

河川

## 新高瀬川における洪水実験

正員 工学博士 米田正文\*

## ON THE EXPERIMENT OF FLOOD AT SHINTAKASE RIVER

(Trans. of JSCE, Sept. 1953)

Dr. Eng., Masafumi Yoneda, C. E. Member

**Synopsis** The past studies on flood flow of river have mainly dealt with its phenomenon at some given point and not so many with the exact and precise relations of the phenomena between the up-and downstreams. Hence the actual state of flood has not yet been clarified throughly.

Referring to the flood characteristics of large river, the auther made an experiment concerning the flood at the Shintakase river, a tuributary of Uji river (in Fushimi-Ku, Kyōto City) to examine the actual state of flood flow.

In, this paper, some of the results obtained from the experiment are explained.

**要旨** 河川の洪水流についての研究は従来主として1地点におけるものであつて、河道の上下流地点間における有機的関連を正確かつ詳細に研究したものが少なく、洪水流の実態がまだ明らかでない現状にかんがみ、著者は宇治川の支川新高瀬川(京都市伏見区地内)において洪水流実験を行つて、大河川の洪水性状と照合しつつ河川洪水の実態を究明しようと試みた。本報はその実測による洪水流の実態を述べたものである(詳細は拙著:淀川計画高水論参照のこと)。

## 1. 実験概要

本実験水路新高瀬川は図-1に示すごとく、京都疎水放水路との合流点以下宇治川に至る約2300mの区間で、実験は同川の低水路を利用して実施した。

水路はほぼ直線形をなし、低水路上の上部巾員約16m、低水深約0.6mではほぼ整正断面をなしている。一方同区間の低水時水面勾配は上流部1400mの間は0.00085~0.00100、下流部900mの間はほぼ0.00011~0.00013であり、本水路は縦横断ともにはほぼ整正な水路である。

疎水路には放水路分岐点より約50m下流に手動式水門があり、これを適当に閉鎖することにより新高瀬川への流入を調節し、きわめて自然洪水に類似した洪水を同川に生起せしめることができる。しかして分岐点上流の疎水常時流量は約20m<sup>3</sup>/secである。

実験水路には約100m間隔に量水標を設置して、2分間ごとに水位を観測し、約600m間隔の4測水所において1ヶ所に3台づつのブライス式電音流速計を用い2分ごとに流速を測定した。

以上の方法により昭和26年2月15日に予備実験を行い、2月27日に本実験2回、3月1日に同じく2回計5回の実験を行つた。実験番号は次のごとく定める。

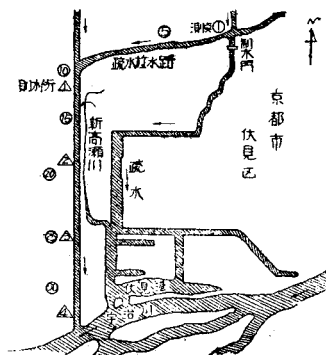
予備実験 2月15日実験 第1回実験 2月27日第1回実験 第2回実験 2月27日第2回実験  
第3回実験 3月1日第1回実験 第4回実験 3月1日第2回実験

## 2. 洪水位の変化

実験水路内の各地点(測点)における洪水位の時間的变化は図-2(第1回実験)に示すとおりである。この実験において最上流端に実際河川の水位曲線に類似の水位を与えた結果、それより下流の各測点の水位曲線も水位上昇速度は水位下降速度より大きく、洪水頂点の水深(低水位よりの高さ)は下流の測点に至るに従つて速減している。すなわち洪水の水位曲線は上昇急で下降緩慢な形状を示し、洪水形状は扁平化する性質を有していることがわかる。

図-3は各時刻の同時水位曲線(第2回実験)であつて、この図より明らかなごとく河川洪水は非常に長い水の膨れの移動である。

図-1 新高瀬川平面図



\*建設省河川局長

図-2 第1回実験水位時間曲線

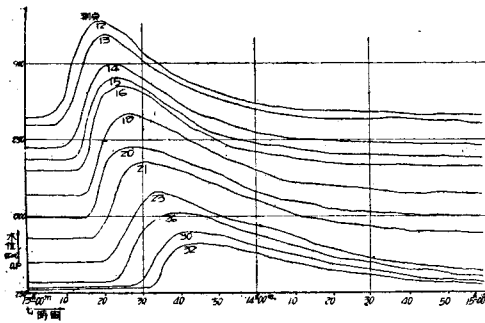


図-3 同時水位曲線(第2回実験)

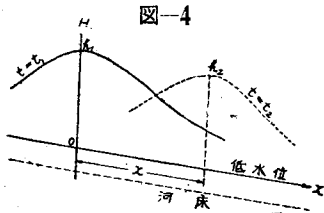
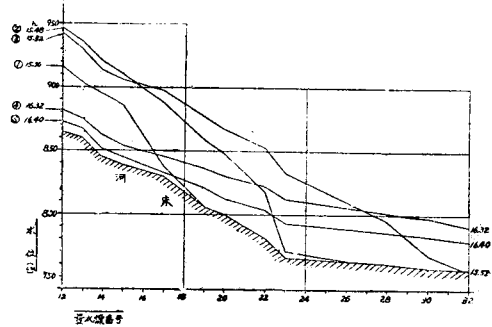


図-4

また図-3 にみるごとく河川洪水の形状は常に上流水位は下流水位より高く逆勾配をなすということは認められない。この事実は従来の水理学書に記されているごとく河道内洪水は図-4 に示すごとく波形をなして流下伝播するという観念を根本的に是正するものである。

河川洪水において水面の逆勾配を生じないということは次のごとく説明しよう。

$$\text{不定流の運動方程式} \quad I = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2g} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v^2}{C^2 R} \dots\dots\dots (1)$$

において  $\{v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t}\}$  を全微分の形にかき改めると、

$$\left\{ v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} \right\} = \frac{Dv}{Dt} \dots\dots\dots (2)$$

となる。ただし  $Dv/Dt$  を全微分係数とする。故に (1) 式は、

$$I = \frac{1}{g} \frac{Dv}{Dt} + \frac{v^2}{C^2 R} \dots\dots\dots (3)$$

(3) 式において  $Dv/Dt$  は水分子の加速度を表わし、 $v^2/C^2 R$  は摩擦抵抗を表わす。いま (3) 式で  $Dv/gDt = I_a$ 、 $v^2/C^2 R = I_r$  とすれば  $I = I_a + I_r \dots\dots\dots (4)$

となる。すなわち水面勾配は摩擦と水分子の有する加速度の2要素からなつている。しかるに 実際河川の洪水においては、一般に  $I_a < I_r$  である性質があり (拙著: 淀川計画高水論第3編第4章 (9) 参照), かつ  $I_r$  は常に正であるが  $I_a$  は洪水の水位上昇時には正, 下降時には負となる。従つて  $I$  は水位上昇時下降時において  $I = |I_r| + |I_a|$ ,  $I = |I_r| - |I_a|$  となる。しかるに上述のごとく  $I_a$  は通常  $I_r$  に比して小さいから  $|I_r| - |I_a| > 0$  となり,  $I$  は常に正となる。すなわち摩擦による水面勾配は加速度による水面勾配よりいぢるしく大きく, 洪水は大部分摩擦力によつて支配される水の流れである。

しかし従来は (1) 式においてもとの流れ  $H_0, v_0$  (定流) とその変化  $H, V$  (不定流) とに分けて2次項以上を省略すれば、

$$g \left( i - \frac{\partial H}{\partial x} \right) = V_0 \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{gV_0^2}{C^2 R} + \frac{2gV_0 V}{C^2 R} \dots\dots\dots (5)$$

となる。この方程式を摩擦による定流部分  $i = V_0^2/C^2 R$  と変化部分  $-g \frac{\partial H}{\partial x} = V_0 \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{2gV_0 V}{C^2 R}$  とに分ける。また齊一河道における連続方程式

$$\frac{\partial H}{\partial t} + V_0 \frac{\partial H}{\partial x} + H_0 \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (6)$$

より  $V$  を消去し,  $(x - V_0 t)$  を  $\xi$  と変換すれば、

$$\frac{\partial^2 H}{\partial \xi^2} + 2\alpha \frac{\partial H}{\partial \xi} = \omega^2 \frac{\partial^2 H}{\partial \xi^2} \quad \text{ただし} \quad \alpha = \frac{gV_0}{C^2 R} = \frac{gi}{V_0^2}, \quad \omega = V_0 gH \dots\dots\dots (7)$$

となる。(7) 式を解けば減水波動の解が得られるから波動としての性質を含んでいるようにいわれている。

この解にあらわれる波動の波長は短かく, 減衰もきわめて早く, 実際河川の洪水とは非常にかげ離れたものである。ただ  $I_a$  が相当大きくなると波の性質が幾分変わるものと考えられるが,  $I_a$  が小さいので一般的には河川の洪水は洪水波というのは適当でなく, 洪水流というべきである。

3.  $I_{max}, V_{max}, Q_{max}, H_{max}$  の生起順序

本実験における  $I, V, Q, H$  の時間的变化は図-5 に示すとおりであつて、各曲線が上昇するとまづ  $I$  が最大に達しついで  $V, Q$  の順で最大になり最後に  $H$  の最大が起つている。

いま一般に流速は水位及び勾配の函数と考え近似的に次の関係式が成立するものとする。

$$v = \phi(h, I) \dots\dots\dots (8)$$

水位  $h$ , 水面勾配  $I$  の増加によつて流速は増加するから  $\partial\phi/\partial h > 0, \partial\phi/\partial I > 0$  なる条件をみだすものとする。洪水流では水位は距離  $x$  (上流より下流に向つてとる) と時間  $t$  の函数で  $h = h(x, t)$  と表わされ低水勾配を  $i$  とすると、

$$I = i - \frac{\partial h}{\partial x} \dots\dots\dots (9)$$

従つて 
$$\frac{\partial I}{\partial t} = - \frac{\partial^2 h}{\partial x \partial t} \dots\dots\dots (10)$$

となる。

観測点を  $x_0$  とすれば、 $x = x_0$  で水位が最高に達した時は図-6 に示すごとく上流部では水位はすでに下降し、下流部ではなお上昇中でありそれぞれ  $\partial h/\partial t < 0, \partial h/\partial t > 0$  となる。 $x = x_0$  では  $\partial h/\partial t = 0$  であるから、

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial h}{\partial t} \right) = \frac{\partial^2 h}{\partial x \partial t} > 0, \text{ 故に (9) 式より}$$

$$\frac{\partial I}{\partial t} = - \frac{\partial^2 h}{\partial x \partial t} < 0 \dots\dots\dots (11)$$

すなわち  $x_0$  地点で水位が最高に達した時は、水面勾配はすでに減少しつつあるから、水面勾配の最大は水位の最大より以前に現われねばならない。

次に (8) 式を  $t$  につき微分すれば、

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial \phi}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial \phi}{\partial I} \frac{\partial I}{\partial t} \dots\dots\dots (12)$$

であり、水位が最高に達した時は (11) 式より  $\partial h/\partial t = 0, \partial I/\partial t < 0, \partial \phi/\partial I > 0$  であるから、

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial \phi}{\partial I} \frac{\partial I}{\partial t} < 0 \dots\dots\dots (13)$$

すなわち水位最高時には平均流速もすでに減少中である。次に流量を  $Q$ , 流積を  $A$  とすれば  $Q = A \cdot v$  で両辺を

$$t \text{ で微分すると, } \frac{\partial Q}{\partial t} = A \frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial A}{\partial t} \dots\dots\dots (14)$$

水位が最高になつた時流積も最大で  $\partial A/\partial t = 0$ , (11) 式より  $\partial v/\partial t < 0$  であるから、

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = A \frac{\partial v}{\partial t} < 0 \dots\dots\dots (15)$$

すなわち水位が最高に達した時は流量もすでに減少している。以上から  $I, V, Q$  の最大は  $H$  の最高より以前に現われる。次に平均流速最大では (11) 式中  $\partial v/\partial t = 0$  より

$$\frac{\partial \phi}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial \phi}{\partial I} \frac{\partial I}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots (16)$$

この時には  $\partial h/\partial t > 0$  である。また  $\partial \phi/\partial h > 0, \partial \phi/\partial I > 0$  であるから、

$$\frac{\partial I}{\partial t} = - \frac{\partial \phi}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} / \frac{\partial \phi}{\partial I} < 0 \dots\dots\dots (17)$$

また (14) 式より  $v$  が最大の時には  $\partial h/\partial t$ , 従つて  $\partial A/\partial t$  は正であるから、

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = v \frac{\partial A}{\partial t} > 0 \dots\dots\dots (17)$$

すなわち  $\partial v/\partial t = 0$  の時 
$$\frac{\partial I}{\partial t} < 0, \frac{\partial Q}{\partial t} > 0, \frac{\partial h}{\partial t} > 0 \dots\dots\dots (18)$$

となり、水面勾配最大は平均流速の最大に先行し、平均流速の最大は流量の最大に先行する。すなわち  $I_{max}, V_{max}, Q_{max}, H_{max}$  の順に生起する。

4. 水位と流量, 流速及び水面勾配との関係

図-5 第3回実験における  $I, V, H, Q-t$  曲線

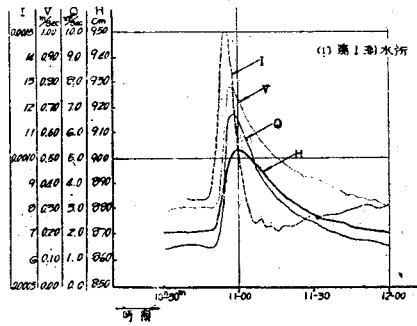
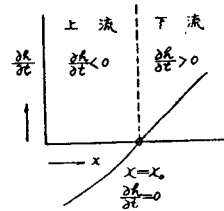


図-6



第1測水所における水位と流量 ( $Q-H$ ), 水位と流速 ( $v-H$ ), 水位と水面勾配 ( $I-H$ ) の関係を水位に応じて曲線を画くと図-7,8,9のごとくなる。各曲線は洪水の開始とともに始まり, 矢印の方向に進み水位最高点から反転して始めの点に戻るループを画く。これは河川洪水の特性の一つである。また水深変化に対する水面勾配の変化は流速の変化に比していちじるしく大きいものである。

図-7  $Q-H$  曲線

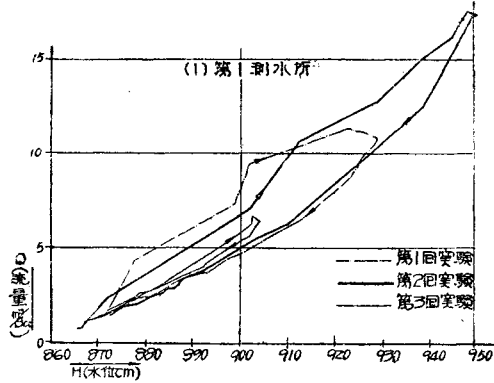


図-8  $V-H$  曲線

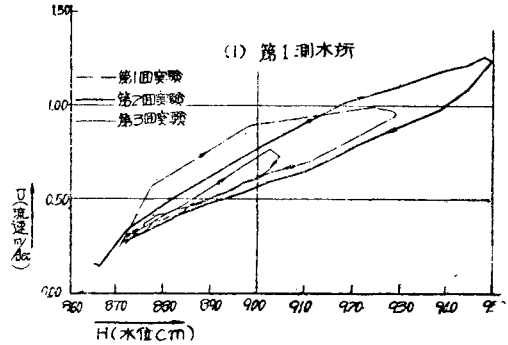
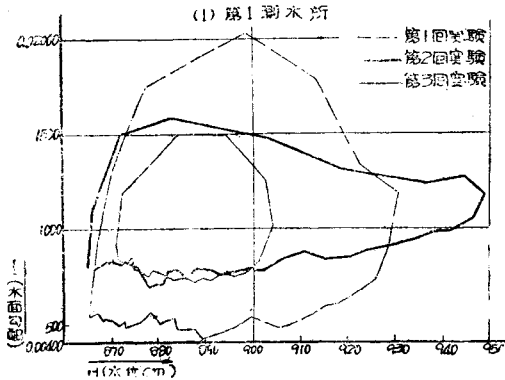


図-9  $I-H$  曲線



従来は洪水流量を水位のみの函数  $Q=f(h)$  の形で流量曲線を求めていたが, これは定常流の場合に相当であつても, 洪水流の場合は相当でない。

洪水時の流速は1地点においては近似的に  $v=\phi(h, I)$  であり, 従つて流量は水位と勾配の函数  $Q=f(h, I)$  の形と考へて流量曲線を画くべきである。

本実験で第1測水所における実測水位と実測勾配の対数を両軸として実測流量を描き, 同一流量の点を結ぶと図-10となる。

すなわち, 流量曲線はほぼ直線形をなし, 流量は水位と勾配の増加とともに増加する線群となる。

この流量曲線を  $Q=kh^m I^n$  (ここに  $k, m, n$  は常数).....(19) なる曲線式として, 本実験の観測値から  $m$  及び  $n$  の値を計算すると,

$$m=1.5\sim 3.0$$

$$n=0.7\sim 2.5$$

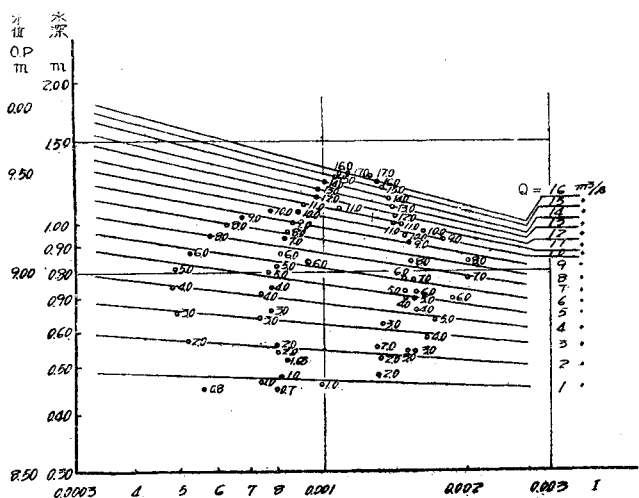
の範囲内にある。この時  $Q$  は  $m^3/sec$ ,  $h$  は  $m$  の単位とした。

従来, 河川の流量観測は  $Q=f(h)$  なる定常流の形において図化されたのであるが, 将来, 各河川洪水においては上述の方法によつて  $Q=f(h, I)$  なる形によつて流量曲線を図化し, かくして洪水流量は正確に判定せられることとなる。

5. 最大流量及び最高水位の逓減

著者の行つた洪水実験より得た各量水標点の最大流量を, 距離を普通目盛に, 流量を対数目盛にとつて図示すると 図-11のごとくなる。これより流量は距離に対してほぼ指数函数的に逓減していることがわかる。従つてこの関係を次のごとくお

図-10 第1測水所流量曲線



く。

$$Q = Q_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots (20)$$

ここに  $Q$  は各点の最大流量,  $Q_0$  は  $x=0$  なる点の最大流量,  $\alpha$  は逓減係数,  $x$  は距離を表わす。

図-11 最大流量逓減曲線

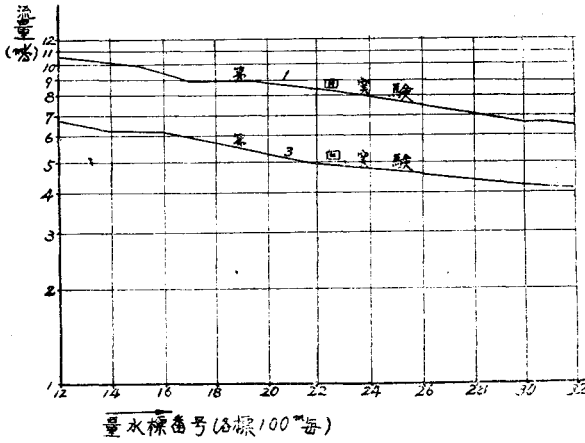
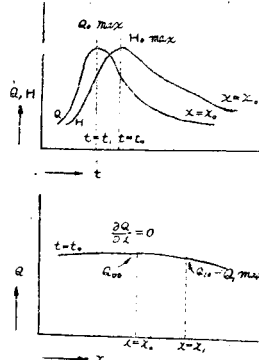


図-12



$\alpha$  は一般に洪水形状すなわち流量-時間曲線の鋭鈍及び河床勾配等によつて変化するものと考えられる。実験結果から  $\alpha$  を求めると、  
第1回実験では

$$Q = 10.116 e^{-0.258x} \quad Q: \text{m}^3/\text{sec}$$

$$\therefore \alpha = 0.258$$

$$x: \text{km}$$

第3回実験では,  $Q = 6.925 e^{-0.240x} \quad \therefore \alpha = 0.240$

となる。連続の方程式から水位の最大の現われる時は  $\partial A/\partial t = 0$  であるから  $\partial Q/\partial x = 0$  となり、最高水位地点においてはその水路内における最大流量を示す。

しかるに前回にも述べたように1地点においては流量最大は水位最大より早く表われるから、水路内においては水位最大の地点 A より下流の B 点で流量最大が現われ、B 点の最大流量は A 点の水位最大時の流量より小さく、従つて A 点の最大流量よりも小さい。すなわち最大流量は逓減することとなる。

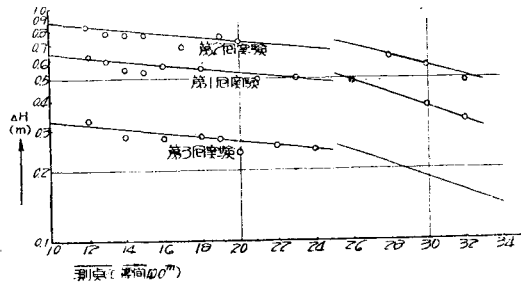
次に最高水位の逓減については吉川氏の江戸川における洪水実験の結果によれば次式で表わされている。

$$\eta = \eta_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots (21)$$

ここに  $\eta$  は各点の最高水位,  $\eta_0$  は  $x=0$  点の最高水位,  $\alpha$  は逓減係数,  $x$  は距離を表わす。

著者の行つた実験においても 図-13 に示すごとく指数函数的に逓減している。

図-13 最高水位逓減曲線



従つて最高水位の逓減式として (21) 式を用い、河床勾配急変地点より上流と下流の2区間に分けて  $\eta_0$  及び  $\alpha$  を求めると、

第1回実験	上流	$\eta = 0.605 e^{-0.247x}$
	下流	$\eta = 0.464 e^{-0.747x}$
第2回実験	上流	$\eta = 0.822 e^{-0.159x}$
	下流	$\eta = 0.616 e^{-0.652x}$
第3回実験	上流	$\eta = 0.332 e^{-0.246x}$
	下流	$\eta = 0.207 e^{-0.724x}$

$\eta: \text{m}; \quad x: \text{km}$

$\alpha$  の値は実験洪水の異なるにもかかわらず同一勾配の部分ではほぼ同様の値となつている。また勾配の急なる部分においては小さく、緩なる部分においては大きい値となつている。すなわち最大水深の逓減は河床勾配の急なるところよりも緩なる区域において大であるということが現われている。

6. 水位相関法による洪水追跡

上流洪水形と下流洪水形の関係を水位相関法によつて実験値より求め洪水追跡の1法とした。すなわち 図-14 に示すごとく、上流標の水位-時間曲線の最高水位時  $t_0$  より  $(t-t_0)$  時間後における水位  $h_1$  を縦軸として表わし、これより最高水位の伝播時間  $\tau$  だけ遅れる下流標水位-時間曲線の最高水位時刻  $t_0 + \tau$  より  $(t-t_0)$  時間後の水位  $h_2$  を横軸にとることとし、洪水頂点を中心として前後各時間の水位の相関曲線を画くと 図-15 のごとくなる。

図-14

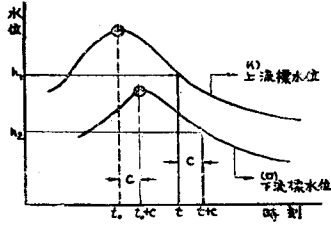
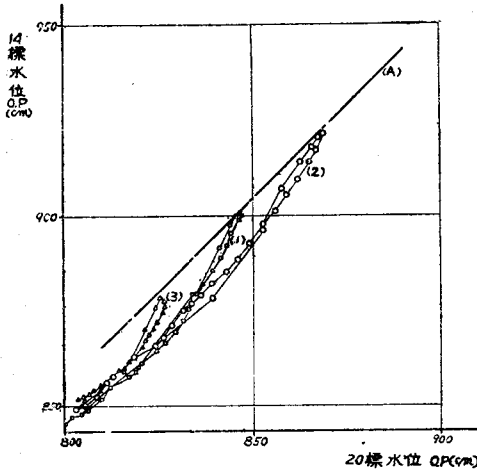


図-15 14~20 標水位相関図



この相関図は測点14標を上流標にとり、下流各標に対して3回の実験の結果を画いたものである。これよりわかるごとく一般に水位相関図はループを画き曲線となる。実験より得た相関図より、一般に次のことが結論される。

(1) 相関図は標間距離が短いほど直線に近く漸次曲線となる。

(2) 洪水出現初期と終期附近の部分を除けば相関図はほぼ直線とみなされ、上流ほど相関図の勾配は緩やかなので下流ほど急になる。

(3) 同一の標間の相関図を3回の実験結果より求めると14~20標間では図-15のごとくなり、各相関図の頂点は最高水位の相関A線の上になり、同一河道では大きい洪水ほど変化少なく小さい洪水ほど大きい。

以上の結果より実際河川においても既往高水の水位曲線より相関図を作り、各種洪水及び各水位に対する相関係数を求めておけば、上流標の水位-時間曲線が判明すれば下流標の水位-時間曲線が求められ洪水追跡を行うことができる。

7. 洪水流の運動方程式

不定流の運動方程式

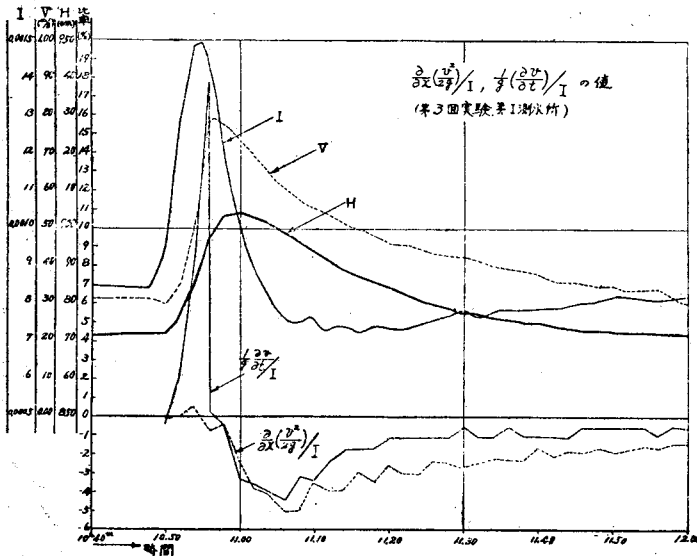
$$I = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2g} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v^2}{C^2 R} \dots (22)$$

は洪水流の基本方程式として用いられており、物部博士は著書「水理学」において右辺の第1項及び第2項はIに対して3%程度の非常に小さい値であるといわれており、かつ第3項はIの大部分を占める項であつてこの項に含まれるCはシェジイ公式のCと同一の関係であるといわれているが、果してそうであるかどうかは本式が洪水流の基本方程式として使用されているだけに非常に重要な事項であるので、著者は実験の観測値と木津川及び淀川の実測値を用いて計算を行つて各項の検討をした。すなわち第3回実験第1測水所木津川筋田辺標昭和27年7月洪水、淀川本川枚方標昭和10年6月洪水のI, V, H,  $\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} / I$ ,  $\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2g} \right) / I$ の時間的变化は図-16, 17, 18に示すとおりである。

表-1

	$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} / I$ の 最大値(%)		$\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2g} \right) / I$ の 最大値(%)		$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2g} \right) / I$ の最大値(%)	
	正	負	正	負	正	負
第3回実験	17.9	-4.4	0.7	-5	17.2	-9.5
田辺標	2.6	-1.2	1.6	-1.0	3.8	-2.1
枚方標	6.9	-2.0	1.3	-0.2	7.9	-2.0

図-16



これより  $\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} / I$ ,  $\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2g} \right) / I$  及び  $\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2g} \right) / I$  の正及び負の最大値を求

図-17

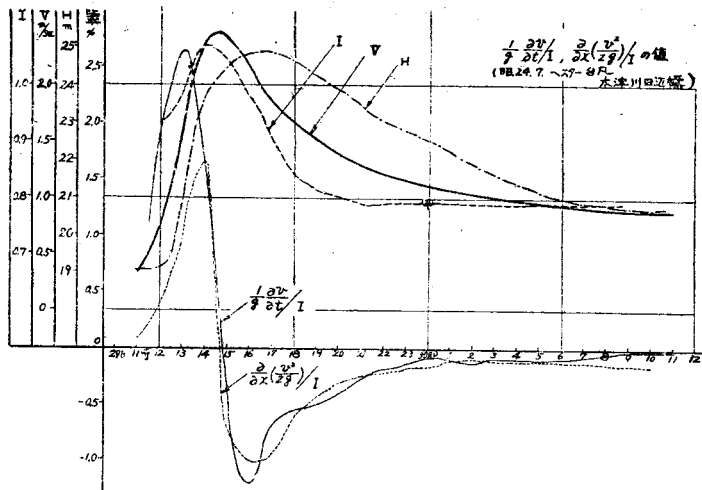


図-18  $\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} / I, \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2g} \right) / I$  の値

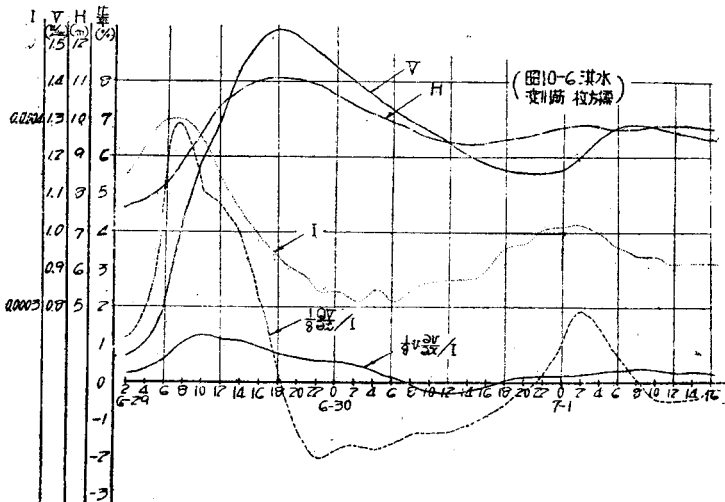
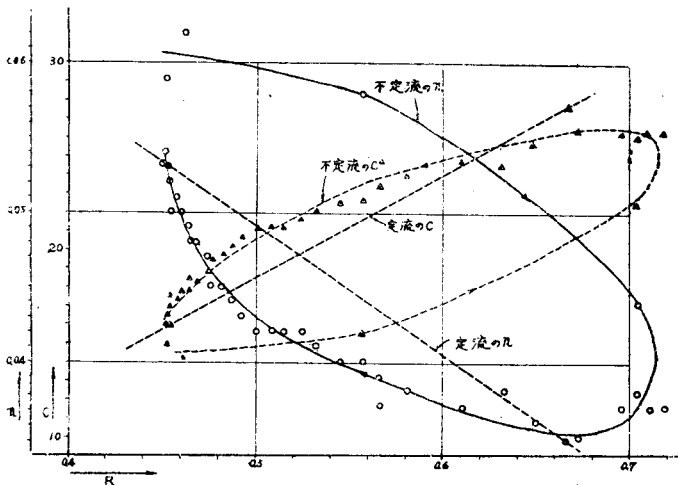


図-19 n 及び c の変化



めると表-1 のとおりで、第1項と第2項との和は従来考えられていたものよりも相当大きな値となる。

第3項の摩擦項  $v^2/C^2R$  については従来多くの水理学書は  $C$  の値はシェジィ公式の  $C$  であるとしているが、平水と高水の2段階の水位の定流を作つて  $C$  を求めて、各段階に於ける  $C$  を用いて(図-19 定流の  $C$  参照)各水位における  $v^2/C^2R$  を計算して、これと

$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$  及び  $\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2g} \right)$  との和を左辺の  $I$  と比較すると最大値において  $I$  の約80%となつて左右両辺の値は相当に差がある。従つて左右両辺を一致せしめるために、

$$C = \frac{v}{\sqrt{\left\{ I - \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2g} \right) - \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \right\} R}} \dots \dots \dots (23)$$

によつて  $C$  を求めこの  $C$  の値からマンニング公式による  $n$  を求め、径深  $R$  との関係を図示すると(水位上昇から下降の順に)図-19のごとくなる。

すなわち  $C$  及び  $n$  の値は一洪水期間中  $R$  に対しループを画くものであつて矢印に示す順に従つて増水から減水に至るもので、増水時と減水時によつて同一の水位に対して異なつた値をとる。従つて運動方程式の摩擦項  $v^2/C^2R$  を計算する場合、 $C$  を定流時のシェジィ公式の  $C$  とすることは不適當である。流速  $v$  は近似的には水位、勾配の函数であるから  $C$  及び(32)式よりわかるように近似的に勾配及び径深の函数である。

定流においてはシェジィ公式の  $C$  は径深に於けるループをなさないから、不定流の運動方程式の  $C$  は定流の  $C$  と区別しなければならない。著者は不定流における  $C$  を  $C_u$  として定流の場合の  $C$  と

区別することにした。

$Cu$  は  $R$  に関してループを画くことはすでに述べたとおりであるが、減水時においては 図-19 よりわかるように定流の  $C$  に近似する傾向がある。増水時はその形状によつて種々ことなる曲線となつて  $Cu$  は定流の  $C$  の値とは相当な差違を生ずる。

要するに洪水においては、その基本方程式は従来の式を改めて、

$$I = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2g} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v^2}{Cu^2 R} \dots \dots \dots (24)$$

とすべきである。しかして本式の第1項、第2項は小さく、第3項がいちじるしく大きく水面勾配の大勢を支配し、その項内に含まれる係数  $Cu$  は勾配及び径深の函数であつて、定流時の  $C$  と異なつた値をとるものである。従つてこの係数  $Cu$  は観測によつて勾配及び径深の函数としてあらかじめ求めておくべきである。

前述したように運動方程式の各項において、第1項  $\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2g} \right)$ 、第2項  $\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$  を第3項  $\frac{v^2}{Cu^2 R}$  に対して省略すれば近似式としては次の式を使用し得る。

$$I = \frac{v^2}{Cu^2 R} \dots \dots \dots (24)$$

ここに  $Cu$  は  $I$  及び  $R$  の函数とする。

### 8. 結 論

以上著者が新高瀬川で行つた洪水実験により明らかにされた基本的な問題について論述した。その中には、すでに研究されたものもあるが、さらに進んで理論的または実証的に明らかにされた諸点は次のごとくである。

- (1) 洪水流は通常きわめて長い水の膨みであつて、一般的にはほとんど1河川内に包含できないものである。
- (2) 我々の取扱う河川内における洪水は逆勾配を生ずることはほとんどない。河道内洪水は波形をなして上流から下流に伝播するという観念は誤りである。
- (3) 不定流の水面勾配  $I$  は加速度と摩擦抵抗との和  $I = I_a + I_r$  なる関係が成立することを導き、 $I_a$  は  $I_r$  よりいちじるしく小さいので  $I$  はほとんど  $I_r$  によるものであることを説明し、洪水波というより洪水流と称する方が実情に近いことを述べた。
- (4) 1地点における洪水現象としてまづ水面勾配の最大が起り次に最大流速、最大流量、最後に最高水位の順に生起することを証明した。
- (5) 洪水流量を水位と水面勾配の函数  $Q = f(h, I)$  として図化すれば従来の  $Q = f(h)$  なる形によるよりも正確な流量を求めることができる。
- (6) 1地点において洪水位が最高になつた時、その点の最大流量はすでに過ぎているが、その水路中での最大流量がその点に生じていることを理論的に認めた。
- (7) 洪水位及び洪水量の遞減について理論的に究明した。
- (8) 洪水位遞減の相関図を求め、これを洪水追跡の1方法とした。
- (9) 運動方程式中の摩擦項  $\frac{v^2}{Cu^2 R}$  の  $C$  を検討し、不定流においては定流の  $C$  と異なり、 $Cu$  なる値として  $C$  と区別すべきことを強調した。従つて不定流の運動方程式は、

$$I = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2g} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v^2}{Cu^2 R}$$

となる。なお同式中第3項は他の2項に比していちじるしく大きく、次に第2項、第1項が最小であるが、この両項は洪水頂点以後はほとんど無視し得る程度である。  
(昭. 27.12.5)