

# 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 : 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](mailto:mail@sipc.co.jp)

# 1 設計洪水流量の算定

## 1.1 現場名

洪水吐水理計算Ver5.0サンプルデータ

## 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	サンプル地区C (短期式+長期式)
200年確率1時間降雨量 $R_1$	73.100 (mm)
既往最大1時間降雨量 $R_e$	68.500 (mm)
200年確率1日降雨量 $R_{24}$	257.900 (mm)
既往最大1日降雨量 $R_d$	222.000 (mm)

1/200年確率降雨強度式(久野・石黒式) … [t ≤ 60 (min)]

$$r = R_1 \cdot \frac{a}{\sqrt{t \pm b}} = 73.100 \times \frac{8.069}{\sqrt{t + 0.323}}$$

1/200年確率降雨強度式(久野・石黒式) … [T > 1 (hr)]

$$r = \frac{R_{24}}{24} \cdot \frac{a}{\sqrt{T \pm b}} = \frac{257.900}{24} \times \frac{4.571}{\sqrt{T - 0.328}}$$

ここに、a、b：降雨強度式の定数

## 1.5 A項流量

### 1.5.1 直接流域

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 (m<sup>3</sup>/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<sup>2</sup>)

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 (km<sup>2</sup>)

$r_e$ ：洪水到達時間  $t_p$ 内の平均有効降雨強度 (mm/h)

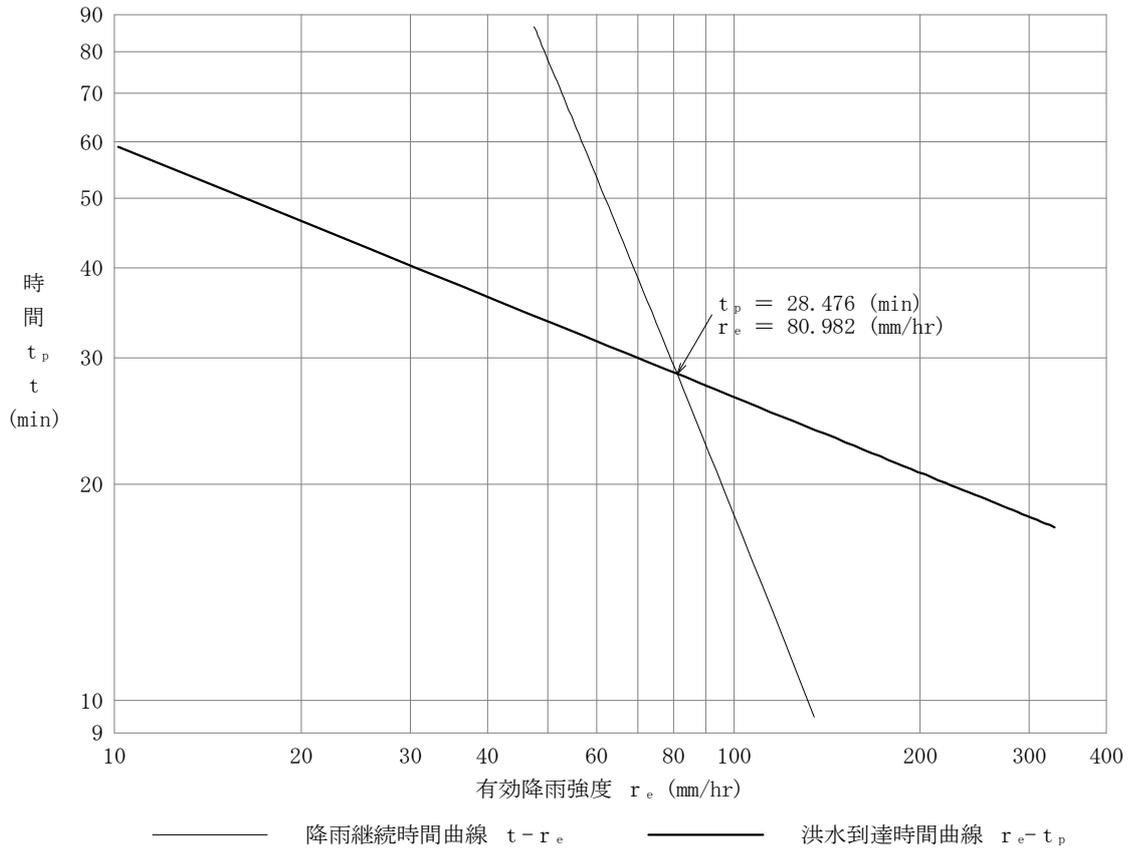
C：流域の土地利用形態に応じて異なる定数 = 220

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。

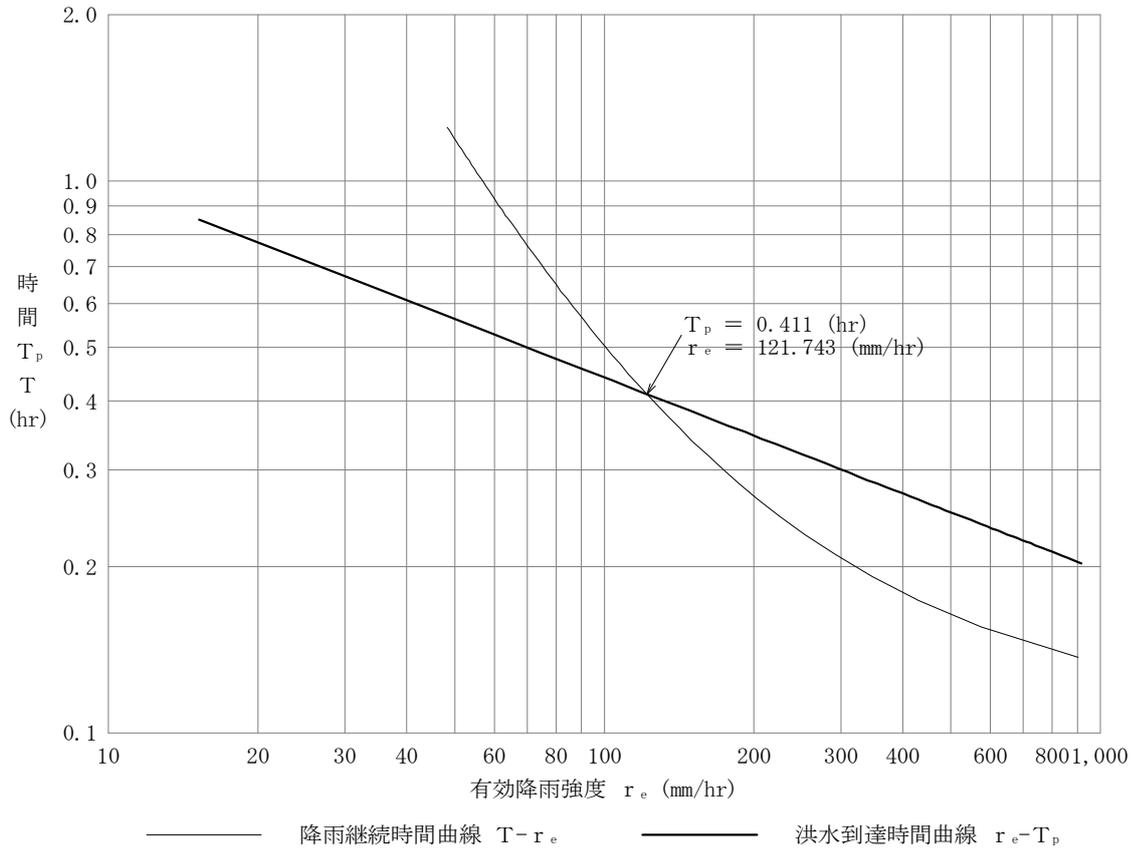
[短期式]



No	仮 $t$ (min)	$r$ (mm/hr)	$r_e$ (mm/hr)	$t_p$ (min)	$ t - t_p $ (min)
1	60.00000	73.10030	56.79893	32.24064	27.75936
2	32.24064	98.28956	76.37099	29.06683	3.17380
3	29.06683	103.22122	80.20289	28.57302	0.49381
4	28.57302	104.05875	80.85365	28.49232	0.08070
5	28.49232	104.19761	80.96154	28.47902	0.01330
6	28.47902	104.22054	80.97936	28.47683	0.00219
7	28.47683	104.22433	80.98230	28.47647	0.00036

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。

[長期式]



No	仮 $T$ (hr)	$r$ (mm/hr)	$r_e$ (mm/hr)	$T_p$ (hr)	$ T - T_p $ (hr)
1	1.00000	73.09405	56.79408	0.53736	0.46264
2	0.53736	121.26748	94.22483	0.45010	0.08726
3	0.45010	143.24710	111.30299	0.42461	0.02549
4	0.42461	151.77866	117.93202	0.41610	0.00851
5	0.41610	154.92081	120.37347	0.41313	0.00297
6	0.41313	156.05729	121.25652	0.41207	0.00106
7	0.41207	156.46572	121.57387	0.41170	0.00038
8	0.41170	156.61217	121.68766	0.41156	0.00013
9	0.41156	156.66464	121.72843	0.41151	0.00005
10	0.41151	156.68343	121.74303	0.41150	0.00002

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0.00002(hr)未満になるまで繰り返す。

短期式での洪水到達時間  $t_p = 28.47647$  (min)  $\approx 28.47$  (min) …… [小数点以下3桁目を切り捨て]

長期式での洪水到達時間  $T_p = 0.41150$  (hr)  $\approx 0.41$  (hr)

洪水到達時間が 60.0(min) 以下 の場合に短期式を採用し、1.0(hr) 越え の場合に長期式を採用する。

$$t_p = 28.47(\text{min}) \leq 60.0(\text{min}) \quad , \quad T_p = 0.41(\text{hr}) \leq 1.0(\text{hr})$$

よって洪水到達時間は短期式の値を採用する。

$$t_p = 28.47 \text{ (min)}$$

$$r = 73.100 \times \frac{8.069}{\sqrt{28.47 + 0.323}} = 104.24 \text{ (mm/hr)}$$

$$r_e = 0.777 \times 104.24 = 80.99 \text{ (mm/hr)}$$

$$Q_a = \frac{1}{3.6} \times 80.99 \times 0.10000 = 2.250 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

### 1.5.2 間接流域

間接流域からの流量を考慮する。

間接流域から追加する流量は、等流計算によって算出する。

$$\text{水面角度 } \theta = \cos^{-1}\left(1 - \frac{2 \cdot W_H}{100}\right) = \cos^{-1}\left(1 - \frac{2 \times 80}{100}\right) = 4.428 \text{ (rad)}$$

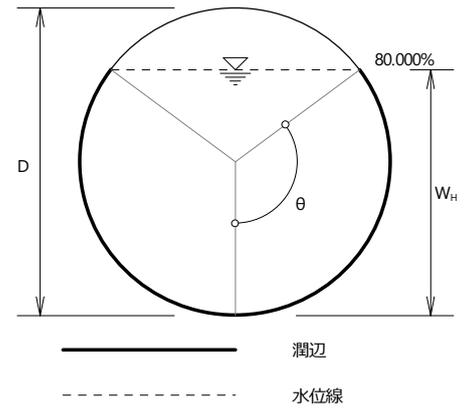
$$\begin{aligned} \text{断面積 } A &= \frac{(D/1000)^2}{4} (\theta - \sin \theta \cdot \cos \theta) \\ &= \frac{(300/1000)^2}{4} \times (2.214 - \sin 2.214 \times \cos 2.214) \\ &= 0.061 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{潤辺 } P &= \theta \frac{D}{1000} = 2.214 \times \frac{300}{1000} \\ &= 0.664 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\text{径深 } R = \frac{A}{P} = \frac{0.061}{0.664} = 0.092 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} \text{流速 } V &= \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot \left(\frac{I}{1000}\right)^{1/2} = \frac{1}{0.013} \times 0.092^{2/3} \times \left(\frac{100.000}{1000}\right)^{1/2} \\ &= 4.957 \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

$$\text{流量 } Q = A \cdot V = 0.061 \times 4.957 = 0.302 \text{ (m}^3\text{/s)}$$



ここに、

- D : 管径 = 300 (mm)
- $W_H$  : 水深 = 80.000 (%)
- n : 粗度係数 = 0.013
- I : 勾配 = 100.000 (‰)

よって、間接流域からの流量は、 $Q_s = 0.302 \text{ (m}^3\text{/s)}$

### 1.5.3 A項流量の算出

A項流量は、直接流域の流量 $Q_a$ に間接流域からの流量 $Q_s$ を加算した値とする。

$$Q_A = Q_a + Q_s = 2.250 + 0.302 = 2.552 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

### 1.6 B項流量

B項流量は、ため池地点で観測された最大洪水流量又は過去の洪水痕跡から推定される既往最大流量のうち、いずれか大きい方とする。

本流域に於いては、過去の洪水痕跡から推定される既往最大流量から以下の値を採用する。

$$\text{B項流量 } Q_B = 1.900 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

### 1.7 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 気象及条件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。

既往最大確率降雨強度式(シャーマン式) … [t ≤ 60 (min)]

$$r = R_1 \cdot \frac{a}{t^n} = 68.500 \times \frac{33.544}{t^{0.858}}$$

既往最大確率降雨強度式(シャーマン式) … [T > 1 (hr)]

$$r = \frac{R_{24}}{24} \cdot \frac{a}{T^n} = \frac{222.000}{24} \times \frac{41.498}{T^{0.910}}$$

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 (m<sup>3</sup>/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<sup>2</sup>)

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 (km<sup>2</sup>)

$r_e$  : 洪水到達時間  $t_p$ 内の平均有効降雨強度 (mm/h)

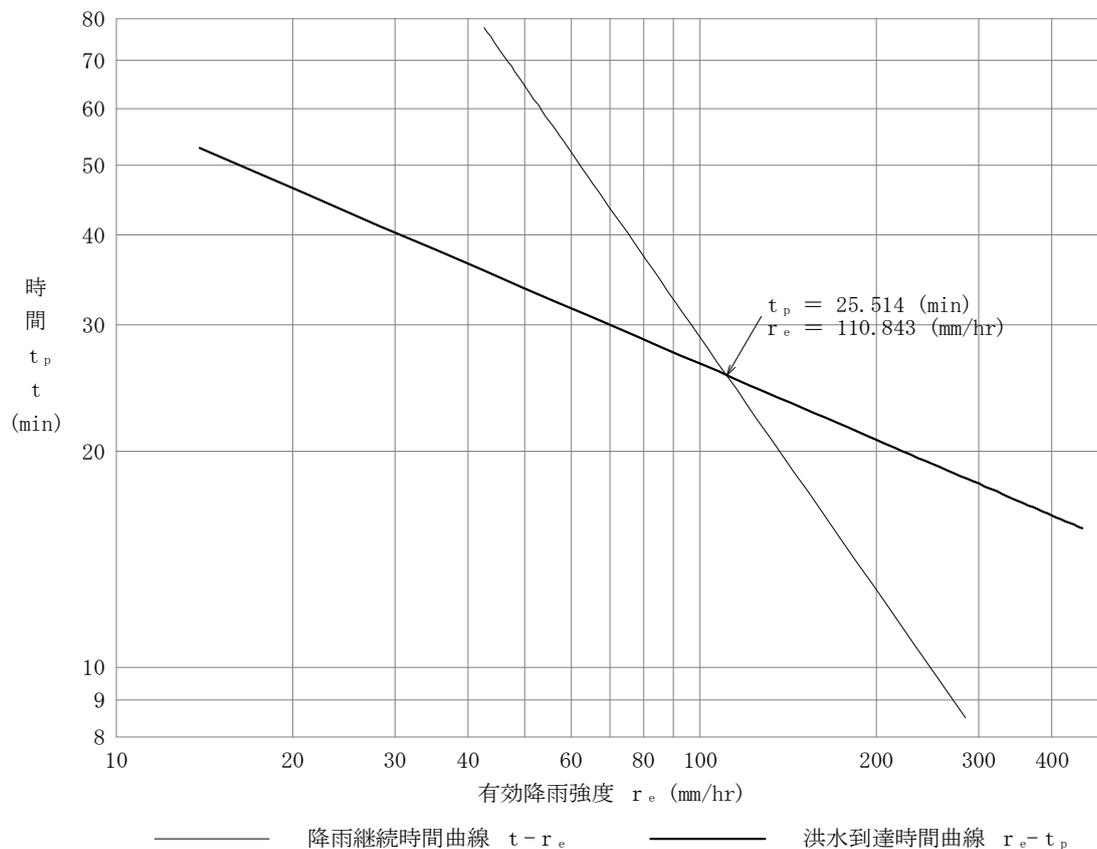
$C$  : 流域の土地利用形態に応じて異なる定数 = 220

$r$  : 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。

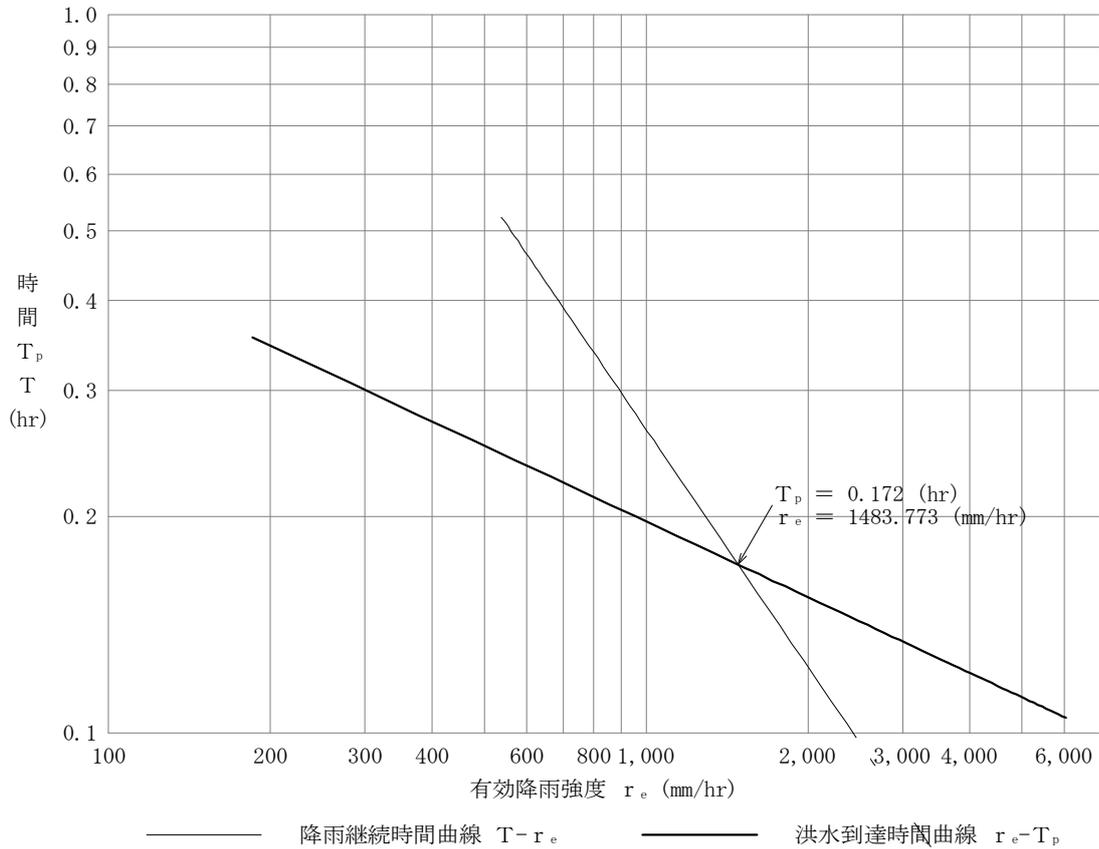
[短期式]



No	仮 $t$ (min)	$r$ (mm/hr)	$r_e$ (mm/hr)	$t_p$ (min)	$ t - t_p $ (min)
1	60.00000	68.49386	53.21973	32.98354	27.01646
2	32.98354	114.44752	88.92572	27.55898	5.42456
3	27.55898	133.52411	103.74823	26.11136	1.44762
4	26.11136	139.85106	108.66427	25.69167	0.41969
5	25.69167	141.80894	110.18555	25.56696	0.12471
6	25.56696	142.40223	110.64653	25.52963	0.03733
7	25.52963	142.58088	110.78534	25.51843	0.01120
8	25.51843	142.63457	110.82706	25.51506	0.00336
9	25.51506	142.65070	110.83959	25.51405	0.00101
10	25.51405	142.65554	110.84336	25.51375	0.00030

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。

[長期式]



No	仮 T (hr)	r (mm/hr)	re (mm/hr)	Tp (hr)	T - Tp  (hr)
1	1.00000	383.85650	298.25650	0.30072	0.69928
2	0.30072	1145.61525	890.14305	0.20510	0.09562
3	0.20510	1622.87416	1260.97322	0.18156	0.02354
4	0.18156	1813.24595	1408.89210	0.17465	0.00691
5	0.17465	1878.44920	1459.55503	0.17250	0.00215
6	0.17250	1899.70479	1476.07062	0.17182	0.00068
7	0.17182	1906.52507	1481.36998	0.17161	0.00022
8	0.17161	1908.70247	1483.06182	0.17154	0.00007
9	0.17154	1909.39649	1483.60107	0.17152	0.00002
10	0.17152	1909.61759	1483.77287	0.17151	0.00001

仮Tによりreを算出し、そのreよりTpを算出する。  
 仮TとTpの差(絶対値)が0.00002(hr)未満になるまで繰り返す。

短期式での洪水到達時間  $t_p = 25.51375 \text{ (min)} \approx 25.51 \text{ (min)}$  …… [小数点以下3桁目を切り捨て]

長期式での洪水到達時間  $T_p = 0.17151 \text{ (hr)} \approx 0.17 \text{ (hr)}$

洪水到達時間が 60.0(min) 以下 の場合に短期式を採用し、1.0(hr) 越え の場合に長期式を採用する。

$$t_p = 25.51 \text{ (min)} \leq 60.0 \text{ (min)} \quad , \quad T_p = 0.17 \text{ (hr)} \leq 1.0 \text{ (hr)}$$

よって洪水到達時間は短期式の値を採用する。

$$t_p = 25.51 \text{ (min)}$$

$$r = 68.500 \times \frac{33.544}{25.51^{0.858}} = 142.67 \text{ (mm/hr)}$$

$$r_e = 0.777 \times 142.67 = 110.85 \text{ (mm/hr)}$$

$$Q_C = \frac{1}{3.6} \times 110.85 \times 0.10000 = 3.079 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

## 1.8 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。

$$C \text{ 項流量 } Q_C = 3.079 > A \text{ 項流量 } Q_A = 2.552 > B \text{ 項流量 } Q_B = 1.900$$

$$Q_1 = Q_C = 3.079 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$\text{貯留効果考慮前の設計洪水流量 } Q = 1.2Q_1 = 1.2 \times 3.079 = 3.695 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

## 1.9 洪水流量一覧表

記号	項目名	値	単位	備考
1.2 $Q_1$	貯留効果考慮前の設計洪水流量	3.695	(m <sup>3</sup> /s)	項目1.8 参照
$Q_A$	A項合計流量(直接+間接)	2.552	(m <sup>3</sup> /s)	項目1.5.3 参照
$Q_a$	A項直接流量	2.250	(m <sup>3</sup> /s)	項目1.5.1 参照
$t_p$	洪水到達時間(A項直接)	28.470	(min)	
$Q_s$	A項間接流量	0.302	(m <sup>3</sup> /s)	
$Q_B$	B項流量	1.900	(m <sup>3</sup> /s)	項目1.6 参照
$Q_C$	C項流量	3.079	(m <sup>3</sup> /s)	項目1.7.0 参照
$t_p$	洪水到達時間(C項)	25.510	(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、時間遅れを考慮しない。

1/200年確率降雨強度式(シャーマン式) … [t ≤ 20 (min)]

$$r = \frac{a}{t^n} = \frac{2297.764}{t^{0.858}}$$

1/200年確率降雨強度式(シャーマン式) … [T > 0.35 (hr)]

$$r = \frac{a}{T^n} = \frac{383.856}{T^{0.910}}$$

ここに、a、n：降雨強度式の定数  
 20 (min) ~ 0.35 (hr) の間の時間は曲線補完で補完する。

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

$$Q_n = \frac{1}{3.6} f_p \cdot I_n \cdot A \quad , \quad I_{t_n} = I_n \cdot \frac{\Delta t}{60}$$

ここに、n：番号

Δt：洪水到達時間 [計算間隔] 25 (min)

t, T：降雨強度算出時間 t (min)、T (hr)

(t = n × Δt (min) [短期式]、T = n × Δt / 60 (hr) [長期式] で用いる。)

r<sub>n</sub>：n番目の t (min) [T (hr)] における降雨強度 (mm/hr)

R<sub>n</sub>：降雨強度 (mm/hr)

I<sub>n</sub>：t<sub>n</sub> ~ t<sub>n-1</sub>間の降雨強度 (mm/hr)

I<sub>t<sub>n</sub></sub>：単位時間 (Δt) 内降雨量 (mm)

(降雨波形に応じて並べ替えた値を I<sub>i</sub> に参照番号を n' としして表に記す。)

Q<sub>n</sub>：流量 (m<sup>3</sup>/s)

f<sub>p</sub>：ピーク流出係数 = 0.777

A：流域面積 = 0.10000 (km<sup>2</sup>)

### 2.2 流量算出一覧表

n	t (min) [T (hr)]	短期 r (mm/hr)	長期 r (mm/hr)	採用 r (mm/hr)	R (mm/hr)	I (mm/hr)	n'	I <sub>i</sub> (mm/hr)	Q (m <sup>3</sup> /s)	1.2Q (m <sup>3</sup> /s)	I <sub>t</sub> (mm)
1	20 [ 20/60]	175.801	1043.156	175.801	175.801	175.801	72	1.9283	0.0416	0.0499	0.803
2	40 [ 40/60]	96.992	555.152	555.152	1110.304	934.503	71	1.9532	0.0422	0.0506	0.814
3	60 [ 60/60]	68.494	383.856	383.856	1151.570	41.265	70	1.9788	0.0427	0.0512	0.824
4	80 [ 80/60]	53.512	295.444	295.444	1181.775	30.205	69	2.0050	0.0433	0.0519	0.835
5	100 [ 100/60]	44.188	241.150	241.150	1205.748	23.973	68	2.0320	0.0439	0.0526	0.847
6	120 [ 120/60]	37.789	204.283	204.283	1225.696	19.948	67	2.0598	0.0445	0.0533	0.858
7	140 [ 140/60]	33.108	177.546	177.546	1242.820	17.123	66	2.0884	0.0451	0.0541	0.870
8	160 [ 160/60]	29.524	157.231	157.231	1257.846	15.026	65	2.1179	0.0457	0.0549	0.882
9	180 [ 180/60]	26.686	141.250	141.250	1271.250	13.405	64	2.1482	0.0464	0.0556	0.895
10	200 [ 200/60]	24.379	128.336	128.336	1283.362	12.112	63	2.1795	0.0470	0.0564	0.908
11	220 [ 220/60]	22.465	117.674	117.674	1294.418	11.056	62	2.2117	0.0477	0.0573	0.922
12	240 [ 240/60]	20.849	108.716	108.716	1304.595	10.176	61	2.2449	0.0485	0.0581	0.935
13	260 [ 260/60]	19.465	101.079	101.079	1314.027	9.432	60	2.2792	0.0492	0.0590	0.950
14	280 [ 280/60]	18.266	94.487	94.487	1322.820	8.793	59	2.3147	0.0500	0.0599	0.964
15	300 [ 300/60]	17.216	88.737	88.737	1331.059	8.239	58	2.3513	0.0507	0.0609	0.980
16	320 [ 320/60]	16.289	83.676	83.676	1338.813	7.754	57	2.3891	0.0516	0.0619	0.995
17	340 [ 340/60]	15.463	79.185	79.185	1346.138	7.325	56	2.4283	0.0524	0.0629	1.012
18	360 [ 360/60]	14.723	75.171	75.171	1353.081	6.943	55	2.4688	0.0533	0.0639	1.029
19	380 [ 380/60]	14.056	71.562	71.562	1359.681	6.600	54	2.5107	0.0542	0.0650	1.046
20	400 [ 400/60]	13.450	68.299	68.299	1365.972	6.291	53	2.5542	0.0551	0.0662	1.064
21	420 [ 420/60]	12.899	65.333	65.333	1371.984	6.011	52	2.5993	0.0561	0.0673	1.083
22	440 [ 440/60]	12.394	62.625	62.625	1377.740	5.756	51	2.6461	0.0571	0.0685	1.103

n	t (min) [T (hr)]	短期 r (mm/hr)	長期 r (mm/hr)	採用 r (mm/hr)	R (mm/hr)	I (mm/hr)	n'	I <sub>i</sub> (mm/hr)	Q (m <sup>3</sup> /s)	1.2Q (m <sup>3</sup> /s)	I <sub>t</sub> (mm)
23	460 [ 460/60]	11.931	60.142	60.142	1383.263	5.523	50	2.6947	0.0582	0.0698	1.123
24	480 [ 480/60]	11.503	57.857	57.857	1388.572	5.309	49	2.7452	0.0593	0.0711	1.144
25	500 [ 500/60]	11.107	55.747	55.747	1393.682	5.111	48	2.7978	0.0604	0.0725	1.166
26	520 [ 520/60]	10.739	53.793	53.793	1398.611	4.928	47	2.8525	0.0616	0.0739	1.189
27	540 [ 540/60]	10.397	51.977	51.977	1403.369	4.759	46	2.9095	0.0628	0.0754	1.212
28	560 [ 560/60]	10.078	50.285	50.285	1407.970	4.601	45	2.9689	0.0641	0.0769	1.237
29	580 [ 580/60]	9.779	48.704	48.704	1412.424	4.454	44	3.0310	0.0654	0.0785	1.263
30	600 [ 600/60]	9.498	47.225	47.225	1416.740	4.316	43	3.0958	0.0668	0.0802	1.290
31	620 [ 620/60]	9.235	45.836	45.836	1420.927	4.187	42	3.1636	0.0683	0.0819	1.318
32	640 [ 640/60]	8.987	44.531	44.531	1424.993	4.066	41	3.2346	0.0698	0.0838	1.348
33	660 [ 660/60]	8.753	43.301	43.301	1428.945	3.952	40	3.3091	0.0714	0.0857	1.379
34	680 [ 680/60]	8.531	42.141	42.141	1432.789	3.844	39	3.3872	0.0731	0.0877	1.411
35	700 [ 700/60]	8.322	41.044	41.044	1436.532	3.743	38	3.4693	0.0749	0.0899	1.446
36	720 [ 720/60]	8.123	40.005	40.005	1440.179	3.647	37	3.5557	0.0767	0.0921	1.482
37	740 [ 740/60]	7.934	39.020	39.020	1443.735	3.556	36	3.6468	0.0787	0.0945	1.519
38	760 [ 760/60]	7.755	38.084	38.084	1447.204	3.469	35	3.7429	0.0808	0.0969	1.560
39	780 [ 780/60]	7.584	37.195	37.195	1450.591	3.387	34	3.8444	0.0830	0.0996	1.602
40	800 [ 800/60]	7.421	36.348	36.348	1453.900	3.309	33	3.9519	0.0853	0.1024	1.647
41	820 [ 820/60]	7.265	35.540	35.540	1457.135	3.235	32	4.0659	0.0878	0.1053	1.694
42	840 [ 840/60]	7.117	34.769	34.769	1460.299	3.164	31	4.1871	0.0904	0.1084	1.745
43	860 [ 860/60]	6.974	34.032	34.032	1463.394	3.096	30	4.3161	0.0932	0.1118	1.798
44	880 [ 880/60]	6.838	33.328	33.328	1466.425	3.031	29	4.4537	0.0961	0.1154	1.856
45	900 [ 900/60]	6.708	32.653	32.653	1469.394	2.969	28	4.6009	0.0993	0.1192	1.917
46	920 [ 920/60]	6.582	32.007	32.007	1472.304	2.909	27	4.7586	0.1027	0.1232	1.983
47	940 [ 940/60]	6.462	31.386	31.386	1475.156	2.852	26	4.9282	0.1064	0.1276	2.053
48	960 [ 960/60]	6.346	30.791	30.791	1477.954	2.798	25	5.1110	0.1103	0.1324	2.130
49	980 [ 980/60]	6.235	30.218	30.218	1480.699	2.745	24	5.3086	0.1146	0.1375	2.212
50	1000 [1000/60]	6.128	29.668	29.668	1483.394	2.695	23	5.5229	0.1192	0.1430	2.301
51	1020 [1020/60]	6.025	29.138	29.138	1486.040	2.646	22	5.7563	0.1242	0.1491	2.398
52	1040 [1040/60]	5.925	28.628	28.628	1488.640	2.599	21	6.0113	0.1297	0.1557	2.505
53	1060 [1060/60]	5.829	28.136	28.136	1491.194	2.554	20	6.2913	0.1358	0.1629	2.621
54	1080 [1080/60]	5.736	27.661	27.661	1493.704	2.511	19	6.6002	0.1425	0.1709	2.750
55	1100 [1100/60]	5.647	27.203	27.203	1496.173	2.469	18	6.9427	0.1498	0.1798	2.893
56	1120 [1120/60]	5.560	26.761	26.761	1498.602	2.428	17	7.3248	0.1581	0.1897	3.052
57	1140 [1140/60]	5.476	26.333	26.333	1500.991	2.389	16	7.7539	0.1674	0.2008	3.231
58	1160 [1160/60]	5.395	25.920	25.920	1503.342	2.351	15	8.2394	0.1778	0.2134	3.433
59	1180 [1180/60]	5.317	25.520	25.520	1505.657	2.315	14	8.7935	0.1898	0.2278	3.664
60	1200 [1200/60]	5.240	25.132	25.132	1507.936	2.279	13	9.4320	0.2036	0.2443	3.930
61	1220 [1220/60]	5.167	24.757	24.757	1510.181	2.245	12	10.1764	0.2196	0.2636	4.240
62	1240 [1240/60]	5.095	24.393	24.393	1512.392	2.212	11	11.0559	0.2386	0.2863	4.607
63	1260 [1260/60]	5.026	24.041	24.041	1514.572	2.179	10	12.1119	0.2614	0.3137	5.047
64	1280 [1280/60]	4.958	23.699	23.699	1516.720	2.148	9	13.4047	0.2893	0.3472	5.585
65	1300 [1300/60]	4.893	23.367	23.367	1518.838	2.118	8	15.0261	0.3243	0.3892	6.261
66	1320 [1320/60]	4.829	23.044	23.044	1520.926	2.088	7	17.1233	0.3696	0.4435	7.135
67	1340 [1340/60]	4.767	22.731	22.731	1522.986	2.060	6	19.9483	0.4306	0.5167	8.312
68	1360 [1360/60]	4.707	22.427	22.427	1525.018	2.032	5	23.9734	0.5174	0.6209	9.989
69	1380 [1380/60]	4.648	22.131	22.131	1527.023	2.005	4	30.2051	0.6519	0.7823	12.585
70	1400 [1400/60]	4.591	21.843	21.843	1529.002	1.979	3	41.2654	0.8906	1.0688	17.194
71	1420 [1420/60]	4.536	21.563	21.563	1530.955	1.953	2	934.5030	20.1697	24.2036	389.376
72	1440 [1440/60]	4.482	21.290	21.290	1532.884	1.928	1	175.8011	3.7944	4.5532	73.250

## 2.3 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。

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

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

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

ここに、n : 番号

$Q_{o(n)}$  : n番目の放流量 (m<sup>3</sup>/s)

$Q_{i(n)}$  : n番目の直接流域からの流入量 (m<sup>3</sup>/s) … [項目2.2 1.2Q] 参照

$Q_{s(n)}$  : n番目の間接流域からの流入量 (m<sup>3</sup>/s) … [項目1.5.2 Q<sub>s</sub>] 参照

$I_n$  : n番目の流入量と直前の流入量の平均値 (m<sup>3</sup>/s)

$O_n$  : n番目の放流量と直前の放流量の平均値 (m<sup>3</sup>/s)

$V_n$  : n番目計算時の貯留量 (m<sup>3</sup>)

$\Delta t$  : 洪水到達時間 [計算間隔] 25 (min)

$C_f$  : 越流係数 = 2.161 … [項目2.5] 参照

$B$  : 堰の有効長 = 1.000 (m) … [調整部水路幅]

$A_w$  : 満水面積 = 19005.0 (m<sup>2</sup>)

## 2.4 流入・流出一覧表

n	t (min)	$Q_i$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_s$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_o$ (m <sup>3</sup> /s)	I (m <sup>3</sup> /s)	O (m <sup>3</sup> /s)	V (m <sup>3</sup> )	$W_L$ (m)
1	20	0.0499	0.3020	0.0025	0.17597	0.00124	209.7	0.011024
2	40	0.0506	0.3020	0.0128	0.35227	0.00762	623.2	0.032794
3	60	0.0512	0.3020	0.0268	0.35292	0.01980	1023.0	0.053834
4	80	0.0519	0.3020	0.0432	0.35359	0.03502	1405.3	0.073943
5	100	0.0526	0.3020	0.0610	0.35428	0.05209	1767.9	0.093024
6	120	0.0533	0.3020	0.0795	0.35499	0.07022	2109.6	0.111011
7	140	0.0541	0.3020	0.0982	0.35572	0.08886	2429.9	0.127855
8	160	0.0549	0.3020	0.1169	0.35647	0.10757	2728.5	0.143572
9	180	0.0556	0.3020	0.1352	0.35725	0.12604	3006.0	0.158171
10	200	0.0564	0.3020	0.1529	0.35804	0.14402	3262.8	0.171687
11	220	0.0573	0.3020	0.1698	0.35887	0.16134	3499.8	0.184156
12	240	0.0581	0.3020	0.1860	0.35971	0.17788	3718.0	0.195644
13	260	0.0590	0.3020	0.2012	0.36059	0.19356	3918.5	0.206176
14	280	0.0599	0.3020	0.2155	0.36149	0.20833	4102.3	0.215853
15	300	0.0609	0.3020	0.2289	0.36242	0.22219	4270.6	0.224706
16	320	0.0619	0.3020	0.2414	0.36339	0.23513	4424.5	0.232798
17	340	0.0629	0.3020	0.2530	0.36439	0.24718	4565.1	0.240215
18	360	0.0639	0.3020	0.2637	0.36542	0.25835	4693.6	0.246959
19	380	0.0650	0.3020	0.2737	0.36648	0.26870	4810.9	0.253139
20	400	0.0662	0.3020	0.2829	0.36759	0.27828	4918.1	0.258779
21	420	0.0673	0.3020	0.2914	0.36874	0.28712	5016.1	0.263928
22	440	0.0685	0.3020	0.2992	0.36993	0.29528	5105.6	0.268648
23	460	0.0698	0.3020	0.3064	0.37116	0.30283	5187.6	0.272960
24	480	0.0711	0.3020	0.3131	0.37245	0.30979	5262.8	0.276925
25	500	0.0725	0.3020	0.3193	0.37378	0.31624	5331.9	0.280559
26	520	0.0739	0.3020	0.3250	0.37517	0.32219	5395.5	0.283898
27	540	0.0754	0.3020	0.3304	0.37662	0.32770	5454.2	0.286983
28	560	0.0769	0.3020	0.3353	0.37813	0.33283	5508.5	0.289838
29	580	0.0785	0.3020	0.3399	0.37970	0.33762	5559.0	0.292509
30	600	0.0802	0.3020	0.3442	0.38134	0.34210	5606.1	0.294973

n	t (min)	$Q_i$ ( $m^3/s$ )	$Q_s$ ( $m^3/s$ )	$Q_o$ ( $m^3/s$ )	I ( $m^3/s$ )	O ( $m^3/s$ )	V ( $m^3$ )	$W_L$ (m)
31	620	0.0819	0.3020	0.3483	0.38306	0.34629	5650.2	0.297295
32	640	0.0838	0.3020	0.3522	0.38486	0.35026	5691.8	0.299491
33	660	0.0857	0.3020	0.3558	0.38674	0.35401	5731.0	0.301557
34	680	0.0877	0.3020	0.3593	0.38872	0.35758	5768.4	0.303526
35	700	0.0899	0.3020	0.3627	0.39079	0.36099	5804.1	0.305397
36	720	0.0921	0.3020	0.3659	0.39297	0.36427	5838.6	0.307205
37	740	0.0945	0.3020	0.3690	0.39527	0.36746	5872.0	0.308968
38	760	0.0969	0.3020	0.3721	0.39770	0.37058	5904.5	0.310684
39	780	0.0996	0.3020	0.3752	0.40025	0.37363	5936.4	0.312371
40	800	0.1024	0.3020	0.3781	0.40296	0.37665	5968.0	0.314030
41	820	0.1053	0.3020	0.3811	0.40583	0.37963	5999.5	0.315679
42	840	0.1084	0.3020	0.3841	0.40888	0.38263	6031.0	0.317336
43	860	0.1118	0.3020	0.3872	0.41212	0.38564	6062.7	0.319001
44	880	0.1154	0.3020	0.3902	0.41557	0.38870	6095.0	0.320695
45	900	0.1192	0.3020	0.3934	0.41926	0.39184	6127.9	0.322437
46	920	0.1232	0.3020	0.3967	0.42321	0.39505	6161.7	0.324208
47	940	0.1276	0.3020	0.4001	0.42744	0.39837	6196.5	0.326049
48	960	0.1324	0.3020	0.4036	0.43201	0.40182	6232.8	0.327959
49	980	0.1375	0.3020	0.4072	0.43693	0.40541	6270.6	0.329941
50	1000	0.1430	0.3020	0.4111	0.44227	0.40919	6310.3	0.332035
51	1020	0.1491	0.3020	0.4152	0.44807	0.41318	6352.2	0.334244
52	1040	0.1557	0.3020	0.4196	0.45439	0.41741	6396.5	0.336570
53	1060	0.1629	0.3020	0.4242	0.46132	0.42191	6443.8	0.339055
54	1080	0.1709	0.3020	0.4293	0.46895	0.42674	6494.5	0.341725
55	1100	0.1798	0.3020	0.4347	0.47738	0.43196	6549.0	0.344593
56	1120	0.1897	0.3020	0.4406	0.48676	0.43761	6608.0	0.347695
57	1140	0.2008	0.3020	0.4470	0.49727	0.44377	6672.2	0.351069
58	1160	0.2134	0.3020	0.4541	0.50911	0.45053	6742.5	0.354776
59	1180	0.2278	0.3020	0.4619	0.52258	0.45800	6819.9	0.358847
60	1200	0.2443	0.3020	0.4707	0.53802	0.46631	6906.0	0.363381
61	1220	0.2636	0.3020	0.4806	0.55593	0.47564	7002.4	0.368449
62	1240	0.2863	0.3020	0.4918	0.57696	0.48621	7111.2	0.374183
63	1260	0.3137	0.3020	0.5048	0.60202	0.49832	7235.7	0.380727
64	1280	0.3472	0.3020	0.5199	0.63244	0.51237	7379.8	0.388302
65	1300	0.3892	0.3020	0.5380	0.67018	0.52895	7549.2	0.397225
66	1320	0.4435	0.3020	0.5598	0.71833	0.54890	7752.6	0.407917
67	1340	0.5167	0.3020	0.5872	0.78208	0.57350	8002.9	0.421088
68	1360	0.6209	0.3020	0.6226	0.87079	0.60490	8321.9	0.437884
69	1380	0.7823	0.3020	0.6713	1.00361	0.64696	8749.9	0.460400
70	1400	1.0688	0.3020	0.7443	1.22754	0.70780	9373.6	0.493222
71	1420	24.2036	0.3020	2.8167	12.93820	1.78050	22762.8	1.197728
72	1440	4.5532	0.3020	5.4650	14.68044	4.14085	35410.3	1.863208
73	1460	0.0000	0.3020	4.7745	2.57862	5.11978	32360.9	1.702761
74	1480	0.0000	0.0000	3.7281	0.15100	4.25132	27440.5	1.443863
75	1500	0.0000	0.0000	2.9429	0.00000	3.33551	23437.9	1.233252
76	1520	0.0000	0.0000	2.3640	0.00000	2.65348	20253.8	1.065706
77	1540	0.0000	0.0000	1.9279	0.00000	2.14596	17678.6	0.930216
78	1560	0.0000	0.0000	1.5928	0.00000	1.76034	15566.2	0.819049
79	1580	0.0000	0.0000	1.3313	0.00000	1.46205	13811.7	0.726741
80	1600	0.0000	0.0000	1.1241	0.00000	1.22768	12338.5	0.649228
81	1620	0.0000	0.0000	0.9578	0.00000	1.04093	11089.4	0.583509
82	1640	0.0000	0.0000	0.8228	0.00000	0.89028	10021.1	0.527291
83	1660	0.0000	0.0000	0.7120	0.00000	0.76739	9100.2	0.478839

n	t (min)	$Q_i$ ( $m^3/s$ )	$Q_s$ ( $m^3/s$ )	$Q_o$ ( $m^3/s$ )	I ( $m^3/s$ )	O ( $m^3/s$ )	V ( $m^3$ )	$W_L$ (m)
84	1680	0.0000	0.0000	0.6203	0.00000	0.66614	8300.8	0.436768
85	1700	0.0000	0.0000	0.5437	0.00000	0.58197	7602.5	0.400033
86	1720	0.0000	0.0000	0.4792	0.00000	0.51143	6988.8	0.367731
87	1740	0.0000	0.0000	0.4245	0.00000	0.45184	6446.5	0.339204
88	1760	0.0000	0.0000	0.3778	0.00000	0.40118	5965.1	0.313863
89	1780	0.0000	0.0000	0.3378	0.00000	0.35782	5535.7	0.291277
90	1800	0.0000	0.0000	0.3032	0.00000	0.32051	5151.1	0.271046
91	1820	0.0000	0.0000	0.2732	0.00000	0.28821	4805.3	0.252848
92	1840	0.0000	0.0000	0.2470	0.00000	0.26012	4493.1	0.236428
93	1860	0.0000	0.0000	0.2241	0.00000	0.23556	4210.5	0.221550
94	1880	0.0000	0.0000	0.2039	0.00000	0.21398	3953.7	0.208028
95	1900	0.0000	0.0000	0.1861	0.00000	0.19497	3719.7	0.195724
96	1920	0.0000	0.0000	0.1703	0.00000	0.17816	3505.9	0.184471
97	1940	0.0000	0.0000	0.1562	0.00000	0.16322	3310.1	0.174169
98	1960	0.0000	0.0000	0.1436	0.00000	0.14991	3130.2	0.164708
99	1980	0.0000	0.0000	0.1324	0.00000	0.13801	2964.6	0.155982
100	2000	0.0000	0.0000	0.1223	0.00000	0.12733	2811.8	0.147947

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。

$$H_d = 1.863208 \approx 1.863 \text{ (m)} \quad \cdots 0.001 \text{ (m)} \text{ 単位に四捨五入。}$$

$$Q_2 = 5.4650 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

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。

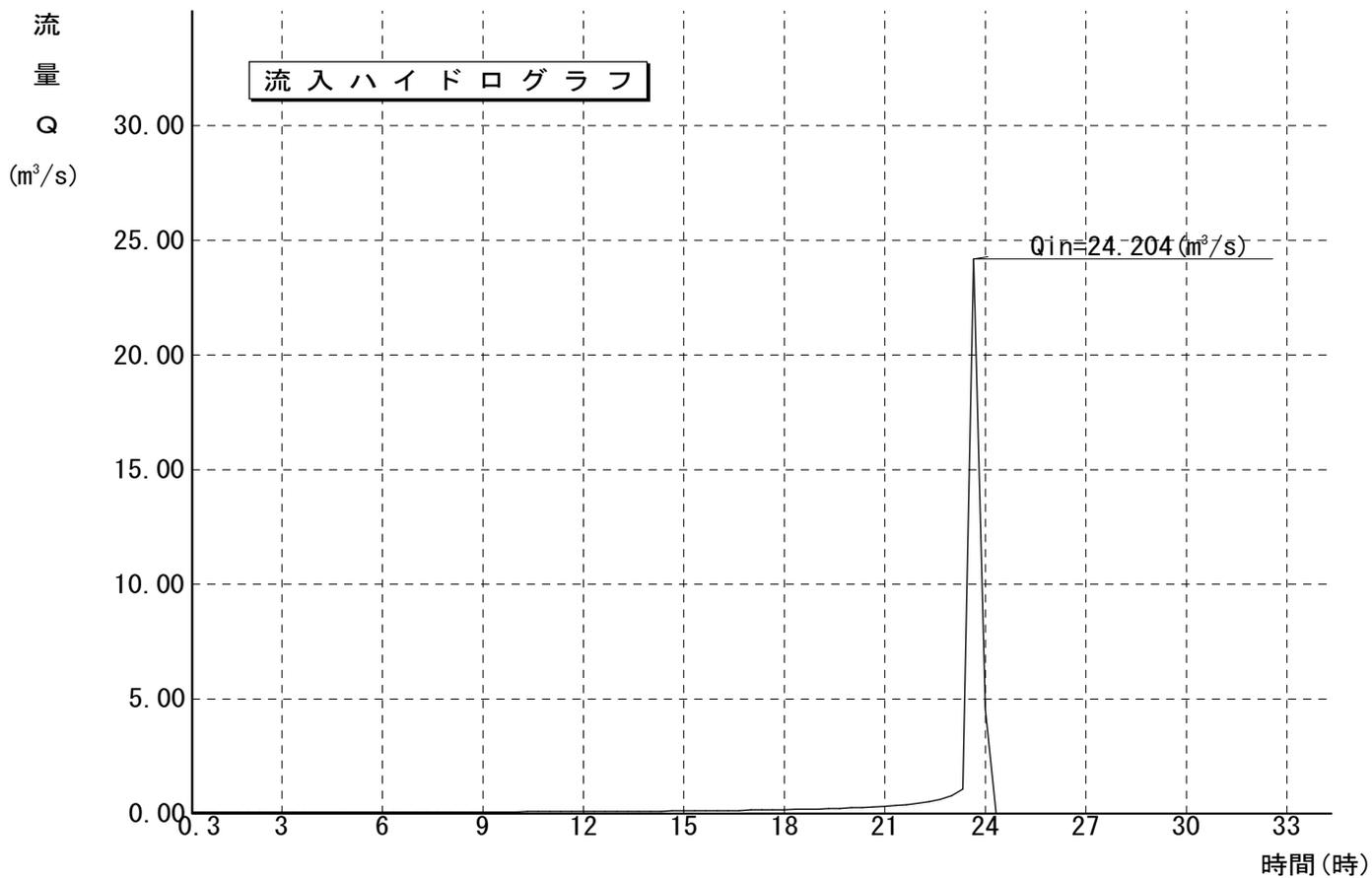
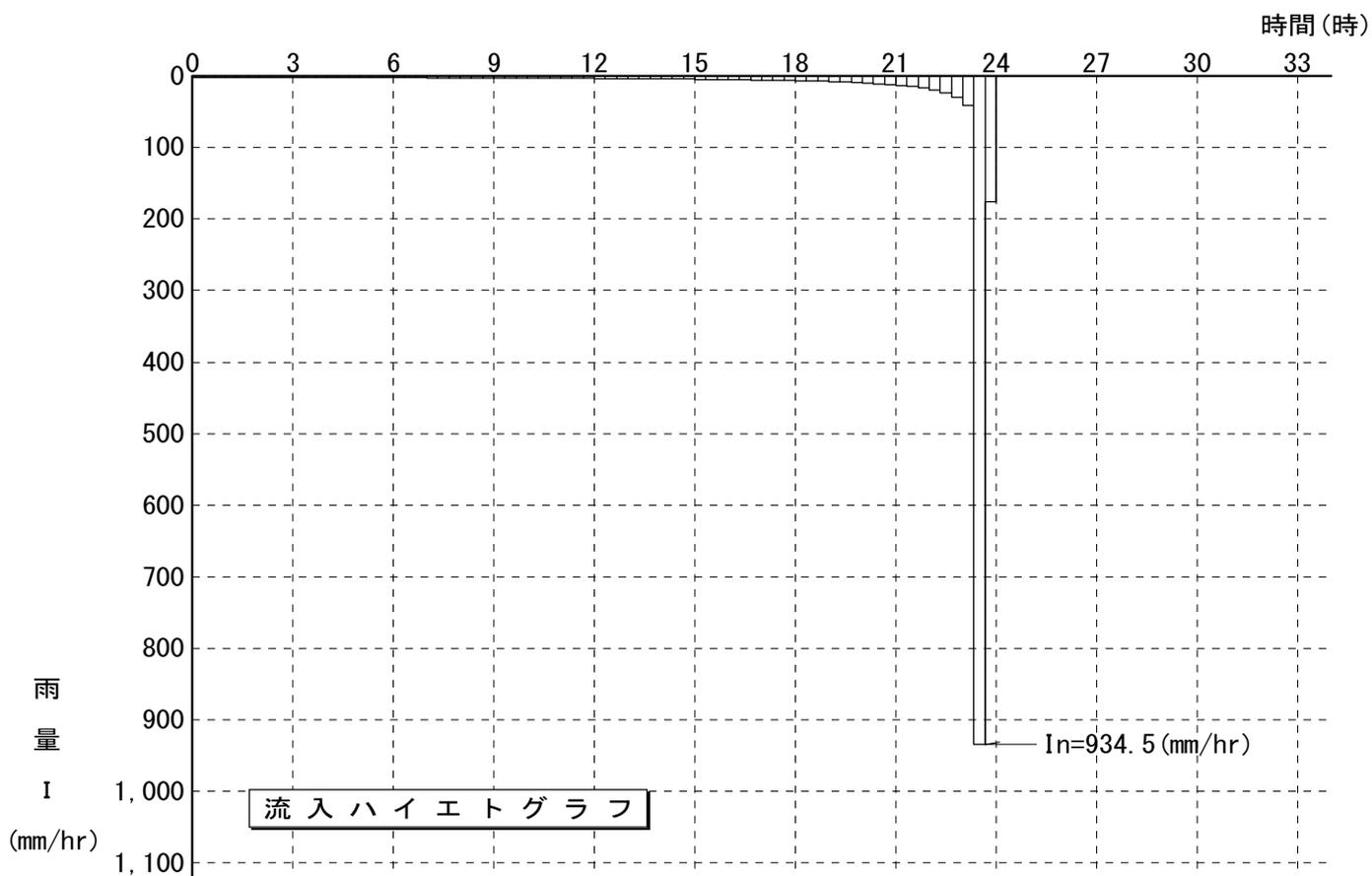
本計算書では、 $1.2Q_1$ と $Q_2$ を比較し、 $Q_2$ が小さい場合に、貯留効果を期待できるとして設計洪水流量に $Q_2$ を採用する。

$$\text{貯留効果考慮前の洪水流量 } 1.2Q_1 = 3.695 \text{ (m}^3/\text{s)} \quad \cdots \text{ [項目1.8] 参照}$$

$$\text{貯留効果時最大放流量 } Q_2 = 5.4650 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

したがって、貯留効果は期待できない。

$$\text{よって、設計洪水流量 } Q = 1.2Q_1 \approx 5.500 \text{ (m}^3/\text{s)} \quad \cdots \text{ 有効桁数2桁に四捨五入。}$$



## 2.5 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。

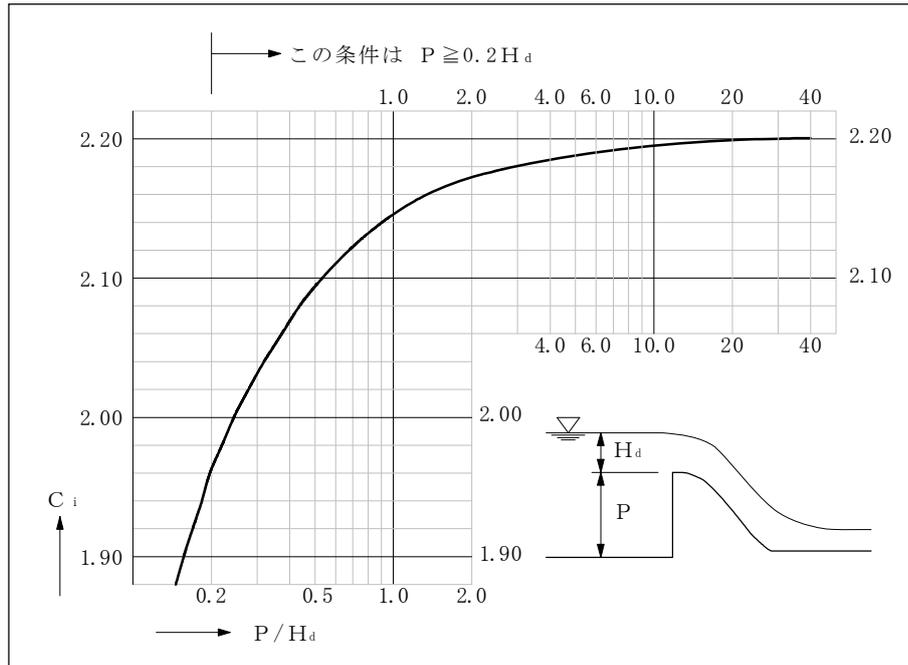
- ・設計水頭は越流水深とし、ため池内であるため流速=0とする。（ $H_d=W_L$ ）
- ・越流係数は過程の水位に係わず常に最高水位時の値を採用する。

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 $C_i$



$$P/H_d = \frac{2.000}{1.863} = 1.397$$

$$C_f = 2.161$$

## 2.6 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	3.700	( $m^3/s$ )	項目2.4 参照
Q <sub>2</sub>	貯留効果考慮時の設計洪水流量	5.500	( $m^3/s$ )	

### 3 接近水路の水理計算

#### 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、流れに乱れの起きない平面形とする。

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。

次の式により堰の有効長から設計水頭を求める。

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

上記式より次の式を導き設計水頭を算出する。

$$H_d = \left( \frac{Q_d}{C_f \cdot B} \right)^{2/3}$$

$$H_d = \left( \frac{Q_d}{C_f \cdot B} \right)^{2/3} = \left( \frac{3.700}{2.161 \times 1.000} \right)^{2/3} = 1.431 \text{ (m)}$$

ここに、 $Q_d$  : 設計洪水流量 = 3.700 (m<sup>3</sup>/s) … [項目1.8] 参照

$B$  : 堰の有効長 = 1.000 (m)

$C_f$  : 流量係数 = 2.161 … [項目3.2] 参照

$H_d$  : 設計水頭(速度水頭を含む越流総水頭) (m)

#### 3.2 流量係数の算出

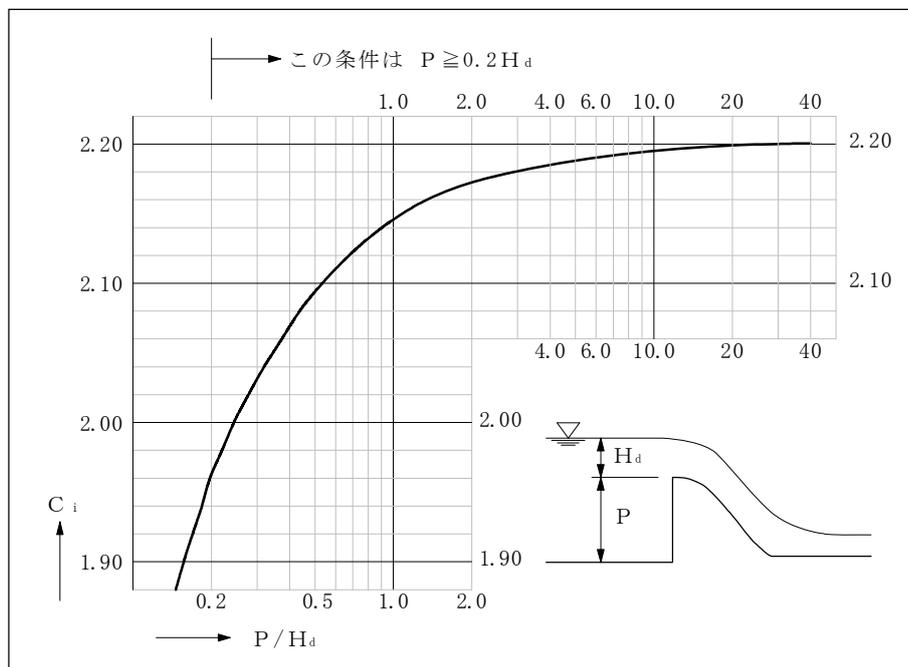
流量係数は、堰高 $P$ と設計水頭 $H_d$ (越流総水頭)との比によって決定する。

しかし、設計水頭を算出するには流量係数の設定が必要になる。

そこで、設計水頭を算出する際に仮の流量係数( $C_i'$ )を用いて設計水頭 $H_d$ を算出する。その $H_d$ と堰高 $P$ の比より流量係数( $C_i$ )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。

その時の $C_i$ を流量係数 $C_f$ とし、算出された $H_d$ を設計水頭とした。

標準堰(堰前面直)の流量係数 $C_i$



$$P/H_d = \frac{2.000}{1.431} = 1.397$$

$$C_f = 2.161$$

### 3.3 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 (m<sup>2</sup>)

$d$  : 接近水路内の水深 (m)

$Q_d$  : 設計洪水流量 = 3.700 (m<sup>3</sup>/s) … [項目1.8] 参照

$L$  : 接近水路内の幅(堰の有効長  $B$ ) = 1.000 (m)

$H_d$  : 設計水頭(速度水頭を含む越流総水頭) = 1.431 (m) … [項目3.1] 参照

$P$  : 堰の高さ = 2.000 (m)

$h_v$  : 接近水路の速度水頭 (m)

$g$  : 重力加速度 = 9.8 (m/s<sup>2</sup>)

$V$  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。

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

$$h_v = 0.062 \text{ (m)}$$

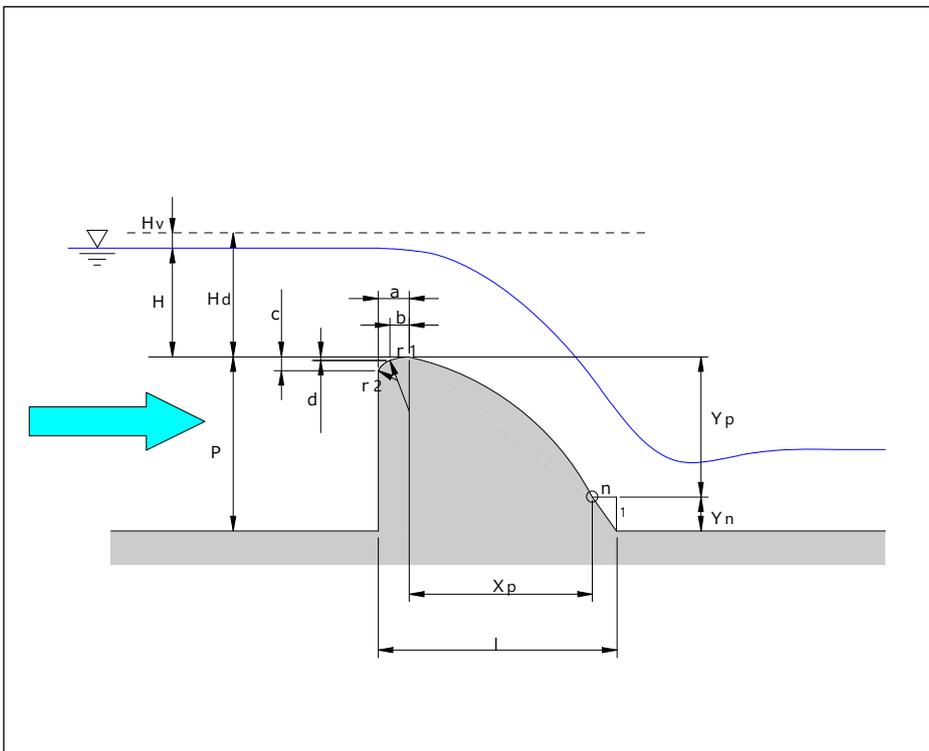
$$d = H_d + P - h_v = 1.431 + 2.000 - 0.062 = 3.369 \text{ (m)}$$

$$A = d \cdot L = 3.369 \times 1.000 = 3.369 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V = \frac{Q_d}{A} = \frac{3.700}{3.369} = 1.098 \text{ (m/s)} \leq 4.0 \text{ (m/s)} \quad \dots \text{ [OK]}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{1.098^2}{2 \times 9.8} = 0.062 \text{ (m)}$$

### 3.4 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<sub>d</sub> : 設計水頭〔速度水頭含む総水頭〕 = 1.431 (m) … [項目3.1] 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<sub>p</sub> : p点のX座標値 (m)

FH<sub>1</sub> : 堰上流側の水路底標高 = 170.000 (m)

FH<sub>2</sub> : 堰下流側の水路底標高 = 170.000 ~ 169.923 (m)

側水路上流端水路底標高 = 170.000 (m)

側水路下流端水路底標高 = 169.923 (m)

Y<sub>Lm</sub> : 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

$$a = 0.282H_d = 0.282 \times 1.431 = 0.404 \text{ (m)}, \quad b = 0.175H_d = 0.175 \times 1.431 = 0.250 \text{ (m)}$$

$$c = 0.126H_d = 0.126 \times 1.431 = 0.180 \text{ (m)}, \quad d = 0.032H_d = 0.032 \times 1.431 = 0.046 \text{ (m)}$$

$$r_1 = 0.5H_d = 0.5 \times 1.431 = 0.716 \text{ (m)}, \quad r_2 = 0.2H_d = 0.2 \times 1.431 = 0.286 \text{ (m)}$$

堰頂よりも下流側の断面(側水路上下端共通)

$$X_p = 1.096H_d \left(\frac{1}{n}\right)^{1.176} = 1.096 \times 1.431 \times \frac{1}{0.7}^{1.176} = 2.386 \text{ (m)}$$

$$Y_p = \frac{X_p^{1.85}}{2H_d^{0.85}} = \frac{2.386^{1.85}}{21.431^{0.85}} = 1.842 \text{ (m)}$$

側水路上流端の堰頂よりも下流側の断面

$$Y_{Lm} = FH_1 + P - FH_2 = 170.000 + 2.000 - 170.000 = 2.000 \text{ (m)}$$

$$Y_n = Y_{Lm} - Y_p = 2.000 - 1.842 = 0.158 \text{ (m)}$$

側水路上流端の堰の厚さ

$$l = a + X_p + n \cdot Y_n = 0.404 + 2.386 + 0.7 \times 1.842 = 2.900 \text{ (m)}$$

側水路下流端の堰頂よりも下流側の断面

$$Y_{Lm} = FH_1 + P - FH_2 + \frac{B}{I_1} = 170.000 + 2.000 - 170.000 + \frac{1.000}{13} = 2.077 \text{ (m)}$$

$$Y_n = Y_{Lm} - Y_p = 2.077 - 1.842 = 0.235 \text{ (m)}$$

側水路下流端の堰の厚さ

$$l = a + X_p + n \cdot Y_n = 0.404 + 2.386 + 0.7 \times 0.235 = 2.954 \text{ (m)}$$

記号	値	単位	記号	値	単位	記号	値	単位	記号	値	単位
a	0.404	(m)	r1	0.716	(m)	n	0.700		P	2.000	(m)
b	0.250	(m)	r2	0.286	(m)	Hd	1.431	(m)	l	2.900~ 2.954	(m)
c	0.180	(m)	Xp	2.386	(m)	H	1.369	(m)	Yn	0.158~ 0.235	(m)
d	0.046	(m)	Yp	1.842	(m)	Hv	0.062	(m)			

## 3.5 ハロルド曲線一覧表

No	X	Y	No	X	Y	No	X	Y
1	0.100	0.005	9	0.900	0.303	17	1.700	0.984
2	0.200	0.019	10	1.000	0.369	18	1.800	1.094
3	0.300	0.040	11	1.100	0.440	19	1.900	1.209
4	0.400	0.068	12	1.200	0.517	20	2.000	1.329
5	0.500	0.102	13	1.300	0.599	21	2.100	1.455
6	0.600	0.143	14	1.400	0.687	22	2.200	1.585
7	0.700	0.191	15	1.500	0.781	23	2.300	1.721
8	0.800	0.244	16	1.600	0.880	24	2.386	1.842

## 3.6 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)	1.431	(m)	項目3.1 参照
P	堰の高さ	2.000	(m)	[OK] $P \geq 1/5H_d = 0.286(m)$
B	堰の有効長	1.000	(m)	
L	接近水路内の幅	1.000	(m)	B
d	接近水路内の水深	3.369	(m)	
$h_v$	接近水路内の速度水頭	0.062	(m)	
V	接近水路内の流速	1.098	(m/s)	[OK] $V \leq 4(m/s)$

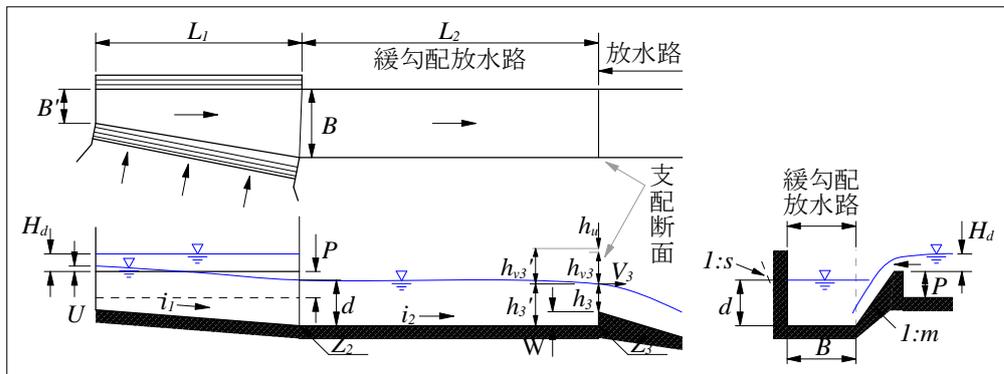
## 4 側水路型

### 4.1 側水路の水理計算

側水路型洪水吐は、原則として設計洪水流量に対して、どの部分にも堰頂潜没を起こさないよう設計する。

また、下流減勢に支障を来すような緩勾配放水路末端での過度の偏流、流れの乱れ、波立ち等を抑えるべく、側水路内の流れを安定させる必要がある。

流況安定の点からは、側水路末端のフルード数が重要な要素である。



側水路下流端の水深は、与えられた諸条件を基に次式により推定する。

$$\frac{d^3 \cdot B^2 \left(1 + \frac{m}{2} \cdot \frac{d}{B}\right)^3}{1 + m \cdot \frac{d}{B}} = \frac{Q^2}{g \cdot F_r^2}$$

ここに、Q : 設計洪水流量 = 3.700 (m<sup>3</sup>/s) … [項目1.8] 参照

d : 側水路末端の水深 (m)

B : 側水路末端の水路底幅 (m)

d/B : 側水路末端の水深・水路底幅比 = 0.5

F<sub>r</sub> : 側水路末端のフルード数 = 0.440

m : 側水路の越流側勾配 = 0.7

g : 重力加速度 = 9.8 (m/s<sup>2</sup>)

上記式に、m=0.7、d/B=0.5を代入し変形すると、

$$B^2 = \frac{d^2}{(d/B)^2} \text{ と置き換え、 } \frac{d^5 \cdot \left(1 + \frac{m}{2} \cdot \frac{d}{B}\right)^3}{\left(\frac{d}{B}\right)^2 \cdot \left(1 + m \cdot \frac{d}{B}\right)} = \frac{Q^2}{g \cdot F_r^2} \text{ さらに } d^5 = \frac{\left(\frac{d}{B}\right)^2 \cdot \left(1 + m \cdot \frac{d}{B}\right)}{g \cdot \left(1 + \frac{m}{2} \cdot \frac{d}{B}\right)^3} \cdot \left(\frac{Q}{F_r}\right)^2$$

$$d = \left( \frac{\left(\frac{d}{B}\right)^2 \cdot \left(1 + m \cdot \frac{d}{B}\right)}{g \cdot \left(1 + \frac{m}{2} \cdot \frac{d}{B}\right)^3} \right)^{1/5} \cdot \left(\frac{Q}{F_r}\right)^{2/5} = \left( \frac{0.5^2 \times (1 + 0.7 \times 0.5)}{9.8 \times \left(1 + \frac{0.7}{2} \times 0.5\right)^3} \right)^{1/5} \times \left(\frac{Q}{F_r}\right)^{2/5}$$

$$= 0.462793 \left(\frac{Q}{F_r}\right)^{2/5} \text{ … } Q \text{ と } F_r \text{ を代入し、 } d \text{ を求める。}$$

$$d = 0.462793 \times \left(\frac{3.700}{0.44}\right)^{2/5} = 1.085 \text{ (m)}$$

$$B = \frac{d}{d/B} = \frac{1.085}{0.5} = 2.170 \text{ (m)}$$

$$A = \left(B + \frac{m \cdot d}{2}\right) \cdot d = \left(2.170 + \frac{0.7 \times 1.085}{2}\right) \times 1.085 = 2.766 \text{ (m}^2\text{)}$$

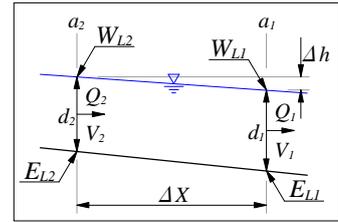
$$V = \frac{Q}{A} = \frac{3.700}{2.766} = 1.338 \text{ (m/s)}$$

$$T = B + m \cdot d = 2.170 + 0.700 \times 1.085 = 2.930 \text{ (m)}$$

### 4.2 側水路の水面追跡計算概要

側水路内の水面追跡計算は、側水路の下流端を起点に次の運動方程式を用いて上流に向かって計算を進める。

$$\Delta h = \frac{Q_1 \cdot (V_1 + V_2)}{g \cdot (Q_1 + Q_2)} \cdot \left( \Delta V + \frac{q \cdot V_2 \cdot \Delta X}{Q_1} \right), \quad \Delta V = V_1 - V_2$$



- ここに、 $\Delta h$  : 区間内の水位の上昇量 (m)
- $Q_1$  : 下流断面[a<sub>1</sub>:既知断面]の流量 (m<sup>3</sup>/s)
- $Q_2$  : 上流断面[a<sub>2</sub>:算出断面]の流量 (m<sup>3</sup>/s)
- $V_1$  : 下流断面[a<sub>1</sub>:既知断面]の流速 (m/s)
- $V_2$  : 上流断面[a<sub>2</sub>:算出断面]の流速 (m/s)
- $q$  : 単位幅当たりの流量[この場合越流量] (m<sup>3</sup>・s<sup>-1</sup>・m<sup>-1</sup>)
- $\Delta X$  : 計算スパン (m)
- $g$  : 重力加速度 = 9.8 (m/s<sup>2</sup>)

### 4.3 側水路水面追跡計算表

前項(4.1)の計算内容を側水路の下流端の既知情報として設定する。  
水路底標高Z<sub>2</sub>、水面標高W<sub>L2</sub>は、次式により算出する。

$$Z_2 = Z_1 - L_1 \cdot i_1 = 170.000 - 1.000 \times \frac{1}{13} = 169.923 \text{ (m)}$$

$$W_{L2} = Z_2 + d = 169.923 + 1.085 = 171.008 \text{ (m)}$$

- ここに、Z<sub>1</sub> : 側路上流端の水路底標高 = 170.000 (m)
- Z<sub>2</sub> : 側水路下流端の水路底標高 (m)
- L<sub>1</sub> : 側水路の全長 = 1.000 (m)
- i<sub>1</sub> : 側水路の底勾配 = 1/13
- W<sub>L2</sub> : 側水路下流端の水面標高 (m)
- d : 側水路下流端の水深 = 1.085 (m)

水面追跡計算表では、仮定した $\Delta h'$ から水深・通水断面積・流速を算出し、流量と流速を元に $\Delta h$ を算出し、仮定した $\Delta h'$ とほぼ同値になるような値を導き出す。

表の各欄は表題部の式に従う。表題記号の添え字で1は既知断面(下流断面)を指し、2は計算断面を指す。  
水路底標高、水路底幅、通水断面積は次式による。

$$E_L = Z_1 - (L_1 - L) \cdot i_1$$

$$B = \left( 1 - (1 - \alpha) \cdot \frac{L}{L_1} \right) \cdot B_1, \quad A = \left( B + \frac{(s + m) \cdot d}{2} \right) \cdot d$$

- ここに、B<sub>1</sub> : 側水路下流端の底幅 = 2.170 (m)
- $\alpha$  : 側路上流端の底幅/B = 0.5
- m : 側水路の越流側勾配 = 0.7
- s : 側水路の対岸側勾配 = 0.5

ほかの記号は、上記および表題欄と同じ

No	①	③	⑤	⑦	⑨	⑪	⑬	⑮	⑰	⑲
	距離 L (m)	仮定水位 上昇量 $\Delta h'$ (m)	水面標高 W <sub>L</sub> (m) W <sub>L1</sub> +③	水面底幅 B (m)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	流速 V (m/s) Q/A	Q <sub>1</sub> /⑩	$\Delta V$ (m/s)	⑮+⑯	$\Delta h$ (m) ⑬×⑭×⑰ +⑱
	②	④	⑥	⑧	⑩	⑫	⑭	⑯	⑱	⑳
	区間 距離 $\Delta X$ (m)	水路底 標高 E <sub>L</sub> (m)	水深 d (m) W <sub>L</sub> -E <sub>L</sub>	通水 断面積 A (m <sup>2</sup> )	Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>1</sub> +V <sub>2</sub> (m/s)	⑫/g	$q \cdot V_2 \cdot \Delta X$ /Q <sub>1</sub>	損失水頭 h <sub>c</sub> (m)	誤差 ⑳-⑲ (m)
1	0.000	—	171.008	2.170	3.700	1.338	—	—	—	—
	—	169.923	1.085	2.766	—	—	—	—	—	—
2	0.000	0.022	171.030	2.170	3.700	1.179	0.500	0.159	0.159	0.022
	0.000	169.923	1.107	3.137	7.400	2.517	0.257	0.000	0.002	0.000
3	0.200	0.048	171.078	1.953	2.960	0.985	0.556	0.194	0.391	0.048
	0.200	169.938	1.140	3.006	6.660	2.164	0.221	0.197	0.000	0.000
4	0.400	0.041	171.119	1.736	2.220	0.783	0.571	0.202	0.398	0.041
	0.200	169.954	1.165	2.837	5.180	1.768	0.180	0.196	0.000	0.000
5	0.600	0.034	171.153	1.519	1.480	0.561	0.600	0.222	0.409	0.034
	0.200	169.969	1.184	2.640	3.700	1.344	0.137	0.187	0.000	0.000

No	①	③	⑤	⑦	⑨	⑪	⑬	⑮	⑰	⑲
	距離 L (m)	仮定水位 上昇量 $\Delta h'$ (m)	水面標高 $W_L$ (m) $W_{L1} + ③$	水面底幅 B (m)	流量 Q ( $m^3/s$ )	流速 V (m/s) Q/A	$Q_1/⑩$	$\Delta V$ (m/s)	⑮+⑰	$\Delta h$ (m) $⑬ \times ⑭ \times ⑰$ + ⑱
	②	④	⑥	⑧	⑩	⑫	⑭	⑯	⑱	⑳
	区間 距離 $\Delta X$ (m)	水路底 標高 $E_L$ (m)	水深 d (m) $W_L - E_L$	通水 断面積 A ( $m^2$ )	$Q_1 + Q_2$ ( $m^3/s$ )	$V_1 + V_2$ (m/s)	⑫/g	$q \cdot V_2 \cdot \Delta X$ / $Q_1$	損失水頭 $h_c$ (m)	誤差 ⑳-⑲ (m)
6	0.800	0.024	171.177	1.302	0.740	0.308	0.667	0.253	0.407	0.024
	0.200	169.985	1.192	2.405	2.220	0.869	0.089	0.154	0.000	0.000
7	1.000	0.010	171.187	1.085	0.000	0.000	1.000	0.308	0.308	0.010
	0.200	170.000	1.187	2.133	0.740	0.308	0.031	0.000	0.000	0.000

上記表の内、No. 1は対岸勾配  $s = 0.0$  での内容である。

#### 4.4 側水路結果一覧表

記号	項目名	値	単位	備考
$i_1$	側水路の底勾配	1/13		[OK] $i_1 \leq 1/13$
d/B	側水路末端の底幅水深比	0.5		d/Bは0.5程度が望ましい
$F_r$	側水路末端のフルード数	0.440		[OK] $F_r < 0.5$
$H_d$	越流水深	1.431	(m)	項目3.1 参照
$F_{HP}$	越流堰の堰頂標高(クレスト)	172.000	(m)	$Z_1 + P = 170.000 + 2.000$
$W_{mL}$	側水路内の最高水位(水面標高)	171.187	(m)	水面追跡計算表 $W_i$ の最大値
U	側水路内の水位(クレスト基準) $W_{mL} - F_{HP}$	-0.813	(m)	[OK] $U \leq H_d/2.5 = 0.572$

## 5 緩勾配放水路部

### 5.1 緩勾配放水路の水力計算

緩勾配放水路内は、下流端の支配断面位置を起点にベルヌーイの定理を適用した逐次計算法による不等流計算により、上流に向かって水面追跡計算を行う。

この水面追跡計算により、緩勾配放水路上流端(側水路末端)でフルード数の条件が満たされる事を確認する。

支配断面として緩勾配放水路末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。

$$h_c = \left( \frac{Q^2}{g \cdot B_c^2} \right)^{1/3}, \quad V_c = \frac{Q}{B_c \cdot h_c}$$

$$I_c = \frac{n^2 \cdot V_c^2}{R^{4/3}}, \quad R = \frac{B_c \cdot h_c}{B_c + 2h_c}$$

ここに、 $h_c$  : 限界水深 (m)

$Q$  : 設計洪水流量 = 3.700 (m<sup>3</sup>/s) … [項目1.8] 参照

$B_c$  : 緩勾配放水路末端の水路幅 = 2.170 (m)

$V_c$  : 限界流速 (m/s)

$I_c$  : 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

$$h_c = \left( \frac{Q^2}{g \cdot B_c^2} \right)^{1/3} = \left( \frac{3.700^2}{9.8 \times 2.170^2} \right)^{1/3} = 0.667 \text{ (m)}$$

$$V_c = \frac{Q}{B_c \cdot h_c} = \frac{3.700}{2.170 \times 0.667} = 2.556 \text{ (m/s)}$$

$$R = \frac{B_c \cdot h_c}{B_c + 2h_c} = \frac{2.170 \times 0.667}{2.170 + 2 \times 0.667} = 0.413 \text{ (m)}$$

$$I_c = \frac{n^2 \cdot V_c^2}{R^{4/3}} = \frac{0.010^2 \times 2.556^2}{0.413^{4/3}} = 0.002124$$

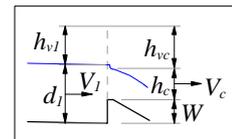
緩勾配放水路末端に越流堰を設けて、緩勾配放水路上流端の水深が側水路部で算出された緩勾配放水路上流端の水深と同値になるように調整する。

次式により、越流堰での段上げ前の水深を算出し、支配断面として水面追跡計算を行う。

$$W + h_c + h_{vc} = d_1 + h_{v1}, \quad h_{v1} = \frac{V_1^2}{2g}$$

$$V_1 = \frac{Q}{A}, \quad A = d_1 \cdot B$$

$$h_{vc} = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{2.556^2}{2 \times 9.8} = 0.333 \text{ (m)}$$



ここに、 $W$  : 堰上げ高さ = 0.211 (m)

$h_c$  : 緩勾配放水路末端の限界水深 = 0.667 (m)

$h_{vc}$  : 緩勾配放水路末端の速度水頭 = 0.333 (m)

$d_1$  : 段上げ直前の水深 (m)

$h_{v1}$  : 段上げ直前の速度水頭 (m)

上記式の右边を  $d_1$  の式に変換すると次のようになる。

$$d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = d_1 + \frac{Q^2}{2g \cdot B^2 \cdot d_1^2} = d_1 + \frac{Q^2}{2g \cdot B^2} \cdot d_1^{-2}$$

上式で、 $d_1$  以外の各記号の値は既知であるため  $d_1$  を変化させ、先の式の左辺と同値になる値を決定する。

$$\text{左辺 } W + h_c + h_{vc} = 0.211 + 0.667 + 0.333 = 1.211 \text{ (m)}$$

ここに、 $Q$  : 設計洪水流量 = 3.700 (m<sup>3</sup>/s) … [項目1.8] 参照

$B$  : 緩勾配放水路末端の水路幅 = 2.170 (m)

$g$  : 重力加速度 = 9.8

反復計算の結果  $d_1=1.085$  (m) となった。

$$V_1 = \frac{Q}{d_1 \cdot B} = \frac{3.700}{1.085 \times 2.170} = 1.571 \text{ (m/s)}$$

$$h_{v1} = \frac{V_1^2}{2g} = \frac{1.571^2}{2 \times 9.8} = 0.126 \text{ (m)}$$

右辺  $d_1+h_{v1} = 1.085+0.126 = 1.211$  (m)

結果、左辺 (1.211) と右辺 (1.211) は同値になっているのが確認出来た。

### 5.2 緩勾配放水路の水面追跡支配断面情報

緩勾配放水路の末端敷高は、等流勾配  $i_2$  により求められる。また、 $i_2$  は次式により導き出す。 $i_2$  により緩勾配放水路の末端敷高も求まる。

$$i_2 = g \cdot n^2 \cdot F_r^2 \cdot \frac{\left(1 + 2 \frac{d}{B}\right)^{4/3}}{d^{1/3}}$$

- ここに、 $n$  : 粗度係数 = 0.010
- $F_r$  : 側水路末端のフルード数 = 0.44
- $d$  : 側水路末端の水深 = 1.085
- $B$  : 側水路末端の水路底幅 = 2.17
- $g$  : 重力加速度 = 9.8

$$i_2 = g \cdot n^2 \cdot F_r^2 \cdot \frac{\left(1 + 2 \frac{d}{B}\right)^{4/3}}{d^{1/3}} = 9.8 \times 0.010^2 \times 0.44^2 \times \frac{\left(1 + 2 \times \frac{1.085}{2.170}\right)^{4/3}}{1.085^{1/3}} = 0.000465 = 0.465 \text{ (‰)}$$

$$Z_3 = Z_2 - i_2 \cdot L_2 = 169.923 - 0.000465 \times 10.000 = 169.918 \text{ (m)}$$

前項までの計算結果により、緩勾配放水路の水面追跡計算の支配断面は以下の値を用いる。

- 水路敷高  $FH = 169.918$  (m)
- 水路幅  $B = 2.170$  (m)
- 水深  $d = 1.085$  (m)
- 流速  $V = 1.571$  (m/s)
- 速度水頭  $h_v = 0.126$  (m)

### 5.3 緩勾配放水路水路水面追跡計算

#### (a) 水面追跡計算表

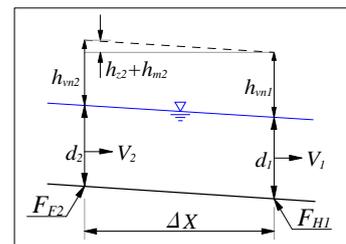
緩勾配放水路末端を支配断面として、上流に向かって水面追跡計算を行う。  
既知断面のエネルギー高さと同じような水深を推定する。

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

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

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、 $\phi$  : 既知断面のエネルギー高さ (m)
- $\phi$  : 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 (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)	$\phi$ (m)	$\phi$ (m)	誤差 $\phi - \phi$ (m)
1	0.000	169.918	2.170	1.085	0.126	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2.000	169.919	2.170	1.085	0.126	0.001	0.000	171.129	171.129	0.000
3	4.000	169.920	2.170	1.085	0.126	0.001	0.000	171.130	171.130	0.000

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 <sub>v</sub> (m)	摩擦損失 水頭 h <sub>m</sub> (m)	形状損失 水頭 h <sub>z</sub> (m)	φ (m)	φ (m)	誤差 φ - φ (m)
4	6.000	169.921	2.170	1.085	0.126	0.001	0.000	171.131	171.131	0.000
5	8.000	169.922	2.170	1.085	0.126	0.001	0.000	171.132	171.132	0.000
6	10.000	169.923	2.170	1.085	0.126	0.001	0.000	171.133	171.133	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。

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

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

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

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

- 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 = 3.700 (m³/s) … [項目1.8] 参照
- R : 径深 (m)
- R<sub>m</sub> : 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<sub>m</sub> : 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<sub>v</sub> : 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 <sub>m</sub> (m)	流速 V (m/s)	平均流速 V <sub>m</sub> (m/s)	速度水頭 h <sub>v</sub> (m)	摩擦損失 水頭 h <sub>m</sub> (m)	形状損失 水頭 h <sub>z</sub> (m)
1	0.000	2.170	1.085	0.543	0.000	1.571	0.000	0.126	0.000	0.000
2	2.000	2.170	1.085	0.543	0.543	1.571	1.571	0.126	0.001	0.000
3	4.000	2.170	1.085	0.543	0.543	1.571	1.571	0.126	0.001	0.000
4	6.000	2.170	1.085	0.543	0.543	1.571	1.571	0.126	0.001	0.000
5	8.000	2.170	1.085	0.543	0.543	1.571	1.571	0.126	0.001	0.000
6	10.000	2.170	1.085	0.543	0.543	1.571	1.571	0.126	0.001	0.000

5.4 緩勾配放水路結果一覧表

記号	項目名	値	単位	備考
L <sub>2</sub>	緩勾配放水路の長さ	10.000	(m)	[OK] L <sub>2</sub> ≥ 4d = 4 × 1.085
d	側水路末端の水深	1.085	(m)	項目4.1 : d 参照
d'	緩勾配放水路上流端の水深	1.085	(m)	水面追跡計算書より
i <sub>2</sub>	緩勾配放水路の底勾配	0.465	(%)	
W	緩勾配放水路末端の堰上げ高さ	0.211	(m)	

## 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、緩勾配放水路末端での限界水深等の条件を採用する。… [項目5.1] 参照

- 放水路上流端水路底標高 FH = 緩勾配放水路末端水路標高+堰上げ高さ = 169.918+0.211 = 170.129 (m)
- 放水路上流端水路幅 B = 緩勾配放水路末端水路幅 = 2.170 (m)
- 放水路上流端限界水深 d = 緩勾配放水路末端限界水深 = 0.667 (m)
- 放水路上流端限界流速 V = 緩勾配放水路末端限界流速 = 2.556 (m)
- 放水路上流端径深 R = 緩勾配放水路末端径深 = 0.413 (m)
- 放水路上流端速度水頭  $h_v$  = 緩勾配放水路末端速度水頭 = 0.333 (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、 $\phi$  : 既知断面のエネルギー高さ (m)

$\phi$  : 計算断面の総エネルギー高さ (m)

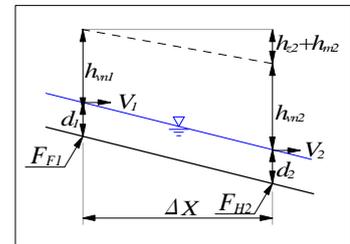
FH : 水路敷標高 (m)

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 (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)	$\phi$ (m)	$\phi$ (m)	誤差 $\phi_1 - \phi_2$ (m)
1	0.000	170.129	2.170	0.667	0.333	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2.000	169.347	2.628	0.279	1.299	0.013	0.193	171.129	171.131	0.002
3	4.000	168.565	3.085	0.193	1.970	0.054	0.134	170.925	170.916	0.009
4	6.000	167.782	3.543	0.147	2.575	0.107	0.121	170.728	170.732	0.004
5	8.000	167.000	4.000	0.119	3.083	0.179	0.102	170.504	170.483	0.021

## (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。

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

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

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

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

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 = 3.700 (m<sup>3</sup>/s) … [項目1.8] 参照

R : 径深 (m)

R<sub>m</sub> : 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<sub>m</sub> : 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<sub>v</sub> : 放水路上流端からの距離 (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 <sub>m</sub> (m)	流速 V (m/s)	平均流速 V <sub>m</sub> (m/s)	速度水頭 h <sub>v</sub> (m)	摩擦損失 水頭 h <sub>m</sub> (m)	形状損失 水頭 h <sub>z</sub> (m)
1	0.000	2.170	0.667	0.413	0.000	2.556	0.000	0.333	0.000	0.000
2	2.000	2.628	0.279	0.230	0.322	5.046	3.801	1.299	0.013	0.193
3	4.000	3.085	0.193	0.172	0.201	6.214	5.630	1.970	0.054	0.134
4	6.000	3.543	0.147	0.136	0.154	7.104	6.659	2.575	0.107	0.121
5	8.000	4.000	0.119	0.112	0.124	7.773	7.439	3.083	0.179	0.102

## 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	0.119	(m)	
V	放水路下流端の流速	7.773	(m/s)	
F <sub>r</sub>	放水路下流端のフルード数	7.198		V/(g・d) <sup>1/2</sup>

## 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(久野・石黒式) … [t ≤ 60 (min)]

$$r = R_1 \cdot \frac{a}{\sqrt{t \pm b}} = 67.300 \times \frac{7.992}{\sqrt{t + 0.246}}$$

1/100年確率降雨強度式(久野・石黒式) … [T > 1 (hr)]

$$r = \frac{R_{24}}{24} \cdot \frac{a}{\sqrt{T \pm b}} = \frac{231.800}{24} \times \frac{4.552}{\sqrt{T - 0.347}}$$

ここに、a、b：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<sup>3</sup>/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<sup>2</sup>)

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 (km<sup>2</sup>)

$r_e$ ：洪水到達時間  $t_p$ 内の平均有効降雨強度 (mm/h)

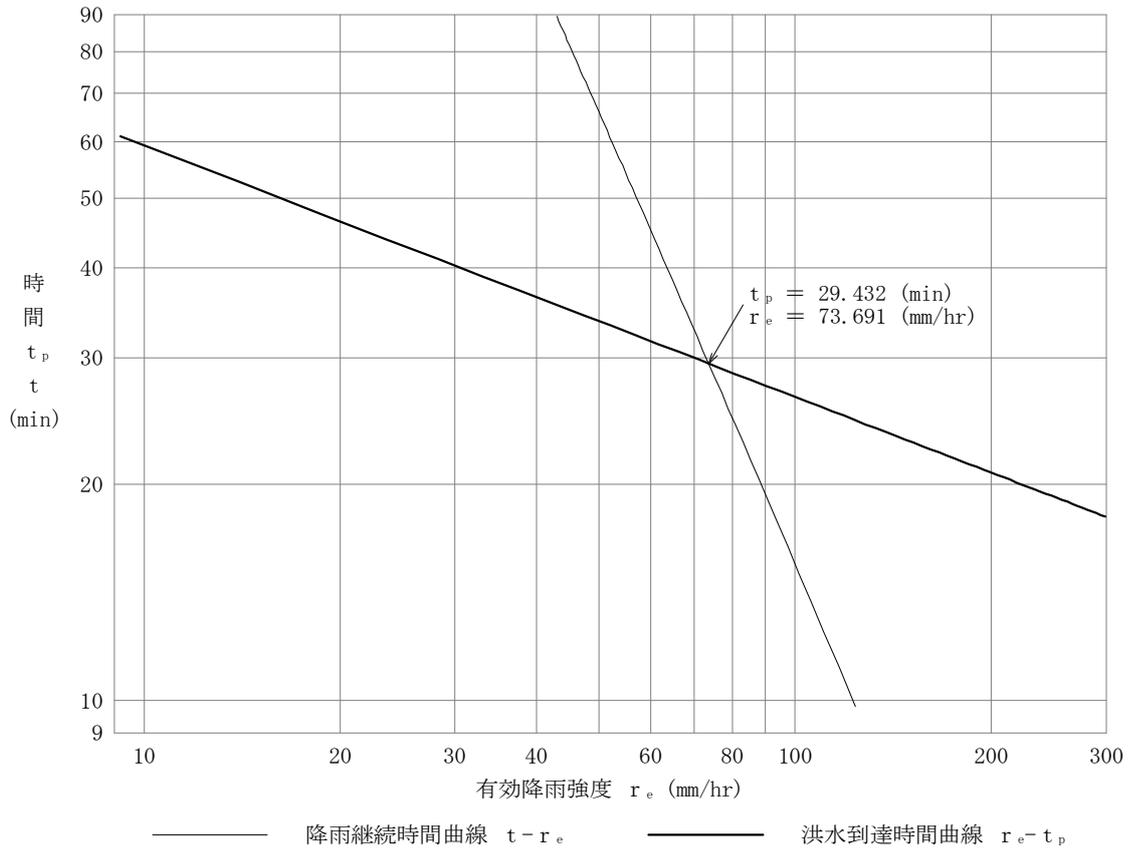
C：流域の土地利用形態に応じて異なる定数 = 220

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。

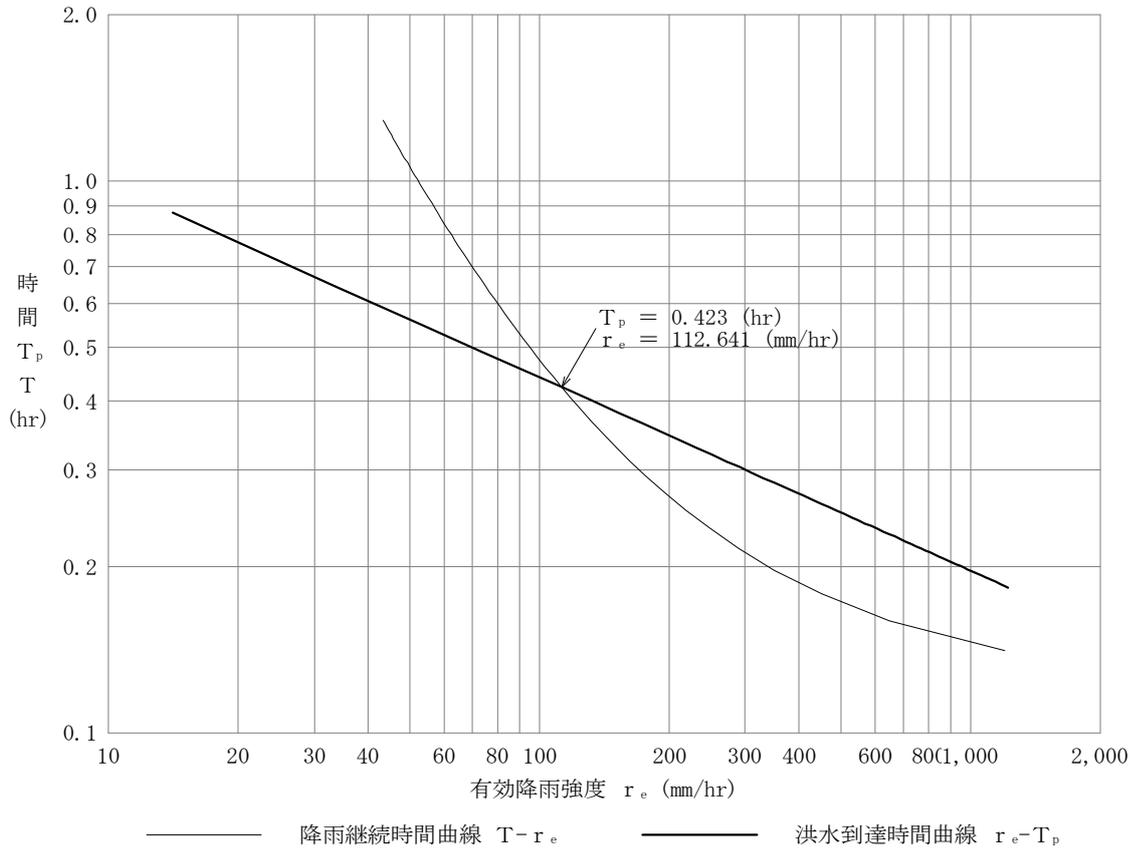
[短期式]



No	仮 $t$ (min)	$r$ (mm/hr)	$r_e$ (mm/hr)	$t_p$ (min)	$ t - t_p $ (min)
1	60.00000	67.30028	52.29232	33.18711	26.81289
2	33.18711	89.54174	69.57393	30.03076	3.15634
3	30.03076	93.93267	72.98569	29.53177	0.49899
4	29.53177	94.68871	73.57312	29.44903	0.08274
5	29.44903	94.81587	73.67193	29.43520	0.01383
6	29.43520	94.83718	73.68849	29.43288	0.00231
7	29.43288	94.84074	73.69126	29.43250	0.00039

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。

[長期式]



No	仮 $T$ (hr)	$r$ (mm/hr)	$r_e$ (mm/hr)	$T_p$ (hr)	$ T - T_p $ (hr)
1	1.00000	67.32731	52.31332	0.55304	0.44696
2	0.55304	110.83534	86.11906	0.46450	0.08854
3	0.46450	131.41724	102.11119	0.43762	0.02688
4	0.43762	139.78027	108.60927	0.42827	0.00935
5	0.42827	143.01023	111.11895	0.42486	0.00341
6	0.42486	144.23526	112.07080	0.42359	0.00127
7	0.42359	144.69678	112.42940	0.42312	0.00047
8	0.42312	144.87022	112.56416	0.42294	0.00018
9	0.42294	144.93533	112.61475	0.42288	0.00007
10	0.42288	144.95977	112.63374	0.42285	0.00002
11	0.42285	144.96895	112.64087	0.42284	0.00001

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 0.00002 (hr) 未満になるまで繰り返す。

短期式での洪水到達時間  $t_p = 29.43250$  (min)  $\approx 29.43$  (min) …… [小数点以下3桁目を切り捨て]

長期式での洪水到達時間  $T_p = 0.42284$  (hr)  $\approx 0.42$  (hr)

洪水到達時間が 60.0 (min) 以下 の場合に短期式を採用し、1.0 (hr) 越え の場合に長期式を採用する。

$$t_p = 29.43 \text{ (min)} \leq 60.0 \text{ (min)} \quad , \quad T_p = 0.42 \text{ (hr)} \leq 1.0 \text{ (hr)}$$

よって洪水到達時間は短期式の値を採用する。

$$t_p = 29.43 \text{ (min)}$$

$$r = 67.300 \times \frac{7.992}{\sqrt{29.43} + 0.246} = 94.85 \text{ (mm/hr)}$$

$$r_e = 0.777 \times 94.85 = 73.70 \text{ (mm/hr)}$$

$$Q_g = \frac{1}{3.6} \times 73.70 \times 0.10000 = 2.047 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

### 7.1.1 間接流域

間接流域からの流量を考慮する。

間接流域から追加する流量は、A項流の間接流量を流用する。

よって、間接流域からの流量は、 $Q_{gs} = 0.000$  (m<sup>3</sup>/s)

### 7.1.2 減勢工設計流量の算出

減勢工の設計流量は、直接流域の流量 $Q_g$ に間接流域からの流量 $Q_{gs}$ を加算した値とする。

$$Q_G = Q_g + Q_{gs} = 2.047 + 0.302 = 2.349 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

## 7.2 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、時間遅れを考慮しない。

1/100年確率降雨強度式(久野・石黒式) … [t ≤ 60 (min)]

$$r = R_1 \cdot \frac{a}{\sqrt{t \pm b}} = 67.300 \times \frac{7.992}{\sqrt{t + 0.246}}$$

1/100年確率降雨強度式(久野・石黒式) … [T > 1 (hr)]

$$r = \frac{R_{24}}{24} \cdot \frac{a}{\sqrt{T \pm b}} = \frac{231.800}{24} \times \frac{4.552}{\sqrt{T - 0.347}}$$

ここに、a、b：降雨強度式の定数

20 (min) ~ 0.35 (hr) の間の時間は曲線補完で補完する。

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

$$Q_n = \frac{1}{3.6} f_p \cdot I_n \cdot A \quad , \quad I_{t_n} = I_n \cdot \frac{\Delta t}{60}$$

ここに、n：番号

$\Delta t$ ：洪水到達時間 [計算間隔] 25 (min)

t, T：降雨強度算出時間 t (min)、T (hr)

(t = n ×  $\Delta t$  (min) [短期式]、T = n ×  $\Delta t$  / 60 (hr) [長期式] で用いる。)

$r_n$ ：n番目の t (min) [T (hr)] 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)

$I_{t_n}$ ：単位時間 ( $\Delta t$ ) 内降雨量 (mm)

(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。)

$Q_n$ ：流量 (m<sup>3</sup>/s)

$f_p$ ：ピーク流出係数 = 0.300

A：流域面積 = 0.10000 (km<sup>2</sup>)

## 7.3 流量算出一覧表

n	t (min) [T (hr)]	短期 r (mm/hr)	長期 r (mm/hr)	採用 r (mm/hr)	R (mm/hr)	I (mm/hr)	n'	$I_i$ (mm/hr)	Q (m <sup>3</sup> /s)	$I_t$ (mm)
1	20 [ 20/60]	113.999	190.860	113.999	113.999	113.999	72	4.4765	0.0966	1.865
2	40 [ 40/60]	81.859	93.642	93.642	187.285	73.286	71	4.5077	0.0973	1.878
3	60 [ 60/60]	67.300	67.327	67.327	201.982	14.697	70	4.5396	0.0980	1.891
4	80 [ 80/60]	58.525	54.432	54.432	217.728	15.746	69	4.5722	0.0987	1.905
5	100 [ 100/60]	52.495	46.573	46.573	232.865	15.138	68	4.6055	0.0994	1.919
6	120 [ 120/60]	48.021	41.196	41.196	247.175	14.309	67	4.6395	0.1001	1.933
7	140 [ 140/60]	44.532	37.242	37.242	260.692	13.517	66	4.6743	0.1009	1.948
8	160 [ 160/60]	41.711	34.187	34.187	273.499	12.807	65	4.7099	0.1017	1.962
9	180 [ 180/60]	39.368	31.742	31.742	285.681	12.182	64	4.7463	0.1024	1.978
10	200 [ 200/60]	37.382	29.731	29.731	297.312	11.631	63	4.7835	0.1032	1.993
11	220 [ 220/60]	35.671	28.041	28.041	308.455	11.143	62	4.8217	0.1041	2.009
12	240 [ 240/60]	34.176	26.597	26.597	319.163	10.708	61	4.8608	0.1049	2.025
13	260 [ 260/60]	32.856	25.345	25.345	329.482	10.319	60	4.9008	0.1058	2.042
14	280 [ 280/60]	31.678	24.246	24.246	339.450	9.968	59	4.9419	0.1067	2.059

n	t (min) [T (hr)]	短期 r (mm/hr)	長期 r (mm/hr)	採用 r (mm/hr)	R (mm/hr)	I (mm/hr)	n'	I <sub>i</sub> (mm/hr)	Q (m <sup>3</sup> /s)	I <sub>t</sub> (mm)
15	300 [ 300/60]	30.619	23.273	23.273	349.099	9.649	58	4.9840	0.1076	2.077
16	320 [ 320/60]	29.660	22.404	22.404	358.457	9.358	57	5.0272	0.1085	2.095
17	340 [ 340/60]	28.786	21.620	21.620	367.548	9.092	56	5.0715	0.1095	2.113
18	360 [ 360/60]	27.985	20.911	20.911	376.394	8.846	55	5.1170	0.1104	2.132
19	380 [ 380/60]	27.248	20.264	20.264	385.014	8.619	54	5.1638	0.1115	2.152
20	400 [ 400/60]	26.566	19.671	19.671	393.422	8.409	53	5.2119	0.1125	2.172
21	420 [ 420/60]	25.934	19.125	19.125	401.635	8.213	52	5.2613	0.1136	2.192
22	440 [ 440/60]	25.344	18.621	18.621	409.665	8.030	51	5.3122	0.1147	2.213
23	460 [ 460/60]	24.794	18.153	18.153	417.523	7.858	50	5.3645	0.1158	2.235
24	480 [ 480/60]	24.277	17.718	17.718	425.220	7.697	49	5.4185	0.1169	2.258
25	500 [ 500/60]	23.792	17.311	17.311	432.766	7.546	48	5.4741	0.1181	2.281
26	520 [ 520/60]	23.335	16.930	16.930	440.169	7.403	47	5.5314	0.1194	2.305
27	540 [ 540/60]	22.903	16.572	16.572	447.436	7.267	46	5.5906	0.1207	2.329
28	560 [ 560/60]	22.495	16.235	16.235	454.575	7.139	45	5.6517	0.1220	2.355
29	580 [ 580/60]	22.108	15.917	15.917	461.593	7.017	44	5.7149	0.1233	2.381
30	600 [ 600/60]	21.740	15.616	15.616	468.494	6.902	43	5.7802	0.1248	2.408
31	620 [ 620/60]	21.390	15.332	15.332	475.286	6.792	42	5.8478	0.1262	2.437
32	640 [ 640/60]	21.056	15.062	15.062	481.973	6.687	41	5.9179	0.1277	2.466
33	660 [ 660/60]	20.738	14.805	14.805	488.559	6.586	40	5.9905	0.1293	2.496
34	680 [ 680/60]	20.433	14.560	14.560	495.049	6.490	39	6.0658	0.1309	2.527
35	700 [ 700/60]	20.142	14.327	14.327	501.447	6.398	38	6.1440	0.1326	2.560
36	720 [ 720/60]	19.863	14.104	14.104	507.757	6.310	37	6.2254	0.1344	2.594
37	740 [ 740/60]	19.595	13.891	13.891	513.982	6.225	36	6.3100	0.1362	2.629
38	760 [ 760/60]	19.338	13.688	13.688	520.126	6.144	35	6.3982	0.1381	2.666
39	780 [ 780/60]	19.090	13.492	13.492	526.192	6.066	34	6.4901	0.1401	2.704
40	800 [ 800/60]	18.852	13.305	13.305	532.183	5.990	33	6.5861	0.1422	2.744
41	820 [ 820/60]	18.623	13.124	13.124	538.101	5.918	32	6.6865	0.1443	2.786
42	840 [ 840/60]	18.402	12.951	12.951	543.949	5.848	31	6.7916	0.1466	2.830
43	860 [ 860/60]	18.188	12.784	12.784	549.729	5.780	30	6.9018	0.1490	2.876
44	880 [ 880/60]	17.982	12.624	12.624	555.444	5.715	29	7.0175	0.1515	2.924
45	900 [ 900/60]	17.783	12.469	12.469	561.095	5.652	28	7.1391	0.1541	2.975
46	920 [ 920/60]	17.590	12.319	12.319	566.686	5.591	27	7.2673	0.1569	3.028
47	940 [ 940/60]	17.403	12.175	12.175	572.217	5.531	26	7.4026	0.1598	3.084
48	960 [ 960/60]	17.223	12.035	12.035	577.692	5.474	25	7.5457	0.1629	3.144
49	980 [ 980/60]	17.047	11.900	11.900	583.110	5.418	24	7.6973	0.1661	3.207
50	1000 [1000/60]	16.877	11.769	11.769	588.475	5.365	23	7.8583	0.1696	3.274
51	1020 [1020/60]	16.712	11.643	11.643	593.787	5.312	22	8.0297	0.1733	3.346
52	1040 [1040/60]	16.552	11.520	11.520	599.048	5.261	21	8.2128	0.1773	3.422
53	1060 [1060/60]	16.396	11.401	11.401	604.260	5.212	20	8.4088	0.1815	3.504
54	1080 [1080/60]	16.245	11.286	11.286	609.424	5.164	19	8.6193	0.1860	3.591
55	1100 [1100/60]	16.098	11.173	11.173	614.541	5.117	18	8.8461	0.1909	3.686
56	1120 [1120/60]	15.954	11.065	11.065	619.612	5.071	17	9.0915	0.1962	3.788
57	1140 [1140/60]	15.815	10.959	10.959	624.639	5.027	16	9.3581	0.2020	3.899
58	1160 [1160/60]	15.679	10.856	10.856	629.623	4.984	15	9.6488	0.2083	4.020
59	1180 [1180/60]	15.546	10.755	10.755	634.565	4.942	14	9.9676	0.2151	4.153
60	1200 [1200/60]	15.417	10.658	10.658	639.466	4.901	13	10.3190	0.2227	4.300
61	1220 [1220/60]	15.291	10.563	10.563	644.327	4.861	12	10.7085	0.2311	4.462
62	1240 [1240/60]	15.168	10.470	10.470	649.148	4.822	11	11.1430	0.2405	4.643
63	1260 [1260/60]	15.048	10.380	10.380	653.932	4.784	10	11.6308	0.2510	4.846
64	1280 [1280/60]	14.931	10.292	10.292	658.678	4.746	9	12.1819	0.2629	5.076
65	1300 [1300/60]	14.817	10.206	10.206	663.388	4.710	8	12.8073	0.2764	5.336
66	1320 [1320/60]	14.705	10.122	10.122	668.062	4.674	7	13.5168	0.2917	5.632
67	1340 [1340/60]	14.595	10.040	10.040	672.702	4.639	6	14.3095	0.3088	5.962

n	t (min) [T (hr)]	短期 r (mm/hr)	長期 r (mm/hr)	採用 r (mm/hr)	R (mm/hr)	I (mm/hr)	n'	I <sub>i</sub> (mm/hr)	Q (m <sup>3</sup> /s)	I <sub>t</sub> (mm)
68	1360 [1360/60]	14.488	9.960	9.960	677.307	4.605	5	15.1375	0.3267	6.307
69	1380 [1380/60]	14.383	9.882	9.882	681.879	4.572	4	15.7460	0.3399	6.561
70	1400 [1400/60]	14.281	9.806	9.806	686.419	4.540	3	14.6974	0.3172	6.124
71	1420 [1420/60]	14.181	9.731	9.731	690.927	4.508	2	73.2858	1.5818	30.536
72	1440 [1440/60]	14.083	9.658	9.658	695.403	4.476	1	113.9987	2.4605	47.499

## 7.4 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。

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

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

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

ここに、n : 番号

$Q_{o(n)}$  : n 番目の放流量 (m<sup>3</sup>/s)

$Q_{i(n)}$  : n 番目の直接流域からの流入量 (m<sup>3</sup>/s) … [項目7.3 Q] 参照

$Q_{s(n)}$  : n 番目の間接流域からの流入量 (m<sup>3</sup>/s)

$I_n$  : n 番目の流入量と直前の流入量の平均値 (m<sup>3</sup>/s)

$O_n$  : n 番目の放流量と直前の放流量の平均値 (m<sup>3</sup>/s)

$V_n$  : n 番目計算時の貯留量 (m<sup>3</sup>)

$\Delta t$  : 洪水到達時間 [計算間隔] 25 (min)

$C_f$  : 越流係数 = 2.183 … [項目7.6] 参照

$B$  : 堰の有効長 = 1.000 (m) … [調整部水路幅]

$A_w$  : 満水面積 = 19005.0 (m<sup>2</sup>)

## 7.5 流入・流出一覧表

n	t (min)	$Q_i$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_s$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_o$ (m <sup>3</sup> /s)	I (m <sup>3</sup> /s)	O (m <sup>3</sup> /s)	V (m <sup>3</sup> )	$W_L$ (m)
1	20	0.0966	0.3020	0.0030	0.19931	0.00152	237.3	0.012493
2	40	0.0973	0.3020	0.0156	0.39895	0.00932	704.9	0.037089
3	60	0.0980	0.3020	0.0327	0.39964	0.02415	1155.5	0.060795
4	80	0.0987	0.3020	0.0526	0.40033	0.04264	1584.7	0.083385
5	100	0.0994	0.3020	0.0740	0.40104	0.06326	1990.0	0.104720
6	120	0.1001	0.3020	0.0961	0.40177	0.08505	2370.1	0.124713
7	140	0.1009	0.3020	0.1185	0.40251	0.10729	2724.4	0.143347
8	160	0.1017	0.3020	0.1405	0.40327	0.12949	3052.9	0.160635
9	180	0.1024	0.3020	0.1620	0.40405	0.15125	3356.3	0.176597
10	200	0.1032	0.3020	0.1826	0.40484	0.17229	3635.3	0.191277
11	220	0.1041	0.3020	0.2022	0.40566	0.19241	3891.2	0.204750
12	240	0.1049	0.3020	0.2207	0.40649	0.21147	4125.2	0.217059
13	260	0.1058	0.3020	0.2381	0.40734	0.22941	4338.8	0.228294
14	280	0.1067	0.3020	0.2543	0.40822	0.24617	4533.2	0.238521
15	300	0.1076	0.3020	0.2693	0.40912	0.26178	4710.0	0.247838
16	320	0.1085	0.3020	0.2832	0.41004	0.27624	4870.6	0.256279
17	340	0.1095	0.3020	0.2960	0.41098	0.28958	5016.3	0.263944
18	360	0.1104	0.3020	0.3078	0.41195	0.30187	5148.4	0.270903
19	380	0.1115	0.3020	0.3186	0.41295	0.31316	5268.1	0.277203
20	400	0.1125	0.3020	0.3284	0.41397	0.32350	5376.7	0.282905
21	420	0.1136	0.3020	0.3375	0.41502	0.33297	5475.2	0.288085
22	440	0.1147	0.3020	0.3458	0.41611	0.34165	5564.5	0.292797
23	460	0.1158	0.3020	0.3534	0.41722	0.34961	5645.6	0.297068
24	480	0.1169	0.3020	0.3604	0.41837	0.35688	5719.4	0.300948
25	500	0.1181	0.3020	0.3667	0.41955	0.36353	5786.6	0.304475
26	520	0.1194	0.3020	0.3726	0.42077	0.36963	5848.0	0.307709
27	540	0.1207	0.3020	0.3779	0.42203	0.37525	5904.1	0.310657
28	560	0.1220	0.3020	0.3829	0.42332	0.38041	5955.6	0.313369
29	580	0.1233	0.3020	0.3875	0.42467	0.38517	6003.0	0.315855
30	600	0.1248	0.3020	0.3917	0.42605	0.38959	6046.8	0.318168

n	t (min)	$Q_i$ ( $m^3/s$ )	$Q_s$ ( $m^3/s$ )	$Q_o$ ( $m^3/s$ )	I ( $m^3/s$ )	O ( $m^3/s$ )	V ( $m^3$ )	$W_L$ (m)
31	620	0.1262	0.3020	0.3957	0.42749	0.39370	6087.3	0.320305
32	640	0.1277	0.3020	0.3993	0.42897	0.39750	6125.1	0.322279
33	660	0.1293	0.3020	0.4028	0.43051	0.40108	6160.4	0.324148
34	680	0.1309	0.3020	0.4061	0.43211	0.40444	6193.6	0.325889
35	700	0.1326	0.3020	0.4092	0.43376	0.40761	6225.0	0.327540
36	720	0.1344	0.3020	0.4121	0.43549	0.41063	6254.8	0.329119
37	740	0.1362	0.3020	0.4149	0.43728	0.41351	6283.3	0.330606
38	760	0.1381	0.3020	0.4176	0.43914	0.41628	6310.8	0.332058
39	780	0.1401	0.3020	0.4203	0.44109	0.41897	6337.3	0.333457
40	800	0.1422	0.3020	0.4229	0.44311	0.42158	6363.1	0.334821
41	820	0.1443	0.3020	0.4254	0.44523	0.42413	6388.5	0.336149
42	840	0.1466	0.3020	0.4279	0.44745	0.42664	6413.4	0.337462
43	860	0.1490	0.3020	0.4304	0.44977	0.42912	6438.2	0.338760
44	880	0.1515	0.3020	0.4328	0.45221	0.43160	6463.0	0.340062
45	900	0.1541	0.3020	0.4353	0.45477	0.43409	6487.8	0.341370
46	920	0.1569	0.3020	0.4379	0.45747	0.43660	6512.8	0.342682
47	940	0.1598	0.3020	0.4404	0.46031	0.43914	6538.3	0.344021
48	960	0.1629	0.3020	0.4430	0.46332	0.44173	6564.2	0.345386
49	980	0.1661	0.3020	0.4457	0.46650	0.44438	6590.7	0.346777
50	1000	0.1696	0.3020	0.4485	0.46987	0.44711	6618.0	0.348216
51	1020	0.1733	0.3020	0.4514	0.47346	0.44994	6646.2	0.349704
52	1040	0.1773	0.3020	0.4544	0.47728	0.45287	6675.5	0.351241
53	1060	0.1815	0.3020	0.4575	0.48137	0.45592	6706.1	0.352849
54	1080	0.1860	0.3020	0.4608	0.48576	0.45913	6738.0	0.354539
55	1100	0.1909	0.3020	0.4642	0.49048	0.46250	6771.6	0.356314
56	1120	0.1962	0.3020	0.4679	0.49558	0.46604	6807.0	0.358162
57	1140	0.2020	0.3020	0.4718	0.50110	0.46981	6844.6	0.360152
58	1160	0.2083	0.3020	0.4759	0.50712	0.47381	6884.6	0.362240
59	1180	0.2151	0.3020	0.4803	0.51369	0.47809	6927.3	0.364495
60	1200	0.2227	0.3020	0.4851	0.52093	0.48272	6973.1	0.366920
61	1220	0.2311	0.3020	0.4903	0.52892	0.48770	7022.6	0.369518
62	1240	0.2405	0.3020	0.4959	0.53781	0.49309	7076.3	0.372337
63	1260	0.2510	0.3020	0.5021	0.54777	0.49898	7134.8	0.375416
64	1280	0.2629	0.3020	0.5089	0.55898	0.50546	7199.0	0.378796
65	1300	0.2764	0.3020	0.5164	0.57168	0.51262	7269.9	0.382518
66	1320	0.2917	0.3020	0.5248	0.58608	0.52059	7348.5	0.386663
67	1340	0.3088	0.3020	0.5342	0.60229	0.52949	7435.8	0.391265
68	1360	0.3267	0.3020	0.5446	0.61978	0.53939	7532.3	0.396327
69	1380	0.3399	0.3020	0.5557	0.63528	0.55016	7634.5	0.401710
70	1400	0.3172	0.3020	0.5650	0.63053	0.56034	7718.7	0.406147
71	1420	1.5818	0.3020	0.6518	1.25149	0.60836	8490.5	0.446752
72	1440	2.4605	0.3020	0.8785	2.32311	0.76512	10360.0	0.545120
73	1460	0.0000	0.3020	0.9727	1.53224	0.92558	11088.0	0.583432
74	1480	0.0000	0.0000	0.8548	0.15100	0.91373	10172.8	0.535270
75	1500	0.0000	0.0000	0.7372	0.00000	0.79601	9217.5	0.485007
76	1520	0.0000	0.0000	0.6403	0.00000	0.68880	8391.0	0.441521
77	1540	0.0000	0.0000	0.5597	0.00000	0.60003	7671.0	0.403631
78	1560	0.0000	0.0000	0.4921	0.00000	0.52590	7039.9	0.370422
79	1580	0.0000	0.0000	0.4349	0.00000	0.46350	6483.7	0.341155
80	1600	0.0000	0.0000	0.3863	0.00000	0.41062	5990.9	0.315231
81	1620	0.0000	0.0000	0.3447	0.00000	0.36548	5552.3	0.292143
82	1640	0.0000	0.0000	0.3088	0.00000	0.32674	5160.3	0.271530
83	1660	0.0000	0.0000	0.2778	0.00000	0.29330	4808.3	0.253002

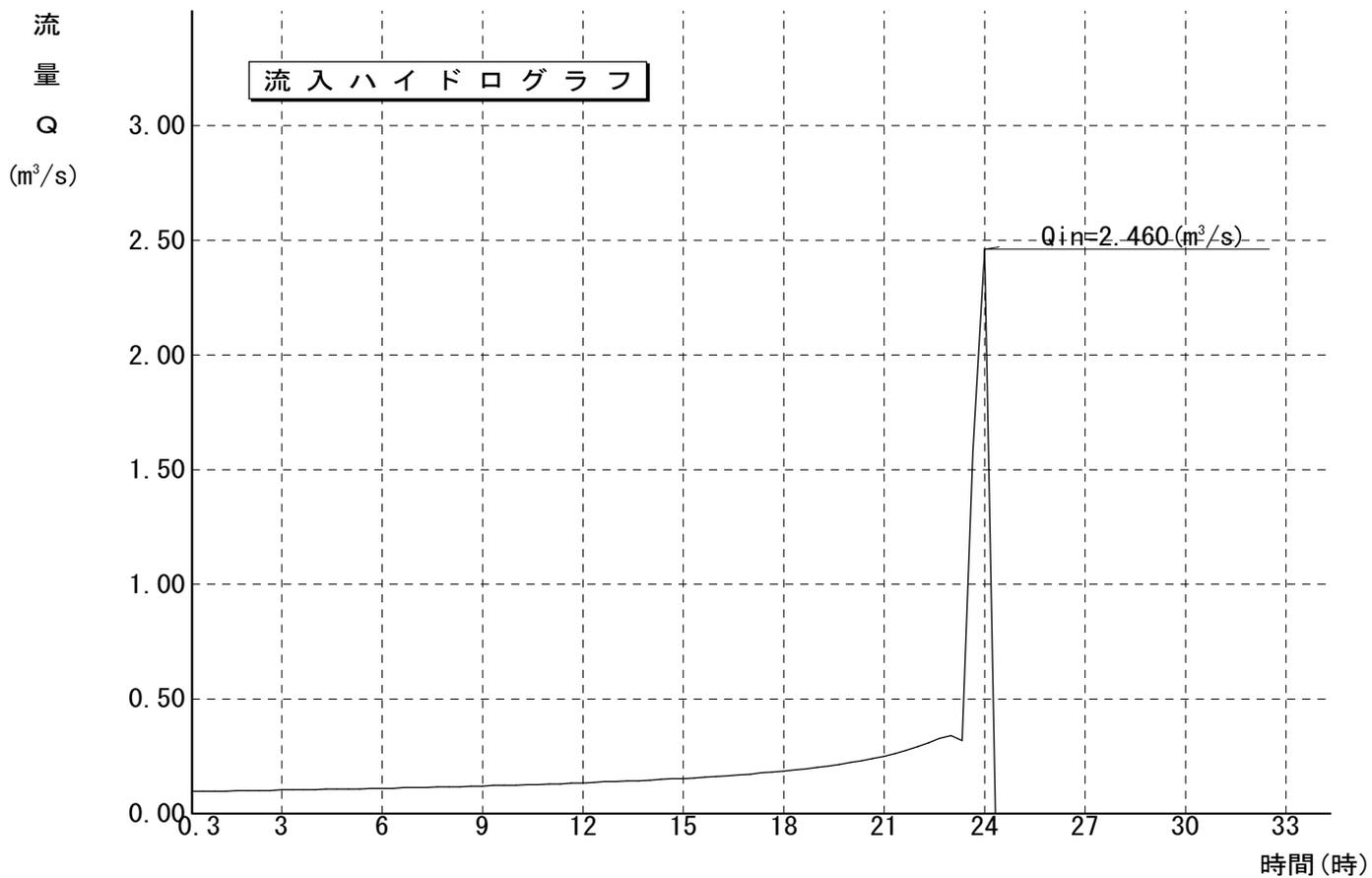
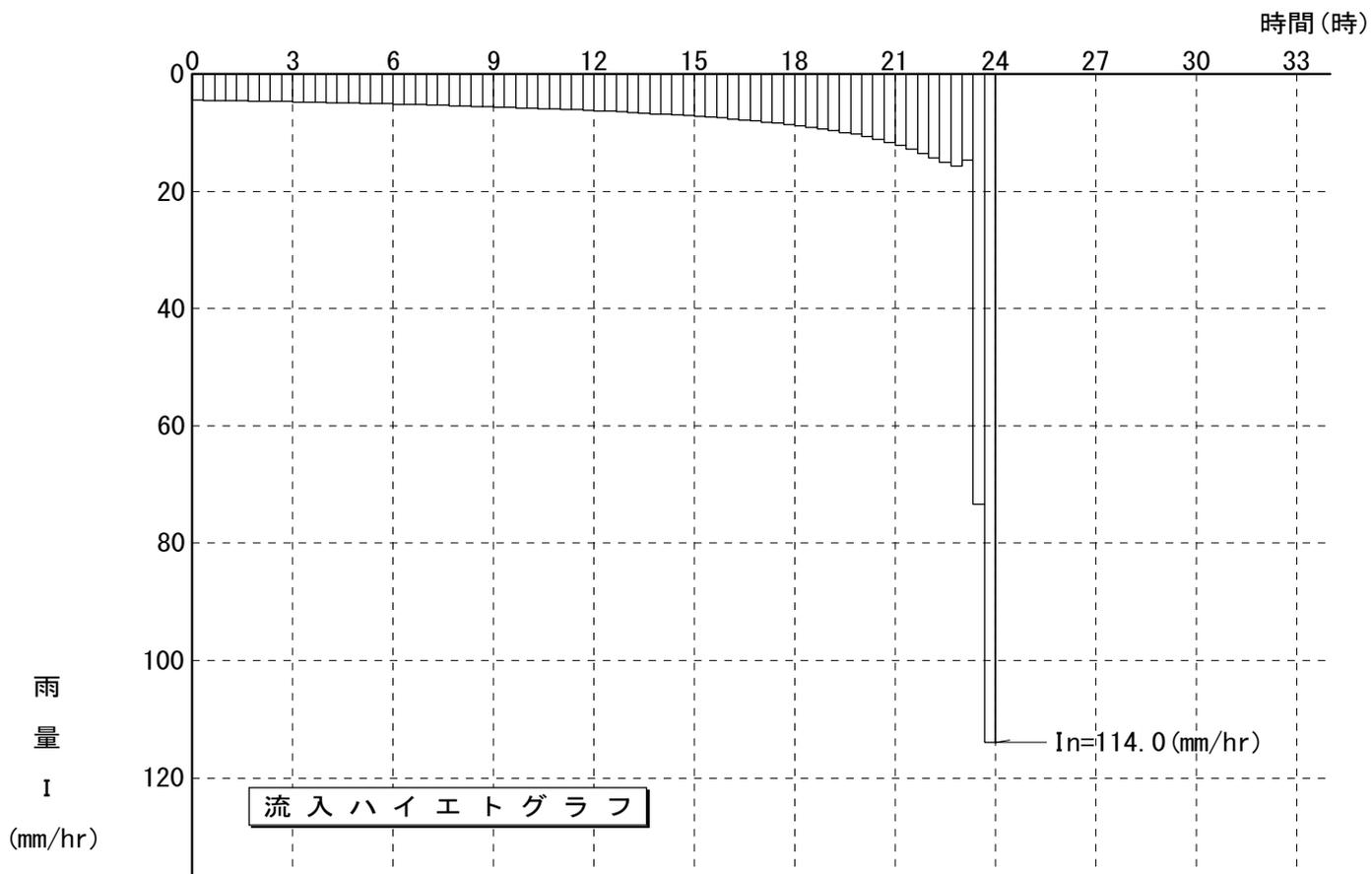
n	t (min)	$Q_i$ ( $m^3/s$ )	$Q_s$ ( $m^3/s$ )	$Q_o$ ( $m^3/s$ )	I ( $m^3/s$ )	O ( $m^3/s$ )	V ( $m^3$ )	$W_L$ (m)
84	1680	0.0000	0.0000	0.2508	0.00000	0.26426	4491.2	0.236325
85	1700	0.0000	0.0000	0.2271	0.00000	0.23894	4204.5	0.221237
86	1720	0.0000	0.0000	0.2064	0.00000	0.21675	3944.4	0.207545
87	1740	0.0000	0.0000	0.1881	0.00000	0.19723	3707.7	0.195093
88	1760	0.0000	0.0000	0.1719	0.00000	0.17999	3491.7	0.183733
89	1780	0.0000	0.0000	0.1575	0.00000	0.16470	3294.1	0.173326
90	1800	0.0000	0.0000	0.1447	0.00000	0.15109	3112.7	0.163784
91	1820	0.0000	0.0000	0.1332	0.00000	0.13894	2946.0	0.155007
92	1840	0.0000	0.0000	0.1229	0.00000	0.12806	2792.3	0.146927
93	1860	0.0000	0.0000	0.1137	0.00000	0.11830	2650.4	0.139466
94	1880	0.0000	0.0000	0.1053	0.00000	0.10950	2519.0	0.132537
95	1900	0.0000	0.0000	0.0978	0.00000	0.10154	2397.1	0.126130
96	1920	0.0000	0.0000	0.0909	0.00000	0.09435	2283.9	0.120172
97	1940	0.0000	0.0000	0.0847	0.00000	0.08782	2178.5	0.114627
98	1960	0.0000	0.0000	0.0790	0.00000	0.08187	2080.3	0.109449
99	1980	0.0000	0.0000	0.0739	0.00000	0.07646	1988.5	0.104640
100	2000	0.0000	0.0000	0.0691	0.00000	0.07151	1902.7	0.100118

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。

$$H_d = 0.583432 \approx 0.583 \text{ (m)} \quad \cdots 0.001 \text{ (m) 単位に四捨五入。}$$

$$Q_2 = 0.9727 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

よって、設計流量  $Q = Q_2 \approx 0.970 \text{ (m}^3\text{/s)}$   $\cdots$  有効桁数2桁に四捨五入。



## 7.6 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。

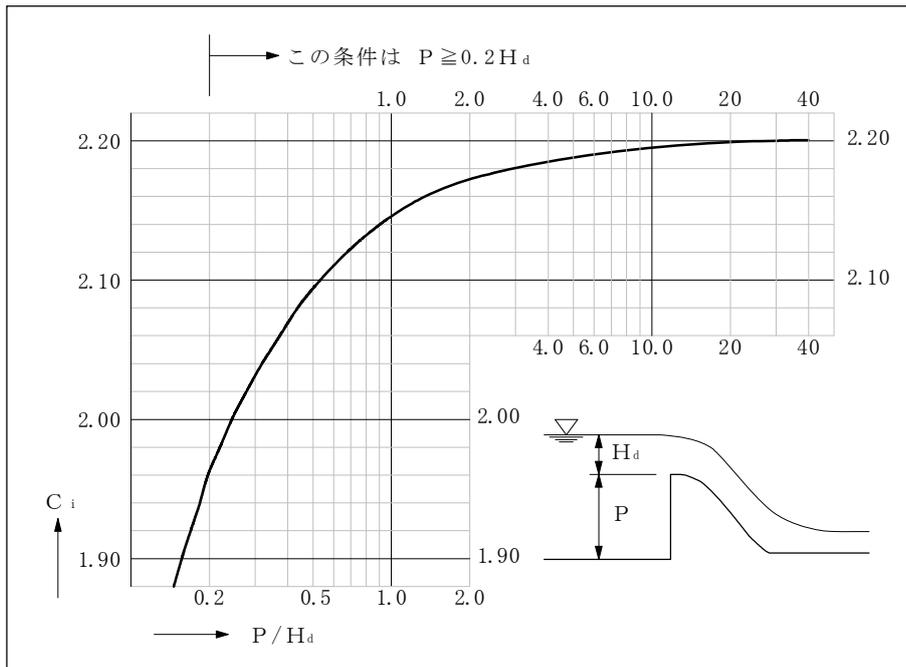
- ・設計水頭は越流水深とし、ため池内であるため流速=0とする。（ $H_d=W_L$ ）
- ・越流係数は過程の水位に係わず常に最高水位時の値を採用する。

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 $C_i$



$$P/H_d = \frac{2.000}{0.583} = 3.428$$

$$C_f = 2.183$$

## 7.7 貯留効果結果一覧表

記号	項目名	値	単位	備考
Q	設計流量(減勢工用)	0.970	( $\text{m}^3/\text{s}$ )	項目7.5 参照
$Q_G$	貯留効果考慮前の設計流量	2.349	( $\text{m}^3/\text{s}$ )	項目7.1.2 参照
$H_d$	越流水深[越流水頭]	0.583	(m)	

## 7.8 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 = 0.970 ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) … [項目7.5] 参照

$B_g$  : 放水路上流端の水路幅 = 2.170 (m)

$V_g$  : 限界流速 (m/s)

g : 重力加速度 = 9.8

$$h_g = \left( \frac{Q^2}{g \cdot B_g^2} \right)^{1/3} = \left( \frac{0.970^2}{9.8 \times 2.170^2} \right)^{1/3} = 0.273 \text{ (m)}$$

$$V_g = \frac{Q}{B_g \cdot h_g} = \frac{0.970}{2.170 \times 0.273} = 1.637 \text{ (m/s)}$$

### 7.9 放水路水路水面追跡計算

#### (a) 水面追跡計算表

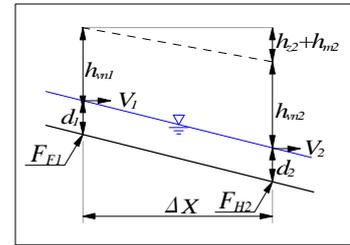
放水路上流端を支配断面として、下流に向かって水面追跡計算を行う。  
 既知断面のエネルギー高さと一致するような水深を推定する。

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

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

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、 $\phi$  : 既知断面のエネルギー高さ (m)
- $\phi$  : 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 (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)	$\phi$ (m)	$\phi$ (m)	誤差 $\phi - \phi$ (m)
1	0.000	170.129	2.170	0.273	0.137	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2.000	169.347	2.628	0.087	0.919	0.022	0.156	170.539	170.531	0.008
3	4.000	168.565	3.085	0.059	1.449	0.159	0.106	170.353	170.338	0.015
4	6.000	167.782	3.543	0.046	1.807	0.336	0.072	170.073	170.043	0.030
5	8.000	167.000	4.000	0.038	2.078	0.538	0.054	169.635	169.708	0.073

#### (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。

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

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

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

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

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 : 設計流量 = 0.970 (m<sup>3</sup>/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)
- 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	2.170	0.273	2.170	2.170	1.637	1.637	0.137	0.000	0.000
2	2.000	2.628	0.087	2.628	2.400	0.919	1.278	0.919	0.022	0.156
3	4.000	3.085	0.059	3.085	2.800	1.449	1.350	1.449	0.159	0.106
4	6.000	3.543	0.046	3.543	3.100	1.807	1.420	1.807	0.336	0.072
5	8.000	4.000	0.038	4.000	3.300	2.078	1.400	2.078	0.538	0.054

No	距離 L (m)	水路幅 B (m)	水深 d (m)	径深 R (m)	平均径深 R <sub>m</sub> (m)	流速 V (m/s)	平均流速 V <sub>m</sub> (m/s)	速度水頭 h <sub>v</sub> (m)	摩擦損失 水頭 h <sub>m</sub> (m)	形状損失 水頭 h <sub>z</sub> (m)
1	0.000	2.170	0.273	0.218	0.000	1.637	0.000	0.137	0.000	0.000
2	2.000	2.628	0.087	0.082	0.150	4.243	2.940	0.919	0.022	0.156
3	4.000	3.085	0.059	0.057	0.070	5.329	4.786	1.449	0.159	0.106
4	6.000	3.543	0.046	0.045	0.051	5.952	5.641	1.807	0.336	0.072
5	8.000	4.000	0.038	0.037	0.041	6.382	6.167	2.078	0.538	0.054

### 7.10 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	0.038	(m)	
V	放水路下流端の流速	6.382	(m/s)	

### 7.11 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、 $d_1$  : 跳水始点における水深[放水路下流端の水深] = 0.038 (m)

$V_1$  : 跳水始点の流速[放水路下流端の流速] = 6.382 (m/s)

$F_1$  : 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)

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}} = \frac{6.382}{\sqrt{9.8 \times 0.038}} = 10.458$$

$$d_2 = \frac{d_1}{2}(\sqrt{1+8F_1^2}-1) = \frac{0.038}{2} \times (\sqrt{1+8 \times 10.458^2}-1) = 0.543 \text{ (m)}$$

### 7.12 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"> <li>・単位幅当り流量 18.5 (m<sup>3</sup>/s/m) 以下</li> <li>・流速 ほぼ 18 (m/s) 以下</li> <li>・フルード数 4.5 以上</li> </ul>
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。

### 7.13 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。

$$L = 3d_2$$

ここに、L : 静水池の長さ (m)

$d_2$  : 跳水末端における水深 = 0.543 (m)

$$L = 3d_2 = 3 \times 0.543 = 1.629 \text{ (m)}$$

### 7.14 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。

$$h_1 = d_1 \quad , \quad h_3 = \frac{h_3}{d_1} \cdot d_1$$

$$W_1 = d_1 \quad , \quad W_3 = 0.75h_3$$

$$S_1 = d_1 \quad , \quad S_3 = 0.75h_3$$

$$L_1 = 0.8d_2 \quad , \quad T_3 = 0.2h_3$$

$$T_4 = 0.02d_2 \quad , \quad h_4 = \frac{h_4}{d_1} \cdot d_1$$

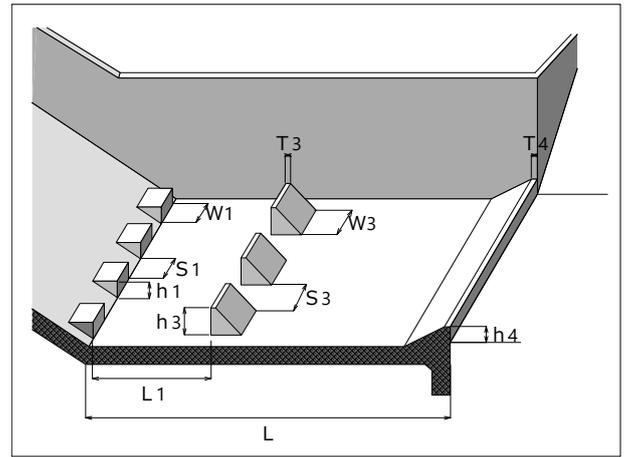
ここに、 $d_1$  : 跳水始点における水深 = 0.038 (m)

$d_2$  : 跳水末端における水深 = 0.543 (m)

$h_3/d_1$  : バッフルピア高と水深比(右下図より)

$h_4/d_1$  : 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



$F_1 = 10.458$  右下図より、 $h_3/d_1 = 2.378$ 、同様に  $h_4/d_1 = 1.586$

$h_1 = d_1 = 0.038$  (m)

$W_1 = d_1 = 0.038$  (m)

$S_1 = d_1 = 0.038$  (m)

$L_1 = 0.8d_2 = 0.8 \times 0.543 = 0.434$  (m)

$h_3 = \frac{h_3}{d_1} \cdot d_1 = 2.378 \times 0.038 = 0.090$  (m)

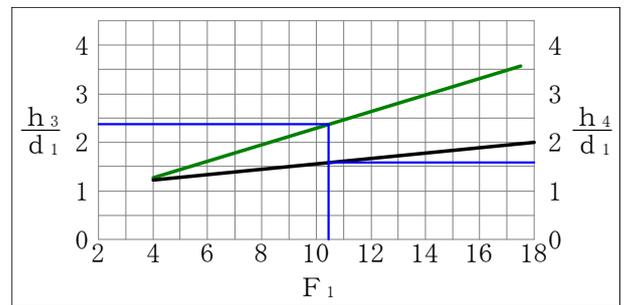
$W_3 = 0.75h_3 = 0.75 \times 0.090 = 0.068$  (m)

$S_3 = 0.75h_3 = 0.75 \times 0.090 = 0.068$  (m)

$T_3 = 0.2h_3 = 0.2 \times 0.090 = 0.068$  (m)

$T_4 = 0.02d_2 = 0.02 \times 0.543 = 0.011$  (m)

$h_4 = \frac{h_4}{d_1} \cdot d_1 = 1.586 \times 0.038 = 0.060$  (m)



### 7.15 減勢工寸法一覧表

記号	計算値(m)	確定値(m)	備考
W1	0.038	0.040	シュートブロックの幅
W3	0.068	0.070	バッフルピアの幅
S1	0.038	0.040	シュートブロック間隔
S3	0.068	0.070	バッフルピアの間隔
h1	0.038	0.040	シュートブロック高さ
h3	0.090	0.090	バッフルピアの高さ
h4	0.060	0.060	エンドシルの高さ
T3	0.018	0.020	バッフルピア頂部の幅
T4	0.011	0.010	エンドシル頂部の幅
L1	0.434	0.435	シュートブロックとバッフルピアの間隔
L	1.629	1.630	静水池長

## 7.16 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  $Q=3.700(\text{m}^3/\text{s})$  により算出する。… [項目1.8] 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] = 0.119 (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] = 7.773 (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)

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}} = \frac{7.773}{\sqrt{9.8 \times 0.119}} = 7.198$$

$$d_2 = \frac{d_1}{2}(\sqrt{1+8F_1^2}-1) = \frac{0.119}{2} \times (\sqrt{1+8 \times 7.198^2}-1) = 1.153 \text{ (m)}$$

## 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

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

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/s<sup>2</sup>)

$V$  : 流速 (m/s)                       $d$  : 水深 (m)

$A$  : 通水断面積 (m<sup>2</sup>)                   $T$  : 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 = 3.369 (m) … [項目3.3] 参照

$V$  : 流速 = 1.098 (m/s) … [項目3.3] 参照

$\theta$  : 水路傾斜角 = 0.0 (°) [水平]

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} = \frac{1.098}{\sqrt{9.8 \times 3.369}} = 0.191 \leq 1.0 \quad \dots \text{ [常流]}$$

$$d' = d \cdot \cos \theta = 3.369 \times \cos 0.0 = 3.369 \text{ (m)}$$

$$F_b = 0.07 d' + \frac{V^2}{2g} + 0.1 = 0.07 \times 3.369 + \frac{1.098^2}{2 \times 9.8} + 0.1 = 0.397 \text{ (m)}$$

$$\text{必要壁高 } H_{wv} = d' + F_b = 3.369 + 0.397 = 3.766 \text{ (m)}$$

### 8.2 側水路下流端

$d$  : 水深 = 1.085 (m) … [項目4.1] 参照

$V$  : 流速 = 1.338 (m/s) … [項目4.1] 参照

$A$  : 通水断面積 = 2.766 (m<sup>2</sup>) … [項目4.1] 参照

$T$  : 水面幅 = 2.930 (m) … [項目4.1] 参照

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot \frac{A}{T}}} = \frac{1.338}{\sqrt{9.8 \times \frac{2.766}{2.930}}} = 0.440 \leq 1.0 \quad \dots \text{ [常流]}$$

$$\theta = \tan^{-1} S = \tan^{-1} \left( \frac{1}{13} \right) = 4.39871 \text{ (°)}$$

$$d' = d \cdot \cos \theta = 1.085 \times \cos 4.39871 = 1.082 \text{ (m)}$$

$$F_b = 0.07 d' + \frac{V^2}{2g} + 0.1 = 0.07 \times 1.082 + \frac{1.338^2}{2 \times 9.8} + 0.1 = 0.267 \text{ (m)}$$

$$\text{必要壁高 } H_{wv} = d' + F_b = 1.082 + 0.267 = 1.349 \text{ (m)}$$

### 8.3 側水路水面追跡断面

$$d' = d \cdot \cos \theta \quad , \quad F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot \frac{A}{T}}}$$

$$A = \left( B + \frac{(m+s) \cdot d}{2} \right) \cdot d \quad , \quad T = B + (m+s) \cdot d$$

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

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

ここに、 $\theta$  : 水路傾斜角度 = 4.399 (°) … [項目8.2 :  $\theta$ ] 参照

- $F_r$  : フルード数
- $A$  : 通水断面積 (m<sup>2</sup>)
- $T$  : 水面幅 (m)
- $g$  : 重力加速度 = 9.8
- $m$  : 越流堰側勾配 = 0.7
- $s$  : 対岸側勾配 = 0.5

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)	水理水深 A/T (m)	フルード 数 $F_r$	余裕高 $F_b$ (m)	必要壁高 $H_{wv}$ (m)
1	0.000	1.085	1.082	1.338	2.766 / 2.930	0.440	0.267	1.349
2	0.000	1.107	1.104	1.179	3.137 / 3.498	0.398	0.248	1.352
3	0.200	1.140	1.137	0.985	3.006 / 3.321	0.331	0.229	1.366
4	0.400	1.165	1.162	0.783	2.837 / 3.134	0.263	0.213	1.375
5	0.600	1.184	1.181	0.561	2.640 / 2.940	0.189	0.199	1.380
6	0.800	1.192	1.188	0.308	2.405 / 2.732	0.105	0.188	1.376
7	1.000	1.187	1.184	0.000	2.133 / 2.509	0.000	0.183	1.367

### 8.4 緩勾配放水路上流端

- $d$  : 水深 = 1.085 (m)
- $V$  : 流速 = 1.571 (m/s)
- $S$  : 水路勾配 = 0.000465

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} = \frac{1.571}{\sqrt{9.8 \times 1.085}} = 0.482 \leq 1.0 \quad \cdots [\text{常流}]$$

$$\theta = \tan^{-1} S = \tan^{-1}(0.000465) = 0.02664 (^\circ)$$

$$d' = d \cdot \cos \theta = 1.085 \times \cos 0.02664 = 1.085 (m)$$

$$F_b = 0.07 d' + \frac{V^2}{2g} + 0.1 = 0.07 \times 1.085 + \frac{1.571^2}{2 \times 9.8} + 0.1 = 0.302 (m)$$

$$\text{必要壁高 } H_{wv} = d' + F_b = 1.085 + 0.302 = 1.387 (m)$$

### 8.5 緩勾配放水路水路水面追跡断面

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

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

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

ここに、 $\theta$  : 水路傾斜角度 = 0.027 (°) … [項目8.4 :  $\theta$ ] 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	1.085	1.085	1.571	0.482	0.302	1.387
2	2.000	1.085	1.085	1.571	0.482	0.302	1.387
3	4.000	1.085	1.085	1.571	0.482	0.302	1.387

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 <sub>r</sub>	余裕高 F <sub>b</sub> (m)	必要壁高 H <sub>wv</sub> (m)
4	6.000	1.085	1.085	1.571	0.482	0.302	1.387
5	8.000	1.085	1.085	1.571	0.482	0.302	1.387
6	10.000	1.085	1.085	1.571	0.482	0.302	1.387

### 8.6 緩勾配放水路下流端

d : 水深 = 0.667 (m)

V : 流速 = 2.556 (m/s)

W : 緩勾配放水路末端堰高 = 0.211 (m) … [項目5.1] 参照

S : 水路勾配 = 0.000465

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} = \frac{2.556}{\sqrt{9.8 \times 0.667}} = 1.000 \leq 1.0 \quad \dots \text{[常流]}$$

$$\theta = \tan^{-1} S = \tan^{-1}(0.000465) = 0.02664 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$d' = d \cdot \cos \theta = 0.667 \times \cos 0.02664 = 0.667 \text{ (m)}$$

$$F_b = 0.07 d' + \frac{V^2}{2g} + 0.1 = 0.07 \times 0.667 + \frac{2.556^2}{2 \times 9.8} + 0.1 = 0.480 \text{ (m)}$$

$$\text{必要壁高 } H_{wv} = W + d' + F_b = 0.211 + 0.667 + 0.480 = 1.358 \text{ (m)}$$

### 8.7 放水路部上流端

d : 水深 = 0.667 (m)

V : 流速 = 2.556 (m/s)

S : 水路勾配

$$S = \frac{170.129 - 167.000}{8.000} = \frac{3.129}{8.000} = 0.391125$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} = \frac{2.556}{\sqrt{9.8 \times 0.667}} = 1.000 > 1.0 \quad \dots \text{[常流]但し放水路のため射流式を採用}$$

$$\theta = \tan^{-1} S = \tan^{-1}(0.391125) = 21.36171 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$d' = d \cdot \cos \theta = 0.667 \times \cos 21.36171 = 0.621 \text{ (m)}$$

$$F_b = C \cdot V \cdot d'^{1/2} = 0.1 \times 2.556 \times 0.621^{1/2} = 0.201 \text{ (m)} \dots \text{但し最小値0.6(m)のため 0.600 (m) とする。}$$

$$\text{必要壁高 } H_{wv} = d' + F_b = 0.621 + 0.600 = 1.221 \text{ (m)}$$

### 8.8 放水路水路水面追跡断面

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

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

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

ここに、 $\theta$  : 水路傾斜角度 = 21.362 (°) … [項目8.7 :  $\theta$ ] 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 <sub>r</sub>	余裕高 F <sub>b</sub> (m)	必要壁高 H <sub>wv</sub> (m)
1	0.000	0.667	0.621	2.556	1.000	0.600	1.221
2	2.000	0.279	0.260	5.046	3.052	0.600	0.860
3	4.000	0.193	0.180	6.214	4.518	0.600	0.780
4	6.000	0.147	0.137	7.104	5.919	0.600	0.737
5	8.000	0.119	0.111	7.773	7.198	0.600	0.711

### 8.9 減勢工

V<sub>1</sub> : 跳水始点への流入流速 = 7.773 (m/s) … [項目6.4 : V] 参照

d<sub>2</sub> : 跳水末端での水深 = 1.153 (m) … [項目7.16 : d<sub>2</sub>] 参照

$$F_b = 0.1(V_1 + d_2) = 0.1 \times (7.773 + 1.153) = 0.893 \text{ (m)}$$

$$\text{必要壁高 } H_{wv} = d_2 + F_b = 1.153 + 0.893 = 2.046 \text{ (m)}$$

### 8.10 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。

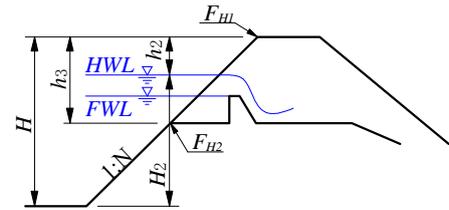
$$h_2 = \begin{cases} 0.05H_2+1.0 & \cdots R \leq 1.0(\text{m}) \\ 0.05H_2+R & \cdots R > 1.0(\text{m}) \end{cases}$$

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 = 8.000 (m)

$F_{H1}$  : 堤高天端の標高 = 175.000 (m)

$F_{H2}$  : 接近水路底の標高 = 170.000 (m)

$P$  : 堰高 = 2.000 (m)

$H_d$  : 越流水深 = 1.431 (m) … [項目3.1] 参照

[堤体内は速度水頭=0.0(m)]

$$h_3 = F_{H1} - F_{H2} = 175.000 - 170.000 = 5.000 \text{ (m)}$$

$$H_2 = H - h_3 + P + H_d = 8.000 - 5.000 + 2.000 + 1.431 = 6.431 \text{ (m)}$$

余裕高の算定条件

風速帯 : 弱風帯(20m/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  $H_2 = 6.431$  (m)

堤高  $H = 8.000$  (m)

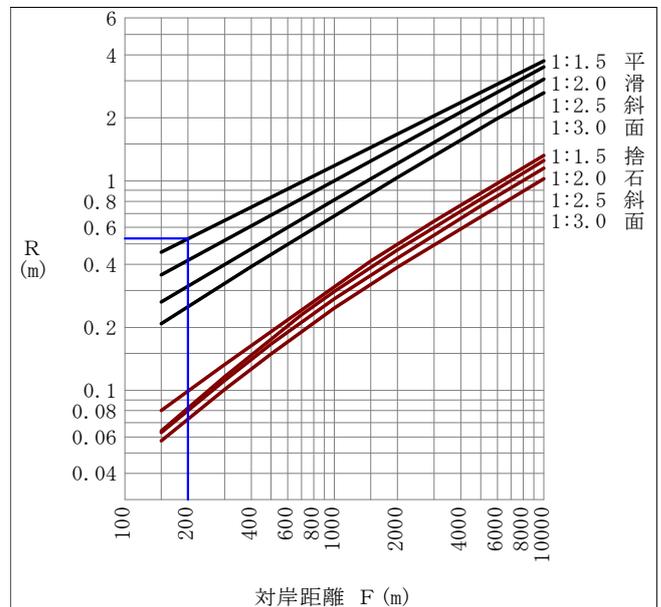
打上げ高  $R = 0.529$  (m)

右グラフより

堤体余裕高の算出

$R = 0.529 \text{ (m)} \leq 1.0 \text{ (m)}$  の為

$$h_2 = 0.05H_2 + 1.0 = 0.05 \times 6.431 + 1.000 = 1.322 \text{ (m)}$$



### 8.11 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	0.397	3.766	項目8.1 参照
2	側水路下流端-1.000	0.183	1.367	
3	側水路下流端-0.800	0.188	1.376	
4	側水路下流端-0.600	0.199	1.380	
5	側水路下流端-0.400	0.213	1.375	
6	側水路下流端-0.200	0.229	1.366	
7	側水路下流端-0.000	0.248	1.352	
8	側水路下流端	0.267	1.349	項目8.2 参照
9	緩勾配放水路上流端	0.302	1.387	項目8.4 参照
10	緩勾配放水路末端-8.000	0.302	1.387	
11	緩勾配放水路末端-6.000	0.302	1.387	
12	緩勾配放水路末端-4.000	0.302	1.387	
13	緩勾配放水路末端-2.000	0.302	1.387	
14	緩勾配放水路末端-0.000	0.302	1.387	
15	緩勾配放水路末端	0.480	1.358	項目8.6 参照
16	放水路上流端	0.600	1.221	項目8.7 参照

No	項目名	余裕高 F <sub>b</sub> (m)	必要壁高 WH (m)	備考
17	放水路上流端+2.000	0.600	0.860	
18	放水路上流端+4.000	0.600	0.780	
19	放水路上流端+6.000	0.600	0.737	
20	放水路上流端+8.000	0.600	0.711	
21	減勢工	0.893	2.046	項目8.9 参照
22	堤体	1.322		項目8.10 参照

## 9 底樋管の水理計算

### 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。

1/200年確率降雨強度式(久野・石黒式) … [t ≤ 60 (min)]

$$r = R_1 \cdot \frac{a}{\sqrt{t \pm b}} = 73.100 \times \frac{8.069}{\sqrt{t + 0.323}}$$

1/200年確率降雨強度式(久野・石黒式) … [T > 1 (hr)]

$$r = \frac{R_{24}}{24} \cdot \frac{a}{\sqrt{T \pm b}} = \frac{257.900}{24} \times \frac{4.571}{\sqrt{T - 0.328}}$$

ここに、a、b：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 (m<sup>3</sup>/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<sup>2</sup>)

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 (km<sup>2</sup>)

$r_e$ ：洪水到達時間  $t_p$ 内の平均有効降雨強度 (mm/h)

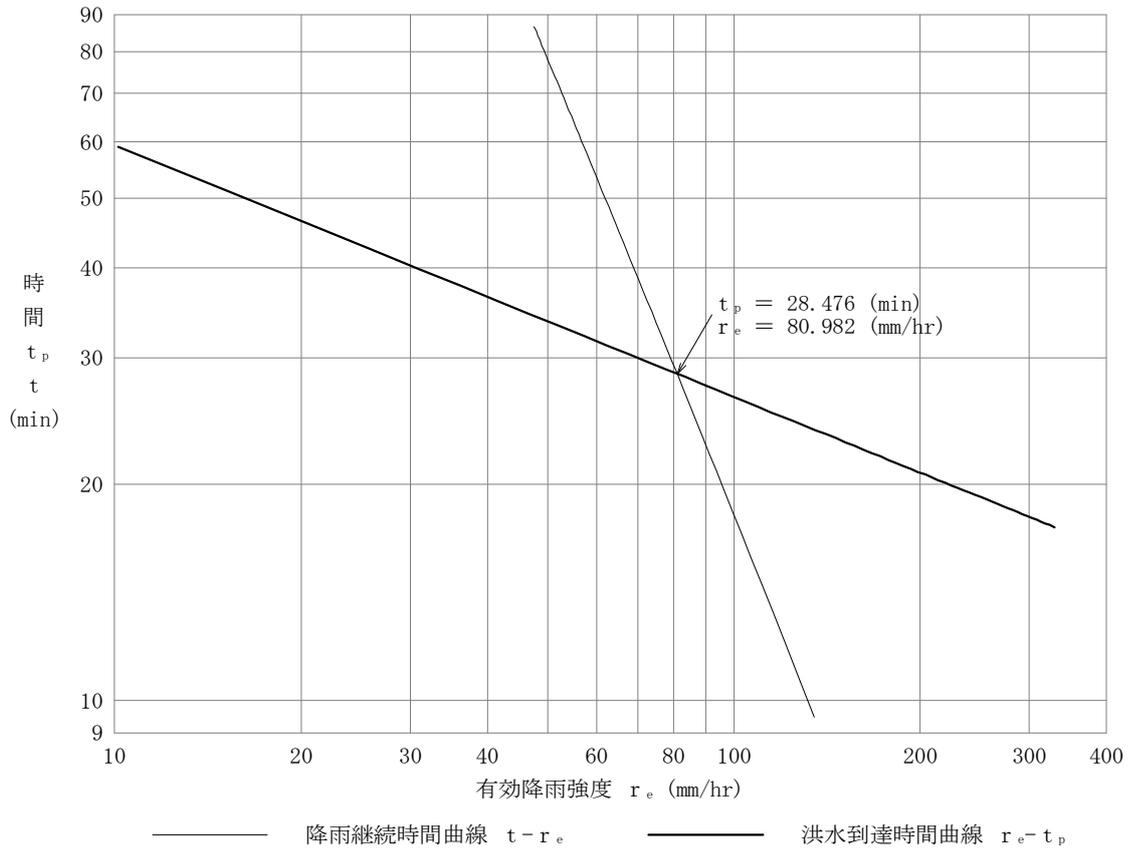
C：流域の土地利用形態に応じて異なる定数 = 220

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。

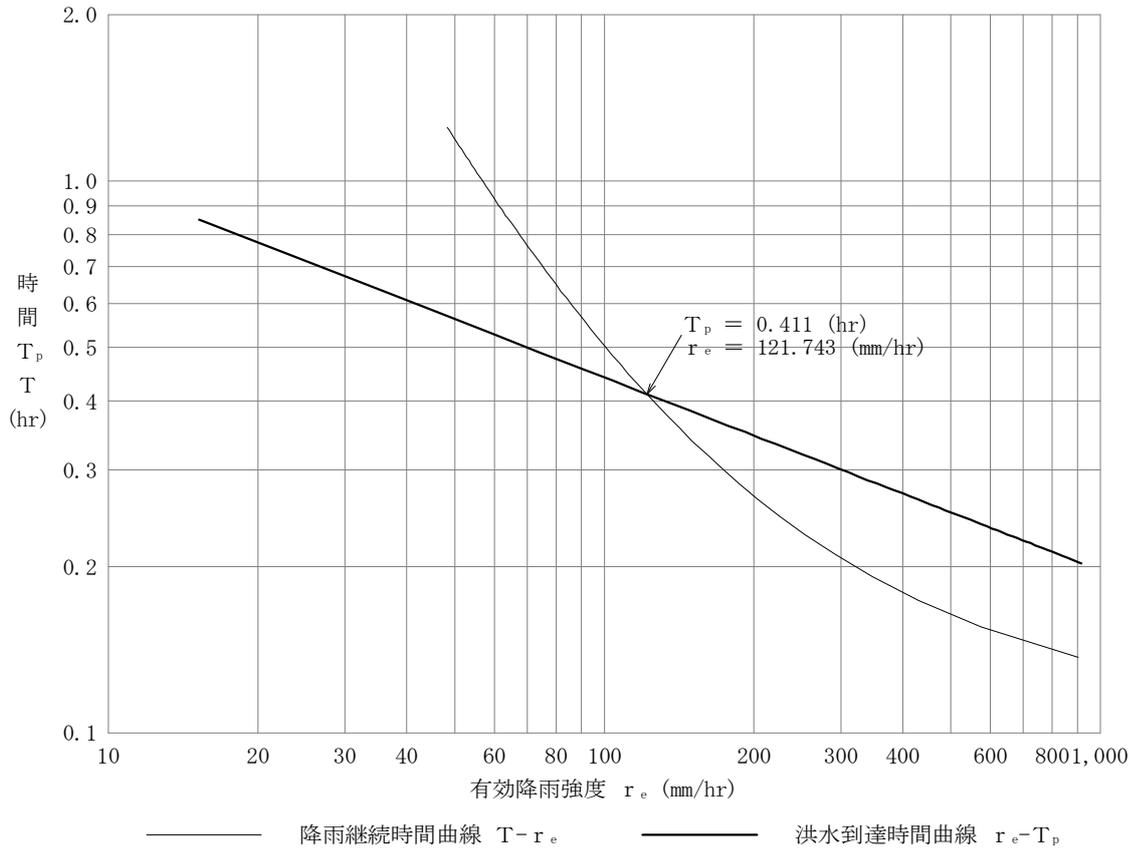
[短期式]



No	仮 $t$ (min)	$r$ (mm/hr)	$r_e$ (mm/hr)	$t_p$ (min)	$ t - t_p $ (min)
1	60.00000	73.10030	56.79893	32.24064	27.75936
2	32.24064	98.28956	76.37099	29.06683	3.17380
3	29.06683	103.22122	80.20289	28.57302	0.49381
4	28.57302	104.05875	80.85365	28.49232	0.08070
5	28.49232	104.19761	80.96154	28.47902	0.01330
6	28.47902	104.22054	80.97936	28.47683	0.00219
7	28.47683	104.22433	80.98230	28.47647	0.00036

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。

[長期式]



No	仮 T (hr)	r (mm/hr)	re (mm/hr)	Tp (hr)	T - Tp  (hr)
1	1.00000	73.09405	56.79408	0.53736	0.46264
2	0.53736	121.26748	94.22483	0.45010	0.08726
3	0.45010	143.24710	111.30299	0.42461	0.02549
4	0.42461	151.77866	117.93202	0.41610	0.00851
5	0.41610	154.92081	120.37347	0.41313	0.00297
6	0.41313	156.05729	121.25652	0.41207	0.00106
7	0.41207	156.46572	121.57387	0.41170	0.00038
8	0.41170	156.61217	121.68766	0.41156	0.00013
9	0.41156	156.66464	121.72843	0.41151	0.00005
10	0.41151	156.68343	121.74303	0.41150	0.00002

仮Tによりreを算出し、そのreよりTpを算出する。  
 仮TとTpの差(絶対値)が0.00002(hr)未満になるまで繰り返す。

短期式での洪水到達時間  $t_p = 28.47647 \text{ (min)} \approx 28.47 \text{ (min)}$  …… [小数点以下3桁目を切り捨て]

長期式での洪水到達時間  $T_p = 0.41150 \text{ (hr)} \approx 0.41 \text{ (hr)}$

洪水到達時間が 60.0(min) 以下 の場合に短期式を採用し、1.0(hr) 越え の場合に長期式を採用する。

$$t_p = 28.47 \text{ (min)} \leq 60.0 \text{ (min)} \quad , \quad T_p = 0.41 \text{ (hr)} \leq 1.0 \text{ (hr)}$$

よって洪水到達時間は短期式の値を採用する。

$$t_p = 28.47 \text{ (min)}$$

$$r = 73.100 \times \frac{8.069}{\sqrt{28.47 + 0.323}} = 104.24 \text{ (mm/hr)}$$

$$r_e = 0.777 \times 104.24 = 80.99 \text{ (mm/hr)}$$

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times 80.99 \times 0.10000 = 2.250 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

### 9.1.1 間接流域

間接流域からの流量を考慮する。

間接流域から追加する流量は、A項流の間接流量を流用する。

よって、間接流域からの流量は、 $Q_{ps} = 0.000$  (m<sup>3</sup>/s)

### 9.1.2 底樋管の計画流量算出

底樋管の計画流量は、直接流域の流量 $Q_p$ に間接流域からの流量 $Q_{ps}$ を加算した値とする。

$$Q_p = Q_p + Q_{ps} = 2.250 + 0.302 = 2.552 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$\approx 2.600 \text{ (m}^3/\text{s)} \quad \cdots \text{ 有効桁数2桁に四捨五入。}$$

### 9.2 底樋管の流下可能量

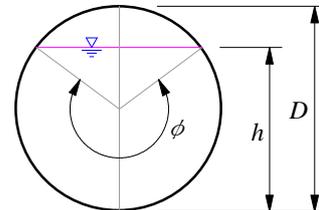
底樋管の管径は、次式で求める底樋管の流下可能量 $Q_e$ が、計画流量以上となるように決定する。

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 (m<sup>3</sup>/s)  
 $n$  : 粗度係数 = 0.012  
 $R$  : 径深 (m)  
 $I$  : 勾配 = 300.000 (‰)  
 $A$  : 通水断面積 (m<sup>2</sup>)  
 $D$  : 管径 (mm)  
 $h$  : 水深 (m)



内角 $\phi$ 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、 $D = 514.5$  (mm)で計画流量 $Q_p = 2.600$  (m<sup>3</sup>/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。

$$h = \frac{D}{2} \left( 1 - \cos \frac{\phi}{2} \right) = \frac{0.5145}{2} \times \left( 1 - \cos \frac{5.277}{2} \right) = 0.483 \text{ (m)}$$

$$A = \frac{D^2}{8} (\phi - \sin \phi) = \frac{0.5145^2}{8} \times (5.277 - \sin 5.277) = 0.203 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$R = \frac{D}{4} \left( 1 - \frac{\sin \phi}{\phi} \right) = \frac{0.5145}{4} \times \left( 1 - \frac{\sin 5.277}{5.277} \right) = 0.149 \text{ (m)}$$

$$Q_e = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A = \frac{1}{0.012} \times 0.149^{2/3} \times 0.300000^{1/2} \times 0.203 = 2.604 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

以上により、底樋管の最小管径 $D$ は、514.5 (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](mailto: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	$\chi_i$ 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
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	$\chi_i$ 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  $\chi_g$  の値を求める。

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

$\chi_g$  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	$\chi_L$	$\chi_S$	$\chi_L \cdot \chi_S - \chi_g^2$	$2\chi_g - (\chi_L + \chi_S)$	$b_s$
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 $\chi$ (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

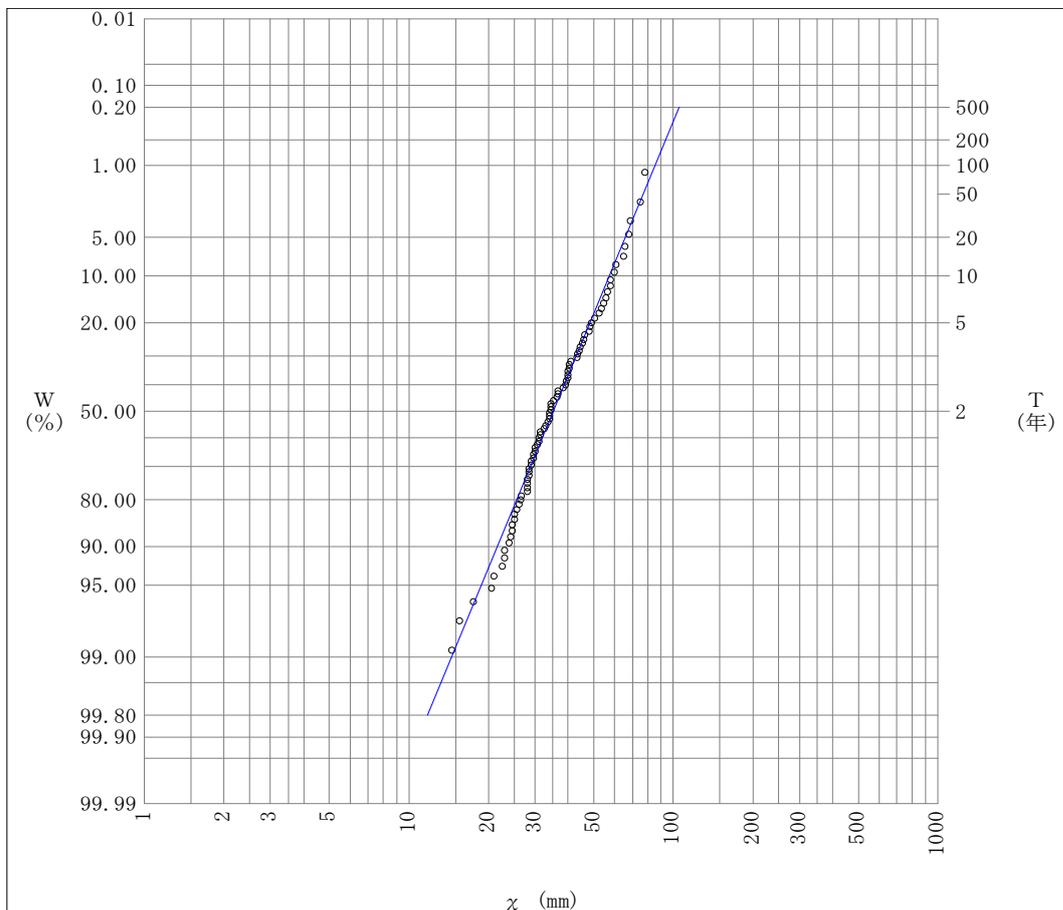


表-1 確率雨量一覽表

T年	確率雨量 $\chi$ (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

