

流域面積

$$\text{流域面積 } A = 0.10000(\text{km}^2)$$

洪水到達時間の算定方法

洪水到達時間は、角屋・福島公式とシャーマン式を満足する時間とする。

$$t_p = C \times A^{0.22} \times R_e^{-0.35}$$

ここに、 t_p ：洪水到達時間(min)

C ：流域係数

A ：流域面積(km^2)

R_e ：洪水到達時間内の平均降雨強度(mm/hr)

$$R_e = f_p \times R_t$$

f_p ：流出係数

C （流域係数）の算定

$$\text{流域係数 } C = 220 \text{（入力値）}$$

f_p （流出係数）の算定

$$\text{流出係数 } f_p = 0.777 \text{（入力値）}$$

設計洪水流量の算定基準

設計洪水流量は、次の（Ａ）～（Ｃ）項のうちいずれか大きい流量とする。

- (A) 確率的に200年に1回起こると推定される200年確率流量の1.2倍 (A項流量)
(B) 観測あるいは洪水痕跡等から推定される既往最大洪水流量の1.2倍 (B項流量)
(C) 気象水象条件の類似する近傍流域における水象、もしくは気象の観測結果から推定される最大洪水流量 (C項流量)

また、ため池は洪水流入から流出までの時間的経過の中で、水位上昇（越流水深相当）の貯留がある。その効果として洪水調節機能が働いていることから洪水吐にゲートがなく、満水面積が流域面積の1/30より大きいため池については、この貯留効果を考慮して設計洪水流量を算定してもよい。

貯留効果

本池の満水面積は流域面積の1/30以上となるため、貯留効果を期待できる
よって、貯留効果を考慮し計算を行う。

流域面積 $10.000 \text{ (ha)} \times 1/30 = 0.333 \text{ (ha)}$ 満水面積 1.901 (ha)

気象データ

降雨データ

観測所 : 神戸（神戸市西区を除く）・北摂・篠山
200年確率1時間降雨量 : 77.000 (mm/hr)
既往最大1時間降雨量 : 88.000 (mm/hr) 1939年08月01日

本計算書では 200年確率1時間降雨量 < 既往最大1時間降雨量となるため、既往最大1時間降雨量を設計時間雨量とする。

確率降雨強度式（シャーマン式）

$$\begin{aligned} R_t &= \beta \times R = (a / t^n) \times R \\ &= (7.600 / t^{0.500}) \times R \end{aligned}$$

ここに、 R_t ：洪水到達時間内の平均降雨強度(mm/hr)

R : 時間雨量(mm/hr)

$$\beta : \text{特性係数} \quad \beta = a / t^n$$

t : 洪水到達時間(min) = 角屋・福島公式の t_p (min)

a、n：地域特性による係数

($a = 7.600$ 、 $n = 0.500$)

降雨波形

降雨波形は後方集中型、降雨継続時間は24時間とする。

設計洪水流量

洪水到達時間算定

・流域条件

流域面積	A	0.10000 (km ²)
平均流出係数	f _p	0.777
流域係数	C	220

・降雨強度式（シャーマン式）

$$R_t = 7.600 / t^{0.500} \times R$$

R_t (mm/hr) : 洪水到達時間内の平均降雨強度

R (mm/hr) : 時間雨量 88.000(mm/hr) 既往最大降雨量

t (min) : 経過時間

・洪水到達時間

$$t_p = C \times A^{0.22} \times R_e^{-0.35}$$

t_p (min) : 洪水到達時間 = 降雨強度式の t (min)

C : 流域係数

A (km²) : 流域面積

R_e (mm/hr) : 洪水到達時間内の平均有効降雨強度

$$R_e = f_p \times R_t$$

f_p : 流出係数

R_t (mm/hr) : 洪水到達時間内の平均降雨強度

別紙の洪水到達時間算出一覧表より、洪水到達時間 t_p は、

$$t_p = 26.33 \text{ 分}$$

よって、

$$R_t = 7.600 / 26.33^{0.500} \times 88.000 = 130.34 \text{ mm}$$

$$R_e = 0.777 \times 130.34 = 101.27 \text{ mm}$$

貯留効果を考慮しない場合の設計洪水流量は下記式により算定する。

洪水ピーク流量 (Q_p)

$$\begin{aligned} Q_p &= 1 / 3.6 \times R_e \times A \\ &= 1 / 3.6 \times 101.27 \times 0.100 \\ &= 2.813 \text{ (m}^3\text{/sec)} \end{aligned}$$

設計洪水流量 (Q)

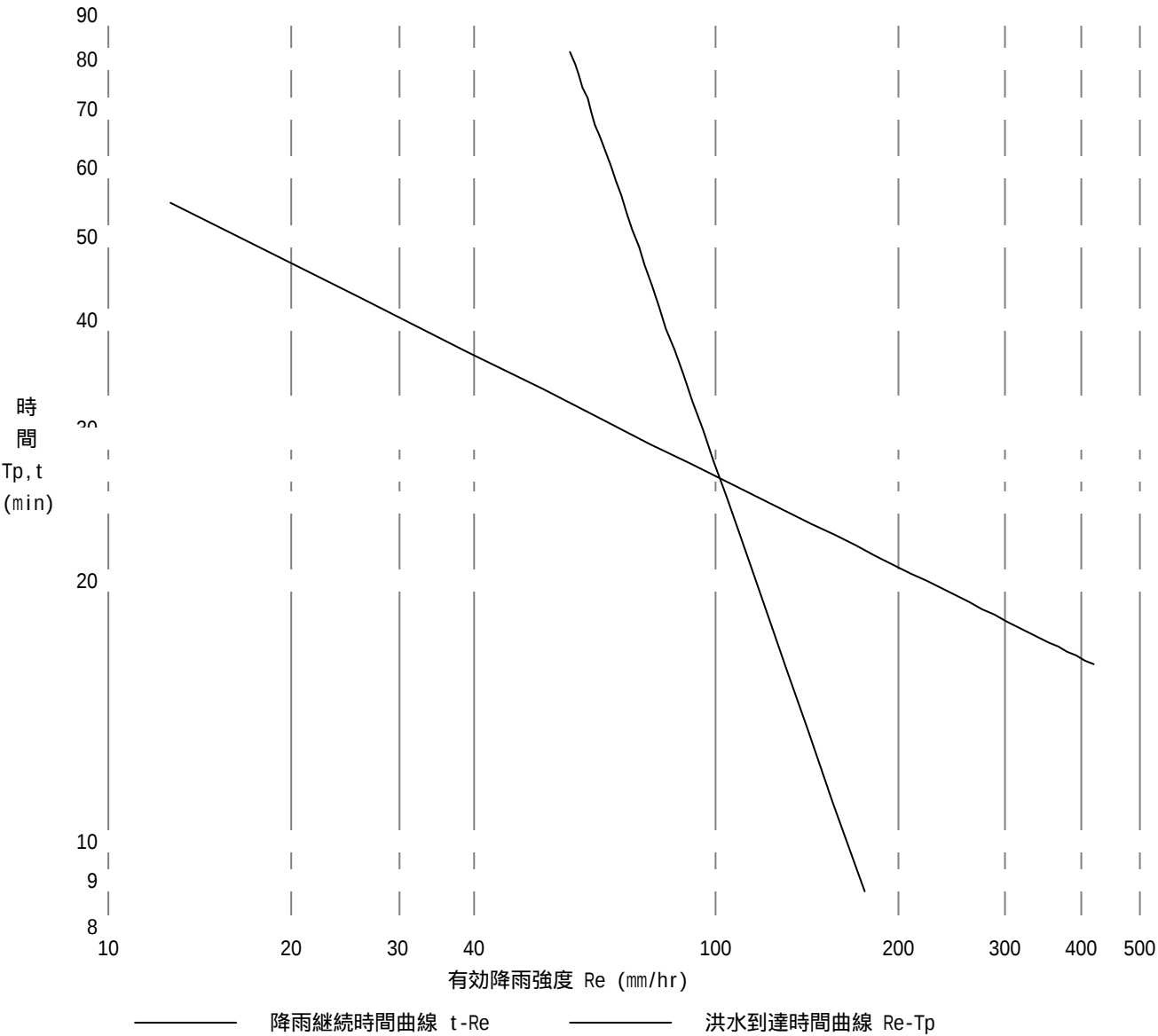
$$\begin{aligned} Q &= 1.200 \times Q_p = 1.200 \times 2.813 \\ &= 3.376 \text{ (m}^3\text{/sec)} \end{aligned}$$

洪水到達時間算出一覧表（既往最大降雨量）

- n : 計算ステップ
- t : 仮定の洪水到達時間 (min)
- β : 特性係数
- Re : 有効降雨強度 (mm/hr)
- Tp : 角屋・福島公式による洪水到達時間 (min)

仮定の洪水到達時間を $t = 60$ とし、 $|t - T_p| < 0.0001$ となるまで繰り返す。

n	t	β	Re	Tp	誤差
1	60.00000	0.981	67.0875	30.41572	29.58428
2	30.41572	1.378	94.2255	27.00622	3.40950
3	27.00622	1.462	99.9966	26.45013	0.55609
4	26.45013	1.478	101.0423	26.35400	0.09613
5	26.35400	1.480	101.2265	26.33721	0.01679
6	26.33721	1.481	101.2587	26.33427	0.00294
7	26.33427	1.481	101.2644	26.33376	0.00051
8	26.33376	1.481	101.2653	26.33367	0.00009



洪水調整に用いる降雨強度式の算出

降雨強度式（シャーマン式）

$$\beta_{200} = 7.600 / t^{0.500} \text{ (mm/hr)}$$

$$\begin{aligned} R_{200} &= (88.000 \times 7.600) / t^{0.500} \\ &= 668.800 / t^{0.500} \text{ (mm/hr)} \end{aligned}$$

洪水調整に用いる単位計算時間

洪水調整に用いる降雨強度式を基に、区間時間内降雨強度、及び区間時間内流出量を算出する。

なお、計算に用いる到達時間は5分間単位の直近上位値に切り上げた値を用いる。

流域面積	A	0.10000 (km ²)
平均流出係数	f _p	0.777
流域係数	C	220

単位計算時間

既往最大降雨量 26.330 (分) → 25.000 (分)

流入公式 $Q = R_n \times f_p \times A / 3.6$

Q (m³/sec) : 単位流入量年確率降雨強度

R_n (mm/hr) : 降雨強度

f_p : 平均流出係数

A (km²) : 流域面積

ハイエト・ハイドログラフの算出（既往最大降雨量）

n	: 計算ステップ	$n = 24 \times 60 / \Delta t$	
Δt	: 単位計算時間（洪水到達時間）	$\Delta t = 25.000$ 分	(min)
R	: 降雨強度（シャーマン式）	$R = 668.800 / t^{0.500}$	(mm/hr)
R_n	:	$R_n = n \times R$	
I_n	: 降雨強度	$I_n = R_{n-1} - R_n$	(mm/hr)
I	: 単位時間内降雨強度	$I = I_n \times (\Delta t / 60)$	(mm/25分)
Q	: 単位流入量	$Q = I_n \times f_p \times A / 3.6$	(m³/sec)
f_p	: 流出係数	0.777	
A	: 流域面積	0.10000 (km²)	

n	t = n × Δ t	R	R _n	I _n	Q	Q × 1.200	I
1	25	133.760	133.760	133.760	2.8870	3.4644	55.733
2	50	94.583	189.165	55.405	1.1958	1.4350	23.086
3	75	77.226	231.679	42.514	0.9176	1.1011	17.714
4	100	66.880	267.520	35.841	0.7736	0.9283	14.934
5	125	59.819	299.096	31.576	0.6815	0.8178	13.157
6	150	54.607	327.644	28.547	0.6161	0.7394	11.895
7	175	50.557	353.896	26.252	0.5666	0.6799	10.938
8	200	47.291	378.330	24.435	0.5274	0.6329	10.181
9	225	44.587	401.280	22.950	0.4953	0.5944	9.562
10	250	42.299	422.986	21.706	0.4685	0.5622	9.044
11	275	40.330	443.632	20.645	0.4456	0.5347	8.602
12	300	38.613	463.358	19.727	0.4258	0.5109	8.219
13	325	37.098	482.279	18.920	0.4084	0.4900	7.883
14	350	35.749	500.484	18.206	0.3929	0.4715	7.586
15	375	34.537	518.050	17.566	0.3791	0.4550	7.319
16	400	33.440	535.040	16.990	0.3667	0.4400	7.079
17	425	32.442	551.507	16.467	0.3554	0.4265	6.861
18	450	31.528	567.496	15.989	0.3451	0.4141	6.662
19	475	30.687	583.046	15.551	0.3356	0.4028	6.479
20	500	29.910	598.193	15.147	0.3269	0.3923	6.311
21	525	29.189	612.965	14.772	0.3188	0.3826	6.155
22	550	28.518	627.390	14.425	0.3113	0.3736	6.010
23	575	27.891	641.490	14.100	0.3043	0.3652	5.875
24	600	27.304	655.287	13.797	0.2978	0.3573	5.749
25	625	26.752	668.800	13.513	0.2916	0.3500	5.630
26	650	26.232	682.045	13.245	0.2859	0.3430	5.519
27	675	25.742	695.037	12.992	0.2804	0.3365	5.414
28	700	25.278	707.791	12.754	0.2753	0.3303	5.314
29	725	24.839	720.320	12.528	0.2704	0.3245	5.220
30	750	24.421	732.634	12.314	0.2658	0.3189	5.131
31	775	24.024	744.744	12.110	0.2614	0.3137	5.046
32	800	23.646	756.661	11.917	0.2572	0.3086	4.965
33	825	23.285	768.393	11.732	0.2532	0.3039	4.888
34	850	22.940	779.948	11.555	0.2494	0.2993	4.815
35	875	22.610	791.335	11.387	0.2458	0.2949	4.744
36	900	22.293	802.560	11.225	0.2423	0.2907	4.677
37	925	21.990	813.630	11.070	0.2389	0.2867	4.613
38	950	21.699	824.552	10.922	0.2357	0.2829	4.551
39	975	21.419	835.331	10.779	0.2326	0.2792	4.491
40	1000	21.149	845.973	10.642	0.2297	0.2756	4.434
41	1025	20.890	856.482	10.509	0.2268	0.2722	4.379

ハイエト・ハイドログラフの算出（既往最大降雨量）

n	$t = n \times \Delta t$	R	R _n	I _n	Q	$Q \times 1.200$	I
42	1050	20.640	866.864	10.382	0.2241	0.2689	4.326
43	1075	20.398	877.123	10.259	0.2214	0.2657	4.275
44	1100	20.165	887.263	10.140	0.2189	0.2626	4.225
45	1125	19.940	897.289	10.026	0.2164	0.2597	4.177
46	1150	19.722	907.204	9.915	0.2140	0.2568	4.131
47	1175	19.511	917.012	9.808	0.2117	0.2540	4.087
48	1200	19.307	926.716	9.704	0.2094	0.2513	4.043
49	1225	19.109	936.320	9.604	0.2073	0.2487	4.001
50	1250	18.917	945.826	9.506	0.2052	0.2462	3.961
51	1275	18.730	955.237	9.411	0.2031	0.2438	3.921
52	1300	18.549	964.557	9.320	0.2011	0.2414	3.883
53	1325	18.373	973.787	9.230	0.1992	0.2391	3.846
54	1350	18.202	982.931	9.144	0.1974	0.2368	3.810
55	1375	18.036	991.991	9.059	0.1955	0.2346	3.775
56	1400	17.874	1000.968	8.977	0.1938	0.2325	3.741
57	1425	17.717	1009.866	8.898	0.1920	0.2304	3.707
58	1450	17.564	1018.686	8.820	0.1904	0.2284	3.675

洪水調節計算（既往最大降雨量）

n	: 計算ステップ	$n = 24 \times 60 / \Delta t$	
Δt	: 単位計算時間	$\Delta t = 25.000$ (分)	
I_n	: 降雨強度	前項(ハイト・ハイト ² 計算)の降雨強度値	(mm/hr)
Q	: 流量	前項(ハイト・ハイト ² 計算)の単位流入量値	(m ³ /sec)
Q_{in}	: 流入量	前項(ハイト・ハイト ² 計算)の「単位流入量 × 1.200」値	(m ³ /sec)
Q_{out}	: 放流量	$Q_{out} = C_f \times B \times WL^{3/2}$	(m ³ /sec)
C_f	: 越流係数 = 2.500		
B	: 堰の有効幅 = 4.000(m)		
WL	: 水深（越流総水頭）	$WL = V / A_2$	(m)
A_2	: 満水面積 = 19005.0 (m ²)		
V	: 貯留量 = $V_{(n-1)} + \{Q_{in(n)} + Q_{in(n-1)} - Q_{out(n)} - Q_{out(n-1)}\} \times \Delta t \times 60 / 2$		(m ³)

n	t = n × Δ t	I n	Q	Q in	Q out	V	W L
1	25	8.820	0.1904	0.2284	0.0081	165.2	0.008698
2	50	8.898	0.1920	0.2304	0.0394	473.8	0.024937
3	75	8.977	0.1938	0.2325	0.0760	734.5	0.038648
4	100	9.059	0.1955	0.2346	0.1108	944.8	0.049707
5	125	9.144	0.1974	0.2368	0.1410	1109.5	0.058371
6	150	9.230	0.1992	0.2391	0.1659	1236.2	0.065041
7	175	9.320	0.2011	0.2414	0.1857	1332.8	0.070138
8	200	9.411	0.2031	0.2438	0.2013	1406.4	0.074008
9	225	9.506	0.2052	0.2462	0.2135	1462.7	0.076971
10	250	9.604	0.2073	0.2487	0.2232	1506.4	0.079263
11	275	9.704	0.2094	0.2513	0.2309	1540.9	0.081083
12	300	9.808	0.2117	0.2540	0.2372	1568.9	0.082547
13	325	9.915	0.2140	0.2568	0.2425	1592.3	0.083777
14	350	10.026	0.2164	0.2597	0.2471	1612.4	0.084840
15	375	10.140	0.2189	0.2626	0.2513	1630.3	0.085793
16	400	10.259	0.2214	0.2657	0.2551	1646.8	0.086652
17	425	10.382	0.2241	0.2689	0.2587	1662.4	0.087477
18	450	10.509	0.2268	0.2722	0.2622	1677.5	0.088267
19	475	10.642	0.2297	0.2756	0.2657	1692.4	0.089043
20	500	10.779	0.2326	0.2792	0.2692	1707.3	0.089826
21	525	10.922	0.2357	0.2829	0.2728	1722.3	0.090626
22	550	11.070	0.2389	0.2867	0.2764	1737.6	0.091422
23	575	11.225	0.2423	0.2907	0.2802	1753.2	0.092248
24	600	11.387	0.2458	0.2949	0.2840	1769.3	0.093093
25	625	11.555	0.2494	0.2993	0.2881	1785.9	0.093968
26	650	11.732	0.2532	0.3039	0.2922	1803.0	0.094874
27	675	11.917	0.2572	0.3086	0.2965	1820.8	0.095801
28	700	12.110	0.2614	0.3137	0.3011	1839.3	0.096783
29	725	12.314	0.2658	0.3189	0.3058	1858.6	0.097799
30	750	12.528	0.2704	0.3245	0.3108	1878.7	0.098850
31	775	12.754	0.2753	0.3303	0.3160	1899.7	0.099960
32	800	12.992	0.2804	0.3365	0.3215	1921.7	0.101107
33	825	13.245	0.2859	0.3430	0.3273	1944.7	0.102329
34	850	13.513	0.2916	0.3500	0.3335	1968.8	0.103603
35	875	13.797	0.2978	0.3573	0.3400	1994.3	0.104943
36	900	14.100	0.3043	0.3652	0.3468	2021.1	0.106352
37	925	14.425	0.3113	0.3736	0.3541	2049.5	0.107832
38	950	14.772	0.3188	0.3826	0.3620	2079.6	0.109425
39	975	15.147	0.3269	0.3923	0.3704	2111.5	0.111108

洪水調節計算（既往最大降雨量）

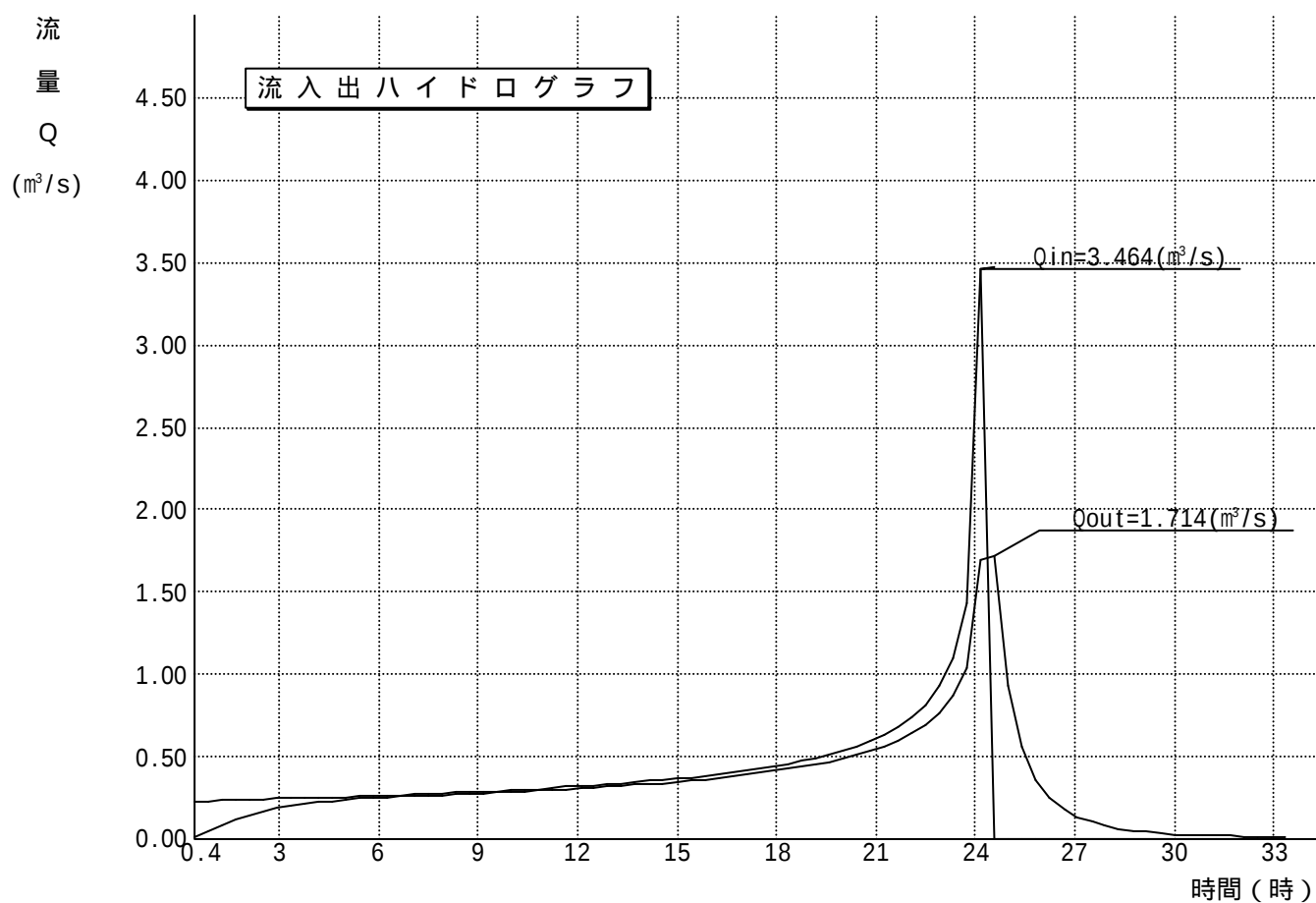
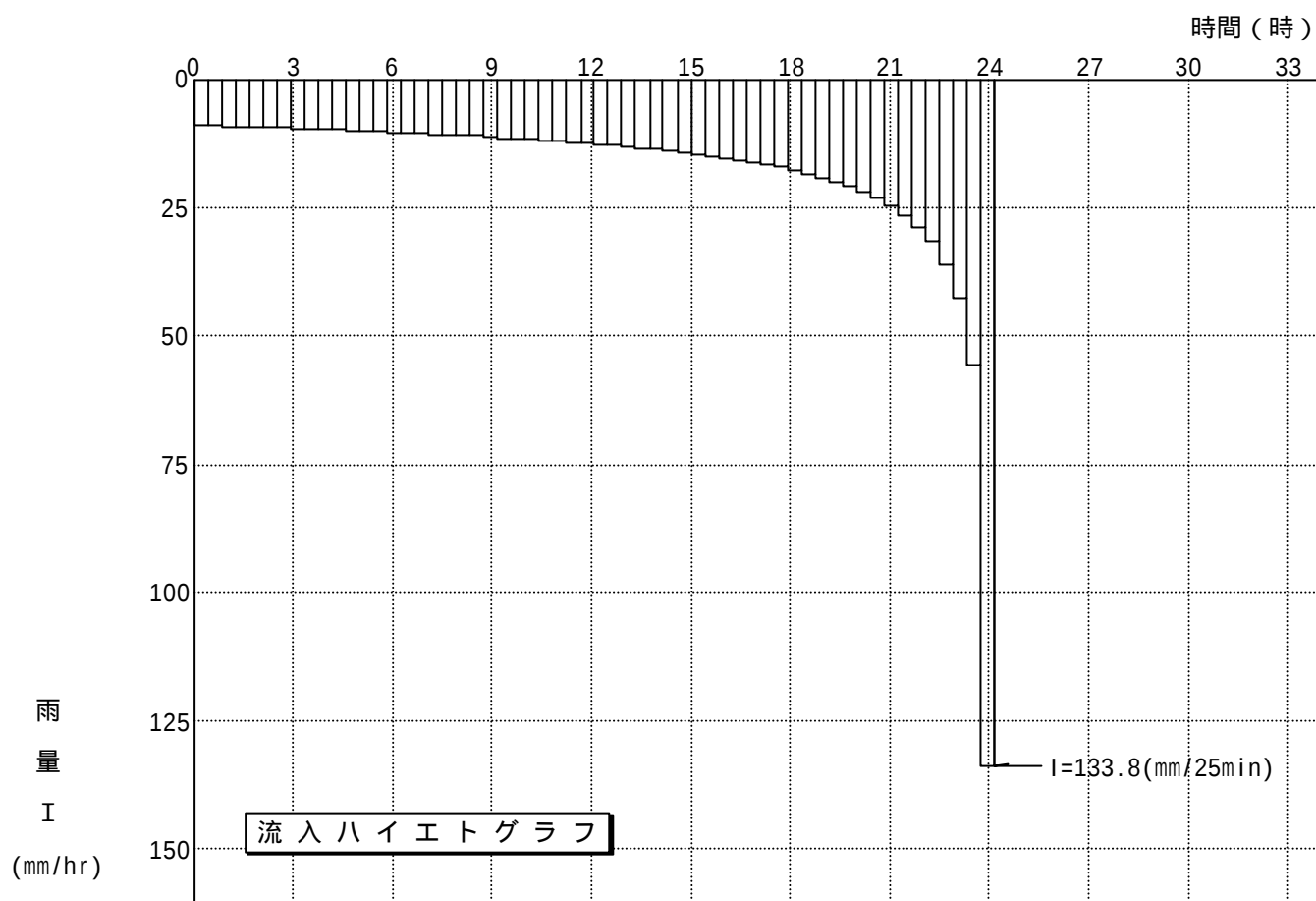
n	t = n × Δ t	I n	Q	Q in	Q out	V	W L
40	1000	15.551	0.3356	0.4028	0.3793	2145.5	0.112898
41	1025	15.989	0.3451	0.4141	0.3890	2182.0	0.114800
42	1050	16.467	0.3554	0.4265	0.3996	2221.0	0.116874
43	1075	16.990	0.3667	0.4400	0.4109	2263.1	0.119071
44	1100	17.566	0.3791	0.4550	0.4234	2308.7	0.121470
45	1125	18.206	0.3929	0.4715	0.4371	2358.2	0.124079
46	1150	18.920	0.4084	0.4900	0.4522	2412.4	0.126927
47	1175	19.727	0.4258	0.5109	0.4691	2472.2	0.130072
48	1200	20.645	0.4456	0.5347	0.4881	2538.4	0.133565
49	1225	21.706	0.4685	0.5622	0.5097	2612.7	0.137478
50	1250	22.950	0.4953	0.5944	0.5346	2696.9	0.141909
51	1275	24.435	0.5274	0.6329	0.5636	2793.7	0.147002
52	1300	26.252	0.5666	0.6799	0.5982	2906.9	0.152959
53	1325	28.547	0.6161	0.7394	0.6405	3042.3	0.160083
54	1350	31.576	0.6815	0.8178	0.6940	3209.4	0.168876
55	1375	35.841	0.7736	0.9283	0.7650	3424.7	0.180204
56	1400	42.514	0.9176	1.1011	0.8670	3722.8	0.195888
57	1425	55.405	1.1958	1.4350	1.0376	4196.5	0.220805
58	1450	133.760	2.8870	3.4644	1.6952	5821.4	0.306302
59	1475	0.000	0.0000	0.0000	1.7136	5863.1	0.308508
60	1500	0.000	0.0000	0.0000	0.9242	3884.8	0.204417
61	1525	0.000	0.0000	0.0000	0.5575	2773.5	0.145939
62	1550	0.000	0.0000	0.0000	0.3629	2083.2	0.109614
63	1575	0.000	0.0000	0.0000	0.2497	1623.7	0.085436
64	1600	0.000	0.0000	0.0000	0.1793	1302.0	0.068499
65	1625	0.000	0.0000	0.0000	0.1331	1067.6	0.056174
66	1650	0.000	0.0000	0.0000	0.1016	891.6	0.046916
67	1675	0.000	0.0000	0.0000	0.0793	755.9	0.039769
68	1700	0.000	0.0000	0.0000	0.0631	649.1	0.034157
69	1725	0.000	0.0000	0.0000	0.0511	563.4	0.029654
70	1750	0.000	0.0000	0.0000	0.0419	493.7	0.025976
71	1775	0.000	0.0000	0.0000	0.0348	436.2	0.022957
72	1800	0.000	0.0000	0.0000	0.0292	388.2	0.020424
73	1825	0.000	0.0000	0.0000	0.0248	347.8	0.018300
74	1850	0.000	0.0000	0.0000	0.0212	313.3	0.016495
75	1875	0.000	0.0000	0.0000	0.0182	283.8	0.014932
76	1900	0.000	0.0000	0.0000	0.0158	258.2	0.013591
77	1925	0.000	0.0000	0.0000	0.0138	235.9	0.012423
78	1950	0.000	0.0000	0.0000	0.0121	216.4	0.011380
79	1975	0.000	0.0000	0.0000	0.0107	199.3	0.010491
80	2000	0.000	0.0000	0.0000	0.0095	184.1	0.009691

・貯留効果の判定において

設計洪水量、設計洪水位決定の手順(基準書P16 図-3.5.1)によると「貯留計算 Q_2 の算出と洪水吐規模および最大水位(設計洪水位)の決定」は、 $Q_2 < 1.200 \times Q_1$ の式が「YES」の場合、 Q_2 値を採用し、「NO」の場合は、貯留効果の Q_2 値は採用しないとしている。

貯留効果検討時の洪水流量 Q_2 は1.714 (m³/s)となり、 $1.200 \times$ ピーク流量 Q_1 の3.376 (m³/s)より小さいため、貯留効果を期待できる。

したがって、以降の計算では設計洪水流量 Q に1.800 (m³/s)を採用する。



水理設計 接近水路部(標準堰)

洪水吐接近水路内の流速は、おおむね4.0m/s以下とし、緩やかに漸縮させ、流れに乱れの起かない平面形とする。

越流堰と接近水路敷との高低差（堰高）は、少なくとも越流堰頂における越流総水頭（速度水頭を含む総水頭）の1/5以上としなければならない。

流入水路入口周辺部は、洪水流下時に先掘や法面崩壊を起こさぬよう保護する。

$$\bullet d = (P + H_d) - H_v$$

$$\bullet A = d \times L$$

$$\bullet V = Q_d / A$$

$$\bullet H_v = V^2 / (2 \times g)$$

ここに、 d : 接近水路内の水深 (m)

A : 接近水路内の流積 (m²)

V : 接近水路内の流速 (m/s)

H_v : 接近水路内の速度水頭 (m)

$P = 2.000$: 堰の高さ (m)

$H_d = 0.309$: 貯留量計算による最高水深 (m)

設計水頭（速度水頭を含む越流総水頭）

$L = 4.000$: 接近水路内の幅 (m)

$Q_d = 1.8$: 設計洪水流量 (m³/s)

$g = 9.800$: 重力加速度 (m/s²)

上記式を満足するように速度水頭 H_v を変化させ求めると、 $H_v = 0.002$ (m)となる。

$$\bullet d = (2.000 + 0.309) - 0.002$$

$$= 2.307$$

$$\bullet A = 2.307 \times 4.000$$

$$= 9.228$$

$$\bullet V = 1.8 / 9.228$$

$$= 0.195$$

$$\bullet H_v = 0.195^2 / (2 \times 9.800)$$

$$= 0.002$$

流速 V 及び堰高・設計水頭比率の判定

$$\bullet V = 0.195(\text{m/s}) \quad 4.0(\text{m/s}) \quad [\text{OK}]$$

$$\bullet P \quad H_d / 5 = 2.000 \quad 0.309 / 5 \\ = 2.000 \quad 0.062 \quad [\text{OK}]$$

水理設計 接近水路部(標準堰)

水路傾斜角 α と垂直水深 d' の算出

接近水路部のため傾斜角度 $\alpha = 0.000(^{\circ})$ とする。

$$\begin{aligned}\bullet d' &= d \times \cos \alpha \\ &= 2.307 \times \cos(0.000) \\ &= 2.307 \text{ (m)}\end{aligned}$$

洪水吐接近水路内のフルード数 F_r の算出

$$\begin{aligned}\bullet F_r &= V / (g \times d)^{0.5} \\ &= 0.195 / (9.800 \times 2.307)^{0.5} \\ &= 0.041\end{aligned}$$

垂直余裕高 F_b 、鉛直余裕高 F_b' と垂直側壁高 WH 、鉛直側壁高 WH' の算出

フルード数が1.0以下のため常流域となる。したがって下記の式を用いて余裕高、壁高を算出する。

$$\begin{aligned}\bullet F_b &= 0.07 \times d' + V^2 / (2 \times g) + 0.10 \\ &= 0.07 \times 2.307 + 0.195^2 / (2 \times 9.800) + 0.10 \\ &= 0.263 \text{ (m)} \\ \bullet F_b' &= 0.07 \times d + V^2 / (2 \times g) + 0.10 \\ &= 0.07 \times 2.307 + 0.195^2 / (2 \times 9.800) + 0.10 \\ &= 0.263 \text{ (m)} \\ \bullet WH &= d' + F_b \\ &= 2.307 + 0.263 \\ &= 2.570 \text{ (m)} \\ \bullet WH' &= d + F_b' \\ &= 2.307 + 0.263 \\ &= 2.570 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、 d : 接近水路末端の水深 (m)
 V : 接近水路末端の流速 (m/s)
 g = 9.800 : 重力加速度 (m/s²)

水理設計 堰直下部(標準堰)

- $d = \{Q_d^2 / (g \times B^2)\}^{1/3}$
- $V = Q_d / (d \times B)$
- $H_v = V^2 / (2 \times g)$
- $h_d = P + H_d - d + (A_H - B_H)$

ここに、 d : 堰直下部の水深 (m)

V : 堰直下部の流速 (m/s)

H_v : 堰直下部の速度水頭 (m)

h_d : 堰直下部の水頭差 (m)

A_H : 堰上流側の敷高 (m)

B_H : 堰下流側の敷高 (m)

$Q_d = 1.8$: 設計洪水流量 (m^3/s)

$B = 4.000$: 水路幅 (m)

$g = 9.800$: 重力加速度 (m/s^2)

$P = 2.000$: 堰の高さ (m)

$H_d = 0.309$: 設計水頭 (速度水頭を含む越流総水頭) (m)

各数値を式に代入すると、

- $d = \{1.8^2 / (9.800 \times 4.000^2)\}^{1/3}$
 $= 0.274$ (m)
- $V = 1.8 / (0.274 \times 4.000)$
 $= 1.642$ (m/s)
- $H_v = 1.642^2 / (2 \times 9.800)$
 $= 0.138$ (m)
- $h_d = 2.000 + 0.309 - 0.274 + (40.000 - 40.000)$
 $= 2.035$ (m)

堰直下部の限界勾配 I の算出

- $I = (V \times N / R^{2/3})^2 \times 1000$
 - $R = (B \times d) / (B + 2 \times d)$
- ここに、 I : 堰直下部の限界勾配 (‰)
- R : 堰直下部の径深
- $N = 0.010$: 粗度係数

各数値を式に代入すると、

- $R = (4.000 \times 0.274) / (4.000 + 2 \times 0.274)$
 $= 0.241$ (m)
- $I = (1.642 \times 0.010 / 0.241^{2/3})^2 \times 1000$
 $= 1.798$ (‰)

水理設計 堰直下部(標準堰)

水路傾斜角 α と垂直水深 d' の算出

堰直下部のため傾斜角度 $\alpha = 0.000(^{\circ})$ とする。

$$\begin{aligned}\bullet d' &= d \times \cos \alpha \\ &= 0.274 \times \cos(0.000) \\ &= 0.274 \text{ (m)}\end{aligned}$$

堰直下部のフルード数 F_r の算出

限界流となるため、フルード数 $F_r = 1.000$ とする。

垂直余裕高 F_b 、鉛直余裕高 F_b' と垂直側壁高 WH 、鉛直側壁高 WH' の算出

フルード数が1.0以下のため常流域となる。したがって下記の式を用いて余裕高、壁高を算出する。

$$\begin{aligned}\bullet F_b &= 0.07 \times d' + V^2 / (2 \times g) + 0.10 \\ &= 0.07 \times 0.274 + 1.642^2 / (2 \times 9.800) + 0.10 \\ &= 0.257 \text{ (m)} \\ \bullet F_b' &= 0.07 \times d + V^2 / (2 \times g) + 0.10 \\ &= 0.07 \times 0.274 + 1.642^2 / (2 \times 9.800) + 0.10 \\ &= 0.257 \text{ (m)} \\ \bullet WH &= d' + F_b \\ &= 0.274 + 0.257 \\ &= 0.531 \text{ (m)} \\ \bullet WH' &= d + F_b' \\ &= 0.274 + 0.257 \\ &= 0.531 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、 d : 堰直下部の水深 (m)
 V : 堰直下部の流速 (m/s)
 $g = 9.800$: 重力加速度 (m/s^2)

おぼれの影響

下記の条件が満たされたとき、おぼれの影響を無視できる。

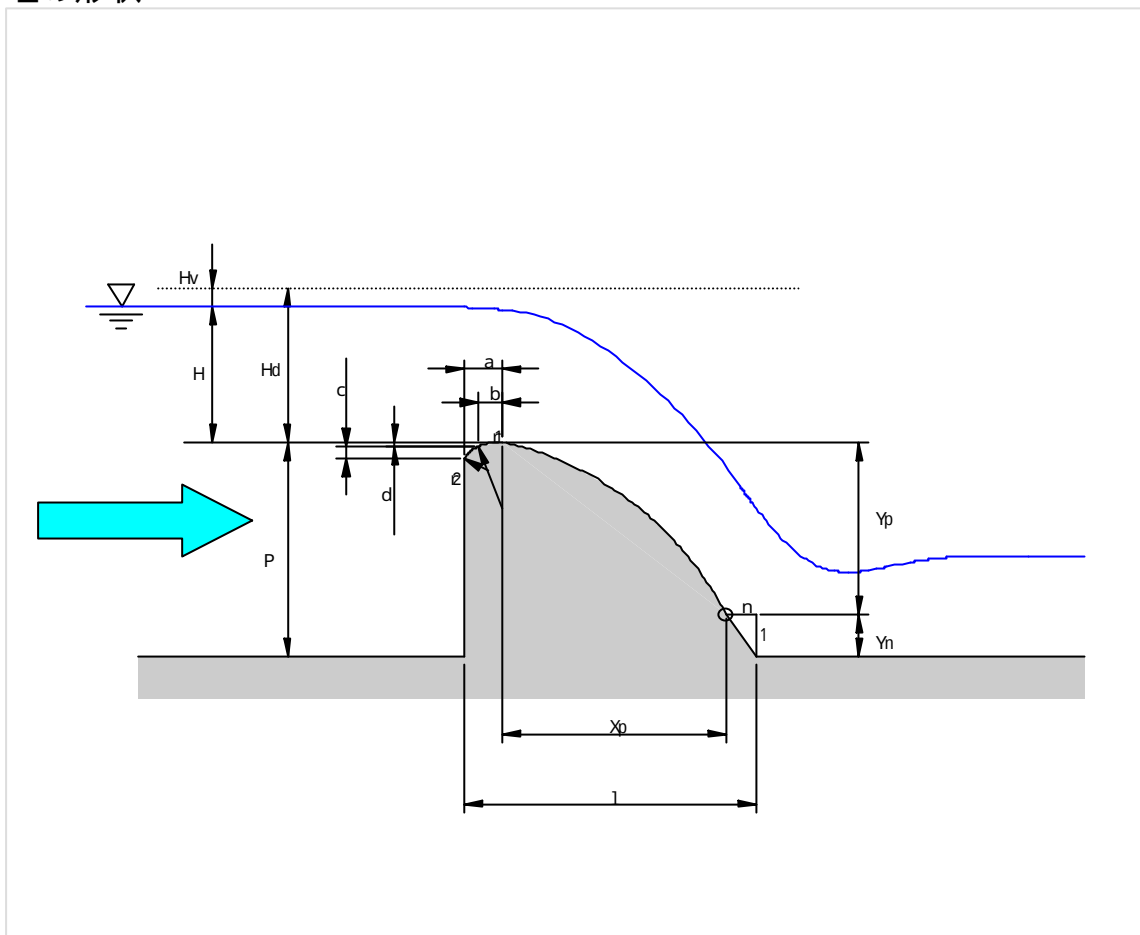
$$\begin{aligned}\bullet (h_d + d) / H_d &> 1.7 \\ \bullet h_d / H_d &> 0.6\end{aligned}$$

ここに、 h_d : 堰直下部の水頭差 (m)
 d : 堰直下部の水深 (m)
 H_d : 設計水頭 (速度水頭を含む越流総水頭) (m)

$$\begin{aligned}\bullet (2.035 + 0.274) / 0.309 &= 7.472 > 1.7 \quad [\text{OK}] \\ \bullet 2.035 / 0.309 &= 6.586 > 0.6 \quad [\text{OK}]\end{aligned}$$

よって、おぼれの影響を無視できる。

標準堰の形状



a :	0.087 (m)	b :	0.054 (m)	c :	0.039 (m)	d :	0.010 (m)
r_1 :	0.155 (m)	r_2 :	0.062 (m)	X_p :	0.515 (m)	Y_p :	0.398 (m)
n :	0.700	H_d :	0.309 (m)	H :	0.307 (m)	H_v :	0.002 (m)
P :	2.000 (m)	l :	1.724 (m)	Y_n :	1.602 (m)		

ハロルド曲線一覧表

NO	X_p	Y_p
1	0.100	0.019
2	0.200	0.069
3	0.300	0.146
4	0.400	0.249
5	0.500	0.376
6	0.515	0.398

$$Y = X^{1.85} / (2 \times H_d^{0.85})$$

$$X_p = 1.096 \times H_d \times (1/n)^{1.176} \quad n = 0.7$$

$$a = 0.282 \times H_d$$

$$b = 0.175 \times H_d$$

$$c = 0.126 \times H_d$$

$$d = 0.032 \times H_d$$

$$r_1 = 0.5 \times H_d$$

$$r_2 = 0.2 \times H_d$$

$$Y_n = (F H_1 + P - F H_2) - Y_p$$

$$l = a + X_p + Y_n \times n$$

ここに、 $F H_1$: 堰上流側の敷高

$F H_2$: 堰下流側の敷高

水理設計 移行部（移行部出入口で限界流となる場合）

- $d = \{Q_d^2 / (g \times B^2)\}^{1/3}$
- $V = Q_d / (d \times B)$
- $H_v = V^2 / (2 \times g)$
- $I = (V \times N / R^{2/3})^2 \times 1000$
- $R = (B \times d) / (B + 2 \times d)$

ここに、 d : 移行部末端の水深 (m)
 V : 移行部末端の流速 (m/s)
 H_v : 移行部末端の速度水頭 (m)
 I : 移行部末端の限界勾配 (‰)
 R : 移行部末端の径深
 $Q_d = 1.8$: 設計洪水流量 (m³/s)
 $B = 5.000$: 放水路の幅 (m)
 $N = 0.010$: 粗度係数
 $g = 9.800$: 重力加速度 (m/s²)

各数値を式に代入すると、

- $d = \{1.8^2 / (9.800 \times 5.000^2)\}^{1/3}$
 $= 0.236 \text{ (m)}$
- $V = 1.8 / (0.236 \times 5.000)$
 $= 1.525 \text{ (m/s)}$
- $H_v = 1.525^2 / (2 \times 9.800)$
 $= 0.119 \text{ (m)}$
- $R = (5.000 \times 0.236) / (5.000 + 2 \times 0.236)$
 $= 0.216 \text{ (m)}$
- $I = (1.525 \times 0.010 / 0.216^{2/3})^2 \times 1000$
 $= 1.794 \text{ (‰)}$

移行部始点の水路底高 B_H を基準とし、下記式より移行部末端の水路底高 C_H を求める。

- $C_H = B_H + d_2 + H_{v2} - d - H_v - h_m - K \times (H_v - H_{v2})$
- $h_m = (I_2 + I) / 1000 \times L / 2$

ここに、 h_m : 摩擦損失水頭 (m)
 C_H : 移行部末端の水路底高 (m)
 $B_H = 40.000$: 移行部始点（堰直下）の水路底高 (m)
 $d_2 = 0.274$: 移行部始点（堰直下）の水深 (m)
 $H_{v2} = 0.138$: 移行部始点（堰直下）の速度水頭 (m)
 $K = 0.100$: 漸縮係数
 $I_2 = 1.798$: 移行部始点（堰直下）の限界勾配 (‰)
 $L = 4.000$: 移行部の長さ (m)

- $h_m = (1.798 + 1.794) / 1000 \times 4.000 / 2$
 $= 0.007 \text{ (m)}$
- $C_H = 40.000 + 0.274 + 0.138 - 0.236 - 0.119 - 0.007 - 0.100 \times (0.119 - 0.138)$
 $= 40.052 \text{ (m)}$

水理設計 移行部（移行部出入口で限界流となる場合）

移行角度 θ の算出 ($\theta = 12.5(^{\circ})$ とする)

$$\begin{aligned}\cdot \theta &= \tan^{-1}\{(B_2 - B) / (2 \times L)\} \\ &= \tan^{-1}\{(4.000 - 5.000) / (2 \times 4.000)\} \\ &= -7.125 (^{\circ}) \quad 12.5 (^{\circ}) \text{ [OK]}\end{aligned}$$

水路傾斜角 α と垂直水深 d' の算出

$$\begin{aligned}\cdot \alpha &= \tan^{-1}\{(B_H - C_H) / L\} \\ &= \tan^{-1}\{(40.000 - 40.052) / 4.000\} \\ &= -0.745 (^{\circ}) \\ \cdot d' &= d \times \cos \alpha \\ &= 0.236 \times \cos(-0.745) \\ &= 0.236 \text{ (m)}\end{aligned}$$

移行部末端のフルード数 F_r の算出

限界流となるため、フルード数 $F_r = 1.000$ とする。

垂直余裕高 F_b 、鉛直余裕高 F_b' と垂直側壁高 WH 、鉛直側壁高 WH' の算出

フルード数が1.0以下のため常流域となる。したがって下記の式を用いて余裕高、壁高を算出する。

$$\begin{aligned}\cdot F_b &= 0.07 \times d' + V^2 / (2 \times g) + 0.10 \\ &= 0.07 \times 0.236 + 1.525^2 / (2 \times 9.800) + 0.10 \\ &= 0.235 \text{ (m)} \\ \cdot F_b' &= 0.07 \times d + V^2 / (2 \times g) + 0.10 \\ &= 0.07 \times 0.236 + 1.525^2 / (2 \times 9.800) + 0.10 \\ &= 0.235 \text{ (m)} \\ \cdot WH &= d' + F_b \\ &= 0.236 + 0.235 \\ &= 0.471 \text{ (m)} \\ \cdot WH' &= d + F_b' \\ &= 0.236 + 0.235 \\ &= 0.471 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、 B : 移行部末端の水路幅 (m)

B_2 : 移行部始点の水路幅 (m)

B_H : 移行部始点の底高 (m)

C_H : 移行部末端の底高 (m)

d : 移行部末端の水深 (m)

L : 移行部の長さ (m)

V : 移行部末端の流速 (m/s)

$g = 9.800$: 重力加速度 (m/s^2)

水理設計 減勢工部（跳水部）

- $F_r = V / (g \times d_2)^{0.5}$
- $d = d_2 / 2 \times \{(1 + 8 \times F_r^2)^{0.5} - 1\}$
- $Q = Q_d / B$
- $F_b = 0.1 \times (V + d)$
- $WH = d + F_b$

ここに、 F_r ：跳水始点のフルード数

d ：跳水後の水深 (m)

Q ：単位幅当たり流量 ($m^3/s/m$)

F_b ：余裕高 (m)

WH ：側壁高 (m)

$V = 4.427$ ：放水路部末端の流速 (m/s)

$d_2 = 0.080$ ：放水路部末端の水深 (m)

$Q_d = 1.8$ ：設計洪水流量 (m^3/s)

$B = 4.800$ ：放水路幅 (m)

$g = 9.800$ ：重力加速度 (m/s^2)

各数値を式に代入すると、

- $F_r = 4.427 / (9.800 \times 0.080)^{0.5}$
= 5.000
- $d = 0.080 / 2 \times \{(1 + 8 \times 5.000^2)^{0.5} - 1\}$
= 0.527 (m)
- $Q = 1.8 / 4.800$
= 0.375 ($m^3/s/m$)
- $F_b = 0.1 \times (4.427 + 0.527)$
= 0.495 (m)
- $WH = 0.527 + 0.495$
= 1.022 (m)

静水池比較表

タイプ	構造と特長	選定の基準
副ダム型	跳水の共役水深を副ダムにより人工的に保たせるタイプ。構造が簡単である。	減勢工設計対象流量の1.3倍程度の流量で減勢工としての機能を失う。
型静水池	まったく自然の跳水によって減勢をはかるもので、静水池内にはなんらの付属物をつけない。	長い静水池を必要とし、付属物の設置が工作の都合上不可能のような、極めて小規模な減勢工以外には使わない。
型静水池	シュートブロック、歯型シルを設けて必要な静水池長を減じ、跳水を安定させるタイプ。	高水頭、大流量に適合する。 ・単位幅当り流量 45 ($m^3/sec/m$) 以上 ・水頭高 60 (m) 以上 ・フルード数 4.5 以上
型静水池	シュートブロック、バップルピア、エンドシルを設けて跳水を強制し、必要な静水池の長さを減ずるとともに跳水を安定させるタイプ。	低水頭、小流量に適合する。 ・単位幅当り流量 18.5 ($m^3/sec/m$) 以下 ・流速 ほぼ 18 (m/sec) 以下 ・フルード数 4.5 以上
型静水池	シュートブロック、エンドシルを設けて減勢をはかるタイプ。	低水頭、大きな単位幅流量、すなわち低いフルード数 (2.5~4.5) の場合に適合し、低いため池余水吐に使用される。

注1)

フルード数が2.5~4.5の範囲にあるときは、減勢処理がきわめて困難であるため、フルード数がこの範囲をはずれるように水路幅などを調整し、型静水池の使用はできるだけ避けたほうがよい。

上記一覧表を基準とし減勢工タイプを選定すると、

- ・フルード数が4.5以上で、単位幅流量が18.5($m^3/sec/m$)以下のため、型静水池を推奨する。

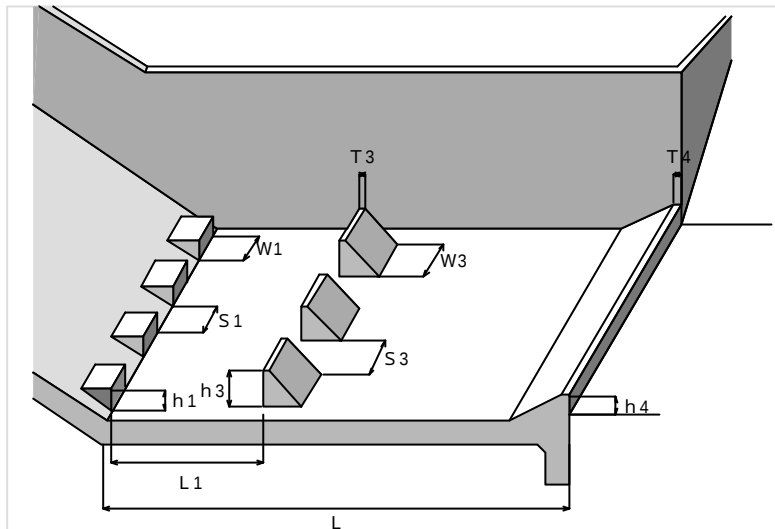
よって、跳水式減勢工のタイプは「型静水池」を用いる。

水理設計 減勢工部（跳水部）

「型静水池」の長さLは、下記式により求めることができる。

$$\begin{aligned} \cdot L &= 3 \times d \\ &= 3 \times 0.527 \\ &= 1.581 \text{ (m)} \end{aligned}$$

型静水池の形状



記 号	計算値(m)	備 考
W1	0.080	シュートブロックの幅
W3	0.087	バッフルピアの幅
S1	0.080	シュートブロック間隔
S3	0.087	バッフルピアの間隔
h1	0.080	シュートブロック高さ
h3	0.116	バッフルピアの高さ
h4	0.102	エンドシルの高さ
T3	0.023	バッフルピア頂部の幅
T4	0.011	エンドシル頂部の幅
L1	0.422	シュートブロックとバッフルピアの間隔

計算式

$$W1 = d_2$$

$$W3 = 0.75 \times h_3$$

$$S1 = d_2$$

$$S3 = 0.75 \times h_3$$

$$h1 = d_2$$

$$h3 = (0.17 \times Fr + 0.6) \times d_2$$

$$h4 = (0.056 \times Fr + 1.0) \times d_2$$

$$T3 = 0.20 \times h_3$$

$$T4 = 0.02 \times d$$

$$L1 = 0.8 \times d$$

ここに、d : 跳水後の水深

d₂ : 放水路末端の水深(m)