

巨椋低平流域の都市化と内水(4)

——将来の洪水対策試案——

角 屋 睦・早 瀬 吉 雄

URBANIZATION EFFECTS ON FLOOD RUNOFF AND INUNDATION CHARACTERISTICS IN OGURA BASIN(4)

——Propositional Counter-Plans——

By *Mutsumi KADOYA* and *Yoshio HAYASE*

Synopsis

The Ogura basin situated in south of Kyoto City consists of three drainage zones, such as the Joudan zone composed of hill and high land of 27.4km², the Chudan zone of middle land of 6.3km², and the Gedan zone of low land of 18.7km² contained the reclaimed land of 10.8km². The Ogura Pump Station with 13 pumps of 48.9m³/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 the near future. To cope with the urbanization, the improvement of the River Furu being the drainage channel of the Joudan zone was began in 1971, and the Kumiya Pump Station with a pump of 30m³/sec was built at the end of the River Furu in 1973. These counter-plans, however, are not enough to deal with flood in the future.

This paper discusses a desirable counter-plan to mitigate flood disasters in the future, assuming the rainfall condition of 100 years return period and analyzing the flood behaviour by the kinematic surface runoff model and the dynamic tank model.

The counter-plans examined are as follows: 1) The increase of pump capacity at the Kumiya Pump Station, 2) the enlargement of side weir in the downstream of the River Furu to spill flood water temporary into the reclaimed land, 3) the creation of a retarding basin and 4) the radical improvement of the side weir with lowering its crest. As the result, the fourth or the second plan has been proposed with the increase of pumps of 30m³/sec or 60m³/sec, respectively.

1. ま え が き

流域の都市化は、当該地区または下流域の水害危険度に変化をもたらすことになるから、それに対して何らかの対策が必要となる。どのような対策が最良であるかは、それぞれの地形条件、社会条件によって異なり、一概にはいえないが、少なくとも都市化前に比べて被害を増大させないという、一つの目標が必要である。

われわれはこれまで急激に都市化が進行しつつある巨椋低平流域を対象として、都市化に伴い流出特性、内水氾濫の状況がどのように変化するか、水害危険度がどの程度増加するか、それが今日の対策によってどの程度軽減されているかについて検討した結果を報告してきた^{1), 2), 3)}。そこで今回は、都市計画で設定されている市街化区域のすべてが都市化された将来を見越した場合に、考えられるいくつかの対策案を検討し、最良案を模索提言したいと考えた。本報では、その検討結果について述べる。

ようにしてあり、出水時には常に数台のポンプを組み合わせで排水できるようにしてある。たとえば記録的な豪雨の場合には上段の流出量の急増による古川の堤防越水避けるため、排水機場の吸水槽樋門の操作によりすべてのポンプが上段排水に切換えられ、それより低水位の中、下段出水は湛水域の大きい下段地区の干拓田に遊水させ、上段流出量の低減を待って下段の排水が行われることになっている。

上述のような方式で堤防の安全確保と排水施設規模の最適化を計っている点、当時としてはまさに画期的な洪水対策であって、その基本思想は今日でも模範になる立派なものであった。

3.2 現状の洪水対策

巨椋排水機場の下段用ポンプは、その後昭和18年に京都飛行場の開設に伴い2台、昭和29年に湛水被害軽減のためさらに1台増設されている。これらの排水機は設置後かなりの年数が経過し、その老朽化が懸念されていたが、昭和46年、京都市向島ニュータウン計画を機に下段用ポンプ5台が、昭和53年にはさらに1台が更新され、現在では計13台、公称能力の合計48.9 m³/sとなっている。

また上段地区の都市化に対処するため、昭和48年に古川下流端に久御山排水機場が建設省によって新設された。同機場には現在30 m³/sのポンプが1台設置されているが、将来さらに増設が予定されている。

昭和54年には下段の幹線排水路下流端と古川下流端との間にあった舟通水門が廃止されて1号水門が設けられ、これを開ければ久御山排水機場のポンプで下段排水も行うことができるようになった。また古川下流の河床掘削が行われたこともあって、非かんがい期には下段の自然排水も可能となっている。

古川の現状の通水能力は54 m³/sとかなり小さいが、久御山排水機場の新設を機に、暫定能力として160 m³/sの河道に改修する計画が京都府によって立案され、現在その工事が進められている。

3.3 将来の水害危険度の変化

久御山排水機場のポンプ増設が、どの時点でどの程度増設されるかは今後の問題であるが、前報³⁾では都市化に伴う水害危険度の変化に焦点を合わせて、とりあえず将来においても、巨椋排水機場(48.9 m³/s)、久御山排水機場(30 m³/s)は現在能力、古川は暫定改修完了との想定のもとに、将来の出水氾濫状態と水害危険度の変化を検討した。その結果判明したことは、概略次のようである。

治水計画で採用されている100年確率降雨を想定した場合、古川改修前では上流域の水田に湛水していた雨水も改修によって下流に流下集中するため、古川余水吐地点の最高水位が65cm上昇し、それより下流の堤防および1号水門で越水が起きる。また下段干拓田の最低位部の西大池の最高水位は25cm高くなり、過去の最高水位以上の状態が2.5日も続くことになる。

一方水害危険度は、古川上流域では過去よりも著しく小さくなる反面、古川余水吐地点では14倍、下段西大池では3倍に増加することになる。

結局、現状の洪水対策のままでは、上段地区の上・中流域の氾濫湛水を解消させることにはなるが、古川下流部および下段干拓田に被害を集中させることになるので、ここに何らかの対策が必要ということになる。

4. 検討の方針

4.1 対象降雨

現在治水計画で採用されている降雨は、京都気象台で観測された昭和34年8月豪雨である。これは、Fig. 3に示すような降雨で、総雨量333 mm、日雨量287 mmであり、日雨量で100年確率に相当している。洪水対策の検討にどのような降雨を想定するかは問題であるが、今回は現行の治水計画に合せてこの降雨を検討の対象降雨として採用する。

4.2 数値モデルと流域モデル

(1) 数値モデル

前報³⁾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氾濫域とみなしうる領域には、kinematicモデルを適用し、水田などの氾濫域、古川など河川、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⁵⁾を用いて解析する。

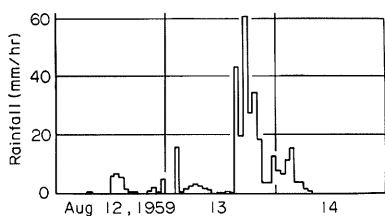


Fig. 3. Hyetograph used for flood examinations. This hyetograph, observed at the Kyoto Meteorological Observatory in 1959, is corresponding to 100 years return period in one-day depth.

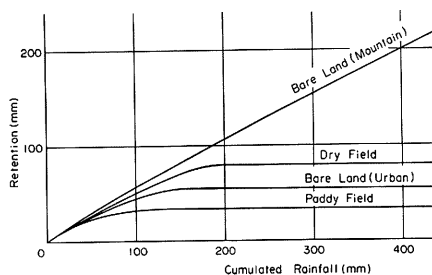


Fig. 4. Retention curves for direct runoff.

地目ごとの雨水保留特性は前報³⁾と同様、次のように推定した。丘陵山地には $\phi=30\text{mm/hr}$ とした ϕ -Index 法を用い、裸地・雑種地には、上段地区名木川流域の観測資料から求めた Fig. 4 に示す裸地 (山地) の保留量曲線を用いる。市街地では、建物などの舗装域の雨水保留を 0 とし、非舗装域のそれには Fig. 4 の裸地 (市街地) の曲線を用いる。水田、畑地にはそれぞれ Fig. 4 に示す曲線を用いる。なお中段、下段地区の裸地・雑種地の大部分は、水田を埋立てた粗造成地であるので、Fig. 4 の裸地 (市街地) の曲線を用いる。

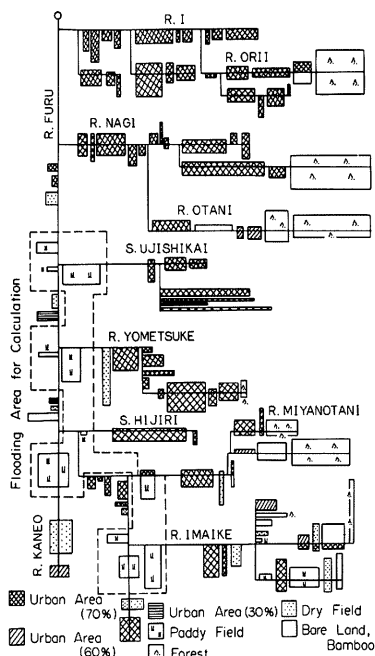


Fig. 5. The watershed model of the Joudan zone in the future.

(2) 流域モデル

将来の土地利用状況を示す流域モデルを、前々報²⁾で検討した流域モデル構成法に従って作成した。将来の流域モデルは前々報²⁾と同じで、上段、下段のそれは Figs. 5, 6 となり、氾濫域に適用する低平地タンクモデルのブロック図は、Fig. 7 となる。同図の 43, 44 が市街地のタンクである。

4.3 洪水対策の目標

3.3 で述べたように、古川で最も問題になるのは下

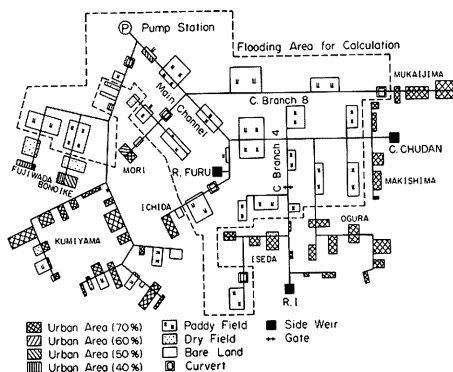
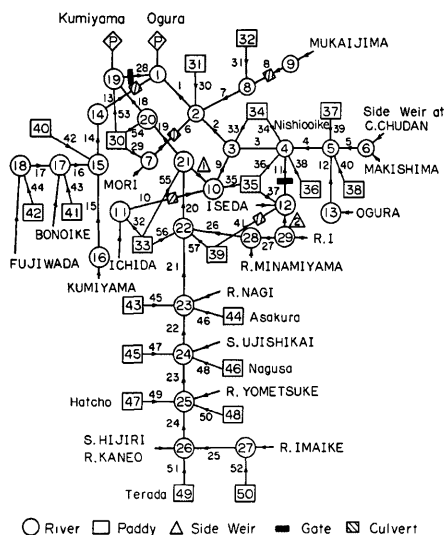


Fig. 6. The watershed model of the Gedan zone in the future.



○ River □ Paddy △ Side Weir ■ Gate ▨ Culvert
Fig. 7. Schematic diagram of inundation watershed of the Joudan and Gedan zones in the future.

流端であるので、洪水対策の目標地点を古川下流端とする。現在施工中の改修暫定計画で予定されている古川下流端堤防の天端標高は、O. P. 12.73 m であるので、これより余裕高 60 cm⁵ を引いた O. P. 12.13m を目標水位とする。なお古川下流端の水位は、Fig. 7 の流域モデルで河道タンク⑬の水位に相当し、これは久御山排水機場の水位でもある。

一方、下段の西大池の目標水位は、過去の最高水位 O. P. 10.93 m とする。

4.4 排水機場の施設条件

前述のように巨椋排水機場のポンプは、時代とともに更新されているが、将来とも昭和53年時点の排水能力を持ち、Table 1 に示す操作ルールで稼動するものとする。

一方、久御山排水機場の 30m³/s のポンプは、効率的な運転を期待してそれぞれ5, 10, 15m³/s の能力を持つポンプが3台設置されているものと読替える。上段排水は、現行の操作ルールを尊重して Table 2 に示すように久御山排水機場が優先して稼動するものとする。また久御山排水機場の排水ポンプの増

強を検討する場合には、30m³/s 単位のポンプを基準とする。

なお巨椋流域にとって外水である宇治川の水位ハイドログラフとしては、実測値に基づくのが一つの方法であるが、天ヶ瀬ダムの建設により外水条件が一変しているので、昭和28年降雨に相当する実測値がなく、また確率的に定めるにも資料不足である。そこでここでは、排水ポンプは外水位と無関係に公称能力を発揮できるものとして扱う。

Table 1 Criteria of pump operation at the Ogura pump station.

Zone	Working Pump		Water Level (m, in O. P.)	
	Total Capacity(m ³ /s)	Number	Active	Stop
Joudan	3. 15	1	11. 80	11. 40
	12. 35	4	12. 00	〃
Chudan	2. 10	1	11. 30	10. 80
	4. 10	2	11. 40	〃
Gedan	4. 70	1	9. 50	9. 30
	9. 40	2	9. 70	9. 50
	14. 26	3	9. 90	9. 70
	18. 91	4	10. 00	9. 90
	30. 11	7	10. 30	10. 00

Table 2 Criteria of pump operation at the Kumiya pump station.

Gate Operation	Pump Capacity Q_p (m ³ /s)	Water Level (m, in O. P.)	
		Active	Stop
Without	5	11.00	9.80
	10	11.10	〃
	15	11.20	11.00
	20	11.30	11.10
	25	11.40	11.20
	30	11.60	11.30
	60	11.80	11.40
	120	12.00	〃
	150	12.20	〃
	180	〃	〃
With*	Before Open	30	11.60
		60	11.80
		90	〃
		120	〃
	After Open	5	10.00
		30	10.20
		60	10.40
		90	10.60
		120	10.80
			9.80

* The gate No. 1 is open for $H_0 > H_s$, and closed for $H_0 < H_s$, in which H_0 and H_s are the water levels at the Ogura and the Kumiya pump stations, respectively.

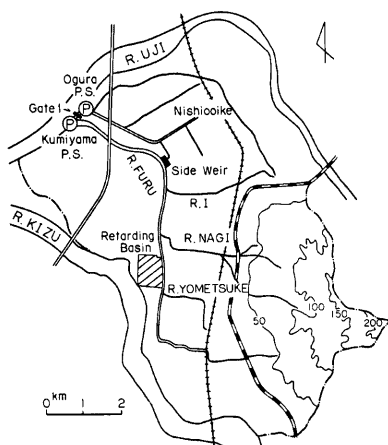


Fig. 8. Location of drainage facilities for flood mitigation.

5. 洪水対策試案

5.1 洪水対策の方式

洪水対策は対象とする地域の地形条件・社会条件に応じて考えなければいけないが、基本的には実施可能と思われるものに限定せざるを得ず、またできる限り永久対策を候補とすべきである。

今回はまず久御山排水機場のポンプ増設案を検討し、そこで予想される問題を回避するため、古川余水吐拡幅案、遊水池案、古川余水吐堰頂低下案と逐次検討を進めることにした。この検討に際し問題となる場所を Fig. 8 に示す。

5.2 久御山排水機場の増強案

まず久御山排水機場の排水ポンプの増設のみで対処する場合を考える。ポンプの増設台数を変えて洪水解析を行った結果を Fig. 9 に例示する。このときのポンプの操作ルールを Table 2 に示す。

Fig. 9 に点線で示した過去の値とは、都市化前の昭

和34年時点の土地利用状態で、古川未改修の場合の計算結果³⁾である。同図から、現状より $150 \text{ m}^3/\text{s}$ 増設すれば、古川下流端の最高水位は、 12.22 m と目標水位 12.13 m に近いがなおそれより 9 cm 高い。一方下段西大池では、 10.91 m と過去の最高水位 10.93 m より約 2 cm 低い状態になる。 $150 \text{ m}^3/\text{s}$ を増設することは現有の $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 、巨椋排水機場の上段用ポンプ $12 \text{ m}^3/\text{s}$ と合せて計 $192 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、井川との合流点ピーク流量 $210 \text{ m}^3/\text{s}$ をそのままポンプ排水することになる。この場合、古川の流量は $200 \text{ m}^3/\text{s}$ を越え、余裕高としては少くとも 80 cm 必要となるから³⁾、古川下流域の堤防を現在の改修計画より 20 cm 高くする必要がある。

ところで、この検討では100年確率を対象にしていること、ポンプの耐用年数が20～25年程度であることを考慮すると、 $150 \text{ m}^3/\text{s}$ ($30 \text{ m}^3/\text{s} \times 5$ 台)の排水ポンプを増設することは、能率的・経済的観点からみて賢明な策とはいえず、さらにほとんどピーク流出量そのものを排除対象とせざるを得ないことと自体が根本的な問題ともいえる。

5.3 1号水門の操作案

Fig.10 に示すように、古川下流端の下段幹線排水路下流端との間に設置された1号水門を開けると、古川の出水を下段の幹線排水路に遊水させることができる。そこでここでは、久御山排水機場水位が 12.00 m を越えたと1号水門を開け、その代り久御山排水機場水位がそのポンプ停止条件である 9.80 m 以下になるまで1号水門開放かつ久御山排水機場の排水ポンプはすべて稼働して下段排水も行う条件で検討した。

計算結果を Fig.11 に例示する。この場合のポンプの操作ルールを Table 2 に示す。まず久御山排水ポンプは現状の $30 \text{ m}^3/\text{s}$ のままとすると、Fig.11 に破線で示すように、久御山機場の最高水位は 11.92 m と目標水位より低くなるものの、巨椋排水機場水位は 11.74 m となり、排水機場付近の家屋が浸水被害を受けることになる。そ

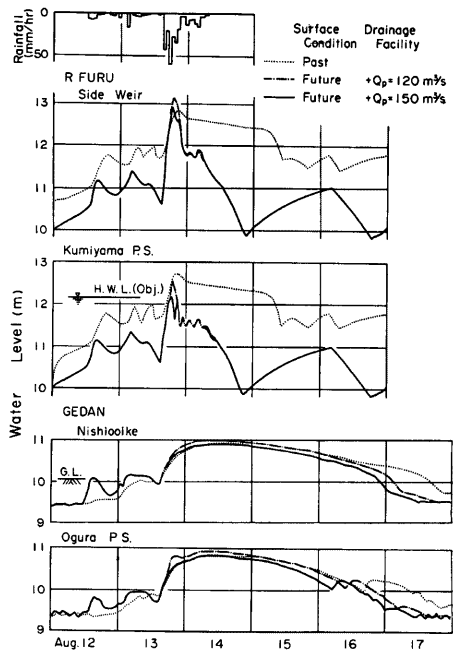


Fig. 9. Comparison of stage hydrographs at several points for both urban states in the past and the future under some hypothetical drainage facilities.

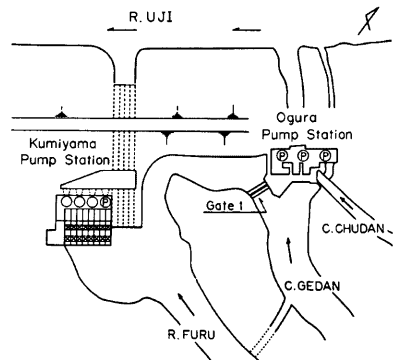


Fig. 10. Physiographical map of the Ogura and Kumiya pump stations.

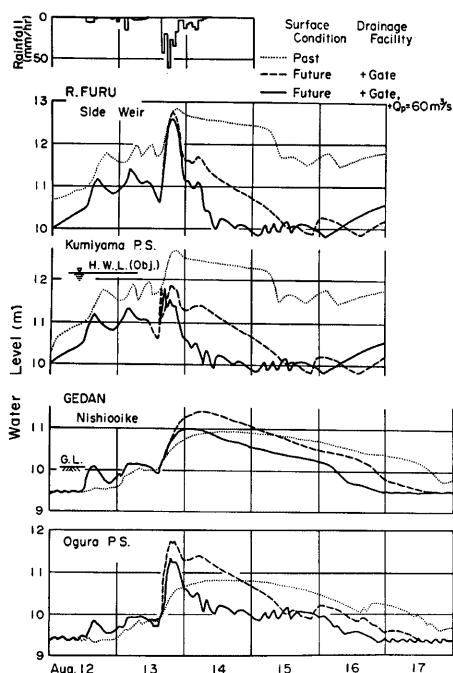


Fig. 11. Comparison of stage hydrographs at several points for both urban states in the past and the future under some hypothetical drainage facilities.

のときの排水ポンプの操作ルールは **Table 2** に示すとおりであって、久御山排水機場水位が 9.80m 以下になると停止し、その後水位が 10.00m 以上に回復すると排水ポンプが稼動する。巨椋排水機場水位が久御山排水機場水位より低下すると、1号水門が閉鎖されることにする。

Fig. 12 に示すように、現行ポンプのまま（同図の白丸）では、余水吐を6倍153mに拡幅しても、久御山排水機場水位は12.52mと、目標水位12.13mより40cm高いことが分る。同図の傾向からみられるように、余水吐をさらに拡幅しても久御山排水機場水位の低下割合は小さい。またこの時の下段西大池の水位は、**Fig. 13** に白丸で示すように11.35mと目標水位10.93mより42cm高い。

そこで余水吐の拡幅とともに久御山排水機場の排水ポンプの能力増強を検討した。ポンプ台数を順次増加すると、久御山排水機場水位は **Fig. 12**、下段西大池の水位は **Fig. 13** のようになる。これからわかるように、久御山排水機場の水位を目標水位以下にするには、古川余水吐を現行の6倍に拡幅し、かつ排水ポンプも最低 $60\text{ m}^3/\text{s}$ 増設の必要がある。また下段西大池の水位を目標水位以下にするには、最低 $90\text{ m}^3/\text{s}$ 増設の必要があり、この場合には余水吐拡幅は3倍でよいことになる。

洪水対策の基本的な考え方として、耐用年数の短い排水機を数多く増設するよりも、永久構造物である余水吐を拡張する方が、安全かつ安価になる。そこで久御山排水機場のポンプを $60\text{ m}^3/\text{s}$ 増設、余水吐を6倍にする案を採用することになると、各地の水位ハイドログラフは、**Fig. 14** のようになる。下段西大池では、最高水位が過去のそれより10.5cm高いが、過去の水位以上になる時間は12時間程度であり、全体としての

こで久御山排水機場の排水ポンプを $60\text{ m}^3/\text{s}$ 増設すると **Fig. 11** の実線のようにになる。このときの巨椋排水機場の水位は11.35cmで、家屋の浸水はなくなるが、幹線排水路堤防天端標高11.03mよりかなり高い。

ところで、久御山排水機場の水位が12.00mを越える時点では、1号水門の内外水位差は1.5mになる。これは水門操作にかなり危険が伴い、かつ現実問題としては水門を開くか否かの意志決定が非常にむずかしい。このようなことから、この試案は現実的とはいえない。

5.4 古川余水吐の拡幅案

下段の干拓田 (10.8 km^2) は、最低田面が9.9mで、10.5m以下が 3.5 km^2 、11.0m以下が 6.2 km^2 と非常に低平であってかなりの遊水効果が期待できる。

そこでここでは、現在の古川余水吐地点において、現在の堰頂標高を変えことなく拡幅し、下段への越流量を増加させる案を考えた。これは前項に述べた古川下流端における危険な人為操作に代って、少し上流地点で自然越流を期待する安全策ともいえる。ただしこの場合には古川の水を下段に流入させるので、巨椋排水機場の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、久御山排水機場の排水ポンプで下段排水も行かう。こ

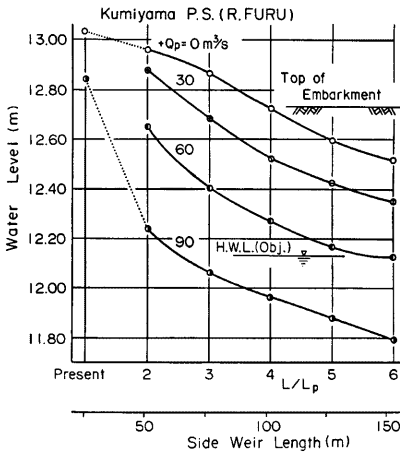


Fig. 12. The relations between the side weir length in the River Furu and the highest water level at the Kumiya pump station under some hypothetical pump capacities.

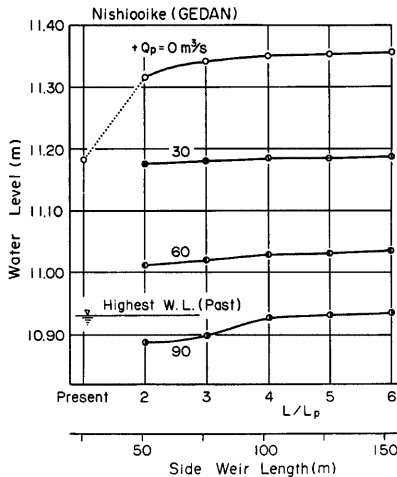


Fig. 13. The relations between the side weir length in the River Furu and the highest water level at Nishioike under some hypothetical pump capacities.

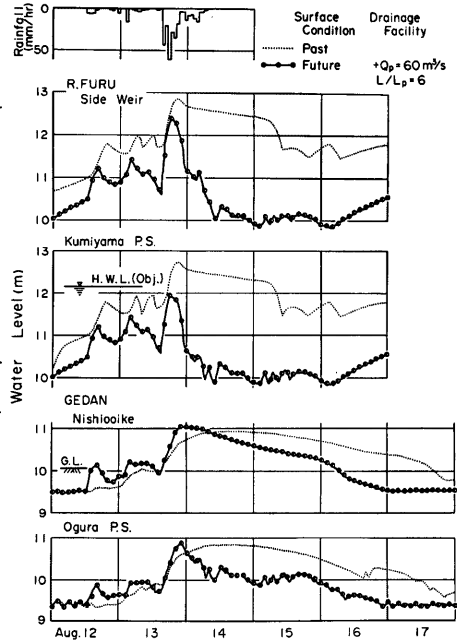


Fig. 14. Comparison of stage hydrographs at several points for both urban states in the past and the future under some hypothetical drainage facilities.

湛水時間は1.5日短縮されることになるので、この地区が水田主体地区である限り、湛水被害は過去に比べて必ずしも増加するとはいえない。

なお上記のほか、古川下流端より上流1.3 km地点に余水吐(幅幅100m、堰頂標高11.90m)を新設し、現在の余水吐との2個所で古川の水を分散越流し、下段に遊水させることとし、現在の余水吐の幅幅の程度を検討してみた。その結果では、西大池の水位は上記の案と大差なく、余水吐を新設して分散越水させる必要性はみられなかった。

5.5 遊水池の設置案

上段地区の都市化の影響をすべて古川下流部にしわ寄せする前述の案に代って、古川の上流域に遊水池を設け、ピークカットを行う案について検討する。遊水池の位置は、できるだけ大きな流域の流出量がカットできること、人家の密集地を避け現実的に施工可能な

場所であることなどから、Fig. 8 に示すように、名木川、嫁付川合流点間の古川左岸に広がる 0.48 km^2 の水田域を候補地とした。これは Fig. 7 の流域モデルでは水田タンク區に該当する。

ここでは次の諸点をどの程度にすればよいかを検討した。

- i) 遊水池の現行標高 14.5 m からの掘削深
- ii) 古川余水吐拡幅との関連
- iii) 久御山排水機場のポンプ増設との関連

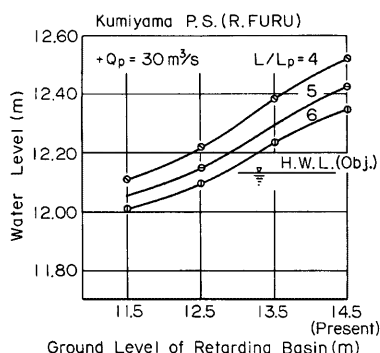


Fig. 15. The relations between the ground level of a retarding basin and the highest water level at the Kumiyama pump station. $+Q_p$: added pump capacity, L/L_p : the length ratio of the side weir in the River Furu.

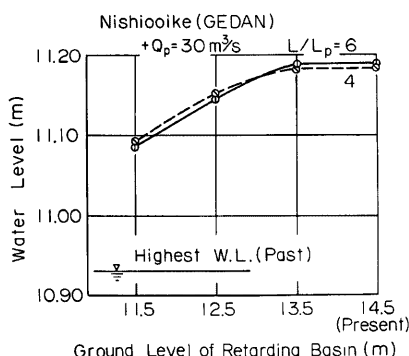


Fig. 16. The relations between the ground level of a retarding basin and the highest water levels at Nishi-oike. $+Q_p$: added pump capacity, L/L_p : the length ratio of the side weir in the River Furu.

この結果、Figs. 15, 16 に示すように、遊水域の標高を低下させるに伴い久御山排水機場および下段西大池の水位は低下する。久御山排水機場水位を目標水位以下にするためには、遊水域標高を 2 m 掘削の 12.5 m, 古川余水吐を 6 倍拡幅、久御山排水機場の $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 増設という案になる。すなわち遊水域を 2 m 掘削することは、前項の余水吐拡幅案と対比してみると、久御山排水機場の $30 \text{ m}^3/\text{s}$ ポンプ 1 台を増設することにはほぼ相当している。このときの遊水池の流量カット量は Fig. 17 に示すように $89 \text{ m}^3/\text{s}$ である。また下段西大

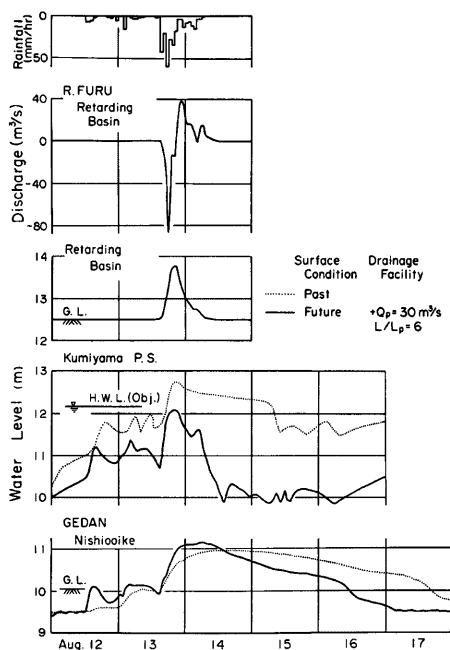


Fig. 17. Comparison of stage hydrographs at several points for both urban states in the past and the future under some hypothetical drainage facilities.

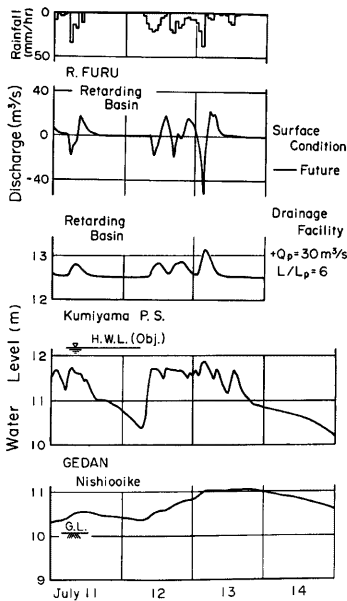


Fig. 18. Discharge and stage hydrographs at several points for the future urban state. The hydrographs are calculated for 100 years return period in one-day depth with the pattern of rainfall in July, 1972.

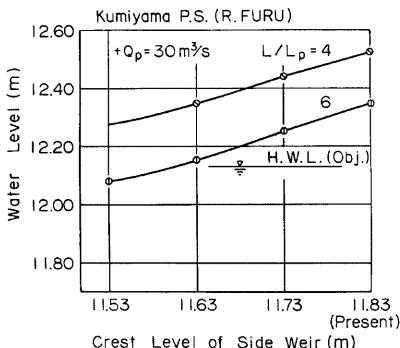


Fig. 19. The relations between the crest level of the side weir in the River Furu and the highest water levels at the Kumiyama pump station. $+Q_p$: added capacity, L/L_p : the length ratio of the side weir.

池の最高水位は過去より 22cm 高いが、湛水時間が 1 日短縮していることが分る。ただこれは、前項の $60\text{m}^3/\text{s}$ 増設案に対比して、西大池最高水位で 11.5cm 高く、湛水時間も半日長いのは一つの問題であろう。

遊水池の流量カット効果は、この例のように集中豪雨型の場合には大きい、長雨型の場合には、多少減少すると思われる。そこで次のような検討をした。第 1 報¹⁾で検討した昭和 47 年 7 月 10 日からの豪雨は 12 日にほぼ一定強度の雨が連続している。そこで遊水効果を減少するように降雨波型を一部修正したのち、日雨量が 100 年確率に相当するように引伸しをした降雨を想定してみた。その結果、Fig. 18 に示すように 13 日 2 時まで弱雨が降り続いて遊水池の水位が上昇しているので、3 時の豪雨時には流量カット効果が多少減少するはずであるが、実際には $53\text{m}^3/\text{s}$ の流量カットが行われている。遊水池の面積が大きいこと、下流側の排水能力が大きいなどの理由によって、この降雨の場合でも比較的良好な流量カット効果を示しているといえる。

5.6 古川余水吐の堰高低下案

上述の遊水池案は、古川上流域でピーク流量カットを行う案であるが、どのような条件下でもその能力を最大限に期待できるとは必ずず、また 0.48km^2 の優良農地を潰すのも実際上は問題である。

そこでここでは上流域の遊水池案を、余水吐の堰高を低下させて、下段に遊水させる案で肩代りできないかを考えた。そこで次の諸点をどの程度にすればよいかを検

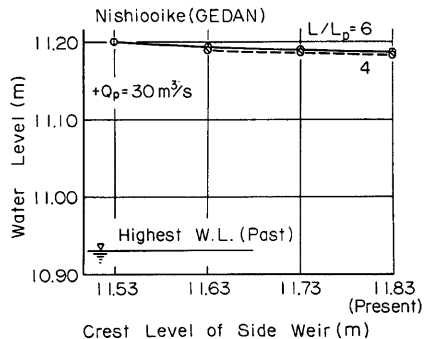


Fig. 20. The relations between the crest level of the side weir in the River Furu and the highest water levels at Nishioike. $+Q_p$: added pump capacity, L/L_p : the length ratio of the side weir.

討した。

- i) 古川余水吐の現行堰頂標高11.83mからの低下
- ii) 古川余水吐の拡幅
- iii) 久御山排水機場の増設

Fig. 19, 20 に示すように余水吐の堰高低下に伴って久御山排水機場の水位は低下するが、当然のことながら下段西大池のそれは多少増加する。Fig. 19 より久御山排水機場水位を目標水位以下にするには、古川余水吐の堰頂標高は現行より30cm低下の11.53m、堰幅は現行の6倍、久御山排水機場のポンプ増設は $30\text{ m}^3/\text{s}$ ということになる。この場合、Fig. 20 より下段西大池の水位は、余水吐の堰高を低下させない場合に比べてわずか2.3cm増加するにすぎない。しかし過去の最高水位に比べて28.5cm上昇している。この時の各地の水位をみると、Fig. 21 に示すようになり、下段西大池では、過去の最高水位以上の時間は約1日となるが、湛水時間は、久御山排水機場の排水ポンプ $30\text{ m}^3/\text{s}$ の増設によって1日短縮していることが分る。

6. あとがき

巨椋低平流域における将来の洪水対策について、考えうるいくつかの案を検討した。その結果、洪水対策として次の4案が明示できた。

- i) 久御山排水機場は現行より $150\text{ m}^3/\text{s}$ 増設し、古川堤防を現行計画より20cm嵩上げる。
- ii) 古川余水吐を現行堰頂標高のままで現行の6倍に拡幅し、久御山排水機場ポンプを $60\text{ m}^3/\text{s}$ 増設する。
- iii) 古川上流域に 0.48 km^2 遊水池を設けて2m掘削するとともに、古川余水吐を6倍に拡幅し、久御山排水機場にポンプ $30\text{ m}^3/\text{s}$ を増設する。
- iv) 古川余水吐の堰頂標高を現行より30cm低下させ、堰幅を6倍に拡幅、久御山排水機場ポンプを $30\text{ m}^3/\text{s}$ 増設する。

上述4案の中では、iv) 案または ii) 案が現段階で考えられる最良案でないと思われる。なお下段西大池の水位も過去の最高水位に抑えたいならば、久御山排水機場ポンプを最低 $90\text{ m}^3/\text{s}$ 増設しなければならないようである。

以上は現在の治水計画で基礎としている100年確率豪雨を対象とした案であるが、さらに経済的検討を行うためには、現実起こりうるいくつかの降雨をも併せて検討する必要がある。これらについてはあらためて報告の機会を得たいと考えている。

本研究に際し、巨椋池土地改良区、建設省淀川工事事務所の協力を頂いたこと、本研究所周太郎助教授、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54、55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

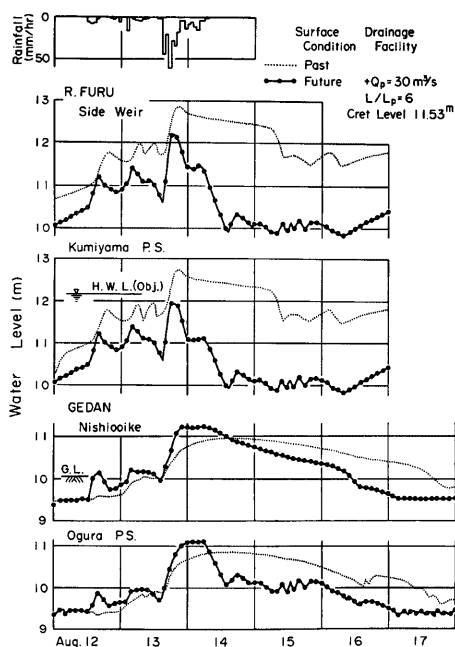


Fig. 21. Comparison of stage hydrographs at several points for both urban states in the past and the future under some hypothetical drainage facilities.

化学研究所の 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-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），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），京都大学防災研究所年報，第24号B-2，1981，pp. 197-208.
- 4) 巨椋池土地改良区：巨椋池干拓誌，1962.
- 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) 建設省河川局：建設省河川砂防技術基準（案）・計画編，山海堂，1977，p. 98.