

**洪水調節池の施設諸元検討** (By 株式会社 ビーアイティ)

このプログラムは洪水調節計算を行うに当たり、計算時間間隔 t や余水吐断面、放水口数高などを検討するものです。また簡便法により貯留量を計算することができます。青文字部を入力し[検討ボタン]で出力します。

流域諸元

区域	面積(ha)	流出係数
1	5.090	0.900
2	1.480	0.700
3		
4		
計	6.570	0.855

[ 計算時間間隔 t の検討 ] 式を選択してください。

角屋式

係数 C = 60  
 初期仮定到達時間 t = 60 (分)  
 降雨強度 1/ = 30 年確率

$$r = \frac{a}{t^n + b} = \frac{1011.444}{t^{0.644} + 3.840}$$

等流速法

流入時間は t<sub>f</sub> = 7 (分)

流路延長 L と標高差 H

区間	L (m)	H (m)
1	500	2.3
2	300	5.5
3	800	17.2
4		
5		

土研式

流路延長 L = 1600 (m)  
 標高差 H = 25.0 (m)  
 L / S = 1.28 × 10<sup>4</sup>

土研式の適用範囲内です

計算時間間隔 t の検討

[ 余水吐の検討 ]

降雨強度は 1/ 200 年確率雨量により決定する。

$$r = \frac{a}{t^n + b} = \frac{134.8}{t^{0.3} - 1.140}$$

余水吐幅 B = 20.000 (m)  
 流量係数 C<sub>e</sub> = 1.8  
 越流水深 h = 0.189 (m)  
 余水吐高さ H = 0.300 (m)  
 計画断面は最大流量の 1.2 倍以上の流量を放流

余水吐の検討

流域の開発状況から堆砂量及び池底面からの堆砂高さを求め、放水口の数高を検討する。

[ 設計堆砂量の検討 ]

計算式1 V<sub>j</sub> = I × A<sub>j</sub>

計算式2 V<sub>j</sub> = I × [ A<sub>i</sub> + {(1/2)<sup>i</sup> × A<sub>(j-i)</sub> } ]

工事終了までの年数 N = 2 年

開発区域体積土砂量 設計値 I = 120 (m<sup>3</sup>/ha・年)

非開発区域体積土砂量 設計値 I = 5 (m<sup>3</sup>/ha・年)

j	開発区域面積 a <sub>j</sub> (ha)	非開発区域面積 a <sub>j</sub> (ha)
1 年目	5.090	1.480
2 年目	5.090	1.480

計算結果 計画堆砂量 1236.400 (m<sup>3</sup>)

設計堆砂量の検討

[ 放水口数高の検討 ]

計画堆砂量の池底からの堆砂高を求め、放水口数高を決定する。

調節池諸元

NO	水深(m)	標高EL(m)	面積(m <sup>2</sup> )	貯留量(m <sup>3</sup> )
1	0.000	86.000	1400	0
2	0.500	86.500	1600	750
3	1.000	87.000	2200	1700
4	1.500	87.500	2400	2850
5	2.000	88.000	2450	4063
6	2.740	88.740	2570	5920
7				
8				
9				

計算結果 堆砂高 EL = 86.756 (m)

放水口数高 EL = 86.800 (m) で計画する。

放水口数高の検討

[ 洪水調節計算(簡便法) ]

流域諸元、降雨強度式、調整池諸元より簡便法で調節容量を算出する。

計画堆砂量 V<sub>s</sub> = 1236.4 (m<sup>3</sup>)  堆砂量を考慮

計画貯水量 V<sub>w</sub> = 3154 (m<sup>3</sup>)

計画貯留量 V = 4390.4 (m<sup>3</sup>)

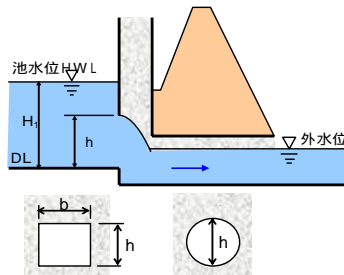
HWL = 88.131 (m)

放水口名称	放水口	放水口
数高 DL =	86.800	m
許容放流量 Q =	0.400	m <sup>3</sup> /s
流量係数 C1 =	0.600	
流量係数 C2 =	1.750	
矩形 b =	0.350	m
矩形 h =	0.400	m
円形 h =		m

放水口は矩形 で計算します。

放水口放流量

放水口	0.395	m <sup>3</sup> /s	
放水口	0.000	m <sup>3</sup> /s	
放流量計	0.395	m <sup>3</sup> /s	< 許容放流量 0.400 m <sup>3</sup> /s ...OK



洪水調節容量の検討

洪水調節計算の計算時間間隔  $t$  の検討

計算時間間隔  $t$  は池への到達時間により決定する。

また洪水到達時間は角屋式 (Kinematic wave理論計算式) により求める。

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

ここに、 $t_c$ : 洪水到達時間 (min)

$A$ : 流域面積 ( $\text{km}^2$ )

$r_e$ : 有効降雨強度 (mm/hr)

$C$ : 流域形状、等価徐度、流域勾配及び斜面と河道との流下時間の比率の関数

防災調整池等技術基準(案)解説と  
設計実例 P111

・丘陵山林地流域  $C=290$   
・放牧地、ゴルフ場  $C=190 \sim 210$   
・市街化区域  $C=60 \sim 90$

防災調整池等の計画と設計  
P71

・水田  $C=550$   
・山地  $C=350$   
・市街地  $C=53$

流域状況より  $C = 60$  とする。

流域諸元

区域	面積(ha)	流出係数
1	5.090	0.900
2	1.480	0.700
3		
4		
計	6.570	0.855

$$A = 0.066 \text{ km}^2$$

降雨強度 1/30 年確率

$$r = \frac{a}{t^n + b} = \frac{1011.444}{t^{0.644} + 3.840}$$

初期仮定到達時間を 60 (分) とし繰り返し計算を行う。

計算回数	$t$	$r$	$r_e$	$t_c$
1	60.000	56.798	48.562	8.469
2	8.469	129.700	110.894	6.343
3	6.343	141.935	121.354	6.146
4	6.146	143.264	122.490	6.126
5	6.126	143.402	122.608	6.124
6	6.124	143.415	122.620	6.124
7	6.124	143.417	122.621	6.124
8	6.124	143.417	122.621	6.124
9	6.124	143.417	122.621	6.124
10	6.124	143.417	122.621	6.124

到達時間は 6.124 (分)

従って洪水調節計算の計算時間間隔  $t = 10$  (分) とする。

洪水調節計算の計算時間間隔  $t$  の検討

計算時間間隔  $t$  は池への到達時間により決定する。

洪水到達時間を等流流速法により求める。

$$t_c = t_1 + t_2$$

ここに、 $t_c$ : 洪水到達時間 (min)

$t_1$ : 流入時間 (min)

$t_2$ : 流下時間 (min)

流入時間は  $t_1 = 7$  (分) とする。

流下時間は Kraven 式により流速を想定して求める。

$$t_2 = L/V \times 1/60$$

ここに、 $t_2$ : 流下時間 (min)

$L$ : 流路延長 (m)

$V$ : 流速 (m/s)

	H/L 1/100	1/100 > H/L 1/200	1/200 > H/L
V(m/s)	3.5	3.0	2.1

流下時間は次のようになる。

区間	L (m)	H (m)	H/L	V (m/s)	$t_2$ (min)
1	500	2.3	0.00460	2.10	3.97
2	300	5.5	0.01833	3.50	1.43
3	800	17.2	0.02150	3.50	3.81
4					
5					
計					9.21

したがって、洪水到達時間は以下のようになる。

$$\begin{aligned} t_c &= t_1 + t_2 \\ &= 7.00 + 9.21 \\ &= 16.21 \text{ (分)} \end{aligned}$$

従って洪水調節計算の計算時間間隔  $t = 20$  (分) とする。

洪水調節計算の計算時間間隔  $t$  の検討

計算時間間隔  $t$  は池への到達時間により決定する。

洪水到達時間を土研式により求める。

$$t_c = 2.40 \times 10^{-4} \times \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.7}$$

ここに、 $t_c$  : 洪水到達時間 (min)  
 $L$  : 河道延長 (m)  
 $S$  : 河道勾配

区間	L (m)	H (m)
1	500	2.3
2	300	5.5
3	800	17.2
4		
5		
計	1600	25.0

ここで、

$$\frac{L}{\sqrt{S}} = \frac{1600.0}{\sqrt{0.015625}} = 1.28 \times 10^4$$

この式の適用範囲は  $4 \times 10^3 \sim 4 \times 10^4$  であるため…… OK

したがって、洪水到達時間は以下ようになる。

$$\begin{aligned} t_c &= 2.40 \times 10^{-4} \times \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.7} \\ &= 0.18 \text{ (hr)} \\ &= 10.8 \text{ (分)} \end{aligned}$$

従って洪水調節計算の計算時間間隔  $t = 12$  (分) とする。

余水吐断面の検討

1)洪水到達時間の算定

角屋式 (Kinematic wave理論計算式) により洪水到達時間を算定する。

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

ここに、 $t_c$ : 洪水到達時間 (min)

$A$ : 流域面積 (km<sup>2</sup>)

$r_e$ : 有効降雨強度 (mm/hr)

$C$ : 流域形状、等価徐度、流域勾配及び斜面と河道との流下時間の比率の関数

防災調整池等技術基準(案)解説と設計実  
例 P111

- ・丘陵山林地流域 C=290
- ・放牧地、ゴルフ場 C=190 ~ 210
- ・市街化区域 C=60 ~ 90

防災調整池等の計画と設計 P71

- ・水田 C=550
- ・山地 C=350
- ・市街地 C=53

$$C = 60$$

流域諸元

区域	面積(ha)	流出係数
1	5.090	0.900
2	1.480	0.700
3		
4		
計	6.570	0.855

降雨強度

$$r = \frac{a}{t^n + b} = \frac{134.8}{t^{0.3} - 1.140}$$

$$A = 0.066 \text{ km}^2$$

初期仮定到達時間 60 (分)とし繰り返し計算を行う。

計算回数	$t$	$r$	$r_e$	$t_c$
1	60.000	59.242	50.652	8.345
2	8.345	179.774	153.706	5.658
3	5.658	248.753	212.683	5.050
4	5.050	277.640	237.382	4.860
5	4.860	288.727	246.861	4.794
6	4.794	292.866	250.400	4.770
7	4.770	294.393	251.706	4.761
8	4.761	294.950	252.182	4.758
9	4.758	295.158	252.360	4.757
10	4.757	295.236	252.427	4.756

到達時間は 4.756 (分)

従って洪水到達時間は  $t = 10$  (分)とする。

## 2) 降雨強度

降雨強度は1/200年確率雨量により決定する。

$$r = \frac{a}{t^n + b} = \frac{134.8}{10^{0.3} - 1.140}$$
$$= 157.612 \text{ (mm/hr)}$$

## 3) 計画流量

計画断面は最大流量の1.2倍以上の流量を放流できるものとする。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A \times 1.20$$
$$= \frac{1}{360} \times 0.855 \times 157.612 \times 6.57 \times 1.20$$
$$= 2.951 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

ただし、  
 $f$ : 流出係数  
 $r$ : 降雨強度(mm/hr)  
 $A$ : 流域面積(ha)

## 4) 余水吐断面

余水吐幅  $B = 20.000 \text{ (m)}$

流量係数  $C_e = 1.8$

とすると越流式  $Q = C_e \cdot B \cdot H^{3/2}$  より

越流水深  $h = 1.5 \sqrt{\frac{2.951}{1.8 \times 20.000}} = 0.189 \text{ (m)}$

余水吐高さ  $H = 0.300 \text{ (m)} > h \dots\dots \text{OK}$

従って余水吐は幅  $B = 20.000\text{(m)}$  高さ  $H = 0.300$ で計画する。

設計堆砂量の検討

設計堆砂量は各年毎に次式により求め、その最大値を累計する。

$$V_j = I \times A_j$$

ここに、

- $V_j$ : j年目の体積土砂量(m<sup>3</sup>)
- $I$ : 計画堆砂量(m<sup>3</sup>/ha・年)
- $N$ : 工事終了までの年数
- $A_j$ : j年目の工事工区面積(ha)

	工事終了までの年数 N =	2 年
開発区域	計画堆砂量 I =	120 (m <sup>3</sup> /ha・年)
非開発区域	計画堆砂量 I =	5 (m <sup>3</sup> /ha・年)

j	開発区域 A <sub>j</sub> (ha)	非開発区域 A <sub>j</sub> (ha)	V <sub>j</sub> (m <sup>3</sup> )	設計堆砂量 砂量 V <sub>j</sub> (m <sup>3</sup> )
1 年目	5.090	1.480	618.200	618.200
2 年目	5.090	1.480	618.200	1236.400

したがって堆砂量は 1236.400 (m<sup>3</sup>)として計画する。

放水口敷高の検討

計画堆砂量の堆砂高を求め、放水口敷高を決定する。

調節池諸元

水深Hi(m)	標高EL(m)	面積(m <sup>2</sup> )	区間Voi	貯留量Vi(m <sup>3</sup> )	位置
2.740	88.740	2570.000	1857.400	5919.900	
2.000	88.000	2450.000	1212.500	4062.500	
1.500	87.500	2400.000	1150.000	2850.000	
1.000	87.000	2200.000	950.000	1700.000	□
0.500	86.500	1600.000	750.000	750.000	
0.000	86.000	1400.000	0	0.000	

計画堆砂量V= 1236.4 (m<sup>3</sup>)

$$\begin{aligned} \text{堆積高 } h &= 0.500 + \frac{0.500 \times (1236.400 - 750.000)}{950} \\ &= 0.756 \quad (\text{m}) \quad \text{EL} = 86.756 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

したがって放水口敷高はEL=86.800(m)で計画する。



洪水調節容量の算定(簡便法)

1.流域諸元

区域	面積(ha)	流出係数
1	5.090	0.900
2	1.480	0.700
3		
4		
計	6.570	0.855

2.洪水調整容量の算定

$$V_i = \left[ r_i - \frac{rc}{2} \right] \cdot 60 \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360} \dots \textcircled{1}$$

$$r_i = \frac{a}{t^n + b} \dots \textcircled{2}$$

ここに、 $r_i$ : 任意降雨継続時間 $t_i$ の降雨強度(mm/hr)  
 $r_e$ : 下流許容放流量に相当する降雨強度(mm/hr)  
 $t_l$ : 任意の降雨継続時間(min)  
 $f$ : 流出率(流出係数)  
 $A$ : 流域面積(km<sup>2</sup>)  
 $a, b, n$ : 降雨強度曲線式の定数

①、②より

$$V_i = \left[ \frac{a}{t_i^n + b} - \frac{rc}{2} \right] \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360} \dots \textcircled{3}$$

③式をdtで微分し整理して2次方程式の根tより

$$t_i = \left\{ \frac{a(1-n) \cdot b \cdot rc + \sqrt{(b \cdot rc + a(n-1))^2 - 4 \cdot rc/2 \cdot b(rc/2 \cdot b - a)}}{2 \cdot rc/2} \right\}^{1/n}$$

$$= \left\{ \frac{a(1-n) \cdot b \cdot rc + \sqrt{a^2 \cdot (n-1)^2 + 2 \cdot n \cdot a \cdot b \cdot rc}}{rc} \right\}^{1/n} \dots \textcircled{4}$$

ここで、 下流許容放流量  $Q_c = 0.400$  (m<sup>3</sup>/s)  
 放流量相当降雨強度  
 $rc = \frac{360 \times Q_c}{f \times A} = \frac{360 \times 0.400}{0.855 \times 6.570} = 25.6$  (mm/hr)

降雨強度 1/30 年確率

$$r_i = \frac{1011.444}{t^{0.644} + 3.840}$$

必要調節容量が最大となる降雨の継続時間 $t_i$ は④式より

$$t_i = 197 \text{ (min)}$$

降雨の継続時間  $t_i$  に対応する 降雨強度

$$r_i = \frac{1011.444}{197^{0.644} + 3.840} = 29.9 \text{ (mm/hr)}$$

必要調節容量

$$V_i = \left[ r_i - \frac{rc}{2} \right] \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

$$V_i = \left[ 29.9 - \frac{25.6}{2} \right] \times 60 \times 197 \times 0.855 \times 6.57 / 360 = 3154 \text{ (m}^3\text{)}$$

### 3.調節池計画水位の算定

調節池諸元

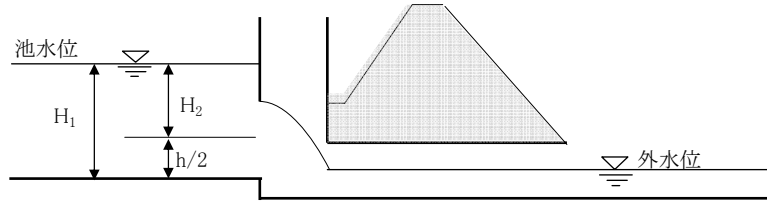
水深Hi(m)	標高EL(m)	面積(m <sup>2</sup> )	区間Voi	貯留量Vi(m <sup>3</sup> )	位置
					————
2.740	88.740	2570	1857.400	5919.900	
2.000	88.000	2450	1212.500	4062.500	
1.500	87.500	2400	1150.000	2850.000	
1.000	87.000	2200	950.000	1700.000	
0.500	86.500	1600	750.000	750.000	
0.000	86.000	1400	0	0.000	

計画堆砂量  $V_s = 1236.4 \text{ (m}^3\text{)}$   
 計画貯水量  $V_w = 3154.0 \text{ (m}^3\text{)}$   
 計画貯留量  $V = 4390.4 \text{ (m}^3\text{)}$

$$\begin{aligned}
 h &= 2.000 + \frac{0.740 \times (4390.400 - 4062.500)}{1857.4} \\
 &= 2.131 \text{ (m)} \\
 \text{HWL} &= 88.131 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

#### 4.放水口の算定

放水口敷高を  $EL = 86.800$  (m) とすると水深  $H_1 = 1.331$  (m)となる。

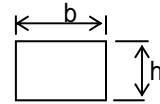


放流量は水深 $H_1$ と放水口高 $h$ によって以下のように計算する。

①  $0 \leq H_1 \leq 1.2 \cdot h$  のとき

(矩形)  $Q = C_2 \cdot b \cdot H_1^{1.5}$

(円形)  $Q = C_1 \cdot A_o \cdot (2 \cdot g \cdot H_1 / 2)^{0.5}$



②  $1.2 \cdot h < H_1 < 1.8 \cdot h$  のとき

この区間は  $1.2 \cdot h$  での  $Q$  と  $1.8 \cdot h$  での  $Q$  を用いて直線近似として計算する。

③  $1.8 \cdot h < H_1$  のとき

$$Q = C_1 \cdot A_o \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 - h/2)}$$

ここで、  
 $Q$ : 放流量 ( $m^3/s$ )  
 $A_o$ : オリフィスの呑口流積 ( $m^2$ )  
 $g$ : 重力の加速度 =  $9.8$  ( $m/s$ )  
 $H$ : 池水位  
 $H_1$ : 放水口敷高から水面までの高さ ( $m$ )

	放水口	放水口	
敷高 DL=	86.800		(m)
許容放流量 Q=	0.400		( $m^3/s$ )
流量係数 C1=	0.600		
流量係数 C2=	1.750		
矩形 b=	0.350		(m)
矩形 h=	0.400		(m)

放水口は矩形で計算する。

計画貯留量水位での放水口からの放流量をチェックする。

放水口	0.395	( $m^3/s$ )		
放水口	0.000	( $m^3/s$ )		
放流量計	0.395	( $m^3/s$ )	<	許容放流量
				0.400 (m <sup>3</sup> /s) ……OK