

# 巨椋低平流域の都市化と内水

角 屋 睦・早 瀬 吉 雄

## URBANIZATION EFFECTS ON FLOOD RUNOFF AND INUNDATION CHARACTERISTICS IN OGURA BASIN

By *Mutsumi KADOYA* and *Yoshio HAYASE*

### Synopsis

This paper discusses the effects of urbanization of upstream districts on flood runoff and inundation characteristics of down stream low-lying area in the Ogura basin situated in south of Kyoto City. The basin was a quiet suburb agricultural district and the residential districts were only few percent in area before about 1965. In the basin, however, the urbanization is rapidly going on mainly in hill and high ground zones and urban lots are extended to thirty five percent in area for these ten years.

The flood runoff analyses are performed for heavy rain storms in July, 1972, and August, 1959, under both land states in 1972 and 1959, by applying the kinematic surface runoff model for a non-inundation zone and the dynamic tank model developed by the authors for the back water region of a channel and the inundation zone.

The urbanization effects are evaluated quantitatively by the form of changes in the runoff volume, the peak discharge or water level at a point and the operation time of a pump. It is also mentioned of the flood control effect of paddy field extant along the River Furu which is the drainage channel of hill and high ground zones.

### 1. は じ め に

近年、都市周辺の丘陵地、低平農地が開発されて都市化されていく変化の速さには目をみはるものがあるが、丘陵地の開発は、雨水保留能の減少と出水量ないしピーク流出量の増加をもたらし、氾濫湛水の許容された低平農地の宅地化は、農地固有の出水制御機能や洪水調節機能を破壊し、中・下流域の氾濫湛水被害を激化させるなど治水に多くの問題を提起している。

本研究は、われわれが昭和41年以来観測網を逐次強化しつつ調査研究を続けている巨椋低平流域を対象として、都市化が内水にどのような影響を与えるかを明らかにしようとしたものであって、本報では、その第1報として、都市化のかなり進んだ昭和47年7月時点の土地利用状況と、都市化前の代表時点として昭和34年8月時点のそれを対比しつつ、それぞれの時点の内水解析を行い内水特性の変化を議論したものである。ただわれわれの観測網整備以前の内水状況は、下流端の巨椋排水機場の運転日誌以外の資料は手掛りがないため、多くの試算の繰返しによって類推せざるを得ないなど、いくつかの問題を残してはいるが、都市化の影響はかなり定量的に把握できたと考えている。大方の批判が得られれば幸である。

### 2. 巨椋低平流域の概要と都市化の変遷

#### 2.1 巨椋低平流域の概要

研究対象流域は、京都市南部、宇治市、城陽市にまたがる低平地主体流域（52 km<sup>2</sup>）であって、その下流には昭和16年に完成した巨椋池干拓田（10 km<sup>2</sup>）が含まれている（Fig. 1）。

この流域の排水は以下に述べる排水区分に分けられて行われている。上流部の山地、市街地、畑地等からな

る高位部（上段地区 27.4 km<sup>2</sup>）の流出水は、古川によって集水され、常時は宇治川へ自然排水される。また宇治川沿いの干拓前の既耕地、すなわち中部部（中段地区 6.7 km<sup>2</sup>）の水及び宇治川増水の際の浸透水は、中段承水路によって集水され、高水頭を保ったまま排水機場へ導かれ、平水時は上段排水と合して宇治川へ自然排水され、自然排水不能のときは機械排水に切換えられる。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 18.4 km<sup>2</sup>）の流出水は排水幹線によって集められ、平水時、洪水時ともに宇治川に機械排水されている。

古川下流部、古川に流入する支川井川の下流部及び中段承水路には余水吐が設けられ、計画高水位以上の流出水のあった場合にはこれらの余水吐を通じて干拓地内幹線排水路に流入するようになっている。

上段流域内の山地の大半は良透水性の砂土で覆われた洪積層で、中段、下段地区は沖積層である。

## 2. 2 巨椋流域の都市化の変遷

巨椋流域は、京都、大阪の近郊に位置するため、そのベッドタウンとして昭和40年以降急速に都市化が進行している。Fig. 2 は、1/2.5 万の地形図や航空写真に基づき昭和40年と昭和50年の宅地域の変化を示したもので、宅地化は上段流域内の丘陵地、農地及び中段、下段流域内の私鉄沿線に集中していることがわかる。Fig. 3 は、流域を丘陵地、低平地に分けて、これら地域の宅地化の経年変化の状況を示したもので、昭和40年では、丘陵地、低平地ともほぼ7～8%程度にすぎなかった都市域が、昭和45年では、丘陵地の33%、低平地の23%、昭和49年には、丘陵地の40%、低平地の33%を占めるに至っていることが了解される。また現在の都市計画によると、上段、中段地区を中心に流域の50%が宅地商工業地域になると予想されている。

## 2. 3 巨椋排水機の変遷

巨椋流域の雨水を宇治川に排除する排水機は、昭和9年に設置され、昭和14年干拓完了時には上段用4台、中段用2台、下段用4台、計10台であった。排水機は一応上段、中段及び下段用と区別されているが、出水規模に応じた排水槽樋門の操作により、下段用ポンプで上段排水も行えるように工夫されている。その後下

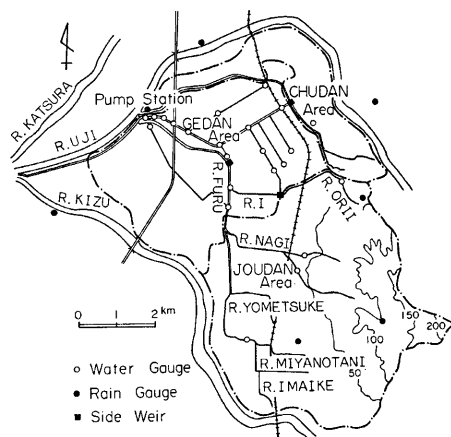


Fig. 1 Physiographical map of the Ogura basin.

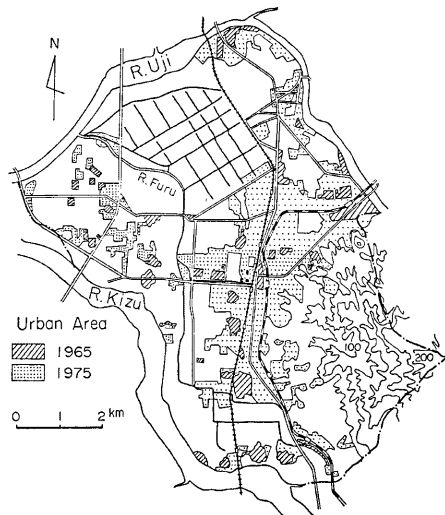


Fig. 2 Progress of urbanization in the Ogura basin.

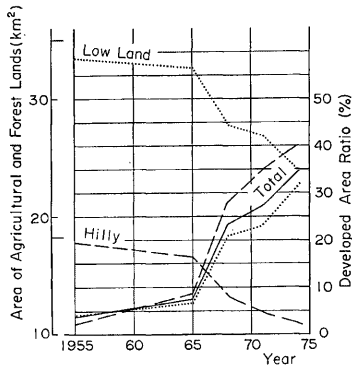


Fig. 3 Changes of agricultural and forest lands by urbanization in the Ogura basin.

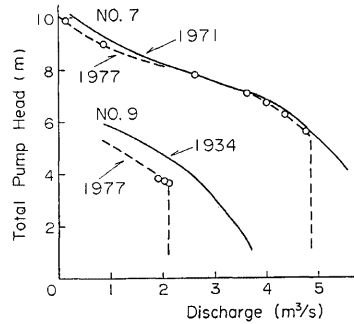


Fig. 4 Examples of the characteristic curve of a pump.

段用ポンプは、昭和18年、京都飛行場の開設に伴い2台、昭和29年には洪水被害軽減のためさらに1台増設されている。これらの排水機は年数経過に伴う老朽化が懸念されるようになったため、排水の主軸である下段用ポンプのうち、昭和46年、京都市向島ニュータウン計画に伴い5台が、また昭和53年にはさらに1台が更新された。一方都市化の進展に伴う流出量増加に対処するため、古川下流端（上段）に久御山排水機場が建設省によって新設され、現在 30 m<sup>3</sup>/sec のポンプが設置されている。巨椋排水機場の公称能力の変遷をTable 1に示す。

一般に排水ポンプの耐用年数は20～25年と見込まれているが、巨椋排水機場のそれらは耐用年数をはるか

Table 1. Installed and renewed pump capacities of the Ogura pump station.

| No.   | Drainage basin | Pump capacity (m <sup>3</sup> /s) |       |       |       |       |
|-------|----------------|-----------------------------------|-------|-------|-------|-------|
|       |                | 1939                              | 1943  | 1954  | 1971  | 1978  |
| 1     | Joudan         | 3.34                              |       |       |       |       |
| 2     |                | 3.34                              |       |       |       |       |
| 3     |                | 3.34                              |       |       |       |       |
| 4     |                | 3.34                              |       |       |       |       |
| 9     | Chudan         | 2.51                              |       |       |       |       |
| 10    |                | 2.51                              |       |       |       |       |
| 5     | Gedan          | 3.34                              |       |       |       | 4.70  |
| 6     |                | 3.34                              |       |       | 4.70  |       |
| 7     |                | 3.34                              |       |       | 4.70  |       |
| 8     |                | 3.34                              |       |       | 4.70  |       |
| 11    |                |                                   |       | 3.05  |       |       |
| 12    |                |                                   | 3.34  |       | 4.35  |       |
| 13    |                |                                   | 3.34  |       | 4.35  |       |
| Total |                | 31.47                             | 38.42 | 41.47 | 47.57 | 48.93 |

に過ぎたものが多い。老朽化に伴う排水能力の低下状況の把握はかなりむづかしいのが実情であるが、巨椋排水機場では、昭和36年、富士岡<sup>1)</sup>がイタノメーターを用いて行った貴重な調査報告がある。その後われわれは、昭和52年12月、セキによるテストの可能なものについて現地試験を行った。**Fig. 4**にわれわれの行った試験結果の一例を示すが、最も古い9号機では25%以上も能力低下しているのが注目される。

本研究では、昭和47年以降の排水ポンプの性能曲線は、われわれの実測値を、昭和30年代の排水ポンプのそれは、富士岡<sup>1)</sup>の計測値を用いることにする。

### 3. 流出解析の数理モデル

#### 3. 1 流域の雨水保留特性

##### (1) 水田地帯の雨水保留特性

流域の83% (15.3 km<sup>2</sup>) が水田である下段地区の排水資料に基づいて、水田雨水保留特性を吟味する。一雨の流出は幹線排水路の水位が降雨開始前の水位に戻るまでの期間とし、この際の基底流量としては、かんがい用水と流出量との間に平衡が保たれていることを利用して無降雨時のポンプ排水量を採用する。この考え方に基いていくつかの降雨時の記録を吟味し、これを累加雨量～累加保留量の形で整理した結果、**Fig. 5**が得られた。上段、中段流域の水田の保留特性は照査の方法がないので、これらの流域にも同図を採用する。

なお広範囲の地域に豪雨があり、木津川及び宇治川の水位が高い場合には、水収支の検討結果、木津川からの浸透水のほか、古川及び中段承水路からの浸透水、取水口の漏水も無視できず、それらの量はポンプ排水量の15%にも及ぶことが判明しているので、下段流域からの流出量推定には、これらの値も考慮することにした。

##### (2) 丘陵地、市街地の雨水保留特性

上段流域内名木川流域 (2.3 km<sup>2</sup>) における昭和44年～昭和47年の観測資料を整理し、裸地、竹林等の雑種地 (0.3 km<sup>2</sup>) の保留曲線を求めると、**Fig. 6**が得られた。同図は、同流域の市街地 (0.8 km<sup>2</sup>) の舗装率が京都市の天神川のそれにほぼ等しいこと、降雨強度が小さいときには林相がよく、浸透性に富む山地 (1.2 km<sup>2</sup>) からの流出はほとんど0であることを利用して代数的に推定したものである。なおこの地区の山地の流出を0とみてよいことは、上段流域内の折居川流域 (1.7 km<sup>2</sup>) の観測資料についても確認されているが、後述の昭和34年8月豪雨のように、30 mm/hr以上の強雨を伴う豪雨時には、山地からも若干の流出があると考えなければならないようである。市街地の雨水保留特性については、この流域内では実測値は得られていないが、舗装率69%の天神川流域の実測値<sup>2)</sup>及び名木川雑種地の雨水保留曲線を考慮して、市街地内の裸地に用いる標準曲線を**Fig. 6**のように仮定した。

畑地についても実測値がないので、名木川雑種地の保留曲線を用いることにする。

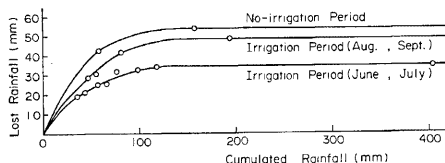


Fig. 5 Rainfall loss curves for direct runoff in paddy field.

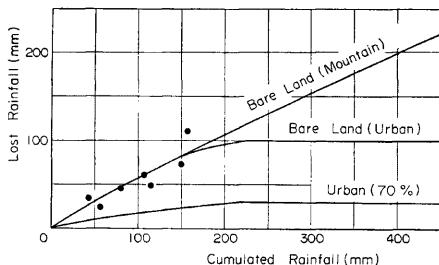


Fig. 6 Rainfall loss curves for direct runoff in bare land and urban area.

### 3. 2 流出解析の数理モデル

#### (1) 非氾濫域

山地、丘陵地、市街地及び高位部水田など解析上非氾濫域とみなしうる領域の流出解析には、kinematic wave 法<sup>3)</sup>を適用し、後述の氾濫域の流出モデルである貯留型流出モデルの境界条件にすることにする。有効雨量はすべて表面流として扱えるとなると、基礎式は次式となる。

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

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

ここに  $h$ : 水深 (m),  $q$ : 単位幅流量 ( $\text{m}^2/\text{sec}$ ),  $r_e$ : 有効雨量強度 ( $\text{m}/\text{sec}$ ),  $A$ : 河道の流水断面 ( $\text{m}^2$ ),  $Q$ : 流量 ( $\text{m}^3/\text{sec}$ ),  $t$ : 時間 (sec),  $x$ : 距離 (m)。さらに  $k, p$  は斜面流定数で、Manning 則が成立するとみなすと、 $p=0.6$ ,  $k = (N/\sqrt{I})^p$ ,  $I$ : 斜面勾配,  $N$ : 等価粗度 ( $\text{sec}/\text{m}^{1/3}$ ), また  $K, P$  は河道流定数。

実際の計算では、これらの式の特性曲線を利用して、差分により数値積分を行う。斜面の等価粗度  $N$  は、次のように決めた。一樣斜面では代表斜面長  $B_c$  と等価粗度  $N$  の間に次の関係がある<sup>4)</sup>ことを利用する。

$$N = \alpha B_c^{-\beta} \quad (\alpha, \beta: \text{定数}) \dots\dots\dots (3)$$

舗装率60%の市街地は、天神川の  $N \sim B_c$  関係及びここで採用した流域モデルの  $B_c$  より 0.01 となる。舗装率40%, 20%の市街地は、山科川流域の開発状況に応じた  $N \sim B_c$  関係より、それぞれ 0.1, 0.15 となる。水田は、京都横大路<sup>5)</sup>等の結果から 2.0 とする。山地の雑種地、畑地は、一応 0.5 とする。河道の粗度係数は、水路の状況に応じて 0.025~0.035 とし、勾配は、地形図上で 1/100 以上の急勾配区間では各所に落差工が設置されている実情を勘案して、1/100 とした。

#### (2) 氾濫域

氾濫域の流れや古川の流れは、下流条件の影響を強く受けるから、不定流の基礎式を用いた不定流モデルで解析するのが本筋と思われるが、計算時間が長大になる欠点がある。われわれはこれに対し、不定流モデルを単純化した貯留型流出モデルでも実用上十分な再現性の得られることを確かめている<sup>6)</sup>ので、ここでは次のような貯留型モデルを用いる。

主河道をいくつかの区間に分割し、各区間を1個のタンクとし、河道に流入する水田群をまとめて1個の貯水池とする。これら河道、水田のタンクの水位は、連続式より次式で求められる。

$$S_i \frac{H_i^{n+1} - H_i^n}{dt} = \frac{\sum_j Q_{i,j}^{n+1} + \sum_j Q_{i,j}^n}{2} + S_i \cdot r_e \dots\dots\dots (4)$$

ここで  $S_i$ : タンク  $i$  の貯留面積 ( $\text{m}^2$ ),  $H_i^{n+1}$ ,  $H_i^n$ : タンク  $i$  の  $n+1$ ,  $n$  時の水位 (m),  $\sum_j Q_{i,j}^{n+1}$ ,  $\sum_j Q_{i,j}^n$ : タンク  $i$  に  $n+1$ ,  $n$  時に流入流出する流量の総和 ( $\text{m}^3/\text{sec}$ ),  $r_e$ : 有効雨量強度 ( $\text{m}/\text{sec}$ )。

河道タンク  $i, j$  間の流量は、不等流式が適用できるものとして次式で求める。

$$Q_{i,j} = \frac{(A_i R_i^{2/3} + A_j R_j^{2/3})}{2N' \sqrt{\Delta X}} \frac{H_j - H_i}{\sqrt{|H_j - H_i|}} \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 $\Delta X$ : タンク  $i, j$  間の仮想距離 (m),  $A_i, R_i$ : タンク  $i$  の水位  $H_i$  のときの河道断面 ( $\text{m}^2$ ) と径深 (m),  $N'$ : 河道の粗度係数。

(5) 式は、タンク間の仮想距離が短い場合はよいが、距離が長く、かつ  $Q_{i,j}$  が小さいときには、上流側タンクの水深は等流水深に近くなるものとして、次式を用いる方が計算は安定である。

$$Q_{i,j} = \frac{A_i R_i^{2/3}}{N \sqrt{dX}} \frac{H_j - H_i}{\sqrt{|H_j - H_i|}} \quad \dots\dots\dots (6)$$

水田、河道タンク  $i, j$  間の流量は、セキの公式を用いて次式で表わす。

$$\left. \begin{aligned} \text{完全越流出: } Q_{i,j} &= CB_{i,j} h_i \sqrt{2g h_i} \\ \text{潜り越流出: } Q_{i,j} &= 2.6 CB_{i,j} h_j \sqrt{2g (h_i - h_j)} \\ \text{潜り越流入: } Q_{i,j} &= -2.6 CB_{i,j} h_i \sqrt{2g (h_j - h_i)} \\ \text{完全越流入: } Q_{i,j} &= -CB_{i,j} h_j \sqrt{2g h_j} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 $C$ ：セキの越流係数 (0.35),  $B_{i,j}$ ：水田、河道タンク  $i, j$  間の欠口越流幅 (m),  $h_i, h_j$ ：それぞれ欠口セキ頂から測った水田タンク  $i$ , 河道タンク  $j$  の水位。

(4) 式に (5) 式あるいは (6) 式, (7) 式を代入すると非線型となるが Newton-Raphson 法を用いて解けば, 4～5 回の繰り返しで収束する。水田からの流出が逆流に転じる場合には, 収束しないことがあるが, この部分では Regula Falsi 法に変えると収束する。後述の計算では  $\Delta t$  を 1 時間としているが, 境界の流量条件が急激に変化して不安定になる場合には,  $\Delta t$  を半分にして再計算を行う。

### (3) 余水吐、堤防漏水の取扱い

古川、井川及び中段承水路には余水吐が設置してあるので、余水吐の個所に相当する河道タンクから、その水位に応じて越流出量を求め、この量が下段水路へ流出するものとする。このときの余水吐の越流係数は実測値 0.377 を用いる。また古川及び中段承水路には、かんがい用の用水取水口が数多くあって、高水時には樋門のない部分及び不完全な部分から漏水し、古川及び中段承水路の堤防からも漏水浸透している。これら漏水量は、現地調査、計画値及び下段地区の水収支を検討した結果からその定数を決め、漏水個所に相当する河道タンクから、そのタンク水位に応じた漏水量が下段水田に流出するものとして扱う。

## 4. 現 状 (昭和47年7月時点) の流出特性

昭和47年7月豪雨によって、巨椋地域はかなりの氾濫湛水を生じたが、それ以後今日まで氾濫を生じるような大雨はない。そこでここでは、昭和47年7月の豪雨による内水解析を試み、都市化のかかなり進んだ現状の流域モデル及び数理モデル諸定数の吟味、検討を行う。

### 4. 1 流域モデル

#### (1) 上段地区

古川と井川の合流点より上流側の上段流域における昭和47年当時の土地利用状況は、航空写真、地形図を併用して計測すると Table 2 のようである。流出解析に先立ち、下流端巨椋排水機場の運転記録より排水量を推定した後、木津川の浸透量、水田畦畔浸透量、都市下水量等を考慮して水収支を検討したその結果、市街地の雨水保留特性は舗装率に応じて変えるべきことが判明したので、航空写真より判断して、市街地舗装率をそれぞれ丘陵地40%、低平地60%及び開発中20%と大まかに区分することにした。このような事前吟味の結果を考慮して土地利用状況をほぼ忠実に表現した流域ブロック図を作成すると、Fig. 7 を得る。同図の点線で囲まれた地域が氾濫域であるが、古川兩岸には非氾濫域である畑地が混在するので、計算の便宜上、流域ブロック図を若干修正し、非氾濫域として Fig. 8 を採用することとする。これら非氾濫域の雨水は kinematic wave 法で追跡し、貯留型流出モデルの各支川合流点河道タンクに強制流入させることとすると、貯留型流出モデルのブロック線図は Fig. 9 のようになる。

同図において、河道タンク 3, 10にはそれぞれ古川余水吐、井川余水吐があり、河道タンク 2, 3, 4 から用水取水口及び堤防の漏水があるとしている。

#### (2) 中段地区

中段地区は、宇治川沿岸の千拓前からの既耕地で、市街地 1.8 km<sup>2</sup> を含むが、ほぼ水田が主体である

Table 2. The land classification in the Ogura basin.

| Zone   | Classification                              | Area (km <sup>2</sup> ) |                      | Ratio |
|--------|---------------------------------------------|-------------------------|----------------------|-------|
|        |                                             | 1959                    | 1972                 |       |
| Joudan | Urban area { pavement 60%<br>" 40%<br>" 20% | 0.39<br>0.85<br>0.0     | 2.86<br>3.68<br>0.95 | 7.48  |
|        | Paddy field                                 | 8.37                    | 6.70                 | 0.8   |
|        | Dry field                                   | 1.08                    | 1.08                 | 1.0   |
|        | Miscellaneous land<br>(Bare land, Bamboo)   | 8.18                    | 6.44                 | 0.8   |
|        | Forest                                      | 8.48                    | 5.65                 | 0.7   |
|        | Total                                       | 27.35                   |                      |       |
|        |                                             |                         |                      |       |
| Chudan | Urban area                                  | 0.44                    | 1.77                 | 4.0   |
|        | Paddy field                                 | 6.29                    | 4.96                 | 0.8   |
|        | Total                                       | 6.73                    |                      |       |
| Gedan  | Urban area                                  | 0.30                    | 2.88                 | 9.6   |
|        | Bare land                                   | 0.0                     | 0.19                 |       |
|        | Paddy field                                 | 18.05                   | 15.28                | 0.8   |
|        | Total                                       | 18.35                   |                      |       |

(Table 2)。土地利用状況及び支川合流を考慮して、流域ブロックを作成すると Fig. 10 が得られる。同図において点線で囲まれた領域が、貯留型流出モデルを用いる氾濫域であって、そのブロック線図を描くと、Fig. 11 のようである。

同図で、河道タンク 6 に中段余水吐があって下段に流出、河道タンク 2～6 からは堤防及び用水取水口の漏水があるとしている。

### (3) 下段地区

下段地区は、巨椋池干拓田と、巨椋排水機場上流 150 m 地点で幹線排水路に流入口を持つ久御山町場 外地区からなり、市街地 2.9 km<sup>2</sup> を含むが、ほとんど低平水田主体流域である (Table 2)。その流域ブロック図は Fig. 12 のようになる。ブロック線図は、Fig. 13 のようになる。同図で河道タンク 1～5 は幹線排水路に、河道タンク 9～12 は場外排水路に相当している。

河道タンク 5, 7, 8 には、それぞれ中段余水吐越流量、古川余水吐越流量、井川余水吐越流量と市街地からの流出量を強制流入させる。主排 4 号水路には樋門があるので、河道タンク 4 の水位が O. P. +10.40 m 以下の間の河道タンク 8 からの流出量計算には、セキの公式による越流計算を行い、河道タンク 4 の水位が O. P. +10.40 m を越えると、樋門が全開するものとする。場外水路には、セキがあるので、河道タンク 10 からの流出量計算にもセキの公式を用い、幹線排水路とは、暗渠を通じて合流するので、河道タンク 1 と 9 の間の流量計算には、暗渠の断面を与えている。

上述のほか 2, 3 箇所の地点に暗渠があるが、これによる流出抑制効果は、水田タンクの欠口幅を小さくすることで考慮した。

## 4. 2 解析対象降雨と出水

ここで検討の対象とする昭和 47 年 7 月豪雨は、梅雨前線が台風 6 号に刺激されて発生したもので、7 月 9 日～16 日の 7 日間断続し、その総雨量は、巨椋排水機場で 403.5 mm、城陽市消防署で 419.0 mm、城陽ゴ

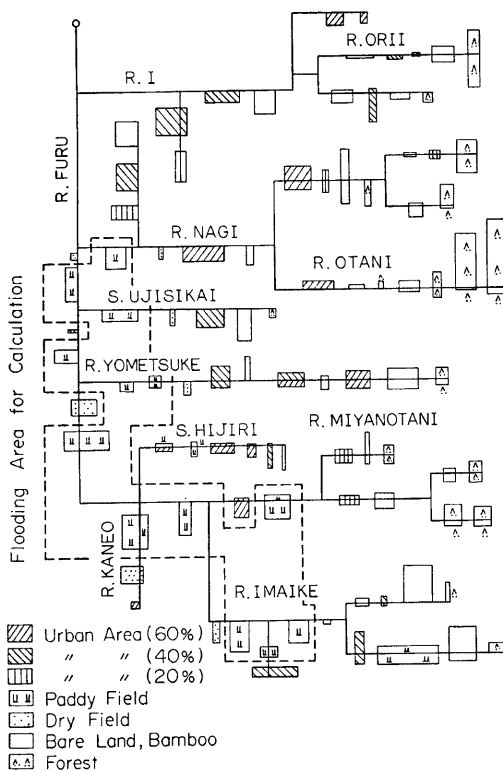


Fig. 7 Model of the Joudan zone in 1972.

ルフ場で 438.5 mm であった。これを、巨椋排水機場の観測雨量でみると、連続雨量で30年確率、日雨量で10年確率に相当している。Fig. 14 に巨椋排水機場で観測された古川（上段）、中段承水路（中段）、幹線排水路（下段）の下流端水位及び宇治川水位を示す。下段の最高水位は O. P. +10.90 m であり、最低田面（O. P. +9.90 m）上、1 m も氾濫湛水している。

なおこの時点では、Fig. 1 に示すように、各所に高精度の水位計が配置されているので、実測資料は豊富である。

#### 4. 3 流出解析の結果とその考察

##### (1) 上段地区

水収支計算の結果を考慮して、ここでは山地域雨量として城陽ゴルフ場の観測雨量を、低平地には城陽市消防署のそれを用いることとし、各ブロックの有効降雨は Fig. 5, 6 を利用して推定した。Fig. 8 に示した非氾濫域には、kinematic wave 法を適用して流出量ハイドログラフを求め、これを貯留型モデルの各支川合流点の河道タンクへの強制流入量とした。Fig. 9 に示した下流端河道タンク 1 に実測水位を与え、流出計算を行って得た結果を Fig. 15 に丸印で示す。同図で実線で示される古川下流端流量は、次のようにして推定したものである。11日9時以前は自然排水が行われているが、この時の流量は、古川下流端及び古川余水

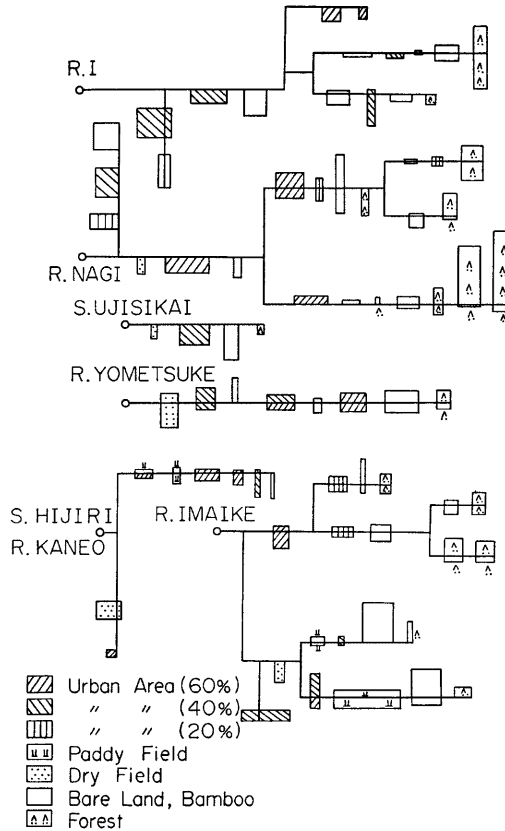


Fig. 8 Model of the non-inundated watershed of the Joudan zone in 1972.

吐地点の実測水位を与え、不定流計算によって求めた。その後の流量は、上段用ポンプの排水量と、ポンプ場吸水槽のゲートを越流して下段に流入した流量計算値の合計値である。すなわちいずれも実測資料に基づく計算値であるが、かなり信頼できる観測値とみなして差支えない。これに対し、流出計算の結果得られた計算値黒丸は、全般的によく観測値を再現しているといえよう。ただ排水の後期にあたる16、17日では観測値の方が大きくなっているのが目立つ。これは、本来は受益流域外である下段地区の西方八幡町飛地の水が、上段の水位低下に伴って流入し、ポンプはこの排水もしているためでないかと想像している。またそれぞれ一点鎖線と点線で示した古川、井川余水吐から下段地区への越流量は実測水位に基づき算定した流量であり、それに対応する丸印はそれぞれの地点における計算水位に基づくものである。したがって両者の差異は、実測水位と計算水位の差によるもので、計算結果は実測値をかなりよく再現しているとみてよい。

これらのことから上段地区で用いた流域モデル及び数理モデル諸定数はほぼ妥当といえよう。

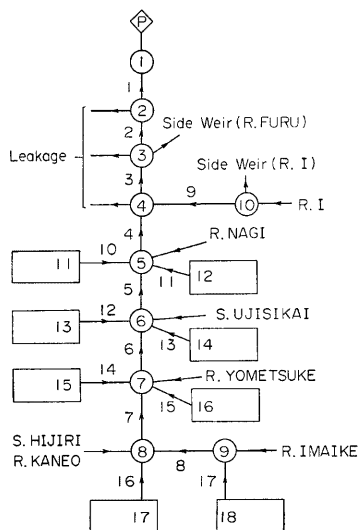


Fig. 9 Schematic diagram of inundated watershed of the Joudan zone.

## (2) 中段地区

中段流域の雨量としては巨椋排水機場の観測値を与え、前項と同様の手順で、計算を進めた。Fig. 11に示す最下流河道タンク1に中段承水路下流端の実測水位を与えて、流出計算を行って得た結果をFig. 16に丸印で示す。

同図に観測値として実線で示す下流端流量は次のようにして求めたものである。11日9時までは中段掛樋を通じて上段排水と共に自然排水が行われているが、この時の流量は、中段承水路下流端及び古川下流端の実測水位を与え、これら観測点間の距離が短いので、不等流計算によって求めた。その後、ポンプ排水が行われているので、その排水量を示している。ただし14日12時から17日5時までは、中段の流出水はすべて排水機場の樋門操作により下段に落され、とくに14日の午后は、Fig. 14にみられるように中段と下段水位が逆

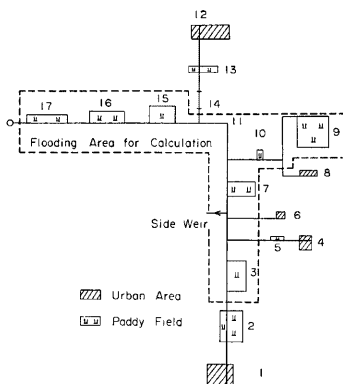


Fig. 10 Model of the Chudan zone in 1972.

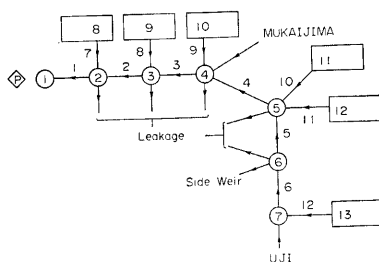


Fig. 11 Schematic diagram of inundated watershed of the Chudan zone.

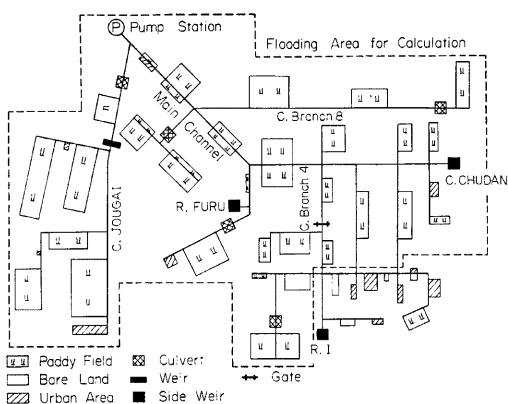


Fig. 12 Model of the Gedan zone in 1972.

転しているため、流量は不明となっている。Fig. 16 には中段余水吐から下段に越流出した値も示されている。流出計算値は、全般によく現象を再現しているとみてよく、中段地区で用いたモデル定数は、ほぼ妥当なものと考えられる。

### (3) 下段地区

下段地区の雨量としては巨椋排水機場の観測値を与え、既述と同様の手順で流出計算を進めた。すなわち Fig. 13 に示す河道タンク 1 に幹線排水路下流端の実測水位を与えて流出計算を行った。幹線排水路下流端流出量の計算結果を Fig. 17 に示す。計算値は、実測値とよく一致しており、ここで用いたモデルや諸定数はまず妥当なものといえる。

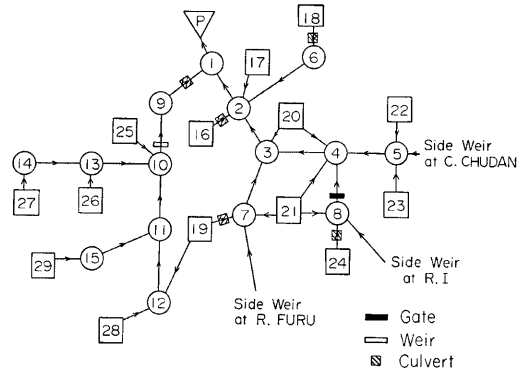


Fig. 13 Schematic diagram of inundated watershed of the Gedan zone.

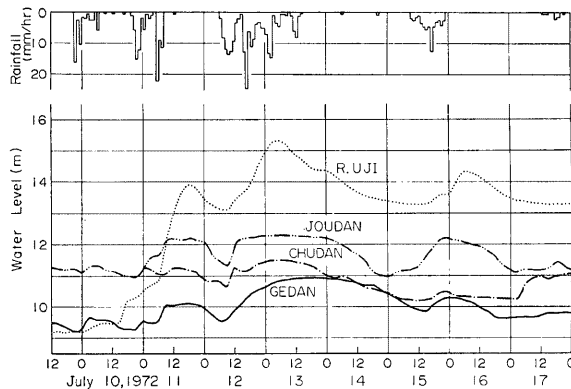


Fig. 14 Observed stage hydrographs at Ogura Pump Station in July, 1972.

## 5. 都市化前（昭和34年8月時点）の流出特性

巨椋流域の都市化が急速に進む前の流出内水特性を把握するため、昭和34年8月豪雨による内水解析を行い、都市化前の流域モデル及び数値モデル定数の吟味、検討を行う。

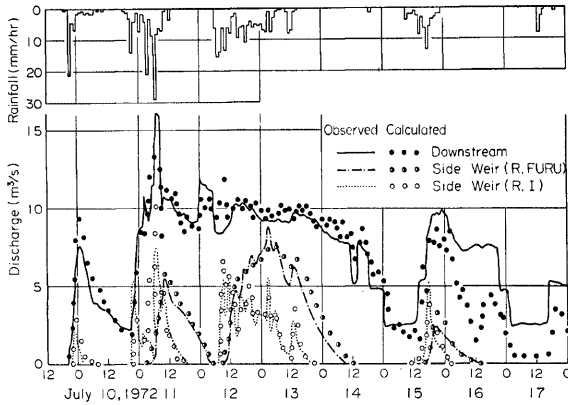


Fig. 15 Observed and calculated discharge hydrographs at several points in the Joudan zone.

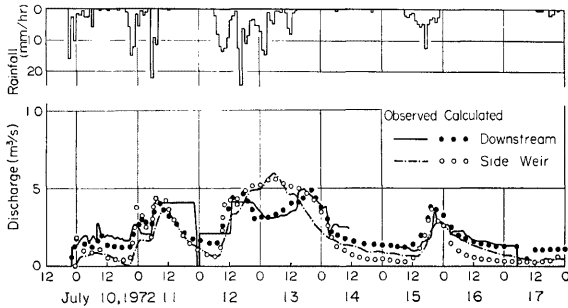


Fig. 16 Observed and calculated discharge hydrographs at a point in the Chudan zone.

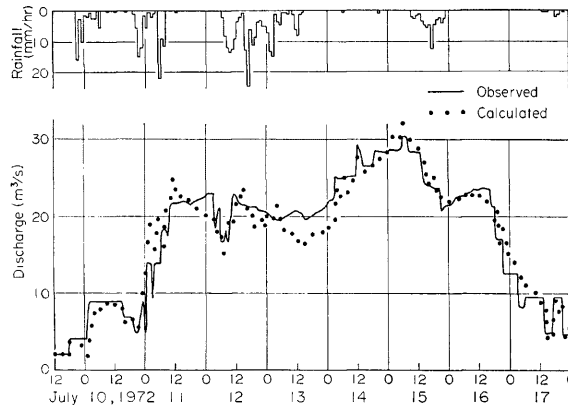


Fig. 17 Observed and calculated discharge hydrographs at the outlet in the Gedan zone.

### 5. 1 流域モデル

昭和30年代には全地域とも土地利用状態に大きな変化はないので、存在資料の都合上、昭和36年時点の地形図、航空写真に基づいて計測した土地利用状況を **Table 2** に併示した。同表からも市街地の少いことがうかがえる。

このような土地利用状況を勘案して作成した上段流域のブロック図を **Fig. 18** に示す。同図で点線で囲まれた領域が氾濫域である。貯留型流出モデル用のブロック線図は、**Fig. 9** と同じであるが、当然のことながら水田タンクの面積は大きくなる。昭和46年以前では、古川に佐古堰が設置されていたので**Fig. 9** の河道タンク5からの流出量計算には、(5)式の代りにセキの公式を用い、河道タンク4の水位が O.P. +12.70 m を越えると全開とする。

またこの時点の中段地区の土地利用は、**Table 2** にみられるように、93%以上が水田である。流域ブロック図を **Fig. 19** に示す。同図で点線で囲まれた領域が氾濫域を示し、貯留型流出モデルのブロック線図は **Fig. 11** と同じである。

下段地区はすべて水田であるので、ブロック線図は、**Fig. 13** と同じであり、モデル定数も昭和47年7月出水のときと同じとなる。

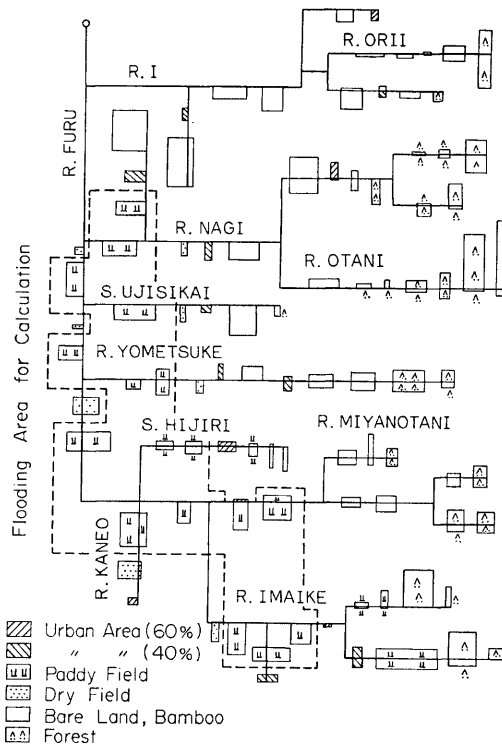


Fig. 18 Model of the Joudan zone in 1959.

## 5. 2 解析対象降雨と出水

昭和34年8月豪雨は、前線及び台風7号によってもたらされたもので、8月12日～14日の3日間続き、総雨量は、天ヶ瀬ダムで337mm、巨椋排水機場で282.7mm、京都气象台で334.0mmであった。これは、巨椋排水機場では連続雨量で10年確率、日雨量で30年確率に相当するが、京都气象台ではそれぞれ15年確率、200年確率と評価されている。

Fig. 20 に上段、中段、下段の最下流端水位及び宇治川観測水位を示す。このときの下段の最高水位はO.P. +11.40mであって、昭和47年7月出水より一層大きな氾濫湛水を生じていることになる。また外水である宇治川の水位は、天ヶ瀬ダムが未完成のためもある非常に高くなっている。出水の規模が大きいのので、下段用ポンプ5、6号機が一時上段排水に転用されている。なおこの出水はわれわれの観測網整備前のものであって、利用できる資料は、巨椋排水機場の実測水位と雨量のみである。

## 5. 3 流出解析の結果とその考察

### (1) 上段地区

巨椋排水機場の実測雨量に、Fig. 5, 6 の保留量曲線を考慮して流出計算を行い、水収支を計算すると、上段地区の総流出計算値はポンプ排水量に比べてかなり過少な値になった。そこで、天ヶ瀬の雨量を用いて、同様の試算を行うと、水収支は大幅に改善されることがわかったので、これを採用することにした。この場合、雨には40mm/hr以上の強雨が含まれており、山地域の出水を0とすると水収支の点でやや不十分となるので、一応 $\phi = 30\text{mm/hr}$ と

して、 $\phi$  index 法で有効降雨を求めることにした。前節に述べたと同様の手順で流出計算を行い、古川下流端の流出量を求めた結果を Fig. 21 に示す。同図で観測値として示したハイドログラフは、上段ポンプ排水量とポンプ場吸水槽のゲート上を越流して下段に流下した量の合計値であるが、上段水位観測地点と、ゲート位置の間には36mの距離があり、その間にゴミよけスクリーン及び上段、下段の吸水槽の隔壁があるので、上段観測水位より25cm差引いた水位を越流水位及び上段用ポンプの内水位として計算により推定したものである。ハイドログラフの上昇、下降部はよく一致しているが、14日から15日にかけて若干の差がある。これは、かなり年数を経た軸流ポンプであるから、その性能が、高揚程側で、計算の基礎とした性能より低

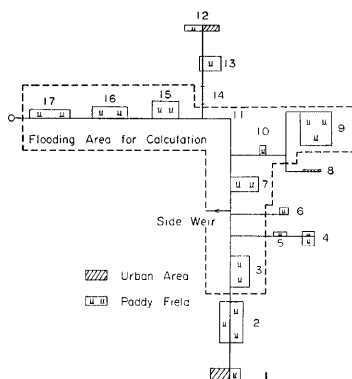


Fig. 19 Model of the Chudan zone in 1959.

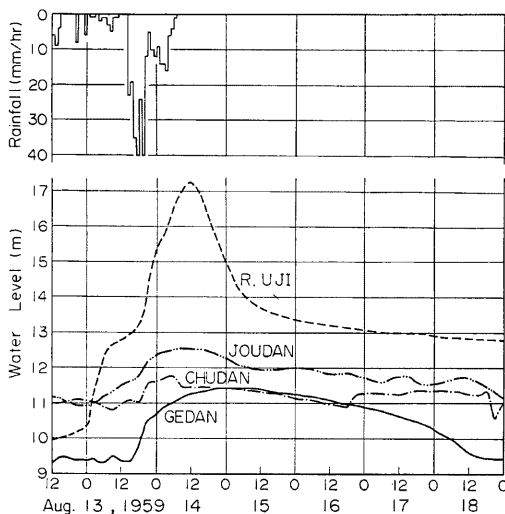


Fig. 20 Observed stage hydrographs at Ogura Pump Station in August, 1959.

下していたのではないかと、昭和47年7月のときと同様、八幡町飛地の流出水が関与していたのではないかと、自然排水用運河への宇治川からの漏水が無視できないのではないかなど、いくつかの理由が考えられるが、十分な資料がないため、この程度で満足せざるを得ないと考えた。

## (2) 中段，下段地区

中段，下段地区についても水収支の点から天ヶ瀬の観測雨量を流域雨量とする。中段地区の流出水は、一部は中段用ポンプで排水されているが、かなり多量の水がポンプ場の中段掛樋から下段に越流下しており、とくに14日午后以降は樋門を開いて下段に全量流下させていることなどのため、中段地区の流出量を精度よく推定できなかったため、ここでは、中・下段排水量の合計を扱うこととした。Fig. 22の実線は、中・下段用ポンプ排水量の合計値から上段の越流入量を差引いた値を示している。さて中段，下段の下流端水位を与えて流出計算を行った結果をFig. 22に黒丸で示すが、計算結果はかなりよく現象を説明しているといえよう。

## 6. 都市化による内水の変化

前節において、昭和47年7月豪雨，昭和34年8月豪雨のときの流出計算を行い、流域モデル，数値モデル及び各モデル諸定数の妥当性を検証できた。そこで本節では、これらのモデルを用いて、昭和34年の土地利用状態に47年7月豪雨，昭和47年の土地利用状態に34年8月豪雨を仮想して流出計算を行い、流出ハイドログラフ，内水氾濫状態にどの程度の差を生じるかを調べ、都市化の影響評価を試みる。

この検討に際し問題になるのは、排水ポンプの稼動条件である。排水ポンプは各水路下流端の水位条件に応じて稼動するから、その台数や時間を同一に揃えることはできない。そこで現行の操作状況に近い形で、Table 3のような操作ルールを設定

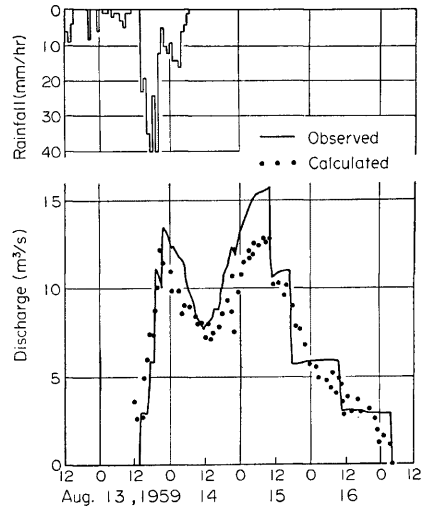


Fig. 21 Observed and calculated discharge hydrographs at the outlet in the Joudan zone.

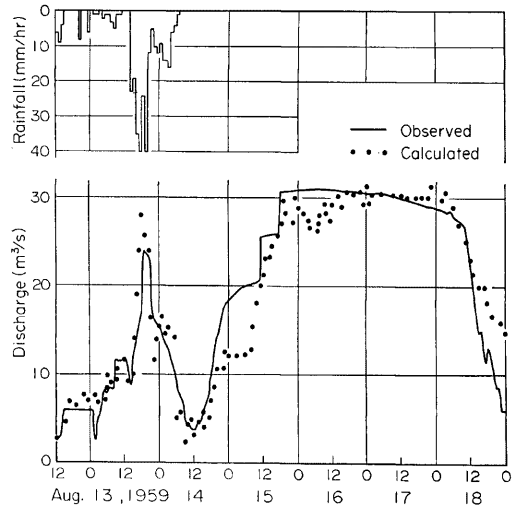


Fig. 22 Observed and calculated discharge hydrographs at the outlet in the Gedan zone.

することにした。

Table 3. The pump operation criteria of the Ogura pump station.

| Zone   | Water level (O.P.,m) |          | Number of working pump |
|--------|----------------------|----------|------------------------|
|        | Working              | Stopping |                        |
| Joudan | 11.80~12.00          | ~11.40   | 1                      |
|        | 12.00~               | ~11.40   | 4                      |
| Chudan | 11.30~11.80          | ~10.80   | 1                      |
|        | 11.80~               | ~10.80   | 2                      |
| Gedan  | 9.50~9.70            | ~ 9.30   | 1                      |
|        | 9.70~9.90            | ~ 9.50   | 2                      |
|        | 9.90~10.00           | ~ 9.70   | 3                      |
|        | 10.00~10.30          | ~ 9.90   | 4                      |
|        | 10.30~               | ~10.00   | 6                      |

以上のようにして、都市化が内水に及ぼす影響を検討した結果は以下のようである。

#### 6. 1 上段地区

上段地区の都市化前後の流域モデルは、Fig. 7 と Fig. 18 に示す通りであるが、連続雨量で30年確率に相当する昭和47年7月豪雨を想定した場合の総流出量は、都市化前の 627万  $m^3$  に対し、都市化後では 751万  $m^3$  と20%も増加している。また連続雨量で10年確率に相当する昭和34年8月豪雨の場合には、それぞれ 512万  $m^3$ , 613万  $m^3$  となり、これまた20%増加となる。いま古川で氾濫湛水が起こらないと仮定した場合の流出量のハイドログラフを比較すると、Fig. 23, 24 のようになるが、ピーク流量は、それぞれ1.6倍、1.4倍に増加することになる。

次に古川余水吐地点の水位をみると、それぞれ Fig. 25, 26 のようになる。これらの図は、都市化後の現状の水位が、都市化前のそれらに比べてピーク水位でそれぞれ 5 cm, 20 cm 程度しか増加していないことを示し、あまり大きな影響はないともみられる。しかしこれは、古川兩岸にはかなりの面積の水田が残存しており、これらが相当な遊水効果をもっているためと考えられる。

また排水ポンプの稼動時間を、3.2  $m^3/s$  のポンプ能力に換算して比較すると、昭和47年7月豪雨の場合、652 hr に、昭和34年8月豪雨の場合、533 hr となり、いずれも20%の増加となっている。また古川、井川の余水吐及び排水機場での樋門を越流して下段に流下した量は、昭和47年7月豪雨の場合、開発前 127万  $m^3$  に対し開発後 190万  $m^3$  と1.5倍に、昭和34年8月豪雨の場合、開発前206万  $m^3$  に対し 268万  $m^3$  と1.3倍に増加している。

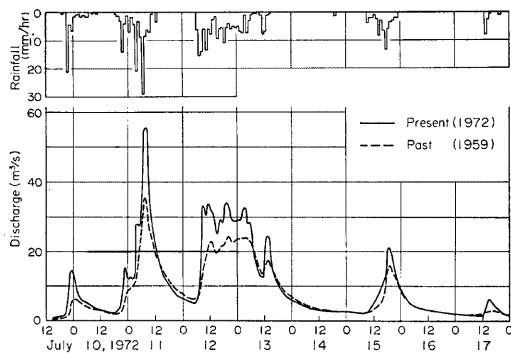


Fig. 23 Comparison of discharge hydrographs at the outlet of the Joudan zone for the present and past urban states. The hydrographs are calculation under the assumptions of non-inundation and of rainfall in July, 1972.

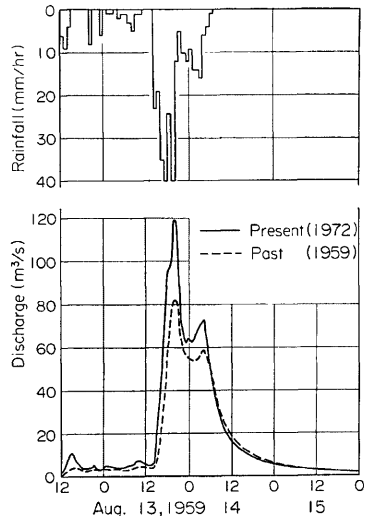
## 6. 2 中段地区

中段排水用ポンプは2台あって、これらが **Table 3** の操作方法に従って稼動したとすると、中段余水吐地点の水位は **Fig. 26, 27** に示すようになる。また総流出量及び中段余水吐、中段掛樋から下段への流下量は、昭和47年7月豪雨の場合、開発前の、それぞれ351万  $\text{m}^3$ 、120万  $\text{m}^3$  に対し、現状ではそれぞれ355万  $\text{m}^3$ 、123万  $\text{m}^3$ 、昭和34年8月豪雨の場合、開発前の、それぞれ275万  $\text{m}^3$ 、123万  $\text{m}^3$  に対し、現状ではそれぞれ278万  $\text{m}^3$ 、125万  $\text{m}^3$  と大差は生じていない。これは、中段地区では流域に占める宅地の割合が現在でも27%程度とあまり大きなウェイトになっていないことによるものと考えられる。

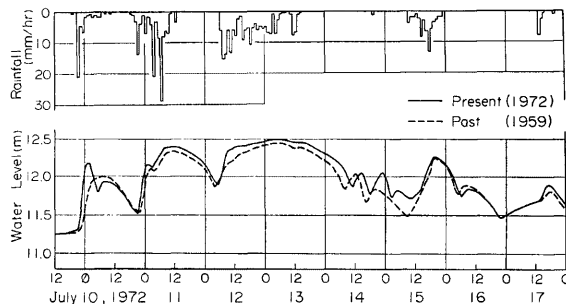
## 6. 3 下段地区

下段地区は、市街地は2.5  $\text{km}^2$  増加したのみであるから、直接流域からの流出量は、現状も昔も大きな変化はないはずであるが、都市化によって、古川、井川、中段余水吐からの越流入量、排水機場における上段、中段掛樋からの落下量及び古川、中段承水路の漏水量が増加している。下段排水用ポンプは6台あるが、現在ではそのほとんどが更新されている。そこでここでの開発前後の比較検討に用いるポンプ能力としては、昭和47年7月豪雨の場合には、昭和47年時点の能力を考え、昭和34年8月豪雨の場合には、昭和34年時点の能力を与えることにする。なお後者の場合、開発後の土地利用に対し昭和47年時点の能力を採用したものについても計算した。

昭和47年7月豪雨の場合、開発に伴う下段地区外からの流入量増加分は57万  $\text{m}^3$  であり、巨椋干拓地の最低位部の水位は、**Fig. 27** となる。同図より最高水位時で現状は、昔に比べて約10 cm 高くなっている。こ



**Fig. 24** Comparison of discharge hydrographs at the outlet of the Joudan zone for the present and past urban states. The hydrographs are calculation under the assumptions of non-inundation and of rainfall in August, 1959.



**Fig. 25** Comparison of stage hydrographs at the side weir of the River Furu for the present and past urban states and rainfall in July, 1972.

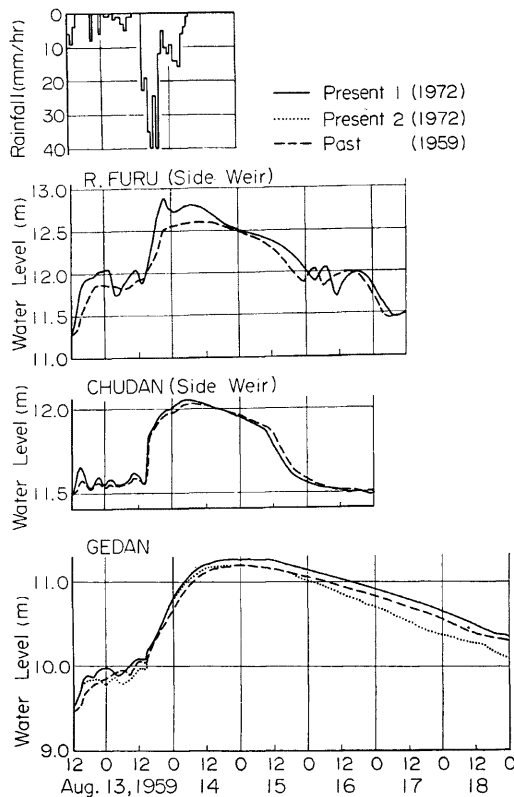


Fig. 26 Comparison of stage hydrographs at several points for the present and past urban states and rainfall in August, 1959. In the lowest figure, Present 1 is the result for the present urban state but the past pump activity and Present 2 for the present pump activity, because several pumps have been renewed in recent.

れは水深の上では大差がないように見えるが、実は湛水面積からみると  $0.5 \text{ km}^2$  増と約10%増加し、また開発前の最高水位以上の状態が1日間も長く続くことになる。現状の総排水量は  $1,300 \text{ 万 m}^3$  で、昔より  $55 \text{ 万 m}^3$  増加となるが、これを  $4.7 \text{ m}^3/\text{s}$  の能力をもつポンプ1台で排水すれば、さらに32時間を要することになる。

次に、昭和34年8月豪雨の場合、都市化に伴う地区外流入増加量は  $68 \text{ 万 m}^3$  である。排水ポンプ能力を昭和34年時点と同じであるとする、最低位部の水位は、Fig. 26の現状1のようになり、水位では7cm、湛水面積では  $0.25 \text{ km}^2$  の増加、開発前の最高水位を越える水位の継続時間は、1.5日も続くことになる。なお現実には、排水ポンプはかなり大きく更新されているが、この能力で計算した結果は同図現状2のハイドロ

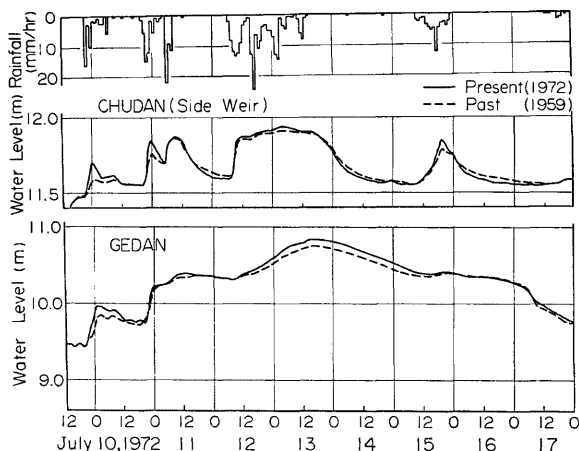


Fig. 27 Comparison of stage hydrographs at several points for the present and past urban states and rainfall in July, 1972. The calculations for both states have been carried out under the present pump activity.

グラフになる。すなわち最高水位はほぼ開発前のそれを維持し、湛水時間は、昔より短縮していることとなり、排水ポンプの更新は一応の効果を發揮しているといえよう。

## 7. あとがき

本報では、巨椋低平流域を対象として、都市化が内水に及ぼす影響を詳細に検討を行った結果について述べた。昭和47年時点の現状では、上段地区の宅地化率が28%にも及び、現在古川沿岸に残存している水田地帯の遊水効果がかなり期待できるとはいえ、都市化による影響は、氾濫湛水位の上昇と氾濫域及びその時間増加、ポンプ稼動時間の増加となって明確に現われている。今後都市化はさらに進行するものと予想されるが、それに伴い、内水に及ぼす影響はさらに歴然となるであろう。これについては、あらためて次報で議論したいと考えている。

本研究に際し、巨椋土地改良区から絶大な協力を頂いたこと、宇治土木工営所、山城浄水道、城陽市消防署及び城陽ゴルフ場から雨量資料の提供を受けたこと、排水ポンプ性能試験に朝日企業株式会社から多大の協力を得たこと、さらに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。なお、本研究は昭和52、53年度科学研究費（自然災害）による研究成果の一部であり、また計算には京都大学化学研究所中央計算機室の FACOM 230-48 を使用したことを併記する。

## 参 考 文 献

- 1) 富士岡義一・手島三二：低平水田地帯の排水合理化に関する研究(1)，農業土木学会論文集，第20号，1967，pp. 13～17.
- 2) 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.

- 3) 末石富太郎：特性曲線による出水解析，土木学会論文集，第29号，1955，pp. 74～87.
- 4) 角屋 睦・福島 晟・佐合純造：丘陵山地流域モデルと洪水流出モデル，第21号 B-2，1978，pp. 219～233.
- 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) 早瀬吉雄・角屋 睦：低平地のタンクモデルについて，第32回土木学会講演集，2，1978，pp. 211～212.