

ISSN 0386-5878

土木研究所資料 第2835号

土木研究所資料

スリット砂防ダム前庭保護工に関する水理模型実験報告書

平成2年3月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © 1990 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。

土木研究所資料
第2835号 1990年3月

スリット砂防ダム前庭保護工に関する水理模型実験報告書

砂防研究室 室長 水山 高久
研究員 山田 孝
矢島 重美

要旨

単位幅流量の大きなスリット砂防ダムの本副間の距離等、前庭保護工の設計に関して、水理模型実験をおこない、その結果に基づいて設計の手順をとりまとめた。

キーワード：スリット砂防ダム、前庭保護工、水理模型実験

Design of slits sabo dam apron

Sabo, Division, Sabo Department

Head of Division: Takahisa MIZUYAMA

Researcher: Takashi YAMADA

Shigemi YAJIMA

Synopsis

Hydraulic model tests were carried out on the aprons of slit Sabo dams. The appropriate distance between a maindam and a subdam and others were considered. A design procedures was proposed based on the model tests.

KEY WORDS: Slits Sabo dam, apron, hydraulic model tests.

目 次

まえがき

1. 実験概容	1
1.1 実験の目的	1
1.2 実験条件	1
1.2.1 水路条件	1
1.2.2 スリット砂防ダムの模型	1
1.2.3 流量	1
1.3 実験条件	3
1.4 測定項目	4
2. 実験の結果	7
2.1 減勢効果	7
2.2 スリット部を流れる流量、スリット部での越流水深	14
2.3 落水脈の飛距離	16
2.3.1 半理論式で求めた場合	16
2.3.2 Rand の式で求めた場合	17
2.3.3 スリット部の流速を $V_0 = \sqrt{2gz}$ ($z = \frac{1}{3}h$) で与えた場合	18
2.3.4 スリット部の流速を断面平均流速とした場合	20
2.3.5 水脈飛距離の実験値と各手法の比較	21
2.4 副ダムの規模（高さ、距離）	21
2.4.1 水叩き上での流速及び射流水深	21
2.4.2 跳水対応水深	23
2.4.3 本副間距離	28
2.4.4 副ダムの高さ	31
2.5. 本副間距離と副ダム下流の洗掘	31
3. まとめ（スリット砂防ダム前庭保護工の設計手順）	36
参考文献	38

まえがき

常願寺川本川中流部瀬戸蔵からサブ谷砂防ダム間の河道は大規模出水時に上流から多量の土砂が流入する場合には河床が上昇するが、上流での土砂生産抑制が進むにつれて河床が低下し、現在は河床堆積土砂の二次侵食が著しい。とくに上流での比較的土砂の生産を伴わない中小洪水時の河床低下が問題となり、既設の護岸の基礎が洗掘される等の被害がでている。従って、砂防ダム、床固工等で河床低下を防止するとともに、中小洪水時には土砂を流下させ、大規模洪水時に、土砂を捕捉できるスリット砂防ダムが計画されている。しかしながら、当該河川の計画流量は $2000 \text{ m}^3/\text{sec}$ と非常に大きく、今までこのような条件下でスリット砂防ダムを計画した事例がないため、設計にあたり、未知な点も多い。

スリットの形状と土砂調節の関係については、水山、阿部らの研究²⁾があり、スリットが狭くて深いほどダム上流のせき上げが著しく、土砂調節効果も大きいという知見が得られている。反面、スリットダム前庭保護工の設計についての研究は水山、下東らの実験的研究³⁾以外はほとんどなされておらず、その手法は確立されていない。そこで、大きな流量を対象として、水理模型実験を行い、スリット砂防ダム前庭保護工の設計手法を確立することになった。

1. 実験概容

1.1 実験の目的

スリット砂防ダムでは、スリット部に流水が集中するため、落下する水脈の流速が通常のクローズタイプの砂防ダムよりも大きくなると考えられ、前庭保護工の設計にあたり、これまでのクローズタイプとは異なった設計方法が必要になると考えられる。この実験では、大流量を対象として、スリット砂防ダム前庭部での落下水脈の挙動を把握し、減勢工法を検討して、前庭保護工の設計指針を作成することを目的とする。

1.2 実験条件

1.2.1 水路条件

実験装置は、図-1に示す幅1.5m、長さ12m、の矩形水路である。水路勾配は、現地の瀬戸蔵砂防ダム～空谷砂防ダム間の平均河床勾配（1/28）とした。

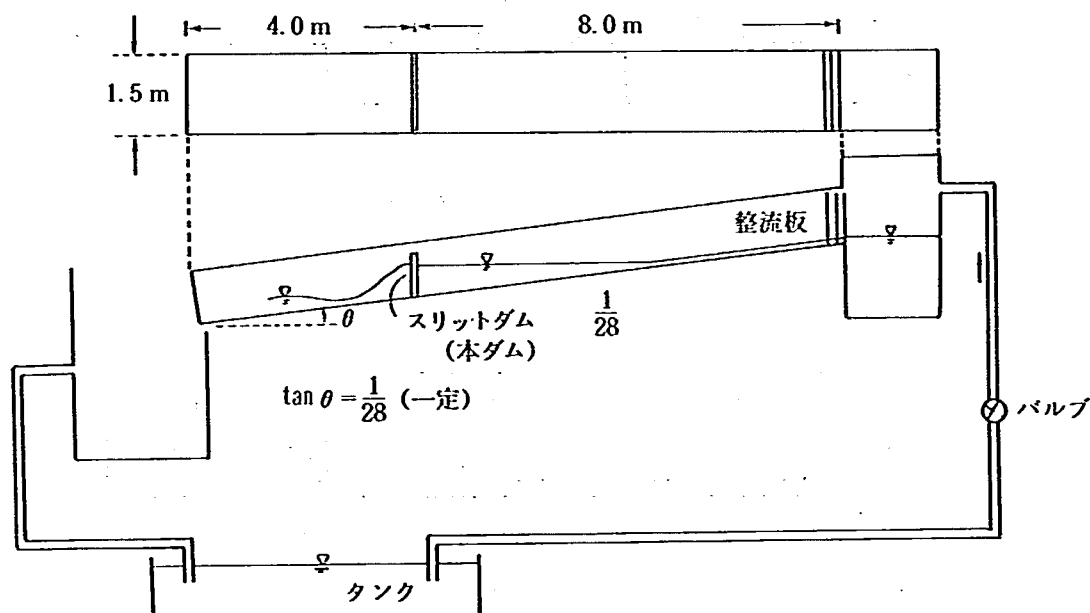


図-1 実験水路の概略

1.2.2 スリット砂防ダムの模型

スリット砂防ダムの模型は図-2に示した3タイプで、縮尺は1/100とした。スリットの形状は、タイプⅠ、Ⅱ、Ⅲの順に幅が狭くなり、深くなる。建設省北陸地方建設局立山砂防工事事務所の計画に最も近いのはタイプⅠである。スリットの断面は、大オリフィス式を用いて10ℓ/secを流せるように設定した。副ダムの形状は図-3に示す3タイプであり、高さを3cm(事務所案)、4cm、5cmとした。

1.2.3 流量

実験流量は、20ℓ/sec、14ℓ/sec、10ℓ/sec、7ℓ/secの4種類である。模型の縮尺は1/100であるので、フルードの相似則により、各々、2000m³/sec、1400m³/sec、1000m³/sec、700m³/secに対応する。このうち、2000m³/secは計画流量である。また、1000m³/sec（30年確率）は、

スリット部のみで流す流量である。流量の与え方は定流とし、給砂は行わない。

1.3 実験条件

実験は、流量、スリット砂防ダムの形状、本副間距離、副ダムの高さの組み合わせにより、表-1に示す43ケースを行なった。

表-1 実験ケース

実験タイプ	CASE	流 量 (ℓ/sec)	本ダムタイプ	副ダム高 (cm)	本副間距離 (cm)	流路床の状態	
I	1	14	I	—	—	固 定 床	
	2	7					
	3	14	II				
	4	7					
	5	14	III				
	6	7					
	7	20					
	8	10					
	9	20	II				
	10	10					
	11	20	I				
	12	10					
II	13	20	I	4	28		
	14				50		
	15				70		
	16			3	28		
	17				50		
	18				70		
	19			5	28		
	20				50		
	21				70		
	22		II	3	28		
	23				50		
	24				70		
	25			4	28		
	26				50		
	27				70		
	28			5	28		
	29				50		
	30				70		
	31		III	3	28		
	32				50		
	33				70		
	34			4	28		
	35				50		
	36				70		
	37			5	28		
	38				50		
	39				70		
III	40	20	I	4	50		副ダム下流は 移動床
	41				35		
	42				25		
	43				15		

(1) 実験Ⅰ

スリット天端からの落下水脈の飛距離を把握するための実験で、副ダムは設けていない。流量は定流を4種類 ($Q=7, 10, 14, 20 \text{ l/sec}$) 与えた。また、スリット砂防ダムの形状は、図-2に示した3タイプである。

(2) 実験Ⅱ

副ダムによる落下水脈の減勢効果を把握するための実験で、流量は計画流量に相当する 20 l/sec を与えた。

本副間距離を 28 cm (事務所案)、 50 cm 、 70 cm と変化させた。副ダムの形状は図-3に示した3タイプとした。

(3) 実験Ⅲ

本副間距離と副ダム直下流での洗掘の関係を把握するための実験で、流量は 20 l/sec を与えた。本ダムの形状は、図-2に示すタイプⅠ、副ダムの形状は図-3のタイプⅡ (高さ 4 cm) とした。本副間距離は、 $50, 35, 25, 15 \text{ cm}$ の4種類とし、本副間は土砂が全く堆積していない状態を想定して行った。副ダム直下流部は 15 cm の厚さで土砂を敷きつめて移動床とした。実験砂の粒度分布を図-4に示す。 50% 粒径は 6.5 mm である。

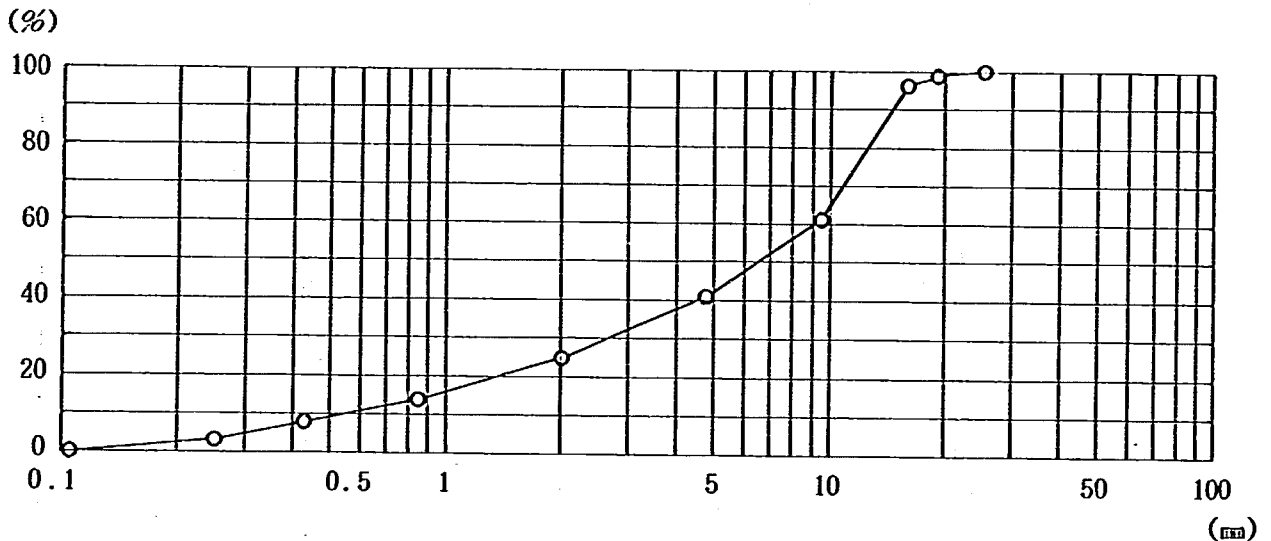


図-4 実験使用砂 (実験Ⅲ) の粒径分布

1.4 測定項目

(1) 実験Ⅰ

実験Ⅰでは、次の①～⑥の項目について測定した。

- ①スリット部を通過する流れの水深 (越流する場合はその水深) ; h_1
- ②スリットダム上流の射流域等流水深 ; h_2
- ③落下水脈の到達距離 (上流側 ; l_1 , 下流側 ; l_2)
- ④落下水脈の幅 (水叩き衝突部) ; B_1
- ⑤水脈落下後の射流水深 ; h_3
- ⑥背水域の距離 ; l_3

また、ビデオカメラならびに35mmカメラで撮影を行った。

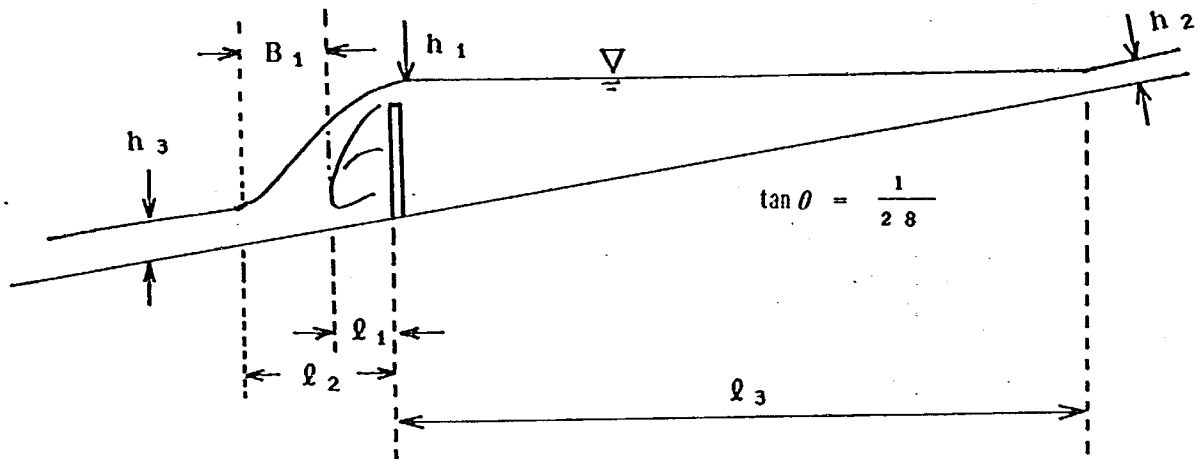


図-5 実験Ⅰでの測定項目

(2) 実験Ⅱ

実験Ⅱでは、次の①～⑦に示す項目について測定した。

- ①スリット部を通過する流れの水深（越流する場合はその水深）； h_1
- ②スリットダム上流の射流域等流水深； h_2
- ③落下水脈の到達距離（上流側； l_1 ，下流側； l_2 ）
- ④落下水脈の幅（水叩き衝突時）； B_1
- ⑤減勢池の水深； h_3
- ⑥副ダムの越流水深； h_2
- ⑦背水域の距離； l_3

また、ビデオカメラならびに35mmカメラで撮影を行った。

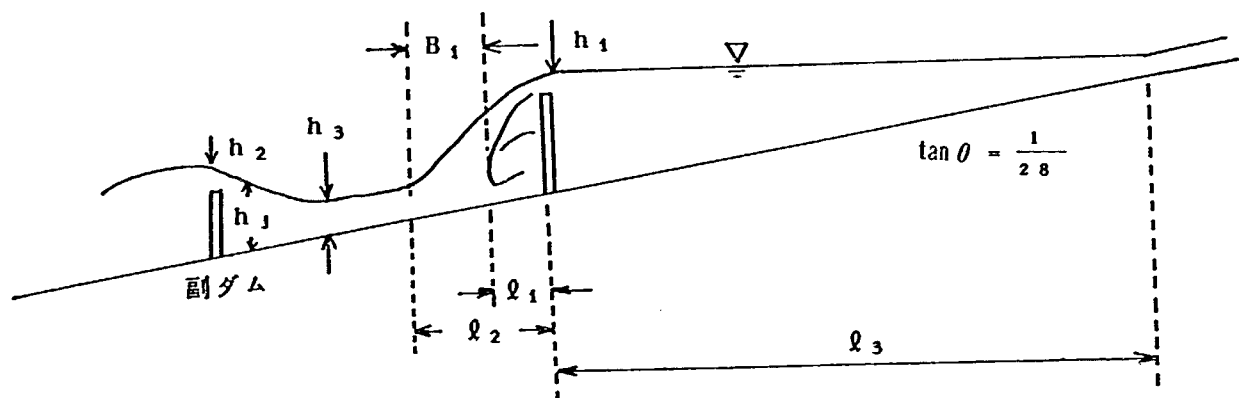


図-6 実験Ⅱでの測定項目

(3) 実験Ⅲ

実験Ⅲでは、次の①～③に示す項目について測定した。

- ①副ダムの越流水深； h_1

②副ダム直下流域での最大洗掘深； Z_s

③最大洗掘深の生じた位置と副ダムとの距離； l_s

また、35mmカメラで撮影を行った。

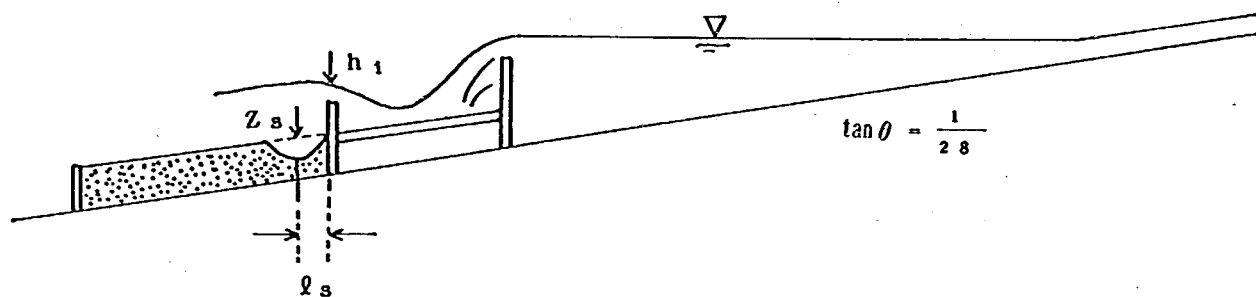


図-7 実験Ⅲでの測定項目

2. 実験の結果

2.1 減勢効果

副ダムを設置した場合の前庭部での落下水脈の減勢状況を写真-1~9に示す。副ダムによる減勢効果を定量的に表現する方法は、今のところ確立されていないが、今回の実験では減勢の程度を表わす量として、副ダム上の平均水深、ならびに副ダム側面の水深から副ダム高を引いた水深を考え、本副間距離との関係を調べた。

図-8に本副間距離と副ダム上の平均水深(h_{2m})の関係を示す。ここに h_{2m} は副ダム上で測定した水深の平均値である。

この図から、副ダム上の平均水深(h_{2m})は本副間距離(L)が短い方が大きくなる傾向がみられる。 L が短い場合は落下水脈が副ダム上をはね上がり副ダム上での水位が部分的に高くなるため(写真-10)、 h_{2m} により減勢効果を表すのは好ましくないと考えられる。

次に、本副間距離と副ダム側面の水深から副ダム高を引いた水深 h_2 との関係を図-9に示す。この図から h_2 は、各ダムタイプ共、本副間距離50 cmの場合が、他の28 cm、70 cmの場合と比較して大きくなっていることがわかる。また、本ダムタイプⅠ、Ⅱでは、本副間距離が50 cm、副ダム高4 cmの場合に、 h_2 が最大となっている。本ダムタイプⅢでは本副間距離が50 cm、副ダム高5 cmのときに h_2 が最大となる。

したがって、今回の実験条件の中では、本副間距離が50 cm、副ダム高はダムタイプⅠ、Ⅱでは4 cm、ダムタイプⅢでは5 cmが望ましいと考えられる。

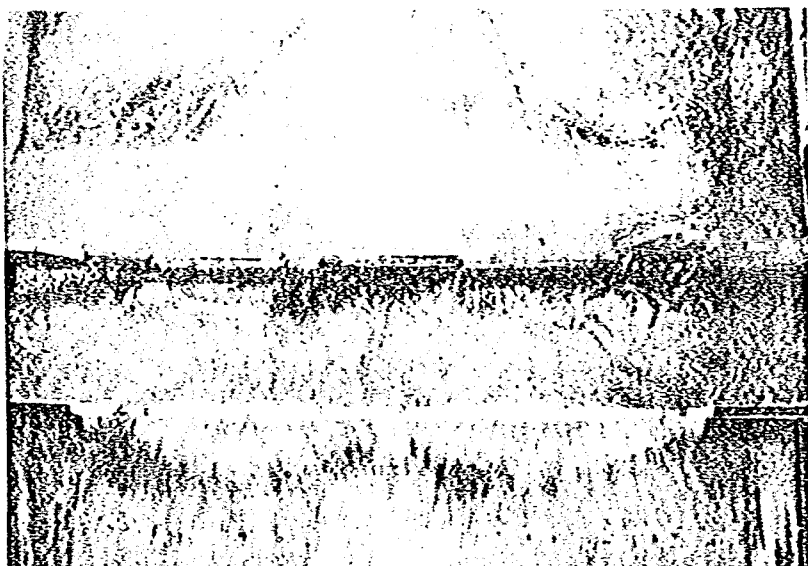


写真-1 減勢池の流況
(本ダムタイプⅠ、
副ダム高 5 cm、
本副間距離 28 cm、
流量 20 ℓ/sec)

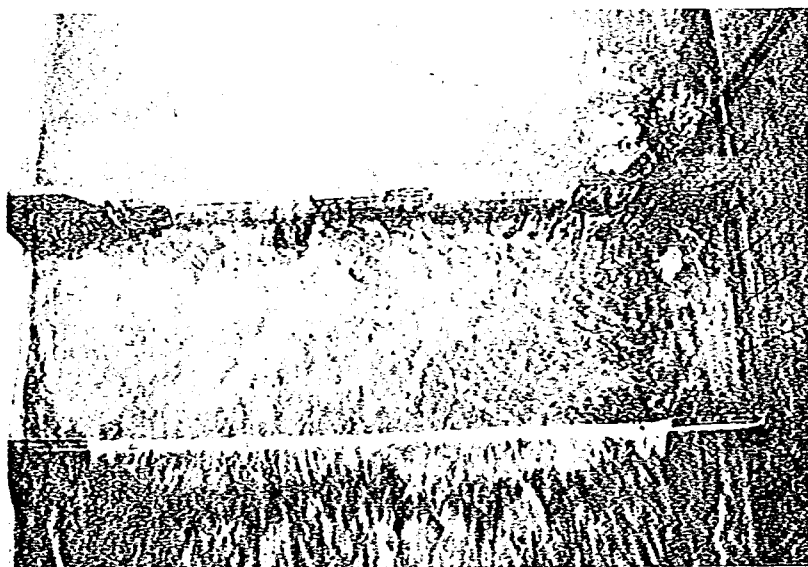


写真-2 減勢池の流況
(本ダムタイプⅠ、
副ダム高 5 cm、
本副間距離 50 cm、
流量 20 ℓ/sec)

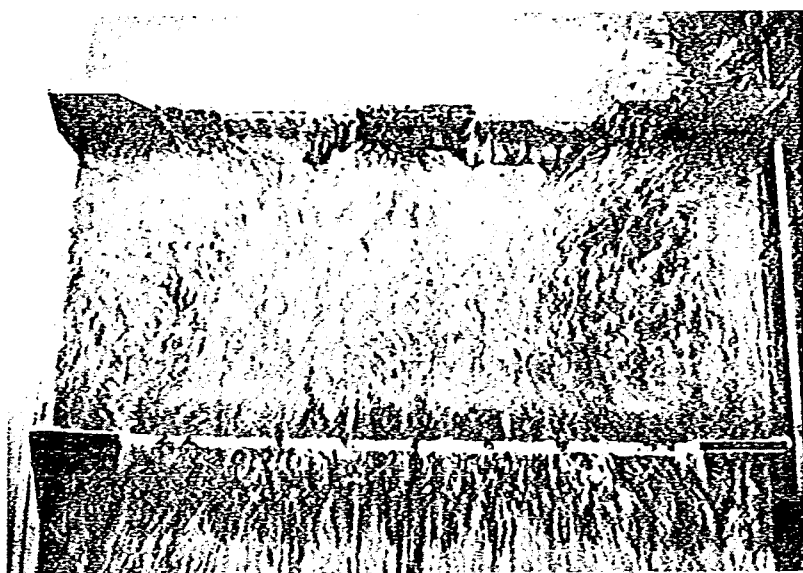


写真-3 減勢池の流況
(本ダムタイプⅠ、
副ダム高 5 cm、
本副間距離 70 cm、
流量 20 ℓ/sec)



写真-4 減勢池の流況
(本ダムタイプⅡ、
副ダム高 5 cm、
本副間距離 28 cm、
流量 20 ℓ/sec)

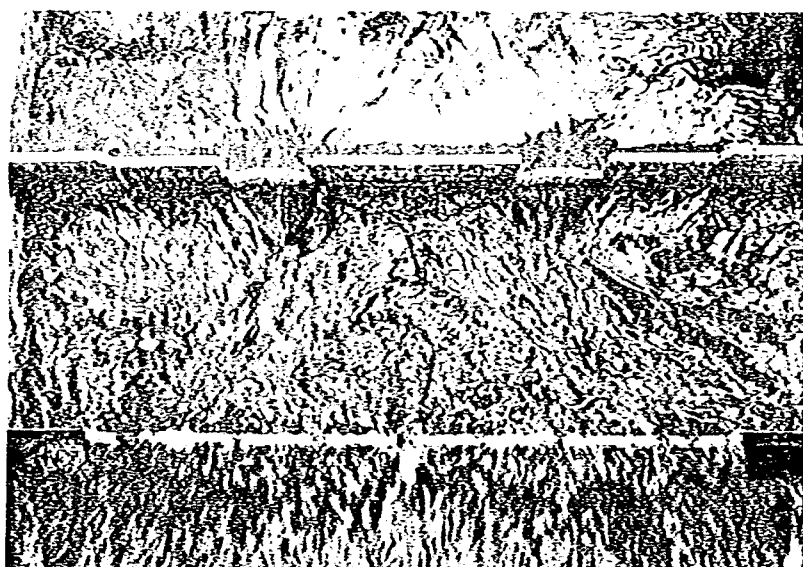


写真-5 減勢池の流況
(本ダムタイプⅡ、
副ダム高 5 cm、
本副間距離 50 cm、
流量 20 ℓ/sec)

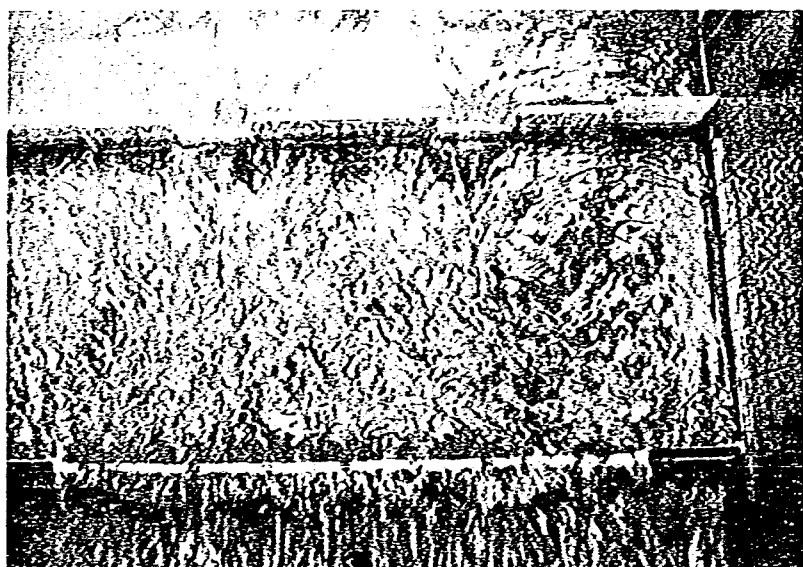


写真-6 減勢池の流況
(本ダムタイプⅡ、
副ダム高 5 cm、
本副間距離 70 cm、
流量 20 ℓ/sec)

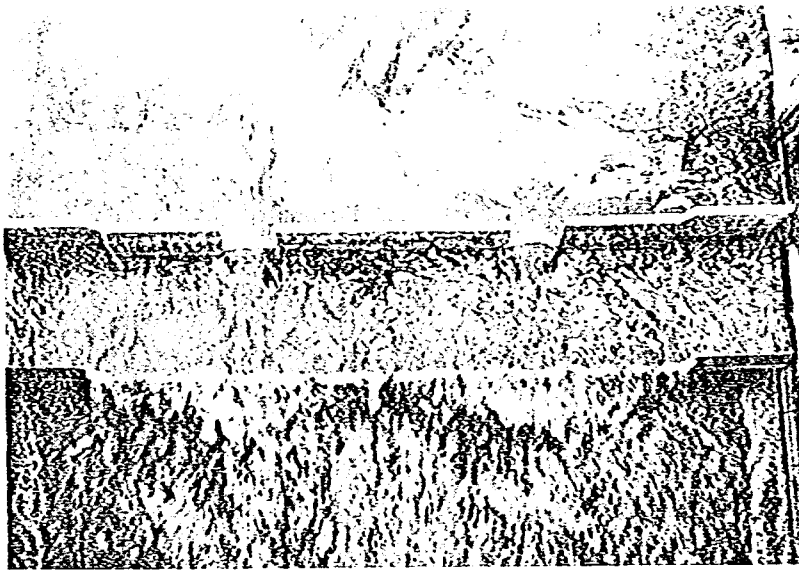


写真-7 減勢池の流況
(本ダムタイプⅢ、
副ダム高 5 cm、
本副間距離 28 cm、
流量 20 ℓ/sec)



写真-8 減勢池の流況
(本ダムタイプⅢ、
副ダム高 5 cm、
本副間距離 50 cm、
流量 20 ℓ/sec)

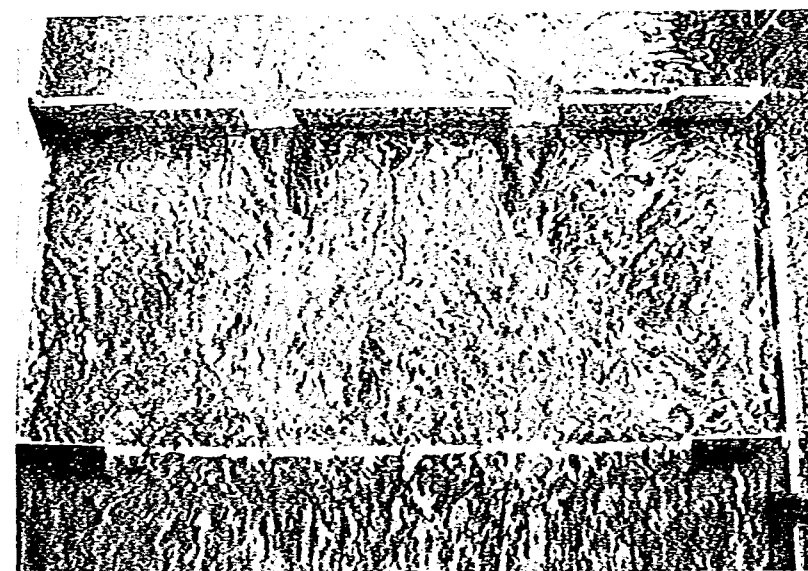
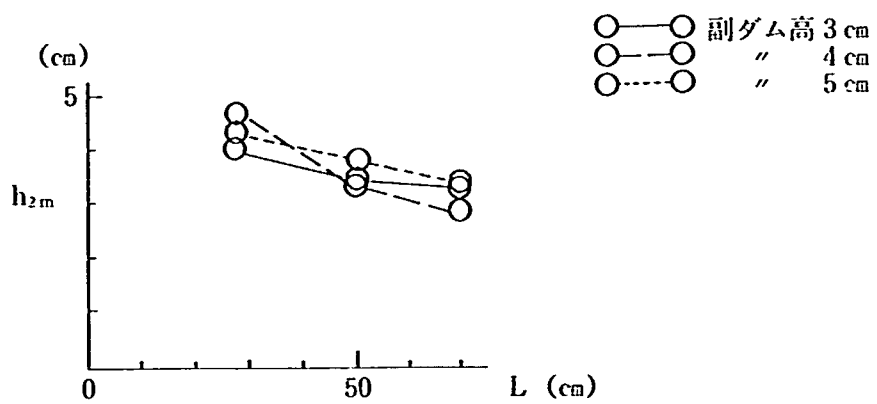
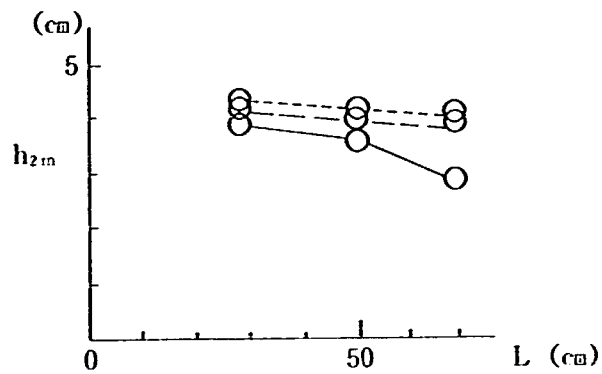


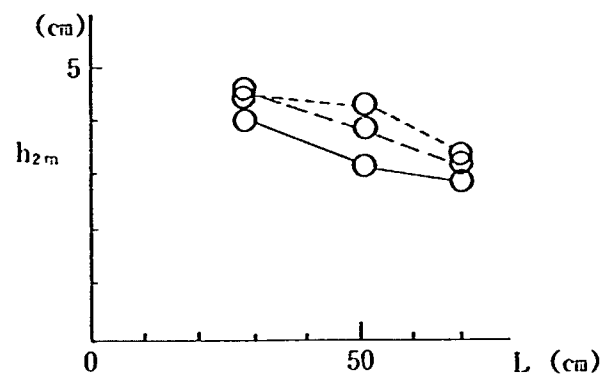
写真-9 減勢池の流況
(本ダムタイプⅢ、
副ダム高 5 cm、
本副間距離 70 cm、
流量 20 ℓ/sec)



<本ダムタイプ-I>



<本ダムタイプ-II>



<本ダムタイプ-III>

図-8 本副間距離 (L) と副ダム上の平均水深 (h_{2m}) の関係

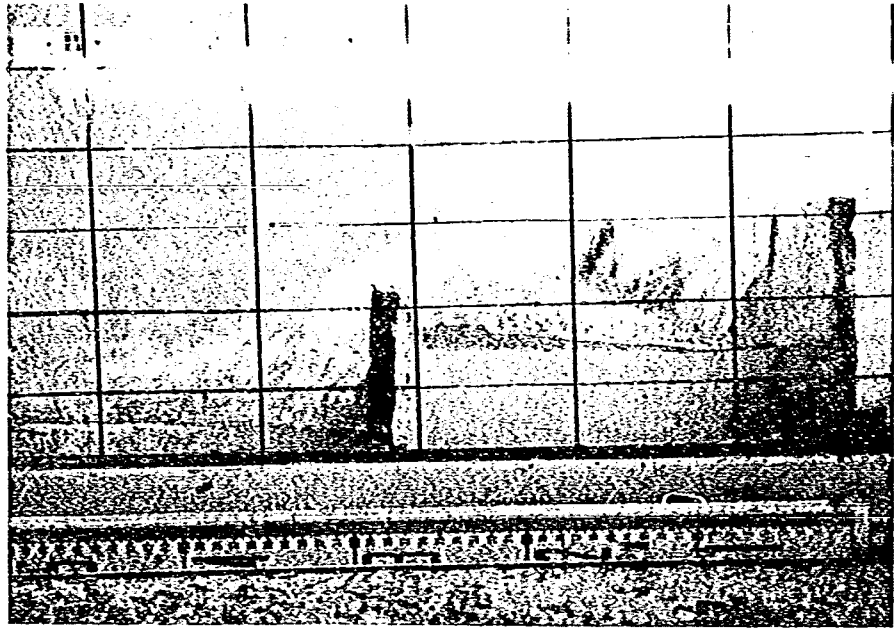


写真-10 副ダム上での落下水脈のはねあがり
(本副間距離28cm)

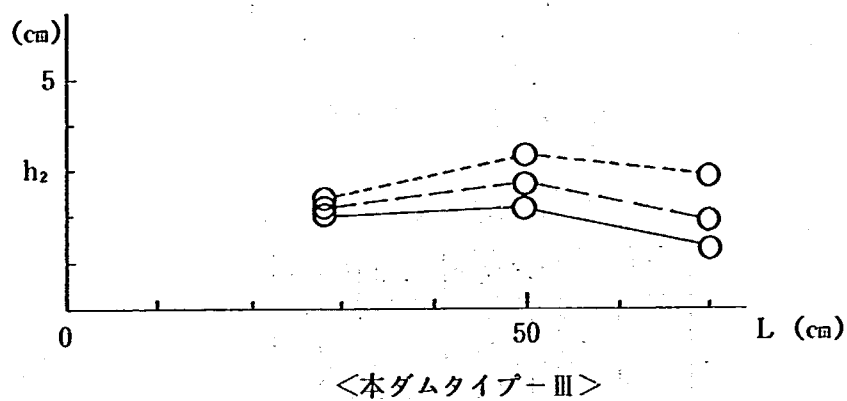
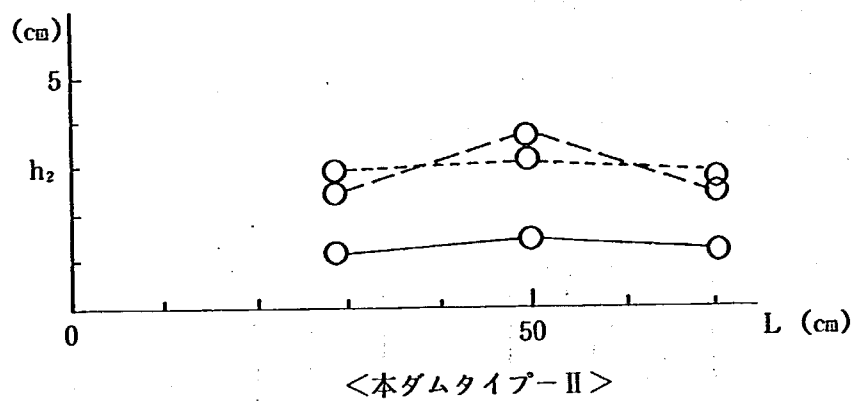
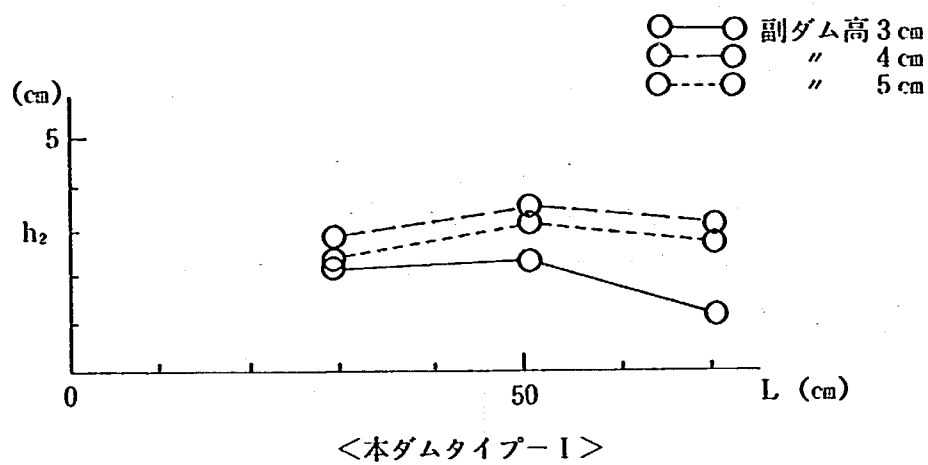


図-9 本副間距離 (L) と副ダム側面の水深から副ダム高を引いた値 (h_2) との関係

図-10に各本ダムタイプでの流量と水深の関係を示す。図-10より本ダムの流量係数は、本ダムタイプⅠ及びⅢで $C=0.6$ 、本ダムタイプⅡでは $C=0.65$ とすると、実測値と計算値がよく一致する。

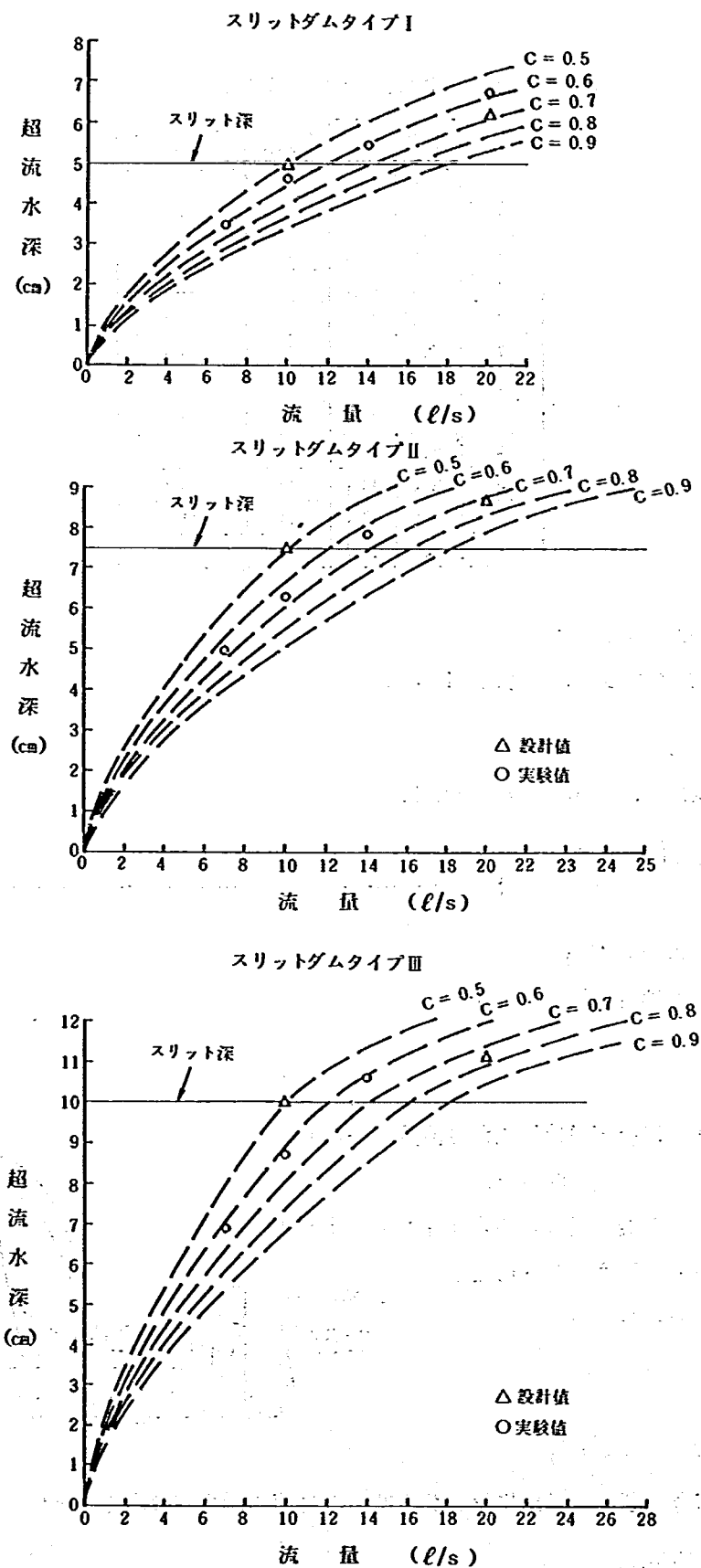


図-10 流量と越流水深の関係 (C : 流量係数)

2.3 落下水脈の飛距離

スリット部からの落下水脈の飛距離を以下に示す3通りの方法で算出し、実験値と比較した。実験値は、表-3に示す通りである。

表-3 落下水脈の飛距離（水脈先端部、実験値）

本副ダム	スリット深 (cm)	スリット幅 (cm)	流 (ℓ/s)	先端部の飛距離 (cm)
I	5.0	30.0	7	7.0
I	5.0	30.0	10	8.0
I	5.0	30.0	14	9.0
I	5.0	30.0	20	10.5
II	7.5	16.4	7	8.0
II	7.5	16.4	10	9.5
II	7.5	16.4	14	10.5
II	7.5	16.4	20	12.0
III	10.0	10.7	7	8.5
III	10.0	10.7	10	10.0
III	10.0	10.7	14	11.5
III	10.0	10.7	20	13.5

2.3.1 半理論式で求めた場合

通常のクローズタイプのダムと考えると以下の手順で計算を行った。

$$L \geq l + X + b_2$$

l : 水脈飛距離 (m)、 L : 本副間距離

$$l = V_0 \left\{ \frac{2 \left(H_1 + \frac{1}{2} h_3 \right)}{g} \right\}^{1/2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

b_2 : 副ダムの天端幅

V_0 : 本ダム越流部流速 (m/s)

$$V_0 = \frac{q_0}{h_3}$$

q_0 : 本ダム越流部単位幅当たり流量 (m³/s)

h_3 : 本ダムの越流水深 (m)

H_1 : 水叩き天端 (又は基礎岩盤面からの本ダムの高さ) (m)

g : 重力の加速度 (9.8 m/s²)

X : 跳水の距離 (m)

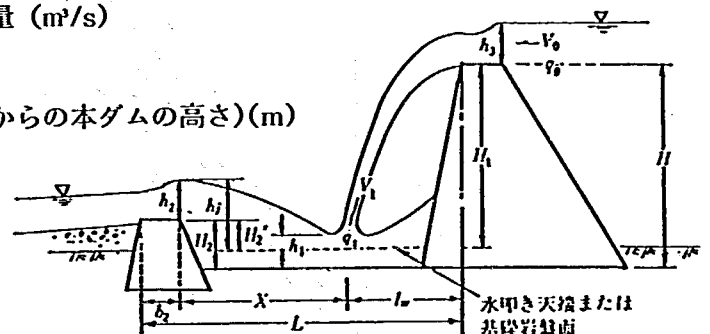
$$X = \beta h_j$$

β : 係数 (4.5 ~ 5.0)

h_j : 水叩き天端又は基礎岩盤面から副ダム越流水面までの高さ (m)

$$h_j = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)$$

h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)



$$h_1 = q_1 / V_1$$

q_1 : 水脈落下地点の単位幅当たり流量 (m³/s)

V_1 : 水脈落下地点流速 (m/s)

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + h_3)}$$

F_1 : 水脈落下地点の跳水前のフルード数

$$F_1 = V_1 / \sqrt{gh_1}$$

b_2 : 副ダムの天端幅 (m)

計算結果を表-4に示す。なお、本ダムの越流水深 h_3 は、以下に示す逆台形堰の越流公式を用い、 $C = 0.6$ として計算した。

表-4 半理論式による水脈飛距離 (ℓ_w)
(水脈先端部の飛距離)

流 量 (ℓ/s)	W (cm)	h_3 (cm)	V_0 (m/s)	ℓ_w (cm)	実 験 値 (cm)
7	11	2.34	0.27	4.24	7.0~8.5
10	11	3.03	0.30	4.84	8.0~10.0
14	11	3.70	0.34	5.48	9.0~11.5
20	11	4.68	0.38	6.28	10.5~13.5

逆台形堰の越流公式

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{3/2} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 B_1 ; 水通し幅、 B_2 ; 水通し部の水面幅

表-4より、計算値の飛距離は実験値よりかなり小さくなることがわかる。

2.3.2 Randの式で求めた場合

Randの式は、高段落水路における自由落下水脈の跳水現象を示すものである。

Rand (ランド) の式

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_1}{W} &= 0.54 D^{0.425} \\ \frac{h_1}{W} &= 1.66 D^{0.27} \\ \frac{h_s}{W} &= 1.00 D^{0.22} \\ \frac{\ell_w}{W} &= 4.30 D^{0.27} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $D=q^2/gw^3$ ：落下指数 (Drop Number)、 q ：単位幅当りの流量、 W ：落下高、

ℓ_w ：飛距離、 h_s ：水脈落下点の上流側に形成される水深、 h_i ：落下地点の射流水深、

h_j ：跳水対応水深

(1) 通常のクローズタイプの砂防ダムとして考えた場合

水脈中点の飛距離は表-5に示す通りであり、計算値は実験値よりかなり大きくなる。

表-5 Rand式による水脈飛距離 (ℓ_w)

流 量 (ℓ/s)	W (cm)	q ($m^3/s/m$)	D (q^2/gw^3)	ℓ_w/W	ℓ_w (cm)	実 験 値 (cm)
7	11	0.0064	0.00314	0.907	10.0	7.0~8.5
10	11	0.0091	0.00635	1.097	12.1	8.0~10.0
14	11	0.0127	0.01237	1.313	14.4	9.0~11.5
20	11	0.0182	0.02539	1.595	17.5	10.5~13.5

(注) 実験値は水脈先端部の飛距離である。

(2) 落下高Wをスリット底高と河床高の差とした場合

この場合には、スリット部の単位幅流量を流量係数 $C=0.6$ として求め、Drop Number を計算した。

計算結果を表-6に示す。計算値は実験値の約2倍とかなり大きめとなる。

表-6 Rand式で落下高 (W) をスリット底高と河床高の差とした場合の
落下水脈先端の飛距離

本ダムの タイプ	W (cm)	スリット幅 (cm)	スリット深 (cm)	スリット部流量 (ℓ/s)	q ($m^3/s/m$)	D (q^2/gw^3)	ℓ_w/W	ℓ_w (cm)	実験値 (cm)
I	6.0	30.0	5.0	3.5	0.0117	0.0647	2.05	12.3	7.0
I	6.0	30.0	5.0	5.0	0.0167	0.1318	2.49	14.9	8.0
I	6.0	30.0	5.0	6.8	0.0227	0.2434	2.94	17.6	9.0
I	6.0	30.0	5.0	9.0	0.0300	0.4252	3.41	20.5	10.5
II	3.5	16.4	7.5	3.5	0.0213	1.080	4.39	15.4	8.0
II	3.5	16.4	7.5	15.0	0.0305	2.214	5.33	18.7	9.5
II	3.5	16.4	7.5	6.7	0.0409	3.981	6.24	21.8	10.5
II	3.5	16.4	7.5	8.8	0.0537	6.863	7.23	25.3	12.0
III	1.0	10.7	10.0	3.5	0.0327	109.100	15.30	15.3	8.5
III	1.0	10.7	10.0	5.0	0.0467	222.500	18.50	18.5	10.0
III	1.0	10.7	10.0	6.6	0.0617	388.500	21.50	21.5	11.5
III	1.0	10.7	10.0	7.9	0.0738	555.800	23.70	23.7	13.5

2.3.3 スリット部の流速を $V_0=\sqrt{2gz}$ で与えた場合

スリット部において深さ Z の点における流速 V_z は、接近速度水頭を無視した場合には $V_z=\sqrt{2gz}$ で表わされる。また、スリット部の限界水深 (h_c) は $h_c=\frac{2}{3}E$ (E : 限界水深位置における比エネルギー) で表わされるから、本ダム上流の接近速度水頭を小さいとして無視すると $E=h_s$ (h_s : 本ダムの越流水深)

となる。したがって、スリットでの流速を限界流速とした場合は、 $V_c = \sqrt{gh_c} = \sqrt{g(\frac{2}{3}h_3)} = \sqrt{2g(\frac{h_3}{3})}$ となる。以下に計算の手順を示す。

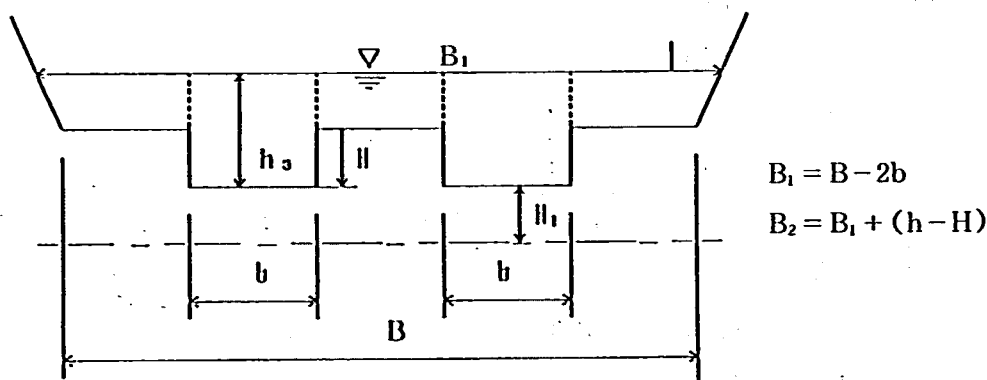
(1) 本ダムの越流水深

本ダムの越流水深は、(1)、(6)式により算出する。ここでは実験結果より、流速係数 C を 0.6 として求めた。

スリット天端を越流しない場合 ($h \leq H$) は、 $Q = 2 \times \frac{2}{3} C \sqrt{2g} b h_3^{3/2} \dots\dots\dots (6)$ となる。

また、スリット天端を越流する場合 ($h > H$) は、次式による。

$$Q = 2 \times \frac{2}{3} C \sqrt{2g} b h_3^{3/2} + \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) (h_3 - H)^{3/2} \dots\dots\dots (7)$$



(2) スリット部での流速 V_0

$$V_0 = \sqrt{2gz} \quad (z = \frac{1}{3} h_3) \quad h_3 ; \text{本ダム越流水深}$$

(3) 水脈の中心までの距離 (ℓ_w)

$$\ell_w = V_0 \sqrt{\frac{2(H_1 + z + \ell_w/28)}{g}} \quad \ell_w ; \text{水脈の中心までの距離}$$

$H_1 ; \text{本ダム地点の河床高からスリット底までの高さ}$

(4) スリット部の流量 (1 個あたり Q_1)

$$Q_1 = \frac{2}{3} C \sqrt{2g} b h_3^{3/2}$$

(5) 水脈落下直前の流速 (V_1')

$$V_1' = \sqrt{2g(H_1 + h_3 + \ell_w/28) + V_0^2}$$

(6) 水脈落下直前の水脈厚 (d)

$$d = \frac{Q_1}{bV_1'}$$

(7) 水脈先端の飛距離 (ℓ_w')

$$\ell_w' = \ell_w + \frac{d}{2}$$

計算結果を表-7に示す。

表-7 スリット部の流速を $V_0 = \sqrt{2gZ}$ とした場合の水脈飛距離
($Z = \frac{1}{3} h_3$ とした場合)

本ダム タイプ	流 量 (ℓ/s)	越流 水深 h_3 (cm)	スリット 部の流速 V_0 (m/s)	水脈の中 心までの 距離 ℓ_w (cm)	スリット 部の流量 Q_1 (ℓ/s)	水 脈 落 下 直前の流速 V_1' (m/s)	水脈落下直 前の水脈厚 d (cm)	水脈先端 の飛距離 ℓ_w' (cm)	実験値 (cm)
I	7	3.5	0.48	6.1	3.5	1.46	0.80	6.5	7.0
I	10	4.5	0.54	7.1	5.0	1.55	1.08	7.7	8.0
I	14	5.5	0.60	8.1	6.8	1.63	1.77	9.1	9.0
I	20	6.6	0.66	9.2	9.0	1.72	1.88	10.1	10.5
II	7	5.3	0.59	6.7	3.5	1.46	1.47	7.5	8.0
II	10	6.7	0.66	8.0	5.0	1.58	1.93	9.0	9.5
II	14	8.1	0.72	9.2	6.7	1.69	2.41	10.4	10.5
II	20	9.3	0.78	10.3	8.8	1.79	3.00	11.8	12.0
III	7	7.0	0.68	6.6	3.5	1.44	2.30	7.8	8.5
III	10	8.9	0.76	8.3	5.0	1.61	2.90	9.7	10.0
III	14	10.7	0.83	9.8	6.6	1.75	3.50	11.5	11.5
III	20	12.0	0.88	10.9	7.9	1.85	4.00	12.9	13.5

2.3.4 スリット部の流速を断面平均流速とした場合

落下水脈の飛距離は次のようにして求められ、その結果は表-8に示すとおりである。

表-8 スリット部の流速を断面平均流速とした場合

本ダム タイプ	流 量 (ℓ/s)	越 流 水 深 h_3 (cm)	スリット 部の流速 V_0 (m/s)	水脈の中 心までの 距離 ℓ_w (cm)	スリット 部の 流 量 Q_1 (ℓ/s)	水 脈 落 下 直前の流速 V_1' (m/s)	水脈落下直 前の水脈厚 d (cm)	水脈先端 の飛距離 ℓ_w' (cm)	実験値 (cm)
I	7	3.5	0.33	4.2	3.5	1.42	0.82	4.60	7.0
I	10	4.5	0.37	4.9	5.0	1.49	1.12	5.40	8.0
I	14	5.5	0.41	5.6	6.8	1.57	1.44	6.30	9.0
I	20	6.6	0.45	6.3	9.0	1.65	1.82	7.20	10.5
II	7	5.3	0.40	4.6	3.5	1.39	1.54	5.30	8.0
II	10	6.7	0.46	5.5	5.0	1.50	2.04	6.50	9.5
II	14	8.1	0.50	6.4	6.7	1.60	2.55	7.60	10.5
II	20	9.3	0.58	7.6	8.8	1.70	3.15	9.10	12.0
III	7	7.0	0.47	4.6	3.5	1.35	2.43	5.80	8.5
III	10	8.9	0.53	5.6	5.0	1.50	3.11	7.20	10.0
III	14	10.7	0.58	6.7	6.6	1.63	3.77	8.60	11.5
III	20	12.0	0.62	7.5	7.9	1.73	4.28	9.60	13.5

$$V_0 = \frac{Q_1}{bh_3} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 Q_1 ; スリット部流量

b ; スリット幅

h_3 ; 本ダム越流水深

各本ダムタイプとも計算値は実験値と比べて小さめになっている。

2.3.5 水脈飛距離の実験値と各手法の比較

実験値の水脈飛距離と計算によって求めた飛距離を比較すると表-9に示すとおりである。Rand式では実験値に対して水脈飛距離が大きく、半理論式、ならびに断面平均流速として計算した場合は小さくなる。この表から $V_0 = \sqrt{2gZ}$ ($Z = \frac{1}{3}h_3$) とした場合の落下水脈の飛距離は実験値と非常によく一致していることがわかる。

表-9 水脈飛距離の実験値と計算値の比較

本ダム タイプ	流 量 (ℓ/s)	実験値 (cm)	計 算 値				
			(1)の方法 (cm)	(2)の方法 (cm)	(3)の方法 (cm)	(4)の方法 (cm)	(5)の方法 (cm)
I	7	7.0	10.2	12.7	4.5	6.5	4.6
I	10	8.0	12.4	15.4	5.1	7.7	5.4
I	14	9.0	14.8	18.3	5.9	9.1	6.3
I	20	10.5	18.0	21.3	6.8	10.1	7.2
II	7	8.0	10.2	16.1	4.5	7.5	5.3
II	10	9.5	12.4	19.6	5.1	9.0	6.5
II	14	10.5	14.8	23.0	5.9	10.4	7.6
II	20	12.0	18.0	26.7	6.8	11.8	9.1
III	7	8.5	10.2	16.4	4.5	7.8	5.8
III	10	10.0	12.4	20.2	5.1	9.7	7.2
III	14	11.5	14.8	23.2	5.9	11.5	8.6
III	20	13.5	18.0	25.6	6.8	12.9	9.6

(1)の方法 クローズタイプ(スリット無し)と考えRand式により計算した場合

(2)の方法 落下高(W)をスリット底高とし、Rand式により計算した場合

(3)の方法 クローズタイプ(スリット無し)と考え半理論式により計算した場合

(4)の方法 スリット部の流速を $V_0 = \sqrt{2gZ}$ ($Z = \frac{1}{3}h_3$) とし、半理論式で計算した場合

(5)の方法 スリット部の流速を断面平均流速とし、半理論式で計算した場合

2.4 副ダムの規模 (高さ、距離)

2.4.1 水叩き上での流速及び射流水深

半理論式ならびに White の式を用いて算出し、実験値と比較した。

半理論式では、水叩き上の流速 V_1 と射流水深 h_3 は次式で与えられる。

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + h_3)} \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$h_3 = \frac{Q_1}{bV_1}$$

ここに、 Q_1 ；スリット部の流量、 b ；落下水脈の幅、 ℓ_w ；水脈中点の飛距離 である。
今回の実験では流路の勾配を $1/28$ に設定したので以下に示す式で補正した。

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + h_3 + \frac{\ell_w}{28})} \quad \dots\dots\dots (10)$$

各本ダムタイプごとに、水叩き上の流速、射流水深の計算値を表-10に示す。なお、水脈飛距離の算出にあたり、スリットでの流速を、実験値とほぼ一致した結果が得られた $V_0 = \sqrt{2gZ}$ ($Z = \frac{1}{3}h_3$) によって求めている。

表-10 水叩き上の流速及び射流水深の計算値 (半理論式)

本ダム タイプ	流 量 Q (ℓ/s)	スリット 底高 H_1 (cm)	越流 水深 h_3 (cm)	水 脈 飛距離 ℓ_w (cm)	水叩き上 の 流 速 V_1 (m/s)	スリット部 の 流 量 Q_1 (ℓ/s)	水脈幅 b (cm)	水叩き上の 射流水深 h_1 (cm)
I	7	6.0	3.5	6.5	1.38	3.5	30.0	0.85
I	10	6.0	4.5	7.6	1.45	5.0	30.0	1.15
I	14	6.0	5.5	8.7	1.52	6.8	30.0	1.49
I	20	6.0	6.6	9.7	1.59	9.0	30.0	1.89
II	7	3.5	5.3	7.1	1.33	3.5	16.4	1.60
II	10	3.5	6.7	8.3	1.43	5.0	16.4	2.13
II	14	3.5	8.1	9.6	1.53	6.7	16.4	2.67
II	20	3.5	9.3	10.6	1.61	8.8	16.4	3.33
III	7	1.0	7.0	6.7	1.45	3.5	10.7	2.26
III	10	1.0	8.9	8.3	1.58	5.0	10.7	2.96
III	14	1.0	10.7	9.8	1.69	6.6	10.7	3.65
III	20	1.0	12.0	10.9	1.76	7.9	10.7	4.19

一方、White 式では次のようにして、水叩き上の流速、射流水深が算出される。

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= V_1' (1 + \cos\theta) / 2 \\ h_1 &= \frac{Q_1}{bV_1} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (11)$$

θ は自由落下運動として、 $\theta = \tan^{-1} \frac{g \ell_w}{V_0^2}$ で与えられる。

各本ダムタイプに対する V_1 と h_1 の計算値を表-11に示す。ここでも V_0 は $V_0 = \sqrt{2gZ}$ ($Z = \frac{1}{3}h$) として算出している。

表-11 水叩き上の流速及び射流水深 (Whiteの式)

本ダム タイプ	流 量 Q ℓ/s	越流 水深 h_a (cm)	スリット部 の流速 V_0 (m/s)	水叩きへの 突入流速 V_1 (m/s)	水脈中点 の飛距離 ℓ_w (cm)	水叩きへの 突入角度 θ (度)	水叩き上 の 流 速 V_1 (m/s)	水叩き上の 射流水深 h_1 (cm)
I	7	3.5	0.52	1.48	6.5	67.0	1.03	1.13
I	10	4.5	0.59	1.57	7.6	64.9	1.12	1.49
I	14	5.5	0.66	1.66	8.7	62.9	1.21	1.87
I	20	6.6	0.72	1.75	9.7	61.4	1.29	2.33
II	7	5.3	0.64	1.48	7.1	59.5	1.12	1.91
II	10	6.7	0.72	1.61	8.3	57.5	1.24	2.46
II	14	8.1	0.80	1.72	9.6	55.8	1.34	3.05
II	20	9.3	0.85	1.82	10.6	55.2	1.43	3.75
III	7	7.0	0.74	1.47	6.7	50.2	1.21	2.70
III	10	8.9	0.84	1.64	8.3	49.1	1.36	3.44
III	14	10.7	0.92	1.79	9.8	48.6	1.49	4.14
III	20	12.0	0.97	1.89	10.9	48.6	1.57	4.70

半理論式による方法ならびにWhite式と実験値との比較を表-12に示す。実験値の流速及び水深はばらつきが大きい、両者とも半理論式による方法よりもWhite式を用いて算出した値の方が実験値に近い。

2.4.2 跳水対応水深

水路床および壁面に働く、摩擦損失を小さいとして無視すると、跳水前後では次式が成立する。

$$\rho Q(V_j - V_1) = \rho g \left(\frac{B_1 h_1^2}{2} - \frac{B_j h_j^2}{2} \right) \quad (12)$$

$$Q = B_1 h_1 V_1 = B_j h_j V_j \quad (13)$$

ここに ρ ; 水の密度、 V_1 ; 跳水前の流速、 V_j ; 跳水後の流速、 B_1 ; 跳水前の水脈幅、
 B_j ; 跳水後の水脈幅、 h_1 ; 跳水前の水深、 h_j ; 跳水深

表-12 水叩き上の流速及び射流水深の実験値と計算値の比較

木外 径	流 量 (ℓ/s)	水 叩 き 上 の 流 速			水 叩 き 上 の 射 流 水 深		
		実 験 値 (m/s)	半理論式 (m/s)	White式 (m/s)	実 験 値 (cm)	半理論式 (cm)	White式 (cm)
I	7	1.1	1.38	1.03	1.0~1.9	0.85	1.13
I	10	1.1~1.2	1.45	1.12	1.5~2.5	1.15	1.49
I	14	1.2	1.52	1.21	2.5~3.0	1.49	1.87
I	20	1.4~1.5	1.59	1.29	2.8	1.89	2.33
II	7	0.9~1.1	1.33	1.12	2.3	1.60	1.91
II	10	1.2~1.3	1.43	1.24	2.6~2.9	2.13	2.46
II	14	1.2~1.3	1.53	1.34	3.3~4.2	2.67	3.05
II	20	1.4~1.6	1.61	1.43	4.4~4.5	3.33	3.75
III	7	1.1~1.2	1.45	1.21	2.3	2.26	2.70
III	10	1.3	1.58	1.36	2.2~3.0	2.96	3.44
III	14	1.2~1.3	1.69	1.49	4.6	3.65	4.14
III	20	1.3~1.4	1.76	1.57	3.9~4.9	4.19	4.70

⑬式より、 $V_i = \frac{Q}{B_i h_i}$ 、 $V_j = \frac{Q}{B_j h_j}$ となるのでこれらを⑫式に代入すると次のように変形される。

$$\frac{2Q^2}{g} \left(\frac{1}{B_j h_j} - \frac{1}{B_i h_i} \right) = B_i h_i^2 - B_j h_j^2$$

両辺を $B_i h_i^2$ で割ると、

$$\frac{2Q^2}{g B_i^2 h_i^3} \left\{ \frac{1}{\left(\frac{B_j}{B_i}\right) \left(\frac{h_j}{h_i}\right)} - 1 \right\} = 1 - \left(\frac{B_j}{B_i}\right) \left(\frac{h_j}{h_i}\right)^2$$

$$F_i^2 = \frac{Q^2}{g B_i^2 h_i^3} \quad (F_i: \text{跳水前のフルード数}) \text{ であるので、}$$

$$2F_i^2 \left\{ \frac{1}{\left(\frac{B_j}{B_i}\right) \left(\frac{h_j}{h_i}\right)} - 1 \right\} = 1 - \left(\frac{B_j}{B_i}\right) \left(\frac{h_j}{h_i}\right)^2$$

$$\left(\frac{B_j}{B_i}\right)^2 \left(\frac{h_j}{h_i}\right)^3 - (2F_i^2 + 1) \left(\frac{B_j}{B_i}\right) \left(\frac{h_j}{h_i}\right) + 2F_i^2 = 0 \quad \dots\dots\dots (14)$$

したがって、⑭式より跳水対応水深が計算される。

ちなみに跳水前後の水脈幅が一定の場合、 $\frac{B_2}{B_1} = 1$ であるから、(14)式は、

$$\left(\frac{h_2}{h_1}\right)^3 - (2F_1^2 + 1)\left(\frac{h_2}{h_1}\right) + 2F_1^2 = 0$$

となり、変形して、

$$(h_1 - h_2)\left(\frac{1}{2}(h_1 + h_2)\right) - F_1^2 \frac{h_1^2}{h_2} = 0$$

を得る。したがって、 $h_1 = h_2$ (連続解) のほかに、不連続解として跳水前後の水深の間には、

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_2}{h_1} &= \frac{1}{2}(\sqrt{1+8F_1^2} - 1) \\ \frac{h_1}{h_2} &= \frac{1}{2}(\sqrt{1+8F_2^2} - 1) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

の関係が得られる。ここに、 F_2 ; 跳水後のフルード数である。

White 式により求めた V_1 を用いて算出した結果を表-13 に示す。

表-13 White式により V_1 を計算した場合の跳水対応水深
(跳水前後の水脈幅の変化を考慮し、(14)式で h_2 を計算した場合)

本ダム タイプ	流 量 Q (ℓ/s)	スリット幅 b (cm)	跳水前の 水 脈 幅 B_1 (cm)	跳 水 前 の フルード数 F_1	h_2/h_1	対応水深 計 算 値 h_2 (cm)	実験値の 跳 水 深 (cm)
I	20	30.0	60.0	2.70	2.62	6.1	7.3
II	20	16.4	32.8	2.13	1.58	5.9	7.6
III	20	10.7	21.4	1.90	1.17	5.5	8.2

この表によれば、計算値の対応水深はスリット幅が狭くなるに従って実験値との差が大きくなり、小さな値となる。この理由として跳水後の水脈幅として副ダムの水通し幅を与えていることが考えられる。実験での流況観察によると、スリット部を落下した水脈が副ダム全幅に均一に広がっておらず、スリット延長部が部分的に盛り上がった断面をしていて、流速も大きくなっている(写真-11)(図-11)。そ

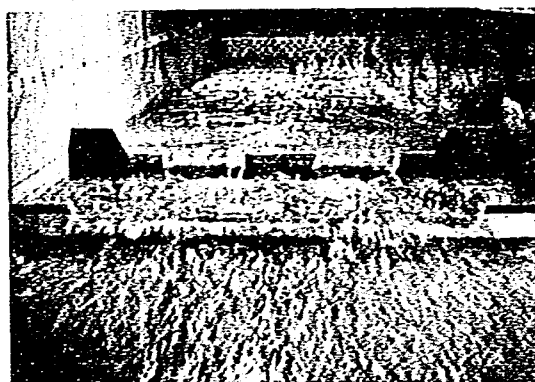


写真-11 水揚池上での減勢状況
(副ダム位置では、スリット部延長線上の流速が大きい)

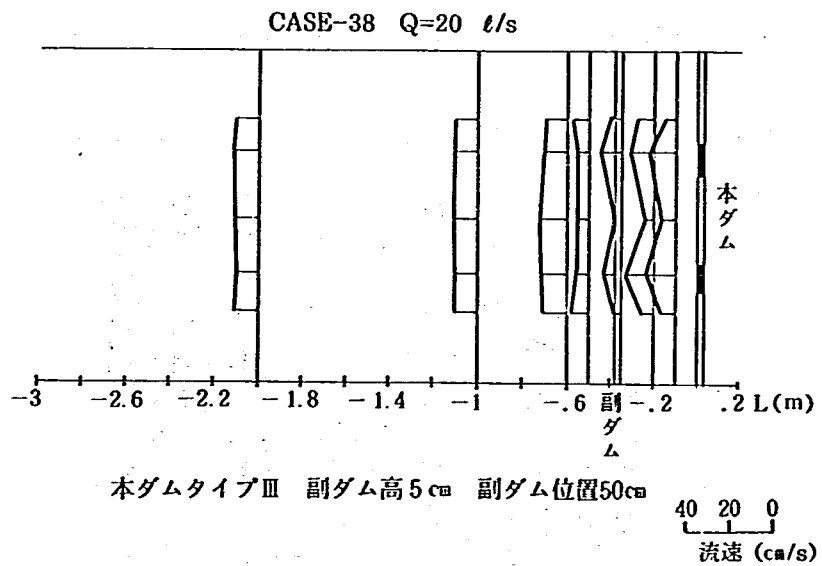
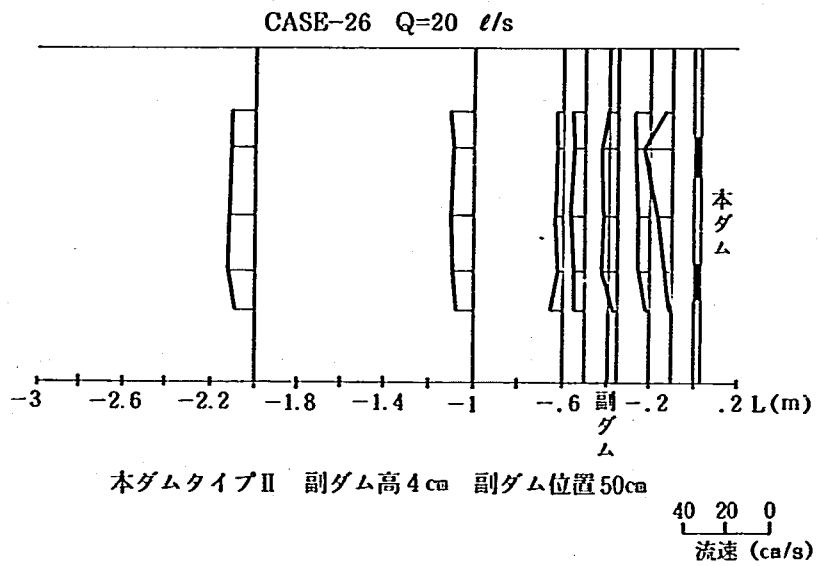
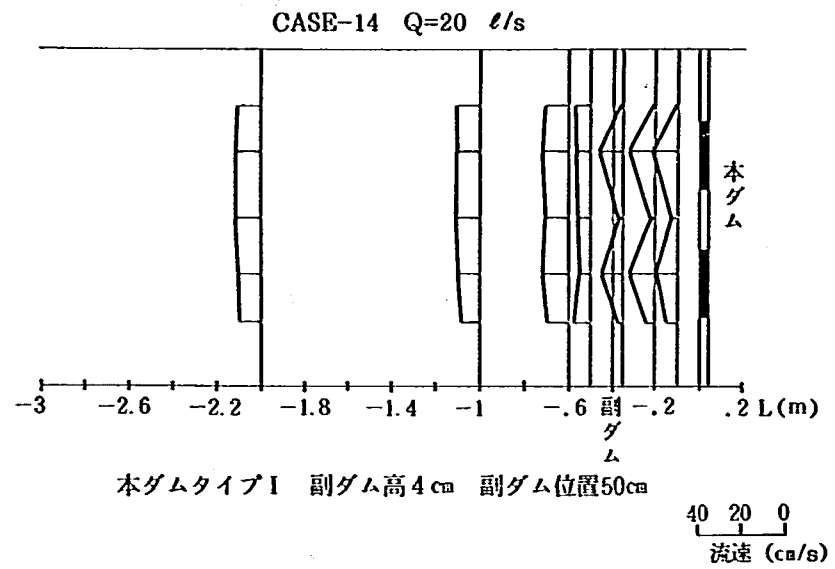


図-11 流速分布図

のため、跳水後の水脈幅として、副ダムの水通し幅に対して有効幅（跳水に対して有効に作用する副ダム幅）を考慮する必要があるものと思われる。

跳水後の水脈幅 B_j を求めるにあたり、3次元壁面噴流（角型壁面噴流）に関するRajaratnam and Pani (1974)の実験結果⁴⁾（図-12）を用いた。 B はノズルの幅であるが、ここではスリット幅 b とみなした。そして本副間距離をここでは $\bar{x}$ とし、 $\bar{x}$ とスリット幅 b の比を求め、図-12から b_z/B の値を読みとった。ここに、 b_z はノズルから噴出された水脈の平面的な流速分布において、最大流速 U_m が生ずる位置（水脈の中心軸上）との距離である（図-13）。今回の実験では、流速が最大流速の半分となる位置を図-14に示す点の位置とし、1つのスリットから放出された副ダム上での水脈幅として $4b_z$ を与え、水脈幅 B_j は $8b_z$ としている。

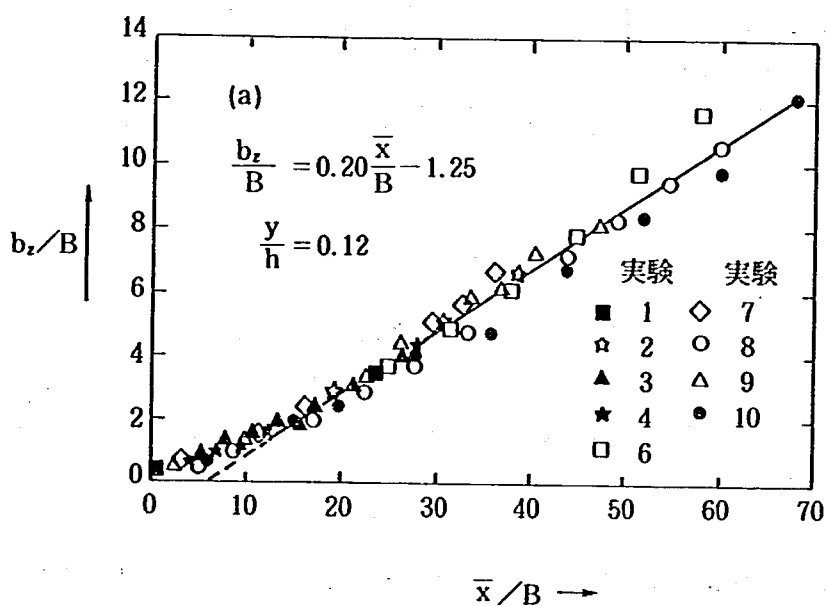


図-12 3次元壁面噴流の横方向長さの尺度の成長⁴⁾
(Rajaratnam and Pani, 1974)

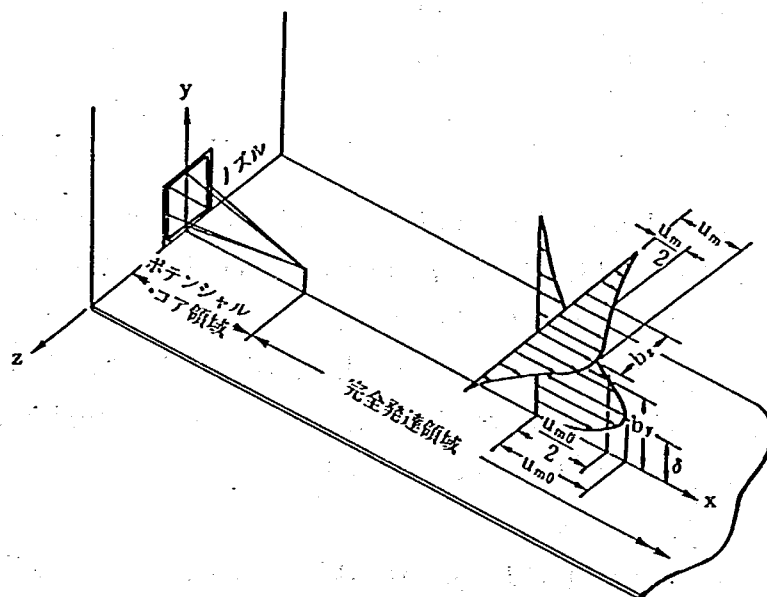


図-13 3次元壁面噴流の略図⁴⁾

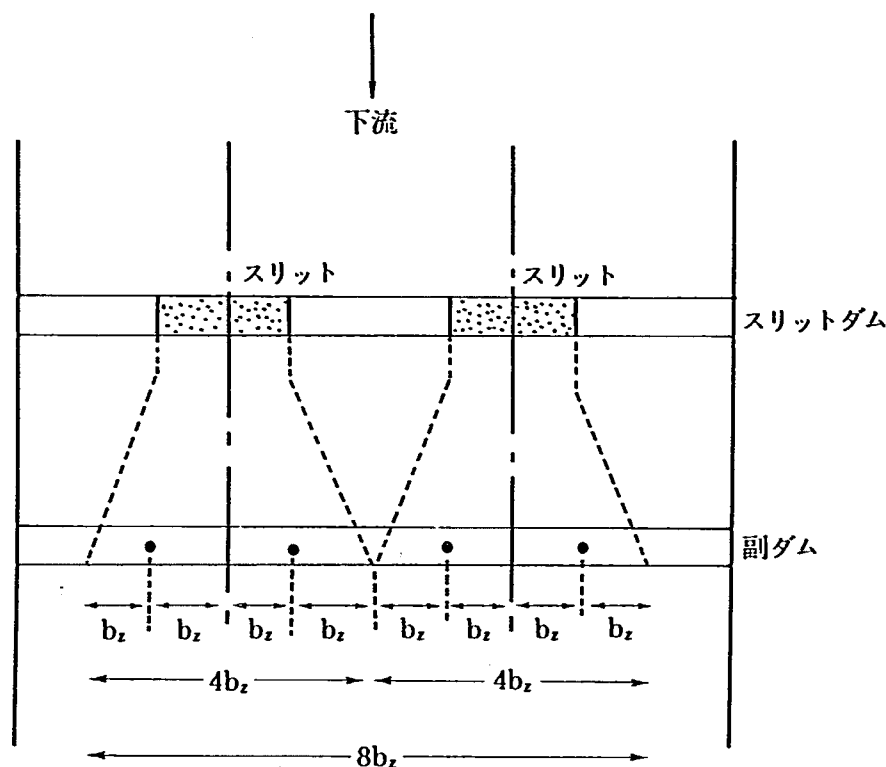


図-14 跳水後の水脈幅 B_j の与え方

計算結果を表-14に示す。上述の方法で求めた跳水後の水脈幅 B_j ならびに跳水対応水深 h_j は実験値に比較的近くなっている。

表-14 3次元壁面噴流の実験図を用いて求めた跳水後の水脈幅(B_j)と跳水対応水深(h_j)

ダムタイプ	跳水後の水脈幅 (B_j) 実験値 (cm)	3次元壁面噴流の実験図から 求めた跳水後の水脈幅 (B_j) ($8 \times b_z$) (cm)	14式から求めた 跳水対応水深(h_j)	跳水対応水深 の実験値
タイプ-I	103.2	120.0	6.9	7.3
タイプ-II	98.0	88.0	7.8	7.6
タイプ-III	86.0	80.0	7.7	8.2

次に、本副間距離と $B_j/\Sigma b$ との関係を図-15に示す。ここで Σb はスリット幅の総和である。また B_j は、実験値の跳水深 h_j 、跳水前の水脈幅 B_1 、跳水前のフルード数 F_1 を用いて14式から求めた。この図によると、本副間距離が長くなるにつれて $B_j/\Sigma b$ の値も大きくなり、水脈幅が広がっていくことがわかる。ただし、 F_1 の値が大きいと $B_j/\Sigma b$ は小さくなる傾向があり、前述の3次元壁面噴流の実験図で認められるような、水脈幅がフルード数に影響されない傾向とは異なっている。この両者の傾向がなぜ異なるかについて今後、個別的に実験等で検討していく必要がある。

2.4.3 本副間距離

本副間距離 (L) は、 $L = \ell_w + X + b_z$ によって求められる。ここで、 ℓ_w : 落下水脈の飛距離、 X : 跳水長、 b_z : 副ダムの天端幅である。

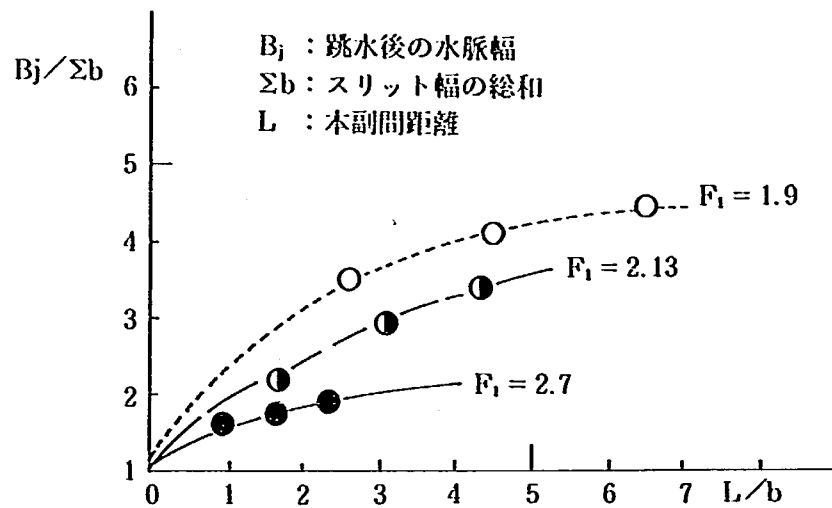


図-15 本副間距離と $B_j/\Sigma b$ の関係

跳水長 (X) については、流れの流速分布を仮定しない限り、一次元解析法では理論的に求められない。したがって従来よりそれぞれの実験に基づく実験公式が得られている。⁵⁾ それらの幾つかを示すとつぎのようである。

① Safranez $X = 4.5 h_j$

② Smetana $X = 6 (h_j - h_1)$

③ U. S. B. R (米国内務省開拓局) の実験による曲線 (図-16)

ここに、 h_j : 跳水後の常流水深、 h : 跳水前の射流水深である。表-14に示した跳水対応水深 (計算値) を用いて上記①~③の実験式により、跳水長を計算した結果を表-15に示す。

この表からSmetanaの方法では跳水長が短く計算されるが、Safranez、及び、U.S.B.Rの実験による曲線から求めた値は、比較的、よく一致している。

次に、Safranez及び、U.S.B.Rの跳水長を用いて本副間距離を計算した結果を表-16に示す。この表によれば、必要となる本副間距離は42.7~47.5 cmとなり、実験で用いた本副間距離50 cm とほぼ一致している。なお、本副間距離が50 cm の場合は、いずれの本ダムタイプにおいても十分、落下水脈

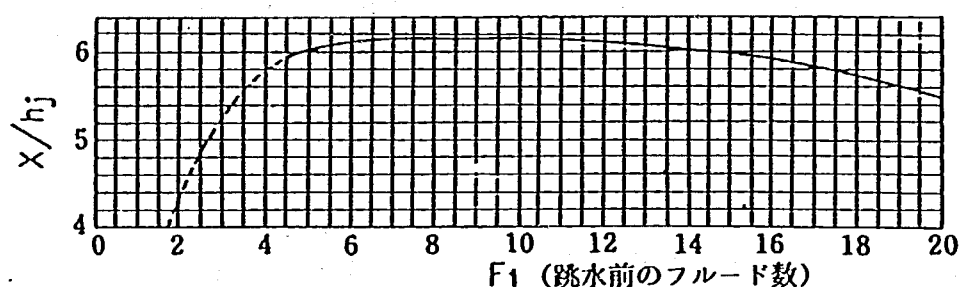


図-16 自然跳水の長さ (U.S.B.R)⁵⁾

が減勢されている。表-17に参考までに、各本ダムタイプごとにRand式、経験式、半理論式、今回の実験で得られた方法で求めた本副間距離の比較を示す。Rand式では、大きめな値となり、半理論式では少し小さめな値となる。また経験式では、かなり小さめとなる。

表-15 跳水長の計算値

本ダム タイプ	跳水長水深 h_1 (cm)	跳水前 フルード数 F_1	跳水対応 水深 h_j (cm)	跳水長 X (cm)			実験値 (cm)
				Safranez	Smetana	U.S.B.R	
I	2.33	2.70	6.9	31.1	27.4	35.7	38.0
II	3.75	2.13	7.8	35.1	24.3	35.1	36.5
III	4.70	1.90	7.7	34.7	18.0	32.8	35.0

表-16 本副間距離の計算値

本ダム タイプ	落下水脈 の飛距離 ℓ_w (cm)	跳水長		本副間距離	
		Safranez X (cm)	U.S.B.R X (cm)	Safranez L (cm)	U.S.B.R L (cm)
I	9.7	31.1	35.7	42.3	46.9
II	10.6	35.1	35.1	47.2	47.2
III	10.9	34.7	32.8	47.1	45.2

* 実験で用いた本副間距離は 50 cm である。

表-17 計算によって求めた本副間距離の比較

本ダムのタイプ	適用した式	本副間距離 (L) (cm)	実験での本副間距離 (cm)
I	Rand式	57.6	50.0
	経験式	25.0 ~ 32.9	
	半理論式	42.0	
	今回の実験で得られた方法	42.3	
II	Rand式	70.8	
	経験式	25.0 ~ 32.9	
	半理論式	42.0	
	今回の実験で得られた方法	47.2	
III	Rand式	66.4	
	経験式	25.0 ~ 32.9	
	半理論式	42.0	
	今回の実験で得られた方法	47.1	

* Rand式では落下高(W)をスリット底高と河床高の差としている。
経験式、半理論式を用いる場合、クローズタイプのダムとして計算した。

2.4.4 副ダムの高さ

副ダム高は $H_2=h_1-h_2$ で求められる。ここに h_1 ：跳水対応水深、 h_2 ：副ダム水深である。

ただし、今回の実験で用いた流路は水平ではないので、跳水長と水路勾配の積を求め、加算した。

河川砂防技術基準（案）では副ダムでの水深は、逆台形堰の越流公式で求めるとされている。この場合、通常は本ダムの流量係数と同じ値が用いられ、 $C=0.6$ としている。

今回の実験では、副ダム天端での水深が均一ではなく、スリット延長上での水位が高い等、水深が場所的に変化するため、副ダムでの流量係数を0.6に固定せず、0.6～0.9の範囲で計算してみた。その結果を表－18に示す。

表－18 副ダムの越流水深を $C=0.6\sim0.9$ とした場合の副ダム高

流量係数	本ダムタイプ	計 算 値					実 験 値	
		跳水対応水深 h_1 (cm)	副ダムの越流水深 h_2 (cm)	跳水長 X (cm)	跳水長と水路勾配の積 $X \cdot I$ (cm)	副ダム高 H_2 (cm)	副ダムの越流水深 h_2 (cm)	副ダム高 H_2 (cm)
$C=0.6$	I	6.9	4.7	31.5	1.1	3.3	3.6 (4.1)	4.0
	II	7.8	4.7	35.1	1.3	4.4	3.7 (4.5)	4.0
	III	7.7	4.7	35.1	1.3	4.3	3.3 (5.0)	5.0
$C=0.7$	I	6.9	4.3	31.5	1.1	3.7	3.6 (4.1)	4.0
	II	7.8	4.3	35.1	1.3	4.8	3.7 (4.5)	4.0
	III	7.7	4.3	35.1	1.3	4.8	3.3 (5.0)	5.0
$C=0.8$	I	6.9	3.9	31.5	1.1	4.1	3.6 (4.1)	4.0
	II	7.8	3.9	35.1	1.3	5.2	3.7 (4.5)	4.0
	III	7.7	3.9	35.1	1.3	5.1	3.3 (5.0)	5.0
$C=0.9$	I	6.9	3.6	31.5	1.1	4.4	3.6 (4.1)	4.0
	II	7.8	3.6	35.1	1.3	5.5	3.7 (4.5)	4.0
	III	7.7	3.6	35.1	1.3	5.4	3.3 (5.0)	5.0

(注) () 内はスリット延長線上の副ダム水深

なお、跳水長はSafranezの実験式によって求めた値を用いている。この表によれば、副ダムの越流水深 h_2 について流量係数 C を0.9とした場合が最も実験値とよく一致する。副ダム高として実験に用いた値に最も近くなる副ダムの流量係数 C は、0.8である。ダム形状と流量係数との関係を、さらに検討していく必要がある。

2.5 本副間距離と副ダム下流の洗掘

図－17に本副間距離と最大洗掘深、ならびに平均洗掘深との関係を示す。本副間距離が50 cm、35 cm、25 cmの場合は、最大洗掘深、平均洗掘深とも、著しい違いは認められないが、わずかに本副間距

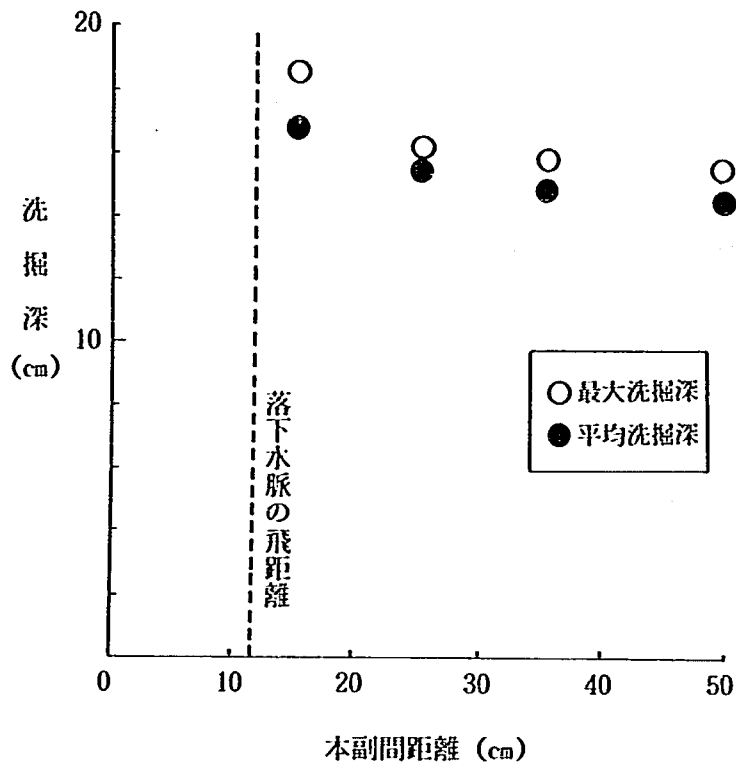


図-17 本副間距離と副ダム直下流での洗掘深の関係

離が長くなるにつれて小さくなっている。本副間距離が15 cmの場合は、副ダムを設置した位置が、スリット天端からの落下水脈が水叩きに衝突する地点より、若干、遠い場合であり、このときは、最大洗掘深、平均洗掘深とも、他のケースと比べてかなり大きくなっている。流況を観察すると、落下水脈が本副間でほとんど減勢されることなく、副ダム上流側壁面にはねあがり、副ダムの直下流にほとんど鉛直に落下している（写真-12～15参照）。

次に、最大洗掘深と跳水距離との関係を図-18に示す。

ここに、 X ：跳水長、 h_{j1} ：跳水対応水深、 Z_{smax} ：最大洗掘深、 $\frac{\sigma}{\rho}$ ：砂礫と水の密度の比、 d_m ：移動床の土砂の平均粒径である。また、この図には、阿部らが行った実験結果もあわせて示した⁶⁾。ただし、阿部らの実験は、普通のクローズタイプのダムの場合であり、流量も5ℓ/sec、と小さい。また、勾配も1/70とかなり今回の実験と比べると緩い。阿部らは、 $\beta(=X/h_j)$ が4以下では洗掘深がかなり大きくなることから、跳水長として従来からいわれているように、跳水対応水深の4.5～5倍くらいが必要であるとしている。

今回の実験では、阿部らの実験ほど明瞭ではないが、 $\beta(=X/h_j)$ が小さくなるにつれて、洗掘深が大きくなる傾向は認められる。

以上のことから、本副間距離が長いほど洗掘深が小さくなるため、副ダム直下流域に護床工を施工しない場合では、副ダムの安全という観点から $L=50$ cmが望ましいと考えられる。また、このときの副ダム高は4 cmである。

副ダム直下流に、護床工を施工する等の洗掘対策を講ずる場合は、本副間で落下水脈を必ずしも十分に減勢させなくてもよいが、これらの総合的な組合せの最適解については、まだ十分検討されていない。

また、強制跳水型減勢工として、主に河川、ダムの分野で施工されているシル、バップル・ピア、段



写真-12 実験Ⅲでの落下水脈の流況
(本副間距離 15 cm)

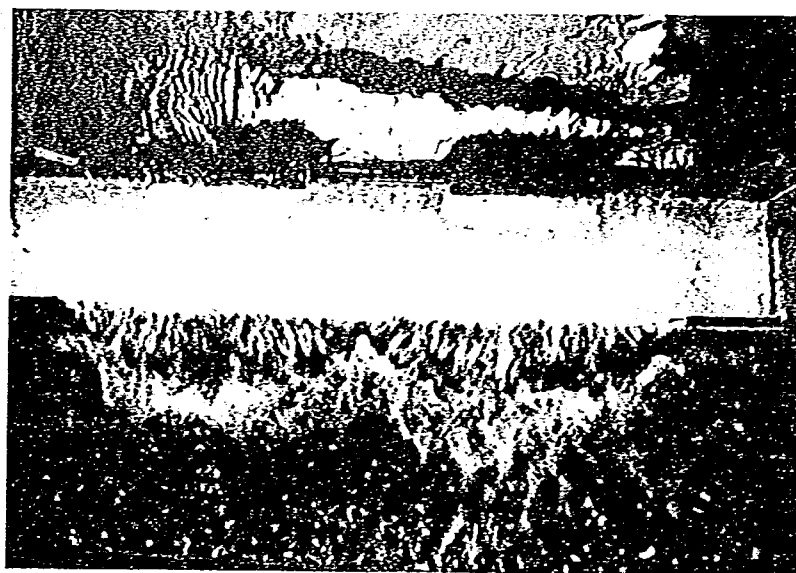


写真-13 実験Ⅲでの落下水脈の流況
(本副間距離 25 cm)

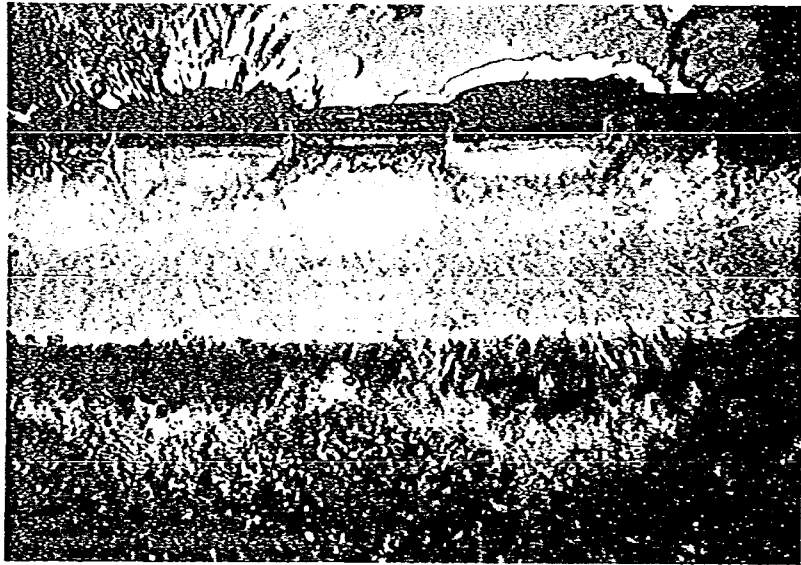


写真-14 実験Ⅲでの落下水脈の流況
(本副間距離 35 cm)



写真-15 実験Ⅲでの落下水脈の流況
(本副間距離 50 cm)

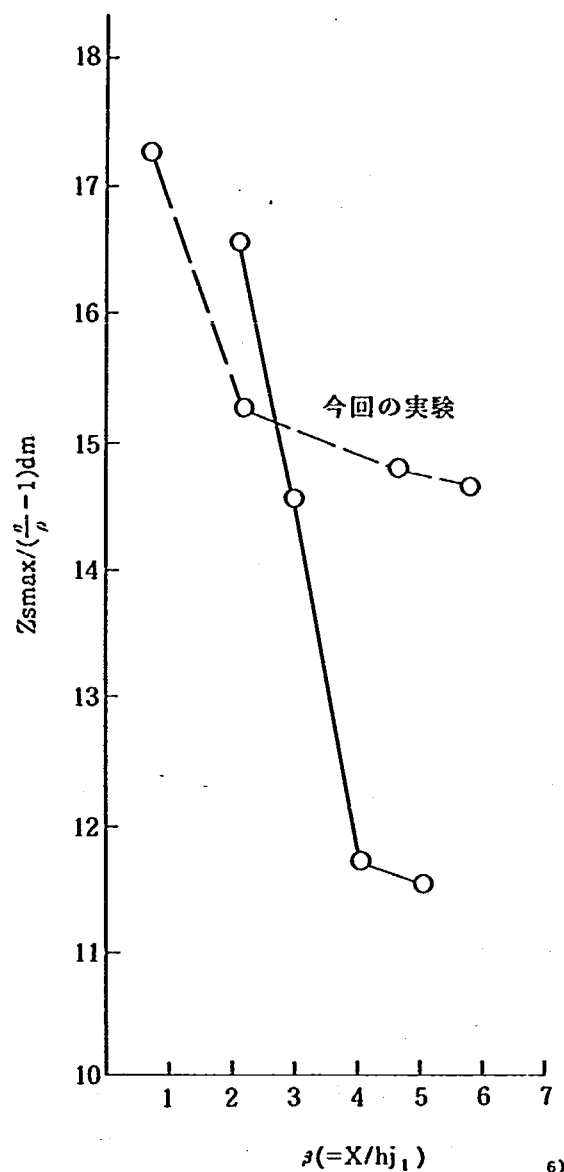


図-18 最大洗掘深と跳水距離の関係⁶⁾

上がり等を水叩き部に設けることによって落下水脈を減勢させることも考えられる。スリットダムの前庭保護工としての適用方法について今後、研究していく必要がある。

3. ま と め

(1) 落下水脈の飛距離 (ℓ_w) の算出方法

落下水脈の飛距離は、スリット部での流速を $V_0 = \sqrt{2gZ}$ ($Z = \frac{1}{3}h$) で与え、 $\ell_w = V_0 \left\{ \frac{2(H_1 + Z + \ell_w \cdot I)}{g} \right\}^{1/2}$ として求めることができる。ここに、 h : 本ダムの越流水深、 H_1 : スリット底高、 ℓ_w : 水脈中点の飛距離、 I : 水叩きの勾配である。

(2) 跳水前の射流水深 (h_1) および流速 (V_1) の算出方法

以下に示す White 式により求める。

$$V_1 = V_1' (1 + \cos \theta) / 2$$

$$V_1' = \sqrt{2g(H_1 + h_3 + \ell_w \cdot I) + V_0^2}$$

$$h_1 = \frac{Q_1}{b \cdot V_1}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{g \cdot \ell_w}{V_0^2} \right)$$

ここに、 V_1' : 落下水脈の水面への突入流速、 θ : 水脈の水面への突入角度、 Q_1 : スリット部の流量、 b : スリット幅。

(3) 跳水対応水深 (h_j) の算出

跳水前後の水脈幅の変化を考慮した次式に副ダムの有効幅を考慮することにより計算される。

$$\left(\frac{B_j}{B_1} \right)^2 \left(\frac{h_j}{h_1} \right)^3 - (2F_1^2 + 1) \left(\frac{B_j}{B_1} \right) \left(\frac{h_j}{h_1} \right) + 2F_1^2 = 0$$

ここに、 B_1 : 跳水前の水脈幅、 B_j : 跳水後の水脈幅、 F_1 : 跳水前のフルード数である。

跳水後の水脈幅 B_j の求め方については、3次元壁面噴流の実験図を用いることとするが、実験を行なって検討する必要がある。

(4) 跳水長 (X) の算出方法

跳水長は Safranez の実験式 ($X = 4.5 h_j$) もしくは、U.S.B.R. の実験図により求める。

(5) 本副間距離 (L)

本副間距離は、次式により求める。

$$L = \ell_w + X + b_2$$

ここに、 X : 跳水長、 b_2 : 副ダムの天端幅である。

(6) 副ダム高 (H_2)

副ダム高は、次式により求めることができる。

$$H_2 = h_j - h_2$$

ここに、 h_2 : 副ダム水深である。副ダム水深 h_2 は逆台形堰の越流公式により求める。今回の実験では流量係数が 0.8 のとき、比較的良好、副ダム高の計算値と実験で用いた値が一致するが、スリットダム形状、本副間距離と副ダムでの流量係数との関係を、より明らかにする必要がある。

(7) 本副間距離と副ダム直下流域での洗掘については、最大洗掘深でみると、本副間距離が 50 cm の場合、最も小さく、副ダムの保護という観点から望ましいと考えられる。

(8) スリットダム前庭部の計画・設計フローを図-19に示す。

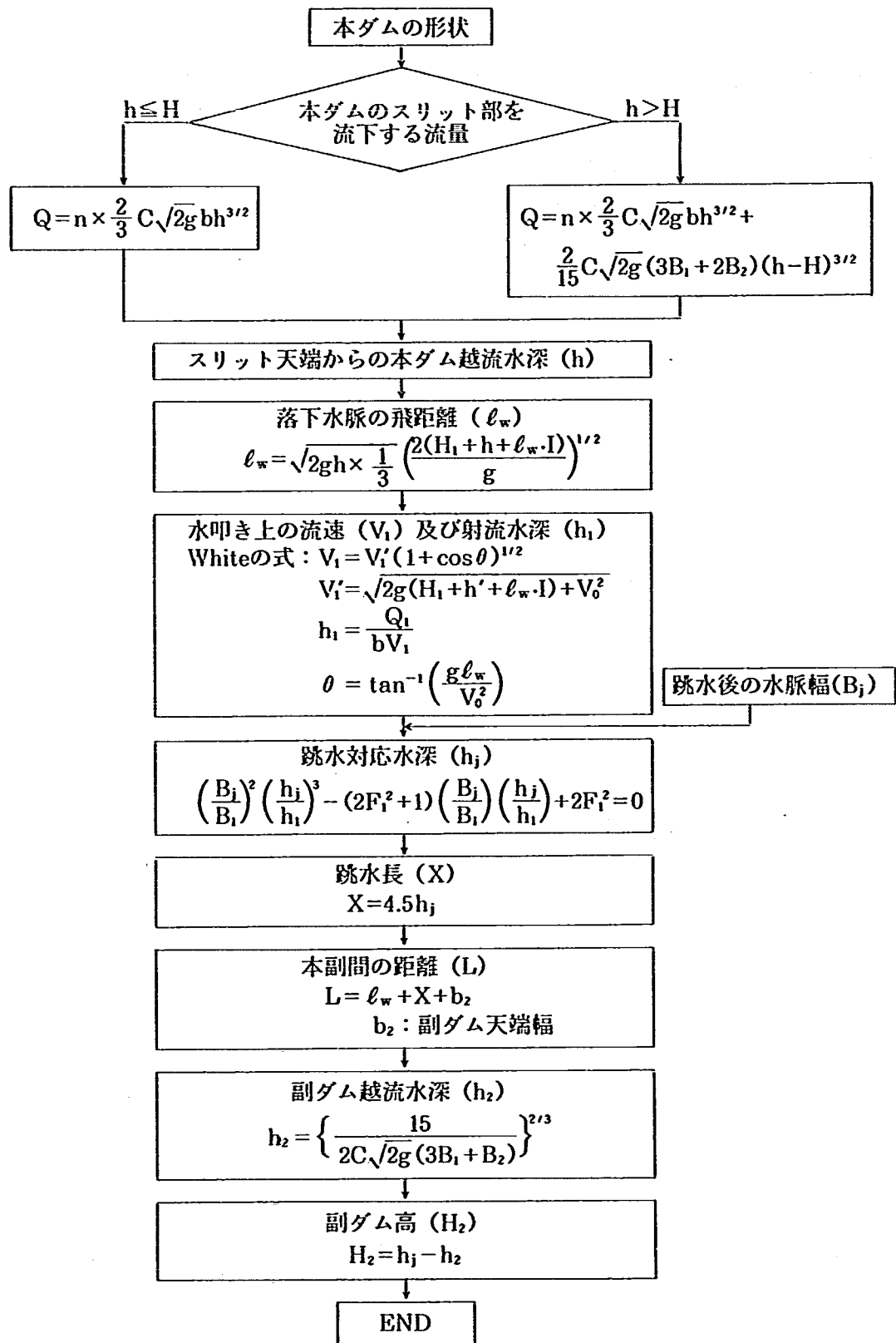


図-19 スリットダム前庭保護工の設計フロー

参 考 文 献

- (1) 建設省北陸地方建設局立山砂防工事事務所、昭和62年度 常願寺川河道計画検討業務報告書
- (2) 建設省土木研究所；日影第1号上流砂防ダム水理模型実験報告書、土木研究所資料、第2584号、昭和63年2月
- (3) 建設省土木研究所；スリットを有する砂防ダムの水理模型実験報告書、土木研究所資料、第2034号、昭和59年1月
- (4) N. ラジャラトナム；噴流、野村安正訳、森北出版株式会社、pp.288 - 297、平成元年7月
- (5) 岩佐義朗；水理学、朝倉土木工学講座3、pp.134、1967年8月
- (6) 建設省河川局砂防部砂防課；建設省土木研究所、第42回建設省技術研究会、砂防施設の設計、施工に関する研究、pp.801 ~ 803、平成元年11月

スリット砂防ダム前庭保護工に
関する水理模型実験報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2835号
平成2年3月(1990)
建設省土木研究所砂防研究室

水山 高久, 山田 孝
矢島 重美

要 旨 単位幅流量の大きなスリット砂防ダムの本副間の距離等、前庭保護工
の設計に関して水理模型実験をおこない、その結果に基づいて設計の手順をと
りまとめた。

キーワード：スリット砂防ダム、前庭保護工、水理模型実験

郵便はがき

切手を
はって
下さい

305-□□

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

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2835号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印