

## II-11 高見ダム洪水吐の水理模型実験

北海道電力 織田 紀雄

" 舟林 繁

" 中野 敏雄

## 1. はじめに

高見ダムは静内川総合開発計画の一環をなすもので洪水調節および発電を目的とする多目的ダムである。ダムは高さ120 m、堤体積510万 $m^3$ の中央コア型ロックフィルダムであり、ダム右岸に設けるシュート式洪水吐は制水門を設けない自由越流方式を採用している。洪水吐の設計指針を得るために流入部の流況、越流能力、減勢工などについて、緒尺1/50の水理模型により実験的検討を行ったのでその結果を報告する。

## 2. 基本設計

洪水吐の設計諸元は表-1に示すとおりであり、設計洪水流量2,400 $m^3/sec$ を流下する洪水吐各部の設計形状は以下のとおりである。

## 2・1 越流部

越流部の基本設計の条件としては

- (1) 洪水はHWL 221.0 mより流下をはじめ、サーチャージ水位SWL 225.0 mで1,250 $m^3/sec$ 流下可能なこと。
- (2) 設計洪水位FWL 226.3 mで設計洪水流量2,400 $m^3/sec$ を流下可能なこと。

の2条件の機能を兼備することである。したがって、これらの条件を明確にするために図-1に示すように越流頂標高EL 221.0 mの常用洪水吐(側方越流部)と越流頂標高EL 225.0 mの非常用洪水吐(正面越流堤)を設置する計画とした。

洪水吐の越流能力は、次に示す(1), (2)式により自由越流時放流量を求めると2,416 $m^3/S$ となり、設計条件を満足する。

$$Q = n \cdot C \cdot B \cdot H^{3/2} \quad (1)$$

$$C = 1.704 (1 + 0.704 H/H_d)^{1/2} \quad (2)$$

ここに

Q : 自由越流時放流量 ( $m^3/S$ ) B : 越流幅 (m)

n : 径間数 H : 越流水頭 (m)

C : 流量係数 Hd : 設計水頭 (m)

表-1 洪水吐の諸元

|             |    |                           |
|-------------|----|---------------------------|
| 貯水池         |    |                           |
| 設計洪水位       |    | 226.3 m                   |
| サーチャージ水位    |    | 225.0 m                   |
| 常時満水位       |    | 221.0 m                   |
| 有効貯水容量      |    | 149×10 <sup>6</sup> $m^3$ |
| 洪水調節容量      |    | 26×10 <sup>6</sup> $m^3$  |
| 流 量         |    |                           |
| 設計洪水流量      |    | 2,400 $m^3/sec$           |
| 計画高水流量      |    | 1,900 $m^3/sec$           |
| 減勢対象洪水流量    |    | 1,250 $m^3/sec$           |
| 越流部         |    |                           |
| 越流幅         | 側方 | 42.5m×2                   |
|             | 正面 | 40.0m×1                   |
| 越流頂標高       | 側方 | 221.0 m                   |
|             | 正面 | 225.0 m                   |
| 導流部         |    |                           |
| 底 幅         |    | 18.0 m                    |
| 敷勾配         |    | 1 : 18, 1 : 1.3           |
| 減勢部         |    |                           |
| スキージャンプ式減勢工 |    |                           |

## 2・2 導流部

導流部の形状は図-1に示すように水路敷の勾配を1 : 18の緩傾斜部と1 : 1.3の急傾斜部に分け、底幅を18.0 mとし、側壁の高さを8.0 m~26.5 m、その勾配を1 : 0.15として、設計洪水量2,400  $m^3/sec$ を安全に流下できる台形型水路とした。

## 2・3 減勢部

減勢部の形状は図-1に示すように導流部と同形(底幅18.0m, 側壁の勾配1:0.15の台形路で, 縦断的に1:10の射出角度をもったスキージャンプ方式とし, 兩岸におよぼす浸食の影響が小さくなるよう河道の中心部に射出するよう設計した。

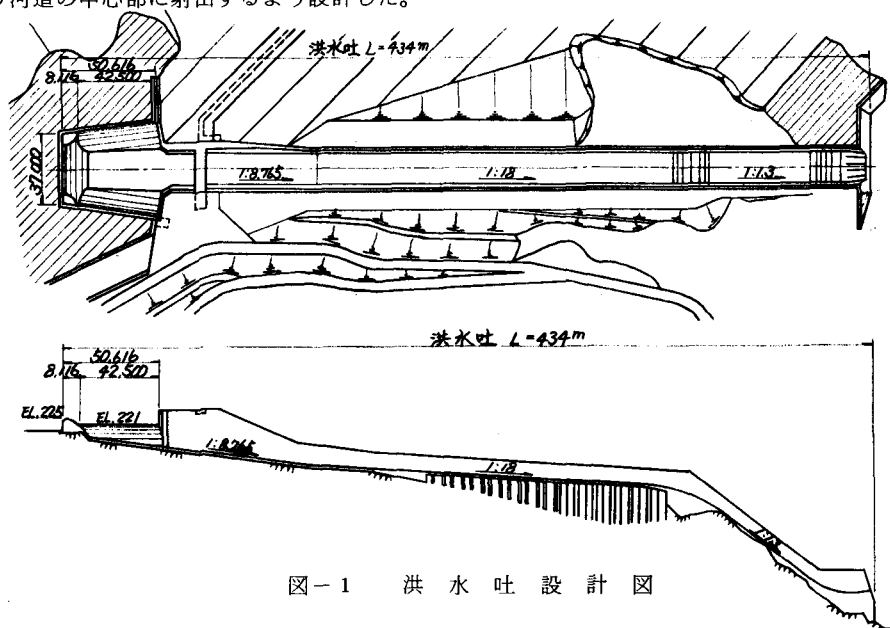


図-1 洪水吐設計図

## 3. 実験設備と相似律

### 3・1 模型の概要と実験設備

模型は縮尺1/50の幾何学的に相似な三次元模型とし, 地形はダムの上流側約300m, 下流側約300mの範囲をとり入れた。貯水池の現河床部分はモルタル仕上げの固定床としたが, 洪水吐の流入部近傍は整地高検討のため, また, 下流河床の洗掘状況を検討するための移動床とした。洪水吐の越流部は木製ラッカー塗仕上げ, 導流部はアクリル製とした。図-2に実験設備の概要を示す。

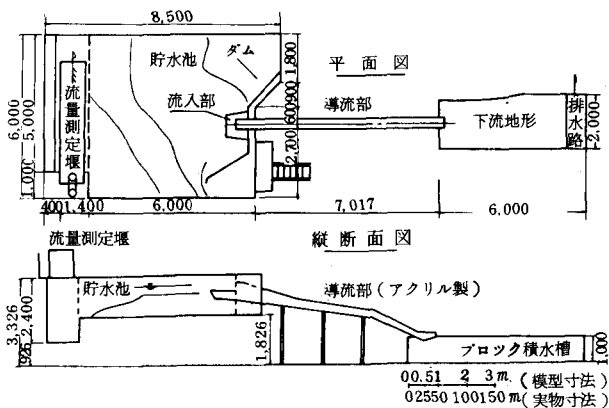


図-2 実験設備概要

### 3・2 相似律

重力が支配的であるため, 模型実験はフルードの相似律によった。したがって, 縮尺1/50とした場合の模型と実物の関係は次のようになる。

|     | 原 型   | 模 型                         | 縮 尺 比   |
|-----|-------|-----------------------------|---------|
| 長 さ | $L_p$ | $L_m = L_p \cdot L_r^{1/2}$ | 1/50    |
| 時 間 | $T_p$ | $T_m = T_p \cdot L_r^{1/2}$ | 1/7.07  |
| 速 度 | $V_p$ | $V_m = V_p \cdot L_r^{1/2}$ | 1/7.07  |
| 流 量 | $Q_p$ | $Q_m = Q_p \cdot L_r^{1/2}$ | 1/17.68 |
| 粒 径 | $D_p$ | $D_m = D_p \cdot L_r$       | 1/50    |

但し,  $L_r = 1/50$

なお、実験結果の各数値は、原則として実物換算値を用いるものとした。

## 4. 実験結果

### 4.1 越流能力

図-3に示す設計原案の形状について、貯水池水位～越流量の関係を実験により求めて、設計計算値と併せて図-4に示す。この図から明らかなように、実験値はいずれの水位においても設計値を下回っている。

これは正面越流部と側方越流部の隅角部の形状による流況の乱れおよび堤体側土留ウォールの形状により流況に乱れが生じ、越流能力の低下をきたしたことに起因すると考えられる。この結果をふまえて図-4に示すように正面越流堤の隅角部を切りおとし、また、堤体側土留ウォールの巻き込み部を取り除き、形状を変更した。この形状における貯水池水位～越流量の実験結果を図-5に示すが、いずれの水位においても実験値が設計値を上回っている。

越流水深と越流量の関係を $Q = KH^{3/2}$ として、 $H \sim Q$ の実験値から $K$ を算出したものを図-6に示す。この図から越流水深 $H$ が4 mより小さい場合(WL 225.0 m以下)と4 mより大きい場合(WL 225.0 m以上)では、越流係数の特性が大きく異なっていることがわかる。したがって、 $K \sim H$ の関係式を $H \geq 4.0$  mの2条件にわけて求めることにする。

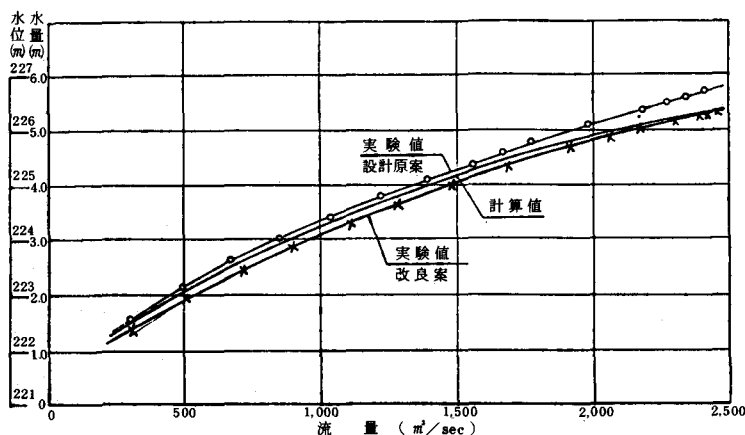


図-5 水位～流量曲線

$H \leq 4.0$  m に対してはほぼ直線的に変化しているので  $K_0 = A + BH$  とし、 $H \geq 4.0$  m に対しては曲線式として、 $K = K_0 + C(H - 4)^{\alpha}$  で表し、実験結果から各係数を求めて整理すると次のようになる。

$$Q = KH^{3/2} \quad (3)$$

$$K = 182.30 + 0.76 H \quad (4)$$

$$K = 185.34 + 6(H - 4)^{2.5} \quad (5)$$

(3), (5)式より設計洪水水位における越流能力を検討すると次のとおりである。

$$H = 5.3 \text{ m}$$

$$K = 185.34 + 6(5.3 - 4.0)^{2.5} = 196.90$$

$$Q = 196.90 \times 5.3^{3/2} \div 2402 \text{ m}^3/\text{sec} > 2400 \text{ m}^3/\text{sec}$$

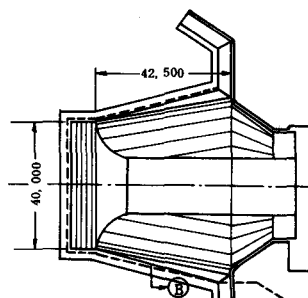
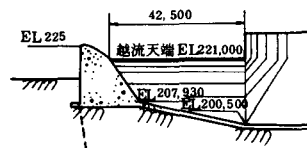


図-3 設計原案

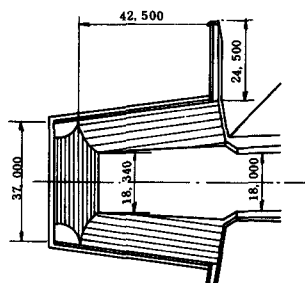


図-4 改良案

## 4・2 減 勢 工

### (1) 設 計 原 案

減勢工の対象洪水流量は、100年確率洪水流量  $1,900 \text{ m}^3/\text{sec}$  のうち洪水調節後越流する最大流量  $1,250 \text{ m}^3/\text{sec}$  を採用する。この流量がスキージャンプ方式の減勢工から射出する流況は写真-1、図-7に示すとおりで

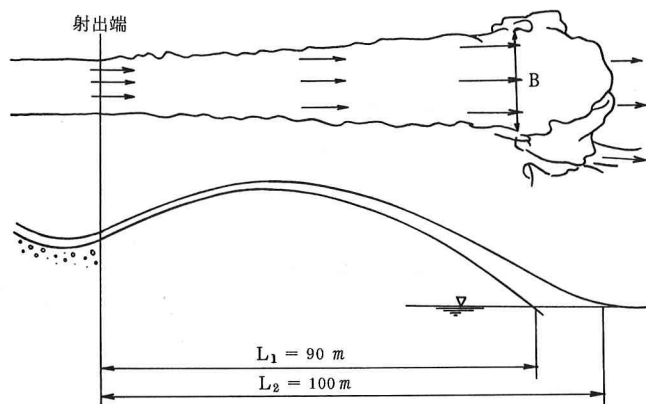


図-7 流況概略図

あり、その水脈は90～100m下流の河川中央部に落下し、その幅は約25m程度である。この射出水脈によって洗掘される範囲は河床幅全体におよんでいる。

水脈の落下地点付近に放流設備の吐口が、また、左岸山腹には屋外変電所があるため落下水脈の幅を極力小さくし、洗掘される範囲を河床幅以内にとどめるよう、次のように射出端の改良を試みた。

### (2) 改良案 - 1

射出端の上流7.5mの区間で水路幅を18mから15mに漸縮した。この形状による流況の概略は写真-2および図-9に示すとおりであるが、射出端幅を狭めたことにより、設計原案にくらべて水脈の飛距離は若干長くなるが、落下幅は60%程度まで狭くなる。

### (3) 改良案 - 2

射出端形状を図-8に示すように改良案-1の水路幅を漸縮するほか、その底部に幅4.5mから、3.75mに漸縮する2条の溝（勾配1：23.5）を設けて射出水の減勢効果の上昇を試みた。

流況の概要を写真-3および図-9に示すが、飛距離  $L_1 \div 45 \text{ m}$ 、 $L_2 \div 115 \text{ m}$ 、落下幅  $B \div 10 \text{ m}$  となり、設計原案、改良案-1に比較して全般的に効果があらわれている。これは射出端に溝を設けたことにより射出した水脈が干渉し合って減勢効果を増したものである。図-10に水脈落下地点河床の洗掘状況を示す。また、これまでは、小流量時に流水ジャンプせず、洪水吐射出端直下の壁沿いに落下するため、構造物基礎の洗掘が懸念されたが、射出端底部に溝を設けることにより、小流量時にも流水はジャンプし、射出端直下の構造物から離れるための洗掘による影響は解消された。

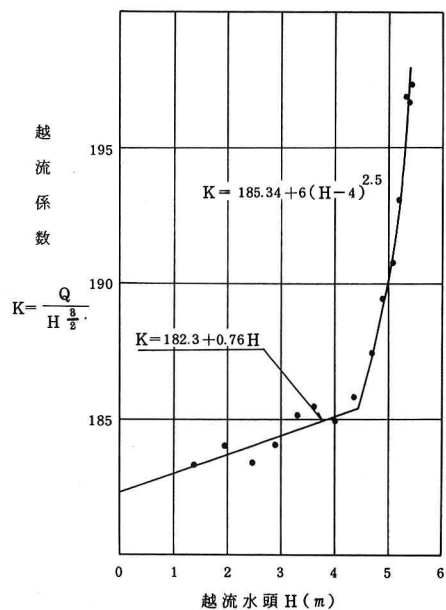


図-6 K～Hの関係

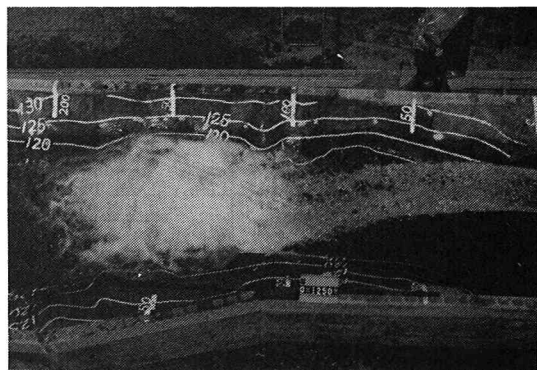
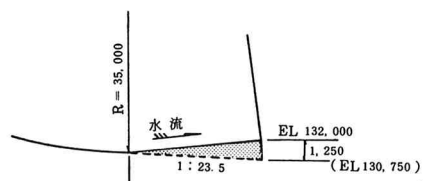


写真-1 減勢部の流況（設計原案）

縦断面図



平面図

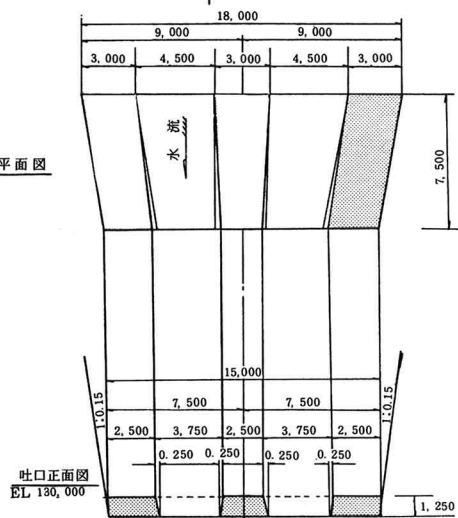


図-8 射出端形状図(改良案-2)

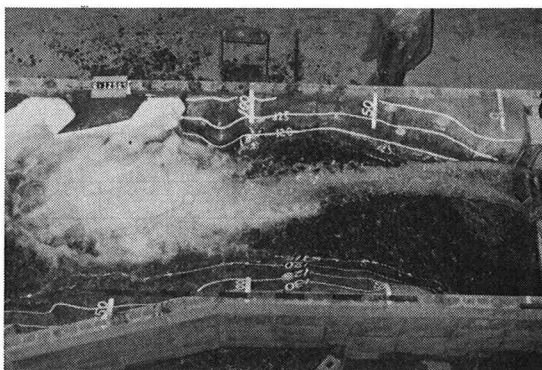


写真-2 減勢部の流況(改良案-1)

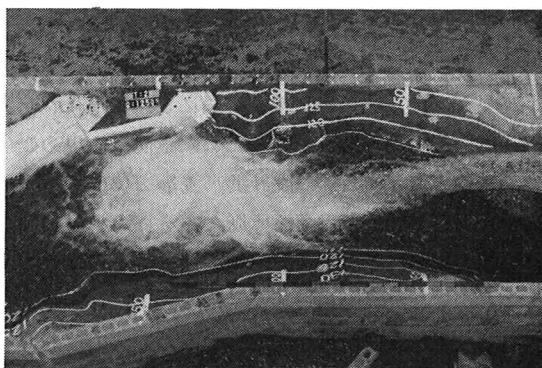


写真-3 減勢部の流況(改良案-2)

写真-3 減勢部の流況(改良案-2)

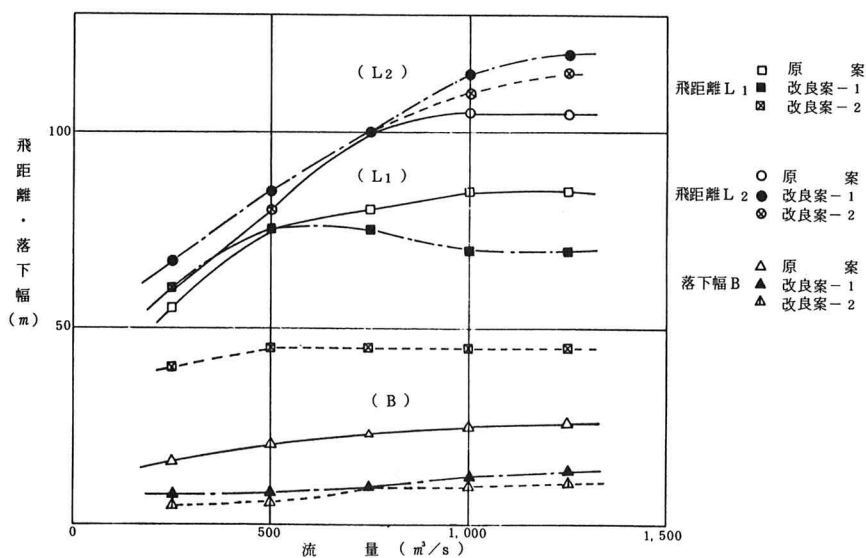


図-9 流量と水脈の飛距離, 落下幅

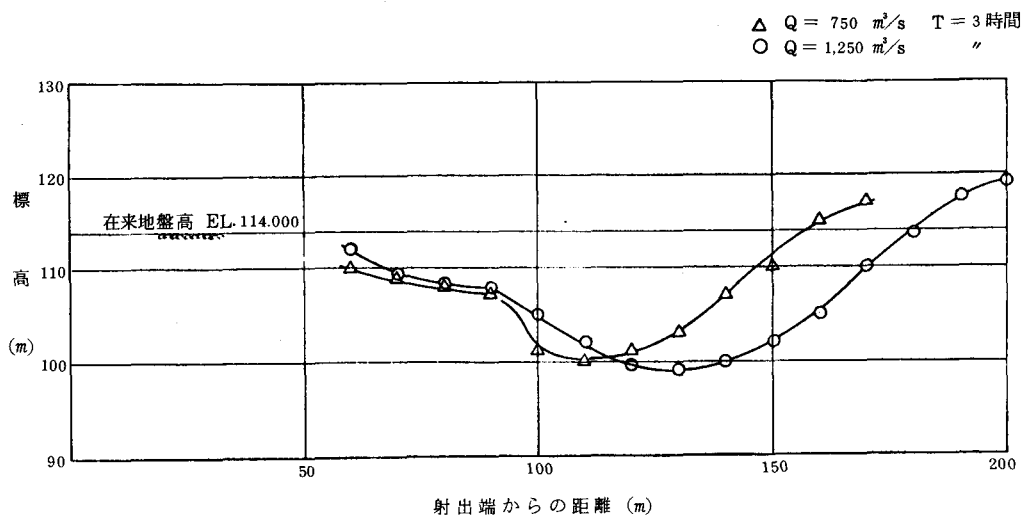


図-10 水脈落下地点河床の洗掘状況

## 5. ま と め

高見ダム洪水吐の水理模型実験によって得られた結果を要約すると次のとおりである。

- (1) 流入部の流況を改善するため、正面越流堤の隅角部および堤体側土留ウォールの形状を改良し、設計洪水位WL 226.3 mで設計洪水流量  $2,400 \text{ m}^3/\text{sec}$  を越流することができた。
- (2) 減勢工については落下水脈の幅を極力小さくし、洗掘される範囲を河床幅以内に留めるような射出端形状を求めた。また、射出端底部に溝を設けることによって、小流量についても効果的な減勢をはかることができた。

おわりに、実験に当り多大な御協力を戴いた電力中央研究所土木技術研究所環境水理部の丸岡水路水理研究室長に紙上を借りてお礼申し上げます。