

固定堰設計計算システム

Ver2.0

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)

開発・販売元

株式会社 SIP システム

本店 (開発・商品管理)

〒599-8128

大阪府堺市中茶屋 77-1-401

TEL:072-237-1474 FAX:072-237-1041

大阪事務所 (業務・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

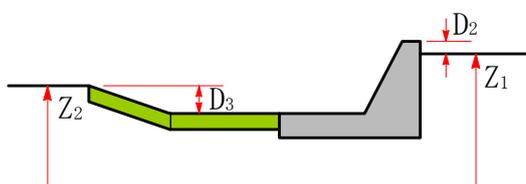
1.1 単位体積重量

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	600.000	m ³ /s	
計画高水水深	H	2.000	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	

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	6.000	$\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$	Q/B
限界水深	h_c	1.543	m	$(q/g^{1/2})^{2/3}$

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： $q = Q/B = 600.000 \div 100.000 = 6.000$ ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
- ・限界水深： $h_c = (q/g^{0.5})^{2/3} = (6.000 \div 9.800^{1/2})^{2/3} = 1.543$ (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。

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

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。

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

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	$0.6 C_0 \cdot D^{0.5}$
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。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。

解1 $h_{1a} = -0.63550$

解2 $h_{1a} = 0.76391$

解3 $h_{1a} = 3.78664$

結果、 $h_{1a} = 0.764(m)$ 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。

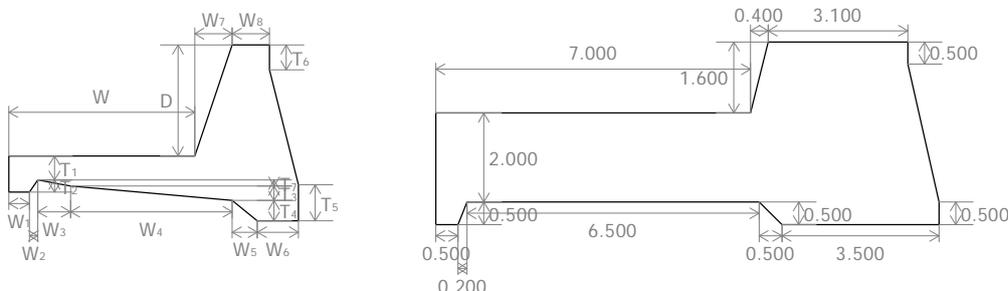
$$\cdot \Delta H = h_c + D - h_{1a} = 1.543 + 1.600 - 0.764 = 2.379 (m)$$

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	1.543	m	
落ち口限界流速	V_c	3.889	m^3/sec	q / h_c
越流落水水深	h_{1a}	0.764	m	エネルギー保存式
上下流最大水位差	ΔH	2.379	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	0.500	W ₂	0.200	W ₃	6.500	
W ₄	0.000	W ₅	0.500	W ₆	3.500	W ₇	0.400	
W ₈	3.100							
D	1.600	T ₁	2.000	T ₂	0.500	T ₃	0.000	
T ₄	0.500	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)

No	X	Y	Δ X	Δ Y	A _x	A _y	M _x	M _y
1	0.000	0.000						
2	0.000	2.500	0.000	2.500	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
3	7.000	2.500	7.000	0.000	17.500000	0.000000	61.250000	0.000000
4	7.400	4.100	0.400	1.600	1.320000	11.520000	9.525333	38.101333
5	10.500	4.100	3.100	0.000	12.710000	0.000000	113.754500	0.000000
6	10.500	3.600	0.000	-0.500	0.000000	-5.250000	0.000000	-20.212500
7	11.200	0.500	0.700	-3.100	1.435000	-33.635000	15.443167	-68.391167
8	11.200	0.000	0.000	-0.500	0.000000	-5.600000	0.000000	-1.400000
9	7.700	0.000	-3.500	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
10	7.200	0.500	-0.500	0.500	-0.125000	3.725000	-0.920833	0.920833
11	0.700	0.500	-6.500	0.000	-3.250000	0.000000	-12.837500	0.000000
12	0.500	0.000	-0.200	-0.500	-0.050000	-0.300000	-0.031667	-0.079167
13	0.000	0.000	-0.500	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
合 計					29.540000	-29.540000	186.183000	-51.060667

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

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。

$$G_x = 186.183000 / 29.540000 = 6.303$$

$$G_y = -51.060667 / -29.540000 = 1.729$$

項 目	記号	値	単位	備 考
断面積	A	29.540	m ²	A _x or A _y
重心位置(横)	G _x	6.303	m	$\Sigma M_x / \Sigma A_x$
重心位置(縦)	G _y	1.729	m	$\Sigma M_y / \Sigma A_y$

5. しゃ水工

しゃ水工の根入れ長はブライの式により算出する。

・ブライの式

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

ここで、C : クリーブ比 (今回は、C=6.000)

L : 本体及び水叩きの長さ (m)

$\Sigma \ell_y$: 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

上記ブライの式より、必要しゃ水工長を算出する。

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。

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

$$\Sigma \ell_y \geq 2.379 \times 6.000 - 11.200 = 3.074 \text{ (m)}$$

$$\cdot \text{必要しゃ水工長 } \ell_c = \{3.074 - (3.800 + 0.500 + 0.500 + 2.500)\} / 2 = -2.113 \text{ (m)}$$

以上の結果から、しゃ水工は本体直下に2.500(m)、水叩き下流端では0.000(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	6.000		ブライの方式
必要しゃ水工長	ℓ_c	-2.113	m	
上流しゃ水工長	ℓ_{c1}	2.500	m	
下流しゃ水工長	ℓ_{c2}	0.000	m	水抜き穴を設けるため計算上ゼロ
合計しゃ水工長	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。

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

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

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
0.700	2.000	19.800	2.004	0.333	OK	
7.000	2.000	13.500	1.367	0.899	OK	
7.200	2.800	13.300	1.346	0.918	OK	

・全浸透路長の算出

$$S = 11.200 + 4.100 - 0.300 + 0.500 + 0.500 + 2.500 + 2 \times 2.500$$

$$= 23.500 \text{ (m)}$$

・ $X=0.700$ (m)

$$S' = 11.200 - 0.700 + 4.100 - 0.300 + 2 \times 2.500 + 0.500 = 19.800 \text{ (m)}$$

$$H_f = (2.379 / 23.500) \times 19.800 = 2.004 \text{ (m)}$$

$$t = 1.333 \times 9.800 \times (2.379 - 2.004) / (24.500 - 9.800) = 0.333 \text{ (m)}$$

・ $X=7.000$ (m)

$$S' = 11.200 - 7.000 + 4.100 - 0.300 + 2 \times 2.500 + 0.500 = 13.500 \text{ (m)}$$

$$H_f = (2.379 / 23.500) \times 13.500 = 1.367 \text{ (m)}$$

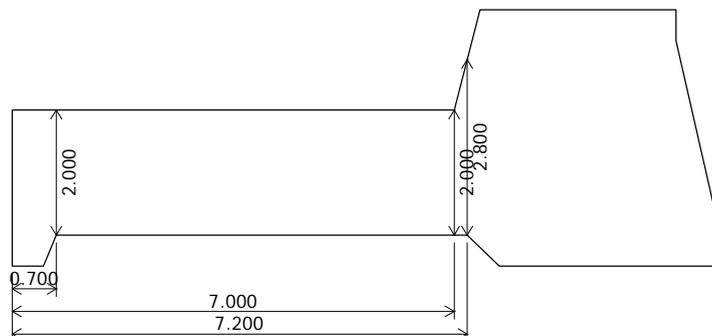
$$t = 1.333 \times 9.800 \times (2.379 - 1.367) / (24.500 - 9.800) = 0.899 \text{ (m)}$$

・ $X=7.200$ (m)

$$S' = 11.200 - 7.200 + 4.100 - 0.300 + 2 \times 2.500 + 0.500 = 13.300 \text{ (m)}$$

$$H_f = (2.379 / 23.500) \times 13.300 = 1.346 \text{ (m)}$$

$$t = 1.333 \times 9.800 \times (2.379 - 1.346) / (24.500 - 9.800) = 0.918 \text{ (m)}$$



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	2.000	m	
上流側護床工長	l_u	3.000	m	

7.2 下流側護床工

下流側護床工の設計に当たっては、平水流量から設計洪水流量の間の数点の流量で下流水深を求め、護床工の設計上考慮すべき危険な条件を判定するとともに、露出射流の危険性の検討を行う。

河川のフルード数 F_r は、次式により概算する。

$$F_r = 9.82(\sqrt{i})^{0.933} - 300(\sqrt{i})^{3.5} = 9.82 i^{0.4665} - 300 i^{1.75}$$

ここに、 i : 河川勾配

単位幅流量 q に対する各種水深は、次式により求める。

$$h_3 = (q^2 / (g \cdot F_r^2))^{(1/3)}$$

h_c : h_3 の式で F_r に 1 を代入

$$h_2 = h_0((8q^2 / (g \cdot h_0^3) + 1)^{0.5} - 1) / 2$$

$$h_0^3 - E_0 \cdot h_0^2 + q^2 / (2g) = 0$$

ここに、 h_3 : 下流水深 (m)

h_c : 堰頂上の限界水深 (m)

h_2 : h_0 に対する上流側共役水深 (m)

h_0 : 堤址水深 (m)

q : 単位幅流量 ($m^3/s/m$)

g : 重力加速度 (m/s^2)

E_0 : $D + 1.5 h_c$ (m)

D : エプロン下流端面から堰頂までの高さ [総落差高] (m)

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。

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

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

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

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

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

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)

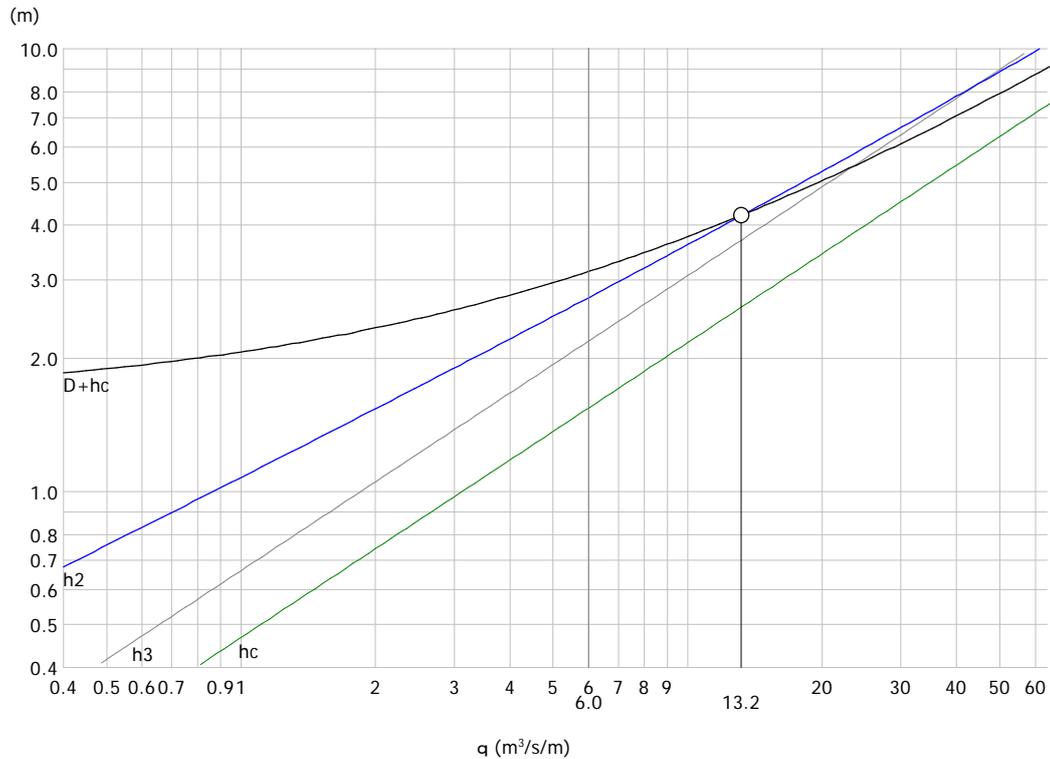
h_{1a} : 跳水前の水深 [越流落水深] (m)

H_s : 跳水前後の水深比

C_d : 抗力係数

η : 補正係数 ($\eta = 1$)

項目	記号	値	単位	備考
単位幅流量	q	6.000	m ³ /s/m	
堰高	D	1.600	m	総落差高
概算フルード数	F _r	0.592		i = 0.002500
下流水深	h _{3p}	2.188	m	q = 6.000m ³ /s/mの時
限界水深	h _{cp}	1.543	m	q = 6.000m ³ /s/mの時
堤址水深	h _{0p}	0.763	m	q = 6.000m ³ /s/mの時
h _{0p} に対する共役水深	h _{2p}	2.745	m	q = 6.000m ³ /s/mの時
領域判定		Iの領域		q = 6.000m ³ /s/mの時



下記に上記の計算内容を記す。

$$F_r = 9.82 \times 0.002500^{0.4665} - 300 \times 0.002500^{1.75} = 0.592$$

$$h_{3p} = (6.000^2 / (9.800 \times 0.592^2))^{(1/3)} = 2.188 \text{ (m)}$$

$$h_{cp} = (6.000^2 / 9.800)^{(1/3)} = 1.542975 \approx 1.543 \text{ (m)}$$

$$E_0 = 1.600 + 1.5 \times 1.543 = 3.915 \text{ (m)}$$

$$h_{0p}^3 - 3.915 h_{0p}^2 + 6.000^2 / (2 \times 9.800) = 0$$

$$h_{0p} = 0.763 \text{ (m)}$$

$$h_{2p} = 0.763 \times ((8 \times 6.000^2 / (9.800 \times 0.763^3) + 1)^{0.5} - 1) / 2 = 2.744929 \approx 2.745 \text{ (m)}$$

$$h_{cp} = 1.542975 < h_{3p} = 2.188 < h_{2p} = 2.744929$$

D + h_{cp}の線と h_{2p}の交点より小さな流量において下流水位 h_{3p}が h_{2p}と h_{cp}に囲まれた領域にある場合は露出射流から跳水あるいは波状流となる。

よって、q = 6.000 (m³/s/m)において、露出射流から跳水あるいは波状流となる。

Iの領域において、護床工の区間長Lは、 L_1+L_2 で表すことが出来る。露出射流区間長 L_1 と跳水あるいは常流区間長 L_2 の計算式を下記に記す。

・区間A(露出射流区間)

$$L_1 = (3\alpha(H_1^{4/3} - h_0^{4/3}) / (4g) - 3(H_1^{13/3} - h_0^{13/3}) / (13q^2)) / n_f^2$$

$$H_1 = H_2((8q^2 / (g \cdot H_2^3) + 1)^{0.5} - 1) / 2$$

$$H_2 = h_3 + k$$

$$n_f = h_3^{5/3} \cdot i^{1/2} / q$$

ここに、 α : 流速分布に関する補正係数

D : エプロン下流端面から堰頂までの高さ[総落差高] (m)

H_1 : 跳水の上流側の共役水深 (m)

h_0 : 堤址水深 (m)

h_3 : 下流水深 (m)

h_c : 堰頂上の限界水深 (m)

k : イボ型護床工の突起高 (m)

g : 重力加速度 (m/s^2)

q : 単位幅流量 ($m^3/s/m$)

n_f : 粗度係数

・区間B(跳水あるいは常流区間)

$$L_2 = 6H_2$$

ここに、 H_2 : 下流水深 h_3 と突起高kの計を最大限として決定 (m)

項目	記号	値	単位	備考
単位幅流量	q	6.000	$m^3/s/m$	
下流水深	h_3	2.188	m	
イボ型護床工の突起高	k	0.200	m	
流速分布に関する補正係数	α	1.100		
堰頂上の限界水深	h_c	1.543	m	h_{cp}
堤址水深	h_0	0.763	m	h_{op}
下流水深 h_3 と突起高kの計	H_2	2.388	m	
H_2 の共役水深	H_1	0.928	m	
粗度係数	n_f	0.031		
露出射流区間長	L_1	15.458	m	
跳水あるいは常流区間長	L_2	14.328	m	
必要護床工長	L	29.786	m	

$$H_2 = 2.188 + 0.200 = 2.388 \text{ (m)}$$

$$H_1 = 2.388 \times ((8 \times 6.000^2 / (9.800 \times 2.388^3) + 1)^{0.5} - 1) / 2 = 0.928 \text{ (m)}$$

$$n_f = 2.188^{5/3} \times 0.002500^{1/2} / 6.000 = 0.031$$

$$L_1 = (3 \times 1.100 \times (0.928^{4/3} - 0.763^{4/3}) / (4 \times 9.800) - 3 \times (0.928^{13/3} - 0.763^{13/3}) / (13 \times 6.000^2)) / 0.031^2 = 15.458 \text{ (m)}$$

$$L_2 = 6 \times 2.388 = 14.328 \text{ (m)}$$

$$L = 15.458 + 14.328 = 29.786 \text{ (m)}$$

イボ型護床工の配列を定める一般式を以下に示す。

$$H^{1/6} / (n \sqrt{g}) = 10.6 \log_{10}(H/k) + 5.4 \log_{10}(S/F) - 5.47$$

$$F = k \cdot w$$

ここに、H : 護床工下流端における底面からの水深。(m)

n : 粗度係数

S : 突起1個辺りの支配面積 (m²)

k : 突起の高さ (m)

w : 突起の幅 (m)

Iの領域において、露出射流区間の場合

$$\cdot h_0 < H_1 : H = (h_0 + H_1) / 2$$

$$\cdot h_0 > H_1 : H = (h_0 + h_c) / 2$$

$$\text{それ以外の場合} : H = H_3 + k$$

Iの領域においては、“露出射流区間”と“跳水あるいは常流区間”の2区間に分けて計算を行う。

上流の区間となる“露出射流区間”では、露出射流が生じる最大流量時の水力条件で設計を行う。

その際的水力条件とは、護床工長の算出時の水力条件と同じである。

次に下流の区間である“跳水あるいは常流区間”では、自然河川の平均粒径移動限界時の流水抵抗に合わせるように設計する。

一般式を以下に示す。

$$d_m = 19.86 \times 10^4 (\sqrt{i})^{3.764} - 39 \times 10^6 (\sqrt{i})^{6.31}$$

$$U_{*c}^2 = 80.9 d_m \cdots d_m \geq 0.303 \text{ cm}$$

$$U_{*c}^2 = 134.6 d_m^{31/22} \cdots 0.118 \leq d_m \leq 0.303 \text{ cm}$$

$$U_{*c}^2 = 55.0 d_m \cdots 0.0565 \leq d_m \leq 0.118 \text{ cm}$$

$$U_{*c}^2 = 8.41 d_m^{11/32} \cdots 0.0065 \leq d_m \leq 0.0565 \text{ cm}$$

$$U_{*c}^2 = 226 d_m \cdots d_m \leq 0.0065 \text{ cm}$$

$$h_{sc} = U_{*c}^2 / (g \cdot i)$$

$$q = (h_{sc}^3 \cdot g \cdot F_r^2)^{1/2} / 10000$$

ここに、d_m : 河床の平均粒径 (cm)

i : 河床勾配

U_{*c} : 平均粒径移動限界摩擦速度 (cm/sec)

g : 重力加速度 (cm/sec²)

h_{sc} : 平均粒径の移動限界水深 (cm)

q : 平均粒径の移動限界時の単位幅流量 (m³/sec/m)

項 目	記号	値	単位	備 考
突起露出面積	F	0.120	m ²	k · w = 0.200 × 0.600
河床の平均粒径	d _m	2.276	cm	
平均粒径移動限界摩擦速度	U _{*c}	13.569	cm/sec	√184.128 (U _{*c} ² = 184.128)
平均粒径の移動限界水深	h _{sc}	75.154	cm	
平均粒径の移動限界流量	q	1.2	m ³ /s/m	
下流端底面からの水深	H _B	0.952	m	
粗度係数	n _B	0.026		
突起支配面積(許容値)	S _B	20.87	m ²	
(h ₀ + H ₁) / 2	H _m	1.564	m	露出射流(L ₁)区間
粗度係数	n _f	0.031		露出射流(L ₁)区間
突起支配面積(許容値)	S _A	3.26	m ²	露出射流(L ₁)区間

・跳水あるいは常流区間

$$d_m = 19.86 \times 10^4 \times 0.002500^{1.882} - 39 \times 10^6 \times 0.002500^{3.155} = 2.276 \text{ (cm)}$$

$$U_{*c}^2 = 80.9 \times 2.276 = 184.128 \text{ (cm/sec)}^2$$

$$h_{sc} = 184.128 / (980.000 \times 0.002500) = 75.154 \text{ (cm)}$$

$$q = (75.154^3 \times 980.0 \times 0.592^2)^{1/2} / 10000 = 1.2 \text{ (m}^3/\text{s/m)}$$

$$n_f = 0.752^{5/3} \times 0.002500^{1/2} / 1.2 = 0.026$$

$$\log_{10}(S_B/F) = (H_B^{1/6} / (n_B \sqrt{g}) - 10.6 \log_{10}(H_B/k) + 5.47) / 5.4$$

$$\log_{10}(S_B/F) = (0.952^{1/6} / (0.026 \times 9.800^{1/2}) - 10.6 \log_{10}(0.952/0.200) + 5.47) / 5.4 = 1.939470$$

$$S_B/F = 10^{1.939470} = 86.990$$

$$S_B = 86.990 \times 0.120 \times 2 = 20.878 \text{ (m}^2) \quad \dots \text{ 護床工配列が様式1の為、2倍とする。}$$

・露出射流区間

$$h_0 = 1.485 > h_1 = 1.643 \text{ のため } H_m = (1.485 + 1.643) / 2 = 1.564 \text{ (m)}$$

$$\log_{10}(S_A/F) = (1.564^{1/6} / (0.031 \times 9.800^{1/2}) - 10.6 \log_{10}(1.564/0.200) + 5.47) / 5.4 = 1.134138$$

$$S_A/F = 10^{1.134138} = 13.619$$

$$S_A = 13.619 \times 0.120 \times 2 = 3.269 \text{ (m}^2) \quad \dots \text{ 護床工配列が様式1の為、2倍とする。}$$

項 目	記号	値	単位	備 考
護床工長	L _A	30.000	m	
突起支配面積(入力値)	S _{Bi}	20.876	m ²	4.569(縦断)×4.569(横断)
突起支配面積(入力値)	S _{Ai}	3.269	m ²	1.808(縦断)×1.808(横断)

8. 護床エのブロック重量

護床エブロックの重量は、次式により算出する。

$$W = 37.6A \cdot V^2 / (2g)$$

ここに、W : 移動しないための最小ブロック重量 (kN)

A : 流水が衝突する面積 (m²)

V : ブロックに衝突する時の流速 (m/s)

8.1 護床エブロック重量の算出

$$A = k \cdot w = 0.200 \times 0.600 = 0.120 \text{ (m}^2\text{)}$$

・露出射流区間

$$h = h_{op} = 0.763 \text{ (m)}$$

$$V_1 = q / h = 6.000 / 0.763 = 7.864 \text{ (m/s)}$$

$$W_1 = 37.6 \times 0.120 \times 7.864^2 / (2 \times 9.800) = 14.236 \text{ (kN)}$$

・跳水および常流区間

$$H_2 = h_3 + k = 0.752 + 0.200 = 0.952 \text{ (m)}$$

$$h = H_2 \left((8q^2 / (g \cdot H_2^3) + 1)^{0.5} - 1 \right) / 2$$

$$h = 0.952 \times \left((8 \times 1.2^2 / (9.800 \times 0.952^3) + 1)^{0.5} - 1 \right) / 2 = 0.2556 \text{ (m)}$$

$$V_2 = q / h = 1.2 / 0.2556 = 4.695 \text{ (m/s)}$$

$$W_2 = 37.6 \times 0.120 \times 4.695^2 / (2 \times 9.800) = 5.074 \text{ (kN)}$$

8.2 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 ₁	7.864	m/s	露出射流区間
ブロック近傍流速	V ₂	4.695	m/s	跳水および常流区間
最小ブロック重量	W ₁	14.236	kN	露出射流区間
最小ブロック重量	W ₂	5.074	kN	跳水および常流区間

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	0.200				

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	上流水深 (m)	下流水深 (m)
常時・浮力有り	常時	○	○	○	本体	○	1.543	0.764
地震時・浮力有り	地震時	○	○	○	本体	○	1.230	0.000

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。

$$\theta = \tan^{-1}(\Delta Y / \Delta X) = \tan^{-1}((3.800 - 0.000) / (11.200 - 10.500)) = 79.563 (^\circ)$$

$$\theta_0 = \tan^{-1} K_h = \tan^{-1} 0.200 = 11.310 (^\circ)$$

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	0.381		
地震合成角	θ_0	11.310	°	
地震時土圧係数	K_{AE}	0.452		

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。

$$V = A \cdot \gamma_{sc} = 29.54000 \times 24.500 = 723.730 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot K_h = 723.730 \times 0.200 = 144.746 \text{ (kN)}$$

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	723.730	723.730	144.746	6.303	1.729	4561.670	250.266
	合計	723.730	723.730	144.746			4561.670	250.266

「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 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

$$h_1 = D + T_1 + T_4 - D_2 = 1.600 + 2.000 + 0.500 - 0.300 = 3.800 \text{ (m)}$$

・常時

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

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

$$\text{土圧強度 } p_1 = K_A \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.381 \times 10.000 \times 3.800 = 14.478$$

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	$14.478 \times 3.800 \div 2$	27.508	9.408	25.858	11.200	1.267	105.370	32.762
	合計	27.508	9.408	25.858			105.370	32.762

「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

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

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

$$\text{土圧強度 } p_{E1} = K_{AE} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.546 \times 10.000 \times 3.800 = 20.748$$

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	$20.748 \times 3.800 \div 2$	39.421	10.210	38.081	11.200	1.267	114.352	48.249
	合計	39.421	10.210	38.081			114.352	48.249

「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 水圧

・上流側(背面側)

$$H_{b1} = 1.543 \text{ (m)}, \quad V_{c1} = 3.889 \text{ (m/s)} \quad [\text{速度水頭を考慮}]$$

$$H_{c1} = V_{c1}^2 / 2g = 3.889^2 / (2 \times 9.800) = 0.771 \text{ (m)}$$

$$p_{wb1} = \gamma_w (H_{c1} + H_{b1}) = 9.800 \times (1.543 + 0.771) = 22.677 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{wb2} = \gamma_w \cdot (H_{b1} + H_{c1} + D + T_1 + T_4) = 9.800 \times (1.543 + 0.771 + 1.600 + 2.000 + 0.500) = 62.857 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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	$4.100 \times (22.677 + 62.857) \div 2$	175.345		175.345	11.200	1.729		303.172
合計		175.345	0.000	175.345			0.000	303.172

「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。

・ $H_{b2} = 1.230$ (m) , $V_{c2} = 4.878$ (m/s) [速度水頭を考慮]

$$H_{c2} = V_{c2}^2 / 2g = 4.878^2 / (2 \times 9.800) = 1.214$$
 (m)

$$p_{wb3} = \gamma_w (H_{c2} + H_{b2}) = 9.800 \times (1.230 + 1.214) = 23.951$$
 (kN/m²)

$$p_{wb4} = \gamma_w \cdot (H_{b2} + H_{c2} + D + T_1 + T_4) = 9.800 \times (1.230 + 1.214 + 1.600 + 2.000 + 0.500) = 64.131$$
 (kN/m²)

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	$4.100 \times (23.951 + 64.131) \div 2$	180.569		180.569	11.200	1.738		313.829
合計		180.569	0.000	180.569			0.000	313.829

「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)

・ $H_{f1} = 0.764$ (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。

$$p_{wf1} = \gamma_w \cdot (H_{f1} + T_1 + T_2) = 9.800 \times (0.764 + 2.000 + 0.500) = 31.987$$

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	$31.987 \times 3.264 \div 2$	52.203		-52.203		1.088		-56.797
合計		52.203	0.000	-52.203			0.000	-56.797

「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。

・ $H_{f2} = 0.000$ (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。

$$p_{wf2} = \gamma_w \cdot (T_1 + T_2) = 9.800 \times (2.000 + 0.500) = 24.500$$

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	$24.500 \times 2.500 \div 2$	30.625		-30.625		0.833		-25.511
合計		30.625	0.000	-30.625			0.000	-25.511

「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。

10.4 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)

$$\mu = 1.0$$

$$d_u = 4.1$$

$$d_b = 2.5$$

・ 上流=1.543 (m) / 下流=0.764 (m)

$$h_{u1} = 1.543 \text{ (m) [上流側水深]}$$

$$h_{d1} = 0.764 \text{ (m) [下流側水深]}$$

$$u_{u1} = \gamma_w \cdot \mu (h_{u1} + d_u) = 9.800 \times 1.0 \times (1.543 + 4.100) = 55.301 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$u_{b1} = \gamma_w \cdot \mu (h_{bb1} + d_b) = 9.800 \times 1.0 \times (0.764 + 2.500) = 31.987 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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	$11.200 \times (31.987 + 55.301) \div 2$	488.813	-488.813		6.099		-2981.270	
	合計	488.813	-488.813	0.000			-2981.270	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=1.230 (m) / 下流=0.000 (m)

$$h_{u2} = 1.230 \text{ (m) [上流側水深]}$$

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

$$u_{u2} = \gamma_w \cdot \mu (h_{u2} + d_u) = 9.800 \times 1.0 \times (1.230 + 4.100) = 52.234 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$u_{b2} = \gamma_w \cdot \mu (h_{bb2} + d_b) = 9.800 \times 1.0 \times (0.000 + 2.500) = 24.500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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	$11.200 \times (24.500 + 52.234) \div 2$	429.710	-429.710		6.275		-2696.430	
	合計	429.710	-429.710	0.000			-2696.430	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。

1.5 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=1.543 (m) / 下流=0.764 (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	$9.800 \times 3.100 \times 1.543 \div 2$	23.438	23.438		9.467		221.888	
2	$9.800 \times 7.000 \times 0.764$	52.410	52.410		3.500		183.435	
3	$9.800 \times 0.191 \times 0.764 \div 2$	0.715	0.715		7.064		5.051	
合計		76.563	76.563	0.000			410.374	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=1.230 (m) / 下流=0.000 (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	$9.800 \times 3.100 \times 1.230 \div 2$	18.684	18.684		9.467		176.881	
合計		18.684	18.684	0.000			176.881	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)

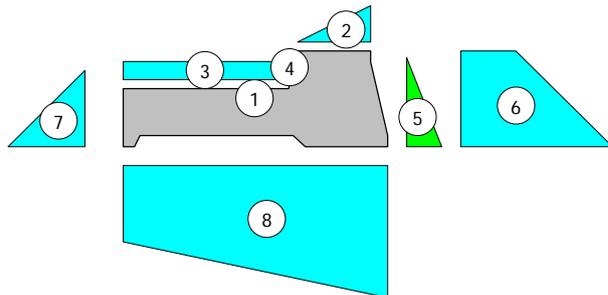
P：鉛直最大反力(kN/m²)

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	723.730	723.730		6.303	1.729	4561.670	
2	$9.800 \times 3.100 \times 1.543 \div 2$	23.438	23.438		9.467		221.888	
3	$9.800 \times 7.000 \times 0.764$	52.410	52.410		3.500		183.435	
4	$9.800 \times 0.191 \times 0.764 \div 2$	0.715	0.715		7.064		5.051	
5	$14.478 \times 3.800 \div 2$	27.508	9.408	25.858	11.200	1.267	105.370	32.762
6	$4.100 \times (22.677 + 62.857) \div 2$	175.345		175.345	11.200	1.729		303.172
7	$31.987 \times 3.264 \div 2$	52.203		-52.203		1.088		-56.797
8	$11.200 \times (31.987 + 55.301) \div 2$	488.813	-488.813		6.099		-2981.270	
合計		1544.162	320.888	149.000			2096.144	279.137

「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

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V = 11.200 / 2 - (2096.144 - 279.137) / 320.888 = 0.062 \text{ (m)}$$

常時の為 $e_s = B/6 = 11.200 / 6 = 1.867 \text{ (m)}$
 $e = 0.062 \leq e_s = 1.867 \dots \text{OK}$

・滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 320.888 \times 0.700 / 149.000 = 1.508$$

常時の為 $F_s = 1.500$
 $F = 1.508 \geq F_s = 1.500 \dots \text{OK}$

・地盤支持力に対する検討

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

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

$e = 0.062 \leq B/6 = 1.867$ の為

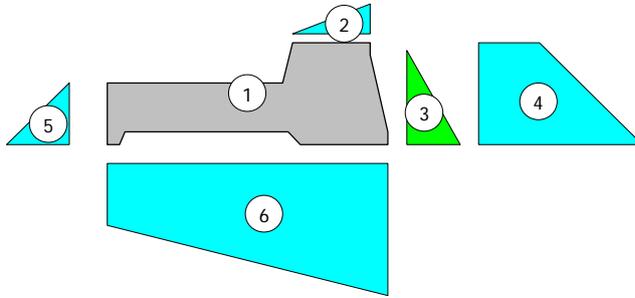
$$P = V \cdot (1 + 6e / B) / B = 320.888 \times (1 + 6 \times 0.062 / 11.200) / 11.200 = 29.602 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

常時の為 $Q_u = 300.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 $P = 29.602 \leq Q_u = 300.000 \dots \text{OK}$

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	723.730	723.730	144.746	6.303	1.729	4561.670	250.266
2	$9.800 \times 3.100 \times 1.230 \div 2$	18.684	18.684		9.467		176.881	
3	$20.748 \times 3.800 \div 2$	39.421	10.210	38.081	11.200	1.267	114.352	48.249
4	$4.100 \times (23.951 + 64.131) \div 2$	180.569		180.569	11.200	1.738		313.829
5	$24.500 \times 2.500 \div 2$	30.625		-30.625		0.833		-25.511
6	$11.200 \times (24.500 + 52.234) \div 2$	429.710	-429.710		6.275		-2696.430	
合計		1422.739	322.914	332.771			2156.473	586.833

「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

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V = 11.200 / 2 - (2156.473 - 586.833) / 322.914 = 0.739 \text{ (m)}$$

地震時の為 $e_{se} = 2B/6 = 2 \times 11.200 / 6 = 3.733 \text{ (m)}$

$$e = 0.739 \leq e_{se} = 3.733 \quad \dots \quad \text{OK}$$

・ 滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 322.914 \times 0.700 / 332.771 = 0.679$$

地震時の為 $F_{se} = 1.200$

$$F = 0.679 < F_{se} = 1.200 \quad \dots \quad \text{OUT}$$

・ 地盤支持力に対する検討

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

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

$e = 0.739 \leq B/6 = 1.867$ の為

$$P = V \cdot (1 + 6e / B) / B = 322.914 \times (1 + 6 \times 0.739 / 11.200) / 11.200 = 40.246 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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

$$P = 40.246 \leq Q_{ue} = 450.000 \quad \dots \quad \text{OK}$$

1. 設計条件

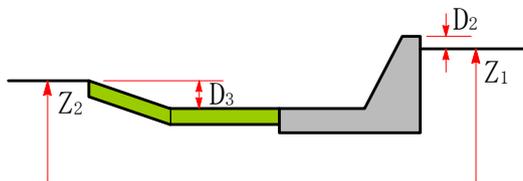
1.1 単位体積重量

項目	記号	値	単位	備考
躯体	γ_{sc}	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	600.000	m ³ /s	
計画高水水深	H	2.000	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	

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		「ブライ」選択時に入力
仮定流量桁数	Q_s	0.010	m ³ /s	「Rand (1995)」選択時に入力
重力加速度	g	9.800	m/s ²	

2. 設計条件(安定計算)

2.1 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	°	土圧公式が「クーロン」の場合		
地震時壁面摩擦角	δ_E	15.000	°	土圧公式が「クーロン」の場合で地震時		
設計水平震度	K_h	0.200		地震時を含む場合		
常時土圧係数	K_A	0.297		土圧公式が「任意係数」の場合		
地震時土圧係数	K_{AE}	0.452		土圧公式が「任意係数」の場合		

2.2 荷重条件

No	ケース名称	常時/ 地震時	水重	揚圧 力	速度 水頭
1	常時・浮力有り	常時	○	○	○
2	地震時・浮力有り	地震時	○	○	○
3	Case3	常時	—	○	—
4	Case4	常時	—	—	—
5	Case5	常時	—	—	—
6	Case6	常時	—	—	—

2.3 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(岩盤以外)
地震時安全率	F_{se}	1.200		滑動に対する検討(岩盤以外)
底面のせん断抵抗	τ_0	0.0	kN/m ²	滑動に対する検討(岩盤上)
必要安全率	n_0	0.000		滑動に対する検討(岩盤上)
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
滑動に対する検討条件	○	基礎地盤が岩盤以外		基礎地盤が岩盤