

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第2191号

土 木 研 究 所 資 料

綱木川砂防ダム水理模型実験報告書

昭和60年2月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright ©(1985) by P.W.R.I.

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

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

綱木川砂防ダム水理模型実験報告書

砂防研究室 瀬 尾 克 美
阿 部 宗 平
福 本 晃 久

要 旨

彎局部に位置する砂防ダムの前庭保護工の諸元を、水理模型実験によって検討した。

計画案は、経験式に基づいて策定されているが、本実験により、①経験式で与えられる副ダムの高さの2.5 mは、1.8 mにすることが可能であること。②水理式(Randの実験式)による諸元を彎局部に適用する場合は、水路幅の拡幅や、幅ダムの高さを大きくする必要があることを明らかにした。

キーワード：砂防ダム，減勢工

は　じ　め　に

本報告書は建設省北陸地方建設局飯豊山系砂防工事事務所の依頼により、建設省土木研究所砂防部砂防研究室が実施した綱木川砂防ダムの前庭保護工に関する水理模型実験の結果をとりまとめたものである。計画された綱木川砂防ダムの前庭保護工は、彎曲部に位置しており経験式や二次元的に検討されている水理式がそのまま適用できるかが、問題となり、水理模型実験によって計画案の妥当性を検討することにした。

本実験で検討された主な内容は次のようである。

- (1) 経験式や水理式によって前庭保護工の設計諸元を検討した。
- (2) 二次元実験を行って設計に必要な砂防ダムの越流係数、落下水脈の到達距離、跳水対応水深、跳水長についての実験的考察を行った。
- (3) 経験式に基づいて設計した諸元の妥当性について検討した。
- (4) Rand の実験式を用いて設計した諸元を彎曲部に適用し、その妥当性と問題点をあきらかにし、修正案の検討を行った。

なお、副ダムの基礎は岩着することから、特に前庭保護工の形状については検討していない。

昭和60年 2 月

建設省土木研究所砂防研究所

室　　長　瀬　尾　克　美
主任研究員　阿　部　宗　平
福　本　晃　久

目 次

はじめに

§ 1 経験式と水理式による前庭保護工の諸元の検討	1
1.1 経験式	1
1.2 半理論式	2
1.3 Rand の式	4
1.4 経験式と水理式との比較検討	5
§ 2 実験目的	6
§ 3 実験概要	9
3.1 模 型	9
3.2 実験条件	11
3.3 実験ケース	12
§ 4 実験結果と考察	13
4.1 跳水式減勢工に関する基礎実験	13
4.1.1 砂防ダムの越流係数	13
4.1.2 落下水脈の到達距離	13
4.1.3 跳水対応水深	14
4.1.4 跳 水 長	14
4.2 計画案に対する実験的考察	14
4.2.1 計画Ⅰ案（経験式）	14
4.2.2 計画Ⅱ案（Rand の式）	27
§ 5 まとめと今後の問題点	48

§ 1. 経験式と水理式による前庭保護工の諸元の検討

1.1 経験式

1) 本，副ダム間の長さは，式(1)で与えられる。

$$L = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_3) \quad \text{..... (1)}$$

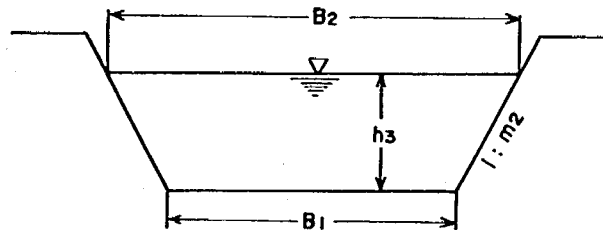
ここに， L : 本，副ダム間の長さ（本ダム天端下流端から副ダム天端下流端までの長さ）（m）

H_1 : 水叩き天端，または基礎岩盤面からの本ダムの高さ（m）

h_3 : 本ダムの越流水深（m）

である。

式(1)で，本ダムの越流水深は，式(2)の逆台形堰の越流公式より求めることができ， $Q = 47.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ ， $B = 8.0 \text{ m}$ ， $m_2 = 0.5$ ， $C = 0.6$ の設計条件を与えると $h_3 = 2.1 \text{ m}$ を得る。



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

Q : 対象流量（ m^3/sec ）

C : 流量係数

g : 重力の加速度（ $9.8 \text{ m}/\text{sec}^2$ ）

B_1 : 水通し底幅（m）

B_2 : 越流水面幅（m）

h_1 : 越流水深（m）

m_2 : 袖小口勾配

網木川砂防ダムの高さ（ H ）は 14.5 m であるので，本，副ダム間の長さは，式(1)より，

$$\begin{aligned} L &= (1.5 \sim 2.0) \cdot (14.5 + 2.1) \\ &= 24.9 \sim 33.2 \text{ m} \end{aligned}$$

となる。

2) 重複高

重複高 H_2 は式(3)によって求めることができる。

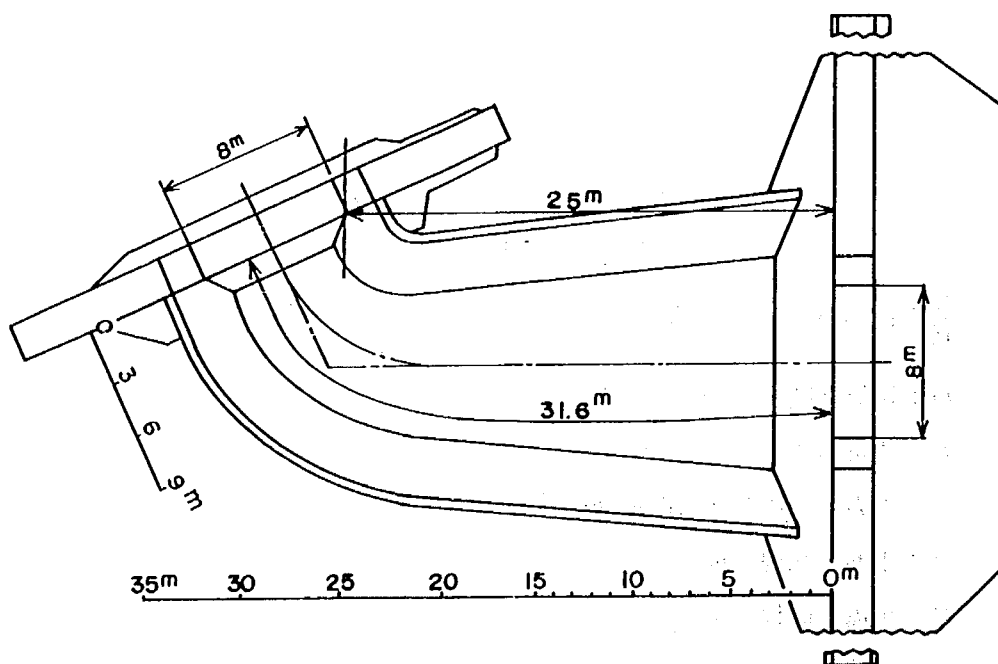
$$H_2 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) H \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 H_2 ：本・副ダムの重複高、 H ：砂防ダム水通し天端から水たたき底面までの高さである。

網木川砂防ダムの水通し天端から水たたき底面までの高さ（ H ）は、16mであり、式(3)より重複高 H_2 は、4 m～5.3 mとなる。

3) 建設省飯豊山系砂防工事事務所は、上述の経験式に基づいて網木川砂防ダムの前庭保護工を次のように策定している。

- ① 本副ダム間の距離はダム高が比較的高いことから図－1に示すように、内彎側を最短距離の25mにした。
- ② 重複高は、式(3)で計算した下限値の4 mとした。
- ③ 前庭保護工が彎曲部に位置することを考慮して、外彎側の水位量をグラショ－の式によって計算し副ダム左岸袖部の増高を0.7 mとした。



図－1 経験式に基づく砂防ダム減勢工の形状

1.2 半理論式

半理論式による本副ダム間の長さは、図－2に示す記号を用いて式(4)で求めることができる。網木川砂防ダムの設計条件である、 $Q = 47.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $B = 8 \text{ m}$ 、 $H = 14.5 \text{ m}$ 、 $h_3 = 2.1 \text{ m}$ を与えて式(4)より、本副ダム間の長さを計算する。ここに、 Q ：計画高水流量、 B ：水通し幅、 h_3 ：越流水深である。

副ダムの高さは、跳水対応水深 h_f と副ダムの越流水深との差によって求められる。

$$L \geq l_w + X \dots\dots\dots (4)$$

1) 飛距離は、次式によって求める。

$$l_w = v_0 \left(\frac{2(H + \frac{1}{2}h_3)}{g} \right)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (5)$$

v_0 は本ダム越流部流速 (m/sec) で次式で求めた。

$$v_0 = q_0 / h_3 \dots\dots\dots (6)$$

ここに q_0 : 単位幅流量 (m³/sec) である。

2) 跳水の距離は次式によって求める。

$$X = \beta \cdot h_j \dots\dots\dots (7)$$

ここに β : 係数で ($\beta = 4.5 \sim 5.0$) 与えられるが、ここでは、 $\beta = 4.5$ として計算する。 h_j は、式(8)で求まる跳水対応水深である。

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

$$h_1 = q_1 / v_1 \dots\dots\dots (9)$$

$$v_1 = \sqrt{2g(H + h_3)} \dots\dots\dots (10)$$

$$F_1 = v_1 / \sqrt{g \cdot h_1} \dots\dots\dots (11)$$

ここに h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m) , F_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流フルード数, q_1 : 水脈落下地点の単位幅流量, v_1 : 水脈落下地点の流速である。

3) 式(5)と式(8)より $l_w = 4.99$ m , $h_j = 4.49$ m となり, $\beta = 4.5$ を用いると, $L = 25.20$ m となる。

4) 副ダムの高さは式(12)によって求める。

$$H_2' = h_j - h_2 \dots\dots\dots (12)$$

$h_j = 4.49$ m , h_2 (副ダムの越流水深) = 2.1 m を代入して 2.39 m を得る。

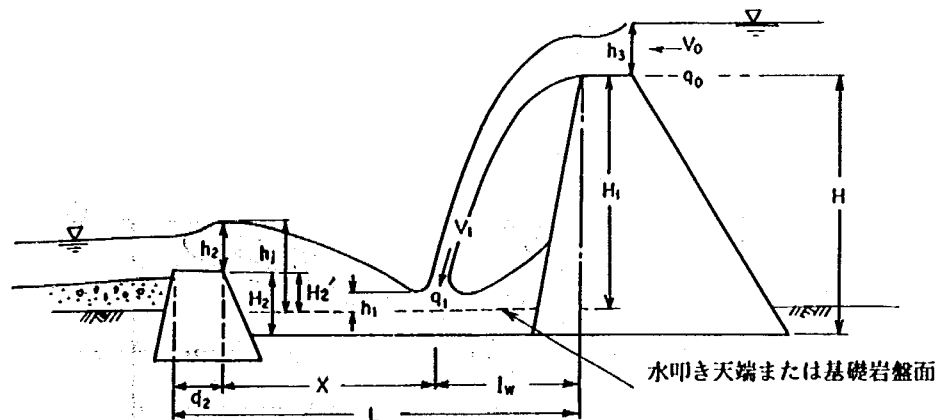


図-2 副ダムの位置及び高さ

1.3 Rand の式

高段落水路の跳水に基づいた本副ダム間の距離は Rand の実験式を適用すると、図-3 に示す記号を用いて、式(13)で求めることができる。

$$X = L_d + L \quad \text{..... (13)}$$

$$L_d = 4.30 D^{0.27} W \quad \text{..... (14)}$$

$$L = 4.5 h_2 \quad \text{..... (15)}$$

$$h_2 = 1.66 D^{0.27} W \quad \text{..... (16)}$$

ここに、 L_d ：飛跳離、 L ：跳水長、 $D = q^2/gW^3$ ：落下指数（Drop Number）、 q ：単位幅当りの流量、 g ：重力の加速度（ $= 9.8 \text{ m/sec}^2$ ）、 W ：落下高、 h_2 ：跳水対応水深である。

副ダムの高さは式(17)によって求めることができる。

$$H_2' = h_2 - h_3 \quad \text{..... (17)}$$

$$h_3 = (q_1/c)^{2/3} \quad \text{..... (18)}$$

ここに、 h_2 ：跳水対応水深、 h_3 ：副ダム越流水深、 q_1 ：副ダムの単位幅流量（ m^3/sec ）、 c ：越流係数である。ここでは、 $c = 1.9$ を仮定した。式(14)、式(16)に設計条件 $Q = 47.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $B = 8 \text{ m}$ 、 $W = 14.5 \text{ m}$ を代入すると、 $L_d = 10.05 \text{ m}$ 、 $h_2 = 3.88 \text{ m}$ となり、これを式(13)に代入すると水たたきの長さは、 27.51 m となる。

また、副ダムの高さは、式(18)より $h_3 = 2.1 \text{ m}$ を得て、式(17)より 1.78 m となる。

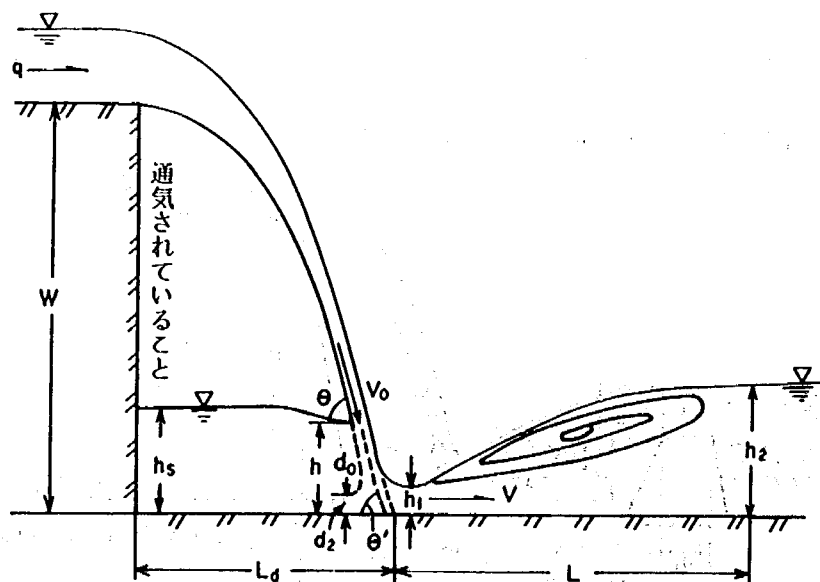


図-3 高段落水路の跳水

1.4 経験式と水理式との比較検討

経験式と半理論式及びRandの実験式によって得られる水堀池の諸元を表-1で比較している。

表-1 減勢工諸元の比較

	落下水脈の到達距離(m)	本副ダム間の距離(m)	副ダムの高さ(m)
経験式	—	24.9 ~ 33.2	2.50
半理論式	4.99	25.20	2.39
Randの式	10.05	27.51	1.78

表-1で飛距離について半理論式とRandの実験式との比較すると、飛距離は、半理論式ではRandの実験式の $\frac{1}{2}$ の長さとなっている。また、本副ダム間の距離は経験式で与えられる上限値が少し大きな値をとるが、経験式の下限值は半理論式及びRandの式で与えられる本副ダム間の距離とにほとんど差がない。副ダムの高さは経験式と半理論式とでは差が小さく、Randの実験式の場合が最も小さい値をとることがわかる。

このように、各式によって前庭保護工の諸元が異なるので、綱木川砂防ダムの水理条件下において、設計に必要な諸元を実験的に検討することにする。

§ 2. 実 験 目 的

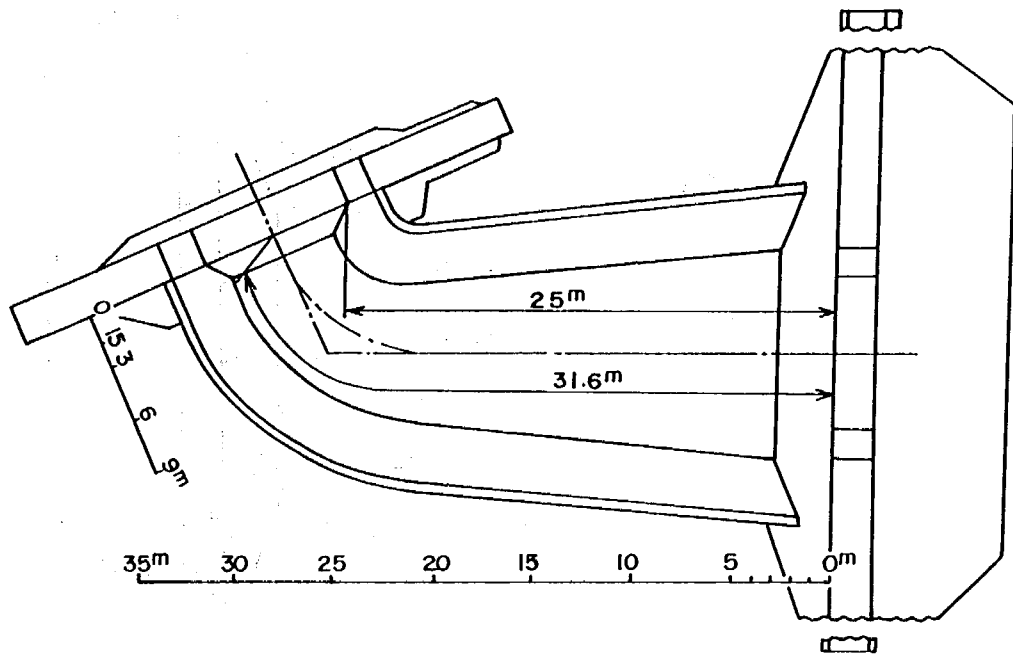
前述のように、経験式や理論式及び実験式によって得られる各々の減勢工の諸元に差異が生じている。このことは、綱木川砂防ダムの水理設計条件が Rand の式を適用できる範囲外であることも考えられるので、本実験は先ず、綱木川砂防ダムの水理条件の近傍の水理量を与えて、落下水脈の到達距離、跳水対応水深、跳水長を二次元水路を用いて実験的に検討し、理論式や Rand の式と比較して、綱木川砂防ダムの減勢工の諸元を検討する資料を得ることとする。次に、彎曲部に位置する前庭保護工について水理模型実験から次の内容について検討する。計画Ⅰ案は、建設省飯豊山系砂防工事事務所が経験式に基づいて策定した図－4 に示す案で、計画Ⅱ案は、高段落水路の跳水に基づく Rand の実験式を用いて設計した図－5 に示す形状の検討実験である。計画Ⅰ案と計画Ⅱ案の実験目的を以下に示す。

1) 計画Ⅰ案

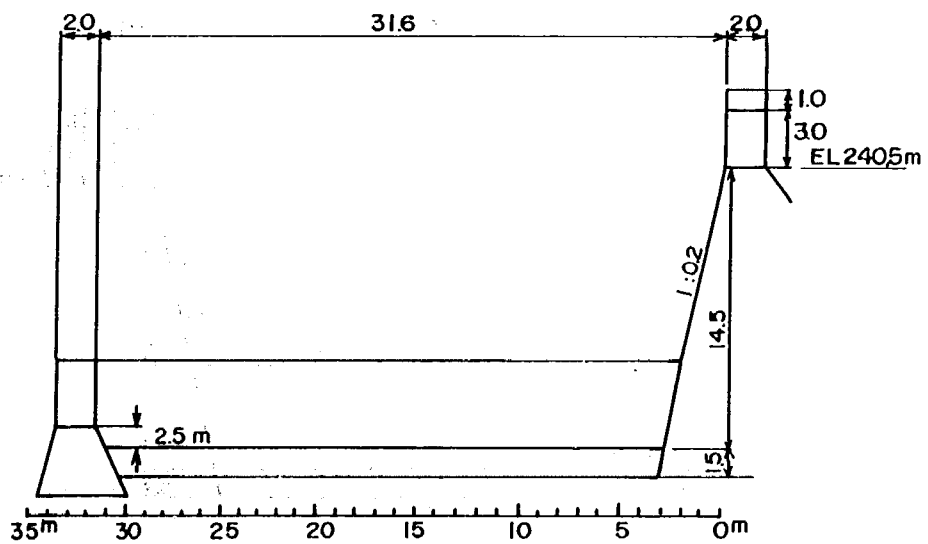
- (1) 本副ダム間の距離
- (2) 副ダムの高さ
- (3) 側壁の高さ

2) 計画Ⅱ案

- (1) 本副ダム間の距離
- (2) 副ダムの高さ
- (3) 水路幅の変化
- (4) 水褥池内のブロックの減勢効果
- (5) 側壁の高さ

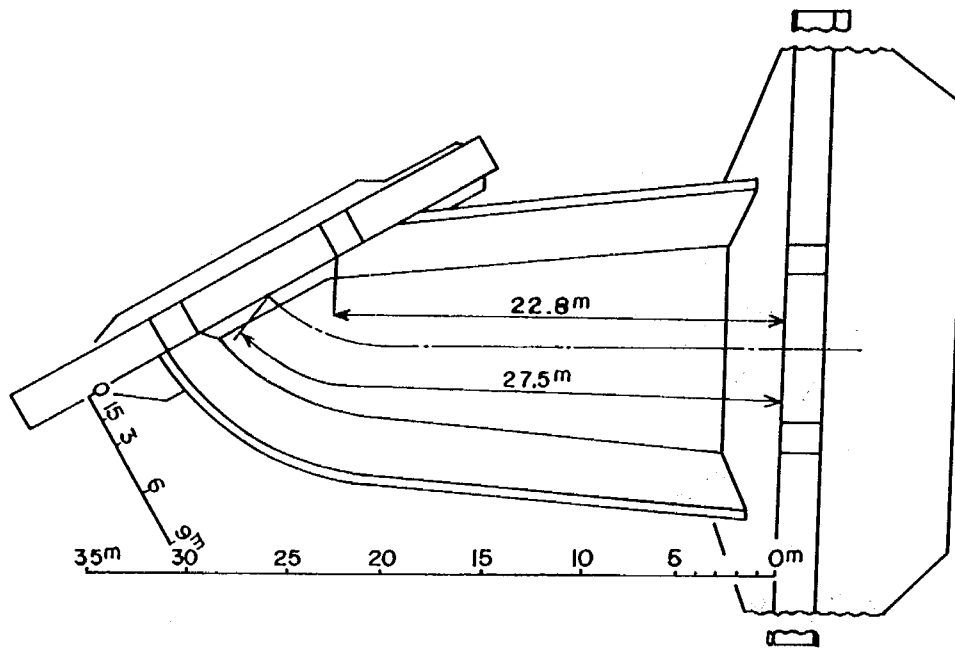


平面図

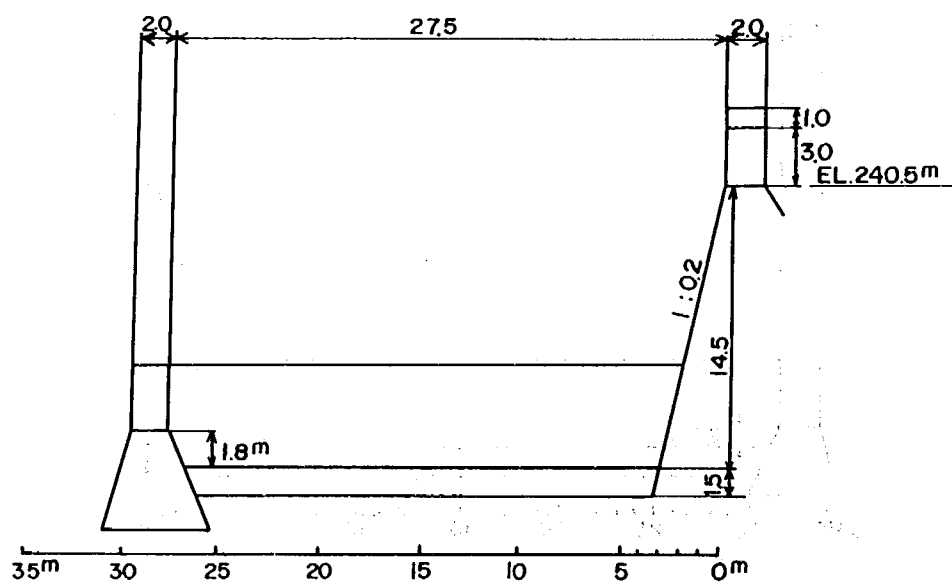


縦断面図

図-4 減勢工の形状 (計画I案)



平 面 図



縦 断 図

図-5 減勢工の形状 (計画Ⅱ案)

§ 3. 実験概要

3.1 模 型

基礎的な諸元（落下水脈の到達距離，跳水対応水深，跳水長）の検討実験は，水路幅 1.5 m の直線水路を用いた。

計画Ⅰ案と計画Ⅱ案を検討する実験に使用した模型水路を図－6 に示した，砂防ダムの上・下流の河道断面は図－7 に示すような台形断面を採用した。これは実験対象区間において砂防ダムの上・下流の河道幅がほぼ同じで，河道地形も直線的に変化していると判断できたからである。縦断勾配は，現地資料に基づいて設定した。砂防ダムが満砂した条件での実験は，砂防ダム上流の縦断勾配を計画堆砂勾配に一到させた。

模型縮尺は 1/30 の大きさとした。水理量はフルード相以則に従うと表－2 のようになる。

表－2 諸物理量縮尺比率表
(フルード法則)

諸 元	次 元	縮 尺	
距 離	L	$1/l$	1/30
面 積	L^2	$1/l^2$	1/900
体 積	L^3	$1/l^3$	1/27,000
時 間	T	$1/l^{1/2}$	1/5.477
流量係数	$TL^{1/2}$	$1/l^0$	1/1
流 速	L/T	$1/l^{1/2}$	1/5.477
加 速 度	L/T^2	$1/l^0$	1/1
勾 配	L/L	$1/l^0$	1/1
流 量	L^3/T	$1/l^{5/2}$	1/4929.5
粗度係数	$T/L^{1/3}$	$1/l^{1/6}$	1/1.763
圧力強度	M/LT^2	$1/l$	1/30
力	ML/T^2	$1/l^3$	1/27,000
仕 事	ML^2/T	$1/l^4$	1/810,000

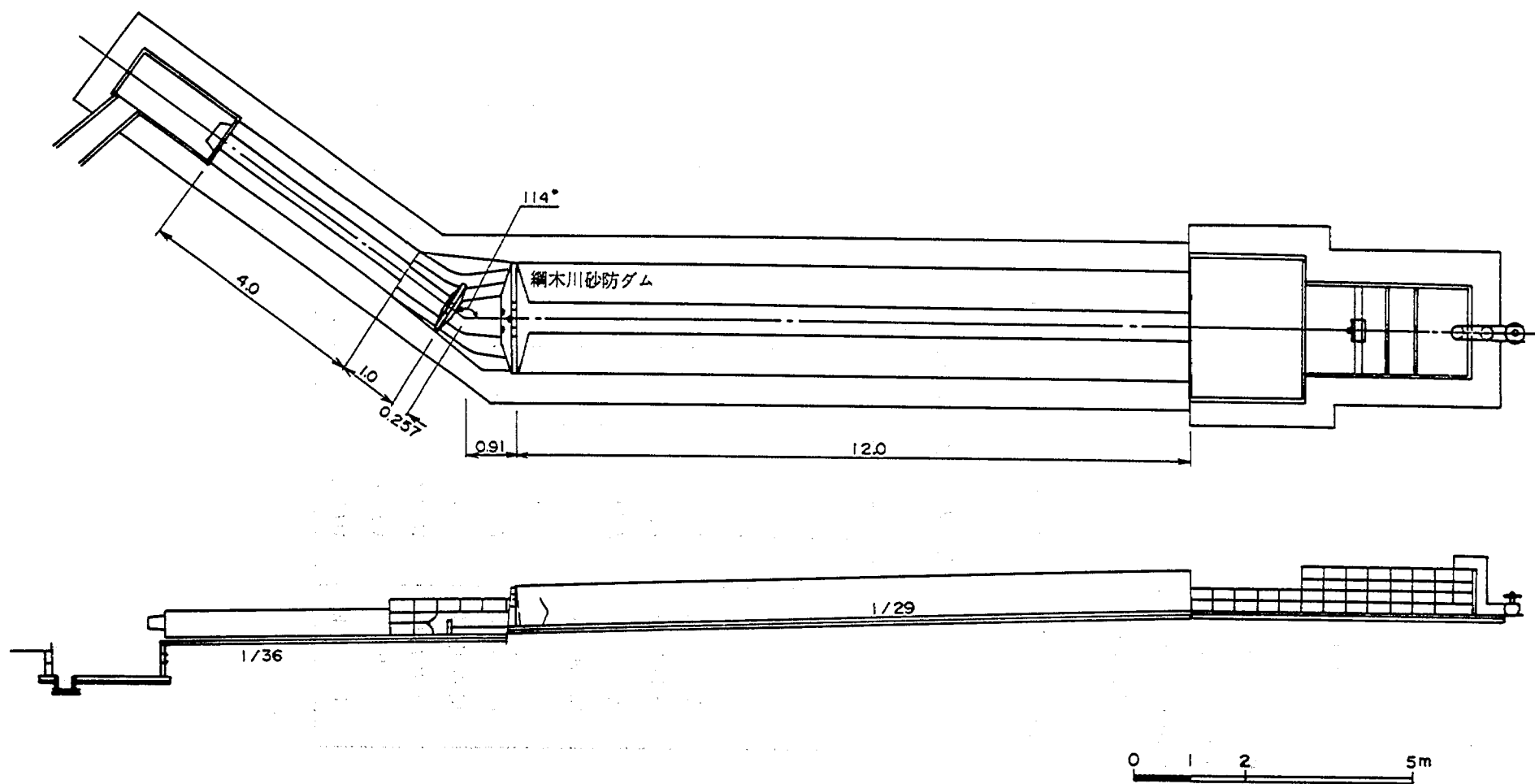


図-6 模型平面および縦断面図

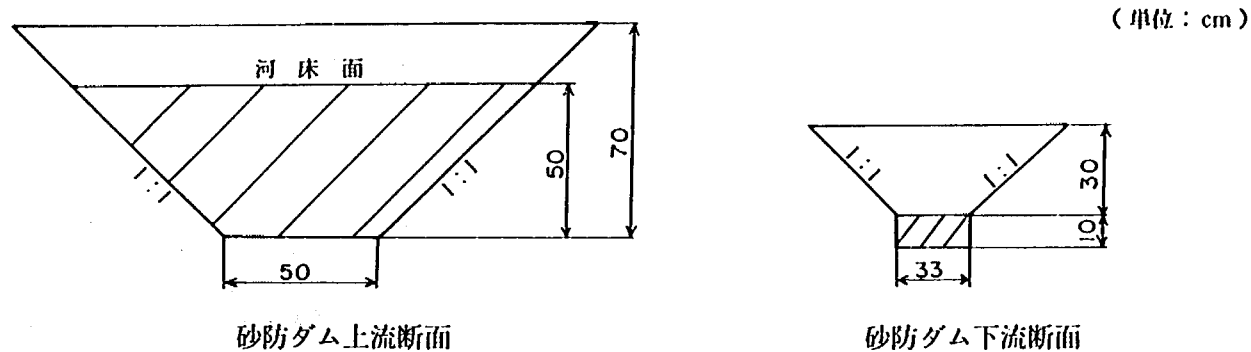


図-7 標準断面図

3.2 実験条件

(1) 基礎的な諸元の検討実験の流量は16~53.7 l/sec, 水路幅は1.5 m, 砂防ダムの高さは0.483 mでダムは未満砂状態で実験を行った。

実験Ⅰ(計画Ⅰ案の検討)と実験Ⅱ(計画Ⅱ案の検討)の条件においては, 流量は計画高水流量である47.1 m³/sec (模型値で9.55 l/sec)を定流与えた。

(2) 河床材料は, 建設省飯豊山系砂防工事々務所が調査した粒度分布を基に図-8に示すような実験使用材料を選定した。現地河川での平均粒径は $d_m = 70.8 \text{ mm}$ (模型で2.36 mm)となる。

(3) 給砂は, 綱木川砂防ダムの堆砂勾配を維持する平衡給砂とした。計画高水流量時における砂防ダムからの流出土砂量は, 土砂濃度にして約0.3%であった。

給砂材料の粒度分布は, 河床材料の粒度分布と同じである。

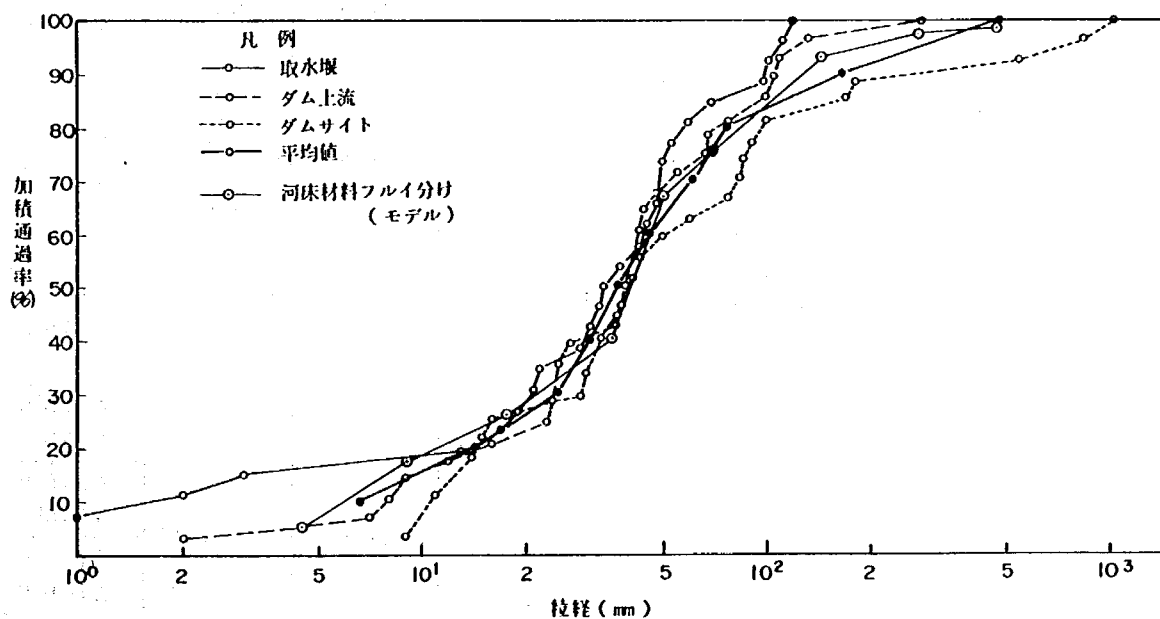


図-8 粒径加積曲線

3.3 実験ケース

計画Ⅰ案の実験ケースを表－３に，計画Ⅱ案の実験ケースを表－４に整理した。

表－３ 計画Ⅰ案の実験ケース一覧表

Case No	検 討 内 容	流 量 Q (m ³ /s)	土砂濃度 Q_s/Q (%)	減 勢 工 の 形 状	
				本副ダム間の距離(m)	副ダムの高さ(m)
1－1	図－６に示す経験式に基づいて策定した計画案の妥当性の検討実験	47.1	0	31.6	2.5
1－2	実験ケースNo 1－1の形状で副ダムの高さが1.8 mの形状での減勢状況の把握	47.1	0	31.6	1.8
1－3	実験ケースNo 1－1の形状で副ダムの高さが0.95 mの形状での減勢状況の把握	47.1	0	31.6	0.95
1－4	実験No 1－2の形状で，減勢池に土砂が流入する場合の減勢状況の把握	47.1	0.3	31.6	1.8

表－４ 計画Ⅱ案の実験ケース一覧表

Case No	検 討 内 容	流 量 Q (m ³ /s)	土砂濃度 Q_s/Q (%)	減 勢 工 の 形 状		
				本副ダム間の距離(m)	副ダムの高さ(m)	側壁位置(m) (中心線からの距離)
2－1	Randの実験式によって策定した計画案の妥当性の検討で減勢池に土砂が流入する場合の減勢状況の把握	47.1	0.3	27.5	1.8	右岸5.5 左岸5.5
2－2	実験No 2－1の減勢工の形状で減勢池に土砂の流入がない場合の減勢状況の把握	47.1	0	27.5	1.8	右岸5.5 左岸5.5
2－3	副ダムの高さを右記のように変化させたことによる減勢効果についての検討	47.1	0	27.5	3.36	右岸5.5 左岸5.5
					2.97	
					2.58	
					2.19	
2－4	水榭池内にブロックを設置した場合の流水の減勢効果についての検討	47.1	0	27.5	1.8	右岸5.5 左岸5.5
2－5	水路幅の変化と流水の減勢効果の検討	47.1	0	27.5	1.8	右岸6.9 左岸5.5
						右岸6.9 左岸10.2
						右岸6.9 左岸6.9
						右岸6.9 左岸7.6

§ 4. 実験結果と考察

4.1 跳水式減勢工に関する基礎実験

4.1.1 砂防ダムの越流係数

砂防ダムの越流係数は、式(19)より求めることができる。

$$K = \frac{Q}{BE^{3/2}} = \frac{Q}{B \left(h_3 + \frac{v_a^2}{2g} \right)^{3/2}} \quad \dots\dots\dots (19)$$

ここに、 K ：越流係数、 Q ：対象流量、 B ：水通し幅、 E ：比エネルギー、 h_3 ：越流水深、 $v_a (= \frac{B(h_3+H)}{Q})$ 本ダム越流部の流速である。式(19)で $Q = 47.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $B = 8 \text{ m}$ 、 $h = 2.37 \text{ m}$ （実測値）を用いて袖のない場合の砂防ダムの越流係数を求めると 1.62 となった。

砂防ダムに袖を設置した場合の越流係数は、本実験結果の 1.62 よりも大きな値をとるものと考えられ、実際に計画 I 案で越流係数を求めると 1.83 であった。

この場合の越流水深（ h_3 ）の実測値は約 2.2 m であり、設計値にはほぼ等しくなっている。

4.1.2 落下水脈の到達距離

落下水脈の到達距離（ L_d ）と落下指数（ $D = q^2/gH^3$ ）の関係を図-9で、実測値と Rand の式(式14)及び理論式（式20）を比較して示している。

$$L_d = v_c \sqrt{\frac{2(H+h_3)}{g}} \quad \dots\dots\dots (20)$$

$$v_c = \frac{3}{2} \frac{Q}{B} \frac{1}{\left(h_3 + \frac{v_a^2}{2g} \right)} \quad \dots\dots\dots (21)$$

ここで、 L_d ：落下水脈の到達距離、
 v_c ：限界流速、 H ：本ダムの高さ、 h_3 ：越流水深、 g ：重力の加速度（ 9.8 m/sec^2 ）、 Q ：流量、 B ：水通し幅、 v_a ：接近流速である。

図-9より理論式は、実測値や Rand の式で得られる値より小さく、落下指数（ $D = q^2/gH^3$ ）が大きくなるほど、 L_d に差が生じていることがわかる。また、同じ図-9によって、実測値と Rand の式との L_d と D との関係を比較すると、実験数が少なく断言できな

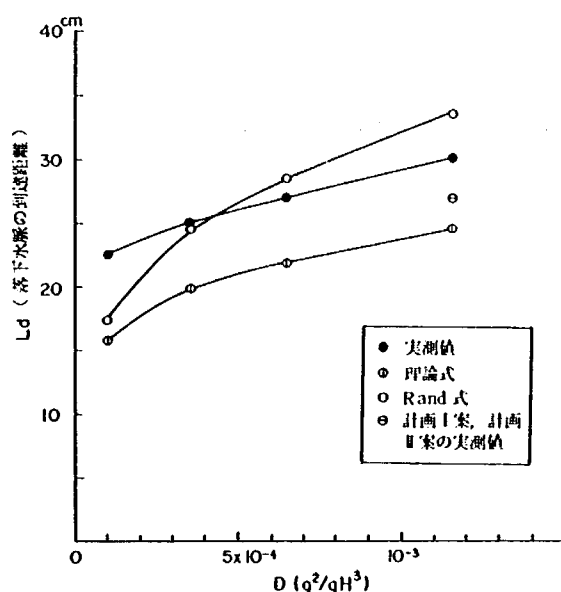


図-9 落下水脈の到達距離（ L_d ）と落下指数（ D ）の関係

いが、実測値は、 $D = 4 \times 10^{-4}$ を境界として $D < 4 \times 10^{-4}$ では Rand の式で計算される値より大きく、 $D > 4 \times 10^{-4}$ では、Rand の式で与えられる計算値よりも、小さな値をとる傾向を示していることがわかる。なお、計画Ⅰ案と計画Ⅱ案との実測値の平均値を図-9に示しているように、この値は理論式に近似している。

4.1.3 跳水対応水深

跳水対応水深 h_2 と、落下指数 D の関係について、実測値と Rand の式によって計算した値を比較して、図-10に示している。跳水対応水深の実測値は、砂防ダムからの落下水脈が、跳水を生じた後の安定した水深を測定したものである。図-10より実測値は、Rand の式より計算される値にはほぼ一致することがわかる。

4.1.4 跳水長

実測値の跳水長 (X) と跳水対応水深 (h_2) の比 (α) と落下指数 (D) の関係を図-11に示している。

図-11が示しているように、実験数が少なく断言できないが、(α) は、落下指数 (D) によって変化し、(D) が小さくなると (α) の値も小さくなって、 $D \geq 4 \times 10^{-4}$ で $\alpha = 4$ の一定値をとる傾向がみられる。跳水長は、落下水脈が到達した位置から、跳水対応水深が生じる位置までの長さである。

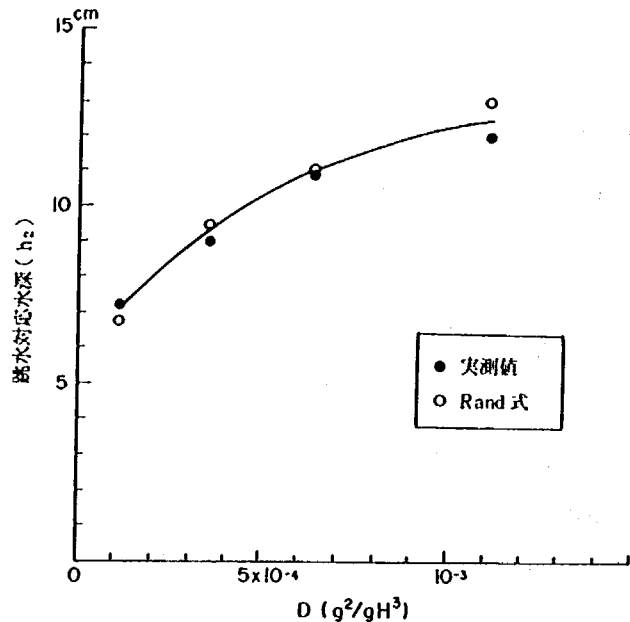


図-10 跳水対応水深 (h_2) と落下指数 (D) の関係

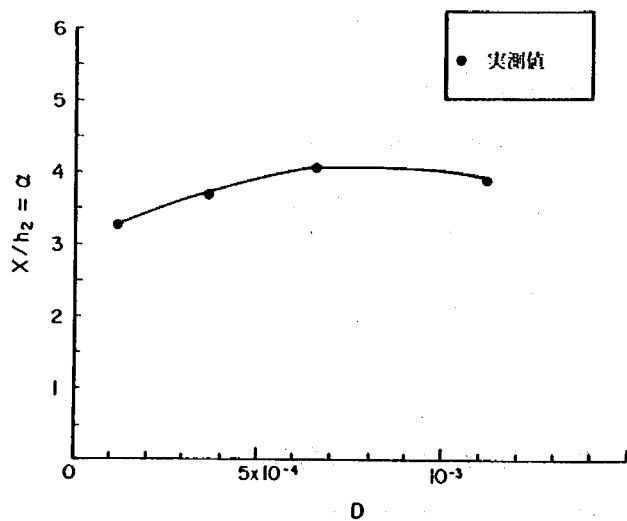


図-11 α と D の関係 (X : 長水長, $D = q^2/gH^3$)

4.2 計画案に対する実験的考察

4.2.1 計画Ⅰ案 (経験式)

1) 実験の概要

計画Ⅰ案は経験式によって策定されたもので、Rand の式にくらべて本副ダム間の距離が長く、副ダムの高さも大きい。式(13)と式(16)とで計算しているように、Rand の式による飛距離は、10.05 m で、跳水対

応水深は 3.88 m である。Rand の式によって得られる現象が、現地で実際に生じるものと仮定すると、経験式での跳水長は、跳水対応水深の約 6 倍となる。実験式による跳水長は、式(15)で示されるように跳水対応水深 (h_2) の 4.5 倍であり、本実験結果では、跳水対応水深の約 4 倍である。このことから、実験式から適用できる直線水路で、流れの方向に流路幅が一様な場合の減勢池に対しては、経験式は、過大な値をとるものと考察される。

そこで、経験式で得られる水褥池の形状のもとで、流水の減勢状況を観察測定し、副ダムの位置、高さの妥当性について検討する。

実験 No 1 - 1 は、経験式に基づいて策定された図 - 4 に示す計画案の検討実験である。実験 No 1 - 2 は、副ダムの位置は実験 No 1 - 1 と同じで、副ダムの高さを 1.8 m とした場合の実験である。

2) 実験結果

流況観察測定結果を表 - 5 ~ 表 - 7 に水面変動及び流速平面図を図 - 12 ~ 図 - 19 に示した。実験結果を要約すると、次のようになる。

(1) 実験 No 1 - 1

- ① 跳水対応水深 (h_j) は、約 4.4 m で、実験式 (h_2) の 3.9 m より約 1.2 倍大きく、跳水は、本ダムの水通し下流端より 18.2 m の位置まで生じているが、図 - 12 でみるように流水の方向に対する水面形の変化はほとんどなく顕著な跳水現象はみられない。
- ② 底面流速の変化を図 - 13 でみるように直線区間は本ダムの水通し下流端より 20 m の位置を境界に極端に小さくなっていて、落下水は十分に減勢されていることがわかる。
- ③ 落下水脈は、側壁底面に当って、本ダムより下流 20 m の範囲の左右岸で流水の巻き上げ現象が生じている。

(2) 実験 No 1 - 2

- ① 跳水対応水深は計算値に等しい 3.9 m となって、流水は減勢されている。
- ② 水褥池内の水位の縦断的变化を図 - 14 で比較するように、実験 No 1 - 1 に比べて水位は低下していて、特に跳水の生じる区間での水位差が大きい。
- ③ 図 - 13 と図 - 15 で底面流速の変化を比較すると、実験 No 1 - 2 の流速は実験 No 1 - 1 に比べて、副ダム上流で少し流速が大きくなっているが、実験 No 1 - 1 と同様に本ダム 20 m 付近の位置より下流での流速は低減している。副ダム天端上の流速は、本ダム天端上の流速と同程度となっている。

(3) 実験 No 1 - 3

副ダムの高さが低く (0.95 m)、跳水の生じない条件では、写真 - 7 ~ 写真 - 9 でみるように、流水は外彎側に集中して流下する。

流速の変化を図 - 17 に示しているように、水褥池内で跳水が生じている場合にくらべて高流速が生じて、落下水脈が到達する位置の近傍において実験 No 1 - 1 及び実験 No 1 - 2 にくらべて 4 m/sec の差異が生じている。

(4) 実験 No 1 - 4

実験 No 1 - 2 の水褥池の形状で本ダムから土砂が流出する場合の実験である。

給砂の有無による水面変動の変化を図-14と図-18とで比較すると、水面変動にほとんど差がないことがわかる。また、跳水対応水深と落下水脈の到達距離も無給砂の実験No 1-2と差が生じていない。

図-15と図-19とで底面の流速の変化を比較すると、給砂のある方が総体的に流速が低減する傾向を示し、実験No 1-2で流速の小さい本ダムより20m下流の範囲では、図-18及び写真-11でみるように土砂が堆積する。

3) 考 察

水褥池内で跳水を生じさせると、底面の流速を低減でき、流水が外彎側へ集中するのを防止できる効果がある。

跳水を生じさせる副ダムの高さは、底面の流速に大きな差異がないこと、副ダム下流の洗堀などに与える影響などから考察すると、実験No 1-2で検討した副ダムの高さ1.8mがよいと考えられる。

副ダムの位置に関しては、計画Ⅰ案より本副間の距離を短かくできる可能性も考えられるのでこれについては計画Ⅱ案で検討する。

表-5 流況観察測定結果

実験ケース	CASE 1-1
模型形態	計画Ⅰ案 ◦ 本副ダム間距離 $L = 31.6 \text{ m}$ ◦ 水抜きは設置しない。 ◦ 水褥池深さ $W = 2.5 \text{ m}$ ◦ 副ダム下流に推定岩盤は設けない。
実験条件	① 流量 $Q = 47.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ ② 無給砂
流況観察結果	① 落下水脈の到達距離は、本ダム水通しの下流端から8m程度である(写真-1)。 ② 跳水対応水深(4.3～4.5m)を発生する位置は、本ダム水通しの下流端から20～21mの位置である。また跳水長は、12～13mである。 ③ 落下水脈が側壁法尻の近く(0.5m程度)に落水し、その後側壁沿いで二次流が発生する。この二次流は、本ダム水通しの下流端より21m付近で消滅する(写真-2)。 ④ 水褥池内底面流速は、本ダム水通し下流端から20m付近ではほぼ2m/s程度に減速するが、右岸側については25m付近で2m/sまで減速する。 ⑤ 副ダム下流の洗堀は、副ダム水通し下流端より10m区間で最大3mを生じている。

表-6 流況観察測定結果

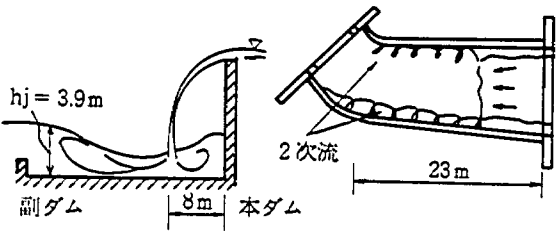
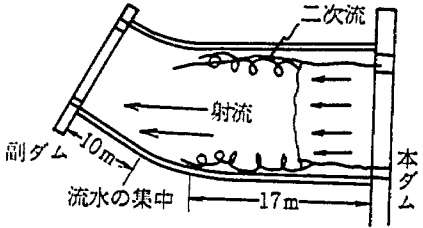
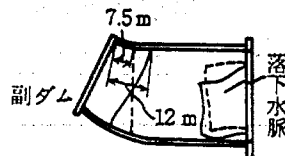
実験ケース	CASE 1-2	CASE 1-3	計画I案で水褥池深さを変えた場合の比較。																
模型形態	計画I案 - 本副ダム間距離 $L = 31.6 \text{ m}$ - 水抜きは設けない。 - 本ダム未満砂状態																		
実験条件	- 流量 $Q = 47.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ - 無給砂 - 水褥池深さ $W = 1.8 \text{ m}$ ($h_1/h_2 = 1.0$)	水褥池深さ $W = 0.95 \text{ m}$ ($h_1/h_2 = 0.8$)																	
流況観察結果	① 跳水対応水深は 3.9 m である。その発生位置は、本ダム水通し下流端から約 23 m となっている。 ② 落下水脈の落水地点の両側壁沿で発生する二次流は、本ダム水通し下流端より 25 m 程度で消滅する(写真-4, 5)。 ③ 水褥池内底面流速は、本ダム水通し下流端より 24 m の位置で、2 m/s 程度まで減速する(図-15)。 ④ 副ダム下流に水叩を張ったが、水叩き面で射流となりその下流で 4 m 以上の洗掘を生じた(写真-6)。 ⑤ 副ダム上流の左岸の水位差は 0.3 m 程度である。 	① 水褥池内では、跳水現象は生じない(写真-7)。 ② 落水後、水褥池中央の流れは射流で、両側壁は、二次流を生じて本ダム水通し下流端より 17 m 程度で消滅する。その後、中央の流れとともに、副ダム上流左岸側に集中する(写真-8)。 ③ 水褥池内底面流速は、本ダム水通し下流端より 24 m で 6.5 m/s (中央部)、副ダム上流左岸 4 m 区間で $4.0 \sim 5.0 \text{ m/s}$ となっている。 ④ 副ダム上流左岸側に集中した流れが、そのまま副ダムを越えて、下流左岸側溪岸を直撃する(写真-9)。 	<table border="1"> <thead> <tr> <th>CASE</th><th>水褥池深さ W</th><th>落下水脈到達距離+跳水長 $L_d + \alpha h_2$</th><th>跳水対応水深 h_j</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1-1</td><td>2.5 m</td><td>$20 \sim 21 \text{ m}$</td><td>$4.2 \sim 4.4 \text{ m}$</td></tr> <tr> <td>1-2</td><td>1.8</td><td>23</td><td>3.9</td></tr> <tr> <td>1-3</td><td>0.95</td><td colspan="2">跳水にならない。</td></tr> </tbody> </table> ・Rand 式での計算結果(跳水対応水深 3.8 m)、水褥池の深さ 1.8 m でも、水褥池の長さが充分余裕があることから、試みとして跳水対応水深を8割まで減少させるため、副ダム越流水深を一定として、水褥池の深さ 1.8 m を 0.95 m としたが、水褥池内では跳水現象は生じなかった。	CASE	水褥池深さ W	落下水脈到達距離+跳水長 $L_d + \alpha h_2$	跳水対応水深 h_j	1-1	2.5 m	$20 \sim 21 \text{ m}$	$4.2 \sim 4.4 \text{ m}$	1-2	1.8	23	3.9	1-3	0.95	跳水にならない。	
CASE	水褥池深さ W	落下水脈到達距離+跳水長 $L_d + \alpha h_2$	跳水対応水深 h_j																
1-1	2.5 m	$20 \sim 21 \text{ m}$	$4.2 \sim 4.4 \text{ m}$																
1-2	1.8	23	3.9																
1-3	0.95	跳水にならない。																	

表-7 流況観察測定結果

実験ケース	CASE 1-4		土砂の流出の有無による比較									
模型形態	計画I案 ◦本副ダム間距離 $L = 31.6 \text{ m}$ ◦水堀池深さ $W = 1.8 \text{ m}$ ◦本ダム満砂											
実験条件	流量 $Q = 47.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ 給砂有り (土砂濃度: 0.3%)											
流況観察結果	① 落水脈の到達距離は、本ダム水通しの下流端から7.8~8 m程度で、CASE 1-2 (無給砂) とほぼ同じである。											
	② 跳水対応水深 (3.8 m) を発生する位置は、本ダム水通しの下流端から22m程度の位置である。											
	③ 本ダム上流で流れを片寄らない場合、本副ダム間の流況はCASE 1-2 とほとんど変わらないが、本ダム上流で右に片寄ると流れは、本ダム越流部で左に片寄り、落水脈は左岸側壁を叩き、その後左岸側壁沿で、2次流を発生し、本ダム水通し下流端から19m程度で消滅する (写真-10)。 この場合右岸側では、二次流は発生しない。											
	④ 本ダムからの流れにより副ダム上流の土砂堆積は次の様に変化すを (写真-11)。											
結果	<table><tr><th>本ダム越流状況</th><th>副ダム上流の土砂の堆積状況</th></tr><tr><td>平均的な流れの場合</td><td>右岸で副ダム上流7.5 m, 左岸で13.5 mまで堆砂</td></tr><tr><td>流れが左に片寄る場合</td><td>左右岸とも12 mまで堆砂</td></tr></table>		本ダム越流状況	副ダム上流の土砂の堆積状況	平均的な流れの場合	右岸で副ダム上流7.5 m, 左岸で13.5 mまで堆砂	流れが左に片寄る場合	左右岸とも12 mまで堆砂				
	本ダム越流状況	副ダム上流の土砂の堆積状況										
平均的な流れの場合	右岸で副ダム上流7.5 m, 左岸で13.5 mまで堆砂											
流れが左に片寄る場合	左右岸とも12 mまで堆砂											
												

—: 左に片よって流下する場合
—: 平均的な流れになる場合

CASE	落水脈到達距離	跳水長	水堀池底面流速		
			11 m	15 m	21 m
1-2 無給砂	本ダムより8 m	15 m	C 8.8 m/s	R 9.3 m/s	R 5.0 m/s
1-4 給砂有	7.5~8 m	14~14.5 m	C 6.0 m/s	C 5.5 m/s	L 2.7 m/s

但し、C.R.L: 各断面での最大流速発生位置
C: 中央, R: 右岸側, L: 左岸側
また各断面の距離は、本ダム水通し下流端からの距離を示す。

◦落水脈、跳水長は、土砂の流出の有無では大差はないが、水堀池内底面流速は、土砂の流出が伴う方 (CASE 1-4) が2~3 m/s 減速されている。

◦本ダム越流部の流れに片寄がない場合、落水脈と側壁までの距離は約0.5 mと余裕がなく、本ダム越流部の流れに片寄があると直接側壁を叩くため、水堀池を拡幅する必要がある。

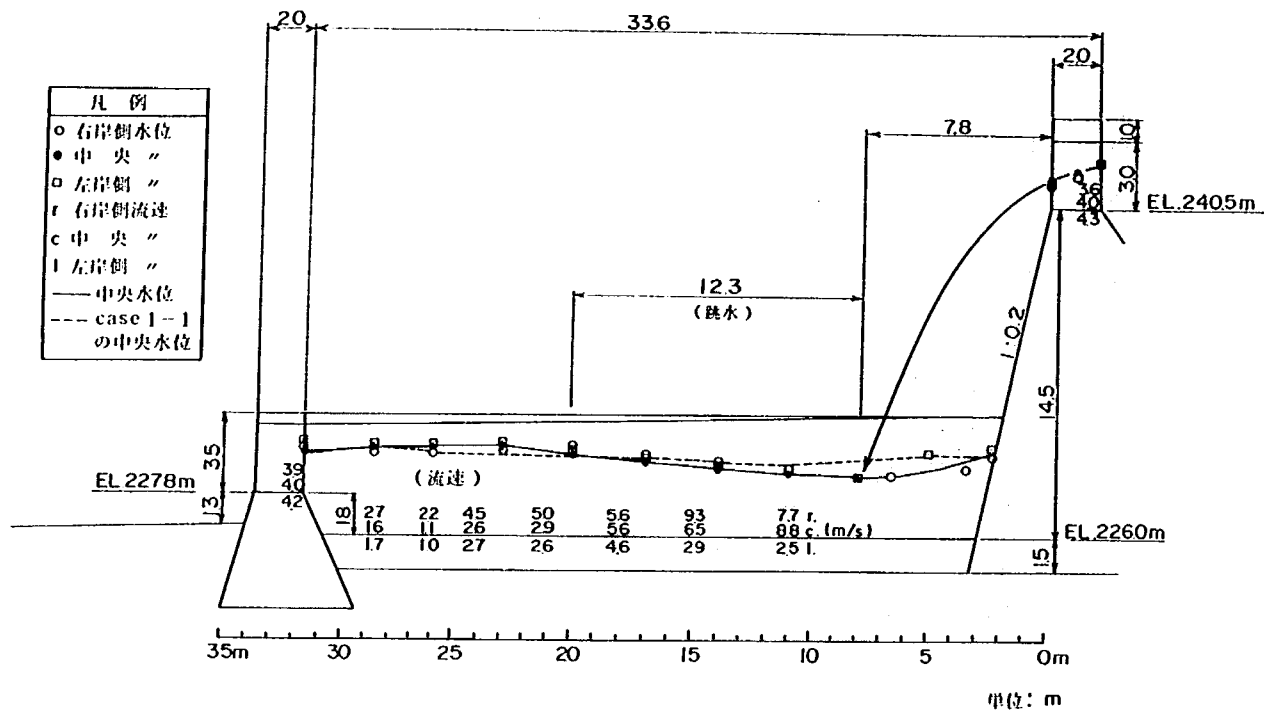


図-14 水位縦断面図 (CASE1-2)

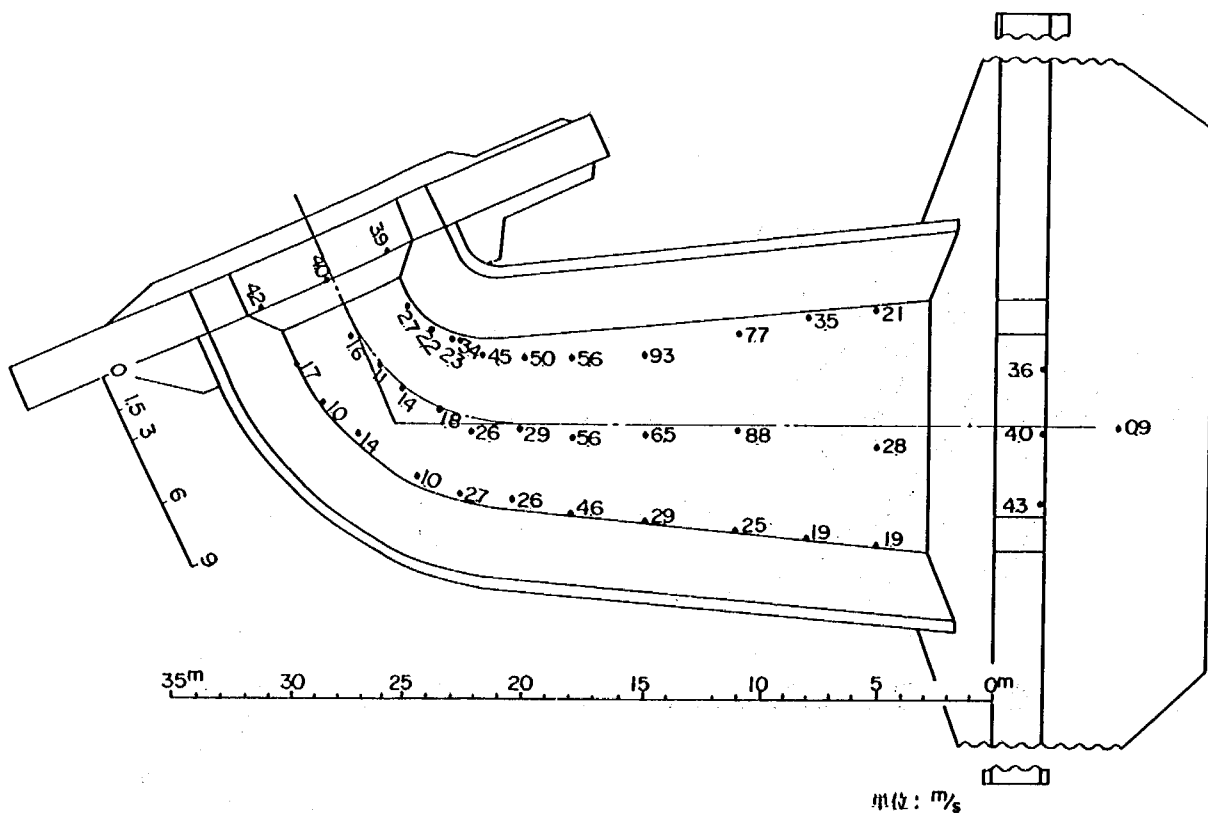


図-15 流速平面図 (CASE1-2)



写真-1

CASE1-1

本ダムからの落下水脈及び側壁沿の二次流の状況。

○落下水脈の到達距離 $L_d \div 8 \text{ m}$

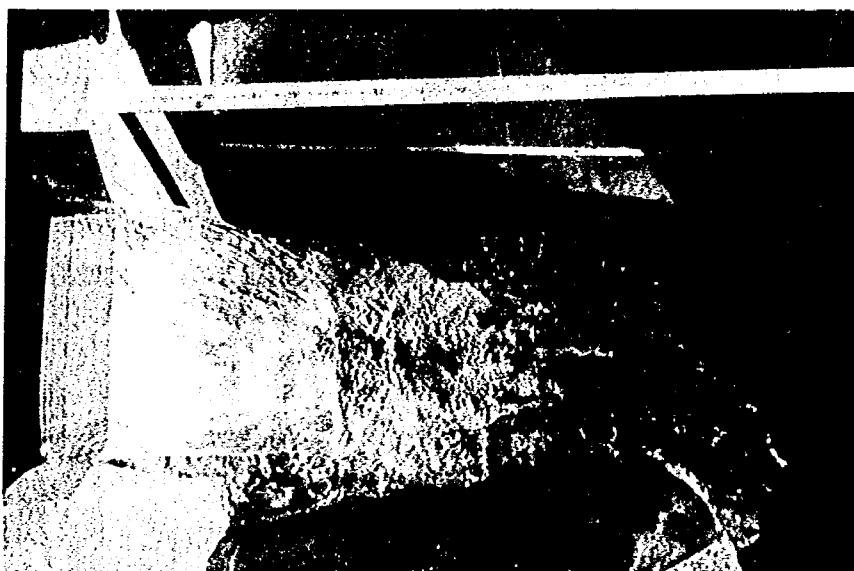


写真-2

CASE1-1

水褥池内の状況。

落下水脈は、両側壁の法尻より 0.5 m 付近の位置に落水する。

その後、側壁沿いで二次流を発生する。



写真-3

CASE1-1

副ダム下流の状況。

副ダム上流部の流れは整流されている。

落下水脈の到達距離は、副ダム水通しの下流端から 3.5 m である。



写真-4

CASE1-2

本ダムからの落下水脈及び側壁沿の二次流の状況。

水褥池の深さ 2.5 m と同様、
1.8 m に計画しても側壁沿で二
次流を生じている。



写真-5

CASE1-2

水褥池内の状況。

落下水脈は、側壁の法尻近く
に落水し、その後、側壁沿いで
二次流を発生する。



写真-6

CASE1-2

副ダム下流の状況。

副ダム下流に水叩きを設けた
が、水叩き面で射流（水深 0.2
m 程度）となり、その水叩き下
流で 4 m 以上の洗掘を生じた。

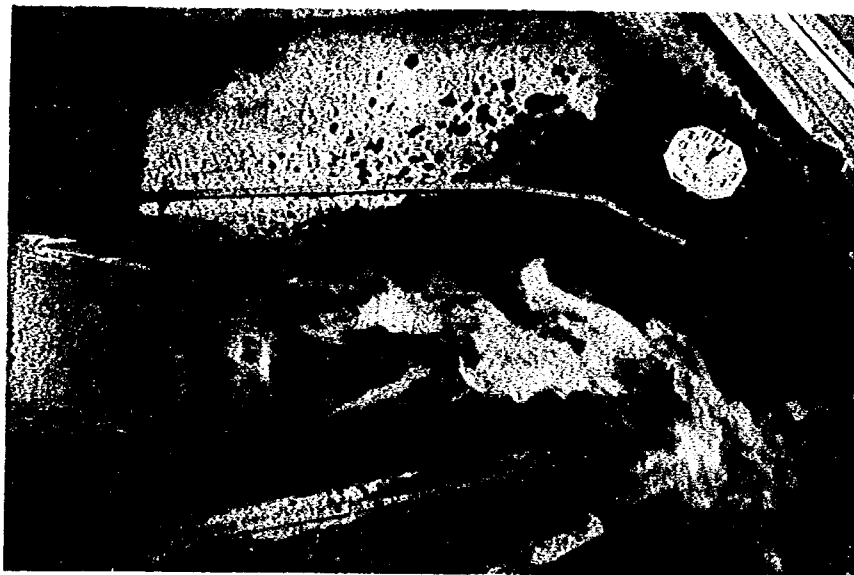


写真-7

CASE1-3

水罅池内の状況。

水罅池内では、跳水現象は生じない。

水罅池の深さ = 0.95 m



写真-8

CASE1-3

副ダム付近の状況。

落水後の流れは、副ダム上流左岸側10m区間に集中する。

副ダム上流3 mの左岸側の側壁天端（ $E L 230.5 \text{ m}$ ）で0.3 ~ 0.5 mの越水を生じる。

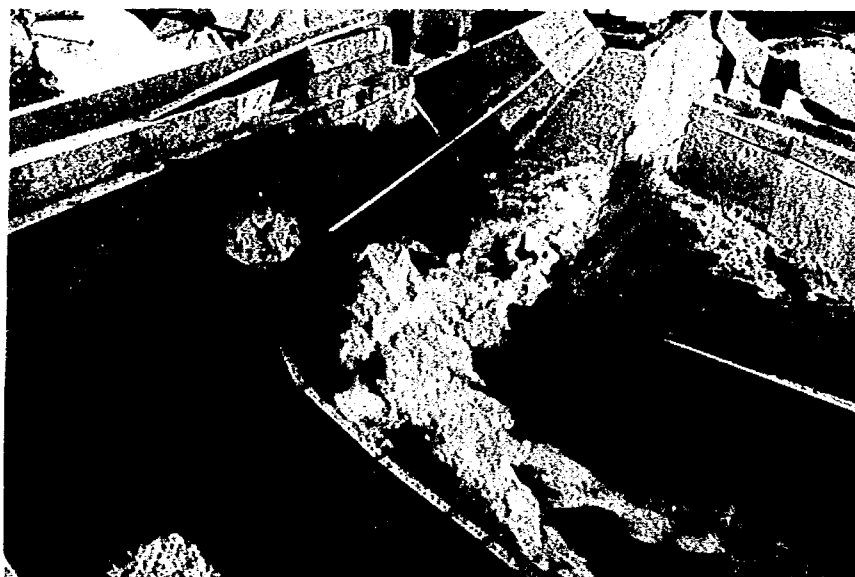


写真-9

CASE1-3

副ダム付近の状況。

副ダム上流左岸側に集中した流れが、そのまま副ダムを越えて、下流左岸側溪岸に直撃する。副ダムによる減勢効果がない。

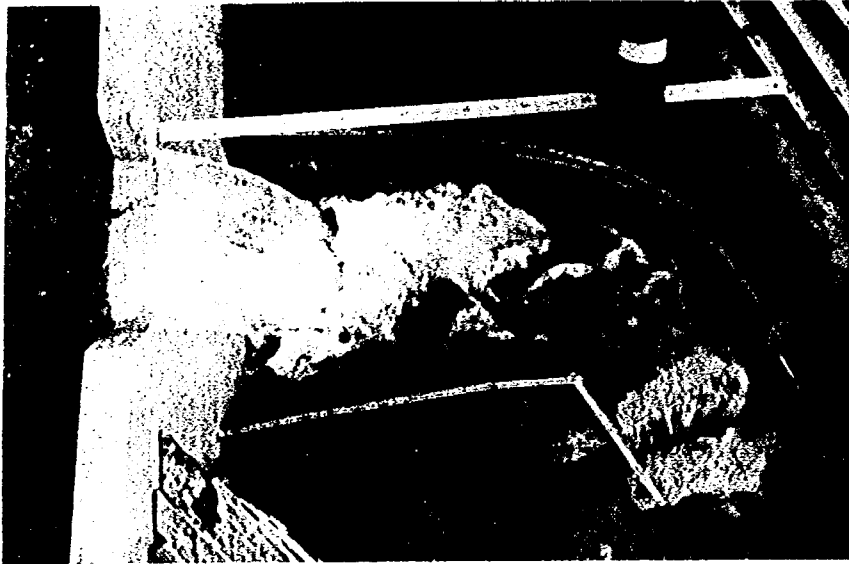


写真-10

CASE1-4

水褥池内の状況。

本ダム上流の流れの片寄に伴い、落下水脈は左岸側壁を叩く。

(条件)

- 給砂土砂濃度 0.3 %
- 水褥池深さ 1.8 m



写真-11

CASE1-4

副ダム上流の土砂堆積状況。

落下水脈が左岸側へ片寄ると、副ダム上流の土砂堆積は左・右岸ともに上流12m付近までである。

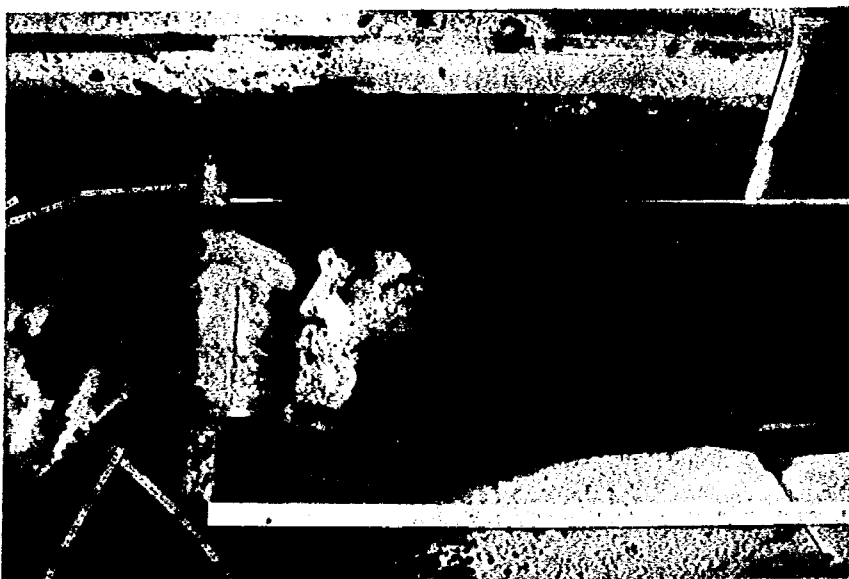


写真-12

CASE1-4

副ダム下流の状況。

副ダム水通しを落下する流水は、左岸側に片寄り、落下水脈は左岸側で約5mと右岸で3.5m程度である。

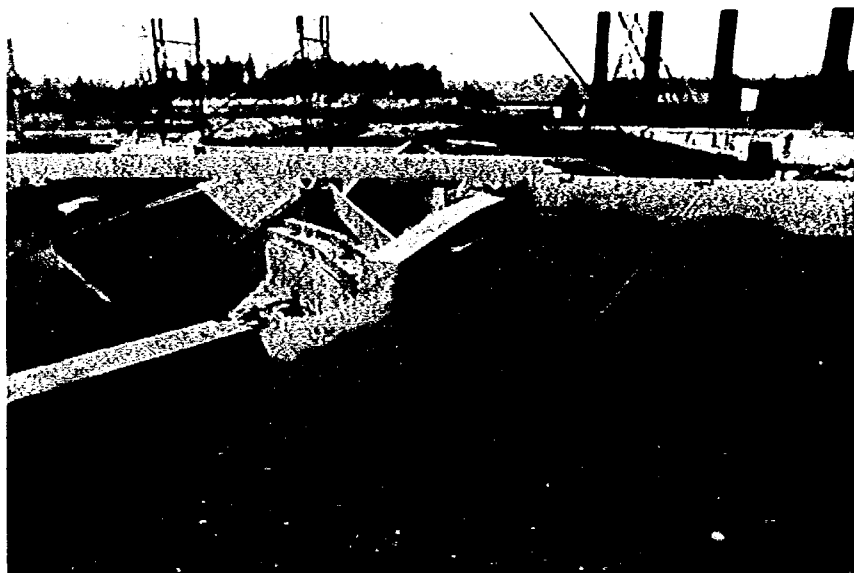


写真-13

CASE 1-4

本ダム両袖の上流部で縮流から1.2 m程度洗掘を生じている。

4.2.2 計画Ⅱ案（Randの式）

1) 実験の概要

計画Ⅱ案は、Randの式で計算される水褥池の形状（図-5）を彎曲部に適用して行った実験である。

計画Ⅱ案では図-5で示すように水路のセンター線に沿って必要な水褥池の長さをとっているのに、内彎側（右岸側）では本副間の距離が計算値よりも短いこと、また、計画Ⅰ案の実験で明らかのように計画Ⅱ案の副ダムの位置する内彎側での流速が外彎側にくらべて大きくなっていることなどから、計画Ⅱ案では副ダム上流の右岸側で流水が乱れることが考えられる。そこで、本実験は副ダム上流の整流化を図るために副ダムの高さ、水路幅を変化させたり水褥池内にブロックを設置するなどの検討を行うことにした。

2) 実験結果

実験結果を要約すると次のようになる。なお、流況観察測定結果を表-8～表-11に、水面変動及び流速平面図を図-20～図-31（図-29を除く）に示した。

(1) 実験No 2-1, No 2-2

実験No 2-1は、図-7に示すRandの式で計算される減勢工の形状について検討したもので、本ダムから土砂の供給が行われる場合の実験である。実験No 2-2は無給砂の場合の実験である。

① 実験No 2-1では、副ダムより上流の5～6 mの範囲で土砂が堆積する。また、本ダムを越流する流水が左岸に片寄って流下する場合は、側壁法面を直接たたいて水位を上昇させ、側壁天端を越水（0.5 m程度）したり、外彎側（左岸）に流水が集中して流下し、副ダムを越流する流水は副ダムの直下流の溪岸斜面に当たる場合もある。

② 実験No 2-2の無給砂の状態では、側壁の法尻に落下水が当たって側壁沿いに渦が生じたり、落下水の乱れが副ダム上流の右岸まで影響していて、流水は計画Ⅰ案のように減勢されることはない。

- ③ 計画Ⅰ案に比べて、副ダム上流の右岸での底面流速が大きく、副ダム天端上での流速も大きく
なっていて、計画Ⅰ案に比べて減勢効果は小さい。

(2) 実験No 2 - 3

実験No 2 - 3 は、水褥池の水深が跳水対応水深の 1.1 ～ 1.4 倍になるように副ダムの高さを変化させた実験である。底面流速の変化を図-25～図-28で流況を写真-23～写真-27に示した。

- ① 図-25～図-28で流速の変化を比較すると、副ダムの高さを変化させても底面の流速はあまり低減されないことがわかる。ただし、水褥池の水深が 1.2 倍以上（副ダムの高さ 2.6 m 以上）になると、本ダムの落下水脈の乱れによる渦が、副ダムまでに到達する現象は消滅していて、流水は減勢されている。

- ② 副ダムが高くなる程、側壁沿での二次流による乱れは弱くなる。

- ③ 副ダムが高くなる程、水褥池水深は高くなるので、側壁高も高くなる。副ダムの高さが 2.6 m の場合の水面変動を図-24に示しているが、水褥池水深は 4.6 m で、彎曲部の外彎側では約 5 m の水位が測定されている。

(3) 実験No 2 - 4

実験No 2 - 4 は、Rand の式で計算される図-5 の形状で副ダムの上流に図-29に示すような形状でブロックを敷ならべた場合の実験である。流況観察測定結果を表-10に示した。

実験結果によると、ブロックを副ダムの上流に設置すると、副ダム周辺での流水の乱れは消えて流水は減勢される。流水に対して抵抗の大きいブロック程流水の減勢効果は大きい。

(4) 実験No 2 - 5

実験No 2 - 5 は、図-31に示すように流路幅を変化させた場合の実験である。流況観察測定結果を表-11にその状況を写真-34～写真-37で示している。

- ① 実験No 2 - 5 - 1 は、外彎側（左岸）の法線は計画案のとおりで、右岸側の側壁を 1.4 m 拡幅した実験である。

写真-34でみるように、右岸の側壁沿いで生じていた二次流は消し去ることはできたが、水たたき底面より表水面にかけて、右廻りの激しい平面渦が生じて、流水は副ダム上流法面にあたる。

- ② 実験No 2 - 5 - 2 は、右岸を 1.4 m、左岸を 4.7 m 拡幅した場合の実験である。写真-35でその流況を示すように実験No 2 - 5 - 1 と逆方向（左方向）に平面渦が生じているが、実験No 3 にくらべて底面付近の流水の乱れは減少している。

- ③ 実験No 2 - 5 - 3 は、左・右岸とも計画Ⅱ案より 1.4 m 拡幅した場合の実験である。流況を写真-36で示すように、右方向の平面渦が生じている。前ケースの場合と同様に底面付近での流水の乱れはなく、副ダム上流法面への流水のあたりも弱い。

- ④ 実験No 2 - 5 - 4 は、右岸を 1.4 m、左岸を 2.1 m 拡幅した場合の実験である。流況を写真-37で示すように、これまでの実験ケースのなかで最も安定した流況を示しており、落下水は本ダムより下流 20 m 付近で減勢されていて、平面渦は生じていない。

3) 考 察

Rand の式で計算される前庭保護工の諸元を彎曲部に適用しても流水の減勢はできる。ただし、この場合は、副ダムの上流の内彎側（右岸）で流水の乱れが生じる。副ダム上流の内彎側の乱れを低減するための対策として、①副ダムの高さを 2.6 m とする。②副ダム上流にブロックを設置する。③流路幅を計画案より右岸側で 1.4 m、左岸側で 2.1 m 拡幅する案が考えられる。この対策のなかで、側壁沿いに発生する二次流を防止すること、水褥池の水位上昇を低くして、減勢効果を高めることなどを考慮すると、③の流路幅を拡幅する案がよいと考えられる。

表-8 流況観察測定結果

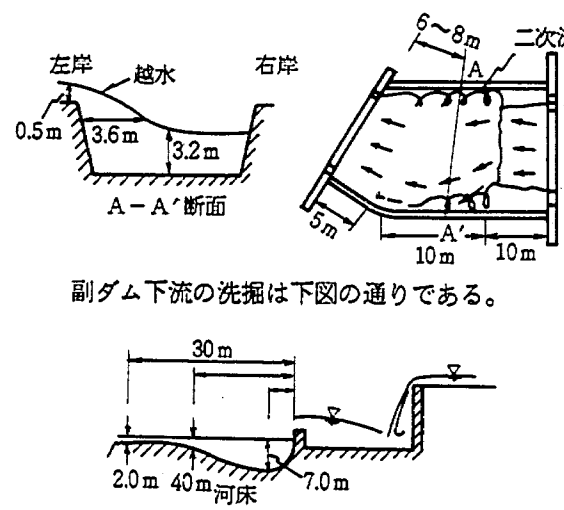
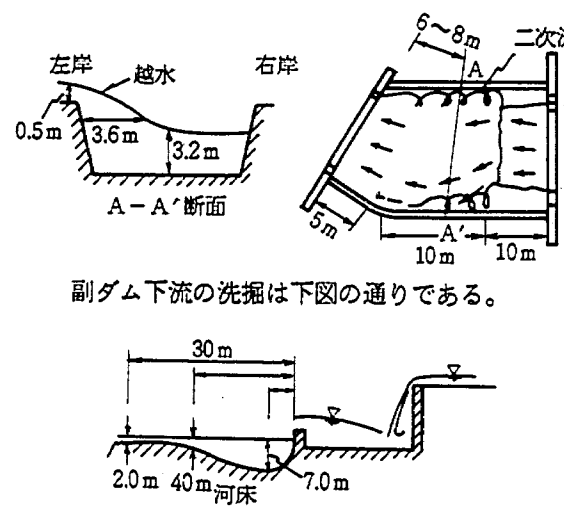
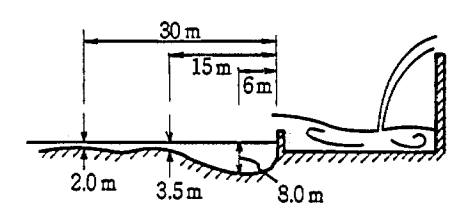
実験ケース	CASE 2-1	CASE 2-2	土砂の流出の有無の比較
模型形態	計画Ⅱ案 - 副ダムを本ダム下流 27.5 m の彎曲部に設置 - 水罨池の深さ $W = 1.8$ m - 本ダム水抜は設けない。		① 跳水距離および落下水脈の到達距離は給砂の有無で差は認められない。 ② 跳水区間（本ダムより10m～22m 区間）の底面流速は、給砂した場合の方が2～3 m/s 減速されている。
実験条件	流量 $Q = 47.1$ m ³ /sec		
	給砂有り（土砂濃度 0.3%）	給砂なし	
流況観察結果	① 跳水対応水深は3.4 mとなっている。その発生位置は、本ダム水通しの下流端から21m程度である。 ② 本ダム上流の流水の片寄りのため、落下水脈が片寄り、左側壁を直撃し、その後、二次流を発生するが、副ダム上流に土砂堆積していることも併い左岸壁で越水（0.5 m程度）する。越水の範囲は落水後下流10 mの範囲である（写真-17）。 ③ 水罨池内底面流速は、本ダム水通し下流端より20m付近で2 m/sに減速する。（図-21）  副ダム下流の洗掘は下図の通りである。 	① 跳水対応水深は3.9 mとなっている。その発生位置は、本ダム水通しの下流端から22m程度である。 ② 落下水脈は、側壁法尻近く（法尻より0.5 m程度）に落水し、二次流を発生するが、副ダムの位置は、図-19に示すように右岸側で本副ダム間の距離が直線で22.8 mと短く、このため右岸側壁沿いで二次流が副ダムに直撃する（写真-20）。 ③ 水罨池内の底面流速は、右岸側が速く副ダム上流3 mで3.0 m/s程度である。 副ダム下流の洗掘は下図の通りである。 	

表-9 流況観察測定結果

実験条件		① 流量 47.1 m ³ /sec, ② 無給砂		
CASE No.	模 型 形 態	流 況 観 察 結 果		問 題 点 等
2-3-1	本副ダム間の距離は水路中央で27.5 mとし副ダムを彎曲部に設置(計画Ⅱ案の形状)	◦ 水罨池深さ $W = 3.36\text{m}$ $(h_j/h_2 = 1.4)$ h_j : 目的とする跳水対応水深 $h_2 (= 3.9\text{m})$: Rand 式で計算された跳水対応水深	① 跳水対応水深は 5.4 m で、その発生位置は、本ダム水通し下流端より約22mの位置である。 ② 落水による側壁沿に発生する二次流は、認められるが、側壁沿を走る流れは認められない(写真-23)。 ③ 水罨池内底面流速は、本ダム水通し下流端から22mで2 m/s以下まで減速されている。 ④ 副ダム上流面に直接当る流れは認められない。	水罨池の深さに余裕があると考えられる。
2-3-2		◦ 水罨池深さ $W = 2.97\text{m}$ $(h_j/h_2 = 1.3)$	① 跳水対応水深は 4.9 m 程度で、その発生位置は本ダム水通し下流端より約22mである。 ② 側壁沿の二次流はCASE 2-3-1と同様である。 ③ 副ダム上流面に直接当る流れは認められない(写真-24)。	水罨池の深さに余裕があると考えられる。
2-3-3		◦ 水罨池深さ $W = 2.58\text{m}$ $(h_j/h_2 = 1.2)$	① 跳水対応水深は 4.6 m 程度で、その発生位置は本ダム水通し下流端より約22mである。 ② 側壁沿の二次流はCASE 2-3-1と同様である。 ③ 副ダム上流面に直接当る流れは認められない(写真-25)。	水罨池の深さとして限界と考えられる。流水を減勢するためには、水罨池の深さを2.58m以上とする必要がある。
2-3-4		◦ 水罨池深さ $W = 2.19\text{m}$ $(h_j/h_2 = 1.1)$	① 跳水対応水深は 4.2 m 程度で、その発生位置は本ダム水通し、下流端より約22mである。 ② 右側壁沿の二次流は、副ダムまで達している。 ③ 水罨池内の底面流速は、副ダム直上流右岸側で2 m/sとなっている(図-28)。 ④ 副ダム右岸側水通し天端の上流面に流水が当る(写真-27)。	水罨池の深さとしては不足している。

表-10 流況観察測定結果

実験ケース	CASE-2-4
模型形態	計画Ⅱ案 { °本副ダム間距離 $L = 27.5 \text{ m}$ °水褥池深さ 1.8 m
実験条件	① 流量 $Q = 47.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ ② 無給砂
流況観察結果	① ブロックの高さが 1.3 m (副ダムの高さの約70%) と高さ 1.8 m で、図-29, 写真-28に示すような範囲にブロックを設置すると流水の減勢は行われ、側壁沿いに生じる二次流を消滅できる効果がある (写真-30)。 ② ブロックの高さが 0.9 m (副ダムの高さの50%) で図-29, 写真-29に示すような範囲にブロックを設置すると流水の減勢は行われ、流水は副ダムの右岸側に直接当る (写真-31)。 ③ ブロックの形状は、流水に対して抵抗の大きい方が流水の減勢効果は大きい (写真-32と写真-33の比較)。

表-11 流況観察測定結果

実験条件	流量 $47.1 \text{ m}^3/\text{s}$, 無給砂		
CASE No.	模型形態	流況観察結果	問題点等
2-5-1	本副ダム間の距離は計画Ⅱ案の位置とする。	- 右岸側では落水水により生じていた側壁沿の二次流はなくなった。左岸では二次流は認められる。 - 水褥池内左岸側は二次流を生じ、側壁沿の流れが速く、右岸側では二次流もなく流れが遅い。このため副ダム上流右岸側で、直径 5 m 程度の激しい平面渦を生じる。(写真-34)	水褥池内水叩き底面から渦を生じており水褥池内全体の流れが乱されている。
2-5-2	両側壁を計画より右岸側壁を 1.4 m 、左岸側壁を 4.7 m に拡幅する。	- 左右岸とも、落水水による二次流は認められない。 - 左右岸側壁沿の流れバランスがとれていないために、おだやかな左廻りの平面渦を生じる (写真-35)。	水褥池内、おだやかであるが左廻りの平面渦を発生する。
2-5-3	両側壁を計画より右岸側壁を 1.4 m 、左岸側壁を 1.4 m 、ともに拡幅する。	- 左右岸とも落水水による二次流は認められない。 - 水褥池は、右岸側が副ダムまでの距離が短く、左岸側は長いため、流れは導流されて、水褥池内の流れは全体的におだやかな右廻りの平面渦を生じている (写真-36)。	水褥池内に右廻りの平面渦を発生する。
2-5-4	両側壁を計画より右岸側壁を 1.4 m 、左岸側壁を 2.1 m に拡幅する。	- 左右岸とも落水水に伴う二次流は認められない。 - 水褥池内に平面渦も認められない (写真-37)。	—

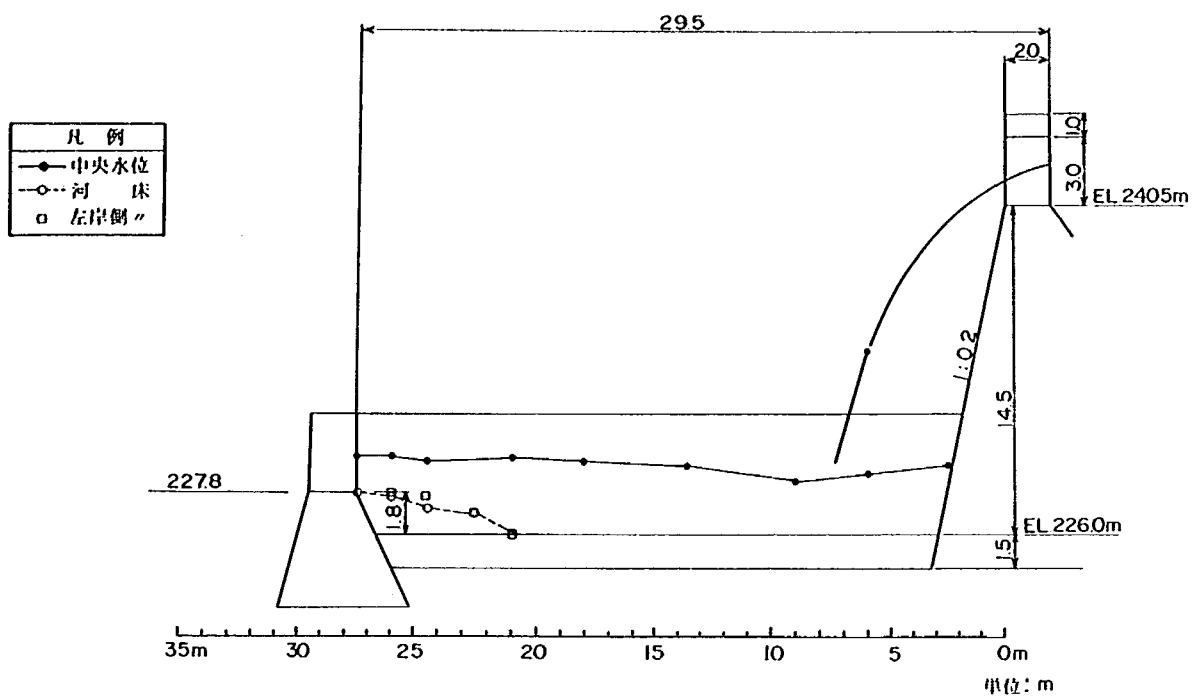


图-20 水位纵断面图 (CASE2-1)

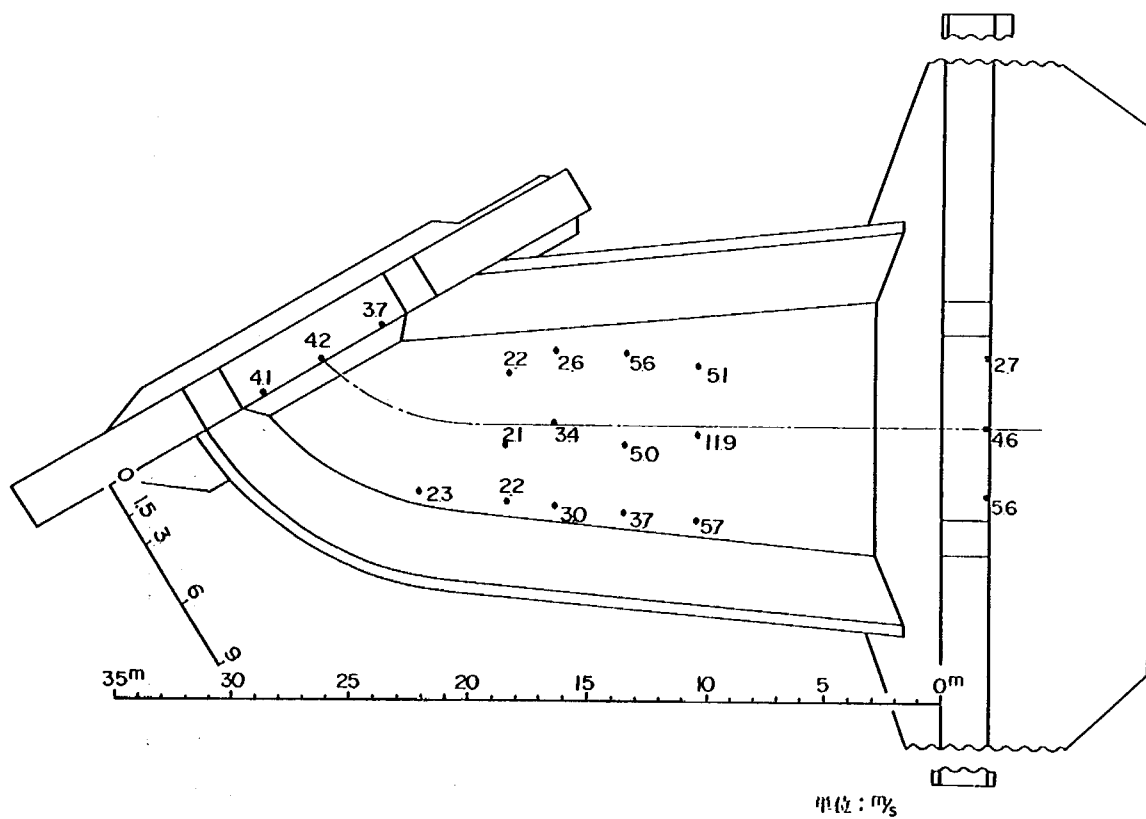


图-21 流速平面图 (CASE2-1)

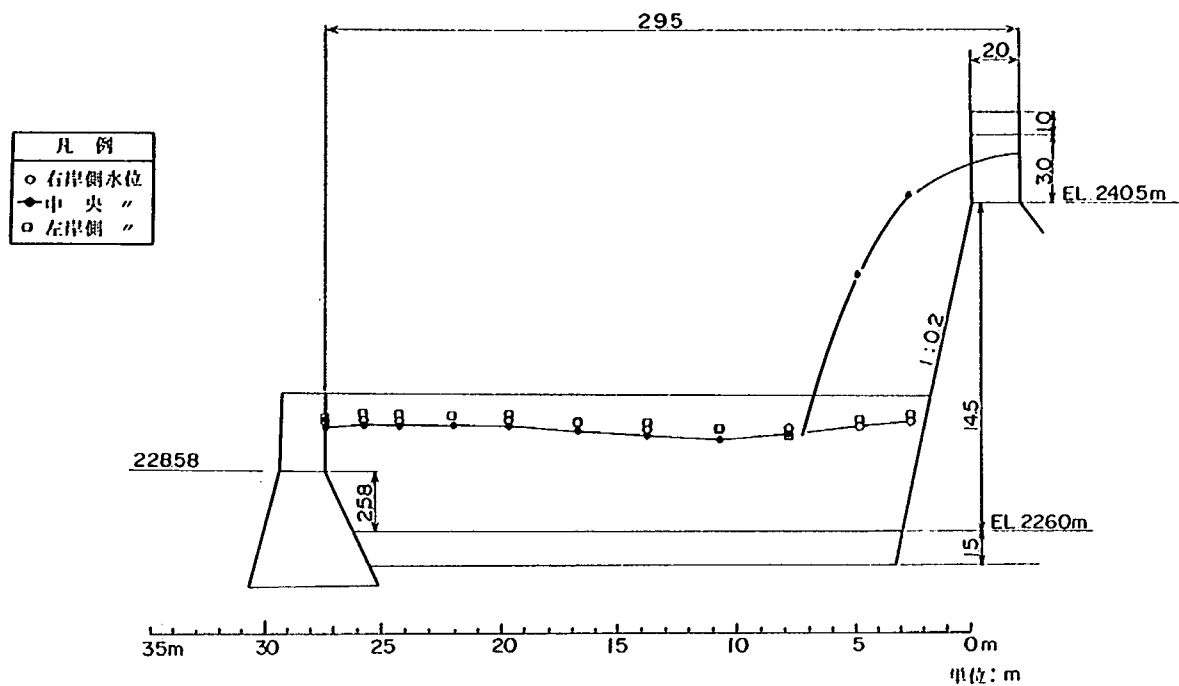


图-24 水位纵断面图 (CASE 2-3-3)

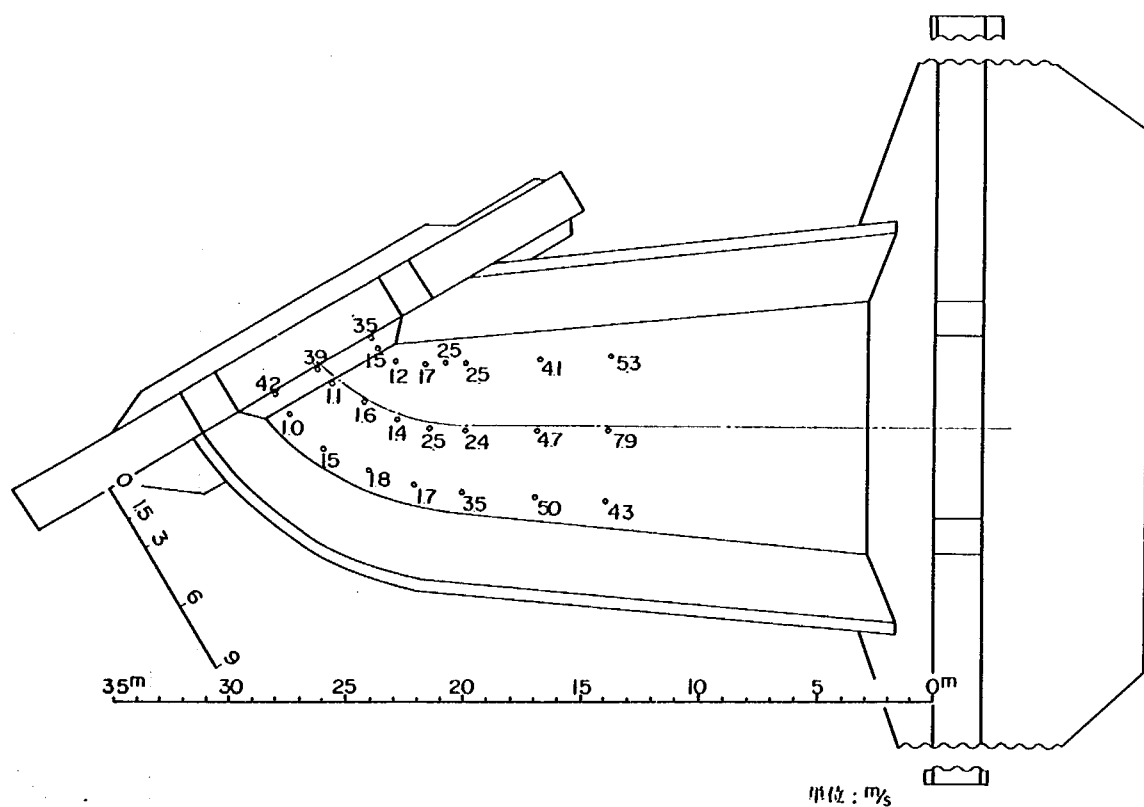


图-25 流速平面图 (CASE 2-3-1)

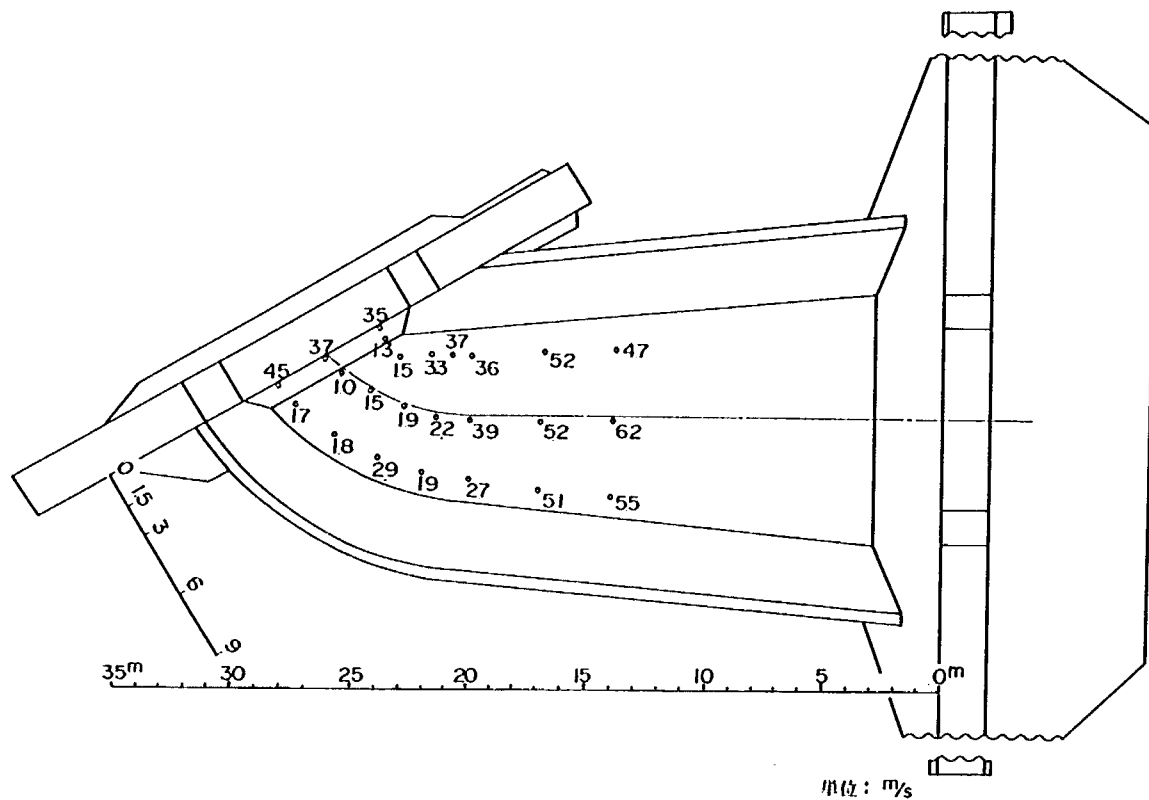


图-26 流速平面图 (CASE2-3-2)

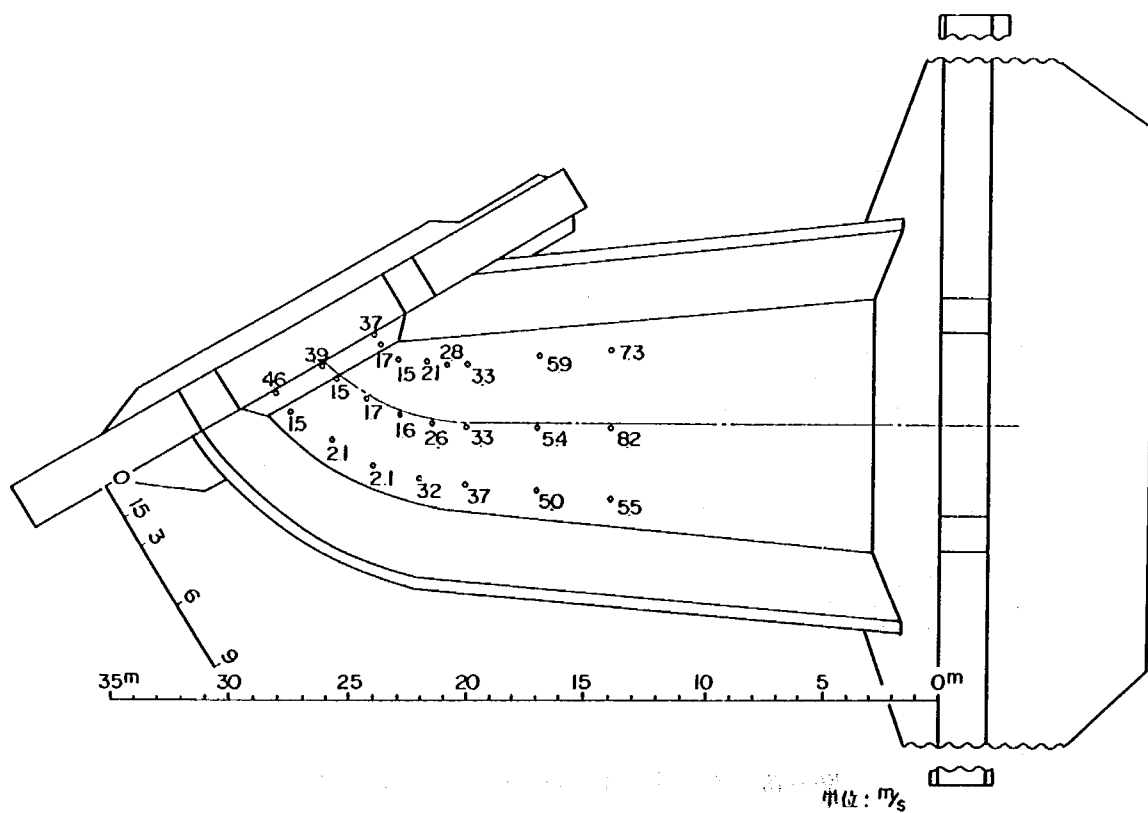


图-27 流速平面图 (CASE2-3-3)

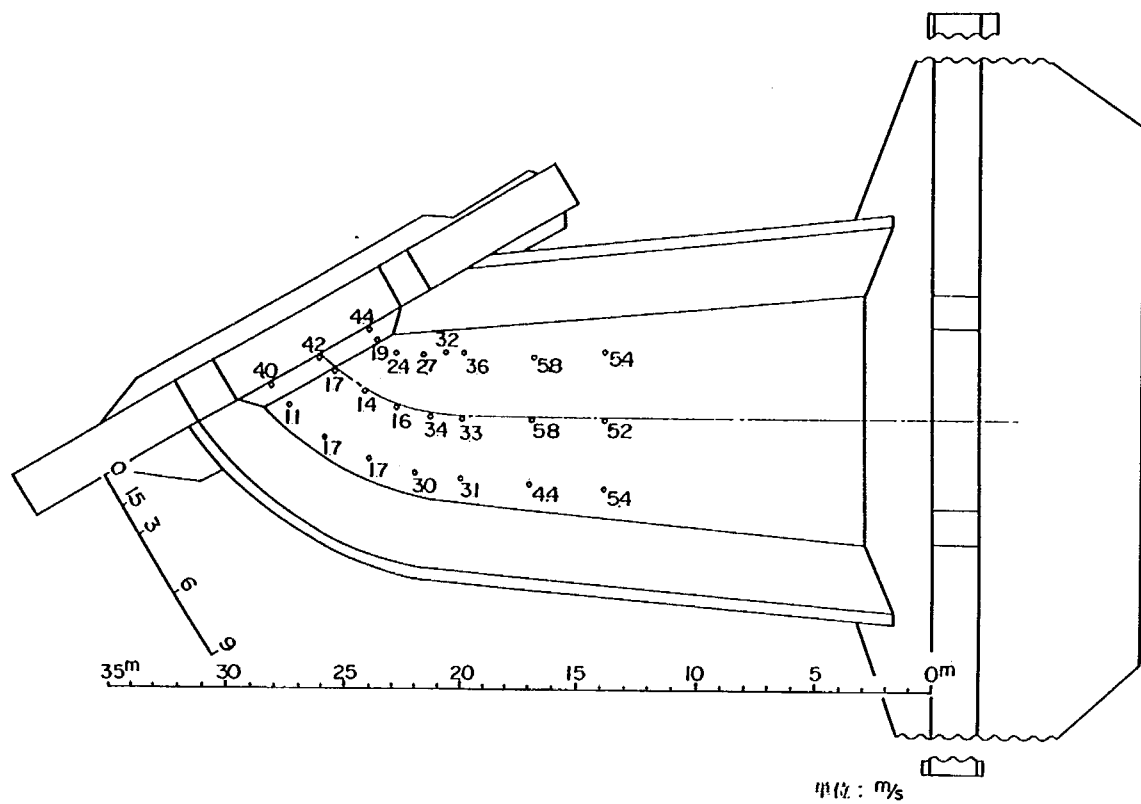


图-28 流速平面图 (CASE 2-3-4)

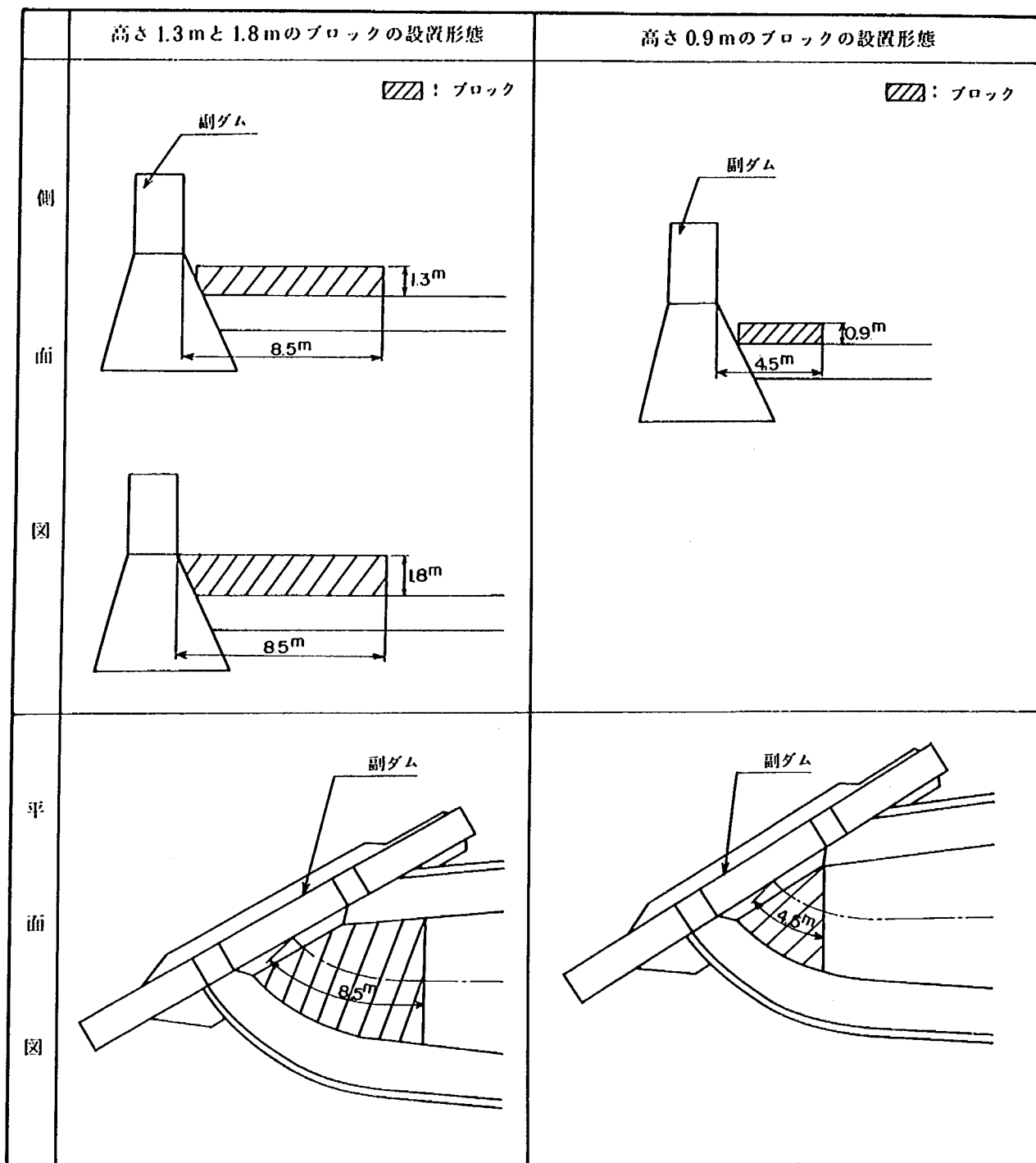


図-29 CASE2-4でのブロックの設置形態

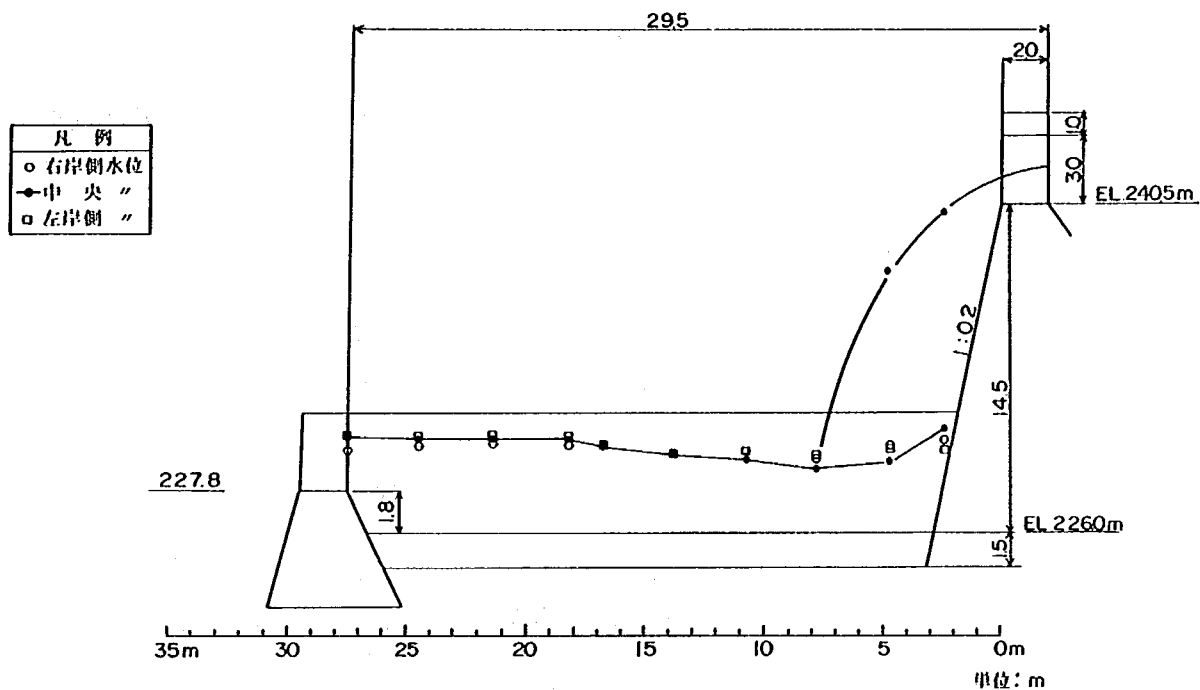


图-30 水位縱断面图 (CASE 2-5-4)

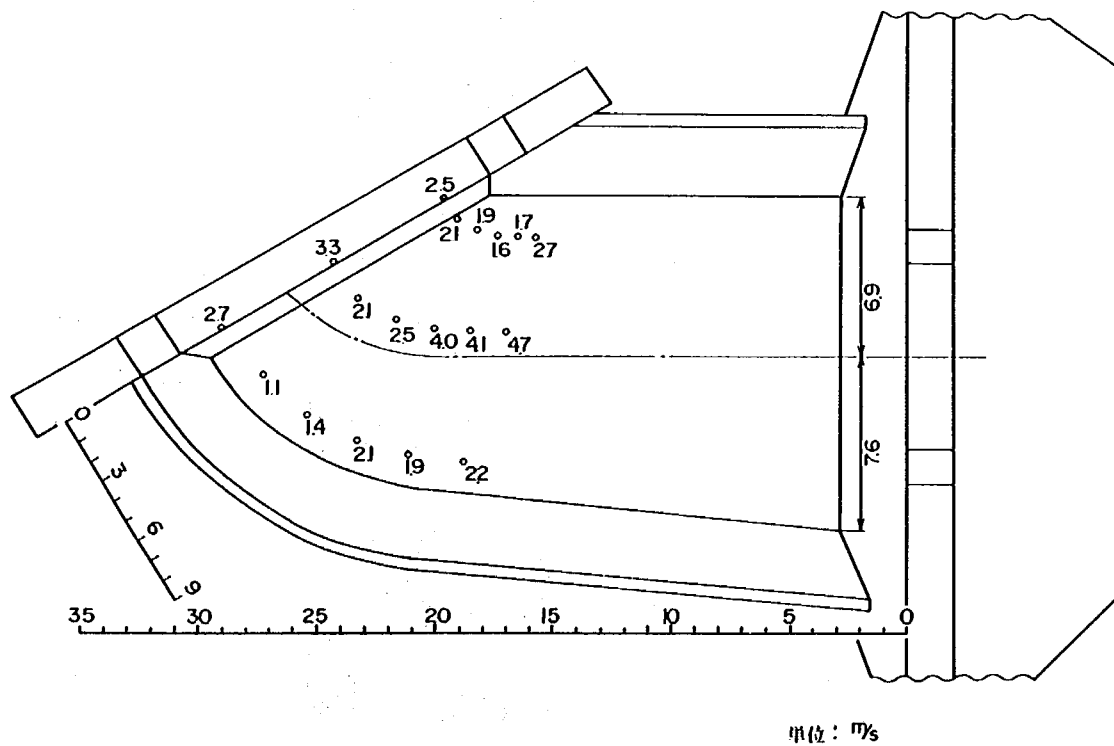


图-31 流速平面图 (CASE 2-5-4)

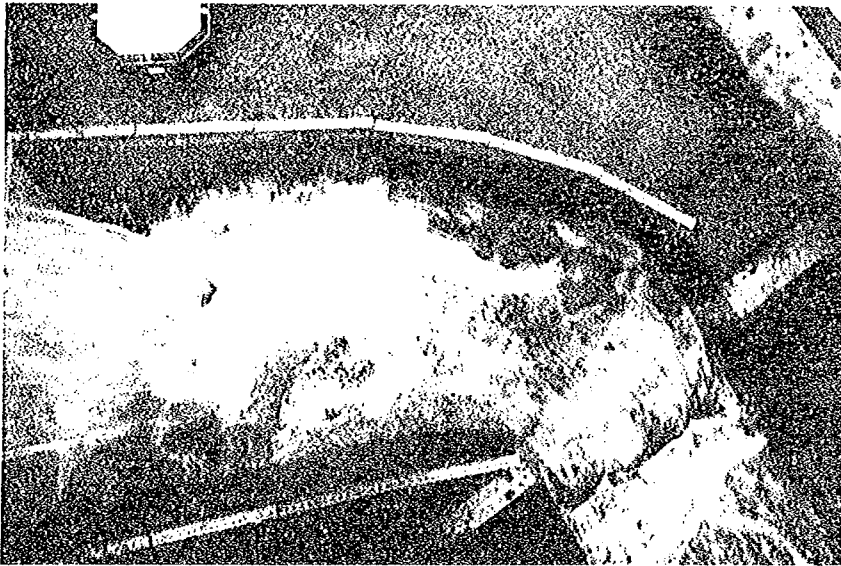


写真-14

CASE2-1

水貯池内の状況。

本ダム上流で流れが蛇行し、
落水水脈が左岸側壁を直撃する。

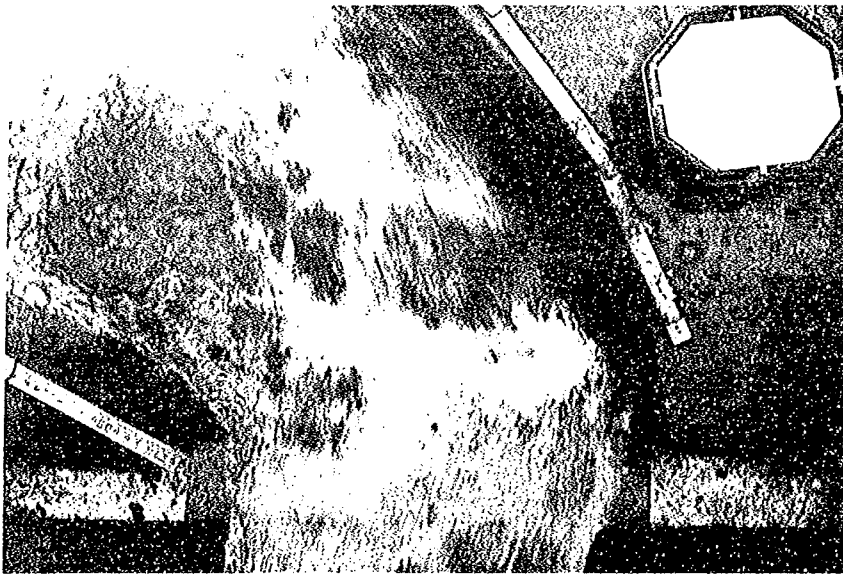


写真-15

CASE2-1

副ダム上流の土砂堆積と流れ
の状況。

落水後の片寄った流れは、二
次流を生じて、左岸側壁沿に集
中して流れる。



写真-16

CASE2-1

本ダム上流の流れの蛇行のた
め右袖に流れが集中する。

このとき、右袖高の余裕がな
くなる。

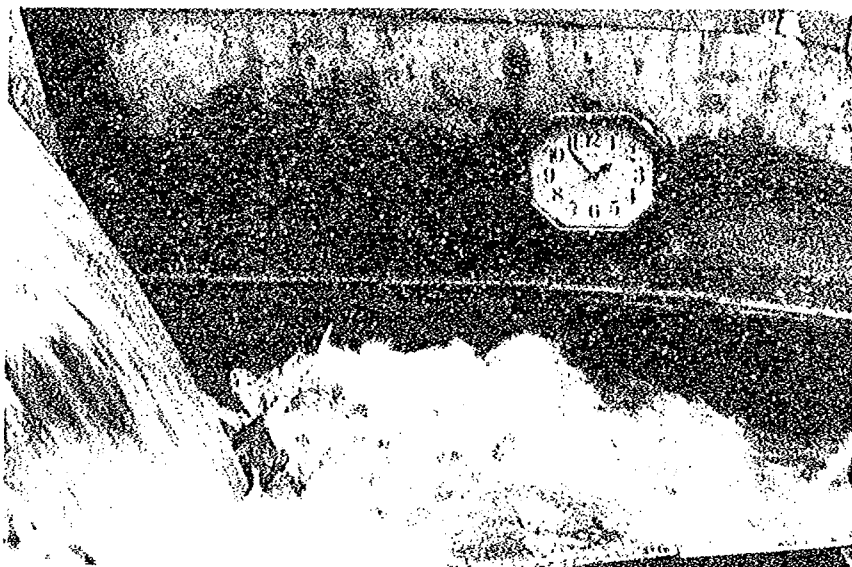


写真-17

CASE 2-1

左岸側壁沿の水位上昇。

落下水脈の片寄りで左岸側壁を叩き、その後二次流となるが、副ダム上流の土砂堆積の影響で水位上昇し、左岸側壁を0.5 m程度越水する。



写真-18

CASE 2-1

副ダム下流の状況。

水褥池内の流れは、左岸側壁に集中し、そのまま副ダムを越流して左岸溪岸を直撃する。



写真-19

CASE 2-1

通水後の水褥池内の状況。

減水時の土砂流入で、水褥池内の土砂堆積範囲が広がっているが、通水中は副ダム上流左岸で5 m、右岸で6～8 m、土砂堆積が認められる。

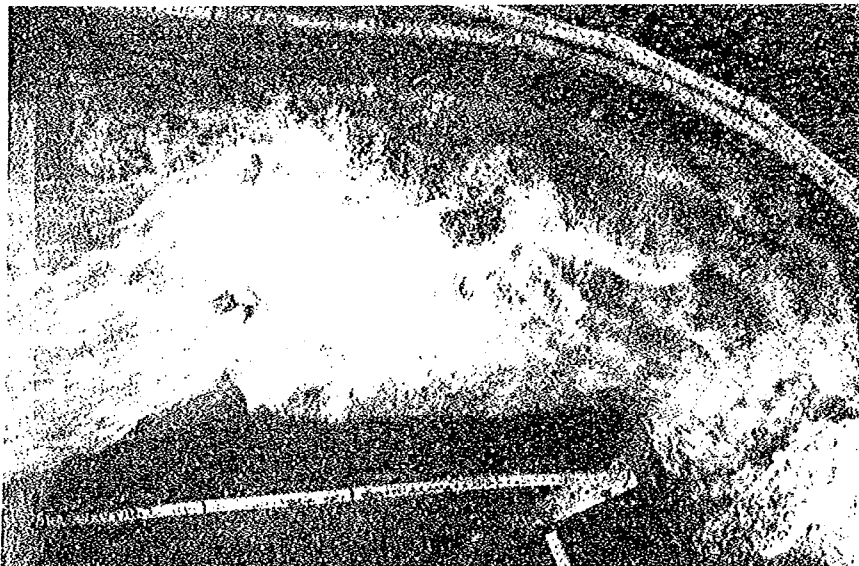


写真-20

CASE2-2

水褥池内の状況。

落下水脈は、側壁の法尻近くを叩き、左右岸の側壁沿いでは二次流が発生する。

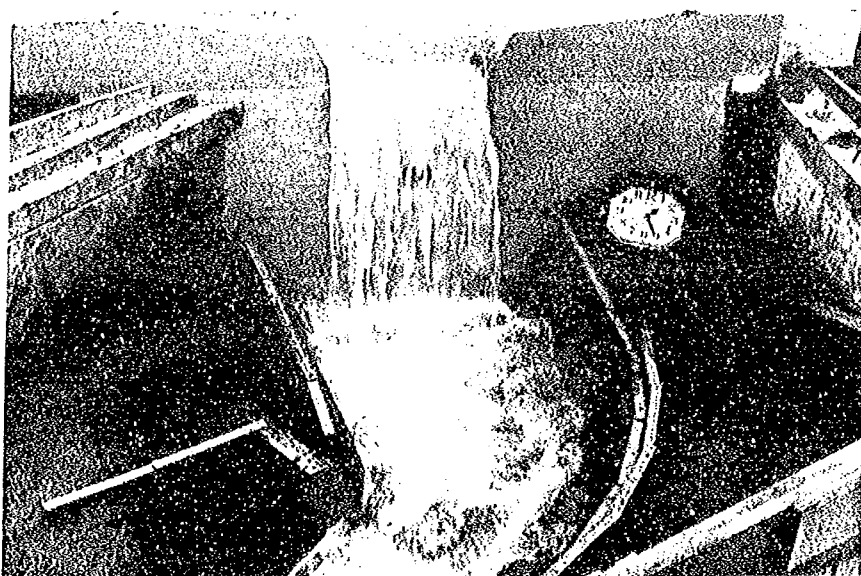


写真-21

CASE2-2

水褥池内の状況。

側壁沿を流れる二次流は右岸側の方が著しい。



写真-22

CASE2-2

副ダム付近の状況。

右岸側壁沿に生じる二次流の流れは副ダムまで及んでいる。

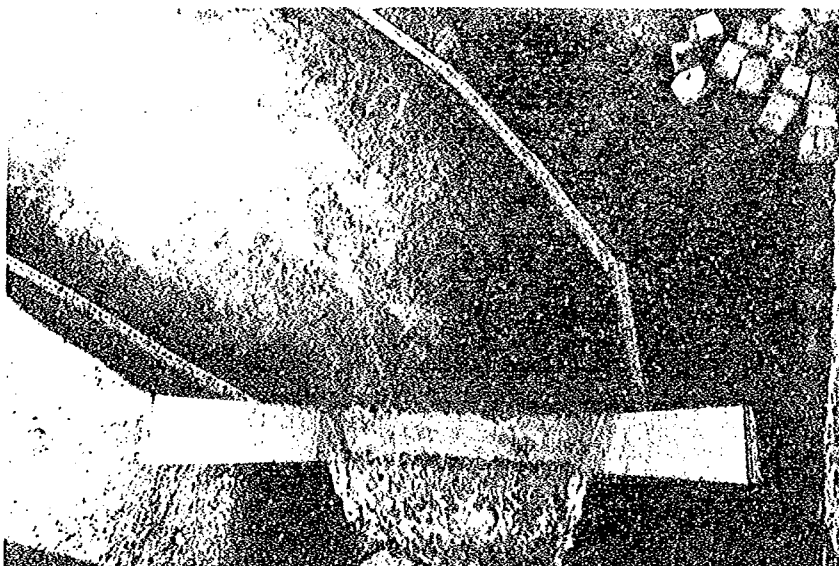


写真-23

CASE 2-3-1 の水褥池の状況。

右岸側壁沿の二次流は、直接副ダムに当たっていない。

〔条件〕

- 水褥池深さ $W = 3.36 \text{ m}$
- $h_j / h_2 = 1.4$
 $\left(\begin{array}{l} h_2 : \text{Rand 式での跳水対水深} \\ h_j : \text{計画する跳水対水深} \end{array} \right)$

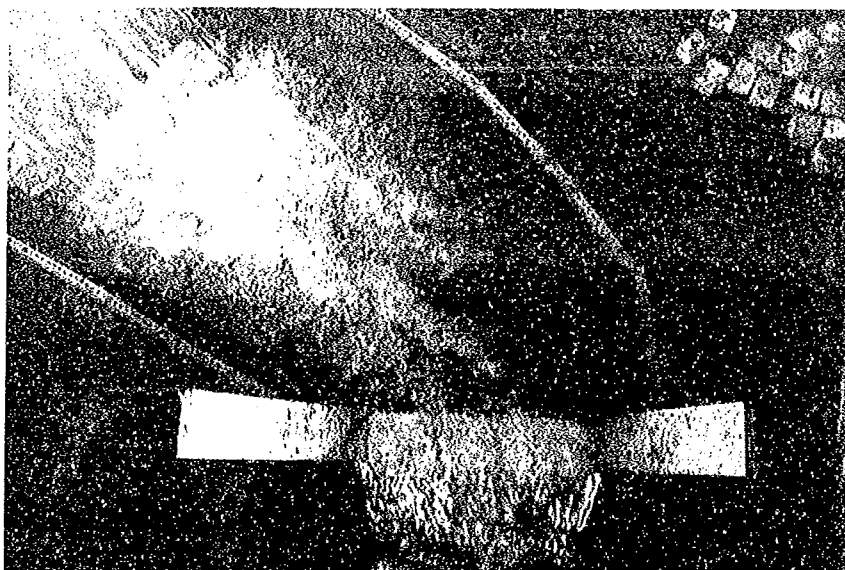


写真-24

CASE 2-3-2 の水褥池の状況。

右岸側壁沿の二次流は、直接副ダムに当たっていない。

〔条件〕

- 水褥池深さ $W = 2.97 \text{ m}$
- $h_j / h_2 = 1.3$



写真-25

CASE 2-3-3 の水褥池の状況。

右岸側壁沿の二次流は直接副ダムに当たっていない。

〔条件〕

- 水褥池深さ $W = 2.58 \text{ m}$
- $h_j / h_2 = 1.2$

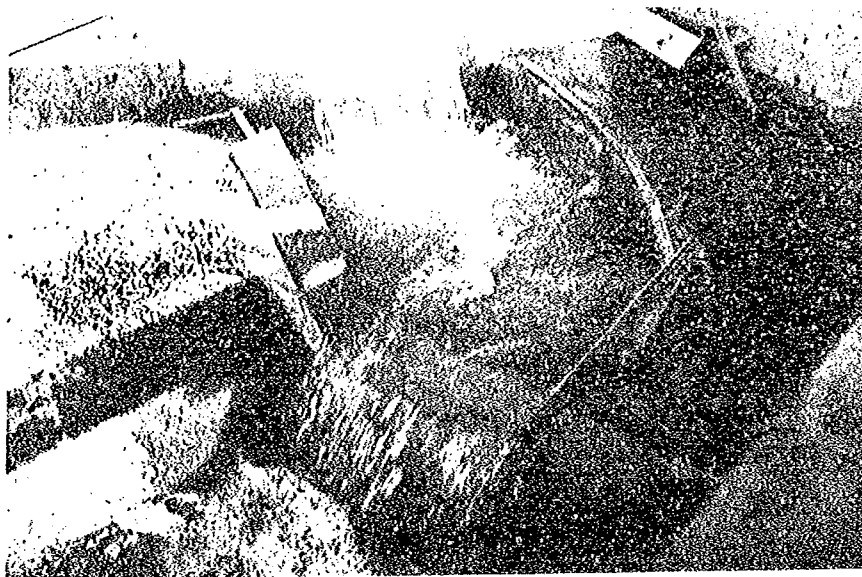


写真-26

CASE2-3-3 の水褥池の
状況。

副ダム下流から上流を望む。



写真-27

CASE2-3-4 の水褥池の
状況。

右岸側壁沿の二次流が、副ダ
ム上流面に一部当たっている。

〔条件〕

◦ 水褥池深さ $W = 2.19\text{ m}$

◦ $h_1/h_2 = 1.1$

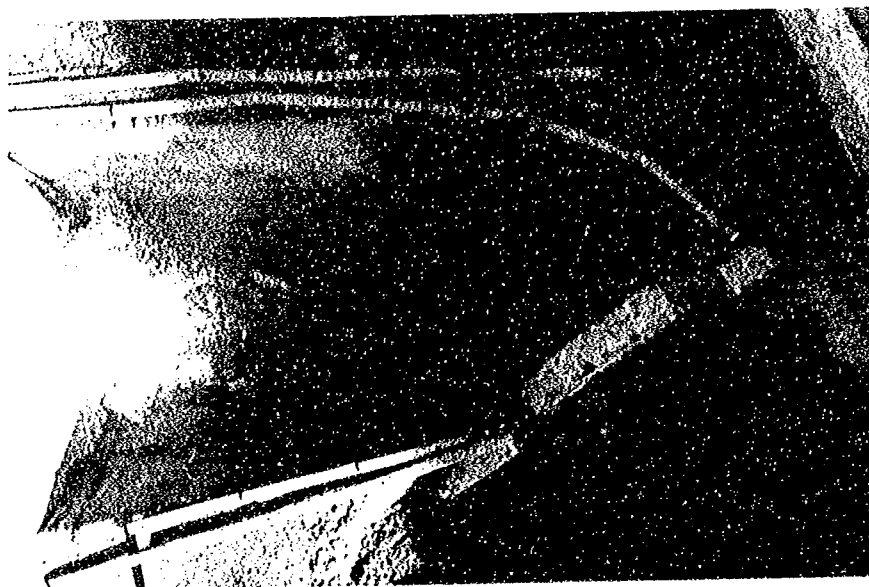


写真-28

CASE2-4

ブロックの高さが $1.3\text{ m} \cdot 1.8$
 m の場合のブロックの設置状態
(図-29)。

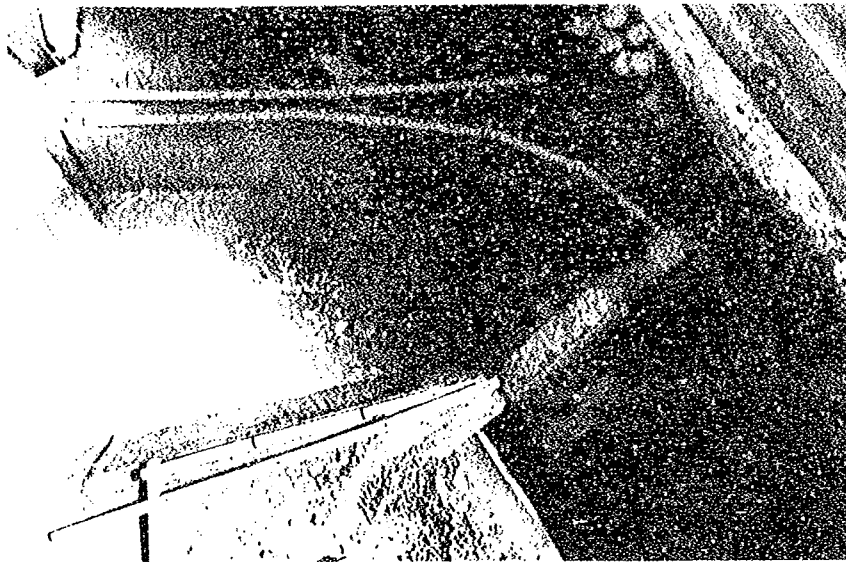


写真-29

CASE 2-4

ブロックの高さが 0.9 m の場合のブロックの設置状態 (図-29)。



写真-30

CASE 2-4

ブロックの高さが 1.3 m での水堀池内の減勢状況。

流水は減勢されて、側壁沿に生じる二次流を消滅できる。

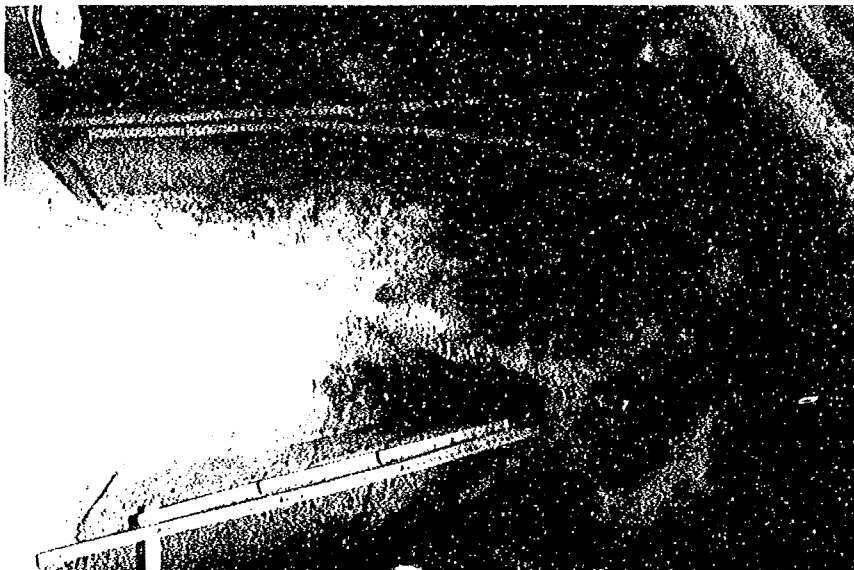


写真-31

CASE 2-4

ブロックの高さ 0.9 m での水堀池内の減勢状況。

流水の減勢は行われず、副ダム右岸側に直接当る。

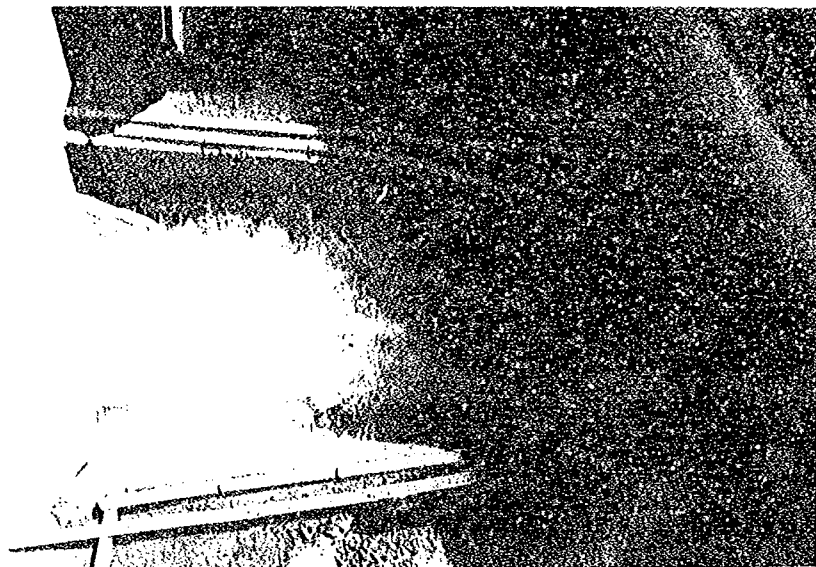


写真-32

CASE 2-4

ブロックの高さ 1.8 m (上面の粗度無し) での水貯池内の減勢状況。



写真-33

CASE 2-4

ブロックの高さ 1.8 m (上面の粗度有り) での水貯池での減勢状況。

写真-32と比べて、ブロックの抵抗が大きい方が、流水の減勢効果が大いことがわかる。

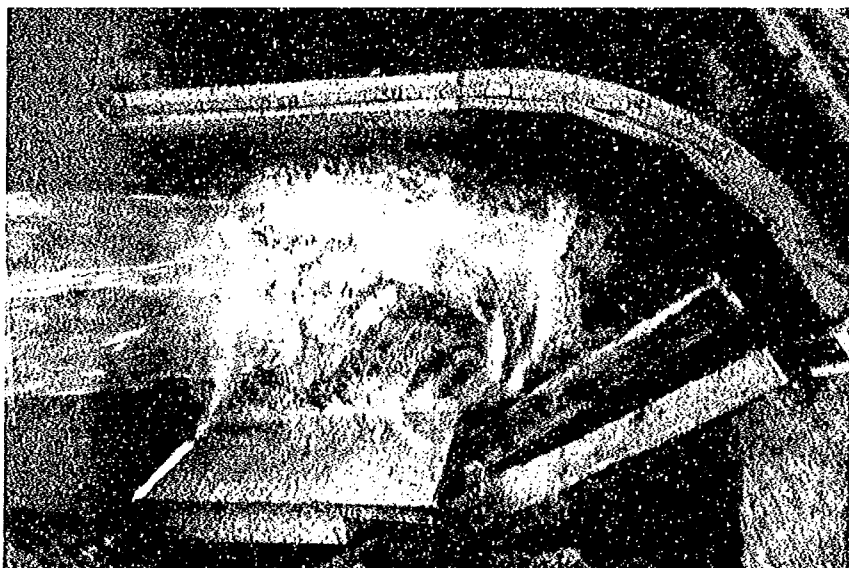


写真-34

CASE 2-5-1 の水貯池の状況。

副ダム上流に激しい平面渦値径 5 m 程度) を生じる。

[条件]

右側壁のみ計画より 1.4 m 拡幅する。

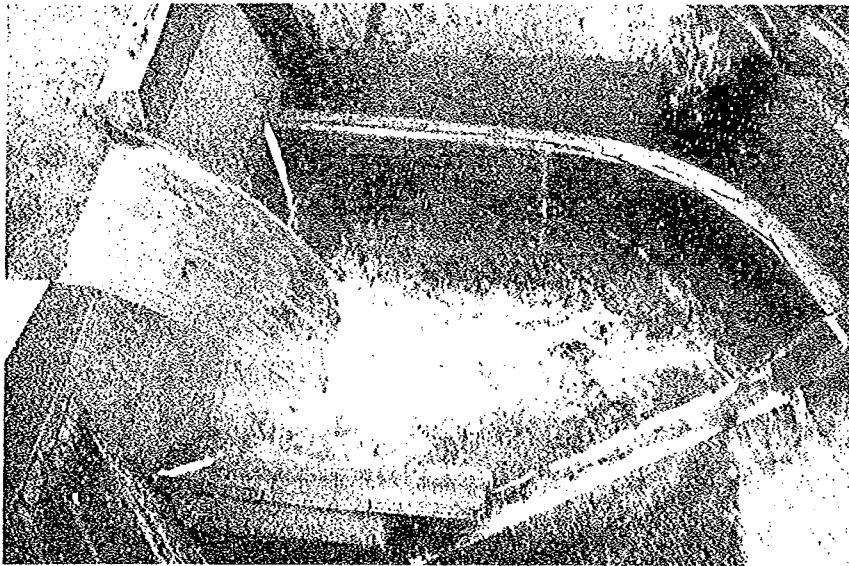


写真-35

CASE 2-5-2 の水褥池の状況。

水褥池内は、おだやかな左廻りの平面渦を生じる。

〔条件〕

側壁の位置を計画より右岸側 1.4 m, 左岸側 4.7 m に拡幅する。

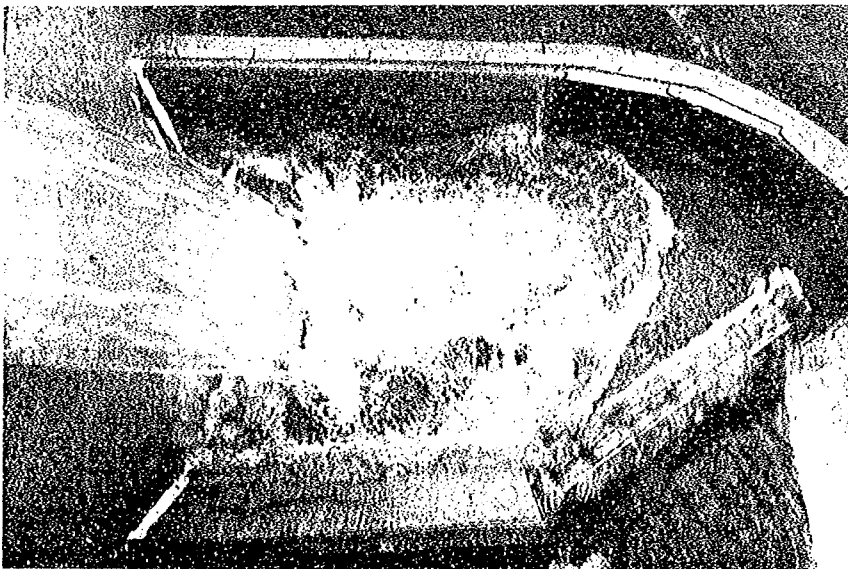


写真-36

CASE 2-5-3 の水褥池の状況。

水褥池内は、おだやかな右廻りの平面渦を生じる。

〔条件〕

側壁の位置を左右岸とも、計画にくらべ 1.4 m 拡幅する。



写真-37

CASE 2-5-4 の水褥池の状況。

水褥池内に平面渦は認められない。

〔条件〕

側壁の位置を計画より右岸側で 1.4 m, 左岸側で 2.1 m に拡幅する。

§ 5. まとめと今後の問題点

1) 経験式に基づいた図-4に示す計画Ⅰ案で、落下水を減勢することができる。ただし、計画Ⅰ案では、副ダムの高さが水理式(Randの式)で計算される1.8 mでも流水の減勢を行うことができ、この場合計画Ⅰ案(副ダムの高さが2.5 m)と水堀池の底面の流速に顕著な差は生じていない。

2) Randの式に基づいた計画Ⅱ案の減勢工の形状は図-5に示すようである。Randの式で計算される本副ダム間の距離を図-5に示すように、水路のセンターに沿ってとり、副ダムの高さを1.8 mとする計画Ⅱ案の形状においては、副ダムの直上流の右岸側で流水に乱れが生じるほか、本ダムが満砂した状態で、流水が片寄って水堀池内に流入する場合に、左岸側においても流れの減勢が不十分となることがある。

このことから、Randの式での本副ダム間の距離は、副ダムの高さが1.8 mの場合に不足するので、流水を減勢させるためには、次のようないずれかの対策が考えられる。

- ① 副ダムの高さを2.6 mにする。
- ② 副ダム上流にブロックを置く。
- ③ 水路幅の拡幅(計画Ⅰ案に対して、右岸で1.4 m, 左岸で2.1 m)を行う。

3) 計画Ⅱ案での副ダムの方向が下流の流向に与える影響については検討されていないが、経験的な判断から副ダムの方向は、計画Ⅱ案よりも計画Ⅰ案の方がよいことになる。

計画Ⅰ案の副ダムの位置は下流の流向に対して問題がないことが、実験的に確かめられている。

4) 流水が減勢された状態では、外彎側と内彎側との水位差(副ダム上流で0.3 m)はわずかであり、側壁高は図-14の水位変動を参考に決めることができる。

•網木川砂防ダム水理模型実験報告書 ISSN 0386-5878
土研資料第2191号
昭和60年2月
阿部宗平(1985)

要 旨

建設省北陸地方建設局飯豊山系砂防工事々務所の依頼により、網木川砂防ダム前庭保護工について水理模実験で検討した結果をとりまとめたものである。

キーワード

砂防ダム, 減勢工, 保護工, 水理模型実験



郵便はがき

40円切手を
はって下さ
い。

305-□□

建設省土木研究所
砂防研究室 行

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

土木研究所資料第2191号

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第2191号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

