

1. 設計条件

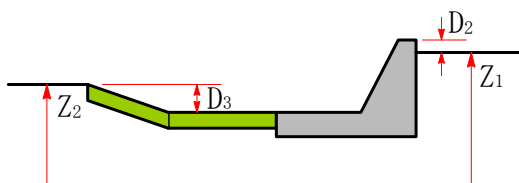
1.1 単位体積重量

項目	記号	値	単位	備考
躯体	γ_{sc}	23.000	kN/m ³	
湿潤土	γ_t	17.600	kN/m ³	
水中土	γ_{ws}	9.800	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	100.000	m ³ /s	
計画高水水深	H	3.200	m	
下流河床勾配	I_2	180.000	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	11.700	m	
下流河床高	Z_2	10.000	m	
天端突出高	D_2	0.000	m	
水襖池水深	D_3	0.000	m	
躯体粗度係数	n_b	0.035		
堰幅	B	10.000	m	

1.4 水理計算条件

水叩長の計算式		ブライ		○	Rand(1955)
仮定流量桁数	Q_s	0.001	m ³ /s		
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	1.700	m	$Z_1 - Z_2$
総落差	D	1.700	m	$D_1 + D_2 + D_3$
単位幅流量	q	10.000	$\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$	Q/B
限界水深	h_c	2.169	m	$(q/g^{1/2})^{2/3}$
下流側等流水深	h_2	2.529	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： $D_1 = Z_1 - Z_2 = 11.700 - 10.000 = 1.700$ (m)
- 総落差： $D = D_1 + D_2 + D_3 = 1.700 + 0.000 + 0.000 = 1.700$ (m)
- 単位幅流量： $q = Q/B = 100.000 \div 10.000 = 10.000$ ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
- 限界水深： $h_c = (q/g^{0.5})^{2/3} = (10.000 \div 9.800^{1/2})^{2/3} = 2.169$ (m)
- 下流側等流水深： $h_2 = (q/(1/n \cdot I_2^{1/2}))^{3/5} = 10.000 \div ((1/180.000)^{1/2} \div 0.035)^{3/5} = 2.529$ (m)

上記結果を基に、計画流量において完全越流状態であるかを確認する。

下記式を満足していれば完全越流状態と判断できる。

$$\bullet h_c + D_1 + D_2 > h_2$$

$$2.169 + 1.700 + 0.000 = 3.869 > 2.529$$

よって、完全越流と判断できる。

したがって、水叩きの計算は計画流量を対象流量として計算を行う。

2.2 越流落下範囲の計算

越流水の落下距離の計算にはさまざまな方法があるが、簡易的に求めることが出来るRand(1955)の公式を用いて計算を行う。

$$\bullet W/D = 4.3 \times (h_c/D)^{0.81}$$

上記式を、左辺に水叩き長 W だけを置く式に変換し各値を代入することで、必要な水叩き長 W を求める。

$$W = 4.3 \times (h_c/D)^{0.81} \times D = 4.3 \times (2.169 \div 1.700)^{0.81} \times 1.700 = 8.905$$

上記必要水叩き長を参考に、水叩き長=9.000(m)とする。

項目	記号	値	単位	備考
必要水叩き長	W	8.905	m	$4.3 \times (h_c/D)^{0.81} \times D$
確定水叩き長	W	9.000	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。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。その中から正の値で最も数値の小さいものを越流落水水深とする。

結果、 $h_{1a} = 1.159(m)$ 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。

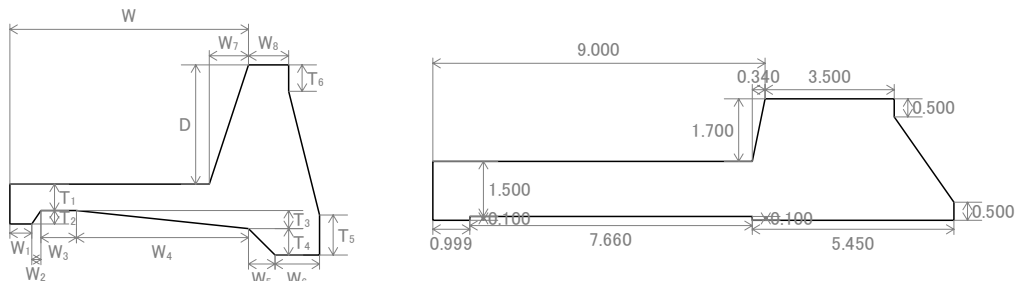
$$\cdot \Delta H = h_c + D - h_{1a} = 2.169 + 1.700 - 1.159 = 2.710 (m)$$

項目	記号	値	単位	備考
総落差高	ΔZ	1.700	m	Dと同値
落ち口限界水深	h_c	2.169	m	
落ち口限界流速	V_c	4.610	m^3/sec	q / h_c
越流落水水深	h_{1a}	1.159	m	エネルギー保存式
上下流最大水位差	ΔH	2.710	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	9.000	W ₁	0.999	W ₂	0.001	W ₃	7.660	
W ₄	0.000	W ₅	0.000	W ₆	5.450	W ₇	0.340	
W ₈	3.500	D	1.700	T ₁	1.500	T ₂	0.100	
T ₃	0.000	T ₄	0.100	T ₅	0.500	T ₆	0.500	



4.2 躯体断面積と重心計算(座標法)

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	8.660	1.600	8.660	0.000	13.856000	0.000000	59.996480	0.000000
4	9.000	3.300	0.340	1.700	0.833000	15.011000	7.371767	36.858833
5	12.500	3.300	3.500	0.000	11.550000	0.000000	124.162500	0.000000
6	12.500	2.800	0.000	-0.500	0.000000	-6.250000	0.000000	-19.062500
7	14.110	0.500	1.610	-2.300	2.656500	-30.601500	34.847913	-49.782733
8	14.110	0.000	0.000	-0.500	0.000000	-7.055000	0.000000	-1.763750
9	8.660	0.000	-5.450	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
10	8.660	0.100	0.000	0.100	0.000000	0.866000	0.000000	0.043300
11	8.660	0.100	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
12	1.000	0.100	-7.660	0.000	-0.766000	0.000000	-3.699780	0.000000
13	0.999	0.000	-0.001	-0.100	-0.000050	-0.099950	-0.000050	-0.004998
合 計					28.129450	-28.129450	222.678830	-33.711848

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

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X₁、Y₁を原点とした水平垂直距離。

$$G_x = 222.678830 / 28.129450 = 7.916$$

$$G_y = -33.711848 / -28.129450 = 1.198$$

項 目	記号	値	単位	備 考
断面積	A	28.129	m ²	A _x or A _y
重心位置(横)	G _x	7.916	m	$\Sigma M_x / \Sigma A_x$
重心位置(縦)	G _y	1.198	m	$\Sigma M_y / \Sigma A_y$

5. シャ水工

シャ水工の根入れ長は従来より使用されているレインの式により算出する。
次にレインの式を記す。

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

ここで、C : クリーブ比 (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)

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

上記レインの式より、必要シャ水工長を計算する。

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することで必要シャ水工長を求める。

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

$$\Sigma l_y \geq 2.710 \times 5.000 - 14.110 / 3 = 8.847 \text{ (m)}$$

$$\cdot \text{必要シャ水工長 } l_{c'} = \{8.847 - (3.300 + 0.100 + 1.500)\} / 2 = 1.974 \text{ (m)}$$

以上の結果から、シャ水工は本体直下に2.500(m)、水叩き下流端では2.500(m)の長さで設ける。

ただし、水叩き下流端側はウィーブホール（水抜き穴）を設けるため浸透路長とはみなさない。

項 目	記号	値	単位	備 考
クリーブ比	C	5.000		
必要シャ水工長	$l_{c'}$	1.974	m	
上流シャ水工長	l_{c1}	2.500	m	
下流シャ水工長	l_{c2}	2.500	m	水抜き穴を設けるため計算上ゼロ
合計シャ水工長	l_c	2.500	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。

$$t \geq F_s \cdot (\Delta H - H_f) / (\gamma - 1)$$

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

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 : 本体及び水叩きの材料の比重

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
1.000	1.500	21.510	2.428	0.279	OK	
8.660	1.500	13.850	1.563	1.135	OK	

・全浸透路長の算出

$$S = 14.110 + 3.300 + 0.100 + 1.500 + 2 \times 2.500$$

$$= 24.010 \text{ (m)}$$

$$\gamma = \gamma_{sc} / \gamma_w = 23.000 / 9.800 = 2.347$$

・X=1.000 (m)

$$S' = 14.110 - 1.000 + 3.300 + 2 \times 2.500 + 0.100 + 0.000 = 21.510 \text{ (m)}$$

$$H_f = (2.710 / 24.010) \times 21.510 = 2.428 \text{ (m)}$$

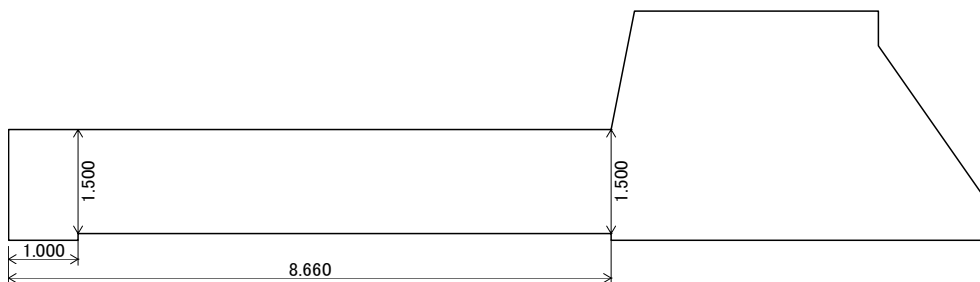
$$t = 1.333 \times (2.710 - 2.428) / (2.347 - 1) = 0.279 \text{ (m)}$$

・X=8.660 (m)

$$S' = 14.110 - 8.660 + 3.300 + 2 \times 2.500 + 0.100 + 0.000 = 13.850 \text{ (m)}$$

$$H_f = (2.710 / 24.010) \times 13.850 = 1.563 \text{ (m)}$$

$$t = 1.333 \times (2.710 - 1.563) / (2.347 - 1) = 1.135 \text{ (m)}$$



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が必要である。

項目	記号	値	単位	備考
計画高水位	H	3.200	m	
上流側護床工長	l_u	3.500	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

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

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

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)

C : シェジの定数

n_b : 躯体の粗度係数

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	10.000	$m^3/s/m$	
越流落水深	h_{1a}	1.159	m	
下流側等流水深	h_2	2.529	m	
下流側フルード数	F_2	0.794		$q / (h_2 \cdot (g \cdot h_2)^{1/2})$
跳水開始水深	h_{1b}	1.844	m	$h_{1b} = 1/2((1+8 \cdot F_2^2)^{1/2} - 1) \cdot h_2$
落ち口限界水深	h_c	2.169	m	
仮定数	a	-11.376		$a = 1/4 \cdot h_{1a}^4 - h_c^3 \cdot h_{1a}$
躯体の粗度係数	n_b	0.035		
シェジの定数	C	31.639		$h_{1b}^{1/6} / n_b$
護床工A区間1	L_1	45.546	m	$-C^2(1/4 h_{1b}^4 - h_c^3 \cdot h_{1b} - a) / q^2$
護床工A区間2	L_2	11.381 ~15.174	m	$(4.5 \sim 6) \times h_2$
護床工A区間	L_A	56.927 ~60.720	m	$L_1 + L_2$
護床工B区間	L_B	7.587 ~12.645	m	$(3 \sim 5) \times h_2$

下記に上記の計算内容を記す。

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

$$= 10.000 / (2.529 \times (9.800 \times 2.529)^{1/2}) = 0.794$$

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

$$= 1/2 \times ((1+8 \times 0.794^2)^{1/2} - 1) \times 2.529 = 1.844 \text{ (m)}$$

・ $h_{1a} < h_{1b}$ のため

$$a = 1/4 \cdot h_{1a}^4 - h_c^3 \cdot h_{1a}$$

$$= 1/4 \times 1.159^4 - 2.169^3 \times 1.159 = -11.376$$

$$C = h_{1b}^{1/6} / n_b = 1.844^{1/6} / 0.035 = 31.639$$

$$L_1 = -C^2 (1/4 h_{1b}^4 - h_c^3 \cdot h_{1b} - a) / q^2$$

$$= -31.639^2 \times (1/4 \times 1.844^4 - 2.169^3 \times 1.844 - -11.376) / 10.000^2 = 45.546 \text{ (m)}$$

$$L_2 = (4.5 \sim 6) \times h_2 = (4.5 \sim 6) \times 2.529 = 11.381 \sim 15.174 \text{ (m)}$$

$$L_{A'} = L_1 + L_2 = 45.546 + (11.381 \sim 15.174) = 56.927 \sim 60.720 \text{ (m)}$$

$$L_{B'} = (3 \sim 6) \times h_2 = (3 \sim 6) \times 2.529 = 7.587 \sim 12.645 \text{ (m)}$$

上記結果を参考に、護床工の長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	55.000	m	56.927～60.720
護床工B区間長	L _B	10.000	m	7.587～12.645

8. 設計条件(安定計算)

8.1 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	0.000	°			
地震時壁面摩擦角	δ_E	0.000	°			
設計水平震度	K_h	0.170				

8.2 荷重条件

ケース名称	常時/地震時	揚圧力	上流水深 (m)	下流水深 (m)
Case1	常時	考慮する	2.169	1.159
Case2	常時	無視する	2.169	1.159
Case3	地震時	考慮する	0.000	0.000
Case4	地震時	考慮する	0.000	0.000

8.3 安定計算条件

項目	記号	値	単位	備考
底面の摩擦係数	f	0.600		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	294.000	kN/m ²	地盤支持力に対する検討
地震時許容支持力	Q_{ue}	441.000	kN/m ²	地盤支持力に対する検討

8.4 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。

$$\theta = \tan^{-1}(\Delta Y / \Delta X) = \tan^{-1}((3.300 - 0.000) / (14.110 - 12.500)) = 63.993 (^\circ)$$

$$\theta_0 = \tan^{-1} K_h = \tan^{-1} 0.170 = 9.648 (^\circ)$$

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	K_A	0.566		
地震時 土の息角	θ_0	9.648	°	
地震時土圧係数	K_{AE}	0.449		

9. 荷重の算出

9.1 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。

$$V = A \cdot \gamma_{sc} = 28.129 \times 23.000 = 646.967 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot K_h = 646.967 \times 0.170 = 109.984 \text{ (kN)}$$

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	646.967	646.967	109.984	7.916	1.198	5121.391	131.761
	合計	646.967	646.967	109.984			5121.391	131.761

「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。

9.2 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

$$h_1 = D + T_1 + T_4 = 1.700 + 1.500 + 0.100 = 3.300 \text{ (m)}$$

・常時

$$\text{鉛直力係数 } \sin \delta = \sin 0.000 = 0.000$$

$$\text{水平力係数 } \cos \delta = \cos 0.000 = 1.000$$

$$\text{土圧強度 } p_1 = K_A \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.566 \times 9.800 \times 3.300 = 18.304$$

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	$18.304 \times 3.300 \div 2$	30.202		30.202	14.110	1.100		33.222
	合計	30.202	0.000	30.202			0.000	33.222

「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

$$\text{鉛直力係数 } \sin \delta_E = \sin 0.000 = 0.000$$

$$\text{水平力係数 } \cos \delta_E = \cos 0.000 = 1.000$$

$$\text{土圧強度 } p_{E1} = K_{AE} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.691 \times 9.800 \times 3.300 = 22.347$$

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	$22.347 \times 3.300 \div 2$	36.873		36.873	14.110	1.100		40.560
	合計	36.873	0.000	36.873			0.000	40.560

「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。

9.3 水圧

・上流側(背面側)

$$H_{1b} = 2.169$$

$$p_{w1b} = \gamma_w \cdot H_{1b} = 9.800 \times 2.169 = 21.256$$

$$p_{w2b} = \gamma_w \cdot (H_{1b} + D + T_1 + T_4) = 9.800 \times (2.169 + 1.700 + 1.500 + 0.100) = 53.596$$

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	$3.300 \times (21.256 + 53.596) \div 2$	123.506		123.506	14.110	1.412		174.390
合計		123.506	0.000	123.506			0.000	174.390

「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。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。

$$H_{2b} = 0.000$$

$$p_{w3b} = \gamma_w \cdot (D + T_1 + T_4) = 9.800 \times (1.700 + 1.500 + 0.100) = 32.340$$

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	32.340×3.300	53.361		53.361	14.110	1.100		58.697
合計		53.361	0.000	53.361			0.000	58.697

「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)

$$H_{1f} = 1.159$$

$$p_{w1f} = \gamma_w \cdot H_{1f} = 9.800 \times 1.159 = 11.358$$

$$p_{w2f} = \gamma_w \cdot (H_{1f} + T_1 + T_2) = 9.800 \times (1.159 + 1.500 + 0.100) = 27.038$$

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	$1.600 \times (11.358 + 27.038) \div 2$	30.717		-30.717		0.691		-21.225
合計		30.717	0.000	-30.717			0.000	-21.225

「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。

$$H_{2f} = 0.000$$

$$p_{w3f} = \gamma_w \cdot (T_1 + T_2) = 9.800 \times (1.500 + 0.100) = 15.680$$

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	15.680×1.600	12.544		-12.544		0.533		-6.686
合計		12.544	0.000	-12.544			0.000	-6.686

「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。

9.4 揚圧力

揚圧力は、水叩き長と上下下流水位差から、次式により算出するものとする。

$$U_{px} = (h_{1a} + d + \Delta h \cdot (\Sigma L - L_x) / \Sigma L) \cdot \gamma_w$$

ここに、 U_{px} : 任意の点での揚圧力 (kN/m²)

h_{1a} : 下流側水深 (m) [越流落水深]

d : 水叩き天端高と本体底面高との差 (m)

Δh : 上流側水位と下流側水位との水位差 (m)

ΣL : 全浸透路長 (m)

L_x : 任意点までの浸透路長 (m)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

$$d = 1.500 \text{ (m)}$$

・全浸透路長の算出

$$\begin{aligned} \Sigma L &= 14.110 + 3.300 + 0.100 + 1.500 + 2 \times 2.500 \\ &= 24.010 \text{ (m)} \end{aligned}$$

・上流側浸透路長の算出

$$L_{xu} = 3.300 + 2 \times 2.500 = 8.300 \text{ (m)}$$

・下流側浸透路長の算出

$$L_{xd} = 3.300 + 0.100 + 2 \times 2.500 + 14.110 = 22.510 \text{ (m)}$$

・上流=2.169 (m) / 下流=1.159 (m)

$$h_{u1} = 2.169 \text{ (m) [上流側水深]}$$

$$h_{d1} = 1.159 \text{ (m) [下流側水深]}$$

$$\Delta h_1 = D + h_{u1} - h_{d1} = 1.700 + 2.169 - 1.159 = 2.710 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} U_{pu1} &= (h_{d1} + d + \Delta h_1 \cdot (\Sigma L - L_{xu}) / \Sigma L) \cdot \gamma_w \\ &= (1.159 + 1.500 + 2.710 \times (24.010 - 8.300) / 24.010) \times 9.800 = 43.435 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_{pd1} &= (h_{d1} + d + \Delta h_1 \cdot (\Sigma L - L_{xd}) / \Sigma L) \cdot \gamma_w \\ &= (1.159 + 1.500 + 2.710 \times (24.010 - 22.510) / 24.010) \times 9.800 = 27.717 \end{aligned}$$

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	$14.110 \times (27.717 + 43.435) \div 2$	501.977	-501.977		7.575		-3802.476	
	合計	501.977	-501.977	0.000			-3802.476	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。

・上流=0.000 (m) / 下流=0.000 (m)

$$h_{u2} = 0.000 \text{ (m) [上流側水深]}$$

$$h_{d2} = 0.000 \text{ (m) [下流側水深]}$$

$$\Delta h_2 = D + h_{u2} - h_{d2} = 1.700 + 0.000 - 0.000 = 1.700 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} U_{pu2} &= (h_{d2} + d + \Delta h_2 \cdot (\Sigma L - L_{xu}) / \Sigma L) \cdot \gamma_w \\ &= (0.000 + 1.500 + 1.700 \times (24.010 - 8.300) / 24.010) \times 9.800 = 25.601 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_{pd2} &= (h_{d2} + d + \Delta h_2 \cdot (\Sigma L - L_{xd}) / \Sigma L) \cdot \gamma_w \\ &= (0.000 + 1.500 + 1.700 \times (24.010 - 22.510) / 24.010) \times 9.800 = 15.741 \end{aligned}$$

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	$14.110 \times (15.741 + 25.601) \div 2$	291.668	-291.668		7.616		-2221.343	
	合計	291.668	-291.668	0.000			-2221.343	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。

2.5 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=2.169 (m) / 下流=1.159 (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	$9.800 \times 3.500 \times 2.169$	74.402	74.402		10.750		799.822	
2	$9.800 \times 8.660 \times 1.159$	98.363	98.363		4.330		425.912	
3	$9.800 \times 0.232 \times 1.159 \div 2$	1.313	1.313		8.737		11.472	
合計		174.078	174.078	0.000			1237.206	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. 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。

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

$$M = M_x - M_y$$

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

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

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

H ：底面に作用する水平荷重の和(kN)

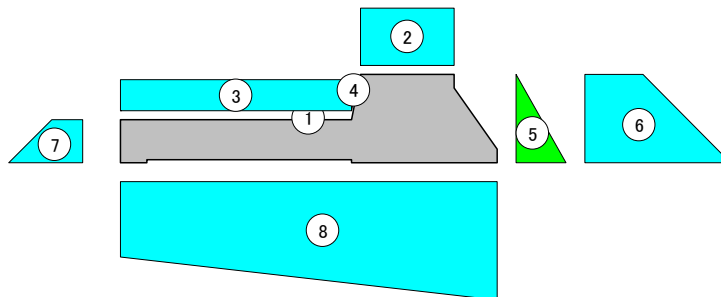
P ：鉛直最大反力(kN/m²)

項 目	記号	値	単位	備 考
底面の摩擦係数	f	0.600		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	294.000	kN/m ²	地盤支持力に対する検討
地震時許容支持力	Q_{ue}	441.000	kN/m ²	地盤支持力に対する検討

10.1 Case1

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	646.967	646.967		7.916	1.198	5121.391	
2	$9.800 \times 3.500 \times 2.169$	74.402	74.402		10.750		799.822	
3	$9.800 \times 8.660 \times 1.159$	98.363	98.363		4.330		425.912	
4	$9.800 \times 0.232 \times 1.159 \div 2$	1.313	1.313		8.737		11.472	
5	$18.304 \times 3.300 \div 2$	30.202		30.202	14.110	1.100		33.222
6	$3.300 \times (21.256 + 53.596) \div 2$	123.506		123.506	14.110	1.412		174.390
7	$1.600 \times (11.358 + 27.038) \div 2$	30.717		-30.717		0.691		-21.225
8	$14.110 \times (27.717 + 43.435) \div 2$	501.977	-501.977		7.575		-3802.476	
合計		1507.447	319.068	122.991			2556.121	186.387

「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

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V = 14.110 / 2 - (2556.121 - 186.387) / 319.068 = 0.372 \text{ (m)}$$

常時の為 $e_s = B/6 = 14.110 / 6 = 2.352 \text{ (m)}$
 $e = 0.372 \leq e_s = 2.352 \dots \dots \text{ OK}$

・ 滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 319.068 \times 0.600 / 122.991 = 1.557$$

常時の為 $F_s = 1.500$
 $F = 1.557 \geq F_s = 1.500 \dots \dots \text{ OK}$

・ 地盤支持力に対する検討

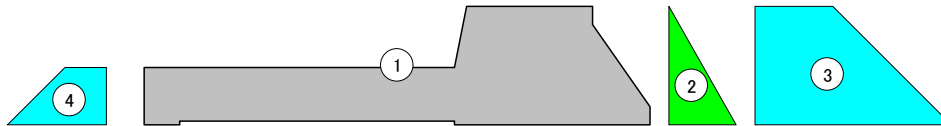
$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 319.068 \times (1 + 6 \times 0.372 / 14.110) / 14.110 = 26.190 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

常時の為 $Q_u = 294.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 $P = 26.190 \leq Q_u = 294.000 \dots \dots \text{ OK}$

10.2 Case2

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	646.967	646.967		7.916	1.198	5121.391	
2	$18.304 \times 3.300 \div 2$	30.202		30.202	14.110	1.100		33.222
3	$3.300 \times (21.256 + 53.596) \div 2$	123.506		123.506	14.110	1.412		174.390
4	$1.600 \times (11.358 + 27.038) \div 2$	30.717		-30.717		0.691		-21.225
合計		831.392	646.967	122.991			5121.391	186.387

「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。



・地盤支持力に対する検討

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V = 14.110 / 2 - (5121.391 - 186.387) / 646.967 = 0.573 \text{ (m)}$$

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 646.967 \times (1 + 6 \times 0.573 / 14.110) / 14.110 = 57.024 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

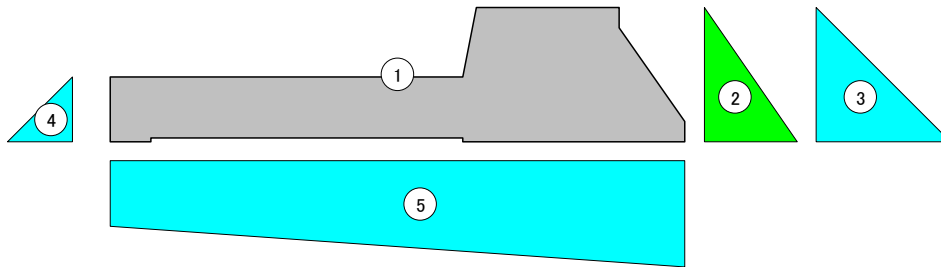
$$\text{常時の為 } Q_u = 294.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P = 57.024 \leq Q_u = 294.000 \quad \dots \quad \text{OK}$$

10.3 Case3

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	646.967	646.967	109.984	7.916	1.198	5121.391	131.761
2	$22.347 \times 3.300 \div 2$	36.873		36.873	14.110	1.100		40.560
3	32.340×3.300	53.361		53.361	14.110	1.100		58.697
4	15.680×1.600	12.544		-12.544		0.533		-6.686
5	$14.110 \times (15.741 + 25.601) \div 2$	291.668	-291.668		7.616		-2221.343	
合計		1041.413	355.299	187.674			2900.048	224.332

「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

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V = 14.110 / 2 - (2900.048 - 224.332) / 355.299 = 0.476 \text{ (m)}$$

$$\text{地震時の為 } e_{se} = 2B/6 = 2 \times 14.110 / 6 = 4.703 \text{ (m)}$$

$$e = 0.476 \leq e_{se} = 4.703 \quad \dots \quad \text{OK}$$

・ 滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 355.299 \times 0.600 / 187.674 = 1.136$$

$$\text{地震時の為 } F_{se} = 1.200$$

$$F = 1.136 < F_{se} = 1.200 \quad \dots \quad \text{OUT}$$

・ 地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 355.299 \times (1 + 6 \times 0.476 / 14.110) / 14.110 = 30.277 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

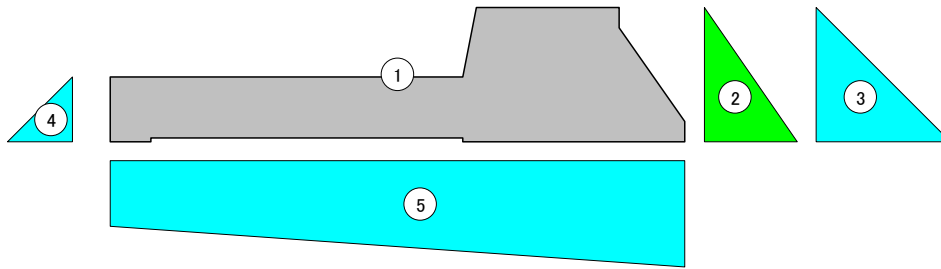
$$\text{地震時の為 } Q_{ue} = 441.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P = 30.277 \leq Q_{ue} = 441.000 \quad \dots \quad \text{OK}$$

10.4 Case4

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	646.967	646.967	109.984	7.916	1.198	5121.391	131.761
2	$22.347 \times 3.300 \div 2$	36.873		36.873	14.110	1.100		40.560
3	32.340×3.300	53.361		53.361	14.110	1.100		58.697
4	15.680×1.600	12.544		-12.544		0.533		-6.686
5	$14.110 \times (15.741 + 25.601) \div 2$	291.668	-291.668		7.616		-2221.343	
合計		1041.413	355.299	187.674			2900.048	224.332

「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。



・地盤支持力に対する検討

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V = 14.110 / 2 - (2900.048 - 224.332) / 355.299 = 0.476 \text{ (m)}$$

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 355.299 \times (1 + 6 \times 0.476 / 14.110) / 14.110 = 30.277 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{地震時の為 } Q_{ue} = 441.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P = 30.277 \leq Q_{ue} = 441.000 \quad \dots \quad \text{OK}$$