

北海道大学大学院 学生員 ○菅原 晃
北海道大学工学部 正 員 岸 カ
北海道大学工学部 正 員 板倉 忠興

緒言 今回解析の対象とした貯水池へ流入する濁水の挙動の概要を図-1に示す。簡単のため二次元の場合を考察する。流入した濁水は最初貯水池水深の全断面にわたって拡散する。濁水がさらに流下し、水深がある大きさ H_p に達すると混合の効果が弱まって密度差の効果が卓越し濁水は下方へ潜入する。この位置を「潜り点」(plunging point)と呼ぶ。その後濁水はある長さの遷移区間を経た後、成層等流状態となって流下する。本研究では流入点から等流状態に至るまでの区間に着目し、(1)潜り点の位置の決定、(2)遷移区間における界面形状の算定を目的とし実験を併用して解析を行なった。

1. 潜り点の位置

前述のように、ここで対象とする流れは堰水クサビなどの場合の流れと類似して居り、潜り点では何らかの限界状態となっていることが予想される。

下層流(濁水流)に対し、密度差を考慮した開水路的な取り扱いを試みる。比エネルギー E を一定と考えれば

$$E = h + \frac{q^2}{2\epsilon g h^3} \quad (1)$$

$dE/dh = 0$ より、開水路の限界水深に相当する

$$h_{c2} = \left(\frac{q^2}{\epsilon g} \right)^{1/3} \quad (2)$$

潜り点では流れ(濁水流)が常流から射流に変る限界と考えれば(2)式の h_{c2} は潜り点の水深 H_p に等しいはずであり、このときは u :流速として次式の内部フルード数 F_{i2} は1.0となる。

$$F_{i2} = \frac{u}{\sqrt{\epsilon g h}} = \frac{q}{\sqrt{\epsilon g h^3}} \quad (3)$$

以上の関係を図示すると図-2のようであり、実験値を良く説明している。この結果から潜り点においては $F_{i2} = 1.0$ と考えて以下の解析に適用する。ただし、この際の流量は遷移後の流量であり、既報の解析結果¹⁾から、遷移係数 $\gamma = 0.2$, $Q'_i = (1+\gamma)Q_i$ とする。

従って

$$H_p = \left(\frac{q'^2}{\epsilon g} \right)^{1/3} \quad (4)$$

$$q' = (1+\gamma)q \quad (5)$$

$$\gamma = 0.2$$

貯水池へ流入する河川水は射流状態とする。図-1のよう1=単
純化すれば、 h_{c1} は河川水の限界水深で

$$h_{c1} = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (6)$$

以上のことから、流入点から潜り点までの距離 L は(7)式によって

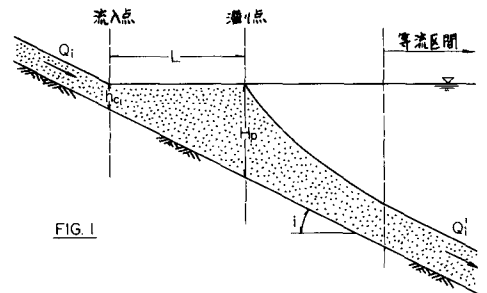


FIG. 1

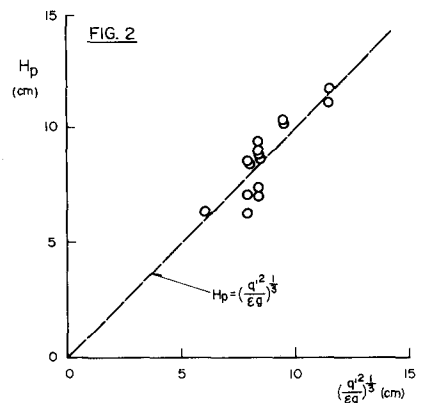


FIG. 2

算出することができる。

$$L = \frac{h_{c2} - h_{c1}}{\tan i} = \frac{H_p - h_{c1}}{\tan i} \quad (7)$$

図-3は(7)式と実測値を比較したものであり、非常に良い一致が見られる。

2. 境界面の形状

Schijfsら²⁾の解析を応用する。水路床、境界面及び水面の勾配は余り小さくなく、圧力に静水圧分布を仮定する。図-4の記号を用い上層流、下層流にそれぞれ水深 $1, 2$ を付し、上層静止、下層流動として微小傾を無視すれば

$$\frac{dh_2}{dx} = \frac{\frac{1}{\epsilon}(i_1 - i_2) + (i - i_1)}{1 - F_{i2}^2} \quad (8)$$

$$i_{t1} = -\frac{f_{i1}}{8} \frac{u_1^2}{g h_1}, \quad i_{t2} = \frac{f_{i2}}{8} \frac{u_2^2}{g h_2} + \frac{f_{i1}}{8} \frac{u_1^2}{g h_1} \quad (9)$$

$h_1 + h_2 = \text{一定}$ とし $\eta = h_2/H_p$, $\xi = x/H_p$ とすれば

$$\frac{d\eta}{d\xi} = \frac{-\frac{F_{i1}^2}{8} \frac{1}{1-\eta} \{ (f_{i1} + f_{i2}) - \eta(f_{i1} + \epsilon f_{i2}) \} + i}{1 - F_{i2}^2} \quad (10)$$

$$F_{i1} = F_0 \eta^{-\frac{2}{3}}, \quad F_0 = \frac{g_2}{\sqrt{\epsilon g H_p^3}}$$

界面の抵抗係数 f_{i2} については(11)式を採用した。

$$f_{i2} = 0.7 \left(\frac{u_2}{\nu} \cdot \frac{u^2}{\epsilon g h} \right)^{-0.5} \quad (11)$$

(11)式は湯水流の実験結果に基づいて、金子の提案した式を修正したものであるが、金子式の根拠となる実測値の範囲から見て充分許容されるものと考えてよい。

一方、底面の摩擦係数 f_b についてはIppen-Harlemanの解析に準じて流速の最大値を与える点の位置に着目し、実験結果から

$$\alpha = \frac{\tau_{i1}}{\tau_b} = 0.467 \quad (12)$$

図-5は以上の解析方法を用いて行なった計算の一例であり、実測値と非常に良く説明していることが判る。尚、 $x=0$ ($\xi=0$) は特異点となるため、計算は $\eta=0.99$ から開始し、その後の計算には土屋³⁾の不等流計算の改良法を用いて計算誤差の累積を防いだ。

本研究の実験、計算には当時の本学部学生中原倫世君の協力を得た。また本研究には文部省科学研究費(貯水地増設の水理に関する災害科学的研究、代表者：名古屋大学足立昭平教授)の援助を受けたことを記し謝意を表する。

参考文献

- 1) 板倉・岸：貯水地密度流に関する研究，第14回自然災害科学総合シンポジウム，1977。
- 2) 嶋 祐文：密度流論，水工博覧会，1965。
- 3) 土屋・馬場・伊藤：不等流計算法の改良，土木技術資料，第16巻，第4号，1974。

