V_{d4} = q / h_2 = 2.600 / 1.432 = 1.816 \text{ (m/s)}$$

$$W_4 = 1.20 \times (1 / (2.22 - 1))^3 \times 2.22 / 9.800^2 \times (1.816 / 1.5)^6 \\ = 0.048 \text{ (kN)}$$

8.5 ブロック重量集計

項 目	記号	値	単位	備 考
ブロック近傍流速	V_{d1}	2.167	m/s	$Q / (B \cdot H)$
ブロック近傍流速	V_{d2}	7.084	m/s	q / h_{1a}
ブロック近傍流速	V_{d3}	4.450	m/s	$(q / h_{1a} + q / h_2) / 2$
ブロック近傍流速	V_{d4}	1.816	m/s	q / h_2
最小ブロック重量	W_1	0.139	kN	上流側護床工
最小ブロック重量	W_2	169.483	kN	護床工A前半「本体直下流～跳水発生区間前半」
最小ブロック重量	W_3	10.414	kN	護床工A後半「跳水発生区間後半」
最小ブロック重量	W_4	0.048	kN	護床工B

9. 設計条件(安定計算)

9.1 土圧計算条件

土圧公式		ランキン	○	クーロン		任意係数
項目	記号	値	単位	備考		
内部摩擦角	ϕ	30.000	°			
常時壁面摩擦角	δ	20.000	°			
地震時壁面摩擦角	δ_E	15.000	°			
設計水平震度	K_h	0.120				

9.2 荷重条件

ケース名称	常時/ 地震時	水重	揚圧 力	速度 水頭	作用 範囲	落ち 口0	泥圧	上流水深 (m)	下流水深 (m)
常時・浮力有り	常時	○	○	○	本体	○	○	0.884	0.367
地震時・浮力有り	地震時	○	○	○	本体	○	○	0.884	0.367

9.3 安定計算条件

項目	記号	値	単位	備考
底面の摩擦係数	f	$\tan 30.000$		コンクリートと地盤の摩擦係数
常時安全率	F_s	1.500		滑動に対する検討
地震時安全率	F_{se}	1.200		滑動に対する検討
常時許容支持力	Q_u	300.000	kN/m ²	地盤支持力に対する検討
地震時許容支持力	Q_{ue}	450.000	kN/m ²	地盤支持力に対する検討

9.4 土圧係数

土圧公式は「クーロン土圧公式」を採用する。

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta - \theta_0 + \phi)}{\sin^2\theta \cdot \cos\theta_0 \cdot \sin(\theta - \theta_0 - \delta)} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0 - \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2$$

上記式に、各値を代入して土圧係数を求める。

$$\theta = \tan^{-1}(\Delta Y / \Delta X) = \tan^{-1}((2.700 - 0.500) / (10.800 - 10.200)) = 74.745 (^\circ)$$

$$\theta_0 = \tan^{-1}K_h = \tan^{-1}0.120 = 6.843 (^\circ)$$

但し常時の時は、 $\theta_0 = 0.000 (^\circ)$ とする。

項目	記号	値	単位	備考
常時土圧係数 1	K_{A0}	0.297		垂直部の土圧係数
常時土圧係数 2	K_{A1}	0.427		傾斜部の土圧係数
地震合成角	θ_0	6.843	°	
地震時土圧係数 1	K_{AE0}	0.383		垂直部の土圧係数
地震時土圧係数 2	K_{AE1}	0.519		傾斜部の土圧係数

10. 荷重の算出

10.1 自重

本体と水叩きは、一体式構造として計算を行う。自重は、既に座標法にて算出された断面積に単位体積重量を乗じて求める。また躯体の水平力は、自重に地震時水平震度を乗じて求める。但し、常時の際には水平力は考慮しない。

$$V = A \cdot \gamma_{sc} = 20.92000 \times 24.500 = 512.540 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot K_h = 512.540 \times 0.120 = 61.505 \text{ (kN)}$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	座標法	512.540	512.540	61.505	6.230	1.227	3193.124	75.467
	合計	512.540	512.540	61.505			3193.124	75.467

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

10.2 堆砂による土圧(泥圧)

堆砂による土圧は静水圧に更に土圧が加わるものとする。
また堆砂による河床部の土圧強度は次式により算出する。

$$p_e = C_e \cdot (\gamma_{w1} - \gamma_w) \cdot D_2$$

ここに、
 p_e : 堆砂による土圧強度 (kN/m²)
 C_e : 土圧係数(泥圧係数)
 γ_{w1} : 堆砂の単位体積重量 (kN/m³)
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 D_2 : 堆砂の高さ(天端突出高) (m)

項 目	記号	値	単位	備 考
土圧係数(泥圧係数)	C_e	0.400		
水の単位体積重量	γ_w	9.800	(kN/m ³)	
堆砂の単位体積重量	γ_{w1}	17.000	(kN/m ³)	
堆砂の高さ	D_2	0.300	(m)	
堆砂による土圧強度	p_e	0.864	(kN/m ²)	

$$\text{土圧強度 } p_e = C_e \cdot (\gamma_{w1} - \gamma_w) D_2 = 0.400 \times (17.000 - 9.800) \times 0.300 = 0.864$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	$0.864 \times 0.300 \div 2$	0.130		0.130	10.800	3.000		0.390
	合計	0.130	0.000	0.130			0.000	0.390

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

10.3 土圧

土圧の算出において、土砂は常に水中にあるものとして単位体積重量は、水中土重量を用いる。
また、土圧は壁面摩擦角に応じて水平力と鉛直力とに分けて計上する。

・土圧作用高さ

$$h_1 = T_6 - D_2 = 0.500 - 0.300 = 0.200 \text{ (m)}$$

$$h_2 = D + T_1 + T_3 - T_5 - T_6 = 1.600 + 1.400 + 0.200 - 0.500 - 0.500 = 2.200 \text{ (m)}$$

$$h_3 = T_5 = 0.500 \text{ (m)}$$

・常時(泥圧考慮時)

$$\text{鉛直力係数 } \sin \delta = \sin 20.000 = 0.342$$

$$\text{水平力係数 } \cos \delta = \cos 20.000 = 0.940$$

$$\text{土圧強度 } p_1 = p_e = 0.864$$

$$\text{土圧強度 } p_2 = K_{A0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.297 \times 10.000 \times 0.200 = 0.594$$

$$\text{土圧強度 } p_3 = p_2 + K_{A1} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_2 = 0.594 + 0.427 \times 10.000 \times 2.200 = 9.988$$

$$\text{土圧強度 } p_4 = p_3 + K_{A0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_3 = 9.988 + 0.297 \times 10.000 \times 0.500 = 11.473$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	$0.200 \times (0.864 + 1.458) \div 2$	0.232	0.079	0.218	10.800	2.791	0.853	0.608
2	$2.200 \times (1.458 + 10.852) \div 2$	13.541	4.631	12.729	10.800	1.320	50.015	16.802
3	$0.500 \times (10.852 + 12.337) \div 2$	5.797	1.983	5.449	10.800	0.245	21.416	1.335
合計		19.570	6.693	18.396			72.284	18.745

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

・地震時(泥圧考慮時)

$$\text{鉛直力係数 } \sin \delta_E = \sin 15.000 = 0.259$$

$$\text{水平力係数 } \cos \delta_E = \cos 15.000 = 0.966$$

$$\text{土圧強度 } p_{E1} = p_e = 0.864$$

$$\text{土圧強度 } p_{E2} = K_{AE0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.383 \times 10.000 \times 0.200 = 0.766$$

$$\text{土圧強度 } p_{E3} = p_{E2} + K_{AE1} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_2 = 0.766 + 0.519 \times 10.000 \times 2.200 = 12.184$$

$$\text{土圧強度 } p_{E4} = p_{E3} + K_{AE0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_3 = 12.184 + 0.383 \times 10.000 \times 0.500 = 14.099$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	$0.200 \times (0.864 + 1.630) \div 2$	0.249	0.064	0.241	10.800	2.790	0.691	0.672
2	$2.200 \times (1.630 + 13.048) \div 2$	16.146	4.182	15.597	10.800	1.315	45.166	20.510
3	$0.500 \times (13.048 + 14.963) \div 2$	7.003	1.814	6.765	10.800	0.244	19.591	1.651
合計		23.398	6.060	22.603			65.448	22.833

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

10.4 水圧

・上流側(背面側)

・ $H_{b1} = 0.884 \text{ (m)}$, $V_{c1} = 2.941 \text{ (m/s)}$ [速度水頭を考慮]

$$H_{c1} = V_{c1}^2 / 2g = 2.941^2 / (2 \times 9.800) = 0.441 \text{ (m)}$$

$$p_{wb1} = \gamma_w (H_{c1} + H_{b1}) = 9.800 \times (0.441 + 0.884) = 12.985 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{wb2} = \gamma_w \cdot (H_{b1} + H_{c1} + D + T_1 + T_3) = 9.800 \times (0.884 + 0.441 + 1.600 + 1.400 + 0.200) = 44.345 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	$3.200 \times (12.985 + 44.345) \div 2$	91.728		91.728	10.800	1.308		119.980
合計		91.728	0.000	91.728			0.000	119.980

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

・下流側(前面側)

$$\cdot H_{f1} = 0.367 \text{ (m)}$$

水叩き底部の静水圧を算出し三角形の水圧を計算する。

$$p_{wf1} = \gamma_w \cdot (H_{f1} + T_1 + T_2) = 9.800 \times (0.367 + 1.400 + 0.200) = 19.277$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	$19.277 \times 1.967 \div 2$	18.959		-18.959		0.656		-12.437
	合計	18.959	0.000	-18.959			0.000	-12.437

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

10.5 揚圧力

底面に対し上流端及び下流端においてその水深に揚圧力係数を乗じたものが、作用するものとした台形荷重を考える。

$$u_u = \gamma_w \cdot \mu (h_u + d_u)$$

$$u_b = \gamma_w \cdot \mu (h_b + d_b)$$

ここに、 u_u : 上流側揚圧力 (kN/m²)

u_b : 下流側揚圧力 (kN/m²)

h_u : 上流側水深 (m)

h_b : 下流側水深 (m)

d_u : 本体天端高と本体底面高との差 (m)

d_b : 水叩き下流側の厚さ (m)

μ : 揚圧力係数

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

$$\mu = 0.50$$

$$d_u = 3.200 \text{ (m)}$$

$$d_b = 1.600 \text{ (m)}$$

・上流=0.884 (m) / 下流=0.367 (m)

$$h_{u1} = 0.884 \text{ (m) [上流側水深]}$$

$$h_{d1} = 0.367 \text{ (m) [下流側水深]}$$

$$u_{u1} = \gamma_w \cdot \mu (h_{u1} + d_u) = 9.800 \times 0.5 \times (0.884 + 3.200) = 20.012 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$u_{b1} = \gamma_w \cdot \mu (h_{bb1} + d_b) = 9.800 \times 0.5 \times (0.367 + 1.600) = 9.638 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	$10.800 \times (9.638 + 20.012) \div 2$	160.110	-160.110		6.030		-965.463	
	合計	160.110	-160.110	0.000			-965.463	0.000

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

10.6 水重

天端上の水重は、上流側の水位により算出する。また、水叩き上の水重は、下流側の水位により算出する。

・上流=0.884 (m) / 下流=0.367 (m)

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	$9.800 \times 3.000 \times 0.884 \div 2$	12.995	12.995		9.200		119.554	
2	$9.800 \times 7.000 \times 0.367$	25.176	25.176		3.500		88.116	
3	$9.800 \times 0.046 \times 0.367 \div 2$	0.083	0.083		7.015		0.582	
合計		38.254	38.254	0.000			208.252	0.000

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

11. 安定計算

転倒に対する検討は、本体・水叩き底面下流端部におけるモーメントを集計し、合力の作用点を計算して偏心距離を求め、常時においては合力の作用位置が中央1/3以内、地震時には合力の作用位置が中央2/3以内にあることを確認する。

滑動に対する検討は、後述する式により安全率を算出し、必要安全率以上であることを確認する。

地盤支持力に対する検討は、地盤の許容支持力度が後述する式より得られる鉛直最大反力以上であったほうがよい。

$$e = |B/2 - M/V|$$

$$M = M_x - M_y$$

$$F = V \cdot f / H$$

$$F = (\tau_0 B + V \cdot f) / H \quad \dots \text{岩盤上に築造する場合}$$

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B$$

ここに、e：偏心距離(m) [絶対値で算出]

B：底面幅(m)

M：底面下流端におけるモーメントの和(kN・m)

V：底面に作用する鉛直荷重の和(kN)

F：滑動に対する安全率

f：コンクリートと地盤の摩擦係数

τ_0 ：底面のせん断抵抗(kN/m²)

H：底面に作用する水平荷重の和(kN)

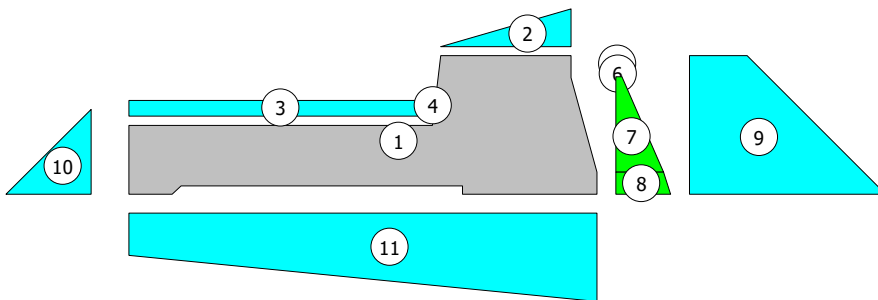
P：鉛直最大反力(kN/m²)

項 目	記号	値	単位	備 考
底面の摩擦係数	f	tan 30.000		コンクリートと地盤の摩擦係数
常時安全率	F _s	1.500		滑動に対する検討
地震時安全率	F _{se}	1.200		滑動に対する検討
常時許容支持力	Q _u	300.000	kN/m ²	地盤支持力に対する検討
地震時許容支持力	Q _{ue}	450.000	kN/m ²	地盤支持力に対する検討

11.1 常時・浮力有り

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	座標法	512.540	512.540		6.230	1.227	3193.124	
2	$9.800 \times 3.000 \times 0.884 \div 2$	12.995	12.995		9.200		119.554	
3	$9.800 \times 7.000 \times 0.367$	25.176	25.176		3.500		88.116	
4	$9.800 \times 0.046 \times 0.367 \div 2$	0.083	0.083		7.015		0.582	
5	$0.864 \times 0.300 \div 2$	0.130		0.130	10.800	3.000		0.390
6	$0.200 \times (0.864 + 1.458) \div 2$	0.232	0.079	0.218	10.800	2.791	0.853	0.608
7	$2.200 \times (1.458 + 10.852) \div 2$	13.541	4.631	12.729	10.800	1.320	50.015	16.802
8	$0.500 \times (10.852 + 12.337) \div 2$	5.797	1.983	5.449	10.800	0.245	21.416	1.335
9	$3.200 \times (12.985 + 44.345) \div 2$	91.728		91.728	10.800	1.308		119.980
10	$19.277 \times 1.967 \div 2$	18.959		-18.959		0.656		-12.437
11	$10.800 \times (9.638 + 20.012) \div 2$	160.110	-160.110		6.030		-965.463	
合計		841.291	397.377	91.295			2508.197	126.678

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。
但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。また、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。



・ 転倒に対する検討

$$e = |B/2 - (M_x - M_y)/V| = |10.800 / 2 - (2508.197 - 126.678) / 397.377| = 0.593 \text{ (m)}$$

$$\text{常時の為 } e_s = B/6 = 10.800 / 6 = 1.800 \text{ (m)}$$

$$e = 0.593 \leq e_s = 1.800 \quad \dots \quad \text{OK}$$

・ 滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 397.377 \times \tan 30.000 / 91.295 = 2.513$$

$$\text{常時の為 } F_s = 1.500$$

$$F = 2.513 \geq F_s = 1.500 \quad \dots \quad \text{OK}$$

・ 地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B \quad \dots \quad \text{合力の作用位置が中央1/3内にあるとき } (e \leq B/6)$$

$$P = 4/3 \cdot (V / (B - 2e)) \quad \dots \quad \text{合力の作用位置が中央1/3外にあるとき } (e > B/6)$$

$$e = 0.593 \leq B/6 = 1.800 \text{ の為}$$

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 397.377 \times (1 + 6 \times 0.593 / 10.800) / 10.800 = 48.916 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

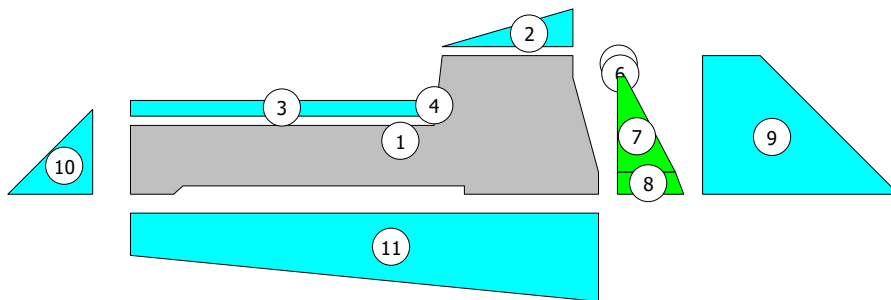
$$\text{常時の為 } Q_u = 300.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P = 48.916 \leq Q_u = 300.000 \quad \dots \quad \text{OK}$$

11.2 地震時・浮力有り

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	座標法	512.540	512.540	61.505	6.230	1.227	3193.124	75.467
2	$9.800 \times 3.000 \times 0.884 \div 2$	12.995	12.995		9.200		119.554	
3	$9.800 \times 7.000 \times 0.367$	25.176	25.176		3.500		88.116	
4	$9.800 \times 0.046 \times 0.367 \div 2$	0.083	0.083		7.015		0.582	
5	$0.864 \times 0.300 \div 2$	0.130		0.130	10.800	3.000		0.390
6	$0.200 \times (0.864 + 1.630) \div 2$	0.249	0.064	0.241	10.800	2.790	0.691	0.672
7	$2.200 \times (1.630 + 13.048) \div 2$	16.146	4.182	15.597	10.800	1.315	45.166	20.510
8	$0.500 \times (13.048 + 14.963) \div 2$	7.003	1.814	6.765	10.800	0.244	19.591	1.651
9	$3.200 \times (12.985 + 44.345) \div 2$	91.728		91.728	10.800	1.308		119.980
10	$19.277 \times 1.967 \div 2$	18.959		-18.959		0.656		-12.437
11	$10.800 \times (9.638 + 20.012) \div 2$	160.110	-160.110		6.030		-965.463	
合計		845.119	396.744	157.007			2501.361	206.233

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。
但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。また、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。



・ 転倒に対する検討

$$e = |B/2 - (M_x - M_y)/V| = |10.800 / 2 - (2501.361 - 206.233) / 396.744| = 0.385 \text{ (m)}$$

$$\text{地震時の為 } e_{se} = 2B/6 = 2 \times 10.800 / 6 = 3.600 \text{ (m)}$$

$$e = 0.385 \leq e_{se} = 3.600 \quad \dots \quad \text{OK}$$

・ 滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 396.744 \times \tan 30.000 / 157.007 = 1.459$$

$$\text{地震時の為 } F_{se} = 1.200$$

$$F = 1.459 \geq F_{se} = 1.200 \quad \dots \quad \text{OK}$$

・ 地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B \quad \dots \quad \text{合力の作用位置が中央1/3内にあるとき } (e \leq B/6)$$

$$P = 4/3 \cdot (V / (B - 2e)) \quad \dots \quad \text{合力の作用位置が中央1/3外にあるとき } (e > B/6)$$

$$e = 0.385 \leq B/6 = 1.800 \text{ の為}$$

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 396.744 \times (1 + 6 \times 0.385 / 10.800) / 10.800 = 44.593 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{地震時の為 } Q_{ue} = 450.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

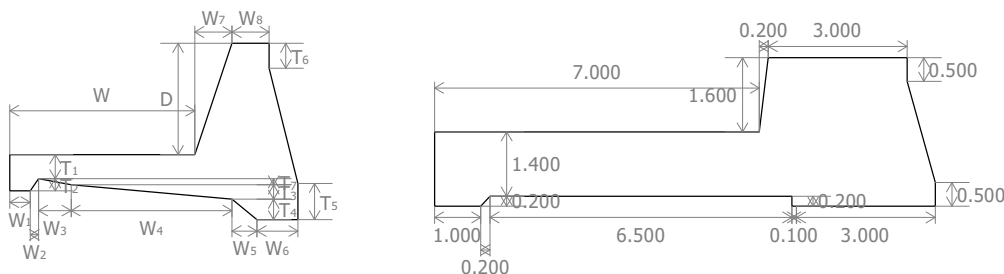
$$P = 44.593 \leq Q_{ue} = 450.000 \quad \dots \quad \text{OK}$$

4. 躯体

直壁型（分離式）の場合（参考資料）

4.1 躯体形状

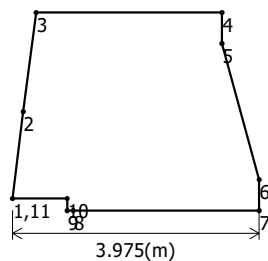
躯体の形状		○ 直壁型				緩傾斜型	
W	7.000	W ₁	1.000	W ₂	0.200	W ₃	6.500
W ₄	0.000	W ₅	0.100	W ₆	3.000	W ₇	0.200
W ₈	3.000						
D	1.600	T ₁	1.400	T ₂	0.200	T ₃	0.200
T ₄	0.000	T ₅	0.500	T ₆	0.500	T ₇	0.000



4.2 躯体断面積と重心計算（座標法）

躯体の形状		一体型	○ 分離型
-------	--	-----	-------

No	X	Y	Δ X	Δ Y	A _x	A _y	M _x	M _y
1	0.000	0.200						
2	0.175	1.600	0.175	1.400	0.157500	0.122500	0.017354	0.138833
3	0.375	3.200	0.200	1.600	0.480000	0.440000	0.137333	1.098667
4	3.375	3.200	3.000	0.000	9.600000	0.000000	18.000000	0.000000
5	3.375	2.700	0.000	-0.500	0.000000	-1.687500	0.000000	-4.978125
6	3.975	0.500	0.600	-2.200	0.960000	-8.085000	3.462000	-12.694000
7	3.975	0.000	0.000	-0.500	0.000000	-1.987500	0.000000	-0.496875
8	0.975	0.000	-3.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
9	0.875	0.000	-0.100	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
10	0.875	0.200	0.000	0.200	0.000000	0.175000	0.000000	0.017500
11	0.000	0.200	-0.875	0.000	-0.175000	0.000000	-0.076563	0.000000
合計					11.022500	-11.022500	21.540125	-16.914000



- $\Delta X = X_n - X_{n-1}$
- $\Delta Y = Y_n - Y_{n-1}$
- $A_x = \Delta X \cdot \Delta Y / 2 + \Delta X \cdot Y_{n-1}$
- $A_y = \Delta X \cdot \Delta Y / 2 + \Delta Y \cdot X_{n-1}$
- $M_x = \Delta X \cdot \Delta Y \cdot (X_n - \Delta X / 3) / 2 + \Delta X \cdot Y_{n-1} \cdot (X_n - \Delta X / 2)$
- $M_y = \Delta X \cdot \Delta Y \cdot (Y_n - \Delta Y / 3) / 2 + \Delta Y \cdot X_{n-1} \cdot (Y_n - \Delta Y / 2)$
- $G_x = \Sigma M_x / \Sigma A_x$
- $G_y = \Sigma M_y / \Sigma A_y$

A_x 、 A_y 共に、絶対値が断面積となり、 G_x 、 G_y が重心位置となる。重心位置は X_1 、 Y_1 を原点とした水平垂直距離。

$$G_x = 21.540125 / 11.022500 = 1.954$$

$$G_y = -16.914000 / -11.022500 = 1.534$$

項 目	記号	値	単位	備 考
断面積	A	11.023	m ²	A _x or A _y
重心位置(横)	G _x	1.954	m	$\Sigma M_x / \Sigma A_x$
重心位置(縦)	G _y	1.534	m	$\Sigma M_y / \Sigma A_y$

9. 設計条件(安定計算)

9.1 土圧計算条件

土圧公式		ランキン	○	クーロン		任意係数
項目	記号	値	単位	備考		
内部摩擦角	ϕ	30.000	°			
常時壁面摩擦角	δ	20.000	°			
地震時壁面摩擦角	δ_E	15.000	°			
設計水平震度	K_h	0.120				

9.2 荷重条件

ケース名称	常時/ 地震時	水重	揚圧 力	速度 水頭	作用 範囲	落ち 口0	泥圧	上流水深 (m)	下流水深 (m)
常時・浮力有り	常時	○	○	○	本体	○	○	0.884	0.367
地震時・浮力有り	地震時	○	○	○	本体	○	○	0.884	0.367

9.3 安定計算条件

項目	記号	値	単位	備考
底面の摩擦係数	f	0.700		コンクリートと地盤の摩擦係数
常時安全率	F_s	1.500		滑動に対する検討
地震時安全率	F_{se}	1.200		滑動に対する検討
常時許容支持力	Q_u	300.000	kN/m ²	地盤支持力に対する検討
地震時許容支持力	Q_{ue}	450.000	kN/m ²	地盤支持力に対する検討

9.4 土圧係数

土圧公式は「クーロン土圧公式」を採用する。

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta - \theta_0 + \phi)}{\sin^2\theta \cdot \cos\theta_0 \cdot \sin(\theta - \theta_0 - \delta)} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0 - \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2$$

上記式に、各値を代入して土圧係数を求める。

$$\theta = \tan^{-1}(\Delta Y / \Delta X) = \tan^{-1}((2.700 - 0.500) / (10.800 - 10.200)) = 74.745 (^\circ)$$

$$\theta_0 = \tan^{-1}K_h = \tan^{-1}0.120 = 6.843 (^\circ)$$

但し常時の時は、 $\theta_0 = 0.000 (^\circ)$ とする。

項目	記号	値	単位	備考
常時土圧係数 1	K_{A0}	0.297		垂直部の土圧係数
常時土圧係数 2	K_{A1}	0.427		傾斜部の土圧係数
地震合成角	θ_0	6.843	°	
地震時土圧係数 1	K_{AE0}	0.383		垂直部の土圧係数
地震時土圧係数 2	K_{AE1}	0.519		傾斜部の土圧係数

10. 荷重の算出

10.1 自重

本体と水叩きは、一体式構造として計算を行う。自重は、既に座標法にて算出された断面積に単位体積重量を乗じて求める。また躯体の水平力は、自重に地震時水平震度を乗じて求める。但し、常時の際には水平力は考慮しない。

$$V = A \cdot \gamma_{sc} = 11.02250 \times 24.500 = 270.051 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot K_h = 270.051 \times 0.120 = 32.406 \text{ (kN)}$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	座標法	270.051	270.051	32.406	1.954	1.534	527.680	49.711
	合計	270.051	270.051	32.406			527.680	49.711

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

10.2 堆砂による土圧(泥圧)

堆砂による土圧は静水圧に更に土圧が加わるものとする。
また堆砂による河床部の土圧強度は次式により算出する。

$$p_e = C_e \cdot (\gamma_{w1} - \gamma_w) \cdot D_2$$

ここに、
 p_e : 堆砂による土圧強度 (kN/m²)
 C_e : 土圧係数(泥圧係数)
 γ_{w1} : 堆砂の単位体積重量 (kN/m³)
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 D_2 : 堆砂の高さ(天端突出高) (m)

項 目	記号	値	単位	備 考
土圧係数(泥圧係数)	C_e	0.400		
水の単位体積重量	γ_w	9.800	(kN/m ³)	
堆砂の単位体積重量	γ_{w1}	17.000	(kN/m ³)	
堆砂の高さ	D_2	0.300	(m)	
堆砂による土圧強度	p_e	0.864	(kN/m ²)	

$$\text{土圧強度 } p_e = C_e \cdot (\gamma_{w1} - \gamma_w) D_2 = 0.400 \times (17.000 - 9.800) \times 0.300 = 0.864$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	$0.864 \times 0.300 \div 2$	0.130		0.130	3.975	3.000		0.390
	合計	0.130	0.000	0.130			0.000	0.390

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

10.3 土圧

土圧の算出において、土砂は常に水中にあるものとして単位体積重量は、水中土重量を用いる。
また、土圧は壁面摩擦角に応じて水平力と鉛直力とに分けて計上する。

・土圧作用高さ

$$h_1 = T_6 - D_2 = 0.500 - 0.300 = 0.200 \text{ (m)}$$

$$h_2 = D + T_1 + T_3 - T_5 - T_6 = 1.600 + 1.400 + 0.200 - 0.500 - 0.500 = 2.200 \text{ (m)}$$

$$h_3 = T_5 = 0.500 \text{ (m)}$$

・常時(泥圧考慮時)

$$\text{鉛直力係数 } \sin \delta = \sin 20.000 = 0.342$$

$$\text{水平力係数 } \cos \delta = \cos 20.000 = 0.940$$

$$\text{土圧強度 } p_1 = p_e = 0.864$$

$$\text{土圧強度 } p_2 = K_{A0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.297 \times 10.000 \times 0.200 = 0.594$$

$$\text{土圧強度 } p_3 = p_2 + K_{A1} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_2 = 0.594 + 0.427 \times 10.000 \times 2.200 = 9.988$$

$$\text{土圧強度 } p_4 = p_3 + K_{A0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_3 = 9.988 + 0.297 \times 10.000 \times 0.500 = 11.473$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	$0.200 \times (0.864 + 1.458) \div 2$	0.232	0.079	0.218	3.975	2.791	0.314	0.608
2	$2.200 \times (1.458 + 10.852) \div 2$	13.541	4.631	12.729	3.975	1.320	18.408	16.802
3	$0.500 \times (10.852 + 12.337) \div 2$	5.797	1.983	5.449	3.975	0.245	7.882	1.335
合計		19.570	6.693	18.396			26.604	18.745

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

・地震時(泥圧考慮時)

$$\text{鉛直力係数 } \sin \delta_E = \sin 15.000 = 0.259$$

$$\text{水平力係数 } \cos \delta_E = \cos 15.000 = 0.966$$

$$\text{土圧強度 } p_{E1} = p_e = 0.864$$

$$\text{土圧強度 } p_{E2} = K_{AE0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.383 \times 10.000 \times 0.200 = 0.766$$

$$\text{土圧強度 } p_{E3} = p_{E2} + K_{AE1} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_2 = 0.766 + 0.519 \times 10.000 \times 2.200 = 12.184$$

$$\text{土圧強度 } p_{E4} = p_{E3} + K_{AE0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_3 = 12.184 + 0.383 \times 10.000 \times 0.500 = 14.099$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	$0.200 \times (0.864 + 1.630) \div 2$	0.249	0.064	0.241	3.975	2.790	0.254	0.672
2	$2.200 \times (1.630 + 13.048) \div 2$	16.146	4.182	15.597	3.975	1.315	16.623	20.510
3	$0.500 \times (13.048 + 14.963) \div 2$	7.003	1.814	6.765	3.975	0.244	7.211	1.651
合計		23.398	6.060	22.603			24.088	22.833

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

10.4 水圧

・上流側(背面側)

・ $H_{b1} = 0.884 \text{ (m)}$, $V_{c1} = 2.941 \text{ (m/s)}$ [速度水頭を考慮]

$$H_{c1} = V_{c1}^2 / 2g = 2.941^2 / (2 \times 9.800) = 0.441 \text{ (m)}$$

$$p_{wb1} = \gamma_w (H_{c1} + H_{b1}) = 9.800 \times (0.441 + 0.884) = 12.985 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{wb2} = \gamma_w \cdot (H_{b1} + H_{c1} + D + T_1 + T_3) = 9.800 \times (0.884 + 0.441 + 1.600 + 1.400 + 0.200) = 44.345 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	$3.200 \times (12.985 + 44.345) \div 2$	91.728		91.728	3.975	1.308		119.980
合計		91.728	0.000	91.728			0.000	119.980

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

・下流側(前面側)

$$\cdot H_{f1} = 0.367 \text{ (m)}$$

水叩き底部の静水圧を算出し三角形の水圧を計算する。

$$p_{wf1} = \gamma_w \cdot (H_{f1} + T_1 + T_2) = 9.800 \times (0.367 + 1.400 + 0.200) = 19.277$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	$19.277 \times 1.967 \div 2$	18.959		-18.959		0.656		-12.437
合計		18.959	0.000	-18.959			0.000	-12.437

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

10.5 揚圧力

底面に対し上流端及び下流端においてその水深に揚圧力係数を乗じたものが、作用するものとした台形荷重を考える。

$$u_u = \gamma_w \cdot \mu (h_u + d_u)$$

$$u_b = \gamma_w \cdot \mu (h_b + d_b)$$

ここに、 u_u : 上流側揚圧力 (kN/m²)

u_b : 下流側揚圧力 (kN/m²)

h_u : 上流側水深 (m)

h_b : 下流側水深 (m)

d_u : 本体天端高と本体底面高との差 (m)

d_b : 水叩き下流側の厚さ (m)

μ : 揚圧力係数

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

$$\mu = 0.50$$

$$d_u = 3.200 \text{ (m)}$$

$$d_b = 1.600 \text{ (m)}$$

・上流=0.884 (m) / 下流=0.367 (m)

$$h_{u1} = 0.884 \text{ (m) [上流側水深]}$$

$$h_{d1} = 0.367 \text{ (m) [下流側水深]}$$

$$u_{u1} = \gamma_w \cdot \mu (h_{u1} + d_u) = 9.800 \times 0.5 \times (0.884 + 3.200) = 20.012 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$u_{b1} = \gamma_w \cdot \mu (h_{bb1} + d_b) = 9.800 \times 0.5 \times (0.367 + 1.600) = 9.638 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	$3.975 \times (9.638 + 20.012) \div 2$	58.929	-58.929		2.219		-130.763	
合計		58.929	-58.929	0.000			-130.763	0.000

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

10.6 水重

天端上の水重は、上流側の水位により算出する。また、水叩き上の水重は、下流側の水位により算出する。

・上流=0.884 (m) / 下流=0.367 (m)

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	$9.800 \times 3.000 \times 0.884 \div 2$	12.995	12.995		2.375		30.863	
	合計	12.995	12.995	0.000			30.863	0.000

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

11. 安定計算

転倒に対する検討は、本体・水叩き底面下流端部におけるモーメントを集計し、合力の作用点を計算して偏心距離を求め、常時においては合力の作用位置が中央1/3以内、地震時においては合力の作用位置が中央2/3以内にあることを確認する。

滑動に対する検討は、後述する式により安全率を算出し、必要安全率以上であることを確認する。

地盤支持力に対する検討は、地盤の許容支持力度が後述する式より得られる鉛直最大反力以上であったほうがよい。

$$e = |B/2 - M/V|$$

$$M = M_x - M_y$$

$$F = V \cdot f / H$$

$$F = (\tau_0 B + V \cdot f) / H \quad \dots \text{岩盤上に築造する場合}$$

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B$$

ここに、e：偏心距離(m) [絶対値で算出]

B：底面幅(m)

M：底面下流端におけるモーメントの和(kN・m)

V：底面に作用する鉛直荷重の和(kN)

F：滑動に対する安全率

f：コンクリートと地盤の摩擦係数

τ_0 ：底面のせん断抵抗(kN/m²)

H：底面に作用する水平荷重の和(kN)

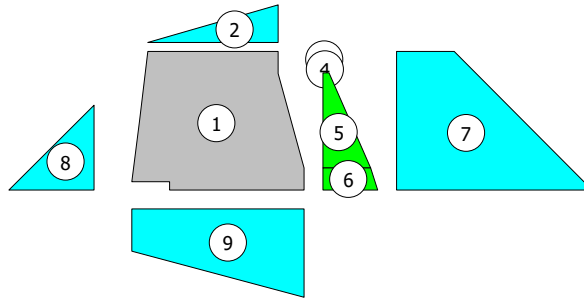
P：鉛直最大反力(kN/m²)

項 目	記号	値	単位	備 考
底面の摩擦係数	f	0.700		コンクリートと地盤の摩擦係数
常時安全率	F _s	1.500		滑動に対する検討
地震時安全率	F _{se}	1.200		滑動に対する検討
常時許容支持力	Q _u	300.000	kN/m ²	地盤支持力に対する検討
地震時許容支持力	Q _{ue}	450.000	kN/m ²	地盤支持力に対する検討

11.1 常時・浮力有り

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	座標法	270.051	270.051		1.954	1.534	527.680	
2	$9.800 \times 3.000 \times 0.884 \div 2$	12.995	12.995		2.375		30.863	
3	$0.864 \times 0.300 \div 2$	0.130		0.130	3.975	3.000		0.390
4	$0.200 \times (0.864 + 1.458) \div 2$	0.232	0.079	0.218	3.975	2.791	0.314	0.608
5	$2.200 \times (1.458 + 10.852) \div 2$	13.541	4.631	12.729	3.975	1.320	18.408	16.802
6	$0.500 \times (10.852 + 12.337) \div 2$	5.797	1.983	5.449	3.975	0.245	7.882	1.335
7	$3.200 \times (12.985 + 44.345) \div 2$	91.728		91.728	3.975	1.308		119.980
8	$19.277 \times 1.967 \div 2$	18.959		-18.959		0.656		-12.437
9	$3.975 \times (9.638 + 20.012) \div 2$	58.929	-58.929		2.219		-130.763	
	合計	472.362	230.810	91.295			454.384	126.678

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。また、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。



・転倒に対する検討

$$e = |B/2 - (M_x - M_y)/V| = |3.975 / 2 - (454.384 - 126.678) / 230.810| = 0.568 \text{ (m)}$$

常時の為 $e_s = B/6 = 3.975 / 6 = 0.662 \text{ (m)}$
 $e = 0.568 \leq e_s = 0.662 \dots\dots \text{OK}$

・滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 230.810 \times 0.700 / 91.295 = 1.770$$

常時の為 $F_s = 1.500$
 $F = 1.770 \geq F_s = 1.500 \dots\dots \text{OK}$

・地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B \dots\dots \text{合力の作用位置が中央}1/3\text{内にあるとき} (e \leq B/6)$$

$$P = 4/3 \cdot (V / (B - 2e)) \dots\dots \text{合力の作用位置が中央}1/3\text{外にあるとき} (e > B/6)$$

$e = 0.568 \leq B/6 = 0.663$ の為

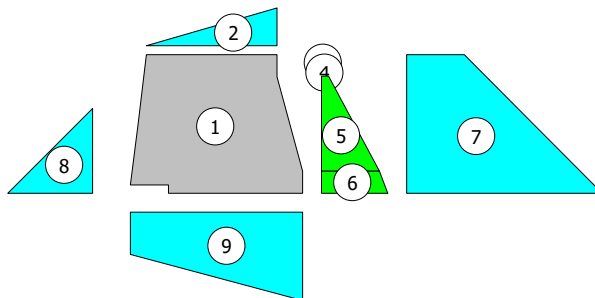
$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 230.810 \times (1 + 6 \times 0.568 / 3.975) / 3.975 = 107.848 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

常時の為 $Q_u = 300.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 $P = 107.848 \leq Q_u = 300.000 \dots\dots \text{OK}$

11.2 地震時・浮力有り

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	座標法	270.051	270.051	32.406	1.954	1.534	527.680	49.711
2	$9.800 \times 3.000 \times 0.884 \div 2$	12.995	12.995		2.375		30.863	
3	$0.864 \times 0.300 \div 2$	0.130		0.130	3.975	3.000		0.390
4	$0.200 \times (0.864 + 1.630) \div 2$	0.249	0.064	0.241	3.975	2.790	0.254	0.672
5	$2.200 \times (1.630 + 13.048) \div 2$	16.146	4.182	15.597	3.975	1.315	16.623	20.510
6	$0.500 \times (13.048 + 14.963) \div 2$	7.003	1.814	6.765	3.975	0.244	7.211	1.651
7	$3.200 \times (12.985 + 44.345) \div 2$	91.728		91.728	3.975	1.308		119.980
8	$19.277 \times 1.967 \div 2$	18.959		-18.959		0.656		-12.437
9	$3.975 \times (9.638 + 20.012) \div 2$	58.929	-58.929		2.219		-130.763	
合計		476.190	230.177	127.908			451.868	180.477

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。また、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。



・ 転倒に対する検討

$$e = |B/2 - (M_x - M_y)/V| = |3.975 / 2 - (451.868 - 180.477) / 230.177| = 0.809 \text{ (m)}$$

地震時の為 $e_{se} = 2B/6 = 2 \times 3.975 / 6 = 1.325 \text{ (m)}$

$$e = 0.809 \leq e_{se} = 1.325 \quad \dots \quad \text{OK}$$

・ 滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 230.177 \times 0.700 / 127.908 = 1.260$$

地震時の為 $F_{se} = 1.200$

$$F = 1.260 \geq F_{se} = 1.200 \quad \dots \quad \text{OK}$$

・ 地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B \quad \dots \quad \text{合力の作用位置が中央1/3内にあるとき (} e \leq B/6 \text{)}$$

$$P = 4/3 \cdot (V / (B - 2e)) \quad \dots \quad \text{合力の作用位置が中央1/3外にあるとき (} e > B/6 \text{)}$$

$e = 0.809 > B/6 = 0.663$ の為

$$P = 4/3 \cdot (V / (B - 2e)) = 4 / 3 \times (230.177 / (3.975 - 2 \times 0.809)) = 128.617 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

地震時の為 $Q_{ue} = 450.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$P = 128.617 \leq Q_{ue} = 450.000 \quad \dots \quad \text{OK}$$