

昭和47年7月豪雨による東大阪水害とその考察

岡 太 郎・角 屋 睦

A CONSIDERATION ON FLOOD DISASTER IN EAST OSAKA CAUSED BY LOCAL HEAVY RAINFALL IN JULY, 1972

By Taro OKA and Mutsumi KADOYA

Synopsis

The East Osaka region, middle Japan, was attacked by local heavy rainfall about 300 mm during July 11-13, 1972, and several places suffered severe disaster from flood. Sum of flooded areas was estimated to be 17.9 km², and the number of submerged houses was calculated as 36, 345. Flooded damage was the most intense in Suminodo district situated near the confluence of the Rivers Daiichineya and Onchi.

Most part of the East Osaka region is a alluvial fan formed by the Rivers Yodo and Yamato. The region, therefore, was mainly utilized as farms and paddy fields. But considerable part of the region was being urbanized rapidly regardless of drainage channel conditions in recent.

Hydrograph of flooded volume at the confluence of the Rivers Daiichineya and Onchi was estimated as the difference between inflow from both rivers and outflow to downstream. The kinematic wave method for runoff analysis was applied to estimate inflow and the modified leap-frog method to simulate outflow. The results were fairly good to simulate hydrograph of water level in flooded area.

1. ま え が き

昭和47年7月梅雨末期の豪雨によって、全国各地に大災害が発生したが、東大阪寝屋川流域の各所にも、堤防越水・排水不良にもとづく内水災害が多発し、数日間も浸水の憂目にあった住宅区域もあった。かつてこの地域は水田を主体とする農業地域であったが、近年の都市化の波に押されて、いたるところが商工業住宅地域になってきており、したがってそこに発生する災害の様相も以前とはかなり変質してきている。被災地域が広汎であるため、それぞれの被災状況と原因を論及することは容易ではないので、ここではこの地域全体の被災の概況を述べ、とくに災害の激甚であった寝屋川・恩智川合流点付近（大東市住道地区）の氾濫量について検討を加えた結果について論述する。

2. 調査地域の概況

被害の大きかった東大阪地区とは、Fig. 1 に示すように大阪市の東部上町台地から生駒山麓の間、淀川および大和川に挟まれた低平地域の一帯である。この平野部は古くは淀川・大和川の氾濫沖積地であり、近年までそのほとんどが水田として利用されていたが、最近急速に商工業地・宅地域として再開発されてきている。

この流域のうち生駒山麓の雨水は、主として寝屋川上流部と恩智川によって受けられ、寝屋川本川を経て旧淀川に排水される。平野部の水は古川・楠根川・長瀬川・平野川などに集められ、それぞれ寝屋川の中流、下流部で寝屋川に流入している。これらの排水河川は、時期的には用水河川でもあり、淀川および大和川に水源を求めていることは Fig. 1 よりも了察される。またいずれも低平地域を流れる緩流河川であり、寝屋

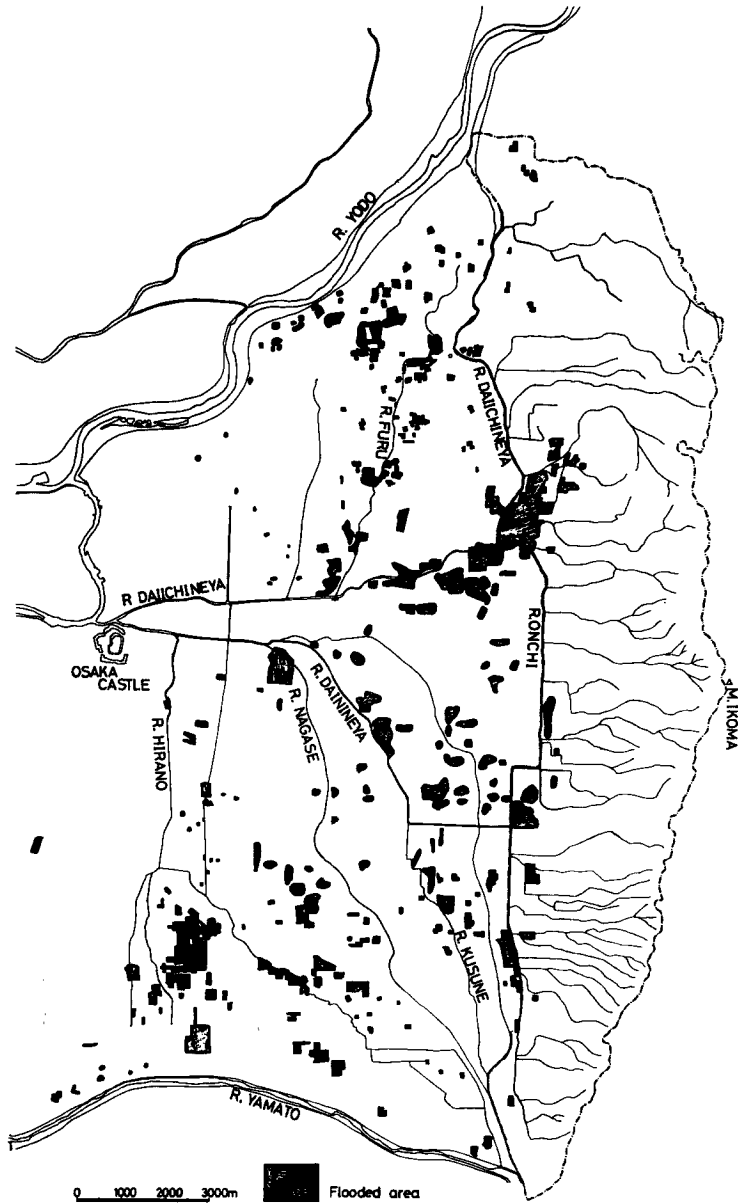


Fig. 1 Flooded areas.

川下流部は感潮区域でもある。したがってこれら諸河川に流入する中小排水路の河床こう配も小さく、本来この地域は水田としての土地利用形態が、自然の理に逆わない最善の姿であったといえよう。

この流域の都市化に対応する都市河川計画の一環として、昭和43年、恩智川中流部に洪水吐用可動せき(ファブリーダム)が設置され、その越流水を受ける第2寝屋川が開削された。またいくつかの河道区間の改修工事が逐次進められているが、都市化の状況は、たとえばこの地域の農地面積が、昭和32年には9530

haであったのに対し昭和45年には3675haと急激に減少してきていることよりも類推されるように、非常に激しく、内水対策上いくつかの問題点を提起しているようである。

3. 豪雨と被災状況

前述のように内水災害危険度の高いこの地域に、7月10日から13日にかけて連続雨量300mm前後の豪雨がもたらされた。Fig. 2(a)に9日～13日の間の総雨量の地域分布を、Fig. 2(b)に12日9時から13日9時までの日雨量の地域分布を示す。また流域内外の観測所における時間雨量分布をFig. 3に示す。これ

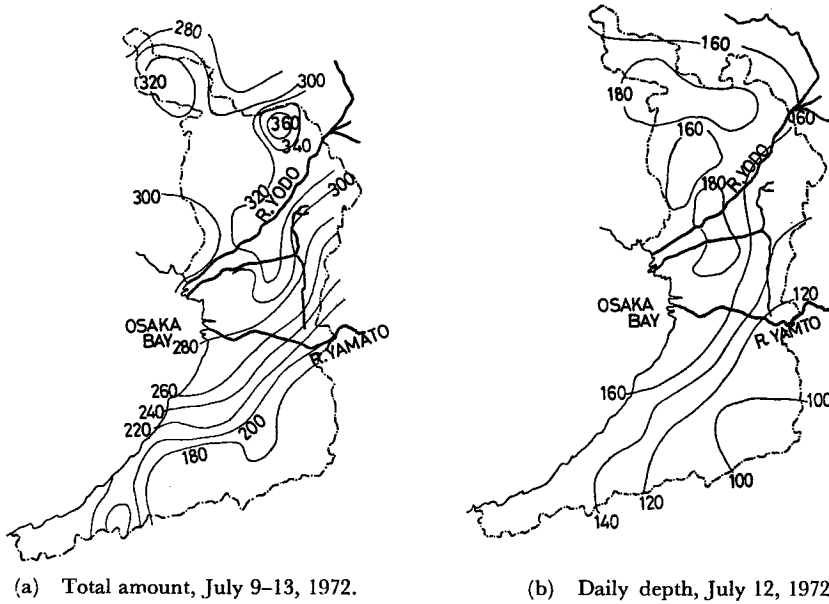


Fig. 2 Distributions of rainfall.

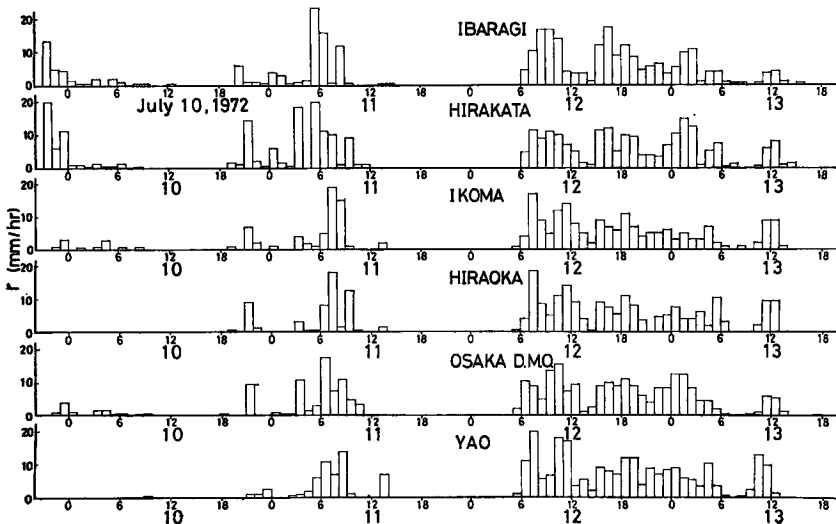


Fig. 3 Hyetographs at several stations.

らよりみられるように、10日夜半より11日朝にかけ 50 mm~80 mm の雨があって浸透域あるいは貯水域をほぼ満した状態にある所に、中1日において12日~13日に 200 mm 前後の豪雨が発生している。いずれの観測所でも最大降雨強度は 20 mm/hr と特に大きいものはみられないが、10~20 mm/hr の雨が数時間連続して豪雨を形成している、いわば内水災害型豪雨ともいえる。なお八尾における最大24時間雨量 205 mm は30年確率相当の豪雨であるといわれている。

さてこの豪雨によってもたらされた災害のほとんどは、堤防越水・排水不良に基因する浸水によるものであって、その概要が Fig. 1, Table 1 にまとめられている。この災害で最もひどかったのは、寝屋川・恩智川の合流点に位置する大東市住道地区であって、聞きこみ調査によると、7月12日10時頃より越水が始まり、市当局の応急処置にもかかわらず、14日夕刻まで浸水状態が続き、最大たん水深は 1.5 m にも及んだといわれる。

Table 1 Damages caused by flood.

City	Flooded area (km ²)	Number of submerged houses		Agricultural facilities (million yen)
		Over the floor	Under the floor	
Osaka	2.74	1103	7199	
Higashi-Osaka	2.92	685	2774	5.87
Daito	3.10	2200	3071	10.13
Yao	1.42	628	6629	7.29
Kashihara	0.15	1	913	
Kadoma	4.30	808	4677	
Shijonawate	0.03		5	
Moriguchi	0.64	436	2728	
Neyagawa	0.22	62	2430	2.90
Hirakata				17.39
Total	17.88	5923	30422	43.67

今回の被害額は正確には把握されていないが、公共施設災害だけでも73億円といわれている。さらに個人住居財産の損傷、商工業活動や交通機能の停止に伴う波及的被害を考慮すると数百億円に達するものと思われる。土地利用形態の変化と被災メカニズムの変化、その対応策、水害ポテンシアル変化の定量的把握法の確立の急務であることなど、多くの問題を提起している。

4. 寝屋川・恩智川合流点付近氾濫量の検討

今回の豪雨では流域内のいたる所で浸水災害を起こしているが、ここでは最も激甚であった寝屋川・恩智川合流点付近の氾濫量を検討してみたい。むろん多くの被災地域にみられると同様、この地点での氾濫量ハイドログラフを定量的に示すデータは得られていない。しかし幸にして大阪府都市河川課¹⁾によって、この流域河川のいくつかの点で水位が観測されているので、これらを手掛りにしての推定計算により検討する。検討の方針としては、まず寝屋川上流部および恩智川の流出解析に kinematic wave 法を適用して合流点への流入量を推定し、つぎに合流点より下流部のある区間で不定流計算を行なって下流への流量を推定する。両者の差としてこの地域における氾濫の規模を検討する。

4.1 氾濫流域の概要とモデル化

寝屋川・恩智川合流点より上流部支流の概要を Fig. 4 に示す。これら支流のうち生駒山脈西斜面を

含むものは、ほぼ急傾斜域、丘陵地および緩こう配の平地域よりなり、丘陵域には住宅地が、平地域には水田・畑・住宅地が混在している。これら地文条件を考慮しつつ詳細な流出解析をしようとするれば、各支流域ともいくつかのブロックに細分しなければならないが、あまりにも計算が繁雑になり、その労力に対し精度をチェックする資料がない。そこで斜面傾度、宅地開発度をも考慮して、標高50m等高線をもって各支流域を2分することにした。この標高以下の支流域では水路網を考慮して適当に細分化した。このような方針によって単純化した流域モデルを Fig. 5 に示す。

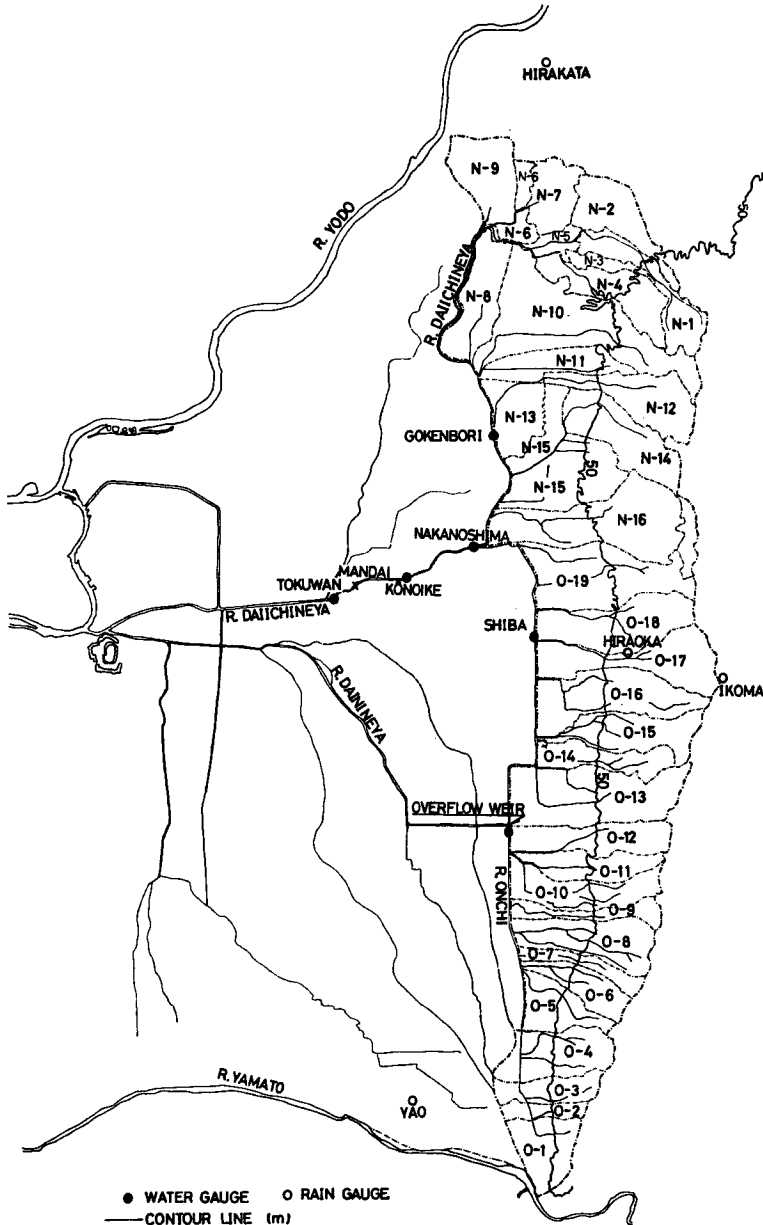


Fig. 4 Physiological map of the East Osaka region.

Fig. 5 のモデルでは、各ブロックごとに土地利用形態を単純化して示してある。これらの分類は、昭和 41 年大阪府で調査された土地利用図を参考にして定めたもので、

都市域：ほぼ全域が宅地・商工業地

準都市域：面積比で約 50% 都市域

と定義し、他を水田域主体流域、山林域としているが、若干のあいまいさは残っている。

4. 2 有効降雨

計算機容量の制約もあるので、流出解析は 7 月 12 ~ 13 日の一連降雨について行ない、それ以前の雨は前期降雨として処理することにした。

さてこの期間の雨量には若干の地域差があるが、それらを十分考慮して支流域ブロックごとに別の降雨を与えるということは、計算上かなり複雑であり、かつまたそれだけの精度が期待できるかどうかは疑問である。一方この流域は東西に狭く南北に長いという特徴をもっていること、Fig. 3 にもみられるように生駒山頂と枚岡の雨量の間に大きな差がないことなどを考慮すると、実用上南北方向の雨量差のみを考慮する程度でよさそうである。こうしたことから、今回の解析では、Fig. 5 に示す I, II, III の地域に分け、それぞれ八尾、枚岡および枚方の降雨記録を用いることにした。

有効降雨の推定には、まず雨量記録と流出量記録を対比して全有効雨量の推定を行なう必要があるが、この流域の場合これを検証するデータが得られていない。そこで今回はわれわれの調査研究流域で得られている累加雨量～累加損失雨量曲線を基礎にすることにして、山地域に対しては京都市西南部の小畑川流域³⁾、水田域に対しては京都市南部の横大路流域³⁾、都市域に対しては京都市西部の天神川市街地流域⁴⁾ で得られている曲線を準用した。これらを Fig. 6 に示す。

Fig. 6 を用いて有効降雨の計算をするには 7 月 11 日の前期降雨を考慮する必要がある。この量は八尾、枚岡、枚方でそれぞれ 54, 57 および 84 mm と若干の差があるが、山地域に対しては八尾の 54 mm を採用して、中安の方法によって単純に修正したものを用いることにした。この結果は Fig. 6 に併示してある。

水田域に対しては、減水深がほぼ 20 mm/day であることを考慮して累加雨量を修正し、有効降雨を推定した。都市域に対しては前期特性に応じて都市域または水田域の曲線を用いたが、実際には水田域に前期降雨の影響を考慮するとほとんど都市域の曲線に近くなるので、あまり大きな問題にならない。

以上のような方法を用いて推定した有効降雨の値の妥当性を検証する適切な手段はないが、後にみられる

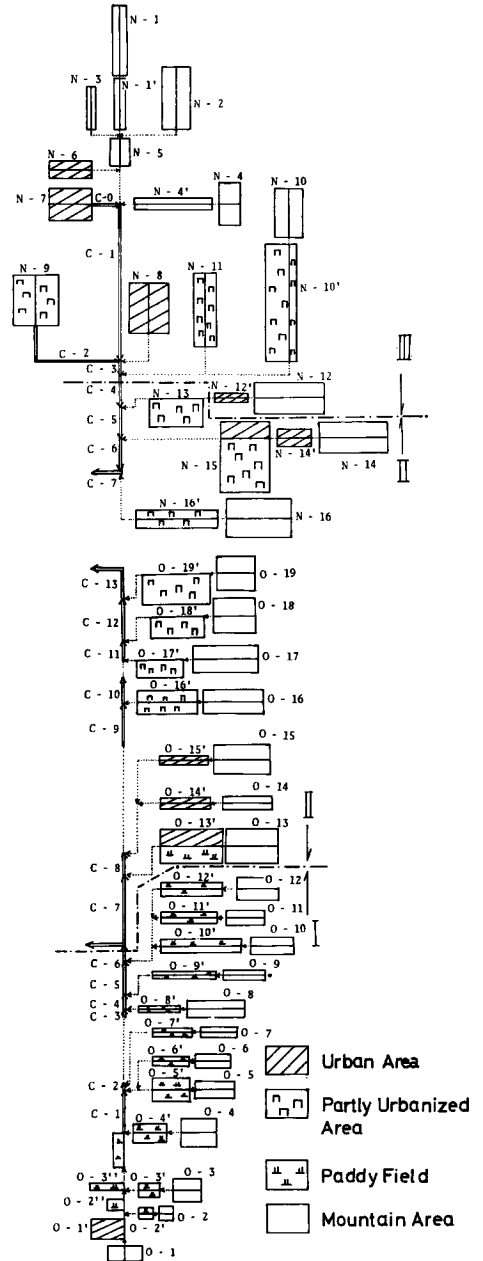


Fig. 5 Model of the basin.

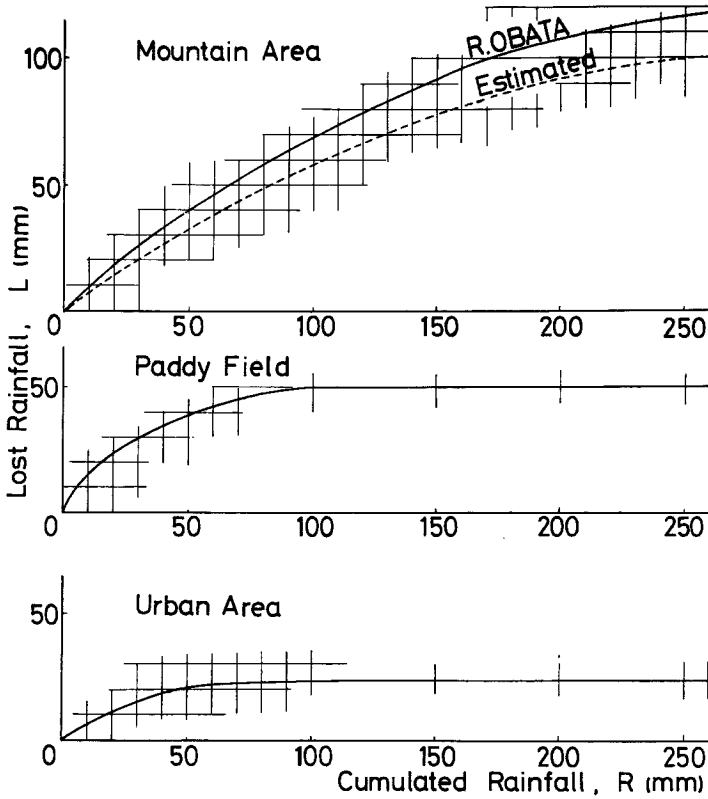


Fig. 6 Relations between cumulated and lost rainfalls.

ように、計算の結果得られた流出量全量と観測値のそれとの間に大差はないことから、かなり良い推定値を与えたものと考えている。

4.3 流出解析

流出解析法としては、Manning 型抵抗則を用いた kinematic wave 法を適用して Fig. 5 に示すプロックに忠実に雨水追跡を行なうことにする。

周知のように基礎式は次式である。

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

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

ここに h : 水深 (m) q : 単位幅流量 (m^2/sec)
 A : 流水断面積 (m^2) Q : 流量 (m^3/sec)
 t : 時間 (sec) x : 距離 (m)
 r_e : 有効降雨強度 (mm/hr) α : 単位換算係数 ($1/3.6 \times 10^{-6}$)

$$k = \left(\frac{N}{\sqrt{\sin \theta}} \right)^{5/3}$$

N : 等価粗度係数 ($m^{-1/3} \cdot \text{sec}$) θ' : 斜面勾配

水路定数 K, P については, Manning 則が成立し, かつ径深 R が k_1, z を定数として

$$R = k_1 A^z$$

と表わせるものとする次式が成立する。

$$K = \left\{ \frac{n}{\sqrt{\sin \theta}} k_1^{-2/3} \right\}^P$$

$$P = \frac{3}{(2z+3)}$$

ただし θ : 流路勾配

n : Manning の粗度係数 ($m^{-1/3} \cdot \text{sec}$)

実際の計算は (1), (2) 式を特性曲線上で展開し, 電子計算機を用いて順次解く方法を取った。

ここで重要なパラメータである等価粗度 N ($m^{-1/3} \cdot \text{s}$) の値は, われわれがこれまでいくつかの流域で得ているものを勘案して,

都市域 ⁴⁾	: $N=0.01$
準都市域	: 0.5~1.0
水田域 ³⁾	: 2.0
山地域 ⁵⁾	: 1.0

と想定した。また斜面勾配は 1/2.5 万の地形図上で求めた平均値を, 水路の粗度係数は, $n=0.013 \sim 0.03$, 水路定数は各河川ごとの縦断横断面図を用いて計算により求めた。計算に用いた各ブロックの定数をまとめて **Table 2** に示す。

なお **Fig. 5** に示す全ブロックについて雨水追跡を一度に行なうことは不可能であるので, 次のような解析手順に従って計算を進めた。

まず恩智川流域のうち, ファブリダムより上流部の雨水追跡を行ない, ファブリダム地点越流量を差引いた下流側下流量を求める。ついで合流点まで流出量計算を進めるが, 途中芝地点の水位観測記録を用いて計算精度を吟味する。この検証の後寝屋川上流部の流出解析を進め, 合流点流量を推定する。なお計算の時間間隔は 20 分とする。

さてこの方針にしたがってファブリダム地点の流量を求めた結果が **Fig. 7** である。ファブリダムから第 2 寝屋川への越流量 Q_f は同点の水位・操作記録を用いて次式より推定した。

$$Q_f = C \cdot B \cdot h^{3/2}$$

ここに B はせき幅 (26m), h は越流水深, C は越流係数であるが, せき高 Z と h により異なり $h/Z=0.2$ で $C=1.727$, 0.3 で 1.806, 0.5 で 1.966, 0.7 で 2.127 とした。

Fig. 8 にファブリダムよりの越流量を示し, また **Fig. 7** にこの地点を通過して恩智川下流に流下する流量推定値 Q_d を併示してある。なおこの地点までの流域面積は 20.3 km² である。

恩智川のファブリダム地点より下流, 寝屋川合流点にいたるまでの間に位置する芝地点において, 水位記録が得られている。水位～流量曲線は未整備であるが, この付近の河川断面はかなり斉一であり, かつ感潮域よりかなり上流であること, および計算流量の検証ができる唯一の地点であることを考慮して, ここでマンニングの等流平均流速公式を適用して流量ハイドログラフを推定し, これをこの地点の観測値とみなすことにした。この結果を **Fig. 9** に示す。

Fig. 9 の観測ハイドログラフの低減特性を考慮して直接流出外成分 (ここでは単に基底流と呼ぶ) を同図のように推定し, これを他地点での基底流推定にも面積比を考慮して適用することにした。なおこの地点までの流域面積は 36.6 km² である。

さてファブリダムより下流側の流域についても雨水追跡を実行し, 芝地点での流量を推定した結果を **Fig. 9** に併示する。観測値と対比すると, 立上り部と第 1 ピーク流量, 最後のピーク流量に若干の差がみられる。これらは有効降雨の推定法にも関連するが, 主として支流域の水田地帯を通る水路の氾濫効果を計算上無視

Table 2 (a) Model constants of Daichineya River-basin.

Sub-basin No.	Area (km ²)	Slope			Channel				
		Length (m)	Slope (sin θ')	Roughness (m ^{-1/3s})	Length (m)	Roughness (m ^{-1/3s})	Slope (sin θ)	K	P
N-1	1.325	268	0.3122	1.00	2475	0.013	0.010	0.37	0.744
N-1'	0.800	225	0.0415	1.00	1775	0.030	0.007	0.95	0.692
N-2	2.139	486	0.0945	1.00	2200	0.030	0.007	0.95	0.692
N-3	0.487	162	0.0486	1.00	1500	0.030	0.007	0.95	0.692
N-4	1.138	759	0.2243	1.00	750	0.013	0.010	0.37	0.744
N-4'	1.206	219	0.0486	1.00	2750	0.030	0.005	1.00	0.713
N-5	0.685	351	0.0710	1.00	975	0.030	0.007	0.95	0.692
N-6	0.870	295	0.0221	0.01	1475	0.025	0.0002	4.40	0.620
N-7	1.656	552	0.0221	0.01	1500	0.030	0.0003	0.70	0.789
N-8	2.406	687	0.0021	0.01	1750	0.025	0.0003	1.84	0.776
N-9	2.425	782	0.0091	1.00	1550	0.025	0.0003	1.84	0.776
N-10	1.625	485	0.3636	1.00	1675	0.030	0.008	0.74	0.755
N-10' R	3.481	849	0.0263	0.50	4100	0.030	0.002	1.48	0.696
N-10' L	1.019	248							
N-11	1.856	360	0.0374	0.50	2575	0.030	0.005	1.03	0.703
N-12	2.294	509	0.2596	1.00	2250	0.025	0.020	0.52	0.670
N-12'	0.419	178	0.0308	0.01	1175	0.030	0.020	0.60	0.711
N-13	1.875	1000	0.0308	0.50	1875	0.030	0.004	1.05	0.716
N-14	2.750	550	0.4298	1.00	2500	0.025	0.020	0.52	0.670
N-14'	0.763	317	0.0800	0.01	1200	0.030	0.004	1.11	0.703
N-15 R	1.113	645	0.0308	0.01	1725	0.030	0.004	1.11	0.703
N-15 L	3.275	1898	0.4403	0.50					
N-16	3.038	675	0.3086	1.00	2250	0.025	0.020	0.52	0.670
N-16'	1.938	334	0.0865	0.50	2900	0.030	0.004	1.23	0.670
	$\Sigma 40.583$								
C ₀					1075	0.030	0.0032	1.23	0.731
C ₁					5475	0.025	0.0002	4.40	0.620
C ₂					4250	0.035	0.0001	5.08	0.636
C ₃					450	0.025	0.0002	4.40	0.620
C ₄					1150	0.025	0.0002	4.50	0.626
C ₅					1125	0.025	0.0002	3.42	0.695
C ₆					1075	0.025	0.0002	3.42	0.695
C ₇					1000	0.025	0.0002	3.42	0.695

Table 2(b) Model constants of Onchi River-basin.

Sub-basin No.	Area (km ²)	Slope			Channel				
		Length (m)	Slope (sin θ')	Roughness (m ^{-1/3s})	Length (m)	Roughness (m ^{-1/3s})	Slope (sin θ)	K	P
O-1	0.688	598	0.4407	1.00	575	0.025	0.167	0.42	0.671
O-1'	1.250	1167	0.0775	0.01	750	"	0.002	1.42	0.667
O-2	0.275	250	0.4285	1.00	550	"	0.286	0.42	0.671
O-2'	0.194	216	0.0775	2.00	450	"	0.002	0.52	0.694
O-2''	0.250	667	0.0775	2.00	375	"	0.002	1.42	0.667
O-3	0.719	369	0.3317	1.00	975	"	0.167	0.42	0.671
O-3'	0.369	246	0.2000	2.00	750	"	0.020	0.52	0.694
O-3''	0.313	1250	0.2000	2.00	250	"	0.002	1.54	0.667
O-4	1.338	346	0.3552	1.00	1175	"	0.214	1.63	0.667
O-4'	0.831	535	0.1092	2.00	1250	"	0.033	0.42	0.671
O-4''	0.406	347	0.1092	2.00	1200	"	0.020	0.52	0.694
O-5	0.706	257	0.3593	1.00	1375	"	0.154	0.42	0.671
O-5'	1.069	419	0.0833	2.00	1275	"	0.020	0.52	0.694
O-6	0.103	260	0.3837	1.00	1250	"	0.116	0.42	0.671
O-6'	0.431	163	0.0500	2.00	1325	"	0.020	0.52	0.694
O-7	0.538	211	0.5885	1.00	1275	"	0.125	0.42	0.671
O-7'	0.400	146	0.0439	2.00	1375	"	0.020	0.52	0.694
O-8	1.550	310	0.3644	1.00	2050	"	0.123	0.42	0.671
O-8'	1.269	50	0.0302	2.00	1500	"	0.020	0.52	0.694
O-9	0.525	175	0.5280	1.00	1500	"	0.118	0.42	0.671
O-9'	0.544	122	0.0314	2.00	2225	"	0.020	0.52	0.694
O-10	0.969	323	0.3815	1.00	1500	"	0.115	0.42	0.671
O-10'	1.456	258	0.0334	2.00	2825	"	0.020	0.52	0.694
O-11	0.794	274	0.0667	1.00	1450	"	0.115	0.42	0.671
O-11'	0.881	220	0.0464	2.00	2000	"	0.020	0.52	0.694
O-12	1.250	397	0.4300	1.00	1575	"	0.100	0.42	0.671
O-12'	1.162	262	0.0400	2.00	2225	"	0.020	0.52	0.694
	$\Sigma 20.281$								
O-13	2.456	647	0.4534	1.00	1900	0.025	0.099	0.42	0.671
O-13'	2.806	624	0.0458	R0.01, L2.00	2250	"	0.020	0.52	0.694
O-14	0.916	267	0.4329	1.00	1725	"	0.148	0.42	0.671
O-14'	0.794	227	0.0571	0.01	1750	"	0.020	0.52	0.694
O-15	1.875	468	0.3835	1.00	2000	"	0.162	0.42	0.671
O-15'	0.600	172	0.0524	0.01	1750	"	0.020	0.52	0.694
O-16	1.867	440	0.4627	1.00	2125	"	0.118	0.28	0.671
O-16'	1.806	425	0.0302	0.50	2125	"	0.030	0.46	0.694
O-17	2.144	471	0.3668	1.00	2275	"	0.111	0.29	0.671
O-17'	1.056	640	0.0400	0.50	1650	"	0.040	0.42	0.694
O-18	1.850	607	0.3617	1.00	1525	"	0.114	0.28	0.671
O-18'	1.413	753	0.0421	0.50	1875	"	0.042	0.41	0.694
O-19	1.625	602	0.4509	1.00	1350	"	0.160	0.26	0.671
O-19'	2.700	1049	0.0667	1.00	2575	"	0.067	0.35	0.694
	$\Sigma 44.191$								
C ₁					1525	0.025	0.001	1.90	0.667
C ₂					200	"	0.001	2.57	0.640
C ₃					250	"	0.001	2.57	0.640
C ₄					500	"	0.001	2.65	0.640
C ₅					1125	"	0.001	2.65	0.640
C ₆					550	"	0.001	2.65	0.640
C ₇					2000	"	0.0003	2.00	0.780
C ₈					725	"	0.0003	2.00	0.780
C ₉					1500	"	0.0003	2.55	0.730
C ₁₀					825	"	0.0003	2.55	0.730
C ₁₁					700	"	0.0003	3.40	0.656
C ₁₂					1475	"	0.0003	2.30	0.767
C ₁₃					2000	"	0.0001	4.05	0.676

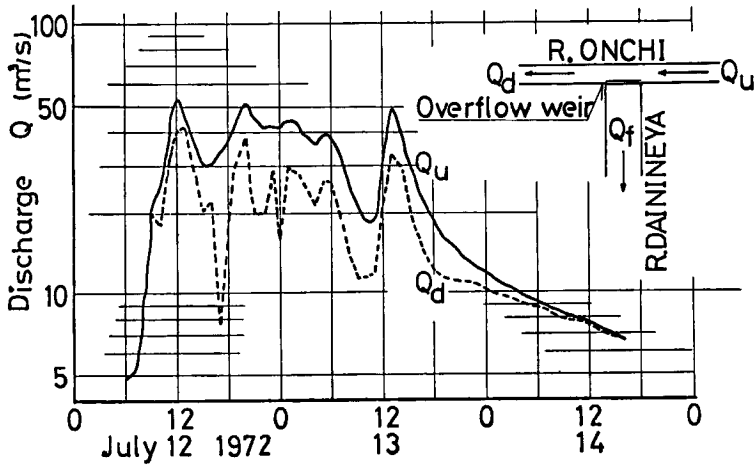


Fig. 7 Calculated hydrographs at the point of spillway.

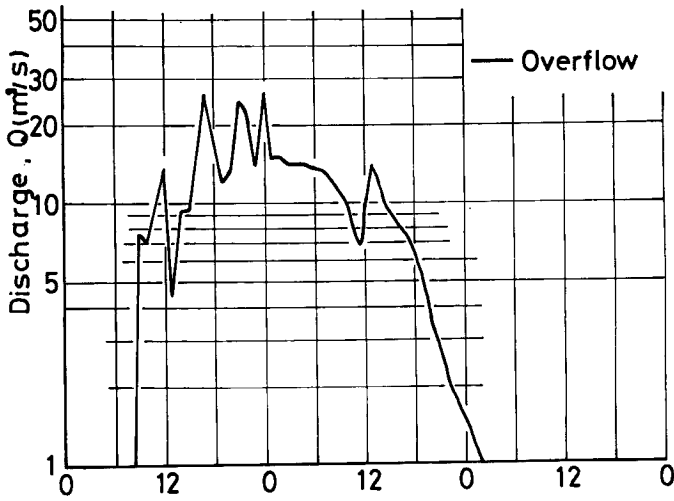


Fig. 8 Overflow through the spillway.

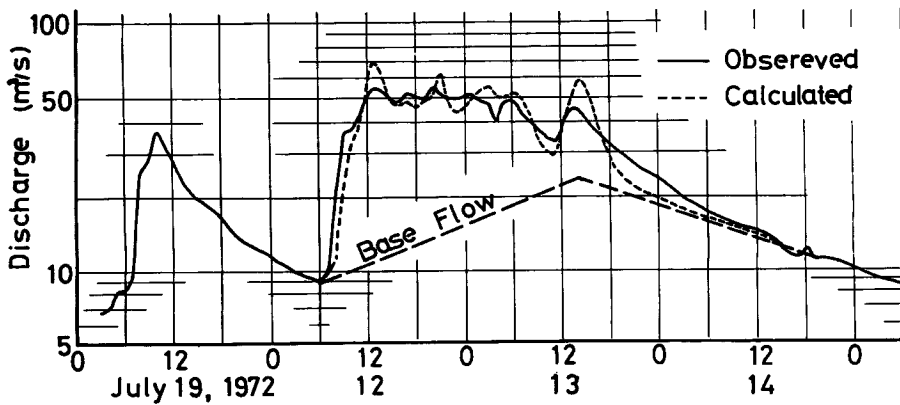


Fig. 9 Comparison between observed and calculated hydrographs at Shiba water gauge station.

したことによるものと考えられる。しかし现阶段ではこれを簡単に修正する方法がないこと、観測推定精度にも若干の問題のあること、および全体的にはかなり良い結果とみられることなどを考えると、実用上まず許される精度とみなすことにする。

以上のような考察に基づいて、恩智川・寝屋川合流点までのそれぞれの河川の流出解析を行ない、それぞれの流量の和をもって合流点流入量とした。その結果を Fig. 10 に示す。なおこの地点での流域面積は恩智川流域 44.2 km²、寝屋川流域 40.6 km² である。

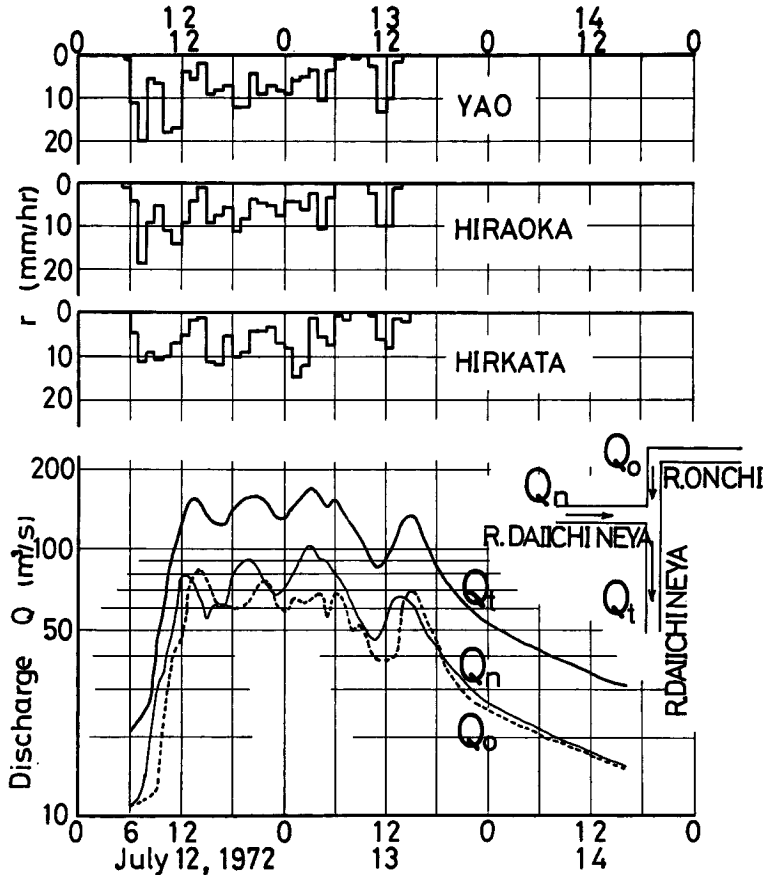


Fig. 10 Calculated hydrographs at the confluence of Rivers Daiicineya and Onchi.

さて Fig. 10 をみると、流域面積では恩智川の方がいくらか大きいにもかかわらず、流量では寝屋川の方がかなり大きく、流入量が最大であった7月13日3時ごろでは、恩智川 66 m³/s、寝屋川 104 m³/s、計 170 m³/s となっている。これは Fig. 2, 3 にもみられるように、雨量は総体的に北の方が多く、かつ後半の雨量が寝屋川流域の方が強かったこと、ファブリダムによる放流効果が大きかったことによるものである。なお現地調査の際、合流点付近の地元民は、以前は恩智川の流勢の方が大きかったが今回は寝屋川の流勢の方がかなり大きかったと話していたが、これは定性的に前述の結果と一致している。

4.4 寝屋川本川の不定流解析

以上によって寝屋川・恩智川合流点への流入量を推定することができたが、これだけではこの付近でどれ

ほどの氾濫をもたらしたかは不明であり、またそれを定量的に推定するための直接資料は得られていない。

しかし幸いにも合流点付近の中島橋地点および下流側本川庵橋地点の水位記録が大阪府によって得られている。ただこの区間は感潮区間に属し、洪水時下流側の水位の影響を相当受けていると考えられるので、ここでは不定流解析によって流下量を推定することにする。

不定流の運動方程式および連続の方程式は周知のように(3)、(4)式であらわされる。

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{2Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{|Q|Q}{K^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで Q : 流量 (m³/sec) g : 重力の加速度 (m/sec²)

H : 水位 (m) x : 座標 (下流向き正) (m)

A : 断面積 (m²) t : 時間 (sec)

$$K^2 = \frac{A^2 R^{4/3}}{n^2}$$

R : 径深 (m) n : Manning の粗度係数 (m^{-1/3}・sec)

不定流の解析法には多くの手法が考案されているが、ここでは leap-frog 法⁶⁾ により第0近似を求めた後、繰返し計算により計算精度を向上させる数値計算法を採用した。すなわち、解析領域を Fig. 11 に示すように時間増分 Δt および距離増分 Δx の網目で分割する。各交点の物理量を Fig. 11 に示す記号 (n, m) を suffix に用いて表わし、(3)式を×印のついた交点 ($n-1, m$) において差分方程式に展開し、 $Q_{n,m}$ について整理すると(5)式を得る。

$$Q_{n,m} = \frac{\left(\frac{1}{A \cdot \Delta t} - gC\right) Q_{n-2,m} - \frac{g}{\Delta x} (H_{n-1,m} - H_{n-1,m-1})}{\left(\frac{1}{A \cdot \Delta t} + gC\right)} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ただし、 $A_{n-1,m} = \frac{1}{2} (A_{n-1,m-1} + A_{n-1,m+1})$

ここで、繰返し計算を行なうものとする、 C は(6)式で表わされる。

$$C_{n,m} = \frac{1}{A^2} \cdot \frac{2}{g} \left\{ \frac{1}{8 \cdot \Delta x} (Q_{n,m+1} - Q_{n,m-2} + Q_{n-2,m+2} - Q_{n-2,m-2}) \right\} - \frac{(Q_{n-2,m} + Q_{n,m})}{2gA^3} \frac{A_{n-1,m+1} - A_{n-1,m-1}}{2 \cdot \Delta x} + \frac{|Q_{n,m} + Q_{n-2,m}|}{2K^2} \quad \dots\dots\dots (6)$$

第0近似を求める際は $Q_{n,m+1}$, $Q_{n,m-2}$, $Q_{n,m}$ の値が未知であるため、leap-frog 法の場合と同一式を用いる。水位については近似的に、(7)式の形で取り扱い、繰返し計算は行なわなかった。

$$H_{n+1,m+1} = H_{n-1,m+1} - \frac{\Delta t \cdot (Q_{n,m+1} - Q_{n,m})}{\Delta x \cdot B(H_{n-1,m+1})} \quad \dots\dots\dots (7)$$

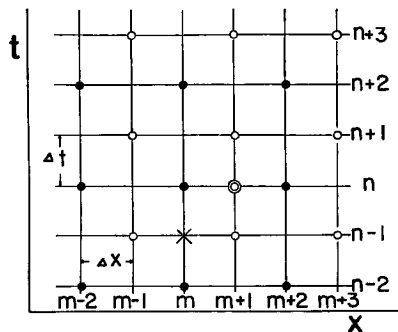


Fig. 11 Finite difference grid used for solving equations for unsteady flow.

不定流計算の区間を、Fig. 4 に示す中島橋～徳庵橋間 3.6 km とした。Fig. 12 に計算に用いた中島橋・徳庵橋地点および徳庵橋の上流 600 m のところに位置する万代橋地点の河川断面を示す。この計算では、境界条件として中島橋および徳庵橋の観測水位を、また初期条件として $t=0$ の水位条件でこの繰返し計算を行ない収束した値を採用し、また河床高は縦断測量図より決定した。なお距離増分を $\Delta x=200$ m, 時間増分を $\Delta t=15$ sec 打ち切り誤差を $\epsilon=1 \times 10^{-4}$, 粗度係数を河川改修計画で採用されている $n=0.025$ とした。

以上のようにして求めた万代橋地点の水位変化を Fig. 13 に境界条件と共に示し、Fig. 14 には中島橋地点の流量を点線で示す。

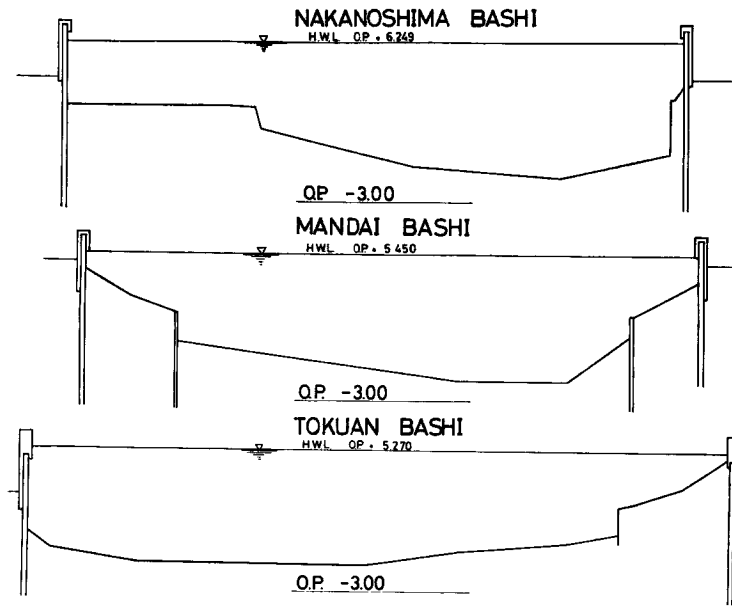


Fig. 12 Cross sections of the River Daiichineya.

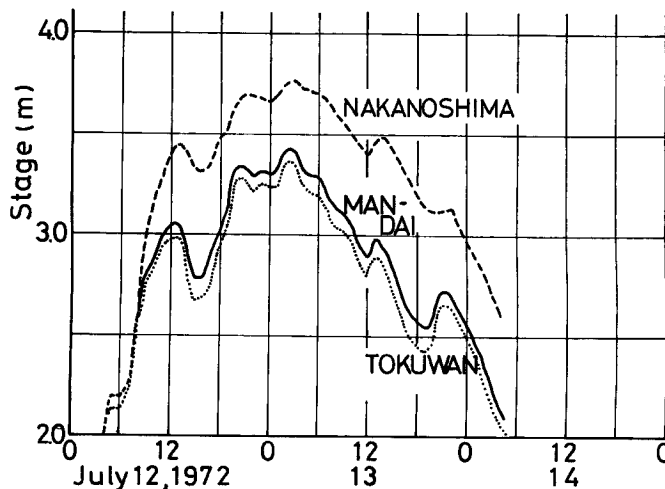


Fig. 13 Observed hydrographs at Nakanoshima and Tokuwan and calculated hydrograph at Mandai.

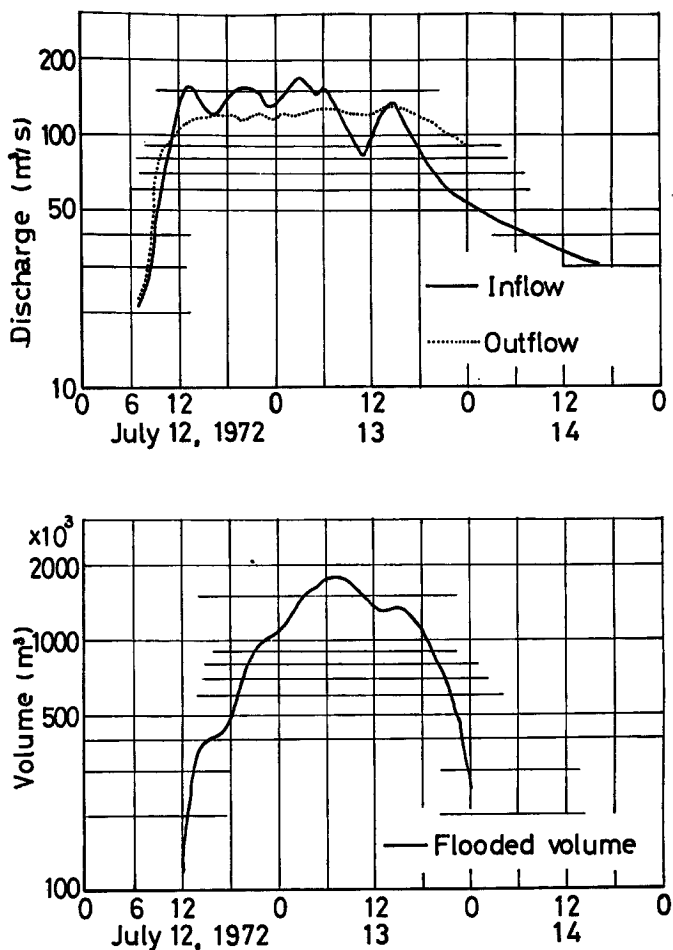


Fig. 14 Inflow and outflow hydrographs at Suminodo and flooded volume hydrograph at the point.

4.5 合流点における氾濫

合流点付近の氾濫量は上流からの流入量と下流への流下量の差の累加値として求められる。Fig. 14 にその結果を示す。これによると氾濫量の最大は7月13日7時ごろで177万 m^3 と推定される。なお浸水面積は地図の上で1,875 km^2 、全域一様にたん水したものとすると、平均最大たん水深は0.94 mとなる。詳細に吟味するには、この地域の水位～容積曲線を求める必要があるが、今回はそこまで吟味していない。しかし現地調査の際、最深部で1.5 mに達したと聞いており、これらの計算結果はかなり良好な推定値を与えているのではないと思われる。

さて合流点より下流の寝屋川本川は計画高水流量400 m^3/s で改修されているから、今回の最大流入量170 m^3/s 程度の出水では、なんら問題を生じなかったはずである。それにもかかわらずこの合流点付近で大氾濫を生じたのは、一言にしていえばこの付近の河川疎通能力不足と居住地の排水不良によるものであり、急激な市街地化、極度の地盤沈下がその素因ないし加速要因となっているものと考えられる。

5. 結 び

以上、昭和47年7月豪雨により東大阪水害について、その概況を述べ、とくに被害のひどかった恩智川・

寝屋川合流点付近の大東市往道地区の浸水状況を定量的に議論するため、若干の解析を行なった結果について述べた。

一般に流域の土地利用形態が変化すると洪水流出形態に変化を生じ、治水上多くの問題を提起するものであるが、寝屋川水系のように、水田主体の低平地域が都市化されてくると、水田のもっていた洪水調節能力が消失して水害危険度が助長され、かつては若干の浸水を許すように設計されていた排水路が全面的改変に至るまでの一時期、住宅地帯と共存するなど、開発計画上・災害対策上考慮されるべき問題が少なからず出てくる。今回の東大阪地方各所にみられた水害はこうした問題をいくつか例示したものと思われる。

この計算には京都大学大型計算機センターの電子計算機 FACOM 230-60 を使用した。

本調査研究に際し、大阪府都市河川課から多くの資料と便宜供与を受けたことを付記して深謝の意を表す。本報告は文部省科学研究費自然災害特別研究「自然災害科学総合的研究」の研究成果の一部である。

参 考 文 献

- 1) 大阪府土木部都市河川課：昭和 47 年 7 月豪雨，20 号台風の記録，昭 47，10.
- 2) 水山高久：小畑川流域の流出特性とその開発に伴う変化予測の研究，京都大学農学部林学科卒業論文，昭 47，3.
- 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，昭 46，4，pp. 157-166.
- 4) 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，昭和 46，4，pp. 143-155.
- 5) 角屋 睦・岡 太郎・早瀬吉雄・水山高久・宮崎利博：丘陵地の宅地開発に伴う流出量変化の予測 (2)，第 9 回災害科学総合シンポジウム論文集，昭 47，pp. 167-170.
- 6) 土木学会編：水理公式集，土木学会，昭 46，pp. 185-186.