

第 8 章 堰上流に及ぼす治水上の影響の検討

関連条項[基準 7、運用 7-5]

設計洪水量が流下したときの当該堰上流に生じることとなる水位による、治水上の支障がないことを確認したり、又は治水上の機能の確保のため適切と認められる処置を講じる場合には、必要に応じ水理計算を行い、安全性の検討を行うことが必要である。ここではその計算例を解説する。

8.1 複合堰による堰上げ水位の計算^{*1}

計算の条件として設計洪水量、河床から測った固定堰の堰頂及び可動堰の敷までの高さ、固定堰及び可動堰（有効河積とみなすことができる洪水吐き部、土砂吐き部及び舟通し部）の全長又は実径間長、下流水深（下流水頭）を既知とする。取水堰を設計洪水量が流下するときの堰上流水深を求めるには、次の方法によって求めることができる。

- (1) 取水堰構成各部のすべてが潜越流のときは、堰全体を含む運動量方程式から設計洪水量に対する上流水深を求める。

あるいは、下流水深が堰高に比して十分大きいときは、堰、堰柱の渦動損失、上下流断面間の摩擦損失を考慮して、ベルヌーイ（Bernoulli）の式から上流水深を求める。

- (2) 取水堰構成各部のうち一部でも完全越流になるときは、上流水深を仮定し、各部の流量の和

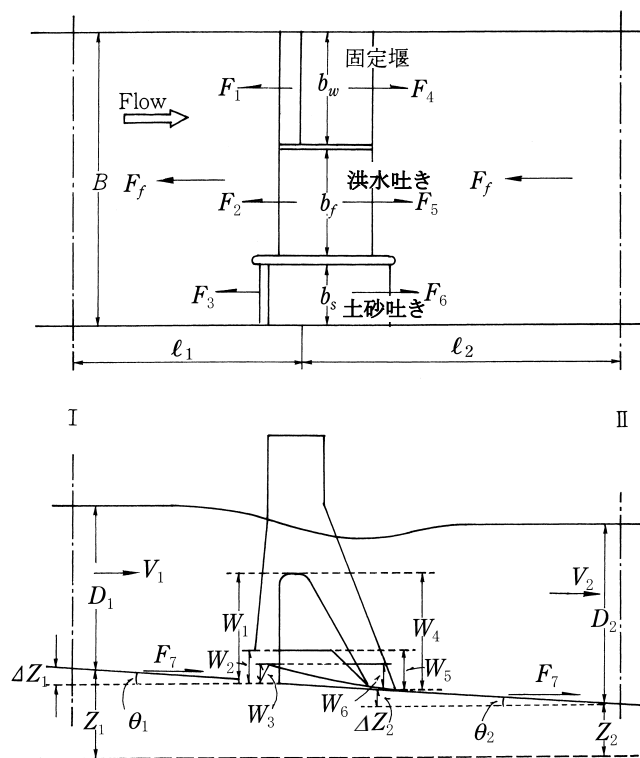


図-8.1-1 取水堰の上下流図

^{*1} 松下 玄：複合堰の流れ、三重大学農学部報、No. 39（1970）

として取水堰全流量を求め、この繰り返しにより、上流水深～全流量曲線を作る。これから設計洪水量に対する上流水深を求める。

8.1.1 取水堰構成各部の流れが全部潜越流のとき

(1) 設計洪水量に対する上流水深の求め方

取水堰中、最も高い堰の高さ W_h と下流水深 D_2 の比 W_h/D_2 を求める。

$W_h/D_2 > 0.3$ のときは、以下に述べる(2)運動量方程式による方法によって上流水深を求める。

$W_h/D_2 \leq 0.3$ のときは、後に述べる(3)河川水面追跡法による方法によって、堰、堰柱による渦動損失や摩擦損失水頭を考慮して、ベルヌーイの式から上流水深を求める。

(2) 運動量方程式による方法

取水堰を含んだ河川の上下流断面間に運動量方程式を作り、与えられた設計洪水量 Q 、下流水深 D_2 に対する上流水深を求める。

$$w \frac{BD_1^2}{2} + \frac{wQ^2}{gBD_1} = w \frac{BD_2^2}{2} + \frac{wQ^2}{gBD_2} + F_1 + F_2 + F_3 + F_f - F_4 - F_5 - F_6 - F_7 \dots \dots \dots (8.1-1)$$

ここに、 w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

B : 堰の全幅 (m)

D_1 : 上流水深 (m)

D_2 : 下流水深 (m)

Q : 設計洪水量 (m³/s)

g : 重力の加速度 (m/s²)

F_1 、 F_2 、 F_3 : 固定堰、洪水吐き敷、土砂吐き敷から上流側へ働く反力

F_4 、 F_5 、 F_6 : 固定堰、洪水吐き敷、土砂吐き敷から下流側へ働く反力

F_7 : 底面からの反力の水平分力

F_f : 上下流断面間の摩擦応力の水平分力

また、 $F_1 \sim F_7$ 及び F_f は次式で表される。

$$F_1 = wb_w \left(D_1 W_1 - \frac{W_1^2}{2} \right) \quad F_2 = wb_f \left(D_1 W_2 - \frac{W_2^2}{2} \right)$$

$$F_3 = wb_b \left(D_1 W_3 - \frac{W_3^2}{2} \right) \quad F_4 = \alpha_w wb_w \left(D_2 W_4 - \frac{W_4^2}{2} \right)$$

$$F_5 = \alpha_f wb_f \left(D_2 W_5 - \frac{W_5^2}{2} \right) \quad F_6 = \alpha_s wb_s \left(D_2 W_6 - \frac{W_6^2}{2} \right)$$

$$F_7 = wB(D_1 \Delta Z_1 + D_2 \Delta Z_2)$$

$$F_f = wA_1 \frac{Q^2 n_1^2 \ell_1}{R_1^{4/3} A_1^2} + wA_2 \frac{Q^2 n_2^2 \ell_2}{R_2^{4/3} A_2^2}$$

ここに、 b_w 、 b_f 、 b_s : 固定堰、洪水吐き、土砂吐きの幅 (m)

W_1 、 W_2 、 W_3 : 固定堰、洪水吐き、土砂吐きの上流側の底板からの高さ (m)

W_4 、 W_5 、 W_6 : 固定堰、洪水吐き、土砂吐きの下流側の底板からの高さ (m)

α_w 、 α_f 、 α_s : 固定堰、洪水吐き敷、土砂吐き敷から下流側へ働く反力の補正係数

ΔZ_1 、 ΔZ_2 : 下流断面の底板と取水堰位置の底板との標高差 (m)

A_1 、 A_2 : 上、下流断面積 (m²)

n_1 、 n_2 : 堰上、下流区間の粗度係数

ℓ_1 、 ℓ_2 : 堰から上、下流断面までの水平距離 (m)

R_1 、 R_2 : 上、下流断面における径深 (m)

以上の $F_1 \sim F_7$ 及び F_f を式 (8.1-1) に代入し、 $\xi = D_2/D_1$ 、 $F_{r2} = V_2/\sqrt{gD_2}$ 、 $h_e = F_f/wA_2$ として整理すると、式 (8.1-2) が得られる。

$$\xi^3 + a\xi^2 + C\xi + \frac{1}{2F_{r2}^2} = 0 \dots\dots\dots (8.1-2)$$

ここで、

$$\begin{aligned} a = & \frac{b_w}{BF_{r2}^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_1}{D_2} \right)^2 + \alpha_w \frac{W_4}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_4}{D_2} \right) \right\} + \frac{b_f}{BF_{r2}^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_2}{D_2} \right)^2 \right. \\ & \left. + \alpha_f \frac{W_5}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_5}{D_2} \right) \right\} + \frac{b_s}{BF_{r2}^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_3}{D_2} \right)^2 + \alpha_s \frac{W_6}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_6}{D_2} \right) \right\} \\ & - \frac{1}{2F_{r2}^2} - 1 - \frac{h_e}{D_2 F_{r2}^2} + \frac{\Delta Z_2}{D_2 F_{r2}^2} \\ C = & -\frac{1}{F_{r2}^2} \left(\frac{b_w}{B} \frac{W_1}{D_2} + \frac{b_f}{B} \frac{W_2}{D_2} + \frac{b_s}{B} \frac{W_3}{D_2} - \frac{\Delta Z_1}{D_2} \right) \end{aligned}$$

いま、 $\kappa = C - \frac{a^2}{3}$ 、 $\lambda = \frac{2a^3}{27} - \frac{aC}{3} + \frac{1}{2F_{r2}^2}$ とおくと式 (8.1-2) の解は式 (8.1-3) になる。

$$\left. \begin{aligned} \xi &= 2\sqrt{\frac{-\kappa}{3}} \cos \frac{\theta + 2n\pi}{3} - \frac{a}{3} \quad (n=0,1,2) \\ \cos \theta &= -\frac{\lambda/2}{\sqrt{-\kappa^3/27}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8.1-3)$$

式 (8.1-3) は、正の 2 根 ξ_1 、 ξ_2 と負根 ξ_3 をもつが、正根の一つは常流、他は射流時の解を示す。ここでは常流時に対応する根をとる。

なお、反力の補正係数 α_w 、 α_f は、それぞれ図-8.1-2 及び図-8.1-3 により決める。 α_s は 1.0 とする。

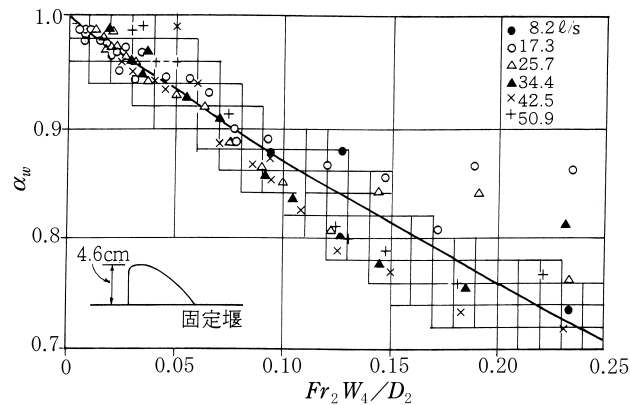


図-8.1-2 固定堰の Fr_2 と α_w の関係

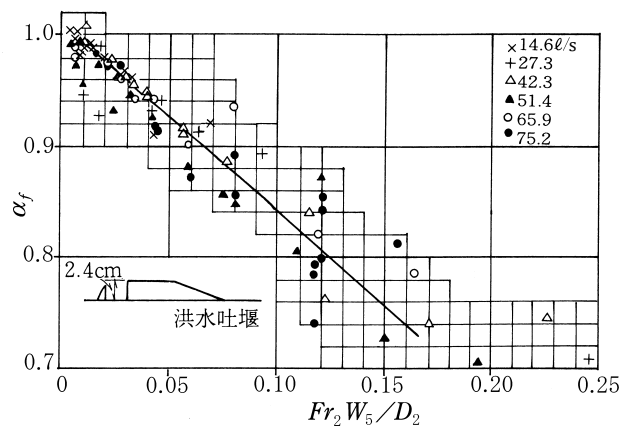


図-8.1-3 洪水吐き堰の Fr_2 と α_f の関係

設計洪水量 Q 、下流水深 D_2 が与えられると、式 (8.1-3) から、 ξ と上流水深 D_1 が求められる。

可動堰が引き上げ式ゲートのときは堰柱による損失を考える。

損失は式 (8.1-4) に示したドオブュイッソン (D'Aubuisson) 公式による。式 (8.1-3) による D_1 に、式 (8.1-4) によって堰柱による水位変化量 h_p を求めて加える。

$$h_p = \frac{Q^2}{2g} \left\{ \frac{1}{C^2 b_2^2 D_2^2} - \frac{1}{B^2 (D_2 + h_p)^2} \right\} \dots\dots\dots (8.1-4)$$

ここに、 B : 上流断面河川幅

b_2 : $B - \sum t$

t : 堰柱 1 本の幅

C : 係数 (表-8.1-1 参照)

式 (8.1-4) は、両辺に h_p を含むので逐次計算法によって求める。まず、右辺 $h_p = 0$ として、第 1 近似値 h_{p1} を求め、さらに、この h_{p1} を右辺に代入して、第 2 近似値 h_{p2} を求める。

表-8.1-1 堰柱の形状と C の値

b_2 / B	*0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
前 後 端 部 直 角	0.96	1.02	1.02	1.00	0.97
前 後 端 部 半 円 形	0.99	1.13	1.20	1.26	1.31

(注) $b_2 / B = 0.9$ については、少し大きめの数値であるので注意する。

同様の繰り返しにより、 h_p が求められる。 $D_1 + h_p$ が求める上流水深である。

可動堰が起伏ゲートのときは堰柱の影響は考慮しない。河川低水敷に取水堰が設けられ、高水敷には管理橋の堰柱のみ存在するときも、上記と同様の手法による。

なお、表-8.1-1 に示す係数はヤネルの公式 (D. L. Yarnell (1934)) の係数である。

ヤネルの公式は堰柱の堰上げ水位について広範囲な文献による研究と各種類の堰柱について多くの実験により堰柱堰上げ公式の検証を行い、その結果、ドオブュイッソン公式が極端な高流速の場合を除き、係数 C に適当な数値を与えることにより正確な堰上げ水位を与えることや係数 C は脚柱形状の他に通水幅比 $\{1 - (Nt/B)\}$ (N = 脚注の本数、 t : 堰柱1本の幅、 B : 河川幅) によって変わることを示した。

また、ドオブュイッソン公式は、過大な損失水頭を算出すると共に、式型に堰柱密度が密になるほど1本当たりの損失が小さくなるという水理学的矛盾が見られるが、ヤネルの公式は、堰柱密度により係数を変化させることで、この矛盾を避け一部を除いて近似的には適当な損失水頭を与えることがわかっている。

そのため、本技術書では、式はドオブュイッソン公式として、その係数は、ヤネルの公式の係数を使用している。

なお、ドオブュイッソン公式における係数 C は、前後端部半円形堰柱の場合 0.92、前後端部直角堰柱の場合は 0.80 と示されている。

(3) 河川水面追跡法による方法

潜越流時の取水堰の渦動損失水頭 h_e を

$$h_e = \zeta \frac{V_2^2}{2g} \dots\dots\dots (8.1-5)$$

と表すとき、実験によると (固定堰、洪水吐き、土砂吐き部から成り、引上げ式ゲート用堰柱 1~2 本ある場合)、 ζ は $Wh/D_2 \leq 0.3$ (Wh : 取水堰中で、最も高い堰の堰高、 D_2 : 下流水深) のときは取水堰の構成や堰型に無関係に Wh/D_2 で整理できる。

$Wh/D_2 \leq 0.3$ のとき、 ζ は式 (8.1-6) で表される。

$$\zeta = 2.0 \left(\frac{W}{D_2} \right) - 0.10 \dots\dots\dots (8.1-6)$$

堰柱による渦動損失 h_{pe} は式 (8.1-7) による。

$$h_{pe} = f \frac{V_2^2}{2g}, \quad f' = \frac{1}{C^2} - 1, \quad f = f' \left(1 - \frac{Nt}{B} \right)^2 \dots\dots\dots (8.1-7)$$

C : ヤネルの公式の係数 (表-8.1-1 参照)

B : 河川幅

t : 堰柱 1 本の幅

N : 堰柱数

可動堰が起伏ゲートのとき及び堰柱 1~2 本のときは堰柱の影響は考慮しない。損失水頭が求められるとき、通常の河川水面追跡法により、堰上流水深が求められる。

堰による損失式 式 (8.1-5) と、堰柱による損失式 式 (8.1-7) と摩擦損失を考慮すると、上下流断面間に式 (8.1-8) が得られる。これを試算法により解くと、上流水深が求められる。

$$Z_1 + D_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + D_2 + \frac{V_2^2}{2g}(1 + \zeta + f) + \frac{V_1^2 n_1^2 \ell_1}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2 n_2^2 \ell_2}{R_2^{4/3}} \dots\dots\dots (8.1-8)$$

記号は、前述(2)の場合と同じ。

(4) 可動堰径間長が構造令の規定に満たない場合

可動堰径間長が構造令の規定に満たないときは、その可動堰部を計算上は通水しないものとして取り扱う。前述の(2)運動量方程式による方法によって算出する場合は、運動方程式の検査面を当該可動堰の外側にとり、当該堰から反力が式 (8.1-1) に示した値の代わりに、上流側に $wbD_1^2/2$ 下流側に $wbD_2^2/2$ の反力が働くものとする。これにより、式 (8.1-2) の項が変わる (b : 当該堰の長さ)。

当該堰が土砂吐き部であるとする、式 (8.1-2) は次のようになる。

$$\xi^3 + a'\xi^2 + C\xi + \frac{1}{2F_{r2}^2} \left(1 - \frac{b_s}{B} \right) = 0 \dots\dots\dots (8.1-9)$$

式 (8.1-9) の a' 表示式は、式 (8.1-2) の a 表示式の第 4 項の土砂吐き部に該当する項が変わる。

$$a' = \frac{b_w}{BF_{r2}^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_1}{D_2} \right)^2 + \alpha_w \frac{W_4}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_4}{D_2} \right) \right\} + \frac{b_f}{BF_{r2}^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_2}{D_2} \right)^2 + \alpha_f \frac{W_5}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_5}{D_2} \right) \right\} + \frac{b_s}{2BF_{r2}^2} - \frac{1}{2F_{r2}^2} - 1 - \frac{h_e}{D_2 F_{r2}^2} + \frac{\Delta Z_2}{D_2 F_{r2}^2}$$

C 表示式は変わらない。

$$\kappa = C - \frac{a'^2}{3}, \quad \lambda = \frac{2a'^3}{27} - \frac{a'C}{3} + \frac{1}{2F_{r2}^2} \left(1 - \frac{b_s}{B} \right)$$

とおくと、式 (8.1-9) の解は、式 (8.1-3) で与えられる。

(3)の河川水面追跡法による方法では特に変更するところはない。

8.1.2 固定堰部が完全越流の時

(1) 取水堰流量と上流水深の求め方

取水堰流量は式 (8.1-10) による。

$$Q = q_w + C_{f1}q_{f1} + C_{f2}q_{f2} + \dots C_{s1}q_{s1} + \dots\dots\dots (8.1-10)$$

ここに、 Q : 取水堰流量 (m^3/s)

q_w : 固定堰流量 (m^3/s)

q_{f1} 、 q_{f2} 、…… : 洪水吐き部流量 (m^3/s)

q_{s1} 、…… : 土砂吐き部流量 (m^3/s)

C_{f1} 、 C_{f2} …、 C_{s1} … : 堰柱による縮流係数 (引き上げ式ゲートの場合で、堰柱両側の敷高の差が 1.0 m 以下のときは 1.0 、 $1.0 \sim 3.0 \text{ m}$ のときは 0.95 、 3.0 m 以上のときは 0.9 とする。起伏ゲートの場合は常に 1.0 とする。)

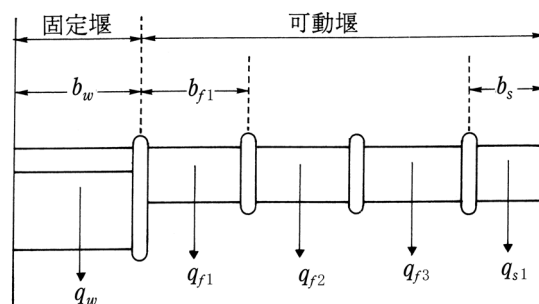


図-8.1-4 取水堰各部流量

計算手順は次のとおりである (記号は図-8.1-5 参照)。

- ア 上流水深 D_1 を仮定し、下流水深との関係から、堰構造部の流れの状態を判定し、固定堰部に完全越流が生じることを確認する。
- イ 仮定した D_1 について、後に述べる(2)及び(3)の方法により、各部の流量、 q_w 、 q_f 、 q_s を算出し、 C_{f1} 、 C_{s1} を定めて、式 (8.1-10) から Q を求める。
- ウ 構造令規定未満の径間長をもつ可動堰部の流量は、式 (8.1-10) の計算の際、除外する。
- エ $Q \sim D_1$ 曲線から設計洪水量に対する上流水深を求める。

(2) 固定堰流量

ア 完全越流の条件

堰頂から測った上下流水深比 d_2/d_1 の値が、 $2/3$ より小さいときは完全越流と考える。

$$d_2/d_1 \leq 2/3 \dots\dots\dots (8.1-11)$$

イ 完全越流時の流量係数

堰流量を式 (8.1-12) で表すときの流量係数は越流水深 (水頭) によって変化する。

$$\begin{aligned} q_w &= mb_w \sqrt{2g} d_1^{3/2} = Kb_w d_1^{3/2} \\ &= m_0 b_w \sqrt{2g} h_1^{3/2} = K_0 b_w h_1^{3/2} \dots\dots\dots (8.1-12) \end{aligned}$$

ここに、 b_w : 堰の長さ

d_1 、 h_1 : それぞれ堰頂を基準にした上流水深、水頭

堰頂まで堆砂が予想される場合を考えると、 $m_0 = 0.385$ 、 $K_0 = 1.70$ (m/s 単位) となる。
 m_0 、 K_0 と m 、 K の換算は表-8.1-2 による。

表-8.1-2 m_0 、 $K_0 \sim m$ 、 K 換算表

h_1/W	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.50	2.00	3.00
d_1/W	0.20	0.39	0.58	0.77	0.96	1.41	1.84	2.68
m_0/m 、 K_0/K	0.99	0.98	0.97	0.95	0.94	0.92	0.90	0.87

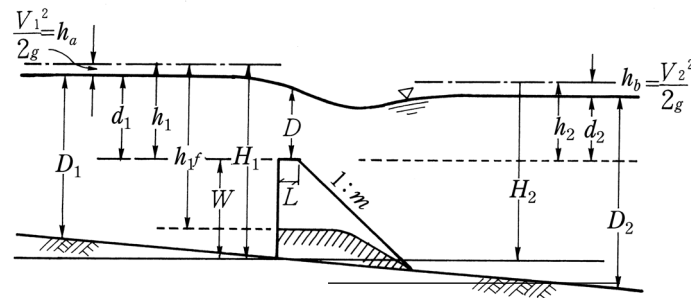


図-8.1-5 固定堰完全越流縦断面図

(3) 洪水吐き、土砂吐き部の潜越流時流量

洪水吐き部又は土砂吐き部だけの潜越流時の流量は、運動量方程式 式 (8.1-1) で取水堰構成各部のうち、他の部分の幅員を 0 としたもので表すことができる。流量について整理すると、式 (8.1-13) が得られる。

$$q = b \sqrt{\frac{\frac{D_1^2}{2} - \frac{D_2^2}{2} + (D_1 \Delta Z_1 + D_2 \Delta Z_2) + \alpha \left(D_2 W_2 - \frac{W_2^2}{2} \right) - \left(D_1 W_1 - \frac{W_1^2}{2} \right)}{\frac{1}{g} \left(\frac{1}{D_2} - \frac{1}{D_1} \right) + b \left(\frac{n_1^2 \ell_1}{R_1^{4/3} A_1} + \frac{n_2^2 \ell_2}{R_2^{4/3} A_2} \right)}} \dots\dots\dots (8.1-13)$$

ここで、 W_1 、 W_2 : それぞれ敷頂の直近上下流河床からの高さ (m)

α : 敷下流面からの反力の補正係数で、図-8.1-3 による。土砂吐き部では $\alpha = 1.0$ とする。(記号は図-8.1-1 参照)

図-8.1-3 によると、 α_f は $F_{r2} W_2 / D_2$ の関数である。洪水吐き部流量の算出では、まず、 $\alpha_f = 1.0$ として第 1 近似値 q_1 を求め、式 (8.1-10) から全流量 Q を、そして F_{r2} を知る。これを用いて α_f を図-8.1-3 から知り、再び式 (8.1-13) から第 2 近似値 q_2 、式 (8.1-10) から Q_2 と逐次近似法により流量を求める。

8.1.3 堰上げ水位の計算手順の例

(1) 固定堰をもち、堰長と河川幅が一致し、可動堰数は数種に段差があり、可動堰のゲートが引き上げ式ゲートあるいは起伏ゲートの場合

与条件 計画洪水量 : Q_d (m³/s)

堰下流水深 : D_2 (m)

河川幅 : B (m)

粗度係数 : n

手順① 固定堰高さ W_4 と D_2 の比 W_4/D_2 を求める。 $W_4/D_2 \leq 0.3$ のときは 8.1.1 取水堰構成

各部の流れが全部潜越流のときの(3)河川水面追跡法の方法による。すなわち、式 (8.1-6) から ζ 、引き上げ式ゲートのときは式 (8.1-7) から f を知り、式 (8.1-8) から上流水深を求める。

手順② $W_4/D_2 > 0.3$ のとき、まず全構造物の流れが潜越流であると仮定し、8.1.1 の(2)の運動量方程式による方法によって式 (8.1-3) から上流水深 D_1 を求める。引き上げ式ゲートのときは式 (8.1-4) により、堰柱による水位変化量 h_p を求め、 D_1 に加え上流水深とする。次に、堰頂から測った上下流水深 d_1 、 d_2 を求め、式 (8.1-11) により潜越流であることを確認する。

手順③ 上記②から固定堰の流れが完全越流であることが分かったとき、まず上流水深を仮定し、取水堰各部の流量を式 (8.1-12)、式 (8.1-13) から求め、式 (8.1-10) から全流量を求める。仮定した D_1 と Q から $D_1 \sim Q$ 曲線を作り、これから Q_d に対する上流水深を知る。

手順④ 可動堰径間に規定長未満のものがあるとき

手順①では、特に変える必要はない。

手順②では、当該可動堰を検査面外に出して計算する。

手順③では、当該可動堰流量を加えないで全流量を求め、 $D_1 \sim Q$ 曲線を作る。

(2) 全部が可動堰で河川低水敷に取水堰があり、高水敷には管理橋の橋脚がある場合で、引き上げ式ゲート、又は起伏ゲートのとき

与条件 Q_d 、 D_2 、河川断面形

手順① W/D_2 を求める。 $W/D_2 \leq 0.3$ のときは、8.1.1 の(3)河川水面追跡法の方法による。すなわち、低水敷にある取水堰については式 (8.1-6) から ζ 、引き上げ式ゲートのときは式 (8.1-7) から f を求める。次に、高水敷部を含む全断面についての摩擦損失を求める。

区間の摩擦損失は、 $\frac{V^2 N^2 \ell}{R^{4/3}}$ で求められる。

ここに、 V : 当該区間の平均流速 (m/s)

ℓ : 当該区間の長さ (m)

R : 当該区間の径深 (m)

N : 断面全体の複合粗度係数で次式で求められる。

$$N = \frac{AR^{2/3}}{(A_h R_h^{2/3} / n_h) + (A_h' R_h'^{2/3} / n_h') + (A_\ell R_\ell^{2/3} / n_\ell)}$$

A : 全体の通水断面積 (m²)

A_h 、 A_h' : 高水敷部の面積 (m²)

A_ℓ : 低水敷部の面積 (m²)

R_h 、 R_h' : 高水敷部の径深 (m)

R_ℓ : 低水敷部の径深 (m)

n_h 、 n_h' : 高水敷部の粗度係数

n_ℓ : 低水敷部の粗度係数

ここで、 $R_h = \frac{A_h}{S_h}$ 、 $R_h' = \frac{A_h'}{S_h'}$ 、 $R_\ell = \frac{A_\ell}{S_\ell}$

であるが、 S_h 、 S_h' 、 S_ℓ (高水敷、低水敷部の潤辺長) には、高水敷、低水敷部の流水の境界面は含まない。

上流水深は式(8.1-8)の n_1 を N_1 、 n_2 を N_2 で置き換えた式に前記の ζ 、 f 、 N_1 、 N_2 を代入し、試算法によって求める。

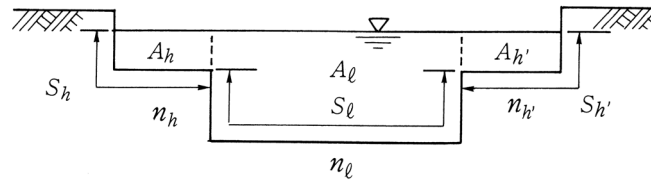


図-8.1-6 各部の面積、潤辺長、粗度係数

手順② $W/D_2 > 0.3$ のときは、8.1.1の(2)運動量方程式による方法により上流水深を求めるが、この場合、高水敷の流れの影響を考える必要がある。

高水敷水深が小さく高水敷部流量を無視できるときは、近似的に全流量が低水敷部に集中するとして、式(8.1-3)により、上流水深を求める。

高水敷部流量が無視できないときは、

ア 低水敷部流量として、設計洪水量 Q_d より小さい流量 Q_ℓ' を仮定する。

イ Q_ℓ' を用いて式(8.1-3)から上流水深 D_1' を求める。

ウ D_1' と与えられている D_2 及び上、下流断面底標高から、この区間の水面勾配を求め、これを高水敷部流れのエネルギー勾配 I_e とする。

エ 高水敷部流量 Q_h' を式(8.1-14)から求める。

$$Q_h' = \frac{1}{n_h} \sqrt{\frac{2I_e}{(1/R_{h1}^{4/3} A_{h1}^2) + (1/R_{h2}^{4/3} A_{h2}^2)}} \dots\dots\dots (8.1-14)$$

ここに、 n_h : 高水敷部の粗度係数

R_{h1} : 上流側断面における高水敷部の径深 (m)

R_{h2} : 下流側断面における高水敷部の径深 (m)

A_{h1} : 上流側断面における高水敷部の通水断面面積 (m²)

A_{h2} : 下流側断面における高水敷部の通水断面面積 (m²)

オ $Q_h' + Q_\ell'$ と設計洪水量 Q_d を比較し、両者が異なるときは一致するまで Q_ℓ' の仮定を変えて計算を繰り返す。両者が一致したときの D_1' が求める上流水深である。

カ 引き上げ式ゲートのときは、堰柱による影響を、オの D_1' に加えて上流水深とする。

8.2 堰上流の背水計算

8.2.1 計算による方法

(1) 逐次計算法

この方法は、ベルヌーイの定理により局部的に逐次計算する方法である。

取水堰設置地点より上流部河川の縦横断面図をもとにして、だいたい一様な断面及び勾配を有する多数の区間に分割し、各区間はそれぞれ平均した一様な断面と底勾配とを有するものとし、各区間の長さをそれぞれ $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ とする。

それぞれの区間の水位を求めるに当たっては、取水堰地点の水深は堰上げ高 h_0 であり、これは既知であるから、これを基準として上流区間の水深 $h_1, h_2, h_3, \dots, h_i$ を逐次求めればよい。

第1区間の終点の水深 h_1 を求めるには、一応これを h_1 と仮定して式(8.2-1)に代入して、試

算により $h_1 \doteq h_1'$ あるいは $h_1 - h_1' < 0.01\text{m}$ まで代入計算を繰り返す。次に、その h_1 を基準として上流端の水深 h_2 を同様の方法で求め、逐次 $h_3 \cdots h_n$ まで求めていく。その仮定に当たっては、トルクミット、リュールマン、ブレッセラの方法を用いて概略計算すれば便利である。

計算された各区間の水位を結んだ曲線を背水曲線とする。

$$\Delta h_i = h_{i-1} - h_i = Z_i - Z_{i-1} + \alpha \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_i^2} - \frac{1}{A_{i-1}^2} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R_i^{4/3} A_i^2} + \frac{1}{R_{i-1}^{4/3} A_{i-1}^2} \right) n_i^2 Q^2 x_i \cdots \cdots (8.2-1)$$

ここに、 Q : 設計洪水量 (m^3/s)

A_i : i 断面における流積 (m^2)

R_i : i 断面における径深 (m)

n_i : i 区間の粗度係数

x_i : 区間の距離 (m)

Z_i : i 断面の基線から河床までの距離 (m)

α : 速度水頭の補正係数

g : 重力の加速度 (m/s^2)

潤辺の粗度が部分的に異なる場合の区間の平均粗度係数を求めるためには、各区間の上下流端における断面の等値粗度係数を求め、それぞれの区間の等値粗度係数を平均したものをその区間の平均粗度係数とすればよい。

等値粗度係数 n_e は、指数公式から次のように求める。

マンニング公式 $V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$ から、等値粗度係数 n_e は、

$$n_e = \left\{ \frac{1}{\sum p} (p_1 n_1^{1.5} + p_2 n_2^{1.5} + \cdots + p_n n_n^{1.5}) \right\}^{2/3} \cdots \cdots (8.2-2)$$

ここに、 $\sum p = p_1 + p_2 + p_3 + \cdots + p_n$ で求められ、なお、次の近似式で求めてもよい。

$$n_e = \frac{1}{\sum p} (p_1 n_1 + p_2 n_2 + \cdots + p_n n_n) \cdots \cdots (8.2-3)$$

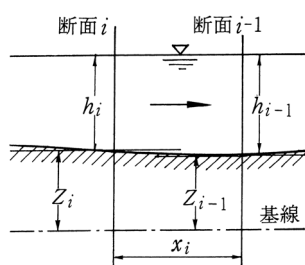


図-8.2-1 i 区間の諸量

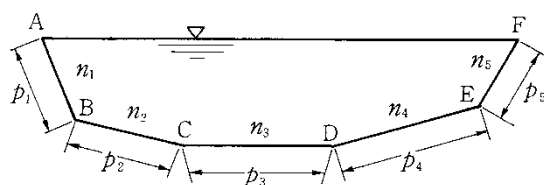


図-8.2-2 潤辺の粗度が異なる場合

表-8.2-1

部分	粗度係数	潤辺長
A B	n_1	p_1
B C	n_2	p_2
C D	n_3	p_3
	$\cdot$	$\cdot$
	$\cdot$	$\cdot$
	n_n	p_n

〔参考〕 逐次計算法による背水計算の手順をフローチャートで示すと、図-8.2-3 のとおりである。

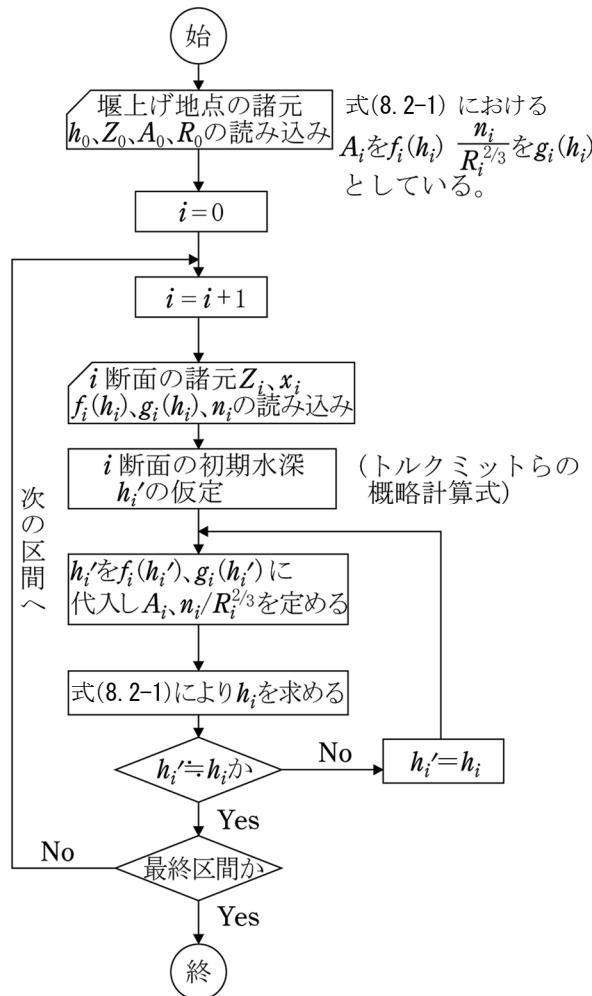


図-8.2-3 逐次計算法による背水計算の設計手段

(2) 井田の方法^{*2}

この方法は、流水が高水敷を有する複断面を流下する場合に比較的良好に適合する。(1)の逐次計算法と同様に、当該河川を大体一様な断面及び勾配を有する多数の区間に分割し、式(8.2-4)、式(8.2-5)によって逐次上流側水深を求める。

エネルギー式

$$\left\{ H_2 + \frac{D_2}{2g} \left(\frac{Q_2}{A_2} \right)^2 \right\} - \left\{ H_1 + \frac{D_1}{2g} \left(\frac{Q_1}{A_1} \right)^2 \right\} = h_e \quad \dots\dots\dots (8.2-4)$$

エネルギー損失式

$$h_e = \frac{1}{2} \left(\frac{N_1^2 Q_1^2}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{N_2^2 Q_2^2}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right) \Delta X \quad \dots\dots\dots (8.2-5)$$

^{*2} 井田至春：広幅剪水路の定常流～断面形の影響について、土木学会論文集、No. 69 (1969)

ここに、
 H : 水深 (m)
 D : 補正係数
 g : 重力の加速度 (m/s^2)
 Q : 流量 (m^3/s)
 A : 断面積 (m^2)
 h_e : 損失エネルギー (m)
 N : 合成粗度係数
 R : 径深 (m)
 ΔX : 区間距離 (m)

(添字 1 は下流断面、添字 2 は上流断面を表す)

また、補正係数、合成粗度係数、径深は次式で表される。

$$D = \alpha \frac{A^2 \int_0^B \frac{h^3}{n^3} d\xi}{\left(\int_0^B \frac{h^{5/3}}{n} d\xi \right)^3}$$

$$N = \frac{\int_0^B h^{5/3} d\xi}{\int_0^B \frac{h^{5/3}}{n} d\xi}$$

$$R = \left(\frac{1}{A} \int_0^B h^{5/3} d\xi \right)^{3/2}$$

ここに、
 α : エネルギー補正係数 (0.95 ~ 1.1、通常 1.0 としてよい場合が多い)
 B : 河川幅 (m)
 h : 水深 (m)
 n : 粗度係数

実際の計算に当たっては前記の積分を行う代わりに図-8.2-4 のように、各水位に対して一定の水深、一定の粗度係数を持つと考えられる柱状の要素に断面を分割し、おのこの柱状要素を合計して求めても差し支えない。

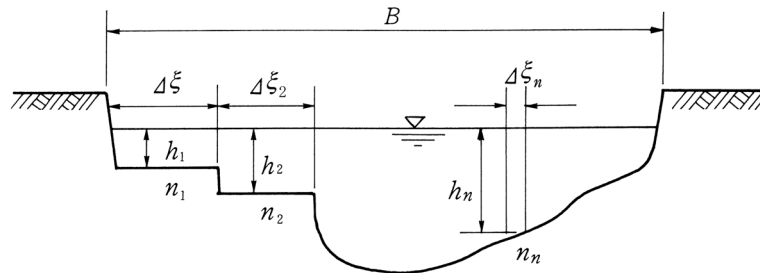


図-8.2-4 断面の分割

8.2.2 図式計算法 (Escoffier の方法)

近似的に一様断面と仮定できるような長さ $x_1, x_2, \dots, x_n$ の区間に分け、各区間を分ける断面を $1, 2, \dots, i-1, i, i+1, \dots, n$ とする。流れがすべて常流状態ならば下流端 0 で境界条件水位 $H_0 = (h_0 + Z_0)$ が与えられる。

このエスコフィエ (Escoffier) の方法又は、エスコフィエレーヌ (Raytchine) - シャトラン (Chatelain) の方法は逐次法を図解法にしたもので、式を次の形で書く。

$$(Z_i + h_i) - (Z_{i-1} + h_{i-1}) = -Q^2 \left\{ \left(\frac{\alpha}{2gA_i^2} - \frac{n_i^2 x_i}{2R_i^{4/3} A_i^2} \right) - \left(\frac{\alpha}{2gA_{i-1}^2} + \frac{n_i^2 x_i}{2R_{i-1}^{4/3} A_{i-1}^2} \right) \right\} \dots \dots \dots (8.2-6)$$

そこで、

$$F'_{i-1} = \frac{\alpha}{2gA_{i-1}^2} - \frac{n_i^2 x_i}{2R_{i-1}^{4/3} A_{i-1}^2}$$

$$F''_i = \frac{\alpha}{2gA_i^2} - \frac{n_i^2 x_i}{2R_i^{4/3} A_i^2} \dots \dots \dots (8.2-7)$$

とすれば、式 (8.2-6) は

$$(Z_i + h_i) - (Z_{i-1} + h_{i-1}) = -Q^2 (F''_i - F'_{i-1}) \dots \dots \dots (8.2-8)$$

各断面ごとに水位 $(Z_i + h_i)$ に対応する断面積 (A_i)、径深 (R_i) を実測して、それぞれ F'_i 、 F''_i を計算して、図-8.2-5 のように図表をまとめる。図-8.2-5 において与えられた境界条件

$$h = h_{i-1}, Z = Z_{i-1} \dots \dots \dots (8.2-9)$$

によって曲線 F'_{i-1} の A 点を知り、これを通して、 $-Q_2$ の傾き ($\theta = \tan^{-1}(-Q^2)$) をもつ直線を引く。この直線が F'_i と交わる点を水位の軸で読めば、 i 地点の水位 $H_i = (h_i + Z_i)$ が求まる。この水位と F'_i 曲線との交点 C を通って $-Q_2$ の傾きをもつ直線を引き、この直線が F''_{i+1} と交わる点 D が $i+1$ 地点の水位 H_{i+1} を与える。

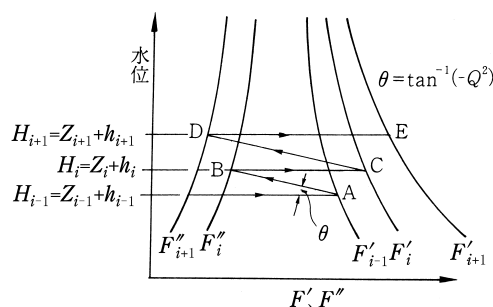


図-8.2-5 エスコフィエの方法