

# 低平水田地帯の雨水流し解析

早瀬 吉雄・角屋 陸・岡 太郎

## RUNOFF ANALYSIS IN LOW-LYING DRAINAGE BASIN COMPOSED MAINLY OF PADDY FIELD

By *Yoshio HAYASE, Mutsumi KADOYA and Taro OKA*

### Synopsis

In the previous paper, what criterion should be adopted in simplification of complicated drainage channel networks was discussed fundamentally in order to apply the numerical technique of unsteady flow to simulate hydrographs of flood runoff in low-lying drainage basin. As the result, it was disclosed that the channel networks could be simplified to the second order channel system.

This paper deals with an actual example of flood runoff in the Ogura research basin composed of hills, urban districts and mainly paddy fields. Flood runoff from non-inundated watersheds such as hills and urban districts is estimated by applying the kinematic wave method, and flood flow in low-lying basin is simulated by solving the unsteady flow equation numerically after simplification of channel networks based on the criterion disclosed in the previous paper.

The results of runoff analysis show good coincidence with observed hydrographs, and verify the usefulness of the criterion for simplifying the complicated channel networks.

### 1. ま え が き

これまでポンプ排水、自然排水が主体となっている低平水田地帯において、水田—水路網系の雨水流下現象を水理モデルで再現しようとする場合、計算をどのように単純化できるかをサブシステムごとに吟味し、全流域の雨水流しモデルの考え方について考察を進めてきた<sup>1),2)</sup>。その結果、非定常性の強弱に応じて若干の工夫をすれば、実用上排水路—1階級下級排水路—貯水池系、すなわち2次の河道網系として単純化してよいことが明らかになった。そこで今回は、われわれが調査研究を進めている巨椋流域の資料をもとにモデル化の適否の検討を行った結果について述べる。

### 2. 巨椋流域の概要

巨椋流域は、宇治市、京都市及び久御山町にまたがる典型的な低平水田地帯であるが、近年とみに住宅地、工場地帯の進出が目立っている。

この流域は、往古は宇治、木津、桂の3川が合流して一大遊水地帯を形成していたところであった。沖積作用の進展に伴い3川が順次切り離されて中央に大池が残り、平時はわずかに宇治川に運河と称する一条の排水路でつながる程度になり、地区内の雨水は同運河を経て宇治川へ自然排水されていた。この大池を含む池沼群は巨椋池と総称されており、周辺のやや高位部は農地として利用されていたが、明治中期ごろより同池の干拓を要望する機運が徐々に高まり、昭和初期になると本格的な調査が行われ、昭和7年国営府営事業として干拓が開始された。この事業は昭和16年に完成し、新耕地の造成と、沿岸既耕地の改良が行なわれた<sup>3)</sup>。われわれが調査地区として選定した地域は **Fig. 1** に示すように、この干拓地及びその背後地を含む面積52.5km<sup>2</sup>の流域である。

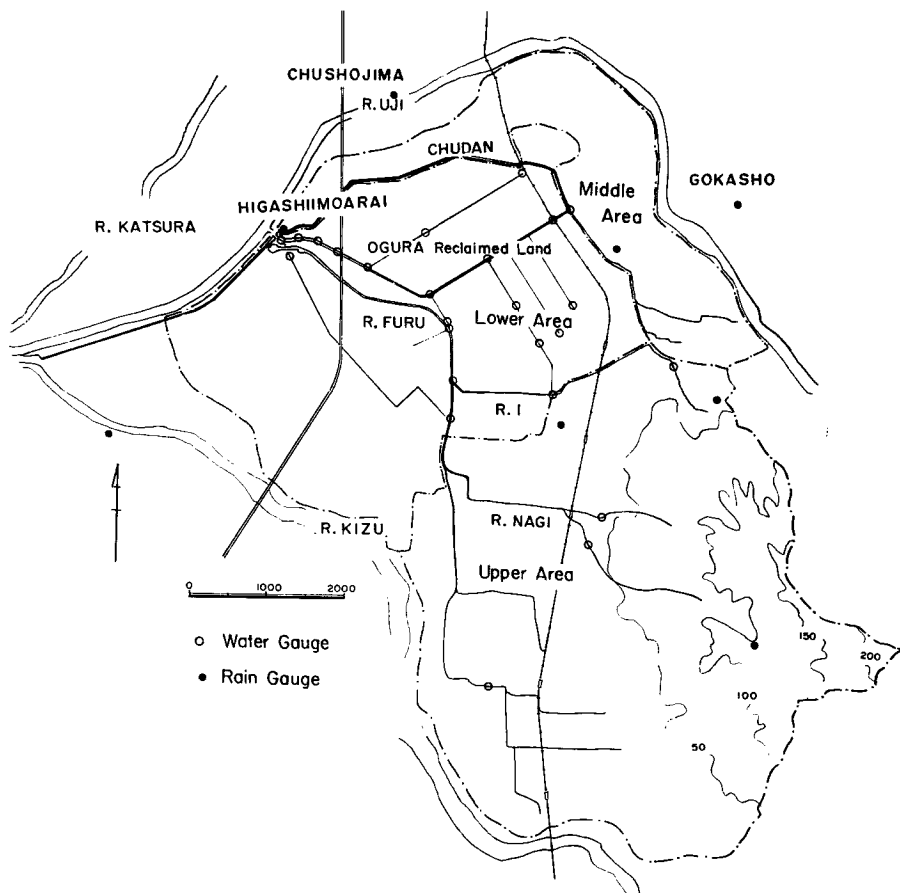


Fig. 1 Pysiographical map of the Ogura research basin.

この地域の排水は以下に述べるようなきわめて巧妙な方式によって行われている。背後流域の山地、市街地、水田、畑地等からなる高位部（上段地区 27.6km<sup>2</sup>）の流出水は、古川（上段排水路、往古の運河に連絡）によって集水され、常時は宇治川へ自然排水されている。また宇治川沿いの干拓前の既耕地の水すなわち中位部（中段地区 6.5 km<sup>2</sup>）の水及び宇治川増水の際の浸透水は、承水溝（中段）によって集水され、高水頭を保ったまま、排水機場へ導かれた後、平水時は上段排水と合して宇治川へ自然排水される。さらに、干拓地及び西方の水田、畑地、宅地等からなる低位部（下段地区 18.0km<sup>2</sup>）の流出水は、新設の排水幹線によって排水機場に集められ、平水時、高水時ともに宇治川に機械排水されている。

古川、中段承水溝及び井川（承水溝第2号）はそれぞれ河巾30m、14m及び11m、勾配1/10,000、1/6,000及び1/3,000の緩勾配排水路であって、古川及び井川の下流部、中段承水路には余水吐が設けられ、計画以上の流出水のあった場合には同余水吐を通して干拓地内排水幹線に導かれるなど水路の安全に十分な配慮が払われている。

干拓地内の排水路はほとんど用排兼用である。干拓地のほぼ中央部に、排水機場から中段承水路の余水吐直下まで全長 4.2km の幹線排水路が作られている。この水路は上流 3 km 地点まで 1/10,000 とほとんど水平に近い河床勾配で計画され、河巾は下流、中流及び上流がそれぞれ上巾で40m、30m 及び 20m と広く、遊水池を

もかかっている。この幹線排水路には、同幹線の北方に中段承水路より東一口に達する主要排水路第8号が合流しているほか、縦横に走る主要排水路もすべて排水幹線水路に合流している（Fig. 2を参照）。これらの排水路はいずれも1/5,000~1/10,000と緩勾配で河巾も4~6m程度である。また干拓地内の水田の標高はO.P. 10~11.6mの範囲にあり流域平均勾配は約1/1,200である。圃場区画は整然と整備され、一筆の標準面積は1,487m<sup>2</sup>である。

この地域の山地及びその周辺はほとんど洪積層で、植土、植壊土、壊土が混在しているが、上段及び中段地区の宇治川、木津川沿岸は沖積層の砂壤土、その他の地域は沖積層の植壊土、壊土となっている。

Fig. 1に示されるように古川、井川、幹線排水路等に多数の高精度の水位計が、また五ヶ庄、東一口、宇治市、中書島等の8ヶ所に雨量計が配置されている。

### 3. 観測結果とその考察

昭和47年7月9日から17日までの1週間の間に340mmの降雨あった後は、48年及び49年ともに氾濫を起こすような大雨がないので、今回は昭和47年7月の豪雨について検討する。昭和47年当時の水位計の配置状況はFig. 2に示す程度であった。幹線排水路沿いのM-1（排水機場）、M-5（1.3km）、M-6（2.2km）、M-7

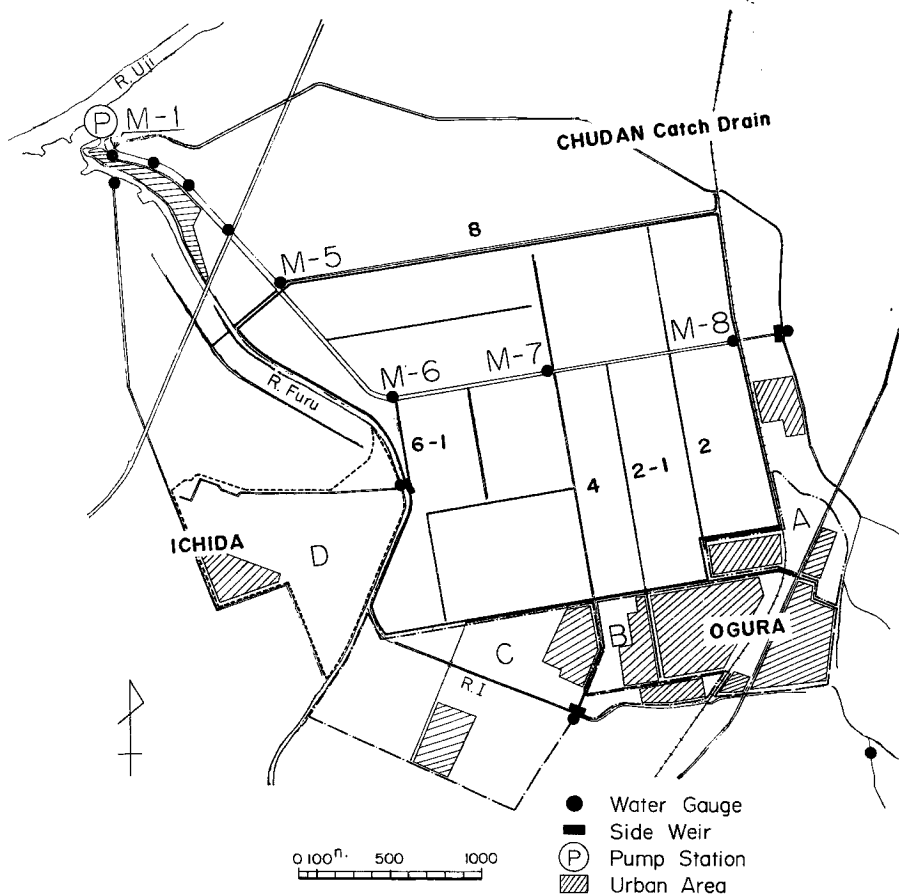


Fig. 2 Schematic sketch of simplified blocks of the research basin for flood runoff analysis.

(3.1km), M-8(4.1km) 地点の水位の実測値を Fig. 3 に示す。この干拓地の最低田面標高は約 O. P. 10mであるので、これ以上の水位の期間氾濫湛水があったことになる。

7月11日の60mmの降雨でも若干の氾濫を生じているが、低位部の氾濫湛水は、7月12日7時から13日15時までの雨量204mm及び古川、井川、中段承水路の余水吐からの流入量によって生じている。すなわち湛水は12日午後から始まり、13日21時に最高水位10.95mに達している。この氾濫時の水位をみると、地区内最低部に位置するM-6、M-7地点では、氾濫水深が大きくなるに伴い、漸次水位差がなくなり、最高水位時において1.8km離れたM-5、7区間でも水位差はわずかに2.8cm、水面勾配1/65,000とほぼ水平な状態とな

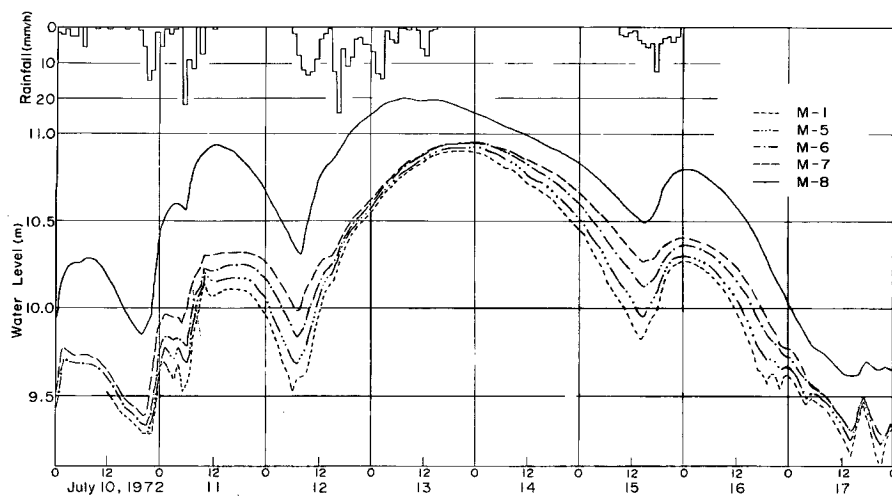


Fig. 3 Observed hydrographs at several points in the main drainage channel.

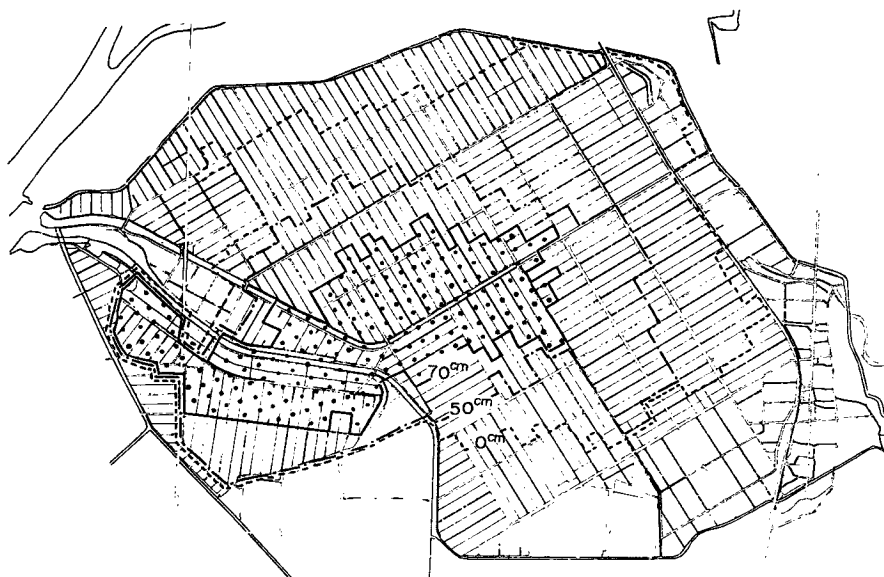


Fig. 4 Flooded area and depth.

っている。Fig. 4 は最大湛水深の状態を示すもので、M-7 付近の湛水は 1m にも及び、一面の水平原の観を呈している。

#### 4. 流出解析とその考察

##### 4.1 解析領域

Fig. 2 に示すような水位計の配置の関係から、解析領域を、同図の実線で囲まれた地域 (4.1km<sup>2</sup>) とする。この地域には同図にみられるように A, B, C 及び D の4小流域の水が流入している。流域 A (0.29km<sup>2</sup>) は、古くからの住居地小倉町で、雨水は地区内の主排 2 号水路に流入する。流域 B (0.8km<sup>2</sup>) は、近年宅地化された小倉団地が主で、雨水は井川中流部で 氾濫した雨水とともに 主排 2-1 号水路に流入する。流域 C (1.18 km<sup>2</sup>) は、近年宅地化が進行している地域で、水田、宅地造成地、裸地が混在し、雨水は井川の余水吐の越流水とともに主排 4 号水路に流入している。流域 D (0.8km<sup>2</sup>) は、久御山町市田の水田地帯で、雨水は、暗渠によって古川を越し、古川の余水吐の越流水とともに主排 6-1 号水路に流入している。このように、これら A, B, C 及び D 流域は、比較的地形勾配の大きい所で、水田、市街地、宅地造成地、裸地等の混在した所である。

##### 4.2 有効降雨

山科地区<sup>4)</sup>、その他の地区<sup>5)</sup>での検討資料によると水田地帯の最大損失雨量は、30~50mm 程度とみられるが、今回の豪雨時には、すでに 7 月 11 日の 60mm の降雨のため 12 日以降の雨は、ほぼ全量有効降雨になりうる状態であったとみなされる。このときの雨量の地域分布をみると、東一口、中書島などの北側低位部の雨量は、五ヶ庄、宇治市など南部丘陵地のそれより若干多い。そこで、干拓地内の雨量として東一口の値を、干拓地周辺の流域 A, B, C 及び D の雨量には五ヶ庄の値を採用した。

##### 4.3 地区外流入量の流出解析

地区外の小流域 A, B, C 及び D は、市街地、宅地造成地及び比較的高位部の水田などが混在し、解析上非氾濫域とみなしうる。これらの流域には、有効降雨はすぐ kinematic wave 状に表面流出をするとみたモデルを適用する<sup>6)</sup>。すなわち基礎式は、

$$\left. \begin{aligned} \text{斜面:} \quad & h = kq^p \\ & \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r_e \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{流路:} \quad & A = KQ^P \\ & \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $h$ : 水深(m),  $q$ : 単位巾流量 (m<sup>2</sup>/sec),  $r_e$ : 有効降雨強度 (m/sec),  $A$ : 流水断面積 (m<sup>2</sup>),  $Q$ : 流量 (m<sup>3</sup>/sec),  $t$ : 時間 (sec),  $x$ : 距離 (m),  $k, p$ : 斜面定数で Manning 則が成立するとして  $k = (N/\sqrt{I})^p$   $p = 0.6, I$ : 斜面勾配,  $N$ : 等価粗度 (sec/m<sup>1/3</sup>),  $K, P$ : 流路定数。

実際の計算では上述の基礎式を特性曲線法で解く。この式の適用にあたり問題となるのは斜面の等価粗度  $N$  の値であるが、ここではわれわれがいくつかの流域で検討して得ている標準値を用いることにして、

- 市街地域<sup>7)</sup>:  $N = 0.02$  (sec/m<sup>1/3</sup>)
- 水田地帯<sup>5)</sup>:  $2.0$
- 裸地 :  $0.5$

また流路に対しては粗度係数  $n = 0.015 \sim 0.035$  とし、各流路区間ごとに  $K, P$  を推定した。一例として流域 B の流域

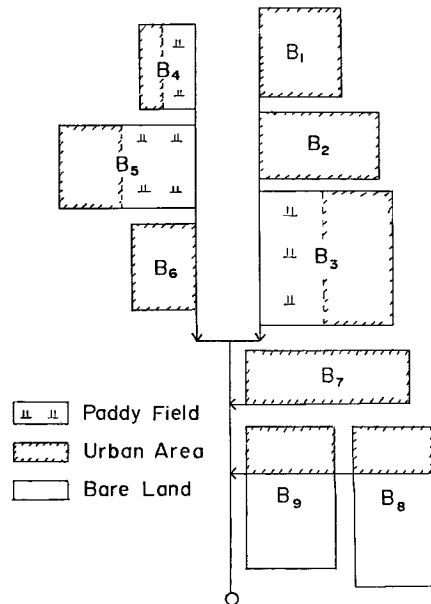


Fig. 5 Model of the basin B.

モデルを Fig. 5 に示し、流域定数を Table 1 に示す。また、古川及び井川下流部の横越流型の余水吐からの流入量は、越流係数の実測値 0.377 をもちいて計算した。流域 A の流出量  $Q_a$ 、B の流出量と井川中流部の氾濫流出量の合計値  $Q_b$ 、流域 C の流出量と井川下流部の余水吐の流入量の合計値  $Q_c$ 、流域 D の流出量と古川下流部の余水吐の越流量の合計値  $Q_d$  のハイドログラフを Fig. 6 に示す。

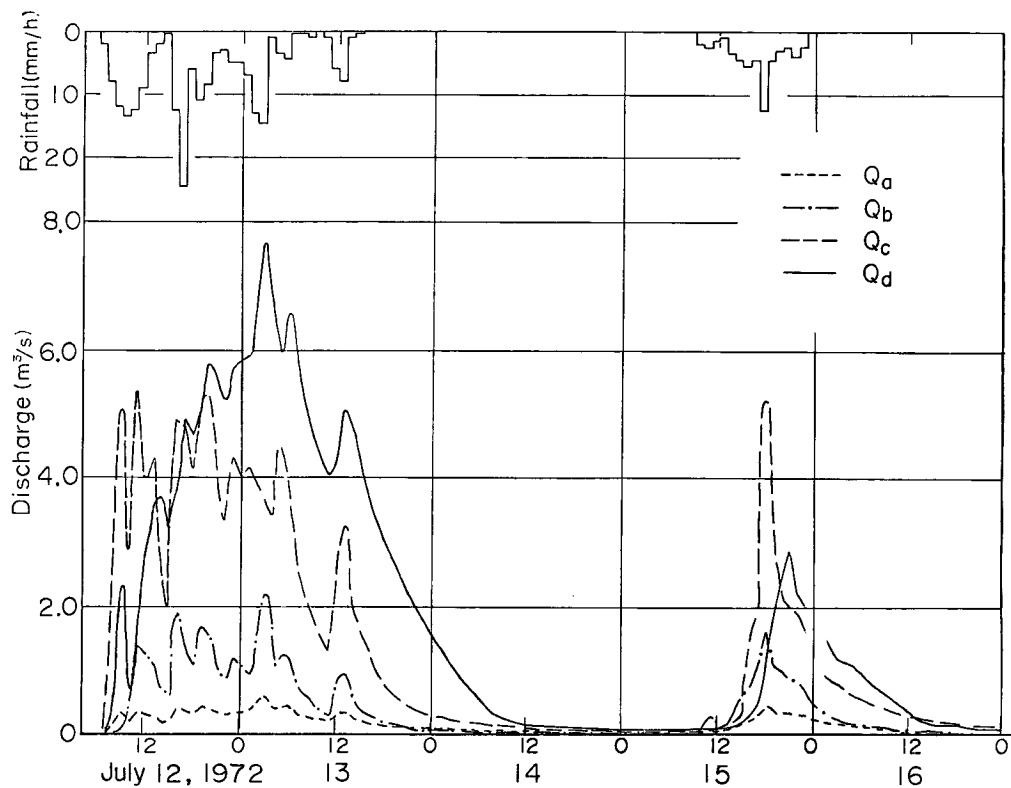


Fig. 6 Calculated discharge hydrographs at the outlets of the basin A, B, C and D.

Table 1. Model constants of the basin B.

sub-basin No.	Area (km <sup>2</sup> )	Slope			Channel					
		Length (m)	1/sin $\theta$	Roughness (s/m <sup>1/3</sup> )	Length (m)	1/sin $\theta$	Roughness (s/m <sup>1/3</sup> )	K	P	
B <sub>1</sub>	R	0.073	260.7	100.	0.02	280.	100.	0.015	0.410	0.742
B <sub>2</sub>	R	0.080	380.9	143.	0.02	210.	143.	0.015	0.473	0.709
B <sub>3</sub>	R	0.083	197.6	900.	1.0	420.	1000.	0.035	1.730	0.697
B <sub>4</sub>	R	0.046	170.4	588.	1.0	270.	500.	0.015	0.745	0.742
B <sub>5</sub>	R	0.110	423.1	667.	1.0	260.	500.	0.015	0.745	0.742
B <sub>6</sub>	R	0.054	200.0	312.	0.02	270.	500.	0.015	0.745	0.742
B <sub>7</sub>	R	0.090	173.1	312.	0.02	520.	333.	0.015	0.688	0.695
B <sub>8</sub>	R	0.037	148.0	357.	0.02	250.	333.	0.015	0.684	0.676
	L	0.090	360.0	166.	0.5					
B <sub>9</sub>	R	0.042	150.0	263.	0.02	280.	333.	0.015	0.684	0.676
	L	0.085	303.6	263.	0.5					

#### 4.4 流出解析の水理モデル

Fig. 2 の実線で囲まれた地区の解析は、前報<sup>1,2)</sup>で報告した考え方で、流域モデルを単純化し、貯水池—水路の不定流系として行う。すなわち水路における不定流の式は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) &= -g \frac{n^2 Q |Q|}{AR^{4/3}} \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $Q$ ：流量 ( $\text{m}^3/\text{sec}$ )、 $H$ ：水位 (m)、 $A$ ：流水断面積 ( $\text{m}^2$ )、 $R$ ：径深 (m)、 $n$ ：Manning の粗度係数 ( $\text{sec}/\text{m}^{1/3}$ )、 $g$ ：重力の加速度。

上式の差分近似、分合流点の計算方法等については前報<sup>1)</sup>で述べた通りである。

貯水池からの流入計算には、次式を用いる。ただし、欠口の越流係数を0.35とする。

$$\text{完全越流出：} \quad \frac{dh_1}{dt} = r_e - C' \cdot h_1^{3/2}, \quad C' = C \cdot B_s \frac{\sqrt{2g}}{A_s} \dots\dots\dots (4)$$

$$\text{もぐり越流出：} \quad \frac{dh_1}{dt} = r_e - C'' \cdot h_2 \cdot \sqrt{(h_1 - h_2)}, \quad C'' = 2.6 \cdot C' \dots\dots\dots (5)$$

$$\text{完全越流入：} \quad \frac{dh_1}{dt} = r_e + C' \cdot h_2^{3/2} \dots\dots\dots (6)$$

$$\text{もぐり越流入：} \quad \frac{dh_1}{dt} = r_e + C'' \cdot h_1 \cdot \sqrt{(h_2 - h_1)} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $h_1$ ：欠口敷高から測った貯水池の水位 (m)、 $h_2$ ：欠口敷高から測った水路の水位 (m)、 $r_e$ ：降雨量 ( $\text{m}/\text{sec}$ )、 $A_s$ ：貯水池面積 ( $\text{m}^2$ )、 $C$ ：越流係数、 $B_s$ ：欠口中 (m)。

#### 4.5 貯水池、水路の初期条件

上述の数値計算を行うには、貯水池、水路の初期水位及び初期流量を決めることが必要である。そこで、12日の降雨開始前の6時の水位、流量を初期状態とした。幹線排水路のM-5地点の流量は、実測値がないが、幹線排水路の水位が低く、かつ、主排8-1号水路 (Fig. 8) からの流入量が少なく無視できる程度とみられるので、0.9km離れたM-5、6の実測水位を境界条件として与え、粗度係数をこれまでの実測結果から0.025として幹線排水路の不定流計算を行い、 $9.5 \text{m}^3/\text{s}$ とした。M-8地点の流量は、中段余水吐からの流入量とほぼ等しいとみなされるから、 $8.5 \text{m}^3/\text{s}$ が水田全体からの流出量ということになる。

水田一筆ごとの湛水深は厳密には異なるが、数多くの水田を一つの貯水池におきかえた場合の湛水深はそれらの平均値に等しいと考えてよい。こうしたことを考慮して貯水池の湛水深を逆算して求めると、欠口敷高上の越流水深は34mm程度に相当すると判断された。なお、貯水池の欠口中は、水田一筆の欠口中を30cmとして面積比によって定めている。また干拓地内の水田30筆程度について田面標高と欠口敷高との差を8月に実測したが平均32mmであった。これらから貯水池内の初期湛水位及び初期流出量が求められる。幹線、支線排水路等の初期条件は、M-5の実測水位を与え、不等流計算によって求めた。

#### 4.6 計算モデルとその適用結果

##### 4.6.1 幹線—支線排水路—貯水池系のモデル

この地区では、雨水は水田—末端排水路—支線排水路—幹線排水路へと流下する形態をしているが、一部幹線排水路沿いの一部のところでは、水田—末端排水路—幹線排水路の形をしている。前報告<sup>1,2)</sup>の検討結果を考慮して、2本の末端排水路の水面積を水田内に含め、それが支配する水田を1個の貯水池におきかえることによって、流域を単純化すると Fig. 7 のようになる。また、これらの貯水池は、Fig. 8 に示すように幹線排水路及び主排8-1、6-1、7、4、6、9、2-1、2、1号水路の各支線排水路に開口していると考えられる。このような幹線—支線排水路—水田系を Model 1 とする。

前述のようにこの地区への強制流入量  $Q_a$ 、 $Q_b$ 、 $Q_c$  及び  $Q_d$  はそれぞれ主排2、2-1、4及び6-1号水路

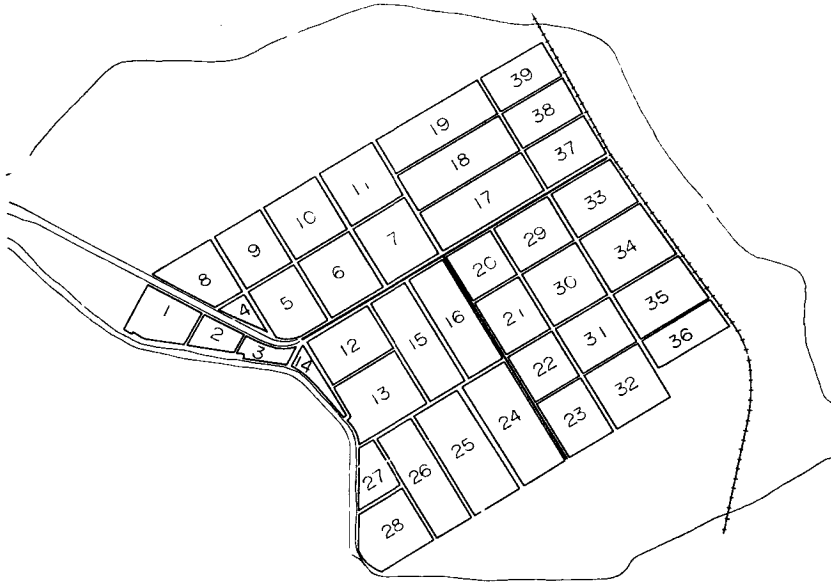


Fig. 7 Model 1 for runoff analysis in two-lying paddy fields.

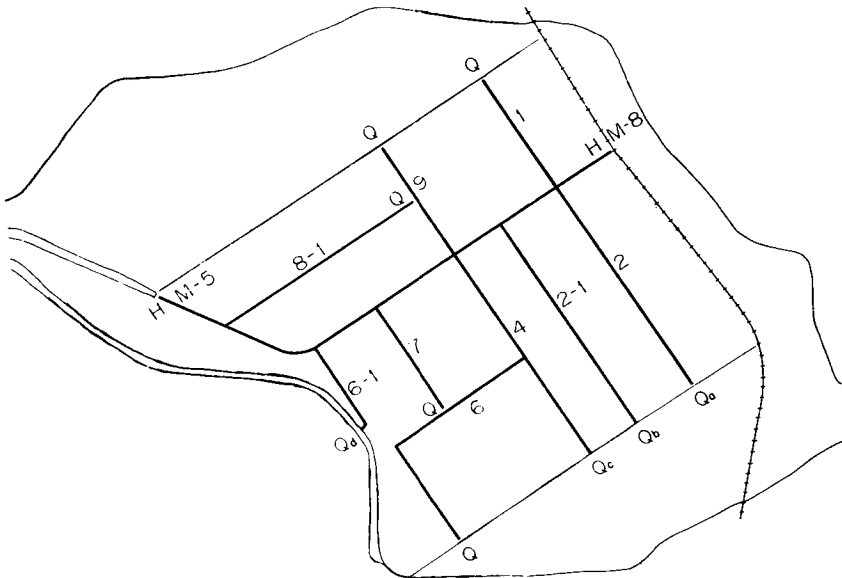


Fig. 8 Channel networks of Model 1.

に流入するので、これらを水路の上流端の境界条件とする。また幹線排水路の下流端及び上流端にはそれぞれ M-5, 8 地点の実測水位を境界条件として与える。さらにこれら以外の排水路ではその上流端から流入がないので  $Q=0$  を境界条件として与える。

幹線排水路の 2, 3 の横断面を Fig. 9 に示す。排水路の粗度係数は、幹線排水路の M-5 から M-7 地点ま



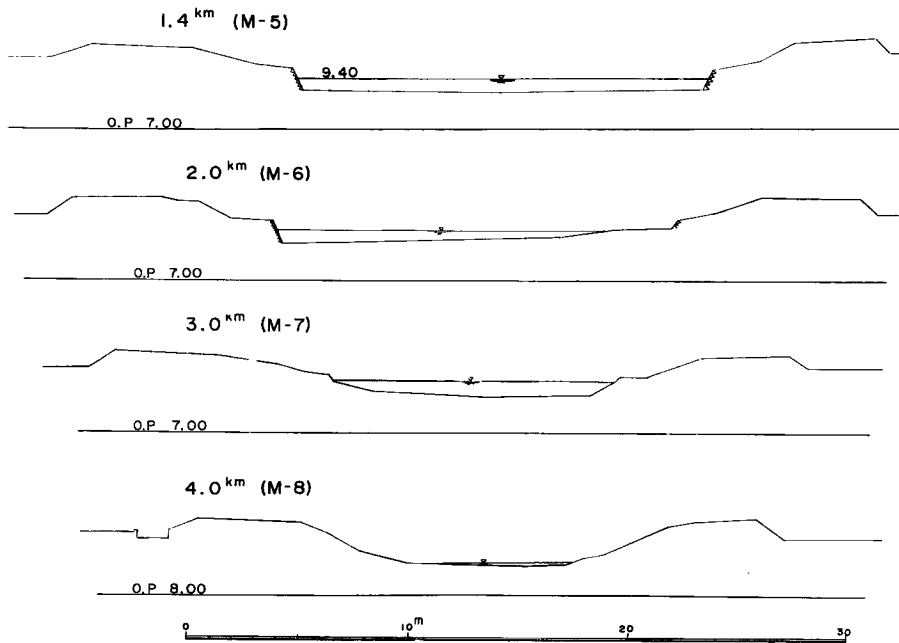


Fig. 9 Cross sections of the main drainage channel.

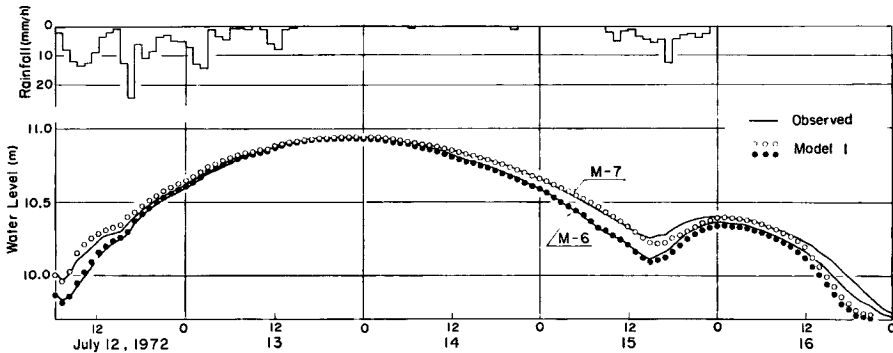


Fig. 10 Comparison between observed and calculated hydrographs of water level at M-6 and M-7 in the main drainage channel. Application of Model 1.

での区間を0.025、M-7からM-8地点までの区間では、水路壁面、底面の草生が大きいので0.03とし、計算の際に、貯留断面より通水断面を小さくした。支線排水路については、水路の草生状態、底壁の状態等によって、0.035～0.040を与えている。

上述の諸条件を用い、雨水流追跡計算を行った結果をFig. 10に示す。同図は、M-6及びM-7地点の水位のハイドログラフを実測値を実線、計算値を丸印で示している。同図によると、7月12日午後の立ち上がり部で計算値が実測値より2～3cm高い。ピーク付近では、M-7地点で実測値とよく一致しているが、M-6地点では計算値が1.5cm程度低い。また7月15日夕刻及び16日午後の低水時での計算値と実測値の差がややめだつ。しかし、全般的には計算値はよく現象を説明しているといえよう。

Fig. 11にM-6地点の流量ハイドログラフを示す。同図で実線がModel 1の計算値である。また同図に

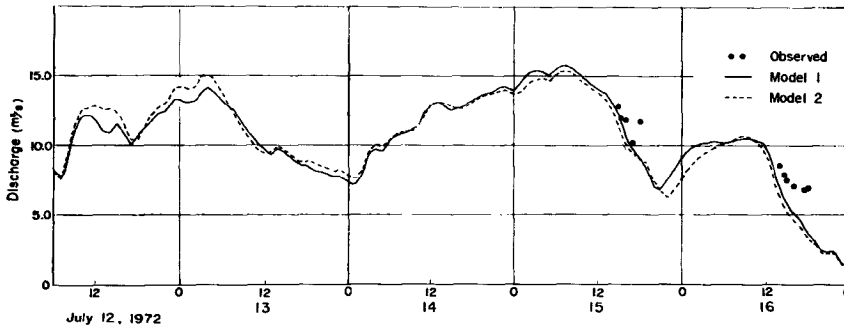


Fig. 11 Comparison between observed and calculated discharge hydrographs at M-6 in the main drainage channel.

は、7月15日午後及び16日午後に流量観測した値を丸印で示してある。15日午後には Fig. 10 の水位も実測値とかなり一致しているので流量も実測値に近い値を示しているが、16日午後には、水位同様流量も若干の差がある。調査によると、古川沿に用水取水口が5ヶ所あり、いずれも洪水時には閉鎖することになっているが、全部完全に閉じていたかどうか不明であり、若干の流入があったのではないかと想像される。しかし計算にはこれを考慮していない。これが前述の差となっているのではないと思われる。しかしこのような若干の差は認められるとしても、全般的によく現象を再現しているから、これまでの研究の結論どおり、2次の河道網系の計算モデルで十分であるといえる。なお、このモデルでは  $\Delta x=100\text{m}$ 、 $\Delta t=15\text{sec}$  として5日間の解析をするのに要した計算時間は、FACOM 230-75 のCPU 時間で5分程度であった。

このモデルでは、欠口敷高と田面との差を実測値32mmとしたが、仮にこの値を10cmとして計算すると、M-6、7地点の水位のハイドログラフは、ピーク水位は変わらないが、全般的に実測値より先になり、また流出量も若干異なり低水位では1.5倍程度の差になった。このことは、貯水池の欠口敷標高の値によって結果がかなり左右されることを意味し、敷高標高の選定の重要なことを示している。

#### 4.6.2 幹線排水路一貯水池系のモデル

Fig. 10 より判断されるように、ポンプ排水地域の流出現象は、非定常性のかなり弱い現象といえる。したがって幹線排水路中・下流部の流出現象のみを説明する場合には、さらにモデルを単純化できないかということが考えられる。

いま Fig. 12 に示すように、幹線排水路のみを考慮し、これに貯水池が開口しているモデルを考える。ただ地区外からの流入量を考慮するため、主排4及び6-1号水路は残す。主排4号水路に地区外流域A、B及びCの流出量 $Q_a$ 、 $Q_b$ 及び $Q_c$ を強制流入させ、主排6-1号水路には地区外流域Dの流出量 $Q_d$ を強制流入させる。これによって貯水池を39個から11個に減少させることができる。これを Model 2 とする。

このモデルについての計算結果を Fig. 13 に示す。同図は、M-7地点における水位のハイドログラフであるが、実線が観測値、点線が Model 1 及び丸印が Model 2 の計算値である。全般的に Model 1、2 の値はよく一致しているが、ハイドログラフの立ち上り部が高く、下降部で低い。前掲の Fig. 11 は、M-6地点の流量ハイドログラフであるが、同図の実線が Model 1 の計算値、点線が Model 2 の計算結果である。Model 1、2 の値は、 $1\sim 1.5\text{m}^3/\text{s}$  の差があるが、全般的によく一致している。このことから、15%程度の誤差を許容すれば Model 2 でも十分再現できるとみてよい。これは、非定常性が弱く、氾濫湛水しているため、M-5、6及び7地点の水位差が少ないことに基因するものと思われる。

なお、Model 2 では、 $\Delta x=100\text{m}$ 、 $\Delta t=7.5\text{sec}$  として計算時間は4分であった。Model 1 では  $\Delta t=15\text{sec}$  で計算は安定であったが、Model 2 では、単純化のため貯水池の欠口中が大きくなり、横流入流出量が多くなることが計算の不安定化を招く欠点があった。

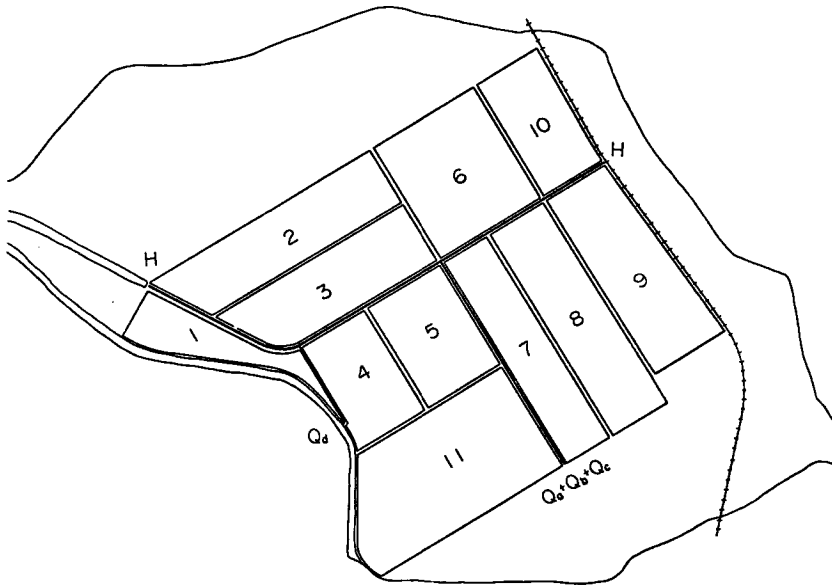


Fig. 12 Model 2 for runoff analysis in low-lying paddy fields.

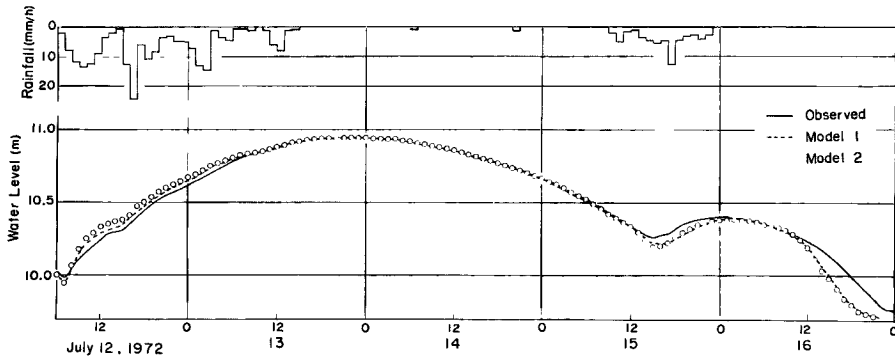


Fig. 13 Comparison between observed and calculated hydrographs of water level at M-7 in the main drainage channel.

## 5. あとがき

低平地の水理的流出解析には、水路—1階級下級水路—貯水池系すなわち2次の河道網系としたモデルで十分実用計算できることを実証した。また現象の非定常性が非常に弱い場合には、さらにモデルの単純化が許されることを示した。

本調査研究に際し、巨椋池土地改良区から多大の協力を受けたこと、宇治土木工務所及び城陽ゴルフ場から雨量資料の提供を受けたこと、本研究所角田吉弘技官その他研究室員の援助を受けたことを付記し、深謝の意を表するものである。なお本研究は昭和49年度科学研究費（自然災害特別研究）による研究成果の一部であること、また計算は京都大学大型計算機センターの電子計算機 FACOM 230-75 を使用したことを付記する。

## 参 考 文 献

- 1) 早瀬吉雄, 角屋睦, 岡太郎: 低平地帯の雨水流出モデルに関する基礎的研究 京都大学防災研究所年報, 第17号 B, 1974, pp. 535~546.
- 2) 早瀬吉雄, 角屋睦, 岡太郎: 低平水田地帯の雨水流出モデル 土木学会第29回年次学術講演会, 第2部, 1974, pp. 142~143.
- 3) 巨椋池土地改良区: 巨椋池干拓誌, 1962.
- 4) 豊国永次, 角屋睦, 大橋行三: 山科川流域の流出特性について 京都大学防災研究所年報, 第8号 B, 1965, pp. 297~306.
- 5) 角屋睦, 岡太郎, 豊国永次, 福島晟: 横大路低平地域の内水の現状と将来予測 京都大学防災研究所年報, 第14号 B, 1971, pp. 157~166.
- 6) 末石富太郎: 特性曲線による出水解析について, 土木学会論文集29, 1955, pp. 74~87.
- 7) 角屋睦, 岡太郎: 市街地域の雨水流出特性 京都大学防災研究所年報, 第14号 B, 1971, pp. 143~155.