

土木研究所資料

土石流氾濫シミュレーションモデルによる
土石流対策工の効果評価に関する研究

昭和61年4月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © (1986) by P.W. R. I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土石流氾濫シミュレーションモデルによる 土石流対策工の効果評価に関する研究

砂防研究室 室 長 矢澤昭夫
主任研究員 水山高久
部外研究員 北原一平

要 旨

扇状地における土石流災害を防止するためには、土石流の氾濫区域を予測することが必要であり、また、保全対象を守るために、対策工を配置するうえにおいても、それらの施設の土石流に対する効果を評価する必要がある。そこで本研究では、開発中の土石流氾濫シミュレーションモデル(以下「本モデル」という)によって以下のことを検討した。(1)扇状地における土石流の模型実験との比較により、本モデルによる土石流氾濫区域の再現性を確認した。(2)いくつかの土石流対策工を想定し、それぞれの施設の効果を評価した。(3)本モデルによる計算の刻み時間について検討した。(4)他のシミュレーションモデルとの比較を行った。以上の検討の結果、土石流氾濫区域の予測及び土石流対策工の効果評価に対し、本モデルは、実用上十分使用しうることを確認した。

キーワード：土石流氾濫シミュレーションモデル、施設効果評価手法、洪水氾濫区域、土石流対策法、土石流

**Study on Evaluation of Effects of Countermeasures
for Debris flow by "The Simulation Model of Debris
flow"**

**Sabo (Erosion Control) Division Akio Yazawa
Takahisa Mizuyama
Ippei Kitahara**

Synopsis : It is necessary to estimate the area where debris flow will flood in order to prevent disasters of debris flow on a fan. Moreover, in case countermeasures are planned to protect life and property, it is also necessary to evaluate the effect of these countermeasures.

We examined following items on "the Simulation Model of Debris Flow" (SMDF).

1. We confirmed that the flood area of debris flow is reproduced by SMDF, comparing it with the model test of debris flow on the fan.
2. Assuming some countermeasures for debris flow, we evaluated the effect of them by SMDF.
3. We studied the conditions of step time of calculation.
4. We compared SMDF with the other simulation model of debris flow.

Key Words : SMDF, Evaluation of effects of countermeasures. The estimation of the flood area.

は じ め に

山地の多い我国では、経済・社会の発展とともに山地部を含む上流域の開発が急速に進んだ結果、今までは災害になりえなかったような場所において、土砂災害が起こるようになってきた。特に扇状地では、長崎災害等に見られるように今まで人家がなかったところに新しい家が建てられ、それが豪雨時に土石流に襲撃されるということが増えている。また、土石流危険渓流調査によれば、人家箇所5戸以上または公共施設や病院等がある土石流危険渓流は、全国に6万箇所以上にのぼり、人家戸数が5戸未満の渓流も含めるとその数は膨大なものになると思われる。このような土石流危険渓流すべてに対して土石流対策工を設置するといったハード面で対応することは、予算や時間面から短時間では非常に困難であり、そのため、避難基準雨量の設定や警戒避難体制の確立といったソフト面での対策の確立が急がれる。その中でも土石流の氾濫区域を予測することが先ず必要である。また、保全対象を守るために、対策工を設置する場合、設置した施設が土石流に対し、どのような効果を発揮するかを評価する必要がある。これらの観点から、土石流氾濫シミュレーションモデルが開発され、その使用が応用段階へと入ってきている。そこで本研究では、土石流氾濫シミュレーションモデルを実際の扇状地における土石流災害に応用し、以下のことを検討した。

- (1) 扇状地における土石流のモデル実験との比較による土石流氾濫区域の再現性の確認
- (2) 土石流対策工の効果評価
- (3) 計算の刻み時間についての検討
- (4) 他のシミュレーションモデルとの比較

これらの検討から、土石流氾濫シミュレーションの実用性を確認することができ、砂防計画への応用についても検討を行った。

昭和61年3月31日

建設省土木研究所 砂防部砂防研究室

室 長 矢 澤 昭 夫

主任研究員 水 山 高 久

部外研究員 北 原 一 平

目 次

はじめに

§ 1. 研究方法	1
1. 研究の概要	1
2. 土石流氾濫シミュレーションモデル	1
3. 水理模型実験の方法	13
4. 土石流対策施設の入力	22
§ 2. 土石流氾濫シミュレーションと実験の比較	23
1. ケース1 50年災害のシミュレーション	23
2. ケース2 54年災害のシミュレーション	27
3. ケース3 計画案Ⅰのシミュレーション	27
4. ケース4 計画案Ⅱのシミュレーション	30
5. 昭和50年災害の実際規模のシミュレーション	37
6. ま と め	41
§ 3. 土石流対策工の効果評価	42
1. 方 法	42
2. 結 果	42
§ 4. 計算刻み時間の検討	50
§ 5. 他の手法との比較	54
1. 方 法	54
2. 結 果	56
3. 改 良	56
4. 考 案	60
§ 6. 残された課題	63
参考文献	64
資料編	65

§ 1. 研 究 方 法

1. 研究の概要

扇状地における土石流の危険度を知る方法としては、今まで主として地形図、空中写真の判読、現地における微地形観察等の地形的判断による方法、過去の災害の聞き込みや、文献調査また現地における旧土石流堆積物の観察など経験的方法が用いられてきた。しかし、土石流の性状がだんだん解明されるにつれRandom Walk Model という確率的方法¹⁾、水理模型実験による方法²⁾、本研究のような数値シミュレーションモデル（以下、「土石流氾濫シミュレーションモデル」という）による方法³⁾が徐々に確立され、氾濫範囲の予測方法が標準化されてきているように思われる。

土石流氾濫シミュレーションモデルは、モデル化された扇状地を対象とした土石流の水理実験と対応させ、改良が試みられてきた⁴⁾。そこで、本研究では、次のステップとして、土石流氾濫シミュレーションモデルを実際に土石流災害が発生した扇状地に適用する。その時シミュレーションモデルの実用性を確かめるために同じ扇状地の災害を対象とした土石流の水理模型実験と比較を行なう。それが、§ 2 土石流氾濫シミュレーションと実験の比較である。さらにここでは、大きなテーマとして無施設状態だけでなく、土石流対策工を配置した場合の各施設の効果についても実験との比較から評価を行う。

この結果を踏まえ、次のステップとして、想定される規模の土石流災害に対して、ある施設を配置した場合の施設効果の評価を行う。これが、§ 3 土石流対策上の効果評価である。

§ 4 計算刻み時間の検討では、計算の刻み時間 Δt を大きくできる限界を検討した。今回対象としたような大きな扇状地において、後続流を長い時間流す場合、大型計算機（本研究で使用した HIT-ACM-280 H は、12 MIPS）でも数十分を要し、コストとして数十万円を要する。そのため計算結果の精度を保ちながら、なるべく Δt を大きくして計算時間を短くしようとしたものである。

§ 5 他の手法との比較では、先に紹介した確率的手法である Random Walk Model（以下、「RWM」という）について、同じ扇状地においてシミュレーションを行う。この結果を、実験結果及び土石流氾濫シミュレーション結果と比較し、RWMによる土石流氾濫区域の再現性及びRWMと土石流氾濫シミュレーションの特徴を整理する。

2. 土石流氾濫シミュレーションモデル

2.1 基礎方程式

氾濫水の 2 次元の基礎方程式を土石流に適用すると以下の様になる。^{1), 2)}

x 方向の運動方程式

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \rho \frac{\partial (M \cdot u)}{\partial x} + \rho \frac{\partial (M \cdot v)}{\partial y} = -g \cdot h \cdot \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{F_x}{r} \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

y 方向の運動方程式

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \rho \frac{\partial (N \cdot u)}{\partial x} + \rho \frac{\partial (N \cdot v)}{\partial y} = -g \cdot h \cdot \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{F_y}{r} \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

水の連続式

$$\frac{\partial}{\partial t}((1 - C_d) \cdot h) + (1 - C_s) \cdot \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (1.3)$$

砂礫の連続式

$$\frac{\partial}{\partial t}(C_d \cdot h) + C_s \cdot \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_{Bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{By}}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

ここで、

h : 土石流の流動深

M : x 方向運動量フラックス $M = u \cdot h$

N : y 方向運動量フラックス $N = v \cdot h$

u : x 方向流速

v : y 方向流速

ρ : 運動量補正係数 : ダイラタント流体の場合 $\rho = 1.25$

r : 土石流の密度

H : 土石流の流動面の標高

また、式 (1.1), (1.2) の摩擦項 F_x, F_y はクーロン摩擦項に流体運動による摩擦項を付加して

$$F_x = (\sigma - n\rho) \cdot h \cdot g \cdot C_{dn} \cdot \cos \theta_x \cdot \tan \alpha + k \cdot \frac{D}{d} \cdot u^2 \quad \dots\dots\dots (1.5)$$

$$F_y = (\sigma - n\rho) \cdot h \cdot g \cdot C_{dn} \cdot \cos \theta_y \cdot \tan \alpha + k \cdot \frac{D}{d} \cdot v^2 \quad \dots\dots\dots (1.6)$$

とする。

ここに、

σ : 土石流中の砂礫の密度

$n\rho$: 土石流中の微細砂の影響で増加する水のみかけの密度

C_{dn} : 土石流中で浮遊せずクーロン摩擦に寄与する粒子の濃度

D : 堆積域の粗度高さ

d : 土石流の代表粒径

α : 衝突条件に基づく角度

θ : $\theta_x \sim x$ 方向の地盤勾配

$\theta_y \sim y$ 方向の地盤勾配

k : 流体抵抗に関する定義

また、

q_x : x 方向の水流のみの単位幅当りの流量
 q_y : y 方向
 q_{sx} : x 方向の砂礫のみの単位幅当りの流量, 流砂量
 q_{sy} : y 方向

である。

2.2 基礎方程式の差分化

式 (1.1) ~ (1.4) は, このままでは直接解 (厳密解) を得ることができないので, 差分化して近似計算を行う。

差分化するに当って差分格子及び諸量を図 1-1 の定義する。

図において, M , N は各々 x , y 方向の運動量フラックス, h は水深 (土石流の場合, 流動深) を示す。

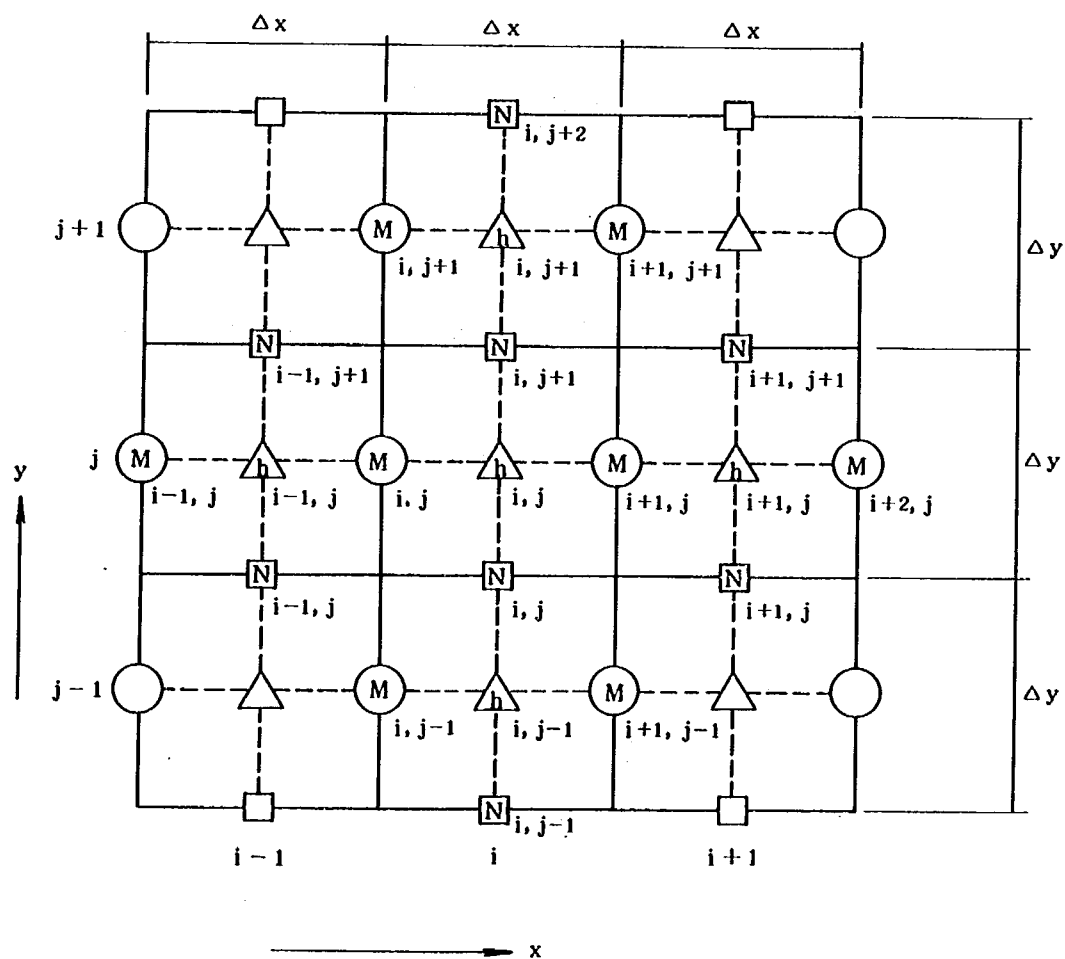


図 1-1 計算格子と諸量の定義

式 (1.1) ~ 式 (1.4) を陽型式のリープ・フラッグ法によって差分化すると以下のとおりである。なお, n , $n+1$, $n+2$, $n+3$ は時間ステップを表わす。

(x 方向の運動方程式)

$$\begin{aligned}
 & \frac{M_{i,j}^{n+2} - M_{i,j}^n}{2 \cdot \Delta t} \\
 & + \frac{\rho}{\Delta x} \left[\frac{2}{(h_{i,j}^{n+1} + h_{i+1,j}^{n+1})} \cdot \left(\frac{M_{i+1,j}^n + M_{i,j}^n}{2} \right)^2 \right. \\
 & \quad \left. - \frac{2}{(h_{i-1,j}^{n+1} + h_{i,j}^{n+1})} \cdot \left(\frac{M_{i,j}^n + M_{i-1,j}^n}{2} \right)^2 \right] \\
 & + \frac{\rho}{\Delta y} \left[\frac{(M_{i,j}^n + M_{i,j+1}^n) \cdot (N_{i,j}^n + N_{i-1,j+1}^n)}{h_{i-1,j}^{n+1} + h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j+1}^{n+1} + h_{i-1,j+1}^{n+1}} \right. \\
 & \quad \left. - \frac{(M_{i,j}^n + M_{i,j-1}^n) \cdot (N_{i,j}^n + N_{i-1,j}^n)}{h_{i-1,j-1}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1} + h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}} \right] \\
 & = -g \cdot \frac{(h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1})}{2} \cdot \frac{(H_{i,j}^{n+1} - H_{i-1,j}^{n+1})}{\Delta x} \\
 & \quad - (\sigma - n\rho) \cdot \left(\frac{h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}}{2} \right) \cdot g \cdot C_{dx,i,j} \cdot \cos \theta_x \cdot \tan \alpha \\
 & \quad - k \cdot \left(\frac{D}{d} \right) \cdot \bar{u}_{i,j} \cdot \sqrt{u_{mi,j}^2 + v_{mi,j}^2} \quad \dots\dots\dots (1.7)
 \end{aligned}$$

と して,

$$\begin{aligned}
 H_{i,j}^{n+1} &= h_{i,j}^{n+1} + Z_{i,j}^{n+1} \\
 \cos \theta_x &= \Delta x / \sqrt{\Delta x^2 + (z_{i,j}^{n+1} - z_{i-1,j}^{n+1})^2} \\
 \bar{u}_{i,j} &= (M_{i,j}^{n+2} + M_{i,j}^n) / (h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}) \\
 u_{mi,j} &= 4 \cdot M_{i,j}^n / (h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1} + h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}) \\
 v_{mi,j} &= 0.0
 \end{aligned}$$

(y 方向の運動方程式)

$$\frac{N_{i,j}^{n+2} - N_{i,j}^n}{2 \cdot \Delta t}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{\beta}{\Delta x} \left\{ \frac{(M_{i+1,j}^n + M_{i+1,j+1}^n) \cdot (N_{i,j}^n + N_{i+1,j}^n)}{h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1} + h_{i+1,j-1}^{n+1} + h_{i+1,j}^{n+1}} \right. \\
& \quad \left. - \frac{(M_{i,j}^n + M_{i,j-1}^n) \cdot (N_{i-1,i}^n + N_{i,j}^n)}{h_{i+1,j}^{n+1} + h_{i-1,j-1}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1} + h_{i,j}^{n+1}} \right\} \\
& + \frac{\beta}{\Delta y} \left\{ \frac{1}{h_{i,j}^{n+1}} \cdot \left(\frac{N_{i,j}^n + N_{i,j+1}^n}{2} \right)^2 \right. \\
& \quad \left. - \frac{1}{h_{i,j-1}^{n+1}} \cdot \left(\frac{N_{i,j-1}^n + N_{i,j}^n}{2} \right)^2 \right\} \\
& = -g \cdot \frac{(h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1})}{2} \cdot \frac{(H_{i,j}^{n+1} - H_{i,j-1}^{n+1})}{\Delta y} \\
& \quad - (\sigma - n\rho) \cdot \frac{(h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1})}{2} \cdot g \cdot C_{d_{y i, j}} \cdot \cos \theta_y \cdot \tan \alpha \\
& \quad - k \cdot \left(\frac{D}{d} \right) \cdot \bar{v}_{i, j} \cdot \sqrt{u_{ni, j}^2 + v_{ni, j}^2} \quad \dots\dots\dots (1.8)
\end{aligned}$$

ここに

$$\cos \theta_x = \Delta x / \sqrt{\Delta x^2 + (z_{i,j}^{n+1} - z_{i-1,j}^{n+1})^2}$$

$$\bar{v}_{i, j} = (N_{i,j}^{n+2} + N_{i,j}^n) / (h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1})$$

$$u_{ni, j} = 0.0$$

$$v_{ni, j} = 4 \cdot N_{i, j}^n / (h_{i, j}^{n-1} + h_{i, j-1}^{n-1} + h_{i, j}^{n+1} + h_{i, j-1}^{n+1})$$

なお、 C_{d_x} 、 C_{d_y} については後述。

(水の連続式)

$$\frac{1}{2 \cdot \Delta t} \cdot \{ (1 - C_{d_{i, j}}^{n+1}) \cdot h_{i, j}^{n+3} - (1 - C_{d_{i, j}}^{n-1}) \cdot h_{i, j}^{n+1} \}$$

$$+ (1 - C_x) \cdot \frac{1}{2 \cdot \Delta t} \cdot (z_{i, j}^{n+3} - z_{i, j}^{n+1})$$

$$+ \frac{1}{\Delta x} \{ M_{i+1, j}^{n+2} \cdot (1 - C_{M_{i+1, j}}^{n+1}) - M_{i, j}^{n+2} \cdot (1 - C_{M_{i, j}}^{n+1}) \}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{1}{\Delta y} \{ N_{i,j+1}^{n+2} \cdot (1 - C_{Ni,j+1}^{n+1}) - N_{i,j}^{n+2} \cdot (1 - C_{Ni,j}^{n+1}) \} \\
& = 0 \quad \dots\dots\dots (1.9)
\end{aligned}$$

(砂礫の連続式)

$$\begin{aligned}
& \frac{1}{2 \cdot \Delta t} \{ C_{di,j}^{n+1} \cdot h_{i,j}^{n+3} - C_{di,j}^{n-1} \cdot h_{i,j}^{n+1} \} \\
& + C_* \cdot \frac{1}{2 \cdot \Delta t} \cdot (z_{i,j}^{n+3} - z_{i,j}^{n+1}) \\
& + \frac{1}{\Delta x} \{ M_{i+1,j}^{n+2} \cdot C_{Mi+1,j}^{n+1} - M_{i,j}^{n+2} \cdot C_{Mi,j}^{n+1} \} \\
& + \frac{1}{\Delta y} \{ N_{i,j+1}^{n+2} \cdot C_{Ni,j+1}^{n+1} - N_{i,j}^{n+2} \cdot C_{Ni,j}^{n+1} \} \\
& = 0 \quad \dots\dots\dots (1.10)
\end{aligned}$$

ここで、 C_M 、 C_N は x 、 y 方向へ移動する土石流の土砂濃度である。

新河床高・流動深の計算

式(1.9)に $C_{di,j}^{n+1}$ を乗じ、式(1.10)に $(1 - C_{di,j}^{n+1})$ を乗じ両者を差し引き整理すると、河床高 $z_{i,j}^{n+3}$ は、

$$\begin{aligned}
z_{i,j}^{n+3} &= z_{i,j}^{n+1} + [h_{i,j}^{n+1} \cdot (C_{di,j}^{n-1} - C_{di,j}^{n+1}) \\
& + \frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta x} \cdot \{ M_{i,j} \cdot (C_{Mi,j}^{n+1} - C_{di,j}^{n+1}) - M_{i+1,j} \cdot (C_{Mi+1,j}^{n+1} - C_{di,j}^{n+1}) \} \\
& + \frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta y} \cdot \{ N_{i,j} \cdot (C_{Ni,j}^{n+1} - C_{di,j}^{n+1}) - N_{i,j+1} \cdot (C_{Ni,j+1}^{n+1} - C_{di,j}^{n+1}) \}] \\
& / (C_* - C_{di,j}^{n+1}) \quad \dots\dots\dots (1.11)
\end{aligned}$$

と表わされる。

一応、新しい流動深 $h_{i,j}^{n+3}$ は、式(1.9) $\times C_*$ から式(1.10) $\times (1 - C_*)$ を減じ整理すると次式で求められる。

$$\begin{aligned}
h_{i,j}^{n+3} &= [h_{i,j}^{n+1} \cdot (C_* - C_{di,j}^{n-1}) \\
& + \frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta x} \cdot \{ M_{i,j} \cdot (C_* - C_{Mi,j}^{n+1}) - M_{i+1,j} \cdot (C_* - C_{Mi+1,j}^{n+1}) \} \\
& + \frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta y} \cdot \{ N_{i,j} \cdot (C_* - C_{Ni,j}^{n+1}) - N_{i,j+1} \cdot (C_* - C_{Ni,j+1}^{n+1}) \}] \\
& / (C_* - C_{di,j}^{n+1}) \quad \dots\dots\dots (1.12)
\end{aligned}$$

2.3 土砂濃度の計算法

2.3.1 土砂濃度計算式

土砂の流送形態は、勾配 $S (= \tan \theta)$ と h/d (h : 水深, d : 難径) によって図 1-2 の様に区分できる。土石流氾濫シミュレーションが対象とする領域は土砂流域 (D), 土砂流域 (C) が主であるので今回の計算では、次の公式を使用することにする。

(a) 土砂流域 (水山式)

$$q_s / q_w = 15.0 \cdot \frac{S^2}{(6/\rho - 1)}$$

$$C = \frac{q_s}{q_s + q_w} = \frac{15.0 \cdot \frac{S^2}{(6/\rho - 1)}}{1 + 15.0 \cdot \frac{S^2}{(6/\rho - 1)}} \quad (1.13)$$

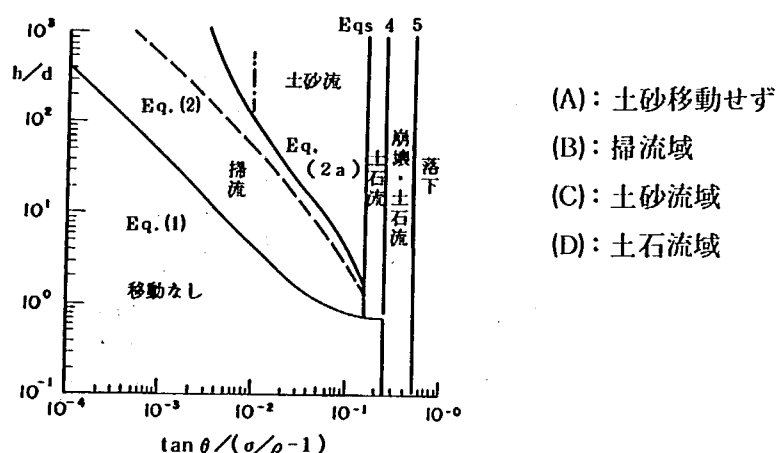


図 1-2 土砂流送形態の区分

$$\text{Eq (1)} \sim \frac{\rho u^2 \times c}{(\sigma - \rho) g d} = 0.034 \cos \theta \left[\tan \phi - \frac{\sigma}{(\sigma - \rho)} \tan \theta \right] \times 10^{0.32(d/h_c)}$$

$$\text{Eq (2)} \sim \tan \theta = \frac{C \times (\sigma - \rho)}{c \times (\sigma - \rho) + \rho (1 + h/d)} \tan \phi$$

$$\text{Eq (3)} \sim \tan \theta = \frac{C \times (\sigma - \rho)}{C \times (\sigma - \rho) + \rho (1 + k^{-1})} \tan \phi$$

$$\text{Eq (4)} \sim \tan \theta = \frac{C \times (\sigma - \rho)}{C \times (\sigma - \rho) + \rho} \tan \phi$$

$$\text{Eq (5)} \sim \theta = \phi$$

(b) 土石流域（高橋式）

$$C = \frac{\rho - S}{(\sigma - \rho) \cdot (\tan \phi - S)} \quad \dots\dots\dots (1.14)$$

式(1.13)と式(1.14)と領域区分は、図2.Eq(3)で与えられ、 $C_x = 0.75$ 、 $\sigma = 2.65$ (t/m²)、 $\rho = 1.0$ (tan/m²)、 $\phi = 35^\circ$ として、 $Sc (= \tan \theta_c)$ を計算すると、

$$Sc = \frac{0.75 \cdot (2.65 - 1.0)}{0.75 \cdot (2.65 - 1.0) + 1.0 \cdot (1 + 1.0)} \cdot \tan 35^\circ$$

$$= 0.268$$

従って、勾配Sと土砂濃度Cとの関係は、図1-3のとおりとなる。

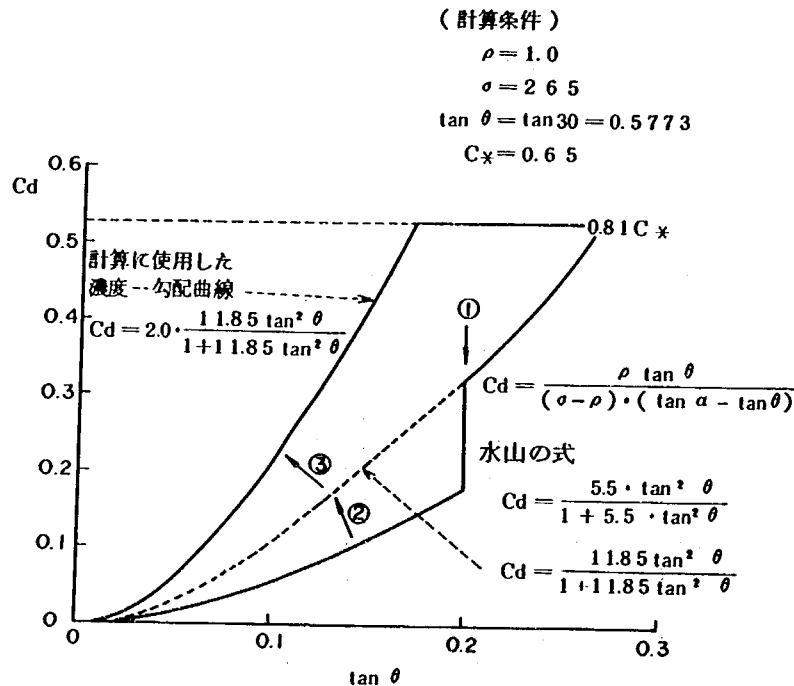


図1-3 勾配と土砂濃度との関係

2.3.2 各メッシュの流入・流出土石流濃度の算出

各メッシュの流入・流出土砂濃度は、図1-4の記号を用いて次の様に算出する。

メッシュ(i, j)にx方向土砂濃度 $C_{Mi, j}$ は、河床勾配 $S_{Mi, j}$ を次式より算出、 $S_{Mi, j}$ より式(1.13)が式(1.14)から計算する。

$$S_{xi, j} = \left| \frac{z_{i, j}^{n+1} - z_{i-1, j}^{n+1}}{\Delta x} \right| \quad \dots\dots\dots (1.15)$$

但し、 $M_{i, j}$ の符号と $(z_{i, j}^{n+1} - z_{i-1, j}^{n+1})$ の符号が逆となった場合は $C_{Mi, j} = 0$ とする。

以下、 $C_{Mi+1, j}$ 、 $C_{Ni, j}$ 、 $C_{Ni, j+1}$ についても同様である。

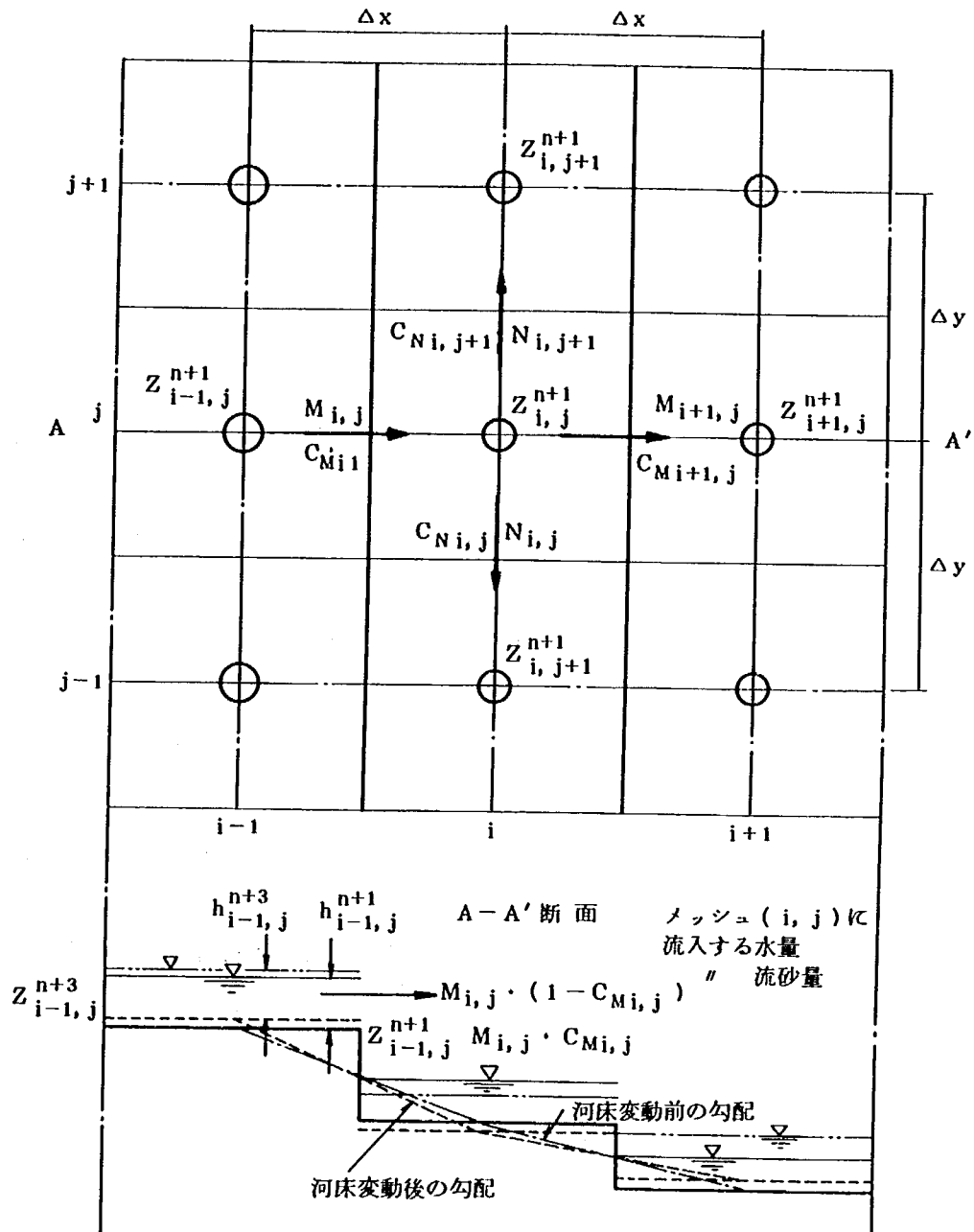


図1-4 土砂濃度算出に用いる記号

また、メッシュから流出する土砂量の合計 θ_{Bout}^{n+2} がそのメッシュに存在する土砂量 V_B^{n+1} よりも大きくなった場合、次の様に土砂濃度を補正する。

$$\left. \begin{aligned} M_{i,j}^{n+2} < 0 \quad \text{ならば} \quad C_{Mi,j} &= C_{Mi,j} \cdot V_B^{n+1} / V_{Bout}^{n+2} \\ M_{i+1,j}^{n+2} > 0 \quad \text{ならば} \quad C_{Mi+1,j} &= C_{Mi+1,j} \cdot V_B^{n+1} / V_{Bout}^{n+2} \\ N_{i,j}^{n+2} < 0 \quad \text{ならば} \quad C_{Ni,j} &= C_{Ni,j} \cdot V_B^{n+1} / V_{Bout}^{n+2} \\ N_{i,j+1}^{n+2} > 0 \quad \text{ならば} \quad C_{Ni,j+1} &= C_{Ni,j+1} \cdot V_B^{n+1} / V_{Bout}^{n+2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.16)$$

なお、 V_B^{n+1} は

$$V_B^{n+1} = (z_{i,j}^{n+1} - z_{ei,j}) \cdot C_* + h_{i,j}^{n+1} \cdot Cd_{i,j}^{n-1} \quad \dots\dots\dots (1.17)$$

として計算する。 $z_{ei,j}$ は、非浸食河床高。

2.3.2 メッシュ内の土砂濃度の算出法

メッシュ内の土砂濃度は次式により算出する。

$$\begin{aligned} Cd_{i,j}^{n+1} = & [\{ |M_{i,j}^{n+2}| \cdot C_{Mi,j} / \Delta x + |M_{i+1,j}^{n+2}| \cdot C_{Mi+1,j} / \Delta x + |N_{i,j}^{n+2}| \\ & \cdot C_{Ni,j} / \Delta y + |N_{i,j+1}^{n+2}| \cdot C_{Ni,j+1} / \Delta y \} \cdot 2 \cdot \Delta t + h_{i,j}^{n+1} \cdot Cd_{i,j}^{n-1}] \\ & / [\{ |M_{i,j}^{n+2}| / \Delta x + |M_{i+1,j}^{n+2}| / \Delta x + |N_{i,j}^{n+2}| / \Delta y + |N_{i,j+1}^{n+2}| / \Delta y \} \\ & \cdot 2 \cdot \Delta t + h_{i,j}^{n+1}] \quad \dots\dots\dots (1.18) \end{aligned}$$

||記号は、絶対値を示す。つまり、メッシュ内の土砂濃度は、メッシュに流出する土石流と既にメッシュに存在する土石流の平均値として求める。これについては、理論的根拠はなく試算の結果決定したものである。

また、 $Cd_{i,j}^{n+2}$ が高濃度でありすぎるために式(1.11)によって計算される河床高が非浸食高 $z_{ei,j}$ よりも低くなることがある。この場合、次式により $Cd_{i,j}^{n+2}$ を計算し直す。

$$\begin{aligned} Cd_{i,j}^{n+1} = & [\frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta x} \cdot (M_{i,j} \cdot C_{Mi,j} - M_{i+1,j} \cdot C_{Mi+1,j}) \\ & + \frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta y} \cdot (N_{i,j} \cdot C_{Ni,j} - N_{i,j+1} \cdot C_{Ni,j+1}) \\ & + h_{i,j}^{n+1} \cdot Cd_{i,j}^{n-1} + (z_{i,j}^{n+1} - z_{ei,j}) \cdot C_*] \\ & / [\frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta x} \cdot (M_{i,j} - M_{i+1,j}) + \frac{2 \cdot \Delta t}{\Delta y} \cdot (N_{i,j} - N_{i,j+1}) \\ & + h_{i,j}^{n+1} + (z_{i,j}^{n+1} - z_{ei,j})] \quad \dots\dots\dots (1.19) \end{aligned}$$

2.3.3 クーロンの摩擦力項の土砂濃度の算出

式(1.7)及び式(1.8)におけるクーロンの摩擦力項の $Cd_{xi,j}$ 及び $Cd_{yi,j}$ は次の様に求める。

$$C'd_{xi,j} = \frac{1}{2} \cdot (Cd_{i,j}^{n-1} + Cd_{i-1,j}^{n-1})$$

$$C'd_{yi,j} = \frac{1}{2} \cdot (Cd_{i,j}^{n-1} + Cd_{i,j-1}^{n-1}) \quad \dots\dots\dots (1.20)$$

また、 $n\rho$ の増加を考慮して次式より補正する。

$$Cd_{xi,j} = \frac{C'd_{xi,j} \cdot (\sigma - \rho) + \rho - n\rho}{(\sigma - n\rho)} \quad \dots\dots\dots (1.21)$$

2.4 計算のフロー

計算の大きな流れを図 1-5 に示す。なお、メイプログラムとサブルーチンの詳細なフローを資料に示す。

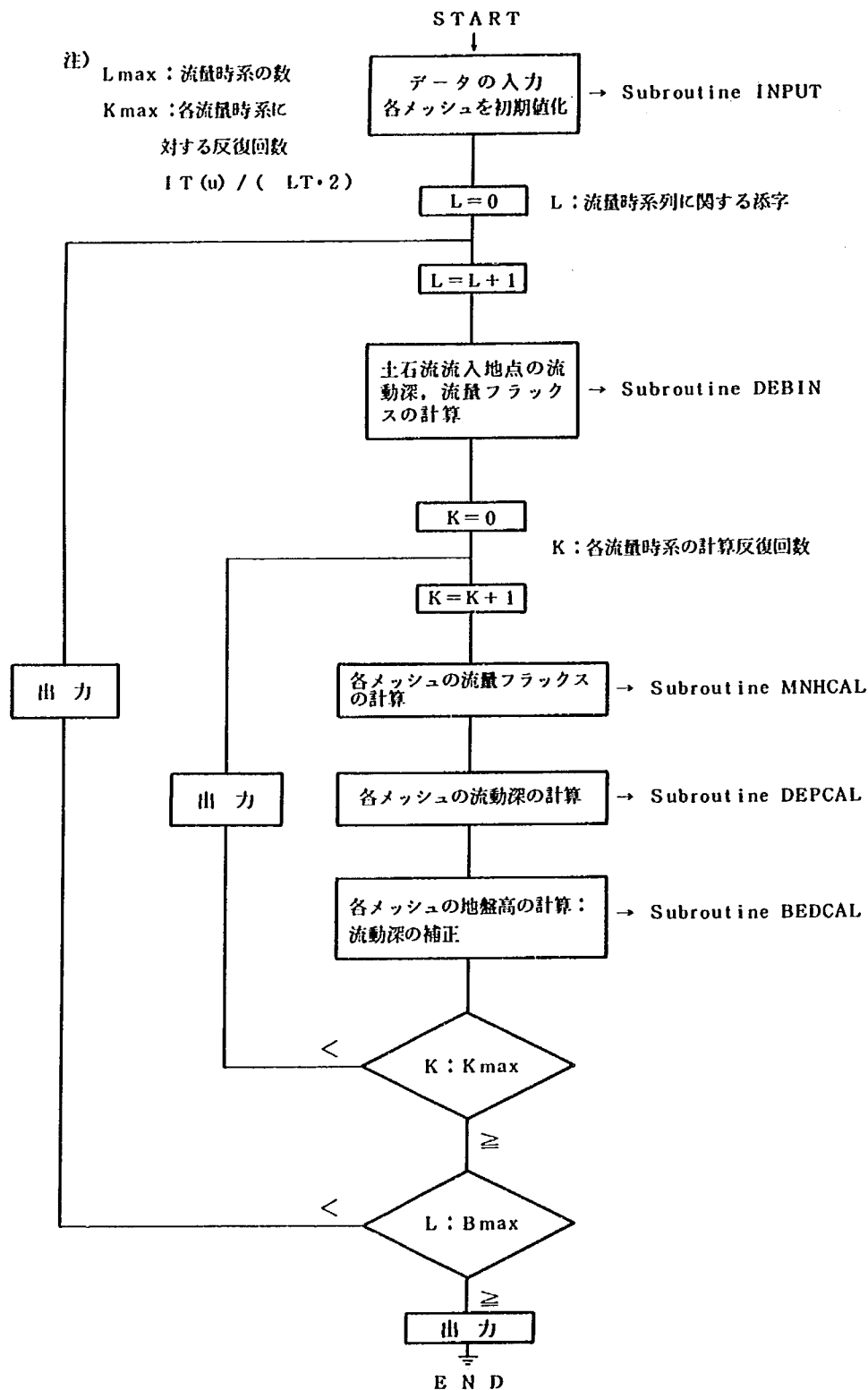


図 1-5 メインプログラムの内容とフロー

3. 水理模型実験の方法

土石流氾濫シミュレーションの再現性を確認するため、本研究では、土木研究所資料第2363号八右衛門沢水理模型実験報告書(Ⅰ)³⁾の結果を参考とした。

八右衛門沢では、昭和50年及び昭和54年に規模の大きな土石流が発生し災害を引き起こした。2つの災害では、土石流及びその後続流によって流送された土砂が氾濫して、扇端部を貫く主要県道上高地公園線を寸断し、交通を遮断して多くの観光客や登山者の帰路を断った。また、昭和50年災害では、後続流が上高地の帝国ホテルに流入し、多数の宿泊客を危険にさらした。このため、昭和50年災害を契機に砂防事業が展開されてきたが、現在の施設は、未だ十分とは言えず、現在更に安全度の高い施設が計画されている。しかし、計画される土石流の堆積形状が正確に把握できないことや、八右衛門沢が上高地国立公園内に位置するため、環境面から構造物の配置位置や形状に制約があるなど、机上では施設配置計画を決定することが難しい。

そこで、八右衛門沢水理模型実験では、適正な施設配置計画の策定を行う基礎資料を得るために、過去の土砂堆積・氾濫実績を基に災害の再現実験を行い、八右衛門沢における土砂流出・堆積の特性をつかみ、その資料をもとに計画されている施設計画案の効果の検討を行っている。

本研究の目的は、土石流氾濫シミュレーションの再現性を確認し、施設効果評価を行うことであるから、八右衛門沢水理実験のケースの中から表1-1に示すものを対象とした。

表1-1 実験ケースの施設

ケースNo	災 害	施 設
1	昭和50年災害	無施設
2	昭和54年災害	床固工、鋼製スリット（一部）
3	計 画 案Ⅰ	床固工、鋼製スリット、導流堤
4	計 画 案Ⅱ	床固工、鋼製スリット、導流堤、除石工

3.1 模型の諸元

3.1.1 模型取り入れ範囲

模型は、扇状地全体に土石流が氾濫する可能性があると思われるため、八右衛門沢の扇状地全体を取り入れた。上流の支渓については、左支渓は、最上流の床固工から、右支渓は、横断構造物が存在しないため、左支渓の最上流の床固工と同じ標高からを取り入れた。（標高約1400m付近）これより上流は、土石流の発生域とし二次元水路で土石流を発生させることとした。模型の下端は、県道の下流約200mまでとし、上高地帝国ホテルも取り入れている。

河床形は、昭和49年測量の横断測量結果を基に製作し、現河道を移動床、その他を固定床とした。図1-6に模型の取り入れ範囲を示す。なお、模型の面積は約235m²（模型値）である。

3.1.2 模型縮尺

模型の縮尺は、鉛直方向、水平方向ともに50分の1とし、実験上の諸量はフルードの相似則により決定した。表1-2に模型諸量の実物値に対する縮率を示す。

表1-2 フルード相似則による諸量の縮率

諸 量		次 元 ($L-F-T$)	縮 率	
			比	縮 尺
幾何学的な量	水平成分 (X)	L	X_r	1:50
	鉛直成分 (h)	L	H_r	1:50
	勾 配 (h/x)	—	$H_r \cdot X_r^{-1}$	1:1
	面 積 (A)	L^2	$H_r \cdot X_r$	1:2,500
	体 積 (V_0)	L^3	$H_r \cdot X_r^2$	1:125,000
水理学的な諸量	フルード数 (F_r)	—	1	1:1
	流 速 (V)	$L \cdot T^{-1}$	$H_r^{1/2}$	1:7.07
	流 量 (Q)	$L^3 \cdot T^{-1}$	$X_r \cdot H_r^{3/2}$	1:17,677.7
	時 間 (T)	T	$X_r \cdot H_r^{-1/2}$	1:7.07
	圧力の強さ (P)	$F \cdot L^{-2}$	H_r	1:50
	相度係数 (n)	$L^{-1/3} \cdot T$	$H_r^{2/3} \cdot X_r^{-1/2}$	1:1.92
	流量係数 (C)	—	1	1:1
	掃 流 力 (τ)	$F \cdot L^{-2}$	H_r	1:50
	エネルギー (E)	$F \cdot L$	H_r^4	1:6,250,000
	運 動 量 ($m \cdot V$)	$F \cdot T$	$H_r^{7/2}$	1:883,882

3.2 実験条件

(a) 河床材料

河床材料は、昭和60年度に事務所が実施した、河床材料調査及び現地表面礫径観察の結果を基に、県道橋上下流の2地点の平均に現地表面礫径観察の結果（最大粒径 $d_{\max} = 3\text{ m}$ 、1 m以上の土砂が全体の5%含まれる）を考慮して図1-7に示すように決定した。

なお、河床材料と給砂材料は同一で、粒度分布の主要値は以下に示す通りである。

最大粒径	$d_{\max}$	3.0 m	(模型値 6 cm)
90%粒径	d_{90}	0.65 m	(模型値 1.3 cm)
平均粒径	d_m	0.21 m	(模型値 0.4 cm)

(b) 流量、土砂量

表1-3にケース1、2の流量、流砂量条件を、表1-4にケース2、3の流量、流砂条件を示す。

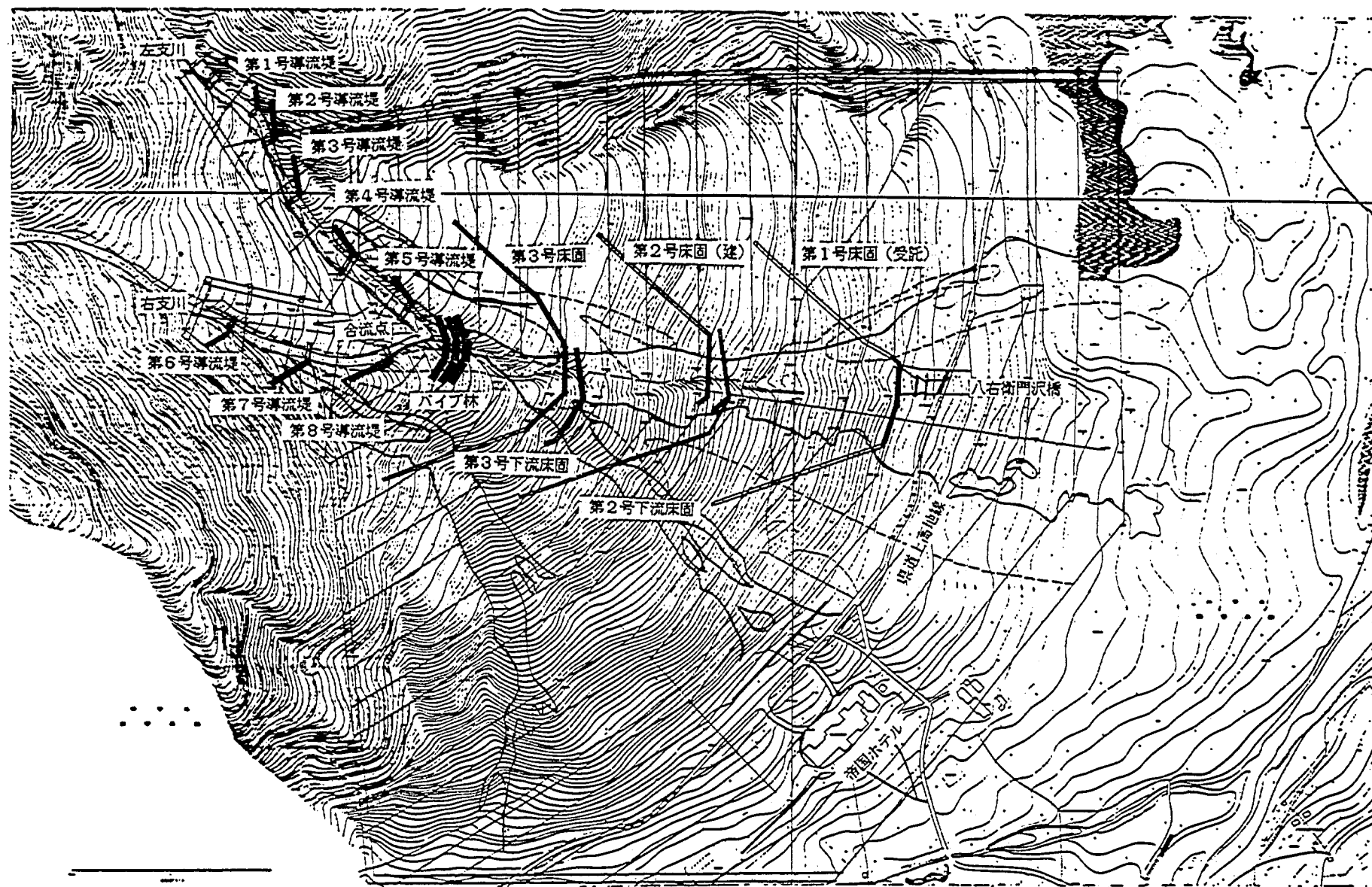


図 1 - 6 模型取り入れ範囲

表1-3 ケース1及びケース2の実験条件

支川別	流 量		土 砂 量		実 験 時 間	
	土石流	後続流	土石流	後続流	土石流	後続流
右支川	17.3 m ³ /S (1.0 ℓ/S)	17.3 m ³ /S (0.5)	18,000 m ³ (0.120)	46,000 m ³ (0.191)	6分56秒 (58.9秒)	1時間15分4秒 (10分37秒)
左支川	21.5 (1.2)	6.5 (0.37)	9,400 (0.060)	17,800 (0.071)	4分44秒 (40.2秒)	1時間15分4秒 (10分37秒)

表1-4 ケース3及びケース4の実験条件

支川別	流 量		土 砂 量		実 験 時 間	
	土石流	後続流	土石流	後続流	土石流	後続流
右支川	24.3 m ³ /S (1.4 ℓ/S)	12.2 m ³ /S (0.7)	25,000 m ³ ×2回 (0.120×2回)	25,500 m ³ (0.120)	5分18秒×2回 (45秒×2回)	46分47秒 (6分37秒)
左支川	30.3 (1.7)	15.2 (0.85)	12,500 (0.060)	19,500 (0.090)	3分32秒 (30秒)	46分47秒 (6分37秒)

注1. (): 模型値

注2. 土砂量は空隙込みの値で、模型値は空隙を含まない値

3.3 実験結果

ケース1～4の土石流、後続流の土砂堆積範囲と流水氾濫範囲を図1-8～図1-11に示す。これらのうち、災害の再現実験であるケース1(50年災害)については、土砂の氾濫範囲以外の手がかりが得られていないが、氾濫範囲が一致したことにより、実際の現象と模型との相似は、満足されているものと考えられる。また、同じく災害の再現実験であるケース2(54年災害)についても、実験条件は、昭和50年災害時と同じ値を用いてはいるが、土砂の氾濫範囲からみて、ほぼ昭和54年災害が再現されているものと考えられる。なお、ケース1～4の詳しい実験結果と考察を資料1に示す。

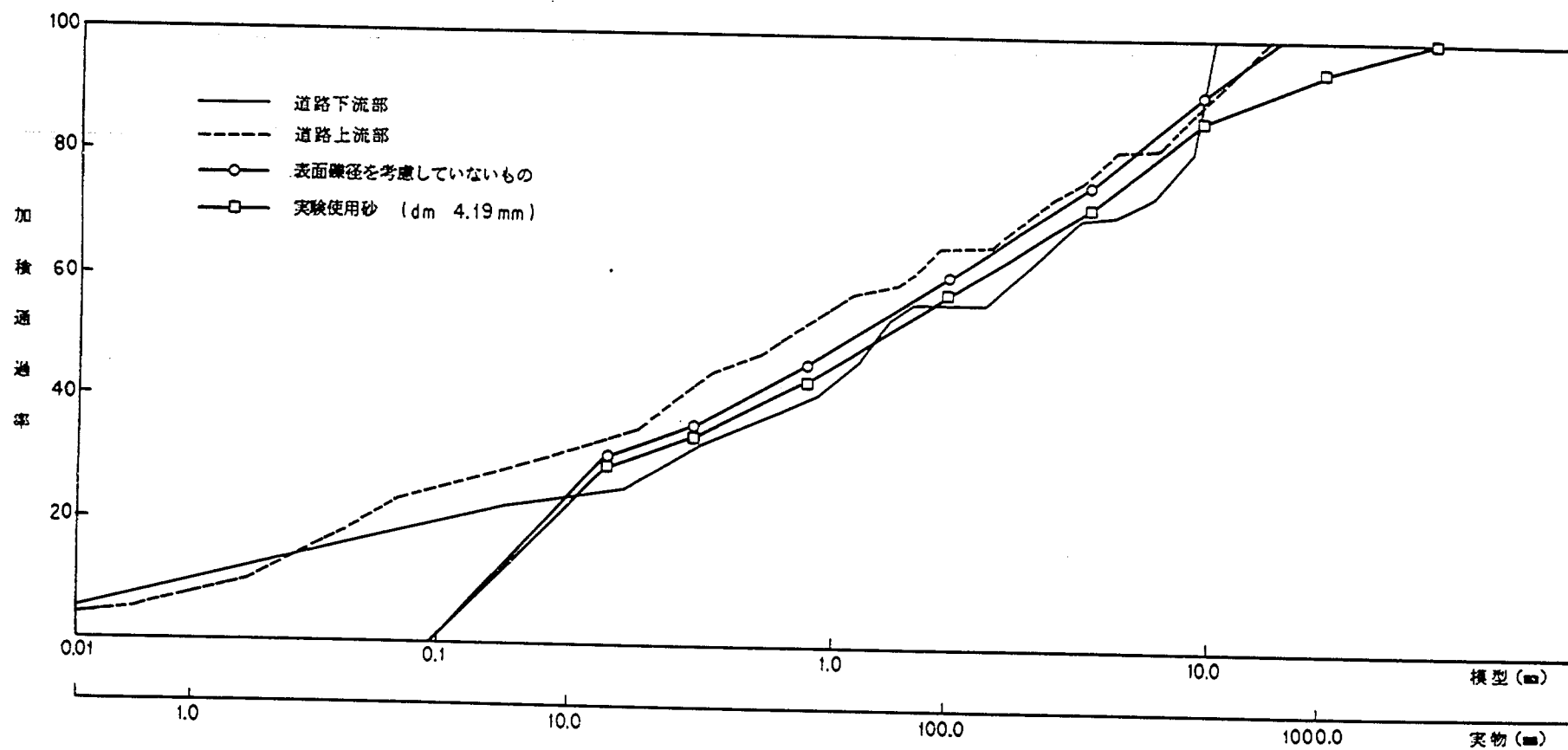
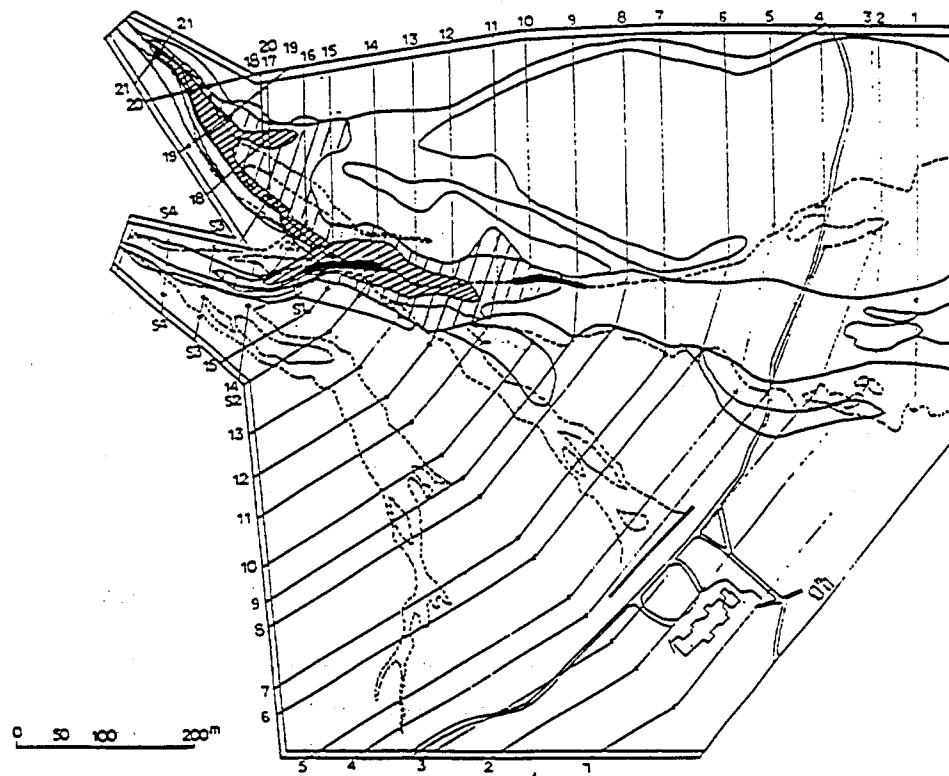


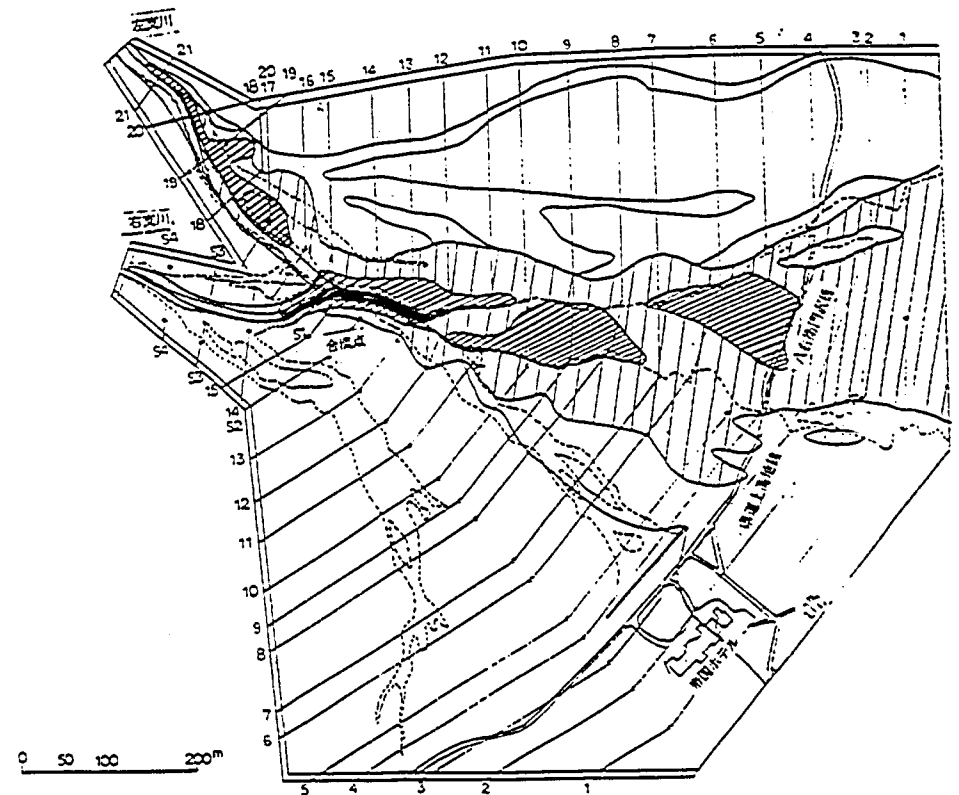
図 1 - 7 八右衛門沢粒度曲線図



土砂流

条件	支川	流量	土砂量	実験時間*
	左支川	21.5m³/s	9,400m³	40"
	右支川	17.3m³/s	18,800m³	59"

* 実験時間のみ模型値



後続流

条件	支川	流量	土砂量	実験時間*
	左支川	6.5m³/s	17,800m³	10'37"
	右支川	17.3m³/s	46,000m³	10'37"

* 実験時間のみ模型値

凡	例
	1m以上の土砂堆積範囲
	1m以下の土砂堆積範囲
	流水のみの氾濫範囲

図1-8 CASE1の土砂氾濫状況（昭和50年災害の再現実験）

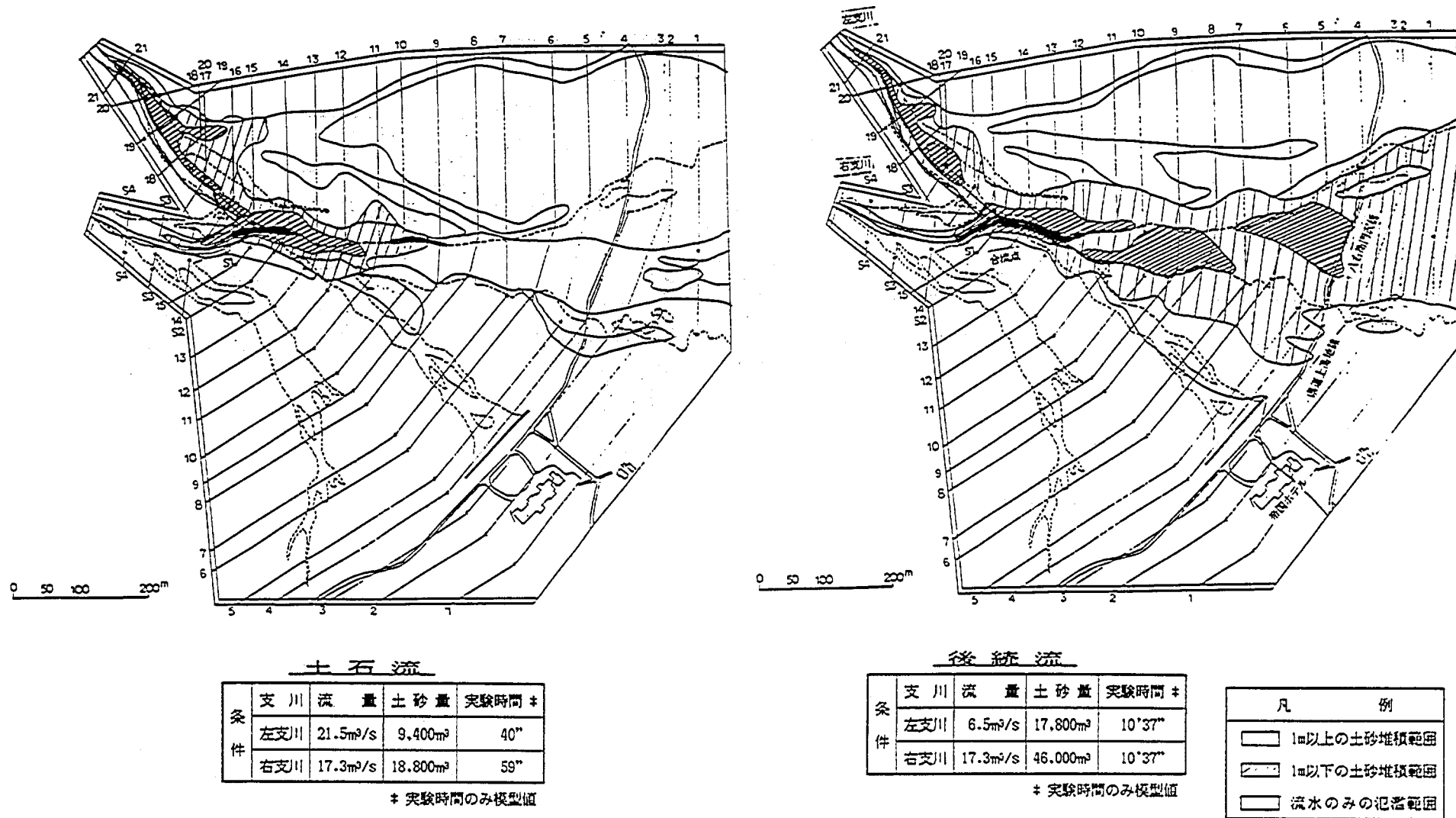


図1-9 CASE2の土砂氾濫状況（昭和54年災害の再現実験）

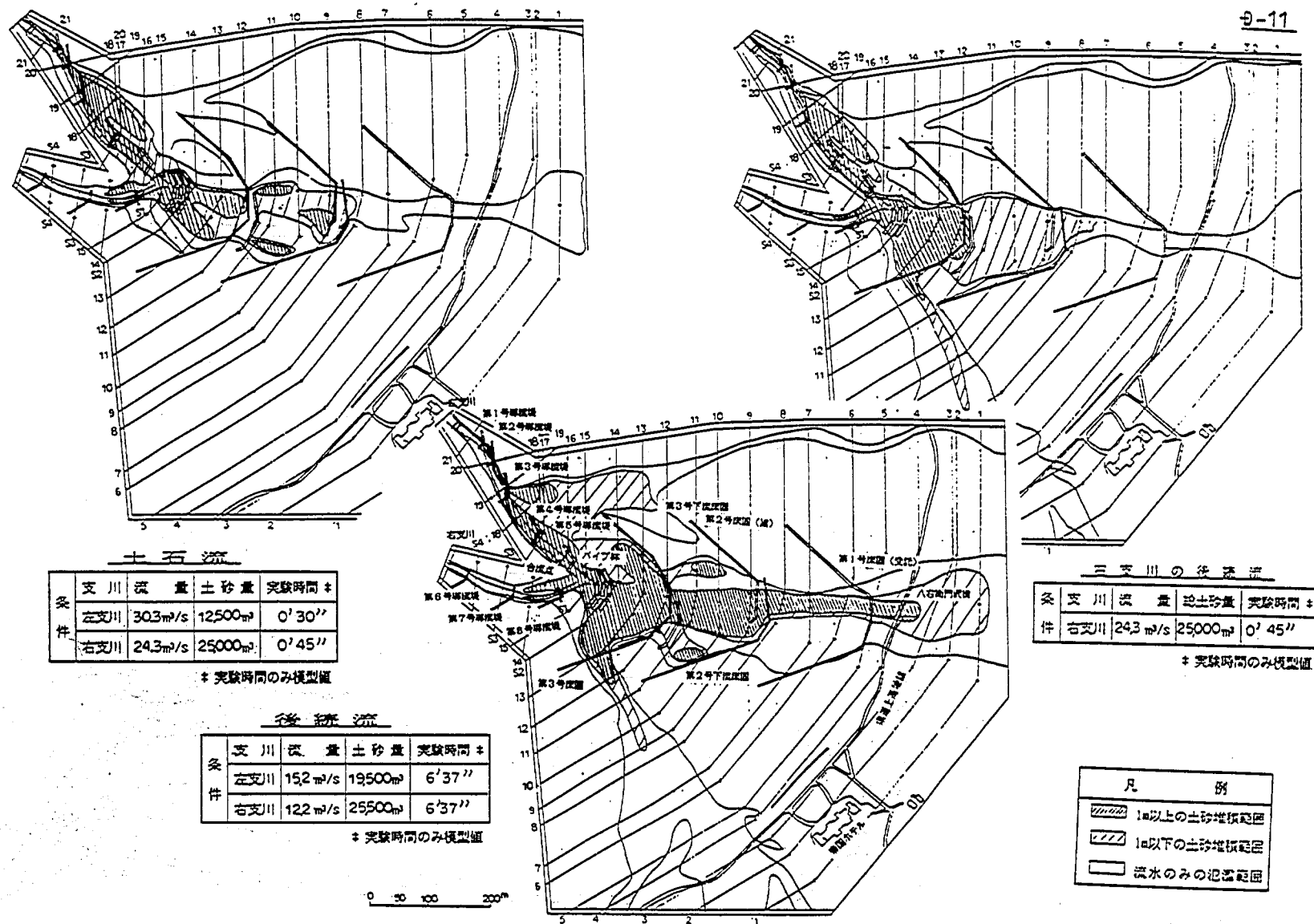


図1-10 CASE3の土砂氾濫状況(事務所案)

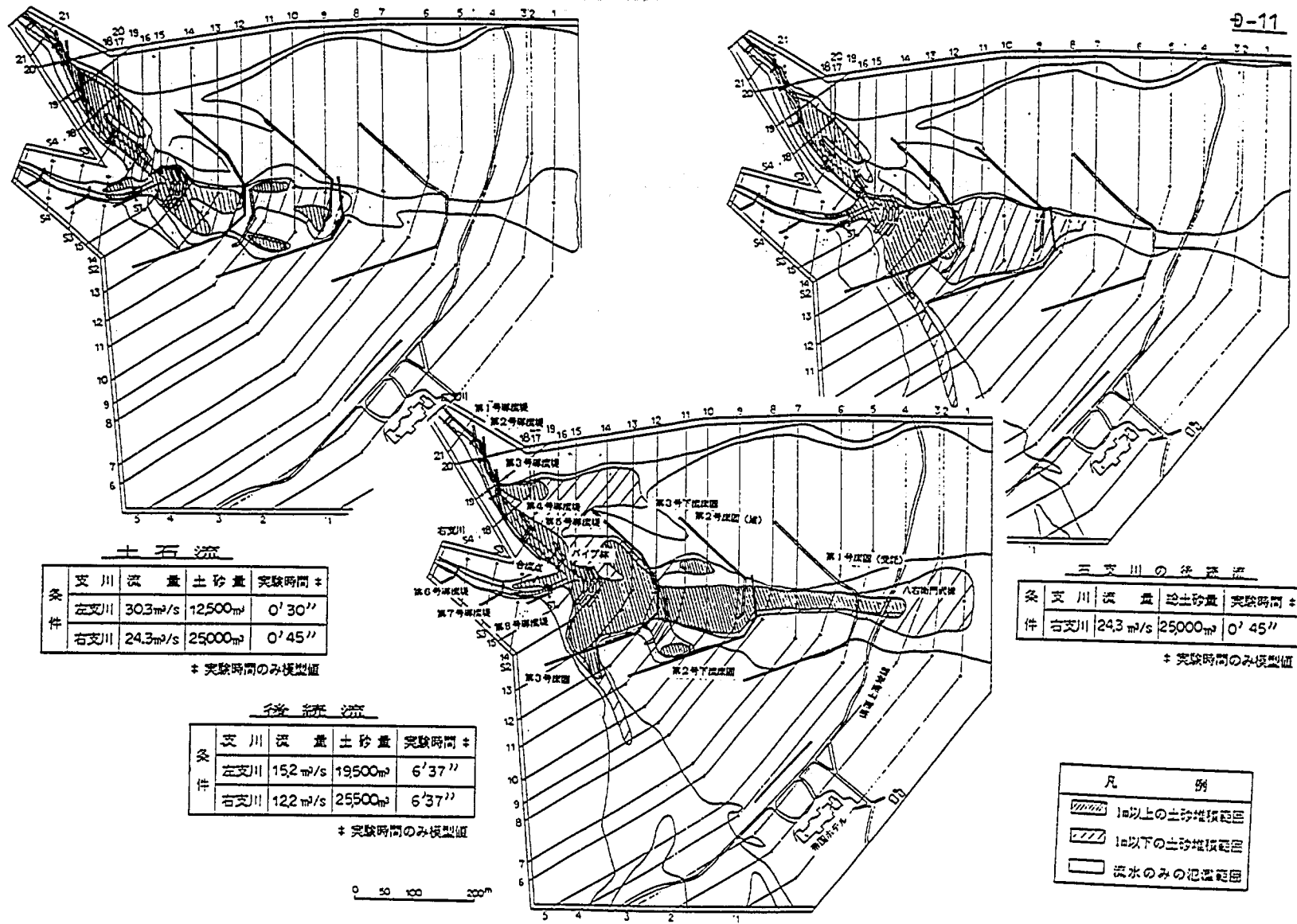


図 1 - 1 1 CASE 4 の土砂氾濫状況

4. 土石流対策施設の入力

本研究において取り扱う土石流対策施設としては、次のものがある。

- (1) 床固工
- (2) 導流堤
- (3) 砂防ダム
- (4) 河道掘削
- (5) 鋼製スリットダム

これらの施設の座標と標高をデータとして入力する場合、幾つかの問題が考えられる。すなわち、

(1) 本研究では、メッシュ幅を10mとしているが、(4)以外の施設は、天端幅及びスリット部外径が2m以下であり、施設そのものの天端幅及びスリット部外径を表現しえない。また、現実問題としてメッシュ幅を施設の幅にあわせることは、座標読み取り、入力、計算時間等の面から困難である。

(2) (1)～(5)のすべての施設について、x軸またはy軸に斜交する場合は、直線として表現できない。具体的な例として図1-12に導流堤の表現方法を示す。

(3) (1)と同様な問題として、川幅が狭い場合は、メッシュ幅に川幅が規定される。本研究では、扇状地上はどこでも氾濫する可能性があるため、特に河道という区分はしなかったが、河道掘削を表現する時間問題となる。

(4) (5)の鋼製スリットダムは、スリットによるせき上げが起こると考えられるが、メッシュ幅、スリット形態等の問題から、スリットの効果を表現することが困難である。本研究では、実験を観察した結果、スリットダムのせき上げ効果が土石流に対してそれほど明瞭に見られず、むしろスリットの基底部の標高が上がって河床勾配が緩くなった影響の方が強いのではないかと考え、スリット部については、その基底部の標高を入力した。

以上の問題に対し、幾つかの解決法も考えられたが、本研究においては、上記の方法で計算を試みた。

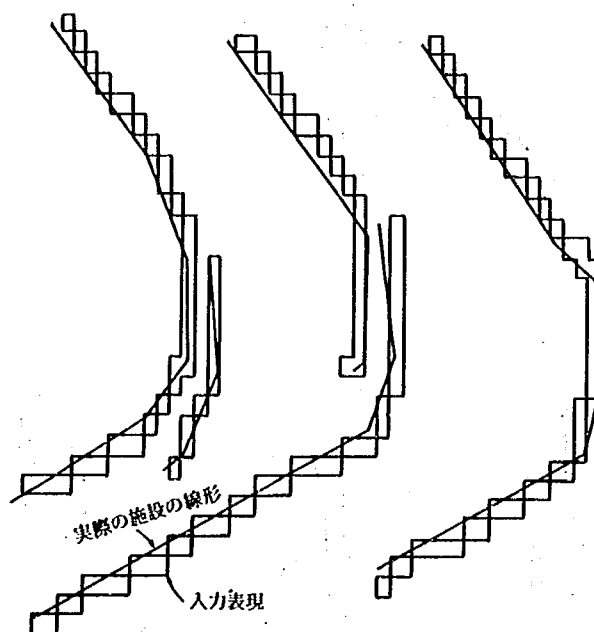


図1-12 導流堤と床固工の入力表現

§ 2. 土石流氾濫シミュレーションと実験の比較

八右衛門沢では、扇頂部で2つの谷が合流し一つの扇状地を形成している。図1-6の模型取り入れ範囲に示すように、八右衛門沢水理実験では、左右両支沢からそれぞれ土砂と水と供給している。しかし、2本の谷は、扇頂部で合流して一つの扇状地を形成していること及び実験の観察結果から、左右支沢の合流後一つの流れとして土砂と水を供給しても現象を十分に再現できるものと考えられるため、計算の範囲として、左右支沢の合流部から下流を取り入れた。また、各ケースの実験を観察した結果、ケース1及び2では、左支の土石流が合流部に到達する前に堆積してしまうことから、計算で与える土砂量は、土石流では、右支のみ、後続流では、両支沢の土砂量を与えた。表2-1に計算の各ケースで与えた流量及び土砂量を示す。

1. ケース1 50年災害のシミュレーション

昭和50年災害時では、八右衛門沢扇状地は、無施設であった。図2-1～図2-4に土石流氾濫シミュレーションによる計算結果と実験結果を重ねたものを示す。このうち、図2-1は、土石流々下後の土砂堆積範囲を、図2-2は、土石流々下後の流水氾濫範囲を示す。また、図2-3は、後続流々下後の土砂堆積範囲を、図2-4は、後続流々下後の流水氾濫範囲を示す。

以下に図2-1～図2-4について気がついた点を列記する。

表2-1 計算の流量・流砂量条件

	支川別	流 量		土 砂 量		継 続 時 間	
		土石流	後続流	土 石 流	後続流	土 石 流	後続流
ケース1, 2	右 支	17.3 m ³ /S (1.0 ℓ/S)	17.3 m ³ /S (0.5)	18,000 m ³ (0.120)	46,000 m ³ (0.191)	6分56秒 (58.9秒)	1時間15分4秒 (10分37秒)
	左 支	0	6.5 (0.37)	0	17,800 (0.071)	0	1時間15分4秒 (10分37秒)
ケース3, 4	右 支	24.3 m ³ /S (1.4 ℓ/S)	12.2 m ³ /S	25,000 m ³ ×2回 (0.120×2回)	25,500 m ³ (0.120)	5分18秒×2回 (45秒×2回)	46分47秒 (6分37秒)
	左 支	0	15.2 (0.85)	0	19,500 (0.090)	0	46分47秒 (6分37秒)

(1) 図2-2によると実験では土石流は、谷から扇状地へ出たところで急激に停止している。これは、勾配が扇状地上で急に緩くなるためである。計算結果と実験結果を比較すると、土砂全体の広がり、ほぼ一致しているが計算の方が下流まで土砂を若干堆積させている。しかし、図2-2に表現はされていないが実験でも流水により河床変動が起こり県道橋付近に土砂が堆積していることから、土砂全体の広がり、ほぼ一致しているものと考えられる。また、実験において、土砂が2 cm以上堆積している範囲と、計算において土砂が厚く堆積している範囲は、非常によく一致している。

(2) 図2-2には表現されていないが、扇頂部に一旦堆積した土石流堆積物は、土石流の後半の流れにおいて、侵食され、幅15 cm、深さ4 cm程度の侵食溝が形成される。しかし、計算では、それが再現されていない。これは、実験では、土石流を流下させる場合、長さ4.0 m、幅0.2 mの水路に土砂を敷きつめ、土石流の継続時間内、一定の流水を水路上流より供給して土石流を発生させるという方法をとるため、土石流の濃度が最初高く、後半になる程低くなるために起こるものである。一方、計算では、継続時間を通して一定の土砂濃度を与えるため、実験結果をすべて再現できないものと考えられる。

(3) 図2-3によると、実験では流水は、現河道に沿って広く浅く氾濫する。一方、計算結果でも流水は、浅く氾濫し、しかも氾濫範囲は実験結果とほとんど一致している。

(4) 図2-4によると、実験では、扇頂部に堆積した土石流は、後続流により下流に運搬され、現河道沿いに幅広く氾濫し、県道橋付近に厚く堆積している。一方、計算結果では、図2-4の下側を除き、土砂堆積範囲は、よく一致しており、また、堆積土砂の厚い範囲も実験で土砂が2 cm以上堆積した範囲と非常によく一致している。

(5) 図2-5によると、実験では、扇頂部に形成された土砂堆積は、後続流により下流の断面13付近まで運搬され、堆積し首振りが発生させる。この首振りは、扇状地の広い範囲に土砂を氾濫させ流水を帝国ホテルの方へ流している。一方、計算結果では、流水の氾濫範囲は、図2-5の下方において若干小さいが、全体としては、ほぼ一致しており、また、図の下方の流れが帝国ホテルを襲っているところから、氾濫の傾向と保全対象の安全性を確かめるという点で、実験を再現していると考えられる。

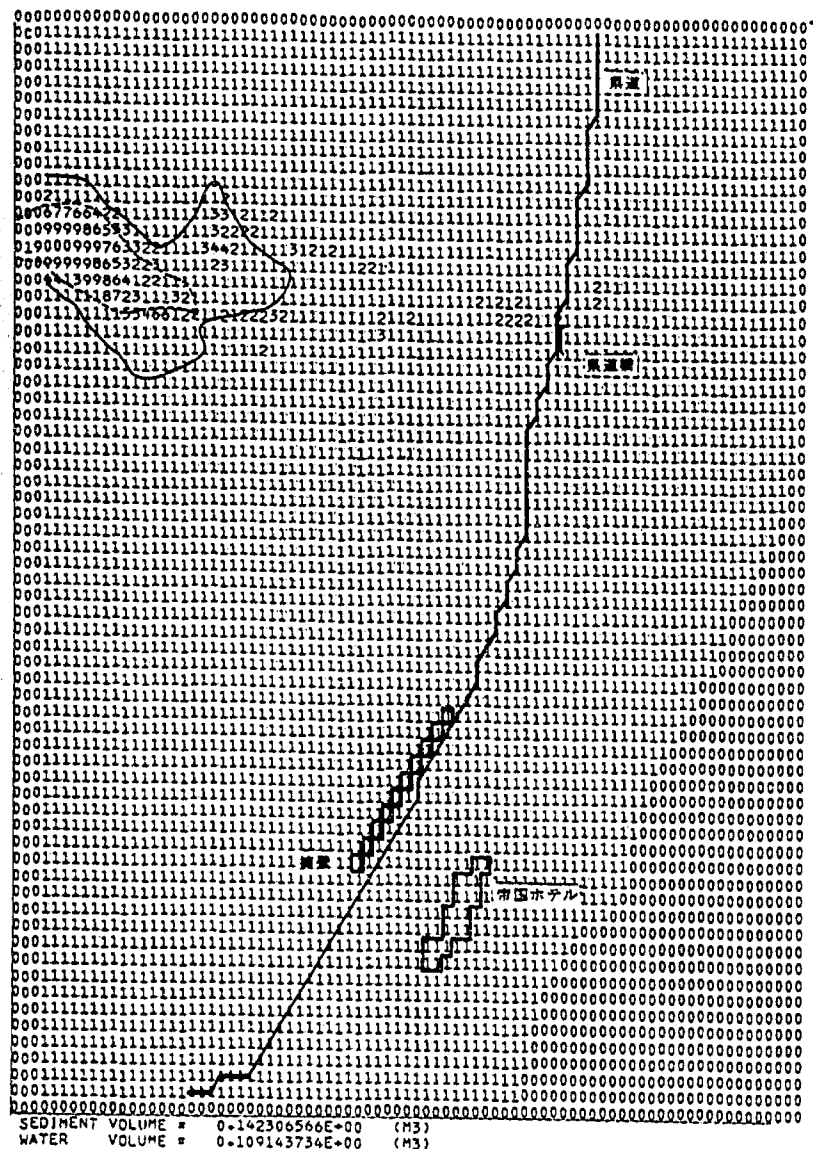


図 2-1 ケース 1 土石流々下後の土砂堆積範囲

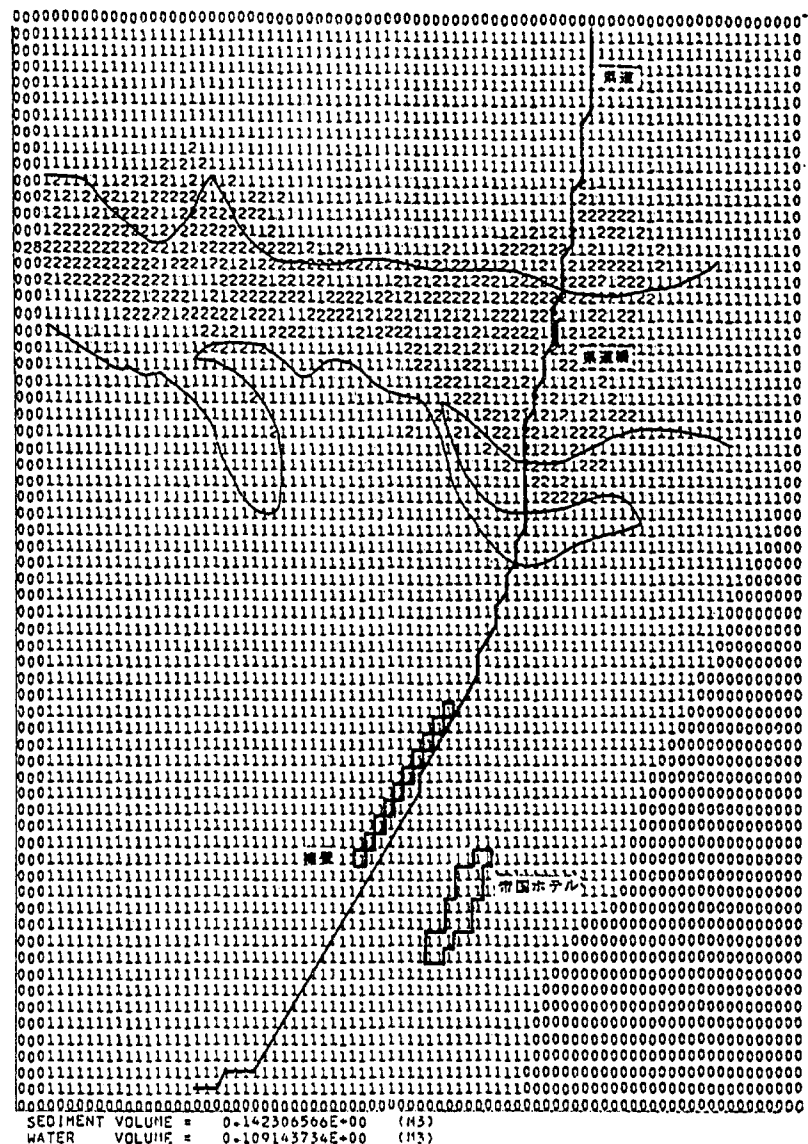


図 2-2 ケース 1 土石流々下後の流水氾濫範囲

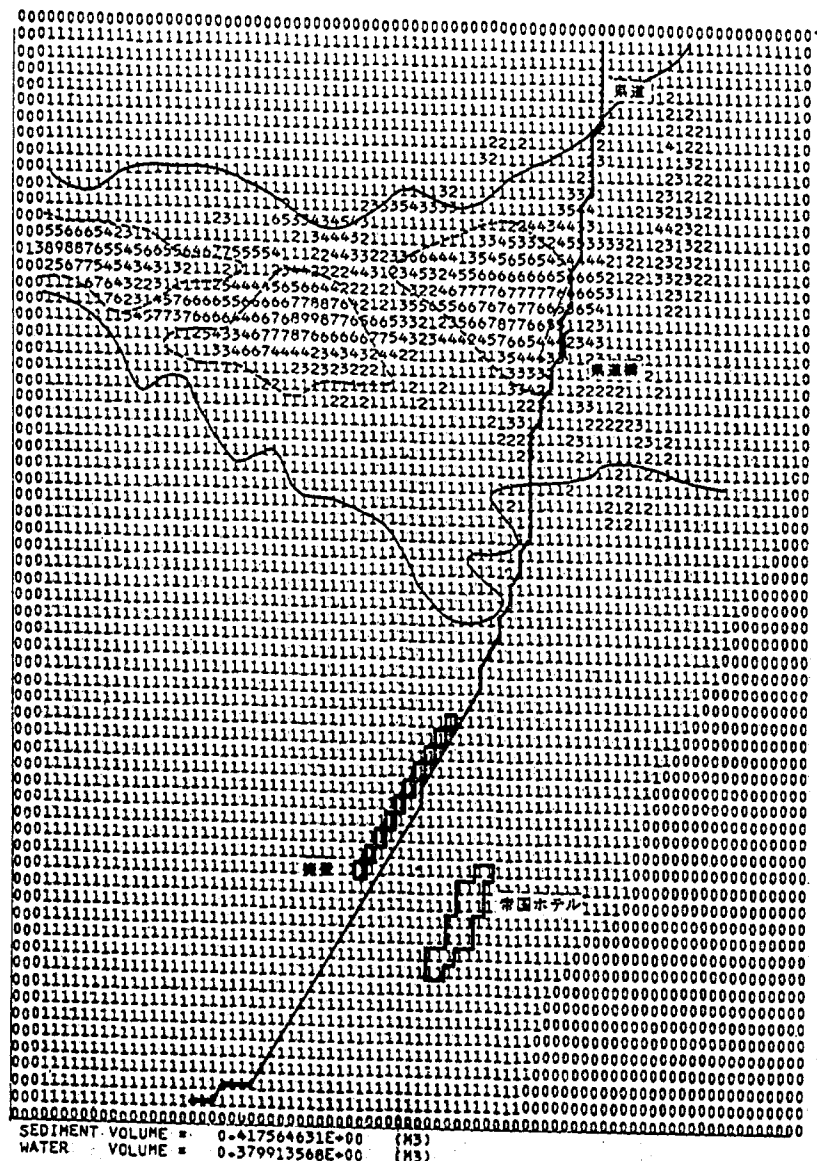


図 2-3 ケース 1 後続流々下後の土砂堆積範囲

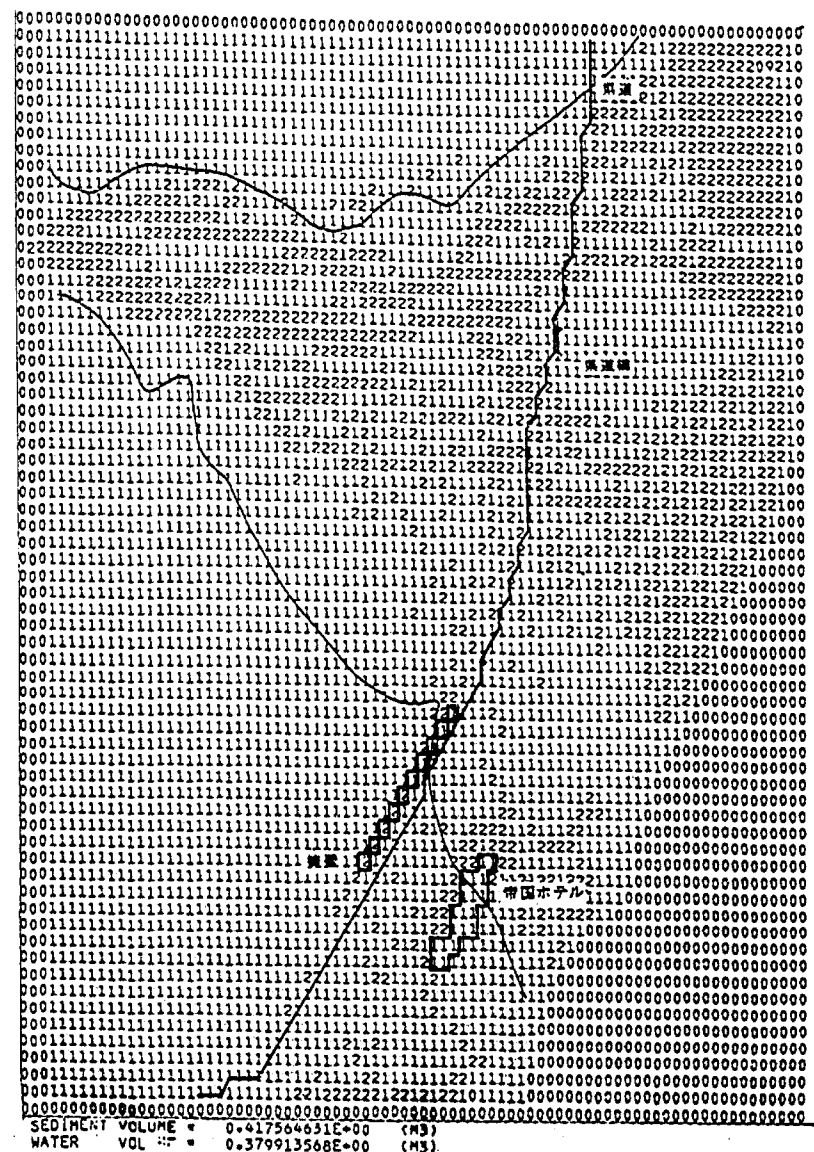


図 2-4 ケース 1 後続流々下後の流水氾濫範囲

2. ケース2 54年災害のシミュレーション

ケース2は、昭和54年までに設置された施設に対して、土石流は、それを乗り越え、やはり下流部に被害を与えるということを確認するために行なわれた。流量・流砂量条件は、昭和50年災害と同じ値を用いたが、土砂の氾濫範囲からみて、実験結果は、ほぼ54年災害を再現しているものと考えられる。図2-5～図2-8に計算結果と実験結果を重ね合わせたものを示す。このうち、図2-5～図2-6は、それぞれ土石流々下後の土砂堆積範囲と流水氾濫範囲を、図2-7、図2-8は、それぞれ後続流々下後の土砂堆積範囲と流水氾濫範囲を示す。以下に、図2-5～図2-8をみて気がついたことを列記する。

(1) 実験では、図2-5、図2-6に示すように土石流が扇頂部に堆積し、遡上が発生することにより、右支溪の右岸より氾濫が発生する。氾濫の発生位置は、ほぼ災害時の実績と一致している。一方、計算では、土砂の堆積範囲は、実験結果とはほぼ一致しているが下流まであまり達していない。これは、実験では、床固工下流の土砂が侵食されて県道橋付近に堆積するのに対し、計算では、扇状地上の元地形が流水のみによって侵食されるようになっていないから一致しないものと考えられる。また、図2-6にみられるように、計算では、右岸側に流水の氾濫が起こらない。これは、実験では、土石流により運ばれた土砂が扇頂部に堆積・遡上し、土砂が上流河道まで堆積することによって、流水が小さな尾根を起えて右岸側に氾濫するのに対し、計算では、流入点が固定されており、土砂が遡上しても流水は、流れを変えて流入することができないためと考えられる。これは、流入点を下にとり過ぎたためである。しかし、これを除けば、流水の氾濫範囲は実験と計算について非常によく一致している。

(2) ケース1とケース2は、流量・流砂量条件が同一であり、図2-6にみられるように、県道橋付近の流水氾濫範囲が小さいのは、床固工の効果が表われているためと考えられる。

(3) 実験では、図2-6、図2-7にみられるように扇頂部の土石流堆積物が、後続流によって下流に運搬され、第3号床固工の前庭部に堆積して落差が無くなった後、首振りを起こして帝国ホテル方向に氾濫を生じる。ただし、土砂は、帝国ホテルまで達していない。一方、計算では、無施設のケースと比較しても明らかなように、床固工の効果が表われ、土砂は、図2-7にみられるように河道沿いに集まり、右岸側へは広がっていない。これは、実験では、土砂が第3床固工の袖をのりこえて氾濫したのに対し、計算では、袖をのりこえなかったためと考えられる。また、計算では、図2-8にみられるように、右岸側の流水氾濫範囲が若干小さいが、全体では、ほとんど一致し、また帝国ホテルも流水の氾濫範囲に入っている。

(4) スリットダムの効果については、昭和54年当時は、スリットダムが未完成で、真中がないため、土砂と流水は、ほとんどその中を通過しており、あまり明らかではない。

3. ケース3 計画案Ⅰのシミュレーション

ケース2の施設は、現況の施設に計画されている導流堤を付加した形で設置した。実験条件は、計画流出土砂量と100年確率雨量より求めた流量を与えた。また、土石流は、2回に分けて流し、その後、後続流を流した。図2-9～図2-14に計算結果と実験結果を重ね合わせたものを示す。このうち、図2-9、図2-10は、それぞれ、土石流第1波流下後の土砂堆積範囲と流水氾濫範囲を、図2-11、

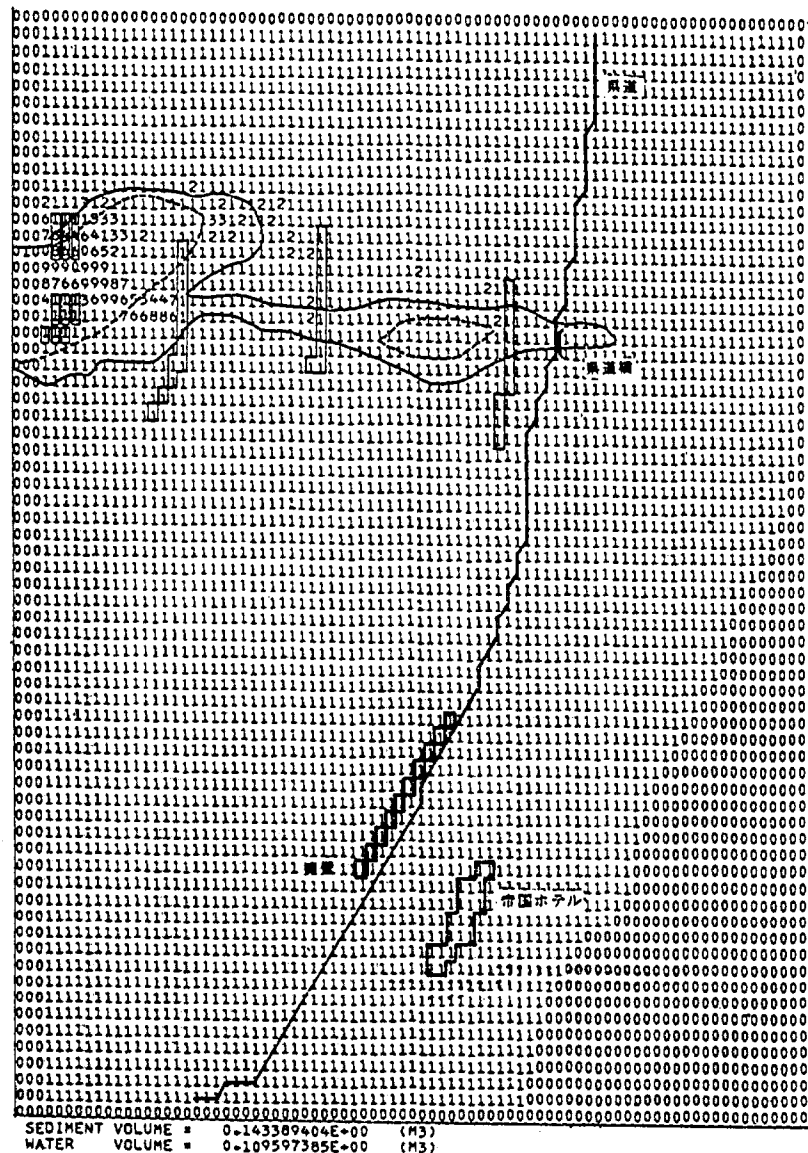


図 2-5 ケース 2 土石流々下後の土砂堆積範囲

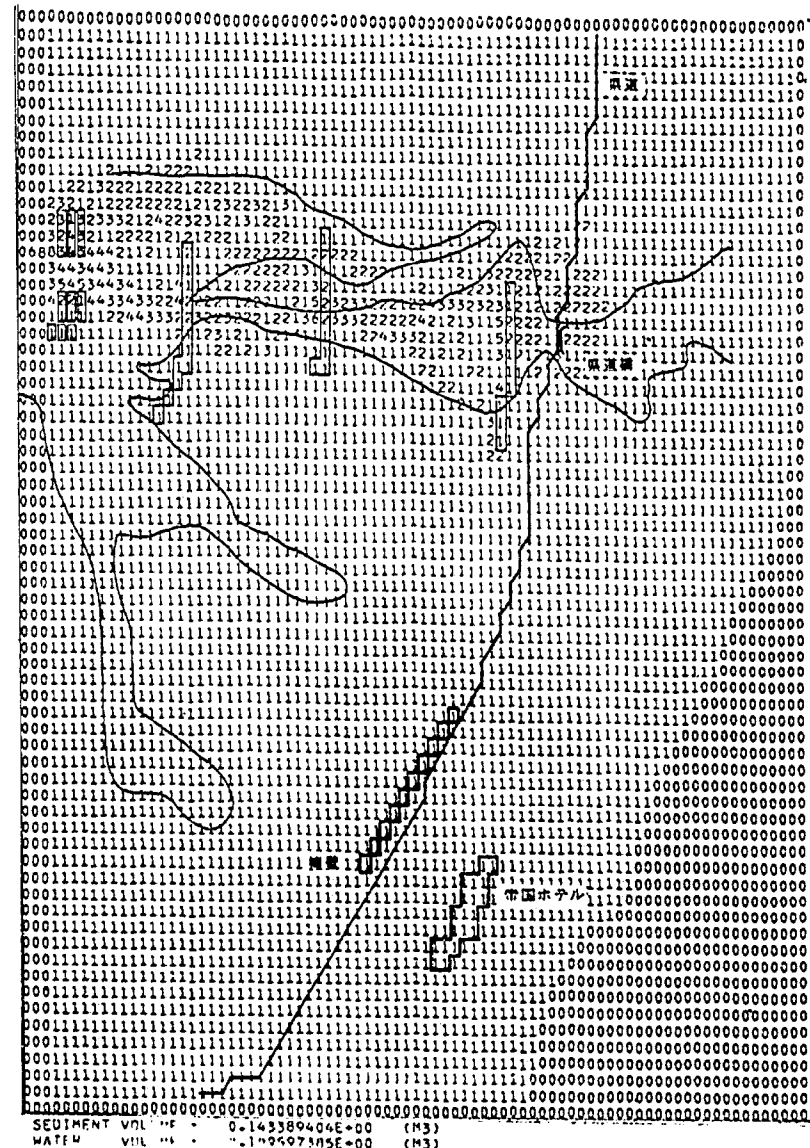


図 2-6 ケース 2 土石流々下後の流水氾濫範囲

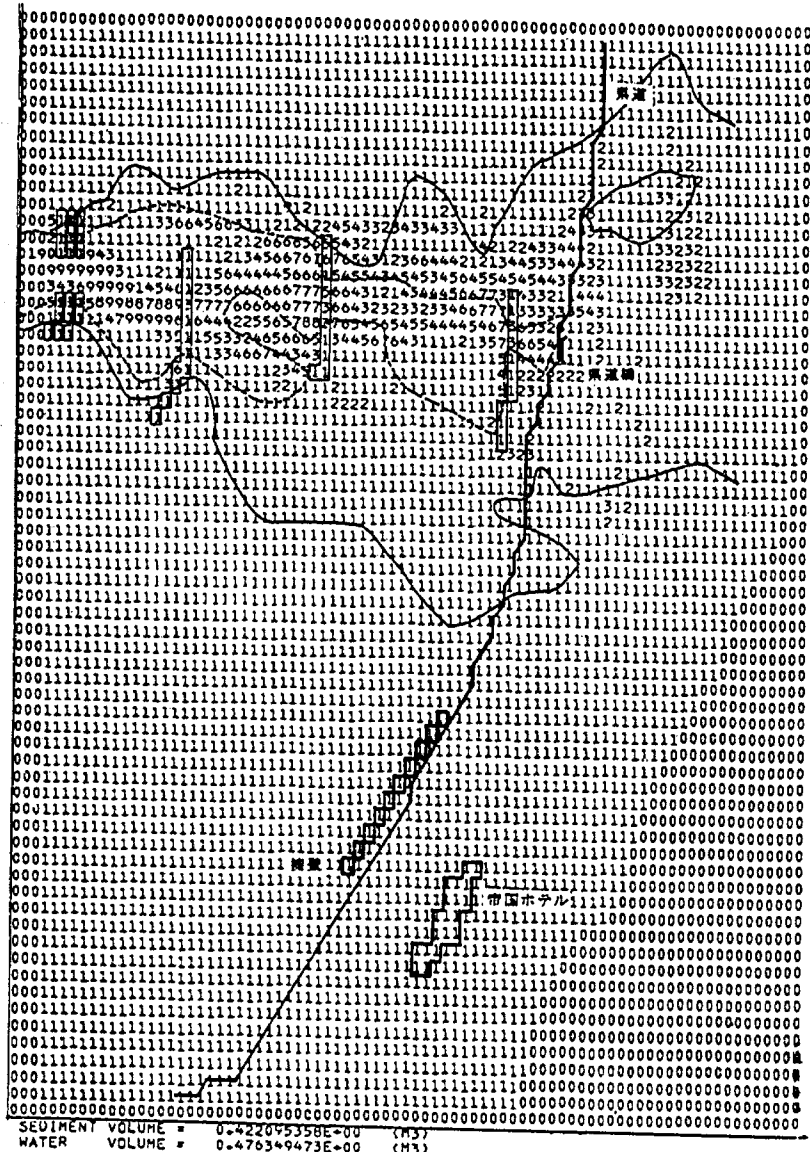


図 2-7 ケース 2 後続流々下後の土砂堆積範囲

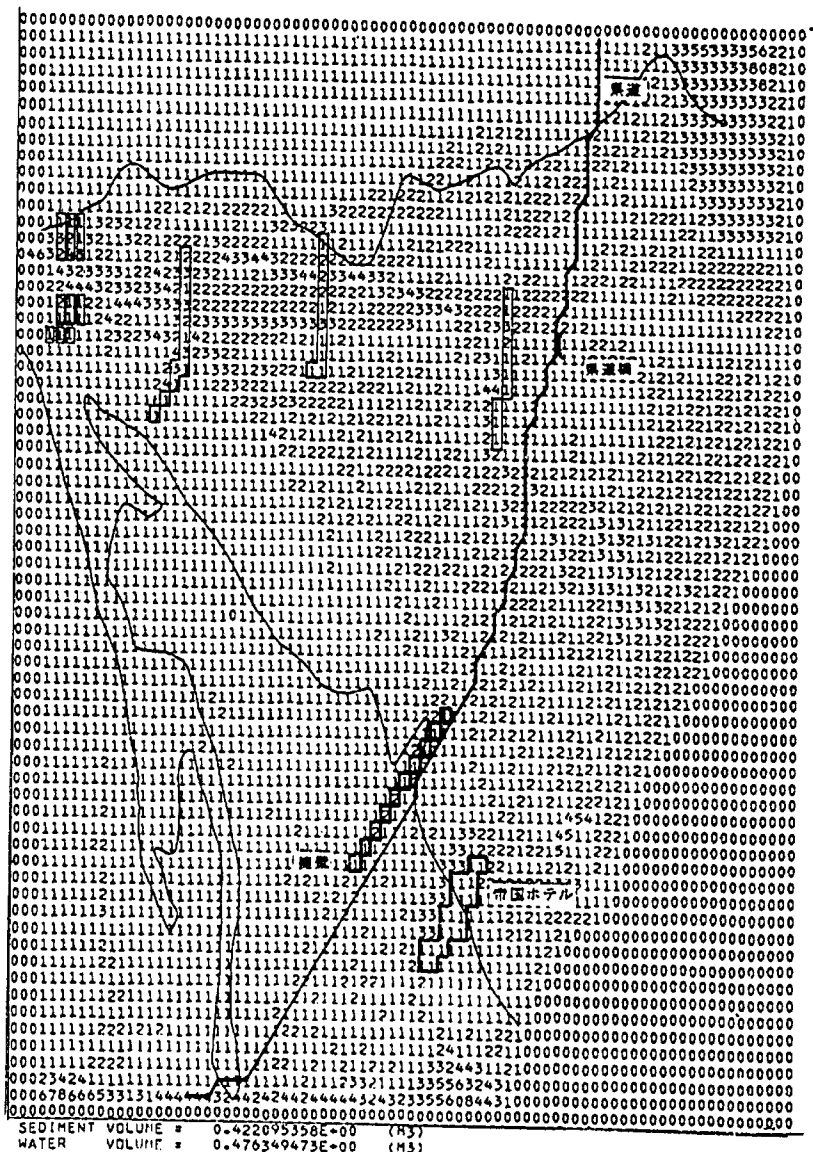


図 2-8 ケース 2 後続流々下後の流水氾濫範囲

図2-12は、それぞれ、土石流第2波流下後の土砂堆積範囲と流水氾濫範囲を、図2-13、図2-14は、それぞれ、後続流々下後の土砂堆積範囲と流水範囲を示す。以下に、図2-9～図2-14をみて気がついたことを列記する。

(1) 実験では、スリットダムにより、扇頂部にスリットと同程度の高さの土砂堆積が生じる。計算でも扇頂部に土石流により堆積が生じるが、実験では、右岸側に流下するのに対し、計算では、左岸側へ流下する。ケース1の無施設時と比較すると、実験結果については、スリットダムの有無にかかわらず、土石流の堆積形状は、ほとんど同じであるのに対し、計算結果については、スリットダムがある時、土石流の堆積形状が左岸側へ傾く。このように、ケース3の土石流々下後の土砂堆積範囲について、計算結果と実験結果が合わないのは、土石流氾濫シミュレーションによってスリットダムのせき上げ効果を十分に再現しえなかったことや、スリットダムは、地形図に表現されておらず、そのため、スリットダム基底部の標高が実験と計算で一致していない可能性があることなどが考えられる。

(2) 実験では、スリットダム上流に発生した土砂堆積により、首振りが起こり、右岸側に氾濫が生じる。一方、計算では、これが起こらない。この理由としては、(1)で述べたように、計算では、スリットダムのせき上げ効果を再現しえなかったことと、2の(1)で述べたように、計算では流入点が固定されており扇頂部から遡上した土砂によって谷の河床が上昇し、谷から扇状地への流入点が変わることを再現できなかったことなどが考えられる。

(3) 実験では、スリットダム、床固工等の施設の下流で局所洗掘が生じ、特にスリットダムのフーチングの下流側は、後続流による洗掘が激しい。一方、計算では、扇状地上の元地形は、先掘されるようになっていないため、これを再現できない。

(4) 図2-11では、計算結果と実験結果が左岸側で一致しないが、土砂は、左岸の導流堤によって規制され、導流効果が表われている。同じように、図2-12でも流水は、上流で広がったものを導流堤によって中央に集められているのが分る。さらに図2-13、図2-14をみると、左岸最上流の導流堤を越流した土砂と水は、下流の二つの導流堤によって捕捉されている。また、図2-4のケース1無施設時では、扇尖部に土砂が堆積して首ふりを起こし、流水が帝国ホテルの方へ氾濫したが図2-14では、流水が帝国ホテルの方へ行くのを導流堤が防いでいる。

(5) 土石流の氾濫範囲については、扇頂部においてスリットダムの影響により流れの方向が必ずしも再現されなかったが、導流堤、床固工の効果については、扇尖部より下流で土砂と水の流れがほとんど一致することから十分再現性が高いと考えられる。

(6) 計画流出土砂量に対し、ケース3の計画施設は、無施設時と比較すると施設効果は表われるが、最終的には県道橋付近の河床を上昇させ、流水を氾濫させてしまうことが分る。これは、扇状地への流出土砂量が多すぎるのに対し、扇状地上の河道部の貯留効果が少ないうえに下流河道の土砂流送能力が小さいためと考えられる。

4. ケース4 計画案Ⅱのシミュレーション

ケース4の施設は、ケース3の施設に除石工を加えたものである。また、流量・流砂量条件は、ケース3と同じである。図2-15～図2-20に計算結果と実験結果を重ね合わせたものを示す。このうち、図2-15、図2-16は、それぞれ、土石流第1波流下後の土砂堆積範囲と流水氾濫範囲を、図2-17、図2-18、それぞれ、土石流第2波流下後の土砂堆積範囲と流水範囲を、図2-19、20は、それぞ

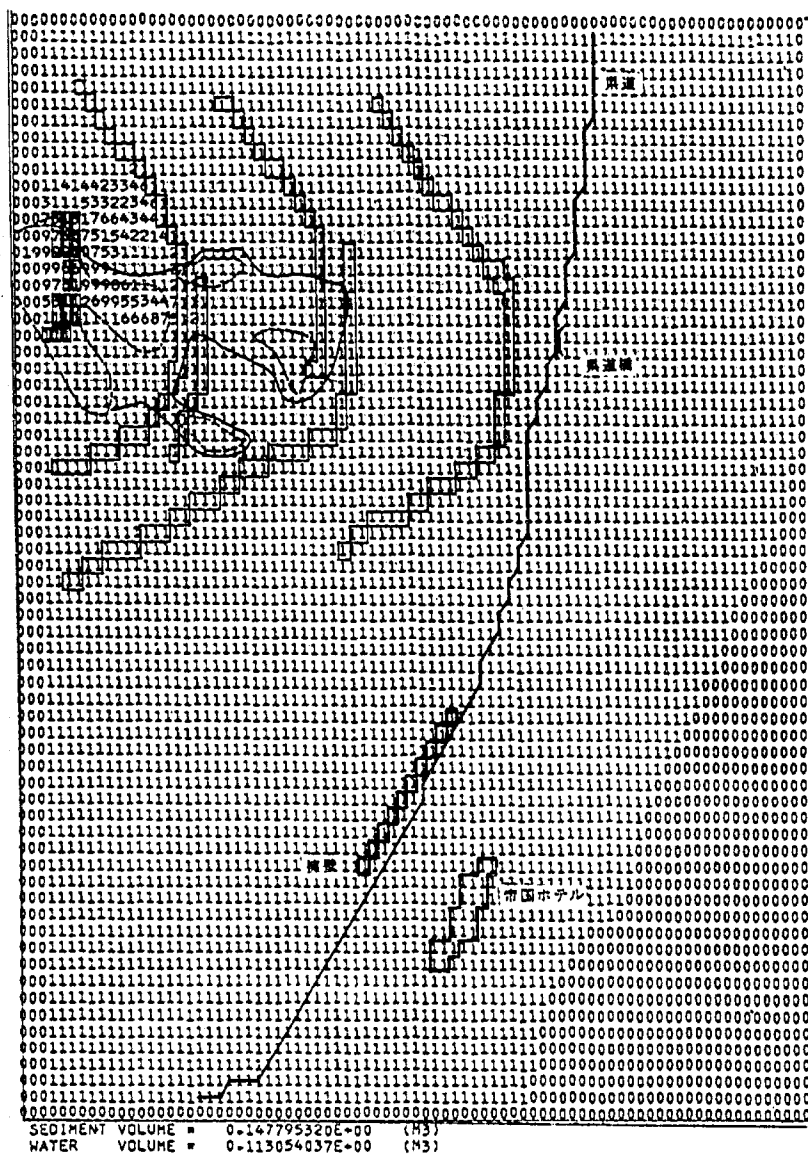


図 2-9 ケース 3 第 1 波土石流々下後の土砂堆積範囲

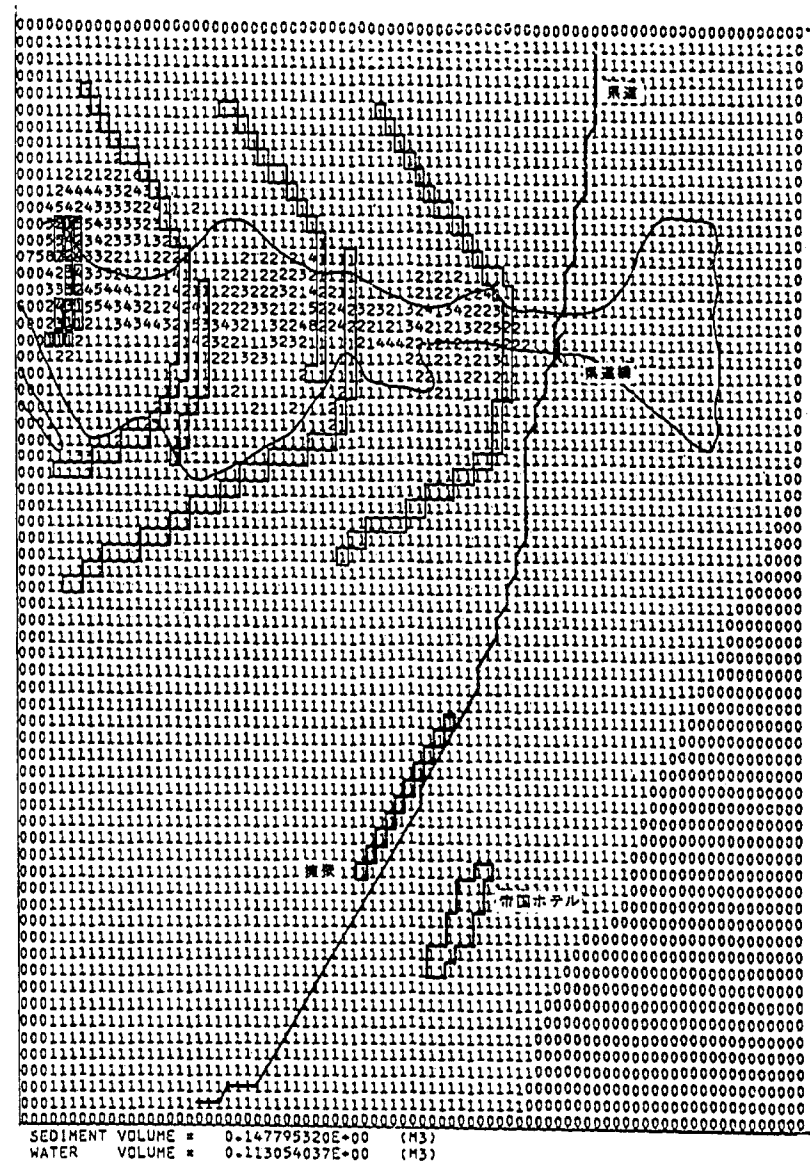


図 2-10 ケース 3 第 1 波土石流々下後の流水氾濫範囲

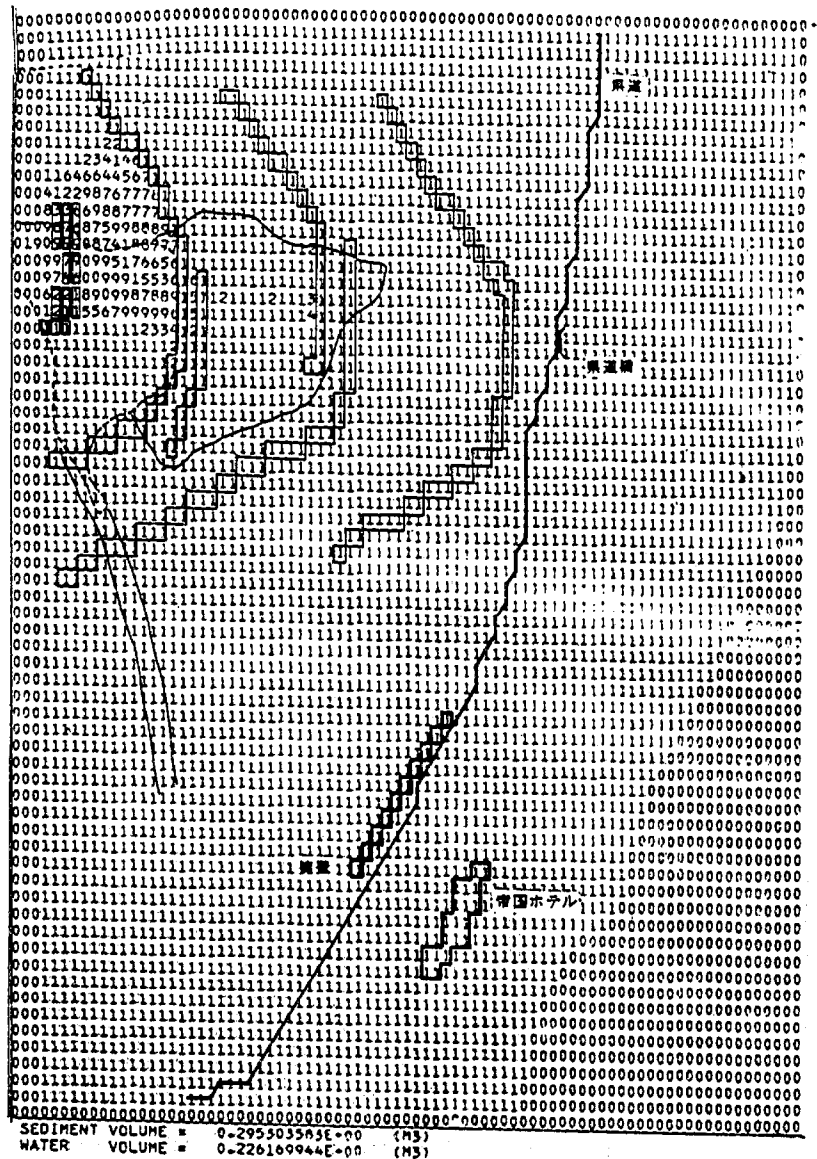


図 2-11 ケース 3 第 2 波土石流々下後の土砂堆積範囲

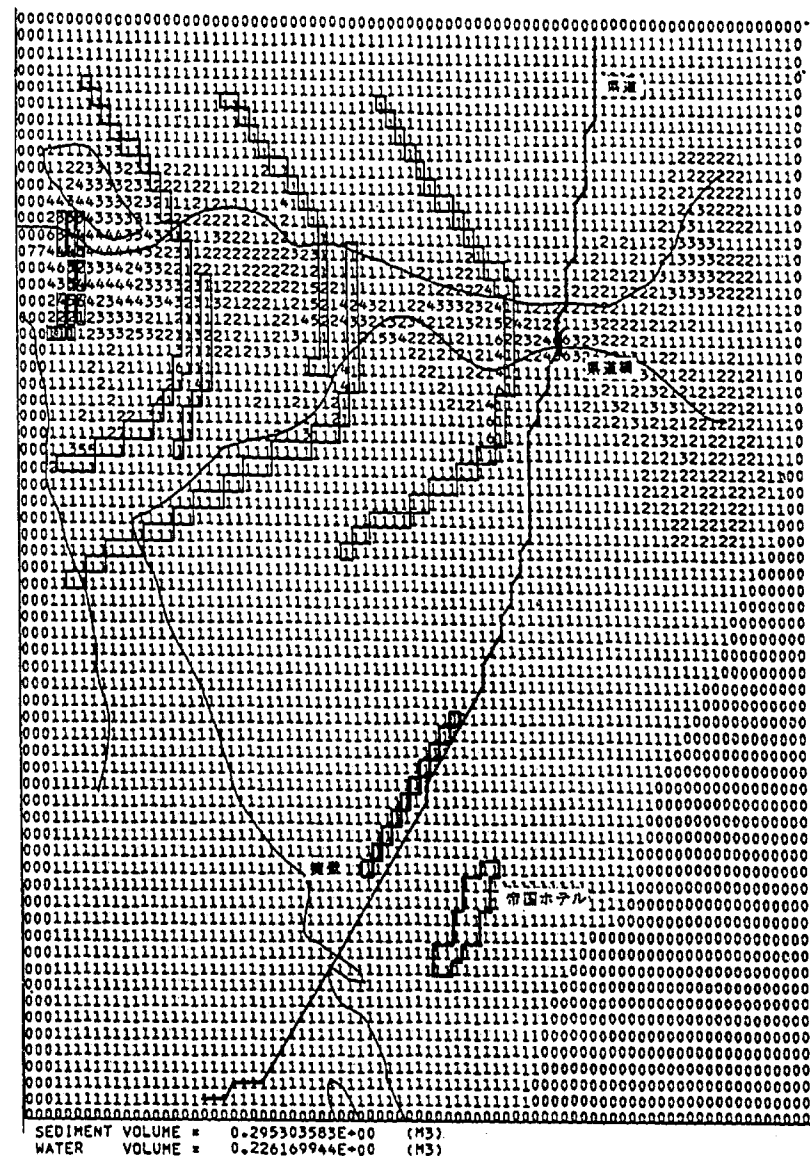


図 2-12 ケース 3 第 2 波土石流々下後の流水氾濫範囲

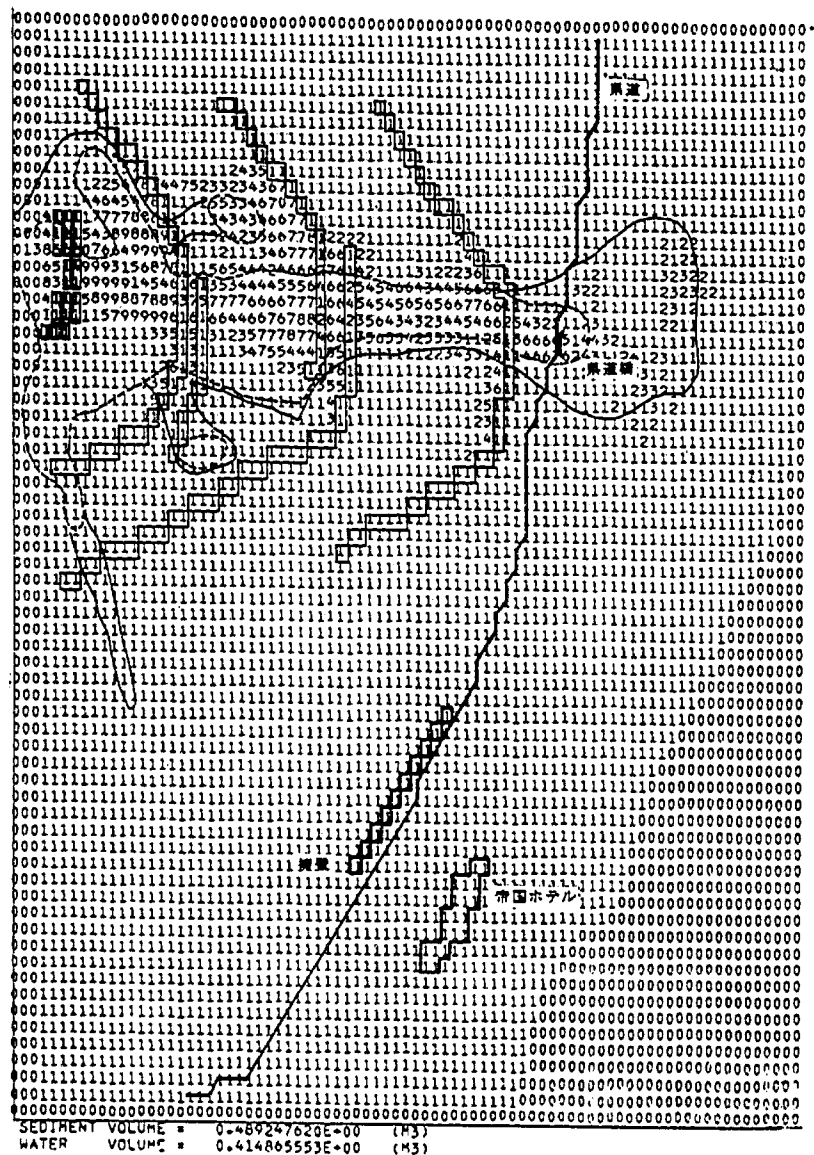


図 2-13 ケース 3 後続流々下後の土砂堆積範囲

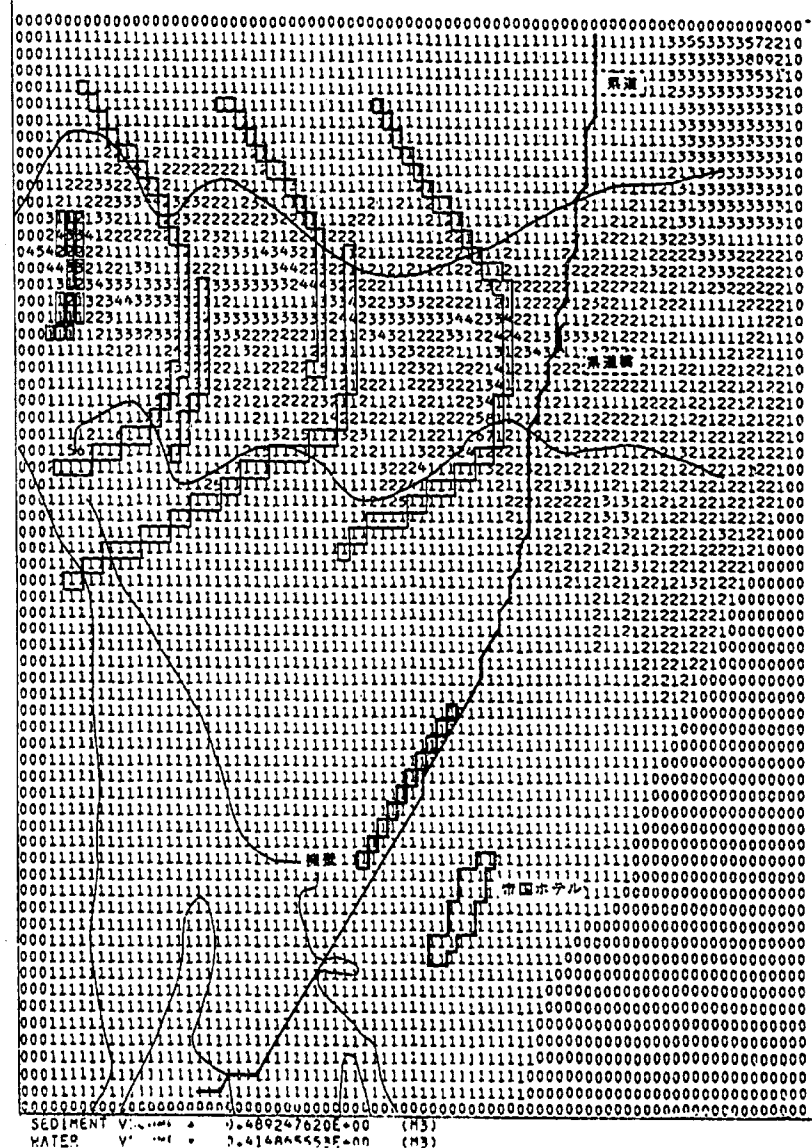


図 2-14 ケース 3 後続流々下後の流水氾濫範囲

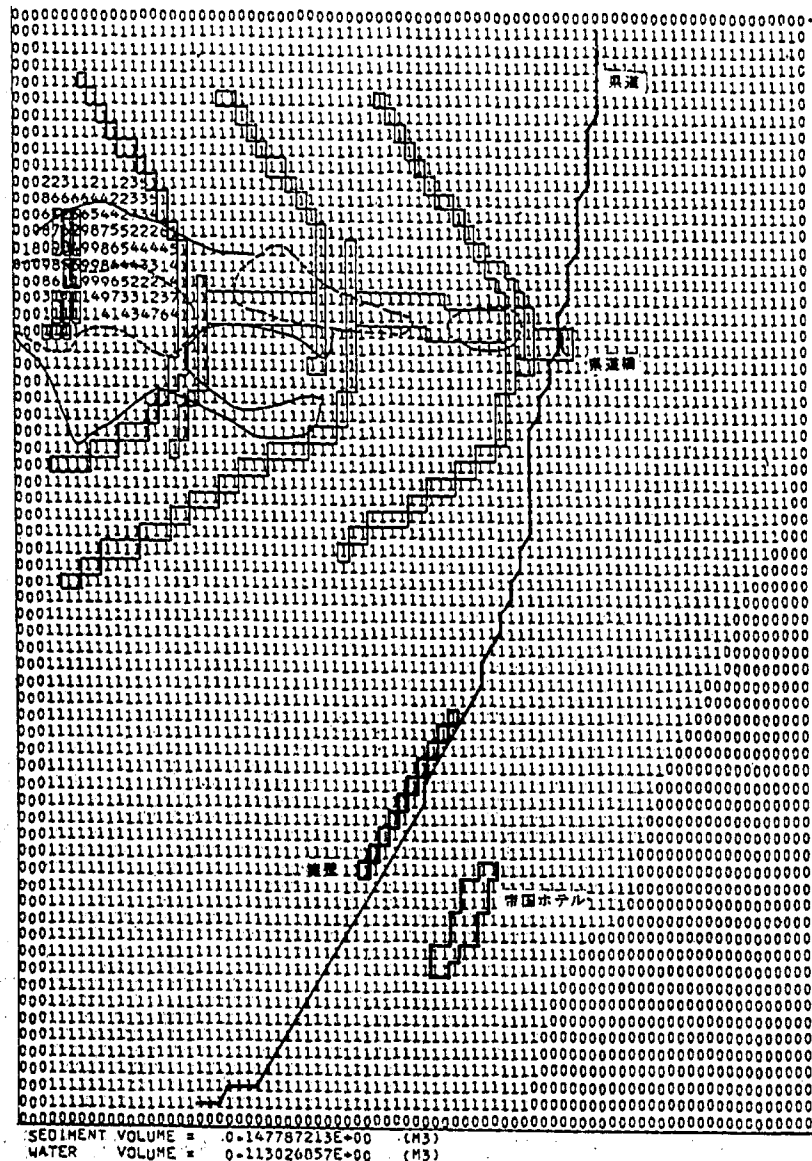


図 2-15 ケース 4 第 1 波土石流々下後の土砂堆積範囲

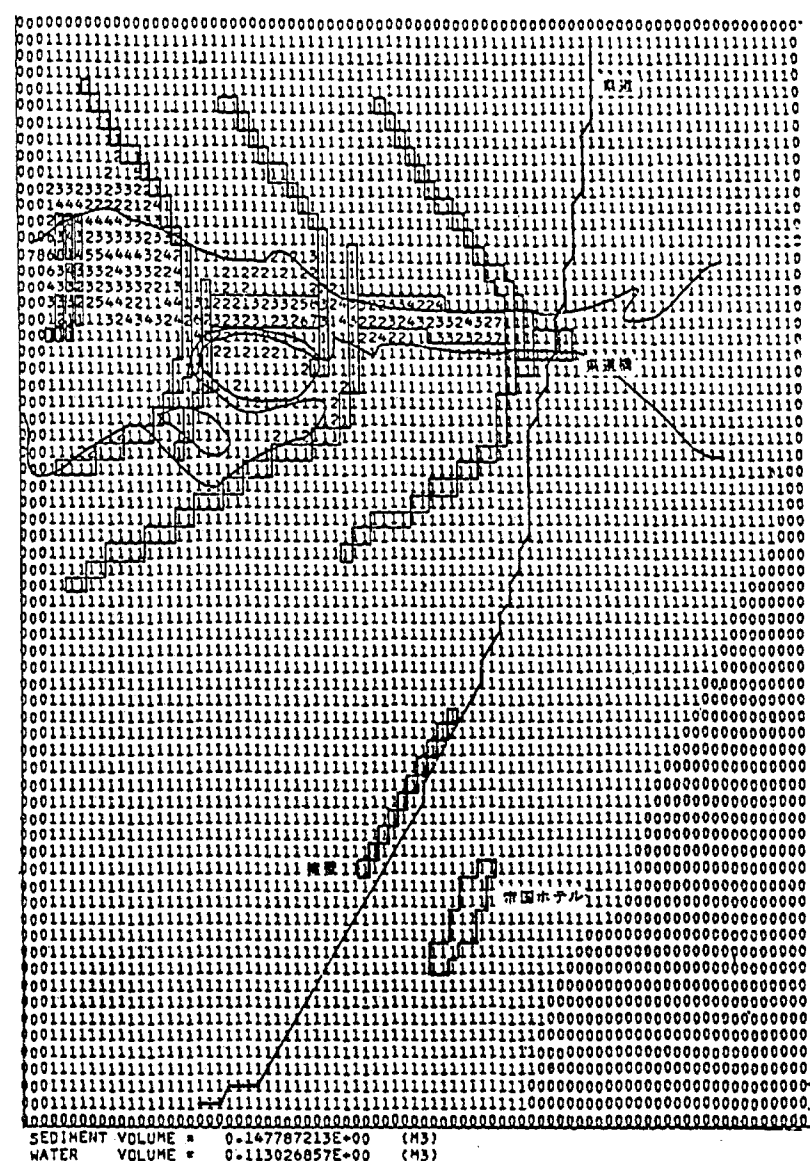


図 2-16 ケース 4 第 1 波土石流々下後の流水氾濫範囲

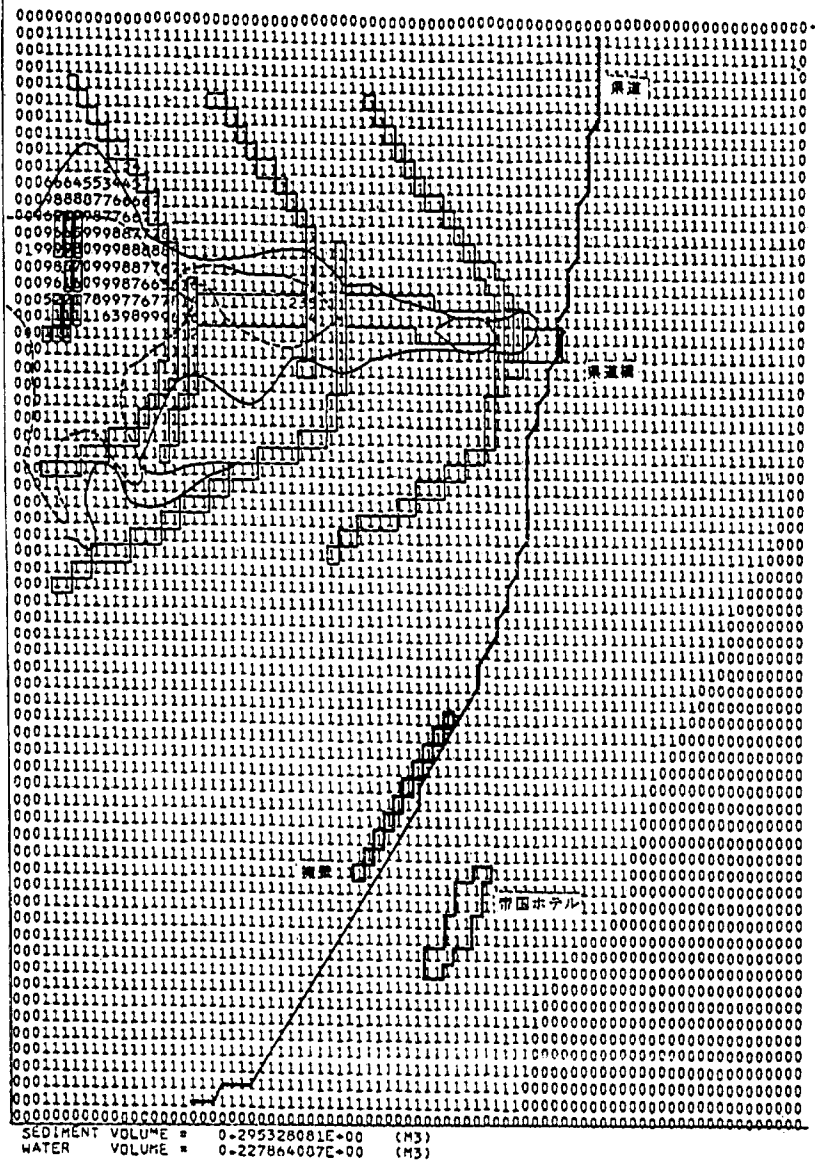


図 2-17 ケース 4 第 2 波土石流々下後の土砂堆積範囲

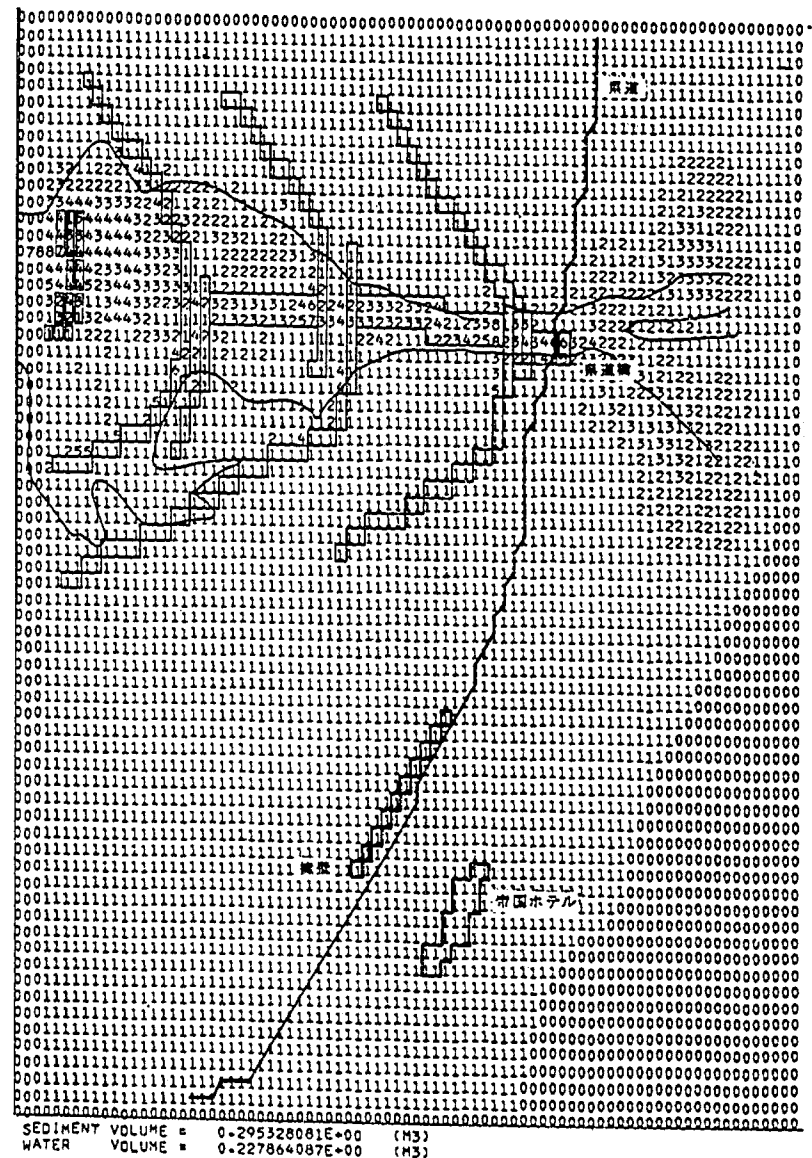


図 2-18 ケース 4 第 2 波土石流々下後の流水氾濫範囲

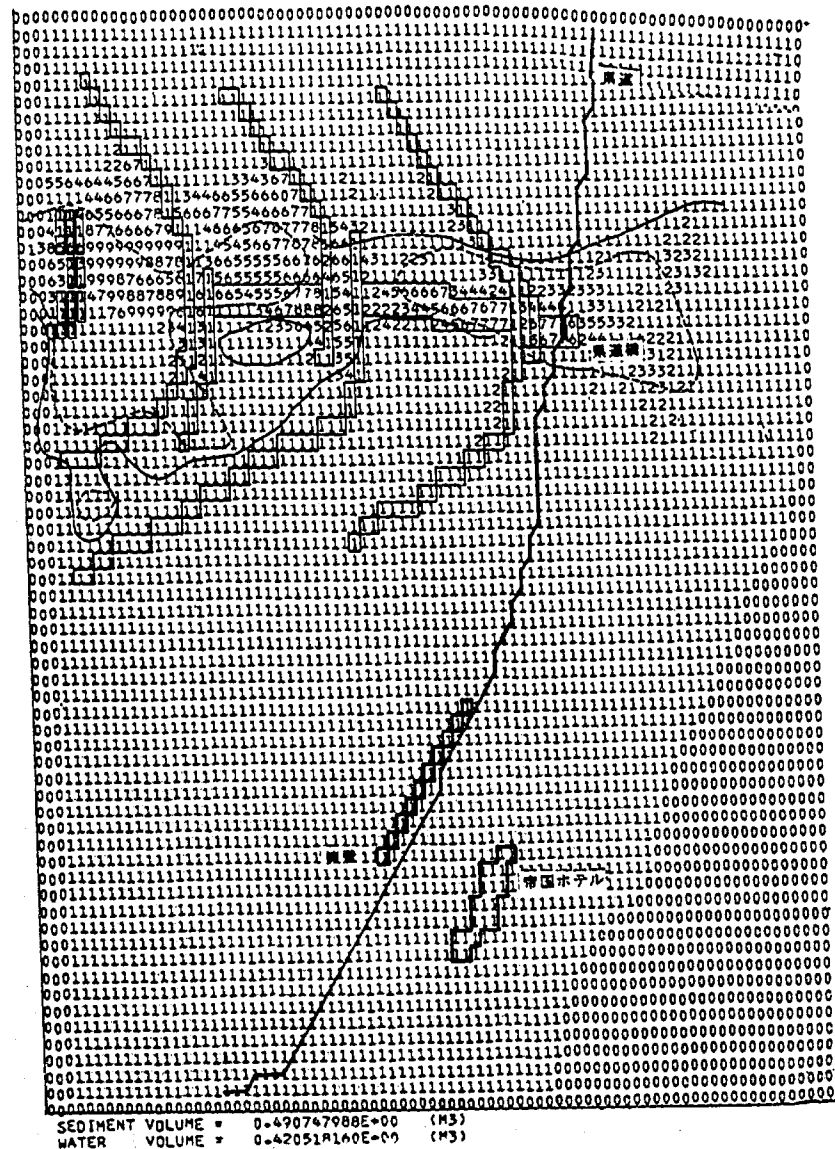


図 2-19 ケース 4 後続流々下後の土砂堆積範囲

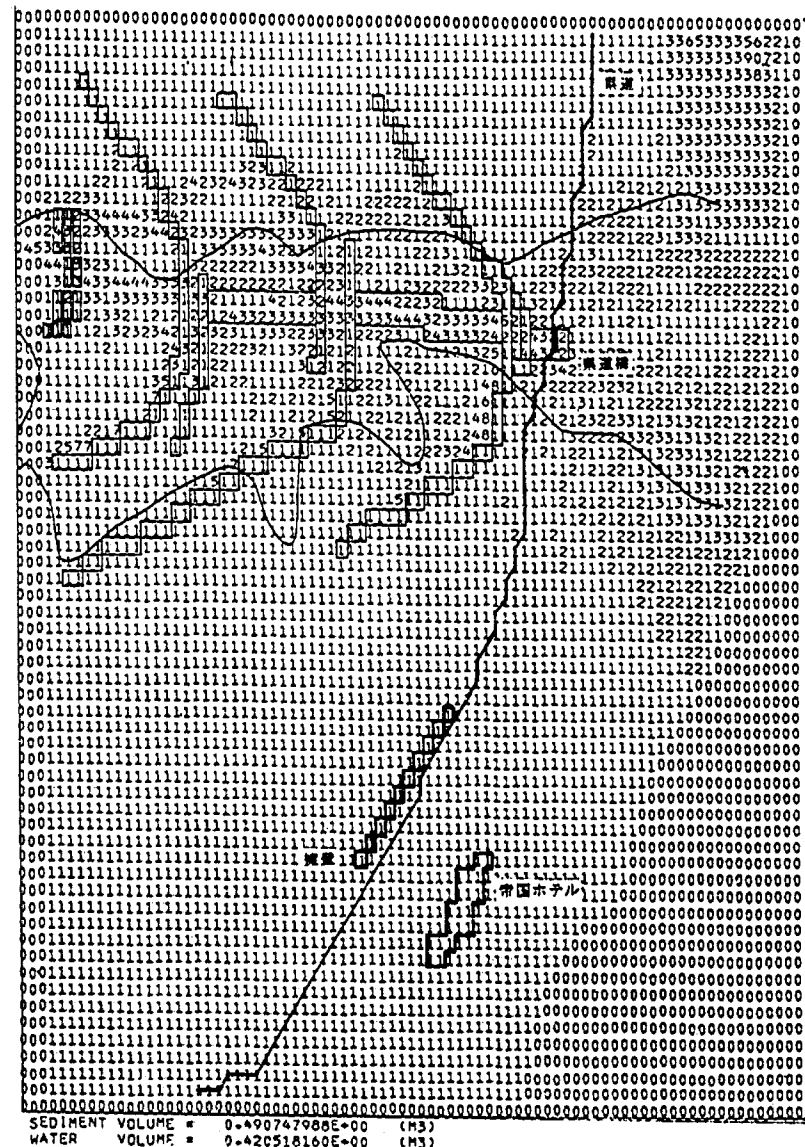


図 2-20 ケース 4 後続流々下後の流水氾濫範囲

れ、後続流々下後の土砂堆積範囲と流水氾濫範囲を示す。以下に、図2-15～図2-20をみて気がついたことを列記する。

(1) ケースは、除石工以外の他の条件がケース3と同じであり、第1波土石流、第2波土石流、後続流それぞれの流下後の土砂堆積範囲、流水氾濫範囲は、実験及び計算ともに傾向的には、ケース3とほぼ同じである。

(2) 実験では除石工は、その範囲が狭く容量が十分でなかったため、土石流の流下時のみにおいて効果を発揮し後続流の氾濫を防ぐことはできなかった。これは、ケース3の図2-9～図2-12と比較すると明らかである。一方、計算結果でも、土石流について第2床固工から下流に表われる除石工の効果を再現している。図2-16、図2-17に示すように、第1波、第2波土石流々下後の流水氾濫範囲は、除石された河道に規制され、県道橋から下流の勾配の非常に緩い湿地帯で氾濫している。後続流々下後は、上流からの流送土砂量が多く河道を閉塞したため、県道橋付近に土砂が堆積し、流水も氾濫している。

(3) 土石流の土砂堆積範囲については、第1波、第2波ともに、実験結果の方が下流まで広がっている。これは、土石流によって流出した土砂が下流まで到達したというよりは、床固工間の河床土砂が流水によって侵食され下流まで運搬されたものと考えられる。

(4) 後続流々下後の土砂堆積範囲は、右岸側を除きよく一致している。

5. 昭和50年災害の実際規模のシミュレーション

ケース1において、昭和50年災害の再現実験結果とシミュレーションの結果を比較した。ケース1では、あくまで実験との対応をみるためシミュレーションも地形、流量、流出土砂量の条件について実験と同じ値を用いた。しかし、実物とサイズを変えた模型実験では、すべての相似則を満足させることができないことから、実際の災害との対応をみるには、地形、流量、流出土砂量の条件についても実際の災害と同じ値を用いた方がよい。そこで、表1-3に示す実際の規模の値を用いて昭和50年災害のシミュレーションを行った。図2-21～図2-24に計算結果とケース1の実験結果を重ね合わせたものを、図2-25、図2-26に計算結果と昭和50年災害の実際の氾濫範囲を重ねたものを示す。これらの図をみて気がついたことを以下に列記する。

(1) 図2-21、図2-22は、それぞれ、土石流々下後の土砂堆積範囲と流水氾濫範囲を示す。また、図2-23、図2-24は、それぞれ、後続流々下後の土砂堆積範囲と流水氾濫範囲を示す。これらの図とケース1の図2-1～図2-4を比較すると、実際規模と模型規模のシミュレーション結果は、全体として非常によく一致していることが分る。しかし、実際規模の方が土砂堆積範囲も流水氾濫範囲も若干狭いようである。特に、後続流々下後の流水氾濫範囲は、左岸側がかなり狭くなっている。

(2) 図2-25と図2-26は、それぞれ、後続流々下後の土砂堆積範囲と流水氾濫範囲を示す。これらは、実際規模のシミュレーションと昭和50年の実際の氾濫範囲を重ね合わせたものである。後者については、最終的な氾濫範囲しか分らないため、後続流々下後の状態で比較するものである。これらを見ると、土砂堆積範囲、流水氾濫範囲ともに計算結果の方が左岸側へ偏っていることが分る。主流部の流水氾濫範囲については、氾濫の主要部分の範囲が重なっており、再現性は、まあまあであるが、扇頂部から帝国ホテルの方向へ向う流れが計算ではほとんどなく、保全対象の危険度を知る意味で十

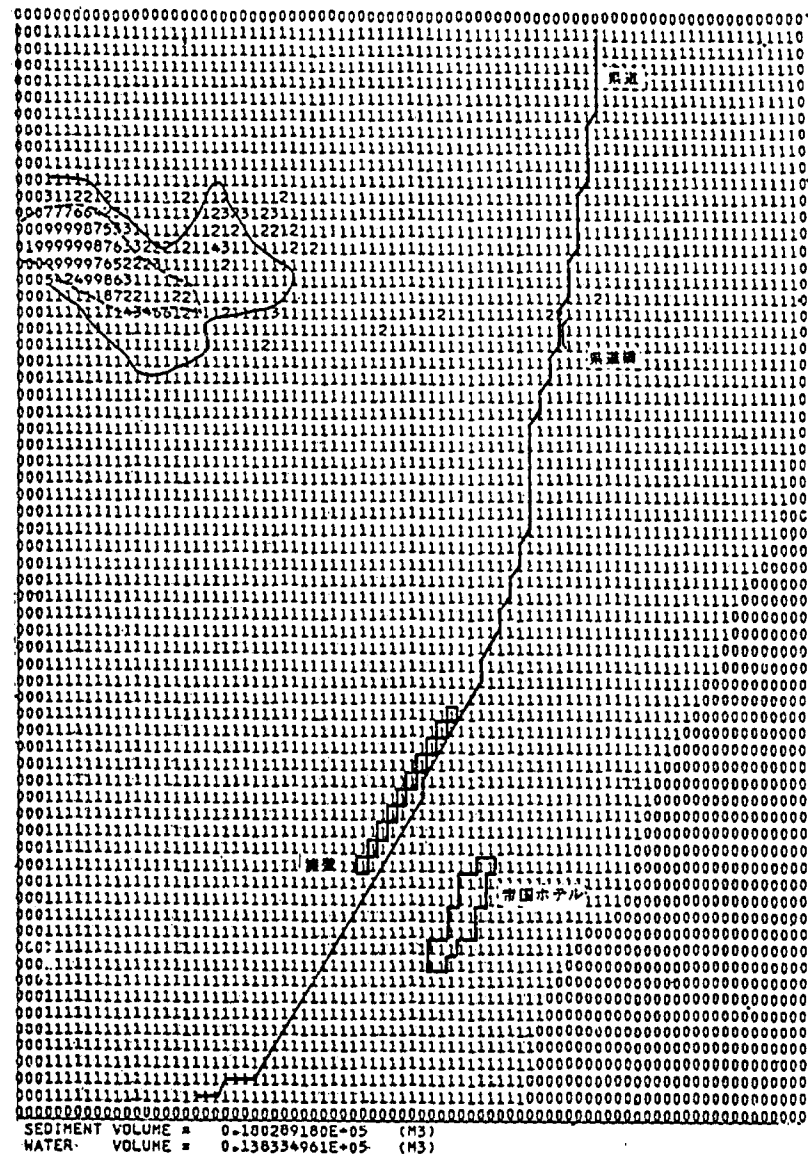


図 2-21 実際規模のシミュレーションと模型実験の比較
(土石流々下後の土砂堆積範囲)

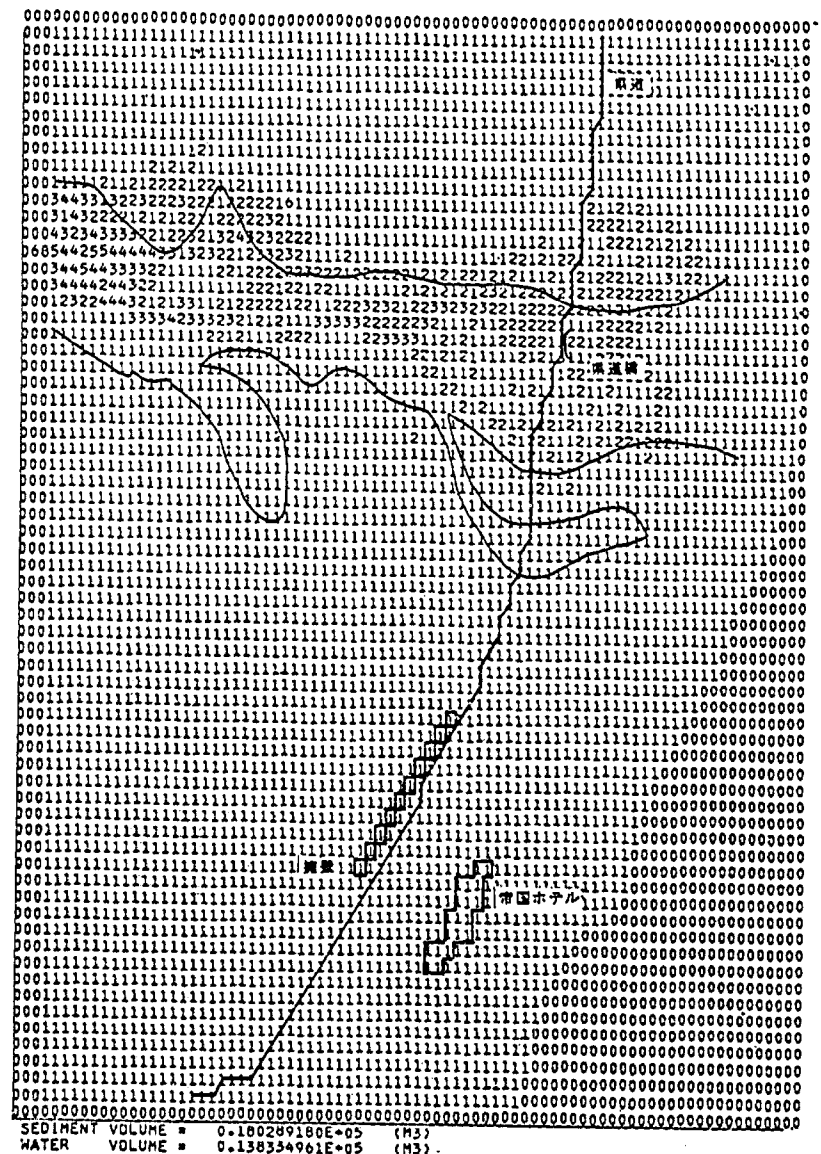


図 2-22 実際規模のシミュレーションと模型実験の比較
(土石流々下後の流水氾濫範囲)

[illegible]

図 2-24 実際規模のシミュレーションと模型実験の比較
(後続流々下後の流水氾濫範囲)

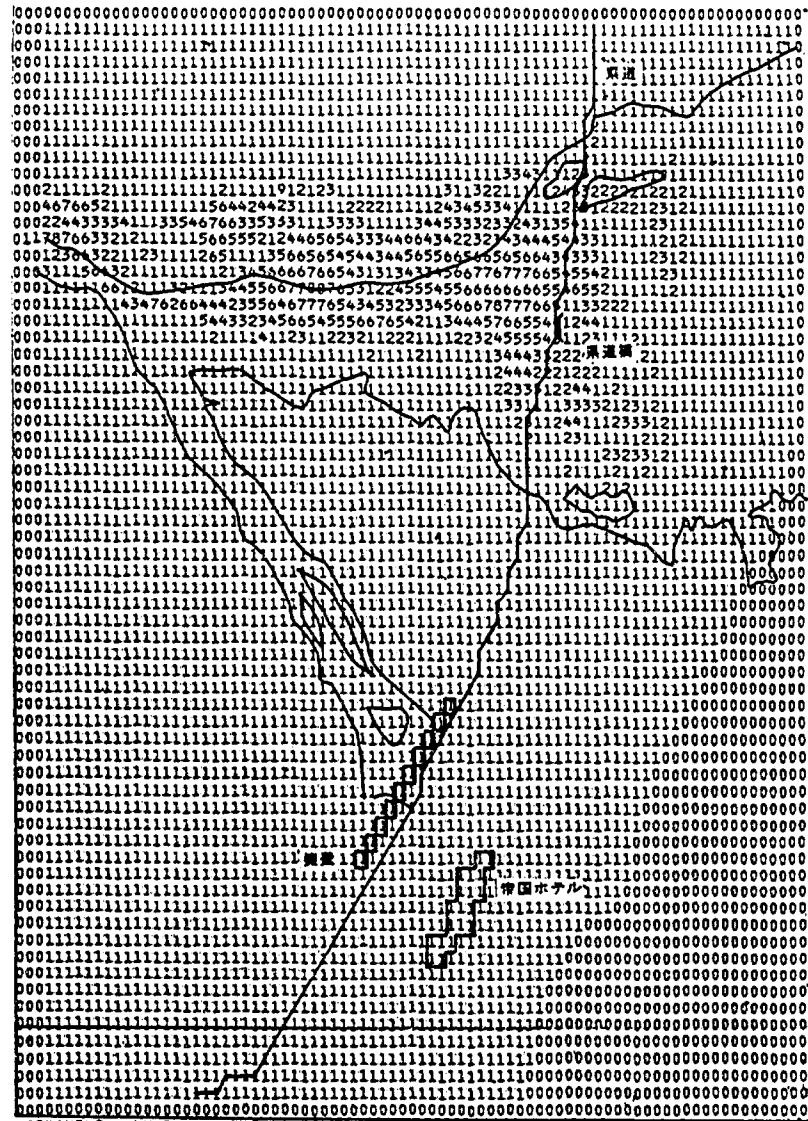


図2-25 実際規模のシミュレーションと実績氾濫範囲
の比較(後続流々下後の土砂堆積範囲)

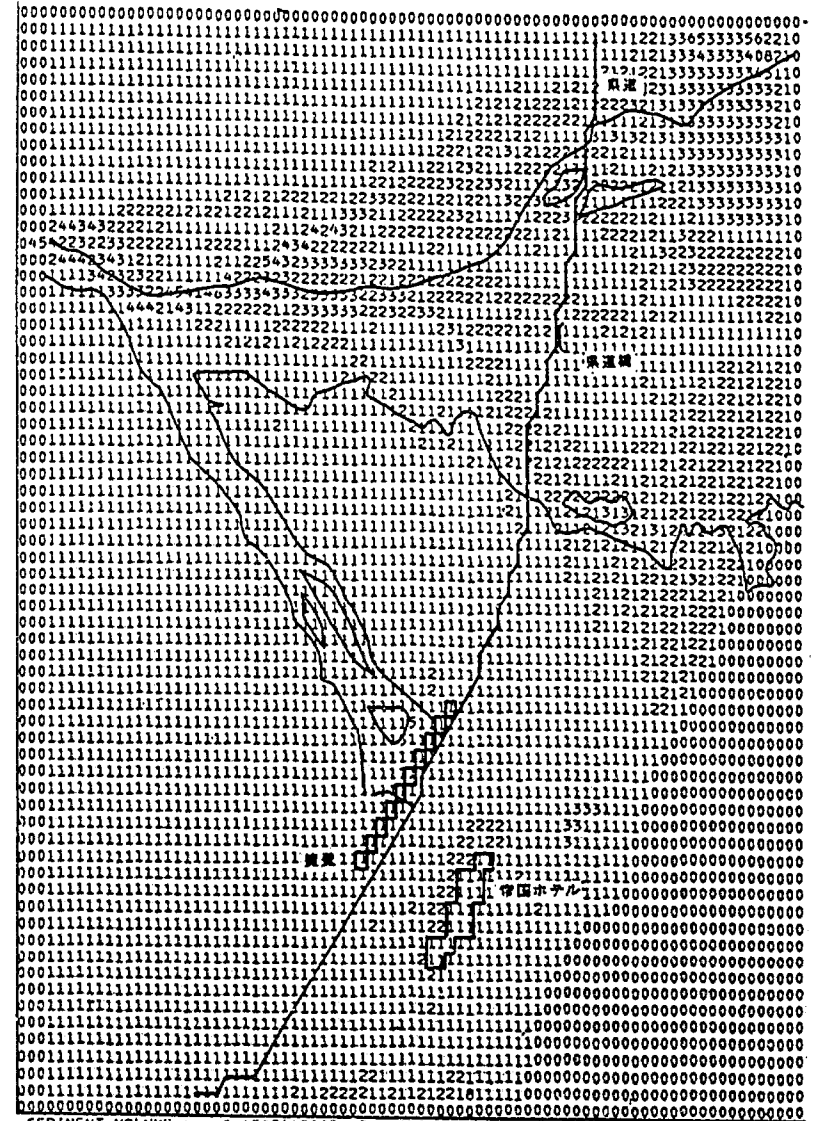


図2-26 実際規模のシミュレーションと実績氾濫範囲
の比較(後続流々下後の流水氾濫範囲)

分に再現しているとは言えない。

(3) このように、あまり再現性がよくない理由としては、与えた流量や流出土砂量が模型実験での再現性をよくするように決められているため必ずしも実際の災害と一致していないことが考えられる。これは、(1)で述べたように、実際規模のシミュレーション結果が模型実験結果とよく一致することからもうかがえる。

6. ま と め

土石流氾濫シミュレーションを模型実験及び昭和50年災害の実績氾濫範囲と比較した結果を以下にまとめる。

- (1) 無施設時については、土石流、後続流ともに氾濫範囲の再現性が非常に高い。
- (2) シミュレーションには、扇状地上の元地形の侵食が入っていないので、土石流々下時における土石流堆積部より下流の河床変動や床固工及びスリットダム直下の侵食が再現されていない。
- (3) 床固工、導流堤及び除石工については、土石流、後続流ともに施設効果を再現する。特に、後続流については、流下後の土砂堆積範囲、流水氾濫範囲ともに模型実験の結果とよく一致する。
- (4) 鋼製スリットダムについては、せき上げ効果を再現できない。
- (5) 模型実験では、土石流の土砂濃度が一定でないため、一旦堆積した土石流堆積物が侵食されるが、シミュレーションでは、濃度を一定に与えるため侵食されない。
- (6) 実際規模のシミュレーションによる昭和50年災害の実績氾濫範囲の再現性は、まあまあであるが、どちらかという、模型実験結果との対応の方がよい。これは、シミュレーションで与えている流量、流出土砂量が実験条件に基づくもので、必ずしも実際の災害の条件を満足しているとは言えないからであると考えられる。

§ 3. 土石流対策工の効果評価

§ 2において土石流氾濫シミュレーションの再現性の検討を行い、床固工、導流堤、除石工について十分に再現性が高いことを確認した。そこでここでは、想定される土石流に対してある対策工を配置した場合の施設効果評価を試験的に行う。これは、土石流氾濫シミュレーションによって現況の扇状地における氾濫区域を予測したあと、適正な砂防施設を配置するため施設配置計画を模擬的に行うものである。

1. 方 法

対象とする場所は、八右衛門沢扇状地で、対象とする流量、流出土砂量は、ケース1で与えたものとする(表2-1)。八右衛門沢は、流出土砂量が非常に多いのに対し、保全対象である下流の県道橋付近は、河床勾配が緩く、土砂の疎通能力が小さい。このため、下流河道を安定させるためには、扇頂部より上流の谷に砂防ダムを入れ、流出土砂量に対して十分な貯砂容量を確保することが必要だが、これが今できないものとして、以下に示すような幾つかの案を考える。

(1) 扇頂部の小さな谷を利用して砂防ダムを配置する。

(2) (1)の砂防ダムは、自然のままでは、貯砂容量が小さいため、上流側を除石する。

(3) 扇中央部の河床勾配を緩くし、洪水時に土砂を堆積させる。また、除石工により県道橋付近の河床勾配を急にし、土砂の疎通能力を高くする。

図3-1に砂防ダムの平面図、正面図及び側面図を示す。また、図3-2に砂防ダム、床固工及び除石工の縦断図を示す。

2. 結 果

次の各施設設置時において土石流氾濫シミュレーションを行った。

A 無施設

B 砂防ダム

C 砂防ダムの上流の除石工

D 砂防ダムの上流の除石工、床固工群、下流河道の除石工

図3-3～図3-6に、各施設設置時における土石流流下後の土砂堆積範囲を、図3-7～図3-10に、各施設設置時における後続流々下後の土砂堆積範囲を、図3-11～図3-14に、各施設設置時における土石流々下後の流水氾濫範囲を、図3-15～図3-18に、各施設設置時における後続流々下後の流水氾濫範囲を示す。以下に、これらをみて気がついたことを列記する。

(1) 土石流々下後の土砂堆積範囲は、施設状態AとBで若干下流まで土砂が流下しているが他の施設状態では、ほとんど砂防ダムにより捕捉されている。

(2) 後続流々下後の土砂堆積範囲は、河道に沿って広がり、施設状態A、B、Cではほとんど同じである。これは、土石流、後続流合せた流出土砂量が82,600 m³であるのに対し、砂防ダムの貯砂容量は、拡幅後でも12,500 m³と流出土砂量に比較して非常に小さいため、砂防ダムの流出土砂量の抑制及び調節がほとんど効いていないためである。それに対し、施設状態Dでは、砂防ダムから流下したほとん

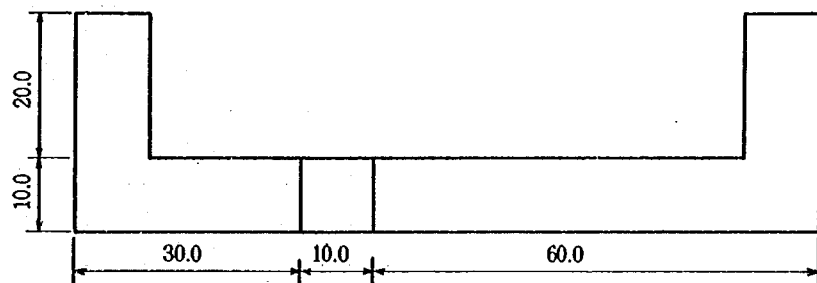
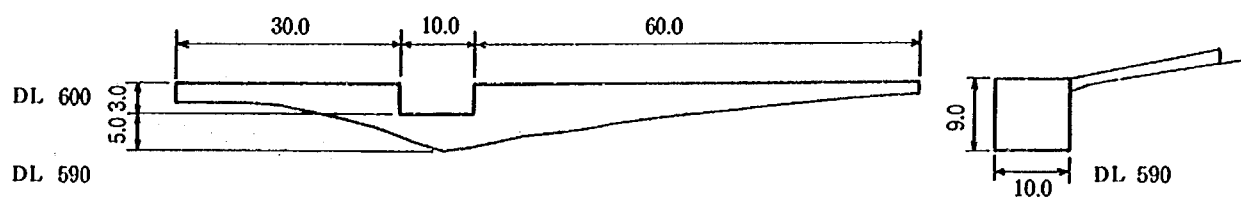


図 3 - 1 砂防ダムの平面図，正面図，側面図 1 / 500

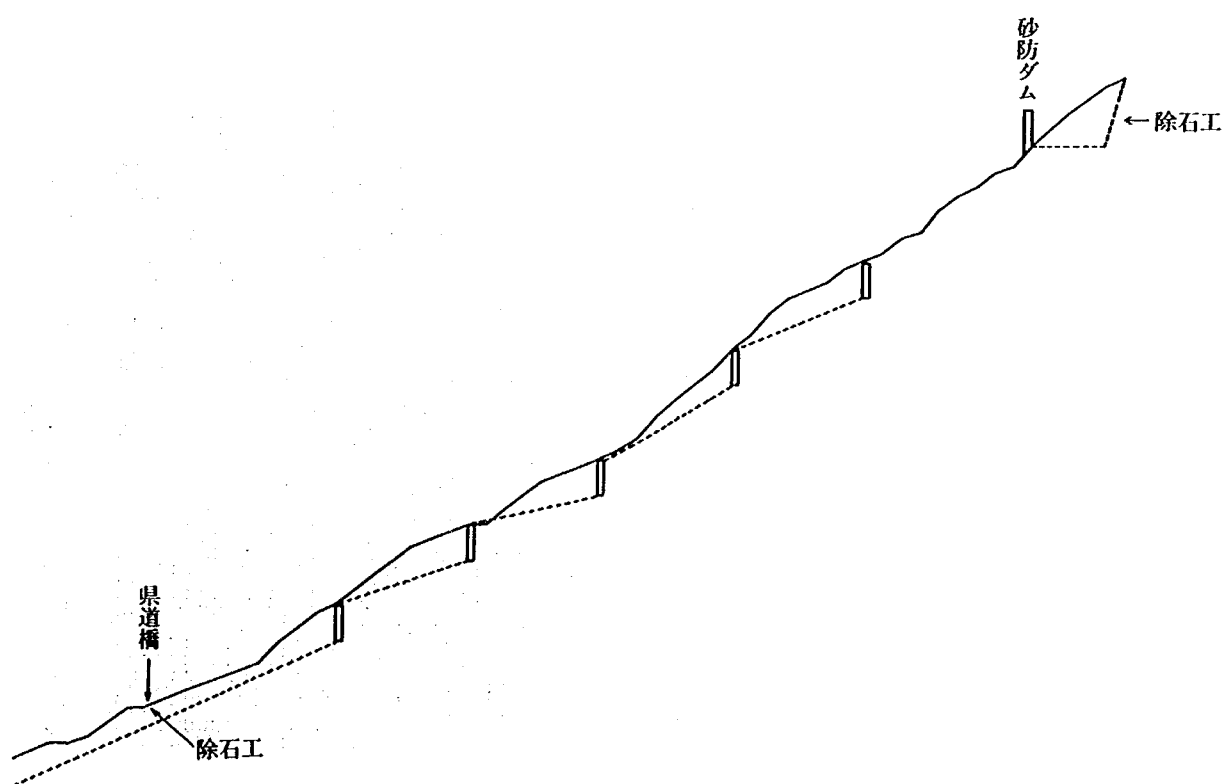


図 3 - 2 縦 断 図

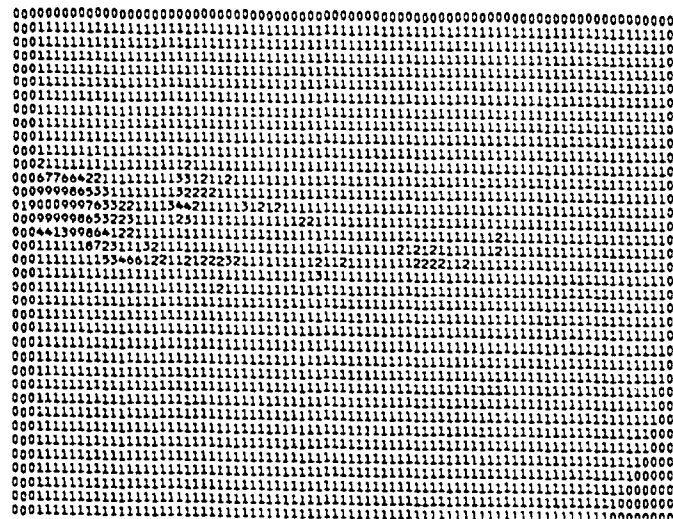


図 3-3 無施設時における土石流々下後の土砂堆積範囲

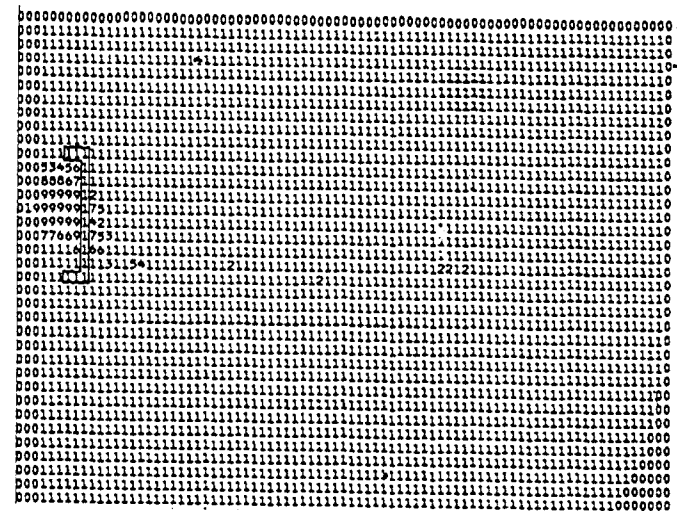


図 3-4 砂防ダム設置時における土石流々下後の堆積範囲

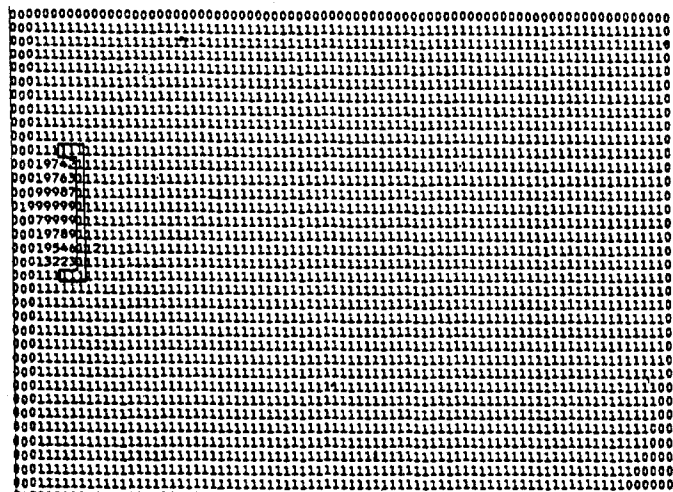


図 3-5 砂防ダム（拡幅）設置時における土石流々下後の土砂堆積範囲

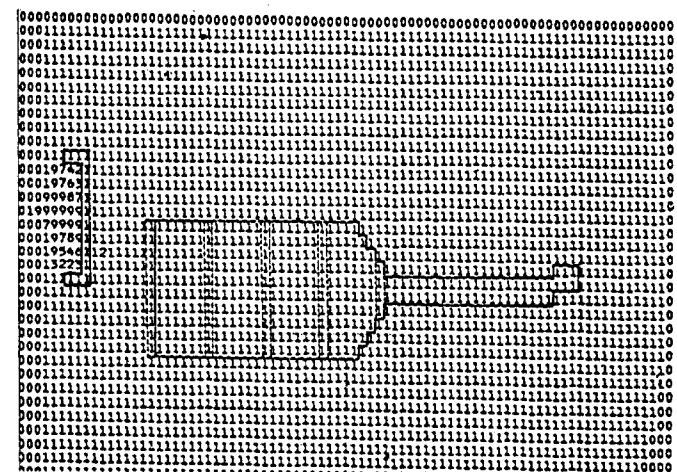


図 3-6 床固工設置時における土石流々下後の土砂堆積範囲

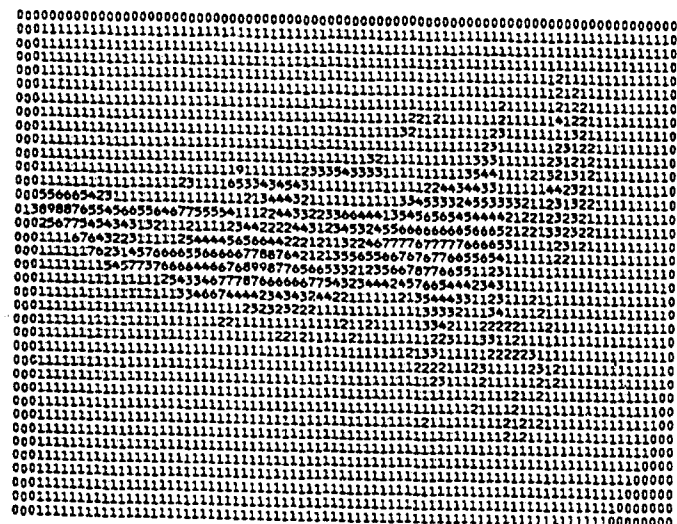


図 3-7 無施設時における後続流々下後の土砂堆積範囲

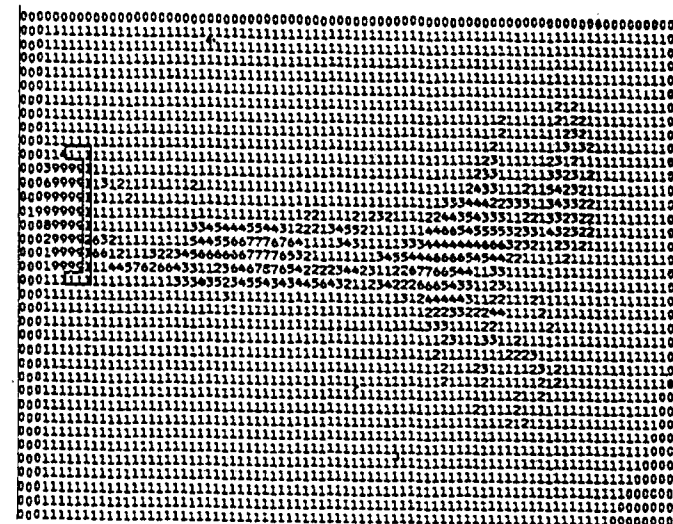


図 3-8 砂防ダム設置時における後続流々下後の土砂堆積範囲

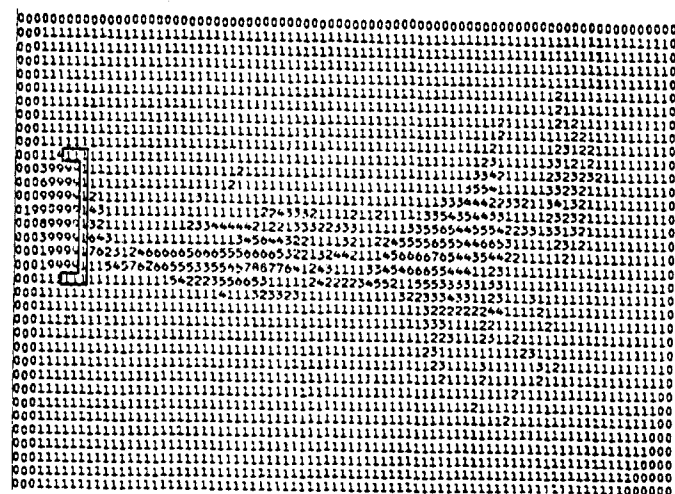


図 3-9 砂防ダム（拡幅）設置時における後続流々下後の土砂堆積範囲

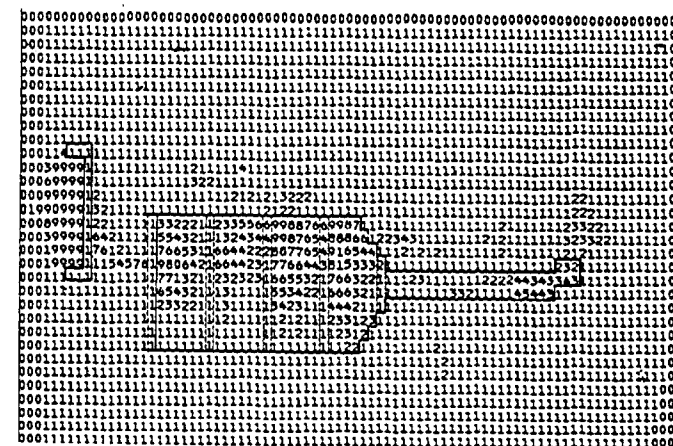


図 3-10 床固工設置時における後続流々下後の土砂堆積範囲

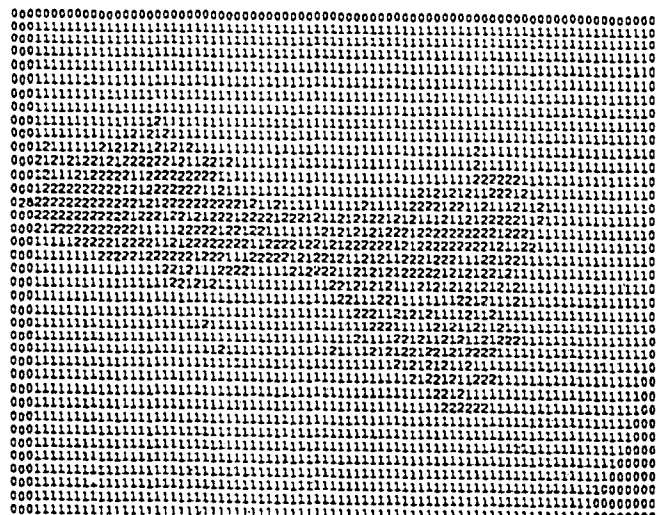


図 3-11 無施設時における土石流々下後の流水
氾濫範囲

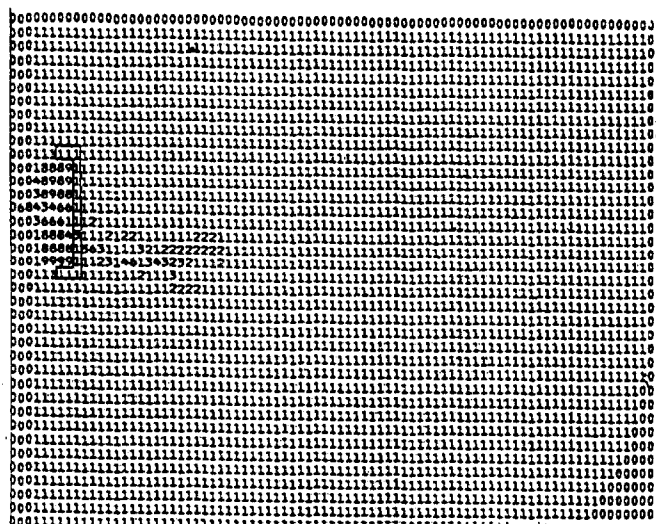


図 3-13 砂防ダム（拡幅）設置時における土石流
流下後の流水氾濫範囲

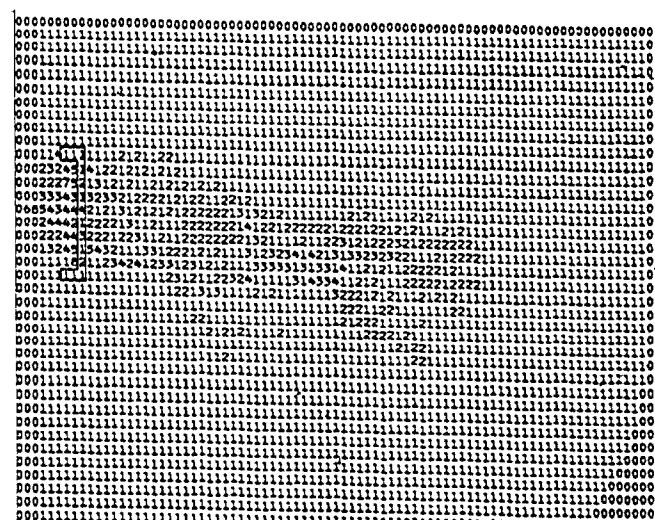


図 3-12 砂防ダム設置時における土石流々下後の
流水氾濫範囲

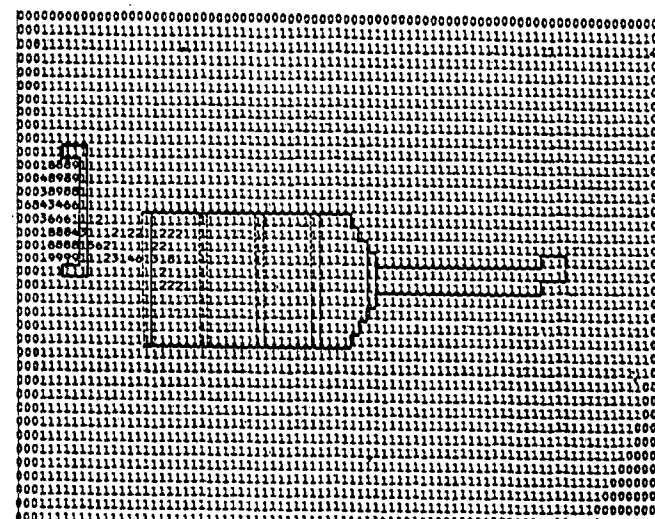


図 3-14 床固工設置時における土石流々下後の
流水氾濫範囲

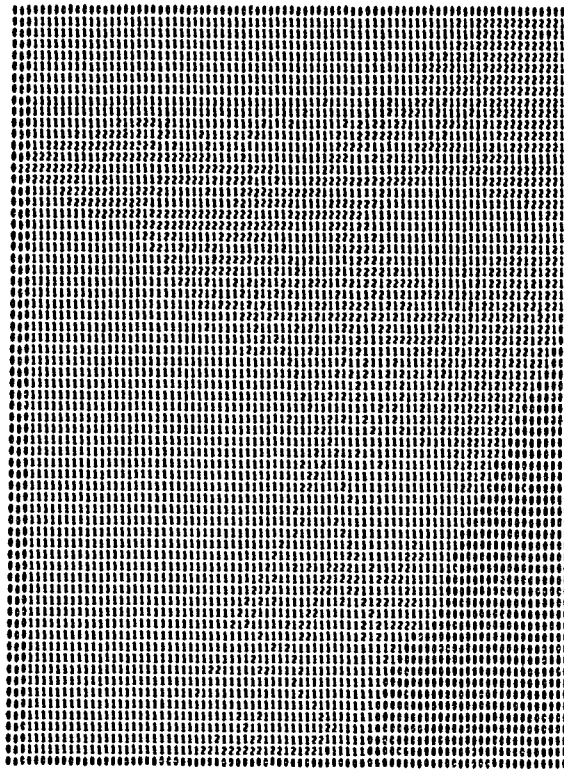


図 3-15 無施設時における後続流々下後の流水
氾濫範囲

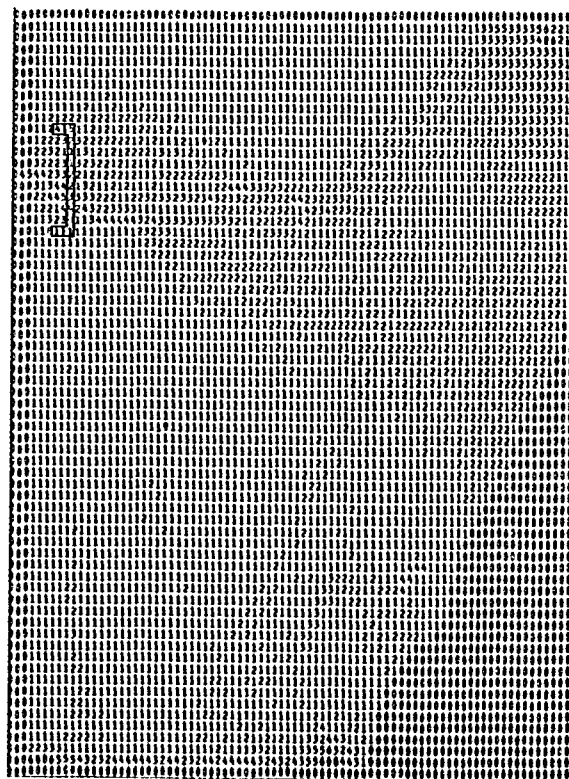


図 3-16 河防ダム（拡幅）設置時における後続流々
下後の流水氾濫範囲

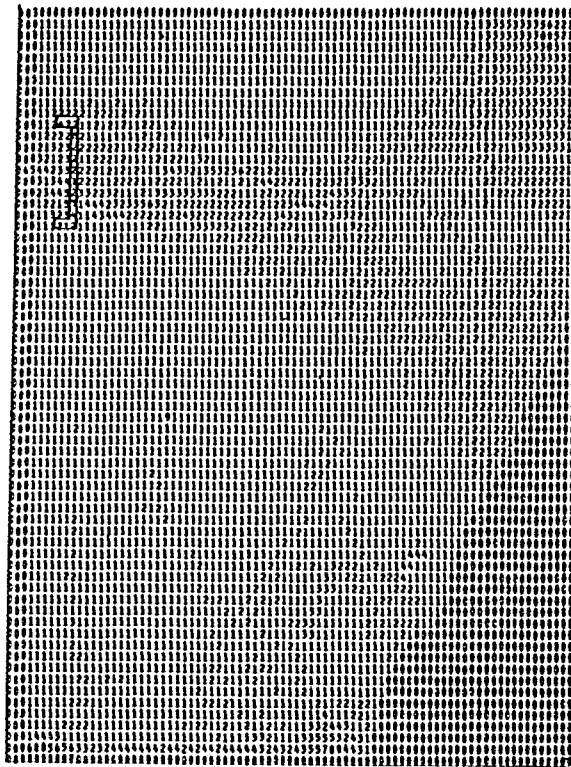


図 3 - 17 砂防ダム（拡幅）設置時における後続
流々下後の流水氾濫範囲

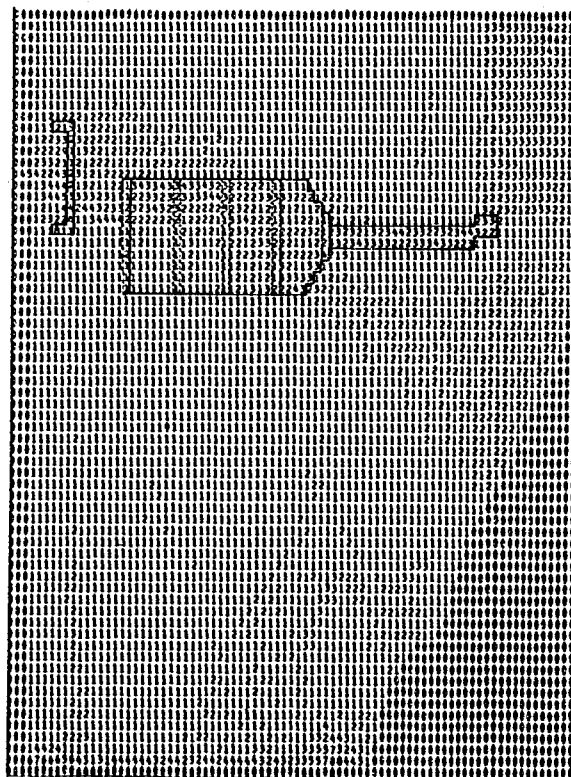


図 3 - 18 床固工設置時における後続流々下後の
流水氾濫範囲

どの土砂が扇状部の床固工群の間に堆積し、保全対象のある県道橋付近の下流河道を安定させている。

(3) 土石流々下後の流水氾濫範囲は、各施設状態で段階的に氾濫範囲が縮小しており、施設効果が表われている。

(4) 後続流々下後の流水氾濫範囲は、施設状態A、Bについては、扇状地上に広く広がりほとんど同じである。施設状態Cについては、A、Bに比較して若干狭くなっており、施設状態Dでは、一部を除いて河道内を流下している。これより、施設状態Dの施設効果は、明らかである。

§ 4. 計算刻み時間の検討

土石流氾濫数値シミュレーションは、メッシュ数を多くとり、計算刻み時間を小さくすると後続流のように継続時間の長い流れでは大型計算機を使用しても非常に計算時間がかかる。ちなみに、本研究で使ったHITACM-280Hは、12MIPSであり、計算取入れ範囲 82×72 、土石流、後続流の継続時間487秒に対し計算刻み時間 $\Delta t = 0.05$ 秒とすると計算時間は14分かかる。大型計算機の単価1秒80円であるから、1回の計算では13万4千円必要であり、コストが高い。コストを極力小さくするには、計算安定性、収束性を保ちながら Δt を最大限大きくしなければならない。そこで、本研究では、昭和50年災害を対象としモデル規模及び実際規模について、計算刻み時間 Δt を変化させて計算を行い、以下の項目について Δt との関係を検討した。

- | | |
|-----------------------|------|
| (1) CPU TIME | 計算時間 |
| (2) Qb | |
| (3) U | 流速 |
| (4) H | 水深 |
| (5) $ U + \sqrt{gH}$ | |
| (6) 流水氾濫範囲 | |
| (7) 堆積深 | |
| (8) Cd | 土砂濃度 |

図4-1、図4-2にモデル規模及び実際規模の計算から求めた Δt と上記要素との関係を示す。このうち、流水氾濫範囲は、横方向と縦方向の最大範囲のメッシュ数をたし合わせたものである。図4-3にモデル規模について Δt を変化させた時の流水氾濫範囲の変化を示す。

図4-1、図4-2によると、CPU TIMEは $\Delta x / \Delta t$ とほとんど直線的関係にあり、 Δx が一定であるため、 Δt が大きくなる程CPU TIMEは小さくなる。

本研究で一番問題となるのは、氾濫範囲であり、 Δt との対応をみると Δt が小さいある範囲までは氾濫範囲は、一定であり、 Δt がさらに大きくなると氾濫範囲は、だんだん小さくなっていくのが分る。この氾濫範囲の変化は、図4-1では、 $\Delta x / \Delta t$ の2及び1に対応しており、図4-2では、 $\Delta x / \Delta t$ の10に対応している。一方、 $|U| + \sqrt{gH}$ と Δt との対応をみると、図4-1では、 $\Delta x / \Delta t > 1.5$ に対しては $|U| + \sqrt{gH} = 1.3$ であり $\Delta x / \Delta t$ の1.5から1に対して、 $|U| + \sqrt{gH}$ の変化が始まっている。また図4-2では、 $\Delta x / \Delta t > 11$ に対しては、 $|U| + \sqrt{gH} = 8.3$ であり、 $\Delta x / \Delta t$ の11~10に対して $|U| + \sqrt{gH}$ の変化が始まっている。これより、2つのケースとも、 $\Delta x / \Delta t > |U| + \sqrt{gH}$ の時氾濫範囲が安定していることが分る。これは、Von Neumanの条件と言われるものであり、線形の場合の安定性の必要条件である。土石流氾濫シミュレーションモデルの基礎方程式は、連続式と運動方程式であり、1つにまとめると2階の双曲線方程式となる。非線形双曲形の差分方程式の安定条件は、求められていないが、ここに示すように、一応必要条件として線形の場合の必要条件を用いることができることが分った。したがって Δt を決定する時は、 $|U| + \sqrt{gH}$ の値を目安にこれよりも大きな値を2、3とって安定性を確かめるのがよいと考えられる。

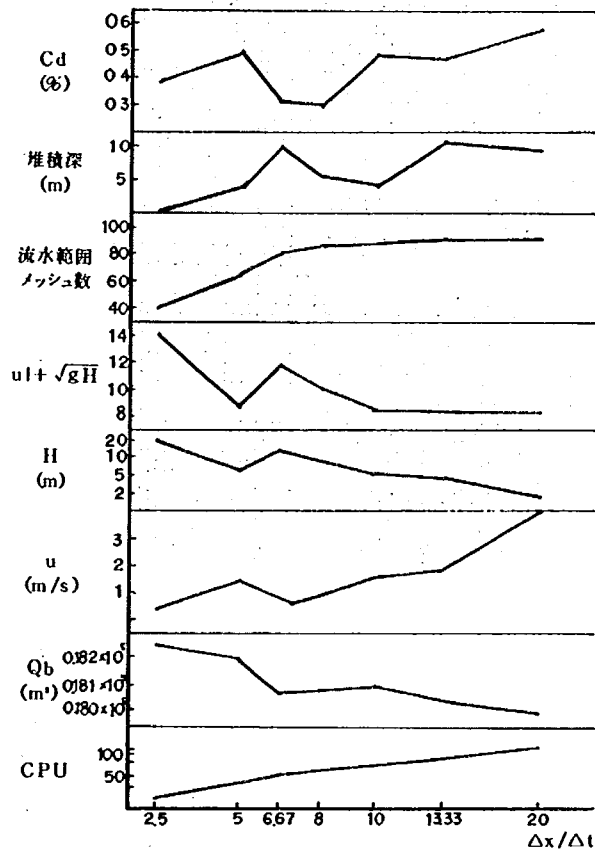


図 4-1 刻み時間と流れの要素との関係
(モデル規模)

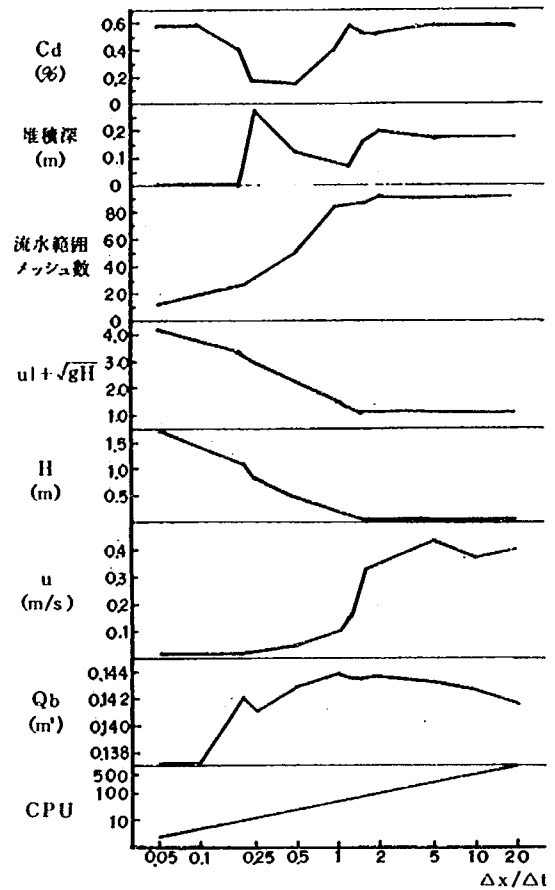


図 4-2 刻み時間と流れの要素との関係
(実際規模)

4 t 0.0 1

[illegible] $\Delta t = 0.05$ [illegible] $\Delta t = 0.04$ [illegible]

4 t 0.1 3 3 5

図 4-3(1) Δt の変化による流水氾濫範囲の変化 (モデル規模)

§ 5. 他の手法との比較

土石流氾濫シミュレーションモデルには、本研究で用いた数値シミュレーションモデルの他に、今村らのRandom Walk modelがあり、また、本研究で比較を行った水理実験も一種のシミュレーションモデルと言えるかもしれない。ここでは、数値シミュレーションモデル以外のシミュレーションモデルとしてRandom Walk modelをとり上げ、数値シミュレーションモデルとの比較を行う。

1. 方 法

1.1 遷移確率

Random Walk modelは、土石流及び掃流の進行方向を確率的に求めるものである。すなわち、土石流にしろ、掃流にしろ、それが任意の一点から次の一点へと移動する可能性は、その動きを図5-1のような格子で表した場合、たとえば出発点 P_0 から移動を続けて、 $P_1, P_2 \cdots P_m$ と進行する。その場合、任意の斜面上である方向へ移動する確率 P_s は、

$$P_s \propto S \quad \text{..... (5.1)}$$

つまり、その方向の傾斜に比例すると仮定する。それぞれ4方向へ進む確率 P_s は、5-1式において $S=0$ の場合（水平面の場合）には、 P_s は、平面方向に等確率であるから、 $P_s=0.25$ となり、 $S=1.0$ の場合（垂直方向の場合）には、 $P_s=1.00$ と表わす。したがってある傾斜をもつ斜面上での各々の進行方向への遷移確率は、次式で表わされる。

$$P_s = 0.25 + a \cdot S \quad \text{..... (5.2)}$$

ここに、 a は、 $\sin \alpha$ の比例定数、 S は、進行方向への勾配を表わす。

5.2式において、 $S=1.0$ のとき、 P_s を1.00にするには、 $a=0.75$ とすればよいから、5.2式は、 $P_s = 0.25 + 0.75 \cdot S$ と表わされる。したがって5.2式は、

$$P_s = 0.25 + 0.75 \cdot \sin \alpha \quad \text{..... (5.3)}$$

ここに、 α は、移動方向への角度と表わされる。

また、土石流にしろ、掃流にしろ、流送される土砂は、一度流れの方向が規定されると、その方向への慣性がある。つまり、総ての要素が同等の場合には、その前の過程でたどった方向へ移動する確率は、それ以外の方向へ動く確率より高いはずである。そこで、同一方向に対して働く慣性力 I_n を P_s に乘じると、(5-3)式は、慣性の重みをつけた次の式となる。

$$P_s = (0.25 + 0.75 \cdot \sin \alpha) \cdot I_n \quad \text{..... (5.4)}$$

本研究では、今村らの研究から、土石流の場合には、 I_n を1.5に、掃流の場合には、1.3にした。次に、 $P_{si} = P_s / (P_{s1} + P_{s2} + P_{s3} + P_{s4})$ とおき、乱数 P_n を発生させて、確率分布に落とし、

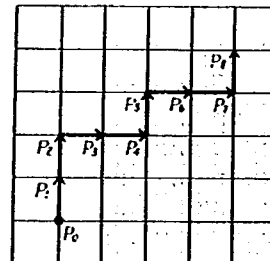


図5-1 メッシュ点における流れの進行方向

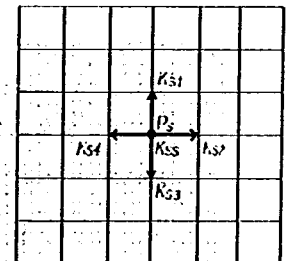


図5-2 ベクトル方向図

方向を決定する。すなわち、

- 1) $R_n < P_{s1}$ の時 K_{s1} 方向へ進む。
- 2) $P_{s1} \leq R_n < P_{s1} + P_{s2}$ の時 K_{s2} 方向へ進む。
- 3) $P_{s1} + P_{s2} \leq R_n < P_{s1} + P_{s2} + P_{s3}$ の時 K_{s3} 方向へ進む。
- 4) $P_{s1} + P_{s2} + P_{s3} \leq R_n < P_{s1} + P_{s2} + P_{s3} + P_{s4}$ の時 K_{s4} 方向へ進む。

とする。

なお、random walk は、次の状態になった場合に停止する。

- 1) 与えたメッシュ以外に進もうとした場合
- 2) 指定の回数の random walk を終了した場合
- 3) 障害物（発生側や別の山体の山すそなど）に到達した場合

1.2 土石流の堆積

土石流堆積物となるべき土砂の全堆積が random walk を続けた末、すべての流送土砂が土石流堆積物として堆積して、自然吸収された場合、random walk は、停止する。これらの関係は、次のように表わせる。

$$n = V / (H_{IGH} \cdot W_{ID} \cdot A)$$

ここに、 V ：土石流堆積物としての堆積物の全体積 H_{IGH} ：土石流堆積物の平均的厚さ W_{ID} ：メッシュ間隔 A ：平面幅

土石流の幅は、メッシュ線を中心にメッシュ間隔と等しくする。なお、できるだけ現実に近い堆積を得るために、ある volume をもった1回分の土石流の堆積を、モデル上では30回の random walk を行わせ、その集積によって表現する。（図5-3）

ある地点から4方向に対する角度の総てが逆傾斜になった場合、すなわち流れが凹地に落ち込んだ場合には、4回の埋立てを行って、それでも4方向の総てが逆傾斜である場合には、それで walk は、停止するものとする。（図5-4）

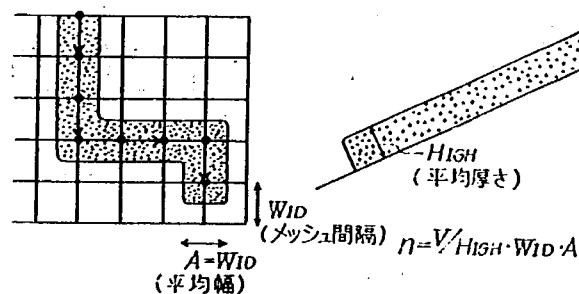


図5-3 モデル土石流のwalk回数

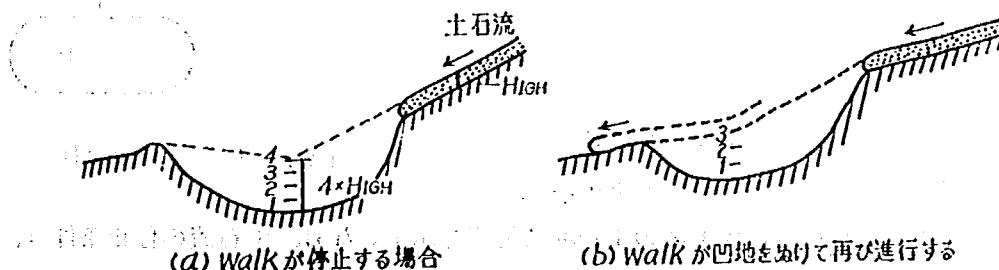


図5-4 凹地においてwalkが停止する場合(a)と、凹地をぬけて再び進行する場合(b)

1.3 掃 流

掃流的に運ばれてきて堆積した土砂の平均厚さは、0.5 mで、walkの全域にわたり一定とする。また、ある地点から4方向に対する角度が総て逆傾斜になっても、 P_{sn} が0より小さくならない限り、進行方向の対象となる。つまりこの場合、新たな〔標高=旧標高-HIGH〕になると仮定する。すなわち4方向総ての Pr が0ならば、random walkは、停止する。

2. 結 果

昭和50年災害（無施設時）を対象として、図5-5に示すような手順に従い、Random Walk modelによりシミュレーションを行った。図5-6に土石流流下後の土砂堆積深を、図5-7に後続流流下後の土砂堆積深を示す。なお、後続流は、土砂濃度が0.253と低いことや、実験の観察より掃流とみなした。図5-6、図5-7には、実験による流水の氾濫範囲を重ねて示した。これをみると、土石流、後続流ともにRandom Walk modelによる計算結果の方が広がりすぎる傾向にある。また土石流では、実験での流れは主流部に沿って流下しているが、計算では全体的に広がるとともに流れが下流まで及んでいない。この原因としては、土石流、後続流ともに、停止条件がないこと及び、土石流堆積ルーチンでは、土砂が30回分重ねられているが、これが後続流へ移行する時平均化されていないため扇頂部に土砂が異常堆積しており極端な首ふりを起こしていることなどが考えられる。

3. 改 良

2の結果から、Random Walk modelを八右衛門沢水理模型実験に合うように改良を行った。以下に改良過程を述べる。

3.1 停止条件

土石流のみ停止条件を加えた。図5-8に計算の流れを示す。また、図5-9に土石流流下後の土砂堆積範囲を、図5-10に後続流流下後の土砂堆積範囲を示す。なお、土石流の停止条件は、勾配 0° である。図5-9をみると、土石流の堆積範囲は、計算と実験でよく一致していることが分る。しか

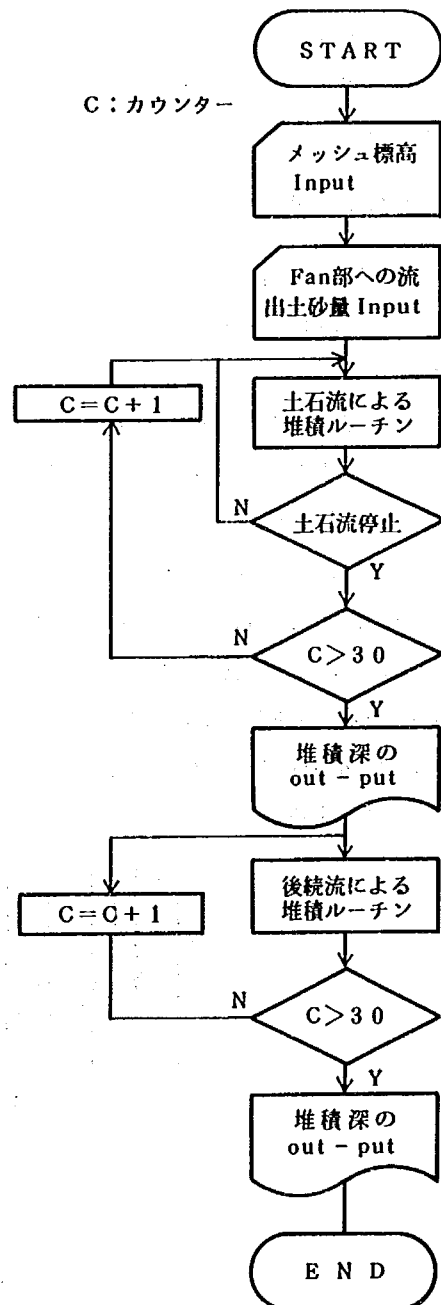


図5-5 計算の流れ

図 5-7 後続流々下後の土砂堆積範囲

し、図5-10をみると後続流については、計算の方が実験より氾濫範囲が広いことが分る。これは、土石流堆積深を平均化していないため、扇頂部へ土砂が異常堆積して首ふりを起こし、氾濫範囲が広がっているものと考えられる。

3.2 土砂堆積深の平均化及び首ふりの再現

土石流堆積ルーチンが終了した後、土石流くり返し回数30で堆積深を除して平均堆積深を求め、初期標高に平均堆積深を重ねた地形上に後続流を流した。

また、実験から、土石流は、扇頂部で停止堆積しても次の土石流がその後へ流出して堆積し、一回の流出において首ふりを起こすことが観察されたので、計算においても、土石流が停止堆積しても堆積土砂量が流出土砂量に満たない間は、継続した地形条件で再び土石流を流下させるものとした。図5-11に計算の流れを示す。また、図5-12に土石流々々後の土砂堆積範囲を、図5-13に後続流々々後の土砂堆積範囲を示す。図5-12、図5-13を見ると、土石流では若干計算結果が図上方へ広がってはいるものの堆積範囲は、ほぼ一致しており、また、後続流では、前のものに比べ堆積範囲がかなり良く一致しているのが分る。

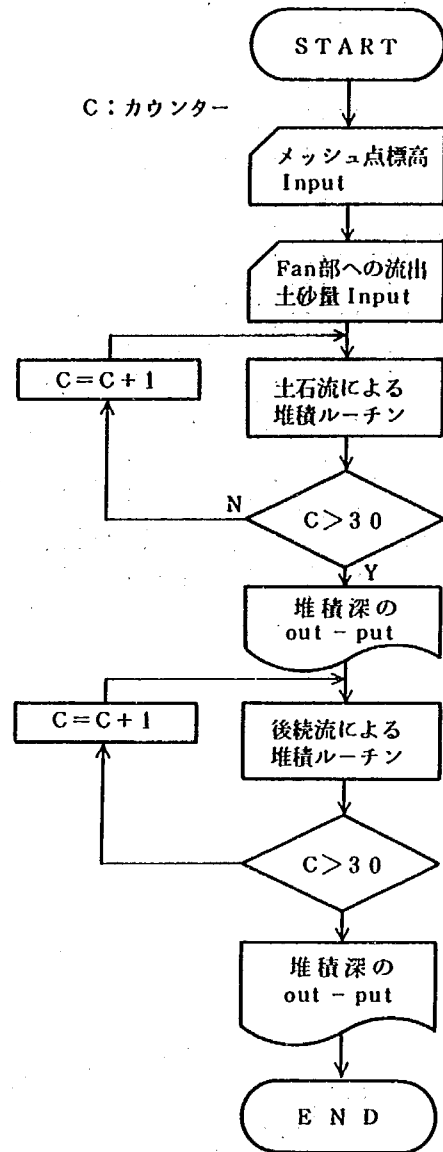


図5-8 計算の流れ

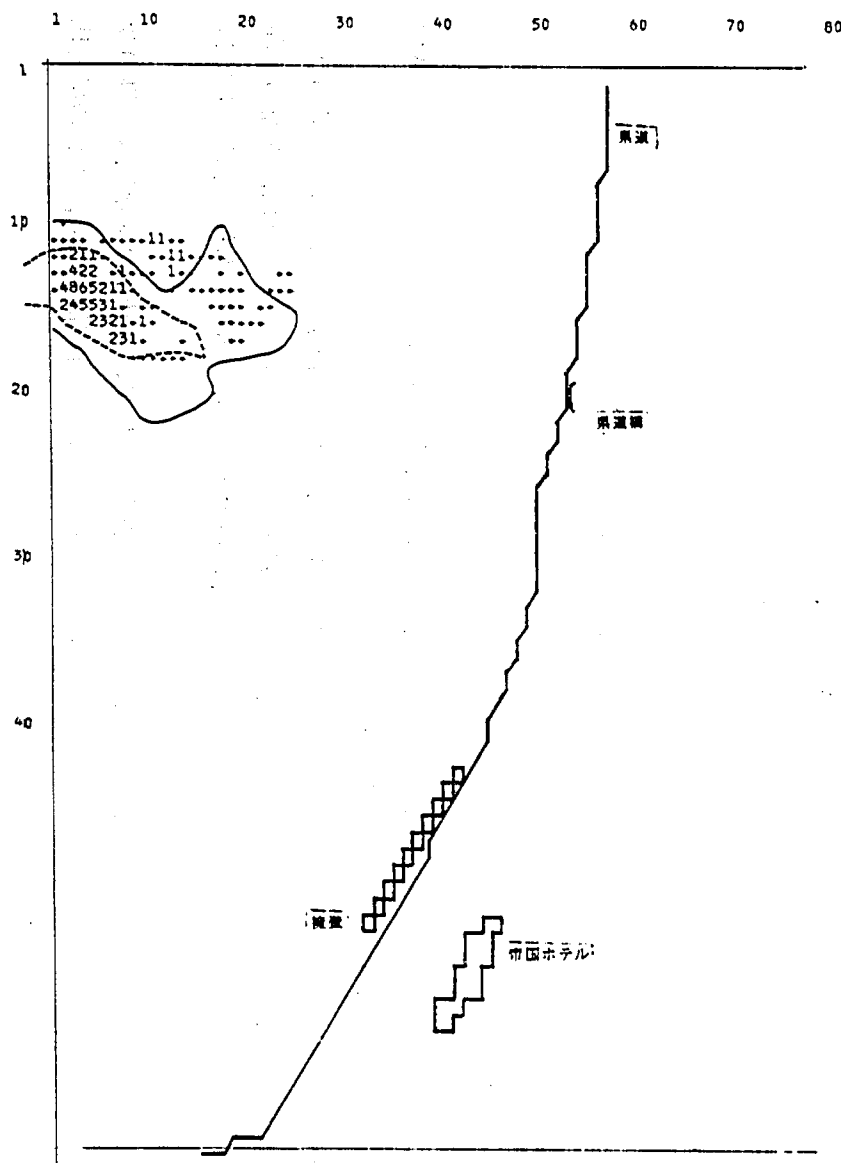


図 5-9 土石流々下後の土砂堆積範囲

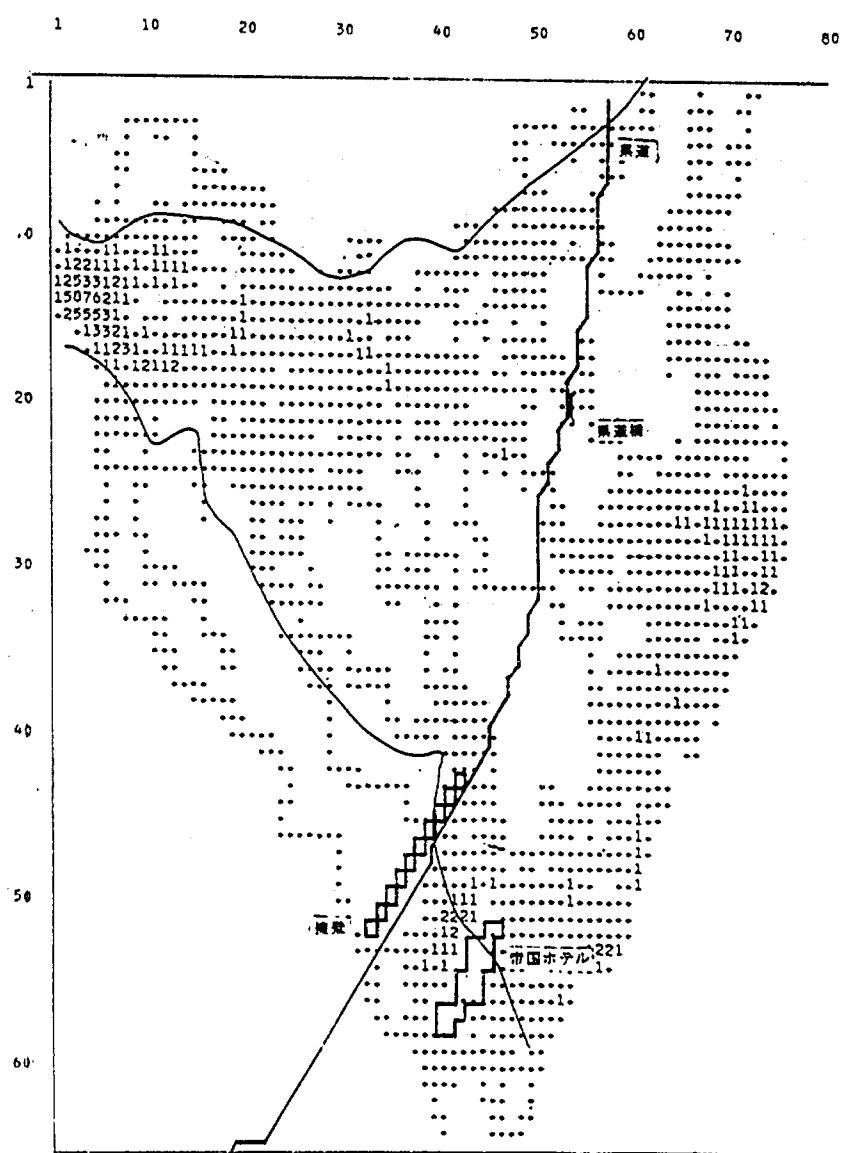


図 5-10 後続流々下後の土砂堆積範囲

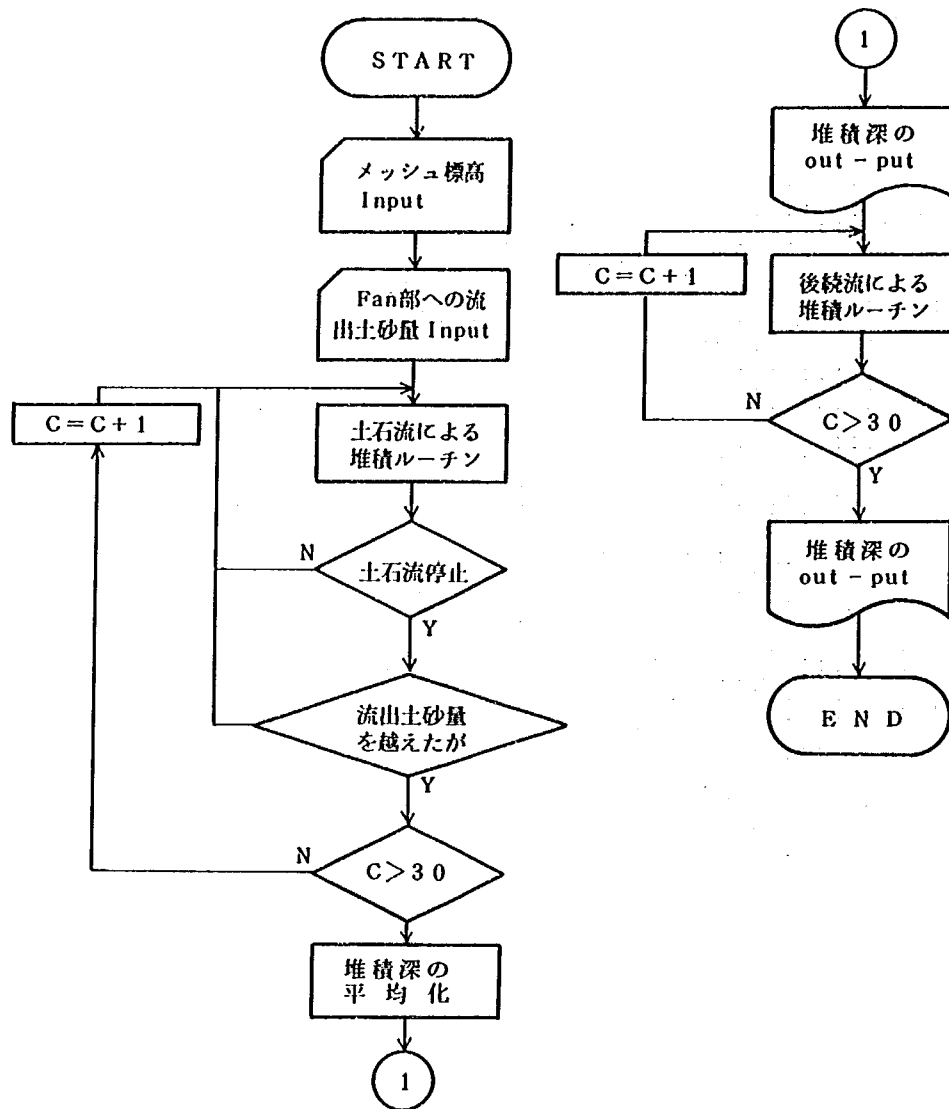


図 5-11 計算の流れ

4. 考 察

Random Walk model について若干の改良を試みたが、最終的な結果と § 2 において行った数値シミュレーションの結果を比較し、以下のように考察を行った。

- (1) Random Walk model は、扇状地上の土石流による危険度を確率的に予測するものであり、計算で示される危険度はあくまで可能性を示すものだが、数値シミュレーションは、物理的法則に基づいて予測するものであるから可能性ではなく、現象そのものの再現であり、予測としてはより高位のものである。
- (2) さらに、Random Walk model では、土石流、後続流について、土砂及び流水別々に堆積及び氾濫範囲を予測することができないが、数値シミュレーションでは可能であり、実験結果と比較しても再現性は、高い。
- (3) しかし、数値シミュレーションでは、計算に必要とする条件（例えば、ハイドログラフ、土砂

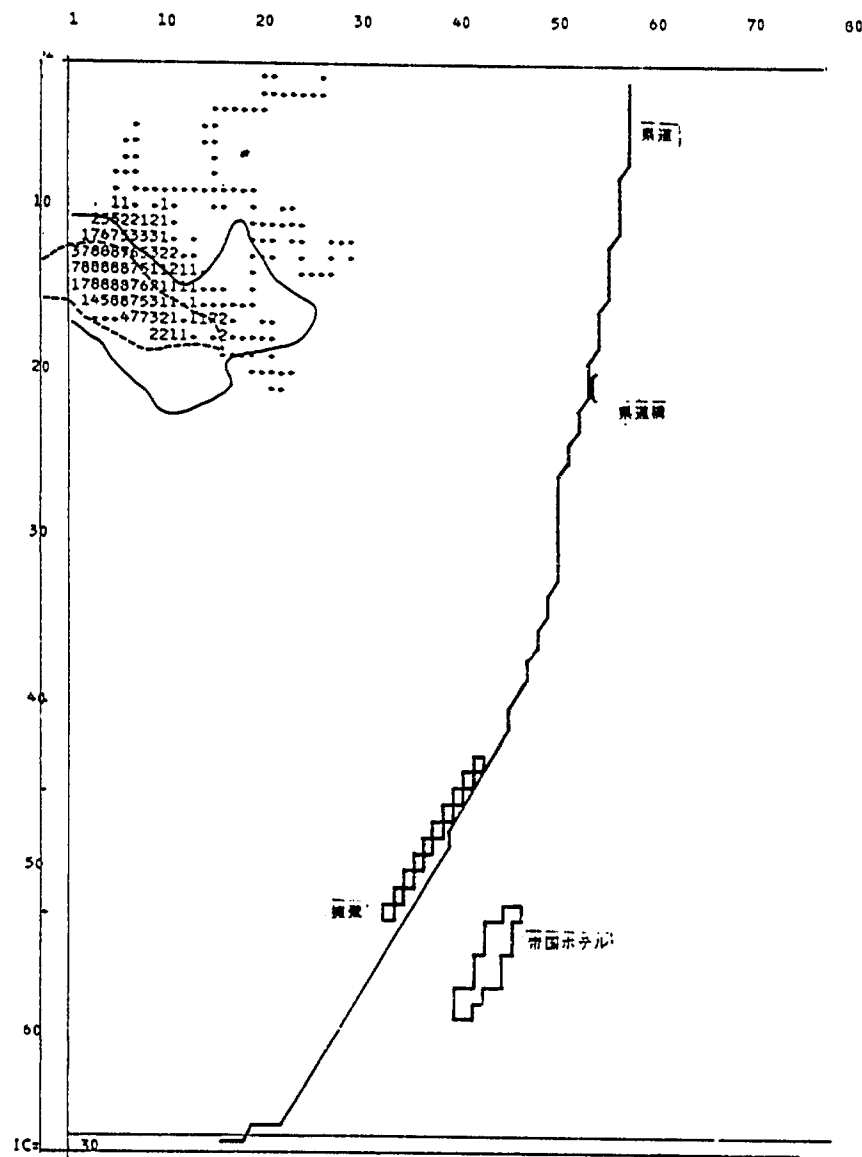


図 5-12 土石流々下後の土砂堆積範囲

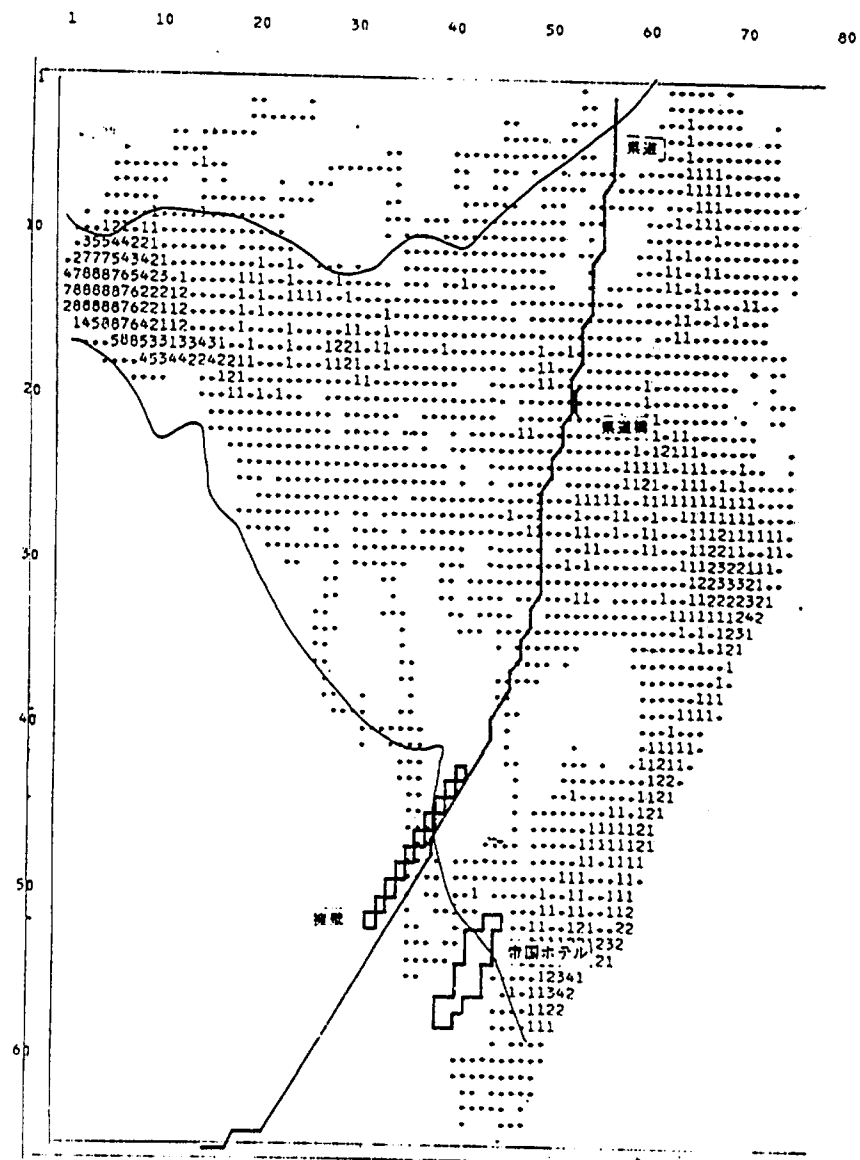


図 5-13 後続流々下後の土砂堆積範囲

濃度、流出土砂の平均粒径、河床土砂の平均粒径等)が多く、将来流出するであろう土石流についてこれら総ての条件を与えることが非常に難しい。

- (4) さらに、土石流の氾濫範囲は、地形条件に強く支配されており、おおざっぱな氾濫予測であるならば、地形条件のみを使用している Random Walk model でもある程度の予測は、可能であると考えられる。特に、継続時間の長い後続流を対象とする場合、数値シミュレーションは、コストがかなりかかるが Random Walk model では、比較的少なくて済む。

§ 6. 残された課題

本研究において土石流氾濫シミュレーションモデルにより土石流対策工の効果を評価することができ、実際の扇状地を対象として土石流氾濫範囲の予測を行う段階へときている。しかし、本研究を通して土石流氾濫シミュレーションモデルの様々な問題点が明らかになったことも事実である。これらの問題は、残された課題として今後解決していかなければならない。以下にこれらの問題を列記する。

- (1) 施設の大きさがメッシュ幅よりも小さく、その大きさが施設効果を表現する意味で重要である場合、施設と重なるメッシュについて幅を小さくする必要がある。これは差分法による計算でも可能ではあるが、有限要素法によるプログラムの開発の可能性も検討するべきであろう。この問題の例としては、スリットダムのスリット部の表現問題があげられる。
- (2) 扇状地を対象とした土石流の水理模型実験の観察では、土石流が扇央部より上流で堆積しても、その流水が下流河道を洗掘し、その土砂がさらに下流河道に堆積するといった河床変動がみられる。しかし、土石流氾濫シミュレーションモデルには地山の洗掘が表現されていない。地山の洗掘を表現するためには、何らかの方法によって洗掘可能深を設定しなければならない。
- (3) 本研究では、土石流氾濫シミュレーションモデルの再現性を検討するにあたり土石流氾濫範囲の平面的拡がりだけを対象としたが、このモデルは、3次元の河床変動計算であるため、河床の縦横断の変化も追跡して、モデルの再現性を検討するべきである。
- (4) 土石流が発生するような洪水時には、砂防ダムの堆砂域において土砂と流水が堆砂域全体を氾濫し、堆砂域は扇状地とみなすことができる。したがって土石流氾濫シミュレーションモデルにより洪水時における砂防ダムの調節効果を再現しうるはずであり、この問題について水理実験と比較しモデルの再現性を検討するべきである。

参 考 文 献

- 1) 岩佐義明, 井上和也, 水島雅文, 氾濫水の水理の数値解析法, 京大防災研年報 23 号 B-2, (1980)
- 2) 矢澤昭夫, 原義文, 鈴木浩之 八右衛門沢水理模型実験報告書 (I) 土木研究所資料 (1986)
- 3) 高橋保, 辻本浩史, 土石流氾濫・堆積の数値シミュレーション, 京大防災研年報 27 号 B-2 (1984)
- 4) 今村遼平, 杉田昌美 Random Walk Model による土砂堆積シミュレーションについて, 新砂防, Vol.32 No.3 (1977)

資 料 編

1. 八右衛門沢水理模型実験の結果
2. 土石流氾濫シミュレーションモデルプログラムの
フローチャート

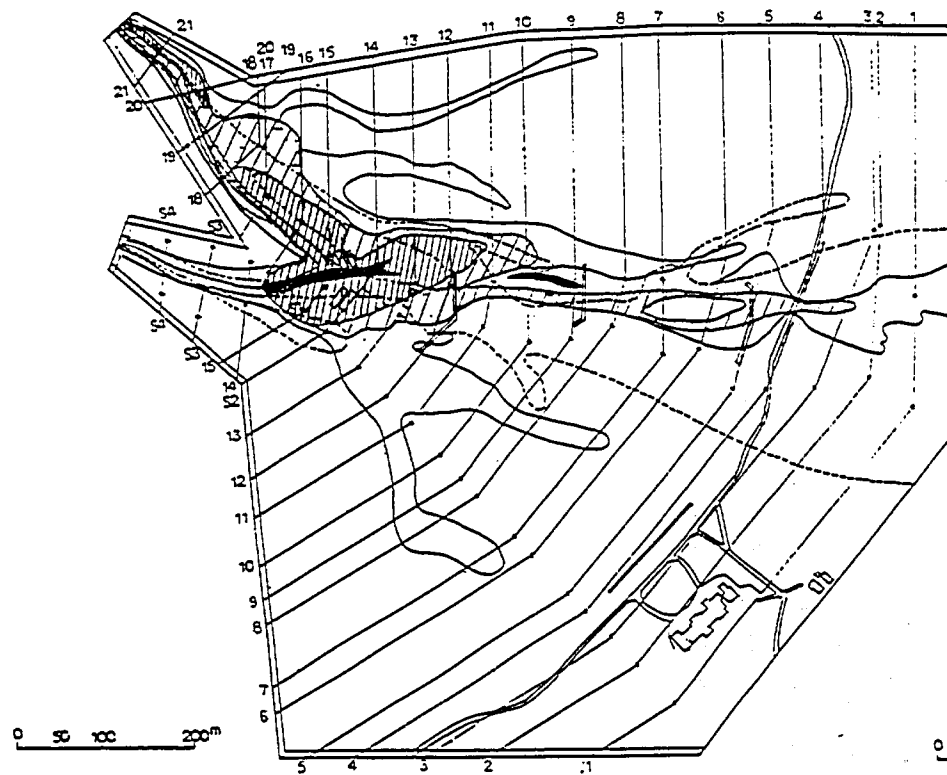
1. 八右衛門沢水理模型実験の結果

ケースNo 1.

1. 実験結果

- (1) 右支溪からの土石流により合流点に堆積を生じるが、その遡上は断面S 1まで及ばない。このため、断面S 1付近での土砂氾濫は生じない。
- (2) 左支溪の土石流は、断面17を下端として堆積を生じる。
- (3) 左支溪では、後続流によって水路の出口付近に堆積した土砂は、下流約150mまで運搬され堆積して首ふりが発生する。
- (4) 土石流の後半に於いて、合流点の堆積物上に、幅15cm、深さ4cm程度の侵食溝が形成される。これにより、流水は左岸方向へ直進する。また、この侵食溝は、後続流によって徐々に拡大され、堆積は最終的には下流の断面10付近にまで拡散・堆積する。
- (5) 県道橋は土石流により運搬される土砂の影響を受け、2cm程度のクリアランスとなる。
- (6) 左支溪からの後続流は、給砂が終了する頃になると合流点に達するが、合流点では右支溪からの土砂流出によって形成された砂堆のために流水が直進する事はなく、流水は左岸側に寄って流下する。
- (7) 土石流により合流点に発生した堆積は、後続流により下流に運搬され、県道橋付近に堆積し、氾濫を生じる。
- (8) 土石流によって、合流点に形成された土砂堆積は、後続流により下流の断面13付近まで運搬され、堆積し首振りが発生させる。この首振りは、扇状地の広い範囲に土砂を氾濫させ、県道は、帝国ホテルから八右衛門沢橋の左岸側約100mまでの広い範囲に渡り、被害を受けている。
- (9) 帝国ホテルへ向かう流れはほぼ一致しているが、右支溪最上流からの氾濫位置が多少異なっている。また、右支溪の流れは、左支溪の影響を殆ど受けない。
- (10) 昭和50年災害の再現実験の結果を見ると、右支溪が危険度の高さで左支溪を卓越していることがわかる。

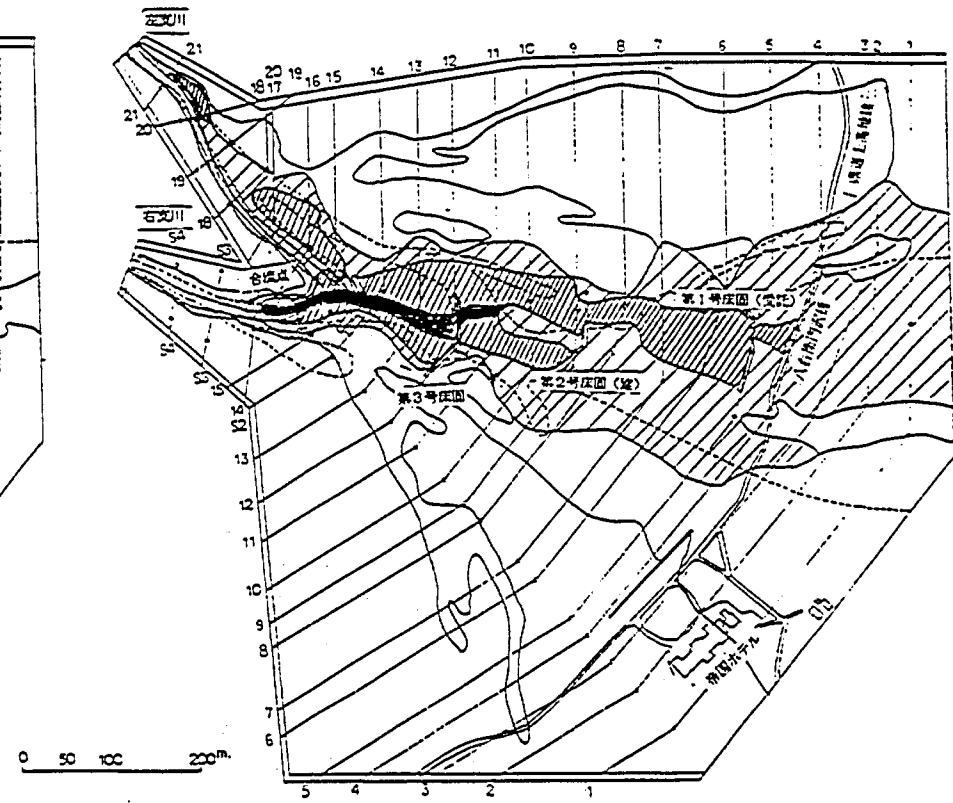
図6-1に実験の状況を示す。



土石流

条件	支川	流量	土砂量	実験時間*
	左支川	21.5m³/s	9,400m³	40"
	右支川	17.3m³/s	18,800m³	59"

* 実験時間のみ模型値



後続流

条件	支川	流量	土砂量	実験時間*
	左支川	6.5m³/s	17,800m³	10'37"
	右支川	17.3m³/s	46,000m³	10'37"

* 実験時間のみ模型値

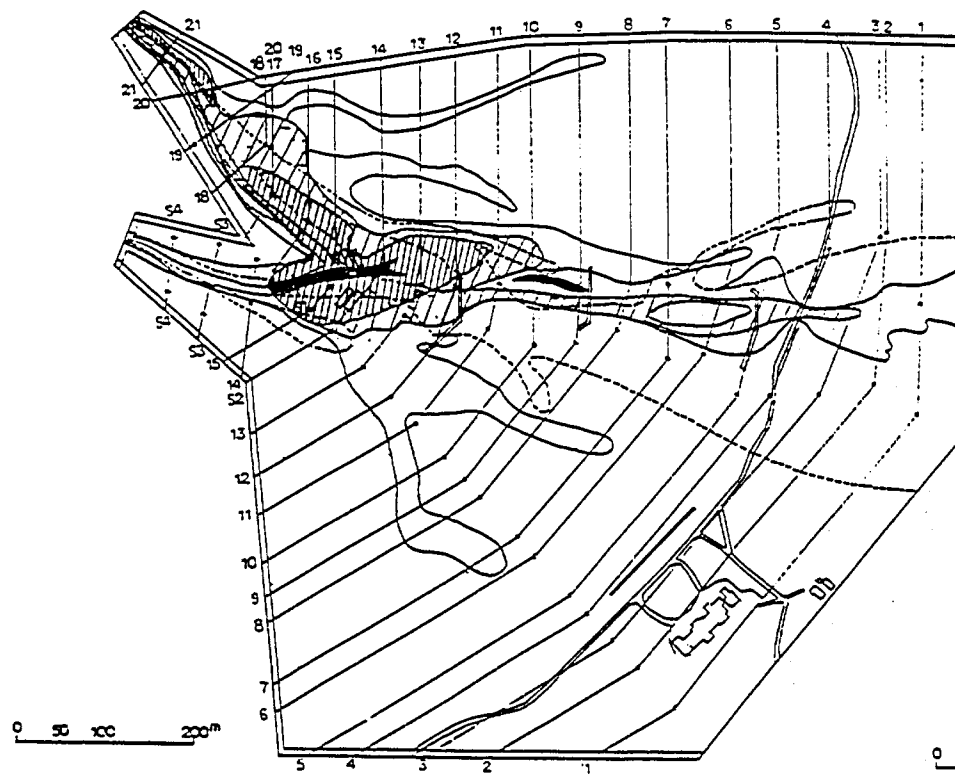
凡	例
	1m以上の土砂堆積範囲
	1m以下の土砂堆積範囲
	流水のみの氾濫範囲

図 6-1 CASE-1 の土砂氾濫状況 (昭和 50 年災害の再現実験)

1. 実験結果

- (1) 実験条件は、昭和50年災害時と同じ値を用いたが、土砂の氾濫範囲からみてほぼ再現されているものと考えられる。
- (2) 右支溪からの土石流が合流点付近に堆積し、遡上が発生することにより右支溪の右岸より氾濫が発生する。氾濫の発先位置は、ほぼ災害時の実績と一致している。
- (3) 昭和54年災害の調査報告によると、右支溪の出口付近に土石流が停止したと思われる堆積がみられるが、実験では右支溪に土石流フロントが停止する現象はみられなかった。
- (4) 左支溪からの土石流の先端は、ほぼ合流点まで達し、合流点上流約100m付近を扇頂として左岸側に氾濫する。ただし、左支溪からの土石流が直接合流点より下流に流下することはない。
- (5) 第3号床固工の左側の袖に右支溪からの土砂が直進し、袖よりも更に左岸側を流下する。
- (6) 土石流流下時において、第1号床固工の左側の袖より左側を流水が流下する。この流れは、県道及び八右衛門沢橋に至る前に河道に戻り、橋及び道路には氾濫を生じない。
- (7) 八右衛門沢橋付近への土砂の氾濫は、土石流流下時において土砂が流下し、この時点ですでにクリアランスは無くなっている。その後、後続流によって運搬された土砂により激しく氾濫する。
- (8) 合流点に堆積していた土砂が、後続流によって下流に運搬され、第3号床固工の前庭部に堆積して落差が無くなった後、首振りが発生して帝国ホテル方向に氾濫を生じる。ただし、土砂は、帝国ホテルまで達していない。
- (9) 昭和54年災害の再現実験と昭和50年災害とを比較すると八右衛門沢橋付近での土砂堆積幅が狭くなっている。これは、施設の効果が発揮されているためと考えられる。
- (10) 右支溪の合流点付近の河道は狭窄部となっており、合流点の堆積が遡上する。この堆積・遡上により、断面S1付近から右岸側へ氾濫する。この氾濫は、最右岸の氾濫に沿って流下する。

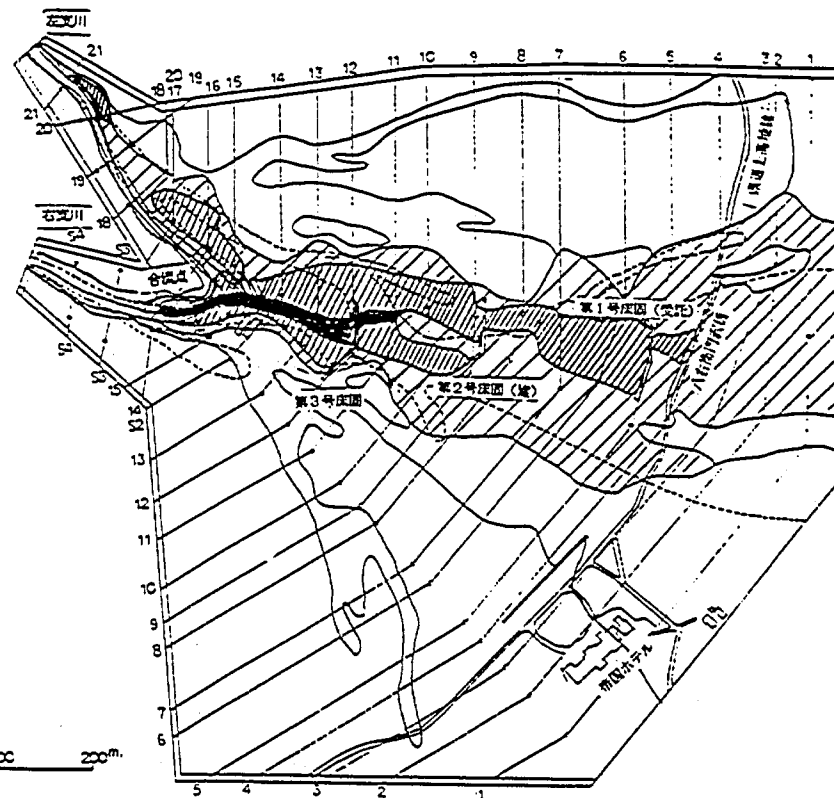
図6-2に実験の状況を示す。



土石流

条件	支川	流量	土砂量	実験時間*
	左支川	21.5m³/s	9,400m³	40"
	右支川	17.3m³/s	18,800m³	59"

* 実験時間のみ模型値



後続流

条件	支川	流量	土砂量	実験時間*
	左支川	6.5m³/s	17,800m³	10'37"
	右支川	17.3m³/s	46,000m³	10'37"

* 実験時間のみ模型値

凡	例
	1m以上の土砂堆積範囲
	1m以下の土砂堆積範囲
	流水のみの氾濫範囲

図6-2 CASE-2の土砂氾濫状況(昭和54年災害の再現実験)

1. 実験結果

- (1) パイプ林（スリットダム）により，合流点付近ではスリットと同程度高さの土砂堆積が生じる。
この土砂堆積は，スリットダムにより土砂が捕捉されたためではなく，昭和54年災害時に上昇した河床上にスリットのベースを設置したため，河床勾配が緩くなった事によるものと思われる。
- (2) パイプ林上流に発生した土砂堆積により，首振りが発生し，右岸側に氾濫が生じる。この氾濫は，主流が帝国ホテルの方向に向くことがある。この流れは強く，第3号床固工の右岸側の導流堤によっても完全に土砂を堰止めることはできなかった。
- (3) スリットダム，床固工等の施設の下流では局所洗掘が生じ，特にスリットダムのフーチングの下流側は後続流による洗掘が激しい。
- (4) 第二波の土石流が合流点に堆積し，遡上することにより右支溪の最下端の導流堤を乗り越える。
- (5) 左支溪の土石流は，合流点を下端として堆積する。この堆積は，左支溪の導流堤よりも高くなるため，導流堤を乗り越えた流れが左岸側に氾濫する。流水は，第3号床固工及び第2号床固工の左岸の導流堤により，大半が河道内に戻るが，一部は県道にまで達する。
- (6) 第3号床固工の上流側は，流出してくる土石流によりほぼ満配となる。このため，後続流の流下時において，3箇所で袖部（導流堤）の越流が発生する。
- (7) 土石流の流下時においては，八右衛門沢橋及びその周辺では氾濫は生じない。これは，第1号床固工によって流水が規制されたためと，床固工によって土砂の流下量が減少したためであると考えられる。
- (8) 後続流の流下時において，橋の下流より堆積遡上が発生し，橋及び周辺の道路は埋没する。しかし，土砂の氾濫幅は比較的狭く，施設の効果が発揮されているものと考えられる。
- (9) 第2号床固工右岸側の導流堤は，上流より流下する土砂が導流堤の天端高さまで堆積し，一瞬ではあるが流水が越流する。

図6-3に実験の状況を示す。

0-12

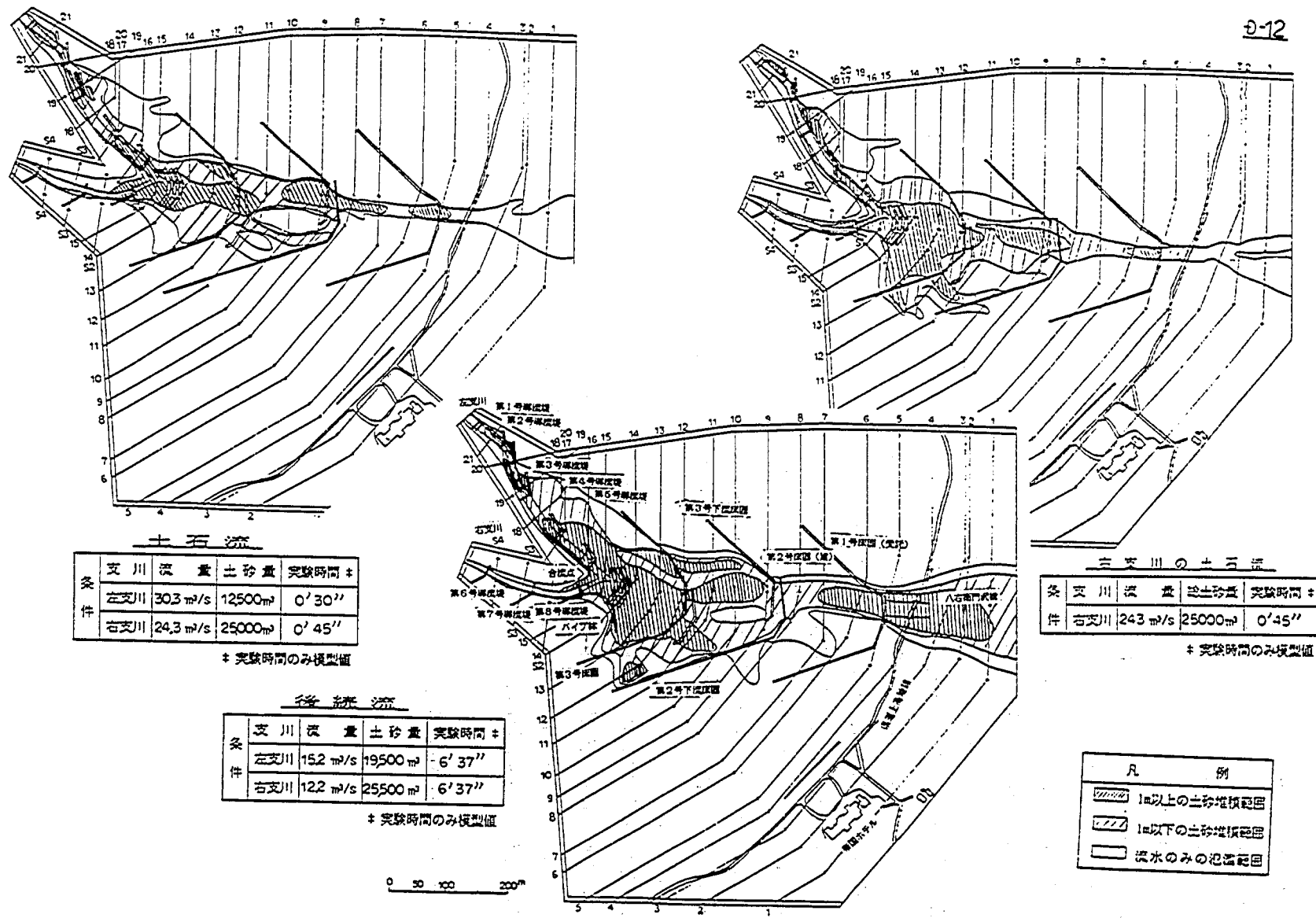


図6-3 CASE-3の土砂氾濫状況(事務所案)

1. 実験結果

- (1) パイプ林（スリットダム）により、合流点付近ではスリットと同程度高さの土砂堆積が生じる。
この土砂堆積は、スリットダムにより土砂が捕捉されたためではなく、昭和54年災害時に上昇した河床上的スリットのベースを設置したため、河床勾配が緩くなった事によるものと思われる。
- (2) パイプ林上流に発生した土砂堆積により、首振りが発生し、右岸側に氾濫が生じる。この氾濫は、主流が帝国ホテルの方向に向くことがある。この流れは、第2号、第3号床固工の右岸側の導流堤を延長することにより堰止めることができた。
- (3) スリットダム、床固工等の施設の下流では局所洗掘が生じ、特にスリットダムのフーチングの下流側は後続流による洗掘が激しい。
- (4) 第二波の土石流が合流点に堆積し、遡上することにより右支溪の最下端の導流堤を乗り越える。
- (5) 左支溪の土石流は、合流点を下端として堆積する。この堆積は、左支溪の導流堤よりも高くなるため、導流堤を乗り越えた流れが左岸側に氾濫する。流水は、第3号床固工及び第2号床固工の左岸の導流堤により、河道内に戻る。
- (6) 第3号床固工の上流側は、流出してくる土石流によりほぼ満配となる。このため、後続流の流下時において、3箇所で導流堤の越流が発生する。
- (7) 後続流の流下時において、橋の下流より堆積遡上が発生し、橋及び周辺の道路は埋没する。しかし、土砂の氾濫幅は比較的狭く、施設の効果が発揮されているものと考えられる。
- (8) 第2号床固工右岸側の導流堤は、上流より流下する土砂が導流堤の天端高さまで堆積し、一瞬ではあるが流水が越流する。
- (9) 除石工は、その範囲が狭く容量が十分でなかったため、土石流の流下時のみにおいて効果を発揮した。除石工の効果としては、第2号床固工と第1号床固工の間で土砂を堆積させるため、八右衛門沢橋への土砂流入が減少したことである。これにより橋は、後続流の流下時においても、比較的長時間そのクリアランスが維持されていた。

図6-4に実験の状況を示す。

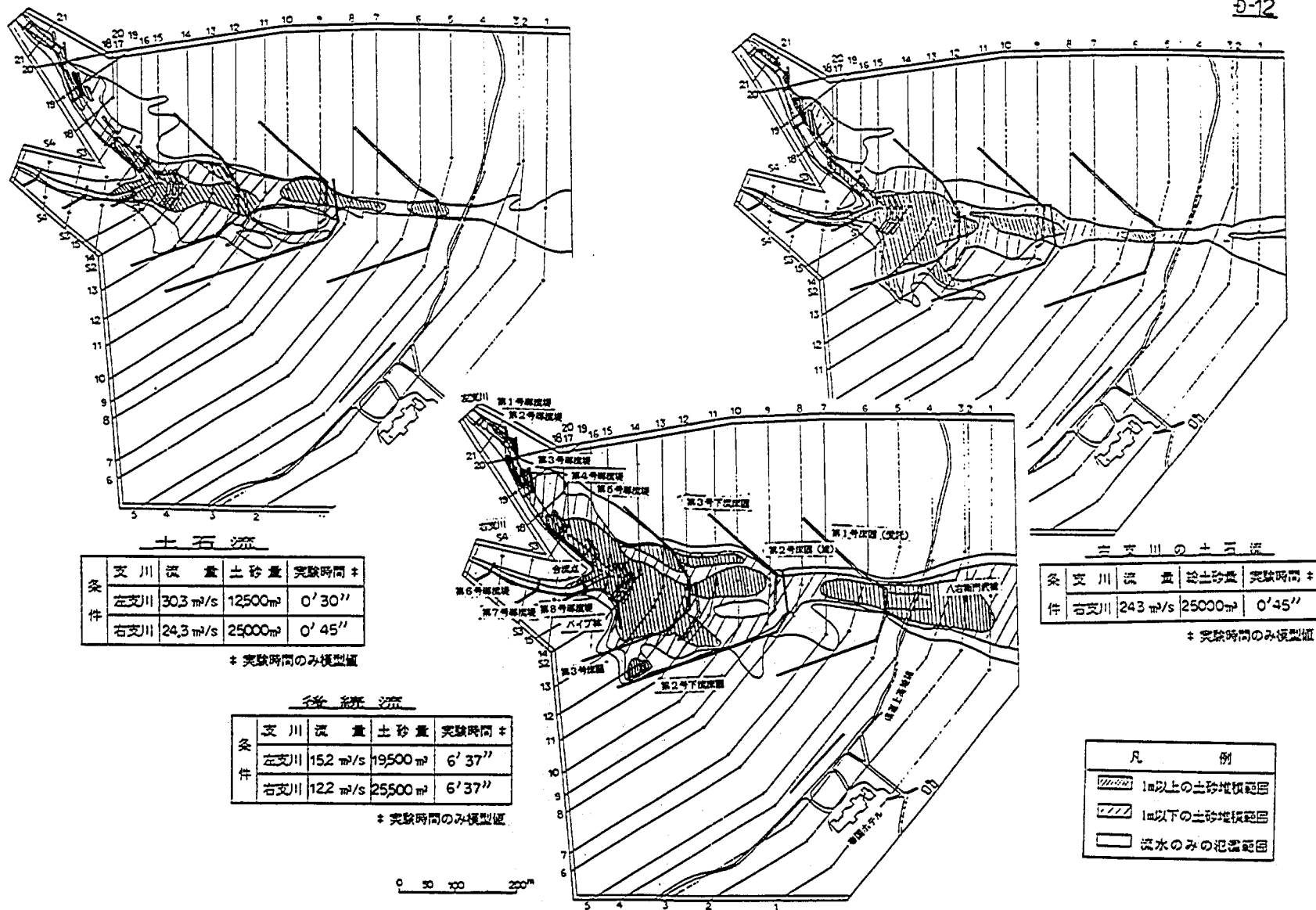
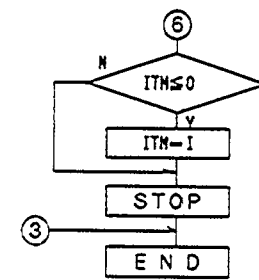
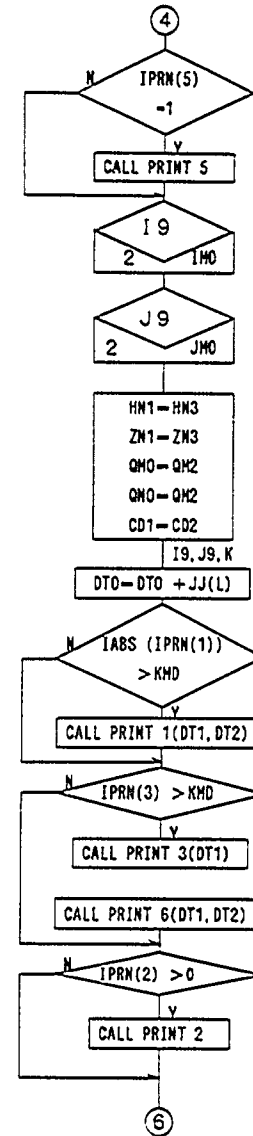
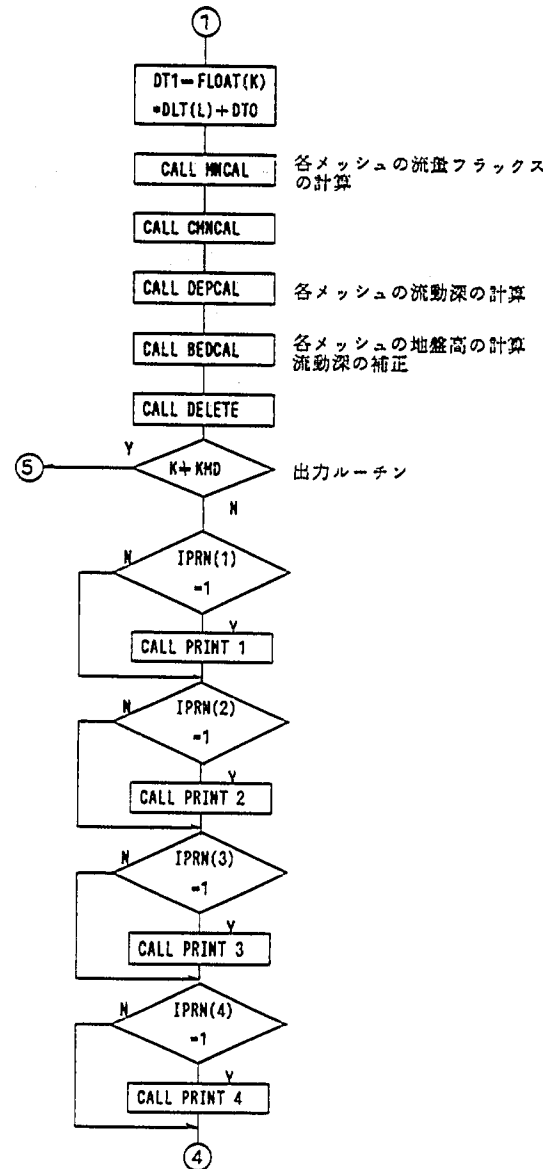
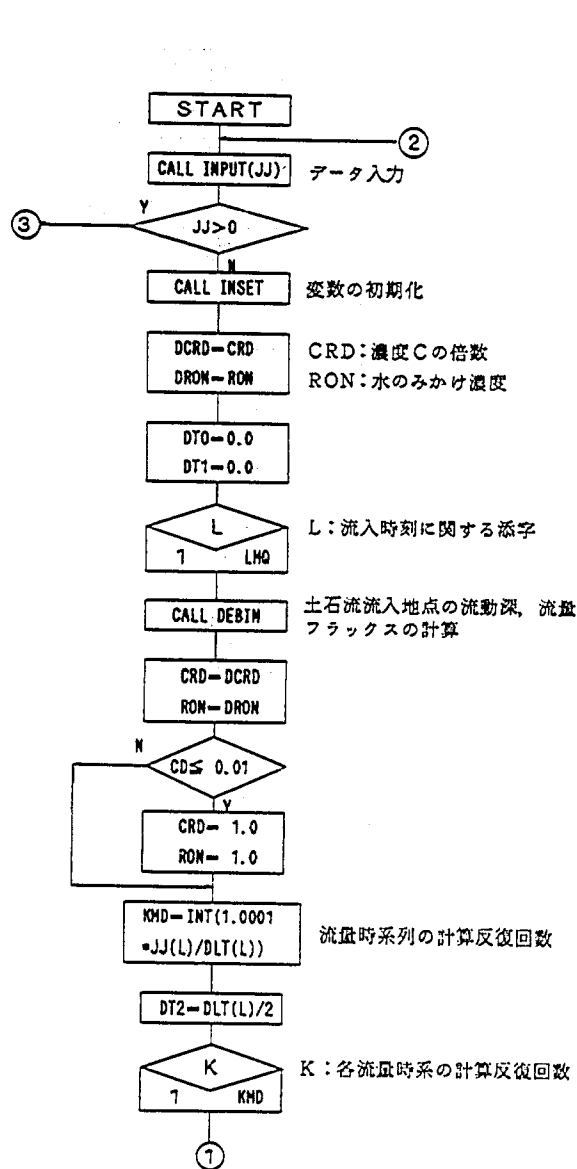
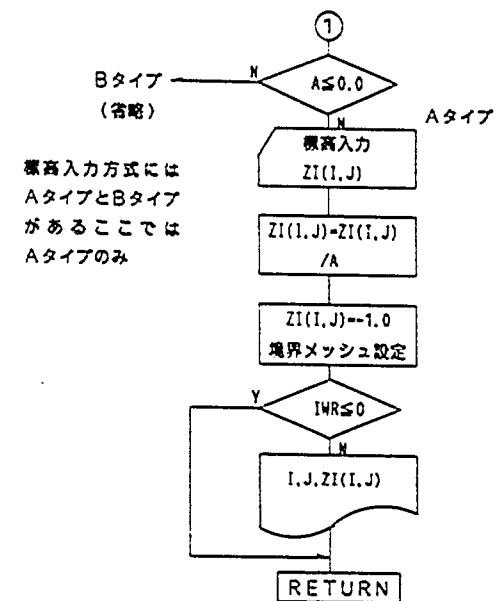
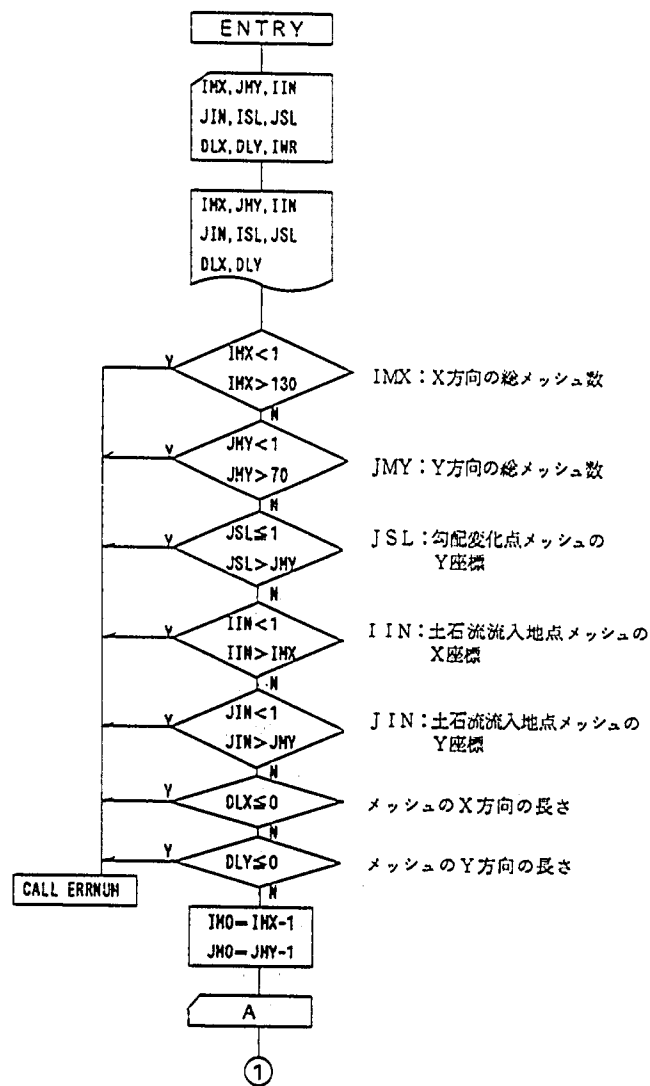
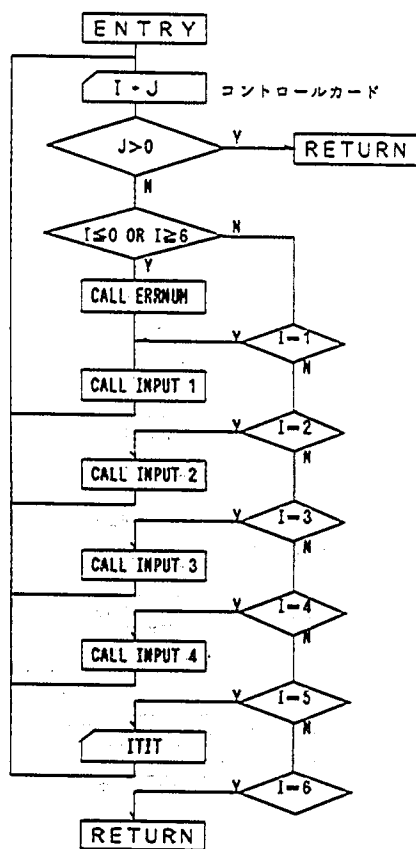


図6-4 CASE-4の土砂氾濫状況

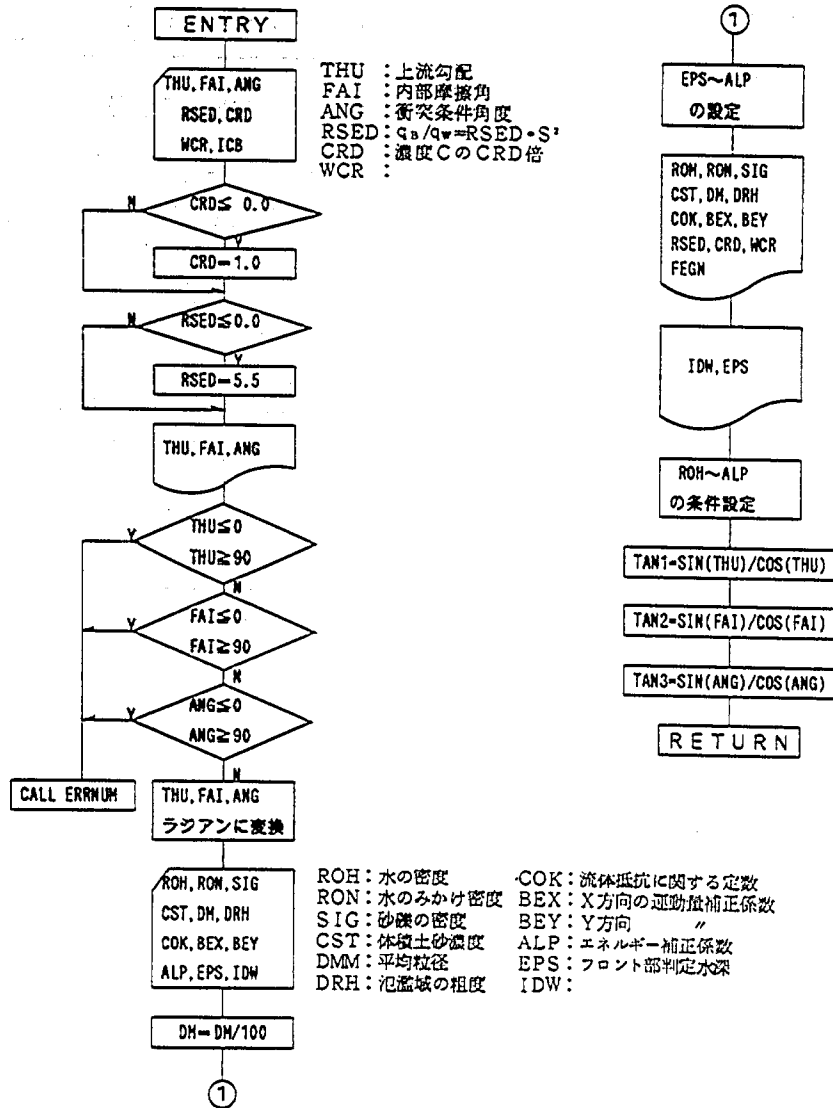
MAIN PROGRAM (MAIN ROUTINE)



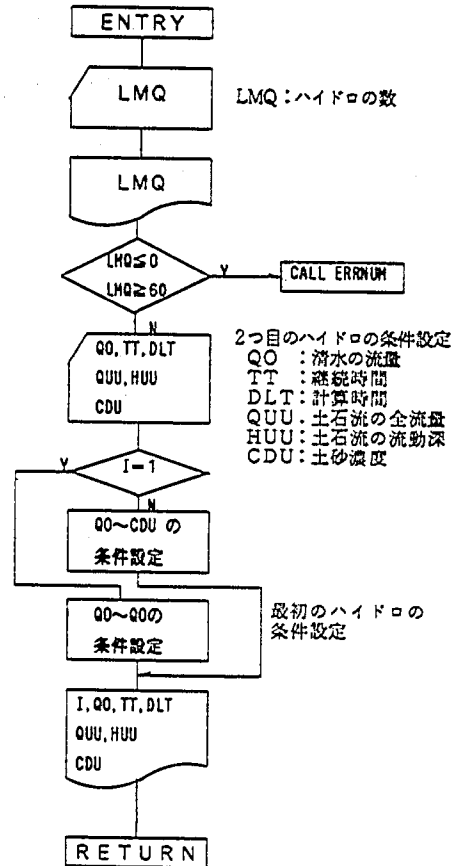
◦ SUBROUTINE INPUT 1



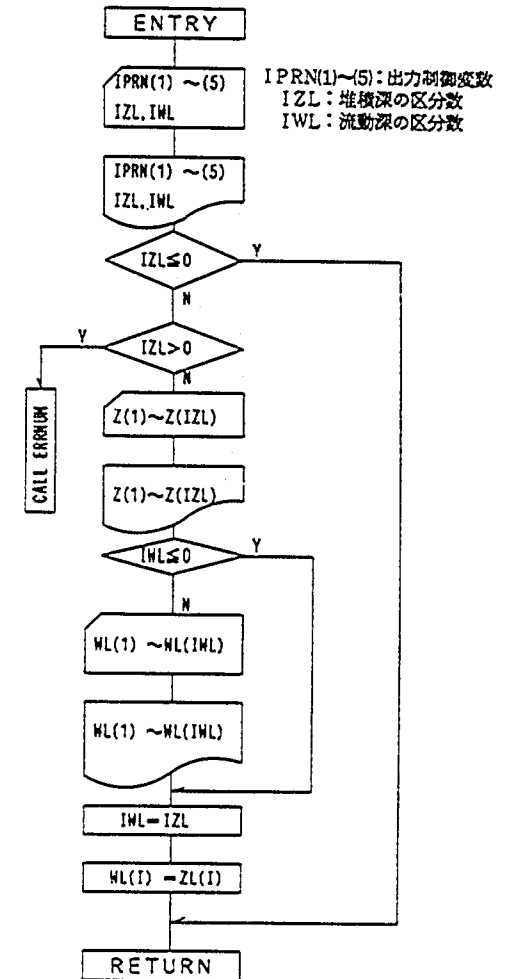
◦ SUBROUTINE INPUT 2



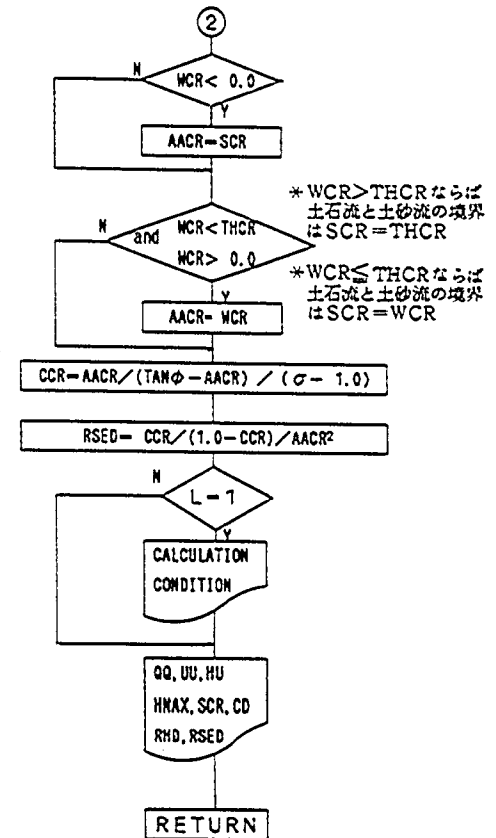
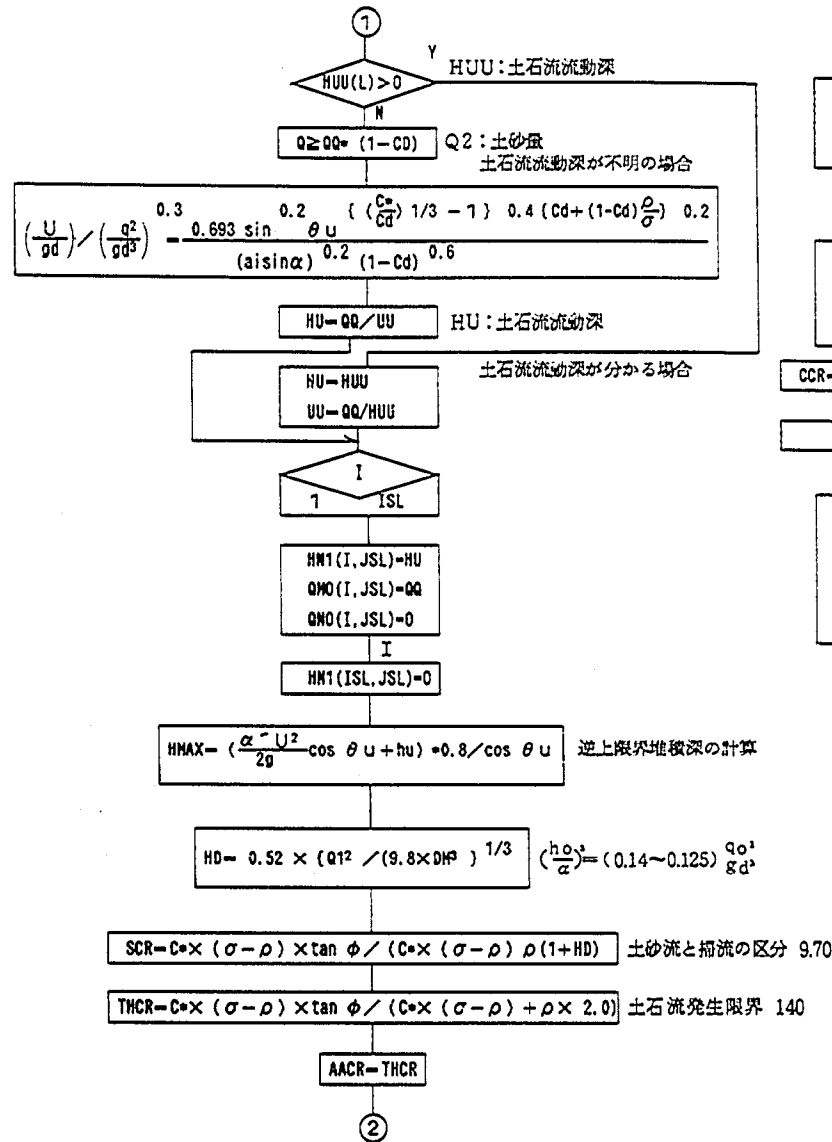
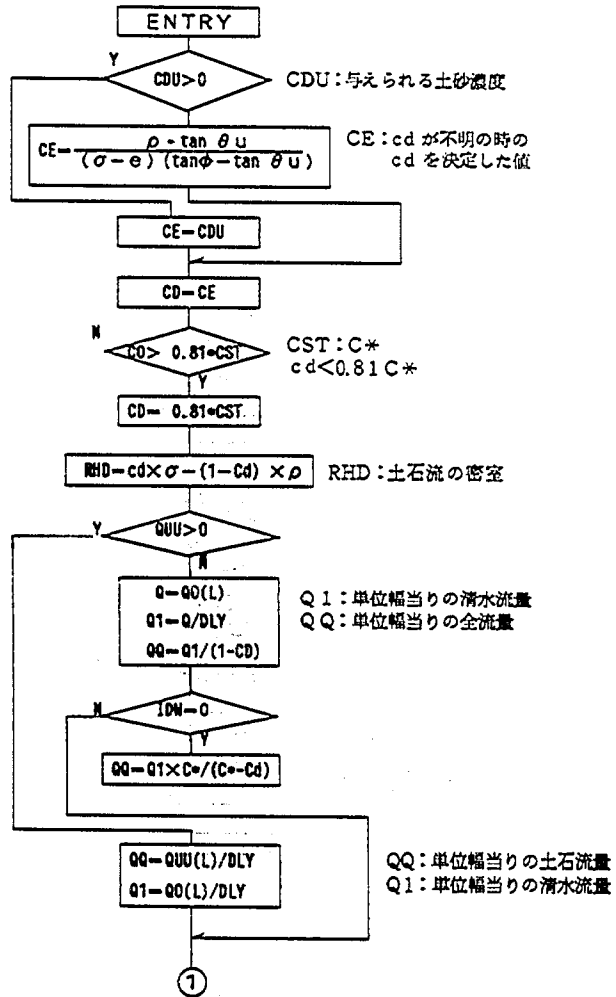
◦ SUBROUTINE INPUT 3



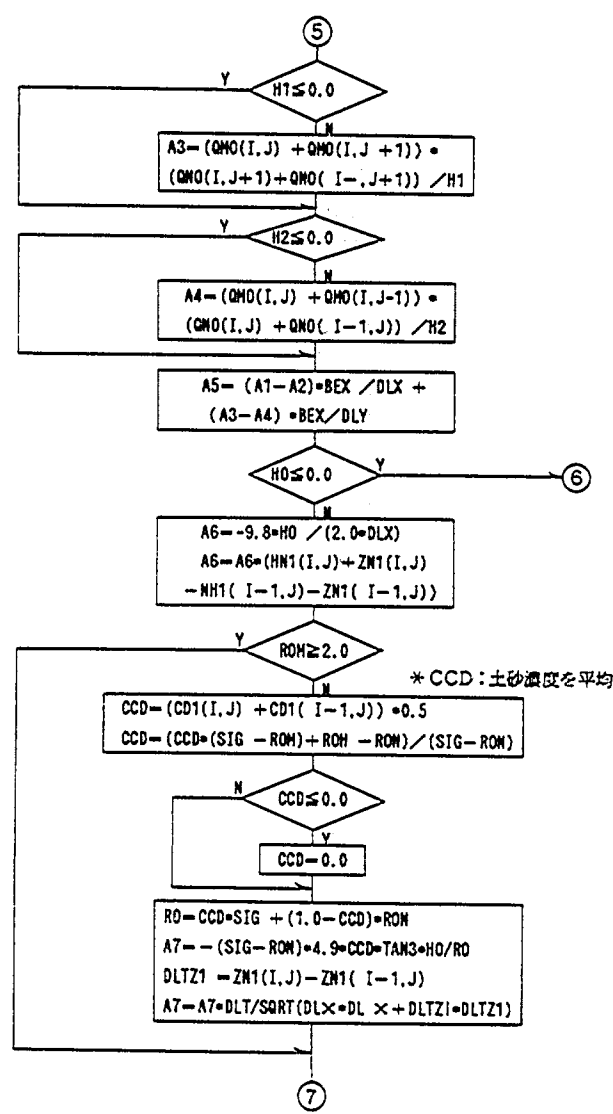
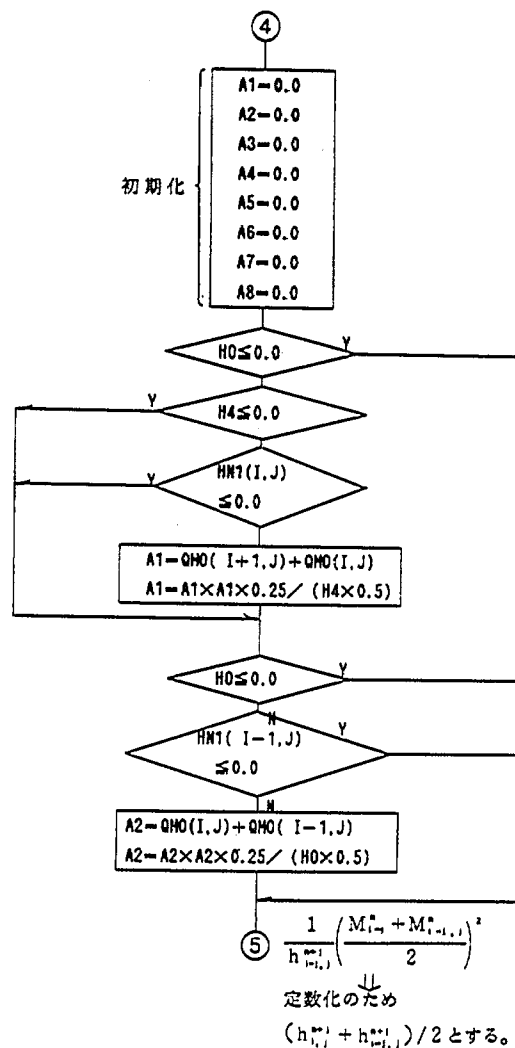
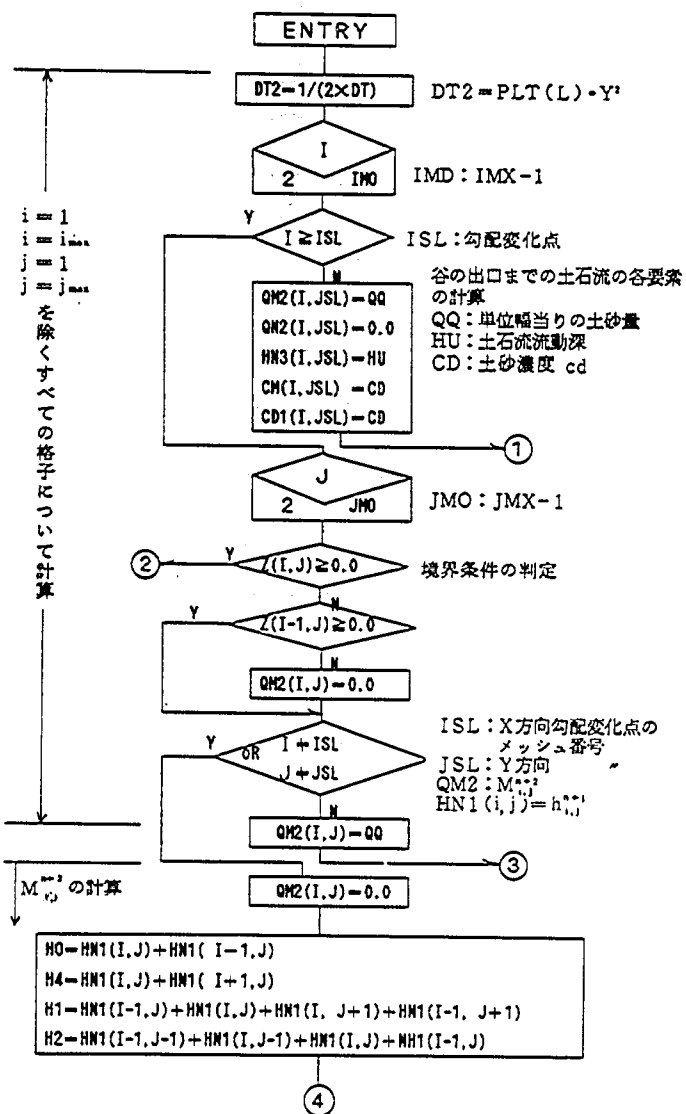
◦ SUBROUTINE INPUT 4



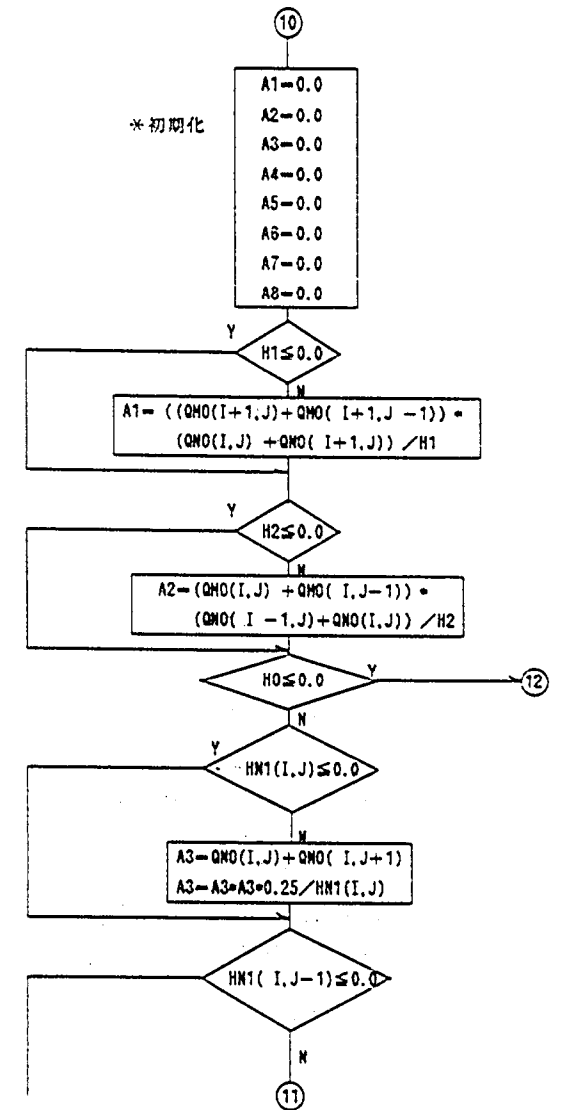
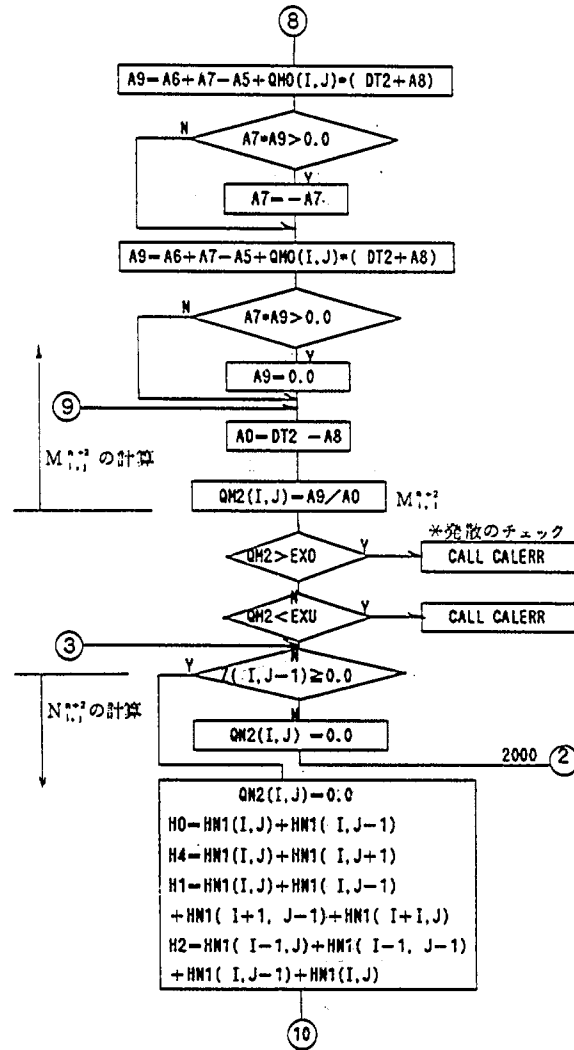
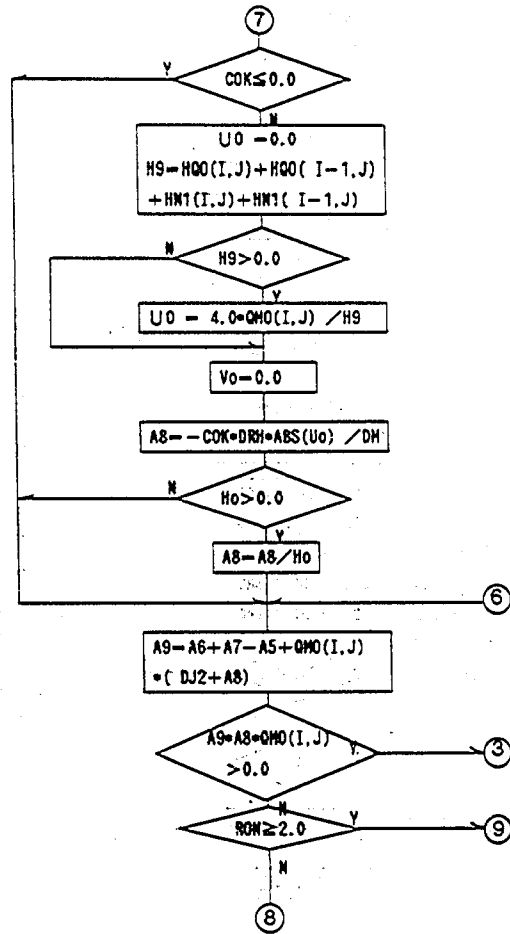
◦ SUBROUTINE DEBIN (L)



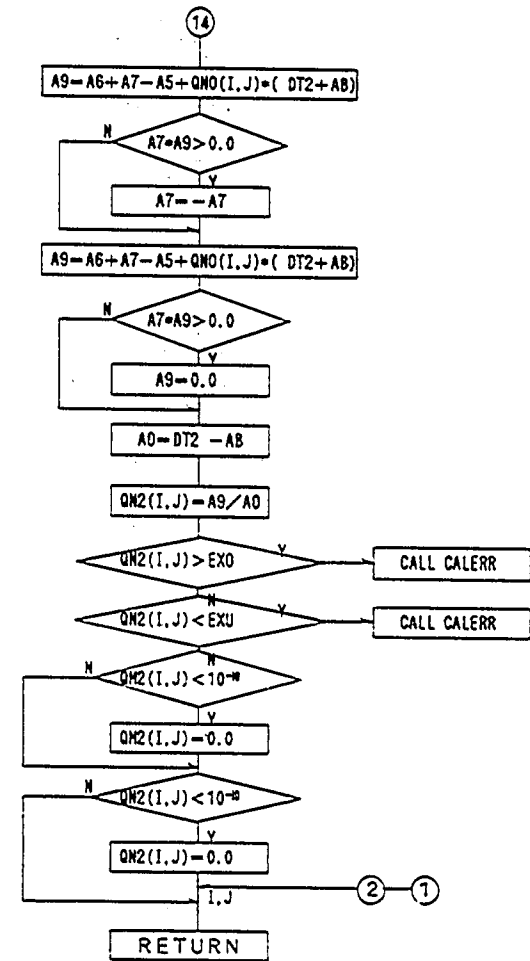
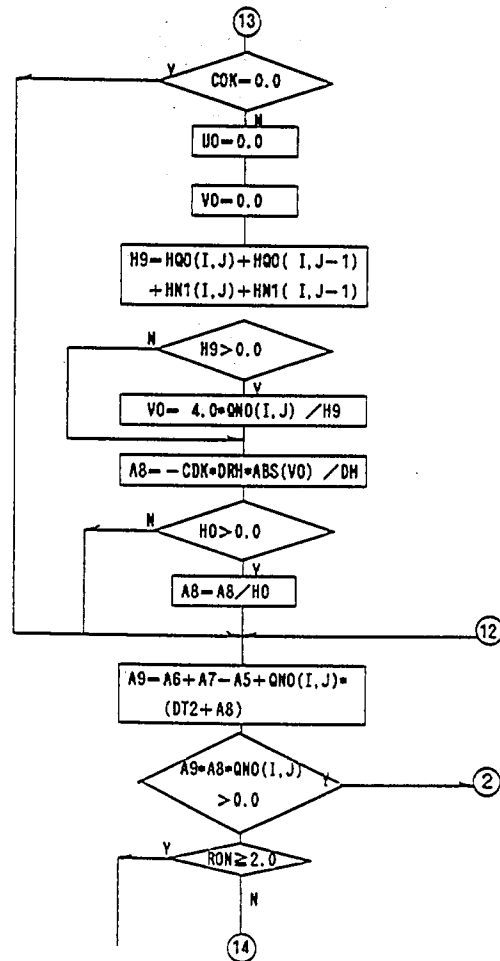
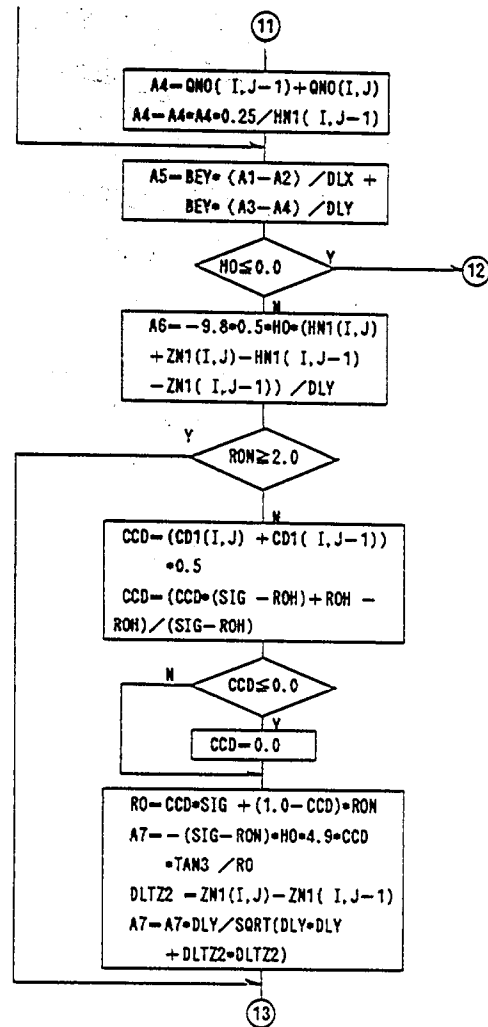
。 SUBROUTINE MNCAL その1



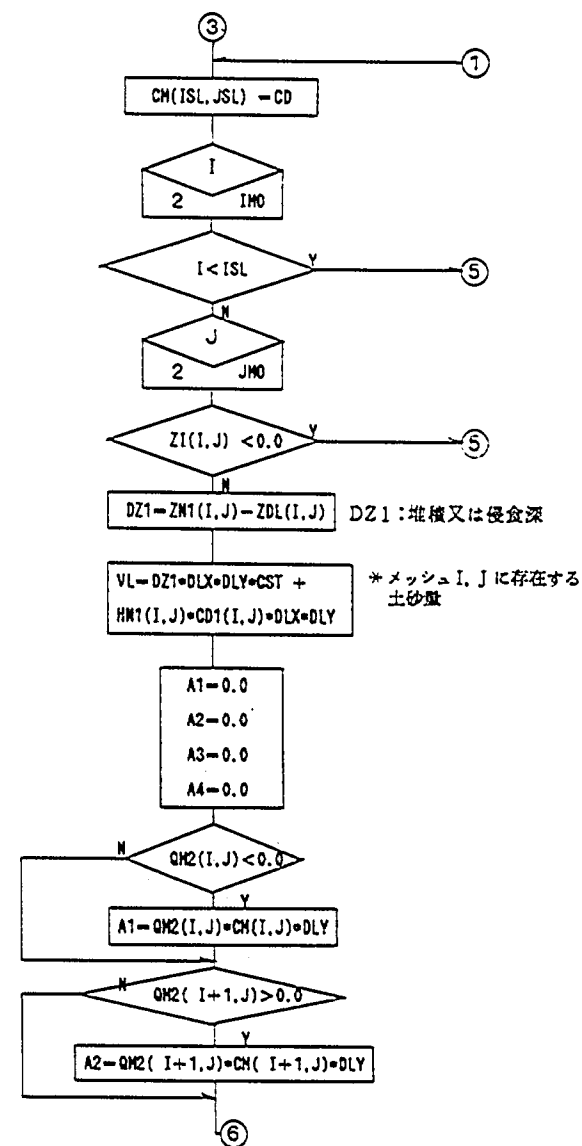
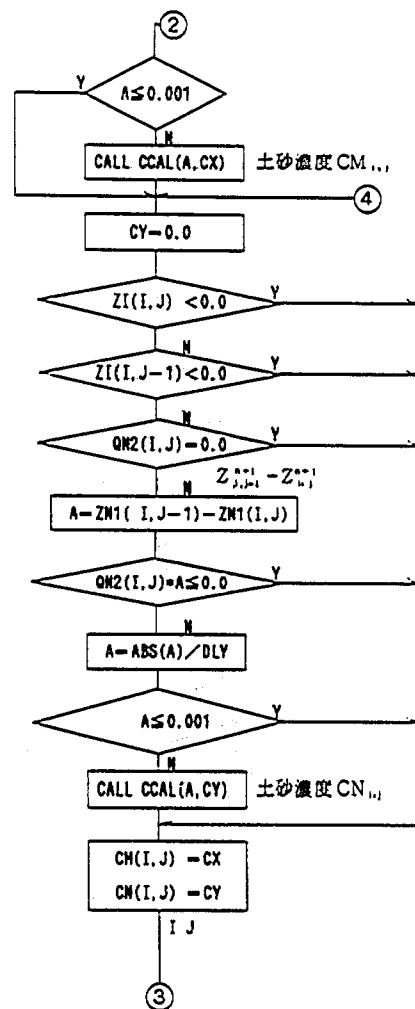
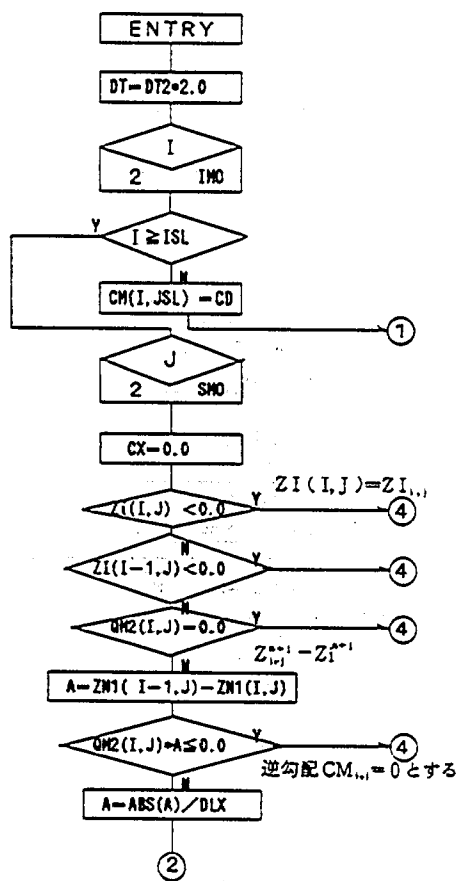
◦ SUBROUTINE MNCAL その2



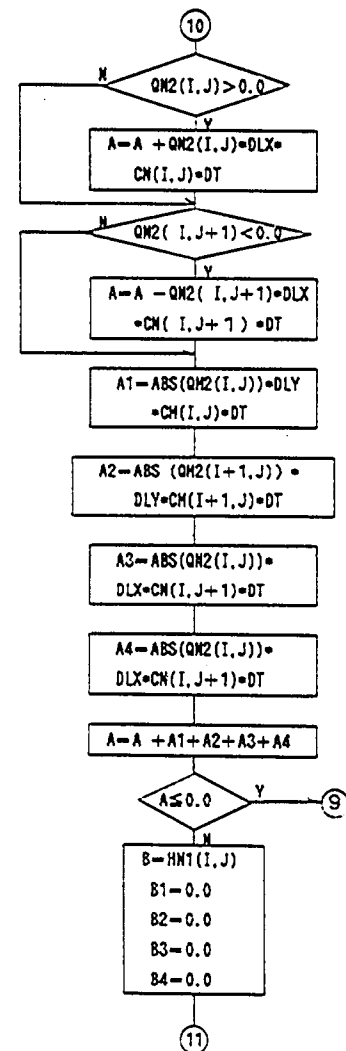
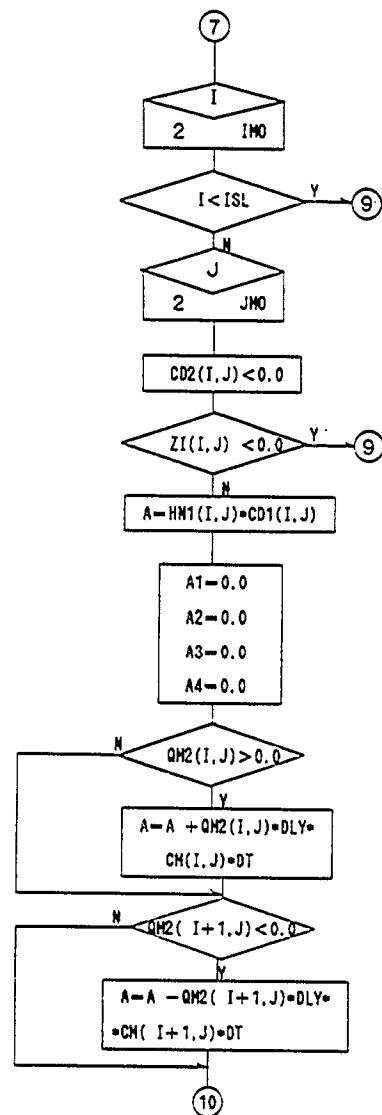
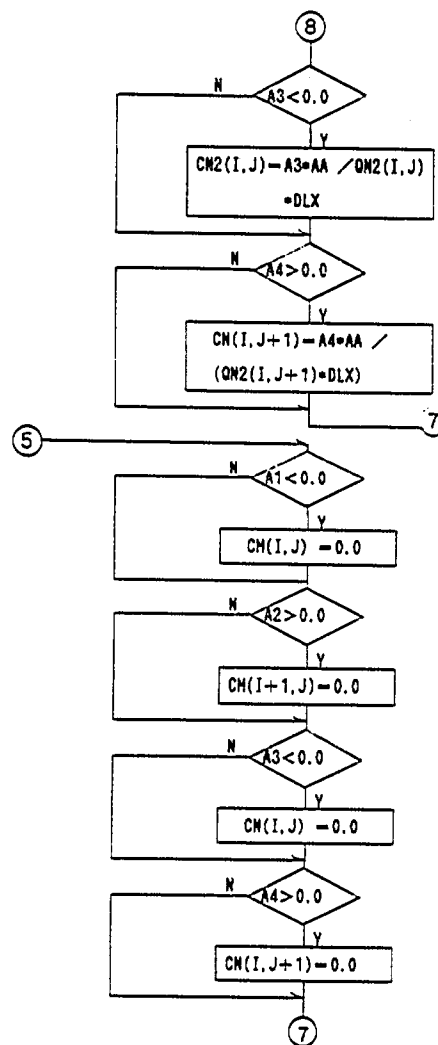
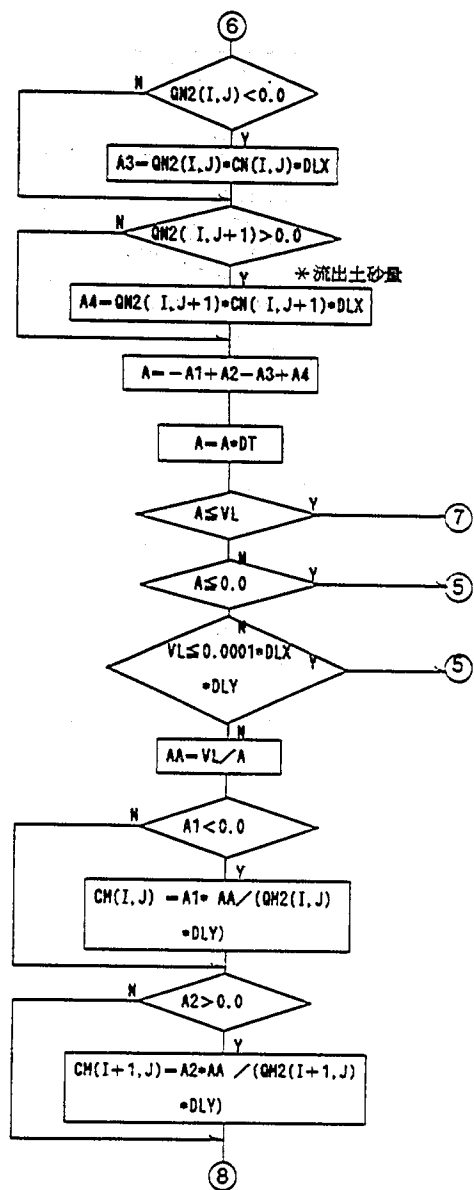
◦ SUBROUTINE MNCAL その3



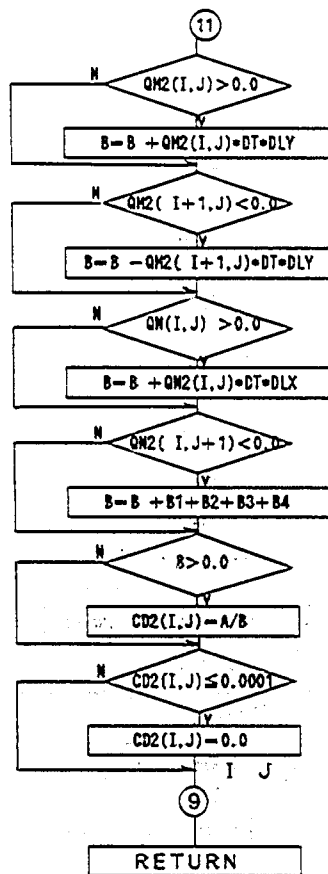
◦ SUBROUTINE CMNCAL (流出・流入土石流濃度の算出)



◦ SUBROUTINE CMNCAL



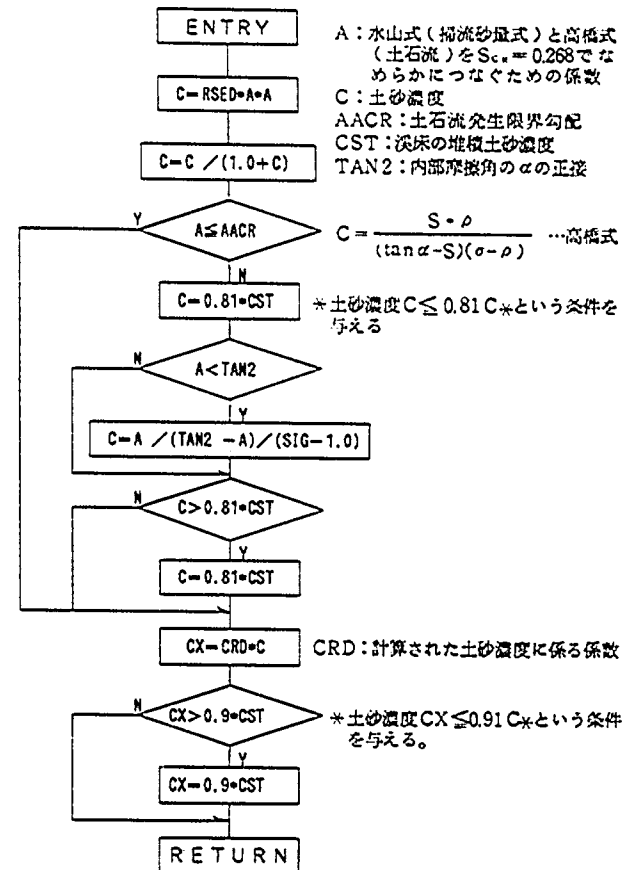
◦ SUBROUTINE CCAL(A, CX)



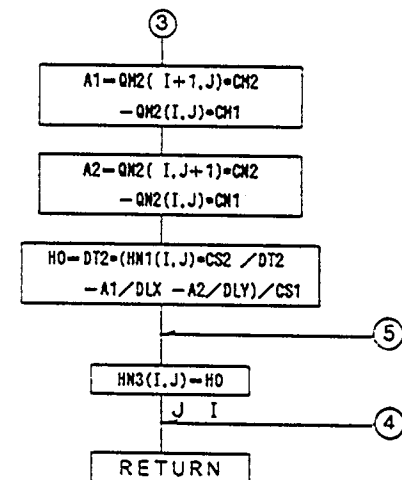
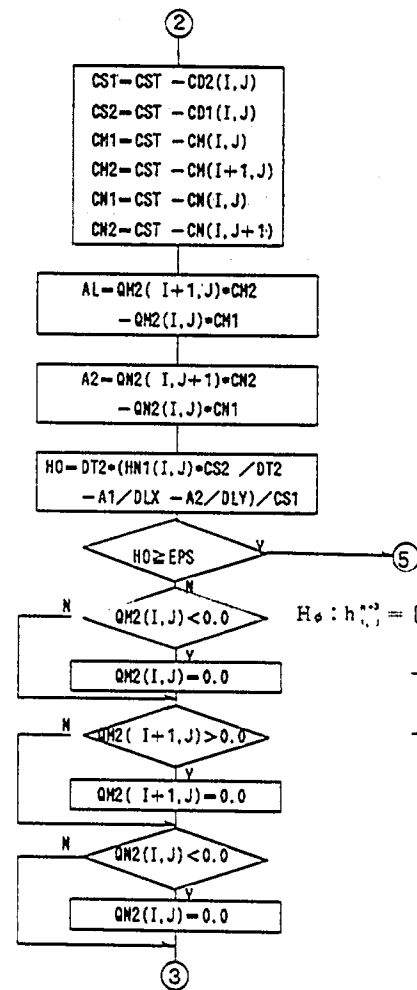
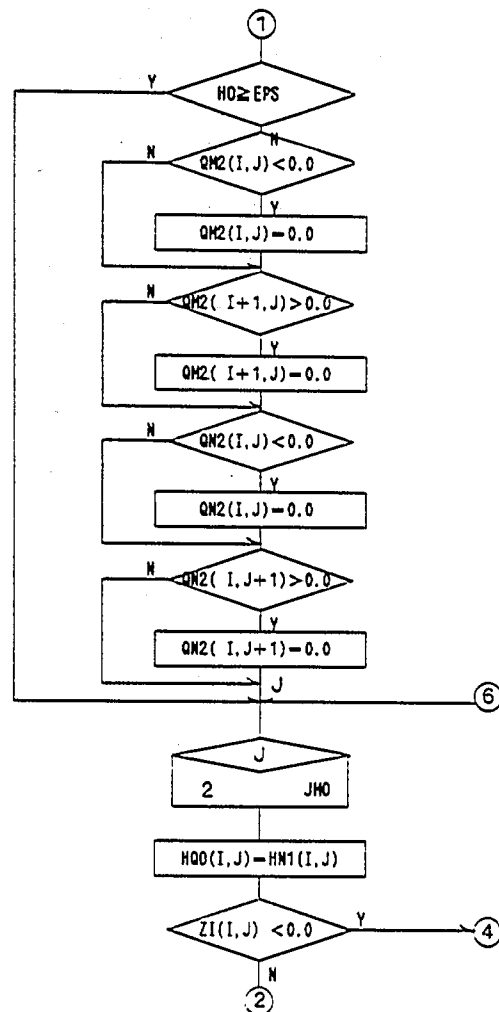
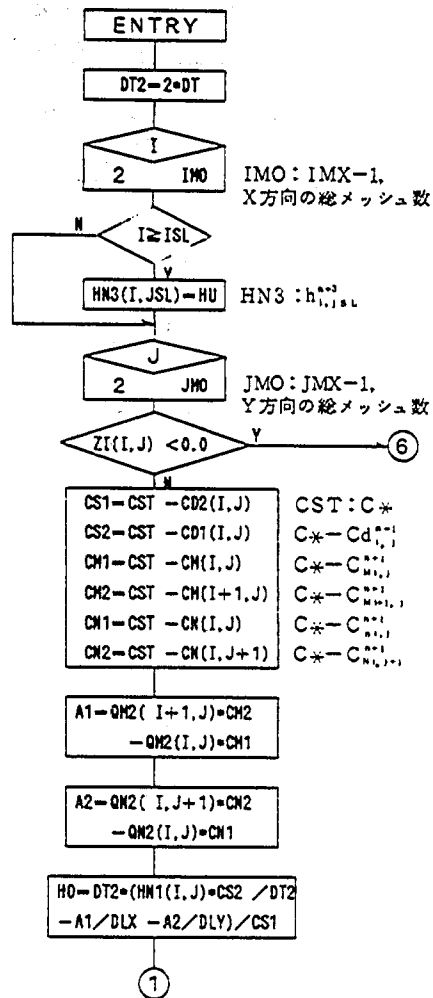
$$CD2(I, J) : C d_{i,j}^{n+1}$$

$$= \left\{ \left[\left\{ \left| M_{i,j}^{n+1} \right| \cdot C_{n,i,j} / \Delta x + \left| M_{i,j}^{n+1} \right| \cdot C_{n,i,j} / \Delta x + \left| N_{i,j}^{n+1} \right| \cdot C_{n,i,j} / \Delta y \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left. + \left| N_{i,j}^{n+1} \right| \cdot C_{n,i,j} / \Delta y \right\} \cdot 2 \cdot \Delta t + h_{i,j}^{n+1} \cdot C d_{i,j}^{n+1} \right] / \left[\left\{ \left| M_{i,j}^{n+1} \right| / \Delta y \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left. + \left| M_{i,j}^{n+1} \right| / \Delta x + \left| N_{i,j}^{n+1} \right| / \Delta y + \left| N_{i,j}^{n+1} \right| / \Delta y \right\} \cdot 2 \cdot \Delta t + h_{i,j}^{n+1} \right] \right\}$$

$$H_{\phi} : h_{i,j}^{n+1} = \left[h_{i,j}^{n+1} \cdot (C_{*} - C d_{i,j}^{n+1}) + \frac{2 \Delta t}{\Delta x} \left\{ M_{i,j}^{n+1} (C_{*} - C_{i,j}^{n+1}) \right. \right. \\ \left. \left. - M_{i,j}^{n+1} \cdot (C_{*} C_{i,j}^{n+1}) \right\} + \frac{2 \Delta t}{\Delta y} \left\{ N_{i,j}^{n+1} (C_{*} - C_{i,j}^{n+1}) \right. \right. \\ \left. \left. - N_{i,j}^{n+1} (C_{*} - C_{i,j}^{n+1}) \right\} \right] / (C_{*} - C d_{i,j}^{n+1})$$



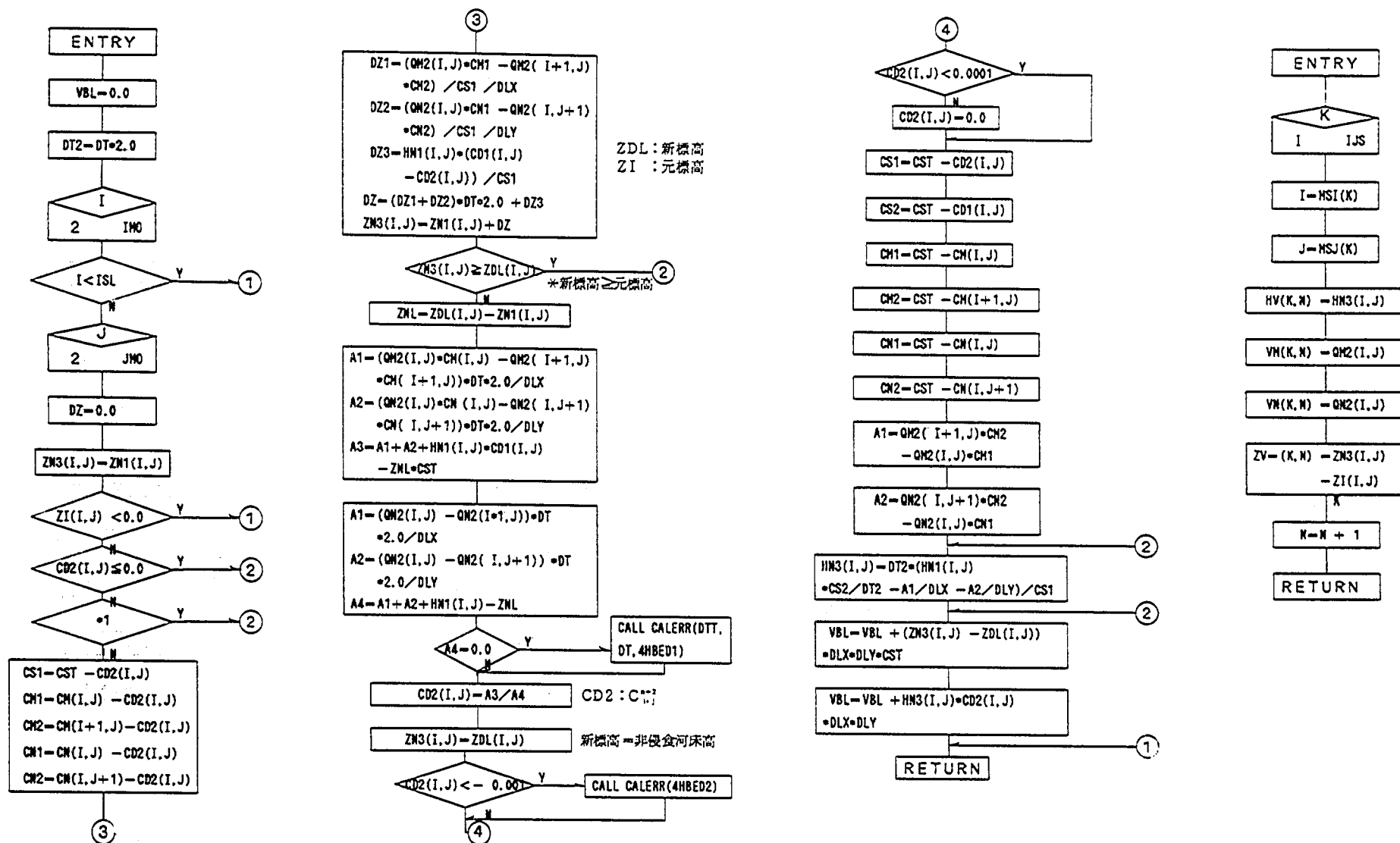
◦ SUBROUTINE DEPCAL (新しい流動深の算出)



$$H_0: h_{i,j}^{n+1} = [h_{i,j}^{n+1} \cdot (C^* - Cd_{i,j}^{n+1}) + \frac{2\Delta t}{\Delta x} \{M_{i,j}^{n+1} (C^* - C_{i,j}^{n+1}) - M_{i,j+1}^{n+1} \cdot (C^* - C_{i,j+1}^{n+1}) + \frac{2\Delta t}{\Delta y} \{N_{i,j}^{n+1} (C^* - C_{i,j}^{n+1}) - N_{i,j+1}^{n+1} (C^* - C_{i,j+1}^{n+1})\} \} / (C^* - C_{i,j}^{n+1})$$

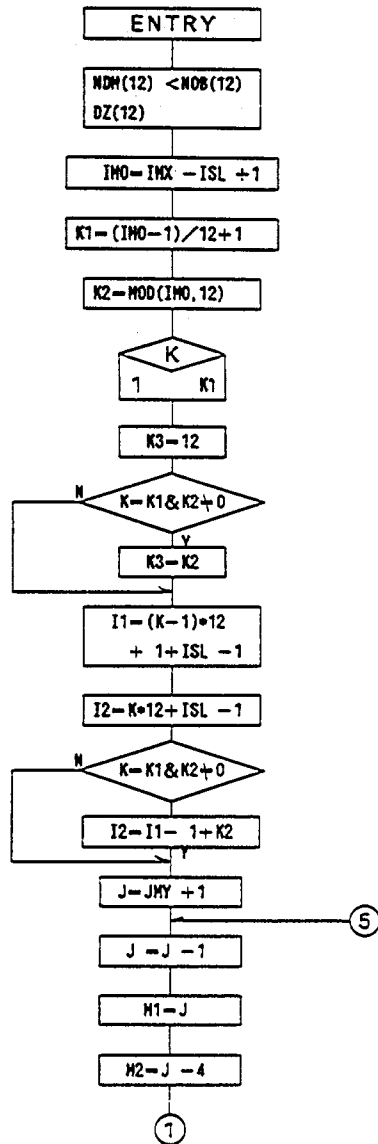
• SUBROUTINE BEDCAL (DTT, DT)

- 88 -



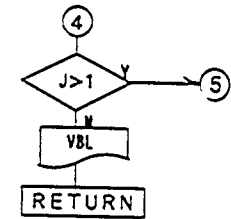
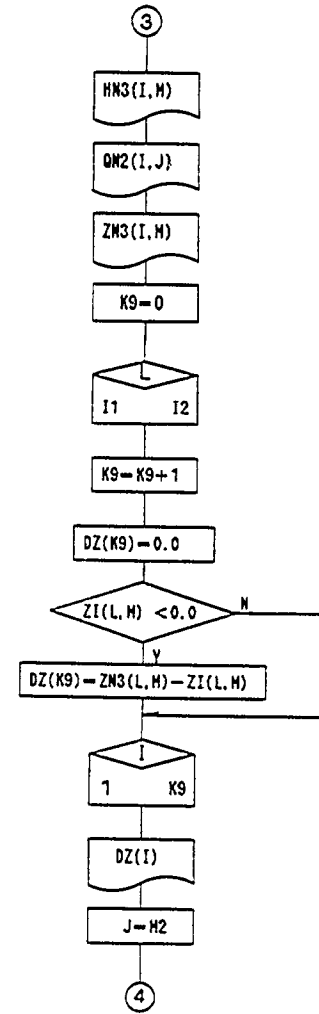
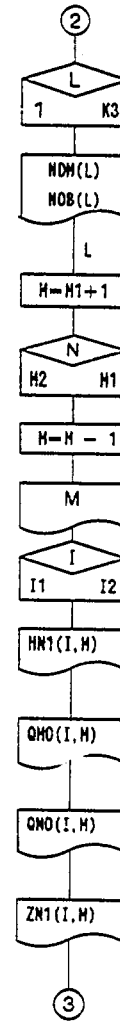
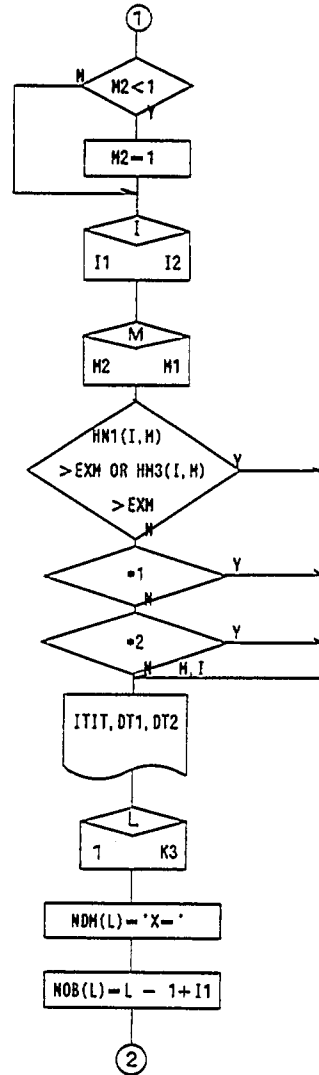
◦ SUBROUTINE PRINT 1 (DT1, DT2)

- 68 -

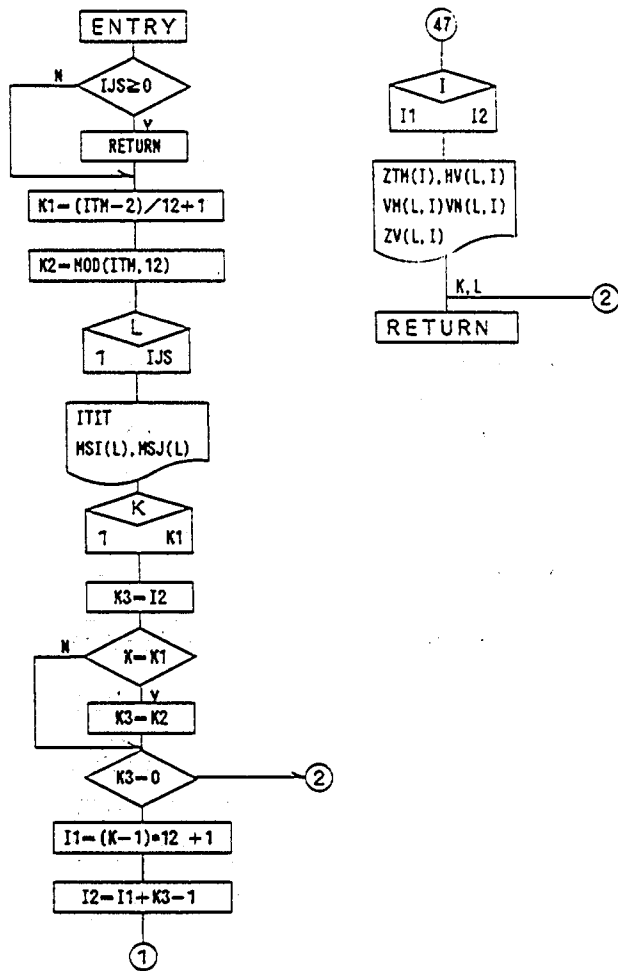


=1
 IQM0(I, M)1 > EXM
 OR
 IQM2(I, M)1 > EXM

=2
 IQM0(I, M)1 > EXM
 OR
 IQM2(I, M)1 > EXM

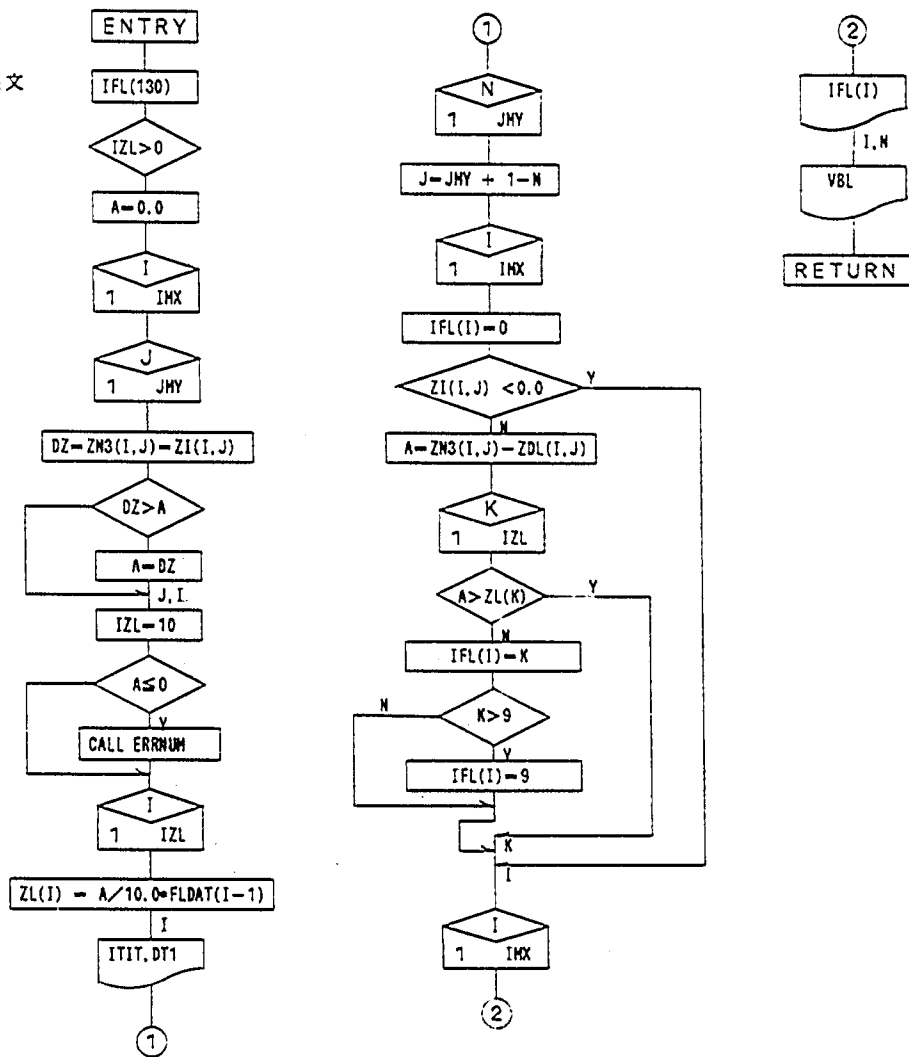


◦ SUBROUTINE PRINT 2

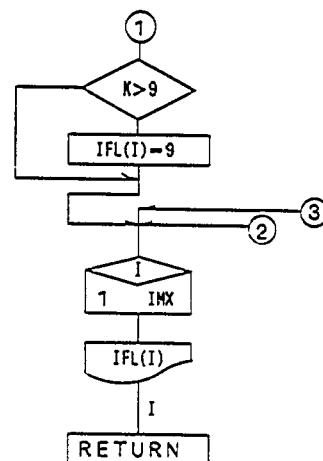
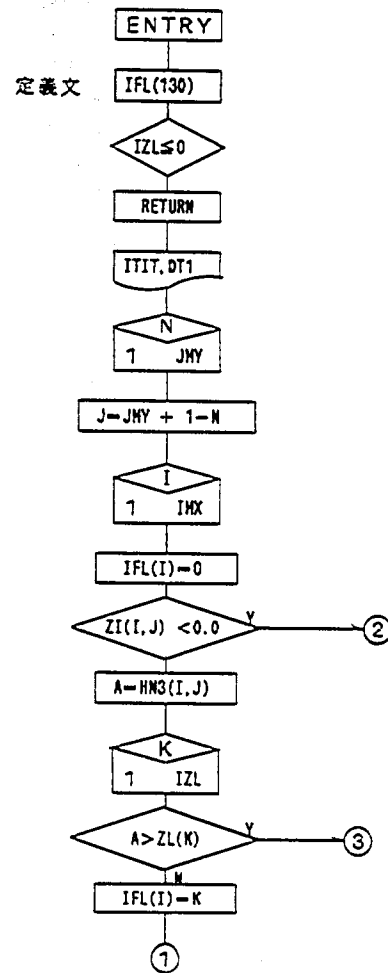


◦ SUBROUTINE PRINT 3

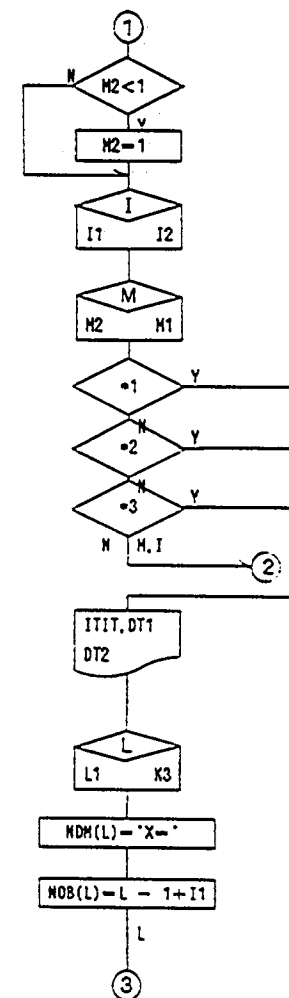
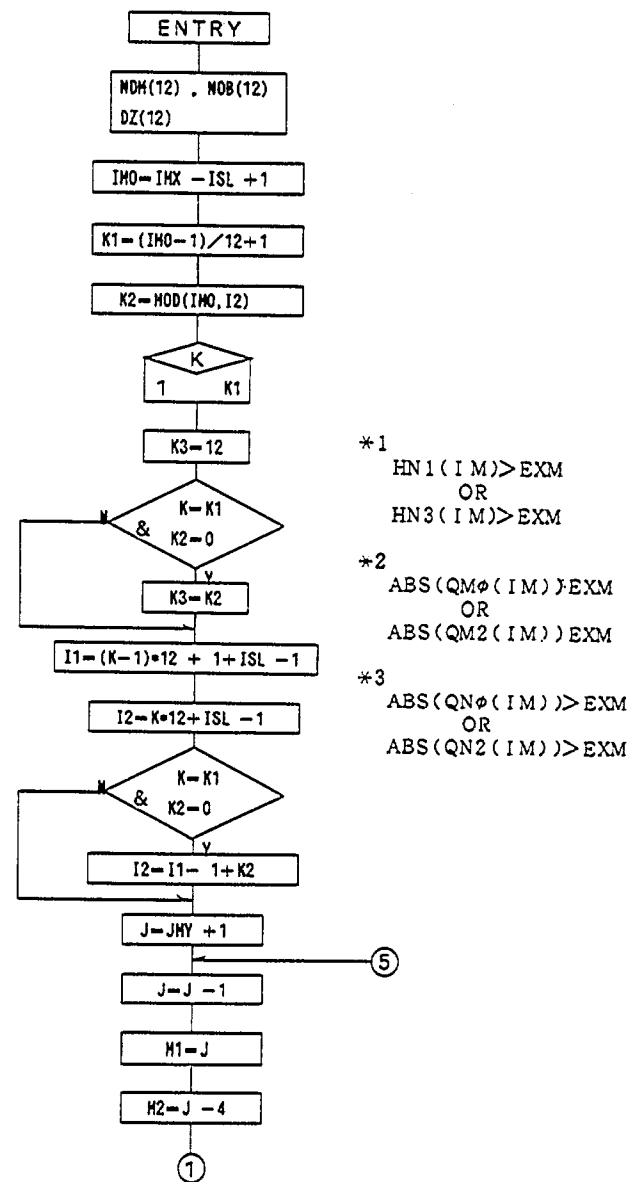
定義文



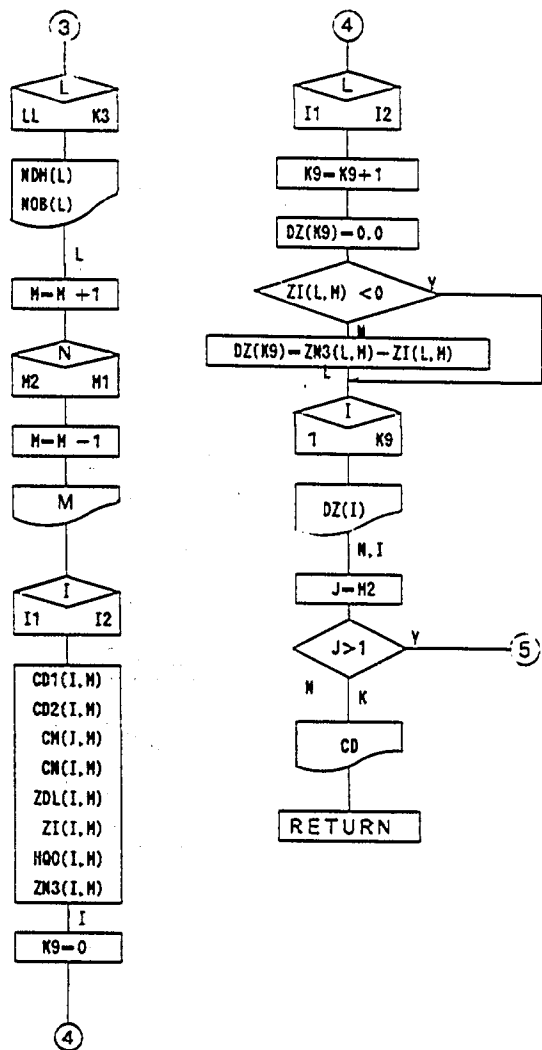
◦ SUBROUTINE PRINT 4 (DT1)



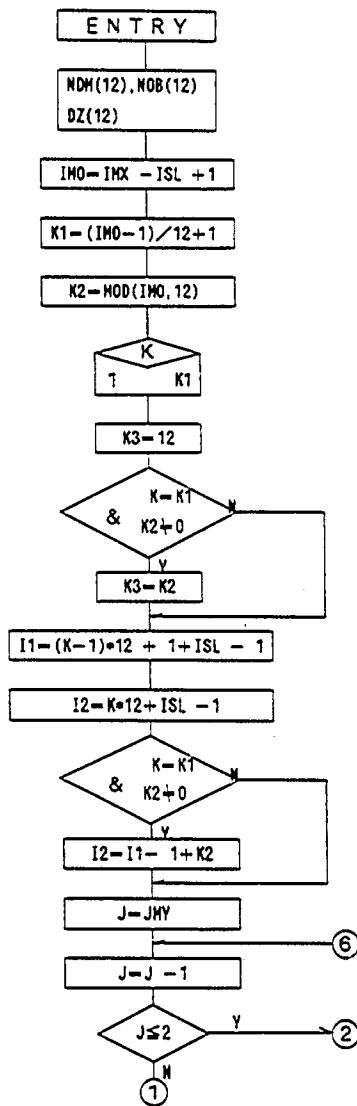
◦ SUBROUTINE PRINT 5 (DT1, DT2)



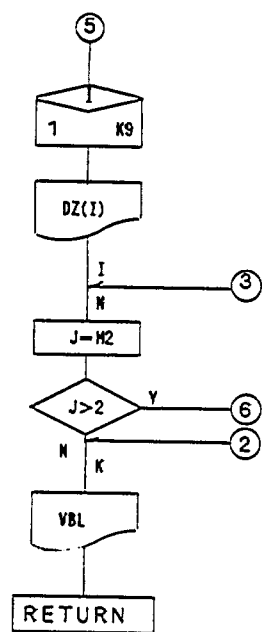
◦ SUBROUTINE PRINT 5



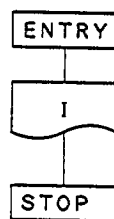
◦ SUBROUTINE PRINT 6 (DT1, DT2)



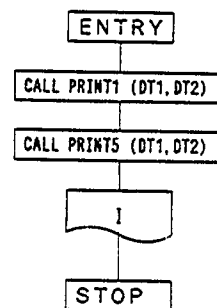
◦ SUBROUTINE PRINT 6



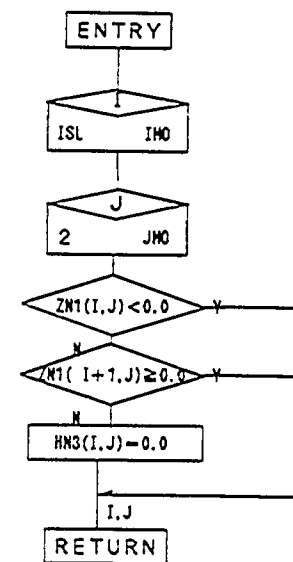
◦ SUBROUTINE ERRUM(I)



◦ SUBROUTINE CALERR(DT1, DT2, I)



◦ SUBROUTINE DELETE



土石流氾濫シミュレーション
モデルによる土石流対策工の
効果評価に関する研究

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2392号
昭和61年6月(1986)
砂防研究室 矢澤昭夫
水山高久
北原一平

要 旨 扇状地における土石流災害を防止するためには、土石流の氾濫区域を予測することが必要であり、また、保全対象を守るために、対策工を配置するうえにおいても、それらの施設の土石流に対する効果を評価する必要がある。そこで本研究では、開発中の土石流氾濫シミュレーションモデル(以下「本モデル」という)によって以下のことを検討した。(1)扇状地における土石流の模型実験との比較により、本モデルによる土石流氾濫区域の再現性を確認した。(2)いくつかの土石流対策工を想定し、それぞれの施設の効果の評価した。(3)本モデルによる計算の刻み時間について検討した。(4)他のシミュレーションモデルとの比較を行った。以上の検討の結果、土石流氾濫区域の予測及び土石流対策工の効果評価に対し、本モデルは、実用上十分使用しうることを確認した。

キーワード：土石流氾濫シミュレーションモデル、施設効果評価手法、洪水氾濫区域、土石流対策法、土石流