

土石流の流量予測

高橋 保・八木 秀樹

PREDICTION OF DEBRIS FLOW DISCHARGE

By *Tamotsu* TAKAHASHI and *Hideki* YAGI

Synopsis

Prediction of maximum discharge of a debris flow is as essential for the design of hard countermeasures as for the planning of soft countermeasures. Although the senior author has presented a formula predicting the discharge of a debris flow generated from rather uniform sediment bed, the one which predicts the discharge due to failure of a natural dam has not been available yet.

This paper presents two discharge predicting formulae, the one is applicable to the case in which overspilled water flow scours the dam-body, and the other is applicable to the case in which the collapse of the dam-body occurs by the effect of seepage flow. A method to classify the two cases is also proposed. The discharge of a debris flow which occurred in the basin of the Kizu river is well explained by the latter discharge predicting formula. This formula would be also applicable to a debris flow which originates from a moving earth block accelerated by a landslide.

1. 緒 言

土石流の発生のために必要な溪床の勾配等の条件については力学的な究明がある程度進み、理論的な考察にもとづく土石流危険渓流の抽出もようやく可能となってきている。土石流災害の防止・軽減対策には、砂防ダム等の構造物によるハードな対策と、発生を予知してあらかじめ安全な場所へ避難したり、はじめからそのような危険な場所には住まないといったソフトな対応の両面がある。ハードにしろ、ソフトにしろ、具体的な対策をたてるためには、発生の危険があるといった程度の莫然とした情報では不足であり、質および量的的確な予測が必要であることは論をまたない。すなわち、土石流の発生に関するさらに進んだ研究が必要な段階をむかえているといえる。

土石流の質・量の予測のうち、ある断面を通過する最大流量の予測は、それを完全に止めるのに必要な砂防ダムの高さ、流下させるのに十分な流路工の断面積、架橋する場合に確保すべきクリアランスといったハード対策の設計に必要であり、また、土石流先端部の到達範囲の予測といったソフト対策に対しても不可欠の情報である。

溪床堆積物上に表面流が現われて発生する土石流に対しては、すでに流量予測式が提示されており¹⁾、これが実際の土石流に対しても十分の適用性を持っていることが明らかにされてもいる。しかしながら、桜島や焼岳のように極めて土石流が発生しやすい流域を除いた、流域面積の小さい一般の渓流においては、溪床堆積物の流動化による土石流は、非常に強い降雨があってはじめて起る場合が多い。このような渓流においても、さほど強い降雨でなくても崩壊の発生に伴って土石流が生ずることは比較的良好に経験することである。崩壊土塊が土石流に転化する場合と、溪床堆積物が流動化して土石流になる場合とで、もし土砂の量に変わらなければ、同じだけの水が必要であるから、崩壊によって大量の水が吹き出すのでなければ、崩壊して溪床に静止した土塊を自由に水が流れるような条件が形成されるときには、もともと存在していた溪床堆積物が流動化すると同じぐらい起りにくいはずである。したがって、より少ない水の流量で崩壊土塊が

土石流となるのは次の二つの過程が考えられよう。1) 崩壊土塊が溪流を堰止めて天然ダムを形成し、その上流に貯えられた水の作用によって決壊して土石流となる。2) 崩壊土塊が運動を継続中に空隙を拡げ、水を次第に吸収して、ついに流動化するに至る。

本論文は、まず溪床堆積物の流動化による土石流の流量に関する研究のレビューを行い、ついで、天然ダム決壊による土石流の機構を詳細に取り扱って、流量予測式を提示する。なお、上記2)の土石流形成過程については取り扱わないが、流量予測という観点から見れば、土石流の砂礫濃度が溪床勾配によってきまるものと仮定するならば、崩壊土塊の溪床上での形態と土量を与えられたとき、天然ダム決壊の場合の流量予測式が適用可能であると考えられる。

2. 溪床堆積物の流動化による土石流の流量

高橋¹⁾は一様な溪床堆積物上に表面流が発生して生ずる土石流の機構について研究し、溪床堆積物があらかじめ飽和状態に達している場合には、土石流の単位幅流量と上流から供給される水の単位幅流量の間に

$$q_T = \frac{C_*}{C_* - C_d} q_w \quad \dots \dots \dots (1)$$

の関係のあることを導いている。ただし、 q_T ；土石流の単位幅流量、 q_w ；上流から供給される表面流の流量、 C_* ；溪床堆積物の砂礫の容積濃度、 C_d ；土石流中の砂礫の容積濃度、である。発生地点における土石流の濃度 C_d は勾配の関数であり、

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots \dots \dots (2)$$

で与えられる。ここに、 σ ；砂礫の密度、 ρ ；水の密度、 ϕ ；溪床堆積物の内部摩擦角、 θ ；溪床勾配である。ただし、(2)式には適用限界勾配があり、

$$\tan \theta < \frac{(\sigma - \rho)}{C_*(\sigma - \rho)C_* + \rho} \tan \phi \quad \dots \dots \dots (3)$$

のときに適用される。(3)式が成立しない場合には、

$$C_d \doteq 0.9C_* \quad \dots \dots \dots (4)$$

となる。

(1)式がよく適合することは実験によって確かめられており²⁾、(4)式から土石流の流量は最大供給水流量の10倍程度になり得ることがわかる。

実際の溪流においては、(3)式が成立しないような勾配を持つ溪床の延長は短かく、観測される土石流の流量は供給水量の数倍程度であると考えられる。例えば、池谷³⁾によれば、焼岳上々堀沢は流域面積は1.6 km²であるが、観測された土石流のピーク流量は100~124 m³/sであり、比流量の単位で書くと、62.5~77.5 m³/s/km²となる。一方、洪水流に対する比流量は0~5 km²に対して20~30 m³/s/km²であるから、土石流流量は水の流量の2.2~2.7倍になっていると考えられる。焼岳の土石流が $C_* = 0.7$ 、 $C_d = 0.3 \sim 0.4$ であるとすれば、(1)式から土石流流量は水流の1.75~2.33倍となり、ほぼ上記の流量比が説明される。桜島の土石流についても同様の説明がなされている。

上記のように、溪床堆積物が流動化して生ずる土石流に対しては(1)式によって流量を予測することが可能である。もちろん、1 km²程度以下といった山岳地の小流域に対して、溪床堆積物上の流量が的確に予測できないことや溪床堆積物の性質もあらかじめ知ることが困難であるといった問題点は残されており、その面の研究が今後も必要である。

3. 天然ダムの決壊に伴って生ずる土石流の流量予測

3.1 実 験

長さ17 m、幅10 cm、1側面ガラス張の水路の底面に発泡スチロール板を敷き、その上に、下流端から約6~7 mの区間にわたって Fig. 1 に示したように、三角形の天然ダムを形成した。水路下流端から0.4 m、

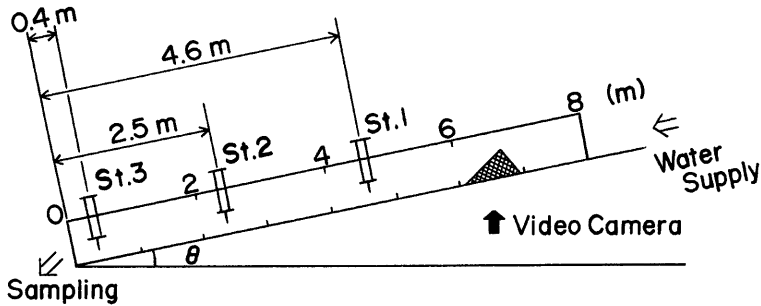


Fig. 1 Arrangement for the experiments.

2.5 m, 4.6 m の位置にサーボ式水位計を設置し、ペンレコーダーによって、各位置での水位変化を記録すると同時に、水路側面からビデオカメラによって天然ダムの破壊過程を記録した。水路下流端では、土石流を直接採取して流量と濃度を測定した。

実験材料は $d_{50}=1.05$ mm と $d_{50}=0.29$ mm の珪砂を重量比 2:1 に混合したもの (材料 a), $d_{50}=0.45$ mm と $d_{50}=0.29$ mm の珪砂を 2:1 に混合したもの (材料 b), $d_{50}=1.05$ mm の珪砂のみのもの (材料 c), および $d_{50}=0.88$ mm の珪砂 (材料 d) である。なお、それぞれの珪砂はほぼ均一粒径のものである。

行った実験ケースを Table 1 および Table 2 に示す。ただし、表中の ϕ_1 は天然ダムの下流側法面の傾斜角, ϕ_u は上流側法面の傾斜角であり, θ は水路勾配, Q は上流から供給した水の流量, D は天然ダムの水路底から直角に測った高さである。天然ダムは気乾状態の材料で作成している。

3.2 実験結果

実験において、給水が始まると天然ダム堤体の上流側に水がたまり出すとともに堤体内を浸潤線が進行し

Table 1 Kinds of experiments.

Run No.	Q (cm ³ /s)	θ (degree)	ϕ_1 (degree)	ϕ_u (degree)	D (cm)	Material
1-1	200	18	32.5	32.5	20	a
1-2	"	"	30.0	"	"	"
1-3	"	"	28.0	"	"	"
1-4	"	"	32.5	"	15	"
1-5	"	"	30.0	"	"	"
1-6	"	"	28.0	"	"	"
1-7	"	20	32.5	"	20	"
1-8	"	"	20.0	"	"	"
1-9	"	"	32.5	"	15	"
1-10	"	"	30.0	"	"	"
1-11	"	"	28.0	"	"	"
1-12	"	18	32.5	"	20	b
1-13	"	"	30.0	"	"	"
1-14	"	"	32.5	"	15	"
1-15	"	"	30.0	"	"	"
1-16	"	"	28.0	"	"	"
1-17	"	20	32.5	"	20	"
1-18	"	"	30.0	"	"	"
1-19	"	"	32.5	"	15	"
1-20	"	"	30.0	"	"	"
1-21	"	"	28.0	"	"	"

Table 2 Kinds of experiments.

Run No.	Q (cm ³ /s)	θ (degree)	ϕ_i (degree)	ϕ_u (degree)	D (cm)	Material	Type
2- 1	80	18	32.5	32.5	15	c	1
2- 2	150	"	"	"	"	"	2
2- 3	200	"	"	"	"	"	3
2- 4	70	"	30.0	"	"	"	1
2- 5	100	"	"	"	"	"	2
2- 6	150	"	"	"	"	"	3
2- 7	60	"	32.5	"	"	d	1
2- 8	80	"	"	"	"	"	2
2- 9	100	"	"	"	"	"	3
2-10	60	"	30.0	"	"	"	1
2-11	80	"	"	"	"	"	2
2-12	100	"	"	"	"	"	3
2-13	80	20	32.5	"	"	c	1
2-14	120	"	"	"	"	"	2
2-15	160	"	"	"	"	"	3
2-16	80	"	30.0	"	"	"	1
2-17	100	"	"	"	"	"	2
2-18	120	"	"	"	"	"	3
2-19	40	"	32.5	"	"	d	1
2-20	80	"	"	"	"	"	2
2-21	100	"	"	"	"	"	3
2-22	40	"	30.0	"	"	"	1
2-23	60	"	"	"	"	"	2
2-24	80	"	"	"	"	"	3

ていく。この浸潤線の進行状況は堤体材料と供給水量によって異なり、これがその後の堤体の変形過程や結果として生ずる土石流の流量に顕著な差を生じさせることになる。すなわち、Table 1 に示した Run 1- のシリーズにおいては、Fig. 2 に例を示したように、堤体上流側の貯水池の水位が堤頂に達する頃に、浸潤線が、水路底に直角に見て、ほぼ堤頂の下にまで達するようになる。そして、さらに時間が経過するとやがて貯留水が越流を開始して堤体を侵食しはじめる。堤体の侵食過程の例を Fig. 3 に示す。図中の時間の0点

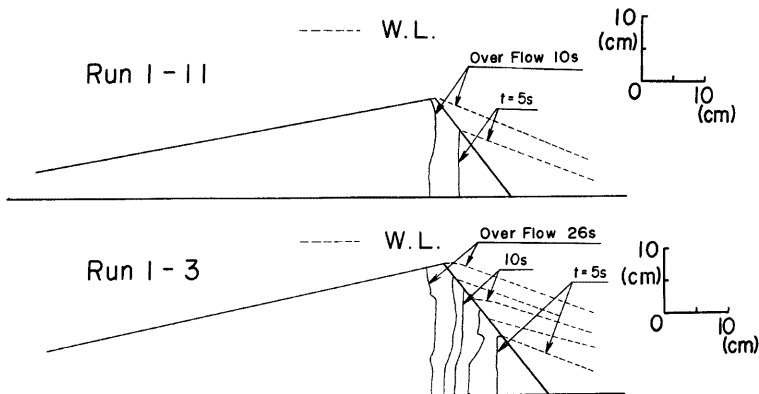


Fig. 2 Advance of the wetting front in the dam-body.

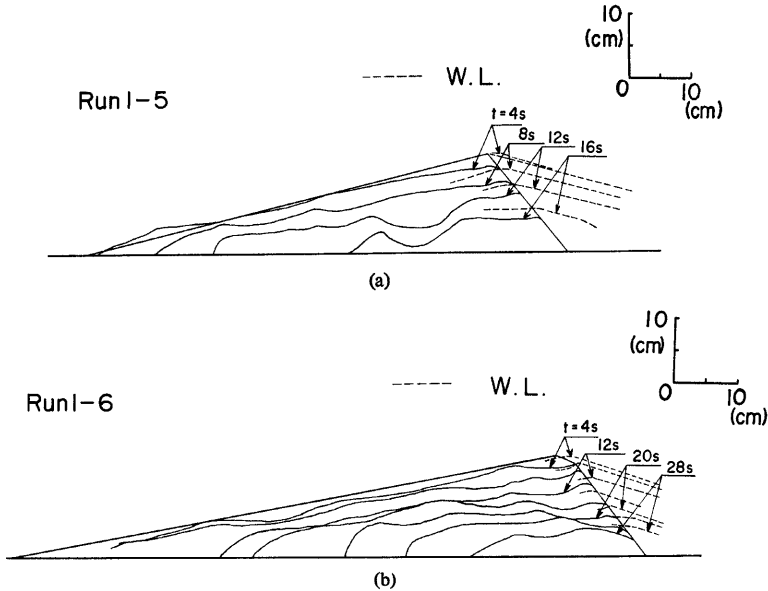


Fig. 3 Erosion process on the dam-body due to over-topping of water.

は越流開始時刻にとっている。図でも読みとれるように、あらかじめ浸潤線が及んでいるような範囲ではほぼ河床面に平行に、それより下部では堤体法面にほぼ平行に侵食が進んでいくようである。実験ケースごとの侵食経過の差を見れば、堤高が大きく、堤体下流側斜面長が長いほど堤高低下速度が遅くなっている。また、材料については顕著な差は認められないが、材料 b の方が材料 a よりも若干侵食が遅いようである。侵食が進行中の堤体の表面では、とくに上流部で表面流がみられるが、土砂流動層と静止堆積層の区別はビデオの解像度が悪く明確ではない。したがって、図に示されている堤体形状はとくに下部では土砂流動層も含んだものであることに注意しなければならない。

下流部へ流出した土砂は急勾配なので土石流となって流下するが、その流下土石流の水位の時間的変化の例を Fig. 4 に示す。段波状を呈して流下しているが、その高さはあまり高くない。

一方、Table 2 に示した Run 2- のシリーズにおいては、実験材料の透水性がよく、Fig. 5 に例を示したように、浸潤線が速く進んで、給水量が少ないときには、越流が始まるよりも先に浸潤線が下流法面上に現われ、崩壊が発生する。崩壊は通常法先付近で最初に現われ、順次、Fig. 6 に示したように、上流方向へ移動して行き、それが貯水面にまで至って、一挙に堤体が崩れ去るという経過をたどる。下流部で先に発生した崩壊による土砂は下流水路上をゆっくりと流動するが、やがて一挙にくずれて生じた大流量の部分にまきこまれて一体化する。このような経過をたどるものをタイプ 1 と称することにす。Run 2- のシリーズにおいても、供給水の流量の大きいときには Run 1- の場合と同様に越流が先行する。これをタイプ 3 と称する。タイプ 1 とタイプ 3 の中間的なタイプ 2 も存在する。実験ケースごとのこれらのタイプの区別を Table 2 中に示している。もっとも、タイプ 2 は貯水位が堤頂付近にまで達して、まさに越流しようとしているときに崩壊が起るという場合を想定したものであるが、実際には、そのような現象が発生するように流量を与えることは困難で、タイプ 1 またはタイプ 3 を異なる流量について実験したということになる場合がほとんどであり、タイプ 2 についてはとくに議論をしない。

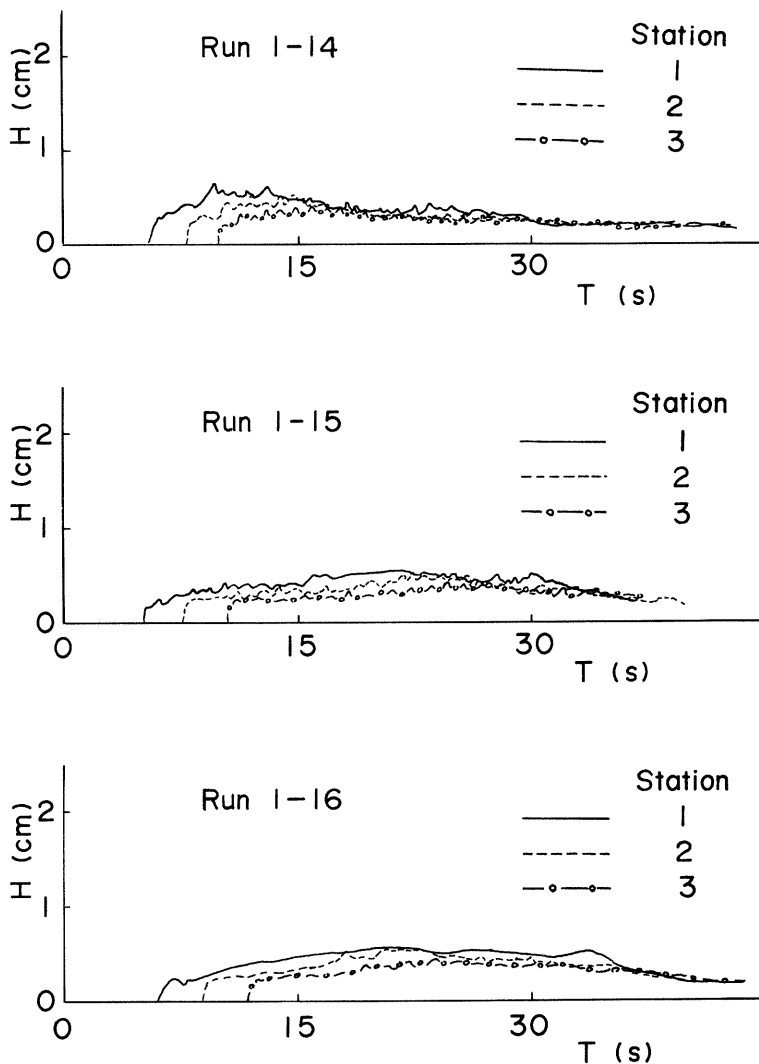


Fig. 4 Depth-time relationships of a debris flow due to over-topping of water.

Fig. 7 は堤体下流部で測定した水位～時間曲線の例である。いずれも顕著な段波を形成していて、流下に伴う低減が激しい。また、供給水量は Run 1- の場合にくらべて少ないにもかかわらず段波波高が大きくなっている。Run 2- のタイプ3の波高が Run 1- の波高にくらべて大きいのは、Run 2- の場合の方が堤体の飽和の程度が大きくなっているために侵食量が大きくなり、侵食の進行によって決壊も発生することによると考えられる。タイプ別に波高を見ると、タイプ1, 2, 3の順に最大波高が小さくなっていく。なお、

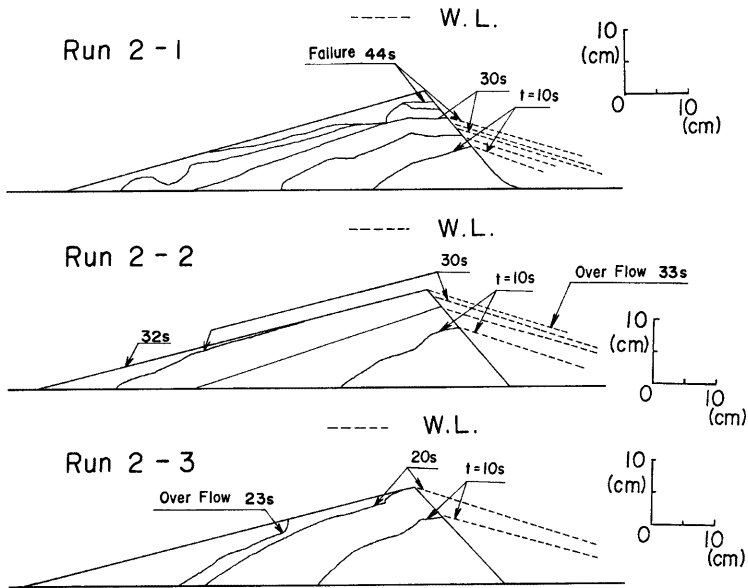


Fig. 5 Advance of the wetting front in the dam-body.

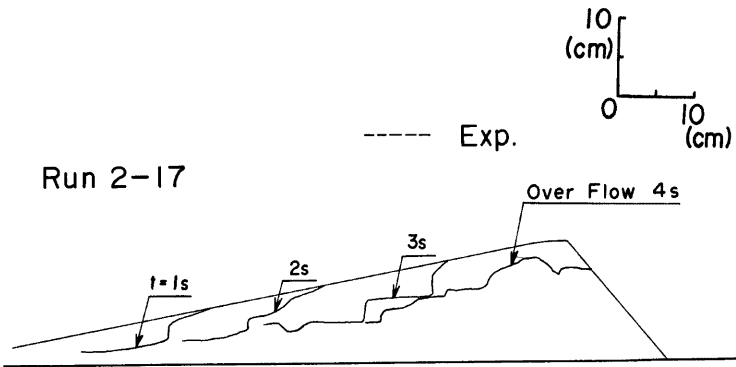


Fig. 6 Upstream advancement of failure in the dam-body.

Run 2-22 の最上流の計測点 (st. 1) における水深変化ではピークが2つ出ているが、最初のものは、崩壊した土砂がゆっくり流れてきたもので、土石流の到達は2度目のピークに対応している。

水路下流端で計測した土石流の流量と砂礫濃度を Table 3 および Table 4 に示す。表において、 t_s は土石流先端部が下流端に到達した時刻を0として測定した時間であり、 T は試料の採取時間である。

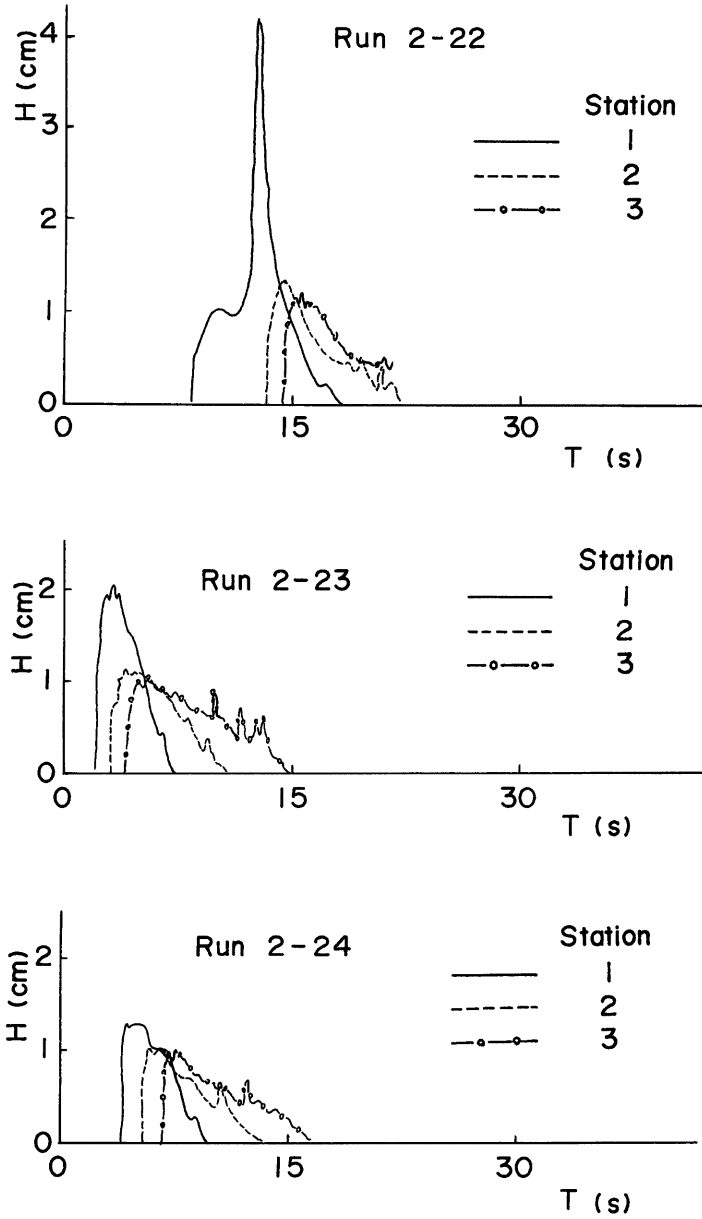


Fig. 7 Depth-time relationships of debris flows in Run 2-series experiments.

Table 3 Discharges and sediment concentrations in Run 1-series experiments.

Run No.	t_s (s)	T (s)	Q (cm ³ /s)	C_d	Run No.	t_s (s)	T (s)	Q (cm ³ /s)	C_d
1- 1	0.0	2.2	1138.6	0.43	1-12	0.0	3.0	865.0	0.22
	5.0	3.6	927.8	0.39		5.7	3.5	634.3	0.18
	10.9	4.4	631.8	0.46		11.8	4.4	605.7	0.22
1- 2	0.0	5.2	443.3	0.41	1-13	0.0	6.9	358.0	0.20
	6.5	4.8	767.7	0.44		10.9	5.8	495.7	0.19
	13.5	5.3	628.3	0.51		21.3	4.8	600.0	0.26
1- 3	0.0	3.6	554.2	0.30	1-14	0.0	2.8	466.1	0.18
	6.2	3.4	604.1	0.31		6.4	2.6	619.2	0.26
	14.3	4.2	588.1	0.38		12.0	4.6	422.8	0.17
1- 4	0.0	2.2	1097.7	0.35	1-15	0.0	6.0	338.3	0.11
	5.4	3.8	385.5	0.24		9.4	5.0	541.0	0.22
	11.4	3.3	293.9	0.07		18.6	5.4	528.7	0.20
1- 5	0.0	2.6	732.7	0.33	1-16	0.0	8.2	386.6	0.20
	5.0	3.2	628.1	0.46		12.4	5.8	580.2	0.27
	11.2	4.1	378.0	0.22		23.0	5.8	458.6	0.18
1- 6	0.0	3.6	484.7	0.24	1-17	0.0	7.0	415.0	0.14
	8.0	4.2	400.0	0.19		10.6	6.2	567.7	0.12
	15.9	5.4	436.1	0.27		21.3	5.4	632.4	0.23
1- 7	0.0	2.0	875.0	0.27	1-18	0.0	4.9	441.8	0.18
	3.8	3.0	723.3	0.35		18.7	5.0	587.0	0.27
	8.7	3.4	829.4	0.31					
1- 8	0.0	3.2	601.6	0.25	1-19	0.0	4.9	492.9	0.16
	4.7	4.0	591.3	0.26		9.1	4.4	515.9	0.23
	11.9	4.5	593.3	0.29		18.2	5.2	420.2	0.15
1- 9	0.0	2.9	556.9	0.14	1-20	0.0	7.2	288.9	0.29
	4.9	3.0	515.0	0.14		9.6	5.9	444.9	0.36
	11.4	4.8	414.6	0.18		18.5	5.8	474.1	0.20
1-10	0.0	4.2	476.2	0.21	1-21	0.0	5.5	448.2	0.23
	6.1	3.6	597.2	0.20		7.5	6.6	375.0	0.29
	12.2	4.6	540.2	0.27		16.3	5.8	568.1	0.33
1-11	0.0	3.4	641.1	0.19					
	5.5	5.4	414.8	0.24					
	13.4	6.4	357.8	0.23					

3.3 実験結果の考察および流量予測式の提示

(1) 天然ダムの破壊形式

上述のように、天然ダムの破壊形式には、越流先行型と崩壊先行型の2種類があり、これらの違いは堤体の透水係数、供給水量等によって規定されることがわかった。そこで、ここではまず堤体内の浸透流の解析を行い、定量的なタイプ分けを行う。

Fig. 8 のように、 x 軸を固定河床面にとり、堤体内浸透流が x の位置で水路床から H の高さに自由水面をもっているとする。浸透流が河床面に平行に流れるとすると、運動方程式は次の Darcy の式で表わされる。

$$u = -k \frac{\partial(H+z)}{\partial x} = -k \left(\frac{\partial H}{\partial x} - \sin \theta \right) \dots\dots\dots (5)$$

連続式は

$$\gamma \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(uH)}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (6)$$

である。ここに、 u ；浸透流の流速、 γ ；浸透に対する有効空隙率、 k ；透水係数、であり、 k および γ は定数と

Table 4 Discharges and sediment concentrations in Run 2-series experiments.

Run No.	t_s (s)	T (s)	Q (cm ³ /s)	C_d	Run No.	t_s (s)	T (s)	Q (cm ³ /s)	C_d
2-1	0.0	1.7	1388.2	0.34	2-13	0.0	2.2	1640.9	0.37
	4.4	3.9	471.8	0.33		4.5	2.9	613.8	0.34
2-2	0.0	1.5	699.0	0.39	2-14	0.0	—	—	0.40
	3.2	3.0	699.0	0.39		—	—	—	—
2-3	—	—	—	—	2-15	0.0	1.4	1921.4	0.14
	2.8	2.0	990.0	0.38		2.4	1.8	152.8	0.16
2-4	2.2	2.2	1536.8	0.37	2-16	0.0	1.0	4145.0	0.41
	3.9	4.7	404.3	0.38		2.1	3.3	728.8	0.35
2-5	0.0	1.6	1754.4	0.41	2-17	0.0	0.9	3288.9	0.20
	4.1	4.4	510.2	0.37		2.5	2.0	1070.0	0.28
2-6	0.0	0.8	1992.5	0.35	2-18	0.0	1.0	3100.0	0.43
	2.1	1.6	1198.8	0.42		3.4	1.6	965.6	0.30
2-7	0.0	2.5	982.4	0.35	2-19	0.0	1.5	1383.3	0.27
	5.6	3.7	411.9	0.38		—	3.9	437.2	0.17
2-8	0.0	1.6	1793.8	0.23	2-20	0.0	1.3	2534.6	0.33
	2.1	4.4	580.7	0.25		2.3	2.2	825.0	0.31
2-9	0.0	2.0	1517.5	0.32	2-21	0.0	1.7	1635.3	0.24
	4.7	4.3	444.2	0.36		3.4	3.1	858.1	0.30
2-10	0.0	2.3	1473.9	0.34	2-22	0.0	0.9	3222.2	0.26
	4.5	9.6	244.8	0.29		—	—	—	—
2-11	0.0	3.4	1433.8	0.34	2-23	0.0	1.4	2132.1	0.15
	6.2	4.5	362.2	0.40		2.5	1.6	1653.1	0.18
2-12	0.0	2.2	784.1	0.29	2-24	0.0	1.3	2030.8	0.31
	—	4.4	662.3	0.41		2.4	2.5	940.0	0.32

する。

(5), (6)式から

$$\gamma \frac{\partial H}{\partial t} = kH \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + k \left(\frac{\partial H}{\partial x} - \sin \theta \right) \frac{\partial H}{\partial x} \dots\dots(7)$$

が得られるが、対象としているのは急勾配の溪床であるので、 $\sin \theta \gg \partial H / \partial x$ とみなすことができる。また、拡散項が輸送項に対してほとんど無視できるものとすれば、

$$\gamma \frac{\partial H}{\partial t} + k \sin \theta \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots(8)$$

となる。この微分方程式の解は、特性曲線

$$\frac{dx}{dt} = \frac{k \sin \theta}{\gamma} \dots\dots\dots(9)$$

上で

$$H = \text{const.} \dots\dots\dots(10)$$

である。 dx/dt は浸潤線の進行速度であり、浸潤線は等速で下流側へ進むことになる。

つきに、浸潤線が堤体下流側の法面に高さ h で現われるまでに必要な時間を考える。これは上流側の水深が h になるまでに要する時間 t_1 と h の高さの浸潤線が上流法面を出発してから下流側の法面に現われるまでの時間 t_2 の和 T である。

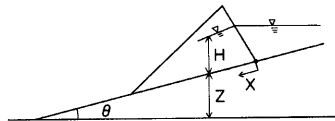


Fig. 8 Seepage flow in the dam-body.

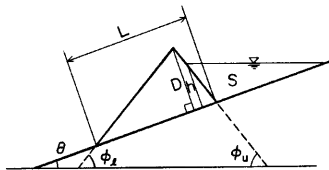


Fig. 9 Longitudinal profile of the dam and its reservoir.

まず t_1 を求める。Fig. 9 を参照して、ダム上流に貯留される水の縦断面積 S を求めると、

$$S = \frac{1}{2} \frac{h^2}{\sin \theta} \frac{\sin \phi_u}{\sin (\phi_u + \theta)} \dots \dots \dots (11)$$

となるから、単位幅当りの給水量を q とすれば、水の連続式

$$\frac{dS}{dt} = q - kh \sin \theta \dots \dots \dots (12)$$

から、

$$\frac{dh}{dt} = \frac{\sin \phi_u \sin \theta}{\sin (\phi_u + \theta)} \frac{q - kh \sin \theta}{h} \dots \dots \dots (13)$$

を得る。これを $t=0$ で $h=0$ の初期条件のもとで解くことにより、

$$t_1 = - \left\{ \frac{h}{k \sin^2 \theta} + \frac{q}{k^2 \sin^3 \theta} \ln \left(1 - \frac{kh \sin \theta}{q} \right) \right\} \frac{\sin \phi_u}{\sin (\phi_u + \theta)} \dots \dots \dots (14)$$

となる。

t_2 は

$$t_2 = \frac{\gamma L(D-h)}{kD \sin \theta} \dots \dots \dots (15)$$

であるので、結局

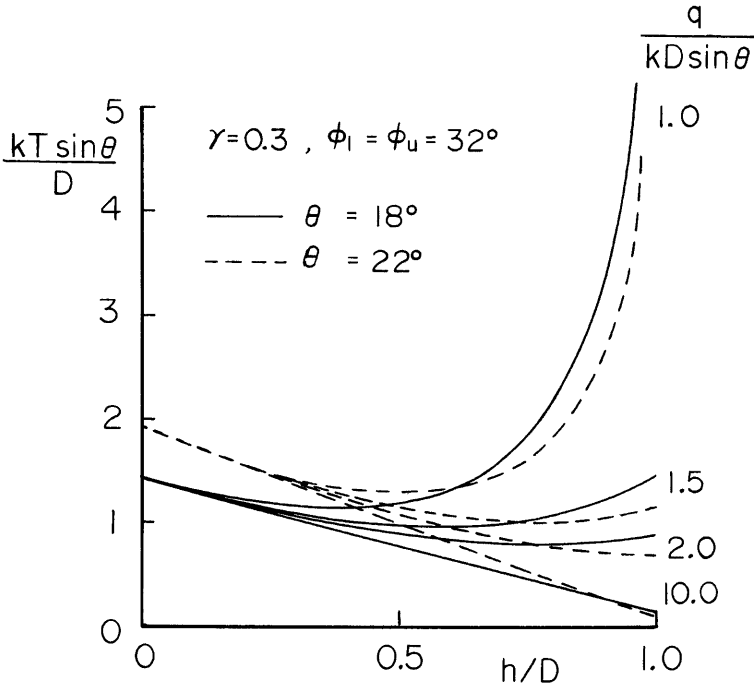


Fig. 10 Graphic presentation of Eq. (16).

Table 5 Classification in the destruction modes of the natural dam.

(a) $\theta = 18^\circ$, $D = 15$ cm, $L = 83.1$ cm

Run No.	q (cm ² /s)	k (cm/s)	$T_{\text{cal.}}$ (s)		$T_{\text{exp.}}$ (s)	Note
			$h/D=0$	$h/D=1$		
1- 5	20	0.70	115	14	—	over flow
1-17	20	0.73	111	14	14	over flow
2- 4	7	1.50	54	294	47 (53)	failure
2- 5	10	1.50	54	52	48	over flow
2- 6	15	1.50	54	25	33	over flow
2-10	6	0.85	95	81	63 (73)	failure
2-11	8	0.85	95	49	62	over flow
2-12	10	0.85	95	35	44	over flow

(b) $\theta = 20^\circ$, $D = 15$ cm, $L = 96.6$ cm

Run No.	q (cm ² /s)	k (cm/s)	$T_{\text{cal.}}$ (s)		$T_{\text{exp.}}$ (s)	Note
			$h/D=0$	$h/D=1$		
1-10	20	0.70	121	13	—	over flow
1-20	20	0.73	116	13	—	over flow
2-16	8	1.50	57	139	52 (62)	failure
2-17	10	1.50	57	53	51 (55)	failure
2-18	12	1.50	57	19	39	over flow
2-22	4	0.85	100	—	— (98)	failure
2-23	6	0.85	100	80	85	over flow
2-24	8	0.85	100	45	47	over flow

(c) $\theta = 18^\circ$, $D = 15$ cm, $L = 70.5$ cm

Run No.	q (cm ² /s)	k (cm/s)	$T_{\text{cal.}}$ (s)		$T_{\text{exp.}}$ (s)	Note
			$h/D=0$	$h/D=1$		
1- 4	20	0.70	98	14	15	over flow
1-14	20	0.73	94	14	14	over flow
2- 1	8	1.50	46	98	40 (45)	failure
2- 2	15	1.50	46	25	33	over flow
2- 3	20	1.50	46	17	23	over flow
2- 7	6	0.85	80	81	57 (61)	failure
2- 8	8	0.85	80	49	64	over flow
2- 9	10	0.85	80	35	43	over flow

(d) $\theta = 20^\circ$, $D = 15$ cm, $L = 79.2$ cm

Run No.	q (cm ² /s)	k (cm/s)	$T_{\text{cal.}}$ (s)		$T_{\text{exp.}}$ (s)	Note
			$h/D=0$	$h/D=1$		
III-1- 9	20	0.70	99	13	—	over flow
1-19	20	0.73	95	13	13	over flow
2-13	8	1.50	46	68	44 (50)	failure
2-14	12	1.50	46	35	41	over flow
2-15	16	1.50	46	21	23	over flow
2-19	4	0.85	76	—	65 (70)	failure
2-20	8	0.85	76	46	— (63)	over flow
2-21	10	0.85	76	32	38	over flow

$$\frac{kT \sin \theta}{D} = \gamma \frac{L}{D} \left(1 - \frac{h}{D}\right) - \frac{\sin \phi_w}{\sin \theta \sin (\phi_w + \theta)} \frac{h}{D} - \frac{q}{kD \sin \theta} \frac{\sin \phi_w}{\sin (\phi_w + \theta) \sin \theta} \ln \left(1 - \frac{kD \sin \theta}{q} \cdot \frac{h}{D}\right) \dots\dots\dots (16)$$

となる。ここに、 L おおび D は堤体の長さおよび高さである。

Fig. 10 は(16)式の関係を $q/(kD \sin \theta)$ をパラメーターにして示したものである。図に示された曲線の縦軸の最小値の時刻に、その横軸が示す高さではじめて浸潤線が下流法面に顔を出すことを意味している。曲線が単調減少の場合には、堤頂において浸潤線が初めて下流側法面に現われることになり、越流が先行することになる。図の傾向は、流入流量が浸透流量に比べて大きいほど高い位置で浸潤線が顔を出すことを示しており、また河床勾配が急であるほど高い位置で初めて浸潤線があらわれる傾向があることがわかる。

さて、堤体下流部法面のある高さの位置で浸潤線が顔を出すと、そこから直ちに崩壊が発生しそうに思われるが、実験によれば、崩壊は法先まで浸潤線が達してから少しして、法先部から発生した。Fig. 10 で見たように、浸潤線の現われる最小の T と $h/D=0$ の位置で浸潤線が現われる T とには理論上大差はないので、下流法面に浸潤線が現われてから崩壊の発生までに少し時間がかかることすれば、このようになることも理解できる。そこで、ここでは、崩壊が発生するようになる時刻を $h/D=0$ における T であるとし、これと越流が生ずるようになる時刻すなわち $h/D=1.0$ における T との大小関係を調べて、これによって崩壊先行型と越流先行型が分れるものと考えたことにした。Table 5 はこのような考え方の適用性を調べた結果であり、表中の T_{exp} は実験において浸潤線が堤体下流端へ到達するまでの時間と、越流開始までの時間の小さい方である。() 内の数字は先端から崩壊が始まるまでの時間である。実際の浸潤線の速度が必ずしも計算値と一致しないので、逆の結果が出ている場合もあるが、ほぼ実験結果を説明しているといえよう。

(2) 越流先行型の場合

すでに実験結果で述べたように、侵食を受けた堤体の形状は、上流部で河床に平行、下流部では下流法面にほぼ平行になっている。そこで、Fig. 11 に示すように、堤体の上流側法面から $(x+x')$ の距離までは河床に平行に侵食が進み、それより下流側では、初期の下流側法面と平行に侵食が進むとする。距離 $(x+x')$ は浸潤線が及んでいる範囲である。ここで、 x は越流開始時までに浸潤線が進んだ長さ、 x' は越流開始後に進んだ長さでそれぞれ次式で表わされる。

$$x = \left(1 - \frac{h}{D}\right) [\cot (\phi_w - \theta) + \cot (\phi_w + \theta)] D \equiv (D-h) B \dots\dots\dots (17)$$

$$x' = \frac{k \sin \theta}{\gamma} t \dots\dots\dots (18)$$

ただし、越流開始時には、浸潤線は直線で河床と $(\phi_w - \theta)$ の角をなしているとしている。また、 t は越流開始後の経過時間である。

堤高 h のとき、単位幅について、ダムを越流する流量を q_{out} 、上流からの給水流量を q_{in} として天然ダムの貯水量について連続式をたてると、

$$\frac{dS}{dt} = q_{in} - q_{out} - kh \sin \theta \dots\dots\dots (19)$$

である。貯水量 S は(11)式で与えられる。したがって、

$$q_{out} = q_{in} - kh \sin \theta - Ah \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (20)$$

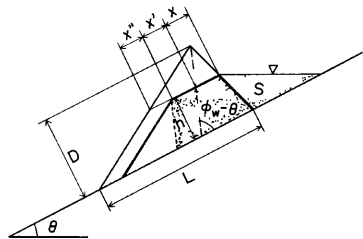


Fig. 11 An erosion process model in the case of precedence of over-topping.

となる。ただし、

$$A = \frac{\sin \phi_0}{\sin \theta \sin(\phi_0 + \theta)} \dots\dots\dots (21)$$

である。

越流開始後、堤高が h になるまでに侵食された土砂の体積は

$$V = \frac{1}{2}(x+x')(D-h)C_* + \frac{1}{2}C_* \frac{D+h}{\sin(\phi_1 - \theta)} x' \sin(\phi_1 - \theta) \dots\dots\dots (22)$$

である。ここに、

$$x' = \left(1 - \frac{h}{D}\right)L - (x+x') = \left(1 - \frac{h}{D}\right)L - \left\{(D-h)B + \frac{k \sin \theta}{\gamma} t\right\} \dots\dots\dots (23)$$

である。したがって、単位時間あたりの土砂の侵食量は

$$\frac{dV}{dt} = -C_* \left[\left(\frac{L}{D} - 2B\right)h \frac{dh}{dt} + DB \frac{dh}{dt} + \frac{k \sin \theta}{\gamma} t \frac{dh}{dt} + \frac{kh \sin \theta}{\gamma} \right] \dots\dots\dots (24)$$

となる。

侵食を受けた部分に間隙水として含まれていた水の量は形成された瞬間の天然ダムが乾燥状態であったものとすれば、

$$V' = (1 - C_*) \frac{1}{2}(x+x')(D-h) \dots\dots\dots (25)$$

であり、単位時間当りには、

$$\frac{dV'}{dt} = \frac{1}{2}(1 - C_*) \left\{ -BD \frac{dh}{dt} + Bh \frac{dh}{dt} - \frac{1}{2} \frac{k \sin \theta}{\gamma} t \frac{dh}{dt} + \frac{1}{2} \frac{k \sin \theta}{\gamma} (D-h) \right\} \dots\dots (26)$$

だけ土砂とともに流出する。

下流へ流出する土石流中の土砂濃度を KC_* とすると、

$$KC_* = \frac{\frac{dV}{dt}}{\frac{dV}{dt} + (q_{out} + \frac{dV'}{dt})} \dots\dots\dots (27)$$

である。(27)式を書きなおせば、

$$bh \frac{dh}{dt} + c \frac{dh}{dt} + at \frac{dh}{dt} = -Kq_{in} - K \frac{k \sin \theta}{\gamma} \left\{ -hC_* + \frac{1}{2}(D-h)(1 - C_*) + \frac{h}{K} - hT \right\} \dots\dots\dots (28)$$

となる。ここに、

$$a = \frac{k \sin \theta}{\gamma} \left\{ 1 - \frac{1}{2}K(1 + C_*) \right\} \dots\dots\dots (29a)$$

$$b = (L/D - 2B) - K(A + C_*L/D - BC_* - B) \dots\dots\dots (29b)$$

$$c = DB(1 - K) \dots\dots\dots (29c)$$

である。

透水係数が小さく越流が早く生ずる場合を考えているので、(28)式の右辺第2項は第1項に比べて小さいとみなせるので、これを無視すれば、(28)式は

$$\frac{dh}{dt} = \frac{-Kq_{in}}{at + bh + C} \dots\dots\dots (30)$$

である。これを $t=0$ で $h=D$ の初期条件のもとに解けば、

$$T_0 = \frac{b}{\alpha^2 K} Q_0 - \frac{B(1-K)}{\alpha K} - \frac{bH}{\alpha K} + \left\{ \frac{b+B(1-K)}{\alpha K} - \frac{b}{\alpha^2 K} Q_0 \right\} \exp \left\{ \frac{\alpha}{Q_0} (1-H) \right\} \dots\dots\dots (31)$$

を得る。ここに、 $T_0 = k \sin \theta t / (D\gamma)$, $H = h/D$, $Q_0 = \gamma q_{in} / (kD \sin \theta)$, $\alpha = \{1 - (1 + C_*)K/2\} / K$ である。

Fig. 12 は(31)式によって計算した堤体形状と実験による形状とを数例について比較したものである。堤

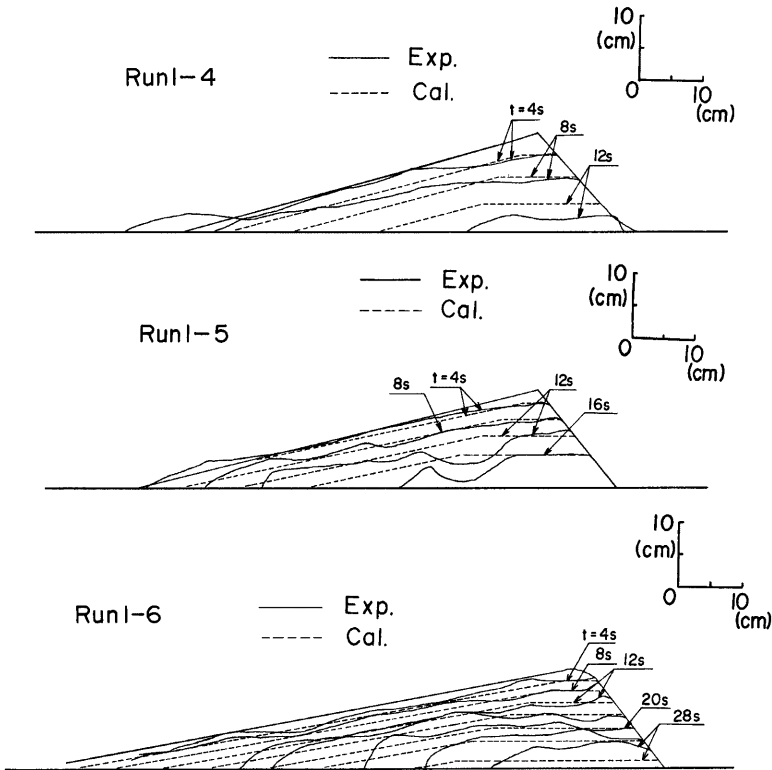


Fig. 12 Calculations of the longitudinal profile of the dams by the presented model.

高の減少速度については、おおむねよく合っているといえる。また、下流側法面では流動層と堤体の境界がはっきりしないので、比較がやや困難であるが、侵食の傾向はよく表わしていると考ええる。なお、計算では、 $\phi_w - \theta = \pi/2$, $C_* = 0.6$, $K = 0.62$, $k = 0.7 \text{ cm/sec}$ とした。

本侵食モデルにおいては、越流が始まると同時に、堤体の下流側法面が一様に当初の法面に平行に侵食されるとしている。下流側法面長が長大になれば、越流のフロントが法面を流れ下る過程での侵食が問題となり、このように平行に法面が後退していくという設定には無理が生ずる。ここで対象としているのは、崩壊土砂によって形成される天然ダムであるから、下流法面がそれほど長大になることはないと考えられる。また、下流法面が長大の場合は、むしろ従来的一様堆積物上に発生する土石流の解析¹⁾を適用するのが適当であろう。

つぎに、上記のような過程を経て形成される土石流の流量について考える。土石流の流量を q_r とすると、これは(27)式の分母に等しいから

$$q_r = q_{in} - \left(A + \frac{L}{D} C_* - BC_* - B \right) h \frac{dh}{dt} - BD \frac{dh}{dt} - \frac{1}{2} \frac{k \sin \theta}{\gamma} (1 + C_*) \frac{dh}{dt} + \frac{k \sin \theta}{\gamma} \left\{ -hC_* + \frac{1}{2} (D-h)(1-C_*) - h\gamma \right\} \dots \dots \dots (32)$$

である。両辺を q で割って、微小項を省略すれば、結局、

$$\frac{q_T}{q_{in}} = 1 - \left[\left(A + \frac{L}{D} C_* - BC_* - B \right) \frac{H}{Q_0} + \frac{B}{Q_0} + \frac{1}{2Q_0} (1 + C_*) T_0 \right] \frac{dH}{dT_0} \dots\dots\dots (33)$$

となる。(30)式を書きかえると、

$$\frac{dH}{dT_0} = \frac{-KQ_0}{\alpha KT_0 + bH + B(1-K)} \dots\dots\dots (34)$$

であるから、これを(33)式に用いると、

$$\frac{q_T}{q_{in}} = 1 + \frac{K \left[\left(A + \frac{L}{D} C_* - BC_* - B \right) H + B + \frac{1}{2} (1 + C_*) T_0 \right]}{\alpha KT_0 + bH + B(1-K)} \dots\dots\dots (35)$$

となる。

天然ダム上流の貯留水から付加される水の流量を q_s とすると、

$$\frac{q_s}{q_{in}} = \frac{KAH}{\alpha KT_0 + bH + B(1-k)} \dots\dots\dots (36)$$

Table 6 Calculation of q_T and q_s .

Run No.	1-4		1-5		1-6		1-9		1-1	
θ (deg)	18°		18°		18°		20°		18°	
ϕ_i (deg)	32.5°		30°		28°		32.5°		32.5°	
D (cm)	15		15		15		15		20	
t (s)	q_T/q_{in}	q_s/q_{in}	q_T/q	q_s/q_{in}	q_T/q	q_s/q_{in}	q_T/q	q_s/q_{in}	q_T/q	q_s/q_{in}
0	3.74	1.35	3.01	0.89	2.62	0.64	2.81	0.76	3.75	1.36
4	3.49	1.12	2.94	0.81	2.59	0.60	2.75	0.69	3.58	1.21
8	3.19	0.85	2.84	0.71	2.56	0.56	2.68	0.61	3.41	1.06
12	2.81	0.50	2.74	0.59	2.52	0.51	2.59	0.51	3.23	0.90
16			2.60	0.43	2.48	0.45	2.49	0.38	3.04	0.73
20			2.40	0.21	2.42	0.37	2.36	0.22	2.84	0.55
24					2.36	0.28			2.63	0.36
28					2.25	0.11			2.41	0.17

Table 7 Comparison between the discharges of experiments and calculations.

Run No.	$Q_{exp.}$ (cm ³ /s)	max. $Q_{exp.}$ (cm ³ /s)	$Q_{cal.}$ (cm ³ /s)
1-1	1138.6		733.4
1-2	443.3	767.7	598.5
1-4	1097.7		723.0
1-5	732.7		595.0
1-6	484.7		520.5
1-7	875.0		558.0
1-8	601.6		485.0
1-9	556.9		555.0
1-10	476.2	597.2	484.0
1-12	865.0		733.4
1-13	358.0	600.0	598.5
1-14	466.1	619.2	723.0
1-15	338.3	541.0	595.0
1-16	386.6	580.2	520.5
1-17	415.0	632.4	558.0
1-18	441.8	587.0	485.0
1-19	492.9	515.9	555.0
1-20	448.2	474.1	484.0

となる。

Table 6 は (35) 式および (36) 式を計算した結果である。 q_r/q_{in} および q_s/q_{in} はともに時間の経過とともに減少し、堤体下流側の勾配が緩いほど、また、水路勾配が急であるほど、初期の q_r/q_{in} および q_s/q_{in} が小さくなる傾向がある。ただし、 K は一定値をとるものとしている。この結果、今回の実験の範囲では、土石流の最大流量が、給水流量の約 2.5 倍から 4 倍近くに達すること、天然ダム上流の貯留水から付加される流量は、最大値で給水流量の約 0.5 倍から 1.4 倍程度であることがわかる。

つぎに、実際に水路下流端で採取した土石流流量と計算流量の比較を Table 7 に示す。計算流量は、水路内では変形せずに流下するものとし、実験における土石流の採取時間が約 4 秒であったので、 $t=0$ sec と $t=4$ sec における平均流量を求めている。なお、実験においては、先端部の流量が最大流量になっていない場合もあったので、その場合には最大流量も示している。実験による最大流量と計算による最大流量がよく対応しており、本モデルによる流量の予測はかなりの精度を持っていることがわかる。

(3) 決壊先行型の場合

この場合、堤体材料と上流部の貯留水が一挙に混合して流れ下るので、これを単純化すれば、通常のダム決壊に伴う洪水に対する理論的な取扱いの適用が可能になると考えられる。ただし、通常のダム決壊と違う点は、天然ダムの場合には、堤体の占める体積が大きく、堤体材料そのものが水と一体となって流下し、したがって、抵抗も水の場合と異なることである。決壊の始まる前には Fig. 13 に太線で示したような形態を持っているが、崩壊の進行過程を無視して、土石流となる水と土砂の混合物が Fig. 13 に陰を施して示したような形態で静止していたものが突然流動を始めると考えることにする。

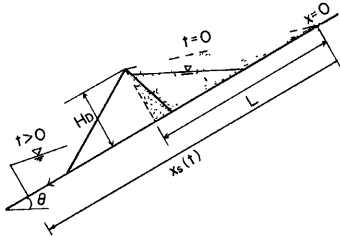


Fig. 13 Definition sketch for natural dam-break problem.

ダム決壊に基づく洪水流の解析には種々のものがあるが、河床勾配が急で、貯水量が有限である場合について、堤体からかなり離れた下流部を対象とすれば、Kinematic wave 理論の適用が可能であり、Hunt⁽⁴⁾ の解析がそのまま適用できるものと考えられる。Kinematic wave 理論における基礎方程式は等流式

$$q = CH^p (\sin \theta)^{1/2} \dots\dots\dots (37)$$

および、連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (38)$$

である。ここに、指数 p はダイヤラント流体では 5/2、Chézy 式では 3/2 である。基礎方程式を解くべき初期条件および境界条件は

$$\left. \begin{aligned} h(x, 0) &= \frac{H_0 x}{L}; & 0 \leq x < L \\ h(x, 0) &= 0; & -\infty < x \leq 0, \quad L < x < \infty \\ \frac{dx_s(t)}{dt} &= u(x_s(t), t); & 0 \leq t < \infty \\ x_s(0) &= L \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (39)$$

である。ただし、 $x_s(t)$ は段波先端までの距離である。したがって、解は

$$X = H + pTH^{(p-1)} \dots\dots\dots (40)$$

となる。ここに、 $X = x/L$, $H = h/H_0$, $T = Ut/L$, $U = CH^{(p-1)} (\sin \theta)^{1/2}$ である。

ダム決壊による進行波の先端部では Kinematic shock が形成されるが、その shock front の位置および時間は、それぞれ、

$$X_s = \frac{p-2}{2(p-1)} H_s + \frac{p}{2(p-1)} H_s^{-1} \dots\dots\dots (41)$$

$$T_s = \frac{1}{2(p-1)} \frac{1-H_s^2}{H_s^3} \dots\dots\dots (42)$$

で与えられる。ただし、 H_s は shock 直後の水深である。

Fig. 14 は (41) 式の関係を Chézy 式とダイラタント流動式について示したものである。ダイラタント流動の場合の方がダム近傍での低減率が大きいたることがわかる。

Fig. 15 は T_s と X_s の関係、つまり shock front の走時曲線を示している。Chézy 式や Manning 式の場合にくらべて、ダイラタント流動式の勾配が大きい。

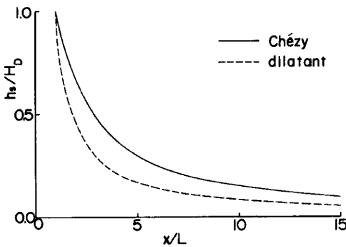


Fig. 14 Attenuation of depth at the shock front.

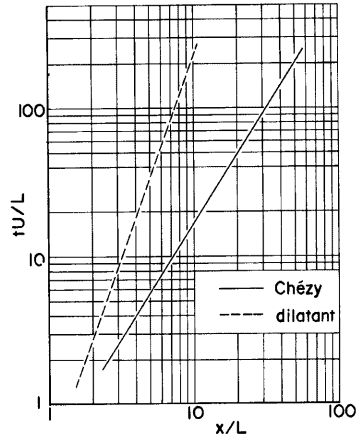


Fig. 15 Position of the shock front as function of time.

X_s の大きい所では、Weir⁵⁾ の考察に従えば

$$q_s = \frac{LH_D}{2(p-1)t} \dots\dots\dots (43)$$

である。

さて、今回の実験に上述の理論を応用して、その適用性について検討する。崩壊発生時にはダムは水で飽和されているものとし、堤体および貯留水の総体積を求め、これが Fig. 13 に陰を施した部分の面積と等しいとおけば

$$\frac{1}{2} H_D L = \frac{1}{2} \left\{ \frac{1}{\tan(\phi_1 - \theta)} + \frac{1}{\tan(\theta + \phi_u)} \right\} D^2 + \frac{1}{2} \frac{\sin \phi_u}{\sin \theta \sin(\theta + \phi_u)} h^2 \dots\dots\dots (44)$$

となる。崩壊の発生はダムの形状や透水係数、あるいはダム上流の貯留水の高さ、水路勾配など種々の要因によって規制されるので、 H_D 、 D および h の間を一般的に論ずるのは難しい。ここでは、便宜上、 $H_D = D = h$ を仮定する。このようにしても実用上差支えはないものとする。そのようにすれば (44) 式から、

$$L = \left\{ \frac{1}{\tan(\phi_1 - \theta)} + \frac{1}{\tan(\theta + \phi_u)} \right\} D + \frac{\sin \phi_u}{\sin \theta \sin(\theta + \phi_u)} D \dots\dots\dots (45)$$

が得られ、運動を開始する土石流体の大きさが決定される。

計算に際しては、流動厚さが D の場合の流速 U が必要となるが、ダイラタント流動モデルでは

$$U = \frac{2}{5d} \left(\frac{g \sin \theta}{a_i \sin \alpha} \right)^{1/2} \{ C_d + (1 - C_d) \frac{\rho}{\sigma} \}^{1/2} \left\{ \left(\frac{C_*}{C_d} \right)^{1/3} - 1 \right\} D^{3/2} \dots \dots \dots (46)$$

で与えられる¹⁾。なお、土石流の濃度 C_d は

$$C_d = \frac{\left\{ \frac{1}{\tan(\phi_i - \theta)} + \frac{1}{\tan(\theta + \phi_w)} \right\} C_*}{\left\{ \frac{1}{\tan(\phi_i - \theta)} + \frac{1}{\tan(\theta + \phi_w)} \right\} + \frac{\sin \phi_w}{\sin \theta \sin(\theta + \phi_w)}} \dots \dots \dots (47)$$

となる。

Fig. 16 は天然ダム下流に設置した水位計による水位変動の実測値と、ダイラタント流動式を用いて、理論的に求めた水位計設置位置における水位の時間的変化の計算値である。ただし、最上流に設置した水位計 (St. 1) では、堤体の大規模な決壊が生ずるよりも先に法先付近から発生した崩壊による土砂がゆっくりと流下してきている状態を計測して、早くから水位の上昇が認められるが、本格的な決壊に対応するのはそれ以後の急激な水位上昇の波形であるので、理論計算による水位ピークが実測水位ピークと一致するように時間原点を定めて、計算波形と実測波形とを比較している。計算値の方が少し大きめの水位を与えているが、波高の低減状況や波の進行速度など、ほほうまく説明できるようなのである。計算波高の方が少し大きく出ているのは、実際のダム決壊がダム上流側の貯水面がダム天端に達する以前に生じており、 $t=0$ における波高がここで用いた H_0 よりも少し小さいことによっているのかもしれない。しかしながら、理論と実験の差は流

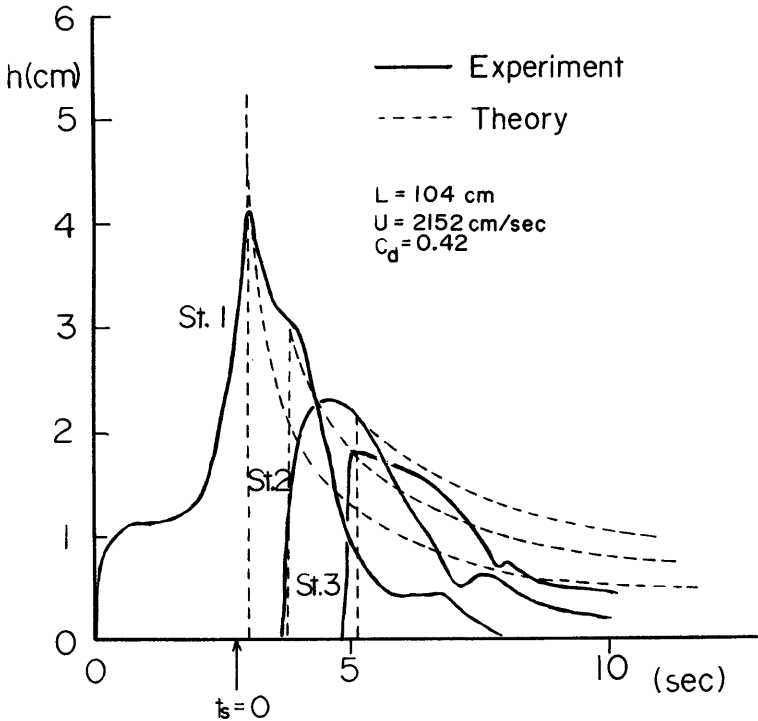


Fig. 16 Depth variation at the measuring stations (Run 2-16).

下距離が大きくなると小さくなっていき、ここで用いた大胆なモデルによっても、ほぼ現象が説明できることがわかる。なお、計算には、 $C_* = 0.55, a_i \sin \alpha = 0.02$ を用いた。

Table 8 は水路下流端での土石流先端部の流量の実測値と(43)式による流量の比較である。実測流量のケースごとの変動幅が大きく、あまり明確ではないが、理論計算によってほぼ正しく流量が与えられているものと判断されよう。ただし、堤体材料が細かく、堤高が非常に高い場合を想定すれば、(46)式から求められる U は非常に大きい値になって正しい結果が得られないことが予想される。これはおそらく、粒径に比べて流動深が数百倍以上になっているような流れでは、粒子の乱れによる浮遊効果が卓越してきて、(46)式の適用性が悪くなることに対応しているものと考えられる。このような場合にはダイラタント流動モデルよりも Chézy 型あるいは Manning 型の抵抗測を用いて上記の理論を適用するのが妥当であるが、どのような抵抗係数をとるかは今後の課題である。

Table 8 Comparison between the experimental debris flow discharge and the calculated one.

Run No.	$Q_{exp.}$ (cm ³ /s)	$Q_{cal.}$ (cm ³ /s)	Run No.	$Q_{exp.}$ (cm ³ /s)	$Q_{cal.}$ (cm ³ /sec)
2-1	1388.2	1970	2-13	1640.9	1702
2-2	1994.7		2-14	—	
2-3	—		2-15	1921.4	
2-4	1536.8	2130	2-16	4145.0	2283
2-5	1754.4		2-17	3288.9	
2-6	1992.5		2-18	3100.0	
2-7	982.4	2353	2-19	1383.3	2723
2-8	1793.8		2-20	2534.6	
2-9	1517.5		2-21	1635.3	
2-10	1473.9	2537	2-22	3222.2	2723
2-11	1433.8		2-23	2132.1	
2-12	784.1		2-24	2030.8	

4. 実際の土石流への適用例

昭和57年8月台風10号に基づく豪雨で、木津川上流域の津元谷で土石流が発生した。この土石流は時間降雨強度が 30mm 以上の強い降雨に伴って発生したものであるが、土石流発生域における流域面積は小さく、溪床堆積物上の表流水の影響によって発生した土石流ではなく、谷頭に発生した崩壊が天然ダムを形成し、それが決壊して土石流となって流下したものであると解釈することにし、そのような場合に生じた現象の再現を試みることにする。

津元谷上流部の溪流断面は狭いV字谷を形成しているので、上記の理論を三角形断面に適用できるように、少し修正する必要がある。やはりダイラタント流動モデルを採用することにすれば、抵抗則は

$$U = \frac{2}{5d} \left(\frac{g \sin \theta}{a_i \sin \alpha} \right)^{1/2} \left\{ C_d + (1 - C_d) \frac{\rho}{\sigma} \right\}^{1/2} \left\{ \left(\frac{C_*}{C_d} \right)^{1/3} - 1 \right\} R^{3/2} \dots (48)$$

であり、連続式は

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(uA)}{\partial x} = 0 \dots (49)$$

である。ここに、 R ；径深、 A ；流動断面積である。三角形断面であることを考慮して、(48)、(49)式を書きなおすと、

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{7}{4} u \frac{\partial A}{\partial x} = 0 \dots (50)$$

が得られる。ここで、

$$(A^*, u^*, x^*, t^*) = (A/A_0, u/U, x/L, Ut/L) \dots (51)$$

のように無次元化すると、(50)式は

$$\frac{\partial A^*}{\partial t^*} + \frac{7}{4}(A^*)^{3/4} \frac{\partial A^*}{\partial x^*} = 0 \dots\dots\dots (52)$$

のようになる。ただし、 A_0 はダム天端における断面積、 U は断面積が A_0 における土石流の流速である。したがって、(52)式を初期条件

$$A^*(x^*, 0) = x^*; (0 \leq x^* < 1) \\ = 0; (-\infty < x^* \leq 0, 1 < x^* < \infty) \left. \vphantom{A^*(x^*, 0)} \right\} \dots\dots\dots (53)$$

のもとに解けばよいが、その解は(40)式に対応して、

$$x^* = A^* + \frac{7}{4}(A^*)^{3/4} t^* \dots\dots\dots (54)$$

となる。また、Shock front の時間および位置は

$$\int_0^{x_s^*(t^*)} A^* dx^* = \frac{1}{3} \dots\dots\dots (55)$$

から、それぞれ

$$t_s^* = \frac{4}{3} \frac{\left(\frac{1}{3} - \frac{1}{2} A_s^{*2}\right)}{A_s^{*7/4}} \dots\dots\dots (56)$$

$$x_s^* = A_s^* + \frac{7}{3} \frac{\left(\frac{1}{3} - \frac{1}{2} A_s^{*2}\right)}{A_s^*} \dots\dots\dots (57)$$

で与えられる。また、土石流流量は(43)式に対応して

$$Q_s = \frac{2V_0}{3t} \dots\dots\dots (58)$$

である。ただし、 V_0 は土石流化する堤体と水の合計の体積である。

津元谷の谷頭部には崩壊土量が 1600 m³ の崩壊が存在する。崩壊土砂はほぐされて、体積が1.6倍に増加するものとすれば、天然ダムの体積は 2560 m³ であったと推察される。この堤体の C_* が 0.5であり、流下した土石流の土砂濃度が $C_s=0.4$ であったとすれば、土石流となるために加えられるべき泥水の量は 1617 m³ となる。土石流中の泥水の密度が $\rho=1.2 \text{ g/cm}^3$ になっているものとし、この泥水中的の固体成分は崩壊土中の微細部分から生じるものとする、加えられた清水の量は 1415 m³ である。天然ダム中に貯えられる水量は $2560 \times 0.5 = 1280 \text{ m}^3$ であるから、ダム貯水池に 135 m³ の水が貯えられた時点で決壊が生じたものとするれば、 $C_s=0.4$ の土石流となって流下することができることになる。現地調査の結果から、天然ダム形成地点の横断面形が頂角 120° の逆二等辺三角形形状であるとし、縦断勾配が 18° であるとする、天然ダムの所要高さは 4.2 m となる。天然ダムおよびその上流部の貯水面は決壊直前には Fig. 17 の実線のような形状をしていたものと推定されるが、これを水と砂礫の混合物が破線のような堆積形状をもっていたときに突然決壊するというようにモデル化するのである。(1/3) $A_0 L = 2695 \text{ m}^3$ より、 $L = 265 \text{ m}$ となる。

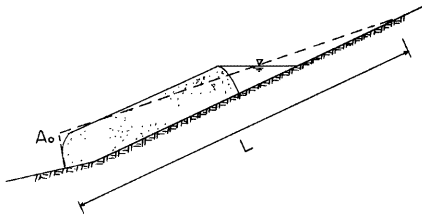


Fig. 17. Schematic profile of a natural dam.

Fig. 17 に示した天然ダムが決壊して、Fig. 18 に示したような溪流を土石流が流下したのであるが、天然ダムの下流端が谷の出口から 800 m の付近にあるとして、谷出口から 650 m 付近での流動面積を求める。 $x_s/L=1.57$ となるから、(57)式から $A_s=0.46$ すなわち、流動深は約 2.85 m となる。また、ここまでの到

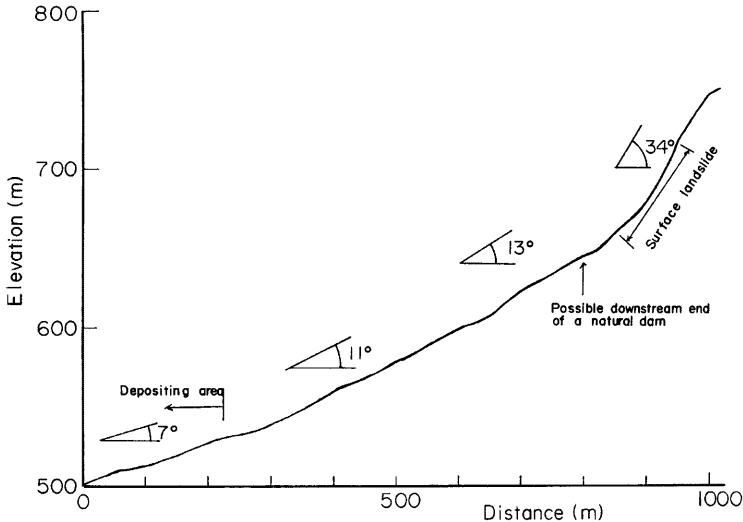


Fig. 18 Longitudinal profile of the Tsumoto dani.

達に必要な時間は(48)式から、 $U=10.92$ m/secを得るから、 $t_s=24$ secとなる。ただし、 U の計算には、 $\theta=13^\circ$ 、 d としては現地調査によって求めた堆積物の粒度分布を参考に6cmを用いた。ここで求めた t_s と $V_0=2695$ m³を用いて(58)式を計算すると、 $Q_s=75$ m³/secとなる。さらに下流に対しては平均勾配および断面形状が変化するので、このまま理論を適用することは難しいが、水深2.5m、底幅3m、水面幅6.4mの台形断面状(実測値)で流れたとすれば、 $\theta=11^\circ$ に対して、 $U=6.07$ m/sと計算される。このとき段波先端部の流量は $Q_s=71$ m³/secである。堆積部の勾配を $\theta=7^\circ$ とすると、先端到達距離は、堆積開始地点から55.6mとなる⁶⁾。これは実測値よりも少し短い。津元谷に生じた土石流の発生から堆積までの事情がほぼ再現されたものとする。なお、現地調査によれば谷の出口付近に堆積した土砂量は約8000 m³であり、ここで検討した土石流による流出土砂量よりもかなり多くなっている。しかし、これは土石流の通過によって不安定になった溪岸および溪床の土砂が、その後の流水によって洗い流されてきた結果であると解釈することが可能である。

5. 結 語

本論文においては、土石流の発生過程について考察を加え、それぞれの場合の土石流段波先端部付近での流量の予測法について考察した。得られた結果を要約すると以下のようである。

- 1) ほぼ一様な溪床堆積物上に表面流が発生して生ずる土石流では、(1)式によって流量が求められる。
- 2) 崩壊土が溪床を堰き止めて形成された天然ダムが決壊する過程には、堤体の浸透能と供給水量の関係に応じて二種類が存在する。
- 3) 越流が生じて、堤体が激しく侵食されて発生する土石流は、堤体の侵食が浸透流が及んでいる所では溪床面に平行に、浸透流の及んでいない所では堤体法面に平行に侵食が進むとするモデルによって侵食過程がよく模擬され、土石流の流量も、(35)式によってほぼ正しく予測することができる。
- 4) 堤体の浸透性が良く、下流法面から浸透流が流出して崩壊が生ずる場合は、崩壊の遡上に伴って堤体の大規模な決壊が発生し、ダム上流の貯留水が一挙に流出して土石流を形成する。この型の土石流はダム決

壊に対する kinematic wave 理論を適用して解析することが可能であり、流量は(43)式によって予測できる。なお、この型の土石流の流量は供給水の流量とはあまり関係がない。

5) 決壊型の土石流モデルを木津川上流域の津元谷で発生した土石流に適用し、満足すべき結果を得た。

6) 土石流の発生過程には、そのほかに、崩壊土塊が滑動を継続中に水を含んで流動化する型も考えられるが、このような場合も、崩壊土塊の体積・形状と流動化する濃度が与えられれば、(58)式によって流量予測ができるものと考えられる。

以上、本論文によって、従来の一様な堆積物から生ずる土石流についてのみではなく、流動化する土塊の体積とその質が与えられたときには、土石流の最大流量がある程度予測可能となった。しかしながら、崩壊土塊の量の予測や、崩壊土塊がどのような形状の天然ダムを形成するかといった点についてはまだ不明であり、今後このようなことから究明していく必要がある。

参 考 文 献

- 1) 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年報，第20号 B-2，1977，pp. 405-435.
- 2) 橋本晴行・椿東一郎・中山比佐雄：土石流に関する実験的考察，第33回土木学会年次学術講演会概要集2，1978，pp. 574-575.
- 3) 池谷 浩：土石流 (II) —— 土石流対策のための調査 (動態観測を主として) ——，土木技術資料23-7，1981，pp. 46-51.
- 4) Hunt, B.: Asymptotic Solution for Dam-Break Problem, J. of Hydraulics Div. ASCE, Vol. 108, No. HY1, pp. 115-126, 1982.
- 5) Weir, G. J.: Kinematic Wave Theory for Ruapehu Lahars, New Zealand J. of Science, Vol. 25, 1982, pp. 197-203.
- 6) 高橋 保, 吉田 等：土石流の停止・堆積機構に関する研究(1)——勾配急変による堆積——，京都大学防災研究所年報，第22号 B-2，1979，pp. 315-328.