

巨椋低平流域の都市化と内水 (11)

——内水排除施設計画の最適化——

角屋 睦・近森 秀高

URBANIZATION EFFECTS ON FLOOD RUNOFF AND INUNDATION CHARACTERISTICS IN OGURA BASIN (11)

——OPTIMAL DESIGN OF DRAINAGE SYSTEMS IN OGURA BASIN——

By *Mutsumi KADOYA* and *Hidetaka CHIKAMORI*

Synopsis

The Ogura low-lying basin located in the south of Kyoto has been urbanized rapidly in recent years. To cope with changes of flood runoff due to urbanization, the improvement of the River Furu was begun in 1971, and the Kumiya Pump station with a pump of 30 m³/s was constructed at the downstream end of the River Furu in 1973. Moreover, a pump of 30 m³/s was added to this pump station in 1987, and the Joyo Pump station with two pumps of 5 m³/s was constructed at Haccho located in the upstream of the River Furu in 1990.

In addition to these counter-measures, several measures have been proposed in our previous papers. The latest paper showed an optimum plan of drainage systems along the River Furu from the viewpoint of minimum cost of construction.

This paper deals continually with an optimum plan of drainage systems in the whole of the Ogura basin which consists of three sub-basins such as the Jodan, the Chudan, and the Gedan Zones from the viewpoint of minimizing a total amount of annual interests, depreciation, and maintenance of drainage equipment. In particular, two counter-measures against the increase of flood runoff due to urbanization in the Nakauchi and Ouchi sub-basins situated in the western part of the Gedan Zone are examined. The one of them is the improvement of existing drainage systems in these sub-basins connected with the Gedan Main Channel through two culverts, and the other is the separation of the drainage systems from the Gedan Main Channel after closing these culverts and constructing the new drainage pump station at the downstream end of the River Ouchi.

As the result, it has been clarified that there is little difference in total amount of annual cost of these measures, and that the separating plan has an advantage of reduction of annual flood damage of paddy field in the Gedan Zone.

1. ま え が き

今日、大都市に限らず中小都市周辺部でも急速に進行している都市化現象は、流域の雨水流出形態を変化させ、特に本来排水条件の良くない低平地域では水害危険度を著しく増大させている。このような状況に対処するためにはいろいろな施策を講じる必要があるが、近年の低平地への人口・資産の集中、それに

伴う地価の高騰などのため、内水排除施設の建設・改修に必要な用地買収も困難であり、治水計画策定の大きな障害になっている。

われわれは、このような都市化に対処するための内水対策の方法論を展開することを目的として、京都南部巨椋低平流域を事例対象流域に選り、流域の都市化による出水特性の変化を検討し、いくつかの洪水対策試案を提示してきた。特に前報^{9), 10)}では、巨椋流域の主要排水河川である古川流域を対象として、洪水対策の経済的側面に着目して内水排除施設の規模配置問題を考察してきた。本報ではその続報として、古川流域を含む巨椋流域全体の内水排除施設の規模配置について攻究し、近年都市化が特に懸念されている、古川西方部の中内・大内サイフォン流域の排水の取扱いについて検討を行った結果を述べる。

2. 研究対象流域

2.1 流域概要

巨椋流域は、京都南部の宇治川・木津川合流点の直上流に位置する低平地主体の流域 (51.6 km²) で、上段 (26.6 km²)・中段 (6.3 km²)・下段 (18.7 km²) と呼ばれる3つの排水区分けられている (Fig. 1)。

上流域に位置する上段地区は、丘陵林地、市街地、畑地、水田などからなり、その雨水は古川を経て下流に流れ、宇治川水位の低い時には自然排水、高い時は下流端久御山排水機場と巨椋排水機場のポンプで宇治川へ機械排水される。また、古川が下段幹線排水路に近接する観世地点および支流井川下流には洪水吐が設けられており、計画以上の流水は下段幹線排水路に越流するようになっている。流域の都市化に対応するため、昭和47年度より古川の暫定改修が開始され、現在名木川合流点まで進められている。さらに、昭和48年8月には古川下流端に久御山排水機場が新設され、第1期計画として30 m³/sのポンプが設置された。その後、昭和61年7月豪雨による大規模な内水災害を機に、河川激甚災害対策特別緊急事業が実施されることになり、昭和62年9月に久御山排水機場に30 m³/sのポンプが増設され、さらに、

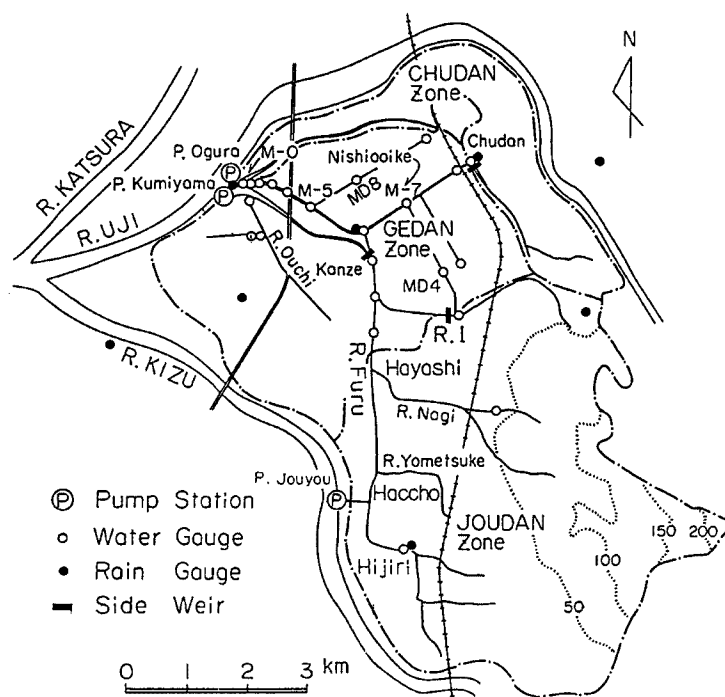


Fig. 1. Physiographical map of the Ogura basin.

平成2年8月には古川上流部八丁地点に10 m³/sの排水能力を持つ城陽排水機場が設置された。この排水機場では、将来、古川本川の改修状況に合わせてさらに5 m³/sのポンプが増設される予定である。

中段地区は宇治川沿いに開けた干拓前からの既耕地が中心で、近年かなり都市化が進んでいる。雨水は承水路によって巨椋排水機場に導かれ、宇治川の水位が低い時は、幹線排水路をまたぐ掛樋を経て古川に流下し、自然排水される。また、宇治川水位が高い時は、中段排水機場によって排水されるのが原則とされてきたが、現在は下段の水と一緒に排水されることが多いようである。中段承水路が下段幹線排水路と交差する地点に洪水吐が設けられている。

下段地区は、往古巨椋池と呼ばれた干拓田（10.3 km²）と、古川西方部に位置し近年特に工場等の進出の目だつ大内川流域（8.4 km²）より構成されている。下段の雨水は幹線排水路および下流端でこれに合流する大内川によって巨椋排水機場に導かれる。これらの水は、往時はすべて機械排水によらざるを得なかったが、古川下流部の改修と、幹線排水路と古川下流部の間の1号水門の新設（形の上では改修）に伴い、昭和53年以降は宇治川水位が低いときには1号水門から古川を経て自然排水されることになり、宇治川水位が高くなると巨椋排水機場から機械排水される。また、出水時には、1号水門の操作により、巨椋・久御山両排水機場の連携運転も可能となっている。

2.2 都市化の進展

巨椋流域は、京都・奈良・大阪を結ぶ幹線道路沿いに位置しているため、昭和40年頃から都市化の進展が目だち始め、昭和30年頃までは全体の3%程度に過ぎなかった都市域面積は、昭和60年にはすでに46%に達し、都市計画上の市街化区域のほとんどすべて（56%）が都市化した状態に近くなってきている。この区域には、昭和63年度に開通した京滋バイパスの他、将来幹線道路の新設計画がいくつかあり、それに伴う都市化域の急激な拡大が懸念されている。

3. 内水排除施設の規模配置問題とそのDP手法による定式化

3.1 内水排除施設の規模配置問題

内水排除施設の規模配置計画は、豪雨の発生頻度、各種排水施設の建設費、維持管理費、減価償却費、洪水による被害額などを総合的に考慮して策定するべきであるが、本研究では、施設の年利子、年償却費、年維持管理費を積算した年経費を考え、「計画降雨による流出量の排除施設の建設・維持管理にかかる年経費を最小にする」ような内水排除施設の規模配置を最適解と考えることにする。なお、前報^{9), 10)}同様に総建設費最小の場合についても解を求め、比較することにする。

施設の年利子、年償却費、年維持管理費は次のようにして算出する¹¹⁾。

① 年利子・年償却費

$$\text{年利子} + \text{年償却費} = I \times \left(i + \frac{1}{(1+i)^n - 1} \right) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 I ：排水施設建設にかかる事業費、 i ：利子率、 n ：施設の耐用年数。

② 年維持管理費

事業費（ I ）の0.5%として算出する。

また、ここでは計画降雨による出水時には被害は発生しないものとする。ただし、計画降雨に対して決められた規模配置の内水排除施設に、計画規模を超える洪水（超過洪水）を与えて下段農地における被害額を算定し、この結果から年平均被害額を求めることにした。

一出水期間中の全排水量を決定変数とすると、内水排除施設の最適規模配置問題は次のように定式化さ

施設⑩：城陽排水機場

また、改修の対象となる河道（Fig. 2 参照）は次のようになる。

C 1～C 9：古川下流端から八丁地点までの全長 6.5 km の区間

C 10～C 16, C 24, C 25：下段幹線排水路下流端から中段洪水吐までの区間

C 17～C 22：中段承水路下流端から中段洪水吐までの区間

C 23：中段下流洪水吐（施設④）から下段幹線排水路までの小水路

C 26, C 27：観世洪水吐から下段幹線排水路までの小水路

このうち C 23 は未設とする。

排水の対象となる支川からの流入量は次のようになる。

q₁：中内サイフォン流域からの全流量

q₂：大内サイフォン流域および主排 8 号（MD 8）からの全流量

q₃：観世サイフォン流域からの全流量

q₄：中段承水路中流部の目川地区からの全流量

q₅：主排 4 号（MD 4）および下段幹線排水路中流部の水田からの全流量

q₆：下段幹線排水路上流部の水田からの全流量

q₇：井川および南山川からの全流量

q₈：中段承水路上流部の中河原地区および宇治市街からの全流量

q₉：名木川からの全流量

q₁₀：宇治市界水路からの全流量

q₁₁：嫁付川からの全流量

q₁₂：今池川および樋尻・金尾川からの全流量

q₁₃：中段承水路中下流部沿いの水田からの全流量

q₁₄, q₁₅：下段幹線排水路下流部の水田からの全流量

したがって、排水すべき総流量は q₁～q₁₅ の総和となる。

3.2 DP手法による定式化

動的計画法（Dynamic Programming, DP）は多段階決定問題の解法として、1950 年代に Bellman によって創始された数理計画手法の一分野であり、複数の段階を持つ問題を、各段階ごとの副問題に分解して順次最適化し、問題全体の最適解を求めていく方法である。

Fig. 2 のような複数の排水系統からなる内水排除施設の最適規模配置問題は、次のように考えることができる。

（3）式において、

$$\mathbf{S}_n = \begin{pmatrix} S_{n,1} \\ S_{n,2} \\ \vdots \\ S_{n,I_n} \end{pmatrix}, \quad \mathbf{Q}_n = \begin{pmatrix} Q_{n,1} \\ Q_{n,2} \\ \vdots \\ Q_{n,I_n} \end{pmatrix}, \quad \mathbf{A}_n = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & \cdots & a_{1,I_{n+1}} \\ a_{21} & a_{22} & \cdots & a_{2,I_{n+1}} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{I_n,1} & a_{I_n,2} & \cdots & a_{I_n,I_{n+1}} \end{pmatrix}, \quad \mathbf{q}_n = \begin{pmatrix} q^{(n,1)} \\ q^{(n,2)} \\ \vdots \\ q^{(n,I_n)} \end{pmatrix}$$

とおくと、

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{S}_N &= \mathbf{q}_N - \mathbf{Q}_N \\ \mathbf{S}_n &= \mathbf{S}_{n+1} - \mathbf{Q}_n + \mathbf{q}_n + \mathbf{A}_n \mathbf{Q}_{n+1} \end{aligned} \right\} \cdots \cdots \cdots (4)$$

となる。

副段階（n, i）でかかる費用を C_{n,i} とすると、

$$C_{n,i}(S_{n,i}, Q_{n,i}) = C_s^{(n,i)}(Q_{n,i}) + \sum_j C_{cj}^{(n,i)}(S_{n+1,i}^{(j)}) \quad \dots\dots\dots (5)$$

とおける。段階 n 全体でかかる費用は、

$$C_n = \sum_{i=1}^{I_n} C_{n,i}(S_{n,i}, Q_{n,i}) \quad \dots\dots\dots (6)$$

となり、 S_n, Q_n の関数として表されることになる。したがって、(2)式は、

$$C = \sum_{n=1}^N C_n(S_n, Q_n) \rightarrow \min \quad \dots\dots\dots (7)$$

と表される。

DP手法を用いて (7)式の問題を定式化する際、上流から下流に向かって排水施設の規模を決定していく前進型と、逆に下流側から決定していく後進型とが考えられる。前進型で定式化を行った場合、以下のような関数漸化式が得られる。

段階 N :

$$f_N(S_N) = C_N(S_N, Q_N) \quad \dots\dots\dots (8)$$

ただし、 $S_N = q_N - Q_N$

段階 n ($1 < n < N$):

$$f_n(S_n) = \min_{Q_n} \{C_n(S_n, Q_n) + f_{n+1}(S_{n+1})\} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ただし、 $S_n = S_{n+1} - Q_n + q_n + A_n Q_{n+1}$

段階 1:

$$f_1(S_1) = \min_{Q_1} \{C_1(S_1, Q_1) + f_2(S_2)\} \quad \dots\dots\dots (10)$$

ただし、 $S_1 = S_2 - Q_1 + q_1 + A_1 Q_2$

この (8), (9), (10) の3式を巨椋流域に適用する。この時、(5)式中の排水施設の建設費 C_s は次のようにして求める。 Q : 洪水期間中に排水施設へ流入する全流入量, $q_p(Q)$: ピーク流量, $C_s(Q)$: 排水量 Q を排除するための排水施設の建設費とした場合、

① 排水機場

$$C_s(Q) = C_p(X), \quad X = [q_p(Q)/5] \times 5 \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 $C_p(X)$: ポンプ容量を X としたときのこの排水機場の建設費 (排水機場が既設の場合はポンプ容量を X とするためのポンプ増設費)。なお、(11)式中の $[]$ は Gauss の記号であり、 $[a]$ は a を超えない最大整数を表す。すなわち、ポンプ容量はピーク流量を超えない $5 \text{ m}^3/\text{s}$ の倍数の最大値である。

② 遊水池

$$C_s(Q) = C_R(X), \quad X \geq Q \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 $C_R(X)$: 貯水量 X の遊水池の建設費。

③ 洪水吐

$$C_s(Q) = C_B(X), \quad X = Q \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 $C_B(X)$: 洪水期間中の全越流量が X となるような洪水吐の建設費 (既設の場合は、全越流量を X とするための堰幅拡張費用)。なお、洪水吐の堰幅の決定法は 3.4 で詳述する。

また、段階 1 では、宇治川の水位が高くなって自然排水ができない期間を対象としているので、 $S_1 = \{0 \ 0 \ 0\}^T$ とする。

排水施設に関する制約には、次の4条件を与える。

① 河川疎通能はピーク流量以上である。ただし、下段幹線排水路 (C 10 ~ C 16, C 24, C 25) の疎通能は、巨椋排水機場の下段用ポンプの全容量を超えないようにする。

② 排水機場のポンプ容量はピーク流量以下である。

③ 同一の排水系統 (古川主河道, 下段幹線排水路, 中段承水路) 内では、河道疎通能は下流側ほど大

きい。

④ 遊水池への全流入量は貯水容積以下である。

最適計算を行う際、状態変数である全流量の離散化幅は、前報と同様に 1 万 m^3 とした。

3.3 支川流域および低平水田地帯からの流出量と排水路内の流量

（1）計画降雨・有効降雨

計画降雨には、京都気象台のデータより求めた確率 24 時間雨量（100 年確率：288.8 mm，50 年確率：250.0 mm，30 年確率：225.0 mm，10 年確率：176.3 mm）を、Talbot 式を用いて 30 分単位に配列した後方 80% 主山型ハイトグラフを用いた。

有効降雨の算定には、浸透性の良い丘陵地には ϕ -index 法（ $\phi = 20 \text{ mm/h}$ ）を用い、裸地、山林などその他の地目については、これまでの研究⁸⁾で用いられている雨水保留量曲線を用いた。都市域の有効雨量は、舗装面については保留量 0，裸地面については前出の保留量曲線を用い、それぞれの舗装面の比率によって算定した。

（2）支川流域および低平水田地帯からの流出量

支川流域からの流出計算には、キネマティック流出モデルを用いた。また、DP 計算を簡便化するため巨椋流域内の低平水田地帯からの流出もキネマティック流出として扱うことにした。

斜面の等価粗度には、都市斜面域で 0.007，裸地・雑種地・畑地で 0.25，丘陵山地で 0.8，水田で 2 を用いる。河道の粗度係数 n は、下段幹線排水路では、下流側で 0.025 ～ 0.035，農業用掛樋等の横断により潜り流出状態になるところで 0.040，上流側の排水路では 0.030 ～ 0.050，上段古川ではライニング，草生の状況に応じて 0.025 ～ 0.035 を用いる。また，計算単位時間は 10 分とする。

（3）ハイドログラフの取扱

改修の対象となる古川や他の幹線河道の流量ハイドログラフは，前報と同様に，各支川ごとに計算された 10 分単位のハイドログラフをそのまま重ね合わせて用いることにする。

3.4 洪水吐堰幅の決定法

洪水吐からの越流は横越流として取扱う。越流量は Forchheimer の式から求めるが，この時，堰区間内の水面形は，計算を簡便化するためすべて 1 次式で近似することにした¹²⁾。洪水期間中の全越流量は 10 分間隔で求められた越流量を積算して求めた。

洪水吐の改修は，堰頂標高を現状のままにして堰幅を拡張するものとする。この場合，(13)式において洪水吐の堰幅は決定変数である洪水期間中の全越流量（ Q ）に見合う長さにする必要があるが，これは Regular-Falsi 法を用いて以下のような手順で求めた。

① 堰幅が現状通り（ $B^{(0)}$ ）の場合と現状 + 100 m（ $B^{(0)} + 100 \equiv B^{(1)}$ ）の場合について洪水期間中の全越流量を求め，それぞれ $Q^{(0)}$ ， $Q^{(1)}$ とする。

② (14)式を用いて， $B^{(0)}$ ， $B^{(1)}$ から全越流量 Q に対する堰幅を求め，これを $B^{(2)}$ とする。

$$B^{(2)} = B^{(0)} + (B^{(1)} - B^{(0)}) \times \frac{Q - Q^{(0)}}{Q^{(1)} - Q^{(0)}} \dots\dots\dots (14)$$

③ 堰幅が $B^{(2)}$ のときの全越流量を求め， $Q^{(2)}$ とする。

④ Q と $Q^{(2)}$ の差が，あらかじめ定めたしきい値未満であれば $B^{(2)}$ をこの洪水吐の堰幅とする。しきい値以上の場合は $B^{(0)} = B^{(1)}$ ， $B^{(1)} = B^{(2)}$ ， $Q^{(0)} = Q^{(1)}$ ， $Q^{(1)} = Q^{(2)}$ とし，手順②へ戻る。

3.5 排水施設の建設費

(1) 河道改修費

河道改修は、前報と同様、河床標高を固定して川幅を拡げる方法を採用する。この際、河道断面は古川改修計画で最終的に予定されている台形単断面とし、河床勾配、法面勾配は、古川については古川河川改修計画一般図、中段承水路、下段流域の排水路についてはこれまでの測量結果を参考にして定めた。また、粗度係数は現在の河道の状況に応じて0.025～0.060の値を与え、改修の前後で変わらないものとする。河道改修費は、用地買収費、河道の断面整形による改修工事費、護岸費および橋梁の掛替費用を積算して与えることにする。

(2) 排水機場建設費

排水機場の初期状態として、久御山排水機場には現在の規模である60 m³/s、巨椋排水機場には上段用ポンプに6.7 m³/s、下段用ポンプに36.8 m³/s、中段用ポンプに4.1 m³/s、城陽排水機場には将来の規模である15 m³/sを与え、井川、宇治市界の両排水機場は未設であるとする。

排水機場の排水量は、ポンプ容量と稼働時間によって決まるが、ここでは、上流からの流量に応じてポンプを容量5 m³/s単位で順次稼働させるものとして、排水量を算定する。

排水機場の建設費は、機場建物の建築費、機場下部の土木工事費、ポンプ費用、機場敷地の用地取得費、接続水路および前池の用地取得費と土木工事費（久御山・巨椋機場を除く）より積算する。ここでは、既設の久御山排水機場と城陽排水機場の資料を参考にして、以下のように算出することにした。

- ① 用地取得費は、総ポンプ容量に見合う機場敷地、接続水路、前池の容積を定め、土地利用状況に応じた地価に基づいて算出する。
- ② 機場建物の建築費と機場下部の土木工事費も総ポンプ容量に応じて算出する。
- ③ 総ポンプ容量に応じて、5, 10, 30 m³/sの3種類のポンプの組合せを定め、各ポンプの単価から総ポンプ費用を積算する。ここでは、原則として容量の大きいポンプを優先して採用するものとする。
- ④ 接続水路および前池の土木工事費は、それらの規模に応じた掘削費および護岸費より積算する。なお、接続水路が道路と交差する場合は、橋梁費が必要となる。

なお、排水機場の建設に際しては、そのポンプ容量に見合った規模の接続水路および機場前池を設ける必要がある。ここでは、井川、宇治市界、城陽の各排水機場接続水路（それぞれ古川から2.0, 0.6, 0.2 km）について、出水時のポンプ排水を想定した不等流計算を行い、各排水機場ごとにポンプ容量とその排水量を最大とするのに必要な接続水路幅との関係をあらかじめ概算した。また機場の前池としては、洪水初期の流量増加時、ポンプが間欠運転を起こさない容量を与えた¹³⁾。なお、久御山・巨椋両排水機場については古川主河道・下段幹線排水路・中段承水路が接続水路と前池の役割を果たしているものと考え、その河道貯留量以上の前池容量は考えないことにした。

古川から分流して木津川へ排水を行う場合、排水機場へ流入する流量と分流点より下流に流下する流量は次のようにして計算する。

- ① 分流点に流入する全流量と機場での全排水量との比 R を求める。
- ② 上流からのハイドログラフにこの R を掛けたものを、排水機場へ流入するハイドログラフとする。
- ③ 排水機場では10分単位で流入出計算を行う。前池の貯留量がその最大貯留量を超えた場合、超過分は古川へ戻り、主河道を流下するものとする。すなわち、分流点より下流へは、上流からのハイドログラフに $(1-R)$ を掛けたものに排水機場から古川へ戻った分を加えた流量が流下することになる。

(3) 遊水池建設費

遊水池建設の候補地は、名木川合流点と宇治市界水路合流点との間の古川中流部左岸に広がる水田地帯(47.7 ha)である。遊水池に貯留した水は、出水後に自然排水させることを前提に、掘削深は3.5 mとする。

遊水池建設に伴う古川のハイドログラフの変形を評価するため、10分単位で流入出計算を行う。この際、遊水池の設置地点で流量があるしきい値を超えた場合にこの超過分が遊水池へ流入し、遊水池より下流の古川の流量は、このしきい値ないしそれ以下とする。

遊水池建設費は、用地買収費、浚渫費、護岸費を積算して求めるが、これらはすべて遊水池貯留量の関数として表される。

近年、都市域では、遊水池を公園、運動施設その他に多目的利用することが多いが、今回はこうした遊水池の持つ主目的外利得は考慮しなかった。

（４）洪水吐建設費

洪水吐の初期状態は現状通りとし、観世洪水吐（施設⑤）は堰幅 25 m、堰頂標高 O.P. 12.732 m、中段洪水吐（施設⑥）は堰幅 10.7 m、堰頂標高 O.P. 11.436 mとする。中段下流洪水吐（施設④）は未設とするが、建設する場合、堰頂標高は O.P. 11.4 mとする。拡幅費用は昭和 59 年に行われた観世洪水吐の改修費用を参考にし、堰幅 1 mあたり 80 万円として算定した。

4. 最適排水計画

4.1 排水計画の策定方針

巨椋流域の排水計画は、古川流域の治水対策とその他の内水対策とに分けて考えることにする。古川流域の治水計画は、「将来の土地利用状況において昭和 34 年 8 月豪雨（24 時間雨量で 100 年確率）を想定し、これによる出水を下段へ越流させることなく、久御山排水機場によって機械排水する」ことを目標としているようである。そこで、古川流域の治水計画は 100 年確率出水を対象とするが、それ以外の流域では、内水対策によく用いられる 10 年確率出水を対象とすることにした。

また、古川西方部の一部の地区（大内、中内および観世サイフォン流域）からの流出は、古川の下をくぐる暗渠によって下段幹線排水路に流入している。しかし、近年、これらの地域の都市化の進展は著しく、前報⁸⁾でも指摘したように、将来、現行の排水方法のままではこれらの流域の出水特性の変化に対応できなくなる恐れがある。そこで、ここではこの地域の中でも特に都市化の懸念される中内・大内サイフォン流域からの流出を、現行通り暗渠を通して下段幹線排水路へ流入させる統合排水案と、中内・大内両サイフォンを閉鎖し、大内川下流に大内排水機場を新設して排水する分離排水案の 2 案について、比較検討することにした。

4.2 巨椋流域全域における最適排水計画

前節で示した方針に基づいて計算した結果を、統合排水案、分離排水案についてそれぞれ Table 1 (a), (b) に示す。

統合排水案では、まず古川流域についてみると、久御山排水機場と巨椋排水機场上段用ポンプの増設が最適解となっており、城陽排水機場は将来の計画規模である 15 m³/s のままでよいという結果になっている。また、観世洪水吐からは越流は起こらないことになっており、古川流域からの出水は、下流端の巨椋排水機場に到達するまで中段・下段流域とは完全に切り離されることになる。その他の流域での対策としては、巨椋機場の中段用・下段用ポンプの増設、中段承水路の改修、中段洪水吐の拡幅が選ばれており、下段幹線排水路は若干の改修を必要とするものの、ほとんど現状のままでよいという結果が得られた。

分離排水案では、大内川流域における治水事業として、大内川下流にポンプ容量 20 m³/s の排水機場新設と、大内川下流から宇治川へ至る全長 250 m の導水路開削⁹⁾を考え、事業費・年経費を算定した。その結果、統合排水案とほぼ同じ結果が得られたが、統合排水案では巨椋機地下段用ポンプの 30 m³/s 増設が必要であるのに対し、分離排水案では現状のままでよいという結果になっている。

Table 1. Optimal plan of drainage systems in Ogura basin

(a) The case of the improvement of existing drainage equipment

Stage	Sub-Stage	Discharge Volume (10 ⁴ m ³)	Pump Capacity (m ³ /s)	Retarding Basin (10 ⁴ m ³)	Side Weir (m)	Channel		
						No.	Width (m)	Improvements (m)
1	1	559	171.68	—	—	C 1	40.7	0
	2	271	66.79	—	—	C10	55.0	0
						C11	55.0	0
	3	59	14.10	—	—	C17	15.6	0
2	1	—	—	—	—	C 2	40.7	0
	2	—	—	—	—	C12	55.0	0
						C13	26.2	0
						C14	25.6	2
						C15	30.9	6
	3	—	—	—	—	C18	15.6	0
3	1	—	—	—	—	C 3	40.7	0
	2	—	—	—	—	C16	33.0	1
	3	0			0.	C19	22.6	10
						C20	24.6	12
						C23	15.9	0
4	1	0	—	—	25.	C 4	40.7	0
						C26	24.6	0
						C27	5.1	0
	3	—	—	—	—	C21	24.1	12
						C22	12.1	0
5	1	0	0.	—	—	C 5	37.6	0
						C 6	20.5	12
	3	18	—	—	56.47	C24	20.5	0
						C25	14.0	7
6	1	0	—	0.	—	C 7	20.5	12
7	1	0	0.	—	—	C 8	18.5	10
						C 9	15.3	8
8	1	32	15.	—	—			

Annual Cost (10⁸ ¥): 20.0, Total Cost of Construction (10⁸ ¥): 354.0

また、総建設費を最小にする最適解についても検討したが、年経費最小の場合と全く同じ結果が得られた。これらのことは、水理学的検討によって得た前回の結果⁸⁾を支持したものと考えられる。

なお、今回の計算では、100年確率出水時に観世洪水吐からの越流は起こっていないが、前報⁸⁾の流出氾濫計算によれば越流が起こるはずである。この原因としては、今回は計算の便宜上、排水路内の流れをすべて等流として簡単に扱ったため、排水路末端部での貯留効果が考慮されず、古川の観世洪水吐付近での水位が低めに評価されたものと思われる。今回得られた結果では、古川下流端の排水機場でポンプを大幅に増設する案が最適解となっているが、観世洪水吐からの越流をある程度許容し、古川下流端でのポンプ増設規模をもう少し縮小する方が治水安全上望ましいと考えている。

Table 1. Optimal plan of drainage systems in Ogura basin

(b) The case of separation of the Nakauchi and Ouchi sub-basins from the Gedan basin

Stage	Sub-Stage	Discharge Volume (10 ⁴ m ³)	Pump Capacity (m ³ /s)	Retarding Basin (10 ⁴ m ³)	Side Weir (m)	Channel		
						No.	Width (m)	Improvements (m)
1	1	559	171.68	—	—	C 1	40.7	0
	2	167	36.79	—	—	C10	55.0	0
						C11	55.0	0
	3	59	14.10	—	—	C17	15.6	0
2	1	—	—	—	—	C 2	40.7	0
	2	—	—	—	—	C12	55.0	0
						C13	26.2	0
						C14	25.6	2
						C15	30.9	6
	3	—	—	—	—	C18	15.6	0
3	1	—	—	—	—	C 3	40.7	0
	2	—	—	—	—	C16	33.0	1
	3	0	—	—	0.	C19	22.6	10
						C20	24.6	12
						C23	15.9	0
4	1	0	—	—	25.	C 4	40.7	0
						C26	24.6	0
						C27	5.1	0
	3	—	—	—	—	C21	24.1	12
						C22	12.1	0
5	1	0	0.	—	—	C 5	37.6	0
						C 6	20.5	12
	3	18	—	—	56.47	C24	20.5	0
						C25	14.0	7
6	1	0	—	0.	—	C 7	20.5	12
7	1	0	0.	—	—	C 8	18.5	10
						C 9	15.3	8
8	1	32	15.	—	—			

Annual Cost (10⁸ ¥): 20.0, Total Cost of Construction (10⁸ ¥): 354.8

4.3 中内・大内サイフォン流域の排水計画と下段農地における年平均被害額

ここでは、統合排水案と分離排水案とについて、計画規模を超える出水（超過洪水）時に下段農地で発生する被害額から年平均被害額を算出し、比較検討した。

下段農地はすべて水田であると仮定し、湛水深が 30 cm を超えた場合に 70% の減収被害を受けるものとする¹⁴⁾。被害額は水稲 10 ha 当りの平年収量を 450 kg、その価格を 1 t 当り 32 万円として算定する。この 2 案に対して決定された排水施設の規模配置について、30 年、50 年、100 年確率出水時の被害額を求め、これらの値から年平均被害額を求めた結果を Table 2 (a), (b) に示す。この表をみると、下段農地における年平均被害額は分離排水案の方が統合排水案の 1/4 と明らかに小さくなっている。この結果は、従来

Table 2. Flood damage of paddy field in the Gedan Zone

(a) The case of the improvement of existing drainage equipment

Return period (years)	Flooding area (km ²)	Damage of paddy field (10 ⁶ ¥)
10	0	0
30	2.030	0.225
50	2.535	0.445
100	3.174	1.246

Annual mean damage: 204.0 (10⁴ ¥)

(b) The case of separation of the Nakauchi and Ouchi sub-basins from the Gedan basin

Return period (years)	Flooding area (km ²)	Damage of paddy field (10 ⁶ ¥)
10	0	0
30	1.399	0.027
50	1.918	0.189
100	2.480	0.411

Annual mean damage: 53.0 (10⁴ ¥)

通りの統合排水を行った場合、中内・大内サイフォン流域からの流出が下段農地の排水に大きな負担となっていることを示している。

5. む す び

本報告では、巨椋流域全体を対象として、排水施設の最適規模配置を検討した結果を述べた。特に、近年都市化の著しい中内・大内サイフォン流域からの排水の取扱については、従来通り下段幹線排水路へ流入させる統合排水案と、両サイフォンを閉鎖し大内川下流に排水機場を新設する分離排水案とについて検討した。その結果を総括すると以下のようである。

- (1) 2案とも、年経費、総建設費いずれを目的関数にしても得られる最適解は同じである。
- (2) 分離排水案で、大内川下流に 20 m³/s の容量を持つ排水機場を新設する場合、2案の間で年経費・総建設費にほとんど差はない。
- (3) 下段農地の年平均洪水被害額は、分離排水案では統合排水案の1/4程度になる。この結果から、中内・大内サイフォン流域からの流出は下段農地からの排水に大きな負担になっており、年平均被害額の点からみれば分離排水案の方が望ましいと思われる。

本報告に際し、京都府宇治土木事務所から資料の提供その他多くの援助を受け、また本研究所角田吉弘技官および学生諸子に、現地調査や資料整理など多大な協力を得たことを付記し、深謝の意を表する。なお、本報告は文部省科学研究費（平成元～3年度重点領域研究，平成3年度奨励研究）による成果の一部

であることを付記する。

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，京大防災研究所年報，第 22 号 B-2，1979，pp. 237 - 256.
- 2) 角屋 睦・早瀬吉雄・西村昌之：巨椋低平流域の都市化と内水（2）—現状と将来—，京大防災研究所年報，第 23 号 B-2，1980，pp. 263 - 277.
- 3) 角屋 睦・早瀬吉雄：巨椋低平流域の都市化と内水（3）—水害危険度の変化—，京大防災研究所年報，第 24 号 B-2，1981，pp. 197 - 208.
- 4) 角屋 睦・早瀬吉雄：巨椋低平流域の都市化と内水（4）—将来の洪水対策試案—，京大防災研究所年報，第 24 号 B-2，1981，pp. 209 - 221.
- 5) 角屋 睦・早瀬吉雄：巨椋低平流域の都市化と内水（5）—出水規模を考慮した洪水対策試験—，京大防災研究所年報，第 25 号 B-2，1982，pp. 269 - 285.
- 6) 角屋 睦・早瀬吉雄：巨椋低平流域の都市化と内水（6）—農地のゾーニングと洪水対策試験—，京大防災研究所年報，第 26 号 B-2，1983，pp. 231 - 243.
- 7) 角屋 睦・増本隆夫：巨椋低平流域の都市化と内水（7）—昭和 61 年 7 月豪雨による氾濫とその考察—，京大防災研究所年報，第 30 号 B-2，1987，pp. 215 - 228.
- 8) 角屋 睦・増本隆夫：巨椋低平流域の都市化と内水（8）—幹線道路群の集中とその波及効果—，京大防災研究所年報，第 31 号 B-2，1988，pp. 379 - 393.
- 9) 角屋 睦・田中丸治哉・熊谷幸樹：巨椋低平流域の都市化と内水（9）—内水排除施設の規模配置に関する一考察—，京大防災研究所年報，第 33 号 B-2，1990，pp. 403 - 413.
- 10) 角屋 睦・近森秀高：巨椋低平流域の都市化と内水（10）—古川を中心とした内水排除施設—，京大防災研究所年報，第 34 号 B-2，1991，pp. 177 - 188.
- 11) 建設省河川局河川計画課：治水経済調査要綱，1987.
- 12) 椿東一郎・荒木正夫：水理学演習上巻，森北出版，1961，pp. 231 - 233.
- 13) 近森秀高・角屋 睦：排水機場前池容量に関する基礎的研究，京大防災研究所年報，第 33 号 B-2，1990，pp. 415 - 425.
- 14) 農業土木学会：改訂五版農業土木ハンドブック，丸善，1989，p. 163.