

複断面水路における洪水流

芦田 和男・高橋 保・竹元 忠嗣

FLOOD FLOW IN A COMPOUND CROSS-SECTIONAL CHANNEL

By Kazuo ASHIDA, Tamotsu TAKAHASHI and Tadashi TAKEMOTO

synopsis

In this paper, the characteristics of steady flow and unsteady flow in a compound cross-sectional channel are discussed by the experiments conducted in an experimental flume (50m in length, 3m in full width, 1.2m in flood plain width and 60cm in channel width)

The main characteristics of the flow in the compound cross-sectional channel is the retardation phenomena of the velocity of the main channel caused by the mixing of flow between the flood plain and the main channel. The hitherto calculating methods which divide the section into the main part and flood plain part overestimate the discharge in the main channel because they neglect the shear stress created by the mixing at the boundary of the two parts.

The authors discuss the mixing effects and also the mean velocity distribution by the assumption that the turbulent viscosity is proportional to the depth and velocity.

Using the results of the experiments of steady flow, the authors discuss the characteristics of flood flows theoretically and experimentally. The main results are that under this channel condition the celerity of the flood wave is less than that in the rectangular cross-section and the lateral flow discharge is very small and so the lateral water surface profile is nearly horizontal.

1. 緒 論

我国の河川は中下流部において水利用の見地から複断面形状がとられているものが極めて多い。また最近では年々増大する計画洪水流量に対処すべく河川改修の方法として堀削方式が注目され実施されてきている。このような状況を考えると、複断面水路における洪水流の特性を把握することは重要である。一方河道の維持の見地から複断面水路に対する流水の作用を明らかにすることもまた必要である。

しかし複断面水路における水流についての我々の知識はほとんどなく、従来単断面水路における水流の知識からの類推によって、いわゆる断面分割による流量計算が行なわれているようである。一方複断面水路の抵抗法則そのものを取扱おうとする実験的研究も^{2, 3}なされており注目すべき性質が明らかにされてきている。すなわち T. V. Zheleznyakov¹⁾ は種々の幅と粗度を持った高水敷によって各種水深に対する表面流速の横断分布を測定し、水流が高水敷に乗った場合、低水路の流速が低水路のみを流れる場合に比べて小さくなることを発見しこれを高水敷の運動学的な効果であるとしている。さらに彼は全断面の流量の計算式を提案しているが、表面流速の測定結果のみから実験的に出されたものであり、さらに検討が加えられ

なければならない。最近 R. H. J. Sellin²⁾ はやはり高水敷幅が比較的狭くかつ高水敷上の水深が小さい場合に断面分割による流量計算が過大の結果を与えることを明らかにし、また水流が高水敷上にあらわれる水位を境界として同一流量に対してその境界をはさむ二つの異なる水位が存在するという興味ある結果を得ており、さらに高水敷と低水路の境界に薄い隔壁を入れることにより、同一水深で流し得る流量が増加することを見出している。これらの現象はいわゆる高水敷の運動学的効果のあらわれであり、Sellin は低水路と高水敷の境界を通じての流水の混合効果にその原因を求めている。このように複断面水路では特有の興味ある現象があり、それらの原因は低水路と高水敷の境界を通しての運動量の交換にあるものと考えられるが、その定量的評価は未だなされておらず今後の研究にまたなければならない。以上定常流に対する複断面水路の抵抗法則が明らかにされていないので洪水流の特性を解明することは非常に困難であるが、ここでは複断面水路が洪水流に与える効果を見出すという見地から同一幅の単断面水路の場合との比較ということを念頭において議論を進めることにする。ただし複断面水路が洪水流に与える効果は高水敷が非常に広くかつ粗度が大きくて遊水池的な働きが期待されるものと、比較的狭くかつ整正な高水敷の場合とでは大きく異なることが予想される。ここでは後者の場合を取扱うことにする。このような場合は貯留効果は小さく、単断面の洪水流と異なるところがあるとすればそれは低水路と高水敷の境界を通して行なわれる運動量の交換現象によるものと考えられよう。以上のようなことから本文ではまず定常流によって複断面水路の水流の特性を把握し、しかる後に洪水流の特性を見出そうとするものである。

2. 実験の概要

実験水路は Fig. 1 に示すような全幅 3 m で中央に幅 60 cm、深さ 19 cm の低水路を持つ長さ 50 m、勾配 $1/1000$ のコンクリート製水路で、低水路、高水敷はともに同程度のモルタル仕上げとなっており、水理

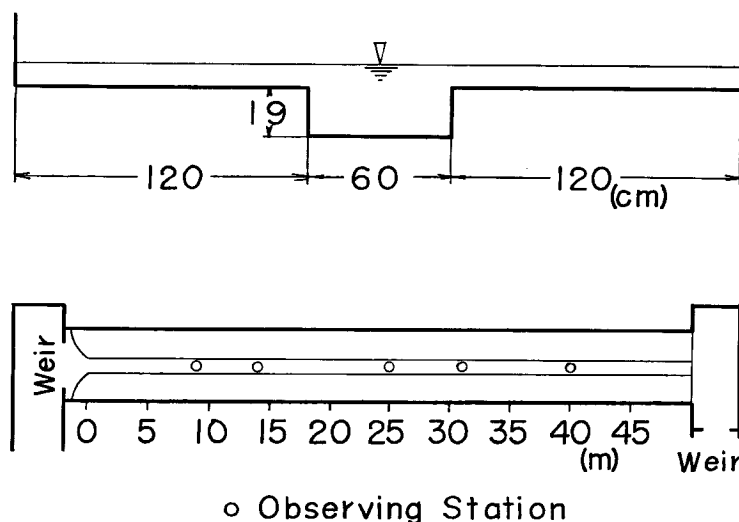


Fig. 1 Experimental flume

的には滑面に属するものである。高水敷幅にくらべて低水路幅が狭くかつ低水路水深が大きくなっており、それだけ運動量交換の効果は顕著に出てくるものと考えられる。なお上流端から 10, 15, 25, 35 m の位置の横断方向に 7 点水路底に孔をあけ U 字管を利用して、各点での横断方向の水面変動の状態がわかるようにしてあり、またこれを使って水路底に色素を注入し、流れの状況を知ることができる。流量は自動制御されるが、水路上下流端に量水槽を設置し、刃型四角堰によって直接流量記録がとれるようになっている。流速の

測定には水路入口の影響が消滅したと考えられる上流から 19m 地点で定常流に対してはピトー管および傾斜マノメータを使用し、洪水流に対してはピトー管および最大 20gr/cm² の差圧計を使用した。洪水流における水位の測定は 9, 14, 25, 31, 40m 地点において電気抵抗線式水位測定装置によって行ない、前述の水路底の孔を利用して横断方向の水位変動も測定している。

実験の種類は Table 1, 2 に示すようなもので Run 1 は低水路のみを流れる場合、Run 2~4 は高水

Table 1 Kinds of experiment (steady flow)

Run	Discharge (weir) Q_0	Integrated Discharge Q_1	Discharge Ratio Q_1/Q_0	main Channel Depth ($H+D$)	Flood Plain Depth (H)
1	71.1 (l/s)	69.1 (l/s)	0.972	17.0 (cm)	— (cm)
2	89.0	86.4	0.971	20.3	1.3
3	110.4	111.2	1.015	22.0	3.0
4	143.4	146.4	1.021	23.7	4.7

Table 2 Kinds of experiment (flood flow)

Run	Base Discharge	Max. Discharge	Duration Time
5	80.2 (l/s)	188.0 (l/s)	5.0 (min.)
6	80.2	192.5	7.5
7	80.2	190.4	15.0

敷上に流水のある定常流に対するもの、Run 5~7 は洪水流に対するもので同一の基底流量とほぼ同一の最大流量を持つが継続時間の異なる二等辺三角形の hydrograph のものである。なおこの実験では基底流量ですでに高水敷上に流水があり、一般の河川であられる洪水とは少し違っているが、問題をもっとも単純にするために採用したものである。いずれの場合に対しても高水敷上の水深は小さいがこのような場合にもっとも顕著な特性があらわれるものと考えられる。なお Table 中に書いた実験の他に数種の補助的な実験も行なっている。

水流の抵抗法則などを問題とする場合には特に実験の精度が問題となるが、定常流においては下流の水位調節堰を等流が得られるように調節した後流速の測定を行っており、また測定等流速線図の積分流量と堰の越流流量とは Table 1 に見るようにほぼ等しくなっており十分な精度で実験がなされているといえるだろう。

3. 実験結果とその考察

(1) 定 常 流

Fig. 2 は従来の断面分割による流量計算の結果と実験値との比較を行なったもので、計算値は低水路側で過大に、高水敷側で過少に評価し全体として過大に評価することになる。ただしこの計算では低水路と高水敷の境界でのせん断力はないものとしている。もし境界でのせん断力を低水路側壁と同じ粗度によるものと仮定しても結果は同様の傾向を示し、このような断面分割で正しい流量計算をするためにはこの境界において、低水路側に対しは上流方向へ、高水敷側に対しては下流方向へのせん断力を与えなければならない。この境界におけるせん断力の定量的評価をするためには流水の内部機構が解明される必要がある。Photo. 1 は高水敷上に過マンガン酸カリ溶液を注入して流れの状態を調べたものであるが、低水路と高水敷の境界付近では色素が大きく乱れ、境界付近の乱れの強いことを示している。このような流水の混合の生ずる結果低水路の水流は減速され、高水敷の水流は加速されるものと考えられるが、各実験ケースに対する断面平均流速、低水路平均流速、最大流速、表面最大流速と水深との関係を示すと Fig. 3 のようになり、高水敷上の

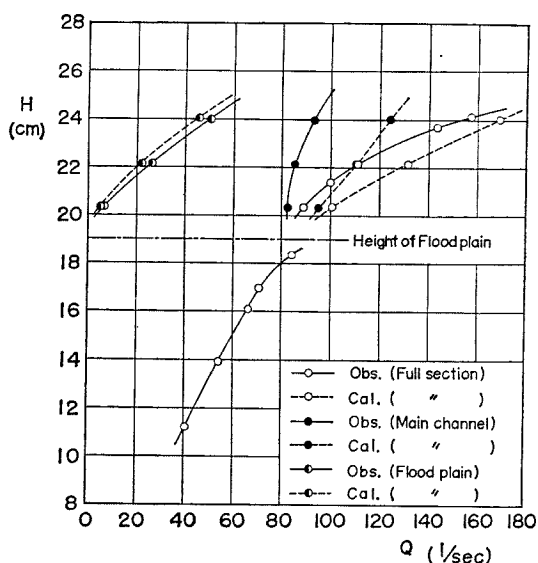


Fig. 2 Stage~discharge relationships which compare the discharge of the full cross-section with that of the cross-section elements and the calculation by the section dividing method.

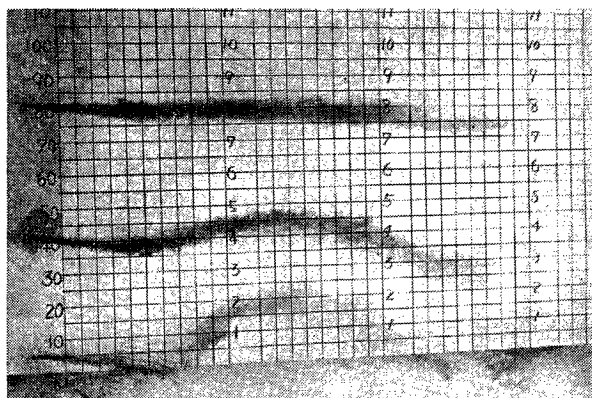


Photo. 1 Pattern of flow mixing

水位が上昇すると各流速は急激に低下し、高水敷上の水深が大きくなると回復する傾向がある。ただし低水路の平均流速は実験を行なった範囲内では高水敷上の水位が変化してもあまり顕著に変化せずほぼ一定値をとっている。このようなことは高水敷上の水深があまり大きくない場合におこるようで、Zheleznyakov や森平²⁾の実験によれば高水敷上の水深と低水路の水深の比が約 0.3 以下の場合にそのようになっている。今回の実験でもこの比は 0.3 以下であるが、これらの実験がいずれも低水路の幅が水深にくらべてあまり大きくない状態で作られたものでありこの限界の水深比に対しては今後さらに検討されなければならない。

Fig. 3 の傾向を見てもわかるように高水敷上の水深が増加すると境界を通しての混合効果が非常に大きく

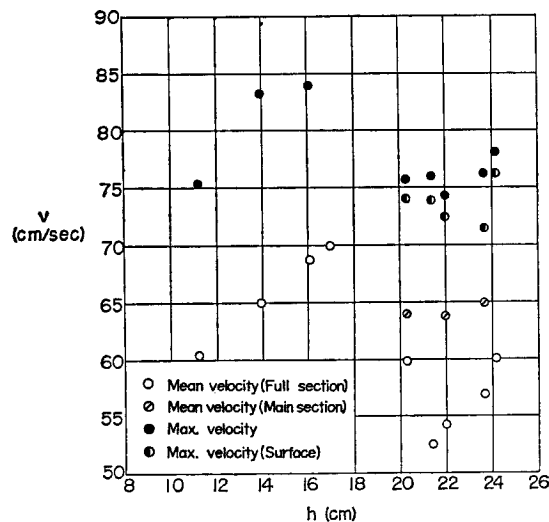


Fig. 3 Velocity~stage relationships

なり複断面としての特性を失ない、断面全体が一つの複雑な形状を持った低水路であると考えた方がよい結果になるものと思われる。森平の実験によれば水深の比が0.3を越えると低水路の平均流速と高水敷の平均流速がほぼ等しくなっており上記のことを示しているものと思われる。したがって複断面の効果が顕著なのは高水敷上の水深が低水路の水深に比してあまり大きくならない場合と考えられ、今回の実験の場合がそれに相当するものと考えられる。

さて水深と幅の比がかなり大きな長方形断面水路に対しては側壁の粗度が水路底と同一である場合には、底と側壁における摩擦速度を等しいとして、横断方向にも鉛直方向にも対数法則が成立すると仮定した

$$u = \frac{u_*}{\kappa} \frac{1}{\ln M_2 b} \ln M_2 y \ln M_1 z \quad \left. \vphantom{u = \frac{u_*}{\kappa} \frac{1}{\ln M_2 b} \ln M_2 y \ln M_1 z}} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_1 = u_*/m_s v, \quad M_2 = u_*/m_s v, \quad m_s = 1/9, \quad b \text{ は水路半幅}$$

がかなりよく実験値と一致する⁴⁾ が Run 4 を例にとって複断面の場合の低水路における流速分布を示すと Fig. 4 のようになり、(1)式を示す実線と実験値は大きくはずれている。ただしこの場合 u_* としては低水路と高水敷との境界面も低水路の潤辺であるとして $u_* = \sqrt{gRI}$ から計算したものであり、先の考察から明らかなように境界面においては潤辺よりもかなり大きなせん断力が働いているのであるからこのような式に合致するようにするには水路底の摩擦速度 u_* としてはもっと小さな値をとらなければならない。しかしもしこのような適切な u_* が求まったとしても z の大きい所では流速分布形状が大きく歪んでいるので全体として(1)式があてはまるということはない。Fig. 4 からわかるようにこのような場合でもなお水路底近傍では流速分布形状としては対数法則が成立しているようであり、各実験ケースについて流速の実測値から u_* を求めしかる後に境界におけるせん断力を計算すると Table 3 のように非常に大きいことがわかる。ただし表中の τ_s , τ_b , τ はそれぞれ低水路側壁、底面および境界でのせん断力を示す。

Fig. 4 をみてもわかるように複断面効果が顕著にあらわれる場合には低水路側壁のごく近傍を除いて比較的鉛直方向の流速分布の一樣化がおこっているようであり、いま実用的な意味で鉛直方向には流速は一樣であると考えて横断方向の平均流速の分布を考えてみることにする。

Haque⁵⁾ は単断面に対して流速の横断分布を渦動粘性係数が水深と流速の積に比例するとして理論的に取扱っている。ここでもそのような考え方に従うことにする。Fig. 5 に示すような記号を用いて水柱に対

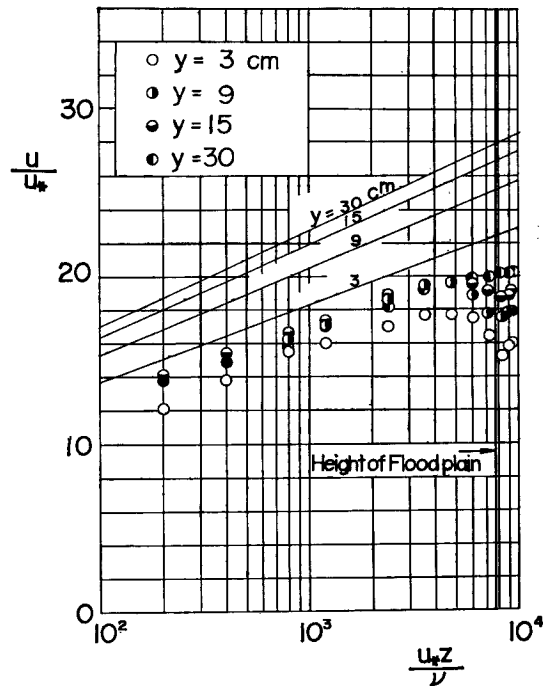


Fig.4 Comparison of velocity distribution of the experiment with the logarithmic law (Run4)

Table 3 Comparison of shear force at the boundary with that of side walls and base

Run	τ_s (dyne/cm ²)	τ_b (dyne/cm ²)	τ (dyne/cm ²)
4	6.5	8.2	67
3	2.6	5.9	118
2	4.4	5.8	262

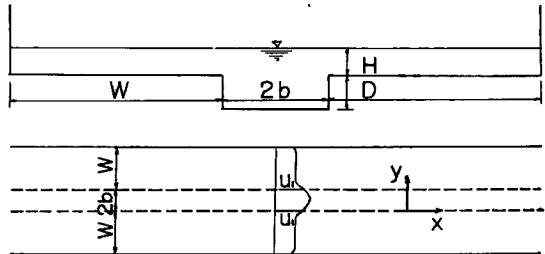


Fig. 5 Notatin

する x 方向の力の釣合を考えると

$$0 = -fu^2 + gih + \frac{d}{dy} \left(h\eta \frac{du}{dy} \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

となる。ここで渦動粘性係数 η として

$$\eta = k h u \quad \dots\dots\dots (3)$$

と仮定すると、(2)式は容易に解ける形となる。いま高水敷上の流速分布を求めることにする。水深 H に対する2次元流の流速を U_v と書くと

(2)式は

$$\frac{d^2 u^2}{dy^2} + \frac{2f}{kH^2} (U_v^2 - u^2) = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

となりこれを境界条件

$$\left. \begin{array}{l} y=0 \quad \text{で } u=u_1 \\ y=-W \quad \text{で } u=0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

のもとに解くと

$$u^2 = U_p^2 + \frac{1}{\sinh \sqrt{\frac{2f}{kH^2}} W} \left\{ (u_1^2 - U_p^2) \sinh \sqrt{\frac{2f}{kH^2}} (W+y) + U_p^2 \sinh \sqrt{\frac{2f}{kH^2}} y \right\} \dots\dots\dots(6)$$

となる。つぎに低水路内の流速分布を求める。低水路の水深 $h=H+D$ に対する2次元流の流速を U_s とし、

$$\frac{d^2 u^2}{dy^2} + \frac{2f}{k(H+D)^2} (U_s^2 - u^2) = 0 \dots\dots\dots(7)$$

を境界条件、

$$\left. \begin{array}{l} y=0 \quad \text{で } u=u_1 \\ y=2b \quad \text{で } u=u_1 \end{array} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

のもとに解くと

$$u^2 = U_s^2 - \frac{\cosh \sqrt{\frac{2f}{k(H+D)^2}} (b-y)}{\cosh \sqrt{\frac{2f}{k(H+D)^2}} b} (U_s^2 - u_1^2) \dots\dots\dots(9)$$

となる。(8), (9)式でそれぞれの流速分布形が求まるがこれらの式ではまだ u_1 が未知数である。高水敷側から $y=0$ でのせん断力を計算すると

$$\tau = \frac{1}{2} kH(u_1^2 - U_p^2) \sqrt{\frac{2f}{kH^2}} \dots\dots\dots(10)$$

となる。また低水路側から $y=0$ でのせん断力を計算すると、

$$\tau = \frac{k(H+D)(u_1^2 - U_s^2)}{2 \sinh 2 \sqrt{\frac{2f}{k(H+D)^2}}} \sqrt{\frac{2f}{k(H+D)^2}} \left\{ 1 - \cosh 2 \sqrt{\frac{2f}{k(H+D)^2}} b \right\} \dots\dots\dots(11)$$

となる。境界での実際のせん断力の分布は不明であるが、流速分布を一樣と考えているのでせん断力も一樣に分布しているものと仮定する。このようにすると(10)式と(11)式の τ の値が等しいとおくことによって境界での流速 u_1 が求められる。ただし高水敷と低水路での k および f の値は異なっているものと考えられる。抵抗係数 f と Manning の抵抗法則との関係は、

$$f = \frac{n^2 g}{R^{1/3}} \dots\dots\dots(12)$$

である。また k の値としては流速分布が対数法則に従うものとするとき渦動粘性係数は

$$\eta = \kappa f^{1/2} u z \dots\dots\dots(13)$$

で与えられるから η の水深方向の平均値をとることにより、

$$k = -\frac{1}{2} \kappa f^{1/2} \dots\dots\dots(14)$$

で与えられよう、ただしこのように考える場合には Reynolds stress が鉛直方向にも水平方向にも同じ大きさで分布しているものと考えているわけであり、実際に(14)式で与えられる k の値を使って横断方向の流速の分布を計算すると実験値より u_1 を過大にし、よい結果が得られない。しかし k の値を適当にとると実験値と計算値がかなりよく一致することが考えられるのでそのような計算を行なった結果が Fig. 6 である。図中低水路と高水敷の境界において実験値が小さくなっているのは低水路側壁の影響と考えられ平均流速をとって考える場合には高水敷側の u_1 と低水路側の u_1 が不連続になることが考えられ、 η が水深と流速の積に比例するという仮定、流速の分布およびせん断力の分布が一樣であるという仮定とともに上記のような理論解の欠点を示しているものと考えられる。しかしこのような根本的な欠陥を含んでいるにもかかわらずし

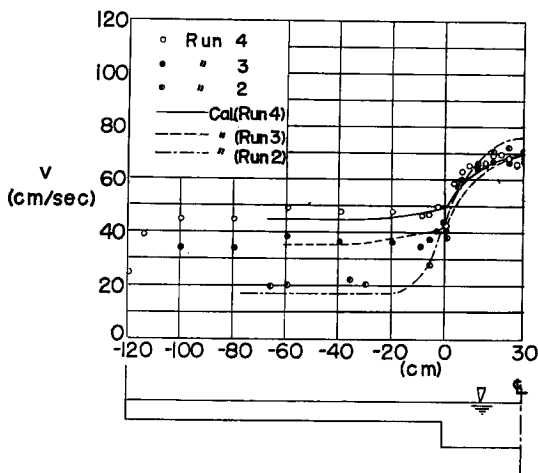


Fig. 6 Lateral distribution of mean velocity compared with the calculation

k の値が適切に与えられるならばこの理論解によっても流速の横断分布の大体の型が説明されることが図に示されている。この計算において使われた k の値は Fig. 7 に示されるようなもので水深によって大きく変化している。この k の値の変化を多くのデータから求めることによって複断面の流速分布の大体の形状を知ることもしようが、本来この種の問題は3次元的なものであり今後はさらに詳細な3次元の取扱いがなされなければならないであろう。

(2) 洪水流

上に考察してきたように定常流においては低水路と高水敷の境界における流水の混合作用が大きく、低水路の流速は高水敷上の水深があまり大きくならない場合には水深が変化

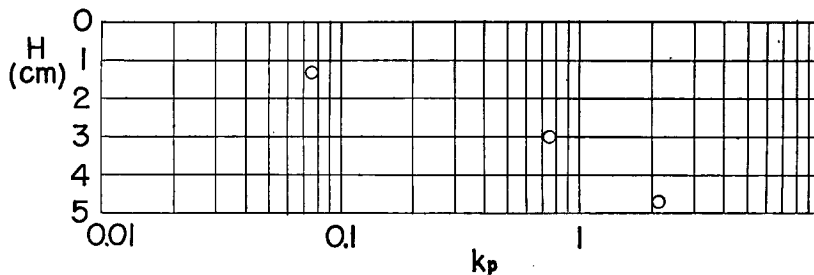


Fig. 7 (1) Values of k on the flood plain

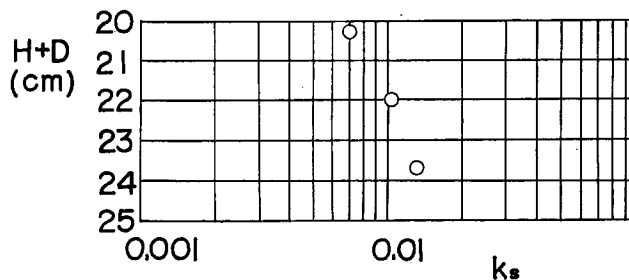


Fig. 7 (2) Values of k in the main channel

してもほぼ一定値を保持している。高水敷が非常に広くて遊水池的な貯留効果が期待される場合には洪水の上昇期には低水路から高水敷への流出がおり、その流れは低水路の流水に対して作用しないものと考えられ低水路の流速はかなり速くなるものと思われる。一方下降期には逆に高水敷から低水路へ流出をみ、低水路の流水は高水敷の運動量との混合作用を受けるだろう。したがってこのような横断方向の流れが生ずる場合には横断方向に水面勾配が生じ、水面形は上昇期に低水路部分で凸に、下降期には凹になることが予想さ

れる。しかし今回の実験を行なうような高水敷の粗度が小さくかつあまり広くないような場合には高水敷の貯留作用はあまり期待できなく、水位上昇期においても低水路と高水敷の境界面を通しての混合作用があるものと思われる。実験 5, 6 に対して高水敷上 0.5cm の高さにおける流速の時間的変化を調べたのが Fig. 8 (1), (2) であり、低水路の流速は最初増大するが、高水敷上の流れの作用を受けてあまり大きくなれずかえって減少するような傾向がみられ高水敷上の流速が大きくなるにつれてまた増大し結局二つのピークが現われている。そして高水敷上の流速の変動は大きい、低水路の流速の変化割合は小さくなっている。このようなことから、こうした断面形の場合には定常流の場合と同じく高水敷上の水深があまり大きくならない場合には低水路の流速はほぼ一定値をとると仮定してもよいものと思われる。なお図において流速減少期において低水路中央の流速よりも、側壁から 15cm の点の流速の方がかえって大きくなるという興味ある結果が出ているが 2 次流の分布とともに今後の詳細な測定を必要とする。

さてこのような場における洪水流の理論的検討を加えることにしよう。

Fig. 5 の記号を使うと、連続式は低水路上も高水敷上も同時に同じだけの水位変化があるものとする

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = -\frac{\partial Q_f}{\partial x} \quad (15)$$

となる。ただし Q_s , Q_f はそれぞれ低水路と高水敷の流量であり、

$$\left. \begin{aligned} Q_s &= 2u_s b(D+h) \\ Q_f &= 2u_f W h \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

である。いま考えているのは高水敷幅が水深にくらべて十分に広い場合であり、そのような場合には低水路と高水敷の境界における混合効果を考慮に入れても平均流速 u_f としてはほぼ 2 次元流れに対するものに等しくなるものと考えられる。そうすると加速度項を無視して

$$u_f = \frac{1}{n} h^{2/3} \left(i - \frac{\partial h}{\partial x} \right)^{1/2} \quad (17)$$

となる。したがって

$$\frac{\partial Q_f}{\partial x} = \frac{5}{3} (2W) u_f \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{(2W) h u_f}{2 \left(i - \frac{\partial h}{\partial x} \right)} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (18)$$

一方低水路の流速は先に考察したことより一定と仮定する。そうすると

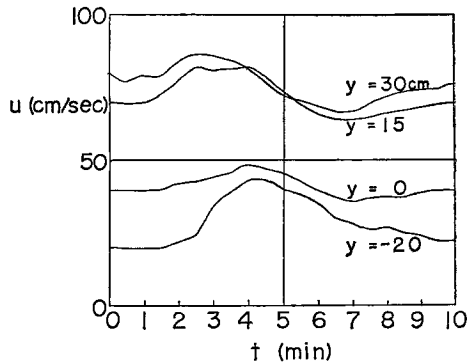


Fig. 8 (1) Velocity~time relationship (Run5)

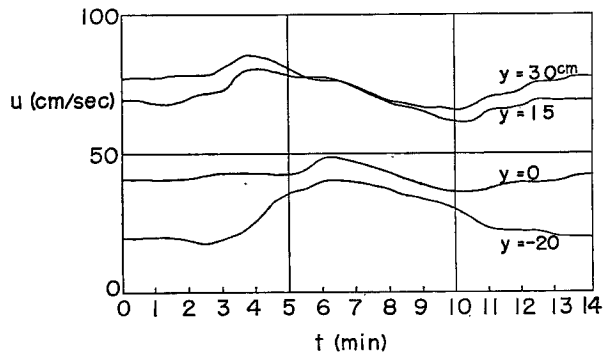


Fig. 8 (2) Velocity~time relationship (Run6)

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} = 2u_s b \frac{\partial h}{\partial x} \dots\dots\dots (19)$$

(18), (19)式を連続式(15)に入れて整理すると,

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \left\{ 2u_s b + \frac{5}{3} (2W) u_f \right\} \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{(2W) h u_f}{2B \left(i - \frac{\partial h}{\partial x} \right)} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \dots\dots\dots (20)$$

となる。このような拡散方程式は例えば速水の洪水理論⁶⁾でも取扱われているがここでは逐次近似によって解く。

第1近似としては右辺の拡散項は無視され,

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \left\{ 2u_s b + \frac{5}{3} (2W) u_f \right\} \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (21)$$

となる。これは伝播速度

$$\omega = -\frac{1}{B} \left\{ 2u_s b + \frac{5}{3} (2W) u_f \right\} \dots\dots\dots (22)$$

の kinematic wave を示している。いま $x=0$ 地点において,

$$h = F(t) \dots\dots\dots (23)$$

が与えられたものとし、その地点における $t=\tau$ の同一位相を追跡することを考える。第1近似解を H_1 とし、第2近似解を

$$H_2 = H_1 + h \dots\dots\dots (24)$$

とする。 $dH_1/dx=0$, $\partial\omega/\partial x=0$ であるから

$$\frac{\partial H_1}{\partial x} = -\frac{1}{\omega} \dot{F}(\tau), \quad \frac{\partial^2 H_1}{\partial x^2} = \frac{1}{\omega^2} \ddot{F}(\tau) \dots\dots\dots (25)$$

したがって第2近似解を与える h は $\partial^2 h/\partial x^2$ を無視して,

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \left\{ 2u_s b + \frac{5}{3} (2W) u_f \right\} \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{(2W)(H_1+h)u_f}{2B \left\{ i - \frac{\partial(H_1+h)}{\partial x} \right\}} \left\{ \frac{1}{\omega^2} \ddot{F}(\tau) \right\} \dots\dots\dots (26)$$

となる。 $x=0$ で $h=0$ であるから特性曲線

$$\frac{dx}{dt} = \omega \dots\dots\dots (27)$$

上において,

$$H_2 = H_1 \left\{ 1 + \frac{2W u_f}{2B \left\{ i - \frac{\partial H_1}{\partial x} \right\}} \frac{1}{\omega^3} \ddot{F}(\tau) x \right\} \dots\dots\dots (28)$$

で第2近似解が与えられる。したがって水位ピークの低減係数 λ は,

$$\lambda = \frac{B^2 W u_f \ddot{F}(\tau_m)}{\left\{ 2u_s b + \frac{5}{3} (2W) u_f \right\}^3 i} \dots\dots\dots (29)$$

で与えられる。

Fig. 9 は水位ピークの低減の状態を示したもので低減量の計算値と実測値はあまりよく合っていないが、**Fig. 10** の値の計算精度などを考えるときこの結果から直ちに(29)式の適否を論ずることはできない。

つぎに水位ピークの伝播速度の実測値と計算値を比較したのが **Fig. 10** である。ただし計算値はいずれも Run 7 に対するものである。実験値で下流端近傍の伝播速度が非常に速くなっているのは下流端の流出条件が影響しているものと思われる。図中には複断面水路と同一の幅を持った単断面水路の理論的なピーク実伝播速度を示しているが、複断面水路の方が単断面水路にくらべて伝播速度が遅くなっている。すなわち

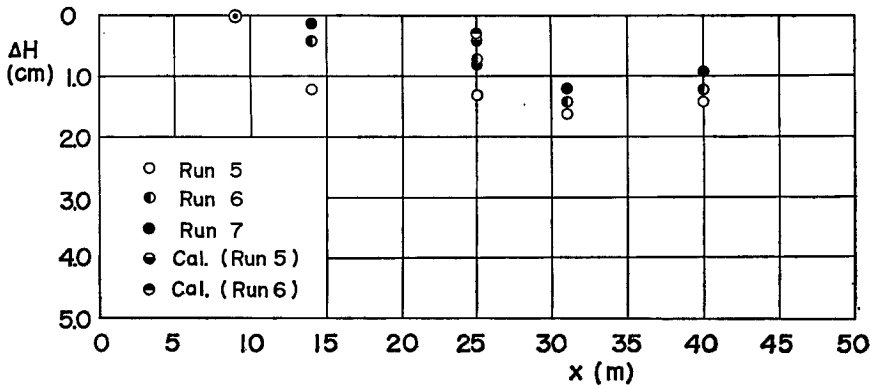


Fig. 9 Attenuation of stage maximum

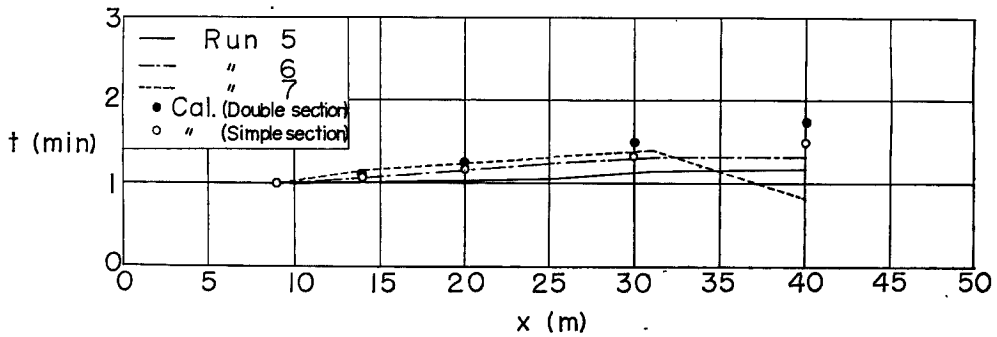


Fig. 10 Phase lag (Calculation values correspond to Run7)

同一のピーク流量を持つ洪水について単断面での水深を h_0 と書くとき単断面での伝播速度 ω_s と複断面での伝播速度 ω_a の差は

$$\omega_s - \omega_a = \frac{1}{n} i^{1/2} \left\{ h_0^{2/3} \left(\frac{5}{3} - \frac{1}{H+D} h_0 \right) - \frac{2W}{B} H^{2/3} \left(\frac{5}{3} - \frac{H}{H+D} \right) \right\} \dots\dots\dots (30)$$

となりいま考えているような $D \gg H$ の範囲では $h_0/(H+D)$, $H/(H+D)$ は $5/3$ に比して無視できるので、 $\omega_s - \omega_a > 0$ となり単断面の方が複断面よりも洪水伝播速度が速いということになる。

つぎに低水路と高水敷の境界面を通しての流出入量を調べる。流出入量 q は

$$q = (W-b) \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{1}{2} \left(\frac{\partial Q_s}{\partial x} - \frac{\partial Q_f}{\partial x} \right) \dots\dots\dots (31)$$

で与えられ、 $q > 0$ のとき低水路から高水敷への流出を示し $q < 0$ のとき低水路への流入を示す。(31), (32)より

$$q = (W-b) \frac{\partial h}{\partial t} - \left(u_s b - \frac{5}{3} W u_f \right) \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{W h u_f}{2 \left(i - \frac{\partial h}{\partial x} \right)} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \dots\dots\dots (32)$$

となる。右辺第3項を無視し、 $-(\partial h / \partial t) / (\partial h / \partial x)$ の値が近似的にピークの伝播速度に等しいことから

$$q = \left\{ (W-b) + B \frac{u_s b - \frac{5}{3} W u_f}{2 u_s b + \frac{5}{3} (2W) u_f} \right\} \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (33)$$

となり、今回の実験の場合には右辺のカッコ内の値は正であるので $\partial h / \partial t > 0$ のときすなわち水位上昇期において低水路から高水数への流出があることになる。これによる横方向の流速は

$$V_t = \frac{q}{h} = \frac{1}{h} \left\{ (W-b) + B \frac{u_s b - \frac{5}{3} W u_f}{2u_s b + \frac{5}{3} (2W) u_f} \right\} \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (34)$$

であり、流向は

$$\tan \alpha = V_t / u_f \dots\dots\dots (35)$$

で与えられることになる。今回の実験においては q の値は最大になると考えられる洪水の立上がり付近においても 0.3cc/sec の order, V_t は 0.2cm/sec の order で流向は水路軸方向と 40分程度の偏りということになり、色素を流して確かめても流れの偏りを認めることは困難であった。したがって横断方向の水面勾配も非常に小さく傾斜ノメータに水位を導いて測定してもそれを認めることはできなかった。このような場合の河道貯留の効果は小さいと考えられる。

4. 結 論

複断面水路の定常流と洪水流の実験的研究を行なって得られた主な結論は、まず定常流については

(1) 複断面水路での流量計算は従来断面分割によってなされているが、これによると低水路の流量を過大に、高水数の流量を過小に見積る傾向にある。

(2) このようなことは低水路と高水数の境界において流水の混合がおこる結果その境界面に非常に大きなせん断力が働くためにおこるものである。

(3) 複断面の効果最も顕著に現われるのは高水数上の水深が比較的小さい場合であり、そのような場合には水深が多少変化しても低水路内の流速はほとんど変化しない。

(4) 平均流速の横断方向分布は $\eta = k h u$ と仮定して計算した場合、比例定数 k の見積り方が正しい場合には実験値と比較的よく一致させることができる。

一方洪水流に対しては

(5) 実験を行なったような複断面水路では低水路と高水数の境界を通しての水の流出入量は少なく、したがって横断方向の水面勾配もほとんどつかない。このような場合には洪水流においても定常流と同様に高水数と低水数の境界における混合現象が重要である。

(6) 高水数上の水深があまり大きくない場合には定常流の場合と同様の現象がおこっているということから、低水路の流速を一定と仮定して洪水流の理論的解析ができ伝播速度は(28)式、水位の低減係数は(29)式となる。

(7) 複断面の洪水の伝播速度は今回の実験のような条件下では同じ幅の単断面水路を伝播する場合よりも遅い。

以上のような結論はいずれも低水路の幅が深さにくらべてそれほど大きくない場合について得られたものであり、もっと低水路の幅の広い場合や高水数の幅が非常に広くかつ粗度の大きい場合等については今後検討が加えられなければならないが、要するに今回の実験の場合のような複断面水路ではその断面効果は定常流に対しても洪水流に対しても、低水路と高水数の境界における流水の混合効果であるので今後この効果の定量的評価に努めなければならないであろう。

参 考 文 献

- 1) T. V. Zheleznyakov: Gidravlicheskie obosnovanie metodov rechnoi gidrometrii, Izdatel'stvo Akademii Nauk SSSR, Moskva-Leningrad, 1950
- 2) R. H. J. Sellin: A Laboratory Investigation into the Interaction between the Flow in the Channel of a River and that over its Flood Plain, La Houille Blanche No. 7 1964 pp. 793—

801

- 3) 森平倫生：複断面水路水流の抵抗法則に関する研究：京大修士論文 昭36.3
- 4) 足立昭平：固定床河川模型水路の人工粗度に関する研究，学位論文 昭36
- 5) S.M.A. Haque: The effect of eddy viscosity on the velocity pprofile of steady flow in a uniform rough channel, Journal of Fluid Mechanics Vol 5, 1959 pp.310—316
- 6) S. Hayami: On the propagation of flood waves. Disaster Prevertion Research Institute Kyoto Univ. Bulletin No.1 1951