

不規則断面水路の洪水流(2)

高橋 保

FLOOD FLOW IN AN IRREGULAR CHANNEL (2)

By *Tamotsu* TAKAHASHI

Synopsis

This paper describes the results of experiments of unsteady flow in two kinds of irregular open channels, of which one has no storage region and another has storage region along the river abutting on the main channel region.

Considerations upon the experimental results reveal that the theoretical routing method which was proposed in the last report (1) is a good and simple approximation for the irregular channel flood in the case which the characteristics of resistance and widths of main channel and storage region is known beforehand.

Form resistance which is brought by mixing of flow between main channel and storage region is discussed and a method for determining the modified Manning's roughness coefficient is proposed.

1. 緒 論

断面形が変化する水路内における定常流は、断面変化の割合が比較的ゆるやかであれば、速度水頭と位置水頭の変換がエネルギー消費なしに行なわれ、流れに対する抵抗の変化を考慮することなしに、いわゆる漸変流理論で解析され得る。しかし、断面変化が比較的急激で、はく離の生ずる場合や、流れが部分的に射流から常流へ遷移する場合には、それによってエネルギー消費がなされ、流れに対する抵抗を複雑なものとしている。一方、非定常流では、加速度項の小さい洪水流に対しては、固定床であれば抵抗は定常流に対するものとそれほど大きな差異はないものと考えられるが、流量によって変化する抵抗特性があらかじめ判明していなければ解析することができない。したがって、実際に河道の洪水流を解析するにあたっては、河幅の変化が問題となり、河幅の変化による抵抗変化が顕著な場合には、それによる洪水流の遅滞効果ならびにはく離による水流の貯留効果を考える必要がある。

河幅の変化の状況は、数例を **Table 1** に示したように、比較的大規模なものも多く、高水敷や人工構造物などもあって、水流のはく離が生ずるような場合もまれではないものと考えられる。ただし、**Table 1** は建設省の河川改修工事の平面図から、荒川と富士川を除く各河川は 1 km 間隔の測線に沿って、荒川は 400 m 毎、富士川は 500 m 毎の測線に沿って、堤防から堤防までの距離を読みとったもので、平面図は大部分が 1/50,000 のスケールのものである。

このような河道条件下を流れる洪水流に対して、荒川のように非常に広い河道幅を利用して随所に横工を設けて遊水効果を期待したり、鬼怒川のように非常に広い河幅と霞堤による偏流効果による自然の遊水効果を考慮に入れてピーク流量の逓減を計画に導入するような例もあるが、一般には、不規則性がかなり顕著な河川でも、ピーク流量の河道内逓減を計画に導入することは行なわれていない。その理由としては、河道貯留量は計画にとって安全側であるというだけでなく、洪水時の主流断面幅と貯留域の幅がどのようになっているか、流れに対する抵抗がどのようになっているかなどが不明であり、一体河道貯留による流量逓減量

Table 1 Widths variation of the rivers.

River Name	Average Width \bar{B}	Standard Deviation of Width B'	B'/\bar{B}	Maximum Design Flood Q
Öi (km) (km) (0~18)	(m) 886	(m) 104	0.12	(m ³ /s) 6,000
Yahagi (0~44)	366	135	0.37	4,800
Kano (0~26)	194	60	0.31	4,000
Ara (30~82)	1,216	419	0.35	5,570 (-1,400)
Fuji (35~25.5)	452	217	0.48	9,800
Tenriu (139~191)	245	115	0.47	3,190
Syonai (0~18)	316	152	0.48	2,850 (-150)
Kizu (0~38)	471	146	0.31	4,650
Kinu (0~38)	299	110	0.37	3,300
Kinu (39~105)	733	184	0.25	4,000 (-700)
Toyo (1~26)	333	79	0.24	4,100

がどの程度になるのかが不明であるためであるとも考えられる。したがって、より合理的な河川計画立案のためには、このような不規則断面河道における洪水流の逓減効果を明確にしなければならない。また、河道貯留量の増大は洪水流伝播の遅滞を意味し、洪水疏通能力を増大させるための河道整理の及ぼす結果を予知するためにも不規則断面河道を流下する洪水流の特性を十分に理解する必要があるものと考えられる。

著者は前報において、このような観点から、主流断面に接して貯留域があり、その貯留量が洪水の伝播と変形に対して無視できない程度の影響を与える場合に対する適用を念頭に置いて、そのような不規則断面河道を平均化して取り扱うことの妥当性を考察し、木津川における伊勢湾台風時の洪水流に理論を適用して比較的よい成果が得られたことを述べた。その理論は、洪水時の河道内に主流断面幅 B_m と平均貯留域幅 B_a を考え、基礎方程式として、

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

を採用するものである。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であり、 i は河床こう配、 D_L は大規模拡散係数である。

前報においては、(1)式中の B_m 、 B_a として平均的にはどのような値をとればよいか、粗度係数および拡散係数 D_L としてはどのような値をとればよいか、などの問題点は不明のまま取り扱ったので、本論では実験によって、これらの点に考察を加え、さらに水路の不規則性が洪水流に与える影響について述べる。

2. 実験の概要

実験に用いた水路は Fig. 1 のような平面形状を持つコンクリート水路で、A-水路は流下方向に 1.5 m 毎に不規則に幅が変化するもので、水路こう配は 1/500 である。また、B-水路は A-水路の両側壁から、流下方向に 50 cm 間隔に板をとりつけ、強制的に貯留域を作ったものである。A-水路における定常流の観察によれば、水流の壁面からはく離はほとんど起っていない、A-水路における実験は、主流断面幅は流下方向に変化するが、貯留域は存在しない場合に対するものと理解される。一方、B-水路では流下方向に主流断面幅はほとんど変化せず、貯留域幅のみが変化する場合の実験を行なったことになる。したがって、A-水路での平均主流断面幅 B_m は平均水路幅に等しく、 $B_m=67$ cm であり、B-水路では、 $B_m=49.5$ cm で、平均の貯留域の幅は、 $B_a=17.5$ cm である。なお、A-水路について、Table 1 で行なったのと同様の計算を 1.5 m 間隔で行なえば、 $\bar{B}=67$ cm、 $B'=12.8$ cm、 $B'/\bar{B}=0.19$ となり、実際の河川とほぼ同様

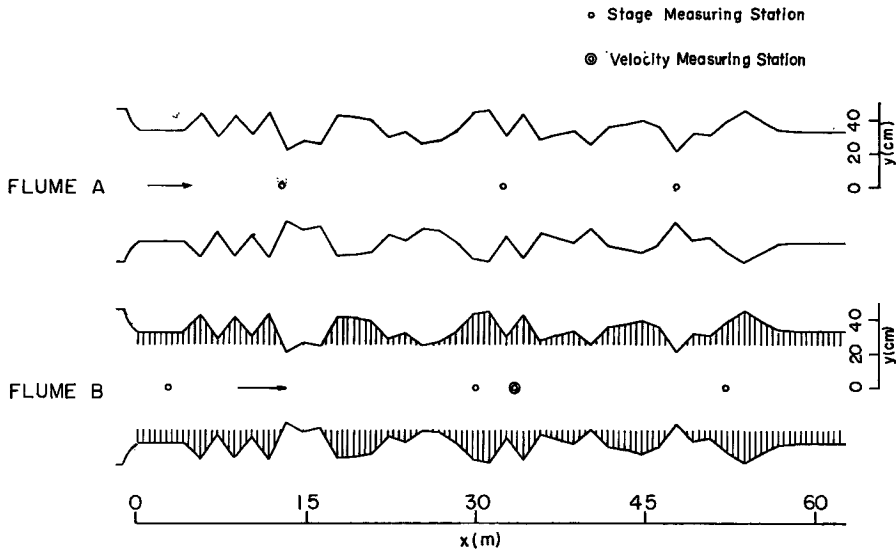


Fig. 1 Experimental flume.

の程度の不規則性を持ったものとみなすことができよう。

実験の種類は Table 2 に示すようなもので、A-水路、B-水路ともに、まず定常流によって粗度係数の測定を行ない、しかる後洪水流実験を行なった。実験ハイドログラフは上流端において、できるだけ二等辺三角形になるように手動バルブの調節を行なって発生させた。また、洪水流実験では Fig. 1 中の丸印の

Table 2 Kinds of experiments.

RUN	Steady Discharge	Mean Depth	Max. Discharge	Base Discharge	Duration Time	Flume	Measurement
	(l/sec)	(cm)	(l/s)	(l/s)	(sec)		
1-1	5.7	2.74				A	Mean Depth Water Surface Profile
1-2	10.0	4.29	—	—			
1-3	14.5	5.52					
2-1	4.7	2.96				B	Mean Depth Water Surface Profile
2-2	10.9	5.67	—	—			
2-3	16.0	8.05					
2-4	20.1	10.55					
3-1	7.6	4.35	—	—	—	B	Mean Depth Velocity Distribution Velocity Fluctuation
3-2	17.4	8.80					
A-1			17.3	4.8	210	A	Flow-in Hydrograph Stage-time Relationship
A-2			17.5	4.8	270		
A-3	—	—	18.6	4.7	180		
A-4			16.8	4.7	300		
B-1	—	—	17.0	4.5	180	B	Flow-in Hydrograph Flow-out Hydrograph Stage-time Relationship
B-2			15.4	4.6	510		

位置で抵抗線式波高計、動歪計および電磁オシログラフを用いて水位変化の計測を行ない、B-水路ではRUN 3-1 および 3-2 の定常流実験において、二重丸印の位置で断面内の速流分布形状と流速変動をピトー管、差圧計およびペン書レコーダーで測定した。

3. 実験結果とその考察

3.1 見掛け粗度係数

Fig. 2 は A-水路における定常流の水面形を示したもので、狭さく部における水深の急激な変化と、その上流でのせき上げ背水領域の存在が認められる。本研究においては、(1)式のような平均的な仮定の流れに対する基礎方程式を用いるために、このような不規則な水深を距離方向に平均し、擬似等流としての取り扱いをする。したがって、幅の変化による局所的な洪水流の特性は論じ得ず、また、そのことを目的としていないことを強調しておかなければならない。

Fig. 3 は B-水路における定常流の水面形である。下流部の低下背水領域を除けば、水深変化は A-水路

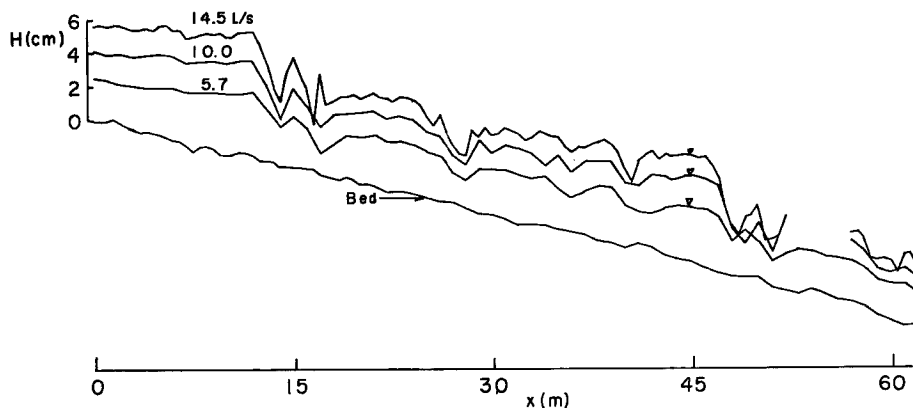


Fig. 2 Water surface profile. (Flume-A)

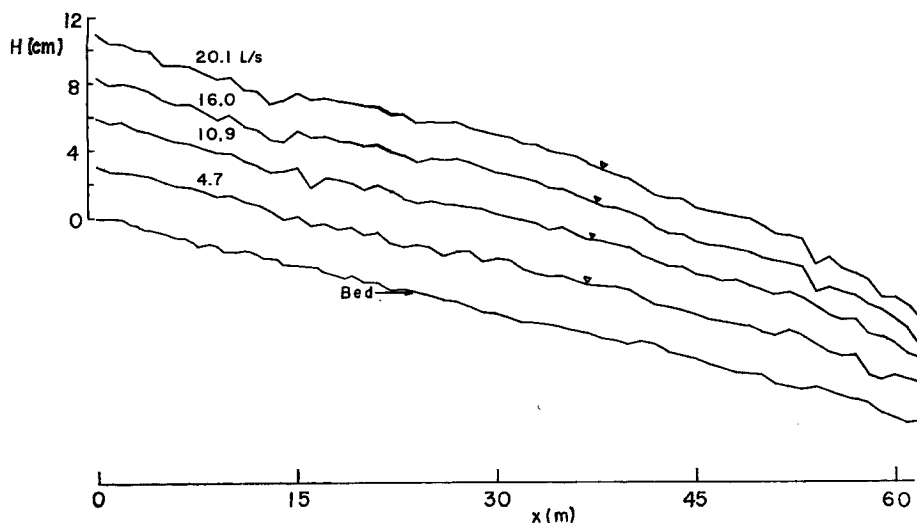


Fig. 3 Water surface profile. (Flume-B)

の場合より少なく、等流に近い。

さて、A-水路およびB-水路における不等流を擬似等流と考えると、それぞれの水路における見掛け粗度係数が計算される。Fig. 4は有効水路幅として、A-水路に対しては67cm、B-水路に対しては49.5cmを用いて、Manningの粗度係数と径深との関係を示したものである。また、図中にはA-水路下流部における一様幅部分の粗度係数も同時に示しているが、これにくらべて、水路全体の平均水深に対する粗度係数がかなり大きくなっていることが注目される。このような粗度係数の変化に対しては、A-水路とB-水路に対してそれぞれ別の理由が考えられるであろう。すなわち、A-水路においては前述のように水流の壁面からのはく離は起っていない、狭さく部での波状跳水の部分を除けば、エネルギー消費はほとんど底面および側壁との摩擦で行なわれるものと考えられ、一様水路での機構と本質的な差はないはずである。したがって、A-水路での見掛けの粗度係数の増大は、Fig. 2でも見たように、狭さく部上流でのせき上げが大きくなり、その水深を平均しているために、平均水深の値が大きくなったためと考えられる。よって、このような場合の見掛け上の粗度係数の値は、まず不等流計算による水面形追跡を行なった後、平均水深を求めて計算することができるはずである。

一方、B-水路では、水面形はほぼ一様であって、上のような理由は考えられない。このような場合に原因として考えられるのは、貯留域と主流断面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影響である。このような渦の影響については、著者らは先に複断面水路の洪水流を取り扱った場合にも、その重要性を述べている¹⁾が、ここでも同様の考え方に立って考察を加えてみよう。

河床から鉛直方向については速度分布の対数則が成立するものと仮定すれば、滑面水路では

$$\left. \begin{aligned} \frac{u}{u_{*b}} &= \frac{1}{\kappa} \ln(M_1 z) \\ M_1 &= u_{*b} / \nu m_s, \quad m_s = 1/9 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

である。したがって、鉛直方向の平均流速は

$$\frac{\bar{u}}{u_{*b}} = \frac{1}{\kappa} (\ln M_1 h - 1) \dots\dots\dots (3)$$

のようにあらわされる。以下では鉛直方向の平均流速 \bar{u} を u と書くことにする。

いま、平均流速が u で、水深の大きさの高さを持つ単位幅の水柱に対する力の均合式をたてると、Fig. 5を参考にして、

$$-fu^2 + ghi + \frac{d}{dy} (h\eta \frac{du}{dy}) = 0 \dots\dots\dots (4)$$

のようになる。ここに、 f は底面での摩擦係数で

$$f = \frac{\kappa^2}{(\ln M_1 h - 1)^2} \dots\dots\dots (5)$$

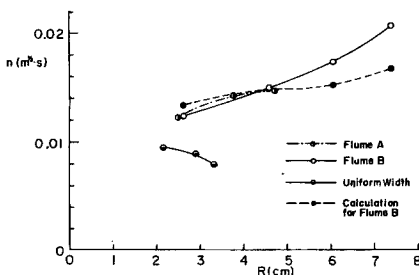


Fig. 4 Relation between average roughness coefficient and hydraulic radius.

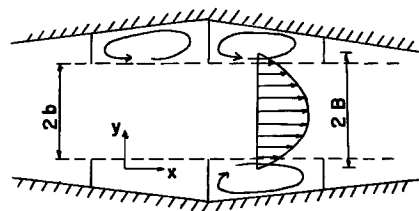


Fig. 5 Schematic diagram of irregular channel flow.

と考えておく。また、 η は横断方向の渦動粘性係数である。いまのところ η の特性は明らかではないが、次元を考えて、

$$\eta = klu \dots\dots\dots (6)$$

と書き、 k および l の値を一定と仮定する。ただし、 l は混合距離で長さの次元を持っている。

二次元流速を U と書けば

$$i = \frac{fU^2}{gh} \dots\dots\dots (7)$$

であるので、(4) 式は

$$f(U^2 - u^2) + klh \frac{d^2 u^2}{dy^2} = 0 \dots\dots\dots (8)$$

となり、(8) 式の

$$\left. \begin{array}{l} y=0 \text{ で } u=0 \\ y=2B \text{ で } u=0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

の境界条件下における解は

$$u = U \left\{ 1 - \frac{\cosh \sqrt{\frac{2f}{klh}}(B-y)}{\cosh \sqrt{\frac{2f}{klh}}B} \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (10)$$

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

$$u_{\text{mean}} = \frac{U}{2b} \int_{B-b}^{B+b} \left\{ 1 - \frac{\cosh \sqrt{\frac{2f}{klh}}(B-y)}{\cosh \sqrt{\frac{2f}{klh}}B} \right\}^{1/2} dy \dots\dots\dots (11)$$

と書ける。(11) 式の積分は簡単な形で求めることができないが、近似計算を行なうと、

$$\begin{aligned} u_{\text{mean}} &\doteq \frac{U}{kb} \left[\left(1 - \frac{1}{16} S^2 - \frac{45}{3232} S^4 \right) Kb - \sinh Kb \left(\frac{1}{2} S + \frac{1}{16} S^2 \cosh Kb + \frac{1}{48} S^3 \cosh^2 Kb \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{1}{24} S^3 + \frac{15}{1616} S^4 \cosh^3 Kb + \frac{45}{3232} \cosh Kb \right) \right] \\ &\equiv \frac{U}{Kb} \cdot M(Kb) \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

のように求められる。ただし、

$$S = \frac{1}{\cosh \sqrt{\frac{2f}{klh}}B}, \quad K = \sqrt{\frac{2f}{klh}} \dots\dots\dots (13)$$

である。

(12) 式を Manning の式に入れると、主流断面の粗度係数 n は

$$n = \frac{Kb R^{2/3} f^{1/2}}{M(Kb) \sqrt{gh}} \dots\dots\dots (14)$$

と書くことができる。

ただし、上式においては、 k, l, b, B などの値があらかじめわかっている、しかもそれらの値が一定であると仮定している。つぎに、これらの値について考えよう。

B-水路における流れの観測によれば、主流断面幅は板で作った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、Fig. 5 に示したように、水路方向に 50 cm 間隔の横工から横工までの間において、一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領域へ少し入った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 2 cm 程度、小さい場合で 1 cm 程度入った所であった。したがって、ここでは、主流断面 $2b$ と流速が 0 となる点までの幅 $2B$ はこのように考えた値を用いることにする。

つぎに、 k および l の値であるが、

$$|v'| = l \frac{du}{dy} \dots\dots\dots (15)$$

ただし、 v' は y 方向の流速変動とおけば

$$k = \frac{\sqrt{v'^2}}{u} \dots\dots\dots (16)$$

と考えることができる。 u として境界層外の平均流速をとった場合、 $\sqrt{v'^2}/u \leq 0.05$ 程度であることが一般に指摘されているが、Townsend が複断面水路で実測したところによれば²⁾、高水数と低水路の境界面では 0.08 程度となっており、大体 0.1~0.01 のオーダーの値であることが想像される。

混合距離 l については、現在知識がないが、複断面水路の流れについて考察した結果¹⁾を参考として、

$$l = h \dots\dots\dots (17)$$

と考えておこう。

このように考えて、RUN 3-1 および RUN 3-2 についてそれぞれ $k=0.09$ 、 $B-b=1$ cm および $k=0.045$ 、 $B-b=2$ cm として、(10)式を用いると、横断方向の平均流速の分布形を Fig. 6 のように、実験値と比較的よくあった形で計算することができる。

流速分布形に対する実験値が 2 つしかないので、これから k の値の変化特性を詳しく論ずることはできないが、一応、水深 h に反比例するような関係が推察されるので、RUN 2-1~RUN 2-4 までの実験について、 k の値が h に反比例するものとして、(14)式より主流断面の粗度係数を計算し、径深との関係で整理したのが Fig. 4 の破線である。結果は大きな径深に対しての一致の程度があまりよくないけれども、粗度係数が一樣水路のものにくらべて大きくなる状態や、水深の増加にともなって増大して行く状態などをある程度説明することができる。

3.2 縦混合係数 D_L

不規則河道ではそれによってもたらされる流速の大規模変動による洪水波の拡散が重要であることがいわれている³⁾。ここでは、この効果がどの程度考えられるかを明らかにする目的で、B-水路において主流断面内、 $y=25$ cm の位置において、河床面から 1 cm および 6 cm の所の主流方向の流速変動を測定した。結果は河床から 6 cm の位置で平均流速 51.95 cm/sec、 $\sqrt{u'^2}/u=0.047$ 、河床から 1 cm の位置で平均流速 $u=45.4$ cm/sec、 $\sqrt{u'^2}/u=0.076$ であって、ずらし 1 秒による自己相関係数は Fig. 7 に示すようになっている。相関係数の変動は激しく、なかなか 0 に収束しないこと、ずらし時間が大きすぎたこと等によって、適切な議論ができないが、相関係数が最初に 0 になる点に重点を置いて、乱れスケールを推量すると、大体 1.5 sec~3.5 sec、平均 2.5 sec 程度であろうと思われる。これから、縦方向のスケールは大体 $L_x=125$ cm

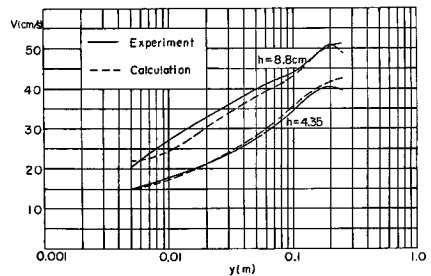


Fig. 6 Lateral distribution of mean velocity. (Flume-B)

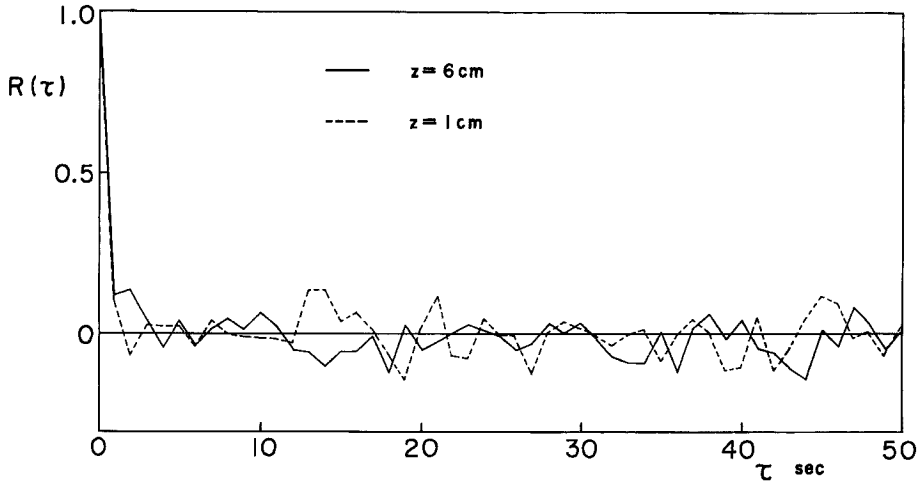


Fig. 7 Autocorrelogram of longitudinal velocity fluctuations.

程度のオーダーの大きさになるものと推定されるであろう。このように考えれば拡散係数 D_L の値は

$$D_L \sim L_x \cdot \sqrt{u'^2} \sim 300 \text{ cm}^2/\text{sec}$$

程度となり、今回の実験ではこの値は、後で見るように、(1)式の右辺カッコ内の第1項にくらべて十分に小さく無視され得る。

3.3 洪水流

以上の定常流による実験の結果、主流断面の幅がはく離領域を除いた部分の平均で与えられるものとすれば、みかけの粗度係数の値もほぼ推定され、 D_L を無視すれば与えられた流入ハイドログラフに対して、(1)式を用いて洪水流の追跡計算が可能となる。

(1)式の解はすでに前報で求められているが、再記すれば、伝播速度 ω は

$$\omega = \frac{B_m}{B_m + B_d} \cdot \frac{5}{3} u_m \dots\dots\dots (18)$$

水位ピークの遞減は

$$\frac{h_p - h_p(0)}{h_p(0)} = \left(\frac{B_m + B_d}{B_m}\right)^2 \bar{h}_p \frac{x}{h_p(0)} \left\{ \frac{h_p u_p}{2(i - \partial h_p / \partial x)} + D_L \right\} / \left(\frac{5}{3} u_p\right)^3 \dots\dots\dots (19)$$

と与えられる。ここに、 h_p, u_p はそれぞれ x の位置での水位ピークの水深およびそのときの流速であり、 $h_p(0)$ は $x=0$ での水位ピーク時の水深である。

Fig. 8 は A-水路における実験の1例を示したもので、水深は断面変化の影響を受けて局所的に激しく変化し、実験値と計算値では大きな違いがある。ただし、計算は粗度係数の水深による変化を Fig. 4 の関係にあてはまるように、

$$n = 0.0015R + 0.00825 \dots\dots\dots (20)$$

とし、 $x=13 \text{ m}$ での水位～時間曲線の実験値に近くなるように画いた折線を流入洪水の水位～時間曲線としたものである。さて、このように水位～時間曲線の形状は実験値と計算値で違っているが、水位ピークの生起時刻についてはそれほど違っていないようである。実際に水位ピークの伝播速度をとり出して比較してみると、Fig. 9 のように実験値と計算値および Kleitz-Seddon の式から出したものがよく一致している。本研究では不規則河道を通過してくることによって、上流からの流入ハイドログラフが平均的にどのように変形されて伝播してくるかを明らかにすることを目的としているので、上流端の量水槽 (-2 m の位置

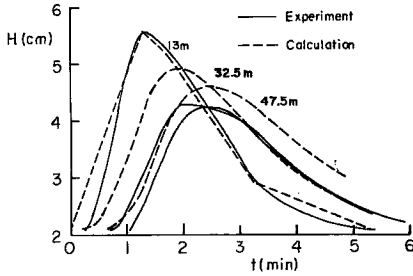


Fig. 8 Stage-time curve. (RUN A-1)

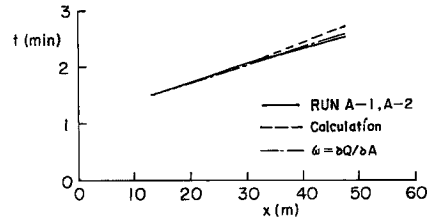


Fig. 9 Propagation of peak.

にある)でのハイドログラフと 63 m の位置にある下流端量水槽でのハイドログラフを比較して示すと Fig. 10 のようになっている。計測器の数の制限によって、RUN A-1, A-2 のように流下途中での水位～時間曲線の測定を行なったものでは、下流端の流出ハイドログラフの測定ができなかったこと、上流端量水槽から最初の水位測定点であった 13 m 地点までの間でのハイドログラフの変形が明確でなく、13 m 地点では実測水位～時間曲線から等流近似によってハイドログラフを求めたことなどによって、本計算法の妥当性を直接検証することはできないが、RUN A-3, A-4 での実測結果を参考にして判断すれば、計算値のピーク流量が少し小さくなりすぎている傾向は認められるが、それほど大きな誤差も含まれていないように見受けられる。

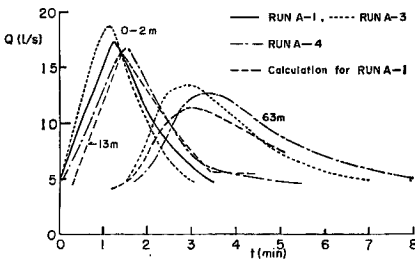


Fig. 10 Deformation of hydrograph.

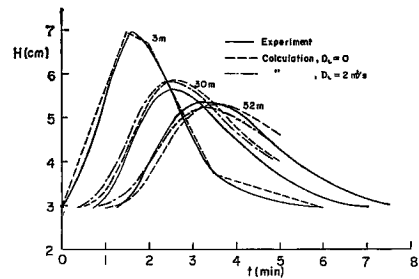


Fig. 11 Stage-time curve. (RUN B-1)

つぎに、B-水路における水位～時間曲線の変形の状態を示すと、Fig. 11 のようになる。B-水路では定常流においても流れが等流に近いので、水位の計算値と実験値の一致の程度も A-水路の場合にくらべてよくなる。ただし、計算においては、水深に応じて変化する粗度係数としては、A-水路の場合と同じく(20)式を用い、3 m 地点での実測水位～時間曲線に近い折線の水位～時間曲線を与えて計算している。なお、計算は拡散係数 D_L の効果を見るために、3.2で述べた値よりもオーダーは大きくなるが、(1)式の右辺カッコ内の第1項と同オーダーの $2 \text{ m}^2/\text{sec}$ の値を与えた場合についても行なってみた。図より、 D_L によって逓減量の増大と伝播速度の増大の傾向が生ずることが認められる。

水位ピークの伝播のようすは Fig. 12 に示すようで、RUN B-1 と RUN B-2 とは上流端のピーク水深がほぼ同様のものであるが、伝播速度に少し違いが出ている。このような傾向の出た原因は現在不明であるが、RUN B-1 に対する水位～時間曲線の追跡計算から求めた伝播速度は両者のほぼ中間となっており、(18)式で与えられ伝播速度は RUN B-2 とよく一致している。

また、流量に対する実験値と計算値の比較は Fig. 13 に示すようであって、少し減衰量が大きくなりすぎている傾向が認められるが、まずまずの精度で計算できるものと考えられるであろう。なお、3 m 地点で

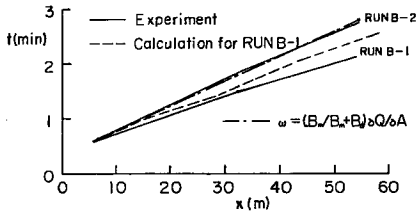


Fig. 12 Propagation of peak.

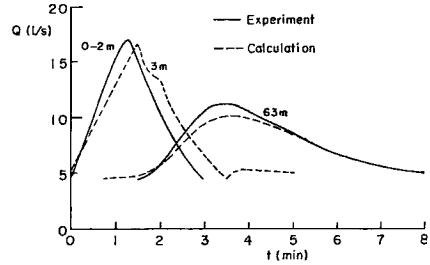


Fig. 13 Deformation of hydrograph.

の計算値は、水位～時間曲線の実測値から等流近似で求めたもので、ピーク付近と基底流に戻る付近でかなり顕著な変動がみられるのは計算法の欠陥からくるものと考えられる。ただし、計算法は前報で述べたような直接差分近似による方法である。

3.4 貯留域、粒度係数、拡散係数の効果

上記までのところで、実験の精度上の問題もあって、あまり明確にはなかったが、一応ここで提案した(1)式による洪水追跡の妥当性がある程度明らかにされたので、つぎに、水位ピークの伝播と逓減に対する貯留域の幅、粗度係数、大規模拡散係数のそれぞれの効果を計算によって試みることにしよう。計算はすべて RUN B-1 の 3m 地点での水位～時間曲線を境界条件として解いたものである。

Fig. 14 は貯留域幅の増加によってピークの伝播速度が遅れる状態を示している。ただし、粗度係数としては(20)式を採用し、拡散係数は 0 としている。これによると、実験値は B_d が 0.175 m と 0 m の間の値に相当する幅を持っている場合に相当し、貯留域の幅として、B-水路の平均の死水領域の幅 0.175 m をとるのが正しいものと仮定すれば、粗度係数あるいは拡散係数に少し修正を加える必要のあることを示している。いま、 $B_d=0.175$ m とし、 n は実験値を用いて、 D_L のみを変化させると Fig. 15 のようになり、伝播速度については D_L を基礎方程式の拡散項にかかる係数の他の 1 つの項とほぼ等しい $2.0 \text{ m}^2/\text{sec}$

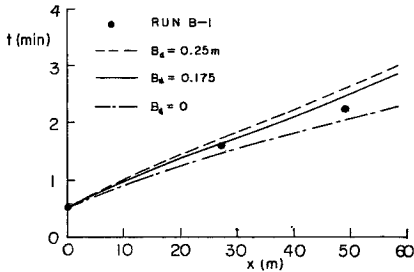


Fig. 14 Effect of width of storage region to the celerity of flood.

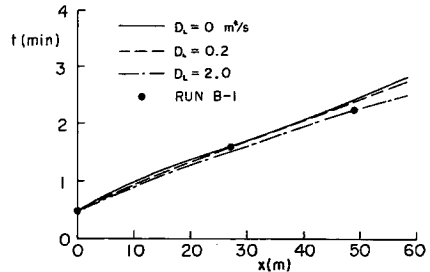


Fig. 15 Effect of D_L to the celerity of flood.

とすれば実験値と比較的よく一致するようである。しかし、水位ピークの逓減についてみれば、Fig. 16 および Fig. 17 よりわかるように、 $B_d=0.175$ m、 $D_L=0$ とした方がどちらかといえば実験値に近いようである。このように洪水流の特性から、 D_L の値を推定することは D_L の効果があまり顕著でないので困難であり、先に流速変動から求めた結果から考えても、本実験水路のような場合には D_L はほとんど無視してもさしつかえないものと考えられる。したがって、Fig. 14 の結果の説明としては、(20)式による粗度係数の変化では、径深の大きい場合に実験値よりもかなり小さめの粗度係数を与えるためであると考えられるのが正しいであろう。

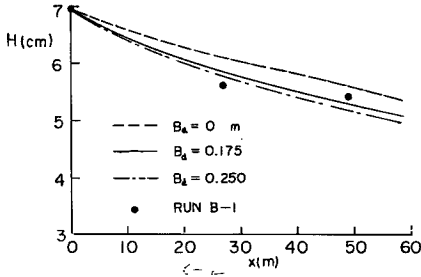


Fig. 16 Effect of width of storage region to the attenuation of flood. ($D_L=0$)

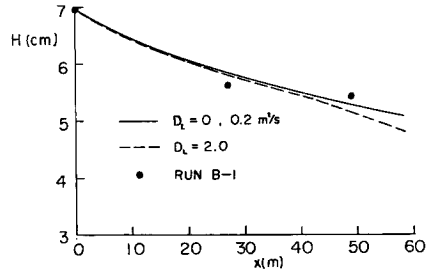


Fig. 17 Effect of D_L to the attenuation of flood. ($B_s=0.175$ m)

粗度係数の増大は伝播速度を遅くし、通減量を増大させる効果を持つが、その効果の程度をみるために、 $B_s=0$, $D_L=0$ として粗度係数の効果だけをみれば、伝播速度に対しては Fig. 18 のようになり、ピークの通減量に対しては Fig. 19 のようになる。ここで、 $n=0.009$ は A-水路の下流部における一様幅部分の平均の粗度係数である。これらの図より、貯留域が主流路に接して存在することによる粗度係数増大の効果が洪水流に与える影響と、貯留域そのものが洪水流に与える伝播速度の遅滞効果と河道貯留による調節効果をうかがい知ることができる。

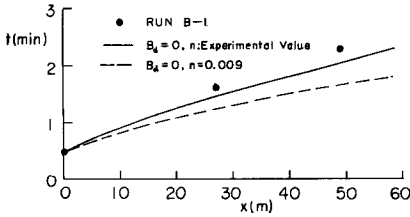


Fig. 18 Effect of roughness coefficient to the celerity of flood.

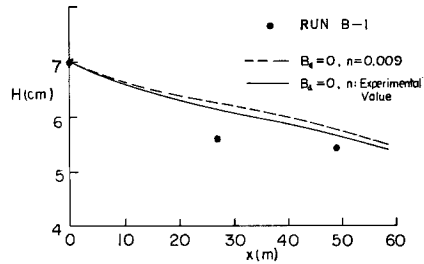


Fig. 19 Effect of roughness coefficient to the attenuation of flood.

4. 結 論

以上、実験の精度上の問題もあって、ここで提案した方法の適用限界までを十分に論ずることはできなかったが、ここで対象としたような、加速度項が大きくなり、平均のフルード数が 0.6~0.3 程度の間の洪水流に対しては、平均化した擬似等流的取扱いによっても、不規則河道を通過することによるハイドログラフの変形と伝播の特性を知るという目的に対しては、解析を比例的簡単に進め得ることが判明した。

とくに、河道の数箇所において、水位～流量の関係があらかじめ実測されており、しかも洪水時の空中写真などから主流断面と貯留域との区別がつけられているような場合には、主流断面や抵抗の複雑な変化に対する考察は不要となり、(1)式を使って簡単に計算を進めることができる。しかし、水位～流量関係や洪水時の流れの状態が不明である場合には、河道の形状や河床材料から、水流のはく離領域と粗度係数の決定を行わなければならない。とくに、粗度係数の決定については、ここで行なったような方法が、そのまま主流断面幅と水深の比やレイノルズ数の異なる実際の河川に適用できるかどうか不明であり、さらに移動床においては河床の粗度が洪水流の規模と継続時間によって大きく異なる⁴⁾ こともあって今後に残された問題は多く、実河川での(16)式の k の値や混合距離 l の値、拡散係数 D_L の値などの実測、さらには粗度係数の実測などを進める必要があるであろう。

なお、本研究には昭和45年度文部省科学研究費を用いたことを付記して謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) 芦田和男・高橋保・竹元忠嗣：複断面水路の洪水流，京都大学防災研究所年報，第10号B，昭42. 3, pp. 133-145.
- 2) Townsend, D.R.: An Investigation of Turbulence Characteristics in a River Model of Complex Cross-Section, Proc. I.C.E. Vol. 40, June, 1968, pp. 155-175.
- 3) Hayami, S.: On the Propagation of Flood Waves, Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., Vol. 1, No. 1, 1951.
- 4) 矢野勝正・高橋保・松本 喬：移動床水路における不定流，土木学会第24回年次学術講演会講演集，昭44. 9, pp. 63-64.