

巨椋低平流域の都市化と内水（2）

—現状と将来—

角屋 睦・早瀬 吉雄・西村 昌之

URBANIZATION EFFECTS ON FLOOD RUNOFF AND INUNDATION CHARACTERISTICS IN OGURA BASIN (2)

—Present and Future—

By *Mutsumi* KADOYA, *Yoshio* HAYASE and *Masayuki* NISIMURA

Synopsis

This paper discusses the effects of urbanization on flood in the Ogura basin situated in south of Kyoto City. The Ogura basin, the catchment area of which is 52 km², is rapidly being urbanized mainly in hill and high ground zone. The urban area of the basin was under 8% in 1965. But the urban area has been extended to 35% in these ten years and anticipated to exceed 50% in the near future.

First, the flood runoff characteristics in the present have been examined by applying the kinematic surface runoff model for a non-inundation sub-basin and the dynamic tank model proposed by the authors for a back water reach of channel flow and an inundation zone, and decided the principle of the watershed modeling and the parameters of the mathematical models.

After then, the flood runoff analyses have been performed to find the effects of the future urbanization on flood assuming the past heavy rainfall conditions in August, 1959, and July, 1972, whose return periods are regarded as 30 years in maximum one-day depth and 10 years in three-day depth and as 10 years in maximum one-day depth and 30 years in three-day depth, respectively.

The urbanization effects have been evaluated by the form of changes in the runoff volume, the peak discharge or water level at a point and the operation time of drainage pumps. As the results, the necessity of the precautionary measure for flood disaster has been pointed out.

1. はじめに

近年、都市周辺部を中心に流域の都市化が著しいが、これら土地利用形態の変化に伴って、雨水の流出形態が大きく変化し、低平地の氾濫被害危険度が増加するなど、治水計画上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地主体流域を対象として、都市化が内水に及ぼす影響を明らかにしようとしたものである。前報¹⁾では、特に都市化前の昭和34年時点の土地利用状況、流出特性と、都市化の進んだ昭和47年時点のそれらを対比して、これまでの都市化により内水氾濫特性がどのように変化してきたかについて検討した。本報では、まず都市化域の流域モデルや数理モデルの適用条件などについて検討したのち、巨椋地域で予想される将来の都市化によって、内水状況がどのように変化するかを予測研究を試みた結果について述べる。

2. 巨椋低平流域の概要

2.1 流域の概要

研究対象流域は、京都市南部、宇治市、城陽市及び久御山町にまたがる低平地主体流域 (52 km²) である (Fig. 1)。

この流域の排水は次の三排水区に分けられている。

(i) 上段地区 (27.4 km²) 上流部の丘陵山地、市街地、水田、畑地等からなる高位部で、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が、自然排水不能のときはポンプ排水に切換えられる。古川及び支川井川のそれぞれ下流部には余水吐があり、計画高水位を越えた出水を下段の幹線排水路へ導くようになっている。上段流域の丘陵山地の大半は、良透水性の砂土で覆れた洪積層である。

(ii) 中段地区 (6.3 km²) 宇治川沿いの干拓前の既耕地からなる中位部で、流出水及び宇治川増水時の浸透水は、中段承水路によって集水され、常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ポンプ排水が行なわれる。中段承水路にも余水吐があって、計画高水位以上の出水は下段幹線排水路へ越流出する。

(iii) 下段地区 (18.7 km²) 干拓田及び古川西方の水田、畑地、宅地なる低位部で、流出水は幹線排水路に集められ、平水時、洪水時ともに宇治川へポンプ排水される。下段地区は、中段と同様沖積層である。

2.2 都市化状況

巨椋地域は、京都、大阪の近郊に位置するため、昭和40年以降急速に都市化が進行している。Fig. 2 は、地形図、航空写真及び流域調査結果と都市計画図を参照して作成した昭和53年と将来の宅地域の変化を示したものである。すなわち市街地は、現在上段の丘陵地、平地及び中段、下段地区内の私鉄沿線に集中しているが、将来は下段の干拓田、古川中流部の一部の水田を除くほぼ全域に拡がっていくものと予想されている。Fig. 3 は、開発進行状況を面積比で示したもので、将来の市街地は、全域の約50%に達するものと見られている。

2.3 現況の排水機

巨椋流域の雨水を宇治川に排除する排水機は、昭和9年の機場設置以来、土地利用変化に伴って幾度か増設、更新されてきており、現在の公称能力は Table 1 に示すようになっている。このうち久御山排水機場は、上段地区の都市化の進展に伴う流出量増加に対処するため、建設省によって昭和48年に古川下流端に新設されたものである。一方巨椋排水機場の上段用ポンプは、設置以来40年を経た今日、老朽化のためもあ

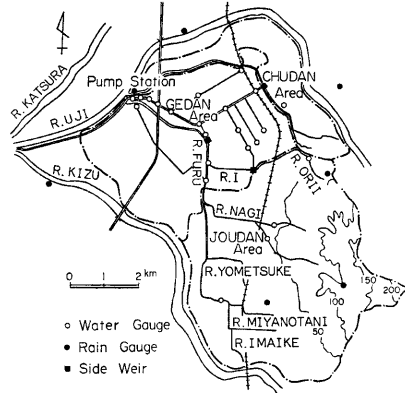


Fig. 1. Physiographical map of the Ogura basin.

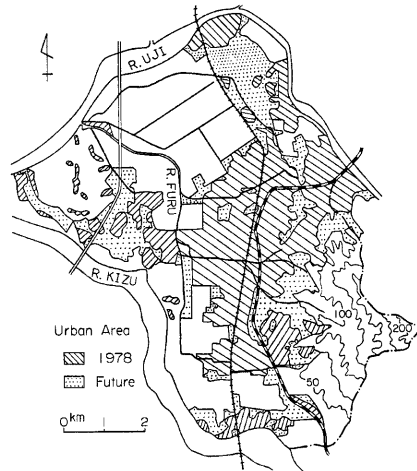


Fig. 2. Urban areas forecasted in the Ogura basin.

て、ほとんど稼動していない。そこで本研究では、一応 No. 1~4 のポンプは稼動しないものと仮定する。なお巨椋排水機場の 9, 10, 11 号機も、耐用年数をはるかに過ぎ、老朽化している。われわれは昭和52年12月に6~11号機の6台について、セキによる現地試験を行い、それらの性能曲線¹⁾を求めた。本研究では、現況の排水ポンプの性能曲線としてこれらの実測値を用いる。

3. 流出解析の数理モデルとその適用条件

3.1 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²⁾を適用し、その結果を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とする。有効雨量はすべて表面流として扱えることと、基礎式は次式となる。

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

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

ここに h : 水深 (m), q : 単位幅流量 (m^3/sec), r_e : 有効降雨強度 (m/sec), A : 河道の流水断面 (m^2), Q : 流量 (m^3/sec), t : 時間 (sec), x : 距離 (m)。また k, p は斜面流定数で、Manning 則に従うとすれば $k = (N/\sqrt{I})^p$, $p=0.6$, I : 斜面勾配, N : 等価粗度 ($\text{sec}/\text{m}^{1/3}$), K, P : 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、流域モデルの構成法に左右されるので、ここでは 2 次の河道網系の流域モデルを作成し、これまでの研究結果から水田³⁾を 2.0, 裸地、雑種地⁴⁾を 0.25, 畑地を 0.25, 丘陵山地を 0.8 とする。市街地については、4.2 で検討して得た値 0.007 を用いる。河道の粗度係数は、水路の状況に応じて 0.025~0.035 とし、また河道勾配は、地形図上にみられる 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、その上限を 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、不定流モデルで解析すべきであるが、これは計算時間が長大になる欠点がある。そこでわれわれがすでに検証している⁵⁾ 貯留型流出モデル (低平地タンクモデル) を用いる。

主河道をいくつかの区間に分割して各区間を 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、連続式を用いて次のように表現される。

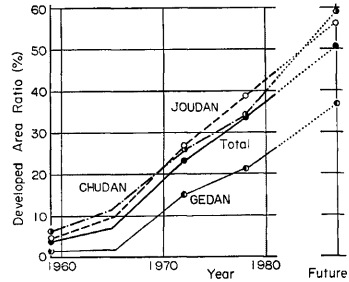


Fig. 3. Changes of urban area in the Ogura basin.

Table 1. Nominal capacities of drainage pump in the Ogura basin (1980).

Drainage Basin	Name of Station	No.	Nominal Capacity (m^3/s)
Joudan	Ogura	Kumiyama	
		1	3.34
		2	3.34
		3	3.34
Chudan	Ogura	9	2.51
		10	2.51
Gedan	Ogura	5	4.70
		6	4.70
		7	4.70
		8	4.70
		11	3.05
		12	4.35
		13	4.35

$$S_i \frac{H_i^{n+1} - H_i^n}{\Delta t} = \frac{\sum_j Q_{i,j}^{n+1} + \sum_j Q_{i,j}^n}{2} + S_i r_e \dots\dots\dots (3)$$

ここで S_i : タンク i の貯留面積 (m^2), H_i^{n+1} , H_i^n : タンク i の $n+1$, n 時刻の水位 (m), $\sum_j Q_{i,j}^{n+1}$, $\sum_j Q_{i,j}^n$: $n+1$, n 時刻にタンク i に入流 (正符号), 流出 (負符号) する流量の総和 (m^3/s).

河道タンク j から河道タンク i への流量は, 不等流式を適用すると次式となる。

$$Q_{i,j} = \frac{(A_i R_i^{2/3} + A_j R_j^{2/3})}{2N\sqrt{\Delta X}} \frac{H_j - H_i}{\sqrt{|H_j - H_i|}} \dots\dots\dots (4)$$

ここで ΔX : 河道タンク i, j 間の距離 (m), A_i, R_i : 河道タンク i の水位 H_i のときの河道断面 (m^2) と径深 (m), A_j, R_j : 河道タンク j の水位 H_j のときの河道断面 (m^2) と径深 (m), N : 河道の粗度係数。

(4) 式は, 河道タンク間の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, 上流側の河道タンク j の水深が等流水深に近くなるので, 次式で表わした方が, 計算は安定である。

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

水田タンク i から河道タンク j への流量は, セキの公式を用い, 流れの状態によって, 次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \text{完全越流出: } Q_{i,j} &= CB_{i,j} h_i \sqrt{2gh_i} \\ \text{潜り越流出: } Q_{i,j} &= 2.6CB_{i,j} h_j \sqrt{2g(h_i - h_j)} \\ \text{潜り逆流入: } Q_{i,j} &= -2.6CB_{i,j} h_i \sqrt{2g(h_j - h_i)} \\ \text{完全逆流入: } Q_{i,j} &= -CB_{i,j} h_j \sqrt{2gh_j} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

ここで, C : セキの越流係数 (0.35), $B_{i,j}$: 水田タンク i , 河道タンク 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。

(3) 式に (4) 式あるいは (5) 式, (6) 式を代入すると非線形となるが Newton-Raphson 法を用いて解く。

(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。また古川及び中段承水路の堤防漏水, 用水取水口漏水も, 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。

3.2 流域の雨水保留特性

上述の数理モデルを適用して流出解析を行う場合, 有効雨量を推定しておく必要がある。ここでは地目ごとに雨水保留特性値を定めた。

(i) 丘陵山林域 上段地区の丘陵山林域は, 良透水性洪積層であるので, これまでの成果¹⁾を考慮して ϕ -index 法を用い, $\phi = 30 \text{ mm/hr}$ とする。

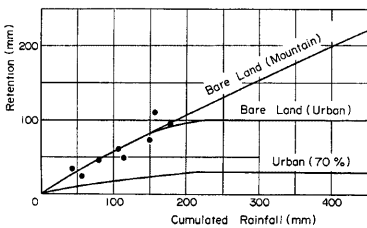


Fig. 4. Retention curves in bare land and urban area.

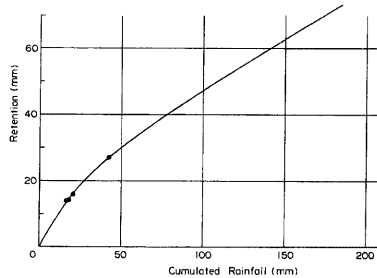


Fig. 5. A retention curve in farm.

(ii) 裸地, 雑種地 上段地区の名木川流域の観測結果から得られた Fig. 4 に示す裸地 (山地) の保水量曲線を用いることにする。

(iii) 市街地 後述の 4.2 での検討結果から建物の屋根, 道路などの舗装域の雨水保留はないものとし, 庭, 公園などの非舗装域のそれは Fig. 4 に示す裸地 (市街地) の保水量曲線を用いる。

(iv) 畑地 下段地区久御山町の畑地流出試験地における昭和54年の観測資料から得られた Fig. 5 の曲線を用いることにする。

(v) 水田 下段地区水田について, これまでの研究¹⁾ で得られている Fig. 6 の保水量曲線を用いることにする。

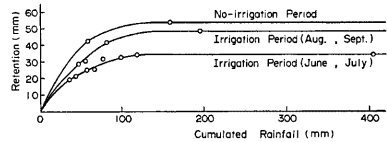


Fig. 6. Retention curves in paddy field.

4. 都市化域の流出特性

表面流モデルを用いて都市化域の流出解析を行う場合, 流域モデルの構成法とそれに対応する等価粗度, 雨水保留特性の推定などの問題がある。また都市化域の流出現象を実用的精度で再現する場合, 雨量の単位時間の選び方という問題もある。ここではこうした問題を名木川流域の資料を用いて検討する。

4.1 名木川流域とそのモデル

検討の対象とした名木川流域 (2.3 km²) は, Fig. 7 に示すように, 下流部がほぼ市街地, 中流部が宅地粗造成地を含む都市化進行中の地域, そして上流部が林相の良好な山林地である。山林地は, 良透水性の砂土に覆われた洪積層であるため, 現在までの観測結果では, 降雨強度 30 mm/hr 以下ではほとんど出水しないと考えてよさそうである。流域を詳細にみると, 山林, 裸地, 畑地, 公園, 運動場, 宅地などの地目があり, 市街地の舗装率も場所によって異なっている。そこで1/2500の都市計画図, 航空写真などを参考に, 地目を考慮して流域の細分割を行った。また舗装率は, 都市計画図をもとに標本地区を選び, 航空写真を参考にして舗装域を黒塗りし, カラーデータシステムで計測した。他の地区の舗装率は, 標本計測値をもとに航空写真を参考にして級別した。

流域モデルは, 上述の細分割したブロックを基礎に Table 2 に示す標準で 4 種類作成した。これら流域モデルを Fig. 8 に示す。とくに流域モデル 2 及び 3 は, ともに 2 次河道支流流域を単位としてモデル化されているが, 一斜面上に数種の地目が含まれている場合, 前者ではそれを別々の斜面とし, 後者ではそれらの面積を考慮して

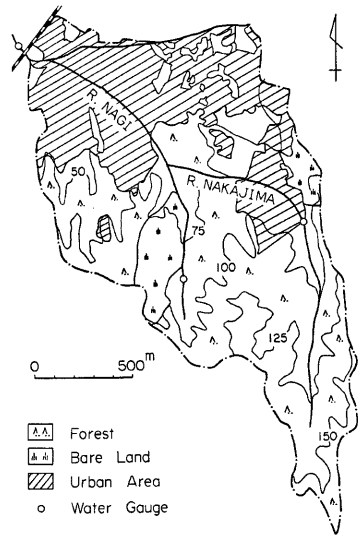


Fig. 7. Physiographical map of the Nagi basin.

Table 2. Watershed model of the Nagi basin.

Watershed Model	Stream Order of Unit Sub-basin	Total Number of Block	Optimum Equivalent Roughness	Relative Error (%)
1	1	38	0.007	15.6
2	2	7	0.007	17.2
3	2	5	0.01	20.6
4	3	2	0.007	20.9

まとめ同一斜面としている点が異なっている。

4.2 都市化域の雨水保留特性

都市化域といっても、その構成要素や舗装率の相異によって、雨水保留特性は異なる。本研究では、市街地の構成要素を家屋、道路などの舗装された部分と、庭、粗造成地などの舗装されていない部分に分類し、舗装域での雨水保留はほとんどないものとする、この流域の山林地からの流出は強い降雨以外はなしとしてよいことから非舗装域の累加保留量を簡単に求めることができ、Fig. 4 の曲線が得られる。同図では、累加雨量 300 mm 以上の観測値が得られていないので、次のように曲線を外挿した。すなわち舗装率 69% の京都市天神川流域⁸⁾の最大保留量が 100 mm 級の雨に対して 23 mm であることも考慮して、都市化域の非舗装域の最大保留量をほぼ 100 mm と想定した。

4.3 流域モデルと等価粗度

昭和53年6月豪雨の出水を解析対象に選び、洪水の到達時間が短いので10分雨量資料を用いて、いくつかの N を想定して流出解析を行った。これらの結果について、 $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上の部分の相対誤差が最小になるような N を最適値とすると、Table 2 に示される結果が得られた。このときの N の最適値による計算ハイドログラフを Fig. 9 に示す。これらの結果から流域モデルを単純化するに伴い相対誤差は大きくなることわかる。これよりすると、流域モデルとしては、流域モデル1が最善であるが、他に比べてブロック数が著しく多く、巨椋全地域を対象とすると必ずしも実用的でない。一方流域モデル4は非常に単純であるが、再現性が多少劣る。結局流域モデル2が実用上よいといえる。

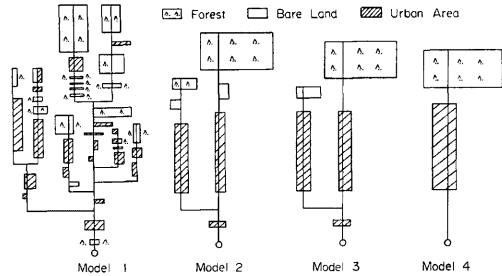


Fig. 8. Watershed models of the Nagi basin.

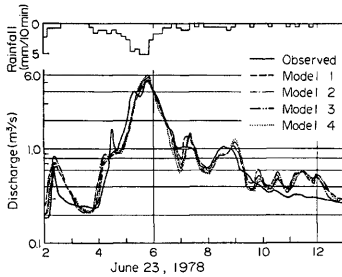


Fig. 9. Lumping effects of watershed model.

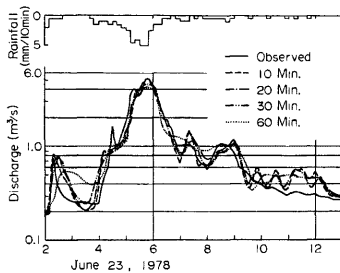


Fig. 10. Effects of the time unit of rainfall, Watershed Model 2.

4.4 降雨の単位時間の選び方

流域モデルにおいて、等価粗度を最適値 0.007 に固定し、有効降雨の単位時間を種々変えた場合の計算結果を Fig. 10 に示す。同図より降雨の単位時間を大きくするに伴い、ハイドログラフが平滑化され、相対誤差も大きくなる。しかし流域モデル2で30分雨量を用いた場合の相対誤差は、約18%であって、流域モデル3と4において10分雨量と最適等価粗度を用いたそれ (Table 2) よりかなり小さい。

上述の検討結果から、巨椋低平流域の都市化域に採用する流域モデルの構成法は、2次支流流域を単位とし

てモデル化し、一斜面上にいくつかの異なる地目が含まれる場合には、それを別斜面として扱えばよいといえる。この場合市街地の等価粗度は0.007とし、降雨としては30分資料を用いて十分といえそうである。

5. 現状 (昭和53年6月時点) の流出特性

前報¹⁾では、昭和47年7月豪雨の解析を行い、流域モデルと数理モデルの諸定数を吟味した。その後古川下流端に久御山排水機場が設置され、都市化域もさらに増加して流域の状態がかなり変化している。そこで昭和54年8月、巨椋全地域の水路網について、詳細な現地調査を行った。ここでは調査結果をもとに、昭和53年6月豪雨の解析を行い、現状の流域モデルと数理モデル諸定数の検討を行う。

5.1 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地区における昭和53年時点の各地目別面積は、航空写真、都市計画図を併用して計測すると Table 3 のようである。市街地の舗装率は、名木川流域での計測結果を参考にして、航空写真より推定し、5段階に分類した。この作業に加えて、水路網についての現地調査結果を参考にして、4. で検討した流域モデルの構成法に従って2次の河道網系の流域モデルを作成すると、Fig. 11 のようになる。同図で破線で囲まれた部分が、氾濫計算を行う地区であるが、古川左岸では市街地、雑種地、畑などの非氾濫域が氾濫域内に混在しているので、実際の計算では、これらを若干配列替えしたモデルを用いる。貯留型流出モデルのブロック線図を Fig. 12 に示す。同図の河道タンク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。

Table 3. The land classification in the Ogura basin.

Zone Classification	Joudan		Chudan		Gedan	
	Area (km ²)		Area (km ²)		Area (km ²)	
	1978	Future	1978	Future	1978	Future
Urban Area, Total	10.85	15.64	2.30	3.95	3.95	6.84
(Pavement 70%)	(0.44)	(14.88)		(3.95)	(0.66)	(6.25)
" 60%	3.56	0.48			0.10	0.10
" 50%	1.89	0.20	2.08		2.26	0.17
" 40%	4.17		0.22		0.93	0.32
" 30%	(0.79)	(0.08)				
Paddy Field	4.04	3.57	2.74	2.26	11.42	10.38
Farm	2.81	1.56	0.55	0.09	1.63	1.21
Miscellaneous Land (Bare Land, Bamboo)	4.14	1.17	0.72	0.01	1.70	0.21
Forest	5.51	5.48				
Total	27.35	27.42	6.31	6.31	18.70	18.64

(2) 中段地区

中段地区は、干拓前からの既耕地であったが、現状では、Table 3 に示すように市街地がかなり増加している。上段地区と同様に流域ブロックを作ると Fig. 13 となる。同図において破線で囲まれた部分が、貯留型流出モデルを用いる氾濫域であり、そのブロック線図は、Fig. 14 となる。同図では、河道タンク⑥に中段余水吐があり、河道タンク②～⑥には、堤防、用水取水口の漏水がある。

(3) 下段地区

下段地区は、現在も低平水田主体地域であるが (Table 3)、巨椋干拓田の周辺部はかなり都市化されている。流域モデルは Fig. 15、氾濫計算を行うためのモデルは Fig. 16 とかなり複雑である。同図において河道タンク①～⑥は幹線排水路、⑭～⑯は場外排水路を示している。また河道タンク⑥、⑩、⑬には、それぞれ中段、古川、井川の余水吐越流量を強制流入させる。Fig. 15 に示す位置に樋門、暗渠が数多くあるので、

Fig. 16 の河道タンク④と⑬の間の流量計算にはセキの公式を用い、河道タンク①と⑭、②と⑦、⑧と⑨、⑩と⑪の間の流量計算には、それぞれ暗渠の実測断面定数を(5)式の A, R に与えて計算する。

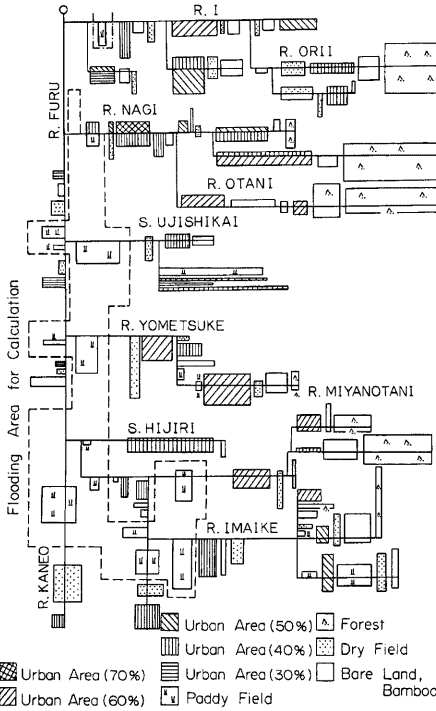


Fig. 11. Model of the Joudan zone in 1978.

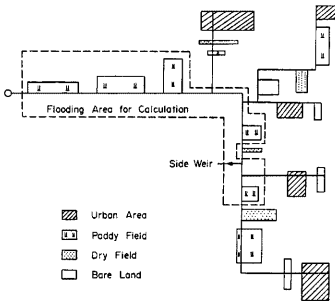


Fig. 13. Model of the Chudan zone in 1978.

5.2 解析対象降雨と出水

ここで検討の対象とする昭和53年6月豪雨は、梅雨前線によるもので、22~25日の3日間断続し、その総雨量は、巨椋排水機場で164.5 mm、伊勢田で182.0 mm、宇治土木工管所で175.5 mm、城陽消防署で177.0 mm、城陽ゴルフ場で175.0 mmであった。これは、巨椋排水機場の雨量でみると、連続雨量、日雨量ともに2年確率に相当する。

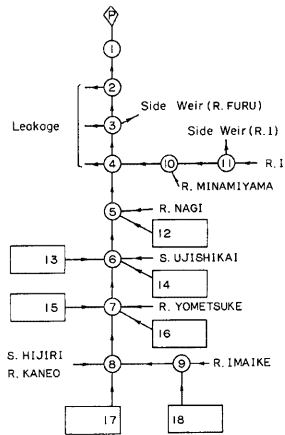


Fig. 12. Schematic diagram of inundated watershed of the Joudan zone.

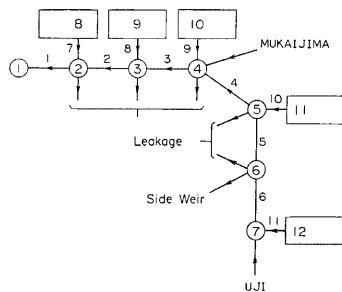


Fig. 14. Schematic diagram of inundated watershed of the Chudan zone.

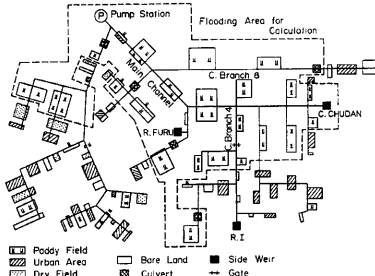


Fig. 15. Model of the Gedan zone in 1978.

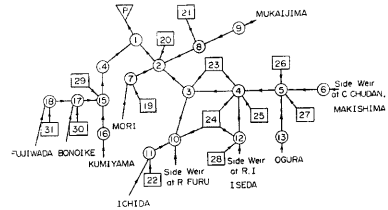


Fig. 16. Schematic diagram of inundation watershed of the Gedan zone.

Fig. 17 に巨椋排水機場における上段（古川）、中段（承水路）、下段（幹線排水路）の下流端水位及び宇治川の水位を示す。下段の最高水位は O. P. +9.91 m（最低田面標高 O. P. +9.90 m）で、若干氾濫湛水している。

5.3 流出解析の結果とその考察

(1) 上段地区

水収支の検討の結果、雨量としては山地域には城陽ゴルフ場の観測値を、また名木川を境にして古川の上流部平地には城陽消防署、下流部平地には伊勢田の観測値を用いることにした。前述の手順に従って計算を進め、古川下流端の実測水位を与えて求めた下流端流量を Fig. 18 に黒丸で示す。同図に実線で示した古川下流端流量は、古川下流端と井川合流点の実測水位を境界条件として不定流計算を行い、古川余水吐地点の水位の再現性が最もよい場合の解を実測流量としたものである。この値は実測水位に基づく計算値であるが、かなり信頼できるので実測値とみなして差支えない。同図では、23日15時までが自然排水で、その後久御山排水機場のポンプが間欠運転しているため、流量の変動が激しい。これに対し、流出計算によって得られた結果は、ポンプ運転期間中に若干よくない所もあるが、実用的には十分な再現性を示しているといえる。また同図には、井川余水吐から下段地区への越流量も示してある。

これらのことから上段地区で用いた流域モデル及び数値モデル諸定数は、ほぼ妥当といえる。

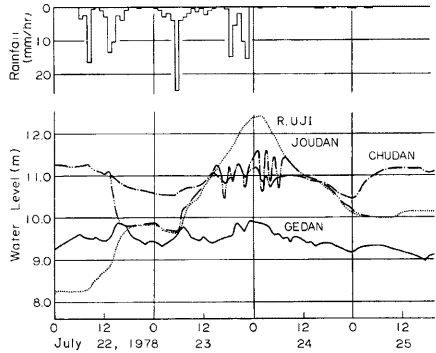


Fig. 17. Observed stage hydrographs at Ogura Pump Station in June, 1978.

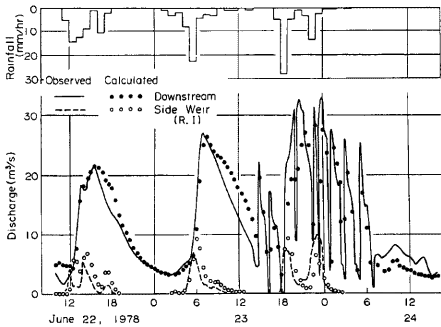


Fig. 18. Observed and calculated discharge hydrographs at two points in the Joudan zone.

(2) 中段地区

中段地区の雨量には、上流域の市街地に宇治土木工営所の観測値を、中・下流域には巨椋排水機場のそれを与え、前項と同様の手順で計算を進め、Fig. 19の結果を得た。同図の下流端の実測流量は、巨椋排水機場の上段及び中段の観測水位を用い、不等流計算で算出したものであるが、23日14時から24日15時までゲート操作が行われ、その間の資料があいまいであるのでこの間は欠測とした。同図には、中段余水吐から下段地区への越流量も示してある。計算結果は、全般的に現象を再現しているともてよい。

(3) 下段地区

下段地区の雨量には、水収支の検討結果から、幹線排水路より南の地区及び場外地区の非氾濫域には伊勢田の観測雨量を、その他には巨椋排水機場のそれを用いることにした。流出計算を行って得た幹線排水路下流端の流量を Fig. 19 に併示してある。同図の実線が、巨椋排水機場のポンプ排水量で、黒丸が計算値である。計算結果は、かなりの再現性を示し、ここで用いた流域モデルや数理モデル諸定数は、妥当であるといえる。

6. 将来の都市化による内水の変化予測

前項において、採用した流域モデル構成や数理モデル定数の妥当性が検証できたので、ここでは都市計画予想される将来の土地利用形態を考慮して流域モデルを作成したのち、過去の実績降雨を想定して流出計算を行い、将来の都市化による流出量、内水氾濫状態の変化を検討する。

6.1 流域の都市化と流域モデル

(1) 将来の都市化地域の地区舗装率

当研究室では過去3年間、巨椋地域の市街地十数カ所を対象に、宅地建ぺい率と地区舗装率の関係について詳細な調査を行ってきたが、その結果によると、地区舗装率 R (%) と、宅地建ぺい率 R_h (%) の間にほぼ次式が成立する。

$$R \approx 0.78R_h + 26.24 \dots\dots\dots (7)$$

都市計画では地区別に建ぺい率の制限値が決められているので、道路がすべて舗装されるとすれば、上式から地区ごとの舗装率が得られる。

(2) 流域の都市化と流域モデル

都市計画図から将来の都市化域を想定すると、Fig. 2 や Table 3 の数値が得られる。

(i) 上段地区 古川沿いの下段水田の一部が都市化されると上段地区に入る。Table 3 からみられるように水田、雑種地、畑地などが都市化され、将来の都市域は1.4倍に増加する。また舗装率も現状では40~60%に集中しているが、将来ではほぼ70%になるものと想定される。そこで将来の流域モデルを作成すると Fig. 20 のようになる。同図を Fig. 11 と比較すれば、地区ごとの変化が理解できよう。貯留型流出モデルに適用するブロック線図を描くと Fig. 21 となる。同図で市街地タンクを設定したのは、将来の流出量の増加による越水氾濫の可能性を考慮したためである。ただここでは古川は現状のまま、将来とも改修されないとする。

(ii) 中段地区 将来、畑地、雑種地を中心に都市化が進み、都市域は、現状の1.7倍に増加し、地区舗装率も70%となる。Fig. 22 が将来の流域モデルで、Fig. 23 が貯留型流出モデルのブロック線図である。

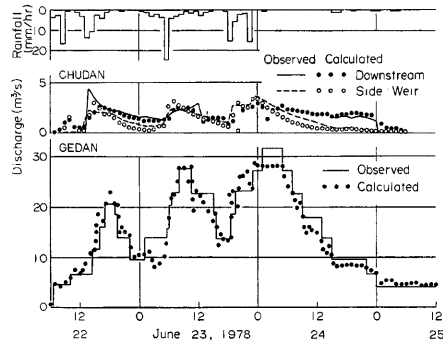


Fig. 19. Observed and calculated discharge hydrographs at the outlet in the Chudan zone and Gedan zone.

(iii) 下段地区 巨椋干拓田は将来とも残されるが、その周辺地区の小倉、伊勢田及び久御山が都市化され、都市域は 6 km^2 と現状の 1.7 倍に増加し、舗装率 70% である。Fig. 24 が将来の流域モデルであるが、氾濫域のブロック線図は Fig. 16 と同形である。

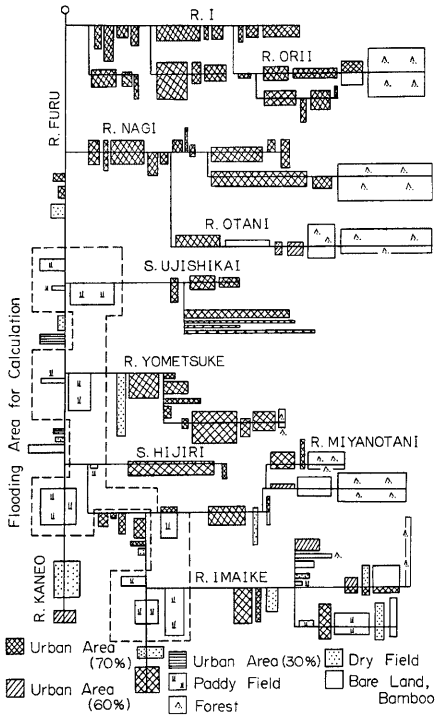


Fig. 20. Model of the Joudan zone in future.

6.2 実績降雨と排水ポンプの稼働条件

(1) 実績降雨

解析対象として、前報¹⁾で検討した昭和47年7月豪雨と昭和34年8月豪雨を採用する。昭和47年7月豪雨は、総雨量が巨椋排水機場で 403.5 mm

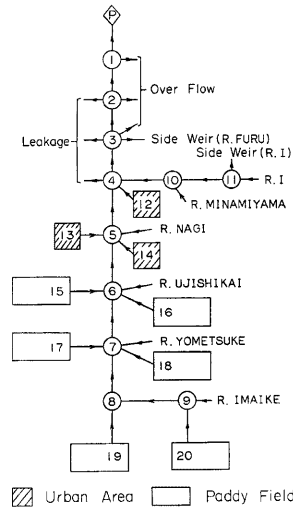


Fig. 21. Schematic diagram of inundated watershed of the Joudan zone in future.

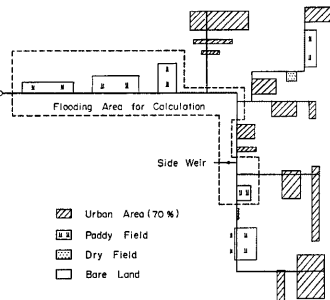


Fig. 22. Model of the Chudan zone in future.

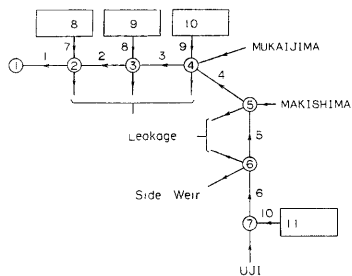


Fig. 23. Schematic diagram of inundated watershed of the Chudan zone in future.

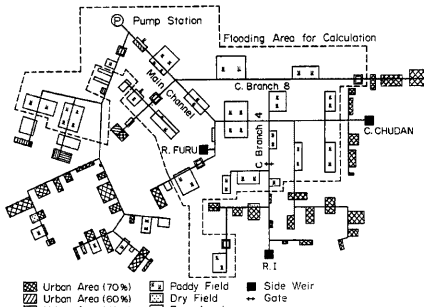


Fig. 24. Model of the Gedan zone in future.

Table 4. The pump operation criteria in the Ogura basin.

Zone	Water Level (O.P., m)		Number of Working Pump
	Working	Stopping	
Joudan	11.40~	~10.20	1
	11.30~11.40	~10.80	1
Chudan	11.40~	~10.80	2
	9.50~9.70	~9.30	1
Gedan	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	7

であり、連続雨量で30年確率、日雨量で10年確率に相当している。一方昭和34年8月豪雨では、総雨量が巨椋排水機場で282.7mm、天ヶ瀬で337mm、京都气象台で334.0mmである。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、100~200年確率と評価されている。ここでは天ヶ瀬の観測雨量を用いる。

4.4の検討結果を尊重すると、上述の降雨でも30分雨量を用いるべきであるが、とくに昭和34年時点での30分雨量の収集は非現実的である。そこでまず昭和53年6月降雨を対象として30分雨量と60分雨量を用いた場合について、上段地区の貯留型流出モデルの各河道タンクに流入するハイドログラフの再現性の比較を

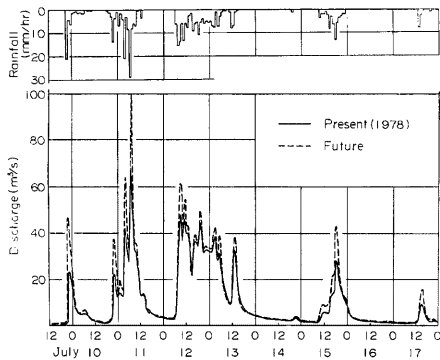


Fig. 25. Comparison of discharge hydrographs at the outlet of the Joudan zone for the present and future urban states. The hydrographs are calculated under the assumption of non-inundation for rainfall in July, 1972.

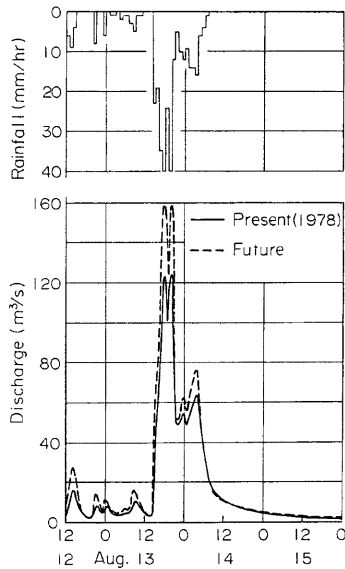


Fig. 26. Comparison of discharge hydrographs at the outlet of the Joudan zone for the present and future urban states. The hydrographs are calculated under the assumption of non-inundation for rainfall in August, 1959.

行った結果、大差のないことが確かめられたので、60分雨量を用いることにした。

(2) 排水ポンプの稼動条件

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 4のような操作ルールを設定した。なお古川の下流端では久御山排水機のポンプだけが稼動するものとする。

6.3 内水の将来変化予測

上述のようにして、将来の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。

(1) 上段地区

昭和47年7月豪雨の場合の総流出量は、現状の743万 m^3 に対し、将来では914万 m^3 と23%増加する。また昭和34年8月豪雨の場合にはそれぞれ581万 m^3 、700万 m^3 となる。いま古川で氾濫湛水が起らないと仮定した場合の流量ハイドログラフを比較すると、Figs. 25, 26 のようになるが、ピーク流量は、それぞれ1.4倍、1.3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Figs. 27, 28 のようになる。これらの図は、将来の

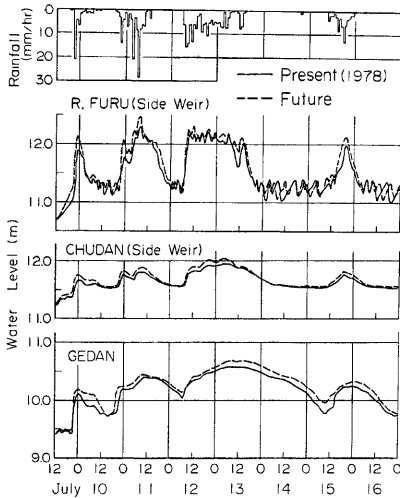


Fig. 27. Comparison of stage hydrographs at several points for the present and future urban states and rainfall in July, 1972. The calculations for both states have been carried out under the present pump activity.

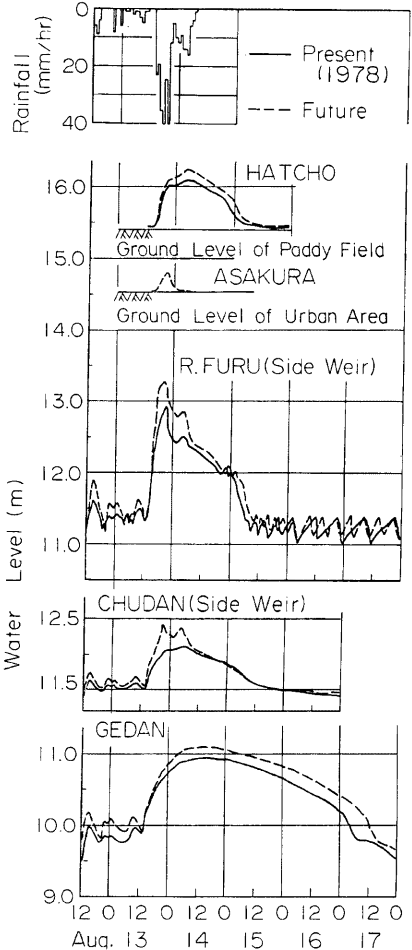


Fig. 28. Comparison of stage hydrographs at several points for the present and future urban states and rainfall in August, 1959. The calculations for both states have been carried out under the present pump activity.

水位が、現状のそれらに比べてピーク水位でそれぞれ 16 cm, 35 cm 増加していることを示し、かなりの影響があるとみられる。古川と名木川の合流点付近にある巨椋(あきくら)の水田域は、将来約 1 m の盛土が行われて市街化されるものとする、47 年豪雨では湛水しないが、Fig. 28 に示すように 34 年豪雨では 27 cm の湛水被害を受けることになる。また上流の嫁付川合流点八丁(はっちょう)の水田は、将来とも水田として残ると考えると、47 年豪雨では湛水深が 6 cm 増加して 37 cm 程度であるが、Fig. 28 に示すように 34 年豪雨では 14 cm 増加して 80 cm と大きく湛水することになる。とくに 34 年豪雨の場合、将来では古川下流端で堤防溢水が若干ながら起きている。

久御山排水機場のポンプの稼働時間は、47 年豪雨では 70 時間と 20% 増加、34 年豪雨では 49 時間と 17% 増加している。なお古川が未改修のため、ポンプは間欠運転をしていることが Figs. 27, 28 からわかる。

古川、井川の余水吐越流量及び堤防浸透量など下段地区に流入した量は、47 年豪雨で 155 万 m^3 と 1.4 倍に、34 年豪雨で 182 万 m^3 と 1.5 倍に増加している。

(2) 中段地区

中段地区の将来の総流出量は、47 年豪雨では 357 万 m^3 と 13% 増加、34 年豪雨では 278 万 m^3 と 14% 増加している。中段余水吐地点の水位は、Figs. 27, 28 のようになり、将来のピーク水位は 47 年豪雨で 8 cm, 34 年豪雨で 30 cm 増加している。中段余水吐越流量、用水取水口漏水、堤防浸透量及び中段掛樋から下段地区への流入量は、47 年豪雨で 217 万 m^3 と 18% 増加、34 年豪雨で 207 万 m^3 と 15% 増加している。

(3) 下段地区

下段地区では、巨椋干拓田周辺が都市化されるので、下段固有の流出量も増加するが、さらに上段、中段地区の都市化に伴い、古川、井川、中段承水路の余水吐などからの流入量も上述のように大幅に増加している。これらのことから下段地区の総流出量は、47 年豪雨で 1234 万 m^3 と 10% 増加し、34 年豪雨では 1053 万 m^3 と 13% 増加することになる。また巨椋干拓田の最低位部 (Fig. 15 の幹線排水路と主排 4 号水路の合流点付近) のピーク水位は、Figs. 27, 28 に示すように 47 年豪雨で約 10 cm, 34 年豪雨で約 14 cm 高くなっている。これは水深の上では大差がないように見えるが、現状の最高水位以上の状態がそれぞれ 1 日、1.5 日長く続くことになる。当然のことながらポンプの稼働時間もそれぞれ 10%、13% 増加することになる。

7. あとがき

本報では、巨椋低平地主体流域を対象として、将来の都市化が内水に及ぼす影響を検討した結果について述べた。その結果、将来の都市化によって氾濫水位の上昇、氾濫域及び湛水時間の増加にとどまらず、34 年豪雨のような大豪雨がある場合には、古川沿岸の将来の市街地も湛水する可能性があり、新たな治水対策が必要であることがわかった。

本研究に際し、巨椋土地改良区、建設省淀川工事事務所の協力を頂いたこと、宇治土木工務所、山城浄水道、城陽消防署、城陽ゴルフ場及び天ヶ瀬ダム管理支所から雨量資料の提供を受けたこと、さらに巨椋地域の水路網調査や観測機器の整備や資料整備について本研究室岡太郎助教授、永井明博助手、角田吉弘技官、永田敏治技官及び学生諸子の絶大な協力を受けたことを付記し、深謝の意を表する。本研究は昭和 53、54 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 M-160 AD を使用したことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 角屋 睦・早瀬吉雄：巨椋低平流域の都市化と内水、京都大学防災研究所年報、第 22 号 B, 1979, pp. 237-256.
- 2) 末石富太郎：特性曲線法による出水解析について、土木学会論文集、第 29 号, 1955, pp. 74-87.

- 3) 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.
- 4) 渡辺政広・豊国永次：都市流出に関する 2, 3 の考察，第32回土木学会講演集，2, 1978, pp. 197-198.
- 5) 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.
- 6) 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.