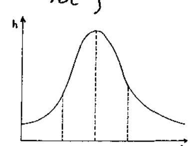
II-68　洪水の伝播速度について

京大防災研究所　正員○小葉竹重機，　石原安雄

われわれは河道網系における洪水の伝播合成過程を単純なおくれ過程と線形合流過程とから成るものと考え、いわゆる一次元多段過程として表現した[1]。しかし洪水流出という非線形現象を線形系によって表現しようとする以上、まずその背景となる物理的意義ないしは近似度を明確にしておくことが必要で、またその適用にあたっては自から制約があるはずで、この条件を明らかにしておくことも重要である。本報告はこうした立場に立って、河道内における洪水の伝播現象のうち伝播速度について考察を加えたものであるが、便宜上、一地点における流量の増減に伴う洪水の伝播速度の変化と、流下方向に沿っての伝播速度の変化とに分けて考察を行う。

1. 一地点における洪水の伝播速度　すでに多くの研究者によって指摘されているように、上下流の2点で測定されたhydrographを時間をずらせて重ね合わせてみると、増水期については両者がほぼ一致し、減水期には下流側でのてい減がやや緩やかになっていることが見出される。高橋[2]は洪水波の立上り部分を除けばkinematic waveとしての特性が顕著であることを考慮して、一定波高の点の伝播速度ωに対して(1)式を得た。(1)式は図1に示すようにhydrographの二つの変曲点の間ではωが一定になり得る可能性があることを表わしている。これらのことから、少なくとも洪水の増水期の流況はいわゆる一様進行流によって近似的に表現することができるように思われる。一様進行流についてはよく知られているが、以後の説明のためにその特性の一部を述べる。(2)式の連続式に $X=t$, $Y=x-\omega_0 t$, ($\omega_0=\mathrm{const.}$) なる変数変換を行うと(3)式が得られる。一様進行流であるための条件、$\partial A/\partial X=0$, $\partial Q/\partial X=0$ から(3)式は(4)式となって、(5)式が得られる。いま一様進行流となる始点を (A_1, Q_1), 続点を (A_2, Q_2) とすると、いずれの点においても(5)式が成立しなければならないから、結局(6)、(7)式が得られる。すなわち一様進行流では(5)式によってQとAとは直線関係にあり、ω_0は(6)式、Q_0は(7)式で与えられるという結果が得られた。図2は長良川忠節地点で観測された洪水ごとの流積・流量関係である。この図から増水期(図中白丸)にはA～Q関係はほぼ直線となることが認められ、これまでの考察の結果を裏づけるものである。また減水期(図中黒丸)には下に凸の曲線となり、全体として一つのループを描くことも認められる。以上のように、洪水波はとくにその前面で一様進行流的性格を有するが、このことが、われわれが雨水流出過程を考える上で仮定した線形河道のうち、伝播を単純なおくれ過程とすることの物理的背景と考えることができる。

$$\omega \approx \frac{5}{3}V\left\{1+\frac{9}{50}\frac{nH^{1/3}}{i^{3/2}}\left(1-\frac{4}{9}F_r^2\right)\frac{\partial^2 H/\partial t^2}{\partial H/\partial t}\right\} \tag{1}$$



①	5/3 V	↗	↗	↘	↘
②	$\partial^2 h/\partial t^2$	+	−	−	+
③	$\partial h/\partial t$	+	+	−	−
④	②÷③	+	−	+	−
⑤	ω	↗	→	→	↘

図 1

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=0 \tag{2}$$

$$\frac{\partial A}{\partial X}-\omega_0\frac{\partial A}{\partial Y}+\frac{\partial Q}{\partial Y}=0 \tag{3}$$

$$\frac{dQ}{dY}=\omega_0\frac{dA}{dY} \tag{4}$$

$$\omega_0 A-Q=Q_0\equiv \mathrm{const.} \tag{5}$$

$$\omega_0=\frac{Q_2-Q_1}{A_2-A_1} \tag{6}$$

$$Q_0=\frac{A_1Q_2-A_2Q_1}{A_2-A_1} \tag{7}$$

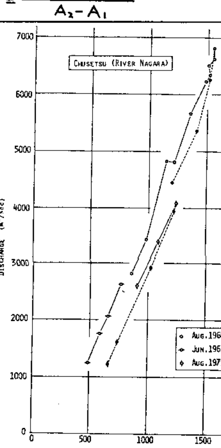


図 2

2. 流下方向における伝播速度の変化　本節では、一つの洪水流の中のある水塊に注目し、その水塊を含む部分の伝播速度が流下とともにどのように変化するかについて考察を行うが、思考モデルとしては、水理幾何学における場合と同様に、定常状態を対象とする。また伝播速度ωは平均流速vによって表わされるから、以下ではvについて考察を進めることにする。上田[3]は九州の諸河川における実測資料をもとに、径深R(単位m)を $R=(k\cdot A^{p'-1})^{\frac{2}{3}}$, (A：河積 m^2) とおいたとき、$k=0.402F^{-0.114}$, (F：流域面積 km^2), $p'=1.45$ という結果を得た。すなわち径深と河積の関係は、流域面積をパラメーターとして(8)式で表わされることになる。**2.1 山地河川の平均流速**　一般に山地河川では河床に露出した基岩とか、大きな岩石などが流れの抵抗に大きく関与すると考えられ、これは粗度の示す抵抗と類似した特性を示すものと考えられる。そこで、Herbich 等[4]が15cm立方のブ

ロックを並べて行った実験や、従来数多く行われている桟粗度の実験結果から、山地河川の抵抗則として(9)~(12)式を仮定する。(9)式は(13)式に変形され、ここで粒径dの算定が問題となる。単位幅当りで考え、その流量をqとすると(9)式より(14)式が得られる。いま、礫が移動する限界状態を考えれば、一般に(15)式が成立し、この時のqをq_cとすれば、結局(14)、(15)式からdは(16)式となる。山地河川においては、河道全長にわたってq_cが一定であると仮定すると、定数項をα'で表わせば(17)式となる。いまβを1/6とした(17)式と、(8)式を(13)式に代入すれば、山地河川の平均流速式として(18)式が得られる。

$$R = 0.255\, F^{-0.171} A^{\frac{2}{3}} \quad (8)$$

$$v/u_* = \alpha (R/d)^{\beta} \quad (9)$$

ただし $\beta = 0.552,\ 1 \leqq R/d < 5$ (10)

$\beta = 0.216,\ 5 \leqq R/d < 10$ (11)

$\beta = 1/6,\ 10 \leqq R/d < 10^2$ (12)

$$v = \alpha \cdot g^{\frac{1}{2}} I^{\frac{1}{2}} R^{\frac{1}{2}+\beta} d^{-\beta} \quad (13)$$

$$u_* = \alpha^{-\frac{1}{3+2\beta}} d^{\frac{\beta}{3+2\beta}} q^{\frac{1}{3+2\beta}} (g \cdot I)^{\frac{1+\beta}{3+2\beta}} \quad (14)$$

$$u_{*c}^2 = 0.05\left(\frac{\sigma-\rho}{\rho}\right) g \cdot d \quad (15)$$

$$d = \left\{(0.05 \cdot A)^{-\frac{3+2\beta}{3}} \alpha^{-\frac{2}{3}} g^{-\frac{1}{3}}\right\} \cdot q_c^{\frac{2}{3}} \cdot I^{-\frac{2}{3}(1+\beta)} \quad (16)$$

$$d = \alpha' I^{\frac{2}{3}(1+\beta)} \quad (17)$$

$$v = \alpha'' F^{-0.171(\frac{1}{2}+\beta)(\frac{3}{4+2\beta})} I^{(\frac{1}{2}-\frac{7}{9}\beta)(\frac{3}{4+2\beta})} Q^{\frac{1+2\beta}{4+2\beta}} \quad (18)$$

2.2 砂堆河床Ⅰの平均流速　砂堆河床Ⅰとは砂堆が発達過程にある河床で、砂堆河床Ⅱとは砂堆が安定に保たれている河床とする。有効せん断力に対応する径深をR'とすれば一般に(19)式が成立し、指数式で近似すれば(20)式となる。(20)式にdの表示式である(16)式を代入し、$R' = \gamma_1 R$, (γ_1:定数)と仮定すれば平均流速式として(21)式が得られる。(21)式に(8)式を代入し、$Q = A \cdot v$の関係を用いると(22)式となり、ある河道区間に対してq_cを一定と考えると(23)式となる。図3(a)(b)は木津川の加茂と島ヶ原における流量観測の結果で、実線はIを河床勾配としたときの(23)式を表わし、γ_2は観測結果に合うように決めたものである。両地点のγ_2はほぼ等しく、前述の仮定を裏づけるものである。 2.3 砂堆河床Ⅱの平均流速　砂堆が最も安定に保たれている状態では(24)式が成立し、これまでと同様にして、平均流速式として(25)式が得られる。

$$v/u_*' = 6.0 + 5.75\log(R'/2d) \quad (19)$$

$$v/u_*' = 7.66(R'/2d)^{\frac{1}{6}} \quad (20)$$

$$v = (18.9\, \gamma_1^{\frac{2}{3}} q_c^{-\frac{1}{9}}) R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{10}{27}} \quad (21)$$

$$v = (4.07\, \gamma_1^{\frac{6}{13}} q_c^{-\frac{1}{13}}) F^{-0.117\frac{6}{13}} I^{\frac{10}{37}} Q^{\frac{4}{13}} \quad (22)$$

$$v = \gamma_2 F^{-0.0789} I^{0.256} Q^{0.308} \quad (23)$$

$$v/u_* = \varphi_0 \approx 10 \quad (24)$$

$$v = (\varphi_0^{\frac{3}{4}} g^{\frac{3}{8}} 0.255^{\frac{3}{8}}) F^{-0.171 \cdot \frac{3}{8}} I^{\frac{3}{8}} Q^{\frac{1}{4}} \quad (25)$$

2.4 洪水時の流下方向における伝播速度の変化　これまでの考察によって、i次の河道と$(i+1)$次の河道における平均流速の比は、両者が同じ抵抗則に従うならば、(26)式の形で与えられる。地形則の検討から$F_{i+1}/F_i = 4.3$, Iとして近似的に河床勾配をとれば$I_{i+1}/I_i = 1/2.17$という値が得られており、また、流下に伴う流量の増加は一つの目安として(27)式へCreager式(Q: m³/sec, F: km²)を用いると、(26)式の計算が行える。河床形態が変る場合は(18)、(23)、(25)式の比を考えなければならないが、定数項の算定が困難であるので、ある河床形態はその前後の河床形態の性質を合わせ持つと考えて(26)式を用いることにする。計算の諸元は表1に示す。結果が図4で1次河道の平均流速との比で表わしてある。この結果から、洪水流の平均流速は、流下の途中で最大値が現われるという極めて興味ある結果が得られた。また、ここで対象とした仮想流域の場合には、3次から8次までの間での平均流速の変化はあまり大きくないことがわかる。

$$\left(\frac{v_{i+1}}{v_i}\right) = \left(\frac{F_{i+1}}{F_i}\right)^{a_1}\left(\frac{Q_{i+1}}{Q_i}\right)^{a_2}\left(\frac{I_{i+1}}{I_i}\right)^{a_3} \quad (26)$$

$$Q_p = 124.2\,(F/2.56)^{F'},\quad F' = 0.935\,F^{-0.048} \quad (27)$$

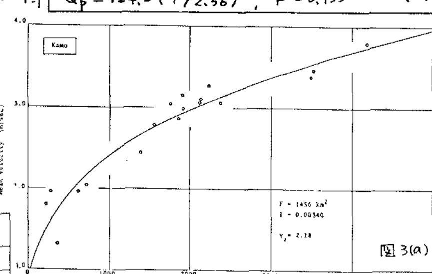
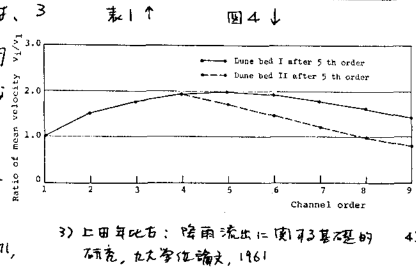


図3(a)

Channel order	Drainage area (km²)	River bed configuration	$V_r = F_r^{a_1} Q_r^{a_2} I_r^{a_3}$: a_1	a_2	a_3	Q_r
1	0.10	Mountainous β = 0.552				
2	0.43	Mountainous β = 0.552	- 0.106	0.412	0.0415	4.30
3	1.85	Mountainous β = 0.216	- 0.0829	0.323	0.225	4.20
4	7.95	Mountainous β = 1/6	- 0.0789	0.308	0.256	3.50
5	34.2	Dune bed I	- 0.0789	0.308	0.256	2.96
		Dune bed II	- 0.0641	0.250	0.375	
6	147	Dune bed I	- 0.0789	0.308	0.256	2.55
		Dune bed II	- 0.0641	0.250	0.375	
7	632	Dune bed I	- 0.0789	0.308	0.256	2.22
		Dune bed II	- 0.0641	0.250	0.375	
8	2720	Dune bed I	- 0.0789	0.308	0.256	1.97
		Dune bed II	- 0.0641	0.250	0.375	
9	11700	Dune bed I	- 0.0789	0.308	0.256	1.77
		Dune bed II	- 0.0641	0.250	0.375	

表1↑　図4↓



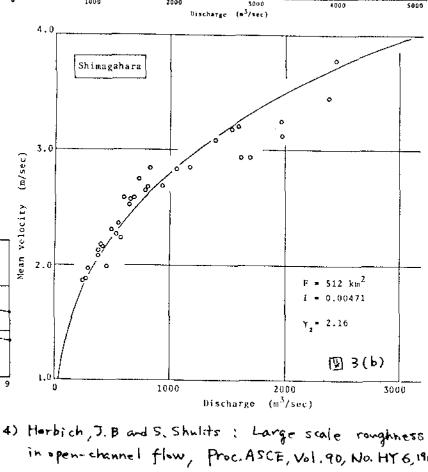


図3(b)

参考文献
1) 石原・小葉竹：河道系における洪水の集中過程，才10回災害シンポ，1973，
2) 高橋保：河道における洪水流の特性に関する研究，京大学位論文，1971，
3) 上田年比古：降雨流出に関する基礎的研究，九大学位論文，1961
4) Herbich, J. B and S. Shulits : Large scale roughness in open-channel flow, Proc. ASCE, Vol. 90, No. HY 6, 1964