

第3編 開発行為に伴う流出増対策に係る洪水調節池 設置に関する技術基準

第1章 総則	．．．．．	P 19
第2章 計画基準	．．．．．	P 20
第3章 構造基準	．．．．．	P 24
第4章 堤体の施工及び管理基準	．．．．．	P 24
第5章 市町村との調整等	．．．．．	P 25
第6章 提出書類等	．．．．．	P 25
(参考)	．．．．．	P 27

開発行為に伴う流出増対策に係る洪水調節池等設置に関する技術基準

第1章 総則

(目的)

第1条 この基準は、「開発行為に伴う流出増対策に係る指導要綱（平成13年7月11日付河発第111号）」に基づき設置する洪水調節池（以下「洪水調節池」とする。）の計画及び設計を行う上での技術基準を定める。

(基本事項)

第2条 この基準に定めのない事項については、「防災調整池等技術基準（案）」（日本河川協会）の第2編「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）」の「調整池」を「洪水調節池」と読み替えて準用する。

2 洪水調節池は原則として恒久施設として計画する。ただし、下流河川がその流域において開発を見込んで改修計画が立てられ、かつ当該河川の改修時期が予測できる場合のみ暫定施設とする事ができる。

(適用範囲)

第3条 堤高の低いダム（高さ15m未満）による洪水調節池を築造する場合は、この基準による。

(洪水調節池の洪水調節方式)

第4条 洪水調節池の洪水調節方式は、原則として自然放流方式とする。

ただし、放流先河川の計画高水位が高い場合等、自然放流方式とすることが極めて困難な場合はこの限りではない。

(貯留・浸透施設との併用)

第5条 洪水調節池の対象とする流域に、「流域貯留施設等技術指針（案）」（日本河川協会）（浸透能力については「雨水浸透施設技術指針（案）」（雨水貯留浸透技術協会）の調査・計画編による）に基づいて計画・設計された貯留・浸透施設が設置され、良好な維持管理のもとに流出抑制機能の継続が確保できる場合には、洪水調節池と併用して計画することができる。

(多目的利用)

第6条 洪水調節池は、公園・運動場施設等として多目的に利用することが出来るものとし、恒久施設は「防災調整池等技術基準（案）」（日本河川協会）の第4編「防災調整池の多目的利用指針（案）」の「防災調整池」を「洪水調節池」と読み替えて準用し、暫定施設は、「宅地開発に伴い設置される洪水調節（整）

池の多目的利用指針（案）」（建設省建設経済局民間宅地指導室）を準用する。

（流域変更の禁止）

第7条 開発行為による法河川の流域の変更は原則禁止する。

（農業用ため池との兼用の禁止）

第8条 農業用ため池を洪水調節池として兼用することは、原則として禁止する。ただし、下記の各号をいずれも満たす場合はこの限りではない。

- 一 洪水調節池を築造する適地がない。
- 二 構造上安全であり、洪水調節機能に支障がない。
- 三 管理上必要な事項について、農業用ため池の管理者と協定が結ばれている。

第2章 計画基準

（洪水ピーク流量）

第9条 洪水ピーク流量は、合理式によるものとし、（式 - 1）により算定する。

$$Q_p = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A \quad \dots \text{式 - 1}$$

Q_p : 洪水ピーク流量 (m^3/s)

f : 流出係数

r : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (ha)

（洪水到達時間）

第10条 合理式に用いる洪水到達時間は、流入時間と流下時間の和とし、原則として次の各項により算出する。

ただし、流域面積が $2.0km^2$ 以下の場合及び水路等のない場合については、流入時間を洪水到達時間とすることができる。

2 流入時間

流入域面積から（式 - 2）を用いて算出する。この場合、流入時間を洪水到達時間とする場合は流入域面積に代えて流域面積を用いる。

流入時間が10分に達しない場合は10分とする。

$$T = \frac{A}{2} \cdot 30 \quad \dots \text{式 - 2}$$

T : 流入時間 (分)

A : 流入域面積 (km^2)

3 流下時間

流下時間は、Kraven式（式 - 3）により算定する。

$$T = \frac{1}{60} \cdot L / W \quad \dots \text{式 - 3}$$

T：流下時間（分）

L：流路長(m)

W：平均流下速度（m/s）

W = 3.5m/s （ I 1/100の場合）

3.0m/s （ 1/100 > I 1/200の場合）

2.1m/s （ 1/200 > I の場合）

I：平均河床勾配

（流出係数、流出ハイドログラフの流出率）

第11条 流出係数は、開発前後の流域の土地利用状況により原則として表 - 1 の値を採用し、洪水調節池の計画地点、流域の地被の状況、流域の地質等を考慮して適切な値を用いる。流出ハイドログラフの流出率についても同様とする。

表 - 1 流出係数

土地利用	流出係数	土地利用	流出係数
市街地	0.8	開発後（不浸透面積率がほぼ40%以下の流域）	0.8
畑、原野	0.6		
水田	0.7	開発後（不浸透面積率がほぼ40%以上の流域）	0.9
山地	0.7		

（計画対象降雨）

第12条 洪水ピーク流量を算出するための降雨強度は、「河川改修計画実施要領」（島根県河川課監修）の降雨強度式（地域別）による。

2 洪水調節池の洪水調節容量を算定するための計画降雨波形は、「防災調整池等技術基準（案）」（日本河川協会）の第2編「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）」第8条によるものとし、後方集中型の降雨波形とする。また、降雨強度式は前項によることとし、降雨継続時間は24時間とする。

（洪水調節容量の算定方法）

第13条 洪水調節池の洪水調節容量は、開発の行われた後（以下「開発後」とする。）における洪水のピーク流量の値を、開発の行われる前（以下「開発前」とする。）におけるピーク流量の値まで調節するために必要な容量を持つことを基本とし、次の各号を満たさなければならない。

- 一 洪水の規模が、年超過確率で1/5洪水までは、開発後における洪水のピーク流量の値を、洪水調節池下流の現状における最小流下能力の値まで調節する。
- 二 洪水の規模が、必要とする年超過確率の洪水に対し、開発後における洪水ピーク流量の値を、開発前のピーク流量の値まで調節する。ただし、下流河川が年超過確率（合理式評価）が1/30以上で改修済又は改修中である場合は、改修規模見合いの確率規模とする。
- 三 洪水調節池下流の流過能力が、開発前の年超過確率で1/5洪水のピーク流量より大きい場合は、その流過能力に相当する開発前の洪水の年超過確率をもって第一号の年超過確率1/5に代えるものとする。
- 四 洪水調節池の洪水調節容量は、厳密法により算定することを原則とする。
「防災調整池等技術基準（案）」（日本河川協会）の第2編「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）」の第11条は、適用しないものとする。

（下流河川の調査区間）

第14条 第13条第一号の流下能力検討を行う区間は、個々のケースで異なるが、一般的には以下のいずれかの方法により最下流部を決定する。

- 一 本川（支川）合流地点又は洪水調節池下流2.0km地点。
- 二 開発後における無調節のピーク流量が、開発前のピーク流量に対して1%以上増加する地点。

（下流河川の流下能力計算）

第15条 下流河川の流下能力は（式 - 4）により算定する。

$$Q = A \cdot V \quad \dots \text{式 - 4}$$

Q：流量（m³/s）

A：流下断面（m²）

V：平均流速（m/s）

一 流速公式

下流河川（水路含む）の平均流速は、河川の縦横断図を用い、Manning平均流速公式（式 - 5）によって求める。

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \dots \text{式 - 5}$$

V：平均流速（m/s）

n：粗度係数

R：径深（m）

I：平均河床勾配

二 平均河床勾配

検討を行う断面の上下流約100mの平均勾配を基本とする。

三 粗度係数

表 - 2 による。

表 - 2 Manning平均流速公式における粗度係数

一般河道	0.030 ~ 0.035
急流河川及び河幅が広く水深の浅い河川	0.040 ~ 0.050
暫定素掘河道	0.035
三面張水路・現場打ボックスカルバート水路	0.025
ヒュム管・U字フリュム等2次製品水路	0.015

四 余裕高等

1) 法河川及び準用河川

法河川及び準用河川の余裕高は、流量に応じ表 - 3 にあげる値以上とする。ただし、全体計画等により決定されているもの及び堤内地盤高が計画高水位より高く、かつ地形の状況により治水上の支障がないと認められる区間にあつてはこの限りではない。

また、流量が $50\text{m}^3/\text{S}$ 未満の河川で、堤内地盤高が計画高水位より低い場合であっても、その差が 0.6m 未満で、堤防幅が 2.5m 以上ある場合には、余裕高を 0.3m 以上とすることができる。

表 - 3 流量と余裕高

流量 (m^3/s)	余裕高 (m)
200 未満	0.6
200 以上 500未満	0.8
500 以上 2,000未満	1.0
2,000 以上 5,000未満	1.2
5,000 以上 10,000未満	1.5
10,000 以上	2.0

2) 普通河川

普通河川の余裕高は、水深に応じ、表 - 4 にあげる値以上とする。

また、暗渠については、満流断面を1.15で除した断面における流量を1.30で除したものを流下能力とする。ただし、全体計画、付替等により、決定されているものについては、この限りではない。

表 - 4 水深と余裕高

水深 H (H.W.L.:m)	余裕高 h (m)
1.0以上	0.3H、最大 0.6
0.5以上1.0未満	0.2H
0.5未満	0.1

(許可放流量)

第16条 許可放流量は、以下の各号により算出する。

- 一 第13条第一号及び第三号の許可放流量については、第15条に定める下流河川の流下能力を、その地点の流域面積に対する開発最下流地点の流域面積の比率で算出する。
- 二 第13条第二号の許可放流量については、第9条から第13条で定める、開発最下流地点の開発前の流出量(ピク流量)とする。
- 三 開発地最下流端に洪水調節池が設置できない場合は、第一号又は第二号により算出した許可放流量から開発後の直接放流量を差し引いたものを、洪水調節池からの許可放流量とする。

第3章 構造基準

(適用基準)

第17条 構造基準については、恒久施設にあつては、「防災調節池等技術基準(案)」(日本河川協会)の第1編第3章「構造基準」の「防災調節池」を「洪水調節池」に読み替えて準用し、暫定施設にあつては、「防災調節池等技術基準(案)」(日本河川協会)の第2編第3章「構造基準」の「調整池」を「洪水調節池」に読み替えて準用する。

第4章 堤体の施工及び管理基準

(適用基準)

第18条 堤体の施工及び管理基準については、恒久施設にあつては、「防災調節池等技術基準(案)」(日本河川協会)の第1編第4章「堤体施工基準」の「防災調節池」を「洪水調節池」に読み替えて準用し、暫定施設にあつては、「防災調節池等技術基準(案)」(日本河川協会)の第2編第4章「堤体の施工及び管理基準」の「調整池」を「洪水調節池」に読み替えて準用する。

第5章 市町村との調整等

第19条 洪水調節池において関係市町村における独自の条例・指導等を行なっている場合は、調整を図るものとする。

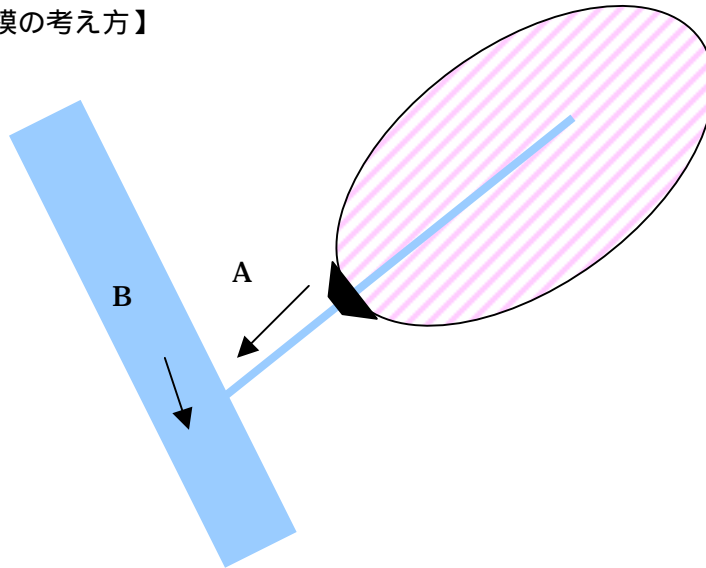
第6章 提出書類等

第20条 本基準において設置される洪水調節池等の計画諸元については、別添様式により、河川課へ提出する。

(参 考)

洪水調節池計画に係る対策規模及び下流ネック地点の考え方について

【対策規模の考え方】



A:一時放流先

B:二次放流先

1 , A が法河川の場合 (この場合 B の規模が A 以上であっても関係ない)

	【あふれ対策】	【流出増対策】
A < 1/5	1/5	1/30
1/5 A < 1/30	当河川の規模	1/30
A 1/30	必要なし	当河川の規模 (上限なし)

2 , A が普通河川、 B が法河川の場合

	【あふれ対策】	【流出増対策】
A < 1/5	1/5	B < 1/5 1/30
1/5 A < 1/30	当河川の規模	1/5 B < 1/30 1/30
A 1/30	必要なし	B 1/30 当河川の規模 (上限なし)

3 , 法河川が開発見込みで改修済の場合

(例 現況 0.7、開発見込み 0.8 とする)

(1) 1/30 以上で、開発後の流出係数が 0.8 の場合...対策の必要なし

(ただし、この場合 A が普通河川の場合のあふれ対策は、市町村判断)

(開発区域の下流で開発見込みで改修済みの場合の、未改修部分に保全対象区域がある場合は対策の必要がある)

(2) 1/30 未満で、開発後の流出係数が 0.8 の場合...対策の必要あり

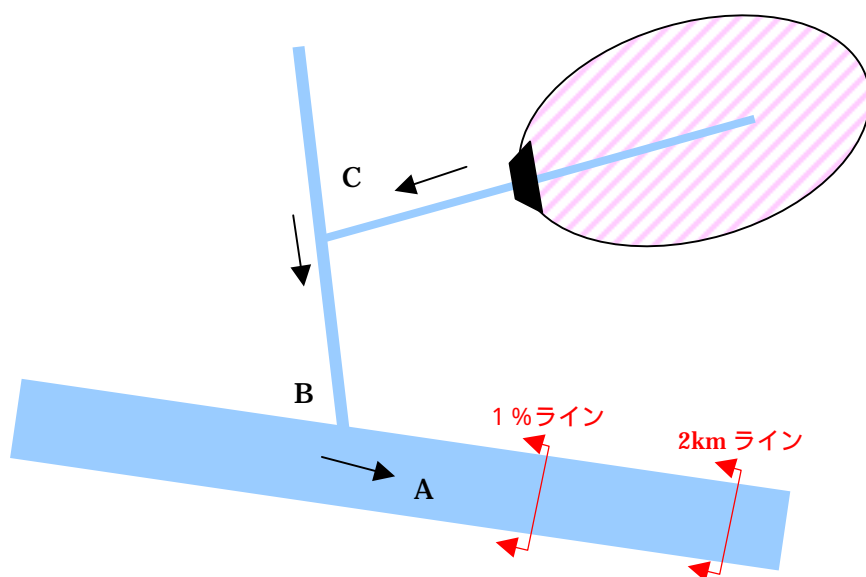
(3) 開発後の流出係数が 0.9 になる場合...対策の必要あり

注)・松江市街地の場合は、上記の 1/30 を 1/50 に読み替える。

(松江市街地については「開発行為で設置された調整池の移管基準 H2.9.1 松江市」による)

・上記の確率規模は、全て合理式に換算する。

【下流ネック地点の考え方】



(例)

	流域面積 (km ²)	流下能力 (m ³ /s)	比流量 (m ³ /s/km ²)	増加率	確率評価
A	10.0	50.0	5.0	1.1%	1/10
B	2.0	8.0	4.0	1.7%	1/4
C	1.0	4.5	4.5	2.1%	1/3

・ 開発区域の下流 2 km以内でかつ流出量の増加率が 1%以上の地点からネック地点の候補 (橋梁、ボックスカルバート等) を選定する。ネック地点の決定は、安易に比流量では決定しないで、地点毎に現況の流下能力を確率評価し決定する。

・ 確率評価は、各地点の流下能力と到達時間から到達時間内降雨強度を算出し、降雨強度式から確率規模を逆算する。なお、確率規模 p が p_1 年確率と p_2 年確率との間にあるときは、以下のとおり算出する。

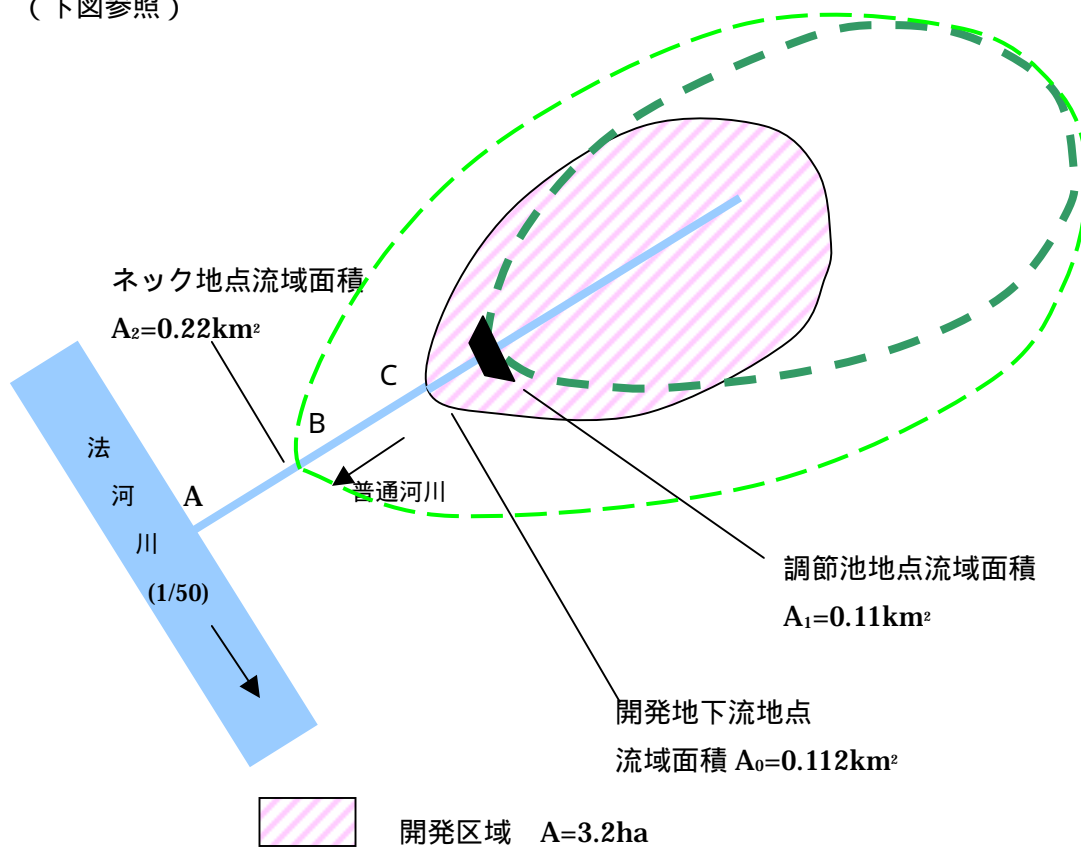
p_1 年確率で r_1 、 p_2 年確率で r_2 とすると、確率規模 p は、

$$p = r \times \left(\frac{r_1 \times p_2}{r_2 \times p_1} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{となる。}$$

この場合、比流量は B 地点が最小であるが、確率評価すると C 地点が最小であるため、ネック地点は C 地点となる。

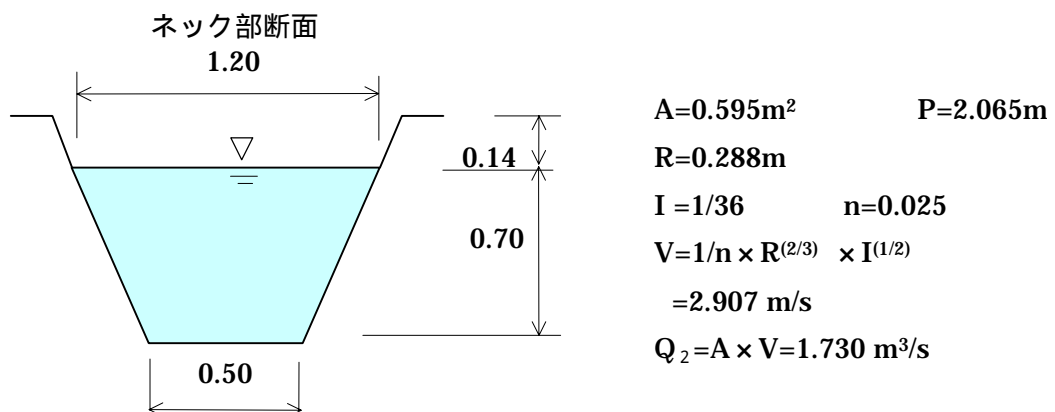
【計算例】

例では、下流に 1/50 の計画のある法河川がある場合を考え、治水安全度を 1/50 とする。
 (下図参照)



【あふれ対策】

1/5 の許可放流量の対象となるネック地点を選定する。例では、普通河川の A、B、C の各地点における確率規模を算出し、最小となる B 地点をネック部とする。(この場合そのまま調節池計算を行うと調節池容量が大きくなるので、部分的に改修し、流下能力を大きくして調節池容量を小さくすることも考える。)



開発地最下流端における許可放流量は、 $Q_{0(1/5)}=Q_2 \times A_0/A_2=0.881 \text{ m}^3/\text{s}$

この場合、直接放流域があるので、その部分の流出量を計算する。そのため、ネック地点Bの到達時間から1/5の降雨強度を求める。

流域面積が 2 km^2 以下であるので流入時間 = 到達時間とする。

$$\text{流入時間} \quad T_2 = \frac{\sqrt{0.22}}{\sqrt{2}} \cdot 30 = 9.9 = 10 \text{ 分}$$

$$\text{到達時間} \quad T = T_2 = 10 \text{ 分}$$

$$\text{降雨強度} \quad R_{2(1/5)} = \frac{634.15}{T^{0.586+2.047}} = 107 \text{ mm/hr}$$

(降雨強度式は、地区別の最新のものを使用のこと)

開発後の流出係数を、 $f=0.8$ とすると、直接放流量は、

$$Q_{0(\text{直}1/5)} = 1/3.6 \times f \times R_{2(1/5)} \times (A_0 - A_1) = 0.048 \text{ m}^3/\text{s}$$

よって、調節池の1/5の許容放流量は、

$$Q_{1(1/5)} = Q_{0(1/5)} - Q_{0(\text{直}1/5)} = 0.833 \text{ m}^3/\text{s}$$

【流出増対策】

1/50の許可放流量は、開発前のピーク流量となる。この場合、直接流域があるので、開発地下流端における許可放流量を算出し、それから直接放流域の放流量を差し引いて求める。降雨強度は開発地下流端での到達時間から求める。

流域面積が 2 km^2 以下であるので流入時間 = 到達時間とする。

$$\text{流入時間} \quad T_0 = \frac{\sqrt{0.112}}{\sqrt{2}} \cdot 30 = 7.1 = 7 \text{ 分}$$

となり、10分以下となるので、10分とする。

$$\text{到達時間} \quad T = T_0 = 10 \text{ 分}$$

$$R_{0(1/50)} = \frac{954.41}{T^{0.566+2.218}} = 162 \text{ mm/hr}$$

(降雨強度式は、地区別の最新のものを使用のこと)

開発地下流端における許可放流量は、開発前の流出係数を $f = 0.7$ (山地)とし、

$$Q_{0(1/50)} = 1/3.6 \times f \times R_{0(1/50)} \times A_0 = 3.528 \text{ m}^3/\text{s}$$

この場合、直接放流域があるので、開発後の流出係数を $f = 0.8$ とし、直接放流量は、

$$Q_{0(\text{直}1/50)} = 1/3.6 \times f \times R_{0(1/50)} \times (A_0 - A_1) = 0.072 \text{ m}^3/\text{s}$$

よって、調節池の1/50の許可放出量は、

$$Q_{1(1/50)} = Q_{0(1/50)} - Q_{0(\text{直}1/50)} = 3.456 \text{ m}^3/\text{s}$$

堆砂容量は、「防災調節池等技術基準(案)」により、造成中は、 $150 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{year}$ が標準で、1年工期とすると、調節池上流の開発面積は、 $A = 3.0 \text{ ha}$ なので、

$$V = 150 \times A = 450 \text{ m}^3$$

洪水吐きは、1/200 確率の 1.2 倍（1/100 確率の流量の 1.44 倍）の流量を放流しうる構造とする。

$$\text{流出係数 } f_1 = \frac{0.08 \times 0.7 + 0.03 \times 0.8}{0.110} = 0.727$$

降雨強度は調節池位置での到達時間から求める。

$$\text{流入時間 } T_0 = \frac{\sqrt{0.110}}{\sqrt{2}} \cdot 30 = 7.04 = 7 \text{ 分}$$

となり、10 分以下となるので、10 分とする。

$$\text{到達時間 } T = T_0 = 10 \text{ 分}$$

$$\text{降雨強度 } R_{1(1/100)} = \frac{1054.45}{T^{0.582+2.285}} = 178 \text{ mm/hr}$$

洪水吐きの設計流量は、

$$Q = 1/3.6 \times f_1 \times R_{1(1/100)} \times A_1 \times 1.44 = 5.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

洪水吐きの越流幅 $L = 6.0$ とすると、「防災調節池等技術基準（案）」より水深 H は、

$$H = (Q/(C \times L))^{(2/3)} = 0.65 \text{ m} = 0.7 \text{ m}$$

（「防災調節池等技術基準（案）」より、 $C = 1.8$ ）

よって、洪水吐きの構造は、余裕高 0.6 m を加えて、 $L = 6.0 \text{ m}$ 、 $H = 1.3 \text{ m}$ とする。

計算ピッチを洪水到達時間とし、後方集中型の降雨波形を用い、継続時間を 24 時間とし、調節池の計算を行い、次のような構造となる。

