

低平地河川網における洪水特性

神戸大学工学部 正 員 神田 徹

神戸大学大学院 学生員 ○辻 貴之

1. まえがき

低平地でネットワークを形成する河川系では、各河道の水理条件が干渉し合って単一の河道とは異なる洪水特性が生ずる。この点は洪水調節システムの計画・管理上、重要な問題であるが水理学的には未だ十分な検討が行われていない。本文は、この観点から一つのモデル河川網に対して洪水追跡の数値シミュレーションを行い、その洪水特性について考察したものである。

2. モデルの設定と洪水追跡法

本文でモデル河川とした寝屋川水系の河道網を図-

1 に示す。

基礎方程式は次式の通りである。

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + \frac{\partial h}{\partial x} - S_0 + S_f - \frac{qQ}{gA^2} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2)$$

分・合流点の条件(図-3参照)；

$$Q_1 + Q_2 = Q_3, \quad h_1 + z_1 = h_2 + z_2 = h_3 + z_3 \quad (3)$$

河道を図-1のように93個の計算断面に分割し、

Implicit法(四点法)によって洪水追跡計算を行った。境界条件としてPoint 1, 20, 50での流量ハイドログラフ、Point 93での水位(0p+2.2m)を与え、横流入量として外水域支川の流入ハイドログラフと内水域のポンプ排水量を与えた。マンニングの粗度係数 n は $n=0.025$ 、時間ステップは $\Delta t = 60 \text{ sec}$ 、計算区間長は $\Delta x = 600 \sim 1000 \text{ m}$ である。対象とした降雨ハイドログラフを図-2に示す。

3. 各河道の洪水ハイドログラフ

図-4-(1)~(4)は、各河道の数ヶ所の断面に対する流量ハイドログラフと水位ハイドログラフを示したものである。

恩智川と第一寝屋川については、洪水のピーク流量とピーク水位の下流への伝ばが明りように認められ、またすべての断面で流量のピークが通過した後に水位がピークとなる。

一方、第二寝屋川では、ピーク流量の下流への伝ばは明らかであるが、ピーク水位の時刻は下流部ではほとんど同時である。また上流(Point 39)ではピーク流量が生じた後にピーク水位が現れるが、下流では逆にピーク水位がピーク流量に先行していることがわかる。

大川~安治川ではピーク流量の伝ばは認められるが、水位はほとんど同一の位相で変化

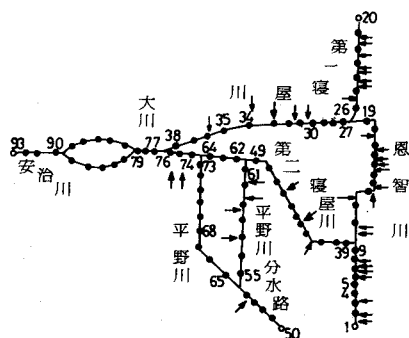


図-1 河道網と計算断面

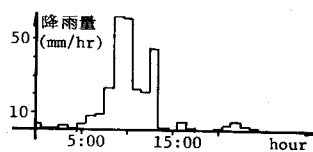


図-2 ハイトグラフ

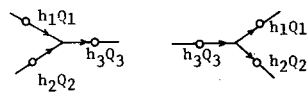


図-3 分流部と合流部

している。また下流断面ほど水位変化が少ないのは、低平地河川ゆえ、河口の境界条件（水位：一定）が強く影響するためである。

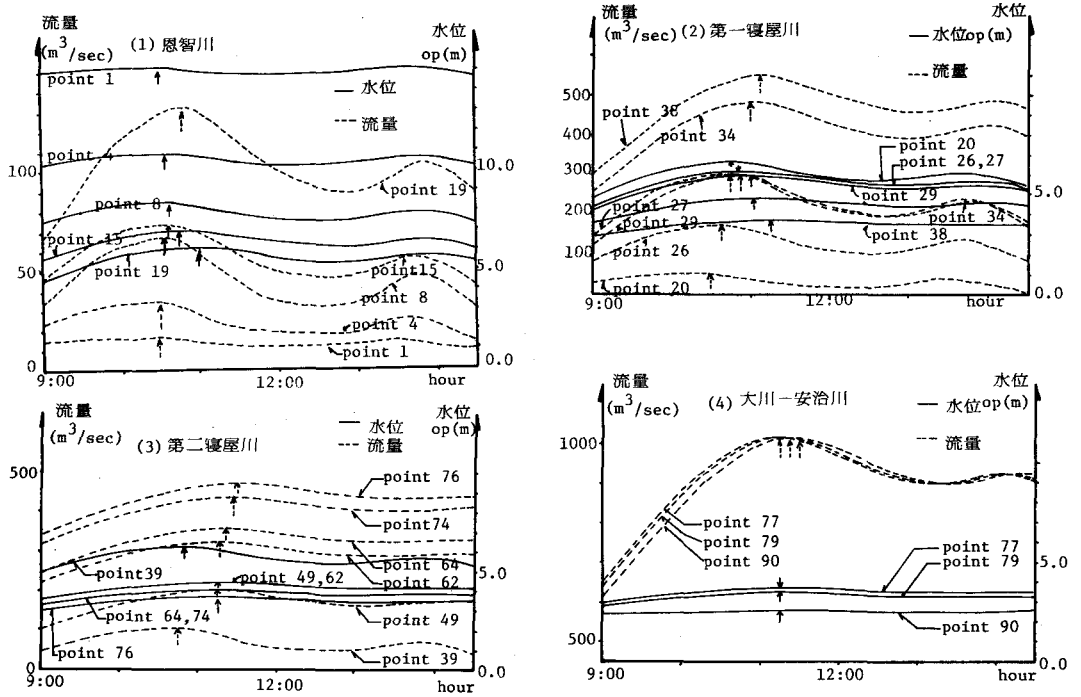


図-4 流量ハイドログラフと水位ハイドログラフ

4. 各河道の水理量の相互干渉

図-5- (1)は第一寝屋川の最下流断面 (Point 38) および第二寝屋川の最下流断面 (Point 76) での流量ハイドログラフとその合流点 (Point 77) での水位ハイドログラフを示したものである。

第二寝屋川のピーク流量の到達は第一寝屋川のそれに比べて相当遅れており、合流点の水位上昇は第一寝屋川の流量増加に対応している。その結果、合流点の水位が第二寝屋川下流端の水位に影響を及ぼし、前述のように同一位相で水位が上昇したり、ピーク水位がピーク流量に先行するという現象が起こると考えられる。

図-5- (2)は平野川・第二寝屋川の合流点 (Point 74) での流量ハイドログラフと平野川最下流断面 (Point 73) での流速-時間曲線を示したものである。平野川の流速は合流点の流量の増大時に減少し、逆に合流点の流量の減少とともに流速は増す。これは、平野川の洪水流量が第二寝屋川洪水流量に比べてかなり小さい (約 $1/3$) ため、平野川の流速 (流量) が寝屋川の水位変化に支配されていることを意味する。

これに対して、ほぼ同量の流量が合流する恩智川・第一寝屋川の合流点 (Point 27) では、図-5- (3)に示すように河川相互の干渉はなくほぼ似かよった流速の時間変化となる。

次に図-6- (1), (2), (3) はそれぞれ第一寝屋川 (Point 34), 第二寝屋川 (Point 74), 安治川 (Point

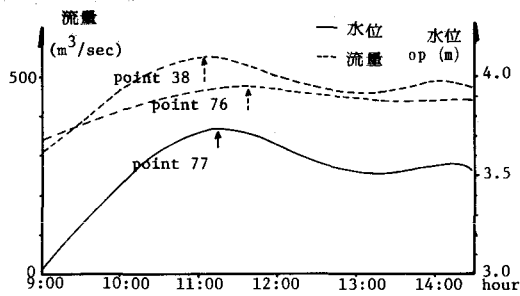


図-5-(1) 第一・第二寝屋川合流点

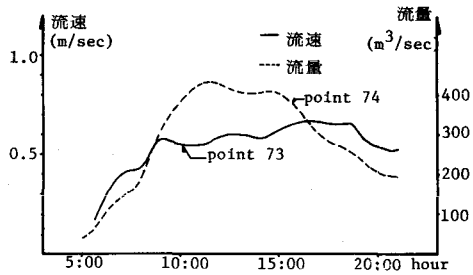


図-5-(2) 第二寝屋川・平野川合流点

90) での水位 - 流量曲線を示したものである。

第一寝屋川では、洪水のピーク付近では右まわりのループを描き通常の洪水特性と同一の特性を示す。

これに対して第二寝屋川では、前述の通り流量の増加時に合流点水位が上昇しその背水の影響が及ぶため、同一水位に対して洪水ピークの通過前の方が流量が小さい。

安治川においてもピーク水位の時刻がピーク流量に若干先行するため左まわりの細長いループを描く。

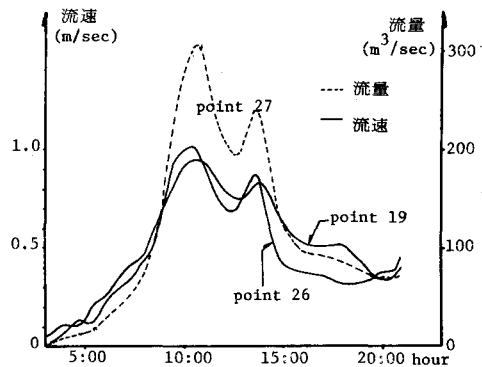


図-5-(3) 恩智川・第一寝屋川合流点

5. 運動方程式の各項の値

運動方程式(1)式の左辺の各項の値を各項の絶対値の総和で割った値 (パーセント) を示せ

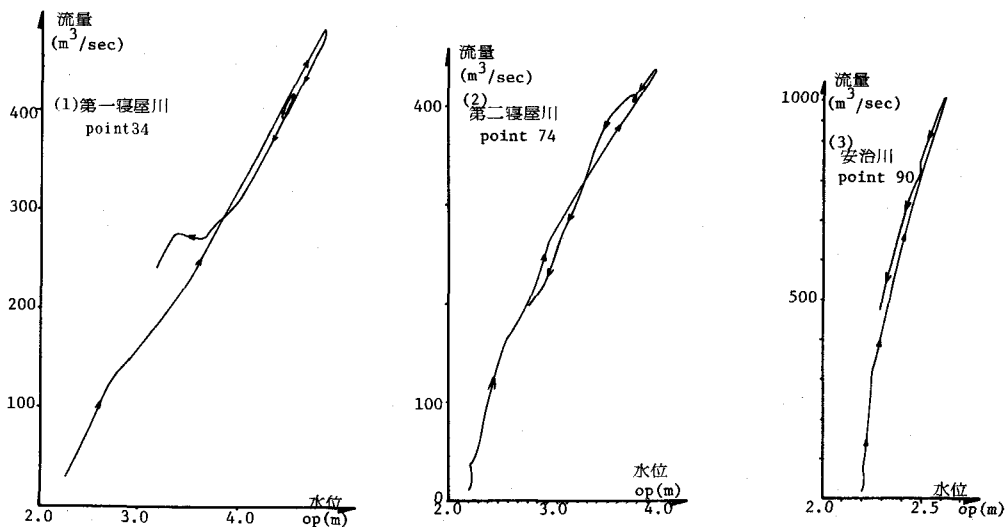


図-6 水位 - 流量曲線

は図-7- (1)~(4) のようである。

図-7- (1) は比較的急こう配をもつ Point4~5(恩智川上流)の区間に対するものであり、 $\frac{\partial h}{\partial x}$ 項がピーク時にわずかながら増加するが、 S_f 項と S_0 項が卓越しており、Kinematic Wave としての洪水伝は特性が示されている。

図-7- (2) は水路床こう配が 0 の区間 (Point29~30, 第一寝屋川)のもので、水位上昇初期には $\frac{1}{gA} \frac{\partial Q^2}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right)$ 項以外の 3 項の値が大きく変動するが、洪水のピーク付近では、 S_f 項と $\frac{\partial h}{\partial x}$ 項が卓越する。また図-7- (3) の Point34~35(第一寝屋川)でも S_f 項と水面こう配 ($S_0 - \frac{\partial h}{\partial x}$) が支配的であるが、この区間では横流入量があるため $\frac{1}{gA} \frac{\partial Q^2}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right)$ 項も無視できない。

図-7- (4) は Point74~75(第二寝屋川)の区間に対するものであり、ピーク時に $\frac{\partial h}{\partial x}$ 項は減少するが負の値とはならず、洪水ピークの通過後も増大して水面こう配を減ずる方向に作用する。

以上のように河床こう配の影響だけでなく、低平地河道網では各河道水位が影響し合うために、運動方程式の各項の大きさも複雑に変化する場合がある。なお非定常項 $\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t}$ の値はこの洪水では全河道について無視しうる。

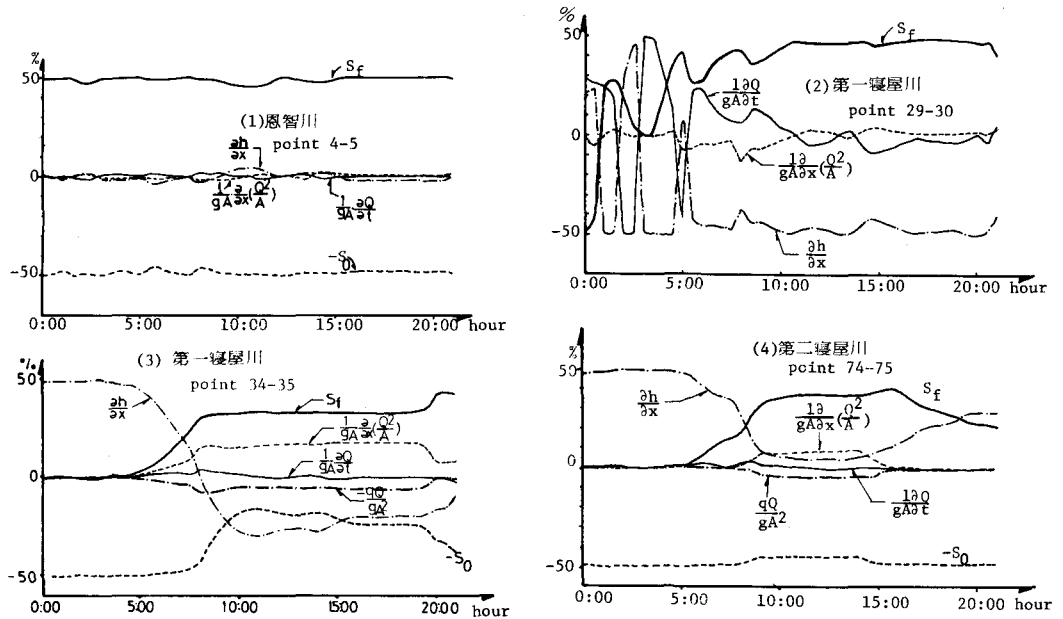


図-7 運動方程式の各項の値

6. あとがき

数値シミュレーションの結果から、河川がネットワークを形成することによって生ずる洪水特性を調べた。合流する一方の河川が他河川の洪水伝はに影響することが示された。今後は河口の境界条件をも考慮した上で、河川網の洪水制御に関する検討を行いたい。

本研究は文部省科学研究費(自然災害特別研究(I), 代表者一大阪大学, 室田明教授)による研究の一部であることを記す。また、計算のための河川資料を提供して頂いた大阪府土木部の各位に謝意を表する次第である。