

土 木 研 究 所 資 料

天然ダム決壊による洪水流下の予測に関する 研 究 報 告 書

平成3年7月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © (1991) 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、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

Estimation of Flood Discharge Caused by Landslide Dam Failure

Sabo Division, Sabo Department
Head of Division : Yoshiharu ISHIKAWA
Senior Researcher : Michiya IRASAWA
Yutaka KOIZUMI

Synopsis

Sediment caused by a landslide sometime advances onto a channel and forms a landslide dam. There is a possibility that if the landslide dam is failed due to overflow erosion or other causes, flowing water containing sediment is discharged to cause great damage downstream. Thus, hydrographs to cause great damage downstream sediment outflow caused by a landslide dam failure were prepared by mean of simulation computation and charts to determine the peak discharge of the sediment flow. The time when the discharge needs to get to the peak was determined on the basis of the results of these computation.

KEYWORDS : sabo, landslide dam, landslide dam failure, simulation computation

天然ダム決壊による洪水流下の予測に関する 研究報告書

砂防研究室 室 長 石 川 芳 治

主任研究員 井良沢 道 也

小 泉 豊

要 旨

崩壊によって生じた土砂が河道に達し、天然ダムを形成することがある。この天然ダムが越流侵食等により崩壊すると土砂を含んだ流水が下流に流下し大きな被害を及ぼす危険性がある。そこで天然ダムが決壊する過程についてシミュレーション計算を行い、天然ダム決壊による洪水流のピーク流量を簡易に判定できる図の作成を行った。

キーワード：砂防，天然ダム，決壊，シミュレーション計算

はじめに

地震や豪雨による崩壊等によって生じた土砂が河道を埋塞し天然ダムを形成することがある。天然ダムの形成により、上流側には水が貯留され浸水による災害が発生するとともに、下流側においては天然ダムの決壊により土砂を含んだ流水が流下し大きな災害を及ぼす危険性がある。我が国におけるこの種の災害としては、1889年（明治22年）8月の十津川災害¹⁾、1953年（昭和28年）の有田川災害²⁾、1961年（昭和36年）の大西山崩壊、そして最近では1984年（昭和59年）の長野県西部地震による御岳崩れ³⁾によるものがあげられる。海外においても1933年の中国四川省のミン川で死者 2,423人に及ぶ被害をもたらしたのを始め天然ダムの決壊による災害は多く、その被害は甚大である。

天然ダム上流の浸水の発生時刻、範囲については天然ダムの高さ及び洪水流入量を求めることにより比較的容易に予測することができるが、天然ダム決壊による下流への洪水の予測については天然ダムの規模等多くの要因が関係していると考えられ、正確な推定は容易でない。一方、天然ダム形成後においては住民への警戒避難等の実施など早急な対応が必要である。天然ダムの決壊により生じる災害の軽減あるいは防止のための対策の検討⁴⁾はなされているが、天然ダムの決壊による被害の想定手法については十分でない。そこで天然ダムが決壊する過程についてシミュレーション計算を行い、天然ダム決壊による下流への洪水及び土砂の流出ハイドログラフを作成した。そしてこの計算結果を整理して天然ダム決壊による洪水のピーク流量を簡易に判定できる図を作成した。本報告書はこれらの結果をとりまとめたものである。

目 次

はじめに

1. 天然ダムの形成・破壊による災害対策の流れ	1
2. 天然ダムの決壊シミュレーションの計算条件及び計算手法	3
2.1 計算条件	3
2.2 天然ダムの越流浸食による決壊過程	6
2.2.1 越流浸食による決壊過程	6
2.2.2 各種砂礫輸送形態の発生領域	7
2.3 計算方法の検討	11
2.3.1 計算方法の考え方	11
2.3.2 土石流形成の基礎式	11
2.3.3 河床変動の計算式	14
3. シミュレーションの方法	15
3.1 基礎式の差分化	15
3.1.1 土石流計算式の差分化	15
3.1.2 河床変動計算式の差分化	16
3.1.3 初期条件と境界条件	17
3.2 シミュレーションのプロセス	18
4. 天然ダム決壊によるピーク流量に関する指標の検討	20
4.1 天然ダムの決壊開始時刻の予測	20
4.2 単一指標による天然ダム決壊によるピーク流量の検討	21
4.3 従来の現地調査資料による検討	28
4.4 複合指標も含めたピーク流量の検討	42
5. 天然ダムのピーク流量を予測する簡易予測図の作成	51
6. 天然ダム決壊による洪水の氾濫域の推定	53
7. まとめ	56

1. 天然ダムの形成・破壊による災害対策の流れ

天然ダムの破壊により生じる災害の軽減あるいは防止のための対策の流れ¹⁾を図-1.1に示す。天然が形成されたなら①の直ちにヘリコプターからの調査、現地踏査等により概略調査を行い、警戒・避難及び対策のための検討資料を得ることになる。次の段階(②)で重要なのは、i) 天然ダム形成地点より上流域については湛水に伴う被災予測区域を設定し、湛水位の上昇速度等によっては避難を行う。ii) 天然ダムの破壊について、まず、湛水位の上昇によって越流の発生する日時を推定する。次いで、天然ダムの決壊によるピーク流量等を推定し、下流の被害区域を推定し警戒避難体制を実施することになる。

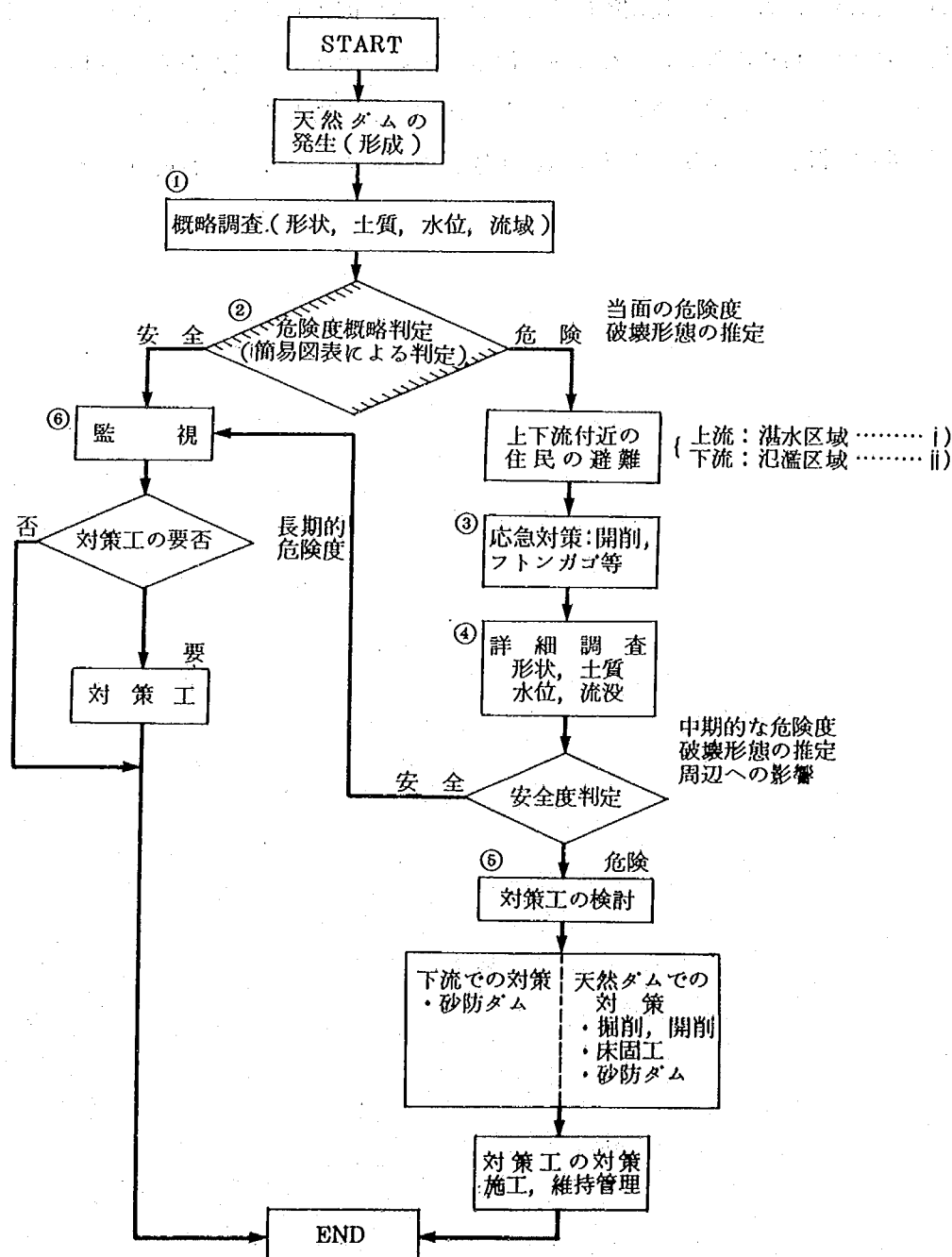


図-1.1 天然ダムの安全度検討と対策フロー¹⁾ (ハッチ部が本検討の対象)

i) については天然ダムの高さで集落の高さが求まれば比較的容易に推定できるが、ii) については天然ダムの形状、勾配、流入流量等によってピーク流量が異なると考えられる。一方、天然ダム形成後には早急な判断が求められることから、ここでは天然ダムの形状等によるピーク流量の大きさをシミュレーション計算により算出し、ピーク流量を簡易に求めることができる簡易図表を作成するものである。こうした危険度の概略判定により危険と判断されれば住民を避難させることになる。一方③の応急対策も実施される。さらに④の詳細調査を実施し、天然ダムの規模、土質、湛水位、流入量及び周辺の地形、地質について、概略調査により精度の高い測量、サンプリング、現位置調査、流出解析等を行う。これらの調査、解析結果をもとに、模型実験、浸透解析、洪水氾濫シミュレーション等により天然ダムの危険度、破壊形態、周辺下流への影響について検討し、⑤の基本的な対策工の要否の判定、工法の具体的検討を行う。さらに概略調査及び詳細調査において、長期的にみて、天然ダムの破壊あるいは、上流域での湛水による被害の発生の危険性のないと判断されると、その後の出水による越流による浸食破壊、湛水域の水位上昇並びに下流法でのパイピングによる破壊の恐れがないか監視することになる。ここではハッチで囲んだ危険度概略判定を簡易図表で判定する手法を天然ダムの決壊シミュレーションにより検討する。

2. 天然ダムの決壊シミュレーション計算の計算条件及び計算手法

天然ダムの決壊過程においては土石流の形成、それによる浸食・堆積過程が含まれる可能性もあるので、掃流のみの河床変動として取り扱うことは適当でないと考えられる。天然ダムの決壊過程に生じ得る土砂の流動形態を考慮し、土石流・土砂流・掃流に対応して計算を行う必要がある。ここでは天然ダムの決壊過程を精度良く再現するために土石流・土砂流・掃流による土砂移動現象を考慮した高橋・匡の方法⁶⁾を用いた。なお過去の天然ダムの決壊原因は越流によるものがほとんどで、パイピングによる決壊はきわめてまれである。このため、本検討においてもパイピングによる決壊は考慮していない。

2.1 計算条件

天然ダムの決壊シミュレーションの計算にあたっては天然ダムの高さ・長さ・上下流の法面勾配、溪床勾配、天然ダム上流への流入量、天然ダム構成土砂の平均粒径を過去に行われた調査⁵⁾を参考にして決め、表-2.1に示すように、条件を変化させて計64ケース行った。計算に用いた64ケースの条件については表-2.2に示す。天然ダムの概念図を図-2.1に示す。なお、計算に必要な土砂の特性に関するパラメーターを表-2.3のように与えた。さらに計算を簡単にするために、次のように仮定した。

表-2.1 計算条件の一覧表

ダムの高さH (m)	20	60	100
堰止め長さL (m)	100	200	500
ダム上下流の法面勾配 1 : n	1 : 2	1 : 4	
渓床勾配 I	1 / 10	3 / 100	1 / 100
単位幅流入量 q_w (m^3/s)	0.1	1.0	
平均粒径 d_m (mm)	0.25	2.5	

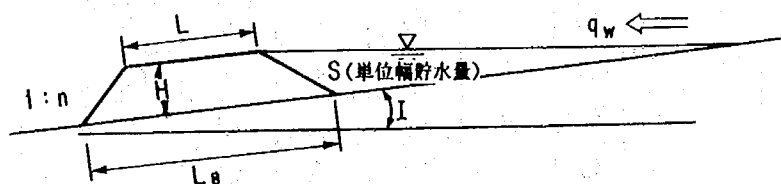


図-2.1 天然ダムの概念図

表-2.3 土砂の特性

土砂の粒径	$d_n = 0.25\text{mm}$	$d_n = 2.5\text{mm}$
土砂空隙率	$\lambda_1 = 0.40$	$\lambda_2 = 0.35$
内部摩擦角	$\phi_1 = 32^\circ$	$\phi_2 = 35^\circ$
堆積土砂濃度	$C_1 = 0.65$	$C_2 = 0.70$
粘着力	$C_1 = 0$	$C_2 = 0$

表-2.2 天然ダム決壊の計算ケース

条件 No.	ダムの高さ H(m)			堰止め長さ L(m)			ダム上下流法 面勾配(1:n)		溪床勾配 I			単位幅 流入流量 q (m ² /s)		平均粒径 dm	
	20	60	100	100	200	500	1:2	1:4	1/10	1/30	1/100	0.1	1.0	0.25	2.5
1	○	×	×	○	×	×	○	×	○	×	×	○	×	○	×
2	○	×	×	○	×	×	○	×	○	×	×	○	×	×	○
3	○	×	×	○	×	×	○	×	○	×	×	×	○	○	×
4	○	×	×	○	×	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○
5	○	×	×	○	×	×	○	×	×	×	○	○	×	○	×
6	○	×	×	○	×	×	○	×	×	×	○	○	×	×	○
7	○	×	×	○	×	×	○	×	×	×	○	×	○	○	×
8	○	×	×	○	×	×	○	×	×	×	○	×	○	×	○
9	○	×	×	○	×	×	×	○	○	×	×	○	×	○	×
10	○	×	×	○	×	×	×	○	○	×	×	○	×	×	○
11	○	×	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×	○	○	×
12	○	×	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×	○	×	○
13	○	×	×	○	×	×	×	○	×	×	○	○	×	○	×
14	○	×	×	○	×	×	×	○	×	×	○	○	×	×	○
15	○	×	×	○	×	×	×	○	×	×	○	×	○	○	×
16	○	×	×	○	×	×	×	○	×	×	○	×	○	×	○
17	×	×	○	×	×	○	×	○	○	×	×	○	×	○	×
18	×	×	○	×	×	○	×	○	○	×	×	○	×	×	○
19	×	×	○	×	×	○	×	○	○	×	×	×	○	○	×
20	×	×	○	×	×	○	×	○	○	×	×	×	○	×	○
21	×	×	○	×	×	○	×	○	×	×	○	○	×	○	×
22	×	×	○	×	×	○	×	○	×	×	○	○	×	×	○
23	×	×	○	×	×	○	×	○	×	×	○	×	○	○	×
24	×	×	○	×	×	○	×	○	×	×	○	×	○	×	○
25	×	×	○	×	×	○	×	○	○	○	×	○	×	○	×
26	×	×	○	×	×	○	×	○	○	○	×	○	×	×	○
27	×	×	○	×	×	○	×	○	○	○	×	×	○	○	×
28	×	×	○	×	×	○	×	○	○	○	×	×	○	×	○
29	×	×	○	×	○	○	×	○	×	×	○	○	×	○	×
30	×	×	○	×	○	○	×	○	×	×	○	○	×	×	○
31	×	×	○	×	○	○	×	○	×	×	○	×	○	○	×
32	×	×	○	×	○	○	×	○	×	×	○	×	○	×	○

表-2.2 (続) 天然ダム決壊の計算ケース

条件 No.	ダムの高さ H(m)			堰止め長さ L(m)			ダム上下流法 面勾配(1:n)		溪床勾配 I			単位流量 q (m ² /s)		平均粒径 dm	
	20	60	100	100	200	500	1:2	1:4	1/10	1/30	1/100	0.1	1.0	0.25	2.5
33	×	○	×	○	×	×	○	×	○	×	×	○	×	○	×
34	×	○	×	○	×	×	○	×	○	×	×	○	×	×	○
35	×	○	×	○	×	×	○	×	○	×	×	×	○	○	×
36	×	○	×	○	×	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○
37	×	○	×	○	×	×	○	×	×	×	○	○	×	○	×
38	×	○	×	○	×	×	○	×	×	×	○	○	×	×	○
39	×	○	×	○	×	×	○	×	×	×	○	×	○	○	×
40	×	○	×	○	×	×	○	×	×	×	○	×	○	×	○
41	×	○	×	○	×	×	×	○	○	×	×	○	×	○	×
42	×	○	×	○	×	×	×	○	○	×	×	○	×	×	○
43	×	○	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×	○	○	×
44	×	○	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×	○	×	○
45	×	○	×	○	×	×	×	○	×	×	○	○	×	○	×
46	×	○	×	○	×	×	×	○	×	×	○	○	×	×	○
47	×	○	×	○	×	×	×	○	×	×	○	×	○	○	×
48	×	○	×	○	×	×	×	○	×	×	○	×	○	×	○
49	×	×	○	×	○	○	×	○	×	×	○	○	×	○	×
50	×	×	○	×	○	○	×	○	×	×	○	○	×	×	○
51	×	×	○	×	○	○	×	○	×	×	○	×	○	○	×
52	×	×	○	×	○	○	×	○	×	×	○	×	○	×	○
53	×	×	○	×	○	○	×	○	×	○	×	○	×	○	×
54	×	×	○	×	○	○	×	○	×	○	×	○	×	×	○
55	×	×	○	×	○	○	×	○	×	○	×	×	○	○	×
56	×	×	○	×	○	○	×	○	×	○	×	×	○	×	○
57	×	○	×	×	×	○	×	○	○	×	×	○	×	○	×
58	×	○	×	×	×	○	×	○	○	×	×	○	×	×	○
59	×	○	×	×	×	○	×	○	○	×	×	×	○	○	×
60	×	○	×	×	×	○	×	○	○	×	×	×	○	×	○
61	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	○	○	×	○	×
62	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	○	○	×	×	○
63	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	○	×	○	○	×
64	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	○	×	○	×	○

- (1) 初期条件：・天然ダムの堤体上流の貯水（ここでは天然ダム湖とよぶ）は満水である。
 ・堤体は完全に飽和されている。
 ・堤体下流には水流がない。
- (2) 境界条件：・上流からの流入量 q_w は一定である。
- (3) 河床は固定床で、堤体からの浸透水は無視する。

2.2 天然ダムの越流浸食による決壊過程

2.2.1 越流浸食による決壊過程

図-2.2に示しているように、越流が開始した初期段階では、越流状態は完全越流を維持するが、ダムの下流側法面が急勾配であるため、法面の上で射流（図-2.2②）が生じ、下流側法面と河床の勾配変化点付近で跳水（図-2.2③）が起こるものと予想される。このような水理条件と流路条件により、ダムの浸食機構と土砂の輸送形態が場所的に異なってくる。

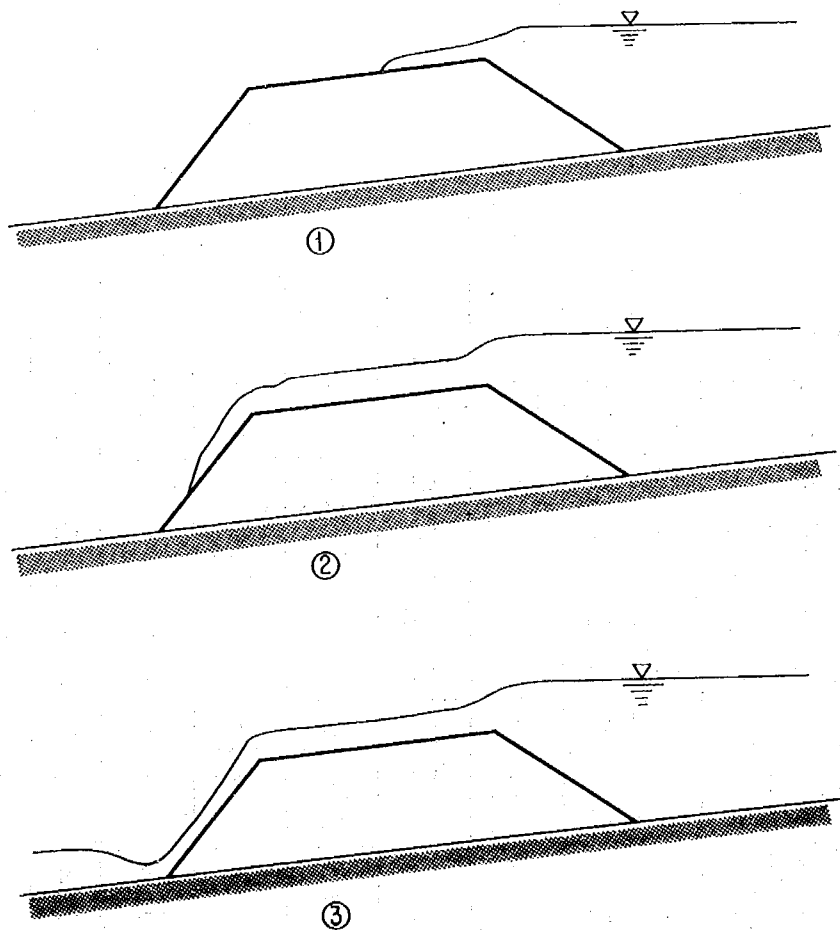


図-2.2 越流の流況

高橋・匡の研究⁶⁾によると、越流浸食が始まった際、越流開始時は土砂濃度が非常に低いため、清水流とあまり変わらないが、下流へ流れていくとともに浸食によって土砂濃度が増加していき、清水流から掃流あるいは層流状集合流動（土砂流）へ移行する。さらに、堤体の下流側法面勾配が土石流形成に必要な

値より急であり、かつ、法長が十分に長ければ、土石流形態となる。また、法面の長さが十分でない場合は、法面上で、土石流が形成されないこともある。浸食機構の場所的变化は、堤頂の越流開始部では、清水による浸食、堤頂中・下部では掃流あるいは土石流による浸食、下流側法面の上部では、土砂流、流下部では土石流による浸食となり、下流側法面から流下した土石流は勾配変化点付近で堆積すると考えられる。浸食速度の時間的变化からみると、堤体が既に飽和されていることから、初期には流れの土砂濃度が比較的低いし、図-2.3の①が示しているように堤体表面の勾配も急であるため、浸食速度が比較的速いが、時間の経過とともに堤体表面勾配が図-2.3の②、③のように緩くなっていき、浸食速度がだんだん遅くなる。

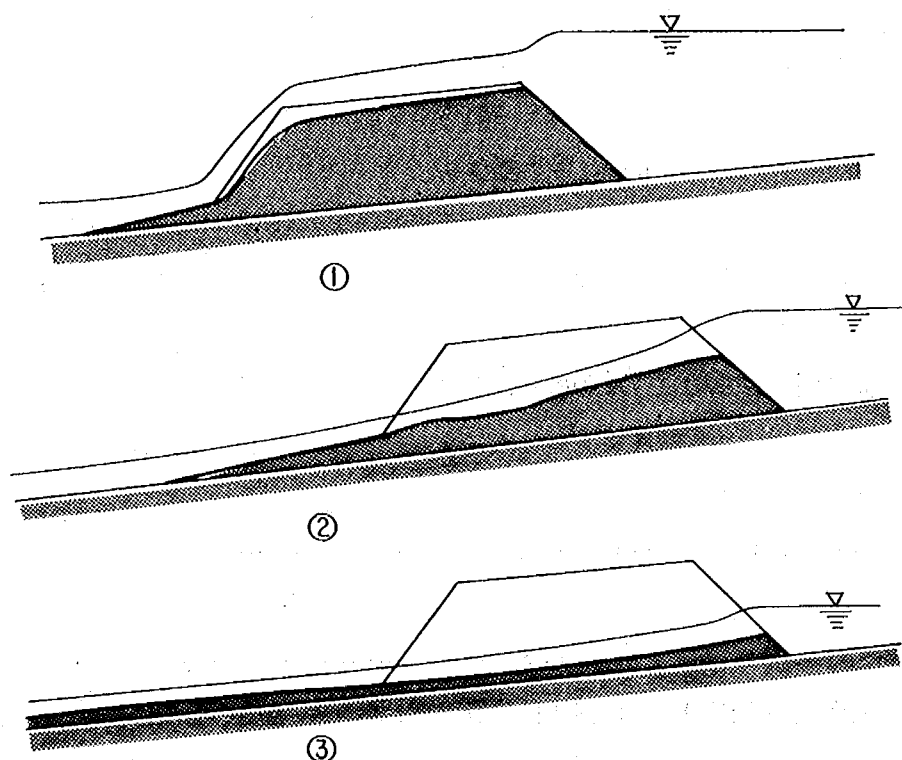


図-2.3 天然ダムの決壊過程模式図

2.2.2 各種砂礫輸送形態の発生領域

前に述べたように越流浸食による天然ダムの決壊過程では、流砂形態及び浸食機構は場所的、時間的に変化するものである。ここでは、各流砂形態の発生条件（発生領域）を明らかにする必要がある。

流砂形態の区分に関しては、高橋⁷⁾、芦田・道上⁸⁾らの研究がある。流砂形態は主に河床勾配、流量あるいは相対水深、粒径等に支配されており、次のように分類することができる。

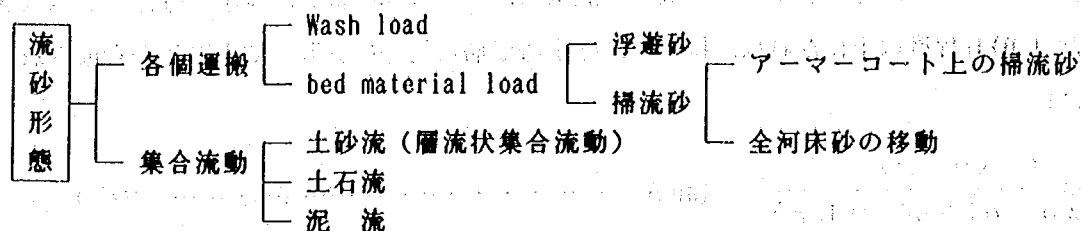


図-2.4 流砂形態

各個運搬と集合運搬の違いは、各個運搬では粒子に作用する抗力や揚力等の流体力が粒子運動の原因となっているのに対して、集合運搬では、表面流及び浸透流の水の重量と砂礫層の重量とに基づく流下方向の作用力が、砂礫層の流下方向への移動に対する抵抗力を上回って粒子が運動する。

表面流の流体力によって河床砂礫が移動を開始する限界掃流力については既に次のような一様粒径を対象とする式が提示されている⁹⁾。

$$\frac{\rho u_c^2}{(\sigma - \rho)gd} = 0.034 \cos \theta \left[\tan \phi - \frac{\sigma}{\sigma - \rho} \tan \theta \right] \times 10^{0.23(d/h_c)} \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに、 u_c ：砂礫の掃流限界摩擦速度、 ρ ：水の密度、 σ ：砂礫の密度、 g ：重力加速度、 d ：粒径、 θ ：河床勾配、 ϕ ：砂礫の摩擦角、 h_c ：移動限界における表面流水深である。

普通、勾配が急になれば砂礫に作用する重力効果によって砂礫は移動しやすくなるのではないかと考えられるが、式(2.1)は勾配が急になると無次元移動限界掃流力が逆に増加することを示している。これは勾配が急な浅い流れでは、流水に対する抵抗が緩勾配のものよりも大きくなっているからである。

集合流動の発生限界は図-2.5のような砂礫層における作用せん断力と抵抗力の平衡条件を考察することによって求められる。作用せん断力 τ は

$$\tau = g \sin \theta [(\sigma - \rho)(c_s a + c_b h_b) + \rho(a + h)] \dots\dots\dots (2.2)$$

であり、抵抗力は

$$\tau_R = g \cos \theta (\sigma - \rho)(c_s a + c_b h_b) \tan \phi \dots\dots\dots (2.3)$$

である。ここに、 h ：表面流の水深、 h_b ：は掃流砂移動層厚、 c_b ： h_b 層内の掃流砂濃度、 c_s ：静止砂礫層の粒子容積濃度、 τ ：作用せん断力、 τ_R ：せん断抵抗力、 D ：堆積層の厚さ、 a ：不安定砂礫層の厚さである。

不安定層厚さ a が砂礫粒径よりも大きいとき、集合流動が発生するから、式(2.2)と式(2.3)よりその条件式は

$$\tan \theta \geq \frac{(c_s + c_b h_b/d)(\sigma - \rho)}{(c_s + c_b h_b/d)(\sigma - \rho) + \rho(1 + h/d)} \tan \phi \dots\dots\dots (2.4)$$

となる。

式(2.2)及び式(2.3)によれば、 θ が大きくなるほど、一定の h に対して a 内に存在していた粒子は移動を開始して、 h 内のある高さにわたって分散して流動し、 a が大きいほど、粒子の分散厚さは大きくなり、 a が $(0.7 \sim 1.0)h$ 程度以上になれば、粒子がほぼ全流動層に均等に分散して土石流が形成される。すなわち、土石流は

$$\tan \theta \geq \frac{c_s(\sigma - \rho)}{c_s(\sigma - \rho) + \rho(1 + 1/\kappa)} \tan \phi \dots\dots\dots (2.5)$$

が満足されるとき発生する($\kappa = 0.7 \sim 1.0$)。

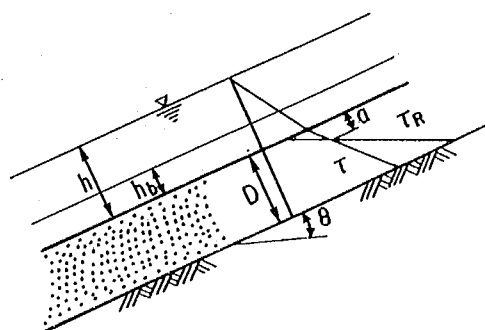


図-2.5 砂礫層における力のつりあい

浸透流によって砂礫層に崩壊が発生する条件は

$$\tan \theta \geq \frac{c \cdot (\sigma - \rho)}{c \cdot (\sigma - \rho) + \rho} \tan \phi \quad \dots \dots \dots (2.6)$$

となる。また、堆積層が存在し得なくなる限界を示す条件式は

$$\theta \geq \phi \quad \dots \dots \dots (2.7)$$

である。非粘着性砂礫の移動形態の領域区分図が上述した各条件式より図-2.6のように与えられる。但し、図中の境界線は $c = 0.7$, $\sigma = 2.65 \text{g/cm}^3$, $\rho = 1.0 \text{g/cm}^3$, $\kappa = 0.7$, $\tan \phi = 0.8$ として計算されている。

図-2.6の中には、芦田・道上⁸⁾による河床形態の領域区分が示されており、遷移河床及びアップーレジームに対する実験には掃流領域と層流状集合流動の領域が含まれていることを示唆している。

従来の土石流発生地点の勾配に関する統計¹¹⁾より、大部分の土石流は勾配 $14^\circ \sim 30^\circ$ のところで発生している。また、土石流発生限界勾配が約 14° であることは高橋⁷⁾によって理論的に裏付けられた。

本計算に与えられた条件より、図-2.1に示している天然ダム形状に関するパラメーターは表-2.3のとおりである。図中には ϕ_d , ϕ_u がそれぞれ堤体の下流側法面勾配、上流側法面勾配であり、 L_B , L_s が堤底長と下流側法長である。

表-2.3の示しているように堤体の下流側法面勾配 ϕ_d は $14.6^\circ \sim 31.0^\circ$ で、いずれも土石流発生の限界勾配より大きいことから、水理条件さえ満足すれば、越流によって堤体下流側法面で土石流が発生すると予想される。また、土石流の停止・堆積勾配は普通 4° 以上であるが、河床勾配 $I = 1/10 (\theta = 5.7^\circ)$ の場合、水理条件と粒径より、堤体下流側法面で形成された土石流がその流砂形態を維持して下流へ流れていくものがあると考えられる。しかし、全体の流砂形態の変化過程としては、清水流→土砂流→土石流→清水流のようなプロセスとなるといえよう。

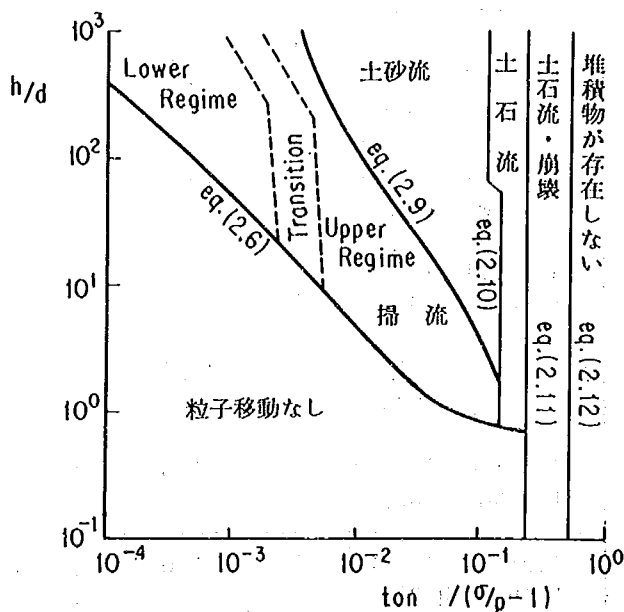


図-2.6 各種流砂形態の発生領域区分図

表-2.3 天然ダム形状に関するパラメーター

パラメーター	下流側法面勾配 $\phi_s = \arctan$ $(1/n + 1)$	上流側法面勾配 $\phi_u = \arctan$ $(1/n - 1)$	堤底長 $L_s = L + 2nH$	下流側法長 $L_s = H(1 + n^2)^{1/2}$
1:n=1:4, l=1/100 L=100m, H=20m	14.6	13.6	260.0m	82.5m
1:n=1:4, l=1/100 L=100m, H=60m	14.6	13.6	580.0m	247.4m
1:n=1:4, l=1/100 L=500m, H=20m	14.6	13.6	660.0m	82.5m
1:n=1:4, l=1/100 L=500m, H=60m	14.6	13.6	980.0m	247.4m
1:n=1:4, l=1/10 L=100m, H=20m	19.3	8.5	260.0m	82.5m
1:n=1:4, l=1/10 L=100m, H=60m	19.3	8.5	580.0m	247.4m
1:n=1:4, l=1/10 L=500m, H=20m	19.3	8.5	660.0m	82.5m
1:n=1:4, l=1/10 L=500m, H=60m	19.3	8.5	980.0m	247.4m
1:n=1:2, l=1/100 L=100m, H=20m	27.0	26.1	180.0m	44.7m
1:n=1:2, l=1/100 L=100m, H=60m	27.0	26.1	340.0m	134.2m
1:n=1:2, l=1/100 L=500m, H=20m	27.0	26.1	580.0m	44.7m
1:n=1:2, l=1/100 L=500m, H=60m	27.0	26.1	740.0m	134.2m
1:n=1:2, l=1/10 L=100m, H=20m	31.0	21.8	180.0m	44.7m
1:n=1:2, l=1/10 L=100m, H=60m	31.0	21.8	340.0m	134.2m
1:n=1:2, l=1/10 L=500m, H=20m	31.0	21.8	580.0m	44.7m
1:n=1:2, l=1/10 L=500m, H=60m	31.0	21.8	740.0m	134.2m

2.3 計算方法の検討

2.3.1 計算方法の考え方

2.2では、天然ダムの越流浸食による決壊過程を検討し、その決壊過程における流砂形態の変化及び各流砂形態の発生限界条件について述べた。天然ダムの決壊過程においては土石流の形成、それによる浸食・堆積過程が含まれる可能性もあるので、一般の河床変動として取り扱うことはできないものと考えられる。したがって、土石流の発生過程及びその浸食・堆積過程を含んだ河床変動現象を再現できるシミュレーションを開発する必要がある。

ここでは、土石流の形成条件を満足する区間においては、高橋・匡⁶⁾の変勾配溪床での土石流形成理論を、その他の部

分においては、河床変動の一次元解析法を用いて、すべての流砂形態に対応できる一次元河床変動数値計算法を提案する。

表-2.3及び式(2.5)より、土石流発生の限界条件はそれぞれ

$$\theta_{c1} \geq 11^\circ, \quad (d_m = 0.25\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

$$\theta_{c2} \geq 12.7^\circ, \quad (d_m = 2.5\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

となる。また、表-2.3に示している ϕ_s の値と式(2.8)式(2.9)とをそれぞれ比較すれば、いずれも土石流発生の限界条件を満足しているので、どのケースも堤体の下流側法面で土石流が発生する可能性があるものと考えられる。

図-2.7(a)に示すように、越流開始後の初期においては、BCの間では、清水流あるいは掃流、CDの間では、土砂流(層流状集合流動)あるいは土石流が発生するものと考えられる。浸食の進行とともに、堤体は図-2.7(b)のような形状になり、土石流として計算される区間が変動し、ついに図-2.7(c)のような状態になって、堤体のどこも式(2.8)あるいは式(2.9)を満足できなくなり、この時点から堤体を含んだ全計算区間では掃流による河床変動として計算できるものと考えられる。

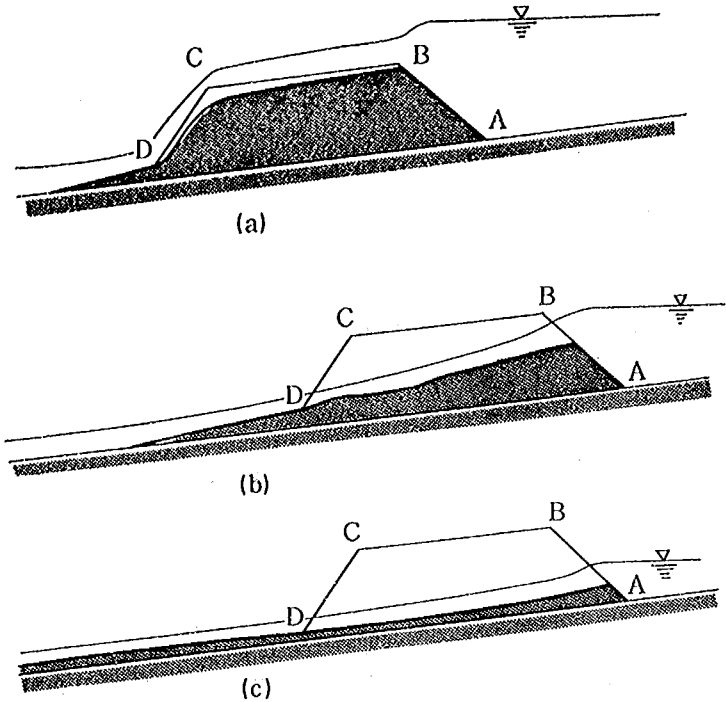


図-2.7 天然ダムの決壊過程模式図

2.3.2 土石流形成の基礎式

(1) 土石流の流量計算の基礎式

高橋・匡⁶⁾の研究より、式(2.8)あるいは式(2.9)を満足するような急勾配河床では、運動式に関

してはKinematic Wave近似を取ることができる。したがって、流量計算式は

$$q = CR^p h \sin^{1/2} \theta \dots\dots\dots (2.10)$$

となる。ただし、 q : 単位幅流量, C : 係数, R : 径深, p : 定数, h : 流動深, θ : 河床勾配 (天然ダムの部分では、堤体表面を河床とする) である。上式の C と p はそれぞれ次のように使い分けている。

① 清水流と掃流 ($C_L \leq 0.02$) の場合 :

$$C = R^{1/6} / n_r, \quad p = 1/2$$

② 掃流状集合流動 ($0.02 < C_L < 0.4 C_L$) の場合 :

$$C = 0.7 g^{1/2} h / (d_m R), \quad p = 3/2$$

③ 土石流 ($C_L > 0.4 C_L, h/d_m < 30$) の場合 :

$$C = \frac{2}{5 d_m} \left[\frac{g}{0.02} \left\{ C_L + (1 + C_L) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \right]^{1/2}$$

$$\left\{ \left[\frac{C \cdot DL}{C_L} \right]^{1/3} - 1 \right\}, \quad p = 3/2$$

また、 $h/d_m \geq 30$ の場合、粒子の衝突効果と乱流混合効果の両方が重要となり、近似的に、マンニングの抵抗則を用いてもいい¹¹⁾。

ここに、 n_r : 河床粗度, C_L : 流動中の粗粒成分の全容積中の割合, d_m : 代表粒径, ρ_m : 細粒子を含んだ水流の見かけ密度 $\{= C_F (\sigma - \rho) + \rho\}$, C_F : 流動中の細粒子の容積濃度, $C \cdot DL$: 流動物が停止して堆積する際には粗粒成分によってその構造が決定されるものと考えたときの容積濃度である。また、 p , C は流れの運動方程式における摩擦勾配を $q^2 / (C^2 h^2 R^{2p})$ としたときの p 及び C である。

(2) 流動層全体の連続式 :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial X} = i \left\{ c \cdot + (1 - c \cdot) s \right\} \dots\dots\dots (2.11)$$

ただし、 i : 浸食・堆積速度 ($i > 0$: 浸食, $i < 0$: 堆積), s : 堆積層の飽和度である。

(3) 固体粒子成分の連続式 :

$$\frac{\partial V_L}{\partial t} + \frac{\partial (q C_L)}{\partial X} = \begin{cases} i C \cdot L ; i \geq 0 \\ i C \cdot DL ; i < 0 \end{cases} \dots\dots\dots (2.12)$$

$$\frac{\partial V_F}{\partial t} + \frac{\partial \{q (1 - C_L) C_F\}}{\partial X} = \begin{cases} i C \cdot F ; i \geq 0 \\ i (1 - C \cdot DL) C_F ; i < 0 \end{cases} \dots\dots\dots (2.13)$$

ただし、 V_L ・ V_F 高さ h の流動層の柱の中に含まれる粗粒・細粒成分の体積, C_F : 細粒成分が水と細粒成分とを加えた容積中に占める割合 $\{= V_F / (h - V_L)\}$, C_L : 流動中の粗粒成分の全容積中の割合, $C \cdot DL, C \cdot F$: 堆積層中の粗粒・細粒成分の容積濃度である。

(4) 浸食と堆積速度：非飽和の場合は式(2.14)を、完全飽和の場合は式(2.15)を使う。

$$\frac{i}{\sqrt{g h}} = K (\sin \theta)^{3/2} \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho_m}{\rho_m} C_L \left[\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right] \right\} \left[\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right] \left[C_{T\infty} - C_L \right] \frac{h}{d_m}, \quad K = 0.06 \dots \dots \dots (2.14)$$

$$i = \alpha \frac{C_{T\infty}}{C_{\infty} - C_{T\infty}} \left\{ 1 - \frac{C_L \rho_m}{C_{L\infty} \rho} \frac{\tan \phi - (C_T / C_{T\infty})(C_{L\infty} / C_L)(\rho / \rho_m) \tan \theta}{\tan \phi - \tan \theta} \right\} \frac{q}{d_m}$$

$$\alpha = 0.0007 \quad (\text{飽和浸食}) \dots \dots \dots (2.15)$$

である。また、堤体下流部では堆積が生ずるものと思われ、堆積速度は土石流として流下してくる場合と掃流状集合流動として流下してくる場合のそれぞれに対して、

$$i = \beta \frac{C_{L\infty} - C_L}{C_{\infty} \cdot DL} \frac{q}{d_m} \dots \dots \dots (2.16)$$

$$i = \beta \frac{C_{sL\infty} - C_L}{C_{\infty} \cdot DL} \frac{q}{d_m} \dots \dots \dots (2.17)$$

で計算するが $C_{L\infty} < C_{sL\infty}$ の場合、式(2.16)を、逆の場合、式(2.17)を使う。ただし、 K ：定数、 ϕ ：粒子の内部摩擦角、 θ ：河床勾配、 $C_{L\infty}$ ・ $C_{sL\infty}$ ：それぞれ土石流と掃流状集合流動における粗粒成分の平衡濃度、 $C_{T\infty}$ ：粗細粒成分全体の平衡濃度である。

(5) 平衡濃度：

$$C_{T\infty} = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \dots \dots \dots (2.18)$$

$$C_{L\infty} = \frac{\rho_m \tan \theta}{(\sigma - \rho_m)(\tan \phi - \tan \theta)} \dots \dots \dots (2.19)$$

$$C_{sL\infty} = \frac{2.66 C_{L\infty}^2}{(0.23 + 0.65 \tan \theta)} \left\{ 1 - \frac{0.05(\sigma / \rho_m - 1)}{\sin \theta} \frac{d_m}{h} \right\}^2 \dots \dots \dots (2.20)$$

(6) 堤体或は堆積層の厚さ Z の変化：

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + i = 0 \dots \dots \dots (2.21)$$

2.3.3 河床変動の計算式

河床変動は二断面間の流砂量の不均衡によって生じる現象である。このような流砂量の不均衡は、上・下流の境界条件の変化や流れの掃流力の変化によって発生するので、ある境界条件のもとで流水と流砂に関する方程式を連立して解く必要がある。

一般に河床変動の変化速度は、流水の時間的变化より遅いので、流水に関する方程式では時間に関する項が省略され、流砂に関する方程式においてのみ時間に関する項が考慮される。

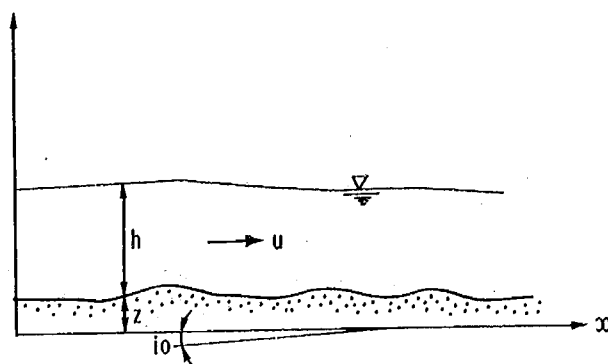


図-2.8 河床変動の計算に用いる模式図

(1) 流れの運動方程式と連続式：図-2・8を参照すると、次のように表される。

$$u \frac{\partial u}{\partial t} + g \frac{\partial h}{\partial X} + g \frac{\partial Z}{\partial X} = i_0 - i. \quad (2.22)$$

$$\frac{\partial (hu)}{\partial X} = 0 \quad (2.23)$$

ただし、 u ：断面平均流速、 X ：流下距離、 Z ：基準面からの河床高、 i_0 ：エネルギー勾配である。

式(2.24)中のエネルギー勾配 i はマンニングの粗度係数を用いて次のように算出される。

$$i = \frac{n_r^2 u^2}{R^{4/3}} \quad (2.24)$$

一般に浮遊砂の卓越するような河川では、小規模河床形態（河床波）の形態が流量によって異なり、粗度も大きく変化すると思われるが、ここでは、大規模河床変動を対象としているし、流砂形態もほぼ均一粒径の掃流として考えていることから、粗度係数は一定値を取るものと考えられる。

(2) 流砂量式：簡単のため、一様粒径として考えて、Brownの式を用いることにする。

$$\frac{q_B}{u \cdot d_m} = 10 \left\{ u_*'^2 / [(\sigma/\rho - 1) g d_m] \right\} \quad (2.25)$$

ただし、 q_B ：単位幅の全掃流砂量、 u_*' ：摩擦速度である。

(3) 流砂の連続式：

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial q_B}{\partial X} = 0 \quad (2.26)$$

上述した諸式を使って天然ダムの越流浸食による決壊過程および河床変動を計算することができる。

3. シミュレーションの方法

3.1 基礎式の差分化

3.1.1 土石流計算式の差分化

2.3.2における土石流の計算式は混合粒径を対象として与えられたものである。本計算においては、一様粒径として考えていることから、浮遊砂濃度 C_F が0となり、 $\rho_m = C_F(\sigma - \rho) + \rho = \rho$ となるので、式(2.19)の $C_L \infty$ は式(2.18)の $C_T \infty$ と同じものである。また、固体粒子成分の連続式は式(2.12)だけを使う。なお、堤体が完全に飽和されていると仮定しているから、浸食速度を計算する時、飽和浸食の式(2.17)のみを使うことになる。

流下距離間隔は ΔX で、時間間隔は Δt で表すとすると、各流動式の差分表示が以下のようである。

(1) 掃流状集合流動：

$$q_i^{n+1} = 0.7 \frac{1}{d_m} (h_i^n)^2 ((\sin \theta)^n R_i^n g)^{1/2} \dots\dots\dots (3.1)$$

(2) 土石流 ($h/d_m < 30$)：

$$q_i^{n+1} = \frac{2}{5 d_m} \left[\frac{g (\sin \theta)^n}{0.02} \left\{ C_{Li}^n + (1 - C_{Li}^n) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left[\frac{1}{C_{Li}^n} \right]^{1/3} - 1 \right\} (h_i^n)^2 (R_i^n)^{1/2} \dots\dots\dots (3.2)$$

(3) 土石流 ($h/d_m \geq 30$)：

$$q_i^{n+1} = \frac{1}{n_r} h_i^n (R_i^n)^{3/2} (\sin \theta^n)^{1/2} \dots\dots\dots (3.3)$$

土石流発生限界条件を満足した所では、清水と掃流の場合も式(3.3)を用いる。ただし、上添字 n は時間ステップを、下添字 i は距離ステップを意味している。

(4) 流動層における全体積の連続式の差分表示は

$$h_i^{n+1} = h_i^n + \{ (i_i^n - (q_i^n - q_i^{n+1}) / \Delta X) \Delta t \} \dots\dots\dots (3.4)$$

(5) 固体分の体積連続式の差分表示

$$V_L^{n+1} = V_L^n - (q_i^n C_{Li}^n - q_i^{n+1} C_{Li}^{n+1}) \frac{\Delta t}{\Delta X} \\ + \{ i_i^n C_{Li} \Delta t ; i \geq 0 \\ + \{ i_i^n C_{bL} \Delta t ; i < 0 \} \dots\dots\dots (3.5)$$

(6) 土砂濃度計算式の差分表示

$$C_L^{n+1} = V_L^{n+1} / h_i^{n+1} \dots\dots\dots (3.6)$$

(7) 堆積層厚の差分表示

$$Z_i^{n+1} = Z_i^n - i_i^n \Delta t \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

(8) 河床勾配の差分表示

$$\theta_i^n = \arctan(I) + \arctan \{ (Z_{i+1}^n - Z_{i-1}^n) / 2 \Delta X \} \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

(9) 浸食・堆積速度の差分表示

堆積層が完全飽和の場合、浸食速度は式(2.17)で計算されるが、一様粒径に対しては、 $\rho_m = \rho$, $C_T = C_L$. $C_T \infty$ を式(2.17)に代入すると、その差分表示は

$$i_i^{n+1} = \alpha \frac{C_L \infty_i^n - C_{Li}^n}{C_{\infty} - C_{Li} \infty_i^n} \frac{q_i^n}{d_m} \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

となる。堆積速度は

$$i_i^{n+1} = \beta \frac{C_L \infty_i^n - C_{Li}^n}{C_{DL}} \frac{q_i^n}{d_m} \quad \dots\dots\dots (3.10)$$

である。また、 $C_L \infty_i^n$ は

$$C_L \infty_i^{n+1} = \frac{\rho (\tan \theta)_i^n}{(\sigma - \rho) \{ \tan \phi - (\tan \theta)_i^n \}} \quad \dots\dots\dots (3.11)$$

で求められる。

3.1.2 河床変動計算式の差分化

(1) ΔX , Δt のとり方:

河床変動は2.3.3で述べた諸式を差分化して、逐次計算を進めていけば、原理的には求まるが、差分化の解法において、一致性、収束性及び安定性が考慮されなければならない。特に、安定性が満足されないと、差分式の解は、発散してしまって、計算不能となる。

数値計算の安定条件としては、 ΔX , Δt の拘束条件は Courant-Friedrichs-Lewy条件を考慮して、次のようになる。

$$0 \leq \Delta t / \Delta X \leq \min \{ |C_z|^{-1}, |C_{ib}|^{-1} \} \quad \dots\dots\dots (3.12)$$

ここに、 C_z , C_{ib} :それぞれ、河床高の擾乱の伝播速度と河床砂の粒径分布の変動の伝播速度である。一様粒径の場合、河床砂の粒径分布の変動がないものと考えられるので、 $\Delta t / \Delta X$ は $|C_H|^{-1}$ だけに拘束されることになる。 C_H は

$$C_z = \left[\frac{dX}{dt} \right]_z = - \frac{1}{(1-\lambda)(1-F_r^2)} \frac{\alpha q_B}{\alpha h} \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

で求められる。ここに、 F_r はフルード数で、 $F_r = u / \sqrt{g h}$ である。また、式(3.13)で、 $\alpha q_B / \alpha h < 0$ なので、 $F_r < 1$ のとき、常流で、擾乱は下流に伝播し、 $F_r > 1$ すなわち射流の場合、上流に伝播する。前者の差分スキームのとり方は距離に関して後退差分、時間に関して前進差分とし、後者は距離、時間の両者に関しても前進差分としなければならない。

(2) 差分式：河床変動を計算するには、式(2.22)と式(2.23)に基づいて流動深と平均摩擦速度を計算し、それより式(2.25)で各地点の流砂量を計算する。さらに式(2.26)で河床変動を計算するが、式(2.26)の差分式は次のようになる。

$$F_r < 1 : \frac{Z_i^n - Z_{i-1}^n}{\Delta t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{q_{B1}^n - q_{B1}^{n-1}}{\Delta X} = 0 \dots\dots\dots (3.14)$$

$$F_r > 1 : \frac{Z_i^n - Z_i^{n-1}}{\Delta t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{q_{B1}^{n-1} - q_{B1}^n}{\Delta X} = 0 \dots\dots\dots (3.15)$$

3.1.3 初期条件と境界条件

2.1で述べたように、本計算の初期条件は、①天然ダムの上流貯水が満杯になっていることと②天然ダムの堤体が水に完全飽和されていること及び、③堤体部分とその下流には流れが存在しないことである。つまり、計算においては0時刻と各地点の流量と流動深が0であり、式で表すと

$$\begin{aligned} q^0(I) &= 0.0 \\ h^0(I) &= 0.0 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

となる。

簡単にするため、計算は、図-3.1に示しているような堤体上流端の最大厚さ(H_{max})地点からスタートすることになる。しかしながら、堤体の浸食に伴って堤体上流端の最大厚さ位置が図-3.2のように変化するし、最大厚さ H_{max} も小さくなっていくものと思われる。

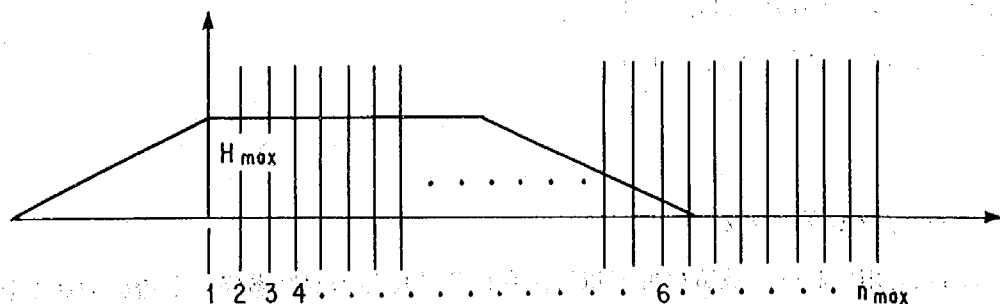


図-3.1 概念図

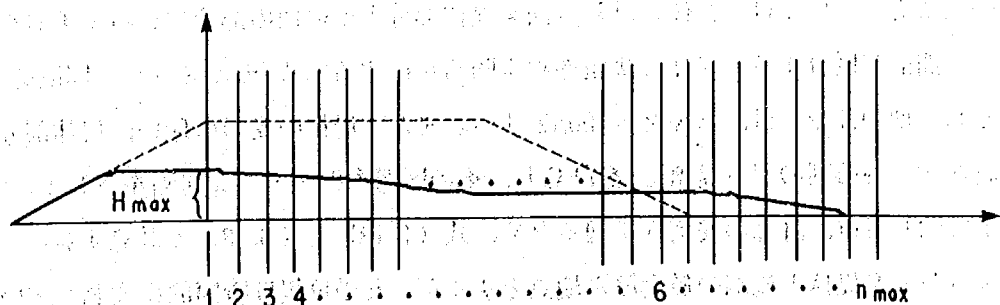


図-3.2 概念図

上流端の境界条件としては始点にメッシュの流量は上流からの流入量 q_1 に堤体低下による貯水量の減少分を加えたものと考えられる。

仮に $n-1$ 時点から n 時点までの Δt 時間内に堤体上流端の最大厚さが $H_{\max}^{n-1}$ から $H_{\max}^n$ に減少し、 ΔS の貯水量が流出したとすれば、始点メッシュの流量は

$$q_w^n(1) = q_{w0} + q_{w1}^n \dots\dots\dots (3.17)$$

になる。

しかし、 q_{w1}^n は n 時点の貯水量の減少による流出流量 ($=\Delta S/\Delta t$) である。図-3.2を参照すると

$$\begin{aligned} \Delta S &= \frac{1}{2} \left(\frac{H_{\max}^{n-1}}{\sin \theta_0} + \frac{H_{\max}^n}{\sin \theta_0} \right) \frac{(H_{\max}^{n-1} - H_{\max}^n) \sin \phi_u}{\sin \theta_0} \\ &= \frac{1}{2} \frac{(H_{\max}^{n-1})^2 - (H_{\max}^n)^2}{\sin^2 \theta_0} \sin \phi_u \dots\dots\dots (3.18) \end{aligned}$$

が求められる。したがって、式 (3.17) は

$$q_w^n(1) = q_{w0} + \frac{1}{2\Delta t} \frac{(H_{\max}^{n-1})^2 - (H_{\max}^n)^2}{\sin^2 \theta_0} \sin \phi_u \dots\dots\dots (3.19)$$

のようになる。しかし、 θ_0 は河床勾配 ($=\arctan(1)$) である。

また、計算の最大メッシュ数は $I_{\max}$ とすれば、下流における境界条件は

$$\left. \begin{aligned} h^n(I_{\max}) &= h^n(I_{\max}-1) \\ u^n(I_{\max}) &= u^n(I_{\max}-1) \\ q_B^n(I_{\max}) &= q_B^n(I_{\max}-1) \\ Z^n(I_{\max}) &= Z^n(I_{\max}-1) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.20)$$

となる。

3.2 シミュレーションのプロセス

前述のような諸式を用いれば、数値解析で越流浸食による堤体の変形過程、下流の河床変動、形成される流れの流量、土砂濃度、流砂量等が求められるが、実際の解析においては、まだ多少の工夫が必要である。

まず、 ΔX の決め方については、全体の計算区間を堤体部分とその他の部分に分けてそれぞれ ΔX_1 と ΔX_2 のメッシュ間隔で区分する。堤体の決壊過程を明らかにするため、そのメッシュ間隔を $\Delta X_1 = 10\text{m}$ と比較的細かくし、他の部分では、 $\Delta X_2 = 100\text{m}$ とする。また、堤体の変形に伴い、堤体部分が長くなっていくと思われるが、各時刻のダム堤頂 L_B を計算し、その区間内のメッシュ間隔を ΔX_1 とする。

時間間隔 Δt に関しては、計算の安定性を図るため、式 (3.12) と (3.13) で計算する。

計算の始点メッシュを堤体上流端の最大厚さ地点とするが、その位置は時間的に変動しているの、任意のメッシュ i の位置も変動している。したがって、各時刻に新たなメッシュ配分をする必要がある。

式(2.7)を用いて土石流形成の計算モデルと河床変動の計算モデルとの適用区間をそれぞれ求め、土石流の形成区間においては、さらに各流砂形態を判別し、それぞれ、清水流、土砂流、層流状集合流動、土石流の流動式をもって流量計算する。両区間の接続地点では、連続条件を用いて計算を接続させる。

計算のプロセスは図-3.3のとおりである。

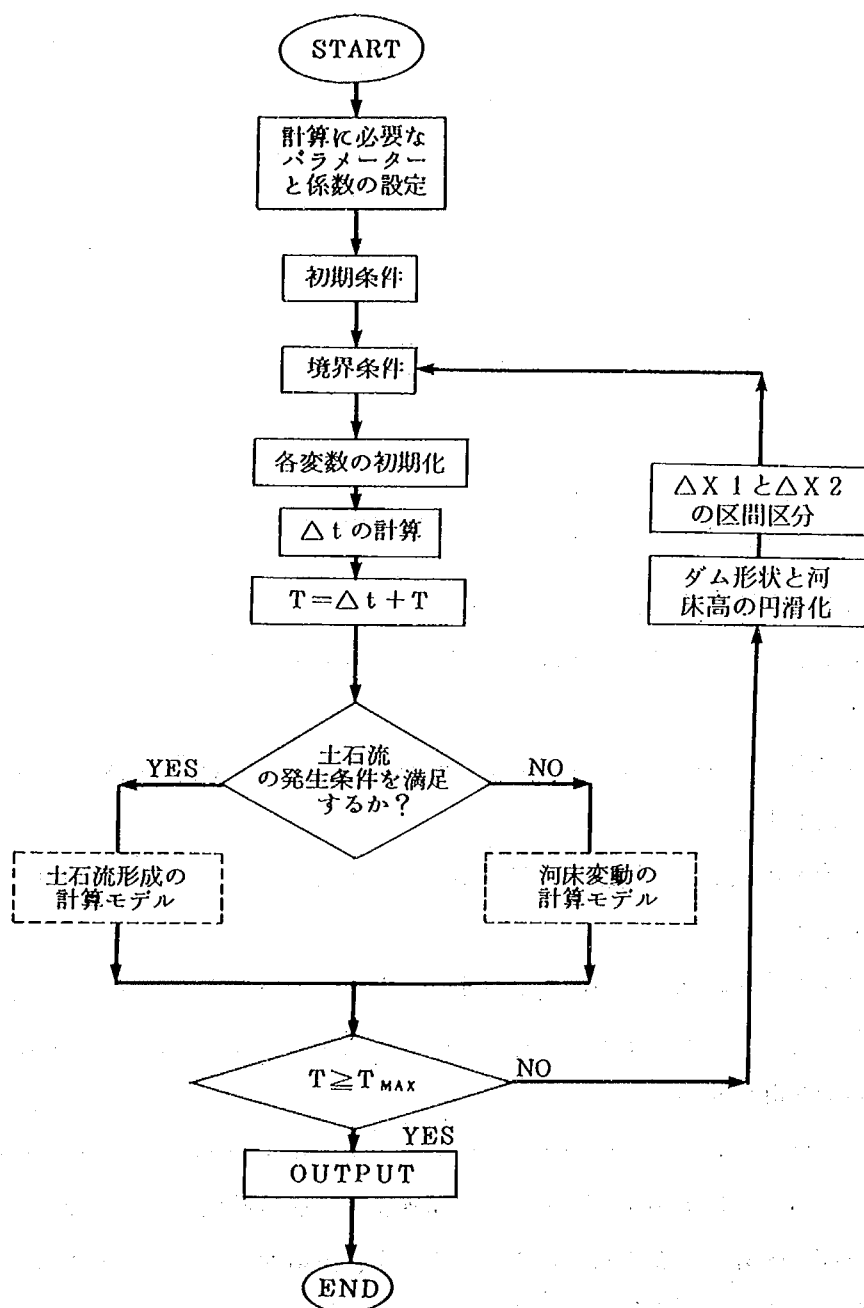


図-3.3 計算のプロセス

4. 天然ダム決壊によるピーク流量に関する指標の検討

4.1 天然ダムの決壊開始時刻の予測

前述したように従来の調査⁵⁾によれば大部分の天然ダムは越流浸食によって決壊したものであり、満水する以前に決壊している例は殆どない。したがって、ここでは満水になる時刻を決壊開始時刻とする。天然ダムが形成された後、上流からの流入による貯水が始まり、天然ダム湖が形成される。天然ダム湖が満水になる時間までの必要時間を T_1 として、堤体への浸透水を無視できるとすると、 T_1 は図-1に示す天然ダム湖の貯水断面積 S を流入量 q_w で割った値となる。当然ながら天然ダムの規模が大きく流入量が少ない(流域面積が小さい)場合には決壊までの時間が長くなることになる。図-1より、天然ダム湖の単位幅貯水量(S)は

$$S = \frac{1}{2} H^2 \left(\frac{1}{I} - n \right) \dots\dots\dots (4.1)$$

となる。したがって、

$$T_1 = \frac{S}{q_w} = \frac{1}{2 q_w} H^2 \left(\frac{1}{I} - n \right) \dots\dots\dots (4.2)$$

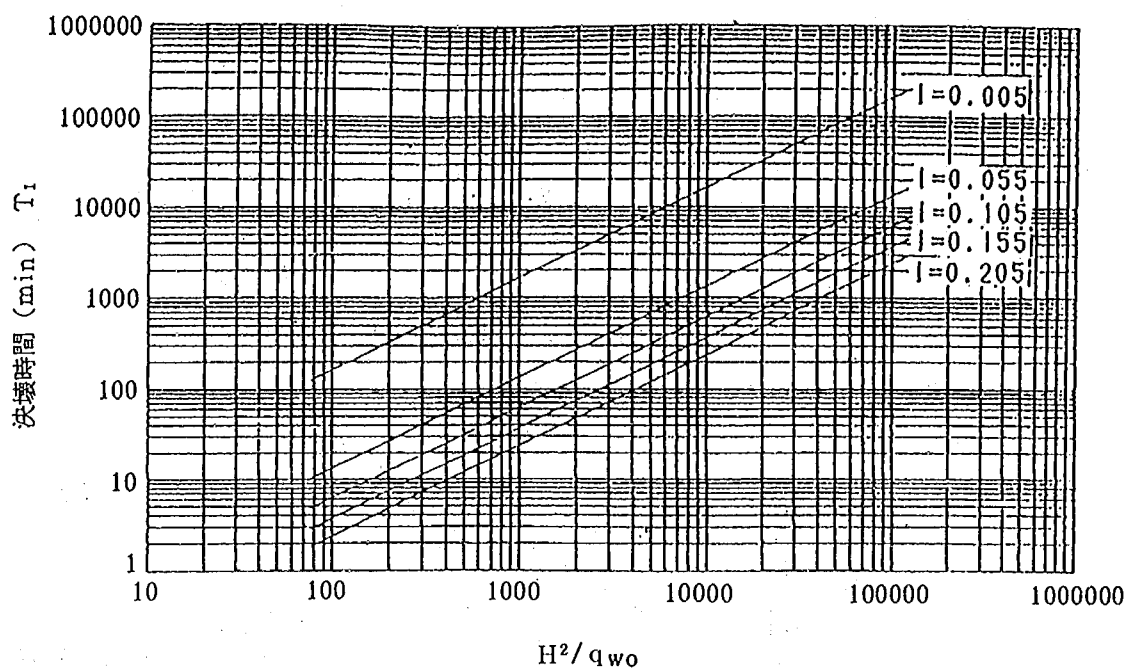
したがって河床勾配、上流からの給水流量、及びダムの高ささえ既知であれば、この図で簡単に天然ダムの決壊時刻を推定することができる。実際にこの図を使って天然ダムの決壊時間を推定するための手順は次の通りである。

- ① 現地踏査・資料調査及びヘリコプターによる現地調査ダム高さや河床勾配・堤体上流の集水面積等の基本データを入手する。
- ② 堤体位置の上流集水域から上流給水の単位幅ピーク流量 q_{wmax} (m^3/s) 及び平均単位幅流量 q_{wm} (m^3/s) を推定する。
- ③ 式(4.1)でダム決壊時間 T_1 (min) を計算する。但し、天然ダムの下流に重要な保全対象及び住民に十分な避難余裕時間を与える必要がある場合、 q_{wmax} を、そうでない場合、 q_{wm} を式中の q_w の項に代入して T_1 (min) を計算する。

$$T_1 = F H^2 / (60 q_w) \dots\dots\dots (4.3)$$

式(4.2)が示しているように天然ダムの形成から満水までの必要時間 T_1 は上流給水量、河床勾配、ダムの高さ、ダムのり面勾配等に影響される。この式より T_1 を計算することができるが、ダムのり面勾配はあまり影響しない。そこで n を無視し、決壊時間 T_1 を縦軸、 H^2 / q_{wo} を横軸として式(4.2)から図-4.1が得られる。なお、 q_{wo} はヘリコプター等により簡易に推定することができる⁸⁾。

ただし本手法は地震により天然ダムが形成する場合など流入流量がほぼ一定として扱える場合には適合するが、豪雨等に形成された場合において上流からの流入流量が変化する場合は降雨予測等を行い、決壊時間を推定することになる。



(H :ダム高さ(m), q_{w0} :上流から流入する単位幅流量(m^3/s), I :河床勾配)

図-4.1 天然ダム決壊時間の予測

4.2 単一指標による天然ダム決壊によるピーク流量の検討

64ケースの計算条件および天然ダムの形成から決壊までの時刻、浸食決壊による堤体下流でのピーク流量等を表-4.2のようにまとめて示す。本表より、ダムの規模と堤体材料、河床条件、上流水理条件等の総合作用によってダムの決壊時刻および形成される洪水流の規模が異なるが、ダム高さ、上流給水流量が大きいほど、また河床勾配、堤体材料の粒径が小さいほど、ピーク流量が大きくなることが認められる。また、ダム決壊による洪水流のピーク流量は上流給水流量の数倍ないし数十倍にもなることからダム決壊による下流の災害の危険性が伺える。本表による具体的な解析結果については4.3と4.4で記述する。

天然ダムの決壊の過程を明らかにするため、堤体の決壊位置及び単位幅流量、流砂量のハイドログラフの作成を行った。

計算方法の妥当性を検討し、ダム決壊の過程を明らかにするため、ここで、いくつかの代表例としてCASE 9, 41, 45の堤体形状の時間的変化および単位幅流量・両者量ハイドログラフを解析して、それぞれ図-4.2～図-4.9に示す。たとえば、CASE 9とCASE 41の計算条件はダム高さ以外のその他の条件が同じであるが、後者のピーク流

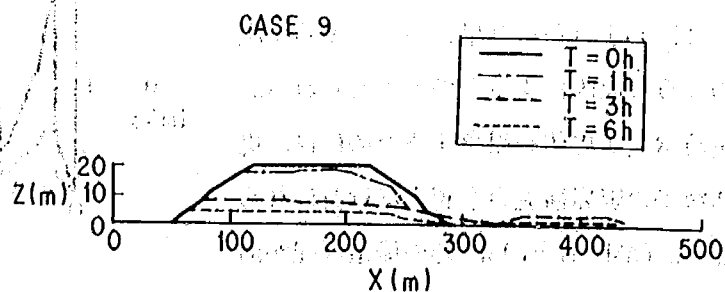


図-4.2 堤体の浸食過程

量が前者よりかなり大きくなっていることから、ダム高さが大きいほどピーク流量が大きいことがわかる。

CASE 41 とCASE 45 は河床勾配以外の条件が同じではあるが、図-4.4 と図-4.8、図-4.5 と図-4.9を比較すれば後者の堤体浸食決壊速度も前者よりかなり速いし、ピーク流量もより大きくなっているのがわかる。

つまり、河床勾配が小さいほどダム決壊による洪水流のピーク流量が大きいことを説明することができる。

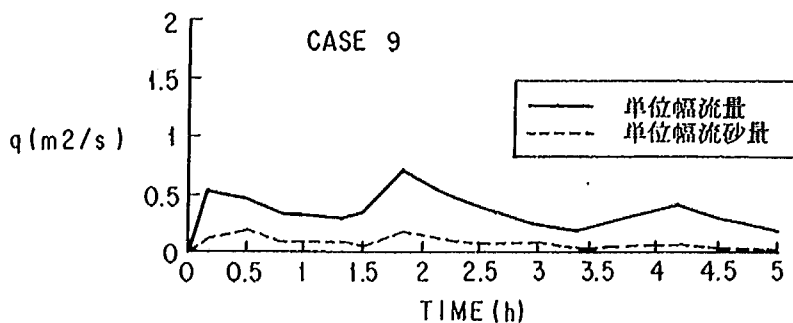


図-4.3 単位幅流量と流砂量のハイドログラフ

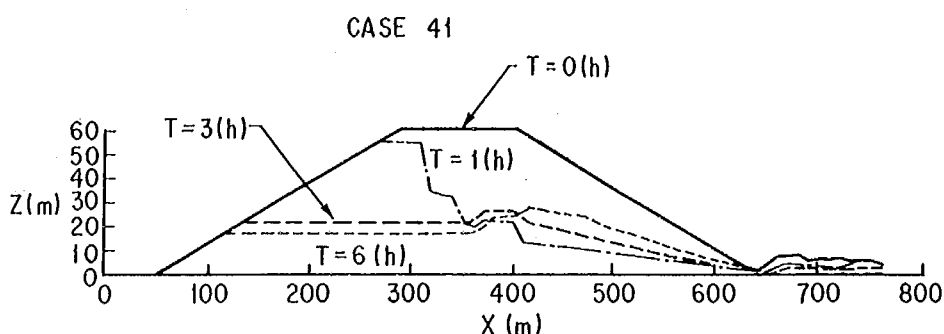


図-4.4 天然ダム堤体の浸食・決壊過程 (CASE 41)

表-4.1 CASE 9, CASE 41及び CASE 45の計算条件

CASE	ダム高さ H (m)	堰止め長さ L (m)	法面勾配 1 / n	河床勾配 I	流入流量 q_{w0} (m³/s)	平均粒径 D_m (mm)
9	20.0	100.0	1/4	0.10	0.1	0.25
41	60.0	100.0	1/4	0.10	0.1	0.25
45	60.0	100.0	1/4	0.01	0.1	0.25

また、CASE 41のピーク流量の発生時間がCASE 45よりかなり早いのはおそらく次のような原因によるものと考えられる。越流水流が堤体を浸食するためには、堤体粒子の限界掃流力を超えなければならない。CASE 41とCASE 45の堤頂勾配が河床勾配と同じでそれぞれ 0.1と0.01であり、同じ粒径の土砂に対し、勾配が大き

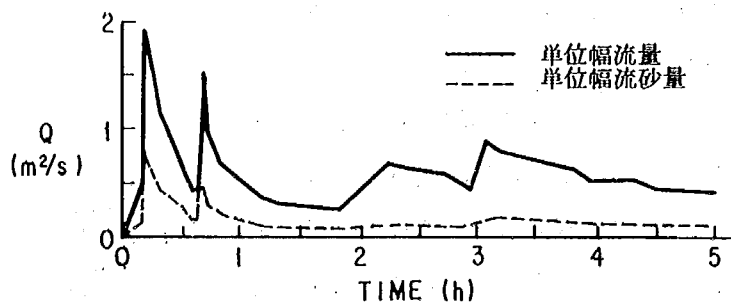


図-4.5 単位幅ピーク流量と流砂量のハイドログラフ (CASE 41)

いほど浸食の限界掃流力が小さいので、越流初期においては両者の越流流量とも小さくて、CASE 41の堤頂での限界掃流力より大きい、CASE 45の堤頂での限界掃流力より小さいものと想定される。浸食過程としては、CASE 41は初期から堤頂、下流側法面を含む全体浸食となり、堤頂浸食により、堤体が低下し、上流貯水が流出してピーク流量が早く現れる。逆に CASE 45は初期では、下流のり面における浸食が進むのみで、上流貯水が流出しないため、のり面浸食が遡上し、上流貯水位に達すると堤体が決壊し、上流貯水が急激に流出して、ピーク流量が形成されるものと考えられる。また、CASE 41のハイドログラフでは二つのピークがある。最初のピークが初期越流によるもので、二つ目のピークが越流開始から約45分ぐらい経った時点に現れ、堤体の急激な決壊によるものと考えられる。

CASE 41の堤体浸食過程（図-4.4）を見ると、越流開始から1時間経過前に急激な決壊が発生することがわかる。

なお、CASE 44とCASE 45の堤体浸食過程とハイド

ログラフを比較すると、次のようなことが推察される。全体的に見れば CASE 45は CASE 44より浸食速度がかなり速い。前者の溪床勾配が0.01と CASE 44の 0.1よりかなり小さいことと前者の給水流量（ $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ ）が後者の $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ より大きいことから、Costa の研究結果によると前者のピーク流量が後者よりも大きくなるはずなのに、図-4.7と図-4.9によ

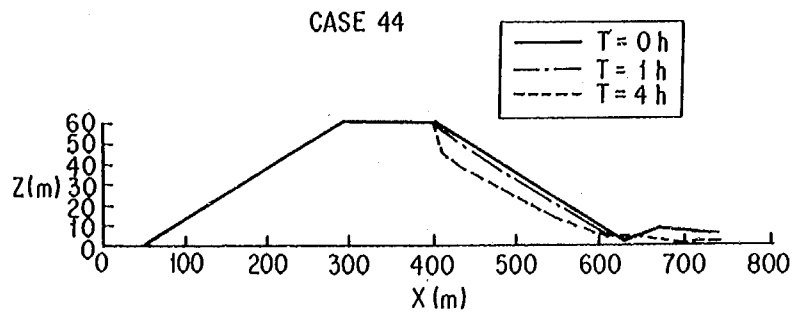


図-4.6 堤体の浸食過程

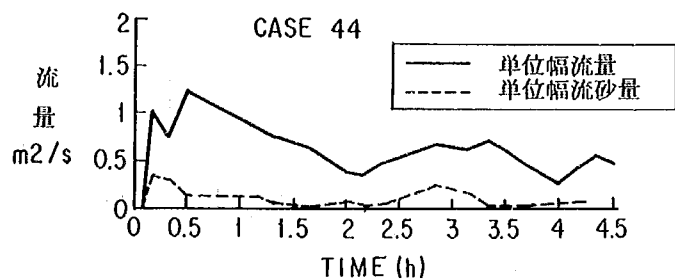


図-4.7 単位幅流量と流砂量のハイドログラフ

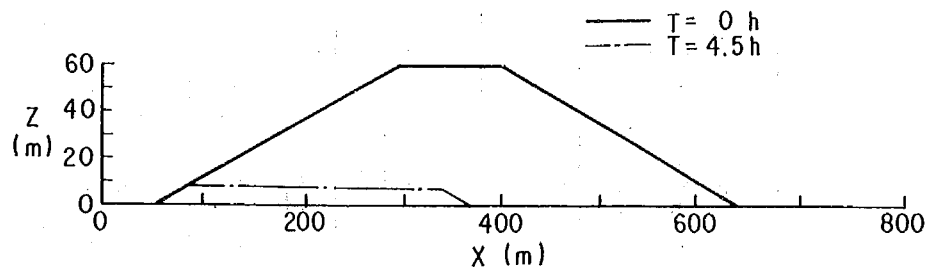


図-4.8 天然ダム堤体の浸食・決壊過程（CASE 45）

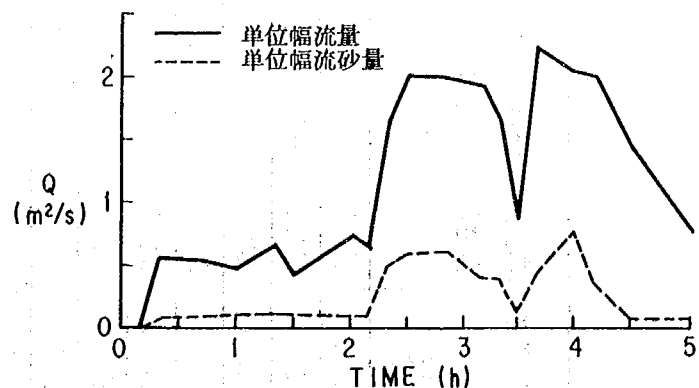


図-4.9 単位幅ピーク流量と流砂量のハイドログラフ（CASE 45）

表4.2 計 算 結 果 表

CASE	ダム高さ H(m)	堰止め 長さL (m)	法面 勾配 1/n	河床 勾配 I	給水流 量 q_{ws} (m^2/s)	平均 粒径 D_m (mm)	堤体縦 断面積 (m^2)	単位幅 貯水量 S(m^2)	貯水量 V(m^3)	ダム・ファクター V*H(m^2)	V*H/B (m^3)	ダム決壊 時間 T_1 (hr)	ピーク流量 (m^2/s)
1	20.0	100.0	1/2	.10	.1	.25	2000.0	1600.0	240000.0	4800000.0	32000.0	266.7	0.45
2	20.0	100.0	1/2	.10	.1	2.50	2000.0	1600.0	240000.0	4800000.0	32000.0	266.7	0.35
3	20.0	100.0	1/2	.10	1.0	.25	2000.0	1600.0	240000.0	4800000.0	32000.0	26.7	1.46
4	20.0	100.0	1/2	.10	1.0	2.50	2000.0	1600.0	240000.0	4800000.0	32000.0	26.7	1.07
5	20.0	100.0	1/2	.01	.1	.25	2000.0	19600.0	2940000.0	58800000.0	392000.0	3266.7	0.78
6	20.0	100.0	1/2	.01	.1	2.50	2000.0	19600.0	2940000.0	58800000.0	392000.0	3266.7	0.60
7	20.0	100.0	1/2	.01	1.0	.25	2000.0	19600.0	2940000.0	58800000.0	392000.0	326.7	3.01
8	20.0	100.0	1/2	.01	1.0	2.50	2000.0	19600.0	2940000.0	58800000.0	392000.0	326.7	1.89
9	20.0	100.0	1/4	.10	.1	.25	2800.0	1200.0	180000.0	3600000.0	24000.0	200.0	0.70
10	20.0	100.0	1/4	.10	.1	2.50	2800.0	1200.0	180000.0	3600000.0	24000.0	200.0	0.14
11	20.0	100.0	1/4	.10	1.0	.25	2800.0	1200.0	180000.0	3600000.0	24000.0	20.0	1.96
12	20.0	100.0	1/4	.10	1.0	2.50	2800.0	1200.0	180000.0	3600000.0	24000.0	20.0	1.94
13	20.0	100.0	1/4	.01	.1	.25	2800.0	19200.0	2880000.0	57600000.0	384000.0	3200.0	1.06
14	20.0	100.0	1/4	.01	.1	2.50	2800.0	19200.0	2880000.0	57600000.0	384000.0	3200.0	0.50
15	20.0	100.0	1/4	.01	1.0	.25	2800.0	19200.0	2880000.0	57600000.0	384000.0	320.0	2.00
16	20.0	100.0	1/4	.01	1.0	2.50	2800.0	19200.0	2880000.0	57600000.0	384000.0	320.0	1.51

注：ダムファクターはCostaの算出方法に従った。

表4.2 (続1) 計 算 結 果 表

CASE	ダム高 H(m)	堰止め 長さL (m)	法面 勾配 1/n	河床 勾配 I	給水流 量 q_{w0} (m^2/s)	平均 粒径 D_m (mm)	堤体縦 断面積 (m^2)	単位幅 貯水量 S(m^2)	貯 水 量 V(m^3)	ダム・ファクター V*H(m^4)	V*H/B (m^3)	ダム決壊 時間 T_1 (hr)	ピーク流量 (m^2/s)
17	100.0	100.0	1/4	.10	.1	.25	50000.0	30000.0	4500000.0	450000000.0	3000000.0	5000.0	2.01
18	100.0	100.0	1/4	.10	.1	2.50	50000.0	30000.0	4500000.0	450000000.0	3000000.0	5000.0	1.12
19	100.0	100.0	1/4	.10	1.0	.25	50000.0	30000.0	4500000.0	450000000.0	3000000.0	500.0	7.12
20	100.0	100.0	1/4	.10	1.0	2.50	50000.0	30000.0	4500000.0	450000000.0	3000000.0	500.0	5.20
21	100.0	100.0	1/4	.01	.1	.25	50000.0	480000.0	72000000.0	7200000000.0	48000000.0	80000.0	4.50
22	100.0	100.0	1/4	.01	.1	2.50	50000.0	480000.0	72000000.0	7200000000.0	48000000.0	80000.0	3.00
23	100.0	100.0	1/4	.01	1.0	.25	50000.0	480000.0	72000000.0	7200000000.0	48000000.0	8000.0	23.00
24	100.0	100.0	1/4	.01	1.0	2.50	50000.0	480000.0	72000000.0	7200000000.0	48000000.0	8000.0	18.00
25	100.0	100.0	1/4	.03	.1	.25	50000.0	146666.7	22000000.0	2200000000.0	14666670.0	24444.4	4.30
26	100.0	100.0	1/4	.03	.1	2.50	50000.0	146666.7	22000000.0	2200000000.0	14666670.0	24444.4	3.50
27	100.0	100.0	1/4	.03	1.0	.25	50000.0	146666.7	22000000.0	2200000000.0	14666670.0	2444.4	5.18
28	100.0	100.0	1/4	.03	1.0	2.50	50000.0	146666.7	22000000.0	2200000000.0	14666670.0	2444.4	8.67
29	100.0	200.0	1/4	.10	.1	.25	55000.0	30000.0	4500000.0	450000000.0	3000000.0	5000.0	2.21
30	100.0	200.0	1/4	.10	.1	2.50	55000.0	30000.0	4500000.0	450000000.0	3000000.0	5000.0	1.51
31	100.0	200.0	1/4	.10	1.0	.25	55000.0	30000.0	4500000.0	450000000.0	3000000.0	500.0	8.00
32	100.0	200.0	1/4	.10	1.0	2.50	55000.0	30000.0	4500000.0	450000000.0	3000000.0	500.0	4.05

注：ダムファクターはCostaの算出方法に従った。

表4.2 (続2) 計 算 結 果 表

CASE	ダム高 H(m)	堰止め 長さL (m)	法面 勾配 1/n	河床 勾配 I	給水流 量 q_{we} (m^2/s)	平均 粒径 D_m (mm)	堤体縦 断面積 (m^2)	単位幅 貯水量 S(m^2)	貯 水 量 V(m^3)	ダム・ファクター V*H(m^4)	V*H/B (m^3)	ダム決壊 時間 T_1 (hr)	ピーク流量 (m^2/s)
33	60.0	100.0	1/2	.10	.1	.25	12000.0	14400.0	2160000.0	129600000.0	864000.0	2400.0	2.01
34	60.0	100.0	1/2	.10	.1	2.50	12000.0	14400.0	2160000.0	129600000.0	864000.0	2400.0	0.67
35	60.0	100.0	1/2	.10	1.0	.25	12000.0	14400.0	2160000.0	129600000.0	864000.0	240.0	3.02
36	60.0	100.0	1/2	.10	1.0	2.50	12000.0	14400.0	2160000.0	129600000.0	864000.0	240.0	1.16
37	60.0	100.0	1/2	.01	.1	.25	12000.0	176400.0	26460000.0	1587600000.0	10584000.0	29400.0	3.11
38	60.0	100.0	1/2	.01	.1	2.50	12000.0	176400.0	26460000.0	1587600000.0	10584000.0	29400.0	2.50
39	60.0	100.0	1/2	.01	1.0	.25	12000.0	176400.0	26460000.0	1587600000.0	10584000.0	2940.0	7.00
40	60.0	100.0	1/2	.01	1.0	2.50	12000.0	176400.0	26460000.0	1587600000.0	10584000.0	2940.0	5.05
41	60.0	100.0	1/4	.10	.1	.25	19200.0	10800.0	1620000.0	97200000.0	648000.0	1800.0	1.95
42	60.0	100.0	1/4	.10	.1	2.50	19200.0	10800.0	1620000.0	97200000.0	648000.0	1800.0	0.64
43	60.0	100.0	1/4	.10	1.0	.25	19200.0	10800.0	1620000.0	97200000.0	648000.0	180.0	2.30
44	60.0	100.0	1/4	.10	1.0	2.50	19200.0	10800.0	1620000.0	97200000.0	648000.0	180.0	1.25
45	60.0	100.0	1/4	.01	.1	.25	19200.0	172800.0	25920000.0	1555200000.0	10368000.0	28800.0	2.68
46	60.0	100.0	1/4	.01	.1	2.50	19200.0	172800.0	25920000.0	1555200000.0	10368000.0	28800.0	1.96
47	60.0	100.0	1/4	.01	1.0	.25	19200.0	172800.0	25920000.0	1555200000.0	10368000.0	2880.0	6.00
48	60.0	100.0	1/4	.01	1.0	2.50	19200.0	172800.0	25920000.0	1555200000.0	10368000.0	2880.0	4.52

注：ダムファクターはCostaの算出方法に従った。

表4.2 (続3) 計 算 結 果 表

CASE	ダム高 H(m)	堰止め 長さL (m)	法面 勾配 1/n	河床 勾配 I	給水流 量 q_{we} (m^2/s)	平均 粒径 D_m (mm)	堤体縦 断面積 (m^2)	単位幅 貯水量 S(m^2)	貯 水 量 V(m^3)	ダム・ファクター V*H(m^4)	V*H/B (m^3)	ダム決壊 時間 T_1 (hr)	ピーク流量 (m^2/s)
49	100.0	200.0	1/4	.01	.1	.25	55000.0	480000.0	72000000.0	7200000000.0	48000000.0	80000.0	9.04
50	100.0	200.0	1/4	.01	.1	2.50	55000.0	480000.0	72000000.0	7200000000.0	48000000.0	80000.0	7.52
51	100.0	200.0	1/4	.01	1.0	.25	55000.0	480000.0	72000000.0	7200000000.0	48000000.0	8000.0	20.50
52	100.0	200.0	1/4	.01	1.0	2.50	55000.0	480000.0	72000000.0	7200000000.0	48000000.0	8000.0	16.30
53	100.0	200.0	1/4	.03	.1	.25	55000.0	146666.7	22000000.0	2200000000.0	14666670.0	24444.4	4.32
54	100.0	200.0	1/4	.03	.1	2.50	55000.0	146666.7	22000000.0	2200000000.0	14666670.0	24444.4	3.56
55	100.0	200.0	1/4	.03	1.0	.25	55000.0	146666.7	22000000.0	2200000000.0	14666670.0	2444.4	6.36
56	100.0	200.0	1/4	.03	1.0	2.50	55000.0	146666.7	22000000.0	2200000000.0	14666670.0	2444.4	5.58
57	60.0	500.0	1/4	.10	.1	.25	31200.0	10800.0	1620000.0	97200000.0	648000.0	1800.0	0.90
58	60.0	500.0	1/4	.10	.1	2.50	31200.0	10800.0	1620000.0	97200000.0	648000.0	1800.0	0.70
59	60.0	500.0	1/4	.10	1.0	.25	31200.0	10800.0	1620000.0	97200000.0	648000.0	180.0	2.83
60	60.0	500.0	1/4	.10	1.0	2.50	31200.0	10800.0	1620000.0	97200000.0	648000.0	180.0	2.22
61	60.0	500.0	1/4	.01	.1	.25	31200.0	172800.0	25920000.0	1555200000.0	10368000.0	28800.0	8.30
62	60.0	500.0	1/4	.01	.1	2.50	31200.0	172800.0	25920000.0	1555200000.0	10368000.0	28800.0	3.50
63	60.0	500.0	1/4	.01	1.0	.25	31200.0	172800.0	25920000.0	1555200000.0	10368000.0	2880.0	13.93
64	60.0	500.0	1/4	.01	1.0	2.50	31200.0	172800.0	25920000.0	1555200000.0	10368000.0	2880.0	10.14

注：ダムファクターはCostaの算出方法に従った。

ると後者のピーク流量が逆に大きくなっているように見えるが、これは前者の堤体材料の粒径 (2.5mm) が大きいため、越流しても堤頂部分がほとんど浸食されず、かつ堤体の下流側のり面における浸食も非常に遅いので、図-4.5に示されている状態では、ダムがまだ決壊しておらず、図-4.7に示されている最大流量が真のピーク流量とは言えない。もし、CASE 44の計算時間をもっと長くすれば、堤体は下流側のり面の浸食が遡上して上流貯水位に達すると一週に決壊することになり、生ずるピーク流量が CASE 45より大きくなるものと予想される。今回の計算ケースは非常に多いため、計算時間を短くし過ぎたと考えられる。

CASE 45のピーク流量の発生時間が遅くなったのは、最初下流側のり面における浸食だけで、堤頂部分が殆ど浸食されていないため、上流の貯留水があまり流出しないため、下流側のり面での浸食が遡上し、上流貯留水位に達する途端に、貯留水の急激な放出よりピーク流量が形成されたものと考えられる。なお、CASE 45の計算が一番最初に行われたもので、その時、堤体低下の時間変化の計算結果を二つしか Print out しなかった。そのため図-4.8には二つの堤体低下線しか描いていない。図-4.5の堤体低下速度が図-4.8よりかなり遅くなっているのは堤体粒子が大きいほど浸食速度が遅いことを表しており、また CASE 44の上流からの給水流量が $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ で、CASE 45の $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ よりかなり大きいのに、逆に後者のピーク流量が大きくなっているのは浸食決壊による洪水ピーク流量が上流給水流量よりも、おもに河床勾配 (前者: $I=1/10$, 後者: $I=1/10$) と堤体の高さに支配されていることを説明している。これはCosta⁹⁾の現地調査結果と一致している。

上述の考察より次の諸点がわかる。

- ① 天然ダムの高さが大きいほど決壊時のピーク流量が大きい。
- ② 河床勾配が大きいほど、決壊時のピーク流量が小さい。
- ③ 堤体粒子の粒径が大きいほど堤体が浸食しにくい。
- ④ 越流浸食によるダム決壊過程はさらに二つのタイプに分けられる。

タイプ1: 全面浸食 (堤体の全面低下) 過程、すなわち、越流開始時から、堤頂面と下流側のり面が同時に浸食され、堤体全体が低下していくタイプである。

タイプ2: 部分浸食 (堤体低下の遡上) 過程、すなわち、越流が発生しても堤頂部分が浸食されず、浸食が下流側のり面から開始し、徐々に遡上し、上流貯水位まで達した時点で堤体が急激に決壊し、全面浸食過程に移移するものである。

- ⑤ タイプ1のピーク流量はタイプ2より小さく、逆に前者のピーク流量の発生時間が後者より早い。

4.3 従来の現地調査資料による検討

Costa¹²⁾は天然ダム、人造ダム、氷河ダムの決壊に関する現地調査及び文献調査より、世界各国で発生した主なダム決壊事例を表-4.3、表-4.4、表-4.5のようにまとめて示している。表中にはダムの類型、ダム高さ (H)、ダム決壊時の上流貯水量 (V)、ダムファクター ($V \times H$)、ダム決壊による下流洪水流のピーク流量等が詳細に記載されている。表-4.3、表-4.4、表-4.5はそれぞれ人造ダム、氷河ダム、天然ダムの決壊事例である。さらに、これらのデータに基づいて簡単なピーク流量の予測手法を

表-4.3 決壊した人造ダム一覧表^{1,2)}
Constructed Dams That Have Failed

Index Number and Name of Dam	Date of Failure	Type of Dam	Height H (m)	Volume at Time of Failure V (m ³ × 10 ⁶)	Dam Factor (H × V)	Peak Outflow (m ³ /s)	Peak Determination	Reference
1. Bradfield Dam, England	March 11, 1864	Earth	29.0	3.2	93	1,130	?	Jansen, 1980
2. Mill River, MA	May 16, 1874	Earth and masonry	13.1	2.5	32.8	1,645	?	Jansen, 1980; Barrows, 1948
3. South Fork (Johnstown) PA	May 31, 1889	Earth and rockfill	22.0	14.2	312	5,700-8,500	?	Jansen, 1980
4. Austin, TX	April 7, 1900	Masonry gravity	20.7	?	—	6,684	Slope-area measurement	Freeman and Alsop, 1941
5. Hatchtown, UT	May 25, 1914	Rockfill	15.9	16.8	267	3,100-7,000	Drawdown rate, 1 hr avg.	Office of the State Engineer, 1913-1914
6. Davis Reservoir, CA	1914	Earth	11.9	58	690	510	?	MacDonald and Langridge-Monopolis, 1984
7. Goose Creek, SC	1916	Earth	6.1	10.6	65	566	?	MacDonald and Langridge-Monopolis, 1984
8. Schaeffer, CO	June 5, 1921	Earth	27.4	4.4	121	4,300-4,900	Slope-area measurement 13 km downstream; twice avg. outflow during ½ hr required to drain reservoir	Follansbee and Jones, 1922
9. Apishapa, CO	Aug. 22, 1923	Earth	32.0	22.8	730	6,853	Drawdown rate, 15 min avg.	Anonymous, 1923
10. French Landing, MI	April 13, 1925	Earth with stone on face	8.5	?	—	929	Drawdown rate, 1-hr period	Anonymous, 1925
11. St. Francis, CA	March 12, 1928	Concrete gravity	56.4	47.1	2,656	12,744-19,824	Slope-conveyance	Outland, 1977
12. Castlewood, CO	Aug. 3, 1933	Rockfill	21.3	6.2	132	3,568	Drawdown rate 15-min period	Field, 1933
13. Fred Burr, MT	1948	Earth	10.4	0.75	7.8	654	Slope-area measurement	W. Graham, personal communication, 1981
14. Frenchman Creek, MT	April 15, 1952	Earth	12.5	21.0	263	1,416	?	MacDonald and Langridge-Monopolis, 1984
15. Malpasset, France	Dec. 2, 1959	Concrete arch	61.0	22.0	1,342	28,320	?	Jansen, 1980
16. Oros, Brazil	March 26, 1960	Earth	35.4	703	24,886	9,629	?	Jansen, 1980
17. Little Deer Creek, UT	June 16, 1963	Earth	21.3	1.2	25.6	1,331	?	Rosevdt et al., 1968
18. Baldwin Hills, CA	Dec. 23, 1963	Earth	18.0	0.91	16.4	991	Slope-area 7 measurement	Jaisup, 1964
19. Swift, MT	June 8, 1964	Rockfill	47.9	42.3	2,026	24,950	Slope-area measurement 27 km downstream	Boner and Sternitz, 1967
20. Lower Two Medicine, MT	June 8, 1964	Earth	11.0	25.8	284	1,798	Slope-area measurement	Boner and Sternitz, 1967
21. Hell Hole, CA	Dec. 23, 1964	Rockfill	30.5	30.6	933	8,780	Gauging station 75 km downstream	Scott and Gravlee, 1968 (Table 1)
22. Buffalo Creek, WV	Feb. 26, 1972	Coal waste	14.0	0.5	7.0	1,416	Slope-area measurement	Davies et al., 1972
23. Teton, ID	June 5, 1976	Earth	83.8	311	26,020	65,136	Slope-area measurement	Ray and Kjellström, 1978
24. Laurel Run, PA	July 20, 1977	Earth	12.8	0.38	4.9	1,048	Slope-area measurement	Brusa, 1978
25. Otto Run, PA	July 20, 1977	Earth	5.8	0.0074	0.043	60	Slope-area measurement	Brusa, 1978
26. South Fork tributary, PA	July 20, 1977	Earth	1.8	0.0038	0.0066	122	Slope-area measurement	Brusa, 1978
27. North Branch tributary, PA	July 20, 1977	Earth	5.5	0.022	0.121	29.5	Slope-area measurement	Brusa, 1978
28. Kelly Barnes, GA	Nov. 6, 1977	Earth over original rock crib	10.4	0.78	8.1	680	Slope-area measurement	Sanders and Sauer, 1979
29. Lawn Lake, CO	July 15, 1982	Earth	7.9	0.84	6.6	510	Dam-break model	Jarrett and Costa, 1986
30. Cascade Lake, CO	July 15, 1982	Concrete gravity	5.2	0.031	0.16	453	Dam-break model	Jarrett and Costa, 1986
31. DMAD, UT	June 6, 1983	Earth	8.8	19.7	173	793	Drawdown rate	Roger Walker, Utah Water Commissioner, personal communication, 1985

表-4.4 決壊したいくつかの氷河ダム^{1,2)}

Some Glacial Dams That Have Failed

Index Number and Name of Lake	Year of Failure	Height H (m)	Volume V ($m^3 \times 10^6$)	Dam Factor ($H \times V$)	Peak Outflow (m^3/s)	Peak Determination	Reference
1. Gietro, Switzerland	1818	?	20 (outburst volume)	—	8,000	?	Haeblerli, 1983, Table II
2. Vatnsdalur, Iceland	1898	372	120	44,640	3,000	?	Clague and Mathews, 1973
3. Aletsch, Switzerland	1913	?	4.5 (outburst volume)	—	195	?	Haeblerli, 1983, Table II
4. Albigna, Switzerland	1927	?	2.7 (outburst volume)	—	128	?	Haeblerli, 1983, Table II
5. Chong Kumdan (Shyok), India	1929	120	1,350	162,000	22,650	?	Gunn, 1930; Hewitt, 1982
6. Demmevatn, Norway	1937	406	11.6	4,710	1,000	?	Clague and Mathews, 1973
7. Grónslón, Iceland	1939	535	1,500	802,500	5,000	?	Clague and Mathews, 1973
8. Trient, Switzerland	1942	?	0.84 (outburst volume)	—	26	?	Haeblerli, 1983, Table II
9. Gomer, Switzerland	1944	?	>6 (outburst volume)	—	200	?	Haeblerli, 1983, Table II
10. Unter Grindelwald, Switzerland	1951	?	0.135 (outburst volume)	—	74.6	?	Haeblerli, 1983, Table III
11. Gjanupsvatn, Iceland	1951	167	20	3,340	370	?	Clague and Mathews, 1973
12. Lake George, Alaska*	1951	35	?	—	5,200	Slope-area measurement	Stone, 1963
13. Ferpecte, Switzerland	1952	?	0.255 (outburst volume)	—	230	?	Haeblerli, 1983, Table II
14. Lake George, Alaska*	1958	40	1,730	69,200	10,100	?	Clague and Mathews, 1973
15. Tulsequah Lake, British Columbia	1958	210	229	48,090	1,556	?	Clague and Mathews, 1973
16. Summit Lake, British Columbia	1965, 1967	620	251	155,620	3,260	Drawdown rate	Clague and Mathews, 1973
17. Ekalugad Valley, Baffin Island	1967	120	4.8	576	200	Gauged 1 km downstream	Clague and Mathews, 1973
18. Strupvatnet, Norway	1969	186	2.6 (outburst volume)	856	150	?	Clague and Mathews, 1973
19. Gruben, Switzerland	1970	?	0.17 (outburst volume)	—	15	?	Haeblerli, 1983, Table II
20. Chakachamna Lake, Alaska*	1971	?	294	—	13,310	Field estimate 9 km downstream	Lamke, 1972
21. Hazard Lake, Canada	1978	300	19.6	5,880	640	Drawdown rate	Clarke, 1982

*Drains at surface along ice margin.

表-4.5 決壊したいくつかの天然ダム一覧^{1,2)}

Summary of Several Landslide Dams That Have Failed

Index Number and Name of Dam and River	Date of Formation	Date of Failure	Height H (m)	Volume at Time of Failure V ($m^3 \times 10^6$)	Dam Factor ($H \times V$)	Peak Outflow (m^3/s)	Peak Determination	Reference
1. Gohna, Bireh-ganga River, India	Sept. 22, 1893	Aug. 25, 1894	274	467	128,000	56,650	Drawdown rate, 1 hr avg.	Stacey, 1894; Lubbock, 1894
2. Cerro Condon-Sencoc, Mantaro River, Peru	Aug. 16, 1945	Oct. 28, 1945	92	301	27,700	35,400	Drawdown rate	Snow, 1964
3. Zepozhu, Dong River, China	?	May, 1966	51	2.7	138	560	2-hr avg.	Investigation Team of the Zepozhu Landslide-dammed River, 1967
4. Yashinkul, Isfayramsay River, USSR	?	June 18, 1966	90	6.6	594	5,000	Chezy formula	Glazynin and Reyzvikh, 1968
5. Tanggudang, Yalong River, China	?	June, 1967	175	?	—	50,000	Measured 6 km downstream	Investigation Team of the Tanggudang Landslide Dam, 1967
6. Embankment, Granite Creek tributary, Alaska	?	Aug. 10, 1971	26	25.2	655	1,660	Slope-area measurement, 11 km downstream	Lamke, 1972
7. Mayunmarca, Mantaro River, Peru	Apr. 25, 1974	June 6, 1974	170	670	113,900	10,000	Drawdown rate, 15 min avg.	Lee and Dunne, 1975
8. Elk Rock Lake, Washington	May 18, 1980	Aug. 27, 1980	18.3	0.31	5.67	453	Estimated	Jennings et al., 1981
9. East Fork Hood River, Oregon	Dec. 25, 1980	Dec. 25, 1980	10.7	0.105	1.12	850	Dam-break model; slope conveyance	Gallino and Pierson, 1985
10. Whitehall, So. Fork American River, California	Apr. 9, 1983	Apr. 9, 1983	13.7	0.4	5.5	64	Estimate, 1-hr avg.	Michael Kuehn, U.S. Forest Service, written communication

検討するためにそれぞれピーク流量 (Q_{max}) とダム高さ (H) , 決壊時の上流貯水量 (V) , ダム・ファクター ($V \times H$) との関係プロットして図-4.10, 図-4.11, 図-4.12のように示した。これらの図より次のようなことがわかる。

- 1) いずれの図にも同一パラメーター値に対してピーク流量の大きさは人工ダム→天然ダム→氷河ダムの順に減少する。
- 2) Q_{max} と H の関係については、人工ダムと天然ダムはそれぞれ良い相関関係を示しているが、氷河ダムの相関関係はあまり理想的ではない。また Q_{max} と V の関係については、三者とも比較的良好な相関関係を示しているが、人工ダムの相関線と天然ダムの相関線との間に交点を持っており、つまり上流貯水量がある値以上となれば、人工ダム決壊時のピーク流量が同じ条件のもとでの天然ダムより小さくなる。
- 3) ダム・ファクター ($H \times V$) は間接的にダムの高さ、溪床勾配の影響を包括したので図-4.12の示すように $Q_{max} \sim (H \times V)$ の間では一番良い相関関係を持っている。
- 4) これらの図より、ピーク流量は天然ダムの高さ及び河床勾配に支配されるが、上流からの給水流量、堤頂長さ、堤体材料の粒径及び堤体のり面勾配にあまり影響されないことがわかる。

したがってピーク流量の予測図を作成する時、ピーク流量を支配する主な素因であるダム高さ H および溪床勾配を考慮した総合的なパラメーターを検討することが重要である。なお、上述した各相関関係の式を表-4.6にまとめて示す。

次はこれらの重要な資料を用いて本計算結果の妥当性を検討するが、表-4.3, 表-4.4, および表-4.5に記載された資料には次の不足する点がある。

- 1) ピーク流量が全流量 (m^3/s) を使っているが溪床の平均幅を記載していない。また、流量計測位置を表示していない。
- 2) ピーク流量を支配する溪床勾配は明記されていない。
- 3) ダム・ファクター ($V \times H$) を計算する際、河幅、河床勾配と関連している V の求め方が記載されていない。
- 4) 堤体及びその下流のどの位置のピーク流量を取っているかについては説明していない。

本計算では、単位幅量を使っているので、Costaの資料を計算の結果と比較させるため、先ず妥当な平均溪床幅を見積る必要がある。従来のダム決壊調査資料の統計より平均河幅を $B=150m$ と仮定する。これを用いて本計算による結果の妥当性を検討してみた。一番最初に計算したCASE 36, CASE 44及びCASE 45の計算結果をそれぞれ図-4.13にプロットしたところ、計算結果 (河幅=150mと想定) は実際の天然ダムの決壊によるデータと非常に一致していることから、本計算の方法及び計算結果は妥当だといえよう。

なお、本計算の結果は全部単位幅量であるので、これらの資料解析方法を検討するため、Costaによる表-4.5から表-4.7のように整理し、ピーク流量、単位幅ピーク流量と各ファクターとの関係をそれぞれ図-4.15～図-4.18のように示した。

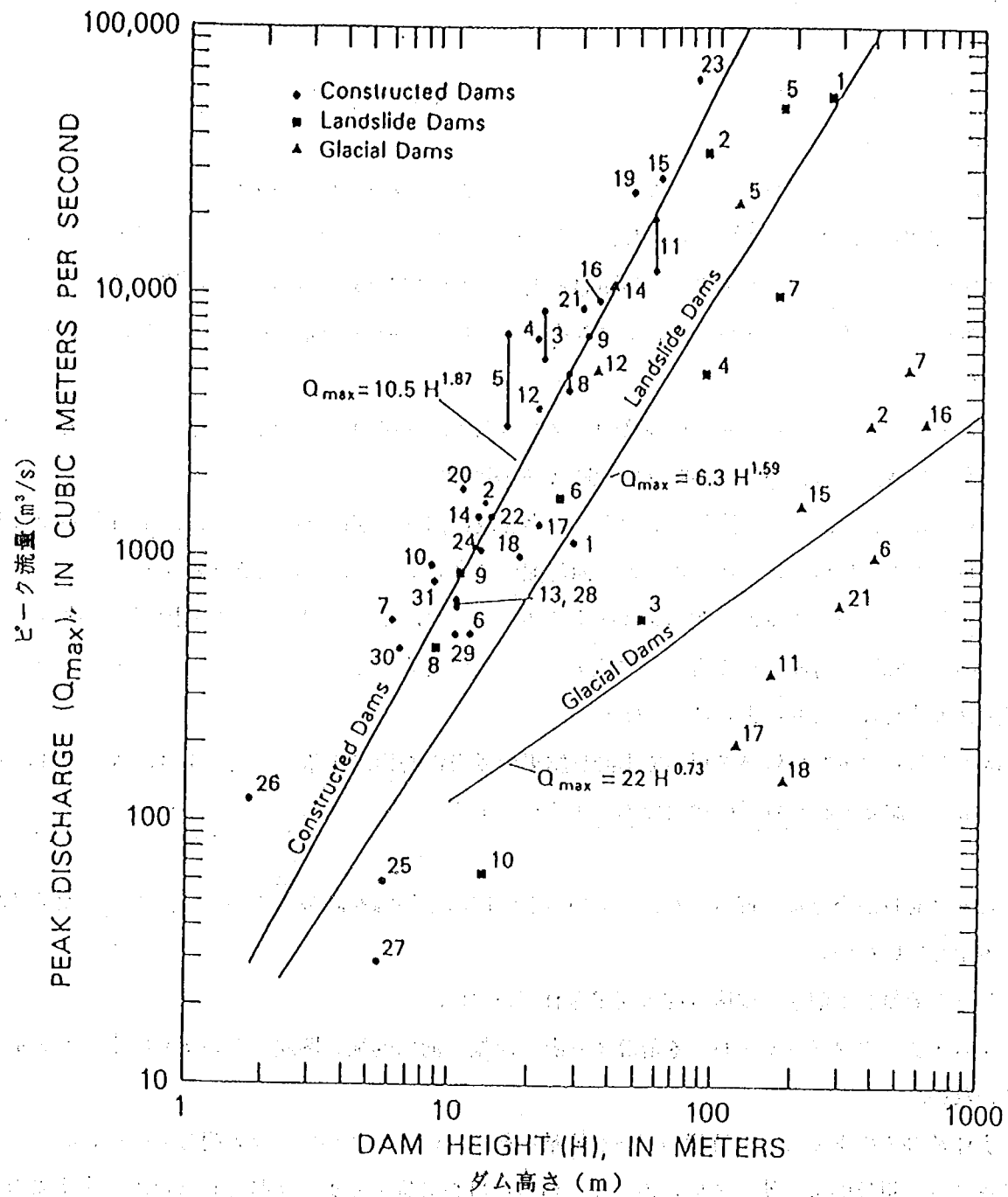


図4.10 人造ダム、氷河ダム、天然ダムにおけるダム高さとピーク流量との関係図¹²⁾

Graph showing dam height (H, in meters) versus peak discharge (Q_{max} , in cubic meters per second) for constructed, glacial, and landslide dams.

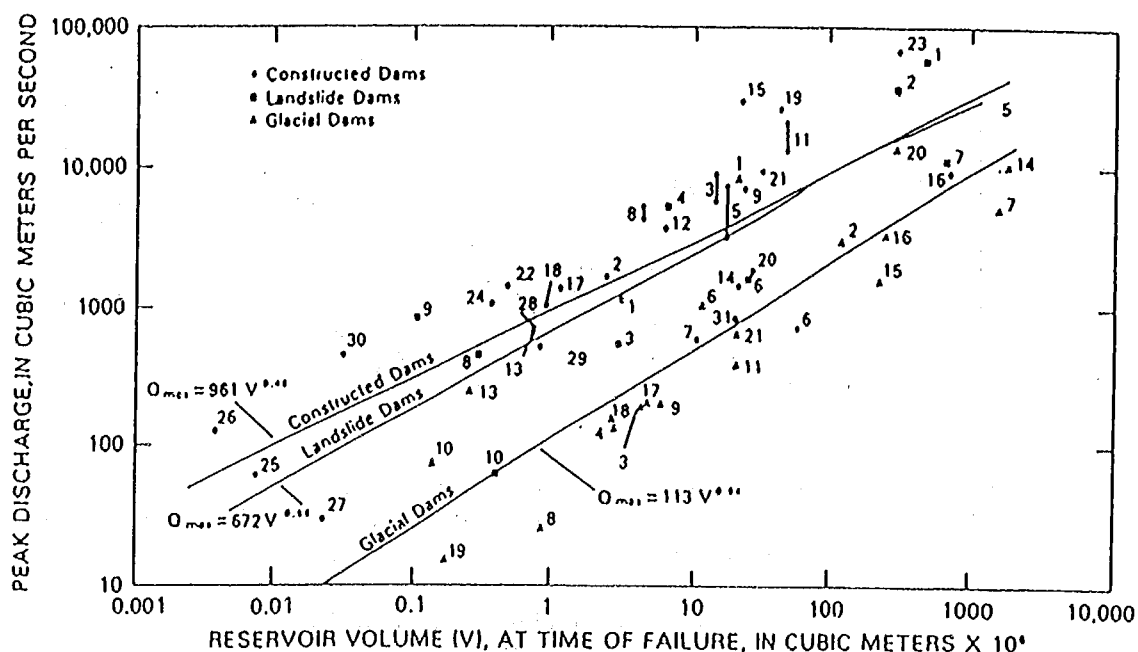


図-4.11 人造ダム、氷河ダム、天然ダムの貯水容量Vとピーク流量との関係図^{1,2)}

Graph showing reservoir volume (V , in $m^3 \times 10^6$) versus peak discharge (Q_{max} , in cubic meters per second) for constructed, glacial, and landslide dams

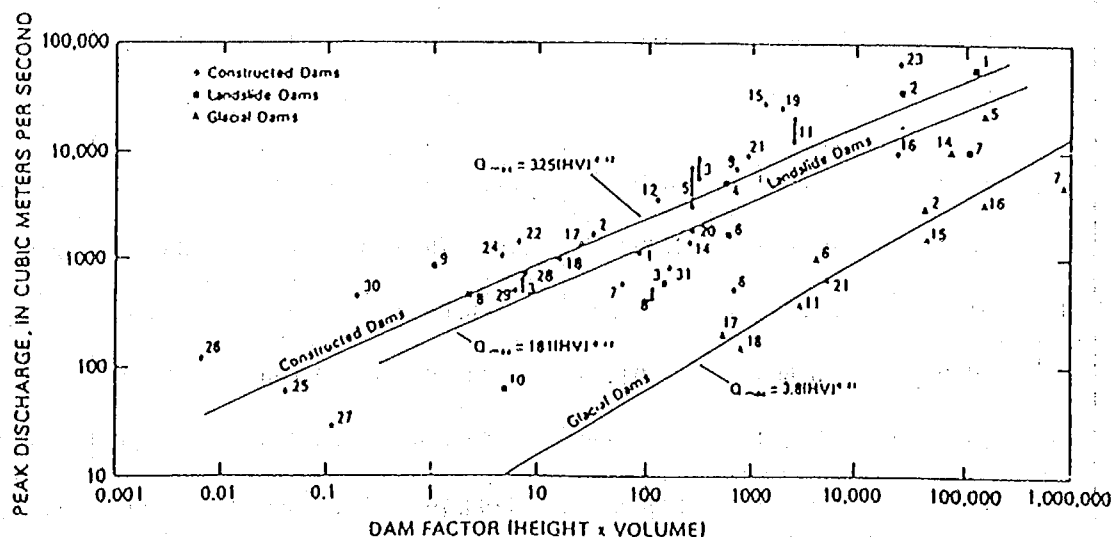


図-4.12 人造ダム、氷河ダム、天然ダムのダムファクター ($H \times V$) とピーク流量との関係図^{1,2)}

Graph showing dam factor ($H \times V$) versus peak discharge (Q_{max}) for failures of different kinds of dams

表-4.6 人造ダム、氷河ダム、天然ダムのピーク流量の予測のための回帰直線^{1,2)}

Summary of Regression Equations to Predict Peak Discharge for Constructed, Landslide, and Glacial Dams

Type of Dam	Independent Variable ^a		
	Dam Height (H)	Volume (V)	Dam Factor ($H \times V$)
Constructed dams	$Q_{max} = 10.5H^{1.11}$; $r^2 = 0.80$; SE = 82%	$Q_{max} = 961V^{0.41}$; $r^2 = 0.65$; SE = 124%	$Q_{max} = 325(HV)^{0.41}$; $r^2 = 0.75$; SE = 95%
Landslide dams	$Q_{max} = 6.3H^{1.39}$; $r^2 = 0.74$; SE = 147%	$Q_{max} = 672V^{0.34}$; $r^2 = 0.73$; SE = 142%	$Q_{max} = 181(HV)^{0.41}$; $r^2 = 0.76$; SE = 129%
Glacial dams	$Q_{max} = 21.6H^{0.73}$; $r^2 = 0.08$; SE = 236%	$Q_{max} = 113V^{0.41}$; $r^2 = 0.80$; SE = 106%	$Q_{max} = 3.8(HV)^{0.61}$; $r^2 = 0.79$; SE = 75%

^a Q_{max} in m^3/s ; H in m ; V in $10^6 m^3$.

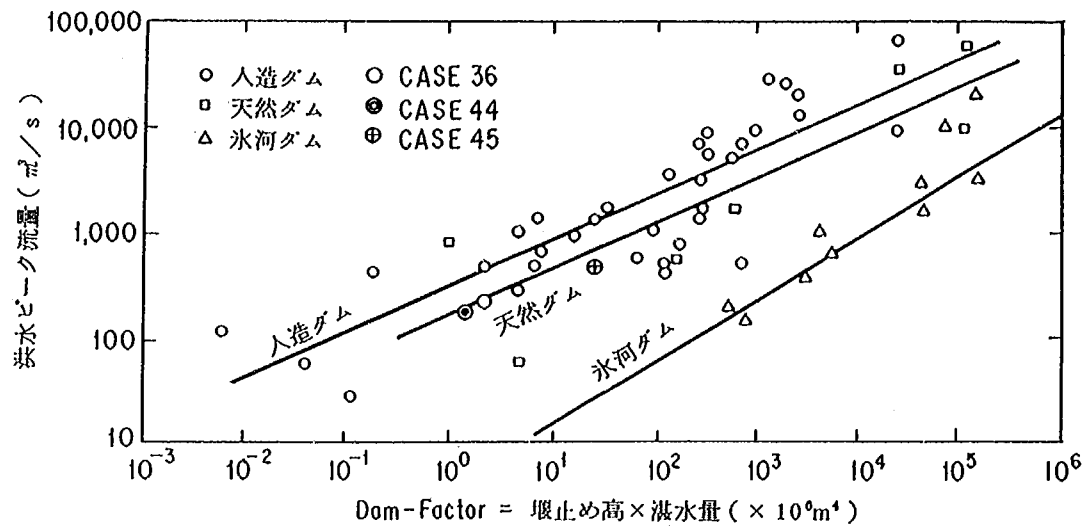


図-4.13 Dam-Factorと洪水ピーク流量の関係
(Costa による図との比較)

表 4.7 COSTA によるダム決壊資料 (ここでは $B=150\text{m}$ と仮定した)

番号	高さ H (m)	貯水量 V ($\text{m}^3 \times 10^6$)	$H \times V$ ($\text{m}^4 \times 10^6$)	V/B ($\text{m}^2 \times 10^6$)	$H \times V/B$ ($\text{m}^3 \times 10^5$)	Q_{max} (m^3/s)	Q/B (m^2/s)
1	274.0	467.000	128000.00	3113.00	8533.300	56650	377.70
2	92.0	301.000	27700.00	2006.70	1840.700	35400	236.00
3	51.0	2.700	138.00	18.00	9.200	560	3.70
4	90.0	6.600	594.00	44.00	39.600	5000	33.33
5	26.0	25.200	655.00	168.000	43.700	1660	11.70
6	170.0	670.000	113900.00	4466.70	7593.300	10000	666.70
7	18.0	0.310	5.60	2.07	0.370	453	3.02
8	10.7	0.105	1.12	0.70	0.074	850	5.67
9	13.7	0.400	5.50	2.67	0.360	64	0.42

各図には(a)はピーク流量 (m^3/s), (b)は単位幅ピーク流量 (m^2/s) の相関関係である。図-4.16(a)(b)の散らばり方より、ピーク流量よりも単位幅流量のほうが上流貯水量と比較的よい相関関係を持っている。また、図-4.17では、単位幅ピーク流量 $\sim (V/B)$ の間はピーク流量 $\sim (V/B)$ よりよい相関関係を持っていることがわかる。同様に図-4.18, 図-4.19から、単位幅ピーク流量 $\sim (V \times H/B)$, 単位幅ピーク流量 $\sim (V \times H)$ の相関は比較良好なことが認められる。これらは単位幅流量はピーク流量よりも

各ファクターとの相関がより良いことを説明している。一方、この五つの図を全体に見れば、単位幅ピーク流量と各ファクターとの間にはいずれもかなりいい相関を示している。ただし、単位幅ピーク流量を計算した際、同じ河幅 $B=150\text{m}$ を使ったことから、ピーク流量と単位幅ピーク流量が比例関係であるため、どちらの流量を使っても各ファクターとの相関関係は同じであり、上述した検討が何も意味を持たないかと思われるが、ここでの目的としては、Coslaのピーク流量を単位幅量に変換しても単位幅流量と各ファクターとの間に相関関係が存在するかどうか、相関関係がどう変化するかを検討するために図-4.15～図-4.19の示したものである。計算結果がもともと単位幅量であって、計算結果を用いて単位幅ピーク流量と各ファクターとの相関関係を求める場合、ここで仮定した $B=150\text{m}$ を一切使っていない。なお、ここで、各相関係数を図-4.14のようにまとめて示す。

図-4.14 各相関図の相関係数

図 番 号	相 関 関 係	相 関 係 数
図-4.15	(a) ピーク流量 $Q_{\max}$ ～ダムの高さ H	$r=0.79$
	(b) 単位幅ピーク流量 $q_{\max}$ ～ダムの高さ H	$r=0.83$
図-4.16	(a) ピーク流量 $Q_{\max}$ ～貯水量 V	$r=0.63$
	(b) 単位幅ピーク流量 $q_{\max}$ ～貯水量 V	$r=0.99$
図-4.17	(a) ピーク流量 $Q_{\max}$ ～単位幅貯水量 V/B	$r=0.63$
	(b) 単位幅ピーク流量 $q_{\max}$ ～単位幅貯水量	$r=0.99$
図-4.18	(a) ピーク流量 $Q_{\max}$ ～ダムファクター $V \times H$	$r=0.72$
	(b) 単位幅ピーク流量 $q_{\max}$ ～ダムファクター $V \times H$	$r=0.92$
図-4.19	(a) ピーク流量 $Q_{\max}$ ～ $V \times H/B$	$r=0.72$
	(b) 単位幅ピーク流量 $q_{\max}$ ～ $V \times H/B$	$r=0.92$

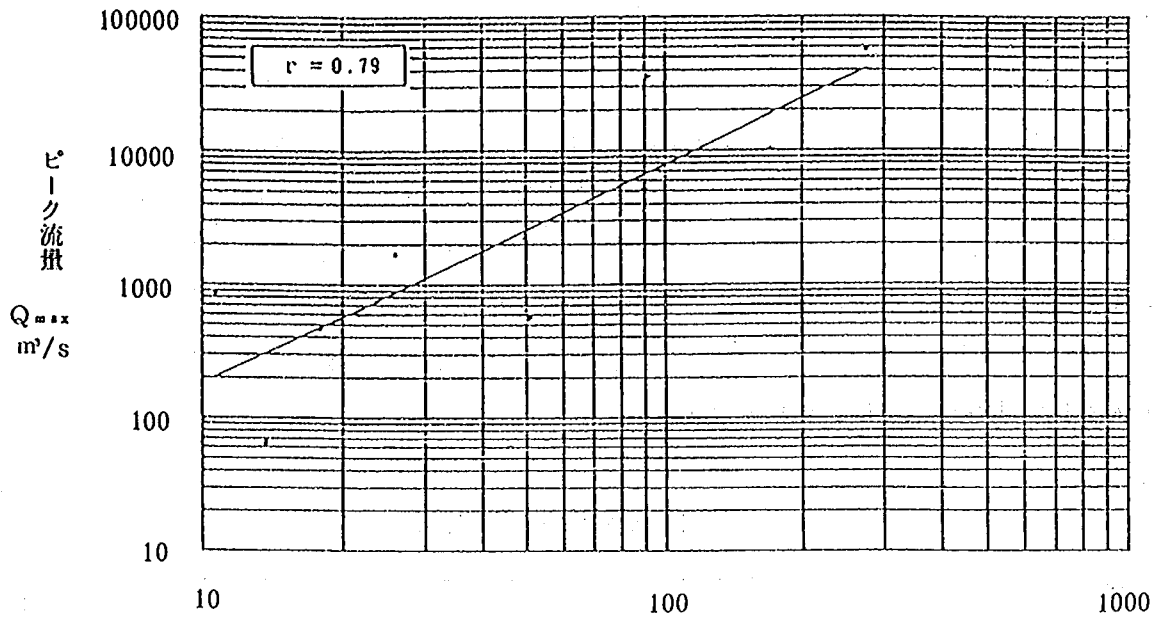
上述の比較より少なくとも次のようなことが説明された。

- ① 単位幅流量でも各ファクターと比較的よい相関関係を持っている。
- ② ピーク流量～各ファクターと単位幅ピーク流量～各ファクターの相関関係においては仮に両者の相関関係が同じであっても後者による予測結果の相対誤差が前者より小さい。

なお、単位幅流量と単位幅量の指標が河幅を考えていないから、実際に予測図をつくる場合及び予測するでは、いろいろなメリットがある。たとえば、

- ① 変数が一つ少なくなるため、計算がより容易である。
- ② 実際の流域では、河幅が場所的に変化しており、全幅の量、たとえば Dam-Factor($V \times H$) が正確

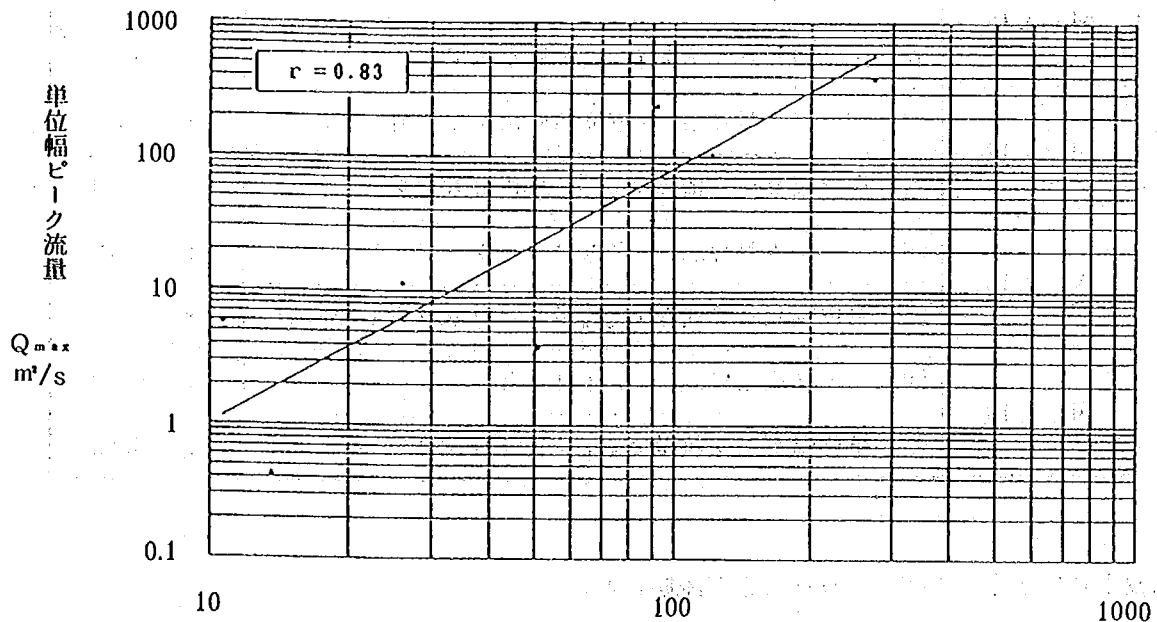
(from costa)



天然ダムの高さ (m)

(a) ピーク流量～ダムの高さ

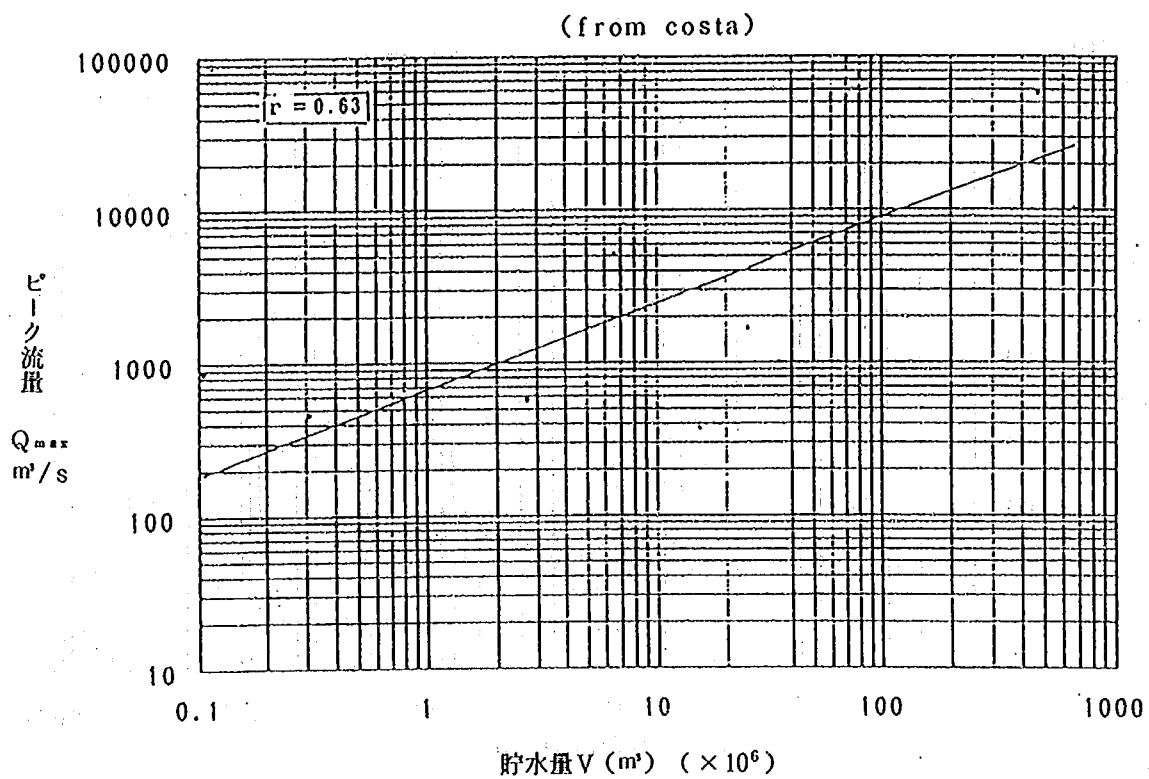
(from costa)



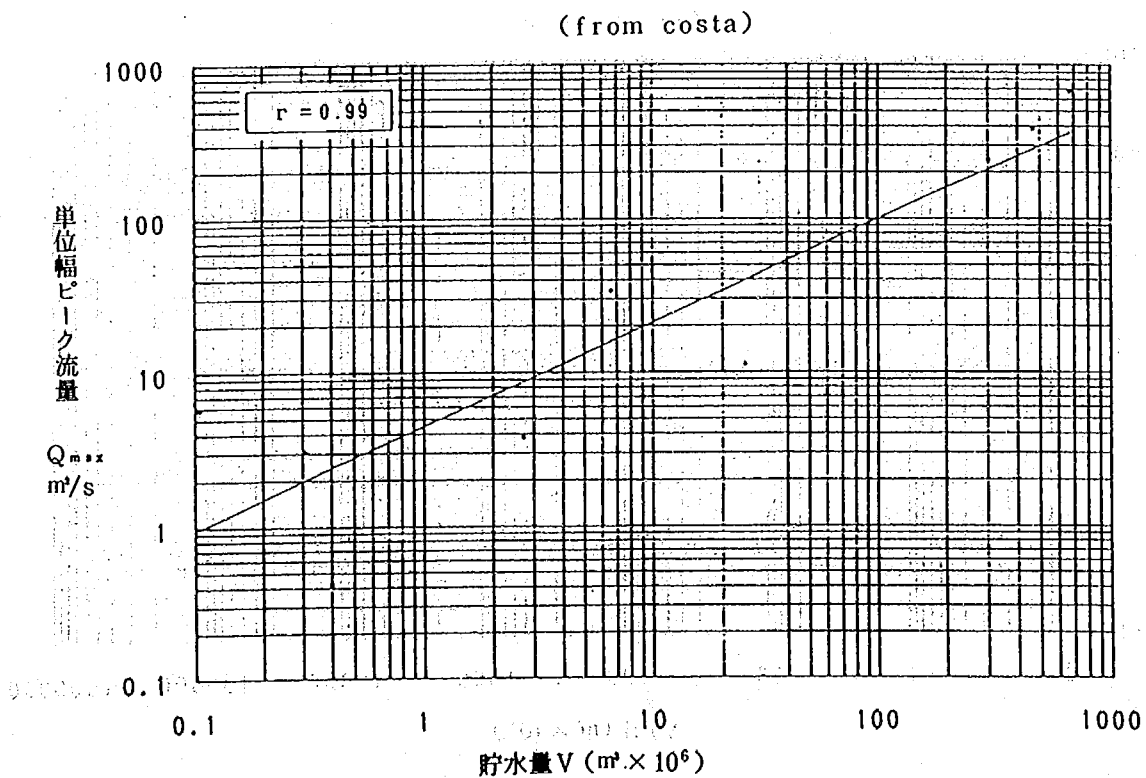
ダム高さ (m)

(b) 単位幅ピーク流量～ダムの高さ

図4.15 ピーク流量, 単位幅ピーク流量とダムの高さとの関係

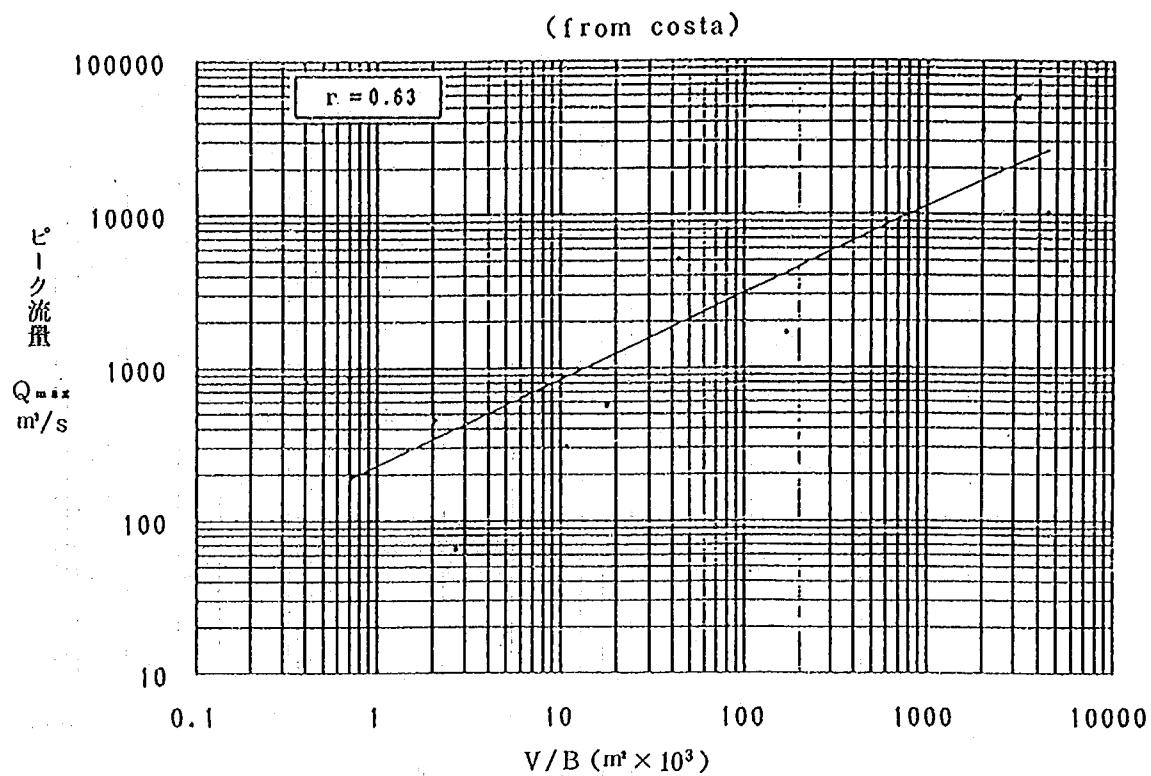


(a) ピーク流量～貯水量

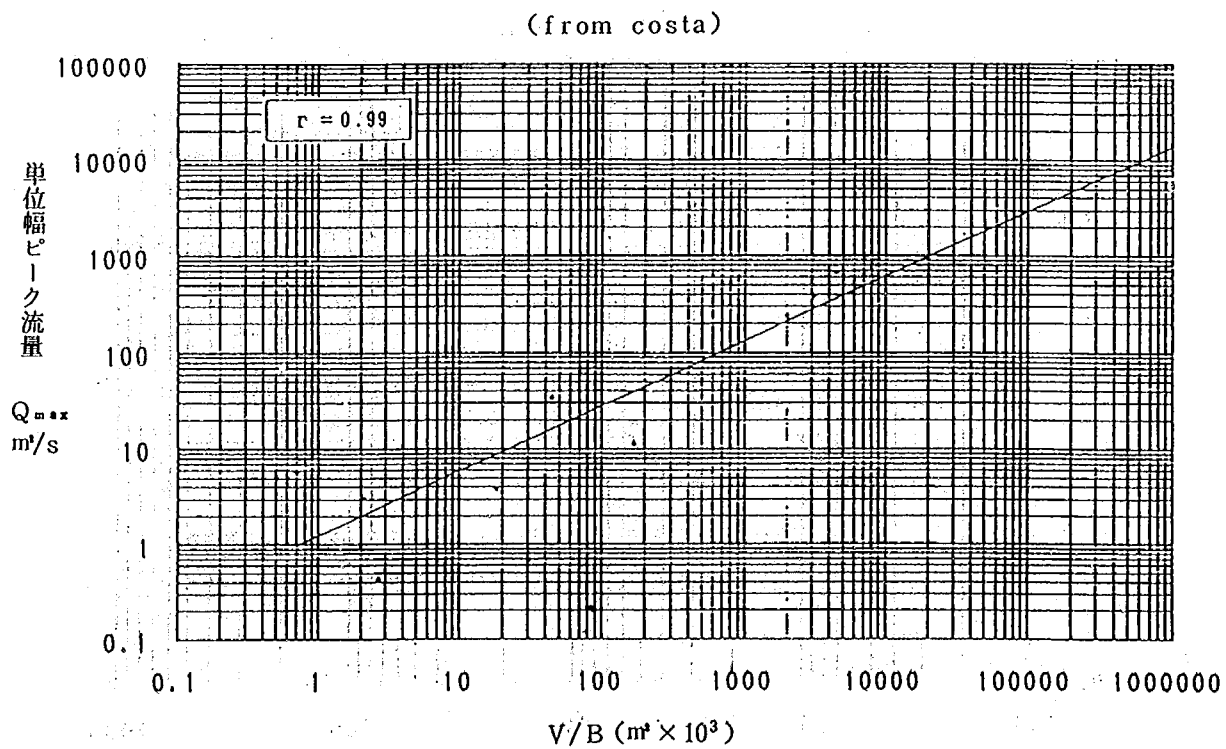


(b) 単位幅ピーク流量～貯水量

図4.16 ピーク流量, 単位幅ピーク流量と貯水量との関係

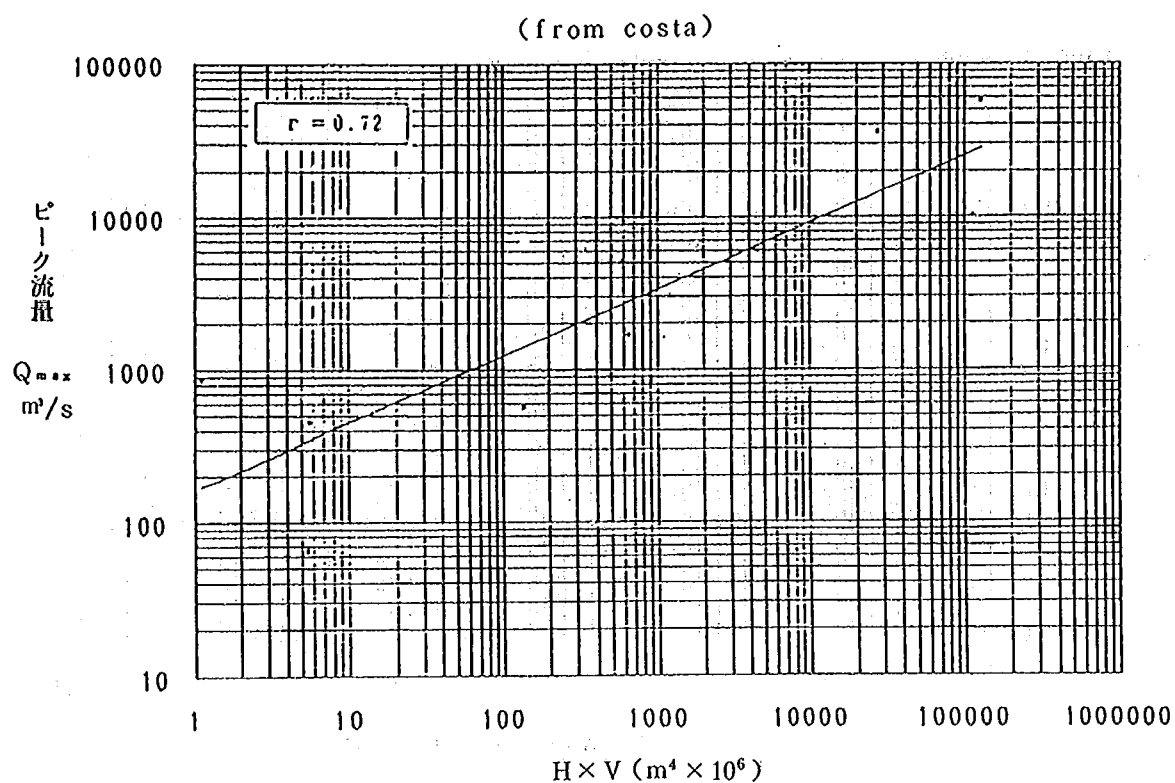


(a) ピーク流量～(V/B)の関係

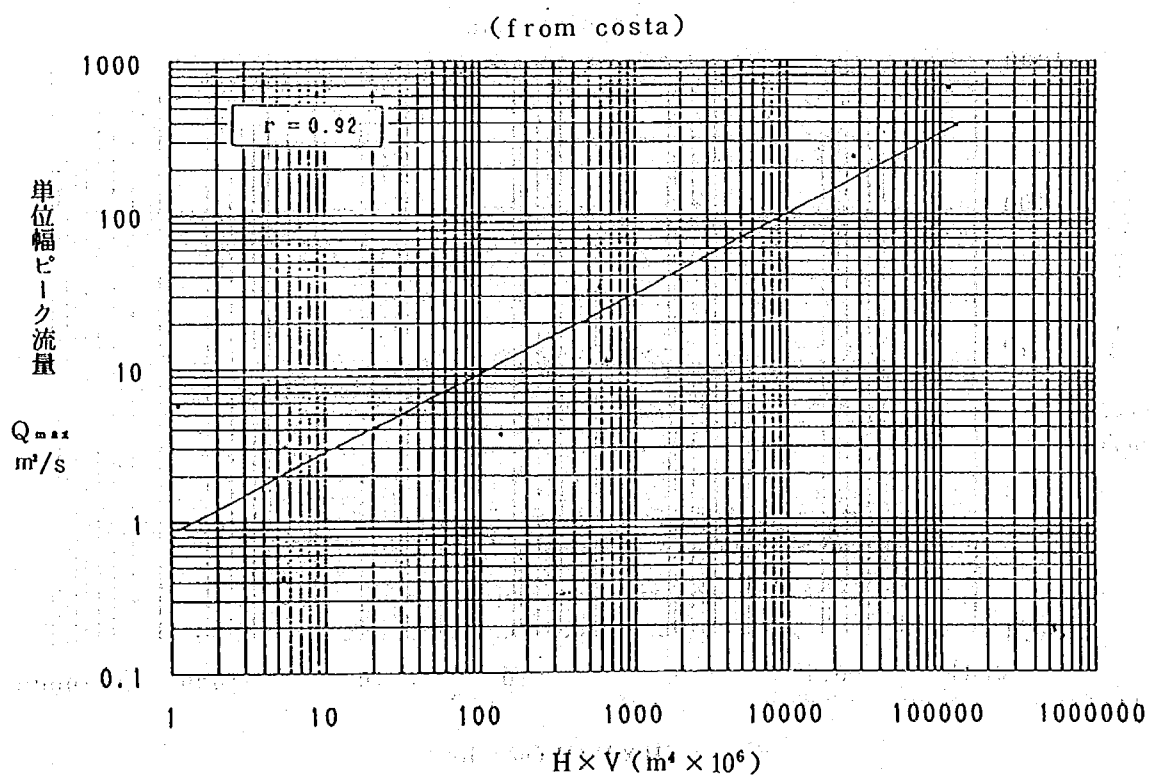


(b) 単位幅ピーク流量～(V/B)の関係

図4.17 ピーク流量, 単位幅ピーク流量とV/Sとの関係

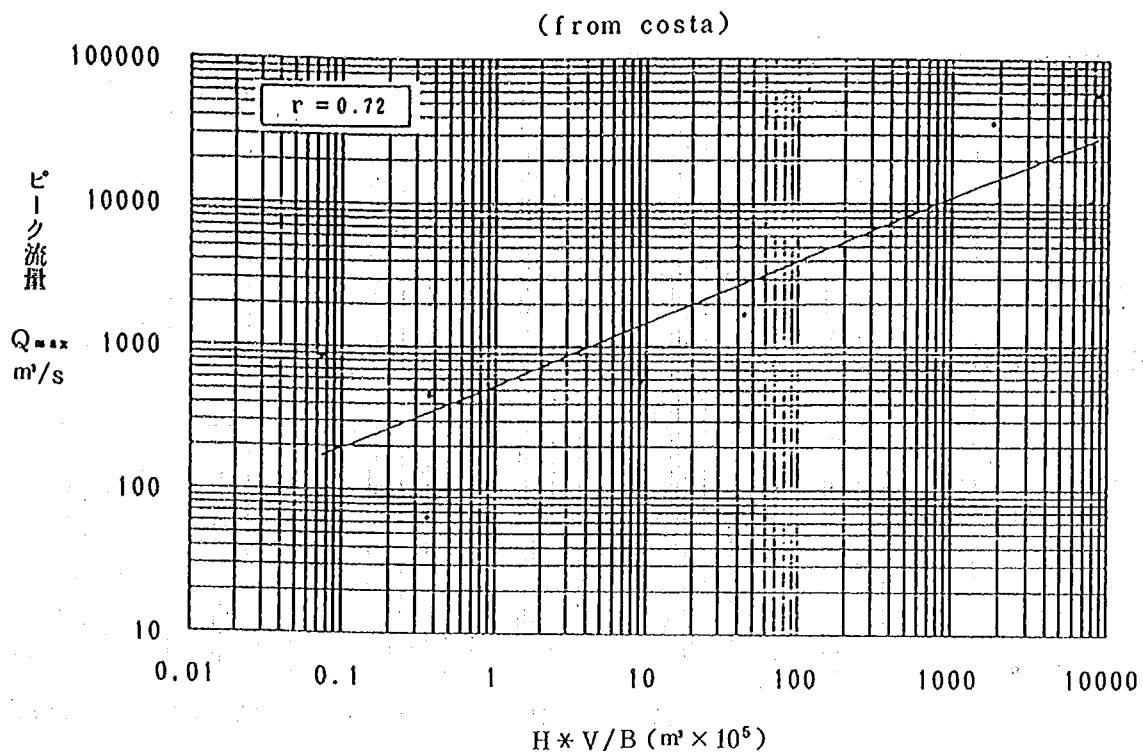


(a) ピーク流量～ダムファクター

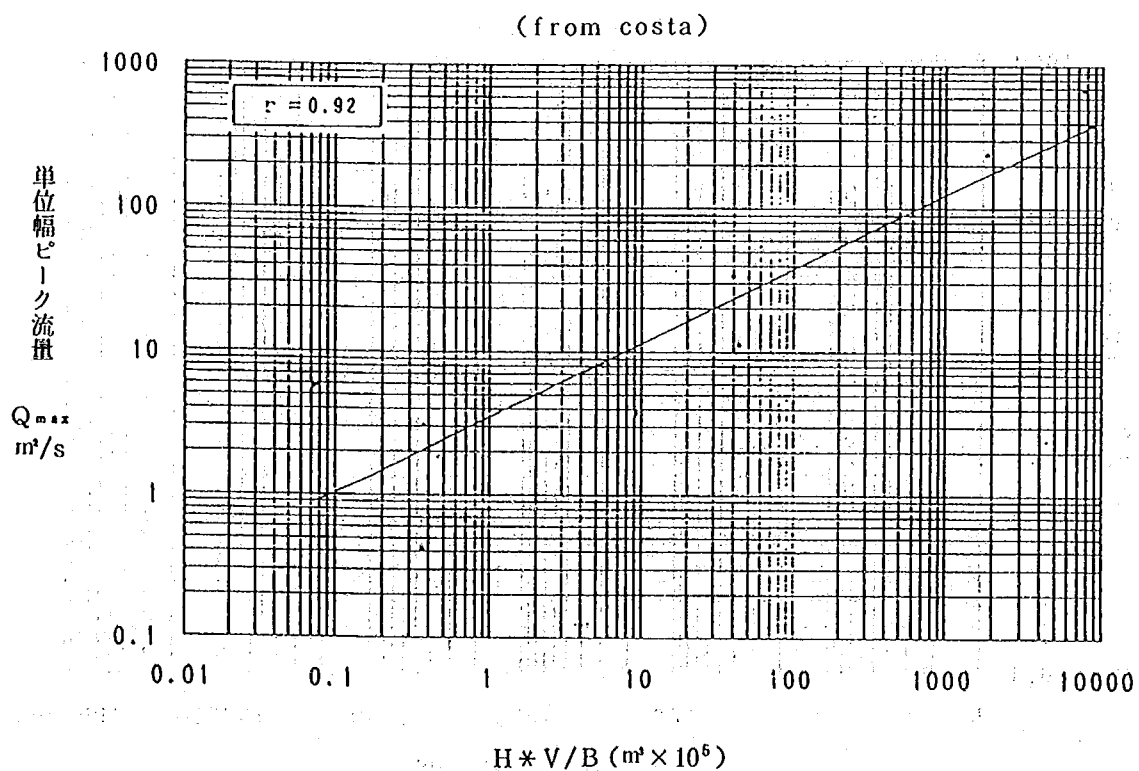


(b) 単位幅ピーク流量～ダムファクター

図4.18 ピーク流量, 単位幅ピーク流量と $H \times V$



(a) ピーク流量～($H * V/B$)の関係



(b) 単位幅ピーク流量～($H * V/B$)の関係

図4.19 ピーク流量, 単位幅ピーク流量と $H * V/B$ との関係

に求まるのは困難である。河幅が場所的に変化するし、深さ方向にも変化する。しかも河幅を測るのは困難で、かつ、どのような河幅値を使ったらいいかという基準もない。現実には Costa の資料には上流貯水量が与えられているが、その求め方と河幅が与えられていないことからこのデータの信頼性に疑問を持たざるを得ない（図-4.20を参照）。

ここで、仮にそれぞれの $Q_{\max} \sim V \times H$ と $q_{\max} \sim S \times H$ の相関関係を用いてピーク流量を予測する場合、どちらが効果的かを簡単に説明する。

前者の場合、ダム決壊のピーク流量を得るには、まず上流の全貯水量 V を見積る必要がある。実際の河川では、図-4.20が示しているように、貯水面の河幅と溪床横断形状が場所的に変化しているので、 V は簡単に河幅、貯水深、河床勾配等で求めることができず、各地点の溪床横断形状に支配される。一方、各地点の溪床横断形状を正確かつ簡単に測定・調査することは非常に困難である。測定可能としても、非常に時間がかかる。これに対し、後者の場合、 S は単位幅貯水量であるが、上流貯水域の最大縦断面積（中心縦断面面積）であり、河幅及び横断形状とも無関係である。一義的に溪床勾配と最大貯水深（満杯の時のダムの高さ）より求められるので、容易に単位幅ピーク流量を推定することができる。単位幅ピーク流量さえ求まれば、ダム下流のある地点における平均河幅を乗じるとその地点のピーク流量が得られる。上述より、明らかに後者のほうが前者より、簡単で、かつ正確にピーク流量を推定することができる。

したがって、本計算結果の解析はおもに単位幅流量と各ファクターとの関係、特に単位幅量の指標との関係に着目して行うこととする。

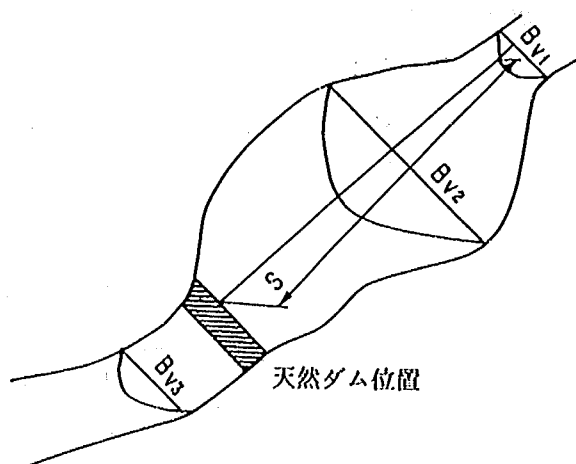


図-4.20 天然ダム上下流における河幅のとり方

4.4 複合指標も含めたピーク流量の検討

ここでは、単位幅ピーク流量と各単一指標及び複合指標との相関関係を検討し、単位幅ピーク流量を支配する主な指標を明らかにする。普通、両変数間の相関の強さを評価する場合、相関関係を使うが、その目安としては、表-4.8の通りである。

表-4.8 相関関係評価の目安

相 関 関 係	相 関 の 強 さ
1.0~0.7 (-1.0~-0.7)	かなり強い相関がある
0.7~0.4 (-0.7~-0.4)	かなり相関がある
0.4~0.2 (-0.4~-0.2)	やや相関がある
0.2~0.0 (-0.2~-0.0)	殆ど相関がない

(1) 単位幅ピーク流量と単一指標との関係

計算結果より、単位幅ピーク流量とダム高さ、堤頂長さ、堤体のり面勾配、河床勾配、粒径及び上流流入量との相関関係をそれぞれ図-4.21~図-4.27に示す。また、各相関図の相関係数を表-4.9に示す。

表-4.9 各相関図の相関指標と相関係数

図 番 号	相 関 指 標	相 関 係 数
図-4.21	単位幅ピーク流量~ダム高さH	$r = 0.50$
図-4.22	単位幅ピーク流量~堤頂長さL	$r = 0.14$
図-4.23	単位幅ピーク流量~のり面勾配 $1/n$	$r = 0.27$
図-4.24	単位幅ピーク流量~河床勾配I	$r = 0.41$
図-4.25	単位幅ピーク流量~粒径 d_{50}	$r = 0.11$
図-4.26	単位幅ピーク流量~流入流量 q_{w0}	$r = 0.39$

図-4.21~図-4.26及び表-4.9から、次の点がわかる。

- ① 全体的に見れば、単位幅ピーク流量に影響する強さがダム高さ→河床勾配→流入流量→堤体ののり面勾配→堤頂の長さ→粒径の順に減少する。
- ② ピーク流量を支配する主因子はダム高さ、河床勾配といえるが、ダム高さは大きいほど単位幅ピーク流量は大きく、河床勾配は大きいほど単位幅ピーク流量は小さいという傾向がある。
- ③ 単位幅ピーク流量は流入流量、のり面勾配との相関は多少認められるが、堤頂長さ、粒径とは殆ど相関がない。

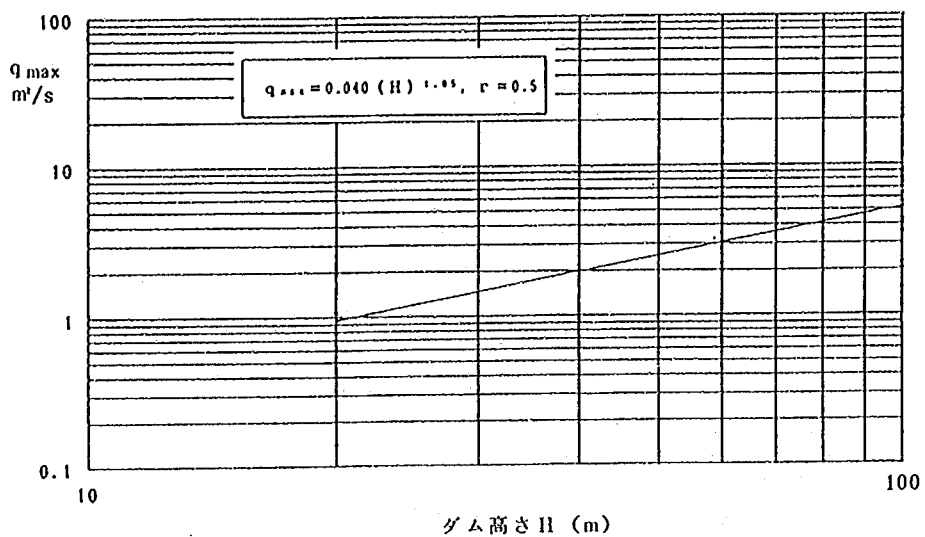


図-4.21 単位幅ピーク流量 $q_{\max}$ ～ダム高さ H の関係

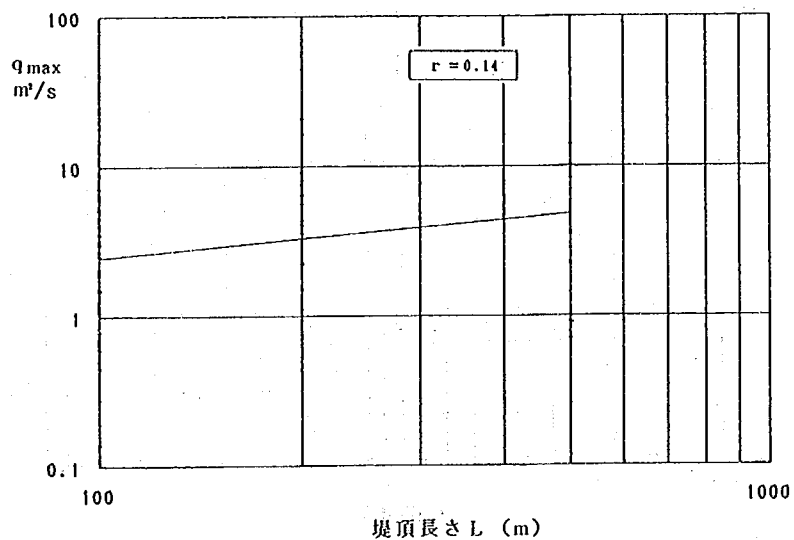


図-4.22 単位幅ピーク流量 $q_{\max}$ ～堤頂長さ L

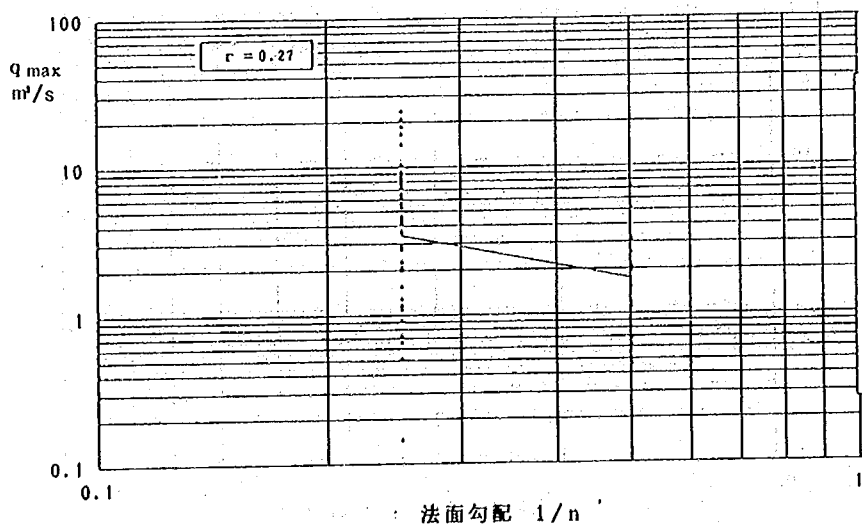


図-4.23 単位幅ピーク流量 $q_{\max}$ ～法面勾配 $1/n$

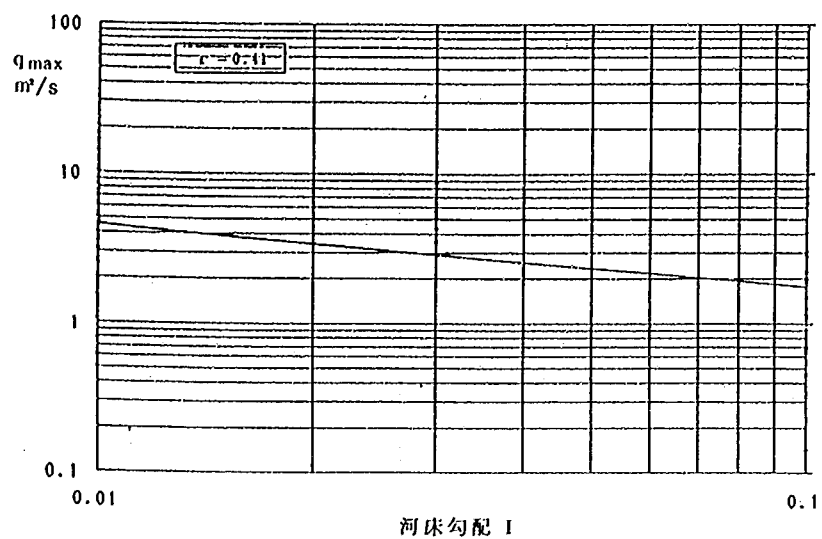


図-4.24 単位幅ピーク流量 $q_{\max}$ ～河床勾配 I

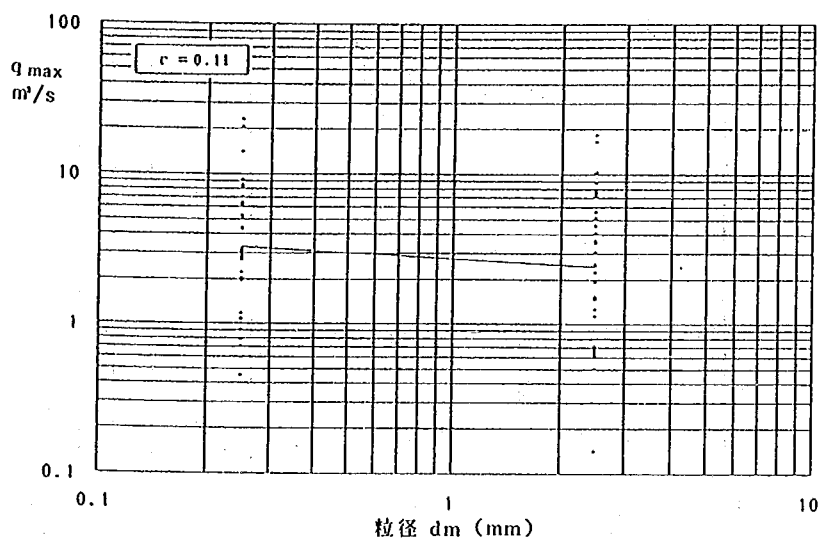


図-4.25 単位幅ピーク流量～粒径

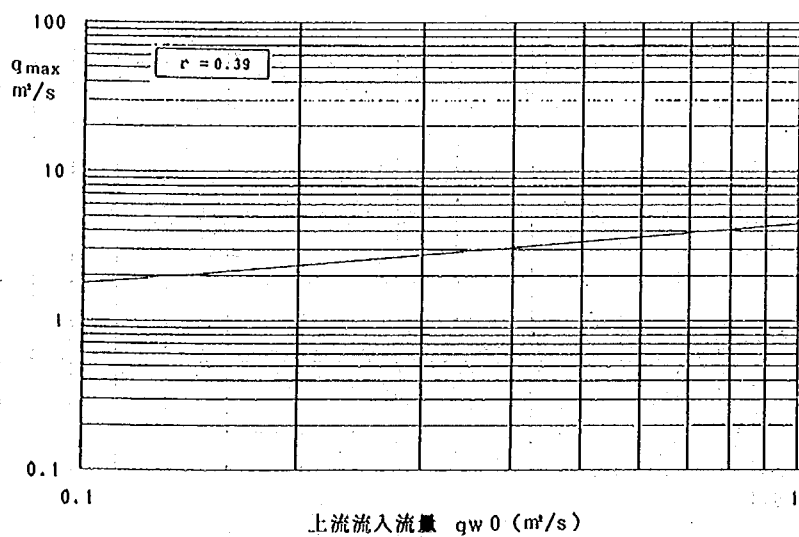


図-4.26 単位幅ピーク流量 $q_{\max}$ ～流入流量 q_{w0}

(2) 単位幅ピーク流量と複合指標との関係

上述した複数の単一因子を含んだ複合指標と単位幅ピーク流量との関係をそれぞれ図-4.27～図-4.29に示す。図-4.27は単位幅ピーク流量とダム堤体縦断面積との関係を示したものである。縦断面積 S_d はダムの高さ、堤頂長さ及びのり面勾配という三つの単一因子を含んだ総合因子であるが、単位幅ピーク流量とはかなり相関があるものの、依然として相関関係が小さい。単位幅貯水量 S とダム高さ $S \times H$ はダム高さと河床勾配という二つの主因子を含んだ複合指標であるため、図-4.28、図-4.29に示すように単位幅ピーク流量とかなり強い相関($r=0.75$)を持っている。

複数因子の場合、第二指標が第一指標と独立したものでなければならない。ここで、ダム高さ、堤体縦断面積、単位幅貯水量及びダム指標等を第一指標とし、河床勾配、上流流入量及び粒径を第二指標として単位幅ピーク流量との関係について検討する。各相関関係をそれぞれ図-4.30～図-4.38に示しており、それらの回帰式を表-4.10に表わしている。

図-4.30が河床勾配別の単位幅ピーク流量とダム高さとの関係であり、勾配が大きいほど、ピーク流量が小さいことを示している。勾配別の相関係数がいずれも図-4.21より高くなっているが、あまり理想的相関が認められなかった。同様に流入流量別の単位幅ピーク流量とダム高さとの関係(図-4.31)から、流入流量が大きいほど単位幅ピーク流量が大きいことが確認できるが、相関はまだ高くない。

河床勾配別、粒径別及び流入量別の単位幅ピーク流量と堤体縦断面積との相関はそれぞれ図-4.32、図-4.33と図-4.34に示されている。いずれも相関係数が図-4.27より大きくなり、若干改善されたが、かなり強い相関を持っているとは言えない。

図-4.35、図-4.36が示しているように、流入流量別と粒径別の単位幅ピーク流量と単位幅貯水量との関係は両者ともかなり強い相関を持っている。また、粒径別、流入流量別のダム指標と単位幅ピーク流量との関係(図-3.37、図-3.38)もかなり強い相関性が認められた。

上述の各関係を全体に比較すれば、流入流量別の単位幅ピーク流量と単位幅貯水量との関係(図-4.35)及び流入流量別の単位幅ピーク流量とダム指標との関係(図-4.38)は最もいい相関を持っていることがわかる。

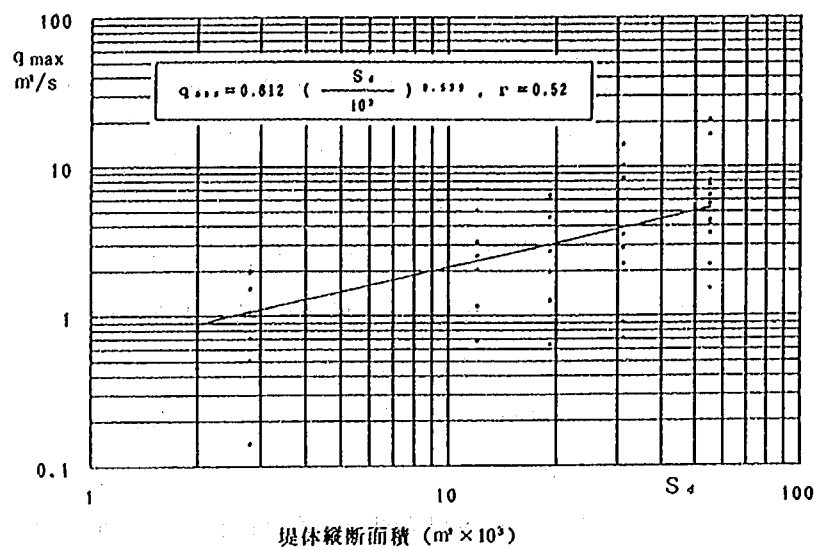


図-4.27 単位幅ピーク流量～堤体縦断面積

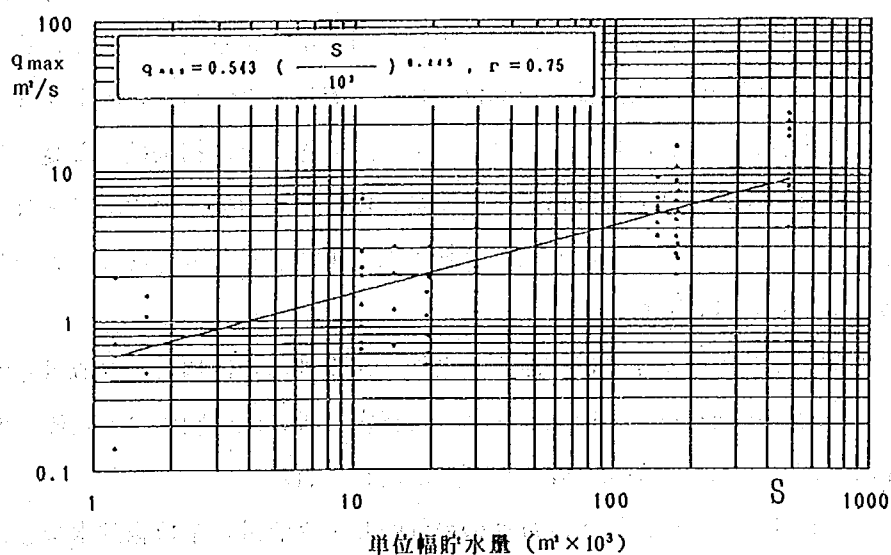


図-4.28 単位幅流量～貯水量

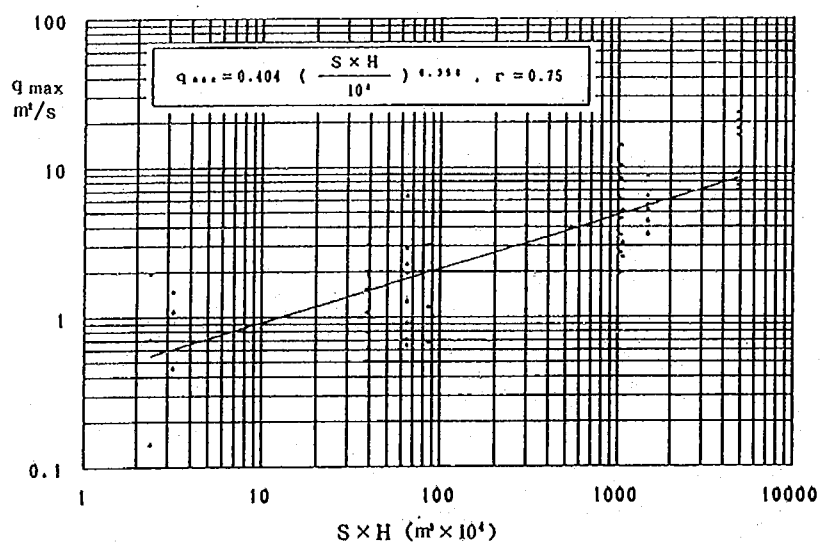


図-4.29 単位幅ピーク流量～ $S \times H$

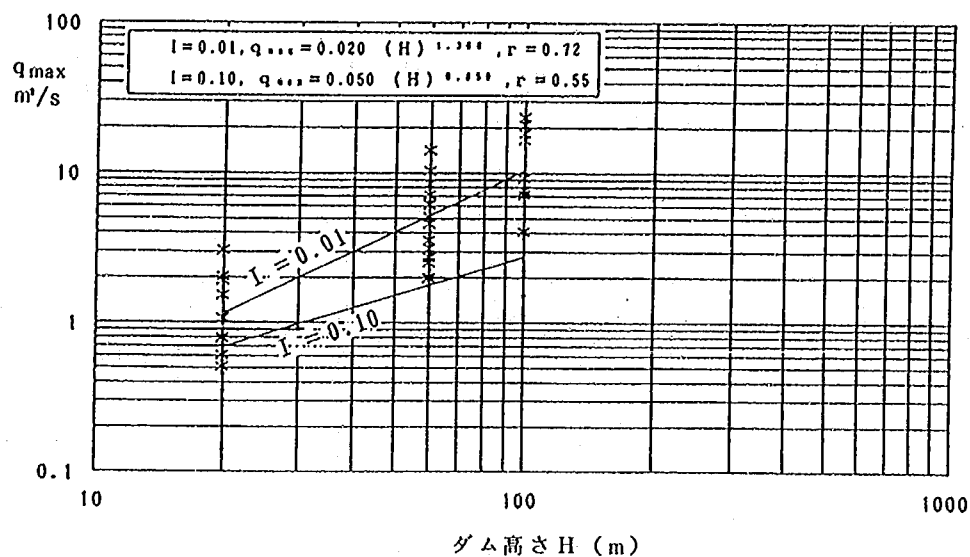


図-4.30 単位幅ピーク流量～ダム高さ

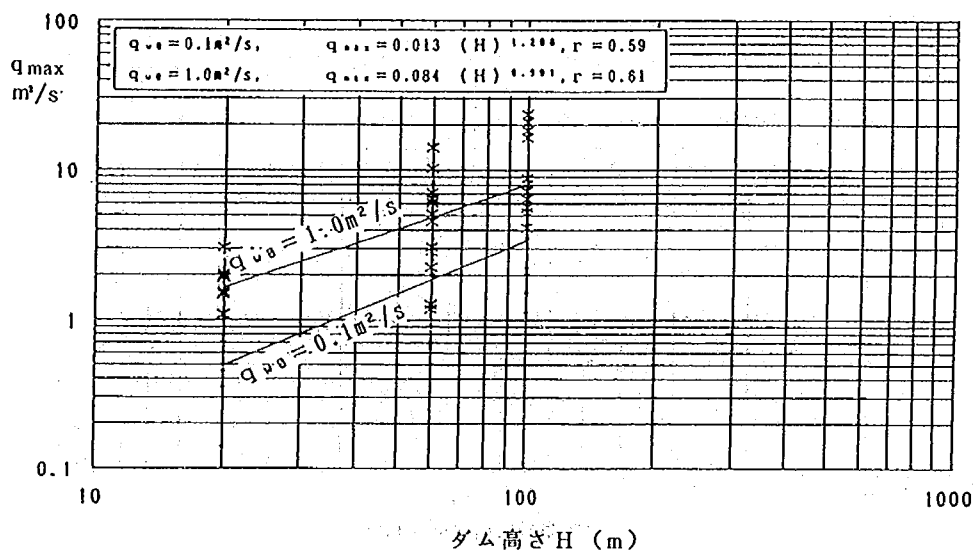


図-4.31 単位幅ピーク流量～ダム高さ

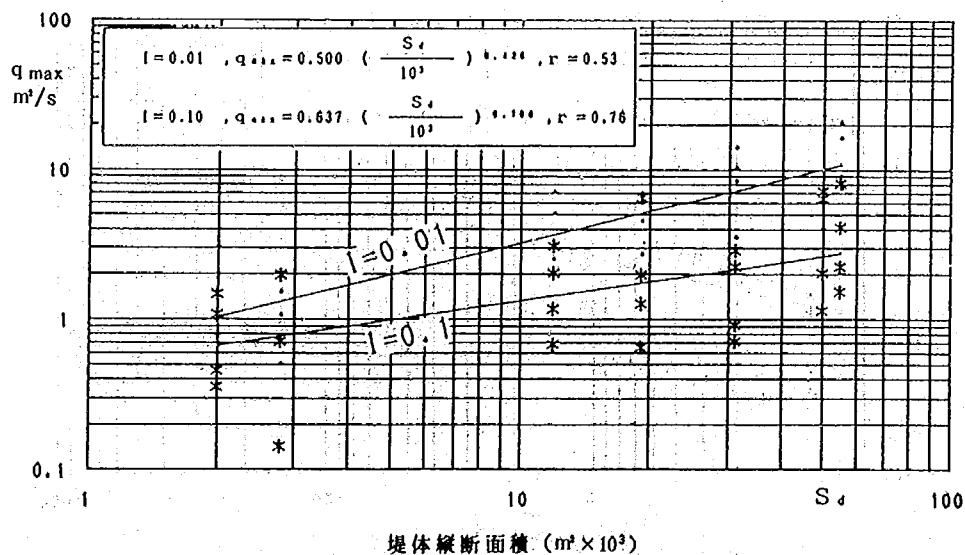


図-4.32 単位幅ピーク流量～堤体縦断面積

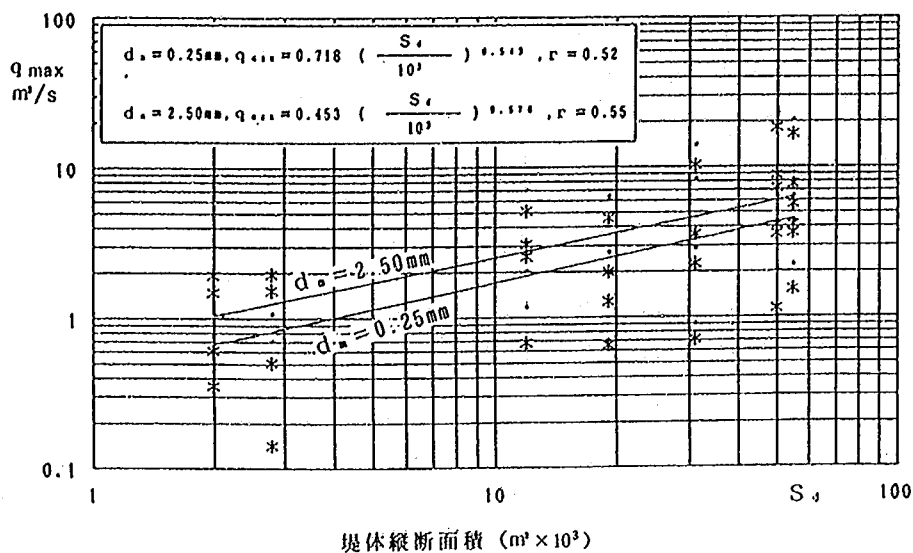


図-4.33 単位幅ピーク流量～堤体縦断面積

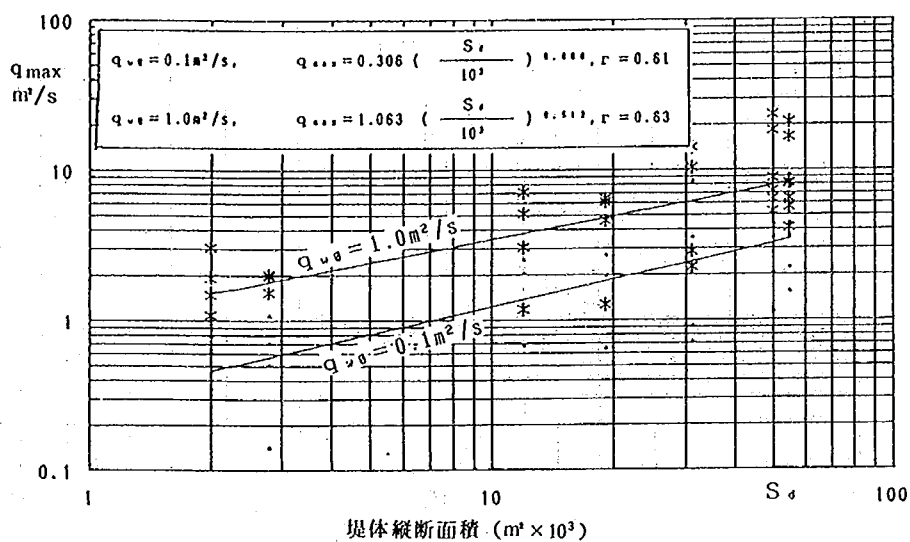


図-4.34 単位幅ピーク流量～堤体縦断面積

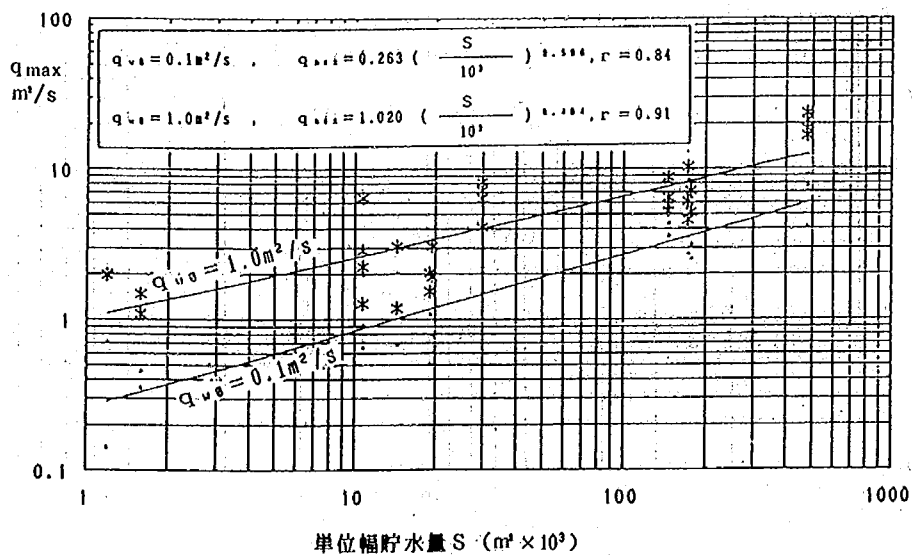


図-4.35 単位幅ピーク流量～単位幅貯水量

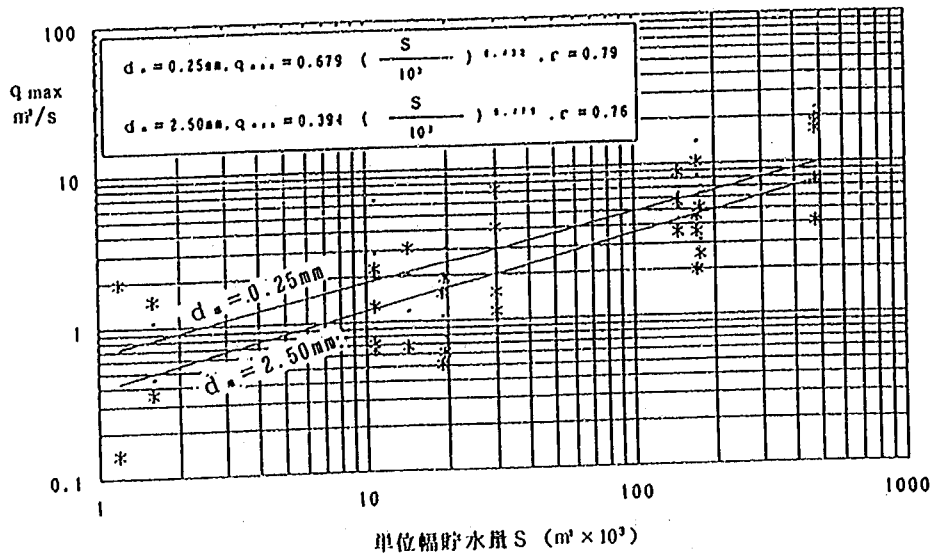


図-4.36 単位幅ピーク流量～単位幅貯水量

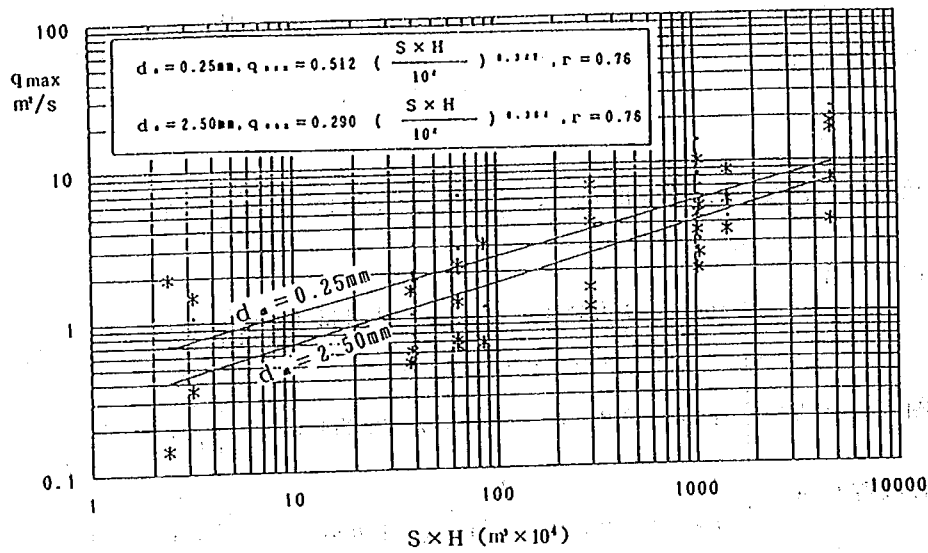


図-4.37 単位幅ピーク流量～ダム指標 ($S \times H$)

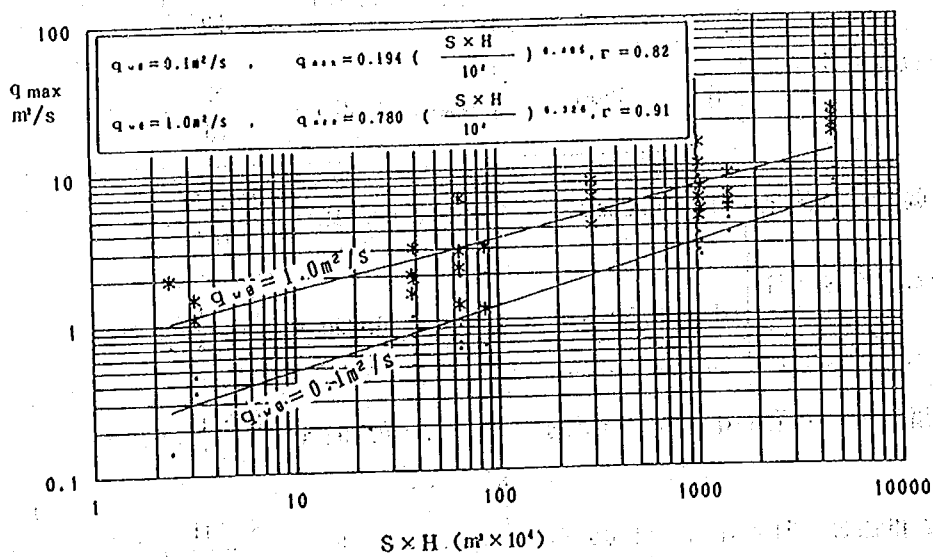


図-4.38 単位幅ピーク流量～ダム指標 ($S \times H$)

表-4.10 単位幅ピーク流量と複数因子との相関関係の比較

図番号	相関変数	パラメーター	関係式	相関係数 (r)
図-4.30	単位幅ピーク流量 ～ダム高さ	$I = 0.01$	$q_{max} = 0.020 (H)^{1.333}$	$r = 0.72$
		$I = 0.10$	$q_{max} = 0.050 (H)^{0.669}$	$r = 0.55$
図-4.31	単位幅ピーク流量 ～ダム高さ	$q_{w0} = 0.1 \text{ m}^2/\text{s}$	$q_{max} = 0.013 (H)^{1.286}$	$r = 0.59$
		$q_{w0} = 1.0 \text{ m}^2/\text{s}$	$q_{max} = 0.084 (H)^{0.991}$	$r = 0.61$
図-4.32	単位幅ピーク流量 ～堤体縦断面積	$I = 0.01$	$q_{max} = 0.500 \left(\frac{S_d}{10^3} \right)^{0.426}$	$r = 0.53$
		$I = 0.10$	$q_{max} = 0.637 \left(\frac{S_d}{10^3} \right)^{0.706}$	$r = 0.76$
図-4.33	単位幅ピーク流量 ～堤体縦断面積	$d_n = 0.25 \text{ mm}$	$q_{max} = 0.718 \left(\frac{S_d}{10^3} \right)^{0.543}$	$r = 0.52$
		$d_n = 2.50 \text{ mm}$	$q_{max} = 0.453 \left(\frac{S_d}{10^3} \right)^{0.576}$	$r = 0.55$
図-4.34	単位幅ピーク流量 ～堤体縦断面積	$q_{w0} = 0.1 \text{ m}^2/\text{s}$	$q_{max} = 0.306 \left(\frac{S_d}{10^3} \right)^{0.606}$	$r = 0.61$
		$q_{w0} = 1.0 \text{ m}^2/\text{s}$	$q_{max} = 1.063 \left(\frac{S_d}{10^3} \right)^{0.513}$	$r = 0.63$
図-4.35	単位幅ピーク流量 ～単位幅貯水量	$q_{w0} = 0.1 \text{ m}^2/\text{s}$	$q_{max} = 0.263 \left(\frac{S}{10^3} \right)^{0.506}$	$r = 0.84$
		$q_{w0} = 1.0 \text{ m}^2/\text{s}$	$q_{max} = 1.020 \left(\frac{S}{10^3} \right)^{0.404}$	$r = 0.91$
図-4.36	単位幅ピーク流量 ～単位幅貯水量	$d_n = 0.25 \text{ mm}$	$q_{max} = 0.679 \left(\frac{S}{10^3} \right)^{0.432}$	$r = 0.79$
		$d_n = 2.50 \text{ mm}$	$q_{max} = 0.394 \left(\frac{S}{10^3} \right)^{0.497}$	$r = 0.76$
図-4.37	単位幅ピーク流量 ～ダム指標 $S \times H$	$d_n = 0.25 \text{ mm}$	$q_{max} = 0.512 \left(\frac{S \times H}{10^4} \right)^{0.347}$	$r = 0.76$
		$d_n = 2.50 \text{ mm}$	$q_{max} = 0.290 \left(\frac{S \times H}{10^4} \right)^{0.384}$	$r = 0.76$
図-4.38	単位幅ピーク流量 ～ダム指標 $S \times H$	$q_{w0} = 0.1 \text{ m}^2/\text{s}$	$q_{max} = 0.194 \left(\frac{S \times H}{10^4} \right)^{2.405}$	$r = 0.82$
		$q_{w0} = 1.0 \text{ m}^2/\text{s}$	$q_{max} = 0.780 \left(\frac{S \times H}{10^4} \right)^{2.326}$	$r = 0.91$

5. 天然ダムのピーク流量を予測する簡易予測図の作成

前述した計算結果により、ピーク流量はダム高さ、河床勾配、流入流量、堤体の粒径等の総合効果によって支配されるが、単一因子で見た場合、ピーク流量を支配する主因子はダム高さ、河床勾配である。単一因子の中では、ダム高さとの関係は最もいい相関を持っているが、その相関係数が $r=0.5$ と低い（図-4.21）ので、ピーク流量の予測図としては不十分である。したがって、ダム高さ、河床勾配という二つの主因子を含んだ総合指標 S （単位幅貯水量）とピーク流量との関係（図-4.39）に着目するのが良いと考えられる。

4での検討より、単位幅ピーク流量と単位幅貯水量、流入流量別と粒径別の単位幅ピーク流量と単位幅貯水量及び単位幅ピーク流量とダム指標、粒径別と流入量別の単位幅ピーク流量とダム指標との諸関係はかなりいい相関を持っており、そのうち、流入流量別の単位幅ピーク流量と単位幅貯水量及び流入量別の単位幅ピーク流量とダム指標の関係は最も高い相関があることがわかった。それらのいずれも単位幅ピーク流量の予測図として使えるが、簡単に現場で使用することを考えると、ピーク流量に関係が深く、かつ、調査あるいは測定しやすいダム指標（単位幅貯水量 $S \times$ ダム高さ H ）を用いたピーク流量の簡易予測図を検討する。

単位幅ピーク流量とダム指標 $S \times H$ との関係を図-5.1～図-5.2に示す。図-5.1は粒径別の $q_{\max}$ (m^2/s) と $(S \times H)$ の関係、図-5.2は上流流入流量別の $q_{\max}$ (m^2/s) と $(S \times H)$ の関係である。4で示したダムの高さとの単一指標との関係に比べより高い相関を示している。

本予測図の使用手順としては次の通りである。

- ① 天然ダム形成後にヘリコプターによる災害調査や現地踏査により、天然ダムの高さ H 、河床勾配 I 及び堤体下流の川幅 B_d 等を把握する。
- ② $S = H^2/(2I)$ より、天然ダム湖の単位幅貯水量 $S (\text{m}^2)$ を計算する。
- ③ S と H を用いて図-5.1あるいは5.2より単位幅ピーク流量 $q_{\max}$ を求める。
- ④ $q_{\max} \times B_d$ によりピーク流量が得られる。

天然ダム形成後にヘリコプターによる災害調査や現地踏査により、天然ダムの粒径及び上流流入量を把握することができれば¹³⁾ 図-10、図-11よりピーク流量をより正確に把握できる。しかし、これらのデータがなくてもピーク流量をある程度推定することは可能といえよう。

単位幅ピーク流量～ダム指標 (S × H)

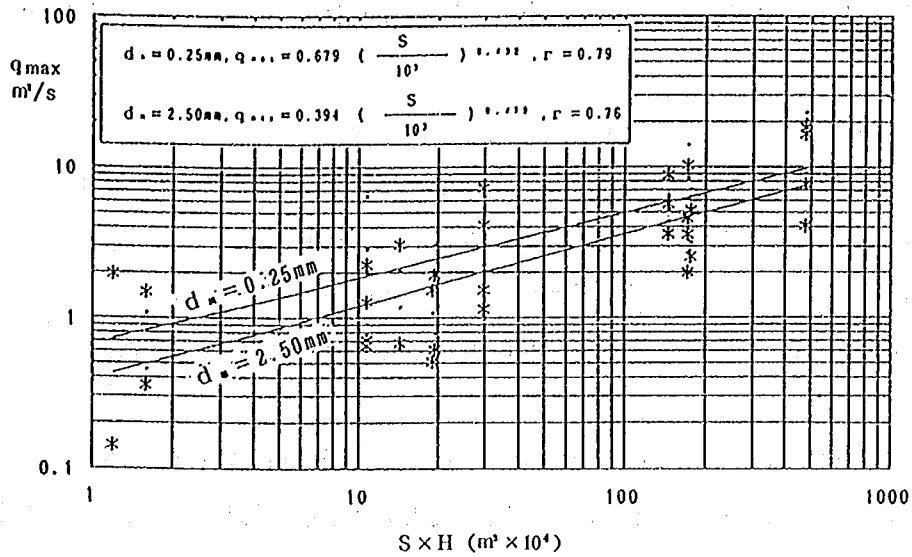


図-5.1 単位幅ピーク流量の推定図 (粒径別)

単位幅ピーク流量～ダム指標 (S × H)

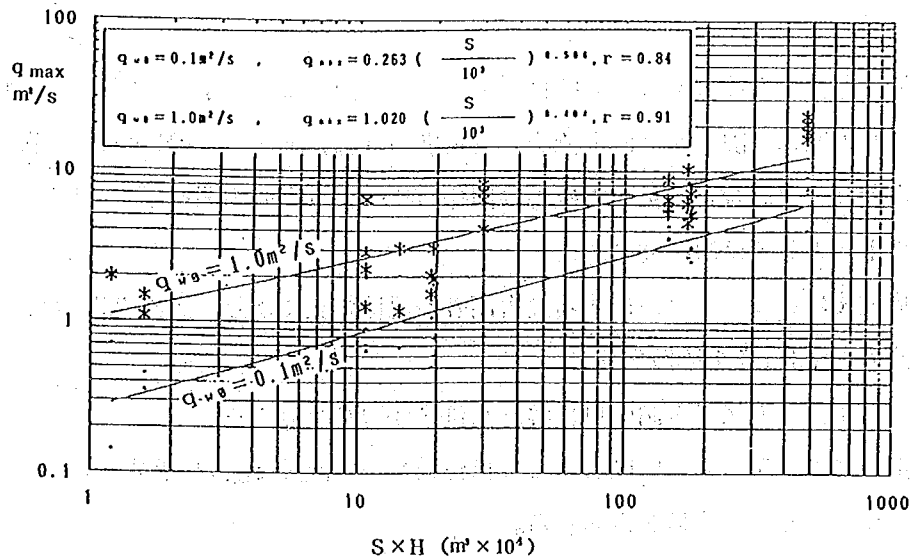


図-5.2 単位幅ピーク流量の推定図 (上流流入量別)

6. 天然ダム決壊による洪水の氾濫域の推定

天然ダム決壊による洪水が発生した場合に、下流のどの場所が危険かを判断する必要がある。想定される氾濫域を早急に求め、住民に対し、警戒及び避難体制を実施する必要がある。図-5.1あるいは図-5.2より、天然ダムが決壊した場合に、下流にどの程度の洪水が発生するか、つまりそのピーク流量 Q_{max} を推定する。次に示す式より天然ダム下流地点における洪水の最大水深を求める。

$$R = (n Q_{max} / (B_d I^{1/2}))^{3/5} \dots\dots\dots (6.1)$$

Rをその地点の護岸高や河岸高h（ビデオや地形図より判読）と比較して氾濫の有無を判断する。 $R > h$ の場合、氾濫の危険性があるものと判断する。

ここでは、実際に昭和59年9月の長野県西部地震により王滝川と濁川合流点に形成された天然ダムの事例¹⁾を用いて天然ダムの下流の危険区域を推定する手順について説明する。

本天然ダムの規模、水理条件及び河床条件を表-6.1に示す。なお本天然ダムは形成直後に天然ダムの開削が行われ、実際には破壊していない。

まず貯水域の断面積（単位幅貯水量）Sを求める。表-6.1に記載されている河床勾配は天然ダム形成後の河床勾配で、貯水域の河床勾配を示していないので、図-6.1より元河床の平均勾配を求めて、貯水域の河床勾配とする。

表-6.1 王滝村・御岳山の天然ダムに関する資料¹⁾

場 所	流量 (m³/s)		堰 止 高 H (m)	堰 止 幅 D (m)	河 床 勾 配	
	平 均	ピーク			上 流	下 流
王滝村・御岳山	5	960	40	280	1/17	1/65

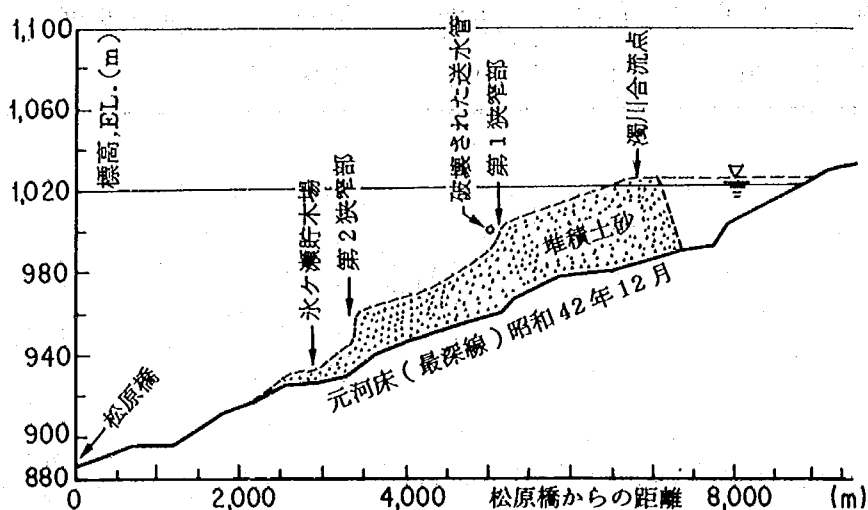


図-6.1 王滝川の河床縦断形状

貯水域の元河床勾配は

$$I = \arctan \left(\frac{1020 - 885}{8800} \right) = 1/65 \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

となる。単位幅貯水量は

$$S = H^2 / (2 I) = 52000 \text{ (mf)} \quad \dots\dots\dots (6.3)$$

である。ここでは天然ダムの粒径 $d = 0.25\text{mm}$ で構成されていると仮定すると、形成される洪水の単位幅ピーク流量は

$$q_{\max} = 3.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

となるが、天然ダム直下流では王滝川と濁川の合流部で、川幅はかなり広く、 $B_d = 350\text{m}$ と推定される。したがって全幅ピーク流量

$$Q_{\max} = 3.15 \times 350 = 1103 \text{ m}^3/\text{s}$$

が得られる。実際には、下流に流下していくピーク流量は $Q_{\max}$ と濁川からの流量を合わせたものであるが、王滝川に比べ濁川の集水面積は小さいことから、 $Q_{\max}$ を用いて下流の危険区域を推定する。

洪水位 R は式 $R = (n Q_{\max} / (B_d I^{1/2}))^{3/5}$ で計算する。図-6.2 に示している No. 1, 2, 3, 4 の各地点における推定結果を表-6.2 に示す。表-6.2 及び図-6.1 より No. 4 は無堤区間であり氾濫が予想される。また No. 2 より下流域において破線で示す範囲において洪水位 R と護岸高 h の差は小さく、氾濫の危険性があるといえる。

表-6.2 危険箇所の推定結果

地 点 No.	4	3	2	1	$R =$ $\left(\frac{n Q_{\max}}{B_d I^{1/2}} \right)^{3/5}$ $n = 0.06$
川幅 B_d (m)	50	60	75	80	
河床勾配 I	0.018	0.018	0.015	0.015	
洪水位 R (m)	3.95	3.54	3.20	3.15	
護岸高 h (m)	4.00	7.00	5.00	5.00	
氾濫の有無	有	無	注意	注意	

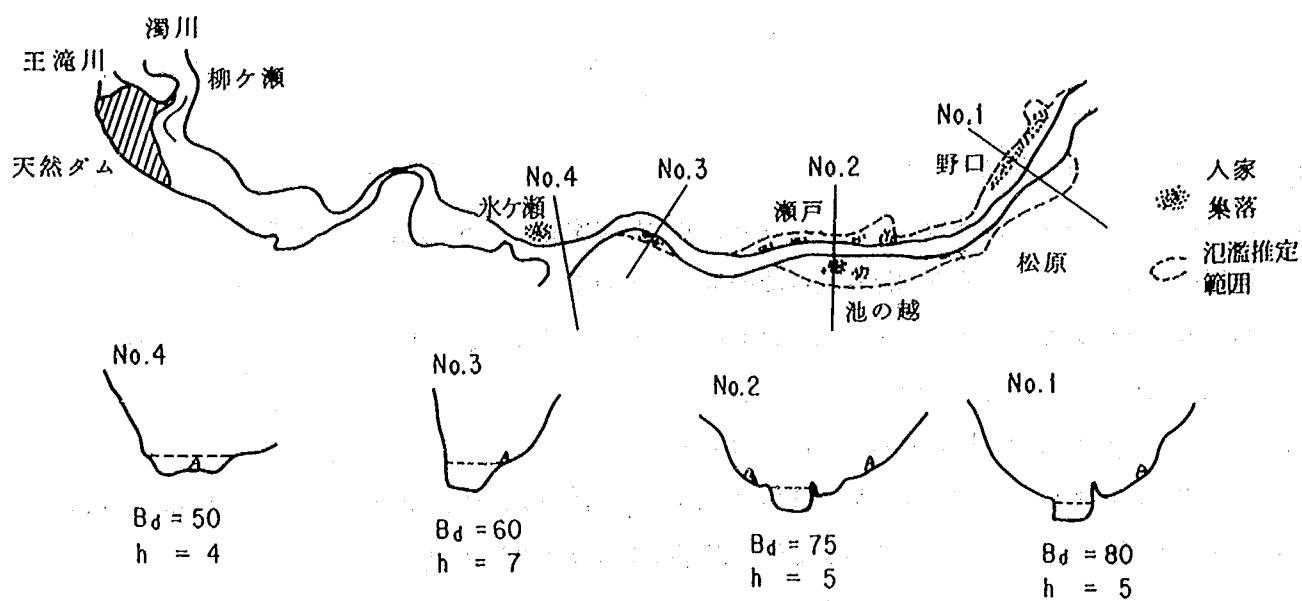


図-6.3 長野県西部地震により形成された天然ダム
決壊による洪水流の氾濫域の推定例

7. ま と め

本報告において検討した結果をまとめる。

- (1) 浸食による天然ダム決壊のシミュレーション手法を提案した。本手法により天然ダムの決壊過程及び決壊後の堤体下流における洪水流量及び流砂量ハイドログラフを計算することができる。
- (2) Costaの天然ダム決壊の現地調査資料によるピーク流量の値と本計算によるピーク流量を比較した結果、比較的よく適合していることがわかった。
- (3) 天然ダムの決壊時刻を推定する簡易推定図を作成した。
- (4) 天然ダムの決壊によるピーク流量は天然ダム高さ、河床勾配、流入流量、堤体のり面勾配、堤頂長さ、粒径等の要因により決まるが、その支配的な指標はダム高さと河床勾配である。
- (5) 天然ダムの高さが大きいほど、下流への単位幅ピーク流量は大きく、河床勾配が大きいほど単位幅ピーク流量が小さい傾向が認められる。
- (6) 天然ダム決壊時の単位幅ピーク流量と各指標との関係について検討を行い、天然ダム高さ(H)と単位幅貯水面積(S)との関係による単位幅ピーク流量(q_{max})の簡易予測図を提案した。
- (7) 提案した予測図により実際に形成された天然ダムを例にとり、ピーク流量及び氾濫範囲の推定手法を示した。

今後の課題としては①天然ダムの決壊の形態としては先に述べたように越流によるものが大部分である。しかし、天然ダムが浸透により破壊される場合も考えられ、破壊形状とそれにとまなう段波の発生及び下流への影響について精度の良い推定法を検討する必要がある。②天然ダムの決壊に関係する堤体土砂の性質や天然ダムに接する溪岸の浸食抵抗と決壊との関係を明らかにする必要がある。③天然ダムを越流浸食する過程において流水幅は必ずしも全幅を流れるわけではなく、流水幅を考慮した推定法の検討が必要である。さらに④天然ダム湖の水位及び堤体材料を簡易にかつ精度良く推移する方法などがあげられる。

なお、本検討においては、(財)国土開発技術研究センターに設けられた「災害情報システムの開発委員会」(梅村魁委員長)、「復旧計画作成支援システムの開発委員会」(久保慶三郎委員長)、及び「土砂災害復旧計画作成支援システムの開発分科会」(小橋澄治委員長)において種々有益なる御指摘を賜った。またシミュレーション計算の実施においては国土防災圏匡氏の協力を得た。ここに厚く御礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 芦田和男：河道閉塞に関する事例研究－1889年（明治22年）十津川水害について，二次災害の予知と対策No.2，（社）全国防災協会， pp 37～45. 1987,
- 2) 武居有恒：昭和28年有田川災害，二次災害の予知と対策No.2，（社）全国防災協会， pp 47～71. 1987,
- 3) 北沢秋司：長野県西部地震における河道閉塞等の事例，二次災害の予知と対策No.1，（社）全国防災協会， pp 33～62. 1986,
- 4) 水山高久・石川芳治・福本晃久：天然ダムの崩壊と対策，土木技術資料， Vol131, No11, pp 50～56.
- 5) 建設省中部地方建設局（1987）：天然ダムによる災害事例調査，事例資料の統計的分析
- 6) 高橋保，匡尚富：天然ダムの決壊による土石流の規模に関する研究，京大防災研年報，第31号B-2, 1988, pp 601～615.
- 7) 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，20号B-2, 1977, pp 405～435.
- 8) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，206, 1972, pp 59～69.
- 9) 芦田和男・高橋保・水山高久：急勾配水路における混合砂礫の移動限界掃流力に関する研究，新砂防，103, 1977, pp 6～13.
- 10) 芦田和男・高橋保・道上正規：河川の土砂災害と対策，1983,
- 11) 高橋保：土石流の流れ学，ながれ，3, 1984年， pp 307～317.
- 12) J.Costa, Floods From Dam Failure, in Flood Geomorphology, 1988, pp 439～436.
- 13) 小泉豊・石川芳治・井良沢道也：ヘリコプターによる土砂災害状況の把握，平成3年度砂防学会研究発表会概要集

天然ダム決壊による
洪水流下の予測に関する
研究報告書

ISSN 0386-5878

土木研究所資料 第3013号
平成3年7月 (1991年)

砂防研究室 室長 石川 芳治
主任研究員 井良沢 道也
小 泉 豊

要 旨

崩壊によって生じた土砂が河道に達し、天然ダムを形成することがある。この天然ダムが越流侵食等により崩壊すると土砂を含んだ流水が下流に流下し大きな被害を及ぼす危険性がある。そこで天然ダムが決壊する過程についてシミュレーション計算を行い、天然ダム決壊による土砂流のピーク流量を簡易に判定できる図の作成を行った。

キーワード：砂防，天然ダム，決壊，シミュレーション計算

郵便はがき

305-□□

41円切手
をはって
下さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防部砂防研究室
御 中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3013号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

土木研究所資料第3013号

