

1. はしけき 一般に河川は流れ方向に不規則な断面幅を持ち、主流断面に接して、はく離領域を持っているような場合も多い。はく離領域は浅水流に対して河道野留による通水の主要な原因として作用するものと考えられるが、著者は前報¹⁾において、このような河道において成立するものとみられる基礎方程式として、

$$\frac{\partial h_m}{\partial t} + \frac{B_m}{B_m + B_d} \cdot \frac{5}{3} u_m \frac{\partial h_m}{\partial x} = \frac{B_m}{B_m + B_d} \left\{ \frac{h_m u_m}{2 \left(1 - \frac{\partial h_m}{\partial x} \right)} + D_L \right\} \frac{\partial h_m}{\partial x^2} \quad \dots (1)$$

を提案した。ここに、 h_m, u_m はそれぞれ主流断面内の水深および流速、 h は河床こう配、 B_m, B_d はそれぞれ主流断面および野留域の幅、 D_L は大規模拡散係数である。そして、はく離領域のほとんど存在しない場合($B_d = 0$)に対しては、不規則に変化する対象区間の河幅を平均化した仮想の様な水路に対する浅水流の理論で比較よく実験結果が説明できたことを述べた。ただし、この場合には水路のみかけ粗度係数として、不規則な水深を平均した類似等流の水深に対する粗度係数を採用する必要があった。しかし、はく離領域のある場合には、(1)式を適用するにあたって、はく離域と主流断面との境界面のせん断力の評価を行なう必要があり、本報では水路側壁から横工を出して仮想的な野留域を作った場合に対する実験を行なう検討を加え、しかる後、(1)式による計算結果と実験結果の比較を行なった。

2. 実験の概要 実験水路は図-1に示すように、有効長さ62m、こう配1/500のコンクリート水路で、前報の実験に用いた水路の両側壁から50cm間隔に横工を出し、横工の先端から先端までの幅が一定値49.5cmになるようにしたものである。実験はまず定常流について行ない、とくにそのうちの2ケースについては図中の◎印の位置で流速分布の測定も行なった。非定常流実験では上下流端のハイドログラフと、○印の位置での水位時間曲線のみを計測した。

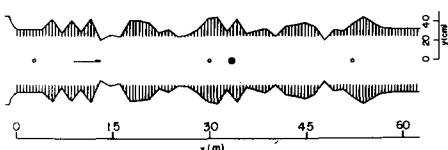


図-1 実験水路

3. 実験結果とその考察 図-2は定常流実験での水面形を示しているが、下流端近傍の低下背水領域を除けば、ほぼ等流に近く、野留域の幅の変化はあまり顕著な影響を与えていないようである。このような流れを近似的に等流とみなし得るような範囲について有効水路幅を49.5cmとして、平均の経深とManningの粗度係数との関係を示したものが図3である。図には横工設置前の下流側一様水路部分における粗度係数を同時に示しているが、これにくらべてかなり大きな値となっていることが注目される。このようなみかけ上の粗度係数の増大の効果は野留域と主流断面幅との境界面で発生する激しい渦によるエネルギー消費の結果であると考えられ、とくに主流断面幅が狭い場合には、この効果が正しく見極められなければならない。

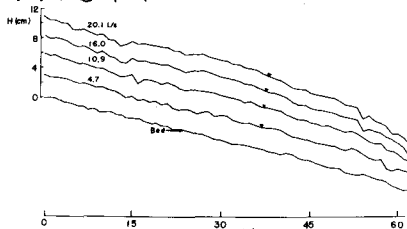


図-2 定常流の水面形

水流の計算を行なう場合に誤差が大きくなるものと考えられる。そこでまずこの点について考察を加えよう。

水深方向に速度分布の対数則が成立するものと仮定すれば、滑面水路での水深方向の平均流速 u は

$$\frac{u}{u_{xb}} = \frac{1}{K} (\ln M_1 R - 1), \quad \left. \begin{array}{l} M_1 = u_{xb}/u_{ms} \\ m_s = 1/\eta \end{array} \right\} \quad \dots\dots (2)$$

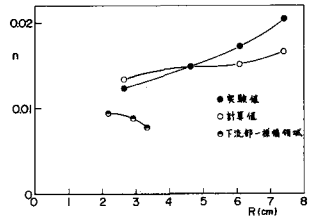


図-3 見地の粗度係数

のようにあらわされる。ただし、 u 以外の記号は通常用いられているものである。いま、平均流速 u で運動している水の高さを持つ単位幅の水柱に作用する力 η の場合式を立てると

$$-f u^2 + g h \zeta + \frac{d}{dy} \left(h \eta \frac{du}{dy} \right) = 0 \quad \dots\dots (3)$$

となる。ここに、 f は床面での摩擦係数で、 $f = K^2 / (\ln M_1 R - 1)^2$ であるとしておく。また、 η は横断方向の運動粘性係数である。 η の値は不明であるが、次元的に考えて、長さ l と平均流速 u の積に比例するものと仮定し、さらに η および u を一定値であると仮定して、

$$\eta = l u \quad \dots\dots (4)$$

と置くことにする。水深 h での二次元流速を U と置けば、(3) 式は

$$f(U^2 - u^2) + g h \zeta + K^2 \frac{d^2 U^2}{dy^2} = 0 \quad \dots\dots (5)$$

と書きなおされ、(5) 式の

$$\left. \begin{array}{l} y=0 \text{ で } U=0 \\ y=2b \text{ で } U=0 \end{array} \right\} \quad \dots\dots (6)$$

という境界条件下の解は

$$U = \left[1 - \frac{\cosh \sqrt{\frac{2f}{K^2 R h}} (B-y)}{\cosh \sqrt{\frac{2f}{K^2 R h}} B} \right] \frac{1}{2} \quad \dots\dots (7)$$

で与えられる。したがって、主流断面幅 $2b$ に対する平均流速 u_{mean} は

$$u_{mean} = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} U dy = \frac{U}{K b} M(Kb, Kb) \quad \dots\dots (8)$$

のようにして求まり、主流断面に対する Manning の粗度係数は

$$n = \frac{K b R^{\frac{2}{3}} f^{\frac{1}{2}}}{M(Kb, Kb) \sqrt{g h}} \quad \dots\dots (9)$$

と置くことができる。ここに、

$$M(Kb, Kb) \approx \left(1 - \frac{1}{16} S^2 - \frac{45}{3232} S^4 \right) Kb - \sinh kb \left(\frac{1}{2} S + \frac{1}{16} S^2 \cosh kb + \frac{1}{48} S^3 \cosh^2 kb + \frac{1}{24} S^3 + \frac{15}{1616} S^4 \cosh^3 kb + \frac{45}{3232} \cosh kb \right) \quad \dots\dots (10)$$

$$\text{ただし、} S = \frac{1}{\cosh \sqrt{\frac{2f}{K^2 R h}} B}, \quad K = \sqrt{\frac{2f}{K^2 R h}} \quad \dots\dots (11)$$

である。以上で形式的には Manning の粗度係数が求まったのであるが、 R , l , b および K の値があらわされなければならないければ実際に計算を行なうことはできない。

実験中の流れの観測によれば、主流断面幅は横工の先端から先端までと考えられ、それより外側の領域では、図-4 に示すように、1つの横工とつぎの横工との間で、1つの大きなゆるやかな渦が生じて死水領域となっている。したがって、鉛直方向の平均流速 u が 0 となる位置は、主流断面から死水域へ入り込んだ所であると考えられ、本実験の場合には、水深の大きい場合で 2cm 程度、小さい場

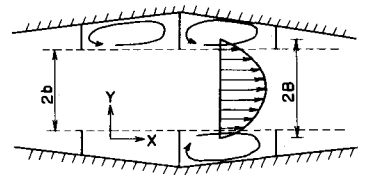


図-4 記号説明図

合で1cm 程度入った所であった。このような主流断面幅2bと平均流速u下流向きの値を算つような断面幅2Bを一般的に算することは今後の課題であると考えられるが、ここでは実験水路に対しては観察によって、実験河川に対しては湛水中に撮影した空中写真などから決定するものとしておこう。つぎに、 R およびuの値についてであるが、 l を混合距離と考へ、 u' をu方向の流速変動として

$$|u'| = l \, du/dy \quad \text{----- (12)}$$

と書けば、
$$R = \sqrt{u'^2}/u \quad \text{----- (13)}$$

と考えることができる。Townsend²⁾が複断面水路の低水路と高水路の境界面においてRの値を実測したところによれば、0.08程度となっており、本実験の場合でも0.1~0.01のオーダーの値であることが予想される。混合距離lについては不明であるが、水深によって規定される間が重要な役割を演ずるものと考えて、

$$l = R \quad \text{----- (14)}$$

と仮定しよう。このように考へて、 $R=8.8\text{cm}$ の場合に対して、 $R=0.045$ 、 $B-b=2\text{cm}$ とし、 $R=4.35\text{cm}$ の場合に対して、 $R=0.09$ 、 $B-b=1\text{cm}$ として、(17)式より平流流速の横断分布を求めて実験値と比較したのが図5である。この結果はRの見極めがうまく行けば(17)式は比較的よい近似を与えていることを示しているものと思われる。これらの実験値からただちにRの値を予測することはできないが、2例についてはRの値がほぼ一定に近いので、他の水深についてもこのような関係が成立するものとして、(9)式から主流断面に対するManningの粗度係数を計算した結果が図3中の破線である。大きな水深に対しては一致の程度はよくないが、粗度係数が一般水路のものにくらべて大きくなる状態や、水深の増加とともに増大して行く状態などがある程度説明することができる。

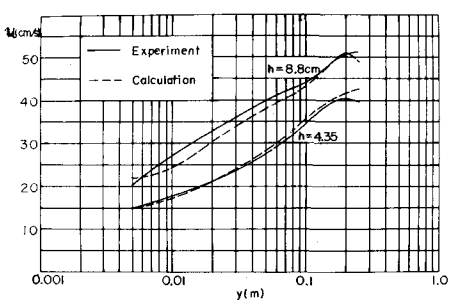


図5 平均流速の横断分布

ここで、このような考え方をするとき主流断面の幅の変化によって平均流速がどのように変化するかを調べてみると、 $\sqrt{25/R}=3$ とすれば、表-1に示す

表-1 主流断面幅の変化と平均流速

ようになる。ただし、bとBは等しいものとしている。実験河川に対しては $\sqrt{25/R}$ がどのような値になっているかの検討を必要とするが、河幅が広くなると二次元流に近づく傾向が認められる。

b/R	1	2	3	4	5	6	7	10
U_{max}/U_{avg}	0.807	0.906	0.944	0.954	0.962	0.968	0.975	0.981

さて、貯留効果の存在とともに、上記のような見極めの粗度係数の増加が認められるような不規則断面水路における湛水流について考えよう。図6は実験の水位~時間曲線と(17)式による計算結果とを比較の1例である。ただし、計算は3m地点において実験値を近似するように水位~時間曲線を折線で与え、Manningの粗度係数としては図3の実験値を近似すると思われる

$$n = 0.0015R + 0.00825 \quad \text{----- (15)}$$

という式に従って変化するものとして行なった。また、幅が場所的に変化する貯留域を平均化し、平均貯留域幅が17.5cm、主流幅が49.5cmの仮想の一樣断面水路としての計算を行なっている。なお、計算は大規模拡散係数の効果を調べるために、 $D=0$ とした場合と、(17)式の右辺中カッコ内のオ

値と同オーダーの値として $D_2=2\text{ m}^2/\text{sec}$ とした場合について行なった。図-2からわかるように定常流においても泥沙的に最大1cm程度変化する水深を平均化して取扱っていることや、計測の精度等を考えれば、計算値は実験値と比較的より一致を示しているものと考えることができよう。 D_2 の効果は、 D_2 が大きいほど逓減量は大きくなり、伝播速度が増大する傾向が認められるが、あまり顕著ではない。

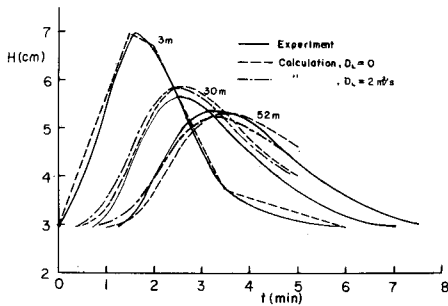


図-6 水位-時間曲線の実験と計算の比較

これに関連して、つぎに野留域幅、粗度係数および拡散係数を種々変化させたときの伝播速度と逓減量の変化の状態を調べよう。計算はすべて図-6に示した3m地点の水位-時間曲線(RUN B-1)を境界条件として解いたものである。

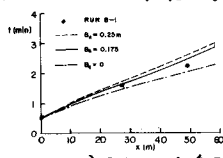


図-7 野留域中伝播速度

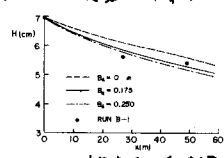


図-8 野留域中逓減量

図-7, 8は野留域幅の増加による伝播速度の遅れと逓減量の増大傾向を示している。ただし、粗度係数としては実験値を採用し、 $D_2=0$ としている。実験値の数が少ないので確かではないが、実験値は B_d が0.175mと0mとの間にあるようである。平均の野留域幅の0.175mをとるものとすれば、 D_2 あるいは n の値に少し修正を加えなければならないようである。

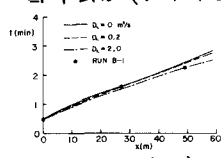


図-9 D_2 と伝播速度

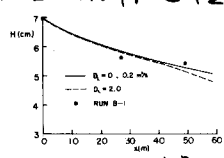


図-10 D_2 と逓減量

いまま $B_d=0.175\text{ m}$ とし、 n は(15)式を用いて、 D_2 のみを変化させた結果は図-9, 10のようであり、伝播速度については $D_2=2\text{ m}^2/\text{s}$ とした場合が実験値に近いようであるが、逓減量については $D_2=0$ の方がむしろ近いようである。このように、洪水流の特性から D_2 の値を推定することは D_2 の効果があまり顕著でないので困難であり、換言すれば本実験水路の洪水流に対しては D_2 はほとんど無視して差しつかえないものと考えられる。また、 $B_d=0$ 、 $D_2=0$ として粗度係数のみの効果をみれば、図-11, 12のようになる。ただし、 $n=0.009$ は横工まつけ

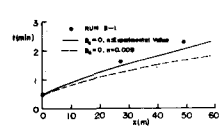


図-11 n と伝播速度

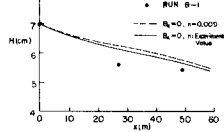


図-12 n と逓減量

な一様水路部分の平均粗度係数である。これらの図より、野留域が主流路に接して存在することによる粗度係数の増大の効果と、野留域が洪水流の伝播速度と逓減量に与える影響、すなわち河道の洪水調節効果をうかがい知ることができよう。

4. あとがき 野留域の存在する場合、とくに河幅・水深比の比較的小さい場合には、野留効果のみではなく、主流量と死水域との境界面に発生する渦による粗度係数の増大効果が重要となることを述べ、その特性について検討した。実際の河川でこのような効果かどのようにあらわれるか、今後の研究課題と考えられるが、その効果が見積られた場合とは(1)式で洪水流の解析がかなり得ることと示した。今後は加速度の比較的大きい場合について検討を行なう必要があるものと思われる。なお、計算には京大大型計算機を用い、研究費の一部として昭和45年度文部省科学研究費を当てた。ここに付記して謝意を表する。

参考文献 1)高橋保:不規則断面河道の洪水流(1), 第25回土木学会年次講演会。

2)Townsend, D.R.: An investigation of turbulence characteristics in a river model, Proc. I.C.E. 1968.