

昭和57年長崎豪雨における中島川の洪水氾濫解析

高橋 保・大久保賢治・中川 一

ANALYSIS OF INUNDATION DUE TO OVERSPILLED FLOOD WATER FROM THE NAKASHIMA RIVER CAUSED BY HEAVY RAINFALL IN NAGASAKI, JULY, 1982

By Tamotsu TAKAHASHI, Kenji OKUBO and Hajime NAKAGAWA

Synopsis

The Nakashima River which runs through middle of Nagasaki City has overflowed its banks owing to the heavy rainfall of more than 400 mm per 7 hours from 17:00 to 24:00 in July 23, 1982.

In this paper, based on the fact-finding survey, river characteristics related to the bed slopes, river width and capable discharge were examined, and the flooding processes, inundated area and the distribution of its water depth were reported.

To simulate this flood event, a simple runoff analysis was carried out at first, then using hydrographs obtained by this analysis as input data, unsteady two dimensional overland flood flow in Nakashima basin was analyzed by the numerical simulation method. Calculated results concerning to the water depth and the flow direction showed relatively good agreement with observed ones. The effect of the tide level was also investigated.

1. ま え が き

昭和57年7月23日午後5時すぎから降り始めた梅雨末期の集中豪雨により、九州各地に多くの災害が発生した。とくに、長崎県は全域にわたり記録的な集中豪雨に見舞われ、長与町では1時間当り187mmというわが国観測史上第一位の驚異的な降水量を記録したのをはじめ、時津町、大瀬戸町、多良見町、飯盛町および長崎市東北部でも150mm/hを越える豪雨であった。降り始めの23日午後5時から翌日午前0時までの7時間で400mmを優に越える降水量であったため、各地で土石流や崩壊による土砂災害、浦上川、中島川、八郎川などの中小都市河川の洪水氾濫災害が発生し、多大の人的・物的被害を受けた。ここでは、洪水氾濫による被害が大きかった長崎市の中心街を通る中島川の氾濫の実態とその解析に焦点を絞ることとする。

今回の災害の著しい特徴の1つに、極度に市街化が進行した地域に、水深が2mにも達する洪水氾濫が急激に起こり、帰宅時のラッシュと重なって、路上の車は走行中に河道と化した街路を次々と流され、川にのまれ、多くの人々が胸まで水につかりながら家路につくという異常な現象を呈したことが挙げられる。さらに、病院、電信、電話、電気施設等の冠水、川を横過する水道、ガス管の流失など、ライフラインを断たれた都市のパニック状態が露呈された。浸水による人命の損失は少なかったが、出水の規模がもう少し大きければ、人命の面でも大被害が生じた可能性があり、市街化地域における水害にどう対処していくかといった重要な問題を提起している。著者は、このような問題を解決していく糸口として、氾濫の実態がどのようなものか、単に最大の湛水深のみでなく、増水の速度や流向、流速の変化が避難の難易や被害の程度を支配する重要な要因であるので、これを解明することが先決であると考え、そのような調査研究を行った。ついで、二次元平面流れに関する数値シミュレーションを行い、これが、今回の氾濫現象をどの程度説明できるかを検討した。

2. 流域の概要と洪水流量の算定

中島川は奥山、本河内に水源を発し、本河内上部貯水池、低部貯水池を経て出来大工町付近で西山川と合流し、長崎市の中心街を通過した後、出島町付近で銅座川と合流し、その直後に長崎湾に流入する2級河川である。西山川は西山町に水源をもち、西山高部貯水池を経て中島川と合流し、銅座川は愛宕町に水源をもち、油屋町で暗渠化したまま、途中シントキ川と合流して銅座町付近で再び開水路化する。流域の概要をFig. 1に示す。各河川の特徴はTable 1, Fig. 2に示す通りであって、中島川水系の流域面積は約17.3km²、

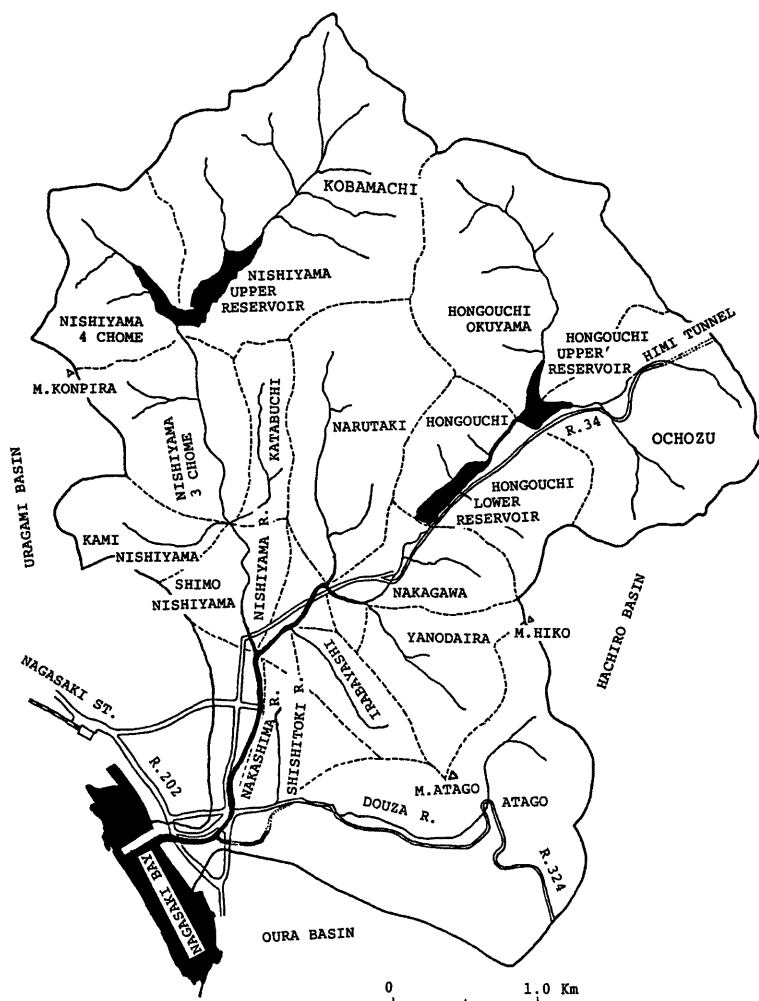


Fig. 1 Physiographical out line of the Nakashima basin.

Table 1 Model constants of the Nakashima basin.

Basin	Area (Km ²)	Channel Slope	Slope Angle (Deg)	Channel Length (Km)	E1	1.500	0.14	16	1.7
N1	0.946	0.08	16	1.2	E2	2.000	0.13	19	2.1
N2	2.765	0.13	16	2.5	E3	1.030	0.02	24	1.0
N3	0.915	0.04	22	1.3	E4	0.630	0.02	24	1.0
N4	0.480	0.23	18	1.2	E5	1.410	0.15	22	1.8
N5	0.330	0.16	16	1.4	E6	0.730	0.15	24	1.1
N6	0.470	0.02	8	0.9	E7	0.200	0.03	4	0.7
	(5.906)				E8	0.360	0.15	16	1.1
					E9	0.320	0.008	2	1.3
						(8.180)			
					D1	2.720	0.10	10	3.0
					D2	0.460	0.007	19	1.0
						(3.180)			

TOTAL 17.266

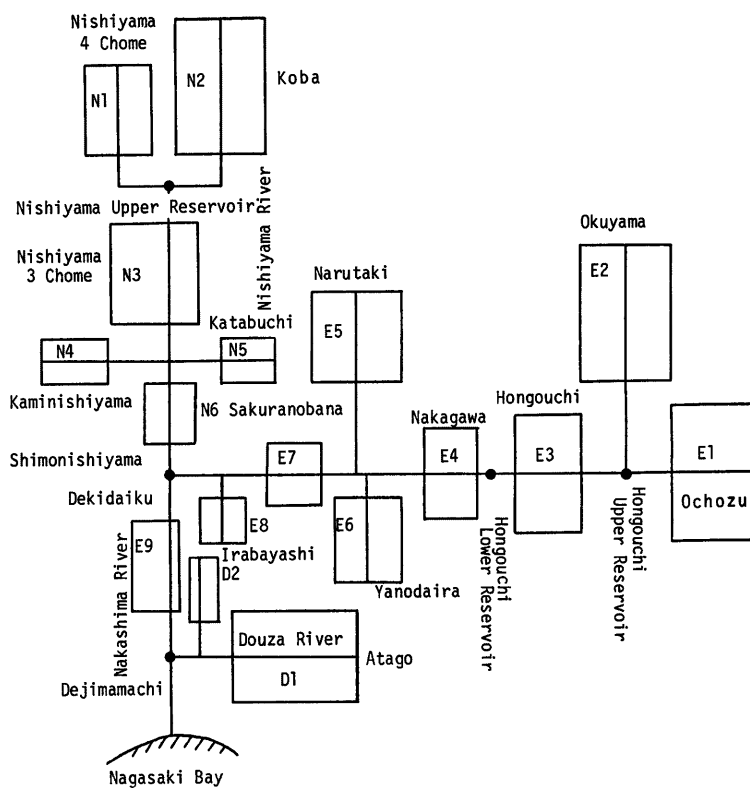


Fig. 2 Model of the Nakashima basin.

河道長は約 6.1 km である。

中島川における洪水氾濫を解析するためには、洪水流量の把握が必要であるので、まず氾濫開始点付近のハイドログラフを求めることを目標にした簡単な流出解析を行う。

中島川水系の流域を分割してモデル化すると Fig. 2 のようになる。ここに $N_1 \sim N_6$ は西山川, $E_1 \sim E_9$ が中島川, $D_1 \sim D_2$ が銅座川の分割流域である。各分割流域への入力としての降雨の時間分布は、7月23日17時00分～翌日7月24日9時00分までの、長崎海洋気象台観測による10分間降雨強度を用いる。流出計算法には各種のものがあるが、基礎となる資料がほとんどないので、ここでは、簡単な線型の貯留関数法を適用する¹⁾。すなわち、流域平均貯留高 S (mm) が比流量 q (mm/10分) に一次比例すると仮定し、降雨強度を r (mm/10分) として連続式を用いると次式が得られる。

$$k \cdot dq/dt = r - q \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 k は比例定数である。

これを階差式に直すと次式のようになる。

$$k \cdot \frac{q(t+\Delta t) - q(t)}{\Delta t} = \frac{r(t+\Delta t) + r(t)}{2} - \frac{q(t+\Delta t) + q(t)}{2} \dots\dots\dots (2)$$

結局、比流量 q は次式となる。

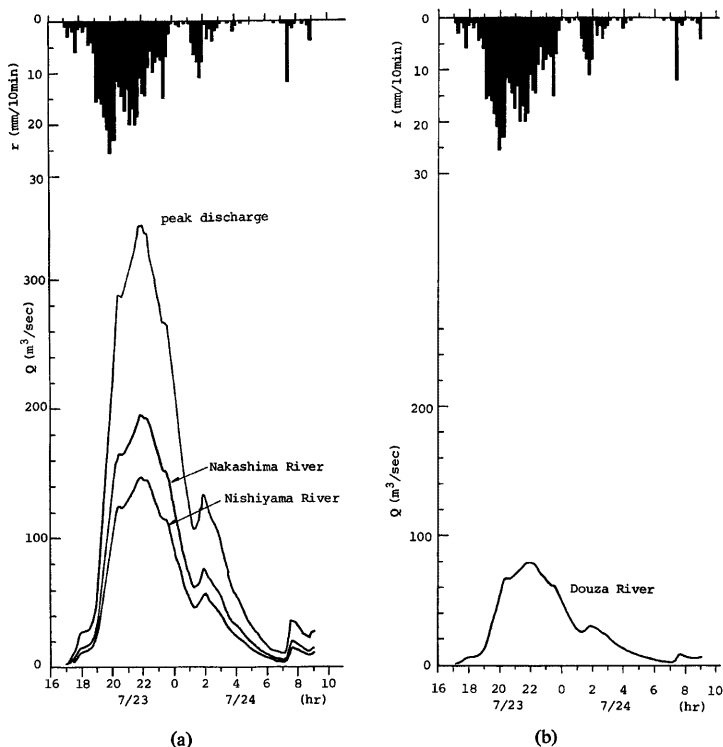


Fig. 3 Hydrographs and rainfall-time relation curves. (a) Confluent point of the Nishiyama River, (b) Confluent point of the Douza River.

$$q(t+\Delta t)=c\cdot\frac{r(t+\Delta t)+r(t)}{2}+(1-c)q(t)\cdots\cdots(3)$$

ここに、 $c=(\Delta t/k)/(1+\Delta t/2k)$ である。ここで、 c の値をどのように決めるかが問題であるが、平均有効降雨強度と洪水到達時間に関する角屋・福島の研究結果²⁾をもとに、洪水到達時間を1時間として、ラショナル式によってピーク流量を見積り（流出係数 $f=0.8$ とした）、これと同じピーク流量を与えるように決めた。その結果は $c=0.1$ となった。計算の結果、Fig. 3(a)および(b)に示すようなハイドログラフを得た。Fig. 3(a)は、西山川と中島川との合流点における各河川のハイドログラフと合流後のそれを示したものであって、ここでは、西山川と中島川とでは流出時間に差はないものとしている。Fig. 3(b)は、銅座川が中島川と合流する地点における銅座川のハイドログラフである。これより、中島川と西山川の合流点ではピーク流量が23日22時ごろに発生し、約340 m^3/sec に達している。もちろん、流出流量は計算法や入力となる降雨波形の違いによっても変化し、また、ラショナル式においても、流域内の各所で崩壊や土石流が発生している状況下において洪水到達時間の見積りや流出係数 f のあいまいさが含まれていることに注意しなければならない。

3. 中島川の洪水氾濫実態調査

著者らは、災害直後の7月28日～7月31日にかけて中島川の氾濫の実態調査を行った。調査方法および調査項目は、主に聞き込みおよびコン跡による氾濫水深の時間変化と分布、河岸地域における溢水開始時刻、水深の時間変化、流向および流速等である。ここではまず、洪水後の測量によって得られた中島川の縦横断形状、地盤高等のデータに基づき、中島川の河道特性について考察した後、今回発生した洪水氾濫の実態とその要因について検討する。

3.1 中島川の河道特性

中島川は無堤の都市河川であって、洪水氾濫は護岸を溢する形で発生した。いかなる流量で河道水が溢水し始めるかを知るには、川の疎通能力を調べる必要がある。現地調査によると、今回の外水氾濫は伊良良地区の中之橋付近で始まり、その上流では、河岸の破壊や内水の流出による部分的な氾濫が見られた程度であるため、これより下流域に関して中島川の河道特性を考察する。

Fig. 4は、中之橋付近から河口にかけての中島川の河道幅、縦断形状、河岸高を示したものである。河床勾配は大井手橋より上流では1/60程度、それより下流では1/225程度になっている。河岸高および河道幅に関して見ると、中島橋付近では、一部河岸が極端に低く河道幅も西山川との合流点より上流では平均10数m程度しかない。また、中之橋から700m程度下った付近では、左岸高が低くなっており、この付近で河道が左岸側に彎曲していることもあって、線形の面からも溢水氾濫を生じやすい所であると推察される。さらに、芒原橋と魚市橋間に両岸とも護岸が低い部分があり、この付近では両岸からの溢水が発生する可能性がある。西山川との合流点付近から中央橋付近まで河道幅はほぼ20m程度となっている。

さて、簡単のため、勾配を1/60、粗度係数を0.025として、 $x=800\text{m}$ 付近より上流の、また、勾配を1/225としてこれより下流の河道通水能力を等流計算により求めるとFig. 4に示すようになる。中之橋から中島橋付近にかけて140～200 m^3/sec 程度のところが存在し、中島川だけのハイドログラフでもピーク流量は200 m^3/sec 近くに達することから、この付近で溢水を生じることが考えられる。下流部分においては、通水能力が200～300 m^3/sec 程度のところが袋橋から万橋にかけて存在する。東新橋、魚市橋付近でも河道はゆるやかに彎曲しており、下流側に連続的に架設された石橋群によってせき上げられた河道水が直進して、この通水能力の低下している区間で容易に溢水することが考えられる。さらに、石橋群による河積の局所的な減少や、流木等が多数石橋に引っ掛って河道の疎通を悪くしたこと、満潮時には眼鏡橋付近にまで感潮域が達し、今回、Fig. 5に示すように、洪水ピーク直後の22時30分ごろに満潮期であったことなどを考慮すると、中島川の疎通状態は洪水規模に対してかなり小さかったものと推察される。なお、河口潮位の影響については、4.4で検討する。

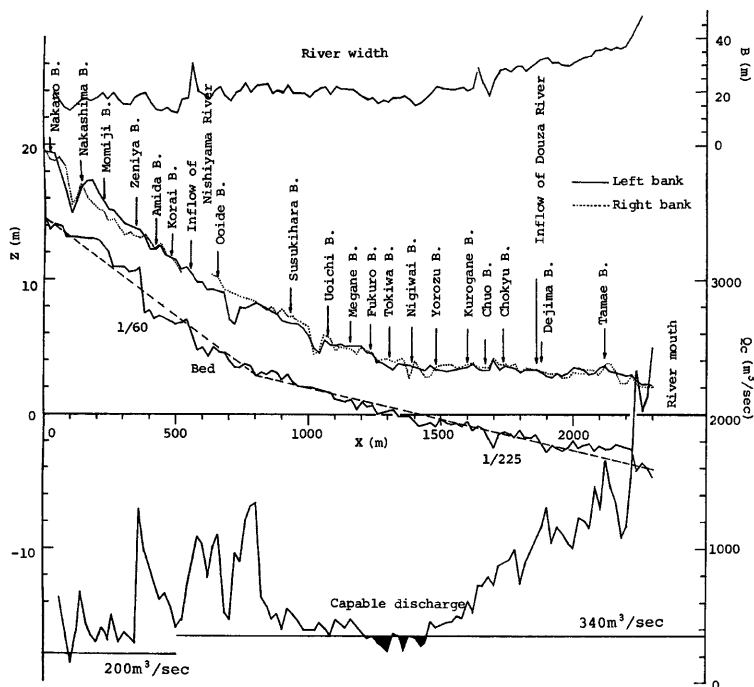


Fig. 4 River characteristics of the Nakashima River.

3.2 氾濫の実態

Fig. 6 は、洪水痕跡および聞き込みによる調査結果から作成した湛水深の平面分布であり、卓越流向がとも示してある。調査の時間的な制約もあって、中島川左岸についてのみ湛水深の分布が再現されたが、兩岸の流域における聞き込み等は行ったので、流域の各地区における氾濫水の挙動について以下に簡単にまとめる。

(1) 伊良林地区（中之橋～西山川合流部・左岸）

この区間の河道幅は狭く、また、山がすぐ傍に接近しているため、氾濫域は河岸近傍に限られており、流水は河岸道路を高水敷化して流下した。材木、たたみ等が流れており、窓わく、バイク等も流された。随所に護岸、ガードレールの欠陥、道路の陥没が見られ、こうした河岸の直接的被害が下流部より目立った。23日19時30分頃に河道は満水状態となり、21時頃に最高水位に達した。代表的氾濫水深は 90 cm 程度と思われる。

(2) 伊勢町地区（中之橋～西山川合流部・右岸）

中之橋上流の木谷橋で生じた局所的な溢水と雨水とが合流し、路面電車の通る国道34号線の急坂を流下した。20～21時の盛流時には歩行が困難であり、タイヤ、下駄箱等が流れていた。雨水を中心とした氾濫水であったため、降雨が下火になった23時すぎ頃には電車通りはほとんど水が引いていた。中島橋に材木が引っ掛かり、せき上げのため中島川の水位が上昇して右岸沿いの民家の窓を突き破り氾濫し始めたのは、ピーク流量時の22時頃で、それ以後水位はほとんど変化せず、22時30分ごろから水位が低下したようである。この

区域の氾濫水は鎮西橋付近で西山川へ注ぎ、電車道上の水深は 40cm 程度であった。また、河岸沿いの民家の軒下には 40cm 程度の泥土が堆積していた。

(3) 麴屋町地区（西山川合流部～東新橋・左岸）

上流の伊良林地区で左岸に偏っていたと考えられる流水は、高麗、阿弥陀橋付近から、合流後の中島川と平行して走る街路にも流れ込むが、業務用の大型冷蔵庫を流すほどの流体力をもっていた。川沿いでは軒を川に突き出していた家屋など二棟が流失し、また、流失した石橋が6基あったがこれらの石橋群もこの区間に集中していた（大井手、編笠、古町、一覽、芒原および東新橋が流失）。大井手橋の流失は、他の諸橋の落橋と前後した20時30分頃と言われ、落橋後かなり水位が低下したというのも確からしい。この区域の代表的水深は 130cm 程度であった。

(4) 古町地区（西山川合流部～東新橋右岸）

伊勢町地区の電車通りの激流が、西山川右岸の高い護岸でく止められたため、この地区の電車通り沿いは比較的浸水被害の小さい箇所であった。川沿いでは、少なくとも石橋群が流失するまでの間、かなりの氾濫水を下流側へと溢水させていたと思われる。ただ、河道の線型から言えば左岸側へより多くの水量を溢水させた可能性が強いと思われる。

(5) 古川町地区（東新橋～万橋・左岸）

(3)で述べたように、石橋群による河道水のせき上げは落橋とともに20時30分頃に解除されるが、中島川の流量は Fig. 3 (a) で示したようにこれ以後も増加を続ける。前節の等流計算で指摘された通りであれば、石橋群が流失した時点で溢水箇所が眼鏡橋付近に移る可能性が強い。この地区の流向に関する資料は中島川

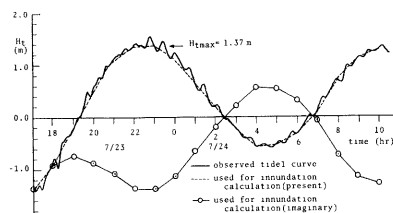


Fig. 5 Tidal curve of the Nagasaki bay in flood sequence.

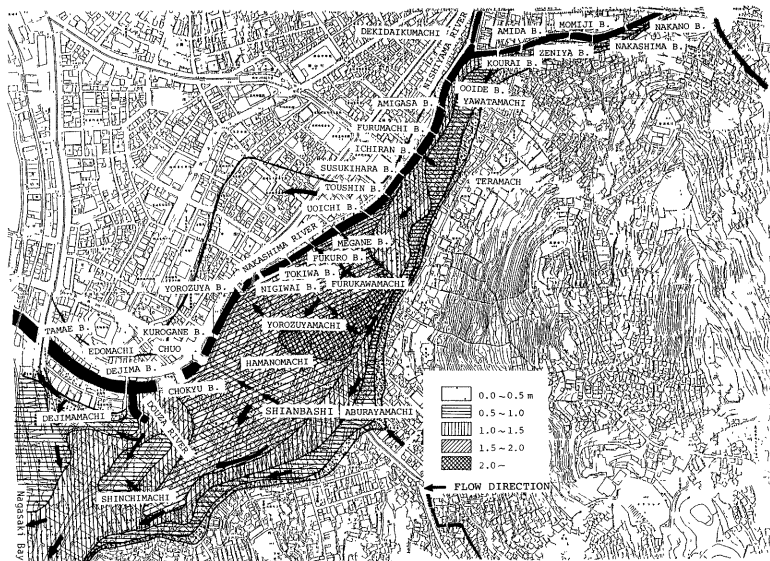


Fig. 6 Distribution of observed water depth in submerged area.

と平行な街路で南西すなわち下流向き、川と直交する街路では溢水を裏付ける向きで一定していた。しかも湛水深が100cmを越えるのは20時30分～21時頃であり、溢水が本格的になり出す時刻と対応する。一方、230cmという流域最大の湛水深を記録したシトキ川に沿った地域では、雨水、上流の麴屋町地区からの氾濫水および後述の銅座川上流での氾濫水の影響と思われる内水位の上昇が19時30分頃から始まっており、20時頃には40cm程度の湛水があった。中島川の溢水が本格的になってからの急速な水位上昇はこれ以降に生じ、地区全体でみると最高時に180cm程度の水深であった。この地区がこのような最大の湛水深を生じた原因の1つとしては、ここが高麗橋と阿弥陀橋を通り市街地を南北に走る2つの街路にはさまれ、この街路間で地盤が局所的に窪んでいるという微地形的な要因が挙げられる。

(6) 賑町地区(東新橋～万橋・右岸)

この地区になると電車道の標高も5m程度となり、左岸と同程度の浸水を受けた。対岸の古川町地区と異なるのは、シトキ川のような内水源がなく、中島川からの氾濫水がかなり突発的に起ったという点である。石橋群が流失した直前の時間帯に、川の方から氾濫水塊がかなりの勢いで押し寄せて来たという証言もあった。その後水深は120cm程度に至る。

(7) 浜町地区(万橋～中央橋・左岸)

銅座川上流(暗渠にはいる正覚寺下より上流)の屈曲部で局所的な氾濫が起こり、雨水とともに国道324号線の流れ降りた銅座川氾濫水の一部は、油屋町の商店街を流下して浜町アーケード街にも至り、付近の初期湛水の一因となったものと思われる。主要浸水部を形成した(5)の古川町地区と区別したのは、この地区の流向資料が河川と直交する街路で川向きの成分をもったものが多かったという事実による。両地区の中間に位置する万屋町周辺では、川と直交する街路で流向が時間的に変化し、一部で渦を形成していたという証言もあり、内水と外水とがぶつかり合っていた地域であると推察される。この地区の氾濫水は、思案橋方面からの流水を合わせて中央橋付近で中島川に戻っていたものと考えられる。こうして、眼鏡橋付近から溢水したと考えられる外水の一部は、再び中島川に退いていたようである。しかし、河岸が周辺の地盤より若干高いところもあり、また、銅座町や新地町の地盤が低く中島川上流域での氾濫水の量もはるかに大きいことから力学的にも運動学的にも、銅座町を経て海向きに直進する流れの方が量的には多かったものと考えられる。この流れは、本格的な溢水開始後直ちに確立されたようである。実際、この直進流の強さは銅座橋を越えた付近で自動販売機、業務用大型冷蔵庫等を数100mも流下させたという事実からもかなりのものであったと推察されよう。

(8) 築町地区(万橋～中央橋右岸)

この地区の低地面積は狭いが、水深は左岸側と同程度であったと思われる。栄町付近から侵入した氾濫水は、西側の高地にあたり南下し、中央橋付近で中島川へ戻っていったようである。(7)、(8)の両地区ともピーク時の水深は170cm程度、時刻は22時頃であった。

(9) 出島町地区(中央橋～河口)

銅座町を南北に流下した氾濫水は、出島町方向へ回り込んで中島川河口付近で川に流入した成分、そのまま直進して長崎湾に注ぎ込んだ成分および新地町を経て大浦川の方へ流下していった成分とが存在した。満潮時においても海面は岸壁より高まることはなく、海への段落ち流れが生じていたものと考えられる。新地町付近は地盤高の影響もあって170cm程度の湛水深をもち、大浦川流域へ通じる主要地方道に沿って氾濫水は70～100cmの水深で大浦川へと流れていった様である。

4. 氾濫の数値シミュレーション

4.1 概 説

実態調査の結果の考察によって得た氾濫水の挙動に関する知見もこのままでは推定の域を出ないところもあり、また、浸水深の経時変化、特に氾濫水のdynamicな挙動を表現するのにも不十分であろう。これらを定量化して、実測値との比較・検討を行い、溢水発生時刻および場所の推定と発生規模等を明らかにする

ことは重要であろう。そこで、ここでは実際の地形、水理、水文資料を与えて中島川流域の洪水氾濫の数値シミュレーションを行った。用いた水平二次元モデルは、岩佐・井上らによって氾濫計算用に開発されたものである³⁾。このモデルの詳細については参考文献に委ねることとし、ここではその説明は省略することにする。

Fig. 7(a)は数値計算の対象領域の概要と河道および計算領域の境界線を示したものである。今回は x 方向を市街中心部の下流向き（ほぼ南西向き）にとり、 y 方向は南東向きとした。空間差分間隔は、 $\Delta x = \Delta y = 25\text{m}$ にとり、河道幅はすべて1格子サイズで表わした。時間差分間隔は $\Delta t = 0.1$ 秒とし、粗度係数は、河道では石橋群による抵抗をも考慮して0.03、それ以外では0.04とした。

4.2 境界条件

中島川のハイドログラフは流出計算によって得られた中之橋地点の流量を流量フラックスに換算し、10分ごとの離散値を時間的に線型補間して与えた。西山川、銅座川がそれぞれ中島川と合流する地点では、各支川流量に時間遅れがないものとして、流量フラックスを相当格子の水位増加率に換算して与えた。河口潮位は、最下流格子の水位で与えるが、Fig. 5において破線で示すように、1時間ごとの値を線型補間した。地盤高の情報は、2500分の1の地形図から読みとった値をそのまま入力した。地盤高が地形図から読めない格子については既知点の値から内挿補間することにより求めた。このようにして得た地盤高の分布を Fig. 7(b)に示す。以上によって河道内の不定流計算および河道外の2次元平面流れに関する計算を同時に行うことができる。

地盤格子は階段状になっているため、水深が浅いときに水面が不連続となる。この様な場合には、流量フラックスを次式のように段落ち流れとした。

$$|N_{i+1/2,j}| \text{ or } |M_{i,j+1/2}| = h_{i-1/2,j+1/2} \sqrt{gh_{i-1/2,j+1/2}/\alpha} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $M=uh$, $N=vh$ で、 u , v ; それぞれ x および y 方向の流速成分、 h ; 水深、 g ; 重力加速度、 α ; 係数である。ただし絶対値は水位や地盤の高低などの状態により流れの方向を定めるため、符号を考慮することを意味している。係数 α は簡単のため1とした。(4)式は海岸近くの流出部の流出条件にも用いている。

逆に、地盤高の低い格子の水が次第に湛水してそれよりも高い地盤にまで増水して溢水するような場合は段上り条件となる。このとき、水面は連続であるが差分計算では不都合を生じやすい。最たる例は河道から河岸への溢水時に起こる。これは、水深の比が大きいため、非線型項が氾濫部の解を発散させるためである。この場合には、河岸の粗度係数と河岸の地盤高から測った水深を用い、Manning 式で計算した。たとえば、 x 方向の流速フラックスについて記すと次式のようなである。

$$|M_{i,j+1/2}| = \frac{(\bar{h}_{i-1/2,j+1/2} + \bar{h}_{i+1/2,j+1/2})^{5/3} (|H_{i-1/2,j+1/2} - H_{i+1/2,j+1/2}| / \Delta x)^{1/2}}{2^{5/3} \max(n_{i-1/2,j+1/2}, n_{i+1/2,j+1/2})} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $\bar{h}_{i+1/2,j+1/2} = h_{i+1/2,j+1/2} - |z_{i-1/2,j+1/2} - z_{i+1/2,j+1/2}|$ であり、 H ; 水位、 n ; 粗度係数、 z ; 地盤高である。河道、河岸以外の氾濫計算においても、水深が極端に異なる場合には、上式を適用した。しかしながら、この簡略式を多用すると慣性項が考慮されないため、氾濫水の動きが無秩序になりやすいことに注意を要する。

フロント条件は、岩佐らと同じく、0.001m 以下の水深で判定した。すなわち、次式のように取り扱った。

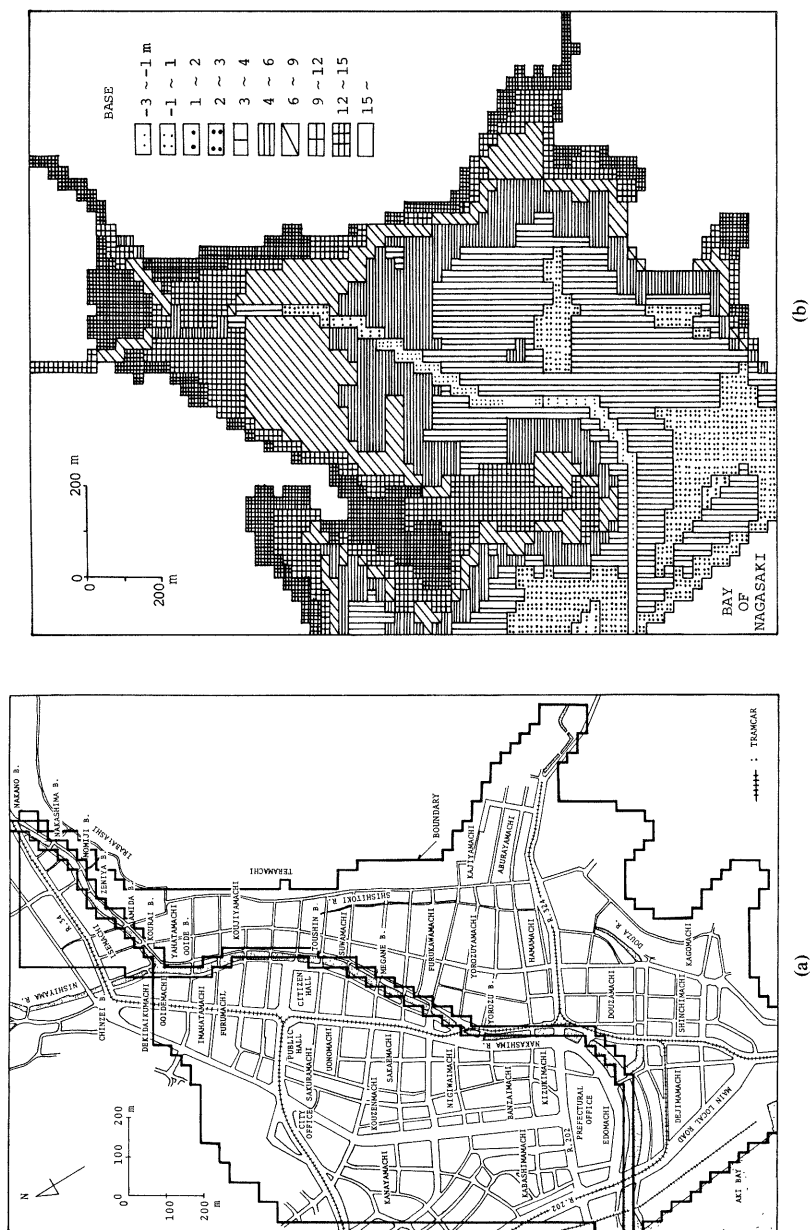
$$M_{i,j+1/2} = 0 \quad \text{if} \quad h_{i-1/2,j+1/2} \leq 0.001 \dots\dots\dots (6)$$

急傾斜地に大流量が流れる場合や高潮位時などに非線型計算を行うために他にも二、三の工夫を要した⁴⁾が、ここではそれについての説明は省略する。

これらの計算方式は、街路網における氾濫水の挙動を正確にはシミュレートできないことや安定な計算を行うためには非常に小さな時間ステップをとる必要があることなど、今後検討すべき問題を残していることも付け加えておかなければならない。

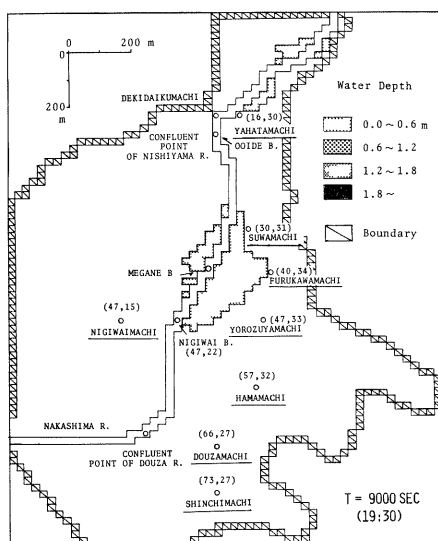
4.3 計算結果の考察と実測値との比較検討

初期条件は、完全ドライの状態から、各河川にそれぞれ一定流量を与え、潮位一定の条件で数時間通水し

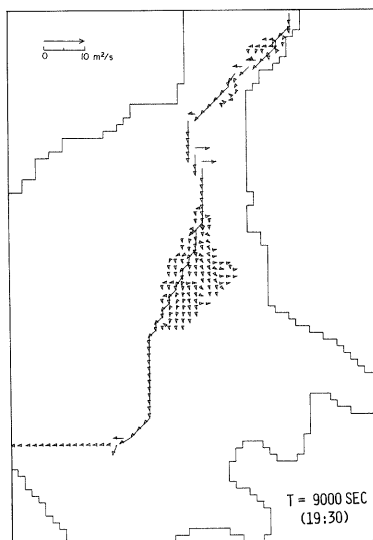


て作成した。流量および潮位の一定値は、23日17時 ($t=0$ 秒とする) の値を用いた。実際の流量、潮位条件で2時間分計算したが、19時 ($t=7200$ 秒) の流況は、伊良林地区左岸部のいくつかの格子が若干湛水していたが、溢水氾濫は起きていなかった。Fig. 8(a)~(g) および (a')~(g') は各々、19時30分 ($t=9000$ 秒)、および20時~翌日1時までの1時間ごとの湛水深の分布と流量フラックスベクトル図を示したものである。Fig. 8(a) より、初期の溢水が眼鏡橋付近で生じていることがわかる。実際には、この時刻において、麴屋町地区の石橋群で溢水が生じていたはずであるが、今回の基本的な計算では個々の石橋群の影響を厳密には含めていないため、上流における流量は損失がない状態で眼鏡橋付近を通過していたことになる。Fig. 8(b) を見ると、20時までの30分間に氾濫域の面積がかなり増大していると同時に、湛水深は浜町付近で 40~80 cm、思案橋付近では 80~120 cm となっている。銅座川や中央橋付近では、本川へ流入し始めていることが、Fig. 8(b') の流量フラックスベクトル図を見てわかる。これは、実態調査から推察した事を裏付けるものである。この時点で氾濫水の南端は銅座町付近に達している。このことは、同地区での聞き込みにより、20時頃に氾濫水が急に押し寄せてきて水位上昇がかなり短時間内に起きたという証言とも一致している。さらに時間が経過した21時頃 (Fig. 8(c)) では、浜町付近の湛水深が 140~180 cm、一部では 180 cm 以上にもなっており思案橋付近では 160~180 cm に達している。また、新地町付近でもかなりの湛水深になっている。海沿いの流出端での水深は 20 cm 未満である。出島橋左岸のオランダ商館跡では湛水していない区域があり、実測とも対応している。河道流量がピークに達する22時頃にはやはり全体的にも最大の湛水深を呈している (Fig. 8(d))。Fig. 8(e) の23時頃には市街地中心部では次第に水が引き始めており、Fig. 8(g) の24日1時の氾濫状況からは、同時刻ではかなり水が引いて眼鏡橋より上流では水深が 0~60 cm のところがほとんどとなっていることがわかる。22時30分頃から伊勢町地区で水が引き始めたという証言からも、この付近ではピーク流量が22時ごろに生じたという事および23時には計算では水が引きはじめたという結果の妥当性が裏付けられた。

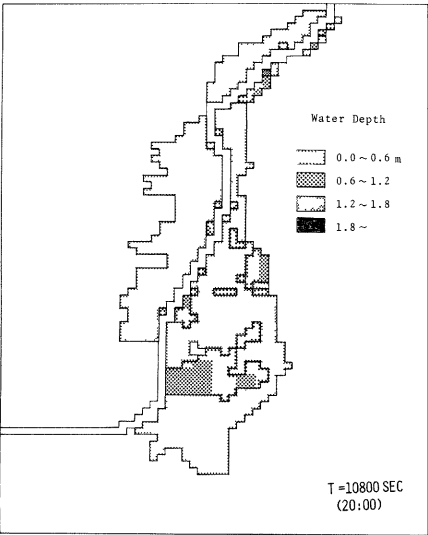
湛水深が最大となった22時の計算値と Fig. 6 の実測値とを比較してみよう。計算値は、実測値で最大の湛水深を呈した古川町および万屋町の両地区を除くと、きわめてよく実測値と対応している。この両区域で



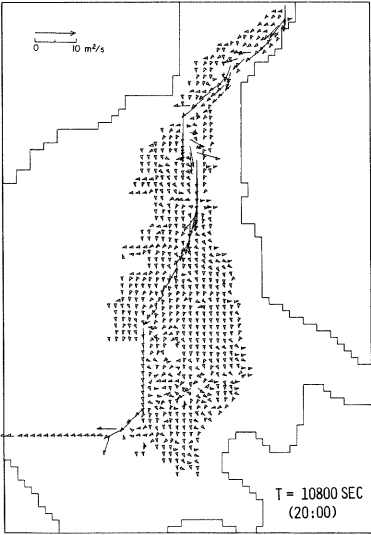
(a)



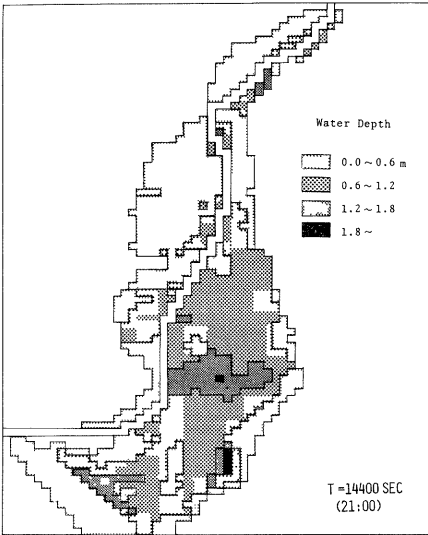
(a')



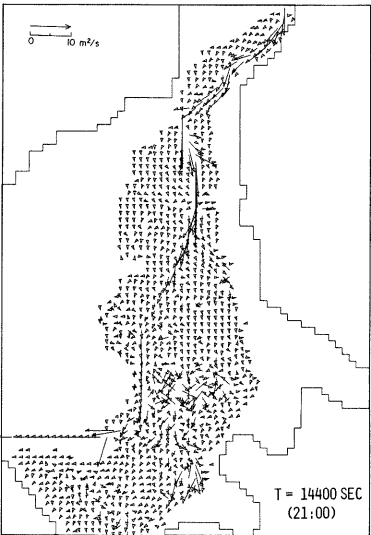
(b)



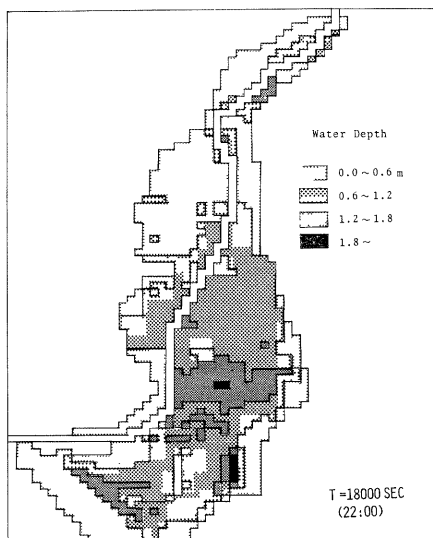
(b')



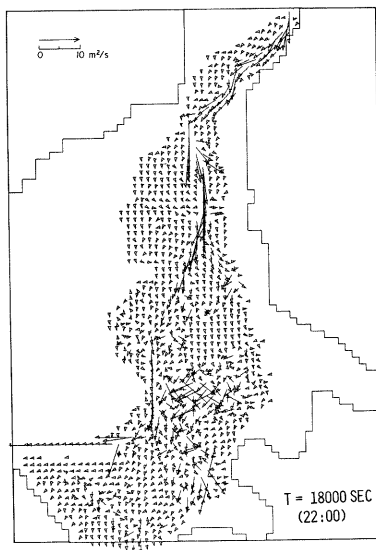
(c)



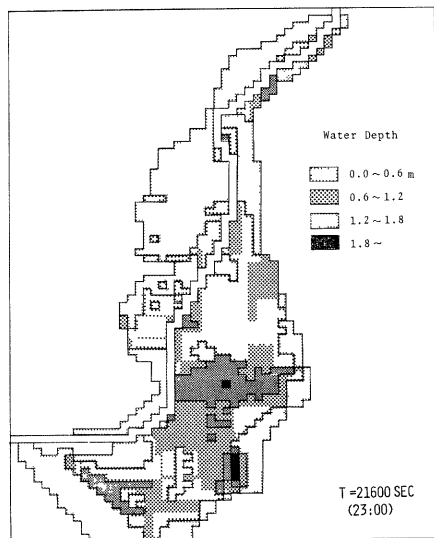
(c')



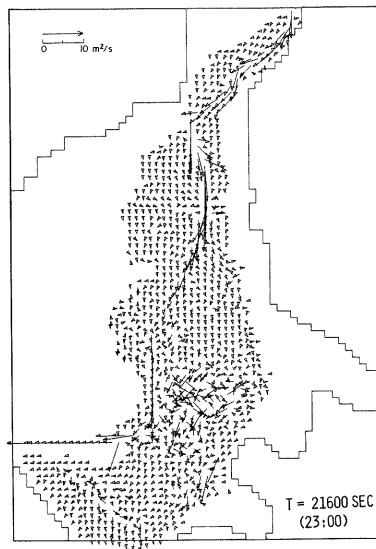
(d)



(d')



(e)



(e')

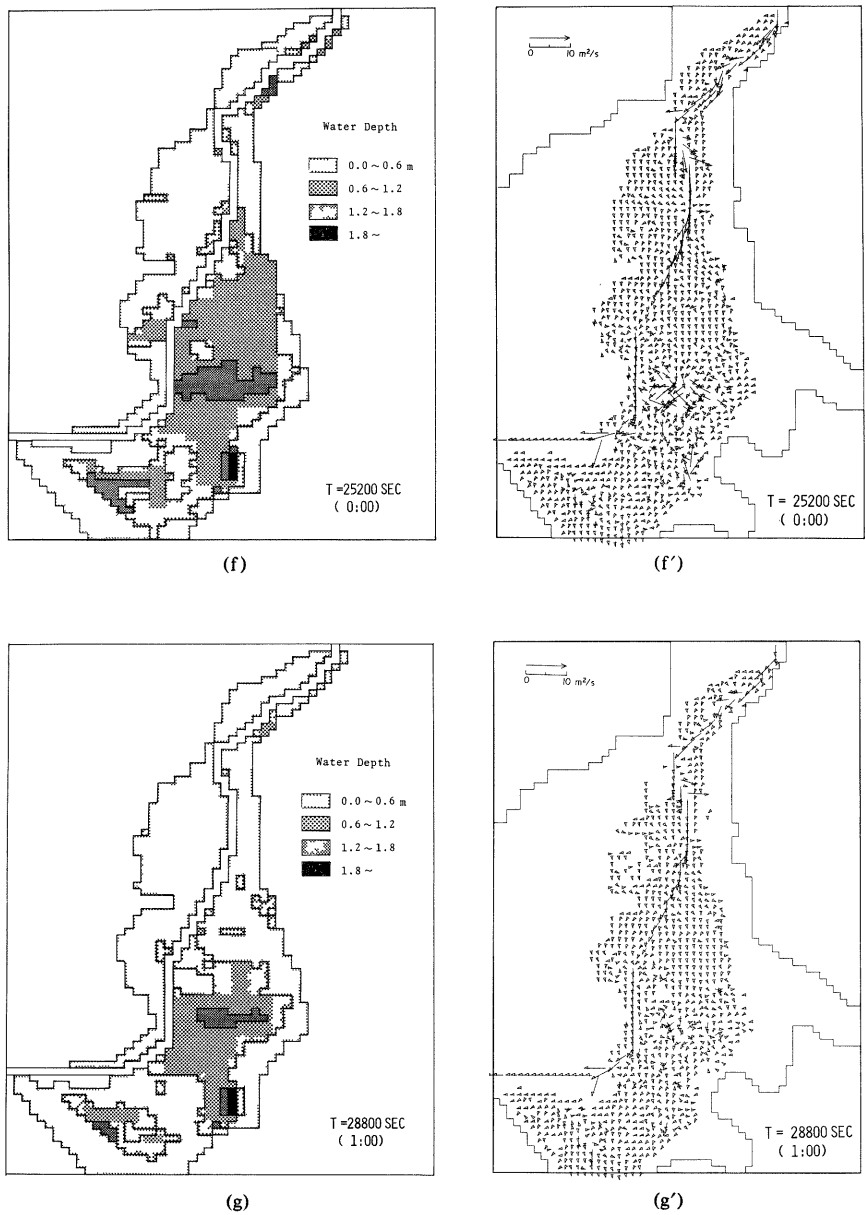


Fig. 8 Series of calculated flood flow.

の計算値が 200 cm を越えるような湛水深をもたなかった理由として、つぎのようなことが考えられる。すなわち、3.2 (5) で述べたように、この区域は街路と街路の間で窪地になっているものの、地形図からこのような微地形が読み取れなかったこと、および山からの雨水の流出によってシシトキ川が氾濫し、その内水がこの窪地に湛水したことなどの要素が計算には組み込めなかったということが挙げられよう。流量フラックスベクトルについてみると、3.2 で述べたものと極めて類似したパターンを示しており、かなりよく実際現象を再現しているものと思われる。Fig. 9 にはいくつかの地点における水位の時系列と実測による水位が示してある。古川町地区の (40, 34) 格子、万屋町地区の (47, 33) 格子の湛水は、点線で示した賑橋地点の溢水開始時刻より早く始まっている。これらの地点の湛水は、Fig. 8(a) で現われた眼鏡橋付近の溢水によること、溢水箇所が下流向きに拡大したこと等がわかる。賑橋地区の (47, 15) 格子の湛水は、賑橋地点の溢水後に開始し、水深の増加は左岸側よりも速い。22 時頃に全体的に最大の湛水深をもっており、1 時には (16, 30) 格子の八幡町では水が引いてほとんど水深がなく、諏訪町の (30, 31) 格子では水が少し残っている程度で、それより下流域ではまだ冠水が続いてはいるものの、次第にてい減している様子が知れ

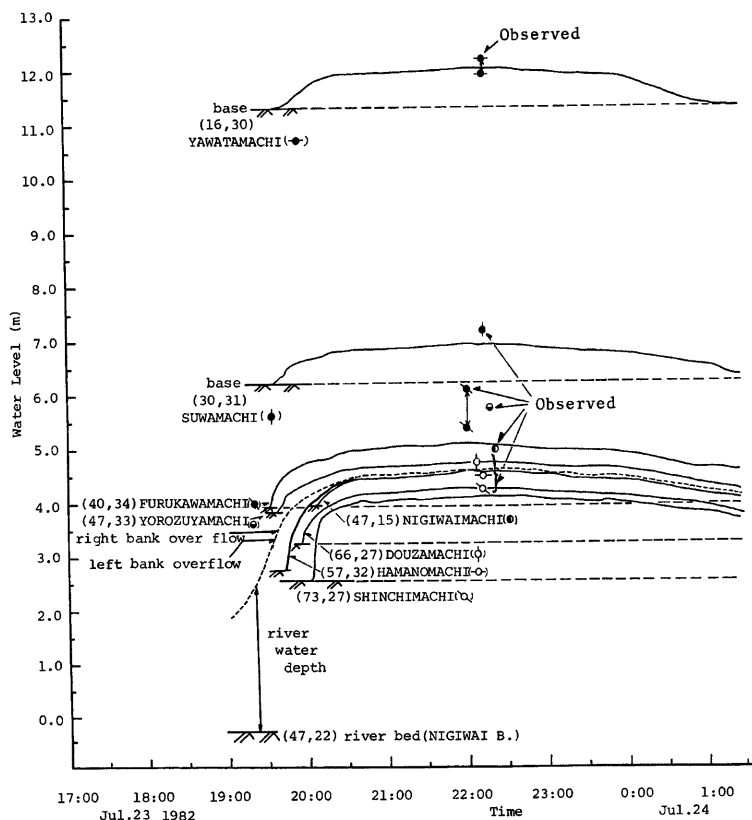


Fig. 9 Time change of water levels at the typical site, and comparison between observed water levels and calculated ones.

よう。銅座町地区 (66, 27) から新地町地区 (73, 27) までのフロントの伝播時間は7分であり、速度に換算すると 40 cm/sec 程度となる。また、同図で極めて特徴的なことは、下流域ほど水深の増加が急で、特に、(73, 27) 格子の水深増加は極めて急激であることが挙げられる。急に押し寄せてきた水に身動きがとれずに、車ごと流されたりあるいは電話ボックスにいた人が水位上昇に伴う水圧のため出られなくなったりしたことがうそのような本当の話であることがこの水位上昇の激しさからも知れよう。この図に示された氾

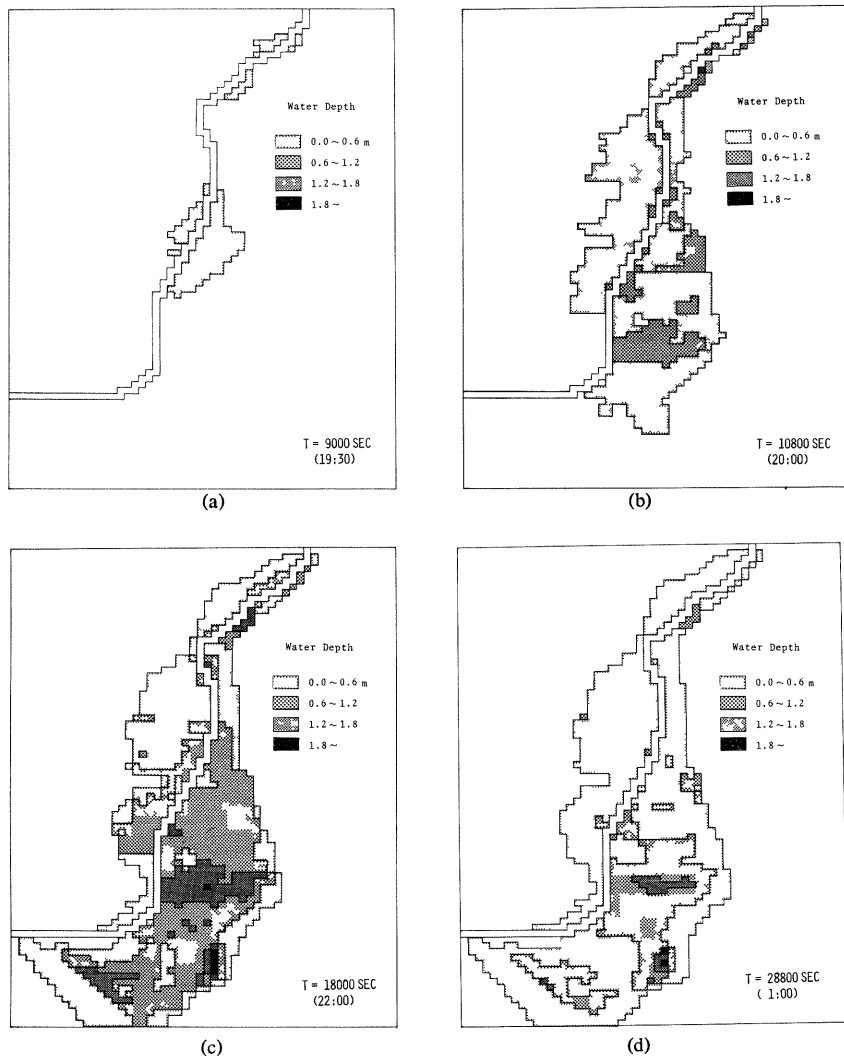


Fig. 10 Series of calculated flood flows using the tidal curve which has nearly inverse phase.

氾の時間経過は、3.2で述べた事柄とよく合致している。

以上の数値計算結果から、今回行なったシミュレーションはかなりよく実際の現象を表現しているものと思われる。

4.4 河口潮位の影響について

今回の洪水氾濫を起こした最大の要因は異常とも言える集中豪雨であることには異論の余地はないであろう。その付加的な要因として、中島川の疎通能力の問題および河口潮位の影響が考えられる。ここでは、河口潮位が今回の氾濫現象にどの程度影響を及ぼしていたのかを考察する。

著者らは現地調査におもむいた際、被災者の口々から『22時30分頃が満潮位であるから、これを過ぎれば水は引くので何とかこれまでがまんするように』とのラジオ放送があり、確かに満潮位の時刻を過ぎれば水が引いたという言葉を目にした。今回の氾濫はちょうど河道流量のピークが22時ごろでほぼ満潮時刻と重なっていたため、潮位の影響がきわめて大きかったという印象を最初著者らはもっていた。そこで、Fig. 5に示すように、実測値とほぼ逆位相すなわち、ピーク流量時には河口潮位が最低になるような河口潮位の波形を与えて数値計算を行った。その結果をFig. 10(a)～(d)に示す。Fig. 10(a)は19時30分($t=9000$ 秒)、(b)は20時($t=10800$ 秒)、(c)はピーク流量時の22時($t=18000$ 秒)、(d)は退水時の24日1時($t=28800$ 秒)の湛水深の計算結果である。溢水開始時刻に相当する19時30分の氾濫形状はFig. 8に示したものとほとんど変わらない。このことから、溢水開始時刻には河口潮位はほとんど影響しなかったものとみてよい。さらに20時および22時の最盛時においてもFig. 8(b), (d)と比較して若干湛水深規模が小さくなってはいるものの河口潮位の影響は顕著でない。以上より、河口潮位は、溢水開始時刻、場所および氾濫の規模などにはほとんど影響しなかったものと結論できよう。その理由としては、河口潮位の影響が溢水開始地点にまではおよばず、氾濫の本質的な要因が、それより上流の地域での溢水によるものであったことが挙げられよう。

5. む す び

昭和57年7月豪雨において長崎市街中心部に洪水氾濫災害をもたらした中島川について、現地の聞き込み調査や洪水こん跡調査をもとに、氾濫現象の実態を明らかにするとともに、数値シミュレーションによってこれを定量的に再現することを試みた。その結果、記録的な集中豪雨による要因は別として、川の疎通能力を越える出水が生じた可能性や推定された流量ハイドログラフを用いて氾濫計算を行うと、実態調査から得られたような氾濫状況を呈するということがわかった。さらに、河口潮位の影響について検討した結果、その影響は極めて小さいことが判明した。

しかしながら、流出流量は解析法や係数の取り方によっても違ってくるため、氾濫計算のための入力としての不確定さが存在しており、今回用いたものよりも大きなピーク流量をもつものや、逆に小さいものについても氾濫計算を行い、比較検討する必要がある。さらに、今回の数値モデルでは河道内の個々の石橋の効果や氾濫域内での構造物の影響についても考慮されていないなど、市街地を対象とする場合の数値シミュレーション手法そのものについても数多くの問題点が残されている。これらについても今後研究を深めていく予定である。

なお本研究に際し、長崎県庁および長崎市役所から貴重な資料と特別の便宜を受けたことを記し、深甚の謝意を表するとともに、災害調査費に文部省科学研究費（自然災害特別研究(I)突発災害「昭和57年7月豪雨災害に関する調査研究、研究代表者 坂上務 九州大学教授）の補助を受けた。また数値計算に際して京大大型計算機センターを利用した。ここに関係各位に深謝する。

参 考 文 献

- 1) 京大防災研究所 富山地区災害調査グループ：富山地区災害調査，昭和44年8月水災害の総合的調査研究報告書，1970，pp. 40-85.