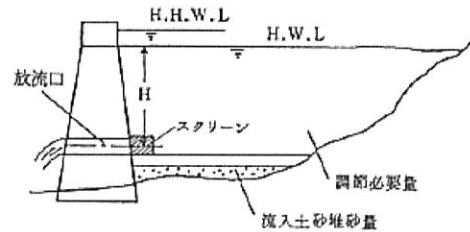


## (7) 洪水調整池構造計算書

### ①放流施設

#### ア. 放流口

$$S = \frac{Q_{pc}}{C \times \sqrt{2 \times g \times H}}$$



- $S$  : 放流口の断面積 ( $\text{m}^2$ )  
 $Q_{pc}$  : 許容放流量 ( $2.606 \text{ m}^3/\text{s}$ )  
 $C$  : 流量係数 (ベルマウスを有しない時:  $C=0.6$ )  
 $g$  : 重力加速度 ( $9.8 \text{ m/s}^2$ )  
 $H$  :  $H.W.L$  と放流口中心高の高低差 ( $6.5 \text{ m} : 110.8-104.3$ )

$$\begin{aligned}
 S &= 2.606 / 0.6 \times (\sqrt{2 \times 9.8 \times 6.5}) \\
 &= 0.385 \text{ m}^2 \leq 0.390 \text{ m}^2 = 0.600 \times 0.650
 \end{aligned}$$

#### イ. 流入部のスクリーン面積

スクリーン面積は、放流口面積の 20 倍以上とする。

スクリーンは、目詰まり防止用のため、洪水吐天端からオリフィスまでをコの字型に囲むように SUS304  $\phi 200$  を用いる。

#### ウ. 放流管

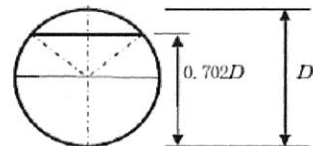
$$Q = \frac{0.262}{n} \times D^{8/3} \times I^{1/2}$$

- $Q$  : 設計上の洪水流量:  $Q'_{100}$  ( $6.951 \text{ m}^3/\text{s}$ )  
 $n$  : 粗度係数: ヒューム管 ( $0.011 \sim 0.014 \rightarrow 0.013$ )  
 $D$  : 管径 ( $\text{m}$ )  
 $I$  : 管路勾配 (2%)

$$6.951 = 0.262 / 0.013 \times D^{8/3} \times 0.02^{1/2}$$

$$D = 1.397$$

$$Q = \frac{0.262}{n} \times D^{8/3} \times I^{1/2}$$



よって、放流管は、「ヒューム管  $\phi 1500$ 」 とする。

### ②余水吐

#### ア. 100 年確率の洪水流量

$$Q_{100} = \frac{1}{360} \times f \times r_{100} \times A$$

- $Q_{100}$  : 洪水流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )  
 $f$  : 開発後の流出係数 (0.9)  
 $r_{100}$  : 100 年確率の設計降雨強度 (128 mm/hr、表 9)  
 $A$  : 集水区域面積 (14.48ha)

$$\begin{aligned}
 Q_{100} &= 1/360 \times 0.9 \times 128 \times 14.48 \\
 &= 4.634 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

イ. 設計上の洪水流量

$$Q'_{100} = C' \times Q_{100}$$

$Q'_{100}$  : 余水吐の設計上の洪水流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$C'$  : 安全率 ( $C'=1.5$ 、開発許可基準の方が大のため 1.5 採用)

$Q_{100}$  : 100 年確率の洪水流量 ( $4.634 \text{ m}^3/\text{s}$ )

$$Q'_{100} = 1.5 \times 4.634$$

$$= 6.951 \text{ m}^3/\text{s}$$

ウ. 余水吐の流量

$$Q'_{100} = \frac{2}{15} \times C \times h \times \sqrt{2 \times g \times H \times (3B_0 + 2B_1)}$$

$Q'_{100}$  : 余水吐の流量 (越流量 :  $\text{m}^3/\text{s}$ )

$C$  : 越流係数 (0.6)

$g$  : 重力加速度 ( $9.8 \text{ m/s}^2$ )

$h$  : 越流水深 (m)

$H$  : H.W.L と放流口中心高の高低差 (6.5m : 110.8-104.3)

$B_0$  : 余水吐の底長 (19m) 2 m 以上とする。

$B_1$  : 越流水面長 (19m)

$$Q'_{100} = 2/15 \times 0.6 \times h \times (\sqrt{2 \times 9.8 \times 6.5}) \times (3 \times 19 + 2 \times 19)$$

$$h = 0.081 \text{ m}$$

(イ) 余水吐の構造は次のとおりとすること。

a 余水吐は、四角形の開渠で自由越流方式とすること。

b ダムの非越流部天端高は、原則として上記越流水深に 60 センチメートル以上を加えた高さとする。

c 導流部は底長を 2 メートル以上とすること。

d 流入水路は平面的に流れが一樣で、かつ流水に乱れを生じさせないようにし、流木・塵芥によって閉塞しないようにすること。

e 末端の下流水路との接続部には、必要に応じて減勢工を設けること。

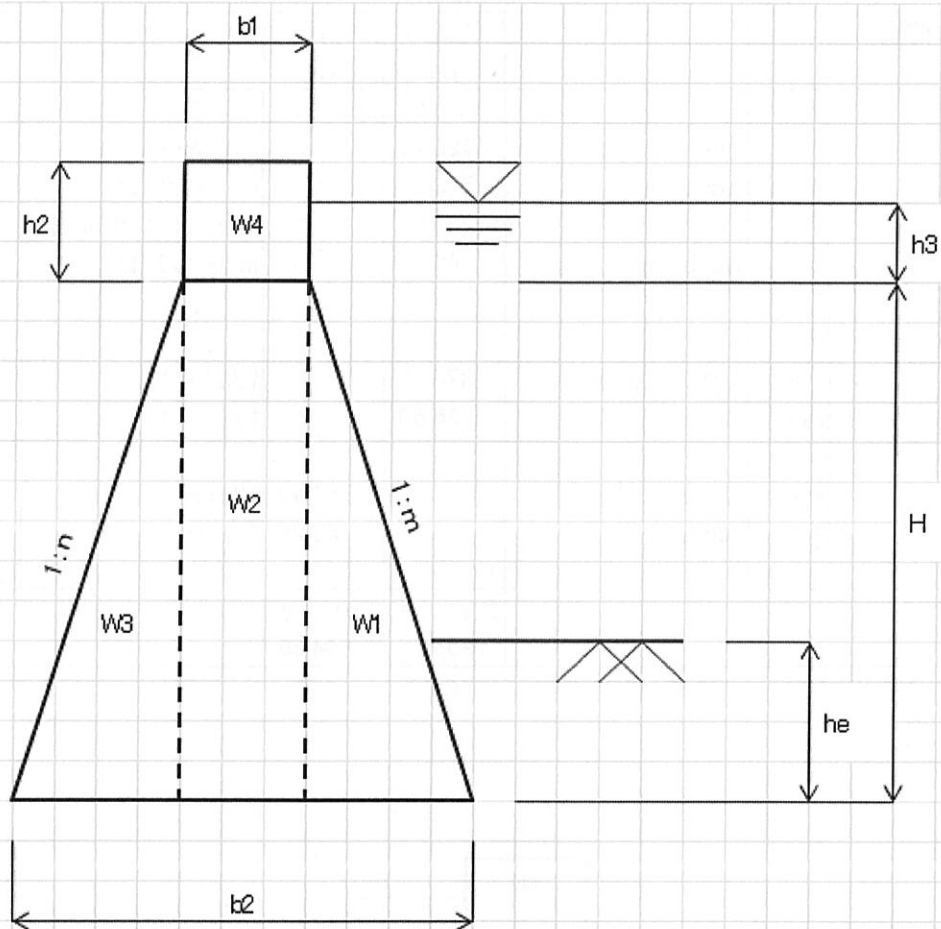
f 余水吐は、良質な地山地盤上に設置するものとし、さらに不等沈下や浸透流が生じないように、施工上十分な処理を行うこと。

表-9 100 年確率短時間降雨強度 (「降雨の確率」平成 23 年度改訂版による)

| 到達時間 (分) | 東部       | 中部       | 西部       |
|----------|----------|----------|----------|
| 10       | 164 mm/h | 182 mm/h | 171 mm/h |
| 20       | 132      | 151      | 146      |
| 30       | 114      | 134      | 128      |

### ③堤体の安定計算

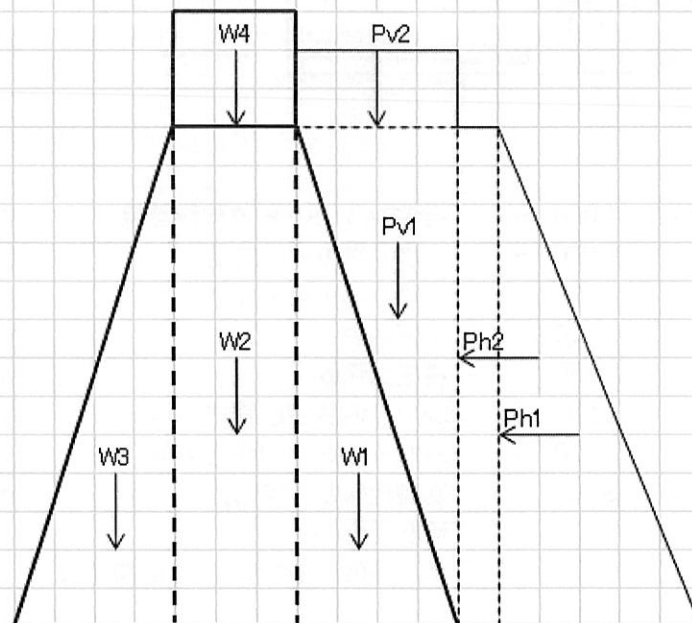
#### ア. 設計条件



|        |       |        |   |                 |                   |       |                   |
|--------|-------|--------|---|-----------------|-------------------|-------|-------------------|
| ダム高    | H =   | 11.300 | m | 堤体コンクリートの単位体積重量 | Wc =              | 22.56 | kN/m <sup>3</sup> |
| 水通し天端幅 | b1 =  | 2.000  | m | 流水の単位体積重量       | Wo =              | 11.77 | kN/m <sup>3</sup> |
| 堤底幅    | b2 =  | 9.910  | m | 堆砂の水中単位体積重量     | Ws1 =             | 17.64 | kN/m <sup>3</sup> |
| 下流側法勾配 | 1:n = | 0.20   |   | 土圧係数            | Ce =              | 0.5   |                   |
| 上流側法勾配 | 1:m = | 0.50   |   | 揚圧力係数           | μ =               | 0.33  |                   |
| 水通し高   | h2 =  | 1.000  | m | コンクリートの許容圧縮応力度  | σ <sub>ca</sub> = | 3900  | kN/m <sup>2</sup> |
| 越流水深   | h3 =  | 0.400  | m | コンクリートの許容引張応力度  | σ <sub>co</sub> = | 490   | kN/m <sup>2</sup> |
| 堆砂深    | he =  | 3.500  | m | 基礎地盤の許容応力       | σ <sub>a</sub> =  | 1200  | kN/m <sup>2</sup> |
|        |       |        |   | 滑動安全率           | F =               | 4.0   |                   |
|        |       |        |   | ダム堤体と基礎地盤との摩擦係数 | f =               | 0.7   |                   |

イ. 外力計算

| 設計荷重 |     |                                  | 鉛直力<br>kN             | 水平力<br>kN            |                                        | 作用距離<br>m | モーメント<br>kN・m          |
|------|-----|----------------------------------|-----------------------|----------------------|----------------------------------------|-----------|------------------------|
| 堤体   | W   |                                  |                       |                      |                                        |           |                        |
|      | W1  | $1/2 \cdot Wc \cdot m \cdot H^2$ | 720.17                |                      | $2/3 \cdot m \cdot H$                  | 3.767     | 2712.88                |
|      | W2  | $Wc \cdot b1 \cdot H$            | 509.86                |                      | $m \cdot H + 1/2 \cdot b1$             | 6.650     | 3390.57                |
|      | W3  | $1/2 \cdot Wc \cdot n \cdot H^2$ | 288.07                |                      | $m \cdot H + b1 + 1/3 \cdot n \cdot H$ | 8.403     | 2420.65                |
|      | W4  | $Wc \cdot b1 \cdot h2$           | 45.12                 |                      | $m \cdot H + 1/2 \cdot b1$             | 6.650     | 300.05                 |
| 静水圧  | P   |                                  |                       |                      |                                        |           |                        |
|      | Pv1 | $1/2 \cdot Wb \cdot m \cdot H^2$ | 375.73                |                      | $1/3 \cdot m \cdot H$                  | 1.883     | 707.50                 |
|      | Pv2 | $Wb \cdot m \cdot h3 \cdot H$    | 26.60                 |                      | $1/2 \cdot m \cdot H$                  | 2.825     | 75.15                  |
|      | Ph1 | $1/2 \cdot Wb \cdot H^2$         |                       | 751.46               | $1/3 \cdot H$                          | 3.767     | 2830.75                |
|      | Ph2 | $Wb \cdot h3 \cdot H$            |                       | 53.20                | $1/2 \cdot H$                          | 5.650     | 300.58                 |
| 合計   |     |                                  | $\Sigma V$<br>1965.55 | $\Sigma H$<br>804.66 |                                        |           | $\Sigma M$<br>12738.13 |



# ウ. 安定計算

## ○転倒に対する安定計算

$$X = \Sigma M / \Sigma V = 12738.13 / 1965.55 = 6.48 \text{ m} \cdots \text{O.K.}$$

$1/3 \cdot b_2 \leq X \leq 2/3 \cdot b_2$  の範囲にあるため、安全である。

ここで、

$$1/3 \cdot b_2 = 3.30 \text{ m}$$

$$2/3 \cdot b_2 = 6.61 \text{ m}$$

X : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離

$\Sigma M$  : 堤底の上流端を支点として単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計

$\Sigma V$  : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計

$b_2$  : 堤底幅

## ○滑動に対する安定計算

$$F = (f \cdot \Sigma V + \tau_0 \cdot b_2) / \Sigma H = 0.70 \times 1965.55 + 600 \times 9.91 / 804.66$$

$$= 9.10 \geq 4.0 \cdots \text{O.K.}$$

ここで、

F : 安全率

$\Sigma V$  : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計

$\Sigma H$  : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計

f : ダム堤体と基礎地盤との摩擦係数

$\tau_0$  : ダム堤体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度

$b_2$  : せん断抵抗を期待できる長さ

## ○基礎地盤の支持力に対する安定計算

$$e = X - b_2/2 = 1.53 \text{ m}$$

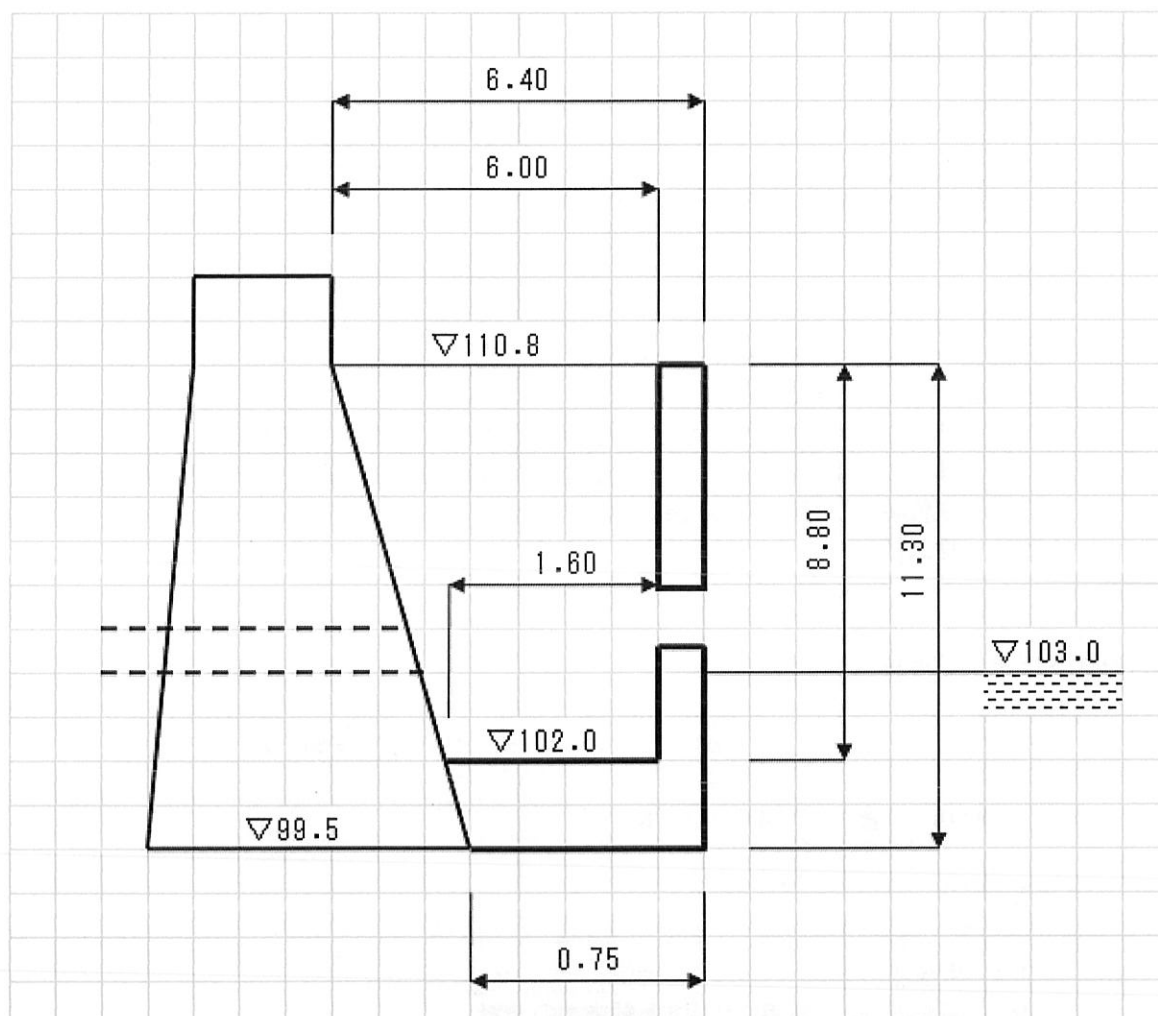
$$\sigma_1 = \Sigma V / b_2 \cdot (1 + 6 \cdot e / b_2) = 1965.55 / 9.91 \times (1 + 6 \times 1.53 / 9.91)$$

$$= 382.07 \text{ kN/m}^2 \leq 1200 \text{ kN/m}^2 \cdots \text{O.K.}$$

$$\sigma_2 = \Sigma V / b_2 \cdot (1 - 6 \cdot e / b_2) = 1965.55 / 9.91 \times (1 - 6 \times 1.53 / 9.91)$$

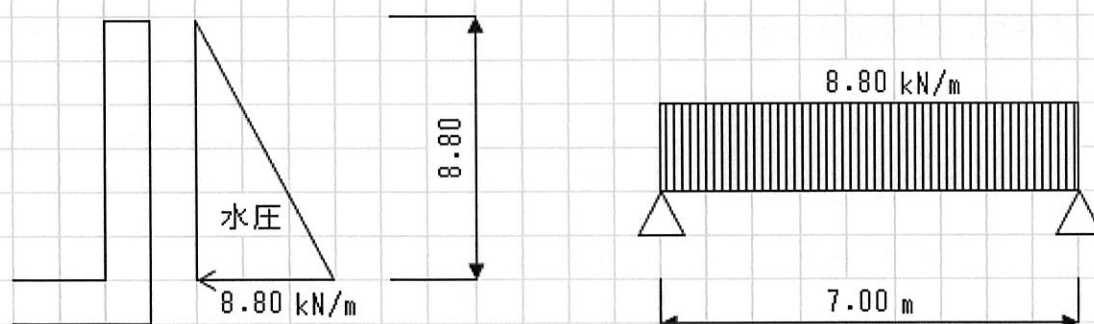
$$= 14.61 \text{ kN/m}^2 \leq 1200 \text{ kN/m}^2 \cdots \text{O.K.}$$

④洪水吐の検討



ア. 作用荷重

縦壁の最下端部に加わる水圧



$$M_{\max} = WL^2/8 = 53.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$RA \cdot B = WL/2 = 30.80 \text{ kN}$$

イ. 断面応力の検討

$$M_{\max} = 53.90$$

$$S = 30.80$$

単鉄筋長方形断面として検討

$$D13@250 \quad A_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 28 \text{ cm}$$

$$P = A_s / (bd) = 0.0018$$

ノモグラムより

$$\{1/L_c\} = 10.3$$

$$\{1/L_s\} = 600$$

$$k = 0.21$$

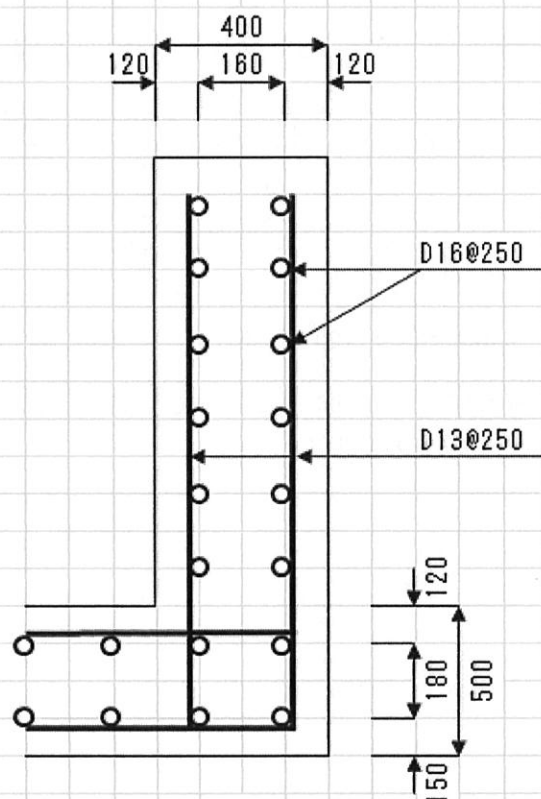
$$j = 0.93$$

$$\sigma_c = \{M/bd^2\} \times \{1/L_c\} = \{53.9 \times 100\} / \{100 \times 28 \times 28\} \times 10.3 = 0.71 < 80 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_s = \{M/bd^2\} \times \{1/L_s\} = \{53.9 \times 100\} / \{100 \times 28 \times 28\} \times 600 = 41.25 < 1600 \quad \text{OK}$$

$$\tau = S/(bd) = 30.8 \times 100 / (100 \times 28) = 1.100 < 3 \quad \text{OK}$$

以上より鉄筋はD13@250で良いこととなるが、国土交通省の土木構造物設計指針では主筋はD16以上とすることから、主筋はD16@250とし、配力筋をD13@250とする。



## ⑤調整容量の検証

### ア.条 件

- a. 池底計画高 : FH=102.0
- b. 堆 砂 域 : FH=102.0~103.0 の  $\angle h=1.0\text{m}$
- c. オリフィス計画高 : FH=104.0 (堆砂域+1.0m)

「浜松市林地開発許可審査基準」えん堤等の技術的基準.イによる“堰堤等には沈降深度として、常時有効水深を1m以上確保すること。”に準拠し、堆砂域の1m上がりにオリフィスを設置する。

### イ.容量検証

- a. 調整容量は、オリフィス計画高(FH=104)から H.W.L=110.8 までの範囲とし、以下のとおり算出する。

| 標 高      | 高低差(m) | 平面積(m <sup>2</sup> ) | 平均面積(m <sup>2</sup> ) | 容 積(m <sup>3</sup> ) |
|----------|--------|----------------------|-----------------------|----------------------|
| FH=110.8 | 3.8    | 3,820                | 3,200                 | 12,160               |
| FH=107.0 | —      | 2,580                | —                     | —                    |
|          | 2.0    | 2,350                | 2,085                 | 4,170                |
| FH=105.0 | —      | 1,820                | —                     | —                    |
|          | 1.0    | 1,690                | 1,595                 | 1,595                |
| FH=104.0 | —      | 1,500                | —                     | —                    |
| 計        | 6.8    |                      |                       | 17,925               |

(必要調整池規模)  $15,300\text{ m}^3 \leq 17,925\text{ m}^3$  (計画調整容量) ・ ・ ・ ・ 0.K

よって、必要調整池の規模(容量)  $15,300\text{ m}^3$  (必要調整容量  $14,300\text{ m}^3$  + 堆砂容量  $1,000\text{ m}^3$ ) に対して、計画調整容量は  $17,925\text{ m}^3$  となり、必要調整池規模(容量)を満足する。

- b. 堆砂量は、池底計画高(FH=102)からプラス1.0mの FH=103 までの範囲とし、以下のとおり算出する。

| 標 高      | 高低差(m) | 平面積(m <sup>2</sup> ) | 平均面積(m <sup>2</sup> ) | 容 積(m <sup>3</sup> ) |
|----------|--------|----------------------|-----------------------|----------------------|
| FH=103.0 | —      | 1,320                | —                     | —                    |
| FH=102.0 | 1.0    | 1,060                | 1,190                 | 1,190                |
| 計        | 1.0    |                      |                       | 1,190                |

$$6,000\text{ m}^3 \div 1,190\text{ m}^3 = 5.042 \div 6\text{回/年} \rightarrow 1\text{回/2月}$$

よって、年間必要堆砂容量  $6,000\text{ m}^3$  に対して  $1,190\text{ m}^3$  となることから、2ヶ月に一度の浚渫を維持管理として行うものとする。