

## 昭和63年7月豪雨時の浜田ダム流域における流出解析

福島 晟\*・田中礼次郎\*

Runoff Analysis in Hamada Dam Basin during Localized Heavy Rainfall, July, 1988

Akira FUKUSHIMA and Reijiro TANAKA

The Hamada River Basin located in the west part of San'in District, suffered severe disasters from flood caused by record heavy rainfall in July 15, 1988.

The maximum amount of rainfall in Hamada Dam Control Center was recorded as 107.0 mm in 1 hour, 458 mm in 24 hours. And peak discharge of inflow into Hamada Dam was observed as 585.88 m<sup>3</sup>/s, which exceeded the value of design flood discharge, 430.0 m<sup>3</sup>/s.

In order to clarify the flood characteristics in Hamada Dam Basin, we carried out the flood runoff analysis applying the KWST Model which is developed as a runoff model combined kinematic wave and storage tanks.

We showed that the simulated inflow hydrograph into Hamada Dam explained well the period of flood peak runoff. Furthermore, we estimated the flood concentration time as 116~120 minutes, and peak runoff coefficient as 0.74.

### I. まえがき

昭和63年7月13日~15日にかけて、島根県東部、及び西部では梅雨前線による大雨が記録された。特に15日には西部の浜田測候所で最大1時間雨量90.0 mm、日雨量394.5 mmが観測され、この値はそれぞれ極値第2位、第1位であった。また、浜田市街地を貫流する浜田川の河口から上流約10 kmに位置する浜田ダムでは最大1時間雨量107.0 mm、日雨量458.5 mmが観測された。

本報告は、今次の豪雨に基づく洪水流出特性を流出モデルを介して検討することを目的としたものである。解析対象としたのは浜田ダムへの流入量 hidrograph である。従来、こうした豪雨による大出水を解析対象とする場合、雨水流モデルによる洪水流出解析が定量的分析に適しているとして常用されてきたが、ここでは筆者らが最近提案した KWST モデルによる流出解析法を適用し、検討することにする。

### II. 流出解析資料

浜田ダム流域(流域面積  $A = 33.8 \text{ km}^2$ )では図-1

に示すようにダム管理所を含めて計4ヶ所で雨量観測されている。ダム地点では最大1時間雨量107.0 mm、最大6時間雨量382 mm、最大12時間雨量445.0 mm、最大24時間雨量458.0 mmが記録された。表-1は今次の豪雨時に各観測所で記録された種々の降雨継続時間に対する最大降雨強度を整理比較したものである。

降雨継続時間  $t \leq 1$  時間では嵩山の降雨量が最も多く  $t \geq 2$  時間では浜田ダムの値が最大となっている。したがって、流域内での今次の豪雨域の中心は嵩山とダム地点

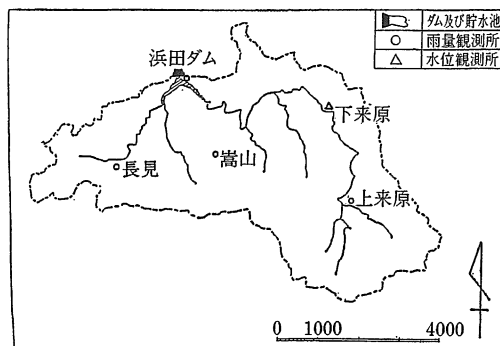


図-1 浜田ダム流域の水位・雨量観測点

\* 農村工学講座

を結ぶライン上にあったことになり、流域下流部の入力降雨がダムへの洪水流出波形に大きく影響したことが想定される。また、浜田ダム、長見、嵩山、上来原の各観測所の7月15日の日雨量はそれぞれ458, 383, 421, 362 mmであった。このように、流域内で降雨分布に差が認められるので流出解析の入力降雨にはティーセン法による流域平均降雨を用いることにする。流域平均降雨を算定する際に必要な各雨量観測所の支配する分割地域の面積比の値は、浜田ダム管理所で算定されているものを用いた。すなわち、浜田ダム、長見、嵩山、上来原の各支配面積比をそれぞれ0.15, 0.17, 0.32, 0.36とした。

以下、浜田ダムへの流入量ハイドログラフを解析対象とするが、流入量データとしてはダムの貯水位変化とダム放流量とから推算されている浜田ダム操作記録、及び浜田ダム観測記録を用いることにする。なお今回の豪雨時における浜田ダムへのピーク流入量は7月15日午前5時1分に585.88 m<sup>3</sup>/sと記録され、これは計画洪水流量430.0 m<sup>3</sup>/sを36.3%も上回った値となっている。

### III. 流出解析法

#### 1. 流出モデル

図-2は流出解析に用いる集中定数型 KWST モデル<sup>1)</sup>である。本流出モデルは洪水流出解析に常用されている雨水流モデルと角屋・永井によって提案された長短期流出両用モデル<sup>2)</sup>を併合した流出モデルを意図している。すなわち、長短期流出両用モデルにおいて、樹木等による降雨遮断効果、および第1段タンク下層部、第2～3段タンクはそのまま利用し、表面流、早い中間流に相当する斜面流には洪水流出解析における代表的モデルと目されている雨水流モデルを適用しようとする流出モデルである。なお、図-2の最上段タンクは長短期流出両用モ

デルで定式化されている降雨遮断量効果を図示したものである。また、図-2のように斜面長Bの斜面域での表面流、及び中間流の伝播特性のみを考慮し、河道流計算は組み込まない流出モデルを集中定数型 KWST モデルと略称し、河道流計算を組み込んだ分布定数型 KWST モデルと区別している。

長短期流出両用モデルと比較し、KWST モデルは次のような特長をもつことが指摘できる。

(1) 表面流出成分に対応する流出高  $Q_1$ 、および中間流出成分に対応する流出高  $Q_2$  を長短期流出両用モデルでは第1段タンク上層の貯留高  $S_1$  の関数として算定するのに対し、KWST モデルでは  $Q_1, Q_2$  を雨水流モデルにより算定する。

(2) 長短期流出両用モデルでは各段タンク貯留高  $S_1 \sim S_4$  をそれぞれの微分貯留方程式に基づき、計算単位時間毎に改良オイラー法を適用した数値解法によって算定する。一方、降雨強度を計算単位時間内で一定と仮定するのは長短期流出両用モデルの場合と同様であるが、KWST モデルでは計算単位時間毎に  $S_2 \sim S_4$  を常微分方程式の解として定式化している。

(3) 長短期流出両用モデルでは計算単位時間内の第1段目タンク下層への雨水浸入強度  $f$  は上層に  $f$  に見合うだけの十分な貯留量がある場合、下層の空容量に比例したある一定値として評価される。一方、KWST モデルでは計算単位時間内においても Horton の浸透能式と同形の時間的変化を伴う式によって評価される。

(4) 長短期流出両用モデルでは降雨が終了しても、第

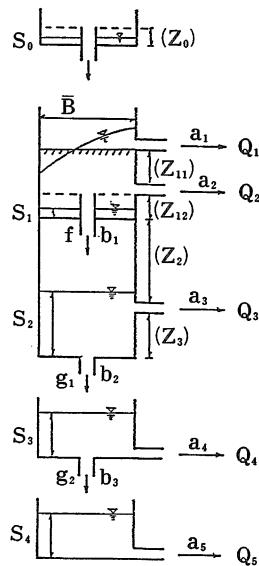


図-2 集中定数型 KWST モデル

表-1 最大降雨強度の比較 (単位: mm/h)

地点	浜田 観候所	浜田 ダム	長見	嵩山	上来原
標高	19.8m	152m	220m	240m	300m
t = 10分	111.0	150.0	156.0	162.0	120.0
= 30分	102.0	138.0	146.0	136.0	96.0
= 1時間	88.0	107.0	115.0	117.0	86.0
= 2時間	78.8	103.5	86.5	97.5	86.5
= 3時間	72.0	86.3	73.3	80.0	71.0
= 6時間	56.8	63.7	52.7	57.0	49.8
= 12時間	32.5	37.1	31.1	34.0	29.8

1 段目タンク上層部に貯留量がある限り、下層部への補給は継続するのに対し、KWST モデルでは降雨終了とともに、第1段目タンク下層部への補給高  $f_0$  は零となり、それ以降のいわゆる直接流出成分への有効降雨は零となる。

また、集中定数型 KWST モデルの未知定数は次に示すとおりである。

(i) 直接流出成分が表面流出成分のみで形成されるとする表面流モデルを適用する場合…… $a_1, a_3 \sim a_5, b_1 \sim b_3, z_{12}, z_2 \sim z_3$ , 初期水深  $S_1^0 \sim S_4^0$  の合計14個である。この場合、 $z_{12}$  に一定値を与え、また長短期流出両用モデルと同様に  $S_1^0$  を零に固定すれば未知定数は12個になる。

(ii) 直接流出成分が表面流出成分および早い中間流出成分の両成分で形成されるとする雨水流モデルを適用する場合…… $a_1 \sim a_5, b_1 \sim b_3, z_{11}, z_{12}, z_2 \sim z_3$ , 初期水深  $S_1^0 \sim S_4^0$  の合計16個である。この場合、 $z_{12}$  を一定値とし、 $S_1^0$  を零に固定すれば未知定数は14個になる。

なお、上述(i)、(ii)ともに降雨遮断タンクの  $z_0$  は一定値とし、初期水深  $S_0^0$  は零に固定する。

さて、集中定数型 KWST モデルの降雨遮断量、流出高、浸透能、浸透高、蒸発散量は以下の式で与えられる。

(1) 降雨遮断量

角屋・永井法で採用されている次式の形で樹木等による降雨遮断量を算定し、流域平均雨量より降雨遮断量を差し引いた雨量を第1段タンク上層に入力する。

$$I = (z_0 - S_{00}) \{1 - \exp(-R/z_0)\} \quad \dots\dots(1)$$

ここに、 $I$ : 降雨遮断可能量(mm),  $R$ : 累加雨量(mm),  $z_0$ : 最大遮断量(mm),  $S_{00}$ : 初期貯留量(mm)

(2) 流出高、浸透能、浸透高

$$Q_3 = A_3(S_2 - z_3) = \alpha_1 a_3 (S_2 - z_3) \quad (\text{for } S_2 \geq z_3) \quad \dots\dots(2)$$

$$Q_4 = A_4 S_3 = \alpha_1 a_4 S_3 \quad \dots\dots(3), \quad Q_5 = A_5 S_4 = \alpha_1 a_5 S_4 \quad \dots\dots(4)$$

$$f = B_1(z_2 + z_3 - S_2) = \alpha_1 a_1 (z_2 + z_3 - S_2) \quad \dots\dots(5)$$

$$g_1 = B_2 S_2 = \alpha_1 b_2 S_2 \quad \dots\dots(6), \quad g_2 = B_3 S_3 = \alpha_1 b_3 S_3 \quad \dots\dots(7)$$

ここに、 $Q_3 \sim Q_5$ : 流出成分で、 $Q_3$  は遅い中間流出高、 $Q_4$  と  $Q_5$  は地下水流出高 (mm/h),  $f$ : 第1段タンク上層部よりの浸透能 (mm/h),  $g_1, g_2$ : 下段タンクへの供給量 (mm/h),  $S_1 \sim S_4$ : 第1段タンク下層~第3段タンクの貯留量 (mm),  $A_3 \sim A_5, B_1 \sim B_3$ : 角屋・永井法の長短期流出両用モデルで定義されている定数 ( $h^{-1}$ ),  $a_3$ : 遅い中間流を規定する定数 (cm/s),  $a_4, a_5$ : 地下水流を規定する定数 (cm/s),  $b_1 \sim b_3$ : 鉛直方向の浸透量を規定する定数 (cm/s),  $z_2 \sim z_3$ : 流出孔の高さ (mm),  $\alpha_1 = \alpha/B$ ,  $B$ : 平均斜面長 (m),  $\alpha$ : 換算係数で計算単位時間を  $\Delta t$  秒としたとき、 $\alpha = \Delta t \times 10^{-2}$  となるが、各変量に上述の

ような単位を用いると、 $\alpha = 36$  となる。また、降雨強度、流出高、浸透高等を mm/d で表示する場合は  $\alpha = 864$  となる。ただし、時間を日単位とする場合も、 $a_3 \sim a_5, b_1 \sim b_3, B$  の単位は変えないものとする。

(3) 蒸発散量

蒸発散量  $E$  (mm/d) に関しては石原・小葉竹の研究、および角屋・永井の長短期流出両用モデルにおける手法を利用し、次式の形式で算定することにする。

$$E_t = E_1 + E_2 + E_3 \quad \dots\dots(8)$$

$$E_1 = E_0 - E_c \quad (\text{for } S_0 > 0, S_1 > 0, \text{ or } S_2 \geq z_3) \quad \dots\dots(9-1)$$

$$= S_2(E_0 - E_c)/z_3$$

$$(\text{for } S_0 = S_1 = 0, \text{ and } 0 \leq S_2 \leq z_3) \quad \dots\dots(9-2)$$

$$E_2 = \gamma_1 E_c \quad (\text{for } S_3 > 0) \quad \dots\dots(10)$$

$$E_3 = (1 - \gamma_1) E_1 \quad (\text{for } S_4 > 0) \quad \dots\dots(11)$$

ここに、 $E_t$ : 時刻  $t$  における蒸発散強度 (mm/d),  $E_0$ : 最大蒸発散強度 (mm/d),  $E_c$ : 最終蒸発散強度 (mm/d),  $\gamma_1$ : 最終蒸発散量  $E_c$  の第2段タンクへの配分比で、ここでは  $\gamma_1 = 0.6$  と仮定する。また、 $S_0, S_1$  はそれぞれ降雨遮断タンク、第1段タンク上層の貯留量 (mm) である。

2. 流出サイクルの区分

一連の降雨に対し河川流域で観測される一連のハイドログラフにおいて、流出の1サイクルの時間長は時間軸でとなりあった2つの直接流出成分終了時の時間間隔と定義されている<sup>3)</sup>。

いま、集中定数型 KWST モデルの第1段タンク下層部、第2~3段タンクよりの流出高  $Q_3, Q_4, Q_5$  で形成される低水流出高を上述の流出サイクルと対応づけて考えてみることにする。この場合、1つの流出サイクルにおいて低水流出部は5つのステージに区分して考えることができる。すなわち、表-2に示すように第1段タンク下層部の貯留量  $S_2$  と第1段タンク下層部の流出孔の高さ  $z_3$  との相対的關係で定まる遅い中間流出成分の有無、第1段タンク上層部よりの補給高  $f_0$  の有無により

表-2 流出サイクルの区分

低水流出高の パターン	ステ ージ	貯留量 $S_2$ (mm)	遅い中間 流出高 $Q_3$ (mm/h)	補給高 $f_0$ (mm/h)	蒸発散量 $E_t$ (mm/d)
1	1	$z_3 \leq S_2 \leq S_{2u}$	$Q_3 \neq 0$	$f_0 = 0$	$E_t \neq 0$
2	2	$0 \leq S_2 \leq z_3$	$Q_3 = 0$	$f_0 = 0$	$E_t \neq 0$
3	3-I	$0 \leq S_2 \leq z_3$	$Q_3 = 0$	$f_0 = f$	$E_t = 0$
4	3-II	$0 \leq S_2 \leq z_3$	$Q_3 = 0$	$f_0 = f_0$	$E_t = 0$
5	4-I	$z_3 \leq S_2 \leq S_{2u}$	$Q_3 \neq 0$	$f_0 = f$	$E_t = 0$
6	4-II	$z_3 \leq S_2 \leq S_{2u}$	$Q_3 \neq 0$	$f_0 = f_0$	$E_t = 0$
7	5	$S_2 = S_{2u}$	$Q_3 \neq 0$	$f_0 = f_c$	$E_t = 0$

1つの流出サイクルが5つのステージに区分できる。

前述のように、本流出モデルでは、降雨終了とともに第1段タンク下層部への補給高  $f_0$  は零となるモデル構造となっているため、無降雨期間に相当するステージ1, 2では  $f_0 = 0$  となる。また、蒸発散作用に起因する貯留量の減少はステージ1, 2においてのみ生ずるものとする。

ステージ3, 4では第1段タンク上層部からの補給高  $f_0$  として、i) 計算単位時間内に(5)式で評価される浸透能  $f$  に見合うだけの降雨が補給され、 $f_0 = f$  で与えられる場合、ii) 計算単位時間内に浸透能  $f$  に見合うだけの降雨がなく、 $f_0$  が計算単位時間内の降雨量に規定され、 $f_0 = f_0$ (一定値) で与えられる場合の2つの形式が考えられる。そこで、ステージ3, 4をステージ3-I, II, 4-I, IIのようにそれぞれ2つに区分する。

また、ステージ5は貯留量  $S_2$  の上限値  $S_{2u}$  が継続する期間であり、このときの補給高  $f_0$  は最終浸透能  $f_0$  で与えられる。

結局、1つの流出サイクルにおいて低水流出部によって形成される流出形態は表-2に示すように7つのパターンに区分して考えることができる。

また、各ステージ間の遷移は図-3のように10ケースとなる。流出計算の単位時間を  $\Delta t$  としたとき、 $\Delta t$  内にステージ間の遷移が生ずる可能性があるのは図-3に示す遷移のうち、遷移①, ⑤, ⑥, ⑧である。

各ステージに応じた低水流出高を算定した後、雨水流出モデルにより直接流出高を求め、それらの和として各計算単位時間毎の流出高が評価されることになるが、流出解析の手順については省略する。

#### IV. 流出解析結果とその考察

集中定数型 *KWST* モデルを用い、表-3に示す2ケースについて流出解析した結果を述べる。

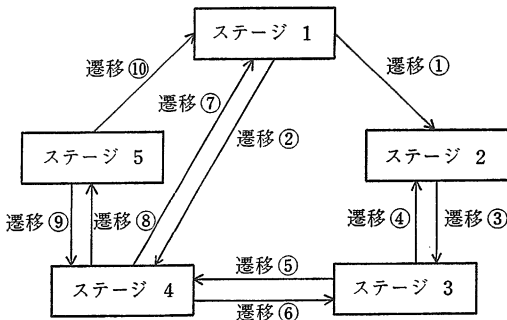


図-3

なお、Case I, IIとも斜面流は表面流と中間流が共存する流れによって形成されるとする雨水流モデルを適用して、直接流出高を算定した。また、流出モデルはSP法<sup>4)</sup>により最適同定を行った。

集中定数型 *KWST* モデルにおいて流域平均斜面長  $B = 1,465 m$  とし、Case I, IIについてそれぞれ最適同定した結果、図-4, 5に示すような流出モデルが得られた。

ここで、モデル定数  $a_1$  は雨水流モデルの斜面流定数  $k$  を、 $a_2$  は *Darcy* 型中間流モデル定数を意味している。本流域で流域平均斜面長  $B = 1,465 m$  とした集中定数型 *KWST* モデルを適用した場合、モデル定数  $a_1$  はほぼ1.2程度と評価された。モデル定数  $a_2, z_{11}$  の値はCase I, IIとで差異が認められるが、中間流出高の上限値を規定する  $a_2$  と  $z_{11}$  の積の値はCase I, IIそれぞれ93, 130となる。また、中間流出高の上限値は  $a_1 a_2 z_{11}$  で与えられ、Case I, IIそれぞれ2.3, 3.2 mm/hとなる。 $a_2$  と  $z_{11}$  の値については今後検討の余地があると言える。

図-6は図-4に示す流出モデルによる計算ハイドロ

表-3 流出計算の条件

計算条件	解析対象期間	入力降雨単位時間位時間	斜面流追跡単位時間
Case I	7/12~7/16	3600.0秒	1800.0秒
Case II	7/15~7/16	600.0秒	600.0秒

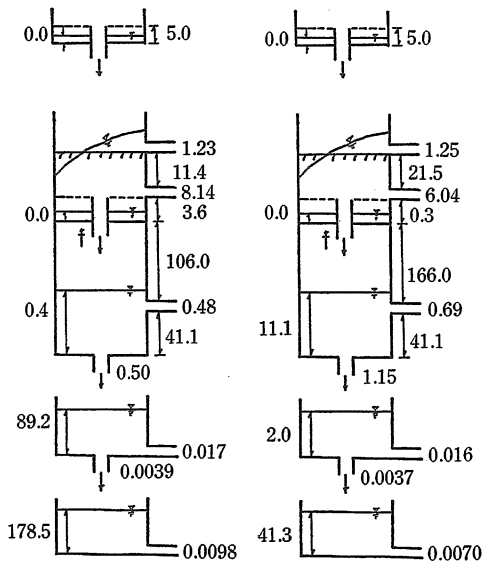


図-4 集中定数型 *KWST* モデル (Case I,  $\Delta t = 3,600 s$ )

図-5 集中定数型 *KWST* モデル (Case II,  $\Delta t = 600 s$ )

グラフである。観測ハイドログラフは実線、計算値は\*印でプロットしてある。また低水流出高として流出高  $Q_3, Q_4, Q_5$  の和の値が+印で併示してある。7月15日午前5時の観測ピーク流入量  $585.25 \text{ m}^3/\text{s}$  に対し、計算ピーク流量は  $590.7 \text{ m}^3/\text{s}$  となっているから、観測ピーク流入量の値はほぼ再現されたものと言える。15日午後6時50分～午後10時40分までの観測値はその前後のハイドログラフ低減部とは異なった傾向を示している。これはダム貯水位の低下時において、ダム流入河川における流木、あるいはダムのゲート操作等の影響で一時的に流入量が減少したことによるとも考えられる。低水流出部を含めた解析対象期間の観測ハイドログラフの再現性は相対誤差で21.2%である。7月14日午前10時～午後4時までの降雨量  $16.9 \text{ mm}$  (流域平均値) に対するハイドログラフの再現性が良くないことから低水流出に関するモデル定数を再検討する必要がある。なお、同図にはティーセン法で評価された流域平均のハイトグラフ、及び観測流量  $Q_0$  と計算流量  $Q_c$  との差  $(Q_0 - Q_c) (\text{m}^3/\text{s})$  も示してある。 $Q_0 - Q_c$  の値をみると、7月15日午前6時の観測流量  $397.75 \text{ m}^3/\text{s}$  に対し、計算流量は  $467.9 \text{ m}^3/\text{s}$  と約  $70 \text{ m}^3/\text{s}$  過大評価されている。モデル定数を

再検討する余地もあるが、このような計算値の傾向は本流域で計算単位時間を1時間とした洪水時の流出解析の限界を意味しているとも解釈される。

図-7は図-5に示す流出モデルによる計算ハイドログラフである。この解析例は洪水時には10分単位で観測記録がなされていることを考慮し、これと同じ単位時間で流出解析したものである。10分単位で記録してもやはり、観測ピーク流入量は7月15日午前5時の  $583.25 \text{ m}^3/\text{s}$  である。一方、計算ピーク流量は同日の午前5時20分に  $564.0 \text{ m}^3/\text{s}$  の値が得られた。計算ピーク流量は過小評価されているものの、降雨波形から判断するとピーク流量発生時刻はむしろ計算値の発生時刻の方が妥当な傾向にあるとも思われる。また、観測ハイドログラフの再現性は解析対象の全期間に対しては相対誤差で16.5%と評価された。観測洪水量が10, 50,  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  以上となる期間に限定すると、それぞれ16.1, 10.1, 9.2%の相対誤差となっている。したがって、ほぼ良好な結果が得られたものと思う。解析対象とした7月15日午前2時10分～7月16日午後5時までの総雨量  $384.19 \text{ mm}$  (ティーセン法による単位時間毎の流域平均雨量の総量) に対し、集中定数型  $KWST$  モデルで評価された直接流出高、すな

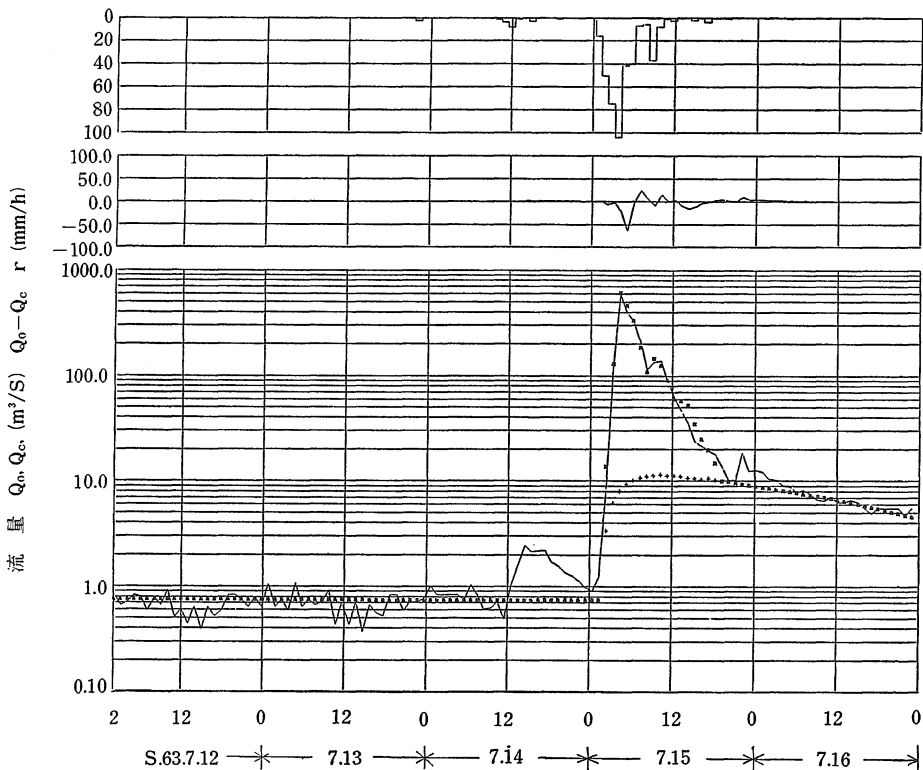


図-6 流出解析事例 (Case I,  $\Delta t=3,600 \text{ s}$ )

わち流出高  $Q_1, Q_2$  によって形成される斜面流への有効降雨量の総計は  $224.38 \text{ mm}$  と算定された。したがって、流出率で表示すれば  $58.4\%$  となる。

ところで、7月15日午前5時1分に記録された観測ピーク流入量  $585.88 \text{ m}^3/\text{s}$  を流出高に換算すると  $62.4 \text{ mm/h}$  となる。また、石原・高棹らの定義による洪水到達時間  $t_p$  を観測流入量ハイドログラフから推定すると  $t_p = 116$  分となる。そこで次式で表される角屋らの洪水到達時間推定式の  $r_e$  に  $62.4$  を、また洪水到達時間  $t_p$  に  $116$ 、流域面積  $A = 33.8$  を代入すると洪水到達時間係数  $C = 227$  となる。

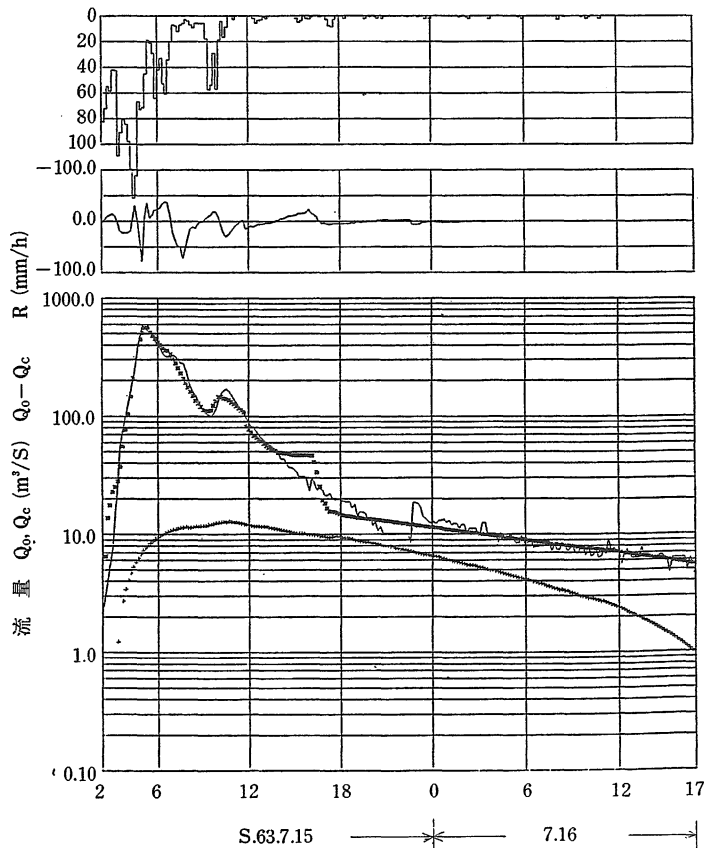
$$t_p = CA^{0.22} r_e^{-0.35} \dots\dots (12)$$

逆に自然丘陵山地流域での標準的な値  $C = 290$  を用い、 $r_e = 62.4, A = 33.8$  を代入すると、 $t_p = 148$  分となり、観測流入量ハイドログラフからの推定値  $116$  分より過大評価される。なお、10分毎の記録による観測ピーク流入量  $583.25 \text{ m}^3/\text{s}$  を流出高に換算すると  $62.1 \text{ mm/h}$  となり、観測流入量ハイドログラフからの  $t_p$  の推定値は  $110$  分となった。この場合、 $C$  を逆算すると、 $C = 215$

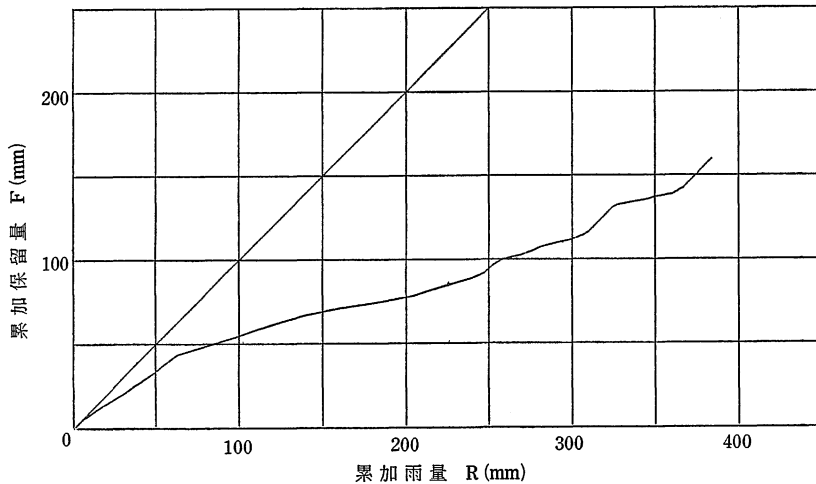
が得られる。

一方、集中定数型  $KWST$  モデルによって、計算単位時間毎に算定された斜面流への有効雨量から石原・高棹らの定義による洪水到達時間を求めると、 $t_p = 120$  分、その間の平均有効降雨は  $68.1 \text{ mm/h}$  と算定された。

(12)式から  $C$  の値を逆算すると  $C = 242$  となる。したがって、集中定数型  $KWST$  モデルによる流出解析結果から推定される洪水到達時間  $t_p$  の値は観測流入量ハイドログラフから推定される値とほぼ一致し、また本流域での  $C$  の値は自然丘陵山地流域での標準値  $C = 290$  と比較して小さく、 $C = 230 \sim 240$  程度と評価されたことになる。ただし、洪水到達時間  $t_p$ 、及び洪水到達時間係数  $C$  については、他の大出水を含めた総合的な検討が今後必要と思われる。また、ピーク流量発生時刻が観測値と計算値とで一致しないことの原因も同時に検討の余地がある。なお、集中定数型  $KWST$  モデルによって計算単位時間毎に算定された斜面流への有効雨量から、洪水到達時間内の平均有効降雨強度、及び同時間内の流域平均降雨強度を求めるとそれぞれ  $68.1, 92.1 \text{ mm/h}$  と



図一七 流出解析事例 (Case II,  $\Delta t = 600 \text{ s}$ )

図-8 雨水保留量曲線 (Case II,  $\Delta t=600$  s)

なるから、いわゆるピーク流出係数  $f_p$  は0.74であったと算定される。

図-8は図-7に示す出水期間についての雨水保留量曲線である。ただし、流域の雨水保留量は集中定数型 *KWST* モデルによって算定された斜面流への有効雨量から逆算して推定した値である。累加雨量で62.81~247.05 mm の区間が洪水到達時間内の雨水保留量曲線となっている。また、累加雨量で247.05 mm 以降の曲線は断続的な降雨あるいは弱雨の期間のものである。このようにして描かれた雨水保留量曲線は降雨波形の特性が十分反映されたものと考えている。

## V. あとがき

今次の豪雨時に浜田ダム流域内で観測された降雨記録、及び流量資料に基づき、浜田ダムへの流入量ハイドログラフの再現性を集中定数型 *KWST* モデルを用いた流出解析によって検討した。洪水ピーク流出部についてはほぼ良好な結果が得られたことから、洪水流出量を支配するモデル定数はほぼ同定されたものとする。しかし、今次の出水は昭和58年7月豪雨時に記録されたダム流入ピーク量  $309 \text{ m}^3/\text{s}$ 、及び浜田ダムの計画洪水流量  $430 \text{ m}^3/\text{s}$  をはるかに上回る規模のものであっただけに、得られた貴重な出水記録には流出解析あるいは出水予知の立場から今後検討を要する多くの課題が含まれていると言える。

研究目的である豪雨時を主対象とした浜田ダム流域の洪水流出特性について、本報告では十分な検討に到らなかったが、現地踏査、及び本報告の作成を通じ、得られた観測記録は今後の防災計画に関連した種々の問題を考

える際の端緒となることを強く感じた。また、今次の豪雨時に記録された浜田ダム流域の洪水ピーク比流量  $17.33 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$  は洪水比流量研究グループの提案式で推定される  $17.32 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$  と同値となっており、今次の豪雨による出水規模は未曾有の極値に位置するものであったことが裏付けられている。これについては別途検討したいと考えている。なお、今次の出水時における浜田ダムの効果については島根県土木部河川課・島根県浜田土木建築事務所<sup>7)</sup>で報告されている。

なお、本報告をまとめるに際し、浜田測候所、島根県土木部河川課、農林水産部耕地課、浜田土木建築事務所、浜田農林事務所、浜田市など行政官公庁の多くの方々<sup>7)</sup>に御世話になり、かつ貴重な資料を提供していただいたことを記し、深謝の意を表する次第である。

## 参考文献

- 1) 福島 晟・田中礼次郎：島大農研報，21：78~87，1987。
- 2) 角屋 睦・永井明博：農士論集，136：31-38，1988。
- 3) 土木学会編：土木工学ハンドブック上巻，495，1974。
- 4) 永井明博・角屋 睦：京大防災研年報，22(B-2)：209-224，1979。
- 5) 石原藤次郎・高掉琢馬：土木論集，60(3-3)：8-9，1959。
- 6) 角屋 睦・福島 晟：京大防災研年報，19(B-2)：143-152，1976。
- 7) 島根県土木部河川課・島根県浜田土木建築事務所：63.7豪雨における浜田ダムのはたらきと河川改修の効果：1-4，1988。