

洪水吐水理計算システム

Ver5.0

適用基準

土地改良事業設計指針「ため池整備」
(平成 27 年 5 月 / 農林水産省構造改善局)

出力例

標準越流式タイプ

- 貯留効果を考慮した出力例 (200 年確立雨量)
- 減勢工の出力例 (100 年確立雨量)
- 堤体部のクリアランス&余裕高さの検証
- 確率雨量の計算 (岩井法)

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先 : 堺事務所 (技術サービス)

〒591-8002 大阪府堺市北区北花田町 3 丁-17-24-303

TEL : 072-268-5181 FAX : 072-268-5182

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

1 設計洪水流量の算定

1.1 現場名

サンプルデータ（短期式+落差減勢工）

1.2 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の1.2倍とする。

(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(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(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。

1.3 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。

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

1.4 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 R_1	77.000 (mm)
既往最大1時間降雨量 $R。$	88.000 (mm) 1939年08月01日

1/200年確率降雨強度式(シャーマン式)

$$r = R_1 \cdot \frac{a}{t^n} = 77.000 \times \frac{7.600}{t^{0.500}}$$

ここに、a、n：降雨強度式の定数

1.5 A項流量

A項流量は、次に示す合理式により推定する。

$$Q_A = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A$$

ここに、 Q_A ：洪水ピーク流量 (m³/s)

r_e ：洪水到達時間内流域平均有効降雨強度 (mm/h)

A：流域面積 (km²)

洪水到達時間 t_p (min)は、次に示す角屋・福島公式により算出する。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}$$

$$r_e = f_p \cdot r$$

ここに、A：流域面積 = 0.10000 (km²)

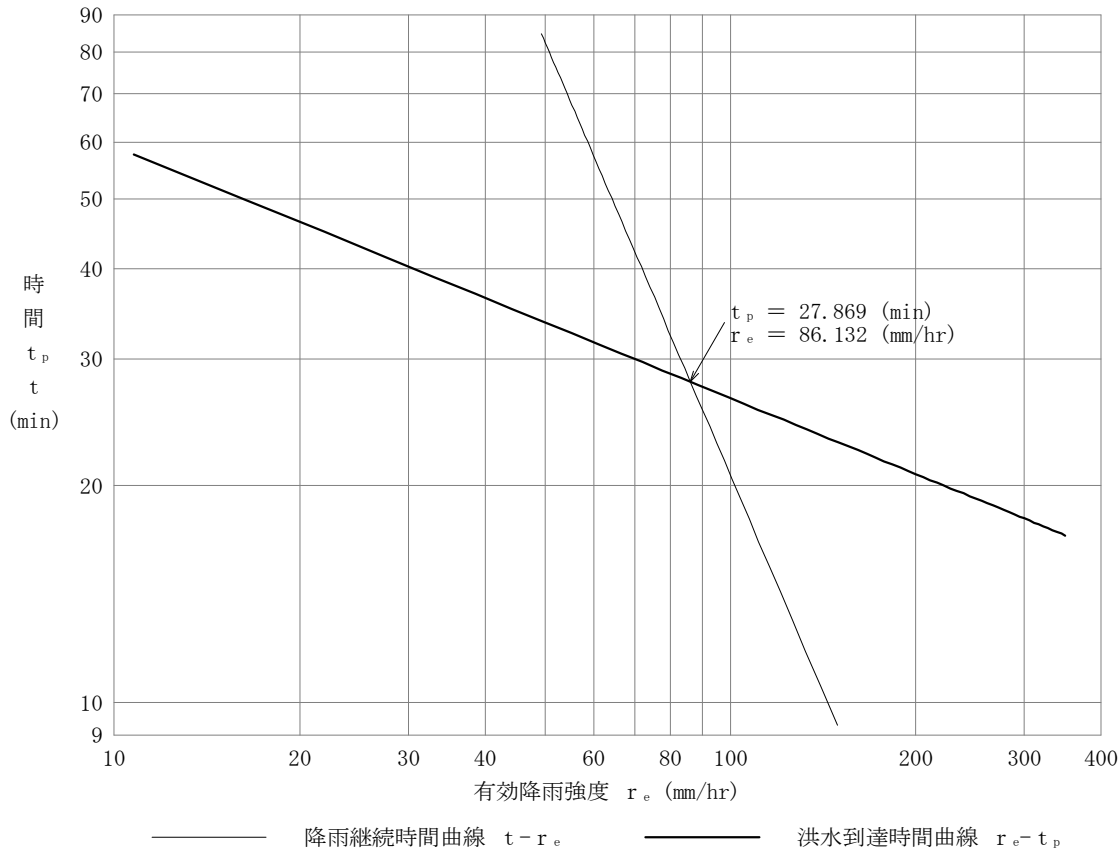
r_e ：洪水到達時間 t_p 内の平均有効降雨強度 (mm/h)

C：流域の土地利用形態に応じて異なる定数 = 220

r：洪水到達時間 t_p (min)における200年確率降雨強度 (mm/h)

f_p ：ピーク流出係数 = 0.777

上記2式を満足する t_p をそれぞれの曲線の交点より求める。



No	仮 t (min)	r (mm/hr)	r_e (mm/hr)	t_p (min)	$ t - t_p $ (min)
1	60.00000	75.54900	58.70157	31.87097	28.12903
2	31.87097	103.65892	80.54298	28.53074	3.34023
3	28.53074	109.55894	85.12730	27.98328	0.54746
4	27.98328	110.62544	85.95597	27.88856	0.09472
5	27.88856	110.81315	86.10181	27.87202	0.01654
6	27.87202	110.84603	86.12736	27.86912	0.00289
7	27.86912	110.85178	86.13183	27.86862	0.00051

仮 t により r_e を算出し、その r_e より t_p を算出する。
 仮 t と t_p の差(絶対値)が 0.001 (min) 未満になるまで繰り返す。

短期式での洪水到達時間 $t_p = 27.86862$ (min) ≈ 27.86 (min) …… [小数点以下3桁目を切り捨て]

$$t_p = 27.86 \text{ (min)}$$

$$r = 77.000 \times \frac{7.600}{27.86^{0.500}} = 110.87 \text{ (mm/hr)}$$

$$r_e = 0.777 \times 110.87 = 86.15 \text{ (mm/hr)}$$

$$Q_A = \frac{1}{3.6} \times 86.15 \times 0.10000 = 2.393 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

1.6 C項流量

下記①及び②で推定される洪水ピーク流量のうち、いずれか大きい方をC項流量とする。

- ① 気象条件及び洪水流出特性が類似する同一流域内において十分信頼できる既往最大洪水比流量曲線が得られている場合には、この曲線から当該ため池の流域面積に相応する洪水比流量を求め、求めた値に流域面積を乗じて洪水ピーク流量を推定する。
- ② 当該ため池流域に近く、気象条件が類似する流域で観測された既往最大級豪雨が当該ため池流域に発生するとした場合の、当該ため池地点で予想される洪水ピーク流量を計算により推定する。

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。

既往最大確率降雨強度式(シャーマン式)

$$r = R_1 \cdot \frac{a}{t^n} = 88.000 \times \frac{7.600}{t^{0.500}}$$

ここに、a、n：降雨強度式の定数

C項流量は、次に示す合理式により推定する。

$$Q_A = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A$$

ここに、 Q_A ：洪水ピーク流量 (m³/s)

r_e ：洪水到達時間内流域平均有効降雨強度 (mm/h)

A：流域面積 (km²)

洪水到達時間 t_p (min)は、次に示す角屋・福島公式により算出する。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}$$

$$r_e = f_p \cdot r$$

ここに、A：流域面積 = 0.10000 (km²)

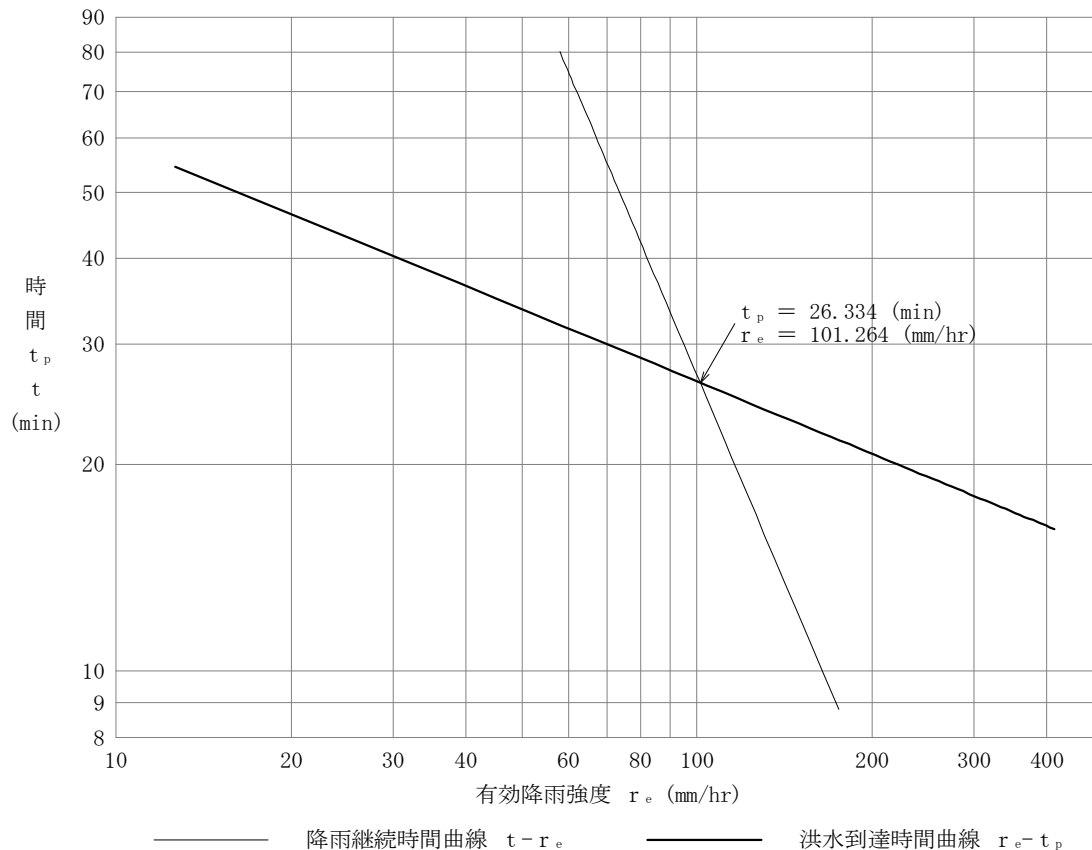
r_e ：洪水到達時間 t_p 内の平均有効降雨強度 (mm/h)

C：流域の土地利用形態に応じて異なる定数 = 220

r：洪水到達時間 t_p (min)における既往最大降雨強度 (mm/h)

f_p ：ピーク流出係数 = 0.777

上記2式を満足する t_p をそれぞれの曲線の交点より求める。



No	仮 t (min)	r (mm/hr)	r _e (mm/hr)	t _p (min)	t - t _p (min)
1	60.00000	86.34171	67.08751	30.41572	29.58428
2	30.41572	121.26828	94.22545	27.00622	3.40950
3	27.00622	128.69580	99.99663	26.45013	0.55609
4	26.45013	130.04162	101.04234	26.35400	0.09613
5	26.35400	130.27858	101.22646	26.33721	0.01679
6	26.33721	130.32009	101.25871	26.33427	0.00294
7	26.33427	130.32736	101.26436	26.33376	0.00051

仮 t により r_e を算出し、その r_e より t_p を算出する。
仮 t と t_p の差 (絶対値) が 0.001 (min) 未満になるまで繰り返す。

短期式での洪水到達時間 t_p = 26.33376 (min) ≒ 26.33 (min) …… [小数点以下3桁目を切り捨て]

$$t_p = 26.33 \text{ (min)}$$

$$r = 88.000 \times \frac{7.600}{26.33^{0.500}} = 130.34 \text{ (mm/hr)}$$

$$r_e = 0.777 \times 130.34 = 101.27 \text{ (mm/hr)}$$

$$Q_c = \frac{1}{3.6} \times 101.27 \times 0.10000 = 2.813 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

1.7 設計洪水流量

各流量を比較し最大値を1.2倍し貯留効果を考慮しない場合の設計洪水流量とする。

$$C \text{ 項流量 } Q_c = 2.813 > A \text{ 項流量 } Q_A = 2.393$$

$$Q_1 = Q_c = 2.813 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$\text{貯留効果考慮前の設計洪水流量 } Q = 1.2Q_1 = 1.2 \times 2.813 = 3.376 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

1.8 洪水流量一覧表

記号	項目名	値	単位	備考
1.2Q ₁	貯留効果考慮前の設計洪水流量	3.376	(m ³ /s)	項目1.7 参照
Q _A	A項流量	2.393	(m ³ /s)	項目1.5 参照
t _p	洪水到達時間	27.860	(min)	
Q _C	C項流量	2.813	(m ³ /s)	項目1.6 参照
t _p	洪水到達時間 (C項)	26.330	(min)	

2 貯留効果の検討

2.1 諸条件

次の式により、単位時間毎に降雨強度を算出し、ため池流入洪水のハイドログラフを算出する。
なお、降雨波形は「後方集中」とし、時間遅れを考慮する。

既往最大確率降雨強度式(シャーマン式)

$$r = \frac{a}{t^n} = \frac{668.800}{t^{0.500}}$$

ここに、 a 、 n : 降雨強度式の定数

$$R_n = n \cdot r_n \quad , \quad I_n = R_n - R_{n-1} \quad [\text{但し } n=1 \text{ の時は } R_n]$$

ここに、 n : 番号

Δt : 洪水到達時間 [計算間隔] 20 (min)

(C項 $t_p=26.330(\text{min})$ の10分間単位の直近上位値)

t : 降雨強度算出時間 $n \times \Delta t$ (min)

r_n : n 番目の t (min)における降雨強度 (mm/hr)

R_n : 降雨強度 (mm/hr)

I_n : $t_n \sim t_{n-1}$ 間の降雨強度 (mm/hr)

(降雨波形に応じて並べ替えた値を I_i に参照番号を n' として表に記す。)

2.2 強度算出一覧表

n	t (min)	r (mm/hr)	R (mm/hr)	I (mm/hr)	n'	I_i (mm/hr)
1	20	149.548	149.548	149.548	72	8.8430
2	40	105.747	211.493	61.945	71	8.9055
3	60	86.342	259.025	47.532	70	8.9694
4	80	74.774	299.096	40.071	69	9.0346
5	100	66.880	334.400	35.304	68	9.1013
6	120	61.053	366.317	31.917	67	9.1695
7	140	56.524	395.667	29.351	66	9.2392
8	160	52.873	422.986	27.319	65	9.3105
9	180	49.849	448.645	25.658	64	9.3836
10	200	47.291	472.913	24.268	63	9.4583
11	220	45.090	495.995	23.082	62	9.5349
12	240	43.171	518.050	22.055	61	9.6134
13	260	41.477	539.204	21.154	60	9.6939
14	280	39.968	559.558	20.354	59	9.7764
15	300	38.613	579.198	19.640	58	9.8610
16	320	37.387	598.193	18.995	57	9.9479
17	340	36.271	616.603	18.410	56	10.0371
18	360	35.249	634.479	17.876	55	10.1288
19	380	34.309	651.866	17.386	54	10.2230
20	400	33.440	668.800	16.934	53	10.3199
21	420	32.634	685.316	16.516	52	10.4196
22	440	31.884	701.443	16.127	51	10.5223
23	460	31.183	717.208	15.765	50	10.6281
24	480	30.526	732.634	15.426	49	10.7371
25	500	29.910	747.741	15.107	48	10.8495
26	520	29.329	762.549	14.808	47	10.9656
27	540	28.781	777.075	14.526	46	11.0854
28	560	28.262	791.335	14.259	45	11.2093
29	580	27.770	805.342	14.007	44	11.3374
30	600	27.304	819.109	13.768	43	11.4700

n	t (min)	r (mm/hr)	R (mm/hr)	I (mm/hr)	n'	I _i (mm/hr)
31	620	26.860	832.649	13.540	42	11.6074
32	640	26.437	845.973	13.323	41	11.7498
33	660	26.033	859.089	13.117	40	11.8977
34	680	25.647	872.009	12.919	39	12.0512
35	700	25.278	884.739	12.731	38	12.2108
36	720	24.925	897.289	12.550	37	12.3770
37	740	24.586	909.666	12.377	36	12.5501
38	760	24.260	921.877	12.211	35	12.7307
39	780	23.947	933.928	12.051	34	12.9194
40	800	23.646	945.826	11.898	33	13.1166
41	820	23.356	957.576	11.750	32	13.3232
42	840	23.076	969.183	11.607	31	13.5399
43	860	22.806	980.653	11.470	30	13.7675
44	880	22.545	991.991	11.337	29	14.0070
45	900	22.293	1003.200	11.209	28	14.2595
46	920	22.050	1014.285	11.085	27	14.5261
47	940	21.814	1025.251	10.966	26	14.8082
48	960	21.585	1036.101	10.850	25	15.1074
49	980	21.364	1046.838	10.737	24	15.4256
50	1000	21.149	1057.466	10.628	23	15.7647
51	1020	20.941	1067.988	10.522	22	16.1273
52	1040	20.739	1078.408	10.420	21	16.5161
53	1060	20.542	1088.728	10.320	20	16.9344
54	1080	20.351	1098.951	10.223	19	17.3862
55	1100	20.165	1109.079	10.129	18	17.8763
56	1120	19.984	1119.116	10.037	17	18.4102
57	1140	19.808	1129.064	9.948	16	18.9951
58	1160	19.637	1138.925	9.861	15	19.6396
59	1180	19.470	1148.702	9.776	14	20.3544
60	1200	19.307	1158.396	9.694	13	21.1535
61	1220	19.148	1168.009	9.613	12	22.0549
62	1240	18.993	1177.544	9.535	11	23.0823
63	1260	18.841	1187.002	9.458	10	24.2683
64	1280	18.694	1196.386	9.384	9	25.6584
65	1300	18.549	1205.696	9.311	8	27.3188
66	1320	18.408	1214.936	9.239	7	29.3506
67	1340	18.270	1224.105	9.169	6	31.9168
68	1360	18.135	1233.206	9.101	5	35.3035
69	1380	18.003	1242.241	9.035	4	40.0713
70	1400	17.874	1251.210	8.969	3	47.5320
71	1420	17.748	1260.116	8.906	2	61.9449
72	1440	17.624	1268.959	8.843	1	149.5482

2.3 時間遅れ条件

次の式により、単位時間毎に算出された降雨強度を4分割して計算を行い平均値によりハイドログラフを算出する。

$$Q_n = \frac{1}{3.6} f_p \cdot I_n \cdot A \quad , \quad \Delta Q_n = Q_n - Q_{n-1} \quad [\text{但し } n=1 \text{ の時は } Q_n]$$

ここに、 I_n : n番目降雨強度 (mm/hr) … [項目2.2 I_i] 参照

Q_n : n番目単位流入量 (m³/s)

ΔQ_n : n番目流入量差 (m³/s)

f_p : ピーク流出係数 = 0.777

A : 流域面積 = 0.10000(km²)

また、次表で用いる記号として

Δt : 洪水到達時間 [計算間隔] 20 (min)

$\Delta t'$: 単位時間内細分割時間 (min) [5 (min)間隔]

α : 単位時間分割係数 $\Delta t' / T_0$ [ただし、最後は1.0]

T_0 : 洪水到達時間 (min) [$R_0 - T_p$ より 26.330 (min)] … [項目1.6] 参照

2.4 時間遅れ算出一覧表

n	$n \times \Delta t$ (min)	I_n Q ΔQ	$\Delta t'$	α	Q_s $\alpha \cdot \Delta Q_n$	計 $Q_s + Q_{(n-1)}$	時間平均流量 Q_{Av}	流入量 $1.2 Q_{Av}$
1	20	8.8430 0.1909 0.1909	5	0.1899	0.0362	0.0362	0.1021	0.1225
			10	0.3798	0.0725	0.0725		
			15	0.5697	0.1087	0.1087		
			20	1.0000	0.1909	0.1909		
2	40	8.9055 0.1922 0.0013	5	0.1899	0.0003	0.1912	0.1916	0.2300
			10	0.3798	0.0005	0.1914		
			15	0.5697	0.0008	0.1917		
			20	1.0000	0.0013	0.1922		
3	60	8.9694 0.1936 0.0014	5	0.1899	0.0003	0.1925	0.1929	0.2315
			10	0.3798	0.0005	0.1927		
			15	0.5697	0.0008	0.1930		
			20	1.0000	0.0014	0.1936		
4	80	9.0346 0.1950 0.0014	5	0.1899	0.0003	0.1939	0.1943	0.2332
			10	0.3798	0.0005	0.1941		
			15	0.5697	0.0008	0.1944		
			20	1.0000	0.0014	0.1950		
5	100	9.1013 0.1964 0.0014	5	0.1899	0.0003	0.1953	0.1958	0.2349
			10	0.3798	0.0005	0.1955		
			15	0.5697	0.0008	0.1958		
			20	1.0000	0.0014	0.1964		
6	120	9.1695 0.1979 0.0015	5	0.1899	0.0003	0.1967	0.1972	0.2366
			10	0.3798	0.0006	0.1970		
			15	0.5697	0.0008	0.1972		
			20	1.0000	0.0015	0.1979		
7	140	9.2392 0.1994 0.0015	5	0.1899	0.0003	0.1982	0.1987	0.2385
			10	0.3798	0.0006	0.1985		
			15	0.5697	0.0009	0.1988		
			20	1.0000	0.0015	0.1994		
8	160	9.3105 0.2010 0.0015	5	0.1899	0.0003	0.1997	0.2002	0.2403
			10	0.3798	0.0006	0.2000		
			15	0.5697	0.0009	0.2003		
			20	1.0000	0.0015	0.2010		
9	180	9.3836 0.2025 0.0016	5	0.1899	0.0003	0.2013	0.2018	0.2422
			10	0.3798	0.0006	0.2016		
			15	0.5697	0.0009	0.2019		
			20	1.0000	0.0016	0.2025		
10	200	9.4583 0.2041 0.0016	5	0.1899	0.0003	0.2028	0.2034	0.2440
			10	0.3798	0.0006	0.2031		
			15	0.5697	0.0009	0.2034		
			20	1.0000	0.0016	0.2041		
11	220	9.5349 0.2058 0.0017	5	0.1899	0.0003	0.2044	0.2050	0.2460
			10	0.3798	0.0006	0.2047		
			15	0.5697	0.0009	0.2050		
			20	1.0000	0.0017	0.2058		

n	$n \times \Delta t$ (min)	$\frac{I_n}{Q} \Delta Q$	$\Delta t'$	α	Q_s $\alpha \cdot \Delta Q n$	計 $Q_s + Q_{(n-1)}$	時間平均流量 Q_{Av}	流入量 $1.2 Q_{Av}$
12	240	9.6134 0.2075 0.0017	5	0.1899	0.0003	0.2061	0.2067	0.2480
			10	0.3798	0.0006	0.2064		
			15	0.5697	0.0010	0.2068		
			20	1.0000	0.0017	0.2075		
13	260	9.6939 0.2092 0.0017	5	0.1899	0.0003	0.2078	0.2084	0.2501
			10	0.3798	0.0007	0.2082		
			15	0.5697	0.0010	0.2085		
			20	1.0000	0.0017	0.2092		
14	280	9.7764 0.2110 0.0018	5	0.1899	0.0003	0.2095	0.2102	0.2522
			10	0.3798	0.0007	0.2099		
			15	0.5697	0.0010	0.2102		
			20	1.0000	0.0018	0.2110		
15	300	9.8610 0.2128 0.0018	5	0.1899	0.0003	0.2113	0.2120	0.2544
			10	0.3798	0.0007	0.2117		
			15	0.5697	0.0010	0.2120		
			20	1.0000	0.0018	0.2128		
16	320	9.9479 0.2147 0.0019	5	0.1899	0.0004	0.2132	0.2138	0.2566
			10	0.3798	0.0007	0.2135		
			15	0.5697	0.0011	0.2139		
			20	1.0000	0.0019	0.2147		
17	340	10.0371 0.2166 0.0019	5	0.1899	0.0004	0.2151	0.2157	0.2589
			10	0.3798	0.0007	0.2154		
			15	0.5697	0.0011	0.2158		
			20	1.0000	0.0019	0.2166		
18	360	10.1288 0.2186 0.0020	5	0.1899	0.0004	0.2170	0.2177	0.2612
			10	0.3798	0.0008	0.2174		
			15	0.5697	0.0011	0.2177		
			20	1.0000	0.0020	0.2186		
19	380	10.2230 0.2206 0.0020	5	0.1899	0.0004	0.2190	0.2197	0.2637
			10	0.3798	0.0008	0.2194		
			15	0.5697	0.0012	0.2198		
			20	1.0000	0.0020	0.2206		
20	400	10.3199 0.2227 0.0021	5	0.1899	0.0004	0.2210	0.2217	0.2661
			10	0.3798	0.0008	0.2214		
			15	0.5697	0.0012	0.2218		
			20	1.0000	0.0021	0.2227		
21	420	10.4196 0.2249 0.0022	5	0.1899	0.0004	0.2231	0.2238	0.2686
			10	0.3798	0.0008	0.2235		
			15	0.5697	0.0012	0.2239		
			20	1.0000	0.0022	0.2249		
22	440	10.5223 0.2271 0.0022	5	0.1899	0.0004	0.2253	0.2261	0.2713
			10	0.3798	0.0008	0.2257		
			15	0.5697	0.0013	0.2262		
			20	1.0000	0.0022	0.2271		
23	460	10.6281 0.2294 0.0023	5	0.1899	0.0004	0.2275	0.2283	0.2740
			10	0.3798	0.0009	0.2280		
			15	0.5697	0.0013	0.2284		
			20	1.0000	0.0023	0.2294		
24	480	10.7371 0.2317 0.0024	5	0.1899	0.0004	0.2298	0.2306	0.2768
			10	0.3798	0.0009	0.2303		
			15	0.5697	0.0013	0.2307		
			20	1.0000	0.0024	0.2317		
25	500	10.8495 0.2342 0.0024	5	0.1899	0.0005	0.2322	0.2330	0.2796
			10	0.3798	0.0009	0.2326		
			15	0.5697	0.0014	0.2331		
			20	1.0000	0.0024	0.2342		
26	520	10.9656 0.2367 0.0025	5	0.1899	0.0005	0.2347	0.2355	0.2827
			10	0.3798	0.0010	0.2352		
			15	0.5697	0.0014	0.2356		
			20	1.0000	0.0025	0.2367		

n	$n \times \Delta t$ (min)	$\frac{I_n}{Q} \Delta Q$	$\Delta t'$	α	Q_s $\alpha \cdot \Delta Q n$	計 $Q_s + Q_{(n-1)}$	時間平均流量 Q_{Av}	流入量 $1.2 Q_{Av}$
27	540	11.0854 0.2393 0.0026	5	0.1899	0.0005	0.2372	0.2381	0.2857
			10	0.3798	0.0010	0.2377		
			15	0.5697	0.0015	0.2382		
			20	1.0000	0.0026	0.2393		
28	560	11.2093 0.2419 0.0027	5	0.1899	0.0005	0.2398	0.2407	0.2889
			10	0.3798	0.0010	0.2403		
			15	0.5697	0.0015	0.2408		
			20	1.0000	0.0027	0.2419		
29	580	11.3374 0.2447 0.0028	5	0.1899	0.0005	0.2424	0.2434	0.2921
			10	0.3798	0.0011	0.2430		
			15	0.5697	0.0016	0.2435		
			20	1.0000	0.0028	0.2447		
30	600	11.4700 0.2476 0.0029	5	0.1899	0.0005	0.2452	0.2462	0.2955
			10	0.3798	0.0011	0.2458		
			15	0.5697	0.0016	0.2463		
			20	1.0000	0.0029	0.2476		
31	620	11.6074 0.2505 0.0030	5	0.1899	0.0006	0.2482	0.2492	0.2990
			10	0.3798	0.0011	0.2487		
			15	0.5697	0.0017	0.2493		
			20	1.0000	0.0030	0.2505		
32	640	11.7498 0.2536 0.0031	5	0.1899	0.0006	0.2511	0.2522	0.3026
			10	0.3798	0.0012	0.2517		
			15	0.5697	0.0018	0.2523		
			20	1.0000	0.0031	0.2536		
33	660	11.8977 0.2568 0.0032	5	0.1899	0.0006	0.2542	0.2553	0.3064
			10	0.3798	0.0012	0.2548		
			15	0.5697	0.0018	0.2554		
			20	1.0000	0.0032	0.2568		
34	680	12.0512 0.2601 0.0033	5	0.1899	0.0006	0.2574	0.2586	0.3103
			10	0.3798	0.0013	0.2581		
			15	0.5697	0.0019	0.2587		
			20	1.0000	0.0033	0.2601		
35	700	12.2108 0.2636 0.0034	5	0.1899	0.0007	0.2608	0.2620	0.3144
			10	0.3798	0.0013	0.2614		
			15	0.5697	0.0020	0.2621		
			20	1.0000	0.0034	0.2636		
36	720	12.3770 0.2671 0.0036	5	0.1899	0.0007	0.2643	0.2655	0.3186
			10	0.3798	0.0014	0.2650		
			15	0.5697	0.0020	0.2656		
			20	1.0000	0.0036	0.2671		
37	740	12.5501 0.2709 0.0037	5	0.1899	0.0007	0.2678	0.2691	0.3229
			10	0.3798	0.0014	0.2685		
			15	0.5697	0.0021	0.2692		
			20	1.0000	0.0037	0.2709		
38	760	12.7307 0.2748 0.0039	5	0.1899	0.0007	0.2716	0.2730	0.3276
			10	0.3798	0.0015	0.2724		
			15	0.5697	0.0022	0.2731		
			20	1.0000	0.0039	0.2748		
39	780	12.9194 0.2788 0.0041	5	0.1899	0.0008	0.2756	0.2770	0.3324
			10	0.3798	0.0015	0.2763		
			15	0.5697	0.0023	0.2771		
			20	1.0000	0.0041	0.2788		
40	800	13.1166 0.2831 0.0043	5	0.1899	0.0008	0.2796	0.2811	0.3373
			10	0.3798	0.0016	0.2804		
			15	0.5697	0.0024	0.2812		
			20	1.0000	0.0043	0.2831		
41	820	13.3232 0.2876 0.0045	5	0.1899	0.0008	0.2839	0.2855	0.3426
			10	0.3798	0.0017	0.2848		
			15	0.5697	0.0025	0.2856		
			20	1.0000	0.0045	0.2876		

n	$n \times \Delta t$ (min)	$\frac{I_n}{Q} \Delta Q$	$\Delta t'$	α	Q_s $\alpha \cdot \Delta Q n$	計 $Q_s + Q_{(n-1)}$	時間平均流量 Q_{Av}	流入量 $1.2 Q_{Av}$
42	840	13.5399 0.2922 0.0047	5	0.1899	0.0009	0.2885	0.2901	0.3481
			10	0.3798	0.0018	0.2894		
			15	0.5697	0.0027	0.2903		
			20	1.0000	0.0047	0.2922		
43	860	13.7675 0.2971 0.0049	5	0.1899	0.0009	0.2931	0.2948	0.3538
			10	0.3798	0.0019	0.2941		
			15	0.5697	0.0028	0.2950		
			20	1.0000	0.0049	0.2971		
44	880	14.0070 0.3023 0.0052	5	0.1899	0.0010	0.2981	0.2999	0.3599
			10	0.3798	0.0020	0.2991		
			15	0.5697	0.0029	0.3000		
			20	1.0000	0.0052	0.3023		
45	900	14.2595 0.3078 0.0054	5	0.1899	0.0010	0.3033	0.3052	0.3663
			10	0.3798	0.0021	0.3044		
			15	0.5697	0.0031	0.3054		
			20	1.0000	0.0054	0.3078		
46	920	14.5261 0.3135 0.0058	5	0.1899	0.0011	0.3089	0.3109	0.3731
			10	0.3798	0.0022	0.3100		
			15	0.5697	0.0033	0.3111		
			20	1.0000	0.0058	0.3135		
47	940	14.8082 0.3196 0.0061	5	0.1899	0.0012	0.3147	0.3168	0.3801
			10	0.3798	0.0023	0.3158		
			15	0.5697	0.0035	0.3170		
			20	1.0000	0.0061	0.3196		
48	960	15.1074 0.3261 0.0065	5	0.1899	0.0012	0.3208	0.3231	0.3877
			10	0.3798	0.0025	0.3221		
			15	0.5697	0.0037	0.3233		
			20	1.0000	0.0065	0.3261		
49	980	15.4256 0.3329 0.0069	5	0.1899	0.0013	0.3274	0.3298	0.3957
			10	0.3798	0.0026	0.3287		
			15	0.5697	0.0039	0.3300		
			20	1.0000	0.0069	0.3329		
50	1000	15.7647 0.3403 0.0073	5	0.1899	0.0014	0.3343	0.3368	0.4042
			10	0.3798	0.0028	0.3357		
			15	0.5697	0.0042	0.3371		
			20	1.0000	0.0073	0.3403		
51	1020	16.1273 0.3481 0.0078	5	0.1899	0.0015	0.3418	0.3445	0.4134
			10	0.3798	0.0030	0.3433		
			15	0.5697	0.0045	0.3448		
			20	1.0000	0.0078	0.3481		
52	1040	16.5161 0.3565 0.0084	5	0.1899	0.0016	0.3497	0.3526	0.4231
			10	0.3798	0.0032	0.3513		
			15	0.5697	0.0048	0.3529		
			20	1.0000	0.0084	0.3565		
53	1060	16.9344 0.3655 0.0090	5	0.1899	0.0017	0.3582	0.3613	0.4336
			10	0.3798	0.0034	0.3599		
			15	0.5697	0.0051	0.3616		
			20	1.0000	0.0090	0.3655		
54	1080	17.3862 0.3753 0.0098	5	0.1899	0.0019	0.3674	0.3707	0.4449
			10	0.3798	0.0037	0.3692		
			15	0.5697	0.0056	0.3711		
			20	1.0000	0.0098	0.3753		
55	1100	17.8763 0.3858 0.0106	5	0.1899	0.0020	0.3773	0.3809	0.4571
			10	0.3798	0.0040	0.3793		
			15	0.5697	0.0060	0.3813		
			20	1.0000	0.0106	0.3858		
56	1120	18.4102 0.3974 0.0115	5	0.1899	0.0022	0.3880	0.3920	0.4704
			10	0.3798	0.0044	0.3902		
			15	0.5697	0.0066	0.3924		
			20	1.0000	0.0115	0.3974		

n	$n \times \Delta t$ (min)	I_n $\frac{Q}{\Delta Q}$	$\Delta t'$	α	Q_s $\alpha \cdot \Delta Q n$	計 $Q_s + Q_{(n-1)}$	時間平均流量 Q_{Av}	流入量 $1.2 Q_{Av}$
57	1140	18.9951 0.4100 0.0126	5	0.1899	0.0024	0.3998	0.4041	0.4850
			10	0.3798	0.0048	0.4022		
			15	0.5697	0.0072	0.4046		
			20	1.0000	0.0126	0.4100		
58	1160	19.6396 0.4239 0.0139	5	0.1899	0.0026	0.4126	0.4174	0.5009
			10	0.3798	0.0053	0.4153		
			15	0.5697	0.0079	0.4179		
			20	1.0000	0.0139	0.4239		
59	1180	20.3544 0.4393 0.0154	5	0.1899	0.0029	0.4268	0.4322	0.5186
			10	0.3798	0.0059	0.4298		
			15	0.5697	0.0088	0.4327		
			20	1.0000	0.0154	0.4393		
60	1200	21.1535 0.4566 0.0172	5	0.1899	0.0033	0.4426	0.4485	0.5382
			10	0.3798	0.0066	0.4459		
			15	0.5697	0.0098	0.4491		
			20	1.0000	0.0172	0.4566		
61	1220	22.0549 0.4760 0.0195	5	0.1899	0.0037	0.4603	0.4670	0.5604
			10	0.3798	0.0074	0.4640		
			15	0.5697	0.0111	0.4677		
			20	1.0000	0.0195	0.4760		
62	1240	23.0823 0.4982 0.0222	5	0.1899	0.0042	0.4802	0.4878	0.5854
			10	0.3798	0.0084	0.4844		
			15	0.5697	0.0126	0.4886		
			20	1.0000	0.0222	0.4982		
63	1260	24.2683 0.5238 0.0256	5	0.1899	0.0049	0.5031	0.5119	0.6143
			10	0.3798	0.0097	0.5079		
			15	0.5697	0.0146	0.5128		
			20	1.0000	0.0256	0.5238		
64	1280	25.6584 0.5538 0.0300	5	0.1899	0.0057	0.5295	0.5398	0.6478
			10	0.3798	0.0114	0.5352		
			15	0.5697	0.0171	0.5409		
			20	1.0000	0.0300	0.5538		
65	1300	27.3188 0.5896 0.0358	5	0.1899	0.0068	0.5606	0.5730	0.6875
			10	0.3798	0.0136	0.5674		
			15	0.5697	0.0204	0.5742		
			20	1.0000	0.0358	0.5896		
66	1320	29.3506 0.6335 0.0439	5	0.1899	0.0083	0.5979	0.6131	0.7357
			10	0.3798	0.0167	0.6063		
			15	0.5697	0.0250	0.6146		
			20	1.0000	0.0439	0.6335		
67	1340	31.9168 0.6889 0.0554	5	0.1899	0.0105	0.6440	0.6631	0.7957
			10	0.3798	0.0210	0.6545		
			15	0.5697	0.0316	0.6651		
			20	1.0000	0.0554	0.6889		
68	1360	35.3035 0.7620 0.0731	5	0.1899	0.0139	0.7028	0.7280	0.8736
			10	0.3798	0.0278	0.7167		
			15	0.5697	0.0416	0.7305		
			20	1.0000	0.0731	0.7620		
69	1380	40.0713 0.8649 0.1029	5	0.1899	0.0195	0.7815	0.8170	0.9804
			10	0.3798	0.0391	0.8011		
			15	0.5697	0.0586	0.8206		
			20	1.0000	0.1029	0.8649		
70	1400	47.5320 1.0259 0.1610	5	0.1899	0.0306	0.8955	0.9510	1.1412
			10	0.3798	0.0612	0.9261		
			15	0.5697	0.0917	0.9566		
			20	1.0000	0.1610	1.0259		
71	1420	61.9449 1.3370 0.3111	5	0.1899	0.0591	1.0850	1.1923	1.4307
			10	0.3798	0.1181	1.1440		
			15	0.5697	0.1772	1.2031		
			20	1.0000	0.3111	1.3370		

n	$n \times \Delta t$ (min)	$\frac{I_n}{Q}$ ΔQ	$\Delta t'$	α	$\frac{Q_s}{\alpha \cdot \Delta Q n}$	計 $Q_s + Q_{(n-1)}$	時間平均流量 Q_{Av}	流入量 $1.2 Q_{Av}$
72	1440	149.5482 3.2277 1.8908	5	0.1899	0.3591	1.6961	2.3483	2.8179
			10	0.3798	0.7181	2.0551		
			15	0.5697	1.0772	2.4142		
			20	1.0000	1.8908	3.2277		
73	1460	0.0000 0.0000 -3.2277	5	0.1899	-0.6129	2.6148	1.5014	1.8016
			10	0.3798	-1.2259	2.0018		
			15	0.5697	-1.8388	1.3889		
			20	1.0000	-3.2277	0.0000		

流入洪水量 $Q=3.2277$ を合成合理式を用いて算出したピーク流量 Q_{Av} は2.3483となる。

この時の設計洪水流量は、 $Q_p=1.200 \times 2.3483=2.818$ となる。

2.5 流入・流出計算条件

貯留量は常時満水位として満水面からの水深により放流量を算出し、流入量と放流量の差を貯水量に加算する。
 その際の、流入量と放流量は計算間隔内の平均値を基に算出する。
 また、貯水量の変化により水深が変化することで流出量も増減する。
 したがって、流出量は仮定水深を変化させながら算出した水深と一致するまで繰り返す。

$$Q_{o(n)} = C_f \cdot B \cdot W_{Ln}^{3/2}$$

$$I_n = \frac{Q_{i(n)} + Q_{i(n-1)}}{2}, \quad O_n = \frac{Q_{o(n)} + Q_{o(n-1)}}{2}$$

$$V_n = V_{(n-1)} + (I_n - O_n) \cdot 60 \Delta t, \quad W_{Ln} = \frac{V_n}{A_w}$$

ここに、n : 番号

$Q_{o(n)}$: n 番目の放流量 (m³/s)

$Q_{i(n)}$: n 番目の流入量 (m³/s) … [項目2.4 流入量] 参照

I_n : n 番目の流入量と直前の流入量の平均値 (m³/s)

O_n : n 番目の放流量と直前の放流量の平均値 (m³/s)

V_n : n 番目計算時の貯留量 (m³)

Δt : 洪水到達時間 [計算間隔] 20 (min)

C_f : 越流係数 = 2.162 … [項目2.7] 参照

B : 堰の有効長 = 4.000 (m) … [調整部水路幅]

A_w : 満水面積 = 19005.0 (m²)

2.6 流入・流出一覧表

n	t (min)	Q_i (m ³ /s)	Q_o (m ³ /s)	I (m ³ /s)	O (m ³ /s)	V (m ³)	W_L (m)
1	20	0.1225	0.0020	0.06124	0.00101	72.3	0.003796
2	40	0.2300	0.0149	0.17622	0.00848	273.6	0.014397
3	60	0.2315	0.0389	0.23074	0.02693	518.1	0.027261
4	80	0.2332	0.0657	0.23238	0.05229	734.2	0.038628
5	100	0.2349	0.0922	0.23406	0.07892	920.4	0.048437
6	120	0.2366	0.1168	0.23578	0.10450	1077.9	0.056714
7	140	0.2385	0.1389	0.23756	0.12784	1209.6	0.063651
8	160	0.2403	0.1581	0.23938	0.14847	1318.7	0.069385
9	180	0.2422	0.1745	0.24124	0.16630	1408.6	0.074129
10	200	0.2440	0.1884	0.24312	0.18147	1482.6	0.078001
11	220	0.2460	0.2002	0.24500	0.19429	1543.5	0.081220
12	240	0.2480	0.2100	0.24700	0.20509	1593.7	0.083857
13	260	0.2501	0.2184	0.24908	0.21419	1635.6	0.086068
14	280	0.2522	0.2254	0.25115	0.22190	1670.7	0.087917
15	300	0.2544	0.2315	0.25327	0.22847	1700.5	0.089484
16	320	0.2566	0.2367	0.25547	0.23409	1726.1	0.090817
17	340	0.2589	0.2414	0.25774	0.23903	1748.6	0.092014
18	360	0.2612	0.2455	0.26005	0.24342	1768.5	0.093047
19	380	0.2637	0.2492	0.26243	0.24735	1786.6	0.094002
20	400	0.2661	0.2528	0.26487	0.25100	1803.3	0.094885
21	420	0.2686	0.2560	0.26735	0.25439	1818.8	0.095696
22	440	0.2713	0.2592	0.26995	0.25761	1833.6	0.096490
23	460	0.2740	0.2622	0.27264	0.26070	1848.0	0.097232
24	480	0.2768	0.2652	0.27537	0.26369	1862.0	0.097968
25	500	0.2796	0.2682	0.27819	0.26667	1875.8	0.098698
26	520	0.2827	0.2711	0.28114	0.26963	1889.6	0.099421
27	540	0.2857	0.2741	0.28418	0.27260	1903.5	0.100149
28	560	0.2889	0.2772	0.28728	0.27562	1917.5	0.100894
29	580	0.2921	0.2802	0.29046	0.27868	1931.6	0.101633

n	t (min)	Q_i (m^3/s)	Q_o (m^3/s)	I (m^3/s)	O (m^3/s)	V (m^3)	W_L (m)
30	600	0.2955	0.2834	0.29377	0.28180	1946.0	0.102403
31	620	0.2990	0.2866	0.29724	0.28498	1960.7	0.103165
32	640	0.3026	0.2899	0.30081	0.28825	1975.8	0.103971
33	660	0.3064	0.2933	0.30448	0.29163	1991.2	0.104783
34	680	0.3103	0.2968	0.30832	0.29505	2007.1	0.105602
35	700	0.3144	0.3005	0.31232	0.29863	2023.6	0.106479
36	720	0.3186	0.3042	0.31648	0.30235	2040.5	0.107362
37	740	0.3229	0.3081	0.32076	0.30618	2058.0	0.108280
38	760	0.3276	0.3122	0.32524	0.31017	2076.1	0.109232
39	780	0.3324	0.3164	0.32996	0.31433	2094.9	0.110218
40	800	0.3373	0.3209	0.33482	0.31865	2114.3	0.111241
41	820	0.3426	0.3255	0.33992	0.32316	2134.4	0.112300
42	840	0.3481	0.3303	0.34534	0.32787	2155.4	0.113410
43	860	0.3538	0.3353	0.35097	0.33281	2177.1	0.114559
44	880	0.3599	0.3406	0.35683	0.33794	2199.8	0.115748
45	900	0.3663	0.3461	0.36306	0.34331	2223.5	0.116991
46	920	0.3731	0.3519	0.36966	0.34898	2248.3	0.118305
47	940	0.3801	0.3580	0.37659	0.35494	2274.3	0.119663
48	960	0.3877	0.3644	0.38391	0.36120	2301.5	0.121094
49	980	0.3957	0.3713	0.39170	0.36784	2330.2	0.122602
50	1000	0.4042	0.3785	0.39996	0.37487	2360.3	0.124189
51	1020	0.4134	0.3861	0.40880	0.38230	2392.1	0.125856
52	1040	0.4231	0.3944	0.41825	0.39024	2425.7	0.127638
53	1060	0.4336	0.4031	0.42834	0.39871	2461.2	0.129508
54	1080	0.4449	0.4124	0.43922	0.40772	2499.0	0.131500
55	1100	0.4571	0.4224	0.45100	0.41739	2539.4	0.133619
56	1120	0.4704	0.4332	0.46375	0.42780	2582.5	0.135886
57	1140	0.4850	0.4449	0.47768	0.43905	2628.9	0.138324
58	1160	0.5009	0.4577	0.49294	0.45129	2678.8	0.140958
59	1180	0.5186	0.4716	0.50975	0.46462	2733.0	0.143798
60	1200	0.5382	0.4869	0.52842	0.47926	2792.0	0.146905
61	1220	0.5604	0.5040	0.54933	0.49546	2856.6	0.150312
62	1240	0.5854	0.5229	0.57291	0.51345	2928.0	0.154055
63	1260	0.6143	0.5444	0.59985	0.53367	3007.4	0.158249
64	1280	0.6478	0.5688	0.63105	0.55662	3096.7	0.162943
65	1300	0.6875	0.5971	0.66768	0.58294	3198.4	0.168293
66	1320	0.7357	0.6303	0.71162	0.61367	3316.0	0.174477
67	1340	0.7957	0.6701	0.76571	0.65021	3454.6	0.181761
68	1360	0.8736	0.7196	0.83467	0.69486	3622.3	0.190592
69	1380	0.9804	0.7833	0.92701	0.75145	3833.0	0.201689
70	1400	1.1412	0.8708	1.06083	0.82706	4113.5	0.216437
71	1420	1.4307	1.0064	1.28598	0.93862	4530.3	0.238366
72	1440	2.8179	1.3971	2.12433	1.20176	5637.4	0.296619
73	1460	1.8016	1.7404	2.30980	1.56875	6526.7	0.343418
74	1480	0.0000	1.4239	0.90082	1.58217	5709.1	0.300407
75	1500	0.0000	0.9297	0.00000	1.17682	4296.9	0.226094
76	1520	0.0000	0.6413	0.00000	0.78549	3354.3	0.176498
77	1540	0.0000	0.4612	0.00000	0.55123	2692.8	0.141681
78	1560	0.0000	0.3430	0.00000	0.40212	2210.3	0.116309
79	1580	0.0000	0.2621	0.00000	0.30255	1847.2	0.097199
80	1600	0.0000	0.2048	0.00000	0.23343	1567.1	0.082462

n	t (min)	Q_i (m^3/s)	Q_o (m^3/s)	I (m^3/s)	O (m^3/s)	V (m^3)	W_L (m)
81	1620	0.0000	0.1631	0.00000	0.18393	1346.4	0.070846
82	1640	0.0000	0.1320	0.00000	0.14752	1169.3	0.061523
83	1660	0.0000	0.1083	0.00000	0.12015	1025.2	0.053938
84	1680	0.0000	0.0900	0.00000	0.09919	906.1	0.047683
85	1700	0.0000	0.0756	0.00000	0.08283	806.7	0.042444
86	1720	0.0000	0.0641	0.00000	0.06988	722.9	0.038030
87	1740	0.0000	0.0549	0.00000	0.05951	651.5	0.034279
88	1760	0.0000	0.0473	0.00000	0.05110	590.1	0.031049
89	1780	0.0000	0.0411	0.00000	0.04420	537.1	0.028259
90	1800	0.0000	0.0359	0.00000	0.03849	490.9	0.025830
91	1820	0.0000	0.0316	0.00000	0.03373	450.4	0.023699
92	1840	0.0000	0.0279	0.00000	0.02972	414.8	0.021824
93	1860	0.0000	0.0248	0.00000	0.02632	383.2	0.020162
94	1880	0.0000	0.0221	0.00000	0.02342	355.1	0.018685
95	1900	0.0000	0.0198	0.00000	0.02094	330.0	0.017371
96	1920	0.0000	0.0178	0.00000	0.01880	307.4	0.016184
97	1940	0.0000	0.0161	0.00000	0.01693	287.1	0.015109
98	1960	0.0000	0.0145	0.00000	0.01530	268.7	0.014135
99	1980	0.0000	0.0132	0.00000	0.01387	252.1	0.013266
100	2000	0.0000	0.0120	0.00000	0.01262	236.9	0.012463

上記計算表より、最高水深時の W_L を越流水深 H_d とし、最大放流量 Q_o を貯留効果考慮時の洪水流量 Q_2 とする。

$$H_d = 0.343418 \approx 0.343 \text{ (m)} \quad \cdots 0.001 \text{ (m) 単位に四捨五入。}$$

$$Q_2 = 1.740427 \text{ (m}^3/\text{s)} \quad \cdots \text{ (計算表は印刷時に少数点以下4桁に丸め処理を行っている。)}$$

設計洪水量、設計洪水位決定の手順(基準書P36 図-3.2.2)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、 $Q_2 < 1.2Q_1$ 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。

本計算書では、 $1.2Q_1$ と Q_2 と時間遅れでの最大流入量を比較し、 Q_2 が最小の場合に、貯留効果を期待できるとして設計洪水流量に Q_2 を採用する。

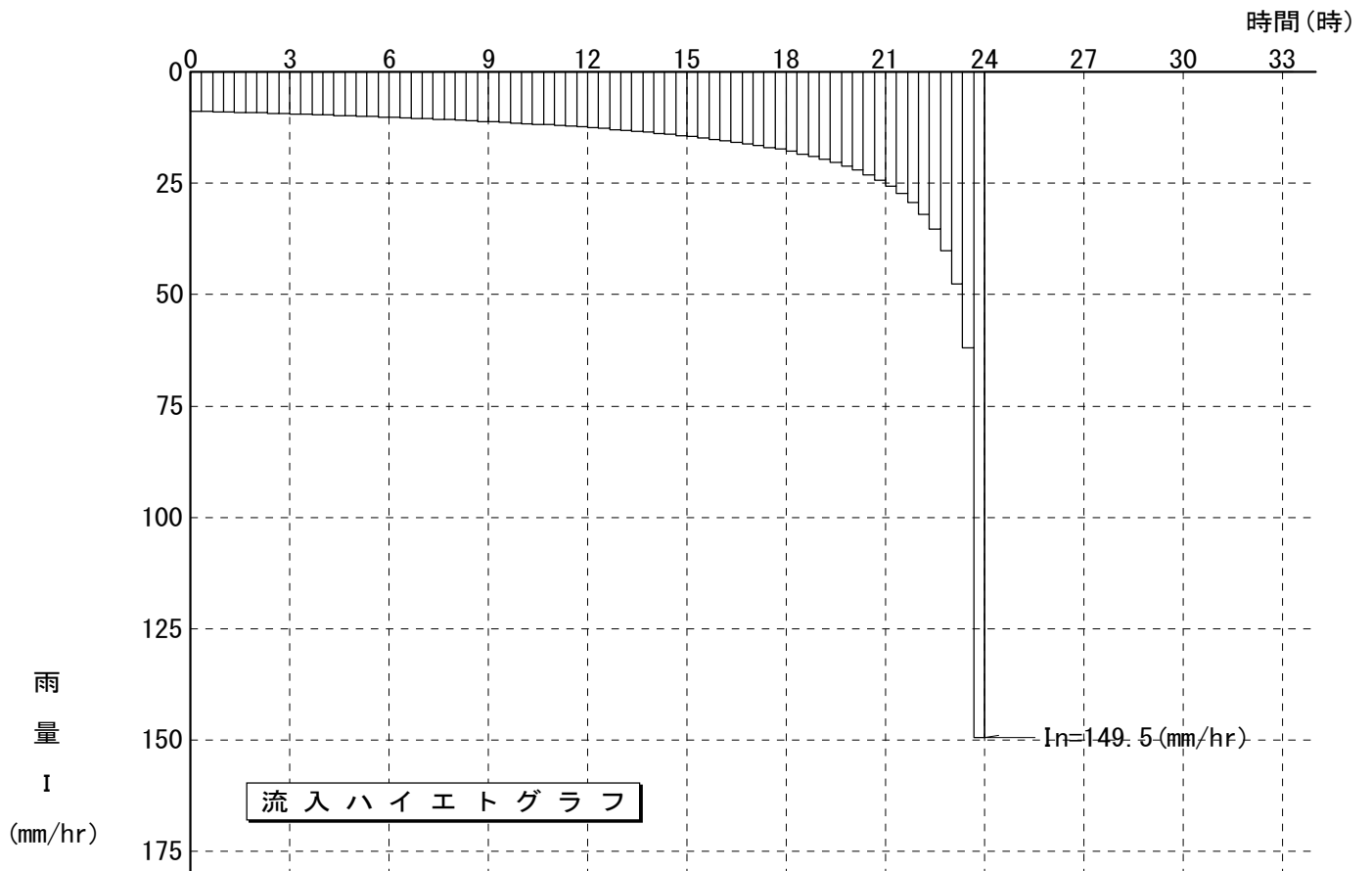
時間遅れでの最大流入量は、 $2.818 \text{ (m}^3/\text{s)}$

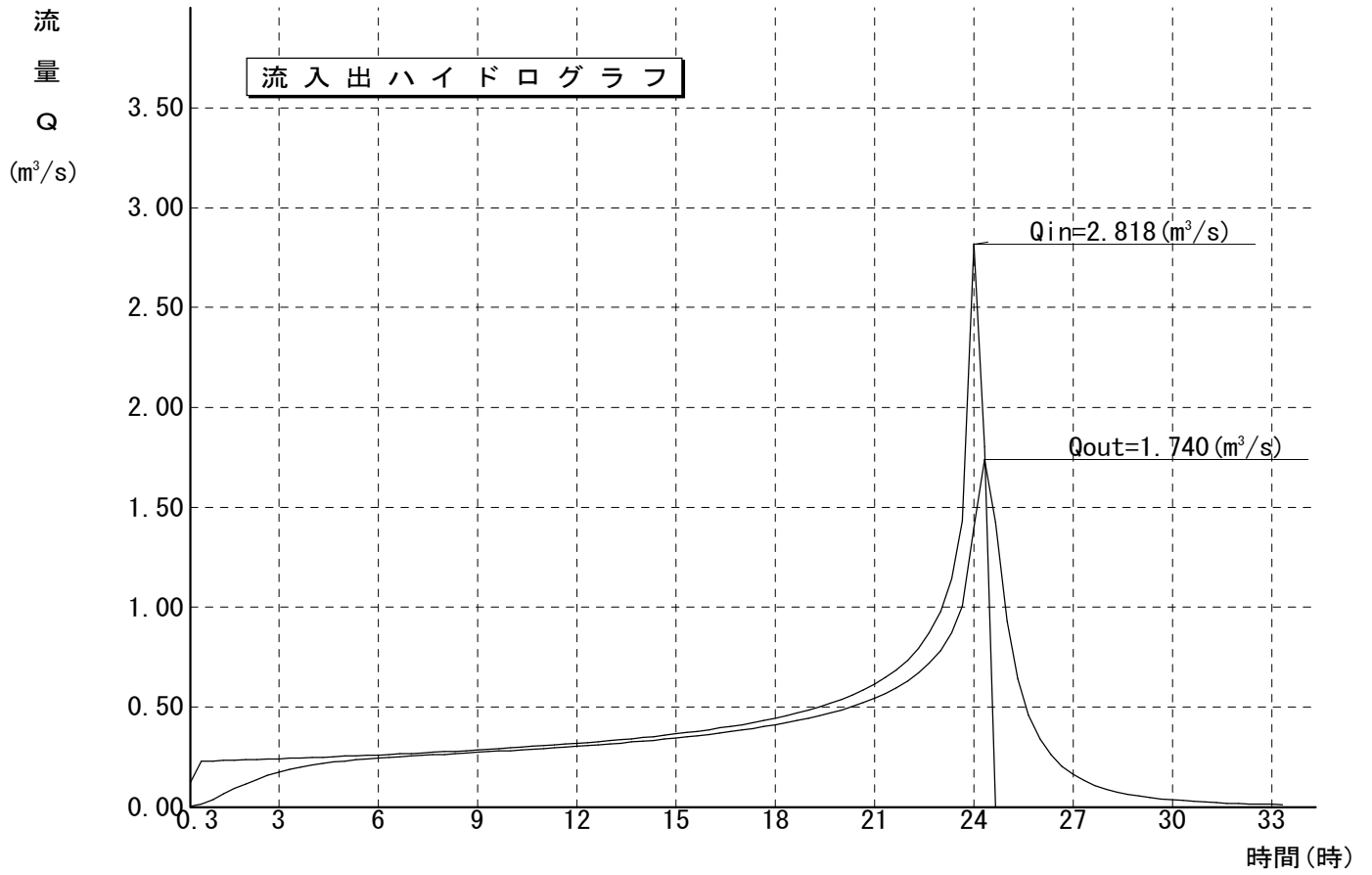
貯留効果考慮前の洪水流量 $1.2Q_1 = 3.376 \text{ (m}^3/\text{s)}$ \cdots [項目1.7] 参照

貯留効果時最大放流量 $Q_2 = 1.740427 \text{ (m}^3/\text{s)}$

したがって、貯留効果は期待できる。

よって、設計洪水流量 $Q = Q_2 \approx 1.740 \text{ (m}^3/\text{s)}$ \cdots 有効桁数3桁に四捨五入。





2.7 越流係数の算出

越流係数は、堰高 P と設計水頭 H_d (越流総水頭) との比によって決定する。

しかし、貯留効果考慮時は時間とともに水深 W_L が変化するため、厳密には越流係数は一定ではない。

また、水深は流入量と流出量の差によって決定されるが、その流出量は越流係数によって変化する。

そこで、貯留効果検討時の越流係数は、下記の条件によって決定する。

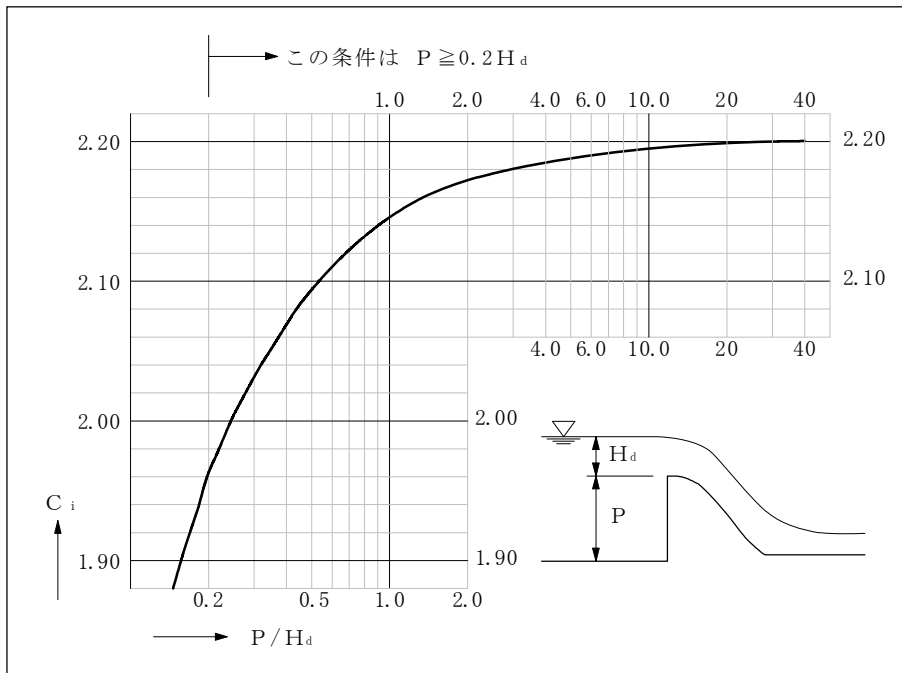
- ・設計水頭は越流水深とし、ため池内であるため流速=0とする。 ($H_d=W_L$)
- ・越流係数は過程の水位に係わらず常に最高水位時の値を採用する。

計算は、まず仮の越流係数 (C_i') を用いて貯留効果の計算を行い最高水位を算出する。

その最高水位と堰高の比より越流係数 (C_i) を算出する。先の C_i' と比較し差が0.001以下になるまで繰り返す。

C_i' と C_i がほぼ同値になった時の最高水位を設計水頭とし、その際の C_i を越流係数 C_f とする。

標準堰(堰前面直)の流量係数 C_i



$$P/H_d = \frac{0.500}{0.343} = 1.456$$

$$C_f = 2.162$$

2.8 貯留効果結果一覧表

記号	項目名	値	単位	備考
Q	設計洪水流量	1.740	(m^3/s)	項目2.6 参照
Q ₂	貯留効果考慮時の設計洪水流量	1.740	(m^3/s)	
H _d	越流水深[越流水頭]	0.343	(m)	

3 接近水路の水力計算

3.1 概要

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、流れに乱れの起さない平面形とする。

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。

洪水吐調整部は原則として直線的な平面形とし、できるだけ効率のよい断面形状を与えるものとする。

(必要最小越流水頭)

山地等で流木・浮きゴミ等の流入を考慮する必要がある場合は、0.4m 程度以上確保することが望ましい。ただし、決定に当たっては近隣の事例等を参考にする。

(必要最小越流幅)

基本的には、改修前既設幅かつ1.0m (浮遊物による閉塞防止のため)以上とする。ただし、上記同様、流木等を特に考慮する必要がある場合には、2.0m 程度以上確保することが望ましい。

$$B = \frac{Q_d}{C_f \cdot H_d^{3/2}}$$

ここに、 Q_d : 設計洪水流量 = 1.740 (m³/s) … [項目2.6] 参照

B : 堰の有効長 = 4.000 (m)

C_f : 流量係数 = 2.162 … [項目2.7] 参照

H_d : 設計水頭(速度水頭を含む越流総水頭) = 0.343 (m) … [項目2.6] 参照

3.2 接近水路部

接近水路内の設計は以下の式により流速を計算する。この時水深 d は、堰高 P と越流総水頭 H_d を加算したエネルギー高から速度水頭 h_v を除いた高さになる。

$$V = \frac{Q_d}{A} \leq 4.0 \text{ (m/s)} \quad , \quad h_v = \frac{V^2}{2g}$$

$$A = d \cdot L \quad , \quad d = H_d + P - h_v$$

ここに、 V : 接近水路内の流速 (m/s)

A : 接近水路内の流積 (m²)

d : 接近水路内の水深 (m)

Q_d : 設計洪水流量 = 1.740 (m³/s) … [項目2.6] 参照

L : 接近水路内の幅(堰の有効長 B) = 4.000 (m)

H_d : 設計水頭(速度水頭を含む越流総水頭) = 0.343 (m) … [項目2.6] 参照

P : 堰の高さ = 0.500 (m)

h_v : 接近水路の速度水頭 (m)

g : 重力加速度 = 9.8 (m/s²)

V の式を集約すると以下の式となる。ここから流速 V は速度水頭 h_v が分母に含まれた式から算出され、速度水頭 h_v は流速 V から求める式として循環関係にあることが分かる。以下の両式を満足する様な速度水頭 h_v を導き出し、接近水路内の数値を求める。

$$V = \frac{Q_d}{(H_d + P - h_v) \cdot L} \quad , \quad h_v = \frac{V^2}{2g}$$

$$h_v = 0.014 \text{ (m)}$$

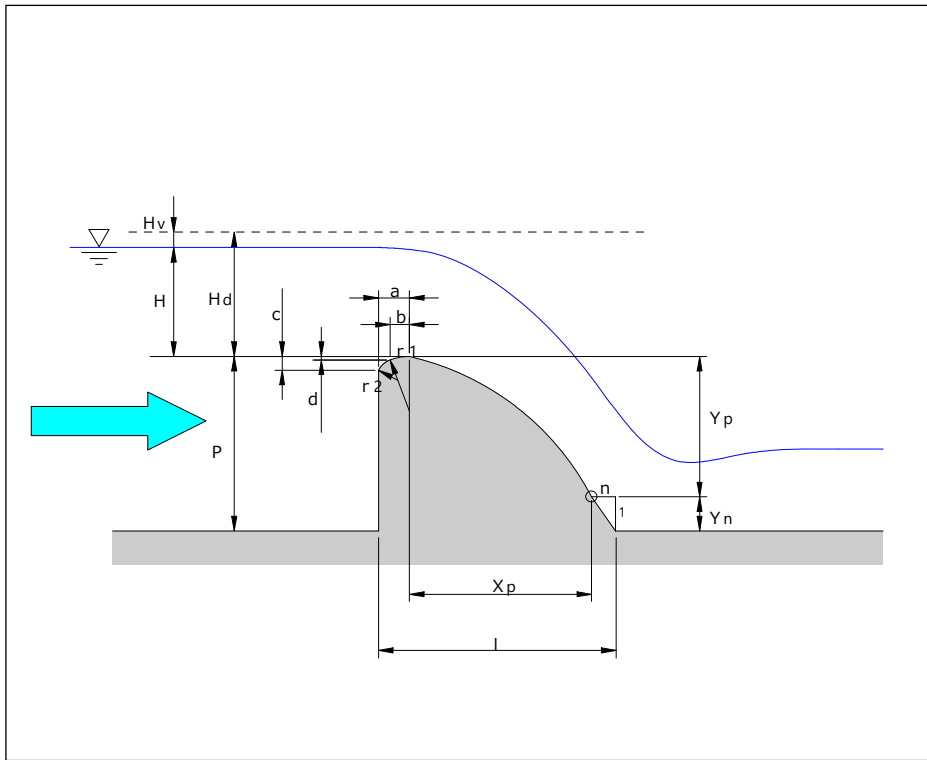
$$d = H_d + P - h_v = 0.343 + 0.500 - 0.014 = 0.829 \text{ (m)}$$

$$A = d \cdot L = 0.829 \times 4.000 = 3.316 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V = \frac{Q_d}{A} = \frac{1.740}{3.316} = 0.525 \text{ (m/s)} \leq 4.0 \text{ (m/s)} \quad \cdots \text{ [OK]}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{0.525^2}{2 \times 9.8} = 0.014 \text{ (m)}$$

3.3 標準堰の形状



標準型越流堰の断面決定方法の一つであるハロルドの式、及び標準堰の各部の寸法算定式を以下に記す。

堰頂よりも下流側の断面

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2H_d^{0.85}}, \quad X_p = 1.096H_d \left(\frac{1}{n}\right)^{1.176}$$

$$Y_n = Y_{Lm} - Y_p, \quad Y_{Lm} = FH_1 + P - FH_2$$

堰頂よりも上流側の断面

$$a = 0.282H_d, \quad b = 0.175H_d, \quad c = 0.126H_d$$

$$d = 0.032H_d, \quad r_1 = 0.5H_d, \quad r_2 = 0.2H_d$$

堰の厚さ

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

ここに、Y : 堰頂からの鉛直距離 (m)

X : 堰頂からの水平距離 (m)

H_d : 設計水頭[速度水頭含む総水頭] = 0.343 (m) … [項目2.6] 参照

$1/n$: ハロルド曲線下流端(p点)より下流側の勾配 $n = 0.7$

X_p : p点のX座標値 (m)

FH_1 : 堰上流側の水路底標高 = 173.070 (m)

FH_2 : 堰下流側の水路底標高 = 173.070 (m)

Y_{Lm} : 堰頂から堰下流側水路底までの落差 (m)

ほかの記号は上図参照

堰頂よりも上流側の断面

$$a = 0.282H_d = 0.282 \times 0.343 = 0.097 \text{ (m)}, \quad b = 0.175H_d = 0.175 \times 0.343 = 0.060 \text{ (m)}$$

$$c = 0.126H_d = 0.126 \times 0.343 = 0.043 \text{ (m)}, \quad d = 0.032H_d = 0.032 \times 0.343 = 0.011 \text{ (m)}$$

$$r_1 = 0.5H_d = 0.5 \times 0.343 = 0.172 \text{ (m)}, \quad r_2 = 0.2H_d = 0.2 \times 0.343 = 0.069 \text{ (m)}$$

堰頂よりも下流側の断面

$$X_p = 1.096H_d \left(\frac{1}{n} \right)^{1.176} = 1.096 \times 0.343 \times \left(\frac{1}{0.7} \right)^{1.176} = 0.572 \text{ (m)}$$

$$Y_p = \frac{X_p^{1.85}}{2H_d^{0.85}} = \frac{0.572^{1.85}}{2 \times 0.343^{0.85}} = 0.442 \text{ (m)}$$

$$Y_{Lm} = F H_1 + P - F H_2 = 173.070 + 0.500 - 173.070 = 0.500 \text{ (m)}$$

$$Y_n = Y_{Lm} - Y_p = 0.500 - 0.442 = 0.058 \text{ (m)}$$

堰の厚さ

$$l = a + X_p + n \cdot Y_n = 0.097 + 0.572 + 0.7 \times 0.058 = 0.710 \text{ (m)}$$

記号	値	単位	記号	値	単位	記号	値	単位	記号	値	単位
a	0.097	(m)	r 1	0.172	(m)	n	0.700		P	0.500	(m)
b	0.060	(m)	r 2	0.069	(m)	Hd	0.343	(m)	l	0.710	(m)
c	0.043	(m)	Xp	0.572	(m)	H	0.329	(m)	Yn	0.058	(m)
d	0.011	(m)	Yp	0.442	(m)	Hv	0.014	(m)			

3.4 ハロルド曲線一覧表

No	X	Y	No	X	Y	No	X	Y
1	0.100	0.018	3	0.300	0.134	5	0.500	0.344
2	0.200	0.063	4	0.400	0.228	6	0.572	0.442

3.5 接近水路結果一覧表

記号	項目名	値	単位	備考
H _d	設計水頭(速度水頭を含む越流総水頭)	0.343	(m)	項目2.6 参照
P	堰の高さ	0.500	(m)	[OK] P ≥ 1/5H _d = 0.069(m)
B	堰の有効長	4.000	(m)	
L	接近水路内の幅	4.000	(m)	B
d	接近水路内の水深	0.829	(m)	
h _v	接近水路内の速度水頭	0.014	(m)	
V	接近水路内の流速	0.525	(m/s)	[OK] V ≤ 4(m/s)

4 調整部・移行部の水理計算

4.1 正面越流型

(a) 平面形状

移行部平面形状は、放流能力を規制することがあるため過度の断面縮小や湾曲は避け、移行部の平面形状はできるだけ左右対称とする。

(b) 縦断形状の水理計算

移行部縦断形状は、平面形状同様、上流調整部で放流阻害を起こさず、またまた下流減勢工の減勢機能に支障を来さないように決定する。

一般には、移行部入口で常流、出口で限界流となる場合と、移行部出入口で限界流となる場合とがある。

本計算書では、移行部出口を限界流とし水面追跡計算を行う。

4.2 調整部の水理計算

(a) 堰直下の水理計算

堰直下の水深は、越流堰の前後でエネルギー高さが一致するような水深を求める。

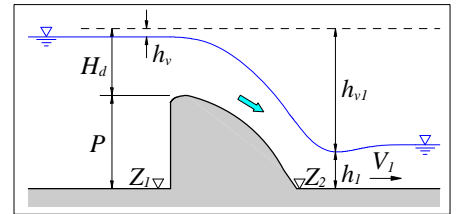
堰前後(左辺堰前、右辺堰後)のエネルギー高さは次式による。

$$Z_1 + P + H_d = Z_2 + h_1 + h_{v1} \quad , \quad h_{v1} = \frac{V_1^2}{2g}$$

$$V_1 = \frac{Q}{B \cdot h_1}$$

上記より

$$P + H_d = h_1 + \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{B \cdot h_1} \right)^2 + \Delta Z \quad , \quad \Delta Z = Z_2 - Z_1$$



ここに、 Z_1 : 堰上流水路敷標高 = 173.070 (m)

Z_2 : 堰下流水路敷標高 = 173.070 (m)

P : 堰の高さ = 0.500 (m)

H_d : 設計水頭[速度水頭を含む越流総水頭] = 0.343 (m) … [項目2.6] 参照

Q : 設計洪水流量 = 1.740 (m³/s) … [項目2.6] 参照

h_1 : 堰直下の水深 (m)

V_1 : 堰直下の流速 (m/s)

B : 調整部の水路幅 = 4.000 (m)

g : 重力加速度 = 9.8 (m/s²)

h_1 (堰直下の水深)を変化させエネルギー高さが一致した値を採用する。

結果 $h_1 = 0.11517197 \approx 0.115$ (m)

エネルギー高さの確認は丸め前の水深で行う。

$$\text{堰越流前} \quad Z_1 + P + H_d = 173.070 + 0.500 + 0.343 = 173.913 \text{ (m)}$$

$$\text{堰越流直後} \quad Z_2 + h_1 + \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{B \cdot h_1} \right)^2 = 173.070 + 0.1152 + \frac{1}{2 \times 9.8} \times \left(\frac{1.740}{4.000 \times 0.11517197} \right)^2 = 173.913 \text{ (m)}$$

以下丸め後の水深で計算した結果を記す。

$$V_1 = \frac{Q}{B \cdot h_1} = \frac{1.740}{4.000 \times 0.115} = 3.783 \text{ (m/s)}$$

$$h_{v1} = \frac{V_1^2}{2g} = \frac{3.783^2}{2 \times 9.8} = 0.730 \text{ (m)}$$

(b) 調整部の長さや常流水深

移行部を常流で流下させる場合、越流堰を越えた流れを一旦跳水させた後、移行部を経て流送する。
調整部として跳水の長さを越える距離を設ける。跳水の長さや跳水後の常流水深を以下の式により求める。

$$h_2 = \frac{h_1}{2}(\sqrt{1+8F_r^2}-1) \quad , \quad L_1 = 4.5 h_2$$

$$F_r = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}}$$

ここに、 h_1 : 堰直下の水深[跳水前の射流水深] = 0.115 (m)

V_1 : 堰直下の流速[跳水前の流速] = 3.783 (m/s)

F_{r1} : 堰直下のフルード数[跳水前のフルード数]

h_2 : 跳水後の常流水深 (m)

L_1 : 跳水の長さ (m)

$$F_r = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} = \frac{3.783}{\sqrt{9.8 \times 0.115}} = 3.563$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2}(\sqrt{1+8F_r^2}-1) = \frac{0.115}{2} \times (\sqrt{1+8 \times 3.563^2}-1) = 0.525 \text{ (m)}$$

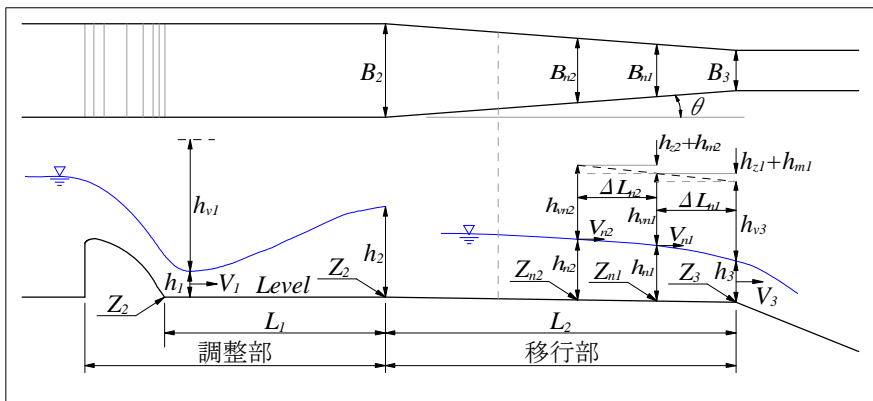
$$L_1 = 4.5 h_2 = 4.5 \times 0.525 = 2.363 \text{ (m)}$$

堰の厚さは、堰の形状表 1 より 0.710 (m)

∴ 調整部の長さは 0.710+2.363 = 3.073(m) 以上必要となる。

4.3 移行部の水理計算

移行部出口を限界流とし上流に向かって水面追跡計算を行う。その際に、上流端の水深が跳水後の常流水深と一致するように移行部下流端の水路底標高を調整する。



ここに、 Z_3 : 移行部出口[末端]水路敷標高 (m)

Z_2 : 移行部始点[調整部]水路敷標高 = 173.070 (m)

B_2 : 移行部始点[調整部]の水路幅 = 4.000 (m)

h_2 : 跳水後の常流水深 = 0.525 (m)

B_3 : 移行部末端[放水路部]の水路幅 = 2.000 (m)

h_3 : 移行部末端の水深[限界水深] (m)

V_3 : 移行部末端の流速[限界流速] (m/s)

I_3 : 移行部末端のエネルギー勾配

L_2 : 移行部の長さ = 6.780 (m)

K : 漸縮係数 = 0.1

h_z : 漸縮による損失水頭 (m)

h_m : 摩擦損失水頭 (m)

Q : 設計洪水流量 = 1.740 (m³/s) … [項目2.6] 参照

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{B_2-B_3}{2L_2}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{4.000-2.000}{2 \times 6.780}\right) = 8.390213 = 8^\circ 23' 25''$$

ここに、 θ : 漸縮角度

支配断面として移行部出口で限界流となる水深及びエネルギー勾配を次の式により算出する。

$$h_3 = \left(\frac{Q^2}{g \cdot B_3^2} \right)^{1/3}, \quad V_3 = \frac{Q}{B_3 \cdot h_3}$$

$$I_3 = \frac{n^2 \cdot V_3^2}{R^{4/3}}, \quad R = \frac{B_3 \cdot h_3}{B_3 + 2h_3}$$

ここに、 h_3 : 限界水深 (m)

Q : 設計洪水流量 = 1.740 (m³/s) … [項目2.6] 参照

B_3 : 移行部出口の水路幅 = 2.000 (m)

V_3 : 限界流速 (m/s)

I_3 : エネルギー勾配

n : 粗度係数 = 0.010

R : 径深 (m)

g : 重力加速度 = 9.8

$$h_3 = \left(\frac{Q^2}{g \cdot B_3^2} \right)^{1/3} = \left(\frac{1.740^2}{9.8 \times 2.000^2} \right)^{1/3} = 0.426 \text{ (m)}$$

$$V_3 = \frac{Q}{B_3 \cdot h_3} = \frac{1.740}{2.000 \times 0.426} = 2.042 \text{ (m/s)}$$

$$R = \frac{B_3 \cdot h_3}{B_3 + 2h_3} = \frac{2.000 \times 0.426}{2.000 + 2 \times 0.426} = 0.299 \text{ (m)}$$

$$I_3 = \frac{n^2 \cdot V_3^2}{R^{4/3}} = \frac{0.010^2 \times 2.042^2}{0.299^{4/3}} = 0.002086$$

移行部末端の水路底標高は、水面追跡での上流端水深が跳水後の常流水深(0.525(m))に一致するように調整する。

結果、以降部末端の水路底標高 $Z_3=172.968$ (m) となった。

上流端水深は次表の最終行の水深で確認出来る。

4.4 移行部水路水面追跡計算

(a) 水面追跡計算表

移行部末端を支配断面として、上流に向かって水面追跡計算を行う。

既知断面のエネルギー高さと同じような水深を推定する。

$$\phi_{(n)} = F H_{(n-1)} + d_{(n-1)} + h_{v(n-1)}$$

$$\phi_{(n)} = F H_{(n)} + d_{(n)} + h_{v(n)} - h_{m(n)} - h_{z(n)}$$

添え字の(n)は計算断面を表し、(n-1)は直前の断面を表す。

ここに、 ϕ : 既知断面のエネルギー高さ (m)

ϕ : 計算断面の総エネルギー高さ (m)

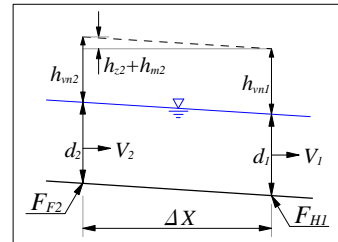
$F H$: 水路敷標高 (m)

d : 水深 (m)

h_v : 速度水頭 (m)

h_m : 摩擦損失水頭 (m)

h_z : 形状損失水頭 (m)



No	距離 L (m)	水路敷高 F H (m)	水路幅 B (m)	水深 d (m)	速度水頭 h _v (m)	摩擦損失 水頭 h _m (m)	形状損失 水頭 h _z (m)	φ (m)	φ (m)	誤差 φ - φ (m)
1	0.000	172.968	2.000	0.426	0.213	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	3.400	173.019	3.003	0.550	0.057	0.003	0.016	173.607	173.607	0.000
3	6.780	173.070	4.000	0.524	0.035	0.001	0.002	173.626	173.626	0.000

(b) 損失計算表

水面追跡計算表内の各損失の計算式を以下に記す。

$$R_{(n)} = \frac{B_{(n)} \cdot d_{(n)}}{B_{(n)} + 2 d_{(n)}} \quad , \quad R_{m(n)} = \frac{R_{(n)} + R_{(n-1)}}{2}$$

$$V_{(n)} = \frac{Q}{B_{(n)} \cdot d_{(n)}} \quad , \quad V_{m(n)} = \frac{V_{(n)} + V_{(n-1)}}{2}$$

$$h_{v(n)} = \frac{V_{(n)}^2}{2g} \quad , \quad h_{m(n)} = \frac{n^2 \cdot V_{m(n)}^2}{R_{m(n)}^{4/3}} \cdot (L_{(n)} - L_{(n-1)})$$

$$h_{z(n)} = K \cdot \frac{V_{(n-1)}^2 - V_{(n)}^2}{2g} = K \cdot (h_{v(n-1)} - h_{v(n)}) \quad \dots \quad \text{[漸縮損失水頭]}$$

添え字の(n)は計算断面を表し、(n-1)は直前の断面を表す。

ここに、Q : 設計洪水流量 = 1.740 (m³/s) … [項目2.6] 参照

R : 径深 (m)

R_m : 直前の既知断面と計算断面との平均径深 (m)

V : 流速 (m/s)

V_m : 直前の既知断面と計算断面との平均流速 (m/s)

n : 粗度係数 = 0.010

L_v : 移行部末端からの距離 (m)

K : 漸縮係数 = 0.1

g : 重力加速度 = 9.8

ほかの記号は、「(a)水面追跡計算表」と同じ

No	距離 L (m)	水路幅 B (m)	水深 d (m)	径深 R (m)	平均径深 R _m (m)	流速 V (m/s)	平均流速 V _m (m/s)	速度水頭 h _v (m)	摩擦損失 水頭 h _m (m)	形状損失 水頭 h _z (m)
1	0.000	2.000	0.426	0.299	0.000	2.042	0.000	0.213	0.000	0.000
2	3.400	3.003	0.550	0.403	0.351	1.053	1.548	0.057	0.003	0.016
3	6.780	4.000	0.524	0.415	0.409	0.830	0.942	0.035	0.001	0.002

4.5 移行部結果一覧表

記号	項目名	値	単位	備考
θ	移行部の漸縮角度	8.390213	(°)	[OK] θ ≤ 12° 30′
Z ₃	移行部末端の水路底標高	172.968	(m)	
d ₃	移行部末端の水深	0.426	(m)	限界水深

5 おぼれの影響

標準型越流堰のおぼれの影響は、以下の条件が満たされれば無視出来る。

$$\frac{h_d + d}{H_d} > 1.7 \quad \text{かつ} \quad \frac{h_d}{H_d} > 0.6$$

ここに、 H_d : 設計水頭[速度水頭を含む越流総水頭] = 0.343 (m) … [項目2.6] 参照

d : 堰越流直下の水深 = 0.115 (m) … [項目4.2:h₁] 参照

h_d : 堰越流直下の水深と越流直前のエネルギーとの差

$$h = Z_1 + P + H_d - Z_2 - d$$

Z_1 : 堰越流直前の敷高 = 173.070 (m)

Z_2 : 堰越流直後の敷高 = 173.070 (m)

P : 堰の高さ = 0.500 (m)

$$h_d = Z_1 + P + H_d - Z_2 - d = 173.070 + 0.500 + 0.343 - 173.070 - 0.115 = 0.728 \text{ (m)}$$

$$\frac{h_d + d}{H_d} = \frac{0.728 + 0.115}{0.343} = 2.458 > 1.7 \quad [\text{OK}]$$

$$\frac{h_d}{H_d} = \frac{0.728}{0.343} = 2.122 > 0.6 \quad [\text{OK}]$$

条件を満たしているため、おぼれの影響は無視出来る。

6 放水路の水理計算

6.1 概要

洪水吐き放水路は、調整部から流入する洪水を遅滞なく流下させるために設けるものである。

放水路は、長方形断面を原則とする。また、その平面線形は直線が望ましく現地地形からそれが困難な場合も極力、湾曲の少ないものとする。

放水路では、放水路上流端の支配断面を起点として、下流に向かって水面計を追跡計算する。

6.2 支配断面

放水路上流端は、移行部末端での限界水深等の条件を採用する。… [項目4.3] 参照

放水路上流端水路底標高 $FH =$ 移行部末端水路標高 $= 172.968$ (m)

放水路上流端水路幅 $B =$ 移行部末端水路幅 $= 2.000$ (m)

放水路上流端限界水深 $d =$ 移行部末端限界水深 $= 0.426$ (m)

放水路上流端限界流速 $V =$ 移行部末端限界流速 $= 2.042$ (m)

放水路上流端径深 $R =$ 移行部末端径深 $= 0.299$ (m)

放水路上流端速度水頭 $h_v =$ 移行部末端速度水頭 $= 0.213$ (m)

6.3 放水路水路水面追跡計算

(a) 水面追跡計算表

放水路上流端を支配断面として、下流に向かって水面追跡計算を行う。

既知断面のエネルギー高さと同じような水深を推定する。

$$\phi_{(n)} = FH_{(n-1)} + d_{(n-1)} + h_{v(n-1)}$$

$$\phi_{(n)} = FH_{(n)} + d_{(n)} + h_{v(n)} + h_{m(n)} + h_{z(n)}$$

添え字の (n) は計算断面を表し、(n-1) は直前の断面を表す。

ここに、 ϕ : 既知断面のエネルギー高さ (m)

ϕ : 計算断面の総エネルギー高さ (m)

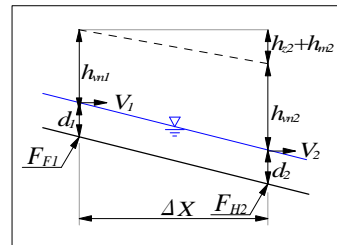
FH : 水路敷標高 (m)

d : 水深 (m)

h_v : 速度水頭 (m)

h_m : 摩擦損失水頭 (m)

h_z : 形状損失水頭 $= 0.0$ (m)



No	距離 L (m)	水路敷高 FH (m)	水路幅 B (m)	水深 d (m)	速度水頭 h _v (m)	摩擦損失 水頭 h _m (m)	形状損失 水頭 h _z (m)	ϕ (m)	ϕ (m)	誤差 $\phi - \phi$ (m)
1	0.000	172.968	2.000	0.426	0.213	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2.000	172.130	2.000	0.173	1.290	0.018	0.000	173.607	173.611	0.004
3	4.000	171.293	2.000	0.137	2.057	0.094	0.000	173.593	173.581	0.012
4	6.000	170.455	2.000	0.119	2.727	0.171	0.000	173.487	173.472	0.015
5	8.000	169.617	2.000	0.108	3.311	0.248	0.000	173.301	173.284	0.017

(b) 損失計算表

水面追跡計算表内の各損失の計算式を以下に記す。

$$R_{(n)} = \frac{B_{(n)} \cdot d_{(n)}}{B_{(n)} + 2d_{(n)}} \quad , \quad R_{m(n)} = \frac{R_{(n)} + R_{(n-1)}}{2}$$

$$V_{(n)} = \frac{Q}{B_{(n)} \cdot d_{(n)}} \quad , \quad V_{m(n)} = \frac{V_{(n)} + V_{(n-1)}}{2}$$

$$h_{v(n)} = \frac{V_{(n)}^2}{2g} \quad , \quad h_{m(n)} = \frac{n^2 \cdot V_{m(n)}^2}{R_{m(n)}^{4/3}} \cdot (L_{(n)} - L_{(n-1)})$$

添え字の(n)は計算断面を表し、(n-1)は直前の断面を表す。

ここに、Q : 設計洪水流量 = 1.740 (m³/s) … [項目2.6] 参照

R : 径深 (m)

R_m : 直前の既知断面と計算断面との平均径深 (m)

V : 流速 (m/s)

V_m : 直前の既知断面と計算断面との平均流速 (m/s)

n : 粗度係数 = 0.010

L_v : 放水路上流端からの距離 (m)

g : 重力加速度 = 9.8

ほかの記号は、「(a)水面追跡計算表」と同じ

No	距離 L (m)	水路幅 B (m)	水深 d (m)	径深 R (m)	平均径深 R _m (m)	流速 V (m/s)	平均流速 V _m (m/s)	速度水頭 h _v (m)	摩擦損失 水頭 h _m (m)	形状損失 水頭 h _s (m)
1	0.000	2.000	0.426	0.299	0.000	2.042	0.000	0.213	0.000	0.000
2	2.000	2.000	0.173	0.147	0.223	5.029	3.536	1.290	0.018	0.000
3	4.000	2.000	0.137	0.120	0.134	6.350	5.690	2.057	0.094	0.000
4	6.000	2.000	0.119	0.106	0.113	7.311	6.831	2.727	0.171	0.000
5	8.000	2.000	0.108	0.097	0.102	8.056	7.684	3.311	0.248	0.000

6.4 放水路結果一覧表

記号	項目名	値	単位	備考
d	放水路下流端の水深	0.108	(m)	
V	放水路下流端の流速	8.056	(m/s)	
F _r	放水路下流端のフルード数	7.831		V/(g·d) ^{1/2}

7 減勢工の水理計算

7.1 減勢工の設計流量

減勢工は、高速流のもつ高いエネルギーによって、堤体、洪水吐構造物、下流水路及び関連諸工作物が、破壊又は浸食されることを防ぐために、洪水吐放水路下流に設けるものである。

減勢工の設計対象流量は、100年に1回の割合で発生すると予想される洪水量とする。また、設計洪水流量においても堤体に危険が及ばぬように設計する。したがって、側壁高、余裕高は設計洪水流量に基づき設定する事が望ましい。

1/100年確率降雨強度式(シャーマン式)

$$r = R_1 \cdot \frac{a}{t^n} = 71.000 \times \frac{7.600}{t^{0.500}}$$

ここに、 a 、 n ：降雨強度式の定数

減勢工の設計流量は、次に示す合理式により推定する。

$$Q_A = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A$$

ここに、 Q_A ：洪水ピーク流量 (m^3/s)

r_e ：洪水到達時間内流域平均有効降雨強度 (mm/h)

A ：流域面積 (km^2)

洪水到達時間 $t_p(\text{min})$ は、次に示す角屋・福島公式により算出する。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}$$

$$r_e = f_p \cdot r$$

ここに、 A ：流域面積 = 0.10000 (km^2)

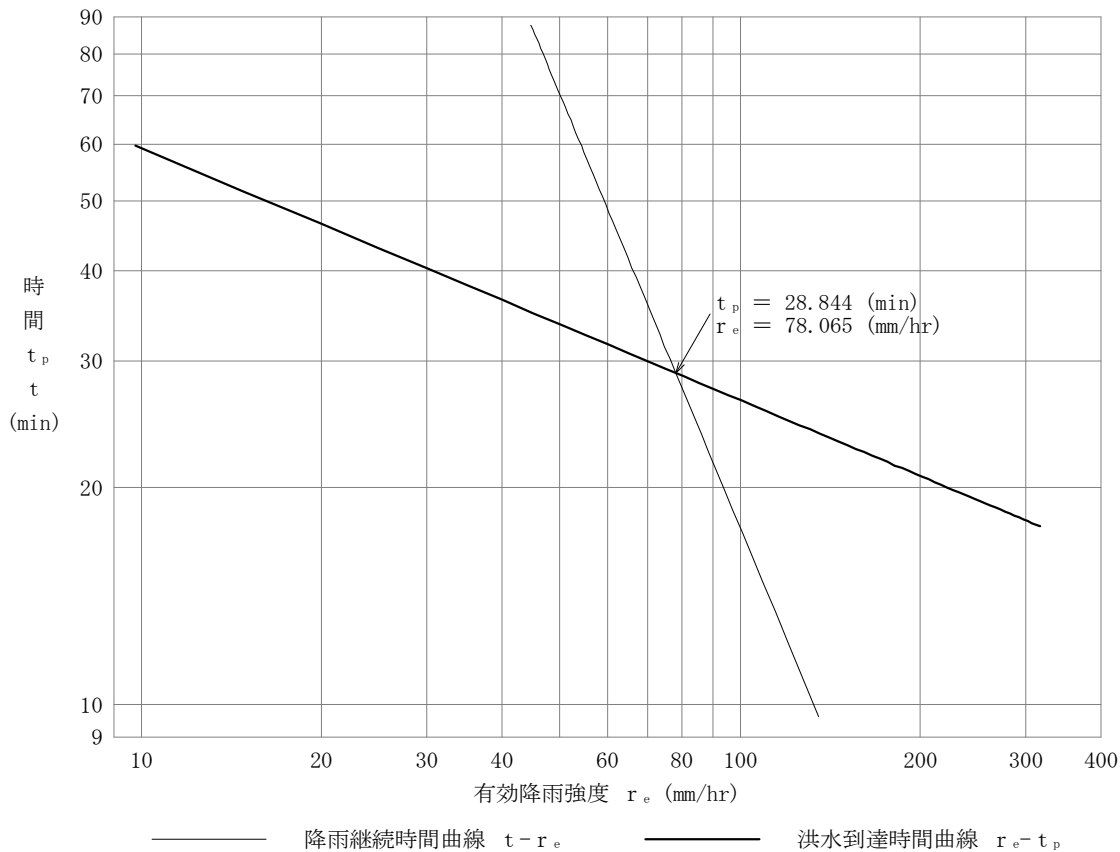
r_e ：洪水到達時間 t_p 内の平均有効降雨強度 (mm/h)

C ：流域の土地利用形態に応じて異なる定数 = 220

r ：洪水到達時間 $t_p(\text{min})$ における100年確率降雨強度 (mm/h)

f_p ：ピーク流出係数 = 0.777

上記2式を満足する t_p をそれぞれの曲線の交点より求める。



No	仮 t (min)	r (mm/hr)	r_e (mm/hr)	t_p (min)	$ t - t_p $ (min)
1	60.00000	69.66206	54.12742	32.78888	27.21112
2	32.78888	94.23422	73.21999	29.49866	3.29022
3	29.49866	99.35067	77.19547	28.95780	0.54086
4	28.95780	100.27419	77.91305	28.86417	0.09363
5	28.86417	100.43669	78.03931	28.84782	0.01635
6	28.84782	100.46515	78.06142	28.84496	0.00286
7	28.84496	100.47013	78.06529	28.84446	0.00050

仮 t により r_e を算出し、その r_e より t_p を算出する。
 仮 t と t_p の差 (絶対値) が 0.001 (min) 未満になるまで繰り返す。

短期式での洪水到達時間 $t_p = 28.84446$ (min) \doteq 28.84 (min) …… [小数点以下3桁目を切り捨て]

$$t_p = 28.84 \text{ (min)}$$

$$r = 71.000 \times \frac{7.600}{28.84^{0.500}} = 100.48 \text{ (mm/hr)}$$

$$r_e = 0.777 \times 100.48 = 78.07 \text{ (mm/hr)}$$

$$Q_G = \frac{1}{3.6} \times 78.07 \times 0.10000 = 2.169 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

7.1.1 減勢工設計流量の算出

減勢工の設計流量は、上記流量 Q_G とする。

よって、設計流量 $Q_G = 2.169 \doteq 2.170$ (m³/s) … 有効桁数3桁に四捨五入。

7.2 放水路支配断面(上流端)

減勢工の跳水始点の水深及び跳水始点のフルード数は、放水路末端の水深を用いる。放水路末端の水深は上流端を限界水深とした水面追跡計算により求める。

支配断面として放水路上流端の限界流となる水深及びエネルギー勾配を次の式により算出する。

$$h_g = \left(\frac{Q^2}{g \cdot B_g^2} \right)^{1/3}, \quad V_g = \frac{Q}{B_g \cdot h_g}$$

- ここに、 h_g : 限界水深 (m)
- Q : 設計流量 = 2.170 (m³/s)
- B_g : 放水路上流端の水路幅 = 2.000 (m)
- V_g : 限界流速 (m/s)
- g : 重力加速度 = 9.8

$$h_g = \left(\frac{Q^2}{g \cdot B_g^2} \right)^{1/3} = \left(\frac{2.170^2}{9.8 \times 2.000^2} \right)^{1/3} = 0.493 \text{ (m)}$$

$$V_g = \frac{Q}{B_g \cdot h_g} = \frac{2.170}{2.000 \times 0.493} = 2.201 \text{ (m/s)}$$

7.3 放水路水路水面追跡計算

(a) 水面追跡計算表

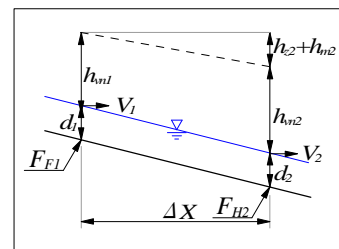
放水路上流端を支配断面として、下流に向かって水面追跡計算を行う。既知断面のエネルギー高さと同じような水深を推定する。

$$\phi_{(n)} = F H_{(n-1)} + d_{(n-1)} + h_{v(n-1)}$$

$$\phi_{(n)} = F H_{(n)} + d_{(n)} + h_{v(n)} + h_{m(n)} + h_{z(n)}$$

添え字の(n)は計算断面を表し、(n-1)は直前の断面を表す。

- ここに、 ϕ : 既知断面のエネルギー高さ (m)
- ϕ : 計算断面の総エネルギー高さ (m)
- FH : 水路敷標高 (m)
- d : 水深 (m)
- h_v : 速度水頭 (m)
- h_m : 摩擦損失水頭 (m)
- h_z : 形状損失水頭 = 0.0 (m)



No	距離 L (m)	水路敷高 FH (m)	水路幅 B (m)	水深 d (m)	速度水頭 h_v (m)	摩擦損失水頭 h_m (m)	形状損失水頭 h_z (m)	ϕ (m)	ϕ (m)	誤差 $\phi - \phi$ (m)
1	0.000	172.968	2.000	0.493	0.247	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2.000	172.130	2.000	0.211	1.349	0.017	0.000	173.708	173.707	0.001
3	4.000	171.293	2.000	0.167	2.154	0.079	0.000	173.690	173.693	0.003
4	6.000	170.455	2.000	0.145	2.857	0.141	0.000	173.614	173.598	0.016
5	8.000	169.617	2.000	0.131	3.500	0.205	0.000	173.457	173.453	0.004

(b) 損失計算表

水面追跡計算表内の各損失の計算式を以下に記す。

$$R_{(n)} = \frac{B_{(n)} \cdot d_{(n)}}{B_{(n)} + 2d_{(n)}} \quad , \quad R_{m(n)} = \frac{R_{(n)} + R_{(n-1)}}{2}$$

$$V_{(n)} = \frac{Q}{B_{(n)} \cdot d_{(n)}} \quad , \quad V_{m(n)} = \frac{V_{(n)} + V_{(n-1)}}{2}$$

$$h_{v(n)} = \frac{V_{(n)}^2}{2g} \quad , \quad h_{m(n)} = \frac{n^2 \cdot V_{m(n)}^2}{R_{m(n)}^{4/3}} \cdot (L_{(n)} - L_{(n-1)})$$

添え字の(n)は計算断面を表し、(n-1)は直前の断面を表す。

ここに、Q : 設計流量 = 2.170 (m³/s)

R : 径深 (m)

R_m : 直前の既知断面と計算断面との平均径深 (m)

V : 流速 (m/s)

V_m : 直前の既知断面と計算断面との平均流速 (m/s)

n : 粗度係数 = 0.010

L_v : 放水路上流端からの距離 (m)

g : 重力加速度 = 9.8

ほかの記号は、「(a)水面追跡計算表」と同じ

No	距離 L (m)	水路幅 B (m)	水深 d (m)	径深 R (m)	平均径深 R _m (m)	流速 V (m/s)	平均流速 V _m (m/s)	速度水頭 h _v (m)	摩擦損失 水頭 h _m (m)	形状損失 水頭 h _s (m)
1	0.000	2.000	0.493	0.330	0.000	2.201	0.000	0.247	0.000	0.000
2	2.000	2.000	0.211	0.174	0.252	5.142	3.672	1.349	0.017	0.000
3	4.000	2.000	0.167	0.143	0.159	6.497	5.820	2.154	0.079	0.000
4	6.000	2.000	0.145	0.127	0.135	7.483	6.990	2.857	0.141	0.000
5	8.000	2.000	0.131	0.116	0.122	8.282	7.883	3.500	0.205	0.000

7.4 放水路下流端一覧表

記号	項目名	値	単位	備考
d	放水路下流端の水深	0.131	(m)	
V	放水路下流端の流速	8.282	(m/s)	

7.5 跳水距離及び跳水後の水深

跳水後の水深は次式により算出する。

$$d_2 = \frac{d_1}{2} (\sqrt{1+8F_1^2} - 1) \quad , \quad F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}}$$

ここに、d₁ : 跳水始点における水深[放水路下流端の水深] = 0.131 (m)

V₁ : 跳水始点の流速[放水路下流端の流速] = 8.282 (m/s)

F₁ : 跳水始点のフルード数[放水路下流端のフルード数]

d₂ : 跳水末端における水深 (m)

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}} = \frac{8.282}{\sqrt{9.8 \times 0.131}} = 7.309$$

$$d_2 = \frac{d_1}{2} (\sqrt{1+8F_1^2} - 1) = \frac{0.131}{2} \times (\sqrt{1+8 \times 7.309^2} - 1) = 1.290 \text{ (m)}$$

跳水後の水深 d₂ における通水断面積 A ・ 流速 V ・ フルード数 F_r は以下の通り。

$$A = B \cdot d_2 = 2.000 \times 1.290 = 2.580 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{2.170}{2.580} = 0.841 \text{ (m/s)}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d_2}} = \frac{0.841}{\sqrt{9.8 \times 1.290}} = 0.237$$

7.6 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型式。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。
Ⅲ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型式。	<ul style="list-style-type: none"> 単位幅当り流量 18.5 (m³/s/m) 以下 流速 ほぼ 18 (m/s) 以下 フルード数 4.5 以上
Ⅳ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型式。	動揺跳水となりやすい低いフルード数(2.5~4.5)の場合に用いる。

上記一覧表を参考とし減勢工型式を選定すると、
 ・フルード数が4.5以上のため、Ⅲ型静水池を推奨する。

よって、跳水式減勢工の型式は「Ⅲ型静水池」を用いる。

7.7 静水池長の算出

「Ⅲ型静水池」の長さLは、次式により求めることができる。

$$L = 3 d_2$$

ここに、L : 静水池の長さ (m)
 d₂ : 跳水末端における水深 = 1.290 (m)

$$L = 3 d_2 = 3 \times 1.290 = 3.870 \text{ (m)}$$

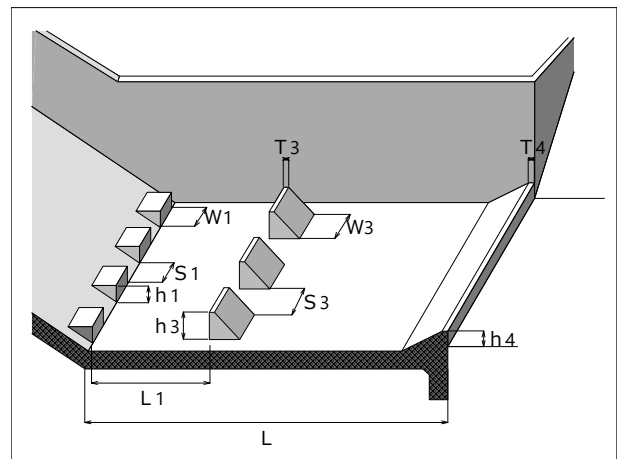
7.8 減勢工の付属物の寸法

各付属物の寸法を各式により求める。

$$\begin{aligned}
 h_1 &= d_1 & , & & h_3 &= \frac{h_3}{d_1} \cdot d_1 \\
 W_1 &= d_1 & , & & W_3 &= 0.75 h_3 \\
 S_1 &= d_1 & , & & S_3 &= 0.75 h_3 \\
 L_1 &= 0.8 d_2 & , & & T_3 &= 0.2 h_3 \\
 T_4 &= 0.02 d_2 & , & & h_4 &= \frac{h_4}{d_1} \cdot d_1
 \end{aligned}$$

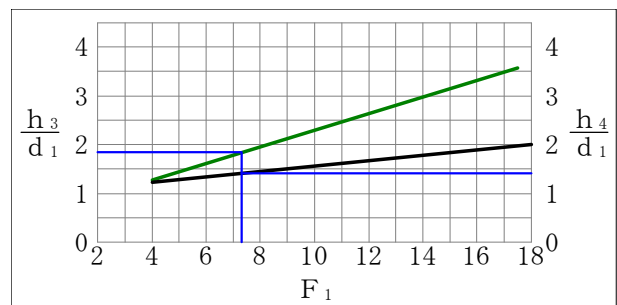
ここに、d₁ : 跳水始点における水深 = 0.131 (m)
 d₂ : 跳水末端における水深 = 1.290 (m)
 h₃/d₁ : バップルピア高と水深比(右下図より)
 h₄/d₁ : エンドシル高と水深比(右下図より)

ほかの記号は、右図と次表参照



F₁ = 7.309 右下図より、h₃/d₁ = 1.843、同様に h₄/d₁ = 1.409

$$\begin{aligned}
 h_1 &= d_1 = 0.131 \text{ (m)} \\
 W_1 &= d_1 = 0.131 \text{ (m)} \\
 S_1 &= d_1 = 0.131 \text{ (m)} \\
 L_1 &= 0.8 d_2 = 0.8 \times 1.290 = 1.032 \text{ (m)} \\
 h_3 &= \frac{h_3}{d_1} \cdot d_1 = 1.843 \times 0.131 = 0.241 \text{ (m)} \\
 W_3 &= 0.75 h_3 = 0.75 \times 0.241 = 0.181 \text{ (m)} \\
 S_3 &= 0.75 h_3 = 0.75 \times 0.241 = 0.181 \text{ (m)} \\
 T_3 &= 0.2 h_3 = 0.2 \times 0.241 = 0.048 \text{ (m)} \\
 T_4 &= 0.02 d_2 = 0.02 \times 1.290 = 0.026 \text{ (m)} \\
 h_4 &= \frac{h_4}{d_1} \cdot d_1 = 1.409 \times 0.131 = 0.185 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$



7.9 減勢工寸法一覧表

記号	計算値(m)	確定値(m)	備考
W1	0.131	0.130	シュートブロックの幅
W3	0.181	0.180	バップルピアの幅
S1	0.131	0.130	シュートブロック間隔
S3	0.181	0.180	バップルピアの間隔
h1	0.131	0.130	シュートブロック高さ
h3	0.241	0.240	バップルピアの高さ
h4	0.185	0.185	エンドシルの高さ
T3	0.048	0.050	バップルピア頂部の幅
T4	0.026	0.025	エンドシル頂部の幅
L1	1.032	1.030	シュートブロックとバップルピアの間隔
L	3.870	3.870	静水池長

7.10 余裕高算出用の跳水後水深

減勢工の余裕高及び壁高は、設計洪水流量 $Q=1.740(\text{m}^3/\text{s})$ により算出する。… [項目2.6] 参照
 余裕高算出に必要な跳水後の水深 d_2 は次式により求める。

$$d_2 = \frac{d_1}{2}(\sqrt{1+8F_1^2}-1) \quad , \quad F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}}$$

ここに、 d_1 : 跳水始点における水深[放水路下流端の水深] = 0.108 (m) … [項目6.4 : d] 参照

V_1 : 跳水始点の流速[放水路下流端の流速] = 8.056 (m/s) … [項目6.4 : V] 参照

F_1 : 跳水始点のフルード数[放水路下流端のフルード数]

d_2 : 跳水末端における水深 (m)

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}} = \frac{8.056}{\sqrt{9.8 \times 0.108}} = 7.831$$

$$d_2 = \frac{d_1}{2}(\sqrt{1+8F_1^2}-1) = \frac{0.108}{2} \times (\sqrt{1+8 \times 7.831^2}-1) = 1.143 \text{ (m)}$$

8 余裕高の算出

余裕高は、設計洪水流量の流下による空気連行や湾曲による水面上昇、波動による水面の振れ等に対して十分な値とする。水面形に余裕高を加えた高さ以上を各部の側壁高とする。

洪水吐水路の余裕高は、流況等により各式により求める。

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} \quad \dots \text{ [長方形断面]} \quad , \quad F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot \frac{A}{T}}} \quad \dots \text{ [台形断面]}$$

① 常流域 ($F_r \leq 1.0$) の余裕高

$$F_b' = 0.07d + \frac{V^2}{2g} + 0.1$$

② 射流域 ($F_r > 1.0$) の余裕高

$$F_b' = C \cdot V \cdot d^{1/2}$$

ただし、射流域の最小余裕高は0.6(m)とする。

③ 減勢部の余裕高

$$F_b = 0.1(V_1 + d_2)$$

ここに、 F_r : フルード数

F_b : 余裕高 (m) g : 重力加速度 = 9.8 (m/s²)

V : 流速 (m/s) d : 水深 (m)

A : 通水断面積 (m²) T : 水面幅 (m)

C : 係数 = 0.1

V_1 : 跳水始点への流入流速 (m/s) d_2 : 跳水末端での水深 (m)

注) 水深、余裕高は水路底の傾斜に対し垂直にとる。

8.1 接近水路部

d : 水深 = 0.829 (m) … [項目3.2] 参照

V : 流速 = 0.525 (m/s) … [項目3.2] 参照

θ : 水路傾斜角 = 0.0 (°) [水平]

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} = \frac{0.525}{\sqrt{9.8 \times 0.829}} = 0.184 \leq 1.0 \quad \dots \text{ [常流]}$$

$$d' = d \cdot \cos \theta = 0.829 \times \cos 0.0 = 0.829 \text{ (m)}$$

$$F_b = 0.07d' + \frac{V^2}{2g} + 0.1 = 0.07 \times 0.829 + \frac{0.525^2}{2 \times 9.8} + 0.1 = 0.172 \text{ (m)}$$

$$\text{必要壁高 } H_{wv} = d' + F_b = 0.829 + 0.172 = 1.001 \text{ (m)}$$

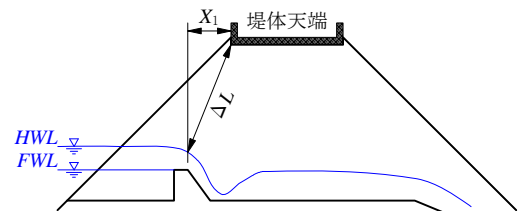
管理橋を設ける場合には、接近水路部の水面は管理橋下部との間に1.0m以上のクリアランスを設ける。したがって接近水路部の側壁高は、余裕高とクリアランスのうち、大きい方を基に設定する。

$$F_b = \sqrt{\Delta L^2 - X_1^2} = \sqrt{1^2 - 0.500^2} = 0.866 \text{ (m)}$$

$$\text{必要壁高 } H_{wv} = d' + F_b = 0.829 + 0.866 = 1.695 \text{ (m)}$$

よって、必要壁高 H_{wv} は、1.695(m)

F_b はクリアランスを採用。



8.2 調整部(堰直下)

$$d : \text{水深} = 0.115 \text{ (m)}$$

$$V : \text{流速} = 3.783 \text{ (m/s)}$$

$$\theta : \text{水路傾斜角} = 0.0 \text{ (}^\circ\text{)} \text{ [水平]}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} = \frac{3.783}{\sqrt{9.8 \times 0.115}} = 3.563 > 1.0 \cdots \text{ [射流]}$$

$$d' = d \cdot \cos \theta = 0.115 \times \cos 0.0 = 0.115 \text{ (m)}$$

$$F_b = C \cdot V \cdot d'^{1/2} = 0.1 \times 3.783 \times 0.115^{1/2} = 0.128 \text{ (m)} \cdots \text{ 但し最小値} 0.6 \text{ (m)} \text{ のため } 0.600 \text{ (m)} \text{ とする。}$$

$$\text{必要壁高 } H_{wv} = d' + F_b = 0.115 + 0.600 = 0.715 \text{ (m)}$$

8.3 移行部上流端(水面追跡)

$$d : \text{水深} = 0.524 \text{ (m)}$$

$$V : \text{流速} = 0.830 \text{ (m/s)}$$

$$S : \text{水路勾配}$$

$$S = \frac{173.070 - 172.968}{6.780} = \frac{0.102}{6.780} = 0.015044$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} = \frac{0.830}{\sqrt{9.8 \times 0.524}} = 0.366 \leq 1.0 \cdots \text{ [常流]}$$

$$\theta = \tan^{-1} S = \tan^{-1}(0.015044) = 0.86191 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$d' = d \cdot \cos \theta = 0.524 \times \cos 0.86191 = 0.524 \text{ (m)}$$

$$F_b = 0.07 d' + \frac{V^2}{2g} + 0.1 = 0.07 \times 0.524 + \frac{0.830^2}{2 \times 9.8} + 0.1 = 0.172 \text{ (m)}$$

$$\text{必要壁高 } H_{wv} = d' + F_b = 0.524 + 0.172 = 0.696 \text{ (m)}$$

8.4 移行部水路水面追跡断面

$$d' = d \cdot \cos \theta, \quad F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}}$$

$$F_b = 0.07 d' + \frac{V^2}{2g} + 0.1 \cdots [F_r \leq 1.0]$$

$$H_{wv} = d' + F_b$$

ここに、 θ : 水路傾斜角度 = 0.862 (°) … [項目8.3 : θ] 参照

F_r : フルード数

g : 重力加速度 = 9.8

ほかの記号は、次表を参照

No	距離 L (m)	鉛直水深 d (m)	垂直水深 d' (m)	流速 V (m/s)	フルード 数 F_r	余裕高 F_b (m)	必要壁高 H_{wv} (m)
1	0.000	0.426	0.426	2.042	1.000	0.343	0.769
2	3.400	0.550	0.550	1.053	0.454	0.195	0.745
3	6.780	0.524	0.524	0.830	0.366	0.172	0.696

8.5 移行部下流端

$$d : \text{水深} = 0.426 \text{ (m)}$$

$$V : \text{流速} = 2.042 \text{ (m/s)}$$

$$S : \text{水路勾配}$$

$$S = \frac{173.070 - 172.968}{6.780} = \frac{0.102}{6.780} = 0.015044$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} = \frac{2.042}{\sqrt{9.8 \times 0.426}} = 1.000 \leq 1.0 \cdots \text{ [常流]}$$

$$\theta = \tan^{-1} S = \tan^{-1}(0.015044) = 0.86191 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$d' = d \cdot \cos \theta = 0.426 \times \cos 0.86191 = 0.426 \text{ (m)}$$

$$F_b = 0.07 d' + \frac{V^2}{2g} + 0.1 = 0.07 \times 0.426 + \frac{2.042^2}{2 \times 9.8} + 0.1 = 0.343 \text{ (m)}$$

$$\text{必要壁高 } H_{wv} = d' + F_b = 0.426 + 0.343 = 0.769 \text{ (m)}$$

8.6 放水路部上流端

d : 水深 = 0.426 (m)

V : 流速 = 2.042 (m/s)

S : 水路勾配

$$S = \frac{172.968-169.617}{8.000} = \frac{3.351}{8.000} = 0.418875$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} = \frac{2.042}{\sqrt{9.8 \times 0.426}} = 1.000 > 1.0 \quad \dots \text{ [常流] 但し放水路のため射流式を採用}$$

$$\theta = \tan^{-1} S = \tan^{-1}(0.418875) = 22.72759 \text{ (}^\circ \text{)}$$

$$d' = d \cdot \cos \theta = 0.426 \times \cos 22.72759 = 0.393 \text{ (m)}$$

$$F_b = C \cdot V \cdot d'^{1/2} = 0.1 \times 2.042 \times 0.393^{1/2} = 0.128 \text{ (m)} \dots \text{ 但し最小値0.6(m)のため 0.600 (m) とする。}$$

$$\text{必要壁高 } H_{wv} = d' + F_b = 0.393 + 0.600 = 0.993 \text{ (m)}$$

8.7 放水路水路水面追跡断面

$$d' = d \cdot \cos \theta \quad , \quad F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}}$$

$$F_b = C \cdot V \cdot d'^{1/2} \dots \text{ [ただし、最小余裕高0.6(m)]}$$

$$H_{wv} = d' + F_b$$

ここに、 θ : 水路傾斜角度 = 22.728 (°) … [項目8.6 : θ] 参照

F_r : フルード数

g : 重力加速度 = 9.8

C : 係数 = 0.1

ほかの記号は、次表を参照

No	距離 L (m)	鉛直水深 d (m)	垂直水深 d' (m)	流速 V (m/s)	フルード 数 F_r	余裕高 F_b (m)	必要壁高 H_{wv} (m)
1	0.000	0.426	0.393	2.042	1.000	0.600	0.993
2	2.000	0.173	0.160	5.029	3.862	0.600	0.760
3	4.000	0.137	0.126	6.350	5.480	0.600	0.726
4	6.000	0.119	0.110	7.311	6.770	0.600	0.710
5	8.000	0.108	0.100	8.056	7.831	0.600	0.700

8.8 減勢工

V_1 : 跳水始点への流入流速 = 8.056 (m/s) … [項目6.4 : V] 参照

d_2 : 跳水末端での水深 = 1.143 (m) … [項目7.10 : d_2] 参照

$$F_b = 0.1(V_1 + d_2) = 0.1 \times (8.056 + 1.143) = 0.920 \text{ (m)}$$

$$\text{必要壁高 } H_{wv} = d_2 + F_b = 1.143 + 0.920 = 2.063 \text{ (m)}$$

8.9 堤体の余裕高

堤体の余裕高は、設計洪水時の貯水が堤頂を越流しないような十分な高さとしなければならない。

堤体の余裕高は次式により算出する。

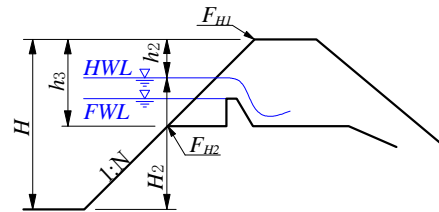
$$h_2 = \begin{cases} 0.05H_2+1.0 & \cdots R \leq 1.0(\text{m}) \\ 0.05H_2+R & \cdots R > 1.0(\text{m}) \end{cases}$$

ここに、 h_2 : 余裕高 (m)

R : 波の打上げ高さ (m)

H_2 : 最高水深 (m)

設計洪水位と基礎地盤面との標高差



堤体の諸条件は次の通り

H : 堤高 = 6.500 (m)

F_{H1} : 堤高天端の標高 = 175.000 (m)

F_{H2} : 接近水路底の標高 = 173.070 (m)

P : 堰高 = 0.500 (m)

H_d : 越流水深 = 0.343 (m) … [項目2.6] 参照

[堤体内は速度水頭=0.0(m)]

$$h_3 = F_{H1} - F_{H2} = 175.000 - 173.070 = 1.930 \text{ (m)}$$

$$H_2 = H - h_3 + P + H_d = 6.500 - 1.930 + 0.500 + 0.343 = 5.413 \text{ (m)}$$

余裕高の算定条件

風速帯 : 強風帯(30m/s)

法勾配 : 1.5

斜面粗度 : 平滑斜面

対岸距離 $F = 200.0$ (m)

最高水深 $H_2 = 5.413$ (m)

堤高 $H = 6.500$ (m)

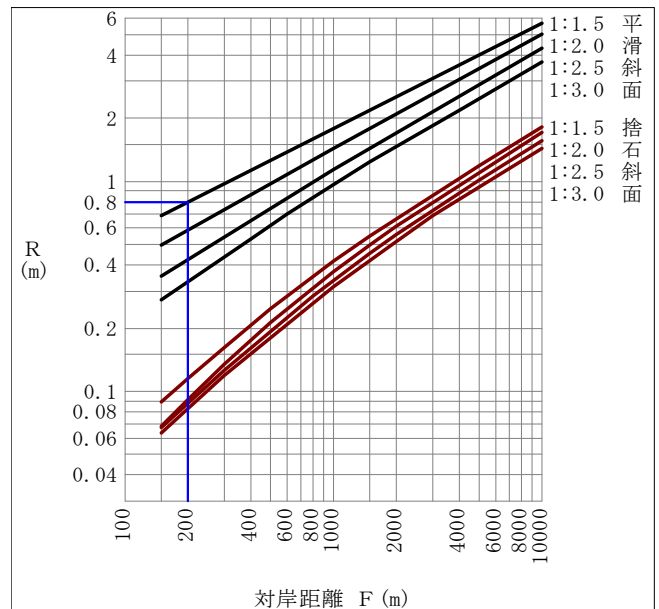
打上げ高 $R = 0.795$ (m)

右グラフより

堤体余裕高の算出

$R = 0.795(\text{m}) \leq 1.0(\text{m})$ の為

$$h_2 = 0.05H_2 + 1.0 = 0.05 \times 5.413 + 1.000 = 1.271 \text{ (m)}$$



8.10 余裕高・必要壁高一覧表

No	項目名	余裕高 F_b (m)	必要壁高 WH (m)	備考
1	接近水路部	0.866	1.695	項目8.1 参照
2	調整部(堰直下)	0.600	0.715	項目8.2 参照
3	移行部上流端(水面追跡)	0.172	0.696	項目8.3 参照
4	移行部末端-3.400	0.195	0.745	
5	移行部末端	0.343	0.769	項目8.5 参照
6	放水路上流端	0.600	0.993	項目8.6 参照
7	放水路上流端+2.000	0.600	0.760	
8	放水路上流端+4.000	0.600	0.726	
9	放水路上流端+6.000	0.600	0.710	
10	放水路上流端+8.000	0.600	0.700	
11	減勢工	0.920	2.063	項目8.8 参照
12	堤体	1.271		項目8.9 参照

9 底樋管の水力計算

9.1 底樋管の設計流量

底樋管は、計画取水量、緊急放流量及び工事期間中の洪水量を安全に流下し得るものとする。工事期間中の洪水量は、工期や周辺の土地利用状況を勘案し決定した確率年に対応したものとする。なお、工事の期間が非かんがい期の場合は、その期間における確率洪水流量とする。

また、底樋管の管径は、上記の各流量流下能力や現況の管径等を勘案し決定するものとするが、維持管理を考慮してφ800以上とする事が望ましい。

1/10年確率降雨強度式(シャーマン式)

$$r = R_1 \cdot \frac{a}{t^n} = 50.000 \times \frac{7.600}{t^{0.500}}$$

ここに、a、n：降雨強度式の定数

底樋管の確率洪水流量は、次に示す合理式により推定する。

$$Q_A = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A$$

ここに、 Q_A ：洪水ピーク流量 (m³/s)

r_e ：洪水到達時間内流域平均有効降雨強度 (mm/h)

A：流域面積 (km²)

洪水到達時間 t_p (min)は、次に示す角屋・福島公式により算出する。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}$$

$$r_e = f_p \cdot r$$

ここに、A：流域面積 = 0.10000 (km²)

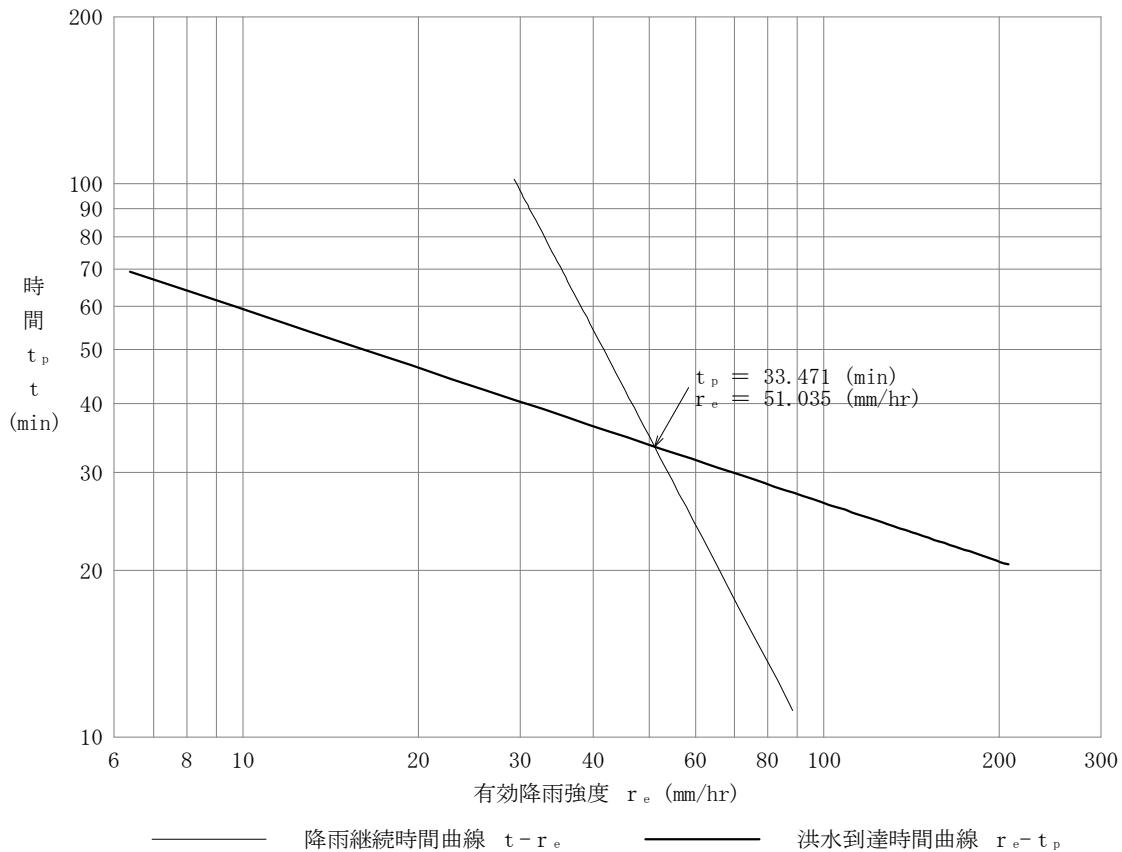
r_e ：洪水到達時間 t_p 内の平均有効降雨強度 (mm/h)

C：流域の土地利用形態に応じて異なる定数 = 220

r：洪水到達時間 t_p (min)における10年確率降雨強度 (mm/h)

f_p ：ピーク流出係数 = 0.777

上記2式を満足する t_p をそれぞれの曲線の交点より求める。



No	仮 t (min)	r (mm/hr)	r_e (mm/hr)	t_p (min)	$ t - t_p $ (min)
1	60.00000	49.05779	38.11790	37.07042	22.92958
2	37.07042	62.41225	48.49432	34.07461	2.99581
3	34.07461	65.09808	50.58121	33.57581	0.49880
4	33.57581	65.57984	50.95554	33.48927	0.08654
5	33.48927	65.66452	51.02133	33.47415	0.01512
6	33.47415	65.67935	51.03285	33.47150	0.00265
7	33.47150	65.68194	51.03487	33.47104	0.00046

仮 t により r_e を算出し、その r_e より t_p を算出する。
 仮 t と t_p の差(絶対値)が 0.001 (min) 未満になるまで繰り返す。

短期式での洪水到達時間 $t_p = 33.47104$ (min) $\doteq 33.47$ (min) …… [小数点以下3桁目を切り捨て]

$$t_p = 33.47 \text{ (min)}$$

$$r = 50.000 \times \frac{7.600}{33.47^{0.500}} = 65.68 \text{ (mm/hr)}$$

$$r_e = 0.777 \times 65.68 = 51.03 \text{ (mm/hr)}$$

$$Q_P = \frac{1}{3.6} \times 51.03 \times 0.10000 = 1.418 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

9.1.1 底樋管の計画流量算出

底樋管の設計に用いる計画流量は、上記流量 Q_P とする。

よって、計画流量 $Q_P = 1.418 \doteq 1.420$ (m³/s) … 有効桁数3桁に四捨五入。

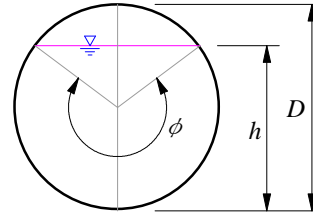
9.2 底樋管の流下可能量

底樋管の管径は、次式で求める底樋管の流下可能量 Q_e が、計画流量以上となるように決定する。
 その際、管路の最大流量を得られる93.8%水深時で計算を行う。

$$Q_e = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A \quad , \quad h = \frac{D}{2} \left(1 - \cos \frac{\phi}{2} \right)$$

$$A = \frac{D^2}{8} (\phi - \sin \phi) \quad , \quad R = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\sin \phi}{\phi} \right)$$

ここに、 Q_e : 底樋管流下量 (m³/s)
 n : 粗度係数 = 0.013
 R : 径深 (m)
 I : 勾配 = 250.000 (‰)
 A : 通水断面積 (m²)
 D : 管径 (mm)
 h : 水深 (m)



内角 ϕ は、水深 h の式に $h = 0.938D$ とした式を変換し算出する。

$$0.938D = \frac{D}{2} \left(1 - \cos \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\phi = 2 \cdot \cos^{-1}(1 - 1.876) = 5.277 \text{ (rad)}$$

管径を変化しながら、計画流量以上となる最小管径を求める。
 反復計算の結果、 $D = 437.6$ (mm) で計画流量 $Q_p = 1.420$ (m³/s) 以上となった。
 算出した管径にて底樋管流下量を計算し検証を行う。

$$h = \frac{D}{2} \left(1 - \cos \frac{\phi}{2} \right) = \frac{0.4376}{2} \times \left(1 - \cos \frac{5.277}{2} \right) = 0.410 \text{ (m)}$$

$$A = \frac{D^2}{8} (\phi - \sin \phi) = \frac{0.4376^2}{8} \times (5.277 - \sin 5.277) = 0.147 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$R = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\sin \phi}{\phi} \right) = \frac{0.4376}{4} \times \left(1 - \frac{\sin 5.277}{5.277} \right) = 0.127 \text{ (m)}$$

$$Q_e = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A = \frac{1}{0.013} \times 0.127^{2/3} \times 0.250000^{1/2} \times 0.147 = 1.428 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

以上により、底樋管の最小管径 D は、437.6 (mm) となる。ただし、維持管理を考慮して $\phi 800$ (mm) 以上が望ましい。

洪水吐水理計算システム

Ver5.0

出力例

確率雨量の計算（岩井法）

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先：大阪事務所（技術サービス）

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

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

：日雨量

N： 84

観測年	年間最大 日雨量 (mm)	観測日	順位	トーマス プロット	χ_i ①	$\log_{10} \chi_i$ ②	χ_{i+b} ③	$\log_{10}(\chi_{i+b})$ ④	$\log_{10}(\chi_{i+b})^2$ ⑤	観測年
1940	17.5	10月2日	1	0.0118	77.9	1.89154	74.0	1.86923	3.49402	1944
1941	48.0	7月7日	2	0.0235	75.0	1.87506	71.1	1.85187	3.42942	2012
1942	67.8	9月12日	3	0.0353	69.0	1.83885	65.1	1.81358	3.28907	2013
1943	30.9	8月15日	4	0.0471	67.8	1.83123	63.9	1.80550	3.25983	1942
1944	77.9	8月25日	5	0.0588	65.5	1.81624	61.6	1.78958	3.20260	2003
1945	39.8	8月26日	6	0.0706	65.0	1.81291	61.1	1.78604	3.18994	1961
1946	52.3	8月6日	7	0.0824	60.5	1.78176	56.6	1.75282	3.07238	1952
1947	21.0	7月1日	8	0.0941	60.0	1.77815	56.1	1.74896	3.05886	2021
1948	36.3	8月9日	9	0.1059	58.0	1.76343	54.1	1.73320	3.00398	1995
1949	35.1	9月17日	10	0.1176	58.0	1.76343	54.1	1.73320	3.00398	2006
1950	33.5	9月11日	11	0.1294	56.5	1.75205	52.6	1.72099	2.96181	1985
1951	26.6	7月9日	12	0.1412	55.8	1.74663	51.9	1.71517	2.94181	1964
1952	60.5	7月29日	13	0.1529	54.5	1.73640	50.6	1.70415	2.90413	2022
1953	49.0	7月5日	14	0.1647	53.5	1.72835	49.6	1.69548	2.87465	2009
1954	28.5	9月25日	15	0.1765	52.3	1.71850	48.4	1.68485	2.83872	1946
1955	28.0	10月4日	16	0.1882	50.5	1.70329	46.6	1.66839	2.78353	1974
1956	24.3	8月23日	17	0.2000	49.0	1.69020	45.1	1.65418	2.73631	1953
1957	14.5	7月8日	18	0.2118	48.5	1.68574	44.6	1.64933	2.72029	1988
1958	45.4	6月28日	19	0.2235	48.0	1.68124	44.1	1.64444	2.70418	1941
1959	46.2	7月11日	20	0.2353	46.2	1.66464	42.3	1.62634	2.64498	1959
1960	34.1	9月4日	21	0.2471	45.9	1.66181	42.0	1.62325	2.63494	1962
1961	65.0	8月8日	22	0.2588	45.4	1.65706	41.5	1.61805	2.61809	1958
1962	45.9	8月13日	23	0.2706	44.5	1.64836	40.6	1.60853	2.58737	1997
1963	39.4	8月17日	24	0.2824	44.0	1.64345	40.1	1.60314	2.57006	1981
1964	55.8	7月16日	25	0.2941	43.5	1.63849	39.6	1.59770	2.55265	2020
1965	43.3	7月19日	26	0.3059	43.3	1.63649	39.4	1.59550	2.54562	1965
1966	38.3	8月18日	27	0.3176	41.0	1.61278	37.1	1.56937	2.46292	2004
1967	31.0	7月4日	28	0.3294	40.5	1.60746	36.6	1.56348	2.44447	2000
1968	25.0	7月15日	29	0.3412	40.5	1.60746	36.6	1.56348	2.44447	2023
1969	36.5	7月31日	30	0.3529	40.0	1.60206	36.1	1.55751	2.42584	1971
1970	29.0	8月7日	31	0.3647	40.0	1.60206	36.1	1.55751	2.42584	1972
1971	40.0	7月12日	32	0.3765	39.8	1.59988	35.9	1.55509	2.41830	1945
1972	40.0	7月11日	33	0.3882	39.4	1.59550	35.5	1.55023	2.40321	1963
1973	15.5	11月2日	34	0.4000	39.0	1.59106	35.1	1.54531	2.38798	1979
1974	50.5	7月10日	35	0.4118	38.3	1.58320	34.4	1.53656	2.36102	1966
1975	26.5	8月6日	36	0.4235	36.5	1.56229	32.6	1.51322	2.28983	1969
1976	28.0	8月11日	37	0.4353	36.5	1.56229	32.6	1.51322	2.28983	2001
1977	34.5	8月8日	38	0.4471	36.3	1.55991	32.4	1.51055	2.28176	1948
1978	24.5	7月12日	39	0.4588	35.1	1.54531	31.2	1.49415	2.23248	1949
1979	39.0	7月22日	40	0.4706	34.5	1.53782	30.6	1.48572	2.20736	1977
1980	33.0	8月26日	41	0.4824	34.5	1.53782	30.6	1.48572	2.20736	1993
1981	44.0	7月11日	42	0.4941	34.5	1.53782	30.6	1.48572	2.20736	1994
1982	28.5	8月9日	43	0.5059	34.1	1.53275	30.2	1.48001	2.19043	1960
1983	26.0	7月22日	44	0.5176	34.0	1.53148	30.1	1.47857	2.18617	1998
1984	28.0	6月26日	45	0.5294	34.0	1.53148	30.1	1.47857	2.18617	2010
1985	56.5	7月21日	46	0.5412	33.5	1.52504	29.6	1.47129	2.16469	1950
1986	29.5	7月9日	47	0.5529	33.0	1.51851	29.1	1.46389	2.14297	1980
1987	22.5	7月17日	48	0.5647	32.5	1.51188	28.6	1.45637	2.12101	2019
1988	48.5	7月13日	49	0.5765	31.5	1.49831	27.6	1.44091	2.07622	2017
1989	28.0	10月2日	50	0.5882	31.5	1.49831	27.6	1.44091	2.07622	2018
1990	25.0	8月17日	51	0.6000	31.0	1.49136	27.1	1.43297	2.05340	1967
1991	29.5	7月31日	52	0.6118	30.9	1.48996	27.0	1.43136	2.04879	1943
1992	23.0	8月25日	53	0.6235	30.5	1.48430	26.6	1.42488	2.03028	2014
1993	34.5	7月13日	54	0.6353	30.0	1.47712	26.1	1.41664	2.00687	2002

：日雨量

N： 84

観測年	年間最大 日雨量 (mm)	観測日	順位	トーマス プロット	χ_i ①	$\log_{10} \chi_i$ ②	$\chi_i + b$ ③	$\log_{10}(\chi_i + b)$ ④	$\log_{10}(\chi_i + b)^2$ ⑤	観測年
1994	34.5	9月2日	55	0.6471	30.0	1.47712	26.1	1.41664	2.00687	2005
1995	58.0	7月21日	56	0.6588	29.5	1.46982	25.6	1.40824	1.98314	1986
1996	25.5	6月25日	57	0.6706	29.5	1.46982	25.6	1.40824	1.98314	1991
1997	44.5	7月17日	58	0.6824	29.0	1.46240	25.1	1.39967	1.95908	1970
1998	34.0	10月17日	59	0.6941	29.0	1.46240	25.1	1.39967	1.95908	2011
1999	20.5	9月7日	60	0.7059	28.5	1.45484	24.6	1.39094	1.93471	1954
2000	40.5	9月22日	61	0.7176	28.5	1.45484	24.6	1.39094	1.93471	1982
2001	36.5	9月14日	62	0.7294	28.5	1.45484	24.6	1.39094	1.93471	2007
2002	30.0	7月18日	63	0.7412	28.0	1.44716	24.1	1.38202	1.90998	1955
2003	65.5	9月6日	64	0.7529	28.0	1.44716	24.1	1.38202	1.90998	1976
2004	41.0	7月10日	65	0.7647	28.0	1.44716	24.1	1.38202	1.90998	1984
2005	30.0	7月2日	66	0.7765	28.0	1.44716	24.1	1.38202	1.90998	1989
2006	58.0	7月17日	67	0.7882	26.6	1.42488	22.7	1.35603	1.83882	1951
2007	28.5	9月4日	68	0.8000	26.5	1.42325	22.6	1.35411	1.83361	1975
2008	24.0	6月20日	69	0.8118	26.0	1.41497	22.1	1.34439	1.80738	1983
2009	53.5	7月19日	70	0.8235	25.5	1.40654	21.6	1.33445	1.78076	1996
2010	34.0	7月12日	71	0.8353	25.0	1.39794	21.1	1.32428	1.75372	1968
2011	29.0	7月4日	72	0.8471	25.0	1.39794	21.1	1.32428	1.75372	1990
2012	75.0	9月15日	73	0.8588	24.5	1.38917	20.6	1.31387	1.72625	1978
2013	69.0	7月15日	74	0.8706	24.5	1.38917	20.6	1.31387	1.72625	2015
2014	30.5	6月12日	75	0.8824	24.3	1.38561	20.4	1.30963	1.71513	1956
2015	24.5	9月3日	76	0.8941	24.0	1.38021	20.1	1.30320	1.69833	2008
2016	23.0	8月16日	77	0.9059	23.0	1.36173	19.1	1.28103	1.64104	1992
2017	31.5	7月25日	78	0.9176	23.0	1.36173	19.1	1.28103	1.64104	2016
2018	31.5	8月31日	79	0.9294	22.5	1.35218	18.6	1.26951	1.61166	1987
2019	32.5	9月11日	80	0.9412	21.0	1.32222	17.1	1.23300	1.52029	1947
2020	43.5	7月29日	81	0.9529	20.5	1.31175	16.6	1.22011	1.48867	1999
2021	60.0	7月12日	82	0.9647	17.5	1.24304	13.6	1.13354	1.28491	1940
2022	54.5	7月17日	83	0.9765	15.5	1.19033	11.6	1.06446	1.13308	1973
2023	40.5	9月5日	84	0.9882	14.5	1.16137	10.6	1.02531	1.05126	1957
計					3184.9	130.28927		125.71614	190.73775	
1/N					37.9	1.5511		1.4966	2.27070	

前表(表-1)の対数値を求め次式により χ_g の値を求める。

$$\log_{10} \chi_g = 1.5511 \rightarrow \chi_g = 10^{1.5511} = 35.571$$

χ_g と次表(表-2)により b を求める。

次表で求めた b と前表により標準偏差 S_x と定数 a の値を求める。

$$S_x = \sqrt{\overline{Y^2} - \overline{Y}^2} = \sqrt{2.2707 - 1.4966^2} = 0.1758$$

$$\frac{1}{a} = \sqrt{\frac{2N}{N-1}} S_x = \sqrt{\frac{168}{84-1}} \times 0.1758 = 0.2501$$

表-2 bの値の計算[日雨量]

L	S	χ_L	χ_S	$\chi_L \cdot \chi_S - \chi_g^2$	$2\chi_g - (\chi_L + \chi_S)$	b_s
1	84	77.9	14.5	-135.74604	-21.258	6.4
2	83	75.0	15.5	-102.79604	-19.358	5.3
3	82	69.0	17.5	-57.79604	-15.358	3.8
4	81	67.8	20.5	124.60396	-17.158	-7.3
5	80	65.5	21.0	110.20396	-15.358	-7.2
6	79	65.0	22.5	197.20396	-16.358	-12.1
7	78	60.5	23.0	126.20396	-12.358	-10.2
8	77	60.0	23.0	114.70396	-11.858	-9.7
					b =	-3.9

上記までで得られた値より次の基本式を作成する。

確率雨量は確率年に対する変数 y の値を与えることで求まる。

$$\log_{10}(\chi + b) = \log_{10}(\chi - 3.9) = 1.4966 + 0.2501 y$$

例えば $T=200$ 年は次表(表-3)より $y=1.8215$ を得る。

$$\log_{10}(\chi - 3.9) = 1.4966 + 0.2501 y = 1.4966 + 0.2501 \times 1.8215 = 1.9522$$

$$\chi - 3.9 = 10^{1.9522} = 89.58$$

$$\chi = (\chi - 3.9) + 3.9 = 89.58 + 3.9 = 93.5$$

同様に、他の確率年の計算を行う。

表-3 対数正規分布の T と確率変数 y との関係

T	y	T	y	T	y	T	y	T	y	T	y
2	0.0000	6	0.6858	15	1.0614	40	1.3860	100	1.6450	300	1.9184
3	0.3045	7	0.7547	20	1.1630	50	1.4520	150	1.7499	400	1.9850
4	0.4769	8	0.8134	25	1.2380	60	1.5047	200	1.8215	500	2.0350
5	0.5951	10	0.9062	30	1.2967	80	1.5849	250	1.8753		

表-4 確率雨量[日雨量]

T年	y	$\log_{10}(\chi + b)$	$\chi + b$ (mm)	確率雨量 χ (mm)
3	0.3045	1.5728	37.39	41.3
5	0.5951	1.6454	44.20	48.1
10	0.9062	1.7232	52.87	56.8
20	1.1630	1.7875	61.31	65.2
30	1.2967	1.8209	66.21	70.1
50	1.4520	1.8597	72.39	76.3
100	1.6450	1.9080	80.91	84.8
200	1.8215	1.9522	89.58	93.5

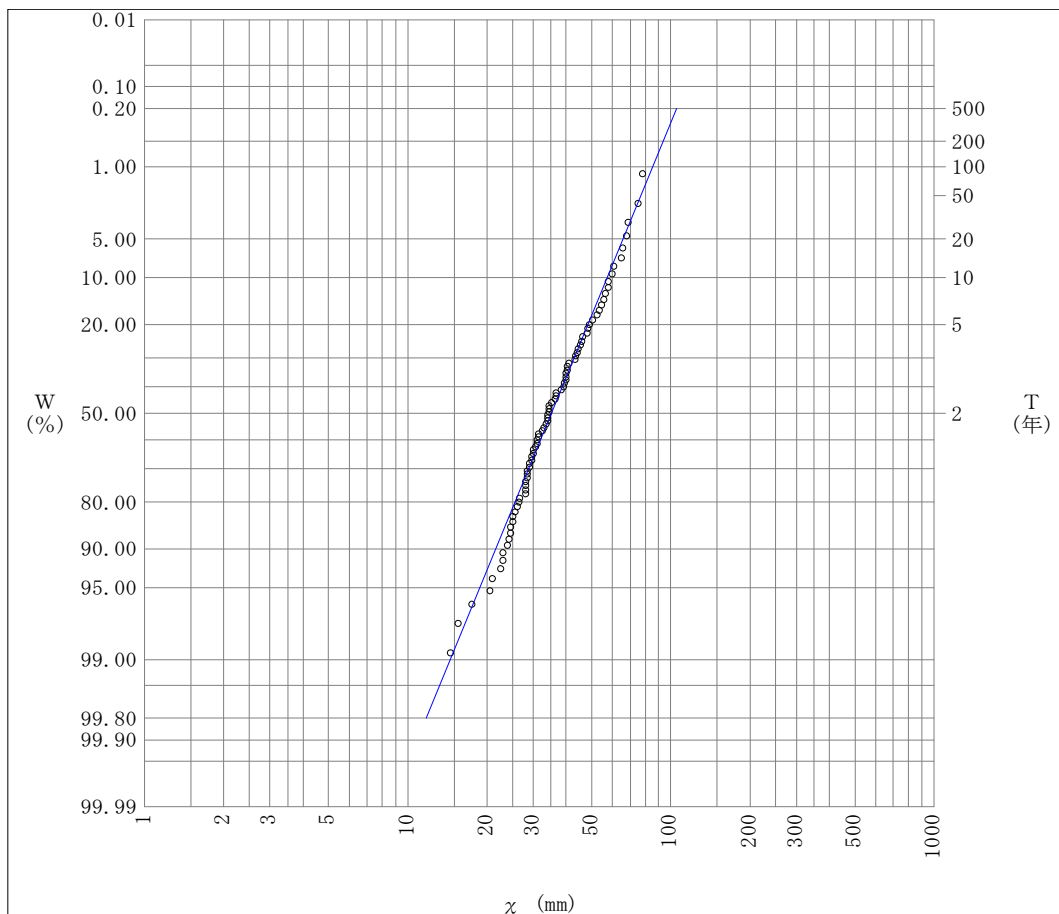


表-1 確率雨量一覽表

T年	確率雨量 χ (mm)
	日雨量
3	41.3
5	48.1
10	56.8
20	65.2
30	70.1
50	76.3
100	84.8
200	93.5

