12
ISSN 0386—5878
土木研究所資料第2168号

土木研究所資料

三国川ダム洪水吐き水理模型実験報告書

昭和60年3月

建設省土木研究所
ダム水工研究室

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。

土木研究所資料
第2181号1985年3月

三国川ダム洪水吐き水理模型実験報告書

要　旨

本報告書は，信濃川水系三国川に建設中の三国川ダムの洪水吐きに関して昭和54年度から59年度に亘って実施した水理模型実験の結果を取りまとめたものである。

洪水吐きは流入部，越流部，側水路部，シュート部，減勢工および下流河道の護岸，護床工に分類出来るが，全体の配置，形状および規模に対する検討は縮尺 1/50 の木材を主体とする模型を使用し検討を行った。ただし，下流河道については表面モルタル仕上げとし，必要部分は移動床とし，必要に応じて模型ブロックを敷き並べている。

一方，側水路部の上流端に設置されるオリフィスに関する検討は縮尺 1/25 の木製模型を使用して検討を行っている。

以上の水理実験を中心とする検討の結果，三国川ダムに適当な洪水吐きの実施設計案を提示した。

キーワード：ダム水理模型実験，洪水吐き，オリフィス，護床工

ま　え　が　き

本報告書は，建設省土木研究所が北陸地方建設局の依頼により，昭和54年度から昭和59年度に亘ってダム水工研究室の担当で実施した，三国川ダムの洪水吐きに関する水理模型実験の結果を取りまとめたものである。各年度における主たる内容は以下に示す通りである。

昭和54年度

洪水吐きの配置および線形に関する予備的検討を実施した。

昭和55年度

洪水吐きの配置および減勢工の型式に関する予備的検討を実施した。

昭和56年度

昭和54年度および昭和55年度の検討結果に基づき策定された設計原案に対して水理実験を実施し，問題点の抽出および改善の方法を検討した（第２章）。

昭和57年度

昭和56年度の検討結果に基づき，新たな設計原案を策定し，水理実験により問題点の抽出および改善の方法を検討した（第３章）。この段階で流入部および導流部の形状がほぼ確定した。

昭和58年度

昭和57年度の検討結果を踏まえて，減勢工の必要機能に対する考え方を修正し，それに基づき水理実験を実施した（第４章）。

また，流入部に設置されるオリフィスの設計を行いその機能を確認した（第５章）。

この結果，下流河道の護床工を除く，洪水吐き全体の形状がほぼ確定した。

昭和59年度

仮排水路を転用するトンネル内に設置される洪水調節用放流設備の減勢工を検討し，下流河道の整形および護床工の規模を確定した。

洪水調節用放流設備の詳細については，昭和60年度に水理模型実験を中心とする検討を実施する計画である。

なお，これらの検討は，すべて建設省土木研究所ダム水理実験施設内で実施されたものである。

昭和60年３月

建設省土木研究所
ダム部ダム水工研究室

目　　次

第１章　三国川ダム洪水吐き水理設計 …… 3
　第１節　三国川ダム計画概要 …… 3
　第２節　設計の考え方 …… 6
　第３節　設計の経緯 …… 9
　第４節　最終形状の検討（実施設計案の提示） …… 32

第２章　水理模型実験　その１　（昭和56年度） …… 49
　第１節　実験内容 …… 49
　第２節　設計原案に対する検討 …… 54
　第３節　側水路部修正案の検討 …… 67
　第４節　減勢工修正案の検討 …… 81
　第５節　下流河道の検討 …… 85

第３章　水理模型実験　その２　（昭和57年度） …… 121
　第１節　実験内容 …… 121
　第２節　流入部の検討 …… 126
　第３節　副ダム減勢工の検討 …… 132
　第４節　下流河道の検討 …… 142

第４章　水理模型実験　その３　（昭和58・59年度） …… 167
　第１節　実験内容 …… 167
　第２節　減勢工の設計 …… 172
　第３節　下流河道の検討 …… 183
　第４節　トンネル放流工の検討 …… 205

第５章　オリフィスの水理設計 …… 233
　第１節　概　　要 …… 233
　第２節　水理設計 …… 235
　第３節　水理模型実験 …… 240
　第４節　検討結果 …… 247

実 験 資 料 …… 249

第１章　三国川ダム洪水吐き水理設計

Часть 1 — Приложения

第１章　三国川ダム洪水吐き水理設計

第１節　三国川ダム計画概要

1.1　ダム及び貯水池の概要

三国川ダムは，信濃川水系魚野川の右支川三国川の新潟県南魚沼郡六日町わらび野地先に多目的ダムとして建設するもので，信濃川総合開発の一環をなすものである。

ダムは，中央コア型ロックフィルダムとして，高さ 119.5 m，総貯水容量 27,500,000 ㎥，有効貯水容量 19,800,000 ㎥で洪水調節，流水の正常な機能の維持，水道用水の供給を目的とするものである。ダム及び貯水池の主要諸元は表 1.1 に示す通りである。

表 1.1　ダム及び貯水池の諸元

ダム	河川名	信濃川水系魚野川
	位置	新潟県南魚沼郡六日町わらび野地先
	型式	中央コア型ロックフィルダム
	ダム高	119.5 m
	ダム頂長	440.0 m
	天端標高	EL．439.5 m
	堤頂幅	10.0 m
	基礎岩盤標高	EL．320.0 m
	ダム上流面	1：2.4
	ダム下流面	1：1.9
貯水池	流域面積	76.2 ㎢
	湛水面積	0.76 ㎢
	総貯水容量	27,500,000 ㎥
	有効貯水容量	19,800,000 ㎥
	洪水調節容量	18,000,000 ㎥
	最低水位	EL．394.0 m
	制限水位	EL．399.5 m
	常時満水位	EL．427.0 m
	サーチャージ水位	EL．432.0 m
	設計洪水位	EL．436.5 m
洪水吐き	計画高水流量	1,100 ㎥/s
	ダム設計洪水流量	1,690 ㎥/s
	計画最大放流量	100 ㎥/s
	常用洪水吐き	高圧スライドゲートによるトンネル内放流
	非常用洪水吐き	堤体隣接自由越流型

1.2　洪水調節計画

魚野川における直轄河川改修工事は，昭和35年に，堀之内地点における，計画高水流量を3,400㎥/s，信濃川合流点で3,500㎥/sとして実施してきたが，昭和39年，同40年，同41年と，同44年と洪水が相次いで発生した。

特に昭和44年8月洪水は，未曽有の大洪水となり，各所で溢水，破堤し，死者4名，重傷者9名，建物被害3,300，農地被害約2,000ha，その他農林，土木等施設関係にも莫大な被害を被った。

昭和49年4月信濃川水系の工事実施基本計画の改定にともない，魚野川の基準地点，堀之内について基本高水のピーク流量6,000㎥/s（1/100確率）のうち，1,000㎥/sを三国川ダムを含む上流ダム群で調整を行うこととなった（図1.1）。

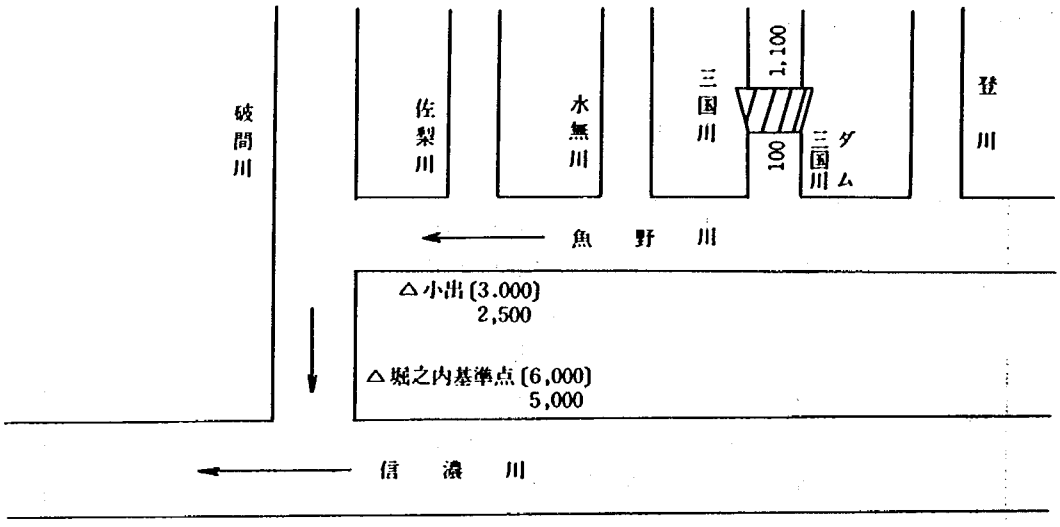


図1.1　計画高水流量配分図（単位㎥/s）

三国川ダムの洪水調節方式は，一定率一定量調節方式とし，調節開始流量を堀之内指定水位相当流量に対応するダム地点流量50㎥/sとし，それ以上については一定率で放流し，ピーク流量に達した時点より一定量を放流することにした。

なお，その最大放流量は河道の流下能力から100㎥/s（魚野川との合流点における流下能力1,000㎥/sに対するダム地点流量）とした。

調節に要する容量は，昭和44年8月型の実績洪水（引張し率1.50）の$15,000 \times 10^3$㎥に$3,000 \times 10^3$㎥の余裕を加え$18,000 \times 10^3$㎥とした（図1.2）。

その洪水波形を図1.3に示す。

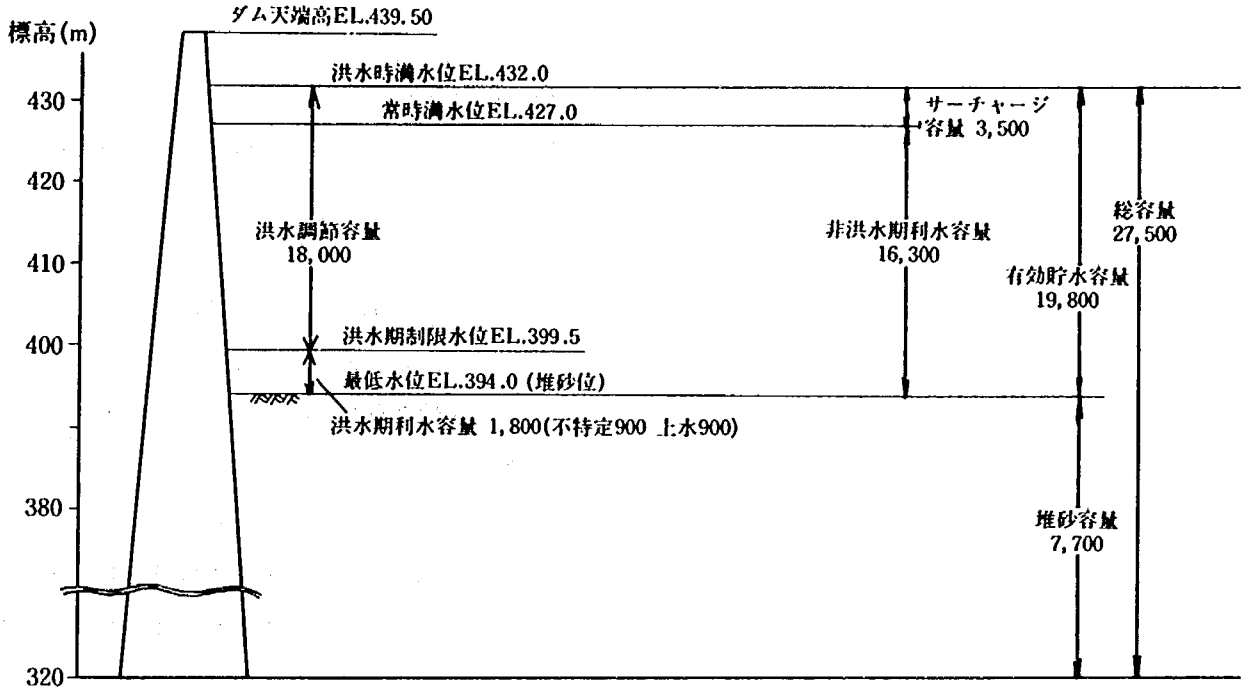


図 1.2　貯水池容量配分図（単位 10^3 ㎥）

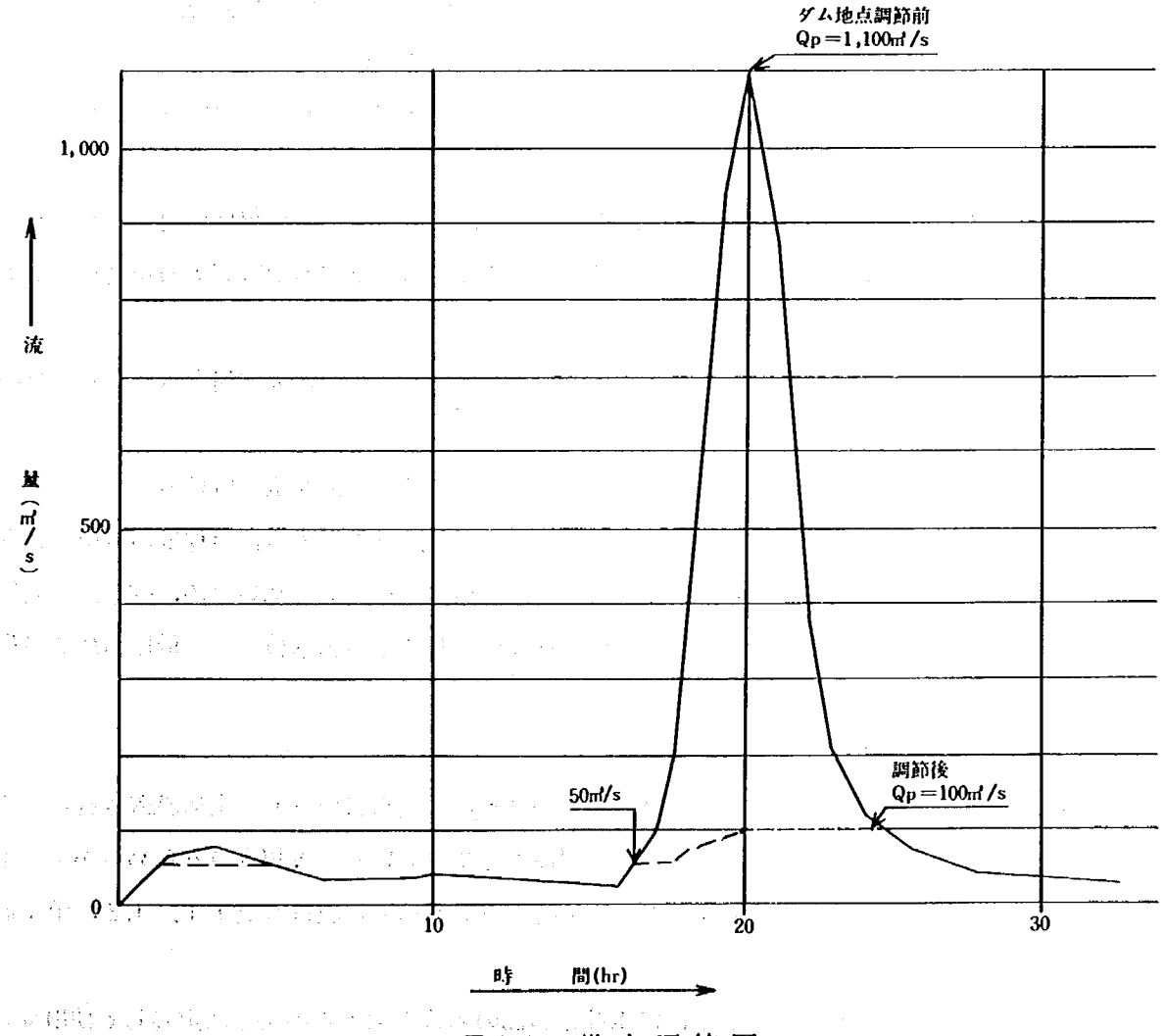


図 1.3　洪 水 調 節 図

第2節　設計の考え方

三国川ダム洪水吐き水理設計の基本的な考え方は以下に示すとおりである。

①　非常用洪水吐きはダムタイプ，ダムサイトの地形，地質等を考慮して，堤体右岸側に隣接型洪水吐きとして設ける。

②　非常用洪水吐きは自然調節方式とする。

三国川ダムの流域面積が小さいため洪水の流出は立ち上がりが急であり，ゲート操作によって計画を上回る洪水を通過させるのは非常に難しいと考えられる。またフィルタイプダムでは堤体の越水は構造上許容されない。このため三国川ダムの非常用洪水吐きとしては，自然調節方式の採用が適当であると判断される。機能上本設備はサーチャージ水位を敷高とする自然越流頂となる。

③　非常用洪水吐きの流入部は横越流型とする。

自然調節方式にするためには，貯水容量の有効利用の観点から比較的長い越流頂を設ける必要があるが，ダムサイトの地形を考えると，正面越流とするためには，右岸側の山の掘削量がきわめて多くなり経済性，施工性を損なうことになる。

横越流型とすると設置のためのスペースが上流方向に長くなるものの地山の掘削量を少なくできる。なお，流入部直上流には崩壊地形の多いカラホリ沢があり，これとの関係については充分注意する。

④　非常用洪水吐きのシュート下流には水平水叩きおよび副ダムを設ける。

減勢工下流に十分な水位が期待できず，また下流河道の地質は，洗掘にきわめて弱いため，ダム直下で適当な流量を確実に減勢させ，通常時の被害を防止する。

シュート部および減勢工の流下能力はダム設計洪水流量とし，この流量までの堤体に対する安全を考慮する。下流に対する減勢対象流量はダム設計洪水流量以下の流量とし，下流河道区間での適当な減勢効果も期待する。

⑤　洪水調節用放流設備は2号仮排水路トンネル内に設け，トンネル出口に非常用とは独立した減勢工を設け，下流河道へ放流する。

⑥　非常用洪水吐き流入部の最上流に正面越流型式のゲート付き低越流頂を取り付ける。

本ダムでは，非洪水期のうち4月～5月にかけて融雪出水があり，計画最大放流量程度の流出が長期間継続すると予想される。この時期は下流の農業用水との関係で冷水を放流できないため，貯水池の表層付近の温水を放流する必要がある。このため表層放流可能な設備として常時満水位付近に低圧の放流設備が必要となる。

⑦　減勢工下流の局所洗掘に注意して設計する。

ダム下流の地形地質上，減勢工は14～5 mの厚みをもつD級岩（花崗岩のマサ）上に設置される。また減勢工を通過したのちの流水といえどもまだかなりの掃流力を持っていると予想されるため減勢工直下の局所洗掘に対しては十分な対策を講じる必要がある。減勢工下流河道の状況は写真1.1，1.2に示す通りである。

なお，本報告書では特にことわらない限り，洪水吐き各部の名称を図1.4のように定義して使用する。

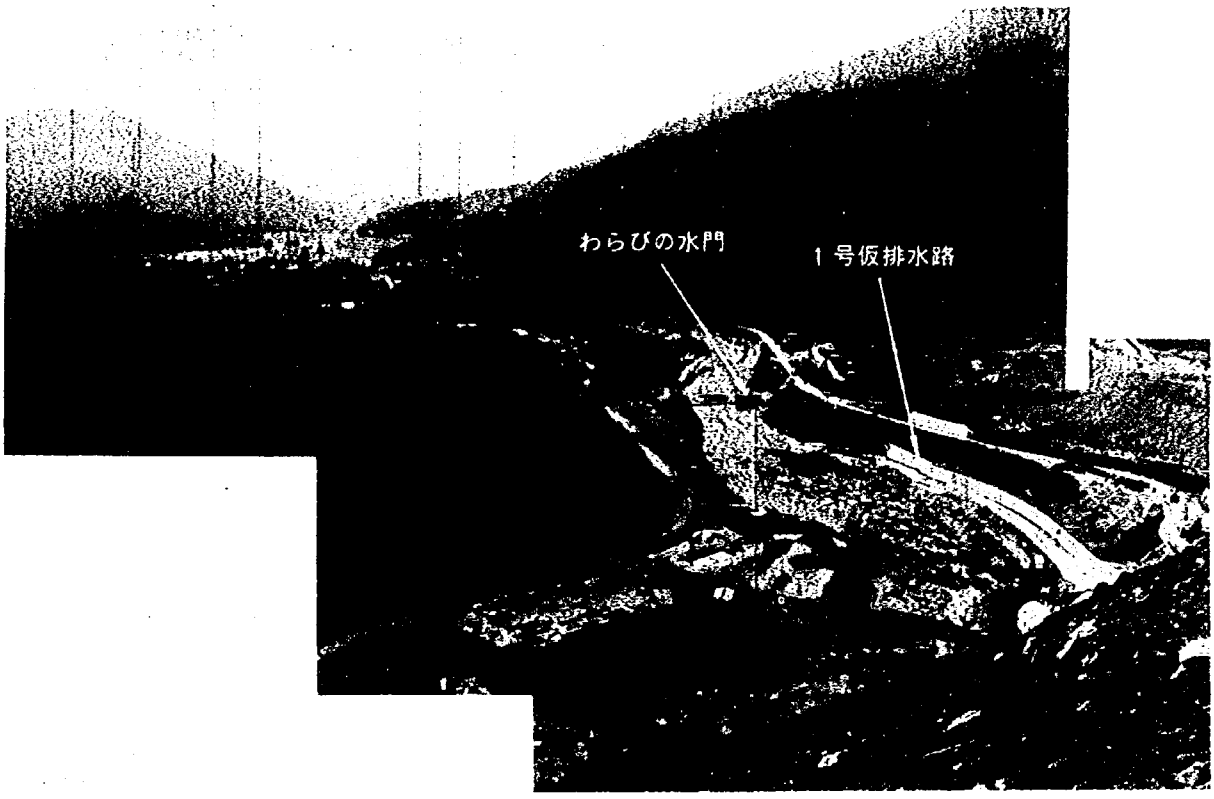


写真 1.1　下流河道（右岸天端より臨む）



写真 1.2　下流河道の状態

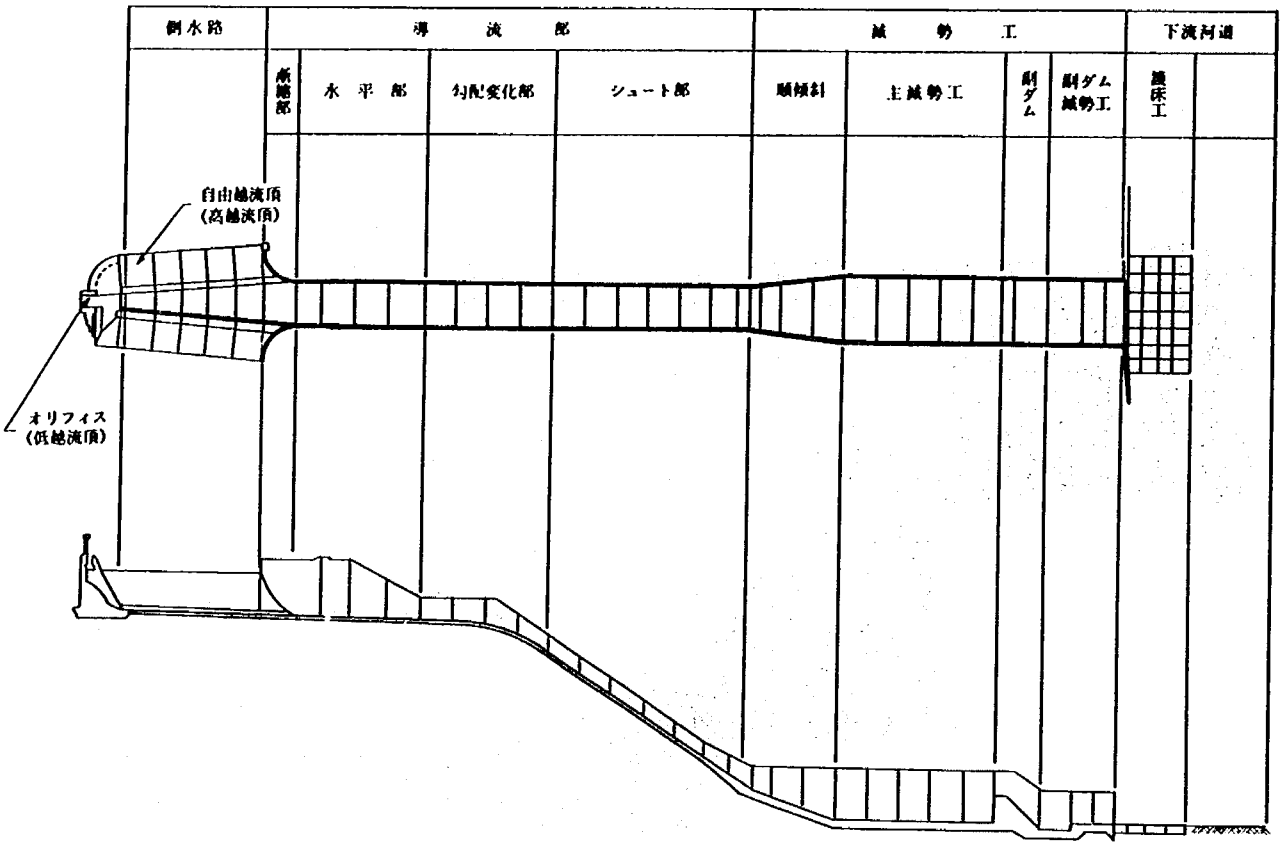


図 1.4　洪水吐き各部の名称

第3節　設計の経緯

3.1　昭和54年度設計原案

3.1.1　水理設計

前節の「設計の考え方」に基づき設計原案を検討する。

なお，本項での設計条件は表1.1の示したものと次の部分が異なっている。

ダム高……115.5 m

ダム天端標高……EL．438.5 m

基礎岩盤標高……EL．323.0 m

ダム上流面……1 ： 2.7

ダム下流面……1 ： 2.2

設計洪水位……EL．435.5 m

つまり最終案に比べてダム天端標高および設計洪水位が1 mずつ低く設定されており，基礎岩盤が1 m高く推定されている。

◎全量を自由越流とした場合の非常用洪水吐きの越流頂の必要長さの計算

サーチャージ水位に敷高を持つ自由越流のみで設計洪水流量を放流する場合必要な長さは次のとおりである。なお，この場合越流水深：H_d = 3.5 mなので，流量係数：Cは小さくなると推定され，C = 1.8程度と仮定する。

$$B = \frac{Q_d}{C \cdot H_d^{1.5}} = \frac{1,690}{1.8 \times 3.5^{1.5}} = 143.4 \text{ m}$$

ここで，　B：越流頂長さ（m）

Q_d：放流量（ダム設計洪水流量 1,690 ㎥/s ）

C：流量係数

H_d：越流水深（m）（敷高：サーチャージ水位　EL．432.0 m ）

よって，ダム設計洪水流量のすべてを自由越流で放流するためには，流入部がダム軸より約150 m上部にあるカラホリ沢に掛からざるを得ない。この沢は上部に崩壊地形を有し，将来にわたって土砂の流出が予想される。したがって，沢部を堰止める形で洪水吐き流入部を設けることは，安全，管理上好ましくない。

したがって，洪水吐きゲート（低越流頂）の併設方式について検討することにした。

◎低越流頂（クレストゲート付き）の設計

非常用洪水吐きの一部としてクレストゲートを設け，自由越流頂の長さを短縮してカラホリ沢の影響を受けないようにするものであるが，同時にゲート敷高を常時満水位以下まで下げる事により融雪期等に於いて表流水放流出来るなど，常満維持にも対応できるようにするものである。

イ）ゲート数

放流操作を確実なものとするため，ゲートは2門とする。

ロ) ゲート容量

クレストゲートは，非常用洪水吐きの一部であると同時に常満維持等に於いては常用洪水吐きの機能を兼ねる事となるため，その容量は，常時満水位に於いて常用洪水吐きと同じ100 ㎥/s に 2 割余裕を加えた 120 ㎥/s とする。

ハ) ゲート寸法及び敷高

ゲートは不等高操作による放流が可能で，かつ流量制御が確実に行えるものとするため，半開状態に於いて計画放流量 120 ㎥/s を放流出来るものとして，ゲート敷高をEL. 423 m，寸法を幅 6.0 m×高さ 9.0 m × 2門とした。

ニ) ゲートの天端をサーチャージ水位に合せておく。

本低越流部による設計洪水位による放流能力は次のとおりである。

$$Q = nCBH^{3/2} = 2門 \times 1.8 \times 6\ m \times (435.5 - 423.0)^{3/2}$$

$$= 2門 \times 477\ ㎥/s = 955\ ㎥/s$$

なお，不慮の事故等でゲートの引き上げが出来ずに設計洪水位を迎えた場合にゲート上を越流する流量は 1 門当たり次のとおりである。

$$Q = CBH^{3/2} = 1.8 \times 6\ m \times (435.5 - 432.0)^{3/2}$$

$$= 71\ ㎥/s$$

◎高越流頂（自由越流堤）の設計

ダム及び貯水池の安全管理に於いてダム設計洪水流量 1,690 ㎥/s については，洪水調節用放流設備（トンネル放流工）＋低越流頂＋高越流頂で対応する。

高越流頂の設計対象流量は，各放流設備の組合せ操作に於ける不慮の事故等への安全を考慮し，低越流頂のクレストゲート 1 門が作動しない場合を想定して設計した。トンネル放流工は制限水位（EL．399.5 m）で計画最大放流量 100 ㎥/s の 2 割増しである 120 ㎥/s が放流可能として設計されるので，水位上昇による増加分を見込んで 150 ㎥/s が設計洪水位で放流可能と考える。

よって高越流頂の設計対象流量は，

$$1690\ ㎥/s - (477\ ㎥/s + 71\ ㎥/s + 150\ ㎥/s) \fallingdotseq 990\ ㎥/s$$

とする。

設計洪水位に於いて設計対象流量 990 ㎥/s を越流出来る高越流頂延長を $C = 1.8$ として求め，数字を丸めて $l = 85$ m とした。尚，この長さはクレストゲートと合せてもカラホリ沢に直接かからない長さであり，越流量を逆算すると約 1,000 ㎥/s を流すことが出来る。

3.1.2 水理模型実験の結果（昭和54年度）

54年度の水理模型実験の結果をまとめると以下のとおりである。

前項で設計された原案を写真 1.3 に示す様に，縮尺 1/50 で模型化して水理実験により検討を行った。

① 放流機能に関しては設計条件を満足出来る。

② 低越流部（引き上げゲート部）背面の流況改善の為の補助構造物が必要である。

③ 側水路部の弯曲部の影響が導流シュート部の流況を悪くしている。

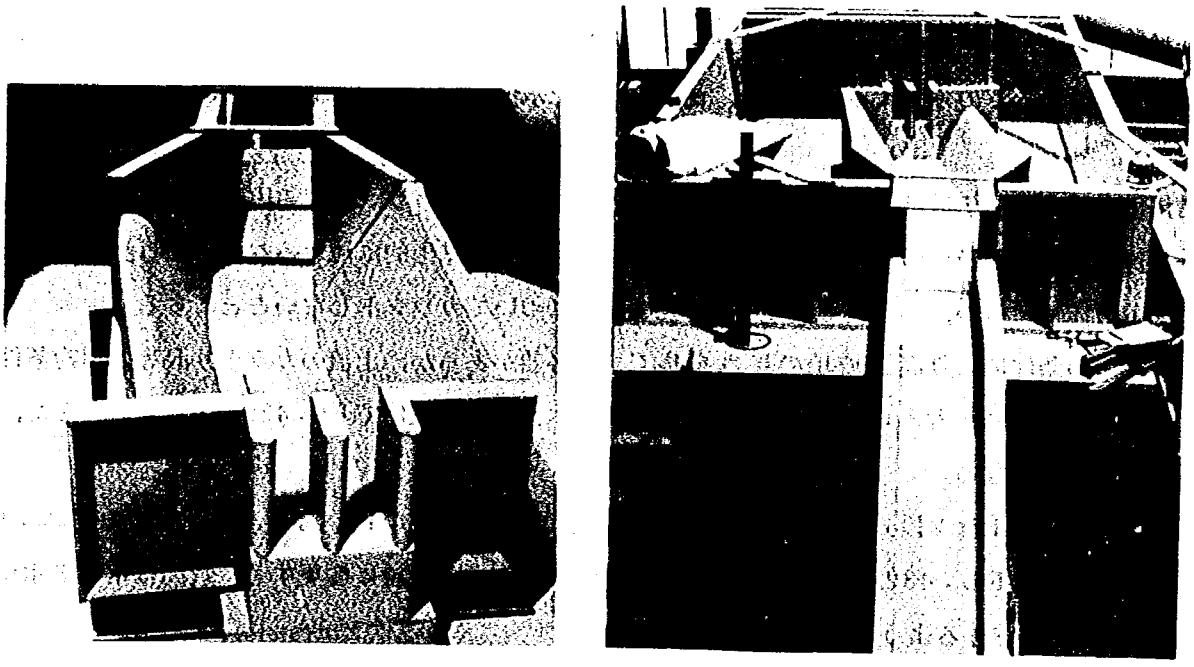


写真 1.3　昭和54年度設計原案模型

3.2　昭和55年度設計原案

3.2.1　水理設計

昭和55年度案の作成にあたって先年度から変更になった基本的事項は以下のとおりである。

- 低越流部のゲート操作による放流量はダム設計洪水流量の流下能力としてカウントせず，非洪水期の常満維持用としてのみ考える。ただし，サーチャージ水位を越えてゲート上面を越流する分はカウントする。
- 常用洪水吐きによる放流量をダム設計洪水量の流下能力としてカウントする場合，洪水時の通常のゲート操作における最後のゲート開度において水位上昇により結果的に流れることになる流量まではカウント可能であるが，本ダムでは安全を考えて全量についてカウントしないことにする。
- 上記2つの条件により高越流頂の長さを長くする必要があるが，上流のカラホリ沢等の制約条件により延長は難しいと考えられるので，ダムの設計洪水位を1m上げてEL．436.5mとする。また，ダム高も1m高くなる。
- 低越流部のゲートは2段式ゲートとし，下段の天端は常時満水位のEL．427.0m，上段の天端はサーチャージ水位のEL．432.0mとする。なお，幅は6.0mから5.0mに変更する。敷高は常時満水位で120㎥/s放流できるように設定する。
- 流入部の全体の長さを短くするため高越流部の最上流には4分の1円の曲線越流頂を入れて，正面の低越流部ピアにつなげる形状とする。

この年度はさらに減勢工の型式について基礎的な検討を水理模型実験により行っている。

◎低越流頂の設計

幅5mで常時満水位EL．427.0mで120㎥/s放流するために必要な越流水深Hは次のとおりである。

$$H=\left(\frac{Q}{C\cdot B}\right)^{2/3}=\left(\frac{120}{1.8\times 5}\right)^{2/3}=5.62\ \mathrm{m}$$

よって，低越流部の敷高はEL．421.3mとする。

また，上段ゲート（天端EL．432.0m）を設計洪水位（EL．436.5m）で越流する流量は次のとおりである。

$$Q=CBH^{3/2}=1.8\times 5.0\times 4.5^{1.5}$$
$$=86\ \mathrm{㎥/s}$$

◎高越流頂の設計

自由越流部の負担流量は設計洪水位で

$$1{,}690\ \mathrm{㎥/s}-86\ \mathrm{㎥/s}=1{,}604\ \mathrm{㎥/s}$$

である。よって，必要な長さは，

$$B=\frac{1{,}604}{1.8\times 4.5^{1.5}}=93.3\ \mathrm{m}$$

である。よって，長さを95mとする。

以上の検討を基に設計された55年度設計案形状は図1.5～1.6に示す通りである。

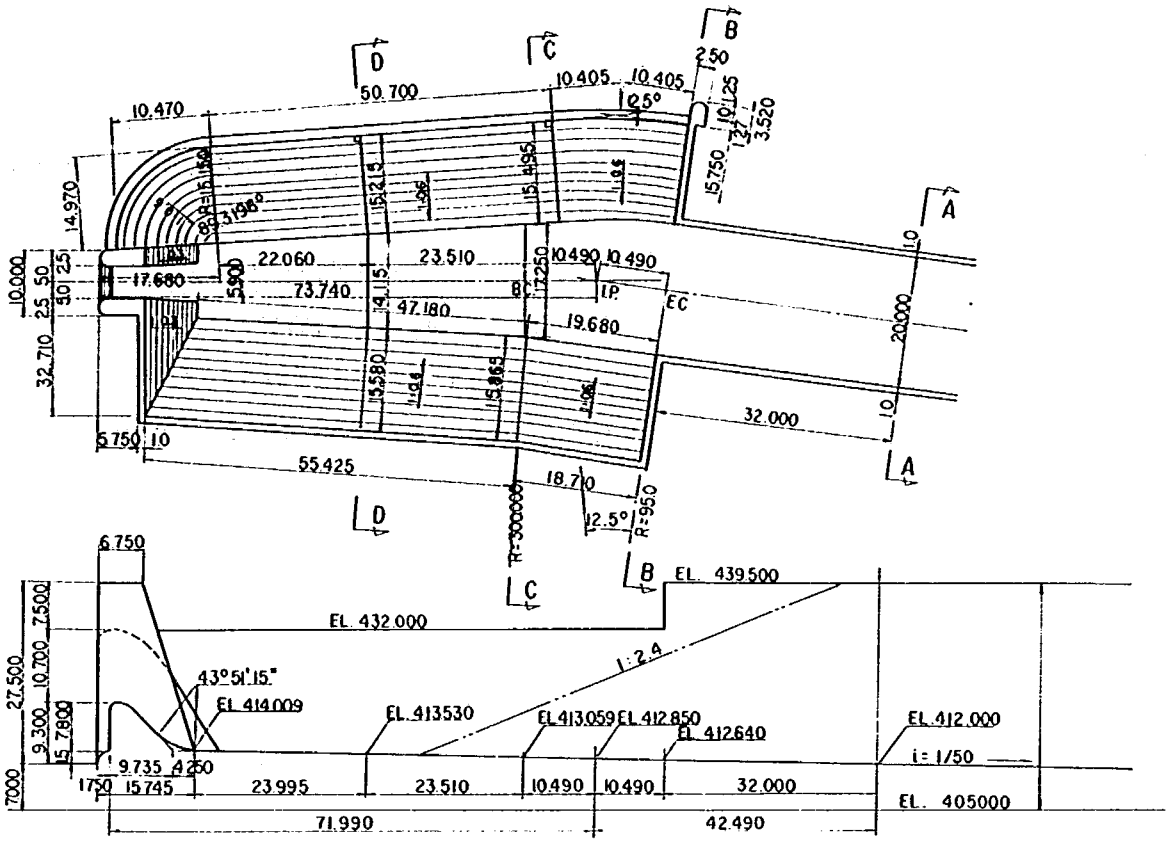


図 1.5　三国川ダム洪水吐き設計概要図 (1)

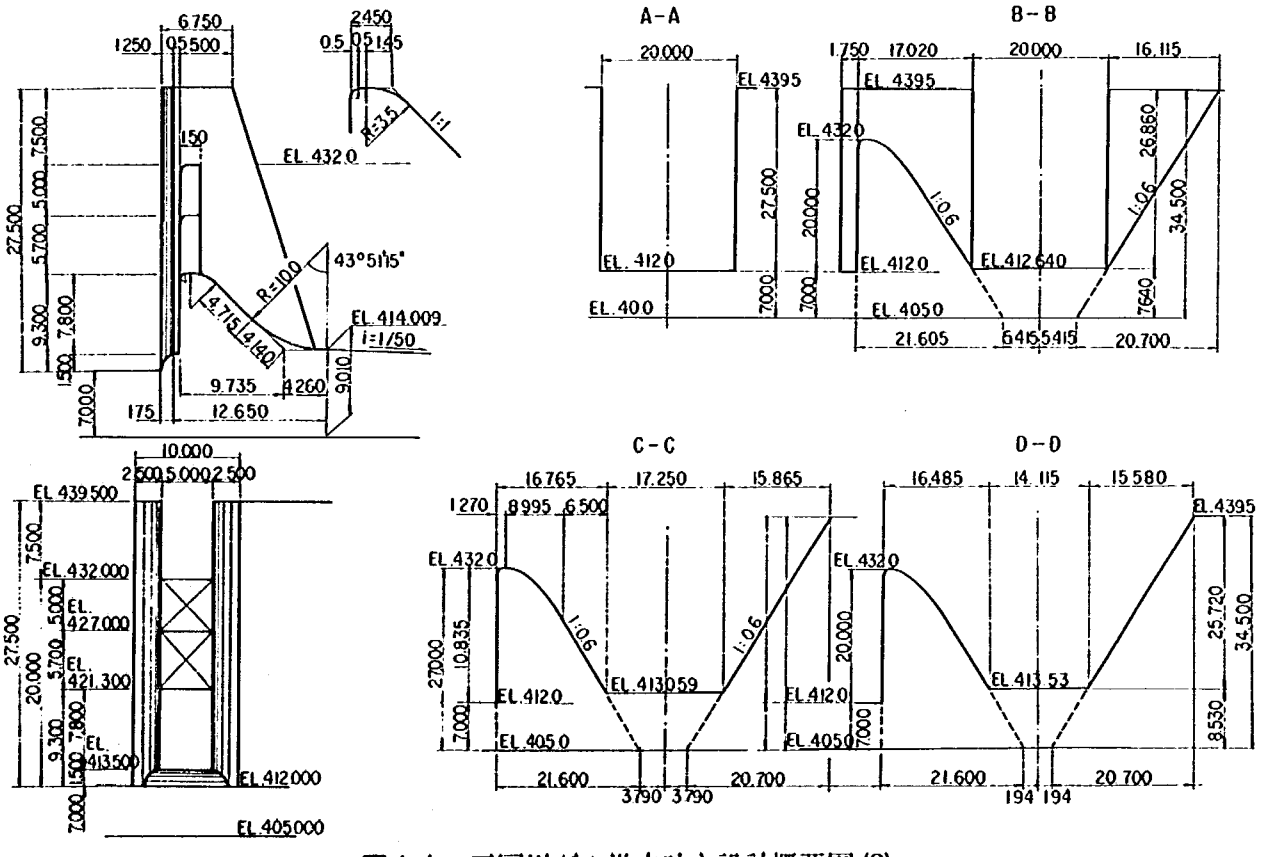


図 1.6　三国川ダム洪水吐き設計概要図 (2)

3.2.2　水理模型実験の結果（昭和55年度）

55年度の水理模型実験の結果をまとめると以下のとおりである。

1）放流能力は設計条件を満足している。

2）低越流頂においてゲート上を越水する流れは，ナップ下流面への給気によって大きく流況が変化する。

3）低越流頂からの越流水により，低越流頂と側水路の取り付けで衝撃波が発生する。

4）低越流部単独，又は，高越流頂の同時放流のいずれでも漸縮部で主流は片寄る。

5）D級岩盤上に大規模な構造物を設置することを避けるためにシュート部からの流水を射流のまま流下させ適当な水クッションを用いた噴流拡散現象による減勢方法を検討したが，実用的な形状・規模の提示は不可能と判断した。

3.3　昭和56年度設計原案

3.3.1　水理設計

昭和56年度案形状の基本的な考え方は先年度と同じであるが，形状について次に示す改良を行った。

- 流況を改善するため流入部終端より10m上流にある中心線の屈折をやめ，側水路，シュート部および減勢工を含めすべての中心線を一直線となるようにした。
- 側水路終端におけるシュートへの取り付け形状を4分の1円柱形状およびねじれ形状について検討した。
- シュート部下流端付近での幅の漸拡（20→30）について検討を行った。これは，減勢工部における単位幅流量を出来るだけ小さくして，安定した減勢を行おうとするためである。

洪水吐きは，ゲートを有する低越流頂（5.0 m）と，サーチャージ水位に越流頂を合せた自由越流部（高越流頂）からなり，常時満水位EL．427.000 m（ゲート全開）で最大120 ㎥/s，サーチャージ水位EL．432.000 m（下段ゲート全閉）で最大100 ㎥/s の放流機能を有している。また，高越流頂は一部円形堰で設計され，設計洪水位EL．436.5 m（上下段ゲート全閉）で設計洪水流量1690 ㎥/s の放流能力を持たせている。

洪水吐き放流能力は次式によって検討されている。

$$Q = CBH^{3/2}$$

ここで，C；流量係数（1.9と仮定）

B；越流幅（m）

H；越流水深（m）

1）設計洪水位EL．436.5 mの場合

自由越流部および上段ゲートの上端部（EL．432.0 m）の同時越流

$$Q = 1.9 \times 99.0 \times 4.5^{3/2} = 1796 \text{ ㎥/s}$$

2）サーチャージ水位EL．432.0 mの場合

下段ゲートの上端部（EL．427.0 m）の単独越流

$$Q = 1.9 \times 5.0 \times 5^{3/2} = 106 \text{ ㎥/s}$$

3）常時満水位EL．427.0 mの場合

低越流頂（EL．421.3 m）の単独放流

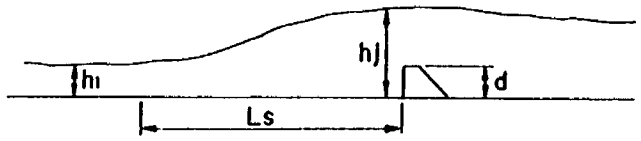
$$Q = 1.9 \times 5.0 \times 5.7^{3/2} = 129 \text{ ㎥/s}$$

側水路部は，水路床勾配1：50で設計されている。また，下流側の漸縮部により，支配断面を下流側に設け，水路内の流れが常流となる様配慮している。また，シュート部は，直線水路とし側壁高5.0 m，水路床勾配1：1.5で設計され，全長にわたって射流状態となる。

順傾斜部は，水路が拡幅する断面変化部となっており，水脈分散の効果を計っている。

また下流には，副ダムを設け，強制跳水による減勢をはかる。

ここで設計洪水流量1690 ㎥/s と，計画高水流量1100 ㎥/s について跳水規模を計算で求めた（図1.7参照）。



d ；シル高さ（m）　　h_j ；跳水共役水深（m）

h_1 ；水叩き始端射流水深（m）　　L_s ；跳 水 長（m）

図 1.7　減勢工の設計

1）水叩き射流始端射流水深の算定

$$h_1 = \frac{Q}{0.95\,B\sqrt{2\,g\,H}}$$

Q ；減勢工設計対象流量（㎥/s），B ；水叩き幅（m），H ；計画最高水位と水叩き面との標高差（m）

$Q = 1690$ ㎥/s の場合

$$h_1 = \frac{1690}{0.95 \times 30 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (436.5 - 319.5)}} = 1.24\ \mathrm{m}$$

$Q = 1100$ ㎥/s の場合

$$h_1 = \frac{1100}{0.95 \times 30 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (436.5 - 319.5)}} = 0.80\ \mathrm{m}$$

2）跳水共役水深の算定

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

ただし，$F_1 = \dfrac{V_1}{\sqrt{g h_1}} = \dfrac{Q}{B\sqrt{g h_1^3}}$

F_1 ；水叩き始端射流のフルード数，V_1 ；水叩き始端射流の流速（m/s），h_j ；h_1 に対応する跳水共役水深（m）

$Q = 1690$ ㎥/s の場合

$$h_j = \frac{1}{2} \times 1.24 \times \left(\sqrt{1 + 8 \times 13.03^2} - 1\right) = 22.8\ \mathrm{m}$$

$Q = 1100$ ㎥/s の場合

$$h_j = \frac{1}{2} \times 0.80 \times \left(\sqrt{1 + 8 \times 15.2^2} - 1\right) = 18.1\ \mathrm{m}$$

3）必要なシル高さ d および水叩きの必要長さ L_s の算定

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1 + 2F_1^2)\sqrt{1 + 8F_1^2} - (1 + 5F_1^2)}{1 + 4F_1^2 - \sqrt{1 + 8F_1^2}} - 1 - \left(\frac{\sqrt{g}}{C}F_1\right)^{2/3}$$

ここで，C ：2.0 と仮定

$$L_s = 4.5\ h_j$$

$Q = 1690$ ㎥/s の場合

$$d = 1.24 \times \frac{(1+2\times 13.03^2)\sqrt{1+8\times 13.03^2} - (1+5\times 13.03^2)}{1+4\times 13.03^2 - \sqrt{1+8\times 13.03^2}} - 1 - \left(\frac{\sqrt{9.8}}{2.0}\times 13.03\right)^{2/3}$$

$$= 14.6\ \text{m}$$

$$L_s = 22.8 \times 4.5 = 103.0\ \text{m}$$

$Q = 1100$ ㎥/s の場合

$$d = 0.80\times \frac{(1+2\times 15.2^2)\sqrt{1+8\times 15.2^2} - (1+5\times 15.2^2)}{1+4\times 15.2^2 - \sqrt{1+8\times 15.2^2}} - 1 - \left(\frac{\sqrt{9.8}}{2.0}\times 15.2\right)^{2/3}$$

$$= 11.1\ \text{m}$$

$$L_s = 18.1 \times 4.5 = 81.0\ \text{m}$$

4) 導流壁高さの検討

$Q = 1690$ ㎥/s を対象とする。

319.5 m + 22.8 m = EL．342.3 m（共役水深で検討）

各諸量の計算結果は表 1.2 に示す通りである。

表 1.2　減勢工規模決定時の各諸量

流量 Q(㎥/s)	跳水前の水深 h_1(m)	跳水前の流速 V_1(m/s)	跳水前のフルード数 F_1	跳水共役水深 hj(m)	シル高さ d(m)	水叩き長 L_s(m)	導流壁高さ D(m)
1100	0.80	45.43	15.20	18.1	11.1	81.0	−
1690	1.24	45.83	13.03	22.8	14.6	103.0	21.4

本年度は，減勢工および下流河道の流況（移動床も含めて）についても本格的な検討を行った。なお，減勢工の設計対象流量は 1,100 ㎥/s とした。

以上により設計された昭和56年度案形状は図 1.8 ～図 1.11に示す通りである。

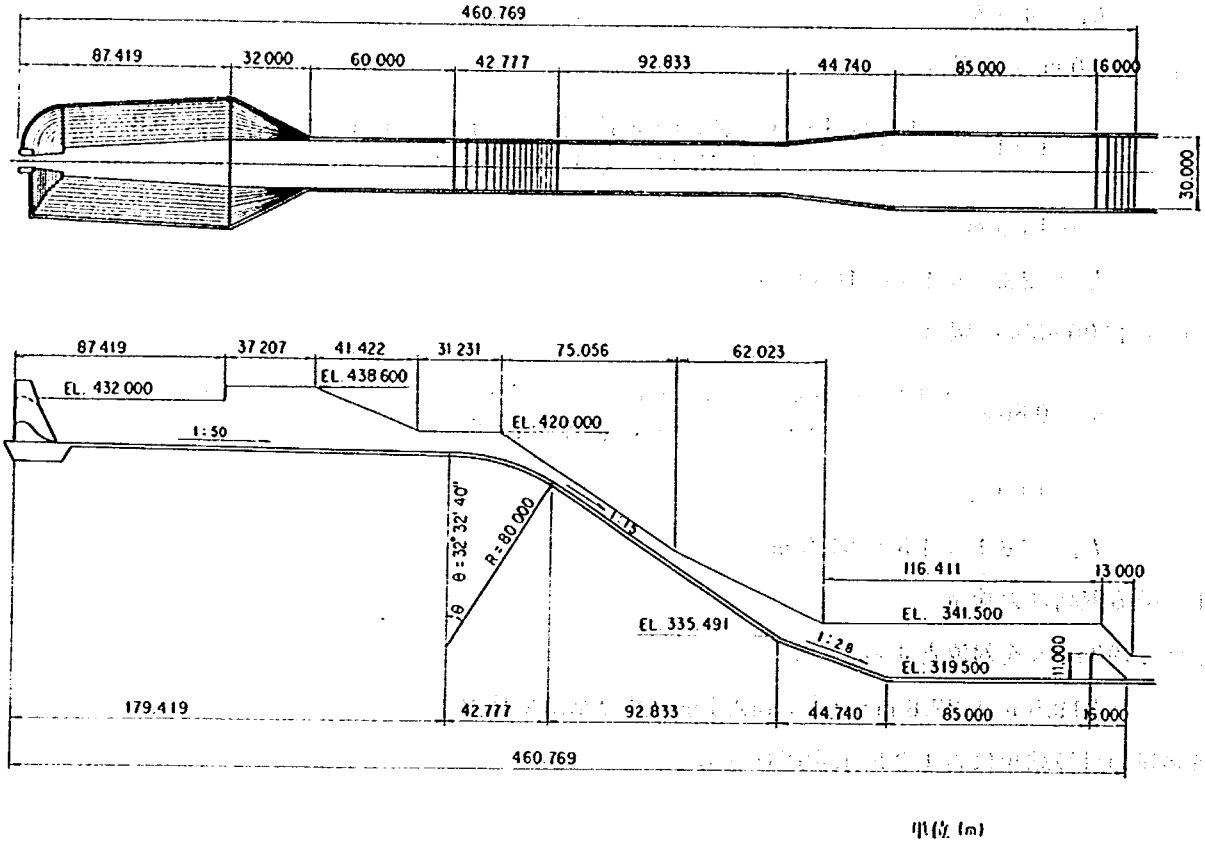


図 1.8　洪水吐き全体概要図

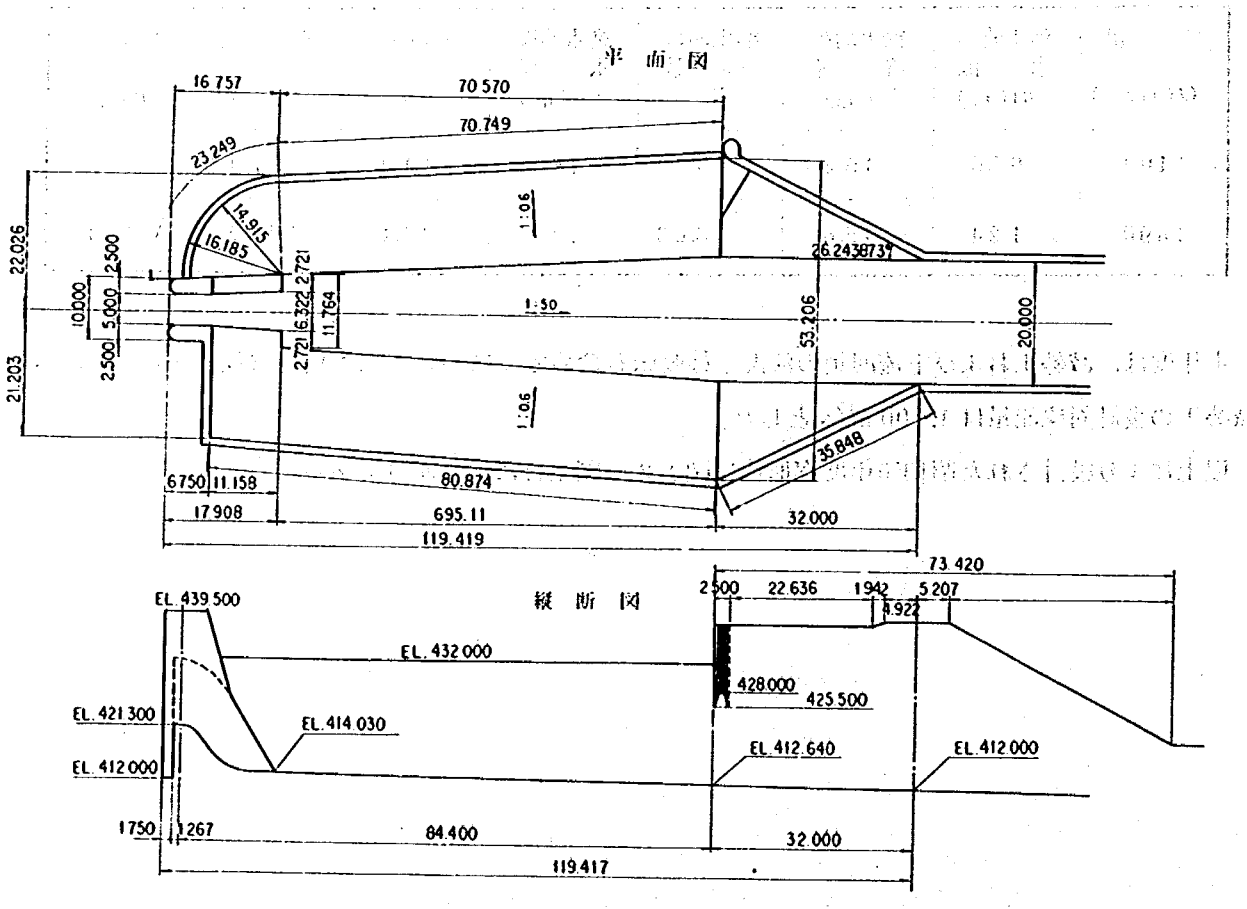


図 1.9　流入部概要図

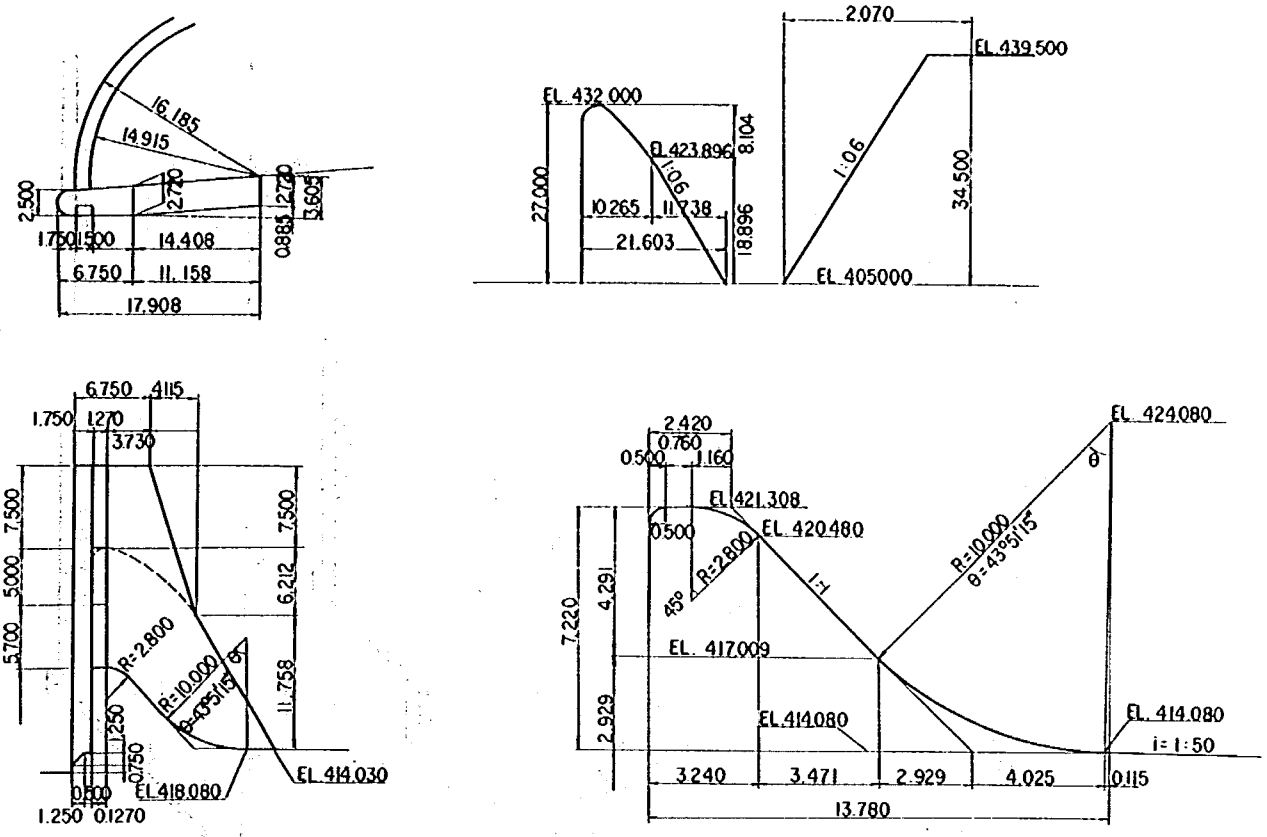


図 1.10　設計概要図

3.3.2　水理模型実験の結果

昭和56年度の水理模型実験の結果をまとめると次のとおりである。

1) 越流頂（自由越流部94m＋低越流頂5m＝99m）からの放流量は設計洪水位EL.436.5mで，1,970㎥/sでありダム設計洪水量1,690㎥/sより280㎥/s多く，断面形状（模型では標準型）の単純化が可能である。

2) 流入部からダム軸までの水路暫縮区間のすりつけ方法は，直壁の円弧ですりつけても水理上は問題ない。

3) 流入水路の両壁の下端にステップを設置することにより低越流部単独放流時の水路内の衝撃波および横越流からの水脈の山側壁へのはい上がりを緩和することができる。

4) 減勢方式については，水叩き長を75mとし，副ダムは高さ13mで台形断面で設計する。また吐口直下の洗掘防止のために副ダム減勢工の設計が必要である。

5) 下流河道の流れは，副ダム減勢工で流速を低下させても，河道の勾配により再加速され河床を著しく洗掘している。河道内最大流速は100㎥/sで2.5m/s～5.0m/s，1,100㎥/sで7.5m/s～9.0m/sとなっている。このため，下流河道の整形の検討および対象流量の再検討が必要である。

6) 流入部における接近流速は小さく，堤体および上流カラホリ沢に与える影響はほとんど問題ない。

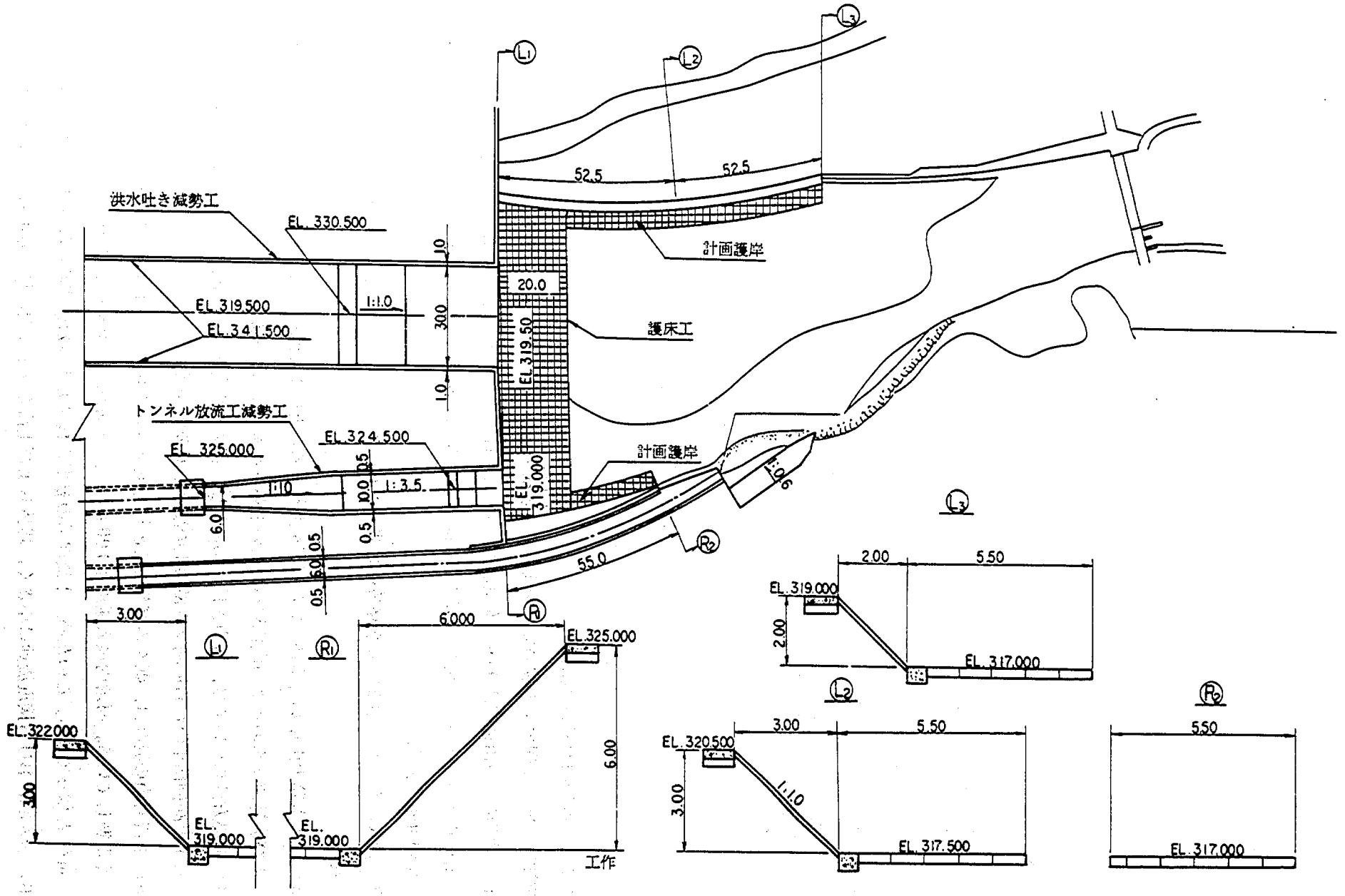


図 1.11　河川工作物設計概要図　　単位（m）

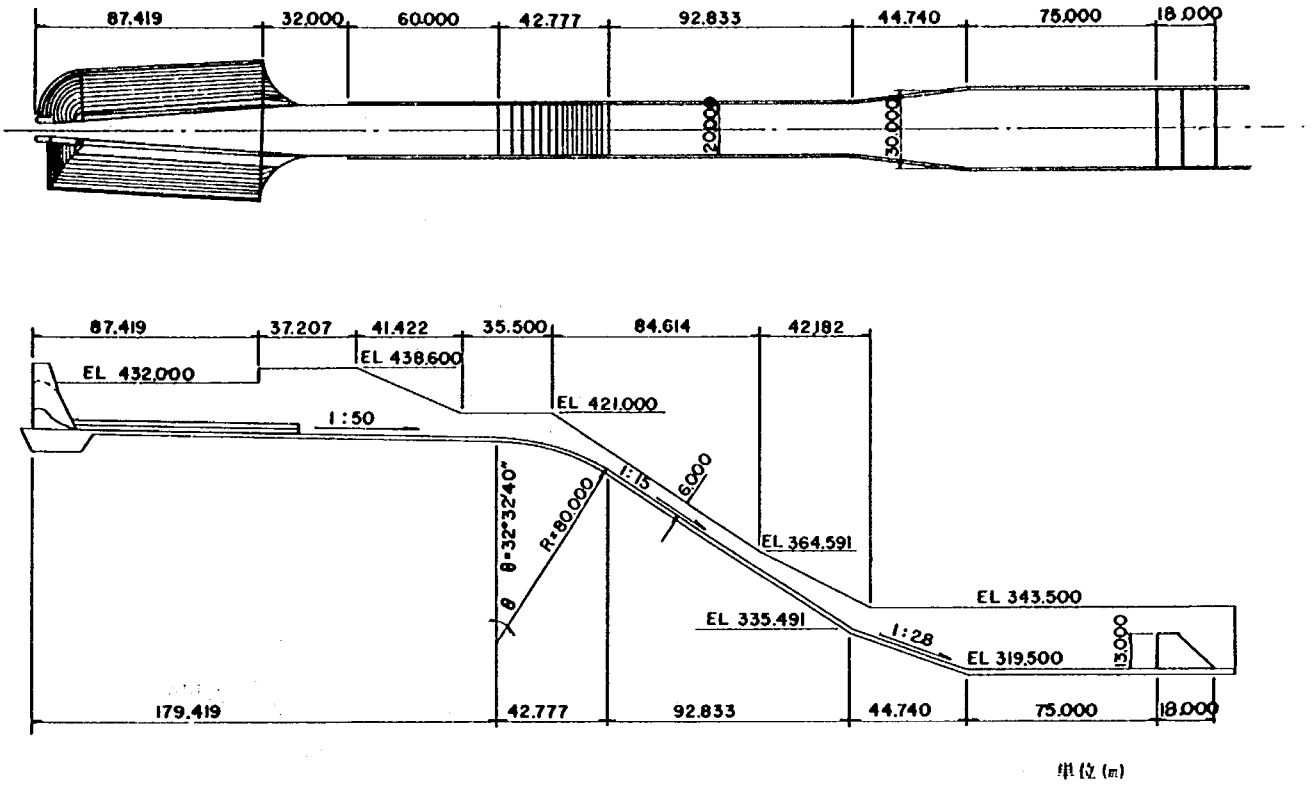


図 1.12　洪水吐形状図

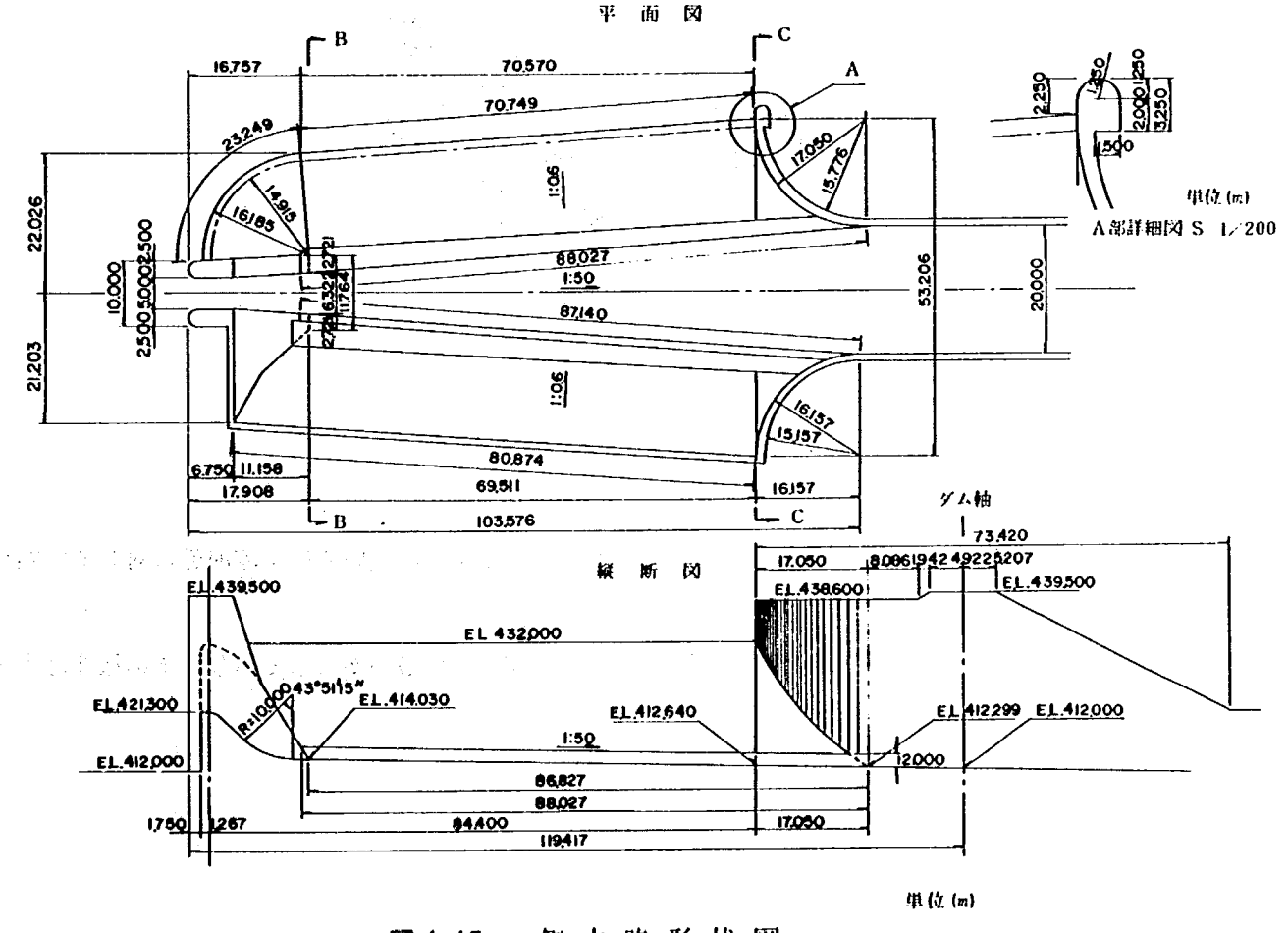


図 1.13　側水路形状図

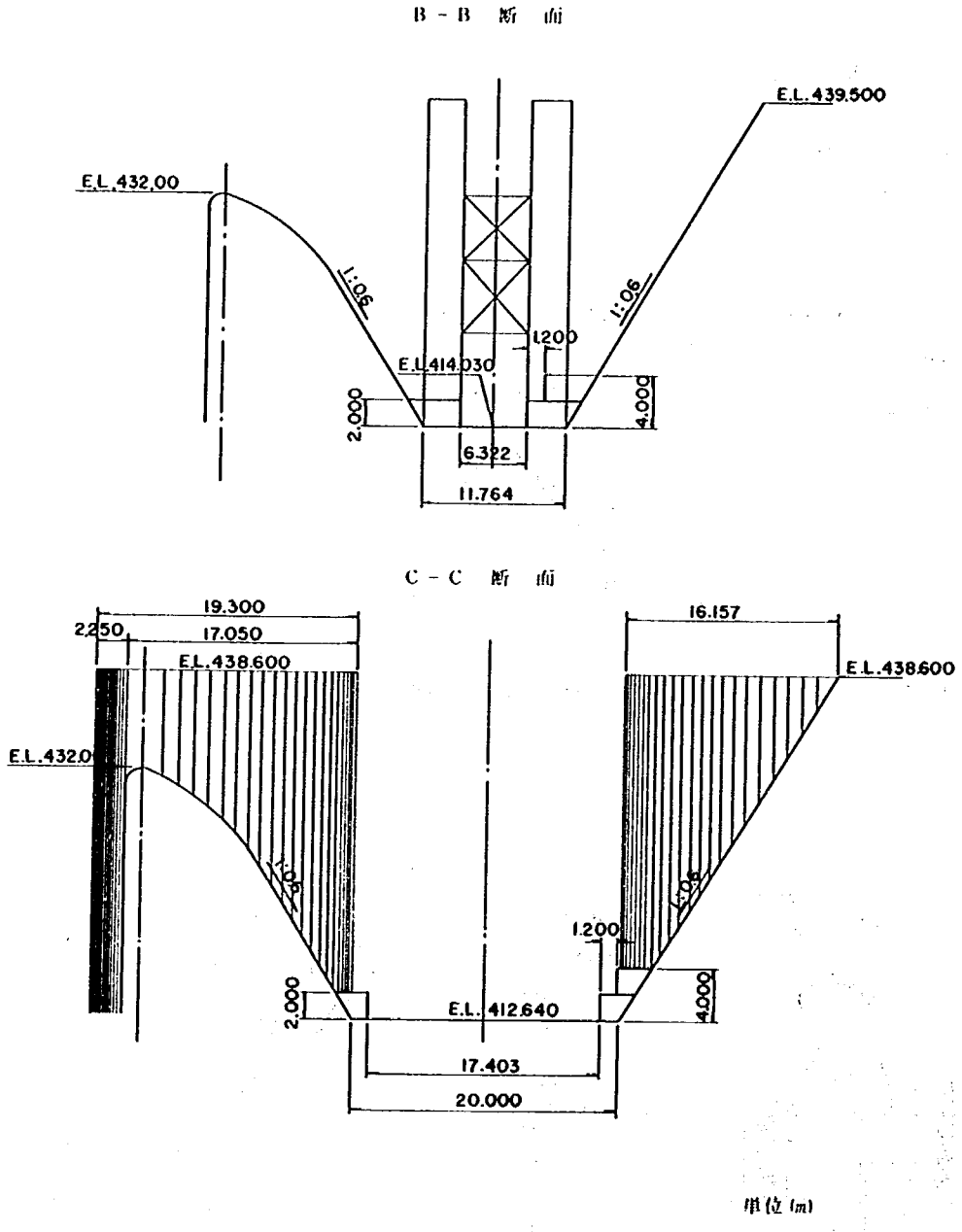


図 1. 14 側 水 路 形 状 図

実験の結果，図 1.12～図 1.14に示す修正案が提示されたが，副ダムについては下流河道に対して問題が残っているため，結論は出していない。

問題はあるが，副ダムおよびその減勢工は図 1.15に示す 2 案を一応最終案としており，その機能は表 1. 3に示す通りである。

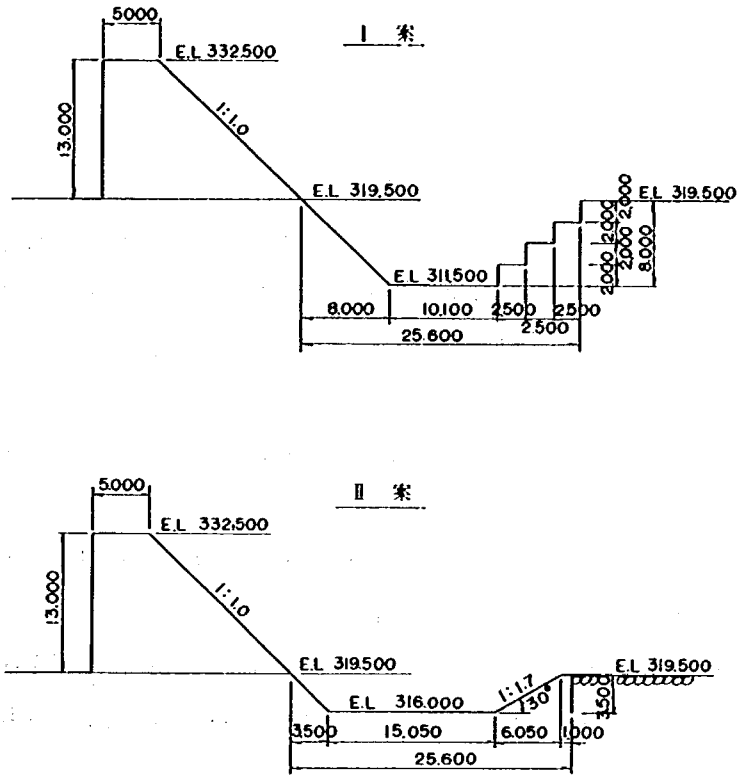


図 1.15　副ダム及び副ダム減勢工

表 1.3　I 案と II 案の比較表

形状		護床工上の流速	護床工直下の洗掘	常用放水工への影響	仮排水路トンネル出口への影響	計画中の河川工作物への影響	備考
I 案	100㎥/s	V=2.4 m/s	5.0 m	護床工上で流れは分散するが常用放水工副ダム下流付近までには至らない。	主流は右岸沿いとなるが、洗掘は 1～2.0 m でそれ以上の深掘れはない。	流れは左岸側および根固め工に沿う様相を示し、洗掘は 1～2.0 m で安定している。	○護床工は河床変化に即応するように連結ブロック等が望まれる。 ○水はねによって飛散させ最大洗掘深位置を水平水叩きから遠ざけることは可能であるが、仮排水路トンネル出口付近へ与える影響が大きい。 ○河床低下量は I 案の方が少ないが、いずれにしても洪水で護床工および根固め工直下は大規模な洗掘を受ける。
	1100㎥/s	V=7.9 m/s	9.0 m	常用放水工副ダム下流護床工上で逆流域が生じているが、副ダム直下までは至っていない。	トンネル出口付近は EL.310.0 m（推定岩盤線）まで洗掘されており根入れの深い根固め工等で保護する必要がある。	河道突入地点で流れが分散することにより左岸側護岸上を約 0.5 m 程度周期的に越流することがあり、0.5m～1.0m の護岸嵩上げが望まれる。	
II 案	100㎥/s	V=2.8 m/s	2.5 m	非常用洪水吐直下の護床工は 1.0～2.0m と沈下するが、常用放水工副ダム直下の護床工は流れの影響が直接ない為、ほとんど移動していない。	右岸側根固め工から仮排水路トンネル出口付近にかけて州が形成され、洗掘はほとんどない。	左岸側根固め工直下は、約 1.0 m 程度の洗掘でそれ以上の深掘れはない。	
	1100㎥/s	飛散状態	7.5 m	流れは水はねにより飛散状態となるため、護床工上での分散はなく常用放水工副ダム直下の護床工には影響は見られない。	飛散した水脈は、リップ先端から約 35.0m 下流に落下するため仮排水路トンネル出口付近の水面は大きく変動する。	左岸側護岸からの越水は河床が低下し、水位が下がるにつれて見られなくなる。	

3.4　昭和57年度設計原案

3.4.1　水理設計

昭和57年度に水理設計上変更になった点は以下のとおりである。

・1,690 ㎥/ｓは自由越流部のみでカバーすることにした。

昨年度の実験より自由越流部の放流量に余裕のある事が知れていたが，断面形状は標準越流頂とし，施工性に若干難があるが，流量係数は 2.1 程度を期待して全長を出来るだけ短くする方向で検討することとする。また，低越流頂の多段式ゲートおよびゲート上の越流は構造上および水理上問題があるので見直しを行うことにした。

・副ダム減勢工および下流河道の対象流量は 440 ㎥/s 程度とし，この流量以下では護岸や護床工に重大な被害が生じないようにする。

・下流河道の検討範囲は，下流200ｍにわらびの取水堰があり，この地点で 1,690 ㎥/ｓまでのいずれの流量でも支配断面をもつと考えられるので，ここまでとした。

・減勢工直下の局所洗掘の対策としてコンクリートブロックによる護床工を検討する。

以上の考え方を基に水理設計および模型実験を行った。設計原案は図 1.16～図 1.18に示す通りである。

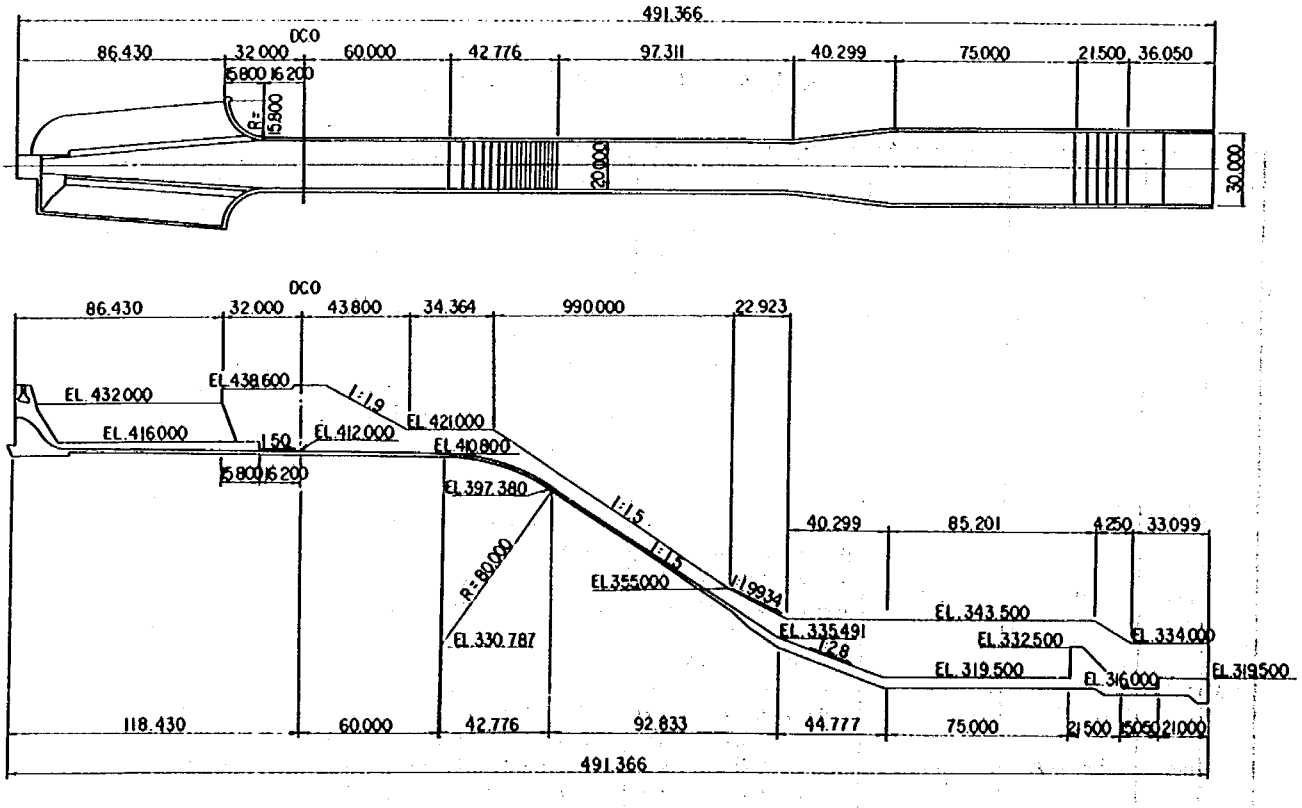
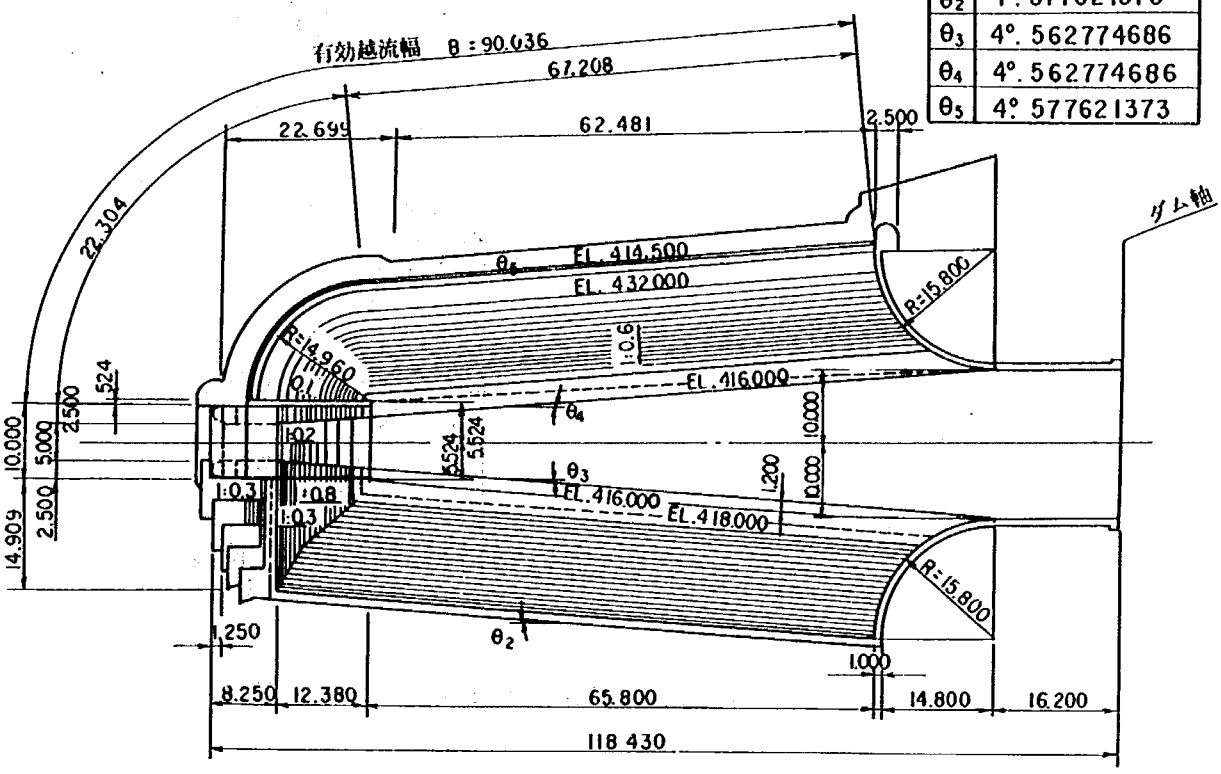


図 1. 16　　設計概要図 (1)

平 面 図

θ	角 度
θ_1	85°.42237263
θ_2	4°.577621373
θ_3	4°.562774686
θ_4	4°.562774686
θ_5	4°.577621373



縦 断 面 図

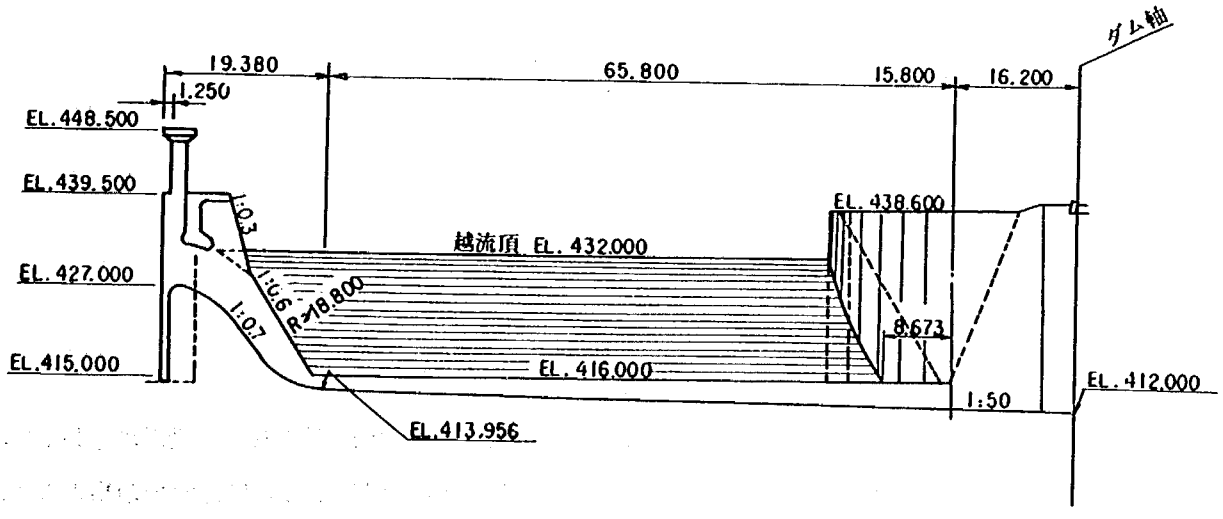


図 1.17　設計概要図 (2)

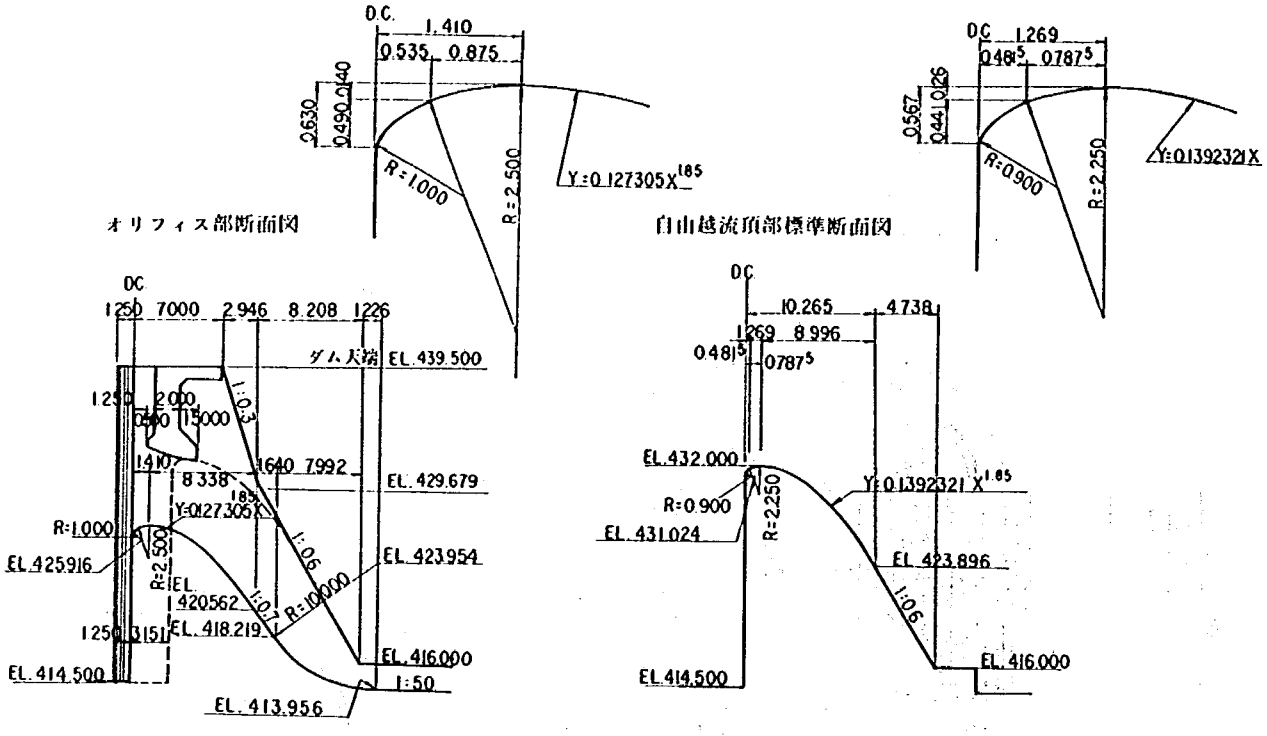


図 1.18　設計概要図 (3)

3.4.2　水理模型実験の結果

1）流 入 部

・自由越流部の放流機能

自由越流部の放流機能曲線は次の通りである。

$$Q = CBH^{3/2}$$

$$C = 1.799 + 0.519\left(\frac{H}{H_d}\right) - 0.174\left(\frac{H}{H_d}\right)^2$$

ここに，Q；放 流 量（ ㎥/s ）

C；流量係数

B；越 流 幅（ $B = 85.088$ m ）

H；越流水深（ m ）

H_d；越流頂の設計水深（ $H_d = 4.5$ m ）

この放流機能曲線から得られた計算値と実験値との差は，±1.0％以下である。設計洪水位EL．436.5 mでの放流能力は1741.5 ㎥/sで，ダム設計洪水流量1690 ㎥/sに対しては3％程度の余裕となる。

・流入部水路内のステップ

設計原案に示したステップを設けることにより，低越流部単独放流100 ㎥/sの場合，流入部水路内での衝撃波の発生を防止できることが明らかになっており，ステップを設置することが望ましい。

2) 導流部および減勢工

ダム設計洪水流量 1690 ㎥/s 以下の放流量に対して，副ダム前面（ DC・315.386 m ）までにおいては計画上の導流壁を越水しないが，副ダム天端上（ DC・320 m ）では 0.8 m程度越水する。

また，副ダムに作用する負圧は 1690 ㎥/ 放流時に－3.3 mであり，支障ないと考えられる。

3) 副ダム減勢工

副ダム減勢工の規模形状は，対象流量を 440 ㎥/s としたとき下流河道との関係から図 1.19 に示す 2 案が適当と考えられる。

4) 下流河道

(i) 左岸側の高水護岸（ 天端標高 EL・322 m ）は，町道護岸とわらび野水門付近の既設護岸とを結ぶ位置に設ける。

(ii) 現河床の EL・317 mの線でカットする。副ダム減勢工の敷高を下げる（ 副ダム減勢工（ E ））。

(iii) 右岸側に導流水制（ 天端標高 EL・319 m ）を設ける。

(iv) 現況河道および河道整形案の洗掘の状態にちがいはなく，副ダム減勢工直下流および主流域に洗掘が見られる。

(v) 検討した護床工では，砂の移動を直接規制することはできなかった。このため，護床工についての詳細な検討が必要である。

(vi) 導流水制は減勢工からの流水の流向を規制し，効果がある。ただし，砂の移動で転倒する可能性があるため，その施工には注意を要する。

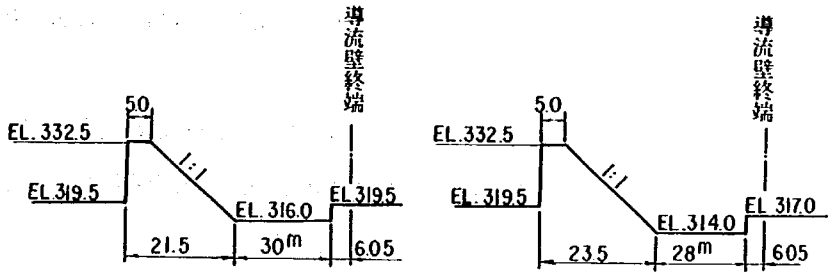


図 1.19　副ダム減勢工形状

3.5　昭和58年度設計原案

3.5.1　水理設計

三国川ダム洪水吐きの各部で備うるべき機能，また本水理設計を行う上での設計条件は以下の通りである。

(1) 流入部（前年度で検討終了）

・自由越流部の天端標高は，サーチャージ水位EL．432.0 mに合せる。

・自由越流部は，設計洪水位EL．436.50 mにおいて単独でダム設計洪水流量1690 ㎥/s を放流可能なこと。

・低越流頂は，主に非洪水期における融雪出水に対応するための設備で，常時満水位 EL．427.0 mに敷高を合せた幅5 mの越流頂である。この最大放流量はサーチャージ水位で100 ㎥/s とするが，設計洪水位EL．346.50 mでの全開放流に対しての安全性についても調査しておくこととする。

(2) シュート部

・ダム設計洪水流量 1690 ㎥/s 以下の流量を安全に流下できること。

(3) 減 勢 工

減勢工の対象流量は1690 ㎥/s であり，このうち副ダム減勢工までの区間の完全減勢の対象流量は，440 ㎥/s とする。ただし，1690 ㎥/s でもある程度の減勢効果を発揮するよう配慮する。

前年度においては，減勢工における減勢の設計対象流量（以下単に減勢対象流量という）は1100 ㎥/s であったが，今年度は減勢の対象流量を440 ㎥/s として，1690 ㎥/s 放流時の導流壁沿いの最高水位を下げる方向，すなわち副ダムの高さを下げる方向で検討を行うものとした。

(4) 非常用洪水吐き副ダム減勢工

設計対象流量は減勢工同様440 ㎥/s とし，設計洪水流量1690 ㎥/s に対してもある程度の整流効果を持たせる。

なお，導流壁，減勢工床版（EL．316.0 m）は前年度DC．349.500 mまで短縮を計ったが，トンネル放流工との平面的レイアウトを勘案し，前々年度のDC．372.936 mまでを確保した。また，副ダム減勢工規模は，水叩き長 l =30m，シル高 d = 3.0 mとする。

(5) トンネル放流工減勢工

現在，減勢工床版は工事用道路としてすでに終端をEL．319.0 mとする1/16.09 の勾配（事務所案の内，順傾斜案に相当），また導流壁高はEL．327.0 mで打設されており，大幅な変更は望めない。このため減勢工は，事務所案を基本とした形状とし，計画最大放流量100 ㎥/s までは下流に被害を生じないように完全に減勢する。

(6) 減勢工下流保護工

減勢工下流は屈トウ性を有するコンクリートブロックによる護床工によって保護する。

－非常用洪水吐き側－

副ダム減勢工下流護床工は，少なくとも440 ㎥/s までは副ダム減勢工の安定をそこなわず，かつ下流河道に重大な被害を生じない設計とし，ダム設計洪水流量1690 ㎥/s に対しては，わらび野水門よ

り上流の位置でダム築造前の流況に復するように設計するものとする。

－トンネル放流工側－

トンネル放流工減勢工下流保護工は計画最大放流量 100 ㎥/s までは，減勢工および仮排水路左岸側の法面の安定を計るとともに，わらび野水門までの下流河道区間においては，ダムの放流に起因する被害を生じない設計とする。

(7) 下流河道

護床工より下流の河道部は，わらび野水門天端EL．314.5 m（前年度はEL．313.4 mで実施した）に一致させ，水平に開削する。

なお，各減勢工より下流のわらび野水門の間は，C級岩盤（平均EL．305.0 m）を基盤とする移動床とする。

前年度は，まず固定床で護岸の法線および導流堤の効果について検討した。さらに移動床で現況河道および河道整形案について比較検討したが，河床材料の移動についてはちがいは見られなかった。また，移動床としては現河床堆積物を考えていたが，流水のD級岩盤の掃流力に対する安全性には疑問があり，今年度はD級岩盤までを移動床の範囲として検討した。

河床の維持については基本的に護床工を用いるものとし，D級岩盤を保護するという考え方に基づいて検討した。

以上の条件で設計された原案は，図 1.20から図 1.21に示す通りである。また，下流河道の現況を図 1.22に示す。

3.5.2 水理模型実験

水理模型実験の内容は第 4 章に述べる通りであり，最終形状およびその機能は次節に整理して示す。

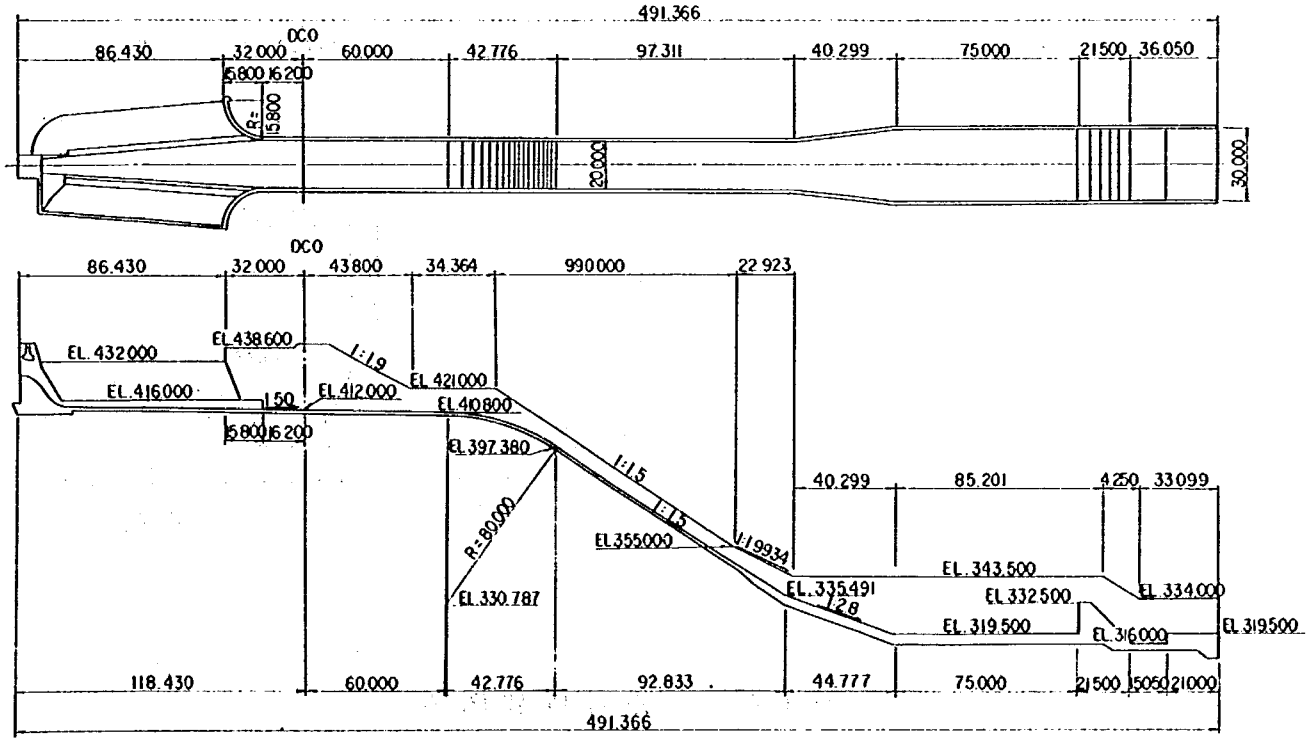
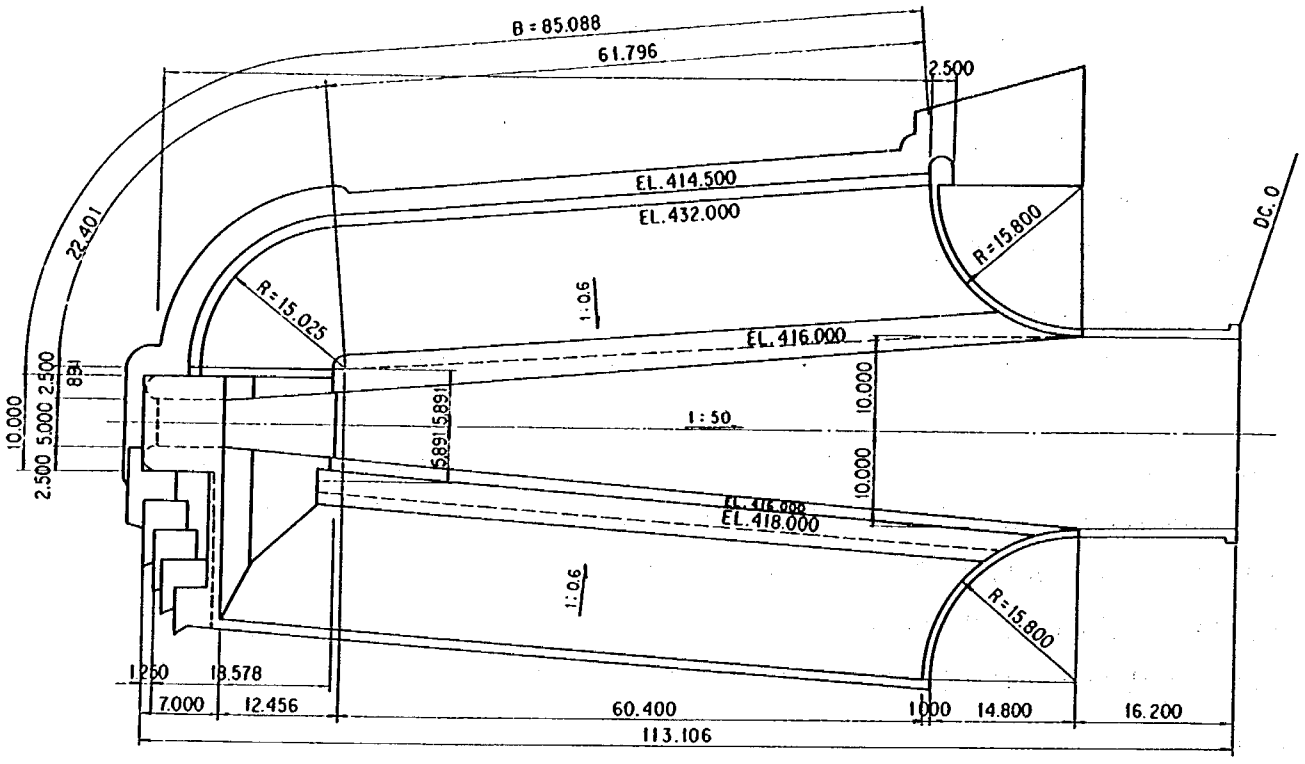


図 1.20　設計概要図 (1)

平面図



縦断面図

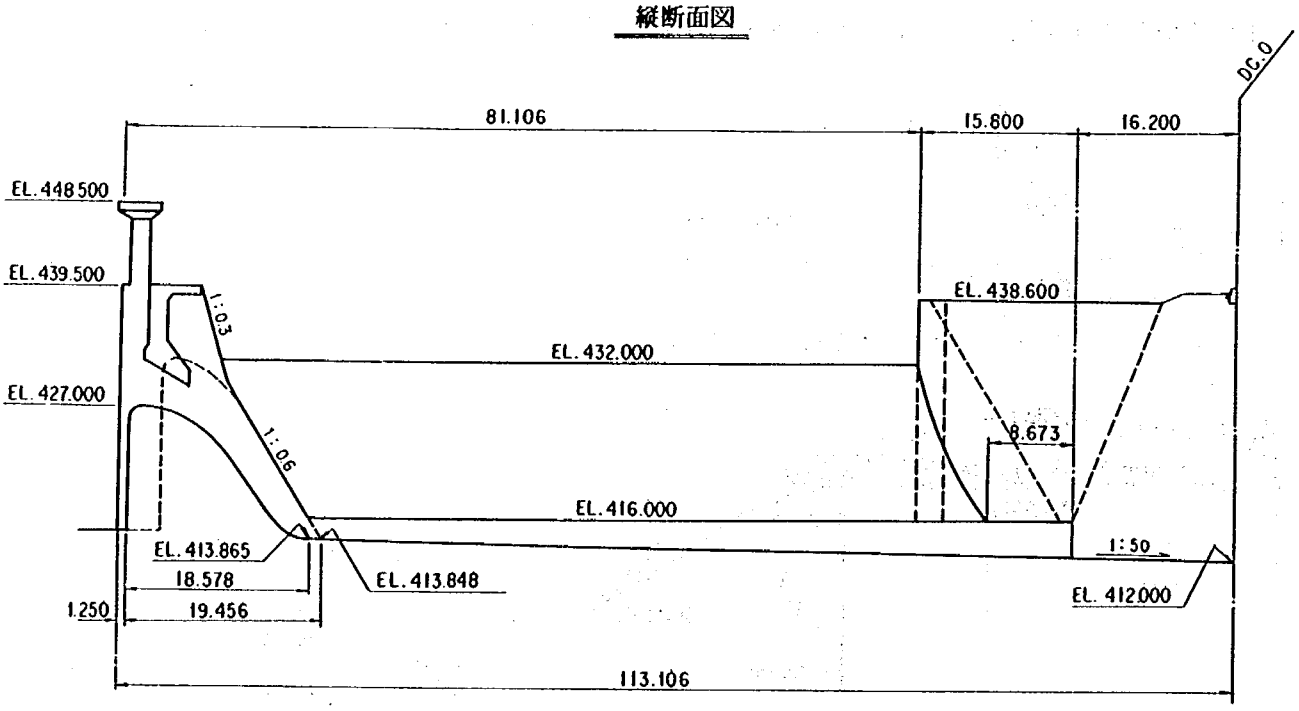


図 1.21　設計概要図 (2)

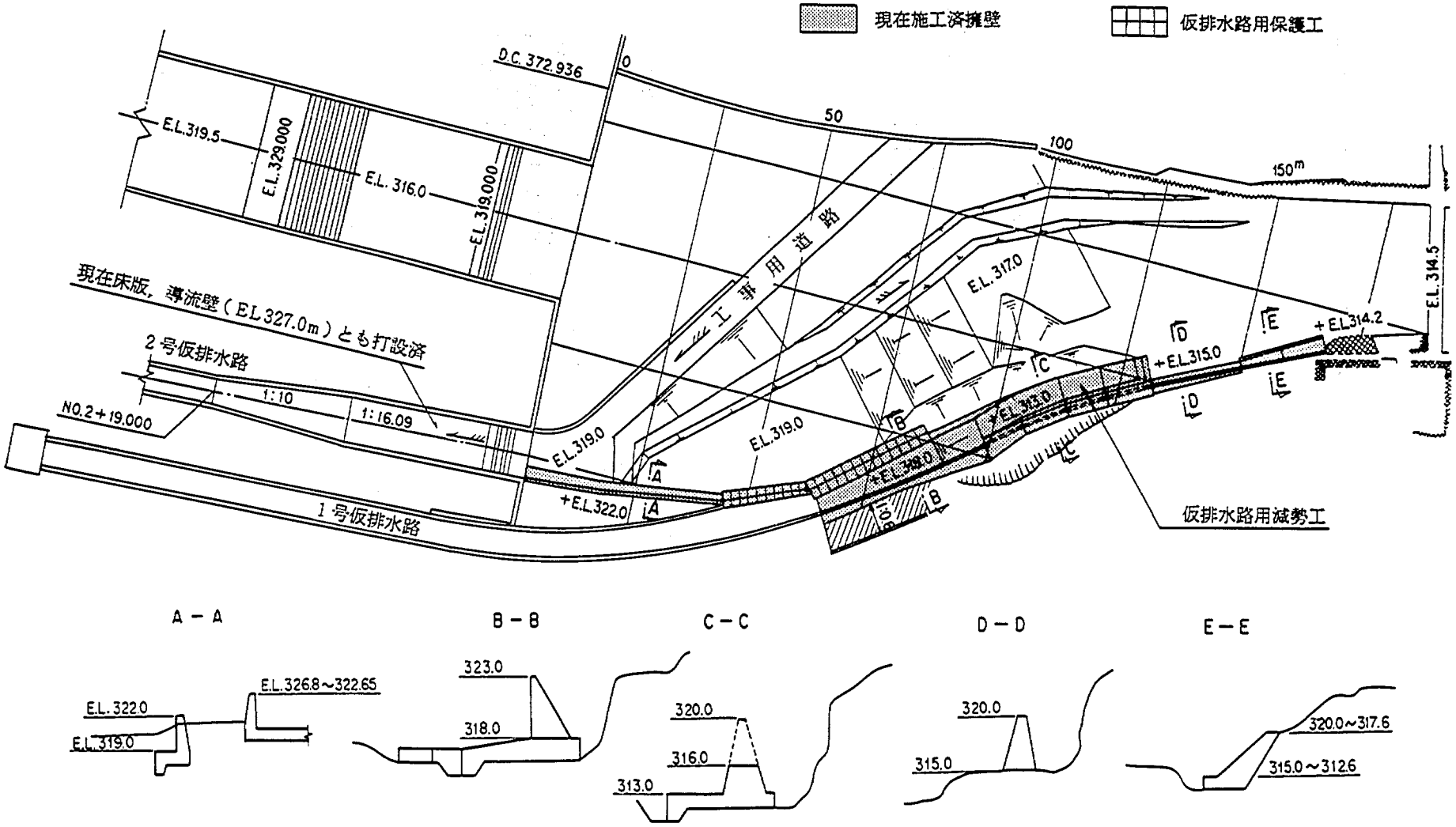

現在施工済擁壁
仮排水路用保護工
D.C. 372.936
0
50
100
150m
E.L.319.5
E.L.329.000
E.L. 316.0
E.L.319.000
工事用道路
E.L. 317.0
E.L. 314.5
現在床版，導流壁（EL 327.0m）とも打設済
2号仮排水路
1:10
1:16.09
NO.2+19.000
E.L.319.0
E.L.319.0
+E.L.322.0
+E.L.318.0
+E.L.313.0
+E.L.315.0
+E.L.314.2
A
B
C
D
E
1号仮排水路
仮排水路用減勢工
A－A
B－B
C－C
D－D
E－E
E.L. 322.0
E.L. 319.0
E.L. 326.8～322.65
323.0
318.0
320.0
316.0
313.0
320.0
315.0
320.0～317.6
315.0～312.6

図 1. 22　　下 流 河 道 現 況

第4節　最終形状の検討（実施設計案の提示）

4.1　最終形状

最終形状は図1.23～図1.26に示す通りである。自由越流部の放流機能とは第3節3.4.2項に示す通りである。

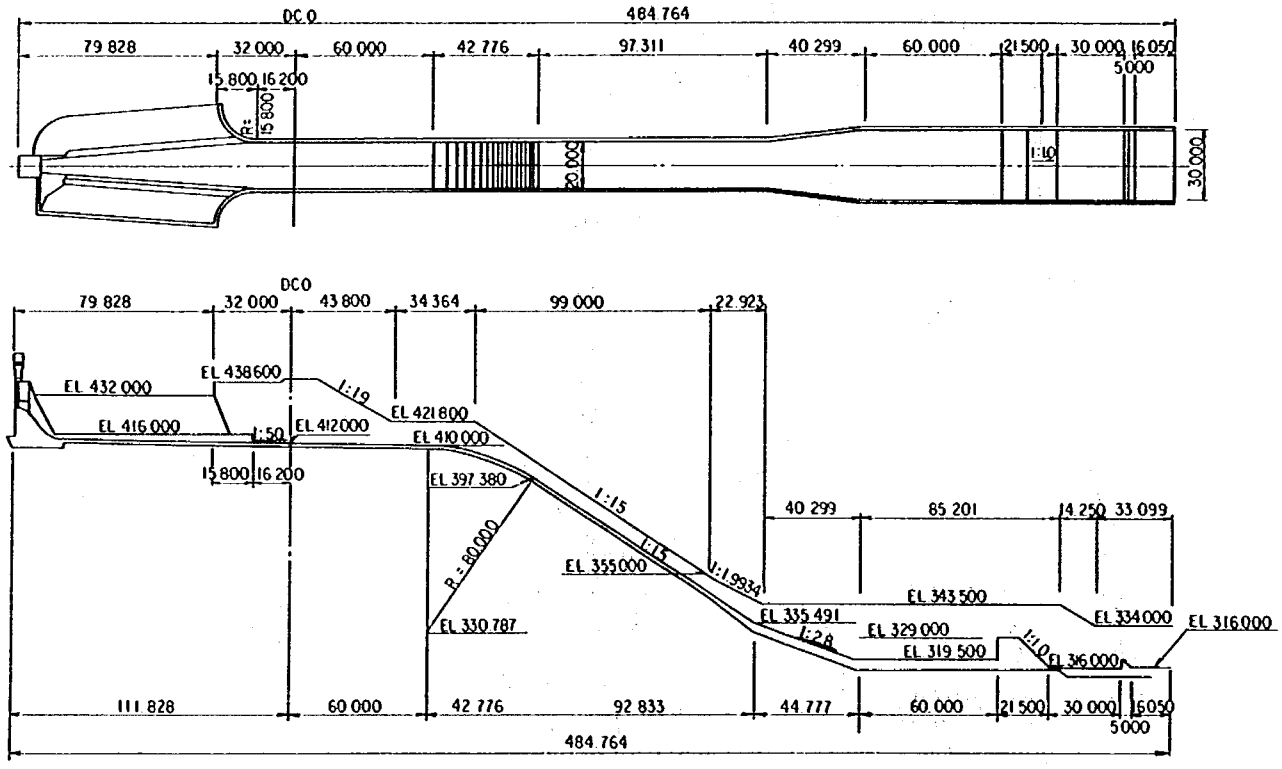
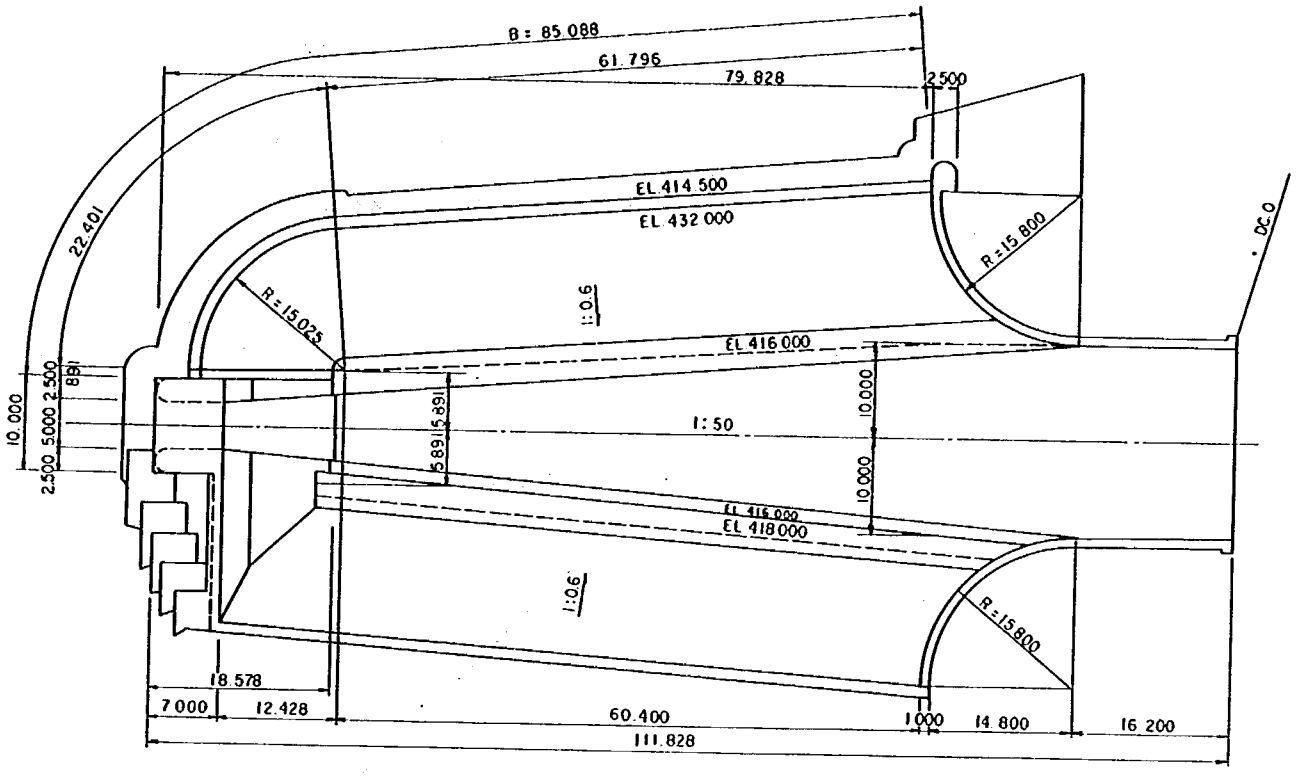


図 1.23　　実施設計案(1)

平 面 図



縦断面図

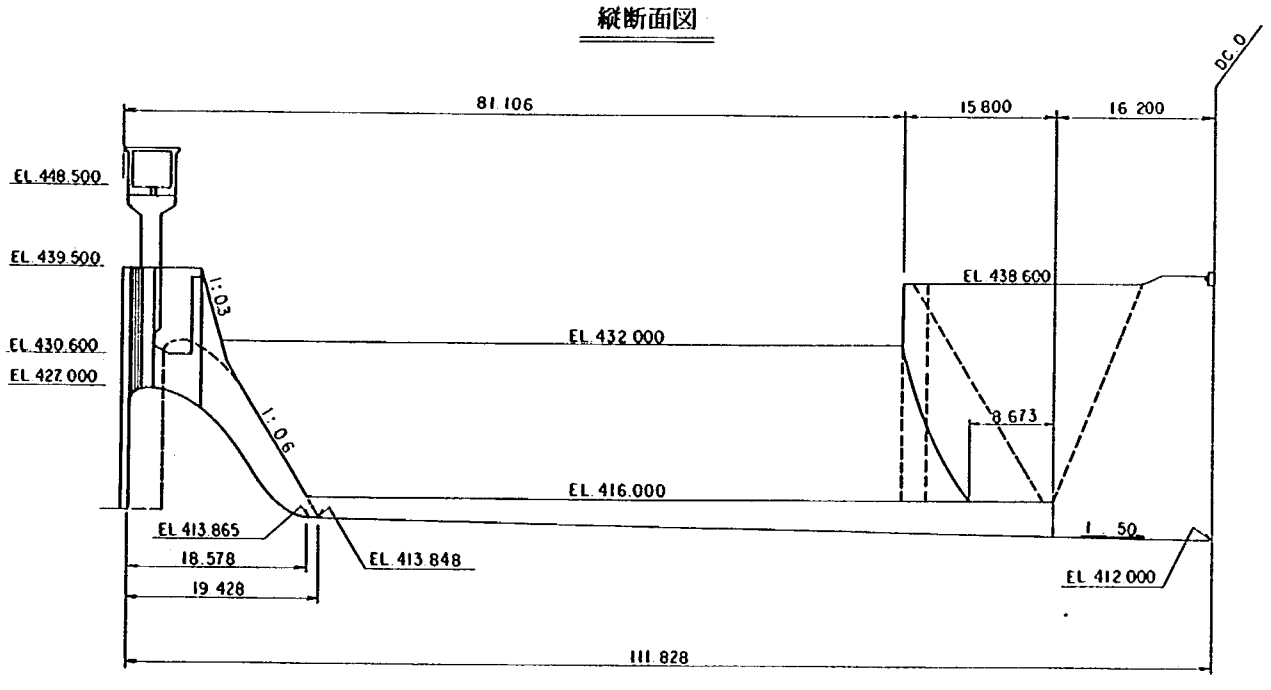


図 1.24　実施設計案(2)

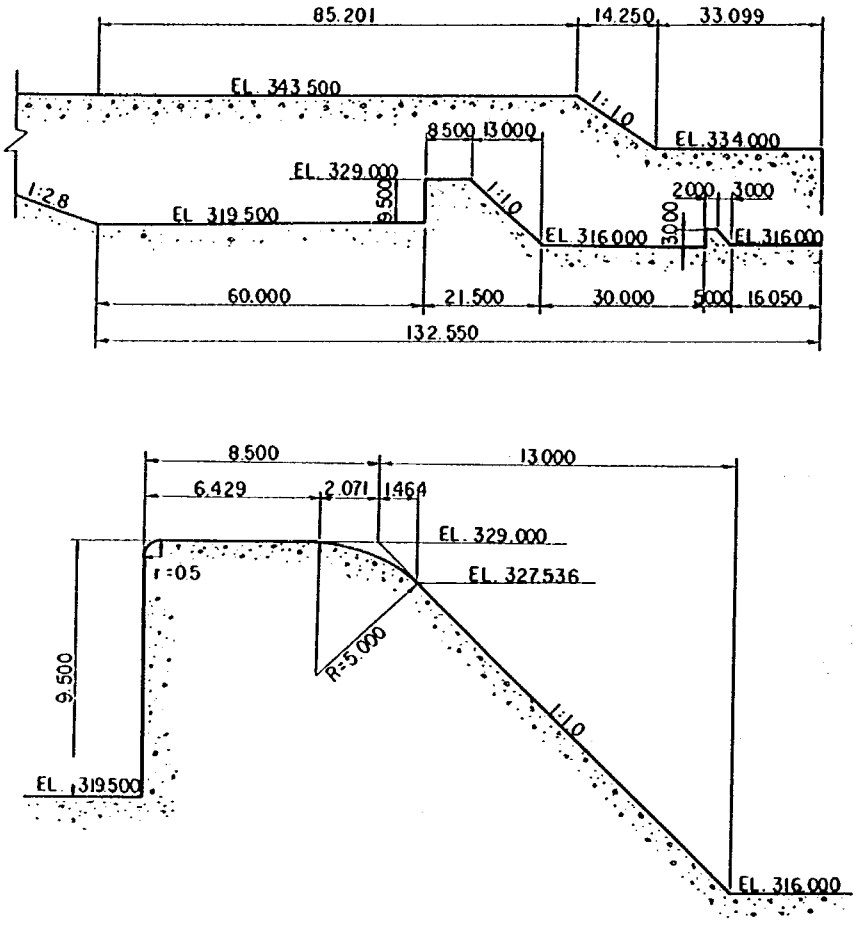


図 1. 25　減勢工詳細形状図

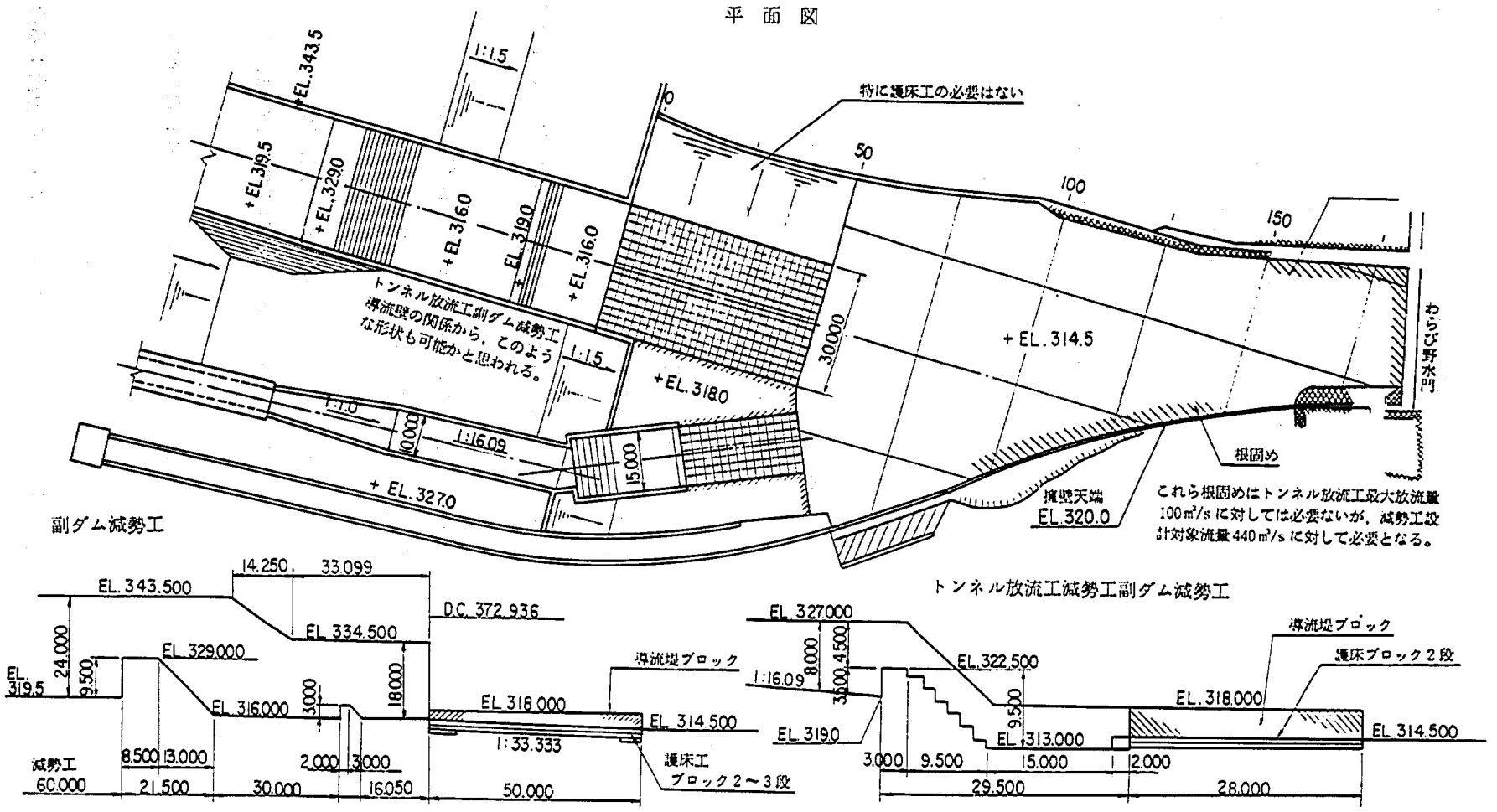


図 1.26　三国川ダム洪水吐き副ダム減勢工，放流工副ダム減勢工および下流河道護床工形状図

4.2　水面形状

最終案の洪水吐きについての水面形を測定した。計測は両岸沿い，中央の合計3測線の各々の断面について行った。

計測結果は図1.27～図1.35および実験資料1に示す通りである。

流入部，シュート部，減勢工における最高水位と計画導流壁高との差は表1.4の通りである。

ダム設計洪水流量$Q=1690$ ㎥/s 放流時に，副ダム天端で計画導流壁を約0.6 m越水する。

なお，容量式波高計で計測したデーターを確率処理した結果による，計画導流壁高（EL．343.5 m）は超過確率10%である（第5.2.3項参照）。

この程度ならば排水設備により，十分対応可能と考えられる。

さらに本実験での最高水位は，ポイントゲージによる計測から得られたもので，超過確率5%～10%に当っている。

したがって，計画導流壁高（天端標高EL．343.5 m）で十分であると考えられる。

4.3　最終案の流況

・$Q=100$ ㎥/s

DC．215 m（順傾斜上）からDC．240 m（水平水叩き始端）の範囲で跳水が発生している。水平水叩き内の流況は安定している。水面変動も小さく，副ダム前面での水面変動，水位は，それぞれ0.5 m以下EL．330.5～330.7 m程度である。

ただし水面変動，水位は，ポイントゲージによる計測の結果である。

副ダムを越流する流水は，副ダム下流面に沿って流下している（図1.31参照）。

・$Q=440$ ㎥/s

DC．215 m（順傾斜上）からDC．290 mの範囲で跳水が発生している。潜流は副ダム前面に当っていない。

副ダム前面での水面変動，水位は，それぞれ1.5 m，EL．332～333.5 m程度である。

副ダムを越流する流水は，副ダム下流面に沿って流下している（図1.32参照）。

・$Q=1100$ ㎥/s

DC．220 m（順傾斜上）からDC．300 m（副ダム前面）の範囲で跳水が発生している。

底面を走る流水は副ダム前面に当っている。その結果副ダム前面での水面変動，水位は，それぞれ4 m，EL．334～338 m程度となっている。

副ダムを越流する流水は，この流量まで副ダム下流面に沿って流下している（図1.33参照）。

・$Q=1690$ ㎥/s

DC．240 m（水平水叩き始端）から副ダムまでの範囲で跳水が発生している。

底面を走る流水が副ダム前面に当って流向が上向きになる。したがって，副ダムを越流する流水ははく離し，副ダム下流面に沿わずに流下する。

副ダム前面での水面変動，水位は，それぞれ6 m，EL．337～343 m程度である（図1.34参照）。

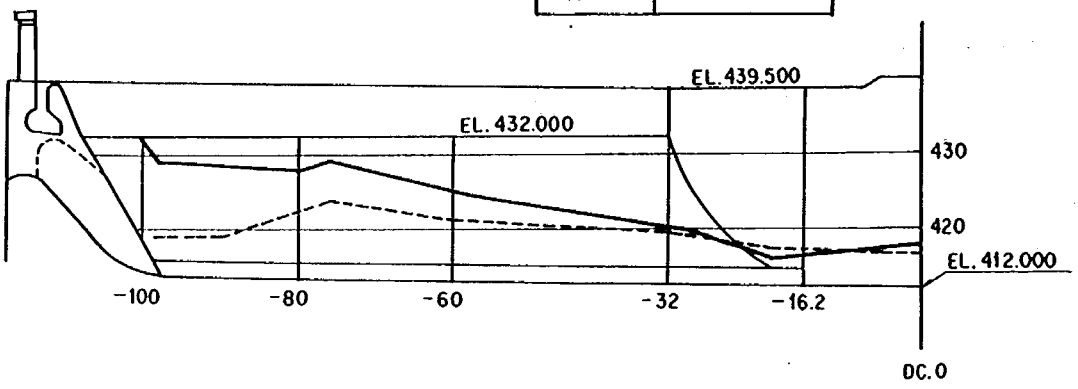
4.4　下流河道の護床工

本実験では，三国川ダム減勢工下流端の処理として，副ダム減勢工と護床工ブロックの組合せによる処理方法を検討した。

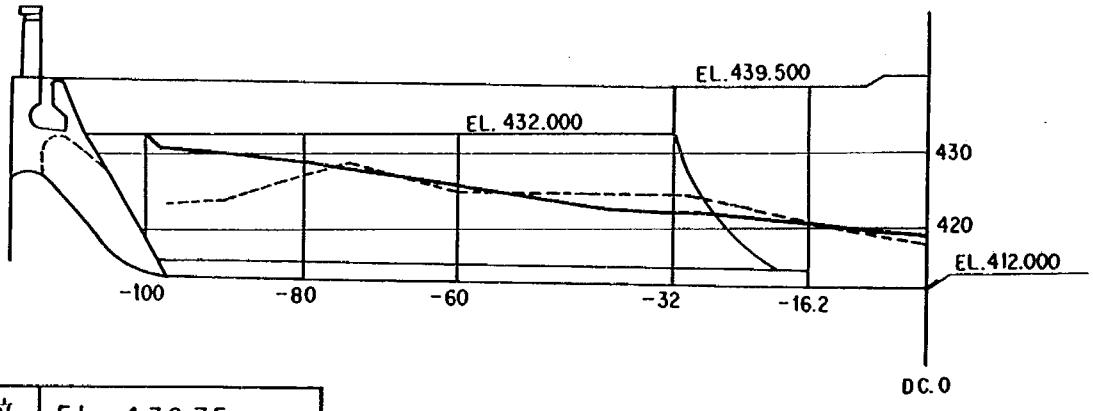
減勢工下流端は，図1.26に示す形状で満足できる処理が可能と思われる。但し，護床工ブロックには少なからず出水のたびに，河床変動に対応して変化するもので，十分な維持補修を必要とする。また，護床工に突起を有するブロックを使用する場合は，突起部分を流れに並行に配置し，極力流体抵抗を避けることが望ましい。

貯水池水位	EL. 433.89 m
放流量	Q = 439.11 m³/s

左岸	———
中央	
右岸	- - - - - -



貯水池水位	EL. 435.33 m
放流量	Q = 1110.51 m³/s



貯水池水位	EL. 436.35 m
放流量	Q = 1695.64 m³/s

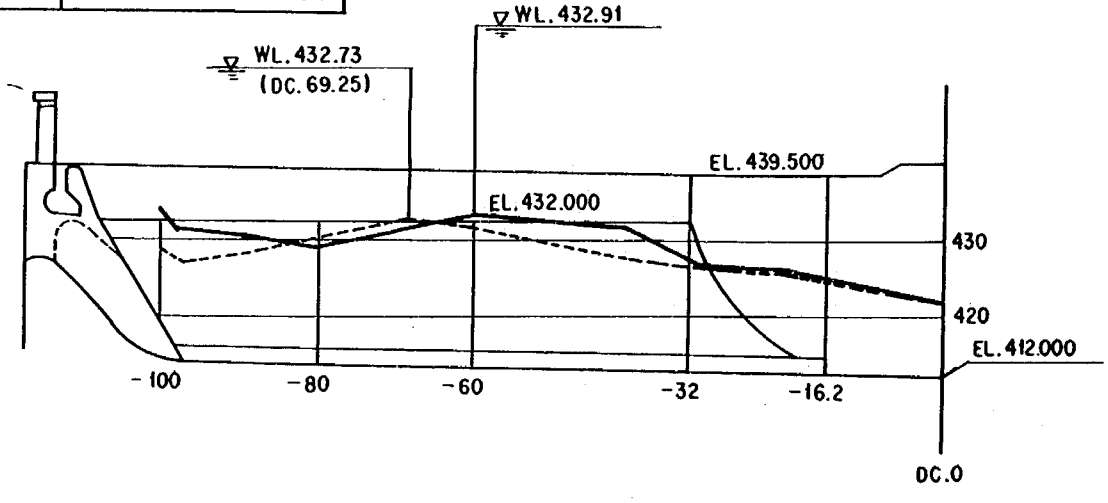


図 1.27　流入部水位縦断図

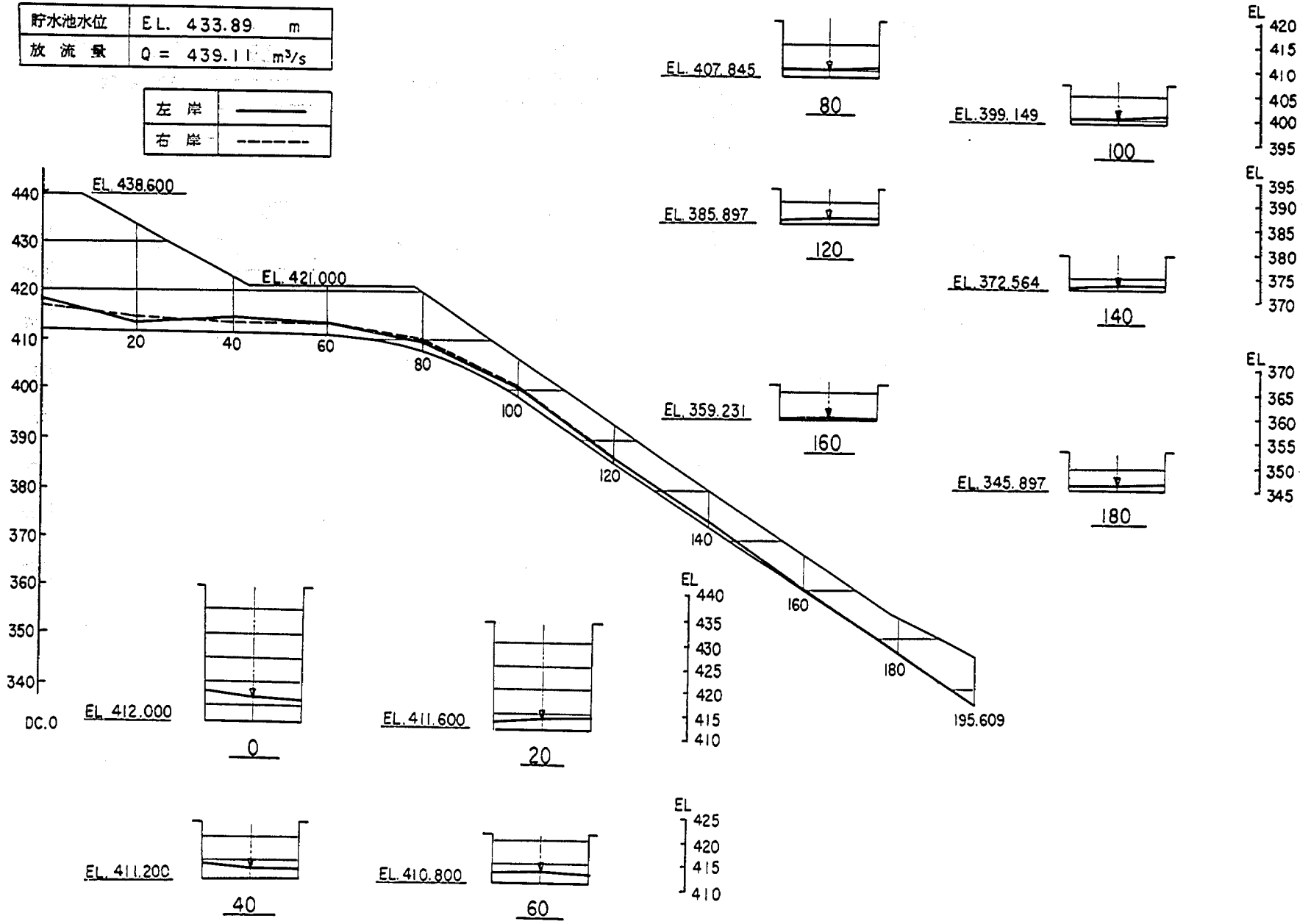

貯水池水位 EL. 433.89 m
放流量 Q = 439.11 m³/s
左岸
右岸
EL. 438.600
EL. 421.000
EL. 412.000
EL. 411.600
EL. 411.200
EL. 410.800
EL. 407.845
EL. 399.149
EL. 385.897
EL. 372.564
EL. 359.231
EL. 345.897
DC.0
195.609
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180

図 1.28　導流部水面形

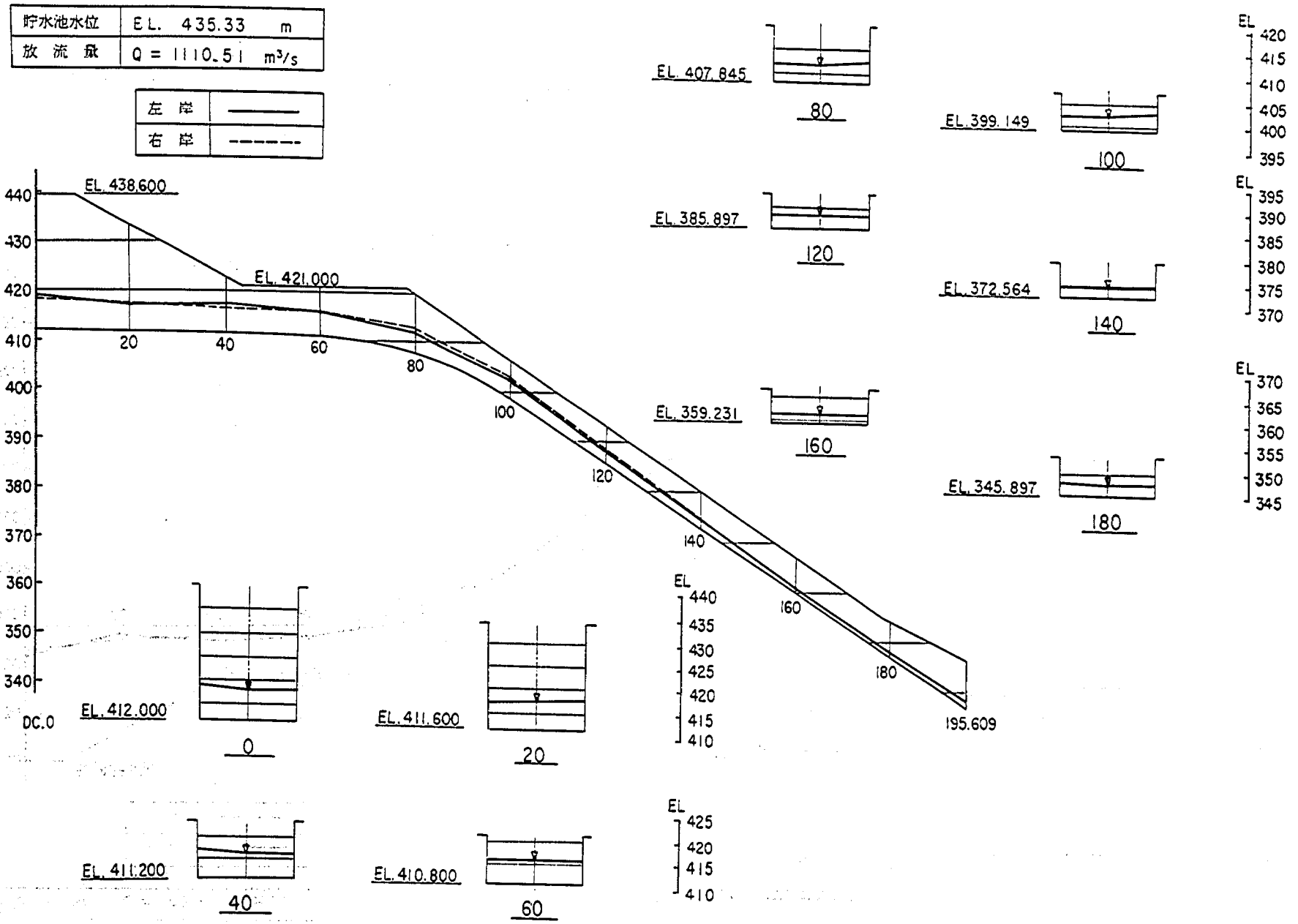

貯水池水位 EL. 435.33 m
放流量 Q = 1110.51 m³/s
左岸
右岸
EL. 438.600
EL. 421.000
DC.0
195.609
EL. 412.000
EL. 411.600
EL. 411.200
EL. 410.800
EL. 407.845
EL. 399.149
EL. 385.897
EL. 372.564
EL. 359.231
EL. 345.897
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180

図 1.29　導流部水面形

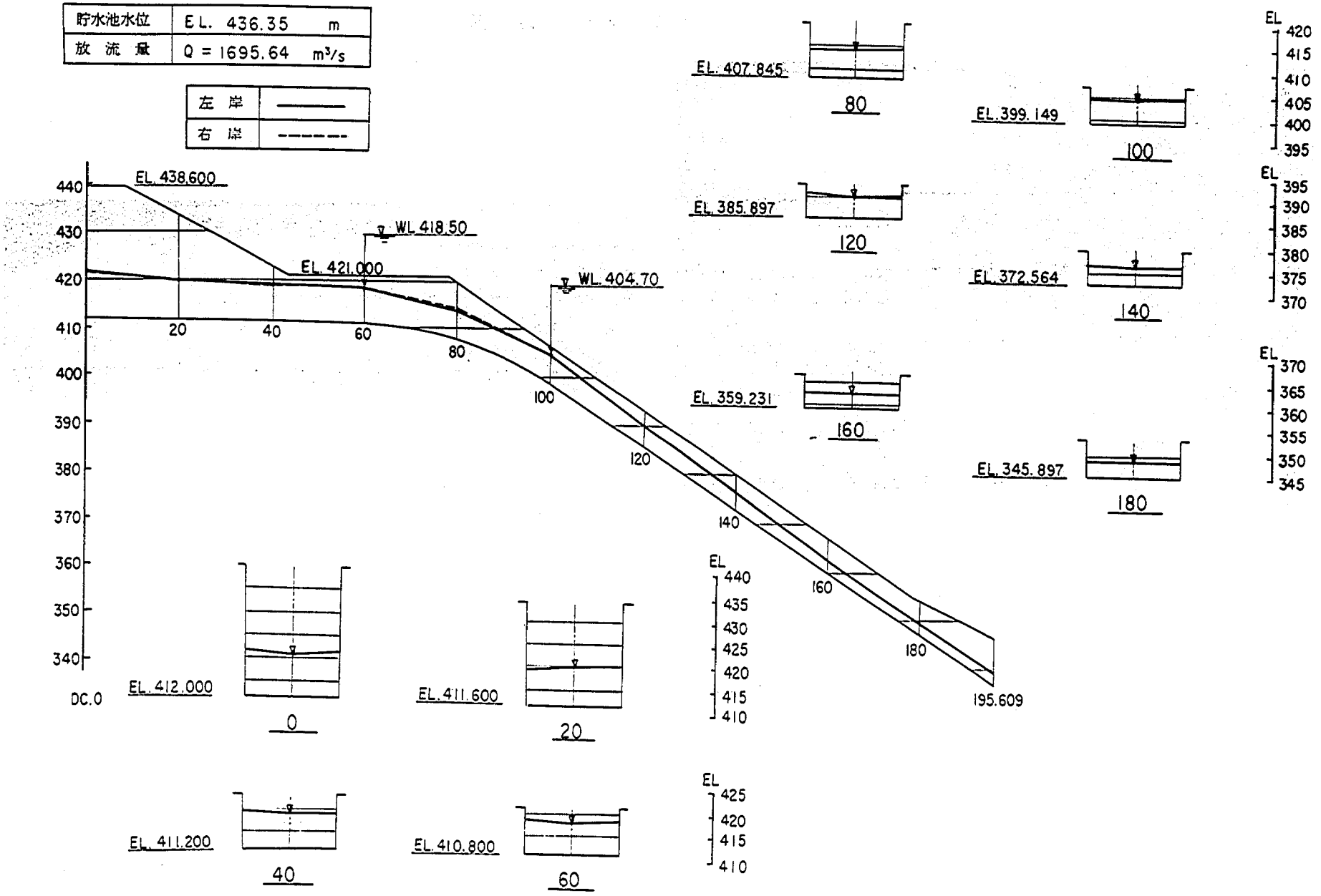
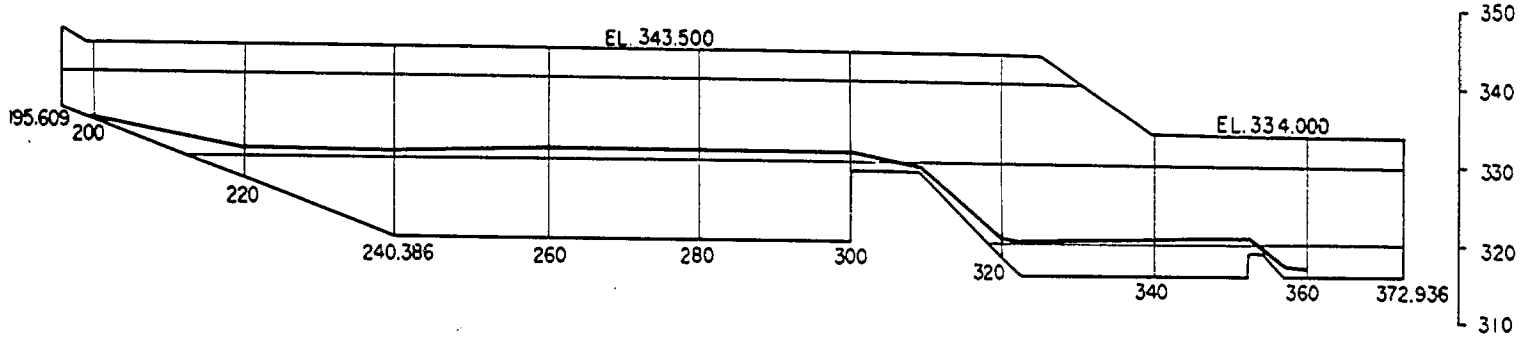
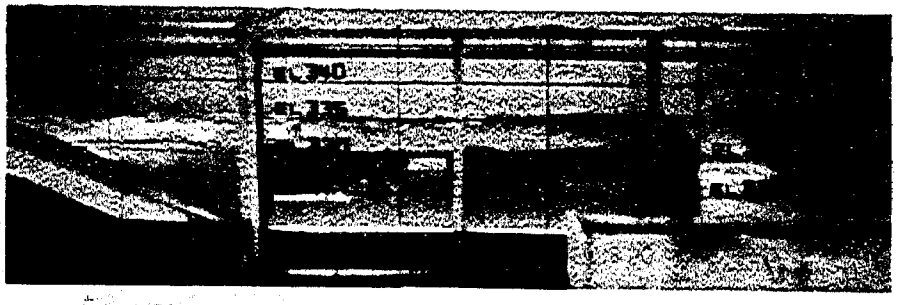

貯水池水位 EL. 436.35 m
放流量 Q = 1695.64 m³/s
左岸
右岸
EL. 438.600
WL. 418.50
EL. 421.000
WL. 404.70
DC.0
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
195.609
EL. 412.000
EL. 411.600
EL. 411.200
EL. 410.800
EL. 407.845
EL. 399.149
EL. 385.897
EL. 372.564
EL. 359.231
EL. 345.897

図 1.30　導流部水面形

貯水池水位	EL. 431.74 m
放 流 量	Q = 102.53 m^3/s

左 岸	———
右 岸	- - - - - -





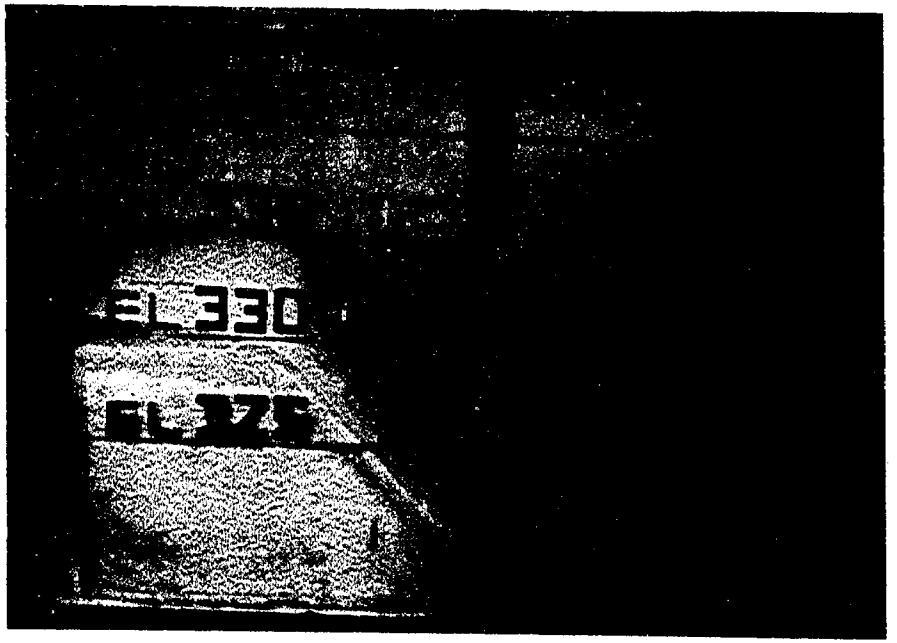


図 1.31 減勢工水位縦断図

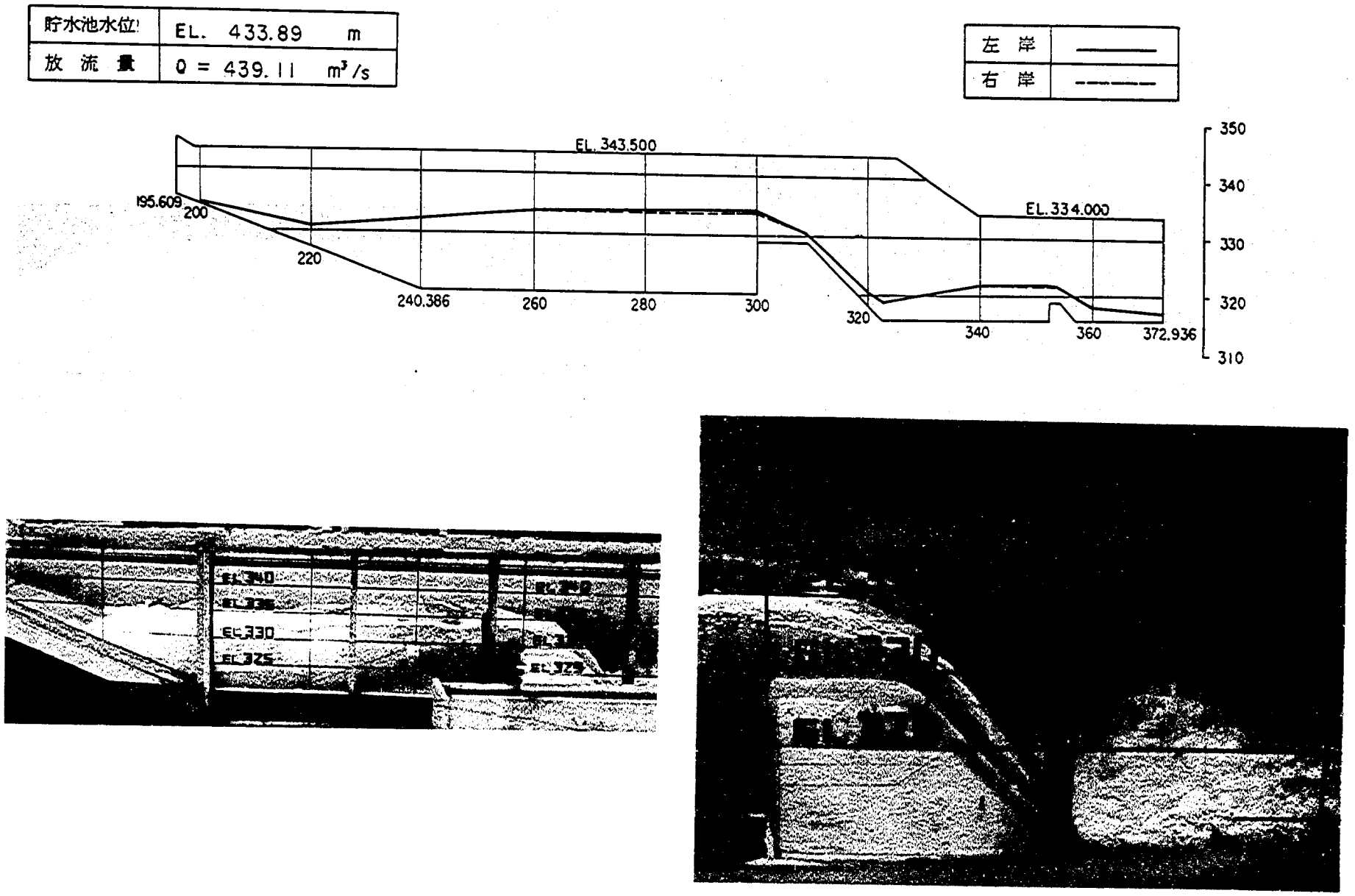
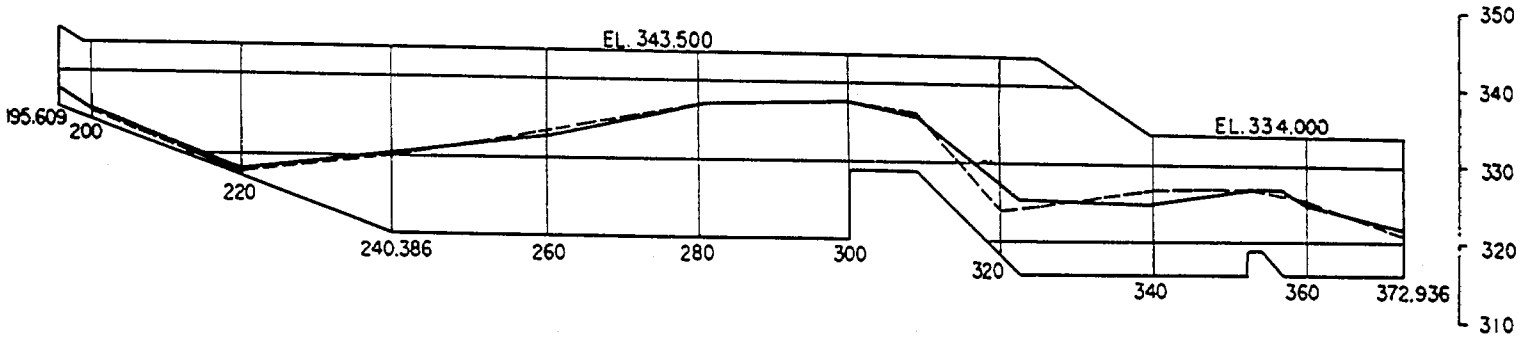
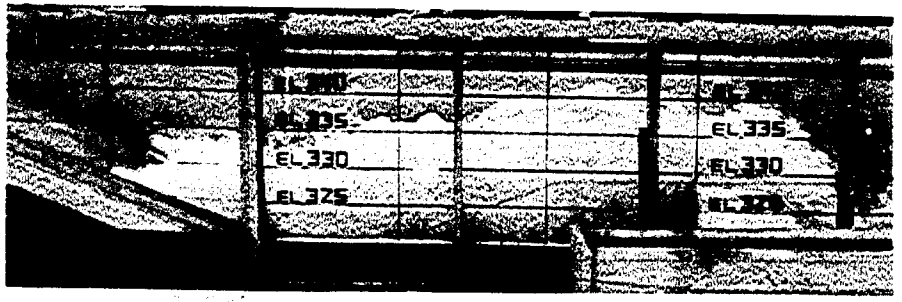


図 1.32　減勢工水位縦断図

貯水池水位	EL. 435.33 m
放流量	Q = 1110.51 m³/s

左岸	———
右岸	- - - - -





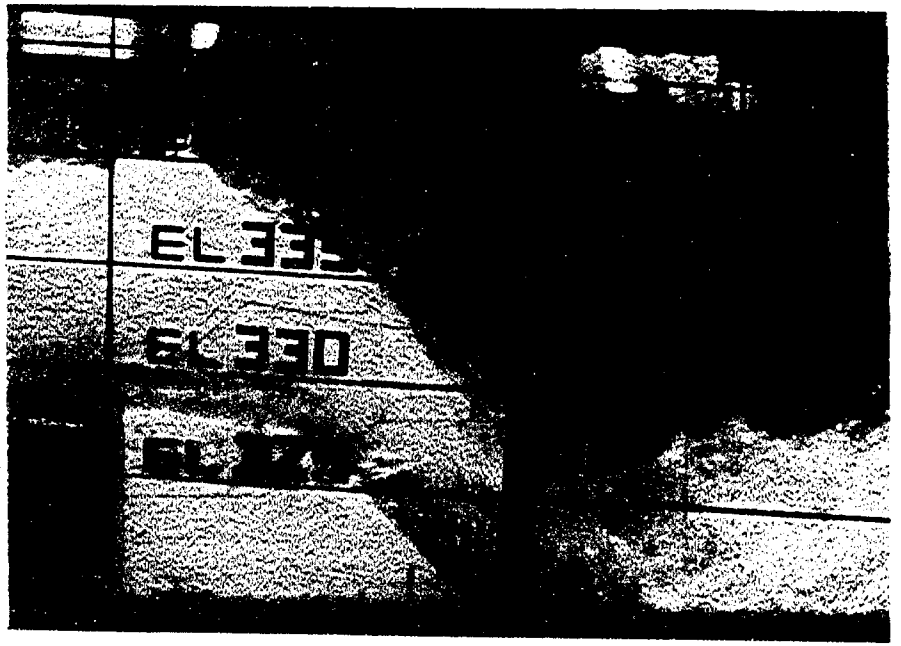
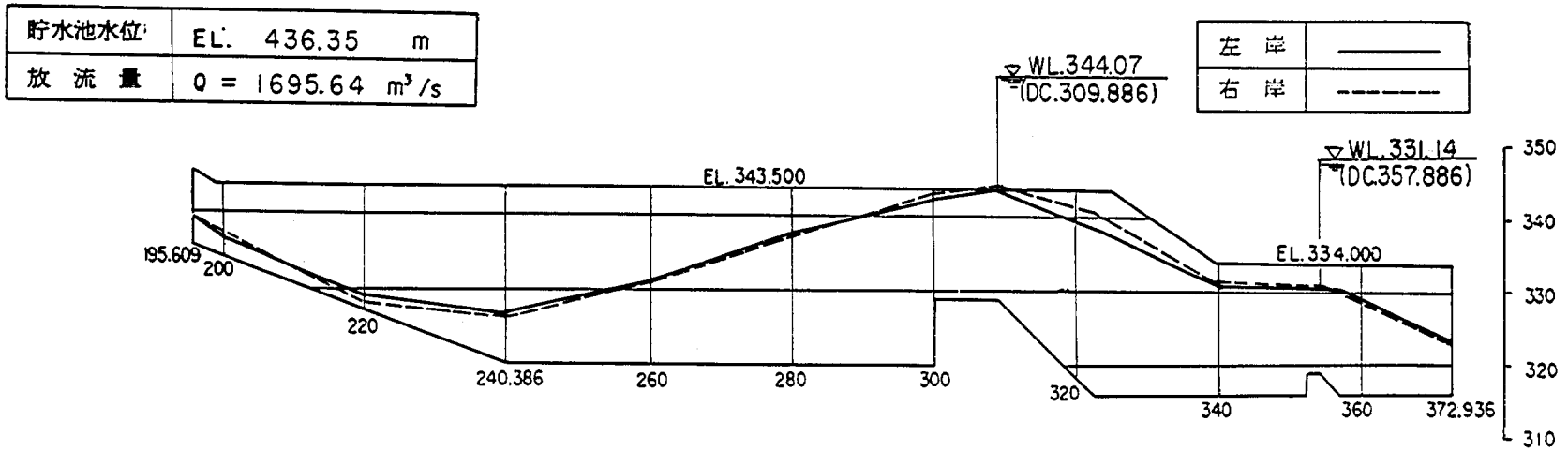


図 1.33　減勢工水位縦断図



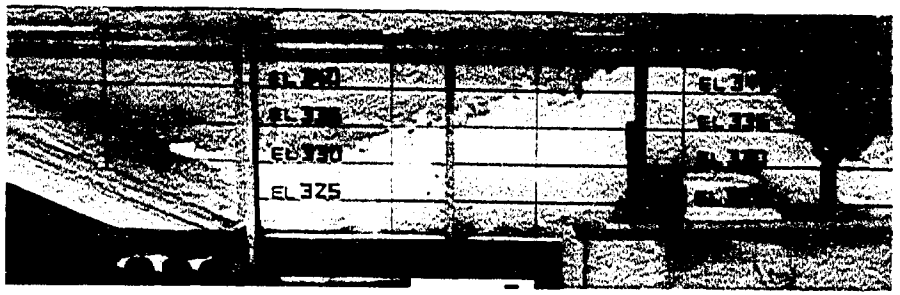
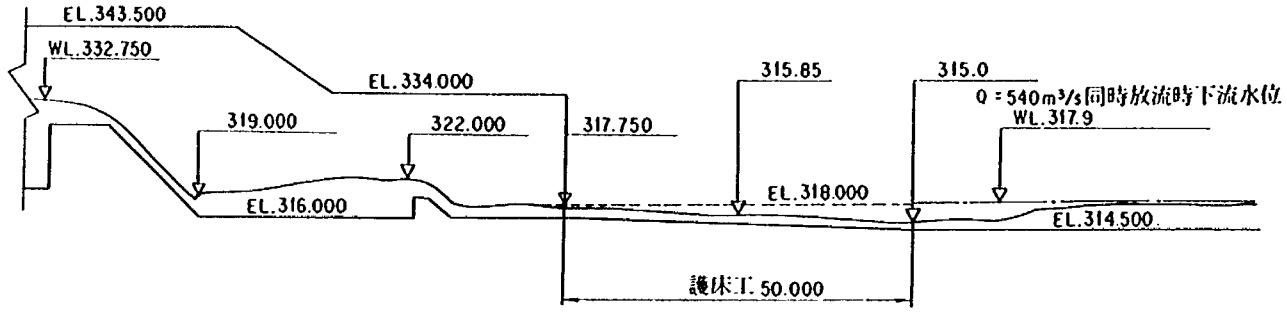


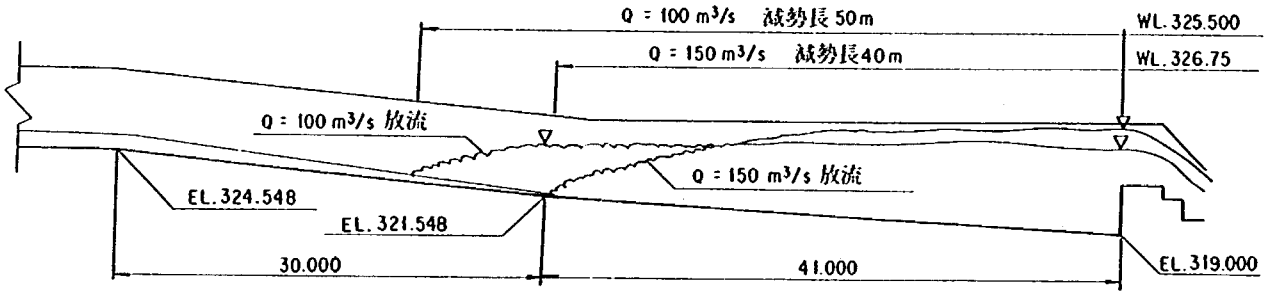


図 1.34　減勢工水位縦断図

洪水吐き $Q = 440\ m^3/s$ 放流



トンネル放流工 $Q = 100\ m^3/s$，$150\ m^3/s$ 放流



副ダム減勢工 $Q = 100\ m^3/s$ 放流

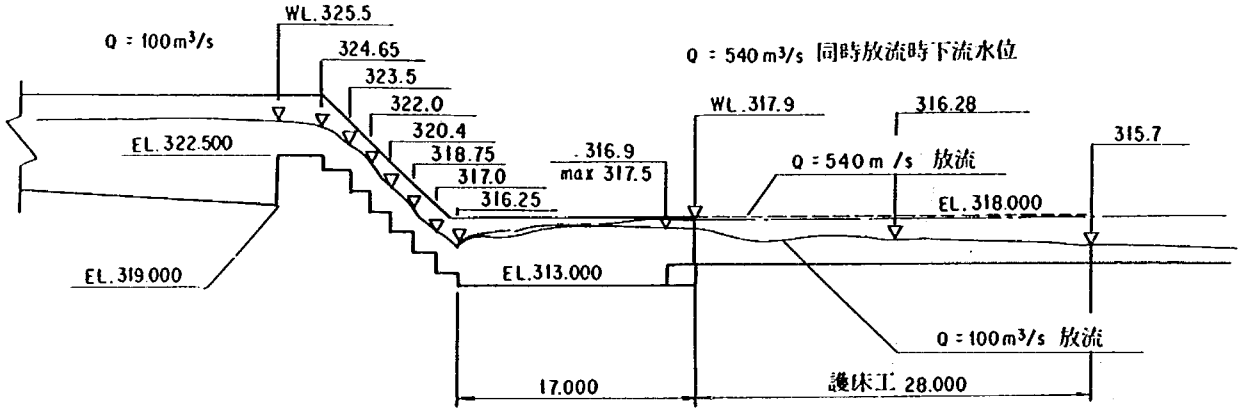


図 1.35　洪水吐き副ダム減勢工，トンネル放流工減勢工及び副ダム減勢工水面形状

第２章　水理模型実験　その１

(昭和56年度)

第2章 水溶液的渗透压

(Osmotic Pressure)

第２章　水理模型実験　その１　（昭和56年度）

第１節　実験内容

1.1　概　　要

三国川ダム洪水吐きの昭和56年度の設計原案は第１章の設計経緯で示した通りであり，流入部においては地形・地質上の制約が大きいこと，また，減勢工においてはその基礎および下流河道の河床となる岩盤が岩盤区分上Ｄ級であることから，水理的な検討課題を残した案となっている。

本章ではこの設計原案について，水理模型実験により水理特性を明らかにすると共に，洪水吐きの規模・形状について検討し，実施可能な設計案を提示しようとするものである。検討の中心となる項目は，以下の５点である。

① 洪水吐きの放流機能を検討すると同時に放流特性を明らかにする。

② 貯水池内の流況を調査し，フィルダム堤体およびカラホリ沢への影響について検討する。

③ 流入部側水路の流況・水面形を調査し，実施設計案の形状を定める。

④ 導流部の水面形状を調査し，必要な導流壁高を求める。

⑤ 放流水が下流河道および河道内の工作物に与える影響を調査し，対策を検討する。

実験の対象流量は，ダム設計洪水流量 1690 ㎥/s 以下の流量とするが，下流河道については計画高水流量 1100 ㎥/s および計画最大放流量 100 ㎥/s を中心に検討を行っている。なお，現河床勾配から推定すると流れは射流となることから，模型では下流水位は設定せず下流端の“わらび野水門”からの自然流下としている。

1.2　模　　型

第１章に示す昭和56年度の設計原案に基づき模型を設計・製作し，図 2.1～図 2.5 のように設置している。模型は実物の 1/50 で製作し，材料は河道部を除き全て木製とし，ペイント塗料で仕上げている。

下流河道は，モルタル仕上げとしているが，移動床の実験では，必要な部分を堀下げその部分に川砂を敷きつめている。

河床砂礫の粒径は，現場河床粒度試験結果から最大で60～70cm，平均で約８～９cm程度とされることから，実験では平均粒径 $D/n = 8.5\,\text{cm}/50 = 0.17\,\text{cm}$ 程度の砂が必要となる。

このため，粒径範囲 4.76 ㎜～0.074 ㎜で調整した混合砂を使用した（実験資料 2.1 参照）。

1.3　相 似 則

模型は 1/50 の幾何学的相似模型とし，実物との力学的相似はフルード則に従うものとする。このため，各諸量の縮率は表 2.1 に示すものとなる。なお，本報告書で取り扱う数値は，特に断らない限り全て実物に換算した値である。

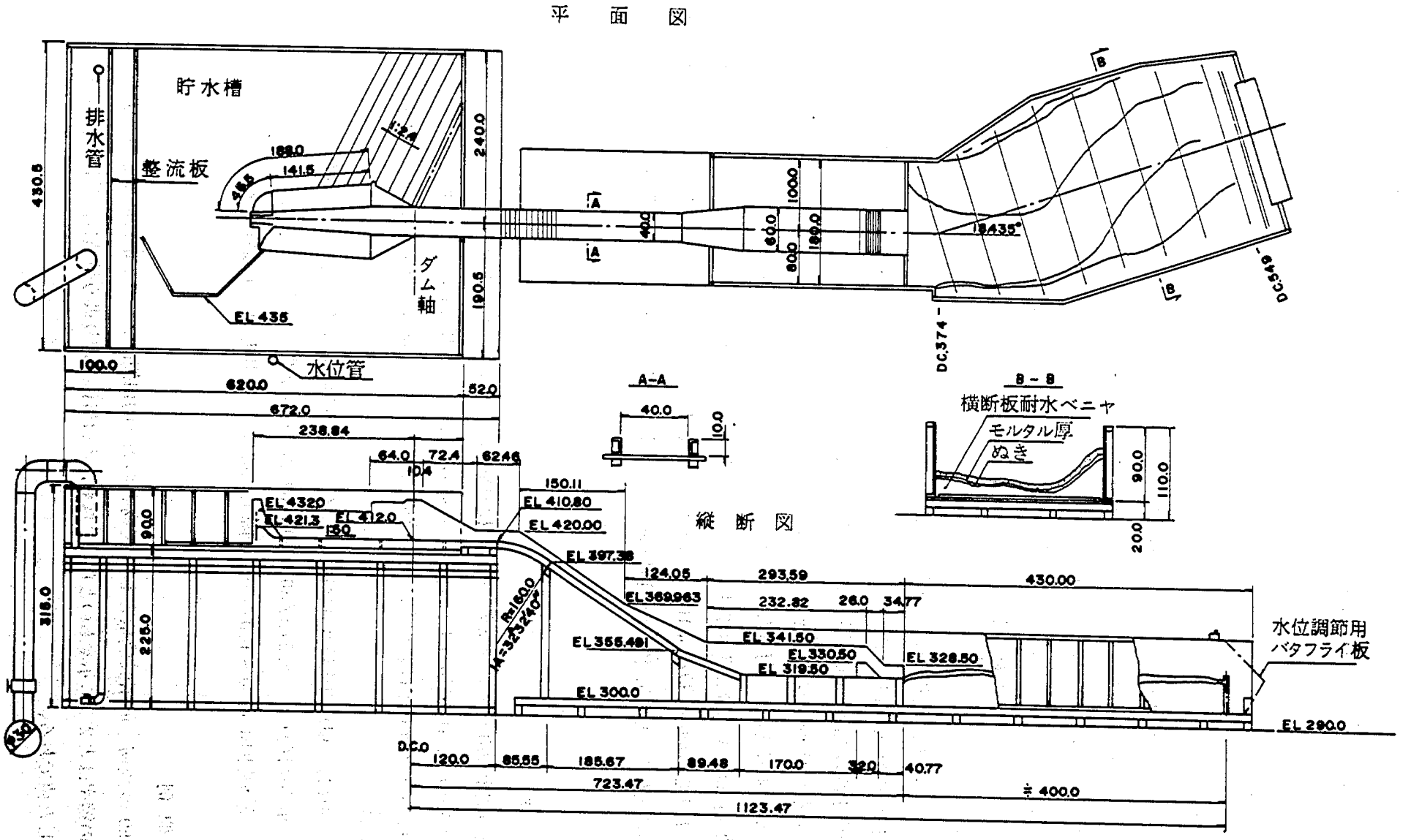


図2.1　三国川ダム模型概要図　（単位：cm）

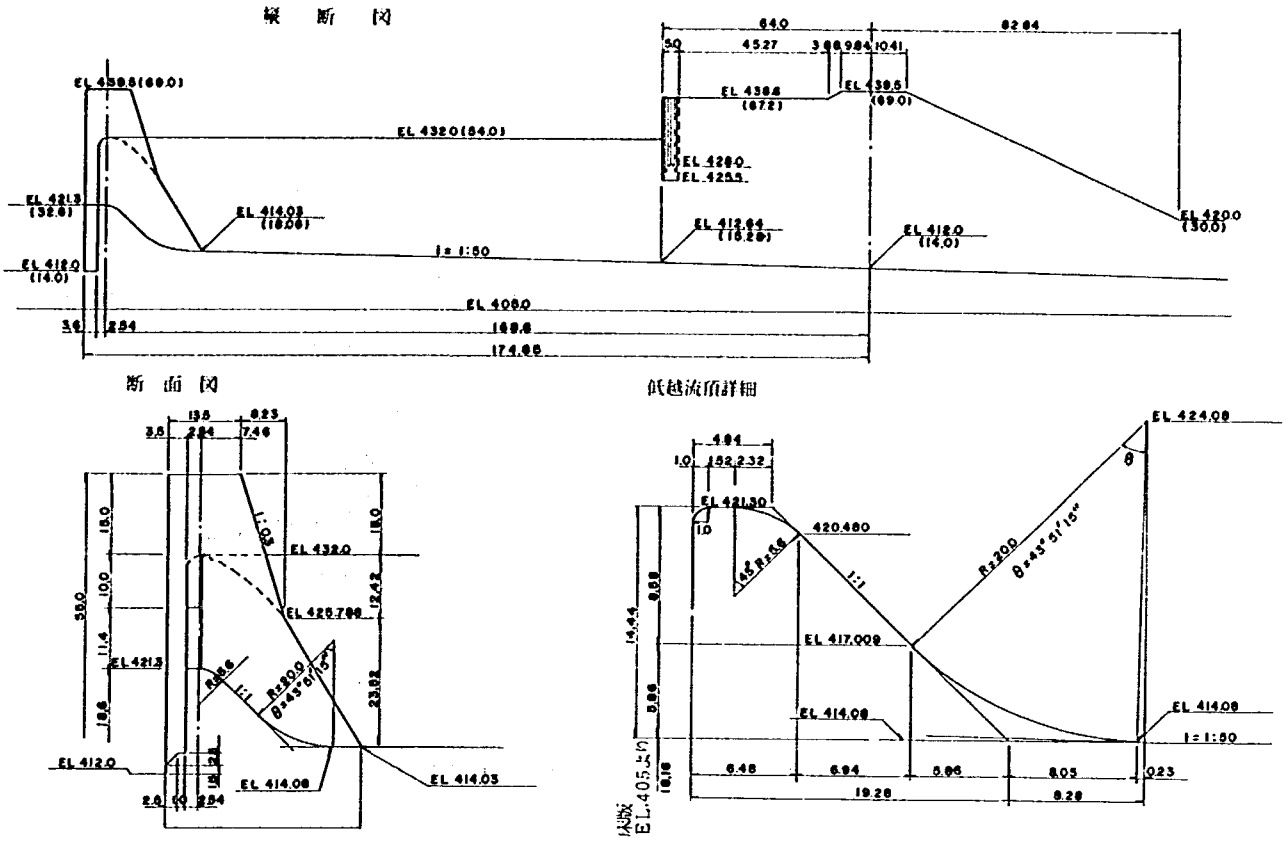


図 2.2　模 型 設 計 概 要 図　（単位：cm）

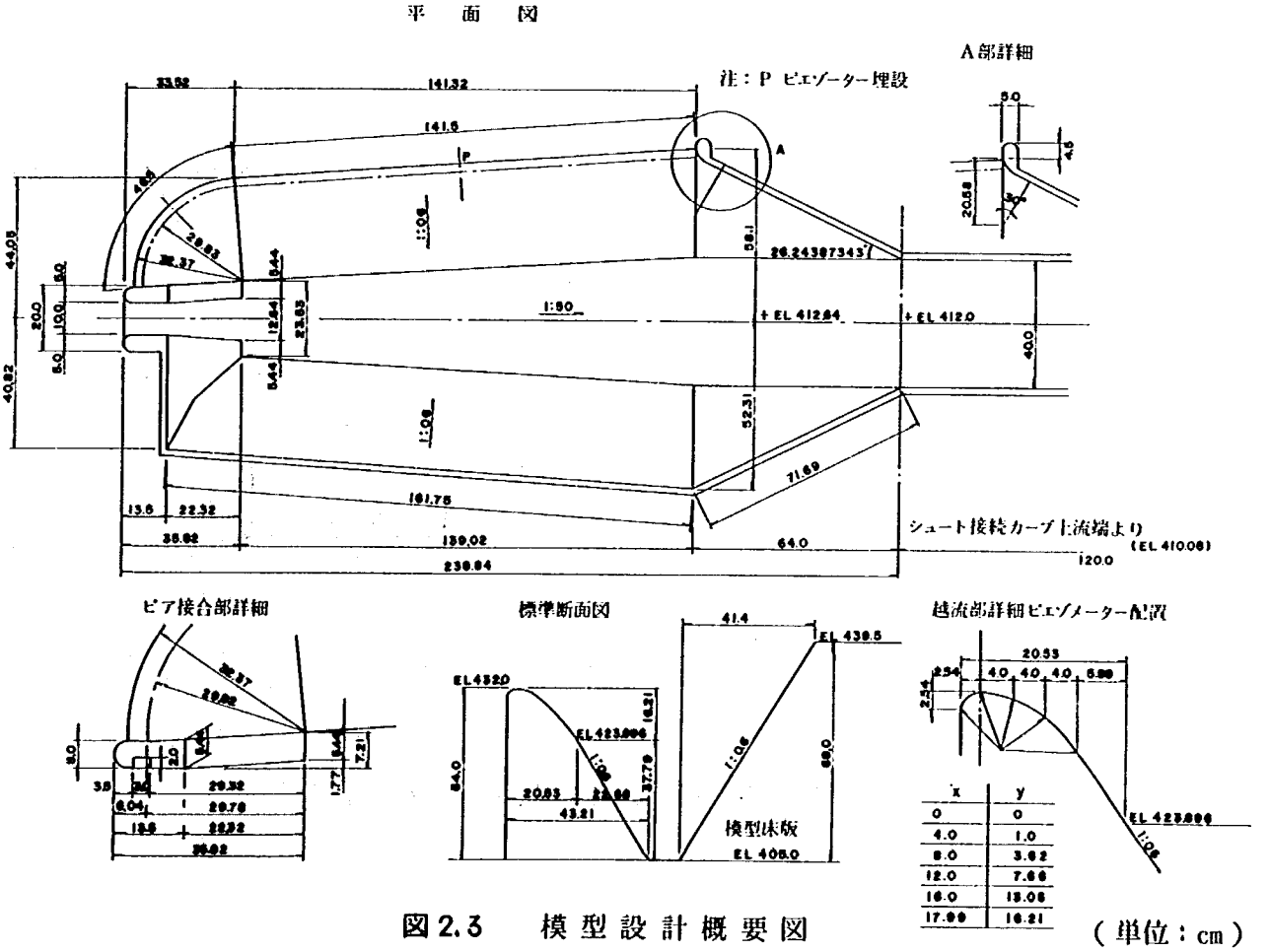


図 2.3　模 型 設 計 概 要 図　（単位：cm）

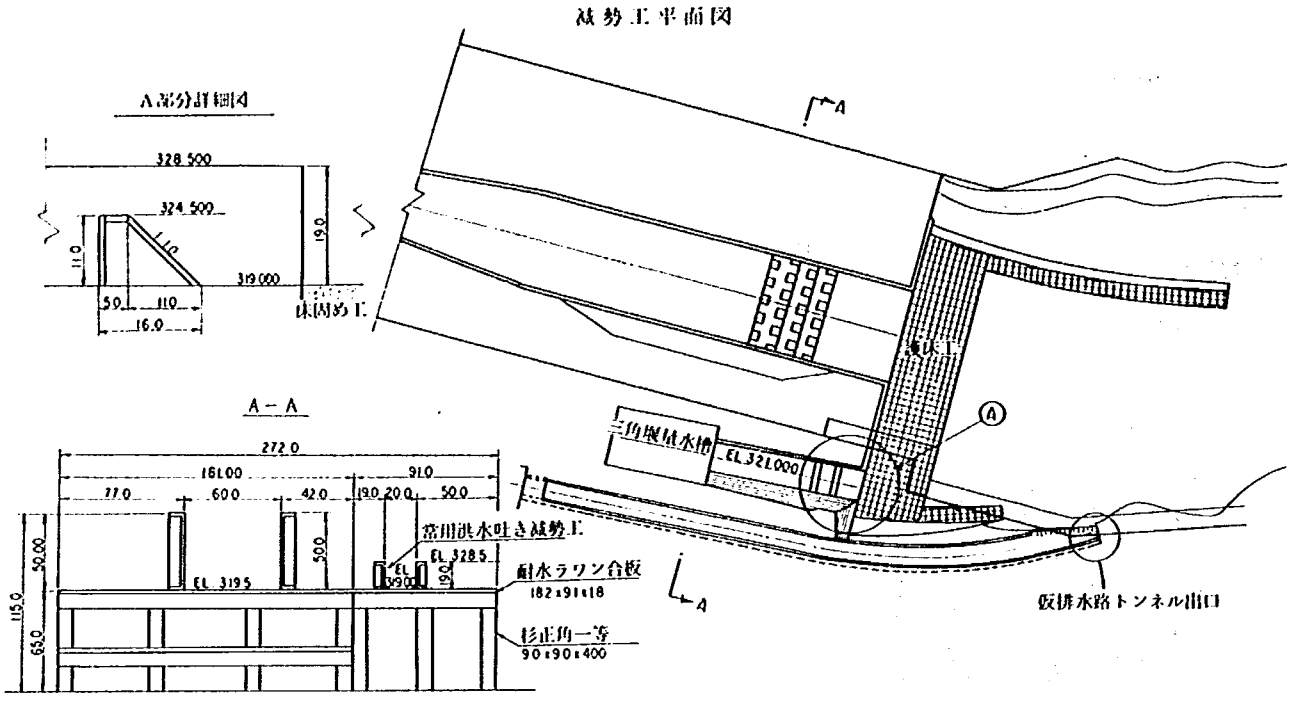


図 2.4　模型設計概要図（単位：cm）

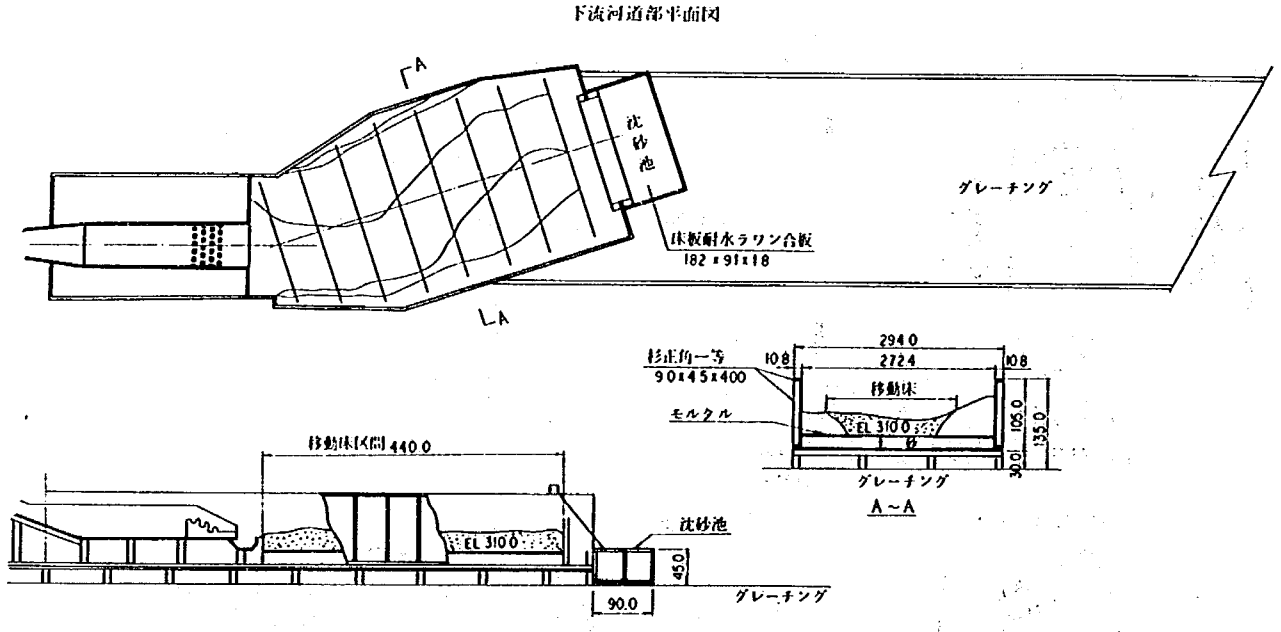


図 2.5　模型設計概要図（単位：cm）

表 2.1　諸量の縮率

諸　量	次　元	縮　率	
長　さ	L	1 : n	1:50
体　積	L^3	1 : n	1:125000
時　間	T	1 : $n^{1/2}$	1:7.07107
流　量	$L^3\ T^{-1}$	1 : $n^{5/2}$	1:17677.66953
流　速	$L\ T^{-1}$	1 : $n^{1/2}$	1:7.07107
圧　力	$ML^{-1}\ T^{-2}$	1 : n	1:50

1.4　計測方法

(1) 流　量

流量は，ダム水理実験施設内の実験用給水システムに組込まれている電磁流量計の指示値により求める。なお，本実験開始前に 100 l/s（実験対象最大流量）までの範囲で全幅せきを用いて流量検定を行い誤差が少ない事を確認して本実験に入った。最大誤差は約 0.7 %程度であった。

(2) 貯水池水位

貯水槽側部に取り付けた水位管は貯水槽と連通させており，その水面をポイントゲージで測定することにより貯水池水位を知ることができる。貯水槽との連通位置は，貯水槽全体の貯水位をレベルにて測定し，接近流の影響範囲を調べ決定した。

(3) 水　位

水位測定にはポイントゲージを使用し，レベルにて最高と平均水位を読み取った。

なお，シュート部および減勢池内は，ポイントゲージで水深を測定し，基準高を加えて求めた。

(4) 流　速

流速は貯水池内と下流河道部を対象とし，簡易型プロペラ式流速計（ϕ20㎜）で測定した。

(5) 圧　力

圧力は越流部，減勢池水叩き，副ダム前面の 3 ケ所について測定した。方法は，測定点に直径 1.0 ㎜のピエゾ管を埋設し，塩化ビニールでマノメータ板に連結し，基準高からの水面高を測ることにより圧力を求めるものである。

(6) 流　況

貯水池内は，発光フロートを流し，カメラのシャッターを解放にして，フロートの軌跡を撮影した。導流部，減勢工，下流河道は対象とする部分の上流より過マンガン酸カリウムあるいは白色ペイントを流して写真撮影を行い，同時に目視により観察した。

第２節　設計原案に対する検討

2.1　設計原案の流況

昭和56年度の設計原案におけるダム設計洪水流量および計画高水流量流下時の流況は写真2.1および写真2.2に示す通りである。

2.2　接近流速

ダム設計水流量1690 ㎥/sでの貯水池内の流速は図2.6に示す通りであるが，堤体と洪水吐きの取付け付近で約0.9 m/s程度であり，堤体（上流側斜面）への悪影響はないものと判断される。

一方，ダム軸上流約150 m右岸には将来にわたって土砂の流出が予想されるカラホリ沢があり，低越流頂からの放流による悪影響が懸念されている。しかし，この付近での流速は約0.2 m/sと非常に小さく，放流による土砂の移動はないものと判断される（実験資料2.2参照）。

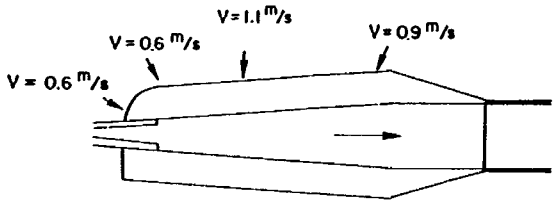


図2.6　　接近流速

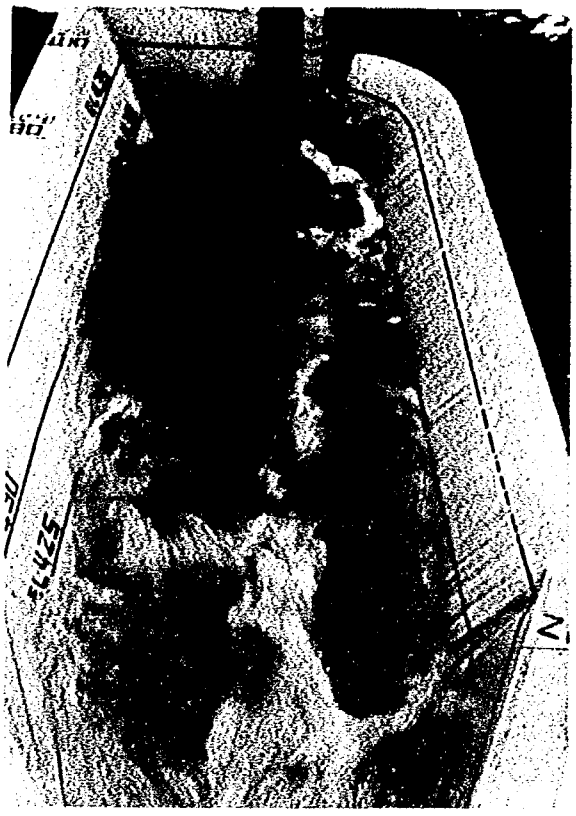
2.3　放流能力

洪水吐きの放流能力は表2.2に示す通りである。

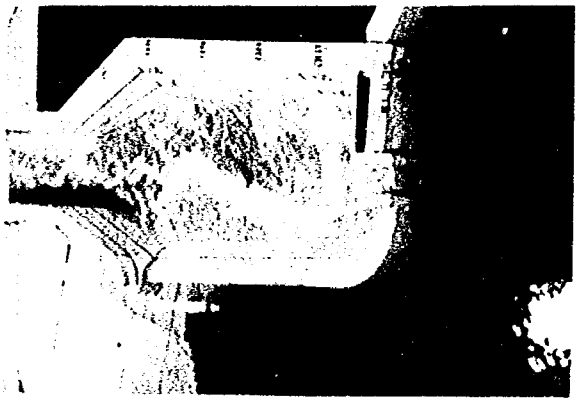
表2.2　洪水吐きの放流能力

計画		実験結果	
貯水池水位	放流量	放流量	増減率
(EL・m)	(㎥/s)	(㎥/s)	(%)
427.0 (常時満水位)	120	※1　145	+　21
432.0 (サーチャージ水位)	100	※2　105	+　5.0
436.5 (設計洪水位)	1690	1970	+　16.5

側水路



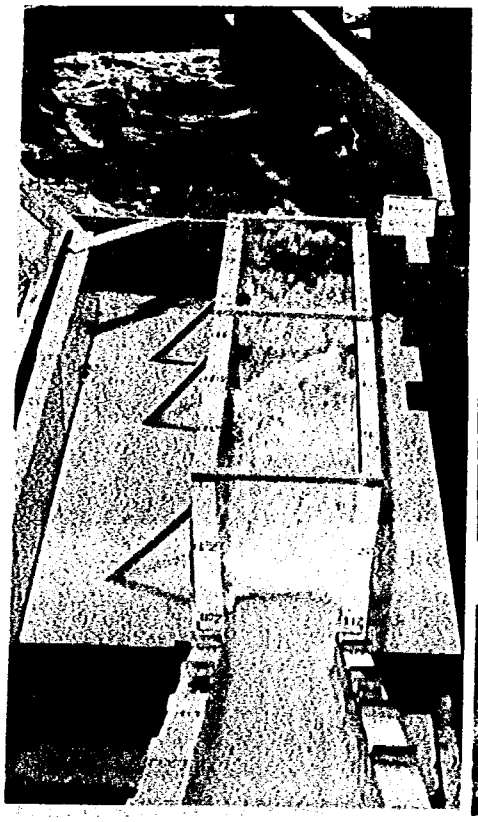
流入部



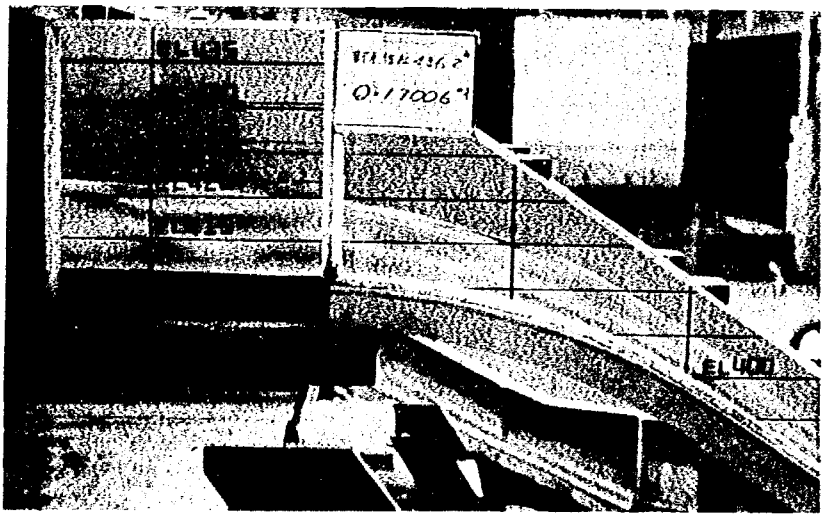
側水路



下流河道



導流部



減勢工

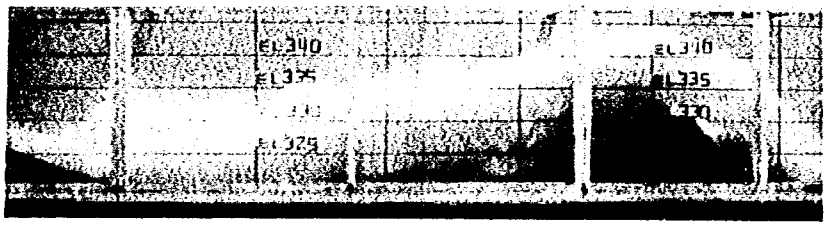
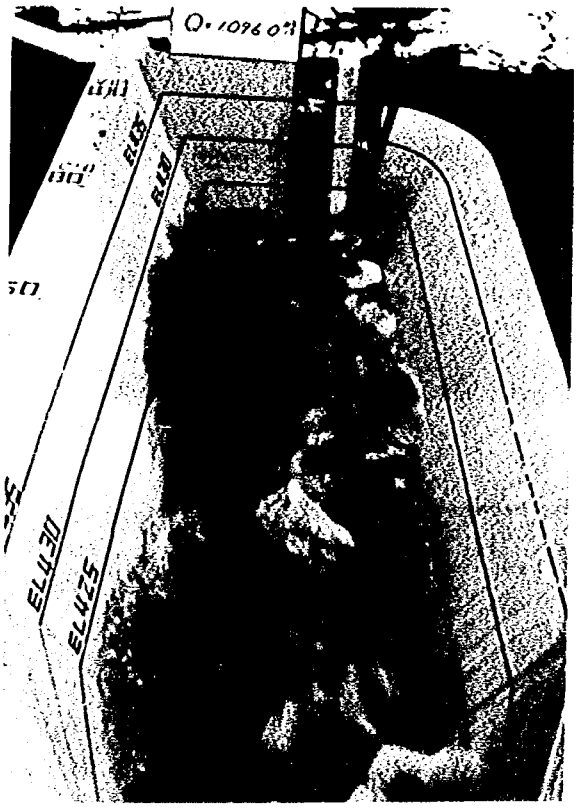
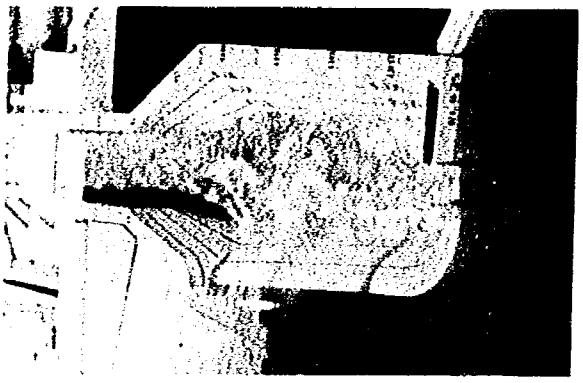


写真 2.1 （ダム設計洪水流量）

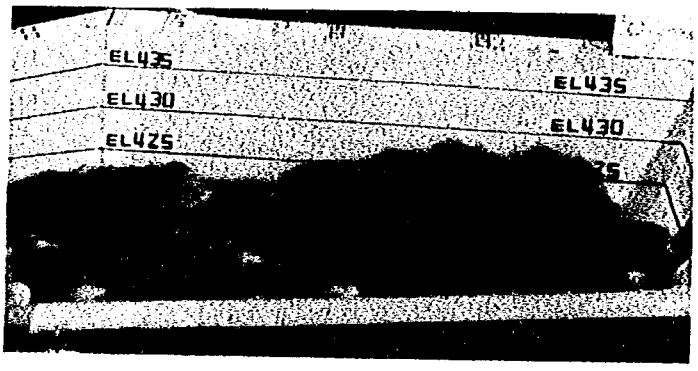
側水路



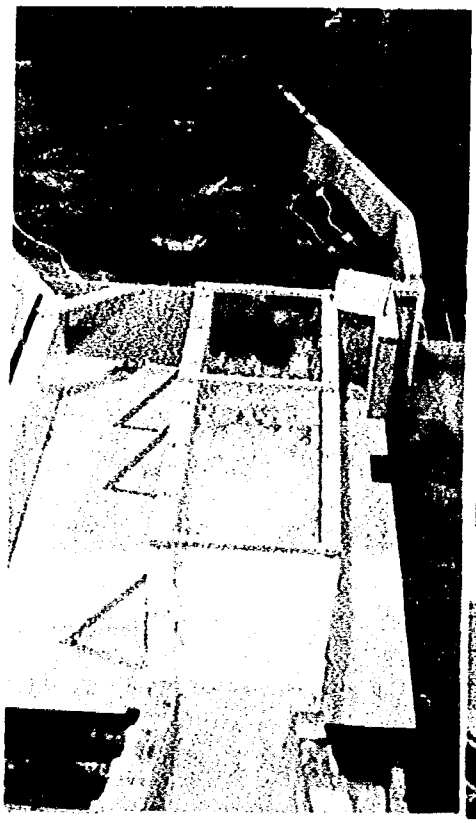
流入部



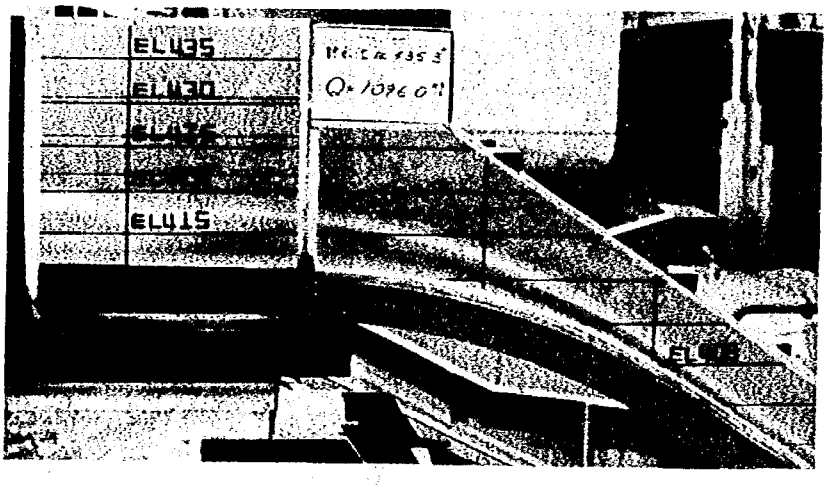
側水路



下流河道



導流部



減勢工

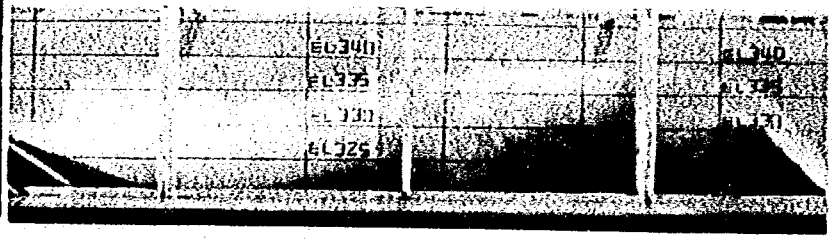


写真 2.2 （計画高水流量）

越流頂の計画放流量は，設計洪水位EL．436.5 mで1690 ㎥/s，サーチャージ水位EL．432.0 mで100 ㎥/s，常時満水位EL．427.0 mで120 ㎥/sとなっている。実験結果では，サーチャージ水位，常時満水位での放流能力はほぼ計画を満足する値となっているが，設計洪水位EL．436.5 mに対する放流量は，計画を16.5％上回る1970 ㎥/s（流量係数$C \fallingdotseq 2.1$）で流量係数1.9～1.95程度になる単純な越流頂形状の採用あるいは越流頂長の短縮が可能である。

放流機能は実験資料2.3に示す通りであり，これを用いて，C（H/H_d）～H/H_dの関係を最小二乗法で近似させると次のような推定曲線式が得られる。

1. 高越流頂単独

$$C = 1.662 + 0.667 \left(\frac{H}{H_d}\right)^2 - 0.235 \left(\frac{H}{H_d}\right)^4$$

2. 低越流頂ゲート上段扉と高越流頂の同時越流

$$C = 1.635 + 0.903 \left(\frac{H}{H_d}\right)^2 - 0.452 \left(\frac{H}{H_d}\right)^4$$

ただし，C：流量係数，H：越流水深（m），H_d：設計水頭＝4.5 m

自由越流堤である高越流頂の断面形状は模型では標準越流頂を採用しており，設計水頭で壁面圧力はほぼ零となることが想定される。このため越流頂の直線部と円弧部に加わる圧力分布を比較することにより，円弧部形状の適否が判断され，放流能力に与える影響も明確になる。実験によると越流頂に加わる圧力分布は，図2.7に示す通りであり，設計水頭では直線部での圧力降下が目立っており円弧部の方が圧力値は高い。模型の製作精度も関係していると思われるが，いずれにしても問題となるような値ではない。

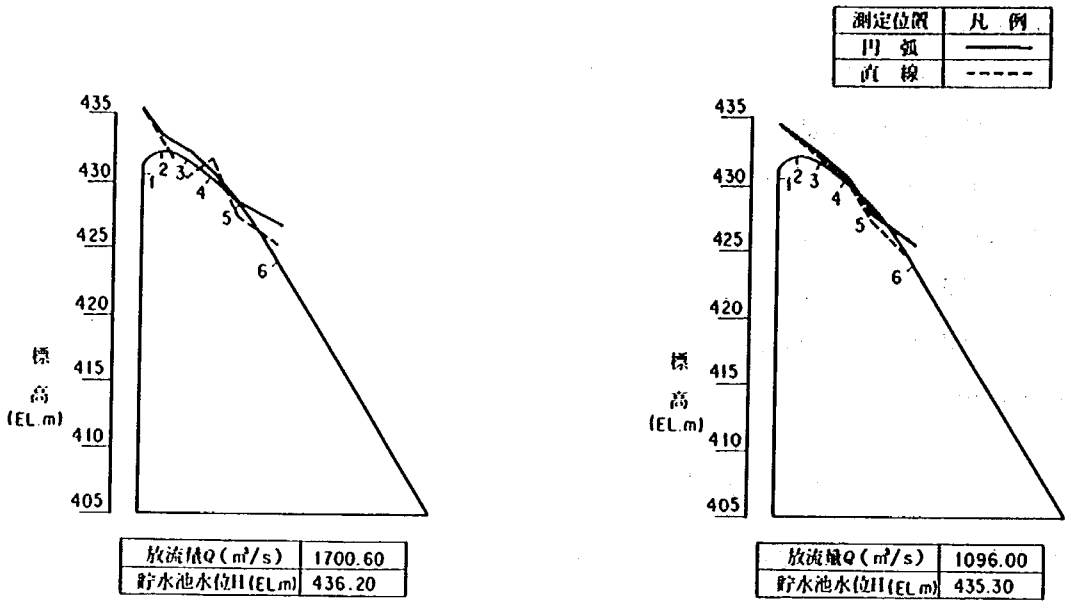
2.4 側水路

越流頂は低越流頂と高越流頂で構成され，常時満水位及びサーチャージ水位では，低越流頂（ゲート全開，又は，下段ゲートの上端（EL．427.m））から放流し，設計洪水位になると低越流頂（上段ゲートの上端（EL．432.0 m））および高越流頂（クレストEL．432.0 m）の同時放流となる。低越流頂からの放流については写真2.3および図2.8に示すように漸縮部下流で衝撃波が生じており，改善が必要である。一方，高越流部からの越流が開始されると円弧越流部からの流水はその堤趾で集中し，ダム軸上流80mの右岸側壁面での水面隆起（EL．435.0 m）が大きくなっている（写真2.1，写真2.2）。

側水路内の水面形および流況図を図2.9および図2.10に示す（実験資料2.4）。

2.5 導流部

シュート上流部について見ると，ダム設計洪水流量1690 ㎥/sでは漸縮部下流にらせん状の流れが残っているが，シュート下流部までは至っていない。しかし，シュート中間の勾配変化点で計画導流壁を上回る値となっている（図2.9～図2.12，実験資料2.4参照）。



測点 No.	ピエゾ標高 (EL.m)	ピエゾ水頭 (EL.m)	圧力水頭 (m)
1	430.73	435.40 435.65	4.67 4.92
2	432.00	— 433.50	— 1.50
3	431.50	430.15 432.30	− 1.35 0.80
4	430.19	431.68 430.80	1.49 0.61
5	428.17	427.20 428.20	− 0.97 0.03
6	423.89	425.20 426.80	1.31 2.91

上段：直線部
下段：円弧部

測点 No.	ピエゾ標高 (EL.m)	ピエゾ水頭 (EL.m)	圧力水頭 (m)
1	430.73	434.85 434.80	4.12 4.07
2	432.00	— 633.40	— 1.40
3	431.50	431.88 432.25	0.38 0.75
4	430.19	430.30 430.73	0.11 0.54
5	428.17	427.23 428.13	− 0.94 − 0.04
6	423.89	424.05 425.35	0.16 1.46

上段：直線部
下段：円弧部

図 2.7　高越流頂作用圧力分布図

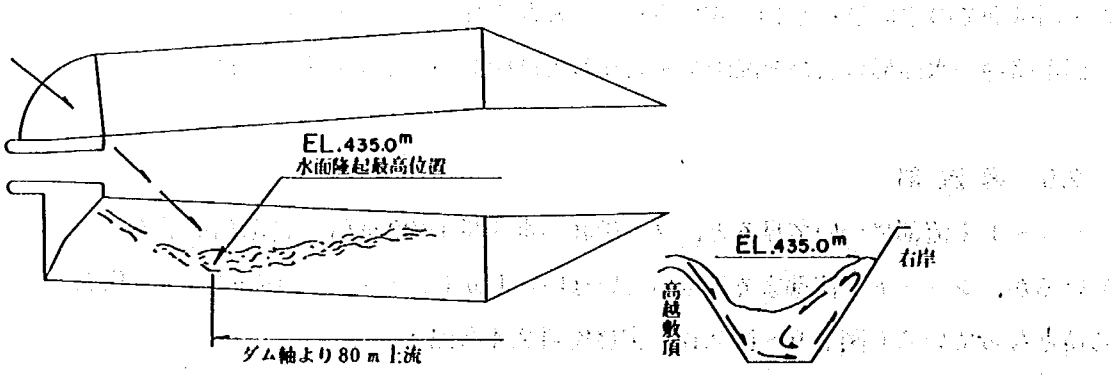


図 2.8

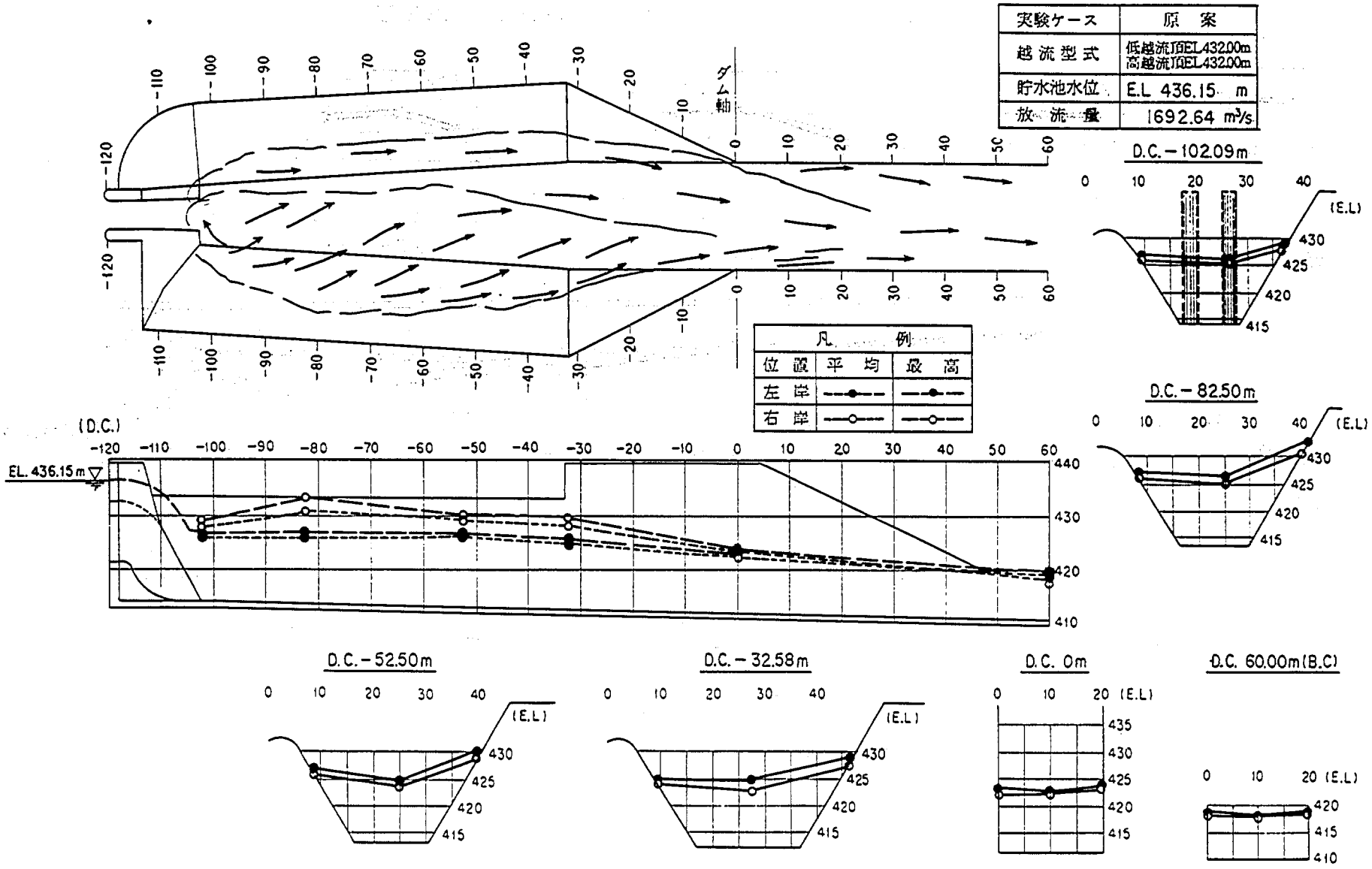


図 2.9　側水路およびシュート上流の水面形および流況図

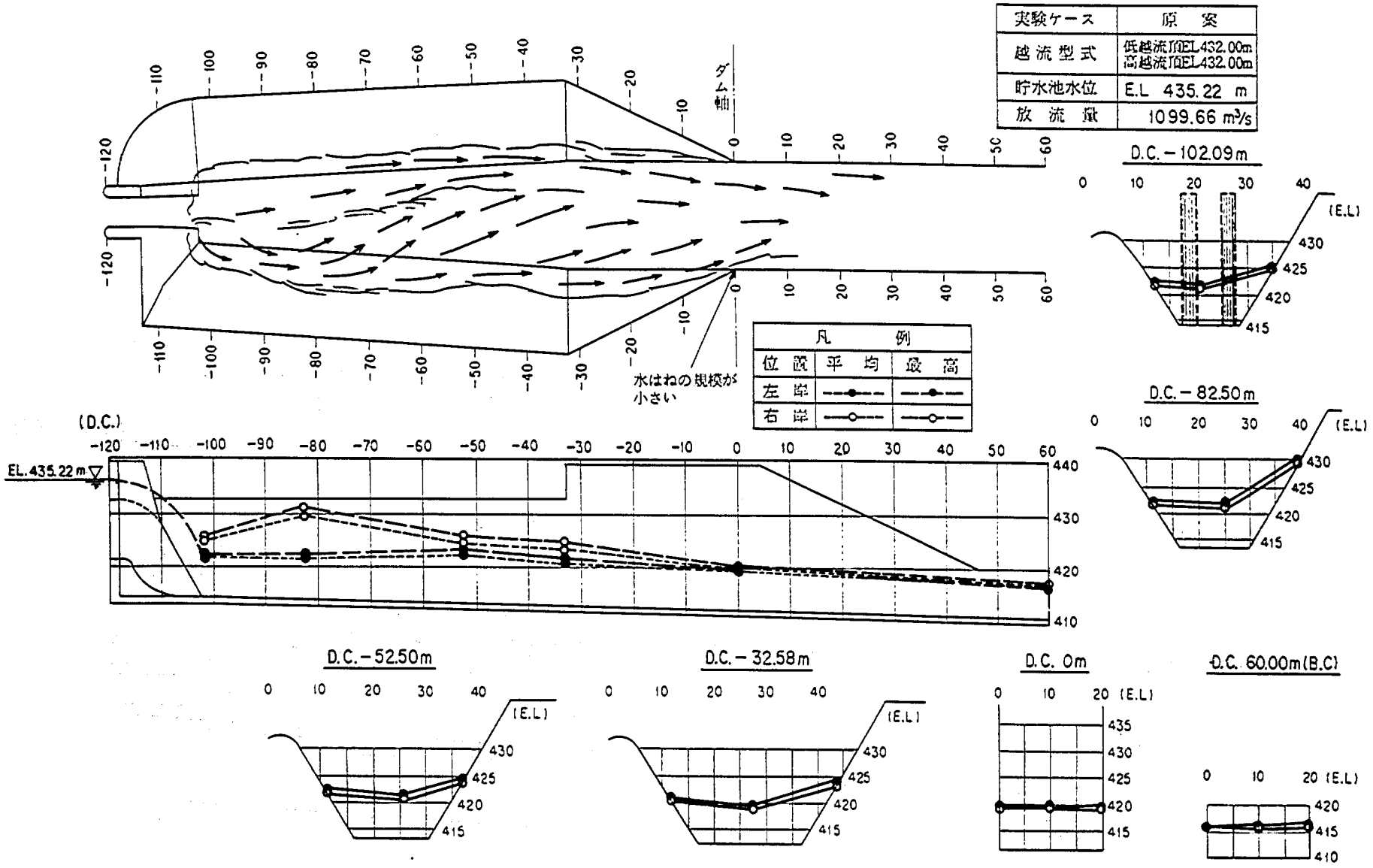
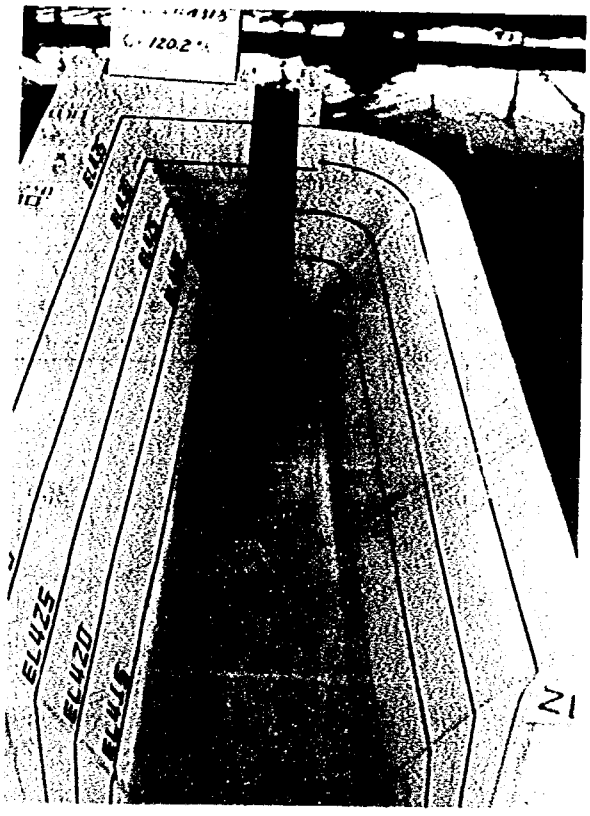
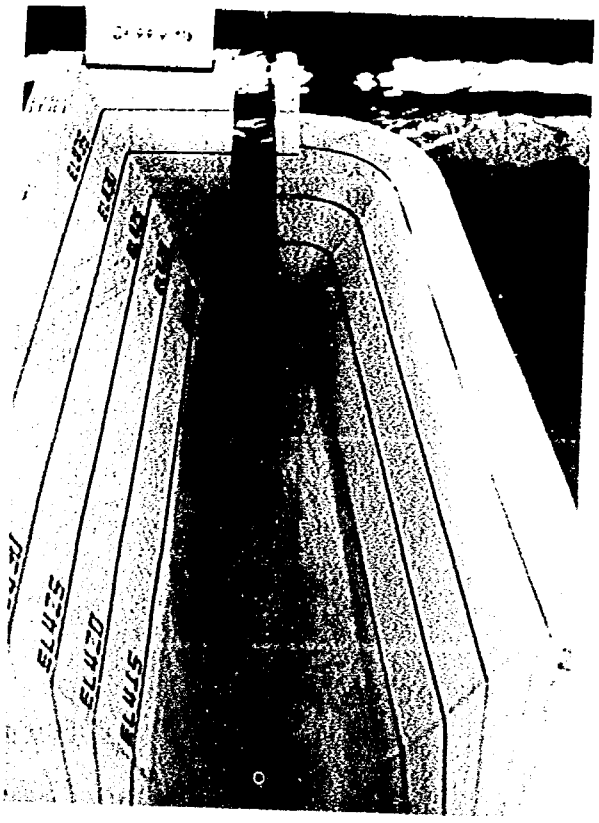


図 2.10　側水路およびシュート上流の水面形および流況図



貯水池水位EL．425.9 m，放流量 120 ㎥/s



貯水池水位EL．431.8 m，放流量 100 ㎥/s

写真 2.3　側水路の流況（原案）

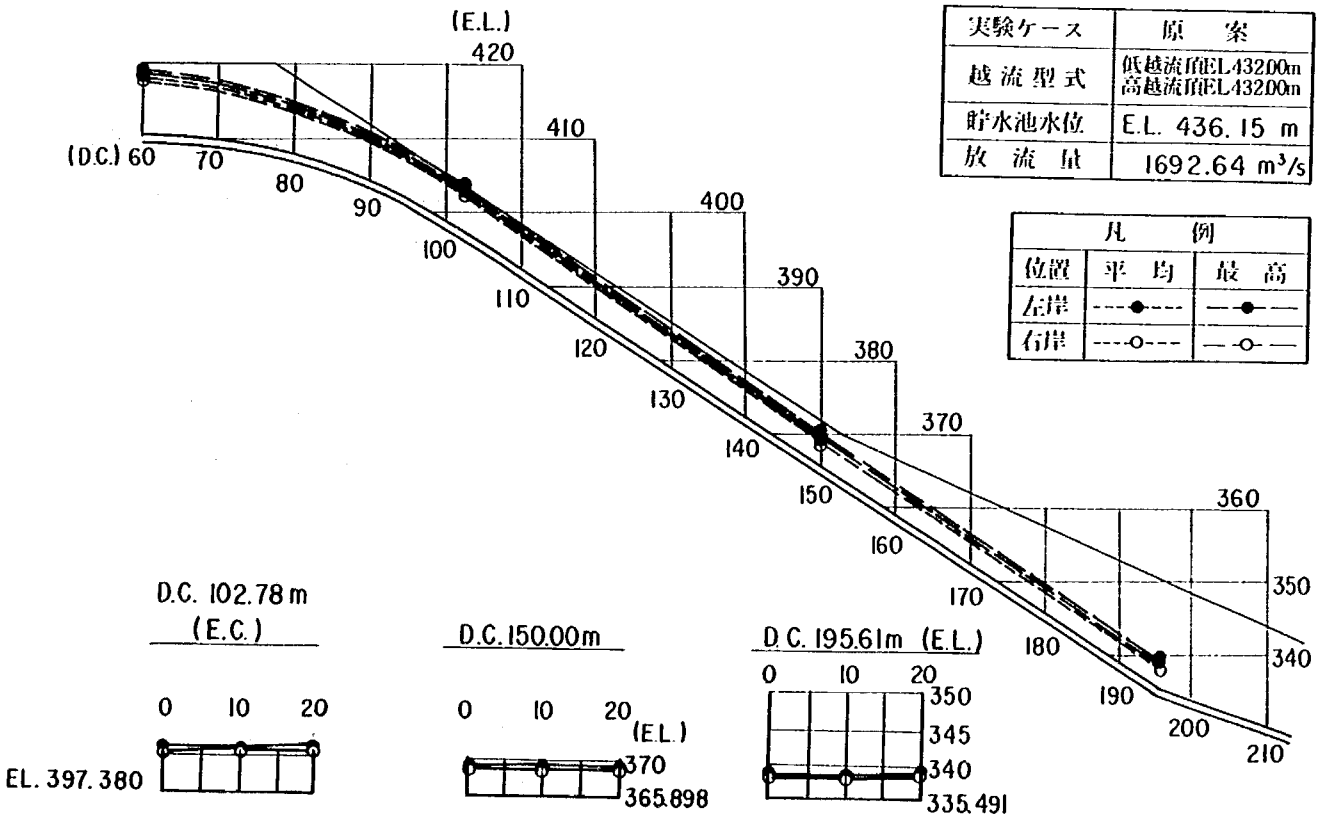


図 2.11　シュート下流の水面形

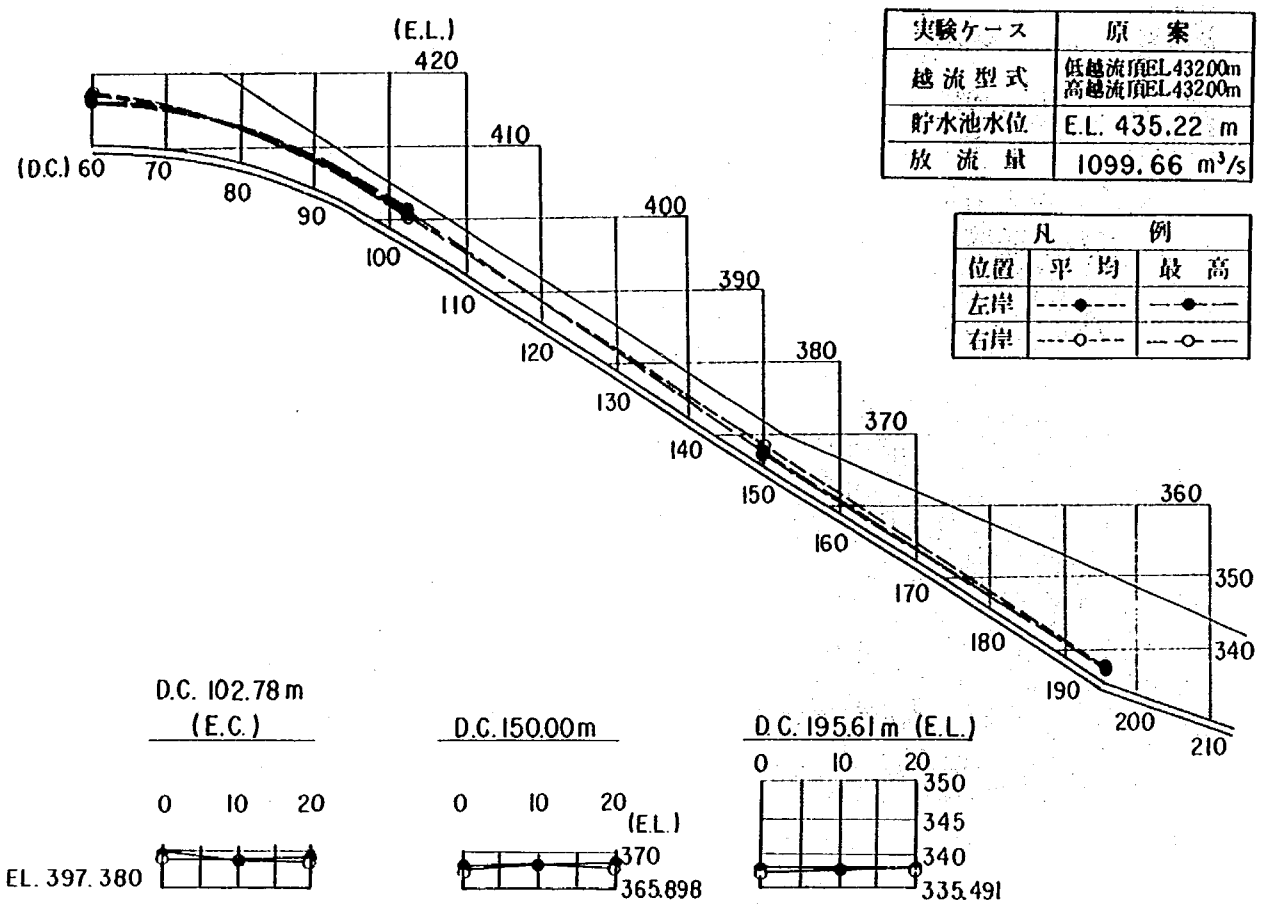


図 2.12　シュート下流の水面形

2.6 減 勢 工

設計原案の減勢工規模（副ダム高さ 11.0 m，導流壁高さ 22.0 m）では，ダム設計洪水流量 1690 ㎥/s，放流時の流況は図 2.13および写真 2.1 に示す通り，跳水始端がEL．325.0 m付近の位置にあり副ダム前面は大きな動水圧を受けている。このため，副ダム上で水面は大きく盛り上がり，その高さは計画導流壁（高さEL．341.5 m）を 1 ～ 2 m上回っている。

また，計画高水流量 1100 ㎥/s については，写真 2.3 に示す通り導流壁を越水することなく減勢効果も充分に認められる。減勢工には減勢池突入の際の水脈拡幅効果を持たせるための順傾斜（ 1 ： 2.8 ）を設置してあるが，その効果が発揮されているものと判断できる（図 2.14～図 2.15，実験資料 2.4 参照）。

流量が 100 ㎥/s 程度の時の減勢池の流況は写真 2.4 に示す通りである。

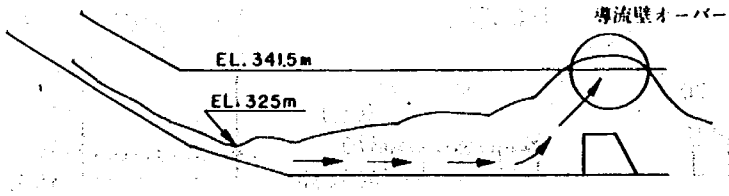


図 2.13

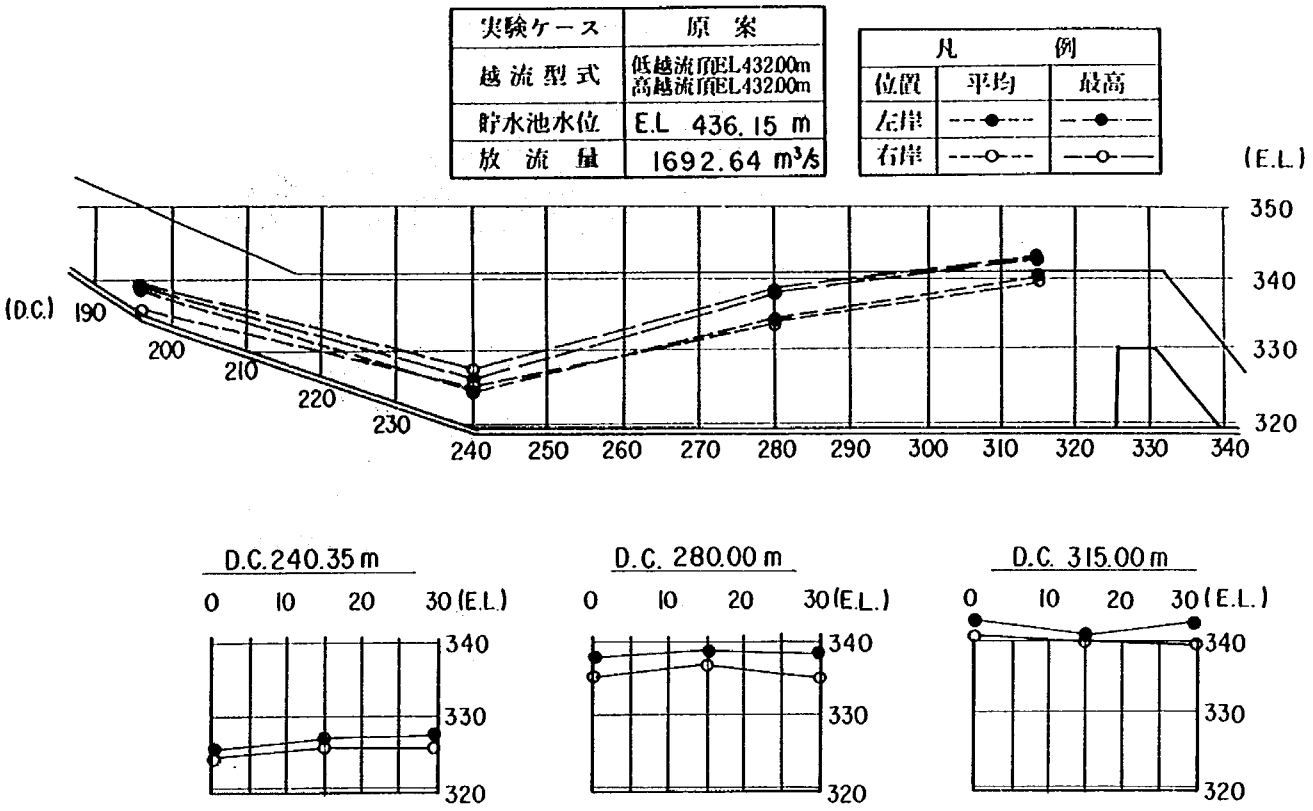


図 2.14　減勢工の水面形

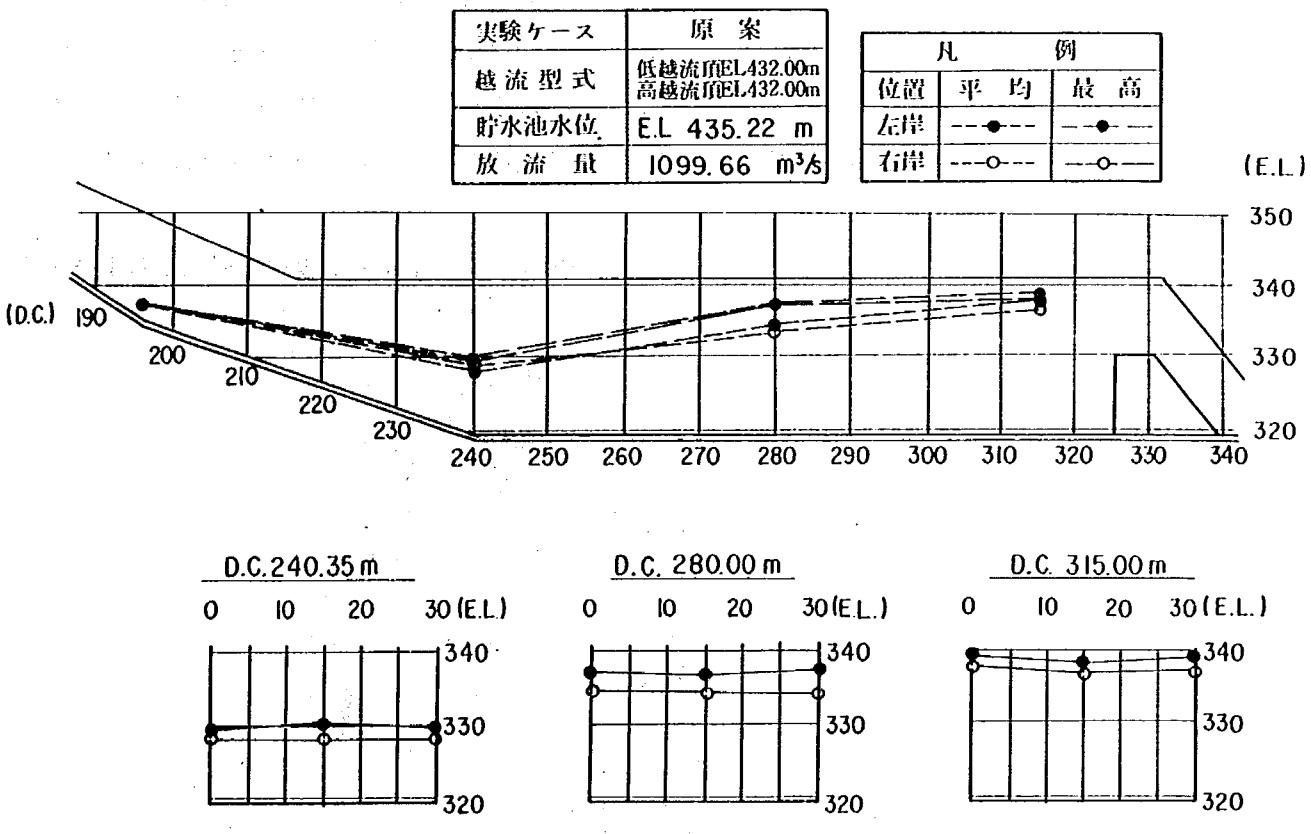
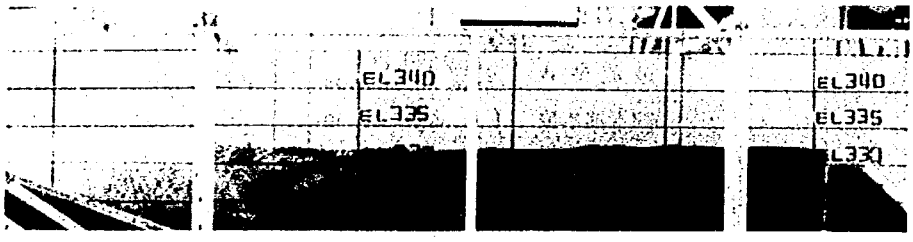
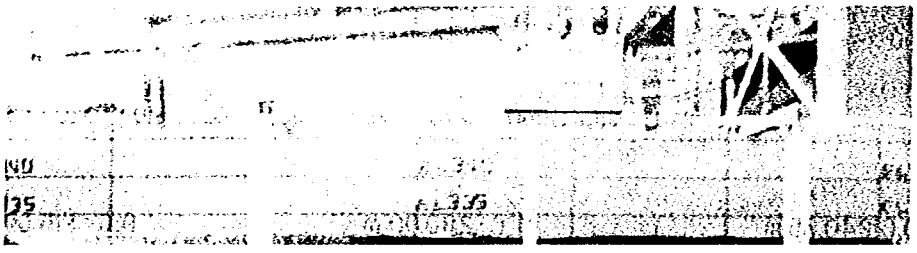


図 2.15　減勢工の水面形



貯水池水位EL．425.9 m，放流量 120 ㎥/s



貯水池水位EL．431.8 m，放流量 100 ㎥/s

写真 2.4　減勢工の流況（原案）

2.7　下流河道

下流河道は左岸側に弯曲しており，流れの主流は右岸を沿う流れとなる。右岸側には仮排水路トンネルの出口があり，できるだけ水衝部として避ける方向が望ましいと考えられる。しかも，ダム設計洪水流量 1690 ㎥/s 流下時の固定床での流況は図 2.16に示す通りで，減勢池内での減勢が充分でないため，右岸沿いの流れは約11～12 m/s の流速があり，右岸側の側方侵食が予想される。又，計画高水流量 1100 ㎥/s についても右岸沿いの流れは 8 m/s 前後の流速となり，右岸側に水衝部をもつ流れとなっている。いずれにしても河床勾配からみて，流れは射流となり二次減勢されて常流となっても河道内の流速低下は余り期待できないと思われる。

下流河道の横断水面形および流速測定値は図 2.17～図 2.20に示す通りである（実験資料 2.4 および 2.5 参照）。

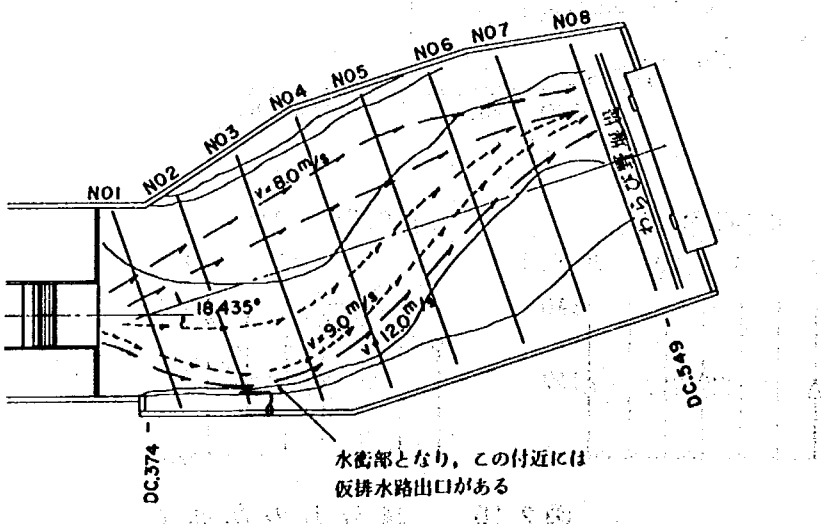


図2.16　下流河道の流況（固定床，1690 ㎥/s）

実験ケース	原　案
越流型式	ゲート2段EL43200m 高越流頂EL43200m
貯水池水位	EL 436.15 m
放流量	1692.64 m³/s

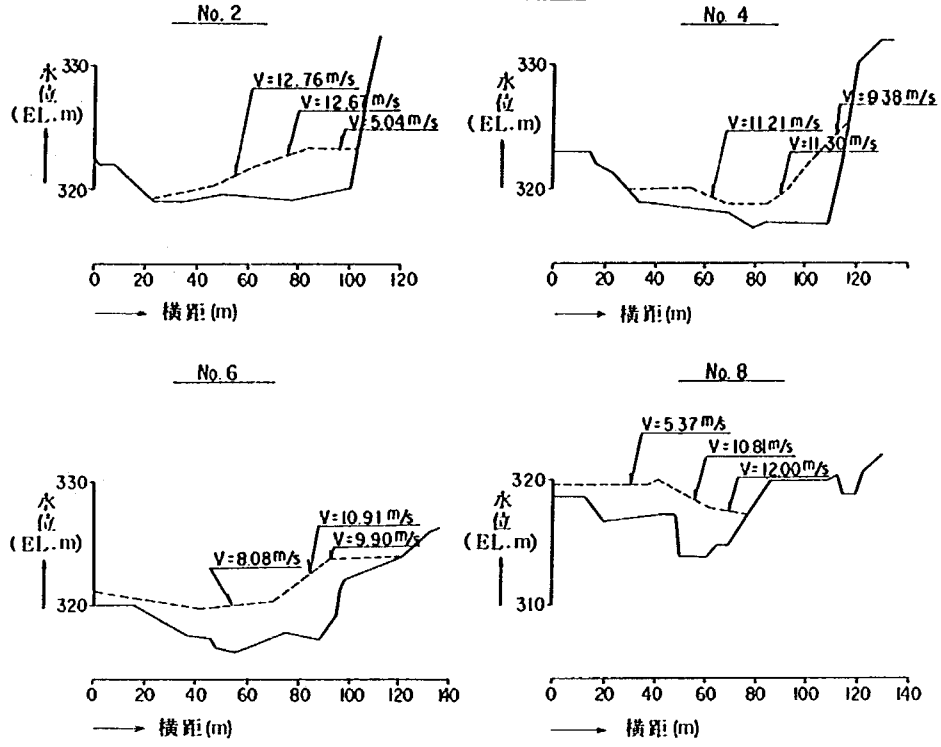


図2.17　下流河道水面形測定結果図

実験ケース	原　案
越流型式	ゲート2段EL43200m 高越流頂EL43200m
貯水池水位	EL 435.22 m
放流量	109966 m³/s

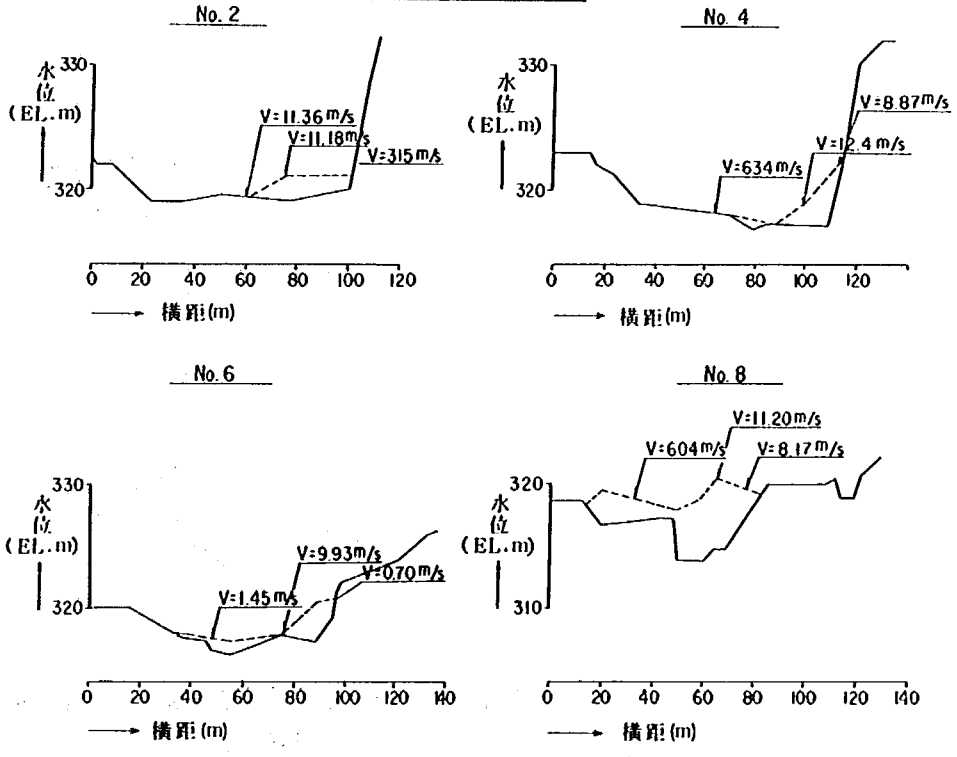


図2.18　下流河道水面形測定結果図

実験ケース	原　案
越流型式	ゲート無 E.L 432.00 m
貯水池水位	EL 425.85 m
放流量	1195.0 m³/s

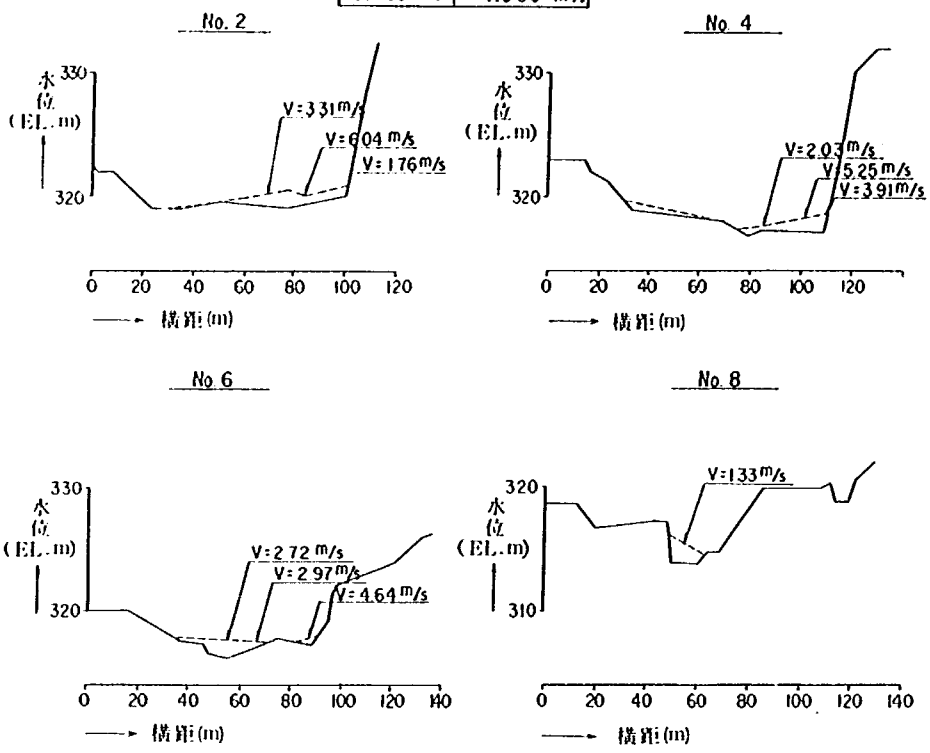


図 2.19　下流河道水面形測定結果図

実験ケース	原　案
越流型式	ゲート1段 E.L 427.00 m
貯水池水位	EL 431.74 m
放流量	99.35 m³/s

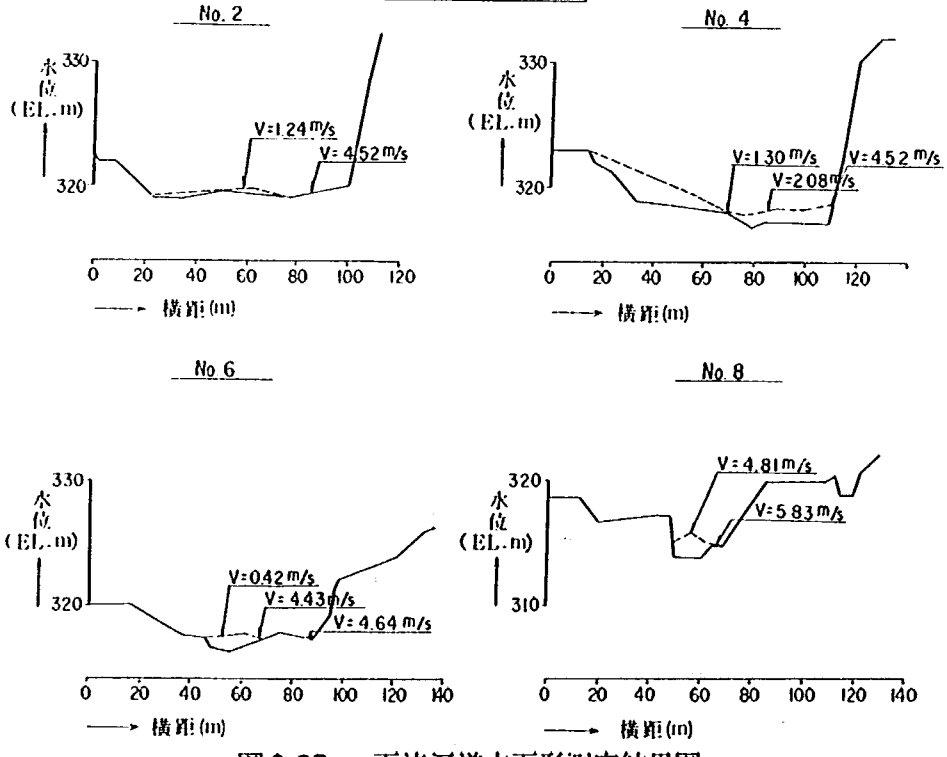


図 2.20　下流河道水面形測定結果図

第3節　側水路部修正案の検討

3.1　検討形状

修正案として表2.3に示す形状について検討を行った。漸縮部は施工性を考慮して設計原案のねじれ形状から4分円形状に変えたが，側水路内およびシュート部での流況変化はほとんど認められなかった。実験の目的は円弧越流部からの流水の集中による右岸の水面隆起緩和の改善策を求めるもので，水脈を分散させ，噴流のエネルギーを減少させるというもので，下流端にシルを受けて堰上げにより対応する形状Bでは写真2.5に示すようにらせん流の影響によりシュート部での流況を悪化させることが知れた。このため，水路内にステップを設置して対応することとして形状C～Eに対する検討を実施した。最下段のステップの高さとしては常時満水位（EL．427.0 m）での計画放流量 120 ㎥/s が放流された場合に冠水がなく衝撃波の発生を抑えるよう配慮して2 mとしている。

なお，形状Fは右岸を鉛直壁としたものである。



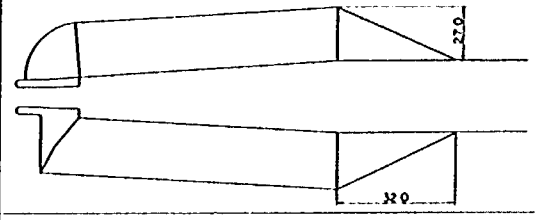
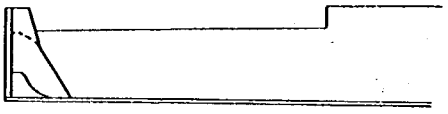
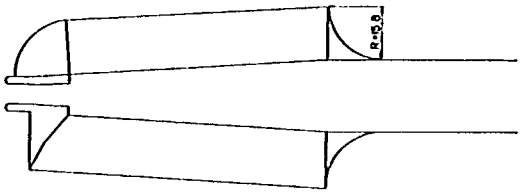
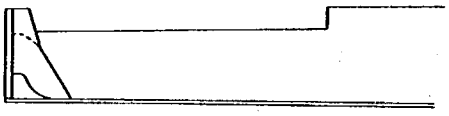
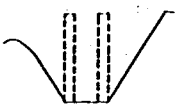
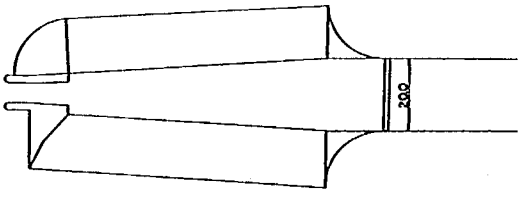
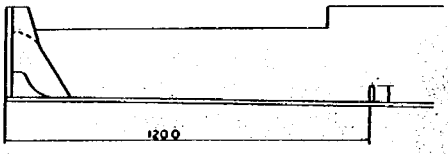
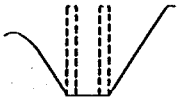
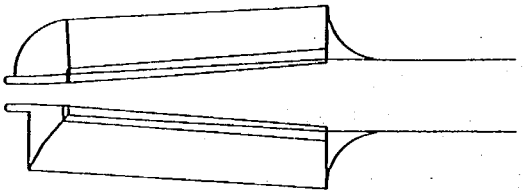
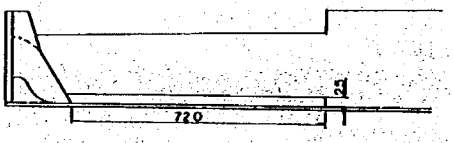
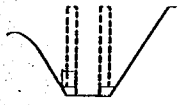
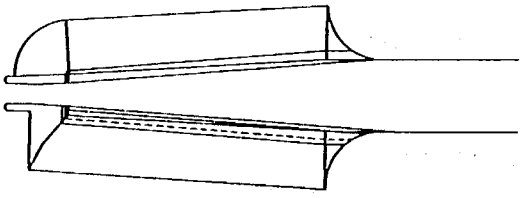
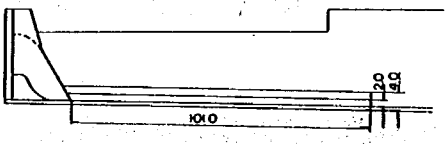
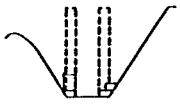
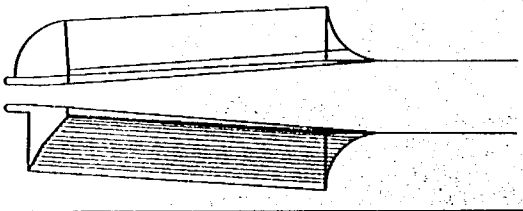
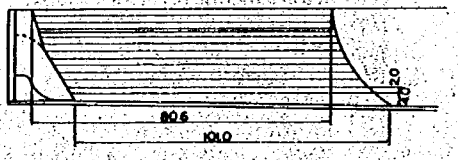
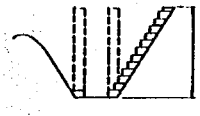
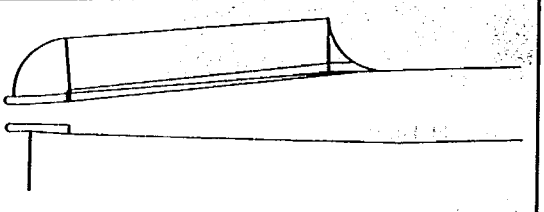
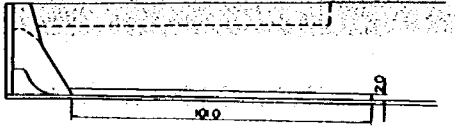
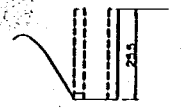
形状A，貯水池水位EL．436.1 m，放流量 1691 ㎥/s



形状B，貯水池水位EL．436.0 m，放流量 1688 ㎥/s

写真 2.5　漸縮部の流況

表 2.3　側水路の検討形状

形式	平面形状	側面形状	正面形状
現在			
A			
B			
C			
D			
E			
F			

3.2 比較検討

各検討形状における側水路内の流況は，写真2.6および図2.21～図2.26に示す通りである（実験資料2.6参照）。形状Cはデフレクタを左右岸に一段ずつ設置したものであるが，円弧越流頂による集中した流れがデフレクタにより分散されており，形状Aに対して水面隆起および水面変動が軽減されている。

形状Dは右岸側のデフレクタを2段としたものであるが，水面隆起は形状Cよりさらに小さくなっている。

形状Eは右岸側壁を天端まで階段状として噴流の分散を期待したものであるが，形状Dとの差は認められない。

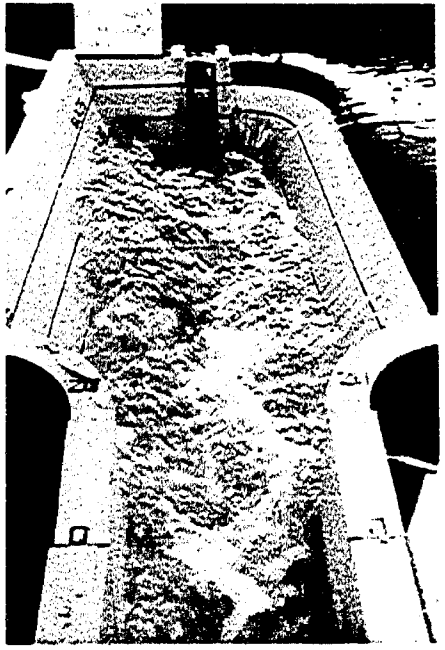
一方，形状Fでは側水路内のらせん流が強くなり，その影響が減勢工まで及んでおり，好ましくない。

波面形による水面変動の計測結果は表2.4に示す通りで，ケースDが最も変動が小さい。また，図2.27は，もたれ壁水際線標高をプロットしたものであるが，これによると形状D，E，Fで水面低下の効果が表れている。

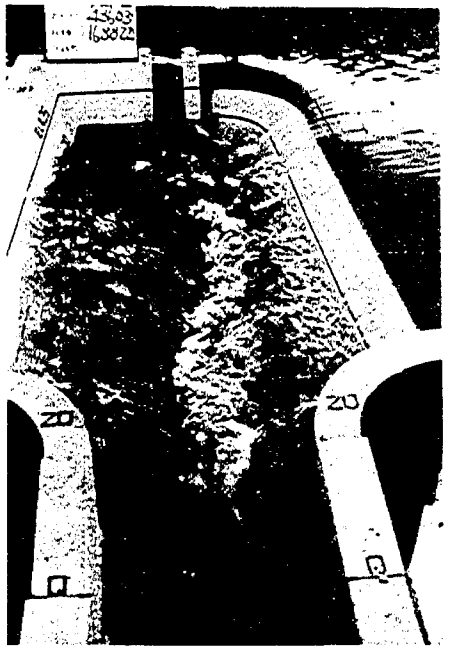
以上の検討の結果から，形状Dが最適なものと判断し最終の修正案とした。最終修正案は写真2.7に示すもので，各流量に対すると水面形は流況は図2.28～図2.30に示すものとなる（実験資料2.7）。

表2.4　位置DC 80 mの水面変動差

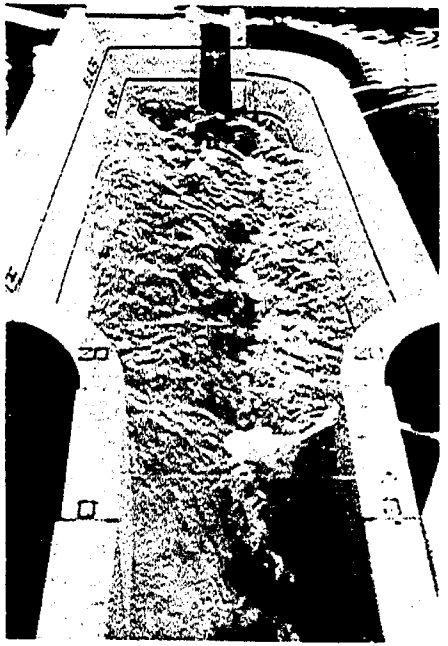
形　　状	ΔH （m）
A	2.53
B	3.34
C	2.25
D	2.04
E	2.33
F	2.30



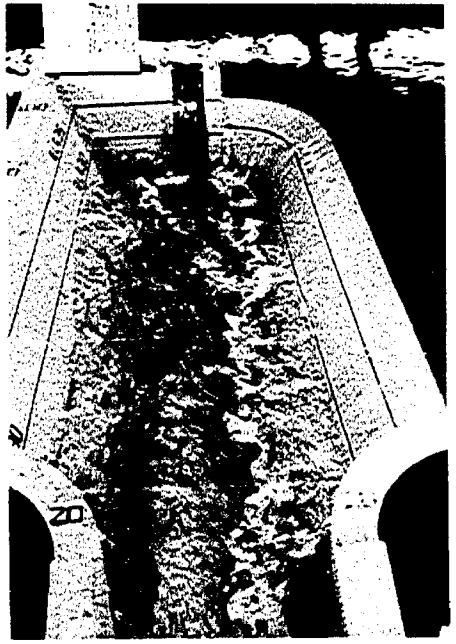
形　状　A



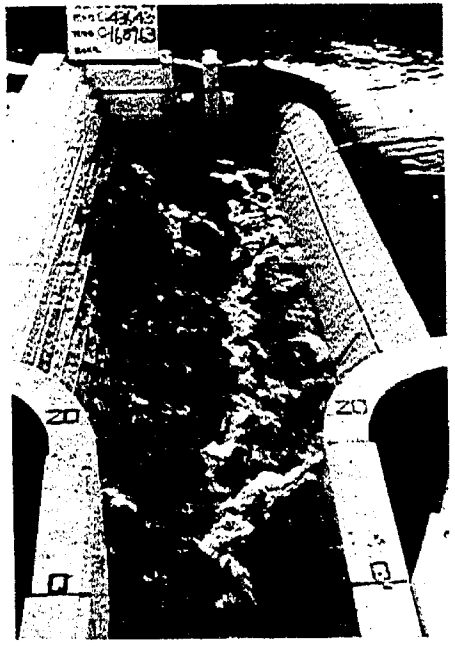
形　状　B



形　状　C



形　状　D



形　状　E

写真 2.6　側水路の流況（放流量 1690 ㎥/s）

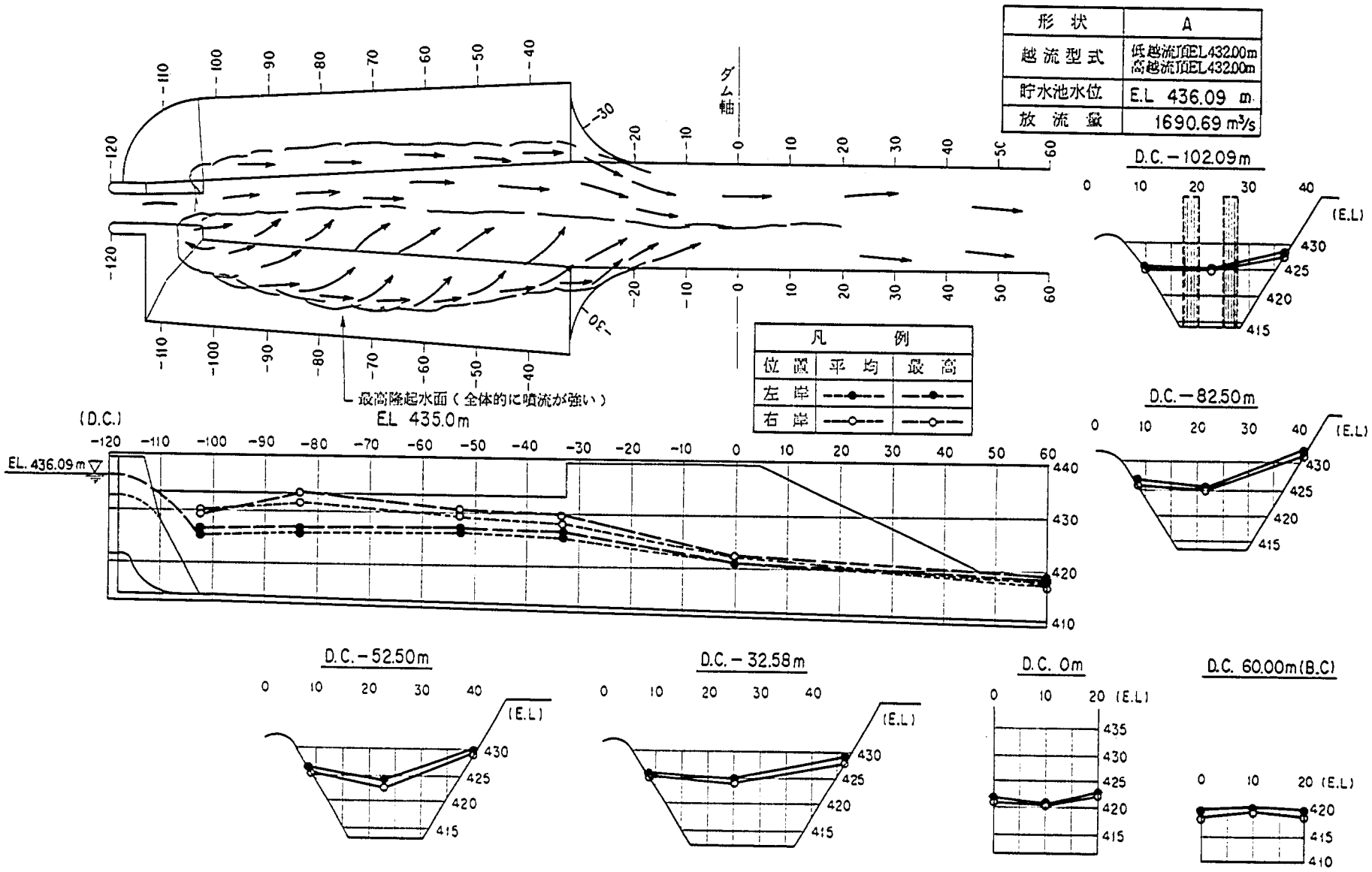


図 2.21　側水路内の水面形および流況図

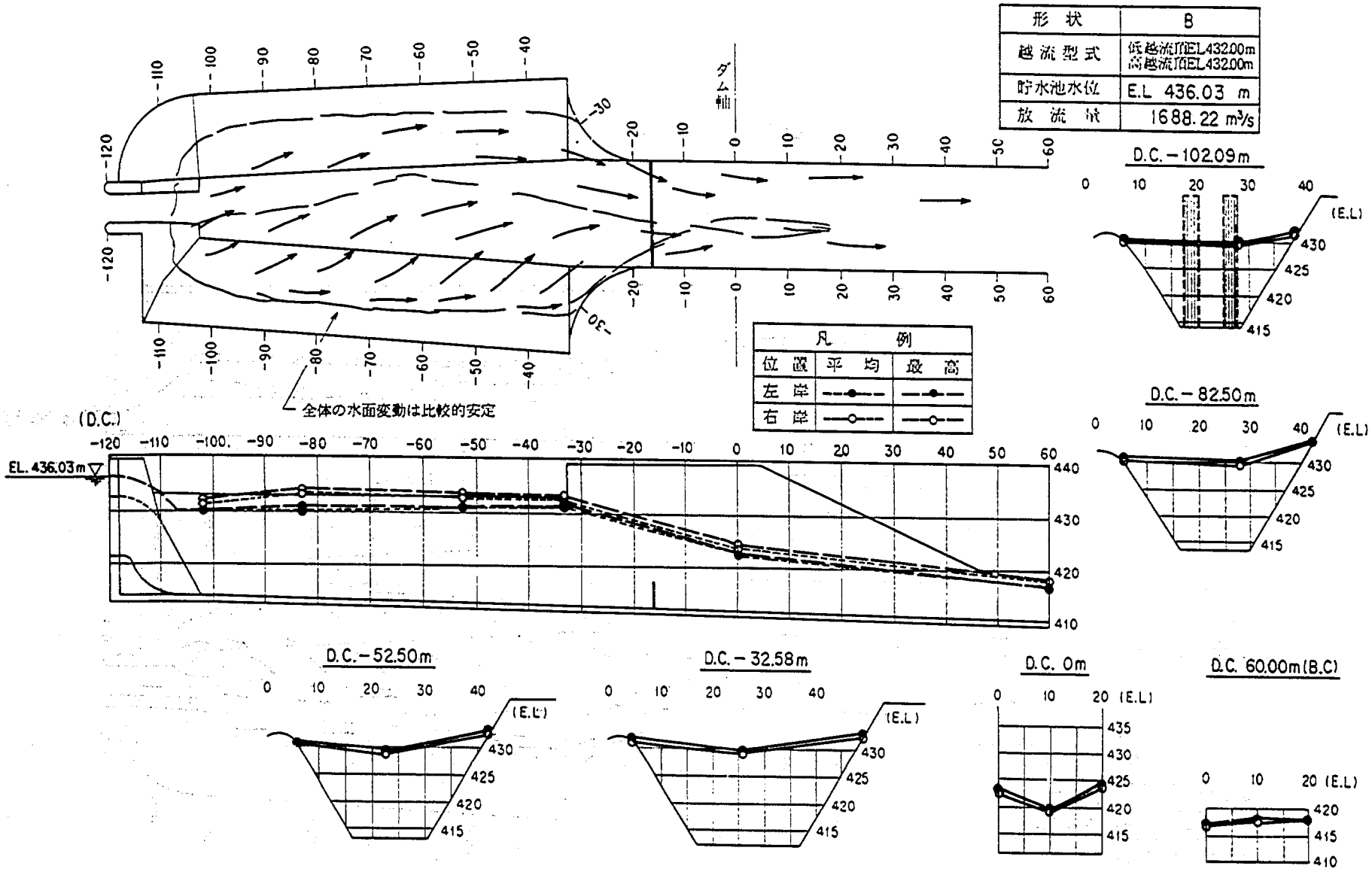


図 2.22　側水路内の水面形および流況図

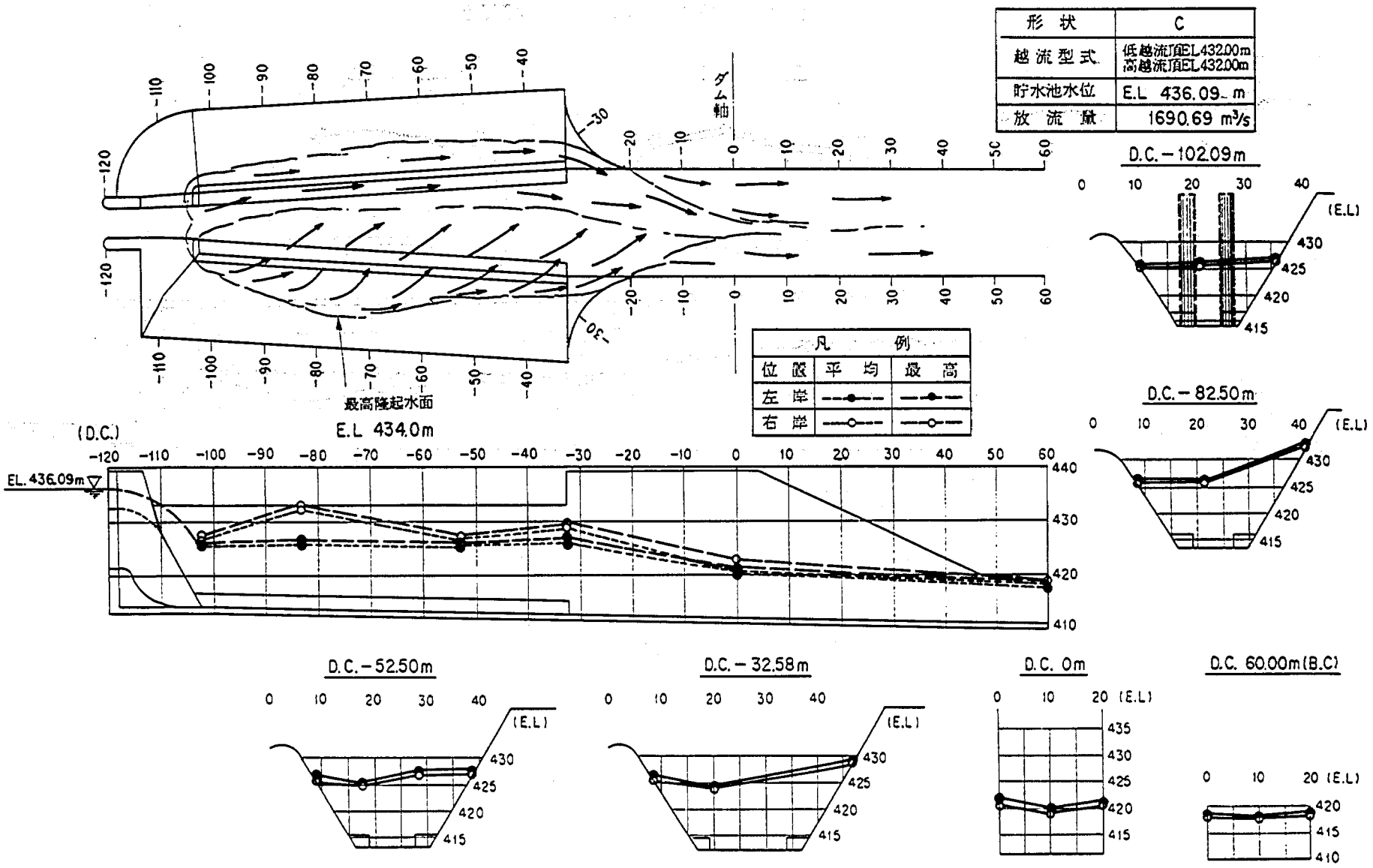


図 2.23　側水路内の水面形および流況図

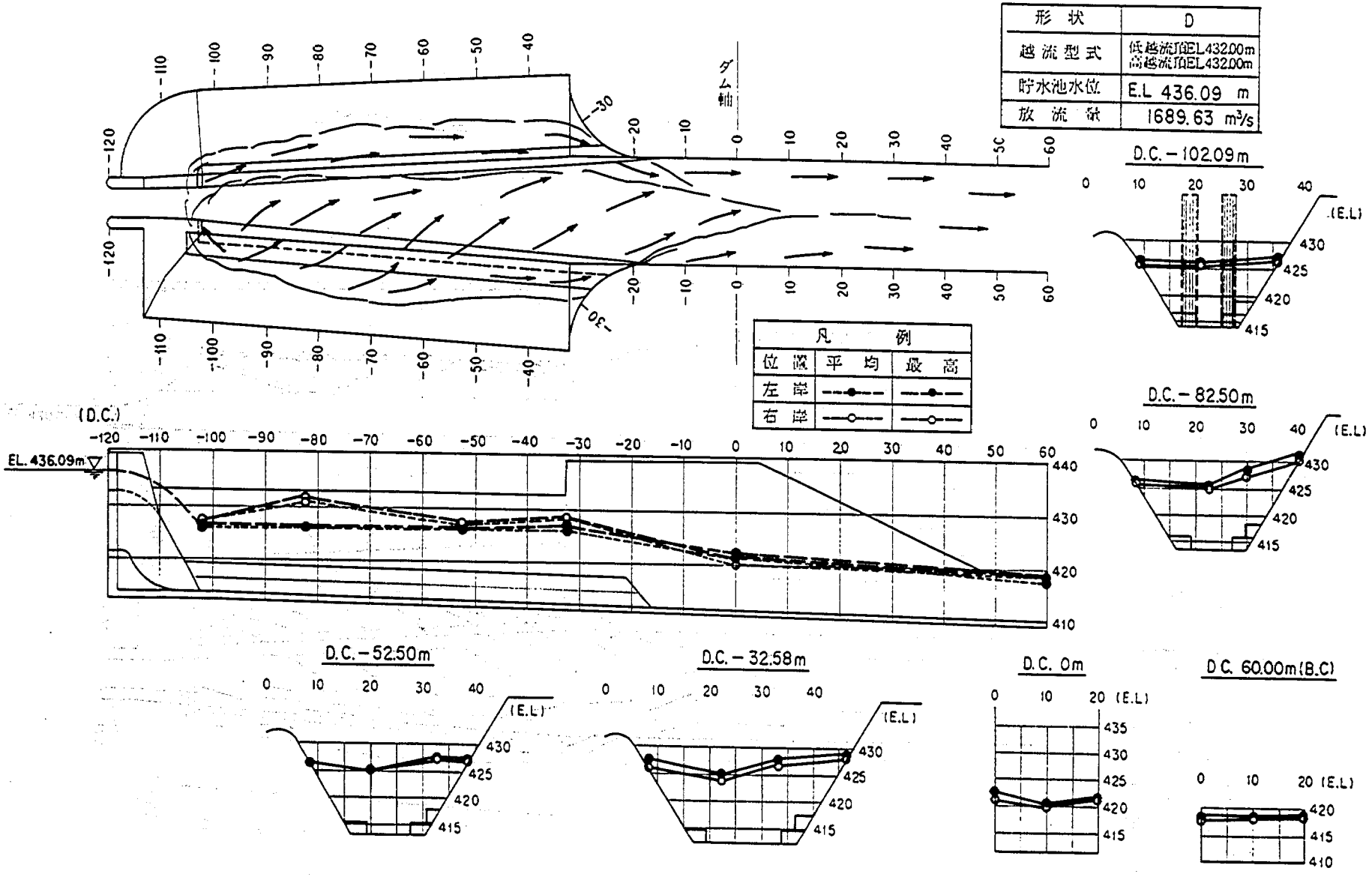


図 2.24　側水路内の水面形および流況図

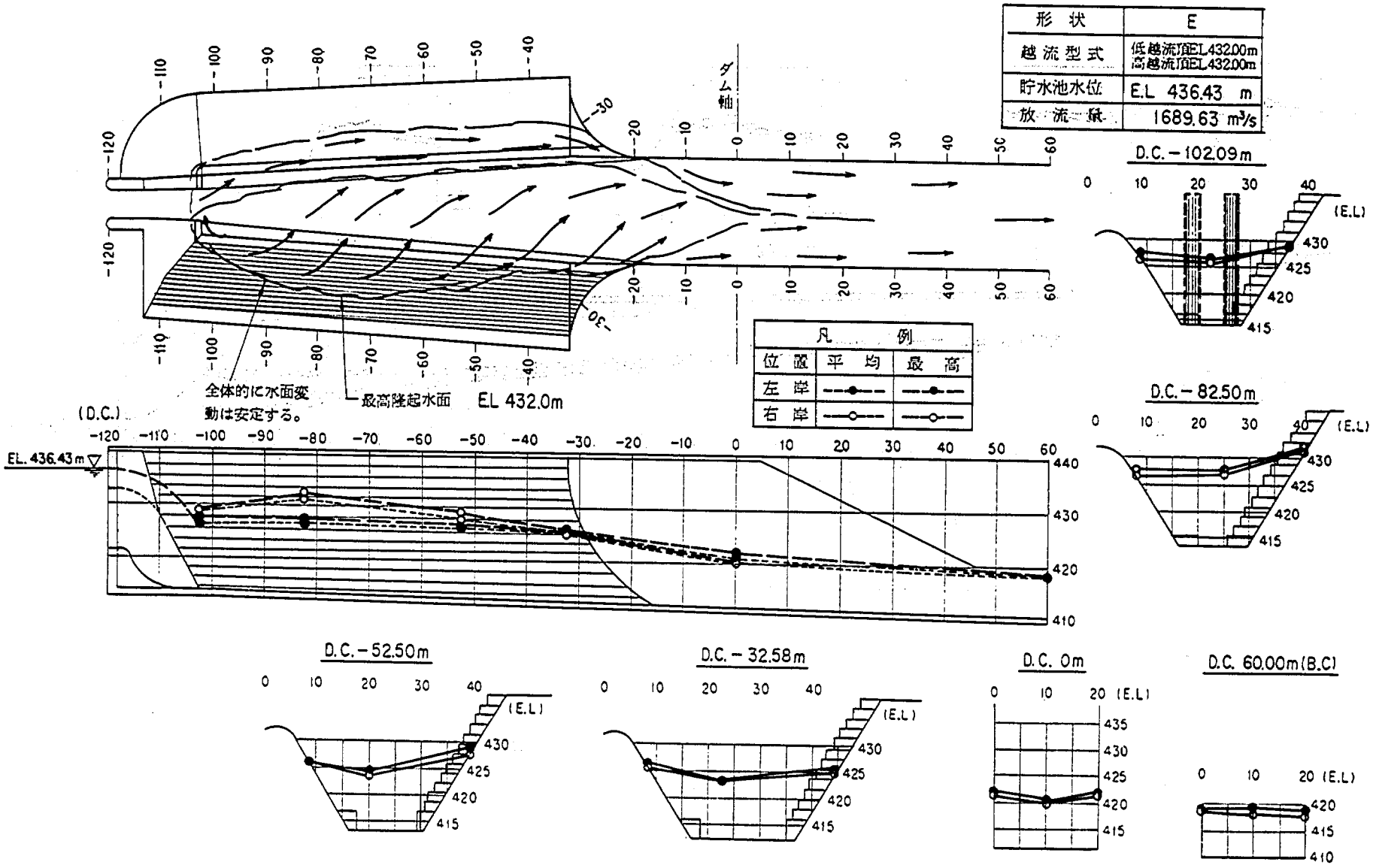


図 2.25　側水路内の水面形および流況図

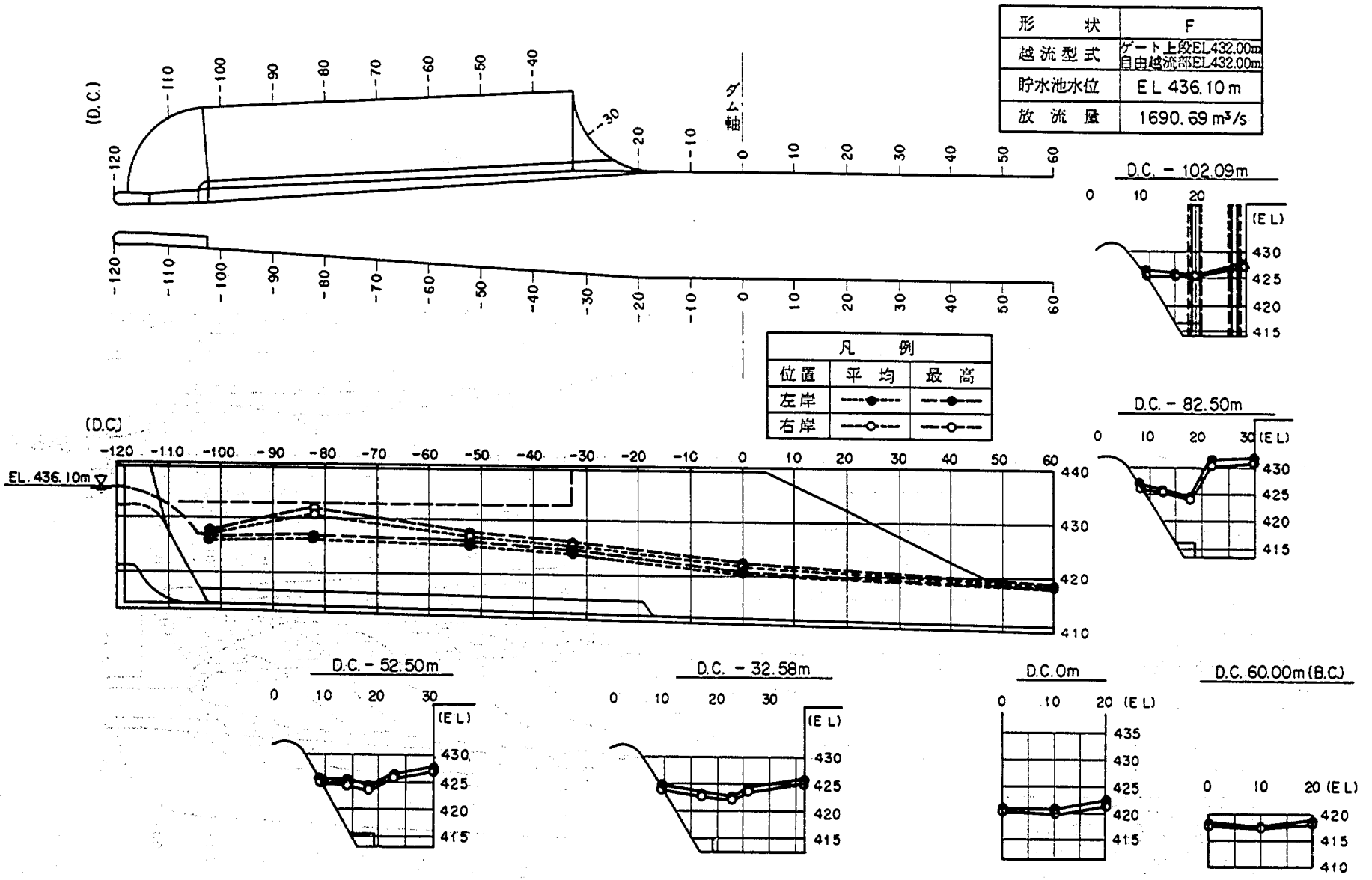


図 2.26　側水路内の水面形および流況図

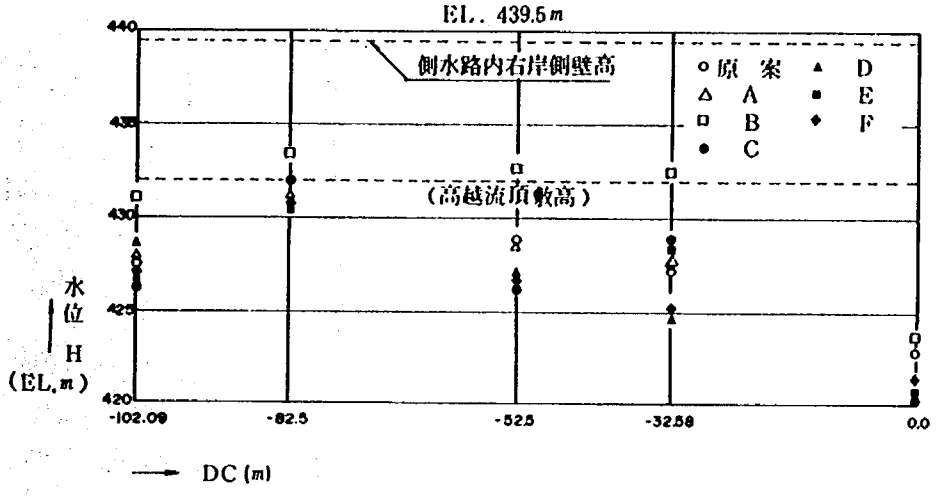


図 2.27　もたれ壁水際線標高

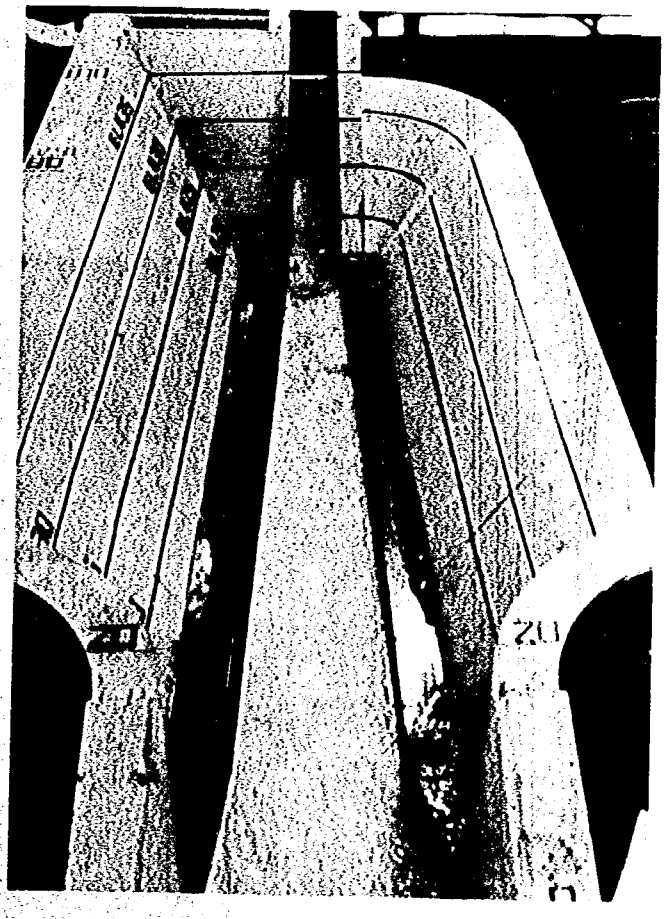


写真 2.7　最終案の形状

形　状	最終案
越流型式	低越流頂EL432.00m 高越流頂EL432.00m
貯水池水位	E.L. 436.10m
放流量	1686.45m³/s

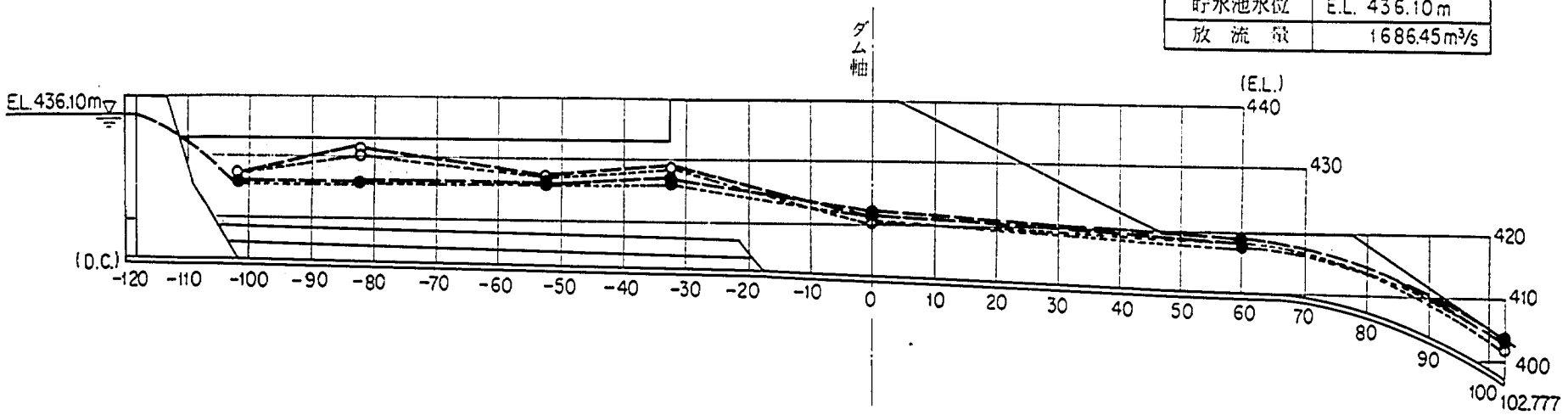






図2.28　最終案の水面形と流況

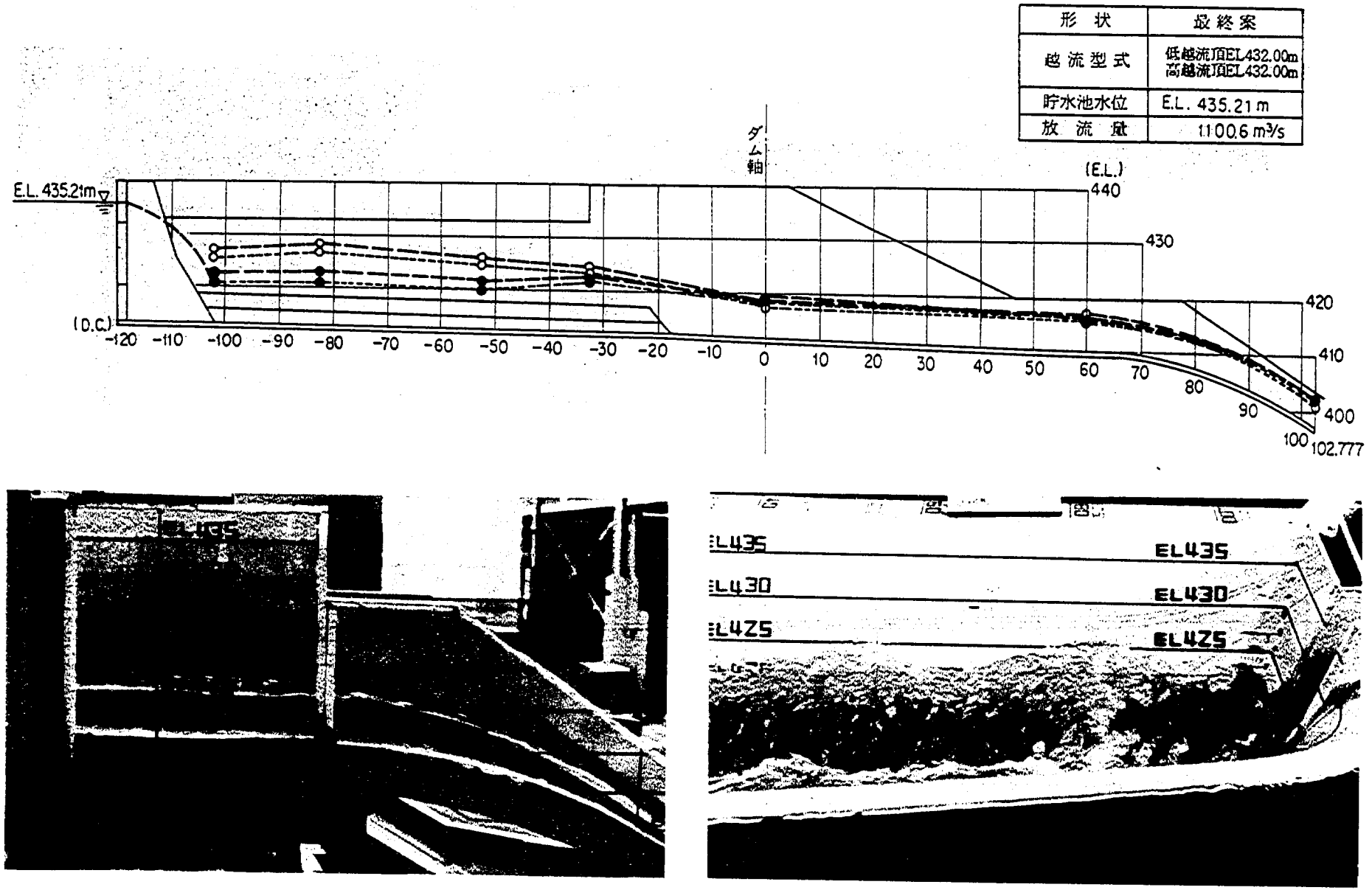


図 2.29　最終案の水面形と流況

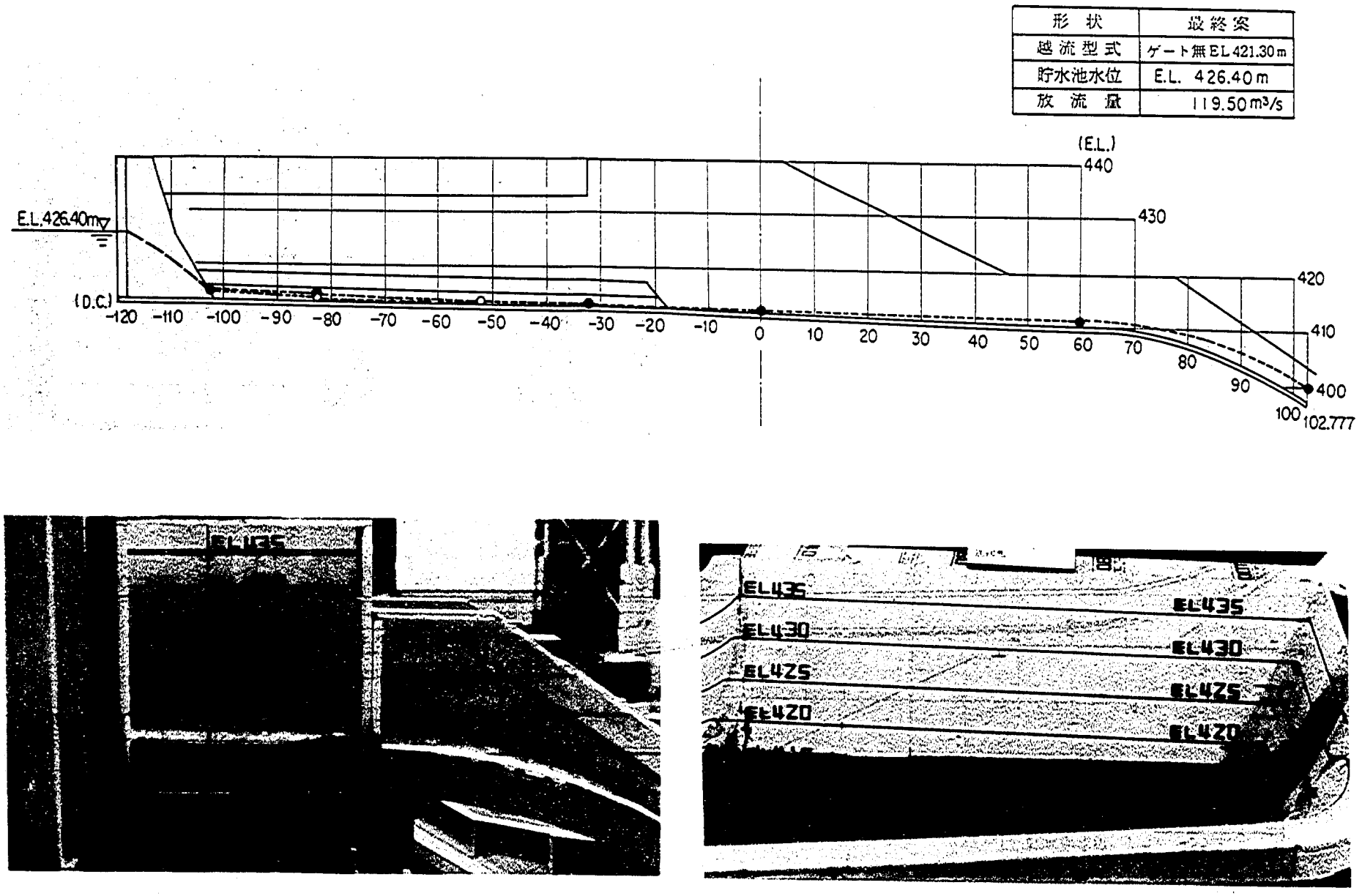


図 2.30　最終案の水面形と流況

第4節　減勢工修正案の検討

4.1　検討内容

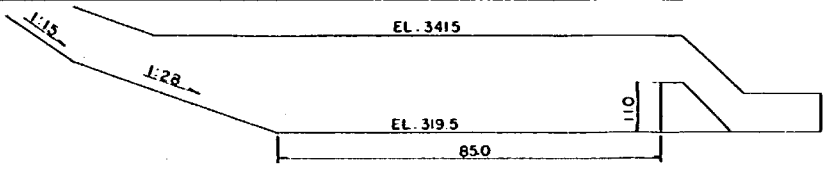
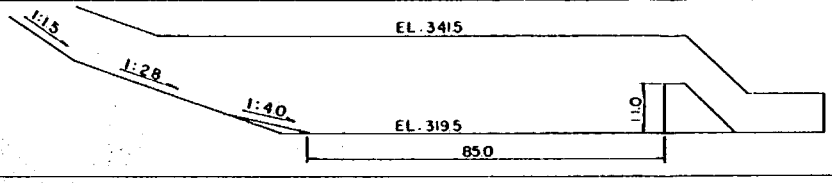
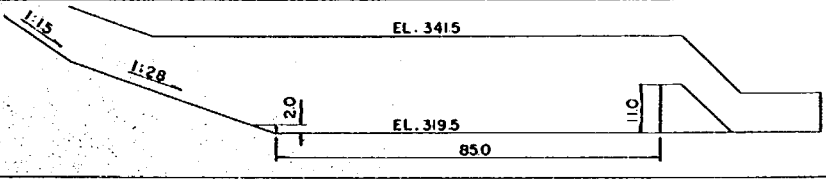
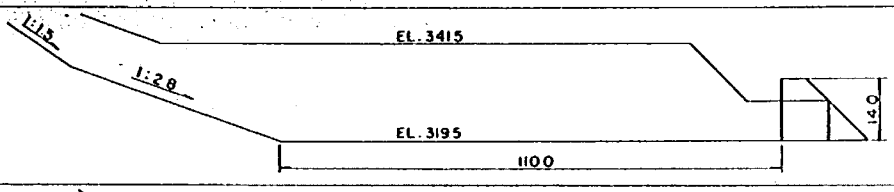
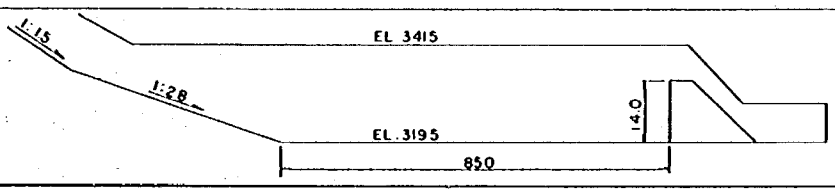
三国川ダム洪水吐きの減勢工の設計対象流量は，副ダム上流での減勢効果については計画高水流量1100 ㎥/sまで十分なものとし，設計洪水流量1690 ㎥/sではフィルダム堤趾を保護する観点から導流壁を越水させないものとして考えられており，下流に対しては下流のわらび野水門までの河道の減勢を期待し，それより下流への悪影響を避けるというものである。この様な立場からすれば設計原案で導流壁高を，EL.343 mとすれば条件を満たすことになるが，減勢工の基礎となる岩盤の状況を考慮すると構造物の規模は出来るだけ小さくまた，減勢工内の変動も極力小さくすることが必要である。

設計原案の減勢工の修正として，表2.5の形状により次の様な意図を持って検討を行った。

(1)　減勢工規模は原案とし，補助構造物等で流況改善をはかり導流壁を低くする（形状A～B）。

(2)　減勢工規模を変え流況改善をはかる（形状C～D）。

表2.5　減勢工形状の検討

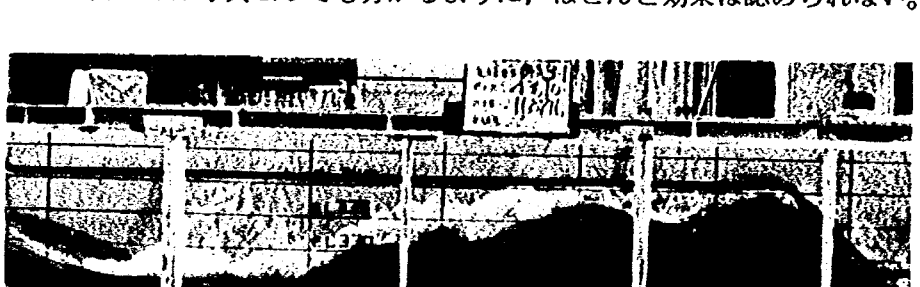
形状	形状	ダム軸からの距離 (m) 副ダム高　H (m) 水叩き長　L (m)
原案		325 35 H=11.0 L=85.0
A		325 35 H=11.0 L=85.0
B		325 35 H=11.0 L=85.0
C		350 35 H=11.0 L=85.0
D		325 35 H=14.0 L=85.0

4.2　検討結果

原案の減勢工規模では，写真2.1および図2.14に示されるように，跳水はEL.325.0 m付近の順傾斜終

端近くで始まるが，高速な潜流が副ダム前面に到達しており，減勢工内の水面変動を大きくしている。

改善策として，潜流区間を短縮させ，跳水始端を上流に移行させるため，補助構造物を使用することにした。形状Aでは，補助構造物を勾配1：4.0の順傾斜，形状Bでは，シュートブロックとし検討を行った。順傾斜を用いた形状Aでは写真2.8でも分かるように，ほとんど効果は認められない。



貯水池水位 EL.436.1 m，放流量(1687㎥/s)

写真 2.8　減勢工の流況（形状A）

形状Bのシュートブロックでは若干の効果が現れ，図2.13に示すように跳水始端はEL.330.0 m まで上流へ移行しているが，なおも潜流区間は副ダム前面まで達しており，前面が受ける圧力または減勢工内の水面変動は比較的大きく，原案より導流壁高を50㎝程度出来るだけである。1100 ㎥/s 放流時は図2.32に示すようにかなり安定しているが，原案との差は認められない。

形状Cでは，1690㎥/sで計算された減勢工規模（副ダム高14m，水叩き長110m）となっている。実際に110 mを水叩き長とすると，写真2.9に示すように，減勢工内で横断方向の振動が生じ流況が悪化している。

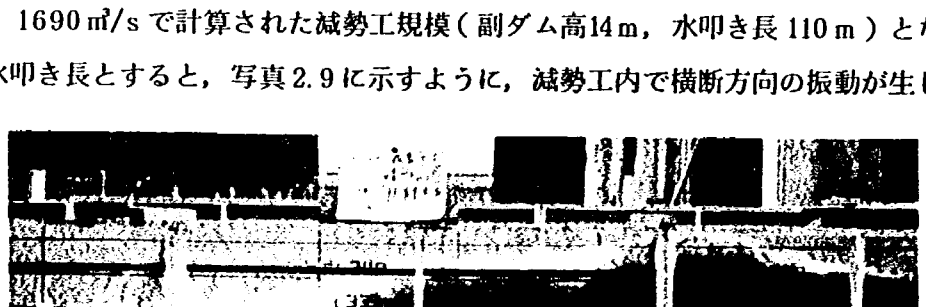
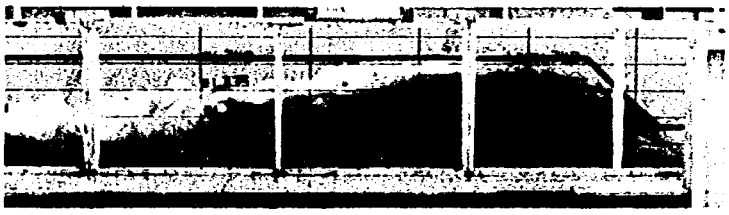


写真 2.9　減勢工の流況（形状C）

形状Dでは，水叩き長を原案の85.0 mとし，計算結果より25.0 m短縮させ，副ダム高を14.0 m としたものであるが，1690 ㎥/s 放流時には跳水始端はEL.335.0 m付近まで上昇し，潜流区間も短縮され，副ダム前面に受ける圧力も静水圧に近い状態となっている。しかし，図2.33に示すように全体の水位が上昇するが，原案と比較すると最大水深で30㎝程度増すだけで，水面変動を考慮すると有利と考えられる。

以上の検討結果から，先に述べた設計条件ではD案が最適なものと考えられ，このとき減勢工の導流壁天端は余裕をみてEL.343.㎥/s とすれば良い。

なお，次節の検討では，二次減勢工を含む減勢工の規模を最適なものとするため，副ダム上流の水叩き長さを10m短縮し，それに伴って図2.34を検討して，副ダム高を1m低くしている。



形状	B
越流型式	低越流頂EL.432.00m 高越流頂EL.432.00m
貯水池水位	E.L 436.59 m
放流量	1689.63 m³/s

凡例		
位置	平均	最高
左岸	---●---	---●---
右岸	---○---	---○---

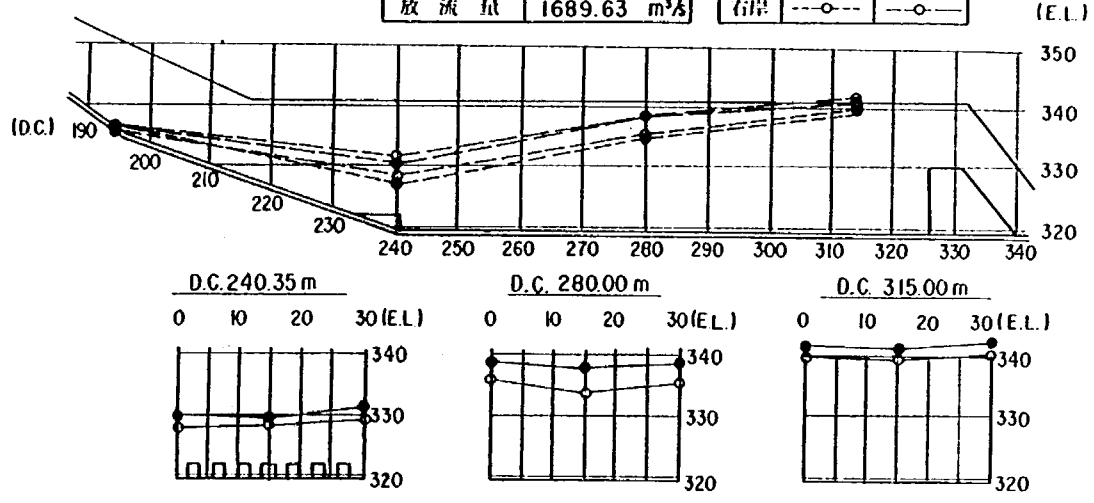
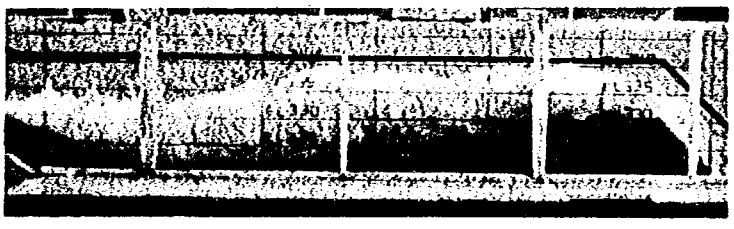


図2.31　減勢部の水面形および流況写真



形状	B
越流型式	低越流頂EL.432.00m 高越流頂EL.432.00m
貯水池水位	E.L 435.17 m
放流量	1092.13 m³/s

凡例		
位置	平均	最高
左岸	---●---	---●---
右岸	---○---	---○---

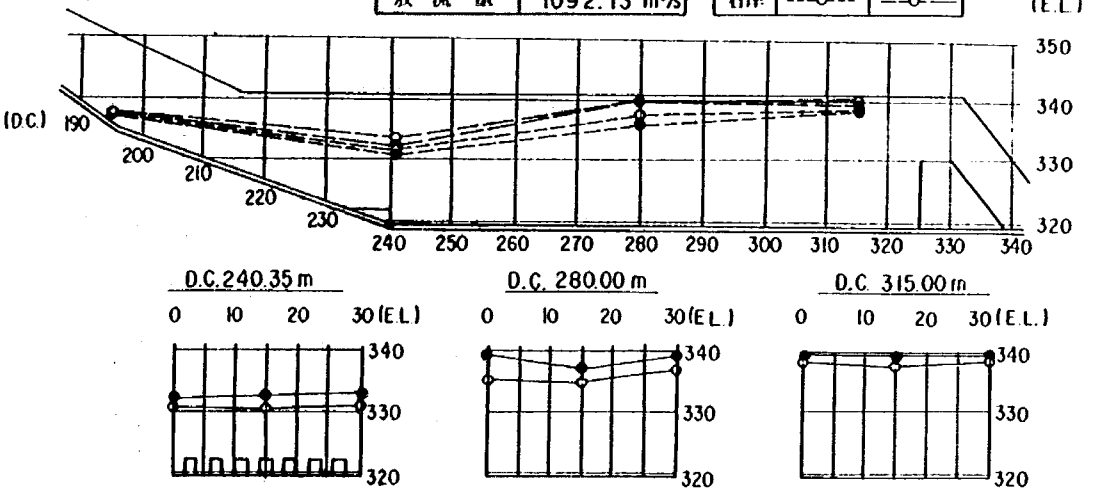
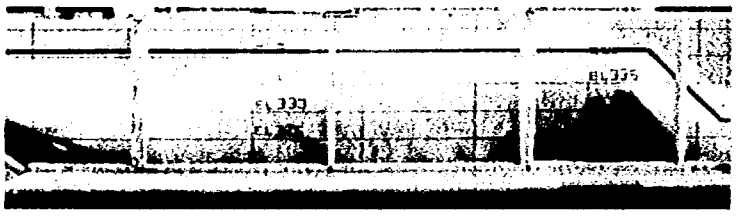


図2.32　減勢部の水面形状および流況写真



形状	D
越流型式	低越流頂EL.432.00m 高越流頂EL.432.00m
貯水池水位	E.L 436.05 m
放流量	1694.58 m³/s

凡例		
位置	平均	最高
左岸	---●---	---●---
右岸	---○---	---○---

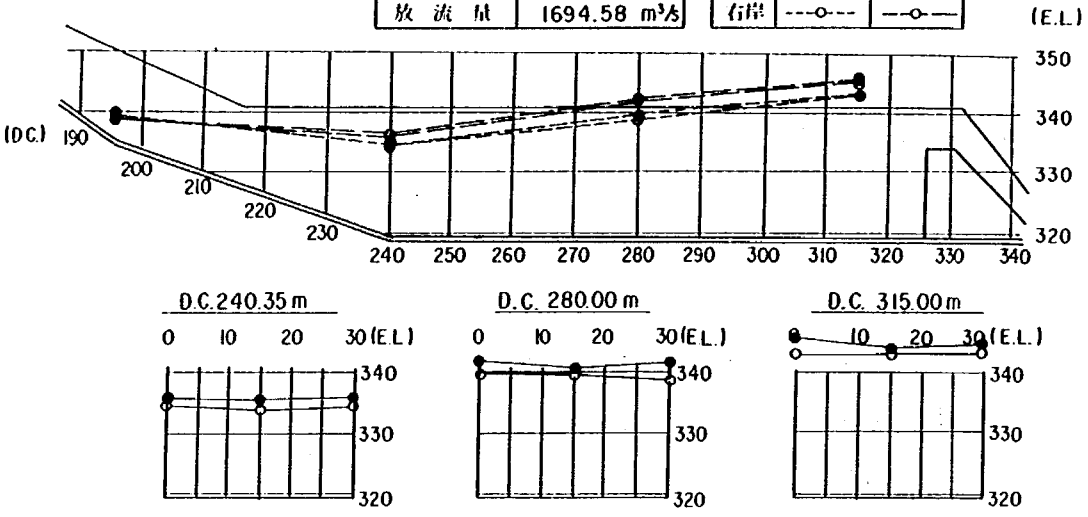
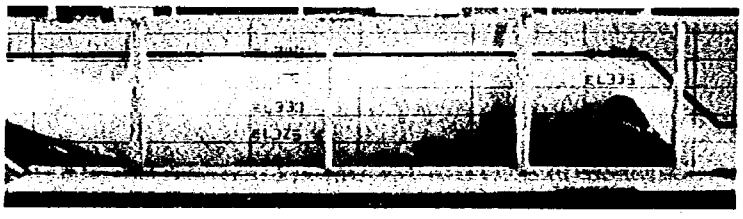


図2.33　減勢部の水面形および流況写真



形状	D
越流型式	ゲート2段EL.432.00m 高越流頂EL.432.00m
貯水池水位	E.L 435.14 m
放流量	1102.73 m³/s

凡例		
位置	平均	最高
左岸	---●---	---●---
右岸	---○---	---○---

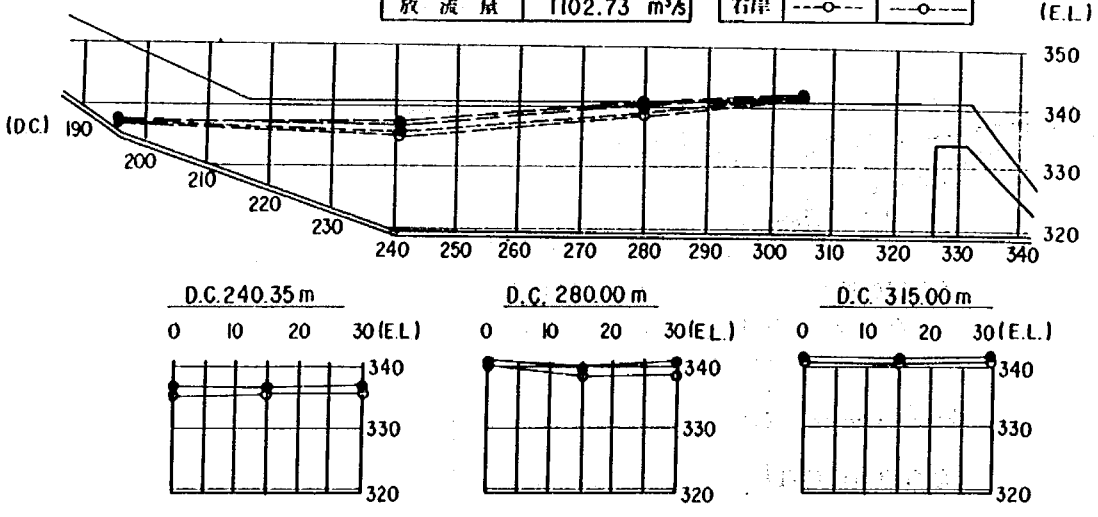


図2.34　減勢部の水面形および流況写真

第5節　下流河道の検討

5.1　副ダム減勢工

副ダムを越えた流水は，かなりのエネルギーを維持したまま河道へ流れる。これは右岸側を水衝部とする流れとなり，仮排水路出口付近の護岸を損傷する恐れがある。このため副ダム減勢工によるエネルギー減殺の必要性があると判断し，規模，形状についての検討を実施した。対象流量1100㎥/sとすると，前節の検討結果を踏まえて，次式により副ダム減勢工の規模を計算することが出来る。

$$V_t = \sqrt{2gH} = \sqrt{19.6 \times (342.0 - 319.5)} = 21 \text{ m/s}$$

$$V_1 = 0.9 V_t = 0.9 \times 21 = 18.9 \text{ m/s}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gH_1}} = \frac{18.9}{\sqrt{9.8 \times 1.9}} = 4.4$$

$$H_2 = \frac{H_1}{2}\left(\sqrt{1+8F_1^2} - 1\right) = \frac{1.9}{2}\left(\sqrt{1+8\times 4.4^2} - 1\right) = 10.9 \text{ m}$$

$$\frac{d}{H_1} = \frac{(1+2F_1^2)\sqrt{1+8F_1^2} - (1+5F_1^2)}{1+4F_1^2 - \sqrt{1+8F_1^2}} - \frac{3}{2}F_1^{2/3}$$

上式に，$F_1 = 4.4$，$H_1 = 1.9$ mを代入すれば，

$$d \fallingdotseq 3.8 \text{ m}$$

$$L = 4.5H_2 = 4.5 \times 10.9 = 49 \text{ m}$$

ここで，H_1 ；跳水前の水深（m）　　F_1 ；跳水前のフルード数

V_1 ；跳水前の流速（m/s）　　d ；シル高さ（m）

g ；重力加速度（m/s²）　　L ；水叩き長（m）

H ；有効落差（減勢池水位－水叩き標高）　　H_2 ；跳水共役水深（m）

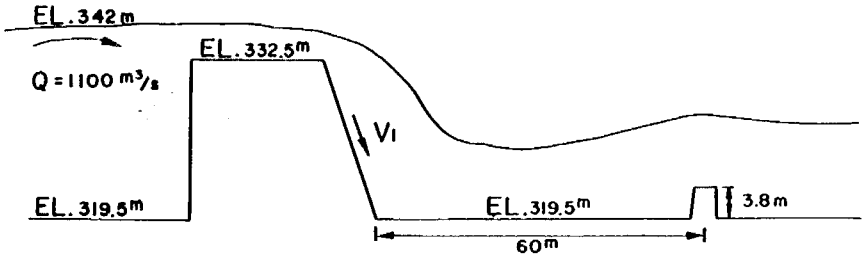
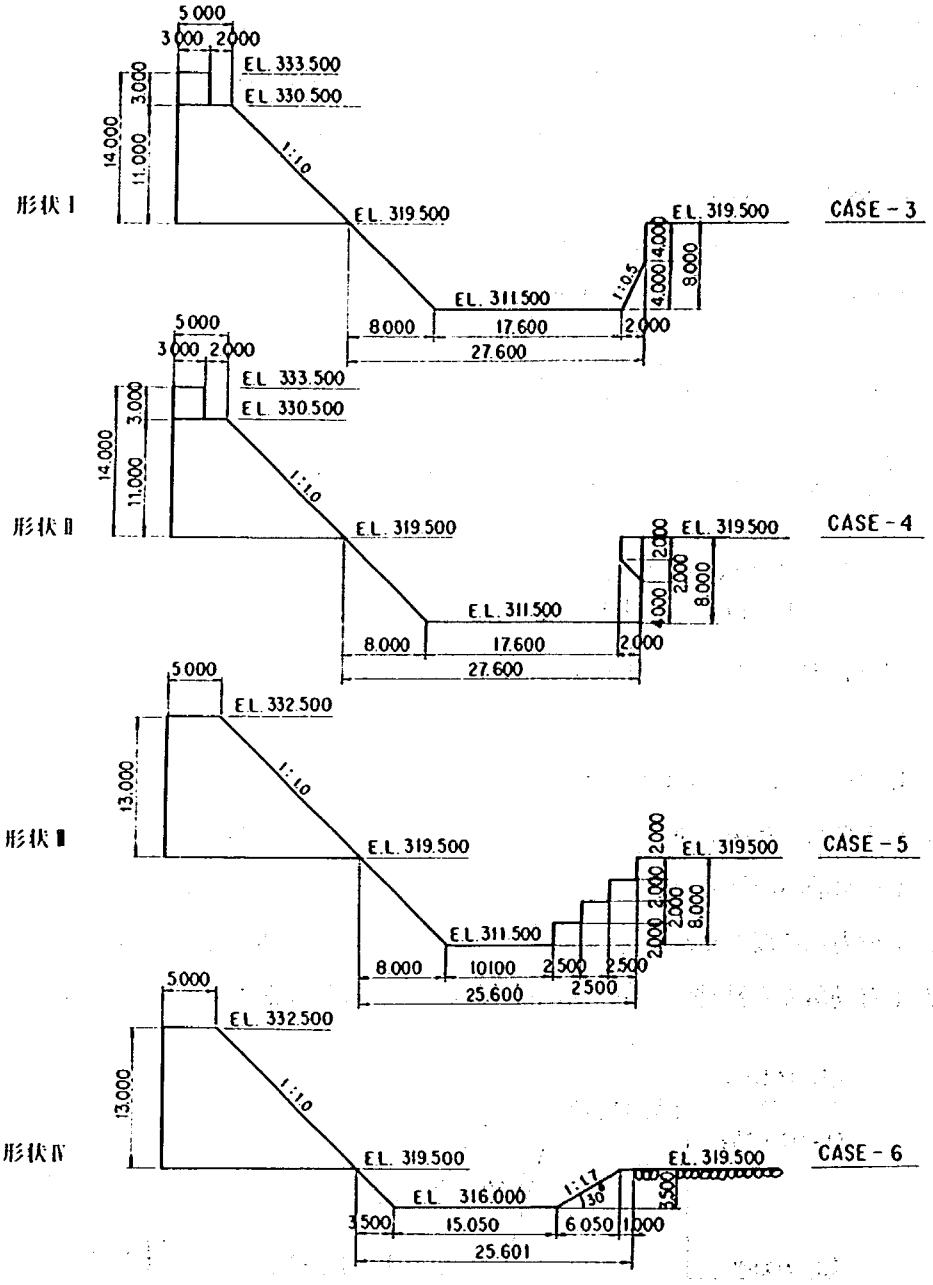


図 2.56　副ダム減勢工

結果は図2.56に示す通りで，シル高さは4.0 mを必要とするが，シルを設置することにより，その下流で再減勢が必要となるため，ここでは堀込み式を用いることにした。一方，水叩き長としては，約50mを必要としているが，減勢部直下流は仮締切位置となっているため，副ダムの位置を考慮すれば，水叩き長を副ダム下流で50m確保することは困難であり，敷高を推定岩盤線EL．311.5 mまでさらに堀下げることで改善をはかる方法，あるいは，大きい流量は飛散させて減勢工そのものに支障がないようにする方法を検討することとした。検討形状は表2.6に示す通りである。

表 2.6　副ダム減勢工の検討形状



5.2　設計原案（副ダム減勢工なし）

5.2.1　放流量 100 ㎥/s の場合（図 2.35，2.36参照）

副ダムを越流した流れは，流速約 4.2 m/s で床固め工および河道へ突入している。護床工直下は当然のことながら時間経過とともに洗掘は進行し，河床安定時点（実物；9.0時間）では約 5～6.0 mの洗掘を生じていた。

河道内の流れは，副ダム越流水の直進性により，No 5～No 6 断面の右岸側を水衝部とする流水が主流をなしている。左岸側は，No 2～No 7 断面（区間距離 125 m）で州が河道中央に向かって張り出しており，左岸側固め工周辺には大きな洗掘は見られない。また，右岸側仮排水路トンネル出口付近の河床も 1～1.5 m程度の洗掘に止まる。

河床面の縦断形状を図 2.37に示す。

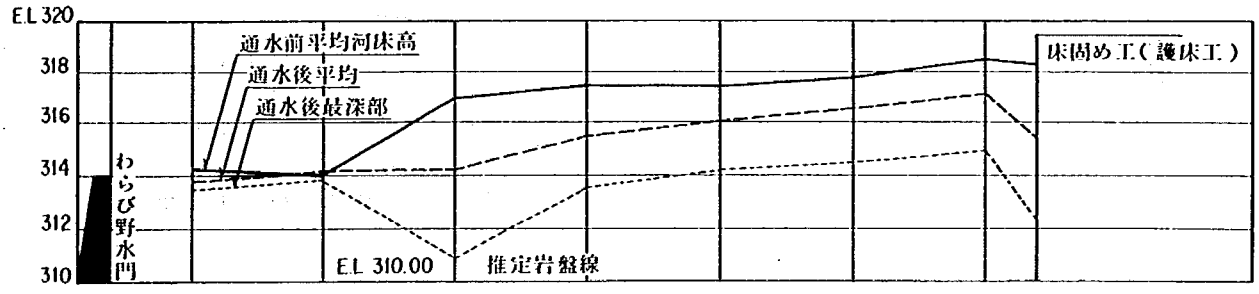


図 2.37　河床面縦断形状図（副ダム減勢工なし　$Q = 100$ ㎥/s）

5.2.2　放流量 1100 ㎥/s の場合（図 2.38，2.39参照）

副ダムを越流した流れは，流速 12 m/s で河道に突入し護床工直下および仮排水路トンネル出口付近の河床は，通水後約 3 分（実物；20分）で岩盤（EL．311.5 m）が露出する。左岸側計画護岸からの越水現象は，河床が洗掘され水位が低下すれば見られなくなるが，実験開始直後は，河道突入地点で流れは左右岸に分散し，護岸を越水する現象が見られた。既設護岸からは完全に越水しており，高水敷流速約 3.0 m/s で流下している。また河道内の流速は平均して約 6.0 m/s であり，図 2.39および図 2.40からわかるように河床砂礫のほとんどは，流失し，わらび野水門までの全区間でモルタルが露出している状態であった。あった。

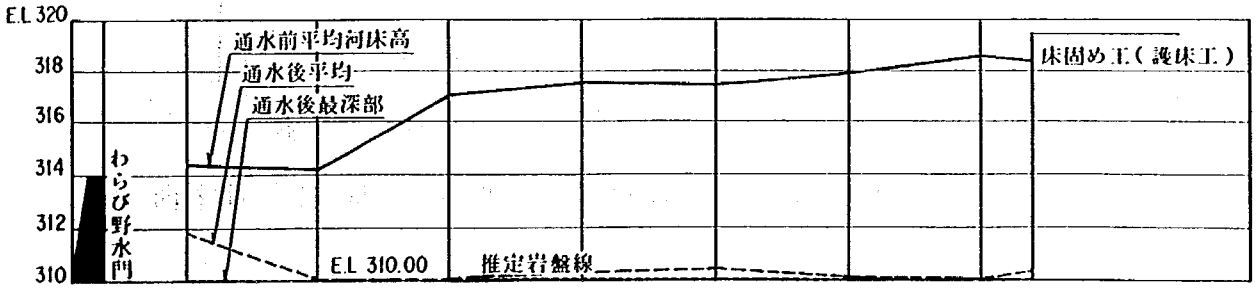


図 2.40　河床面縦断形状図（副ダム減勢工なし　$Q = 1100$ ㎥/s）

5.2.3　放流量 100 ㎥/s で護床工上に粗度を付けた場合（図 2.41，2.42参照）

護床工上の流速は，粗度効果が表れており原案と比べて 1 m/s 減勢され約 3.0 m/s で河道へ突入している。河道内の流況は，原案と同じような流況を呈しており，No. 6 右岸を水衝部とする流水が主流をなしている。左岸の根固め，および右岸の仮排水路トンネル出口付近の河床は，洗掘傾向はほとんどないが，護床工直下では，約 5 ～ 6.0 m の局所洗掘が生じている。河床面の縦断形状を図 2.43に示す。図 2.44は，護床工の粗度の有無による河床安定時の平均水位および最深河床部を比較したものであるが，両者に有為な差は認められない。

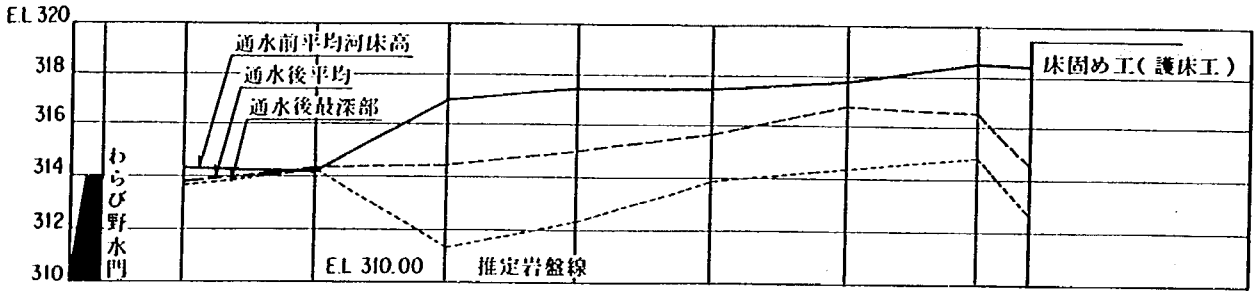


図 2.43　河床面縦断形状図（副ダム減勢工なし，粗度付き護床工　$Q = 100$ ㎥/s ）

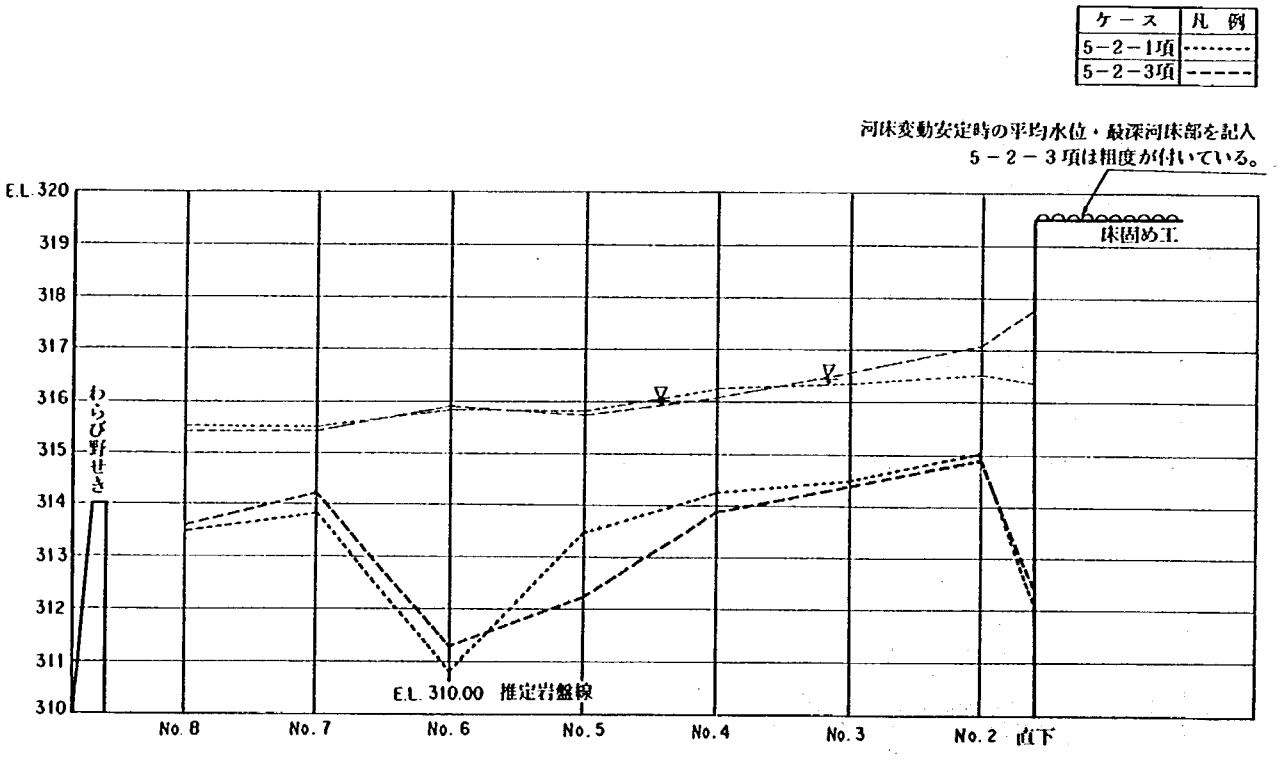


図 2.44　護床工上の粗度の有無による水面形および最深河床の比較図

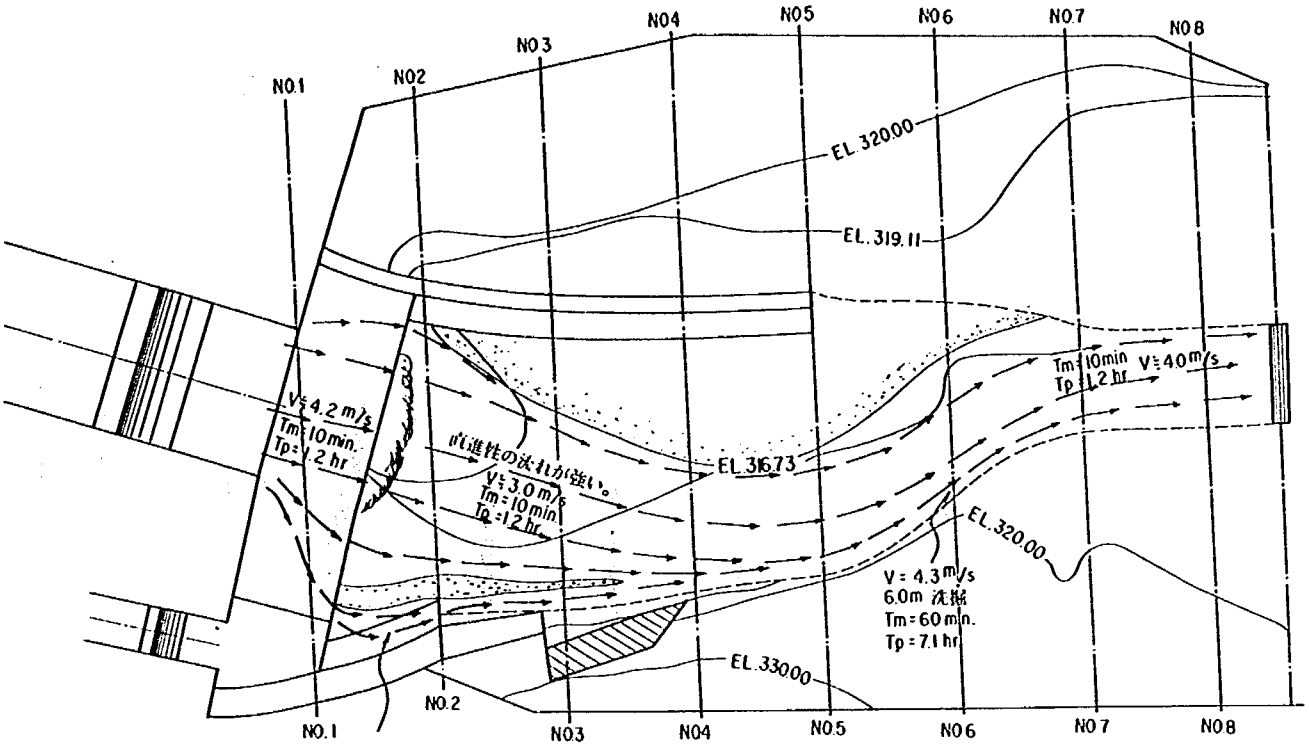
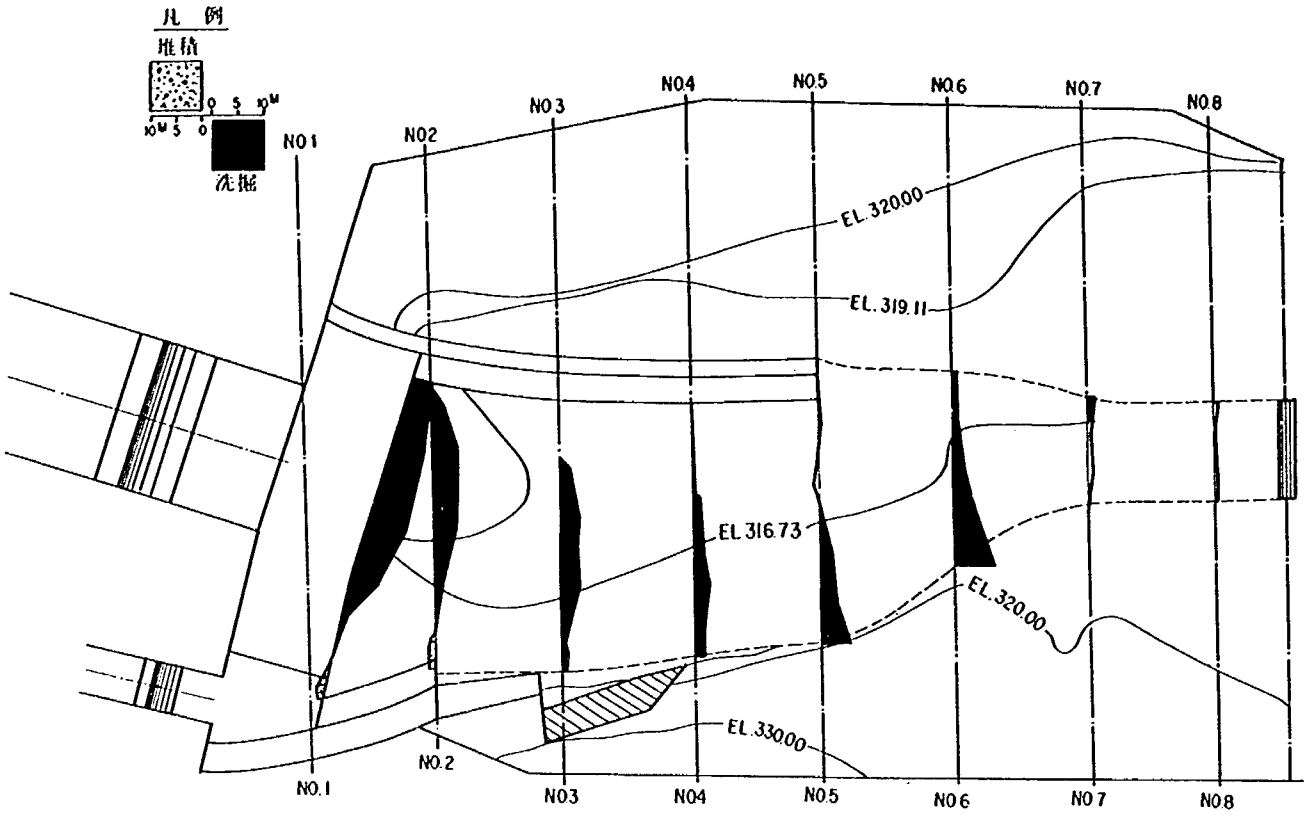




図2.35　下流河道の流況（副ダム減勢工なし　$Q = 100\ m^3/s$）



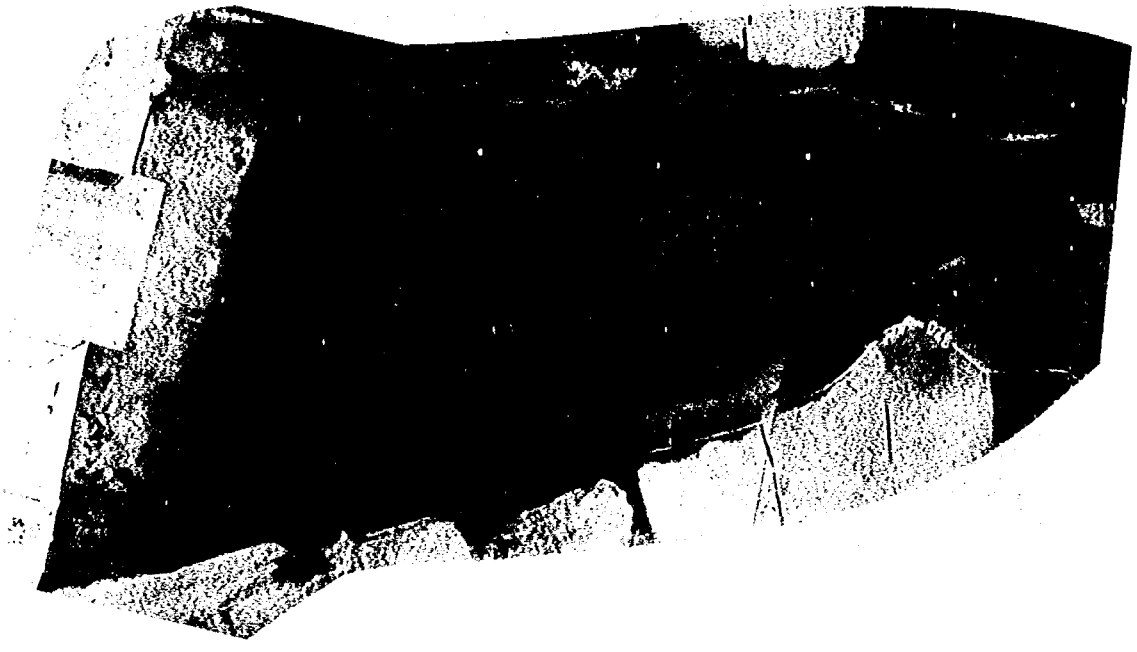
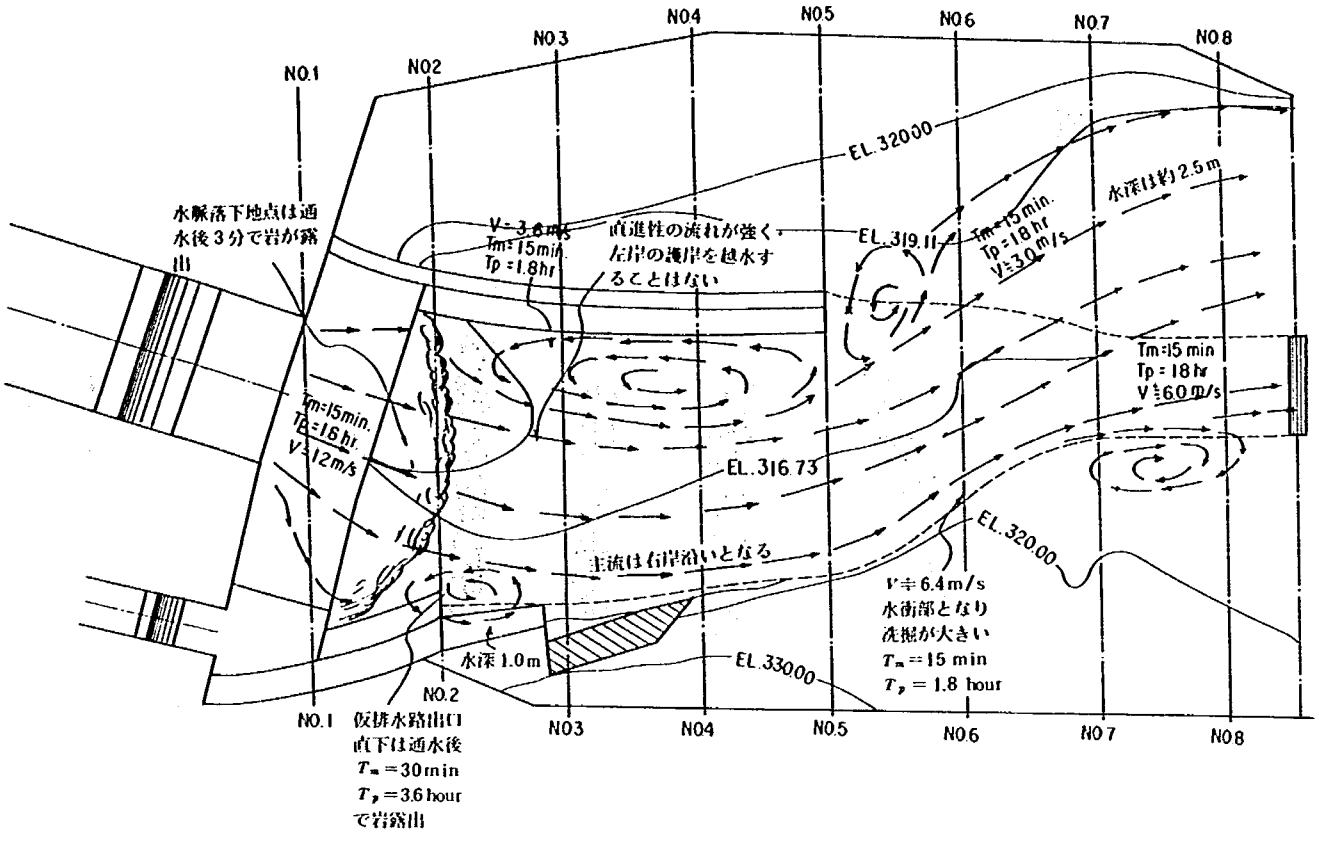


図2.36　下流河道洗掘堆積状況（副ダム減勢工なし　$Q = 100\ m^3/s$）



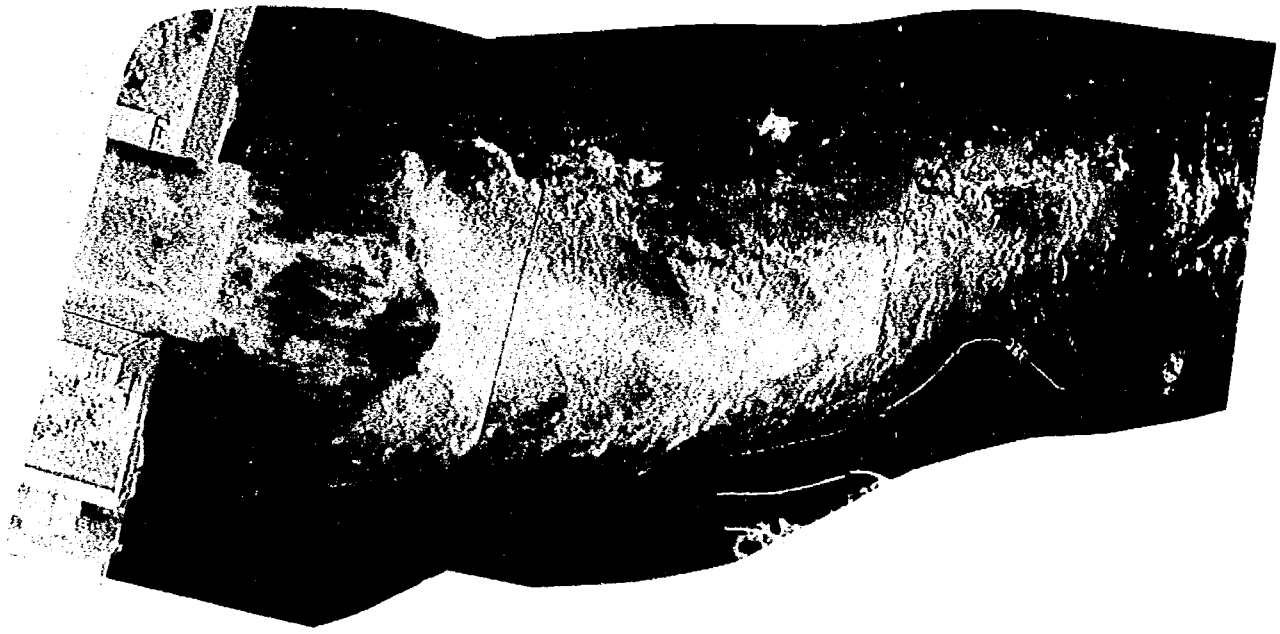
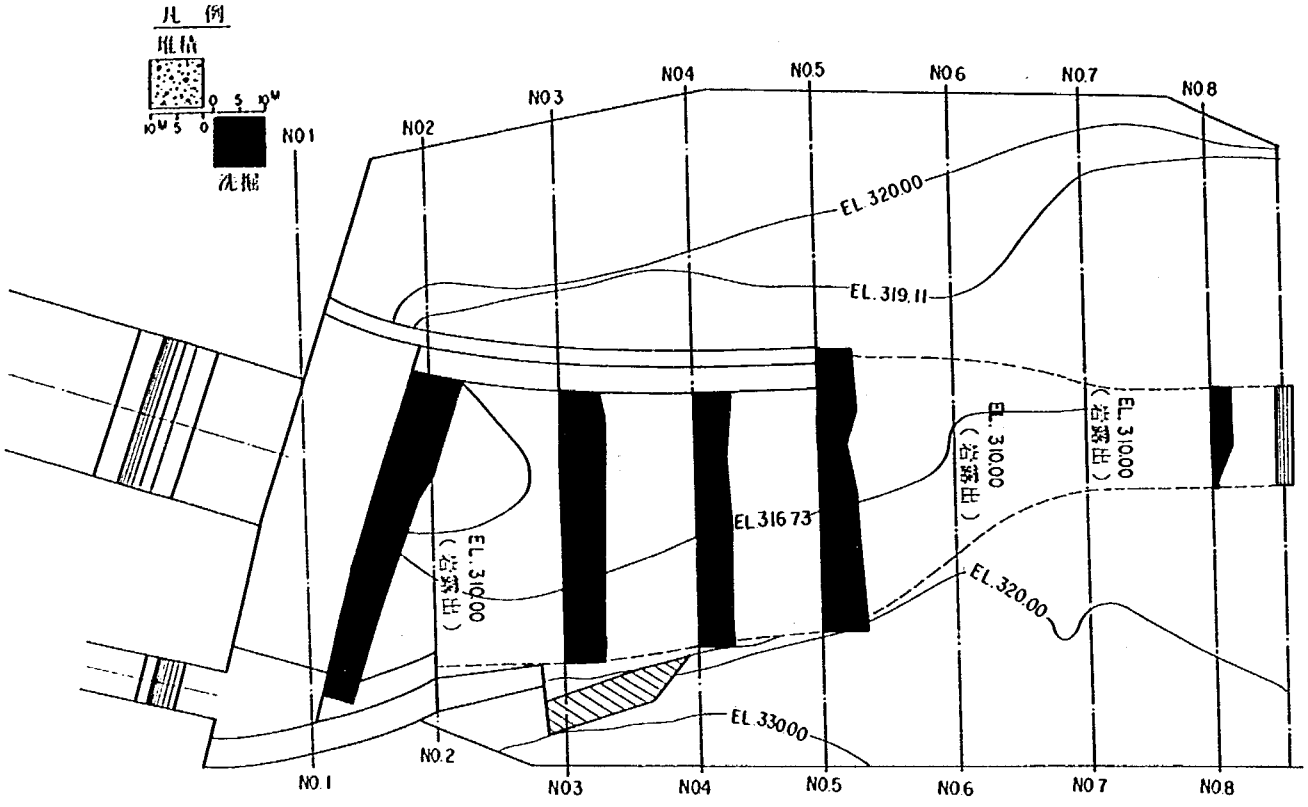


図2.38　下流河道流況（副ダム減勢工なし　$Q=1100\,m^3/s$）



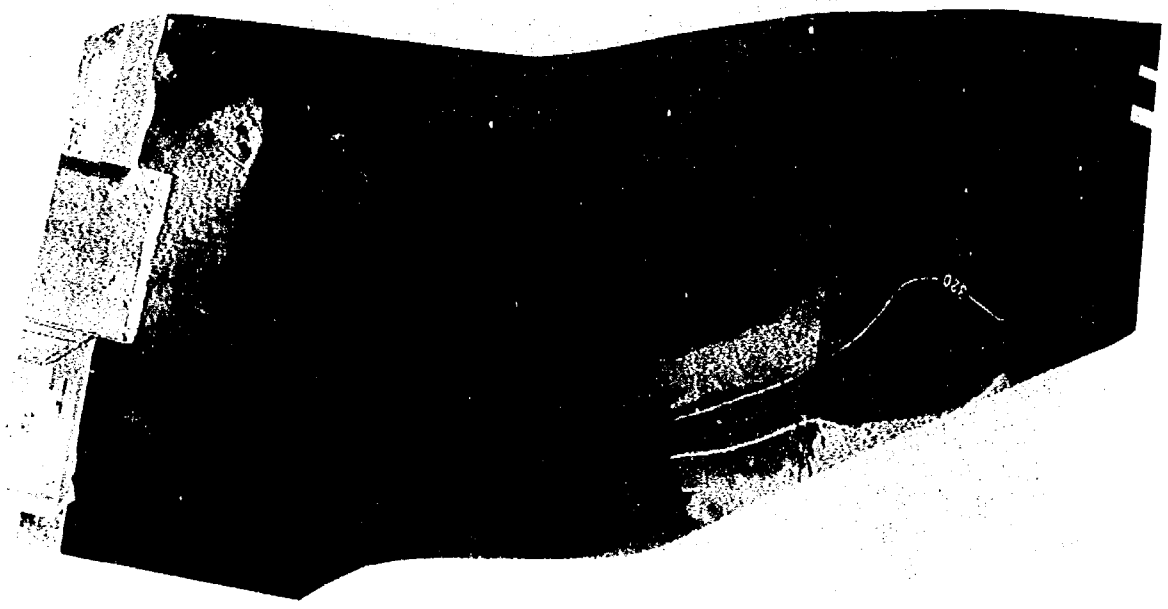
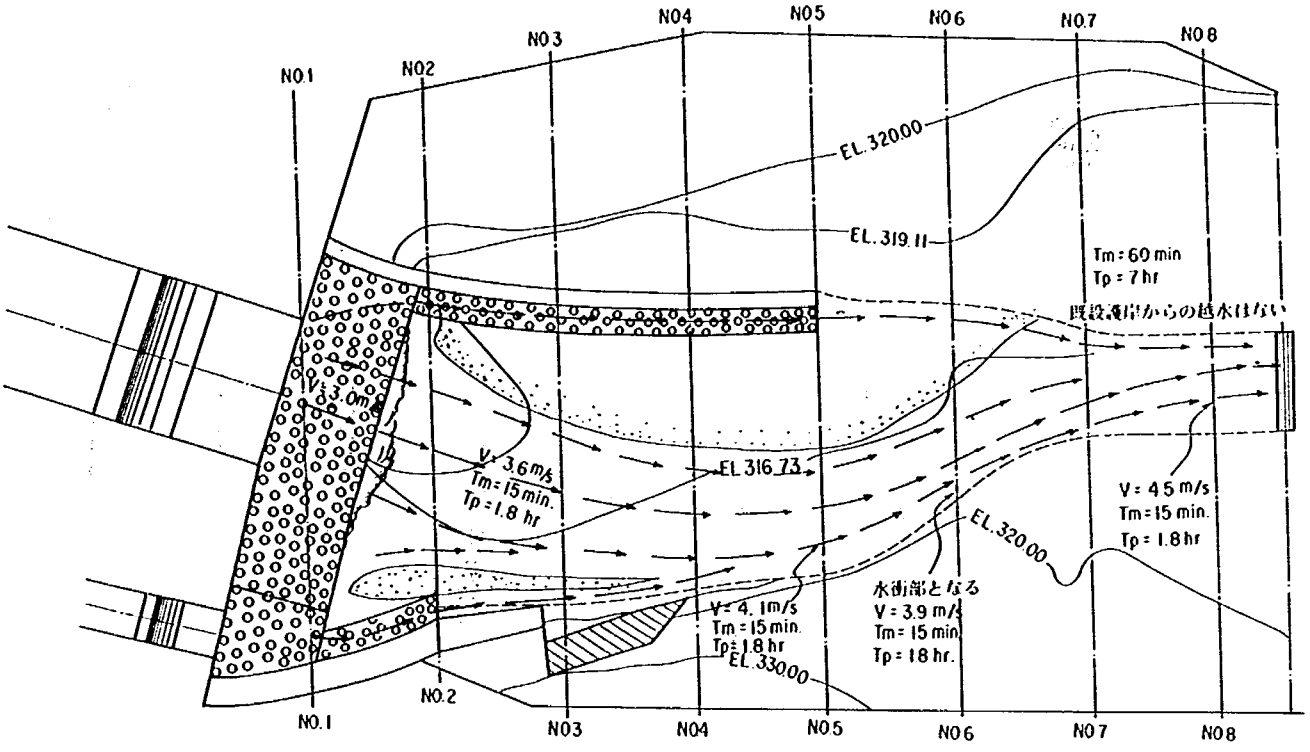


図2.39　下流河道洗掘堆積状況（副ダム減勢工なし　$Q = 1100\ m^3/s$ ）



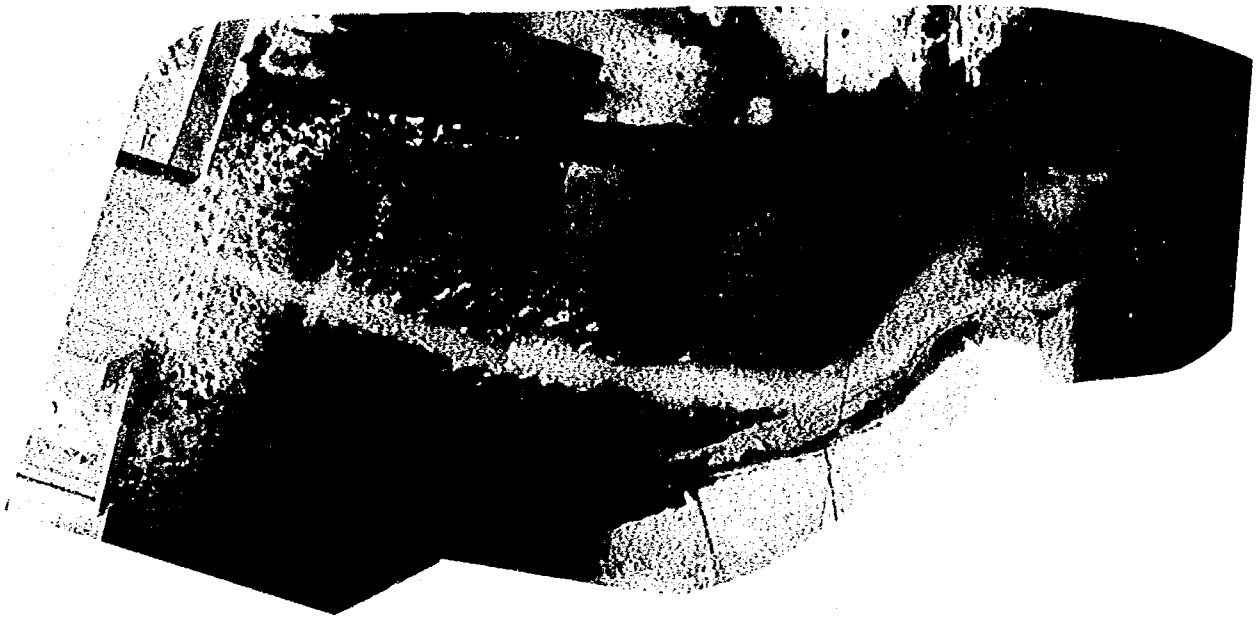
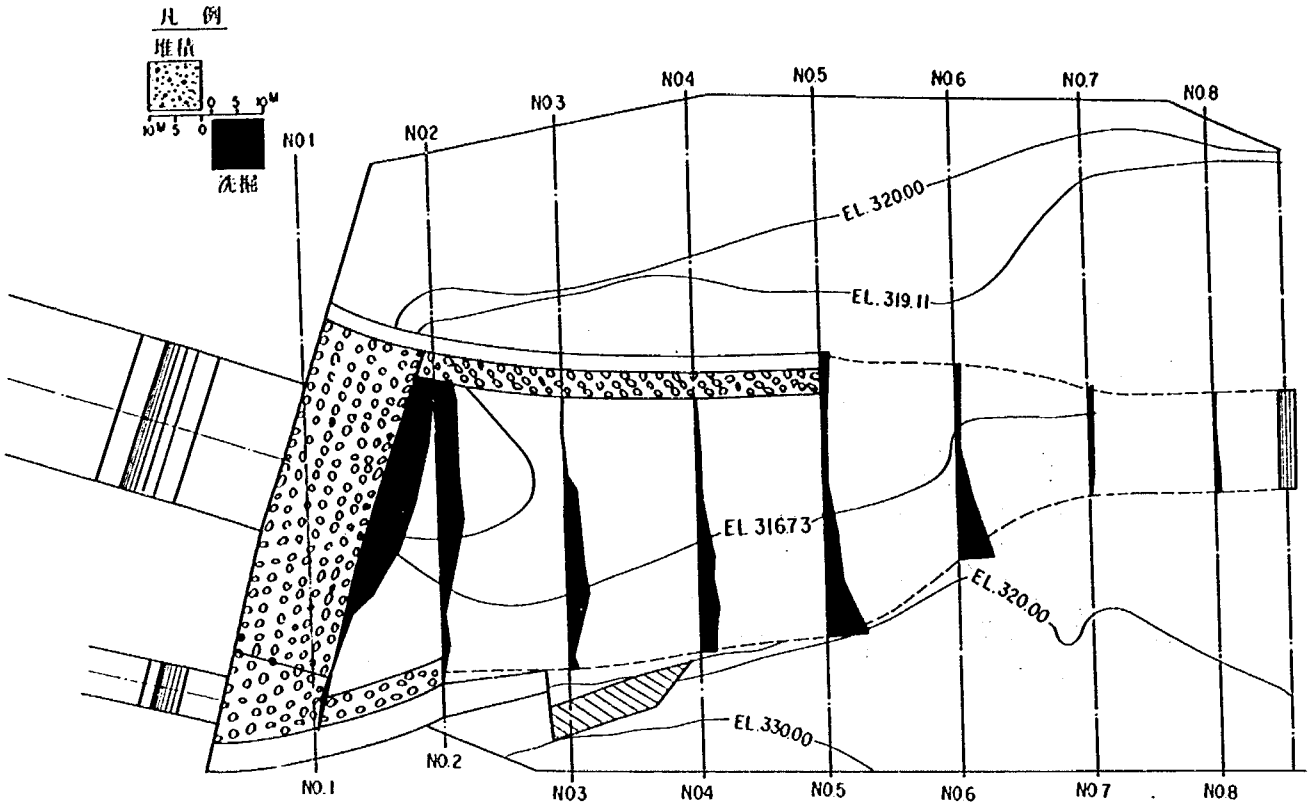


図 2.41　下流河道の流況（副ダム減勢工なし，粗度付き護床工　$Q = 100$ ㎥/s ）



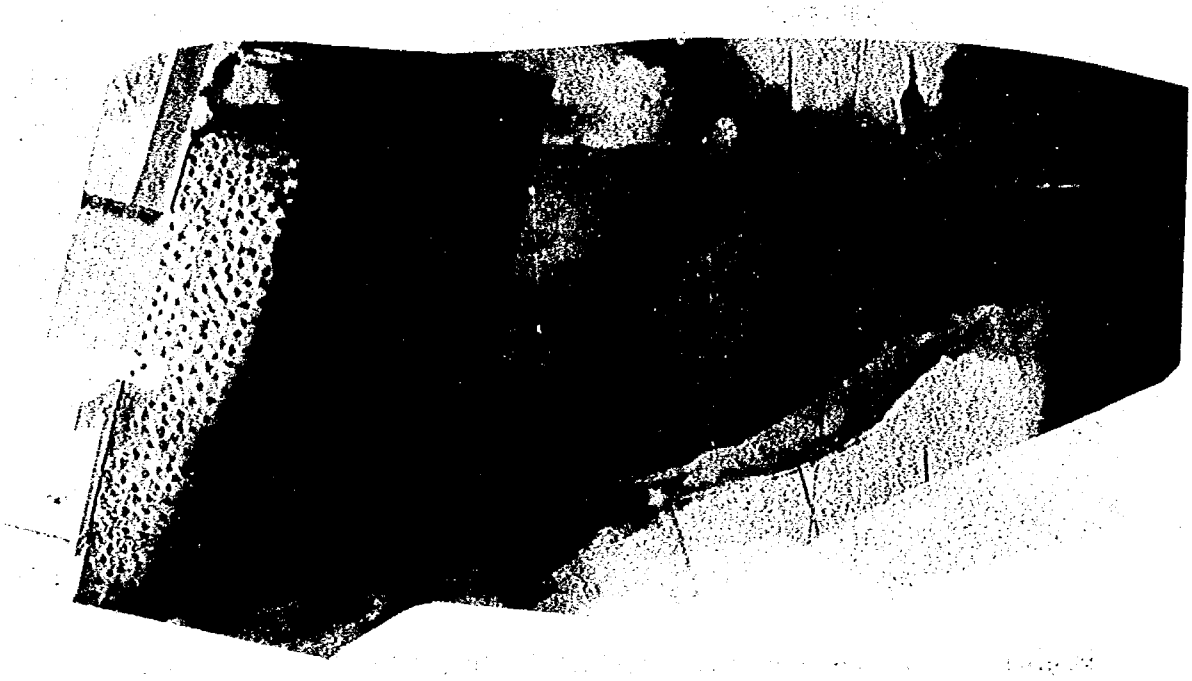


図 2.42　下流河道洗掘堆積状況（副ダム減勢工なし，粗度付き護床工　$Q = 100\ m^3/s$ ）

5.3　副ダム減勢工形状Ⅰ～Ⅲ

副ダム減勢工終端をDC・360 mにした形状Ⅰでは1100 ㎥/s流下時，副ダムを越流した流れは，図2.45に示すように二次減勢池内で潜流となって水平水叩き終端の重直壁を直撃し，水面隆起を大きくしている。この水面隆起は護床工維持に対しても悪影響を及ぼし，かつ下流河道の水面変動を大きくし，仮排水路トンネル出口付近の流況を悪くしている。

副ダム減勢工終端の垂直壁に波返しを取り付けた形状Ⅱでも図2.46に示すように波返しによる巻き込み効果はほとんどなく，依然として水面隆起および減勢池内の水面変動は大きい。

副ダム減勢工終端にステップを設けた形状Ⅲでは図2.47に示すように潜流は各ステップ毎にそのエネルギーを減少させ，前ケースで見られた床固め工上での水面隆起は解消されている（図2.48参照）。1100 ㎥/s流下時の流況および洗掘堆積状況はそれぞれ図2.49，図2.50に示す通りであるが，流速も原案の12 m/sに比べて4.0 m/s減殺され8.0 m/sまで低減されている。下流河道の流水は，河道接続地点で左右への広がりが見られるが，図2.51の河床変動の結果を図2.40と比較すると形状Ⅲの減勢効果が確認できる。以上の結果から副ダム減勢工形状として形状Ⅲが最適なものと認められるが，これでも河床の洗掘が大きく減勢工の安定性が損われている。図2.52～図2.54は形状Ⅲで100 ㎥/s流下させたものであるが，副ダム減勢工がない場合との有為な差は認められない。

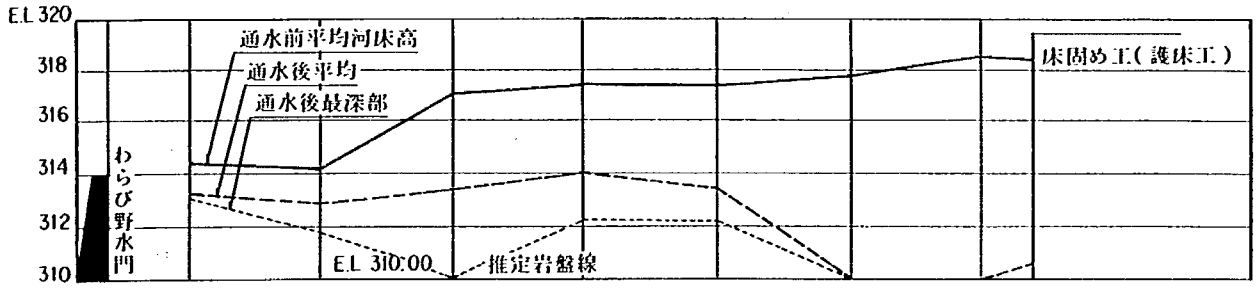


図2.51　堆砂面縦断形状図（形状Ⅲ，Q = 1100 ㎥/s）

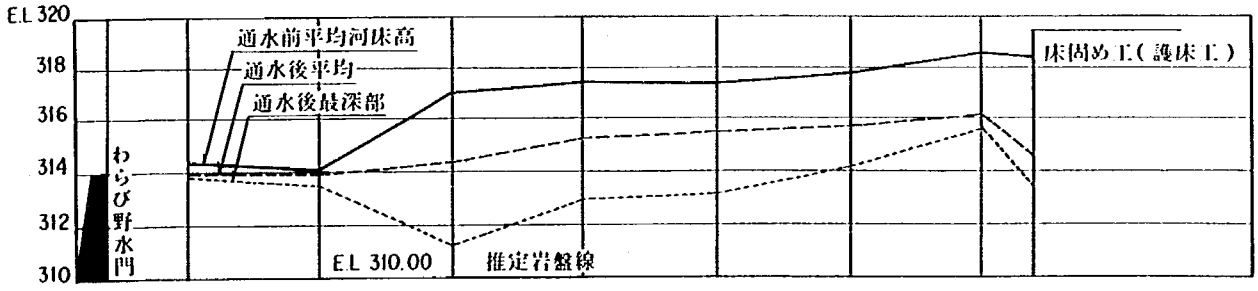


図2.54　堆砂面縦断形状図（形状Ⅲ，Q = 100 ㎥/s）

5.4　減勢工形状Ⅳ

副ダム減勢工終端に水はねを設けた形状Ⅳの規模については，以下に示す計算により大体の目安をつけ基本とすることにした（図2.55参照）。

なお，$Q=380\,m^3/s$（サーチャージ水位EL．432.0ｍでの可能最大放流量）までは跳水による減勢効果を期待し，それ以上の流量については減勢工直下の洗掘を防ぐため飛散させるという設計条件を設定している。

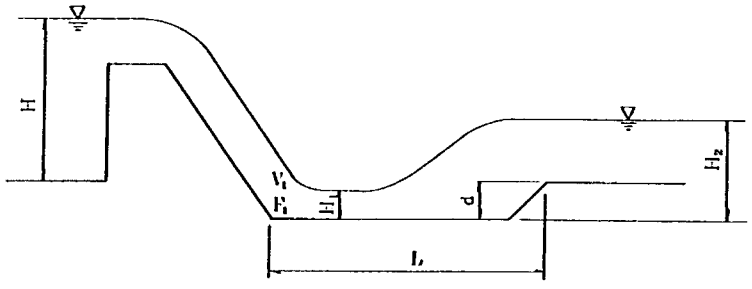


図 2.55　記号説明

$$V_t = \sqrt{2gH} = \sqrt{19.6\times(332.89-319.5)} = 16.2\,m/s$$

$$V_1 = 0.9\,V_t = 14.58\,m/s$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gH_1}} = \frac{14.58}{\sqrt{9.8\times0.87}} = 4.99$$

$$H_2 = \frac{H_1}{2}\left(\sqrt{1+8F_1^2}-1\right) = \frac{0.87}{2}\left(\sqrt{1+8\times4.992}-1\right) = 6.15\,m$$

$$\frac{d}{H_2} = \frac{(1+2F_1^2)\sqrt{1+8F_1^2}-(1+5F_1^2)}{1+4F_1^2-\sqrt{1+8F_1^2}} - \left(\frac{\sqrt{g}}{C}F_1\right)^{2/3} \quad (C\approx2.0)$$

$$\frac{d}{0.87} = \frac{(1+2\times4.99^2)\sqrt{1+8\times4.99^2}-(1+5\times4.99^2)}{1+4\times4.99^2-\sqrt{1+8\times4.99^2}} - \left(\frac{\sqrt{9.8}}{2.0}\times4.99\right)^{2/3}$$

$$d \fallingdotseq 2.9\,m$$

$$L = 4.5\,H_2 = 4.5\times6.15 = 27.68\,m$$

ここで，H_1 ；跳水前の水深（ｍ）

V_1 ；跳水前の流速（m/s）

g ；重力の加速度（m/sec^2）

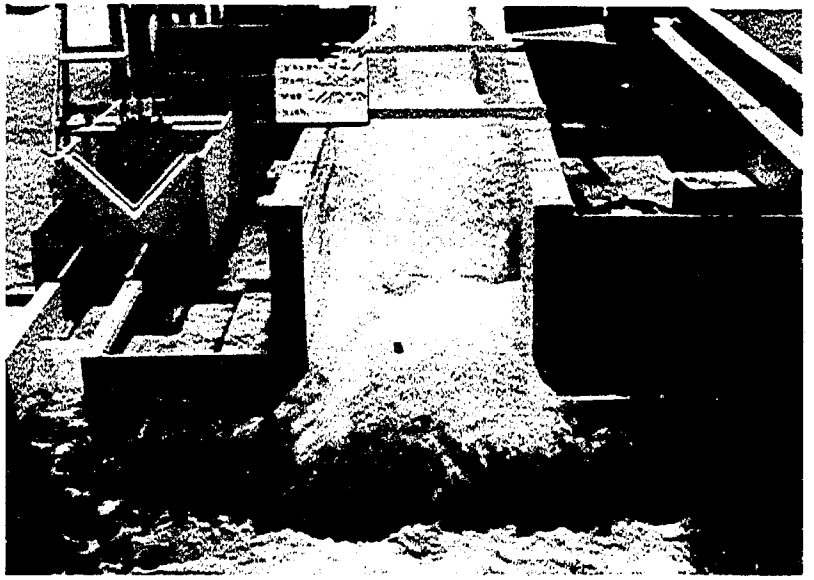
H ；有効落差（減勢池水位－水叩き標高）

F_1 ；跳水前のフルード粒

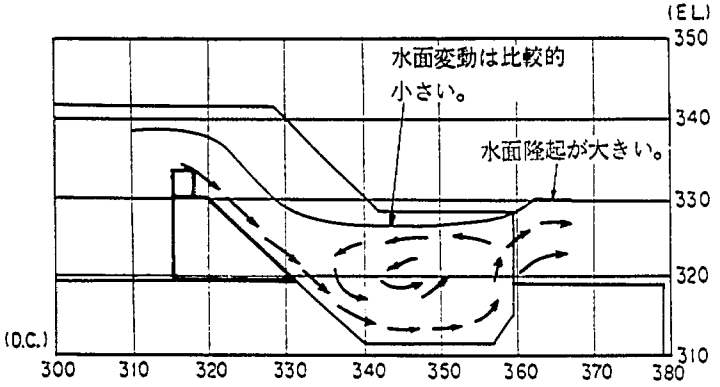
d ；シル高さ（ｍ）

L ；水叩き長（ｍ）

H_2 ；跳水共役水深（ｍ）



形　　状	I
貯水池水位（EL・m）	435.30
放　流　量（Q・m^3/s）	1100



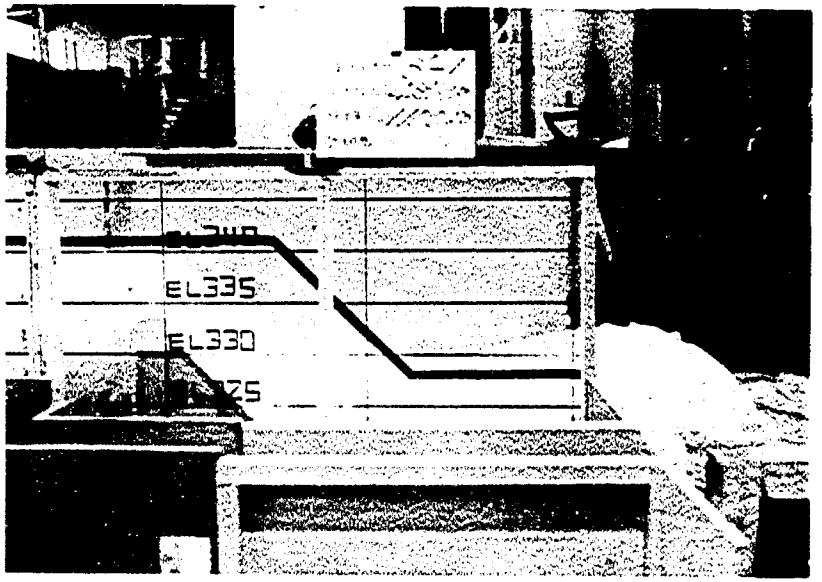
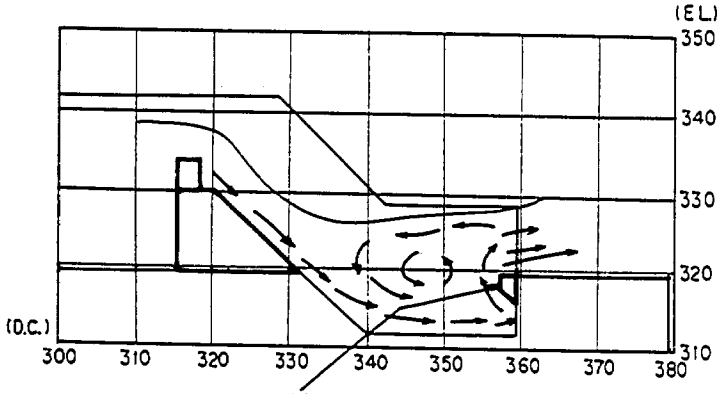


図 2.45　副ダム減勢工の流況図

形　　状	Ⅱ
貯水池水位（EL・m）	435.30
放　流　量（Q・m^3/s）	1100



波返しの効果はなく依然
として水面隆起は大きい。

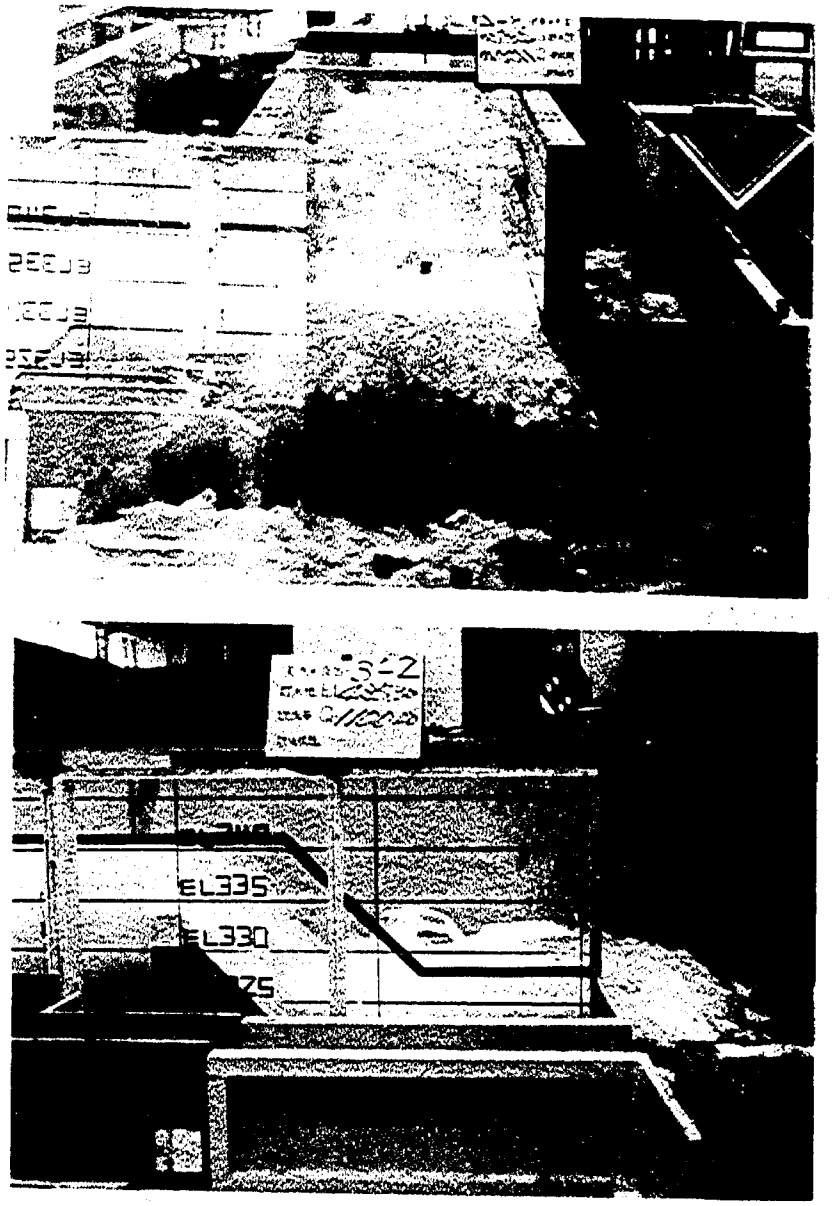
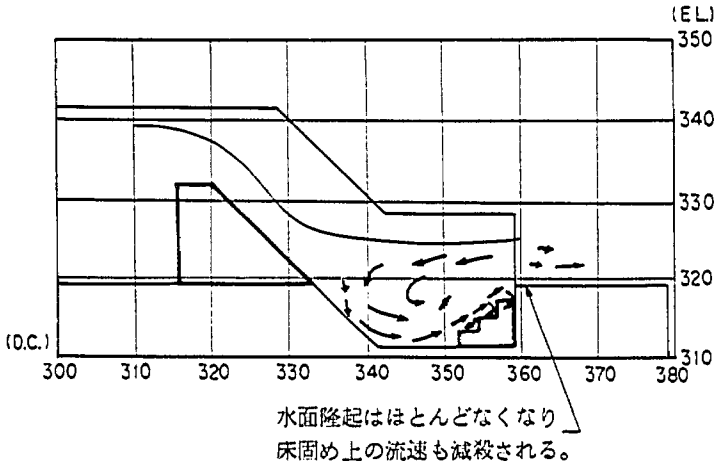
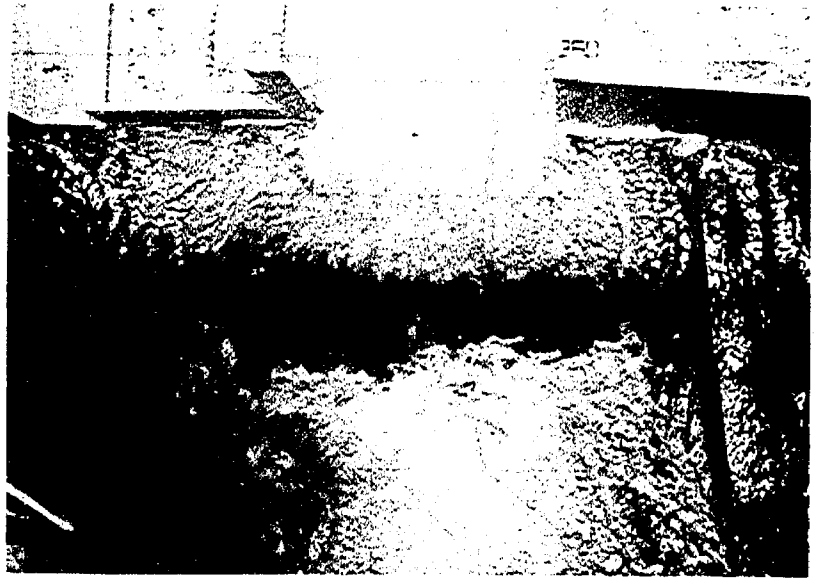


図 2.46　副ダム減勢工の流況図

形　　状	Ⅲ
貯水池水位（EL・m）	435.30
放流量（Q・m³/s）	1100





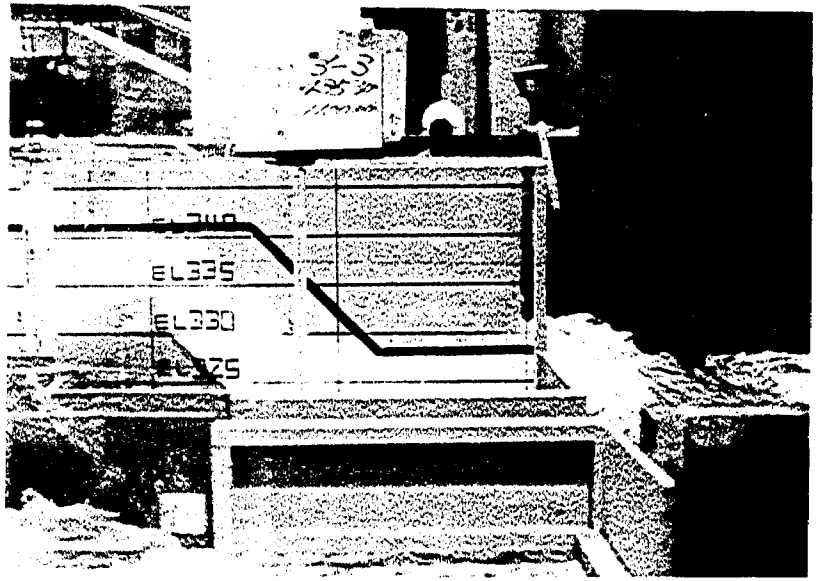


図 2.47　副ダム減勢工の流況図

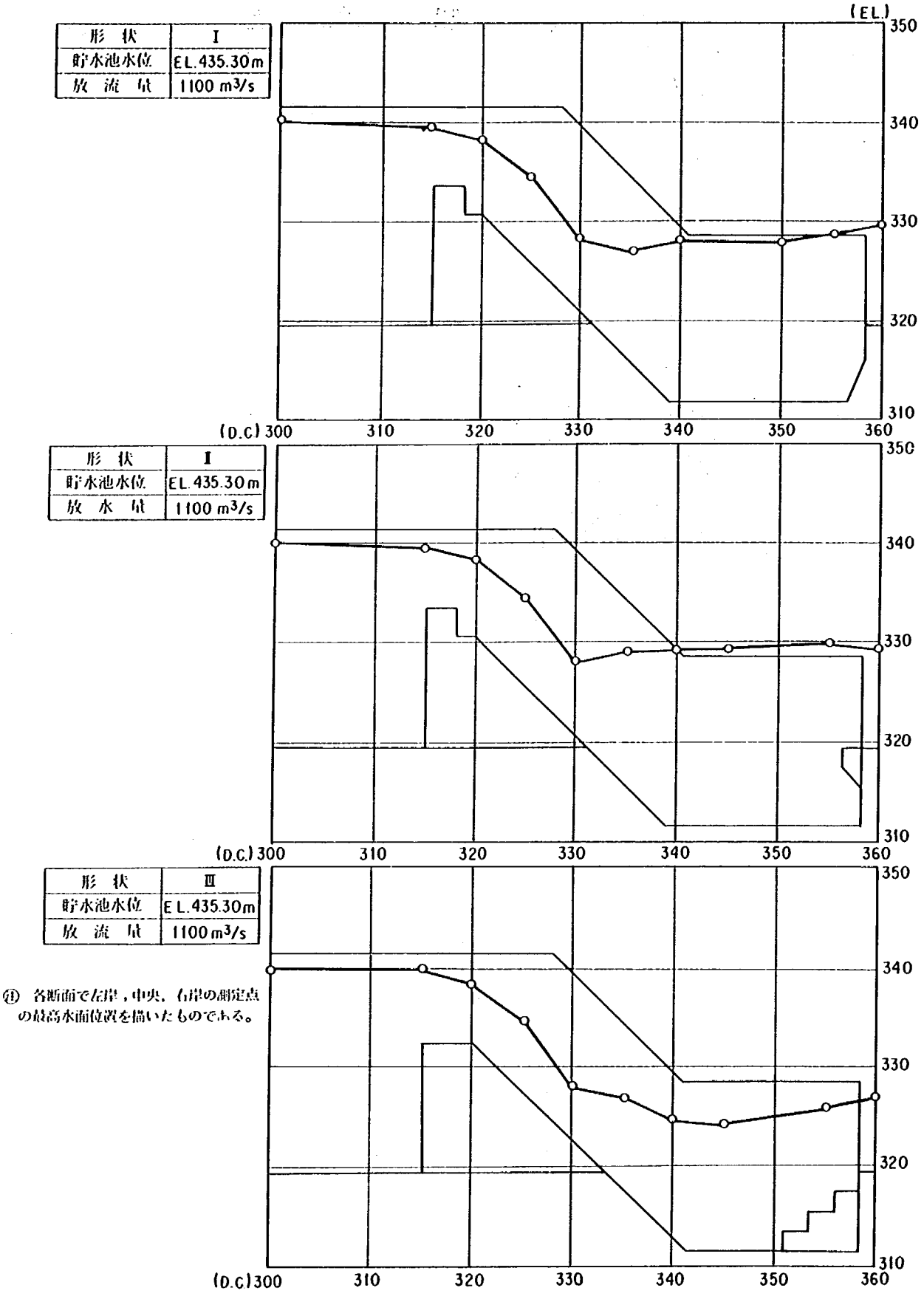
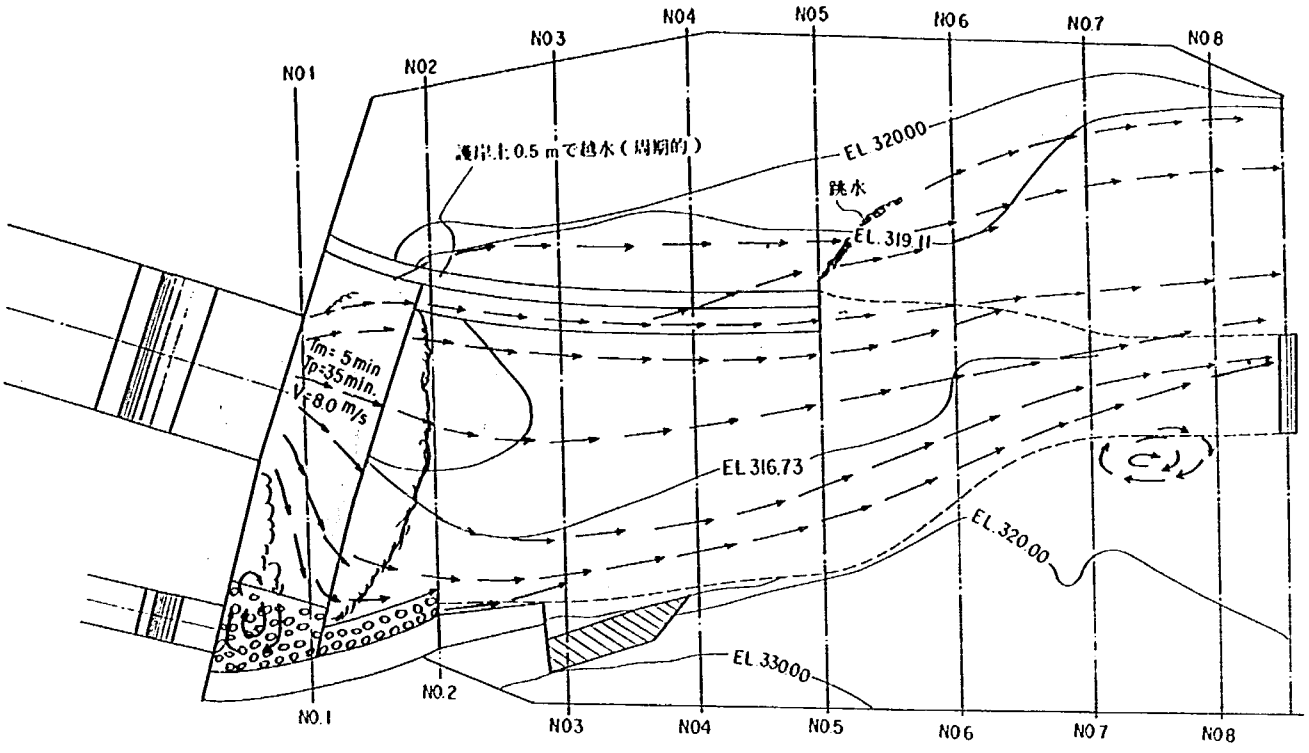


図 2.48　最高水面縦断比較図



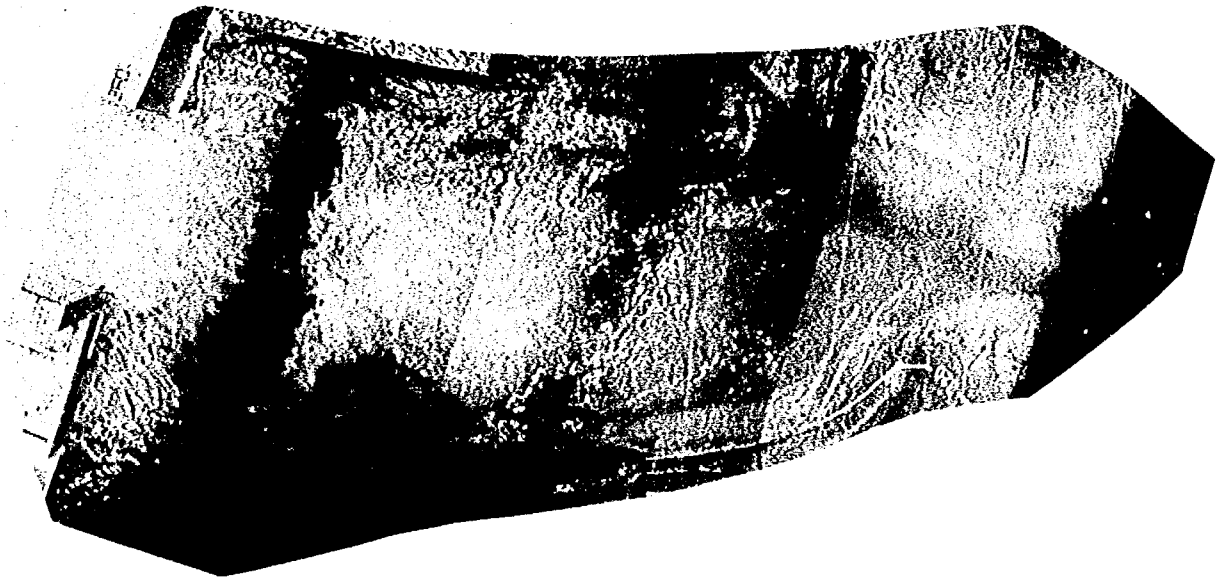
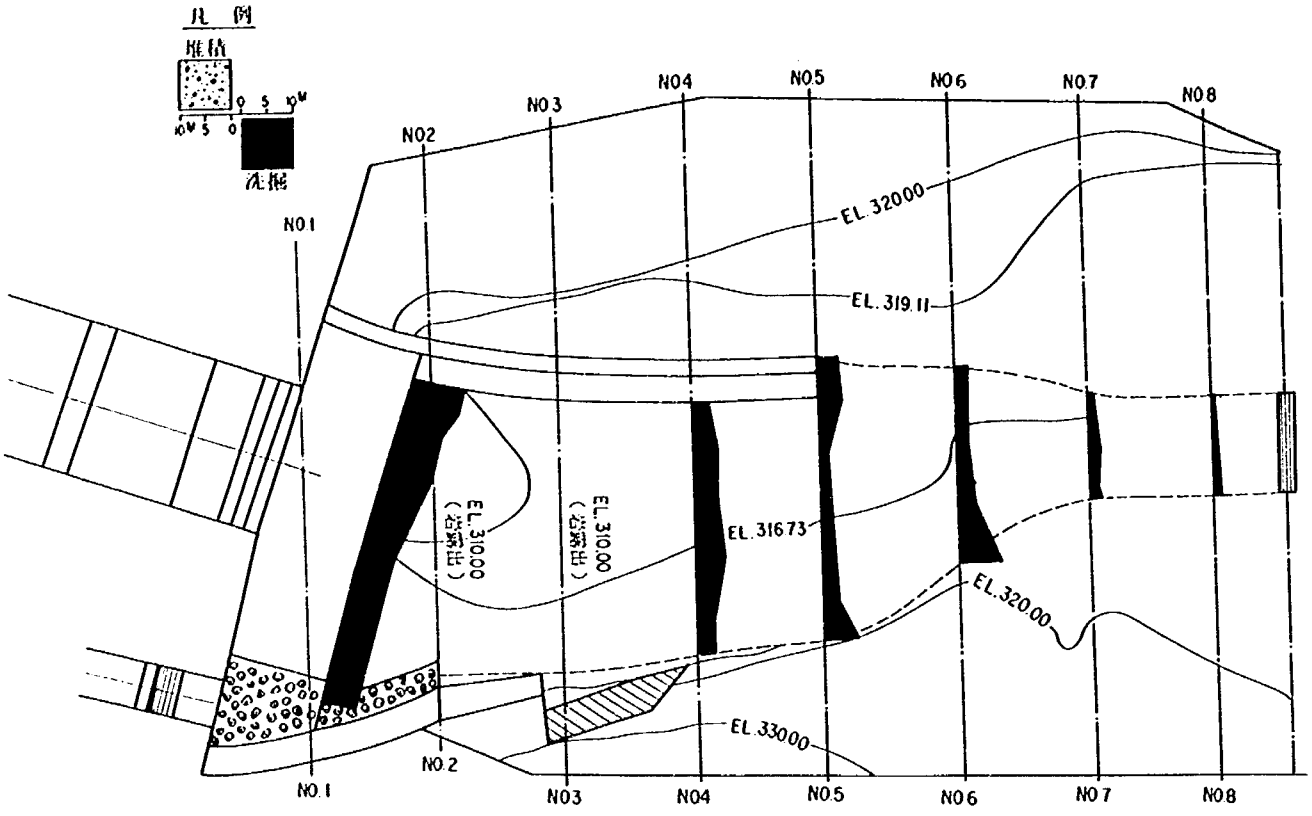


図 2.49　下流河道の流況（形状Ⅲ，$Q = 1100$ ㎥/s ）



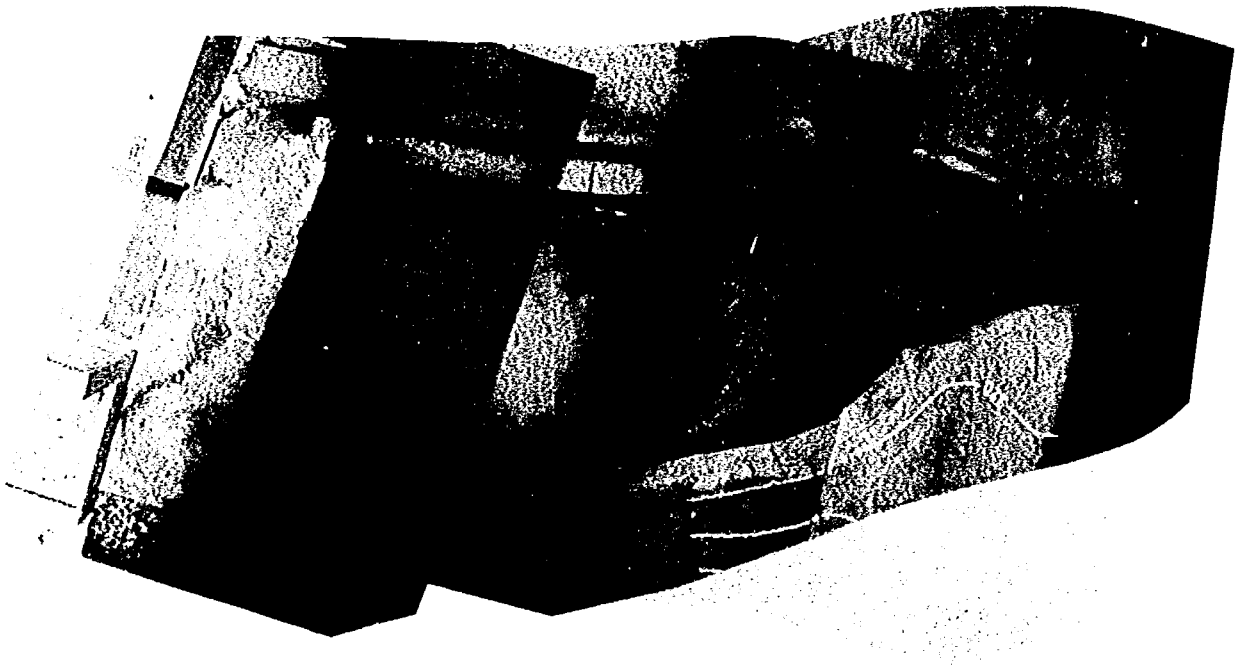
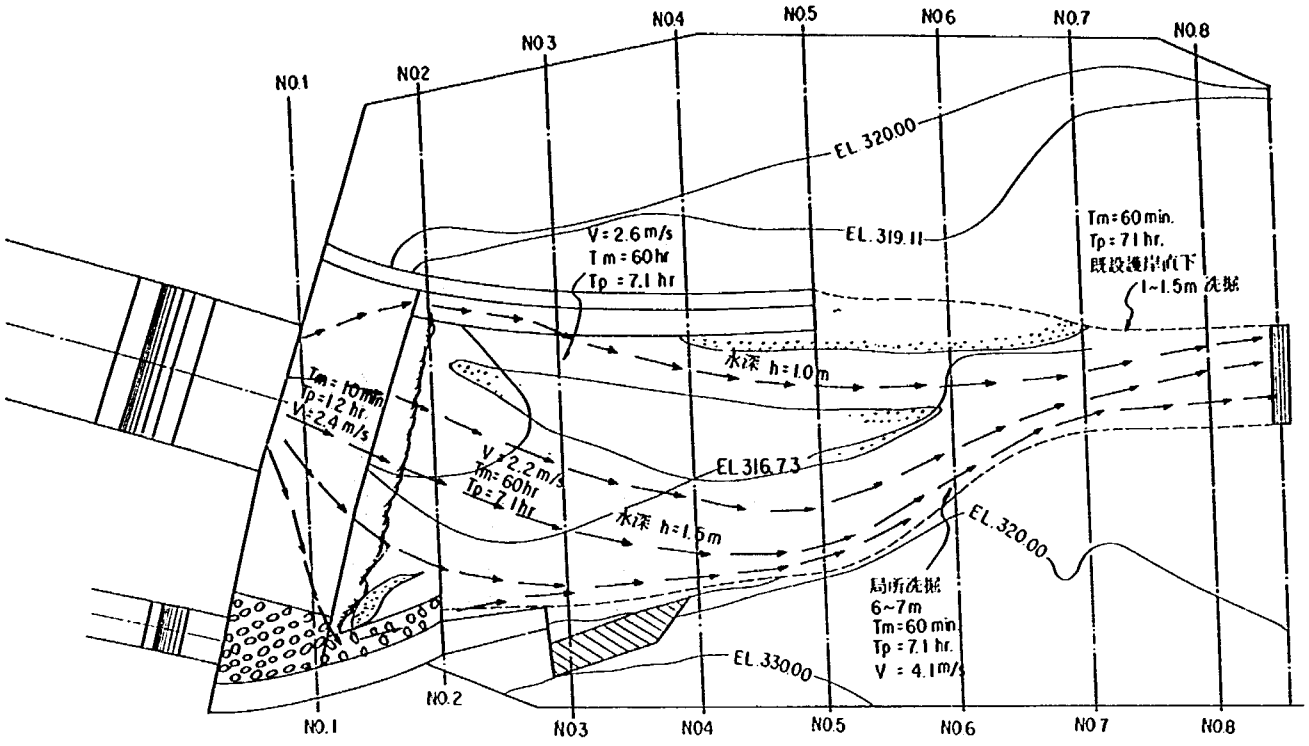


図2.50　下流河道洗掘堆積状況（形状Ⅲ，$Q = 1100\ m^3/s$ ）



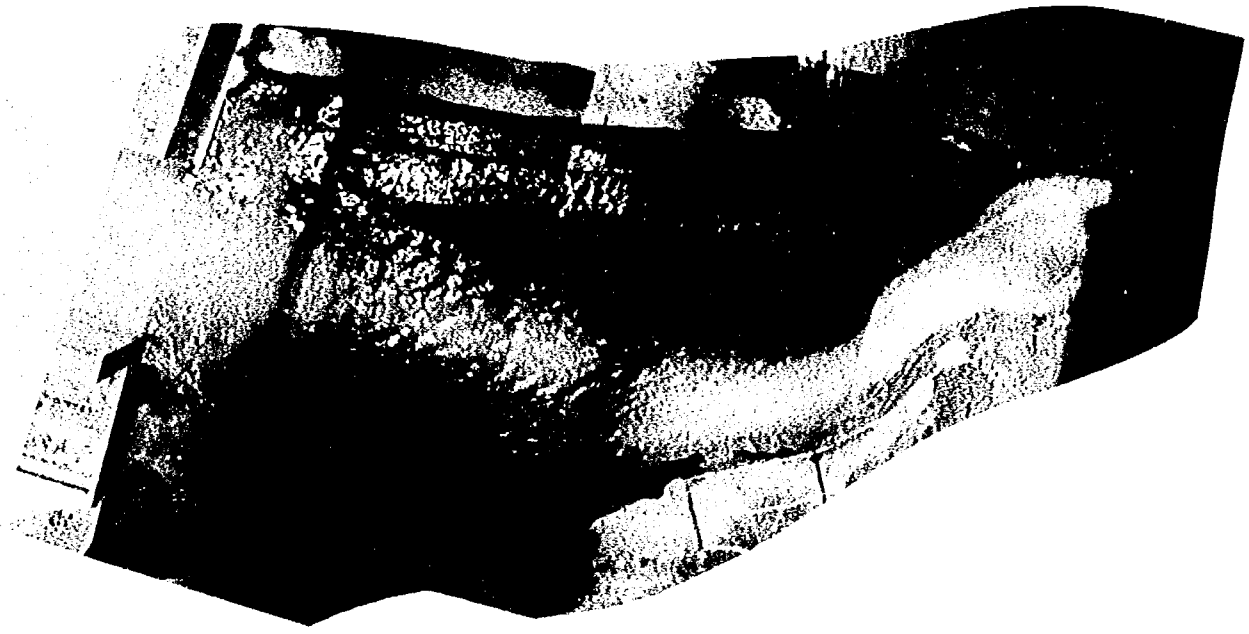
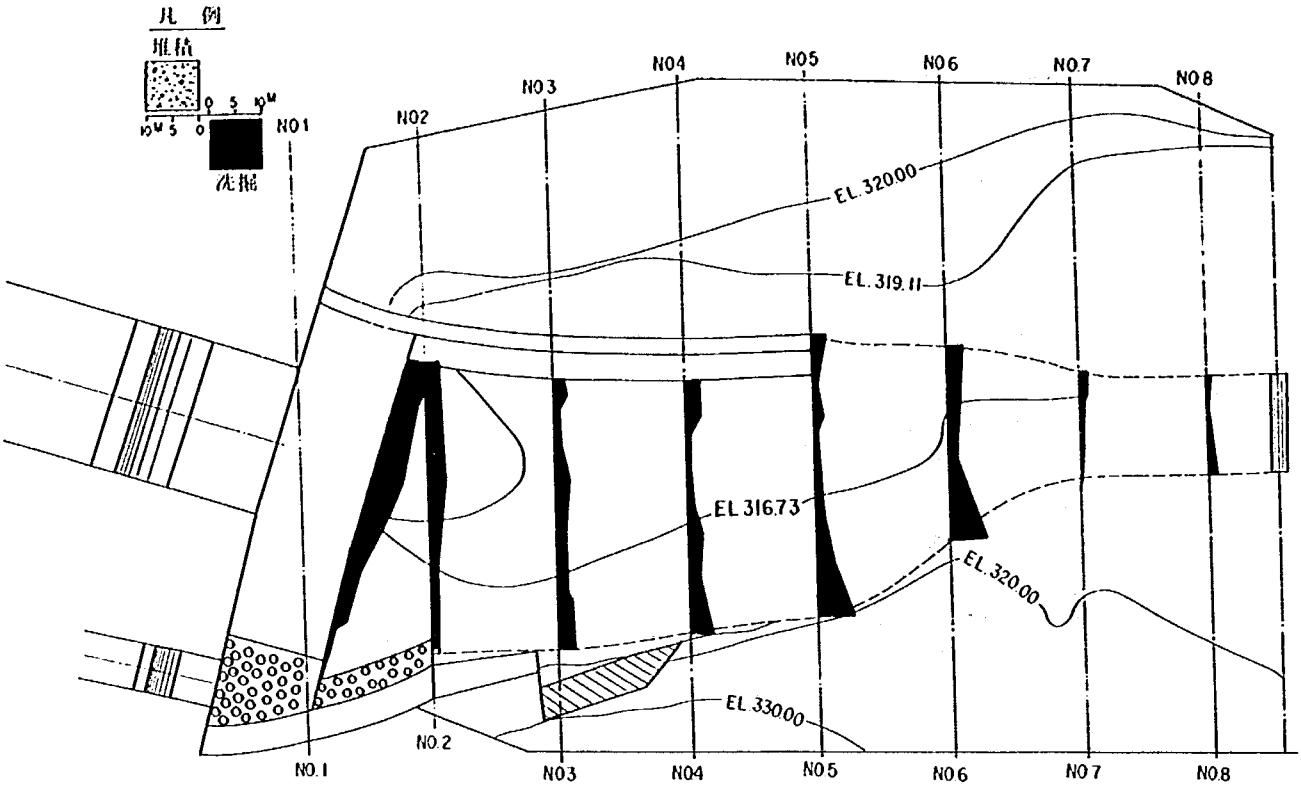


図2.52　下流河道の流況（形状Ⅲ，$Q = 100\ m^3/s$）



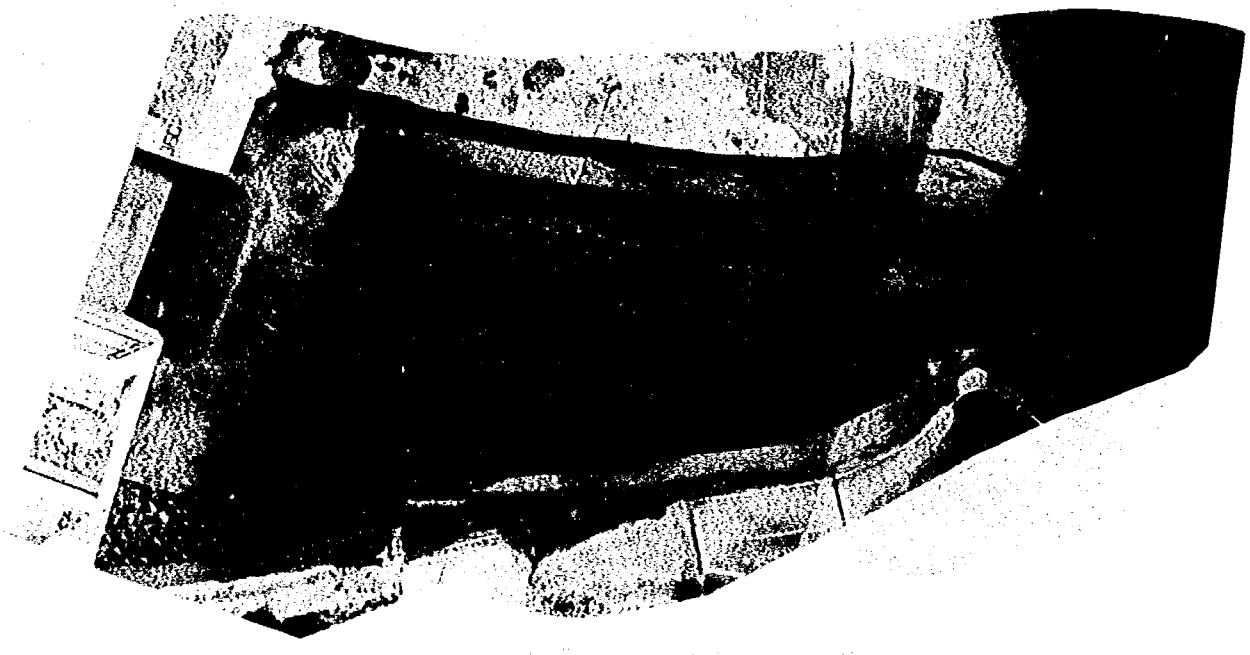


図2.53　下流河道洗掘堆積状況（形状Ⅲ，$Q = 100$ ㎥/s ）

最終的な副ダム減勢工規模としては，計算による基本形状から予備実験の結果により図2.6に示す様に水平水叩き長15.5 m，水はね角度30°，掘込み3.5 mに修正した。

なお，護床工は固定せず，崩壊形状が観察出来るように直径約2.0 cm（模型値）の砕石を敷きならべた。

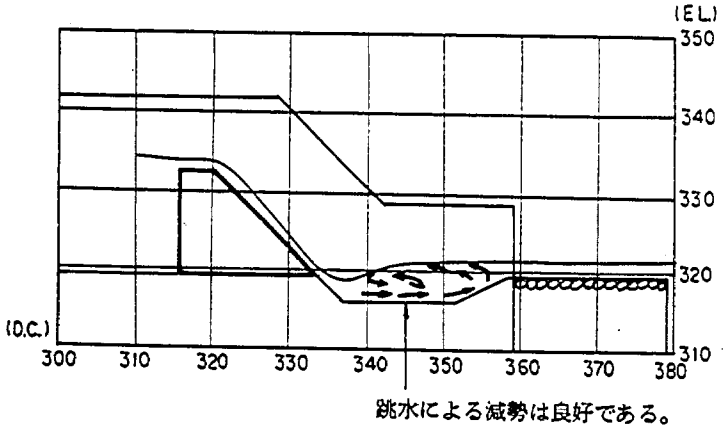
100 ㎥/s放流の場合では，護床工上を流速約2.8 m/sで流れ，流水の通水部分においては，河床洗掘と共に徐々に護床工が沈下し，通水2時間（実物；14時間）で約1～1.5 mにおよんだ。しかし，砕石の流失はなく，先端部がやや移動した程度であった。このときの流況を図2.57，図2.58に，河床形状を図2.59，図2.60に示す。

放流量が1100 ㎥/sになると，副ダムを越流した流れは，水はねによって図2.61，図2.62に示すような放物線を描きながら水脈上側で約35.0 m，下側で約20.0 m地点にそれぞれ落下している。しかし，水脈の上下振動が大きく完全に飛散はしてないようである。よって，時間経過と共に砕石は流出され，通水1時間後（実物；7.1時間）では，右岸側一部を残してほとんどが崩壊している。このときの流況を図2.63に，河床形状を図2.64，図2.65に示す。

5.5 トンネル放流工

護床工に粗度がない場合副ダムを越流した流れは，図2.67に示すように右岸側護岸に沿うように河道へ流出している。流出地点から下流は放射状に広がり下流に向かう流れと，護床工直下で発生する逆流とに分かれる。この逆流の速度は，約2.0 m/sで，護床工直下の河床低下を大きくしている。また仮排水路トンネル出口付近の河床は，水脈の落下地点となることから5～6.0 mの局所洗掘を生じている。下流に向かう流れについては，左岸側既設護岸が水衝部となるが護岸からの越水又は，護岸直下の大きな洗掘は見られない（図2.67，図2.68参照）。

形　　状	Ⅳ
貯水池水位（EL・m）	432.00
放　流　量（Q・m^3/s）	100



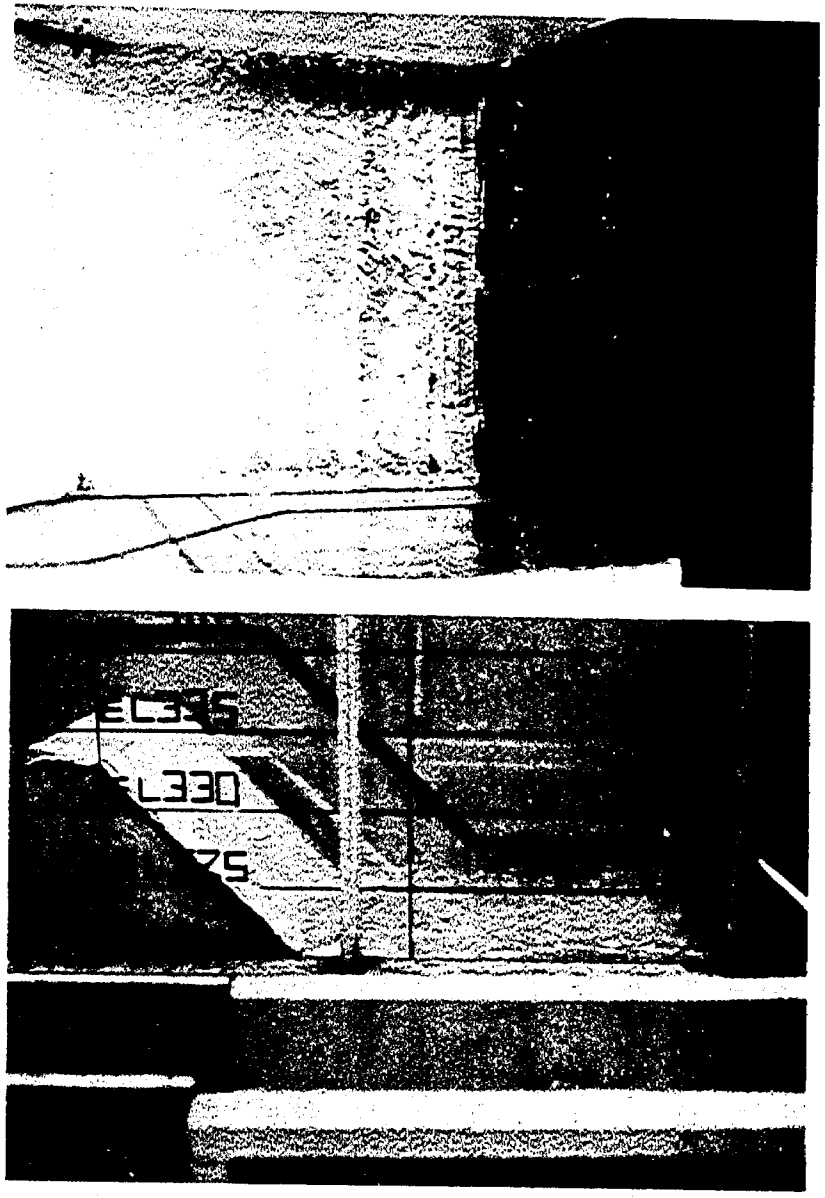


図 2.57　副ダム減勢工の流況図

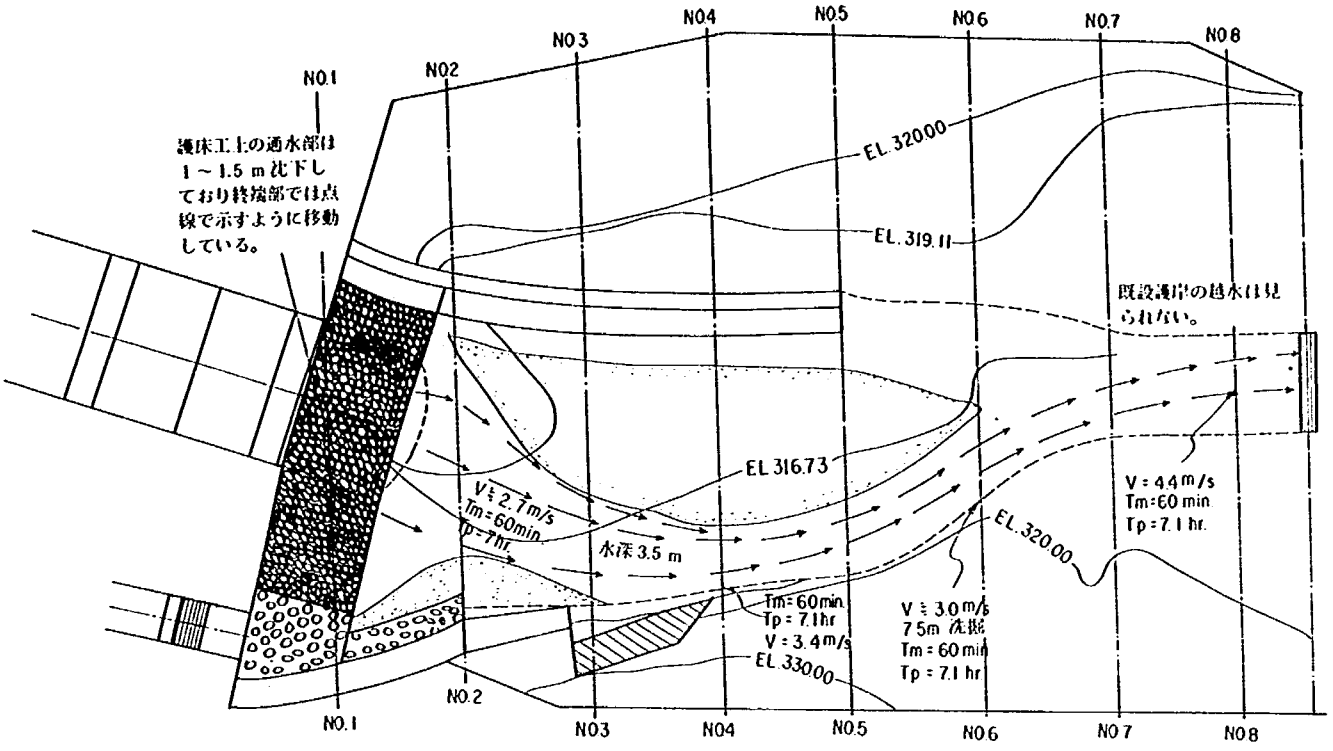


図 2.58　下流河道の流況（形状Ⅳ　$Q = 100\ m^3/s$ ）

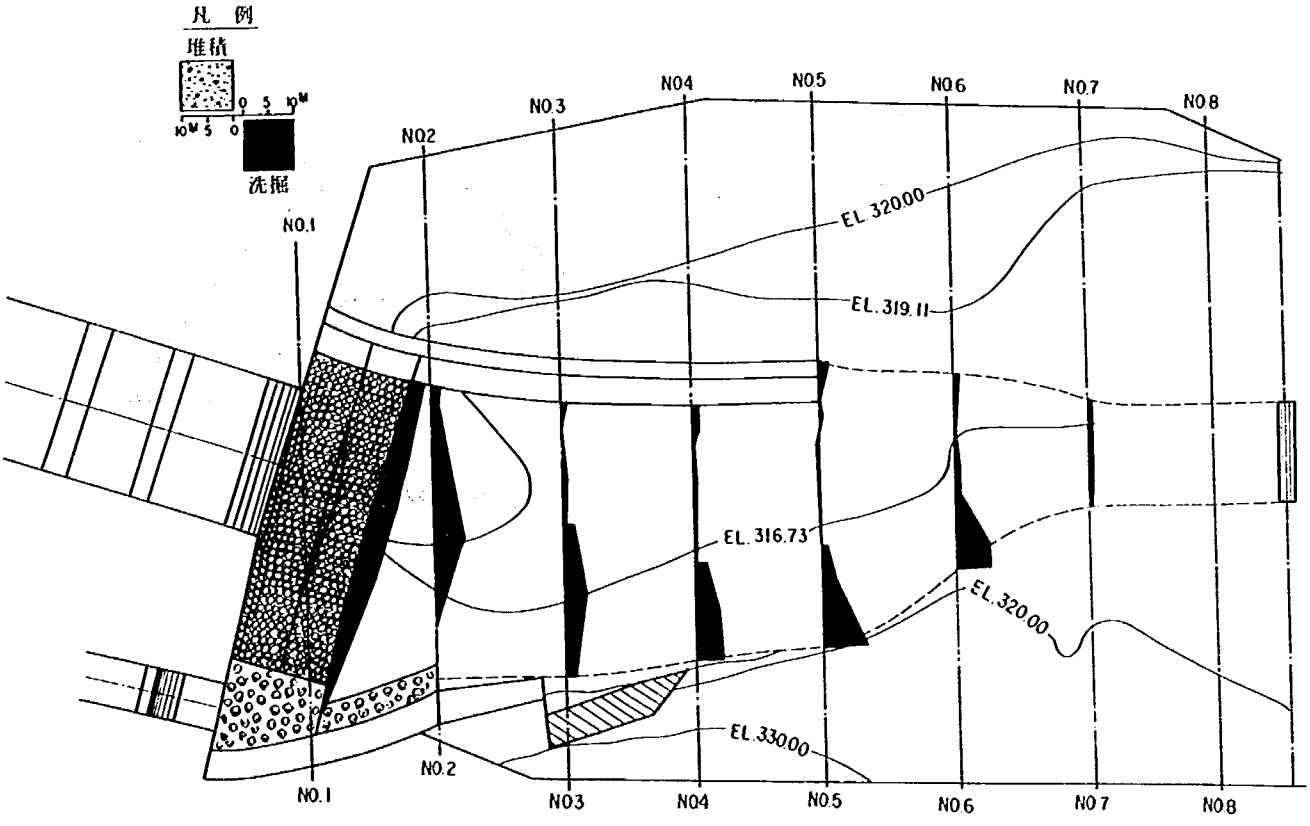


図 2.59　下流河道洗掘堆積状況（形状Ⅳ　$Q = 100\ m^3/s$ ）

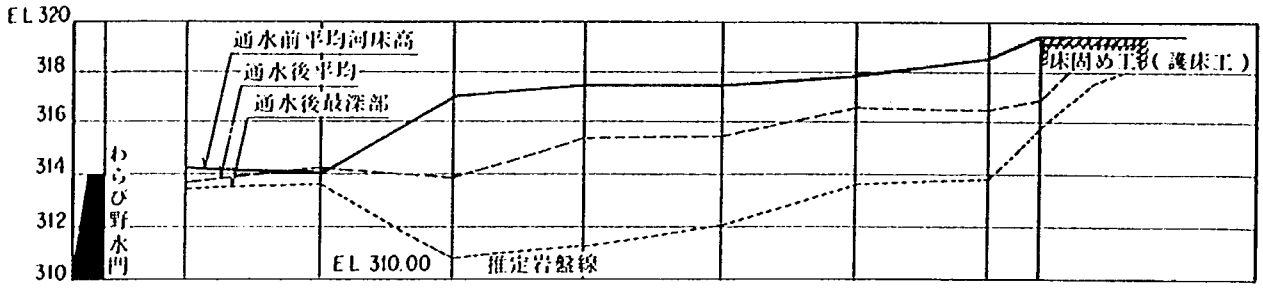


図2.60　河床面縦断形状図（形状Ⅳ　$Q=100\ m^3/s$）

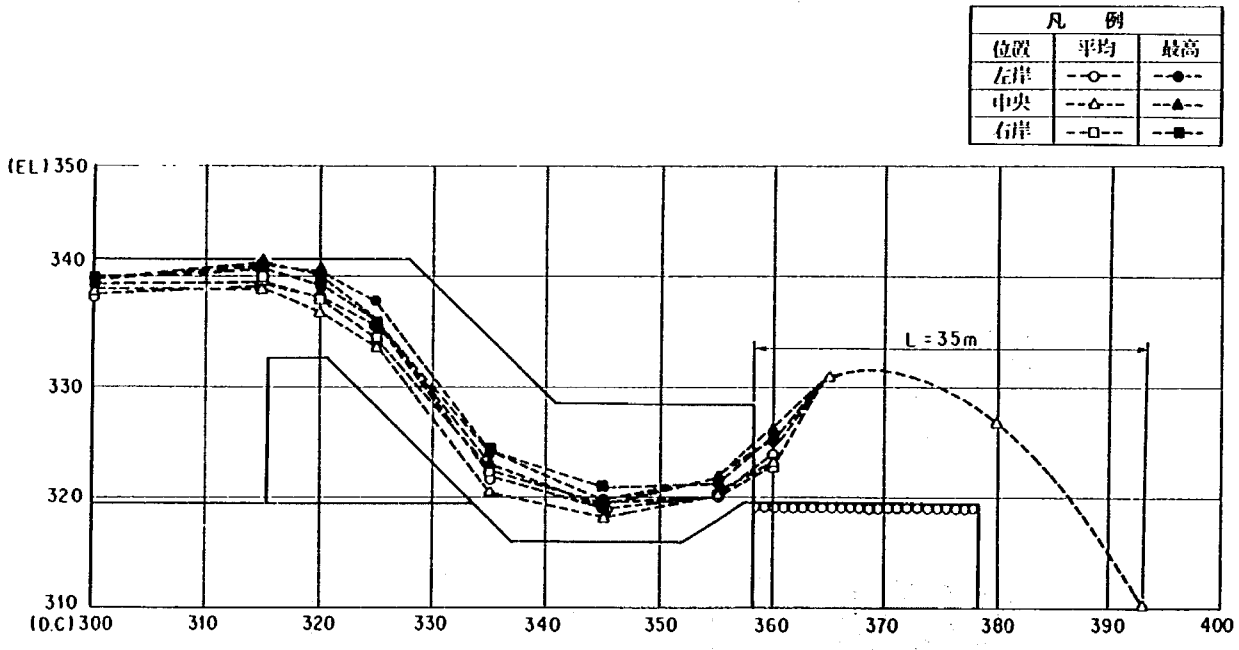
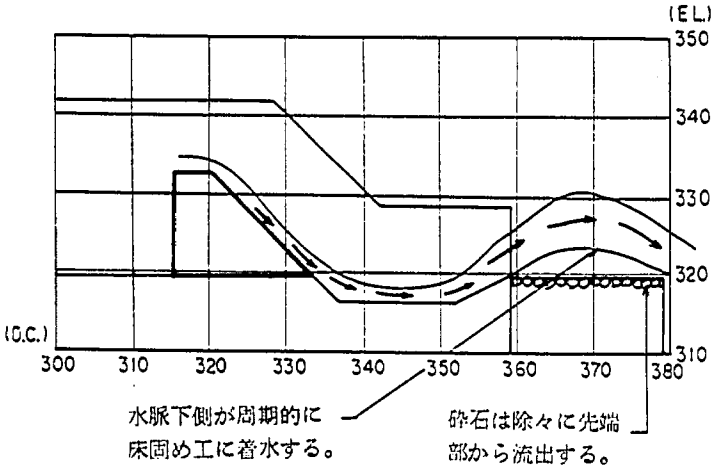


図2.62　水面形縦断図（形状Ⅳ　$Q=1100\ m^3/s$）

形　　状	Ⅳ
貯水池水位（EL・m）	435.30
放　流　量（Q・m^3/s）	1100



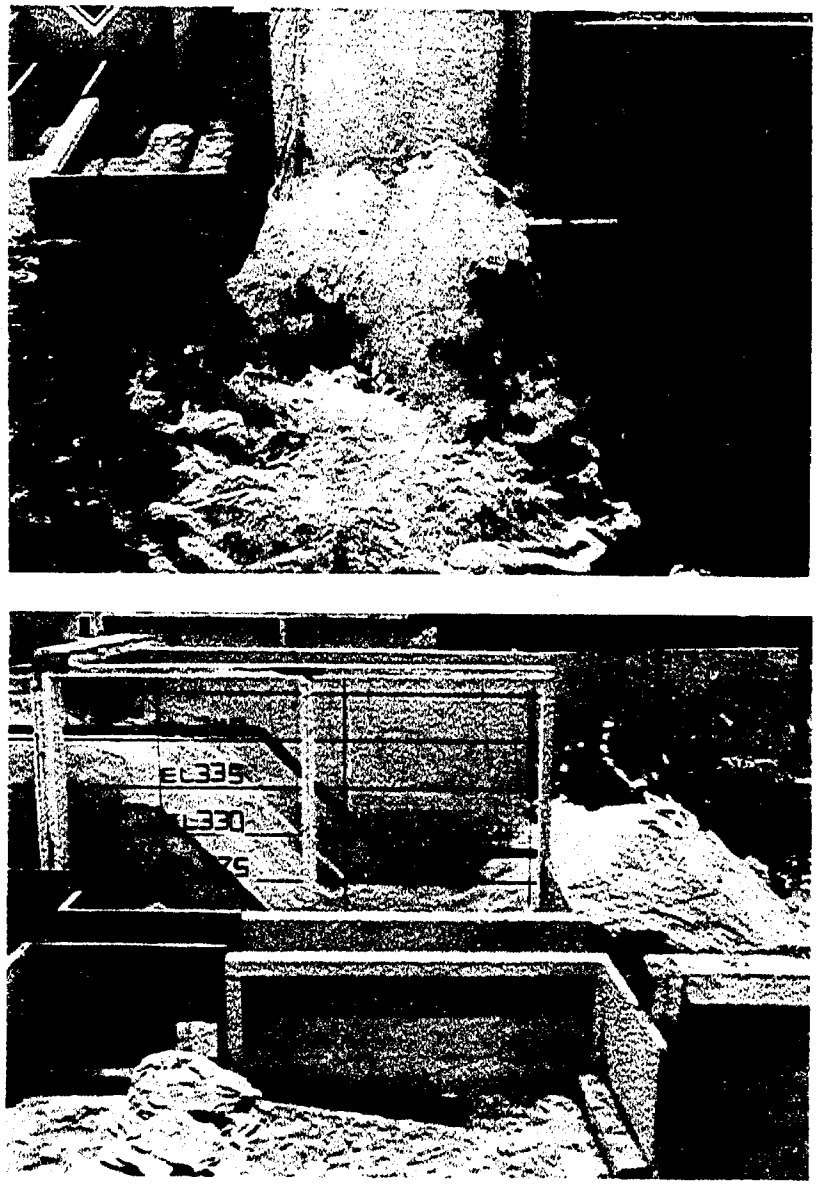


図 2.61　　副ダム減勢工の流況図

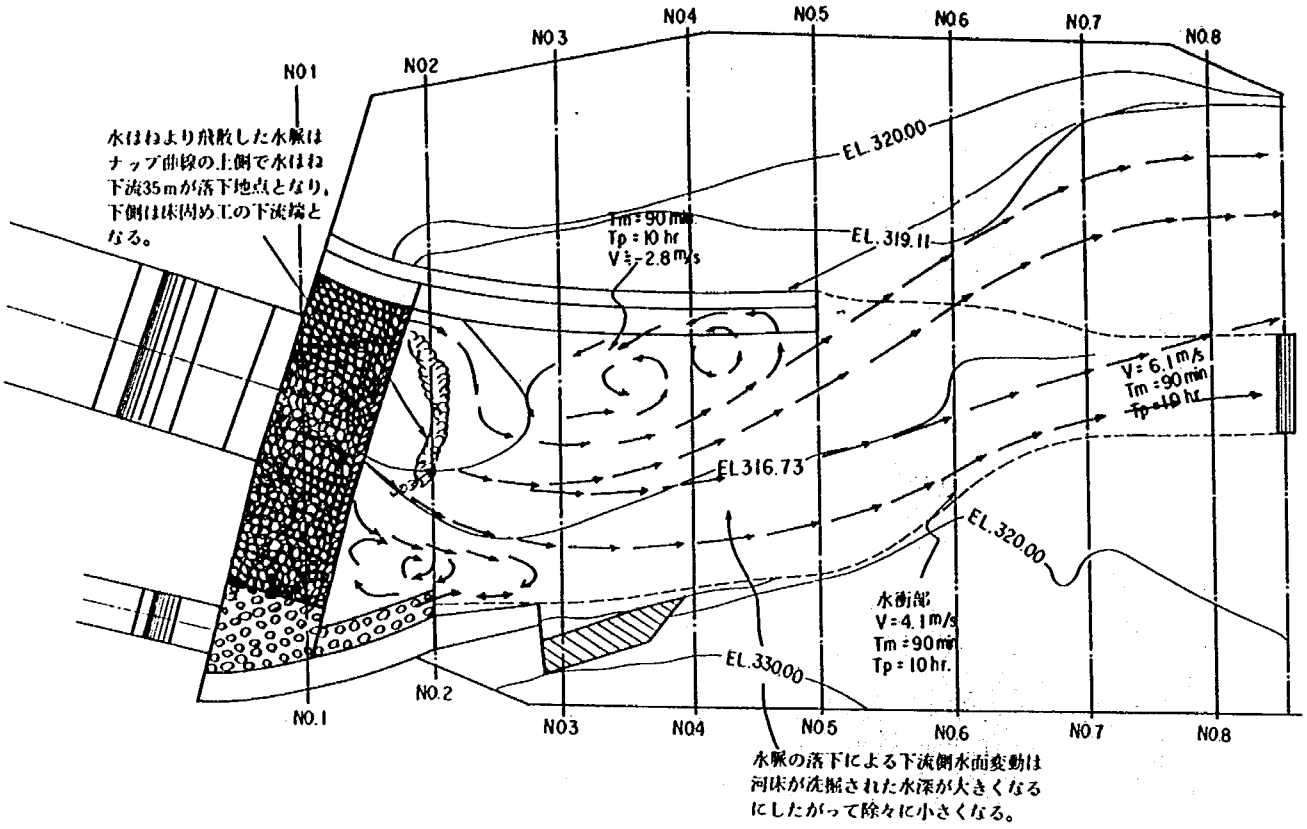
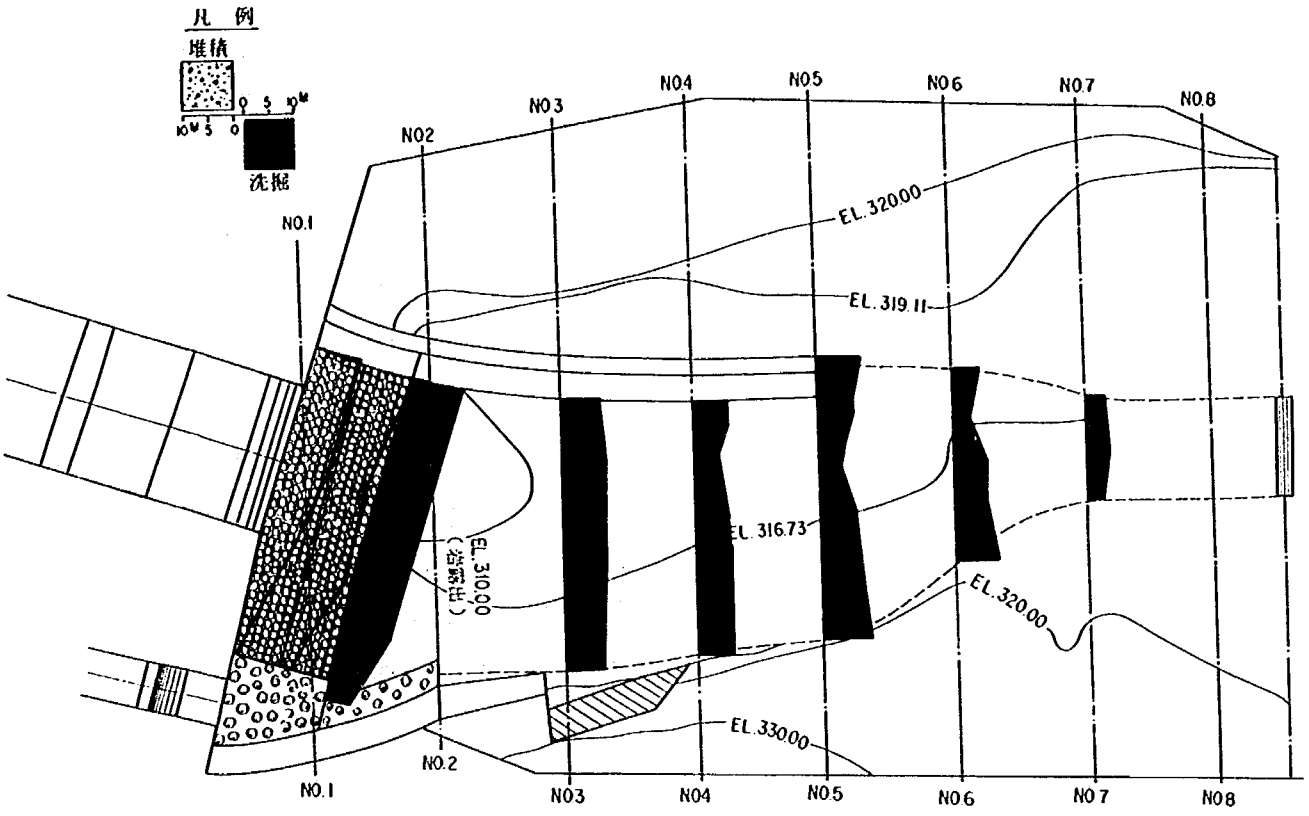




図2.63　下流河道の流況（形状Ⅳ，$Q = 1100\ m^3/s$）



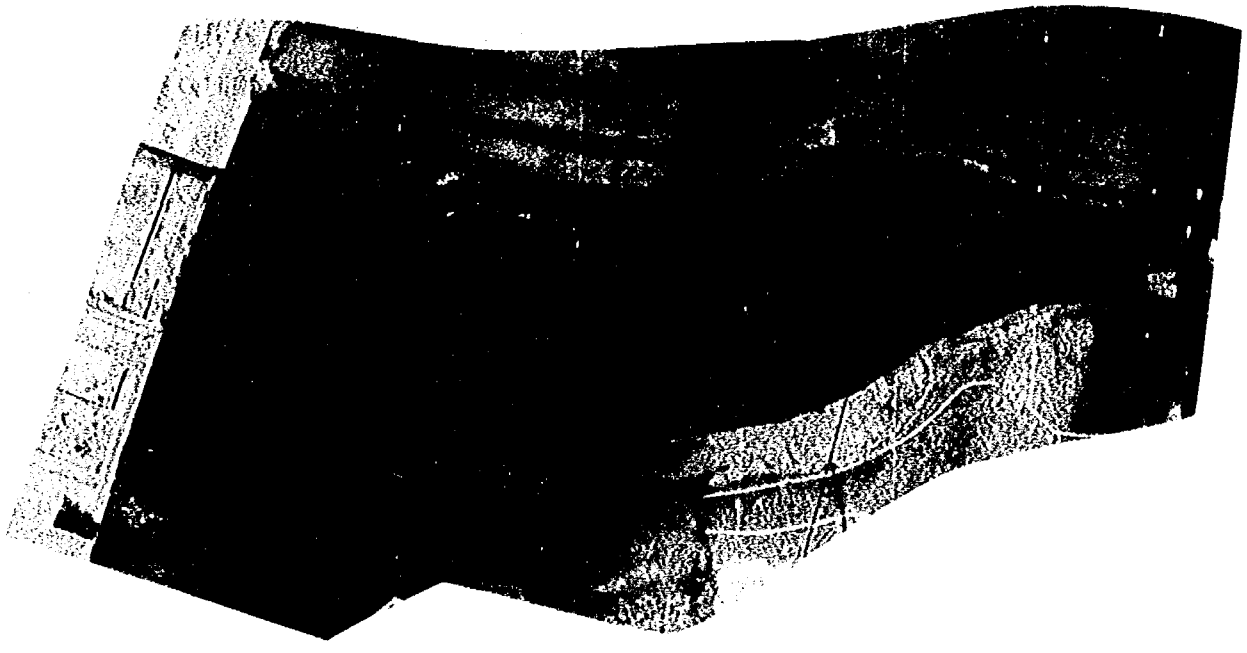


図2.64　下流河道洗掘堆積状況（形状Ⅳ，$Q = 1100\ m^3/s$）

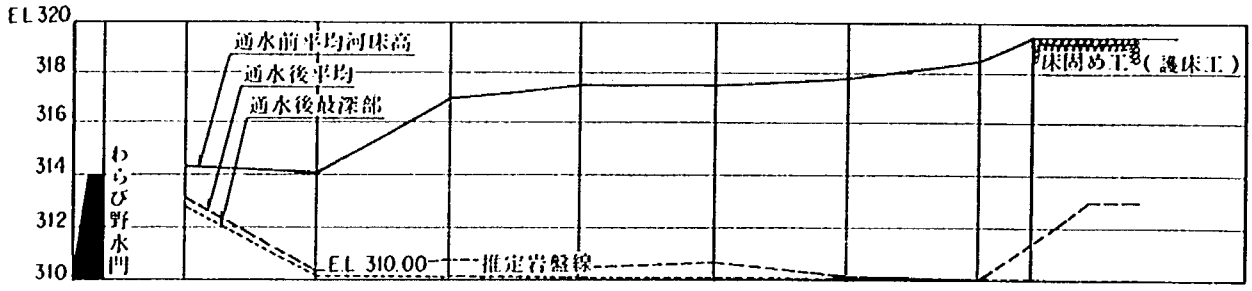


図 2.65　河床面縦断形状図（形状Ⅳ　$Q = 1100\ m^3/s$ ）

護床工に粗度がある場合の下流河道の流況は，粗度のない場合と比べてそれ程大きな変化はないが，護床工直下で発生していた逆流は流速が約 1.6 m/s と規模は小さくなり洗掘量も減少している（図 2.69参照）。

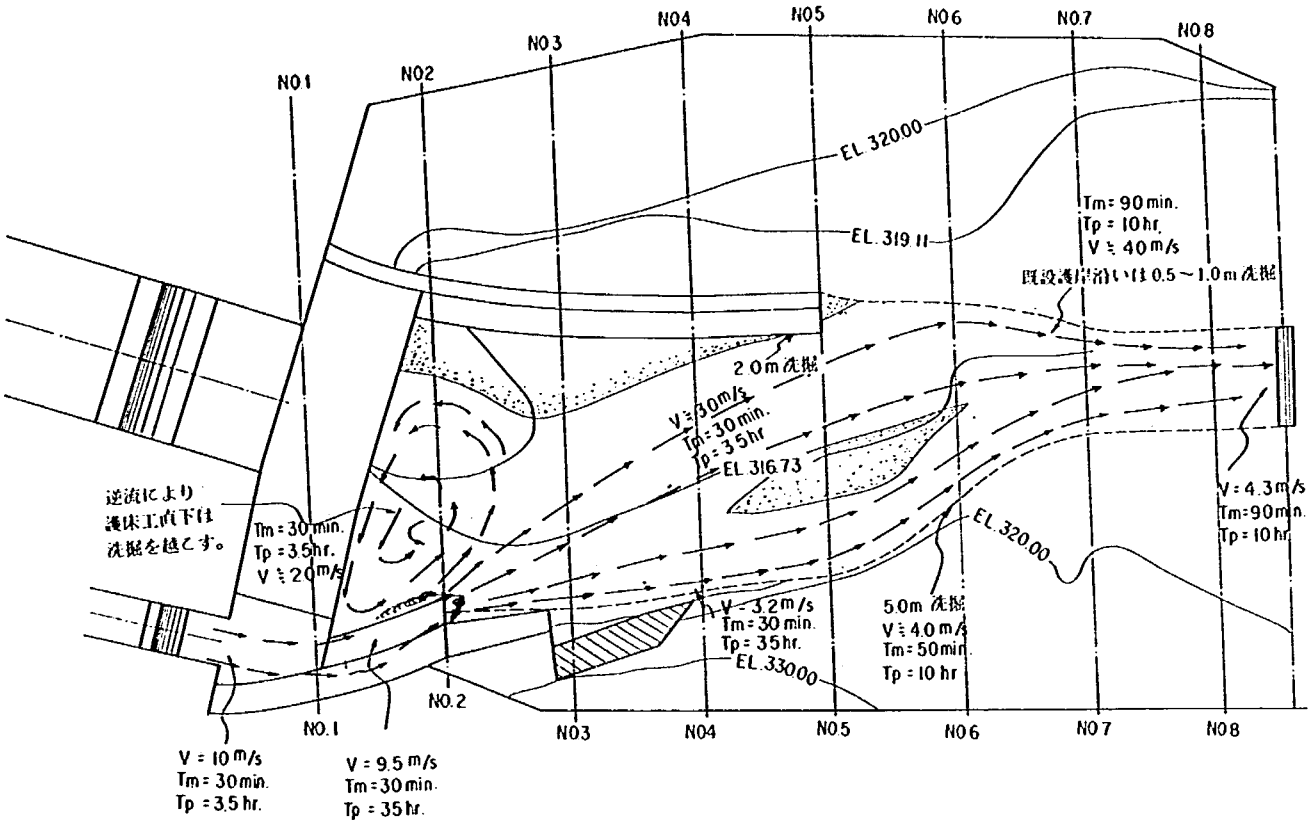
図 2.70および図 2.71に示す通水後の河床変動からわかるように主流は，右岸に沿う流れの傾向を示しており，平均して 3～4.0 mの河床洗掘を来たしている。しかし，床固め直下および仮排水路トンネル出口付近の洗掘は 6～7 mと最も大きく，放流工副ダム下流の減勢を考える必要がある。

5.6　ま と め

副ダム減勢工の規模，形状およびそれに伴う下流河道の河川工作物に与える影響は前に述べた通りであり，まとめると次の様なことが言える。

計画最大放流量 100 ㎥/s の場合は，下流河川工作物に対して悪影響をおよぼす現象は見られず，通水後約70分（実物；8時間）で流れおよび河床は安定するようである。しかし護床工直下は約 5～6 mの洗掘を生じており，護床工を採用することにより幾分洗掘は軽減できるであろうが，検討の余地が多分にある。

次に，計画高水流量 1100 ㎥/s になると河川工作物に与える影響は大きく，特に原案の減勢工規模では，副ダムを越流した流れは護床工上で約 12.0 mとなり，高速で河道へ突入する結果となる。これは，二次減勢工を採用することにより下流工作物周辺の流況は若干よくすることができるが，100 ㎥/s と比較して砂の移動がはげしく減勢工の安定性が脅かされており，対象流量を見直す必要がある。



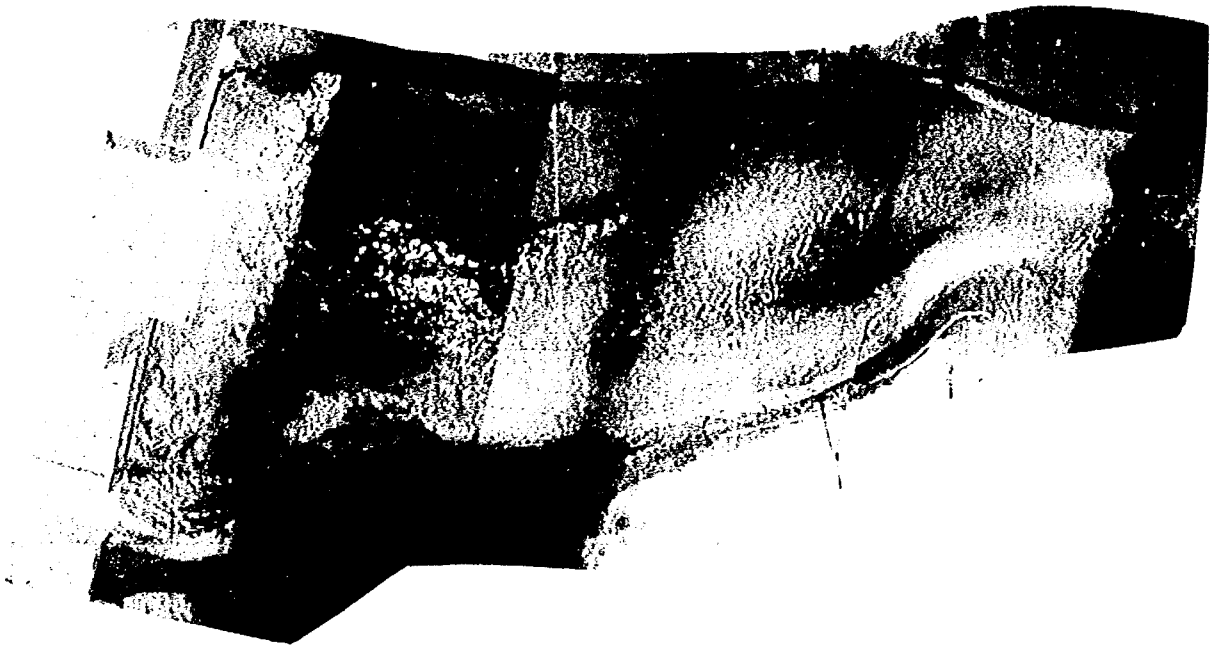


図2.66　下流河道の流況（トンネル放流工，$Q = 100\ m^3/s$）

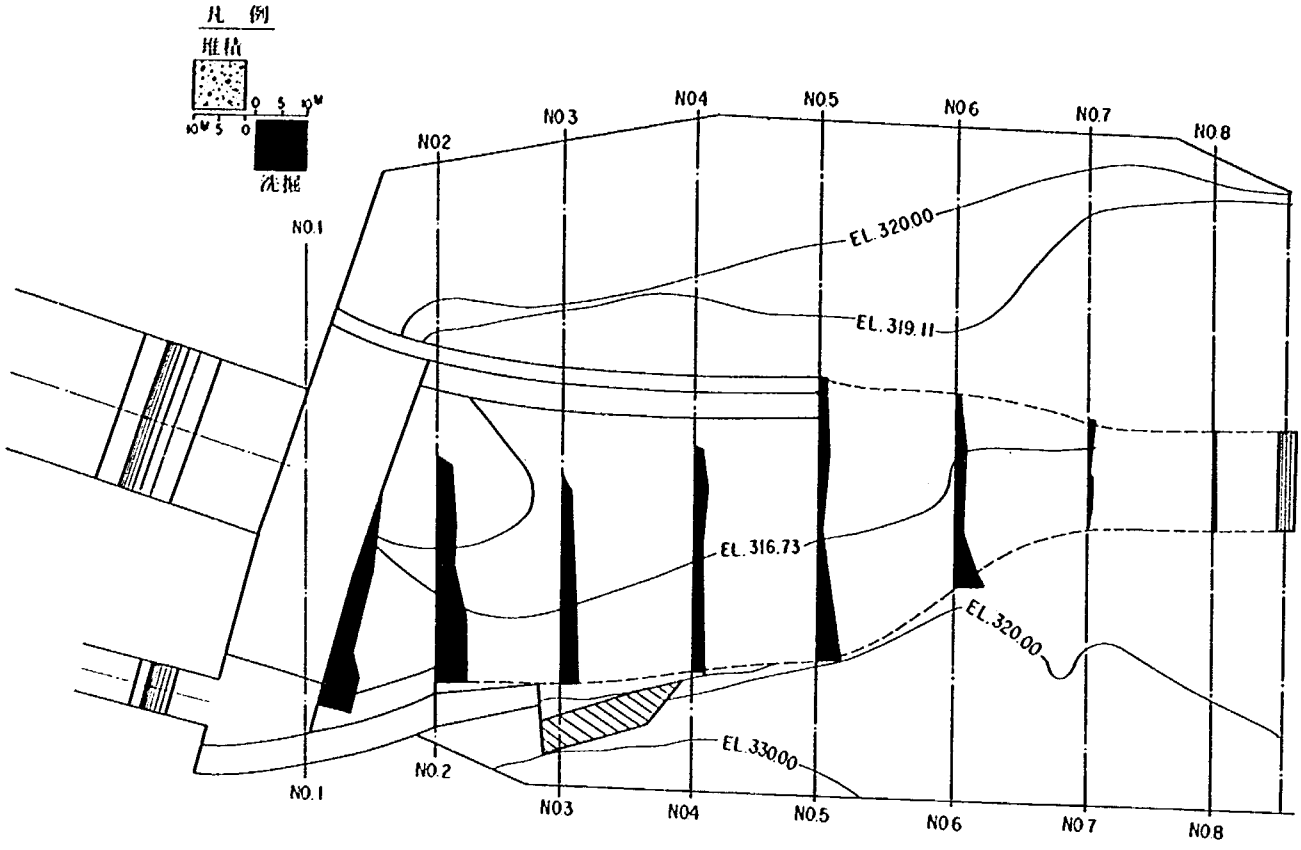


図 2.67　下流河道洗掘堆積状況（トンネル放流工，$Q = 100\ m^3/s$）

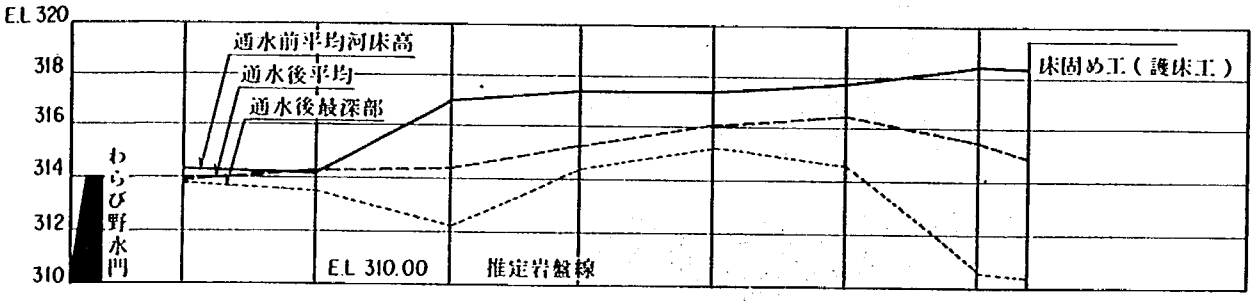


図 2.68　河床面縦断形状図（トンネル放流工，$Q = 100\ m^3/s$）

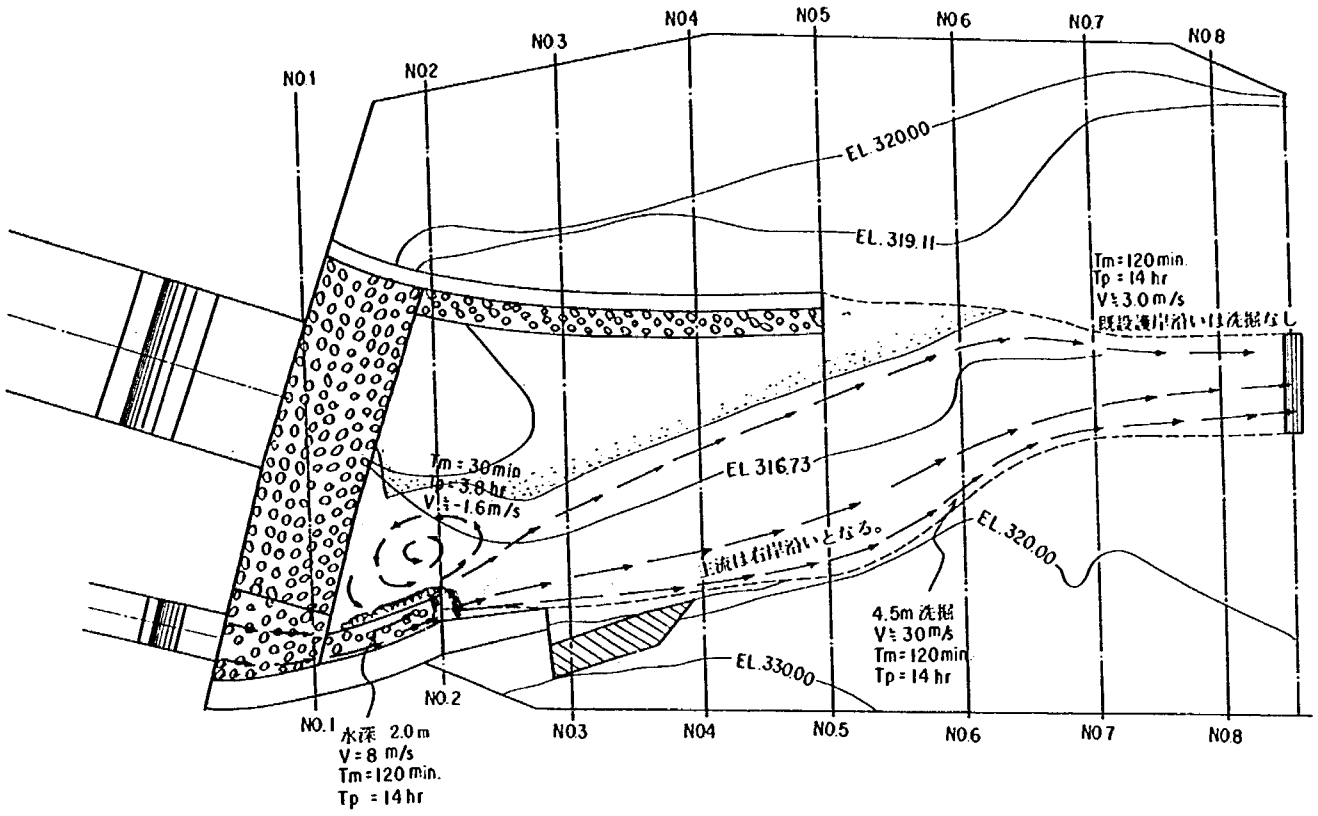
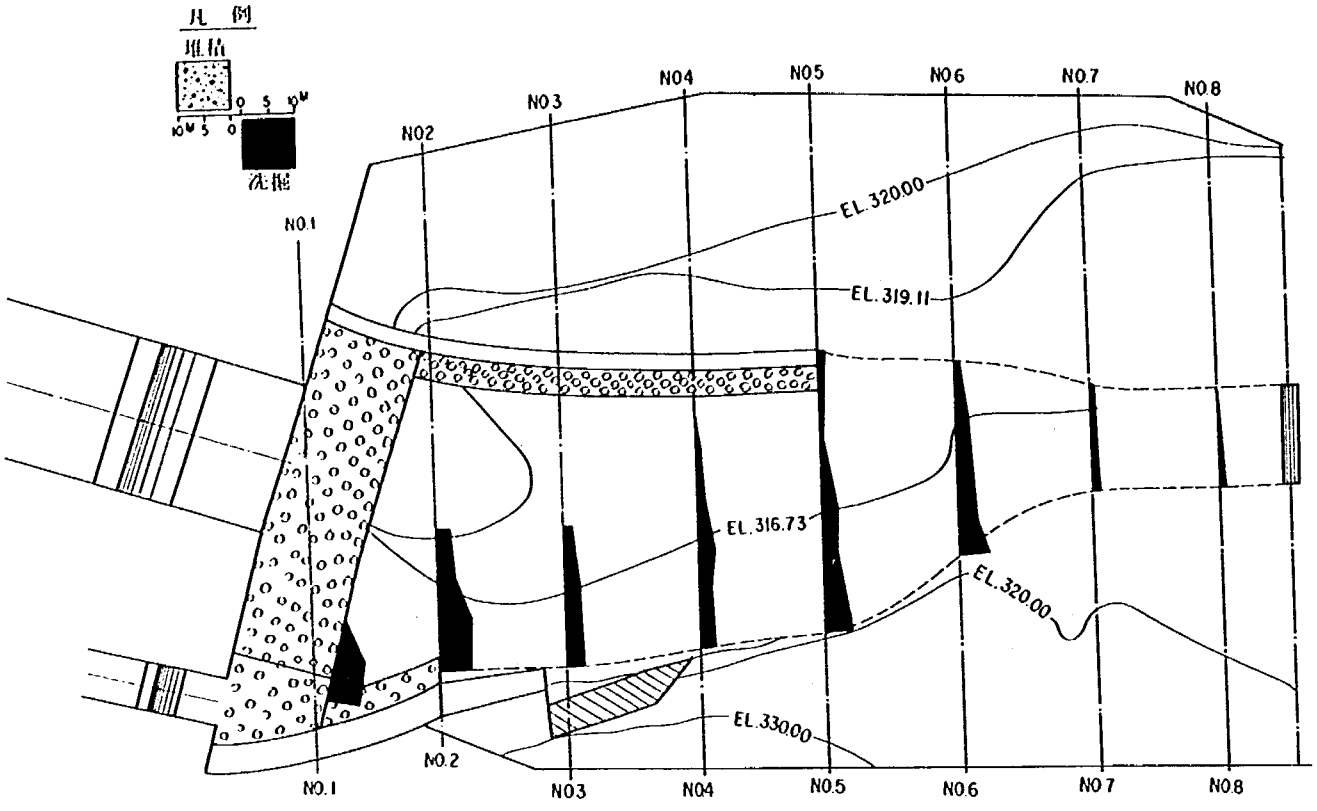




図 2.69　下流河道の流況（トンネル放流工，粗度付き護床工，$Q = 100$ ㎥/s ）



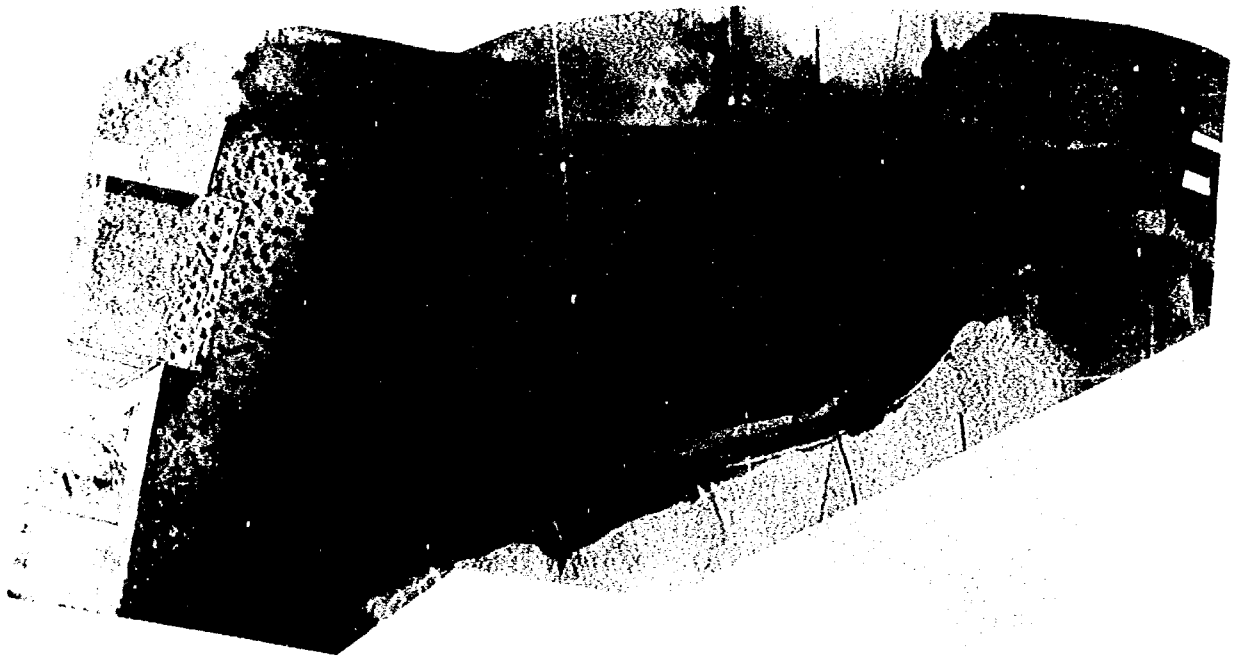


図 2.70　下流河道洗掘堆積状況（トンネル放流工，粗度付き護床工，$Q = 100\ m^3/s$ ）

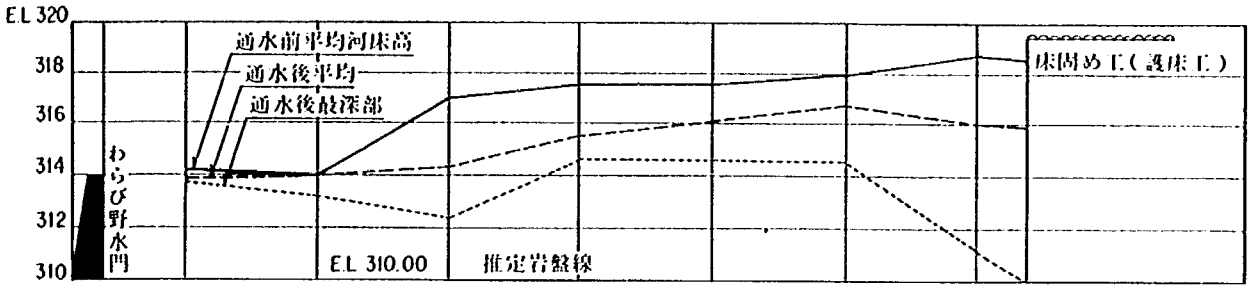


図 2.71　河床面縦断形状図（トンネル放流工，粗度付き護床工，$Q = 100$ ㎥/s）

第３章　水理模型実験　その２

（昭和57年度）

第３章　水理模型実験　その２　（昭和57年度）

第１節　実験内容

1.1　概　　要

本章では，第１章の設計の経緯に示す通り，第２章の水理模型実験の結果および現地での調査および検討の結果を踏まえて設計された昭和57年度設計原案について，水理模型実験により水理機能の調査・検討を実施し，三国川ダムに適当な洪水吐きの形状・機能を決定しようとするものである。

主たる検討内容は以下の通りであり，詳細は表3.1に示す通りである。

1）放流機能調査

2）導流部および減勢工の検討

3）副ダム減勢工の検討

4）下流河道の検討

なお，実験および計測手法は，第２章と同じであるが，副ダム減勢工および下流河道の対象流量は第２章の計画高水流量1100㎥/sから440㎥/sに減じている。

表3.1　実験ケース一覧表

検討内容	検討内容		放流条件 貯水位 EL.m	放流条件 放流量 Q(㎥/s)	計測項目 H－Q	洪水吐の水理量 水面形	洪水吐の水理量 流速	河道内水理量 水位	河道内水理量 流速	流況(写真を含む)	ビデオ
(1) 放流機能	自由越流頂	81 m	436.5	—	3 点	—	—	—	—	—	—
		85 m	436.5		3 点						
		90.036 m	432～436.5		6 点						
(2) 導流部および減勢工	導流壁高		—	1690	—	○	—	—	—	○	—
	副ダム作用圧力		—	1690							
(3) 副ダム減勢工	掘込み深		—	440	—	○	副ダム減勢工終端の流速	○	河道25 mまでの底面流速 ○	○	○
	掘込み長	形状A	—	440							
		形状B	—								
		形状C	—								
(4) 下流河道	固定床	現況河道	—	減勢工単独 100 / 440 / 1690	—	—	—	○	(底面流速) ○	○	○
		河道整形Ⅰ案		440							
		河道整形Ⅱ案		440，1690							
		放流口出口付近の検討		放流工単独 100 / 同時放流 540				—	—	○	○
	移動床	現況河道	—	減勢工単独 100 / 440	—	—	—	—	—	○	○
		河道整形案		440							

注）移動床では，表に示す以外に通水後の河床高の計測を計った。

1.2 実験施設および模型

模型は，設計原案に基づいて図3.1，図3.2に示す様に設計・製作し，土木研究所ダム水理実験施設内に設置した。模型の縮尺は1/50である。流入部，導流部，減勢工の模型は，木材で製作し，導流部および減勢工の側面には流況が把握しやすい様にアクリル系樹脂材を使用した（写真3.1参照）。

下流河道は，図3.3に示すように減勢工下流約200 m，わらび野水門までをモルタルにて再現した。ただし移動床については，推定岩盤線（D_1級）までモルタル河床とし，その上に砂を敷きつめ河床を再現した。

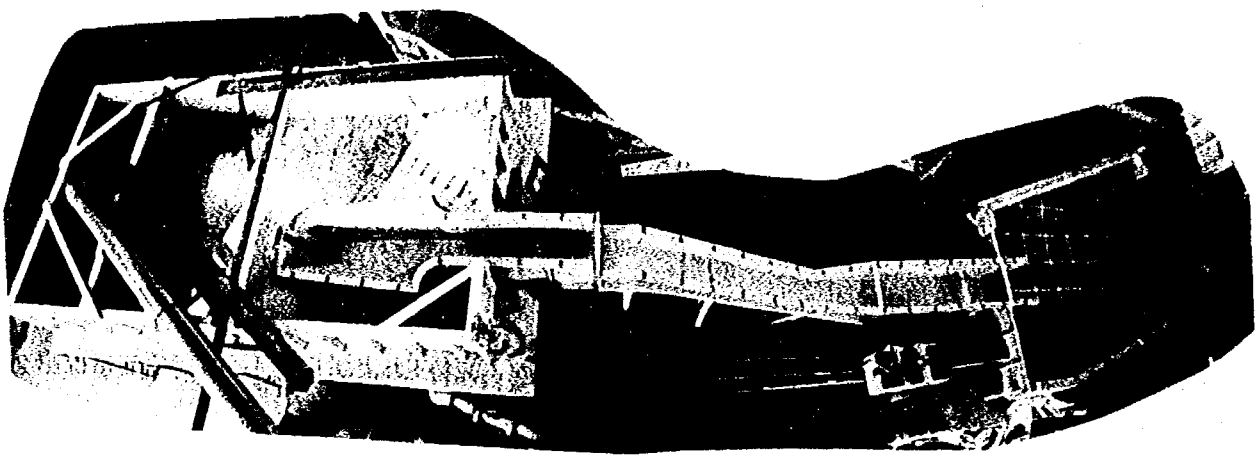
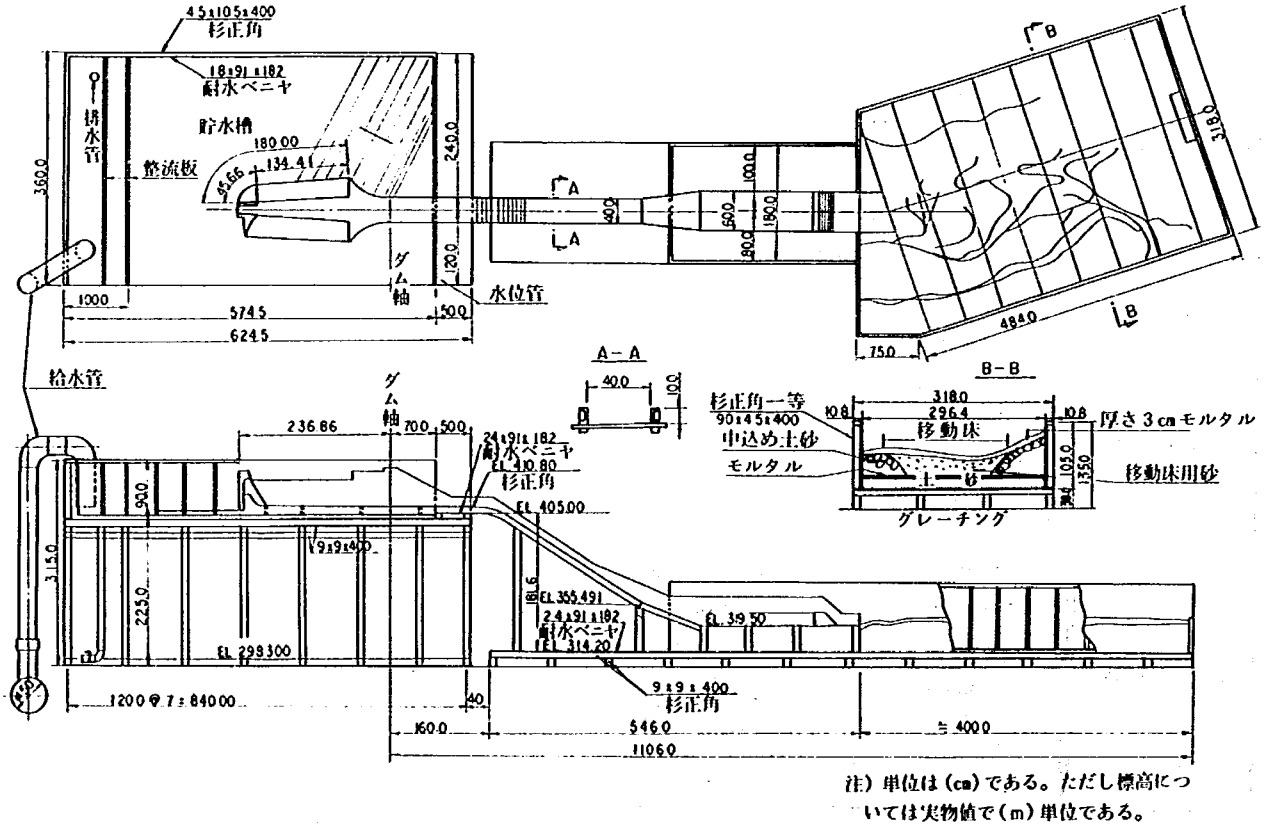


写真3.1　模型全景



注）単位は（cm）である。ただし標高については実物値で（m）単位である。

図3.1　模型概要図

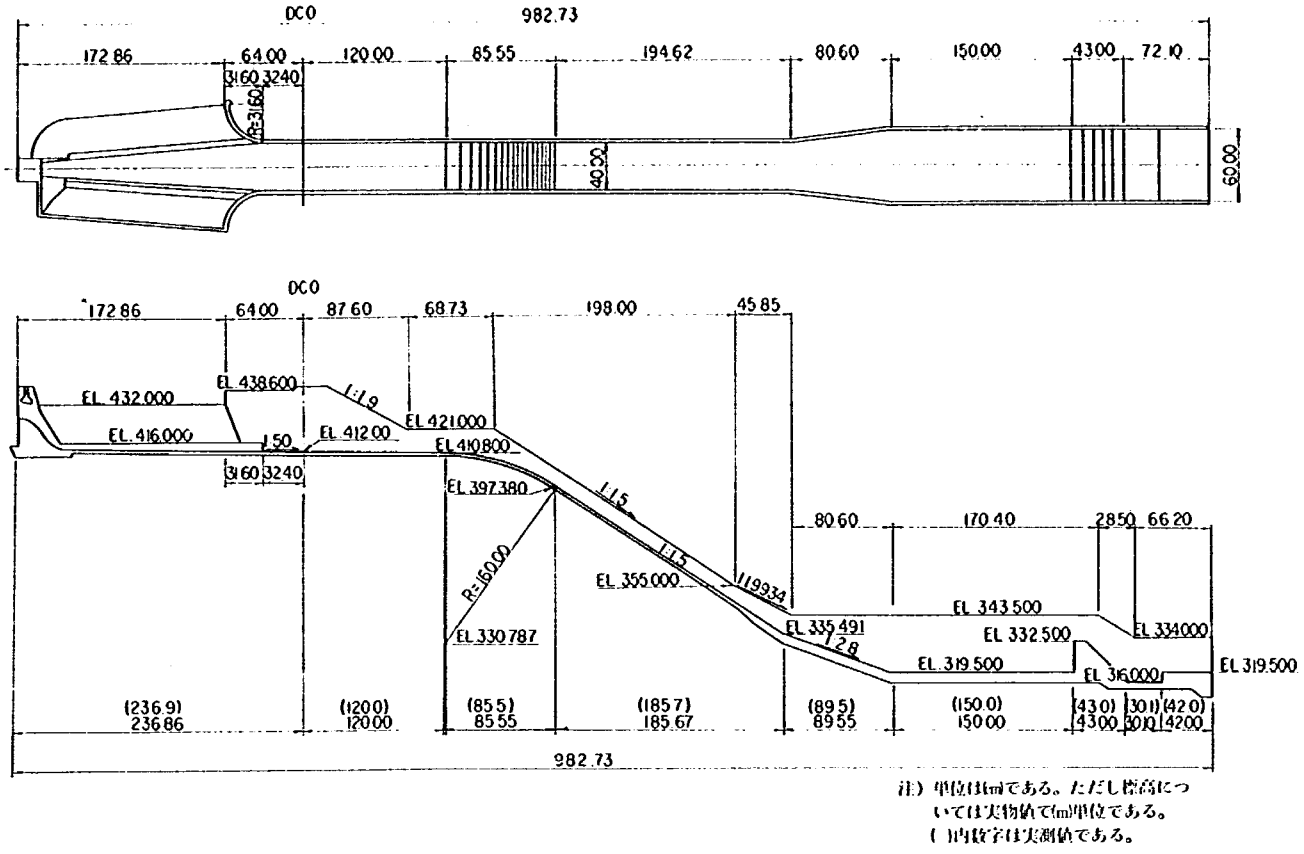


図 3.2　洪水吐き模型設計図

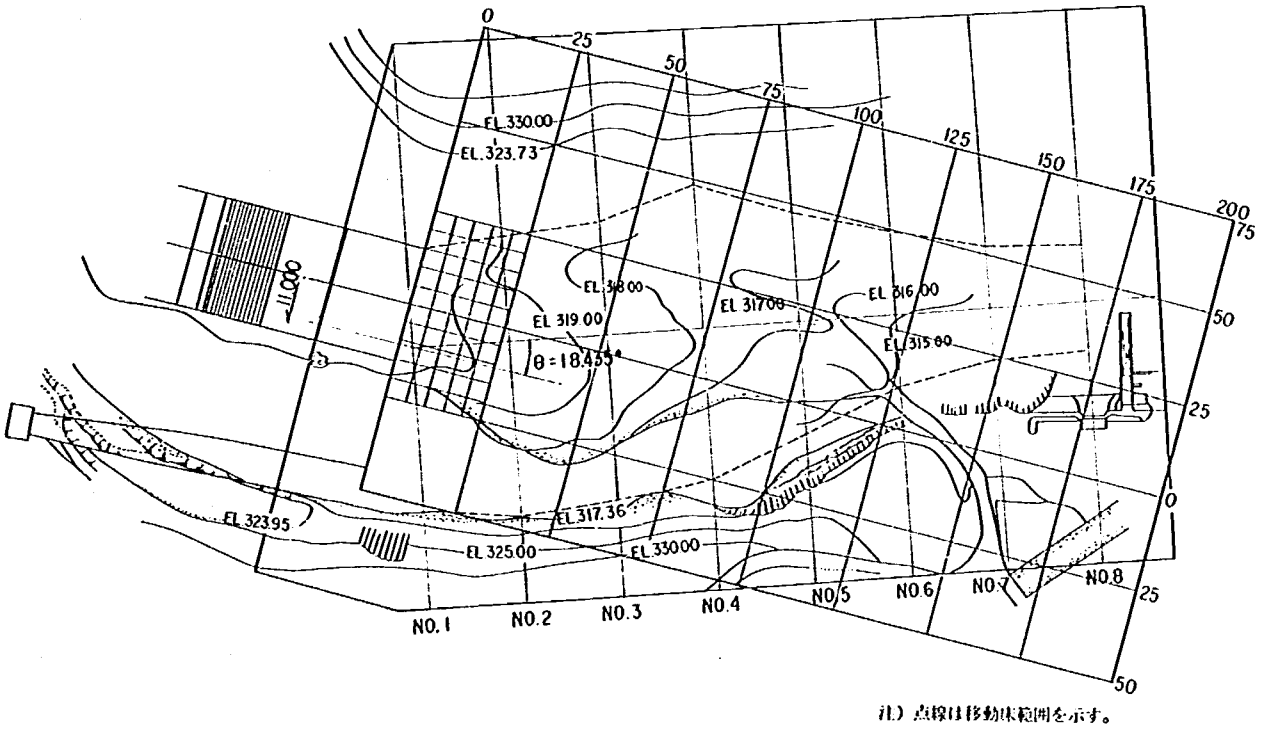


図 3.3　固定床および移動床範囲

1.3 相似律

模型は1/50の幾何学的相似とし，模型と実物の力学的相似はフルードの相似律に従うものとする。今回の実験の内，移動床実験の測定結果については，厳密な意味での相似性は保たれていない。よってその結果の取り扱いについては，定性的判断に限られるべきである。

1.4 実験条件

(1) 基本条件

・貯水池水位EL．436.50 mにおいて，自由越流部単独でダム設計洪水流量1690 ㎥/s放流可能なこと。

・ダム設計洪水流量1690 ㎥/s以下の放流時に導流壁を越水しないこと。

・ダム設計洪水流量1690 ㎥/s以下の放流量に対してわさび野水門より上流で跳水を発生させることにより，わらび野水門より下流の河道の従前の機能維持を計り，またダム本体に対しても支障を与えない構造とする。

・440 ㎥/s以下の放流量に対して減勢工および副ダム減勢工等により減勢させ，副ダム下流からわらび野水門までの河床の現状維持を計り，護岸等の保全を考慮する。

(2) 下流水位条件

下流水位の条件は，わらび野水門から自然流下とした。

(3) 通水時間（移動床）

実験開始は，規定放流量が下流河道に流入し始めた時点とした。

実験終了は，河床低下の度合が小さくなった時点，あるいは河床低下の定性的判断がなされた時点とした。

(4) 河床材料（移動床）

河床材料の粒径は，現場河床材料粒度試験結果から最大で約60～70 cm，平均粒径d_mで約8～9 cm，中央粒径d_{50}で約9～16 cm程度である。

実験に使用した砂の粒径は，最大で約24 cm，平均粒径d_mで約6 cm，中央粒径d_{50}で約4 cm程度である。

1.5 計測方法

1）貯水池水位

貯水槽側部に設けた水位巻の水位を1/10読みポイントゲージで計測する。計測は2回行い，平均値を採用する。

2）放流量

プリンターに打ち出される電磁流量計の出力値を5個（1分間に1個の割合で打ち出される）記録し，平均値を採用する。

3）水　位

測定断面における，最高，平均水位を1/10 ㎜読みポイントゲージおよびレベルで計測する。

4）流　速

測定断面の底面において，ピトー管における静圧と動圧の差を30°傾斜マノメーターで計測し，次式で流速に換算する。

$$V=\sqrt{2gh\sin 30^\circ}$$

ここに，V：流速（ m/s ）

g：重力加速度（ $g=9.8\ \mathrm{m/s^2}$ ）

h：傾斜マノメーターにおける静圧と動圧の差（ m ）

5）河床高（洗掘・堆積）

通水後の河床高を，1㎜読みスケールとレベルで計測する。

6）流　況

目視，写真撮影およびビデオ撮影による。

第2節　流入部の検討

2.1　高越流頂の放流機能の検討

第1章の設計の経緯で述べているように，昭和57年度の設計原案では，ダム設計洪水流量に対して洪水調調節用放流設備と同様に低越流頂の放流量を期待しないことから，高越流頂の設計洪水位での必要放流量は1690㎥/sとなる。

越流頂の長さとして表3.2に示すように，設計案（90m）に加えて81mと85mの計3ケースの検討を行った。実験では，図3.5に示すように直線部をベニヤで仕切ってそれぞれの長さに合せた。

表3.2　越流頂の長さ

越流頂の長さ(m)			備考
曲線部	直線部	合計	
22.828	58.172	81	—
22.828	62.172	85	—
22.828	67.208	90.036	設計案

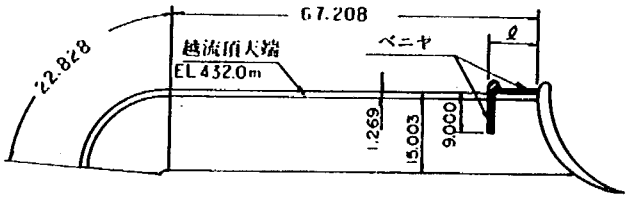


図3.5　越流頂短縮の方法

越流頂の長さが81mと85mの場合の，貯水池水位と放流量およびH/H_dと流量係数Cの関係を図3.6および図3.7に示す。ただし，越流頂の長さが90.036mの場合（設計案）および94mの場合（水理模型実験その1）も示している（実験資料3.5参照）。

H/H_dとCの関係から見ると，越流頂の長さが短縮するにしたがい，流量係数Cが低下している。これは，放流能力の悪い曲線越流頂の部分が，相対的に長くなるためである。

越流頂が81m，85m，90.036mの場合の設計洪水位EL.436.5mでの放流能力を推定すると，表3.3の通りである。これより，越流頂の長さが85mのとき，放流量1722㎥/sであり，計画上の放流量を満足している。

これらの検討から自由越流部の越流幅Bを85.088mに縮めることにしたが，この形状の放流能力について調査するため，模型を改造して実験を行った。

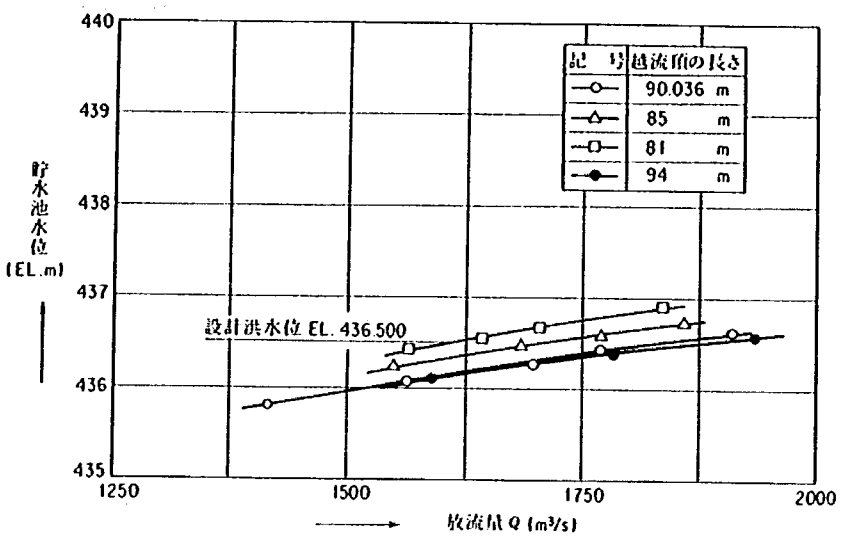


図 3.6　貯水池水位－放流量の関係図（自由越流部単独）

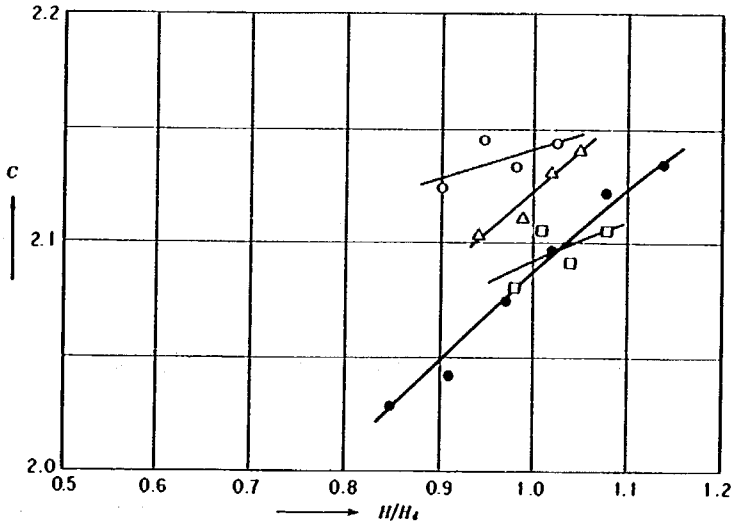


図 3.7　$C-H/H_d$ の関係図（自由越流部単独）

表 3.3　設計洪水位での放流能力の比較

越流頂の長さ B (m)	流量係数 C	放流量 Q (m³/s)	計画放流量 Q_0 (m³/s)	$\frac{Q-Q_0}{Q_0}\times 100$ %
81	2.091	1617	1690	−4.3
85	2.122	1722		1.9
90.036 (設計案)	2.141	1840		8.9

貯水池水位と放流量の関係および流量係数CとH/H_dの関係を，それぞれ図3.8および図3.9に示す（実験資料3.5参照）。

自由越流頂の放流量は一般に次式で計算される。

$$Q = CBH^{3/2} \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに，Q：放流量（m³/s）

C：流量係数

B：越流幅（m）

H：越流水深（m）

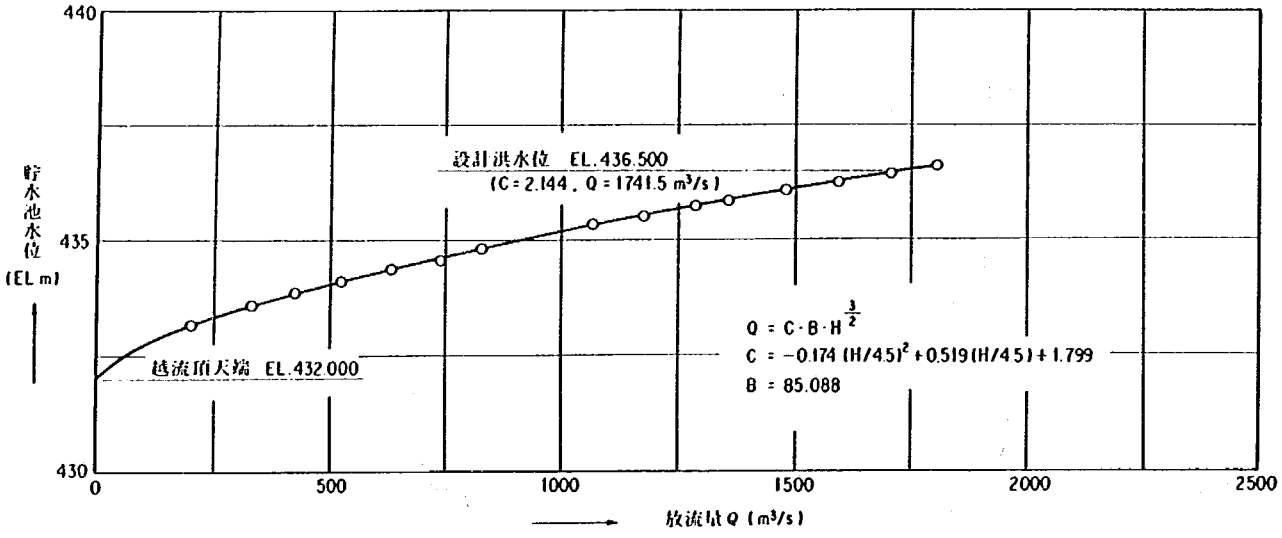


図3.8　貯水池水位－放流量の関係図

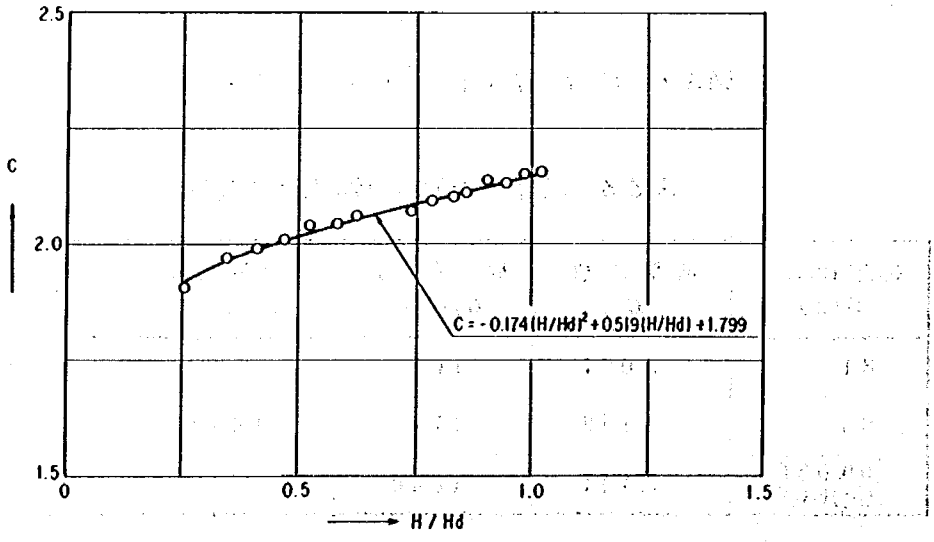


図3.9　$C-H/H_d$ の関係図

図3.9に示したCとH/H_dの関係を最小2乗法で求めると，(2)式の通りとなる。

$$C = 1.799 + 0.519\left(\frac{H}{H_d}\right) - 0.174\left(\frac{H}{H_d}\right)^2 \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに，H：越流水深（m）

H_d：越流頂の設計水深（$H_d = 4.5$ m）

図3.8には，(1)，(2)式より求めた放流機能曲線を実線で示した。

実験値との差はほぼ±1.0%以下である。

設計洪水位EL．436.500 mでの放流能力は1741.5 ㎥/sで，ダム設計洪水流量1690 ㎥/sに対しては，3%程度の余裕となることが確認された。

2.2 側水路内の流況の改善

第2章の検討で側水路両岸に設置したステップの効果が確認されているが，流入部の形状が変更となっているため，側水路内に階段上の構造物（以下単にステップという）を設けた場合と設けない場合について再度流況を主体とした検討を行った（写真3.2，図3.10参照）。

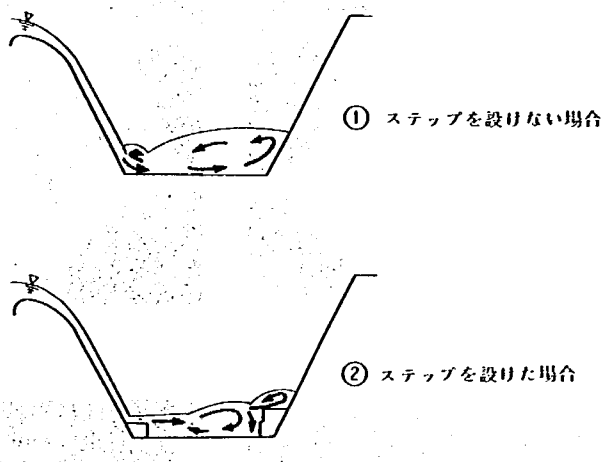


図3.10　側水路内の流況（$Q = 440$ ㎥/s）

① ステップを設けない場合

100 ㎥/sでは流水が低越流頂から流入部水路へ急激に広がるために，DC．−90 m付近両岸から衝撃波の発生が見られる。

440 ㎥/sでは，自由越流頂を越流した流れが，右岸側のもたれ壁沿いにはい上がり，らせん流となって側水路内を下流に向かって流下する。ただし，曲線部から越流した流水は，側水路に対して斜めに流入するため，側水路内の水面を乱している。

1690 ㎥/sになると右岸側のもたれ壁沿いのはい上がりも高く，EL．436 m程度まで上がる。

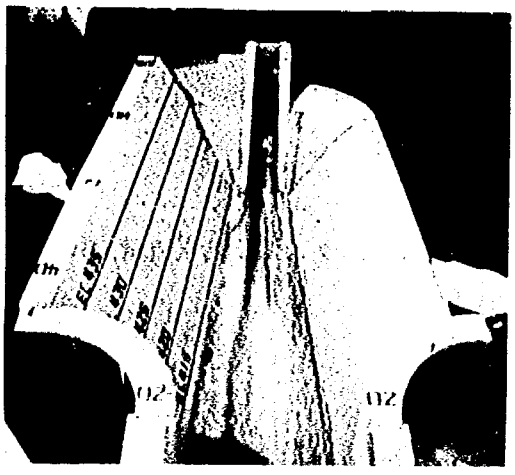
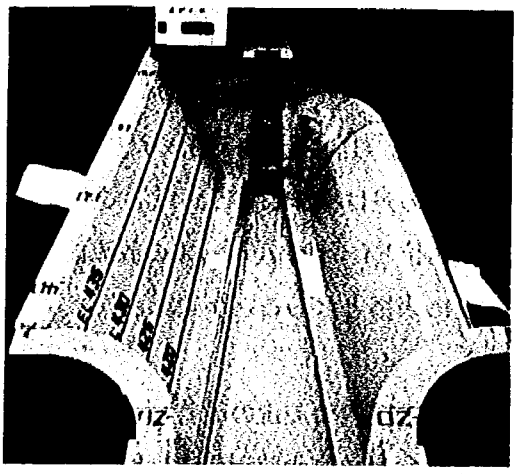
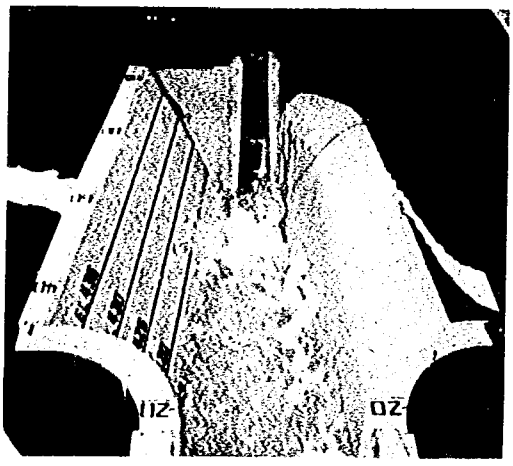
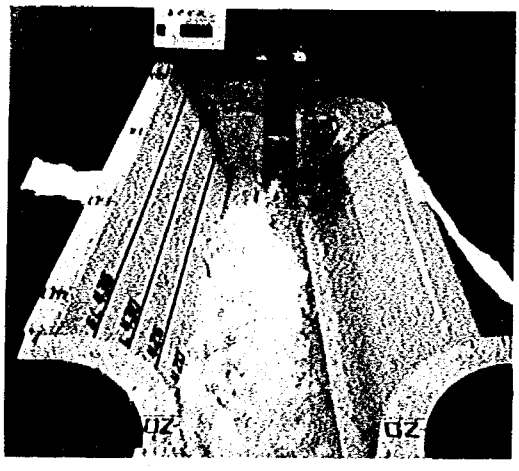
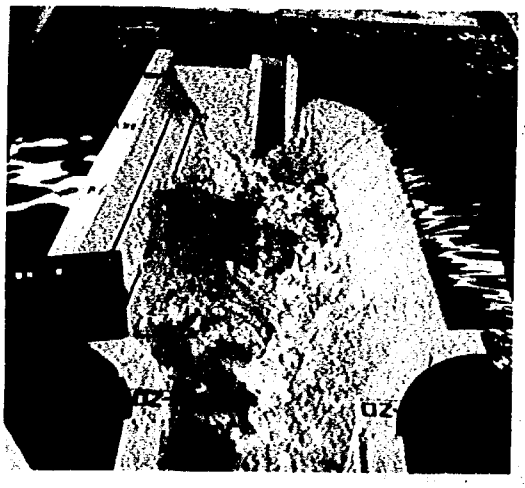
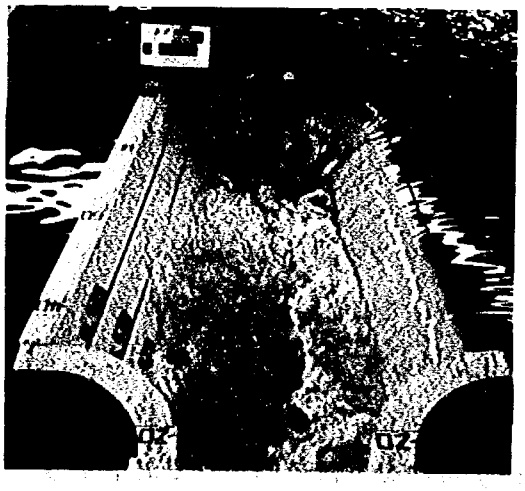
	ステップなし	ステップあり
放流量 100 m³/s		
放流量 440 m³/s		
放流量 1690 m³/s		

写真 3.2　側水路の流況

② ステップを設けた場合（左岸側1段，右岸側2段）

100 ㎥/s では，低越流部からの流水はステップに沿って流下しており，衝撃波の発生はない。

440 ㎥/s になると，自由越流頂を越流した流れは，左岸側のステップ上をすべり，流入部水路内へ落下する。落下した流水は，内側に巻くらせん流となって下流へ流下する。

1690 ㎥/s になると，ステップを設けても右岸側のもたれ壁沿いの水位は，EL．435 m程度（DC．−70 m付近）まで上がっている。

第2章の検討でも明らかにされていたようにステップを設けることで，低越流部単独放流 100 ㎥/s の場合に見られた衝撃波の発生を防止できることが確認された。

また，ダム設計洪水流量 1690 ㎥/s を低越流部と自由越流部で同時放流した場合も流況観察したが，右岸側のもたれ壁沿いで最もはい上がりの高い位置が10m程度上流にきたことと，はい上がりが0.5 m程度下がったことが明らかにされた。

2.3 導流壁高の検討

導流壁（流入部の右岸側もたれ壁も含む）の高さを決定するために，流入部および導流部の左岸・中央・右岸の最高・平均水位を測定した。放流量はダム設計洪水流量 1690 ㎥/s とした。

測定結果を図3.11および表3.4に示す（実験資料3.6参照）。

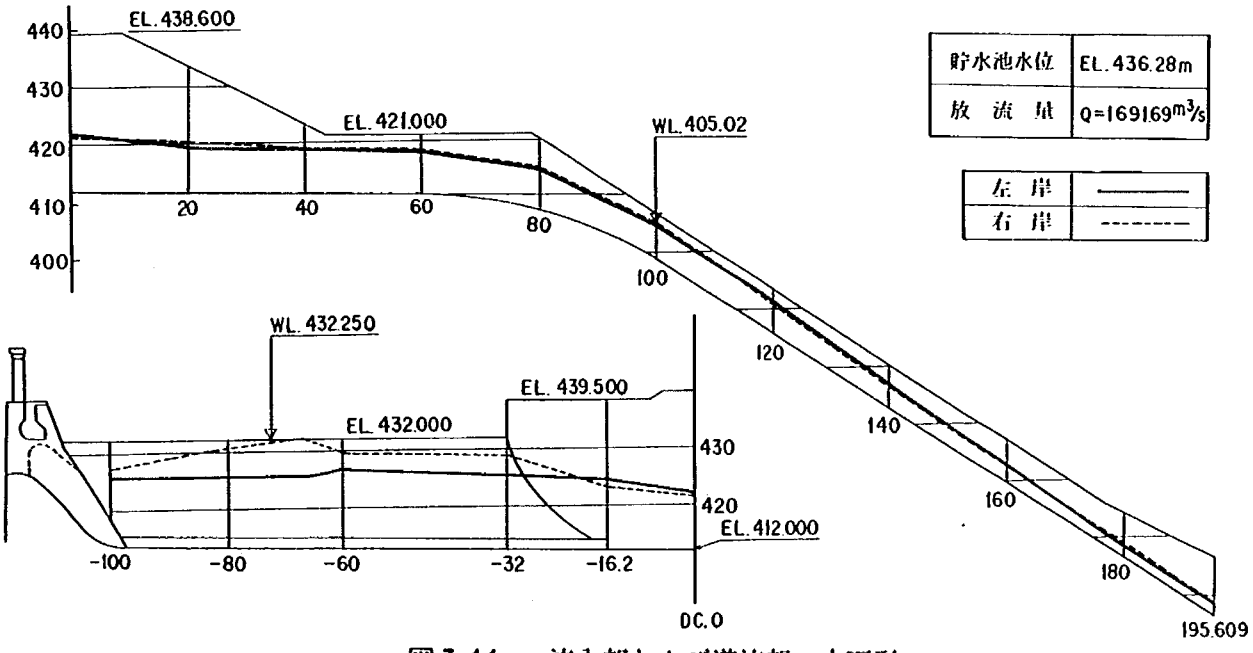


図3.11 流入部および導流部の水面形

表3.4 導流壁高との差

項目	位置 DC.(m)	最高水位 EL.(m)	計画導流壁末端標高 EL.(m)	導流壁高との差 (m)
流入部	右岸 −72.5	432.25	439.5	7.25
導流部	右岸 100	405.02	406.443	1.42 (1.18)

第3節　副ダム減勢工の検討

3.1　減勢工の流況

昭和57年度の設計原案における減勢池の水面形状，および副ダムに作用する圧力を測定した。放流量はダム設計洪水流量 1690 ㎥/s とした。測定結果を図3.12および表3.5に示す（実験資料3.6参照）。

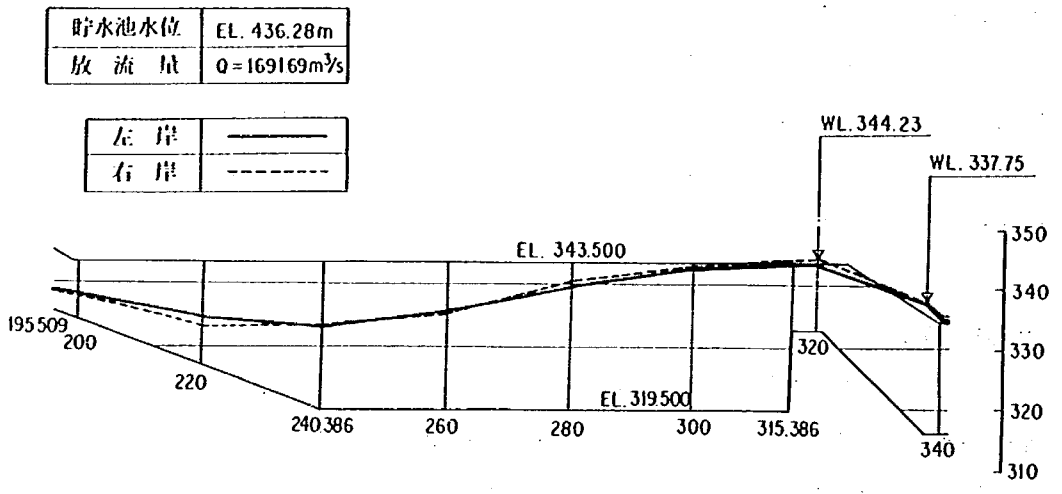


図 3.12　減勢工水面形形状図

表 3.5　導流壁高との差

項　目	位　置 DC.(m)	最高水位 EL.(m)	計画導流壁末端標高 EL.(m)	導流壁高との差 (m)
減勢工	右岸 320 (副ダム天端)	344.23	343.500	−0.73

なお，副ダムの詳細形状は図3.13に示す通りである。

副ダムの作用圧力は図3.14に示す通りであり，圧力については，前面で最大動水圧が3m水柱程度である。また，副ダム下流面の圧力は，円弧の中心（№9）で−3.3mの負圧がでている（実験資料3.7参照）。

流況は写真3.3に示す様にはく離しており，測定値は必ずしも実際を示してはいないが，対象流量が1690 ㎥/s であること，および減勢池内に混入している空気を考え合せると減勢工構造物に対しては支障ないと考えられる。

3.2　副ダム減勢工の設計

副ダム（高さ13m）を越流する流水のエネルギーは，放流量440 ㎥/s の場合，21m水柱程度であり，副ダムの減勢工による流水の減勢が必要である。

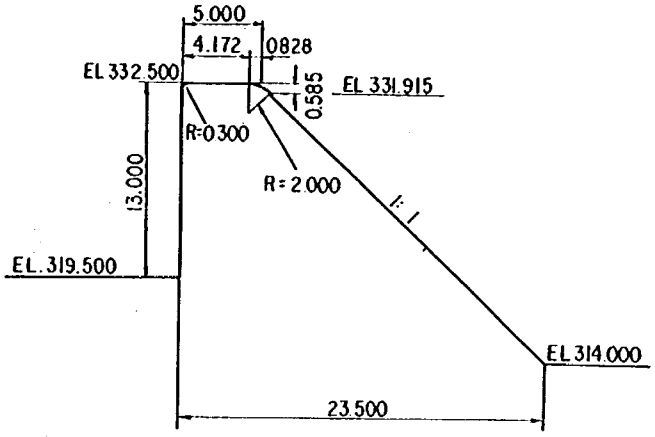


図 3.13　副ダム断面形状（単位：m）

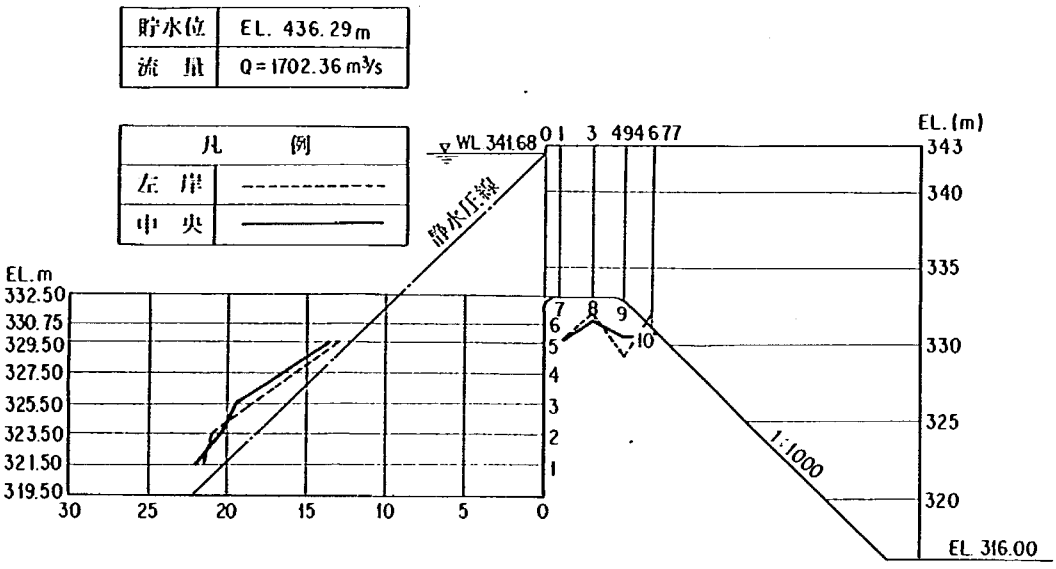


図 3.14　副ダムに作用する圧力

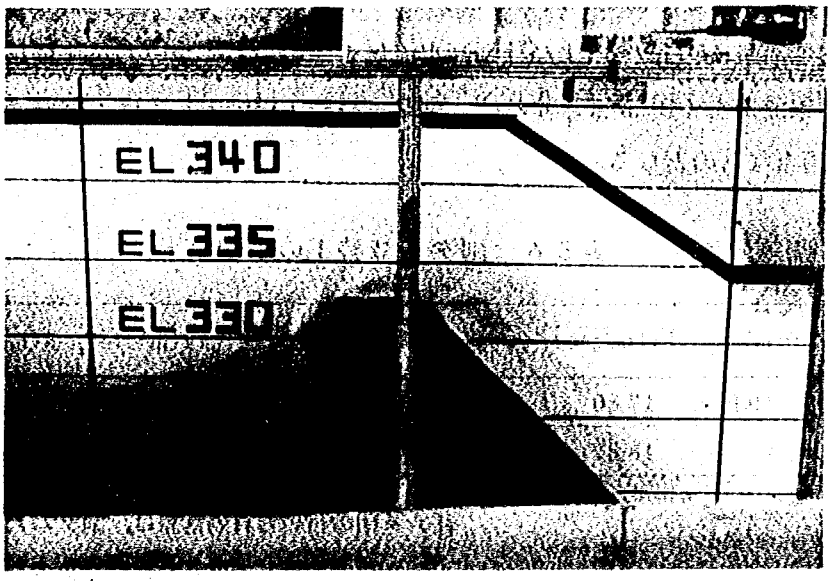


写真 3.3　副ダムを越える流れ（放流量 1690 ㎥/s）

副ダム減勢工の規模決定にあたっては，下流水位が期待できないため，掘込み型の副ダム減勢工を採用する。

掘込み型副ダム減勢工の掘込み長 l，掘込み深 d については次式で計算できる（図3.15参照）。

$$V_1 = 0.9\sqrt{2gH}$$

$$h_1 = \frac{Q}{bV_1}$$

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

$$h_2 = \frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1+8F_1^2}-1\right)$$

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1+2F_1^2)\sqrt{1+8F_1^2}-1-5F_1^2}{1+4F_1^2-\sqrt{1+8F_1^2}} - \frac{3}{2}F_1^{2/3}$$

$$l = 4.5\,h_2$$

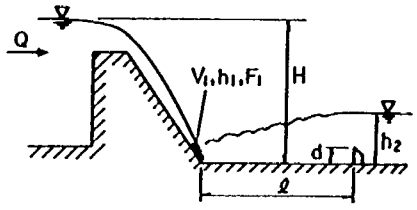


図3.15　副ダム減勢工

ここに，V_1：跳水前の平均流速（m/s）

g：重力加速度（m/s²）

H：有効落差（m）

h_1，h_2：跳水前後の水深（m）

Q：放流量（㎥/s）

b：副ダム減勢工幅（b＝30 m）

F_1：跳水前のフルード数

d：シルと仮定した場合の掘込み深（m）

l：跳水の長さ（堀込み長）（m）

副ダム減勢工対象流量440 ㎥/s および計画高水流量1100 ㎥/s について，計算した結果を表3.6に示す。

水理計算より対象流量を440 ㎥/s とすれば，副ダム減勢工規模としては，掘込み深 $d \fallingdotseq 3.0$ m，掘込み長 $l \fallingdotseq 30$ m が適当なものとなる。

表3.6　副ダム減勢工の水理量

Q(㎥/sec)	H(m)	V_1(m/sec)	F_1	h_1(m)	h_2(m)	d(m)	l(m)
440	※ 19.9	17.80	6.28	0.82	6.88	2.93	30.96
1100	※ 22.3	18.82	4.31	1.95	10.95	3.78	49.28

注）※印の付いた有効落差は，副ダム天端上の水位を実測して得られた値である。

3.3 減勢工の規模

副ダム減勢工の規模決定に当り，水理計算により得られた規模（$d \fallingdotseq 3.0$ m，$l = 30$ m）で予備検討を行った。

検討流量は，副ダム減勢工対象流量 440 ㎥/s，計画高水流量 1100 ㎥/s の 2 流量とした。また，測定は 440 ㎥/s 放流時の副ダム減勢工内の水位，下流河道 50 m までの水位および底面流速である。1100 ㎥/s については，流況観察のみとした。

測定結果を実験資料 3.8 に示す。

440 ㎥/s，放流時の流況は図 3.16 および写真 3.4 に示す通りであり，副ダム減勢工始端から跳水が発生し，副ダム減勢工内では減勢されている。下流河道にはいると，河床勾配，水面勾配とも 1/10 ～ 1/80 で，射流となり，放射状に広がる。放流時の流況は写真 3.4 に示す通りで，副ダム減勢工内では跳水は発生せず，副ダム下流端から 18 m 付近まで露出射流が見られる。

以上の検討から，副ダム減勢工の規模のうち，掘込み長については，30 m 程度が妥当であることが分かった。また掘込み深については，0.5 m 程度の余裕を見て 3.5 m とするのが望ましい。

放流量 440 ㎥/s

放流量 1100 ㎥/s

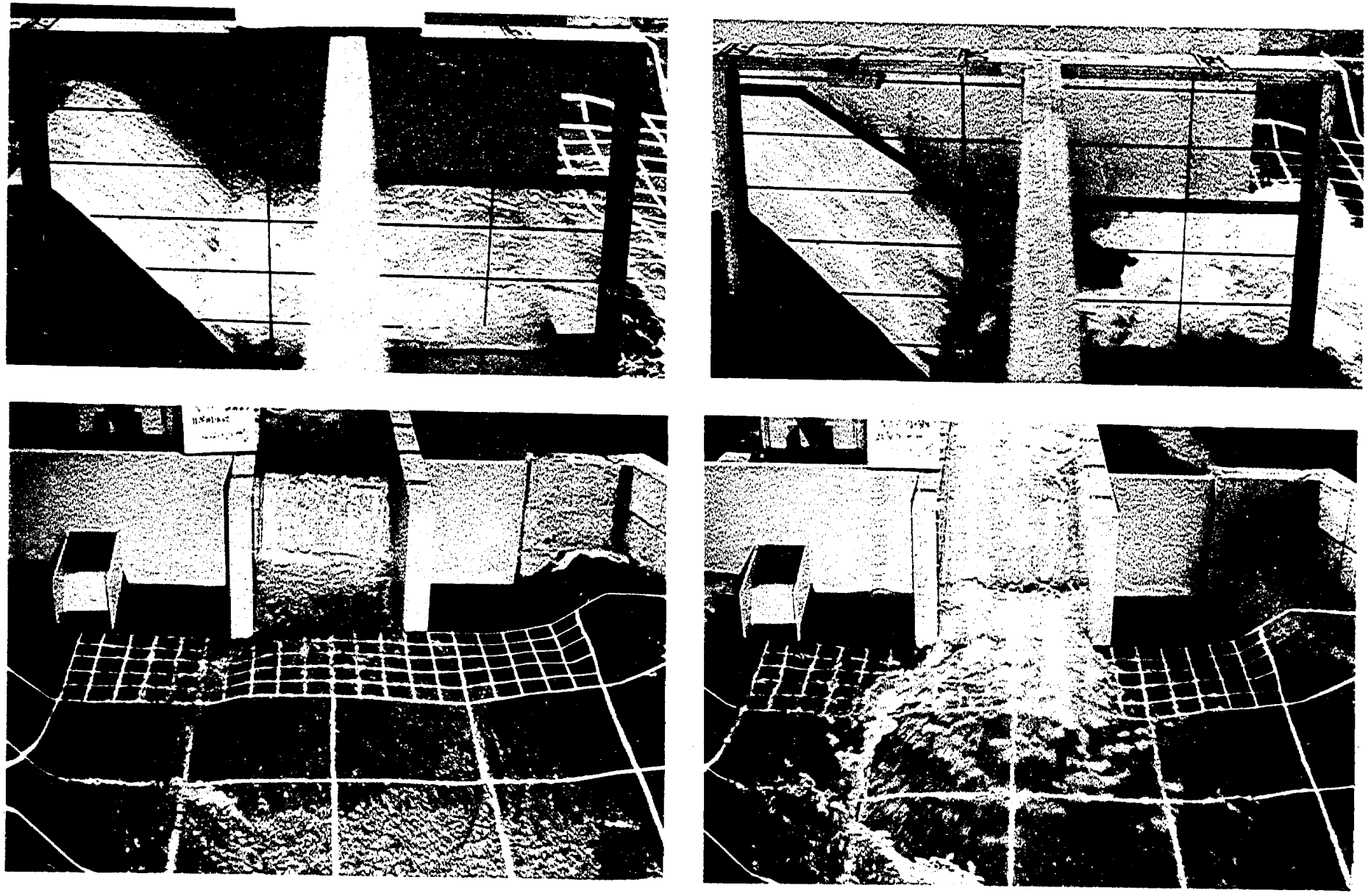


写真 3.4　副ダム減勢工の流況（掘込み深 3.0 m，水叩き長30m）

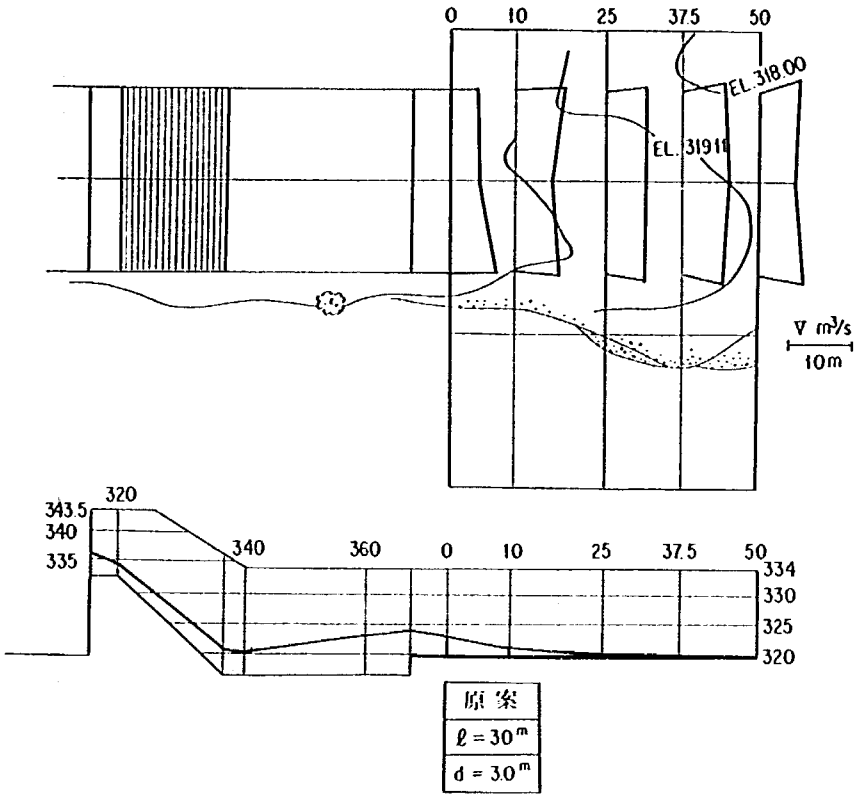


図3.16　水位・流速測定結果図（ $Q = 440$ ㎥/s ）

3.4　掘込み長の検討

本項では，掘込み深を3.5 mとし，補助構造物等によりどの程度掘込み長が短縮できるか，検討するものとする。

検討した形状は表3.7に示す通りである。

実験は固定床とし3形状における，440 ㎥/s 放流時の副ダム減勢工内の水位，下流河道25 mまでの水位および底面流速を測定した。水位・流速の比較図を図3.17に示す。ただし，比較図の水位は副ダム減勢工中心線上の平均水位である。また流況は写真3.5に示す通りである。

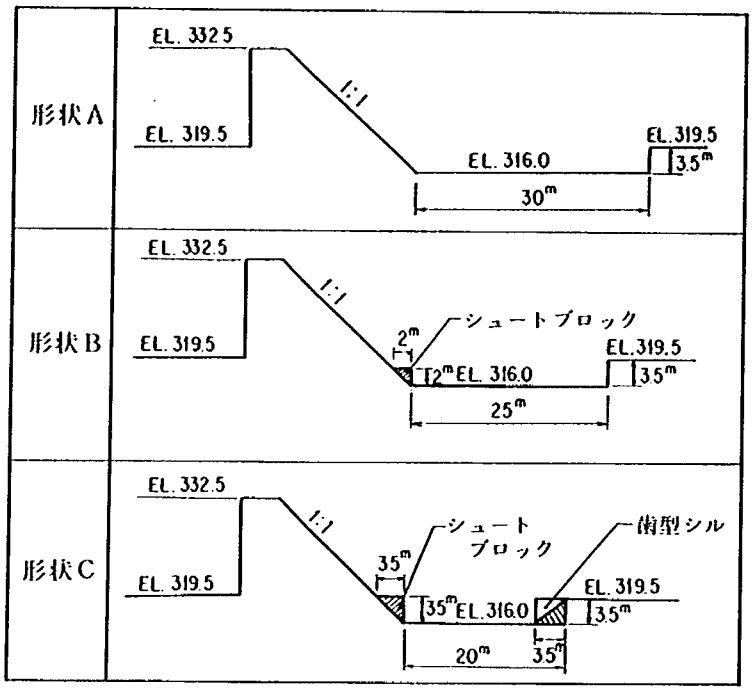
各形状における水位縦断を比較すると，各形状とも，掘込み終端で水位上昇が見られ，下流河道にはいって水面勾配が生じる。流況の概要は図3.18に示す通りである。

いま減勢効果と下流河道への影響を評価するものとして，導流壁終端（河道0 m）でのフルード数 F_r を比較してみると表3.8の通りである。

フルード数 F_r から見れば，形状Aでは常流になっており，形状B・Cは弱い射流である。また，導流壁終端での底面流速の実測値の平均も，形状B・Cがそれぞれ7.0 m/s，6.6 m/sに対して，形状Aは5.3 m/sで20～25％減少している。

これらを整理してみると表3.8となり，減勢効果については，形状Aが優れていると考えられる。

表 3.7　副ダム減勢工検討形状



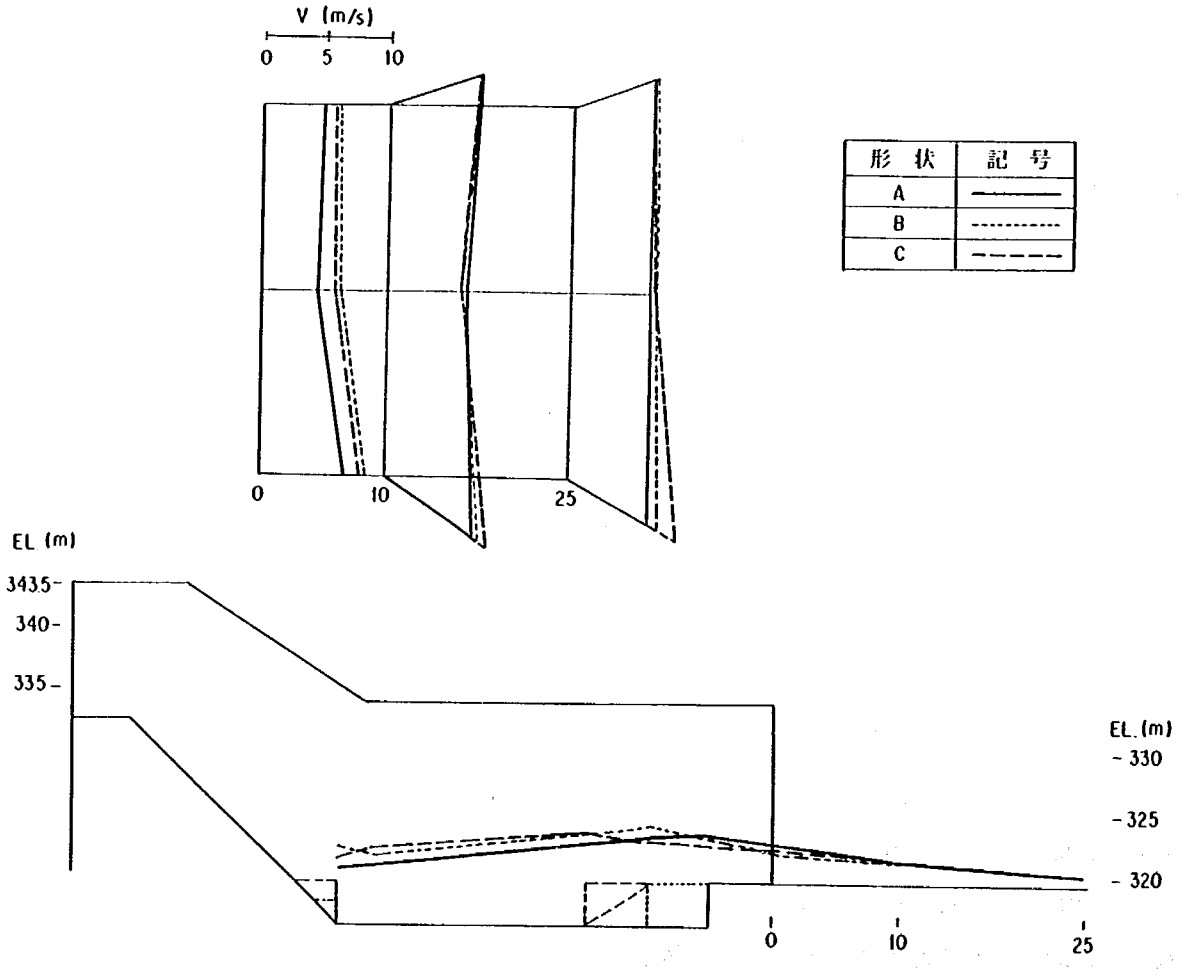


図 3.17　副ダム減勢工水位・流速比較図

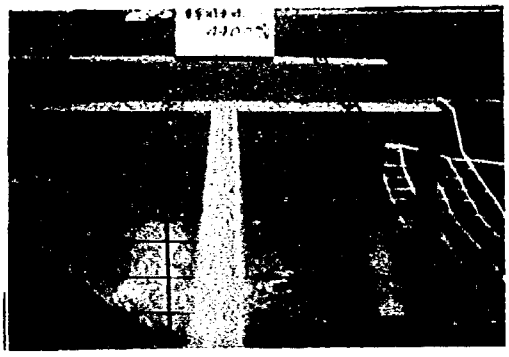
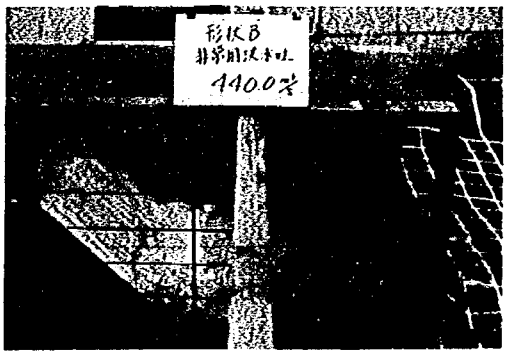
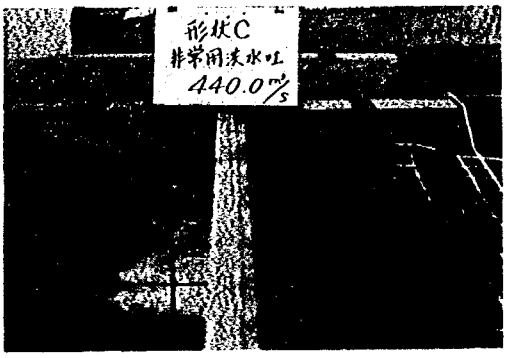
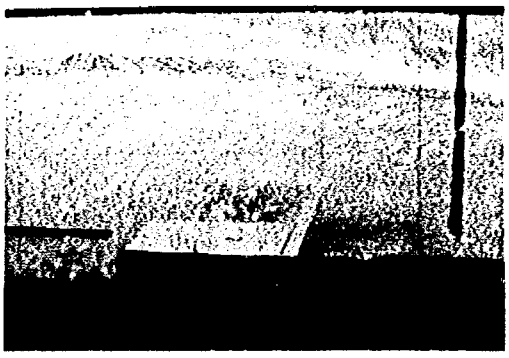
形 状 A 掘込み高 3.5 m 水叩き長 30 m		
形 状 B 掘込み高 3.5 m 水叩き長 25 m		
形 状 C 掘込み高 3.5 m 水叩き長 20 m		

写真 3.5　副ダム減勢工の流況（放流量 440 ㎥/s ）

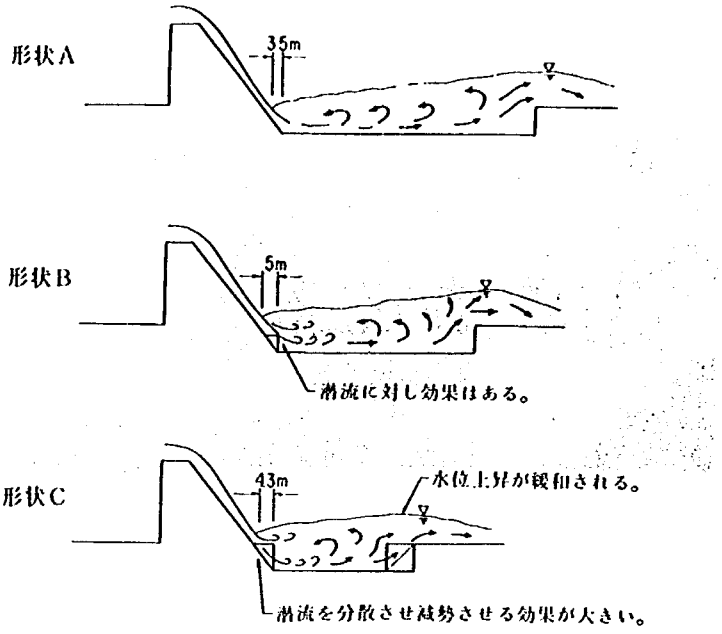


図 3.18　副ダム減勢工 3 形状の流況

表 3.8　副ダム減勢工評価比較

形　状	導流壁終端でのフルード数 $Fr=\frac{v}{\sqrt{gh}}$	導流壁終端での底面流速	流　況	評　価
A	Fr = 0.97 h = 2.86 m Q = 438.41 m³/s	v = 5.3 m/sec	潜流は，堀込み長内で解消される。堀込み終端での水深は 4.0 m程度。	A
B	Fr = 1.32 h = 2.32 m Q = 438.41 m³/s	v = 7.0 m/sec	2 m のシュートブロックは潜流に対しある程度の効果がある。堀込み終端での水深は 4.3 m 程度。	B
C	Fr = 1.20 h = 2.49 m Q = 443.00 m³/s	v = 6.6 m/sec	3.5 m のシュートブロックは潜流に対し効果がある。堀込み終端での水深は 3.8 m 程度。	B

注）底面流速は，横断方向 3 点の実測値を平均した値である。
堀込み終端での水深は，横断方向 3 点の平均水深を平均した値である。

3.5　導流壁高の検討

副ダム減勢工形状Aについては，ダム設計洪水流量 1690 ㎥/s 放流時の水面形を測定した。

測定は，構造の変化する断面を含めて7測線とし，左岸，中央，右岸の3測線で行った。結果を図 3.19 に示す。

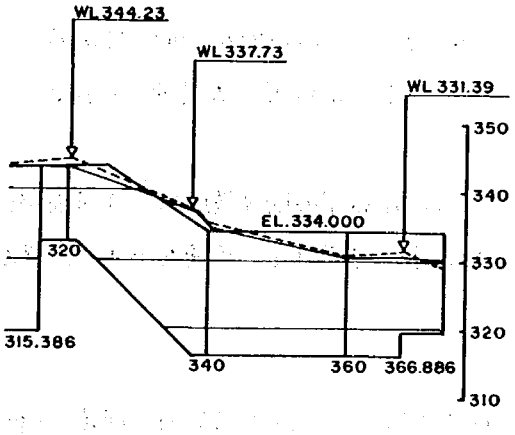
測定結果から，導流壁高について次のことが言える。

- 副ダム終端（DC．336.886 m）での水位は，EL．337.73 mで，計画導流壁（1：1.5の勾配）を 1.76 m程度（標高差）越えている。
- 堀込み終端（DC．366.886 m）での水位は，EL．331.39 mで，計画の導流壁（天端標高 EL．334.000 m）に対し，2.61 mの差がある。

ただし，水位測定値は，空気混入による影響および不規則なはね上がりは考慮していない。

貯水池水位	EL．436.28 m
放流量	Q＝1691.69㎥/s

左岸	――――
右岸	……



項目 / 距離	左岸 水位	中央 水位	右岸 水位
副ダム前面	343.50	342.48	343.93
	341.58	341.30	342.15
320 m	343.28	343.93	344.23
	340.90	340.98	340.70
副ダム終端	337.23	336.45	337.73
	329.93	331.13	330.43
340 m	334.78	334.08	335.28
	327.52	326.53	327.03
堀込み終端	330.85	330.08	331.39
	328.63	328.63	329.13
360 m	330.23	329.70	330.95
	327.83	328.58	328.58
河道○m	329.73	329.50	329.13
	327.33	327.33	327.08

図 3.19　副ダム減勢工水面形形状図

第4節　下流河道の検討

4.1　目　　的

前節までの検討で，副ダム減勢工形状が決定されたので，この形状について，下流河道の検討を行った。

本検討は，固定床と移動床に別けられ，まず固定床で下流河道の基本形状を決定し，移動床でこの基本形状と現況河道について比較検討した。

4.2　固定床実験

4.2.1　現況河道の流況

固定床は，実験資料3.1に示す横断指示書に基づいて，現況河道をモルタルにて再現してある。

ただし，本検討で述べる河道0 mというのは，河道中心線に対してではなく，減勢工中心線に対して測った距離である。図面等の距離も，減勢工中心線に対するものである。また以後流速は，方向成分を考慮した底面流速の実験値を示すものとする。

現況河道における，100 ㎥/s（放流工単独），440 ㎥/s，540 ㎥/s（100 ㎥/s + 440 ㎥/s），1690 ㎥/sの流況について観察し，合わせて水位縦断，流速分布（底面）を測定した。結果を図3.20～図3.23に示す通りであり，その詳細は以下に記述する（実験資料3.9参照）。

①　Q = 100 ㎥/s（放流工単独）

放流工の副ダムを越水した流水は，河床に沿って河道25m付近まで直進する。左岸側は薄い水脈となって広がる。右岸側では衝撃波が発生している。河道25m付近の流速は右岸沿いで8.7 m/sである。

河道25 m～150 mでは，ほぼ最深部に沿って流下しており，河道100 m付近の左岸側の河床が上り勾配となっているため波状跳水が発生している。

河道150 m付近からわらび野水門までは，河床が下がっており，左右岸の既設護岸により河幅が狭くなっている。このため河道150 m付近では背水が効くために，弱跳水が見られる。流速も小さく，横断方向3点の平均で3 m/s程度である。

②　Q = 440 ㎥/s

副ダム減勢工からの流水は，徐々に加速されながら，放射状に広がって流下している。河道25 m，50 mでの減勢工中心線上の流速は，それぞれ6.3 m/s，7.8 m/sである。河道50 m付近までの右岸側は，死水域となっており，波状跳水の発生が見られる。河道50 m～90 m 付近にかけて，河床が下り勾配になるため跳水が発生しており，流速も2.5 m/s～3.3 m/sになっている。

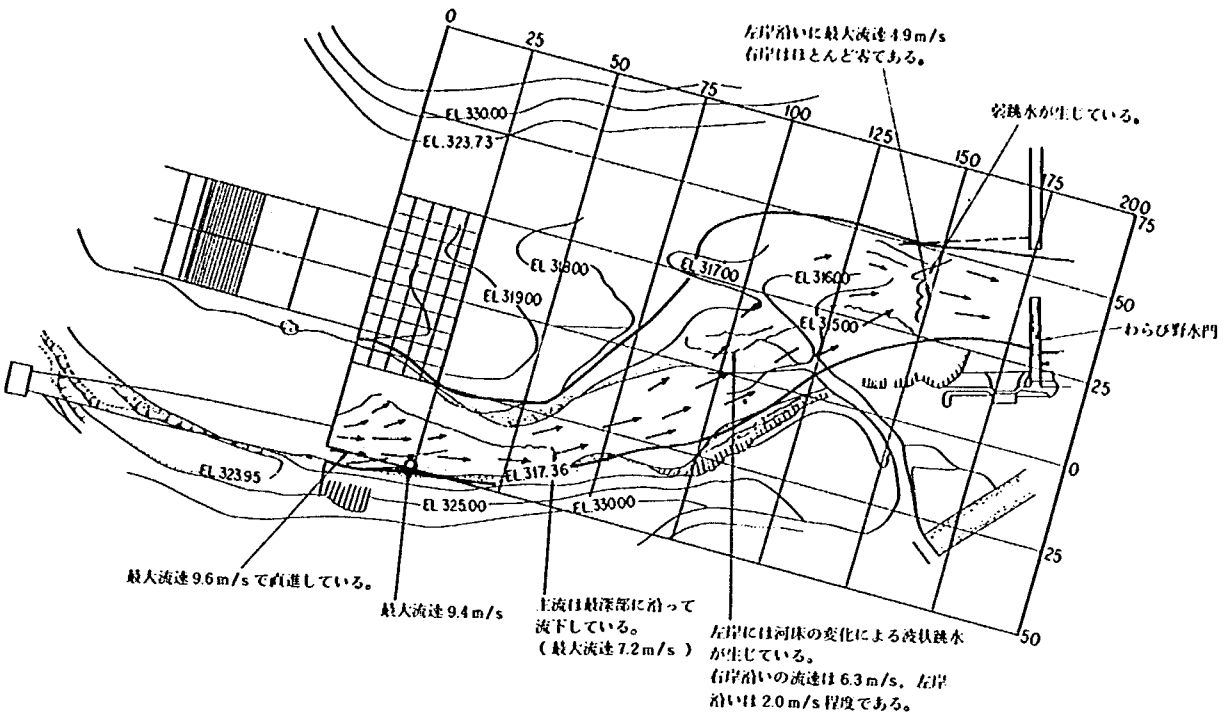
河道150 m付近では，再び河床が下り勾配になるため跳水が発生している。左岸側では既設護岸を越水した流水が再び流れ込むのが見られ，流速が大きくなっている（6.4 m/s）。

③　Q = 540 ㎥/s（同時放流）

放流工から100 ㎥/s，減勢工から440 ㎥/s放流した場合である。

全体的には，減勢工から440 ㎥/s放流した場合と同じ流況を呈している。

ただし，放流工からの流れと減勢工からの流れが合流する地点，河道25 m～50 m付近では，減勢工か



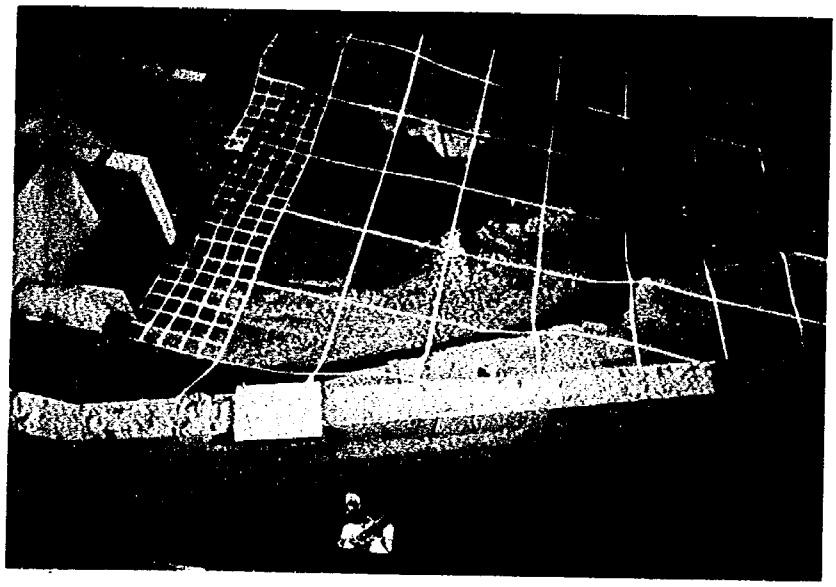
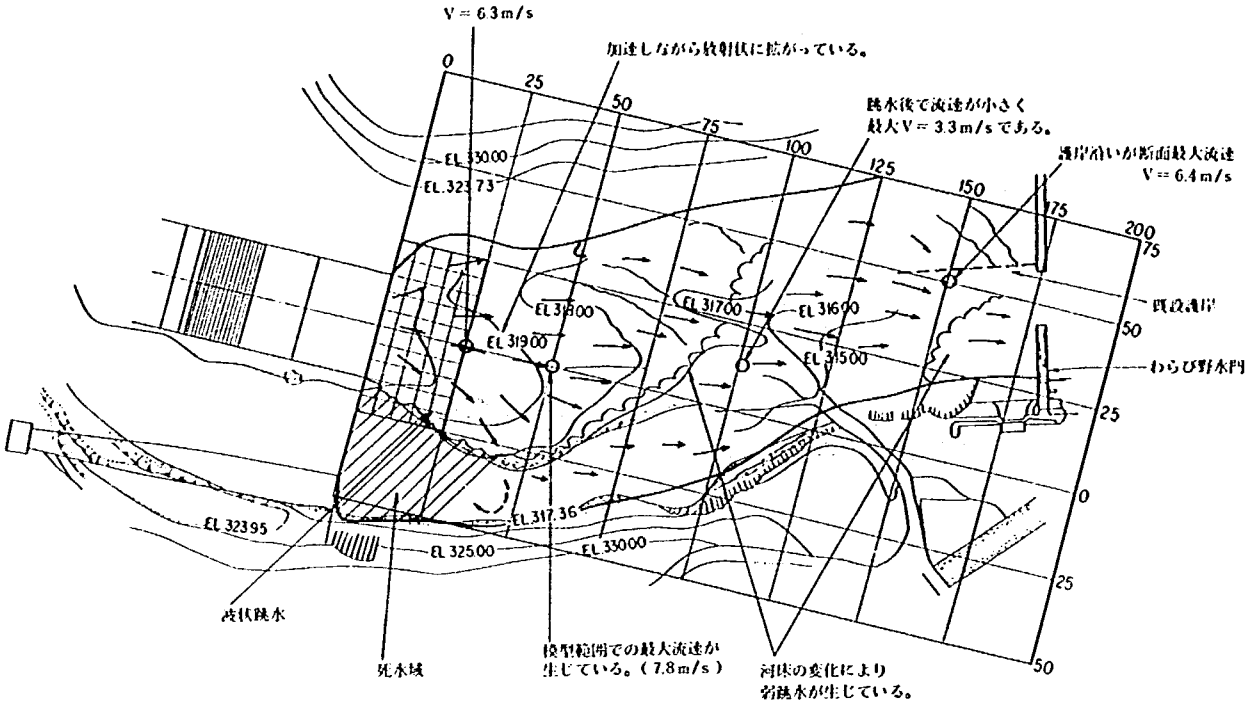


図 3.20　現況河道の流況（$Q=100\,m^3/s$）



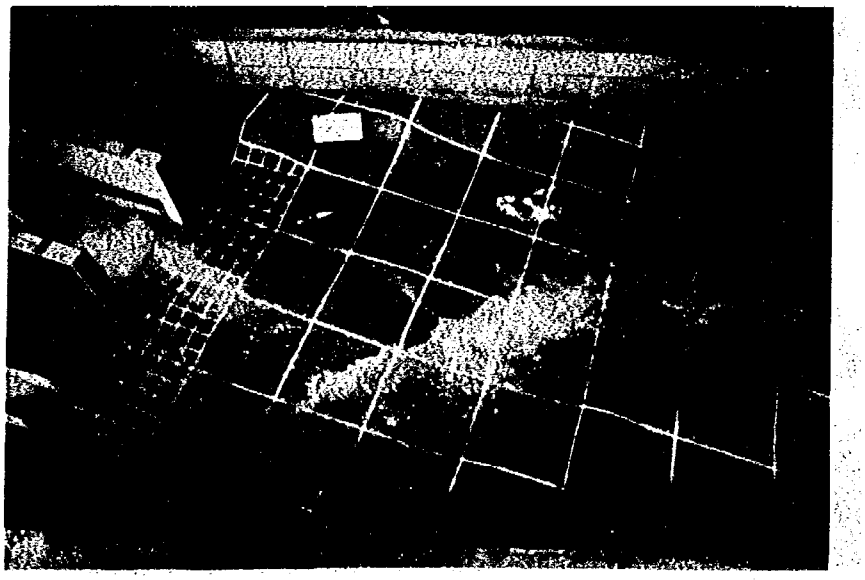
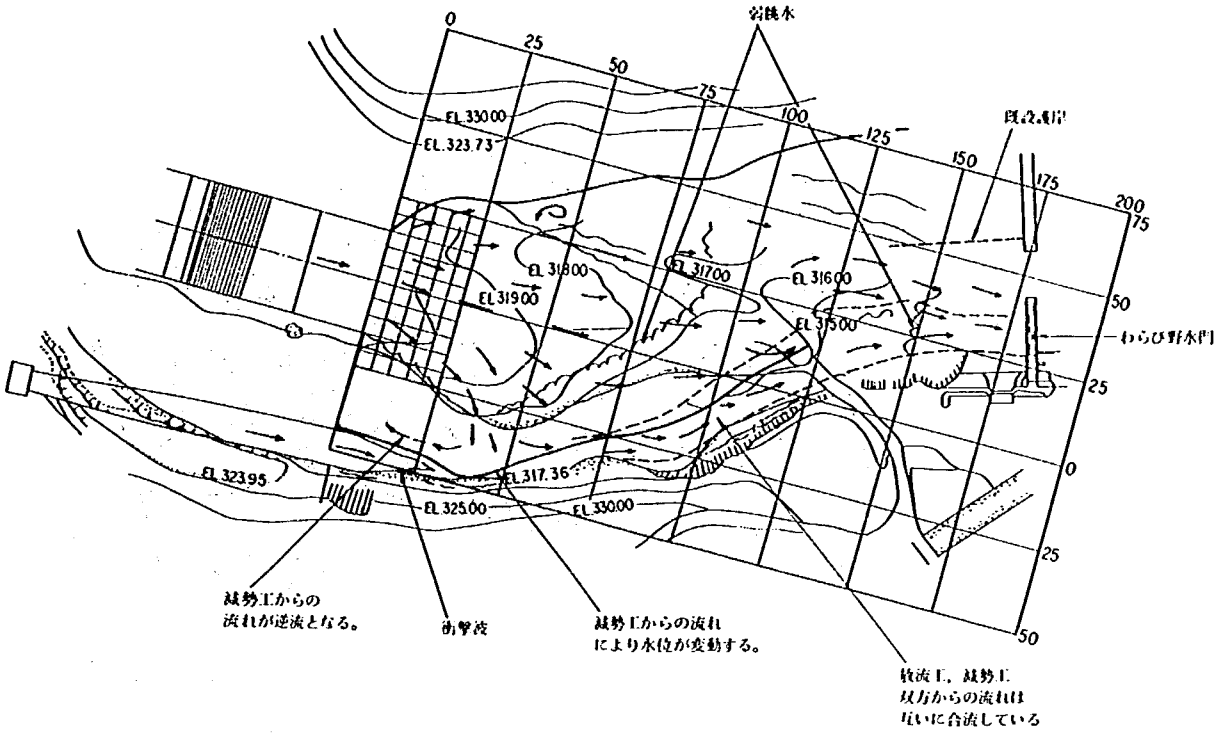


図 3.21　現況河道の流況（Q=440 ㎥/s）



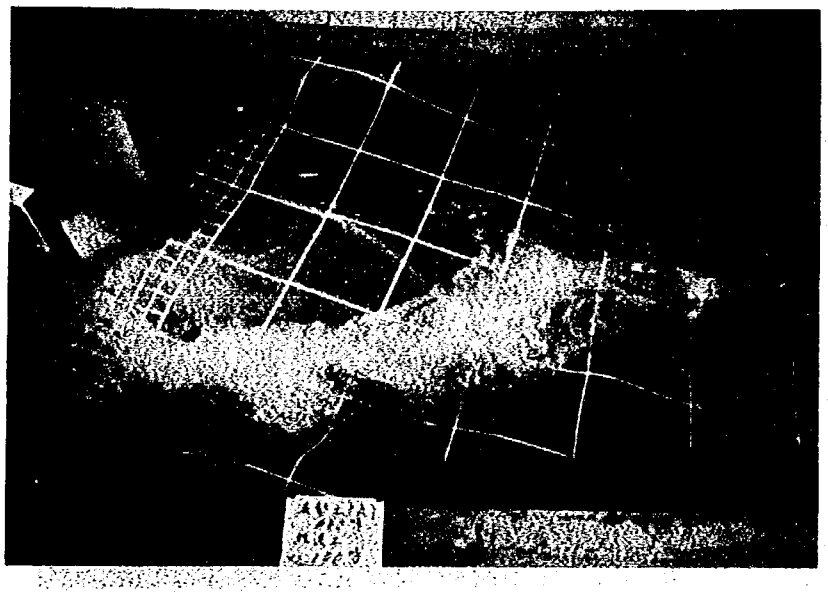
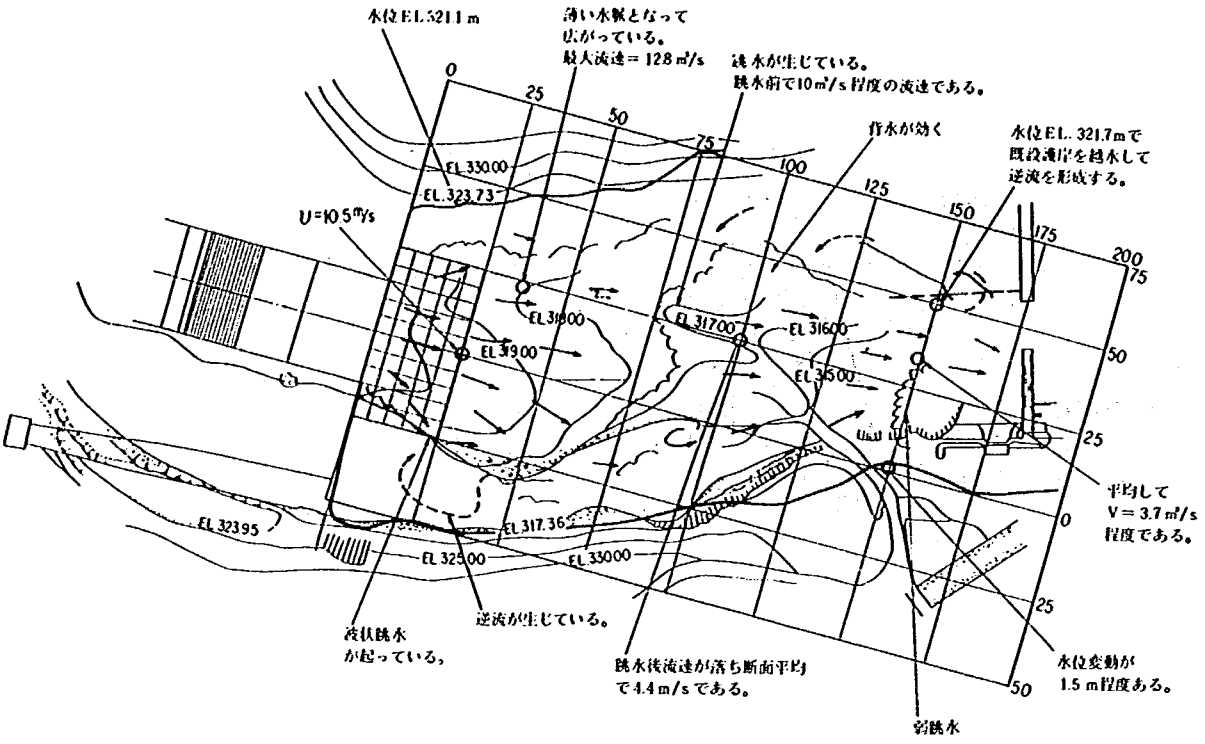


図 3.22　現況河道の流況（$Q=540\ m^3/s$）



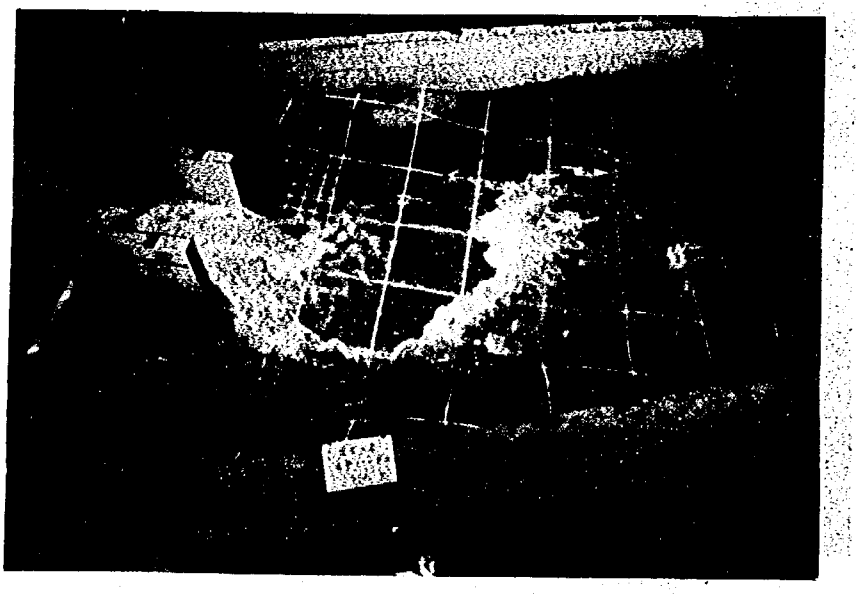


図 3.23　現況河道の流況（Q=1690 m³/s）

らの流れが強く，逆流となって放流工からの流れを押した形となり，波状跳水の位置が上流にくる。したがって，河道50m付近の右岸沿いの水位変動を大きくしている（写真3.6参照）。

河道50mより下流では，双方からの流れは，よく合流している。

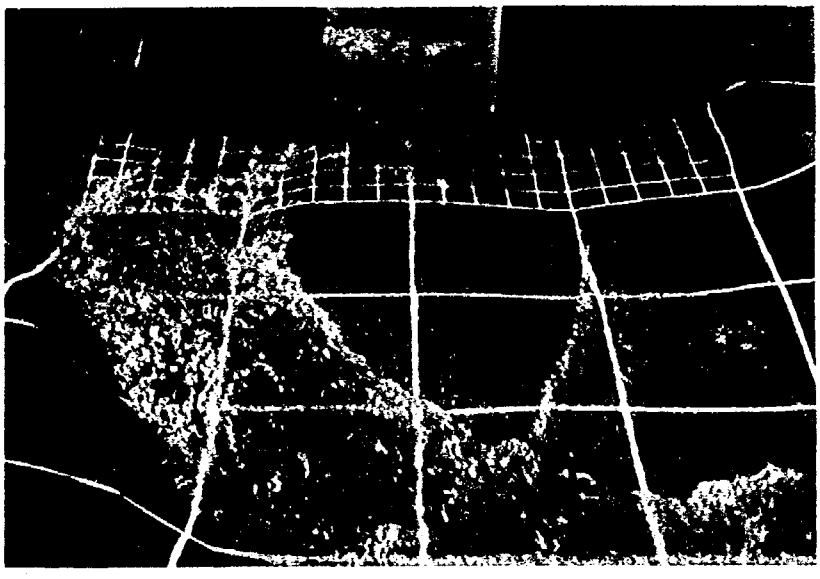


写真3.6　現況河道の流況（同時放流 540 ㎥/s ）

④　$Q = 1690$ ㎥/s

副ダム減勢工からの流水は，河道75m付近まで，射流で流下する。流速は440 ㎥/s に比べて大きく，最大12.8m/s程度となっている。左岸側は薄い水脈となって広がる。河道10m左岸側の水位は，EL.321.1m程度であり，町道（天端標高EL.322.0m）には冠水しない。右岸側では，河道50m付近から逆流が見られ，背水のため波状跳水が発生している。

河道75m付近には跳水が見られ，下流の流速が小さくなっている。河道100m付近で，4.4m/s（横断方向3点平均）程度である。河道100mより下流の左岸側では，水位がEL.321.7m（河道で150m）で，既設の護岸を越水する。

河道150m付近では，河床が急激に下り勾配になるため跳水が発生しており，右岸側の水位変動は1.5m程度（最高と平均の差）である。流速は平均で3.7m/s程度である。

現況河道での問題点をまとめると以下の通りである。

(i)　440 ㎥/s 放流の場合に，河床勾配のため河道50m（右岸）～90m（左岸）まで射流で流下する。また流れは加速されている。

模型上で限界摩擦速度を岩垣の式より計算すると以下の通りである。

$$U_c = \sqrt{134.6\, d^{31/22}}$$

$$0.118 \leqq d \leqq 0.303\,\text{cm}$$

ここに，U_c：限界摩擦速度（cm/s）

d：平均粒径（$d = 0.12$ cm）

$U_c = 2.6$ cm/s

河道50mまでの範囲で，実測の底面流速のうち最小でも4.4m/s程度で，模型値に換算すると，62.2

cm/s である。

したがって，限界摩擦速度より底面流速の方が大きく砂の移動が予想される。

また，河道50m付近までの右岸側では波状跳水が発生しており，水位変動が右岸沿いに及ぶ。減勢工のあり方については，4.3の移動床実験で検討する。

(ii) 540 ㎥/s 放流の場合（同時放流）に，河道50m付近の合流がスムーズでない。

したがって，以下に示す方法で次項で検討するものとした。

① 減勢工からの流れに対して流速を小さくして，常流に近い状態にする方向で河道を整形する。

② 右岸側には導流水制を設けることにより，減勢工からの流れの方向を規制するとともに，同時放流時の流況を改善する。

4.2.2 河道整形についての比較検討

現況河道の検討から，図3.24および表3.9に示す河道整形についての2案を提示し検討を行った。ただし，II案での副ダム減勢工は形状Eで，現況およびI案の形状Aとは異なっている。副ダム減勢工(A)は，副ダム減勢工の検討で得られた形状で，掘込み長30m，掘込み深3.5m，掘込み敷標高EL.316.0mである。副ダム減勢工(E)は，河床を下げたことに対応して，掘込み敷標高をEL.314.0mとした形状である。流量が小さくもぐり跳水となる場合の減勢を考慮して，2m角のシュートブロックを設けている（図3.25参照）。

表3.9 河道整形案の説明

河道整形案	要点
I 案	(i) 左岸側については，導流壁終端とわらび野水門付近の既設護岸とを結ぶ低水護岸を設ける。天端標高は，440 ㎥/sec 放流時の左岸沿い水位からEL.320.0mとする。 (ii) 右岸側については，減勢工と放流工の間に河道50mまで三角形の導流水制を設ける。天端標高は，河道0mでの河床標高EL.319.5mから2m上げて，EL.321.5mとする。
II 案	(i) 左岸側については，町道護岸とわらび野水門付近の既設護岸とを結ぶ高水護岸を設ける。天端標高は，町道護岸天端標高EL.322.0mとする。 (ii) 河床を2m下げてEL.317.0mのレベルとする。（現況河道のEL.317の線でカットする）したがって，副ダム減勢工も2m下げる。（減勢工(E)と呼ぶ） (iii) 右岸側導流水制についても，平面線形はI案と同じで，天端標高をEL.317.0mから2m上げて，EL.319.0mとする。

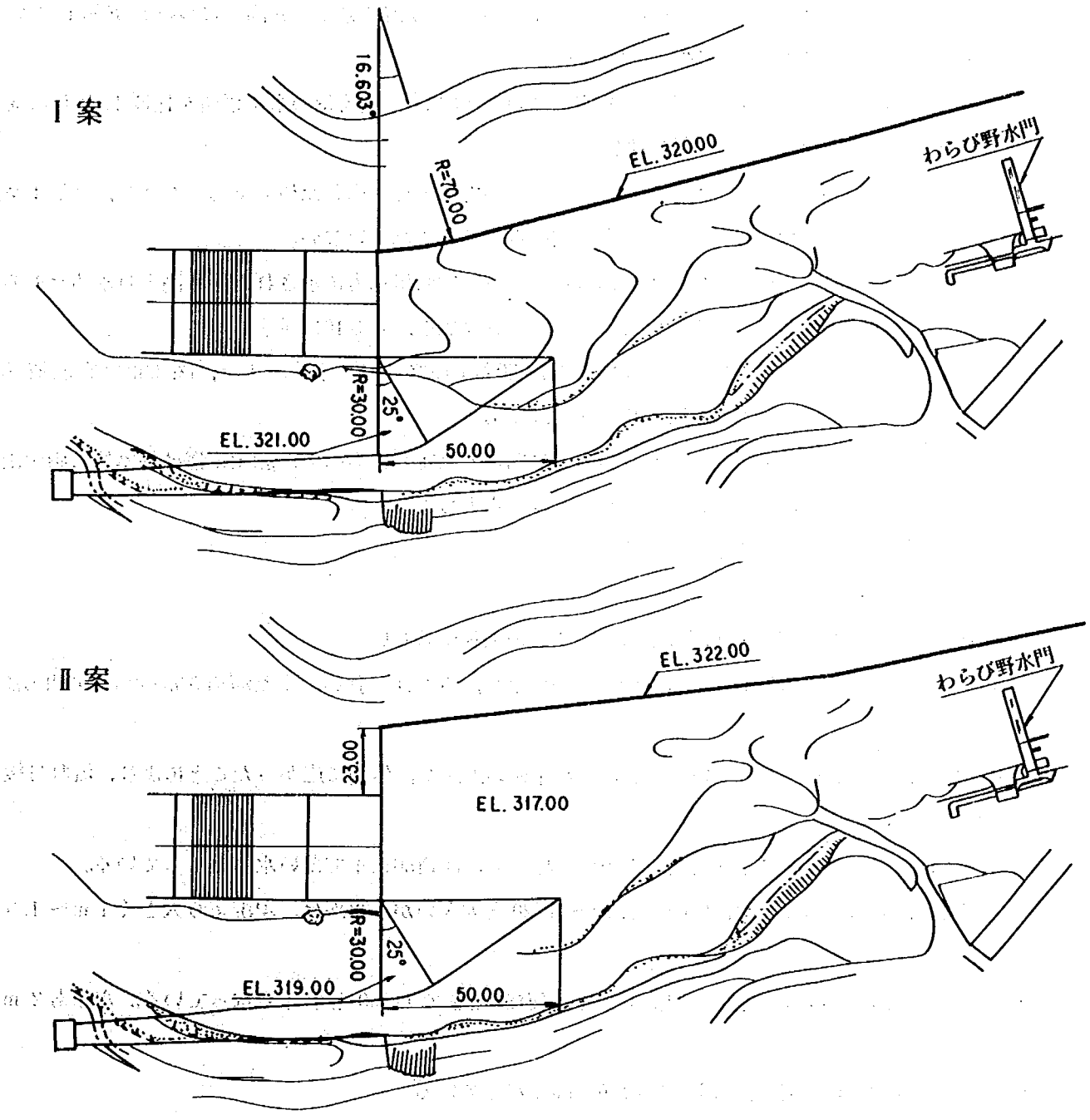


図 3.24　河道整形案比較図

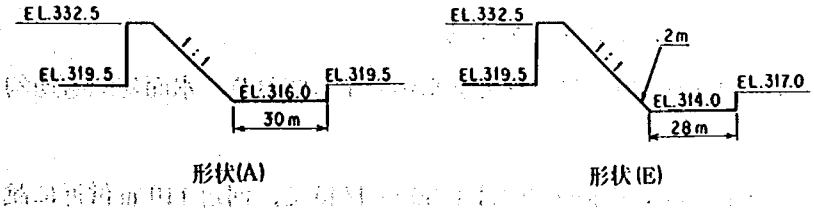


図 3.25　副ダム減勢工(A)と(E)

測定は，440 ㎥/s 放流時の流況観察を主体として，水位および流速分布（底面）について実施している。測定観察の結果を図 3.26 および図 3.27 に示す。

また，現況河道，河道整形Ⅰ案，河道整形Ⅱ案について 440 ㎥/s 放流時の水位縦断を比較したものを図 3.28 に示す（実験資料 3.9 および 3.10参照）。

図 3.28および実験資料 3.10に示した水位は，各断面の平均水位を平均した値である。ただし，整形Ⅰ案，整形Ⅱ案の河道50ｍまでについては，水制の右岸側の水位は含まれていない。

また，河床縦断に示した平均河床は，図 3.29に示すように横断指示書に示された河床高より求めたものである。また，下流河道における限界水位と限界勾配の計算値を，表 3.10に示す。

400 ㎥/s 放流時の底面流速を比較したものを，図 3.30および図 3.31に示す。また，図 3.30は底面流速分布の比較図，図 3.31は底面流速の縦断変化の比較図である。

底面流速は，ピトー管を底面に付け，流れの方向に向けて測定したもので，測定位置は基本的に両岸沿いの水際線を含む 5 点とし，流れの幅の狭い断面では 3 点とした。

以下の資料を比較すると以下の事が言える。

イ） 河道 0 ｍ～50ｍ区間

現況河道では，流向が放射状に広がっており，流速の加速が著しい。

整形Ⅰ案では，左岸側の護岸および右岸側の水制により，直進性が強い。また河道 0 ｍ～25ｍ区間の流速の加速が著しい。

整形Ⅱ案では，流速が遅くなっていることと，左岸側の護岸が，外側に広がったことにより，流れは緩やかに左に向いている。

現況河道では，河道10ｍまで水面勾配が 1/10 と大きく，河道50ｍまで薄い水脈となっている。

整形Ⅰ案では，河道50ｍまで水面勾配は 1/10 ～ 1/20 と大きいが，水深は，現況より大きく 1 ｍ～ 1.5 ｍ程度である。

整形Ⅱ案では，河道25ｍまで水面勾配は 1/30，河道50ｍまで 1/150 と小さくなっている。水深も 2 ｍ程度である。

水位は，整形Ⅱ案，現況河道，整形Ⅰ案の順に高くなっている。

ロ） 河道50ｍ～ 125 ｍ区間

現況河道では，河道50ｍから流速が減少し，河道 100 ｍでは跳水のため，最大流速で 3.3 ｍ/s 程度となっている。

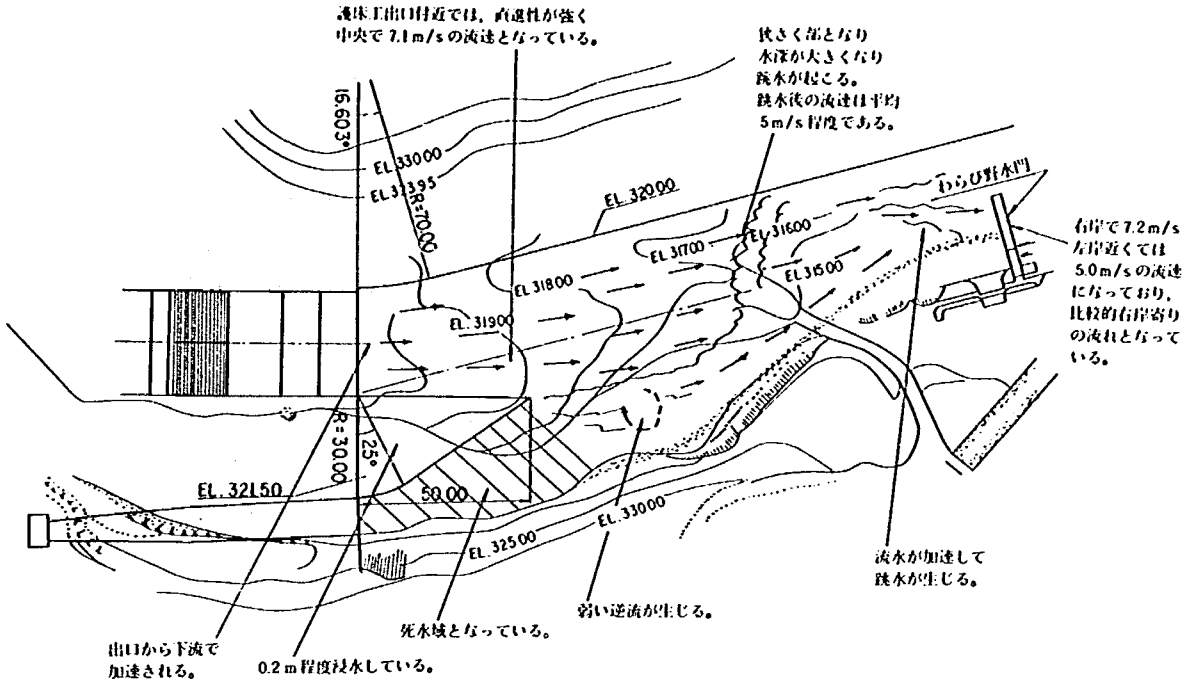
整形Ⅰ案，Ⅱ案では，河道75ｍから流速が減少し始めるが，河道 100 ｍ付近の跳水は完全ではなく，最大流速は，それぞれ 6.1 ｍ/s，5.3 ｍ/s である。

現況河道では，河道50ｍ～ 100 ｍにかけて跳水が発生しており，水面勾配も逆勾配になっている。水深も 2.5 ｍ程度である。

整形Ⅰ案では，河道 100 ｍまで水面勾配は 1/30 ～ 1/40 で，河道 110 ｍ付近に跳水が発生している。

整形Ⅱ案では，河道 100 ｍまで水面勾配は緩やかで，河道 100 ｍ付近に跳水が発生している。

水位は，跳水の位置がずれているだけで，ほぼ同程度である。



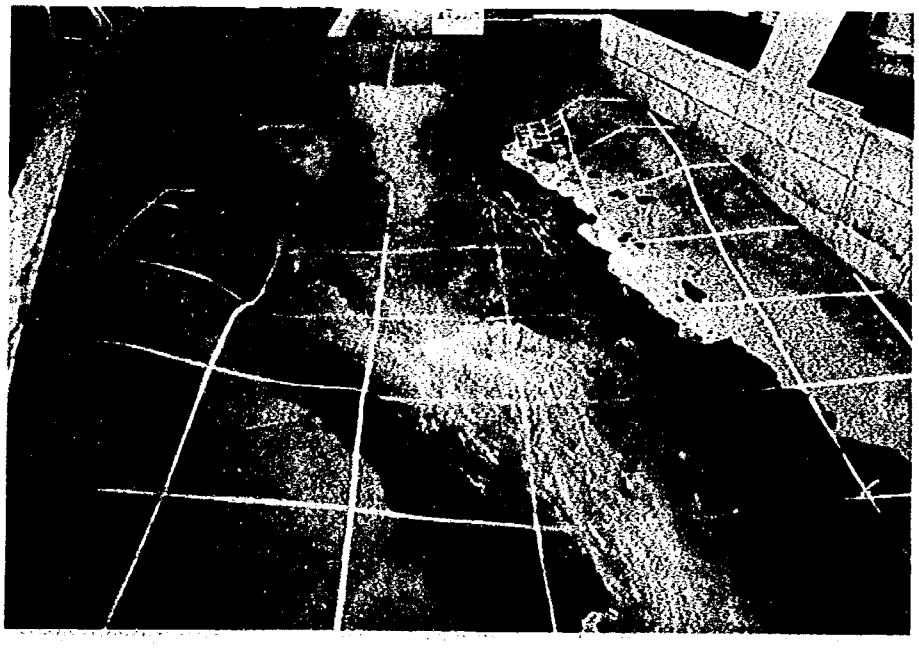
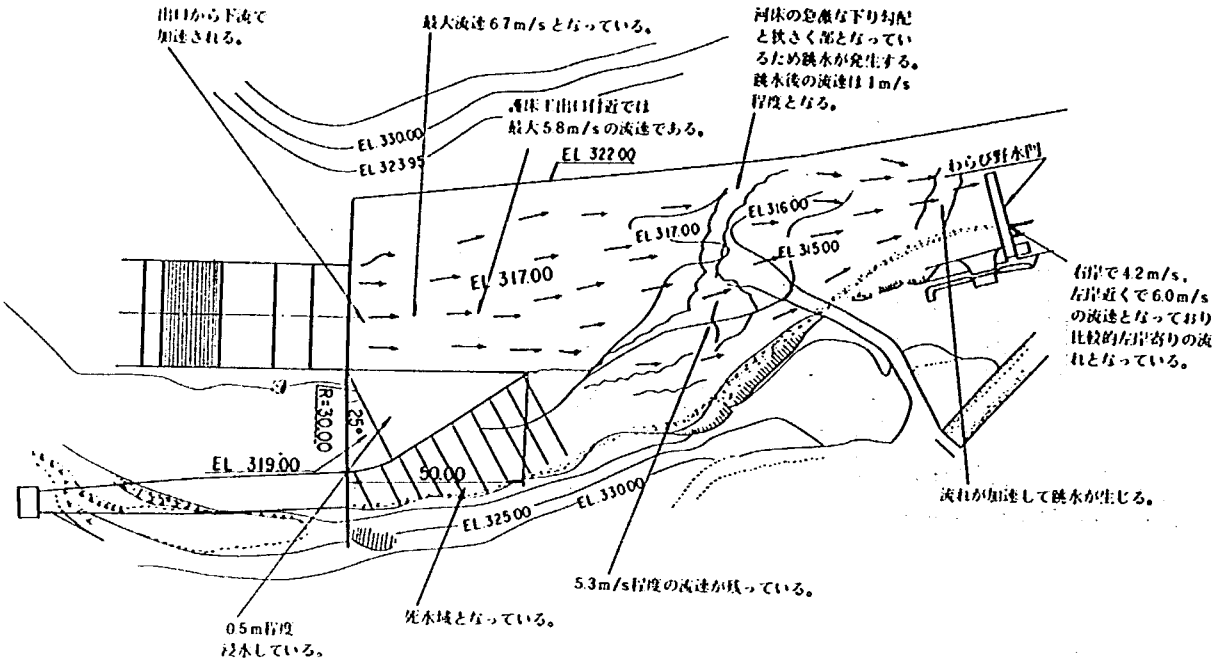


図3.26　下流河道の流況（河道整形Ⅰ案，$Q=440\ m^3/s$）



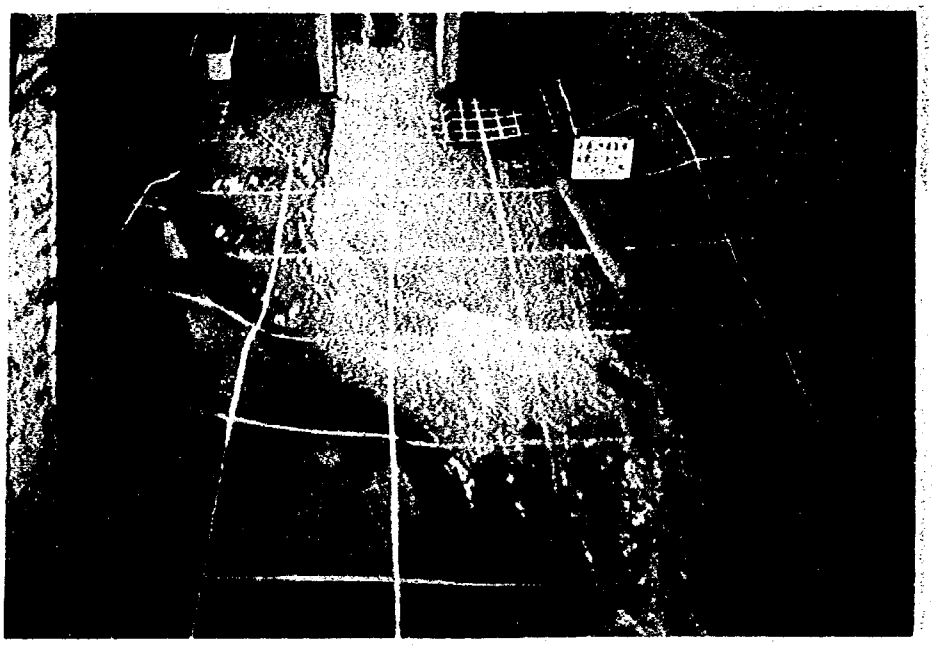


図 3.27　下流河道の流況（河道整形Ⅱ案，$Q=440\ m^3/s$）

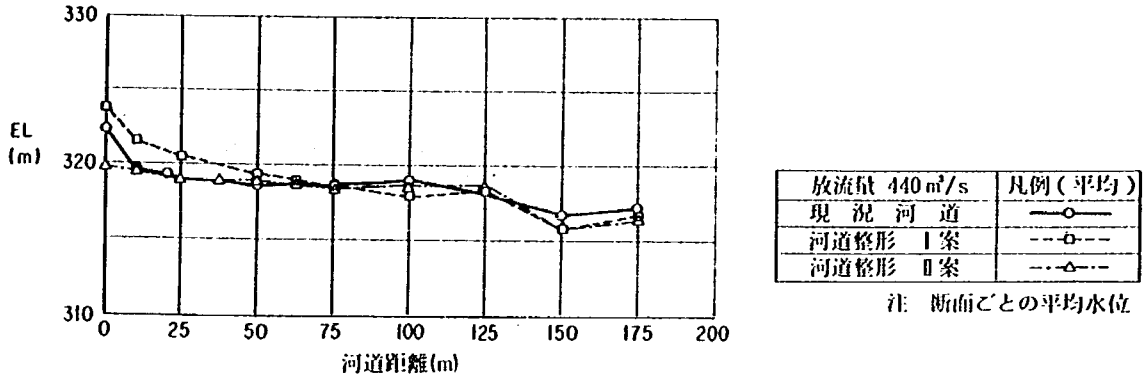


図 3.28　下流河道水位縦断比較図

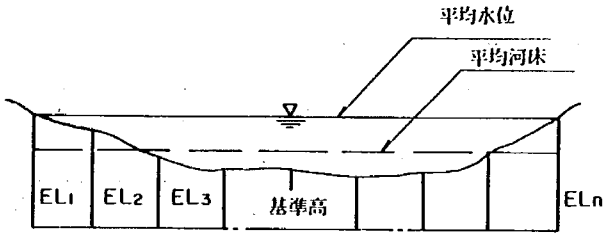


図 3.29　平均河床の求め方

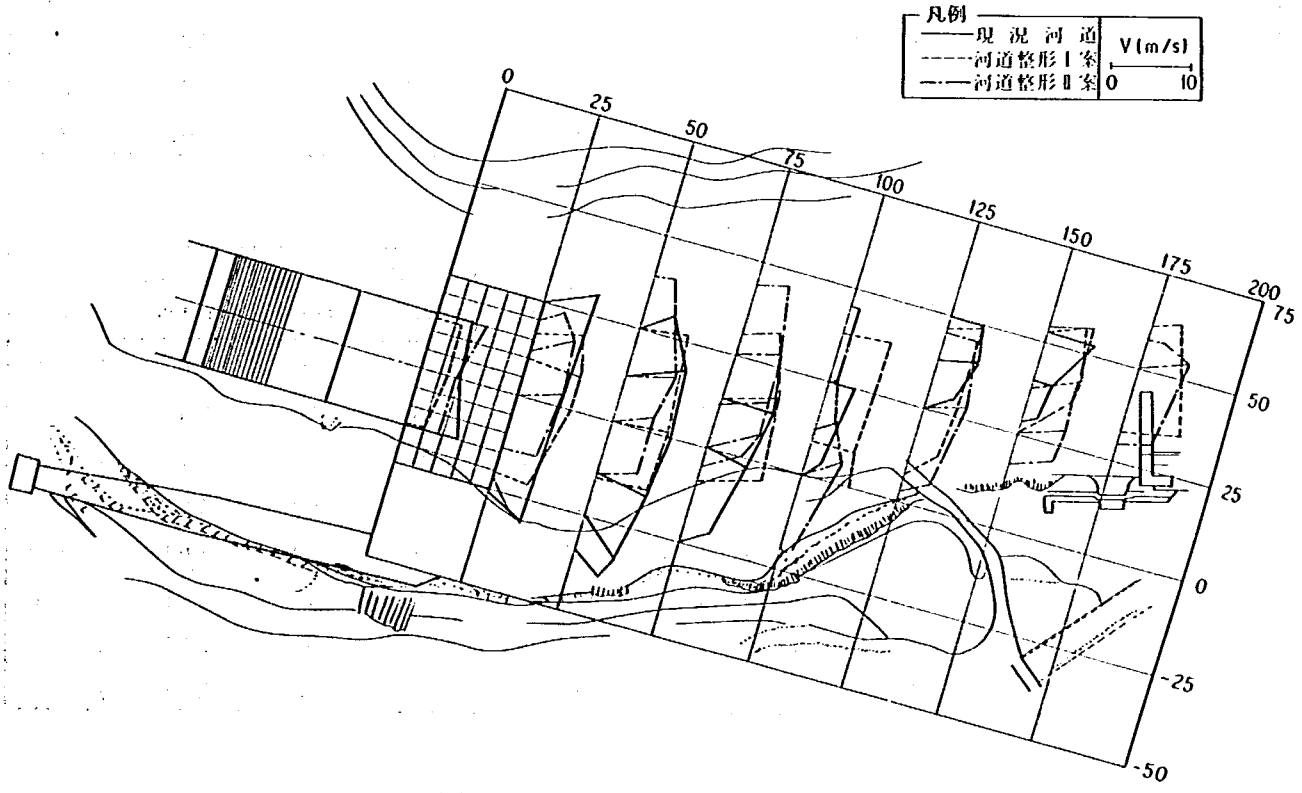


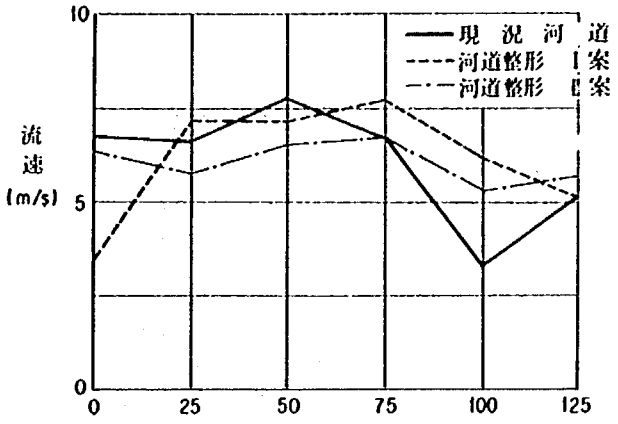
図 3.30　下流河道流速分布比較図（ $Q = 440$ ㎥/s ）

表 3.10　下流河道における限界水深と限界勾配

現況河道		$Q=440.17\ m^3/s$							
断面No.	河道距離(m)	平均河床高 (EL m)	勾配 河床	勾配 水面	平均水位 (EL m)	水深 (h・m)	水路幅 (B・m)	限界水深 (h_c・m)	限界勾配 (i_c)
0	0	320.53	—	—	322.36	1.83	30	2.89	1/300
1	25	318.69	1/10	1/10	318.96	0.27	85	1.44	1/180
2	50	318.39	1/80	1/70	318.59	0.20	95	1.34	1/160
3	75	317.73	1/40	−1/310	318.67	0.94	90	1.39	1/270
4	100	316.55	1/20	−1/90	318.95	2.40	90	1.39	1/350
5	125	315.60	1/30	1/30	318.02	2.42	45	2.21	1/330
6	150	314.24	1/20	1/20	316.66	2.42	35	2.61	1/320
7	175	313.50	1/30	−1/150	316.49	2.99	35	2.61	1/330

河道整形Ⅰ案		$Q=440.88\ m^3/s$							
断面No.	河道距離(m)	平均河床高 (EL m)	勾配 河床	勾配 水面	平均水位 (EL m)	水深 (h・m)	水路幅 (B・m)	限界水深 (h_c・m)	限界勾配 (i_c)
0	0	320.47	—	—	323.79	3.32	30	2.89	1/320
1	25	319.25	1/20	1/10	320.37	1.12	35	2.61	1/270
2	50	317.97	1/20	1/20	319.36	1.39	40	2.39	1/290
3	75	317.13	1/30	1/40	318.65	1.52	65	1.73	1/300
4	100	316.20	1/10	1/30	317.91	1.71	65	1.73	1/310
5	125	315.72	1/50	−1/60	318.30	2.58	45	2.21	1/330
6	150	314.13	1/20	1/10	315.76	1.63	35	2.61	1/290
7	175	313.50	1/40	−1/30	316.61	3.11	35	2.61	1/330

河道整形Ⅱ案		$Q=441.24\ m^3/s$							
断面No.	河道距離(m)	平均河床高 (EL・m)	勾配 河床	勾配 水面	平均水位 (EL m)	水深 (h・m)	水路幅 (B・m)	限界水深 (h_c・m)	限界勾配 (i_c)
0	0	317.00	—	—	319.89	2.89	30	2.90	1/320
1	25	317.00	0	1/30	319.03	2.03	40	2.39	1/310
2	50	317.00	0	1/150	318.86	1.86	55	1.93	1/320
3	75	317.17	−1/150	1/60	318.45	0.74	80	1.51	1/250
4	100	316.20	1/30	−1/110	318.68	2.48	70	1.64	1/350
5	125	314.88	1/20	1/120	318.47	3.59	45	2.21	1/350
6	150	314.24	1/40	1/10	315.70	1.46	35	2.61	1/290
7	175	313.50	1/30	−1/30	316.44	2.94	35	2.61	1/330



形状	河道距離 (m)					
	0	25	50	75	100	125
現況河道	6.75	6.60	7.76	6.71	3.28	5.10
河道整形Ⅰ案	3.43	7.14	7.17	7.70	6.14	5.14
河道整形Ⅱ案	6.36	5.80	6.51	6.72	5.30	5.66

注) 各断面の流速の内最大値を示している。

図 3.31　下流河道底面流速の縦断変化

ハ) 河道 125 m より下流

現況河道では，主流が左岸側にある。

整形Ⅰ案，Ⅱ案では，主流が右岸側にある。

ただし流速の最大値は変らず，それぞれ 5.1 m/s，5.7 m/s（河道 125 m）である。

いずれの場合でも，河床が下がっているために，河道 150 m 付近で跳水が見られる。

水位は，整形Ⅰ案，Ⅱ案とも同程度である。現況河道では，河道 125 m ～ 150 m の水面勾配が，整形案より緩やかなために水位が 0.5 m ～ 1.0 m 程度高くなっている。

水位が低く，水面勾配が緩やかな方が良いとすれば，整形Ⅱ案が優れていると言える。

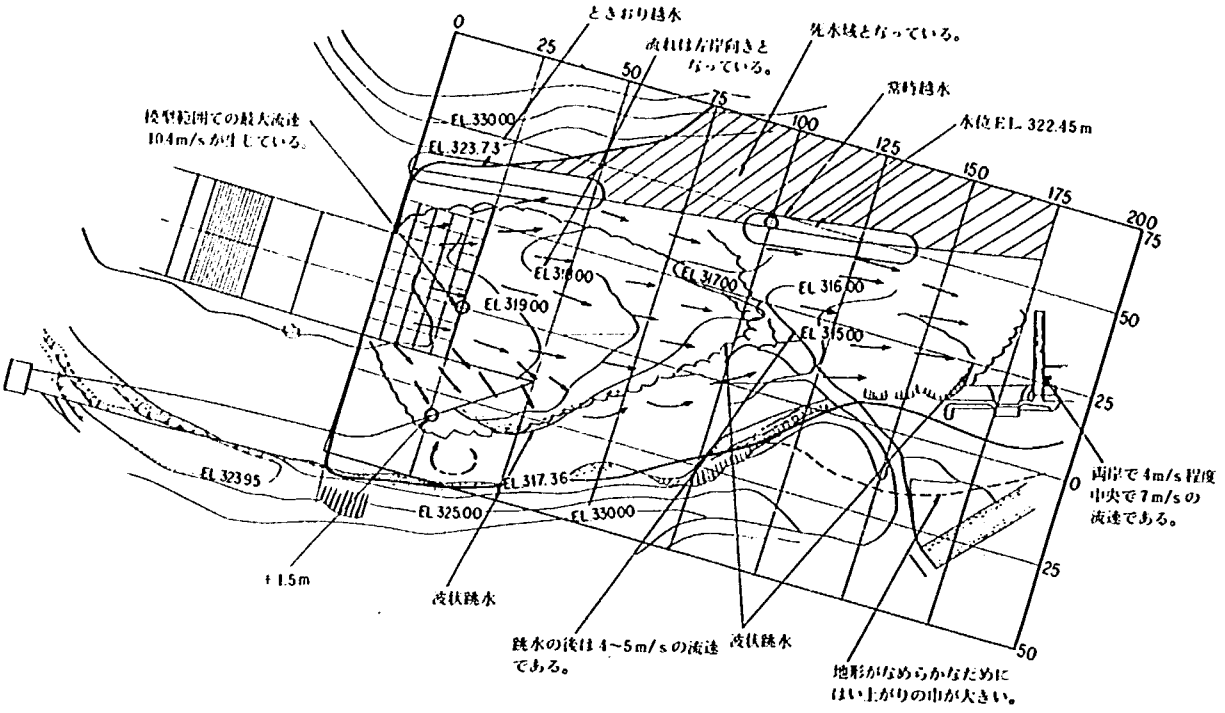
底面流速から判断すると次のことが言える。

- 河床を現況のままとし，護岸，導流水制等で流れの幅を狭ばめること（整形Ⅰ案）は，流速の加速を助長し，好ましくない。
- 河床を下げて，護岸，導流水制等で流れの幅を狭ばめた場合（整形Ⅱ案）では，河道上流（河道50 mまで）での流速は 1 m/s 程度小さくなり，流速の加速も緩和される。

4.2.3　河道整形案の検討

前項の検討で，河道整形Ⅱ案が優れていると判断されるため，ここで改めて河道整形Ⅱ案を河道整形案と称し，ダム設計洪水流量 1690 m³/s 放流時の，河道内水位，底面流速，流況を測定した。

測定結果を図 3.32 および実験資料 3.9 に示す。



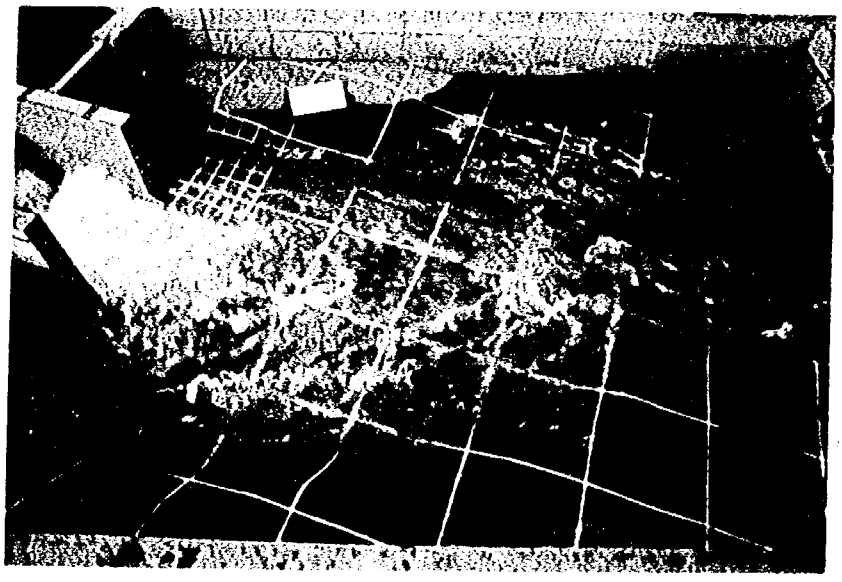


図3.32　下流河道の流況（河道整形案，1690 ㎥/s）

副ダム減勢工からの流れは，射流で直進し，河道 100 m付近に跳水が発生している。この付近は水位が上昇し，左岸側護岸は常時越水している。護岸の裏側は死水域となっている。河道内最大流速は，河道25 m付近中央で10.4 m/sである。

右岸側では，導流水制の上を 1.5 m，2.0 m程度の水深をもつ流れが見られ，導流水制終端付近に波状跳水が発生している。また，河道 100 m付近の跳水の影響と地形がなだらかになっているために，河道 125 m～175 m付近にときおり大きなはい上がりが見られる。

4.2.4 放流工出口付近の検討

河道整形Ⅱ案において，放流工出口付近の流況として，次のような問題点が見られた。

① 放流工単独 100 ㎥/s 放流時

放流工の副ダムを越流した流水は，直進性が強く，図 3.33および写真 3.7 に示す様に，右岸側に衝撃波が発生する。

左岸側では，背水のため波状跳水が発生する。

② 540 ㎥/s 同時放流

減勢工からの流れが導流水制先端付近から放流工の流れの方に流れ込んで背水となるため，波状跳水の

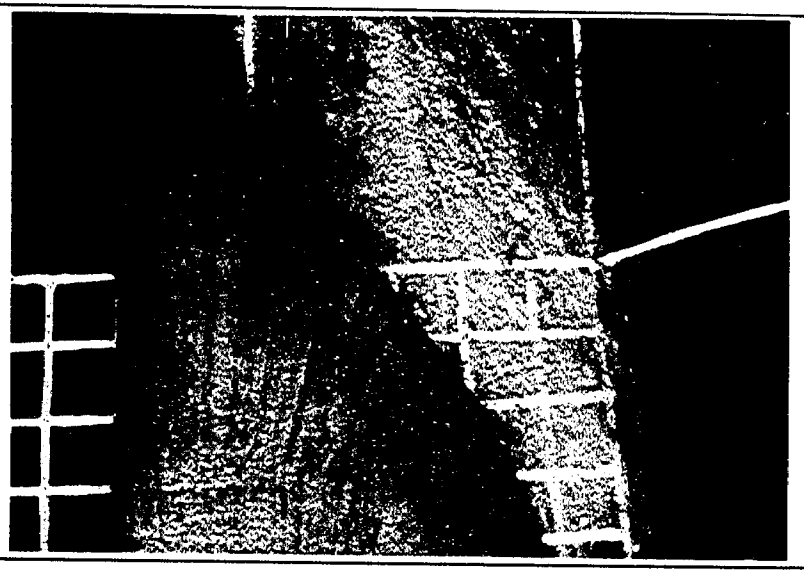
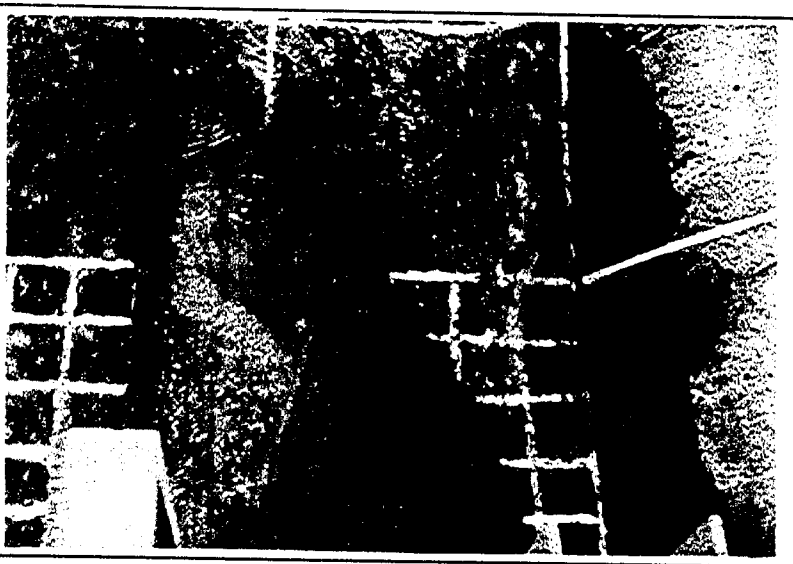
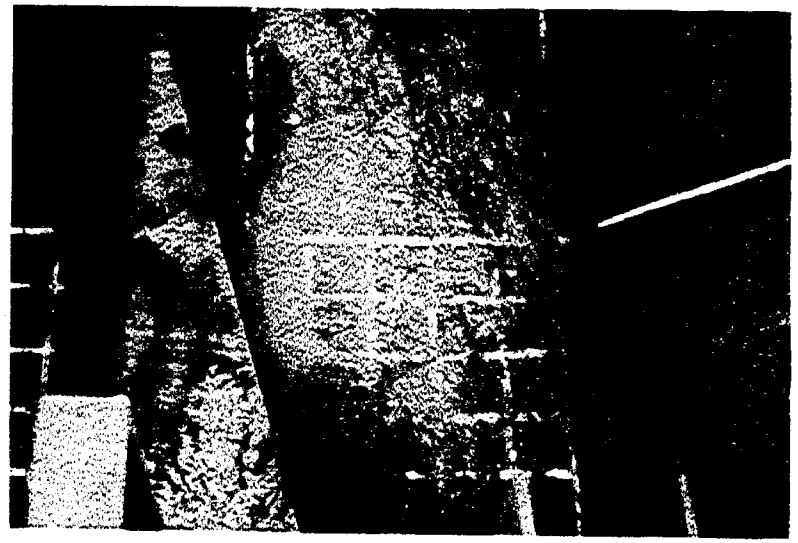
	トンネル放流工単独　放流量 100 ㎥/s	同時放流　放流量　540 ㎥/s
原案		
変更案		

写真 3.7

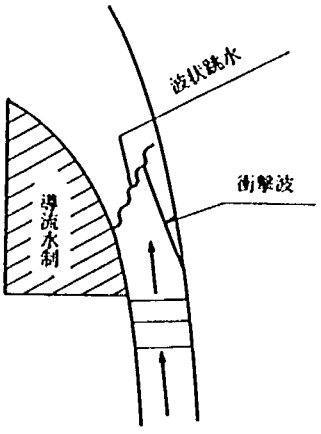


図3.33　放流工出口付近の流れ

位置が右岸側に寄り，河道40m，50m付近の水位変動を大きくしている。

したがって，図3.43に示すように導流水制形状を変更して検討を行った。

その結果，100㎥/sの場合には，放流工からの流れが左岸側へ広がることにより直進性が緩和されている。しかし左岸側の波状跳水の位置が上流にくるものの消えていない（写真3.7(C)）。

左岸側の波状跳水は，下流水位と放流工の副ダムからの落下水頭との関係に主な原因があり，右岸側の衝撃波は，放流工からの流水の流出方向に主な原因があると考えられる。

この検討は，放流工の副ダム下流での減勢を含めて第4章で詳細に行う。

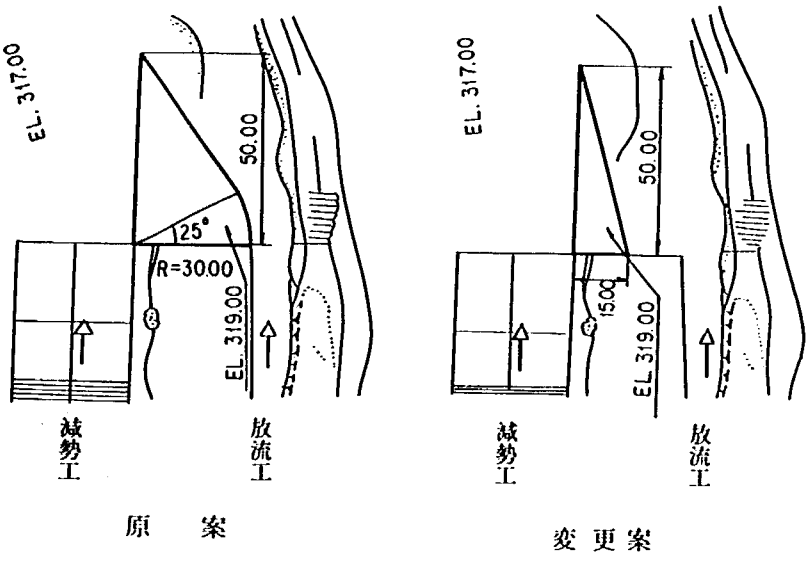


図3.34　導流水制形状

4.3　移動床実験

4.3.1　検討内容

固定床の検討で，河道整形案が得られたが，砂の移動については明確な判断が下せないため，現況河道と河道整形案について，護床工のない場合とある場合の砂の移動を比較して見た。副ダム減勢工の形状も前項と同様に現況河道と河道整形案では異なっている。

護床工は，図3.35に示す通り河道25mまでとした。護床工は，図3.36(A)に示す様にアクリル製で5m×5m（10cm×10cm），厚さ0.5m（1cm）で，2.75m×2.75m（5.5cm×5.5cm）角にくり抜いたものである。しかもひもでおのおの結ばれている。これは護床工によく用いられる，連結ブロックを想定したものである。また，導流水制は図3.36(B)に示す正四面体の中空三角ブロックを使用した。

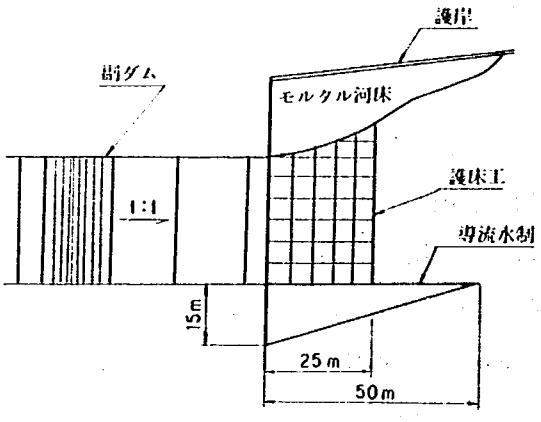


図3.35　護床工および導流水制の範囲

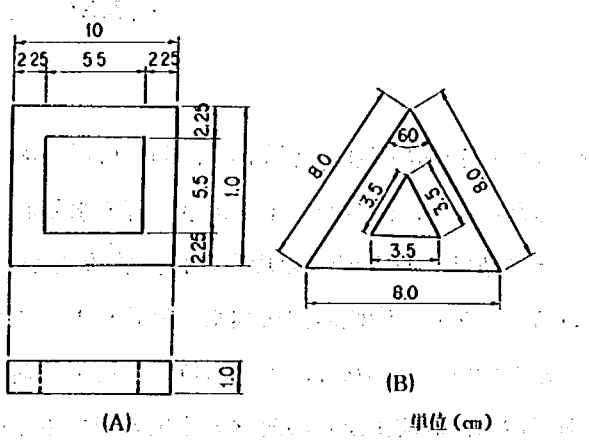


図3.36　連結ブロックおよび中空三角ブロック形状図

4.3.2　現況河道と河道整形案の比較

現況河道のままで護床工を設置した場合は，護床工を設置しても，副ダム減勢工終端付近および護床工直下流から洗掘が進み，模型で10分程度で護床工区間25mは岩盤が露出する。

図3.37に示すように，副ダム減勢工からの流水は，護床工の穴のあいた部分から流水がはいり込み，砂を移動させている。

30分通水後（模型値）の洗掘・堆積状況を図3.38に示す。

河床を2m堀下げ，副ダム減勢工堀込み敷を同様に2m下げてEL．314mとした。河道整形案の検討では，現況河道と比べると，通水直後の洗掘速度はゆっくりだが，河道10mまで洗掘され，岩盤が露出すると，現況河道と同程度となる。これは岩盤線（勾配約1/30）によって，流速が支配されるからであろう。

流況の時間的変化は以下の通りである。

- 5分（0.6時間）……河道10mまで岩盤露出。
- 10分（1.2時間）……河道25mまで岩盤露出。
- 20分（2.4時間）……河道50m～75mおよび主流域は岩盤露出。

30分通水後（模型値）の洗掘・堆積状況を図3.39に示す。

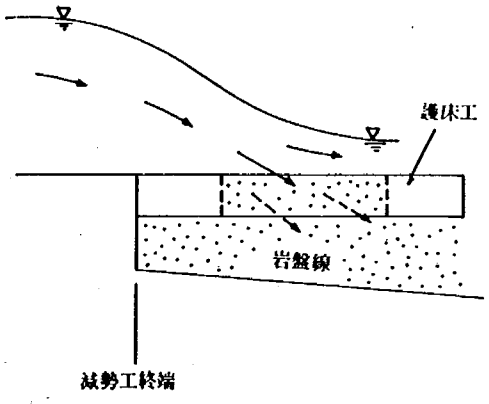


図 3.37　護床工裏側の洗掘

4.3.3　ま と め

移動床の検討から次のことが言える。

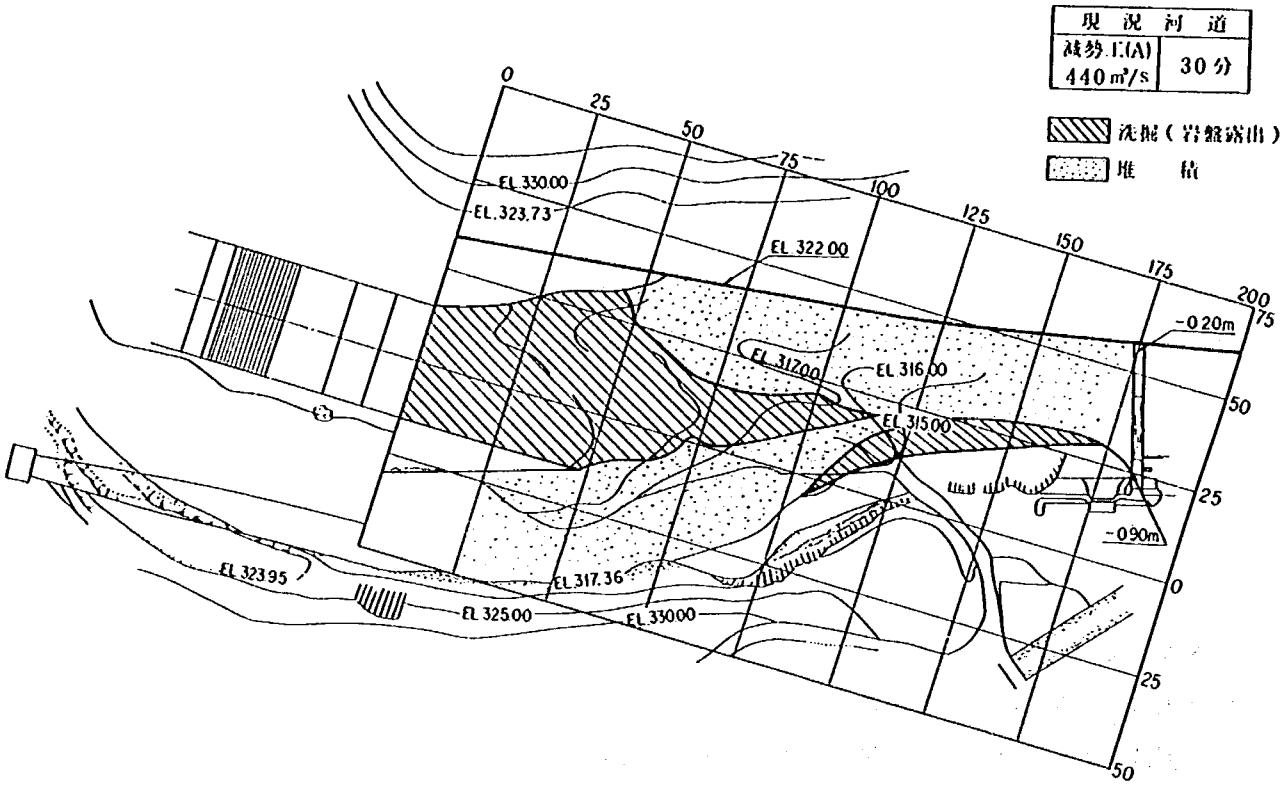
・洗掘は，副ダム減勢工終端付近および護床工直下流から始まる。岩盤（D_1級）が露出すると洗掘は急速に進む。洗掘される箇所は，100 ㎥/s，440 ㎥/s いずれの場合も，副ダム減勢工直下流全域と主流域である。

・河床を 2 m下げた（現河床をEL．317 mにカットした）ことの効果は，通水直後の洗掘速度が遅いことである。しかし河道10mまでの岩盤が露出すると，洗掘速度は速くなり現況と同程度となる。

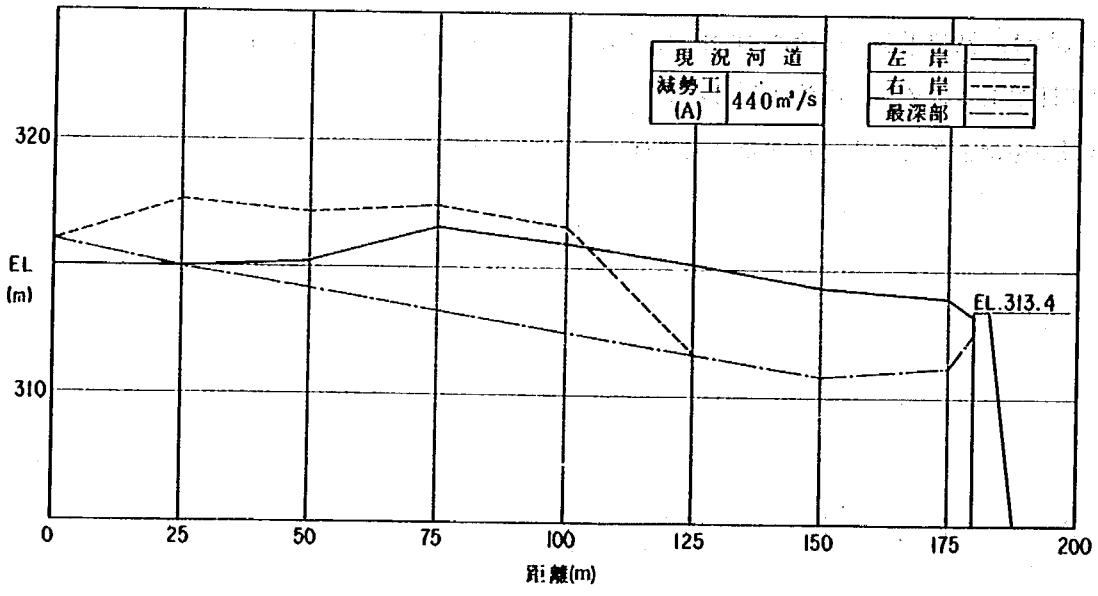
・実験に使用した護床工では，砂の移動を直接規制することは出来ない。

・導流水制は，減勢工からの流水の流向を規制する効果がある。ただし，導流水制の下の砂の移動で転倒する可能性があるため，その施工には注意を要する。

以上の問題を踏まえて，さらに次章にて護床工の検討を実施する。

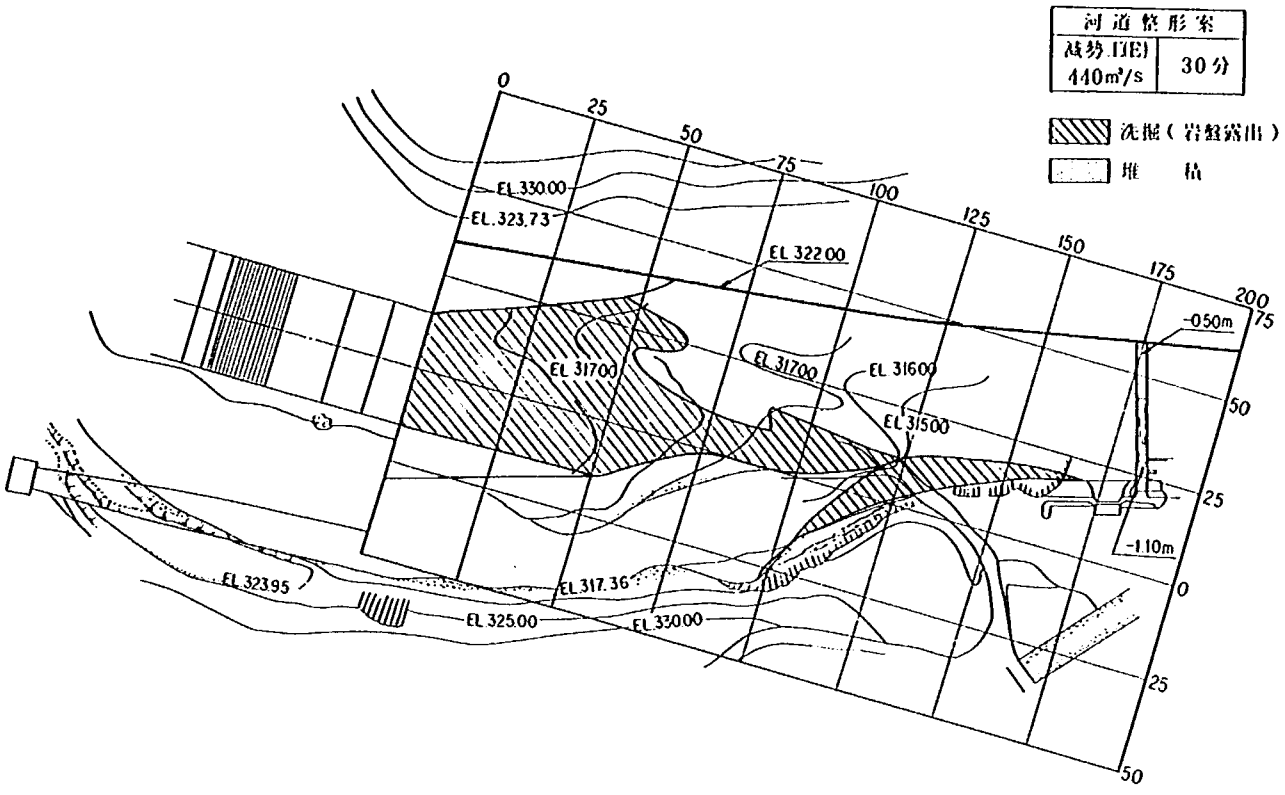


洗掘・堆積状況図

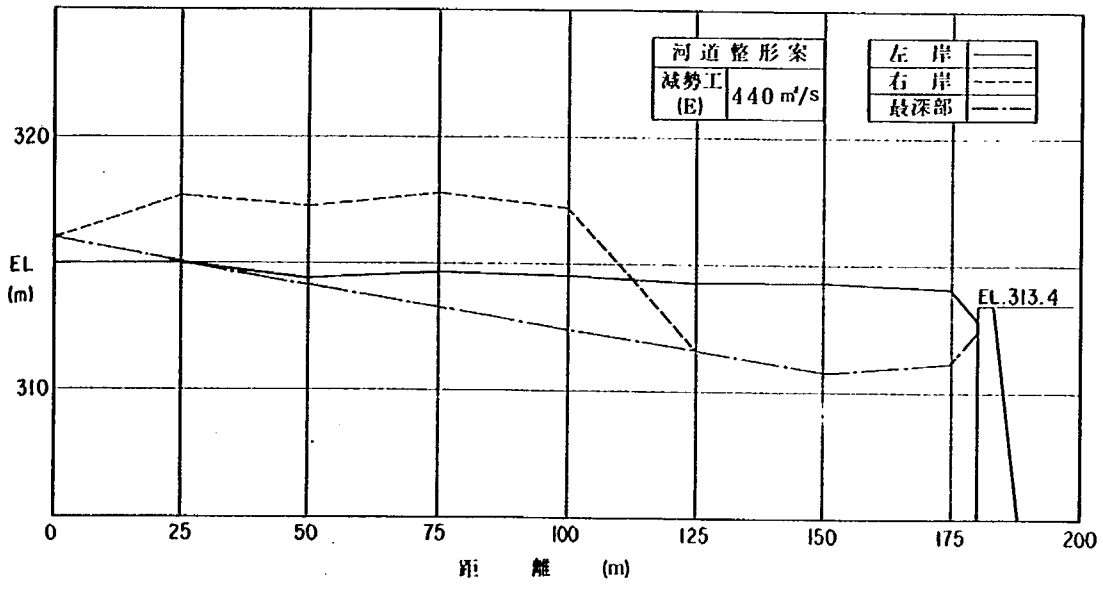


河床縦断図

図 3.38　現況河道の移動床実験結果



洗掘・堆積状況図



河床縦断図

図 3.39　河道整形案の移動床実験結果

第４章　水理模型実験　その３

(昭和58・59年度)

第４章　水理模型実験　その３　（昭和58，59年度）

第１節　実験内容

1.1　概　　要

第１章の設計の経緯で述べられている様に，第３章の水理実験の結果および現地での検討から減勢工の必要機能について変更を行ったため，再度水理模型実験による検討を実施している。

実験項目は以下の通りである。

①　減 勢 工

水面変動，水面形，流況調査による洪水吐き減勢工の副ダム位置と形状の検討

洪水吐き副ダム減勢工の検討

トンネル放流工副ダム減勢工の検討

②　下流河道部

流況および移動床の河床変動調査による護床工の検討

実験は，土木研究所ダム水理実験施設に設置されている1/50全体模型を改造して実施した。このため相似率は第２章および第３章と同じものとなる（写真4.1，図4.1参照）。

今年度の実験対象となる下流河道部模型は，図4.2に示すように減勢工下流約200ｍのわらび野水門までの間を，Ｃ級岩盤を想定した（EL．305ｍ）モルタル河床上に現地砂を換算縮尺した砂を敷き均した移動床である。

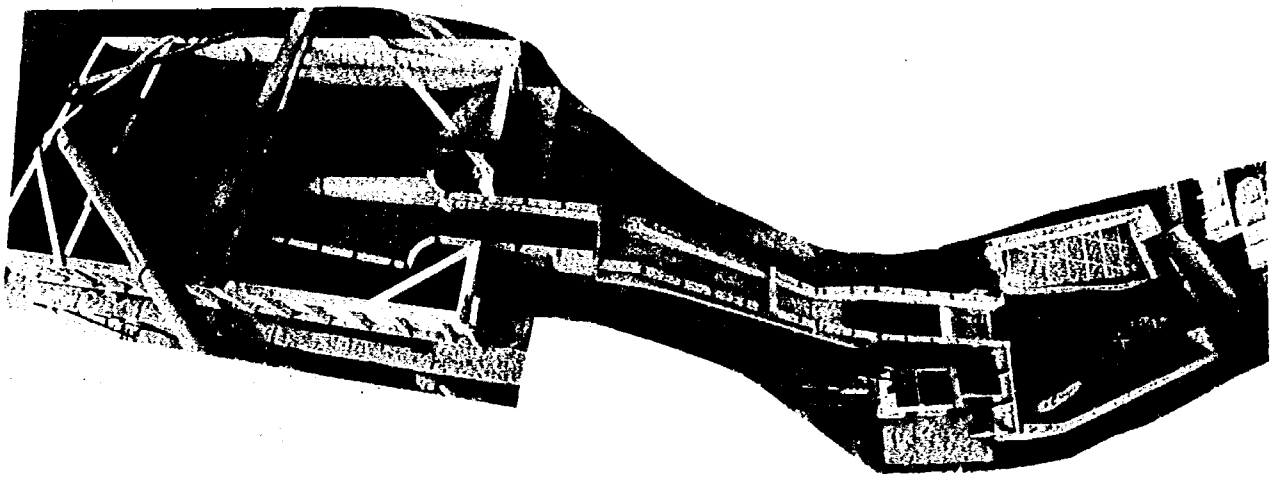


写真4.1　模 型 全 景

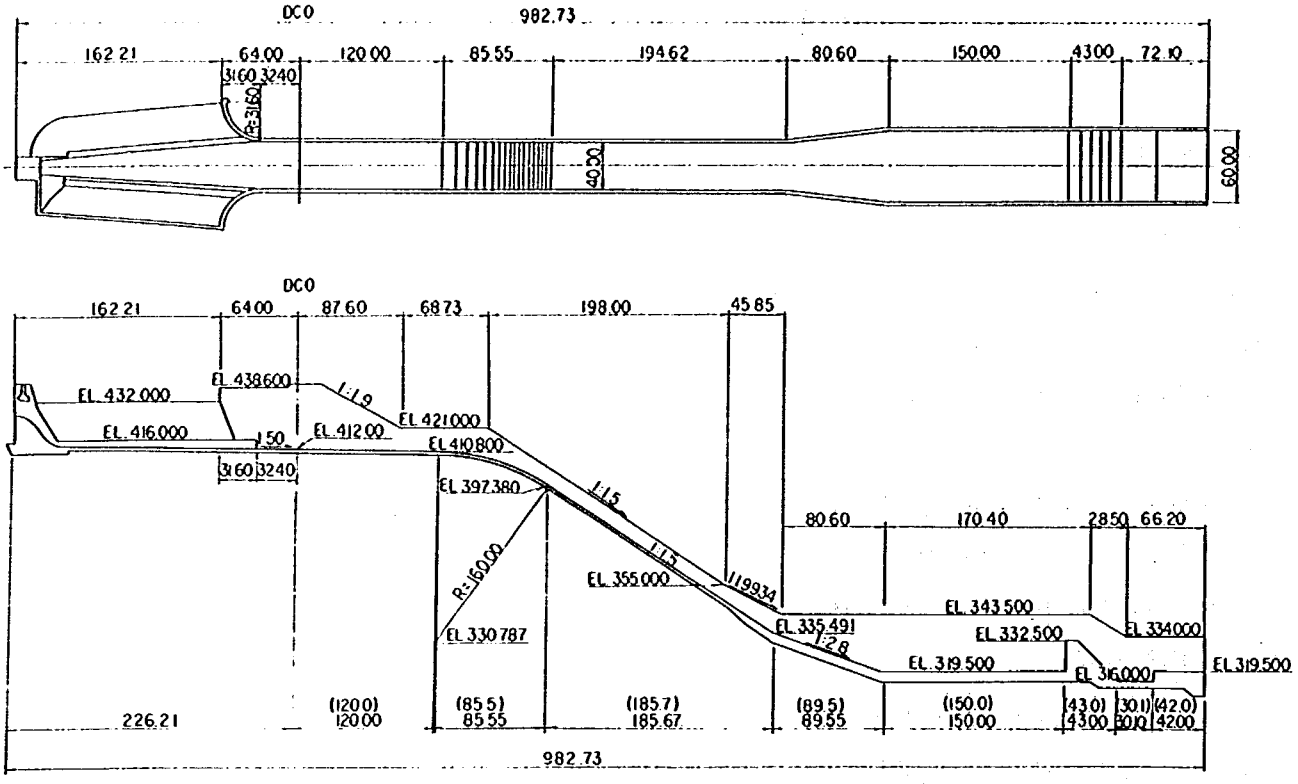


図 4.1　模型設計図（全体模型）　　S＝1/2000

1.2　実験条件

(1)　実験対象流量

洪水吐き減勢工は 440 ㎥/s を完全減勢とし，計画高水流量 1100 ㎥/s に対しても十分な減勢効果が得られる様に設計した。このため，実験対象流量は 440 ㎥/s，1100 ㎥/s および 1690 ㎥/s としている。

下流河道については，トンネル放流工の計画最大放流量 100 ㎥/s，非常用洪水吐き副ダム減勢工対象流量 440 ㎥/s，および両者同時放流量 540 ㎥/s を対象とし，この他トンネル放流工に対しては可能最大放流量（想定）150 ㎥/s 程度，洪水吐きについては設計洪水流量 1690 ㎥/s の放流に対しても流況の確認を行った。なお，実験は対象流量を小流量から順次放流する方式により実施している。

(2)　河道下流端水位

下流水位の条件は，わらび野水門からの自然流下とした。

わらび野水門の天端標高は第 3 章（昭和57年度）まで，EL．313.4 m で実施していたが，その後の工事事務所の測量により，EL．314.5 m と変更されている。天端標高の違いからくる背水の影響は，実験によれば表 4.1 の通りで，440 ㎥/s では約10m の背水区間となり，水理的には安全側となる。従って，わらび野水門の天端標高は本章でも EL．313.4 m として実験を実施する。

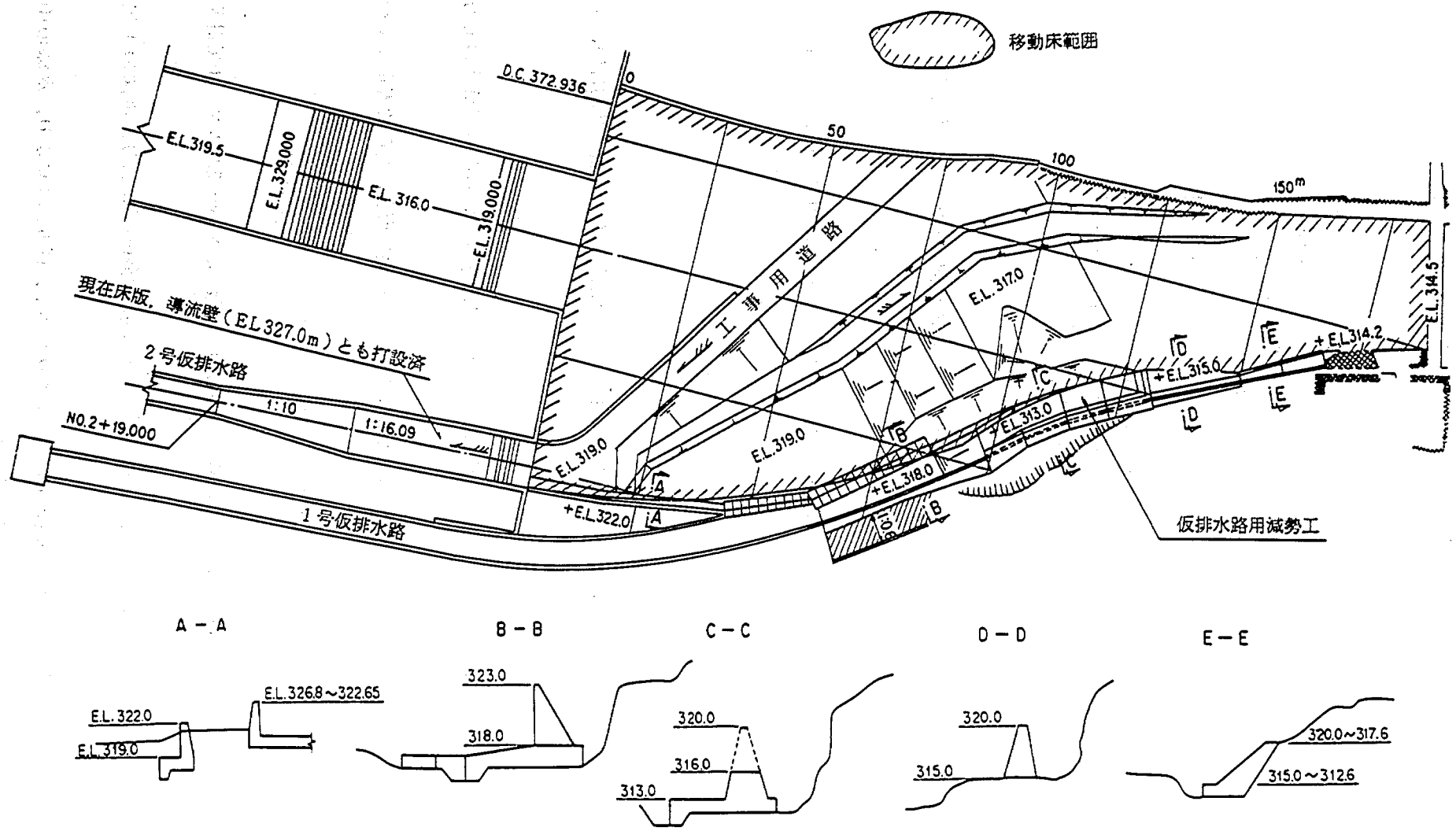


図 4.2　下流河道模型概要図

表 4.1　背水の影響

Q(㎥/s)	背水の範囲[注] 下流水位の影響範囲		背水の範囲 影響範囲のちがい
	天端標高 EL.313.4 m	天端標高 EL.314.5 m	
100	河道　約35 m	河道　約27 m	8 m
440	河道　約35 m	河道　約25 m	10 m

注）導流壁終端からの河道の距離を示している。

(3) 放流時間

実験開始は，規定放流量が下流河道に流入し始めた時点とし，放流時間は河床が安定するまでの時間として，第3章の結果より2時間とした。

(4) 河床材料

現地河床材料及びD級岩盤を含めた河床材料は現地河床材料を1/50とした川砂で代表したもので，第3章と同じものである。

1.3 計測方法

(1) 貯水池水位

貯水池側部に設けた水位管の水位を1/10 ㎜読みポイントゲージで計測する。計測は2回行い，平均値を採用する。

(2) 放流量

放流量は洪水吐き模型への給水量と同量であり，給水システムに設置されている電磁流量計の出力値の5分間の平均値を採用した。

トンネル放流工放流量は，ダム貯水池に該当する貯水槽より60°三角堰に導き，ここで規定流量を計量したのち，放流工へ導水した。

放流量は渡辺式（水理公式集）により実物換算した。

(3) 水　位

測定断面における，最高と平均水位を1/10 ㎜読みポイントゲージおよび1 ㎜読みスケールで計測する。

(4) 流　速

a. 簡易プロペラ式流速計（最大流速200 ㎝/s，デジタル表示，径20㎜）により，水深の中央付近で10秒間の平均流速を計測する。

b. 超小型プロペラ式流速計（最大流速100㎝/s，アナログ表示，径5 ㎜）により，水深の中央付近で，最小，最大流速を計測する。直読式である。

(5) 圧　力

埋蔵したピエゾ管（内径1㎜）から，ビニール管（内径6㎜）により垂直マノメーター板に導き，1㎜読みストレッチにより，それぞれの基準点からの最高，最低ピエゾ水頭を計測し，圧力水頭に換算する。

(6) 水面変動

容量式波高計により，3分間の水面変動を計測し，確率処理する。

(7) 河床変動

河床変動はその定性的変動にのみ注目し，変動後河床面に水レベルによって描いた等高線により把握する。

第2節　減勢工の設計

2.1　減勢工の水理設計

水叩き長Lと副ダム高Dは次式で算定した。

$$V = C\sqrt{2gH}$$

$$h_1 = \frac{Q}{bV}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g h_1}}$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1+8F^2}-1\right)$$

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1+2F^2)\sqrt{1+8F^2}-1-5F^2}{1+4F^2-\sqrt{1+8F^2}} - \frac{3}{2}F^{2/3}$$

$$L = 4.5\ h_2$$

ここに，
V：跳水前の平均流速（m/s）　　Q：放流量（㎥/s）
C：損失係数（$C=0.90$，0.95）　　b：減勢工幅（$b=30$m）
g：重力加速度（m/s）　　F：跳水前のフルード数
H：有効落差（m）　　D：副ダム高（m）
h_1，h_2：跳水前後の水深（m）　　L：水叩き長（m）

減勢工対象流量440㎥/s，1100㎥/sおよびダム設計洪水流量1690㎥/sについて，減勢工の水理量を計算した結果を表4.2に示す。

表4.2　減勢工規模の計算結果

損失係数 C	流量 Q(㎥/s)	有効落差 H(m)	跳水前のフルード数 F	副ダム高 D(m)	水叩き長 L(m)
仮定値	設定値		計算値		
0.90	440	119.4	24.0	7.0	50.6
	1100	115.9	14.8	10.0	78.7
	1690	117.0	12.0	11.7	97.3
0.95	440	114.4	25.2	7.3	51.5
	1100	115.9	16.1	10.5	81.0
	1690	117.0	13.1	12.3	100.2

以上の水理計算から，減勢工対象流量440 ㎥/sに対して副ダム高D＝7.3 m，水叩き長L＝50 mが得られる。

2.2　減勢工の検討

2.2.1　概　　要

減勢工の減勢対象流量を1100 ㎥/s（第3章）から440 ㎥/sに下げることにより，ダム設計洪水流量1690 ㎥/s放流時の導流壁沿いの最高水位を下げる方向，すなわち，副ダムの高さを下げる方向で検討を行うものとした。

従って，減勢工は440 ㎥/sまでの流量を完全に減勢できる規模・形状で，ダム設計洪水流量1690㎥/sに対してはダムの安全に支障を与えない機能を有するものとして，減勢工の設計を行うこととした。

減勢工の規模については，以下の点を考慮して決定した。

1. 減勢工内の水面変動を小さくすること。
2. 副ダム高を下げたことによって，1690 ㎥/sでの流況を第3章より悪くしないこと。
3. 導流壁高を低くするために，導流壁沿いの最高水位を下げること。

2.2.2　水叩き長と副ダム高の検討

440 ㎥/sに対する減勢工規模について前項での水理設計を基に水叩き長Lは50 m，60 m，70 mの3種類，副ダム高Dは6.0 m，7.3 m，8.8 m，9.8 mの4種類とし，さらに第3章の減勢工（L＝75 m，D＝13 m）を含めて，計13ケースで検討した。

ただし，実験では副ダムとして，鉛直のせき板（上流側の円弧r＝0.5 m）を使用した。

Q＝440 ㎥/sについての，副ダム前面での水面変動の計測結果を図4.3，図4.4に示す。水位変動は副ダムが低い程，また水叩き長が短い程大きくなっている。また，その効果は水叩き長に比べて副ダム高が大きい。

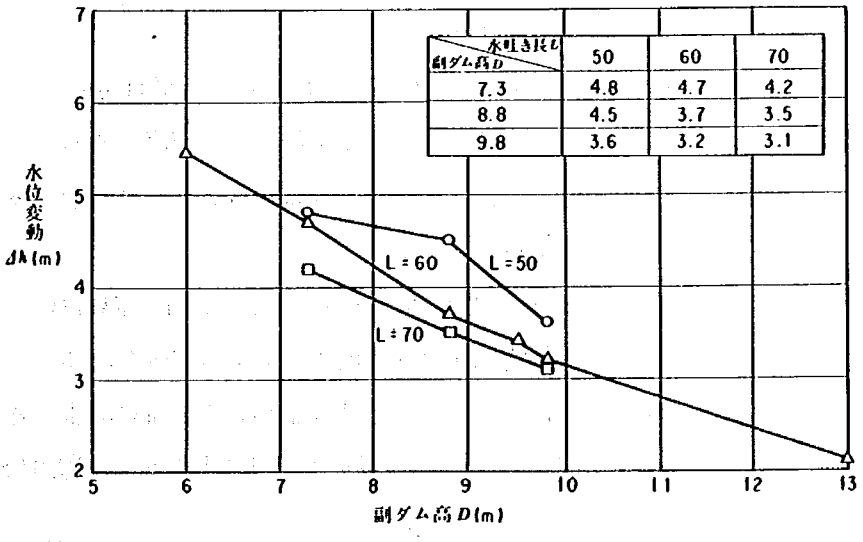


図4.3　副ダム高と副ダム前面の水位変動の関係（Q＝440 ㎥/s）

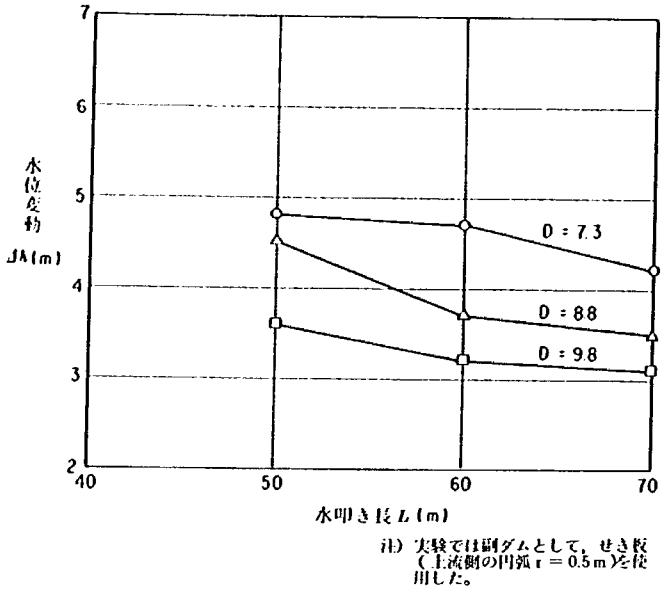


図 4.4　水叩き長と副ダム前面の水位変動の関係（ $Q = 440$ ㎥/s ）

440 ㎥/s の流況観察の結果は下記の通りである。

（副ダム高 D が 6.0 m の場合：写真 4.2 参照）

DC．225 m～230 m付近から，DC．285～290 m付近の範囲で跳水が発生しているが，減勢工内全体に平面渦が発生しており，渦の向きが不規則に左・右回りとなる。

水叩き長 L を70 m まで長くしても，平面渦は変らない。

副ダム前面での水面変動は 5～6 m 程度になる。

（副ダム高 D が 7.3 m の場合：写真 4.3 参照）

DC．225 m付近からDC．280 m付近の範囲で跳水が発生しており，平面渦も小さくなる。

水叩き長 L を70 m まで長くしても，跳水始端が 2 m 程度下流にくる程度である。

副ダム前面での水面変動は，水叩き長 L を長くすると 4.8 m から 4.2 m に減少している。

（副ダム高 D が 8.8 m の場合：写真 4.4 参照）

DC．220 m付近からDC．280 m付近の範囲で跳水が発生しており，平面渦も小さい。

水叩き長 L を70 m まで長くしても，跳水始端が 2 m 程度下流にくる程度である。

副ダム前面での水面変動は，水叩き長 L を長くすると 4.5 m から 3.5 m に減少する。

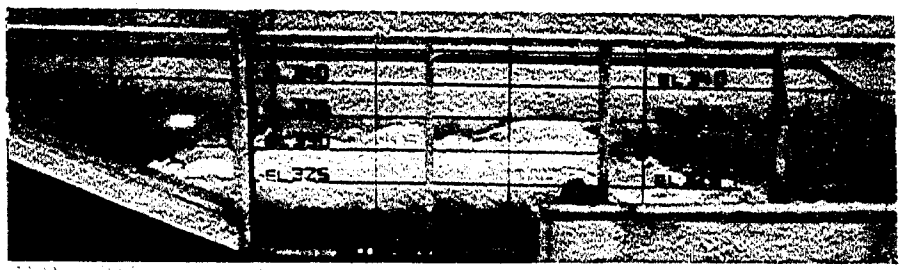
（副ダム高 D が 9.8 m の場合：写真 4.5 参照）

DC．218 m付近からDC．280 m付近の範囲で跳水が発生しており，平面渦もない。

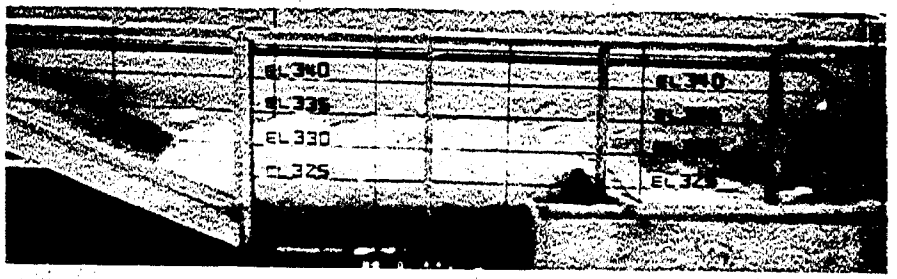
水叩き長 L を70 m まで長くしても，跳水始端が 2 m 程度下流にくる程度である。

副ダム前面での水面変動は，水叩き長 L を長くすると 3.6 m から 3.1 m に減少する。

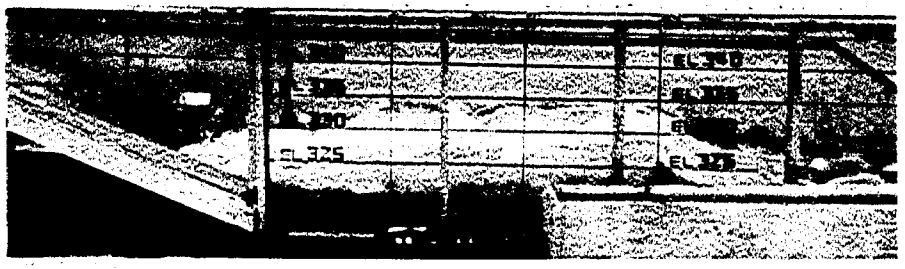
440 ㎥/s については，副ダム高 D が 6.0 m の場合を除いて，跳水長は60 m 程度である。



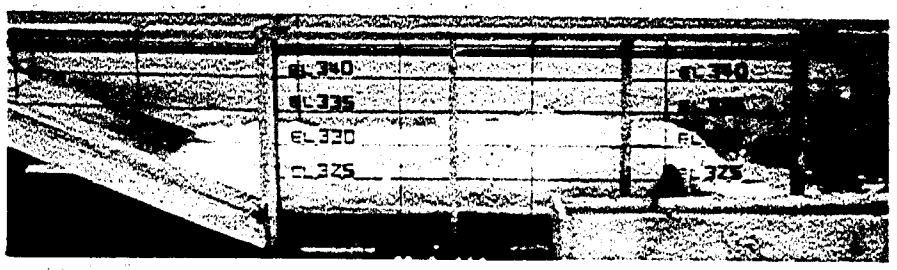
水叩き長50 m



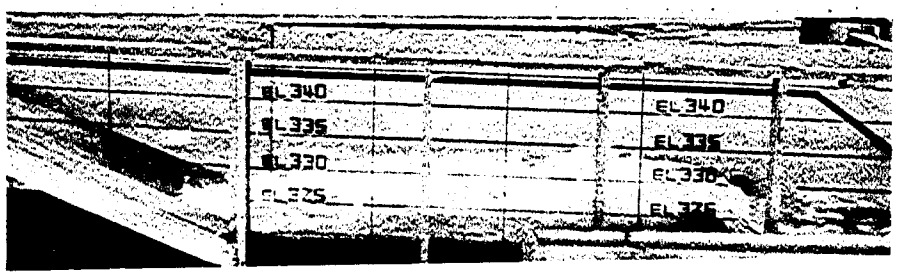
水叩き長50 m



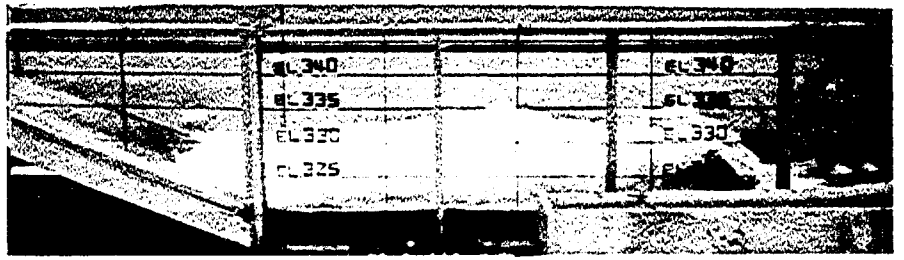
水叩き長60 m



水叩き長60 m



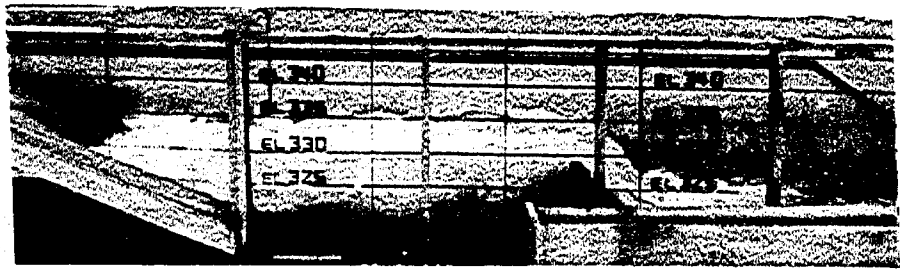
水叩き長70 m



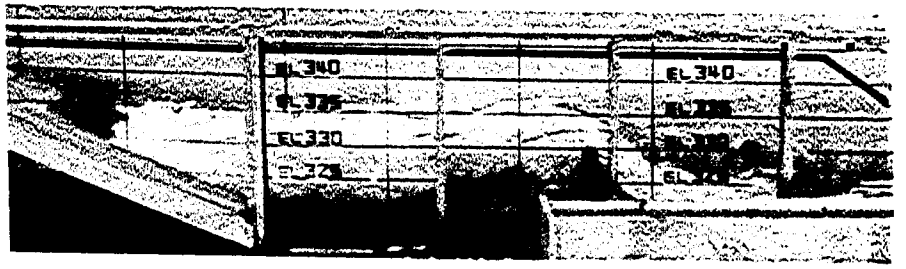
水叩き長70 m

写真4.2　減勢工の流況（シル高6.0 m，放流量440 ㎥/s ）

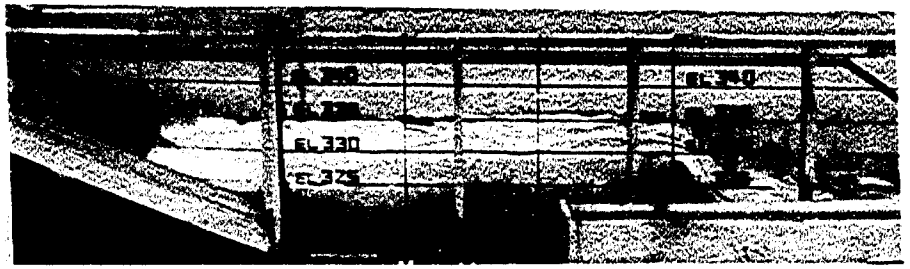
写真4.3　減勢工の流況（シル高7.3 m，放流量440 ㎥/s ）



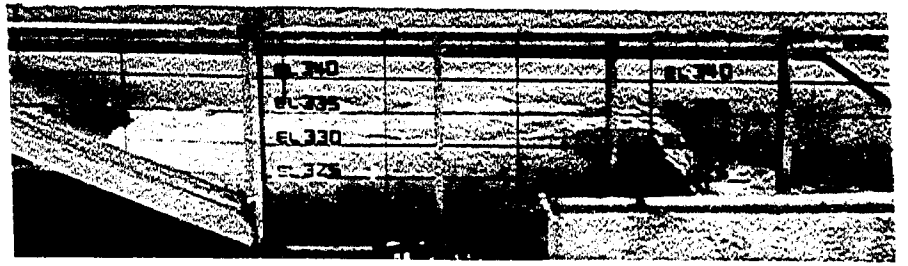
水叩き長50 m



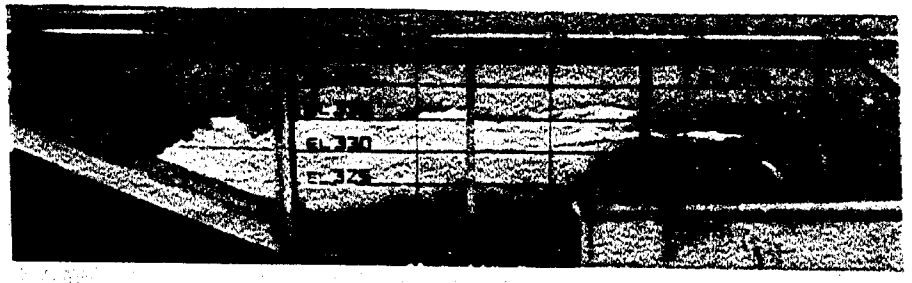
水叩き長50 m



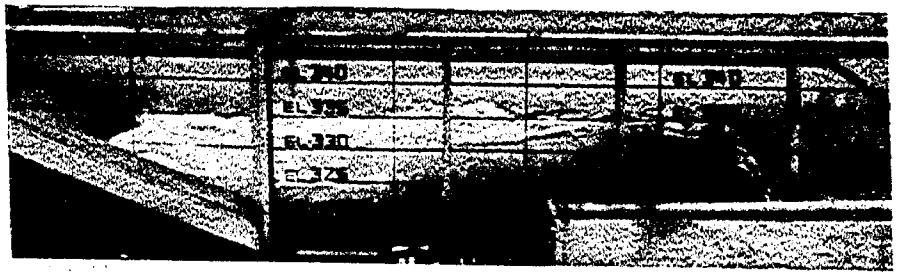
水叩き長60 m



水叩き長60 m



水叩き長70 m

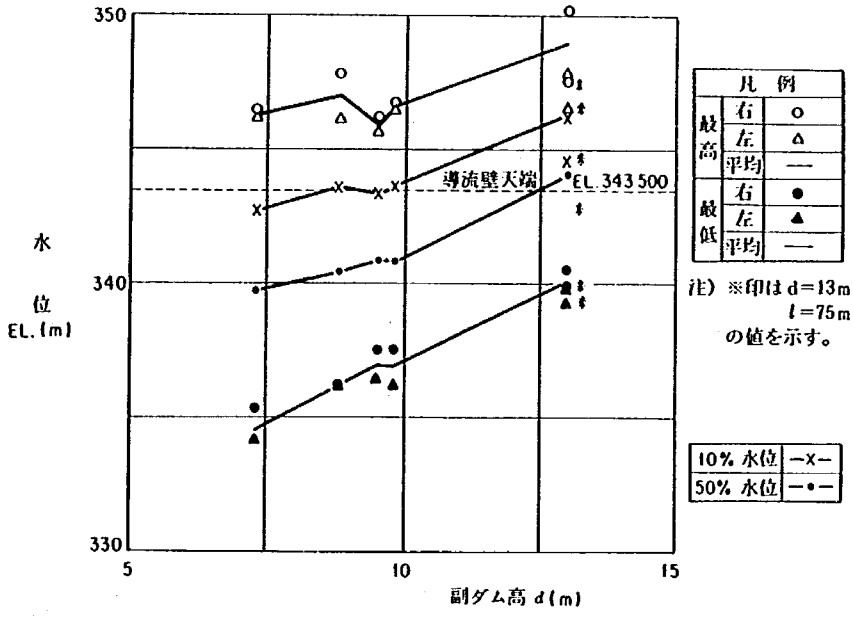


水叩き長70 m

写真4.4　減勢工の流況（シル高8.8 m，放流量440 ㎥/s ）

写真4.5　減勢工の流況（シル高9.8 m，放流量440 ㎥/s ）

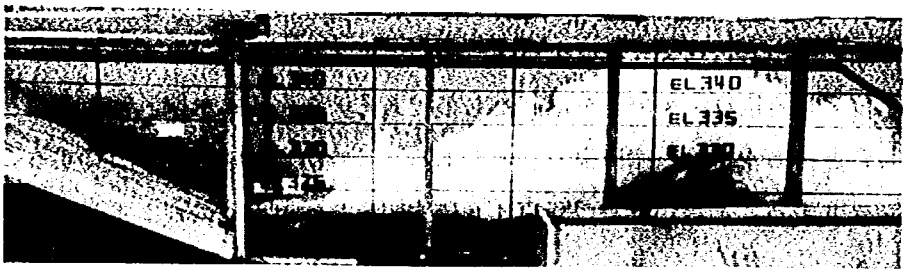
$Q=1690\,m^3/s$については，副ダム前面での最高水位，10%水位，50%水位，最低水位の計測結果を図4.5に示す。水面変動は，容量式波高計による3分間（模型スケールで）の水面変動のデーターのうち，最高水位と最低水位を読み取り，その差を示したものである。また10%水位，50%水位とは波高計のデーターを確率処理したときの水位の超過確率のことである。これから，副ダムを高くすることで減勢池内の水位がそれだけシフトすることが知れる。写真4.6に水叩き長60mの時の副ダム高の差による流況の変化を示す。



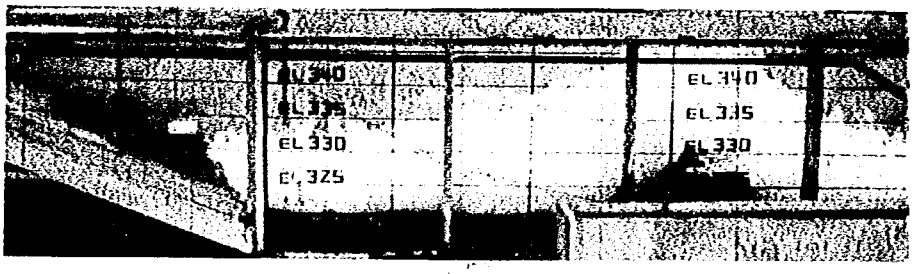
副ダム高 d (m)		左岸 EL.(m)	右岸 EL.(m)	左右岸平均 EL.(m)	備考
13.0	最高	346.46	347.52	346.99	
	10%	344.29	344.96	344.63	水叩き長
	50%	342.22	343.39	342.81	$l=75$m
	最低	339.24	339.85	339.55	
13.0	最高	347.85	350.18	349.02	
	10%	345.74	346.87	346.31	
	50%	343.60	344.57	344.09	
	最低	339.79	340.52	340.16	
9.8	最高	346.52	346.74	346.64	
	10%	343.29	343.87	343.58	
	50%	339.96	341.64	340.80	
	最低	336.18	337.57	336.94	
9.5	最高	345.63	346.18	345.91	
	10%	342.87	343.82	343.35	水叩き長
	50%	340.77	340.91	340.84	$l=60$m
	最低	336.46	337.52	336.99	
8.8	最高	346.18	347.85	347.09	
	10%	343.62	343.52	343.57	
	50%	340.28	340.59	340.44	
	最低	336.18	336.18	336.18	
7.3	最高	346.18	346.46	346.33	
	10%	342.40	342.99	342.70	
	50%	339.54	339.89	339.72	
	最低	334.18	335.35	334.55	

注） 副ダム高$d=7.3, 8.8, 9.8$ mについては，副ダムとしてせき板（上流側の円弧 $r=0.5$ m）を使用した。

図4.5　副ダム高Dと導流壁沿いの水位



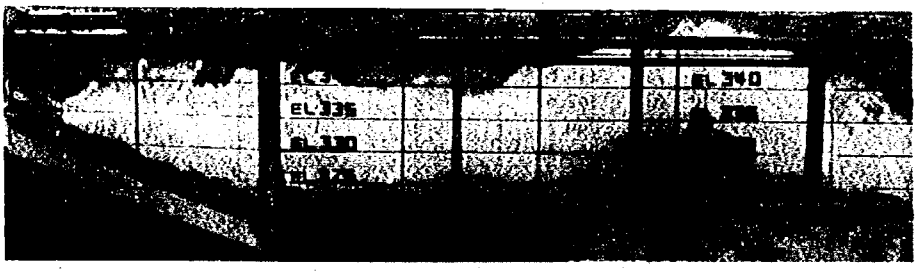
シル高 7.3 m



シル高 8.8 m



シル高 9.5 m

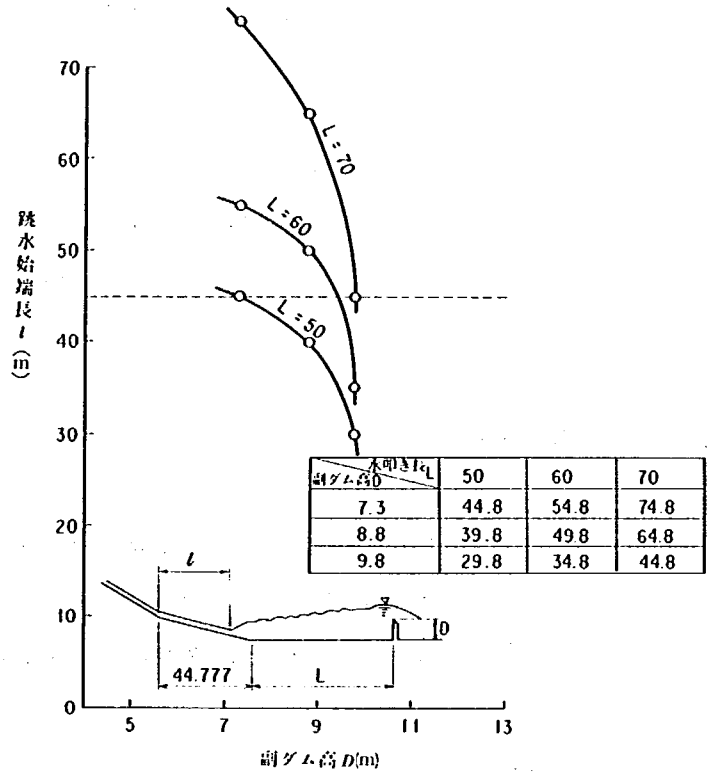


シル高 13.0 m

写真 4.6　減勢工の流況（水叩き長60m，放流量1690 m³/s ）

図4.6は，順傾斜始端（DC．195.609ｍ）から跳水始端までの距離をL'として，L'と副ダム高Dとの関係を示したものであるが，図中破線で示した順傾斜終端（DC．240.386ｍ）よりL'が大きい場合には，露出射流が発生していることを表している。図4.6から露出射流がなくなる副ダム高は，L＝50ｍ，60ｍ，70ｍのときにそれぞれ，D＝7.3ｍ，9.5ｍ，9.8ｍ程度となる。

さらに，副ダム高Dと副ダム前面での水面変動の関係を図4.7に示しているが，副ダム高Dが10ｍ付近から水面変動の減少率が鈍化している。



副ダム高D ＼ 水叩き長L	50	60	70
7.3	44.8	54.8	74.8
8.8	39.8	49.8	64.8
9.8	29.8	34.8	44.8

図4.6　順傾斜始端から跳水始端までの距離

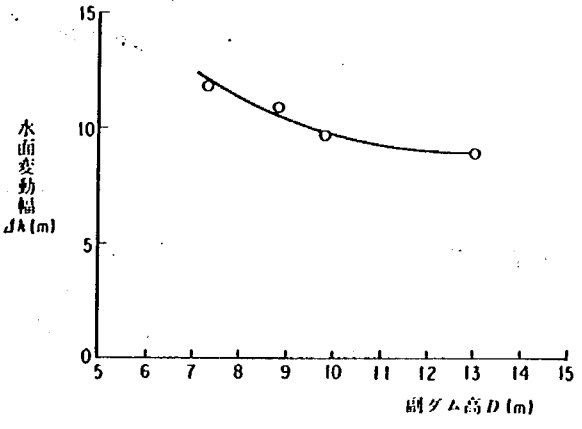


図4.7　副ダム高Dと副ダム前面での水面変動（Q＝1690㎥/s）

一方，図4.5から計画導流壁高を満足する副ダム高Dとしては，水叩き長L＝60mに関して言えば，10m程度である。

以上，流況，水面変動，導流壁沿いの最高水位について検討した結果，440㎥/sについて，完全減勢を計るためには水叩き長Lとしては50m以上，副ダム高Dとしては7.3m以上が必要である。

さらに，1690㎥/sについてある程度の減勢効果を有するものとしては，少なくとも水平水叩き上に露出射流を発生させないことが必要であり，かつ，計画導流壁（天端標高EL.343.5m）を越えないことを条件とすれば，水叩き長Lとしては60m程度，副ダム高Dとしては9.5m程度となる。

2.2.3 副ダム形状の検討

副ダム形状については，以下に示す項目を考慮して決定した。

- 減勢工の減勢対象流量を440㎥/sに下げたためダム設計洪水流量Q＝1690㎥/sになると，写真4.6に示すように副ダム上を越流する流水のはく離が顕著になる。これを軽減するために天端幅を既往の設計例よりも長くする。
- 上下流円弧は既往の設計例を参考にする。

決定された副ダム形状は以下の通りである。

高　さ	D＝9.5m		
天端標高	EL.329.000m	上下流円弧	r＝0.5m，R＝5.0m
天端幅	8.5m	下流面勾配	1：1

決定した副ダム形状について減勢工対象流量Q＝440㎥/sと，ダム設計洪水流量Q＝1690㎥/sについて，副ダム作用圧力の調査を行った。

調査結果を図4.8および実験資料4.2に示す。

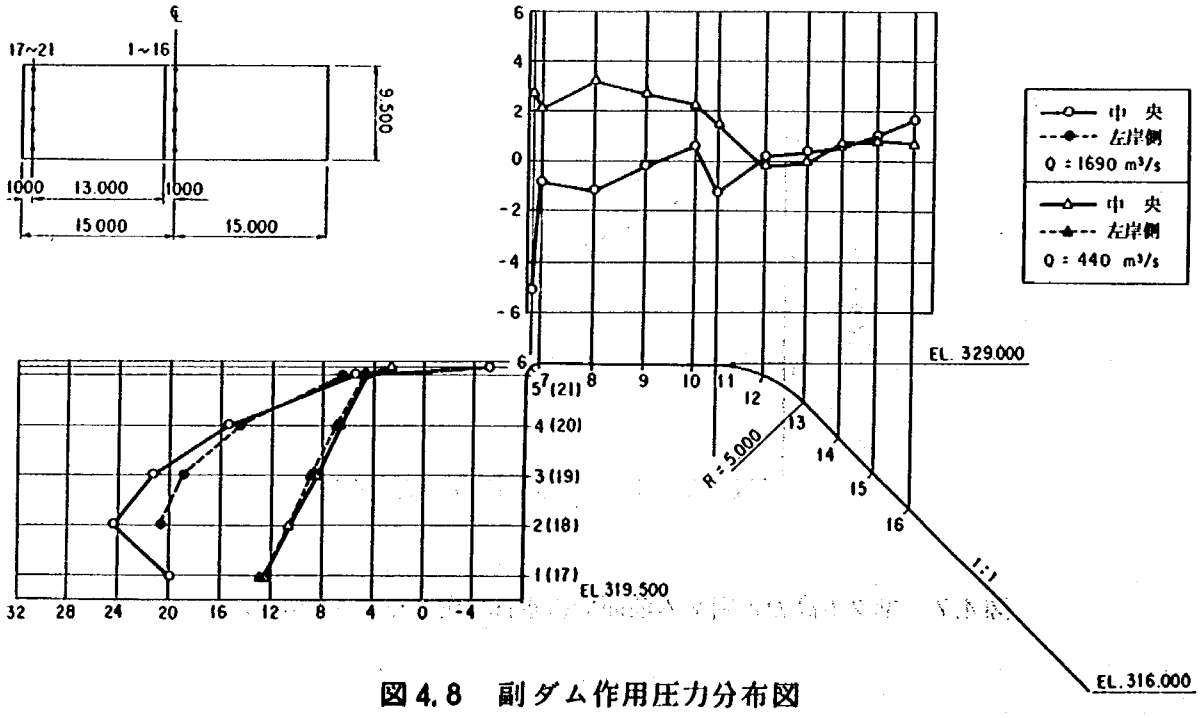


図4.8　副ダム作用圧力分布図

2.3 副ダム減勢工

2.3.1 副ダム減勢工の設計

減勢工の規模は，2.2項で以下のように決定された。

水叩き長　$L = 60$ m

副ダム高　$D = 9.5$ m

副ダム減勢工の減勢対象流量である440 ㎥/sについて，副ダム前面での実測の平均水位および流量から2.1項の式を用いて，規模を算定すると表4.3の通りとなる。

以上の計算から，シル高$D = 3.0$ m，水叩き長$L = 30$mとする。

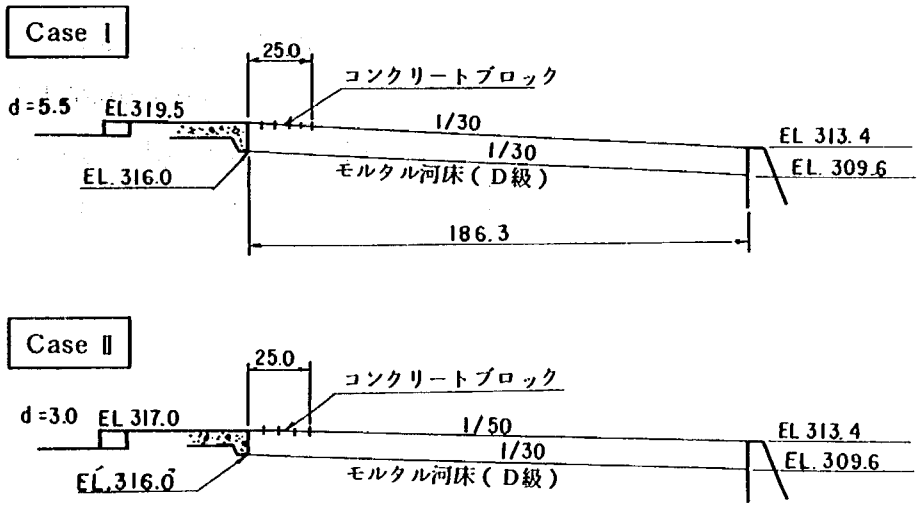
表 4.3　副ダム減勢工規模の計算結果

損失係数 C	流量 Q(㎥/s)	有効落差 H(m)	跳水前のフルード数 F	シル高 D(m)	水叩き長 L(m)
仮定値	実測値		計算値		
0.90	439.1	16.8	5.5	2.6	29.5
0.95	439.1	16.8	6.0	2.8	30.5

2.3.2 副ダム減勢工の検討

副ダム減勢工の機能を検討するため表4.4に示す河床勾配で実験を行った。

表 4.4　副ダム減勢工の検討



移動床としてはD級までを想定している。洗掘状況を述べると以下の通りである。

- 100 ㎥/s……$T = 15$ 分程度で護床工直下から1 m程度洗掘され，時間の経過とともにさらに洗掘が進行するものと予想されたが，実験は$T = 15$分で終了した。
- 400 ㎥/s……護床工直下の洗掘から始まり，通水直後に$T = 1$分で25 m以内の護床ブロックが砂とともに下流に流されD級岩盤が露出する（写真4.7参照）。



写真4.7　下流河道の洗掘状況（放流量440㎥/s，通水時間1時間）

ケースⅠ，Ⅱともに100㎥/sを含めたすべての流量で，D級岩盤が露出してしまう。D級岩盤の流水の掃流力に対する安全性には疑問があるため，D級岩盤を保護するという見地から，河道形状の改修も含めた検討を行う必要があると考える。したがって，D級岩盤も移動床範囲に含めて検討を行うことにした。

また，河床の洗掘状況から見て，上流からの砂の供給が無くなった事による河床低下と局所的な洗掘に分けて考える必要があると判断された。すなわち，需給の不平衡による河床低下分は計画に取り入れ，予め河床を下げて置くというものであるが，そのためには副ダム減勢工床版の敷高を下げる必要がある。これに対して工事事務所と協議した結果，副ダム減勢工床版の敷高はEL．316.0 mに設定することとした。

副ダム減勢工の水叩き設置標高を出来るだけ低くするため，エンドシル形式の減勢工とすることにした。予備検討では，第3章最終案の規模，L=30m，D= 3.5 mとしていたが，副ダム高を下げたことで（第3節参照）若干高さに余裕があるとの判断から，副ダム減勢工として副ダム下流30mに高さ3.0 mのシルを設けることとした。

第3節　下流河道の検討

3.1　概　　要

前節で提案された形状に基づき，副ダム減勢工および下流河道部の検討を行うものとする。なお，洪水吐き減勢工の形状は図4.9に示す通りであり，移動床の底盤は図4.10に示すD級岩盤からC級岩盤に変更し，標高をEL．305.0 mとしている。

実施した形状は表4.5に示すが，その設計意図は下記に示す通りである。

① 形状A：副ダム減勢工床版の敷高EL．316.0 mとする。

② 形状B：護床工の長さ $L=50$m，わらび野水門の背水を効すために，護床工の下流はEL．313.4 mの水平面とした。

③ 形状C：砂の吸い出しを軽減するような，護床工形状とする（大型コンクリート板）。

④ 形状D：トンネル放流工に係る検討も含む。

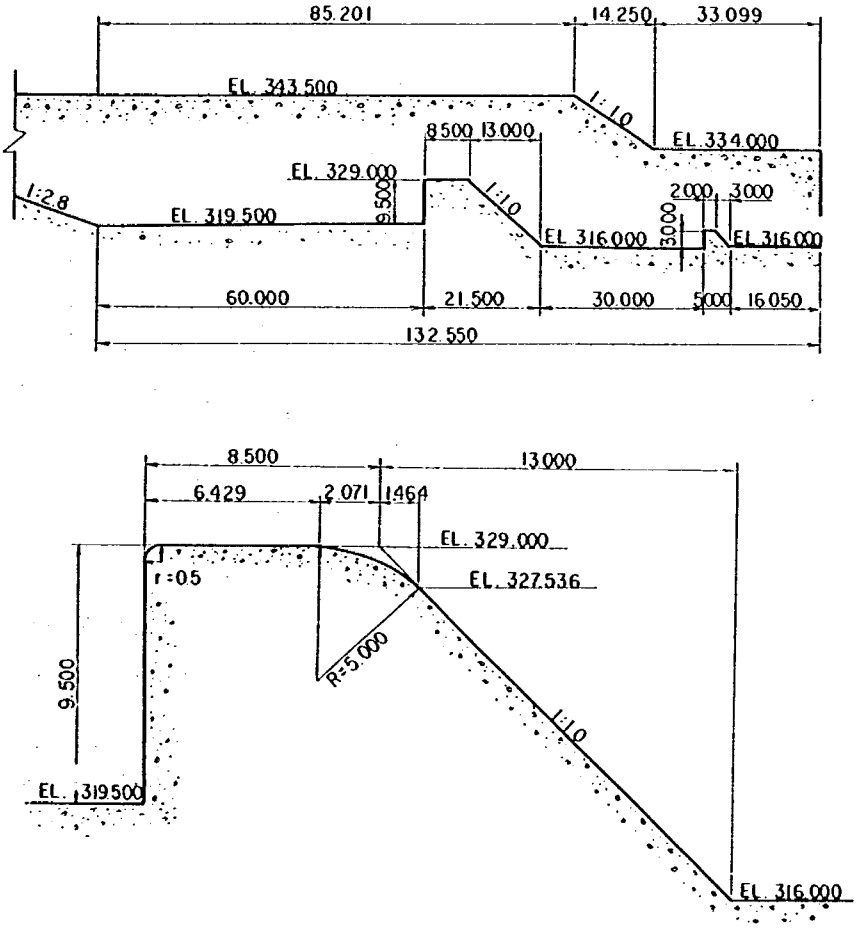
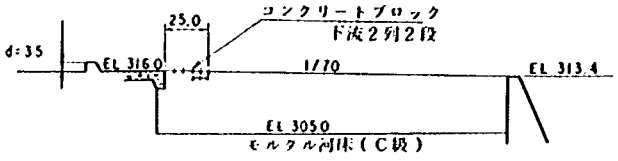


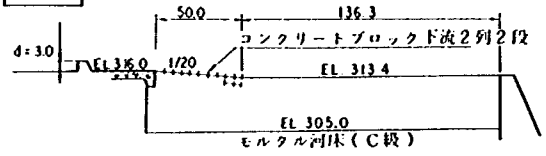
図 4.9　　洪水吐き減勢工形状図

表 4.5　下流河道形状図

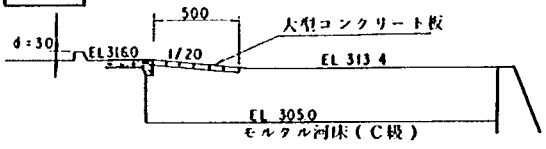
形状A



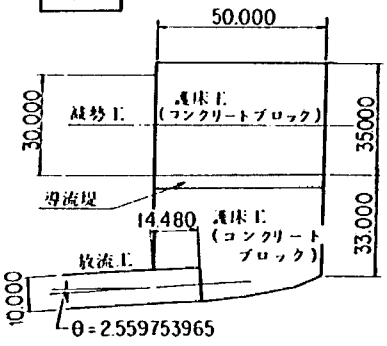
形状B

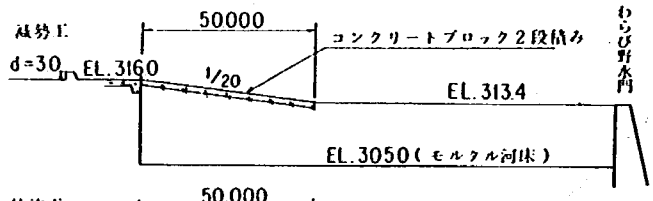


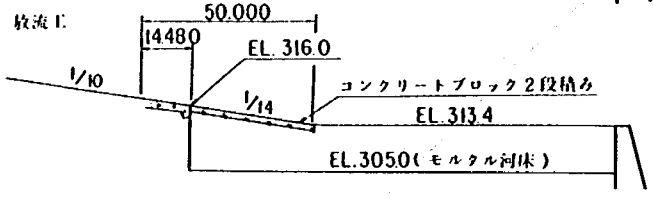
形状C



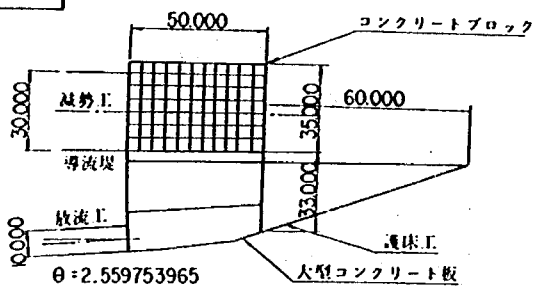
形状D

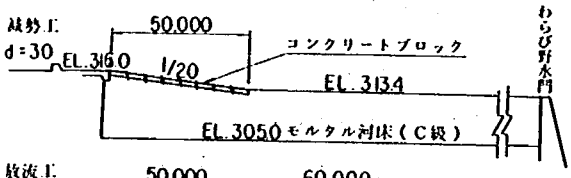


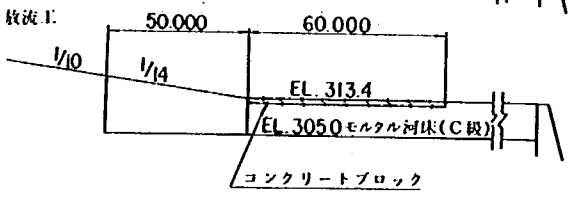




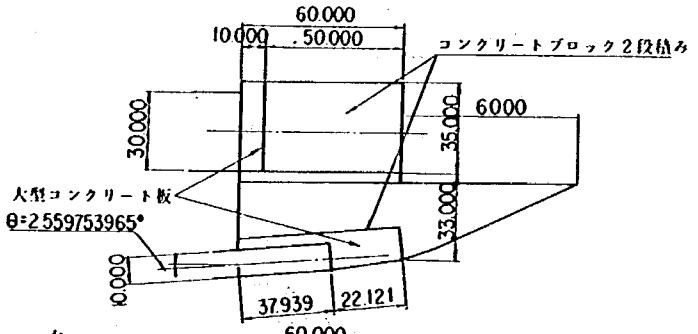
形状E

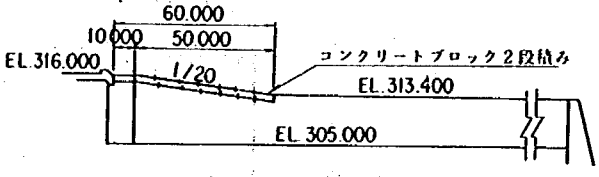


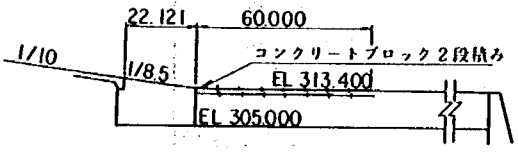


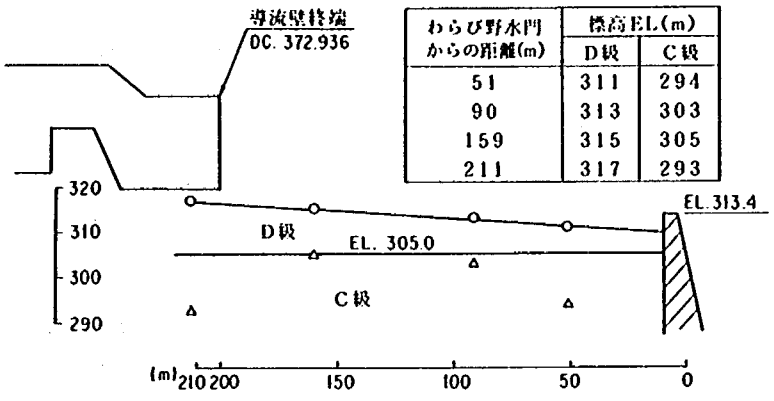


形状F









わらび野水門からの距離(m)	標高EL.(m)	
	D級	C級
51	311	294
90	313	303
159	315	305
211	317	293

図4.10　推定岩盤線（C，D級）

砂の吸い出しを軽減するような密な構造の護床工とする（コンクリートブロック2段積み）。

⑤ 形状E：トンネル放流工について，砂の吸い出しを軽減する護床工形状とする。

⑥ 形状F：導流壁終端をDC.372.936 mからDC.349.500 mに短縮する。

導流壁終端より下流のうち，砂の吸い出しが顕著な上流10 mの区間はコンクリートを打設し，下流50 mの区間はコンクリートブロックを2段とする。

トンネル放流工についても上流22mの区間を大型コンクリート板，下流60 mの区間をコンクリートブロック2段積みとする。

各ケースにおける河床変動を測定しているが，これらは形状A～Eでの導流壁終端からの河道距離で25 mピッチに測定した各断面での最深河床をプロットしたものである。また，護床工のある部分については，特にことわらない限り，護床工上の標高を測定したものである。

以下，ケースを追ってその流況および洗掘堆積状況でまとめて見る。ただし，経過時間は特にことわらない限り模型上の時間である。

以下，河道の位置を示すのに，「河道　m」と表現するが，これは導流壁最終端（DC.372.936 m）から測った距離である。

3.2　副ダム減勢工下流の護床工の検討

3.2.1　形 状 A

河床洗掘のパターンは図4.11に示すが，詳細は以下の通りである。ただし，順序を示す番号は図4.11に示す番号に対応している。

①　100 ㎥/s

1. 通水と同時に護床工直下の河床が洗掘され始める。
2. さらに洗掘が進み，護床工下流端下部の洗掘が始まり，コンクリートブロックが沈下し始める。
3. 護床工下流端付近の洗掘とともに，護床工全体での砂の吸い出しが見られ，特に副ダム減勢工終端から流水が落下する。護床工上流端（ 5 m～10m ）付近が顕著である。
4. 河床洗掘に伴い，コンクリートブロックが沈下する。副ダム減勢工床版終端付近も砂の吸い出しが見られ，オーバーハングしている（写真4.8参照）。

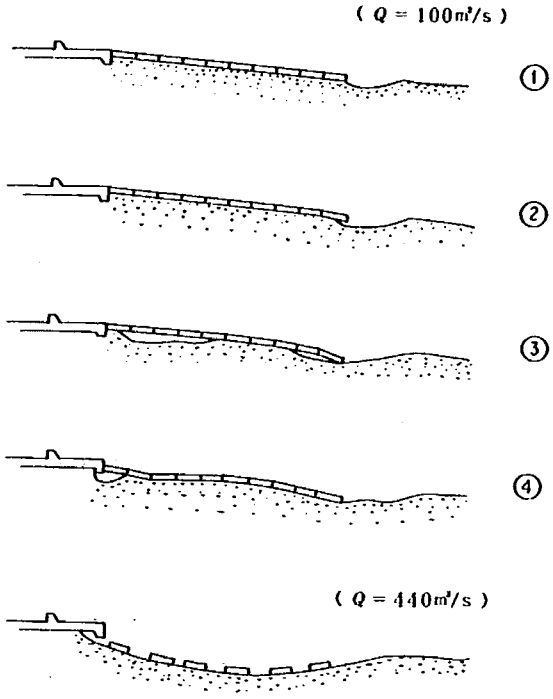


図4.11　　河床洗掘のパターン

②　440 ㎥/s

440 ㎥/s では 100 ㎥/s と同じパターンで洗掘が進むがその時間経過が早く，通水1分以内で副ダム減勢工終端から落下する流水により，コンクリートブロックは飛ばされ，流水が落下する河道20m付近を最深部として全体的に洗掘されてしまう（写真4.8参照）。

河床変動の状況は図4.12に示す通りであり，形状Aの実験結果から得られた事項は下記の通りまとめることが出来る。

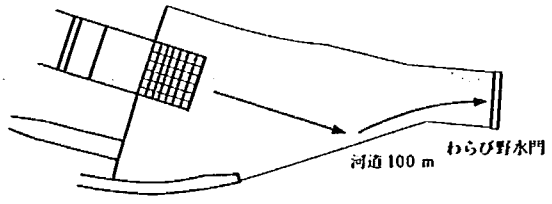
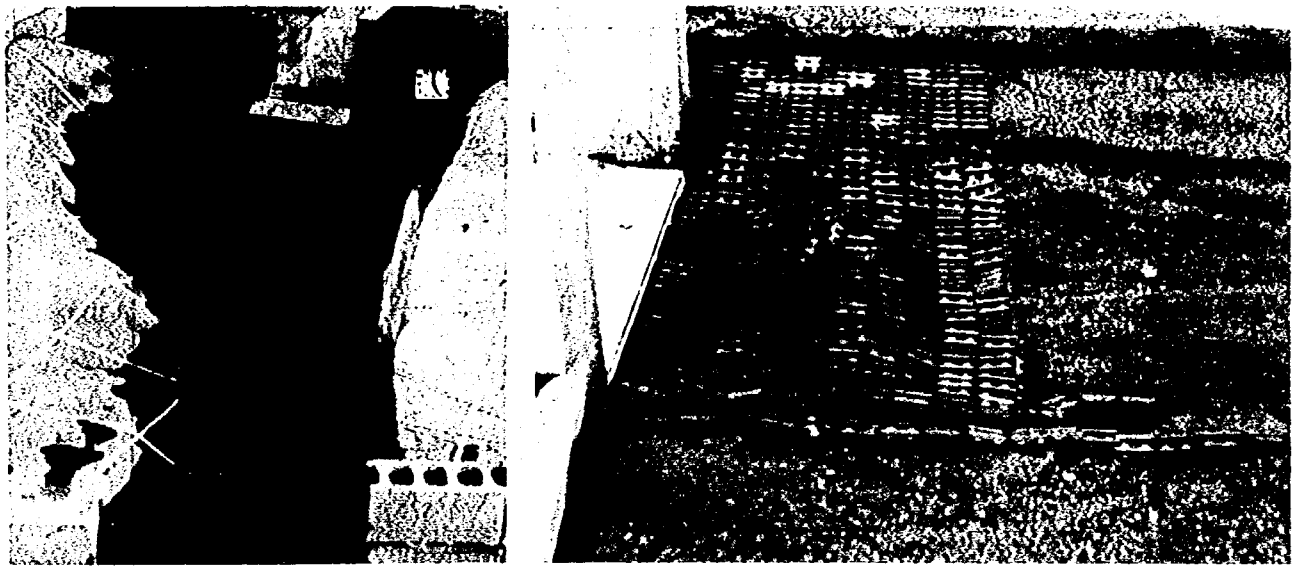
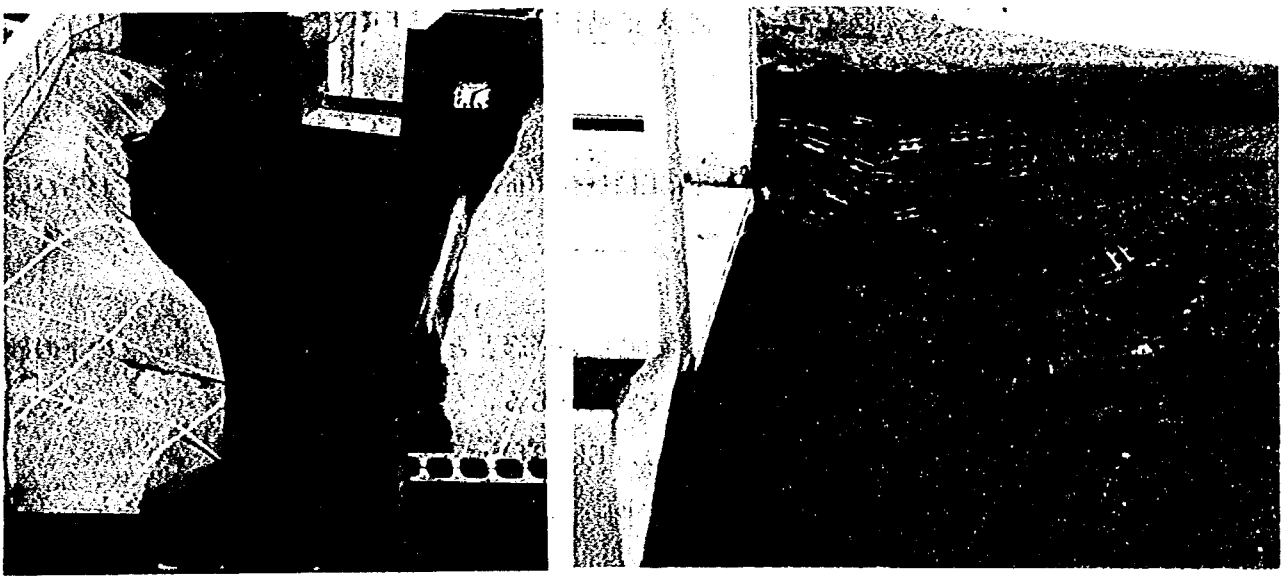


図4.12　　流れのパターン



放流量100㎥/s　5時間後



放流量440㎥/s　1時間後

写真4.8　下流河道洗掘状況（形状A）

1）洗掘のパターンから考察すると，護床工下流端から進行して来る洗掘は25m程度の範囲（副ダム減勢工終端付近）まで及んでおり，護床工の長さとしては25mでは不十分である。

2）護床工下流端付近（5m程度）にはコンクリートブロックを2段積みとしたが，440㎥/sでも沈下はしているものの，位置はほとんど移動していない。したがって，コンクリートブロックを2段以上にすることは，コンクリートブロックの下の砂の吸い出しとコンクリートブロック自体の移動に対して効果があると考えられる。

3）河道100m付近で河床変動の平衡状態が見られ，わらび野水門天端（EL．313.4m）と同程度の河床高となっている。

また，流れのパターンは図4.13の通りで，減勢工中心線上を直進した流れは，河道100m付近の右岸側に当っている。

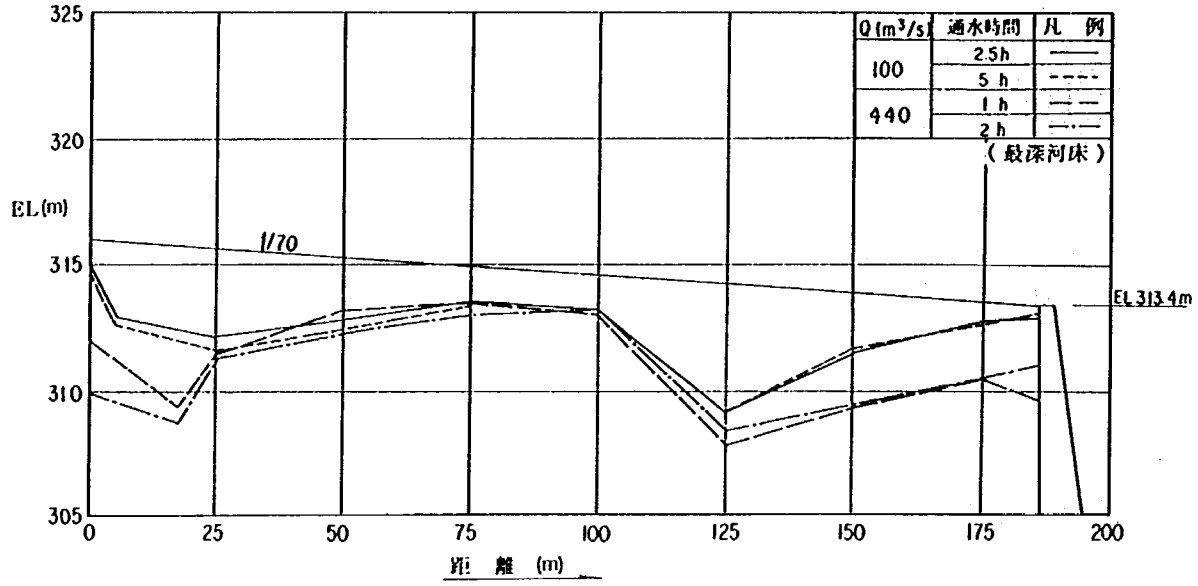


図4.13　河床変動図（形状A）

3.2.2　形 状 B

形状Aの実験結果から，表4.5に示す様に，護床工は長さ50m，勾配1/20とし，その下流はわらび野水門まで水平（EL．313.4m）とした。

①　100㎥/s

形状Aと同様に通水と同時に護床工直下が洗掘され時間の経過とともにコンクリートブロックの下の砂の吸い出しが進む。特に護床工上流端（5～10m）で顕著である。

護床工上流端では，河道10mで最新部となっており，EL．314m程度である。

護床工直下では，河道75mで最深部となっており，EL．310m程度である。

②　440㎥/s

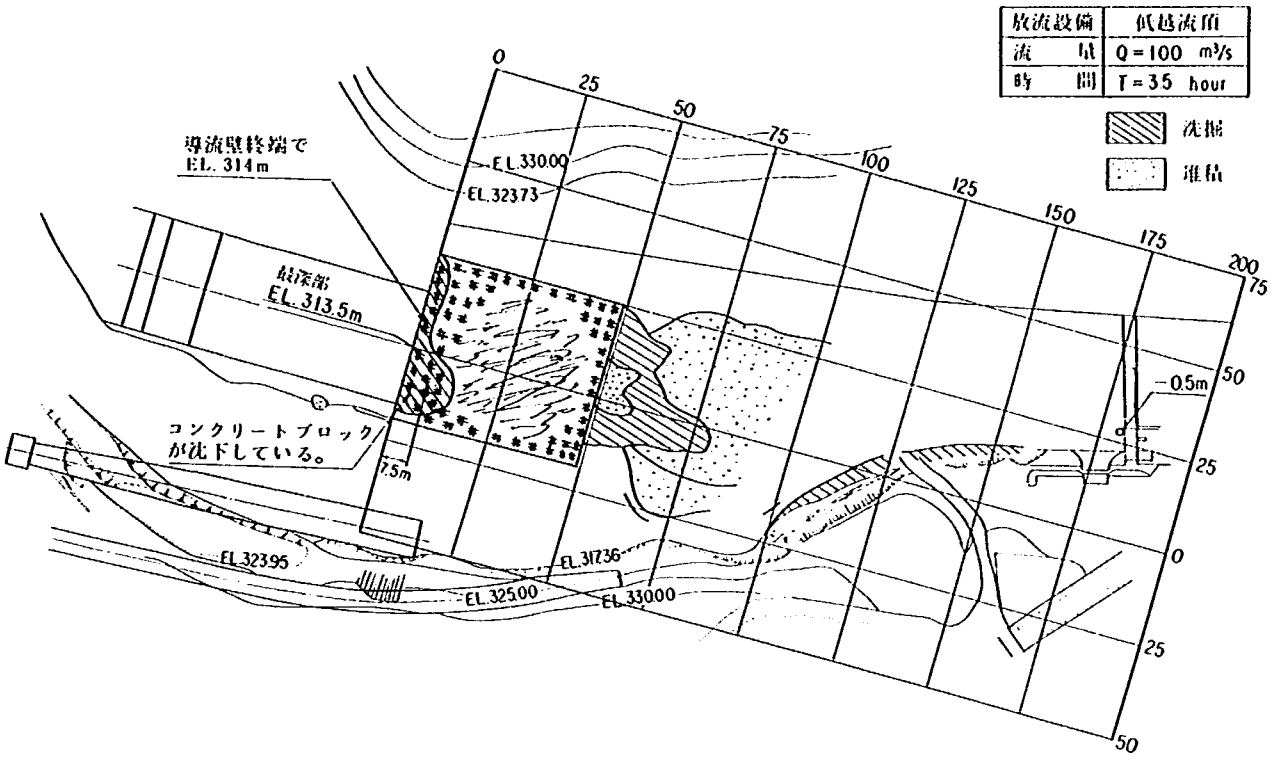
形状Aと同様に，副ダム減勢工終端からの流水が落下する付近，河道20m付近でEL．309m程度である。通水後3.5時間の河床の状況を図4.14に示す。

河床変動の状況は図4.16に示す通りであり，形状Bの実験結果から得られた事項は下記の通りまとめることが出来る。

1）100㎥/sでは護床工の長さが伸びた分だけ，護床工直下の洗掘の位置が下流にずれている。護床工上流端での吸い出しによる洗掘は若干見られるものの，護床工直下の洗掘を連続するまでには至らず，河床材料の吸い出しを止められれば減勢工の基礎岩盤への影響を防止することができると考える。

2）440㎥/sについて言えば，河道25m～50mの範囲のコンクリートブロックの位置は動いていないものの，河道25mまでの洗掘状況は形状Aと同様に深掘れしており，護床工の機能が不足していると考えられる。

そこで，護床工下流をせき上げて背水を護床工上流端まで効かすことができるか否かを確かめるために，河道75mに副ダム減勢工床版の敷高（EL．316m）と同じ高さのせき板を設置した。実験は流況観察のみ



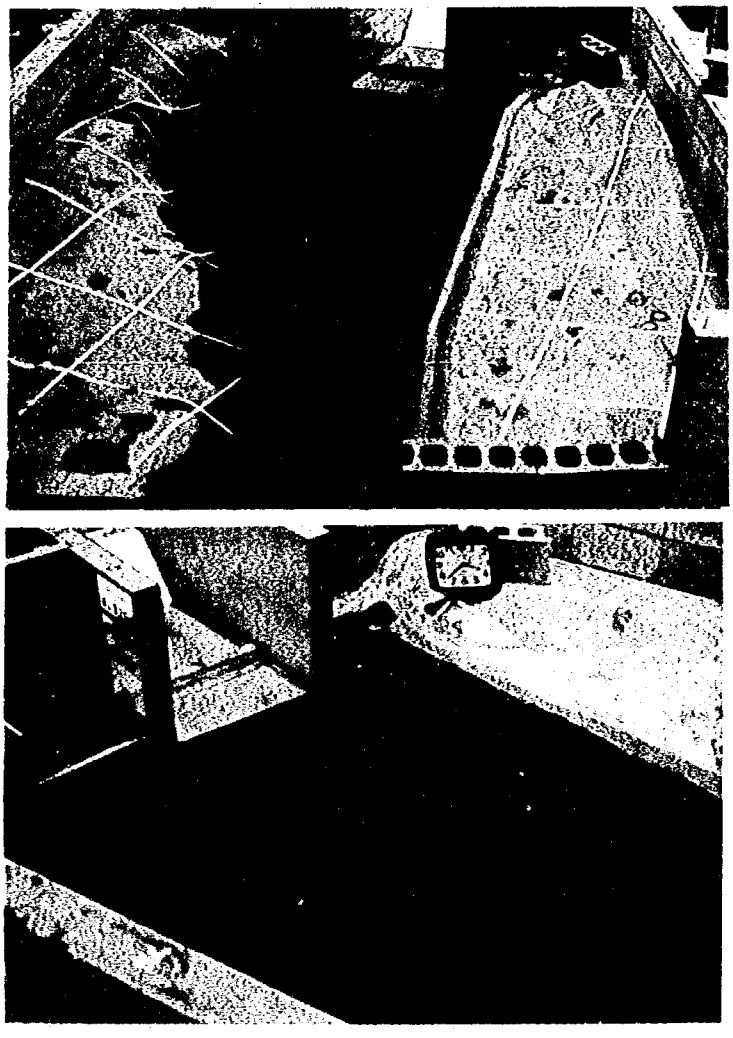
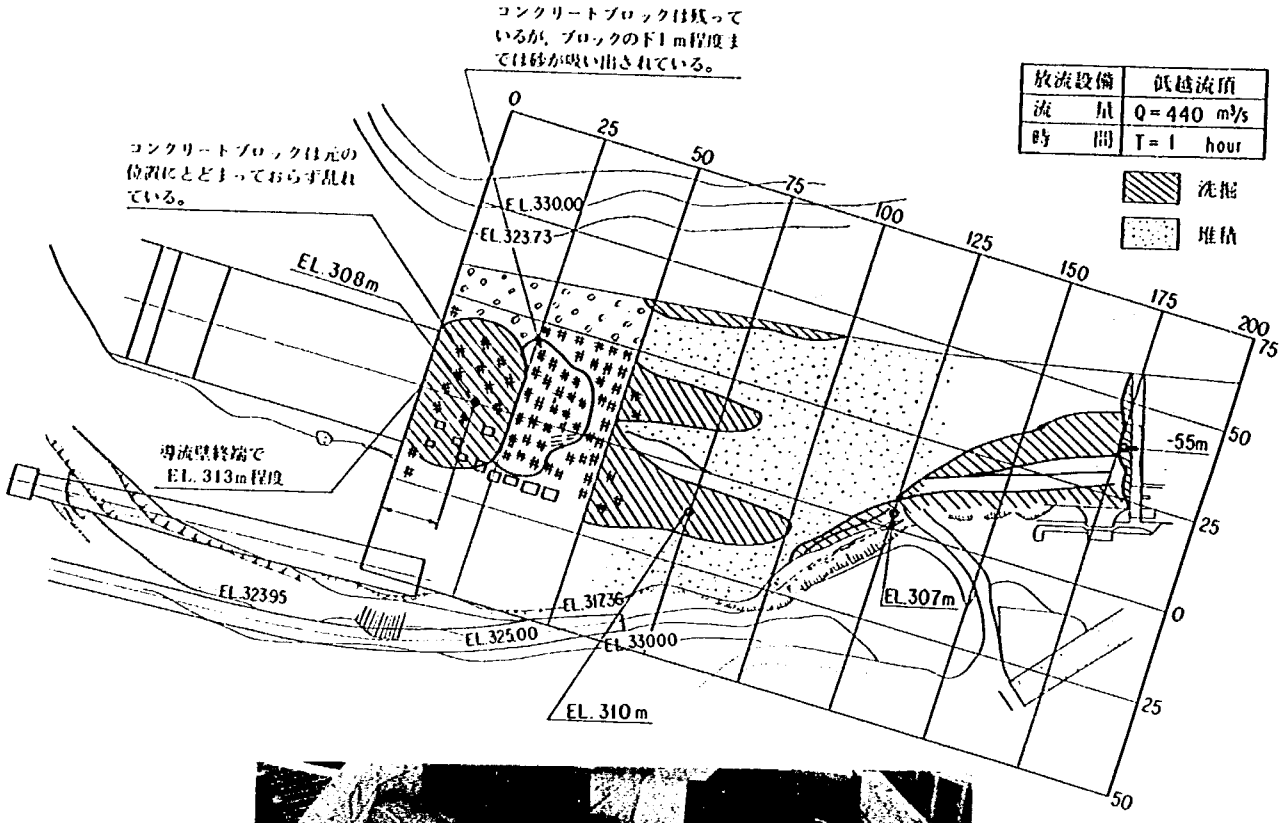


図4.14　下流河道洗掘・堆積状況（形状B，100 m³/s）



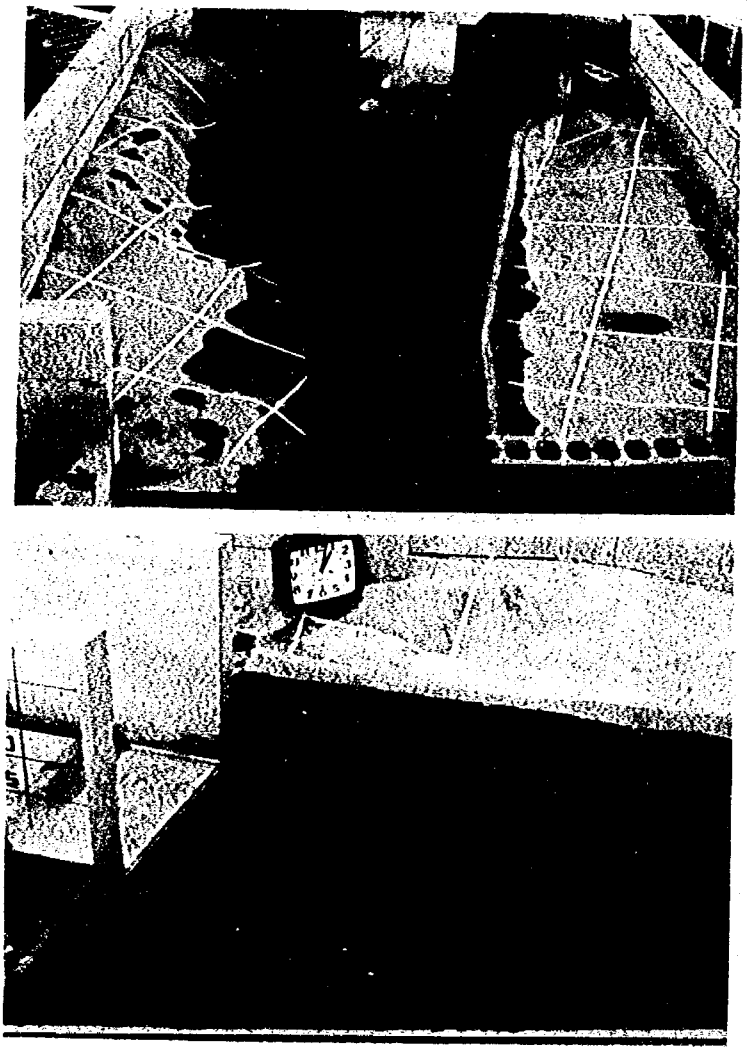


図 4.15　下流河道洗掘・堆積状況（形状B，440 ㎥/s）

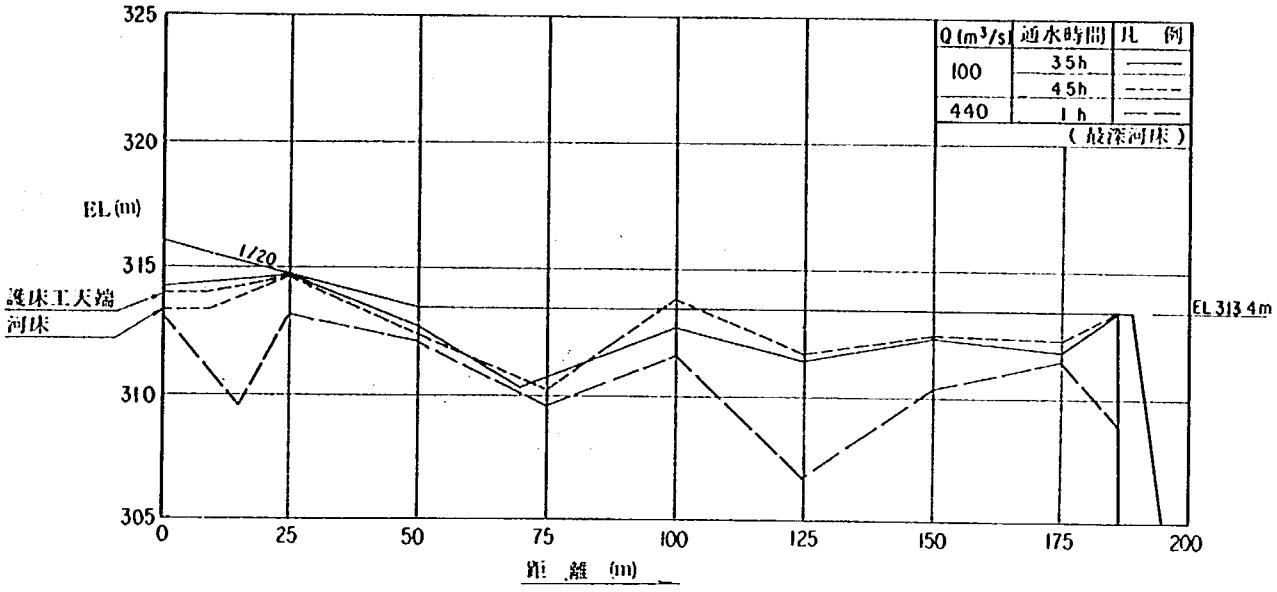


図 4.16　河床変動図（形状 B ）

行い，移動床の測定は行わなかった。なお，せき板の天端をEL．316 m としたのは，低水敷天端に合せたためである。

その結果，$Q = 440$ m/s ではせき上げ背水の及ぶ範囲も60 m程度（河道15 mまで）で，到底護床工上流端の洗掘軽減に利用することは難しいと判断された。

3.2.3　形 状 C

形状Cでは，砂の吸い出しを軽減するような護床工形状とする方向で検討を進めた。

すなわち，図4.17に示すようなコンクリートブロックをはりがねでつないで屈とう性を持たせた護床工を用いた。なお，河道改修形状は，形状Bと同じである。

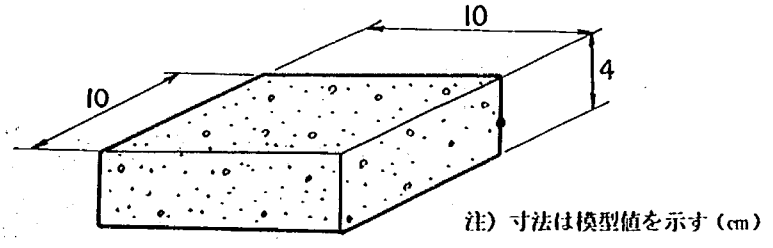
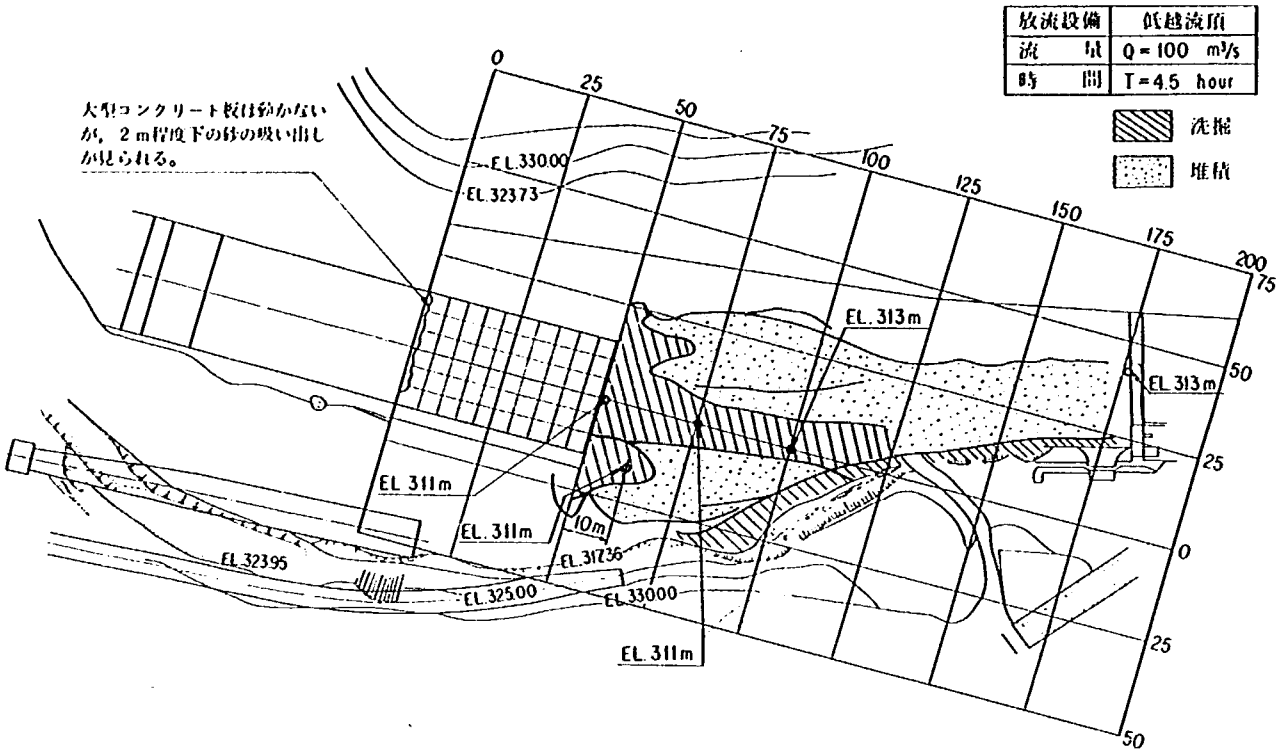


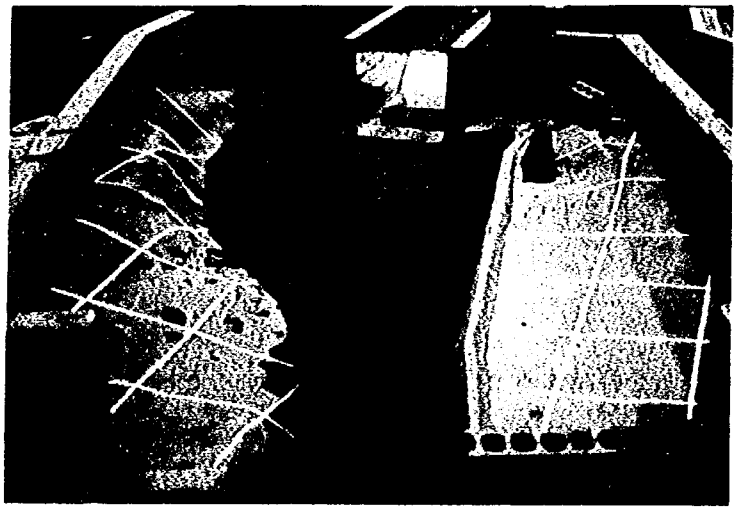
図 4.17　大型コンクリート板

①　100 ㎥/s

洗掘の状況は，図4.18に示した通りである。ただし，護床工での砂の吸い出しが少ないために，護床工の勾配は維持されて，護床工直下の洗掘が進んでいる。

さらに，20時間通水後の洗掘状況を観察したが，4.5時間と比べて河道75 m付近での洗掘がわずか1.5 m程度深くなっただけで，時間経過の比率から見ると，ほとんど変化していないと判断出来る（図4.19参照）。





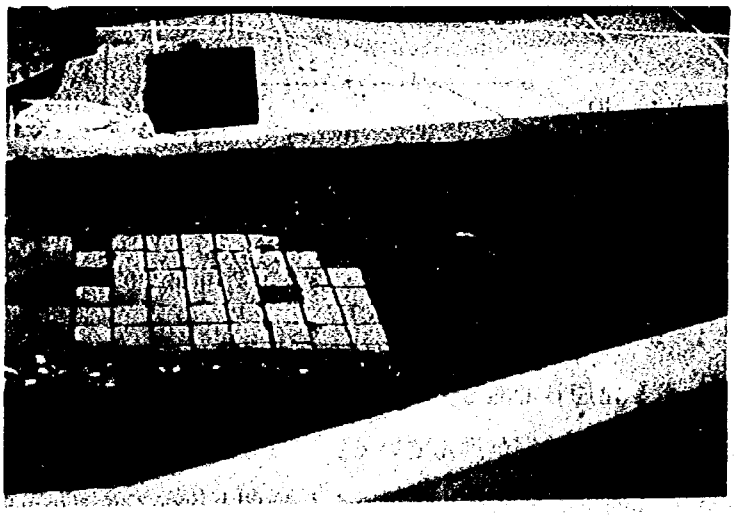


図4.18　下流河道洗掘・堆積状況（形状C，100 ㎥/s ）

② 440㎥/sでは，護床工直下から護床工下流端付近の洗掘が進み，図4.20に示すコンクリート板が沈下する。護床工の下の砂の吸い出しは少なく，最新部の河道10m付近でEL.314m程度までであり，コンクリートブロックを撤去して河床高を測定した結果を図4.21の破線で示しているが，この結果からも明らかである。

また，護床工での砂の吸い出しが少ないために，下流への砂の供給が少なく，河道100m～125m付近の最深部がEL.306.5mと下がっている。

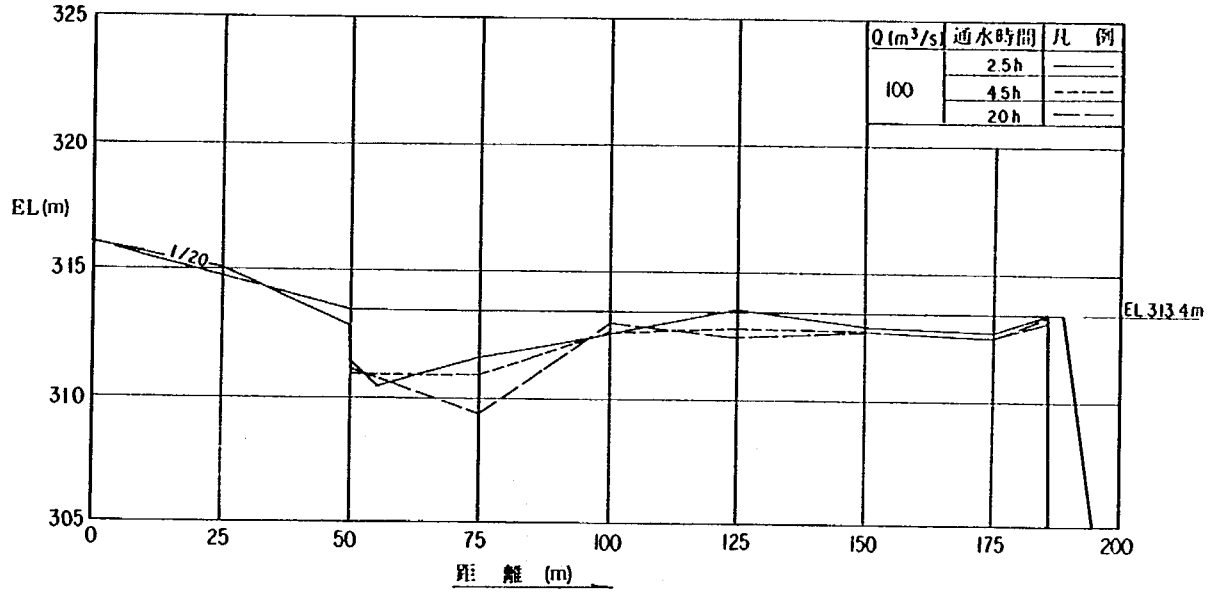


図4.19 河床変動図(形状C)

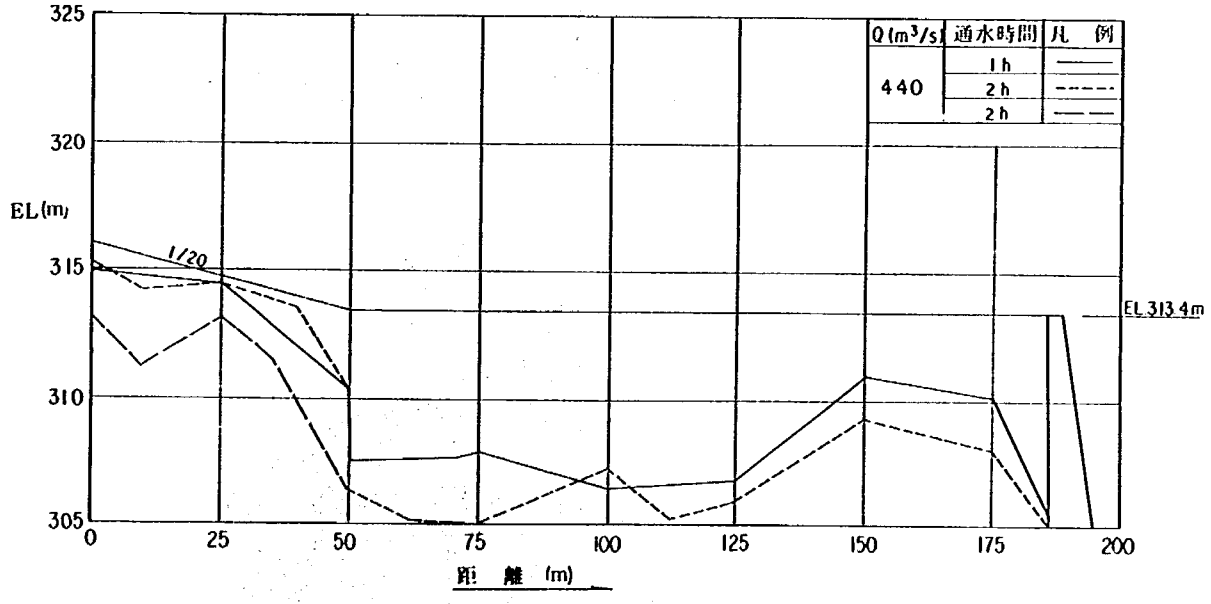
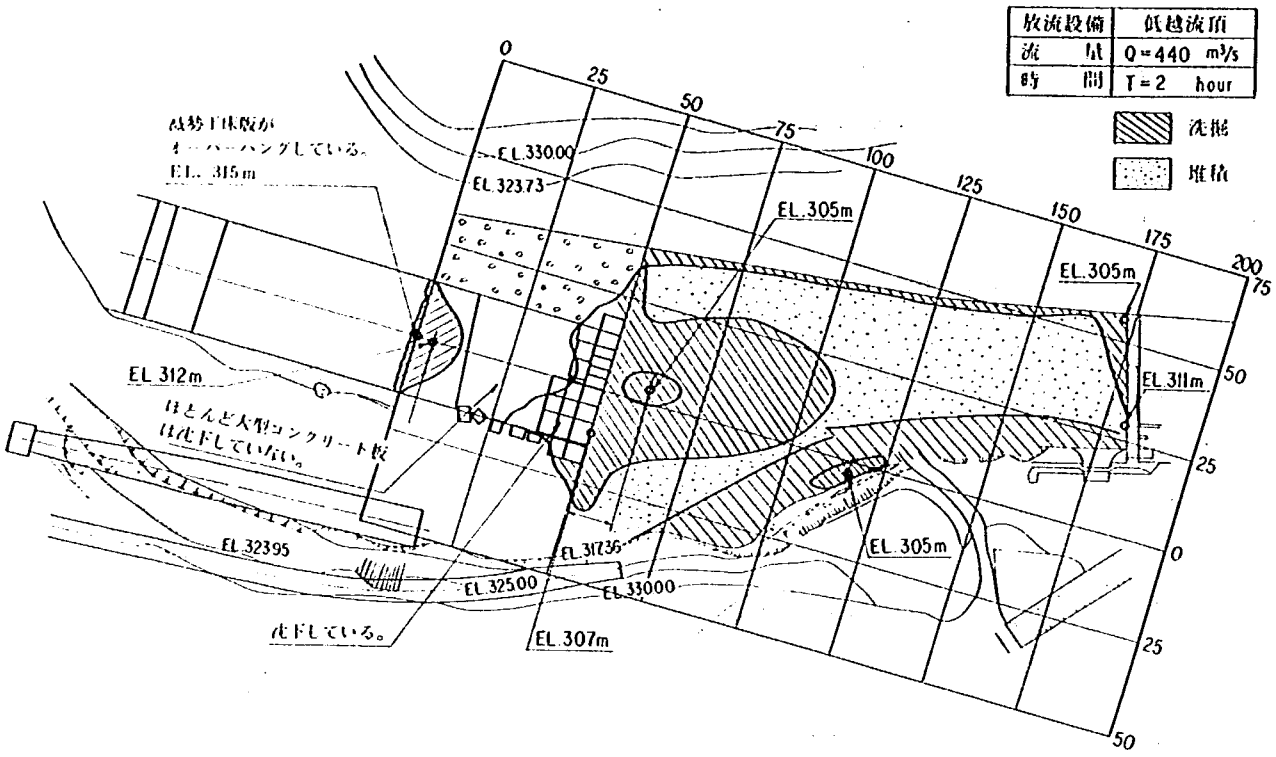
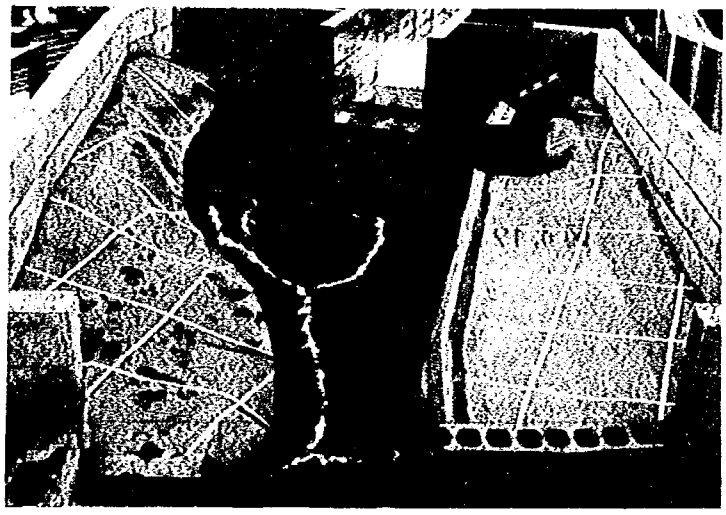


図4.21 河床変動図(形状C)





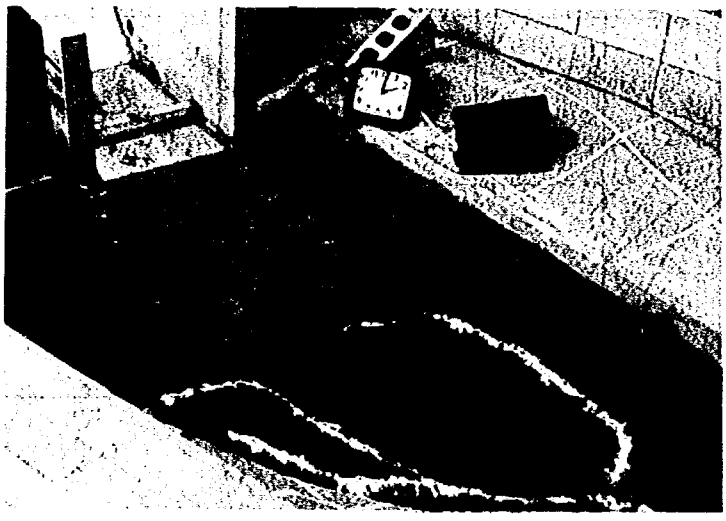


図4.20　下流河道洗掘・堆積状況（形状C，440 m³/s）

3.2.4　形 状 D

コンクリートブロックの下での砂の吸い出しを軽減する方向で検討してきたが，形状 D で想定した様なコンクリート板版は現実的にはむずかしい。

そこで，護床工としてコンクリートブロックを２段積みで50m設置することとした。なお，この形状ではトンネル放流工下流の検討も実施しており，トンネル放流工から 100 ㎥/s を 2.5 時間 通水した後，洪水吐き減勢工下流の検討を実施している。

①　100 ㎥/s

洗掘のパターンは形状Bと同様で図 4.22に示すように護床工直下の洗掘が進み，河道60m付近でEL．306m程度である。

②　440 ㎥/s

護床工直下の洗掘から始まって徐々に上流へ洗掘が進んでいるようである。形状Dと比べても護床工上流端（河道 5～10m ）付近の局所的な砂の吸い出しは見られない（図 4.23参照）。

河床変動の測定結果は図 4.24に示す通りである。

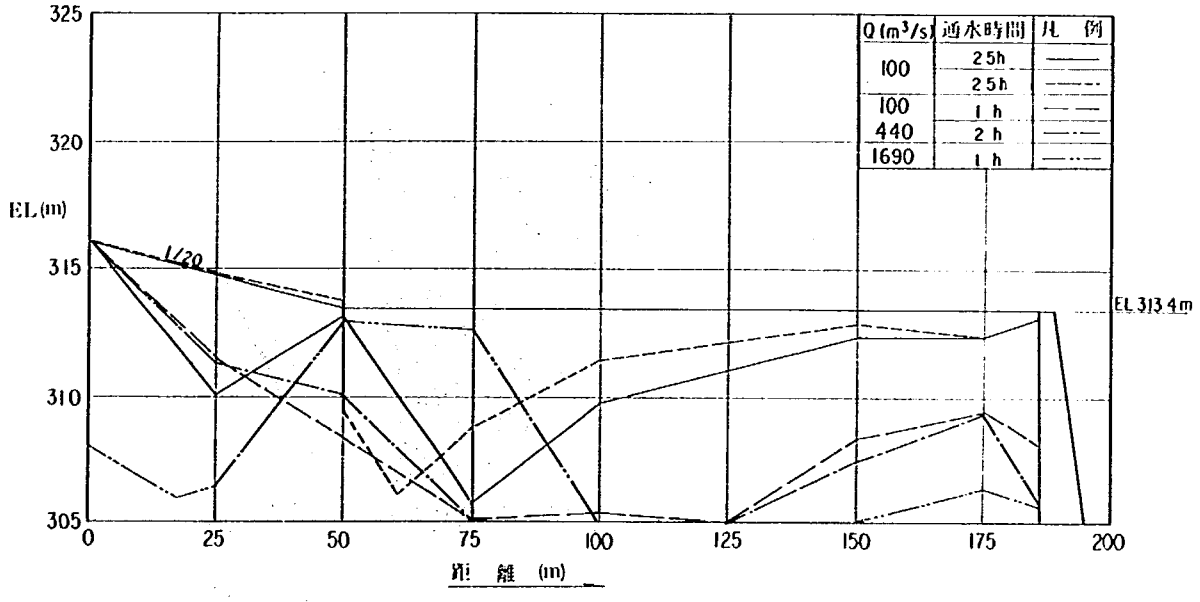
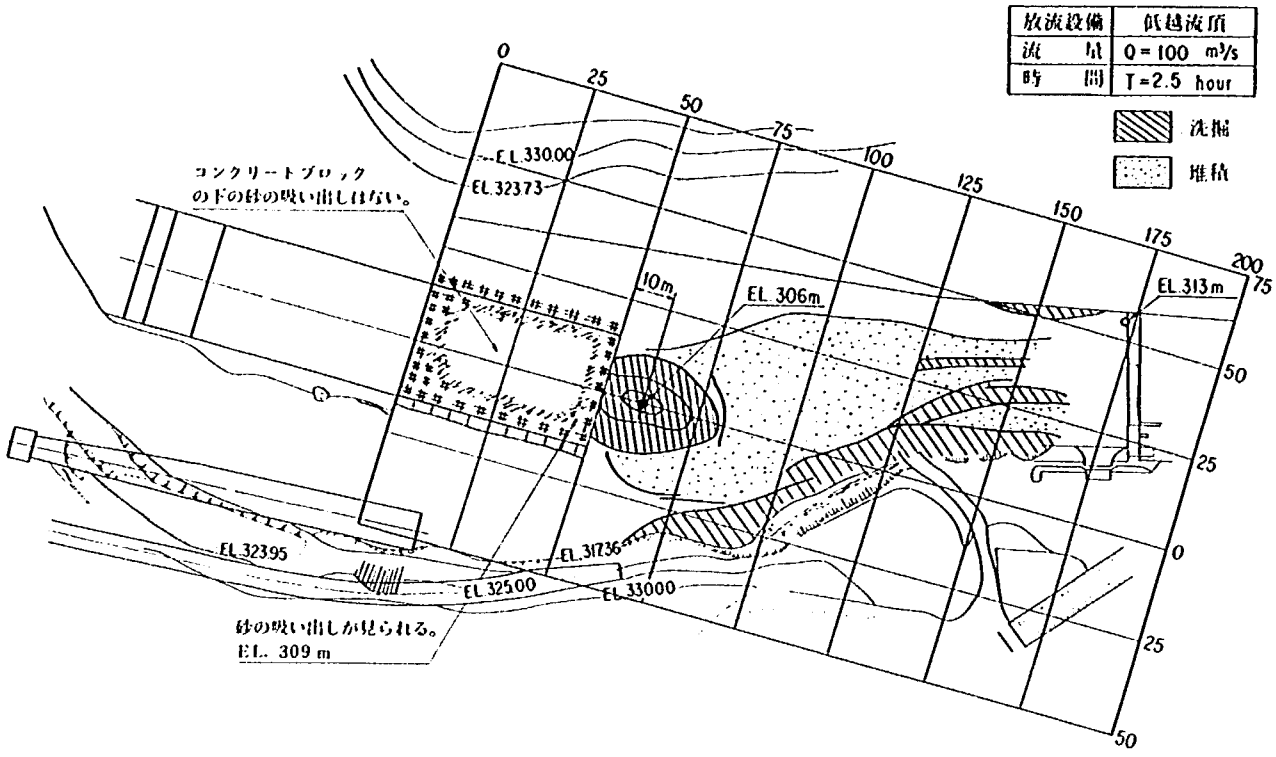


図 4.24　河床変動図（形状 D ）



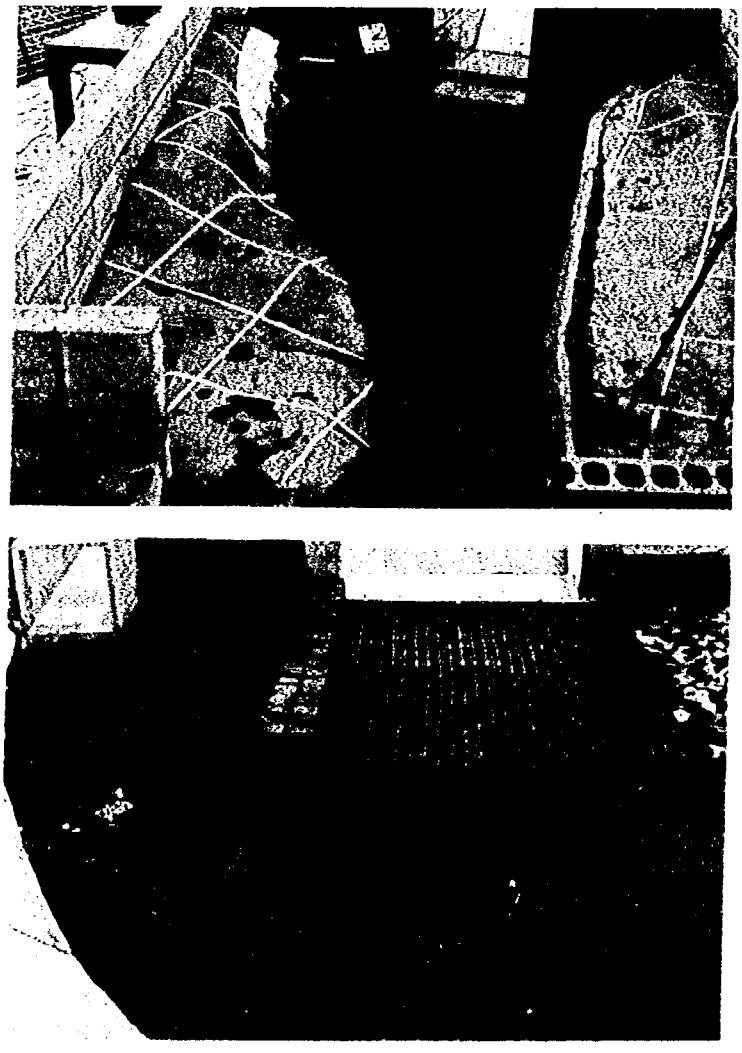
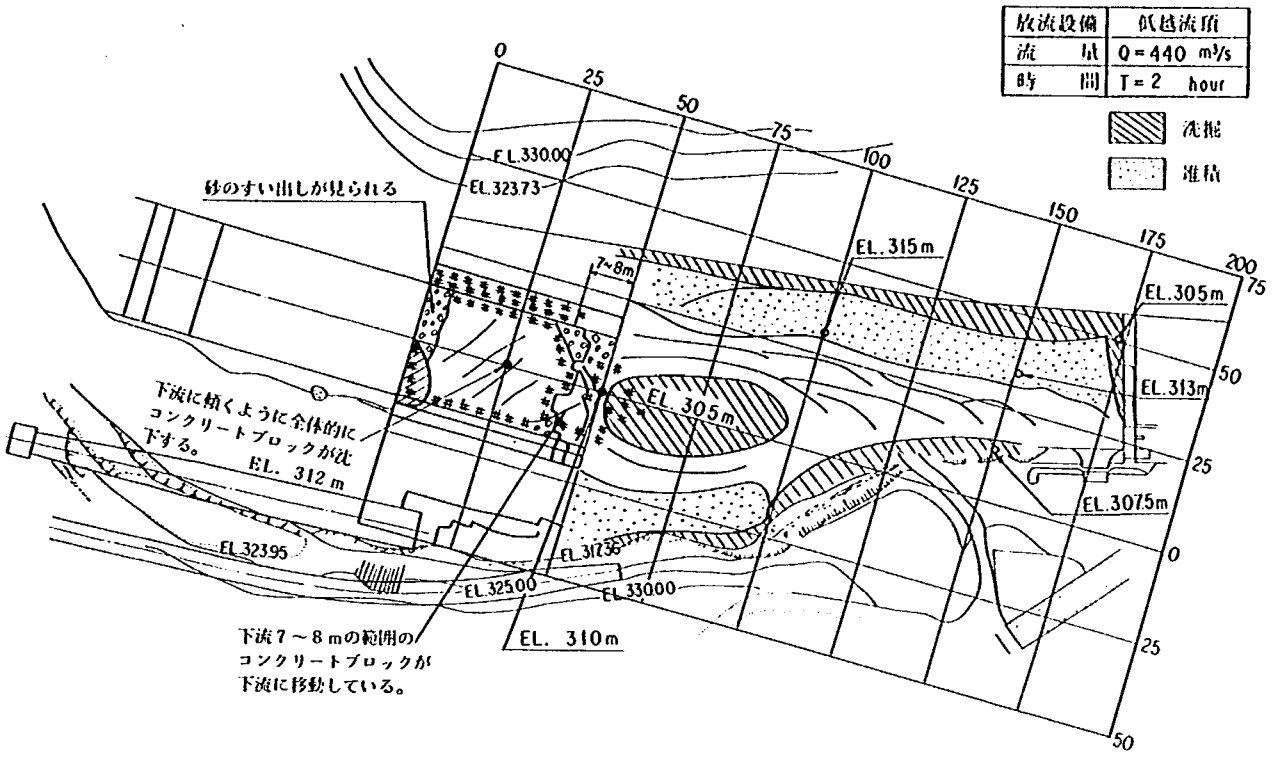


図 4.22　下流河道洗掘・堆積状況（形状D，100 ㎥/s ）



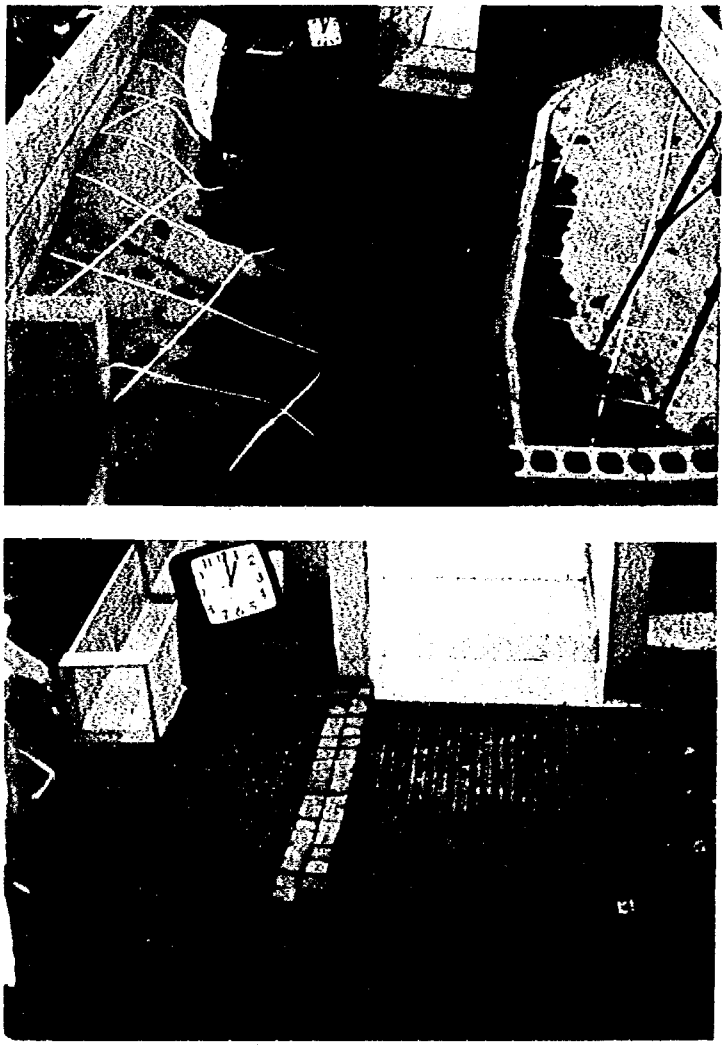
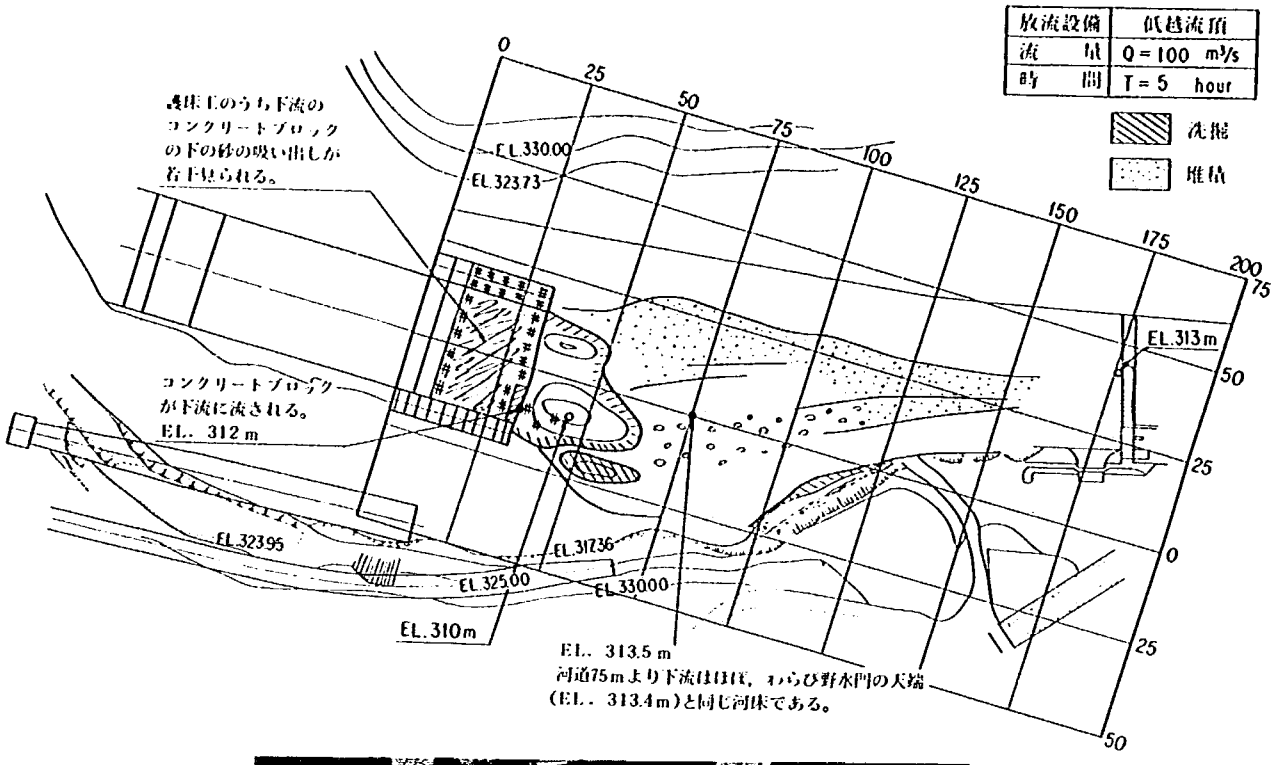


図 4.23　下流河道洗掘・堆積状況（形状D，440 m³/s）



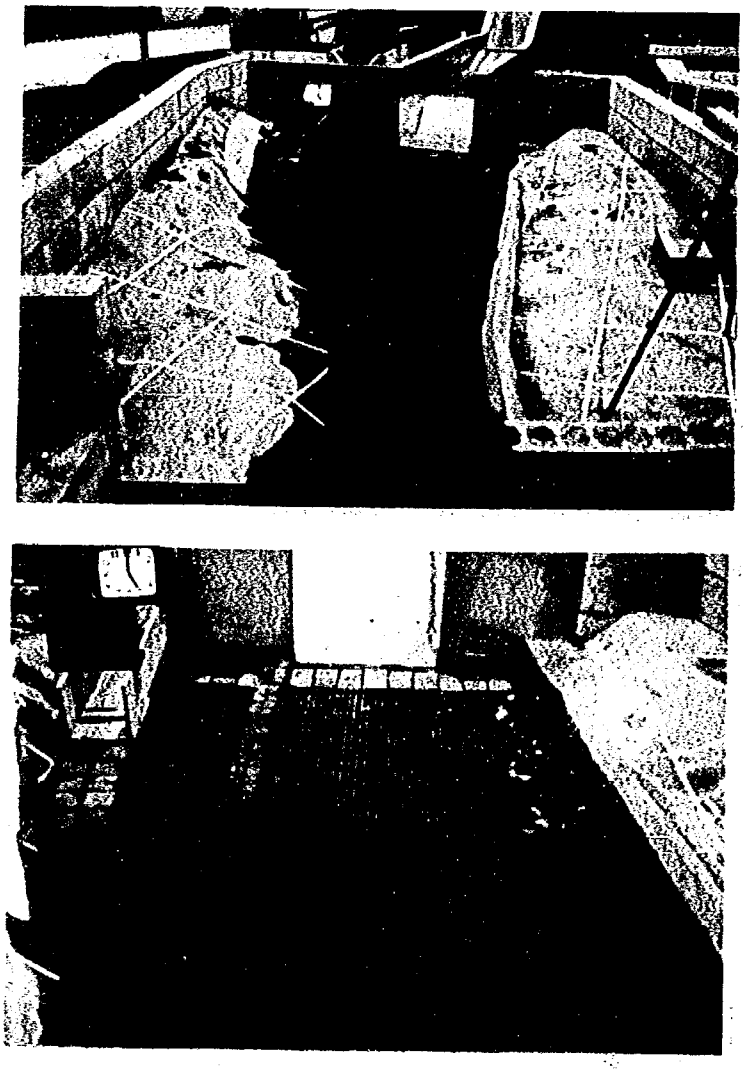
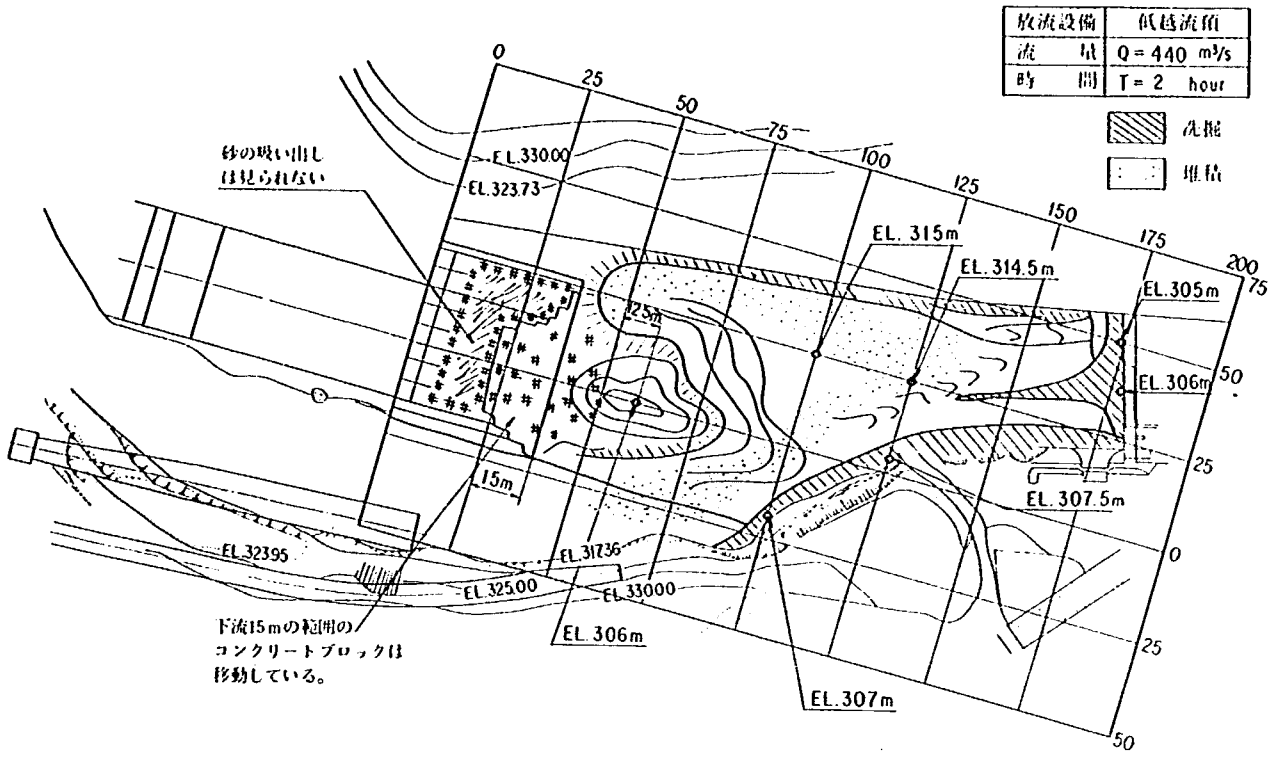


図 4.25　下流河道洗掘・堆積状況（形状F，100 ㎥/s）



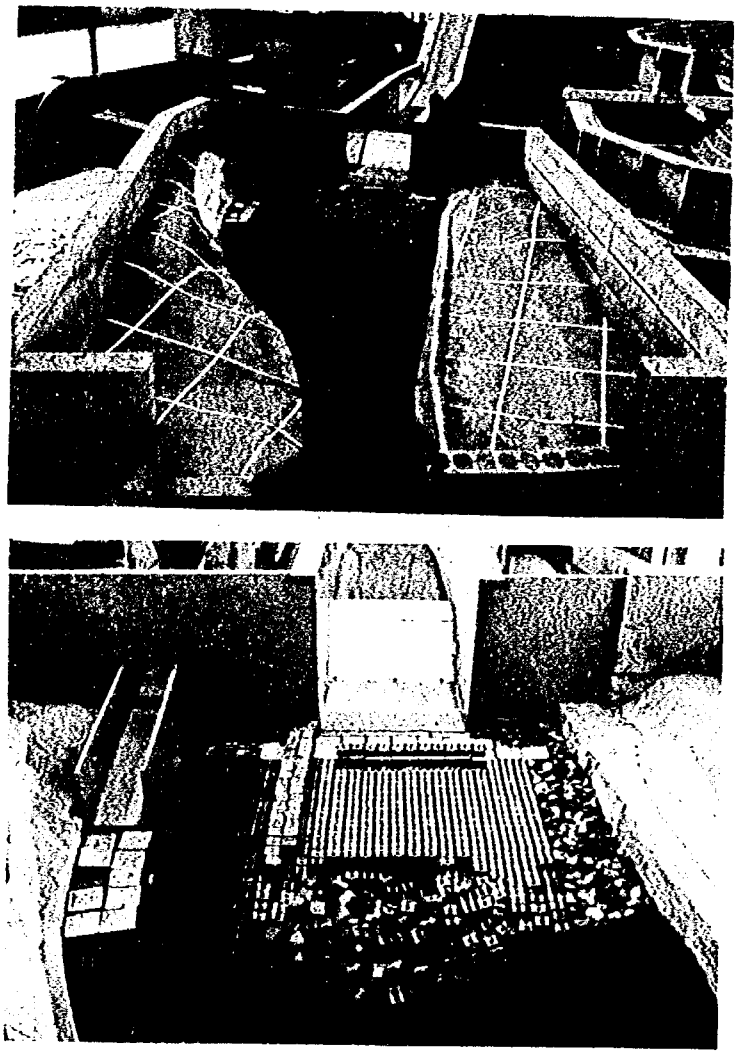


図 4.26　下流河道洗掘・堆積状況（形状 F，440 ㎥/s ）

3.2.5 形 状 G

副ダム減勢工としては導流壁終端（DC．394.500ｍ）に高さ3.0ｍのシルを設けるものとし，護床工としては10ｍ床版を延長し，下流50ｍをブロック２段積みとした。

① 100㎥/s

洗掘のパターンは図4.25に示した通りで，護床工直下の洗掘が進み河道50ｍ付近でEL．309ｍ 程度である。護床工の下流端付近のブロックが沈下する程度である。

② 440㎥/s

図4.26に示すように護床工直下が洗掘され，護床工下流端17ｍの範囲のブロックが沈下ないし移動している。

しかし，シル下流は10ｍ床版を延長してあり，形状Ｂ等で見られた護床工上流付近の局所的洗掘も見られず，副ダム減勢工に対して支障ないと考えられる。河床変動の測定結果を図4.27に示す。

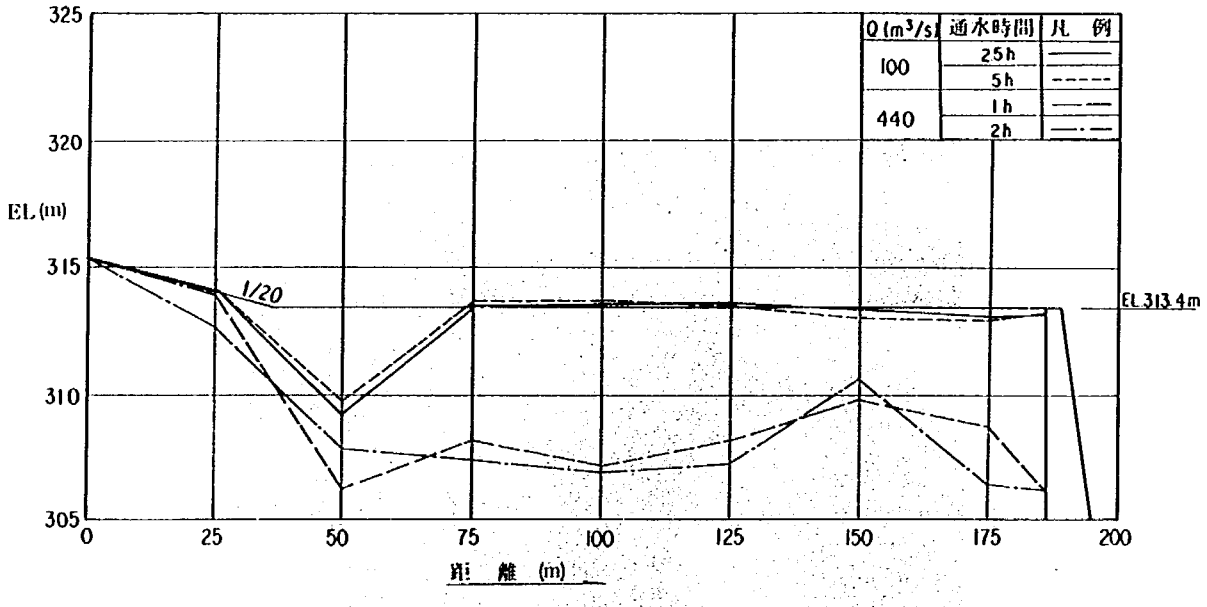


図 4.27 河床変動図（形状Ｆ）

3.3　トンネル放流工下流の護床工の検討

3.3.1　形 状 D

放流工下流の護床工の長さを減勢工下流の護床工の長さに合せたもので，約35m区間をコンクリートブロック２段積みにして検討を行った（図4.28参照）。

2.5 時間通水後の河床変動の結果を図4.29に示す。

洗掘は，護床工直下から始まって，進行して行くが，同時に河床材料の吸い出しが行われる。特に放流工からの流水の落下位置付近（放流工出口下流10m）が顕著で，2.5時間後にはEL．310ｍまでコンクリートブロックが沈下する。

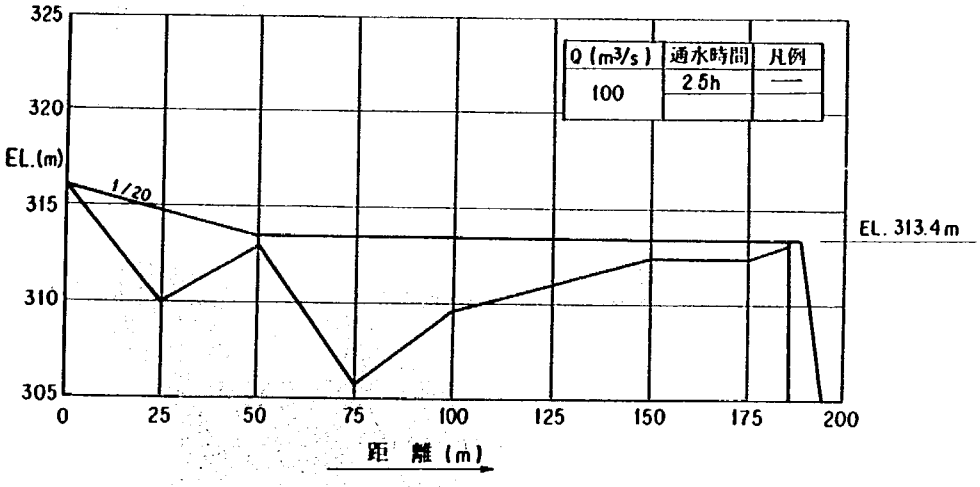


図4.29　河床変動図（放流工形状Ｄ）

3.3.2　形 状 E

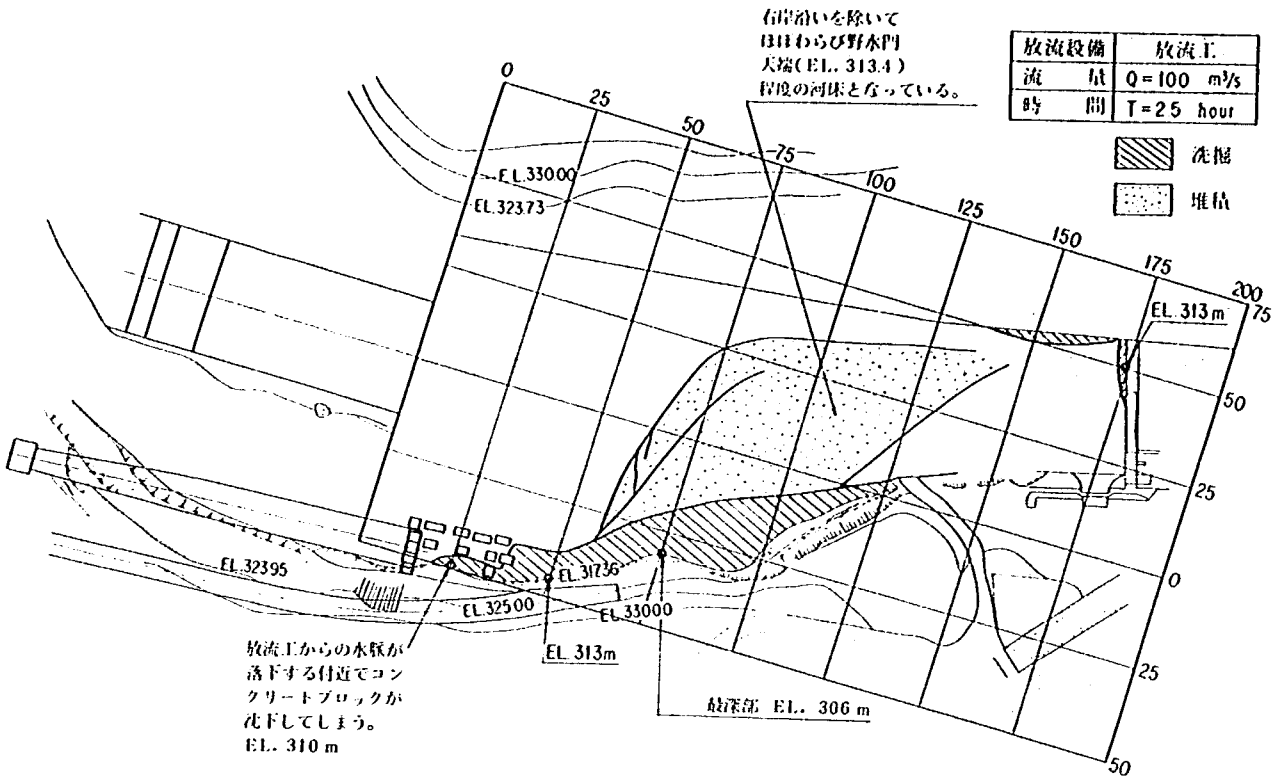
放流工下流50ｍの区間に大型コンクリート板を設置して，さらに下流60ｍの区間にコンクリートブロック２段を設置した。

コンクリートブロックを設置した区間まで，わらび野水門による背水が効いており，洗掘はほとんど見られない。ただし，放流工右岸側に設けられている仮排水路出口付近には，放流工からの流水による水はねが見られ，放流工自体の検討および護岸等の検討が必要である（写真4.9参照）。

3.3.3　形 状 F

放流工下流22ｍの区間に大型コンクリート板を設置し，さらに下流60ｍの区間にコンクリートブロックを設置した。

形状Ｅと比べて，大型コンクリート板の区間の勾配は1/8.5と急で，流速も大きくなっている。従って，護床工直下ならびに下流端付近が洗掘されてしまう（写真4.10参照）。



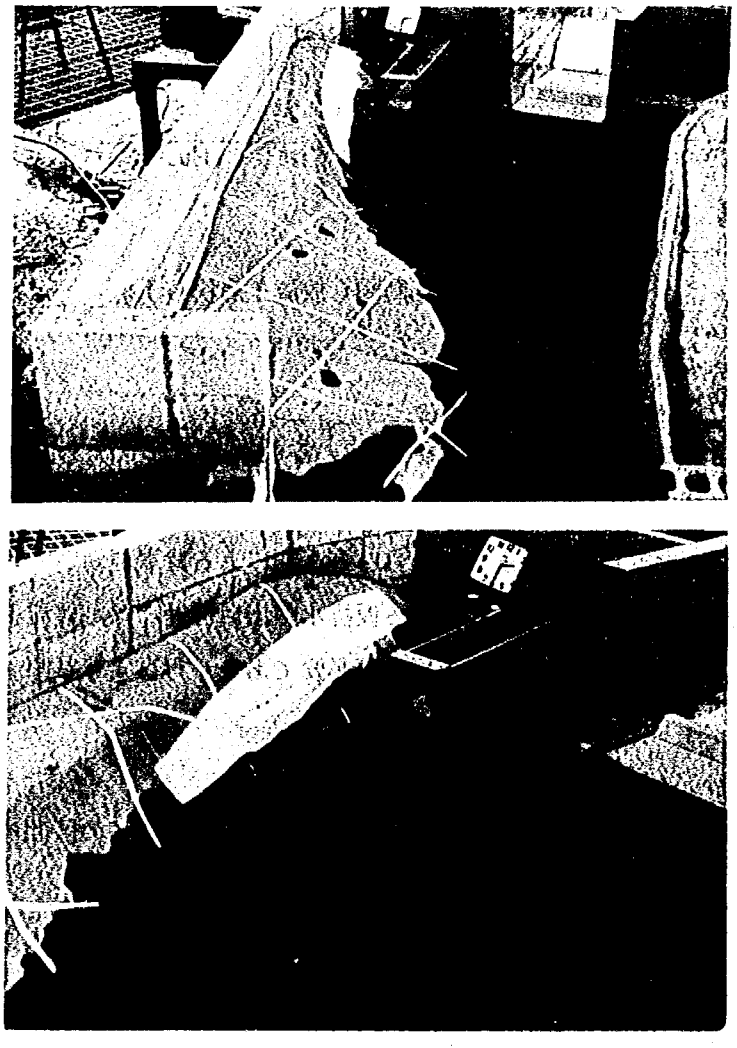
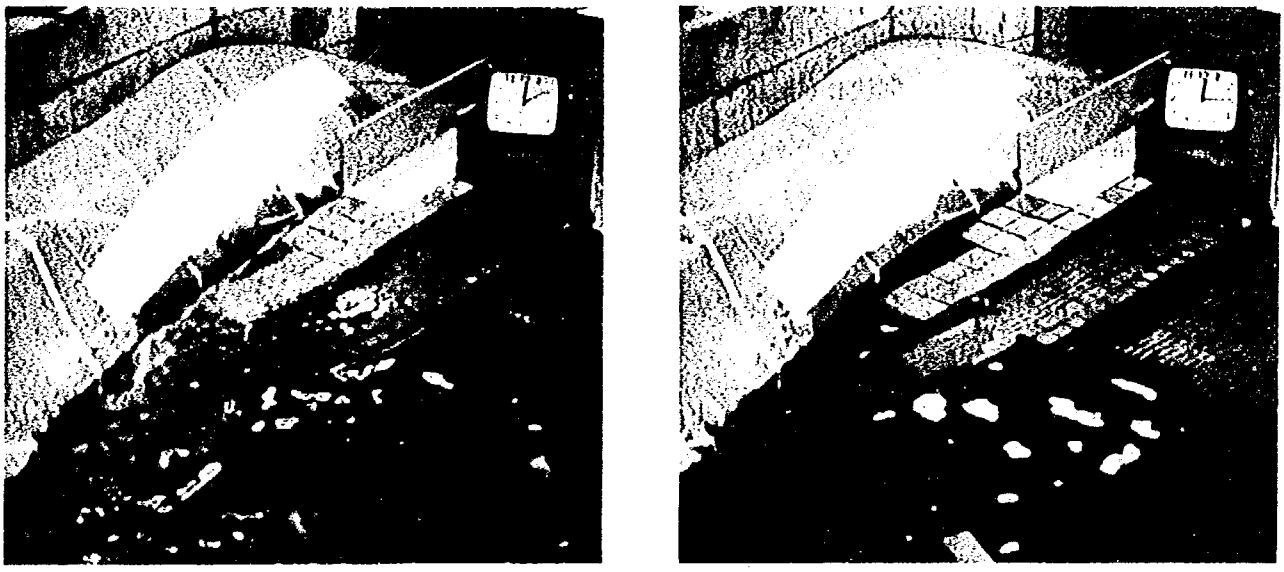


図 4.28　下流河道洗掘・堆積状況（放流工形状D，100 ㎥/s）



放 流 中　　放 流 後

写真 4.9　下流河道の状況（放流工形状 E ）

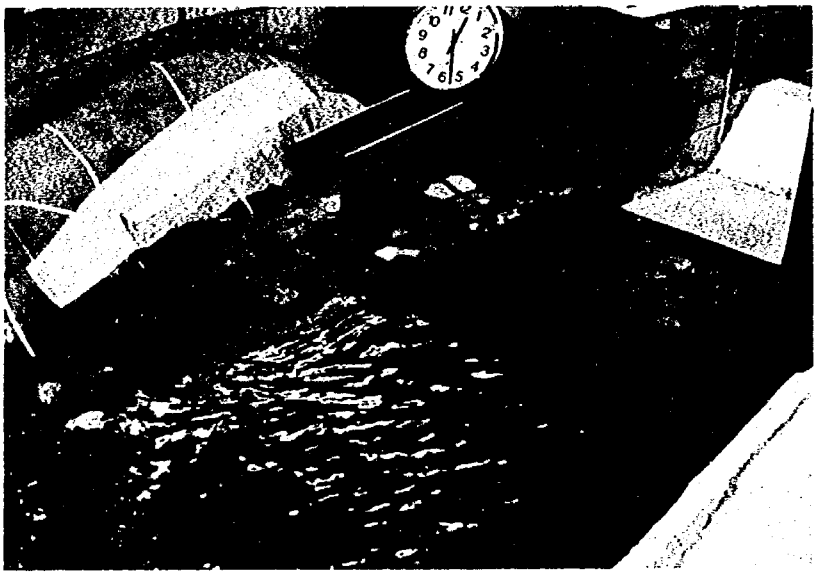


写真 4.10　下流河道の状況（放流工形状 F ）

3.4 まとめ

副ダム減勢工および下流河道の護床工についてまとめると，以下の通りである。

(1) 副ダム減勢工の形状は，形状B（形状E）が適当と判断される。

水叩き標高　EL．316 m

水叩き長　l =30 m

シル高　d = 3.0 m

(2) 副ダム減勢工下流には，D級岩盤を保護する目的で護床工を設ける。

i) 護床工は50 m程度の長さが必要である。

護床工直下の洗掘が進行してもほぼ護床工下流25 m以内に収まっており，減勢工の基礎まで影響が及ぶことはないと考えられる。

ii) 護床工に用いるコンクリートブロックは，流れに対して，それを阻止するような突起をもつものは好ましくなく，河床材料の吸い出しを軽減できるような密な構造なものを選定する必要がある。

iii) 移動床の模型実験は厳密な意味での相似性は不明確であり，実験結果からは定性的な判断のみ可能である。従って，護床工の厚さ等については，計算での検討を加味して決定する必要がある。

(3) 護床工より下流の河道は，わらび野水門の背水を効かせる目的で，わらび野水門天端標高（EL．313.4 m）と同じ標高とするのが望ましい。

(4) トンネル放流工についてはさらに詳細な検討が必要であるため，次の第4節で検討する。

第4節　トンネル放流工の検討

4.1　水理設計

4.1.1　トンネル出口での水理量の検討

(1)　設計条件

洪水調節用放流設備の設計条件は次の通りである。

高圧スライドゲート	B 1.30 m × H 2.00 m　2門
スライドゲート中心標高	EL．335.693 m
計画最大放流量	100 ㎥/s

スライドゲートからの放流水の水理量は，次のように決まる。

$$V = C\sqrt{2gH}$$

$$H = \text{EL．}432.0\ \text{m} - \text{EL．}335.693\ \text{m} = 96.307\ \text{m}$$

C：0.9を仮定

$$V = 39.10\ \text{m/s}$$

$$Q = 1.30 \times 2.00 \times 39.10 = 101.7\ \text{㎥/s}$$

(2)　スライドゲートからの放流水脈の軌跡（図4.30参照）

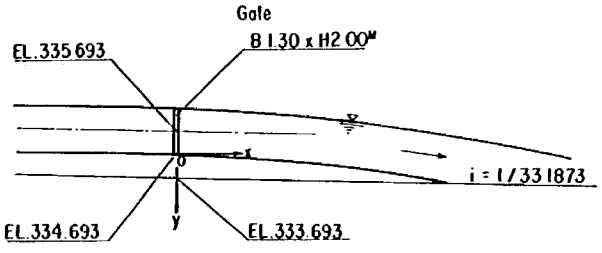


図 4.30　放流水脈の軌跡

ここに，トンネル幅：5.80 m

トンネル勾配：1/33.1873

放流水脈は自由落下曲線として次式にて推定する。

$$y = \frac{1 + \tan^2\theta}{4C^2H} X^2 + \tan\theta \cdot X$$

θ：傾斜角　1/33.1873 ≒ 1.7259

C：0.90

$$H = 96.307\ \text{m}$$

$$\therefore y = 0.003208\,X^2 + 0.030132\,X$$

これより，放流水脈は出口より22m程度でトンネル下面に落下することが予想される。

但し，この落下地点での水理量は，放流水への空気混入の状況，またそれに伴う流速の変化の推定が難しい。ここでは放流水に対し２割の流速低減をみこみ，水深は同流速で均一にトンネル幅 5.8 m で拡幅するものと仮定する。

放流水脈の落下地点の水理量は次のようになる。

$$V = 0.8 \times 39.10 = 31.28\ \mathrm{m/s}$$

$$\therefore h = Q/(BV) \fallingdotseq 0.56$$

$$F = V/\sqrt{g\,h} = 13.35$$

(3)　トンネル出口での水理量

放流水脈のトンネル下面への落下位置よりトンネル出口までの間は，トンネルの摩擦損失のみによる流速低減を考慮して次式により求める（図4.31参照）。

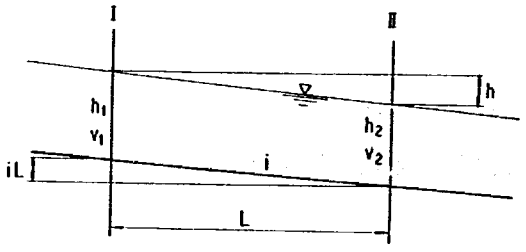


図 4.31　　記 号 説 明

$$h_1 + \frac{V_1^2}{2g} + iL = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに，

$$h_f = f' \frac{L}{R} \frac{V^2}{2g}$$

$$f' = \frac{2g n^2}{R^{1/3}} \qquad n：ライニングされたトンネルとして 0.012$$

故に(1)式は，

$$iL + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} - \frac{f'}{2} \frac{L}{R} \frac{V_1^2}{2g} = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{f'}{2} \frac{L}{R} \frac{V_2^2}{2g}$$

次のように計算ピッチを採るとし（図4.32参照），結果は表 4.6 に示すものとなる。

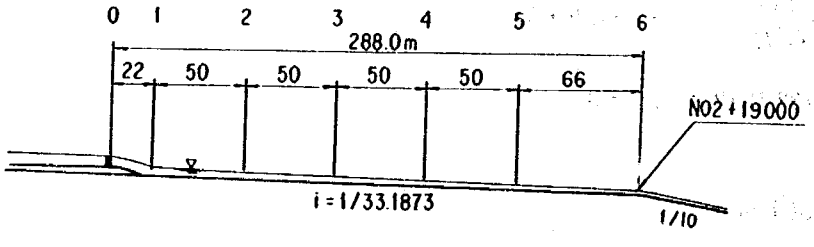


図 4.32　　計 算 方 法

表4.6　計算結果

断　面	水　深	流　速	フルード数
1	0.560	31.28	13.35
2	0.693	25.29	9.71
3	0.810	21.64	7.68
4	0.911	19.24	6.44
5	0.996	17.60	5.63
6	1.066	16.44	5.09

従ってトンネル出口では，100 ㎥/s 放流に対し，

$$V \fallingdotseq 16.11\ \mathrm{m/s} \qquad h \fallingdotseq 1.07 \qquad F = 4.97 \quad \cdots\cdots (2)$$

となる。

一方，前節のようにトンネル出口で等流が発生するものと仮定すると，100 ㎥/s 放流に対し，$V \fallingdotseq 13.41$，$h \fallingdotseq 0.29$，$F = 3.77$ 程度である。

ゲートからの放流水脈の空気混入の状況，またそれに伴う水理量の変化は現状では正確に推定しがたい。しかしながら，少なからずトンネル内は放流水脈による衝撃波の発生が予想されることからも，等流が発生することは考えにくく，減勢工は余裕を持たせておく必要があるものと思われる。

トンネル出口では，(2)の水理量を得るものとして以下検討を進める。

4.1.2　トンネル放流工減勢工規模の検討

(1) 平面形状

減勢工へはトンネル出口より幅 5.8 m～10.0 m に漸拡する 30.0 m の接続水路で接続するものとし，水路勾配は 1/10 とすると，トンネル出口の水理量より減勢工始端の水理量は次のように求まる。

図 4.33 の 6，7 断面の比エネルギーを等しいとおくと，

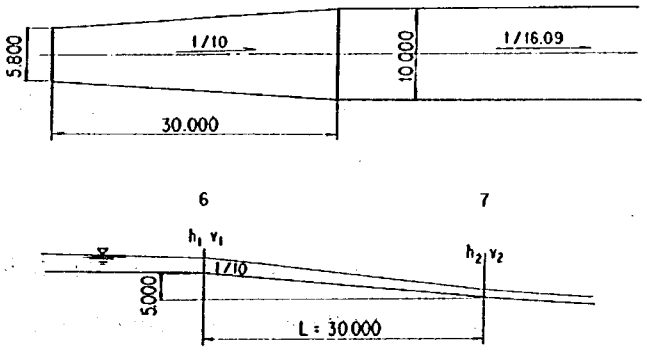


図 4.33　トンネルと減勢工の接続

$$h_1 + iL + \alpha \frac{V_1^2}{2g} = h_2 + \alpha \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

$$h_f = a \cdot \frac{\alpha V_0^2}{2g}$$

ここに，$\alpha = 1.0$，$a = 0.1$，$V_0 = 1/2\,(V_1 + V_2)$と仮定し，$h_1 = 1.07$，$V_1 = 16.11$，$i = 1/10$，$L = 30.0$を代入すると，試算により，

$$h_2 \fallingdotseq 0.58,\quad V_2 \fallingdotseq 17.24,\quad F_2 \fallingdotseq 7.23$$

を得る。

(2) 順傾斜水路上の跳水規模（図4.34）

水平水叩きとした場合はその規模は，

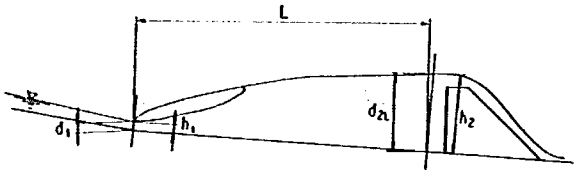


図 4.34　順傾斜水路上の跳水

共役水深　$h_j = 5.65$ m

水叩き長　$l = 4.5\,h_j = 25.43$ m

副ダム高　$d = 2.585$ m

のように求まる。

ここでは，U.S.B.R. の資料より，水路が一様な勾配をもつ場合のノモグラムにより跳水の規模を再検討してみる。

ノモグラムは，図4.35に示すもので，フルード数，水路勾配を与えて上下流水深および跳水長の関係を求める事が出来る。

図4.35より，$h_1 = 0.58$，$F = 7.23$，$\tan\theta \fallingdotseq 0.062$に対する跳水深 TW_1，跳水長 L_1 は，

$$TW_1 = 5.7\,\text{m},\quad L_1 = 34.5\,\text{m}$$

を得る。

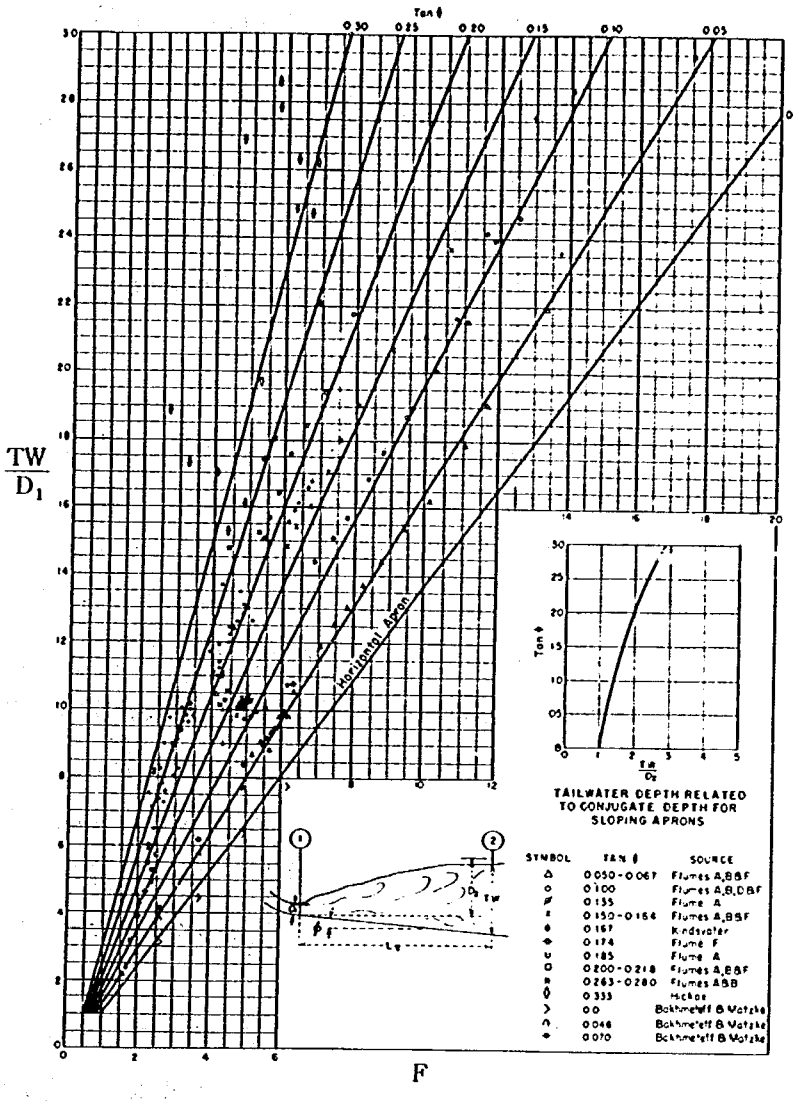
さらに，$h_2 = 0.58$，$F = 7.23$，$\tan\theta = 0$に対する TW_2，L_2 は，それぞれ

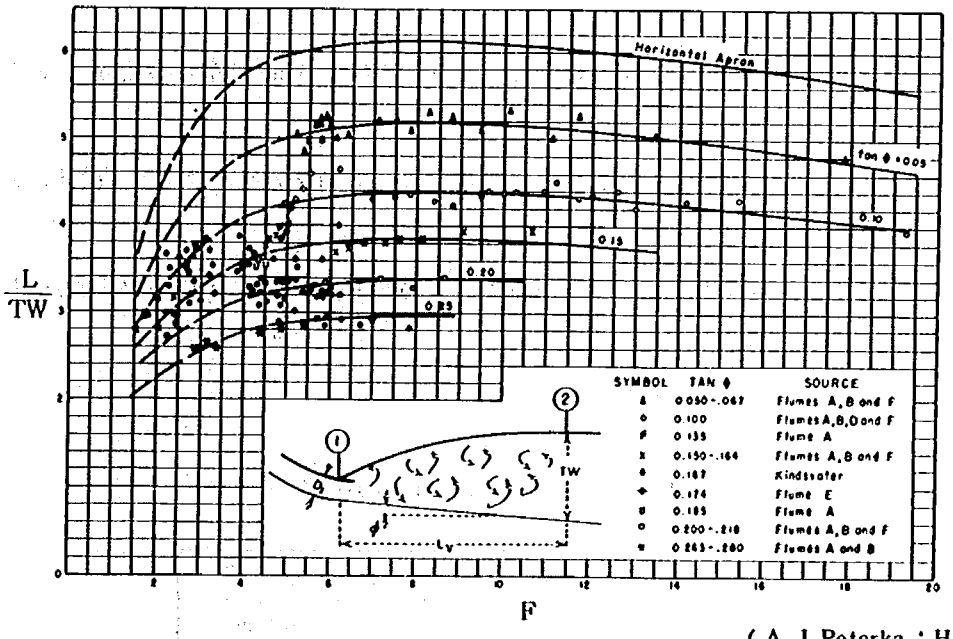
$$TW_2 = 5.7\,\text{m},\quad L_2 = 34.5\,\text{m}$$

となる。

跳水長に関しては水路勾配による違いはさほど現れていないが，順傾斜水路上の共役水深は水平水叩きのそれに水路勾配の変化量 $\Delta TW\,(L_1/16.09)$ の約67%を加えた程度となることがわかる。

なお，このノモグラムによる跳水長は下流には副ダムを設置していない，いわゆる自然跳水であって，前出の水平水叩きの跳水のような副ダムを設けた強制跳水ではない。





(A. J. Peterka ; Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators, USBR)

図 4.35　傾斜水叩き上の跳水

TW_2が前出の強制跳水時の共役水深h_jに匹敵するのに対し，跳水長では強制跳水では$L = 4.5\ h_j$に対し，自然跳水では$L_2 = 6.1\ TW_2$となっている。

このことからみれば共役水深を$TW_1 = 7.08$がほぼ推定値とするならば，順傾斜水路上の強制跳水でも$L = 4.5 \sim 5.0\ TW_1$としてもほぼ安定した跳水をとるものと考えられる。

従って，跳水長を$L = 4.75\ TW_1$として，33.6 mを得る。

必要副ダム高は前出同様に越流係数を1.7と仮定すると，$d = 3.44$ mを得る。

4.2 設計原案

導流壁，減勢工床版ともDC372.936 mまでを確保したことから，護床工は，図4.5の形状Eとし，DC.372.936 mより下流50mの区間をコンクリートブロック張りとした。

コンクリートブロックは，2段積みとし，上下流端5 m程度は3段積みで実施する。

トンネル放流工の減勢工規模は前節までは，計画最大流量100 ㎥/sに対し，2号仮排水路トンネル内で，等流が発生するものと仮定して進めてきたが，減勢工規模形状は現地の工事進捗状況からみて大幅な変更は望めないことから新たにトンネル出口の水理量を推定し，本節での設計原案を決めた。これらの形状は図4.36に示す通りとする。但し，導流壁高はEL．328.0 mまでを再現した。

副ダム減勢工及び護床工については前節で提案された形状であり，本節では流況の確認程度にとどめた。

トンネル放流工は，貯水槽から塩ビ管2本により三角堰に導水し，流量を計算したのち減勢工に導水する方式をとった。しかしながら三角堰が若干低く，トンネル部の長さも短かったために，正確には先の確定されたトンネル出口の水理量にみたない結果となった。

100 ㎥/s放流に対し，模型で与え得た水理量と推定値を比較すると表4.7となる。

この水理量でトンネルを流出した水脈は，30m（水路勾配1/10）の接続水路で充分に拡幅し，減勢工始端に跳水を発生する。

跳水長は減勢工始端より下流15m程度の範囲で，これより下流は4.0 m/s程度の流速で副ダムまで達る。

実験は副ダム高さを跳水深に対して充分高くとってある。よって副ダムを越水した流れについては，実物の現象を再現し得るものである。

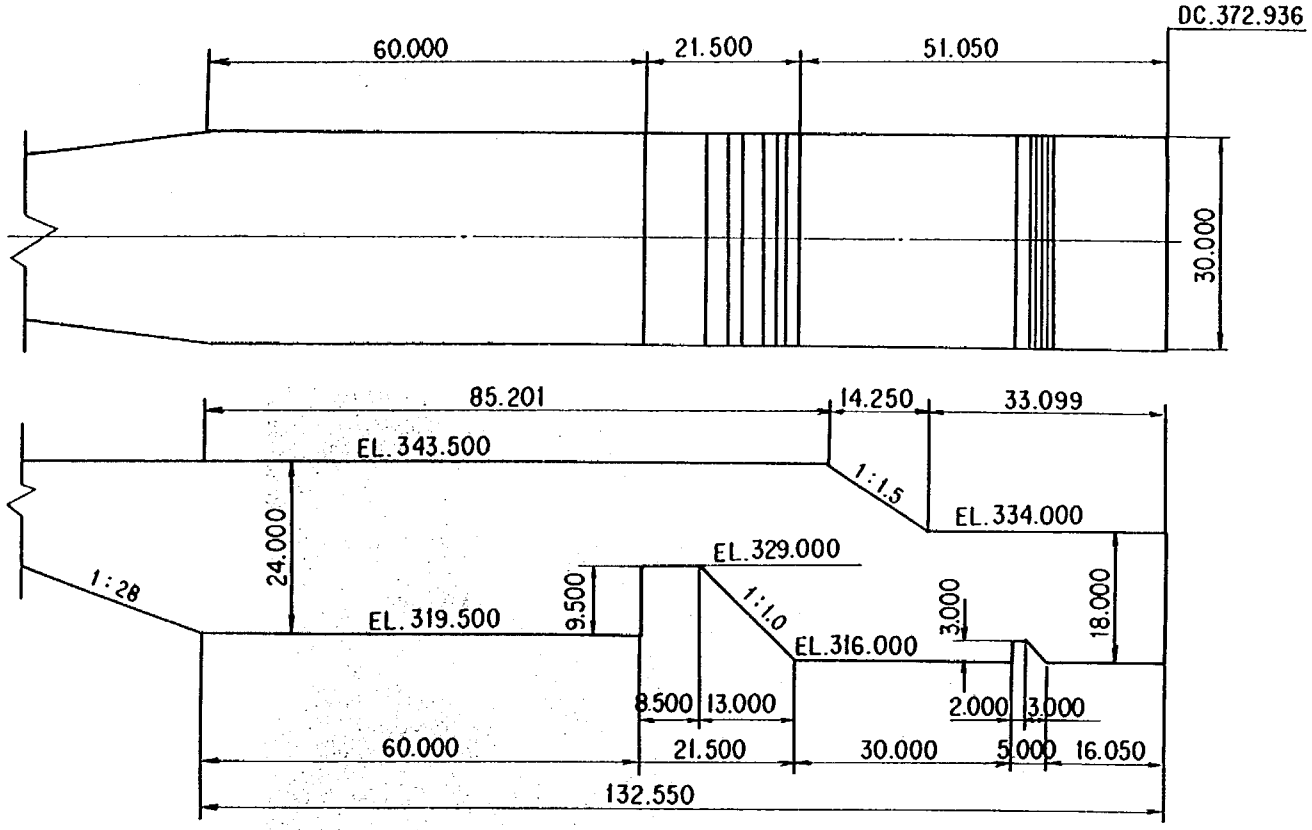
なお，副ダム直上流の水位はEL．326.2 m程度で副ダムを越流した減勢工終端の平均流速は，12.5 m/sとほぼトンネル出口の水理量に回復している。

減勢工直下流の保護は充分に考慮する必要がある。

表4.7 模型と推定の水理量の比較

	模型値	推定値
水深	1.25 m	1.07 m
流速	13.79 m/s	16.11 m/s
フルード数	3.94	4.97

非常用洪水吐き副ダム減勢工



トンネル放流工減勢工原案

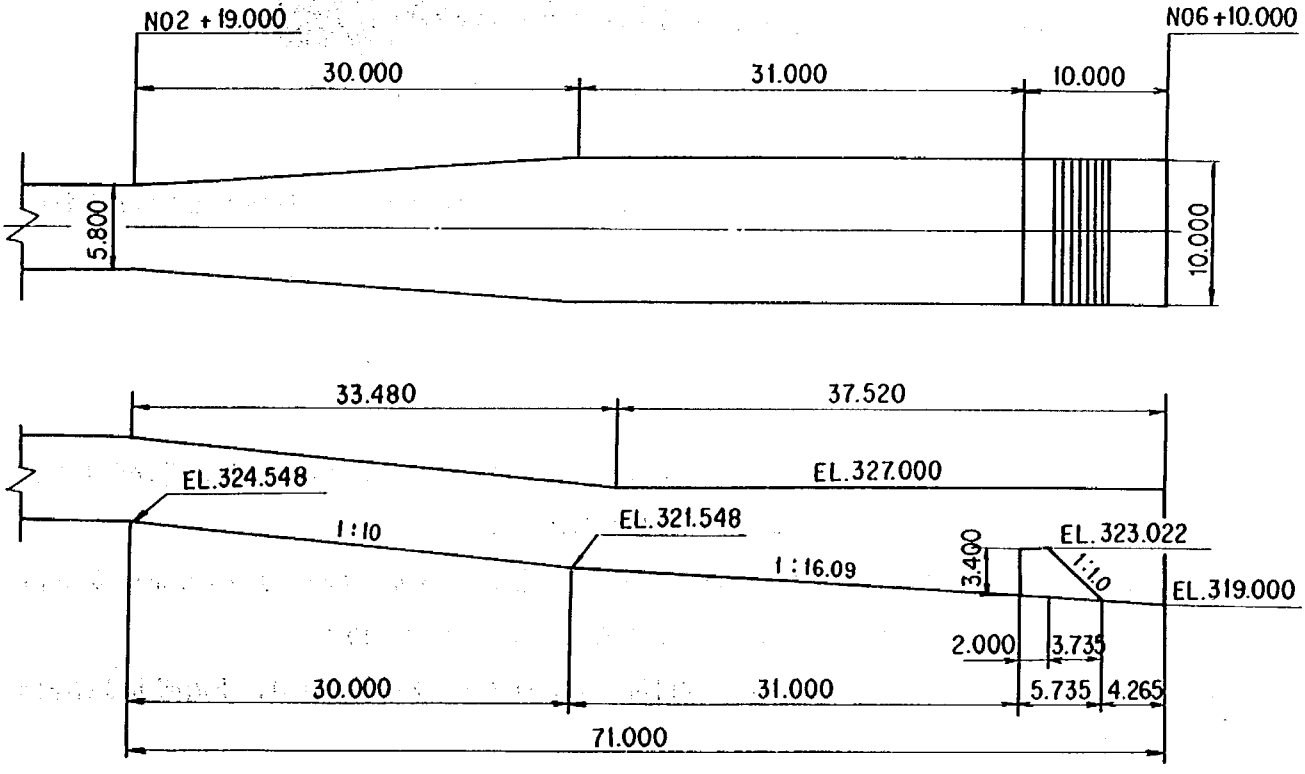


図 4.36　非常用洪水吐き副ダム減勢工およびトンネル放流工減勢工

4.3　護床工の検討

4.3.1　形 状 G（図4.37）

形状Gではトンネル放流工減勢工下流の護床工の効果を明らかとするために護床工を設けず実施したもので，減勢工終端EL．319ｍより50ｍの範囲で下流河床高EL．314.5ｍに接続した形状である。

副ダムを流下した流れは，減勢工終端から15ｍ下流に落下し，この地点にプールを形成する（写真4.11参照）。プールはほぼ1時間で安定し，その規模は減勢工下流60ｍ，幅20～30ｍ程である。プール左岸側は逆流域で，逆流による導流堤の沈下倒壊がみられる。



写真4.11　トンネル放流工よりの落下水脈状況（形状G）

プール下流の河床はプール形成にともなう流出土砂で，むしろ堆積傾向となり洗掘域の発生はみられない（写真4.12参照）。

4.3.2　形 状 H（図4.38）

(1)　トンネル放流工減勢工

トンネル放流工は前節で提案されたコンクリート床版，およびコンクリートブロックによる保護工の範囲を8ｔコンクリートブロック2段積みによって保護した形状である。

100㎥/ｓ放流時では，副ダムを越流した水脈は，護床工上を幅10～15ｍ，水深1.0～1.5ｍ程度で減勢工下流役60ｍ付近まで流下し，護床工終端に至って弱跳水を起す（写真4.13）。

この跳水によって発生する洗掘は下流端から3列目付近までのブロックを倒壊させ，下流河床は右岸側に沿って洗掘が進む。

この付近の最大洗掘深はEL．312ｍに達する。従って現在仮排水路下流右岸側に建設されている擁壁（フーチング敷高EL．313ｍ）は根固めによる充分な保護を施す必要がある。

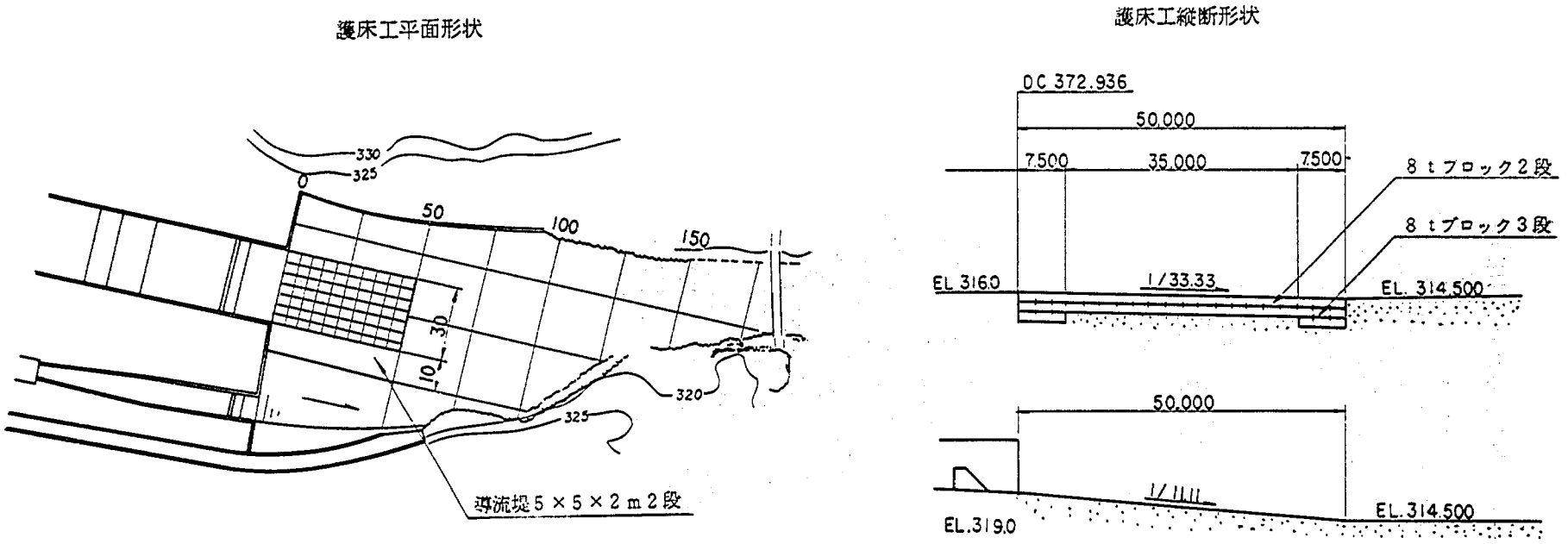

護床工平面形状
330
325
0
50
100
150
10
30
320
325
導流堤5×5×2m2段
護床工縦断形状
DC 372.936
50.000
7.500
35.000
7.500
8tブロック2段
8tブロック3段
EL 316.0
1/33.33
EL. 314.500
50.000
EL.319.0
EL. 314.500



図4.37　護床工形状

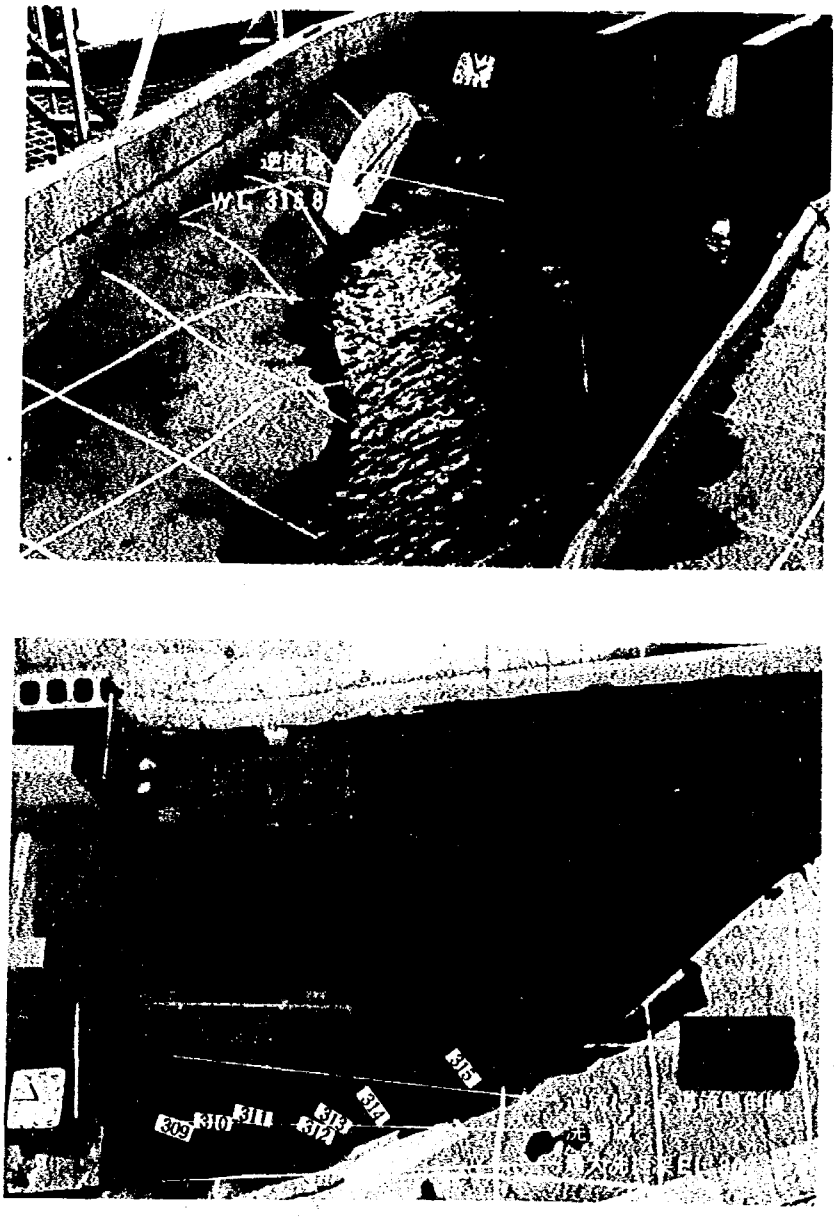
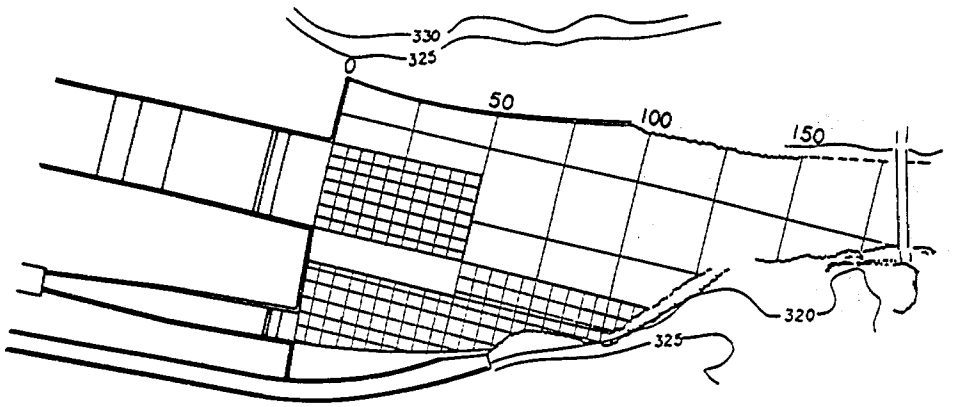
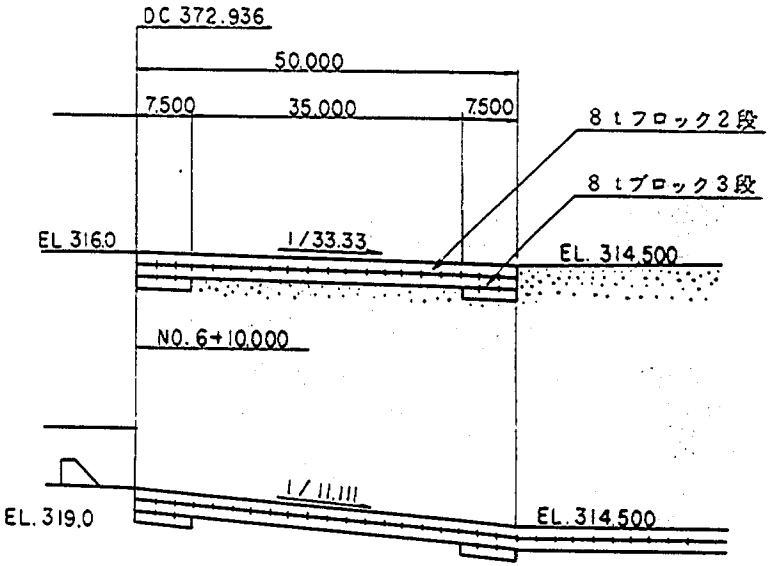


写真 4.12　下流河道内の流況および河床変動（形状G，100 ㎥/s ）

護床工平面形状



護床工縦断形状



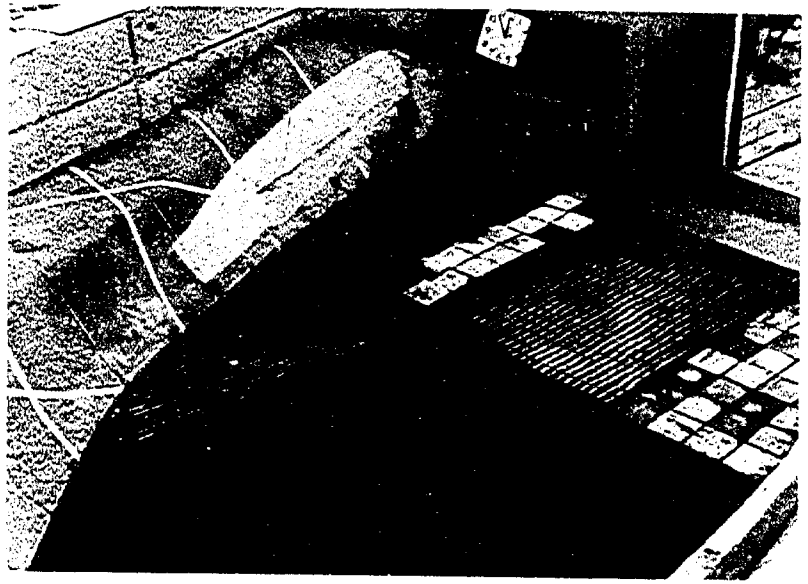


図4.38　護床工形状H

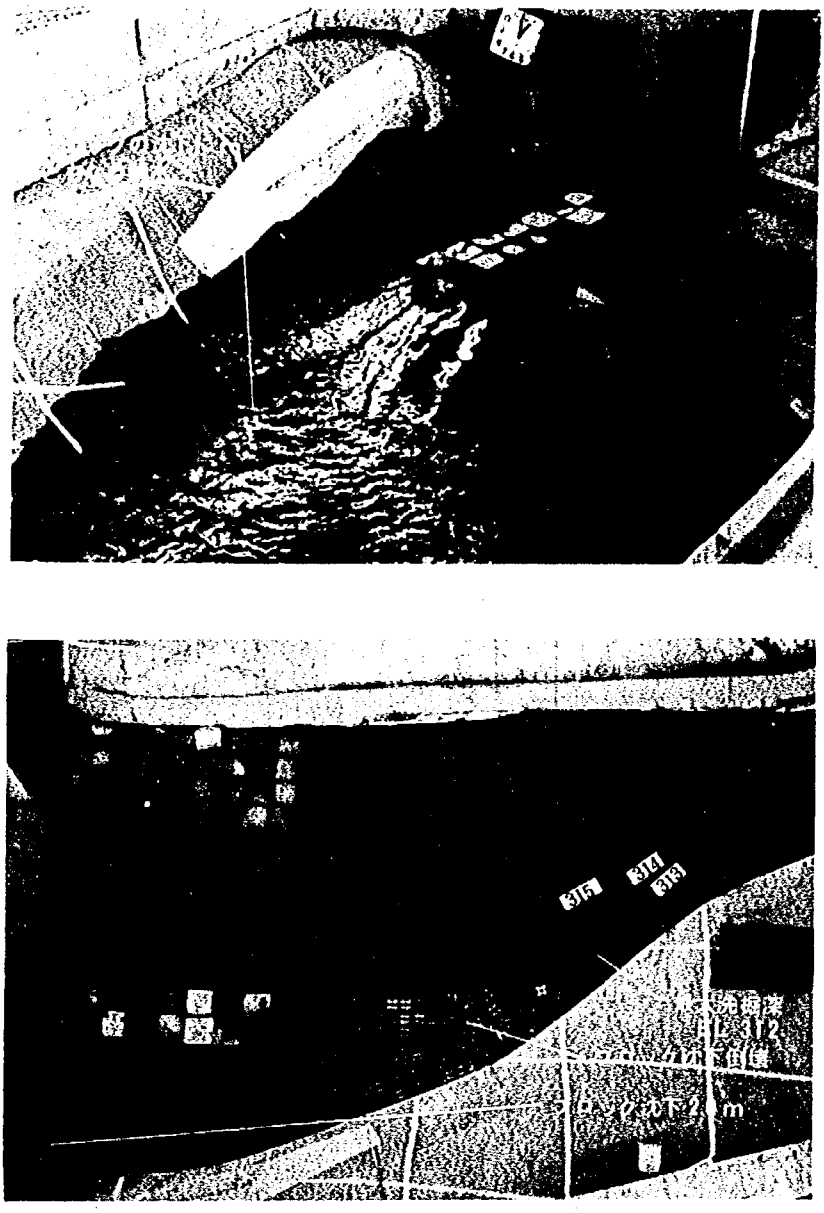


写真 4.13　下流河道内の流況および河床変動（形状H，100 ㎥/s ）

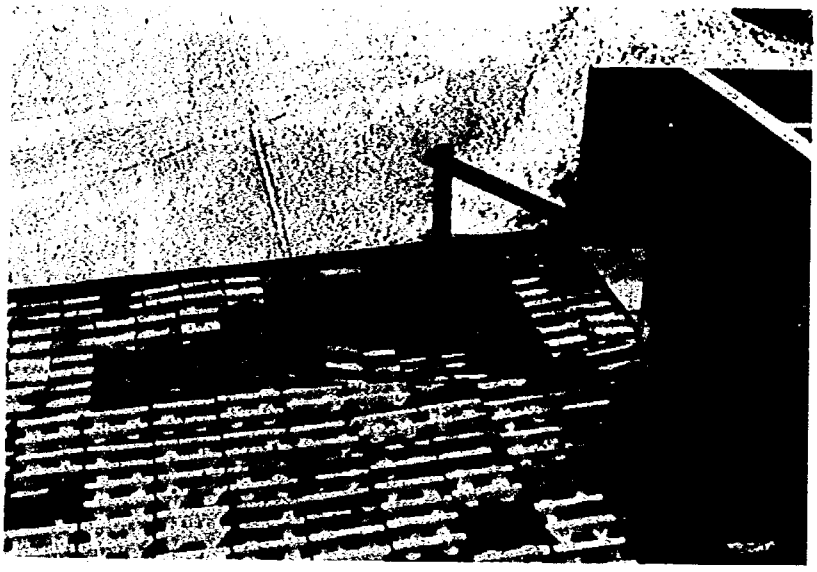


写真4.14　河床土砂すい出しによるブロックの沈下状況（形状H）

さらに1時間30分を過ぎて減勢工終端より10～15mの範囲では，土砂の吸い出しが見られ始め，2時間経過時では約2mのブロック沈下となった（写真4.14参照）。

形状Gと比較すれば護床工により洗掘範囲は減勢工終端より100m下流まで移行はしたが，減勢工直下付近のブロック沈下は減勢工による何等かの流速低下を見込まない限り回避し得ないものと想定される。

(2) 洪水吐き減勢工

副ダム減勢工下流については前節と同様，下流50m範囲を8tブロック2段積みによって保護した形状で，前節よりは勾配（前節1/20　本節1/33.333）が緩和されている。

440㎥/s放流時は写真4.15に示すように，副ダム減勢工を流出した水脈は7.3m/s，フルード数1.65程度で護床工に達する。護床工での減衰はほとんどなく，射流で護床工終端まで達し護床工直下の洗掘にともなって波状跳水となる。しかし流水の直進性は強く下流125mの右岸側付近（現在施工済仮排水路用減勢工下流端）に突きあたり，流向を幾分左岸側にとって流下する。このため極端な洗掘範囲は，護床工直下から100mの範囲に発生し，最大洗掘深はEL.305m（ほぼC岩天端）に達する。

これより下流の右岸沿いもかなりの河床洗掘を受け，洗掘範囲はわらび野水門まで及んでいる。

従って仮排水路下流右岸側擁壁の安全は全く望めないものと思われる。但し，コンクリートブロックの損壊は非常用洪水吐き側ではわずかに下流端2列程度が洗掘にともなって倒壊する程度，トンネル放流工側は下流端3列程の倒壊で収まっている。

4.3.3　形 状 I（図4.39）

この形状は下流河道の現在の工事状況から，トンネル放流工側減勢工下流の保護工としては40m程度の範囲にのみ可能性があるとの工事事務所からの見解によって，40mの範囲にコンクリート床版（実験では

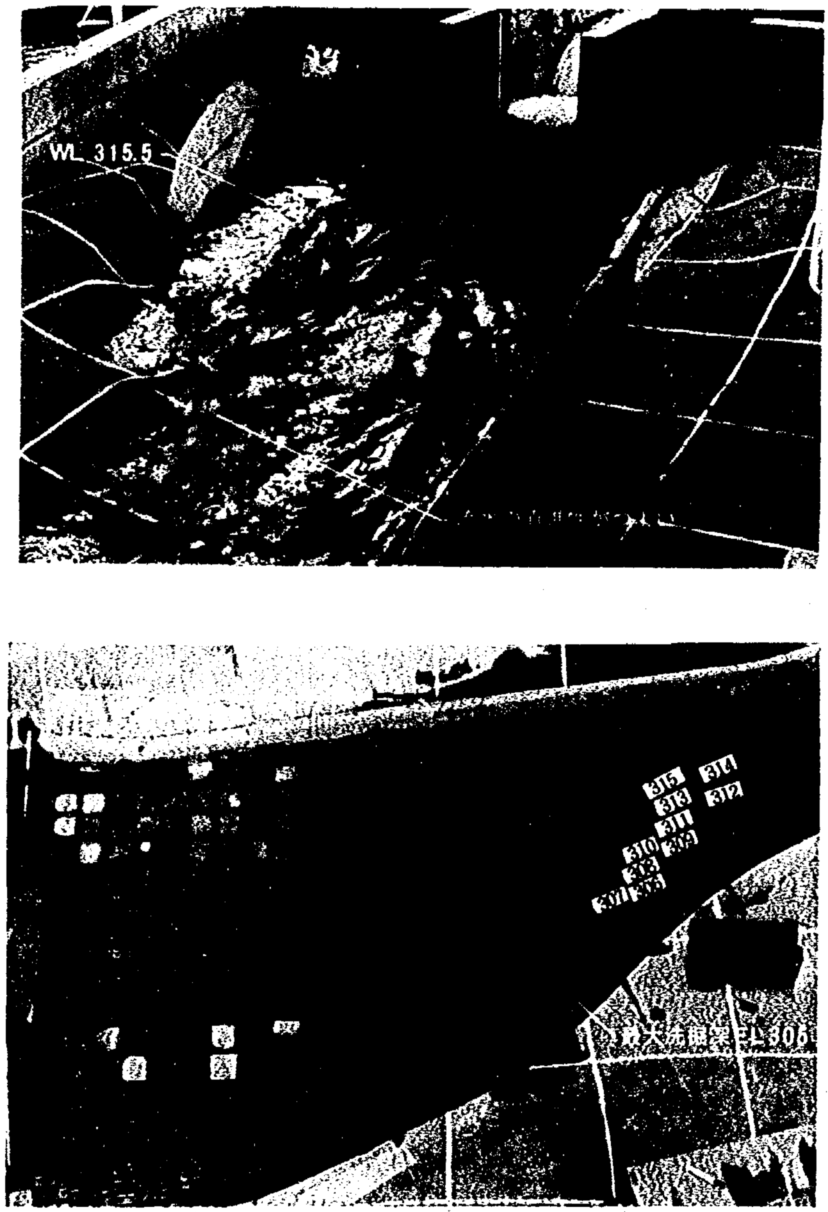
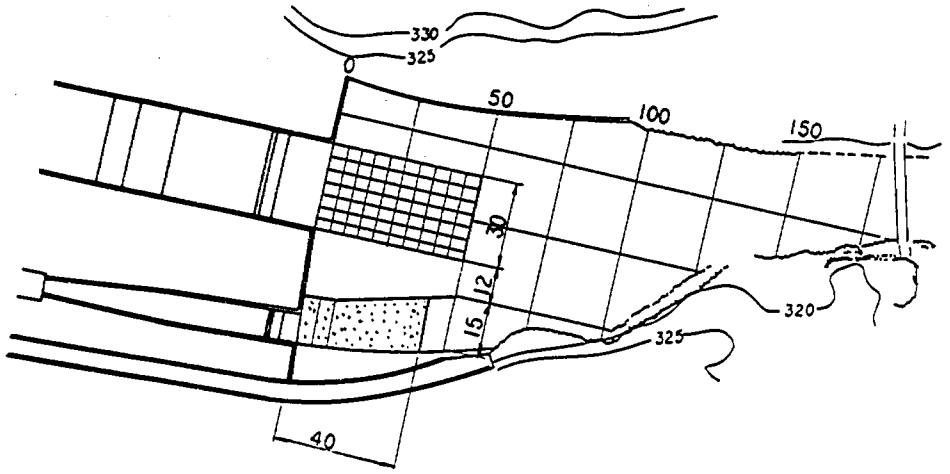


写真 4.15　下流河道内の流況および河床変動（形状H，440 ㎥/s）

護床工平面形状



護床工縦断形状

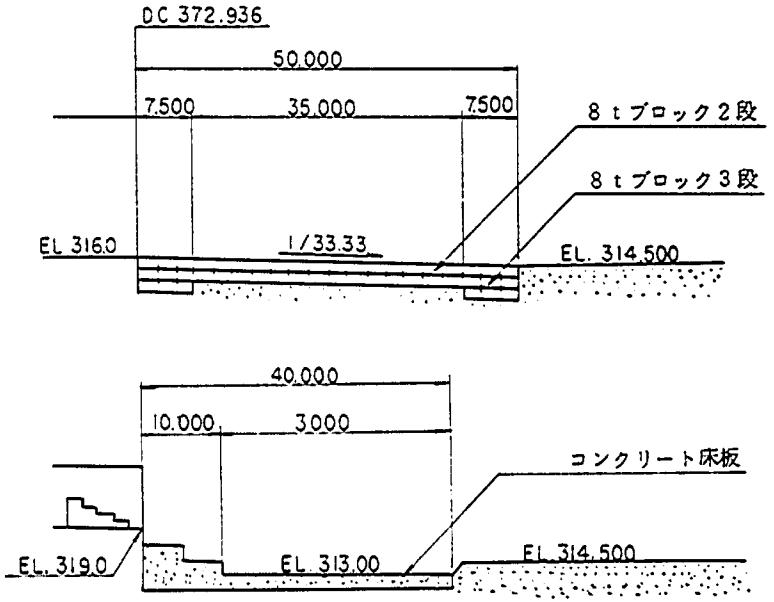




図4.39　護床工形状 I

縦5×横5×高さ2mのコンクリート版によった）による保護工を仮定して検討したものである。

しかしながら形状Gおよび形状Hからみても40m範囲の保護工では，たとえコンクリート床版としても，床版終端の洗掘が進行すればいずれ床版自体片もちバリとなり，損傷を受けることは明らかであるため，形状Gを参考に床版敷高を下流河床より下げてプランジプールを形成させるものとした。

今，仮にプール敷高をEL．313m（現況仮排水路用減勢工敷高と同一標高とする）とした場合の跳水を推定する。

プールへの突入水脈は，水クッションの効果を考慮して次式においてα＝0.8とすれば，

$$h_1 = \frac{Q}{\alpha B\sqrt{2gH}}$$

$$= \frac{100}{0.8\times 10\times\sqrt{2\times 9.8\times(326.2-313)}}$$

$$= 0.78\ \mathrm{m}$$

$$V_1 = 12.8\ \mathrm{m/s}$$

$$F_1 = 4.63$$

を得る。これに対する共約水深，跳水長を水平跳水として求めれば，

$$h_j = \frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1+8F_1^2}-1\right) = 4.73\ \mathrm{m}$$

$$L = 4.5\,h_j \fallingdotseq 22\ \mathrm{m}$$

である。

従って，共役水深を保つための下流水位はEL．317.73m（EL．313＋4.73）を必要とする。

一方，100㎥/s放流時の下流水位はEL．315.5m程度であるから，逆にプール敷高EL．310m程度とすれば，安定した流れとなるものと推定されるが，敷高をさらに下げることは減勢工右岸側導流壁に続く既設擁壁の安定が問題となるため，ここではEL．313mを限度とし，プール幅を左岸側に5m拡幅し15mとした。

さらに副ダムも原案と同一高で下流面を幅2m，高さ1mステップの階段型式とし，プール上流端にも幅5m，高さ2mのステップを2段挿入し，極力副ダムから越流してくる流速を減少させることを企んだ。

この結果では，副ダム上を越流した流れは，プール内のステップ上で2段階にはねられ，減勢工下流20m付近に突入し直ちに跳水を起す。形状Gのような逆流域も発生せず，安定した跳水である（写真4.16参照）。

しかし，床版最下流端40m付近の流速は5m/s程度で，砂の移動は多く洗掘域は下流75mまでの範囲まで進み，最終的にはEL．309m程度まで洗掘が予想された。

75mより下流では砂の限界移動流速2.8m/sに近く，この付近より下流での洗掘は右岸側沿いでEL．312～314mと下流に向かって上昇している。但し，流れは右岸既設擁壁沿いを流下する傾向があり，根固めは充分行う必要があろう。

なお，この形状では通水中コンクリート版を投入し，プール敷高をEL．315mとした場合の検討も行



写真 4.16　下流河道内の流況および河床変動（形状 I，100 ㎥/s ）

ったが，この場合では跳水が見られず，ブロック上を射流で走る形状 I の流れに近い流況となり，コンクリート床版下流の洗掘がさらに進むことが明らかとなった。

プールを形成するためには，敷高は EL．313 m を確保する必要がある。

また，実験後さらにプール下流端を締め切り完全にプール内で減勢した後，導流堤側に横越流を形成させてみた結果では，洗掘は右岸側沿いではなく導流堤法線に沿って河心に近づく傾向がみられている。

としては，相当剛なものを必要とするものと思われるが，洗掘を極力河心に向けるのも一つの方法と考えられる。

4.3.4　ま と め（形状G～I）

以上，形状G～Iの実験結果から護床工のレイアウト上の問題点をまとめると以下のようになる。

1）コンクリートブロックの護床工の場合は洗掘域はその長さに比例して，下流側に移行できるが，流れは現在施工済の仮排水路用減勢工及びそれに続く擁壁沿いを流れるため，これらの安定が問題となるばかりでなく，減勢工直下流では12m/s程度の流速に対し，10～20mの範囲でブロックの沈下を発生する可能性が高く，この保護工のみで対処するには無理であると判断される。

護床工の沈下に対しては，前節の洪水吐きの護床工の実験結果から推定すると流速は少なくとも7m/s以下とする必要があろう。

2）長さ40m程度の範囲でプランジプールによる二次減勢を行う場合は，その敷高EL．313m，プール幅15m程度の規模を確保すれば，比較的安定した流況が得られる。

但し，洗掘域はプール下流40m程度の範囲に発生しており，これより下流では流向を変えない限り，コンクリートブロックの場合と同様擁壁等の安定が問題となろう。流向の向きを変えるには減勢工の変更が不可能であることから，プールの設置角度による方法が考えられる。

3）440㎥/sの放流は確率的に頻度の少ない放流量であり，護床工下流端の損傷のみでダム本体や減勢工の安全に支障をきたす程の問題はない。護床工のレイアウトとしてはこの程度で適当であると考えられる。

4.4　トンネル放流工副ダム減勢工の検討

4.4.1　形 状 J（図4.40）

形状Jは，前記考察の結果からトンネル放流工減勢工においても副ダム減勢工を設置し，再度減勢工からの流勢を減勢し，その設置角度により下流の流向を変えることを計画したものである。

但し，副ダム減勢工及び下流護床工は，減勢工下流約50mの範囲に限り，これらは減勢工中心軸より15°左岸側に振って配置した。

なお，減勢工幅は形状I同様左岸側に15m幅を確保し，副ダムは$H = 3.4$ mをそのまま減勢工端に設置した。

副ダム減勢工の規模は次のように推定される。

副ダムを越流した流水が，15mの減勢工幅で均等に拡幅するものと仮定すると，

副ダム上流水位　　EL．326.2m

副ダム減勢工敷高　　EL．313.0m

これより，

副ダム減勢工始端水深　　$h_1^* = 0.52$ m，$V = 12.82$ m/s，$F = 5.68$

共役水深，跳水長　　$h_j = 3.93$ m，$L = 17.7$ m

を得る。

共役水深を保つための下流水位は，EL．315.5mに対し，EL．316.93mであるから，約1.4mの不足をきたすことになるが，これ以上減勢工敷高の低下は望めないためEL．313とし，下流護床工EL．314.5

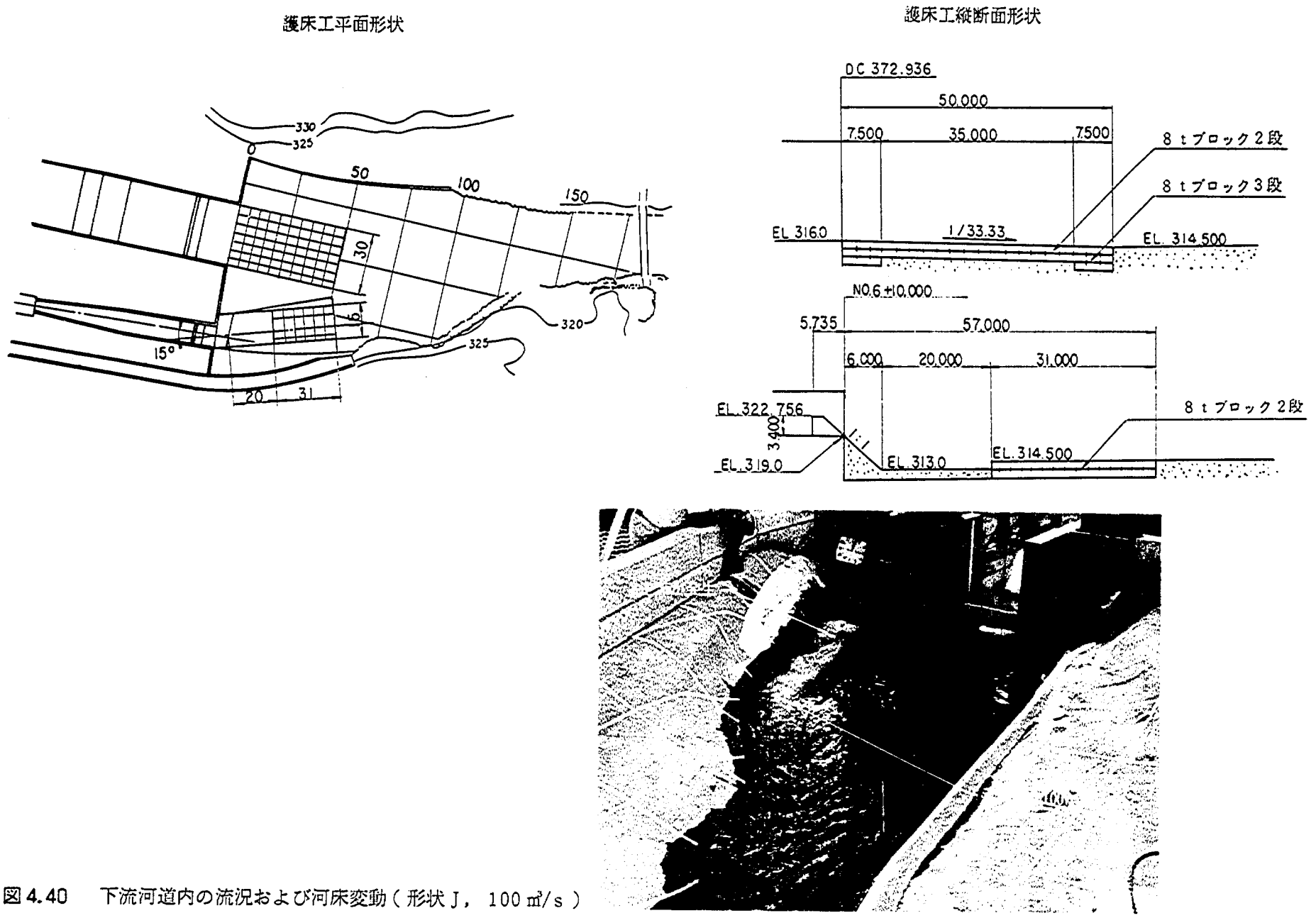


図 4.40　下流河道内の流況および河床変動（形状 J，100 ㎥/s）

mによる1.5 mの振り込み式として，減勢工長20 mを確保した。

注）　＊は減勢工の15°の変角により，形状2同様$\alpha = 0.8$として推定した。

しかし減勢工副ダムを越流した流れは，導流壁に平行に流下する傾向が強く，副ダム減勢工内は左岸に逆流を発生する流況となり，主流が右岸沿いを流下する傾向は緩和されず，副ダム減勢工の角度を振った効果も発揮されないことが確認された。

4.4.2　形 状 K（図4.41）

本形状では，副ダムを越流する流れを均等に副ダム減勢工に突入させ，かつ流れを河心側に振る点に改良を加えるための検討を行った。

副ダム減勢工及び護床工軸は，減勢工軸に対し20°とし，減勢工幅は副ダム減勢工軸を中心に15 mとした。従って，減勢工導流壁に続く既設擁壁の一部は，撤去せざるを得ない。これは，副ダム減勢工内の逆流の発生を防ぐことを目的としたもので，20°に流向を変えるためにはやむを得ないものと思われる。また副ダムは1.5 m幅ステップを設けた階段形状で，副ダム下流面を副ダム減勢工に対し直角とし，副ダム自体は減勢工導流壁の影響を受けないよう減勢工下流端に設置した。

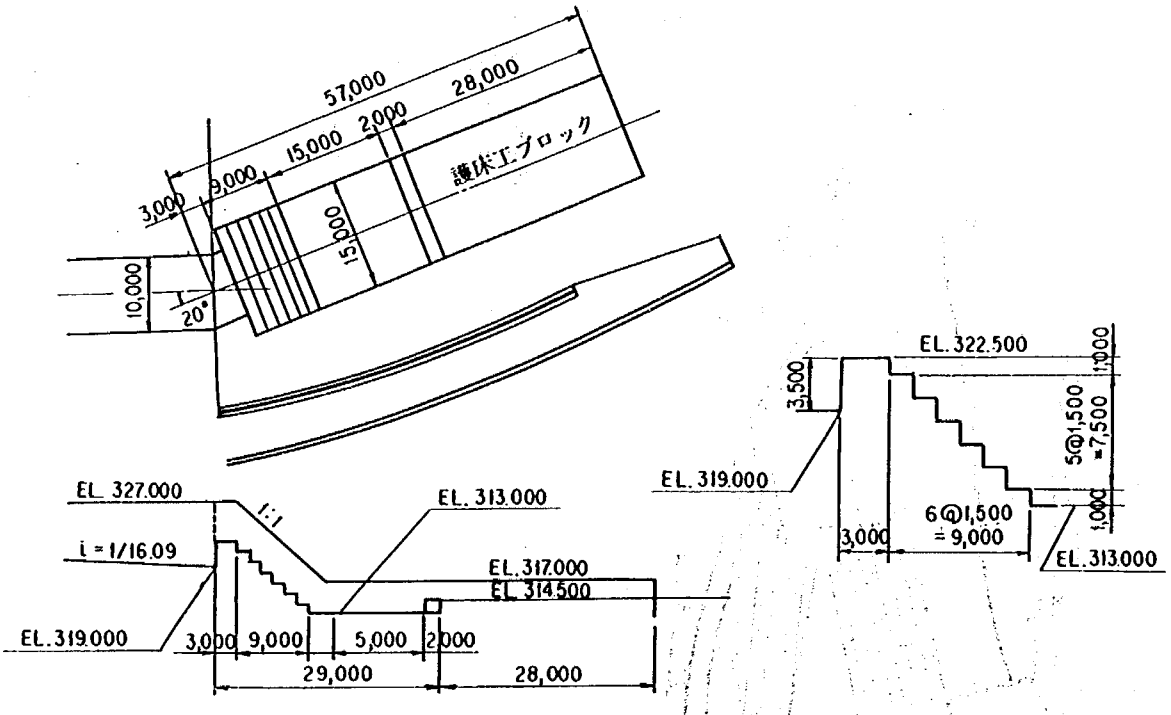


図 4.41　副ダム減勢工形状K

なお，減勢工長はステップ上での流水減勢の効果を見込み，長さ15 mとした。

減勢工の流況は，副ダム（高さは3.4 mで原案に等しい）が原案より10 m下流に移行したため，水位はEL．315.5 m程度に減ずるか，跳水始端は減勢工始端にあり，跳水長も15 m程度で原案と大差ない。

副ダムを越流する流れは，20°の流向変向のための導流壁により幾分は右岸側に水脈が厚いものの，ス

テップで適当に減衰し逆流の発生もなく，15ｍの減勢長で充分な減勢効果が得られた。

減勢工下流の護床工コンクリートブロック及び左右岸の護岸ブロック（天端EL．318.0ｍ 組み合わせによる５段積み）も殆ど損傷を受けない。

洗掘域はブロック下流約30ｍ間に生ずるのみで，流向も河心に近づき右岸沿いの洗掘は殆ど認められない（図4.42参照）。

本形状で充分流況改善の目的は達成されたと思われる。

但し，100㎥/ｓ放流時の副ダム越流水脈は，副ダム天端からステップ３～４段目付近までの間が若干剥離しており，ステップによる改造の余地は残されている。

4.4.3 形 状 Ｌ（図4.43参照）

形状Ｌの結果より，副ダム下流面の形状を図4.44のように変更し，これについて100㎥/ｓおよび540㎥/ｓ（同時放流）の２ケースについて，副ダム減勢工，護床工の効果を確認した。

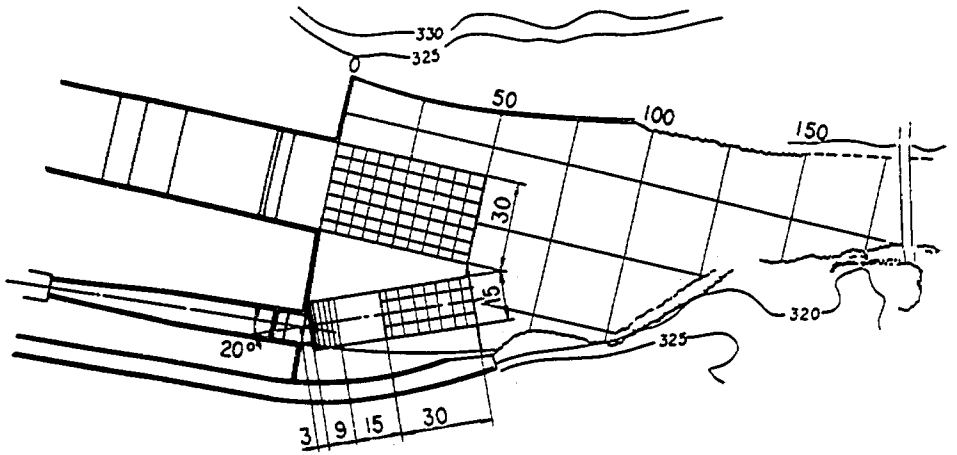
トンネル放流工減勢工副ダム下流面は，１段目ステップ幅を2.0ｍとしたことにより，100㎥/ｓ 放流時でもステップの効果が確認された。減勢工内の流況，護床工下流の流況は，先の形状４と殆ど大差なく，最大洗掘域は護床工下流20ｍ程の範囲で，最大洗掘深はEL．310ｍ程度と推定される。従って，出来れば護床工下流端付近のブロックは，３段積み等により前もって深く貫入されることが望まれる。なお，この流量の放流量に対しては，既設仮排水路用減勢工は仮排水路が閉塞された後はむしろ埋まる傾向で，それに続く右岸沿い擁壁の安定についてもそれほど問題はないものと思われる（写真4.17，4.18参照）。

洪水吐き側については，設計対象流量440㎥/ｓ放流時の流況は，先の形状Ｈと大差ないものと判断されることから，540㎥/ｓの同時放流時の流況を確認した。トンネル放流工側からの流れは，非常用洪水吐き側の流勢により充分な背水の影響を受け，護床工ブロック下流端から50ｍの範囲にゆるい逆流を発生し，徐々に非常用洪水吐き側の流れに引き込まれ合流し流下する（写真4.19参照）。

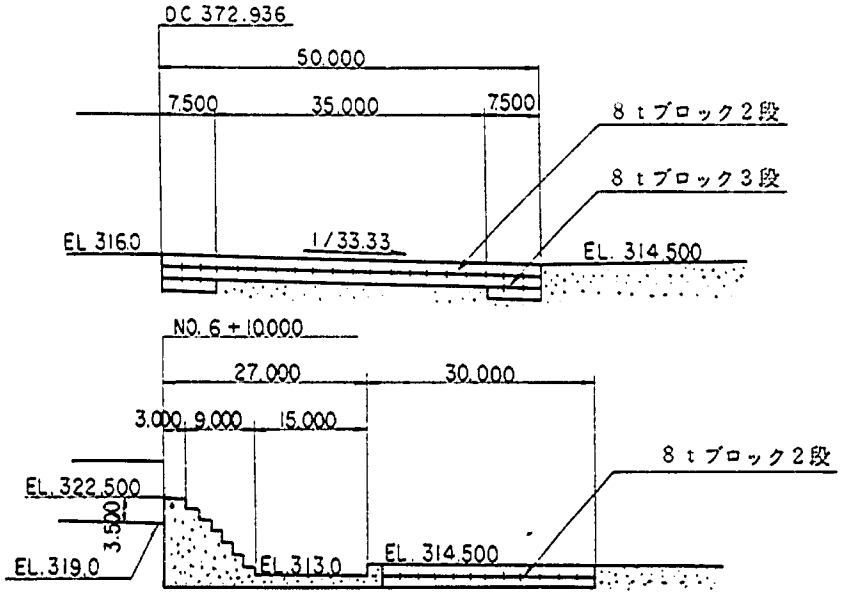
この逆流は，トンネル放流工側護床工ブロックに損傷を与えるようなものではなく，下流河道の洗掘はもっぱら非常用洪水吐きからの流勢によるもので，従って洗掘の状況，流況とも形状Ｈの440㎥/ｓ 放流に大差ない結果である。なお，この放流による護床工の受ける損傷は非常用洪水吐き側の下流端３列程度と考えられるが，損傷を受けたブロックの補修は考えておく必要があろう。

また，トンネル放流工減勢工については，可能最大放流量150㎥/ｓ時の流況についても確認を行ったが，副ダム直上流での水位はEL．326.8ｍ程度に上昇するが，流況は100㎥/ｓに比べても悪化する程ではなく，副ダム減勢工の減勢効果も充分である。

護床工平面形状



護床工縦断形状



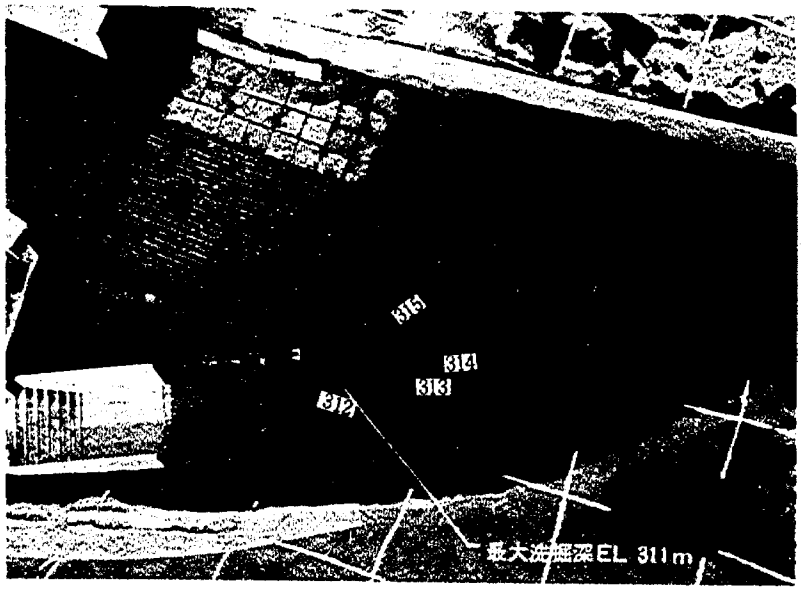
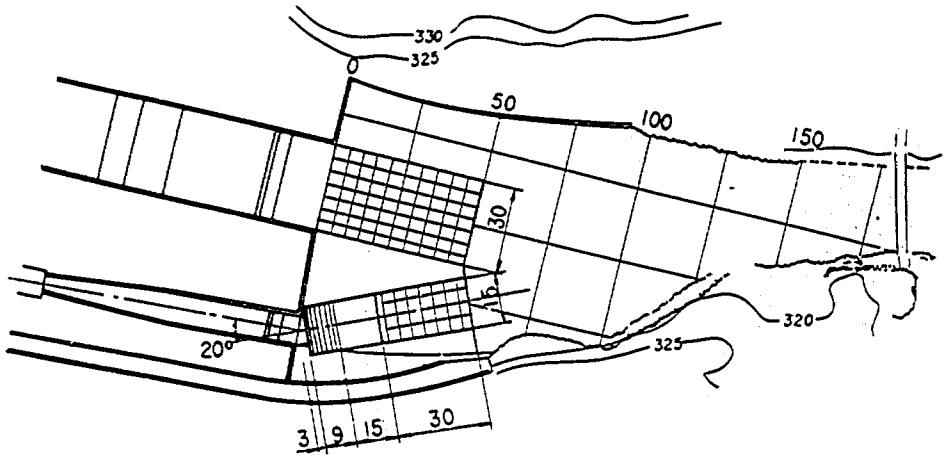
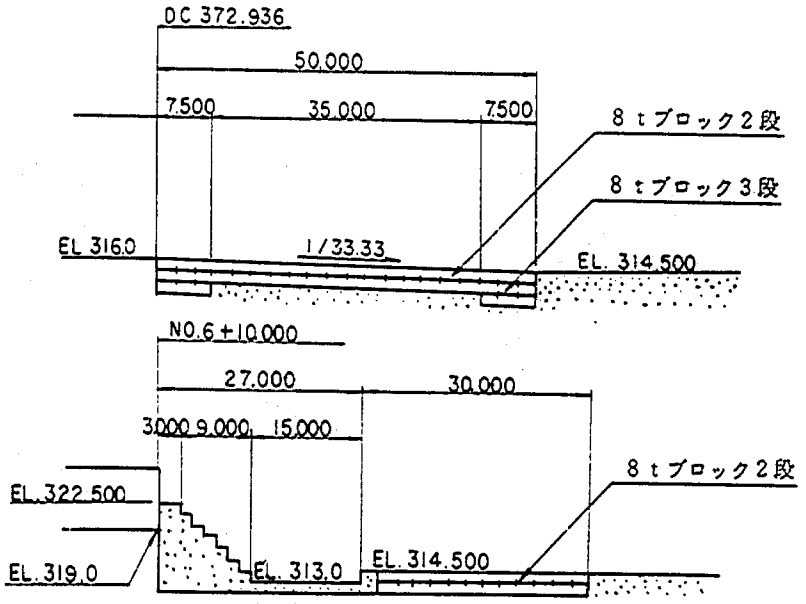


図 4.42　下流河道内の流況および河床変動（形状K，100 ㎥/s）

護床工平面形状



護床工縦断形状



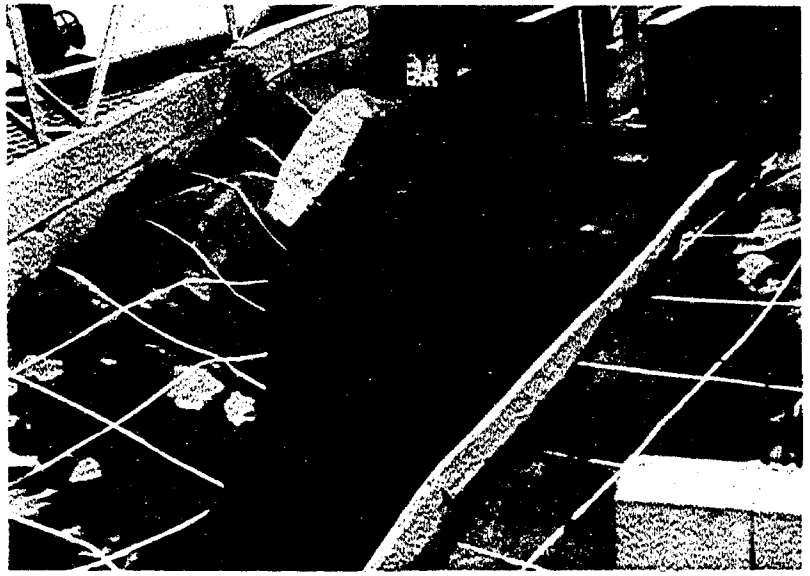


図4.43　護床工形状 L

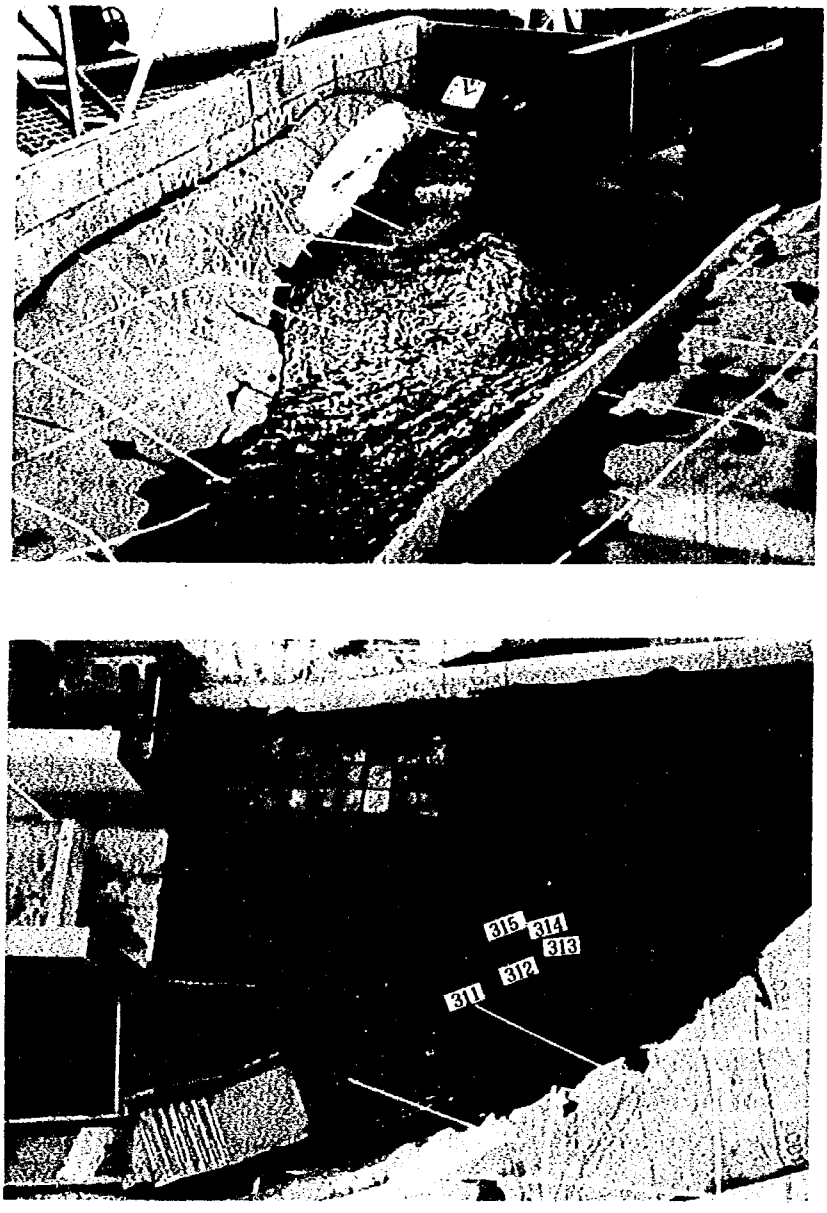


写真 4.17　下流河道内の流況および河床変動（形状L，100 ㎥/s）

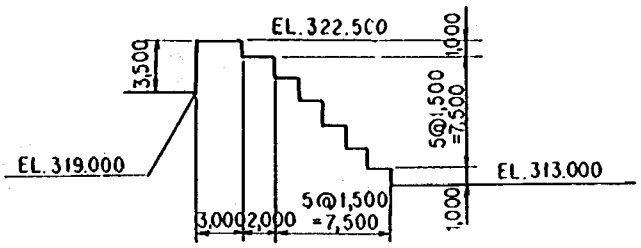


図 4.44　副ダム形状変更図



写真 4.18　トンネル放流工 100 ㎥/s 放流時の流況と河床状況（形状 L ）

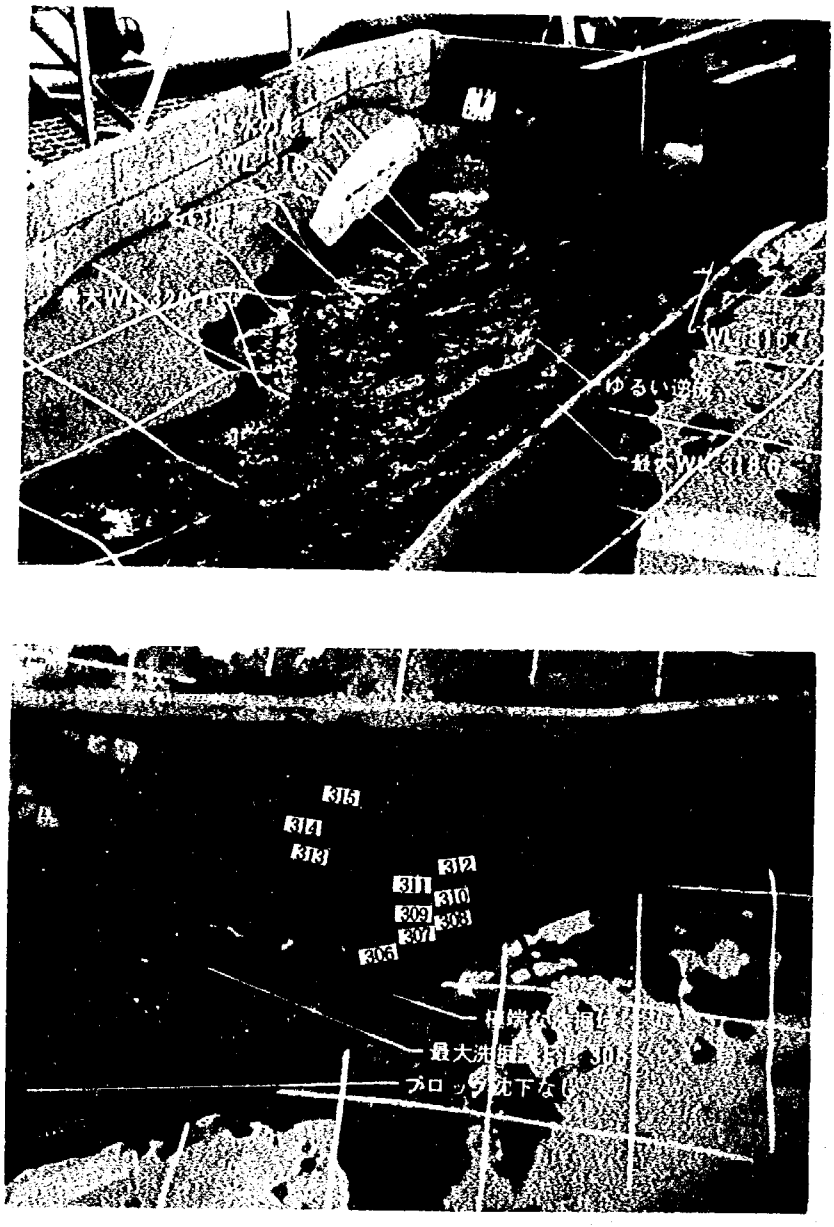


写真 4.19　下流河道内の流況および河床変動（形状L，540 ㎥/s ）

第5章　オリフィスの水理設計

This page intentionally left blank

第5章　オリフィスの水理設計

第1節　概　　要

本章では下記条件に適合する，三国川ダムの低越流頂の水理設計を行い，実験によりその機能を確認しようとするものである。

模型は，第2節の設計に基づいて，図5.1に示すように1/20で製作し，写真5.1に示すように木製水槽の下流端に設置している。本章での水理実験もフルードの相似則が成立すると考える事が出来るので，原型と模型との関係は表5.1に示すものとなる。実験ケースは表5.2に示す通りであるが，計測方法は第4章と同じである。

低越流頂の設計条件は以下の通りである。

(1) 非洪水期（10月～5月）は，ゲート全開状態で，常時満水位EL．427.0 mからサーチャージ水位EL．432.0 mの範囲を自由越流で放流可能なこと。特に，融雪洪水時には表層放流を行い，冷水問題を引き起さないよう考慮する。また，サーチャージ水位での可能放流量は100 m³/sとする。

(2) 洪水期（6月～9月）は現段階ではゲート全閉とし，操作は行わない。

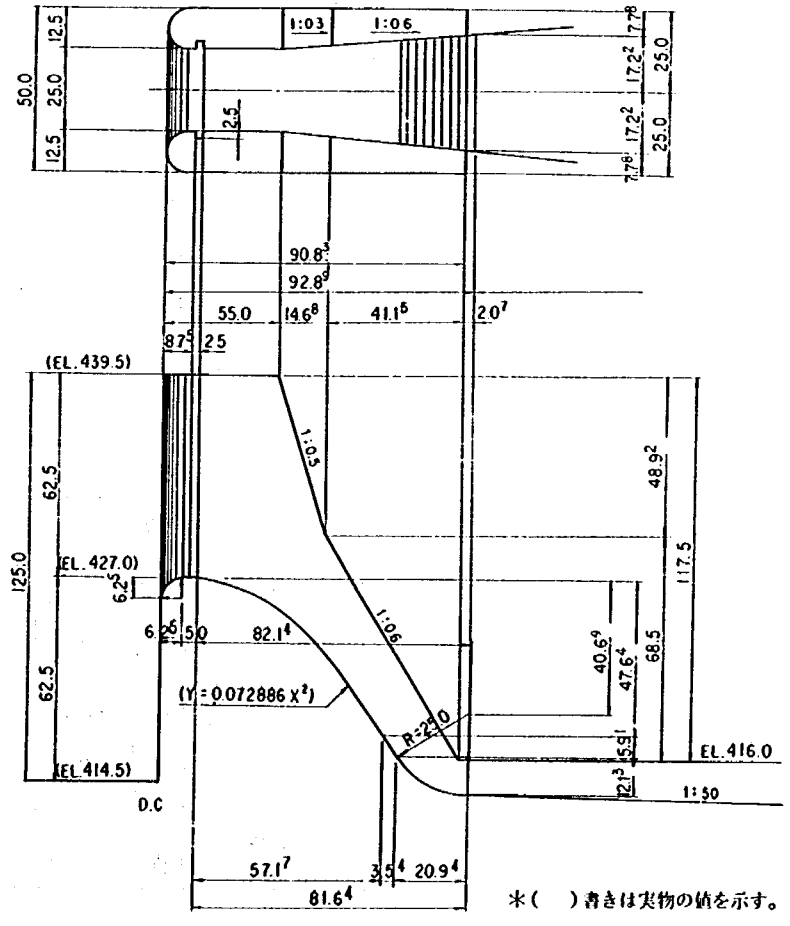


図5.1　模型設計図（抽出模型）

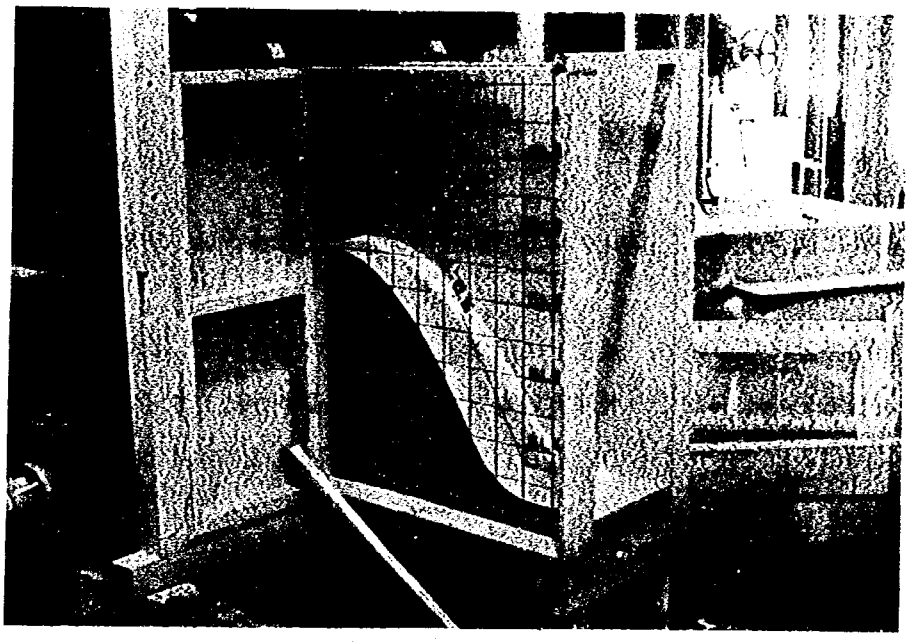


写真5.1　模型全景

表5.1　諸量の縮率

諸量	次元	縮率	
長さ	L	$1:n$	1：20
体積	L^3	$1:n^3$	1：8000
時間	T	$1:n^{1/2}$	1：4.472
流量	$L^3\ T^{-1}$	$1:n^{5/2}$	1：1788.854
流速	$L\ T^{-1}$	$1:n^{1/2}$	1：4.472
圧力	$ML^{-1}\ T^{-2}$	$1:n$	1：20

表5.2　実験ケース一覧表

検討項目	放流条件	計測項目			
		$H-Q$	水面形	圧力	流況・写真
下面形状	サーチャージ水位 EL.432.0 m	23点	14点×2測線	（下面）13点	○
上面形状A	設計洪水位 EL.436.5 m	20点	9点×2測線	（上面）10点 （下面）13点	○
上面形状B	設計洪水位 EL.436.5 m	18点	11点×2測線	（上面）6点 （下面）13点	○

第2節　水理設計

2.1　設計条件

(1) サーチャージ水位EL．432.0 mで自由越流により，非洪水期計画最大放流量 100 ㎥/s を放流可能とする。

(2) 上面形状は設計洪水位EL．436.5 mでの放流に対し水理的に支障のない形状とする。

(3) 堤体下流面勾配は，非常用洪水吐き下流面勾配 1：0.6 と同一とする。

(4) 越流頂下流端とカーテンウォール上流面を合せる。

(5) ローラーゲートの運用としては，全開，全閉操作を基本とし，部分開放流は考えない。

(6) ゲート敷面は水平とする。扉体幅は700㎜，戸溝は500×500㎜の規模とする。

(7) ゲートは，(1)，(2)項に支障のない範囲で規模の縮小を考える。

(8) 上，下面形状とも出来るだけ簡略化を計る。

2.2　水理設計

2.2.1　下面形状の設計

イ) 上流面形状

ゲート圧着面はゲート扉体厚を考慮し，1.0 mの水平部を設け，上流面には $R=1.250$ mの円弧を挿入する。さらに，越流部上流面とピアー上流端を合せる。

ロ) 下流面形状

越流頂にオリフィスの吐口があるものと仮定し，最高水位EL．436.5 mに対する放流水脈の自由落下軌道を考える。但し，原点を越流頂とし，吐口標高はサーチャージ水位EL．432.0 mとして計画する。

放流水脈の自由落下軌道は次式で表わされる。

$$Y=\frac{1+\tan^2\theta}{4C^2H_0}X^2+\tan\theta\cdot X \quad \cdots\cdots (5.1)$$

ここに，θ：傾斜角（0°）

C：流量係数

H_0：出口中心標高と貯水池との標高差（m）

今，出口高Dは，

$$D=\text{EL．}432.0\text{ m}-\text{EL．}427.0\text{ m}=5.0\text{ m}$$

出口底面を基準とする総水頭Hは，

$$H=\text{EL．}436.5\text{ m}-\text{EL．}427.0\text{ m}=9.5\text{ m}$$

一方，流量係数Cは，次式で与えられる。

$$C^2=a-b\,(D/H) \quad \cdots\cdots (5.2)$$

但し，$a=0.745$，$b=0.688$

ここで，$D/H = 0.526$ であるから，$C = 0.619 \fallingdotseq 0.620$ が得られる。

出口中心を基準とする水頭H_0は，

$$H_0 = \text{EL.}436.5\,\text{m} - \frac{1}{2}(\text{EL.}432.0\,\text{m} - \text{EL.}427.0\,\text{m})$$
$$= 7.0\,\text{m}$$

故に，自由落下軌道として次式を得る。

$$Y = 0.0929\,X^2 \qquad \cdots\cdots (5.3)$$

下面形状としては，図5.2を得る。

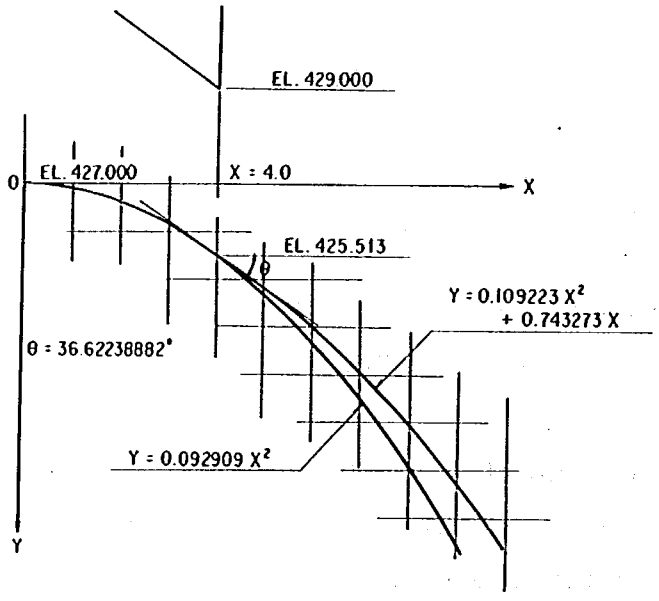


図 5.2　放流水脈形状図

式5.3に対し，オリフィスの吐口を越流頂から4mの位置に仮定して，その下流面形状を放流水脈から再検討する（図5.2参照）。但し，出口上面標高は図よりEL.429.0mとする。

（5.3）式より，

$Y = 0.0929\,X^2$

$X = 4.0$ mを代入して，$Y = 1.487$ （EL.425.513）m，

$X = 4.0$ mでの接線角は（5.3）式を微分して，

$Y' = 0.185818\,X = 0.743273$

$\theta = \tan^{-1} 0.743273 = 36.62°$

出口中心標高からの水頭H_0は

$$H_0 = \text{EL.}436.5\,\text{m} - \frac{1}{2}(\text{EL.}429.0\,\text{m} + \text{EL.}425.513\,\text{m}) = 9.2\,\text{m}$$

（5.1）式により放流水脈を推定すると，

$$Y = 0.1092\,X^2 + 0.7433\,X \quad \cdots\cdots (5.4)$$

但し，$C = 0.620$ とする。

図5.2は（5.3）式と（5.4）式の放流水脈を比較した図であるが，これより放流水脈がはく離することが予想される。

したがって，下面形状としては，もう少し緩やかな曲線とする必要がある。

曲線は（5.1）式により，流量係数$C = 0.700$として求めると，

$$Y = 0.0729\,X^2 \quad \cdots\cdots (5.5)$$

$H_0 = 7.0$ m　　$C = 0.700$　　$\theta = 0°$

上述同様に，$X = 4.0$ mの標高は，EL．425.834 mを得る。

$X = 4.0$ mでの接線角は，

$$Y' = 0.145772 = 0.583088$$

$$\theta = \tan^{-1} 0.583088 = 30.25°$$

出口中心標高からの水頭H_0は，

$$H_0 = \text{EL．}436.5\,\text{m} - \frac{1}{2}\,(\text{EL．}429.0\,\text{m} + \text{EL．}425.834\,\text{m}) = 9.1\,\text{m}$$

放流水脈の軌道は，

$$Y = 0.0753\,X^2 + 0.5831\,X \quad \cdots\cdots (5.6)$$

但し，$C = 0.700$

放流水脈形状図5.3により，（5.5）式で表される下流面形状で設計条件を満足することがわかる。

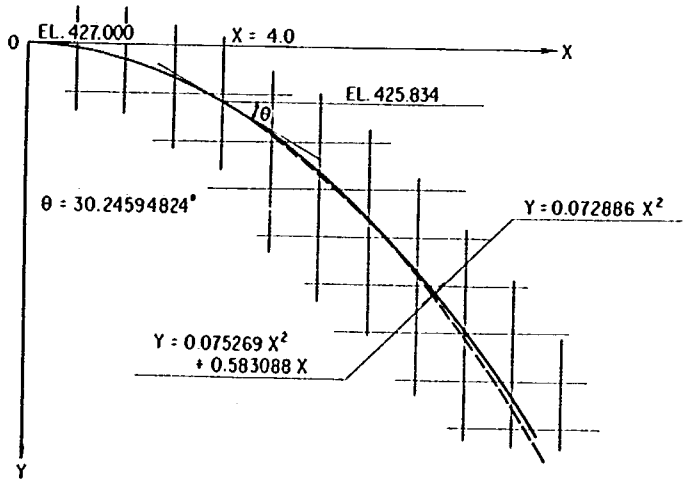


図 5.3　放流水脈形状図

2.2.2　上面形状の検討

本低越流頂上面形状を設計する上では，次の2つの案が考えられる（図5.4参照）。

イ）カーテンウォール型オリフィスとし，出口で流量規制を行う（形状A）。

ロ）設計洪水位での運用においても$H/D = 3.369$程度で，低水頭かつ，遷移領域での運用が多くなる

ことから，基本的にはカーテンウォールの機能をもち，かつ流入部での流量規制可能な構造物とする（形状B）。

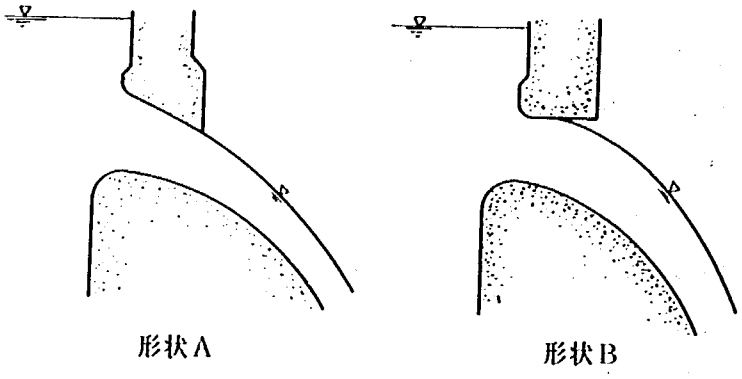


図 5.4　上面形状検討図

仮に形状Aとすると上面の切り上げ角は少なくとも32～33°とし，極力サーチャージ水位での越流水脈に沿わせた形状とし，遷移領域の範囲を狭め，流況を安定とすることが必要である。

逆に形状Bの場合は，遷移領域の範囲の流況は基本的に改良は無理としても，構造上シンプルであり，上面上流端付近での負圧さえ許容し得るのであれば，有用な手段と考えられる。

この上面形状については，最終的に水理実験により決定することとする。

設計案のカーテンウォールについては，カーテンウォールを設置しない状態で，水面形計測を行い，上面形状の検討で提案した2形状の出口標高を設計することとした。設計された形状は図5.5に示すものとなる。

2.2.3　放流能力の検討

設計洪水位EL．436.5 mでの放流能力を図5.5の設計形状により検討する。

出口底面を基準とする総水頭H

$$H = \text{EL．}436.5\ \text{m} - \text{EL．}425.834\ \text{m} = 10.666\ \text{m}$$

出口上面標高EL．429.0 m（便宜上）

出口断面積A_n = B 5.0 m×（EL．429.0 − EL．425.834）

$$= 15.830\ \text{m}^2$$

流量係数C

$$D/H = 3.166/10.666 = 0.297$$

$$C = 0.735$$

故に放流量は，

$$Q = 168.23\ \text{m}^3/\text{s}$$

を得る。

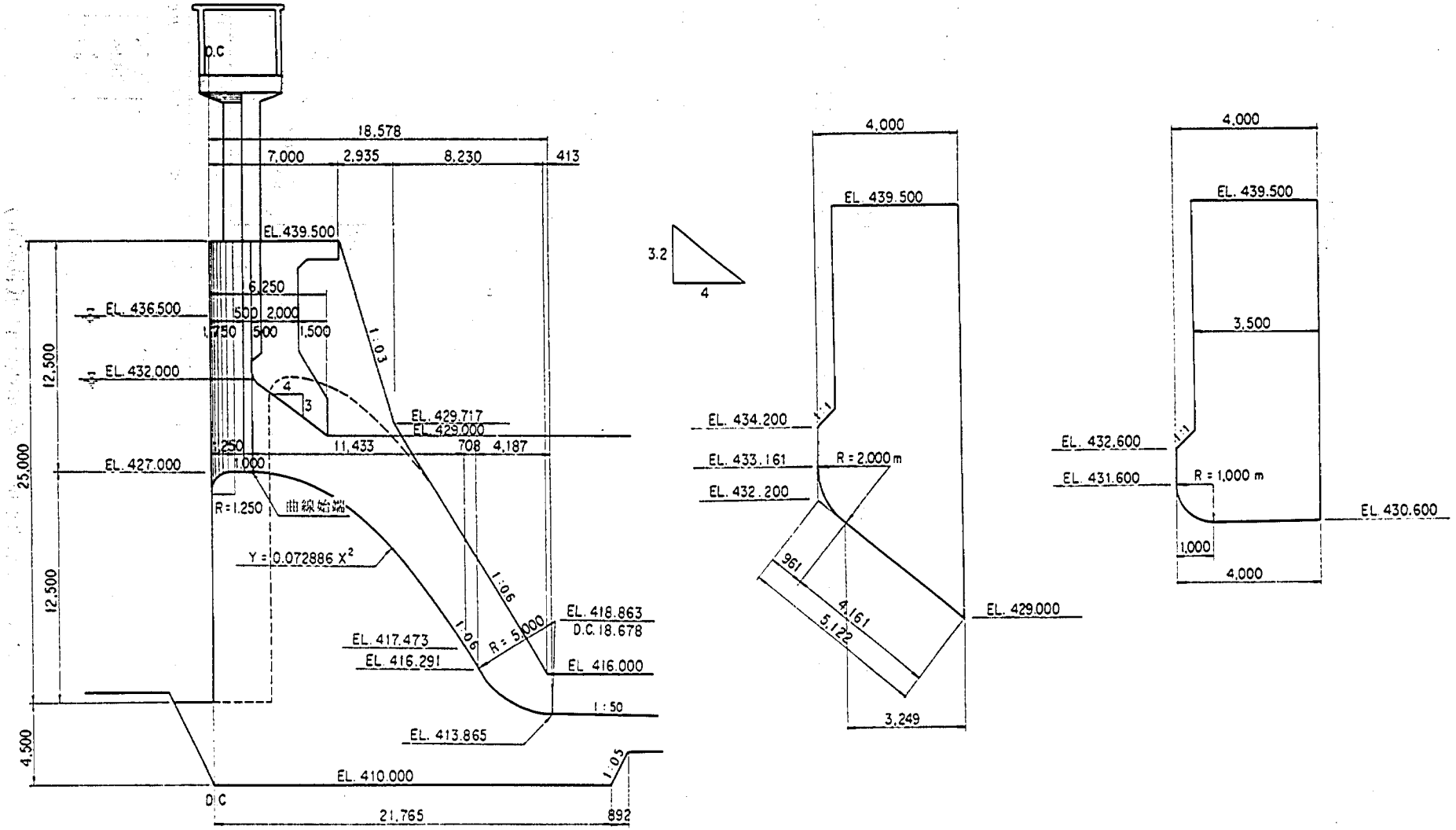


図 5.5　オリフィス設計形状図

第3節　水理模型実験

3.1　放流機能

A，B案における貯水池水位－放流量の関係および流量係数CとH/Dの関係を，それぞれ図5.6，図5.7および実験資料5.1に示す。

形状Aの流量係数Cは，次式で計算したものである。

$$C = Q/(BD\sqrt{2gH})$$

ここに，Q；放流量（m³/s）

B；出口幅（$B = 5$ m）

D；出口の鉛直断面高

D = EL．429.0 − 425.834 = 3.166 m

g；重力加速度（$g = 9.8$ m/s²）

H；有効水頭（出口鉛直断面下面標高EL．425.834 mを基準としてオリフィスに作用した総水頭）（m）

また，自由越流（開水路流）および形状Bについては便宜上AのDを使用した。

いま，サーチャージ水位EL．432.0 mおよび設計洪水位EL．436.5 mでの放流量をそれぞれの水位の近

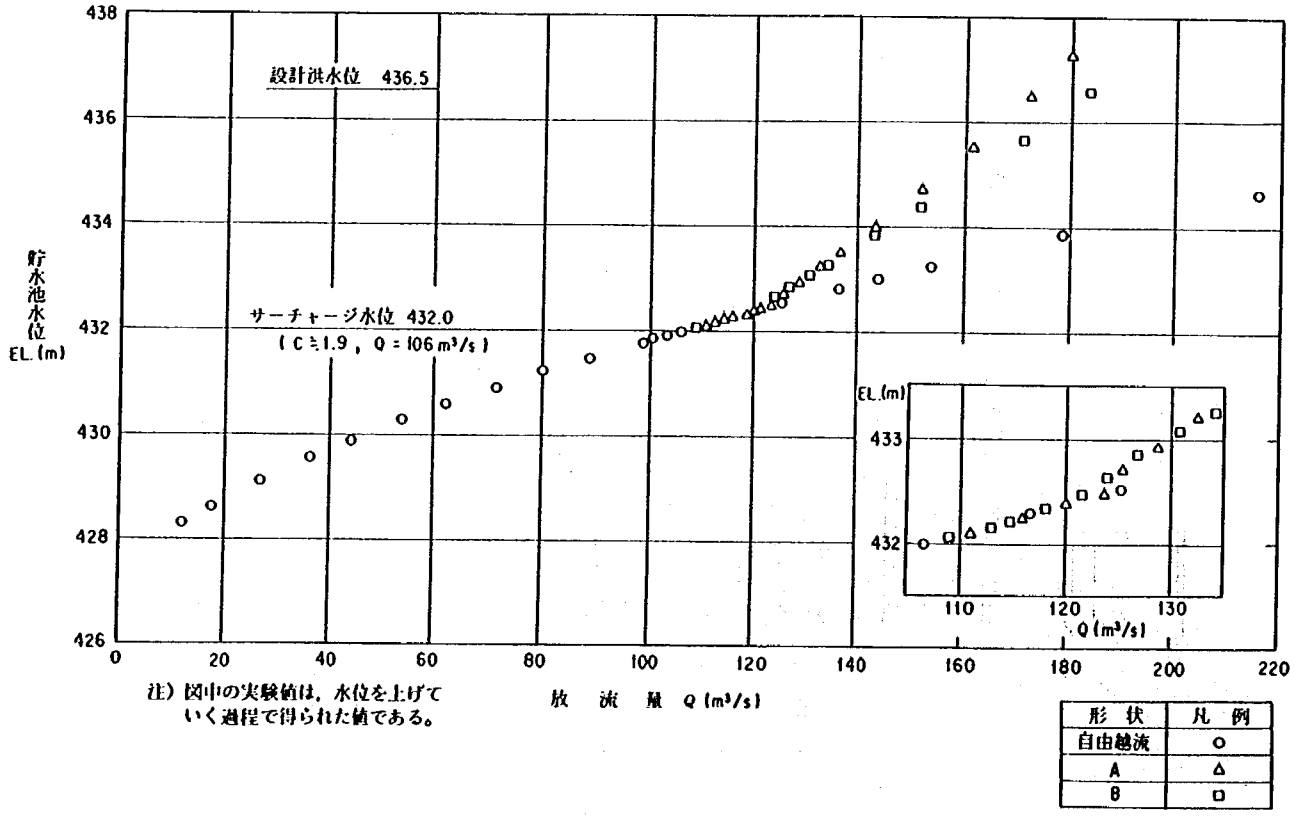


図5.6　貯水池水位－放流量関係図（低越流部）

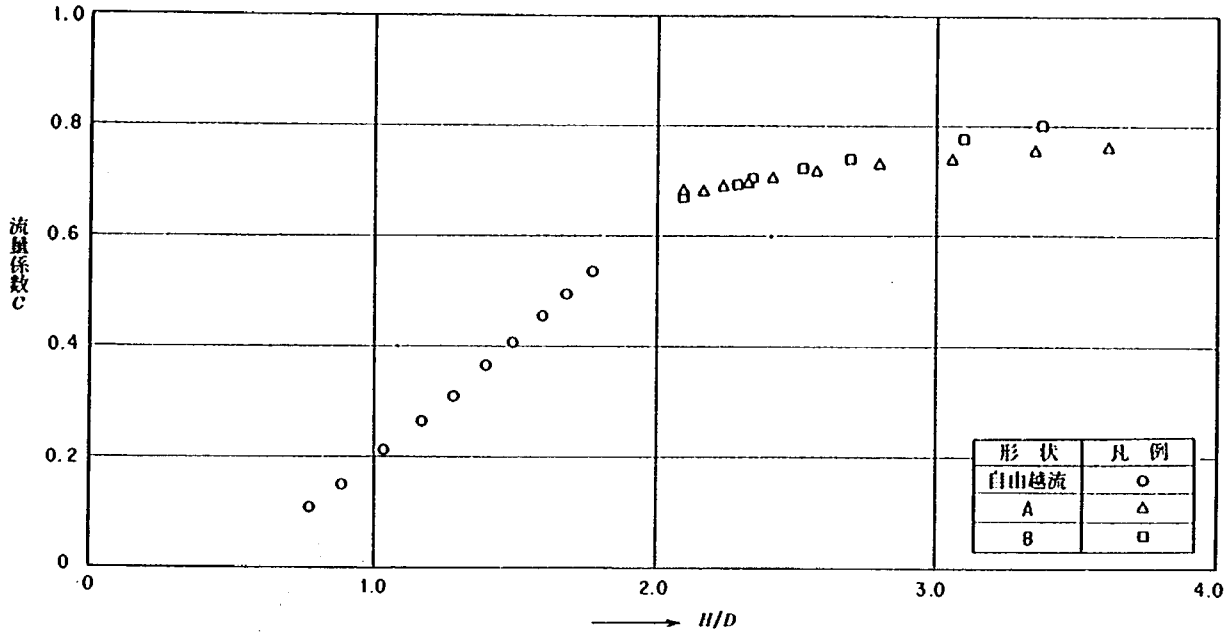


図5.7　流量係数CとH/Dの関係（低越流頂）

傍で得られた流量係数の実験値から推定すると表5.3の通りとなる。

したがって，設計条件すなわちサーチャージ水位において，自由越流で100㎥/s放流可能なことという条件を両形状とも満足している。

表5.3　低越流部の放流機能

貯水池水位 EL.(m)	有効水頭 H (m)	放流量 Q (㎥/s) 形状A	放流量 Q (㎥/s) 形状B	備考
サーチャージ水位 432.000	6.066	106.2 ($C=0.61$)		自由越流
設計洪水位 436.500	10.666	173.9 ($C=0.76$)	183.1 ($C=0.80$)	オリフィス流

3.2　水面形

設計洪水位EL．436.5 mにおける両形状の水面形の計測結果を図5.8～図5.10および実験資料5.2に示す。

両形状を比較すると以下の通りである。

・形状Aでの支配断面の位置は出口断面（カーテンウォールの先端）であるのに対し，形状Bでは出口断面より上流に来ており，水脈のはく離する位置は出口断面から2 m程度上流である。

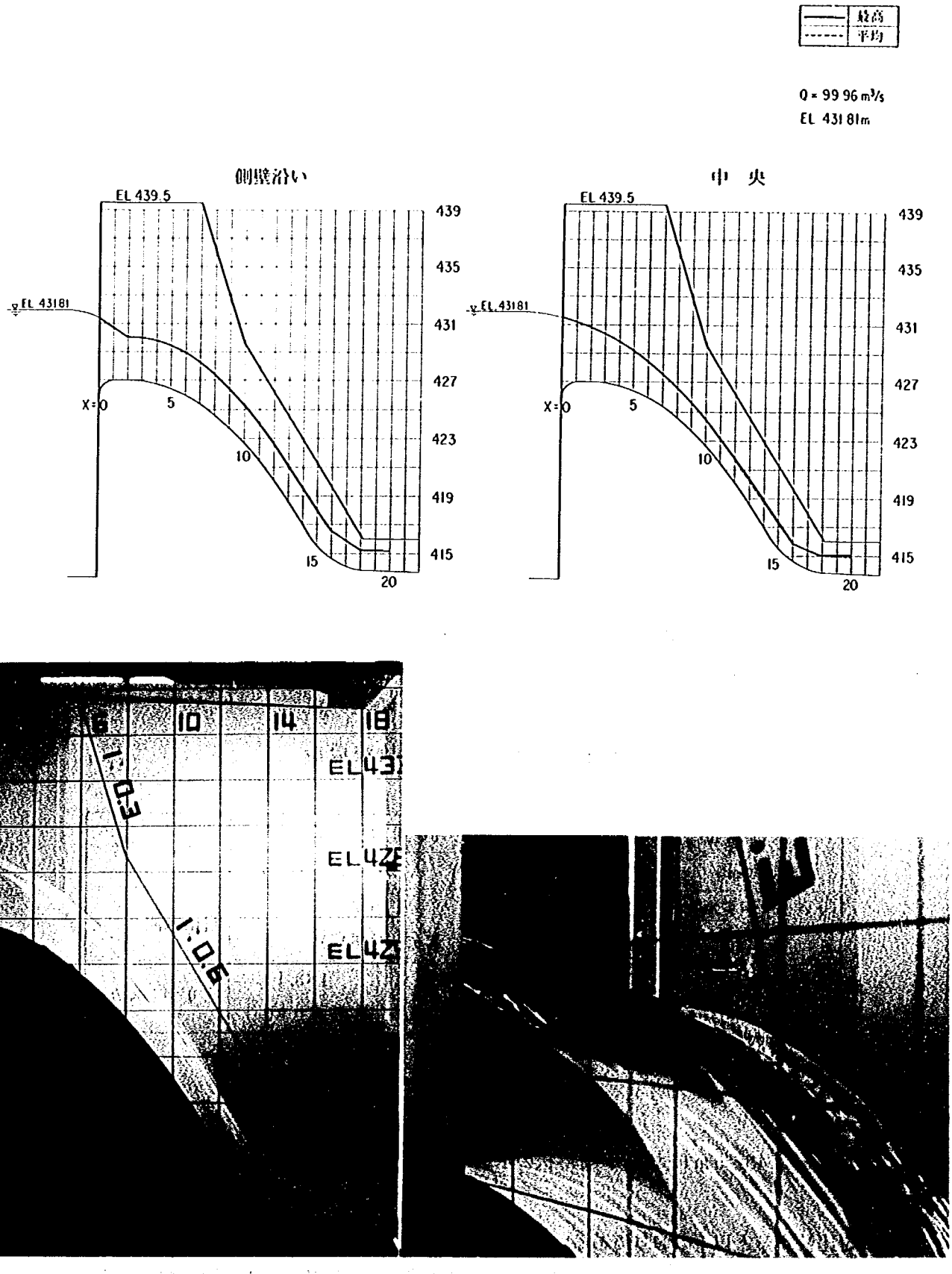


図 5.8　水面形および流況図（サーチャージ水位）

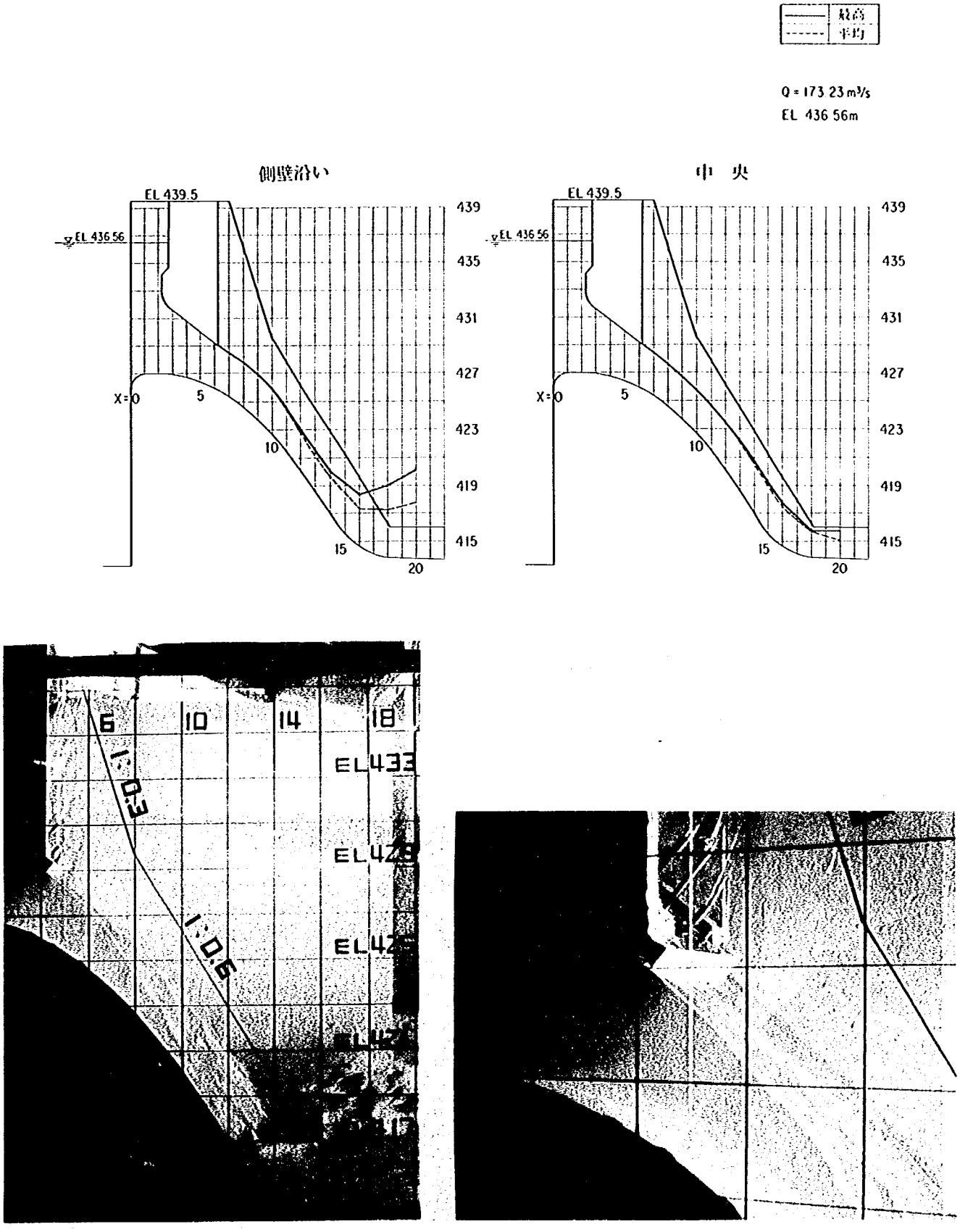


図 5.9　水面形および流況図（形状A：設計洪水位）

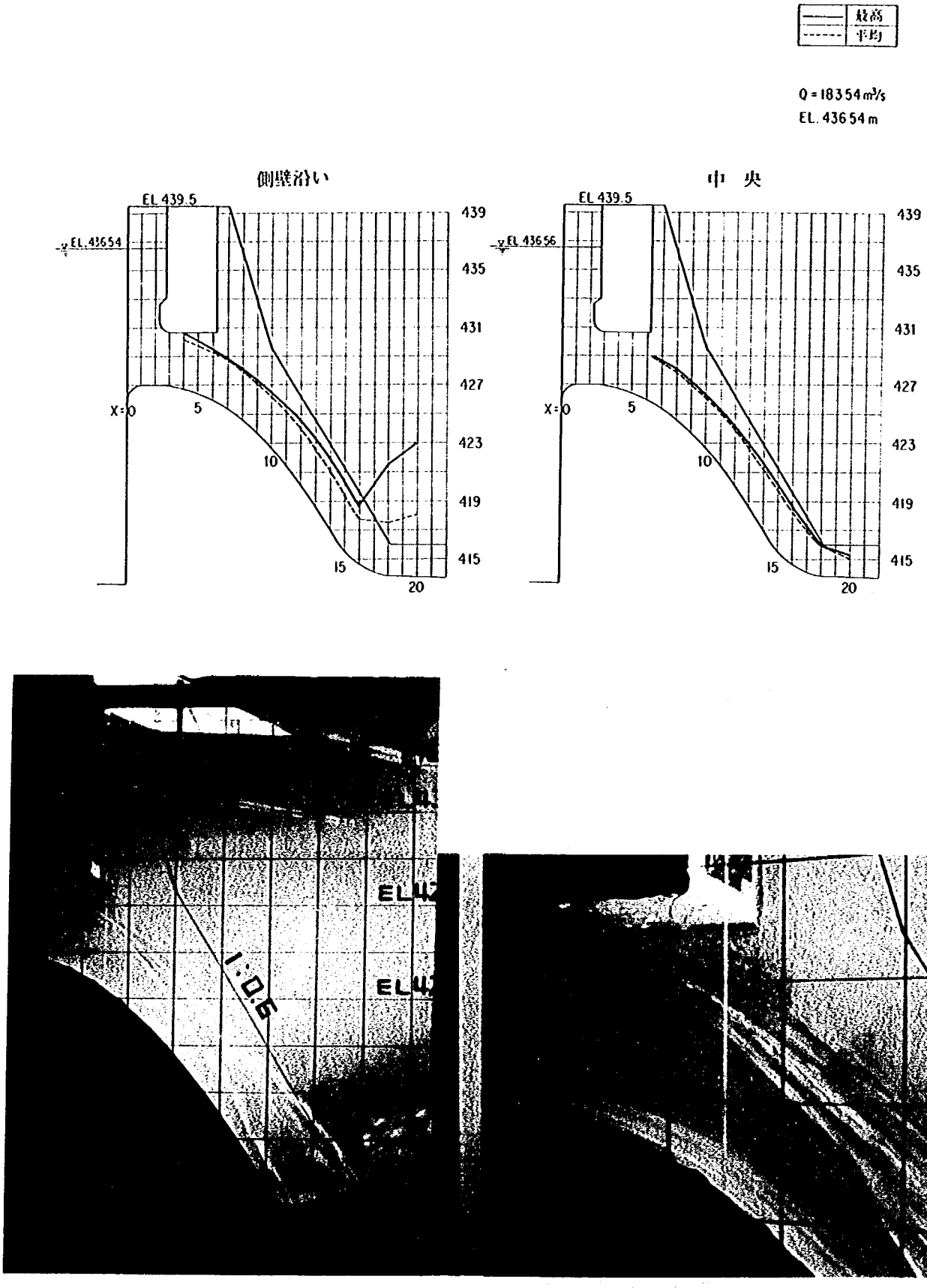


図 5.10　水面形および流況図（形状B：設計洪水位）

・ピアーと越流水脈との余裕は，形状Aで1.5 m，形状Bで0.5 m程度である。ただし，水路が拡幅するバケットカーブ付近では両形状とも水位変動が大きく，形状AでEL.420.0 m，形状BでEL.423.0 mまではね上がることがある。

しかし，ダム設計洪水流量1690 ㎥/sを低越流頂と自由越流頂とで同時放流した場合には，バケットカーブ終端での水位はEL.423.0 m程度になっており，はね上がりがあっても支障ないものと考えられる。

3.3 作用圧力

サーチャージ水位において下面に作用する圧力および設計洪水位において，両形状の上面・下面に作用する圧力の計測結果を図5.11および実験資料5.3に示す。

それぞれの最低圧力を比較すると表5.4の通りである。

表 5.4　低越流部の最低圧力

貯水池水位 EL.(m)	形状 A		形状 B	
	断面 No	最低圧力(m)	断面 No	最低圧力(m)
サーチャージ水位 432.000	11	−0.10	11	−0.10
設計洪水位 436.500	9	−1.32	8	−2.23

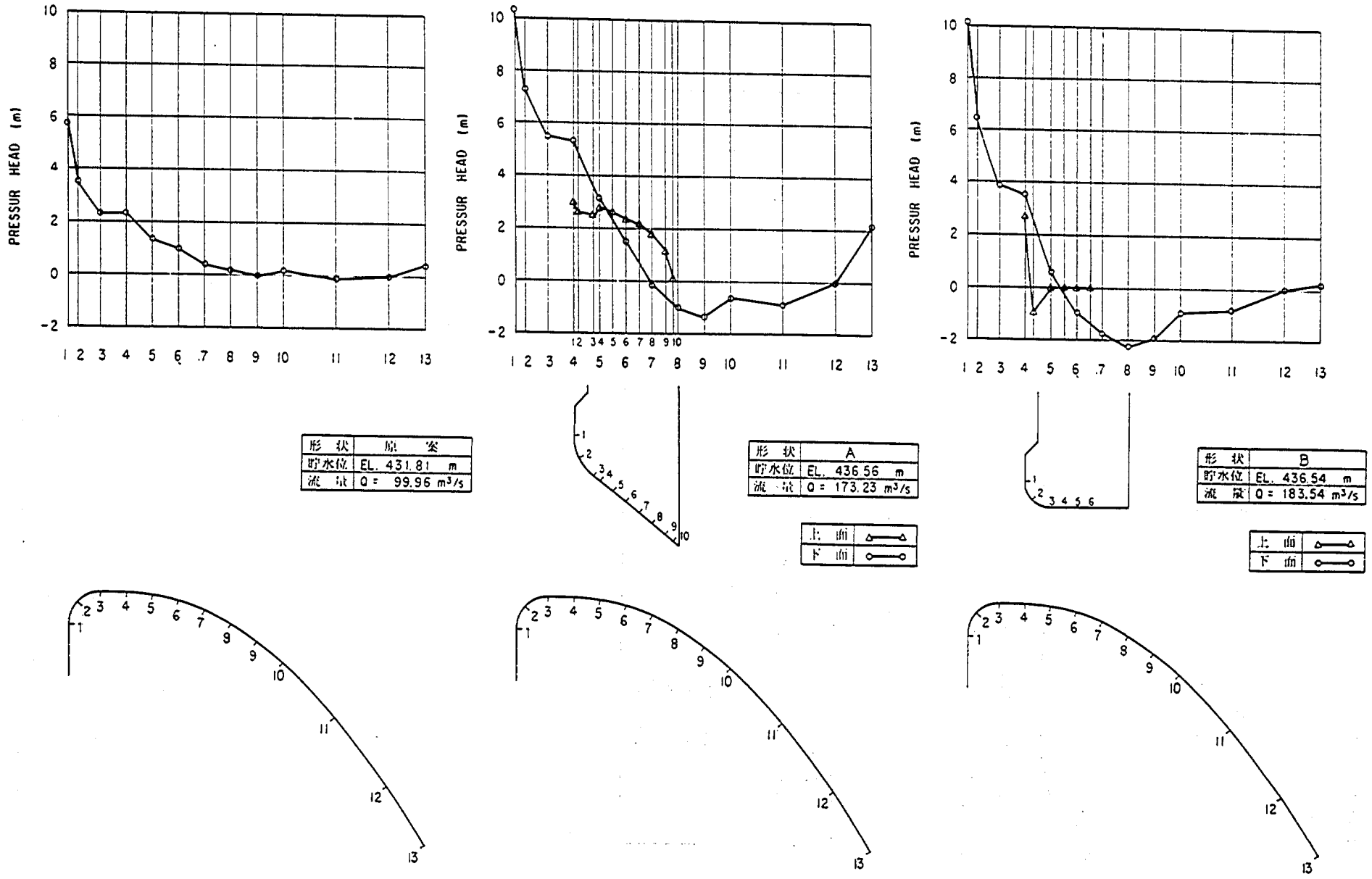

PRESSUR HEAD (m)
形状 原案
貯水位 EL. 431.81 m
流量 Q = 99.96 m³/s
形状 A
貯水位 EL. 436.56 m
流量 Q = 173.23 m³/s
形状 B
貯水位 EL. 436.54 m
流量 Q = 183.54 m³/s
上面
下面

図 5.11　圧力分布図

第4節　検討結果

図5.5に示すA，B両形状の放流機能・水面形・作用圧力についてまとめると，表5.5の通りである。

表5.5　低越流部の水理量

形状	貯水池水位	放流機能 Q(㎥/s)	水面形 (ピアーとの余裕)	作用圧力 (最低圧力)	備考
A	サーチャージ水位 EL.432.0 m	$Q=106.2$ / $C=0.61$	2.0 m	−0.10 m (No 11)	自由越流
	設計洪水位 EL.436.5 m	$Q=173.9$ / $C=0.76$	1.5 m	−1.32 m (No 9)	オリフィス流
B	サーチャージ水位 EL.432.0 m	$Q=106.2$ / $C=0.61$	2.0 m	−0.10 m (No 11)	自由越流
	設計洪水位 EL.436.5 m	$Q=183.1$ / $C=0.80$	0.5 m	−2.23 m (No 8)	オリフィス流

実　験　資　料　1

1.1　水位測定結果（流入部）

1.2　〃　（導流部，減勢工）

実験資料 1.1　水位測定結果（流入部）

貯水池水位	EL.433.89m
放流量	Q=439.11 ㎥/s

	ダム軸からの距離 DC(m)	左岸 横距(m)	左岸 水位 EL(m)									右岸 横距(m)	右岸 水位 EL(m)
流入部	-100	(-) 15.00	433.04 433.04	(-) 5.25	428.78 428.78	00.00	422.48 422.00	—	— —	—	— —	—	— —
	-97.50	(-) 15.00	430.46 430.46	(-) 6.85	422.74 422.17	3.85	423.04 422.53	—	— —	—	— —	9.90	423.50 422.36
	-90	(-) 15.00	429.72 429.72	(-) 8.25	421.53 420.74	(-) 4.00	422.58 421.78	4.15	423.65 422.95	—	— —	10.25	423.81 422.33
	-80	(-) 15.00	428.55 428.55	(-) 10.15	421.52 420.88	(-) 5.00	422.21 420.60	7.25	426.66 424.88	—	— —	13.60	427.14 426.13
	-73.75	—	— —	—	— —	—	— —	—	— —	—	— —	14.75	428.06 426.62
	-60	(-) 15.00	425.75 425.75	(-) 12.65	422.48 421.94	(-) 4.85	421.76 420.70	2.35	424.18 423.18	—	— —	13.80	424.78 423.87
	-40	(-) 15.00	422.63 422.63	(-) 13.70	421.44 420.45	(-) 4.35	422.16 420.67	5.50	423.47 423.08	—	— —	15.50	424.59 423.69
	-30	(-) 15.00	421.81 420.74	(-) 6.15	420.82 419.94	4.75	422.68 422.09	—	— —	—	— —	16.25	424.52 423.84
	-20	左	421.24 420.64	—	— —	00.00	420.99 420.21	—	— —	—	— —	右	421.73 421.19
	0	(-) 10.00	418.99 418.41	—	— —	00.00	418.00 417.44	—	— —	—	— —	10.00	418.15 417.47

貯水池水位	EL.435.33m
放流量	Q=110.51 ㎥/s

	ダム軸からの距離 DC(m)	左岸 横距(m)	左岸 水位 EL(m)									右岸 横距(m)	右岸 水位 EL(m)
流入部	-100	(-) 15.00	434.03 434.03	(-) 5.6	430.79 430.79	00.00	425.34 425.06	—	— —	—	— —	13.75	428.46 428.46
	-97.50	(-) 15.00	431.39 431.39	(-) 8.0	426.12 425.09	3.00	426.29 425.29	—	— —	—	— —	12.40	427.02 425.87
	-90	(-) 15.00	430.68 430.68	(-) 8.9	425.17 424.42	5.00	427.58 426.12	—	— —	—	— —	12.90	427.52 426.21
	-80	(-) 15.00	429.16 429.16	(-) 11.75	425.53 424.75	(-) 6.15	425.53 423.98	4.75	427.07 425.19	11.50	429.30 428.07	15.15	430.54 428.81
	-69.25	—	— —	—	— —	—	— —	—	— —	—	— —	17.75	432.73 430.92
	-60	(-) 20.00	432.91 432.91	(-) 14.00	425.96 424.89	(-) 3.15	425.58 423.38	7.35	428.91 427.58	—	— —	17.60	431.57 430.20
	-40	(-) 20.00	431.41 431.41	(-) 15.00	425.33 424.69	(-) 4.10	424.53 423.39	3.85	426.98 425.98	11.35	427.12 426.14	16.75	427.54 425.89
	-30	(-) 15.00	426.31 425.06	(-) 4.15	424.99 422.81	—	— —	4.25	426.84 426.05	17.75	429.77 428.05	右	426.22 425.18
	-20	左	425.87 424.64	—	— —	(-) 2.35	424.78 422.83	—	— —	—	— —	3.90	425.59 424.58
	0	(-) 10.00	421.67 421.02	—	— —	00.00	424.78 422.83	—	— —	—	— —	10.00	421.48 420.61

貯水池水位	EL.436.35m
放流量	Q=1695.64 ㎥/s

	ダム軸からの距離 DC(m)	左岸 横距(m)	左岸 水位 EL(m)									右岸 横距(m)	右岸 水位 EL(m)
流入部	-100	(-) 15.00	433.57 433.57	(-) 5.00	428.56 428.56	(-) 2.85	425.47 424.63	0.00	424.06 423.58	—	— —	2.35	423.13 422.53
	-97.5	(-) 15.00	431.03 431.03	(-) 8.10	424.46 423.92	0.00	424.72 423.77	—	— —	8.75	424.61 423.43	12.35	426.55 425.67
	-90	(-) 15.00	430.33 430.33	(-) 8.70	424.18 422.86	0.00	424.82 423.92	—	— —	8.50	425.76 424.06	13.50	427.79 426.75
	-80	(-) 15.00	429.09 429.09	(-) 11.65	425.03 423.89	(-) 5.15	424.18 423.68	4.35	427.76 426.64	10.60	430.12 429.01	16.50	432.04 431.09
	-76.25	—	— —	—	— —	—	— —	—	— —	—	— —	17.35	432.55 431.67
	-60	(-) 20.00	432.84 432.84	(-) 14.30	426.07 425.30	(-) 3.50	425.30 423.93	5.78	427.38 426.52	10.00	428.18 427.27	16.90	430.50 429.44
	-40	(-) 20.00	430.97 430.97	(-) 14.25	425.36 424.59	(-) 5.10	424.75 423.39	3.00	426.67 426.05	10.25	427.38 426.30	16.30	427.38 426.19
	-30	(-) 15.00	426.70 425.47	(-) 8.90	425.36 424.86	(-) 4.50	425.08 423.51	4.10	426.72 425.72	—	— —	16.60	428.73 427.91
	-20	左	425.29 424.40	—	— —	(-) 2.25	424.58 422.92	4.10	425.02 424.33	—	— —	右	426.06 425.22
	0	(-) 10.00	423.97 423.41	—	— —	00.00	422.38 421.32	—	— —	—	— —	10.00	423.41 422.73

注）横距は流水吐き中心線からの距離を表わす。
ただし、右岸側を正としている。
水位の上段は最高水位、下段は平均水位を表わす。

実験資料 1.2　水位測定結果表（導流部，減勢工）

貯水池水位	EL.431.74m
放流量	Q=102.53㎥/s

貯水池水位	EL.433.89m
放流量	Q=439.11㎥/s

貯水池水位	EL.435.33m
放流量	Q=1110.51㎥/s

貯水池水位	EL.436.35m
放流量	Q=1695.64㎥/s

	ダム軸からの距離 DC(m)	左岸 EL(m)	中央 EL(m)	右岸 EL(m)	左岸 EL(m)	中央 EL(m)	右岸 EL(m)	左岸 EL(m)	中央 EL(m)	右岸 EL(m)	左岸 EL(m)	中央 EL(m)	右岸 EL(m)
シュート部	0	412.76	412.50	412.67	417.95	417.03	416.68	418.99	418.00	418.15	421.67	420.28	421.48
		412.76	412.49	412.67	417.95	417.03	416.68	418.41	417.44	417.47	421.02	419.17	420.61
	20	—	—	—	413.50	414.17	414.66	417.04	417.37	417.68	419.72	420.00	420.23
		—	—	—	413.50	414.17	414.66	416.41	416.73	417.12	418.97	419.08	419.57
	40	—	—	—	414.62	413.36	413.71	417.43	416.41	416.42	419.52	418.98	419.08
		—	—	—	414.62	413.36	413.71	416.95	416.19	416.18	418.92	418.05	418.62
	60	—	—	—	413.35	413.75	413.15	416.20	416.10	416.10	418.50	418.10	418.40
		—	—	—	413.35	413.75	413.15	415.85	415.90	415.75	417.95	417.90	417.95
	80	—	—	—	409.89	409.59	410.35	411.98	411.85	412.47	414.00	414.22	414.42
		—	—	—	409.89	409.59	410.35	411.55	411.85	412.47	413.52	413.80	414.00
	100	—	—	—	400.41	400.57	400.89	402.34	402.49	403.01	404.70	404.27	404.70
		—	—	—	400.41	400.57	400.89	402.34	402.49	403.01	404.08	404.00	404.26
	120	—	—	—	386.75	387.02	387.00	388.56	388.60	388.72	391.08	389.94	390.65
		—	—	—	386.75	387.02	387.00	388.56	388.60	388.72	390.48	389.75	390.27
	140	—	—	—	373.53	373.76	373.75	375.17	374.95	374.90	376.77	376.43	376.63
		—	—	—	373.53	373.76	373.75	375.17	374.95	374.90	376.51	376.18	376.46
	160	—	—	—	360.06	360.20	360.27	361.02	361.33	361.28	362.73	362.68	362.59
		—	—	—	360.06	360.20	360.27	361.02	361.33	361.28	362.34	362.46	362.25
	180	—	—	—	346.70	346.65	346.93	348.13	347.74	347.99	349.04	349.10	349.08
		—	—	—	346.70	346.65	346.93	348.13	347.74	347.99	348.82	348.96	348.88
減勢工	200	334.25	334.40	334.33	334.51	334.63	334.67	335.32	335.48	335.07	335.94	336.37	336.43
		334.25	334.40	334.33	334.51	334.63	334.67	335.32	335.48	335.07	335.94	336.37	336.43
	220	330.76	331.26	330.86	331.11	331.19	331.13	328.02	328.56	327.88	328.87	329.02	327.64
		330.46	330.66	330.71	330.47	330.09	330.38	328.02	328.56	327.88	328.87	329.02	327.64
	240	330.86	331.09	330.96	332.44	332.23	332.44	330.59	329.39	330.17	326.83	327.14	326.14
		330.69	330.71	330.66	330.90	331.03	331.09	327.97	326.96	327.53	324.80	323.42	324.22
	260	331.22	330.84	330.95	333.98	333.28	333.83	333.13	332.88	333.43	330.92	330.75	330.95
		330.87	330.56	330.70	331.78	332.07	331.58	330.52	330.80	330.70	328.12	327.79	328.11
	280	331.00	330.99	330.92	334.07	334.16	333.84	337.28	336.58	337.09	337.57	335.71	337.07
		330.97	330.83	330.68	332.88	332.93	332.52	335.02	333.88	334.49	333.64	332.04	333.19
	300.386	330.89	330.77	330.84	334.20	333.26	333.75	338.28	337.84	338.31	342.33	342.89	343.28
		330.77	330.66	330.71	332.87	332.68	332.93	336.16	335.80	335.94	339.53	339.83	340.51
	309.886	329.61	329.63	329.69	330.68	330.57	330.73	335.57	334.93	335.89	343.54	343.56	344.07
		329.57	329.60	329.65	330.68	330.57	330.73	333.40	332.69	332.86	339.04	338.99	339.49
	320	320.30	320.28	320.19	321.00	320.68	321.11	327.73	327.74	324.17	339.02	339.57	341.09
		319.96	320.11	319.91	321.00	320.68	321.11	323.64	322.14	324.10	336.49	334.87	334.58
	322.886	320.06	320.14	319.88	319.07	318.84	319.03	324.93	324.84	324.23	338.38	345.64	340.97
		319.99	320.00	319.78	319.07	318.84	319.03	320.99	319.09	321.42	330.32	333.74	334.62
	340	320.93	320.85	320.91	321.71	321.55	321.61	325.14	325.47	326.56	330.42	329.09	331.09
		320.68	320.58	320.72	321.71	321.55	321.61	322.42	322.69	321.86	327.99	327.63	327.81
	352.886	320.88	320.75	320.73	322.25	322.14	321.92	326.87	326.77	327.16	330.73	329.78	331.07
		320.66	320.55	320.46	322.25	322.14	321.92	324.48	324.79	323.96	328.14	328.01	328.26
	354.886	320.09	319.88	319.81	321.49	320.99	321.38	326.86	327.04	326.56	331.14	329.72	330.03
		319.90	319.69	319.63	321.49	320.99	321.38	324.39	324.53	323.47	328.84	327.64	328.43
	357.886	317.19	316.91	316.80	320.11	319.63	319.64	326.84	326.54	325.74	329.82	328.74	330.35
		316.86	316.69	316.73	320.11	319.63	319.64	323.54	324.08	322.94	327.35	327.26	327.30
	360	316.65	316.60	316.59	318.20	317.95	317.93	325.09	325.99	325.81	329.05	328.12	328.44
		316.56	316.46	316.42	318.20	317.95	317.93	322.38	323.49	321.92	326.37	325.86	325.61
	372.936	—	—	—	317.51	317.52	317.45	321.52	320.82	321.18	323.65	322.64	323.12
		—	—	—	317.51	317.52	317.45	319.74	319.13	319.71	321.26	321.13	321.19

注）水位の上段は最高水位　　下段は平均水位を表わす。

実　験　資　料　2

2.1　現地砂及び実験使用砂フルイ分け試験結果

2.2　設計原案貯水池内流速測定結果

2.3　放流機能測定結果

2.4　設計原案水面形測定結果

2.5　設計原案下流河道流速測定結果

2.6　側水路検討形状の水面形測定結果

2.7　側水路最終案水面形測定結果

2.8　減勢工検討形状水面形測定結果

2.9　減勢工検討形状作用圧力測定結果

2.10　副ダム減勢工内水面形測定結果

2.11　移動床河床縦断測定結果

2.12　水位，流速，圧力測定位置図

実験資料2.1　現地砂及び実験使用砂フルイ分け試験結果

資2.1.1　フルイ分け試験結果表（実物）

A　地　点
（減勢部吐口下流約50m地点）

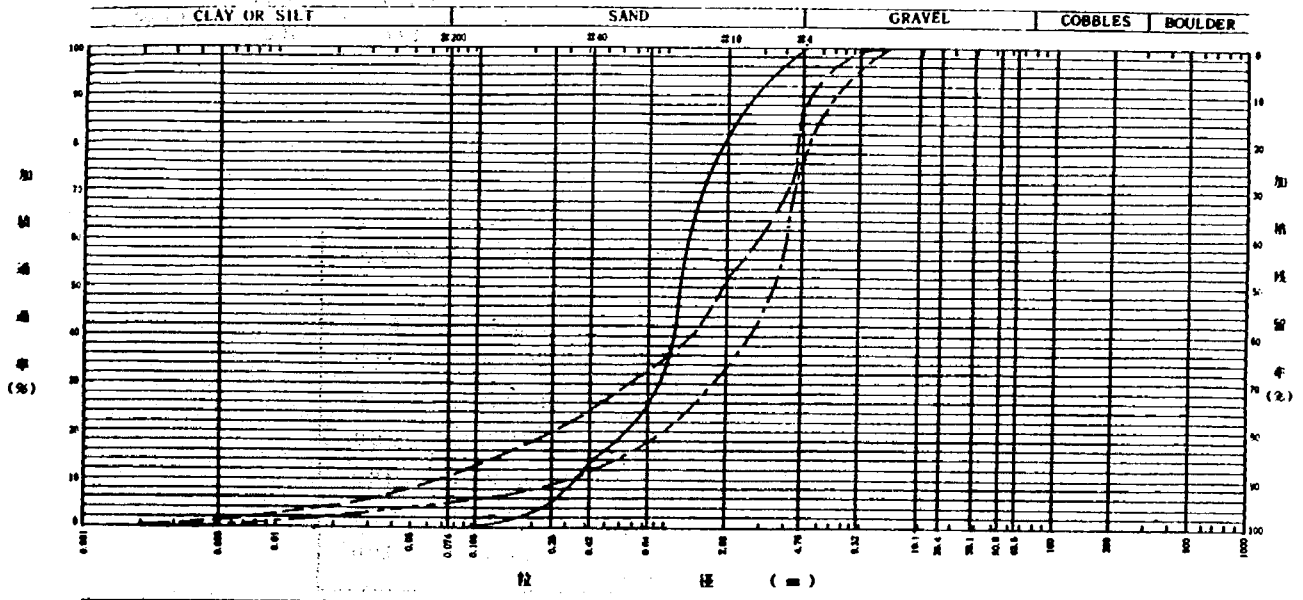
フルイ目 (mm)	d'	通加百分率 (%)	Δp	d'Δp
650		100.0		
	450			
250		77.0		
	225		13.9	3127.5
200		63.1	28.7	4305.0
	150		11.0	899.8
100		33.4	3.4	194.1
	81.8		3.1	137.6
63.5		23.4	4.0	127.2
	57.1		1.9	42.2
50.8		20.0	3.3	47.2
	44.1		2.1	14.9
38.1		16.9	2.2	7.5
	31.8		1.5	2.1
25.4		12.9	0.9	0.5
	22.2		0.5	0.2
19.1		11.0	0.37	0.1
	14.3		0.0	0.0
9.52		7.7	0.13	0.0
	7.1			
4.76		5.6		
	3.4			
2.00		3.4		
	1.4			
0.84		1.9		
	0.6			
0.42		1.0		
	0.4			
0.25		0.5		
	0.2			
0.105		0.13		
	0.1			
0.074		0.13		
	0.074			
0.074以下		0.0		

$$d_m = \frac{\Sigma d'\Delta p}{100} = \frac{8905.9}{100} \fallingdotseq 89.0\,\text{mm}$$

B　地　点
（減勢部吐口下流約100m地点）

フルイ目 (mm)	d'	通加百分率 (%)	Δp	d'Δp
600		100.0		
	425			
250		87.2		
	225		13.3	2992.5
220		73.9	22.0	3300.0
	150		11.7	957.1
100		51.9	3.8	217.0
	81.8		4.2	186.5
63.5		40.2	5.6	178.1
	57.1		3.0	66.6
50.8		36.4	6.3	90.1
	44.4		5.2	36.9
38.1		32.2	5.1	17.3
	31.8		2.9	4.1
25.4		26.6	2.0	1.2
	22.2		1.1	0.4
19.1		23.6	0.7	0.1
	14.3		0.1	0.0
9.52		17.3	0.2	0.0
	7.1			
4.76		12.1		
	3.4			
2.00		7.0		
	1.4			
0.84		4.1		
	0.6			
0.42		2.1		
	0.4			
0.25		1.0		
	0.2			
0.105		0.3		
	0.1			
0.074		0.2		
	0.074			
0.074以下		0.0		

$$d_m = \frac{\Sigma d'\Delta p}{100} = \frac{8047.9}{100} \fallingdotseq 80.5\,\text{mm}$$



	実験使用砂	A地点	B地点				
最大粒径 mm	4.76	13.0	12.0	D_m 粒径 mm			
最小粒径 mm	0.074	0.001	0.001	均等係数 Uc	4.00	11.43	42.65
D_{15} 粒径 mm	0.35	0.35	0.068	曲率係数 Uc'			
D_{15} 粒径 mm				比重			
D_{50} 粒径 mm	1.3	3.3	1.9	吸水量 %			
D_{60} 粒径 mm	1.4	4.0	2.9				

———	実験使用砂
—·—	A　地点
- - - -	B　地点

注）Uc＝D60／D10

資2.1.3　現地砂および使用砂粒度分布（模型）

資2.1.2　フルイ分け試験結果表（模型）

A 地点（模型）
（減勢部河口下流約50 m地点）

フルイ目（mm）	d'	通加百分率（%）	Δp	$d'\Delta p$
13.000		100.00		
	9.000		23.00	207.0
5.000		77.00		
	4.500		13.90	62.6
4.000		63.10		
	3.000		28.70	86.1
2.000		33.40		
	1.635		11.00	18.0
1.270		23.40		
	1.143		3.40	3.9
1.016		20.00		
	0.889		3.10	2.8
0.762		16.90		
	0.635		4.00	2.5
0.508		12.90		
	0.445		1.90	0.9
0.382		11.00		
	0.286		3.30	0.9
0.190		7.70		
	0.143		2.10	0.3
0.095		5.60		
	0.068		2.20	0.2
0.040		3.40		
	0.029		1.50	0.0
0.017		1.90		
	0.013		0.90	0.0
0.008		1.00		
	0.007		0.50	0.0
0.005		0.50		
	0.004		0.37	0.0
0.002		0.13		
	0.002		0.00	0.0
0.001		0.13		
	0.001		0.13	0.0
0.001以下		0.00		

$$d_m = \frac{\Sigma d'\Delta p}{100} = \frac{385.2}{100} \fallingdotseq 3.85\ \text{mm}$$

B 地点（模型）
（減勢部河口下流約100 m地点）

フルイ目（mm）	d'	通加百分率（%）	Δp	$d'\Delta p$
12.000		100.00		
	8.500		12.80	108.8
5.000		87.20		
	4.700		13.30	62.5
4.400		73.90		
	3.200		22.00	70.4
2.000		51.90		
	1.635		11.70	19.1
1.270		40.20		
	1.143		3.80	4.3
1.016		36.40		
	0.889		4.20	3.7
0.762		32.20		
	0.635		5.60	3.6
0.508		26.60		
	0.445		3.00	1.3
0.382		23.60		
	0.286		6.30	1.8
0.190		17.30		
	0.143		5.20	0.7
0.095		12.10		
	0.068		5.10	0.4
0.040		7.00		
	0.029		2.90	0.1
0.017		4.10		
	0.013		2.00	0.0
0.008		2.10		
	0.007		1.10	0.0
0.005		1.00		
	0.004		0.70	0.0
0.002		0.30		
	0.002		0.10	0.0
0.001		0.20		
	0.001		0.20	0.0
0.001以下		0.00		

$$d_m = \frac{\Sigma d'\Delta p}{100} = \frac{276.7}{100} \fallingdotseq 2.77\ \text{mm}$$

実験使用砂（模型）

フルイ目（mm）	d'	通加百分率（%）	Δp	$d'\Delta p$
4.76		99.72		
	3.4		17.64	60.00
2.00		82.08		
	1.4		56.47	79.10
0.84		25.61		
	0.6		12.01	7.20
0.42		13.60		
	0.3		8.63	2.60
0.25		4.97		
	0.2		4.69	0.90
0.105		0.28		
	0.1		0.19	0.00
0.074		0.09		
	0.074		0.09	0.00
0.074以下		0.00		

$$d_m = \frac{\Sigma d'\Delta p}{99.72} = \frac{149.8}{99.72} \fallingdotseq 1.50\ \text{mm}$$

実験資料2.2　設計原案貯水池内流速測定結果

実験ケース	56設計原案
越流型式	低越流頂EL．421.30 m
貯水池水位	EL．425.85 m
放流量	119.50 ㎥/s

側線＼測点	貯水池内流量値（m/s）							
	1	2	3	4	5	6	7	8
A	0	0	—	—	—	0	—	—
B	0	—	0	—	0	—	0	—
C	—	0.169	—	—	—	—	—	—
D	0.169	—	—	—	—	—	—	—
E	—	0.263	—	—	—	—	—	—
F	0	—	—	—	—	—	—	—

実験ケース	56設計原案
越流型式	低越流頂EL．432.00 m 高越流頂EL．432.00 m
貯水池水位	EL．436.15 m
放流量	1692.64 ㎥/s

側線＼測点	貯水池内流量値（m/s）							
	1	2	3	4	5	6	7	8
A	0.719	0.597	—	0.689	—	0.506	—	0.324
B	0.597	—	0.597	—	1.115	—	0.871	—
C	—	0.567	—	—	—	—	—	—
D	0.628	—	—	—	—	—	—	—
E	—	0.233	—	—	—	—	—	—
F	0.233	—	—	—	—	—	—	—

実験ケース	56設計原案
越流型式	低越流頂EL．422.00 m
貯水池水位	EL．431.74 m
放流量	99.35 ㎥/s

側線＼測点	貯水池内流量値（m/s）							
	1	2	3	4	5	6	7	8
A	0.233	0	0	0	0	0.324	—	0
B	0.351	—	0	—	0.351	—	0	—
C	—	0.263	—	—	—	—	—	—
D	0.263	—	—	—	—	—	—	—
E	0	—	—	—	—	—	—	—
F	0	—	—	—	—	—	—	—

実験ケース	56設計原案
越流型式	低越流頂EL．432.00 m 高越流頂EL．432.00 m
貯水池水位	EL．435.22 m
放流量	1099.66 ㎥/s

側線＼測点	貯水池内流量値（m/s）							
	1	2	3	4	5	6	7	8
A	0.233	—	—	—	—	—	—	—
B	0.233	—	—	—	0.658	—	0.688	—
C	—	0.324	—	—	—	—	—	—
D	0.293	—	0.385	—	—	—	—	—
E	0.415	0.385	—	0.445		0.324		0.263
F	0.233	—	—	—	—	—	—	—

実験資料2.3　放流機能測定結果

資2.3.1　貯水池水位～放流量測定結果

放流形式	貯水池水位 H(EL.m)	放流量 Q(㎥/sec)	流量係数 C
自由越流部	433.140	180.905	1.581
(EL.432.0m)	433.685	358.274	1.743
	434.150	542.125	1.829
単独放流	434.548	718.316	1.879
	434.890	870.936	1.886
	435.233	1064.216	1.948
	435.545	1248.067	1.989
	435.810	1417.776	2.028
	436.095	1590.431	2.042
	436.375	1784.299	2.074
	436.587	1935.152	2.096
	436.848	2128.431	2.121
	437.118	2322.889	2.134
自由越流部	433.380	269.928	1.682
(EL.432.0m)	434.210	600.440	1.846
ゲート上段	434.615	797.233	1.904
(EL.432.0m)	435.100	1050.014	1.943
	435.615	1380.574	2.029
同時放流	436.075	1689.985	2.075
	436.500	1970.350	2.085

$$Q = N \cdot C \cdot B \cdot H^{3/2}$$

$$C = \frac{Q}{N \cdot B \cdot H^{3/2}}$$

Q：放流量（㎥/sec）
B：流入部断面の幅（m）
H：流入部断面の底面を基準とする全エネルギー
C：流量係数

資2.3.2　H/H_d～$C\left(\frac{H}{H_d}\right)$の関係

放流型式	H／Hd	$C(\frac{H}{Hd})$
自由越流部 EL.432.0m 単独放流	0.253	0.400
	0.374	0.652
	0.478	0.874
	0.566	1.063
	0.642	1.211
	0.718	1.398
	0.788	1.567
	0.847	1.718
	0.910	1.858
	0.972	2.016
	1.019	2.136
	1.077	2.284
	1.137	2.426
自由越流部 EL.432.0m ゲート上段 同時放流	0.307	0.516
	0.491	0.906
	0.581	1.106
	0.689	1.339
	0.803	1.629
	0.906	1.880
	1.000	2.085

実験資料2.4　設計原案水面形測定結果

資2.4.1　水面形測定結果表

測定位置（DC）		実験ケース	放流型式		貯水池水位		放流量
		56設計原案	低越流頂EL.432.00 m 高越流頂EL.432.00 m		EL.436.15 m		1692.64 m³/s
		水位（EL.+m）			横断距離（m）		
側水路	−102.09	14.00	—	26.00	—	—	36.50
		426.00	—	425.65	—	—	428.65
		425.40	—	424.95	—	—	427.50
	−82.50	12.00	—	25.00	—	—	40.00
		426.50	—	425.95	—	—	432.85
		425.70	—	424.45	—	—	430.95
	−52.50	11.00	—	25.00	—	—	43.50
		426.40	—	424.60	—	—	430.30
		425.90	—	423.60	—	—	428.90
	−32.58	11.00	—	27.50	—	—	46.00
		425.20	—	424.90	—	—	429.45
		424.60	—	423.00	—	—	427.70
シュート部	0.00	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		423.50	—	423.25	—	—	423.70
		422.15	—	422.40	—	—	423.15
	60.00	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		419.35	—	418.35	—	—	419.05
		418.60	—	418.05	—	—	418.45
	102.78	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		403.55	—	403.00	—	—	403.50
		402.95	—	402.75	—	—	402.90
	150.00	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		369.99	—	369.50	—	—	370.04
		369.80	—	369.44	—	—	369.64
	195.61	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		339.04	—	338.74	—	—	339.14
		338.74	—	338.60	—	—	338.70
減勢部	240.35	0.25	—	15.00	—	—	29.75
		325.70	—	326.70	—	—	327.05
		324.80	—	325.65	—	—	325.15
	280.00	0.25	—	15.00	—	—	29.75
		337.85	—	338.60	—	—	338.10
		334.90	—	336.65	—	—	334.45
	315.00	0.25	—	15.00	—	—	29.75
		342.65	—	341.05	—	—	342.40
		340.35	—	339.80	—	—	339.35
河道部	No 2	30.00	47.50	65.00	85.00	107.50	—
		—	—	—	—	—	—
		319.50	320.30	322.00	323.35	323.20	—
	No 4	35.00	55.00	70.00	85.00	92.50	115.00
		—	—	—	—	—	—
		319.95	320.15	318.85	318.85	319.65	325.00
	No 6	29.00	40.00	70.00	92.50	111.00	—
		—	—	—	—	—	—
		320.35	319.65	320.30	323.50	323.75	—
	No 8	17.00	37.50	42.50	62.50	77.50	—
		—	—	—	—	—	—
		319.75	319.55	320.10	317.70	317.15	—

資2.4.2　水面形測定結果表

測定位置（DC）		実験ケース	放流型式		貯水池水位		放流量
		56設計原案	低越流頂EL.432.00 m 高越流頂EL.432.00 m		EL.435.22 m		1099.66 m³/s
		水位（EL.+m）			横断距離（m）		
側水路	−102.09	15.50	—	20.50	—	—	32.00
		422.25	—	421.65	—	—	425.25
		421.75	—	420.80	—	—	424.40
	−82.50	12.50	—	25.00	—	—	40.50
		422.40	—	422.30	—	—	430.70
		421.60	—	421.20	—	—	429.65
	−52.50	12.50	—	25.50	—	—	41.00
		422.85	—	422.00	—	—	425.30
		422.35	—	421.15	—	—	424.35
	−32.58	14.00	—	27.50	—	—	44.50
		421.45	—	420.20	—	—	424.65
		420.75	—	419.60	—	—	423.70
シュート部	0.00	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		420.55	—	420.60	—	—	420.25
		419.40	—	419.65	—	—	419.45
	60.00	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		416.60	—	416.70	—	—	417.10
		416.15	—	416.25	—	—	416.55
	102.78	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		401.48	—	400.88	—	—	400.93
		401.13	—	400.73	—	—	400.73
	150.00	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		368.40	—	368.35	—	—	368.55
		368.20	—	368.20	—	—	368.35
	195.61	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		337.64	—	337.64	—	—	337.69
		337.49	—	337.49	—	—	337.49
減勢部	240.35	0.25	—	15.00	—	—	29.75
		329.90	—	330.45	—	—	329.35
		328.25	—	328.25	—	—	328.30
	280.00	0.25	—	15.00	—	—	29.75
		336.90	—	336.45	—	—	336.95
		334.75	—	334.15	—	—	334.15
	315.00	0.25	—	15.00	—	—	29.75
		338.80	—	338.35	—	—	338.05
		337.55	—	336.90	—	—	337.20
河道部	No 2	25.00	45.00	60.00	67.50	76.00	110.50
		—	—	—	—	—	—
		317.80	318.25	319.25	320.00	321.20	321.10
	No 4	34.00	49.00	65.00	89.00	100.00	117.50
		—	—	—	—	—	—
		318.00	317.75	318.05	317.15	318.85	322.95
	No 6	22.50	40.00	56.50	78.50	90.00	111.00
		—	—	—	—	—	—
		318.20	318.10	317.20	318.05	320.75	321.80
	No 8	10.00	20.00	50.00	58.50	65.00	90.00
		—	—	—	—	—	—
		317.75	319.50	317.95	318.75	320.35	318.65

資2.4.3　水面形測定結果表

測定位置（DC）		実験ケース	放流型式		貯水池水位		放流量
		56設計原案	低越流頂EL.421.30m		EL.425.85m		119.50m³/s
		水位（EL.+m）			横断距離（m）		
側水路	−102.09	18.0	—	23.0	—	—	27.5
		—	—	—	—	—	—
		415.6	—	415.25	—	—	415.4
	−82.50	16.0	—	24.0	—	—	34.0
		—	—	—	—	—	—
		414.25	—	414.3	—	—	414.55
	−52.50	16.0	—	24.5	—	—	38.0
		—	—	—	—	—	—
		413.55	—	413.3	—	—	413.6
	−32.58	15.0	—	25.0	—	—	37.5
		—	—	—	—	—	—
		412.85	—	412.8	—	—	412.95
シュート部	0.00	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		—	—	—	—	—	—
		412.95	—	412.4	—	—	412.4
	60.00	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		—	—	—	—	—	—
		411.6	—	411.55	—	—	411.55
	102.78	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		—	—	—	—	—	—
		397.88	—	397.83	—	—	397.83
	150.00	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		—	—	—	—	—	—
		365.898	—	366.248	—	—	366.248
	195.61	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		—	—	—	—	—	—
		335.991	—	335.491	—	—	335.491
減勢部	240.35	0.25	—	15.00	—	—	29.75
		332.4	—	332.35	—	—	332.9
		332.2	—	332.2	—	—	332.75
	280.00	0.25	—	15.00	—	—	29.75
		332.6	—	332.3	—	—	332.35
		332.35	—	332.2	—	—	332.3
	315.00	0.25	—	15.00	—	—	29.75
		332.3	—	332.35	—	—	332.4
		332.25	—	332.1	—	—	332.2
河道部	No. 2	33.5	53.0	78.5	84.5	107.5	—
		—	—	—	—	—	—
		319.05	319.65	318.7	318.2	319.35	—
	No. 4	54.0	68.5	76.0	86.5	111.5	—
		—	—	—	—	—	—
		318.75	318.25	317.85	317.6	318.6	—
	No. 6	42.5	53.0	59.0	70.0	78.5	91.0
		—	—	—	—	—	—
		317.8	317.5	317.6	317.5	317.15	318.0
	No. 8	52.5	57.5	67.5	72.5	—	—
		—	—	—	—	—	—
		315.6	315.1	313.95	313.75	—	—

資2.4.4　水面形測定結果表

測定位置（DC）		実験ケース	放流型式		貯水池流量		放流量
		56設計原案	低流越頂EL.427.0m		EL.431.74m		99.35m³/s
		水位（EL.+m）			横断距離（m）		
側水路	−102.09	17.50	—	21.00	—	—	24.00
		415.95	—	416.55	—	—	415.65
		415.50	—	415.90	—	—	414.95
	−82.50	15.50	—	22.50	—	—	33.50
		415.10	—	414.45	—	—	415.95
		414.65	—	414.25	—	—	414.75
	−52.50	14.50	—	24.00	—	—	36.00
		413.95	—	413.95	—	—	413.70
		413.70	—	413.60	—	—	413.55
	−32.58	15.50	—	25.00	—	—	37.50
		413.55	—	413.10	—	—	413.15
		413.10	—	413.05	—	—	413.05
シュート部	0.00	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		413.20	—	412.85	—	—	412.75
		412.95	—	412.55	—	—	412.55
	60.00	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		412.25	—	411.95	—	—	412.00
		412.00	—	411.80	—	—	411.75
	102.78	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		397.88	—	397.93	—	—	398.98
		397.83	—	397.83	—	—	397.83
	150.00	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		366.20	—	366.35	—	—	366.50
		366.10	—	366.25	—	—	366.40
	195.61	0.25	—	10.00	—	—	19.75
		336.04	—	335.99	—	—	335.89
		335.99	—	335.89	—	—	335.84
減勢部	240.35	0.25	—	15.00	—	—	29.75
		332.70	—	332.45	—	—	333.40
		332.30	—	331.90	—	—	332.90
	280.00	0.25	—	15.00	—	—	29.75
		332.50	—	332.45	—	—	332.55
		332.35	—	332.20	—	—	332.20
	315.00	0.25	—	15.00	—	—	29.75
		332.75	—	332.50	—	—	332.50
		332.25	—	332.25	—	—	332.35
河道部	No. 2	31.50	47.00	63.50	76.50	88.00	106.50
		—	—	—	—	—	—
		319.30	315.50	319.85	318.95	319.00	319.50
	No. 4	51.50	65.00	76.00	86.00	98.50	112.00
		—	—	—	—	—	—
		320.00	318.55	317.90	318.40	318.40	318.90
	No. 6	43.50	55.00	60.00	70.00	89.00	—
		—	—	—	—	—	—
		317.80	317.50	317.70	317.00	317.75	—
	No. 8	52.50	56.00	63.00	74.50	—	—
		—	—	—	—	—	—
		315.55	315.80	315.00	314.80	—	—

上段：横断距離，中段：最高水位，下段：平均水位

実験資料2.5　設計原案下流河道流速測定結果

実験ケース	56設計原案
越流型式	低越流頂EL.432.00 m 高越流頂EL.432.00 m
貯水池水位	EL.436.15 m
放流量	1692.64 ㎥/s

測線No.	河道内流速値（m/s）					
	上段：横断距離				下段：流速値	
2	95.00	80.00	65.00	55.00	—	—
	5.037	12.668	11.787	12.759	—	—
4	100.00	100.00	90.00	80.00	65.00	—
	9.384	11.331	11.300	10.905	11.209	—
6	95.00	85.00	75.00	60.00	—	—
	9.902	10.905	9.293	8.077	—	—
8	70.00	55.00	45.00	30.00	—	—
	11.999	10.814	8.503	5.371	—	—

実験ケース	56設計原案
越流型式	低越流頂EL.421.30 m
貯水池水位	EL.425.85 m
放流量	119.50 ㎥/s

測線No.	河道内流速値（m/s）					
	上段：横断距離				下段：流速値	
2	70.0	85.0	100.0	—	—	—
	3.307	6.043	1.756	—	—	—
4	85.0	100.0	110.0	—	—	—
	2.032	5.250	3.909	—	—	—
6	55.0	67.5	85.0	—	—	—
	2.722	2.969	4.638	—	—	—
8	57.5	65.0	72.5	—	—	—
	1.327	0.807	0.871	—	—	—

実験ケース	56設計原案
越流型式	低越流頂EL.432.0 m 高越流頂EL.432.0 m
貯水池水位	EL.435.22 m
放流量	1099.66 ㎥/s

測線No.	河道内流速値（m/s）					
	上段：横断距離				下段：流速値	
2	60.0	75.0	90.0	105.0	—	—
	11.36	11.178	12.243	3.152	—	—
4	65.0	85.0	100.0	115.0	—	—
	6.344	9.293	12.43	8.867	—	—
6	50.0	65.0	80.8	95.0	105.0	—
	1.444	9.932	9.932	11.85	0.695	—
8	35.0	60.0	60.5	75.0	—	—
	6.064	10.90	11.20	8.168	—	—

実験ケース	56設計原案
越流型式	低越流頂EL.427.00 m
貯水池水位	EL.431.74 m
放流量	99.35 ㎥/s

測線No.	河道内流速値（m/s）					
	上段：横断距離				下段：流速値	
2	60.0	66.0	75.0	—	—	—
	1.236	5.827	4.306	—	—	—
4	90.0	85.0	115.0	—	—	—
	1.296	2.275	4.519	—	—	—
6	50.0	65.0	90.0	—	—	—
	0.415	4.428	4.642	—	—	—
8	55.0	66.0	75.0	—	—	—
	4.805	5.827	4.306	—	—	—

実験資料 2.6　側水路検討形状の水面形測定結果

形状	A
越流型式	ゲート上段EL.432.00 m
	自由越流部EL.432.00 m
貯水池水位	EL.436.09 m
放流量	1690.69 ㎥/s

測定位置		水位(EL+m) 横断距離(m)		
側水路		12.00	22.50	32.50
	−102.09	425.85	425.30	428.60
		424.95	424.70	427.85
		11.50	21.50	39.50
	− 82.50	426.00	425.45	432.45
		425.30	424.50	431.20
		10.00	23.50	41.00
	− 52.50	426.60	423.70	429.45
		425.60	422.65	428.75
		9.80	25.50	44.00
	− 32.58	426.15	424.85	429.10
		425.00	423.80	428.00
		0.25	10.00	19.75
	0.00	421.35	420.50	422.25
		420.60	419.65	421.60

形状	B
越流型式	ゲート上段EL.432.00 m
	自由越流部EL.432.00 m
貯水池水位	EL.436.03 m
放流量	1688.22 ㎥/s

測定位置		水位(EL+m) 横断距離(m)		
側水路		8.00	28.00	35.50
	−102.09	430.30	429.80	431.50
		429.95	429.10	431.10
		8.50	28.00	42.50
	− 82.50	430.45	429.45	433.70
		430.25	429.05	433.40
		6.00	22.50	45.00
	− 52.50	431.15	428.85	432.90
		430.95	428.55	432.70
		5.00	26.00	46.50
	− 32.58	432.20	429.50	432.80
		431.60	429.25	432.50
		0.25	10.00	19.75
	0.00	422.70	419.80	424.45
		422.45	419.25	423.90

形状	C
越流型式	ゲート上段EL.432.00 m
	自由越流部EL.432.00 m
貯水池水位	EL.436.09 m
放流量	1690.69 ㎥/s

測定位置		水位(EL+m) 横断距離(m)			
側水路		12.50	21.00	34.00	—
	−102.09	425.60	425.90	427.00	—
		425.35	425.35	426.55	—
		9.00	21.00	38.00	—
	− 82.50	426.25	426.25	432.55	—
		425.65	425.65	432.05	—
		10.00	18.00	29.00	41.00
	− 52.50	426.40	425.40	427.30	427.25
		425.55	424.55	426.65	426.65
		7.50	20.00	43.50	—
	− 32.58	426.60	424.30	429.45	—
		425.85	423.70	428.80	—
		0.25	10.00	19.75	—
	0.00	421.60	419.75	420.55	—
		420.75	419.10	420.20	—

上段：横断距離
中段：最高水位
下段：平均水位

形状	D
越流型式	ゲート上段EL.432.00 m
	自由越流部EL.432.00 m
貯水池水位	EL.436.09 m
放流量	1689.63 ㎥/s

測定位置		水位(EL+m) 横断距離(m)			
側水路		10.50	21.00	32.50	—
	−102.09	426.15	425.85	427.15	—
		425.75	425.35	426.80	—
		11.50	22.50	30.00	40.50
	− 82.50	426.35	425.60	428.45	431.20
		425.90	424.85	427.35	430.40
		11.50	20.00	32.50	42.50
	− 52.50	426.15	425.30	427.55	427.05
		426.05	424.90	427.10	426.60
		8.50	22.00	33.00	44.00
	− 32.58	426.85	424.65	427.35	428.60
		426.10	423.90	426.70	428.25
		0.25	10.00	19.75	—
	0.00	421.95	420.05	420.90	—
		421.25	419.50	420.60	—

形状	E
越流型式	ゲート上段EL.432.00 m
	自由越流部EL.432.00 m
貯水池水位	EL.436.43 m
放流量	1689.63 ㎥/s

測定位置		水位(EL+m) 横断距離(m)		
側水路		11.00	22.50	30.50
	−102.09	426.75	426.30	428.75
		426.15	425.60	428.55
		11.50	25.00	36.00
	− 82.50	426.90	427.20	431.90
		426.40	426.80	431.10
		11.50	20.00	36.50
	− 52.50	426.30	424.35	427.80
		425.80	423.85	427.45
		10.50	22.50	39.00
	− 32.58	426.00	423.30	425.65
		425.40	423.00	424.95
		0.25	10.00	19.75
	0.00	421.85	420.10	421.05
		421.25	419.60	420.30

形状	F
越流型式	ゲート上段EL.432.00 m
	自由越流部EL.432.00 m
貯水池水位	EL.436.10 m
放流量	1690.69 ㎥/s

測定位置		水位(EL+m) 横断距離(m)				
小路および側水路		11.75	15.00	18.50	24.00	—
	−102.09	426.35	426.25	425.85	428.10	—
		425.90	425.60	425.35	427.30	—
		10.00	12.50	17.50	21.50	25.00
	− 82.50	426.85	426.05	424.70	431.45	431.90
		426.15	425.35	424.20	430.45	430.90
		9.25	14.00	18.00	23.00	31.00
	− 52.50	426.15	425.45	424.10	426.40	427.50
		425.15	424.60	423.45	425.75	427.05
		10.00	17.00	22.50	25.55	31.00
	− 32.58	424.65	423.50	422.50	424.25	425.95
		423.95	422.75	422.10	423.70	425.30
		0.25	10.00	19.75	—	—
	0.00	421.35	420.85	422.40	—	—
		420.30	420.10	421.60	—	—

実験資料 2.7　側水路最終案水面形測定結果

測定位置（DC）		放流型式		貯水池水位	放流量	放流型式		貯水池水位	放流量
		ゲート上段EL.432.00m 自由越流部EL.432.00m		EL.436.10m	1686.45㎥/s	ゲート上段EL.432.00m 自由越流部EL.432.00m		EL.435.21m	1100.61㎥/s
		水位（EL＋m）		横断距離（m）		水位（EL＋m）		横断距離（m）	
側水路	−102.09	10.50	21.00	—	32.50	13.00	22.50	28.00	36.50
		426.15	425.85	—	427.15	332.85	332.80	335.85	337.15
		425.75	425.35	—	426.80	331.00	331.40	334.25	335.30
	−82.50	11.50	22.50	30.00	40.50	12.50	21.00	29.00	38.50
		426.35	425.60	428.45	431.20	333.10	332.35	336.15	338.15
		425.90	424.85	427.35	430.40	331.10	331.60	334.40	336.40
	−52.50	11.50	20.00	32.50	42.50	11.50	21.50	29.50	41.00
		426.15	425.30	427.55	427.05	331.55	331.95	334.60	335.80
		426.05	424.90	427.10	426.60	329.95	330.25	333.25	334.60
	−32.58	8.50	22.00	33.00	44.00	11.50	22.00	29.50	41.50
		426.85	424.65	427.35	428.60	332.70	331.15	333.05	333.90
		426.10	423.90	426.70	428.25	331.55	329.80	331.80	332.95
シュート部	0.00	0.25	10.00	—	19.75	0.25	10.00	—	19.75
		421.95	420.05	—	420.90	329.40	328.30	—	328.40
		421.25	419.50	—	420.60	328.30	327.55	—	327.55
	60.00	0.25	10.00	—	19.75	0.25	10.00	—	19.75
		418.40	418.50	—	418.85	326.25	326.65	—	326.85
		417.80	418.15	—	418.20	325.60	325.95	—	325.95
	102.78	0.25	10.00	—	19.75	0.25	10.00	—	19.75
		403.23	402.38	—	402.88	401.63	401.13	—	401.08
		402.73	402.08	—	402.13	401.13	400.83	—	400.73
	150.00	0.25	10.00	—	19.75	0.25	10.00	—	19.75
		369.30	369.30	—	369.25	368.60	368.35	—	368.45
		368.80	368.65	—	368.80	368.30	368.20	—	368.15
	159.61	0.25	10.00	—	19.75	0.25	10.00	—	19.75
		—	—	—	—	—	—	—	—
		338.19	338.54	—	338.79	337.19	337.34	—	337.69

測定位置（DC）		放流型式		貯水池水位	放流量	放流型式		貯水池水位	放流量
		ゲート全開EL.421.30m		EL.426.40m	119.50㎥/s	ゲート下段EL.427.00m		EL.431.19m	98.99㎥/s
		水位（EL＋m）		横断距離（m）		水位（EL＋m）		横断距離（m）	
側水路	−102.09	18.00	19.50	—	22.50	18.00	19.50	—	22.50
		—	—	—	—	—	—	—	—
		415.20	415.45	—	415.30	414.80	415.65	—	415.00
	−82.50	18.50	21.00	—	24.00	18.50	21.00	—	24.00
		—	—	—	—	—	—	—	—
		414.80	414.60	—	414.35	414.70	414.40	—	414.40
	−52.50	19.00	24.00	—	29.00	19.00	24.00	—	29.00
		—	—	—	—	—	—	—	—
		413.50	413.65	—	413.35	413.25	413.40	—	413.15
	−32.58	18.50	25.00	—	31.00	18.50	25.00	—	31.00
		—	—	—	—	—	—	—	—
		412.85	413.10	—	413.00	412.50	413.00	—	412.55
シュート部	0.00	0.25	10.00	—	19.75	0.25	10.00	—	19.75
		—	—	—	—	—	—	—	—
		412.65	412.50	—	412.65	412.60	412.20	—	412.45
	60.00	0.25	10.00	—	19.75	0.25	10.00	—	19.75
		—	—	—	—	—	—	—	—
		411.70	411.85	—	411.60	411.65	411.70	—	411.50
	102.78	0.25	10.00	—	19.75	0.25	10.00	—	19.75
		—	—	—	—	—	—	—	—
		397.93	397.93	—	397.83	397.98	397.83	—	397.78
	150.00	0.25	10.00	—	19.75	0.25	10.00	—	19.75
		—	—	—	—	—	—	—	—
		366.20	366.30	—	366.40	366.20	366.25	—	366.40
	195.61	0.25	10.00	—	19.75	0.25	10.00	—	19.75
		—	—	—	—	—	—	—	—
		335.79	335.89	—	336.04	335.69	335.84	—	336.09

上段：横断距離，中段：最高水位，下段：平均水位

実験資料 2.8　減勢工検討形状水面形測定結果

実験ケース	B
越流型式	ゲート上段EL．432.00m 自由越流部EL．432.00m
貯水池水位	EL．435.17 m
放流量	1092.13 ㎥/s

測定位置		水位（EL＋m）　横断距離（m）		
減勢部	195.61	0.25	10.00	19.75
		—	—	—
		337.84	337.39	337.49
	240.35	0.25	15.00	29.75
		332.35	332.60	333.10
		330.45	330.45	331.30
	280.00	0.25	15.00	29.75
		339.60	337.15	339.50
		335.60	335.00	337.05
	315.00	0.25	15.00	29.75
		339.25	339.10	339.75
		338.15	337.30	338.25

実験ケース	B
越流型式	ゲート上段EL．432.00m 自由越流部EL．432.00m
貯水池水位	EL．436.59 m
放流量	1689.63 ㎥/s

測定位置		水位（EL＋m）　横断距離（m）		
減勢部	195.61	0.25	10.00	19.75
		338.84	338.59	338.79
		338.64	338.49	338.59
	240.35	0.25	15.00	29.75
		330.45	329.95	331.45
		327.85	328.70	329.25
	280.00	0.25	15.00	29.75
		338.90	338.15	338.60
		334.90	333.80	335.35
	315.00	0.25	15.00	29.75
		341.60	341.35	342.10
		339.75	339.50	340.10

実験ケース	E　D
越流型式	ゲート上段EL．432.00m 自由越流部EL．432.00m
貯水池水位	EL．4351.14 m
放流量	1102.73 ㎥/s

測定位置		水位（EL＋m）　横断距離（m）		
減勢部	195.61	0.25	10.00	19.75
		—	—	—
		337.94	337.44	337.49
	240.35	0.25	15.00	29.75
		336.40	336.35	336.95
		334.90	335.60	335.70
	280.00	0.25	15.00	29.75
		340.50	339.90	340.55
		339.05	338.65	338.65
	315.00	0.25	15.00	29.75
		341.55	341.05	341.75
		340.90	340.35	340.80

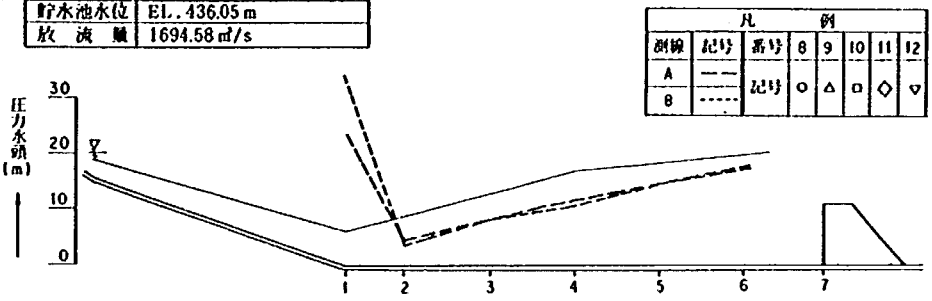
実験ケース	E　D
越流型式	ゲート上段EL．432.00m 自由越流部EL．432.00m
貯水池水位	EL．436.05 m
放流量	1694.58 ㎥/s

測定位置		水位（EL＋m）　横断距離（m）		
減勢部	195.61	0.25	10.00	19.75
		—	—	—
		339.19	339.39	339.34
	240.35	0.25	15.00	29.75
		335.50	335.35	335.95
		334.10	333.60	334.15
	280.00	0.25	15.00	29.75
		341.70	340.80	341.65
		339.50	339.10	338.55
	315.00	0.25	15.00	29.75
		345.30	343.65	344.65
		342.90	342.70	342.80

上段：横断距離，中段：最高水位，下段：平均水位

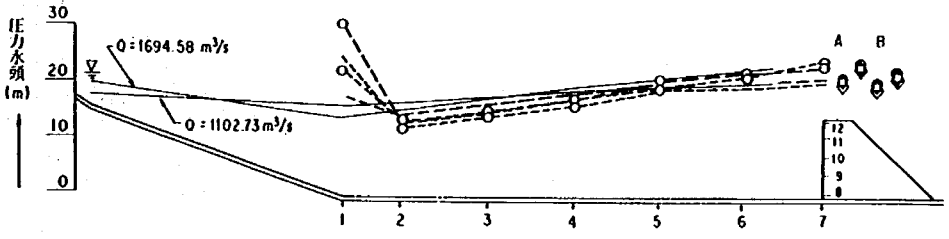
実験資料2.9　減勢工検討形状作用圧力測定結果

実験ケース	原　案
越流型式	ゲート上段EL．432.00 m 自由越流部EL．432.00 m
貯水池水位	EL．436.05 m
放流量	1694.58 ㎥/s



測点	ピエゾ標高(m)	A側線 ピエゾ水頭(m) 最高	A側線 ピエゾ水頭(m) 最低	A側線 平均(m)	A側線 圧力水頭(m)	B側線 ピエゾ水頭(m) 最高	B側線 ピエゾ水頭(m) 最低	B側線 平均(m)	B側線 圧力水頭(m)
1	319.50	343.75	342.95	343.35	23.85	354.50	353.50	354.00	34.50
2	319.50	325.00	323.65	324.33	4.83	323.65	322.50	323.08	3.58
3	319.50	328.15	327.60	327.88	8.38	327.85	327.25	327.55	8.05
4	319.50	331.65	330.50	331.08	11.58	330.50	329.85	330.18	10.68
5	319.50	334.65	333.60	334.13	14.63	334.25	333.25	333.75	14.25
6	319.50	337.85	336.15	337.00	17.50	337.35	336.35	336.85	17.35
7	—	—	—	—	—	—	—	—	—

実験ケース	D
越流型式	ゲート上段EL．432.00 m 自由越流部EL．432.00 m
貯水池水位	EL．435.14 m EL．436.05 m
放流量	1102.73 ㎥/s 1694.58 ㎥/s



測点	ピエゾ標高(m)	A側線 ピエゾ水頭(m) 最高	A側線 ピエゾ水頭(m) 最低	A側線 平均(m)	A側線 圧力水頭(m)	B側線 ピエゾ水頭(m) 最高	B側線 ピエゾ水頭(m) 最低	B側線 平均(m)	B側線 圧力水頭(m)
1	319.50	338.15 342.25	336.30 342.00	337.23 342.13	17.73 22.63	344.95 350.25	343.85 349.60	344.40 349.93	24.90 30.43
2	319.50	334.55 333.60	334.05 333.10	334.30 333.35	14.80 13.85	333.80 332.25	332.95 332.00	333.38 332.13	13.88 12.63
3	319.50	336.25 335.25	335.25 335.00	335.75 335.13	16.25 15.63	335.40 334.50	334.60 334.25	335.00 334.38	15.50 14.88
4	319.50	338.35 337.50	337.10 336.85	337.73 337.18	18.23 17.68	338.00 336.50	336.50 336.10	337.25 336.30	17.75 16.80
5	319.50	339.50 339.70	338.75 339.40	339.13 339.55	19.63 20.05	339.25 339.25	338.50 338.90	338.88 339.08	19.38 19.58
6	319.50	340.05 341.80	339.25 341.25	339.65 341.53	20.15 22.03	339.75 341.25	338.70 340.60	339.18 340.93	19.68 21.43
7	319.50	341.05 343.50	340.10 342.50	340.58 343.00	21.08 23.50	340.60 344.15	340.00 343.00	340.30 343.58	20.80 24.08
8	320.00	340.25 343.15	340.05 342.85	340.15 343.00	20.15 23.00	339.40 341.75	339.00 341.55	339.20 341.65	19.20 21.65
9	323.50	340.50 343.75	340.40 343.10	340.45 343.43	16.95 19.93	339.25 341.90	338.90 341.75	339.08 341.83	15.58 18.33
10	327.00	341.00 343.35	340.35 342.85	340.68 343.10	13.68 16.10	339.55 342.35	339.15 342.00	339.35 342.18	12.35 15.18
11	330.50	340.25 343.25	339.60 342.15	339.93 343.00	9.43 12.50	339.75 342.20	339.60 341.80	339.68 342.00	9.18 11.50
12	333.50	340.25 342.60	340.00 342.25	340.13 342.43	6.63 8.93	339.65 341.25	339.50 341.15	339.58 341.20	6.08 7.70

実験資料2.10　副ダム減勢工内水面形測定結果

形　状	I
貯水池水位（EL.m）	435.30
放流量（Q：㎥/s）	1100.00

測定位置		水位（EL＋m）		横断距離（m）
減勢工	300.00	0.25	15.00	29.75
		339.88	339.68	339.98
		338.98	338.88	339.48
	315.00	0.25	15.00	29.75
		339.53	338.93	339.03
		338.63	338.48	338.48
	320.00	0.25	15.00	29.75
		338.33	338.38	337.63
		337.13	337.28	337.03
	325.00	0.25	15.00	29.75
		334.23	334.38	334.43
		333.53	333.63	333.33
	330.00	0.25	15.00	29.75
		—	—	—
		327.23	327.83	327.83
	335.00	0.25	15.00	29.75
		—	—	—
		326.88	326.53	326.83
	340.00	0.25	15.00	29.75
		—	—	—
		327.68	327.63	327.88
	350.00	0.25	15.00	29.75
		—	—	—
		326.98	327.18	327.43
	355.00	0.25	15.00	29.75
		—	—	—
		328.03	328.18	328.13
	360.00	0.25	15.00	29.75
		—	—	—
		329.13	329.58	329.18

形　状	II
貯水池水位（EL.m）	435.00
放流量（Q：㎥/s）	1100.00

測定位置		水位（EL＋m）		横断距離（m）
減勢工	300.00	0.25	15.00	29.75
		339.88	339.68	339.98
		338.98	338.88	339.48
	315.00	0.25	15.00	29.75
		339.53	338.93	339.03
		338.63	338.43	338.48
	320.00	0.25	15.00	29.75
		338.33	338.38	337.63
		337.13	337.28	337.03
	325.00	0.25	15.00	29.75
		334.23	334.38	334.43
		333.53	333.63	333.33
	330.00	0.25	15.00	29.75
		—	—	—
		327.23	327.83	327.83
	335.00	0.25	15.00	29.75
		328.28	328.13	329.03
		327.33	327.43	327.48
	340.00	0.25	15.00	29.75
		329.23	328.88	329.18
		327.63	327.78	328.08
	345.00	0.25	15.00	29.75
		329.48	328.48	328.88
		328.13	327.78	327.73
	355.00	0.25	15.00	29.75
		332.73	329.48	329.38
		328.48	328.68	328.13
	360.00	0.25	15.00	29.75
		328.83	329.38	329.03
		327.83	328.23	327.98

形　状	III
貯水池水位（EL.m）	345.30
放流量（Q：㎥/s）	1100.00

測定位置		水位（EL＋m）		横断距離（m）
減勢工	300.00	0.25	15.00	29.75
		339.88	339.68	339.98
		338.98	338.88	339.48
	315.00	0.25	15.00	29.75
		339.53	338.93	339.03
		338.63	338.43	338.48
	320.00	0.25	15.00	29.75
		338.33	338.38	337.63
		337.13	337.28	337.03
	325.00	0.25	15.00	29.75
		334.23	334.38	334.43
		333.53	333.63	333.33
	330.00	0.25	15.00	29.75
		—	—	—
		327.23	327.83	327.83
	335.00	0.25	15.00	29.75
		—	—	—
		326.88	326.53	326.83
	340.00	0.25	15.00	29.75
		324.43	324.43	324.18
		323.13	322.83	322.88
	345.00	0.25	15.00	29.75
		323.48	323.73	323.68
		322.68	323.38	323.63
	355.00	0.25	15.00	29.75
		325.13	326.38	325.48
		324.23	325.63	324.18
	360.00	0.25	15.00	29.75
		325.38	327.38	325.58
		324.58	326.23	324.93

形　状	IV
貯水池水位（EL.m）	345.30
放流量（Q：㎥/s）	1100.00

測定位置		水位（EL＋m）		横断距離（m）
減勢工	300.00	0.25	15.00	29.75
		339.88	339.68	339.98
		338.98	338.88	339.48
	315.00	0.25	15.00	29.75
		340.80	339.60	340.50
		339.35	338.90	339.40
	320.00	0.25	15.00	29.75
		340.20	339.10	339.50
		338.00	336.75	337.85
	325.00	0.25	15.00	29.75
		337.50	335.80	336.00
		335.40	333.60	334.20
	335.00	0.25	15.00	29.75
		324.20	323.50	324.15
		322.10	320.45	322.50
	345.00	0.25	15.00	29.75
		319.90	314.10	320.75
		319.00	318.25	319.65
	355.00	0.25	15.00	29.75
		321.75	321.75	321.25
		320.30	320.20	320.10
	360.00	0.25	15.00	29.75
		325.05	326.20	324.50
		323.90	323.10	323.05
	床固め工中間	—	—	—
		—	—	—
		—	330.80	—
	床固め工終端	—	—	—
		—	—	—
		—	326.80	—

実験資料 2.11　移動床河床縦断測定結果

単位：m

原案，$Q=100\,m^3/s$

断面No.	累加距離	通水前平均河床高	通水後 最深部	通水後 最高部	通水後 平均
せき	0				
8	15	314.36	313.50	313.90	313.75
7	40	314.17	313.85	314.35	314.19
6	65	317.06	310.85	316.05	314.20
5	90	317.51	313.50	316.90	315.58
4	115	317.47	314.25	317.50	316.06
3	140	317.88	314.50	318.75	316.53
2	165	318.57	315.00	319.15	317.17
床固め工直下	175	318.46	312.20	318.50	315.54

形状Ⅲ，$Q=100\,m^3/s$

断面No.	累加距離	通水前平均河床高	通水後 最深部	通水後 最高部	通水後 平均
せき	0				
8	15	314.36	313.90	314.10	314.03
7	40	314.17	313.50	314.20	313.88
6	65	317.06	311.20	316.00	314.39
5	90	317.51	313.00	316.80	315.32
4	115	317.47	313.20	317.25	315.57
3	140	317.88	314.30	317.65	315.79
2	165	318.57	315.70	317.15	316.19
床固め工直下	175	318.46	313.30	316.55	314.64

形状Ⅳ，$Q=1100\,m^3/s$

断面No.	累加距離	通水前平均河床高	通水後 最深部	通水後 最高部	通水後 平均
せき	0				
8	15	314.36	312.70	313.45	313.08
7	40	314.17	310.00	310.75	310.27
6	65	317.06	310.00	313.25	310.71
5	90	317.51	310.00	311.85	310.44
4	115	317.47	310.00	312.40	310.60
3	140	317.88	310.00	310.15 (岩露出)	310.04
2	165	318.57	310.00	310.00	310.00
終端	175	319.50	310.00	314.80	311.19
中間	195	319.50	310.00	317.30	312.91
始端	215	319.50	310.00	318.80	313.05

原案，$Q=1100\,m^3/s$

断面No.	累加距離	通水前平均河床高	通水後 最深部	通水後 最高部	通水後 平均
せき	0				
8	15	314.36	310.00	313.35 (岩露出)	311.68
7	40	314.17	310.00	310.00 (岩露出)	310.00
6	65	317.06	310.00	310.00	310.00
5	90	317.51	310.00	311.15	310.25
4	115	317.47	310.00	311.75	310.35
3	140	317.88	310.00	310.30 (岩露出)	310.08
2	165	318.57	310.00	310.00	310.00
床固め工直下	175	318.46	310.00	311.30	310.26

形状Ⅲ，$Q=1100\,m^3/s$

断面No.	累加距離	通水前平均河床高	通水後 最深部	通水後 最高部	通水後 平均
せき	0				
8	15	314.36	313.00	313.45	313.18
7	40	314.17	311.65	314.20	312.76
6	65	317.06	310.00	314.45	313.38
5	90	317.51	312.25	315.35	314.05
4	115	317.47	312.10	314.35 (岩露出)	313.44
3	140	317.88	310.00	310.00 (岩露出)	310.00
2	165	318.57	310.00	310.00	310.00
床固め工直下	175	318.46	310.00	311.50	310.56

，$Q=100\,m^3/s$

断面No.	累加距離	通水前平均河床高	通水後 最深部	通水後 最高部	通水後 平均
せき	0				
8	15	314.36	313.80	314.00	313.87
7	40	314.17	313.50	314.75	314.31
6	65	317.06	312.20	315.85	314.40
5	90	317.51	314.55	316.00	315.36
4	115	317.47	315.35	316.50	316.17
3	140	317.88	314.60	317.00	316.58
2	165	318.57	310.55	316.95	315.53
床固め工直下	175	318.46	310.45	316.90	314.92

原案（粗度付き），$Q=100\,m^3/s$

断面No.	累加距離	通水前平均河床高	通水後 最深部	通水後 最高部	通水後 平均
せき	0				
8	15	314.36	313.60	314.00	313.77
7	40	314.17	314.20	314.65	314.35
6	65	317.06	311.30	316.30	314.45
5	90	317.51	312.25	316.85	315.05
4	115	317.47	313.90	317.50	315.75
3	140	317.88	314.40	318.60	316.82
2	165	318.57	314.90	318.35	316.55
床固め工直下	175	318.46	312.45	317.10	314.74

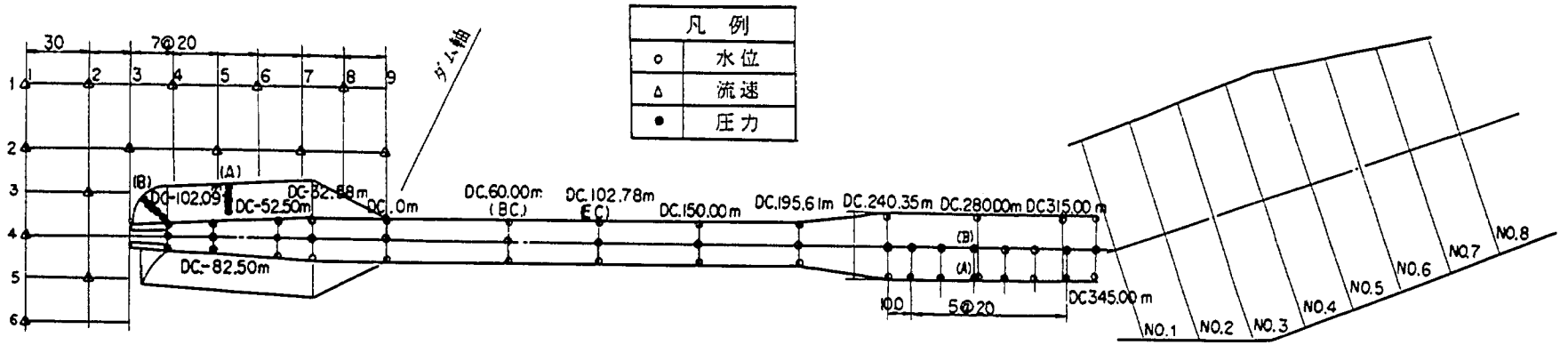
形状Ⅳ，$Q=100\,m^3/s$

断面No.	累加距離	通水前平均河床高	通水後 最深部	通水後 最高部	通水後 平均
せき	0				
8	15	314.36	313.50	313.85	313.73
7	40	314.17	313.65	315.25	314.24
6	65	317.06	310.75	315.95	313.88
5	90	317.51	311.15	316.80	315.38
4	115	317.47	312.00	317.80	315.57
3	140	317.88	313.60	318.45	316.61
2	165	318.57	313.80	317.50	316.48
終端	175	319.50	315.80	318.80	316.95
中間	195	319.50	317.55	319.50	319.11
始端	245	319.50	318.40	319.50	319.18

，$Q=100\,m^3/s$

断面No.	累加距離	通水前平均河床高	通水後 最深部	通水後 最高部	通水後 平均
せき	0				
8	15	314.36	313.90	314.20	314.02
7	40	314.17	313.25	314.50	313.92
6	65	317.06	312.40	316.15	314.37
5	90	317.51	314.65	316.75	315.54
4	115	317.47	314.60	317.30	316.11
3	140	317.88	314.45	316.75	316.72
2	165	318.57	311.00	316.80	315.90
床固め工直下	175	318.46	310.00	317.80	315.70

実験資料2.12　水位，流速，圧力測定位置図



実　験　資　料　3

3.1　河道横断指示表

3.2　下流河道横断図

3.3　模型移動床範囲横断図

3.4　諸量の計測位置

3.5　貯水池水位－放流量関係の実験結果

3.6　洪水吐き水位測定結果

3.7　副ダム作用圧力測定結果

3.8　副ダム減勢工水位流速測定結果

3.9　下流河道水位・流速測定結果

3.10　下流河道水位および河床縦断図（$Q = 440\ m^3/s$）

3.11　下流河道移動床測定結果

実験資料 3.1　河道横断指示表

資 3.1.1　三国川ダム河道横断指示表

✡：移動床区間

EL. 310.000m基準

河道中心線に対する横断面を示している。

諸量 / No	右岸側 実物 横距	右岸側 実物 標高	右岸側 模型 横距	右岸側 模型 標高	左岸側 実物 横距	左岸側 実物 標高	左岸側 模型 横距	左岸側 模型 標高
0	✡ 0.0	11.5	0.0	23.0	✡ 0	11.5	0.0	23.0
	✡ 9.0	10.0	18.0	20.0	✡ 5.0	10.89	10.0	21.78
	✡ 25.0	9.87	50.0	19.74	✡ 10.0	12.0	20.0	24.0
	✡ 46.2	12.0	92.4	24.0	✡ 16.2	12.0	32.4	24.0
	48.2	13.0	96.4	26.0	19.5	11.0	39.0	22.0
	54.6	14.0	109.2	28.0	19.6	11.0	39.2	22.0
1	✡ 0	10.06	0.0	20.12	✡ 0	10.06	0.0	20.12
	✡ 8.0	6.73	16.0	13.46	✡ 14.7	10.0	29.4	20.0
	✡ 42.5	7.36	85.0	14.72	43.7	10.0	87.4	20.0
	45.0	9.82	90.0	19.64	53.0	12.45	106.0	24.9
	51.0	15.00	102.0	30.0	59.0	13.0	118.0	26.0
	57.0	20.0	114.0	40.0	61.5	15.0	123.0	30.0
	63.0	24.57	126.0	49.14	67.2	20.0	134.4	40.0
	65.5	25.78	131.0	51.56				
2	✡ 0	9.59	0.0	19.18	✡ 0	9.59	0.0	19.18
	✡ 15.25	9.11	30.5	18.22	✡ 18.8	9.0	37.6	18.0
	✡ 25.0	6.73	50.0	13.46	✡ 27.8	9.0	55.6	18.0
	✡ 46.0	7.36	92.0	14.72	43.8	12.0	87.6	24.0
	49.0	9.82	98.0	19.64	50.0	12.0	100.0	24.0
	53.5	15.0	107.0	30.0	55.0	15.0	110.0	30.0
	58.75	20.0	117.5	40.0	62.4	20.0	124.8	40.0
	64.0	22.89	128.0	45.78				
3	✡ 0	8.8	0.0	17.6	✡ 0	8.8	0.0	17.6
	✡ 22.8	8.0	45.6	16.0	✡ 17.2	8.0	34.4	16.0
	✡ 27.2	7.4	54.4	14.8	✡ 29.5	8.0	59.0	16.0
	✡ 43.5	7.4	87.0	14.8	32.8	9.0	65.6	18.0
	47.0	10.0	94.0	20.0	34.8	10.0	69.6	20.0
	51.0	15.0	102.0	30.0	44.2	11.5	88.4	23.0
	55.0	20.0	110.0	40.0	51.5	12.0	103.0	24.0
	63.5	22.0	127.0	44.0	60.3	15.0	120.6	30.0
	65.0	22.2	130.0	44.4	66.3	20.0	132.6	40.0
4	✡ 0	8.0	0.0	16.0	✡ 0	8.0	0.0	16.0
	✡ 11.8	7.0	23.6	14.0	✡ 37.2	9.35	74.4	18.7
	✡ 15.6	7.34	31.2	14.68	48.0	11.47	96.0	22.94
	✡ 40.0	7.36	80.0	14.72	52.2	12.00	104.4	24.0
	43.6	10.00	87.2	20.00	55.0	13.0	110.0	26.0
	47.6	15.0	95.2	30.0				
	52.0	20.0	104.0	40.0				
	62.0	22.0	124.0	44.0				
	65.0	21.95	130.0	43.9				
5	✡ 0	5.84	0.0	11.68	✡ 0	6.22	0.0	12.44
	✡ 13	7.34	26.0	14.68	✡ 5.6	7.0	11.2	14.0
	✡ 30	7.36	60.0	14.72	✡ 12.0	7.0	24.0	14.0
	39	10.0	78.0	20.0	✡ 19.4	7.0	38.8	14.0
	45.4	15.0	90.8	30.0	✡ 28.2	8.75	56.4	17.5
	58.8	20.0	117.6	40.0	54.0	10.36	108.0	20.72
	60.6	22.0	121.2	44.0				
	65.4	21.9	130.8	43.8				
6	✡ 0	5.9	0	11.8	✡ 0	5.9	0	13.28
	✡ 4.6	6.92	9.2	13.84	✡ 14.8	6.43	29.6	12.86
	✡ 18.8	7.36	37.6	14.72	✡ 22.0	6.5	44.0	13.0
	24.6	9.13	49.2	18.26	23.6	7.5	47.2	15.0
	26.0	10.0	52.0	20.0	33.6	7.72	67.2	15.44
	27.2	11.0	54.4	22.0	54.0	10.2	108.0	20.4
	28.2	22.0	56.4	24.0				
	39.0	13.0	78.0	26.0				
	52.0	14.0	104.0	28.0				
	63.2	16.0	126.4	32.0				
	65.0	16.23	130.0	32.46				
7	✡ 0	3.6	0	7.2	✡ 0	3.6	0	7.2
	✡ 10.0	4.0	20.0	8.0	✡ 5.8	4.0	11.6	8.0
	✡ 14.0	5.27	28.0	10.54	✡ 14.8	5.0	29.6	10.0
	23.0	7.0	46.0	14.0	✡ 16.0	5.0	32.0	10.0
	30.8	8.46	61.6	16.92	18.0	7.5	36.0	15.0
	35.0	10.0	70.0	20.0	21.0	7.5	42.0	15.0
	65.0	14.0	130.0	28.0	41.4	7.8	82.8	15.6
					54.0	9.0	108.0	18.0
8	✡ 0	4.4	0	8.8	✡ 0	4.4	0	8.8
	✡ 13.0	4.0	26.0	8.0	✡ 4.8	4.0	9.6	8.0
	22.0	10.0	44.0	20.0	✡ 15.0	4.0	30.0	8.0
	36.8	10.0	73.6	20.0	16.0	7.5	32.0	15.0
	43.2	10.0	86.4	20.0	21.0	7.5	42.0	15.0
	48.4	10.5	96.8	21.0	45.0	6.7	90.0	13.4
	50.0	9.0	100.0	18.0	53.4	8.5	106.8	17.0
	55.0	9.0	110.0	18.0				
	57.6	10.5	115.2	21.0				
	65.0	12.0	130.0	24.0				

資 3.1.2　三国川ダム河道横断指示表

EL. 310.000 m基準　　減勢工中心線に対する横断面を示している。

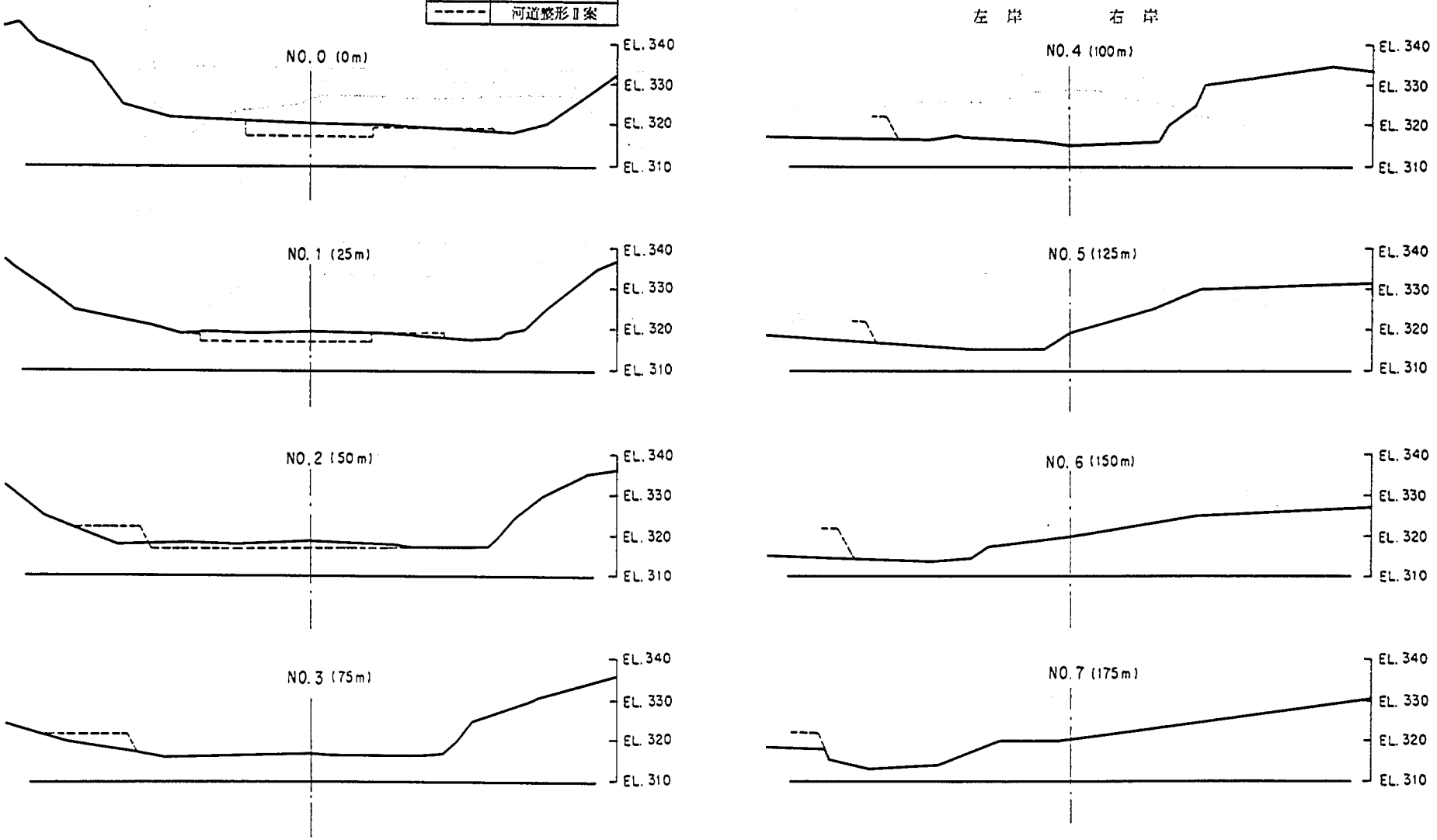
諸量 / No	右岸側 実物 横距	右岸側 実物 標高	右岸側 模型 横距	右岸側 模型 標高	左岸側 実物 横距	左岸側 実物 標高	左岸側 模型 横距	左岸側 模型 標高
0	0.0	10.4	0.0	20.8	0.0	10.4	0.0	20.8
	17.4	10.0	34.8	20.0	35.0	12.0	70.0	24.0
	27.8	9.0	55.6	18.0	46.2	15.0	92.4	30.0
	35.0	8.5	70.0	17.0	53.4	20.0	106.8	40.0
	48.8	9.0	97.6	18.0	66.8	30.0	133.6	60.0
	57.5	10.0	115.0	20.0	71.4	35.0	142.8	70.0
	64.5	15.0	129.0	50.0	75.0	39.0	150.0	78.0
	72.0	20.0	144.0	40.0				
	75.0	22.1	150.0	44.2				
1	0.0	9.5	0.0	19.0	0.0	9.5	0.0	19.0
	19.2	9.0	38.4	18.0	14.4	9.0	28.8	18.0
	22.6	8.5	45.2	17.0	25.0	8.7	50.0	17.4
	29.3	8.0	58.6	16.0	31.8	9.0	63.6	18.0
	38.0	7.7	76.0	15.4	35.0	11.0	70.0	22.0
	46.4	8.0	92.8	16.0	57.8	15.0	115.6	30.0
	48.4	9.0	96.8	18.0	64.8	20.0	129.6	40.0
	52.6	10.0	105.2	20.0	72.4	25.0	144.8	50.0
	58.2	15.0	116.4	30.0	75.0	27.0	150.0	54.0
	64.2	20.0	128.4	40.0				
	70.5	25.0	141.0	50.0				
	75.0	27.0	150.0	54.0				
2	0.0	8.8	0.0	17.6	0.0	8.8	0.0	17.6
	20.6	8.0	41.2	16.0	23.4	8.0	46.8	16.0
	25.8	7.5	51.8	15.0	30.0	8.5	60.0	17.0
	34.5	7.2	69.0	14.4	38.6	8.0	77.2	16.0
	43.4	7.5	86.8	15.0	42.5	10.0	85.0	20.0
	46.0	10.0	92.0	20.0	65.4	15.0	130.8	30.0
	51.4	15.0	102.8	30.0	71.8	20.0	143.6	40.0
	57.0	20.0	114.0	40.0	75.0	22.5	150.0	45.0
	67.8	25.0	135.6	50.0				
	75.0	26.0	150.0	52.0				
3	0.0	8.9	0.0	17.8	0.0	7.0	0.0	14.0
	4.6	7.0	9.2	14.0	36.2	7.5	72.4	15.0
	16.0	6.4	32.0	12.8	46.6	8.0	93.2	16.0
	26.8	6.5	53.6	13.0	52.4	9.0	104.8	18.0
	32.2	7.0	64.4	14.0	60.0	10.0	120.0	20.0
	35.4	10.0	70.8	20.0	75.0	14.5	150.0	29.0
	39.4	15.0	78.8	30.0				
	44.2	20.0	88.4	40.0				
	46.4	21.0	92.8	42.0				
	75.0	25.8	150.0	51.6				
4	0.0	5.0	0.0	10.0	0.0	5.0	0.0	10.0
	13.5	5.0	27.0	10.0	8.2	6.0	16.4	12.0
	21.8	6.0	43.6	12.0	26.6	7.0	53.2	14.0
	24.8	10.0	49.6	20.0	29.0	7.5	58.0	15.0
	29.5	15.0	59.0	30.0	31.8	7.0	63.6	14.0
	33.4	20.0	66.8	40.0	35.4	6.5	70.8	13.0
	64.8	24.5	129.6	49.0	44.4	7.0	88.8	14.0
	75.0	23.5	150.0	47.0	75.0	6.9	150.0	13.8
5	0.0	9.1	0.0	18.1	0.0	9.1	0.0	18.2
	20.6	15.0	41.2	30.0	9.5	5.0	19.0	10.0
	37.5	20.0	75.0	40.0	17.0	4.5	34.0	9.0
	75.0	21.5	150.0	43.0	25.0	5.0	50.0	10.0
					41.0	5.0	82.0	10.0
					75.0	8.5	150.0	17.0
6	0.0	9.8	0.0	19.6	0.0	9.8	0.0	19.6
	33.0	15.0	66.0	30.0	8.5	9.0	17.0	18.0
	75.0	17.2	150.0	34.4	11.8	8.0	23.6	16.0
					24.5	5.0	49.0	10.0
					28.5	4.0	57.0	8.0
					35.0	3.5	70.0	7.0
					46.5	4.0	93.0	8.0
					56.8	4.7	113.6	9.4
7	0.0	10.5	0.0	21.0	0.0	10.5	0.0	21.0
	47.2	17.0	94.4	34.0	3.2	10.0	6.4	20.0
	75.0	20.5	150.0	41.0	9.2	10.0	18.4	20.0
					24.0	10.0	48.0	20.0
					32.8	4.0	65.6	8.0
					50.0	3.0	100.0	6.0
					70.5	7.5	141.0	15.0

実験資料 3.2　下流河道横断図

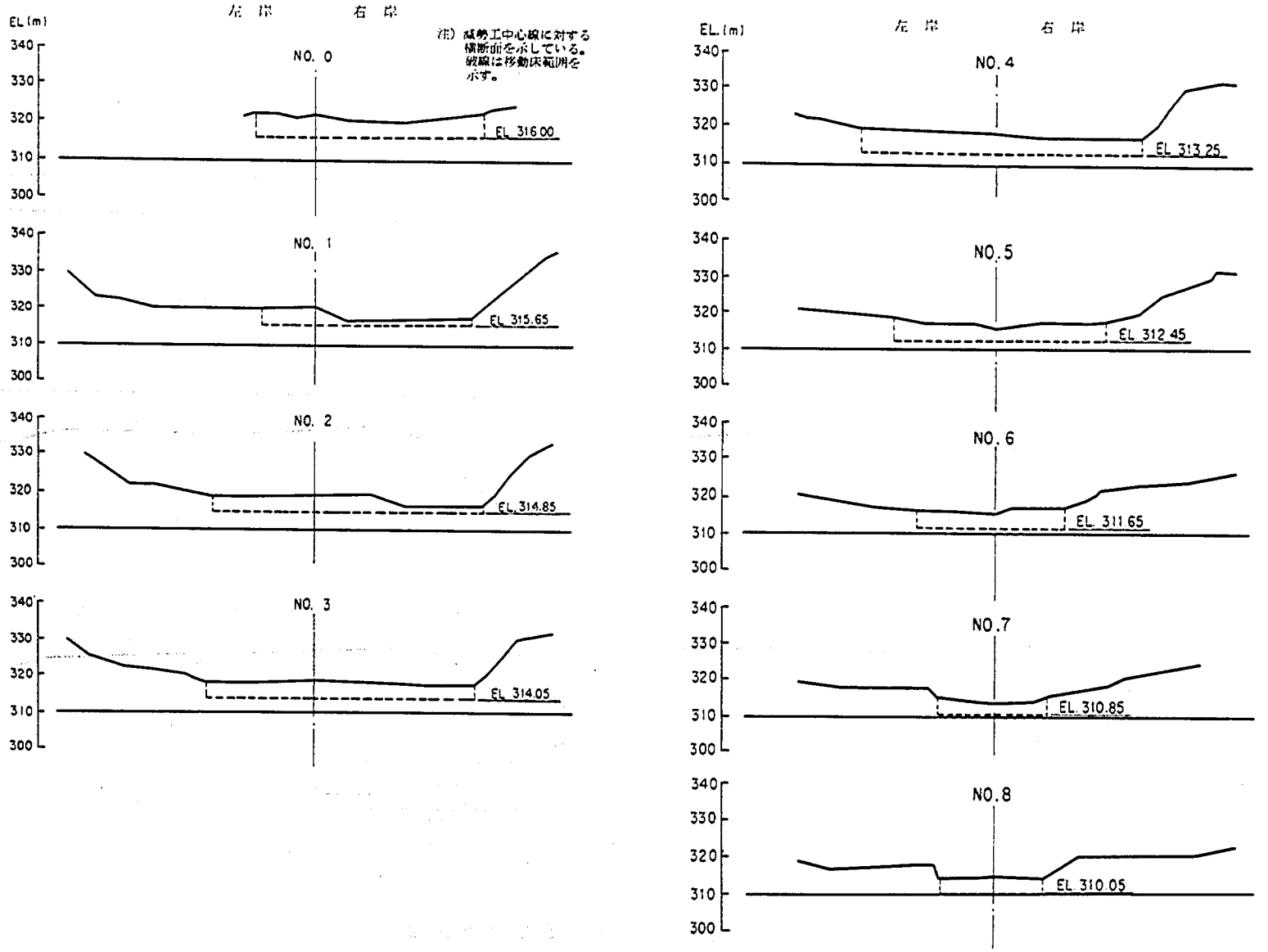
現況河道

注）減勢工中心線に対する横断面を示している。

———	現況河道
- - - - -	河道整形Ⅱ案

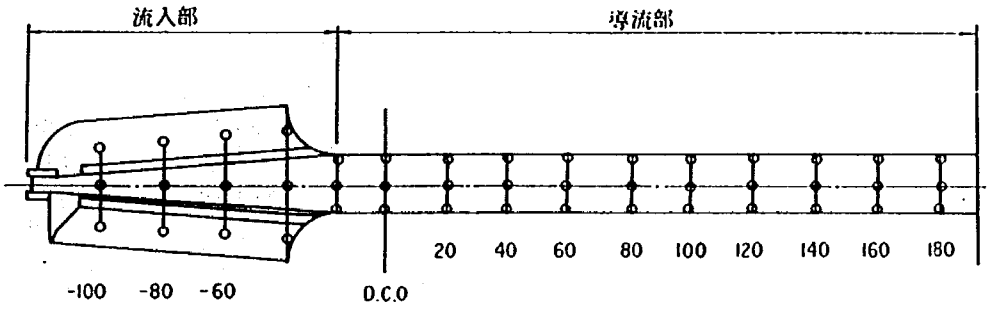


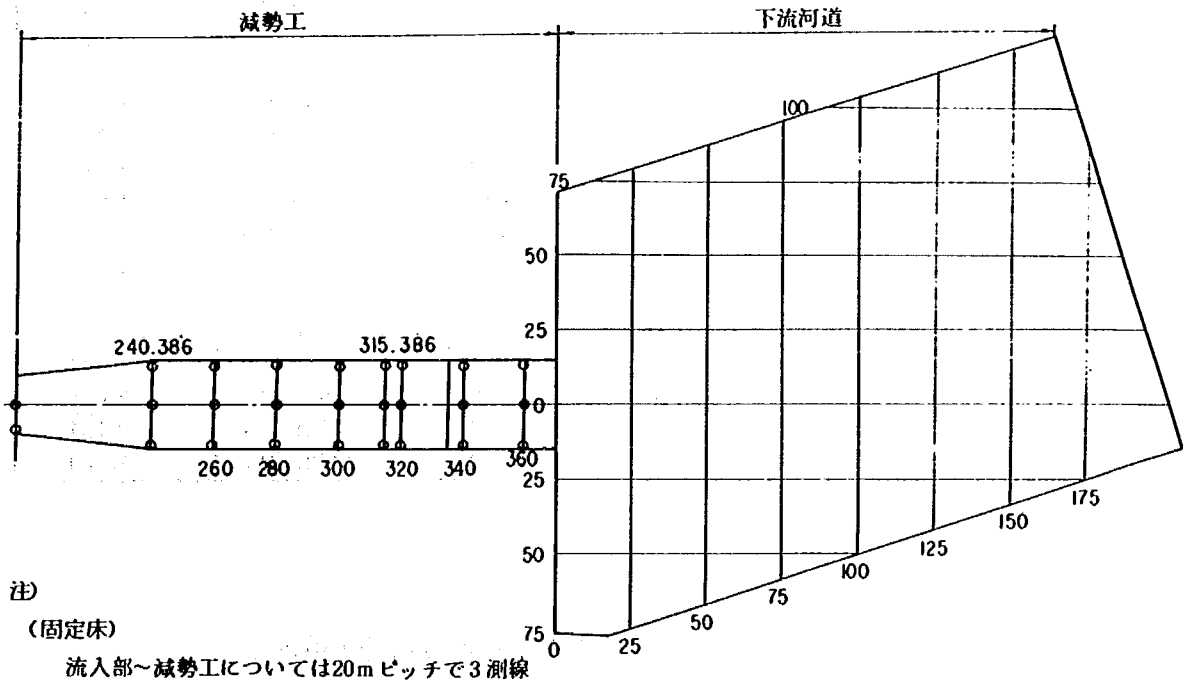
実験資料 3.3　横型移動床範囲横断図



注）護岸工中心線に対する横断面を示している。破線は移動床範囲を示す。

実験資料3.4　諸量の計測位置





注)

(固定床)

流入部～減勢工については20mピッチで3測線の水位，下流河道については，25mピッチで，両岸沿いの水際線を含む5点の水位・流速を計測した。

(移動床)

通水後25mピッチで，両岸沿いと最深部の3点の河床高を計測した。

実験資料 3.5　貯水池水位－放流量関係の実験結果

資 3.5.1　検討形状の貯水池水位－放流量の関係

検討年度	越流頂の長さ B (m)	貯水池水深 (EL.m)	越流水深 (H・m)	H/H_d	実験値 放流量 (Q=㎥/s)	実験値 流量係数 (C)
57	81	436.42	4.42	0.982	1565.89	2.080
		436.53	4.53	1.007	1643.67	2.105
		436.66	4.66	1.036	1704.13	2.091
		436.88	4.88	1.084	1838.13	2.105
	85	436.22	4.22	0.938	1549.63	2.103
		436.45	4.45	0.989	1684.33	2.111
		436.57	4.57	1.016	1768.83	2.130
		436.71	4.71	1.047	1858.99	2.140
	90.036	436.06	4.06	0.902	1564.47	2.124
		436.26	4.26	0.947	1698.12	2.145
		436.40	4.40	0.978	1772.37	2.133
		436.61	4.61	1.024	1909.90	2.143
56	94	433.140	1.140	0.253	180.905	1.581
		433.685	1.685	0.374	358.274	1.742
		434.150	2.150	0.478	542.125	1.829
		434.548	2.548	0.566	718.316	1.878
		434.890	2.890	0.642	870.936	1.886
		435.233	3.233	0.718	1064.216	1.947
		435.545	3.545	0.788	1248.067	1.989
		◎ 435.810	3.810	0.847	1417.776	2.028
		◎ 436.095	4.095	0.910	1590.431	2.042
		◎ 436.375	4.375	0.972	1784.299	2.074
		◎ 436.587	4.587	1.019	1935.152	2.096
		○ 436.848	4.848	1.077	2128.431	2.121
		○ 437.118	5.118	1.137	2322.889	2.134

注）◎：貯水池水位－放流量の関係
　　○：$C-H/H_d$ の関係
　　} を示している。

資 3.5.2　実施設計案の貯水池水位－放流量の関係

貯水池水位 (EL.m)	越流水深 (H・m)	H/H_d	実験値 放流量 (㎥/s)	実験値 流量係数(C)	計算値 放流量 (㎥/s)	計算値 流量係数(C)	実験値と計算値の比較 (%)
433.16	1.16	0.257	201.88	1.905	204.24	1.921	1.17
433.58	1.58	0.350	330.93	1.968	331.18	1.960	0.07
433.84	1.84	0.409	422.50	1.989	420.95	1.982	−0.37
434.11	2.11	0.468	521.84	2.008	522.65	2.004	0.16
434.36	2.36	0.524	628.26	2.040	624.17	2.023	−0.65
434.63	2.63	0.584	738.93	2.039	741.39	2.043	0.33
434.81	2.81	0.623	823.78	2.061	823.74	2.055	0.00
435.33	3.33	0.740	1070.91	2.071	1079.49	2.088	0.80
435.52	3.52	0.782	1175.92	2.093	1179.21	2.099	0.28
435.73	3.73	0.829	1286.93	2.100	1293.13	2.110	0.48
435.85	3.85	0.855	1356.94	2.111	1359.90	2.116	0.22
436.06	4.06	0.902	1483.86	2.134	1479.59	2.126	−0.29
436.26	4.26	0.947	1594.17	2.131	1596.82	2.134	0.17
436.43	4.43	0.984	1704.48	2.150	1698.83	2.141	−0.33
436.60	4.60	1.021	1804.54	2.153	1802.94	2.148	−0.09

実験資料3.6　洪水吐き水位測定結果

貯水位	EL.436.28 m
放流量	Q=1691.69m³/s

洪水吐各部	DC (m)	水位 左岸 最高	左岸 平均	中央 最高	中央 平均	右岸 最高	右岸 平均
流入部	−100	425.85	425.40	425.60	425.38	427.35	426.95
	−80	425.80	425.48	425.18	425.00	430.98	430.78
	−72.5	425.78	425.55	426.60	426.08	432.25	431.75
	−60	426.65	425.85	425.60	425.13	429.90	429.53
	−32.0	425.73	425.70	424.68	424.40	428.90	428.55
	−16.2	424.65	424.18	424.20	424.03	423.30	422.33
導流部	0	421.95	421.40	419.63	419.10	421.35	421.13
	20	419.73	419.33	420.08	419.73	420.13	419.90
	40	419.38	419.18	419.08	418.70	419.35	418.95
	60	418.40	418.05	417.90	417.50	418.60	418.40
	80	414.35	414.13	414.50	414.03	414.60	414.53
	100	404.80	404.46	404.32	404.15	405.02	404.60
	120	391.15	390.83	390.17	389.94	390.85	390.60
	140	376.81	376.45	376.19	376.01	376.63	376.39
	160	362.68	362.35	362.73	362.52	362.56	362.33
	180	348.75	348.70	349.02	348.91	349.14	348.87
減勢工	195.609	338.50	338.30	338.58	338.48	338.43	338.40
	220	334.38	332.28	333.35	332.38	333.18	332.45
	240.386	333.03	331.63	333.93	332.53	333.48	332.20
	260	335.80	335.28	335.98	334.10	335.45	334.68
	280	339.30	337.88	338.80	337.35	340.03	338.23
	300	342.30	341.58	342.38	341.28	342.53	341.68
315.386 (副ダム前面)		343.50	341.58	342.48	341.30	343.93	342.15

実験資料3.7　副ダム作用圧力測定結果

No.	ピエゾ標高 (EL. m)		左岸 最高	左岸 最低	中央 最高	中央 最低
1	321.50	圧力水頭	21.55	20.60	22.05	20.05
		ピエゾ水頭	343.05	342.10	343.55	341.55
2	323.50	圧力水頭	20.90	18.15	20.55	17.90
		ピエゾ水頭	344.40	341.65	344.05	341.40
3	325.50	圧力水頭	18.55	16.35	19.60	16.30
		ピエゾ水頭	344.05	341.85	345.10	341.80
4	327.50	圧力水頭	—	—	16.55	14.70
		ピエゾ水頭	—	—	344.05	342.20
5	329.50	圧力水頭	12.95	11.40	13.50	12.00
		ピエゾ水頭	342.45	340.90	343.00	341.50
6	330.75	圧力水頭	—	—	—	—
		ピエゾ水頭	—	—	—	—
7	332.50	圧力水頭	2.05	− 2.25	− 0.05	− 2.35
		ピエゾ水頭	334.55	330.25	332.45	330.15
8	332.50	圧力水頭	3.45	− 0.45	0.45	− 1.00
		ピエゾ水頭	335.95	332.05	332.95	331.50
9	332.348	圧力水頭	− 1.30	− 3.30	− 0.65	− 2.05
		ピエゾ水頭	331.05	329.05	331.70	330.30
10	330.732	圧力水頭	1.52	1.17	0.17	− 0.23
		ピエゾ水頭	332.25	331.90	330.90	330.50

実験資料3.8　副ダム減勢工水位・流速測定結果

形状	原案
放流量	$Q=440\,m^3/s$

項目 / 距離	左岸 水位	左岸 流速	中央 水位	中央 流速	右岸 水位	右岸 流速
副ダム先端						
320 m						
副ダム終端	321.20 320.15		321.43 320.40		321.35 320.20	
340 m	321.00 320.30		320.95 320.15		321.33 320.05	
掘込み終端	324.60 323.73		324.40 323.55		324.05 323.08	
360 m	324.23 323.40		324.18 322.90		324.18 323.15	
河道0	323.05 322.20	4.20	323.05 322.40	4.59	322.80 322.10	7.57
10 m	320.55 320.08	8.07	321.55 320.95	6.10	319.45 318.93	7.34
25 m	319.45 319.10	6.49	320.43 319.95	6.42	319.50 319.28	6.64
37.5m	318.98 318.65	6.49	319.48 319.10	7.51	319.28 319.10	6.38
50 m	318.65 318.40	6.45	318.93 318.80	6.10	318.45 318.28	6.93

形状	A
貯水池水位	EL. 433.81 m
放流量	$Q=438.41\,m^3/s$

上段：最高
下段：平均

項目 / 距離	左岸 水位	左岸 流速	中央 水位	中央 流速	右岸 水位	右岸 流速
副ダム先端						
320 m						
副ダム終端	321.90 320.60		321.90 320.68		322.28 321.18	
340 m	321.95 320.73		321.53 320.73		321.80 320.70	
360 m	323.85 322.95		323.90 322.93		323.93 323.15	
掘込み終端	324.40 323.70		324.60 323.25		324.40 323.53	
河道0	323.40 322.40	4.64	323.18 322.43	4.37	323.18 322.25	6.75
10 m	320.60 320.10	7.51	321.63 321.05	6.49	319.30 318.95	7.31
25 m	319.48 319.18	6.45	320.43 320.20	6.30	319.45 319.30	6.38
37.5m			319.38 319.23			
50 m			318.95 318.78			

形状	B
貯水池水位	EL. 433.81 m
放流量	$Q=438.41\,m^3/s$

項目 / 距離	左岸 水位	左岸 流速	中央 水位	中央 流速	右岸 水位	右岸 流速
副ダム先端						
320 m						
副ダム終端	323.20 322.30		323.33 322.40		323.28 321.98	
340 m	323.15 321.80		323.08 321.78		323.30 322.15	
360 m	324.65 324.00		324.53 323.65		324.55 323.75	
掘込み終端	324.45 323.85		324.50 324.05		324.43 323.63	
河道0	322.43 321.80	6.10	322.55 321.85	6.38	322.40 321.80	8.52
10 m	320.45 320.05	7.54	321.40 321.05	6.14	319.25 318.80	7.51
25 m	319.28 319.15	6.60	320.45 320.13	6.86	319.45 319.28	7.10
37.5m						
50 m						

形状	C
貯水池水位	EL. 433.83 m
放流量	$Q=443.08\,m^3/s$

項目 / 距離	左岸 水位	左岸 流速	中央 水位	中央 流速	右岸 水位	右岸 流速
副ダム始端						
320 m						
副ダム終端	323.20 321.68		322.70 321.30		322.90 321.65	
340 m	323.83 322.38		323.18 322.23		323.35 322.10	
掘込み終端	324.08 323.28		324.10 323.48		324.03 323.20	
360 m	323.35 322.60		323.53 322.88		323.38 322.78	
河道0	322.38 321.93	5.77	322.68 322.10	5.90	322.23 321.93	7.98
10 m	320.38 320.15	7.31	321.75 321.20	6.02	319.25 318.88	8.25
25 m	319.45 319.28	6.53	320.40 320.10	6.64	319.50 319.25	8.60
37.5m						
50 m						

実験資料3.9　下流河道水位・流速測定結果

現況河道	
放流工単独	100㎥/s

距離	断面 / 水位 / 流速	1		2		3		4		5		6		7		8	
		最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均
0 m		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—						
		—		—		—		—		—							
10		317.25	—	317.25	—	318.03	317.95	318.95	318.93	319.33	319.25						
		—		—		11.22		9.57		5.51							
20		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—						
		—		—		—		—		—							
25		317.25	—	317.33	—	316.95	316.88	317.55	317.50	317.93	317.85						
		—		—		8.99		9.39		8.74							
37.5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—						
		—		—		—		—		—							
50		317.40	—	317.35	—	317.35	317.30	317.55	317.53	318.35	318.30						
		—		2.71		6.02		7.17		6.26							
62.5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—						
		—		—		—		—		—							
75		317.38	—	317.38	—	317.60	—	317.68	—	317.88	317.83						
		—		2.80		4.20		5.64		6.06							
100		317.10	—	317.05	—	316.95	—	317.18	—	317.95	—						
		—		—		1.98		4.59		6.30							
125		316.85	—	315.68	—	316.83	—	317.10	—	317.25	—						
		2.32		3.96		4.26		5.94		4.37							
150		314.63	—	315.18	—	315.10	—	314.88	—	314.85	—						
		4.85		3.50		1.98		1.21		0.00							
175		314.85	—	314.85	—	314.70	—	314.80	—	314.90	—						
		—		—		—		—		—							

注）　断面は左岸沿いを1とする。

現況河道	
減勢工(A)単独	440㎥/s

距離	断面 / 水位 / 流速	1		2		3		4		5		6		7		8	
		最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均
0 m		323.40	322.40	323.18	322.43	323.18	322.25										
		4.64		4.37		6.75											
10		320.23	320.20	—	—	—	—	—	—	319.15	318.65	319.10	318.85				
		—		7.51		6.49		7.31		—		—					
20		319.10	319.00	319.70	319.48	320.93	320.80	319.53	319.38	319.05	318.60	318.90	318.78				
		3.90		8.22		7.51		7.76		—		—					
25		318.93	318.75	319.48	319.18	320.43	320.20	319.45	319.30	318.33	318.01	318.80	318.50	319.10	318.80		
		6.57		—		—		—		6.60		—		—			
37.5		319.30	318.83	319.25	318.98	319.50	318.93	319.55	319.33	319.53	319.15	317.60	317.03	319.13	318.93		
		—		5.47		7.57		6.89		6.53		6.38		—			
50		319.13	318.85	318.70	318.38	318.78	318.52	319.10	318.85	319.00	318.58	317.88	317.33	319.13	318.98	319.53	319.23
		—		4.64		7.67		7.76		7.17		6.86		4.59		—	
62.5		319.28	319.15	319.43	319.28	318.48	318.38	318.48	318.23	318.65	317.93	319.25	319.00	320.10	319.73		
		—		7.00		7.17		7.07		7.10		—		—			
75		318.75	318.60	319.53	319.15	318.48	318.08	318.18	317.43	319.53	319.20	319.93	319.53				
		—		5.94		6.71		5.19		3.96		—					
100		318.73	318.60	319.23	318.88	319.58	318.98	319.53	319.03	319.90	319.28						
		—		2.97		3.28		2.62		—							
125		318.43	318.18	317.90	317.70	317.33	317.33	318.33	318.23	318.93	318.68						
		—		4.26		5.10		3.90		—							
150		318.20	318.08	315.90	315.68	317.73	317.03	316.18	315.85								
		—		6.42		2.52		2.10									
175		318.60	318.43	317.68	316.78	316.58	316.20										
		—		—		—											

注）　断面は左岸沿いを1とする。

現況河道	
減勢工単独(A)	1690 m³/s

距離	断面	1		2		3		4		5		6		7		8	
	水位	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均
	流速																
0 m		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—						
		—		—		—		—		—							
10		321.13	320.25	325.13	322.38	326.10	324.25	324.88	322.48	321.00	320.33						
		9.37		9.26		8.16		8.66		7.83							
20		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—						
		—		—		—		—		—							
25		320.98	320.78	319.50	319.23	322.73	322.08	320.18	319.53	320.60	319.88						
		6.79		8.85		10.52		9.87		—							
37.5		320.75	319.88	319.15	318.95	321.33	321.05	318.58	317.93	321.68	320.90						
		8.28		12.75		10.14		8.16		3.13							
50		320.78	320.15	320.68	320.13		317.85	322.93	321.63	323.23	322.28						
		6.38		9.70		9.02		1.21		—							
62.5		321.95	320.68	319.40	319.28	319.50	319.20	322.50	320.65	322.95	322.40	323.98	322.48				
		6.34		10.89		10.29		5.24		3.13		—					
75		321.78	321.15	320.98	320.28		319.03	317.98		323.18	322.03	323.58	322.85				
		—		5.51		9.02		8.57		4.43		—					
100		322.18	320.88	322.95	321.70	323.18	321.70	323.73	322.58	323.23	322.30						
		—		5.05		2.62		5.51		—							
125		323.08	321.10	321.85	320.63	321.90	320.68	322.10	321.20	323.43	322.30						
		—		4.95		4.32		7.00		—							
150		322.58	321.35	321.73	320.73	322.13	320.80	322.20	320.83	320.83	319.23						
		—		4.43		3.13		3.57		—							
175		322.15	320.90	320.68	320.15	320.35	319.68										
		4.85		5.60		4.95											

注) 断面は左岸沿いを1とする。

河道整形I案	
減勢工単独(A)	440 m³/s

距離	断面	1		2		3		4		5		6		7		8	
	水位	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均
	流速																
0 m		323.75	323.25	323.98	323.63	324.73	324.48										
		3.21		3.43		2.62											
10		321.56	—	321.63	321.33	321.80	321.75	321.65	321.60	318.68							
		—		6.68		6.71		5.51		—							
20		—	—	—	—	—	—	—	—								
		—		—		—		—									
25		320.49	—	319.65	319.35	—	—	320.83	320.70	321.75	321.43	318.70					
		—		6.06		7.14		7.14		5.28							
37.5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—						
		—		—		—		—		—							
50		319.36	—	319.68	319.43	319.55	319.43	319.50	319.23	318.80	318.68						
		—		6.34		7.17		6.64		—							
62.5		—	—	—	—	—	—	—	—								
		—		—		—		—									
75		319.40	319.10	318.73	318.58	318.48	317.88	319.15	319.05								
		4.80		7.03		7.70		—									
100		317.58	317.18	317.48	317.08	318.33	318.28	319.38	319.08								
		6.14		5.64		6.06		—									
125		317.88	317.30	318.23	317.90	320.20	319.70										
		4.59		4.14		5.14											
150		316.28	316.13	316.50	315.83	315.60	315.33										
		5.19		6.34		7.67											
175		317.30	317.00	317.63	317.28	315.73	315.55										
		3.43		5.00		7.17											

注) 断面は左岸沿いを1とする。

河道整形Ⅱ案	
減 勢 工(E)	440㎥/s

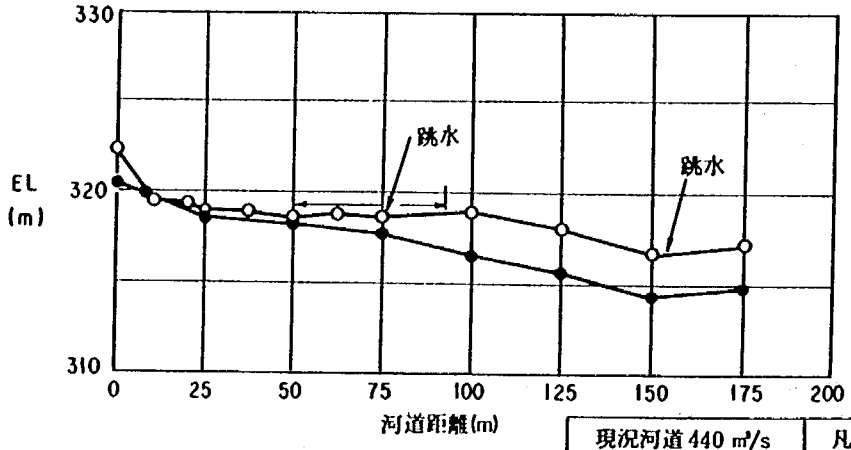
距離	断面 / 水位 / 流速	1		2		3		4		5		6		7		8	
		最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均
0 m		320.63	320.08	320.08	319.65	320.28	319.93										
		6.36		4.59		4.24											
10		319.79	319.54	319.61	319.44	319.79	319.59	318.84	318.79								
		6.36		6.72		6.36		—									
20																	
25		318.49	318.34	—	—	319.59	319.26	319.74	319.49	318.74	318.69	318.84	318.74				
		(3.18)		5.80		5.66		4.60		—		—					
37.5		318.84	318.69	318.74	318.49	—	—	319.49	319.24	319.76	319.49	318.94	318.51				
		0.71		2.83		6.72		5.66		4.95		—					
50		319.14	318.76	318.74	318.49	—	—	319.14	318.99	319.39	319.19	319.09	318.84	319.04	318.94		
		2.47		4.60		6.51		5.30		4.95		—		—			
62.5		319.04	318.84	318.79	318.54	—	—	318.94	318.69	319.14	318.84	319.04	318.76				
		2.12		5.30		6.01		6.01		—		—					
75		318.61	318.44	318.61	318.44	—	—	318.09	317.91	318.91	318.59	318.84	318.64	319.09	318.69		
		4.24		6.01		5.94		6.72		4.95							
100		318.79	318.29	319.44	318.96	319.89	318.64	318.84	318.59	319.51	318.94						
		1.06		1.06		2.47		5.30		2.12							
125		318.61	318.24	318.34	318.09	319.49	319.09										
		4.24		5.66		3.54											
150		316.04	315.64	315.94	315.63	315.39	315.14	316.54	316.39								
		5.66		7.07		6.36		6.72									
175		316.99	316.59	316.61	316.39	316.56	316.34										
		2.12		6.01		(4.24)											

注) ( )内は内側5mの流速を示す。

河道整形Ⅱ案	
減 勢 工(E)	1690㎥/s

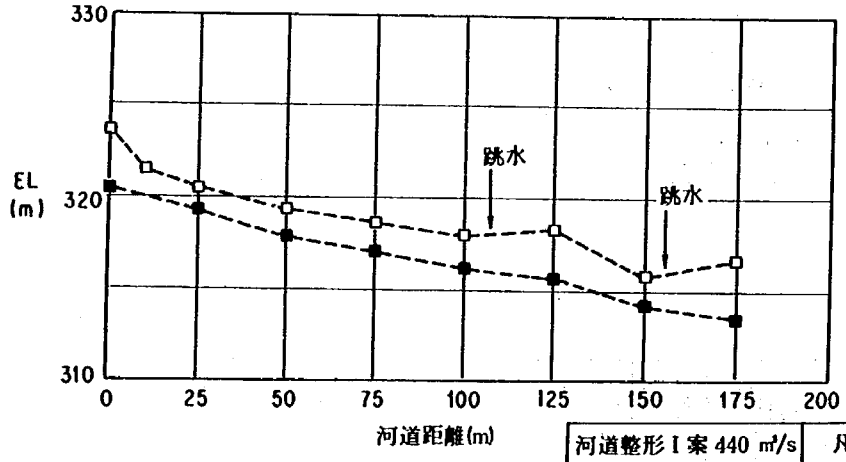
距離	断面 / 水位 / 流速	1		2		3		4		5		6		7		8	
		最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均
0 m																	
10		320.50	320.15	322.13	321.50	323.48	322.20	323.70	322.40	320.83	320.53	321.38	320.90				
		6.14		7.73		7.67		6.68		9.90							
20																	
25		319.65	319.25	320.53	320.00	321.35	320.85	321.90	321.10	321.01	320.40	321.30	320.65				
				8.74		10.38		8.34									
37.5																	
50		320.80	320.40	319.90	319.75	320.50	320.25	321.15	320.40	321.05	320.25	322.00	321.05				
		6.60		9.55				7.98									
62.5																	
75		321.10	320.05	318.95	318.65	319.00	318.80	320.05	319.45	322.55	321.75	322.95	321.85				
		3.96		8.25		9.07		5.42									
100		322.45	321.35	325.35	322.65	321.65	321.05	322.40	321.40	322.60	321.80	322.55	321.85				
		1.57		0				3.77									
125		322.55	321.30	321.85	320.90	321.50	320.55	322.50	321.65	322.40	321.55						
		4.02				5.05				4.37							
150		319.40	318.45	319.55	318.75	318.00	317.75	318.50	318.25								
		4.48		6.57		4.70											
175		321.00	319.85	321.25	320.35	320.00	319.40										
		4.20		7.00		4.75											

実験資料 3.10　下流河道水位および河床縦断図



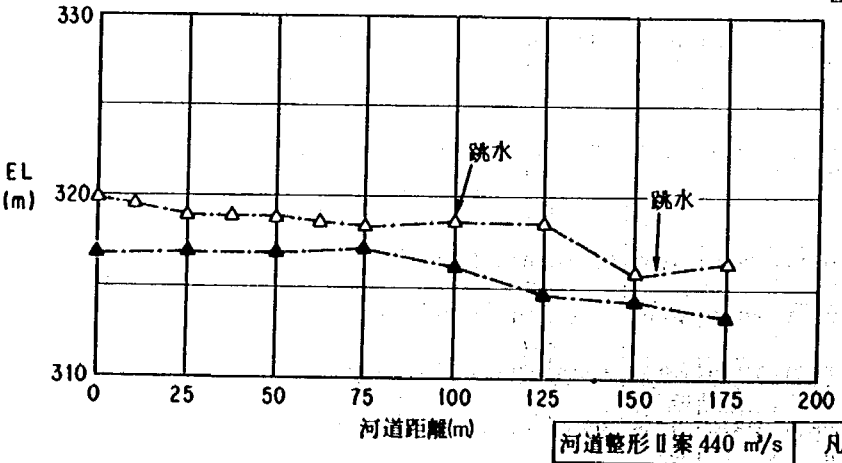
現況河道 440 m³/s	凡例（平均）
平均水位	—○—○—
平均河床高	—●—●—

注）減勢工(A)



河道整形Ⅰ案 440 m³/s	凡例（平均）
平均水位	-□---□-
平均河床高	-■---■-

注）減勢工(A)



河道整形Ⅱ案 440 m³/s	凡例（平均）
平均水位	—△—△—
平均河床高	—▲—▲—

注）減勢工(E)

実験資料3.11　下流河道移動床測定結果

現況河道	
減勢工(A)	440㎥/s

導流壁終端からの距離	左岸沿い	右岸沿い	最深部
(m)	EL.(m)	EL.(m)	EL.(m)
0	316.00	316.00	316.00
25	314.95	317.65	314.95
50	315.25	317.15	314.13
75	316.60	317.45	313.25
100	316.00	316.60	312.40
125	315.15	311.60	311.60
150	314.30	310.73	310.73
175	313.90	311.00	311.00
わらび野水門	313.20	312.50	312.50

河道整形案	
減勢工(E)	440㎥/s

導流壁終端からの距離	左岸沿い	右岸沿い	最深部
(m)	EL.(m)	EL.(m)	EL.(m)
0	316.00	316.00	316.00
25	314.95	317.65	314.95
50	314.35	317.23	314.13
75	314.65	317.80	313.25
100	314.50	317.20	312.40
125	314.20	311.60	311.60
150	314.25	310.73	310.73
175	313.98	311.10	311.10
わらび野水門	312.90	312.30	312.30

実　験　資　料　4

4.1　諸量の計測位置図

4.2　副ダム作用圧力測定結果

4.3　減勢工水面変動確率分布図

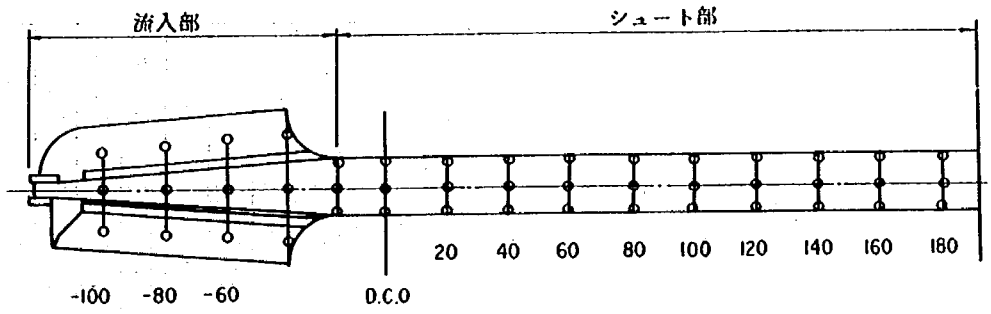
4.4　水面変動の頻度分布図（$Q = 440\ m^3/s$）

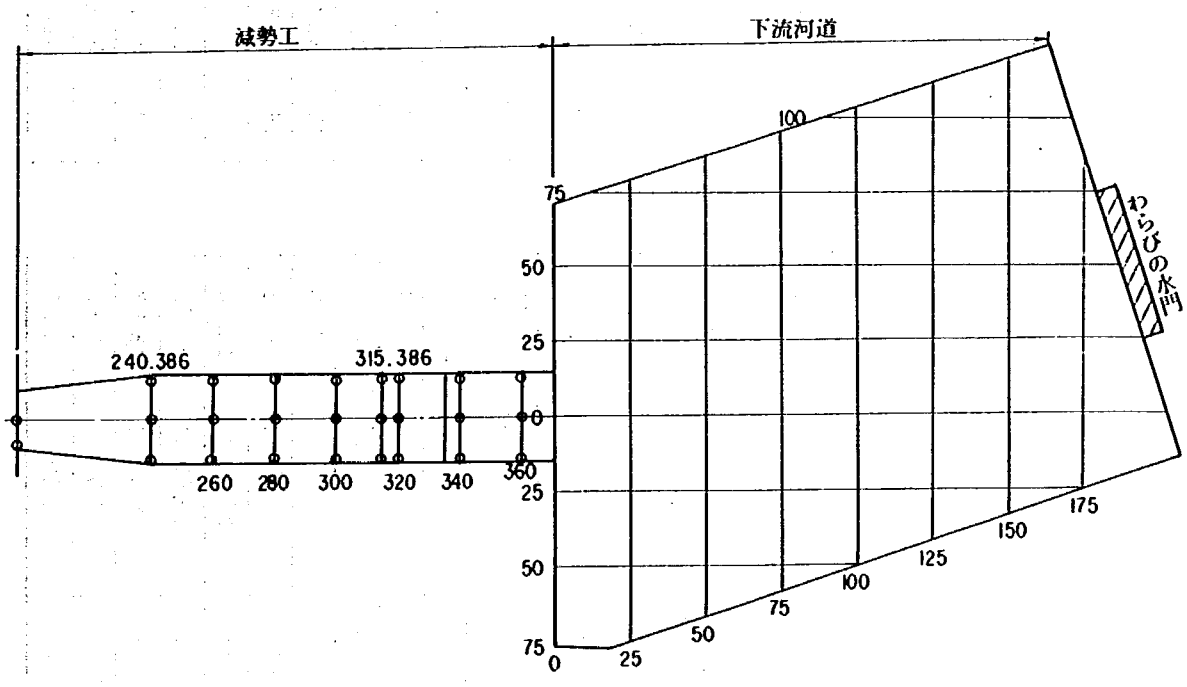
4.5　〃　（$Q = 1690\ m^3/s$）

4.6　コンクリートブロック形状図

4.7　下流河道河床変動測定結果

実験資料 4.1　諸量の計測位置図





実験資料4.2　副ダム作用圧力測定結果

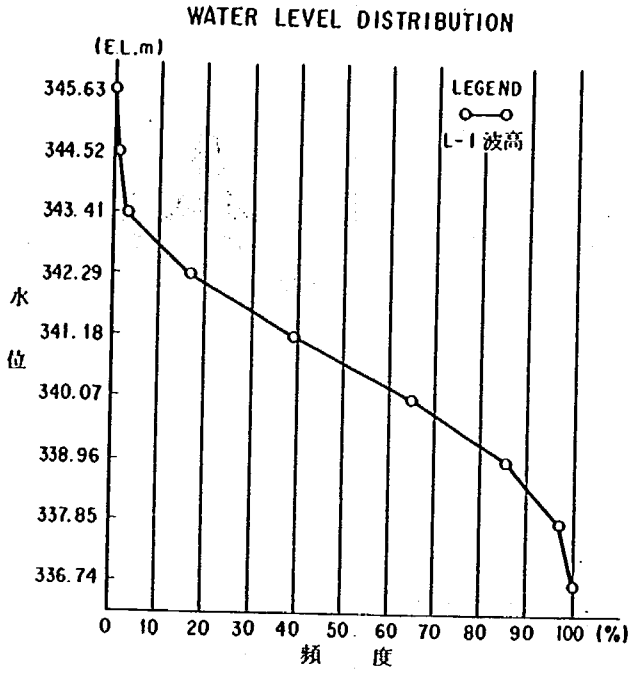
$Q = 440\ m^3/s$

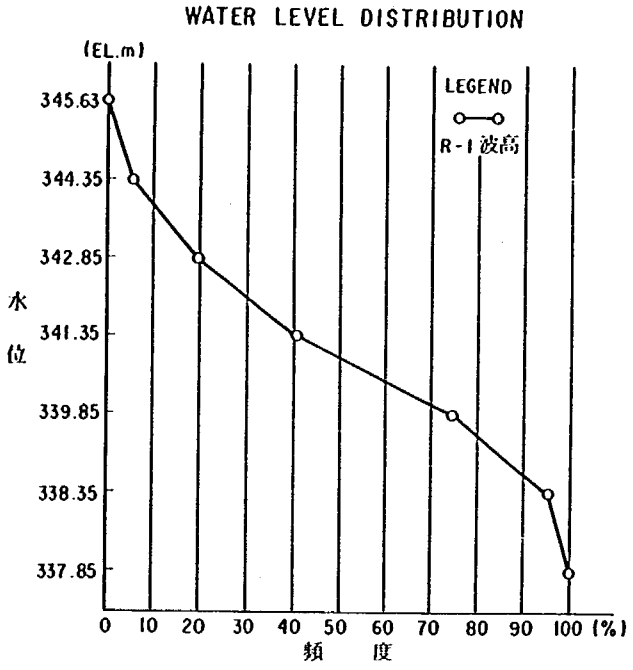
	ピエゾ標高 (EL.m)	最大圧力水柱 (m)	最低圧力水柱 (m)	平均圧力水柱 (m)
1	320.500	12.60	—	12.60
2	322.500	11.00	10.50	10.75
3	324.500	8.40	8.35	8.38
4	326.500	6.75	6.40	6.58
5	328.500	4.80	4.15	4.48
6	328.854	3.30	2.15	2.73
7	329.000	2.50	1.75	2.13
8	329.000	3.45	3.00	3.23
9	329.000	2.90	2.50	2.70
10	329.000	2.50	2.10	2.30
11	329.000	1.50	—	1.50
12	328.619	−0.12	—	−0.12
13	327.536	−0.04	—	−0.04
14	326.122	0.73	—	0.73
15	324.708	0.79	—	0.79
16	323.293	0.71	—	0.71
17	320.500	12.85	12.50	12.68
18	322.500	11.00	10.50	10.75
19	324.500	9.15	8.50	8.83
20	326.500	7.15	6.50	6.83
21	328.500	4.90	4.20	4.55

$Q = 1690\ m^3/s$

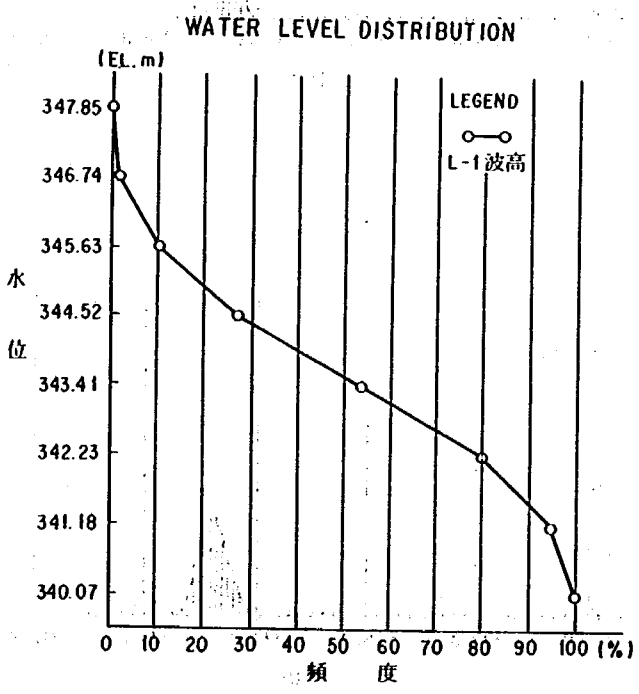
	ピエゾ標高 (EL.m)	最大圧力水柱 (m)	最低圧力水柱 (m)	平均圧力水柱 (m)
1	320.500	19.95	19.95	19.95
2	322.500	26.80	21.80	24.30
3	324.500	23.50	18.85	21.18
4	326.500	16.90	14.05	15.43
5	328.500	6.30	4.55	5.43
6	328.854	−6.60	−3.70	−5.15
7	329.000	−1.30	−0.45	−0.88
8	329.000	−2.05	−0.30	−1.18
9	329.000	−0.40	−0.10	−0.25
10	329.000	1.00	0.10	0.55
11	329.000	−1.65	−0.95	−1.30
12	328.619	0.38	0.03	0.21
13	327.536	0.56	0.11	0.34
14	326.122	0.63	0.48	0.56
15	324.708	1.09	0.94	1.02
16	323.293	1.81	1.46	1.64
17	320.500	—	—	—
18	322.500	22.35	19.15	20.75
19	324.500	20.25	17.55	18.90
20	326.500	15.50	13.90	14.70
21	328.500	7.30	5.85	6.58

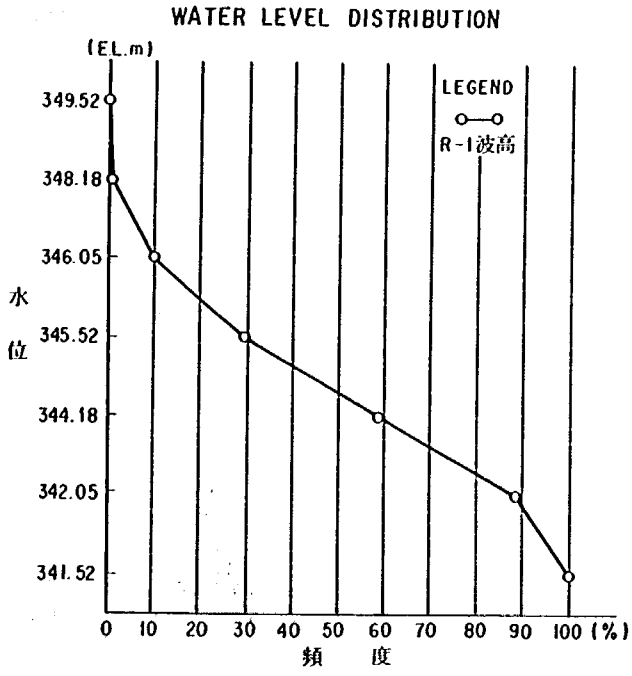
水叩き長	L = 60 m
シル高	D = 9.5 m



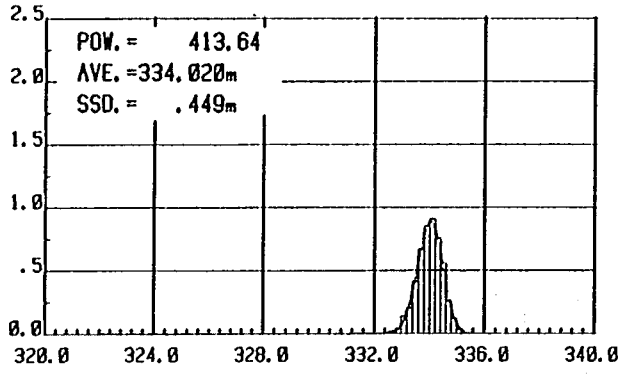


水叩き長	L = 60 m
シル高	D = 13.0 m

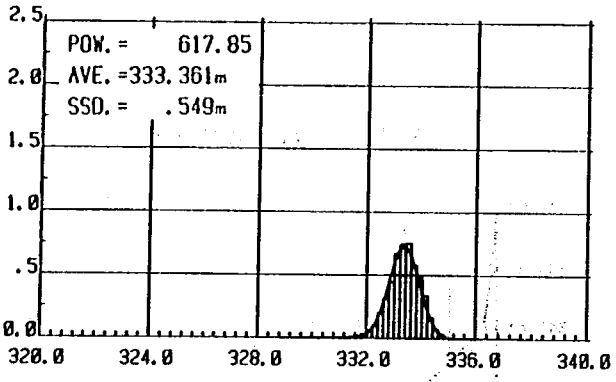




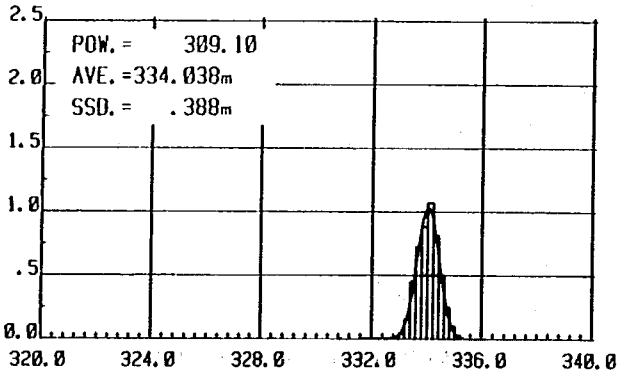
実験資料 4.3　減勢工水面変動確率分布図



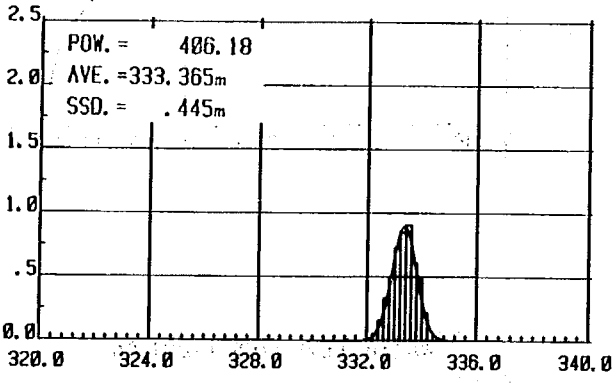
左岸



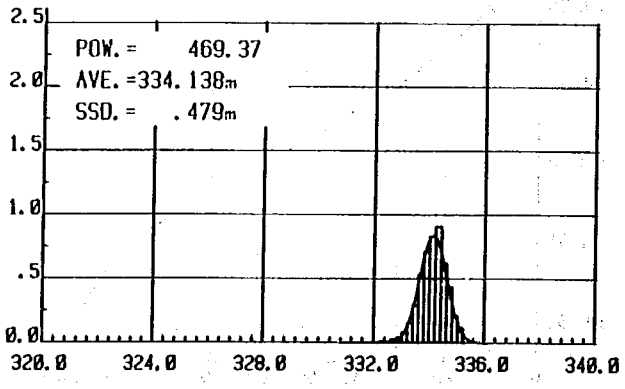
左岸



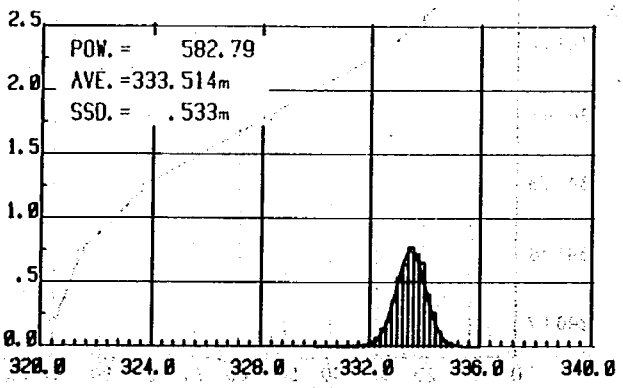
中央



中央



右岸

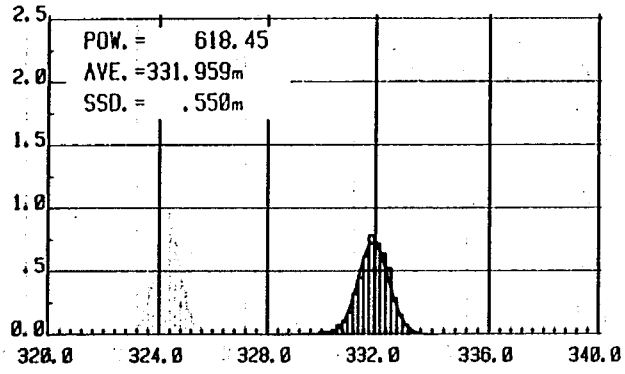


右岸

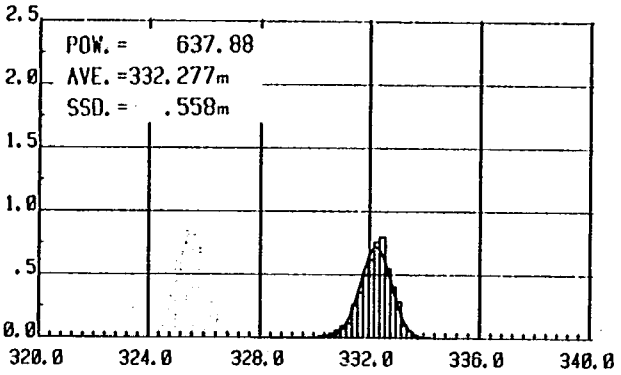
流　　量	Q=440 ㎥/s
水叩き長	L=50 m
シ ル 高	D=9.8 m

流　　量	Q=440 ㎥/s
水叩き長	L=50 m
シル高	D=8.8 m

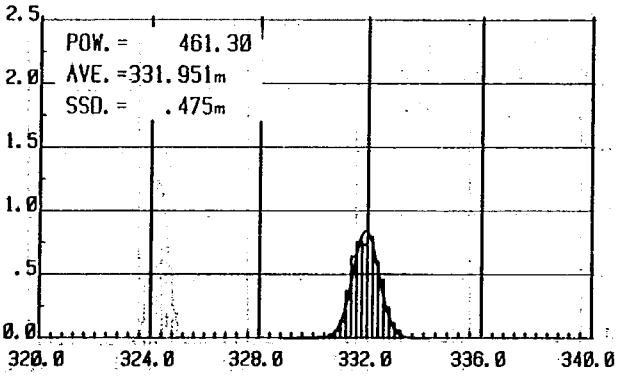
実験資料 4.4　水面変動頻度分布図



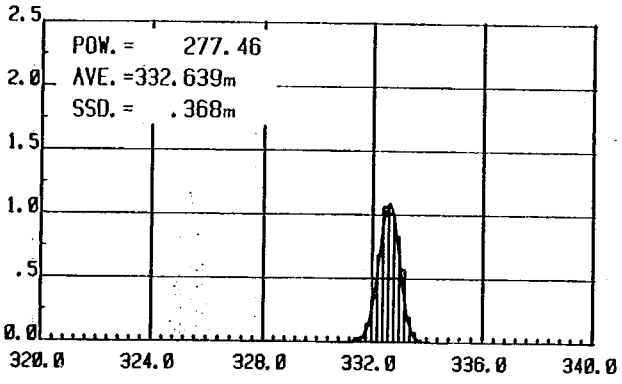
左岸



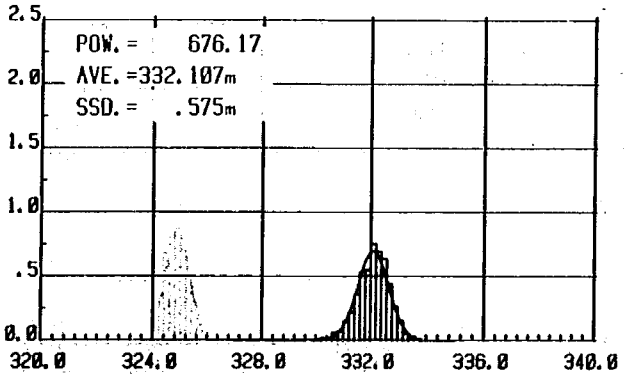
左岸



中央

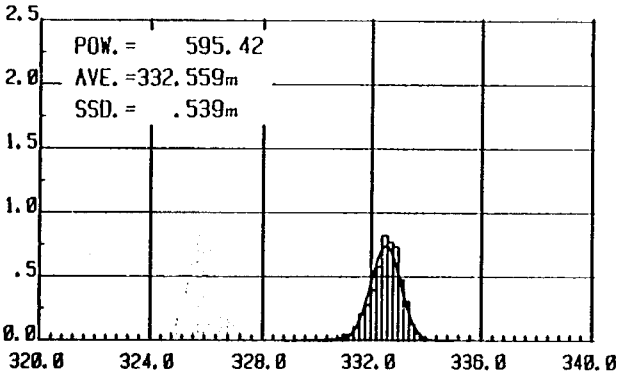


中央



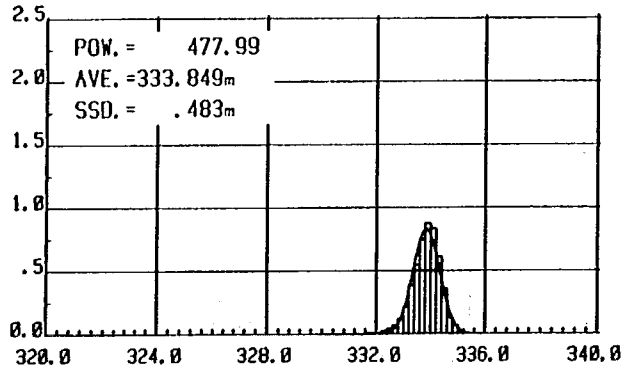
右岸

流　量	Q=440 ㎥/s
水叩き長	L=50 m
シル高	D=7.3 m

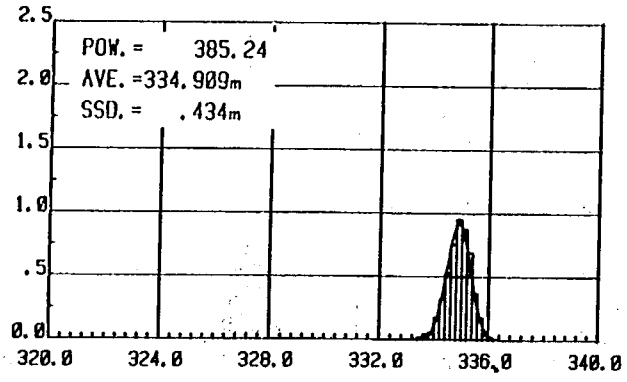


右岸

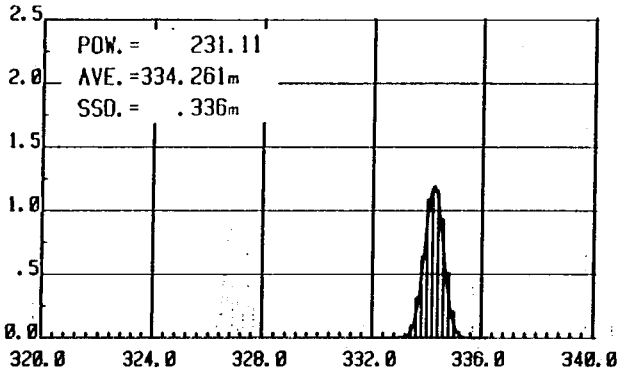
流　量	Q=440 ㎥/s
水叩き長	L=70 m
シル高	D=7.3 m



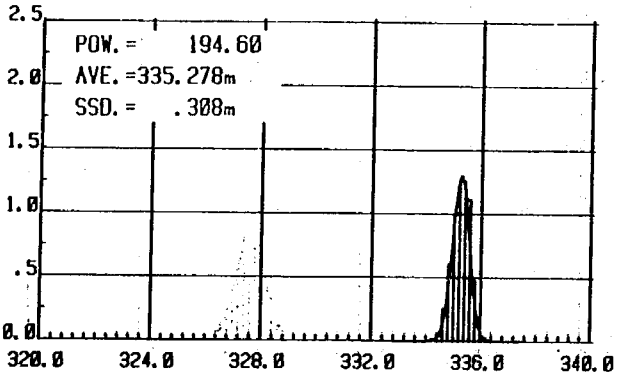
左岸



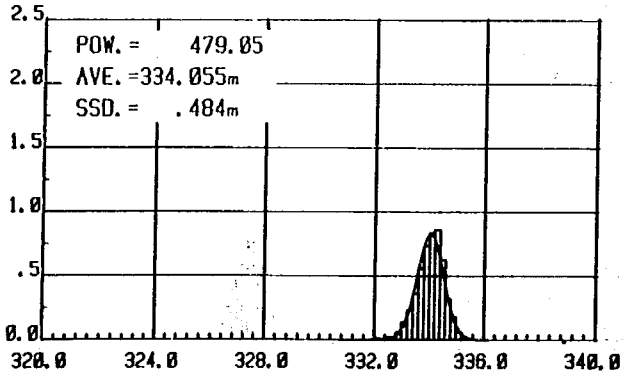
左岸



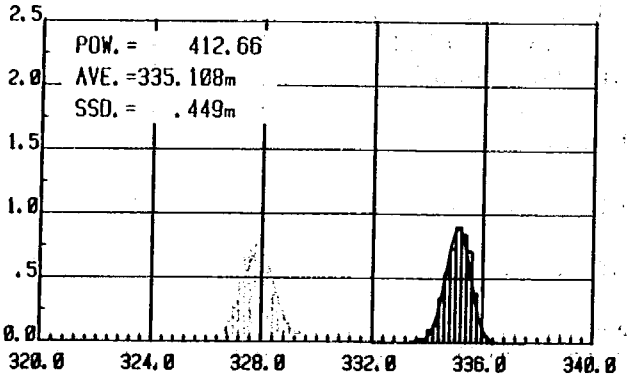
中央



中央



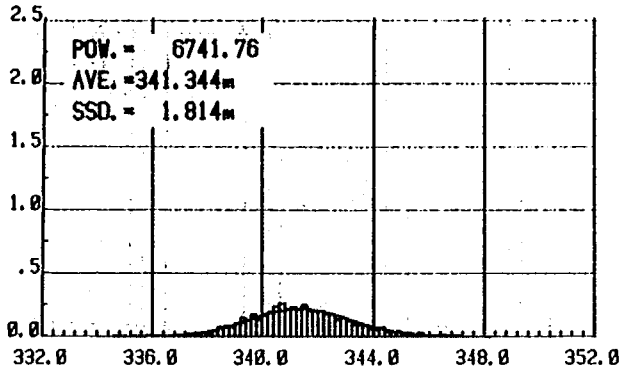
右岸



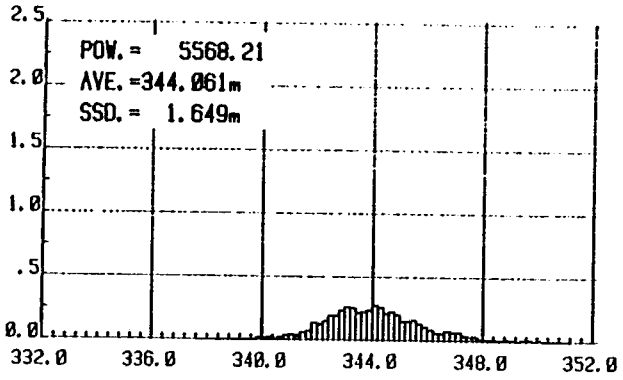
右岸

流　量	Q=440 ㎥/s
水叩き長	L=70 m
シ ル 高	D=8.8 m

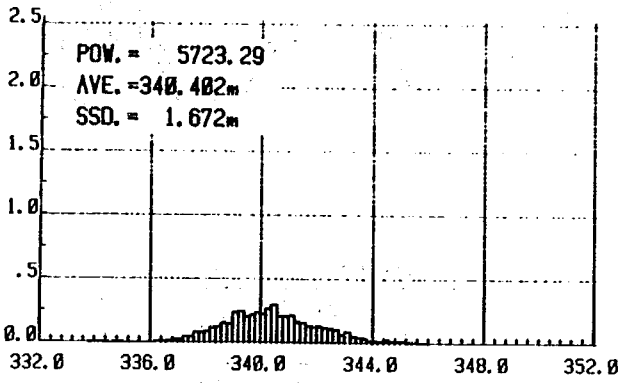
流　量	Q=440 ㎥/s
水叩き長	L=70 m
シ ル 高	D=9.8 m



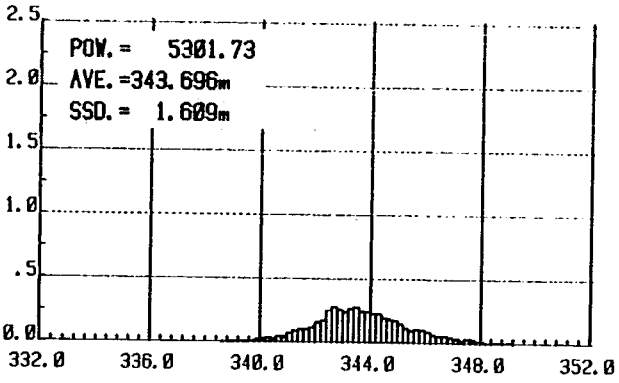
左岸



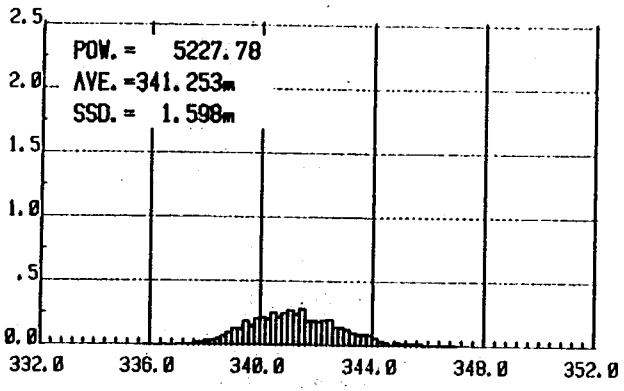
左岸



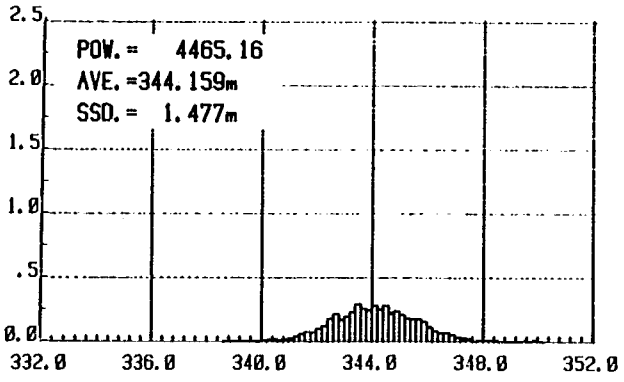
中央



中央



右岸

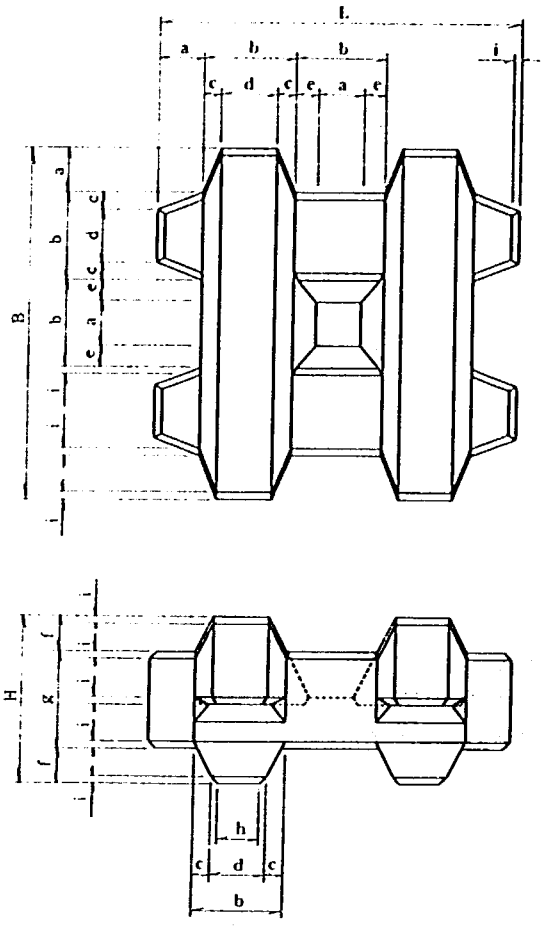


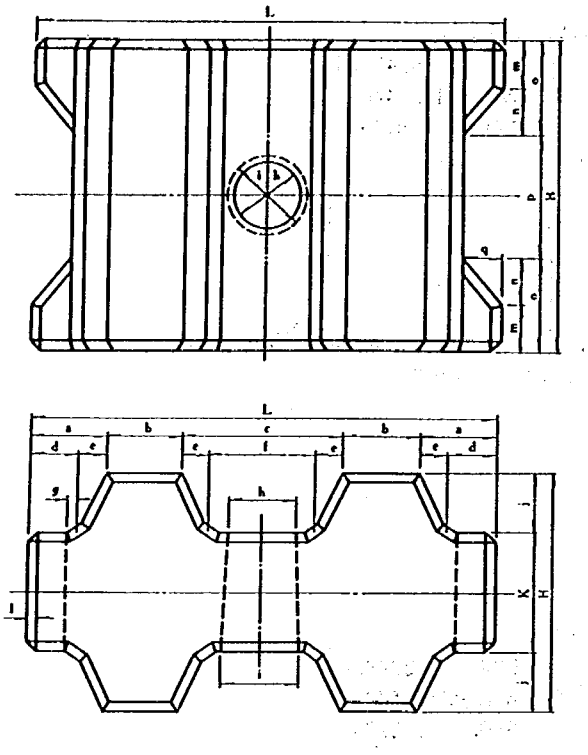
右岸

流　　量	Q=1,690 ㎥/s
水叩き長	L=60 m
シ ル 高	D=9.5 m

流　　量	Q=1,690 ㎥/s
水叩き長	L=60 m
シ ル 高	D=13.0 m

実験資料 4.5　水面変動の頻度分布図





●パラクロス　詳細寸法　(単位：m)

記号 ＼ 係数 ＼ 公称トン数	8
L	1 L	2.495
B	1 L	2.495
H	0.4750 L	1.185
a	0.1250 L	0.312
b	0.2500 L	0.624
c	0.0500 L	0.125
d	0.1500 L	0.374
e	0.0625 L	0.156
f	0.1000 L	0.250
g	0.2750 L	0.686
h	0.1100 L	0.274
i	0.0200 L	0.050

詳細寸法　(単位：m)

記号 ＼ 係数 ＼ 公称トン数	8
L	1 L	2.455
B	0.6786 L	1.666
H	0.5220 L	1.282
a	0.1608 L	0.395
b	0.1670 L	0.410
c	0.3444 L	0.845
d	0.1034 L	0.254
e	0.0574 L	0.141
f	0.2296 L	0.563
g	0.0209 L	0.051
h	0.1427 L	0.350
i	0.1701 L	0.418
j	0.1305 L	0.320
k	0.2610 L	0.642
l	0.0209 L	0.051
m	0.1034 L	0.254
n	0.1034 L	0.254
o	0.2068 L	0.508
p	0.2650 L	0.650
q	0.0825 L	0.203

実験資料 4.6　コンクリートブロック形状図（模型寸法単位mm）

実験資料 4.7　下流河道河床変動測定結果

ケース　II－1
Q = 100㎥/s
T = 2.5 h

L = 0 m		L = 125 m	
40	318.7	25	314.9
55	317.5	39	314.8
60.5	315.2	44	313.9
77.5	314.8	46	314.2
89.5	315.4	55	313.9
95	316.4	60	311.5
129	316.7	67.5	309.1
L = 5 m		L = 150 m	
41.5	318.9	20	314.4
60	316.7	35	312.6
66	314.8	38	312.1
75	313.0	41.5	312.7
85	312.9	47	312.9
90	313.5	53	311.5
95.5	316.3	L = 175 m	
130	317.0	15	313.5
L = 25 m		25	312.8
40	320	35	313.0
56	316.1	44	312.7
57.5	15.0	下流(わらび野水門)	
70	312.9	12.5	312.9
85	312.1	30	313.1
95	316.2	46.5	313.1
105	315.6		
122.5	316.6		
L = 50 m			
35	317.4		
56	316.2		
56.5	315.1		
68.5	313.3		
87.5	312.8		
96.5	315.2		
99	316.3		
117.5	316.4		
L = 75 m			
32.5	317.2		
57.5	315.3		
66	314.0		
90	313.5		
96.5	314.9		
96	316.1		
106	316.6		
L = 100 m			
29	316.1		
52.5	314.7		
70	313.2		
78	313.2		
90	313.9		

ケース　II－1
Q = 100㎥/s
T = 5 h

L = 0 m		l_t = 125 m	
42.5	318.8	27.5	314.8
56	317.4	47.5	314.3
61	314.8	57.5	311.1
75	314.5	65	309.1
90	314.9	L = 150 m	
92.5	316.6	22.5	314.3
97.5	315.1	35	312.2
105	315.4	42.5	312.6
130	316.6	46.5	312.9
L = 5 m		52.5	311.7
42.5	318.7	L = 175 m	
57.5	316.5	15	313.5
69	312.7	25	312.7
80	312.6	35	312.6
90	313.1	43	312.5
95	315.3	下流(わらび野水門)	
105	315.6	12.5	313.1
130	316.9	27.5	313.0
L = 25 m		45	313.0
40	317.8		
52.5	316.4		
55	314.6		
62.5	312.1		
67.5	312.8		
85	312.6		
90	311.6		
95.5	314.1		
102.5	315.5		
125	316.4		
L = 50 m			
35	317.3		
53.5	316.1		
55	314.8		
70	313.4		
82.5	313.1		
89	312.4		
95.5	315.3		
100	316.3		
117.5	316.5		
L = 75 m			
32.5	317.1		
55	315.6		
63.5	313.4		
95	313.9		
100	316.1		
106.5	316.5		
L = 100 m			
30	316.0		
47.5	315.2		
57.5	314.3		
70	313.3		
90	313.8		

ケース　II－2
Q = 440㎥/s
T = 1 h

L = 0 m		L = 150 m	
32.5	319.1	22.5	313.1
57.5	314.9	35	313.3
77.5	312.0	45	311.1
92.5	313.3	51	309.3
100	312.1	L = 175 m	
112.5	314.3	15	313.4
130	317.3	30	311.4
L = 17.5 m		37.5	312.0
40	316.3	42.5	310.4
55	314.1	下流(わらび野水門)	
62.5	311.5	15	313.1
72.5	309.9	30	309.6
80	309.4	37	311.6
90	311.9	42	310.3
102.5	314.3	49.5	312.4
110	314.6		
112.5	314.4		
125	316.1		
L = 25 m			
38.5	316.6		
56	314.2		
72.5	311.4		
85	313.3		
95	314.1		
110	314.6		
125	316.3		
L = 50 m			
35	316.1		
55	313.2		
72.5	313.2		
80	313.3		
90	314.2		
117.5	316.8		
L = 75 m			
32.5	315.9		
50	313.5		
70	313.8		
82.5	313.5		
106	315.5		
L = 100 m			
30	315.4		
52.5	313.5		
80	313.4		
90	313.0		
L = 125 m			
26	313.9		
52.5	313.5		
65	307.8		

ケース　II－2
Q = 440㎥/s
T = 2 h

L = 0 m	
42.5	316.8
60	313.9
75	312.1
92.5	311.7
105	309.9
118	312.6
127.5	312.1
L = 17.5 m	
41.	315.0
57.5	312.1
67.5	310.2
75	318.8
87.5	310
95	312.6
109	313.9
120	314.5
125	314.0
L = 25 m	
38	315.5
55.5	314.0
72.5	311.3
87.5	312.7
95	313.8
109	313.7
120	314.8
124	314.5
L = 50 m	
35	315.6
50	313.2
55	312.6
60	312.8
76.5	312.3
82.5	312.8
100	315.1
118.5	316.0
L = 75 m	
32	315.3
40	314.4
47.5	313.1
60	313.0
72.5	313.4
82.5	313.4
95	315.4
106	315.6
L = 100 m	
54	314.9
66.5	313.5
85	313.4
110	313.9
115	313.8
L = 125 m	
24.5	313.3
40	313.5
54.5	313.2
59.5	310.8
66	308.4
L = 150 m	
22	312.4
30	313.1
35	312.8
42.5	311.2
45	310.9
52.5	309.4
L = 175 m	
13.5	312.7
19.5	312.8
25	312.1
30	311.2
35	311.6
40	310.4
42.5	310.4
下流(わらび野水門)	
12.5	313.1
22.5	312.9
37	312.8
42.5	311.0
49	312.2

ケース　III－1
Q = 100㎥/s
T = 3.5 h

L = 0 m	
52.5	317.1
70	316.4
76.5	316.7
80	314.2
84.5	318.7
87	316.0
90	318.0
L = 25 m	
61.5	315.9
72.5	315.4
85	319.3
94.5	320.5
99	316.8
107.5	314.7
113.5	314.9
120	314.7
L = 50 m	
118.5	314.4
130	314.2
143.5	313.9
151.5	313.9
165	312.9
175	312.7
L = 70 m	
55	314.7
66.5	314.6
70	315.7
77.5	319.4
85	317.4
92.5	310.3
97.5	313.6
100	314.8
110	314.4
122.5	314.5
L = 75 m	
57.5	314.5
67.5	313.6
70	314.6
80	313.5
90	312.7
100	310.0
107.5	314.2
113.5	313.8
120	314.4
123	313.7
L = 100 m	
60	314.8
72.5	313.7
75	314.4
85	314.0
100	314.5
113.5	313.9
117.5	312.7
L = 125 m	
65	314.7
80	313.8
95	313.7
100	312.5
105	311.4
L = 150 m	
67.5	314.4
82	313.3
88.5	314.7
92.5	312.4
98.5	312.3
L = 175 m	
42.5	313.7
57.5	312.8
65	312.5
69	311.8
40	314.2
55	313.7
68	313.4
74.5	313.3

ケース　III－1
Q = 100㎥/s
T = 4.5 h

L = 0 m	
2.5	315.7
9	314.7
22.5	314.2
32.5	314.2
37.5	313.9
42	315.0
84	313.3
100	315.4
112.5	315.3
L = 7.5 m	
57.5	317.2
65	317.2
75	316.8
80	315.5
84	313.3
89	315.4
92.5	316.7
L = 25 m	
62.5	315.8
77.5	315.3
87.5	315.3
97.5	315.9
100	315.4
L = 50 m	
70	313.5
80	313.2
91.5	312.4
99	313.0
106	314.5
L = 75 m	
55.5	314.8
67.5	313.9
69	314.7
85	313.4
95	310.2
100	311.0
105	314.4
115	314.6
120	314.5
122.5	313.7
127.5	314.0
L = 100 m	
61.5	315.0
73.5	313.9
75.5	314.4
99	314.1
102.5	314.2
110	314.2
120	314.2
L = 125 m	
65	314.9
75	314.0
80	313.9
87.5	314.0
96.5	313.6
100	312.6
102.5	311.7
L = 150 m	
70	314.5
75	313.6
82.5	313.4
87.5	313.3
90	312.5
92.5	312.9
96.5	312.7
L = 175 m	
45	314.1
55	313.1
62.5	312.9
70	312.7
74	312.3
下流(わらび野水門)	
44.5	314.4
57.5	314.0
75	313.8

ケース　Ⅲ－2
Q = 440㎥/s
T = 2 h

L = 0 m	
37.5	316.1
52.5	314.2
67.5	313.7
85	313.1
93.5	316.1
96.5	315.2
110	315.6
125	316.3
L = 15 m	
41.5	316.6
53.5	314.3
60	310.2
75	309.6
83.5	310.7
90	313.1
102.5	315.9
115	316.0
117.5	315.6
125	315.9
L = 25 m	
45	316.2
59	315.6
69	
92.5	313.1
92.5	316.6
105	315.0
123.5	315.7
125	315.2
130	315.7
L = 50 m	
47.5	314.3
62.5	314.4
85	313.8
102.5	313.1
110	312.1
114	313.6
130	314.6
L = 75 m	
52.5	312.3
60	315.2
69	315.4
75	311.6
82.5	315.3
87.5	313.5
92.5	313.1
99	310.0
102.5	309.6
113.5	315.1
122.5	314.7
125	314.0
L = 100 m	
57.5	313.6
62.5	314.9
70	315.2
86.5	314.8
100	313.3
105	311.6
109	311.7
118.5	312.0
L = 125 m	
62.5	314.0
80	314.8
87.5	311.5
92.5	310.8
100	316.9
102.5	316.7
L = 150 m	
67	314.0
72.5	313.8
80	311.0
86.5	312.3
93.5	310.4
96	310.6
L = 175 m	
42.5	313.8
45	313.6
54	313.0
61	312.1
68.5	311.5
71.5	311.6
下流(わらび野水門)	
左	312.5
中	309.0
右	312.0

ケース　Ⅴ－1
Q = 100㎥/s
T = 2.5 h

L = 0 m	
37.5	316.9
52.5	316.3
75	316.7
86.5	316.7
89.5	319.2
102.5	316.1
125	317.2
L = 25 m	
45	316.8
61.5	315.5
78	315.1
95	315.3
97	317.8
115	315.0
130	315.9
L = 50 m　上	
50	314.7
69.5	314.5
86.5	314.2
104.5	314.3
106	316.8
112.5	312.8
132	314.4
L = 50 m　下	
67	313.4
75	311.4
80	313.2
90	312.9
92.5	313.7
101.5	311.7
107.5	312.0
112.5	312.3
130	314.2
L = 55 m	
51	313.9
61	313.8
71.5	311.7
87.5	313.4
95	313.3
102.5	310.4
107.5	312.0
130	314.2
L = 75 m	
55	313.8
65	313.3
66	314.0
80	313.2
87.5	313.3
96	311.5
107.5	312.8
120	314.2
121.5	313.5
129	313.5
L = 80 m	
57.5	313.6
65	313.3
67.5	314.3
77.5	313.7
85	312.9
89.5	313.5
95	311.7
104.5	313.7
120	314.0
121	313.5
129.5	313.6
L = 100 m	
60	313.9
75	313.5
76	314.2
85	314.1
90	313.7
98	312.6
105	314.4
110	314.2
111	313.5
120	313.8
L = 125 m	
65	314.0
77.5	313.7
78.5	314.0
85	313.5
102	313.9
104.5	313.3
L = 150 m	
70	313.7
82.5	313.3
99	312.8
L = 175 m	
42.5	313.7
57.5	313.2
73.5	312.6
下　流	
40	313.3
58.5	313.2
75	313.1

ケース　Ⅴ－1
Q = 100㎥/s
T = 4.5 h

L = 50 m　下	
68	311.7
73	310.9
80	312.8
87.5	313.2
95	313.4
104	311.3
108	311.4
118.5	313.7
L = 55 m	
48	314.1
65	313.2
75	310.8
82	312.7
89.5	312.6
95	313.0
104	310.8
112	311.6
120	313.3
130	314.1
L = 75 m	
53.5	313.8
62.5	313.3
65.5	313.9
73.5	314.2
81	312.9
87	312.8
94.5	310.9
100.5	311.9
114	313.9
118	314.2
122.5	313.9
123	313.1
128.5	313.2
L = 100 m	
57.5	313.9
72.5	313.5
82.5	314.0
100	312.6
106.5	314.2
109.5	313.3
118.5	313.7
L = 125 m	
63	313.9
76.5	313.5
79	313.8
96.5	312.9
103.5	312.7
L = 150 m	
67.5	313.6
77.5	313.2
84	313.4
93	313.0
97.5	312.6
L = 175 m	
43.5	313.5
57.5	313.1
72	312.4
下　流	
全々	313.2

ケース V－1
Q = 100㎥/s
T = 20 h

L = 50 m 上	
48.5	314.1
60	314.6
70	312.9
70.5	314.2
87.5	314.0
105	314.0
107.5	316.2
114	312.0
124	314.6
127.5	314.2
133	313.7
L = 50 m 下	
70.5	311.6
75	311.1
87.5	313.5
94	313.7
100	311.4
110	311.7
L = 57.5 m	
50	313.9
65	313.3
76.5	311.6
85	313.0
92.5	312.8
100	310.5
107.5	312.3
119	314.2
125	314.2
129.5	313.7
L = 75 m	
54	313.7
61.5	313.9
62.5	314.4
77.5	314.0
85	314.2
92.5	310.4
95	309.4
100	312.7
112.5	313.9
121.5	314.4
125	313.2
129.5	312.9
L = 100 m	
59	313.9
70	313.4
71	314.2
85	314.2
90	314.1
100	312.9
110	314.1
111	313.7
120	313.6
L = 125 m	
64	313.8
77	313.4
78	314.2
85	314.1
95	313.8
106	312.4
L = 150 m	
68	313.7
82.5	313.4
99	312.6
L = 175 m	
42	313.5
60	312.9
71.5	312.4
下流(わらび野水門)	
41	313.5
60	312.9
77	313.1

ケース V－2
Q = 440㎥/s
T = 1 h

L = 0 m	
36.5	316.2
52.5	316.2
65	316.4
72.5	316.4
87.5	316.7
88.5	319.1
95	315.4
105	315.8
109	314.9
125	317.4
L = 25 m	
43.5	316.5
55	316.2
60.5	315.5
77.5	315.0
94.5	315.3
96.5	317.8
103.5	314.9
112.5	315.2
125	314.5
130	314.7
L = 50 m 上	
49.5	314.4
62.5	313.6
71	311.7
72.5	312.6
75	312.0
80	313.7
80.5	314.1
90	313.7
90.5	313.4
104.5	310.4
110	312.5
111	310.7
115	311.7
132	312.0
L = 50 m 下	
71	311.6
81	310.0
86	312.7
97.5	307.5
110	310.2
L = 71.5 m	
52.5	312.2
56.5	313.6
65	314.2
71	313.0
81.5	307.8
88.5	308.9
95	307.7
108.5	312.9
116	313.1
121	313.7
128	313.4
L = 75 m	
54.5	311.7
60	313.2
65	314.7
74	313.2
86.5	307.9
91	309.2
98	308.0
102.5	309.4
112.5	314.0
117.5	313.0
122.5	313.7
129	312.6
L = 100 m	
56	313.5
61	315.5
80	314.1
104.5	314.2
117.5	306.4
L = 125 m	
62.5	312.5
68.5	315.1
77.5	314.8
82.5	313.4
90	311.4
95	310.7
100.5	306.7
102.5	316.0
L = 150 m	
67.5	310.8
72.5	311.4
76.5	311.7
87.5	313.0
92.5	312.0
98.5	310.9
L = 175 m	
43.5	310.2
50	311.2
57.5	312.3
65	313.3
92.5	312.9
下流(わらび野水門)	
41	305.7
57.5	305.6
62.5	307.9
71	312.1
77	312.6

ケース V－2
Q = 440㎥/s
T = 2 h

L = 0 m	
36	316.3
51.5	316.3
60	316.4
72.5	316.5
87.5	316.4
89	319.1
104	316.0
109	315.3
125	317.4
L = 10 m	
40	316.7
55	315.9
64	315.2
74	314.2
82.5	315.2
90	315.9
91	318.6
100	315.4
107.5	315.7
127.5	316.1
L = 25 m	
44	316.8
60	315.5
77.5	315.1
94	315.3
95	317.8
105	315.1
115	315.4
130.5	314.5
L = 40 m	
46	315.5
66	314.0
85	314.2
90	314.4
100	315.9
102.5	313.5
110	313.9
125	314.7
132.5	313.9
L = 50 m 上	
49.5	314.4
60	313.4
72	311.8
72	312.6
85	312.7
97.5	310.4
100	312.5
112.5	310.3
120	311.4
131.5	312.4
L = 50 m 下	
71	311.8
77.5	308.9
85	309.5
97	306.4
110	310.0
117.5	311.4
131.5	312.4
L = 62.5 m	
51	313.0
65	314.3
70	313.6
80	309.8
90	305.2
110	312.2
130	312.7
L = 75 m	
53.5	312.2
64	314.7
78.5	312.2
90	313.4
110	304.9
117.5	312.2
129.5	311.6
L = 100 m	
57.5	314.2
65	315.3
70	349.7
94	310.0
107.5	310.5
120.5	307.2
L = 112.5 m	
61	313.0
65	315.4
70	315.1
85	313.2
96.5	311.8
102.5	305.2
L = 125 m	
62.5	312.7
67.5	314.9
82.5	313.7
95	310.4
105	305.9
L = 150 m	
67.5	310.9
75	312.9
85	311.7
90	312
95	309.2
99	309.2
L = 175 m	
44	307.9
55	311.8
62.5	312.5
71.5	311.4
下流(わらび野水門)	
39.5	304.7
55	306.1
65	311.3
77.5	312.9

ケース Ⅵ－1
Q = 100㎥/s
T = 2.5 h

L = 0 m	
51.5	314.1
62.5	313.9
72.5	314.0
87	313.2
91.5	313.9
L = 10 m	
57.5	313.8
64	312.0
67.5	311.9
70	311.2
75	311.4
76.5	311.9
80	311.8
85	312.9
90	313.4
96.5	314.0
L = 25 m	
62.5	313.5
72.5	313.1
80	313.1
101.5	313.5
L = 35 m	
54	312.8
75	311.9
82.5	311.5
85	312.2
87.5	311.7
95	312.5
103.5	312.4
L = 50 m	
75	309.7
85	309.2
95	307.3
100	306.2
105	308.8
112.5	310.0
ブロックを撤去している	

L = 25 m	
99.5	315.1
115	315.2
128	310.0
L = 50 m	
109	313.9
123.5	313.9
132.5	313.0
L = 75 m	
55	314.5
79.5	313.4
85.5	314.3
102.5	314.5
114	313.1
127.5	305.7
L = 100 m	
57.5	313.6
69.5	313.9
73	314.7
87.5	315.0
105	314.1
120	309.7
L = 125 m	
64	314.1
72	314.0
75	314.9
85	314.4
100	311.9
107.5	311.0
L = 150 m	
68	312.4
82.5	313.6
100.5	313.2
L = 175 m	
45	312.4
50.5	313.2
62.5	313.2
74.5	313.7

ケース Ⅵ－2
Q = 100㎥/s
T = 2.5 h

L = 25 m	
42.5	315.5
58.5	315.2
78.5	314.7
93.5	315.1
L = 50 m 上	
49	314.9
59	313.7
70	313.8
88.5	313.8
103	313.9
105	313.8
120	313.7
133	313.0
L = 50 m 下	
70	313.7
82.5	313.1
93.5	309.4
101.5	312.8
105	312.9
117.5	313.1
131	312.2
L = 61 m	
81	313.7
94	306.1
107.5	312.7
L = 75 m	
54	314.6
76	313.7
78	314.7
89	314.4
100	309.4
111	314.2
117.5	314.3
130	308.7
L = 100 m	
57.5	313.6
67.5	313.7
69.5	314.8
90	314.7
114.5	314.4
120.5	311.4
L = 125 m	
65	313.4
74	314.6
85	314.6
88.5	313.9
96	314.2
105	312.2

L = 150 m	
67.5	313.3
80	313.9
87.5	313.2
92.5	312.9
98	313.4
L = 175 m	
43.5	312.4
50	313.1
62.5	313.2
74	312.8
下流(わらび野水門)	
すべて	313.2

ケース Ⅵ－3
Q_1 = 100㎥/s
Q_2 = 440㎥/s
T = 1 h

L = 25 m	
43	315.4
60	314.7
80	314.9
94	315.1
95	317.7
100	315.1
116	315.1
130.5	311.4
L = 50 m	
48.5	315.0
62.5	313.4
77.5	308.8
87.5	
102.5	308.4
107.5	316.5
109	313.9
122.5	313.9
131.5	311.7
L = 75 m	
54.5	312.9
57.5	314.2
65	314.8
75	313.2
92	305.1
99.5	305.0
115	310.4
120	312.2
130	309.7
L = 100 m	
58	313.7
63	315.9
74	315.5
80	312.7
92.5	306.1
103.5	305.4
114	308.4
123	309.2
L = 125 m	
62.5	310.7
69	314.9
79	314.2
85	312.8
97.5	308.4
106.5	305.0
L = 150 m	
67.5	308.5
79	312.8
92.5	309.7
99	308.4

L = 175 m	
44	309.5
52.5	311.6
65	312.1
73	311.1
下流(わらび野水門)	
42.5	344.7
57.5	345.2
67.5	348.0
78.5	349.4

ケース Ⅵ－3
Q_1 = 100㎥/s
Q_2 = 440㎥/s
T = 2 h

L = 25 m	
43.5	315.5
60.	315.3
77.5	314.9
94.5	315.1
95	317.7
100	315.0
112.5	315.2
120	314.7
130	311.2
L = 50 m	
49	314.5
65	312.9
75	310.2
85	308.0
92.5	310.5
105	312.4
107.5	316.9
110	313.8
122.5	313.9
132.5	312.2
L = 75 m	
48.5	311.9
57.5	314.0
67.5	314.3
80	310.7
88.5	305.1
102.5	305.0
118.5	311.8
123	312.1
129.5	310.3
L = 100 m	
58.5	313.2
65	315.4
75	314.2
90	306.3
100	304.9
107.5	305.4
115	305.4
121	307.9
L = 125 m	
63.5	311.6
70	314.9
77.5	314.4
87.5	310.0
100	304.9
105	304.9
L = 150 m	
68	308.4
78.5	312.5
87.5	311.8
94.5	307.8
99	307.4
L = 175 m	
46	309.2
50	309.2
52.5	311.1
62	312.0
73	310.5
下流(わらび野水門)	
42	305.9
52.5	305.9
65	311.4
67.5	311.7
72.5	311.4
75	312.9

ケース Ⅵ－4
Q = 1690㎥/s
T = 1 h

L = 0 m	
35	316.4
52.5	313.3
65	311.4
80	308.0
90	307.9
107.5	314.0
113	317.7
L = 17.5 m	
40	315.0
48.5	315.9
61	310.3
71.5	309.4
82.5	305.9
92.5	310.5
101.5	312.4
110	316.1
115	316.4
129	316.4
L = 25 m	
42.5	315.7
58.5	316.1
65	310.3
80	309.5
90	306.4
105	312.2
110	312.1
116	315.7
130	315.7
L = 50 m	
48.5	312.8
60	315.9
68.5	315.4
80	313.7
90	314.8
108.5	315.9
120	316.0
133.5	314.0
L = 75 m	
54	312.5
62.5	315.2
75	314.4
90	314.3
105	315.4
117.5	315.2
122.5	312.7
130	313.4
L = 100 m	
57.5	313.8
65	315.9
74	314.9
90	309.6
105	304.9
120	304.7
L = 125 m	
63.5	313.7
71	314.6
85	310.3
92.5	304.9
105	304.9
L = 150 m	
66.5	308.7
75	309.8
81	314.0
84.5	311.9
95	304.9
99	304.9
L = 175 m	
44	306.4
54	309.3
62.5	312.8
70.	310.1
73.5	310.4
下流(わらび野水門)	
44.5	305.7
57.5	305.7
65	308.5
66.5	306.9
77.5	307.7

ケース Ⅸ
Q = 100㎥/s
T = 2.5 h

L = 0 m	
47.5	316.4
67.5	316.2
86	316.2
92.5	315.7
109	315.7
111.5	316.2
L = 25 m	
56	314.9
76.5	314.7
94	314.4
101	314.7
103.5	314.5
110	314.7
114	314.4
118	314.4
L = 45 m	
48.5	313.7
71.5	313.5
73	314.4
75.5	314.2
81.5	311.6
84	311.3
85	311.7
91.5	308.5
101	312.3
103.5	313.4
104.5	313.2
109	313.9
112	313.9
115	314.2
117.5	313.9
124	313.9
130	313.7
131	312.2
L = 50 m	
48.5	314.0
70	313.4
72.5	314.7
76	314.4
82	311.9
85	312.0
86.5	311.9
94.5	309.2
106.5	314.4
109	314.7
110.5	314.2
114	314.3
116.5	313.9
121	313.9
122.5	313.7
126	311.9
129.5	309.9
L = 75 m	
53	314.9
72.5	313.4
75	314.2
78	313.9
86.5	313.7
92.5	314.3
111.5	314.3
115.5	314.9
121	314.8
122.5	314.2
128.5	314.1
L = 100 m	
56	314.4
72.5	313.4
74	313.9
89	313.9
95	314.4
109	314.4
111	314.2
119	314.2
121	314.2
L = 125 m	
61	314.2
66.5	314.2
69	313.7
71.5	313.8
76	313.7
77.5	313.5
81	313.7
87	313.5
91	313.7
95.5	313.9
96.5	314.0
100	313.8
103	313.5
L = 150 m	
66	314.0
70	313.5
80	313.5
86.5	313.3
93.5	313.7
97.5	313.6
L = 175 m	
41.5	313.7
45	313.4
47.5	313.5
57.5	313.2
67.5	312.9
72.5	313.2
下流(わらび野水門)	
40	313.4
50	313.2
65	313.5
77.5	313.3

ケース Ⅸ
$Q = 100\,m^3/s$
$T = 5\,h$

$L = 0$ m	
47.5	316.4
67.5	315.9
86	315.7
92.5	315.0
107.5	315.9
111.5	316.4
$L = 25$ m	
56	314.7
76.5	314.5
94	314.2
101	314.4
102	314.2
103.5	314.4
113.5	314.4
115	314.2
	313.9
$L = 50$ m	
48	314.0
67	313.7
70	314.8
74	314.8
79.5	312.4
82.5	312.2
90	309.7
100.5	313.5
103.5	313.0
110	314.6
110.5	314.2
120	313.9
129.5	310.2
$L = 75$ m	
53.5	314.7
68	313.65
69	314.4
80.5	314.2
86	314.7
92	314.1
94.5	314.4
104	314.7
106	314.4
112.5	314.4
116	314.8
119.5	314.8
120	314.4
124	314.3
128	314.5
$L = 100$ m	
47.5	314.4
72.5	313.65
90	314.4
104.5	314.7
111	314.4
113	314.2
120	314.4
$L = 120$ m	
62.5	314.2
70.5	313.4
77	313.4
80	313.8
85	313.9
89	313.5
94.5	313.6
96.5	313.9
100	313.5
104	313.4
$L = 150$ m	
67.5	313.9
73	312.9
85	313.2
90	312.9
95.5	313.4
98.5	313.5
$L = 170$ m	
42.5	313.6
60	313.2
66.5	312.9
71.5	312.8
下流(わらび野水門)	
39	313.4
50	313.3
60	313.5
66	313.15
77.5	313.7
最深部	
48.5	313.9
71	313.5
73.5	314.5
76.5	314.7
82	311.6
90	308.4
98	312.2
102	312.4
106	313.4
110	313.9
116.5	313.9
121.5	313.8
132	311.9

ケース Ⅸ
$Q = 440\,m^3/s$
$T = 1\,h$

$L = 0$ m	
45.5	316.7
70	315.9
84.5	315.9
91.5	315.0
105	315.5
110	316.2
$L = 25$ m	
56	314.8
80	314.5
96.5	314.1
102	314.3
111.5	314.3
120	313.9
$L = 50$ m	
47.5	313.4
49.5	313.5
50.5	314.4
57.5	315.0
66.5	314.1
77.5	309.4
85	307.7
89	306.4
95	306.25
109	313.5
114.5	314.7
123	314.9
132.5	310.8
$L = 75$ m	
54.5	314.0
55.5	314.0
58	315.2
60	315.7
73.5	314.8
85	311.2
92	309.5
93	309.7
95	309.3
102	308.15
105.5	308.7
119.5	314.5
122.5	314.1
128	314.5
$L = 100$ m	
58.5	313.4
61	314.2
63	315.3
80	314.5
100.5	313.5
112	319.5
114	309.4
117.5	307.15
119.5	307.3
$L = 125$ m	
62.5	311.5
70	314.9
77	314.7
90	311.6
94	311.7
96.5	311.2
102	308.4
105	308.15
$L = 150$ m	
68.5	309.75
70	309.8
73.5	310.9
75.5	310.9
77.5	312.1
80	312.3
82.5	312.7
86	313.3
89.5	313.4
94	312.2
97.5	312.3
$L = 175$ m	
43.5	308.7
47.5	309.4
49.5	311.2
56	312.0
61.5	313.6
64	313.5
70	313.0
下流(わらび野水門)	
39.5	306.15
55	306.8
70	312.9
77	313.2

ケース Ⅸ
$Q = 440\,m^3/s$
$T = 2\,h$

$L = 0$ m	
47.5	315.9
70	315.7
87.5	315.4
94	317.3
107.5	315.3
111.5	316.2
$L = 25$ m	
56	314.8
65.5	314.4
80	312.65
91.5	311.3
98	313.7
102.5	314.4
106.5	314.2
114	314.4
115	314.3
120	313.9
$L = 50$ m	
47.5	313.2
51	313.6
53.5	314.3
56	314.0
64	314.1
70	312.1
82.5	307.75
95	308.1
106.5	311.7
110	312.9
110.5	313.9
116	313.8
120.5	314.3
124	314.2
132.5	311.3
$L = 75$ m	
53	314.2
58.5	315.4
67	314.4
75	311.9
87.5	308.7
96	307.4
100	307.9
112.5	313.3
117.5	313.7
118	314.3
130	314.4
$L = 100$ m	
60	313.6
64.5	315.5
80	314.8
90	313.8
100	312.2
109	311.0
112.5	309.4
113.5	309.2
116.5	307.2
119.5	306.9
$L = 125$ m	
63	312.6
65	312.7
68	313.9
69	313.9
71	315.0
78.5	314.6
92.5	311.0
95	310.4
97	310.1
100	307.9
104	307.25
$L = 150$ m	
67.5	311.8
69.5	311.9
72.5	311.1
77	311.7
80	311.7
83	311.4
87	312.4
94.5	310.55
97.5	310.7
$L = 175$ m	
41	306.8
45	306.4
52.5	310.9
57.5	312.5
60	312.4
70	311.8
下流(わらび野水門)	
40	306.15
59.5	306.7
69	312.2
76	312.9
最深部 $L = 37.5$ m	
49.5	312.6
58.5	314.9
64.5	314.2
65.5	313.5
69	312.4
85	305.9
92.5	305.65
110	314.2
112.5	314.5
115	313.9
121	313.8
127	312.7

実　験　資　料　5

5.1　低越流頂貯水位－放流量関係表

5.2　オリフィス水面形測定結果

5.3　オリフィス作用圧力測定結果

実験資料 5.1　低越流頂貯水位－放流量関係表

自 由 流 出

貯水池水位 EL.(m)	有効水頭 H(m)	放流量 Q(㎥/s)	H/D	流量係数 C	備考
428.28	2.446	12.02	0.772	0.110	
428.62	2.786	17.50	0.881	0.150	
429.11	3.276	26.65	1.035	0.210	
429.54	3.706	36.03	1.171	0.267	
429.88	4.046	43.90	1.278	0.311	
430.28	4.446	53.88	1.404	0.365	
430.58	4.746	62.22	1.498	0.408	
430.91	5.076	72.06	1.603	0.456	
431.18	5.346	80.14	1.689	0.495	
431.46	5.626	88.87	1.776	0.535	
431.76	5.926	98.92	1.872	0.580	
431.80	5.966	100.32	1.883	0.586	
431.98	6.146	105.72	1.942	0.608	
432.28	6.446	116.63	2.037	0.655	
432.52	6.686	125.18	2.111	0.691	
432.79	6.956	136.20	2.197	0.737	
433.01	7.176	144.18	2.265	0.768	
433.24	7.406	153.95	2.338	0.807	
433.84	8.006	178.64	2.527	0.901	
434.62	8.786	215.66	2.775	1.038	
435.32	9.486	249.37	2.995	1.156	
435.98	10.146	284.57	3.204	1.275	
436.64	10.806	321.71	3.412	1.397	

形 状 A

貯水池水位 EL.(m)	有効水頭 H(m)	放流量 Q(㎥/s)	H/D	流量係数 C	備考
431.81	5.967	100.46	1.888	0.586	自由流出
431.90	6.066	103.36	1.916	0.599	自由流出
431.99	6.156	106.58	1.946	0.613	自由流出
432.10	6.266	110.87	1.979	0.632	
432.16	6.326	112.73	1.998	0.640	
432.22	6.386	114.09	2.016	0.644	
432.26	6.426	115.92	2.029	0.653	
432.32	6.486	118.89	2.049	0.666	
432.38	6.546	120.25	2.067	0.671	
432.40	6.566	121.36	2.074	0.676	
432.47	6.636	123.54	2.096	0.684	
432.70	6.866	125.36	2.169	0.683	
432.92	7.086	128.76	2.237	0.690	
433.20	7.366	132.55	2.326	0.697	
433.48	7.646	136.78	2.415	0.706	
433.98	8.146	143.68	2.574	0.718	
434.70	8.866	152.09	2.800	0.729	
435.52	9.686	161.32	3.059	0.740	
436.47	10.636	172.48	3.359	0.755	
437.26	11.426	180.35	3.609	0.761	

形 状 B

貯水池水位 EL.(m)	有効水頭 H(m)	放流量 Q(㎥/s)	H/D	流量係数 C	備考
431.80	5.966	100.18	1.884	0.585	自由流出
432.00	6.166	106.72	1.947	0.613	
432.06	6.226	109.08	1.966	0.624	
432.10	6.266	111.02	1.980	0.633	
432.16	6.326	112.73	1.997	0.640	
432.22	6.386	114.74	2.016	0.648	
432.28	6.446	116.13	2.035	0.653	
432.34	6.506	118.24	2.054	0.662	
432.39	6.556	119.39	2.070	0.665	
432.47	6.636	121.50	0.096	0.673	
432.64	6.806	123.86	2.148	0.678	
432.85	7.016	126.87	2.214	0.684	
433.08	7.246	130.73	2.289	0.693	
433.26	7.426	134.31	2.344	0.703	
433.82	7.986	143.54	2.523	0.725	
434.37	8.536	152.09	2.696	0.743	
435.66	9.826	171.23	3.104	0.779	
436.54	10.706	183.54	3.381	0.800	

実験資料 5.2　オリフィス水面形測定結果表

アバット先端からの距離 (m)	アバット沿い (EL. m)		径間距離 (EL. m)	
	最高	平均	最高	平均
0	431.43	431.39	431.47	431.43
2	430.01	429.99	430.89	430.86
3	429.97	429.95	430.38	430.37
4	429.75	429.71	429.84	429.80
5	429.43	429.41	429.17	429.13
6	428.95	428.93	428.44	428.40
6.25	—	—	—	—
7	428.33	428.31	427.62	427.57
8	427.47	427.43	426.70	426.67
10	425.27	425.25	424.49	424.47
12	422.67	422.59	421.75	421.67
14	419.43	419.33	418.64	418.47
16	416.52	416.24	415.75	415.68
18	415.12	414.94	414.91	414.85
20	415.10	414.94	414.98	414.87

形状	原案
貯水位	EL. 431.81 m
流量	$Q = 99.96$ m³/s

アバット先端からの距離 (m)	アバット沿い (EL. m)		径間距離 (EL. m)	
	最高	平均	最高	平均
0	436.53	436.53	436.55	436.53
2	436.49	436.47	436.50	436.50
3	—	—	—	—
4	—	—	—	—
5	—	—	—	—
6	—	—	—	—
6.25	—	—	—	—
7	—	—	—	—
8	427.88	427.74	427.60	427.58
10	426.00	425.80	425.77	425.74
12	423.00	422.76	423.52	423.46
14	419.98	419.40	420.67	420.36
16	418.30	417.18	417.64	417.26
18	419.00	417.20	415.68	415.52
20	420.00	417.70	415.60	415.00

形状	A
貯水位	EL. 436.56 m
流量	$Q = 173.23$ m³/s

アバット先端からの距離 (m)	アバット沿い (EL. m)		径間距離 (EL. m)	
	最高	平均	最高	平均
0	436.53	43.651	436.55	436.53
2	436.53	436.51	436.57	436.55
3	—	—	—	—
4	430.56	430.10	—	—
5	—	—	—	—
6	429.38	429.28	—	—
6.25	429.26	429.12	429.04	429.02
7	—	—	—	—
8	428.08	427.88	428.10	427.85
10	426.40	426.12	426.26	426.10
12	424.60	424.00	424.12	423.90
14	421.90	421.00	421.70	421.12
16	418.60	417.60	418.60	418.16
18	421.40	417.40	416.02	415.78
20	423.00	418.00	415.26	415.06

形状	B
貯水位	EL. 436.54 m
流量	$Q = 183.54$ m³/s

実験資料5.3　オリフィス作用圧力測定結果表

形　状	原　　案
貯水位	EL. 431.98 m
流　量	Q = 99.96 ㎥/s

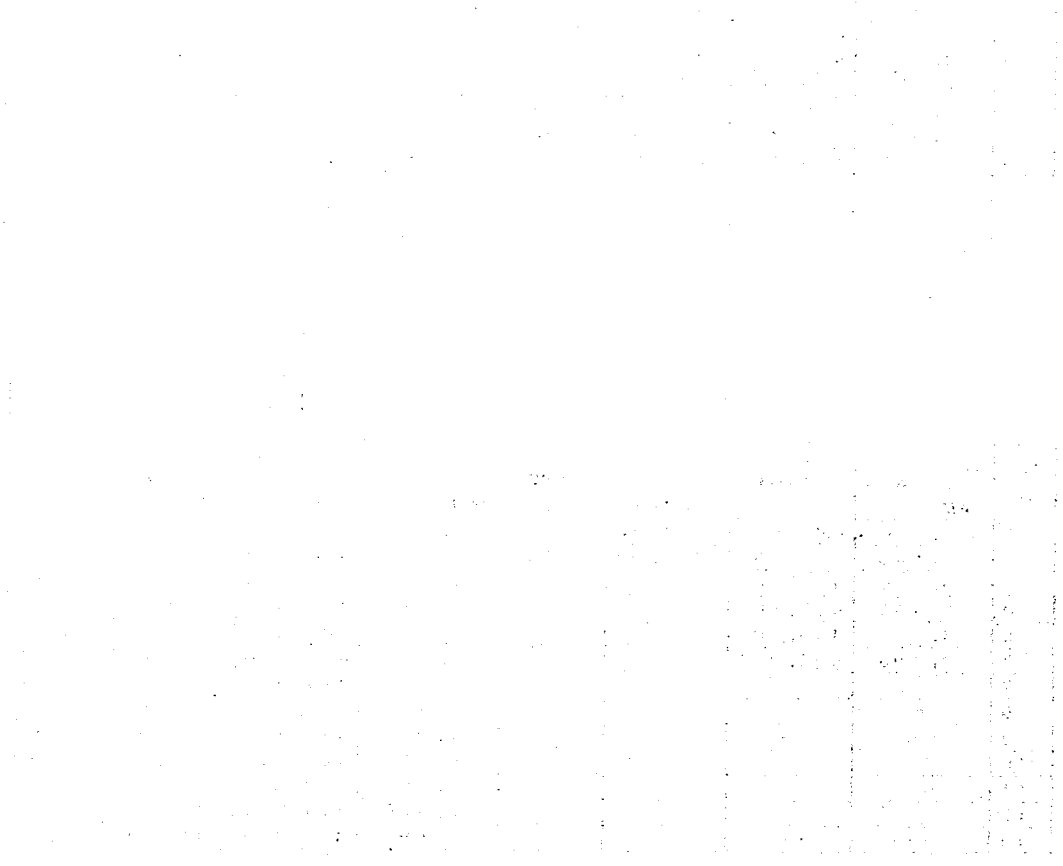
ピエゾNo	上面				下面			
	アバット先端からの距離 (m)	ピエゾ標高 EL.(m)	ピエゾ水頭 EL.(m)	圧力水頭 (m)	アバット先端からの距離 (m)	ピエゾ標高 EL.(m)	ピエゾ水頭 EL.(m)	圧力水頭 (m)
1	——	——	——	——	0.000	425.750	431.46	5.71
2	——	——	——	——	0.366	426.634	430.14	3.51
3	——	——	——	——	1.250	427.000	429.29	2.29
4	——	——	——	——	2.250	427.000	429.32	2.32
5	——	——	——	——	3.250	426.927	428.30	1.37
6	——	——	——	——	4.250	426.708	427.68	0.97
7	——	——	——	——	5.250	426.344	426.72	0.38
8	——	——	——	——	6.250	425.834	425.96	0.13
9	——	——	——	——	7.250	425.178	425.14	-0.04
10	——	——	——	——	8.250	424.376	424.56	0.18
11	——	——	——	——	10.250	422.335	422.24	-0.10
12	——	——	——	——	12.250	419.711	419.72	0.01
13	——	——	——	——	13.683	417.473	417.90	0.43

形　状	A
貯水位	EL. 436.56 m
流　量	Q = 173.23 ㎥/s

ピエゾNo	上面				下面			
	アバット先端からの距離 (m)	ピエゾ標高 EL.(m)	ピエゾ水頭 EL.(m)	圧力水頭 (m)	アバット先端からの距離 (m)	ピエゾ標高 EL.(m)	ピエゾ水頭 EL.(m)	圧力水頭 (m)
1	2.250	433.161	436.16	3.00	0.000	425.750	436.02	10.27
2	2.447	432.295	434.90	2.61	0.366	426.634	433.92	7.29
3	3.001	431.599	434.10	2.50	1.250	427.000	432.52	5.52
4	3.250	431.400	434.22	2.82	2.250	427.000	432.38	5.38
5	3.750	431.000	433.70	2.70	3.250	426.927	430.14	3.21
6	4.250	430.600	433.00	2.40	4.250	426.708	428.30	1.59
7	4.750	430.200	432.34	2.14	5.250	426.344	426.20	-0.14
8	5.250	429.800	431.58	1.78	6.250	425.834	424.80	-1.03
9	5.750	429.400	430.54	1.14	7.250	425.178	423.86	-1.32
10	6.055	429.156	429.24	0.08	8.250	424.376	423.80	-0.58
11	——	——	——	——	10.250	422.335	421.50	-0.84
12	——	——	——	——	12.250	419.711	419.74	0.03
13	——	——	——	——	13.683	417.473	419.62	2.15

形　状	B
貯水位	EL. 436.54 m
流　量	Q = 183.54 ㎥/s

ピエゾNo	上面				下面			
	アバット先端からの距離 (m)	ピエゾ標高 EL.(m)	ピエゾ水頭 EL.(m)	圧力水頭 (m)	アバット先端からの距離 (m)	ピエゾ標高 EL.(m)	ピエゾ水頭 EL.(m)	圧力水頭 (m)
1	2.250	431.600	434.32	2.72	0.000	425.750	435.88	10.13
2	2.543	430.893	429.88	-1.01	0.366	426.634	433.02	6.39
3	3.250	430.600	——	——	1.250	427.000	430.88	3.88
4	3.750	430.600			2.250	427.000	430.56	3.56
5	4.250	430.600			3.250	426.927	427.46	0.53
6	4.750	430.600			4.250	426.708	425.68	-1.03
7	——	——			5.250	426.344	424.56	-1.78
8	——	——			6.250	425.834	423.60	-2.23
9	——	——			7.250	425.178	423.30	-1.88
10	——	——			8.250	424.376	423.50	-0.88
11	——	——			10.250	422.335	421.52	-0.82
12	——	——			12.250	419.711	419.74	0.03
13	——	——			13.683	417.473	419.66	2.19



あ と が き

三国川ダム水理模型実験に係る，実験計測および資料解析の主たるものは土木研究所の実施計画に基づき，㈱建設技術研究所が行ったものである。また，土木研究所の実施計画策定には過去，五十川政志（現，近畿地建大滝ダム工事事務所），福井　明（現，北陸地建三国川ダム工事事務所）および佐藤　勝（現，関東地建荒川上流工事事務所）が直接担当した。

最後に，本報告書が完成するまでの水理設計，水理模型実験および報告書作成等にあたって北陸地建三国川ダム工事事務所を初めとする数多くの方々に御指導および御協力を賜ったことを記し，ここに深く感謝の意を表します。

建設省土木研究所
ダム部ダム水工研究室
執筆担当　高須修二

三国川ダム洪水吐き水理模型実験報告書

ISSN 0386−5878
土研資料 第 2168号
昭和60年 3月(1985年)

高須 修二

要 旨

本報告書は信濃川水系三国川に建設中の三国川ダムの洪水叩きに関して昭和54年度から59年度に亘って実施した水理模型実験の結果を取りまとめたものである。

キーワード：ダム水理模型実験，洪水吐き，オリフィス，護床工

郵便はがき

40円切手をはって下さい

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

ダム水工研究室 御中

No. 12

No. 12

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 2168 号　　部

上記のとおり受領しました。

所　　属（住所）

氏　名　　印