

# 密度成層流側方取水時の流体平均密度の推定法

## PREDICTION OF MEAN DENSITY OF WATER Laterally TAKEN IN FROM STRATIFIED STREAM

大 西 外 明\*  
By Sotoaki Ōnishi

### 1. はじめに

流水の鉛直方向密度差は、水深により水温が異なること、淡水と塩水との混合、浮遊土砂の存在などにより生じる。このように鉛直方向に密度差を有する河川水を原子力・火力発電所の冷却水などの工業用水として使用しようとする場合、取水した水の平均密度を知ることは設計上重要な事項である。発電所の復水器冷却水の立場からいえば、取水した冷却水の平均密度が大きいほど水温が低くて冷却効果が大きくなる。また、浮遊土砂の立場からいえば、取水した水の平均密度は取水口に入ってくる浮遊土砂量、土砂の大きさなどに関係し、排砂設備の設計と密接な関係があるからである。温度差あるいは浮遊土砂に起因した密度差を有する河川水を側方取水する場合、主水路である河川水流中には取水口に入水する水団と下流方向に流下する水団の間に境界面が生じる。Sauer<sup>1)</sup> は均等質な流体について流入水団の幅を求める式を導いた。本論では、非均等質流体の場合における流入幅を考え、その結果を基にして、側方取水した水の平均水温と水が含有する浮遊土砂量を算定することにつき検討を加え、工業用水取水設備設計の一指針を提供したい。

### 2. 分岐取水に伴って生じる河川水流中の境界面

図-1 に示すように、流量  $Q_A$  (m<sup>3</sup>/sec) の河川から横方向に  $Q_B$  (m<sup>3</sup>/sec) の流量だけ取水するものとする、河川内に取水口に入水する水団と取水口を通りすぎて下流に流下する水団に分ける境界面が生じる。

河川を一様断面の矩形水路と仮定し、取水路底部標高が河川底標高より  $H_0$  だけ高くするものとする。水の粘性および取水口前面における水面低下を無視し、さらに

河川と取水路との交角  $\epsilon$  の影響を無視するものとする ( $\epsilon$  の影響については 4. で検討を加える)。記号を次のように定めるものとする (図-1 参照)。

$B$ : 河川幅,  $Q_A$ : 河川流量,  $H$ : 河川の水深,  $v_A(z)$ : 任意の水深における河川流速,  $B'(z)$ : 河川内の任意水深で取水口に入水する水団の幅,  $B_m'$ : 取水口に入水する水団の平均幅,  $\bar{v}_A$ : 河川の水速の平均流速,  $b$ : 取水路の幅,  $Q_B$ : 取水流量,  $\bar{v}_B$ : 取水路内平均流速。

連続の関係から

$$B'(z)v_A(z)dz = b\bar{v}_B dz \dots\dots\dots (1)$$

よって、

$$B'(z)v_A(z) = b\bar{v}_B \dots\dots\dots (2)$$

また、

$$B_m'\bar{v}_A(H-H_0) = b\bar{v}_B(H-H_0) \dots\dots\dots (3)$$

よって、

$$B_m'\bar{v}_A = b\bar{v}_B \dots\dots\dots (4)$$

式 (2) と式 (4) から

$$B'(z) = \frac{B_m'\bar{v}_A}{v_A(z)} \dots\dots\dots (5)$$

$$\frac{Q_A}{B} = q_A, \quad \frac{Q_B}{b} = q_B \dots\dots\dots (6)$$

②

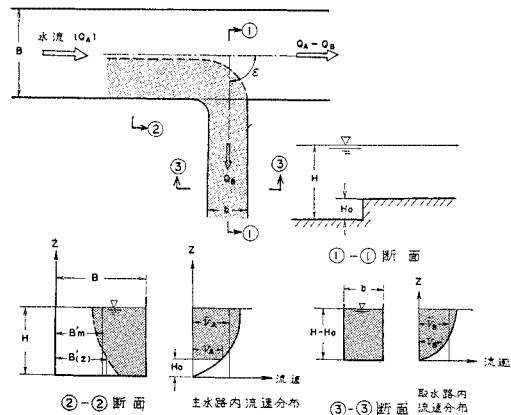


図-1 側方取水時の流れ

\* 正会員 工博 電源開発(株) 原子力室

とすると

$$\frac{q_B}{q_A} = \frac{B_m'(H-H_0)\bar{v}_A}{b} \times \frac{B}{BH\bar{v}_A} = \frac{B_m'}{b} \cdot \frac{H-H_0}{H} \dots\dots\dots(7)$$

したがって、

$$B_m' = \frac{q_B}{q_A} \cdot \frac{b}{1-\frac{H_0}{H}} \dots\dots\dots(8)$$

式(8)を式(5)に代入すると、任意水深における流入幅  $B'(z)$  は、

$$B'(z) = \frac{q_B \bar{v}_A b}{q_A \bar{v}_A} \cdot \frac{1}{1-\frac{H_0}{H}} \dots\dots\dots(9a)$$

となる。

河川と取水路の底標高が等しい場合には、 $H_0=0$  とおいて

$$B'(z)_{H_0=0} = \frac{q_B \bar{v}_A b}{q_A \bar{v}_A} \dots\dots\dots(9b)$$

となる。式(9)は Sauer によりえられたものであるが、式(9a)と式(9b)を比較すると、常に  $B'(z) > B'(z)_{H_0=0}$  であることがわかる。式(9)より、明らかなように任意の水深における流入幅  $B'(z)$  はその位置における流速に逆比例する。河川内の流速分布は一般に次の式により表わされる。

$$\frac{v_A}{v_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{z}{k_s} + A \dots\dots\dots(10)$$

ここに、 $v_*$  は摩擦速度で  $v_* = \sqrt{\tau_0/\rho_0}$  である。ただし  $\tau_0$  は水路床面における摩擦応力、 $\rho_0$  は水路底部の水の密度である。また、 $k_s$  は水路床面の相当粗度、 $\kappa$  はカルマン定数である。A は  $v_* k_s/\nu$  ( $\nu$ : 水の動粘性係数)  $< 5$  の水理学的になめらかな範囲では

$$A = 5.5 + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{v_* k_s}{\nu} \dots\dots\dots(11a)$$

であり、 $v_* k_s/\nu > 70$  の完全に粗い粗面では

$$A = 8.5 \dots\dots\dots(11b)$$

である。いま考えている流れは完全粗面領域と考えてよいから、式(10)は次式により表わされる。

$$\frac{v_A}{v_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{z}{k_s} + 8.5 \dots\dots\dots(12)$$

式(12)を式(9)に代入すれば、任意の水深における流入幅  $B'(z)$  がもとまるが、流速  $v_A$  は水表面に近づくにつれて増大するので、 $B'(z)$  は図-1 に示すように水面に近づくほど小さくなる。流速分布の形状は、密度差のある流体の場合には式(12)中のカルマン定数が密度差の大きさにより変化するので、均等質な流体の場合に比較して取り扱いがやや複雑となる。日野<sup>2)</sup> は土砂流の場合のカルマン定数の変化について理論的に研究し、式(13a)、式(13b)の理論式を導いている。

$$\frac{\kappa_0}{\kappa} = \frac{(1+\beta C_d)}{2} [1 + \{1+4 E \kappa_0(1+\beta C_d) S\}^{1/2}] \dots\dots\dots(13a)$$

ここに、

$$S = \frac{\rho(\gamma-1)g v_s C_d (H-\delta)}{\rho_a v_*^3 \ln \frac{H}{\delta}} \dots\dots\dots(13b)$$

$\beta$ : 定数 (=2.0)

$E$ : 定数 (=13)

$\rho$ : 水の密度

$\rho_a$ : 粒子を浮遊した流れの断面平均の単位質量

$\gamma$ : 粒子の比重

$v_s$ : 粒子の沈降速度

$C_d$ : 断面平均粒子濃度

$H$ : 水深

$\delta$ : viscous layer の厚さ、または粗度の高さ (=  $k_s$ )

$\kappa_0$ : 土砂をふくまない場合のカルマン定数 (=0.4)

土砂流の場合、 $\beta C_d$  は 1/100 以下の値で 1 にくらべて無視しうるので、式(13a)の代りに次の式(13a')を用いてよい。

$$\frac{\kappa_0}{\kappa} = \frac{1}{2} [1 + \{1+4 E \kappa_0 S\}^{1/2}] \dots\dots\dots(13a')$$

日野は上の式(13a)で表わされる理論式と Vonani<sup>3)</sup>(1944)、Ismail<sup>4)</sup>(1951)、Vanoni and Nomicos<sup>5)</sup>(1959)の実験資料を再整理した結果を比較したが、図-2 はその結果を示すものである。

浮遊土砂粒子の比重、沈降速度、浮遊濃度、また水路床面における摩擦応力および粗度の高さを設計条件として与えると、式(13)または図-2より土砂粒子を浮遊した場合のカルマン定数  $\kappa$  が求まり、その  $\kappa$  の値を式(12)に代入して任意の水深  $z$  における流速  $v_A$  を得、さらに平均流速  $\bar{v}_A$  を計算することができる。このようにして求まった  $v_A$  と  $\bar{v}_A$  を式(9)に代入すると取水路に流入する流れの幅  $B'(z)$  が求まる。

濃度の小さい土砂混入流では、近似的に  $\kappa$  は一定と考えてよく、この場合、式(12)を直接に式(9)に代入し

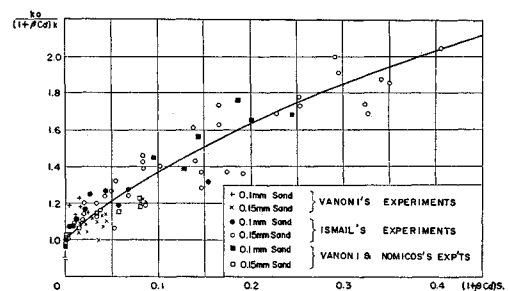
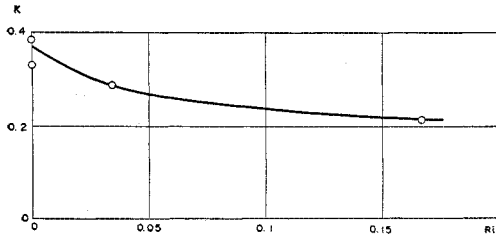
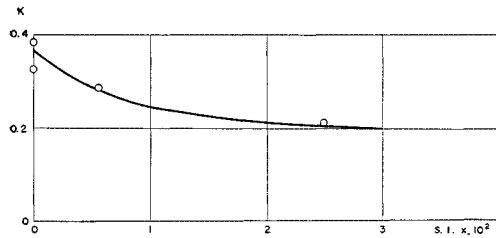


図-2 土砂流の濃度とカルマン定数の減少の関係 (文献 2) より)



(a) リチャードソン数とカルマン定数の関係



(b) Stability Index とカルマン定数の関係

図-3 密度成層とカルマン定数の関係 (文献 6) より

て  $B'(z)$  を求めることができる。

以上のべた土砂粒子を浮遊した流れと同様なことが温度差などに起因する密度成層流でも生じることが容易に予測できる。日野<sup>6)</sup>によればカルマン定数とリチャードソン数  $R_i$  の間には、図-3 (a) に示す関係がある。ただし、リチャードソン数  $R_i$  は次式により表わされる。

$$R_i = -\frac{g(d\rho/dz)}{\rho(dv_A/dz)^2} \dots\dots\dots(14)$$

ここに、

- $\rho$ : 流体の密度
- $v_A$ : 流速
- $z$ : 水路床からの垂直距離
- $g$ : 重力の加速度

$R_i$  は密度成層の安定度を示すものとして広く用いられているが、次の式 (15) で表わされる stability index を用いた方が便利なことが多い (文献 6)。

$$S.I. = -\frac{g}{\rho} \frac{1}{U_1^2} \frac{d\rho}{dz} \dots\dots\dots(15)$$

ここに、 $U_1$  は密度成層の中点における平均流速である。図-3 (b) は日野により求められた S.I. とカルマン定数の関係を示すものである。 $R_i$  または S.I. の値がわかれば図-3 を用いてカルマン定数  $k$  が求まり、さらに式 (12) により流速分布を得ることができる。しかし、式 (14)、式 (15) には流速の項がふくまれているので、式 (12) による流速

分布の計算には trial and error 法が必要となる。このようにして流速分布  $v_A$  および平均流速  $\bar{v}_A$  が求まれば式 (9) により取水口に流入する流れの幅  $B'(z)$  を得ることができる。

### 3. 取水路に流入する水の平均密度

温度差あるいは浮遊土砂濃度差に起因して密度成層をなしている河川水を、図-1 に示すように、側方取水する場合、取り入れた水の平均密度 (すなわち、平均水温または浮遊土砂量) を知ることは、発電所のコンデンサー設計のため、あるいは、排砂設備の設計のために重要な事項となる。取り入れた水の平均密度に関するファクターとしては、2. でのべた河川水流中の境界面幅、流速分布および密度分布があげられる。

いま、河川水の密度分布が流れの横断方向に対しては一樣であり、鉛直方向については次式により表わされるものとする。

$$\rho = \rho(z) \dots\dots\dots(16)$$

この場合、取水路に流入する水の重さは図-4 を参考にすると、

$$W = \int_{H_0}^H dQ_A \rho(z) g = g \int_{H_0}^H v_A(z) B'(z) \rho(z) dz \dots\dots\dots(17)$$

取水量を  $Q_B$  とすると式 (9) 中の  $q_B b$  は  $Q_B$  に等しく、また、 $q_A = \bar{v}_A H$  であるから、式 (9) は

$$B'(z) = \frac{Q_B}{\bar{v}_A H} \frac{\bar{v}_A}{v_A} \frac{1}{1 - \frac{H_0}{H}} = \frac{Q_B}{H v_A(z)} \times \frac{1}{1 - \frac{H_0}{H}} \dots\dots\dots(18)$$

式 (17) に式 (18) を代入すると

$$W = \frac{Q_B g}{H} \int_{H_0}^H \rho(z) \frac{1}{1 - \frac{H_0}{H}} dz \dots\dots\dots(19)$$

となる。すなわち、 $W$  は河川水の流速分布に無関係となる。

#### a) 温度差に基づく二層密度成層の場合

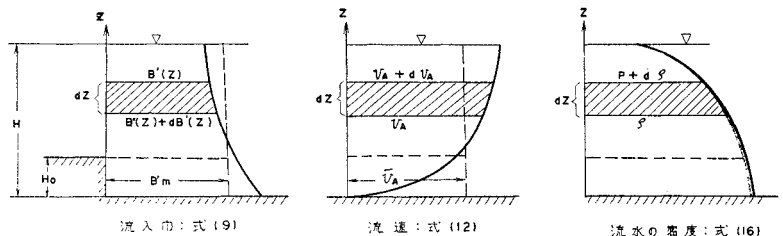


図-4 取水口に流入する水の密度に関する諸要素

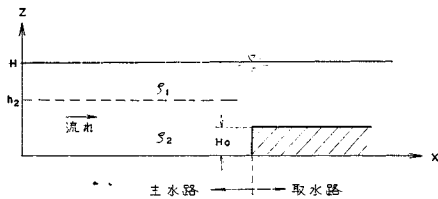


図-5 二層密度成層をなす水源からの取水

図-5 に示すように、上層と下層で水温が異なり二層の密度成層をなしている場合は

$$\int_{H_0}^H \rho(z) dz = \int_{H_0}^{h_2} \rho_2 dz + \int_{h_2}^H \rho_1 dz$$

$$= (h_2 - H_0) \rho_2 + (H - h_2) \rho_1 \dots\dots (20)$$

(ただし  $h_2 > H_0$ )

式 (20) を式 (19) に代入すると

$$W = \frac{Q_B g}{H - H_0} \{ (h_2 - H_0) \rho_2 + (H - h_2) \rho_1 \} \dots (21)$$

したがって、取水口に流入する水の平均密度  $\bar{\rho}_B$  は

$$\bar{\rho}_B = \frac{W}{g Q_B} = \frac{1}{H - H_0} \{ (h_2 - H_0) \rho_2 + (H - h_2) \rho_1 \} \dots\dots (22)$$

となる。 $\bar{\rho}_B$  は温度の関数であるから、式 (22) から取水した水の平均温度を容易に求めることができる。

b) 密度が水深とともに直線的に変化する場合

図-6 に示すように、水温にしたがって水の密度が水深とともに直線的に変化する場合を考える。水の密度分布を

$$\left. \begin{aligned} \rho(z) &= \rho_0 (1 - \beta z) \\ \beta &= \frac{\rho_0 - \rho_1}{\rho_0 H} \end{aligned} \right\} \dots\dots (23)$$

とすると、

$$\int_{H_0}^H \rho(z) dz = \int_{H_0}^H \rho_0 (1 - \beta z) dz$$

$$= \rho_0 (H - H_0) \left\{ 1 - \frac{\beta}{2} (H + H_0) \right\} \dots\dots (24)$$

式 (24) を式 (19) に代入すると

$$W = Q_B g \rho_0 \left\{ 1 - \frac{\beta}{2} (H + H_0) \right\} \dots\dots (25)$$

したがって、取水口に流入する水の平均密度  $\bar{\rho}_B$  は

$$\bar{\rho}_B = \frac{W}{Q_B g} = \rho_0 \left\{ 1 - \frac{\beta}{2} (H + H_0) \right\} \dots\dots (26)$$

式 (26) に式 (23) を代入すると、

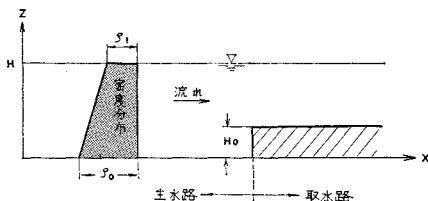


図-6 直線状に変化する密度成層をなす水源からの取水

$$\bar{\rho}_B = \rho_0 - (\rho_0 - \rho_1) \left( 1 + \frac{H_0}{H} \right) \dots\dots (27)$$

となる。

e) 浮遊土砂濃度差に基づく密度成層流の場合

いま、取水流量  $Q_B$  に伴って取水口に流入する浮遊土砂量を考えると、浮遊土砂量  $S_i$  は図-4 を参照して

$$S_i = \int_{H_0}^H v_A(z) \cdot B'(z) \cdot C(z) dz \dots\dots (28)$$

となる。

濃度の大きい土砂混入流の場合、2. でのべたように、式 (28) 中の  $B'(z)$  は土砂濃度の大きさにより変化する。日野の式からカルマン定数を算定して  $B'(z)$  を求め、それを式 (28) に代入する場合、日野の式では濃度として断面平均濃度  $C_a$  を用いているため、式 (28) 中の  $C(z)$  は  $C_a$  (定数) となる。

冷却水等の工業用水の取水は、土砂を混入した河川を水源とするとしても、その混入濃度は比較的小さく、濃度が場所的に変化した所からなされると考える方がより実際的であるといえよう。このような場合、カルマン定数を一定として、水深  $H$  の開水路における濃度分布は近似的に次式により表わされる<sup>7)</sup>。

$$\frac{C(z)}{C_a} = \left( \frac{H-z}{z} \cdot \frac{a}{H-a} \right)^\alpha \dots\dots (29)$$

ここに、 $z$ : 流路床からの距離、 $H$ : 水深、 $C(z)$ : 流路床から  $z$  の距離にある点の浮遊土砂濃度、 $C_a$ :  $z=a$  における濃度、 $\alpha = v_s / \kappa_0 v_*$ 、 $\kappa_0$ : 粒子をふくまない場合のカルマン定数 (=0.4)、 $v_s$ : 砂粒の沈降速度、 $v_*$ : 摩擦速度 =  $\sqrt{g H I}$ 、 $I$ : エネルギー勾配。

式 (29) に比較してより近似度の高い濃度分布算定式をえようとしたいくつかの試みはあるが (たとえば、J.N. Hunt<sup>8)</sup> の理論式や K. Zagustin<sup>9)</sup> の式)、本論では、式の型が単純で積分が比較的容易なこと、および近似度が実際の構造物設計上十分高いものであるとの判断の上に立って式 (29) を用いることとする。

式 (28) に式 (18) および式 (29) の関係を代入すると

$$S_i = \int_{H_0}^H v_A(z) \cdot \frac{Q_B}{H v_A(z)} \cdot \frac{C_a}{1 - \frac{H_0}{H}} \cdot \left( \frac{a}{H-a} \right)^\alpha \left( \frac{H-z}{z} \right)^\alpha dz$$

$$= \frac{Q_B}{H} \left( \frac{a}{H-a} \right)^\alpha \frac{C_a}{1 - \frac{H_0}{H}} \int_{H_0}^H \left( \frac{H-z}{z} \right)^\alpha dz \dots (30)$$

いま、

$$z = \eta H \dots\dots (31)$$

とすると、式 (30) 中の積分は

$$\int_{H_0}^H \left( \frac{H-z}{z} \right)^\alpha dz = \int_{H_0/H}^1 \left( \frac{H-\eta H}{\eta H} \right) H d\eta$$

$$= H \int_{H_0/H}^1 \left( \frac{1-\eta}{\eta} \right)^\alpha d\eta \dots\dots (32)$$

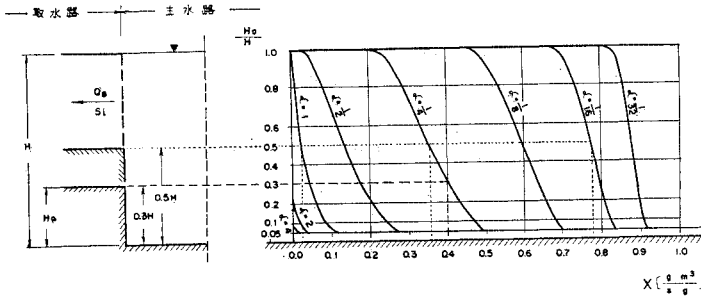


図-7 式 (36) 中の  $X(\alpha, a, H_0/H)$  と  $H_0/H$  の関係  
 $-a=0.05 H$  の場合

となる。

$$\left(\frac{1-\eta}{\eta}\right)^\alpha = \eta^{-\alpha} - \frac{\alpha\eta^{1-\alpha}}{1!} + \frac{\alpha(\alpha-1)\eta^{2-\alpha}}{2!} - \frac{\alpha(\alpha-1)(\alpha-2)\eta^{3-\alpha}}{3!} + \dots \dots (33)$$

であるから、式 (32) は

$$Y\left(\alpha, \frac{H_0}{H}\right) = \int_{H_0}^H \left(\frac{H-z}{z}\right)^\alpha dz = H \cdot \left[ \frac{\eta^{1-2}}{(1-\alpha)} - \frac{\alpha\eta^{2-\alpha}}{(2-\alpha)} \right] + \frac{\alpha(\alpha-1)\eta^{3-\alpha}}{2!(3-\alpha)} - \frac{\alpha(\alpha-1)(\alpha-2)\eta^{4-\alpha}}{3!(4-\alpha)} + \dots \dots \Big|_{\eta=H_0/H}^{\eta=1} \dots (34)$$

式 (34) を式 (30) に代入すると、

$$S_i = Q_B \cdot \frac{C_a}{1 - \frac{H_0}{H}} \cdot \left(\frac{a}{H-a}\right)^\alpha \cdot Y\left(\alpha, \frac{H_0}{H}\right) \dots (35)$$

または、

$$S_i = Q_B \cdot C_a \cdot X(\alpha, a, H_0/H) \dots (36)$$

ここに、

$$X\left(\alpha, a, \frac{H_0}{H}\right) = \frac{1}{1 - \frac{H_0}{H}} \cdot \left(\frac{a}{H-a}\right)^\alpha \cdot Y\left(\alpha, \frac{H_0}{H}\right) \dots (37)$$

いま、 $a=0.05H$  とした場合につき、 $\alpha$  をパラメータとして  $H_0/H$  と  $X$  との関係を図示すると 図-7 のとおりである。式 (37) と 図-7 から、主水路内の  $z=0.05H$  の所の濃度  $C_a$  と取水量  $Q_B$  が与えられた場合に取水路内に流入する単位時間当りの土砂量を求めることができる。自然河川では浮遊砂の粒径、重さは一様でなく、式 (35) あるいは式 (36) 中の  $\alpha$  の値は粒子によりことなつたものとなる。この場合には  $\alpha$  の値ごとに  $S_i$  を求め、式 (38) により流入土砂量  $S$  を計算すればよい。

$$S = \sum_i S_i \dots (38)$$

4. 取水角  $\epsilon$  について

2. では主水路軸と取水路軸とのなす角度  $\epsilon$  の効果を

無視したが、この角度および取水口部の形状が適切でないとき、堆砂が生じて流入断面面積が小さくなり所要の取水量が確保できなくなる。このような場合、揚水作業を強化して流速を大きくすれば、堆積した土砂が流入してくるので好ましくない。

主水路軸と取水口部における流線の切線とのなす角度を  $\varphi$  とすると (図-8 参照)、 $\varphi$  は流量  $Q_A$  と取水量  $Q_B$  の関数である。取水量  $Q_B$  は一般に一定であるが、 $Q_A$  は刻々変化することが多い。つまり、主水路り取水路の交角  $\epsilon$  が  $\varphi$  と等しいようにすれば (図-9 参照) 水理的には理想的であるが、 $Q_A$  が変化するために、つねに理想的な状態に使うことは不可能である。したがって、実際の設計にさいして、取水口付近における流れのはく離発生防止したがって堆砂発生防止の観点から、 $\epsilon$  の大きさの決定について技術的判断をくだすことが必要となる。この場合、取水口における損失水頭ができるだけ少なくなるように  $\epsilon$  の値をえらばよいつ考えられる。このことは、流れの内に堆砂が生じると損失水頭が大きくなることから判断して妥当といえよう。分岐水路入口における損失水頭は  $\epsilon$ 、 $Q_A$ 、 $Q_B$  の関数であるが、図-10 は Mock<sup>1)</sup> の実験結果を示している。ただし、これは、浮遊砂がなく水の密度が均一な場合についてである。図中で縦軸は損失係数  $\xi$  であり、 $\xi$  は次式により表わされる。

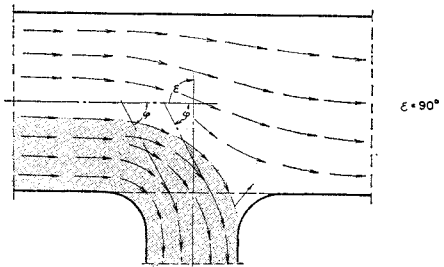


図-8 取水角  $\epsilon$  と流線の交角  $\varphi$  が一致しないとき

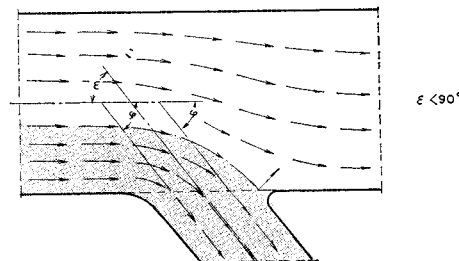


図-9 取水角  $\epsilon$  と流線の交角  $\varphi$  が一致するとき

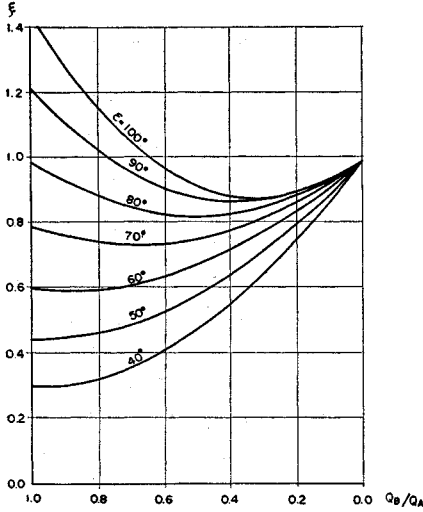


図-10 取水角  $\epsilon$ , 損失水頭  $\xi$ , 流量の関係 (文献 10) より)

$$\xi = f\left(\epsilon, \frac{Q_B}{Q_A}\right) = \frac{h_e}{\frac{\bar{v}_B^2}{2g}} \dots\dots\dots(39)$$

ここに、 $h_e$  は取水口流入部の損失水頭、 $g$  は重力の加速度である。この図からわかるように、河川流量が大きいあるいは取水量が比較的少なくて  $Q_B/Q_A$  が小さいときには、 $\epsilon$  が損失水頭の大きさに与える影響は少なくなる。この場合、 $\epsilon$  を 90 度としても大きな支障はないものと考えられる。これに対して  $Q_B/Q_A$  が大きいときには、損失水頭を小さくするために  $\epsilon$  の値を小さくすることが必要となる。しかし、一般の河川では浮遊土砂濃度は流量とともに増加するので、洪水時において堆砂が生じる危険性が大きくなる。一方、洪水時には  $\epsilon$  の大きさが損失水頭したがって堆砂発生に大きな役割を果たさないことから、 $\epsilon=90$  度としても取水口に流入する土砂量が大幅に増加することはないものと考えられる。

5. おわりに

本論文では、温度差や浮遊土砂の存在に起因した鉛直方向密度差を有する河川水を側方取水する場合に、取水

した水の平均温度あるいは取水した水とともに流入する浮遊土砂量を求めることにつき検討を加えた。河川水流の内、取水口へ流入する水団の幅は式 (9) により表わされるが、この式よりわかるように、流入幅は水表面から底部に向って増大する。河川水の密度分布が二層の密度成層をなしている場合、取水口へ流入する水の平均密度は式 (22) により表わされる。また、河川水の密度が直線分布の場合の取水された水の平均密度は式 (27) となる。また、河川水流中の浮遊砂濃度分布が式 (29) により表わされるものとする、取水路に流入する土砂量は図-7 と式 (36) および式 (38) により計算できる。

以上の検討では、二次流の影響、取水口付近における堆砂の影響等を見捨てたが、今後、この方面の研究をさらに進めていく予定である。

参 考 文 献

- 1) Sauer, H.D. : Industrierwasser-Entnahme aus schwebstoffreichen Flüssen, Wasserbau-Mitteilungen, Technische Hochschule Darmstadt, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, (Nov. 1969).
- 2) 日野幹雄 : 固体粒子を浮遊した流れの乱流構造の変化, 土木学会論文集, 92 号, 11-12 (1962).
- 3) Vanoni, V.A. : Transportation of suspended sediment by water, Proc. ASCE 70, (1944).
- 4) Ismail, H.M. : Turbulent transfer mechanism and suspended sediment in closed channel, Proc. ASCE 77 (1951).
- 5) Vanoni, V.A. and Nomicos, C.N. : Resistance properties of sedimentladen streams, Trans. ASCE, 1140/1175 (1961).
- 6) Hino, M. : Large eddies in stratified flow, The XII Congress of IAHR, Fort Collins (1967).
- 7) Rouse, H. : Modern conceptions of the mechanics of fluid turbulence, Trans. ASCE, Vol. 102 (1937).
- 8) Hunt, J.N. : On the turbulent transport of a heterogeneous sediment, Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics, Vol. 22, May (1969).
- 9) Zagustin, K. : Sediment distribution in turbulent flow, Journal of Hydraulic Research, Vol. 6, No. 2 (1968).
- 10) Mock, E.J. : Strömungsvorgänge und Energieverluste in Verzweigungen von Rechteckgerinnen, Mitteilungen Nr 52, des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Berlin (1960).

(1971.10.12・受付)