

ISSN 0386-5878

土研資料 第1753号

土木研究所資料

桜島金床川流路工水理模型実験報告書

昭和 56 年 12 月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © 1981 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

は じ め に

金床川は桜島の北部に位置した流域面積 0.63km^2 の小溪流であるが、桜島の火山活動により流域が荒廃化し近年しばしば火山泥流による土砂災害が発生している。

金床川を含め桜島における土砂の災害についても、金床川における土砂災害対策の基本は火山泥流対策と言われ、金床川に発生する火山泥流の特性を把握し、この対策計画を樹立することが急務とされている。特に下流河口部周辺に集中している人家地区での火山泥流による災害を防除する対策の一つとして、現在流路工計画がたてられているが、火山泥流の性質がいまだ充分把握されていないため金床川流路工計画の安全性と妥当性の検討が必要となった。以上のような現況から大規模な現地模型（縮尺 $1/20$ ）を用いた水理実験を実施し、若干の考察をおこなったのでここに報告するものである。

金床川流路工計画・設計の一助となれば幸いである。なお、実験に際して御協力、御助言いただいた建設省大隅工事々務所の皆様、九州地建、高橋透専門官、ならびに本実験に対して御示唆をいただいた土木研究所砂防研究室渡辺正幸室長に対して謝意を表します。

昭和56年12月

土木研究所砂防部砂防研究室

主任研究員：池 谷 浩

上 原 信 司

はじめに	
第1章 実験目的	1
第2章 実験装置及び実験条件	2
2-1 実験装置	2
2-2 実験方法	8
2-3 実験条件	8
第3章 実験結果と考察	12
3-1 火山泥流の流動特性	12
3-2 流路工内での泥流の挙動	19
3-3 河口部及び海での泥流の挙動と土砂の堆積	22
3-4 砂防設備の泥流への影響	35
第4章 まとめと提言	36
あとがき	38
参考文献	39

第1章 実験目的

金床川流路工の計画諸元及び設計諸元を把握するために基礎的水理実験を行ない、次の項目について検討するものである。

- 1) 金床川火山泥流の流動特性の把握
- 2) 流路工内での泥流の挙動
- 3) 河口部での泥流の挙動と湾内での土砂の堆積状況の把握
- 4) 砂防設備の泥流への影響

1) 金床川火山泥流の流動特性の把握

金床川に発生する火山泥流の流下形状、段波速度、段波高等の流動特性を実験的に把握し、流路工計画上どのような流体（ニュートン流体、ビンガム流体、ダイラタント流体）として取り扱うかの検討を行なう。また、泥流の土砂濃度が大きいと土砂を運びきれずに流路工内に土砂堆積を生じることから、発生する火山泥流の土砂濃度と流路内の土砂堆積との関係を検討する。

これらの流動特性を把握し検討することは、流路工の縦断勾配、断面形状の検討を行なう上で重要な資料となる。

2) 流路工内での泥流の挙動

計画された流路工断面を泥流が安全に流下するかどうか、また、湾曲部における泥流のせり上りによる影響等の検討を行なう。

3) 河口部での泥流の挙動と湾内での土砂の堆積状況の把握

金床川流路工の河口部付近は人家密集地であり、また海部には避難港等も存在する。流下してきた泥流は河口部に堆積することが予想され、この堆積状況によっては流路工内への堆積遡上、さらには人的災害が生じるおそれもある。また、海中部の堆積状況によっては避難港への影響が生じる可能性があり、河口部での泥流の挙動、及び湾内での土砂堆積状況等を実験的に検討する必要がある。

4) 砂防設備の泥流への影響

金床川流路工の縦断計画では、勾配緩和のため床固工が計画されているが、この床固工が泥流に及ぼす影響を調べることは護岸高計画等の上でも必要であることから実験的に検討を行なう。

第2章 実験装置及び実験条件

2-1 実験装置

実験装置としては、できるだけ模型縮尺を大きくすることを目標とし、模型規模を考慮して縮尺 $1/20$ とし流路工末端より 343 m (No.18) から海部 200 m までを模型範囲とし模型を製作した。模型取り入れ区間を図-1に、また実験装置全景を写真-1に示した。

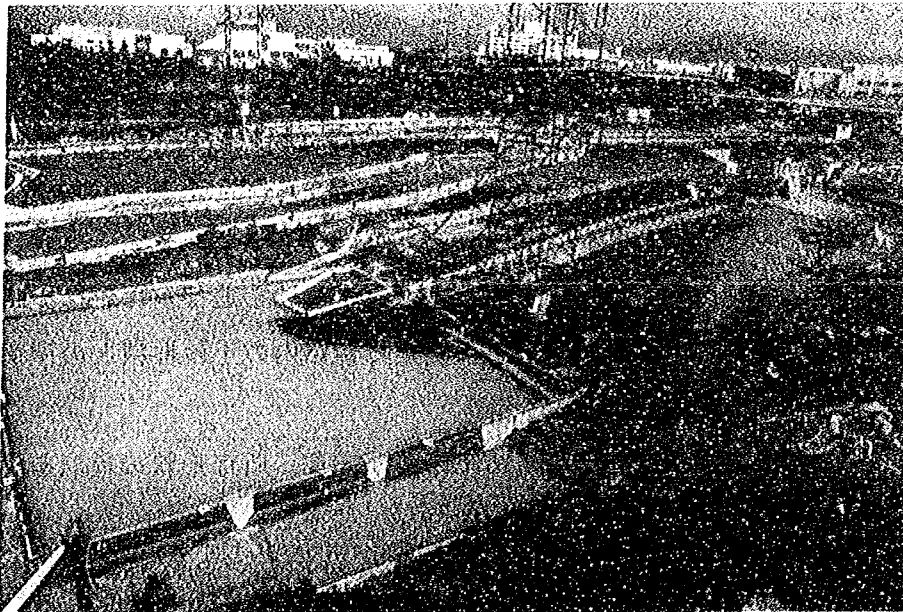


写真-1

実験装置全景

流路工部は、全長 $L = 17.15\text{ m}$ (現地 343 m , No.0 ~ No.18間), 水路幅 0.2 m の矩形断面とし、一部片面アクリル板製の木製水路でアクリル面から計測、写真撮影が可能である。

海部は 10 m (現地 200 m) 四方として製作した。これは避難港を模型内に取り入れること、及び泥流の影響が海部では 200 m 位と判断したためである。海中部の地形は、大隅工事々務所測量の河口横断図により作製した。

流路最上流端には、泥流段派の発生装置、及び後続流の給砂、給水装置を作製した。泥流段波発生装置及び給砂装置を写真-2に示した。

模型水路の概要図を図-2に示した。

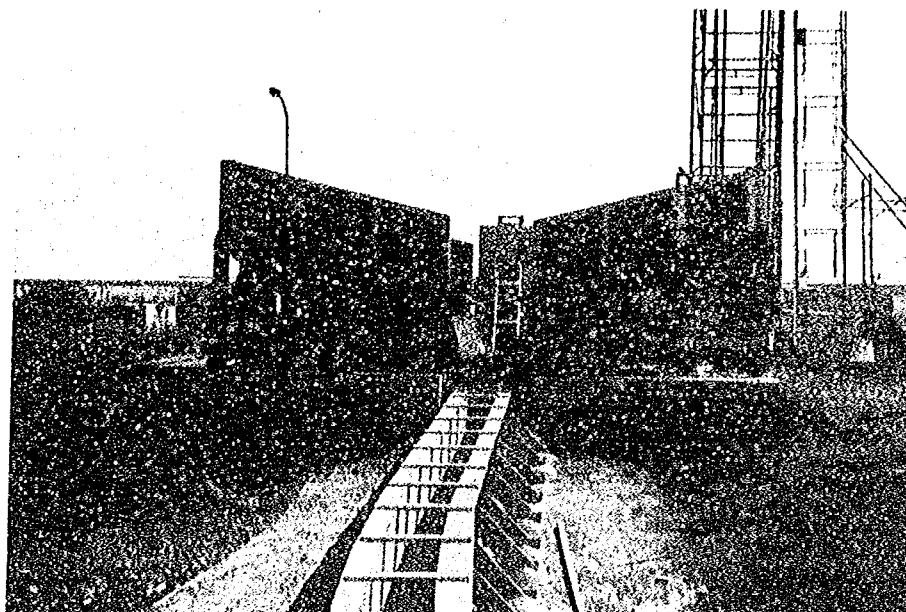
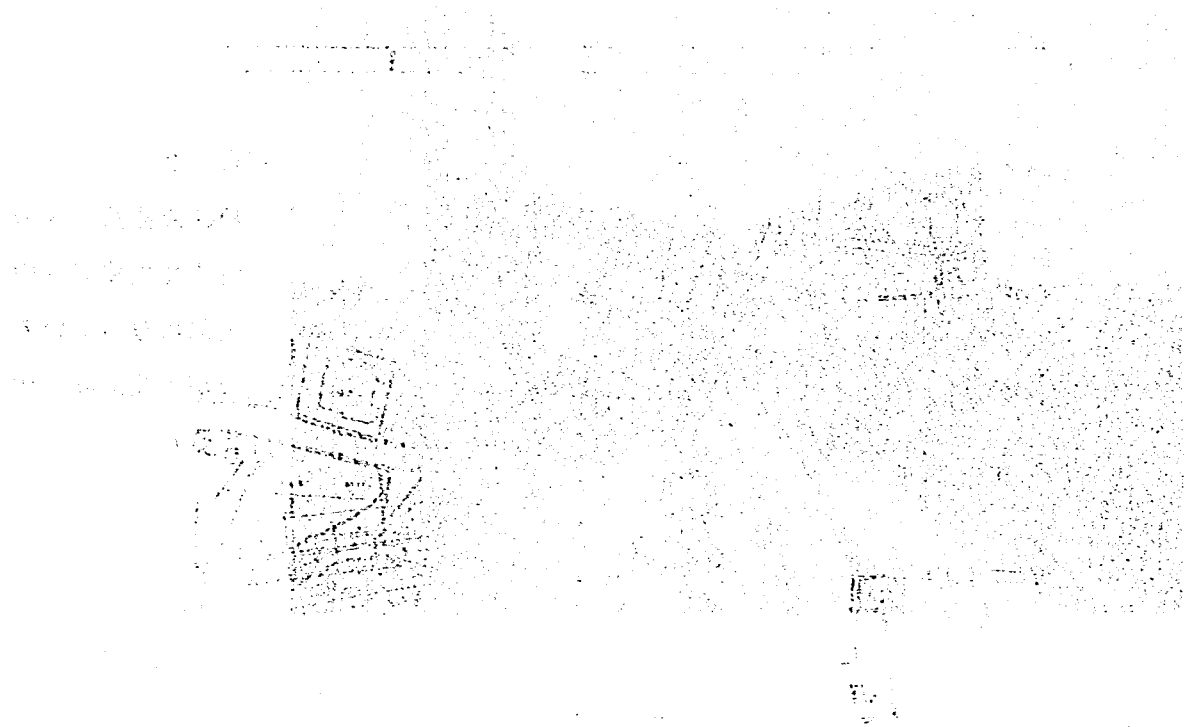


写真 - 2

給砂装置及び泥流
段波発生装置（中
央部に写っている
のが泥流段波発生
装置）



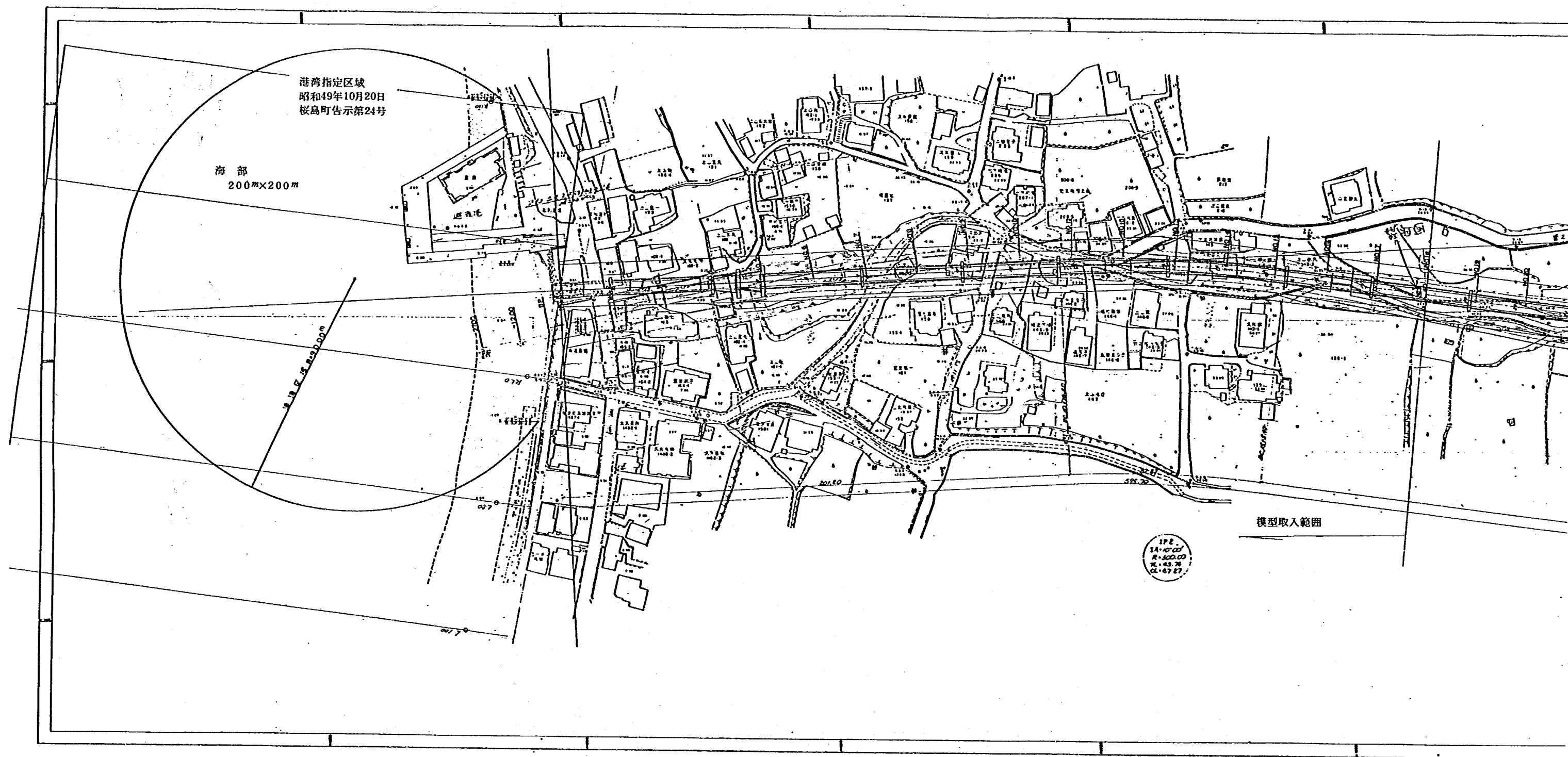


図-1 金床川平面図

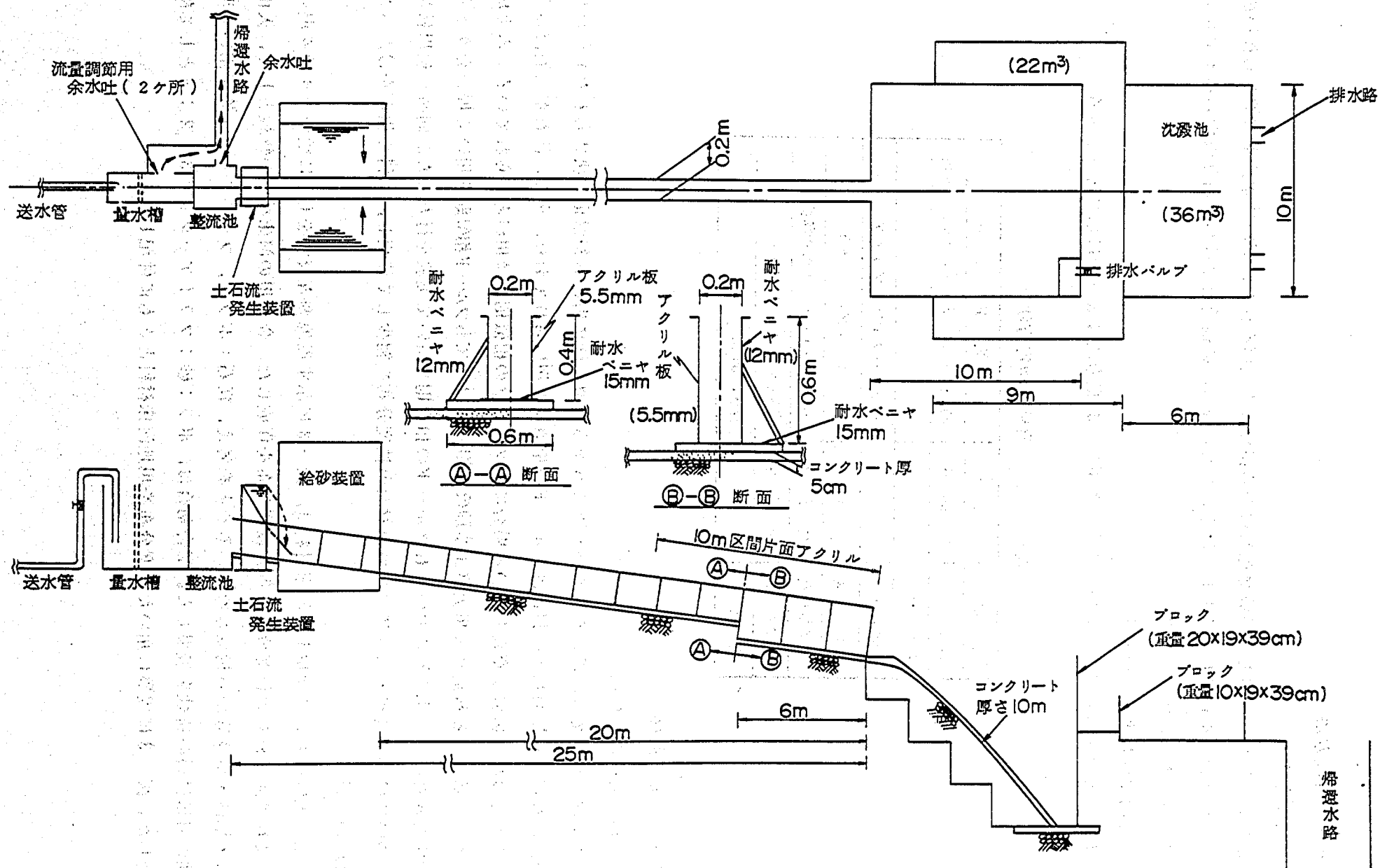


図-2 金床川流路工模型概要図

2-2 実験方法

1) 実験方法

模型最上流端に設置した段波発生装置から泥流の先端部を作り、同時に水路上流端から後続流を流下させ両者を合成し泥流として流下させた。なお、後続流流量は事務所計画案のハイドログラフに合うように流下させた。

2) 計測項目および計測方法

実験中及び実験終了後において測定する項目と計測方法は表-1に示す通りである。

表-1 計測項目と測定方法

計測項目	計測時	測定方法
段波高	実験中	35mmモータドライブカメラ, 2ヶ所
段波形状	"	"
段波速度	"	35mmモータドライブカメラ
後続流速度	"	人為(ストップウォッチ)
土砂堆積高	終了後	海中0.5~1mピッチの横断測量
海での拡散	実験中	35mmモータドライブカメラ
流況	"	観察, 35mmカメラ

2-3 実験条件

1) 模型実験の相似則

本実験においては、泥流を取り扱うところから模型実験に用いる相似則は決められたものがない。流れが急勾配河川での掃流はフルードの相似則が用いられており、また、流れが土石流のように重力の項の影響が卓越している場合にもフルードの相似則の適用が考えられている。本実験の条件に類似する桜島野尻川流路工水理模型実験¹⁾においてもフルード相似則を用いて現象をうまく説明できたので、本実験においてもフルードの相似則を用いて実験を行なった。同時に使用材料については別に述べるように、現地の材料の粒度分布を縮小して使用し、材料の相似をはかった。

2) 河床材料

模型実験において使用した河床材料は、図-3に示す現地調査資料をもとに数種の土砂を混合して現地河床材料の粒度分布に近い粒度分布を作成した。金床川の河床材料の特性として、火山灰・細砂・ボラ等から構成されていることを考え、軽石(ボラ)、フライアッシュ等を用いて現地の河床材料の特性を表現した。配合割合は、ボラ:砂:フライアッシュ=3:2:5として配合した。図-3に実験に用いた粒度分布を現地河床材料とともに併記した。

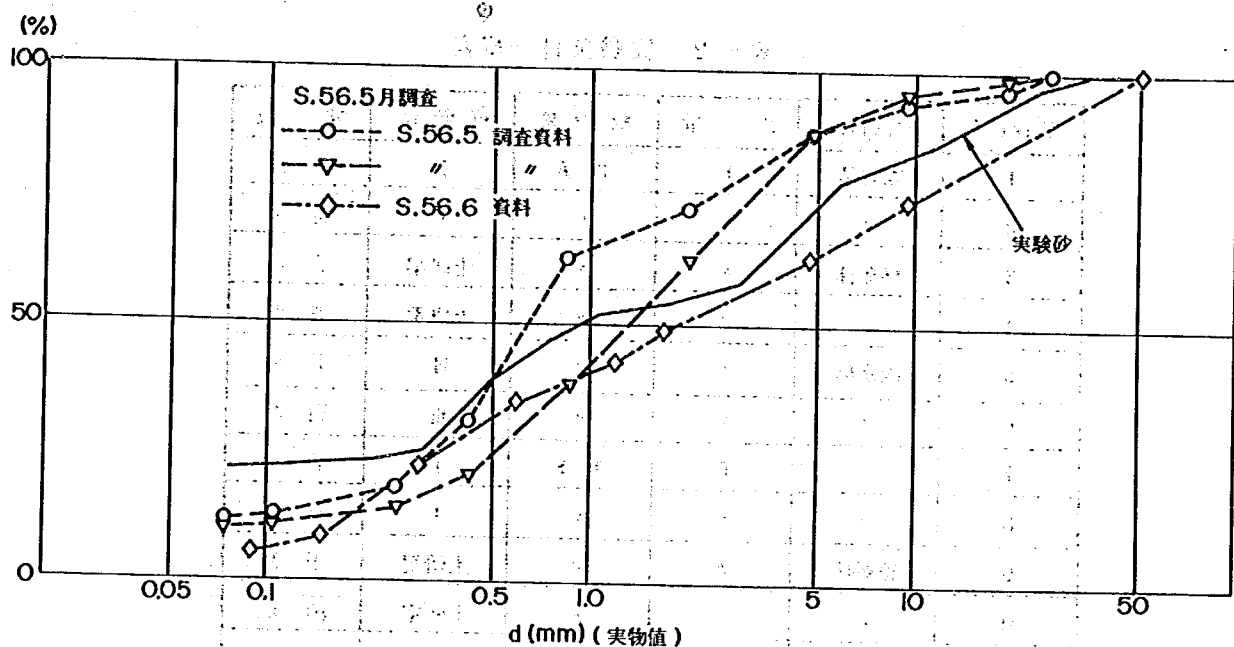


図-3 金床川粒度分布

3) 実験条件

実験条件は表-2に示した。実験条件の決定根拠を以下に述べる。

流量；大隅工事事務所計画の100年確率ハイドログラフに合うような波形Ⅰとピーク流量を波形Ⅰの1/2とした波形Ⅱの2種類の洪水波形を用いた。洪水波形を図-4に示す。

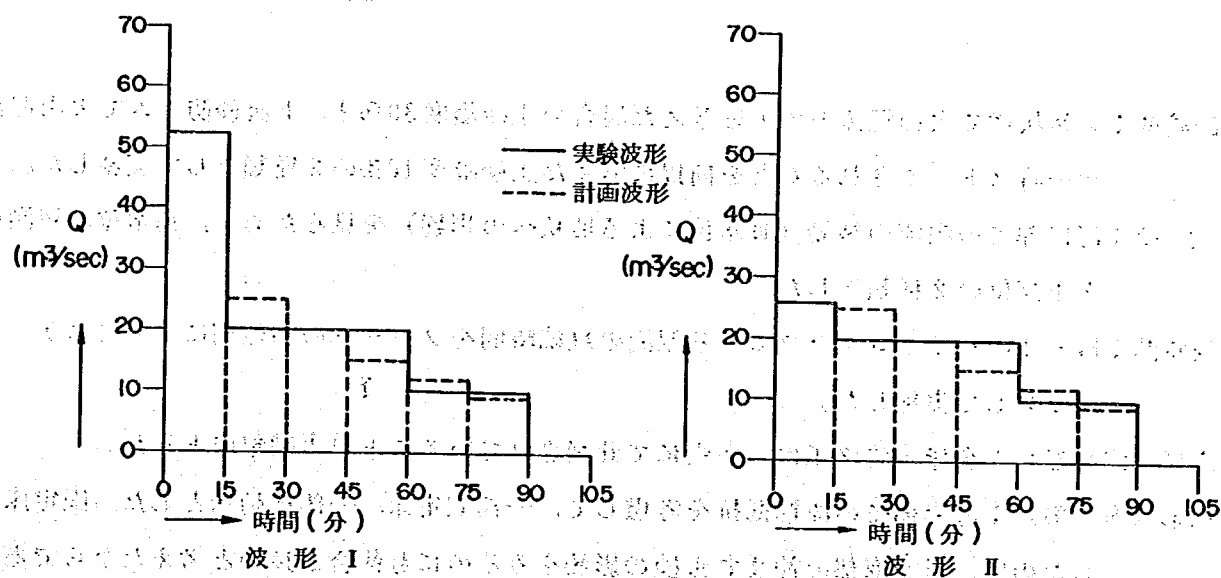
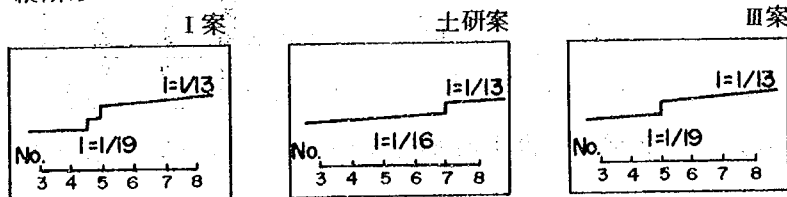


図-4 洪水波形

表-2 実験条件一覧表

Case No.	海浜状態	流 量	給 砂 量	縦 断 形	潮 位
1	固定床	I	30 %	I	干 潮
2	"	"	"	I	満 潮
3	移動床	"	"	土研案	干 潮
4	"	"	"	土研案	満 潮
5	固定床	"	"	Ⅲ	干 潮
6	"	"	"	Ⅲ	満 潮
7	"	Ⅱ	10 %	I	干 潮
8	"	"	"	I	満 潮
9	移動床	"	"	土研案	干 潮
10	"	"	"	土研案	満 潮
11	固定床	"	"	Ⅲ	干 潮
12	"	"	"	Ⅲ	満 潮
13	移動床	$10m^3/s$ ($T=2hr$)	"	土研案	満 潮

縦断形



土砂濃度；自然状態で火山泥流の流下を考えた場合の土砂濃度30%と、上流砂防ダムで火山泥流が一時ストックされることを前提に考えた土砂濃度10%の2種類として実施した。

海 水 位；河口部での泥流の挙動（海水位による堆積への影響）を見るために、海水位は満潮位と干潮位の2種類とした。

実験時間；図-4のハイドログラフによる泥流の継続時間をフルードの相似則によってスケールダウンして実施した。

河床形（流路部）；金床川流路工は三面張にて計画されていることから固定床とした。

河床形（海 部）；海岸部での洗掘抵抗を考慮して、一部固定床、一部移動床とした。固定床としたのは、最も海部の沖まで土砂の影響をみるのにも都合が良いと考えたからである。

河床縦断形；事務所計画の縦断形(I), (Ⅲ)及び一部事務所計画を改良した縦断形の計3種類にて実施した。縦断形状を図-5に示した。

なお、ケースNo.13の実験は、中小洪水を想定した重ね実験であり、流量は発生頻度の高いと考えられる10年確率程度の $10m^3/sec$ とし、土砂濃度を10%とした。継続時間は6～7回の泥流分に

相当する 2 時間（模型値）とした。

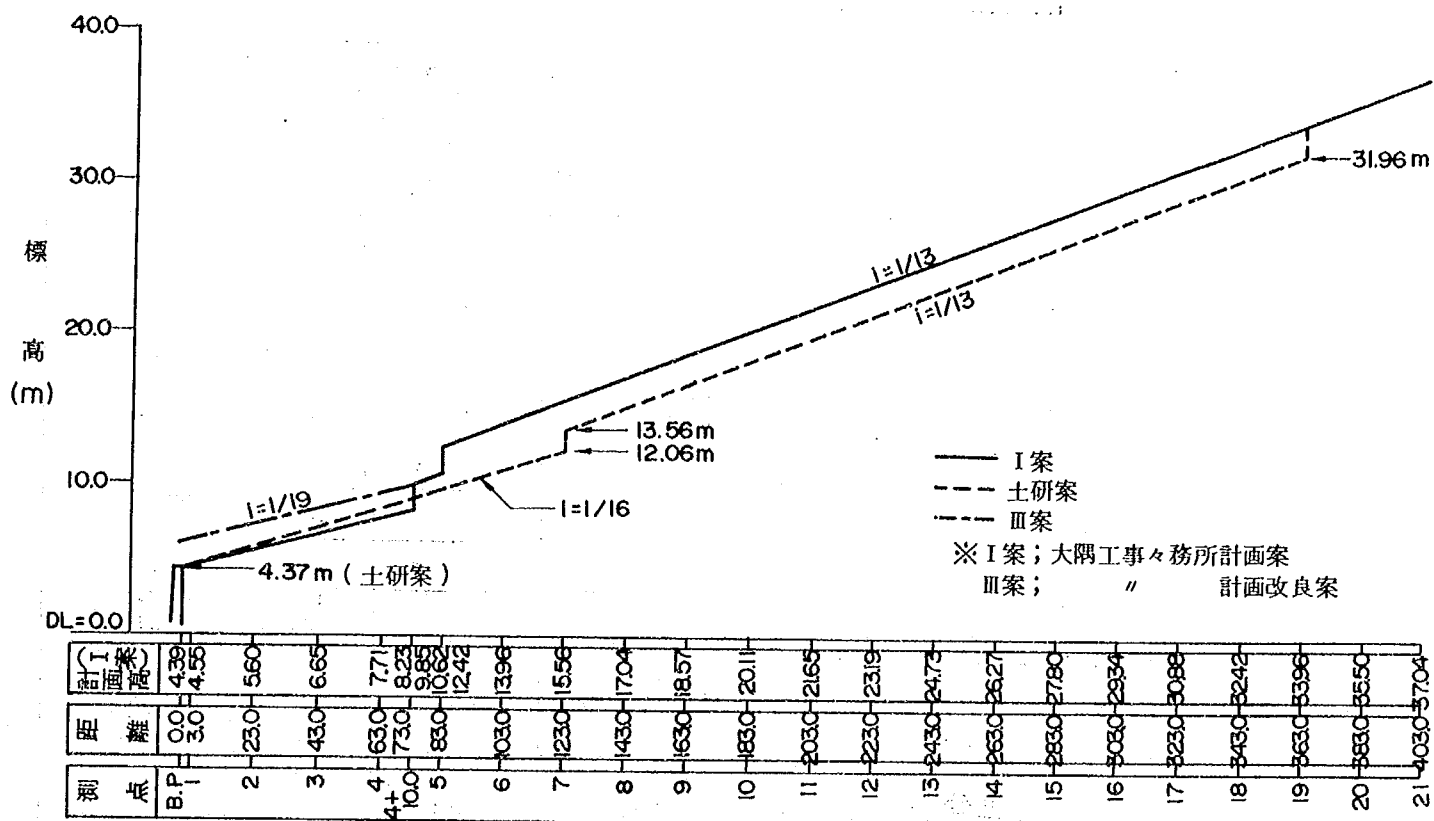


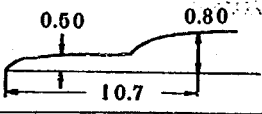
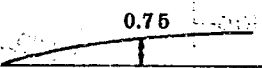
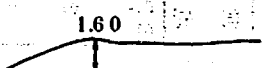
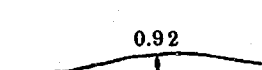
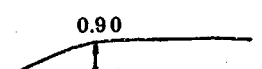
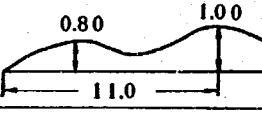
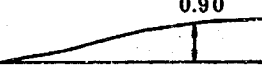
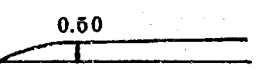
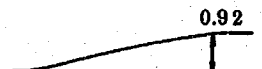
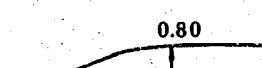
図 - 5 河床縦断形

第3章 実験結果と考察

3-1 火山泥流の流動特性

今回の実験13ケースにおける火山泥流の形状、流速およびその条件（流量、溪床勾配、土砂濃度）を表-3に示した。

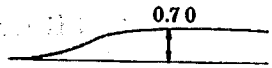
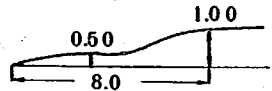
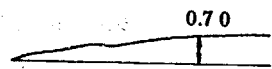
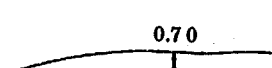
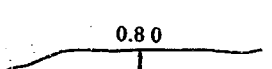
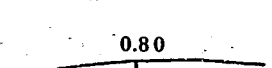
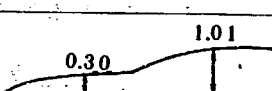
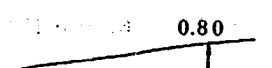
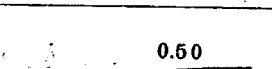
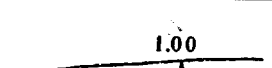
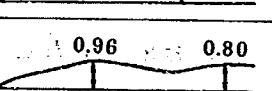
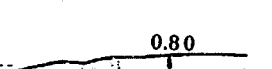
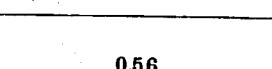
表-3-1 土石流の流動状況

Case No	流量	給砂量	縦断形	水路床勾配 i	波高 H (m)	段波速度 V (m/s)	流速係数 φ	波形スケッチ
1	I	30	I	$1/13$	$H_1 = 0.50$ $H_2 = 0.80$	$V_1 = 10.733$ $V_2 = 10.336$	$\varphi_1 = 17.482$ $\varphi_2 = 13.096$	
				$1/19$	0.75	12.522	20.133	
2	I	30	I	$1/13$	0.60	11.270	16.757	
				$1/19$	0.70	9.839	16.374	
3	I	30	土研案	$1/13$	1.60	12.522	11.402	
				$1/16$	0.92	10.733	14.298	
4	I	30	土研案	$1/13$	0.90	12.164	14.768	
				$1/16$	$H_1 = 0.80$ $H_2 = 1.00$	$V_1 = 14.311$ $V_2 = 10.584$	$\varphi_1 = 20.444$ $\varphi_2 = 18.286$	
5	I	30	III	$1/13$	0.90	13.595	16.505	
				$1/19$	0.50	12.843	25.290	
6	I	30	III	$1/13$	0.92	11.806	14.176	
				$1/19$	0.80	13.059	20.330	

※ 波形スケッチ位置

$i = 1/13$ (I, III案) の場合は断面No6付近 $i = 1/13$ (土研案) の場合は断面No8付近
 $i = 1/19$ (") " No3 " $i = 1/16$ (") " No5 "

表-3-2 土石流の流動状況

Case No.	流量	給砂量	縦断形	水路床勾配 i	波高 H (m)	段波速度 V (m/s)	流速係数 ϕ	波形スケッチ
7	Ⅱ	10	Ⅰ	$1/13$	0.70	14.108	19.421	
				$1/19$	$H_1=0.50$ $H_2=1.00$	$V_1=8.944$ $V_2=8.795$	$\phi_1=17.612$ $\phi_2=12.246$	
8	Ⅱ	10	Ⅰ	$1/13$	0.70	12.522	17.238	
				$1/19$	0.70	11.628	19.351	
9	Ⅱ	10	土研案	$1/13$	0.80	12.522	16.125	
				$1/16$	0.96	13.595	17.729	
10	Ⅱ	10	土研案	$1/13$	0.80	12.522	16.125	
				$1/16$	$H_1=0.30$ $H_2=1.01$	$V_1=11.270$ $V_2=12.074$	$\phi_1=26.291$ $\phi_2=15.351$	
11	Ⅱ	10	Ⅲ	$1/13$	0.80	12.701	16.355	
				$1/19$	0.50	13.953	27.476	
12	Ⅱ	10	Ⅲ	$1/13$	1.00	13.416	15.452	
				$1/19$	$H_1=0.96$ $H_2=0.80$	$V_1=9.839$ $V_2=10.137$	$\phi_1=13.982$ $\phi_2=15.781$	
13	$m\frac{3}{10}$	10	土研案	$1/13$	0.80	10.733	13.821	
				$1/16$	0.56	13.953	23.824	

3-1-1 流速

火山泥流の流れを一般的な塑性流動の関係から検討してみる、流速の一般式は(1)式で示される。

$$\tau = \tau_c + \mu_d \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^n \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 τ : 任意点において流体に働くせん断力

τ_c : 流動性を生ずる現界の τ (せん断降伏値)

y : 河床を原点に垂直方向に上向にとった軸

n : 流れの性質によって決まる指数 ($= \frac{1}{m}$)

μ_d : 粘性に関する係数

u : 任意点における流れの流速

である。

ここで(1)式は、

$$\frac{\partial u}{\partial y} = \left(\frac{\tau - \tau_c}{\mu_d} \right)^{1/n} = \left(\frac{\tau - \tau_c}{\mu_d} \right)^m \quad \dots\dots\dots(1)'$$

となる。

一方、任意の点におけるせん断力 τ は、河床せん断力を τ_0 とすれば深さが h のときの流れの場合(2)式で示される。

$$\tau = \frac{h-y}{h} \cdot \tau_0 \quad \dots\dots\dots(2)$$

ただし、図-6に示したように $y=y_c$ においては、

$$\tau_c = \frac{h-y_c}{h} \cdot \tau_0 \quad \dots\dots\dots(2)'$$

となる。

(2)式を(1)'式に代入して y で積分し、 $y=0$ のとき $u=0$ となるような定数を決めると(3)式を得る。

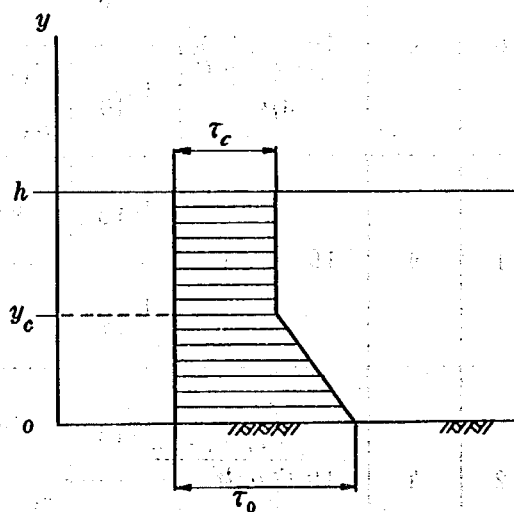


図-6

$$u = \frac{h}{(m+1) \cdot \mu_d^m \cdot \tau_0} \left\{ (\tau_0 - \tau_c)^{m+1} - \left(\tau_0 - \tau - \frac{y}{h} \tau_0 \right)^{m+1} \right\} \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここで $(h-y_c)/h = \tau_c/\tau_0 = a$ とし、平均流速 $\bar{u}$ を求めると(4)式となる。

$$\bar{u} = \frac{h \tau_0^m}{(m+1)(m+2) \mu_d^m} (1-a)^{m+1} (m+1+a) \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここで τ_0 は火山泥流の比重を γ_d とすると

$$\tau_0 = \gamma_d \cdot \rho \cdot g \cdot h \cdot \sin \theta \quad \dots\dots\dots(5)$$

で示せる。

ここで、 ρ ：水の密度

σ ：砂礫粒子の密度

g ：重力加速度

θ ：河床勾配

である。(4)式に(5)式を代入することから、平均流速式 $\bar{u}$ は(6)式となる。

$$\bar{u} = \frac{h(\gamma_d \cdot g \cdot h \cdot \sin \theta)^m}{(m+1)(m+2)} \cdot \frac{(1-a)^{m+1}(m+1+a)}{(\mu_d/\rho)^m} \quad \dots\dots\dots(6)$$

ここで、いくつかの流体による平均流速の

比較検討を行なう。(6)式における値のうち

m , a , γ_d については表-4のように示さ

れる。²⁾ (6)式に表-4の値を代入すると、

各流体の平均流速式が得られる。

流 体	m	a	γ_d
ニュートン	1	0	1
ビンガム	1	$0 < a < 1$	$\gamma_d > 1$
ダイラタント	0.5	0	$\gamma_d > 1$

表-4

i) ニュートン流体

$$\bar{u} = \frac{h^2(\rho \cdot g \cdot \sin \theta)}{3\mu_d} \quad \dots\dots\dots(7)$$

ii) ビンガム流体

$$\bar{u} = \frac{h^2(\rho \cdot \gamma_d \cdot g \cdot \sin \theta)}{6\mu_d} \cdot (1-a)^2(2+a) \quad \dots\dots\dots(8)$$

iii) ダイラント流体

$$\bar{u} = \frac{h^{3/2}(\rho \cdot \gamma_d \cdot g \cdot \sin \theta)^{1/2}}{2.5\mu_d^{1/2}} \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここで、

$$\mu_d = \mu_w \cdot \left(1 + \frac{3}{1/C_d - 1.452}\right)$$

とすれば、(7)式～(9)式の $\bar{u}$ は、 $\rho = 1.0 \text{ t/m}^3$, $g = 9.8 \text{ m/s}^2$ を代入することにより、 h , γ_d , $\sin \theta$ の関数として表現できる。すなわち $\mu_w = 1.307 \times 10^{-8}$ (m 単位, 10°C)とすれば、 μ_d は、泥流の濃度 C_d の関数として評価される。

ここで、ニュートン流体による(7)式をマニング式とダイラント流体による(9)式を、高橋³⁾の式と比較すると μ_d の値によって比較が難かしいことが判った。そこで、ビンガム流体については(8)式をもちいることとし、ニュートン流体とダイラント流体については、マニング式(10)と高橋式(11)を用いて流速の検討をすることとした。

$$\bar{u} = \frac{1}{n} \cdot h^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (n=0.020) \quad \dots\dots\dots(10)$$

$$\bar{u} = \frac{2}{5d} \left[\frac{g \sin \theta}{a_i \sin \alpha} \left\{ C_d + (1 - C_d) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left[\left(\frac{C_*}{C_d} \right)^{1/2} - 1 \right] h^{3/2} \quad \dots\dots\dots(11)$$

(11)式については、 $a_i \cdot \sin \alpha$ の値が問題となるが、高橋の実験結果から $a_i \cdot \sin \alpha \div 0.031$ を与え、 $\rho = 1.0$ 、 $\sigma = 2.5$ 、 $C_* = 0.7$ 、 $g = 9.8$ を代入すると $\bar{u}$ は、平均粒径 d と河床勾配および泥流濃度・波高の関数となる。今回の実験では現地縮尺換算で $d_{60} = 3 \text{ mm}$ であるので、 d にこの値を用いると(11)式は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{u} &= 589.1 \cdot \sin \theta^{1/2} \cdot h^{3/2} \quad (C_d = 0.3) \\ \bar{u} &= 1467.6 \cdot \sin \theta^{1/2} \cdot h^{3/2} \quad (C_d = 0.1) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(11')$$

ここで $a_i \cdot \sin \alpha$ に高橋の実験値をあえて用いたのは、平野ら⁴⁾による $a_i \cdot \sin \alpha \div 0.02$ という桜島に摘要したデータもあるが、ここでは平均流速があまりにも異なるので $a_i \cdot \sin \alpha$ の大きい0.031の方の値を用いたものである。

しかし、これらの(11)式を用いて計算すると、流速は1オーダー大きい100 m/s 前後となり代表粒径がmm単位の土砂の流れには(11)式は適当でないことがわかる。

ビンガム流体については、山岡ら²⁾によって

$$(1-a)^2 (2+a) = 0.24 \left\{ \left(\frac{C_*}{C_d} \right)^{1/2} - 1 \right\} \quad \dots\dots\dots(12)$$

が与えられている。この式の C_* は、 $C_* = 0.52$ とされている。ここで(8)式に(12)式、および $\rho = 1.0$ 、 $g = 9.8$ 、 $\mu_d = 1.307 \times 10^{-3} \left\{ 1 + 3/(\frac{1}{C_d} - \frac{1}{0.52}) \right\}$ を代入すると(8)式となる。

なお $\gamma_d = (\sigma/\rho - 1) C_d + 1$ としている。

$$\begin{aligned} \bar{u} &= 27.95 \sin \theta \cdot h^2 \quad (C_d = 0.3) \\ \bar{u} &= 184.23 \sin \theta \cdot h^2 \quad (C_d = 0.1) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(8')$$

以上の流速に関する検討を計算値として、実験値との比較を検討する。図-7に(10)式と(8)式から求められた計算値と実験値との比較をおこなったものを示した。図から、マニング式の場合が、比較的計算値と実験値の適合性がよいようである。

以上から、桜島野尻川の水理実験報告書¹⁾でも述べたように、金床川の火山泥流の対策を考える上では、ニュートン流体として取り扱うことが妥当であることがわかった。

図-8は段波高(二段段波の場合は高い方をとった)と流量との関係を示したもので、図中

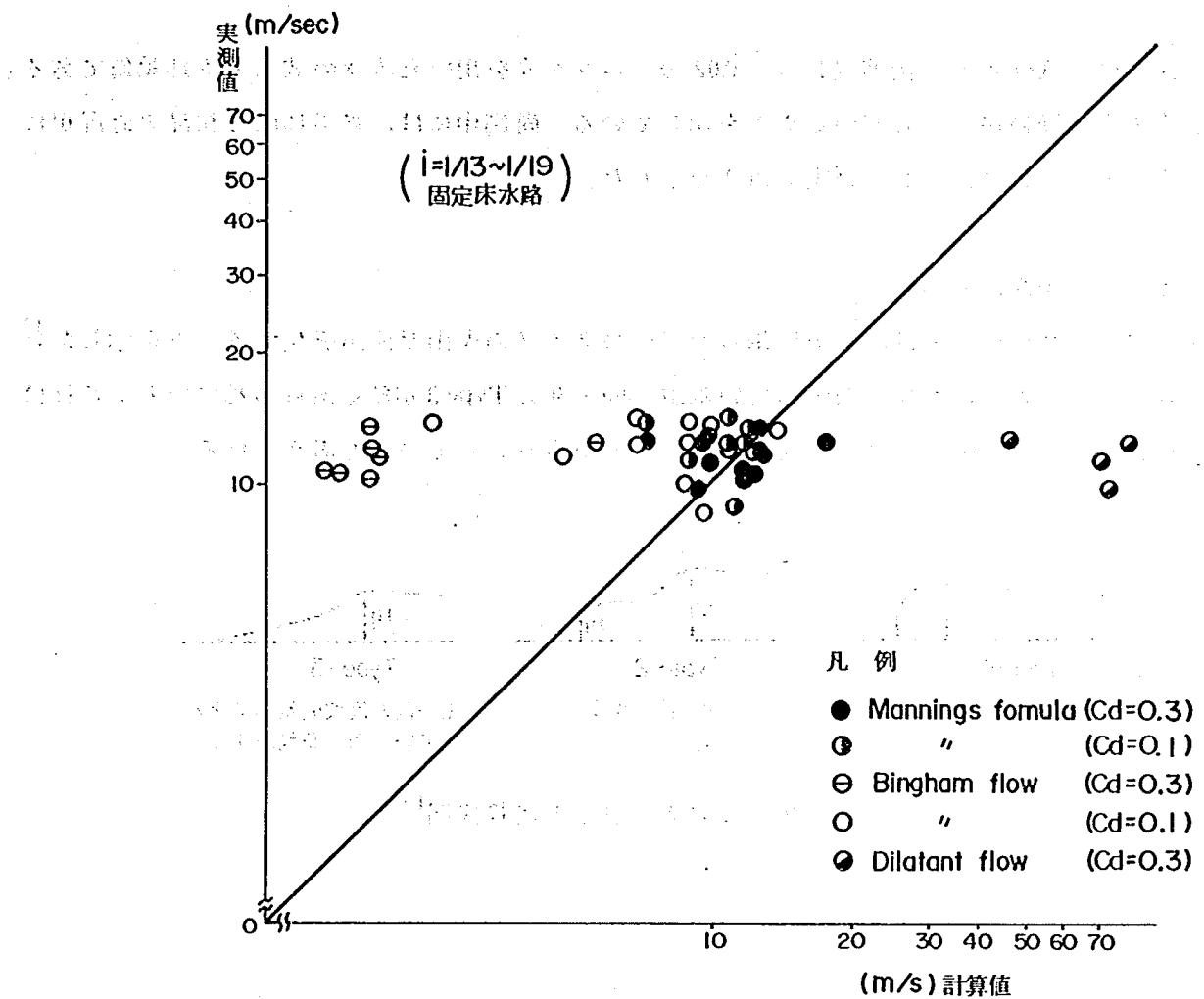


図-7 流速の計算値と実測値の比較

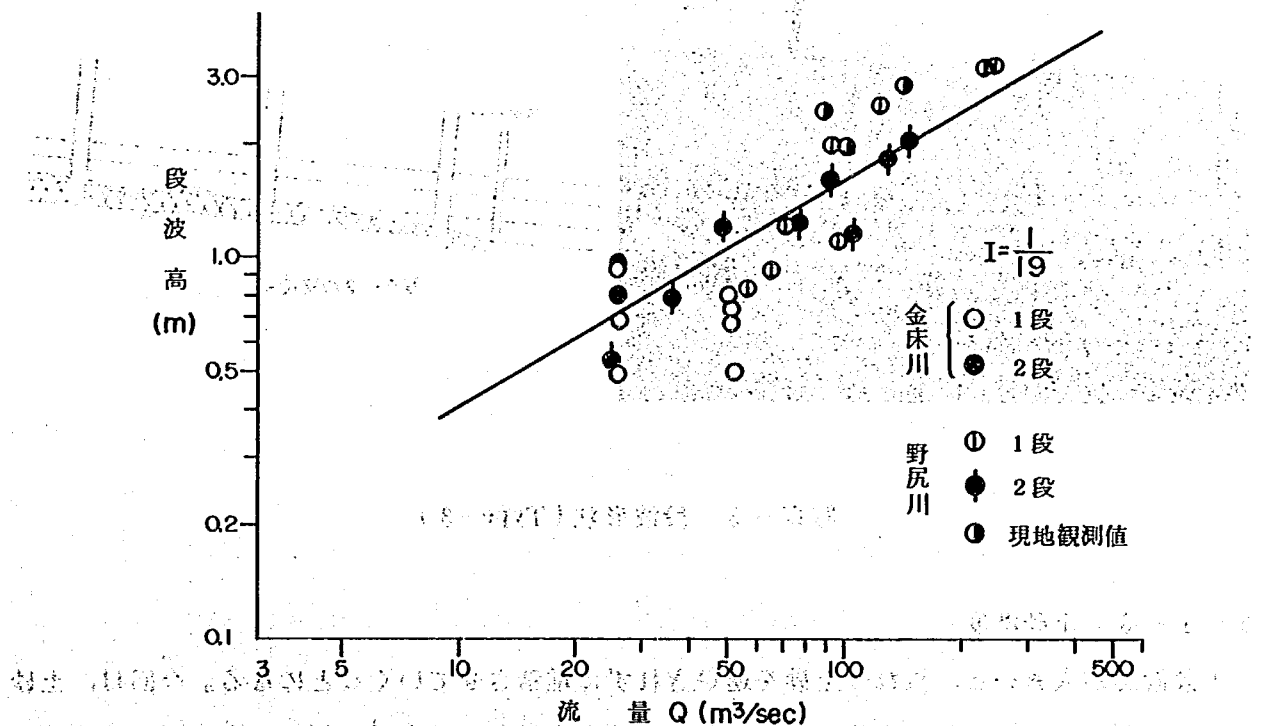


図-8 段波高と流量との関係

の実線は $Q = A \cdot v$ とし、流速式に $n = 0.02$ の Manning 式を用いた流水の式による理論値である。比較的よく実験値が一致していることを示している。尚 図中には、参考に同じ桜島の野尻川における値（現地観測値、および実験値）を示した。

3-1-2 先端部の形状

先端部の形状については、すでに筆者が三つのタイプの火山泥流が発生することを示した。¹⁾ 本実験において各種の段波が発生しているが、図-9 の Type3 が多くあらわれている。これは低面が三面張りの流路工のため粗度が小さいことから起こっていると考えられる。

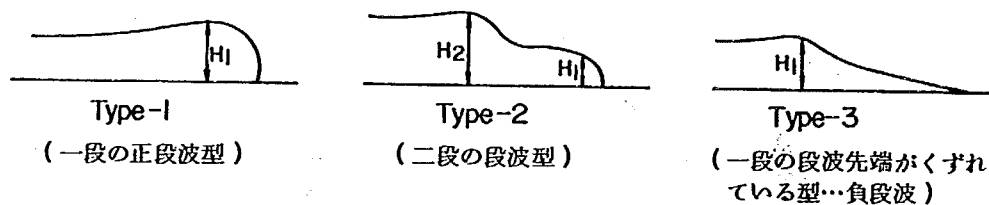


図-9 段波先端部の形状模式図¹⁾

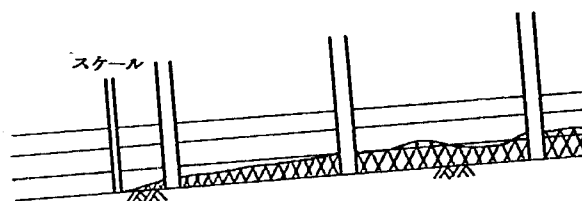
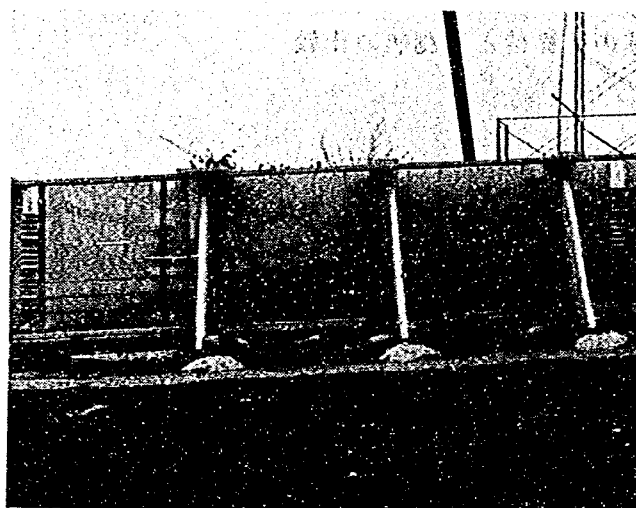


写真-3の模式図

写真-3 段波形状 (Type-3)

3-1-3 土砂濃度

土砂濃度が大きいと、流れは土砂を運びきれずに堆積させていくことになる。今回は、土砂濃度を30%と10%の二種で実験を行なった。土砂濃度30%は、自然状態での火山泥流の流下を考え、上流砂防ダムで火山泥流が一度ストックされることを前提に考えた土砂濃度10%も流下

させている。

実験結果からは全てのケースについて、実験終了後に流路内には土砂の堆積はないことが確認されており、今計画条件下では堆積に関する問題はない。

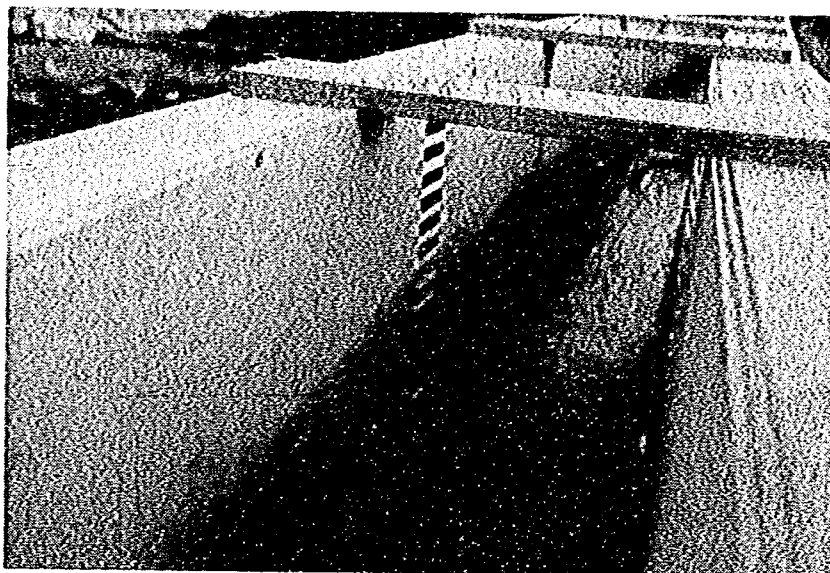


写真 - 4

実験終了後の流路工内の状況（流路工内には土砂堆積が生じていない）

3 - 2 流路工内での泥流の挙動

計画された流路工の断面を泥流が無害に流下するかを検討することは、本実験の一つの目的である。

現計画の流路工断面は図 - 10 のようであり、ここに最大計画流量 $52 \text{ m}^3/\text{sec}$ を通過させるための

$$Q = B \cdot H \cdot v \quad \dots\dots\dots (13)$$

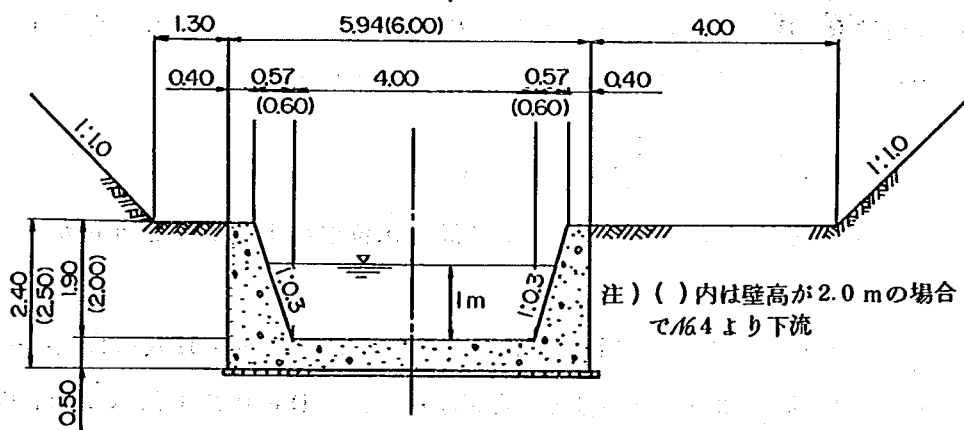


図 - 10 標準断面

から H を求めると以下ようになる。ここで河幅 $B = 4 \text{ m}$ ，河床勾配 $I = 1/13$ ， $n = 0.02$ を与えると， $H^{5/3} = 0.937$ ， $H \doteq 0.96 \doteq 1.00 \text{ m}$ ，すなわち現河道計画では，約 1 m の余裕高があったことになる。

ここに泥流を流下させた本実験においては，床固工等砂防設備の影響のあるところ（後節 3-4 で詳述）を除いては 2 m の高さではほぼ流下している（写真-5）。しかし，泥流はしばしば転波列をなして流れるため，安全側を考慮するとより高い余裕高があることが望ましい。

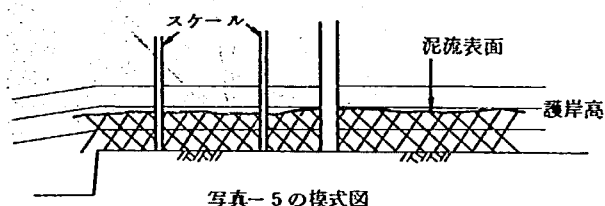
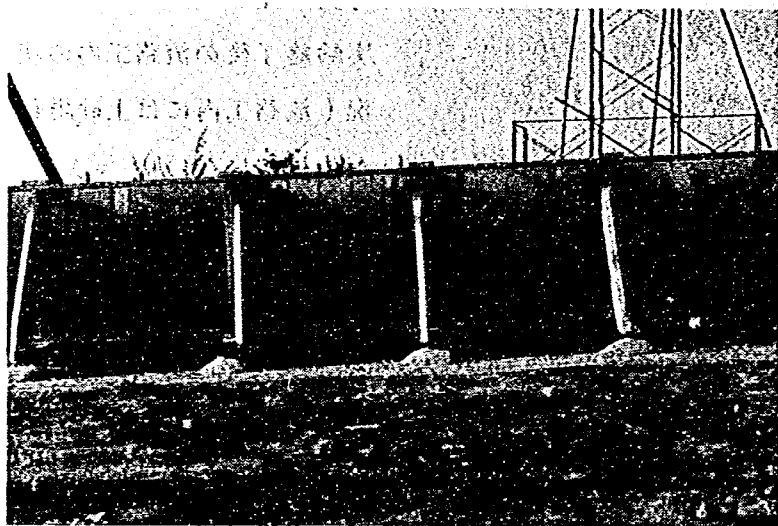


写真-5 Case 1 (120 sec) 護岸高 (2 m) いっぱいに流れる泥流

次に本流路工唯一の屈曲部 (No 14 付近) における泥流の挙動について検討を加える。今回の実験においては，屈曲部の河床勾配，河幅等の計画条件が全実験 Case と同一であるので各ケースごとの差はない。流量が $26 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には問題がなかったので，ここでは流量 $52 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合についてのみ検討することにする。

No 14 付近の屈曲部は $R/B = 500 \text{ m}/4 \text{ m} = 125$ ， $\theta = 10^\circ$ である。ここで R ；曲率半径， B ；河幅， θ ；屈曲角である。ここで屈曲部の最高水位は，(4) 式で生ずることから

$$\theta = \tan^{-1} \frac{2}{(2R/B + 1) \tan \{ \sin^{-1}(1/Fr) \}} \quad \dots\dots\dots (4)$$

(4) 式に R ， B ， Fr ， θ を代入すると，現計画法線で最高水位が発生するかどうか分かる。ここで Fr はフルード数である。

本実験では $v/u_* \doteq 15$ であることから $Fr \doteq 42$ となり，これらの値を (4) 式に代入すると $\theta = 1.86^\circ$ が得られ， $\theta = 10^\circ$ の中で最高水位が発生することになる。図-11 に流水 (清水) の計画高水位 (1 m) からのせり上がり高 (実際には h_0 自体がもう少し大きいので，純粹にせり上がり高とは言えない) を示した。

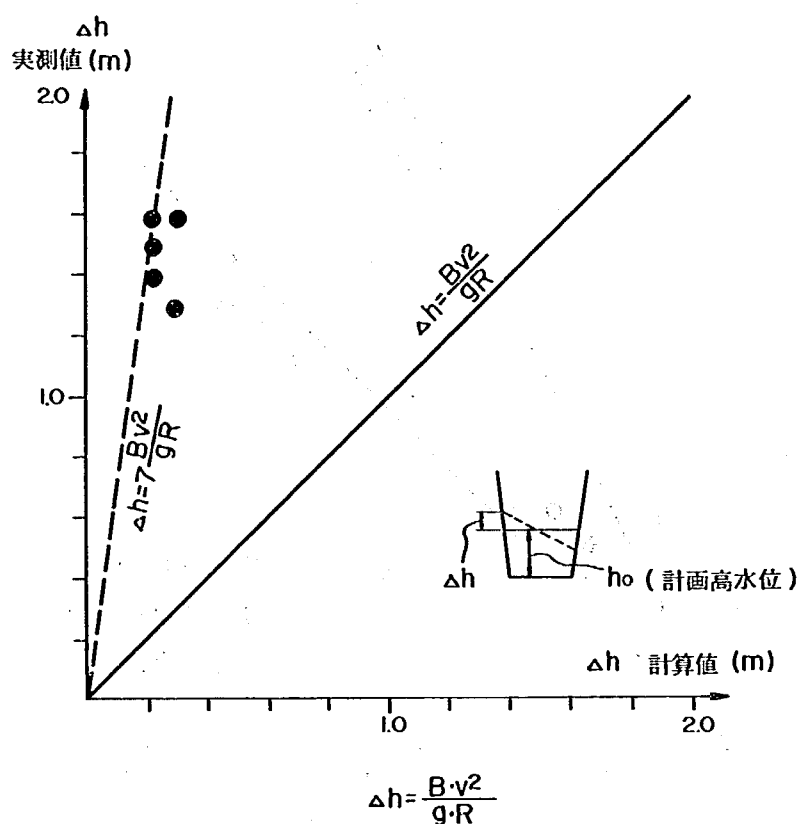


図-11 計画高水位からの流水のせり上り高

流水から計画高水位を決定する場合には、計画高水位の上に Δh を加えて決定する。この Δh は
 式によって求める。

$$\Delta h = 7 \cdot \frac{B \cdot v^2}{g \cdot R} \quad \dots\dots\dots (15)$$

土石流の外湾と内湾の水面高の差は、実験による資料をもとに発表されている⁵⁾。そこで、この
 計算手法を用いて本実験と同じ条件と考えられる河床勾配 4° の値を併記した図-12を示した。図
 から ΔH (外・内湾の水位差) は

$$\Delta H = 4 \cdot \frac{B \cdot v^2}{g \cdot R} \quad \dots\dots\dots (16)$$

で示される。この式では、砂礫型土石流と泥流との差がみられず、土石流の屈曲部での挙動は河
 床勾配によって規制されることがわかる。ちなみに、河床勾配 16° における ΔH は、 $\Delta H = 10 \cdot (B \cdot v^2 / g \cdot R)$ で示されている⁵⁾。

以上の検討から、Na 14 附近での屈曲部では泥流段波によるせり上りのため、現護岸高より 0.60
 m (現地換算) 程度越水する可能性がでた。そこで実際の施工に際しては、Na 11 ~ Na 16 附近の護
 岸高は現計画護岸高より 1 m 程度高くすることが望ましい。

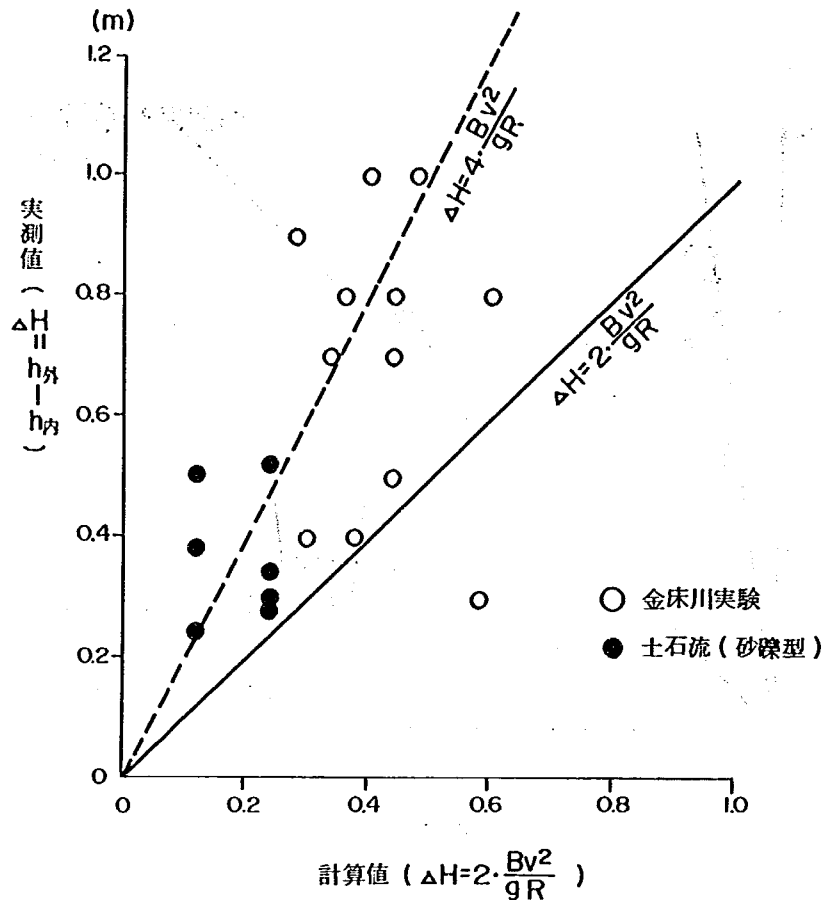


図-12 外湾と内湾の水位差

3-3 河口部及び海での泥流の挙動と土砂の堆積

3-3-1 河口部での泥流の挙動

金床川の河口部は緊急時の船着場となっており、また河口部附近は県道や人家が集中している。火山泥流の挙動によっては大きな災害をもたらされる危険がある。そこで、河口部での泥流の挙動について実験結果を報告する。

今回の実験では、河口部において流路工末端と現地形との間で $0.8 \sim 2.5 \text{ m}$ の落差を有している。そのため、この段差によって海岸部からの火山泥流の堆積土砂の遡上が阻止され、流路内への土砂の遡上が防がれている。

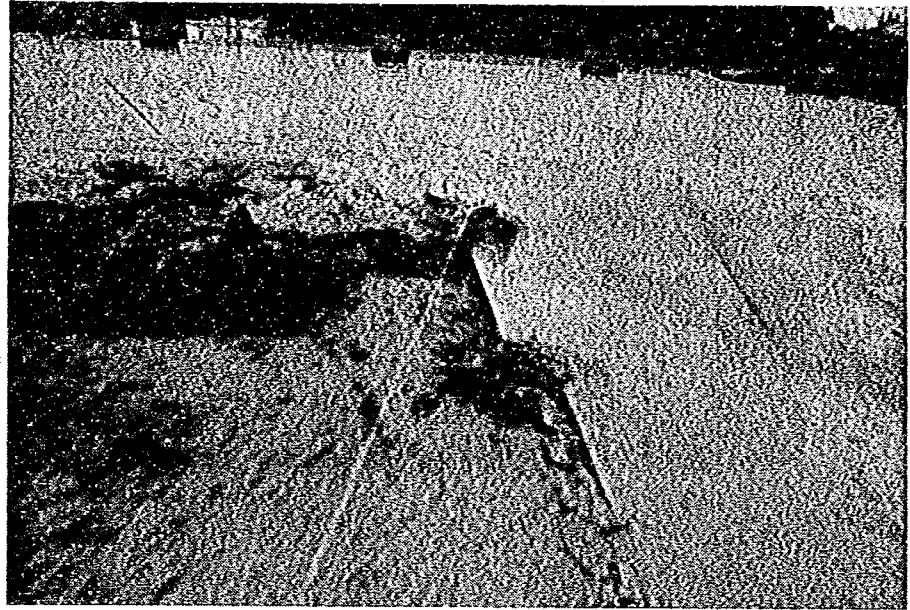
以下に、本実験における各ケース毎の河口部の状況を述べる。

(1) 縦断形 I 案

i) CASE-1 ($Qp = 52 \text{ m}^3/\text{sec}$, $qs/q = 0.3$, 干潮位, 海部固定床)

土砂は、干潮面との境界点(流路工出口より約 40 m 地点)から堆積し始め、実験終了直前においても遡上は 5 m 程度である。

- 船着場沿いの流速は、最大 2.6 m/sec 程度であるが流れが乱れる点（堆積遡上部等）では、船着場への越水が生じる。（写真－6）



写真－6 船着場での越水状況

- ii) CASE-2 ($Qp = 52 \text{ m}^3/\text{sec}$, $qs/q = 0.3$, 満潮位, 海部固定床)
 - 潮位面との境界点から堆積し始めた土砂は、時間経過とともに遡上し、流路工出口附近まで上がる。
 - 船着場での越水は、最高 0.6 m に達する。
- iii) CASE-7 ($Qp = 26 \text{ m}^3/\text{sec}$, $qs/q = 0.1$, 干潮位, 海部固定床)
 - 土砂の遡上はほとんど認められない。土砂堆積開始点は、潮位との境界点である。
 - 船着場における越水高は、 0.5 m 程度である。
- iv) CASE-8 ($Qp = 26 \text{ m}^3/\text{sec}$, $qs/q = 0.1$, 満潮位, 海部固定床)
 - 土砂は、流路工出口より 30 m 地点から堆積し始め、時間経過とともに上流側へ移動し、流路工出口より約 14 m 地点まで遡上する。（写真－7）
 - 船着場沿いの流速は、最大 1.7 m/sec となり越水高は 0.3 m 程度である。

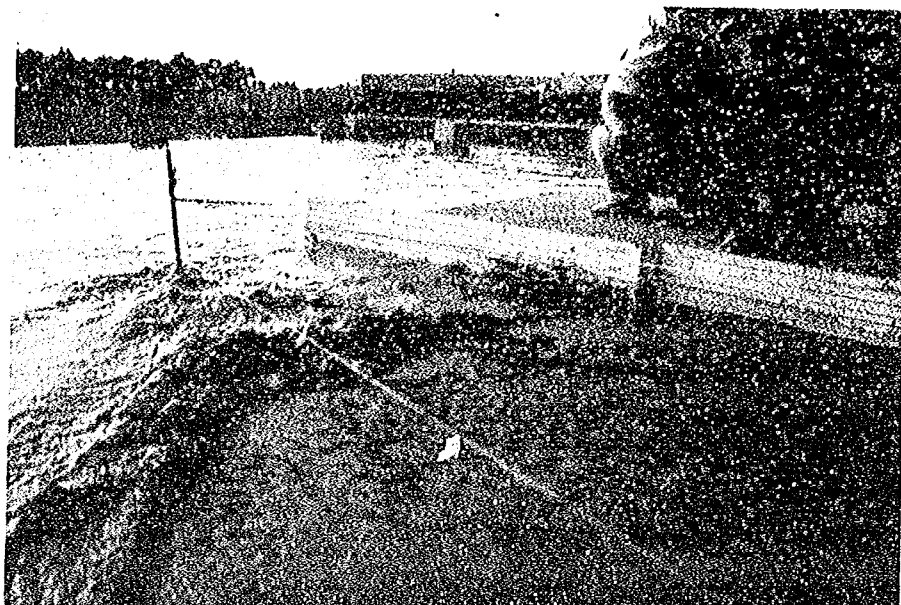


写真-7 ケース-8の河口部の状況

(2) 縦断形 土研案

i) CASE-3 ($Qp = 52 m^3/sec$, $ps/q = 0.3$, 干潮位, 海部移動床)

- ピーク流量時, 流路工出口附近 (流水の落下地点より下流側) が洗掘され, 流路工出口より 40 m 地点附近より再堆積する。(写真-8)



写真-8

河口部での洗掘
状況 (CASE-3)

- 船着場の先端部では最大 $3.8/\text{sec}$ 程度の流速が生じているが、越水は生じていない。
- ii) CASE-4 ($Qp = 52 \text{ m}^3/\text{sec}$, $qs/q = 0.3$, 満潮位, 海部移動床)
- 実験開始当初, 海浜部は洗掘されるが, 満潮位のため土砂堆積が早く, 10分経過時頃には土砂は満潮位面より高くなる。
- 海部での水位が船着場天端高より高くなり, 越水が生ずる。(写真-9, 10)
- 船着場沿いの流速は, 泥流の先端部で $3.8 \text{ m}/\text{sec}$ 程度であった。

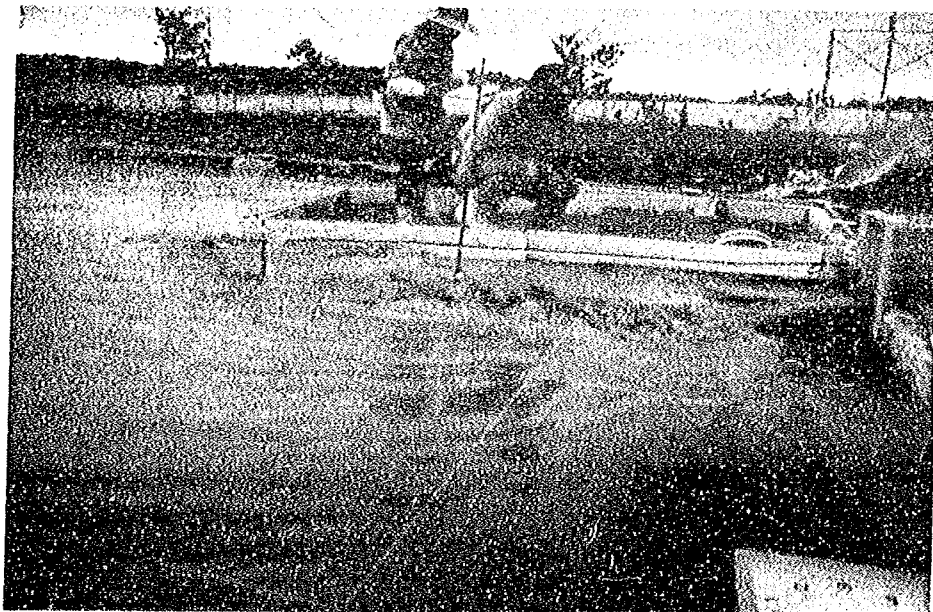


写真-9
CASE-4 の
河口部の状況



写真-10
実験終了直前の
河口部の状況
(CASE-4)

iii) CASE-9 ($Qp = 26 \text{ m}^3/\text{sec}$, $qs/q = 0.1$, 干潮位, 海部移動床)

○実験開始直後, 流路工出口より 40 m までの間で洗掘が生じる。

○実験終了後においても土砂の堆積面は, 干潮位 (-1.625 m) より 0.6 ~ 0.8 m 高くなる程度である。

○船着場先端部では流速が早く, 4.3 m/sec 程度になるが越水は生じない。

iv) CASE-10 ($Qp = 26 \text{ m}^3/\text{sec}$, $qs/q = 0.1$, 満潮位, 海部移動床)

○実験開始直後, 流路工出口より 30 m 地点まで洗掘されるが, 再堆積を開始する。(写真-11)

○船着場沿いの流速は, 1 ~ 3.5 m/sec であり, とくに先端附近での流速が速くなっている。

○水位は, 船着場天端より 0.5 m 程度高くなる。

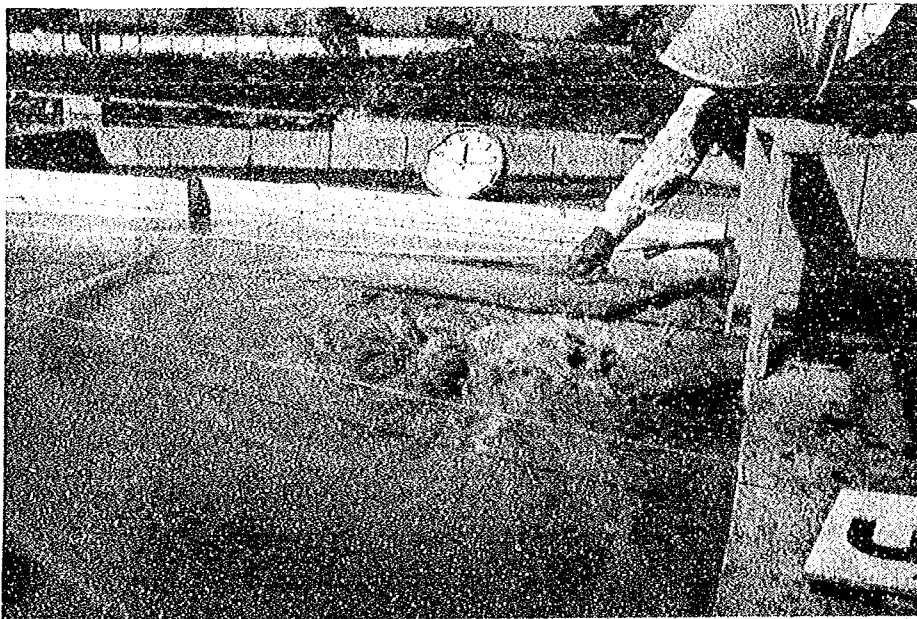


写真-11

CASE-10

実験開始16分頃

(3) 縦段形Ⅲ案

i) CASE-5 ($Qp = 52 \text{ m}^3/\text{sec}$, $qs/q = 0.3$, 干潮位, 海部固定床)

○土砂は, 干潮位との接触点附近(流路工出口より 40 m 附近)から堆積し始め, 実験終了後は CASE 1 より 15 m 程度上流側まで堆積が遡上する(写真12)

○船着場沿いの流速は, 3 ~ 4 m/sec ($Q = 52 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時)となり越水の高さは 0.5 m 程度である。

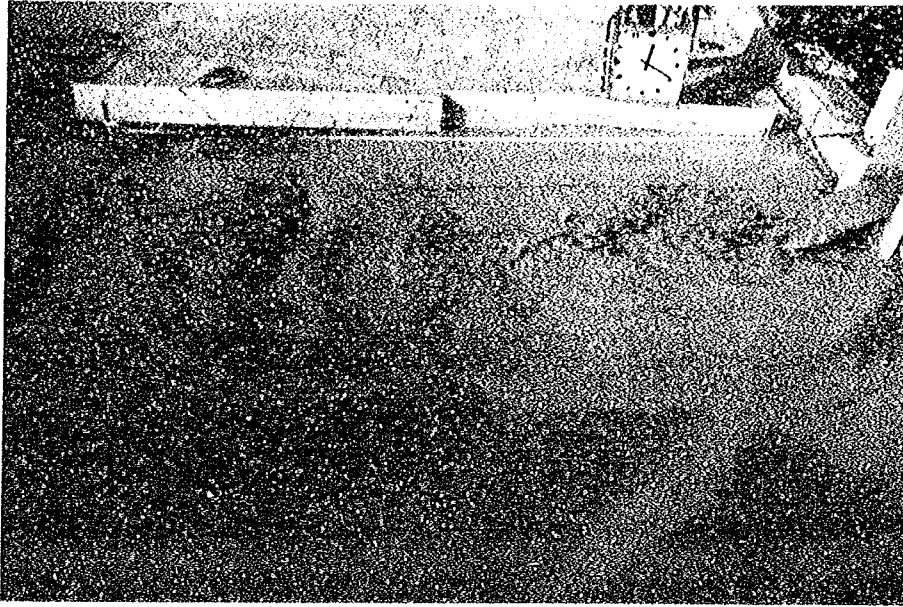
ii) CASE-6 ($Qp = 52 \text{ m}^3/\text{sec}$, $qs/q = 0.3$, 満潮位, 海部固定床)

○土砂は流路工出口より 35 m 地点で堆積し始め, 10 m 地点まで遡上する。堆積高は, 船着場天端高にまで達する(写真-13)が, 越水は 0.5 ~ 1 m 程度である。

○船着場沿いの流速は, 先端部で大きく 3 m/sec 程度となっている。

iii) CASE-11 ($Qp = 26 \text{ m}^3/\text{sec}$, $qs/q = 0.1$, 干潮位, 海部固定床)

○土砂は, 干潮位附近で堆積しほとんど遡上しない(写真-14)。



写真－12

CASE 5 実験開始
後20分頃の河口部
の状況



写真－13

CASE 6 実験開始
15分頃堆積高が船
着場の天端に達し
ている状況

○船着場沿いの流速は，先端部で大きく $3.5 \sim 4.0 \text{ m/sec}$ となり，天端越水高は最大 0.5 m 程度となる。

iv) CASE-12 ($Qp = 26 \text{ m}^3/\text{sec}$, $qs/q = 0.1$, 満潮位，海部固定床)

○土砂は，流路工出口より 30 m 地点から堆積し始め，流路工出口より 10 m 程度まで遡上する。

○船着場沿いの流速は，先端部が大きく $2.5 \sim 3.2 \text{ m/sec}$ となり越水が生ずる。

以上，縦断計画三種に対する各実験条件下での河口部の状況を簡単に述べてきた。海部からの土砂の堆積遡上がどの実験ケースについても流路工内に至らないことから，河口部の問題点としては船着場の保全が大きな問題となる。船着場の保全に関して，船着場附近での泥流の流速（これは局所洗掘に関係すると考えられる），越水高および土砂堆積高の三点について前記各

ケースを検討してみる（表－5）。



写真－14

CASE11 実験開始1
分の河口部の状況

表－5 河口部の状況

縦断形	ケースNo.	流路工への 土砂の遡上	船 着 場		河口部での 土砂の堆積
			越 水	船着場沿いの 最大流速	
I 案	1	なし	あり, 1 m程度	2.6 (m/sec)	少ない (出口から 25 m程度)
	2	"	" , 0.6 m	—	多い (出口附近まで)
	7	"	" , 0.5 m	3.5	ほとんどなし
	8	"	" , 0.3 m	1.7	少ない (出口から 14 m程度)
土 研 案	3	"	なし	3.8	少ない (出口から 20 m程度)
	4	"	あり, 0.6 m	3.8	多い (出口から 10 mまで)
	9	"	なし	4.3	ほとんどなし
	10	"	あり, 0.5 m	3.5	多い (出口から 10 mまで)
Ⅲ 案	5	"	あり, 0.5 m	4.0	多い (10 m程度)
	6	"	" , 1. m	3.3	" (")
	11	"	" , 0.5 m	4.0	ほとんどなし
	12	"	" , 0.6 m	3.2	多い (10 m程度)

船着場沿いの流速は、干潮位、固定床の場合に大きい値を示しているが、流速測定からは最大 4 m/sec 程度であり、根固工等によって充分対応が可能と考えられるので、各ケース間の差はないものとする。

越水高については、干潮時に越水が生じないのは土研案の縦断形状の場合であり、その他は

すべて越水が生じる。しかし、このケースでも満潮時には $0.5 \sim 1 \text{ m}$ 程度の越水が生ずるので、最も危険となる CASE 6（土砂の堆積が船着場天端面まで上る）を含めて、どのケースについても船着場に最小 1 m 程度の壁が必要となる。

土砂の堆積については、河床面が固定床実験を主として実施したため、かならずしも現状の状況とは一致しない面もあるが、最も土砂を流しやすい条件下でも CASE 6 では船着場天端に至る堆積が生じているし、他のケースでも特に満潮位では海部の抵抗により土砂の堆積遡上が生じている。

ただし、その量、範囲については CASE 6 を除いて特に問題とはならないと考えられる。特に土研案は、海部を海岸部で堆積しやすい移動床としているため堆積土砂の量は多いが、船着場に 1 m の壁をつくればそれほど問題とはならないと考えられる。各ケースの検討から、最も好結果を生じたのは土研案縦断形であり、次に縦断形 I 案であった。

そこで流路工の縦断形を土研案として、河口部での土砂の堆積および遡上に最も危険な条件を考慮して、流量 $10 \text{ m}^3/\text{s}$ （よく金床川流域で発生すると考えられる値）、土砂濃度 10% のもとで現地換算 9 時間（実験では 2 時間）連続の火山泥流を流下させた実験をおこなった。その結果、以下のような結果が得られた。

○ 流路工への土砂の遡上は生じないが、流路出口より 30 m 地点から開始した土砂の堆積遡上は、流路工下流端附近に至る。また堆積高さは、最終的に船着場天端より最大 2 m （現地換算）程度高くなるころがでる。尚、河口部での土砂の堆積速度は、実験時間で $3 \sim 15$ 分の間は約 $1.0 \text{ cm}/\text{min}$ （現地換算以下同じ）、 $15 \sim 45$ 分の間は約 $0.5 \text{ cm}/\text{min}$ 、 $45 \sim 90$ 分の間は約 $0.2 \text{ cm}/\text{min}$ 、そして $90 \sim 115$ 分の間は約 $0.4 \text{ cm}/\text{min}$ となっている。そこで、このような土砂の堆積状態になる前に堆積土砂の排除等の管理が必要となろう。

土砂の堆積および泥流流れの乱れにより、実験時間で 30 分頃から船着場での越水が生ずる。また船着場沿いの表面流速は、最大 $3.6 \text{ m}/\text{s}$ 程度となるが洗掘は生じていない。すなわち、船着場での問題が解決できれば河口部でのトラブルは、この実験条件ではないことになる。



写真 - 15 - 1

CASE13 実験開始

1 分後の状況



写真 - 15 - 2

CASE13 実験開始

30分後の状況

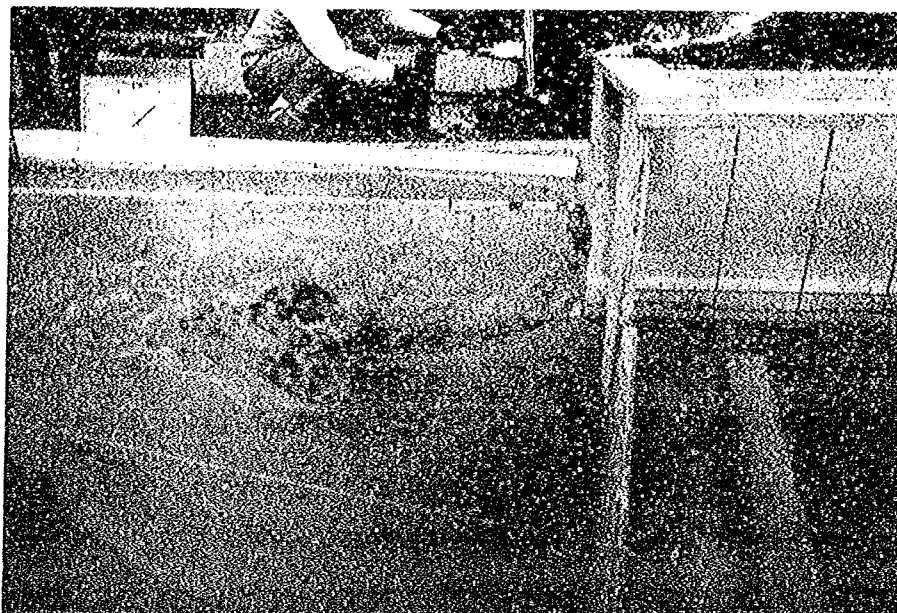


写真 - 15 - 3

CASE13 実験開始

87分後の状況



写真 - 15 - 4

CASE13 実験開始

105分後の状況

3-3-2 海部での土砂の堆積

河口部周辺での土砂の堆積は、流水の疎通能力の阻害をおこし、加えて船着場への危険を増すことになる。一方、海部においても多量の土砂流出は、漁業問題等に関係すると考えられる。そこで、海の部分を図-13のように11ブロックに分割し、各ブロックにおける土砂の堆積状況を調べたのが表-6である。

表-6で合計欄が100%となっていないのは、実験使用材料がフライアッシュなど細粒分が多く、外へ流出したものと考えられるためである。表-6のみかたは、どここの地点を最も重要ポイントとして考えるかでケース間の評価が異なる。

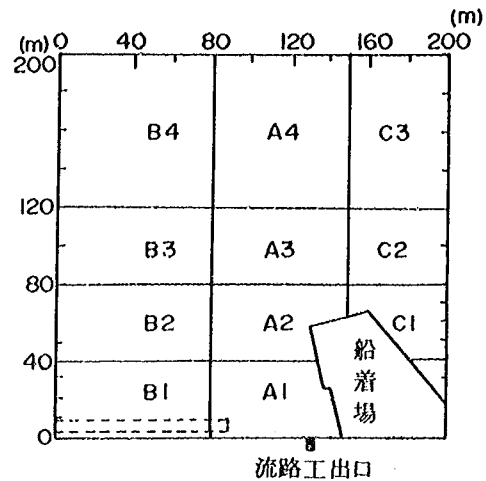


図-13 海部分割図
(現地換算距離)

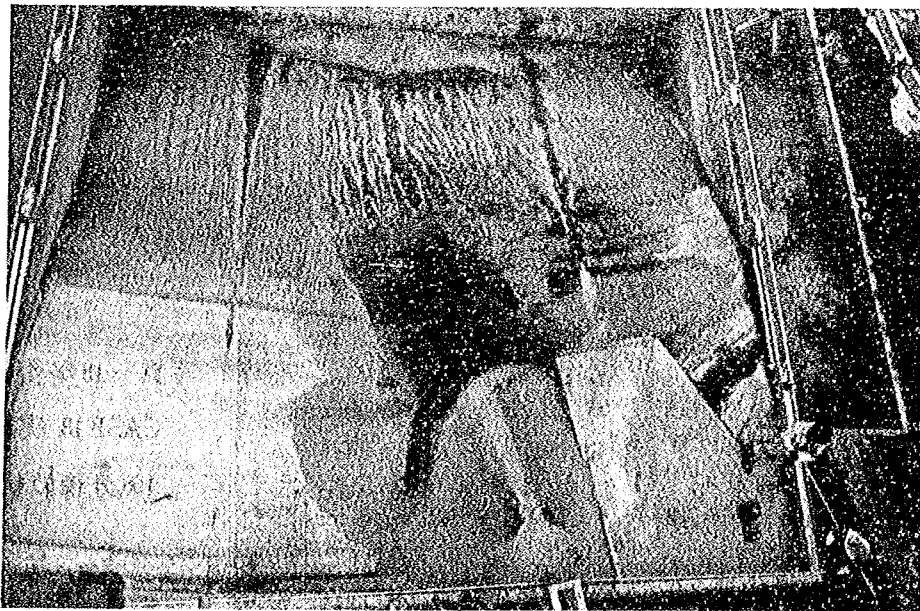


写真-16
実験終了後の海部の土砂堆積状況
(CASE-2)

たとえば、海岸部だけをみて土砂の堆積を少なくしようとする考え方(海中にできるだけ多くの土砂を流し込もうとするもの)では、 $A_1 + A_2 + B_1 + B_2$ の値によって各Caseの評価を検討すべきだし、できるだけ沖へは出さないことを目的とするなら、 $A_3 + A_4 + B_3 + B_4 + C_2 + C_3$ の和が一つの評価基準となろう。

ここでは上述二つの考え方で各ケースの評価をおこなうが、実際に目標とするブロックがあればその土砂量によって再評価をすることが望ましい。

表-7より、Case 1・2, 5・6 および 7・8 に関しては干潮満潮条件によらずほぼ同様の割合を示していて、海岸部では20~30%、沖部で約60%の土砂の堆積割合を示している。

一方、他のケースは干潮と満潮で2倍近い差があり、特に海岸部ではその傾向が強い。しか

表-6 海部堆積土砂量(その1)

単位: m^3

Case No	A1 (A1/V ₀ %)	A2 (A2/V ₀ %)	A3 (A3/V ₀ %)	A4 (A4/V ₀ %)	B1 (B1/V ₀ %)	B2 (B2/V ₀ %)	B3 (B3/V ₀ %)	B4 (B4/V ₀ %)	C1 (C1/V ₀ %)	C2 (C2/V ₀ %)	C3 (C3/V ₀ %)	合計V (V/V ₀ %)
1(干)	714.10 (2.00)	4962.09 (13.92)	4395.99 (12.33)	6099.99 (17.12)	21.00 (0.06)	478.80 (1.34)	1562.40 (4.38)	7089.99 (19.89)	53.80 (0.15)	224.00 (0.63)	3842.00 (10.78)	29444.10 (82.62)
2(満)	2476.20 (6.95)	4816.39 (13.51)	3261.50 (9.15)	5425.59 (15.22)	1009.20 (2.83)	1125.20 (3.16)	2154.00 (6.04)	7413.59 (20.80)	134.00 (0.38)	530.00 (1.49)	3889.99 (10.91)	32235.60 (90.45)
3(干)	527.50 (1.48)	7059.03 (19.81)	3589.25 (10.07)	6437.99 (18.06)	-22.05 (-0.06)	651.50 (1.83)	1394.15 (3.91)	6037.99 (16.94)	18.10 (0.05)	1068.05 (3.00)	2892.00 (8.11)	29653.50 (83.20)
4(満)	4457.57 (12.51)	8735.24 (24.51)	5925.89 (16.63)	6291.99 (17.65)	1216.15 (3.41)	721.07 (2.03)	1180.60 (3.31)	3235.00 (9.08)	18.75 (0.05)	241.25 (0.68)	1730.20 (4.85)	33753.70 (94.71)
5(干)	834.92 (2.34)	7693.14 (21.59)	7897.04 (22.16)	6248.99 (17.53)	16.80 (0.05)	584.30 (1.64)	704.40 (1.98)	5347.99 (15.01)	13.50 (0.04)	92.50 (0.26)	3027.99 (8.51)	32461.60 (91.08)
6(満)	2915.09 (8.18)	6336.77 (17.78)	3851.49 (10.81)	6864.99 (19.26)	14.30 (0.04)	206.30 (0.58)	1184.00 (3.32)	7238.99 (20.31)	269.90 (0.76)	341.50 (0.96)	2742.00 (7.69)	31965.30 (89.69)
7(干)	180.90 (0.50)	2489.30 (6.95)	1285.40 (3.63)	1963.00 (5.58)	15.00 (0.04)	100.70 (0.28)	181.00 (0.51)	2122.00 (5.94)	0.00 (0.00)	4.00 (0.01)	866.00 (2.44)	9207.28 (26.18)
8(満)	1306.50 (3.66)	2152.80 (5.98)	1051.00 (2.97)	1546.00 (4.33)	51.60 (0.14)	185.80 (0.52)	224.00 (0.62)	1488.00 (4.15)	27.00 (0.07)	100.00 (0.28)	1120.00 (3.15)	9212.68 (26.28)
9(干)	-1697.82 (-4.70)	4965.43 (13.85)	2942.63 (8.22)	1341.62 (3.71)	9.62 (0.03)	424.54 (1.17)	490.40 (1.36)	855.44 (2.38)	-2.00 (-0.01)	73.48 (0.20)	88.80 (0.24)	9492.12 (26.98)
10(満)	1403.70 (3.88)	3483.00 (9.63)	1422.50 (3.95)	678.60 (1.87)	332.27 (0.91)	329.76 (0.91)	483.48 (1.33)	450.60 (1.24)	18.24 (0.05)	41.64 (0.11)	82.80 (0.23)	8726.57 (24.48)
11(干)	196.75 (0.54)	1757.40 (4.85)	1352.20 (3.71)	1857.00 (5.12)	2.50 (0.01)	80.40 (0.22)	106.20 (0.29)	2847.00 (7.85)	0.00 (0.00)	8.00 (0.02)	1208.00 (3.38)	9415.43 (26.48)
12(満)	1586.60 (4.35)	3559.60 (9.74)	852.20 (2.34)	1626.00 (4.47)	15.30 (0.04)	20.40 (0.06)	127.00 (0.35)	1243.00 (3.43)	4.00 (0.01)	22.00 (0.06)	26.00 (0.07)	9082.07 (25.72)
13(満)	5138.71 (14.18)	13931.00 (38.53)	8078.68 (22.50)	942.30 (2.59)	1443.90 (3.96)	427.90 (1.17)	880.05 (2.41)	1078.40 (2.95)	28.85 (0.08)	117.25 (0.32)	90.40 (0.25)	32157.40 (88.87)

V₀: 流入土砂量, CASE-1~6: 35,640 m^3 , CASE-7~12: 9,540 m^3 , CASE-13: 32,200 m^3

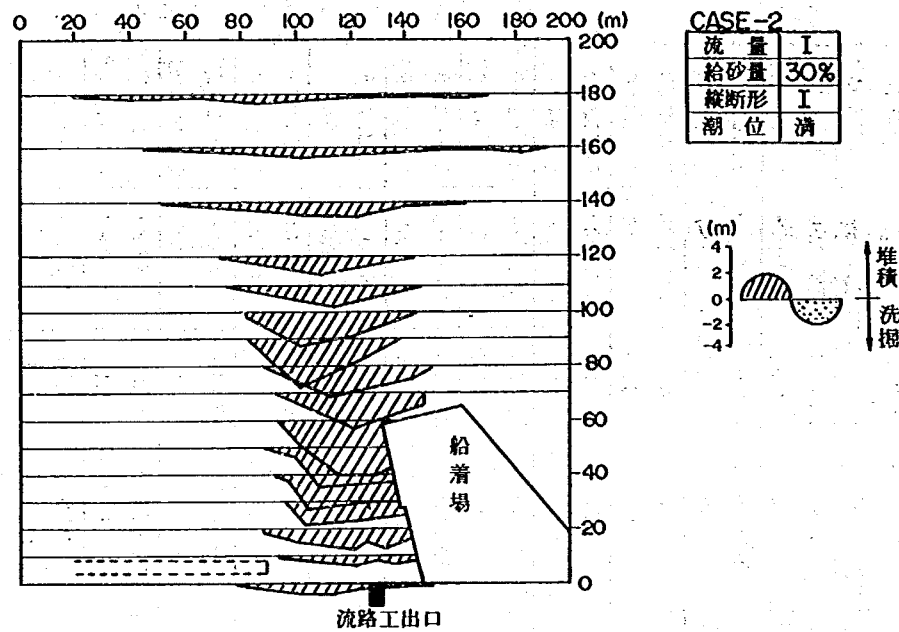


図-14 海部土砂堆積平面図 (Case-2)

し、Case 10, 12を除いては、沖部の堆積土砂の割合はほぼ60～70%である。

すなわち海岸部（前節の検討では、特に問題はないとされている）での土砂量を少なくするためにはCase 1, 2, 7, 8を有する縦断形Ⅰ案がよいし、できるだけ沖への土砂量を少なくするためには土研案が望ましい。

表-7の比較で備考欄にも書いたが、抵抗面の状況がケースごとに少し違っており、土研案

表-7 海部堆積土砂量 (その2)

Case	A1+A2+B1+B2	全対に対する%	A3+A4+B3+B4+C2+C3	全対に対する%	全土砂量	備考
1	6,175.99 m^3	17.3 %	23,214.35 m^3	65.1 %	35,640 m^3	固定床
2	9,426.99	26.4	22,674.67	63.6	／	／
3	8,260.08	23.1	21,419.43	60.0	／	移動床
4	15,130.03	42.4	18,604.68	52.2	／	／
5	9,129.16	25.6	23,318.89	65.4	／	固定床
6	9,472.46	26.5	22,222.97	62.3	／	／
7	2,785.90	29.2	6,421.40	67.3	9,540	／
8	3,696.70	38.7	5,529.00	57.9	／	／
9	3,701.77	38.8	5,792.37	60.7	／	移動床
10	5,538.73	58.0	3,159.62	33.1	／	／
11	2,037.05	21.3	7,378.40	77.3	／	固定床
12	5,181.90	54.3	3,896.20	40.8	／	／
13	20,941.51	65.0	11,187.08	34.7	32,200	移動床

(小数点第二位以下切捨て)

は最も海岸部で堆積しやすい移動床条件としてもこの程度であることから、他の固定床（これは海岸部での堆積は最も少なくなると考えられる）と比較して、海岸部においても特に悪い条件となっているものではないことがわかる。

3-4 砂防設備の泥流への影響

本実験の流路工には、縦断勾配の緩和から床固工が計画されている。この床固工を泥流が流下する際ジャンプが生ずる。このジャンプ高を低落差の跳水式で検討したのが図-15である。

図のように全てのケースにおいて、計算値の値が実測値を上まわっている。これは、実測値の場合、計算値の場合に比して、低段落の下流で生ずる跳水が不完全であることによるものと思われる。

すなわち、跳水の位置がすでに河床勾配 $1/16 \sim 1/19$ と射流領域にあることから、完全な跳水となる静水圧分が形成されないものであろう。

しかし、図からジャンプ高の絶対値（河床面よりの高さ、現地換算）は、Ⅰ案およびⅢ案の1

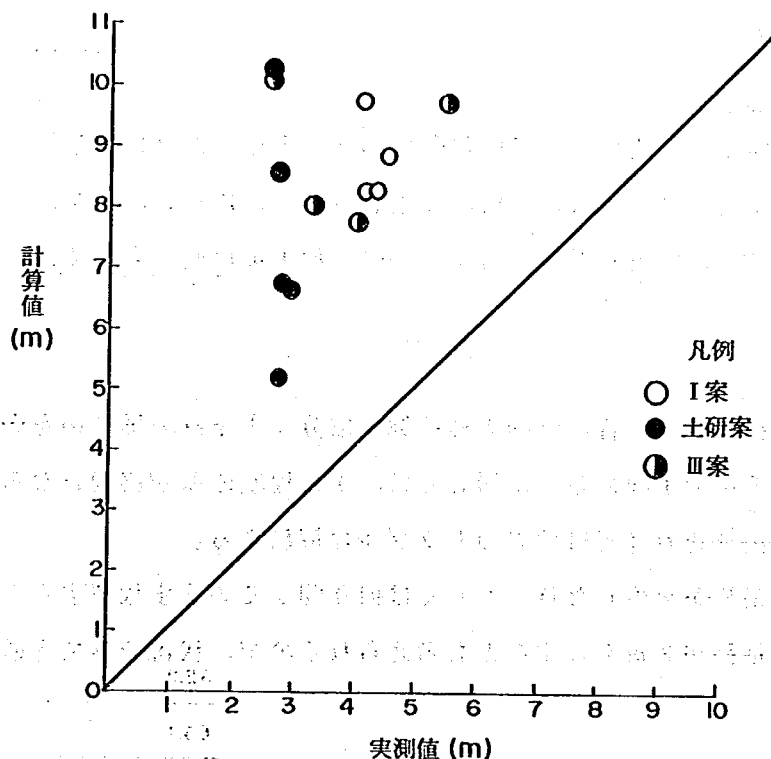


図-15 床固工部でのジャンプ高

部で4 mをこす値があり、このジャンプが発生する地点附近は人家集落の密集地帯でもあることから、できるだけジャンプ高が小さい方が望ましい。

その意味からは、土研案が最も小さい値を示している。しかし、この値であっても護岸高の2 mは上まわるジャンプ高を示すことから、床固工下流部は泥流によるジャンプに対して安全な高さ（できれば河床より4 m程度）を確保する必要がある。

第4章 まとめと提言

前章に述べた実験結果から、以下に提言をおこなう。

① 金床川に発生する火山泥流の流動特性から、次の各項が判明した。

(1) 段波速度は $\varphi \div 15$ であり、その形状は負の段波形状が多い。

(2) 段波高は、流量によっている傾向が明らかである。

(3) 以上の検討から、防災対策工事に際しては直線水路での火山泥流を流水と同じ取り扱いとしてよい。

② 流路工内では、どのケースについても土砂の堆積は生じていない。また、河口部からの土砂の堆積遡上にともなう流路工内への土砂の堆積遡上はない。

③ 屈曲部でのせり上りは、内・外湾の水位差を ΔH とすれば、

$$\Delta H = 4 \frac{B \cdot V^2}{g \cdot R} \dots\dots\dots (10)$$

で示され、この値は砂礫型土石流の同じ河床勾配でのせり上り高とほぼ同じ値を示している。

すなわち屈曲部では火山泥流は、流水の流れより土石流の流れに近い現象を示している。本実験条件下では、屈曲部において現計画護岸高より護岸を約 1 m 程度（もしくはそれ以上）高くすることが望ましい。

④ 河口部では泥流の流れの乱れ（特に土砂の堆積遡上部分）と土砂の堆積の影響で船着場に泥流がのることになる。そこで1回の泥流に対しては、1 m 程度の壁が必要となろう。また、この河口部での問題が解決できれば河口部でのトラブルは解決する。

ただし、年に何回も泥流が発生したり、もしくは何年間かそのまま放置すると流出土砂による海岸部での土砂の堆積高が 2 m をこすことも考えられるので、状況をみて土砂掘削をする等、管理が必要となる。

⑤ 海部での土砂の堆積は、海岸部での堆積を少なくするか沖への流出土砂を少なくするかによって評価が異なる。各目的によって判断すべきであるので、その資料を表-6、7として示した。

⑥ 現計画には、流路工内に1基ないし2基の床固工が計画されている。この床固工により泥流の流れが乱れることがあり、その範囲は河床からの高さとして 2.5～6 m 程度となる。最も小さい値は、土研案において生ずる。

⑦ 海部での土砂の堆積をどこにするか不明なため、この項の評価ができないがその他を総合的に評価すると、土研が提案した案が最もよいと考えられる。しかし、本実験は流路工計画がすでになされたものとして実験を実施しており、施工の実施に際して、たとえば法線形や縦断形が変化すると上述の結論も変化することが予想されるので、その場合には別途の検討が必要となる。

あ と が き

桜島の砂防事業は、火山泥流対策につきると言っても過言ではない。この火山泥流については、現在各界で調査・研究がすすめられてはいるものの、いまだ確立した成果はなく、防災対策という面からは、過去の研究成果や現地から得られた調査・観測資料、そして模型実験等多くの情報から総合的に判断して計画がなされなければならない。

特に同じ桜島といっても南側斜面を流れる野尻川等の河川と北側斜面を流れる金床川では、流域を構成する材料（流出土砂の性質）が異なるところから、従来の南側河川の観測資料だけに頼ってはいられない面があった。そのため、本実験が実施されたわけである。

本報告が桜島における災害防除のための対策計画、特に金床川流路工計画に対する一つの資料となれば幸いである。

末筆ではあるが、本泥流実験を実行した建設技術研究所阿部彦七、中村淳治、坂東高の各氏に謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 池谷 浩 上原信司；桜島野尻川流路工水理模型実験報告書，土木研究所資料1442号，昭和53年12月
- 2) 山岡 勲；流路工内の土石流に関する最近の研究，1981年度水工学夏期研修会講義集A-3，1981年7月
- 3) 高橋 保；土石流の発生と流動に関する研究，京都大学防災研究所研究年報第20号B-2，昭和52年4月
- 4) 平野宗夫 椿東一郎，歳田正夫，山田修；桜島・野尻川における土石流について，昭和55年度砂防学会研究発表会概要集，昭和55年5月
- 5) 水山高久 上原信司；湾曲水路における土石流の挙動，土木技術資料Vol. 23No 5，昭和56年5月

桜島金床川流路工水理模型
実験報告書

土研資料第 1753 号
昭和 56 年 12 月 (1981)

キーワード 火山泥流

池 谷 浩
上 原 信 司

要 旨

桜島金床川に発生する泥流の諸性質を水理実験的に調査し、火山泥流対策としての流路工の設計に必要な事項の基礎的研究を行なった結果をとりまとめたものである。



郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
砂防研究室御中

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1753号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印