

報告

# 1999年6月福岡水害時に発生した博多駅周辺の洪水および氾濫流の再現計算

橋本 晴行\*・朴 埼璨\*・渡辺 政広\*\*

Overland Flood Flow around the JR Hakata-eki Station from the Mikasa and Sanno-Channel River in Fukuoka City on June 29, 1999

Haruyuki HASHIMOTO\*, Kichan PARK\*  
and Masahiro WATANABE\*\*

## Abstract

Short-time heavy rains occurred in the northern part of Kyushu on June 29, 1999. As a result the Mikasa and Sanno-Channel River overflowed their banks and the flooding water moved down the roads to the JR Hakata-eki Station. After the flood disaster we had interviewed the residents and office workers to investigate the overflowing period, and the direction and depth of inundation flow.

In the present study we have computed the behavior of the flood flow in the Mikasa and Sanno-Channel River and the overland flood flow from those rivers to verify the results of the interview.

It is found that the Sanno-Channel River began to overflow the banks around 9:00 and the Mikasa River around 10:00 on June 29. An increase in the inundation depth occurred from 8:00 to 9:00 and also its rapid increase was from around 10:30. The former is due to the heavy rain, and the latter due to the overland flow.

キーワード：福岡水害，都市水害，地下空間，御笠川，山王放水路，博多駅，氾濫解析

Key words：Fukuoka flood disaster, urban flood, underground space, the Mikasa River, the Sanno-Channel River, JR Hakata-eki Station, overland flow analysis

\* 九州大学大学院工学研究院環境都市部門  
Department of Urban and Environmental Engineering,  
Kyushu University

\*\* 愛媛大学工学部  
Department of Engineering, Ehime University

本報告に対する討論は平成15年8月末日まで受け付ける。

## 1. まえがき

1999年6月28日夜から29日にかけて、低気圧に伴う寒冷前線の通過により九州北部に豪雨がもたらされ、各地で土砂崩れや浸水などの被害が発生した。特に福岡市では29日午前8時から9時にかけて77mmの降水量を記録し、6月の1時間雨量としては観測史上最大の降雨となった。このため、都市機能の集中した博多駅周辺において、2級河川御笠川およびこれに合流する山王放水路が氾濫し、ビルの地下、地下街、地下鉄駅構内などに多量の氾濫水が進入し、都市機能を麻痺させた(図1)。著者らは、水害発生直後より博多駅周辺において現地調査や市民からの聞き取り調査を行い、災害の実態を調べてきた<sup>1), 2)</sup>。その結果、博多駅周辺においては、まず、8時から9時過ぎ頃までの間において、内水氾濫により一旦浸水が発生し、その後、減水した後、再び10時頃から氾濫水が押し寄せて来たとのことであった。しかしながら、聞き取り調査には自ずと限界があり、越流や氾濫の経緯についての証言には不明確さが残った。そこで本研究は、博多駅周辺の浸水の原因となった、御笠川と山王放水路からの越流につ

いて、その時間的な経緯や越流量を洪水流の不定流計算により調べるとともに、博多駅周辺の洪水氾濫流について氾濫解析を行い、浸水深、氾濫流向・流速などを明らかにしたものである。

氾濫解析については浅水流モデルを中心に数多くの研究が行われて来たが<sup>3)~10)</sup>、ビルが密集する都市中枢における実際現象についての解析事例はあまりなく、抵抗則の表現など未解明な部分も残っている。本研究においては、抵抗則として、マニング式を用いた底面摩擦に加えて建物の形状抵抗をも考慮したケースについて、浸水深の時間変化を計算し、調査結果と比較することで、実際現象を良好に説明できることを示すと同時に、それについて氾濫流向・流速、最大浸水深などについて考察することにする。

## 2. 博多駅周辺における氾濫の聞き取り調査<sup>2)</sup>

1999年7月5日から7月30日にかけて博多駅周辺の商店、事業所や住民などに無作為に聞き取り調査を行った。得られた証言は245件であった。

それによると博多駅周辺は「氾濫した泥水が来る前には雨水はほぼ排水されていた」もようである。

図2は、御笠川と山王放水路からそれぞれ越水した地点(No.1~6)、氾濫流の流向、氾濫の範囲を示したものである。また表1は聞き取り調査結果をまとめたものである。同表中の図は越流量の計算結果を示しており、それは5章において述べられる。

### 2.1 河川からの越流状況

博多駅周辺の越流は、主に、御笠川と山王放水路沿線での6箇所からであった。

図2において、まず、No.1の左岸では9時30分~10時にかけて越流が開始したもようである。堤防上の道路に溢れた水は、10時30分から11時頃60cm程のピーク水深となり、12時頃には引いたようである。

No.2の山王放水路沿川では、No.1の地点の堤防より地盤高が低くなっているため、9時前後に

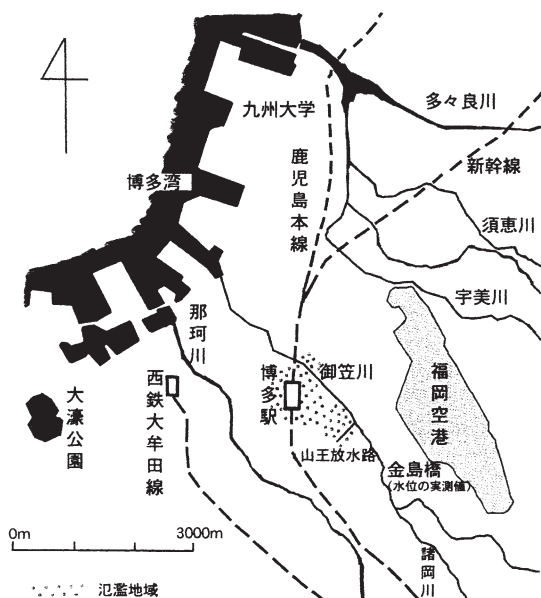


図1 御笠川と博多駅周辺の平面図

は、約 300 m 区間の両岸から越流し始めた。9 時 30 分頃には、御笠川から山王放水路に逆流しながら越流した。水路沿線上の道路に溢れた水は、10 時過ぎ～11 時にピーク水深約 80 cm となり、14 時頃には引いた。この水路の側岸は御笠川の堤防高さより低くなっているため、従来より度々越流が発生している。実際、その後、2001 年 6 月 19 日の降雨（21 時から 22 時の間で 34.5 mm/h の最大時間雨量を記録した）時にもこの水路沿川で越流が発生した。

No.3 の左岸では河川沿いに住家がせまっているが、9 時過ぎから越流が始まった。10 時 30 分～11 時頃、この付近の道路上で 80 cm 程のピーク水深を示し、13 時頃には排水された。

No.4 の地点には、地面から 115 cm の高さの壁を越えた洪水痕跡があった。

No.5 の地点では、9 時ないしは 9 時 30 分頃左岸を越流し始め 12 時頃までそれが続いたもようである。11 時頃ピークとなり、その時の越流水深は 50 cm 程度であった。

No.6 の地点には堅粕小学校があるが、10 時 15 分から、小学校に隣接する御笠川左岸から越流が始まり 11 時前まで続いた。越流水深は 10 cm 程度であり、越流量は少量であった。

## 2.2 氾濫水の流下状況

越流した氾濫水の大部分は、地盤高の低い博多駅方面に向かって流下していった。

図 2 において、まず、A 点の会社の前の道路では、泥水が、9 時 45 分から 10 時にかけて押し寄せ、11 時頃ピーク水深 50～70 cm を示し、15 時頃引いたようである。この会社の近くの、図中×印の地点では、10 時半過ぎに、ビルの地下飲食店に勤務する女性が逃げ遅れて水死している。No.1 の越流開始から 30 分～1 時間ほど、No.2 の越流から 1 時間半ほど経過した後であった。

B 点には福岡合同庁舎があり、10 時過ぎに濁流が流れてきた。11 時頃、合同庁舎前の道路でピーク水深約 60 cm となった。11 時 50 分頃水が引き始め、14 時から 15 時にかけて完全に排水された。

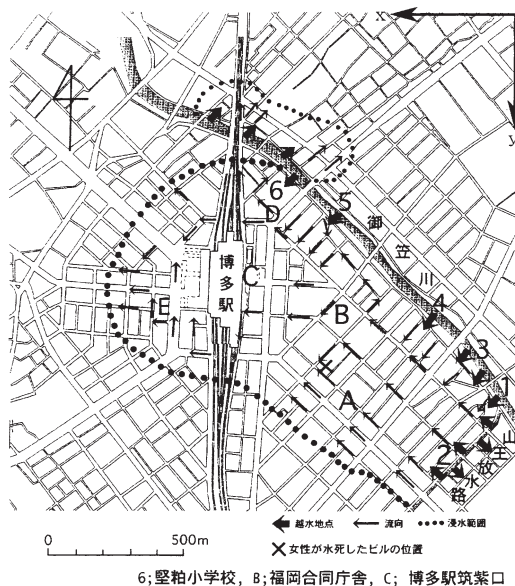


図 2 博多駅周辺における御笠川および山王放水路からの越流と氾濫の状況

C 点には博多駅築紫口があるが、10 時 10 分～30 分頃から浸水が始まり、築紫口の入口で約 40 cm 程の水深となった。また 10 時 42 分頃には地下鉄 17 番出口から、11 時には残り 4 箇所の出口からも浸水が始まった。11 時頃水位はピークに達し、15 時頃この付近の氾濫水は排水された。

D 地点では、泥水が 10 時頃押し寄せ、12 時頃ピーク水深 50～100 cm となり、15 時頃排水された。既に述べたように、No.6 の堅粕小学校ではすぐ横の御笠川から越流が少量あったが、西門側の D 地点の方向から、11 時過ぎ～12 時 15 分頃多量の泥水が校庭に進入してきた。

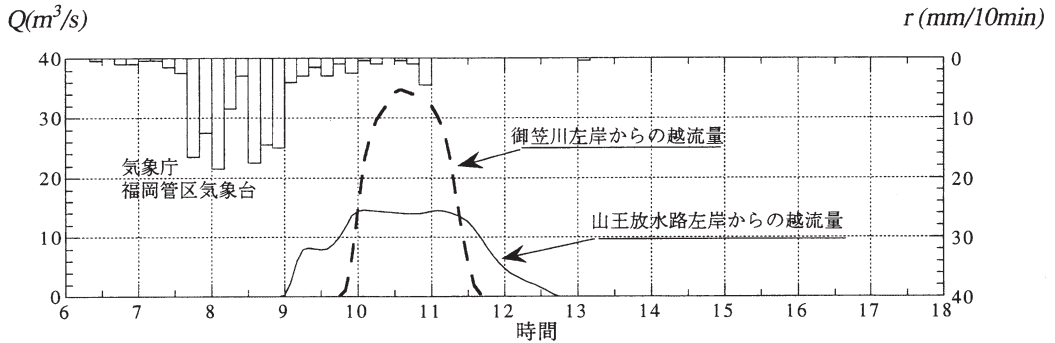
博多駅博多口側の E 点では、10 時 30 分～11 時頃湛水が始まり、12 時頃に水位がピークとなった。14 時頃から水は引き始め、15 時頃には完全に排水されたようである。

## 3. 御笠川における洪水流の不定流計算

御笠川は太宰府市に源を発し、途中大野城市、福岡市を経て博多湾に注ぐ、流路延長 24 km、流域面積 94 km<sup>2</sup> の 2 級河川である。

今回の災害では博多駅付近（福岡市博多区）に

表1 御笠川および山王放水路からの越流量の計算結果と氾濫の聞き取り調査結果との比較



<p>河川の越流状況と行政の対応</p>	<p>福岡市災害警戒本部設置 大雨洪水警戒発令</p> <p>御笠川で越流が始まる 山王放水路で越流が始まる</p> <p>御笠川の越流がピーク 堅粕小学校横の御笠川右岸から越流 堅粕小学校横の御笠川左岸から越流</p> <p>御笠川で越流終了</p> <p>山王放水路沿川氾濫水が引く</p> <p>福岡市災害警戒本部解除</p>
<p>浸水状況</p>	<p>博多駅商店街デイトス一部浸水</p> <p>福岡合同庁舎に濁流</p> <p>地下鉄博多駅紫口十七番出口浸水</p> <p>博多駅商店街デイトス浸水</p> <p>地下鉄博多駅紫口十七番出口浸水</p> <p>福岡合同庁舎前の濁流がピークに達する</p> <p>地下鉄博多駅紫口十七番出口浸水</p> <p>博多駅商店街デイトス浸水</p> <p>福岡合同庁舎に濁流</p> <p>堅粕小学校校庭西門から水が引く 福岡合同庁舎前水が引き始める 地下鉄博多駅紫口十七番出口浸水</p> <p>福岡合同庁舎前水が引く</p>
<p>被害状況</p>	<p>地下鉄運転再開</p> <p>地下鉄中州川端・空港間運転中止 博多駅商店街デイトス全館閉鎖 博多駅・駅商店街・ホテル・福岡空港国際線ビルなどが停電</p> <p>ビル地下飲食店勤務の女性水死 博多区で一時約二千件の停電 ホテル・オフィスビルで浸水のため電話不通</p>

において著しい洪水氾濫による被害が発生したが(図1), 計算対象区間は, 水位が実測された金島橋から河口口までの4800 m 区間とした。この区間の河道は勾配が1/1000 程度の緩勾配で, 線形は直線に近い。途中, 金島橋(x=0) からx=760 m の地点では右岸側から上牟田川が, x=1000 m の地点においては左岸側から山王放水路がそれぞれ合流している。また, x=1680 m, 2140 m, 2380 m の各地点にあるポンプ場からは雨水が強制流入している(図3)。

川幅は河口付近を除くと50 m 前後であり, 河床から側岸天端までの高さは約6 m である。

### 3.1 基礎式と初期・境界条件

基礎式は非定常流の運動方程式と連続式である。流れは1次元漸変流として取り扱い, 河川横断面は測量結果から長方形として近似する。また越流は考慮することとする。

#### (1) 運動方程式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(vQ)}{\partial x} = -gBh \frac{\partial(h+z)}{\partial x} - \frac{(B+2h)}{\varphi^2} |v|v - \beta qv \quad (1)$$

ここに  $t$ : 時間,  $x$ : 金島橋を原点として河床に沿って取られた流れ方向の座標,  $Q$ : 流量,  $h$ : 水深,  $z$ : 河口を基準にして鉛直上向きに取られた河床高,  $B$ : 河道幅で  $x$  の関数,  $v$ : 断面平均流速,  $\varphi$ : 流速係数,  $q$ : 側岸単位長さ当たりの越流量で, 次式

$$q = 0.35h_1\sqrt{2gh_1} \quad (2)$$

により表される。ここに,  $h_1$  は越流水深である。 $\beta$ : 越流による運動量輸送に関する補正係数で, ここでは1.5 とした。流速係数  $\varphi$  はマンニングの式を用いると  $\varphi = \frac{1}{n\sqrt{g}}R^{1/6}$  となる。マンニングの粗度係数  $n$  は  $n=0.03$  とした。また径深  $R$  は河川断面を長方形として取り扱い  $R = Bh/(B+2h)$  としてもとめた。

#### (2) 連続式

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = -q \quad (3)$$

式(1), (3) では流量  $Q$ , 水深  $h$  の2個が独立

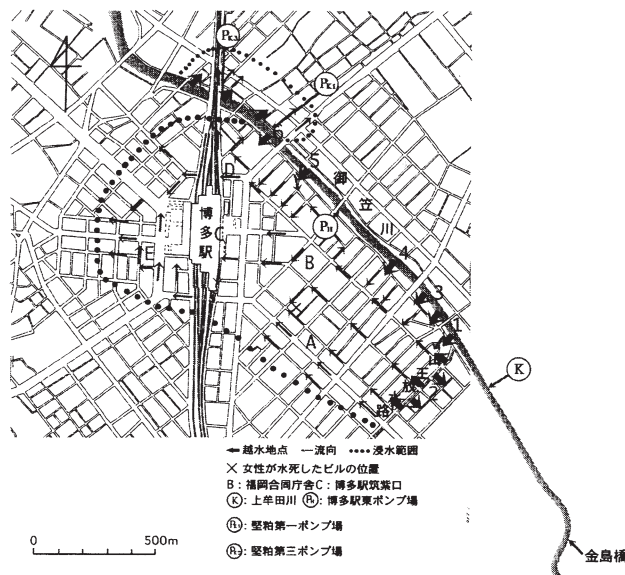


図3 御笠川周辺における3箇所のポンプ場および合流する山王放水路と上牟田川

した未知数となり、それぞれについて境界条件、初期条件を与える必要がある。

### (3) 境界条件

計算対象区間の上流端 ( $x=0$ ) の金島橋で流量ハイドログラフ  $Q(t)$  を、下流端の河口で水位  $H$  を与える。すなわち

$$x=0 \text{ (金島橋), 流量 } Q = Q(t) \quad (4)$$

$$x=4800 \text{ m (河口), 水位 } H = \text{潮位} \quad (5)$$

ここに  $Q(t)$  は以下のようにして求めた。まず、金島橋では水位が実測されており、この水位とその地点での河床勾配を用いてマンギンの式より流量を求める。次に、この流量と河口潮位を境界条件として、各時刻における不等流計算を行い、 $x=0$  (金島橋) での水位を求める。この計算水位と実測水位がピークにおいて一致するように、マンギンの式より得られた流量を補正して境界条件の (金島橋での) 流量  $Q(t)$  とした。その際、越流量、山王放水路からの合流量、ポンプ場からの排水流量は御笠川の流量に比較して小さく、無視した。

### (4) 初期条件

計算対象の時間は1999年6月29日0時から24時までの間である。従って6月29日0時の時点での流量  $Q=8.31 \text{ m}^3/\text{sec}$  を用いて不等流計算を行い、各断面における水深  $h$  を求め、初期条件とする。

### (5) 合流の取り扱い

$x=1000 \text{ m}$  地点では山王放水路が合流している。この放水路からの合流量を  $Q_{sa}$  とすると、 $x=1000 \text{ m}$  から  $x+\Delta x$  の区間において、単位長さ当たりの横流入量として  $Q_{sa}/\Delta x$  を考慮することにする。この水路には水門がないため御笠川から山王放水路に逆流が生じる時がある。その場合には  $Q_{sa}$  は負となる。

一方、水門が設置されている上牟田川および3箇所ポンプ場 (図3) からの流入量も強制横流入として考慮することとする。

## 3.2 計算方法

差分には MacCormack 法を採用した。この

差分は境界の値を計算できないため、 $x=0$  における水位  $H$  と河口  $x=4800 \text{ m}$  における流量  $Q$  の計算には Box 型差分を用いる。計算格子間隔は、計算区間の全縦断面にわたってクーラン数が1以下であるように取られる。従って、空間刻み幅は  $\Delta x=20 \text{ m}$ 、時間刻み幅は  $\Delta t=1 \text{ sec}$  とした (表2)。

計算は、山王放水路からの流入量が御笠川の流量に比して小さいので、図4の手順に従って行った。まず、簡単のため、御笠川からの越流量  $q$  と山王放水路からの流入量  $Q_{sa}$  をそれぞれ  $q=0$ 、 $Q_{sa}=0$  として不定流計算を行う。この時、上牟田川と3箇所のポンプ場からの横流入は考慮される。

次に、山王放水路が合流している  $x=1000 \text{ m}$  地点での水位を境界条件として、次章に述べる山王放水路の不定流計算を行い、山王放水路からの流入量  $Q_{sa}$  を求める。

最後に、山王放水路からの流入量  $Q_{sa}$  と越流量  $q$ 、および上牟田川と3箇所のポンプ場からの流入を考慮して上述の基礎式と初期・境界条件の下で計算を行う。この結果を基にして、再び山王放

表2 御笠川の不定流計算の条件

$$\Delta x = 20 \text{ m}, \Delta t = 1 \text{ sec}$$

$$n = 0.03$$

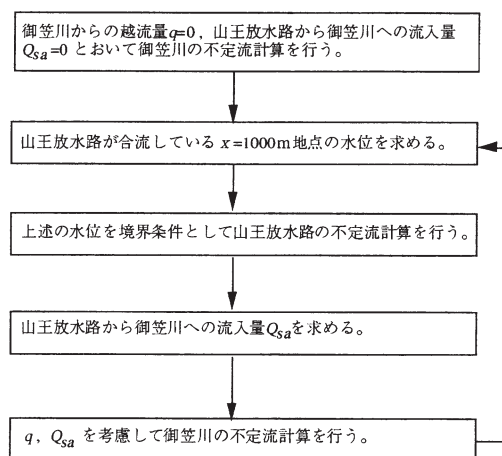


図4 洪水流計算のためのフローチャート



水路における不定流計算を行う。このようにして繰り返し計算を行い収束した段階で計算を終了した。

### 3.3 計算結果

図5は各地点における流量ハイドログラフ  $Q$  の計算結果を示したものである。ピーク流量は、金島橋 ( $x=0$ ) では10時30分に  $Q=672 \text{ m}^3/\text{sec}$  を、河口 ( $x=4800 \text{ m}$ ) では10時40分に  $Q=596 \text{ m}^3/\text{sec}$  を示している。また、金島橋から河口までの間に洪水ピークの伝播は約10分を要している。

図6は各地点における水位ハイドログラフ  $H$  の計算結果を示したものである。水位の波形は、金島橋 ( $x=0$ ) から  $x=4000 \text{ m}$  付近までは拡散的に変形し、 $x=4000 \text{ m}$  付近から河口 ( $x=4800 \text{ m}$ ) までは潮位の変化の影響を受けた波形に変化している。

図7は各時刻における水面形を表している。また同図には河床高および右岸、左岸の高さも合わせて示している。 $x=980 \text{ m}$  付近から  $x=2200 \text{ m}$  付近の区間において10時頃から左岸より越流が発生しており、実際の越流をほぼ再現している。

図8は実際の越流地点での水位の時間変化の計算結果を示している。10時頃から11時半ごろまで越流していることが分かる。聞き取り調査結果によると、比恵橋付近では、9時30分~10時にかけて左岸から越流を開始し、10時30分から11時頃ピークとなり、12時頃には堤防上の道路から水は引いたとのことであった。計算結果はほぼ聞き取り調査結果と一致している。

## 4. 山王放水路における洪水流の不定流計算

図9に山王放水路の平面図を示す。山王放水路の役割は山王地区の浸水防除と那珂川から御笠川への放水を目的としたものである。しかしながら水害当時は山王放水路と那珂川との流入はあまりなかったものと推測されている。計算対象区間は図中O点 ( $x=0$ ) から、御笠川に合流するE点までの区間  $3400 \text{ m}$  の距離である。便宜上これを

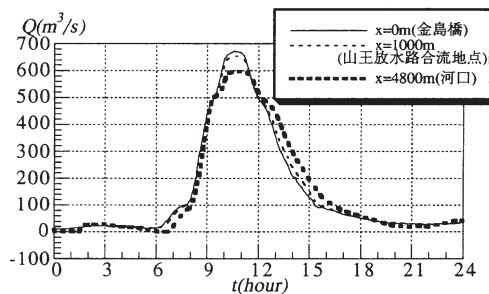


図5 流量ハイドログラフの場所による変化

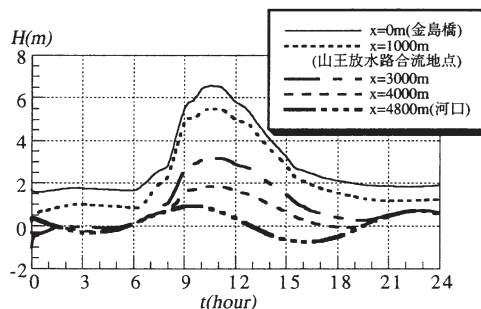


図6 水位ハイドログラフの場所による変化

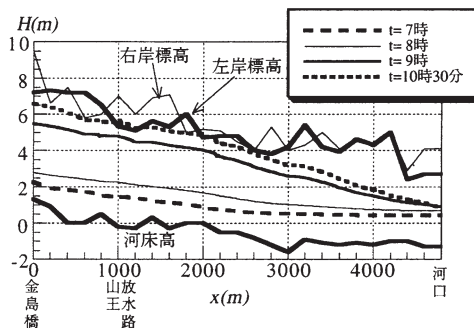


図7 水面形の時間的な変化

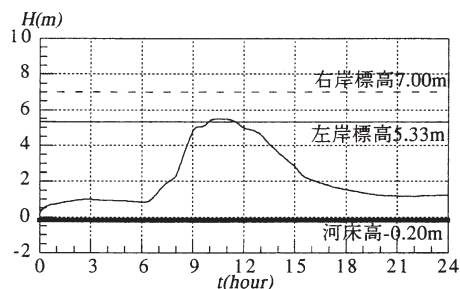


図8 山王放水路が合流する比恵橋付近での水位ハイドログラフ

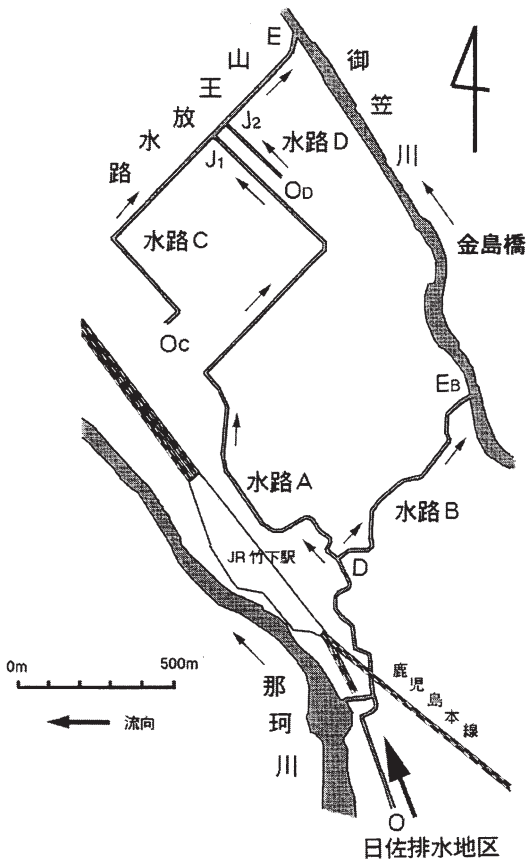


図9 山王放水路流域の平面図

水路Aと呼ぶ。途中 $x=880$  mのD点では水路Bとに分流し、 $x=2960$  mの $J_1$ 点、 $x=3020$  mの $J_2$ 点では水路C、Dからの流れが合流している。分流点D点から御笠川に合流する $E_B$ 点までの距離は780 m、 $O_C$ 点から合流点 $J_1$ までの距離は890 m、 $O_D$ 点から合流点 $J_2$ までの距離は260 mである。

水路の集水面積は、水路Aについては、上流端O点において $1.314$   $\text{km}^2$ 、区間OEに沿って $0.687$   $\text{km}^2$ である。水路Bについては区間 $DE_B$ に沿って $0.273$   $\text{km}^2$ である。水路Cについては区間 $O_CJ_1$ に沿って $0.422$   $\text{km}^2$ である。水路Dについては区間 $O_DJ_2$ に沿って $0.151$   $\text{km}^2$ である。

区間OEの河道(水路A)は勾配が $1/1000$ 程

度の緩勾配で、川幅は $2\sim 5$  m前後であり、河床から側岸までの高さは約 $2\sim 3$  mとなっている。

#### 4.1 基礎式

流れは長方形断面の1次元漸変流として取り扱う。従って基礎式は式(1)、(3)となる。その際、水路に沿った集水エリアからの雨水の流入および水路からの越流が連続式において横流入量 $q$ として考慮される。雨水の流入量は合理式

$$Q = \frac{f}{3.6} r(t) A \quad (6)$$

を、越流量は越流公式(2)をそれぞれ用いて評価される。ここに流出係数 $f=0.7$ とし、降雨量 $r(t)$ の単位は $\text{mm}/\text{時}$ 、集水面積 $A$ の単位は $\text{km}^2$ である。

マンニングの粗度係数 $n$ は $n=0.015$ とした。雨水の流入量は、あらかじめ明らかにされている水路区間毎の集水面積 $A$ から合理式を用いて求められる。この時、降雨データは福岡管区気象台における10分間雨量を用いる。また雨水の到達時間は、日佐排水区は20分とし、その他の流域は5分と仮定した。

#### 4.2 初期条件

降雨開始直前の6月28日16時を計算開始時点とし、その時の流量 $Q=0$   $\text{m}^3/\text{sec}$ 、水深 $h=0$  mを初期条件とする。

#### 4.3 境界条件

##### (1) 水路A

上流端O( $x=0$ )には集水面積 $A=1.314$   $\text{km}^2$ の日佐排水区がある。到達時間を20分と仮定し、合理式を用いて、ここから流入する流量ハイドログラフを求める(図10)。

一方、御笠川に合流する下流端E( $x=3400$  m)での水位 $H$ は、放水路河床高 $z$ と御笠川水位 $H_M$ との大小関係から

$$H_M \leq z + h_c \quad \text{の時} \quad H = z + h_c \quad (7)$$



$H_M \geq z + h_c$  の時  $H = H_M$  (8)  
 とした。ここに  $h_c$  は限界水深であり、前者は段落  
 ち流れを表している。

(2) 水路 C, D 上流端  $O_C, O_D$  において流量  
 $Q=0$  とされる。下流端の  $J_1$  点では水路 A の水位  
 と一致することとする。また水路 D の下流端の  $J_2$   
 点では、水路 A の河床高との間に 1 m の段差が  
 あるので、水路 D の流れを段落ち流れとした。

4.4 計算方法

差分化には MacCormack 法を、境界の計算に  
 は Box 型差分を用いた。空間刻み幅は  $\Delta x = 20$  m,  
 時間刻み幅は  $\Delta t = 1$  sec とした (表 3)。計算対象  
 区間は水路 A については 3400 m, 水路 B, C, D  
 はそれぞれ 780 m, 890 m, 260 m である。計算  
 対象時間は 6 月 28 日 16 時から 29 日 24 時まで  
 の 32 時間である。

(1) 分流の取り扱い

図 9 中の D 点では水路 A の流れが一部水路 B  
 に分流している。流量配分をどうするか問題であ  
 るが、ここでは簡単に断面比に従って配分するこ  
 ととする。

(2) 合流の取り扱い

図 9 中の  $J_1$  点では水路 C が、 $J_2$  点では水路 D  
 がそれぞれ水路 A に合流している。これらは、3.1  
 (5) で述べた方法と同様に、水路 A の流れに横  
 流入量として考慮される。

4.5 計算結果

図 10 に流量ハイドログラフの計算結果を示す。  
 流量が負になっている部分は御笠川からの逆流に  
 よるものである。一方、水位ハイドログラフの計  
 算結果を図 11 に示す。水位は上流では 8 時から 9  
 時の間でピークを示しているが、下流 (E 点) に  
 近づくにつれ、御笠川の水位の影響が現れるよ  
 うになる。図 12 は  $x=3200$  m における水位変化の  
 計算結果、図 13 は境界条件 (式 (7), (8)) を  
 示している。図 12 から、9 時頃越流が始まり、13  
 時ごろ終了していることが分かる。

一方、災害直後の聞き取り調査によれば、山王  
 放水路沿線は、9 時前には兩岸から越水し始め、

表 3 山王放水路の不定流計算の条件

$\Delta x = 20\text{m}, \Delta t = 1\text{ sec}$
$n = 0.015, f = 0.7$

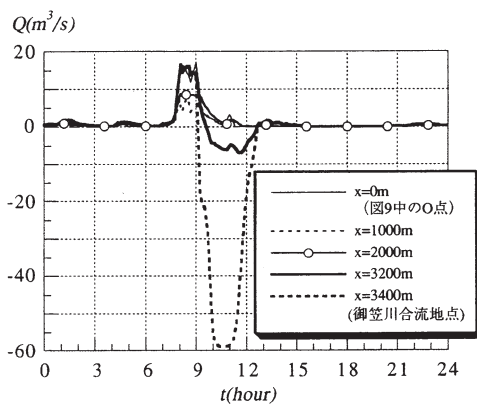


図 10 山王放水路の流量ハイドログラフ

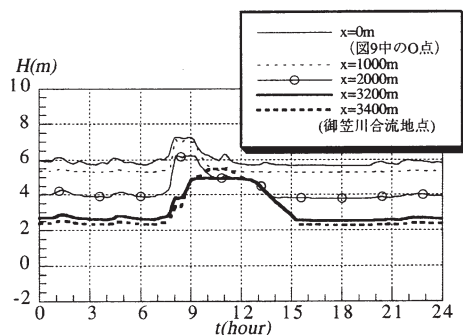


図 11 山王放水路の水位ハイドログラフ

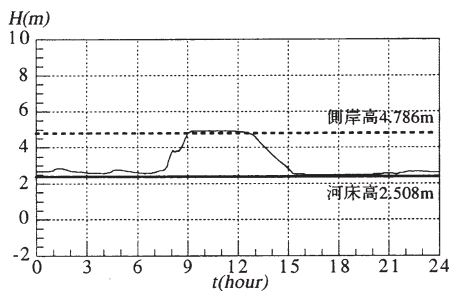


図 12  $x=3200$  m における水位ハイドログラフと側岸高との比較

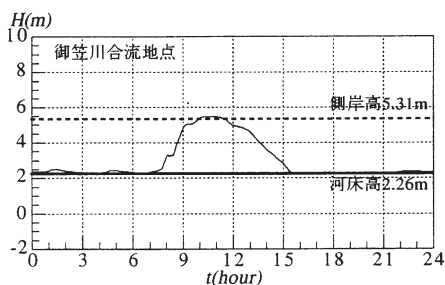


図 13 放水路末端 $x=3400$  m における水位ハイドログラフと側岸高との比較

9時半頃には御笠川から山王放水路に逆流しながら越流し、10時過ぎ～11時にはピークとなったと報告がなされている<sup>1),2)</sup>。計算結果は概ね災害の実態を表していることが分かる。

## 5. 御笠川と山王放水路からの越流量

前章までの御笠川と山王放水路における洪水流の不定流計算結果から以下のことが分かる。

御笠川からの越流は、合流地点から下流の260 mの区間において総量16.7万 $\text{m}^3$ の水が左岸から越流した。また、山王放水路からは、合流地点から上流240 mの区間において両岸から25.5万 $\text{m}^3$ の水が越流した。山王放水路からの越流量が全越流量の6割を占め、両者合わせると約42.2万 $\text{m}^3$ となる。御笠川と山王放水路それぞれの左岸からの越流量ハイドログラフの計算結果を博多駅周辺の聞き取り調査結果とともに表1に示している。

## 6. 氾濫計算

5章において求められた越流量ハイドログラフを用いて博多駅周辺の氾濫計算を行った。ここに、道路、田畑、駐車場などの平地は区別せずに取り扱った。また、下水道への排出量は、簡単に、ポンプ場の実績排出量から換算した値を与えた。

### 6.1 基礎式

運動方程式と連続式はそれぞれ以下のように与えられる。ここに座標は図2のように定義されて

いる。

x方向運動方程式

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(UM)}{\partial x} + \frac{\partial(VM)}{\partial y} = -gh(1-\lambda)\frac{\partial(h+z)}{\partial x} - \tau_{0x}/\rho \quad (9)$$

y方向運動方程式

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(UN)}{\partial x} + \frac{\partial(VN)}{\partial y} = -gh(1-\lambda)\frac{\partial(h+z)}{\partial y} - \tau_{0y}/\rho \quad (10)$$

連続式

$$(1-\lambda)\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = r - q_{\text{sink}} \quad (11)$$

ここに、 $M$ : $x$ 方向の単位幅当りの流量、 $N$ : $y$ 方向の単位幅当りの流量、 $h$ :水深、 $\lambda$ :建物の面積密度、 $\tau_{0x}$ :単位面積当たりの抵抗力の $x$ 成分、 $\tau_{0y}$ :単位面積当たりの抵抗力の $y$ 成分、 $U$ : $x$ 方向の断面平均流速、 $V$ : $y$ 方向の断面平均流速、 $z$ :地盤高、 $r$ :単位時間当たりの降雨量、 $q_{\text{sink}}$ :単位面積当りの排水量である。従って

$$M = Uh(1-\lambda), \quad N = Vh(1-\lambda) \quad (12)$$

### 6.2 抵抗項の評価

式(9)、(10)における抵抗力( $\tau_{0x}$ 、 $\tau_{0y}$ )の評価が問題であるが、ここでは Manning の式による底面摩擦抵抗に建物の形状抵抗をも考慮した評価法に従った。すなわち

$$\tau_{0x} = \rho(1-\lambda)\frac{gn^2U\sqrt{U^2+V^2}}{h^{1/3}} + N_a D_x \quad (13)$$

$$\tau_{0y} = \rho(1-\lambda)\frac{gn^2V\sqrt{U^2+V^2}}{h^{1/3}} + N_a D_y \quad (14)$$

$$D_x = \frac{\rho}{2}\sqrt{U^2+V^2}UAC_D \quad (15)$$

$$D_y = \frac{\rho}{2}\sqrt{U^2+V^2}VAC_D \quad (16)$$

ここに、 $N_d$ :建物の数密度 ( $1/m^2$ ),  $n$ :Manningの粗度係数,  $D_x$ :建物の流体力の  $x$  方向成分,  $D_y$ :建物の流体力の  $y$  方向成分,  $A$ :流れに直角な建物の浸水断面積,  $C_D$ :抗力係数である。

$d$  を流れに直角な建物の浸水断面積の平面方向のスケールとし,  $h$  を浸水深として,  $A = hd$  となる。 $d$  は, 建物を正四角柱と仮定し,  $d = \sqrt{\lambda/N_d}$  として求めた。

### 6.3 初期・境界条件

氾濫場の初期条件として dry bed を想定した。また境界条件として, 御笠川左岸と山王放水路左岸の越流量と越流水深を越流地点で与える (表 1)。

### 6.4 計算条件

計算対象エリアは博多駅周辺の  $2300\text{ m} \times 2500\text{ m}$  の氾濫場である。計算対象時間は 1999 年 6 月 29 日 6 時~24 時までである。差分化にはスタガードスキームを採用した。空間刻み幅をどう取るかが問題であるが, 地形情報の読み取り精度とピルの密集を考慮して, ここでは比較的大きくとり  $\Delta x = \Delta y = 100\text{ m}$  とした。また時間刻み幅は  $\Delta t = 5\text{ sec}$  とした。

閾値の水深を  $0.001\text{ m}$  と設定した。計算では水深が閾値より小さい場合メッシュ上での流入流量は認めるが流出流量は存在しないことにした。また, 氾濫場を南北に縦断する JR 鹿児島本線の地盤高は周囲より高く, 本計算では鉄道を壁として処理した。しかしながら高架下の道路については氾濫水が鉄道の東側から西側に通過できるようにモデルを作成した。

地盤高  $z$ , 建物の面積密度  $\lambda$ , 建物の数密度  $N_d$  は福岡市作成の  $1/2500$  の地形図から読みとった。その結果, 平均的には  $\lambda = 0.316$ ,  $N_d = 0.00146$  ( $1/m^2$ ) となった。建物個数は, 一つのメッシュ ( $100\text{ m} \times 100\text{ m}$ ) 内に平均 14.6 個存在することになった。また平面方向の建物スケールは  $d = \sqrt{\lambda/N_d} = 14.7\text{ m}$  となった。計算では, 建物密度は変数として格子毎に与えている。

降雨資料としては 1999 年 6 月 29 日福岡管区気象台で観測された 10 分間降雨量を用いた (表 1)。

単位面積当りの排水量  $q_{\text{sink}}$  は, 便宜上, 氾濫エリア内のポンプ場の実績排水量をもとに換算して求めた。

マンニングの粗度係数は, 道路に対して提案されている  $n = 0.043$ <sup>9)</sup> を用いることとする。正四角柱の抗力係数は, 通常値を用いることとする<sup>11)</sup>。計算条件は表 4 の通りである。

## 7. 計算結果と考察

図 14 (a), (b) は, それぞれ降雨を考慮した場合とそれを無視した場合について, 図 2 中の A~E 地点における浸水深の計算結果を示したものである。また表 5 は, 比較のため, 降雨を考慮した場合の氾濫水深の計算結果を氾濫の経緯の聞き取り調査結果とともに示している。

図 14(a) および表 5 から以下のことが分かる。各地点での浸水深は, 8 時~9 時に増加し, その後一旦減水した後さらに 10 時過ぎから 10 時半頃にかけて急増したことが分かる。8 時~9 時での浸水深の増加は, 御笠川と山王放水路からの越流がまだなかったことから, この時間帯の降雨に起因して発生した内水氾濫と考えられる。一方, 10 時過ぎから 10 時半頃にかけての浸水深の増加は, この時点で降雨量が少なく, 御笠川と山王放水路からの越流がピークに達していたことから, 御笠川と山王放水路からの越流に起因した外水氾濫と考えられる。

A 点では, 他の場所 (B~E) よりもはやく, 10 時 20 分頃から浸水深が急増している。ピーク水深は 11 時過ぎに約  $0.65\text{ m}$  を示し, 聞き取り調査結果 (図 14 中の■印) とよく一致している。C 点, D 点のピークは 11 時半過ぎとなり, 調査結果 (図 14 中の◆, ●印) と概ね一致していることが

表 4 氾濫計算の条件

$\Delta x = \Delta y = 100\text{ m}$ , $\Delta t = 5\text{ sec}$ $\lambda = \text{変数}$ , $N_d = \text{変数}$ $d = \sqrt{\lambda/N_d}$ $n = 0.043$ , $C_D = 2.05$
---

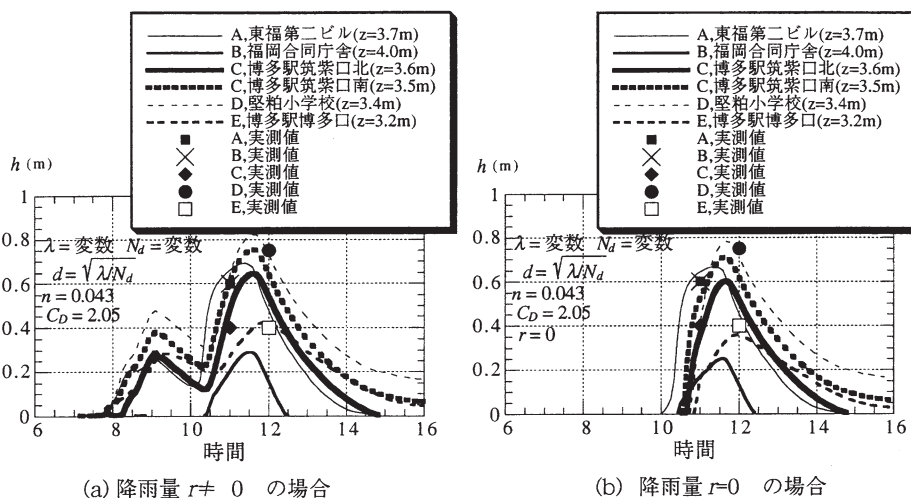


図 14 計算された各地点での浸水深の時間変化

分かる。

博多駅博多口側にある E 点でのピークの計算結果は 12 時頃となり、博多駅筑紫口側の地点と比較して遅く出現している。

一方、B 点でのピーク水深は 11 時半頃に 0.3 m となり、聞き取り調査結果（11 時頃にピーク水深 0.6 m）より過小な値となった。これは地盤高の精度に起因したものと考えられる。

浸水深のピークは、御笠川の水位のピーク時刻（10 時 30 分）から A 点で 30 分後、B, C, D 点で 1 時間後、E 点で 1 時間半後に出現している。

図 14(b) は、外水氾濫水が到達する前の内水氾濫水の存在の影響を調べるため降雨  $r=0$  において計算した結果を示している。A, B, C, D, E の順で氾濫水が到達したことが分かる。また内水氾濫水の存在が、水位を若干増加させていることが分かる。

図 15 は、氾濫のピーク時刻 11 時 30 分における氾濫水の流速ベクトルを示す。御笠川と山王放水路での越流が博多駅のある北西方向に流下し、博多駅の南北にある高架下の道路を通過して博多駅博多口側に流れていることが分かる。これは、2 章で述べた聞き取り調査結果と概ね一致している。しかしながら計算結果では、西側に流れが集中する傾向があるなど、一部で、必ずしも聞き取

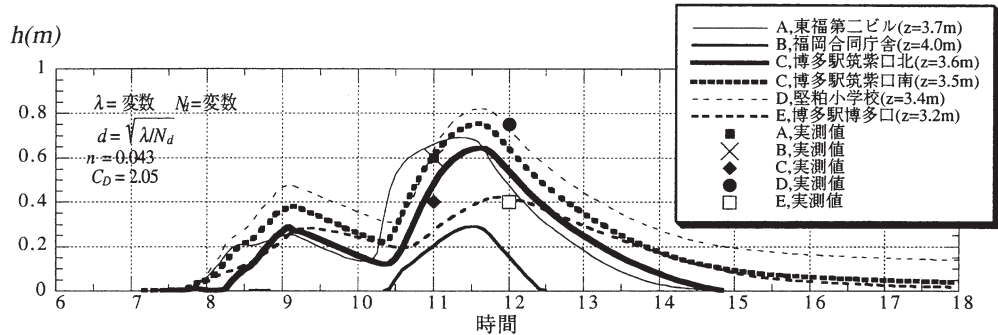
り調査結果と一致していない所も見られる。これは計算に用いた地形データや排出量  $q_{\text{sink}}$  の精度に起因するものと考えられる。

図 16 は各地点での流量の氾濫計算結果を示す。女性が水死した A 点での流量は他の場所と比べ、ピークが 2.5 倍ほど大きくなっているが、これは図 15 から分かるように A 点付近では流れが集中化しているためである。

図 17(a), (b), (c), (d) は、御笠川の水位の実測値と降雨波形、山王放水路の水位、御笠川・山王放水路左岸からの越流量および博多駅周辺の氾濫水深の計算結果をそれぞれ比較したものである。これらの図により災害の全貌をほぼ捉えることができる。

午前 7 時頃から 9 時頃までの急激な豪雨に対応して、山王放水路では 7 時半から 8 時にかけて、御笠川においては 8 時から 10 時にかけて急激な水位上昇を発生させた。その結果、山王放水路では 9 時頃から 12 時頃にかけて、御笠川においては 9 時半過ぎから 11 時半頃にかけて越流を生起させ、その合成の結果として 9 時頃と 11 時頃をピークとする浸水深の時間変化を生じさせたことが分かる。しかしながら、9 時頃の浸水深のピークは越流時刻とは対応していないので、7 時頃から 9 時頃の集中豪雨に直接起因した内水氾濫であ

表 5 博多駅周辺における氾濫の計算水深と聞き取り調査結果との比較



<p>河川の越流状況と行政の対応</p>	<p>福岡市災害警戒本部設置 大雨洪水警戒発令</p> <p>御笠川で越流が始まる 山王放水路で越流が始まる</p> <p>御笠川の越流がピーク 堅粕小学校横の御笠川右岸から越流 堅粕小学校横の御笠川左岸から越流</p> <p>御笠川で越流終了</p> <p>山王放水路沿川氾濫水が引く</p> <p>福岡市災害警戒本部解除</p>
<p>浸水状況</p>	<p>博多駅商店街デイトス一部浸水</p> <p>地下鉄博多駅軌道冠水 福岡合同庁舎前の濁流がピークに達する 地下鉄博多駅筑紫口七番出口浸水 博多駅商店街デイトス浸水 福岡合同庁舎に濁流</p> <p>福岡合同庁舎前水が引く</p>
<p>被害状況</p>	<p>地下鉄運転再開</p> <p>地下鉄中州川端・空港間運転中止 博多駅商店街デイトス全館閉鎖 博多駅・駅商店街・ホテル・福岡空港国際線ビルなどが停電 ビル地下飲食店勤務の女性水死 博多区で一時的に千件の停電 ホテル・オフィスビルで浸水のため電話不通</p>

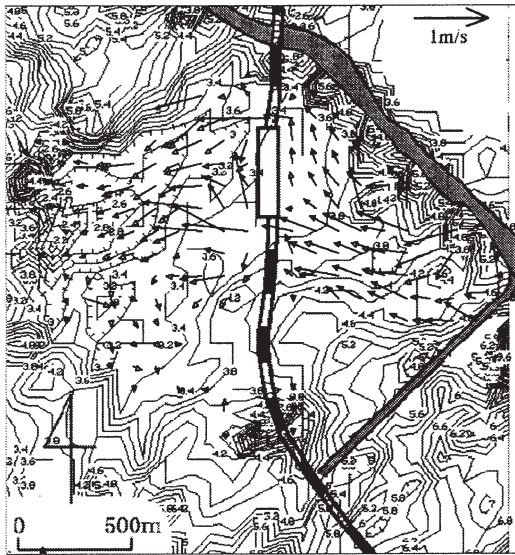


図 15 11時30分における博多駅周辺の流速ベクトル

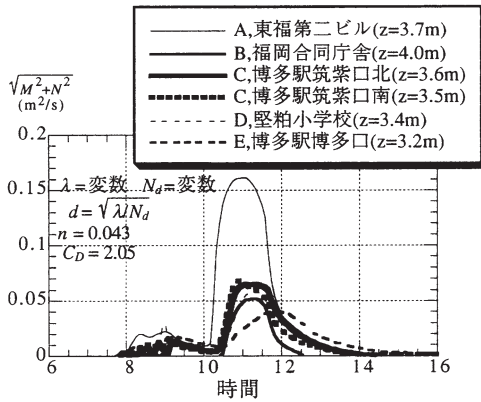


図 16 各地点での計算流量

ることが理解される。

## 8. おわりに

以上、1999年6月29日に起こった博多駅周辺の洪水および氾濫流について再現計算を行った。その結果をまとめると以下の通りである。

(1) 博多駅周辺における御笠川および山王放水路における越流の経緯について不定流計算を行った。その結果、越流は、山王放水路では9時頃か

ら、御笠川では9時半過ぎから始まった。ビル地下の飲食店に勤務する女性が逃げ遅れて水死したのは10時半過ぎであった。山王放水路の越流から1時間半ほど経過した後であり、避難に十分な時間があったことが分かる。また、9時半頃には御笠川から山王放水路に逆流が生じ、その結果、山王放水路からの越流量が全越流量の6割を占めることとなった。

(2) 平面2次元氾濫モデルを用いて博多駅周辺の洪水氾濫流の再現計算を行なった。抵抗則としては、マニング式を用いた底面摩擦に加えて建物の形状抵抗をも考慮して、浸水深の時間的な変化を計算した。計算結果は、9時頃と11時半頃にピークを示し、前者は内水氾濫に起因し、後者は外水氾濫に起因したものであることが示された。これは災害の再現を良好に表していることが分かった。

(3) 午前7時頃から9時頃までの急激な豪雨に対応して、山王放水路では7時半から8時にかけて、御笠川においては8時から10時にかけて急激な水位上昇を発生させた。その結果、山王放水路では9時頃から12時頃にかけて、御笠川においては9時半過ぎから11時半頃にかけて越流を生起させ、その合成の結果として9時頃と11時頃をピークとする浸水深の時間変化を生じさせたことが分かる。しかしながら、9時頃の浸水深のピークは越流時刻とは対応していないので、7時頃から9時頃の集中豪雨に直接起因した内水氾濫であることが理解される。

本調査に際しては、気象庁福岡管区気象台には気象データを、福岡県河川課には水位データを、福岡市下水道局には種々の災害資料を提供していただいた。現地調査や資料整理においては九州大学大学院生の南里康久氏、加藤修二氏に多大の助力を受けた。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 橋本晴行：1999年6月福岡都市水害，河川災害に関するシンポジウム，2000。
- 2) 橋本晴行・松永勝也・南里康久：1999年6月福岡水害における氾濫水の挙動と水害体験者の対応・



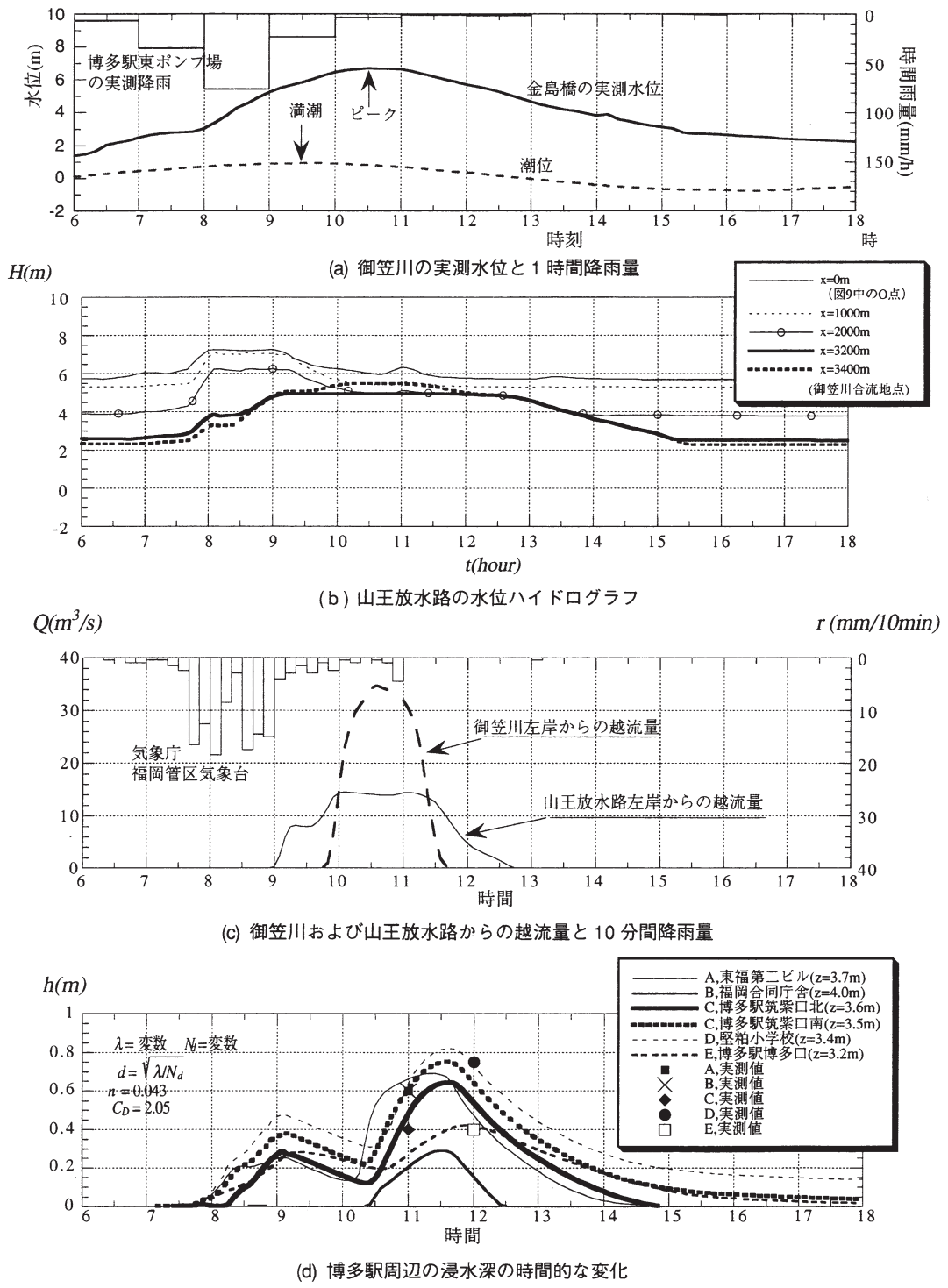


図 17 御笠川・山王放水路の水位と越流量および博多駅周辺の氾濫水深の計算結果

- 意識, 自然災害科学, JJSNDS 20-1 43-58, 2001.
- 3) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文：氾濫水の水利の数値解析法, 京都大学防災研究所年報, 第23号, B-2, 1980.
  - 4) 中川 一：洪水および土砂氾濫災害の危険度評価に関する研究, 京都大学博士論文, 1989.
  - 5) 佐藤 智・今村文彦・首藤伸夫：洪水氾濫の数値計算および家屋被害について, 第33回水理講演会論文集, 1989.
  - 6) 井上和也・戸田圭一・林 秀樹・川池健司・坂井広正：市街地における氾濫解析モデルの考察, 京都大学防災研究所年報, 第41号, B-2, 1998.
  - 7) 末次忠司・栗城 稔：改良した氾濫モデルによる氾濫流の再現と防災への応用に関する研究, 土木学会論文集, No.593, II-43, 1998.
  - 8) 末次忠司：氾濫原管理のための氾濫解析手法の精度向上と応用に関する研究, 九州大学博士論文, 1998.
  - 9) 福岡捷二・川島幹雄・松永宜夫・前内永敏：密集市街地の氾濫流に関する研究, 土木学会論文集, No.491, II-27, 1994.
  - 10) 福岡捷二・川島幹雄・横山 洋・水口雅教：密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究, 土木学会論文集, No.600, II-44, 1998.
  - 11) 椿 東一郎：水理学 II, 1988.

(投稿受理：平成14年8月12日)

(訂正稿受理：平成14年12月16日)