

## 第 1 章 事業計画



# 第1章 事業計画

## 1 調整池諸元の算定根拠

計画地内のNo.1～No.8調整池諸元の算定根拠は、以下に示すとおりである。

### 【No.1調整池】

#### 1. 許容放流量 (Q<sub>pc</sub>)

下流河川ネック地点の比流量は、一級河川香坂川 地点である。

その比流量5.48m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>を使用し、直接放流部を考慮した許容放流量を算出する。

$$Q = f * r * A \div 360$$

ここに

t:到達時間

r:降雨強度(mm/h)北佐久地方50年確率雨量強度

$$r = 3963.4 \div (t^{0.94} + 18.60)$$

f:流出係数

A:流域面積(ha)

Q:流出量(m<sup>3</sup>/s)

開発前 f= 0.600

開発後 f= 0.900

流出係数	到達時間	雨量強度	直接流域面積	直接放流量
f	t (min)	r (mm/h)	A (ha)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0.900	10	145.1	4.7332	1.717

下流河川ネック地点Iの流下能力より直接放流量分を差し引いた値より比流量を算出する。

I流下能力

直接放流量

$$85.60 - 1.717 = 83.883 \text{ m}^3/\text{s}$$

比流量の算出

I流域面積-直接放流面積(km<sup>2</sup>)

$$83.883 \div 15.577 = 5.39 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

許容放流量(Q<sub>pc</sub>) = 比流量 × 流域面積(km<sup>2</sup>)

比流量	流域面積	許容放流量
m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup>	A(km <sup>2</sup> )	Q <sub>pc</sub> (m <sup>3</sup> /s)
5.39	0.058543	0.316

流出係数

	開発前	開発後	面積計 (ha)	流出係数
	0.600	0.900		
面積 (ha)	1.6152	4.2391	5.8543	0.817

## 2. 設計堆積土砂量の算定

工事中

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 月	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	1.6152	1.0	1.0 /12	0.1
草地	0.0000	15.0	1.0 /12	0.0
裸地	4.2391	300.0	1.0 /12	106.0
計	5.8543			106.1

工事後

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 月	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	1.6152	1.0	1.0 /12	0.1
草地	0.3196	15.0	1.0 /12	0.4
裸地	3.9195	300.0	1.0 /12	98.0
計	5.8543			98.5

## 3. 調整池容量

必要施設容量

調整水量 m <sup>3</sup>	土砂量 m <sup>3</sup>	必要量 m <sup>3</sup>
3889.9	106.1	3996.0

計画施設容量

堆砂 m <sup>3</sup>	貯留 m <sup>3</sup>	容量 m <sup>3</sup>
119.86	4187.98	4307.84

ok

4. 調整池容量計算

調整池底面標高(m) 919.00 調整池底面積(m<sup>2</sup>)= 1193.8 算出区間割(m) 0.10  
 調整池上面標高(m) 922.20 調整池上面積(m<sup>2</sup>)= 1498.6 標高差(m) 3.20

標高	水面面積	区間容量	容量	備考
m	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	
919.00	1193.8	0.00	0.00	
919.10	1203.3	119.86	119.86	堆砂位
919.20	1212.8	120.80	240.66	
919.30	1222.3	121.76	362.42	
919.40	1231.8	122.70	485.12	
919.50	1241.3	123.66	608.78	
919.60	1250.8	124.60	733.38	
919.70	1260.3	125.56	858.94	
919.80	1269.8	126.50	985.44	
919.90	1279.3	127.46	1112.90	
920.00	1288.8	128.40	1241.30	
920.10	1298.3	129.36	1370.66	
920.20	1307.8	130.30	1500.96	
920.30	1317.3	131.26	1632.22	
920.40	1326.8	132.20	1764.42	
920.50	1336.3	133.16	1897.58	
920.60	1345.8	134.10	2031.68	
920.70	1355.3	135.06	2166.74	
920.80	1364.8	136.00	2302.74	
920.90	1374.3	136.96	2439.70	
921.00	1383.8	137.90	2577.60	
921.10	1393.3	138.86	2716.46	
921.20	1402.8	139.80	2856.26	
921.30	1412.3	140.76	2997.02	
921.40	1421.8	141.70	3138.72	
921.50	1431.3	142.66	3281.38	
921.60	1440.8	143.60	3424.98	
921.70	1450.3	144.56	3569.54	
921.80	1459.8	145.50	3715.04	
921.90	1469.3	146.46	3861.50	
922.00	1478.8	147.40	4008.90	
922.10	1488.3	148.36	4157.26	
922.20	1498.6	150.58	4307.84	H. W. L
922.30				
922.40				H H W L
923.00				天端

5. 洪水吐の検討

(1) 計画洪水流量

流域面積 A = 5.8543 ha  
 流出係数 f = 0.817  
 洪水到達時間 t = 10.0 分 (A ≤ 0.5km<sup>2</sup>)

$$r = a / (t^n + b)$$

$$Q = f \cdot r \cdot A / 360$$

ここに Q: 洪水流量 (m<sup>3</sup>/s)  
 r: 任意降雨継続時間 t の降雨強度 (mm/hr)  
 t: 任意の降雨継続時間 (分)  
 f: 流出係数  
 A: 流域面積 (ha)  
 a, b, n: 降雨強度曲線式の定数

北佐久地方100年確率雨量強度式

r の算出	a	b	n	t	r
	4801.2	20.83	0.96	10.0	160.3

Q の算出	f	r	A	Q	Q*1.2
	0.817	160.3	5.8543	2.13	2.56

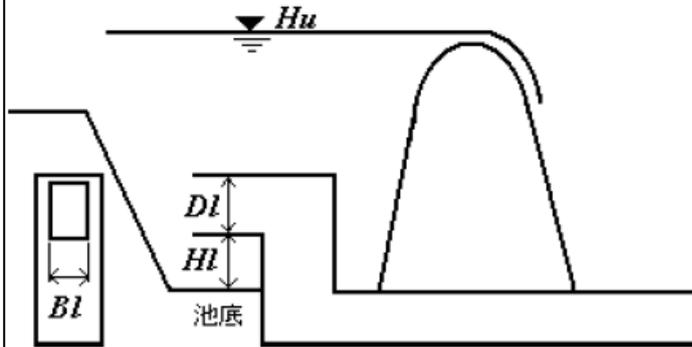
(2) 洪水吐越流幅の算出

$$H = (Q / 1.77B)^{2/3}$$

ここに H: 越流水深 (m)  
 B: 洪水吐越流幅 (m)  
 Q: 洪水流量 (m<sup>3</sup>/s)

H の算出	Q	B	H
	2.56	28.0	0.14

2-1)オリフィス形状:放流管(矩形)



a)  $H \leq Hl + 1.2Dl$

$$Q = C1 \cdot Bl (H - Hl)^{3/2}$$

b)  $Hl + 1.2Dl < H < Hl + 1.8Dl$

この区間については、 $H = Hl + 1.2Dl$ での $Q$ および $H = Hl + 1.8Dl$ での $Q$ を用いて、この間を直線近似とする。

c)  $Hl + 1.8Dl \leq H$

$$Q = C2 \cdot Dl \cdot Bl \sqrt{2g(H - Hl - 0.5Dl)}$$

$C2$ はベルマウスを有するとき0.85~0.90、有しないとき $C2 = 0.6$ とする。

$C1 = 1.80$ 、 $C2 = 0.60$

高さ $Hl$ (m)	オリフィス幅 $Bl$ (m)	オリフィス高 $Dl$ (m)
0.100	0.263	0.263

・オリフィス寸法自動計算

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot H_o}}$$

$$= \frac{0.3160}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot 3.100}} = 0.068 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さ $D$ は、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.068} = 0.260 \text{ (m)}$$

となり、これを第1近似として再計算を行う

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot (H_o - D/2)}}$$

$$= \frac{0.3160}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot (3.100 - 0.260/2)}} = 0.069 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さ $D$ は、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.069} = 0.263 \text{ (m)}$$

ここに、

$A_o$  : 断面積 (m<sup>2</sup>)

$Q_c$  : 放流管設計流量 (m<sup>3</sup>/s)

$C$  : 流量係数

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$H_o$  : オリフィス敷高を基準とする設計水頭 (m)

$D$  : 一片の長さ (m)

## 4)洪水調節計算結果

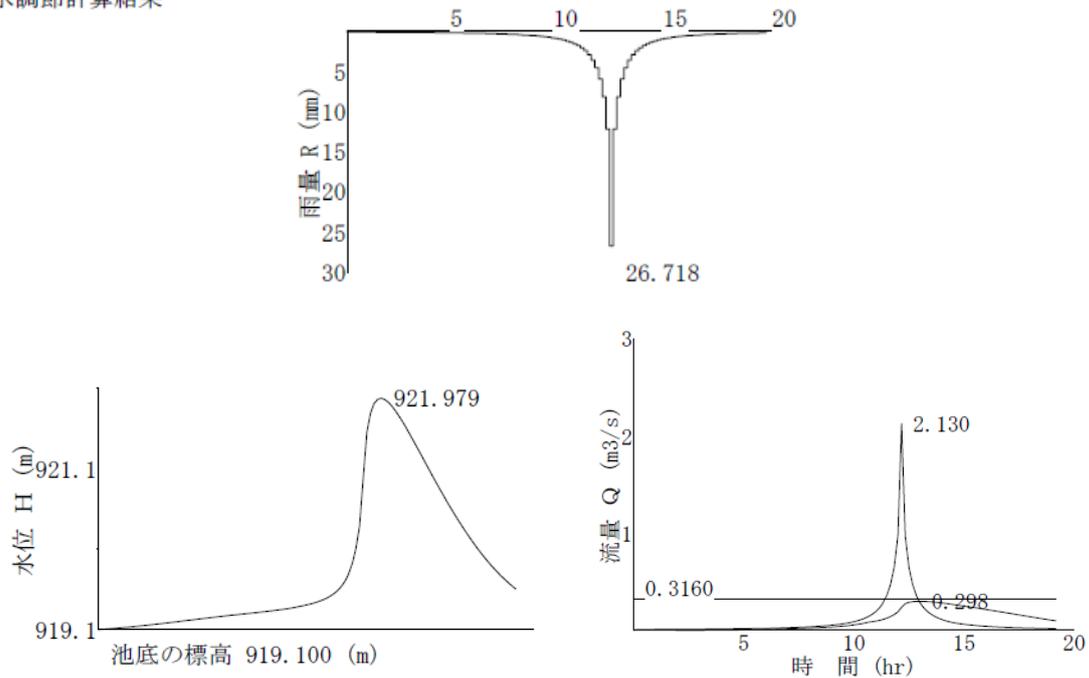
## ・最大放流量

0.298(m<sup>3</sup>/s) < 許容放流量 0.3160(m<sup>3</sup>/s) … OK

計算時間 (min)	流入量 Qi (m <sup>3</sup> /s)	放流量 Qo (m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
0	0.000	0.000	919.100	0.0
10	0.008	0.000	919.102	2.4
20	0.008	0.000	919.105	7.3
30	0.008	0.000	919.109	12.4
40	0.009	0.000	919.113	17.5
50	0.009	0.000	919.117	22.7
60	0.009	0.000	919.121	28.1
70	0.009	0.000	919.125	33.5
80	0.009	0.000	919.129	39.1
90	0.010	0.000	919.133	44.8
100	0.010	0.000	919.137	50.6
110	0.010	0.000	919.142	56.5
120	0.010	0.000	919.146	62.5
130	0.010	0.000	919.151	68.7
140	0.011	0.000	919.156	75.1
150	0.011	0.000	919.160	81.5
160	0.011	0.000	919.165	88.2
170	0.011	0.000	919.170	95.0
180	0.012	0.000	919.175	101.9
190	0.012	0.000	919.181	109.1
200	0.012	0.000	919.186	116.4
210	0.013	0.000	919.192	123.9
220	0.013	0.000	919.197	131.6
230	0.013	0.000	919.203	139.5
240	0.014	0.000	919.209	147.6
250	0.014	0.001	919.215	155.6
260	0.015	0.001	919.221	163.6
270	0.015	0.002	919.227	171.4
280	0.016	0.003	919.233	179.2
290	0.016	0.003	919.238	186.8
300	0.017	0.004	919.244	194.2
310	0.017	0.005	919.249	201.5
320	0.018	0.006	919.254	208.6
330	0.018	0.007	919.260	215.6
340	0.019	0.008	919.265	222.4
350	0.020	0.009	919.270	229.1
360	0.020	0.010	919.274	235.7
370	0.021	0.010	919.279	242.2
380	0.022	0.011	919.284	248.6
390	0.023	0.012	919.289	254.9
400	0.024	0.013	919.293	261.3
410	0.025	0.014	919.298	267.6
420	0.026	0.015	919.303	274.0
430	0.027	0.017	919.308	280.5
440	0.029	0.018	919.312	287.0
450	0.030	0.019	919.317	293.8
460	0.032	0.020	919.323	300.7
470	0.034	0.021	919.328	307.8
480	0.036	0.023	919.333	315.2
490	0.038	0.024	919.339	323.0
500	0.040	0.026	919.345	331.2
510	0.043	0.028	919.352	339.8
520	0.045	0.030	919.358	349.0
530	0.049	0.032	919.366	358.9
540	0.052	0.034	919.373	369.5
550	0.056	0.036	919.382	381.0
560	0.061	0.039	919.391	393.5
570	0.066	0.043	919.401	407.2
580	0.073	0.046	919.413	422.2
590	0.080	0.050	919.425	439.0
600	0.088	0.055	919.439	457.9
610	0.098	0.061	919.455	479.2
620	0.110	0.067	919.473	503.6
630	0.125	0.075	919.494	531.6
640	0.143	0.084	919.518	564.3
650	0.166	0.089	919.548	605.4
660	0.195	0.094	919.588	659.0
670	0.234	0.102	919.640	728.9
680	0.287	0.112	919.708	820.9
690	0.361	0.125	919.799	944.1
700	0.473	0.141	919.925	1114.5
710	0.651	0.162	920.108	1361.2

計算時間 (min)	流入量 $Q_i$ (m <sup>3</sup> /s)	放流量 $Q_o$ (m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
720	0.970	0.189	920.390	1743.1
730	2.130	0.236	920.985	2547.2
740	0.970	0.274	921.559	3322.3
750	0.651	0.288	921.794	3639.9
760	0.473	0.295	921.914	3802.2
770	0.361	0.298	921.968	3874.5
780	0.287	0.298	921.979	3890.0
790	0.234	0.297	921.963	3867.4
800	0.195	0.295	921.926	3818.3
810	0.166	0.292	921.876	3750.3
820	0.143	0.289	921.816	3668.6
830	0.125	0.285	921.748	3576.9
840	0.110	0.281	921.674	3477.8
850	0.098	0.276	921.597	3373.4
860	0.088	0.271	921.517	3265.3
870	0.080	0.266	921.435	3154.6
880	0.073	0.261	921.352	3042.3
890	0.066	0.255	921.268	2929.3
900	0.061	0.250	921.185	2816.1
910	0.056	0.244	921.101	2703.3
920	0.052	0.238	921.018	2591.3
930	0.049	0.232	920.936	2480.4
940	0.045	0.226	920.855	2371.1
950	0.043	0.220	920.775	2263.5
960	0.040	0.214	920.697	2157.8
970	0.038	0.208	920.621	2054.3
980	0.036	0.202	920.546	1953.2
990	0.034	0.196	920.473	1854.5
1000	0.032	0.190	920.402	1758.5
1010	0.030	0.183	920.333	1665.1
1020	0.029	0.177	920.266	1574.6
1030	0.027	0.171	920.201	1487.0
1040	0.026	0.165	920.138	1402.4
1050	0.025	0.158	920.078	1320.8
1060	0.024	0.152	920.020	1242.4
1070	0.023	0.146	919.964	1167.1
1080	0.022	0.140	919.911	1095.0
1090	0.021	0.133	919.860	1026.1
1100	0.020	0.127	919.811	960.5
1110	0.020	0.121	919.765	898.2
1120	0.019	0.114	919.721	839.2
1130	0.018	0.108	919.680	783.6
1140	0.018	0.102	919.641	731.2
1150	0.017	0.097	919.605	681.8

洪水調節計算結果



# 総括表

## 調整池1

貯留施設名称		調整池1		
項目		単位	数値	備考
流出域面積-直接流域		ha	5.854	
降雨強度式		—	$r=a / (t^+b)$	式中t:分
計画降雨超過確率		年	100	
流出係数		—	0.817	
洪水調節方式		—	自然調節方式	
洪水到達時間		min	10	
許容放流量		m <sup>3</sup> /s	0.3160	
最大放流量		m <sup>3</sup> /s	0.298	0.298<0.3160…OK
必要洪水調節容量(厳密解法)		m <sup>3</sup>	3889.994	
放流施設	断面形状	—	放流管(矩形)	
	オリフィス敷高	m	0.100	
	オリフィス幅	m	0.263	
	オリフィス高	m	0.263	
池底の標高		m	919.000	
低水部標高		m	919.100	
計画高水位 H.W.L		m	921.979	
非越流部標高		m	922.200	
上流施設総面積 A		ha	5.854	
洪水調節容量 V		m <sup>3</sup>	3889.994	
単位面積当たり調節容量 V/A		m <sup>3</sup> /ha	664.502	

【No.2 調整池】

1. 許容放流量 (Qpc)

下流河川ネック地点の比流量は、一級河川香坂川 地点である。

その比流量 $5.48 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ を使用し、直接放流部を考慮した許容放流量を算出する。

$$Q = f \cdot r \cdot A \div 360$$

ここに

t: 到達時間

r: 降雨強度 (mm/h) 北佐久地方50年確率雨量強度

$$r = 3963.4 \div (t^{0.94} + 18.60)$$

f: 流出係数

A: 流域面積 (ha)

Q: 流出量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

開発前 f= 0.600

開発後 f= 0.900

流出係数	到達時間	雨量強度	直接流域面積	直接放流量
f	t (min)	r (mm/h)	A (ha)	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
0.900	10	145.1	0.3540	0.128

下流河川ネック地点Iの流下能力より直接放流量分を差し引いた値より比流量を算出する。

I流下能力

直接放流量

$$85.60 - 0.128 = 85.472 \text{ m}^3/\text{s}$$

比流量の算出

I流域面積-直接放流面積 ( $\text{km}^2$ )

$$85.472 \div 15.620 = 5.47 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

許容放流量(Qpc) = 比流量 × 流域面積 ( $\text{km}^2$ )

比流量	流域面積	許容放流量
$\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$	A ( $\text{km}^2$ )	Qpc ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
5.47	0.064956	0.355

流出係数

	開発前	開発後	面積計 (ha)	流出係数
	0.600	0.900		
面積 (ha)	1.0217	4.8632	5.8849	0.848

## 2. 設計堆積土砂量の算定

工事中

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 月	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	1.0217	1.0	1.0 /12	0.1
草地	0.0000	15.0	1.0 /12	0.0
裸地	4.8632	300.0	1.0 /12	121.6
計	5.8849			121.7

工事後

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 月	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	1.0217	1.0	1.0 /12	0.1
草地	0.3655	15.0	1.0 /12	0.5
裸地	4.4977	300.0	1.0 /12	112.4
計	5.8849			113.0

## 3. 調整池容量

必要施設容量

調整水量 m <sup>3</sup>	土砂量 m <sup>3</sup>	必要量 m <sup>3</sup>
3928.4	121.7	4050.1

計画施設容量

堆砂 m <sup>3</sup>	貯留 m <sup>3</sup>	容量 m <sup>3</sup>
144.29	3963.71	4108.00

ok

4. 調整池容量計算

調整池底面標高(m) 932.70 調整池底面積(m<sup>2</sup>)= 1437.4 算出區間割(m) 0.10

調整池上面標高(m) 935.30 調整池上面積(m<sup>2</sup>)= 1722.6 標高差(m) 2.60

標高	水面面積	區間容量	容量	備考
m	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	
932.70	1437.4	0.00	0.00	
932.80	1448.4	144.29	144.29	堆砂位
932.90	1459.4	145.39	289.68	
933.00	1470.4	146.49	436.17	
933.10	1481.4	147.59	583.76	
933.20	1492.4	148.69	732.45	
933.30	1503.4	149.79	882.24	
933.40	1514.4	150.89	1033.13	
933.50	1525.4	151.99	1185.12	
933.60	1536.4	153.09	1338.21	
933.70	1547.4	154.19	1492.40	
933.80	1558.4	155.29	1647.69	
933.90	1569.4	156.39	1804.08	
934.00	1580.4	157.49	1961.57	
934.10	1591.4	158.59	2120.16	
934.20	1602.4	159.69	2279.85	
934.30	1613.4	160.79	2440.64	
934.40	1624.4	161.89	2602.53	
934.50	1635.4	162.99	2765.52	
934.60	1646.4	164.09	2929.61	
934.70	1657.4	165.19	3094.80	
934.80	1668.4	166.29	3261.09	
934.90	1679.4	167.39	3428.48	
935.00	1690.4	168.49	3596.97	
935.10	1701.4	169.59	3766.56	
935.20	1712.4	170.69	3937.25	
935.30	1722.6	170.75	4108.00	H. W. L
935.40				
935.50				H, H, W, L
936.10				天端

5. 洪水吐の検討

(1) 計画洪水流量

流域面積 A = 5.8849 ha  
 流出係数 f = 0.848  
 洪水到達時間 t = 10.0 分 (A ≤ 0.5km<sup>2</sup>)

$$r = a / (t^n + b)$$

$$Q = f \cdot r \cdot A / 360$$

ここに Q: 洪水流量(m<sup>3</sup>/s)  
 r: 任意降雨継続時間tの降雨強度(mm/hr)  
 t: 任意の降雨継続時間(分)  
 f: 流出係数  
 A: 流域面積(ha)  
 a, b, n: 降雨強度曲線式の定数

北佐久地方100年確率雨量強度式

rの算出	a	b	n	t	r
	4801.2	20.83	0.96	10.0	160.3

Qの算出	f	r	A	Q	Q*1.2
	0.848	160.3	5.8849	2.22	2.66

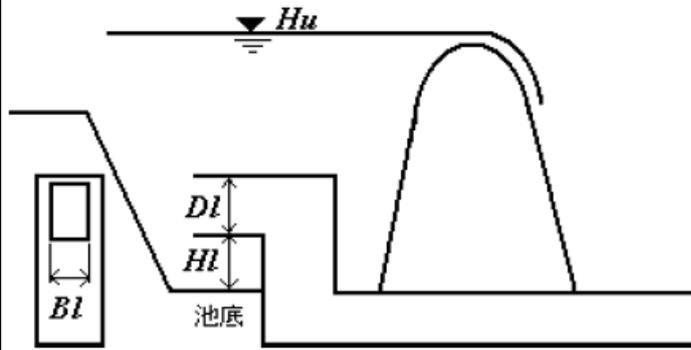
(2) 洪水吐越流幅の算出

$$H = (Q / 1.77B)^{2/3}$$

ここに H: 越流水深(m)  
 B: 洪水吐越流幅(m)  
 Q: 洪水流量(m<sup>3</sup>/s)

Hの算出	Q	B	H
	2.66	22.0	0.17

2-1)オリフィス形状:放流管(矩形)



a)  $H \leq Hl + 1.2Dl$

$$Q = C1 \cdot Bl (H - Hl)^{3/2}$$

b)  $Hl + 1.2Dl < H < Hl + 1.8Dl$

この区間については、 $H = Hl + 1.2Dl$ での $Q$ および $H = Hl + 1.8Dl$ での $Q$ を用いて、この間を直線近似とする。

c)  $Hl + 1.8Dl \leq H$

$$Q = C2 \cdot Dl \cdot Bl \sqrt{2g(H - Hl - 0.5Dl)}$$

$C2$ はベルマウスを有するとき0.85~0.90、有しないとき $C2 = 0.6$ とする。

$C1 = 1.80$ 、 $C2 = 0.60$

高さ $Hl$ (m)	オリフィス幅 $Bl$ (m)	オリフィス高 $Dl$ (m)
0.100	0.295	0.295

・オリフィス寸法自動計算

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot H_o}}$$

$$= \frac{0.3550}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot 2.500}} = 0.085 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さ $D$ は、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.085} = 0.291 \text{ (m)}$$

となり、これを第1近似として再計算を行う

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot (H_o - D/2)}}$$

$$= \frac{0.3550}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot (2.500 - 0.291/2)}} = 0.087 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さ $D$ は、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.087} = 0.295 \text{ (m)}$$

ここに、

$A_o$  : 断面積(m<sup>2</sup>)

$Q_c$  : 放流管設計流量(m<sup>3</sup>/s)

$C$  : 流量係数

$g$  : 重力加速度(m/s<sup>2</sup>)

$H_o$  : オリフィス敷高を基準とする設計水頭(m)

$D$  : 一片の長さ(m)

4) 洪水調節計算結果

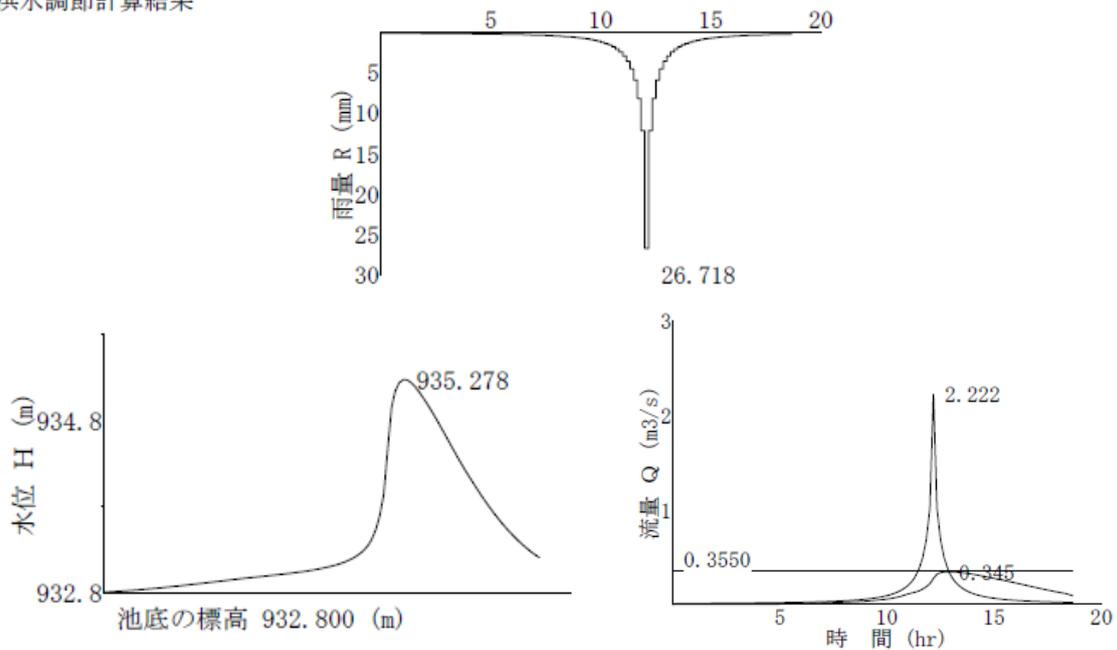
・最大放流量

0.345(m<sup>3</sup>/s) < 許容放流量 0.3550(m<sup>3</sup>/s) … OK

計算時間 (min)	流入量 Qi (m <sup>3</sup> /s)	放流量 Qo (m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
0	0.000	0.000	932.800	0.0
10	0.008	0.000	932.802	2.5
20	0.009	0.000	932.805	7.7
30	0.009	0.000	932.808	12.9
40	0.009	0.000	932.812	18.3
50	0.009	0.000	932.815	23.7
60	0.009	0.000	932.818	29.3
70	0.010	0.000	932.822	35.0
80	0.010	0.000	932.826	40.8
90	0.010	0.000	932.829	46.7
100	0.010	0.000	932.833	52.8
110	0.010	0.000	932.837	58.9
120	0.011	0.000	932.841	65.2
130	0.011	0.000	932.845	71.7
140	0.011	0.000	932.849	78.3
150	0.011	0.000	932.854	85.1
160	0.012	0.000	932.858	92.0
170	0.012	0.000	932.862	99.1
180	0.012	0.000	932.867	106.3
190	0.013	0.000	932.872	113.8
200	0.013	0.000	932.877	121.4
210	0.013	0.000	932.882	129.3
220	0.014	0.000	932.887	137.3
230	0.014	0.000	932.892	145.6
240	0.014	0.000	932.897	154.1
250	0.015	0.000	932.903	162.8
260	0.015	0.000	932.908	171.7
270	0.016	0.001	932.914	180.7
280	0.016	0.001	932.920	189.6
290	0.017	0.002	932.925	198.4
300	0.017	0.003	932.931	207.1
310	0.018	0.004	932.936	215.7
320	0.018	0.004	932.941	224.2
330	0.019	0.005	932.947	232.6
340	0.020	0.006	932.952	240.8
350	0.020	0.007	932.957	248.9
360	0.021	0.008	932.962	256.8
370	0.022	0.009	932.967	264.7
380	0.023	0.010	932.972	272.5
390	0.024	0.011	932.977	280.2
400	0.025	0.012	932.982	287.8
410	0.026	0.013	932.986	295.5
420	0.027	0.015	932.991	303.1
430	0.029	0.016	932.996	310.9
440	0.030	0.017	933.001	318.7
450	0.032	0.018	933.006	326.6
460	0.033	0.020	933.011	334.7
470	0.035	0.021	933.016	343.1
480	0.037	0.022	933.022	351.7
490	0.039	0.024	933.027	360.6
500	0.042	0.026	933.033	370.0
510	0.044	0.028	933.040	379.9
520	0.047	0.029	933.046	390.3
530	0.051	0.032	933.053	401.4
540	0.055	0.034	933.061	413.4
550	0.059	0.037	933.069	426.2
560	0.064	0.039	933.078	440.2
570	0.069	0.043	933.087	455.5
580	0.076	0.047	933.098	472.1
590	0.083	0.051	933.109	490.6
600	0.092	0.056	933.123	511.4
610	0.103	0.061	933.137	534.8
620	0.115	0.068	933.154	561.5
630	0.131	0.076	933.174	592.2
640	0.149	0.085	933.196	627.9
650	0.173	0.097	933.223	670.1
660	0.204	0.112	933.255	720.7
670	0.244	0.119	933.296	785.8
680	0.299	0.129	933.352	874.5
690	0.377	0.143	933.428	996.0
700	0.493	0.162	933.535	1166.0
710	0.680	0.186	933.692	1414.0

計算時間 (min)	流入量 $Q_i$ ( $m^3/s$ )	放流量 $Q_o$ ( $m^3/s$ )	水位 $H$ (m)	容量 $V$ ( $m^3$ )
720	1.012	0.218	933.936	1801.1
730	2.222	0.274	934.456	2625.4
740	1.012	0.319	934.954	3415.2
750	0.680	0.335	935.150	3725.8
760	0.493	0.343	935.243	3874.0
770	0.377	0.345	935.278	3928.4
780	0.299	0.345	935.275	3923.9
790	0.244	0.343	935.247	3880.3
800	0.204	0.340	935.203	3809.8
810	0.173	0.335	935.147	3720.4
820	0.149	0.330	935.082	3617.6
830	0.131	0.324	935.011	3505.3
840	0.115	0.318	934.936	3386.4
850	0.103	0.311	934.858	3263.0
860	0.092	0.304	934.778	3136.7
870	0.083	0.297	934.698	3008.9
880	0.076	0.290	934.617	2880.5
890	0.069	0.282	934.536	2752.4
900	0.064	0.275	934.456	2625.3
910	0.059	0.267	934.377	2499.7
920	0.055	0.259	934.299	2376.1
930	0.051	0.251	934.222	2254.8
940	0.047	0.243	934.147	2136.2
950	0.044	0.234	934.074	2020.7
960	0.042	0.226	934.004	1908.3
970	0.039	0.218	933.935	1799.3
980	0.037	0.210	933.868	1694.0
990	0.035	0.201	933.804	1592.3
1000	0.033	0.193	933.743	1494.6
1010	0.032	0.184	933.684	1400.8
1020	0.030	0.176	933.627	1311.1
1030	0.029	0.168	933.573	1225.5
1040	0.027	0.159	933.522	1144.2
1050	0.026	0.151	933.473	1067.2
1060	0.025	0.143	933.427	994.5
1070	0.024	0.135	933.384	925.9
1080	0.023	0.128	933.343	861.2
1090	0.022	0.121	933.305	800.2
1100	0.021	0.114	933.268	742.6
1110	0.020	0.103	933.235	689.3
1120	0.020	0.090	933.206	643.7

洪水調節計算結果



# 総括表

## 調整池2

貯留施設名称		調整池2		
項目	単位	数値	備考	
流出域面積-直接流域	ha	5.885		
降雨強度式	--	$r=a / (t^a+b)$	式中t:分	
計画降雨超過確率	年	100		
流出係数	--	0.848		
洪水調節方式	--	自然調節方式		
洪水到達時間	min	10		
許容放流量	m <sup>3</sup> /s	0.3550		
最大放流量	m <sup>3</sup> /s	0.345	0.345<0.3550…OK	
必要洪水調節容量(厳密解法)	m <sup>3</sup>	3928.384		
放流施設	断面形状	-	放流管(矩形)	
	オリフィス数高	m	0.100	
	オリフィス幅	m	0.295	
	オリフィス高	m	0.295	
池底の標高	m	932.700		
低水部標高	m	932.800		
計画高水位 H. W. L	m	935.278		
非越流部標高	m	935.300		
上流施設総面積 A	ha	5.885		
洪水調節容量 V	m <sup>3</sup>	3928.384		
単位面積当たり調節容量 V/A	m <sup>3</sup> /ha	667.525		

【No.3 調整池】

1. 許容放流量 (Qpc)

下流河川ネック地点の比流量は、一級河川香坂川 地点である。

その比流量5.48m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>を使用し、直接放流部を考慮した許容放流量を算出する。

$$Q = f \cdot r \cdot A \div 360$$

ここに

t:到達時間

r:降雨強度(mm/h)北佐久地方50年確率雨量強度

$$r = 3963.4 \div (t^{0.94} + 18.60)$$

f:流出係数

A:流域面積(ha)

Q:流出量(m<sup>3</sup>/s)

開発前 f= 0.600

開発後 f= 0.900

流出係数	到達時間	雨量強度	直接流域面積	直接放流量
f	t (min)	r(mm/h)	A (ha)	Q(m <sup>3</sup> /s)
0.900	10	145.1	0.3540	0.128

下流河川ネック地点Iの流下能力より直接放流量分を差し引いた値より比流量を算出する。

$$\begin{array}{rclclcl} \text{I流下能力} & & \text{直接放流量} & & & \\ 85.60 & - & 0.128 & = & 85.47 & \text{m}^3/\text{s} \end{array}$$

$$\begin{array}{rclclcl} \text{比流量の算出} & & \text{I流域面積-直接放流面積(km}^2\text{)} & & & \\ 85.47 & \div & 15.620 & = & 5.47 & \text{m}^3/\text{s/km}^2 \end{array}$$

許容放流量(Qpc) = 比流量 × 流域面積(km<sup>2</sup>)

比流量	流域面積	許容放流量
m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup>	A(km <sup>2</sup> )	Qpc(m <sup>3</sup> /s)
5.47	0.064956	0.355

流出係数

	開発前	開発後	面積計(ha)	流出係数
	0.600	0.900		
面積(ha)	0.1014	0.5093	0.6107	0.850

## 2. 設計堆積土砂量の算定

工事中

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 月	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	0.1014	1.0	1.0 /12	0.0
草地	0.0000	15.0	1.0 /12	0.0
裸地	0.5093	300.0	1.0 /12	12.7
計	0.6107			12.7

工事後

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 月	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	0.1014	1.0	1.0 /12	0.0
草地	0.1041	15.0	1.0 /12	0.1
裸地	0.4052	300.0	1.0 /12	10.1
計	0.6107			10.2

## 3. 調整池容量

必要施設容量

調整水量 m <sup>3</sup>	土砂量 m <sup>3</sup>	必要量 m <sup>3</sup>
950.6	12.7	963.3

計画施設容量

堆砂 m <sup>3</sup>	貯留 m <sup>3</sup>	容量 m <sup>3</sup>
38.15	986.3	1024.43

ok

#### 4. 調整池容量計算

調整池底面標高(m) 915.00 調整池底面積(m<sup>2</sup>)= 365.4 算出区間割(m) 0.10

調整池上面標高(m) 918.00 調整池上面積(m<sup>2</sup>)= 771.3 標高差(m) 3.00

標高		水面面積		区間容量		容量	備考
m		m <sup>2</sup>		m <sup>3</sup>		m <sup>3</sup>	
915.00		377.28		0.00		0.00	
915.10		385.70		38.15		38.15	堆砂位
915.20		394.10		38.99		77.14	
915.30		402.50		39.83		116.97	
915.40		410.90		40.67		157.64	
915.50		419.30		41.51		199.15	
915.60		427.70		42.34		241.49	
915.70		436.10		43.19		284.68	
915.80		444.50		44.03		328.71	
915.90		452.90		44.87		373.58	
916.00		461.00		45.56		419.14	
916.10		477.20		46.91		466.05	
916.20		493.40		48.53		514.58	
916.30		509.60		50.15		564.73	
916.40		525.80		51.77		616.50	
916.50		542.00		53.39		669.89	
916.60		558.20		55.01		724.90	
916.70		574.40		56.63		781.53	
916.80		590.60		58.25		839.78	
916.90		606.80		59.87		899.65	
917.00		623.21		61.60		961.25	
917.10		640.30		63.18		1024.43	H. W. L
917.20		657.40		64.88		1089.31	
917.30		674.50		66.60		1155.91	
917.40		691.60		68.30		1224.21	H, H, W, L
917.50							
917.60							
917.70							
917.80							
917.90							
918.00							天端

5. 洪水吐の検討

(1) 計画洪水流量

流域面積 A = 6.4956 ha  
 流出係数 f = 0.848  
 洪水到達時間 t = 10.0 分 (A ≤ 0.5km<sup>2</sup>)

$$r = a / (t^n + b)$$

$$Q = f \cdot r \cdot A / 360$$

ここに Q: 洪水流量(m<sup>3</sup>/s)  
 r: 任意降雨継続時間tの降雨強度(mm/hr)  
 t: 任意の降雨継続時間(分)  
 f: 流出係数  
 A: 流域面積(ha)  
 a, b, n: 降雨強度曲線式の定数

北佐久地方100年確率雨量強度式

rの算出	a	b	n	t	r
	4801.2	20.83	0.96	10.0	160.3

Qの算出	f	r	A	Q	Q*1.2
	0.848	160.3	6.4956	2.45	2.94

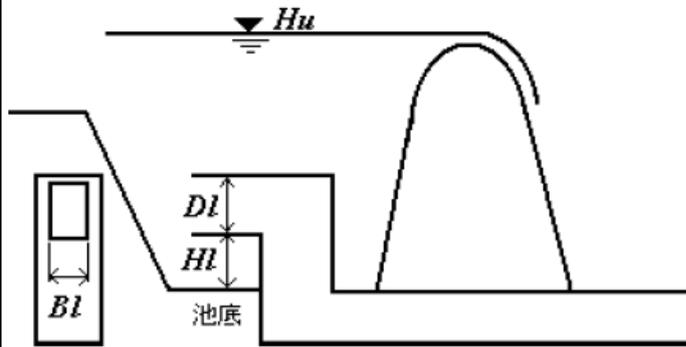
(2) 洪水吐越流幅の算出

$$H = (Q / 1.77B)^{2/3}$$

ここに H: 越流水深(m)  
 B: 洪水吐越流幅(m)  
 Q: 洪水流量(m<sup>3</sup>/s)

Hの算出	Q	B	H
	2.94	11.0	0.28

2-1)オリフィス形状:放流管(矩形)



a)  $H \leq H1 + 1.2D1$

$$Q = C1 \cdot B1 (H - H1)^{3/2}$$

b)  $H1 + 1.2D1 < H < H1 + 1.8D1$

この区間については、 $H = H1 + 1.2D1$ での $Q$ および $H = H1 + 1.8D1$ での $Q$ を用いて、この間を直線近似とする。

c)  $H1 + 1.8D1 \leq H$

$$Q = C2 \cdot D1 \cdot B1 \sqrt{2g(H - H1 - 0.5D1)}$$

$C2$ はベルマウスを有するとき0.85~0.90、有しないとき $C2 = 0.6$ とする。

$C1 = 1.80$ 、 $C2 = 0.60$

高さH1 (m)	オリフィス幅 B1 (m)	オリフィス高 D1 (m)
0.100	0.314	0.314

・オリフィス寸法自動計算

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot H_o}}$$

$$= \frac{0.3550}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot 2.000}} = 0.095 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さDは、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.095} = 0.307 \text{ (m)}$$

となり、これを第1近似として再計算を行う

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot (H_o - D/2)}}$$

$$= \frac{0.3550}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot (2.000 - 0.307/2)}} = 0.098 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さDは、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.098} = 0.314 \text{ (m)}$$

ここに、

$A_o$  : 断面積(m<sup>2</sup>)

$Q_c$  : 放流管設計流量(m<sup>3</sup>/s)

$C$  : 流量係数

$g$  : 重力加速度(m/s<sup>2</sup>)

$H_o$  : オリフィス敷高を基準とする設計水頭(m)

$D$  : 一片の長さ(m)

4) 洪水調節計算結果

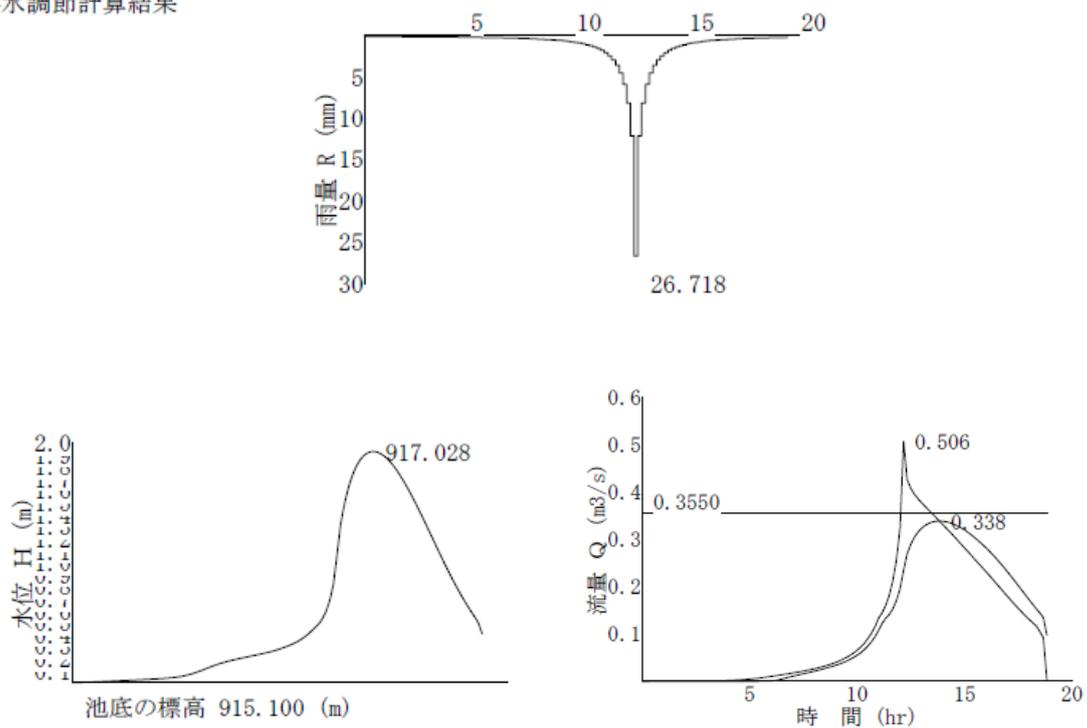
・最大放流量

0.338(m<sup>3</sup>/s) < 許容放流量 0.3550(m<sup>3</sup>/s) … OK

計算時間 (min)	流入量 Qi(m <sup>3</sup> /s)	放流量 Qo(m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
0	0.000	0.000	915.100	0.0
10	0.001	0.000	915.101	0.3
20	0.001	0.000	915.102	0.8
30	0.001	0.000	915.103	1.3
40	0.001	0.000	915.104	1.9
50	0.001	0.000	915.105	2.5
60	0.001	0.000	915.106	3.0
70	0.001	0.000	915.107	3.6
80	0.001	0.000	915.109	4.2
90	0.001	0.000	915.110	4.9
100	0.001	0.000	915.111	5.5
110	0.001	0.000	915.112	6.1
120	0.001	0.000	915.114	6.8
130	0.001	0.000	915.115	7.5
140	0.001	0.000	915.117	8.1
150	0.001	0.000	915.118	8.9
160	0.001	0.000	915.119	9.6
170	0.001	0.000	915.121	10.3
180	0.001	0.000	915.122	11.1
190	0.001	0.000	915.124	11.8
200	0.001	0.000	915.126	12.6
210	0.001	0.000	915.127	13.5
220	0.001	0.000	915.129	14.3
230	0.001	0.000	915.131	15.2
240	0.001	0.000	915.133	16.0
250	0.002	0.000	915.134	17.0
260	0.002	0.000	915.137	18.0
270	0.002	0.000	915.139	19.3
280	0.003	0.000	915.143	21.0
290	0.004	0.000	915.147	23.1
300	0.005	0.000	915.152	25.6
310	0.005	0.000	915.158	28.6
320	0.006	0.000	915.165	32.1
330	0.007	0.000	915.173	36.1
340	0.008	0.000	915.183	40.8
350	0.009	0.000	915.193	46.0
360	0.010	0.000	915.205	51.9
370	0.011	0.001	915.218	58.0
380	0.013	0.003	915.230	63.9
390	0.014	0.005	915.241	69.6
400	0.015	0.007	915.252	74.7
410	0.016	0.008	915.261	79.6
420	0.017	0.010	915.270	84.0
430	0.019	0.012	915.278	88.0
440	0.020	0.014	915.286	91.7
450	0.021	0.016	915.293	95.2
460	0.023	0.018	915.300	98.5
470	0.025	0.019	915.306	101.7
480	0.026	0.021	915.313	104.8
490	0.028	0.023	915.319	107.9
500	0.030	0.025	915.325	111.0
510	0.032	0.027	915.332	114.2
520	0.034	0.029	915.338	117.5
530	0.037	0.031	915.345	121.0
540	0.040	0.033	915.353	124.6
550	0.043	0.036	915.361	128.5
560	0.046	0.039	915.369	132.7
570	0.050	0.042	915.378	137.3
580	0.055	0.046	915.388	142.2
590	0.060	0.050	915.399	147.6
600	0.065	0.055	915.411	153.5
610	0.072	0.060	915.425	160.3
620	0.080	0.066	915.440	167.9
630	0.090	0.074	915.458	176.7
640	0.101	0.083	915.479	186.8
650	0.115	0.094	915.503	198.7
660	0.133	0.108	915.532	212.9
670	0.145	0.122	915.561	227.3
680	0.160	0.133	915.590	241.7
690	0.182	0.141	915.632	262.3
700	0.213	0.153	915.694	292.7
710	0.256	0.170	915.783	336.8

計算時間 (min)	流入量 $Q_i$ ( $m^3/s$ )	放流量 $Q_o$ ( $m^3/s$ )	水位 $H$ (m)	容量 $V$ ( $m^3$ )
720	0.323	0.195	915.914	401.4
730	0.506	0.234	916.160	522.5
740	0.425	0.269	916.417	649.6
750	0.406	0.289	916.582	731.1
760	0.394	0.304	916.708	793.1
770	0.385	0.314	916.806	841.1
780	0.376	0.322	916.881	878.3
790	0.369	0.328	916.938	906.4
800	0.361	0.333	916.979	926.8
810	0.353	0.336	917.007	940.4
820	0.346	0.337	917.023	948.2
830	0.338	0.338	917.028	950.6
840	0.330	0.337	917.023	948.4
850	0.322	0.336	917.010	941.9
860	0.314	0.334	916.989	931.7
870	0.306	0.331	916.962	918.2
880	0.298	0.328	916.928	901.7
890	0.289	0.323	916.890	882.5
900	0.281	0.319	916.846	861.0
910	0.273	0.314	916.798	837.4
920	0.264	0.308	916.747	812.1
930	0.256	0.302	916.692	785.2
940	0.248	0.295	916.635	757.1
950	0.239	0.288	916.576	727.9
960	0.231	0.281	916.515	697.9
970	0.222	0.274	916.453	667.2
980	0.213	0.266	916.390	636.1
990	0.205	0.257	916.326	604.8
1000	0.196	0.249	916.263	573.3
1010	0.188	0.240	916.199	542.0
1020	0.179	0.231	916.136	511.0
1030	0.171	0.221	916.074	480.4
1040	0.162	0.212	916.013	450.3
1050	0.154	0.202	915.954	421.0
1060	0.145	0.192	915.896	392.5
1070	0.137	0.182	915.841	365.3
1080	0.130	0.172	915.788	339.5
1090	0.123	0.162	915.740	315.5
1100	0.117	0.153	915.694	292.9
1110	0.105	0.144	915.648	270.2
1120	0.092	0.135	915.598	245.6
1130	0.002	0.097	915.509	201.8

洪水調節計算結果



総括表

調整池 3

貯留施設名称		調整池3		
項目	単位	数値	備考	
流出域面積-直接流域( 1)	ha	5. 885	流域2	
流出域面積-直接流域( 2)	ha	0. 611	流域3	
降雨強度式	—	$r=a / (t^a+b)$	式中t:分	
計画降雨超過確率	年	100		
洪水調節方式	—	自然調節方式		
洪水到達時間	min	10		
許容放流量	m <sup>3</sup> /s	0. 3550		
最大放流量	m <sup>3</sup> /s	0. 338	0. 338<0. 3550…OK	
必要洪水調節容量(厳密解法)	m <sup>3</sup>	950. 637		
放流施設	断面形状	—	放流管(矩形)	
	オリフィス数高	m	0. 100	
	オリフィス幅	m	0. 314	
	オリフィス高	m	0. 314	
池底の標高	m	915. 000		
低水部標高	m	915. 100		
計画高水位 H.W.L	m	917. 028		
非越流部標高	m	917. 100		
上流施設総面積 A	ha	6. 496		
洪水調節容量 V	m <sup>3</sup>	950. 637		

【No.4 調整池】

1. 許容放流量 (Qpc)

下流河川ネック地点の比流量は、一級河川香坂川 地点である。

その比流量5.48m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>を使用し、直接放流部を考慮した許容放流量を算出する。

$$Q = f * r * A \div 360$$

ここに

t:到達時間

r:降雨強度(mm/h)北佐久地方50年確率雨量強度

$$r = 3963.4 \div (t^{0.94} + 18.60)$$

f:流出係数

A:流域面積(ha)

Q:流出量(m<sup>3</sup>/s)

開発前 f= 0.600

開発後 f= 0.900

流出係数	到達時間	雨量強度	直接流域面積	直接放流量
f	t (min)	r (mm/h)	A (ha)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0.900	10	145.1	0.2034	0.074

下流河川ネック地点Iの流下能力より直接放流量分を差し引いた値より比流量を算出する。

I流下能力

直接放流量

$$85.60 - 0.074 = 85.53 \text{ m}^3/\text{s}$$

比流量の算出

I流域面積-直接放流面積(km<sup>2</sup>)

$$85.53 \div 15.622 = 5.48 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

許容放流量(Qpc) = 比流量 × 流域面積(km<sup>2</sup>)

比流量	流域面積	許容放流量
m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup>	A (km <sup>2</sup> )	Qpc (m <sup>3</sup> /s)
5.48	0.263561	1.443

流出係数

	開発前	開発後	面積計 (ha)	流出係数
	0.600	0.900		
面積 (ha)	14.0680	9.5146	23.5826	0.721

## 2. 設計堆積土砂量の算定

工事中

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 月	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	14.0680	1.0	1.0 /12	1.2
草地	0.0000	15.0	1.0 /12	0.0
裸地	9.5146	300.0	1.0 /12	237.9
計	23.5826			239.1

工事後

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 年	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	14.0680	1.0	1.0 /12	1.2
草地	0.8012	15.0	1.0 /12	1.0
裸地	8.7134	300.0	1.0 /12	217.8
計	23.5826			220.0

## 3. 調整池容量

必要施設容量

調整水量 m <sup>3</sup>	土砂量 m <sup>3</sup>	必要量 m <sup>3</sup>
12710.5	239.1	12949.6

計画施設容量

堆砂 m <sup>3</sup>	貯留 m <sup>3</sup>	容量 m <sup>3</sup>
425.39	12901.56	13326.95

ok

4. 調整池容量計算

調整池底面標高(m) 939.00 調整池底面積(m<sup>2</sup>)= 4241.7 算出區間割(m) 0.10  
 調整池上面標高(m) 942.00 調整池上面積(m<sup>2</sup>)= 4974.5 標高差(m) 3.00

標高 m	水面面積 m <sup>2</sup>	區間容量 m <sup>3</sup>	容量 m <sup>3</sup>	備考
939.00	4241.7	0.00	0.00	
939.10	4266.1	425.39	425.39	堆砂位
939.20	4290.5	427.83	853.22	
939.30	4314.9	430.27	1283.49	
939.40	4339.3	432.71	1716.20	
939.50	4363.7	435.15	2151.35	
939.60	4388.1	437.59	2588.94	
939.70	4412.5	440.03	3028.97	
939.80	4436.9	442.47	3471.44	
939.90	4461.3	444.91	3916.35	
940.00	4485.7	447.35	4363.70	
940.10	4510.1	449.79	4813.49	
940.20	4534.5	452.23	5265.72	
940.30	4558.9	454.67	5720.39	
940.40	4583.3	457.11	6177.50	
940.50	4607.7	459.55	6637.05	
940.60	4632.1	461.99	7099.04	
940.70	4656.5	464.43	7563.47	
940.80	4680.9	466.87	8030.34	
940.90	4705.3	469.31	8499.65	
941.00	4729.7	471.75	8971.40	
941.10	4754.1	474.19	9445.59	
941.20	4778.5	476.63	9922.22	
941.30	4802.9	479.07	10401.29	
941.40	4827.3	481.51	10882.80	
941.50	4851.7	483.95	11366.75	
941.60	4876.1	486.39	11853.14	
941.70	4900.5	488.83	12341.97	
941.80	4924.9	491.27	12833.24	
941.90	4949.3	493.71	13326.95	H. W. L
942.00				
942.10				H. H. W. L
942.70				天端

5. 洪水吐の検討

(1) 計画洪水流量

流域面積 A = 23.5826 ha  
 流出係数 f = 0.721  
 洪水到達時間 t = 10.0 分 (A ≤ 0.5km<sup>2</sup>)

$$r = a / (t^n + b)$$

$$Q = f \cdot r \cdot A / 360$$

ここに Q: 洪水流量(m<sup>3</sup>/s)  
 r: 任意降雨継続時間tの降雨強度(mm/hr)  
 t: 任意の降雨継続時間(分)  
 f: 流出係数  
 A: 流域面積(ha)  
 a, b, n: 降雨強度曲線式の定数

北佐久地方100年確率雨量強度式

rの算出	a	b	n	t	r
	4801.2	20.83	0.96	10.0	160.3

Qの算出	f	r	A	Q	Q*1.2
	0.721	160.3	23.5826	7.57	9.08

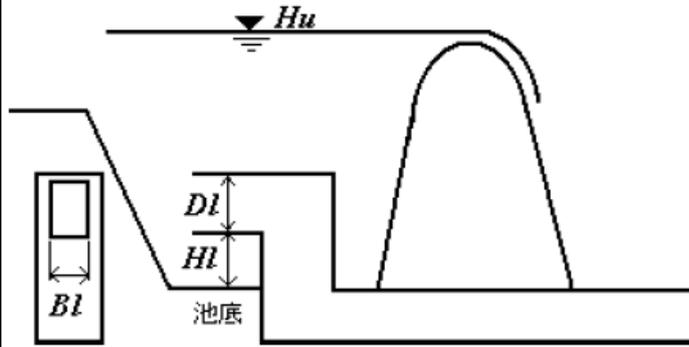
(2) 洪水吐越流幅の算出

$$H = (Q / 1.77B)^{2/3}$$

ここに H: 越流水深(m)  
 B: 洪水吐越流幅(m)  
 Q: 洪水流量(m<sup>3</sup>/s)

Hの算出	Q	B	H
	9.08	56.0	0.20

2-1)オリフィス形状:放流管(矩形)



a)  $H \leq H1 + 1.2D1$

$$Q = C1 \cdot B1 \cdot (H - H1)^{3/2}$$

b)  $H1 + 1.2D1 < H < H1 + 1.8D1$

この区間については、 $H = H1 + 1.2D1$ での $Q$ および $H = H1 + 1.8D1$ での $Q$ を用いて、この間を直線近似とする。

c)  $H1 + 1.8D1 \leq H$

$$Q = C2 \cdot D1 \cdot B1 \sqrt{2g(H - H1 - 0.5D1)}$$

$C2$ はベルマウスを有するとき0.85~0.90、有しないとき $C2 = 0.6$ とする。

$C1 = 1.80$ 、 $C2 = 0.60$

高さH1 (m)	オリフィス幅 B1(m)	オリフィス高 D1(m)
0.100	0.585	0.585

・オリフィス寸法自動計算

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot H_o}}$$

$$= \frac{1.4430}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot 2.800}} = 0.325 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さDは、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.325} = 0.570 \text{ (m)}$$

となり、これを第1近似として再計算を行う

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot (H_o - D/2)}}$$

$$= \frac{1.4430}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot (2.800 - 0.570/2)}} = 0.343 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さDは、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.343} = 0.585 \text{ (m)}$$

ここに、

$A_o$  : 断面積(m<sup>2</sup>)

$Q_c$  : 放流管設計流量(m<sup>3</sup>/s)

$C$  : 流量係数

$g$  : 重力加速度(m/s<sup>2</sup>)

$H_o$  : オリフィス敷高を基準とする設計水頭(m)

$D$  : 一片の長さ(m)

4) 洪水調節計算結果

・最大放流量

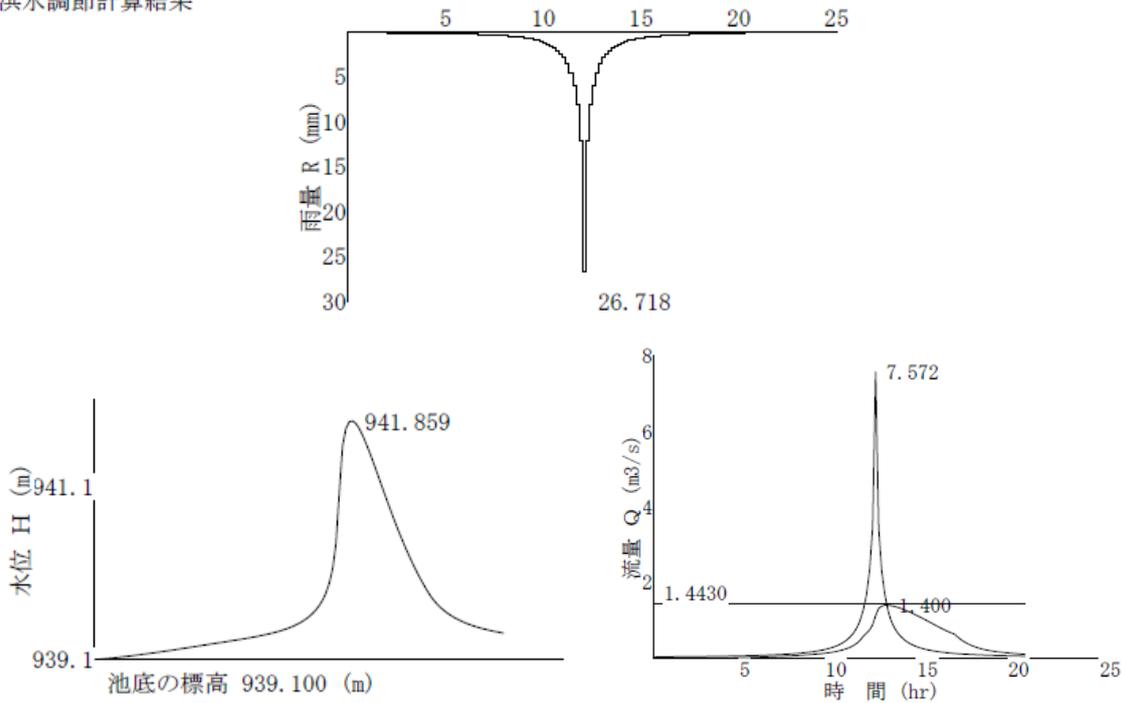
1.400(m<sup>3</sup>/s) < 許容放流量 1.4430(m<sup>3</sup>/s) … OK

計算時間 (min)	流入量 Qi (m <sup>3</sup> /s)	放流量 Qo (m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
0	0.000	0.000	939.100	0.0
10	0.029	0.000	939.102	8.6
20	0.030	0.000	939.106	26.1
30	0.030	0.000	939.110	44.0
40	0.031	0.000	939.114	62.3
50	0.031	0.000	939.118	80.9
60	0.032	0.000	939.122	99.8
70	0.033	0.000	939.126	119.2
80	0.033	0.000	939.130	139.0
90	0.034	0.000	939.135	159.1
100	0.035	0.000	939.139	179.7
110	0.035	0.000	939.144	200.8
120	0.036	0.000	939.148	222.3
130	0.037	0.000	939.153	244.3
140	0.038	0.000	939.158	266.8
150	0.039	0.000	939.163	289.9
160	0.040	0.000	939.168	313.4
170	0.041	0.000	939.173	337.6
180	0.042	0.000	939.179	362.3
190	0.043	0.000	939.184	387.7
200	0.044	0.000	939.190	413.8
210	0.045	0.000	939.196	440.5
220	0.046	0.000	939.202	467.9
230	0.048	0.001	939.208	495.9
240	0.049	0.002	939.214	524.2
250	0.050	0.003	939.220	552.7
260	0.052	0.004	939.226	581.3
270	0.053	0.006	939.232	609.8
280	0.055	0.008	939.239	638.3
290	0.057	0.010	939.245	666.6
300	0.059	0.012	939.251	694.8
310	0.061	0.014	939.257	722.9
320	0.063	0.016	939.263	750.8
330	0.065	0.019	939.269	778.5

計算時間 (min)	流入量 $Q_i$ (m <sup>3</sup> /s)	放流量 $Q_o$ (m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
340	0.067	0.021	939.275	806.2
350	0.070	0.024	939.281	833.7
360	0.072	0.027	939.287	861.2
370	0.075	0.030	939.293	888.7
380	0.078	0.032	939.299	916.2
390	0.082	0.035	939.305	943.9
400	0.085	0.039	939.311	971.7
410	0.089	0.042	939.317	999.8
420	0.093	0.045	939.323	1028.4
430	0.097	0.049	939.329	1057.3
440	0.102	0.052	939.336	1087.0
450	0.107	0.056	939.342	1117.3
460	0.113	0.060	939.349	1148.5
470	0.119	0.065	939.356	1180.8
480	0.126	0.069	939.364	1214.4
490	0.134	0.074	939.371	1249.4
500	0.142	0.079	939.379	1286.1
510	0.151	0.085	939.388	1324.8
520	0.161	0.091	939.396	1365.8
530	0.173	0.098	939.406	1409.6
540	0.186	0.106	939.416	1456.2
550	0.201	0.114	939.427	1506.3
560	0.217	0.123	939.439	1560.7
570	0.236	0.133	939.452	1620.1
580	0.258	0.144	939.466	1685.5
590	0.284	0.157	939.482	1758.0
600	0.314	0.172	939.499	1838.9
610	0.350	0.190	939.519	1929.9
620	0.393	0.210	939.541	2032.9
630	0.445	0.233	939.567	2151.4
640	0.509	0.263	939.597	2288.8
650	0.590	0.298	939.632	2450.6
660	0.694	0.343	939.674	2644.0
670	0.832	0.400	939.725	2879.7
680	1.019	0.476	939.789	3173.5
690	1.284	0.578	939.871	3550.3
700	1.680	0.659	939.982	4064.4
710	2.316	0.743	940.151	4844.4
720	3.449	0.877	940.422	6091.0
730	7.572	1.121	941.011	8805.4
740	3.449	1.311	941.568	11371.3
750	2.316	1.372	941.768	12293.5
760	1.680	1.396	941.848	12660.5
770	1.284	1.400	941.859	12710.5
780	1.019	1.390	941.827	12564.2
790	0.832	1.372	941.767	12290.5
800	0.694	1.349	941.690	11931.9
810	0.590	1.321	941.599	11516.3
820	0.509	1.289	941.501	11062.9
830	0.445	1.256	941.397	10585.4
840	0.393	1.220	941.291	10093.7
850	0.350	1.183	941.182	9595.5
860	0.314	1.144	941.074	9096.4
870	0.284	1.105	940.967	8601.0
880	0.258	1.064	940.861	8112.9
890	0.236	1.023	940.757	7635.0
900	0.217	0.981	940.656	7169.6
910	0.201	0.939	940.558	6718.7
920	0.186	0.897	940.464	6283.9
930	0.173	0.854	940.373	5866.4
940	0.161	0.811	940.287	5467.4
950	0.151	0.769	940.204	5087.4
960	0.142	0.730	940.126	4725.6
970	0.134	0.693	940.051	4381.2
980	0.126	0.658	939.980	4053.8
990	0.119	0.625	939.912	3742.5
1000	0.113	0.553	939.850	3457.8
1010	0.107	0.486	939.797	3213.0
1020	0.102	0.431	939.751	3001.1
1030	0.097	0.385	939.711	2816.6
1040	0.093	0.346	939.676	2654.7
1050	0.089	0.313	939.645	2511.9
1060	0.085	0.284	939.618	2385.2
1070	0.082	0.260	939.593	2272.2
1080	0.078	0.238	939.571	2171.0
1090	0.075	0.219	939.551	2079.9
1100	0.072	0.203	939.534	1997.7

計算時間 (min)	流入量 $Q_i$ (m <sup>3</sup> /s)	放流量 $Q_o$ (m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
1110	0.070	0.188	939.517	1923.1
1120	0.067	0.175	939.503	1855.2
1130	0.065	0.164	939.489	1793.2
1140	0.063	0.153	939.477	1736.4
1150	0.061	0.144	939.466	1684.2
1160	0.059	0.136	939.455	1636.1
1170	0.057	0.129	939.445	1591.3
1180	0.055	0.122	939.436	1549.8
1190	0.053	0.115	939.428	1511.3
1200	0.052	0.109	939.420	1475.5
1210	0.050	0.104	939.413	1442.1
1220	0.049	0.099	939.406	1411.0

洪水調節計算結果



総括表

調整池 4

貯留施設名称		調整池4		
項目	単位	数値	備考	
流出域面積-直接流域	ha	23.583		
降雨強度式	--	$r=a / (t^a+b)$	式中t:分	
計画降雨超過確率	年	100		
流出係数	--	0.721		
洪水調節方式	--	自然調節方式		
洪水到達時間	min	10		
許容放流量	m <sup>3</sup> /s	1.4430		
最大放流量	m <sup>3</sup> /s	1.400	1.400<1.4430…OK	
必要洪水調節容量(厳密解法)	m <sup>3</sup>	12710.529		
放流施設	断面形状 オリフィス敷高 オリフィス幅 オリフィス高	- m m m	放流管(矩形) 0.100 0.585 0.585	
池底の標高	m	939.000		
低水部標高	m	939.100		
計画高水位 H.W.L	m	941.859		
非越流部標高	m	941.900		
上流施設総面積 A	ha	23.583		
洪水調節容量 V	m <sup>3</sup>	12710.529		
単位面積当たり調節容量 V/A	m <sup>3</sup> /ha	538.970		

【No.5 調整池】

1. 許容放流量 (Qpc)

下流河川ネック地点の比流量は、一級河川香坂川 地点である。

その比流量 $5.48\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ を使用し、直接放流部を考慮した許容放流量を算出する。

$$Q = f \cdot r \cdot A \div 360$$

ここに

t: 到達時間

r: 降雨強度 (mm/h) 北佐久地方50年確率雨量強度

$$r = 3963.4 \div (t^{0.94} + 18.60)$$

f: 流出係数

A: 流域面積 (ha)

Q: 流出量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

開発前 f= 0.600

開発後 f= 0.900

流出係数	到達時間	雨量強度	直接流域面積	直接放流量
f	t (min)	r (mm/h)	A (ha)	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
0.900	10	145.1	0.2034	0.074

下流河川ネック地点Iの流下能力より直接放流量分を差し引いた値より比流量を算出する。

I流下能力

直接放流量

85.60

-

0.074

=

85.526

$\text{m}^3/\text{s}$

比流量の算出

I流域面積-直接放流面積 ( $\text{km}^2$ )

85.526

÷

15.622

=

5.47

$\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

許容放流量(Qpc) = 比流量 × 流域面積 ( $\text{km}^2$ )

比流量	流域面積	許容放流量
$\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$	A ( $\text{km}^2$ )	Qpc ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
5.47	0.263561	1.443

流出係数

	開発前	開発後	面積計 (ha)	流出係数
	0.600	0.900		
面積 (ha)	0.3817	2.3918	2.7735	0.859

## 2. 設計堆積土砂量の算定

工事中

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 月	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	0.2094	1.0	1.0 /12	0.0
草地	0.1723	15.0	1.0 /12	0.2
裸地	2.3918	300.0	1.0 /12	59.8
計	2.7735			60.0

工事後

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 年	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	0.3817	1.0	1.0 /12	0.0
草地	0.0094	15.0	1.0 /12	0.0
裸地	2.3824	300.0	1.0 /12	59.6
計	2.7735			59.6

## 3. 調整池容量

必要施設容量

調整水量 m <sup>3</sup>	土砂量 m <sup>3</sup>	必要量 m <sup>3</sup>
1953.1	60.0	2013.1

計画施設容量

堆砂 m <sup>3</sup>	貯留 m <sup>3</sup>	容量 m <sup>3</sup>
73.58	1988.9	2062.52

ok

#### 4. 調整池容量計算

調整池底面標高(m) 913.00 調整池底面積(m<sup>2</sup>)= 359.2 算出区間割(m) 0.10

調整池上面標高(m) 917.00 調整池上面積(m<sup>2</sup>)= 709.0 標高差(m) 4.00

標高	水面面積	区間容量	容量	備考
m	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	
913.00	359.20	0.00	0.00	
913.10	367.90	36.36	36.36	
913.20	376.60	37.22	73.58	堆砂位
913.30	385.30	38.10	111.68	
913.40	394.00	38.96	150.64	
913.50	402.70	39.84	190.48	
913.60	411.40	40.70	231.18	
913.70	420.10	41.58	272.76	
913.80	428.80	42.44	315.20	
913.90	437.50	43.32	358.52	
914.00	446.20	44.18	402.70	
914.10	454.90	45.06	447.76	
914.20	463.60	45.92	493.68	
914.30	472.30	46.80	540.48	
914.40	481.00	47.66	588.14	
914.50	489.70	48.54	636.68	
914.60	498.40	49.40	686.08	
914.70	507.10	50.28	736.36	
914.80	515.80	51.14	787.50	
914.90	524.50	52.02	839.52	
915.00	533.20	52.88	892.40	
915.10	541.90	53.76	946.16	
915.20	550.60	54.62	1000.78	
915.30	559.30	55.50	1056.28	
916.10	628.90	62.46	1531.56	
916.20	637.60	63.32	1594.88	
916.30	646.30	64.20	1659.08	
916.40	655.00	65.06	1724.14	
916.90	698.50	69.42	2062.52	H, W, L
917.00				
917.10				
917.20				
917.30				H, H, W, L
917.40				
917.50				
917.90				天端

5. 洪水吐の検討 (5調整池)

(1) 計画洪水流量

流域面積 A = 26.3561 ha  
 流出係数 f = 0.736  
 洪水到達時間 t = 10.0 分 (A ≤ 0.5km<sup>2</sup>)

$$r = a / (t^n + b)$$

$$Q = f \cdot r \cdot A / 360$$

ここに Q: 洪水流量 (m<sup>3</sup>/s)  
 r: 任意降雨継続時間tの降雨強度 (mm/hr)  
 t: 任意の降雨継続時間 (分)  
 f: 流出係数  
 A: 流域面積 (ha)  
 a, b, n: 降雨強度曲線式の定数

北佐久地方200年確率雨量強度式

rの算出	a	b	n	t	r
	5765.5	23.42	0.98	10.0	174.9

Qの算出	f	r	A	Q	Q*1.2
	0.736	174.9	26.3561	9.42	11.30

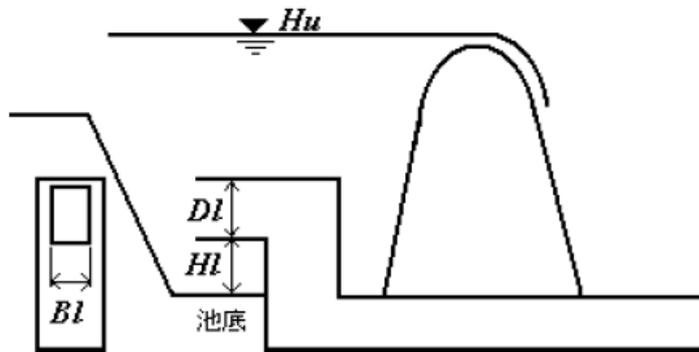
(2) 洪水吐越流幅の算出

$$H = (Q / 1.77B)^{2/3}$$

ここに H: 越流水深 (m)  
 B: 洪水吐越流幅 (m)  
 Q: 洪水流量 (m<sup>3</sup>/s)

Hの算出	Q	B	H
	11.30	25.0	0.40

2-1) オリフィス形状: 放流管 (矩形)



a)  $H \leq H1 + 1.2D1$

$$Q = C1 \cdot B1 (H - H1)^{3/2}$$

b)  $H1 + 1.2D1 < H < H1 + 1.8D1$

この区間については、 $H = H1 + 1.2D1$ での $Q$ および $H = H1 + 1.8D1$ での $Q$ を用いて、この間を直線近似とする。

c)  $H1 + 1.8D1 \leq H$

$$Q = C2 \cdot D1 \cdot B1 \sqrt{2g(H - H1 - 0.5D1)}$$

$C2$ はベルマウスを有するとき0.85~0.90、有しないとき $C2 = 0.6$ とする。

$C1 = 1.80$ 、 $C2 = 0.60$

高さH1 (m)	オリフィス幅 B1 (m)	オリフィス高 D1 (m)
0.000	0.503	0.503

・オリフィス寸法自動計算

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot H_o}}$$

$$= \frac{1.4430}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot 4.850}} = 0.247 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さDは、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.247} = 0.497 \text{ (m)}$$

となり、これを第1近似として再計算を行う

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot (H_o - D/2)}}$$

$$= \frac{1.4430}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot (4.850 - 0.497/2)}} = 0.253 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さDは、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.253} = 0.503 \text{ (m)}$$

ここに、

$A_o$  : 断面積 (m<sup>2</sup>)

$Q_c$  : 放流管設計流量 (m<sup>3</sup>/s)

$C$  : 流量係数

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$H_o$  : オリフィス敷高を基準とする設計水頭 (m)

$D$  : 一片の長さ (m)

4) 洪水調節計算結果

・最大放流量

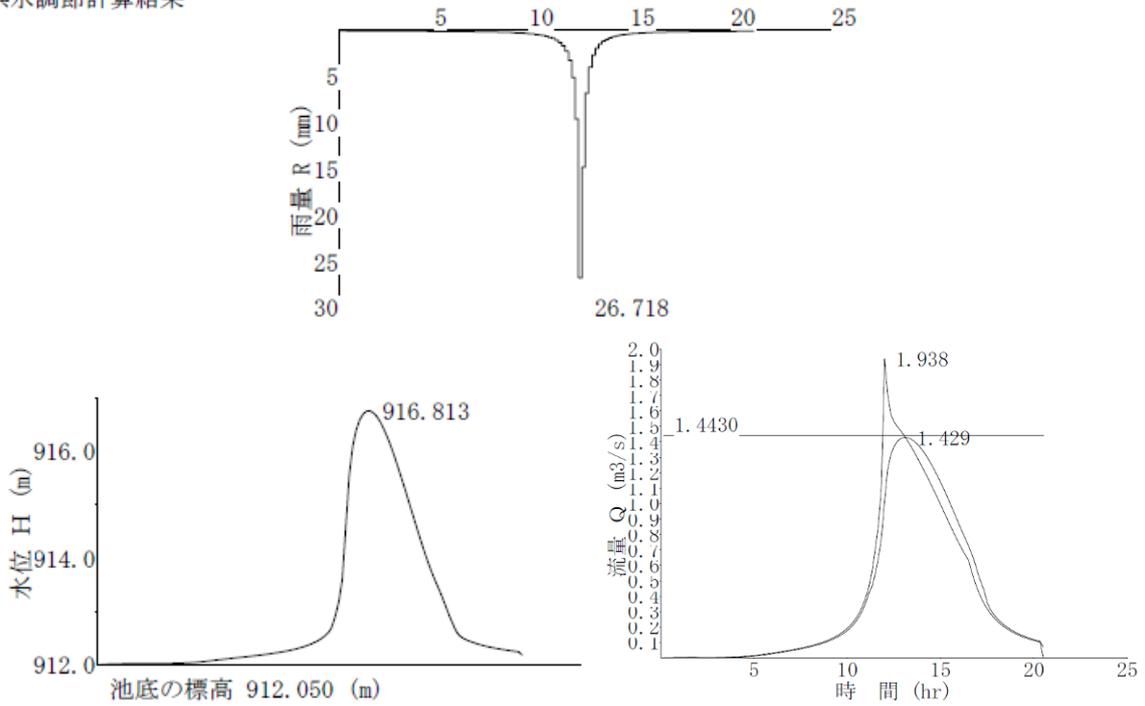
1.429(m<sup>3</sup>/s) < 許容放流量 1.4430(m<sup>3</sup>/s) … OK

計算時間 (min)	流入量 Qi (m <sup>3</sup> /s)	放流量 Qo (m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
10	0.002	0.000	912.051	0.5
20	0.002	0.000	912.054	1.5
30	0.002	0.000	912.056	2.4
40	0.002	0.001	912.058	3.2
50	0.002	0.001	912.059	3.8
60	0.002	0.001	912.061	4.4
70	0.002	0.001	912.062	4.9
80	0.002	0.001	912.063	5.3
90	0.002	0.001	912.064	5.6
100	0.002	0.002	912.064	5.9
110	0.002	0.002	912.065	6.2
120	0.002	0.002	912.066	6.4
130	0.002	0.002	912.066	6.6
140	0.002	0.002	912.067	6.8
150	0.002	0.002	912.067	6.9
160	0.002	0.002	912.067	7.1
170	0.002	0.002	912.068	7.2
180	0.002	0.002	912.068	7.4
190	0.002	0.002	912.068	7.5
200	0.003	0.002	912.069	7.7
210	0.003	0.002	912.069	7.8
220	0.003	0.002	912.069	7.9
230	0.003	0.003	912.070	8.3
240	0.004	0.003	912.072	9.0
250	0.006	0.003	912.075	10.1
260	0.007	0.004	912.079	11.7
270	0.009	0.005	912.083	13.7
280	0.011	0.007	912.089	16.0
290	0.013	0.009	912.095	18.6
300	0.015	0.011	912.102	21.3
310	0.018	0.013	912.109	24.2
320	0.020	0.015	912.116	27.1
330	0.023	0.018	912.123	30.0
340	0.025	0.020	912.130	32.9

計算時間 (min)	流入量 $Q_i$ (m <sup>3</sup> /s)	放流量 $Q_o$ (m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
350	0.028	0.023	912.137	35.8
360	0.031	0.026	912.144	38.7
370	0.034	0.029	912.151	41.6
380	0.037	0.032	912.159	44.5
390	0.040	0.035	912.166	47.4
400	0.043	0.039	912.173	50.3
410	0.047	0.042	912.180	53.2
420	0.050	0.046	912.187	56.2
430	0.054	0.049	912.194	59.1
440	0.058	0.053	912.202	62.2
450	0.062	0.057	912.209	65.3
460	0.067	0.061	912.217	68.5
470	0.071	0.066	912.225	71.8
480	0.076	0.071	912.233	75.2
490	0.082	0.076	912.242	78.7
500	0.087	0.081	912.251	82.4
510	0.094	0.087	912.261	86.4
520	0.100	0.094	912.270	90.4
530	0.108	0.100	912.281	94.6
540	0.117	0.108	912.292	99.4
550	0.125	0.117	912.305	104.7
560	0.135	0.126	912.319	110.2
570	0.147	0.136	912.333	116.2
580	0.159	0.148	912.350	122.8
590	0.174	0.161	912.367	130.2
600	0.191	0.177	912.387	138.2
610	0.211	0.195	912.410	147.4
620	0.235	0.216	912.436	158.1
630	0.263	0.242	912.465	170.1
640	0.298	0.272	912.499	184.3
650	0.340	0.311	912.540	201.0
660	0.395	0.359	912.589	221.2
670	0.466	0.421	912.651	246.4
680	0.565	0.466	912.758	290.5
690	0.706	0.543	912.954	370.8
700	0.861	0.648	913.230	484.0
710	1.123	0.779	913.643	653.1
720	1.938	1.017	914.587	1040.2
730	1.708	1.221	915.597	1454.4
740	1.580	1.317	916.137	1675.9
750	1.531	1.369	916.444	1801.8
760	1.502	1.400	916.635	1880.0
770	1.476	1.419	916.750	1927.2
780	1.448	1.428	916.806	1950.2
790	1.419	1.429	916.813	1953.1
800	1.386	1.423	916.778	1938.7
810	1.352	1.412	916.707	1909.6
820	1.316	1.395	916.605	1867.9
830	1.279	1.374	916.477	1815.4
840	1.241	1.350	916.327	1753.9
850	1.201	1.321	916.159	1685.0
860	1.161	1.289	915.976	1610.1
870	1.119	1.255	915.782	1530.6
880	1.078	1.218	915.580	1447.7
890	1.035	1.179	915.372	1362.4
900	0.993	1.137	915.161	1275.9
910	0.950	1.094	914.949	1188.9
920	0.906	1.050	914.738	1102.2
930	0.863	1.004	914.529	1016.7
940	0.819	0.957	914.325	933.0
950	0.777	0.909	914.128	852.1
960	0.738	0.861	913.941	775.5
970	0.700	0.814	913.768	704.4
980	0.665	0.769	913.608	639.1
990	0.631	0.725	913.464	579.8
1000	0.558	0.675	913.308	516.0
1010	0.492	0.613	913.133	444.3
1020	0.437	0.547	912.964	374.7
1030	0.390	0.487	912.813	312.7
1040	0.351	0.435	912.681	258.6
1050	0.318	0.358	912.589	221.2
1060	0.289	0.314	912.544	202.5
1070	0.264	0.284	912.512	189.3
1080	0.242	0.260	912.485	178.4
1090	0.223	0.239	912.461	168.7
1100	0.207	0.221	912.440	160.0
1110	0.192	0.205	912.421	152.2

計算時間 (min)	流入量 $Q_i$ ( $m^3/s$ )	放流量 $Q_o$ ( $m^3/s$ )	水位 $H$ (m)	容量 $V$ ( $m^3$ )
1120	0.179	0.190	912.404	145.0
1130	0.167	0.178	912.388	138.5
1140	0.157	0.166	912.373	132.6
1150	0.147	0.156	912.360	127.1
1160	0.139	0.147	912.348	122.1
1170	0.132	0.139	912.337	117.5
1180	0.125	0.132	912.326	113.4
1190	0.118	0.125	912.317	109.4
1200	0.112	0.119	912.307	105.4
1210	0.107	0.113	912.298	101.8
1220	0.102	0.107	912.290	98.5
1230	0.003	0.070	912.231	74.4

洪水調節計算結果



総括表

調整池 5

貯留施設名称		調整池5		
項目		単位	数値	備考
流出域面積-直接流域( 1)		ha	23. 583	流域4
流出域面積-直接流域( 2)		ha	2. 774	流域5
降雨強度式		—	$r=a / (t^a+b)$	式中t:分
計画降雨超過確率		年	100	
洪水調節方式		—	自然調節方式	
洪水到達時間		min	10	
許容放流量		m <sup>3</sup> /s	1. 4430	
最大放流量		m <sup>3</sup> /s	1. 429	1. 429<1. 4430…OK
必要洪水調節容量(厳密解法)		m <sup>3</sup>	1953. 095	
放流施設	断面形状	—	放流管(矩形)	
	オリフィス数高	m	0. 000	
	オリフィス幅	m	0. 503	
	オリフィス高	m	0. 503	
池底の標高		m	912. 050	
計画高水位 H. W. L		m	916. 813	
非越流部標高		m	916. 900	
上流施設総面積 A		ha	26. 357	
洪水調節容量 V		m <sup>3</sup>	1953. 095	

【No.6 調整池】

1. 許容放流量 (Q<sub>pc</sub>)

下流河川ネック地点の比流量は、一級河川香坂川 地点である。

その比流量5.48m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>を使用し、直接放流部を考慮した許容放流量を算出する。

$$Q = f * r * A \div 360$$

ここに

t:到達時間

r:降雨強度 (mm/h) 北佐久地方50年確率雨量強度

$$r = 3963.4 \div (t^{0.94} + 18.60)$$

f:流出係数

A:流域面積 (ha)

Q:流出量 (m<sup>3</sup>/s)

開発前 f= 0.600

開発後 f= 0.900

流出係数	到達時間	雨量強度	直接流域面積	直接放流量
f	t (min)	r (mm/h)	A (ha)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0.900	10	145.1	0.9177	0.333

下流河川ネック地点 I の流下能力より直接放流量分を差し引いた値より比流量を算出する。

I流下能力		直接放流量			
85.60	-	0.333	=	85.27	m <sup>3</sup> /s

比流量の算出		I流域面積-直接放流面積 (km <sup>2</sup> )			
85.27	÷	15.615	=	5.46	m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup>

許容放流量 (Q<sub>pc</sub>) = 比流量 × 流域面積 (km<sup>2</sup>)

比流量	区域面積	許容放流量
m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup>	A (km <sup>2</sup> )	Q <sub>pc</sub> (m <sup>3</sup> /s)
5.46	0.048923	0.267

流出係数

	開発前	開発後	面積計 (ha)	流出係数
	0.600	0.900		
面積 (ha)	2.0086	2.8837	4.8923	0.777

## 2. 設計堆積土砂量の算定

工事中

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 月	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	0.0000	1.0	1.0 /12	0.0
草地	2.0086	15.0	1.0 /12	2.5
裸地	2.8837	300.0	1.0 /12	72.1
計	4.8923			74.6

工事後

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 年	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	0.0000	1.0	1.0 /12	0.0
草地	2.0629	15.0	1.0 /12	2.6
裸地	2.8294	300.0	1.0 /12	70.7
計	4.8923			73.3

## 3. 調整池容量

必要施設容量

調整水量 m <sup>3</sup>	土砂量 m <sup>3</sup>	必要量 m <sup>3</sup>
2816.7	74.6	2891.3

計画施設容量

堆砂 m <sup>3</sup>	貯留 m <sup>3</sup>	容量 m <sup>3</sup>
122.58	3196.07	3318.65

ok

4. 調整池容量計算

調整池底面標高(m) 910.70 調整池底面積(m<sup>2</sup>)= 395.1 算出区間割(m) 0.20  
 調整池上面標高(m) 916.00 調整池上面積(m<sup>2</sup>)= 1197.8 標高差(m) 5.30

標高	水面面積	区間容量	容量	備考
m	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	
910.70	395.1	0.00	0.00	
911.00	422.1	41.76	122.58	堆砂位
911.10	431.1	42.66	165.24	
911.20	440.1	43.56	208.80	
911.50	467.1	46.26	344.88	
911.60	476.1	47.16	392.04	
911.80	494.1	48.96	489.06	
912.00	512.1	50.76	589.68	
912.20	528.6	104.07	693.75	
912.40	545.1	107.37	801.12	
912.60	561.6	110.67	911.79	
912.80	578.1	113.97	1025.76	
913.00	594.6	117.27	1143.03	
913.20	611.6	120.62	1367.97	
913.40	628.6	124.02	1599.61	
913.60	645.6	127.42	1837.95	
913.80	662.6	130.82	2082.99	
914.00	679.5	134.17	2334.63	
915.00	832.20	163.45	2535.93	
915.20	905.30	173.75	2709.68	
915.40	978.40	188.37	2898.05	
915.60	1051.50	202.99	3101.04	
915.80	1124.60	217.61	3318.65	H. W. L
916.00	1197.80	232.28	3550.93	
916.10				
916.20				HHWL
916.30				
916.40				
916.80				天端

5. 洪水吐の検討 (6調整池)

(1) 計画洪水流量

流域面積 A = 4.8923 ha  
 流出係数 f = 0.777  
 洪水到達時間 t = 10.0 分 (A ≤ 0.5km<sup>2</sup>)

$$r = a / (t^n + b)$$

$$Q = f \cdot r \cdot A / 360$$

ここに Q: 洪水流量(m<sup>3</sup>/s)  
 r: 任意降雨継続時間tの降雨強度(mm/hr)  
 t: 任意の降雨継続時間(分)  
 f: 流出係数  
 A: 流域面積(ha)  
 a, b, n: 降雨強度曲線式の定数

北佐久地方200年確率雨量強度式

rの算出	a	b	n	t	r
	5765.5	23.42	0.98	10.0	174.9

Qの算出	f	r	A	Q	Q*1.2
	0.777	174.9	4.892	1.85	2.22

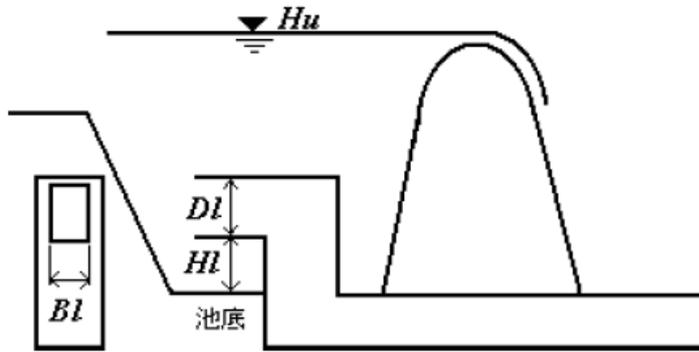
(2) 洪水吐越流幅の算出

$$H = (Q / 1.77B)^{2/3}$$

ここに H: 越流水深(m)  
 B: 洪水吐越流幅(m)  
 Q: 洪水流量(m<sup>3</sup>/s)

Hの算出	Q	B	H
	2.22	5.0	0.40

2-1) オリフィス形状:放流管(矩形)



a)  $H \leq H1 + 1.2D1$

$$Q = C1 \cdot B1 (H - H1)^{3/2}$$

b)  $H1 + 1.2D1 < H < H1 + 1.8D1$

この区間については、 $H = H1 + 1.2D1$ での $Q$ および $H = H1 + 1.8D1$ での $Q$ を用いて、この間を直線近似とする。

c)  $H1 + 1.8D1 \leq H$

$$Q = C2 \cdot D1 \cdot B1 \sqrt{2g(H - H1 - 0.5D1)}$$

$C2$ はベルマウスを有するとき0.85~0.90、有しないとき $C2 = 0.6$ とする。

$C1 = 1.80$ 、 $C2 = 0.60$

高さH1 (m)	オリフィス幅 B1 (m)	オリフィス高 D1 (m)
0.000	0.203	0.203

・オリフィス寸法自動計算

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot H_o}}$$

$$= \frac{0.2670}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot 6.000}} = 0.041 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さDは、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.041} = 0.203 \text{ (m)}$$

となり、これを第1近似として再計算を行う

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot (H_o - D/2)}}$$

$$= \frac{0.2670}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot (6.000 - 0.203/2)}} = 0.041 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さDは、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.041} = 0.203 \text{ (m)}$$

ここに、

$A_o$  : 断面積 (m<sup>2</sup>)

$Q_c$  : 放流管設計流量 (m<sup>3</sup>/s)

$C$  : 流量係数

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$H_o$  : オリフィス敷高を基準とする設計水頭 (m)

$D$  : 一片の長さ (m)

4) 洪水調節計算結果

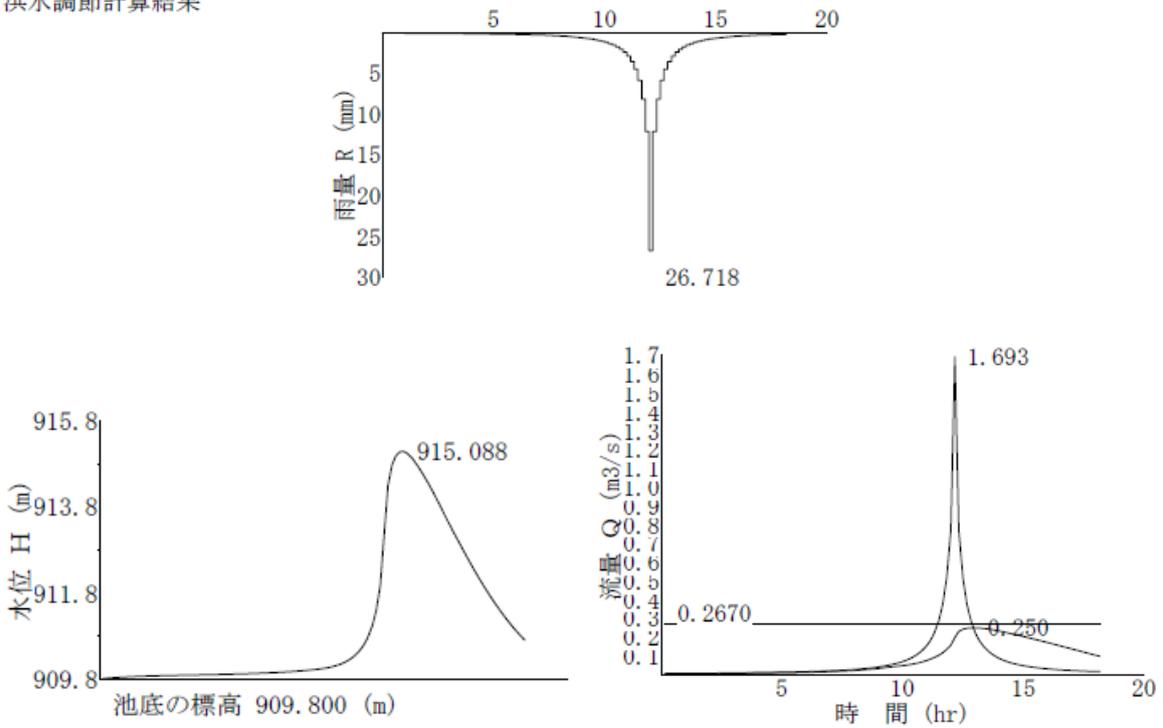
・最大放流量

0.250(m<sup>3</sup>/s) < 許容放流量 0.2670(m<sup>3</sup>/s) … OK

計算時間 (min)	流入量 Qi (m <sup>3</sup> /s)	放流量 Qo (m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
10	0.006	0.000	909.804	1.9
20	0.007	0.000	909.811	5.7
30	0.007	0.001	909.818	9.4
40	0.007	0.001	909.824	12.8
50	0.007	0.002	909.830	16.0
60	0.007	0.002	909.836	19.0
70	0.007	0.003	909.841	21.7
80	0.007	0.003	909.845	24.2
90	0.008	0.004	909.850	26.4
100	0.008	0.004	909.854	28.5
110	0.008	0.005	909.857	30.4
120	0.008	0.005	909.860	32.1
130	0.008	0.006	909.863	33.7
140	0.008	0.006	909.866	35.1
150	0.009	0.007	909.868	36.5
160	0.009	0.007	909.871	37.7
170	0.009	0.007	909.873	38.9
180	0.009	0.008	909.875	40.0
190	0.010	0.008	909.877	41.1
200	0.010	0.008	909.879	42.1
210	0.010	0.008	909.881	43.1
220	0.010	0.009	909.883	44.1
230	0.011	0.009	909.885	45.1
240	0.011	0.009	909.887	46.1
250	0.011	0.010	909.888	47.1
260	0.012	0.010	909.890	48.1
270	0.012	0.010	909.892	49.1
280	0.012	0.011	909.894	50.2
290	0.013	0.011	909.896	51.3
300	0.013	0.011	909.898	52.4
310	0.014	0.012	909.900	53.5
320	0.014	0.012	909.903	54.7
330	0.015	0.012	909.905	55.9
340	0.015	0.013	909.907	57.2
350	0.016	0.013	909.910	58.6
360	0.016	0.014	909.913	60.0
370	0.017	0.014	909.915	61.5
380	0.018	0.015	909.918	63.0
390	0.018	0.015	909.921	64.7
400	0.019	0.016	909.925	66.4
410	0.020	0.017	909.928	68.3
420	0.021	0.017	909.932	70.2
430	0.022	0.018	909.936	72.3
440	0.023	0.019	909.940	74.5
450	0.024	0.020	909.944	76.9
460	0.025	0.021	909.949	79.4
470	0.027	0.022	909.954	82.1
480	0.028	0.023	909.960	85.0
490	0.030	0.025	909.965	88.1
500	0.032	0.026	909.972	91.5
510	0.034	0.027	909.979	95.1
520	0.036	0.029	909.986	99.1
530	0.039	0.031	909.994	103.5
540	0.042	0.033	910.003	108.2
550	0.045	0.036	910.013	113.4
560	0.049	0.039	910.023	119.0
570	0.053	0.042	910.035	125.4
580	0.058	0.045	910.049	132.5
590	0.063	0.046	910.066	141.6
600	0.070	0.049	910.088	153.3
610	0.078	0.051	910.115	167.9
620	0.088	0.055	910.149	185.8
630	0.099	0.059	910.190	207.9
640	0.114	0.064	910.241	235.0
650	0.132	0.070	910.304	268.7
660	0.155	0.076	910.384	311.1
670	0.186	0.084	910.486	365.4
680	0.228	0.093	910.619	436.5
690	0.287	0.104	910.799	531.9
700	0.376	0.118	911.047	664.4
710	0.518	0.135	911.409	856.9
720	0.771	0.158	911.970	1155.9

計算時間 (min)	流入量 $Q_i$ (m <sup>3</sup> /s)	放流量 $Q_o$ (m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
730	1.693	0.198	913.159	1789.3
740	0.771	0.231	914.302	2398.0
750	0.518	0.242	914.761	2642.4
760	0.376	0.248	914.987	2763.1
770	0.287	0.250	915.080	2812.4
780	0.228	0.250	915.088	2816.7
790	0.186	0.249	915.039	2790.9
800	0.155	0.247	914.952	2744.4
810	0.132	0.244	914.837	2683.1
820	0.114	0.241	914.702	2611.3
830	0.099	0.237	914.553	2531.9
840	0.088	0.233	914.394	2447.0
850	0.078	0.229	914.227	2358.2
860	0.070	0.224	914.056	2266.9
870	0.063	0.219	913.881	2174.0
880	0.058	0.214	913.705	2080.2
890	0.053	0.209	913.529	1986.3
900	0.049	0.204	913.353	1892.6
910	0.045	0.199	913.178	1799.6
920	0.042	0.194	913.006	1707.7
930	0.039	0.188	912.836	1617.2
940	0.036	0.183	912.669	1528.3
950	0.034	0.177	912.505	1441.1
960	0.032	0.172	912.346	1356.0
970	0.030	0.166	912.190	1273.1
980	0.028	0.161	912.039	1192.4
990	0.027	0.155	911.892	1114.2
1000	0.025	0.149	911.749	1038.4
1010	0.024	0.144	911.612	965.2
1020	0.023	0.138	911.480	894.7
1030	0.022	0.132	911.353	827.0
1040	0.021	0.127	911.231	762.0
1050	0.020	0.121	911.114	699.9
1060	0.019	0.115	911.003	640.7
1070	0.018	0.110	910.897	584.4
1080	0.018	0.104	910.797	531.0
1090	0.017	0.098	910.702	480.6

洪水調節計算結果



総括表

調整池 6

貯留施設名称		調整池6		
項目	単位	数値	備考	
流出域面積-直接流域	ha	4.892		
降雨強度式	--	$r=a / (t^2+b)$	式中t:分	
計画降雨超過確率	年	100		
流出係数	--	0.777		
洪水調節方式	--	自然調節方式		
洪水到達時間	min	10		
許容放流量	m <sup>3</sup> /s	0.2670		
最大放流量	m <sup>3</sup> /s	0.250	0.250<0.2670…OK	
必要洪水調節容量(厳密解法)	m <sup>3</sup>	2816.696		
放流施設	断面形状 オリフィス数高 オリフィス幅 オリフィス高	- m m m	放流管(矩形) 0.000 0.203 0.203	
池底の標高	m	909.800		
計画高水位 H. W. L	m	915.088		
非越流部標高	m	915.800		
上流施設総面積 A	ha	4.892		
洪水調節容量 V	m <sup>3</sup>	2816.696		
単位面積当たり調節容量 V/A	m <sup>3</sup> /ha	575.776		

【No.7 調整池】

1. 許容放流量 (Qpc)

支川2の2-1地点を改修し、流下能力を確保する。

下流河川ネック地点の比流量は、一級河川香坂川 地点である。

その比流量 $5.48 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ を使用し、直接放流部を考慮した許容放流量を算出する。

$$Q = f \cdot r \cdot A \div 360$$

ここに

t: 到達時間

r: 降雨強度 (mm/h) 北佐久地方50年確率雨量強度

$$r = 3963.4 \div (t^{0.94} + 18.60)$$

f: 流出係数

A: 流域面積 (ha)

Q: 流出量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

開発前 f= 0.600

開発後 f= 0.900

流出係数	到達時間	雨量強度	直接流域面積	直接放流量
f	t (min)	r (mm/h)	A (ha)	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
0.900	10	145.1	0.6892	0.250

下流河川ネック地点 I の流下能力より直接放流量分を差し引いた値より比流量を算出する。

$$\begin{array}{rclcl} \text{I流下能力} & & \text{直接放流量} & & \\ 85.60 & - & 0.250 & = & 85.35 \quad \text{m}^3/\text{s} \end{array}$$

$$\begin{array}{rclcl} \text{比流量の算出} & & \text{I流域面積-直接放流面積 (km}^2\text{)} & & \\ 85.35 & \div & 15.617 & = & 5.47 \quad \text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2 \end{array}$$

$$\text{許容放流量 (Qpc)} = \text{比流量} \times \text{流域面積 (km}^2\text{)}$$

比流量	区域面積	許容放流量
$\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$	A ( $\text{km}^2$ )	Qpc ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
5.47	0.076793	0.420

流出係数

	開発前	開発後	面積計 (ha)	流出係数
	0.600	0.900		
面積 (ha)	1.9815	5.6978	7.6793	0.823

## 2. 設計堆積土砂量の算定

工事中

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 月	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	1.9815	1.0	1.0 /12	0.2
草地	0.0000	15.0	1.0 /12	0.0
裸地	5.6978	300.0	1.0 /12	142.4
計	7.6793			142.6

工事後

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 年	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	1.9815	1.0	1.0 /12	0.2
草地	0.2343	15.0	1.0 /12	0.3
裸地	5.4635	300.0	1.0 /12	136.6
計	7.6793			137.1

## 3. 調整池容量

必要施設容量

調整水量 m <sup>3</sup>	土砂量 m <sup>3</sup>	必要量 m <sup>3</sup>
4733.5	142.6	4876.1

計画施設容量

堆砂 m <sup>3</sup>	貯留 m <sup>3</sup>	容量 m <sup>3</sup>
142.66	5011.64	5154.30

ok

4. 調整池容量計算

調整池底面標高(m) 925.30 調整池底面積(m<sup>2</sup>)= 944.4 算出区間割(m) 0.15  
 調整池上面標高(m) 930.00 調整池上面積(m<sup>2</sup>)= 1365.5 標高差(m) 4.70

標高 m	水面面積 m <sup>2</sup>	区間容量 m <sup>3</sup>	容量 m <sup>3</sup>	備考
925.30	944.4	0.00	0.00	
925.45	957.8	142.66	142.66	堆砂位
925.60	971.2	144.68	287.34	
925.75	984.6	146.68	434.02	
925.90	998.0	148.70	582.72	
926.05	1011.4	150.70	733.42	
926.20	1024.8	152.72	886.14	
926.35	1038.2	154.72	1040.86	
926.50	1051.6	156.74	1197.60	
926.65	1065.0	158.74	1356.34	
926.80	1078.4	160.76	1517.10	
926.95	1091.8	162.76	1679.86	
927.10	1105.2	164.78	1844.64	
927.25	1118.6	166.78	2011.42	
927.40	1132.0	168.80	2180.22	
927.55	1145.4	170.80	2351.02	
927.70	1158.8	172.82	2523.84	
927.85	1172.2	174.82	2698.66	
928.00	1185.6	176.84	2875.50	
928.15	1199.0	178.84	3054.34	
928.30	1212.4	180.86	3235.20	
928.45	1225.8	182.86	3418.06	
928.60	1239.2	184.88	3602.94	
928.75	1252.6	186.88	3789.82	
928.90	1266.0	188.90	3978.72	
929.05	1279.4	190.90	4169.62	
929.20	1292.8	192.92	4362.54	
929.35	1306.2	194.92	4557.46	
929.50	1319.6	196.94	4754.40	
929.65	1333.0	198.94	4953.34	
929.80	1346.4	200.96	5154.30	HWL
929.95	1359.8	202.96	5357.26	
930.10				
930.25				
930.40				HHWL
931.00				天端

5. 洪水吐の検討 (7 調整池)

(1) 計画洪水流量

流域面積 A = 15.8176 ha  
 流出係数 f = 0.801  
 洪水到達時間 t = 10.0 分 (A ≤ 0.5km<sup>2</sup>)

$$r = a / (t^n + b)$$

$$Q = f \cdot r \cdot A / 360$$

ここに Q: 洪水流量 (m<sup>3</sup>/s)  
 r: 任意降雨継続時間 t の降雨強度 (mm/hr)  
 t: 任意の降雨継続時間 (分)  
 f: 流出係数  
 A: 流域面積 (ha)  
 a, b, n: 降雨強度曲線式の定数

北佐久地方200年確率雨量強度式

r の算出	a	b	n	t	r
	5765.5	23.42	0.98	10.0	174.9

Q の算出	f	r	A	Q	Q*1.2
	0.801	174.9	15.818	6.16	7.39

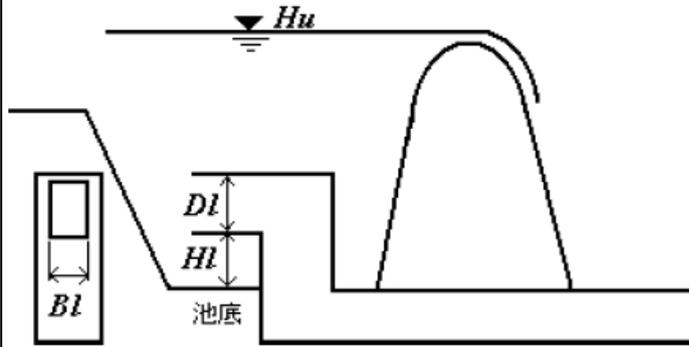
(2) 洪水吐越流幅の算出

$$H = (Q / 1.77B)^{2/3}$$

ここに H: 越流水深 (m)  
 B: 洪水吐越流幅 (m)  
 Q: 洪水流量 (m<sup>3</sup>/s)

H の算出	Q	B	H
	7.39	9.0	0.60

2-1) オリフィス形状:放流管(矩形)



a)  $H \leq H1 + 1.2D1$

$$Q = C1 \cdot B1 \cdot (H - H1)^{3/2}$$

b)  $H1 + 1.2D1 < H < H1 + 1.8D1$

この区間については、 $H = H1 + 1.2D1$ でのQおよび $H = H1 + 1.8D1$ でのQを用いて、この間を直線近似とする。

c)  $H1 + 1.8D1 \leq H$

$$Q = C2 \cdot D1 \cdot B1 \sqrt{2g(H - H1 - 0.5D1)}$$

C2はベルマウスを有するとき0.85~0.90、有しないときC2=0.6とする。

C1=1.80、C2=0.60

高さH1 (m)	オリフィス幅 B1(m)	オリフィス高 D1(m)
0.000	0.247	0.247

・オリフィス寸法自動計算

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot H_o}}$$

$$= \frac{0.4200}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot 6.800}} = 0.061 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さDは、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.061} = 0.246 \text{ (m)}$$

となり、これを第1近似として再計算を行う

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot (H_o - D/2)}}$$

$$= \frac{0.4200}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot (6.800 - 0.246/2)}} = 0.061 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さDは、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.061} = 0.247 \text{ (m)}$$

ここに、

Ao : 断面積(m<sup>2</sup>)

Qc : 放流管設計流量(m<sup>3</sup>/s)

C : 流量係数

g : 重力加速度(m/s<sup>2</sup>)

Ho : オリフィス敷高を基準とする設計水頭(m)

D : 一片の長さ(m)

## 4) 洪水調節計算結果

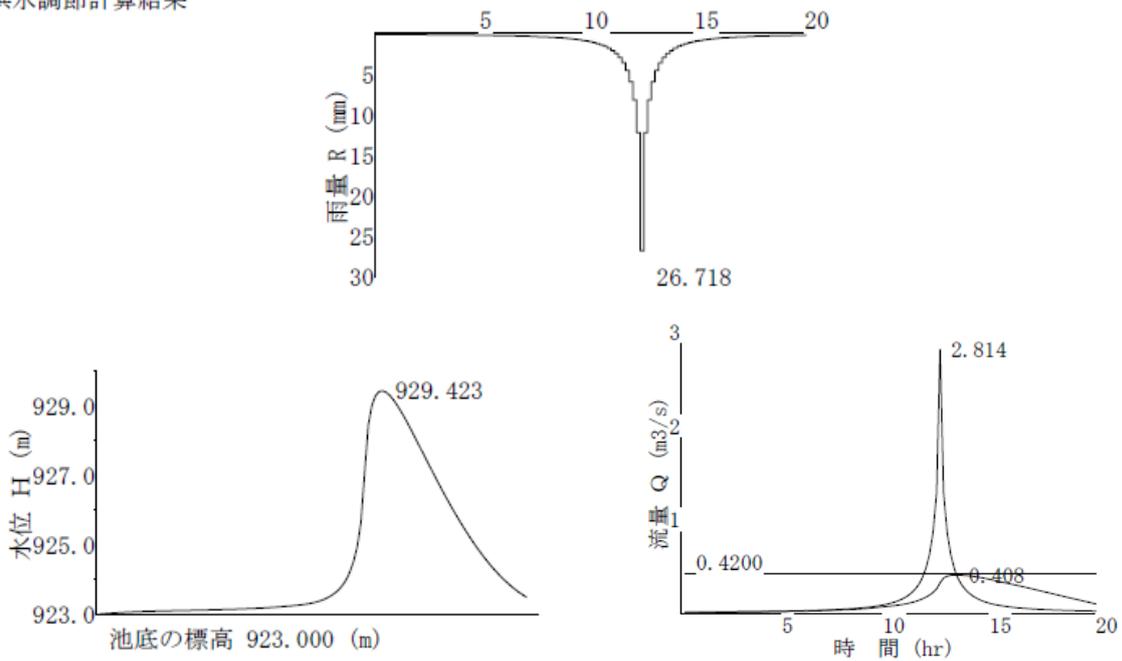
・最大放流量

0.408(m<sup>3</sup>/s) < 許容放流量 0.4200(m<sup>3</sup>/s) … OK

計算時間 (min)	流入量 Qi (m <sup>3</sup> /s)	放流量 Qo (m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
10	0.011	0.000	923.004	3.2
20	0.011	0.001	923.013	9.5
30	0.011	0.001	923.021	15.6
40	0.011	0.002	923.029	21.4
50	0.012	0.003	923.036	26.7
60	0.012	0.004	923.043	31.7
70	0.012	0.005	923.049	36.3
80	0.012	0.006	923.055	40.5
90	0.013	0.006	923.060	44.4
100	0.013	0.007	923.065	47.9
110	0.013	0.008	923.069	51.1
120	0.013	0.009	923.073	54.1
130	0.014	0.009	923.077	56.8
140	0.014	0.010	923.080	59.3
150	0.014	0.011	923.084	61.6
160	0.015	0.011	923.087	63.8
170	0.015	0.012	923.089	65.8
180	0.016	0.012	923.092	67.8
190	0.016	0.013	923.094	69.6
200	0.016	0.013	923.097	71.4
210	0.017	0.014	923.099	73.2
220	0.017	0.014	923.102	74.9
230	0.018	0.015	923.104	76.6
240	0.018	0.015	923.106	78.3
250	0.019	0.016	923.109	80.0
260	0.019	0.016	923.111	81.7
270	0.020	0.017	923.113	83.5
280	0.020	0.017	923.116	85.3
290	0.021	0.018	923.118	87.1
300	0.022	0.019	923.121	89.0
310	0.023	0.019	923.123	91.0
320	0.023	0.020	923.126	93.0
330	0.024	0.021	923.129	95.1
340	0.025	0.021	923.132	97.3
350	0.026	0.022	923.135	99.6
360	0.027	0.023	923.138	102.0
370	0.028	0.024	923.142	104.5
380	0.029	0.025	923.145	107.2
390	0.030	0.026	923.149	110.0
400	0.032	0.027	923.153	112.9
410	0.033	0.028	923.157	116.1
420	0.035	0.029	923.162	119.4
430	0.036	0.030	923.167	122.9
440	0.038	0.032	923.172	126.7
450	0.040	0.033	923.177	130.7
460	0.042	0.035	923.183	134.9
470	0.044	0.036	923.189	139.5
480	0.047	0.038	923.196	144.4
490	0.050	0.041	923.203	149.7
500	0.053	0.043	923.211	155.5
510	0.056	0.045	923.219	161.7
520	0.060	0.048	923.229	168.4
530	0.064	0.052	923.238	175.7
540	0.069	0.055	923.249	183.6
550	0.075	0.059	923.261	192.3
560	0.081	0.064	923.274	202.0
570	0.088	0.069	923.289	212.8
580	0.096	0.073	923.305	225.1
590	0.106	0.076	923.327	240.8
600	0.117	0.080	923.354	260.8
610	0.130	0.084	923.388	285.7
620	0.146	0.090	923.429	316.2
630	0.165	0.097	923.480	353.6
640	0.189	0.105	923.542	399.4
650	0.219	0.114	923.619	456.2
660	0.258	0.125	923.716	527.7
670	0.309	0.138	923.840	619.3
680	0.379	0.152	924.002	738.8
690	0.477	0.170	924.220	899.1
700	0.625	0.192	924.521	1121.3
710	0.861	0.220	924.959	1443.6
720	1.282	0.258	925.637	1943.6

計算時間 (min)	流入量 $Q_i$ (m <sup>3</sup> /s)	放流量 $Q_o$ (m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
730	2.814	0.323	927.071	3000.3
740	1.282	0.375	928.450	4017.0
750	0.861	0.394	929.009	4428.4
760	0.625	0.404	929.288	4634.3
770	0.477	0.407	929.406	4721.4
780	0.379	0.408	929.423	4733.5
790	0.309	0.406	929.371	4695.6
800	0.258	0.403	929.273	4622.9
810	0.219	0.399	929.141	4525.6
820	0.189	0.393	928.984	4410.5
830	0.165	0.388	928.811	4282.5
840	0.146	0.381	928.624	4145.2
850	0.130	0.374	928.429	4001.2
860	0.117	0.367	928.228	3852.7
870	0.106	0.360	928.022	3701.3
880	0.096	0.352	927.814	3548.2
890	0.088	0.344	927.606	3394.5
900	0.081	0.336	927.397	3241.0
910	0.075	0.328	927.190	3088.4
920	0.069	0.319	926.985	2937.3
930	0.064	0.311	926.783	2788.2
940	0.060	0.302	926.584	2641.5
950	0.056	0.294	926.389	2497.6
960	0.053	0.285	926.198	2356.7
970	0.050	0.276	926.011	2219.1
980	0.047	0.267	925.829	2085.0
990	0.044	0.258	925.652	1954.6
1000	0.042	0.250	925.481	1828.2
1010	0.040	0.241	925.314	1705.7
1020	0.038	0.232	925.154	1587.5
1030	0.036	0.223	924.999	1473.5
1040	0.035	0.214	924.851	1363.9
1050	0.033	0.205	924.708	1258.7
1060	0.032	0.196	924.571	1158.1
1070	0.030	0.187	924.441	1062.1
1080	0.029	0.178	924.317	970.7
1090	0.028	0.169	924.199	884.0
1100	0.027	0.160	924.088	802.0
1110	0.026	0.151	923.983	724.8
1120	0.025	0.142	923.885	652.3
1130	0.024	0.133	923.793	584.6
1140	0.023	0.124	923.708	521.7
1150	0.023	0.116	923.629	463.5
1160	0.022	0.107	923.556	410.1
1170	0.021	0.098	923.490	361.4

洪水調節計算結果



総括表

調整池 7

貯留施設名称		調整池7		
項目		単位	数値	備考
流出域面積-直接流域		ha	7.679	
降雨強度式		--	$r=a / (t^2+b)$	式中t:分
計画降雨超過確率		年	100	
流出係数		--	0.823	
洪水調節方式		--	自然調節方式	
洪水到達時間		min	10	
許容放流量		m <sup>3</sup> /s	0.4200	
最大放流量		m <sup>3</sup> /s	0.408	0.408<0.4200…OK
必要洪水調節容量(厳密解法)		m <sup>3</sup>	4733.540	
放流施設	断面形状	-	放流管(矩形)	
	オリフィス敷高	m	0.000	
	オリフィス幅	m	0.247	
	オリフィス高	m	0.247	
池底の標高		m	923.000	
計画高水位 H.W.L		m	929.423	
非越流部標高		m	929.800	
上流施設総面積 A		ha	7.679	
洪水調節容量 V		m <sup>3</sup>	4733.540	
単位面積当たり調節容量 V/A		m <sup>3</sup> /ha	616.427	

【No.8 調整池】

1. 許容放流量 (Qpc)

下流河川ネック地点の比流量は、一級河川香坂川 地点である。

その比流量 $5.48\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ を使用し、直接放流部を考慮した許容放流量を算出する。

$$Q = f \cdot r \cdot A \div 360$$

ここに

t: 到達時間

r: 降雨強度 (mm/h) 北佐久地方50年確率雨量強度

$$r = 3963.4 \div (t^{0.94} + 18.60)$$

f: 流出係数

A: 流域面積 (ha)

Q: 流出量 (m<sup>3</sup>/s)

開発前 f= 0.600

開発後 f= 0.900

流出係数	到達時間	雨量強度	直接流域面積	直接放流量
f	t (min)	r (mm/h)	A (ha)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0.900	10	145.1	3.0308	1.099

下流河川ネック地点 I の流下能力より直接放流量分を差し引いた値より比流量を算出する。

I流下能力

直接放流量

$$85.60 - 1.099 = 84.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

比流量の算出

I流域面積-直接放流面積 (km<sup>2</sup>)

$$84.50 \div 15.594 = 5.42 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

許容放流量 (Qpc) = 比流量 × 流域面積 (km<sup>2</sup>)

比流量	区域面積	許容放流量
m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup>	A (km <sup>2</sup> )	Qpc (m <sup>3</sup> /s)
5.42	0.081383	0.441

1) 流出係数

	開発前	開発後	面積計 (ha)	流出係数
	0.600	0.900		
面積 (ha)	3.2487	4.8896	8.1383	0.780

## 2. 設計堆積土砂量の算定

工事中

堆積土砂は、1ヶ月に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 月	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	3.2487	1.0	1.0 /12	0.3
草地	0.0000	15.0	1.0 /12	0.0
裸地	4.8896	300.0	1.0 /12	122.2
計	8.1383			122.5

工事後

堆積土砂は、1年に1回程度搬出管理を行います。

種別	面積 ha	流出土砂量 m <sup>3</sup> /ha/年	期間修正 年	土砂量 m <sup>3</sup>
林地	3.2487	1.0	1.0 /12	0.3
草地	0.1611	15.0	1.0 /12	0.2
裸地	4.7285	300.0	1.0 /12	118.2
計	8.1383			118.7

## 3. 調整池容量

必要施設容量

調整水量 m <sup>3</sup>	土砂量 m <sup>3</sup>	必要量 m <sup>3</sup>
4980.5	122.5	5103.0

計画施設容量

堆砂 m <sup>3</sup>	貯留 m <sup>3</sup>	容量 m <sup>3</sup>
203.90	5022.97	5226.87

ok

4. 調整池容量計算

調整池底面標高(m) 982.20 調整池底面積(m<sup>2</sup>)= 1009.9 算出区間割(m) 0.10

調整池上面標高(m) 986.50 調整池上面積(m<sup>2</sup>)= 1421.2 標高差(m) 4.30

標高		水面面積		区間容量		容量	備考
m		m <sup>2</sup>		m <sup>3</sup>		m <sup>3</sup>	
982.20		1009.9		0.00		0.00	
982.30		1019.5		101.47		101.47	
982.40		1029.1		102.43		203.90	堆砂位
982.50		1038.7		103.39		307.29	
982.60		1048.3		104.35		411.64	
982.70		1057.9		105.31		516.95	
982.80		1067.5		106.27		623.22	
982.90		1077.1		107.23		730.45	
983.00		1086.7		108.19		838.64	
983.10		1096.3		109.15		947.79	
983.20		1105.9		110.11		1057.90	
983.30		1115.5		111.07		1168.97	
983.40		1125.1		112.03		1281.00	
983.50		1134.7		112.99		1393.99	
983.60		1144.3		113.95		1507.94	
983.70		1153.9		114.91		1622.85	
983.80		1163.5		115.87		1738.72	
983.90		1173.1		116.83		1855.55	
984.00		1182.7		117.79		1973.34	
984.10		1192.3		118.75		2092.09	
984.20		1201.9		119.71		2211.80	
984.30		1211.5		120.67		2332.47	
984.40		1221.1		121.63		2454.10	
984.50		1230.7		122.59		2576.69	
984.60		1240.3		123.55		2700.24	
985.60		1336.30		133.15		3988.54	
985.70		1345.9		134.11		4122.65	
985.80		1355.5		135.07		4257.72	
985.90		1365.1		136.03		4393.75	
986.00		1374.7		136.99		4530.74	
986.10		1384.3		137.95		4668.69	
986.20		1393.9		138.91		4807.60	
986.30		1403.5		139.87		4947.47	
986.40		1413.1		140.83		5088.30	
986.50		1421.2		138.57		5226.87	H. W. L
986.70							H. H. W. L
987.30							天端

5. 洪水吐の検討

1) 計画洪水流量

流域面積 A = 8.1383 ha  
 流出係数 f = 0.780  
 洪水到達時間 t = 10.0 分 (A ≤ 0.5km<sup>2</sup>)

$$r = a / (t^n + b)$$

$$Q = f \cdot r \cdot A / 360$$

ここに Q: 洪水流量(m<sup>3</sup>/s)  
 r: 任意降雨継続時間tの降雨強度(mm/hr)  
 t: 任意の降雨継続時間(分)  
 f: 流出係数  
 A: 流域面積(ha)  
 a, b, n: 降雨強度曲線式の定数

北佐久地方100年確率雨量強度式

rの算出	a	b	n	t	r
	4801.2	20.83	0.96	10.0	160.3

Qの算出	f	r	A	Q	Q*1.2
	0.780	160.3	8.1383	2.83	3.40

※基準第18条より、洪水流量(Q)は、計算値の1.2倍した値です。

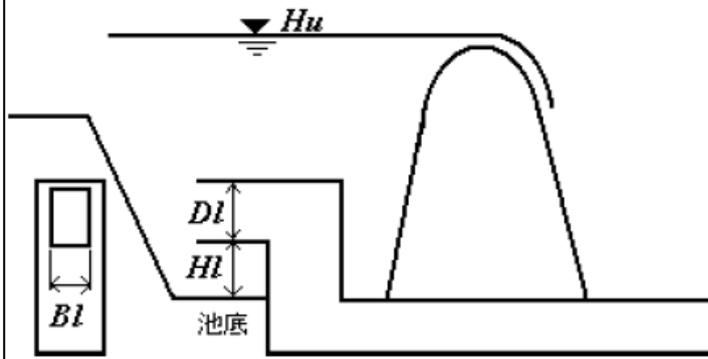
2) 洪水吐越流幅の算出

$$H = (Q / 1.77B)^{2/3}$$

ここに H: 越流水深(m)  
 B: 洪水吐越流幅(m)  
 Q: 洪水流量(m<sup>3</sup>/s)

Hの算出	Q	B	H
	3.40	32.37	0.15

2-1) オリフィス形状: 放流管(矩形)



a)  $H \leq H_l + 1.2D_1$

$$Q = C_1 \cdot B_1 (H - H_l)^{3/2}$$

b)  $H_l + 1.2D_1 < H < H_l + 1.8D_1$

この区間については、 $H = H_l + 1.2D_1$ での $Q$ および $H = H_l + 1.8D_1$ での $Q$ を用いて、この間を直線近似とする。

c)  $H_l + 1.8D_1 \leq H$

$$Q = C_2 \cdot D_1 \cdot B_1 \sqrt{2g(H - H_l - 0.5D_1)}$$

$C_2$ はベルマウスを有するとき0.85~0.90、有しないとき $C_2 = 0.6$ とする。

$C_1 = 1.80$ 、 $C_2 = 0.60$

高さ $H_l$ (m)	オリフィス幅 $B_1$ (m)	オリフィス高 $D_1$ (m)
0.200	0.289	0.289

・オリフィス寸法自動計算

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot H_o}}$$

$$= \frac{0.4410}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot 4.100}} = 0.082 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さ $D$ は、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.082} = 0.286 \text{ (m)}$$

となり、これを第1近似として再計算を行う

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot (H_o - D/2)}}$$

$$= \frac{0.4410}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot (4.100 - 0.286/2)}} = 0.083 \text{ (m}^2\text{)}$$

呑み口を正方形とすると、一片の長さ $D$ は、

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.083} = 0.289 \text{ (m)}$$

ここに、

$A_o$  : 断面積 (m<sup>2</sup>)

$Q_c$  : 放流管設計流量 (m<sup>3</sup>/s)

$C$  : 流量係数

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$H_o$  : オリフィス敷高を基準とする設計水頭 (m)

$D$  : 一片の長さ (m)

4) 洪水調節計算結果

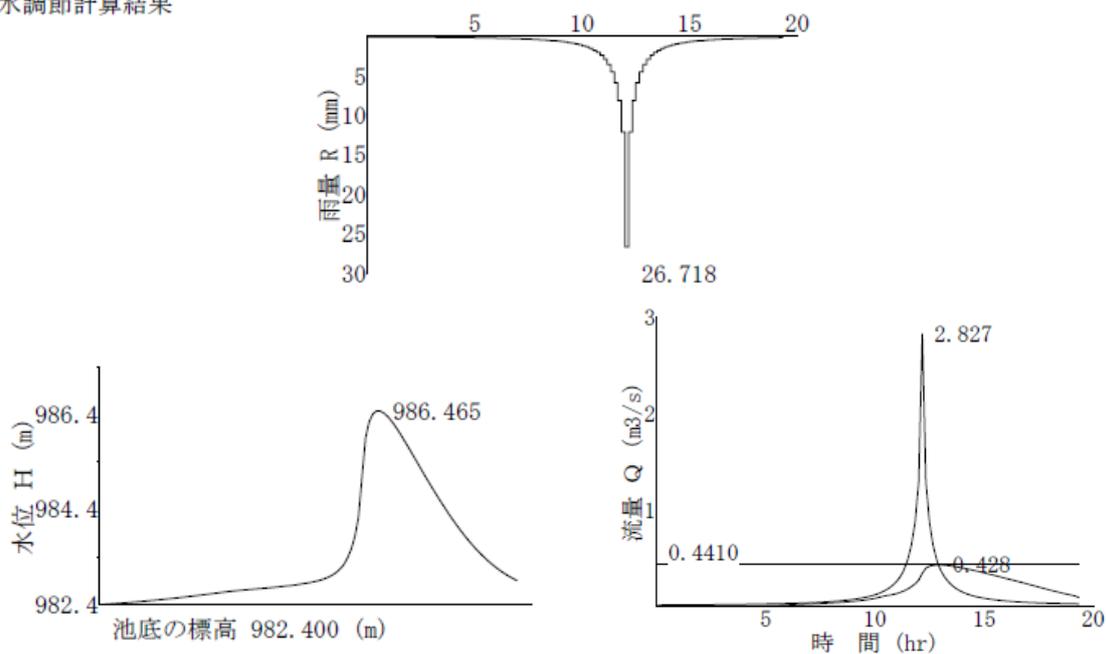
・最大放流量

0.428(m<sup>3</sup>/s) < 許容放流量 0.4410(m<sup>3</sup>/s) … OK

計算時間 (min)	流入量 Qi (m <sup>3</sup> /s)	放流量 Qo (m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
0	0.000	0.000	982.400	0.0
10	0.011	0.000	982.403	3.2
20	0.011	0.000	982.408	9.7
30	0.011	0.000	982.413	16.4
40	0.011	0.000	982.419	23.2
50	0.012	0.000	982.425	30.2
60	0.012	0.000	982.430	37.3
70	0.012	0.000	982.436	44.5
80	0.012	0.000	982.442	51.9
90	0.013	0.000	982.448	59.4
100	0.013	0.000	982.455	67.1
110	0.013	0.000	982.461	75.0
120	0.014	0.000	982.468	83.0
130	0.014	0.000	982.474	91.2
140	0.014	0.000	982.481	99.6
150	0.014	0.000	982.488	108.2
160	0.015	0.000	982.496	117.0
170	0.015	0.000	982.503	126.0
180	0.016	0.000	982.510	135.3
190	0.016	0.000	982.518	144.7
200	0.016	0.000	982.526	154.5
210	0.017	0.000	982.534	164.4
220	0.017	0.000	982.543	174.7
230	0.018	0.000	982.551	185.2
240	0.018	0.000	982.560	196.0
250	0.019	0.000	982.569	207.1
260	0.019	0.000	982.578	218.6
270	0.020	0.000	982.588	230.4
280	0.021	0.000	982.598	242.5
290	0.021	0.000	982.608	255.0
300	0.022	0.001	982.618	267.5
310	0.023	0.002	982.628	279.7
320	0.023	0.004	982.638	291.8
330	0.024	0.005	982.648	303.4
340	0.025	0.007	982.657	314.6
350	0.026	0.009	982.666	325.3
360	0.027	0.010	982.674	335.6
370	0.028	0.012	982.682	345.5
380	0.029	0.014	982.690	354.9
390	0.030	0.016	982.697	364.0
400	0.032	0.017	982.704	372.9
410	0.033	0.019	982.711	381.4
420	0.035	0.021	982.718	389.8
430	0.036	0.023	982.725	398.0
440	0.038	0.025	982.732	406.2
450	0.040	0.027	982.738	414.3
460	0.042	0.028	982.745	422.5
470	0.045	0.031	982.752	430.9
480	0.047	0.033	982.759	439.4
490	0.050	0.035	982.766	448.3
500	0.053	0.037	982.773	457.5
510	0.056	0.040	982.781	467.2
520	0.060	0.043	982.790	477.5
530	0.065	0.046	982.799	488.4
540	0.069	0.049	982.808	500.2
550	0.075	0.053	982.819	512.7
560	0.081	0.057	982.830	526.4
570	0.088	0.062	982.842	541.6
580	0.096	0.067	982.856	558.3
590	0.106	0.073	982.871	577.0
600	0.117	0.080	982.888	598.0
610	0.131	0.089	982.908	621.9
620	0.147	0.098	982.930	649.0
630	0.166	0.108	982.956	680.6
640	0.190	0.113	982.989	721.2
650	0.220	0.121	983.032	774.3
660	0.259	0.130	983.088	843.0
670	0.311	0.143	983.161	932.1
680	0.380	0.159	983.256	1049.1
690	0.479	0.177	983.385	1206.5
700	0.627	0.201	983.564	1425.4
710	0.865	0.230	983.824	1744.1

計算時間 (min)	流入量 $Q_i$ (m <sup>3</sup> /s)	放流量 $Q_o$ (m <sup>3</sup> /s)	水位 H (m)	容量 V (m <sup>3</sup> )
720	1.288	0.270	984.229	2240.3
730	2.827	0.339	985.089	3293.9
740	1.288	0.395	985.914	4305.0
750	0.865	0.415	986.242	4707.2
760	0.627	0.424	986.402	4902.8
770	0.479	0.428	986.464	4979.2
780	0.380	0.428	986.465	4980.5
790	0.311	0.425	986.426	4931.8
800	0.259	0.421	986.358	4848.7
810	0.220	0.416	986.270	4741.2
820	0.190	0.410	986.168	4616.3
830	0.166	0.403	986.056	4479.0
840	0.147	0.396	985.937	4332.9
850	0.131	0.388	985.812	4180.6
860	0.117	0.380	985.685	4024.4
870	0.106	0.372	985.555	3865.8
880	0.096	0.363	985.425	3706.1
890	0.088	0.354	985.295	3546.3
900	0.081	0.345	985.165	3387.4
910	0.075	0.336	985.036	3230.0
920	0.069	0.326	984.910	3074.7
930	0.065	0.317	984.785	2922.0
940	0.060	0.307	984.663	2772.4
950	0.056	0.297	984.544	2626.0
960	0.053	0.288	984.427	2483.4
970	0.050	0.278	984.314	2344.7
980	0.047	0.268	984.204	2210.1
990	0.045	0.258	984.098	2079.9
1000	0.042	0.248	983.995	1954.2
1010	0.040	0.238	983.896	1833.2
1020	0.038	0.228	983.801	1716.9
1030	0.036	0.218	983.710	1605.5
1040	0.035	0.208	983.624	1499.1
1050	0.033	0.198	983.541	1397.8
1060	0.032	0.188	983.462	1301.6
1070	0.030	0.178	983.388	1210.6
1080	0.029	0.168	983.318	1124.8
1090	0.028	0.158	983.252	1044.2
1100	0.027	0.148	983.191	968.9
1110	0.026	0.138	983.134	898.9
1120	0.025	0.129	983.081	834.1
1130	0.024	0.121	983.032	774.0
1140	0.023	0.113	982.986	718.2
1150	0.023	0.105	982.944	666.5
1160	0.022	0.089	982.908	622.0

洪水調節計算結果



総括表

調整池 8

貯留施設名称		調整池8		
項目	単位	数値	備考	
流出域面積-直接流域	ha	8.138		
降雨強度式	--	$r=a / (t^2+b)$	式中t:分	
計画降雨超過確率	年	100		
流出係数	--	0.780		
洪水調節方式	--	自然調節方式		
洪水到達時間	min	10		
許容放流量	m <sup>3</sup> /s	0.4410		
最大放流量	m <sup>3</sup> /s	0.428	0.428<0.4410…OK	
必要洪水調節容量(厳密解法)	m <sup>3</sup>	4980.485		
放流施設	断面形状	-	放流管(矩形)	
	オリフィス敷高	m	0.200	
	オリフィス幅	m	0.289	
	オリフィス高	m	0.289	
池底の標高	m	982.200		
低水部標高	m	982.400		
計画高水位 H.W.L	m	986.465		
非越流部標高	m	986.500		
上流施設総面積 A	ha	8.138		
洪水調節容量 V	m <sup>3</sup>	4980.485		
単位面積当たり調節容量 V/A	m <sup>3</sup> /ha	612.004		

## 2 香坂ダムへの影響シミュレーション

方法書（再実施）に対しての佐久市長意見として、令和元年東日本台風規模の降雨を想定したうえでも十分な容量を確保した調整池であることの検証、また計画地下流側に位置する香坂ダム（農地防災ダム）に及ぼす影響や対策を令和元年東日本台風（台風19号）の際に観測した雨量を基にシミュレーションし検証を行うようご指摘をいただいた。

以下に、香坂ダムの基本データ及び令和元年東日本台風（台風19号）の際の香坂ダムでの降水量観測データを示し、その観測雨量が発生した想定で本事業計画地内調整池と香坂ダムとの関連をシミュレーション解析し、その影響を予測評価する。

### (1) 香坂ダムの基本データ

香坂川はその流域河状等により、明治40年の大水害を始め昭和34年の災害に至るまで多くの被害を受けてきた。その対策事業として、昭和49年3月に洪水調節を目的とした農地防災ダム（高さ38.5m、堤長184.0mのロックフィルダム）である香坂ダムが建設された。

以下に、香坂ダムの水理諸元を示す。

### 3. 洪水調節計画

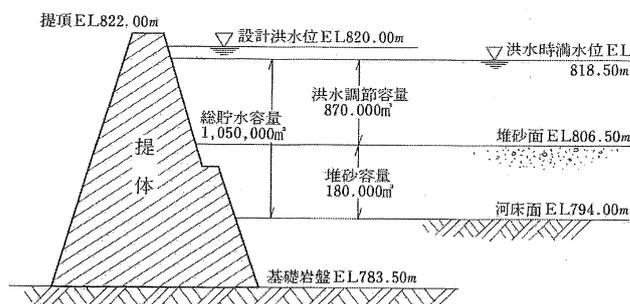
本事業の洪水調節計画は超過確率50年とし、ダム地点において $90\text{m}^3/\text{S}$ の基本高水流量をダムで $61\text{m}^3/\text{S}$ 調節し、 $29\text{m}^3/\text{S}$ の放流を行ない、計画基準点(志賀川合流点)の基本高水流量 $252\text{m}^3/\text{S}$ を $191\text{m}^3/\text{S}$ の計画高水流量に減衰させるものである。

ダムにおける $61\text{m}^3/\text{S}$ の調節方法は、右図に示すような放流塔で流入量 $14\text{m}^3/\text{S}$ より貯留させ始め、ピーク流量時(貯水池標高814.00m)に $29\text{m}^3/\text{S}$ 、洪水時満水位時に最大放流量 $38\text{m}^3/\text{S}$ を放流させ、貯水池に洪水調節容量 $870.000\text{m}^3$ を貯留させる放流設備でおこなう。

計画洪水および調節量

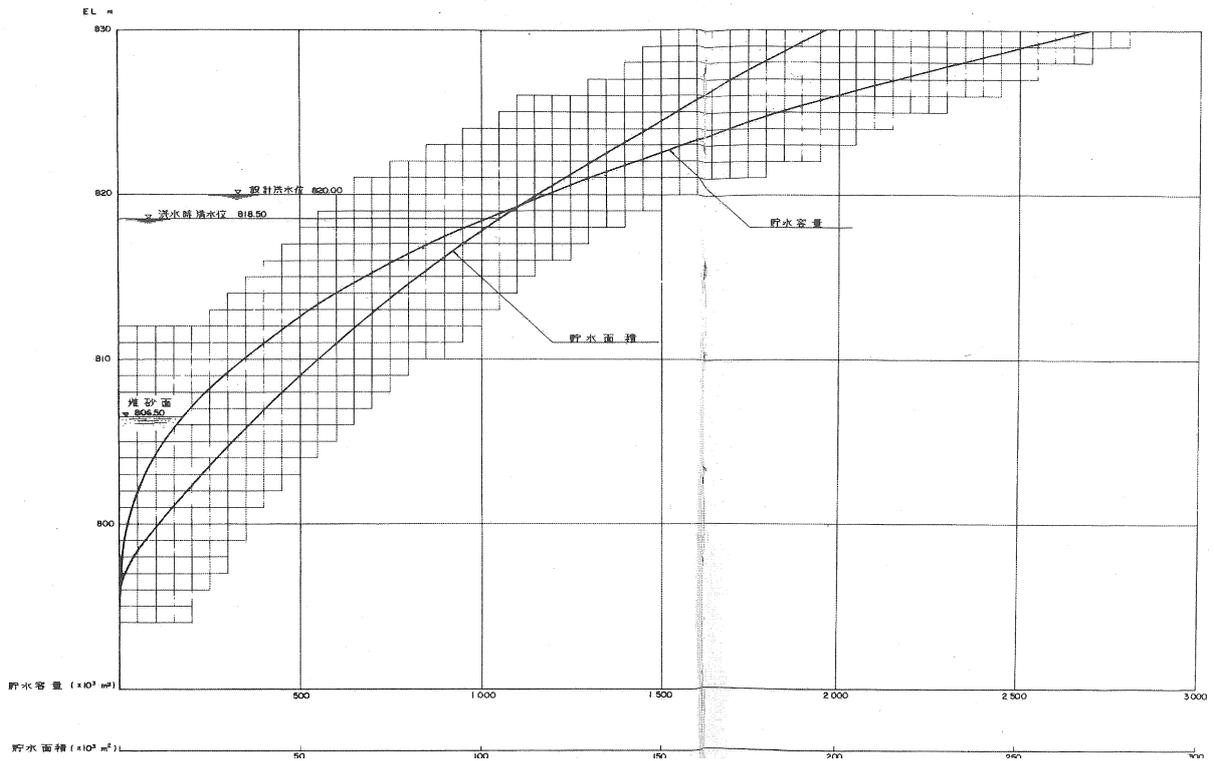
地点	流域面積	洪水到達時間	計画調節洪水量	安全洪水量	必要調節量	ピーク時調節量	ピーク時調節後最大流量	調節前後の最大流量の差	備考
香坂	$\text{km}^2$ 14	$\gamma\gamma$ 1.0	$\text{m}^3/\text{S}$ 90	$\text{m}^3/\text{S}$ 59	$\text{千m}^3$ 870	$\text{千m}^3$ 870	調節後 最大流量 $\text{m}^3/\text{S}$ 38	$\text{m}^3/\text{S}$ 52	計画基準雨量 1/50
合流点	45	2.0	252	191	870	870	191	61	年確率雨量

ダム容量配分図

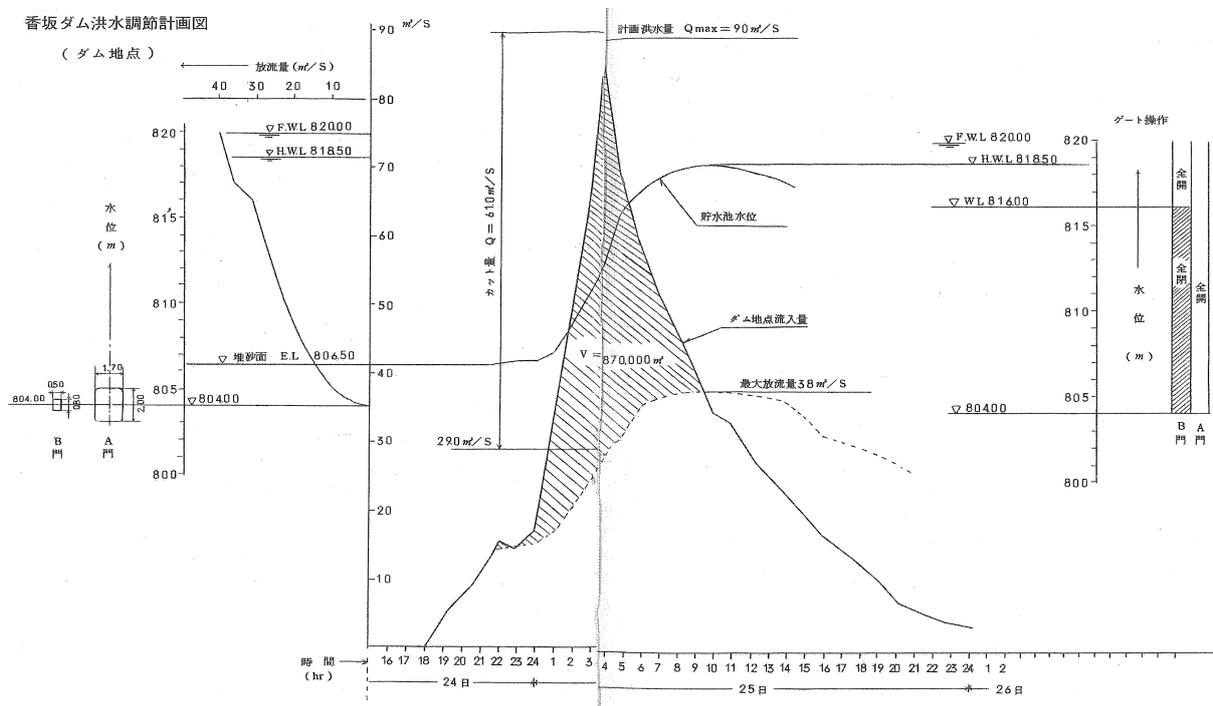


「県営農地防災事業香坂ダムしゅん工記念集」  
昭和49年長野県佐久市より抜粋

香坂ダム水位及び容量曲線図



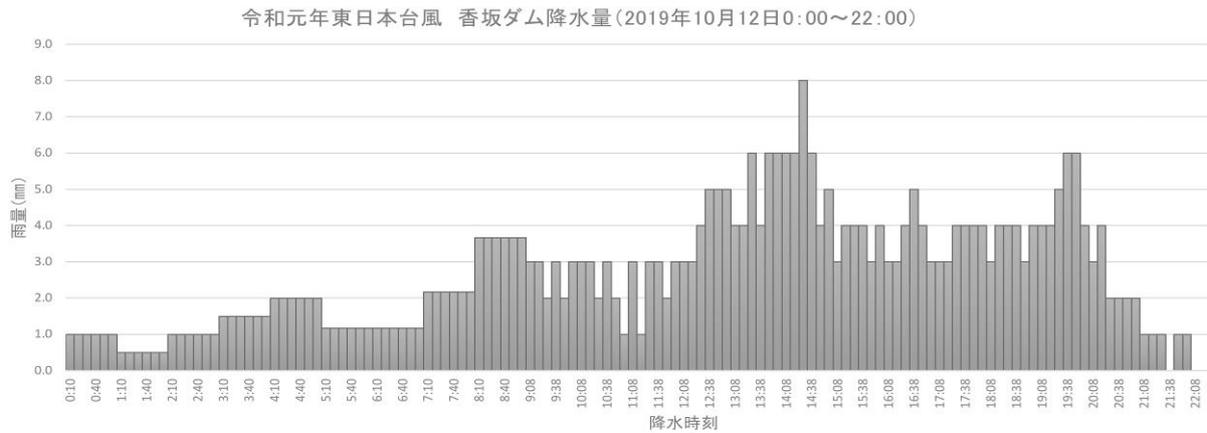
香坂ダム洪水調節計画図



「県営農地防災事業香坂ダムしゅん工記念集」 昭和49年長野県・佐久市より抜粋

(2) 香坂ダム降水量観測データ

令和元年東日本台風（台風19号）の際の香坂ダムでの降水量観測データを以下に示す。



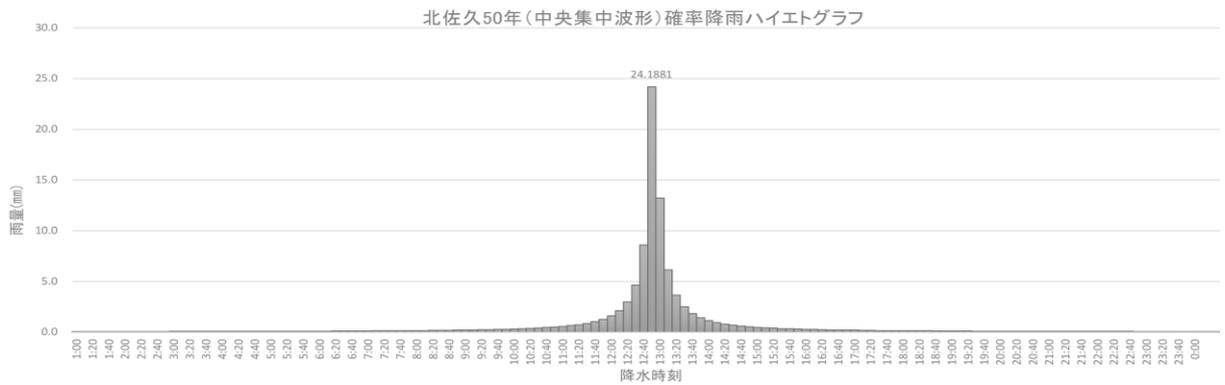
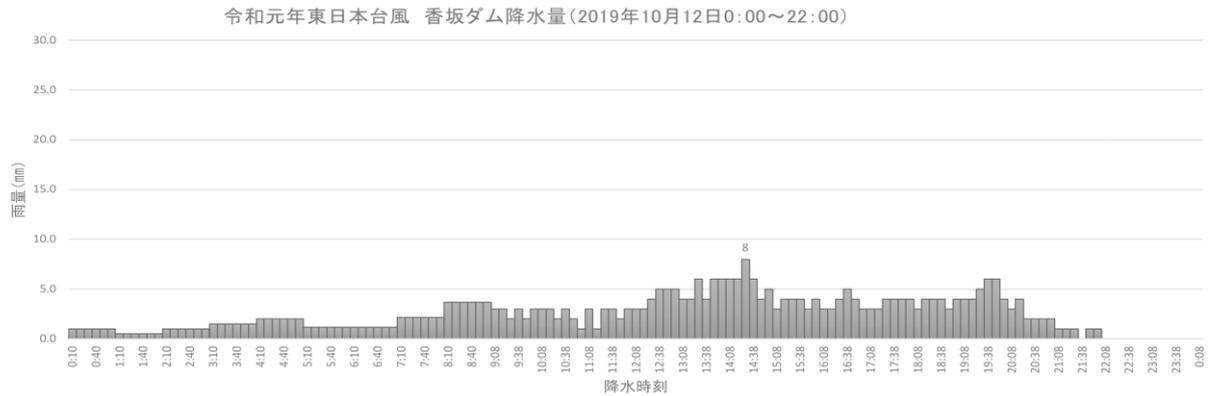
降雨時刻	降水量 (mm)	降雨時刻	降水量 (mm)	降雨時刻	降水量 (mm)	降雨時刻	降水量 (mm)
2019/10/12 0:00	0	11:48	2	16:08	3	20:28	2
1:00	6	12:00	3	16:18	3	20:38	2
2:00	3	12:08	3	16:28	4	20:48	2
3:00	6	12:18	3	16:38	5	20:58	2
4:00	9	12:28	4	16:48	4	21:08	1
5:00	12	12:38	5	16:58	3	21:18	1
6:00	7	12:48	5	17:08	3	21:28	1
7:00	7	12:58	5	17:18	3	21:38	0
8:00	13	13:08	4	17:28	4	21:48	1
9:00	22	13:18	4	17:38	4	21:58	1
9:08	3	13:28	6	17:48	4	22:08	0
9:18	3	13:38	4	17:58	4	22:18	0
9:28	2	13:48	6	18:08	3	22:28	0
9:38	3	13:58	6	18:18	4	22:38	0
9:48	2	14:08	6	18:28	4	22:48	0
10:00	3	14:18	6	18:38	4	22:58	0
10:08	3	14:28	8	18:48	3	23:08	0
10:18	3	14:38	6	18:58	4	23:18	0
10:28	2	14:48	4	19:08	4	23:28	0
10:38	3	14:58	5	19:18	4	23:38	0
10:48	2	15:08	3	19:28	5	23:48	0
11:00	1	15:18	4	19:38	6	23:58	0
11:08	3	15:28	4	19:48	6	2019/10/13 0:08	0
11:18	1	15:38	4	19:58	4	0:18	0
11:28	3	15:48	3	20:08	3	0:28	0
11:38	3	15:58	4	20:18	4	0:38	0

…1時間あたりの降水量を計測

佐久市耕地林務課より入手(令和2年10月)

香坂ダムでは、令和元(2019)年10月12日0:00より22:00までの22時間において、総雨量357mm、最大降水量10分間に8mm(降雨強度48mm/hr)が記録されている。

参考のために、北佐久領域の降雨強度式より算定した50年確率及び100年確率の降雨ハイトグラフを以下に示す。

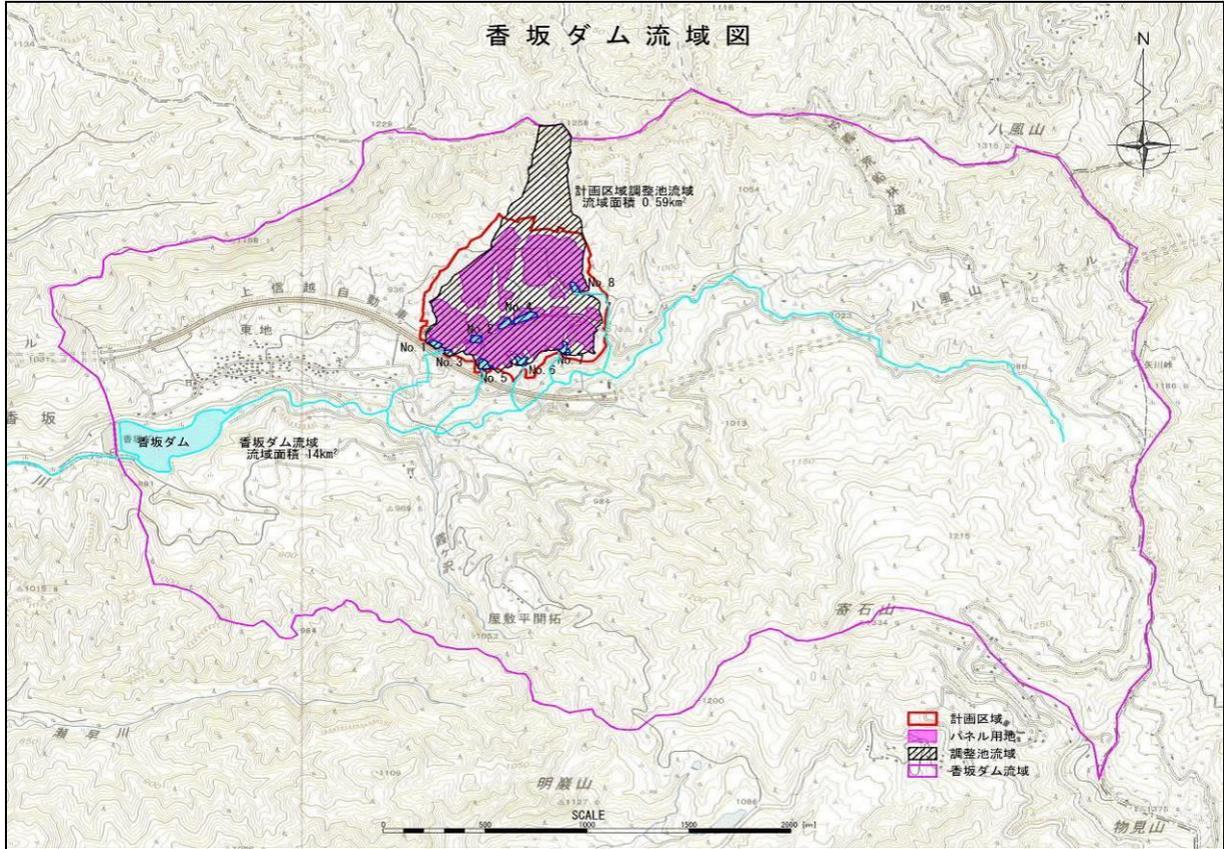


香坂ダムでは洪水調節能力として、計画基準雨量を50年確率にて計画している。  
 この降雨特性と比較すると、令和元年東日本台風（台風19号）での香坂ダムでの降雨は、ピーク雨量としては10分あたりの確率降雨24~27mmに対し8mmと少ないが、総雨量が3倍以上あり、その降雨継続による異常性が認められる。

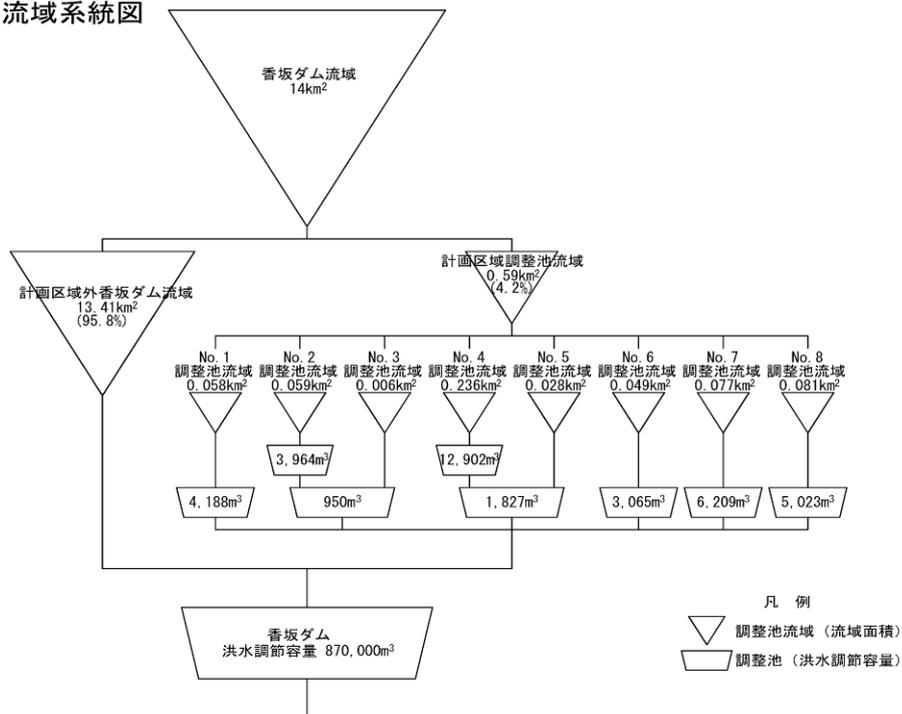
(3) 計画地内調整池と香坂ダムとの関連シミュレーション

① 流域系統

香坂ダム流域図及び流域系統図を以下に示す。計画地内調整池流域は、香坂ダム流域14km<sup>2</sup>のうち、0.59km<sup>2</sup> (4.2%) となる。

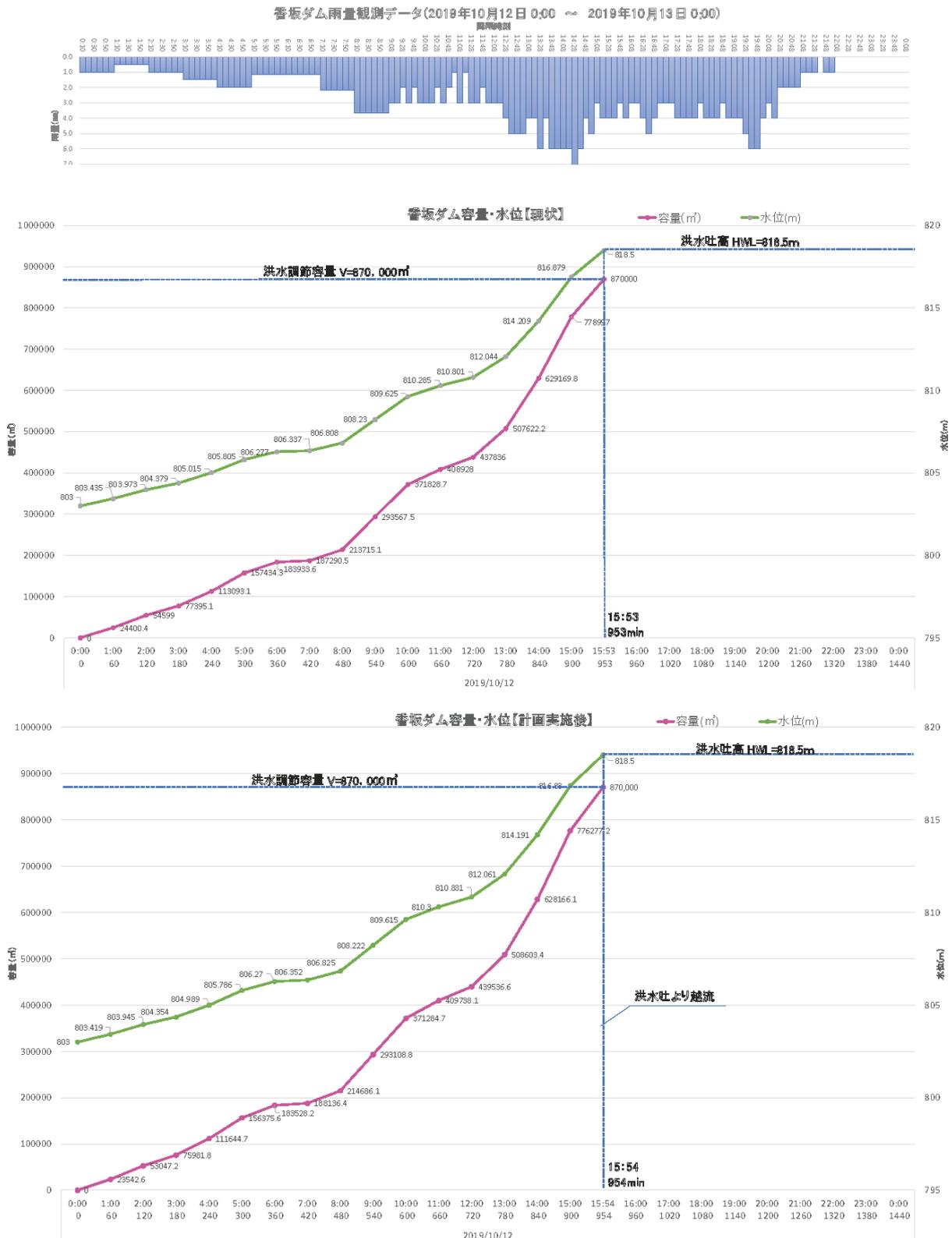


流域系統図

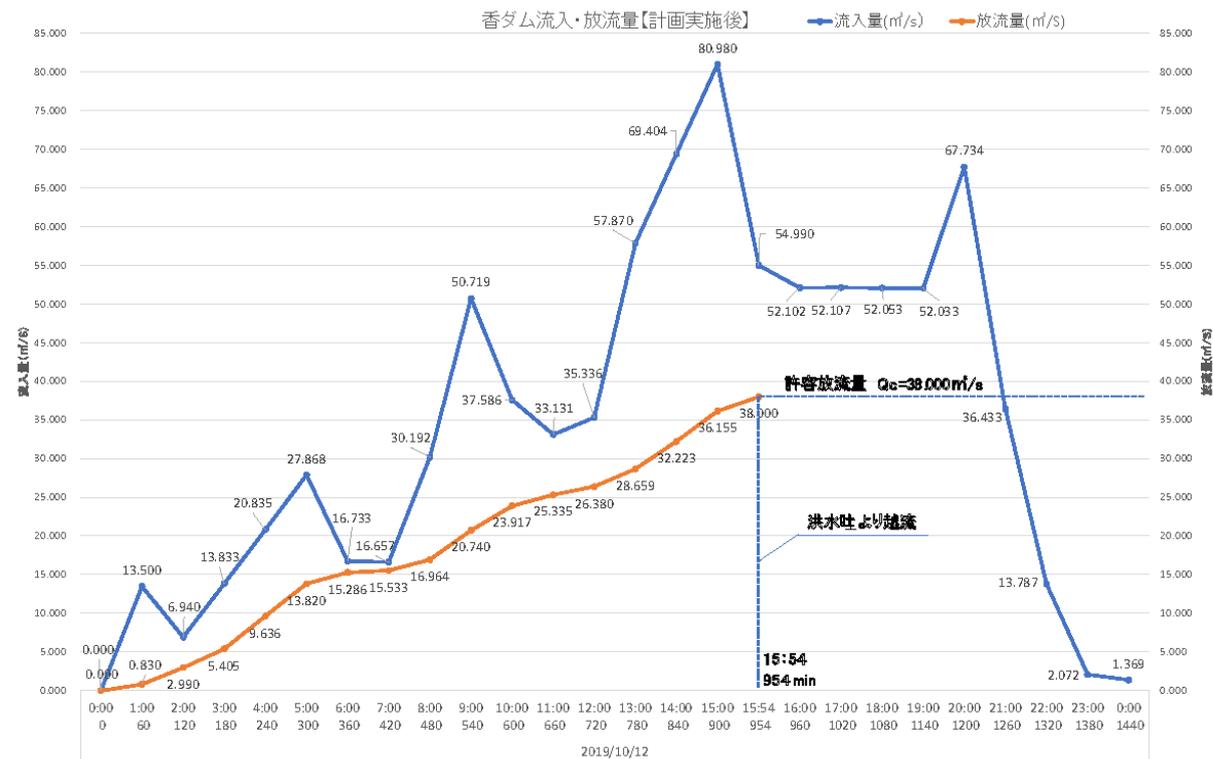
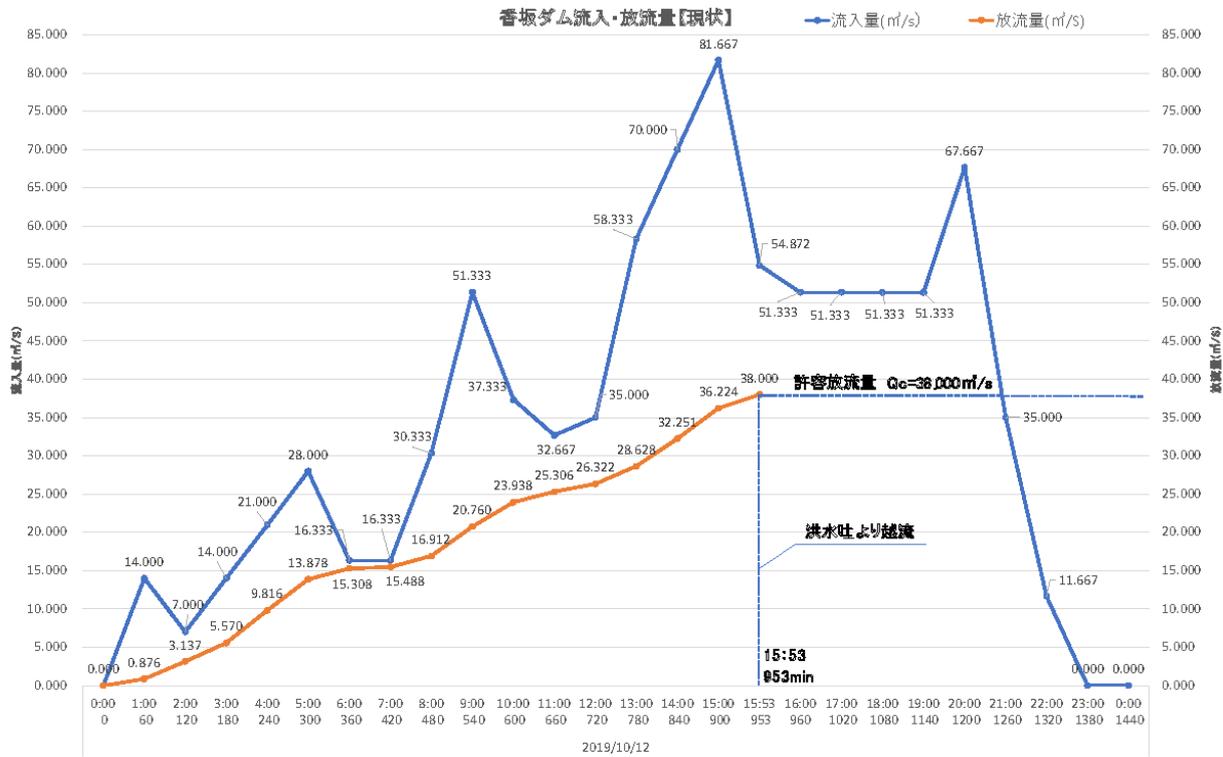
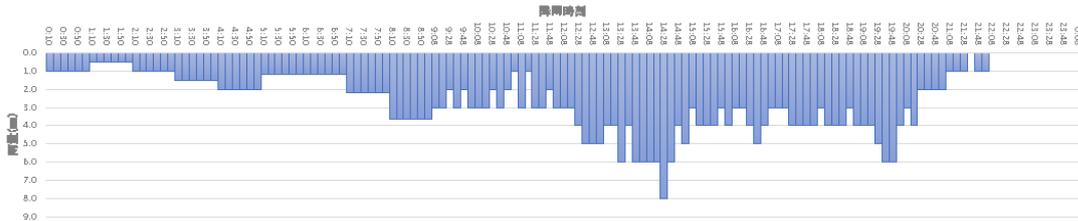


## ② 本事業実施前後の香坂ダムへの影響予測比較

本事業計画の開発による香坂ダムへの影響の有無を確認する手法として、香坂ダムが設計どおりに機能していることを前提条件に、令和元年東日本台風（台風19号）の香坂ダム観測降水量が降った際に、本事業計画がない現状の状態と、本事業計画が実施された際を想定した状態の香坂ダムの水位変動を追跡計算比較し、洪水吐から越流した時刻の差異等のシミュレーション検証を行う。



香坂ダム雨量観測データ(2019年10月12日 0:00 ~ 2019年10月13日 0:00)



本事業計画が実施されていない現在の状態において、令和元年東日本台風（台風19号）の降雨が香坂ダムへ流入した場合には、前述の設計条件において貯留追跡計算を行った結果、15：53には洪水吐高まで水位が上昇し、洪水吐より越流することとなる。

それに対し、本事業計画が実施された際を想定すると、15：54に洪水吐高まで水位が達し越流することとなる。

香坂ダムは洪水調節能力として、計画基準雨量を50年確率にて計画している。

したがって本事業計画地内の調整池は、50年確率まで洪水調節機能を有していれば、香坂ダムの機能を阻害することはないと判断する。

しかし、近年のゲリラ豪雨等想定外の降雨の発生を踏まえ、計画地内調整池は100年確率降雨でも貯留可能な容量を確保すべく貯留追跡計算を行っている。

その結果、計画地内調整池が香坂ダムの貯水すべき容量の一部を負担し、更に放流量を調整しながら排出することで、香坂ダムへの流入量は降雨ピーク前は現状に比べ減少し、その分降雨ピーク後はその調整池からの流出抑制放流により増加する傾向がうかがえる。

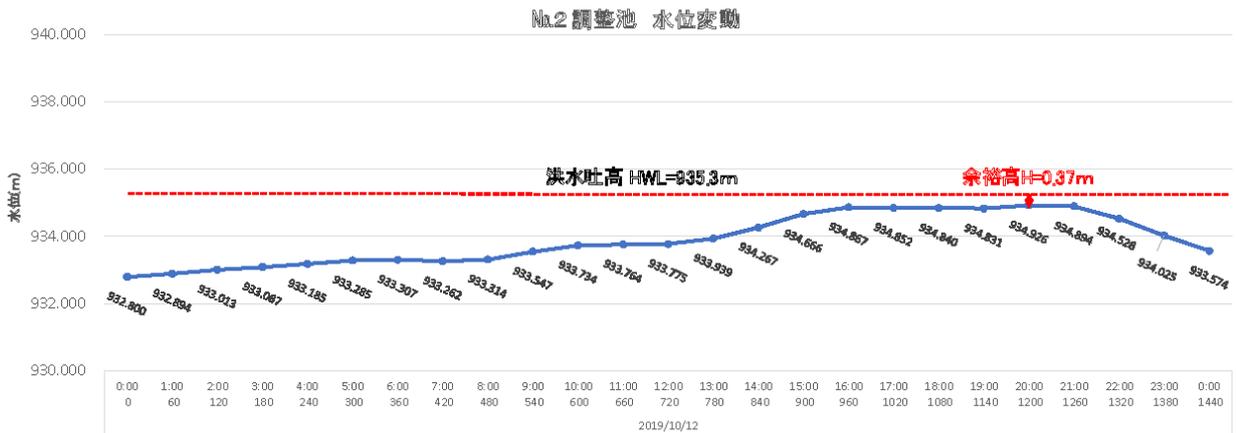
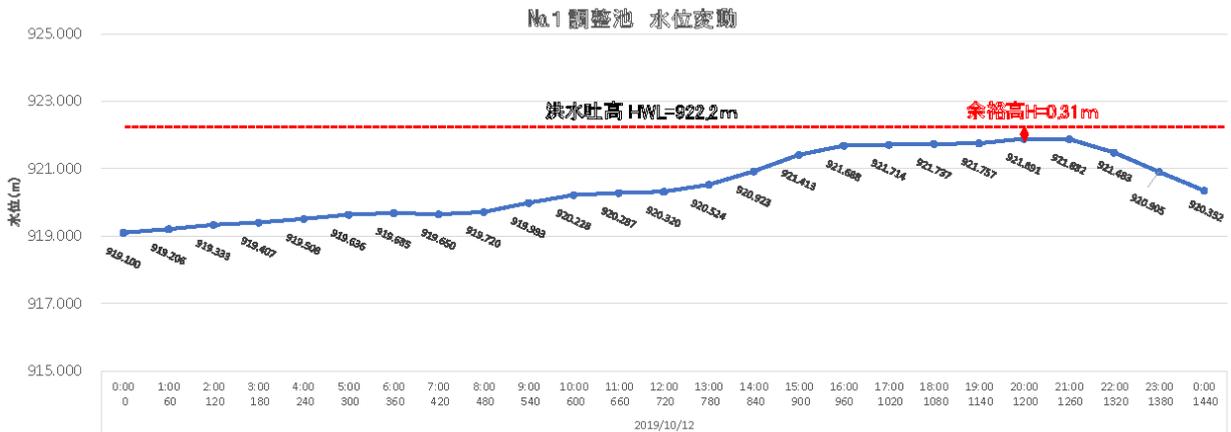
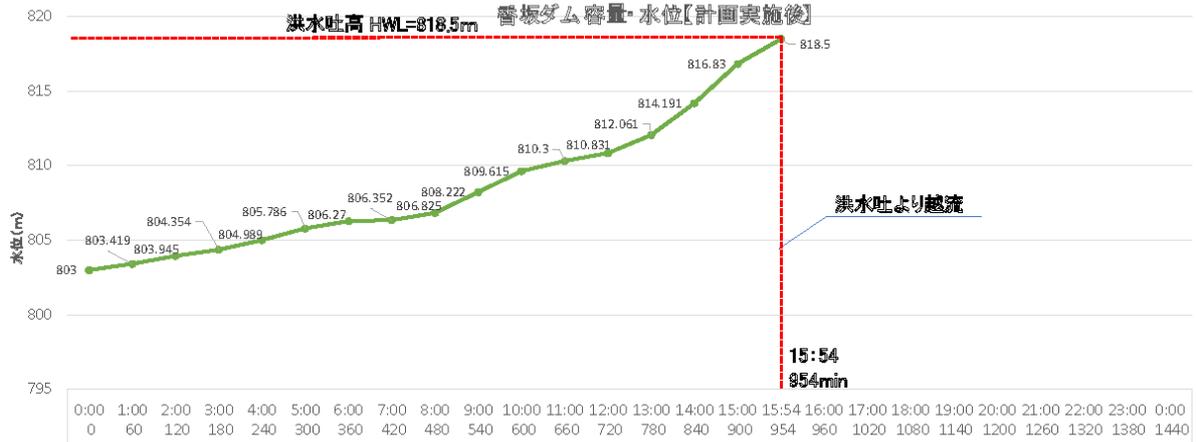
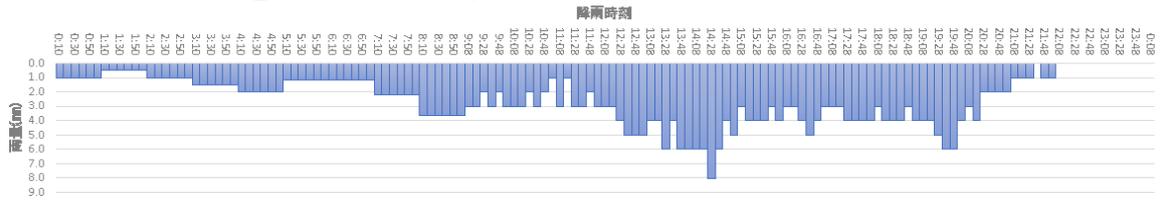
計画地内調整池による香坂ダムへの流出抑制効果は、越流時刻の遅延という尺度で判断すれば、僅かに1分程度にとどまるものであった。これは香坂ダム流域14km<sup>2</sup>に対し、当計画地内調整池流域が0.59km<sup>2</sup>と僅か4.2%であったものが原因と考察する。

### ③ 計画地内調整池と香坂ダムの連動性についての影響予測

事業の実施にあたっては、実施者としてできる限り環境、防災への影響を緩和するために、計画地内調整池の洪水調節機能を長野県基準とする50年確率降雨を上回る100年確率降雨とする計画である。

これにより、令和元年東日本台風（台風19号）での降雨実績を用いた計画地内調整池による下流側香坂ダムへの影響は、本事業計画実施前後の香坂ダムの洪水吐越流時刻比較による遅延や、香坂ダム洪水吐越流時刻にみる計画地内調整池の洪水吐越流時刻の連動性維持にみられるように、環境への影響については、事業者の実行可能な範囲内でできる限り低減されていると考える。

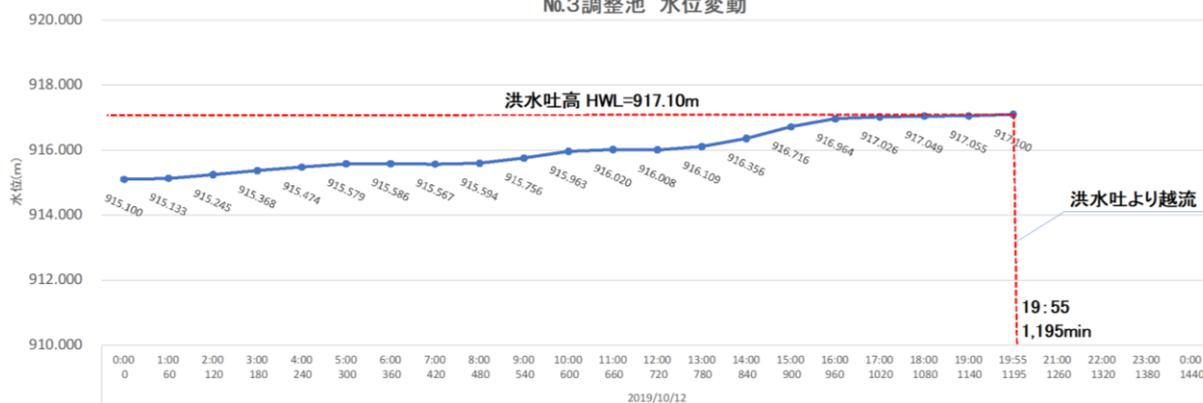
香坂ダム雨量観測データ(2019年10月12日 0:00 ~ 2019年10月13日 0:00)



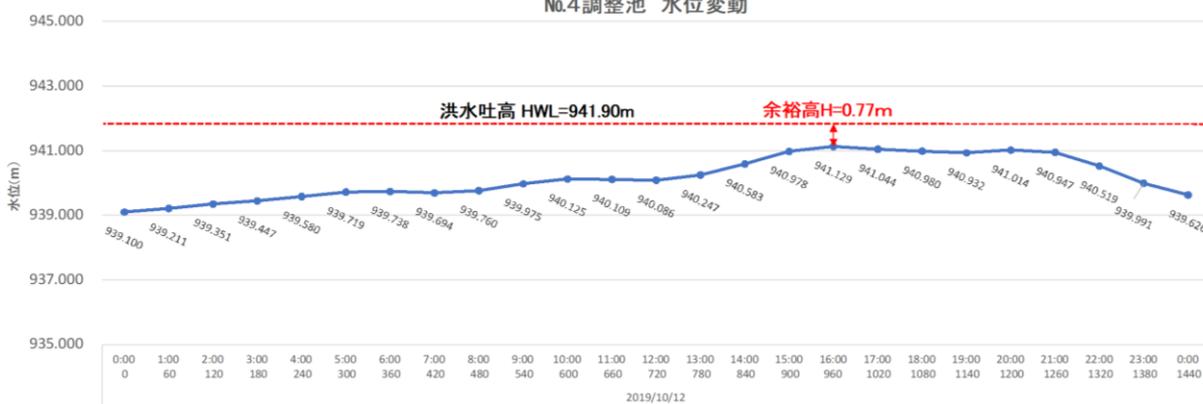
香坂ダム雨量観測データ(2019年10月12日 0:00 ~ 2019年10月13日 0:00)



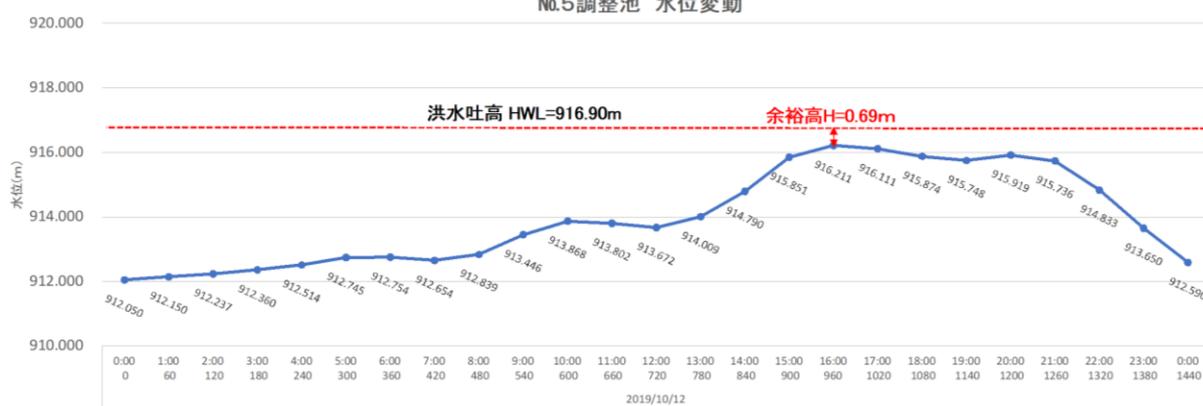
No.3調整池 水位変動



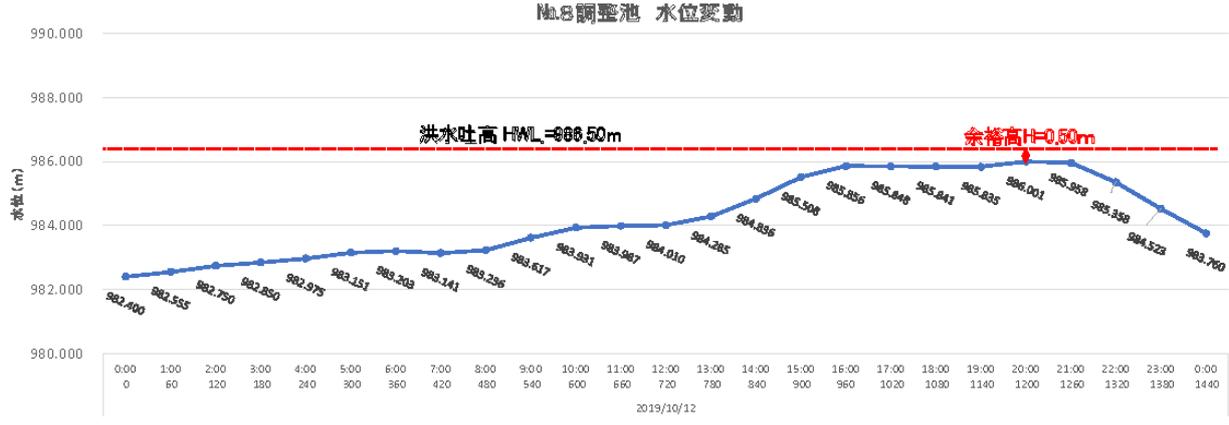
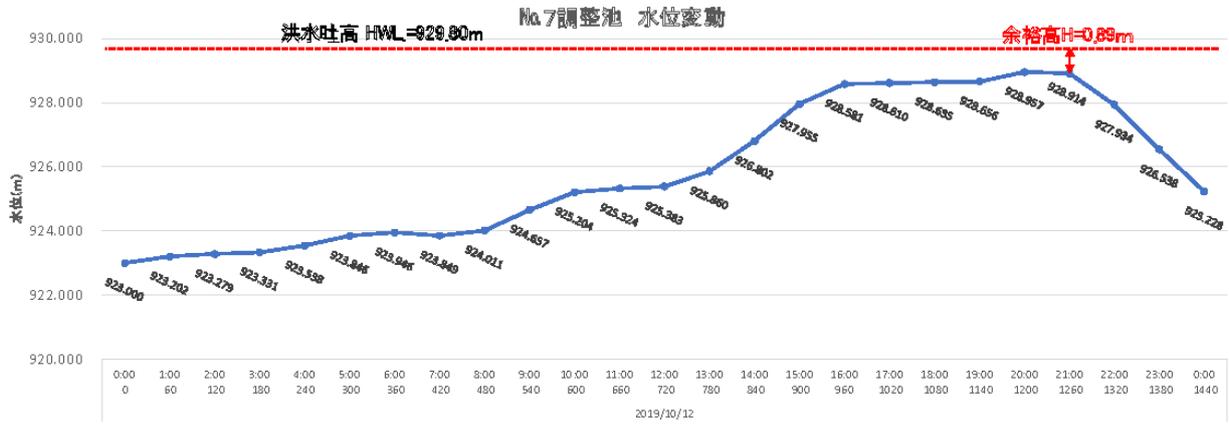
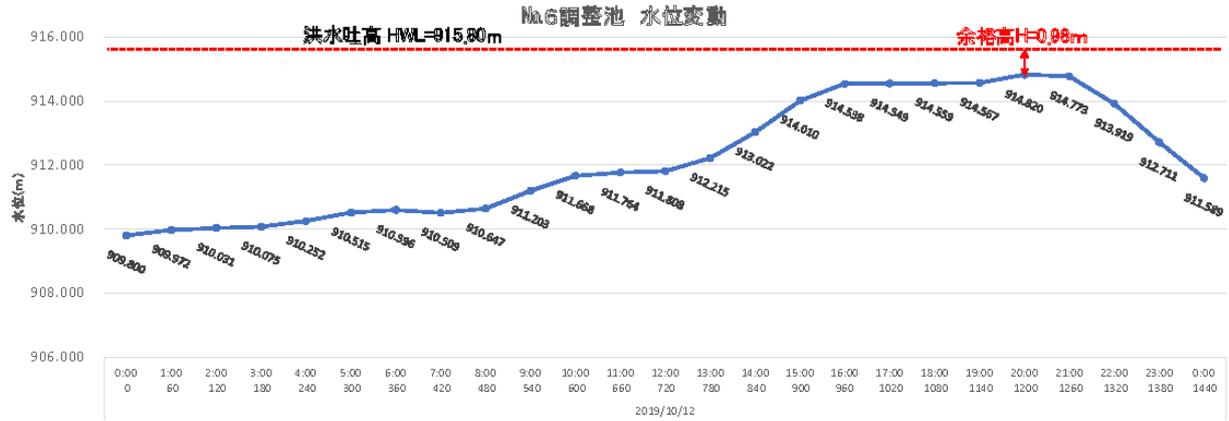
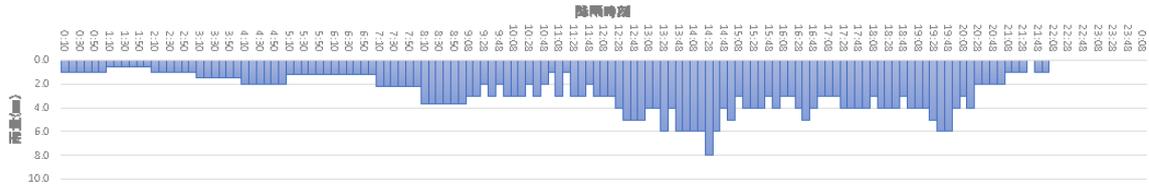
No.4調整池 水位変動



No.5調整池 水位変動



香坂ダム雨量観測データ (2019年10月12日 0:00 ~ 2019年10月13日 0:00)



### 3 雨水浸透施設の設置計画

#### 3.1 雨水浸透施設の設置計画

本事業では、雨水浸透を促進するため、雨水浸透施設の有効配置を検討した。

##### (1) 浸透試験結果

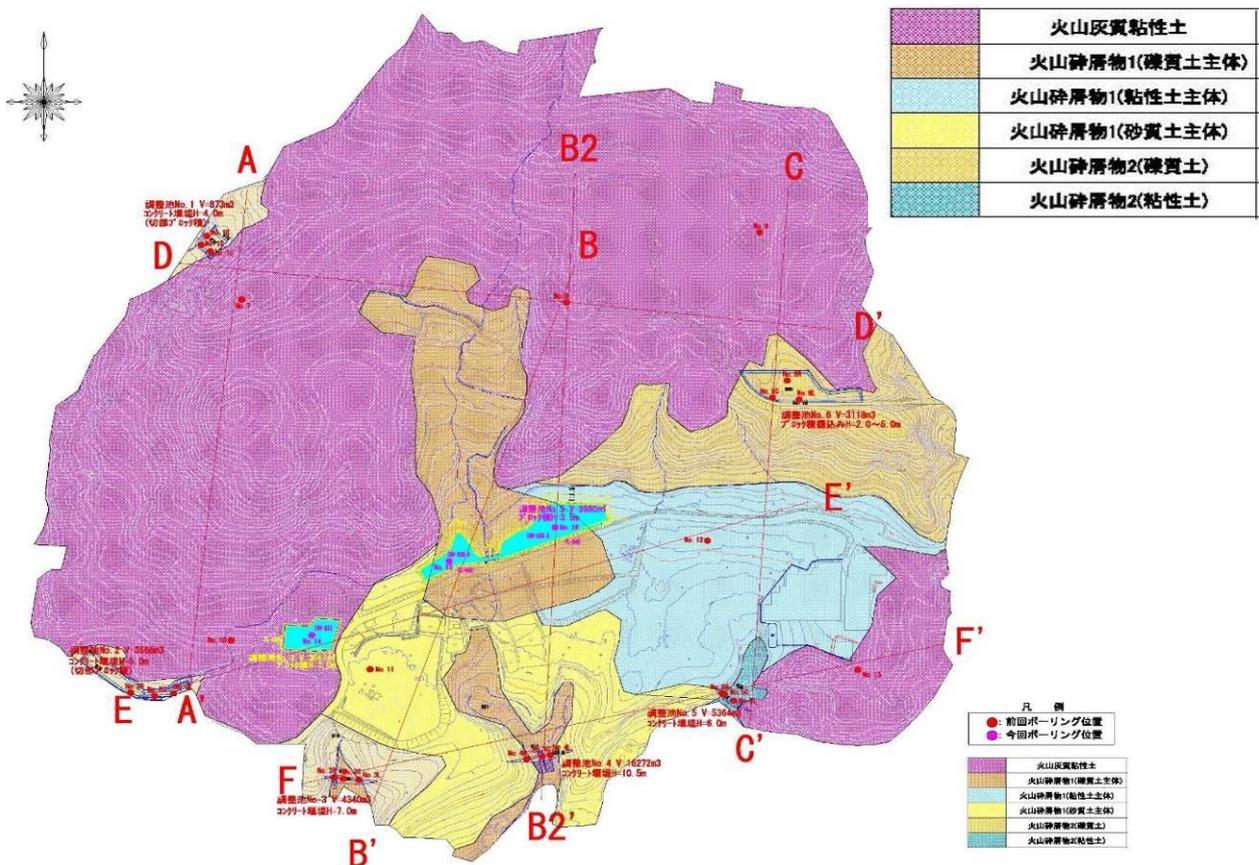
現地浸透試験は、「増補改訂 雨水浸透施設技術指針（案）調査・設計編」（公益社団法人雨水貯留浸透技術協会編）に従って実施した。

試験方法は、土研法（円筒型底面浸透）の定水位法により行った。

試験地点の選定は、盛土を行わない地山もしくは切土域で、比較的浸透施設設置が容易な場所で、それぞれの計画浸透面が土質分類的に異なる箇所を6地点選定した。

No.	試験深度	試験地盤の土質	飽和透水係数 $k_0$ [m/s]
No. 1	GL-0.70m	黒ボク	$4.99 \times 10^{-5}$
No. 2	GL-1.00m	シルトまじり砂	$4.99 \times 10^{-5}$
No. 3	GL-0.85m	シルトまじり砂	$3.70 \times 10^{-5}$
No. 4	GL-1.20m	礫まじり砂	$1.48 \times 10^{-4}$
No. 5	GL-0.70m	シルトまじり砂	$6.41 \times 10^{-5}$
No. 6	GL-1.00m	粘性土	$7.11 \times 10^{-6}$

浸透試験の結果、No. 6は粘性土で地下水位も高く浸透施設設置は不適当なため、その他の結果のなかで、安全側を考慮し最も数値の低い飽和透水係数 $k_0=3.70 \times 10^{-5}$  m/sを浸透施設設計に採用する。



浸透試験地点

## (2) 円筒ます（スティックフィルター）設計浸透量の算定

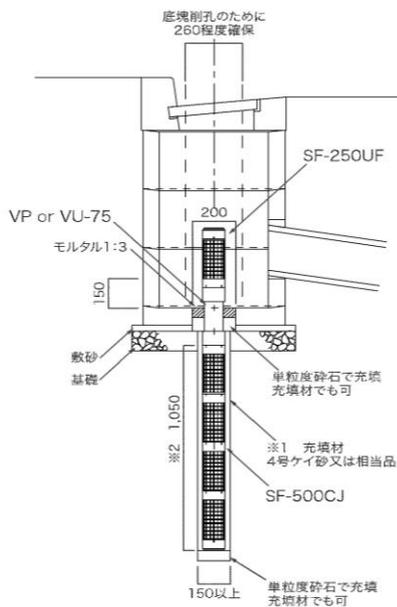
「増補改訂 雨水浸透施設技術指針（案）調査・設計編」（公益社団法人雨水貯留浸透技術協会編）による各種浸透施設の比浸透量を比較すると、円筒ます型浸透施設は、トレンチ型や正方形ます型に比べ、浸透施設掘削容量当たりの浸透能力がトレンチ型の約10倍、正方形ます型の約7倍となる。

当計画では、この円筒ます型浸透施設（製品名：スティックフィルター）を配置する。  
以下に、スティックフィルターの概要を掲載する。

※スティックフィルターは、平成29年7月1日付けで『JSドレーン工法』という技術名で公益社団法人 雨水貯留浸透技術協会の技術評価認定を受けている。

### 工法の概要

#### 道路側溝

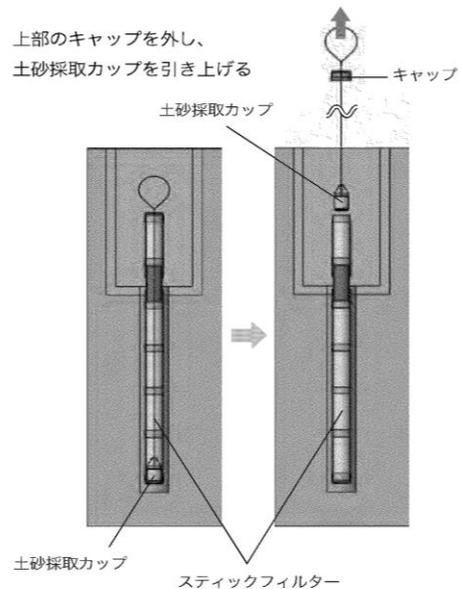


- ※1 周辺地盤が粗粒土で、充填材が地盤側に流失することが考えられる場合は、流失を防止できる粒径の充填材を選定すること。  
※2 施設長さは、必要浸透量に応じて調整

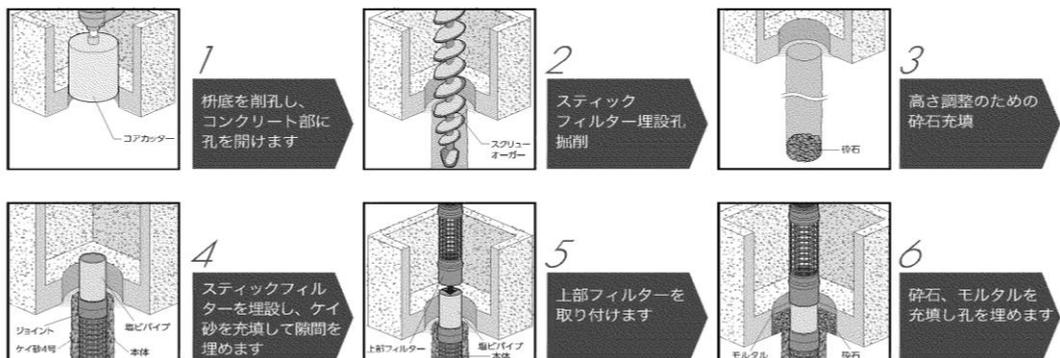
#### 維持管理

採取カップを引き上げることで底部に溜まった堆積物を採取することが可能です。維持管理が容易に行え、施設の浸透効果を維持することに繋がります。

上部のキャップを外し、  
土砂採取カップを引き上げる



### 施工手順



スティックフィルター (H=3.0m) の設計浸透量を算定する。

円筒ます比浸透量算定式 (側面および底面浸透) の適用範囲の確認は以下のとおりである。

設計水頭H=3.0m ≤5.0m … OK

施設規模D=0.15m 0.2m ≤D<1.0m … 適用範囲以下であるが技術評価認定済み

施設		円筒ます			
浸透面		側面および底面		底面	
模式図		<p>H: 設計水頭 (m) D: 施設直径 (m)</p>		<p>H: 設計水頭 (m) D: 施設直径 (m)</p>	
算定式の適用範囲の目安	設計水頭(H)	H ≤ 5.0m 注)		H ≤ 5.0m	
	施設規模	0.2m ≤ D < 1m	1m ≤ D ≤ 10m	0.3m ≤ D ≤ 1m	1m < D ≤ 10m
基本式		$K_f = aH^2 + bH + c$	$K_f = aH + b$	$K_f = aH + b$	
係数	a	0.475D + 0.945	6.244D + 2.853	1.497D - 0.100	2.556D - 2.052
	b	6.07D + 1.01	0.93D <sup>2</sup> + 1.606D - 0.773	1.13D <sup>2</sup> + 0.638D - 0.011	0.924D <sup>2</sup> + 0.993D - 0.087
	c	2.570D - 0.188	-	-	-

「増補改訂 雨水浸透施設技術指針 (案) 調査・設計編」より抜粋

$$\begin{aligned} \text{比浸透量 } K_f &= aH^2 + bH + c \\ &= 1.016 \times 3.0^2 + 1.921 \times 3.0 + 0.198 \\ &= 15.105 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$a = 0.475D + 0.945 = 1.016$$

$$b = 6.07D + 1.01 = 1.921$$

$$c = 2.570D - 0.188 = 0.198$$

$$\begin{aligned} \text{基準浸透量 } Q_f &= k_0 \times K_f \\ &= 0.000037 \times 15.105 \\ &= 0.000559 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{設計浸透量 } Q &= C_1 \times C_2 \times Q_f \\ &= 0.9 \times 0.9 \times 0.000559 \\ &= 0.000453 \text{ m}^3/\text{s}/\text{基} \\ &= 1.631 \text{ m}^3/\text{hr}/\text{基} \end{aligned}$$

### (3) 円筒ます (スティックフィルター) の配置計画

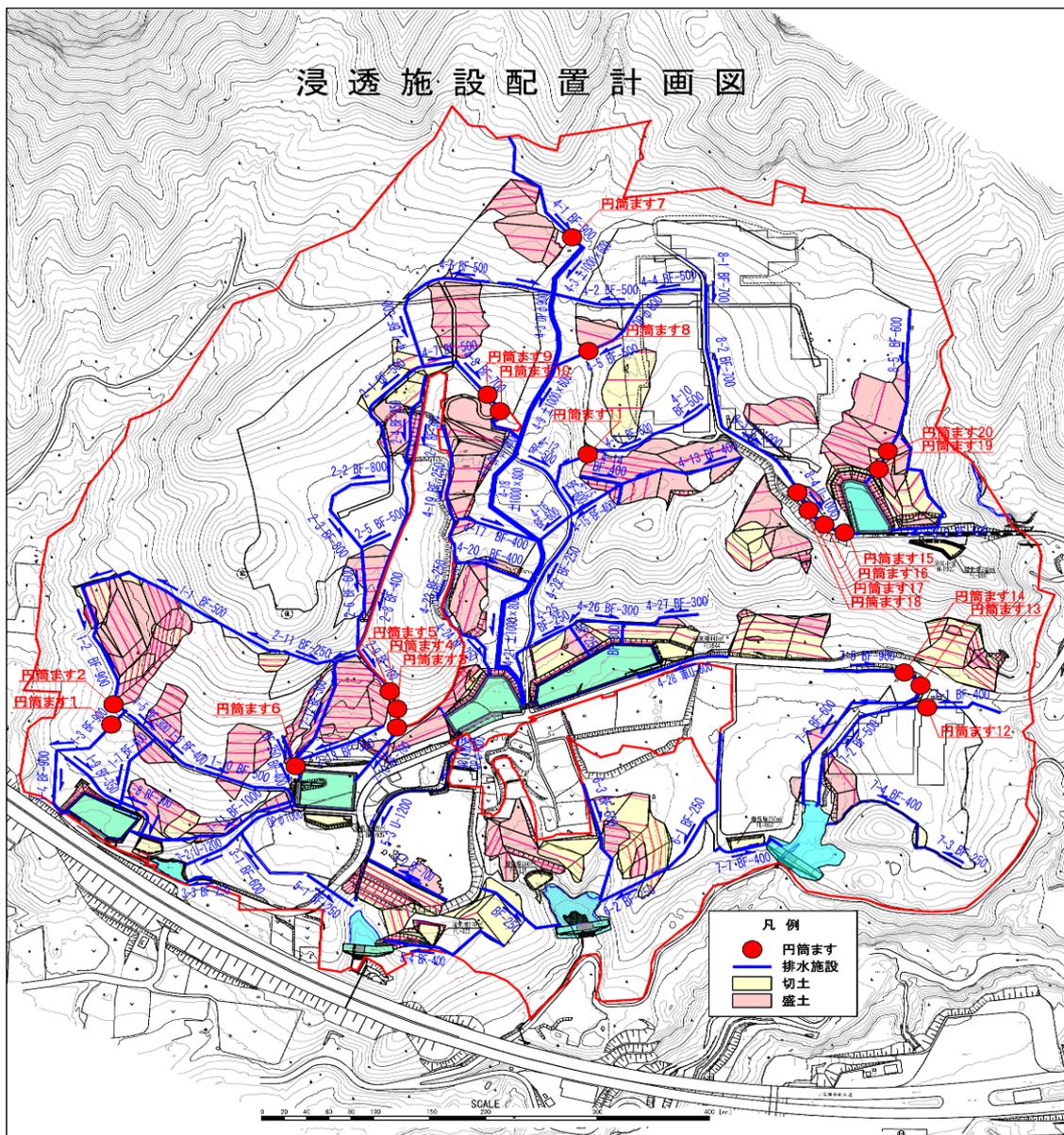
浸透施設として選定した円筒ます (スティックフィルター) を適正に配置するための基本条件を以下に示す。

- ① 降雨の際の表流水を遅滞なく調整池へ導くための排水路 (ベンチフリューム等開渠) を流下する雨水を、効率よく地下浸透させるために、雨水排水路上に集水ますおよび円筒ますを配置する。
- ② 切土エリアに配置する。また、表土である黒ボクも比較的透水係数が良好なため、表土保全エリアも配置対象エリアとする。

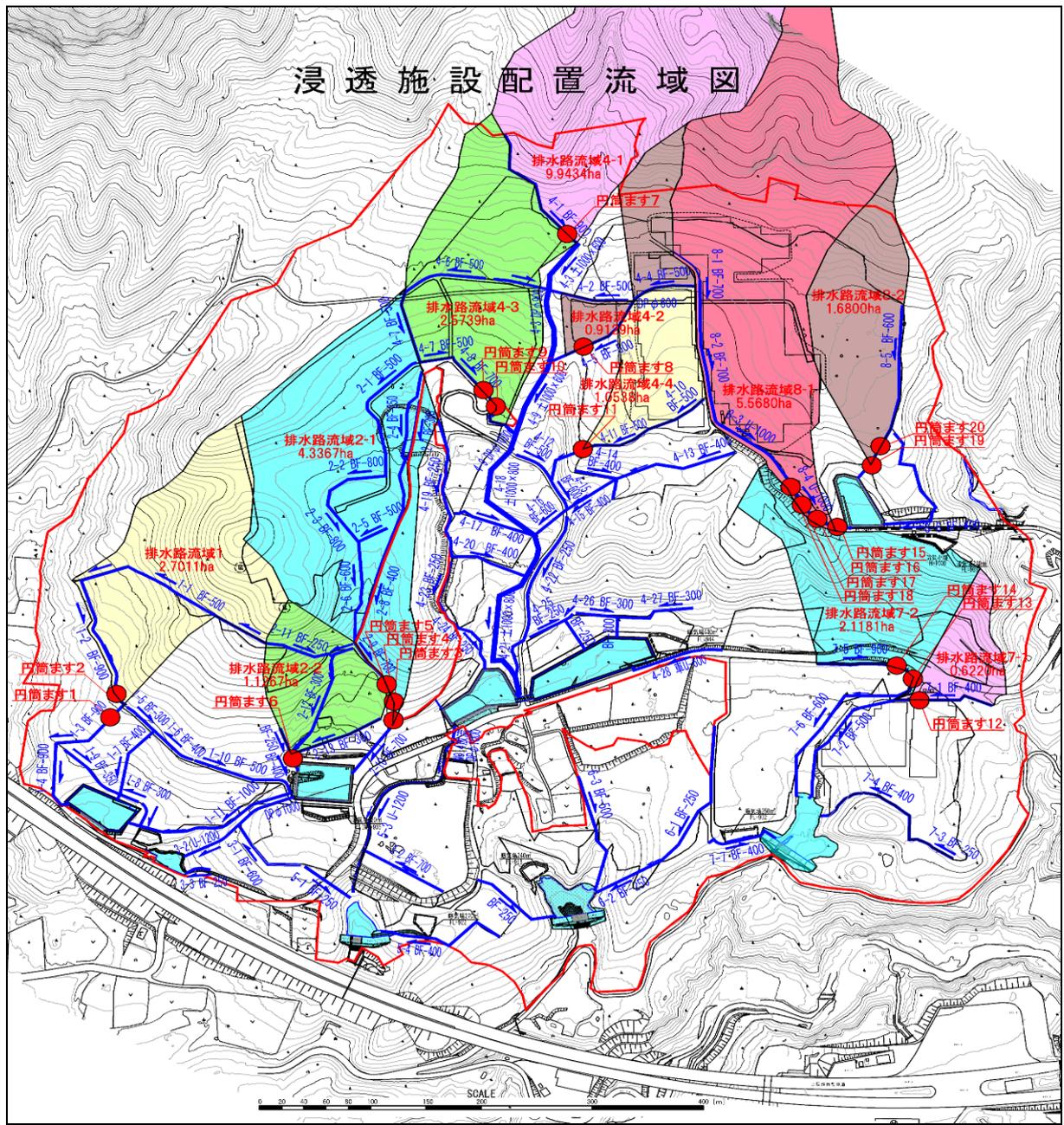
- ③ 地下水位がGL-3.0m以深となる範囲を配置対象エリアとする。従って、沢地形となる調整池予定地付近および直上は地下水位が比較的高いため、配置対象としては不適となる。
- ④ 東日本高速道路株式会社による地すべり対策事業上流側では、その起因材料として考えられる地下水を助長することとなる浸透施設の配置対象エリアから除外する。
- ⑤ 少量の降雨でも円筒ますの設計浸透量が最大限発揮できるように、排水路の流域面積がなるべく大きくなるよう配置を選定する。

以上の基本条件を踏まえ、浸透施設配置計画図（切盛重ね図）に示すとおり、合計20ヶ所に円筒ますを配置する計画とした。

また、浸透施設配置計画図（流域重ね図）に、各調整池系統別の円筒ます流域面積を明示した。



雨水浸透施設配置計画図（切盛重ね図）



浸透施設配置計画図（流域重ね図）

#### 4 建設機械及び工事用車両の台数

工事期間における建設機械の稼働台数及び工事用車両の走行台数（片道）は、以下に示すとおりである。



工事期間における工事用車両の走行台数（片道）

■工事用車両の台数：計画地内の土地造成等の工事関連

工種	工事用車両の種類	令和4年						令和5年						令和6年											
		12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月
準備工事	普通車（通勤車両）	2	2	2	2	2											2	2	2	2					2
	10tセルフ（重機運搬）	1			1													1			1				
伏拝工事	普通車（通勤車両）		2			3	3	3	3	3	4	4	1												
	10tセルフ（重機運搬）		1			9				2	9	2													
	20tトレーラー（重機運搬）									2		2													
	普通車（通勤車両）		1	1	1	1	1	1	1				3	6	6	6	6	6	6	6					
防災工事 （廃棄、 調整池工事等）	10tセルフ（重機運搬）		1					1	1				1	1						1					
	20tトレーラー（重機運搬）																								
	普通車（通勤車両）		4	4	8	7	2	1																	
	10tセルフ（重機運搬）		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1													
	20tトレーラー（重機運搬）		2	1	1	1	1	1	1	1	1	1													
	生コン車（4m <sup>3</sup> /台）				5	11	3	3																	
	ポンプ車（100~200m <sup>3</sup> /日）				1	1	1	1	1																
	普通車（通勤車両）						6	6	6	6															
	10tセルフ（重機運搬）						1																		
	20tトレーラー（重機運搬）						1																		
造成工事	普通車（通勤車両）				1	1	18	18	38	38	46	46	30	30	10	10									
	10tセルフ（重機運搬）												8												
	20tトレーラー（重機運搬）																								
	10tトラック（低床）				4	4	4	4	1																
	生コン車（4m <sup>3</sup> /台）							3	3																
	普通車（通勤車両）										4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	10tセルフ（重機運搬）											1													
	20tトラック（電気設備）																								
	ポンプ車（100~200m <sup>3</sup> /日）																								
	大型車	1	2	3	3	22	16	22	14	5	4	12	6	1	8	0	1	0	3	0	0	0	0	0	1
小型車（通勤車両）	2	5	7	7	13	12	30	29	47	48	54	56	56	40	42	22	22	22	4	4	4	4	0	2	
合計	3	7	10	10	35	28	52	43	52	52	60	60	57	64	40	43	22	25	4	4	4	4	0	3	

■工事用車両の台数：計画地外の送電線地下埋設工事関連

工種	年	令和4年						令和5年						令和6年											
		12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月
送電線地下埋設工事	普通車（通勤車両）			2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
	2tダンプトラック			1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
	4tダンプトラック					2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
	ケーブル延線車																	1	1	1					
	ケーブル作業車2t																	2	2	2	2	2	2	2	
埋設工事	10t低床（重機運搬）			1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
	10tダンプトラック（残土・廃75tト運搬）																								
	大型車	0	2	2	2	5	5	4	4	4	6	4	4	4	4	13	3	3	2	2	5	6	0	0	
	小型車（通勤車両）	0	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	5	5	5	5	4	2	2	2	0	
	合計	0	4	4	4	7	7	6	6	6	8	6	6	6	6	18	8	8	7	6	7	8	0	0	

■工事用車両の台数：計画地内の土地造成等の工事関連+計画地外の送電線地下埋設工事関連

年	令和4年						令和5年						令和6年											
	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月
大型車	1	4	5	5	27	21	26	18	9	10	16	10	6	12	13	4	3	5	2	5	6	0	0	1
小型車（通勤車両）	2	7	9	9	15	14	32	31	49	50	56	56	58	58	45	47	27	27	8	6	6	0	2	
合計	3	11	14	14	42	35	58	49	58	60	66	66	63	70	58	51	30	32	10	11	12	0	3	
大気質：NOx排出量（g/km <sup>3</sup> ）×台数	0.83	3.27	4.10	4.10	20.37	15.97	20.55	14.69	9.12	9.90	14.25	10.22	6.70	11.77	11.81	5.39	3.61	5.06	1.87	3.94	4.67	0.00	0.83	
大気質：PM排出量（g/km <sup>3</sup> ）×台数	0.02	0.06	0.08	0.08	0.40	0.31	0.40	0.28	0.17	0.18	0.27	0.19	0.12	0.22	0.22	0.09	0.06	0.09	0.03	0.08	0.09	0.00	0.02	
騒音：パワーレベル（dB）×台数	90.4	96.3	97.3	97.3	103.6	102.6	104.0	102.8	101.8	102.1	103.1	102.3	101.3	102.8	102.4	100.4	98.4	99.2	94.6	96.8	97.5	0.0	90.4	
振動：小型車台数×13+大型車台数	15	59	74	74	366	287	370	265	166	180	258	186	123	214	214	99	66	92	34	71	84	0	15	