

緊急放流施設の設計

益永八尋

注意) 斜樋管、底樋の流況は放流先の水位により変化する。本ソフトは、底樋・斜樋の流況は自由水面で流下することを前提にしている。

計算の実行

緊急放流施設の設計

1. 設計条件

緊急放流孔と斜樋の最上部取水孔とを兼ねる構造の検討を行う。
設計諸元は、下記のとおりである。

(1) ため池諸元

満水面積	3500 m ²
貯水深	6.500 m
常時満水位(FWL)	10.000 m
上流法勾配 1:n1	2.000

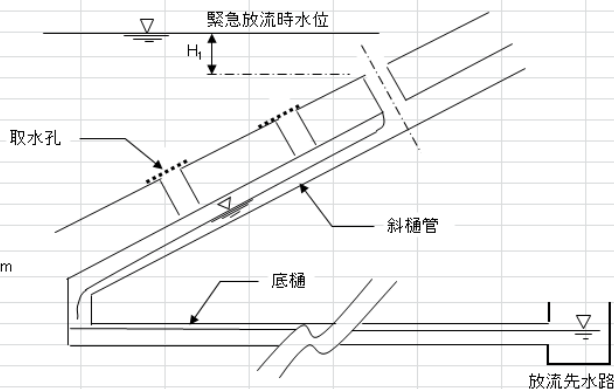
(2) 取水施設の諸元

1) 斜樋最上部取水孔

必要取水量 Q_1 :	0.060 m ³ /s
取水孔のFWLからの水深 H_1 :	2.500 m
取水孔径 D_1 :	150 mm

2) 底樋

底樋管の管径 ϕ :	600
底樋管の勾配 1:I1	250



2.緊急放流量(Q2)の計算

緊急降下水位は、「常時満水位-2.0m」と「常時満水位-(貯水深×1/3)」を比較し、高い水位とする(設計指針 p.110)。

$$\begin{aligned} \text{常時満水位} - 2.0\text{m} &= 10.000 - 2.000 \\ &= 8.000 \text{ ----- ①} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{常時満水位} - (\text{貯水深} \times 1/3) &= 10.000 - 6.500 / 3 \\ &= 7.833 \text{ ----- ②} \end{aligned}$$

① ≧ ②であり、緊急降下水位は 8.000 mとなる。

1日で常時満水位からWL= 8.000 mまで下げるのに必要となる放流量は、H-A、H-V曲線により下記のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \text{FWLの面積} &= 3,500 \text{ m}^2 \\ \text{WL} = 8.000 \text{ mの面積} &= 3,000 \text{ m}^2 \\ \text{放流量 } V &= (A1 + A2) / 2 \times h = (3500 + 3000) / 2 \times 2.000 = 6500 \text{ m}^3 \\ \text{放流量 } Q &= V / (24 \text{ h} \times 60 \text{ min} \times 60 \text{ sec}) = 0.075 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

3.緊急放流孔径の計算

緊急放流孔径は、(1)式から計算する。

$$A = Q / (C \cdot (2g \cdot H/2)^{0.5}) \text{ ----- (1)}$$

ここに、A:孔断面積 (m²)
Q:放流量 (m³ / s)
C:流量係数(普通0.62)

g:重力加速度(=9.8m/s²)
h:孔中心までの水深(m) = Hd + Ha + h
Hd:緊急降下水深 (m)
Ha:水没深 max(2D or 0.3m)
D:放流孔径 (m)
h:孔上端から中心までの水深 (m)

(1)取水孔の放流能力検討

取水孔(D1=150 mm)で緊急放流が可能かを確認する。

$$\begin{aligned} H_d &= 2.000 \text{ m} \\ H_a &= 2 \times 0.150 \\ &= 0.300 \text{ m} \leq 0.3 \text{ m} \\ h &= D1 \cdot 1 / 2 \cdot \sin \theta \\ &= 1.500 / 2 \times \sin 26.565^\circ \\ &= 0.034 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore H &= H_d + H_a + h \\ &= 2.000 + 0.300 + 0.034 \\ &= 2.334 \text{ m} \leq H1 = 2.500 \text{ m} \text{ OK} \end{aligned}$$

よって、放流孔位置の条件を満たしているため、H = H1 = 2.500 mで計算する。

$$\begin{aligned} A &= Q / (C \cdot (2g \cdot Hm1 / 2)^{0.5}) \\ &= 0.075 / (0.62 \times (2 \times 9.8 \times 2.500 / 2)^{0.5}) \\ &= 0.025 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

取水孔の断面積

$$A1 = 0.150^2 \times 3.1415926 / 4 = 0.018 \text{ m}^2$$

以上により、計算された孔断面積より取水孔断面積が小さいので兼用はできない。

(2)放流孔径の計算

D = 200mmと仮定する。

$$Hd = 2.000 \text{ m}$$

$$Ha = 2 \times 0.200$$

$$= 0.400 \text{ m} \geq 0.300 \text{ m}$$

$$h = D / 2 \times \sin \theta^\circ$$

$$= 0.200 / 2 \times \sin 26.565^\circ$$

$$= 0.045 \text{ m}$$

$$\therefore H = Hd + Ha + h$$

$$= 2.000 + 0.400 + 0.045$$

$$= 2.445 \text{ m} \leq H1 = 2.500 \text{ m}$$

よって、放流孔位置の条件を満たしているので、H = H1 = 2.500 mで計算する。

$$A = Q / (C \cdot (2g \cdot H / 2)^{0.5})$$

$$= 0.075 / (0.62 \times (2 \times 9.8 \times 2.500 / 2)^{0.5})$$

$$= 0.025 \text{ m}^2$$

D = 200mmの断面積

$$A2 = 0.200^2 \times 3.1415926 / 4 = 0.031 \text{ m}^2$$

以上により、計算された孔断面積より大きいので、放流孔径はD=200mmとする。

4.斜樋管径の計算

斜樋管径は取水施設として必要な斜樋管径と、(2)式で求められる緊急放流時の最大放流量Qmax(m³/s)を流しうる管径とを比較し、大きい方を採用する。

$$Q_{\max} = A \cdot C \cdot (2g \cdot H)^{0.5} \text{ ----- (2)}$$

(1)取水施設として必要な斜樋管径

取水孔(D=150mm)に対し、取水施設として必要な斜樋管径は表-1から求められる。

表-1 取水孔径と斜樋管径(標準)(単位mm)

取水孔径(mm)	125	150	200	250	300
斜樋管径(mm)	φ200	φ250	φ300	φ400	φ500

出典：土地改良事業設計指針「ため池整備」平成12年2月 P.99

よって、このときの斜樋管径は、φ250 mm -----③

(2)緊急放流時の最大放流量を流し得る斜樋管径

$$Q_{\max} = A \cdot C \cdot (2g \cdot H)^{0.5}$$

$$= 0.031 \times 0.62 \times (2 \times 9.8 \times 2.500)^{0.5}$$

$$= 0.135 \text{ m}^3/\text{s}$$

斜樋管の流下能力は、式(3)により計算する。

$$Q = 1/n \cdot R^{(2/3)} \cdot \Gamma^{0.5} \cdot A \text{ ----- (3)}$$

ここに、Q:流量 (m³ / s)
 n:粗度係数
 R:径深(m) = A / P
 P:潤辺 (m)
 I:勾配
 A:流積 (m²)

管径ごとに最大通水量(h=0.938D)を計算すると、表-2のとおりとなる。

表-2 水理諸元一覧

管径 (mm)	水深h (m)	流積A (m ²)	径深R (m)	流量Q (m ³ /s)
φ150	0.141	0.017	0.043	0.113
φ200	0.188	0.031	0.058	0.253
φ250	0.235	0.048	0.072	0.452
φ300	0.281	0.069	0.087	0.737
φ400	0.375	0.122	0.116	1.578
φ500	0.469	0.191	0.145	2.867

よって、上表から、Qmaxを流し得る斜樋管径は、250 mm -----④

(3)斜樋管径の決定

③ ≧ ④から、斜樋管径は、φ250 mmとなる。

5.底樋管の流下能力確認

式(3)を使用し、底樋管(φ600 mm)が緊急放流時の最大放流量Qmaxを流し得るかを確認する。
 h=0.938・DのときのA、Rは、表-3から下記のようになる。

$$\begin{aligned}
 A &= 0.275 \text{ m}^2 \\
 R &= 0.174 \text{ m} \\
 I &= 1 / I_1 = 1 / 250 = 0.00400 \\
 \therefore Q &= 1 / 0.013 \times 0.174^{2/3} \times 0.00400^{0.5} \times 0.275 \\
 &= 0.417 \text{ m}^3/\text{s} \geq Q_{\text{max}} = 0.135 \text{ m}^3/\text{s} \text{ OK}
 \end{aligned}$$

表-3 円形断面の水理諸元一覧

管径 (mm)	h=0.938D (m)	A (m ²)	R (m)	R ² /3
φ600	0.56	0.275	0.174	0.312
φ700	0.66	0.375	0.203	0.345
φ800	0.75	0.490	0.232	0.378
φ900	0.84	0.620	0.261	0.408
φ1000	0.94	0.765	0.290	0.438
φ1100	1.03	0.926	0.319	0.467
φ1200	1.13	1.102	0.348	0.495
φ1350	1.27	1.395	0.392	0.535
φ1500	1.41	1.722	0.435	0.574

出典:土地改良事業設計指針「ため池整備」平成12年2月 P.103