

I 洪水調整池の必要性の検討

1 ピーク流量を安全に流下できない地点の検討

(1) 開発行為に伴うピーク流量の増加率が1%となる集水面積の目安

$$A = A' (f' - f) / (f \times 0.01)$$

A： 必要な流域面積 (ha)

A'： 開発行為に係る面積 (ha)：

f'： 開発地の開発中の流出係数：

f： 開発地を含む開発前の流出係数：

5.0000ha
0.95
0.55

1%となる集水面積は下記の面積を目安とする。

$$A = 5.000ha \times (0.95 - 0.55) / (0.55 \times 0.01) = 364ha$$
  
よって、1%となる集水面積はおよそ、364haである。

(2) ピーク流量の増加率が1%と想定される地点及びその範囲内の河川等の狭窄部別添の流域現況図のとおり。

(3) 検討地点の流下能力

NO	排水施設規格	断面積 A	粗度係数 n	径深 R	勾配 I	安全率	流速 m/s	流下能力 m <sup>3</sup> /s
1	一級河川 (W1 8.0m, W2 4.0m, h 2.0m)	12.000m <sup>2</sup>	0.040	1.243	2.0%	1.00	4.087	49.040
2	橋梁 (W 4.0m, h 1.9m)	7.600m <sup>2</sup>	0.040	0.974	2.0%	1.00	3.474	26.402
3	ボックスカルバート (W 1.5m, h 1.5m)	2.250m <sup>2</sup>	0.015	0.500	3.0%	1.00	7.274	16.367
4	コンクリート管 φ700	0.377m <sup>2</sup>	0.013	0.201	5.0%	1.00	5.902	2.225
5								
6								
7								
8								
9								
10								

(4) 検討地点の流域面積、流出係数

NO	区分	流域面積						流出 係数
		林地	草地		裸地		計	
	流出係数	0.55	0.65		0.95			
1	開発前面積	310.0000	24.0000				334.0000	0.56
	開発中面積	305.0000	24.0000		5.0000		334.0000	0.56
2	開発前面積	270.0000	6.0000				276.0000	0.55
	開発中面積	265.0000	6.0000		5.0000		276.0000	0.56
3	開発前面積	150.0000					150.0000	0.55
	開発中面積	145.0000			5.0000		150.0000	0.56
4	開発前面積	12.0000					12.0000	0.55
	開発中面積	7.0000			5.0000		12.0000	0.72
5	開発前面積							
	開発中面積							
6	開発前面積							
	開発中面積							
7	開発前面積							
	開発中面積							
8	開発前面積							
	開発中面積							
9	開発前面積							
	開発中面積							
10	開発前面積							
	開発中面積							

(5) 雨量強度

N0	洪水到達 時間（分）	雨量強度(mm/hr)	備考								
1	30	78.32	<div>宮古地区の30年確率降雨強度式</div> <div><math display="block">r_i = \frac{199.52}{t^{0.34} - 0.631}</math></div> <div>流域から川道までの流入時間（分）</div> <table><tr><th>流域面積</th><th>時間</th></tr><tr><td>50ha以下</td><td>10分</td></tr><tr><td>100ha以下</td><td>20分</td></tr><tr><td>500ha以下</td><td>30分</td></tr></table>	流域面積	時間	50ha以下	10分	100ha以下	20分	500ha以下	30分
流域面積	時間										
50ha以下	10分										
100ha以下	20分										
500ha以下	30分										
2	30	78.32									
3	30	78.32									
4	10	128.16									
5											
6											
7											
8											
9											
10											

(6) 30年確率洪水流量及び増加率の算出

$$Q = 1/360 \times f \times R \times A$$

Q : 30年確率計画洪水流量 (m<sup>3</sup>/sec)

f : 検討地点の流出係数

R : 30年確率雨量強度 (mm/hr)、A : 検討地点の集水面積

開発中により洪水流量が1%以上増加する検討地点は下記の表のとおり。

開発前、開発中の洪水流量

上段： 開発前 下段： 開発中

N0	区分	計算式					増加率	1%以上の増加は◎
		f	R	A				
1	開発前	Q = 1/360 × 0.56 × 78.32 × 334.00 =			40.69m <sup>3</sup> /sec			
	開発中	Q' = 1/360 × 0.56 × 78.32 × 334.00 =			40.69m <sup>3</sup> /sec			
2	開発前	Q = 1/360 × 0.55 × 78.32 × 276.00 =			33.02m <sup>3</sup> /sec			
	開発中	Q' = 1/360 × 0.56 × 78.32 × 276.00 =			33.63m <sup>3</sup> /sec	1.8%	◎	
3	開発前	Q = 1/360 × 0.55 × 78.32 × 150.00 =			17.95m <sup>3</sup> /sec			
	開発中	Q' = 1/360 × 0.56 × 78.32 × 150.00 =			18.27m <sup>3</sup> /sec	1.8%	◎	
4	開発前	Q = 1/360 × 0.55 × 128.16 × 12.00 =			2.35m <sup>3</sup> /sec			
	開発中	Q' = 1/360 × 0.72 × 128.16 × 12.00 =			3.08m <sup>3</sup> /sec	31.1%	◎	
5	開発前							
	開発中							
6	開発前							
	開発中							
7	開発前							
	開発中							
8	開発前							
	開発中							
9	開発前							
	開発中							
10	開発前							
	開発中							

## 2 洪水調整池の必要性の検討

### (1) 検討地点で開発後の30年確率洪水流量が安全に流下できるかの検討

NO	検討位置の流下能力 (m <sup>3</sup> /sec)	大小	開発中の洪水流量 (m <sup>3</sup> /sec)	検討結果
1	49.040	>	40.690	「流下できる」
2	26.402	<	33.630	「流下できない」
3	16.367	<	18.270	「流下できない」
4	2.225	<	3.080	「流下できない」
5				
6				
7				
8				
9				
10				

上記の表のとおり、開発後の30年確率洪水流量を安全に流下できない地点があることから、洪水調整池は必要とする。

### (2) 許容放流量の算出

開発後の30年確率洪水流量を安全に流下できない各地点の流下能力に対応する洪水調整池からの許容放流量を求め、許容放流量が一番小さくなる地点を最も必要調整量が大きくなる地点として選定する。

#### ア 洪水調整池の集水区域

区分	流域面積					流出係数
	林地	裸地			計	
流出係数	0.55	0.95				
開発前面積	10.0000				10.0000	0.55
開発中面積	5.0000	5.0000			10.0000	0.75

#### イ 各地点の流下能力に対応する洪水調整池からの許容放流量

$$Q_{pc} = Q \times (a \times f_1) / (A \times f_2)$$

$Q_{pc}$  : 30年確率の洪水調整池の放流量の上限値 (m<sup>3</sup>/s)

$Q$  : 検討位置の流下能力 (m<sup>3</sup>/s)

$a$  : 洪水調整池の集水面積 (ha)

$f_1$  : 洪水調整池にかかる開発前の流出係数

$A$  : 検討位置の開発後の集水区域 (ha)

$f_2$  : 検討位置にかかる開発前の流出係数

#### 安全に流下できない地点の許容放流量

NO	計算式						許容放流量 最小地点
	Q	a	f <sub>1</sub>	A	f <sub>2</sub>	Q <sub>pc</sub>	
1							
2	26.40m <sup>3</sup> /s	10.00	0.55	276.00	0.55	0.96m <sup>3</sup> /sec	○
3	16.37m <sup>3</sup> /s	10.00	0.55	150.00	0.55	1.09m <sup>3</sup> /sec	
4	2.23m <sup>3</sup> /s	10.00	0.55	12.00	0.55	1.85m <sup>3</sup> /sec	
5							
6							
7							
8							
9							
10							

上記の表から許容放流量が一番小さい地点を最も必要調整量が大きくなる地点として選定する。

ピーク流量の増加率が1%となる地点及びその範囲内の河川等の狭窄部

検討地点（狭窄部）の流下能力

①地点

施設の構造

名称：一般河川

構造：別紙参照

流路勾配  $I$ ：2.0%

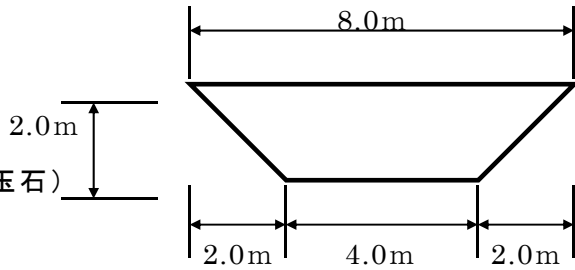
粗度係数  $n$ ：0.040（山地流路、砂利、玉石）

通水断面  $A$ ：12.00m<sup>2</sup>

径 深  $R$ ：1.243

流速  $V$ ： $V = 1 / n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$   
 $= 1 / 0.04 \times 1.243^{2/3} \times 0.02^{1/2}$   
 $= 4.087$  (m/s)

許容流量  $Q$ ： $Q = V \times A$   
 $= 4.087 \times 12.000$   
 $= 49.04$  (m<sup>3</sup>/s)



※別添写真参照

②地点

施設の構造

名称：橋梁

構造：h1.9m×W2.0m

流路勾配  $I$ ：2.0%

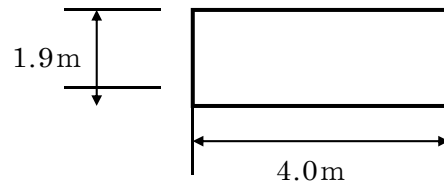
粗度係数  $n$ ：0.040（山地流路、砂利、玉石）

通水断面  $A$ ：7.60m<sup>2</sup>

径 深  $R$ ：0.974

流速  $V$ ： $V = 1 / n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$   
 $= 1 / 0.040 \times 0.974^{2/3} \times 0.02^{1/2}$   
 $= 3.474$  (m/s)

許容流量  $Q$ ： $Q = V \times A$   
 $= 3.474 \times 7.60$   
 $= 26.40$  (m<sup>3</sup>/s)



※別添写真参照

③地点

施設の構造

名称：ボックスカルバート

構造：h1.5m×W1.5m

流路勾配  $I$ ：3.0%

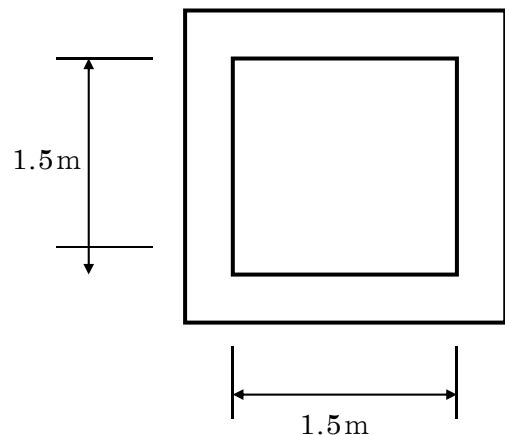
粗度係数  $n$ ：0.015（現場施行コンクリート）

通水断面  $A$ ：2.25m<sup>2</sup>

径 深  $R$ ：0.500

流速  $V$ ： $V = 1 / n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$   
 $= 1 / 0.015 \times 0.500^{2/3} \times 0.03^{1/2}$   
 $= 7.274$  (m/s)

許容流量  $Q$ ： $Q = V \times A$   
 $= 7.274 \times 2.25$   
 $= 16.37$  (m<sup>3</sup>/s)



※別添写真参照

④地点

施設の構造

名 称 : ヒューム管

構 造 :  $\phi 700\text{mm}$

流路勾配  $I$  : 5.0%

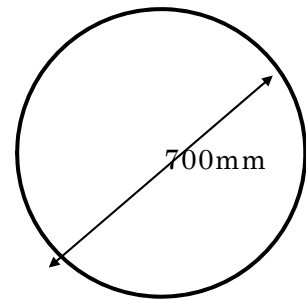
粗度係数  $n$  : 0.013 (遠心力鉄筋コンクリート管)

通水断面  $A$  :  $0.377\text{m}^2$

径 深  $R$  : 0.201

流 速  $V$  :  $V = 1 / n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$   
 $= 1 / 0.013 \times 0.201^{2/3} \times 0.05^{1/2}$   
 $= 5.902 \text{ (m/s)}$

許容流量  $Q$  :  $Q = V \times A$   
 $= 5.902 \times 0.377$   
 $= 2.23 \text{ (m}^3/\text{s)}$



※別添写真参照

## II 必要調整容量の検討

次式のVの値を最大とする容量をもって必要調整容量とする「簡便法」を用いて算出する。

$$V = \{ r - (rc/2) \} \times 60 \times t \times f \times A \times 1/360$$

- V : 必要調整容量 (m3)  
f : 洪水調整池の集水区域の流出係数  
a : 洪水調整池の集水面積 (ha)  
rc : 許容放流量に相当する降雨強度 (mm/hr)  
r : 30年確率降雨強度の任意の継続時間 t に対応する降雨強度 (mm/hr)  
t : 任意の降雨継続時間 (min)

### 1 検討位置（狭窄部）の流下能力

排水施設規格 橋梁(W4.0×h1.9)

A(断面積) = 7.600 m<sup>2</sup>  
n(粗度係数) = 0.040  
R(径深) = 0.974  
I(勾配) = 2.000 %  
(安全率) 1.000

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$
$$= \frac{1}{0.040} \times 0.974^{2/3} \times 0.02^{1/2}$$
$$= 3.474 \text{ m/s}$$

Q = A × V  
= 7.600 m<sup>2</sup> × 3.474 m/s  
(安全率加味) = 26.40 m<sup>3</sup>/s ÷ 1.00  
= 26.40 m<sup>3</sup>/s

### 2 洪水調整池からの許容放流量Qpc

(1) 検討地点(狭窄部)の開発前流出係数

	流出係数①	面積②	積①×②	備考
林地	0.55	270.0000	148.5000	
耕地	0.60			
草地	0.65	6.0000	3.9000	
裸地	0.95			
調整池	1.00			
計		276.0000	152.4000	

$$f = \frac{152.4000}{276.0000} = 0.55$$

(2) 洪水調整池集水区域の開発前流出係数

	流出係数①	面積②	積①×②	備考
林地	0.55	10.0000	5.5000	
耕地	0.60			
草地	0.65			
裸地	0.95			
調整池	1.00			
計		10.0000	5.5000	

$$f = \frac{5.5000}{10.0000} = 0.55$$

(3) 洪水調整池からの許容放流量 $Q_{pc}$

検討地点の集水区域面積:A 276.0000 ha  
洪水調整池の集水区域面積:a 10.0000 ha

$$\begin{aligned} Q_{PC} &= Q \times \frac{a}{A} \times \frac{\text{開発前流出係数}}{\text{開発前流出係数}} \\ &= 26.40\text{m}^3/\text{s} \times \frac{10}{276} \times \frac{0.55}{0.55} \\ &= 0.96\text{m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

3 許容放流量に対する降雨強度

洪水調整池集水区域の開発中流出係数

	流出係数①	面積②	積①×②	備考
林地	0.55	5.0000	2.7500	
耕地	0.60			
草地	0.65			
裸地	0.95	5.0000	4.7500	
調整池	1.00			
計		10.0000	7.5000	

$$f = \frac{7.5000}{10.0000} = 0.75$$

$$\begin{aligned} r_C &= Q_{PC} \times \frac{360}{f \times a} \\ &= 0.96\text{m}^3/\text{s} \times \frac{360}{0.75 \times 10.00} \\ &= 46.08 \text{ mm/hr} \end{aligned}$$

4 30年確率降雨強度式  
(宮古地区)

$$r_i = \frac{199.52}{t^{0.34} - 0.631}$$

5 必要調整容量の計算

別添の容量計算により、洪水到達時間は194分となり、必要調整容量は、3432m<sup>3</sup>となる。

6 洪水調整池の容量確認

$$\begin{aligned} V_v &= (1,505.40\text{m}^2 + 1,075.80\text{m}^2) \div 2 \times 3.00\text{m} \\ &= 3,872 \text{ m}^3 \\ V &= 3,432 \text{ m}^3 \quad (\text{必要調整量}) \\ S &= 3,872 \div 3,432 \\ &= 1.13 \quad (\text{安全率1.0以上}) \end{aligned}$$

7 沈砂池の容量確認

$$\begin{aligned} V_v &= (948.60\text{m}^2 + 900.00\text{m}^2) \div 2 \times 0.40\text{m} \\ &= 370 \text{ m}^3 \\ V &= 241 \text{ m}^3 \quad (\text{必要容量}) \\ S &= 370 \text{ m}^3 \div 241 \text{ m}^3 \\ &= 1.54 \quad (\text{安全率1.2以上必要}) \end{aligned}$$

## 必要調整容量の計算

簡便法 防災調整池等技術基準 P151～P154参照

<b>Qpc</b>	洪水調整池からの <b>許容放流量</b>	<b>0.96</b>	m <sup>3</sup> /s	
<b>f</b>	洪水調整池の集水区域の <b>流出係数</b>	<b>0.75</b>		
<b>a</b>	洪水調整池の <b>集水面積</b>	<b>10.0000</b>	ha	
<b>rc</b>	許容放流量に相当する <b>降雨強度</b>	<b>46.08</b>	mm/hr	※rc=Qpc×360/(f×a)
<b>r</b>	<b>30年確率降雨強度式</b>	<b>199.5</b>	／t <sup>0.34</sup>	<b>-0.631</b>
	※・林地開発許可技術基準の表－20「降雨強度式」の30年確率降雨強度式を参照する。			

$$V = \{r - (rc/2)\} \times 60 \times t \times f \times a \times 1/360$$

$$V = [\{ 199.52 \text{ } / ( t^{0.34} - 0.631 ) \} - ( 46.08 \text{ } / 2 )] \times 60 \times 0.75 \times 10.0 \times /360$$

$$V = [\{ 199.52 \text{ } / ( t^{0.34} - 0.631 ) \} - 23.04 ] \times 1.25 \times t$$

上式を

$$V = [\{ 199.52 \text{ } / ( t^{0.34} - 0.631 ) \} - 23.04 ] \times t$$

とおき、dy/dt=0として微分すると

$$dy/dt = 199.52 \times \{ ( t^{0.34} - 0.631 ) - 0.34 \times t^{0.34} \} / ( t^{0.34} - 0.631 )^2 - 23.04$$

となり、 $t^{0.34} = x$ と整理すると

$$23.04 \text{ } x^2 + \{ 2 \times 23.04 \times -0.631 + 199.52 \times ( 0.34 - 1 ) \} x - 0.631 \times ( 23.04 \times -0.631 - 199.52 ) = 0$$

$$23.04 \text{ } x^2 + ( -160.76 ) x + ( 135.071 ) = 0$$

となる。

$x = \{-b + \sqrt{(b^2 - 4ac)}\} / 2a$  であり、 $t = x^{1/0.34}$  であることから、Vが最大となるtは、

$$t = [ \{ - ( -160.76 ) + \sqrt { ( -160.76 )^2 - 4 \times 23.04 \times 135.071 } \} / ( 2 \times 23.04 ) ]^{1/0.34}$$

$$t = 6^{1/0.34}$$

$$t = 194 \text{ となる。}$$

よって、必要調整容量は

$$V = [\{ 199.52 \text{ } / ( 194^{0.34} - 0.63 ) \} - 23.04 ] \times 1.25 \times 194$$

$$V = \underline{\underline{3,432}} \text{ m}^3$$



### Ⅲ 放流孔の検討

洪水調整池の必要容量が算出されたので、次に放流孔の寸法を決定する。

最初に放流孔の面積を算出するが、算出にあたって、放流孔の高さを仮に0.0mとして算出する。

$$\begin{aligned} f &= \quad \quad \quad \bigcirc \text{ m}^2 && \text{(放流孔面積)} \\ Q &= \quad \quad \quad 0.96 \text{ m}^3/\text{sec} && \text{(許容放流量)} \\ C &= \quad \quad \quad 0.6 && \text{(流量係数)} \\ g &= \quad \quad \quad 9.8 \text{ m/sec} && \text{(重力加速度)} \\ h_1 &= \quad \quad \quad 0.0 \text{ m} && \text{(放流孔の高さ)} \\ h &= \quad \text{(放流孔深度)} && + \text{(放流孔の中心深度)} \\ &= \quad \quad \quad 3.000 \text{ m} + && (0.0\text{m} \div 2) \\ &= \quad \quad \quad 3.000 \text{ m} && \text{(水面から放流孔の中止深度までの高さ)} \end{aligned}$$

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot h}$$

より式を変形して

$$\begin{aligned} A &= \frac{Q}{C \cdot \sqrt{2g \cdot h}} \\ &= \frac{0.960 \text{ m}^3/\text{sec}}{0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \text{ m/sec} \times 3.000 \text{ m}}} \\ &= 0.21 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

上記により、放流孔の面積が確定したので、次に放流孔の形状と寸法を算出する。

放流孔の高さは放流孔の面積により、

(円形の場合)

$$\begin{aligned} \text{直径} &= \sqrt{(0.210 \text{ m}^2 \div 3.14)} \times 2 \\ &= 0.52 \text{ m} \end{aligned}$$

(正方形の場合)

$$\begin{aligned} \text{一辺} &= \sqrt{(0.210 \text{ m}^2)} \\ &= 0.46 \text{ m} \end{aligned} \quad \text{となる。}$$

このことから、実際に施工する放流孔の高さ、上記で算出した放流孔の面積以下とするよう検討し、下記とおり設定する。

放流孔形状 = 方形

放流孔高さ = 0.46 m

$$\begin{aligned} \text{水面から放流孔の中止深度までの高さ} &= \quad \text{(オリフィス深度)} \quad + \text{(放流孔の中心深度)} \\ &= 2.54 \text{ m} + (0.46 \text{ m} \div 2) \\ &= 2.77 \text{ m} \end{aligned}$$

(円形の場合で、高さを0.46mとした場合) (参考)

$$\begin{aligned} Q &= 0.6 \times (0.460 \text{ m} / 2)^2 \times 3.14 \times \sqrt{2 \times 9.8 \text{ m/sec} \times 2.77 \text{ m}} \\ &= 0.73 \end{aligned}$$

(方形の場合で、高さを0.46mとした場合)

$$\begin{aligned} W &= 0.21 \text{ m}^2 \div 0.460 \text{ m} \\ &= 0.457 \text{ m} \end{aligned}$$

流出量を再計算すると

$$\begin{aligned} Q &= 0.6 \times 0.460 \text{ m} \times 0.457 \text{ m} \times \sqrt{2 \times 9.8 \text{ m/sec} \times 2.77 \text{ m}} \\ &= 0.93 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

放流孔の形状は方形であることから、流出量は 0.93m<sup>3</sup>/s であり、  
許容放流量は 0.96m<sup>3</sup>/s であることから、

洪水調整池からの許容放流量に対し、今回の放流孔設定による放流量と差異があるので、必要調整量の補正が必要となる。  
よって、再度、必要調整容量の計算を行う。

#### IV 必要調整容量の再検討

※許容放流量とオリフィス流出量が一致しないことから、オリフィス流出量を許容放流量として再計算する。

- 1 許容放流量(放流孔流出量を許容放流量とする)

$$Q_{PC} = 0.93 \text{ m}^3/\text{s}$$

- 2 許容放流量に対する降雨強度

$$\begin{aligned} r_c &= Q_{PC} \times \frac{360}{f \times a} \\ &= 0.93 \text{ m}^3/\text{s} \times \frac{360}{0.75 \times 10.00} \\ &= 45 \text{ mm/hr} \end{aligned}$$

- 3 降雨強度式 (市町村別降雨強度一覧表より1/30確率)  
(宮古地区)

$$r_i = \frac{199.52}{t^{0.34} - 0.631}$$

- 4 必要調整量の算定

別添の容量計算により、洪水到達時間は213分となり、必要調整容量は、3615m<sup>3</sup>となる。

- 5 洪水調整池の容量確認

$$\begin{aligned} V_v &= (1,505.40 \text{ m}^2 + 1,075.80 \text{ m}^2) \div 2 \times 3.00 \text{ m} \\ &= 3,872 \text{ m}^3 \\ V &= 3,615 \text{ m}^3 \quad (\text{必要調整量}) \\ S &= 3872 \div 3615 \\ &= 1.07 \quad (\text{安全率1.0以上}) \end{aligned}$$

- 6 沈砂池の容量確認

$$\begin{aligned} V_v &= (948.60 \text{ m}^2 + 900.00 \text{ m}^2) \div 2 \times 0.40 \text{ m} \\ &= 370 \text{ m}^3 \\ V &= 241 \text{ m}^3 \quad (\text{必要調整量}) \\ S &= 370 \text{ m}^3 \div 241 \text{ m}^3 \\ &= 1.54 \quad (\text{安全率1.2以上必要}) \end{aligned}$$

- 7 流出量のチェック

$$\begin{aligned} \text{許容放流量} &= 0.93 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{に対し、} \\ Q &= C \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot h} \\ &= 0.6 \times 0.21 \text{ m}^2 \times \sqrt{2 \times 9.8 \text{ m/sec} \times 2.770 \text{ m}} \\ &= 0.93 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= 0.6 \quad (\text{流量係数}) \\ A &= 0.21 \text{ m}^2 \quad (\text{放流孔面積}) \\ g &= 9.8 \text{ m/sec} \quad (\text{重力加速度}) \\ h_1 &= 0.460 \text{ m} \quad (\text{放流孔の高さ}) \\ h &= (\text{放流孔深度}) + (\text{放流孔の中心深度}) \\ &= 2.540 \text{ m} + (0.46 \text{ m} \div 2) \\ &= 2.770 \text{ m} \quad (\text{水面から放流孔の中止深度までの高さ}) \end{aligned}$$

再検討した許容放流量と放流量チェックの結果、放流量が一致したので、放流孔は今回の設定どおりとする。

## 必要調整容量の計算【再検討】

簡便法 防災調整池等技術基準 P151～P154参照

<b>Qpc</b>	洪水調整池からの <b>許容放流量</b>	<b>0.93</b>	$\text{m}^3/\text{s}$	
<b>f</b>	洪水調整池の集水区域の <b>流出係数</b>	<b>0.75</b>		
<b>a</b>	洪水調整池の <b>集水面積</b>	<b>10.0000</b>	ha	
<b>rc</b>	許容放流量に相当する <b>降雨強度</b>	<b>44.64</b>	$\text{mm/hr}$	$\text{※rc}=\text{Qpc} \times 360 / (\text{f} \times \text{a})$
<b>r</b>	<b>30年確率降雨強度式</b>	<b>199.5</b>	$/t^{0.34}$	<b>-0.631</b>
	宮古 ※・林地開発許可技術基準の表－20「降雨強度式」の30年確率降雨強度式を参照する。			

$$V = \{r - (rc/2)\} \times 60 \times t \times f \times a \times 1/360$$

$$V = [\{ 199.52 / (t^{0.34} - 0.631) \} - (44.64 / 2)] \times 60 \times 0.75 \times 10.0 \times 1/360$$

$$V = [\{ 199.52 / (t^{0.34} - 0.631) \} - 22.32] \times 1.25 \times t$$

上式を

$$V = [\{ 199.52 / (t^{0.34} - 0.631) \} - 22.32] \times t$$

とおき、 $dy/dt=0$ として微分すると

$$dy/dt = 199.52 \times \{ (t^{0.34} - 0.631)^{-1} \} - 0.34 \times t^{-0.34} \} / (t^{0.34} - 0.631)^2 - 22.32$$

となり、 $t^{0.34} = x$ と整理すると

$$22.32 x^2 + \{ 2 \times 22.32 \times -0.631 + 199.52 \times (0.34 - 1) \} x - 0.631 \times (22.32 \times -0.631 - 199.52) = 0$$

$$22.32 x^2 + (-159.851) x + (134.784) = 0$$

となる。

$x = \{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}\} / 2a$  であり、 $t = x^{1/0.34}$  であることから、Vが最大となるtは、

$$t = [\{-(-159.851) + \sqrt{(-159.851)^2 - 4 \times 22.32 \times 134.784}\} / (2 \times 22.32)]^{1/0.34}$$

$$t = 6.186^{1/0.34}$$

$$t = 213 \text{ となる。}$$

よって、必要調整容量は

$$V = [\{ 199.52 / (213^{0.34} - 0.631) \} - 22.32] \times 1.25 \times 213$$

$$V = \underline{\underline{3,615}} \text{ m}^3$$

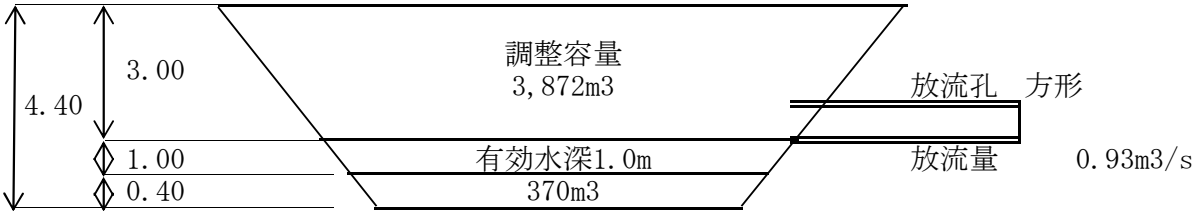
# V 洪水調整池兼沈砂池の計算結果

調整池容量は必要容量以上となり、下記のとおり基準を満たす。

必要調整容量 3,615m<sup>3</sup> < 調整池容量 3,872m<sup>3</sup> OK

## 【計算結果】

必要調整容量	3,615m <sup>3</sup>	
洪水調整容量	3,872m <sup>3</sup>	OK
必要貯砂容量	241m <sup>3</sup>	
貯砂容量	370m <sup>3</sup>	OK
許容放流量	0.93m <sup>3</sup> /s	
放流量	0.93m <sup>3</sup> /s	OK



# 水位容量計算書

[illegible]

流出土砂貯留施設設計画計算書

区分	貯砂施設 番号	集水区域の状況			流出土砂量								貯砂施設			安全率	備考			
		集水面積 (ha)	利用区分		裸地				草地				林地					種類	構造	貯砂量 (m3)
			裸地 (ha)	草地 (ha)	林地 (ha)	面積 (ha)	h a 当 り流出 土砂量 (m3)	期間 (年)	土砂量 (m3)	面積 (ha)	h a 当 り流出 土砂量 (m3)	期間 (年)	土砂量 (m3)	土砂量 合計 (m3)						
施工中	○号沈砂池	10.00	5.00	5.00	5.00	300	2/12 (0.16)	240.0	5.00	1	2/12 (0.16)	0.8	240.8	掘込式	別図参照	370.0	1.53			
施工後		10.00		5.00			3 (3.00)	225.0	5.00	1	3 (3.00)	15.0	240.0				1.54			
施工中																				
施工後																				
施工中																				
施工後																				
施工中																				
施工後																				
施工中																				
施工後																				
施工中																				
施工後																				
施工中																				
施工後																				

- (注) 1 h a 当り流出土砂量は整数とすること。  
2 土砂量と貯砂量は小数点以下第2位を切り捨てること。  
3 面積と期間と安全率は少数点以下第3位を切り捨てること。  
4 安全率は1.20倍以上とすること。  
5 施工中の貯砂施設の容量は、おおむね2ヶ月以上を見込むこと。

## VI 余水吐の検討

### 1 雨量強度

(1) 洪水到達時間  
10分

(2) ○○市町村における100年確率降雨強度  
154.2 mm/h r  
集水区域50 h a 未満

### 2 100年確率洪水容量の算定

$Q_{100}$  : 洪水流量 (m<sup>3</sup>/sec)

f : 流出係数 (開発中) : 0.75  
r : 100年確率雨量強度 : 154.2 mm/h r  
A : 集水区域面積(ha) : 5.0000 ha

$$\begin{aligned} Q_{100} &= \frac{1}{360} \times f \times r \times A \\ &= \frac{1}{360} \times 0.75 \times 154.2 \times 5.0000 \\ &= 1.61 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

### 3 余水吐設計流量の算定 (フィルダム)

余水吐の能力は、コンクリートダムにあっては100年確率で想定される雨量強度におけるピーク流量の1.2倍以上、フィルダムにあってはコンクリートダムのその1.2倍以上のものとする。  
(岩手県林地開発許可制度実施要綱の別記2 林地開発許可技術基準)

$$\begin{aligned} Q_{100} &= 1.61 \times 1.2 \times 1.2 \\ &= 2.32 \text{ m}^3/\text{sec} \quad (\text{安全率を計算後の余水吐設計流量}) \end{aligned}$$

### 4 余水吐越流幅の算定

余水吐設計流量を流下可能な越流幅を次式により算定する。

$$Q_p = L \cdot H_0^{3/2}$$

$Q_p$  : 余水吐設計流量 (m<sup>3</sup>/sec)

C : 越流係数 (1.8を標準とする)

L : 越流幅 (m)

$H_0$  : 堤頂を基準面とした接近流速水頭を含む全水頭 (m)

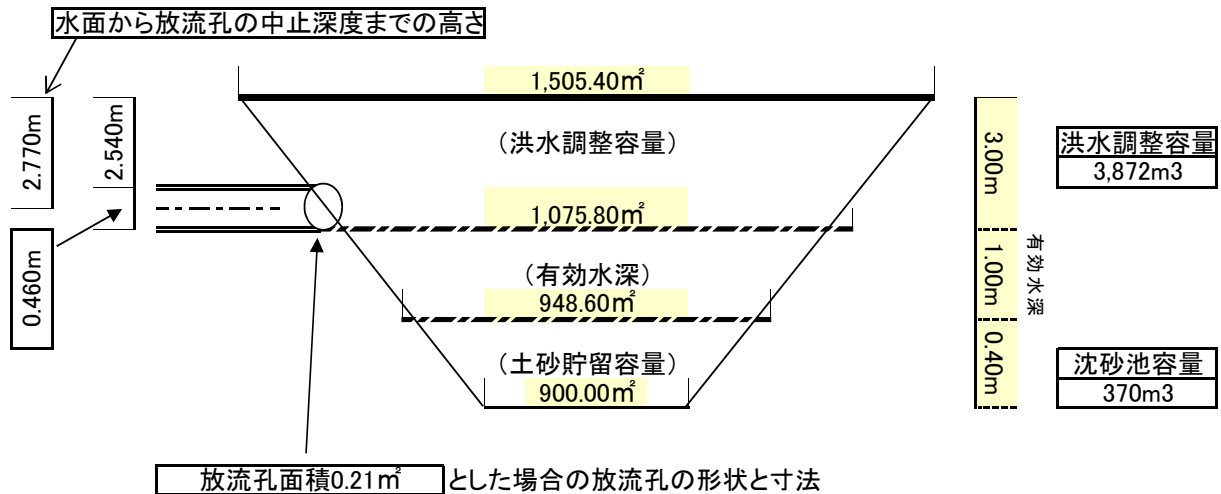
よって、余水吐設計流量流下可能な越流幅を算定すると、

$$L = Q_p \div (C \cdot H_0^{3/2}) \quad \text{で算定される。}$$

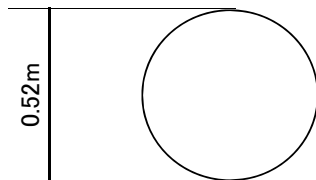
「堤頂を基準面とした接近流速水頭を含む全水頭」を0.6mに設定した場合、

$$\begin{aligned} L &= 2.32 \div (1.8 \times 0.6^{3/2}) \\ &= 2.8 \\ &\approx 3.00 \text{ m} \end{aligned}$$

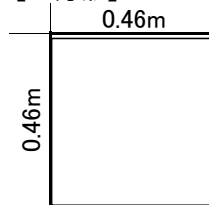
# 洪水調整池兼沈砂池構造図



【円形】



【正方形】

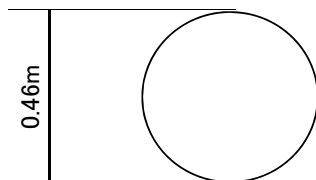


放流孔面積0.21m<sup>2</sup>以下となるように、

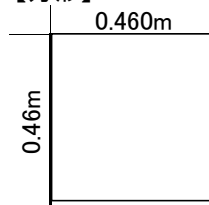
実際に施工する放流孔の高さを 0.46m と設定  
実際に施工する放流孔形状を 1 方形 と設定

コード
0 円形
1 方形

【円形】



【方形】



断面積 0.17m<sup>2</sup>

断面積 0.21m<sup>2</sup>

放流孔流出量計算結果		
許容放流量		0.96m <sup>3</sup> /s
放流孔 流出量	円形	0.73m <sup>3</sup> /s
	方形	0.93m <sup>3</sup> /s
洪水調整池必要容量		3,432m <sup>3</sup>

再検討の有無	
再検討必要あり	1

再計算の際の許容放流量(設定した放流孔の放流量)	0.93m <sup>3</sup> /s
再計算後の洪水調整池必要容量	3,615m <sup>3</sup>

沈砂池必要容量 241m<sup>3</sup>

洪水調整池必要容量 3,615m<sup>3</sup>

オリフィス計算因子	
流出係数	0.6
重力加速度	9.8m/s