

調 整 池 容 量 計 算 書

名 称				単位	河 川 名		備 考
					蜂屋川		
					1	号調整池	
調流 整入	造成面積	盛土	宅地	ha	1.8080	2.5940	
		切土	その他		0.7860		
池面 積	現 況 面 積			ha	0.5890		
	合 計 面 積			ha	3.1830		
平 均 流 出 係 数					0.96		
比 流 量				m ³ /s/ha	0.0394		
直 接 放 流 す る 面 積				ha	0.0870		
調 整 池 か ら の 許 容 放 流 量				m ³ /sec	0.1167		
放 流 孔 (高 さ * 巾)				m	0.150	0.140	
洪 水 流 量				m ³ /sec	2.3602		
余 水 吐 (水 深 * 巾)				m	0.400	8.030	
調必 整要 池容 の量	土 砂 量			m ³	877		
	溜 水 量			m ³			
	調 整 量			m ³	3,538		
	合 計			m ³	4,415		
調 整 池 容 量				m ³	5,766		
溜 水 高 (L . L . W . L)				m	84.000		
堆 砂 高 (L . W . L)				m	86.000		
洪 水 高 (H . W . L)				m	89.000		
異 常 洪 水 高 (H.H.W.L)				m	89.400		

調整池の容量は、最小比流量である

A 断面にて決定することとする。

	流出係数 f	面積 ha	f*ha	備考
開 発 地	1.0	2.809	2.8090	
平 坦 な 農 地	0.6	7.930	4.7580	
普 通 林 地	0.8	21.951	17.5608	
裸 地・荒 廢 地	1.0	0.070	0.0700	
合 計 (A')		32.760	25.1978	

平均流出係数

$$f' = (f * h a) / A'$$

$$= 0.77$$

雨水流出量

$$Q' = 1/360. f' . r . A'$$

$$= 12.8228 \text{ m}^3/\text{sec}$$

f' : 平均流出係数 0.77
 r : 降雨強度 183 mm/hr
 (1/30年確率)
 A' : 集水区域面積 32.760 ha

$$Q = 1.2920 \text{ m}^3/\text{sec} \quad (\text{別添、「河川狭小部選定検討書」より})$$

$$Q' > Q$$

よって、調整池の設置は 必要 である。

・洪水調整池の計算

1、調整池の許容放流量

$$Q_{pc} = Q * (A / A') \quad (\text{m}^3/\text{sec})$$

Q : 下流河川の流下能力(m³/sec)
A : 調整池の集水面積(ha)
A' : Qの算出地点の集水面積(ha)

2、許容放流量に対する降雨強度

$$r_c = Q_{pc} * (360 / f * A) \quad (\text{mm/hr})$$

f : 開発後の平均流出係数
宅地 1.0
林地 0.8

3、調整必要容量

$$V_w = Frc * A * f \quad (\text{m}^3)$$

Frc : 洪水調節容量(m³/ha)
f : 開発後の平均流出係数
A : 調整池の集水面積(ha)

4、沈砂必要容量

$$V_s = V_{s1} + V_{s2} + V_{s3} + V_{s4} \quad (\text{m}^3)$$

V_{s1} : 工事中の土砂量(m³)
V_{s2} : 工事完了後の土砂量(m³)
V_{s3} : 未開発部分の土砂量(m³)
V_{s4} : 残土処理等の土砂量(m³)

(1) 工事中の土砂量

$$V_{s1} = 400 * A1 * \text{年} \quad (\text{m}^3)$$

A1 : 開発部分の面積(ha)
年 : 工事施工期間(4ヶ月以内は4ヶ月とする。)

* 工事中の土砂は、各調整池を使用し工事完了時に浚渫するため
V_{s1} = 0 m³とする。

(2) 工事完了後の土砂量

設計堆砂量は、10年を標準とし次式にて算出する。

$$V_{s2} = V_{sB} + V_{sC} \quad (m3)$$

V_{sB} : 盛土部分の流出土砂量(m3)

$$\begin{aligned} V_{sB} &= A2 (3 * X + 7 * X / 5) \\ &= 4.4 * X * A3 \end{aligned}$$

V_{sC} : 切土部分の流出土砂量(m3)

$$\begin{aligned} V_{sC} &= A3 (3 * X / 3 + 7 * X / 15) \\ &= 1.47 * X * A4 \end{aligned}$$

$A2$: 盛土部分の面積(ha)

$A3$: 切土部分の面積(ha)

X : 1年当りの流出土砂量

宅地造成事業 100m³/ha.年

その他の事業 200m³/ha.年

但し、開発区域の全体が極めて平坦で、土砂流出が極めて少ない場合は、次の値まで縮小する。

$$V_{s2} = 5 * A * f \quad (m3)$$

A : 開発面積(ha)

f : 15m³/年

(3) 未開発部分の土砂量

$$V_{s3} = 5 * A4 * f \quad (m3)$$

$A4$: 未開発部分の面積(ha)

f : 皆伐地・草地 15m³/ha.年

択伐地 2m³/ha.年

普通林地 1m³/ha.年

(4) 残土処理等の土砂量

$$V_{s4} = \text{残土処理する場合の土砂量} \quad (m3)$$

5、調整池の安全率 (必要調整池容量)

$$V = (V_w + V_s) * 1.2 \quad (m3)$$

・その他施設の計算

1、放流孔

$$S1 = Q_{pc} / C * \sqrt{2gh}$$

Q_{pc} : 許容放流量 (m³/sec)

S1 : 放流孔の断面積 (m²)

C : ベルマウス付呑み口 C=0.85~0.95

標準値 0.9

呑み口部分を板で覆ったもの C=0.7~0.9

標準値 0.8

箱抜き型 C=0.6~0.8

標準値 0.7

g : 重力加速度 g=9.8 (m/sec²)

h : 放流孔の中心から水面までの水深 (m)

2、スクリーン

スクリーンは、オリフィスの20倍以上の面積とする。

$$S2 = S1 * 20$$

S1 : 放流孔の断面積 (m²)

S2 : スクリーンの面積 (m²)

3、余水吐

(1) 計画洪水流量

洪水流量は、1/100年確率にて計算する。

$$Q_{100} = 1 / 360 * f * r * A \quad (\text{m}^3/\text{sec})$$

f : 平均流出係数

r : 降雨強度 (mm/hr)

(1/100年確率)

A : 集水区域面積 (ha)

(2) 余水吐の設計上の洪水流量

$$Q_{\max} = Q_{100} * C \quad (\text{m}^3/\text{sec})$$

C : 安全率

コンクリートダム

1.2

フィルダム

1.44

(3) 余水吐の断面

$$Q_{\max} = 2/15 * C * \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h^{3/2}$$

Q_{\max} : 洪水流量 (m³/sec)
 h : 越流水深 (m)
 C : 流出係数 $C=0.6$
 g : 重力加速度 $g=9.8$ (m/sec²)
 B_1 : 余水吐底幅長 (m)
 B_2 : 余水吐上幅長 (m)

(副堤式)

$$Q_{\max} = (1.77 * B_1 + 0.71 * h_1) * h_1^{3/2}$$

$$B_1 = (Q_{\max} / h_1^{3/2}) - (0.71 * h_1 / 1.77)$$

* 両側法面勾配を1:0.50としたばあい。

(放流塔式)

$$Q_{\max} = 2/15 * C * \sqrt{2 * 9.8} * (3B_1 + 2B_2) * h_1^{3/2}$$

$$B = Q_{\max} / (2/15 * C * \sqrt{2 * 9.8} * h_1^{3/2}) * 1/5$$

4、水叩長

$$L = 1.5 (H_1 + h) - n * H_2$$

L : 水叩長 (m)
 h : 越流水深 (m)
 H_1 : 有効落差 (m)
 H_2 : 本堤高 (m)
 n : 表のり勾配 1:n

* $(h/H_1) > 0.5$ の場合は、上式の1.5を2.0とする。

5、水叩厚

$$T_1 = \alpha (0.6 H_1 + 3h - 1)$$

T_1 : 水叩厚 (m)
($T_1 \geq 0.5$ mとする。)
 h : 越流水深 (m)
 H_1 : 有効落差 (m)
 α : 係数 ($\alpha=0.15$)

1 号 调 整 池

1、調整池必要容量の計算

(1) 調整池の流域面積 A

名称	単位	流域面積	直放流面積
造成面積	宅地	2.5940	0.0870
	その他		
現況面積	ha	0.5890	
合計面積	ha	3.1830	0.0870

(2) 調整池の許容放流量 Q_{pc}

流末河川の比流量

$$q = \text{流下能力} / \text{流域面積}$$

$$= 0.0394 \text{ m}^3/\text{sec. ha}$$

流下能力： 1.2920 m³/sec (別添、「河川狭小部選定検定書」参照)
 流域面積： 32.760 ha (別添、「河川狭小部選定検定書」参照)

$$Q_{pc} = \text{合計面積} * q - 1 / 360 * (1.0 - 0.8) * 183 * \text{直放流面積}$$

$$= 0.1167 \text{ m}^3/\text{sec}$$

(3) 平均流出係数 f

$$f = (\text{宅地面積} * 1.0 + \text{その他面積} * 0.9 + \text{現況面積} * 0.8) / \text{合計面積}$$

$$= 0.96$$

(4) 許容放流量に対する降雨強度 r_c

$$r_c = Q_{pc} * 360 / (f * \text{合計面積})$$

$$= 13 \text{ mm/hr}$$

Frc表より 1,154 m³

(5) 調整池必要容量 V_w

$$V_w = 1,154 * \text{合計面積} * f$$

$$= 3,538 \text{ m}^3$$

2、沈砂池容量の計算

(1) 沈砂池の流域面積

名 称	単 位	流域面積	直放流面積	被覆部分
造成面積	盛土	ha	1.8080	0.0870
	切土	ha	0.7860	
現況面積	ha	0.5890		
合計面積	ha	3.1830	0.0870	

(2) 流出土砂量

工事中の土砂量

$$V_{s1} = 0 \text{ m}^3$$

工事後の土砂量

$$\begin{aligned} \text{(盛土)} \quad V_{sB} &= 4.4 * 100 * (\text{盛土面積} - \text{被覆面積}) \\ &= 758 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(切土)} \quad V_{sC} &= 1.47 * 100 * (\text{切土面積} - \text{被覆面積}) \\ &= 116 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$V_{s2} = V_{sB} + V_{sC} = 874 \text{ m}^3$$

未開発部分の土砂量

$$\begin{aligned} V_{s3} &= 5 * 1 * \text{現況面積} \\ &= 3 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

残土処理の土砂量

$$V_{s4} = 0 \text{ m}^3$$

(3) 沈砂池必要容量

$$\begin{aligned} V_s &= V_{s1} + V_{s2} + V_{s3} + V_{s4} \\ &= 877 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

(4) 散水用溜水容量

$$V_p = 0 \text{ m}^3$$

3、全調整池必要容量

$$\begin{aligned} V &= V_w + V_s + V_p \\ &= 4,415 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

4、調整池計画容量の計算

(1) 沈砂池計画容量

$$V_s = 1,418 \text{ m}^3 \quad (\text{調整池容量計算書より})$$

(2) 調整池計画容量

$$V_w = 4,348 \text{ m}^3 \quad (\text{調整池容量計算書より})$$

(3) 散水用溜水計画容量

$$V_p = \quad \quad \quad \text{m}^3 \quad (\text{調整池容量計算書より})$$

(4) 全調整池計画容量

$$\begin{aligned} V &= V_s + V_w + V_p \\ &= 5,766 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

5、調整池の安全性の検討

名 称	必要容量(m ³)	計画容量(m ³)	安全率	備 考
調整池V _w	3,538	4,348	1.23	
沈砂池V _s	877	1,418	1.62	
散水用V _p	0			
合 計 V	4,415	5,766	1.31	

6、調整池容量計算書 (1 調整池容量)

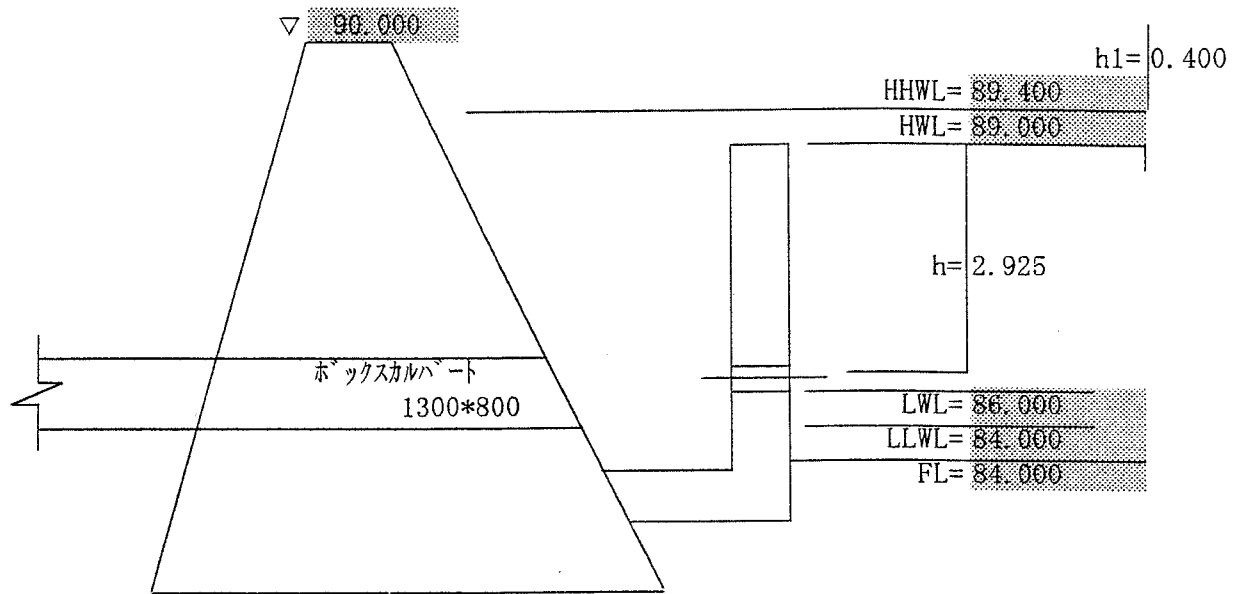
	基準面	面積 (プラニメーターによる)
調整容量	FL=89.00	1 5 2 7 m ²
	FL=86.00	1 3 7 2 m ²
沈砂容量	FL=86.00	7 4 8 m ²
	FL=84.00	6 7 0 m ²

調整容量 $VW = 1/2 \times (1527 + 1372) \times 3.0 = 4348 \text{ m}^3$

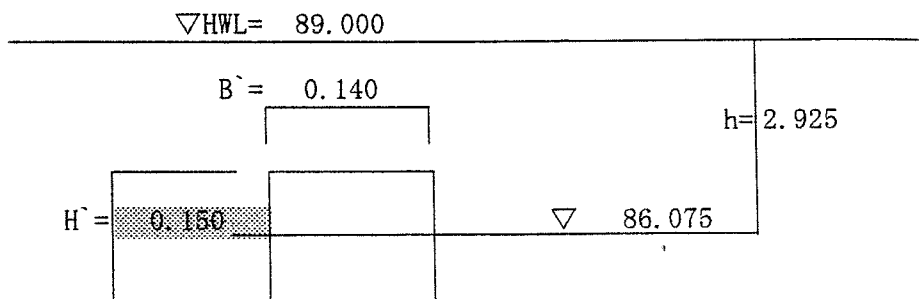
沈砂容量 $VS = 1/2 \times (748 + 670) \times 2.0 = 1418 \text{ m}^3$

7、その他の計算

(1) 調整池の構造



(2) 放流孔



$$Q_{pc} = 0.1167 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$S = Q_{pc} / 0.7 \sqrt{2 * 9.8 * h}$$

$$= 0.0220 \text{ m}^2$$

≧

$$H' * B' = 0.0210 \text{ m}^2$$

..... OK

(検算)

$$\begin{aligned} Q_{pc} &= S \cdot 0.6 \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot h} \\ &= 0.0954 \text{ m}^3/\text{sec} \leq Q_{pc} = 0.1167 \text{ m}^3/\text{sec} \\ & \dots \text{OK} \end{aligned}$$

(3) スクリーン

$$\begin{aligned} S &= H \cdot B \cdot 20 \\ &= 0.420 \text{ m}^2 \leq SA = 1.330 \text{ m}^2 \\ & \dots \text{OK} \end{aligned}$$

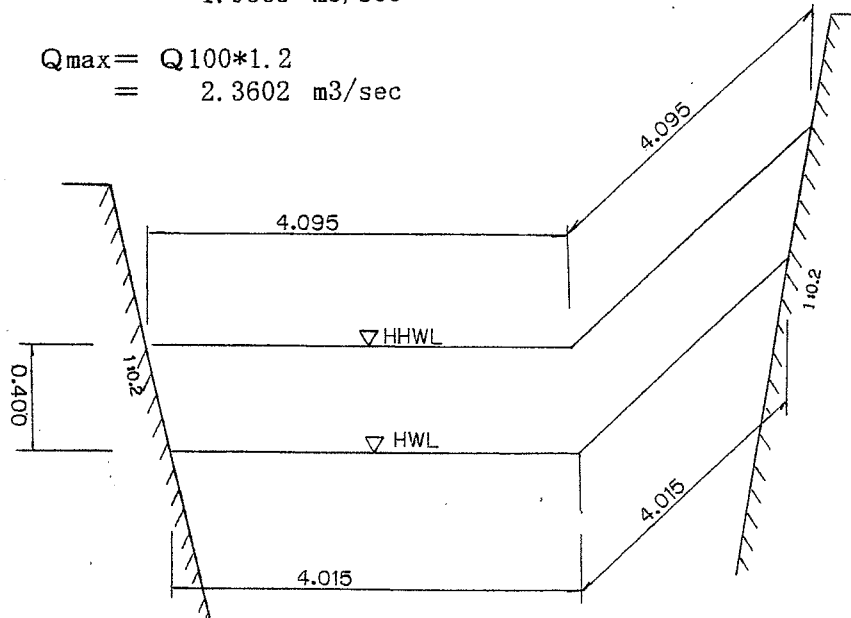
(別添、余水吐外構造図より)

(4) 余水吐

流域面積 $A = 3.1830 \text{ ha}$
降雨強度 $r = 231 \text{ mm/hr}$
(100年確率)
平均流出係数 $f = 0.963$

$$\begin{aligned} Q_{100} &= 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A \\ &= 1.9668 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= Q_{100} \cdot 1.2 \\ &= 2.3602 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} Q_{\max} &= \frac{2}{15} \cdot \alpha \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \cdot (3B_0 + 2B_1) \\ &= \frac{2}{15} \times 0.6 \times 0.40 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.40} \times (3 \times 8.030 + 2 \times 8.190) \\ &= 3.626 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

(検算)

$$Q_{\max} = 2/15 * C * \sqrt{2} * 9.8 * (3B_1 + 2B_2) * h^{3/2}$$
$$= 3.6260 \text{ m}^3/\text{sec} \qquad Q_{\max} = 2.3602 \text{ m}^3/\text{sec}$$

..... OK

(5) 放流管 (ホックスカルハート)

区分 **BOX** 構造 **1300*800**

n= 0.013
A= 0.9950 m²
P= 3.8485 m
R= 0.2585 m
I= **2.00** %

$$V = 1/n * R^{2/3} * I^{1/2}$$
$$= 4.4145 \text{ m/sec}$$

$$Q = A * V$$
$$4.3924 \text{ m}^3/\text{sec} \geq 2.3602 \text{ m}^3/\text{sec} = Q_{\max}$$

..... OK

雨 水 排 水 計 算 書

1、計画雨水量計算書

$$Q = 1/360 \cdot C \cdot I \cdot A$$

Q : 計画雨水量 (m³/sec)

C : 流出係数

造成地 C = 1.0

現況地 C = 0.8

I : 降雨強度

10年確率降雨強度 142 mm/hr (岐阜ブロック)

A : 流域面積 (ha)

2、断面設計

$$Q = A \cdot V \quad V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{マンニング公式})$$

Q : 流量 (m³/sec)

A : 排水施設有効断面積 (m²)

V : 流速 (m/sec)

R : 径深 = A/P (m)

P : 有効潤辺長 (m)

n : 粗度係数

・コンクリート管及U字溝(二次製品) n = 0.013

・U型水路 n = 0.015

・コンクリート人工水路 n = 0.020

・三面張水路 n = 0.025

・両岸石張小水路 n = 0.025

・組立水路 n = 0.030

I : 勾配 (%)

安全率

	V=5.0m/sec未満	V=5.0m/sec以上
開水路	1.5以上	2.0以上
暗渠	2.0以上	2.0以上

水路番号	洪水流量										排水施設										集水No.		
	造成集水面積		現況集水面積		流出係数		洪水流量			種類	構造	断面積	溝辺	径深	相係数	勾配	流速	排水流量	安全率				
	直接面積	追加面積	直接面積	追加面積	造成	現況	造成流量Q1	現況流量Q2	全流量Q3											ha		ha	ha
1	0.1940	0.1940	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0765	0.0000	0.0765	0.0765	0.0000	0.0765	U型側溝	300*300	0.0831	0.8249	0.1007	0.013	0.70	1.3934	0.1158	1.51	1
2	0.2940	0.4880	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.1925	0.0000	0.1925	0.0000	0.0000	0.1925	U型側溝	450*450	0.1894	1.2489	0.1517	0.013	0.50	1.5471	0.2930	1.52	1,2
3	0.0250	1.2560	0.0000	0.0000	1.0	0.8	0.4954	0.0404	0.4550	0.0404	0.0404	0.5358	U型側溝	600*600	0.3401	1.8882	0.2015	0.013	0.80	2.3648	0.8043	1.50	3,4,5,23
4	0.8190	0.8190	0.0230	0.0230	1.0	0.8	0.3231	0.0073	0.3304	0.0073	0.0073	0.3304	U型側溝	600*600	0.3401	1.8882	0.2015	0.013	0.50	1.8695	0.6358	1.92	4-1,2,3,23
5	0.4120	0.4120	0.1050	0.1050	1.0	0.8	0.1625	0.0331	0.1956	0.0331	0.0331	0.1956	U型側溝	450*450	0.1894	1.2489	0.1517	0.013	0.60	1.6945	0.3209	1.64	5-1,2
6	0.0310	0.0310	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0122	0.0000	0.0122	0.0000	0.0000	0.0122	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	16.55	5.0000	0.2710	22.16	6
7	0.0550	0.0550	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0217	0.0000	0.0217	0.0000	0.0000	0.0217	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	0.19	0.6325	0.0343	1.58	7
8	0.0430	0.0430	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0170	0.0000	0.0170	0.0000	0.0000	0.0170	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	0.29	0.7812	0.0423	2.49	8
9	0.0250	0.0680	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0268	0.0000	0.0268	0.0000	0.0000	0.0268	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	0.56	1.0856	0.0588	2.19	8,9
10	0.0410	0.0410	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0162	0.0000	0.0162	0.0000	0.0000	0.0162	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	0.30	0.7946	0.0431	2.66	10
11	0.0480	0.0480	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0189	0.0000	0.0189	0.0000	0.0000	0.0189	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	0.93	1.3990	0.0758	4.01	11
12	0.0350	0.1030	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0406	0.0000	0.0406	0.0000	0.0000	0.0406	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	0.93	1.3993	0.0758	1.87	12,13
13	0.0680	0.0680	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0268	0.0000	0.0268	0.0000	0.0000	0.0268	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	1.52	1.7889	0.0970	3.61	13
14	0.0270	0.0270	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0107	0.0000	0.0107	0.0000	0.0000	0.0107	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	1.79	1.9413	0.1052	9.88	14
15	0.0460	0.0730	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0288	0.0000	0.0288	0.0000	0.0000	0.0288	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	0.82	1.3139	0.0712	2.47	14,15
16	0.0480	0.2240	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0884	0.0000	0.0884	0.0000	0.0000	0.0884	U型側溝	360*360	0.1197	0.9955	0.1202	0.013	0.82	1.6969	0.2031	2.30	12-16
17	0.0450	0.3170	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.1250	0.0000	0.1250	0.0000	0.0000	0.1250	U型側溝	360*360	0.1197	0.9955	0.1202	0.013	0.82	1.6969	0.2031	1.62	11-17
18	0.0180	0.3140	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.1239	0.0000	0.1239	0.0000	0.0000	0.1239	U型側溝	450*450	0.1894	1.2489	0.1517	0.013	0.56	1.6385	0.3103	2.50	6-10
19	0.0440	0.1870	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0738	0.0000	0.0738	0.0000	0.0000	0.0738	U型側溝	360*360	0.1197	0.9955	0.1202	0.013	0.34	1.0927	0.1308	1.77	6,7,19,20
20	0.0570	0.0880	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0347	0.0000	0.0347	0.0000	0.0000	0.0347	U型側溝	300*300	0.0831	0.8249	0.1007	0.013	0.43	1.0921	0.0908	2.61	6,20
21	0.0180	0.0180	0.4610	0.4610	1.0	0.8	0.0071	0.1455	0.1526	0.1455	0.1455	0.1526	管渠	600	0.2827	1.8850	0.1500	0.013	5.00	4.8559	1.3730	9.00	22,24
22	0.0180	0.0180	0.4610	0.4610	1.0	0.8	0.0071	0.1455	0.1526	0.1455	0.1455	0.1526	管渠	600	0.2827	1.8850	0.1500	0.013	5.00	4.8559	1.3730	9.00	22,24
23	0.0180	1.7620	0.0000	0.0000	1.0	0.8	0.6950	0.1859	0.8809	0.1859	0.1859	0.8809	管渠	700	0.3848	2.1991	0.1750	0.013	4.00	4.8133	1.8524	2.10	1-5,22,23,24
24	0.0000	0.6310	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.2489	0.0000	0.2489	0.0000	0.0000	0.2489	管渠	450	0.1590	1.4137	0.1125	0.013	6.67	4.6297	0.7361	2.96	6-20
25	0.0870	0.0870	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0343	0.0000	0.0343	0.0000	0.0000	0.0343	U型側溝	300*300	0.0831	0.8249	0.1007	0.013	12.90	5.0000	0.4155	12.11	21(直放流)

排水施設計画流量計算書

降雨量 142 mm/hr

水路番号	排水流量										排水施設							安全率 Q4/Q3	集水No.	
	造成集水面積		現況集水面積		流出係数		洪水流量			種類	構造	断面積 A ㎡	潤辺 P m	径深 R=A/P m	粗度係数 n	勾配 I %	流速 V m/sec			排水流量 Q4 m3/sec
	直接面積 ha	追加面積 ha	直接面積 ha	追加面積 ha	造成 f=1.0	現況 f=0.8	造成流量Q1 m3/sec	現況流量Q2 m3/sec	全流量Q3 m3/sec											
1	0.1940	0.1940	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0765	0.0000	0.0765	U型側溝	300*300	0.0831	0.8249	0.1007	0.013	0.70	1.3934	0.1158	1.51	1
2	0.2940	0.4880	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.1925	0.0000	0.1925	U型側溝	450*450	0.1894	1.2489	0.1517	0.013	0.50	1.5468	0.2930	1.52	1.2
3	0.0250	1.2560	0.0000	0.1280	1.0	0.8	0.4954	0.0404	0.5358	U型側溝	600*600	0.3401	1.6882	0.2015	0.013	0.80	2.3644	0.8041	1.50	3,4,5,23
4	0.8190	0.8190	0.0230	0.0230	1.0	0.8	0.3231	0.0073	0.3304	U型側溝	600*600	0.3401	1.6882	0.2015	0.013	0.50	1.8692	0.8357	1.92	4-1,2,3,23
5	0.4120	0.4120	0.1050	0.1050	1.0	0.8	0.1625	0.0331	0.1956	U型側溝	450*450	0.1894	1.2489	0.1517	0.013	0.60	1.6945	0.3209	1.64	5-1,2
6	0.0310	0.0310	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0122	0.0000	0.0122	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	16.55	5.0000	0.2710	22.16	6
7	0.0550	0.0550	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0217	0.0000	0.0217	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	0.19	0.6325	0.0343	1.58	7
8	0.0430	0.0430	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0170	0.0000	0.0170	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	0.29	0.7814	0.0424	2.49	8
9	0.0250	0.0680	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0268	0.0000	0.0268	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	0.56	1.0858	0.0589	2.19	8,9
10	0.0410	0.0410	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0162	0.0000	0.0162	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	0.30	0.7947	0.0431	2.66	10
11	0.0480	0.0480	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0189	0.0000	0.0189	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	0.93	1.3993	0.0758	4.01	11
12	0.0350	0.1030	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0406	0.0000	0.0406	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	0.93	1.3993	0.0758	1.87	12,13
13	0.0680	0.0680	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0268	0.0000	0.0268	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	1.52	1.7889	0.0970	3.61	13
14	0.0270	0.0270	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0107	-0.0000	0.0107	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	1.79	1.9413	0.1052	9.88	14
15	0.0460	0.0730	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0268	0.0000	0.0268	U型側溝	240*240	0.0542	0.6616	0.0819	0.013	0.82	1.3139	0.0712	2.47	14,15
16	0.0480	0.2240	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0884	0.0000	0.0884	U型側溝	360*360	0.1197	0.9955	0.1202	0.013	0.82	1.6969	0.2031	2.30	12-16
17	0.0450	0.3170	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.1250	0.0000	0.1250	U型側溝	360*360	0.1197	0.9955	0.1202	0.013	0.82	1.6969	0.2031	1.62	11-17
18	0.0180	0.3140	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.1239	0.0000	0.1239	U型側溝	450*450	0.1894	1.2489	0.1517	0.013	0.56	1.6385	0.3103	2.50	6-10
19	0.0440	0.1870	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0738	0.0000	0.0738	U型側溝	360*360	0.1197	0.9955	0.1202	0.013	0.34	1.0927	0.1308	1.77	6,7,19,20
20	0.0570	0.0880	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0347	0.0000	0.0347	U型側溝	300*300	0.0831	0.8249	0.1007	0.013	0.43	1.0921	0.0908	2.61	6,20
21	0.0180	0.0180	0.4610	0.4610	1.0	0.8	0.0071	0.1455	0.1526	管渠	600	0.2827	1.8850	0.1500	0.013	5.00	4.8559	1.3730	9.00	22,24
22	0.0180	0.0180	0.4610	0.4610	1.0	0.8	0.0071	0.1455	0.1526	管渠	600	0.2827	1.8850	0.1500	0.013	5.00	4.8559	1.3730	9.00	22,24
23	0.0180	1.7620	0.0000	0.5690	1.0	0.8	0.6950	0.1659	0.8809	管渠	700	0.3848	2.1991	0.1750	0.013	4.00	4.8133	1.8524	2.10	1-5,22-24
24	0.0000	0.6310	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.2489	0.0000	0.2489	管渠	450	0.1590	1.4137	0.1125	0.013	6.67	4.6297	0.7361	2.96	6-20
25	0.0870	0.0870	0.0000	0.0000	1.0	1.0	0.0343	0.0000	0.0343	U型側溝	300*300	0.0831	0.8249	0.1007	0.013	12.90	5.0000	0.4155	12.11	21(直放流)