

昭和50年8月台風5号豪雨による日下川波介川 流域の水害とその考察

角 屋 睦・永 井 明 博

ANALYSIS OF FLOODING PROCESSES IN KUSAKA AND HAGE BASINS CAUSED BY HEAVY RAINFALL ACCOMPANIED WITH 7505 TYPHOON, AUGUST, 1975

By *Mutsumi KADOYA* and *Akihiro NAGAI*

Synopsis

The Kusaka and the Hage basins located in Shikoku District, west Japan, suffered severe disasters from flood caused by record heavy rainfall of 676 mm and 552 mm in areal depths, respectively, in August 16~17, 1975, accompanied with 7505 typhoon.

This paper discusses the flooding processes and factors relating to the disasters to suggest some means to prevent such the disasters. The flooding processes are analyzed to simulate the highest flood traces in several places along rives in the basins by the method of trial and error of computation based on the mathematical models of kinematic wave for non-inundated watersheds and dynamic wave for inundated areas. Hydrographs of flood water level are also estimated under some hypothetical drainage facilities to give a suggestion of policy for preventing or mitigating disasters from flood.

1. ま え が き

昭和50年8月17日, 18日, 台風5号によってもたらされた豪雨によって, 高知県下各地に山崩れ, 土石流, 洪水氾濫による大災害が発生した。等雨量線図によると, この豪雨には二つの中心域がみられるが, その最大のものが仁淀川の中上流域に見出される。仁淀川の下流部には, 日下川, 南ノ谷川, 波介川, 宇治川, 奥田川流域など, 従来から内水災害常襲地帯と目されているいくつかの支流域があるが, これらの地域は今回もまた大氾濫災害を被った。なかでも全村ほとんど日下川流域に含まれる日高村では 山側からの土砂流, 川側からの氾濫水のため大被害といたましい犠牲者を出し, 住民はどこに安全な避難場所を求めるべきかに当惑したといわれる。引き続いて22日に来襲した台風6号の際に, かなりの住民が縁故を頼って他の市町村へ避難したといわれるが, このことから台風5号に伴う災害がいかに悲惨なものであったかが類推される。

この種の災害を防止軽減するためには, 災害の発生過程を定量的に吟味して要因を分析し, その要因の除去策ないし災害の合理的な軽減策を検討する必要がある。しかし信頼できる定量的資料に乏しい中小河川流域を対象としてこのような検討を進めることは, 学問的にも未解明の問題がいくつか含まれるだけに, 必ずしも容易なことではない。ここで取り上げる日下川・波介川流域の場合も, 全国各地の多くの中小河川の例に洩れず, 検討に用いるべき水文資料に乏しく, 氾濫過程の定量的再現に多くの労力と時日を費さざるを得なかった。本報告は多くの試行錯誤を繰返して得た成果をまとめたものである。その内容は必ずしも満足できる完璧なものではなく, 今後の研究によって改善されるべき点も少なくないであろうが, 少なくとも工

学的精度で実用に役立ちうるものと信じている。今後の災害科学研究や災害対策の実際に参考になることを期待するとともに、大方の批判討議が得られれば幸と考える。

2. 調査地域の概要

仁淀川下流部の内水常襲地帯と目されている地域のほとんどは、**Fig. 1** にその概要がみられるように、ほぼ東西方向に走る地溝部に位置している。

西日本外帯のうち四国外帯に属するこの地域には、東西方向に延びる大小無数の断層が存在している。そしてこれに沿っての地盤の陥没隆起が激しく、その結果としてほぼ東西方向の地累状山地と地溝帯が交互に形成されてきた。山地部の地質は古生層または中生層とみられ、砂岩、頁岩、粘板岩、チャート類が多いが、地溝部には河川水流によって運ばれてきた砂礫、シルト、粘土が堆積して洪積層ないし沖積層となっている。このような地形地質構造の特質として、地溝部の平坦低地のほぼ南北側はかなり急傾斜の山地へ急激に移行している。また仁淀川への開口部付近はそれより上流側の若干区間より高く、河道沿いにあたかも中

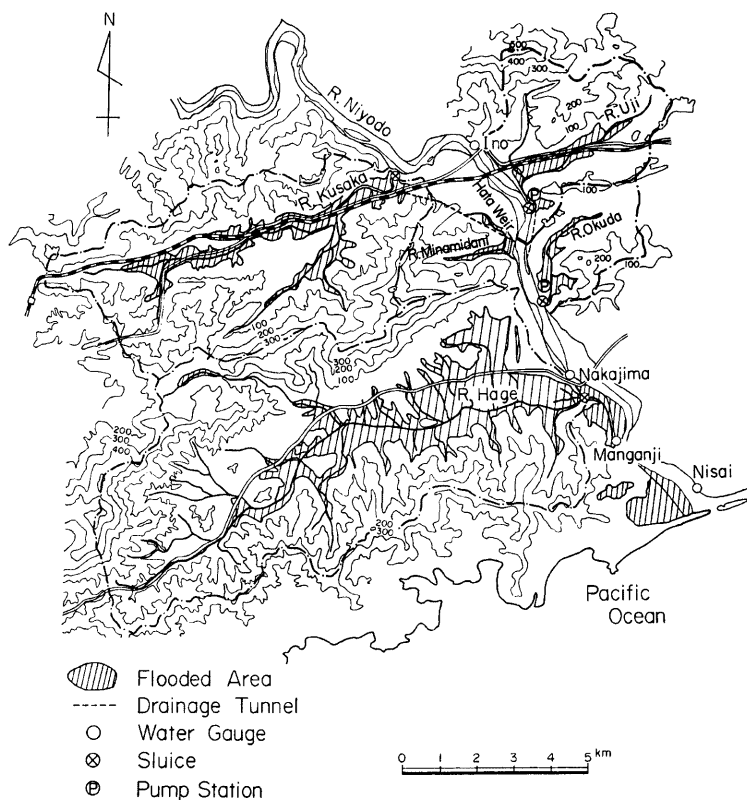


Fig. 1. Physiographical map near the lower reaches of the River Niyodo.

凹み地形を形成する可能性を持っている。このような仁淀川下流地域の一般的な地形地質の特徴は日下川・波介川流域にもそのままあてはまるが、それぞれの流域の状況や水害の経緯をいまいし詳細に述べると次のようである。

2.1 日下川流域

日下川は仁淀川河口より約 14 km の地点で仁淀川に合流する流域面積 36 km² の右支川である。同川は合流点より上流 0.5 km 地点に排水樋門（神母樋門）を、1 km 地点に放水路への分流口を持ち、また 3.2 km 地点でそれより上流側流域をほぼ2分するような形で日下川上流と戸梶川に分れている。日下川の主河道長は約 10 km、河床勾配は $1/2000 \sim 1/900 \approx 1/1500$ と緩であり、断面はほぼ台形で、天幅で下流から 40～35 m (0～3.2 km)、30～20 m (3.4～5 km)、10 m 前後 (5～8 km) となっている。

川沿いに開けた沖積地は 600～300 m ときわめて狭く、ほとんど水田として利用されているが一部湿地になっている所もある。主な集落は日下川沿いの沖積地高位部ないし山麓を走る国鉄土讃線及び国道33号線の周辺に帯状に展開しているが、沖積地から勾配の急な山地に急に移行している地形の制約もあって、居住範囲はきわめて限られた狭いものとなっている。とくに戸梶川との合流点から 3～4 km 区間に開けた集落中心部の標高は相対的にかなり低く 18～20 m 程度となっている。このような中凹み地形の様相は、Fig. 2 に示した日下川の断面図よりもある程度類推される。

この地域の排水は仁淀川の水位に大きく左右され、農地の冠水はほぼ毎年、ときには年に数度も浸水することがあるといわれている。昭和21年の南海地震によって仁淀川下流部一帯はかなりの地盤沈下を生じたが、日下川の沖積地帯では 1.0～1.2 m にも及んでいる。仁淀川との合流点付近でも沈下は生じているが、土砂堆積の影響もあって日下川中流部ほどではなく、相対的には中上流部の沖積地が 60 cm 程度多く沈下した形となっている。これによって生じた排水条件劣化対策として昭和28年以降改修工事が行われ、排水樋門の改修と放水路の開削も行われた。昭和36年に完成した放水路は延長 3.7 km、うち 3.3 km が Fig. 3 に示すような標準馬蹄形 $D=3.2$ m のトンネルで、仁淀川河口より約 8.8 km に位置する八田堰の下流に、最大 24 m³/sec の放流ができるようになっている。

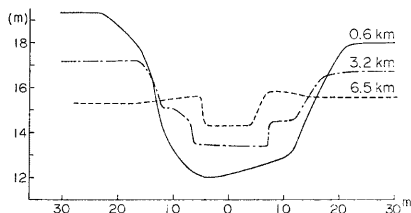


Fig. 2. Cross sections of the River Kusaka.

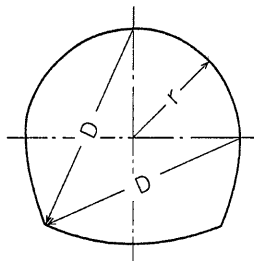


Fig. 3. A cross section of drainage tunnel in the River Kusaka. $D=3.2$ m at present.

2.2 波介川流域

波介川は仁淀川河口より約 4.6 km 地点に排水樋門（小野樋門）を持ち、それより 2.5 km の導流堤によって下流に導かれ、仁淀川に合流する、流域面積 68 km² の中規模右支川である。小野樋門より上流の主河道長は 16 km、河床勾配は $1/5000$ (樋門地点 0～3.2 km)～ $1/1000$ (5.2～7.2 km) $\approx 1/2000$ の緩勾配河川である。樋門地点より約 10 km 区間の断面は台形で、昭和28年以降中小河川改修ないし地盤沈下対策事業として河道改修が行われたためあって、川幅は 50～40 m と整っている。流域の最低部を流れるこの川には20数本の小河川が流入している。

波介川沿いに開けた沖積平野は下流部で 5 km, 中流部で 2~1 km と, 日下川に比べるとかなり広く, ほとんどが農地に利用されている。しかしその標高は必ずしも高くなく, 下流から中流に行くに従い低くなる中凹み状を呈している。たとえば波介川沿いに, 樋門付近で 6.5 m, 4~5 km 付近で 4.8 m となっている。2, 3 の波介川断面を Fig. 4 に示す。波介川下流部左岸側, 仁淀川右岸に開け, この付近の物産, 交通の中心となっている土佐市の中心地, 高岡町の市街地の標高は 8~10 m 程度である。この市街地内には背後丘陵域の雨水を受ける数本の小河川の他に, 仁淀川から取水された農業用水の水路ないしその末端部が数本あり, 一部市街地排水路ともなっているようである。

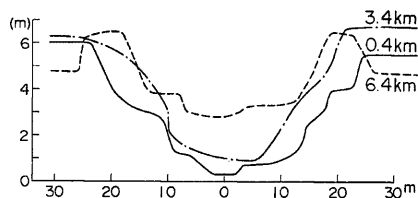


Fig. 4. Cross sections of the River Hage.

3. 豪雨の概況

台風 5 号の接近に伴い, 仁淀川流域では 8 月 16 日 7 時頃より雨が降り始め, 台風が宿毛市付近を通過した 17 日 8 時前後から 30~60 mm/hr という激しい断続的な雨に変わった。さらに台風が日本海に抜けた 19 時頃まで厚い雨雲が停滞して仁淀川流域を中心に記録的な豪雨をもたらした。

しかし豪雨の分布は仁淀川全流域にわたって決して一様ではなく, その中心が時間的に徐々に移動した模様が記録の上からうかがえる。Table 1 は仁淀川下流部に重点をおいて短時間強雨の中心の移動状況をみたものであるが, これより 17 日 12 時頃から 19 時頃にかけて, まず日下川・波介川流域の西隣流域にあたる柳瀬川流域内の佐川を口火として, 仁淀川中上流域の川口・池川, 次に日下川・波介川流域の西端部にあたる谷地・市野々・加茂, さらに非公認記録を含めると日下川・波介川の中央部に位置する戸梶, 東側に移って土佐市から大川内・成山を結ぶ地域一帯へと, 経時的に西から東へ, ないしは仁淀川中上流域から下流域へと強雨帯が移動した状況が推察できる。しかもこの移動速度が微妙であって, 仁淀川下流部にある内水地帯にとっては, きわめて不幸な状態であったことが後で示される。

Fig. 5 は日下川・波介川両流域を中心とした 8 月 16~17 日の総雨量の地域分布を示す。この図は非公認記録を含めているので, 一般にいわれているものは多少異なり, また流域平均雨量も若干大きく推定される

Table 1 Movement of intense rain band, August 17, 1975.

Station	Max. 1hr rainfall		Max. 3hrs rainfall	
	Time	Depth (mm)	Time	Depth (mm)
Sagawa	12~13	108	12~15	282
Kawaguchi	13~14	100		223
Ikegawa		91		234
Yatsuji	14~15	95		215
Ichinono		100	13~16	207
Kamo		104		246
Tokaji	15~16	128	14~17	335
Tosa	16~17	117	15~18	231
Naruyama		93		235
Oogawauchi	18~19	89	16~19	234

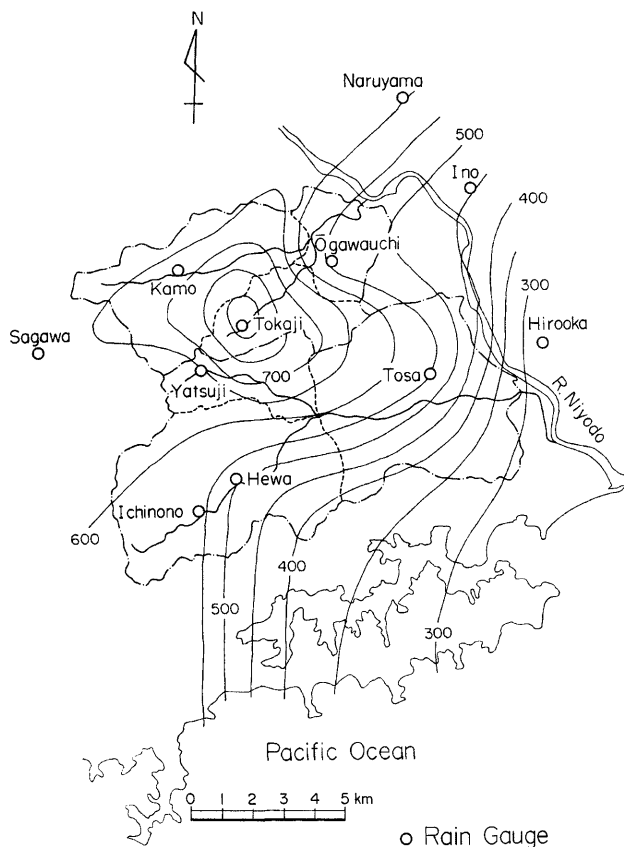


Fig. 5. Isohyetal map of total rainfall during August 16~17, 1975.

ことになるが、後述の出水氾濫解析の立場よりすると、必ずしも過大とはいえないように思われる。

4. 水害の状況

この豪雨によってもたらされた仁淀川の出水は、基準地点伊野において、17日18時46分最高水位 20.12 m (T.P. 換算値、以下同様) を記録するに至った。これは既往最大といわれた昭和38年8月出水の最高水位 20.02 m 及び計画高水位 20.07 m を上回る記録的なもので、ピーク流量は 13500 m³/sec と推定されている。この大出水によって、仁淀川では一部堤防越水による堤防の部分欠壊、漏水による法面崩落、護岸の損傷などの被害を生じたが、仁淀川に排水口を持つ仁淀川下流部の諸河川流域では、仁淀川の高水位が早く現われ、かつ長時間継続したため、自己流域の出水量の大部分を内水として抱き込む形となり、大氾濫災害を被ることとなった。県の調査による仁淀川下流部一帯の諸河川流域における氾濫被害状況を **Table 2** に示すが、たとえば平地面積に対する氾濫面積の割合を考えても、いかに氾濫の程度が激甚であったかが類推さ

Table 2 Flood disasters in several drainage basins located in lower reaches of the River Niyodo, August 17~18, 1975.

Drainage basin	Catchment area			Flooded Water				Number of submerged houses	
	Total (km ²)	Mountain (km ²)	Plain (km ²)	Area (km ²)	Highest water level (m)	Maximum depth (m)	Duration (hrs)	Over the floor	Under the floor
Kusaka	36.0	29.4	6.6	5.4	21.4	3.7	52	538	269
Minaminotani	6.0	5.3	0.7	0.6	14.8	3.0	26	255	93
Hage	68.3	52.8	15.5	13.5	9.0	2.0	35	1,915	1,439
Uji	14.4	12.2	2.2	2.0	15.0	1.5	45	642	321
Okuda	7.2	5.6	1.6	1.2	11.0	1.9	26	96	141

れる。なお Fig. 1 にも氾濫状況が併示されている。

5. 出水氾濫過程の検討

前にも述べたように、今次のような大氾濫災害を防止・軽減するための対策を合理的に検討するためには、まず出水氾濫過程を定量的に分析する必要がある。日下川においては出水氾濫過程を示す記録は得られていないが、神母樋門の操作は順調に行われ、その時刻も明確である。また災害直後に痕跡調査が行われている。一方波介川では小野樋門において、量水標による閉扉前の外水位観測、ボール測深による閉扉後の内水位観測が不定期に行われている。この観測値は必ずしも精度の十分でない非公式のものといわれており、かつ樋門の閉閉扉作業が順調でなかったことがさらにその価値を減じていることも否定できないが、現状分析に重要な手掛りを与える貴重な資料である。また災害直後の痕跡調査も行われている。

これらの資料に加えて、仁淀川伊野地点水位を基礎にした神母樋門外水位、八田堰下流水位、波介川導水路万願寺水位などの推定値、流域内の水位～容量曲線、河川の縦横断面図、非公式記録を含む数地点の雨量資料などを各方面より入手することができたので以下の手法によって、日下川・波介川流域における出水氾濫解析を試みることにした。

5. 1 降雨解析

対象流域の内外に、Fig. 5 にみられる地点で雨量資料が得られている。このうち戸梶の資料は 200 mm ごとに警報の合図で雨量ますの排水が行われるもので、一般の自記雨量計に比べると精度上多くの問題があるが、他地点の雨量に比べて決して無視し得ない累加雨量を示している。そこですべての観測点の資料を Fig. 6 のように併列して書き、豪雨中心地の移動状況を加味して戸梶の累加雨量曲線を推定した。大川内の資料も週巻のため精度が落ちる

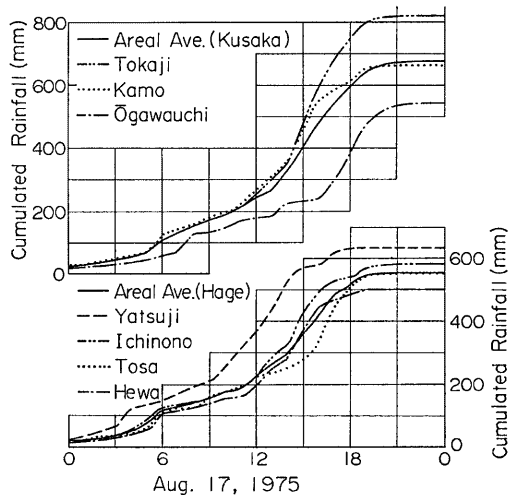


Fig. 6. Cumulated rainfall curves.

が、その累加雨量曲線を重視した。このようにして吟味された累加雨量を基礎にして、あらためて2時間ごとの等雨量線図を置き、それらを総合的に判断して降雨パターンを与えるための流域ブロックを、Fig. 5 に併示するように、日下川・波介川両流域とも3個、計6個とした。そして各ブロック平均雨量ならびに日下川・波介川両流域平均雨量を推定した。これらの1時間分割には、再び累加曲線を利用した。このようにして推定した雨の最盛状態及び17日9時～18日24時の間の総雨量を流域平均値で例示すると次のようである。

日下川全流域平均： 13～16時： 218 mm/ 3 hrs

13～19時： 376 mm/ 6 hrs

総雨量： 676 mm/35 hrs

波介川全流域平均： 14～17時： 185 mm/ 3 hrs

11～19時： 357 mm/ 8 hrs

総雨量： 552 mm/36 hrs

5. 2 有効降雨解析

降雨資料から有効降雨ハイトグラフを推定する手法はいまなお確立されておらず、さらに日下川・波介川流域では流出資料は皆無に近い。そこで、ここでは累加雨量～累加損失雨量曲線を用いて有効降雨ハイトグラフを推定することとし、その曲線を日下川流域において次のように定めた。なお以下ではこの曲線を損失雨量曲線と呼ぶことにする。

まず損失雨量曲線を適当に仮定して有効降雨ハイトグラフを定める。次に次項で述べる流出計算を行い、氾濫地への流入量ハイドログラフを求める。氾濫域はあたかも貯水池であるとして、水位～貯水量曲線を利用して水位に換算するとともに樋門、放水路による排水量を考慮して毎時の水位を計算する。このようにして推定された最高水位が痕跡調査結果と一致しなければ、あらためて損失雨量曲線を想定しなおす。

このような試行錯誤計算を繰返し最終的に定めたのが Fig. 7 である。同図には以前高知大学農業利水研究室で調査された結果も丸印で併示してある。なおこのようにして求めた結果が、不定流計算による氾濫解析の結果不都合と判断された場合には、あらためて修正する予定であったが、その必要はなかった。またこの曲線は波介川流域にもそのまま適用され、あえて波介川用のものを別に用意する必要は認められなかった。

5. 3 流域モデル

出水解析を詳細に行うためには、流域の土地条件を十分反映できるように、流域のブロック化が必要であるが、日下川・波介川両流域とも山地部がほぼ80%を占め、他はほとんど水田である。それ以外の土地利用形態として土佐市の市街地が目立つが、その面積はあまり大きくない。加えていずれの河川も流出特性を吟味できるようなデータはほとんど皆無である。

そこでここでは1/2.5万の地形図にみられる河道網、流域形状、分割面積の大小を考慮して、Fig. 8 及び9に示すような流域モデルを採用することとした。同図にはそれぞれのブロックの土地条件も単純化して示してある。

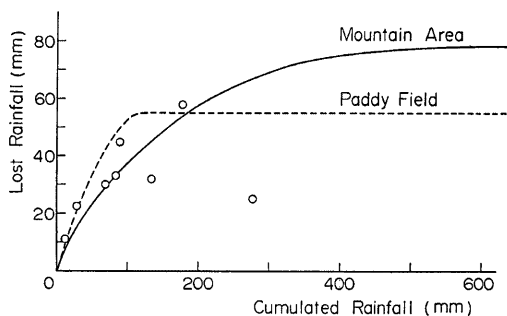


Fig. 7. Cumulated rainfall and lost rainfall curves estimated by the trial and error method in the Kusaka basin.

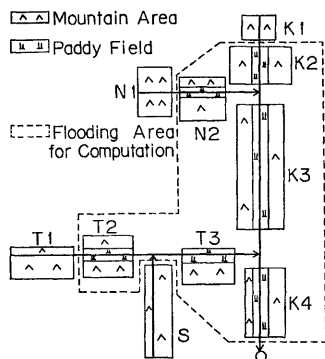


Fig. 8. Model of the Kusaka basin.

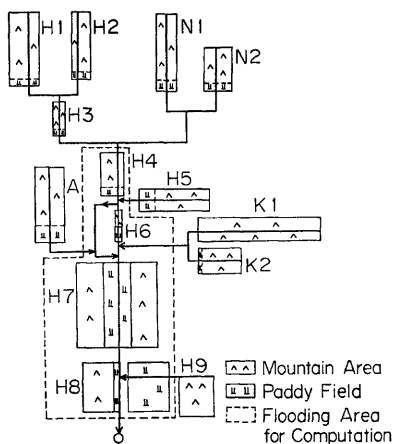


Fig. 9. Model of the Hage basin.

5. 4 出水氾濫解析の数値モデル

(1) 流出域

山地・丘陵地ないし高位部農地など、解析上非氾濫域とみなしうる領域からの雨水流出現象には kinematic wave モデル¹⁾を適用できるとみてよい。高位部でも氾濫を生じている領域や低位部農地に対しては、厳密には後述の dynamic wave モデルが考えられるべきであるが、ここでは取扱いを簡単にするため、これらの領域に対しても便宜的に kinematic wave モデルを適用して、河道への流入量条件にすることにした。

山地域に kinematic wave モデルを適用するに際しては中間流も考慮するのが好ましいと考えられるが、検証データに乏しい流域ではどの程度の成果が期待できるか疑問であるので、ここでは有効降雨はすべて表面流に変換できるものとして扱う。すなわち基礎式として次式を用いる。

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

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

ここに、 h : 水深 (m), q : 単位幅流量 (m^2/sec), r_e : 有効降雨強度 (m/sec), A : 流水断面積 (m^2), Q : 流量 (m^3/sec), t : 時間 (sec), x : 距離 (m)。さらに式中の k , p は斜面流定数で、Manning 則が成立するとすると、 $p=0.6$, $k=(N/\sqrt{I})^p$, I : 斜面勾配, N : 等価粗度 ($\text{sec}/\text{m}^{1/3}$), また K , P は河道流定数である。

実際の計算ではこれらの式の特性曲線を利用する。すなわち斜面流に対しては、特性曲線 $dx/dt = q^{1-p}/pk$ 上で次式の成立することを利用する。

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

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

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

$r_e = 0$ のとき

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

ここに q_u は Δt 時間前の q 値である、これらの式を $\sum \Delta x = \text{斜面長}$ の条件を満足するまで繰返せば、下流端流量とその時刻が分かる。(2)式に対しても同様である。

このモデルの適用にあたり問題になるのは斜面の等価粗度 N の推定であるが、これまでわれわれがいくつかの流域で検討した結果や **Fig. 8, 9** のモデルの精粗を総合的に考慮して次の値を用いた。

山地主体流域： $N = 1.2 \text{ (sec/m}^{1/3}\text{)}$

水田主体流域： 2.0

なお波介川流域において、水田を山地流域に含め山地の値を用いたブロックもあり、土佐市の市街地を特別扱いにできなかった。

河道の粗度係数 n は、日下川では全河道に $n = 0.035$ 、波介川では平地河道、山地河道を区別し、それぞれ $n = 0.035$ 及び 0.05 とした。

(2) 平地河道

水の流れが下流端条件によって左右される河道区間に対しては、洪水波の伝播現象を dynamic wave として扱う必要がある。このような不定流の基礎式は一般に次式で表現できる。

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

ここに、 g ：重力加速度 (m/sec^2)、 B ：流水幅 (m)、 B_s ：水面幅 (m)、 H ：水位 (m)、 R ：径深 (m)。数値計算に用いる差分スキームを leap-frog にすると、分合流点も含めて水位、流量は次式で計算できる²⁾。

$$\left. \begin{aligned} H_i^q &= H_i^{q-2} + \frac{4 \cdot \Delta t}{\sum_j B_{s,ij} \cdot \Delta X_{ij}} \left(\frac{1}{2} \sum_j q_{ij} \cdot \Delta X_{ij} - \sum_j Q_{ij}^{q-1} \right) \\ Q_{ij}^{q+1} &= \frac{H_i^q - H_j^q + (C_1 + C_2 - C_3 + C_4) Q_{ij}^{q-1}}{C_1 - C_2 + C_3 + C_5} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{1}{gA_{ij}^2} \frac{\Delta X_{ij}}{\Delta t}, & C_2 &= \frac{B_{ij} + B_{s,ij}}{gA_{ij}^2} \frac{\Delta X_{ij}}{2} \frac{H_i^q + H_j^q - H_i^{q-2} - H_j^{q-2}}{4 \cdot \Delta t} \\ C_3 &= \frac{q_{ij} \Delta X_{ij}}{gA_{ij}^2}, & C_4 &= \frac{Q_{ij}^{q-1}}{gA_{ij}^3} (A_j^q - A_i^q), & C_5 &= \frac{n^2 |Q_{ij}^{q-1}|}{A_{ij}^2 R_{ij}^{4/3}} \Delta X_{ij} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

式中の添字は、**Fig. 10** に示すように i, j が水位計算点（以下節点と呼ぶ）番号、 u が時間番号である。 Q_{ij} は i から j への流量、 A_{ij} 、 R_{ij} 、 B_{ij} 、 $B_{s,ij}$ は i, j 間のそれぞれの平均値を表わす。

いま対象にする現象は、氾濫の卓越する流れであるが日下川・波介川は流れを遮る地物もあまりなく、計算上は複断面流れとして解析するのが良法であろう。しかし後述するように堤防までの高さにある堤内地の貯留量の考慮、流路と堤内地間の流れの挙動などその取り扱いが複雑になると思われるので、流路の粗度係数を若干大きく (0.035) とり、**Fig. 11** のように流路に貯水池が連続し貯水池内水位は流路の水位と一緒に変化すると仮定した簡単なモデルで解析する。

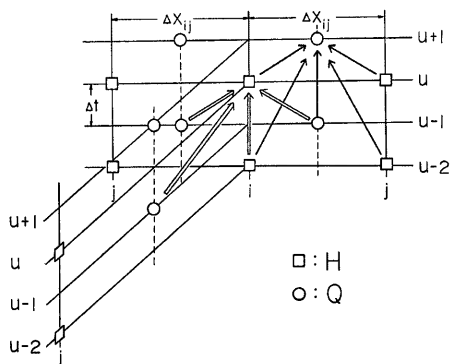


Fig. 10. Computational grids for unsteady flows.

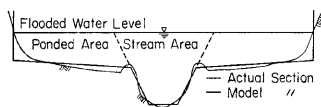


Fig. 11. Schematic illustration of flow with flood plane.

横流入については、山地から氾濫原小斜面への流入水は直接流路に流入するとして扱う。すなわちこの小斜面上を流下する時間を無視することとなるが、いまの場合再現性の精度を左右する第一因子は流入水の容積と考えられ、この仮定は十分許されると思われる。

具体的には流路単位長当り横流入量として日下川の場合、流出計算から得た山地よりの単位幅流量および氾濫原への有効降雨の合計を与える。一方波介川については、地形図に忠実に流域分割を行うとその数が多くなるので、山地および氾濫原を同一ブロックにして、流出計算からの単位幅流量を一樣流入量とする。また両流域とも氾濫原小斜面上の流下時間を無視できないと思われる支川については、支川流量を強制横流入として扱う。

両流域には、流路下流端付近に樋門が設けられているが、ここで用いた樋門における流量、内・外水位計算の基本的考え方は、樋門地点に生じる損失水頭を流路での摩擦損失水頭に加えて不定流計算を行うところにある³⁾。すなわち樋門から上下流節点までの距離をそれぞれ ΔX_1 , ΔX_2 、樋門長を l とすると (9) 式中の C_5 は次のようになる。

潜りオリフィスの場合：

$$C_5 = \left(\frac{n^2 \Delta X_1}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{n^2 \Delta X_2}{A_2^2 R_2^{4/3}} + \frac{1}{2gC^2 A_g^2} \right) |Q_j^{n-1}| \quad \dots\dots\dots (10)$$

その他の場合：

$$C_5 = \left(\frac{n^2 \Delta X_1}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{n^2 \Delta X_2}{A_2^2 R_2^{4/3}} + \frac{f_0 + f_i}{2gA_g} + \frac{n_b^2 \cdot l}{A_g^2 R_g^{4/3}} \right) |Q_j^{n-1}|$$

ただし添字 1, 2 は樋門上・下流区間それぞれの平均値、 G は樋門の値を表わす。 f_i ：流入損失係数 (0.47), $f_0 = (1 - A_g/A_3)^2$ ：断面急拡損失係数、 A_3 ：樋門直上または下流の流路断面、 C ：流量係数 (0.6)。上式の選択、 A_g , R_g の計算は以下のように行う。樋門上・下流節点から樋門地点まで不等流計算で内・外水位を求める。これらの値および樋門操作により変化する断面上端高から式を選ぶ。潜りオリフィスの場合ならば、 A_g として樋門操作を考慮した断面、他の場合は内・外水位から求める。

樋門を含んだ区間では (10) 式からの C_5 を (8) 式に用いて、樋門操作も考慮に入れて不定流計算を行う。なお日下川については閉扉開始時刻まで、樋門を無視して計算を行った。

5. 5 日下川の出水氾濫解析

(1) 現状の河道疎通能力と流出量

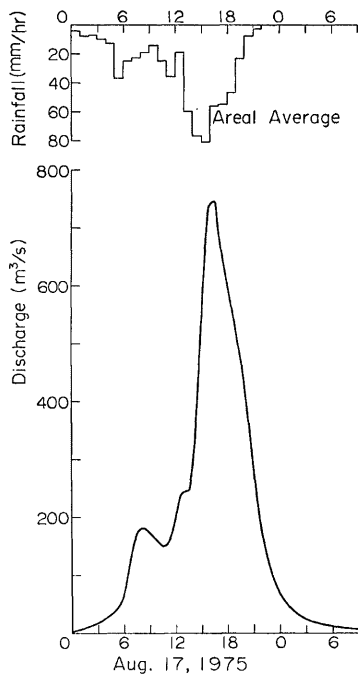


Fig. 12. Hydrograph of discharge estimated on the assumption of non-inundation of the River Kusaka, at Ige Sluice.

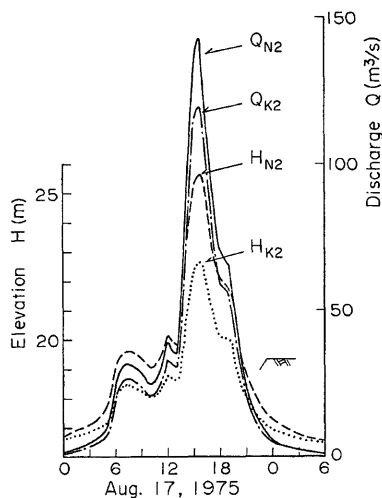


Fig. 13. Hydrographs of discharge and water level estimated on the assumption of non-inundation, in tributaries of the River Kusaka.

現状の河道疎通能力が必ずしも大きくないことは前述したが、氾濫解析に先立ち、日下川及びそれに流入する各支川とも氾濫しないとして、kinematic wave 法を適用して、各支川及び日下川の流出量を求めてみた。Fig. 12 は日下川下流端の流出量ハイドログラフである。日下川の現状疎通能力はほぼ $140 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度とみられるが、それに対し今次の豪雨による出水のピーク流出量は $750 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度にも及んだと推定される。またこの場合の上流部の二、三の地点における流出量及び水位ハイドログラフ（氾濫しないとしたとき）を参考のために Fig. 13 に示す。むろん現実には氾濫しているから、出水時の水位はこれらより低くなるはずであるが、出水規模の判断の材料となろう。

(2) 現状の氾濫解析

前述の二つの数理モデルを適用して現状の氾濫解析を試みた。不定流計算を行った区間は、Fig. 8 において点線で囲まれた領域であって、境界条件として上流端では流出解析によって得られた流出量 (Fig. 14) を、また途中の河道区間では各ブロック斜面下流端流量を横流入量として与えている。また神母樋門の閉扉前の下流端水位条件は伊野地点水位より推定された水位を、同じく放水路下流端では八田堰下流の推定水位を与えた。神母樋門の閉扉後はこの地点の流量を 0 とし、閉扉操作時間中は流量比例配分値を、また閉扉作業中は開度の比例配分値を使用した。なお樋門は 8 月 17 日 10 時 36 分に閉扉（操作時間 15～20 分）、18 日 0 時

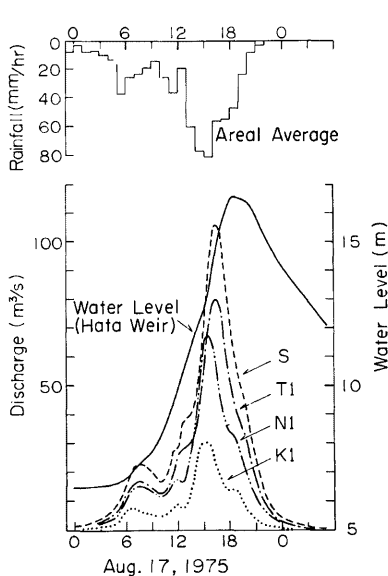


Fig. 14. Hydrographs of inflow to the River Kusaka and hydrograph of water level at Hata Weir.

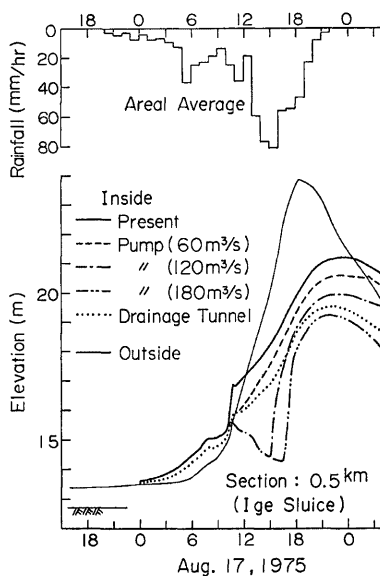


Fig. 15. Hydrographs of flooded water level at Ige Sluice at present and under some hypothetical drainage facilities.

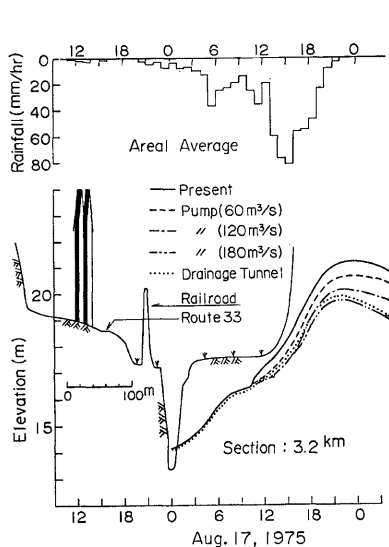


Fig. 16. Hydrographs of flooded water level at a point in the lower reaches of the River Kusaka at present and under some hypothetical drainage facilities.

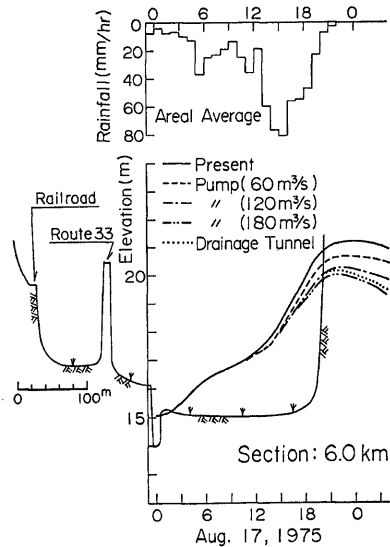


Fig. 17. Hydrographs of flooded water level at a point in the middle reaches of the River Kusaka at present and under some hypothetical drainage facilities.

30分に開扉（操作時間20分）されている。

このようにして推定された樋門地点及び上流数地点の内水位ハイドログラフを **Fig. 15~18** に示す。計算結果によると、氾濫最高水位は18日0時前後で、標高 21.20 m となっているが、時刻は聞込調査とほぼ一致し、また水位は日下川沿いの痕跡値 20.93~21.40 m をほぼ説明している。この氾濫によって居住地標高 18~20 m の日高村中心部集落（ほぼ日下川沿いに 3.2~6 km）が大きな浸水被害を被ったことは、**Fig. 15~17** から十分に察できる。

（3）排水施設増強効果の予測

日下川には排水樋門の他の排水施設としては最大疎通能力 24 m³/sec 程度の放水路があるだけである。そこで現状に加えて、容量 60, 120, または 180 m³/sec の排水ポンプが設置された場合、あるいは現状放水路の他に D=7 m の標準馬蹄形トンネルが新規に開削されたと想定した場合に、今次の出水氾濫がどの程度改善されるかを検討してみた。この場合の流域流出量や外水位条件は現状と同じであるが、樋門操作はそのときの内外水位に即応して変えるものとし、また排水ポンプは相当大容量までを想定しているので、初期の段階で稼動不可能の状態が現われるのを防ぐため、水位上昇度に応じて 60 m³/sec 刻みに稼動ないし停止させることにした。

このような条件下で求めた内水位ハイドログラフを **Fig. 15~18** に併示してある。これによると、樋門地点では 60 m³/sec のポンプを増設するごとに最高水位を 60~70 cm 程度下げることができ、トンネルでは最高内水位が 19.52 m まで低下できる。しかしこれらの効果は上流になるほど小さくなり、村役場付近の 3.2 km 地点では現状 21.20 m が 60 m³/sec のポンプの増設ごとに 20.64, 20.14, 19.73 m と 50 cm 程度ずつ低下することになる。しかしさらに上流になると、たとえば 8.2 km 地点では効果はほとんど現われなくなる。これは豪雨による山地側からの流出量が大きく、それによって氾濫水位がほとんど左右されることを意味している。

上述の検討はそれが現実的か否かを問わずにかなり大胆な仮定に下に行ったものであるが、その結果は、仮に 180 m³/sec のポンプがあったとしても、村役場付近で（国道標高 18.5~18.6 m）なお 1 m 以上の浸水が免れ得ないことを示している。どのような対策が取られるべきかはむづかしい問題ではあるが、反面この検討結果は、この地域の抜本的な対策のむづかしさ、ないしは今次災害の規模が想像を絶するものであったことを如実に示しているといえよう。

5. 6 波介川の出水氾濫解析

（1）現状の河道疎通能力と流出量

波介川においても、kinematic wave 法を適用して、氾濫を無視した場合の流出量を求めたが、その一、二のものを示す次のようである。

Fig. 19 は波介川小野樋門地点で予想される流出量ハイドログラフである。波介川の現況疎通能力は約 350 m³/sec 程度といわれているが、波介川が氾濫しない程度の断面を持っていたとすれば、今次の出水の

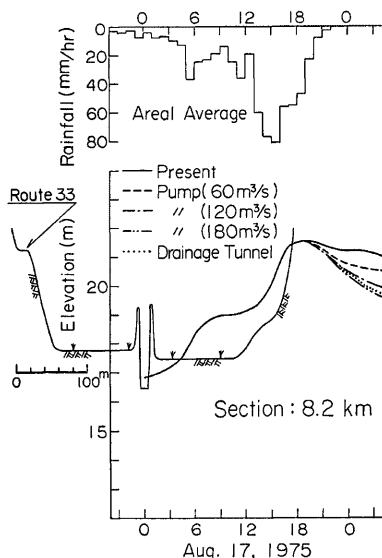


Fig. 18. Hydrographs of flooded water level at a point in the upper reaches of the River Kusaka at present and under some hypothetical drainage facilities.

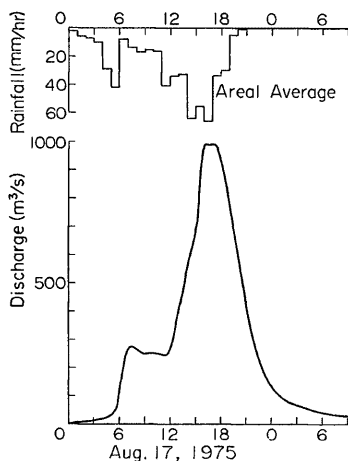


Fig. 19. Hydrograph of discharge estimated on the assumption of non-inundation of the River Hage, at Ono Sluice.

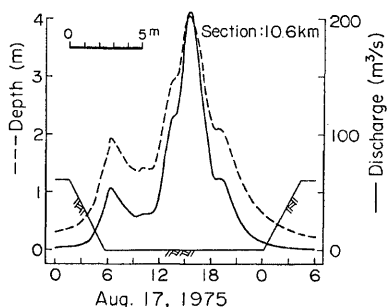


Fig. 20. Hydrographs of discharge and water level estimated on the assumption of non-inundation, at Minami-Ietoshi.

ピーク流出量は $990 \text{ m}^3/\text{sec}$ (山地斜面の等価粗度を $N=1.8$ とすると $960 \text{ m}^3/\text{sec}$) と算定される。

波介川上流戸波町南家俊及び昭和地区では波介川上流の出水氾濫のため大被害が出ているが、この地点の流出量及び堤高が十分高くて氾濫がないとしたときの水位ハイドログラフを求めると **Fig. 20** のようになる。これによると最高水位は現堤頂上 3 m ほどにもなったであろうことが推論される。むしろ現状の氾濫水位はそこまで達しなかったであろうが。

痕跡調査の結果によると、山麓部では樋門地点最高水位をはるかに上回る値がいくつかみられるが、これらはいずれも流入小河川の断面不足による出水氾濫の痕跡と想像される。

(2) 現状の氾濫解析

波介川の現状分析において不定流計算を適用した区間は、**Fig. 9** の点線で囲まれた領域である。境界条件として上流端では流出解析によって得られた流出量 (**Fig. 21**) を、また途中の河道区間では各ブロック斜面下流端流量、あるいは支川流量を横流入量として与えた。下流端条件としては万願寺水位推定値を用いた。

小野樋門では 8 月 17 日 15 時 30 分頃より逆流現象が始まり、閉扉作業が 16～18 時 30 分にかけて行われたが一部の門扉の閉扉ができず、これより約 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ の逆流が 3 時間続いたものと想定されている。その後 21 時頃に内外水位が均衡し、開扉作業が 18 日 1 時 15 分～5 時 30 分に行われたが、電動機の浸水・停電のため作業が難渋し、結局 8 門中 4 門が 60% 開扉 (各門は上下 2 断面であって、16 断面中 4 断面が 20% 開扉) に止まったまま作業が一時休止となり、送電を待って 16 時 30 分～18 時に再度開扉作業が行われたといわれる。

このように操作時間が長時間かかり、かつ作業中の開度が明確でないのが問題ではあるが、計算では一応操作時間中の開度は時間に比例的であるとして、前述の樋門を通る流れの計算法を用いた。

また小野樋門下流右岸用石堤では、17 日 17 時頃から越流が始まり 18 時 30 分頃約 100 m にわたり破堤したといわれている。この越流・破堤時の水の流れをシミュレートするには、水理学的に未解明の問題を含み多くの困難を伴うが、これらの効果が外水位に影響を与えることは当然予想される。そこでここでは、簡単に

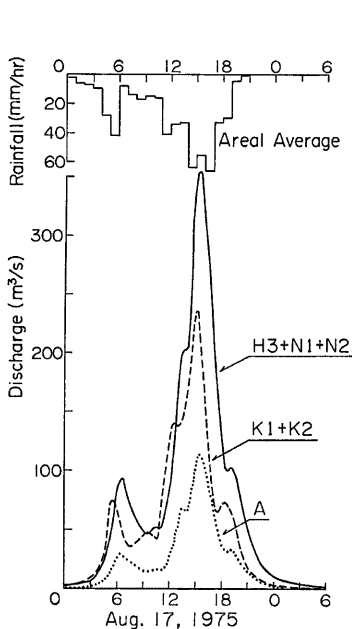


Fig. 21. Hydrographs of inflow to the River Hage.

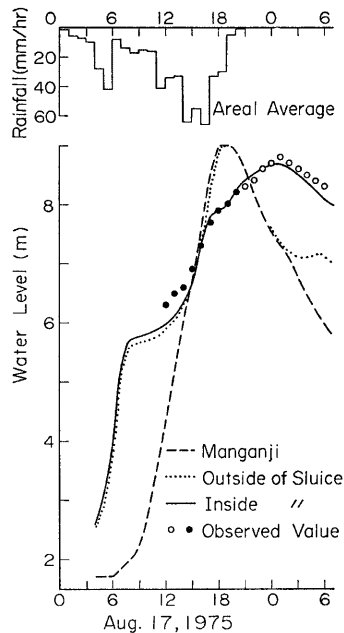


Fig. 22. Comparison between observed and computed hydrographs of flooded water level at Ono Sluice.

次のように取り扱うことにした。すなわち破堤時までは越流するが貯水池を伴わない流れ、破堤後は **Fig. 11** のように流路に貯水池が連続し、両者の水位が一樣に変化するものとする。この際破堤前の堤防越流量は完全越流公式（越流係数=0.31）から求めることとし、越流量が多くなるために、水位が堤防高より低くなるような場合には、24h 間に 4X 区間の堤頂標高上の水量だけが越流するものとした。

前にも述べたように、樋門地点において外水位または内水位の観測結果が得られている。その精度は必ずしも十分ではないといわれているものの、今次の出水氾濫過程吟味の上の鍵となる唯一の貴重な資料である。波介川の縦横断について不明な点が少なくないが、ここではこの資料が断面についての不明確さを十分カバーできるものと考え、計算結果を観測値に近づけることができるまで、波介川モデルに修正を加えつつ数次の試行錯誤計算を行った。

Fig. 22 は最終的に得られた計算結果を観測値と対比したものである。観測値を完全に説明するまでには至っていないが、観測値の精度を考慮すれば、初期段階を除いて工学的精度において一応許容される程度に、現象を再現できていると判断できよう。計算結果では、最高内水位は18日1時前後で標高 8.68 m に達している。観測値 8.80 m より約 12 cm 低い、波介川沿いの痕跡値 8.52~8.69 m とそれほど矛盾しない。

また実測値の精度に問題があるとはいえ、氾濫初期段階では現象を十分に再現できているとはいえない。特に17日12時頃では、約 30 cm の差が認められる。この理由としては、解析に用いたモデルの単純さが挙げられる。すなわちここでは、**Fig. 11** のように流れを流路に貯水池が連続し、両者の水位が一樣に変動す

ると仮定した。この部分を精度よく再現しようとするれば、低平水田地帯の流出モデル⁴⁾のように堤防越流時の抵抗を考慮した越流型モデルによる解析が必要となろう。しかしながら氾濫が長時間継続すると、両者間の水位差はほとんどなくなり、ここに採用した仮定が許されるようになり、計算値は実測値に近づくことが期待される。このことは、**Fig. 22** からも了察されよう。

さて計算結果によると、樋門閉扉直前の逆流量はほぼ $210 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、閉扉作業終了時刻から20時頃まで $55 \sim 43 \text{ m}^3/\text{sec}$ の逆流があったが、21時過ぎには順流に転じている。閉扉直前の逆流量ないし中島地点の水位をみれば、この樋門および背割堤の効果がいかに大きかったかがわかる。しかし反面小野樋門の操作が順調完全でなかったことは、今後の対策に際して十分考えておくべきことであろう。

この大氾濫によって波介川沿いの低平農地はもとより、居住地標高が $8 \sim 10 \text{ m}$ の土佐市市街地その他の地域で浸水を生じている。とくに土佐市の中心市街地は、波介川氾濫の他に、背後地雨水を受ける河川、排水路の断面不足や市街地家屋による断面狭さく効果が加わって出水氾濫を生じ、その最高水位痕跡値は波介川沿いの痕跡値よりも若干大きく、 $8.75 \sim 8.99 \text{ m}$ を示している。**Fig. 23** に計算によって推定された火渡川市街地流入点の水位ハイドログラフを示すが、これによると最高水位は18日1時前後で 8.75 m と算定されており、前述の痕跡値をほぼ説明している。

出水氾濫と波介川氾濫に関連するものとして、甲原川合流点付近（樋門地点より 7.2 km 地点）の水位ハイドログラフを **Fig. 24** に例示する。この地点の最高内水位は17日19時頃で 9.19 m に達した後、 8.70 m 前後の水位が3時間ほど続いている。後者が波介川氾濫によるもので、前者は上流からの出水氾濫水位と考えられる。なおこの付近の痕跡標高は 8.83 m である。

(3) 排水施設増強効果の予測

波介川においては小野樋門の他に特別の排水施設を持っていない。過去において水害の頻度が高かったといわれるにもかかわらず、特別の排水施設を持たないのは、今次のような大水害がほとんど考えられなかったことによるのかも知れないが、ここでもまた若干の施設、河道改修効果などについて検討してみる。

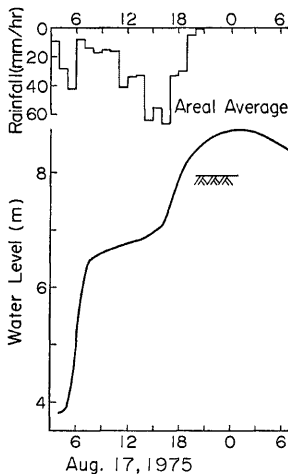


Fig. 23. Hydrograph of flooded water level at a point of the urban area of Tosa City.

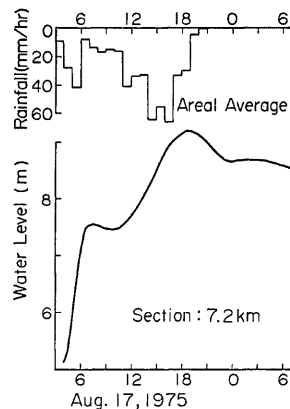


Fig. 24. Hydrograph of flooded water level at a point in the upper reaches of the River Hage.

この検討に際しての不定流計算は波介川だけについて行い、これに流入する小河川については強制流入または強制横流入として扱い、dynamic wave としての分合流計算は行ななかった。このような扱いは現状分析に際しての扱いに比べて、若干粗雑にみえるかも知れないが必ずしもそうではない。実は現状分析においても、土佐市の中心市街地の氾濫や波介川上流部狭さく部における越流迂回流をモデルに組み入れた前項の解析に先立ち、ここに採用するモデルによって現状分析を行い、細部の氾濫現象をとくに問題にしない限り、ほとんど同じ結果の得られることを確かめてあるからである。その解析後とくに土佐市の中心市街地の氾濫現象などについてさらに吟味したいと考え、解析しなおした結果を前項で述べたのであった。

さて波介川の河道改修と樋門の改修はまず不可欠であろう。そこでここでは、波介川の縦横断面は少くとも昭和28年当時の計画が実施され、かつ樋門の近代化を一つの案とする。その上に容量が120, 180, または 240 m^3/sec の排水ポンプが設置された場合、ないしは樋門下流側が現行断面のまま仁淀川河口まで約 2.1 km 延長された場合について検討する。計算条件は現状とほとんど変わらないが、排水ポンプの設置に伴う内外水位の関係の変化に即応して、当然樋門操作は変わるものとする。また導水路延長案での下流水位条件としては仁西の実測資料を用いることにする。

Fig. 25 に上述の検討結果を示す。今次の出水による最高内水位が 8.68 m であったのに対し、河道および樋門改修が行われると 8.30 m と 38 cm 低下する。さらに排水ポンプ 120, 180, 240 m^3/sec に対し、8.08, 7.95, 7.80 m と、ポンプ能力 60 m^3/sec に対し 14 cm 前後づつ低下する。すなわち 120 m^3/sec の排水ポンプが新設されれば、ほぼ居住域の浸水が無視できる程度になることが注目される。さらに注目すべきことは、背割堤延長工事の効果であって、これにより最高内水位は 7.65 m まで低下し、樋門操作の必要性がなくなってしまう。具体的にどのような対策が最適であるかはなお検討が必要であるが、日下川に比べるとその対策はかなり容易とみられよう。

6. 災害の要因と問題点

以上各節において、日下川、波介川流域の地形的概要、被害の様相ならびに出水氾濫過程について種々の考察・吟味を加えてきたが、これらの結果を踏まえて今次の被害の要因と問題点について総括的に考察を加えると次のようである。

1) 今次の災害の素因が記録的な豪雨にあったことはいうまでもないであろう。その規模は総雨量にして

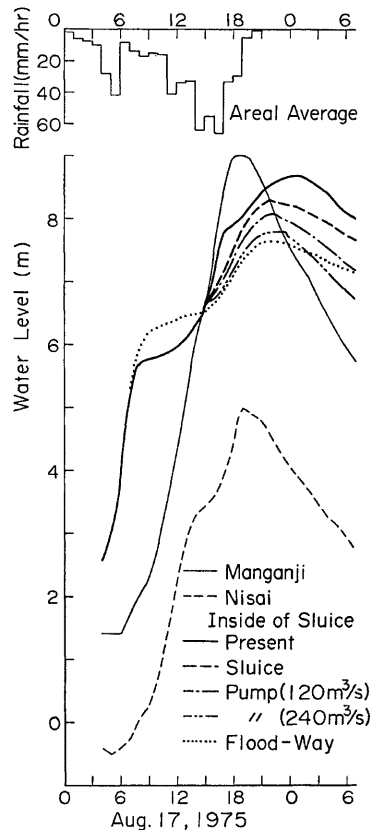


Fig. 25. Hydrographs of flooded water level at Ono Sluice at present and under some hypothetical drainage facilities.

も短時間雨量にしても100～200年に1度級と目されている。一般に内水災害常襲地帯といわれる低平地域のこれまでの対策は10～20年に1度程度の豪雨を対象として施設規模を定めることが多い。したがってこのような地域に100～200年に1度級の豪雨があったとすれば、水害はまず必然とみられる。しかし問題は単に施設の計画規模の大小ではない。どの程度の規模の施設が計画されたとしても、常に計画を上回る外力が起こることに留意する必要があることであり、それに対する対策をどのように講じていくかが問題なのである。

2) 今次の豪雨では、雨の量に加えてその時間分布、地域分布が仁淀川下流部の内水地帯にとってきわめて不幸な状態であったといえる。すなわち豪雨の中心が仁淀川の中上流域から下流域へと移動し、しかもそれが出水波形の点で仁淀川下流部諸流域にとって最悪条件をもたらすような移動速度であったことが指摘されよう。このため自己流域の出水がピークになる頃にはすでに樋門が閉扉終了しないしは作業中であり、出水量の大部分を内水として抱き込まざるを得なかった。

一般に大河川下流部に位置する内水地帯では、自己流域の出水ピーク時刻と本川のそれとの間にかかなりの時間差があることが多く、したがって排水樋門のみないしは小規模排水ポンプを併設する程度で、内水被害を軽微に押えうる例が少なくない。日下川・波介川の過去の水害例を分析していないので早急に結論はいいないが、現状の排水施設の規模より推察する限り、上述の一般論をあまり外れていないように思われる。しかし今次の水害は、このような一般的な考え方がどこまで許容できるかの検討の必要なことを教訓として示した。

3) 日下川では、排水樋門以外の施設としてトンネル放水路がある。しかしその排水能力は $20 \sim 24 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、すなわち有効降雨強度に換算して 2 mm/hr 程度にすぎない。

一般に関東以西の内水地帯における排水施設規模の一般的レベルは、農地を対象としたもので 2 mm/hr 前後である。したがって日下川の場合はこの一般的レベルにあるともいえるが、どちらかといえば多雨域に属するこの地帯の能力としては、農地を対象としても過小きみであり、またこれを河川計画の一環としてみるならば、ほとんど未改修河川とみて差支えない。

4) 波介川では排水樋門の他に特別の排水施設を持っておらず、しかも今次の出水では小野樋門の操作に不測の障害を伴ったことは不幸であった。この樋門が十分近代化されて、操作が順調完全に行っていたとすれば、最高氾濫水位を 20 cm 余り軽減できたのではないかと推算される。むしろ今次のような大氾濫に対してはあまり大きな意味を持たないかも知れないが、必ずしも等閑視できることではない。

波介川の改修にはむづかしい問題が残されていると聞くが、河道改修が昭和28年当時の計画に従って実現しており、かつ樋門の操作障害がなかったとすれば、今次最高氾濫水位を 40 cm 弱軽減できたであろうことはすでに指摘したとおりである。

5) 日下川と波介川では、地形上の類似性はあるとしても、かなり現実条件は異なり、立地条件もまた相違する。したがって災害対策の樹てかたもおのずと違ったものとなるであろう。いずれも抜本的対策はむずかしいに違いない。生活の便と水害ポテンシャルのトレードオフをどこまで考えるか、人間の欲望と自然外力の厳しさ脅威との接点をどこに求めるべきかなど、従来の災害対策では考えられなかった問題を一步踏み込んで検討する必要はないであろうか。場合によっては、ある程度の私権の制限を含む対策を講じなければ、いつまでも治水対策の後手という批判を甘受せざるを得ないであろうし、内水災害危険度の高い地域では、むしろ無策が最善策という皮肉な結果にならないとは限らない。このようないいかたは暴言と受け取られるかも知れないが、災害の防止軽減を希求する素朴な一学究として、あえてわれわれはこのような結論を提示せざるを得ない。それが今次の災害の教訓でもある。

7. む す び

昭和50年8月、台風5号に伴う豪雨・出水によってもたらされた、日下川・波介川の水害はきわめて厳し

いものであったが、それなりにいろいろの教訓をわれわれに残した。本報告はその災害の物理的要因を分析しようとしたものである。その成果は必ずしも十分なものではないが、今後の災害科学研究、災害対策の一資料になれば幸である。

災害調査に際して建設省高知工事々務所、高知県河川課、高知県伊野土木事務所、土佐市、日高村など行政官公庁の多くの方々にお世話になり、かつ貴重な資料を提供して頂いたことを記し深謝の意を表す。本研究は文部省科学研究費の援助による「昭和50年8月風水害に関する調査研究（代表者矢野勝正）」の一部の分担として行ったものである。共同分担者として高知大学上森千秋教授、近森邦英助教授、松田誠祐助手、愛媛大学豊国永次教授の援助を受け、かつ有益な教示を頂いたことを併記して謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 末石富太郎：特性曲線法による出水解析について，土木学会論文集，第29号，1955，pp. 74～87.
- 2) 四方田穆・永井明博・丸山利輔・手島三二：節点水位に着目した水路網の水理計算法，農業土木学会論文集，第55号，1975，pp. 38～45.
- 3) 伊藤剛編：数値計算の応用と基礎，アテネ出版，1971，pp. 182～183.
- 4) 早瀬吉雄・角屋睦・岡太郎：低平地帯の雨水流出モデルに関する基礎的研究，京都大学防災研究所年報，第17号B，1974，pp. 535～546.