

第5節 小規模開発に伴う調整池設計基準

1 目的

この基準は、5ha未満の開発によって開発区域の流出機構が変化し、洪水時に流出量が増加し、既存の河川、水路等の排水施設に流下能力がない場合に設置される調整池についての技術的基準を定めるものである。

2 調整池の洪水調節方式

調整池の洪水調整方式は、原則として自然放流方式（穴あきダム）とする。

3 多目的利用

調整池は、公園、運動場施設等として多目的に利用することができるものとする。

ただし、公園、運動場等を管理する市町村の同意がなければ多目的利用はできないものとする。

なお、多目的利用に当たっては以下の事項に留意して行うものとする。

- (1) 調整池としての機能に支障が生じないように導入施設や植樹に配慮すること。
- (2) 導入施設の利用機能確保のため、灌水頻度やその継続時間に配慮するとともに、利用者の安全確保のため避難通路等を配置すること。
- (3) 調整池の管理者と導入する施設の管理者の間で、機能及び安全衛生上等の管理内容を定めておくこと。
- (4) 調整池の多目的利用にあたっての計画・設計及び管理については「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 昭和61年）によるものとする。

4 計画対象降雨

調整池の洪水調節容量を算定するために用いる降雨規模は1/30年超過確率とし、これより下流河川の計画年超過確率が大きい場合、または、下流が人口集中地区（DID地区、主に市街化区域）の場合は、1/50年超過確率とする。

5 洪水調整容量の算定

算定方法は、次の、〈その1〉〈その2〉のどちらの方法でもかまわない。

〈その1〉

調整池の洪水調節容量は、宅地開発の行われた後における洪水のピーク流量の値を、宅地開発の行われる前におけるピーク流量の値まで調節するために必要とする容量を持つことを基本とし、次の条件を満足しなければならない。

- (1) 洪水の規模が年超過確率で、1/3または1/5洪水までは、宅地開発後における洪水のピーク流量の値を、調整池下流の現状における流下能力の値まで調節すること。

- (2) 洪水の規模が年超過確率で1/30または1/50の洪水に対して宅地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整すること。
- (3) 調整池下流の流下能力の値が、開発前年超過確率1/3または1/5洪水のピーク流量の値より大きい場合は、その流下能力の値に相当する開発前の洪水の年超過確率をもって上記(1)の年超過確率1/3または1/5に代えるものとする。

(1) の解説

下流河川の流下能力をまず算定し、{流下能力=洪水ピーク流量}として、この洪水のピーク流量に見合う年超過確率を算定する。この年超過確率が1/3または1/5より大きい場合、たとえば、1/10年超過確率であったとすると、(1)の1/3または1/5を1/10に読み代える。つまり、(1)は「1/10年超過確率による開発後の洪水ピーク流量を1/10年超過確率による開発前の洪水ピーク流量(=下流流下能力)まで調整することとなる。

〈その2〉

洪水の規模が年超過確率で、1/30または1/50以内の全ての洪水について、宅地開発後における洪水のピーク流量の値を、調整池下流の流下能力の値まで調節とした場合の調整池の洪水調整容量は、1/30または1/50確率降雨強度曲線を用いて求める次のVの値を最大とするような容量をもって、その必要調節容量とすることができるものとする。

$$V = \left(r_i - \frac{r_c}{2} \right) * t_i * f * A * \frac{1}{360}$$

- ここで V : 必要調節容量 [m³]
 f : 開発後の流出係数
 A : 流域面積 [ha]
 r_c : 調整池下流の流下能力の値に対応する降雨強度 [mm/hr]
 r_i : 1/30確率降雨強度曲線上の任意の継続時間t_iに対応する降雨強度
 t_i : 任意の継続時間 [sec] [mm/hr]

$$r_c = Q_{pc} * \frac{360}{f * A}$$

- ここに r_c : 調整池下流流下能力に対応した降雨強度 [mm/hr]
 Q_{pc} : 調整池下流の代表地点における流下能力 [m³/s]
 f : 開発後の流出係数
 A : 当該地点の流域面積 [ha] である。

6 洪水のピーク流量

洪水のピーク流量は、合理式によるものとし、次式によるものとする。

$$Q_p = \frac{1}{360} * f * r * A$$

ここに Q_p : 洪水のピーク流量 (m³/s)
f : 流出係数
r : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/hr)
A : 流域面積 (ha)

7 洪水到達時間

合理式に用いる洪水到達時間は、洪水時の雨水が流域から河道へ入るまでの時間（流入時間）と流量計算地点まで河道を流れ下る時間（流下時間）との和とするが、洪水到達時間を 10 分としてもかまわない。

8 流出係数、流出率

開発前	山林、畑	0.60
	田	0.75
	住宅地	0.90
開発後	ゴルフ場、運動場	0.80
	住宅地	0.90

9 計画対象降雨

調整池の洪水調節容量を算定するために用いる計画対象降雨については、降雨強度－継続時間曲線（以下「確率降雨強度曲線」という。）によって求めるものとする。

高知県土木部河川課発行の主要観測所の確率降雨強度曲線より、開発区域に最も近い観測所の曲線式を用いること。降雨波形は、後方集中型とする。（河川課ホームページ参照）

10 設計堆積土砂

調整池の設計堆積土砂は、工事施行中は 70～240 m³/ha/年とし、工事施工期間が 1 年未満の場合でも 1 年を下回らないこととする。

法第 36 条による完了後は、1.5 m³/ha/年の沈砂池を残置し、管理者が排土その他の維持管理に努めること。

11 洪水吐き

調整池には、洪水を処理するための洪水吐きを設けるものとする。

洪水吐きは、200 年に 1 回起こるものと想定される当該調整池の最上流部の流量（100 の 1.2 倍）の 1.2 倍以上の流量を放流しうるものとする。（100 年の 1.44 倍）

12 放流管

放流管の設計流量は「11 洪水吐き」で算定された流量の1.2倍とし、放流管に内圧のかからないように放流管出口が下流水位以下にならないように出口高を決定すること。

管径は60cm以上とし、管長が50m以上の場合は、100cm以上とする。

また、放流管は鉄筋コンクリート造りとし、ヒューム管、高外圧管等のプレキャスト管を用いる場合でも、全管長にわたって鉄筋コンクリートで巻くものとする。

放流管は、不等沈下等による破損を防止するため、10m間隔程度ごとに継手を設けなければならない。継手構造は可撓性の止水板を用いて水密性を保つものとし、その周辺は鉄筋コンクリートカラーで囲み、カラー本体との間及び本体の突合せ部には、伸縮性のある目地材を充填して、漏水を生じないように処理しなければならない。

さらに、放流管の両端部には遮水壁を取付けるものとし、管中間には管長10～15mの間隔で管の全周にわたる遮水壁（うなぎ止めと称される。）を設けて、放流管の外壁に沿う浸透流の発生を防止する。この遮水壁は放流管の本体と一体構造のものとする。

13 流入口（調整口：オリフィス）

流入口の円形及び矩形の1辺は20cm以上とし、流入口周辺にはチリ避けスクリーンを設置すること。

14 ダムの高さ

ダムの最大堤高は原則として5m以下とする。

15 維持管理面からの設計上留意すべき事項

- (1) 美観の向上を図るようにすること。
- (2) 不慮の事故に備え、必要に応じ調整池周辺に防護柵、標識等を設置すること。
- (3) 調整池内の堆積土砂を搬出できる構造とすること。
- (4) 排水管、余水吐き等は、流水、塵埃、土砂により閉塞しない構造とすること。

16 許容放流量（下流河川の流過能力）

洪水調節容量は許容放流量に支配される。許容放流量は一般に調整池下流河川の流過能力によって決定される。

下流河川の流下能力には、縦横断測量図を用い、マンニングの平均流速公式によって求める。

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = A * V$$

ここに V : 流速 [m/s]
n : 粗度係数
R : 径深 (=A/P) [m]
I : 河床勾配 (分数又は少数)
A : 流水断面積 [m²]
P : 潤辺長 [m]
Q : 流量 [m³/s]

粗度係数 n は、対象とする水路の状況により、次の値を標準として用いる。

一般河道または素掘水路	n = 0.03 ~ 0.035
護岸を施した河道	n = 0.03
三面張河道	n = 0.025
トンネルまたはボックス	n = 0.023

17 計算方法

(1) 算定方法〈その1〉 省略

「防災調節池等技術基準（案）」を参照すること。

(2) 算定方法〈その2〉簡便法

$$V_c = \left(r_i - \frac{r_c}{2} \right) * 60 * t_i * f_r * A * \frac{1}{360} \dots \dots \dots (1)$$

$$r_i = \frac{a}{t_i + b} \dots \dots \dots (2)$$

- ここに V_c : 容量 [m³]
 r_i : 任意降雨継続時間 t_i の降雨強度 [mm/hr]
 r_c : 下流許容放流量に相当する降雨強度 [mm/hr]
 t_i : 任意の降雨継続時間 [min]
 f_r : 流出率 (暫定施設基準においては流出係数)
 A : 流域面積 [ha]
 a, b, n : 降雨強度曲線式の定数

本式による計算は任意 t_i に対する V_i を求め最大となる値をもって必要調節容量とするつもりであり、(1)式に(2)式を代入した(3)式の $\frac{dV}{dt} = 0$ となる t_i によって与えられる。

$$V_i = \left(\frac{a}{t_i^n + b} - \frac{r_c}{2} \right) * 60 * t_i * f_r * A * \frac{1}{360} \dots \dots \dots (3)$$

いま(3)式の定数項を除いて整理した(4)式を $\frac{dy}{dt} = 0$ として微分すると、(5)式のようなになる。

$$y = \left(\frac{a}{t^n + b} - \frac{r_c}{2} \right) * t \dots \dots \dots (4)$$

$$\frac{dy}{dt} = \frac{a \{ (t^n + b) - n * t^n \}}{(t^n + b)^2} - \frac{r_c}{2} = 0 \dots \dots \dots (5)$$

(5)式を $t^n = X$ とおいて整理すると(6)式の2次式となる。

$$\frac{r_c}{2} * X^2 + \left\{ 2 \left(\frac{r_c}{2} \right) * b + a (n - 1) \right\} X + b \left(\frac{r_c}{2} * b - a \right) = 0 \dots \dots (6)$$

すなわち、最大容量 V を与える t は、(6)式の根 X より(7)式によって求められる。

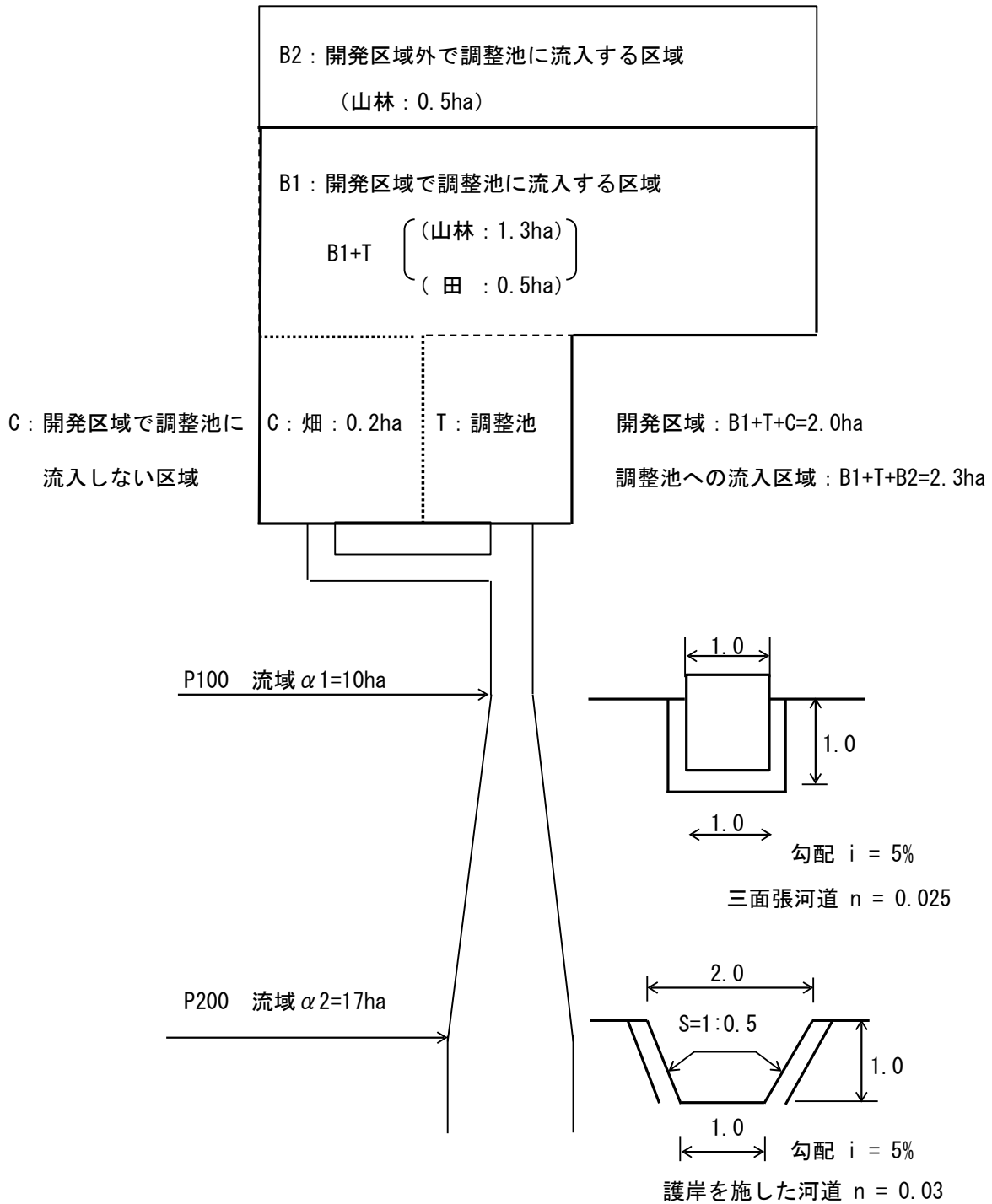
$$t = X^{\frac{1}{n}} \dots \dots \dots (7)$$

この t を(3)式に代入することによって必要調節量が算出される。

18 計算例

地域：高知広域都市計画区域

下流河川の計画超過確率：1/50年



流出係数	区域	現況	開発後
	B1+T (山林) 1.3ha	(0.6)	→ (0.9)
	(田) 0.5ha	(0.75)	→ (0.9)
	B2 (山林) 0.5ha	(0.6)	→ (0.6)
	C (畑) 0.2ha	(0.6)	→ (0.9)

(1) 下流の流下能力の算定

P100

断面積 : $A=1.0 \times 1.0=1.0 \text{ m}^2$

勾配 : $I=0.05$

潤辺長 : $P=1.0+1.0+1.0=3.0 \text{ m}$

粗度係数 : $n=0.025$

径深 : $R=A/P=(1/3) \text{ m}$

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * I^{1/2}$$

$$Q = A * V = 1.0 * \frac{1}{0.025} * (1/3)^{2/3} * (0.05)^{1/2} = 4.30 \text{ m}^3/\text{s}$$

P200

断面積 : $A=(2.0+1.0)/2 \times 1.0=1.5 \text{ m}^2$

勾配 : $I=0.05$

潤辺長 : $P=1.0+1.0 \times 1.118 \times 2=3.236 \text{ m}$

粗度係数 : $n=0.03$

径深 : $R=A/P=1.5/3.236=0.4635 \text{ m}$

$$Q = 1.5 * \frac{1}{0.03} * (0.4635)^{2/3} * (0.05)^{1/2} = 5.19 \text{ m}^3/\text{s}$$

比流量 (各測点での比流量)

$$q_{100} = 4.30 / 10 \text{ ha} = 0.430 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$$

$$q_{200} = 5.19 / 17 \text{ ha} = 0.305 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha} < q_{100}$$

(2) 開発後のピーク流量

B2の区域は開発区域外ではあるが調整池に流入する区域であるので

$$f = \frac{0.5\text{ha} \times 0.6 + 2.0\text{ha} \times 0.9}{0.5\text{ha} + 2.0\text{ha}} = 0.84$$

1/5の確率年雨量

$$I = \frac{2784.4}{t^{3/4} + 16.12} = \frac{2784.4}{10^{3/4} + 6.12} = 128.1 \text{ mm/h} (= r)$$

t: 河道流入流下時間 = 10 min とする。

$$Q = \frac{1}{360} * f * r * A = \frac{1}{360} * 0.84 * 128.1 * 2.5 = 0.747 \text{ m}^3/\text{s}$$

比流量 $0.747 / 2.5 \text{ ha} = 0.299 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha} < 0.305 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$

(3) 開発前の洪水の年超過確率の算出

$$f = \frac{0.5\text{ha} \times 0.6 + 0.2\text{ha} \times 0.6 + 1.3\text{ha} \times 0.6 + 0.5\text{ha} \times 0.75}{0.5\text{ha} + 0.2\text{ha} + 1.3\text{ha} + 0.5\text{ha}} = \frac{1.575}{2.5\text{ha}} = 0.63$$

$$\frac{1}{360} * 0.63 * r * 1.0\text{ha} = 0.305 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$$

$$r = 0.305 * 360 * \frac{1}{0.63 * 1.0} = 174\text{mm}/\text{h}$$

∴174mm/h に対する雨量強度式を算出することとなる。

今回は、1/50 年超過確率雨量強度式に対用するので、 $t=10 \text{ min}$ とすると

$$I = \frac{4815.9}{t^{3/4} + 22.16} = \frac{4815.9}{10^{3/4} + 22.16} = 173.3\text{mm}/\text{h}$$

$$\frac{1}{360} * 0.63 * 173 * 1.0 = 0.303 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$$

算定方法〈その1〉では

1/50 年超過確率雨量の開発後のピーク流量を

1/50 年超過確率雨量の開発前のピーク流量まで調整すればよい。

(下流の流下能力 Q_{pc})

1/50 年以下の雨量については考えなくてよいことになる。

(4) 算定方法〈その2〉による必要調節量

$$Q_{pc} = 0.305 * 2.5ha \frac{1}{360} * 0.9 * 173.3 * 0.2 = 0.676 \text{ m}^3/\text{s} \quad \dots \dots \text{流下能力}$$

$$r_c = \frac{360 * Q_{pc}}{f * A} = \frac{360 * 0.676}{0.84 * (2.5 - 0.2)} = 126.0 \text{ mm/h} \quad \dots \text{流下能力に対応した降雨強度}$$

$$V = \left(\frac{4815.9}{t^{3/4} + 22.16} - \frac{126.0}{2} \right) * 60 * t * 0.84 * 2.3 * \frac{1}{360}$$

$$= \left(\frac{4815.9}{t^{3/4} + 22.16} - \frac{126.0}{2} \right) * 0.322 * t$$

$$y = \left(\frac{4815.9}{t^{3/4} + 22.16} - \frac{126.0}{2} \right) * t \text{ とすると}$$

$$\frac{dy}{dt} = \frac{4815.9 \left\{ \left(t^{3/4} + 22.16 \right) - \frac{3}{4} * t^{3/4} \right\}}{\left(t^{3/4} + 22.16 \right)^2} - \frac{126.0}{2} = 0$$

$$\frac{4815.9 \left\{ \left(X + 22.16 \right) - \frac{3}{4} * X \right\}}{\left(X + 22.16 \right)^2} - \frac{126.0}{2} = 0$$

$$\frac{126.0}{2} X^2 + \left\{ 2 * \frac{126.0}{2} * 22.16 + 4815.9 * \left(\frac{3}{4} - 1 \right) \right\} X$$

$$+ 22.16 \left(\frac{126.0}{2} * 22.16 - 4815.9 \right) = 0$$

$$63X^2 + 1588.185X - 75783.2112 = 0$$

$$X = \frac{-1588.185 + \sqrt{\left(1588.185 \right)^2 - 4 * 63 * \left(-75783.2112 \right)}}{2 * 63} = 24.3$$

$$X = t^{3/4} \quad t = X^{4/3} = \left(24.3 \right)^{4/3} = 70.4 \text{ 分} \quad \dots \dots \text{継続時間}$$

$$V = \left\{ \frac{4815.9}{\left(70.4 \right)^{3/4} + 22.16} - \frac{126.0}{2} \right\} * 0.322 * 70.4$$

$$= 924.4 \text{ m}^3 \quad \dots \dots \text{必要調節容量}$$

(5) 調整池の設計

$A = 450 \text{ m}^2$ とすると

オリフィスの設計

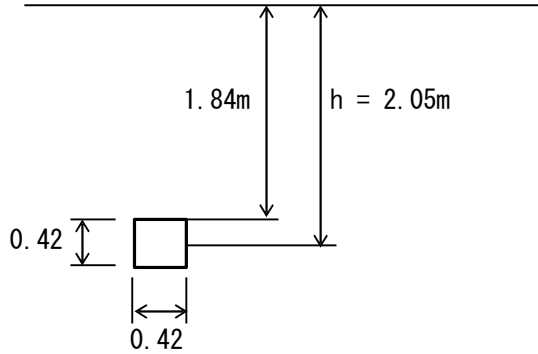
$Q_{pc} = 0.676 \text{ m}^3/\text{s}$

$h = 924.4 / 450 = 2.05 \text{ m}$

$Q = C * a * \sqrt{2g * h}$

$a = \frac{Q}{C * \sqrt{2g * h}} = \frac{0.676}{0.6 * \sqrt{2 * 9.8 * 2.05}} = 0.1777$

$a = \sqrt{0.1777} = 0.42 \text{ m} \dots \dots \dots$ オリフィスは $0.42 \text{ m} * 0.42 \text{ m}$ とする。



洪水吐きの設計

1/200 年確率雨量 (1/100 年確率雨量の 1.2 倍)

$I = \frac{5436.2}{T^{3/4} + 23.52} * 1.2 = \frac{5436.2}{10^{3/4} + 23.52} * 1.2 = 223.8 \text{ mm/hr} = r$

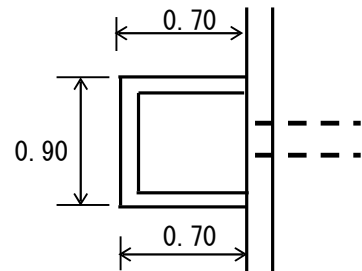
$Q = \frac{1}{360} * f * r * A * 1.2 = \frac{1}{360} * 0.84 * 223.8 * 2.3 * 1.2 = 1.44 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q = \frac{2}{3} * C * B * \sqrt{2g * h}^{3/2}$

$h = 0.5 \text{ m}$ とすると

$B = \frac{3Q}{2 * C * \sqrt{2g * h}^{3/2}} = \frac{3 * 1.44}{2 * 0.6 * \sqrt{2 * 9.8 * 0.5}^{3/2}} = 2.30 \text{ m}$

$B = 2.30 \text{ m} \dots \dots \dots$ 洪水吐きの越流部の幅は $(0.70 + 0.90 + 0.70)$ とする。



堆砂部の設計

設計堆砂量 = $1.5 \text{ m}^3/\text{年} * h_a * 2.3 \text{ ha} = 3.45 \text{ m}^3$

$h = 3.45 / 450 = 0.01 \text{ m} \dots \dots \dots$ 堆積部の深さは 0.01 m とする。

放流管の設計

$$Q = 1.44 * 1.2 = 1.728 \text{ m}^3/\text{s}$$

管径 800mm とすると

$$Q = A * V = A * \frac{1}{n} * R^{2/3} * I^{1/2}$$

$$A = (0.80^2 * \pi) / 4 \quad P = 0.8 * \pi \quad R = A / P = 0.200$$

$$n = 0.015 \quad I = 3\% \text{ とすると}$$

$$\frac{(0.80)^2 * \pi}{4} * \frac{1}{0.015} * (0.200)^{2/3} * (0.03)^{1/2} = 1.985 \text{ m}^3/\text{s} > 1.728 \text{ m}^3/\text{s}$$

調整池の設計

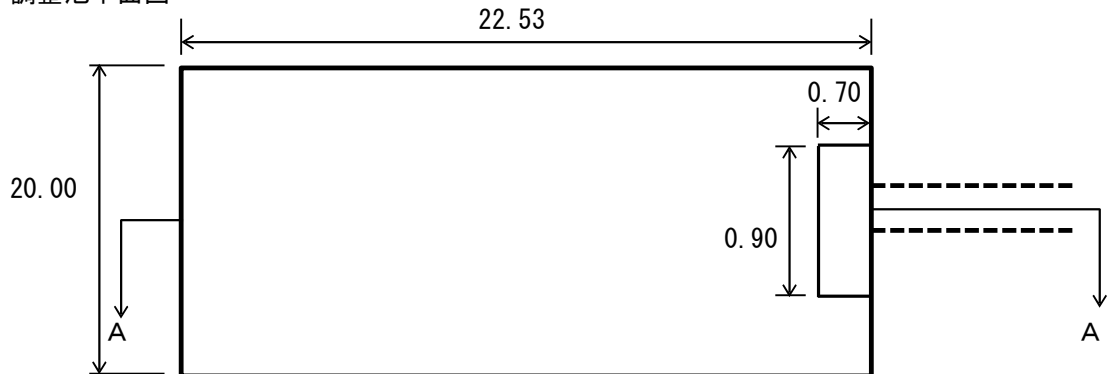
調整池有効面積 450 m² を確保するためには、洪水吐き面積を考慮する必要がある。

$$A = 450 \text{ m}^2 + (0.90 * 0.70) = 450.63 \text{ m}^2$$

1 辺を 20m とすると

$$450.63 / 20.00 = 22.53 \text{ m とする。}$$

調整池平面図



A-A断面

