

ダムコンジット余水吐に関する水理実験

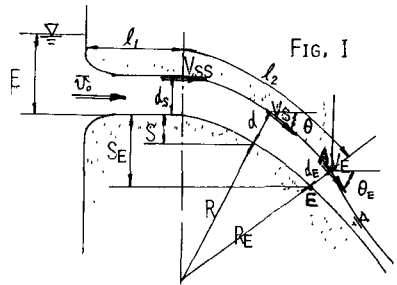
山口大学 正員 斎藤 隆
西日本工業大学 正員 石倉 寛治
西日本工業大学 正員 赤司 信義
下関市役所 正員 竜田 芳福

現在、放流管に関する設計上の主な指針は、荒木らの研究によってほとんど与えられている。本報告は $1/40$ のダム模型実験を行い、全管路型放流管の放流量ならびに管路底面の圧力分布を、林・荒木・飯田の計算式と比較して検討したものである。さらにダムクレストの流れについて、ダム頂部曲率半径が0、つまり頂部形状がハロルド曲線のような指数形で設定される場合の水理計算法について述べるものである。

筆者らが計算を行った流量関係式ならびに圧力分布式を示す。

Fig. 1は放流管断面の概略を示したものである。

流量計算式；直管部において、速度分布は一様とし、曲管部においては遠心力の影響を受けるものとして取り扱った。又入口損失を $\zeta \bar{v}^2/2g$ ($\bar{v}$ は直管始端部の平均流速)、摩擦損失を $\int_0^{l_1+l_2} \frac{f}{4R} \frac{v^2}{2g} ds$ ($f = \frac{8}{Re}$) として、貯水池とA点とにバルヌーイの定理を適用すると流量Qは次式と与えられる。



$$Q = B d_s \sqrt{2g(E+S-E-d_E \cos \theta)} / \left\{ \left\{ \frac{d_s}{R d_E \ln(1+d_E/R)} \right\}^2 + \Lambda_E \right\}$$

$$\Lambda_E = \zeta + f \frac{(B+d_s)l_1}{2Bd_s} + f \frac{l_2}{B} \lambda_E, \quad \lambda_E = \int_0^{\frac{x-l_1}{l_2}} \frac{B/d_s + 1 - (1-d_E/d_s)(x-l_1)/l_2}{2 \{ 1 - (1-d_E/d_s)(x-l_1)/l_2 \}^3} d\left(\frac{x}{l_2}\right) \quad (1)$$

圧力分布計算式；貯水池と管上面位置にて損失を考慮してバルヌーイの定理を適用すると次式と得られる。

$$\text{(直管上面の圧力)} \quad \frac{p}{w} = E + S - (1 - \Lambda_{x_1}) \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{B d_s} \right)^2, \quad \Lambda_{x_1} = \zeta + f \frac{(B+d_s)x}{2Bd_s} \quad (2)$$

$$\text{(曲管上面の圧力)} \quad \frac{p}{w} = E + S - d \cos \theta - \left\{ \alpha \left\{ \frac{d_s}{R+d \ln(1+d/R)} \right\}^2 + \Lambda_{x_2} \right\} \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{B d_s} \right)^2 \quad (3)$$

$$\Lambda_{x_2} = \zeta + f \frac{(B+d_s)l_1}{2Bd_s} + f \frac{l_2}{B} \lambda_x, \quad \lambda_x = \int_0^{\frac{x-l_1}{l_2}} \frac{B/d_s + 1 - (1-d_E/d_s)(x-l_1)/l_2}{2 \{ 1 - (1-d_E/d_s)(x-l_1)/l_2 \}^3} d\left(\frac{x}{l_2}\right)$$

さらに管路下面の圧力を求める為、圧力低下量を次式に示す。次式より管下面の圧力は(上面の圧力 $-\frac{dp}{ds}$)となる。

$$\text{(直管)}: \frac{dp}{w} = -d \quad \text{(曲管)}: \frac{dp}{w} = -d \cos \theta + \frac{\alpha Q^2 (1+d/R)^2 - 1}{2g \{ B(R+d) \ln(1+d/R) \}^2} \quad (4)$$

次にコンジット下流部の水深及び圧力はE点までの総損失を Σh_f とし、遠心力の影響を考慮して表面流速 v_{SE} を定める時、ダム壁面の圧力は次式と得られる。

$$\frac{p}{w} = h \cos \theta + (E + S - \Sigma h_f - h \cos \theta) \left\{ 1 - \left(1 + \frac{h}{R} \right)^2 \right\} \quad (5)$$

又上式中の水深 h は遠心力の影響を考慮した流量式 $Q = B \ln(R+h) \ln(1+h/R)$ を基にして、逐次計算を行って求めたものである。ここに摩擦損失係数 $f = 0.02$ とし、速度分布が側壁の影響を受けていると考えた速度分布の補正係数を導入し、その値を0.6として計算を行ったものである。Fig. 2はコンジット(放流管)の放流量曲線を示したものである。実線は(1)式に基づく計算結果である。なお(1)式中における断面積 A は隅取り部を無視して、矩形管路として計算したものとすなわち $A = B d_s$ にしている。又同図中の実線は林・荒木・飯田によるコンジット放流量の一般計算式によるもので、放流管断面の隅取り部を考慮して行ったもので、隅取り部を無視

して矩形管路として計算を行うと、実験値と実験の間に差を得た。Fig. 3はコンジット下面の圧力分布を示したもので図中の①, ②, ③が(12), (13), (14), (15)式で行った計算結果である。放水管内の速度分布は速べりの影響を受けるので、圧力分布を求める際に、開水路において使用されるStreeterの式を参考にして速度分布の補正係数を求めた。なおStreeterの式によれば $f=0.02$ では α は1.042となる。同図中の④, ⑤, ⑥の実線は林蔵木氏によって得られている一般計算式を使用し $f=0.02$, $S=0.05$ として計算したものである。

次にクレスト上の流れについて述べる。クレストの形状をハロルド曲線で設定すると、次に示す様にダム頂部で曲率半径は0となる。ハロルド曲線： $y=0.5x^{0.85}/H_d^{0.85}$, 曲率半径は $R=(1+y'^2)^{1.5}/y''$ で表わされるから、任意位置でのRは

$$R = \frac{\{1 + (1.85 \cdot 0.5 \cdot x^{-0.15} / H_d^{0.85})^2\}^{1.5}}{1.85 \cdot 0.85 \cdot 0.5 / H_d^{0.85}} \cdot x^{0.15} \quad (16)$$

となり、 $x=0$ で $R=0$ となる事が分かる。頂部曲率半径が0になる場合には流量は単純に算定されなくなる。仮に0でない何らかの平均の値を採用しても、Fig. 5の様に与えられた比エネルギーに対して流し得る最大流量(つまり限界流量)が場所的に変化し、その内の最小の流量しか流せない状態である。いかにいふとダム頂部では限界水深が生ずる、頂部より下流側にその位置がずれる事になる。もし仮にダム頂部で限界水深が生じるとして、0でない何らかの値を頂部曲率半径として採用すれば、実際は限界水深が生じている地盤では合致する流量はなく、その地盤の水深や圧力は求まらない。実際に計算でダム表面の圧力や水深を求める場合には以下の手順が必要となる。速べりの影響を考慮した時のクレストからの流量は

$$Q = B \sqrt{2g(E+S-R \cos \theta)} (R+h) \ln \left(1 + \frac{h}{R} \right) \quad (7)$$

で求められる。さらに E は一定で、 $\theta=0$ の条件より、限界水深は次式となる。

$$h_c = \frac{2(E+S) - \sqrt{4R^2 \cos^2 \theta - 2(E+S)} \ln \left(1 + \frac{h_c}{R} \right)}{2 \cos \theta + 3 \sin \theta \ln \left(1 + \frac{h_c}{R} \right)} \quad (8)$$

従って上式より、 (x, θ, R, S, E) を代入して、 h_c の場所的変化の内の最小の h_c をもつて、その位置の限界流量を求め、もつてそれを与えられた比エネルギーに対するクレストからの放流量とする。放流量 Q が決定されれば、(7)式より水深は求められる。この方法でクレストからの放流量を計算したのがFig. 4である。実験値と計算値との一致は満足いくものと考えられる。

なお、本実験は山口県の依託により模型実験を行ったもので、こうした研究の機会を与えられた事に

対し、山口県河川開発課の方々に厚く感謝の意を表す次第である。

