

河川中下流部における洪水時の流況に関する一考察

A STUDY ON THE FLOOD BEHAVIOR IN THE MIDDLE
AND THE LOWER COURSES OF A RIVER

広部 英一*・高瀬 信忠**・宇治橋 康行***

By Eiichi HIROBE, Nobutada TAKASE and Yasuyuki UJIHASHI

In the Fukui Plain, the Main River Kuzuryu is flowed into by these branch rivers, the Asuwa and the Hino. In this paper, the authors calculate the unsteady flow equations of the three rivers using the data of the flood discharges in 1981 and 1983, and we further investigate the hydraulic characters in the middle and the lower courses of these three rivers with the results of the calculations. We can simulate a flood behavior from the results of the calculations and make it clear how the water-level, the discharge and the velocity change in these three rivers. Moreover it is also made clear that the stage discharge curve near the channel confluence points is affected by run-off-patterns by our simulation. The results of our research would contribute to the rationalization of river plannings in Japan.

Keywords: unsteady flow, flood behavior, stage discharge curve, river planning, River Kuzuryu

1. はじめに

水文流出解析による洪水計算は、河川における河道懸案地点の洪水流出量を算出するものであるが、詳細な河道計画を立案するためには、洪水流本来の不定流としての取扱いが必要とされる。また、わが国の大河川の多くは、中流部が急勾配の扇状地からなり、下流部では低平地のために支川合流による背水の影響も著しい。このために、これらの河道条件を十分に考慮した不定流解析が有効となる。そこで本研究は、福井平野における三大河川である九頭竜川本川、日野川、足羽川を対象として、不定流解析による洪水追跡を行い、中下流部河道の水利学的特性を調査研究するとともに、治水安全度の検討を行ったものである。

2. 洪水追跡計算法

(1) 基礎方程式

洪水時における不定流の基礎方程式は、質量保存則から連続方程式が、またエネルギー保存則あるいは運動量

保存則から運動方程式が得られる。これらは一次元漸変流で非圧縮性とし、流速分布や圧力分布の補正を無視すると、おのおの、次式で表わされる¹⁾。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial (A \cdot v)}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} = 0 \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{A} \frac{\partial (A h_c)}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 A ：流水断面積、 R ：径深、 h ：水深、 h_c ：水面から流水断面積の重心までの深さ、 z ：最低河床高、 v ：流速（絶対値は河床抵抗の方向を示すために用いる）、 g ：重力の加速度、 n ：Manningの粗度係数、 t ：時間、 x ：距離（下流向きが正）である。

式(1)と(2)あるいは式(1)と(3)を基礎方程式として不定流計算を行う場合、独立変数は x と t であり、従属変数は v と h の2個であるが、方程式は2組であるから、初期条件と境界条件が与えられれば解ける。しかし河川工学的には、河道懸案地点における流量 Q と水位 H を知ることが要求される。このため、式(1)、(2)および(3)を式(4)、(5)および(6)のように Q と H を未知量とする式に変換する。なお運

* 正会員 工修 福井工業高等専門学校助教授 土木工学科 (〒916 福井県鯖江市下司町)

** 正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (〒920 金沢市小立野 2-40-20)

*** 正会員 工修 金沢大学助手 (同上)

動量保存則から得られた式(3)は、常流や射流の混在する区間に適用するために、跳水の前後で比力が保存される式(6)の形に変換した²⁾。

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (4)$$

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2QB}{gA^2} \frac{\partial H}{\partial t} - \frac{Q^2 B}{gA^3} \left(-\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{|Q|Q}{K^2} = 0 \dots\dots\dots (5)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{P}{\rho} + \frac{Q^2}{A} \right) = gA \left(-\frac{\partial z}{\partial x} - \frac{|Q|Q}{K^2} \right) \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 B ：水面幅、 H ：水位(= $z+h$)、 Q ：流量、 K ：通水能(= $AR^{2/3}/n$)、 P ：流積 A の断面に働く水圧(= ρgAh_c)、 ρ ：水の密度である。断面諸量の A 、 B 、 R 、 K 、 h_c 、 P は水位(H) の関数として算出される。

(2) 基礎方程式の離散化法

微分方程式の離散化には、差分法、有限要素法、特性曲線法などが適用されるが、本研究では、A. Balloffet が用いた陽解法の差分格子³⁾を改良した離散化法を適用した。改良点は、洪水のような緩やかな不定流では、流量の場所的变化は小さいことから、式(4)に対し流下距離方向に不等間隔な離散化を行ったことである。実際河川では蛇行のため、横断測量は流心部に対して等間隔には行われておらず、水位観測所も任意断面に設定されているが、不等間隔な離散化を行うことにより、横断面測量図の内挿補間や水位観測所における水位記録の標高補正が不要となり計算精度が向上する。また式(5)に対しては非線形項を省略せずに離散化を行ったが、これらの改良は、分合流部の離散化に対しても同じく行った。

なお離散化による誤差は粗度係数の値の中に含まれ、利用される水理水文資料の観測誤差も大きいことから、不定流計算では離散化誤差を無視することができる。また、計算安定性については、von Neumann の条件より判断して試算した結果、 $\Delta t=20$ s とした。

式(4)、(5)、(6)に、図-1に示す差分格子を適

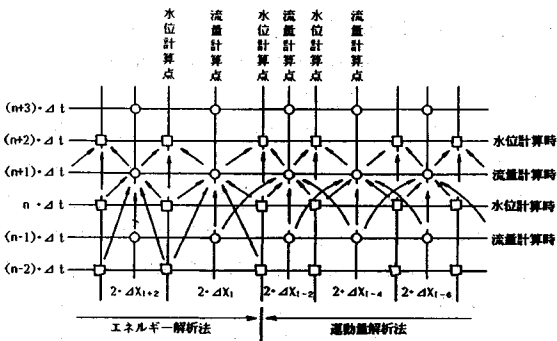


図-1 差分格子

用して離散化を行うと、おのおの式(7)、(8)、(9)となる。

$$H_{i-1}^{n+2} = H_{i-1}^n + \frac{2 \cdot \Delta t}{B_{i-1}^n} \left(\frac{Q_{i-2}^{n+1} - Q_i^{n+1}}{\Delta x_i + \Delta x_{i-2}} \right) \dots\dots\dots (7)$$

$$Q_i^{n+1} = \frac{(H_{i-1}^n - H_{i+1}^n) + \left[\left(\frac{1}{gA} \right)_{(i+1)(i-1)}^n \cdot \frac{\Delta x_i}{\Delta t} - T \right] \cdot \frac{\Delta x_i}{\Delta t} + T - 2 \cdot \Delta x_i \cdot Q_i^{n-1} \cdot S}{\left(\frac{1}{gA} \right)_{(i+1)(i-1)}^n \cdot \frac{\Delta x_i}{\Delta t} - T + \left(\frac{2}{K^2} \right)_{(i+1)(i-1)}^n \cdot \Delta x_i |Q_i^{n-1}|} \cdot Q_i^{n-1} \dots\dots\dots (8)$$

$$Q_i^{n+1} = \frac{Q_i^{n-1} - \frac{1}{2 \cdot \Delta t} \cdot \frac{1}{2 \cdot \Delta x_i} \cdot \left\{ g \left((Ah_c)_{i+1}^n - (Ah_c)_{i-1}^n \right) \right\}}{\frac{1}{2 \cdot \Delta t} + gA_{(i+1)(i-1)}^n} \cdot \frac{\left(\frac{Q_{i+2}^{n-1} + Q_{i-2}^{n-1} \right)^2 - \left(Q_i^{n-1} + Q_{i-2}^{n-1} \right)^2}{4 \cdot A_{i+1}^n - 4 \cdot A_{i-1}^n}}{\left(\frac{1}{K^2} \right)_{(i+1)(i-1)}^n} \cdot \frac{-gA_{(i+1)(i-1)}^n \cdot \frac{(z_{i+1} - z_{i-1})}{2 \cdot \Delta x_i}}{|Q_i^{n-1}|} \dots\dots\dots (9)$$

ここに

$$T = \frac{\Delta x_i}{4 \cdot \Delta t} \cdot \left(\frac{2B}{gA^2} \right)_{(i+1)(i-1)}^n \cdot \left((H_{i-1}^n - H_{i-2}^n) + (H_{i+1}^n - H_{i-2}^n) \right) \dots\dots\dots (10)$$

$$S = - \left(\frac{B}{gA^3} \right)_{(i+1)(i-1)}^n \cdot \left(\frac{-(z_{i+1} - z_{i-1}) + (H_{i+1}^n - H_{i-1}^n)}{2 \cdot \Delta x_i} \right) \dots\dots\dots (11)$$

3. 九頭竜川流域への適用

(1) 流域の概要

流域の概要を図-2に示すが、九頭竜川は大別して九頭竜川本川、日野川、足羽川の3つの流域より成っており、これらの河川は山間部より流下して標高5m以下で合流している。本研究の解析対象区間は、図中にも示されているが、三本の河道が低平地で合流していることと、流域面積(2934 km²)が大きいために、本川と支川の洪水到達時間が異なり、豪雨時には本川と支川の合流部でピークの時差が生じる。また河床勾配が小さいことから、合流部近傍で背水現象の影響がある⁴⁾。

戦後における洪水としては、昭和20年代より30年代にかけて洪水が多発し、特に昭和23年の福井地震によって堤防が沈下し、同年7月の増水で堤防が決壊して福井市街が浸水している。その後、13号台風(昭和28年)、伊勢湾台風(同34年)、第2室戸台風(同36年)、奥越豪雨(同40年)などが大洪水記録として残っている。

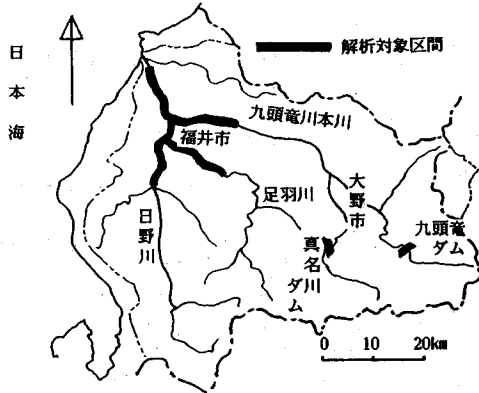


図-2 九頭竜川流域



図-4 中下流部の水位観測所

(2) 解析研究の方針

本研究では、式(4)と(5)を基礎方程式としたエネルギー解析法を主体に適用したが、解析対象区間のうち九頭竜川本川上流部と足羽川上流部の扇状地では河床勾配が大きく、また床固めによる段差があることから、常流、射流が混在し、エネルギーが保存されない。このため、この区間に対しては式(4)と(6)を基礎方程式とした運動量解析法を適用した。

九頭竜川本川と日野川の合流部、および日野川と足羽川の合流部は、エネルギー保存則に基づいて取り扱った。合流部の連続関係式は、図-3の記号を用いれば $Q_{10} = Q_{1U} + Q_{1B}$ であり、連続方程式に対しては、図-3に示すように Leap-Frog 法の差分格子を適用した。式(5)に差分格子を適用するにあたり前述のように非線形項も無視することなく、また転流が表現されるような離散化を行った。

洪水追跡計算は、図-4に示す水位観測所内の区間で行った。境界条件としては、三国、五松橋、三尾野、天

神橋で観測された水位記録が与えられるが、横断面図から流積、径深を計算するにあたっては、高水敷、低水敷を区別し、複合断面の取扱いを行った。また平面図から、流心線に沿った流下距離、および流心方向と横断面図の角度を読み取った。

(3) 実際資料とその対応

実際の観測資料は昭和56年7月洪水と昭和58年7月洪水の記録を利用したが、昭和56年洪水のピーク時には、浮子によって流量観測もなされ、平均流速、水面勾配などの記録も整備されている。

不定流計算では、唯一の試算パラメーターとして河道の粗度係数が必要であるが、九頭竜川の粗度係数は不等流計算によって検討が行われた例がある。しかし粗度係数は本来、等流状態における抵抗係数であるから、不等流状態や不定流状態では、おのおの異なる値をもつものである。また不定流の数値計算では離散化法によっても異なった値を取るようになる。

九頭竜川中下流部では、高水敷と低水敷が明確に分かれている。低水敷の粗度係数を見積もる資料として、低水敷の河床材料粒径を得ることができたが、高水敷の粗度係数検討のための資料は乏しく、航空写真および現地観察による植生判断により大まかな値を推定した⁵⁾。そして粗度係数の検討は、図-4に示した水位観測所のうち、三国、五松橋、三尾野、天神の水位観測記録を境界条件として与え、布施田、中角、深谷、久喜津、幸橋の計算水位を水位観測記録に一致させるように、低水敷、高水敷の粗度係数を修正していく方法で行った。また昭和56年洪水では流量観測も行われたので、これも参考にすることができた。なお何度かの試行の結果決定した値を表-1に示すが、図-5は、表-1に示す粗度係数を用いて計算した水位と観測(実測)水位との対応を示している。

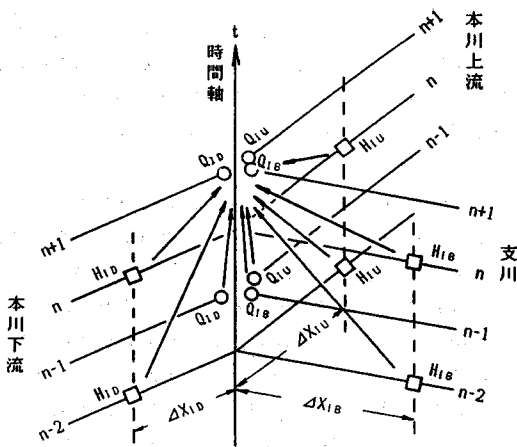
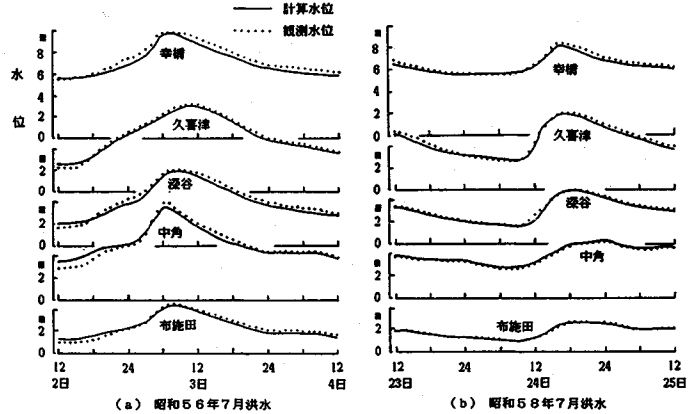


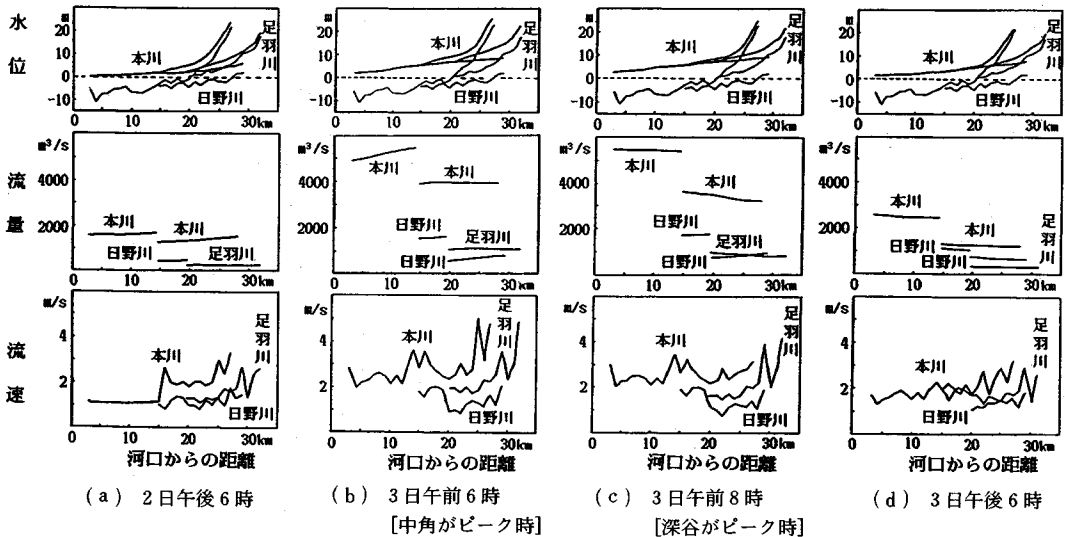
図-3 合流部の差分格子

表一 決定した粗度係数

高水敷の粗度係数		0.080
本川	三国 ~15.0km	0.025
	16.0km~21.0km	0.030
	22.0km~五松橋	0.040
日野川	合流部~4.0km	0.035
	5.0km~三尾野	0.040
足羽川	合流部~天神橋	0.035



図一五 計算水位と観測水位の対応



図一六 昭和56年7月洪水時の流況の考察

(4) 洪水時の流況の再現に関する考察

a) 昭和56年7月洪水時の流況

図一六に、洪水の初期、流量ピーク時および減少時の状況を示すが、水位変化をみると、本川の20 kmより下流区間および日野川での上昇が相当激しいが、これに比べ、本川の20 kmより上流および足羽川の上流では、河床勾配が大きいことから流速が大きくなり、水位上昇は小さいようである。

流量変化をみると、洪水のピークがまだ到達していない2日午後6時では、本川の下流よりも上流の五松橋付近の流量の方が大きく、これ以後の流量増加が推定される。この時刻には日野川筋の洪水は始まっていないが、その後、中角がピークとなった3日午前6時には、河口の三国よりも日野川との合流点付近の方が流量が大きく

なってくる。このことは、洪水流が上流から下流に伝播・流下する様子を表わしているが、この後、洪水流の通過とともに、3日午前8時、午後6時では、上流よりも下流の流量が大きく、洪水流が通過終了後は、上下流の流量は同程度となってくる。

流速変化をみると、本川下流部および日野川は河床勾配が小さいためか、流速は小さい。中角がピークの3日午前6時には、本川下流部の流速は急増しているが、日野川の流速はそれほど上昇していない。これは、この時刻に本川の洪水流量が大きいため、河床勾配の小さい日野川が背水効果を受けているためと思われる。この時刻には、河床勾配の大きい本川上流部五松橋付近および足羽川上流部天神橋付近の流速は約5 m/sにもなり、 $F_r = v/(gA/B)^{1/2}$ で定義したフルード数も、何か所かの

区間で1.0以上となり射流状態となっている。ピークが通過した2時間後の午前8時には、本川下流の流速は大きいままであるが、上流の流速は急減している。

b) 昭和58年7月洪水時の流況

水位、流量、流速ともに、昭和56年7月洪水と同様な傾向を示しているが、この洪水は日野川筋にも大雨のあった洪水なので、深谷の流量がピークとなる24日午後5時には、本川の中角よりも日野川の深谷の方が流量が大きく水位も高くなっている。このため、この時刻には日野川からの背水の影響を受けて、本川では合流部直上流付近に位置する中角で、日野川との合流部の下流よりも流速が小さくなっている。

(5) 洪水時の水位流量曲線に関する考察⁶⁾

九頭竜川の中下流部は、三大河川が合流しているために背水の影響を受けやすい。特に日野川は河床勾配が小さく、本川のピーク時には転流が観測されることがあるが、足羽川も日野川からの背水により転流の観測されることもある。図-4に示した水位観測所のうち、最も重要な基準地点である中角と深谷は合流部直上流にあるため、洪水状況に応じて水位流量曲線は特有な形状を示すものと思われるが、水文流出計算により算出された計画高水流量に対応する河道計画を立案するうえで、背水が水位流量曲線にどのように影響を与えるかを把握することは重要なことであるといわなければならない。

さらに、三国、布施田は河口に近いこと潮汐の影響が大きく、また、五松橋、天神橋は河床が急勾配であり、洪水のピーク時には射流区間となるので、これらの地点での水位流量曲線の特性についても把握する必要がある。

a) 昭和56年7月洪水時の水位流量曲線

不定流計算による各水位観測所の水位流量曲線を図-7に示すが、この洪水は本川の中角の水位のピークが3日午前6時であり、これより2時間後に日野川の深谷の水位のピークが生じている。これによると、三国は河口に近いことから高水時にも潮汐の影響が現われている。布施田も河口に近いことから潮汐の影響を受けるといわれていたが、緩流河川で現われる一般的な反時計回りのループを描いており、流量の大きい洪水時には潮汐の影響は現われていない。本川の中角、日野川の三尾野および足羽川の幸橋は、反時計回りのループが明瞭に現われ、洪水流の通過の様子を示しているが、これに対し、日野川の合流部直上流にある深谷は、時計回りのループ(図中の逆ループ)となっており、久喜津も洪水ピーク時は時計回りのループとなっている。これは、本川の水位上昇により日野川の流量増加時に背水効果を受けて水位が高くなり、その後、本川の水位下降とともに水面勾配が大きくなり、日野川の流量減少時には、同じ水位でも流下流量が大きくなるため時計回りのループとなるのである。日野川は河床勾配が小さいことから背水による河道貯留量も多く、これは治水計画を算定するうえで重要な要素となるものと思われる。

河床勾配の大きい本川の五松橋と、足羽川の天神橋は水位流量曲線の勾配が小さくなっている。またループが扁平であり、水位と流量の関係が他の観測所に比べ一面的に近いといえるが、最も特徴的なことは潮汐、背水の影響を受けない場所であるにもかかわらず、ループが時計回りであることである。これは図-8に示すように、流量観測による実測値でも示されており、洪水のピーク

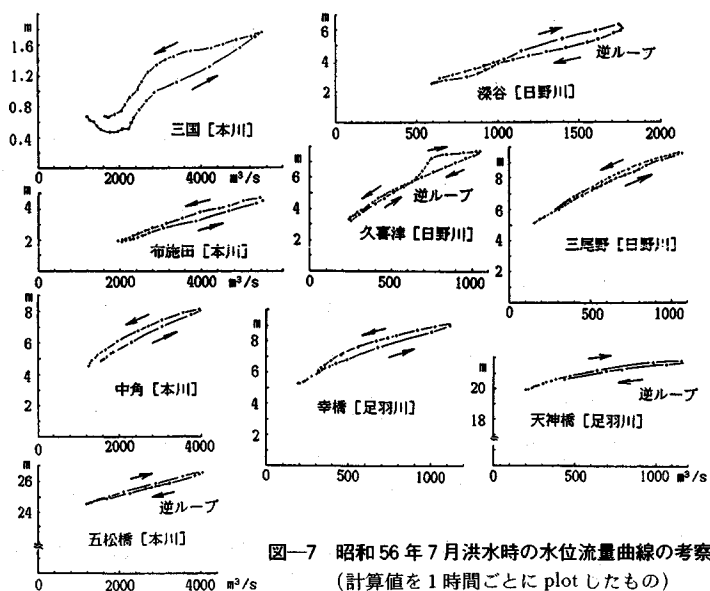


図-7 昭和56年7月洪水時の水位流量曲線の考察 (計算値を1時間ごとにplotしたもの)

時に射流となるためと思われる。

図一8は、この洪水時に行われた流量観測の実測値を整理したものである。これによると中角は反時計回りであり、深谷は時計回りとなっている。河床勾配の急な五松橋と天神橋は時計回りであり、全般的には不定流計算による結果と流量観測による結果は、傾向がほぼ一致しているようである。しかし三尾野にみられるように、流量観測値に測定誤差が含まれると思われるケースもあり、洪水時の流量観測の困難性が伺われるところでもある。

b) 昭和58年7月洪水時の水位流量曲線

一般的な傾向は昭和56年の洪水状況と同様であるが、日野川の深谷の水位ピークが24日午後5時であり、本川の中角のピークはこれより約7時間遅れている。そして日野川の深谷と久喜津の水位流量曲線が反時計回りとなっているが、本川の中角では時計回りとなっている。これまで九頭竜川では、本川からの背水を日野川が受けるといわれていたが、流域内の降雨分布の状況によっては、本川にも背水の影響が現われることがわかる。本川は中角より上流では河床勾配が大きくなるため、背水の影響は合流点直上流に限られ、また洪水時の河道貯留量も小さいが、背水効果の著しい河道に水位観測所が設置してあることは、注意を要することでもあらうと思われる。

(6) 現河道の洪水時の流下能力に関する考察

九頭竜川の計画高水流量の変遷を表一2に示す。第一期改修計画において、連続堤、河道拡幅という大方針が打ち出されたが、その後も流域内の変貌、時代の要請に応じて河道改修工事が実施され、計画高水流量も漸次改訂されていった⁷⁾。

これまで、三国、五松橋、三尾野、天神橋の水位観測記録を境界条件として不定流計算を行い、洪水時の流況を明らかにすることができた。そこで本節では、九頭竜川の流下能力を検討するために、上記4観測所のハイド

表一2 計画高水流量の変遷

計画名	計画着工年	計画高水流量 (m ³ /s)				
		九頭竜川		日野川		足羽川
		布施田	中角	深谷	三尾野	前波
第一期改修計画	明治33年	4,170	3,058	1,667	—	695
第二期改修計画	明治43年	—	—	1,667	—	—
九頭竜川改修計画	昭和31年	5,400	3,058	2,830	—	890
昭和35年九頭竜川改修変更計画	昭和35年	(6,400) 5,400	(5,300) 3,800	2,830	2,040	890
昭和43年九頭竜川水系工事実施基本計画	昭和43年	(8,000) 9,200	(6,400) 3,800	(3,200) 2,830	2,400	(1,100) 700
昭和54年九頭竜川水系工事実施基本計画	昭和54年	(12,500) 9,200	(8,600) 5,500	(5,400) 4,800	3,300	(2,600) 1,800

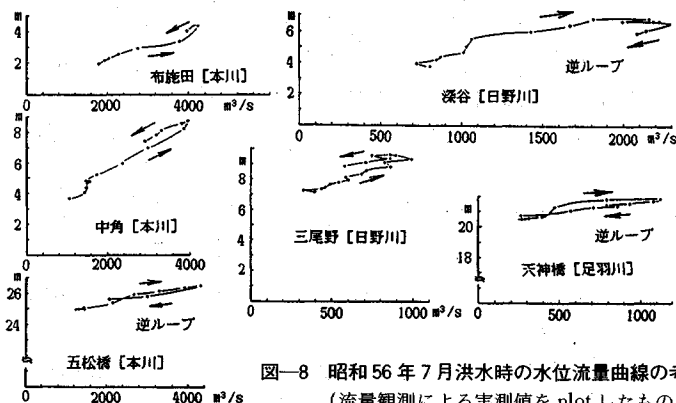
上段()書は基本高水流量

ログラフを境界条件として、次のような試算を行った。境界条件として与えられるハイドログラフは、昭和56年7月洪水時の流量計算値を、ピーク値が表一2に示された計画高水流量のうち、昭和54年計画着工の流量に一致するように引き伸ばしたものを与えた。これにより九頭竜川に約150年確率の洪水を発生させたことになる。

図一9に昭和56年7月の洪水パターンで計画高水流量を発生させた場合の結果を示すが、図中の「H.W.L. over」という記号は、現在の河道断面においての計画高水位を超過する区間を示し、「越流」という記号は、九頭竜川に計画高水流量に相当する洪水が発生した場合に現堤防高では越流する区間を示している。

これによると、越流は日野川上流では約2300 m³/s、足羽川下流では約1300 m³/sで生じている。また計画高水位の超過は、日野川では深谷で約3500 m³/s、足羽川との合流点より上流区間で約1900 m³/sで生じ、足羽川では約900 m³/sで生じている。

これらを総合的に考察すると、九頭竜川本川の流下能力は現河道で賄えるようであるが、日野川の全区間および足羽川の中下流部区間では、現河道断面の流下能力で



図一8 昭和56年7月洪水時の水位流量曲線の考察 (流量観測による実測値をplotしたもの)

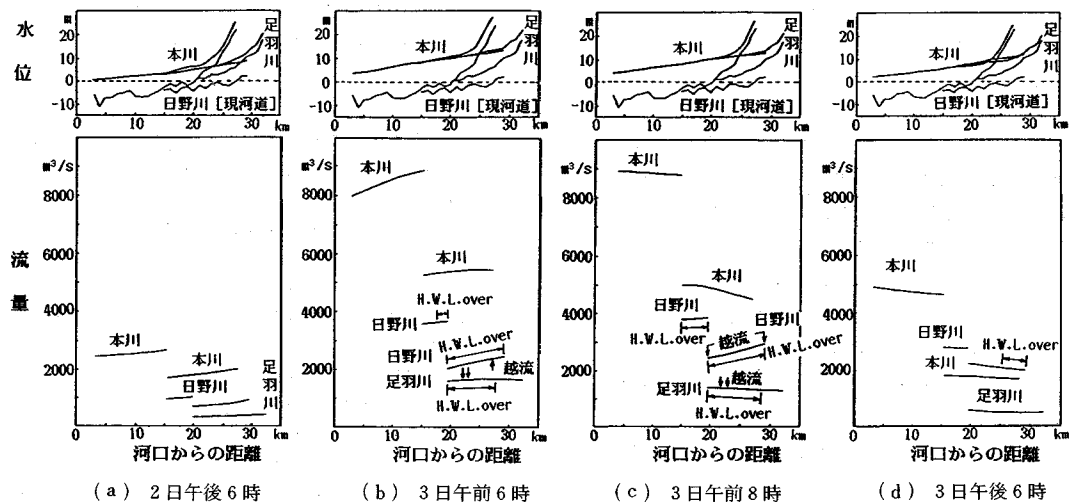


図-9 計画高水流量のシミュレーション（現河道の流況）の考察

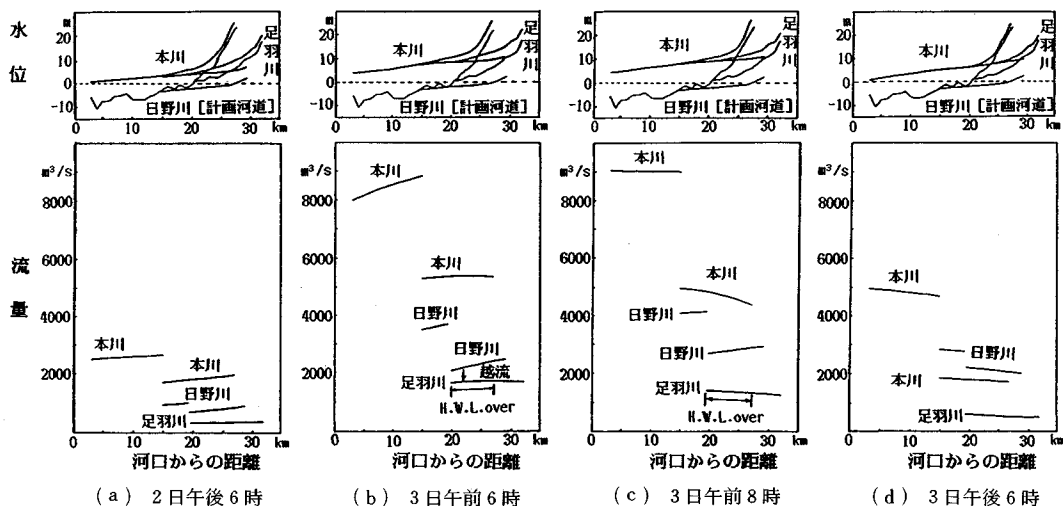


図-10 計画高水流量のシミュレーション（日野川河道改修後の流況）の考察

は不十分であり、河積の拡大などにより、流下能力の向上が必要であろうと思われる。

(7) 日野川河道改修後の流下能力に関する考察

現在、九頭竜川本川および日野川の建設省直轄区間では工事実施基本計画に基づいて、河道改修計画が立案され、特に流下能力の大幅に不足する日野川については、すでに引堤を含めた河積の拡大工事が順次実施されている。そこで日野川の河道改修工事が完了した段階での流下能力を検討するために、日野川の計画河道断面に対して、昭和56年7月の洪水パターンのピーク流量を計画高水流量にまで引き伸ばした前節と同様のハイドログラフを、上流から流入させたものが図-10に示す流況である。

これによると、日野川河道改修の効果は大きく、不定

流計算によって得られた日野川各地点の最高水位は、計画河道の計画高水位と一致するか、やや低めとなった。

足羽川については、日野川の水位が下がることから日野川からの背水の影響が少なくなるため、下流の水位は若干下がるものの、「H.W.L. over」、「越流」ともに、かなりの区間で生じたままである。これらのことから、足羽川の治水に関しては、流域上流のダムによるピーク流量の調節とともに、下流区間の河道改修が必要であろう。

これらを総合的に考察すると、現在計画されている河道改修が進行すると、特に日野川の治水安全度は大幅に向上するものと思われる。またピーク時の水位は、現河道よりも深谷で約0.7m、久喜津で約1.6m低下することから、底喰川、孤川、江端川、その他の数多くの中小

内水河川の水門，排水機場における内水排除への効果も大きいものがあるであろう。

4. おわりに

河川中下流部における洪水時の流況を考察するため，昭和56年および昭和58年洪水を例として，九頭竜川中下流部の洪水追跡を行ったが，これまで概念的にしか把握されていなかった洪水時の水位，流量，流速などの挙動から，三大河川の流況の特徴を明らかにすることができた。また三川の合流による背水現象が，出水パターンによって変化することも解明できたが，これらの研究成果は，その方法論を他の河川にも適用でき，大変有意義なものと思われる。

本研究を行うにあたり，建設省福井工事事務所からは貴重な水文資料の提供を受けたが，特に三好逸二所長(当時)，また数多くの有益な討議，適切なお助言を頂いた

森脇栄一副所長(当時)，宮本 亘調査係長(当時)はじめ関係者各位に深く感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 石原藤次郎編：水工水理学，丸善，pp.21～24，1972.
- 2) 伊藤 剛編：数値解析の応用と基礎，アテネ出版，pp.89～91，1971.
- 3) Balloffet, A. : One-dimensional Analysis of Floods and Tides in Open channels, Proc. ASCE, Vol.95, HY 4, pp.1429～1451, 1969.
- 4) 科学技術庁資源調査会：九頭竜川の治山治水調査に関する報告，1966.
- 5) 石川忠晴：高水敷地被状態と粗度係数について，土木学会第38回年講，第2部，pp.497～498，1983.
- 6) 木下武雄：洪水の水位流量曲線の意味，第28回水理講演会論文集，pp.197～200，1984.
- 7) 三好逸二：九頭竜川の治水史，河川，pp.54～67，1983.
(1987.12.7・受付)