

昭和49年7月豪雨による伊勢市水害の発生過程

角屋 睦・早瀬 吉雄・岡 太郎

A CONSIDERATION OF FLOOD DISASTER IN ISE CITY CAUSED BY RECORD HEAVY RAINFALL IN JULY, 1974

By Mutsumi KADOYA, Yoshio HAYASE and Taro OKA

Synopsis

Ise City faced to Ise Bay, Middle Japan, was attacked by record local heavy rainfall of 619 mm during the duration of 14 hours, especially 482 mm during the duration of 7 hours, in July 7, 1974, and several places suffered severe disaster from flood. Flooded damage was the most intense in residential district along the River Seta.

This paper discusses the flooding processes and some factors relating to the disaster on the basis of the results of runoff analysis. Flood hydrographs of discharge and water level at several points are estimated applying the mathematical models of kinematic wave for non-inundated watersheds and dynamic wave for inundated areas. The calculation for estimating the hydrographs is repeated to simulate flood traces in several places assuming the water level condition at the outlet of the River Seta because no recording gauges of water level have been installed. The results of calculation are coincident with all flood traces within the error of few centimeters.

1. ま え が き

昭和49年7月、6～8日及び24～25日の2回にわたり、近畿、東海地方の各地に豪雨があり多くの災害が発生した。三重県では、前期に伊勢市を中心として南勢地方が、後期に中・北勢地方がいずれも記録的な集中豪雨に見舞われ、全县各地で土砂災害や中小河川の破堤、氾濫災害を起こしている。災害の要因、被災のメカニズムは各所で異なるから、それぞれについて調査分析が望まれるが、今回は前期豪雨の中心地で洪水被害の大きかった伊勢市勢田川流域の内水氾濫の素因分析を行ってみた。

伊勢市の水害の第1素因はいうまでもなく驚愕的な豪雨にある。14時間に 619mm、7時間に 482mm という豪雨はこの地方では例のないものであったといわれる。しかし日本全国のどこの中小河川でも、この程度の集中豪雨に見舞われたならば、まず例外なく大災害を起こすであろう。それだけに、中小河川計画はどうあるべきかという基本的な問題をこの災害は提起している。

さてほとんどすべての中小河川の例に洩れず、勢田川では出水氾濫過程を示す資料はほとんど得られていない。そこでわれわれは痕跡、聞き込み調査結果を手掛りとして、主要地点における出水ハイドログラフの数値的再現を試みた。これにより被災の物理的メカニズムを明らかにすることができ、今後の災害対策に基本的な寄与ができると考えたからである。ここで用いた解析モデル、手法は今後のこの種の問題の解明に有用な示唆を与えるものと信じているが、これに対し大方の批判が得られれば幸である。

2. 調査地域の概要

昭和49年7月6～8日の集中豪雨によって内水氾濫災害を被った勢田川地域とは、伊勢市の旧市街山田地区及びそれに隣接し旧郊外にあたる海岸側の地域で、宮川及び五十鈴川によって造られた沖積平野に開けた市街

地及び農耕地である。この地域の排水を受ける勢田川は、源を標高 355m の鼓ヶ岳に発し、 6km^2 の山地の雨水を集めて市街地に入り、 6km^2 の市街地雨水、 2km^2 の丘陵地雨水及び 4km^2 の農耕地排水を受けて流下し、下流端神社港を経て五十鈴川と合流し、すぐ伊勢港に注ぐ小河川である。流域の概況を Fig. 1 に示す。

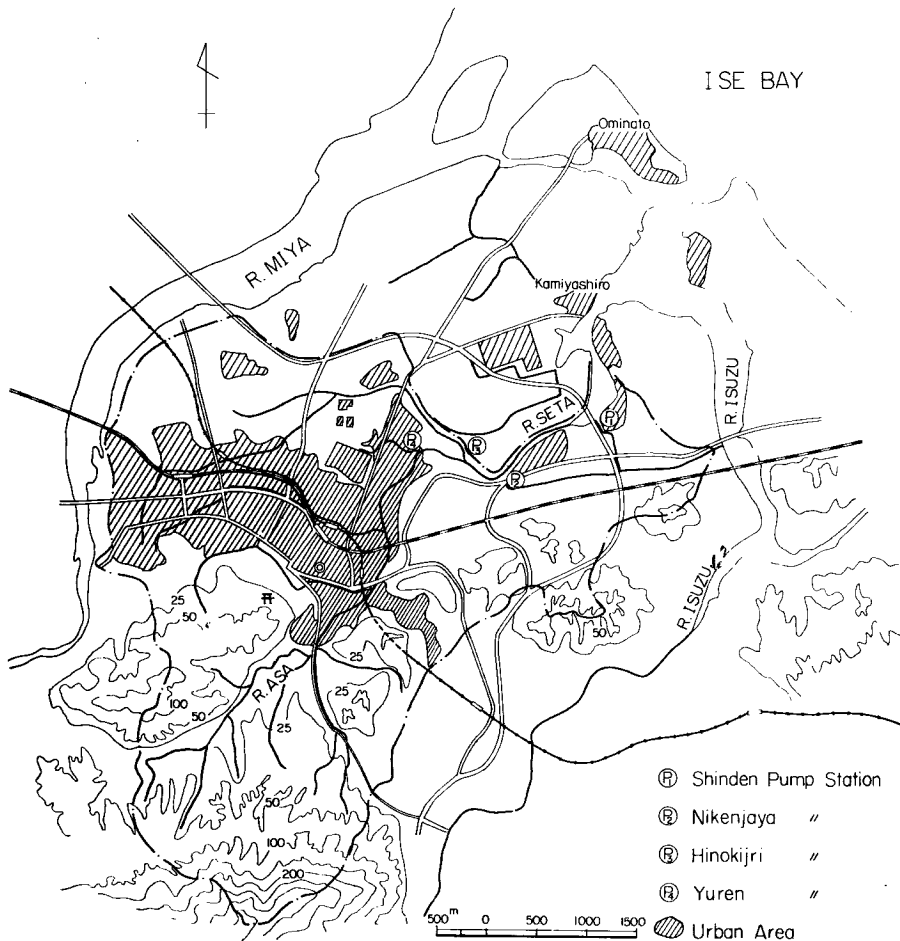


Fig. 1 Physiographical outline of the Seta Basin.

勢田川の上流部は朝川及び2支川で形成され、市街地入口付近では3川合流の形をとっている。この上流部の山地の地質は結晶片岩類とみられ、支川沿いに開けた狭小な沖積地は農耕地に利用されている。ただ東支川の沿岸及び東側の流域界を形成する丘陵地域では開発が進み、新住宅区ができつつあるようにみられる。

勢田川中流部左岸では、豊受大神宮周辺の高位部の雨水が南部幹線、それより北側に開けた旧市街の雨水が中部幹線、さらに北側の低位部の市街地、農地の水は北部幹線（檜尻川）と3幹線排水路によって集められ勢田川に流入している。このほか一部市街地の排水用の有連橋（ $1.07\text{m}^3/\text{sec}$ ）、檜尻川下流の低地部湛水防除用の檜尻（ $2.92\text{m}^3/\text{sec}$ ）の2排水機場がある。

勢田川中流部右岸、国鉄線南部の高位部の水は直接勢田川に入るが、それより中下流部の一部丘陵地を含む

水田主体流域の水の挙動は必ずしも明確ではない。自然排水が可能な平時には五十鈴川及び勢田川に、自然排水不可能のときは二軒茶屋（ $1.92\text{m}^3/\text{sec}$ ）及び新田（ $1.42\text{m}^3/\text{sec}$ ）の2排水機場より勢田川に排除されているようである。

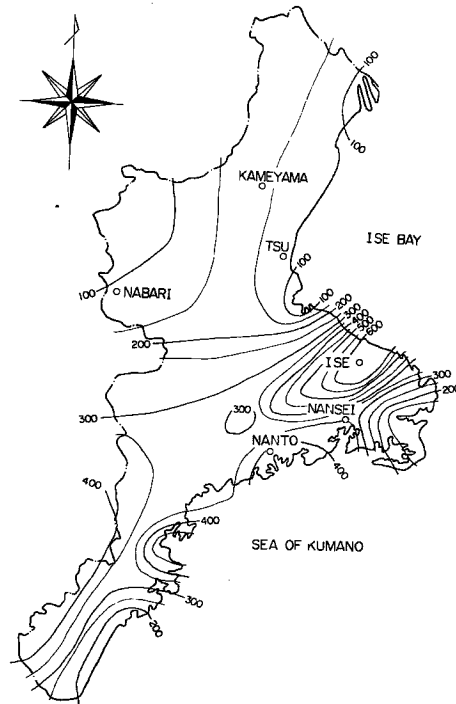


Fig. 2 Isohyetal map of total rainfall, July 6-7, 1974.

Table 1. Damages caused by heavy rainfall in July 6-8, 1974 in Mie Prefecture

District	Flooded area (ha)	Number of submerged houses		Public facilities (million yen)
		Over the floor	Under the floor	
Ise	3950	3525	12604	2160
Shima	49		95	160
Owase		212	545	510
Kumano	335		3	50
Kuwana	582	2	111	1020
Yokkaichi	410	13	446	820
Suzuka	590	1	176	250
Tsu	496	13	881	190
Matsusaka	487	205	2464	1590
Sum	6849	3971	17325	6750
Total damages		Over 12000 million yen		

市街地を流下する勢田川中流部の断面は、朝川合流点下流側で天幅 11m、深さ 2.5m の長方形に近い台形、南部幹線排水路流入点上流側の滝浪橋付近では幅 10m、深さ 2m の長方形であるが、下流に行くに従い徐々に断面は広くなり、檜尻川流入点近傍で天幅41m、深さ 4m の長方形に近い台形断面を持っている。しかし河床勾配はきわめて緩で、朝川合流点より檜尻川合流点に至る約 3km 区間ではほぼ 1/1500、それより下流神社港までの約 3km 区間ではほぼ 1/2300 である。また朝川合流点よりわずか 300m 下流の河床標高がすでに 0m を示している。すなわち朝川合流点より下流側のほぼ全区間感潮域になっているとみられる。市街地を通過する区間の兩岸には人家が密集し、市街地河川としてはかなり劣悪な条件下にあるように思われる。

なおこの流域の排水系統の概要は後示の Fig. 5 及び Table 2 より了察されよう。

3. 豪雨と被災の概要

6月下旬からこの地方には梅雨期特有の降雨日が断続していたが、台風8号の北上に刺激されて前線活動が活発化し、7月7日5時から19時の14時間内に619mm、とくに12時から19時の7時間の間はほぼ 50mm/hr 以上の強雨が連続して 482mm と驚くべき豪雨をもたらした。この間に時間最大 103mm/hr という強雨を13時50分～14時50分に記録している。Fig. 2 にこの豪雨前後の小雨を含めた総雨量の地域分布を示すが、これよりこの豪雨が伊勢市を中心としたかなり狭い範囲に集中した特異な豪雨であったことが推察される。また Fig. 3 に伊勢市及び周辺観測点における降雨の時間分布を示す。

この豪雨により、勢田川は上流部支川、朝川及び中部流の各所で越水氾濫を起こし、市内排水路でも一斉に越水状態になったため、勢田川左岸の旧市街地ではほぼ全域にわたり 20～60cm 程度の浸水を生じ、最も激甚であった勢田川沿い滝浪橋付近の浸水深は 1.2m にも及んだといわれる。また市内各所の道路はあたかも水路と化し、伊勢市駅から神社港、大湊港に通じる幹線道路（通称八間道路）上の流水深は 70cm 程度もあったといわれている。

Fig. 4 はこの地域の浸水状況を示したものである。また Table 1 に参考のため三重県の管内別被害を示した。全県被害額は 120 億円といわれているが、被害統計では交通障害、経済活動障害その他国民生活に係る諸般の波及被害は考慮されないから、これまで含めればきわめて大きな被害額に達するであろう。

4. 内水氾濫過程の検討

今回の豪雨によって勢田川流域中下流部では広範な地域にわたって内水氾濫被害を生じた。この災害の第1素因が驚愕的な豪雨にあることはいうまでもないが、第2、第3の要因がどこにあり、そして内水氾濫がどのような過程を経て発生していったかについてはなおよくわかっていない。現に多くの中小河川がそうであるように、勢田川では出水の過程、規模を説明できる資料はほとんど得られていない。

そこで、県・市当局の降雨・河川関係諸資料を基礎に、災害後の痕跡・聞き込み調査の結果を手掛りとして出水氾濫過程を工学的精度で定量的に再現することを試み、若干の考察を行うことにする。

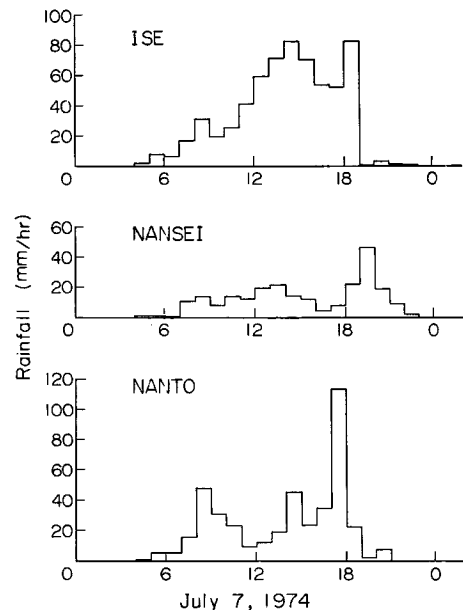


Fig. 3 Hyetographs, July 6-7, 1974.

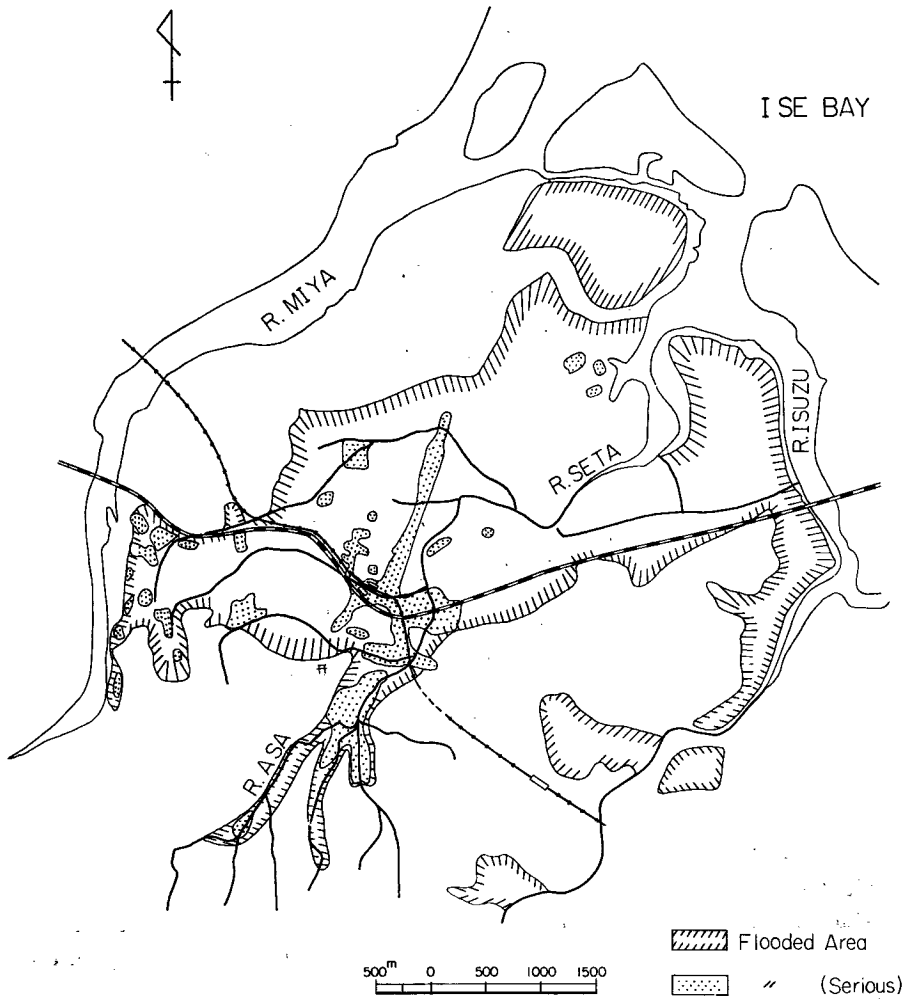


Fig. 4 Flooded area in the Seta Basin.

4.1 流域のモデル化

勢田川上流部は主として山林域であるが、中流部の丘陵地・平地には林地・宅地が混在し、また下流部は一部丘陵域を含むが主として低平地で、林草地・宅地・水田・畑として利用されている。出水解析を詳細に行おうとすると、土地条件を十分反映するようなモデルが望まれようが、検証データに乏しい現状では、流域をあまり細分化しても意味があるとは思えない。そこでここでは 1/2.5 万の地形図を基礎にして Fig. 5 のように流域をモデル化した。同図には土地利用形態も単純化して示してある。

4.2 有効降雨

降雨量分布が勢田川流域の全域にわたって同じであるとは考えられないが、それを考慮できるだけの資料は得られていないから、ここでは伊勢土木事務所における観測値をそのまま全域に適用することとする。

また流域内の雨水保留特性については、この流域では検討できるデータが皆無であるので、われわれがこれまでに調査研究を進めてきている流域で得られている累加雨量～累加損失雨量曲線を利用することにする。すなわち山地・丘陵地域に対して地質条件の類似する吉野川水系津風呂ダム流域のそれを、水田主体地域に対し

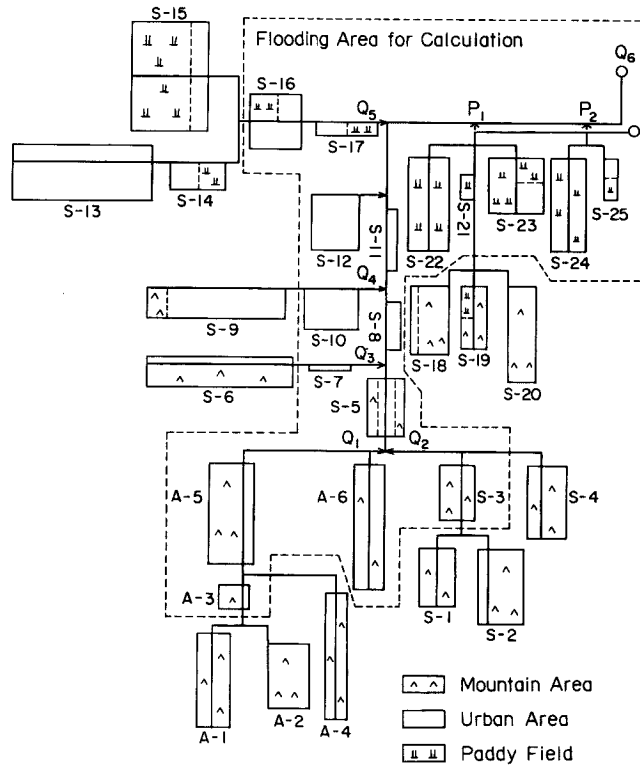


Fig. 5 Model of the Seta Basin.

ては京都市東部山科川流域のそれを、また市街地域に対しては京都市西部天神川市街地域で得られている関係を準用する。採用した曲線を Fig. 6 に示す。地目の混在しているブロックの有効降雨は単純に面積比で修正した。

4.3 出水解析の数値モデル

4.3.1 非氾濫域

山地、丘陵地あるいは高位部の市街地など、解析上非氾濫域とみなしうる領域では、有効降雨はすぐ kinematic wave 状に表面流出をするといったモデルを適用する¹⁾。すなわち基礎式は

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

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

ここに h : 水深 (m), q : 単位幅流量 (m^2/sec), r_e : 有効降雨強度 (m/sec), A : 流水断面積 (m^2), Q : 流

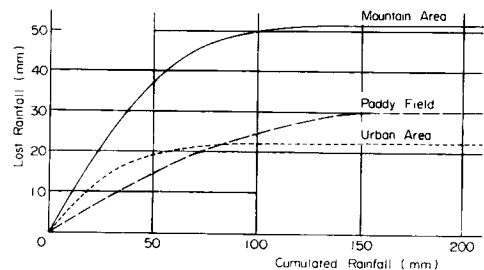


Fig. 6 Relations between cumulated and lost rainfall.

量 (m^3/sec), t : 時間 (sec), x : 距離 (m), k, p : 斜面定数で Manning 則が成立するとして, $p = 0.6$, $k = (N/\sqrt{I})^p$, I : 斜面勾配, N : 等価粗度 ($\text{sec}/\text{m}^{1/3}$), K, P : 流路定数。

実際の計算では上述基礎式を特性曲線法で解く。すなわち特性曲線 $dx/dt = q^{1-p}/pk$ 上において次式の成立することを利用する。

$$\left. \begin{aligned} r_e dt &= pk q^{p-1} dq \\ r_e dx &= dq \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

あるいは Δt の間で $r_e = \text{一定} \neq 0$ とすると

$$\left. \begin{aligned} q^p &= q_0^{p-1} + \frac{r_e \Delta t}{k} \\ \Delta x &= \frac{q - q_0}{r_e} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

$r_e = 0$ のとき

$$\left. \begin{aligned} q &= q_0 \\ \Delta x &= \frac{1}{pk} q^{1-p} \Delta t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

これらを適当な Δt ごとに $\sum \Delta x = \text{斜面長}$ の条件を満たすまで繰り返していけばよい。なお q_0 は Δt 時間前の q の値である。(2) 式に対しても同様の手法を用いる。

この式の適用にあたり問題となるのは斜面の等価粗度 N の推定であるが、ここではわれわれがいくつかの流域で検討して得ている一応の標準値を用いることにした。

山地、丘陵林地²⁾: $N = 0.8$ ($\text{sec}/\text{m}^{1/3}$)

水田主体地域³⁾: 2.0

市街地域⁴⁾: 0.02

また流路に対しては、粗度係数 $n = 0.013 \sim 0.025$ (市街地), $0.025 \sim 0.03$ (勢田川) とし、各流路区間ごとに K, P を推定した。Fig. 5 の流域モデルの各ブロックにこの数理モデルが適用できるとした場合の斜面定数、流路定数を Table 2 に示す。

4.3.2 氾濫域及び勢田川

氾濫域の流れや勢田川の感潮区間の流れは下流条件の影響を強く受けるから、dynamic wave モデルを考えなければならない。すなわち不定流の基礎式は

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2BQ}{gA^2} \frac{\partial H}{\partial t} - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{4/3}} &= 0 \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= q \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 g : 重力加速度 (m/sec^2), B : 流路幅 (m), H : 水位 (m), n : Manning の粗度係数 ($\text{sec}/\text{m}^{1/3}$), R : 径深 (m)。

数値解法としては種々の手法があるが、ここでは leap frog 法⁵⁾を用いることにすると、流量、水位の計算式は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} Q_i^{u+1} &= \frac{Q_i^{u-1} - gA(H_{i+1}^u - H_{i-1}^u) \frac{\Delta t}{\Delta x}}{1 - \left[\frac{B}{A} (H_{i-1}^u - H_{i-1}^{u-2} + H_{i+1}^u - H_{i+1}^{u-2}) + \frac{Q_i^{u-1}}{A^2} (A_{i+1}^u - A_{i-1}^u) \frac{\Delta t}{\Delta x} - \frac{gn^2}{AR^{4/3}} |Q_i^{u-1}| \Delta t \right]} \\ H_{i+1}^{u+2} &= H_i^u - \frac{Q_{i+1}^{u+1} - Q_{i-1}^{u+1}}{B_i^u} \frac{\Delta t}{\Delta x} + r_e \Delta t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

ただし、 $A = (A_{i+1}^u + A_{i-1}^u)/2$, $B = (B_{i+1}^u + B_{i-1}^u)/2$, $R = (R_{i+1}^u + R_{i-1}^u)/2$ と書き、横流入は雨量のみと

した。式中の添字は、Fig. 7 に示されるように、 i, j が計算格子点の距離番号、 u が時間番号を意味する。

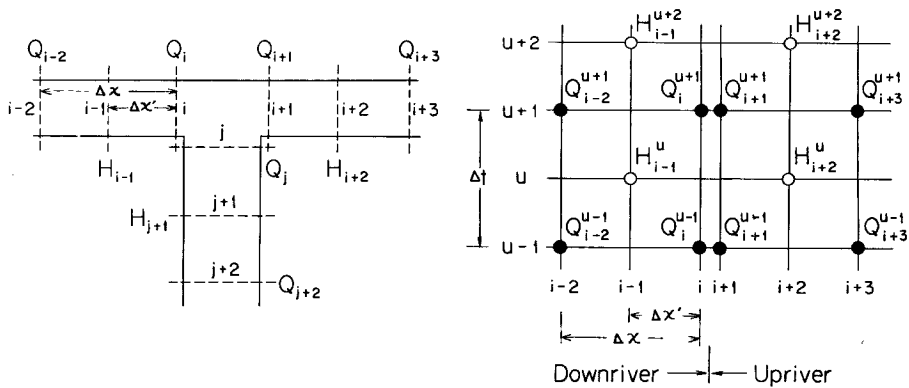


Fig. 7 Grids for calculating unsteady flows.

分合流点では流量を計算する。いまフルード数 $\ll 1$ として運動方程式を簡単化すると

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (8)$$

したがって分合流点における計算式は

$$\left. \begin{aligned} \text{本川下流: } & \frac{1}{gA_{i-1}^u} \frac{Q_{i-1}^{u+1} - Q_{i-1}^{u-1}}{\Delta t} + \frac{H_i^u - H_{i-1}^u}{\Delta x'} + \frac{n^2 Q_{i-1}^{u+1} |Q_{i-1}^{u-1}|}{(A^2 R^{4/3})_{i-1}^u} = 0 \\ \text{本川上流: } & \frac{1}{gA_{i+2}^u} \frac{Q_{i+1}^{u+1} - Q_{i+1}^{u-1}}{\Delta t} + \frac{H_{i+2}^u - H_{i+1}^u}{\Delta x'} + \frac{n^2 Q_{i+1}^{u+1} |Q_{i+1}^{u-1}|}{(A^2 R^{4/3})_{i+2}^u} = 0 \\ \text{支川: } & \frac{1}{gA_{j+1}^u} \frac{Q_j^{u+1} - Q_j^{u-1}}{\Delta t} + \frac{H_{j+1}^u - H_j^u}{\Delta x'} + \frac{n^2 Q_j^{u+1} |Q_j^{u-1}|}{(A^2 R^{4/3})_{j+1}^u} = 0 \\ \text{連続条件: } & H_i^u = H_{i+1}^u = H_j^u, \quad Q_i^u = Q_{i+1}^u + Q_j^u \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (9)$$

氾濫を伴う流れに対しては、流路に貯水池が連続し、貯水池内の水位は流路の水位と一樣に変化するものとして扱う。すなわち Fig. 8 に示すように、流路幅を B_1 、貯留幅を B_2 、流路に直接流入をする小斜面を含んだ幅を B_3 とし、平均有効降雨強度を r_e とすると、運動方程式は (6) 式第 2 項の $2B$ の代りに $(B_1 + B_2)$ とおけばよく、水位の計算式は次のようになる。

$$\begin{aligned} H_{i+2}^{u+1} = & H_i^u - \frac{Q_{i+1}^{u+1} - Q_{i-1}^{u+1}}{(B_2)_i^u} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \\ & + \frac{r_e B_3}{(B_2)_i^u} \Delta t \quad \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

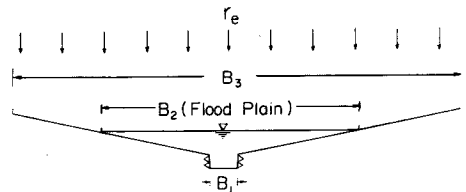


Fig. 8 Schematic illustration of flow with flooding.

上式は、水田畦畔や密集建物などの地物のため氾濫水がほぼ停滞し、測溝や道路に沿う流れがあっても無視できる程小さい場合に適用される。氾濫を生じて流れを遮る地物がなければ、計算上は複断面水路の流れとして扱えばよい。また斜面を流下する雨水流には遅れが生じるが、上式はその遅れが無視できるような小斜面や、氾濫が区分されたブロックの全域に及ぶような場合に適用され、斜面流の遅れが無視できない場合には kinematic wave として求めた斜面流下量を適当な流路区間ごとにとまとめ、強制点流入として扱う。

Table 2. Model constants of the Seta Basin.

Sub-basin No.	Area (km ²)	Slope			Channel			K	P
		Length (m)	1/sin θ	Roughness (s/m ^{1/2})	Length (m)	1/sin θ	Roughness (s/m ^{1/2})		
A ₁ R	0.334	234.4	11.6	0.8	1425	35	0.036	0.550	0.700
L	0.334	234.4	4.3	0.8					
A ₂ R	0.581	603.3	5.6	0.8	963	38.5	0.036	0.569	0.700
A ₃ R	0.032	85.3	4.8	0.8					
L	0.138	368.0	8.0	0.8	375	36.1	0.030	0.663	0.773
A ₄ R	0.206	152.6	3.5	0.8					
L	0.206	152.6	3.5	0.8	1350	25.9	0.036	0.495	0.700
A ₅ R	0.206	142.1	15.4	0.8					
L	0.719	495.9	4.9	0.8	1450	362.3	0.030	1.035	0.716
A ₆ R	0.375	209.7	4.2	0.8					
L	0.375	209.7	4.2	0.8	1788	71.5	0.040	0.965	0.724
S ₁ R	0.531	597.9	3.7	0.8					
L	0.200	225.2	3.7	0.8	888	63.5	0.036	0.710	0.695
S ₂ R	0.550	494.1	13.4	0.8					
L	0.163	146.5	4.9	0.8	1113	25.3	0.036	0.516	0.695
S ₃ R	0.163	197.5	8.8	0.8					
L	0.269	316.5	7.3	0.8	825	333.3	0.030	1.327	0.740
S ₄ R	0.381	354.4	10.6	0.8					
L	0.250	232.5	6.7	0.8	1075	61.5	0.036	0.686	0.728
S ₅ R	0.250	287.4	6.3	0.41					
L	0.250	287.4	13.5	0.41	870	1087	0.025	2.060	0.663
S ₆ R	0.700	333.3	7.8	0.8					
L	0.169	80.5	17.2	0.02	2100	106.7	0.025	1.320	0.683
S ₇ R	0.063	100.0	250.0	0.02					
S ₈ R	0.125	178.6	28.6	0.02	700	1089	0.025	2.100	0.675
S ₉ R	0.938	457.6	208.0	0.16					
S ₁₀ R	0.500	625.0	666.7	0.02	800	1387	0.024	0.794	0.701
S ₁₁ R	0.100	111.1	562.3	0.02					
S ₁₂ R	0.581	830.0	1786.0	0.02	700	1153	0.025	0.795	0.699
S ₁₃ R	0.894	430.8	222.0	0.02					
L	0.525	253.0	222.0	0.02	2075	486	0.013	1.060	0.716
S ₁₄ R	0.353	441.3	526.0	1.00					
S ₁₅ R	0.953	847.0	357.0	1.60	1125	193	0.030	0.920	0.711
L	0.953	847.0	476.0	1.60					
S ₁₆ R	0.313	431.7	188.7	0.02	725	1167	0.019	2.250	0.651
L	0.313	431.7	175.4	1.00					
S ₁₇ R	0.200	213.2	250.0	1.00	938	950	0.019	2.250	0.651
S ₁₈ R	0.581	611.6	35.7	0.16					
S ₁₉ R	0.150	162.2	11.2	0.80	925	231	0.036	0.973	0.711
L	0.150	162.2	25.0	1.40					
S ₂₀ L	0.556	390.3	11.2	0.80	1425	750	0.036	1.600	0.725
S ₂₁ L	0.075	200.0	625.0	2.00					
S ₂₂ R	0.438	318.5	769.0	2.00	1375	1417	0.036	2.100	0.695
L	0.438	318.5	4000.0	2.00					
S ₂₃ R	0.338	409.7	117.6	1.00	825	1666	0.036	2.210	0.695
L	0.338	409.7	454.5	2.00					
S ₂₄ R	0.359	261.1	7.5	2.00	1375	2500	0.036	2.500	0.695
L	0.359	261.1	2000.0	2.00					
S ₂₅ R	0.125	192.3	1754.0	1.00	650	2000	0.036	2.360	0.695

4.4 数値モデル適用上の諸条件

4.4.1 流路網

氾濫を生じていない場合の流路網は Fig. 5 に示されたとおりであるが、氾濫を生じると一部の道路が流路化するなど、流れは一方に限りなくなる。しかしそれらをすべて考慮することは実用上不可能であるから、ここでは次のように主なもののみ計算に取り入れることにした。

朝川合流点付近で氾濫した勢田川の水は、市街地内を南部幹線排水路方向へ流れ、滝浪橋付近の氾濫水と合してさらに南下し、八間道路を経て檜尻川に流入したといわれるので、この主流方向の道路を流路とみなす。また勢田川の国鉄線横断点付近の右岸の氾濫水は道路を経て二軒茶屋、黒瀬の水田地帯へ流れたといわれるから、これも流路網に組み入れる。なお道路から水路への移流部において、道路上の水位が高くて水路水位と連

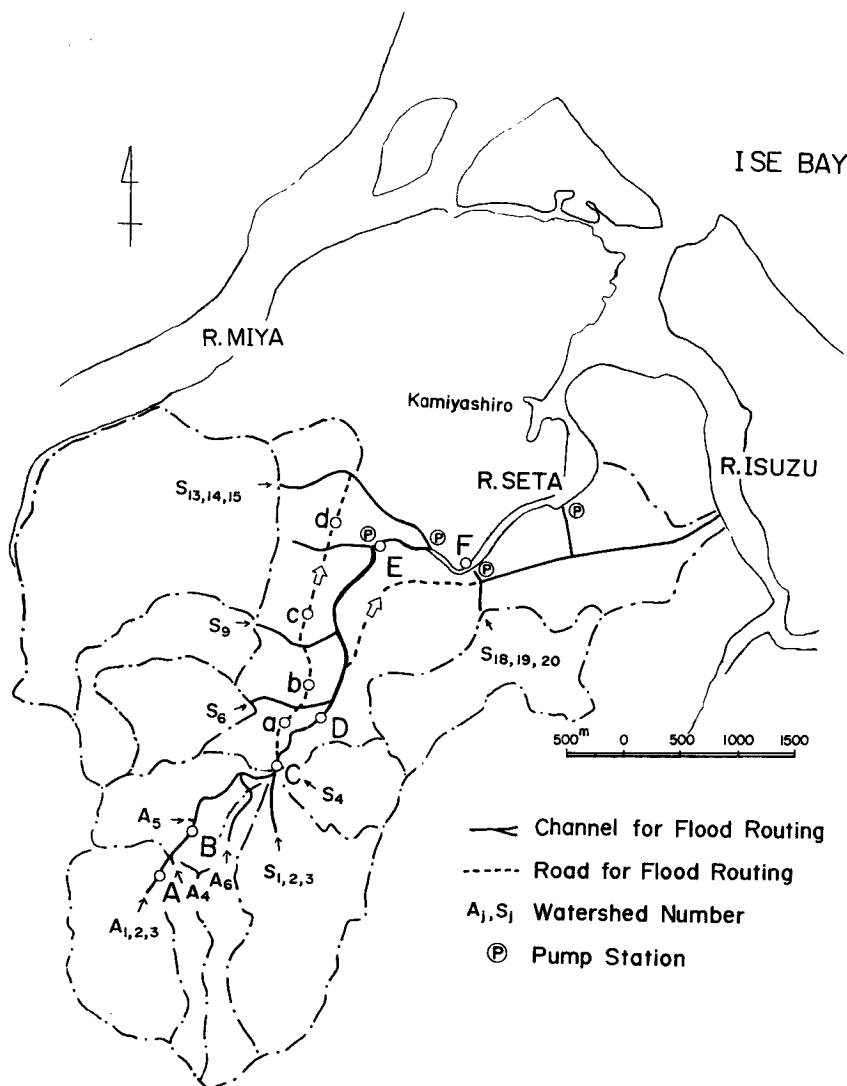


Fig. 9 Channel networks for flood flow simulation.

続しないときは道路上の流れを等流とし、水位が連続すれば不定流の分合流扱いにする。

勢田川には、中流部左岸に有連橋、檜尻排水機場が、下流部右岸に二軒茶屋及び新田排水機場があり、いずれも移動していたようであるが、自然排水樋門の開閉とポンプ稼動時間に若干あいまいさがある。そこで、ここでは外水位（勢田川水位）との関連を考慮して、右岸排水機場では自然排水樋門は開かずポンプがフル運転をしたとし、左岸排水機場では計算上の内外水位差が 10cm 以上になった時点をポンプと樋門の切替時刻として扱うことにした。

Fig. 9 に、氾濫、不定流計算に採用した流路網を示す。

4.4.2 氾濫域

今回の豪雨による浸水域は、Fig. 4 に示したようにきわめて広範囲にわたるが、中には地図上に表現されていない側溝や小排水路の局所的障害や豪雨最盛時の表面流集中によるものも含まれているであろうから、比較的高位部の浸水まで数値計算によってうまく表現できるとは限らない。また前述の数値モデルの中でも、氾濫域に対する不定流モデルは、数値計算に多くの労力と時間を必要とするので、できるだけ計算を簡単化することが望まれる。そこで今回は、氾濫を含む不定流の計算領域を Fig. 5 の点線で囲まれた地域に限定し、それより高位部の雨水流は kinematic wave 法で追跡し、氾濫領域への強制流入とみなすことにした。なお氾濫領域と指定していても、朝川合流点より上流側の流域（A-3, 5, 6, S-3）では、河道両岸に氾濫を伴う区間が存在するだけであるから、斜面からの雨水流出量は河道への強制流入量として扱っている。

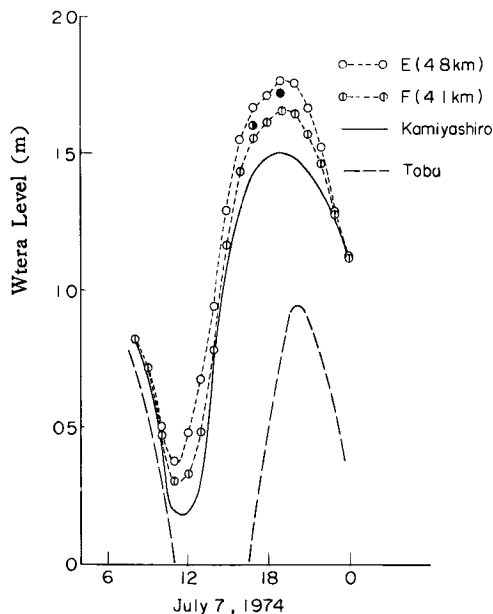


Fig. 10 Water level hydrographs observed at Tobu, given at Kamiyashiro and calculated at check points. The one at Kamiyashiro was estimated as the result of trial and error calculations for expressing two check points (dark mark) given by a personal memory.

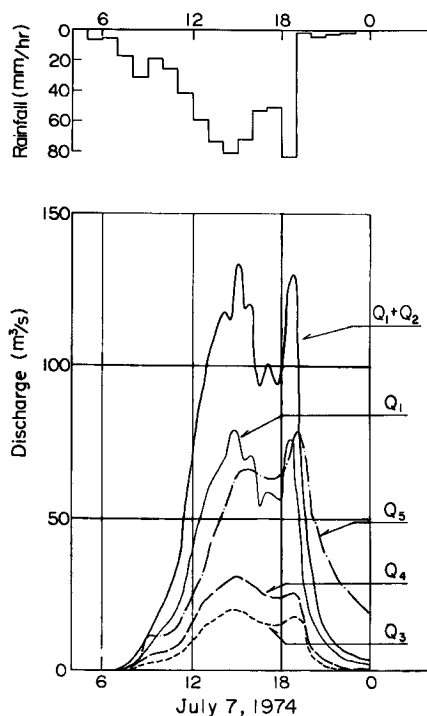


Fig. 11 Discharge hydrographs estimated by the kinematic wave method at the outlets of tributaries of the River Seta.

4.4.3 勢田川の水位条件

前述の不定流モデルの適用にあたり、まず必要になるのは勢田川下流端神社港（勢田川 1.4km 地点）の水位条件であるが、不幸にして実測値は得られていない。この地点の水位は五十鈴川との合流の影響を受け、外海の潮位より高くなっているはずであるから、鳥羽港で得られている潮位記録を利用しようとするれば、五十鈴川の出水解析を同時に行わなければならないが、これは余りにも労力がかかりすぎる。そこで現地で聞き込み調査を行ったところ、二軒茶屋（4.13km）で17時頃約 1.6m、有連橋（4.82km）で19時頃約1.7mの水位であったことがわかった。よってこの2点の水位実績がほぼ再現できるようになるまで、鳥羽港の潮位記録を参照しつつ神社港の水位ハイドログラフを仮想して出水解析を繰り返す手段を採用した。最終的に想定した神社港の水位及び出水解析の結果得られた上記2地点の水位のハイドログラフを Fig. 10 に示す。

不定流計算のための各点の初期条件は、下流水位条件が響かない初期の時間帯で、kinematic wave 法を適用して得られた流量を用いて不等流計算を行い、与えることにした。

4.5 出水解析の結果と考察

4.5.1 支川・排水路の疎通能力と流出量

氾濫の現状分析に先立ち、勢田川中流部に流入する上流諸支川及び排水路で氾濫を生じないとした場合の流出量を kinematic wave 法を適用して求めてみた。その結果、勢田川上流及び朝川 (Fig. 5 のS-3及びA-

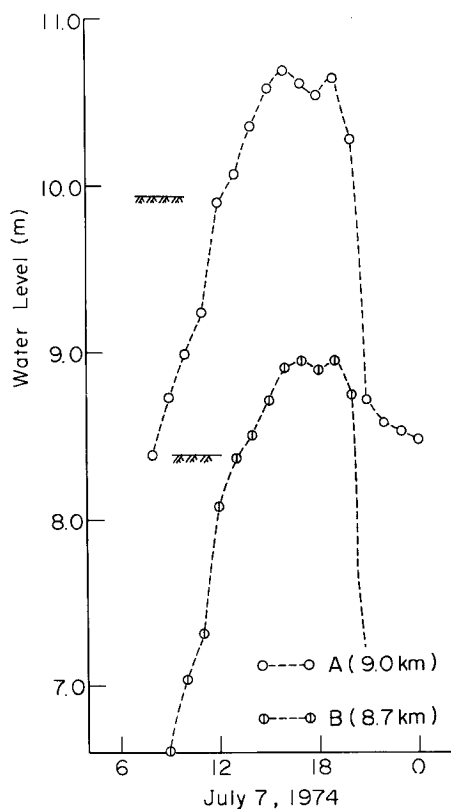


Fig. 12 Calculated hydrographs of water level at two points in the middle reach of the River Asa.

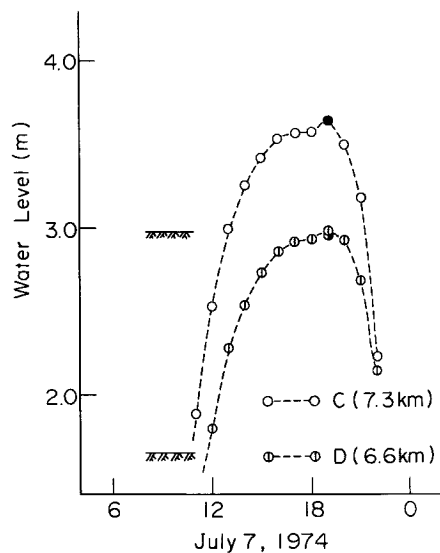


Fig. 13 Calculated hydrographs of water level at two points in the middle reach of the River Seta. Dark marks show the observed values.

3) では現状疎通能力がそれぞれ20及び $6.6\text{m}^3/\text{s}$ と推定されるのに対し、今回のピーク流出量はそれぞれ40及び $59\text{m}^3/\text{s}$ と推定された。また朝川合流点付近の勢田川の疎通能力が $44\text{m}^3/\text{s}$ とみられるのに対し、ピーク流出量は $130\text{m}^3/\text{s}$ にも達していたと推定される。いずれにしてもこれらの地点では、今次の出水に対し氾濫が免れない状態にあったことがわかる。

一方市街地の排水路では、南部、中部及び北部(檜尻川)幹線排水路下流部の疎通能力がそれぞれ22, 15及び $55\text{m}^3/\text{s}$ と考えられているのに対し、ピーク流出量は20, 31及び $82\text{m}^3/\text{s}$ と推定され、南部幹線排水路のみがわずかに十分であった程度と判断された。これら諸点の流出量ハイドログラフを参考のため Fig. 11に示す。

むろん現実には流域内各所で氾濫を生じているから、各支流域独自の下流端流量はこれら計算値より若干下廻ったであろうが、この解析結果はほぼ現状断面形で堤防嵩上げがあった場合の流出量に近いはずであるから出水規模判断の手掛りを与えるであろう。

4.5.2 氾濫の現状分析

前述の2つの数理モデルを併用してこの地域の出水解析を行い、氾濫状況の再現を試みたが、その結果を上流部から主要点ごとに述べると次のようである。

Fig. 12 に朝川中下流部の2点(勢田川 9.0 及び 8.7km 地点, Fig. 5 の A-3 及び5の河道)における

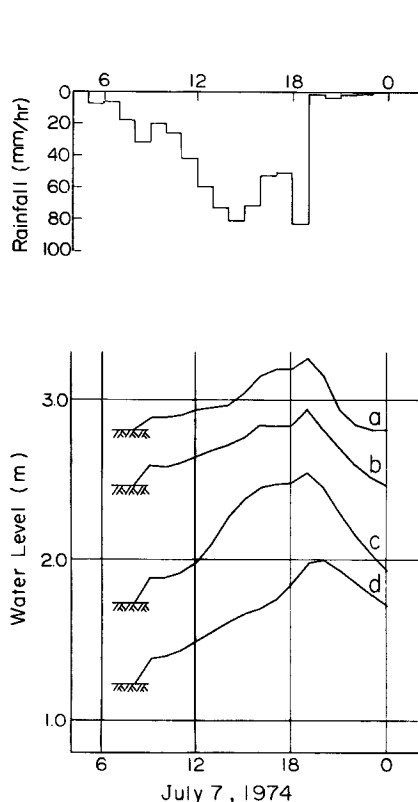


Fig. 14 Calculated hydrographs of water level of flood at several points of urban area.

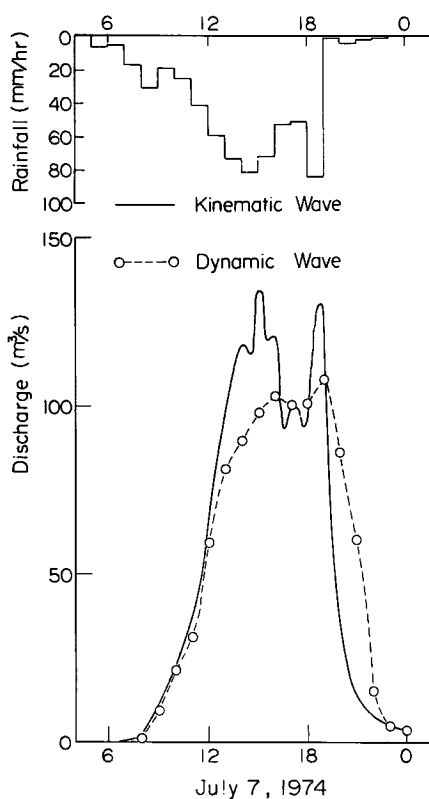


Fig. 15 Calculated hydrographs of discharge at the inlet of main channel of the River Seta.

水位ハイドログラフを示すが、越水氾濫は12~20時頃まで続き、最大越水深は 70~50cm と計算されている。これら周辺での聞き込み調査では堤防道路上 50cm 程度浸水していたとのことである。

Fig. 13 は勢田川の朝川合流点付近県総合庁舎前及び滝浪橋付近 (C : 7.3, D : 6.6km 地点) の水位を示すが、ピーク水位 3.64m 及び 2.96m は聞込値 3.65m 及び 2.96m とよく一致し、時刻もほぼ合致しているから、これらの結果は氾濫状況をよく再現しているとみてよく、とくに滝浪橋付近の被害の激甚さもよく了解される。

朝川合流点付近で越水した水は市街地を通り、八間道路を経て檜尻川へ流下したことは再々触れたが、この流れ方向にあった市街地各点の水位の計算結果を **Fig. 14** に示す。同図 a は岡本町 1 丁目 (豊受大神宮前)、b は伊勢市役所前、C 及び d は八間道路上河崎町及び船江町 3 丁目付近の水位である。これによると、最大氾濫流水深は市役所前で 47cm (聞込みはひざ上)、八間道路上で 75cm (聞込値は約 70cm, 床上浸水あり) と、かなり現実の状況と合致した結果となっている。

一方勢田川の流量については、朝川合流点付近及び下流端神社港のハイドログラフが **Fig. 15** 及び **16** のように推定されている。ピーク流量は前者で $108\text{m}^3/\text{s}$ 、後者で $207\text{m}^3/\text{s}$ となっている。両図には氾濫及び下流条件の影響がないとした場合の流量に相当する kinematic wave 解も併示してあるが、これと対比することにより、**Fig. 15** では主として朝川など上流部の氾濫によるピークカットの効果が、**Fig. 16** では市内各所の氾濫と下流潮位の影響によるハイドログラフの偏平化効果がみられる。なお **Fig. 16** の両ハイドログラフ間の容積差は、檜尻川下流その他低位部に相当な湛水量を残していることを意味している。

以上の結果は、豪雨が激しくなりだした 8 時頃から市内に浸水が増え始め、豪雨が最盛になる 12 時頃から急

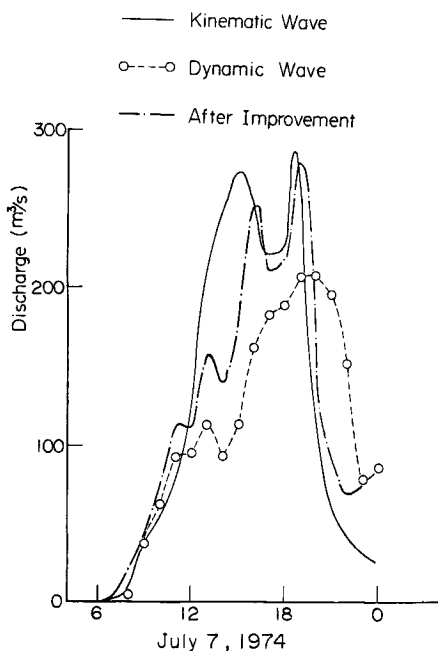


Fig. 16 Calculated hydrographs of discharge at the outlet of the River Seta.

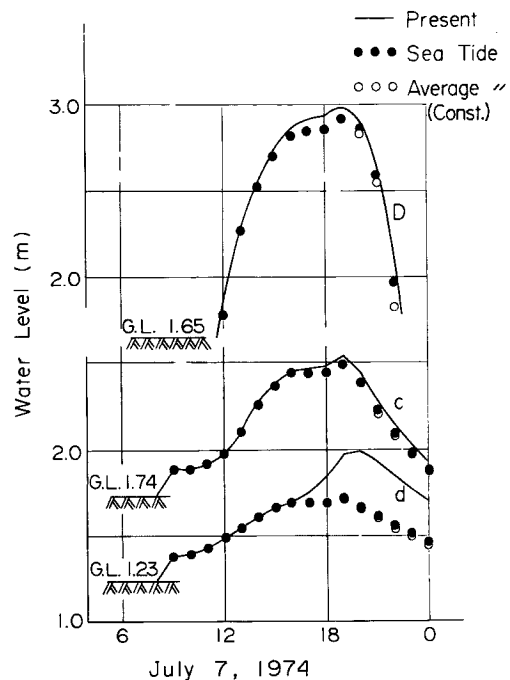


Fig. 17 Effects of tidal condition at the outlet of the River Seta upon the water level of flood plain.

激に氾濫量が増加し、それが19時頃をピークとして、豪雨の終了及び一部には潮位低下の効果もあって、浸水が急激に減少していった状況を定量的によく説明しているといえよう。

4.5.3 潮位の影響

この地方の豪雨が最盛になる12時頃から外潮位は上げ潮になり、20時頃が満潮であった。本来勢田川は中下流部のほとんど全区間が感潮域であることから、上述の条件が今回の内水災害の一要因になっているのではないかという見方もなされている。しかしこれに対する定量的な吟味は容易ではない。4.4.3.でも述べたように、瀬田川の下流条件は潮位だけでは定まらないからである。そこで、ここでは下流端条件が鳥羽の潮位に等しい場合と、満干差がなく常時一定水位で平均外潮位に等しい場合の2つの極端な条件の下で出水解析を行ってみた。その結果の一例を Fig. 17 に示す。同図は滝浪橋付近の勢田川水位 (D)、及び市内八間道路 (c, d) 上の水位を比較したものであるが、滝浪橋付近ではピーク付近で 7cm 程度、八間道路 c 点で 5cm 程度の差しか表われない。八間道路 d 点は檜尻川に近いので 30cm 程度の差があり、減水時の差も同程度となっている。またこれらの結果からも類推されるように、朝川合流点付近の勢田川水位及び市内 a, b 点の水位は Fig. 13 及び 14 のそれらとほとんど変わらない。なお2条件の影響差がほとんどみられないことも注目されよう。

以上の極端な条件での吟味結果から、檜尻川付近より下流部を除けば、今回の氾濫に潮汐はほとんど影響していないと結論できよう。

4.5.4 勢田川及び排水路の改修効果

勢田川は改修計画も多く問題があるが、ここでは一切の周辺条件を無視し、随意に改修ができるものとして今回の出水に対する改修効果の予察を試みる。いま下流端より朝川合流点を経てさらに上流の各支川の氾濫区間まで、及び市内幹線水路のいずれも、川幅を現状の2倍に拡幅するとともに、勢田川の市内中部幹線排水路流入点より朝川合流点までの区間は水深を 3m に取れる程度に堤防嵩上げ (0.5~1m) をするものとして出水解析を行った。与えた降雨、境界条件及び初期条件は現状分析の場合と同じである。

その結果、檜尻川下流部の低平地帯を除くほとんど全域で氾濫現象が解消することがわかった。この場合、朝川合流点付近の流量は、当然のことながら Fig. 15 に示した kinematic wave 解とほとんど変わらず、また下流端神社港での流量は Fig. 16 に一点鎖線で併示されているようになり、ピーク流量は $278\text{m}^3/\text{s}$ と算定された。ピーク流量は kinematic wave 解 $285\text{m}^3/\text{s}$ と差はないが、ハイドログラフの形状に若干の差があり、これにより下流条件の影響の程度が推察される。

中小河川の改修規模をどの程度に考えるべきか、とくに勢田川のような市街地河川の計画はどうあるべきかはむづかしい問題であるが、上述の結果は、洪水処理を河道のみで行うとした場合の改修計画規模に関して一つの示唆を与えるであろう。

5. 結 び

昭和49年7月上旬の伊勢市の水害状況の概要と、若干の聞き込み調査の結果を手掛りにしてこの地域の氾濫現象を定量的に再現しようとした試みについて述べ、若干の考察を加えた。その結果この地域の被災の物理的メカニズムをかなり明瞭にすることができたと考える。災害に係る要因としていくつかの点を指摘することができよう。しかし今回の災害の主因は1にも2にも記録的な豪雨にあり、それによってもたらされた出水が現況河川や排水路のもつ能力をはるかに上廻ったことに帰因している。それに比べ潮汐などの影響ははるかに小さいものであった。

なお本調査研究に際し、県当局とくに伊勢土木事務所及び伊勢市役所から貴重な資料と便宜を受けたことを記し深謝の意を表するとともに、調査費の一部に文部省科学研究費 (昭和49年7月豪雨災害の調査研究) の補助を受けたこと、また計算は防災資料センター FACOM 230—25 及び京大大型計算機センター FACOM 230—75を使用したことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 末石富太郎：特性曲線による出水解析について，土木学会論文集29，1955，pp. 74～87.
- 2) 豊国永次，角屋 陸，大橋行三：山科川流域の流出特性について，京都大学防災研究所年報，第8号B，1973，pp. 297～306.
- 3) 角屋 陸，岡 太郎，豊国永次，福島 晟：橋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) 角屋 陸，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.
- 5) Ballofet, A. : One-Dimensional Analysis of Floods and Tides in Open Channels, Jour. ASCE, Vol. 95, No. HY4, 1969, pp. 1429～1450.

補 記

本稿の投稿後，昭和49年7月30日付（津気防第79号）にて津気象台より東京管区気象台長宛に，7月6日から7日の伊勢市周辺の大雨について，伊勢土木事務所の記録（623mm）は2km離れた伊勢市消防署のそれ（444.5mm）より178.5mmも多く，点検の結果後者の測器はほぼ正確に作動するに對し，前者は雨量10mmで12.5mm程度になることが判明したので，前者の記録を削除する旨の報告のあったことを仄聞した。

しかしこの報告のとおりであるとする，伊勢市の大氾濫状態が計算上再現できないので，昭和50年8月18日，われわれの手で再点検を行った。この時点では伊勢土木事務所の測器は気象台の勧告もあって新測器に取替えられていたが，同事務所の好意により旧測器を倉庫より出してもらい，再点検を行った。結果は次のようである。

伊勢土木：雨量 20.0mm（強度53mm/hr）：記録 20.5mm

10.0	（ 80 " ）	10.0
40.0	（ 87 " ）	41.0
40.0	（ 160 " ）	40.5

伊勢消防：	10.0	（ 40 " ）	8.5
	10.0	（ 120 " ）	8.5
	10.0	（ 240 " ）	8.5

すなわち伊勢土木事務所の旧測器はいくらか大きめとはいえ十分許容誤差以内にあり，一方伊勢消防署の測器はほぼ15%少くなっていることがわかった。

またその後の記録の例として，昭和50年6月21～22日の降雨時に，伊勢土木事務所の新測器 48.0mm に対し伊勢消防署のそれは 40.5mm と約15%小さい値を示していた。

いま一つ，計器の設置場所としていずれも庁舎屋上が選ばれているが，伊勢消防署のそれは風の吹き上げの影響の強い悪条件の場所にあり，測器の不良と設置場所の不良という二つの悪条件が重なったため，昭和49年7月6～7日の雨が伊勢土木事務所のそれより著しく過少値を記録したものと判断された。

以上のことから，本研究に採用した三重県伊勢土木事務所の記録をあえて訂正する必要はないと考えている。