

# 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案—

角屋 睦・早瀬 吉雄

## URBANIZATION EFFECTS ON FLOOD RUNOFF AND INUNDATION CHARACTERISTICS IN OGURA BASIN (5)

—Proposal Counter-Measures Considering Flood  
Frequency in Future—

By *Mutsumi KADOYA* and *Yoshio HAYASE*

### Synopsis

The Ogura basin situated in south of Kyoto consists of three drainage zones such as the Joudan zone composed of hill and high land of 27.4km<sup>2</sup>, the Chudan zone of middle land of 6.3km<sup>2</sup>, and the Gedan zone of low land of 18.7km<sup>2</sup> contained the reclaimed land of 10.8km<sup>2</sup>. The Ogura Pump Station with 13 pumps of 48.9m<sup>3</sup>/sec in total capacity is in active at the outlet of the basin.

The basin is rapidly being urbanized mainly in the Joudan zone to exceed 50% in area in the near future. To cope with flood changes due to the urbanization, the improvement of the River Furu being the drainage channel of the Joudan zone was began in 1971, and the Kumiyama Pump Station with a pump of 30m<sup>3</sup>/sec was built at the end of the River Furu in 1973. These counter-measures, however, are not enough yet to deal with floods in the future.

This paper discusses a desirable least counter-measure continuing the previous paper to mitigate flood disasters in the future, analyzing the flood behaviour by the kinematic runoff model and the dynamic tank model under a dangerous rainfall condition for every return period.

As the results, the following two measures are proposed. (1) Increasing the pump capacity of 60m<sup>3</sup>/sec to do 90m<sup>3</sup>/sec in total at the Kumiyama Pump Station, and enlarging the side weir to 8 times as large in length as the present to do 200m in total in the downstream of the River Furu to spill flood water temporary into the reclaimed land. (2) Increasing the pump capacity of 30m<sup>3</sup>/sec at the Kumiyama Pump Station, enlarging the side weir to do 200m in length in the downstream of the River Furu, and setting a new multi-purpose retarding basin of 47.7ha in the middlestream of the River Furu. This retarding basin is divided into three lots to expect the effective land utilization. The lowest lot of 11.0ha is used for minor floods, the middle lot of 22.0ha for floods over 5 years return period, and the highest lot of 14.7ha for severe floods over 30 years return period.

### 1. ま え が き

流域の都市化が、当該地区または下流域における出水氾濫形態を変化させ、あるいは水害危険度を著しく高めることは、今日では社会常識とさえいわれるようになってきている。当然そこには何らかの対策が必要であるが、それは十分な科学的根拠に基づいて行われる必要がある。

われわれはこれまで急激に都市化の進行しつつある京都南部の巨椋低平流域を対象事例にして、都市化に伴う流出特性・氾濫特性・水害危険度の変化を詳細に検討する<sup>1,2,3)</sup>とともに、100年確率降雨を対象にした

将来の洪水対策についても若干の試案を提唱した<sup>4)</sup>。今回は、水害対策上最も危険と思われる降雨を採用した上で、若干の出水規模を考慮していくつかの治水方式、施設規模を検討し、この地域に望まれる洪水対策試案を提案したいと考える。なおこの検討に際し解析に必要な二、三の基礎的問題についても若干の吟味を行ったので、その結果もあわせて報告する。

## 2. 流域の概要

巨椋流域は、京都市南部に位置する低平地主体流域(52km<sup>2</sup>)で、排水区が上段地区(27.4km<sup>2</sup>、排水河川は古川)、中段地区(6.3km<sup>2</sup>、中段承水路)、下段地区(18.7km<sup>2</sup>、幹線排水路)に分けられ、豪雨時の雨水は、巨椋排水機場と久御山排水機場のポンプによって宇治川へ機械排水される(Fig. 1)。

上段地区の丘陵山地は、良透水性の砂土で覆れた洪積層、中・下段地区は沖積層で、とくに下段地区は旧巨椋池干拓田が主体となっている。

この地域は、京都、大阪など大都市に近いこともあって、昭和40年以降急速に都市化が進み、昭和30年代では流域の3%程度に過ぎなかった市街地面積は、昭和53年には35%、将来では50%を超える予想されている。

この流域の排水路や河川のはほとんどは、巨椋池干拓の実施に伴い整備されたものである。また Fig. 1 に示されているように、上段地区の排水河川である古川が干拓田に入る地点および、古川の最下流側の支線である井川の下流部、中段地区の排水路である中段承水路が下段地区幹線排水路を横切る地点の計3ヶ所にはそれぞれ洪水吐が設けられて、計画以上の水は干拓田排水路に落されるようになっている。

干拓に伴って昭和9年に設置された巨椋排水機場のポンプは、当初10台公称能力 31.7 m<sup>3</sup>/s であったが、その後3台が追加されて昭和29年には13台 41.5 m<sup>3</sup>/s となっていた。これらは設置後かなりの年数が経過して老朽化が心配されていたが、近年向島ニュータウンの建設に伴って一部のポンプの更新が行われ、現在の公称能力は 48.9 m<sup>3</sup>/s になっている。また前述のような都市化に対処するための方策として、昭和48年に古川下流端に久御山排水機場が新設されて、30 m<sup>3</sup>/s のポンプ1台が設置されるとともに、現在古川河道改修工事が進められている。

## 3. 数理モデルとその適用法

### 3.1 数理モデル

この地域の流出解析のための数理モデルとしては、前報<sup>4)</sup>と同様、山地、丘陵地、市街地および高位部水田など解析上非汎濫域とみなしうる領域には、kinematic モデルを適用し、低位部の水田などの汎濫域、下流水位の影響を受ける河川や排水路の流れには、著者らの提案による低平地タンクモデル<sup>5)</sup>を用いる。

また流出解析に必要な有効降雨の推定には、前

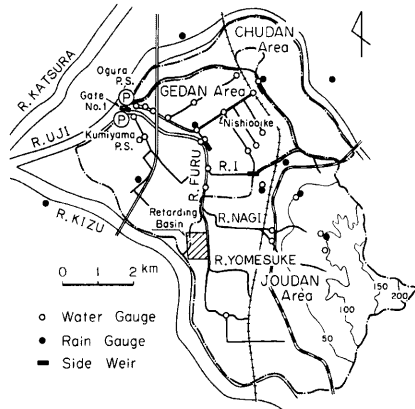


Fig. 1. Physiographical map of the Ogura basin.

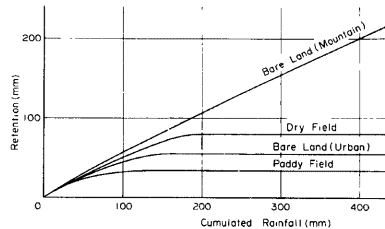


Fig. 2. Retention curves for direct runoff.

報<sup>4)</sup>と同様、次のような方法を採用する。丘陵山地には $\phi=30\text{mm/hr}$ とした $\phi$ -Index法を用い、裸地・雑種地にはFig. 2に示す裸地(山地)の保留量曲線を、市街地では、舗装域の雨水保留を0とし、非舗装域のそれにはFig. 2の裸地(市街地)の曲線を、水田、畑地にはそれぞれFig. 2に示す曲線を用いる。なお中段、下段地区の裸地・雑種地には、水田を埋立てた粗造成地として、Fig. 2の裸地(市街地)の曲線を用いることとする。

過去、現状および将来の土地利用状況を考慮した流域モデルは、これまで報告したモデル<sup>3,4)</sup>を用いる。将来のものを例示するとFigs. 3, 4のようである。

### 3.2 河道タンク区間長

低平地タンクモデルを適用するための流域モデルの構成に際しては<sup>5)</sup>、これまで河道区間は水路の合流点を中心にいくつかの区間に分割し、それぞれを1個の河道タンクとする方針、すなわち河道タンク数はなるべく少なくする方針をとってきている。しかし都市化が進んで流出速度が早くなる場合には、河道区間長をかなり短くしておかなければ、現象の再現性が悪くなるのではないかと懸念がある。そこで次のような検討を試みた。

ここでは将来の上段地区の土地利用状態を想定して、Fig. 5に示すように古川の井川合流点から下流端までの3.3km区間を、100mごとに河道タンクを設定した詳細なモデル(河道タンク総数41個)と、主要な地点を中心に700m~1600mの区間長を持つ河道タンクを作ったこれまでの実用モデル(河道タンク総数11個)について低平地タンクモデルによる計算比較を行うことにした。この場合、古川の河道は未改修かつ古川洪水吐は無いものとし、古川下流端は等流条件を与えるなど、きびしい検討条件を採用した。また同様の趣旨から、kinematicモデル、低平地タンクモデルの計算時間刻みを10分、降雨は後述の100年確率計画降雨に基づいて10分間雨量を与えることにした。こうして得られた古川の井川合流点および下流端の流量ヒドログラフをFig. 6に示す。古川は未改修のため断面が一様でなく、河床勾配も井川合流点から下流側では1/8000以下で、逆勾配の区間もある。実用モデルはこれを非常に単純化して表わしているので、井川合流点の水位は詳細なモデルに比べて若干低くなり、上流域水田

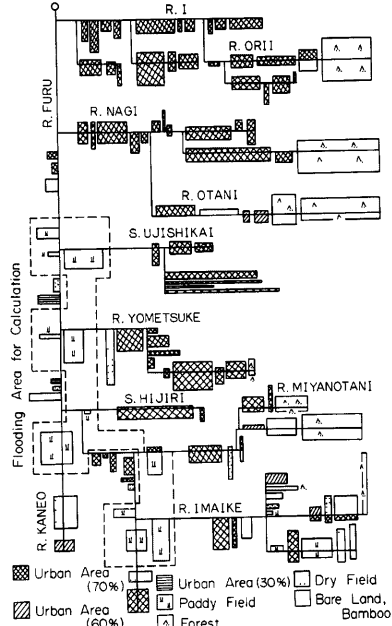


Fig. 3. The watershed model of the Joudan zone in the future.

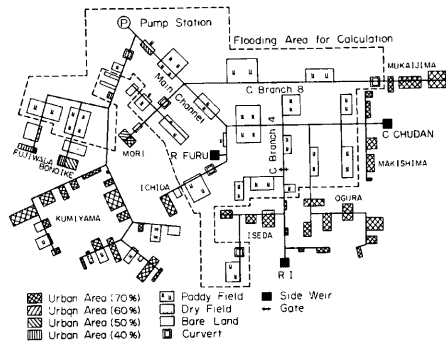


Fig. 4. The watershed model of the Gedan zone in the future.

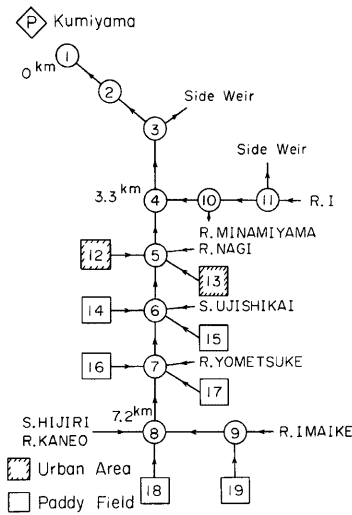


Fig. 5. Schematic diagram of inundation watershed of the Joudan zone in the future. In the examination of reach tank lengths, both side weirs are neglected.

れ、下流水位の影響が洪水吐区間にも及ぶことをも考慮すると、洪水吐区間を1個のタンクで扱っても実用上不都合を生じないと判断して差支えない。

の流出量が若干多くなっている。しかし Fig. 6 は実用モデルでも実用上十分な再現性が得られることを示している。

また降雨単位時間を30分にした場合にも Fig. 6 と同程度の再現性が得られ、古川が改修後の一樣断面とした場合には、両モデルはさらによく一致した結果が得られる。こうしたことから、都市化の進んだ将来の場合でも、粗い区間長を採用したこれまでの流域モデル構成法で実用上十分であると判断される。

### 3.3 洪水吐区間長

将来の洪水対策の一方法として、古川の洪水吐の堰幅を拡げる案が考えられるが、この場合洪水吐区間が長くなるに伴って水面形が大きく変わることが懸念されるので、計算上どのように扱えばよいかを検討する。

検討は、上段の土地利用は将来の状態、古川は改修断面、古川下流端は等流条件というきびしい条件の下で行い、また降雨は後述の単位時間を30分とした100年確率降雨を採用した。いま洪水吐区間を150mにした場合に、これを1個の河道タンクで表わした場合と、25mごとに6個に分割した場合について比較した例を Fig. 7 に示す。同図は古川洪水吐の越流量と古川下流端の水位を比較しているが、6個の洪水吐越流量の合計値と、1個の洪水吐の越流量とはほぼ一致し、下流端の水位もよく一致している。このことに加え、現実には古川下流端はポンプ条件で与えら

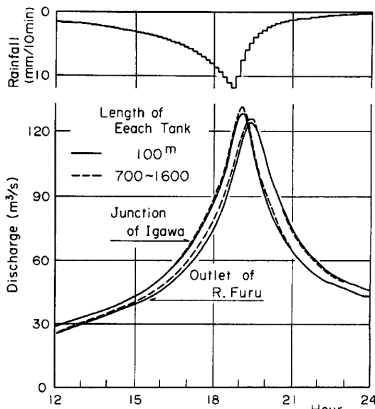


Fig. 6. Effects of the difference of reach tank length on discharge hydrograph at a point in applying the dynamic tank model.

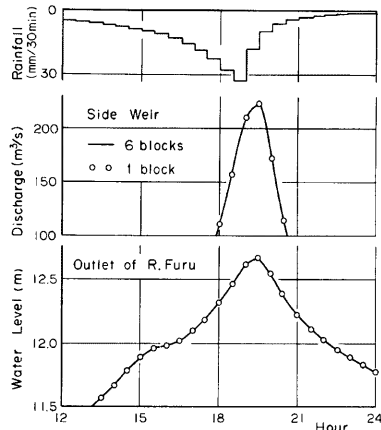


Fig. 7. Effects of the reach division in the reach of side weir of 150 m in flood routing on hydrographs of outflow and water level.

## 4. 計画降雨

### 4.1 確率降雨

計画に用いる降雨の決定法としては、

- i) 実績降雨を引伸または縮少する方法
- ii) 降雨強度～継続時間の関係から一山降雨を作成する方法
- iii) データの模疑発生による方法

などがある。前報<sup>4)</sup>では、現在の治水計画で採用されている昭和34年8月豪雨を基礎として、i)の方法を採用した。ここではii)とi)を組合せた一山降雨を考える。治水計画降雨としては最危険降雨になるとみられるからである。

京都気象台で観測された昭和34年8月豪雨は、最大1時間雨量 60.4mm、最大24時間雨量 288mm であって、24時間雨量で100年確率に相当している。これに降雨強度曲線式を適合させると、次の Talbot 型の式が得られる。

$$i = \frac{345.3}{t + 4.72} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに  $i$ : 降雨強度 (mm/hr),  $t$ : 継続時間 (hr)。

上式に基づいて一山降雨を作成するには、降雨のピーク位置を定めさえすればよい<sup>6)</sup>。ただしこうして定めた降雨は、24時間雨量が100年確率、24時間および時間最大雨量が34年8月豪雨と同じという条件のほかには、短時間雨量についての確率率は考えていない。すべての継続時間最大雨量が同一確率年という降雨は現実にはあり得ず、そのような降雨を考えること自体無意味なことである。

このことは他の確率年についても同様である。ここでは24時間雨量の30年確率値 225.0mm、10年確率値 176.3mm、5年確率値 145.4mm を満足するよう(1)式の分子の数値のみを変えると、それぞれ 269.1、210.9、173.9となる。

### 4.2 降雨の単位時間・計算の単位時間

治水計画の検討に用いる降雨の単位時間は、ピーク流量だけが問題となる場合を別にすると、多くの場合1時間とすることが多い。しかし都市化の進んだ流域や出水の速い河川流域の場合には、さらに単位時間を小さくしないと、現象をうまく再現できないことがありうる。そこでここでは次のような検討を試みた。

対象流域は古川を排水河川とする上段地区で、都市化率4.5%の過去(昭和34年)、40%の現状(昭和53年)および57%となる将来の三つの土地利用状態を想定する。

ただし古川については、未改修、かつ井川・古川の両洪水吐はなく、最下流端は等流条件で流下するものとする。

降雨は、ピーク位置が80%位置にある後方主山型の100年確率降雨とし、その単位時間を10分、30分および60分の3種類を採用する。

計算の単位時間は、非氾濫域の計算に用いる kinematic モデルについては10分に固定する。これは30分、60分と大きくするに伴って出水ハイドログラフが偏平化し、ピーク流量が小さくなる影響を避けるためである。一方氾濫域や河道の計算に用いる低平地タンクモデルの時間刻みは、10分、30分、60分の3通りについて行う。

上述のような条件の下で計算を行った結果を、古川下流端の流量ハイドログラフで示すと、Fig. 8 のようである。上段地区の流域面積が 27km<sup>2</sup> と大きく、かつ現実に行いうる計算の最小単位も10分雨量、時間刻み10分程度が限度とみられるので、その条件での計算結果を比較の基準値として採用する。Fig. 8 にみられるように、過去、現状、将来と都市化が進むにつれて、雨量の単位時間や計算刻み時間を大きくすると、その計算結果は漸次基準値から離れていくことが分る。次に古川下流端のピーク水位、ピーク流量の計算誤差を都市化率との関係で調べてみると、Fig. 9 のようになる。同図から許容誤差を3%程度とすると、過去

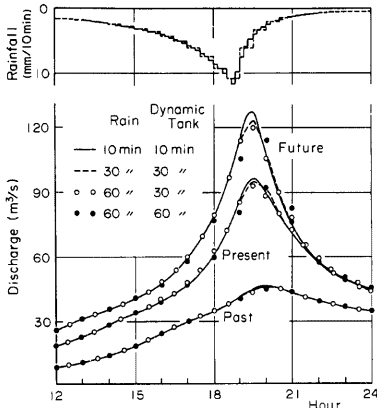


Fig. 8. Effects of the time increment in flood routing on discharge hydrographs at the outlet of the River Furu in several urbanization states of the basin.

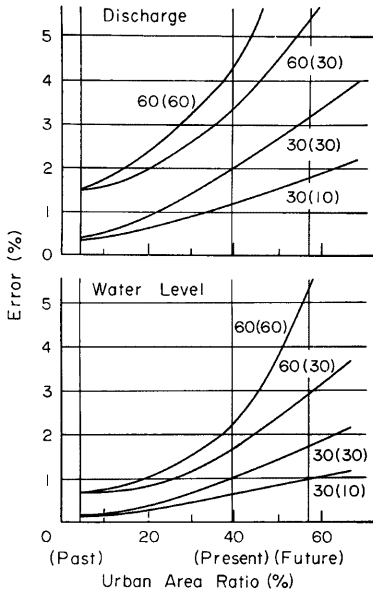


Fig. 9. The relations of the time increment in flood routing and errors in peak discharge and water level at the outlet of the River Furu. For example, 30(10) means that the time increments are 30 minutes in rainfall and 10 minutes in the dynamic tank model.

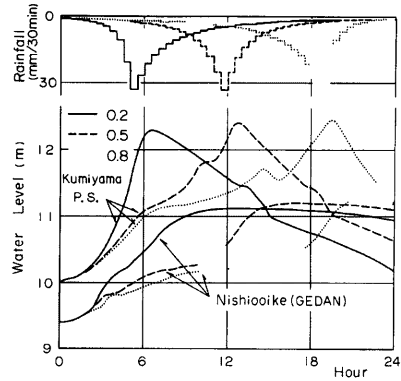


Fig. 10. Effects of the shape of hyetograph on flood hydrograph at a point. The value 0.2 in this figure, for example, means that the peak of hyetograph is situated at the time of  $0.2 \times 24$  hr = 4.8 hr from the beginning of rainfall.

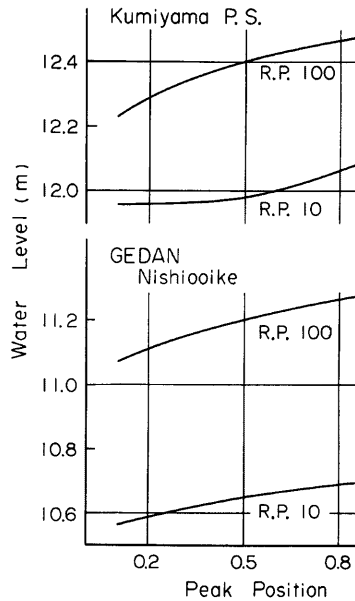


Fig. 11. Effects of the shape of hyetograph on the highest flood water level at a point, in which R.P. 100 means the 100 years return period.

の場合には、流量、水位とも60分雨量、60分刻みの計算で十分であるが、現状、将来の場合には、水位では60分雨量でもよいことになるが、流量誤差の点からは、30分雨量、30分刻みの計算が必要なが分かる。以下ではこうした検討結果を考慮して計算を進めることとする。

### 4.3 降雨波形

治水計画の検討に、どのような波形の降雨を対象とするかは重要な問題である。ここでは一山波形の降雨を与えるとした場合に降雨波形のピーク位置と下流域の氾濫水位の関係について、次のような吟味を試みた。

いま巨椋流域の将来の土地利用状態を想定して、古川改修は完了、古川洪水吐は現行の6倍に拡幅され、また下流端では久御山排水機場が $30\text{ m}^3/\text{s}$ 増設されて $60\text{ m}^3/\text{s}$ 、これと巨椋排水機場 $48.9\text{ m}^3/\text{s}$ のポンプが後掲の **Table 1** に示す操作ルールで稼働するものとする。

降雨波形は一山波形とし、そのピーク位置が、前方主山型として前から20%、中央主山型として50%および後方主山型として80%の位置にある、三種の波形を対象にする。降雨の単位時間は前項の結果を考慮して30分とし、降雨は柱状図の形で与える<sup>9)</sup>。

上記の条件に基づいて、100年確率降雨を与えて計算した結果を、久御山排水機場および下段西大池の水位ハイドログラフについて示すと **Fig. 10** のようになる。降雨ピークが後方にある程、降雨ピーク付近の有効降雨強度が大きくなることもあって、両地点とも最高水位が高くなる傾向がみられる。この傾向を明らかにするため降雨のピーク位置と水位のピークとの関係を調べてみると、**Fig. 11** のようになる。確率年に関係なく降雨ピークの位置が後方にある程ピーク水位は高くなるといえそうである。

上述のことを押進めると、降雨ピークがさらに後方にある方が危険でないかということになるが、そこまで考える必要はない。これまで災害を起こした豪雨をみると、きれいな一山波形のものはないが、60~80%位置にピークのある一山波形で近似できるものが多い。このような雨では降雨ピーク付近までに地表面がほぼ飽和状態に近くなり、ピーク位置が80%点より後方になっても、ピーク流量の増大はそれほど期待されない。こうしたことを考えると、後方主山型として80%位置のものまで考えれば十分と思われる。

### 4.4 計画降雨

前項までの検討結果にしたがって、以下の洪水対策の検討に用いる計画降雨は次のように定める。

- i) 降雨波形は降雨強度式を利用して定めるものとし、降雨継続時間は24時間とする。
- ii) 降雨強度還元定数は昭和34年8月豪雨に基づいて定める。
- iii) 一山降雨波形を採用することとし、そのピークの位置は降雨の始めから80%位置にある後方主山型とする。
- iv) 降雨は30分を単位とする柱状図で与える。
- v) 豪雨の確率年は24時間雨量で定まるものとする。

この方針に従うと、各確率年の降雨は、昭和34年8月豪雨を基礎にして定める一山降雨を、24時間雨量を所定確率年になるよう、各単位時間雨量に縮少率を乗じて得られることになる。

## 5. 洪水対策試案とその検討

### 5.1 検討の方針

#### (I) 洪水対策の考え方

前報<sup>3)4)</sup>において将来の都市化状況を想定するとき、現在進行中の古川改修が完了すれば、上流域の水害は著しく軽減される反面、その影響が古川下流部に集中することとなり、新しい洪水対策が必要になることを指摘するとともに、いくつかの対策試案を提示した。ただしこれらの提案は、日雨量で100年確率に相当する昭和34年8月豪雨を基礎としていた。今回は出水規模に見合った最小限の対策案を検討する。これはこれまでの内水対策では10年確率、中小河川では30~80年確率程度の豪雨を基礎にすることが多いこと、また遊水池案にしても、高度の土地利用を図ろうとすると、浸水頻度に見合った計画が望まれること、などの諸

事情を考慮したためである。ただし検討の基礎とする計画降雨は、前項で検討したように、治水上最危険になると思われる後方主山型の単位時間30分の一山降雨を採用するので、同じ 100年確率豪雨の場合でも、前報<sup>4)</sup> に示した案よりも厳しい結果になることは十分考えられることである。

ここで検討する試案としては、久御山排水機場のポンプ増設量はできうる限り最小限に押えるという前報<sup>4)</sup> の基本方針はそのまま踏襲するものとして、古川洪水吐拡幅案、遊水池併用案を取上げるほか、古川・井川両洪水吐閉鎖案の可能性についても調べる。

(2) 目標水位

洪水対策の第1目標が居住地の安全におかれるべきことはいうまでもないが、すでに前報<sup>3)</sup> で明らかにしたように、これは現在実施中の古川改修によってほぼ解決される。そこで対策の基準とすべき目標水位は、古川下流と下段巨椋干拓田について考える。

古川で最も問題になるのは下流端すなわち久御山排水機場の水位である。ここでは改修後の堤頂標高 O. P. 12.73m に余裕高 0.6m を考慮して、目標水位を O. P. 12.13m とする。むろん必要ならばさらに堤防の嵩上げも考えられようが、ここはすでに改修済であるので、この値をとりあえずの目標水位とする。

Table 1 Criteria of pump operation at the Ogura and Kumiya Pump Stations.

Pump Station	Pump Capacity $Q_p(m^3/s)$	Water Level (m, in O.P.)		
		Active	Stop	
Ogura	Joudan	3.15	11.80	11.40
		12.35	12.00	//
	Chudan	2.10	11.30	10.80
		4.10	11.40	//
	Gedan	4.70	9.50	9.30
		9.40	9.70	9.50
		14.26	9.90	9.70
		18.91	11.00	9.90
		30.11	10.30	10.00
	Kumiya	Gate No. 1* Closed	5	11.00
10			11.10	//
15			11.20	11.00
20			11.30	11.10
25			11.40	11.20
		30	11.60	9.80
		60	11.80	
		90	//	
		120	//	
		Gate No. 1 Open	5	
30			10.20	
60			10.40	
90			10.60	
120	10.80			

\* The gate No. 1 is opened for  $H_0 > H_k$  and closed for  $H_0 < H_k$ , in which  $H_0$  and  $H_k$  are the water levels at the Ogura and Kumiya Pump Stations, respectively.



一方、古川洪水吐を通して、上段地区の都市化に伴い増加した出水の一部を流入させる下段干拓田については、その最低位部西大池を目標地点として次のように考える。すでに前述したように、巨椋排水機場のポンプは、向島ニュータウンの建設に関連して、従来の  $41.5\text{ m}^3/\text{s}$  の能力が  $48.9\text{ m}^3/\text{s}$  に増強されている。これによって中・下段地区の都市化の影響が完全に吸収できるとはいえないが、ここでは少なくとも上段地区の都市化の影響は吸収されるべきであるとして、上段の土地利用状況が過去で古川が未改修、中段・下段の土地利用状況が将来と仮想したときの最高水位をとりあえずの目標値とする。また比較のため上段・中段・下段の土地利用状況がすべて過去であって、巨椋排水機場のポンプ能力も過去としたときの最高水位を既往水位、巨椋排水機場のポンプ能力を現状としたときの最高水位を参考水位とする。当然のことながら、これらは確率年により異なる (Table 2 参照)。

(3) 排水ポンプとその操作条件

巨椋および久御山両排水機場のポンプの操作条件を Table 1 に示す。ただし久御山排水機場の現有の  $30\text{ m}^3/\text{s}$  1 台のポンプは、その効果的な運用を期待してそれぞれ 5, 10,  $15\text{ m}^3/\text{s}$  の 3 台のポンプに読替えるものとし、増設ポンプ量は  $30\text{ m}^3/\text{s}$  単位とする。巨椋排水機場の下段水位が久御山排水機場の水位より高くなれば 1 号水門を開き、久御山排水機場のポンプで下段の排水も行い、下段水位の方が低くなれば 1 号水門を閉じるものとする。

なおポンプ排水量は、外水である宇治川の水位にも影響されるが、確率外水位を決める程の資料がないので、ここでは外水位に無関係に公称能力を発揮するものとして扱う。

5.2 古川洪水吐拡幅案

前報<sup>4)</sup>でも検討したように、都市化に伴って増大した流出量を久御山排水機場の排水ポンプの増設のみで対処しようとする、ほとんどピーク流出量を排除できる規模のポンプが必要となり、経済的観点からも賢明な案とはいえない。そこでここでは、現在の古川洪水吐地点において、その堰頂標高を変えることなく拡幅し、下段干拓田への越水量を増加させることにより、遊水効果を期待する案を考える。この場合には次の諸点をどの程度にすればよいか問題になる。

- i) 久御山排水機場のポンプ増設量
- ii) 古川洪水吐の拡幅長

いま 10年, 30年, 100年確率降雨を対象に、ポンプ増設量と古川洪水吐の拡幅長とのいくつかの組合せについて、久御山排水機場、下段西大池の水位を調べると Fig. 12 が得られる。同図は、当然のこととはいえ同一確率年かつ同一ポンプ量の下では、洪水吐拡幅長の増大に伴い、古川下流端水位が低下し、西大池水位が高くなる様相を明瞭に示している。西大池水位の洪水吐拡幅に伴う上昇度が意外に緩慢であるのは特徴的であって、下段地区面積が大きく遊水効果の大きいことを如実

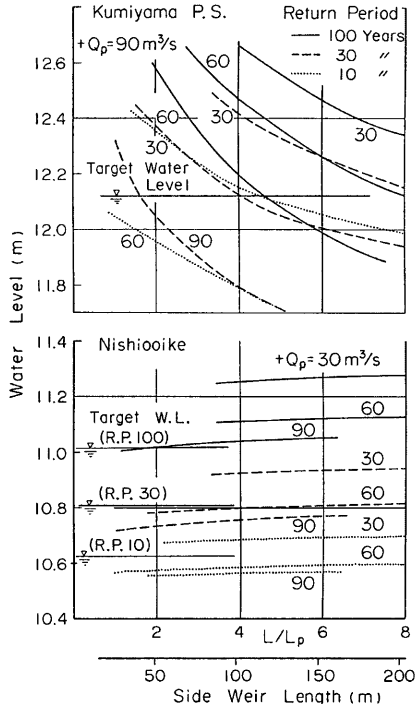


Fig. 12. The relations between the side weir length in the River Furu and the highest water levels at Kumiyama and Nishiooike under some hypothetical pump capacities, in which,  $+Q_p$  means added pump capacity.

に示したものとえよう。

さて、Fig. 12 より、久御山排水機場の水位を目標水位 12.13m 以下にする最小規模は、10年確率では、久御山機場ポンプ増設量  $30\text{m}^3/\text{s}$ ・古川洪水吐幅長 6倍、30年確率では増設  $60\text{m}^3/\text{s}$ ・幅長 4倍、また100年では増設  $60\text{m}^3/\text{s}$ ・幅長 8倍あるいは増設  $90\text{m}^3/\text{s}$ ・幅長 6倍となることが分る。

一方下段西大池の水位をみると、ポンプ増設量が  $30\text{m}^3/\text{s}$  の程度では各確率年とも目標水位より高くなる。ポンプ増設量を  $60\text{m}^3/\text{s}$  にすれば、洪水吐幅長 8倍でも、10年確率では目標水位より低く、30年確率でもそれにはほぼ等しくすることができる。100年確率を対象とすると、増設  $60\text{m}^3/\text{s}$ ・幅長 8倍では目標水位より 12cm 高く、増設  $90\text{m}^3/\text{s}$  の場合には 2倍以上上げると目標水位を上廻り、幅長を 6倍にすると 4cm 高くなる。

ところで、内水排除計画の場合には、排水施設の多くは10年確率程度の出水を対象として定めるのが普通であって、30年確率の程度まで耐えうるとすれば、まず十分と考えざるを得ない。こうした観点に立てば、古川自体の安全を優先的に考え、かつ超過外力に対しても十分な余裕のある計画として、ポンプ増設  $60\text{m}^3/\text{s}$ ・洪水吐幅長 8倍以上、もしくは増設  $90\text{m}^3/\text{s}$ ・幅長 6倍以上の案が考えられる。ここで検討の基礎としている将来の土地利用状態は、現在の都市計画に基づいて予想されるものであるが、今後予測修正が不要という保証はない。そのような事態にも比較的容易に対処しうような余裕ある考え方を優先させるとすると、ポンプ増設  $60\text{m}^3/\text{s}$ ・洪水吐 8倍案を第1案とし、将来必要あるときにはさらにポンプを増設する案が推奨される。この対策案を採用したときの各確率年に対する水位ハイドログラフを Fig. 13 に示す。またこのときの下段西大池の最低田面上の湛水時間を Table 3 に示す。湛水時間に関する限り各確率年とも目標時間よりかなり小さくなり、100年確率で36%程度減少している。

### 5.3 遊水池設置案

#### (1) 候補地と検討条件

古川中流部に遊水池を設置し、上段地区からの流出量のピークカットをすることにより、耐用年数の短いポンプの増設を最小限に押えることを考える。ただし遊水池によって都市化の影響を吸収することには限度があること、および将来に対する余裕も考慮して、ここでは古川洪水吐の幅長を 8倍、久御山排水機場のポンプ増設を  $30\text{m}^3/\text{s}$  とする場合を原則として、遊水池併設案を検討する。

遊水池の候補地は、Fig. 1 に示すように名木川、嫁付川合流点間の古川中流部左岸に広がる水田域 47.7ha で、さらに木津川堤まで広げうものとする最大 59.6ha となる。この候補地の平均標高は 14.5m、その直下流の古川河床は 10.05m であるから、遊水池の水を出水後自然排水させることを前提にすれば、遊水池最低標高は 11m 以上にすることが望まれる。また遊水池としては、その全面積を大小すべての出水に利用するよりは、出水規模に応じて遊水面積を変える分割方式を採用し、その高度利用を図る方が得策である。ただしここで予定できる遊水池面積からすると、3分割が限度と考えられる。そこでこれらを下流から  $R_1$ 、 $R_2$ 、 $R_3$  と番号つける。このようにすると、ここで検討すべき内容は、分割遊水池の無湛水確率年、対象出水に必要な容量、面積、掘削深、越流堤の標高と長さなどをどうすればよいかということになる。むろん、いずれも下流端久御山排水機場水位は目標水位 O. P. 12.13m 以下とするような案であるべきことはいまでもない。

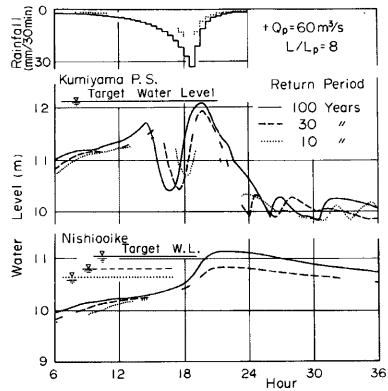


Fig. 13. Hydrographs of flood water level at Kumiyama and Nishioike under some hypothetical counter-measures for flood in the future.

## (2) 遊水池諸元の決定手順

i) 遊水池の輪郭を知るため、100年確率の場合、47.7haの遊水池で久御山排水機場水位を目標以下にするに必要な遊水池底面標高を試算すると、現行田面より2.3m掘削の12.2mとなる。ただしこの試算は、越流堰頂標高は池底標高+23mm、堰幅200mとして行ったが、これらの仮定は結果には大きな影響を与えない。ここで得られた池底標高が遊水池 $R_1$ の越流堰頂標高の目安を与えることになる。

ii) 遊水池 $R_1$ の規模を検討する。これには遊水池 $R_2, R_3$ は確率年5年以下の出水では湛水させないことを前提とする。そこで、遊水池標高を11.0m、越流堤を堰頂標高12.2mの固定堰とし、5年確率の出水を対象として面積、堰幅の種々の組合せについて計算すると、Fig. 14に概示するように、遊水池面積11.0ha、堰幅100mの案が得られる。このとき、遊水池 $R_2$ の外水位 $H_2$ (古川水位)は12.78mとなる。

iii) 遊水池 $R_2$ の規模は次のように定める。いま遊水池 $R_3$ は確率年30年以下の出水時には無湛水であることを前提とすると、30年確率の出水には遊水池 $R_1, R_2$ で対処することを考えなければならない。そこで遊水池 $R_2$ の池底標高は出水後の排水の関係から11.30m、越流堤は無湛水確率5年の条件から堰頂標高12.80mの固定堰として検討すると、遊水池面積22.0ha、堰幅200mの案が得られる。このとき遊水池 $R_3$ の外水位 $H_3$ は13.65mである。

iv) 遊水池 $R_3$ の規模は、すべての遊水池で100年確率の出水に対処できるように定める。越流堰頂標高は無湛水確率30年の条件から13.65m、遊水池標高はi)の結果から12.20mとして計算すると、遊水池面積は残り全面積14.7ha、堰幅は250m必要となる。

## (3) 遊水池の規模

前項の遊水池諸元の検討において、遊水池 $R_3$ の無湛水確率年 $T_3$ を30年としたが、これを $T_3=10$ 年にするならば、遊水池 $R_1, R_2$ で10年確率の出水に対処できればよく、遊水池 $R_1$ の諸元は前述のままですと、 $R_2$ の必要面積は8.0haでよいことになる。むしろこのときには10年確率を超える出水時にはすべての遊水池が湛水することになる。いま遊水池 $R_1, R_2, R_3$ の面積を $A_1, A_2, A_3$ 、無湛水確率年を $T_1, T_2, T_3$ とすると、地形上 $T_1 \leq 1$ は止むを得ないことであり、 $T_3$ を大きくするにも限界のあることは当然としても、一般に $T_2$ もしくは $T_3$ を大きくとればとるほどそれに必要な $A_1$ もしくは $A_2$ が大きくなることは必然である。

遊水池の利用法としては、農園、運動場、公園、下水処理施設その他の公共施設など、いくつか考えられる。またその利用法はどの程度までの出水に対して湛水が免れるかによっても変わってくるし、利用可能な面積の大小にも依存する。したがって遊水池の適正規模もまた、土地利用の方法に無関係ではあり得ないこととなる。遊水池は基本的には重要な治水施設であるという前提を崩すわけにはいかないが、遊水池を設定する限り、その有効利用を同時に考えることにより、その価値を著しく高めることができる。

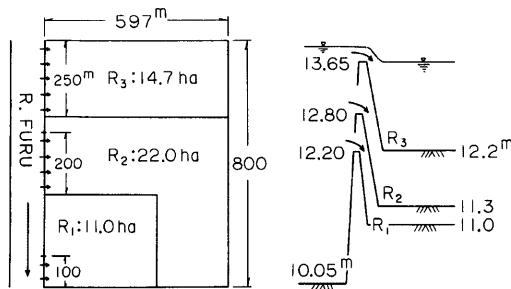


Fig. 14. Outline of the retarding basin and the highest water level for rainfall of 100 years return period.

さて前述のようにして定めた遊水池諸元を、遊水池を考えない場合の洪水吐拡幅案の結果の一部とあわせて、古川下流端久御山排水機場水位を目標水位以下とする最小施設規模の形で、Table 2 にまとめて示す。またここで提示した遊水池案の場合の久御山排水機場および下段西大池の水位ハイドログラフを Fig. 15 に示す。なお西大池の湛水時間は Table 3 に示されるように、たとえば 100年確率の場合には目標値より 36%減となっている。

なおこの遊水池計 47.7ha の設置に伴い下段地区で浸水を免れる面積は、遊水池の遊水面積よりわずかに大きく、100年確率で約 60ha となっている。

前述の遊水池案では、久御山排水機場ポンプ増設量は 30m<sup>3</sup>/s、古川洪水吐拡幅長は 8 倍、を前提とする

Table 2 The least counter-measures satisfied the target condition in water level at the Kumiyama Pump Station for flood in the future.

Kumiyama Pump Capacity (m <sup>3</sup> /s)		(30)+30			(30)+60				(30)+90			
		10	30	100	10	30	100	10	30	100		
Return Period (years)		10	30	100	10	30	100	10	30	100		
Length Ratio of Side Weir in the River Furu		6	8		1	4	8	4	2	6		
Retarding Basin	Type of Weir	Fixed			Mov-able							
	Area (ha)	11.0			18.0							
	Bottom Elevation (m)	11.0			11.0							
	Length of Weir (m)	100			150							
	Elevation of Weir Crest	Fixed	12.2			12.40						
		Movable	—			13.87						
	Non-inundation Year	0			30							
	2	Area (ha)	22.0									
		Bottom Elevation (m)	11.3									
		Length of Weir (m)	200									
Elevation of Weir (m)		12.8										
Non-inundation Year		5										
3	Area (ha)	14.7										
	Bottom Elevation (m)	12.2										
	Length of Weir (m)	250										
	Elevation of Weir (m)	13.65										
	Non-inundation Year	30										
Total Ponding Area(ha)		33.0			18.0							
Kumiyama Pump Station	Calculated Target	12.07	11.97	12.06	12.05	12.12	12.12	12.12	12.04	12.05	11.99	
	Judgement	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
Highest Water Level(m)	Nishiooike in the Gedan Zone	Calculated Target	10.69	10.80	11.10	10.56	10.80	11.13	11.01	10.46	10.74	11.05
		Judgement	×	○	×	○	○	×	○	○	○	×
		Past Reference	10.62	10.78	10.94	10.62	10.78	10.94	10.62	10.78	10.94	10.87
	Nishiooike in the Gedan Zone	Calculated Target	10.62	10.70	10.87	10.54	10.70	10.87	10.54	10.70	10.87	10.87
		Judgement	×	○	×	○	○	×	○	○	○	×

Note: An oblique line means an unnecessary facility.

とともに、遊水池の越流堤はすべて固定堰として扱った。これを、ポンプ増設量を  $60\text{m}^3/\text{s}$  とした場合、100年確率でも下段西大池水位が目標値以下にできるような遊水池案がありうるかどうかについて前項と同様の検討したところ、遊水池越流堤を固定堰にする限り遊水池案は考えられないが、可動堰にする遊水池案は成立することが分った。その結果を **Table 2** に併示しておいた。

5.4 古川，井川洪水吐閉鎖案

上述の検討案は、いずれも上段地区からの流出量の一部を下段干拓田に導入し、遊水させることを前提とした案であるが、この低位部は現在市街化調整区域として温存されているとはいえ、高位部はすでに市街化区域となって市街地の拡大が目立っている。また将来の土地利用について予断のできない面もある。そこで、古川，井川の両洪水吐を完全に閉鎖した場合の施設規模について検討してみた。

この場合には、遊水池の設置は必然であって、それ以外の方式は考えられない。遊水池を前提としたときでも、その候補地はほとんど前節で述べた場所に限定されるので、久御山排水機場のポンプ増設量は最低限  $90\text{m}^3/\text{s}$  が必要となる。この場合には、10年確率以下の出水時には、遊水池は不要であるが、出水規模が10年確率を超えると遊水池が必要となる。

前節と同様の手順で、まず越流堤を固定堰として必要諸元を調べると、必要とされる遊水池面積は30年確率で  $47.7\text{ha}$ 、100年確率で  $59.6\text{ha}$  となるが、100年確率に対処するためには堰頂標高を  $12.80\text{m}$  と低くする必要があり、結局、分割遊水池は存在し得ず常時湛水の遊水池しか存在し得ないことになる。

そこで無湛水確率年を10~30年とするため可動堰方式の越流堤を採用した場合について検討してみた。これらの結果をまとめて **Table 4** に示しているが、30年確率では遊水池面積は  $14.0\text{ha}$  で十分となるが、100

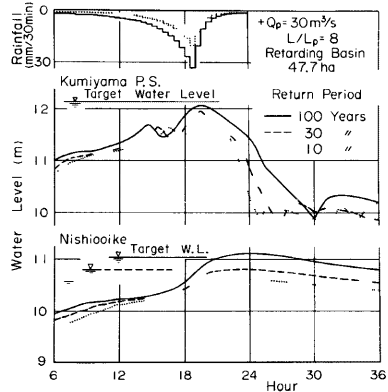


Fig. 15. Hydrographs of flood water level at Kumiyama and Nishiooike under some hypothetical counter-measures for flood in the future.

Table 3 Comparison between the target and calculated values.

Item	Kumiyama P.S. Highest Water Level (m)			Nishiooike						
	Highest Water Level (m)			Highest Water Level (m)			Inundating Durations (hours)			
Return Period (years)	10	30	100	10	30	100	10	30	100	
Target		12.13		10.62	10.80	11.01	51	64	103	
Counter-Measures	$+Q_p=60,$ $L/L_p=8$	11.67	11.94	12.12	10.59	10.82	11.13	43	52	67
	$+Q_p=90,$ $L/L_p=6$	11.70	11.65	11.99	10.57	10.77	11.05	42	51	66
	$+Q_p=30,$ $L/L_p=8,$ RB= $47.7\text{ha}$	11.86	11.97	12.06	10.62	10.80	11.10	44	53	68
	$+Q_p=90,$ SW: Closed, RB= $59.6\text{ha}$	12.01	12.00	12.07	10.45 (10.46)	10.54 (10.57)	10.65 (10.73)	38 (43)	48 (52)	59 (71)

Note:  $+Q_p$ : Added pump capacity at the Kumiyama Pump Station,  $L_p, L$ : Side weir length in the River Furu, present and future, RB: Retarding basin, SW: Side weir in the River Furu, ( ): Non-operation of Gate No. 1.

Table 4 The least counter-measures satisfied the target water level at the Kumiya Pump Station under the condition of no side weirs in the River Furu in the future.

Kumiya Pump Capacity (m <sup>3</sup> /s)		(30)+90							
Type of Weir at Retarding Basin		Fixed Weir			Movable Weir				
Retrun Period (years)		10	30	100	10	30	100		
Retarding Basin	1	Area (ha)	/	15.9	19.9	/	14.0	18.0	
		Bottom Elevation (m)	/	11.0	11.0	/	11.0		
		Length of Weir (m)	/	200	200	/	100		
		Elevation of Weir Crest	/	13.05	12.80	/	12.00		
			Fixed						
			Movable				13.50		
		Non-inundation Year	/	5	0	/	10		
	2	Area (ha)	/	15.9	19.9	/		28.0	
		Bottom Elevation (m)	/	11.0	11.0	/		11.0	
		Length of Weir (m)	/	200	200	/		100	
		Elevation of Weir Crest	/	13.20	12.80	/		12.20	
			Fixed						
			Movable				13.85		
		Non-inundation Year	/	5	0	/	30		
	3	Area (ha)	/	15.9	19.9	/		13.6	
		Bottom Elevation (m)	/	11.0	11.0	/		11.0	
		Length of Weir (m)	/	200	200	/		100	
		Elevation of Weir Crest	/	13.40	12.80	/		12.40	
		Fixed							
		Movable				14.15			
	Non-inundation Year	/	5	0	/	30			
Total Ponding Area (ha)		/	47.7	59.6	/	14.0	59.6		
Highest Water Level (m)	Kumiya Pump Station	Calculated	12.04	12.08	12.41	11.99	12.04	12.02	12.00
		Target				12.13			
		Judgement	○	○	×	○	○	○	○
	Nishiooike in the Gedan Zone	Calculated	10.45 (10.46)	10.54 (10.58)	10.68 (10.74)	10.66 (10.73)	10.45 (10.46)	10.54 (10.57)	10.65 (10.73)
		Target	10.62	10.80	11.01	10.62	10.80	11.01	
		Judgement	○	○	○	○	○	○	○
		Past	10.62	10.78	10.94	10.62	10.78	10.94	
		Reference	10.54	10.70	10.87	10.54	10.70	10.87	

Note: An oblique line means an unnecessary facility, ( ): Non-operation of Gate No. 1.

年確率では遊水池 R<sub>1</sub>~R<sub>3</sub> はそれぞれ 18.0ha, 28.0ha, 13.6ha, 合計 59.6ha の面積が必要となり, 無湛水確率年はそれぞれ10年, 30年, 30年となる。この場合の越流堤の可動堰の操作ルールはかなり微妙であって, 試算の結果 **Table 5** のように定めた。またこの結果得られた久御山排水機場, 下段西大池の水位を **Fig. 16** に示す。下段西大池の水位はどの確率年でも目標水位よりも大幅に低くなることは当然であるが, 既往水位と比較しても10年確率で 17cm, 30年確率で 24cm, 100年確率で 29cm 低くなっている。また下段西大池の湛水時間は **Table 3** に示すとおりで, 100年確率で1号水門を操作すると43%短く, 操作しなくとも32%の短縮になる。

Table 5 Criteria for gate operation of retarding basin.

Case	Gate Opening	Outside Water Level of Retarding Basin (m)		
		$R_1$	$R_2$	$R_3$
I	$R_1$	13.50		
	$R_2   R_1$		13.50	
	$R_3   R_2$			13.50
II	$R_1, R_2$		13.80	
III	$R_1, R_2, R_3$			14.15

In the case I,  $R_2 | R_1$  means the gate opening of retarding basin  $R_2$  after opening the gate of retarding basin  $R_1$  situated in downstream of  $R_2$ . The cases II and III are the special cases for the steep rising of water level in upstream.

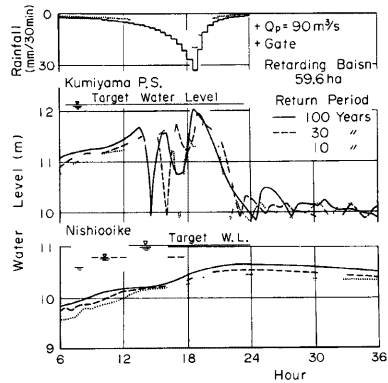


Fig. 16. Hydrographs of flood water level at Kumiyama and Nishiooike under some hypothetical counter-measures for flood in the future.

ここで示した案は、100年確率では最低 59.6ha の遊水池面積を確保できること、可動堰が所定のルールで短時間かつ確実に操作できることが絶対条件となるので、排水施設としての信頼性が問題になろう。また超過洪水に対する余裕もなく、古川で越水、破堤することの危険性が考えられる。したがって必ずしも推奨しうる案とはいいいく。

## 6. あとがき

巨椋低平流域の将来における洪水対策として、出水規模を考慮して、考えるいくつかの案を検討した結果、次の3案が明示された。

- i) 久御山排水機場において、計  $60\text{m}^3/\text{s}$  のポンプを増設し、古川洪水吐を現在の8倍に拡幅する。
- ii) 久御山排水機場において、計  $90\text{m}^3/\text{s}$  のポンプを増設し、古川洪水吐を現在の6倍に拡幅する。
- iii) 久御山排水機場におけるポンプを  $30\text{m}^3/\text{s}$  増設し、古川洪水吐を8倍に拡幅することを前提として、古川上流域に 47.7ha の多目的遊水池を設置する。

上述の3案の中では、i) 案または ii) 案が信頼性と超過洪水に対する余裕の点から推奨されるのでないかと考えている。iii) 案は、用地確保が問題となろうが、遊水池の無湛水確率率が高いため、多目的に利用される利点がある。

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、本研究岡太郎助教授、永井明博助手、角田吉弘技官、永田敏治技官および学生諸子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55、56年度科学研究費（自然災害）による研究成果の一部であり、計算には京都大学化学研究所の FACOM M-160AD 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-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——，京都大学防災

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——, 京都大学防災研究所年報, 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——, 京都大学防災研究所年報, 第24号B-2, 1981, pp. 209-221.
- 5) 角屋 睦・早瀬吉雄: 流出解析法(その14) ——低平地タンクモデルによる洪水解析——, 農業土木学会誌, 第49巻, 第4号, 1981, pp. 45-56.
- 6) 田中礼次郎・角屋睦: 降雨強度式に関する研究, 農業土木学会論文集, 第83号, 1979, pp. 1~8.