

土 木 研 究 所 資 料

土砂バイパスの水理検討報告書 (美和ダム再開発事業)

平成6年2月

建設省土木研究所
水工水資源研究室

Copyright © (1994) by P. W. R. I.

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

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

土砂バイパスの水理検討報告書 (美和ダム再開発事業)

室	長	高	須	修	二
主任研究員		新屋敷			隆
研	究	員	廣	瀬	昌
			桑	原	幹
			本	田	朗
				敏	也

要 旨

美和ダムは昭和34年に天竜川水系三峰川に建設された多目的ダムである。完成後の30年間に生じた洪水により大量の土砂が流下して貯水池の有効容量が侵されており、今後、ダムの機能が損なわれる恐れがでてきている。このため、美和ダムの再開発事業が計画され、浚渫による堆積土砂の除去と土砂バイパスによる流入土砂量の軽減対策が計画されている。本水理検討は、ダム貯水池末端から貯水池をバイパスしてダム下流へ土砂流をバイパスさせる土砂バイパスシステムを水理面から検討したものであり、美和ダム再開発事業の計画を満足する分派施設の機能設計および景観に配慮した下流減勢工の機能設計を主たる対象として実施したものである。

キーワード：堆砂対策，土砂バイパス，水理模型実験，美和ダム，再開発事業

ま え が き

本報告書は、中部地方建設局の依頼により、昭和63年度から平成5年度にわたって建設省土木研究所水工水資源研究室の担当で実施した、美和ダム再開発事業における土砂バイパス施設（分派施設）の水理検討の結果をとりまとめものである。

本検討は、水理模型実験を主体に実施したものであり、美和ダム貯水池末端付近に設けられる分流堰および排砂水路の機能設計、分流堰およびその上流に設けられる貯砂堰の貯砂機能の向上および土砂バイパス施設のトンネル吐口の減勢工の機能設計を主要課題としている。

美和ダムの土砂バイパスは、ウォッシュロードの貯水池への流入および堆積の軽減に効果を発揮するものであるが、今後、日本のダム貯水池で計画されるバイパスシステムが浮遊砂や掃流砂もバイパスの対象とすることになるという背景のもとで、やや特殊なものとなると想定されるが、水の流れを中心に現象を捕らえてみると類似点はかなり多い。

このため、本検討は美和ダム再開発事業を対象としたものではあるが、その過程および結果は他の類似施設の水理検討にとっても有用な資料になると考えている。

平成6年2月

建設省土木研究所

水工水資源研究室長

高須 修二

目 次

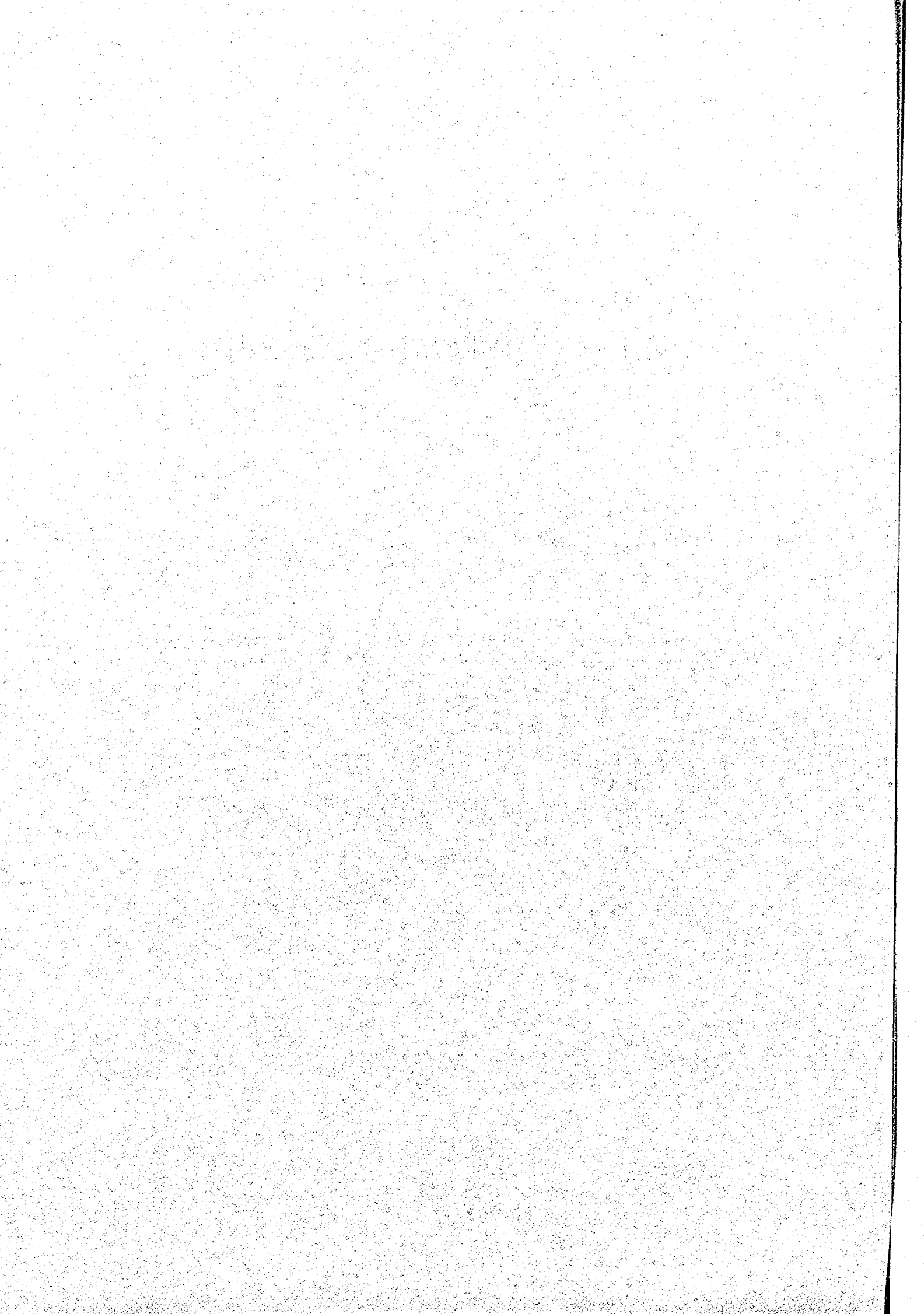
まえがき

第1章 計画概要および検討内容	1
1-1 目 的	3
1-2 流入土砂対策の計画概要	3
1-3 検討経緯	5
1-4 検討方法	7
1-4-1 模型と相似律	7
1-4-2 計測方法	7
1-5 検討結果	8
第2章 貯砂堰および分流堰の貯砂機能	21
2-1 概 説	23
2-1-1 検討内容	23
2-1-2 実験給砂量	30
2-2 貯砂堰および分流堰の湛水池の流れ	32
2-2-1 概 要	32
2-2-2 検討結果	33
(1) 貯砂堰上流の流況	33
(2) 分流堰上流の流況	35
2-3 貯砂堰の貯砂機能の検討	40
2-3-1 概 要	40
2-3-2 検討結果	41
(1) 流 況	41
(2) 貯砂機能	54
(3) 堆積形状	54
2-4 分流堰の貯砂機能の検討	56
2-4-1 概 要	56
2-4-2 流 況	56
(1) 排砂門A案	56
(2) 排砂門B案	62
(3) 排砂門位置の比較検討	63
2-4-3 貯砂機能	66
(1) 堆積土砂量	66
(2) 堆積形状	66

(3) 評 価	68
2-5 貯砂堰および分流堰の実施設計案の機能	69
2-5-1 概 要	69
2-5-2 検討結果	69
2-6 分流堰の貯砂機能向上の検討	70
2-6-1 概 要	70
2-6-2 流 況	71
2-6-3 トラップ堰の効果	73
2-6-4 導流堤の効果	80
第3章 分流堰下流河道の保護	87
3-1 概 説	89
3-1-1 検討内容	89
3-1-2 分流堰下流の減勢工	90
3-2 下流河道の洗掘状況	92
3-2-1 概 要	92
3-2-2 元河床での洗掘状況	93
3-2-3 浚渫河床での洗掘状況	96
3-3 護床工の検討	106
3-3-1 概 要	106
(1) 検討内容	106
(2) 水理計算	108
3-3-2 護床工の効果	110
第4章 分派水路の水理機能	117
4-1 概 説	119
4-2 分派水路の機能設計	122
4-2-1 設計概要	122
(1) 設計計算	122
(2) 水面追跡	123
(3) バイパストンネルの断面照査	123
4-2-2 トンネルの粗度の影響	124
4-2-3 シル高の検討	130
(1) 水理機能	130
(2) 水面形と流速	137
4-2-4 シル下流の段差の検討	145
4-3 分派水路の水理検討	148

4-3-1 設計原案の検討	148
(1) 検討内容	148
(2) 設計原案の検討	148
(3) シル高の検討(修正案)	162
4-3-2 改良案の検討	166
(1) 検討内容	166
(2) 検討結果	167
4-3-3 実施設計案の検討	175
(1) 検討内容	175
(2) シル高の検討	177
(3) 検討結果	184
4-4 流木対策	192
4-4-1 概 要	192
4-4-2 検討結果	193
4-5 土砂のフラッシング	200
4-5-1 概 要	200
4-5-2 検討結果	202
第5章 バイパストンネル減勢工の水理機能	209
5-1 概 説	211
5-1-1 検討内容	211
5-1-2 設計概要	213
5-2 減勢工の比較検討	215
5-2-1 概 要	215
5-2-2 減勢工の検討結果	223
(1) 減勢工A案	223
(2) 減勢工B案	223
(3) 減勢工C案	223
5-2-3 下流河道の洗掘状況	232
5-3 護床工・護岸形状の比較検討	236
5-3-1 概 要	236
5-3-2 検討結果	243
5-4 下流せき上げの効果	256
5-4-1 概 要	256
5-4-2 検討結果	257
あとがき	264

第1章 計画概要および検討内容



第1章 計画概要および検討内容

1-1 目 的

この「土砂バイパスの水理検討」は、ダム貯水池末端から貯水池をバイパスしてダム下流へ土砂流をバイパスさせ、貯水池への流入土砂量を軽減しようとするシステムを水面から検討したものであり、美和ダム再開発事業の基本計画を満足する分派施設の機能設計および景観に配慮した下流減勢工の機能設計をたる対象として実施している。

1-2 流入土砂対策の計画概要

美和ダムの建設された天竜川水系三峰川は、南アルプスの西側に位置し、地形は急峻であり、また、中央構造線上に位置することから地質も脆弱である。過去30年の間に何度かの豪雨により三峰川上流地域では大崩壊が生じており、大量の土砂の流下により美和ダム貯水池の有効容量が侵され、その機能が損なわれる恐れがでてきている。このため、美和ダムの再開発事業が計画され、浚渫による堆積土砂の除去と土砂バイパスという恒久的な堆砂対策により貯水池への流入土砂量を軽減することとなっている。

施設の基本的な諸元（当初）は次のとおりであり、図1-1に示す配置が考えられている。

① 貯砂堰

位 置	測線 No.25
堤 頂 長	142.7m（内、越流部100.3m）
高 さ	非越流部 EL. 827.1m
	越流部 EL. 822.5m
貯砂容量	200,000m ³ （水平堆砂）

② 分派施設

・分派堰

位 置	測線 No.22
堤 頂 長	226.0m（内、越流部 160.0m）
高 さ	非越流部 EL. 819.3m
	越流部 EL. 816.5m
貯砂容量	520,000m ³ （水平堆砂）

・分派水路

延 長	112m
水路断面	H 9.7m×B12.0m～7.5m
排砂門	10m
水路勾配	水平
横越流堰標高	EL. 815.0m（H≒7m×B45.0m）

・バイパストンネル

延 長	約 4,300m (最小半径 R = 500m)
断 面	標準馬蹄形 $2r = 7.5\text{m}$ ($Q = 300\text{m}^3/\text{s}$)
トンネル勾配	1/100

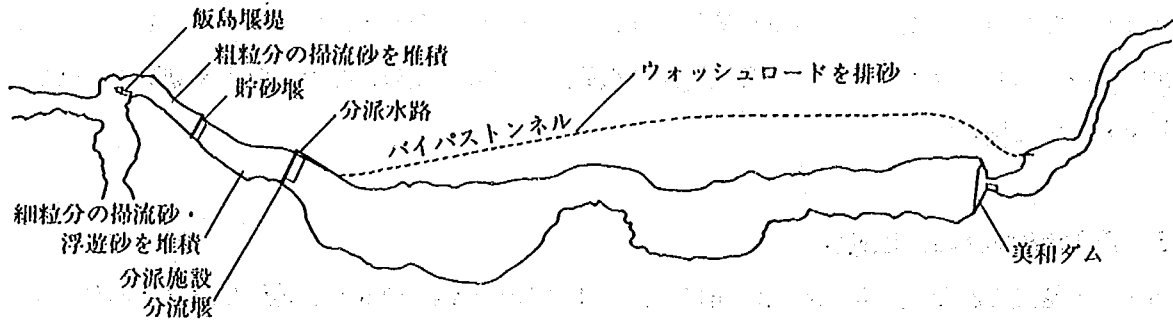
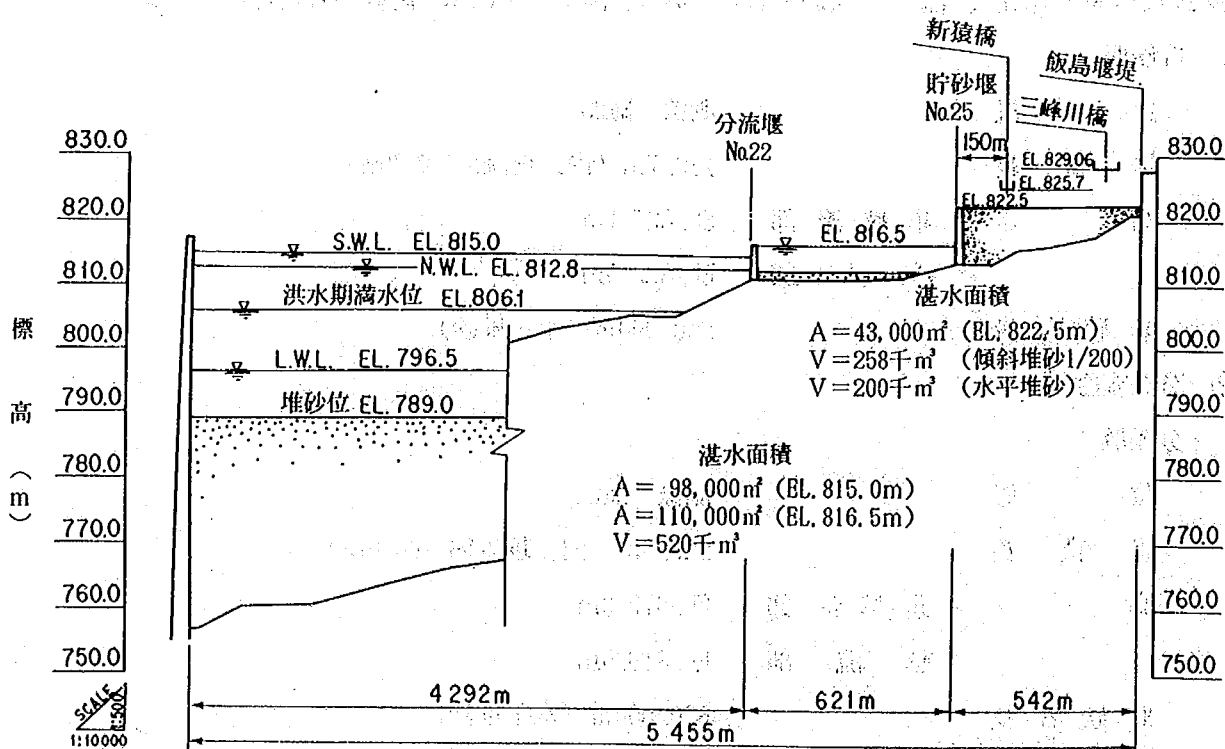


図 1-1 施設の配置

美和ダム貯水池の使用計画は図 1-2 に示す通りである。

また、ダム及び貯水池の諸元は表 1-1 に示すものとなっている。



※美和ダム恒久堆砂対策検討業務
排砂トンネル呑口位置の検討
平成 2 年 7 月より

図 1-2 貯水池の計画

表 1-1 ダムおよび貯水池諸元

() 内再開発前計画

① ダム諸元		
位 置	左岸 長野県上伊那郡高遠町大字勝間 右岸 長野県上伊那郡長谷村大字非持	
形 式	重力式コンクリートダム	
堤 高	69.1m	
堤 頂 体	367.5m	
堤 頂 標	285,700m ²	
堤 頂 標 高	EL. 817.6m	
② 貯水池		
集 水 面 積	311.1km ²	
湛 水 面 積	1.79km ²	
総 貯 水 容 量	34,751,000m ³ (29,952,000m ³)	
有 効 貯 水 容 量	25,544,000m ³ (20,745,000m ³)	
堆 砂 容 量	6,586,000m ³ (6,586,000m ³ 、計画堆砂年 40年、 計画比堆砂量 530m ³ /km ² /年)	
洪 水 位	EL. 815.0m	
洪水期制限水位	EL. 806.1m (EL. 808.0m)	
最 低 水 位	EL. 796.5m	
堆 砂 位	EL. 789.0m	
③ 放流設備		
洪水吐き	オリフィスゲート	高 6.3m×幅 5m×2門
常用洪水吐き	クレストゲート	高 7.7m×幅 10m×1門
非常用洪水吐き		

1-3 検討経緯

美和ダムで計画されている土砂バイパスを対象とした水理模型実験による検討は、昭和63年度より実施されている。ここでは、昭和63年度からの検討の概要をまとめることとする。

水理実験による検討項目は大きく3つに大別される。1番目は、貯砂堰・分流堰より構成される貯砂容量の調査であり、貯水池を模型縮尺1/62.5で再現して検討している。2番目は分派施設の機能調査で分派量を含めた検討を縮尺1/25の模型で検討している。最後に分派施設において分派される流水の減勢機能についての調査であり、縮尺1/50の模型で検討している。

検討の経緯を表1-2にまとめた。

分派施設に関しては、表1-3に詳細を示した。

表1-2 検討経緯

実施 年度	検 討 概 要		
	貯 砂 容 量	分 派 施 設	バイパストネル減勢工
昭和 63 年度	・貯水池河床模型の設計と製作。 ・貯砂容量の検討の前段階として実験手法の確立および土砂等の条件を求める。	———	———
平成 元 年度	・貯砂容量について土砂の粒径や濃度をパラメーターにして検討するとともに、分派施設排砂門の位置についても調査した。	・分派施設模型の設計と製作。 ・暫定的な分派条件についての分派施設の検討をしたもので、H-Q、水面形を調査した。	———
平成 2 年度	・貯砂堰、分派堰の変更に伴う貯砂容量の確認を実施した。	・分派施設に係る分派条件決定をうけて、分派施設の規模形状について検討した。	・バイパストネル減勢工の規模形状について検討した。
平成 3 年度	・分派施設排砂門への土砂流入防止を考慮し、堆砂容量増加を目的としたトラップ堰等の浮遊砂捕捉設備の検討をした。 ・分派堰下流の護床工について調査した。	・分派施設の設計変更に伴う水理量の調査を実施した。	・バイパストネル減勢工の改良案を対象に護床工について調査した。
平成 4 年度	・浮遊砂捕捉設備の検討をした。	・分派水路末端のシル高を検討した。	・バイパストネル減勢工の護床工について検討した。

表1-3 分派施設の検討経緯

	設 計 条 件					検 討 内 容	検 討 結 果
平成 元 年度	流入量	分流堰	横越	トンネル	排砂門	下流水位と放流量 エンドシル (シル高と段差高、粗度)	・シル高1m、段差高1m ・放流能力
	300	—	34	266	(300)		
	720	320	100	300	(400)		
	1200	728	152	320	(472)		
平成 2 年度	㊦ 720	300	145	275	420	㊦、㊧条件を満足するためのシル高、段差高を検討	㊦シル高として 1.7m ㊧ " 1.0m ・漸縮部で水位が低下
	㊧ 720	300	120	300	420		
	・放流庭標高の変更 808→807 ・横越流堰の位置変更						
平成 3 年度	720	300	120	300	400	排砂門 420m ³ /s流入時にトンネルへ 300m ³ /s分派できることを条件に漸縮部の水位低下対策について、シル高、シル位置を検討した。	シル高と位置を変更した。
平成 4 年度	720	合計 420		300		720m ³ /s 流下時にトンネルへ 300m ³ /s分派できることを条件とし、分流堰の流量を規定しない。	シル高を変更した。

1-4 検討方法

1-4-1 模型と相似律

実施した実験の概要は図1-3に示す通りである。

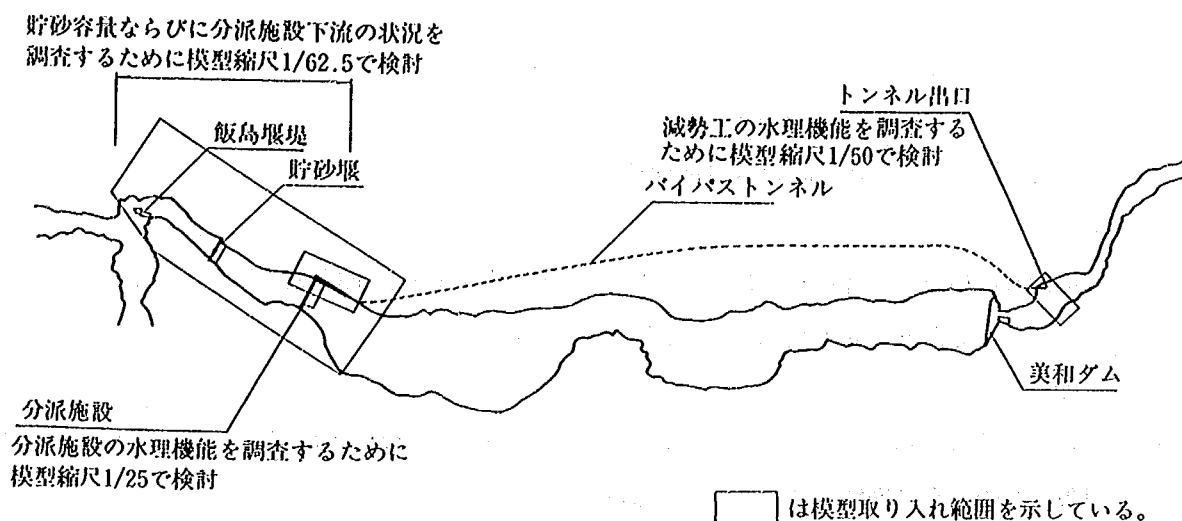


図1-3 実験の概要

模型と実物との関係はフルードの相似律に従うものとし、諸量の縮率の関係を表1-4に示す。

表1-4 諸量の縮率

基本量	次元	縮 率		
		分派施設の検討	貯砂能力と下流洗掘の検討	バイパストンネル吐口の検討
長さ・水深	L	1 : 25	1 : 62.5	1 : 50
時 間	T	1 : 5	1 : 7.91	1 : 7.07
流 量	$L^3 T^{-1}$	1 : 3125	1 : 30881	1 : 17677
流 速	$L T^{-1}$	1 : 5	1 : 7.91	1 : 7.07
圧 力	L	1 : 25	1 : 62.5	1 : 50

1-4-2 計測方法

① 貯水池水位

水槽側部に取り付けられた水位管の水位を1/10mm読みポイントゲージで計測する。

② 流 量

電磁流量計に接続されたプリンタが出力する流量値の平均値を採用する。

四角堰……量水槽下流に設けられた四角堰により計測する。流量換算は板屋、手島の式を用いる。

③ 水面形

1/10mm読みポイントゲージで計測する。計測は最高および平均水位とした。

④ 流速

プロペラ式流速計（計測技研：最大2 m/s まで）により計測する。

本流速計プロペラ径は3 cmである。

⑤ 流況

35mmカメラおよびビデオカメラによる撮影および目視によるスケッチを行う。

⑥ 河床

1 mm読み綱尺を用いてレベルで読み取り河床を計測する。

⑦ 給砂量

給砂量は給砂量に相当する計量升を作製して給砂した。計量升は1分間に相当する量とし、計量升到砂を入れる時には十分振動させて空隙率が一定になるように注意する。

⑧ 堆積土砂量

堆積土砂量は給砂量とみなすことができるため、今回は給砂量を堆積土砂量とした。これは、給砂した土砂が対象区間内で全量堆砂しているためである。

1-5 検討結果

本検討の結果、美和ダムの土砂バイパス施設および貯砂施設として、以下の図にも示すものが推奨されている。これらの推奨案の水利状況および機能については、以下の章に整理して示してある。

① 貯砂ダムおよび分派施設の貯砂機能

2-6

（浮遊砂の捕捉効率を高めるための補助構造物の設計を含む）

② 分派施設下流河道の保護工の設計

3-3-2

③ 分派施設の排砂門、横越流堰およびトンネル呑口部の設計

4-3-3

④ バイパストンネル減勢工および下流河道の保護工の設計

5-4

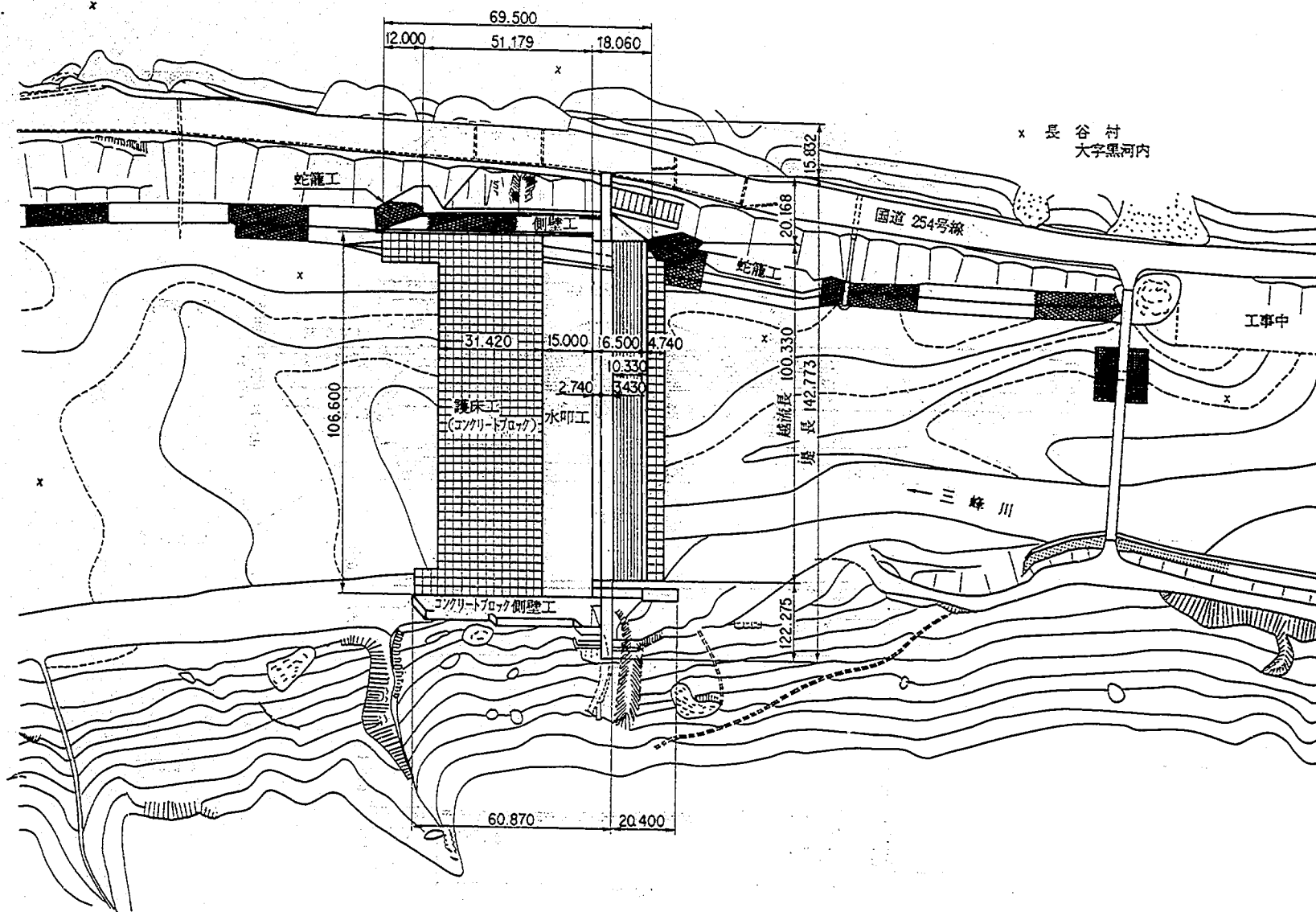


図 1 - 4 貯砂堰平面図

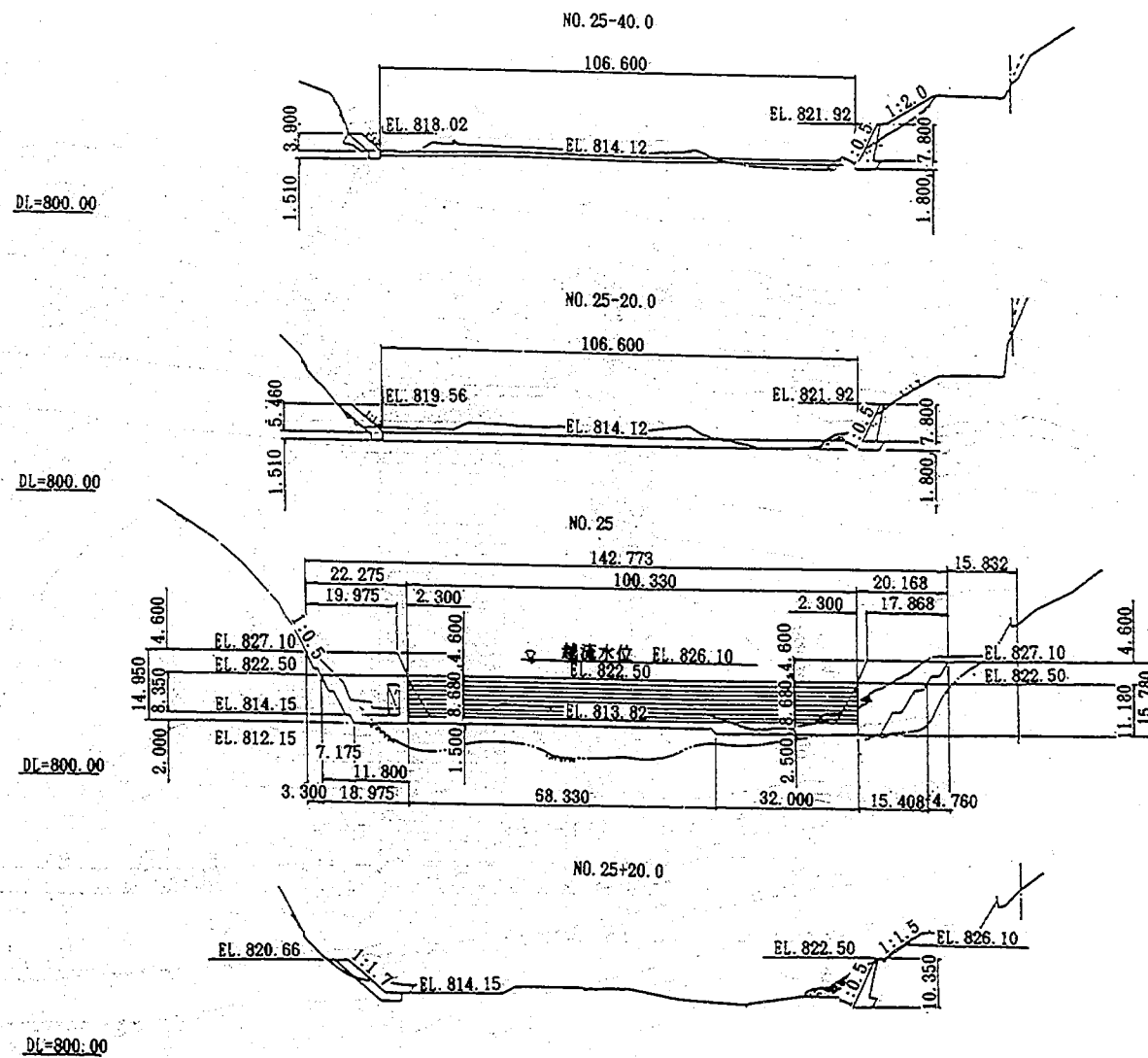
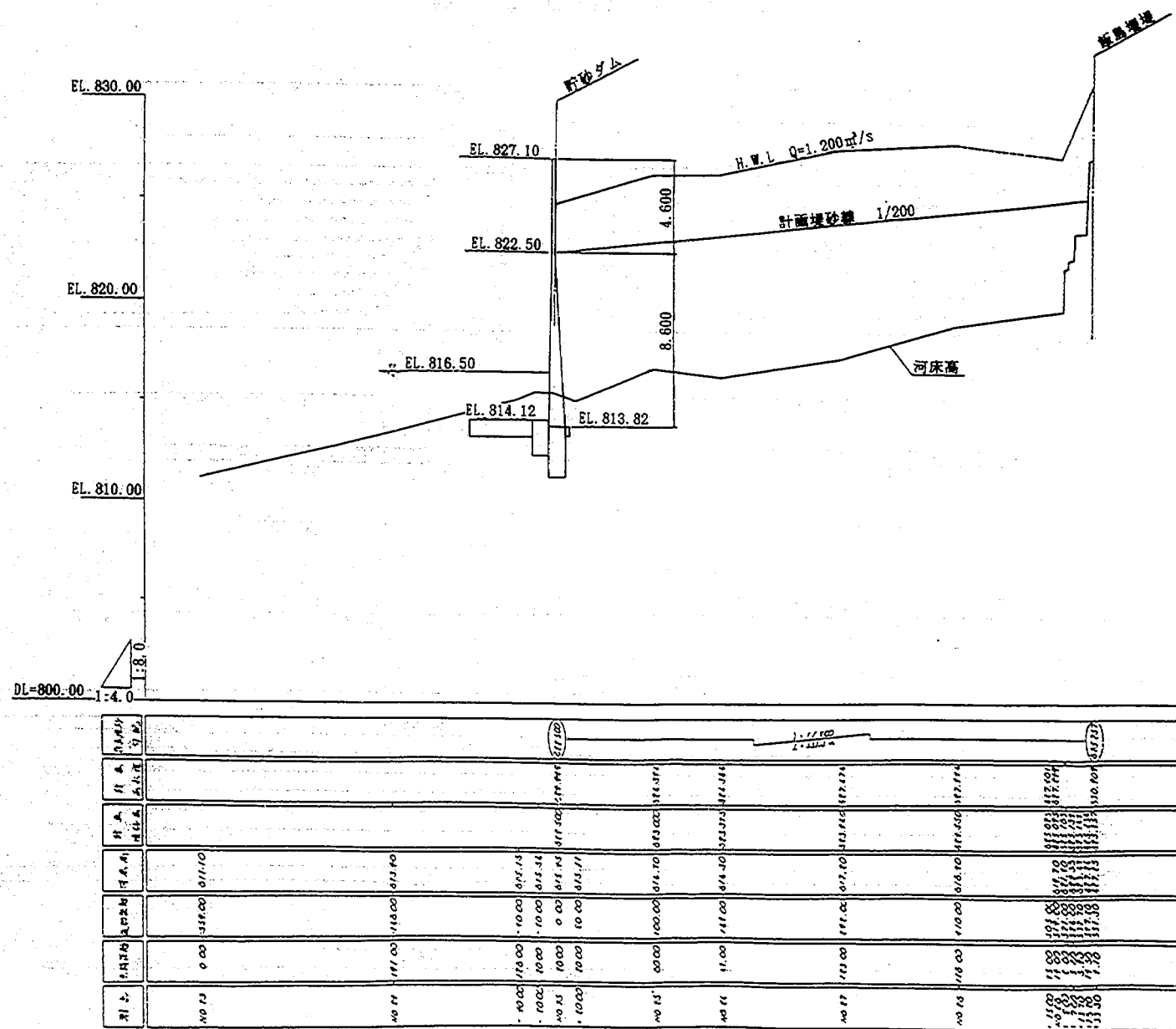
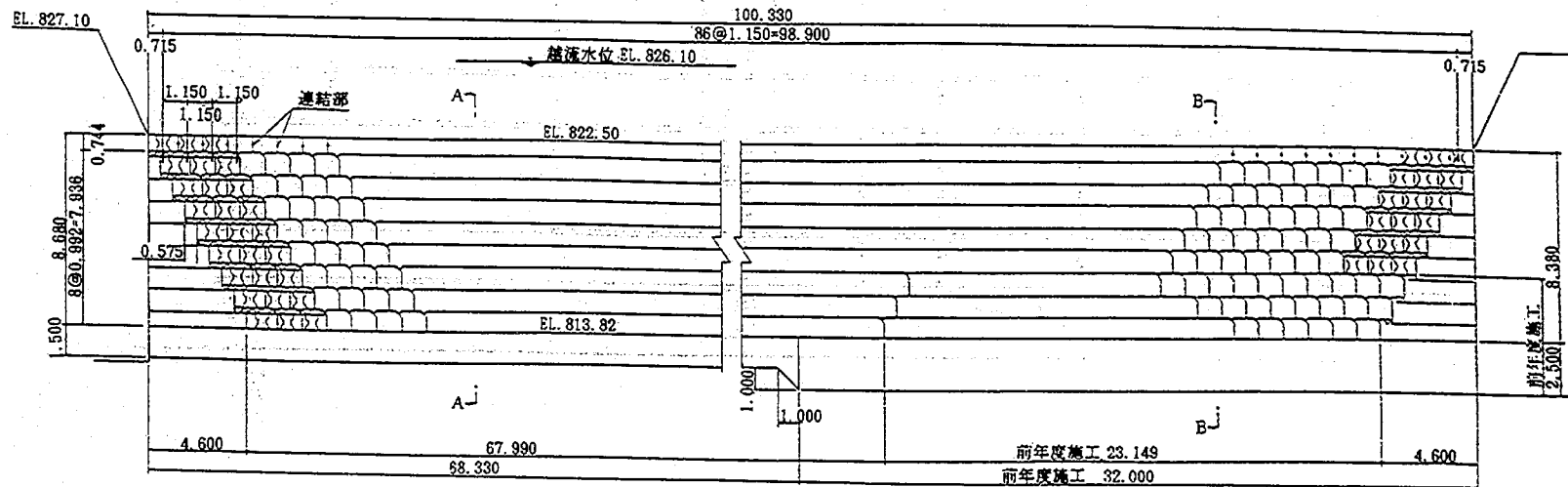


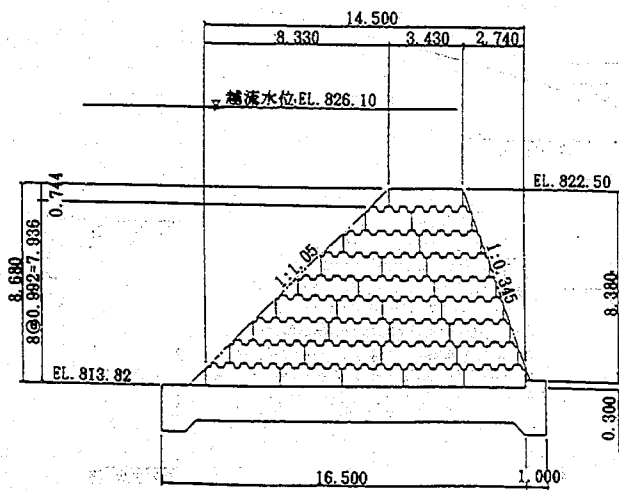
图 1-5 貯砂堰正面图



上流面図



A-A断面図



B-B断面図

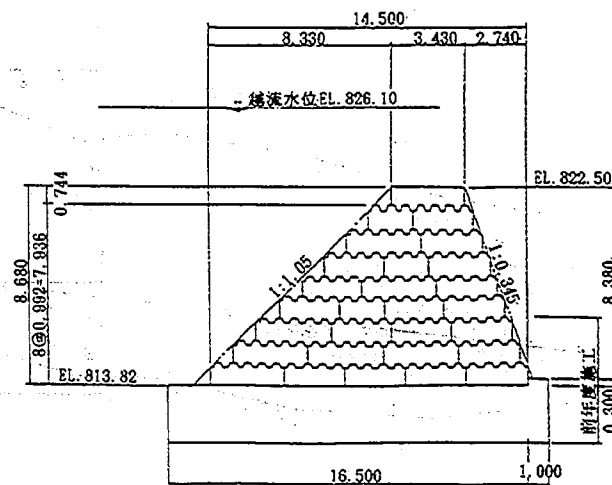
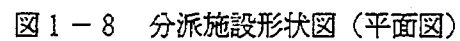
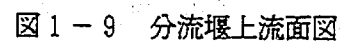


図1-7 貯砂堰堤体ブロック工





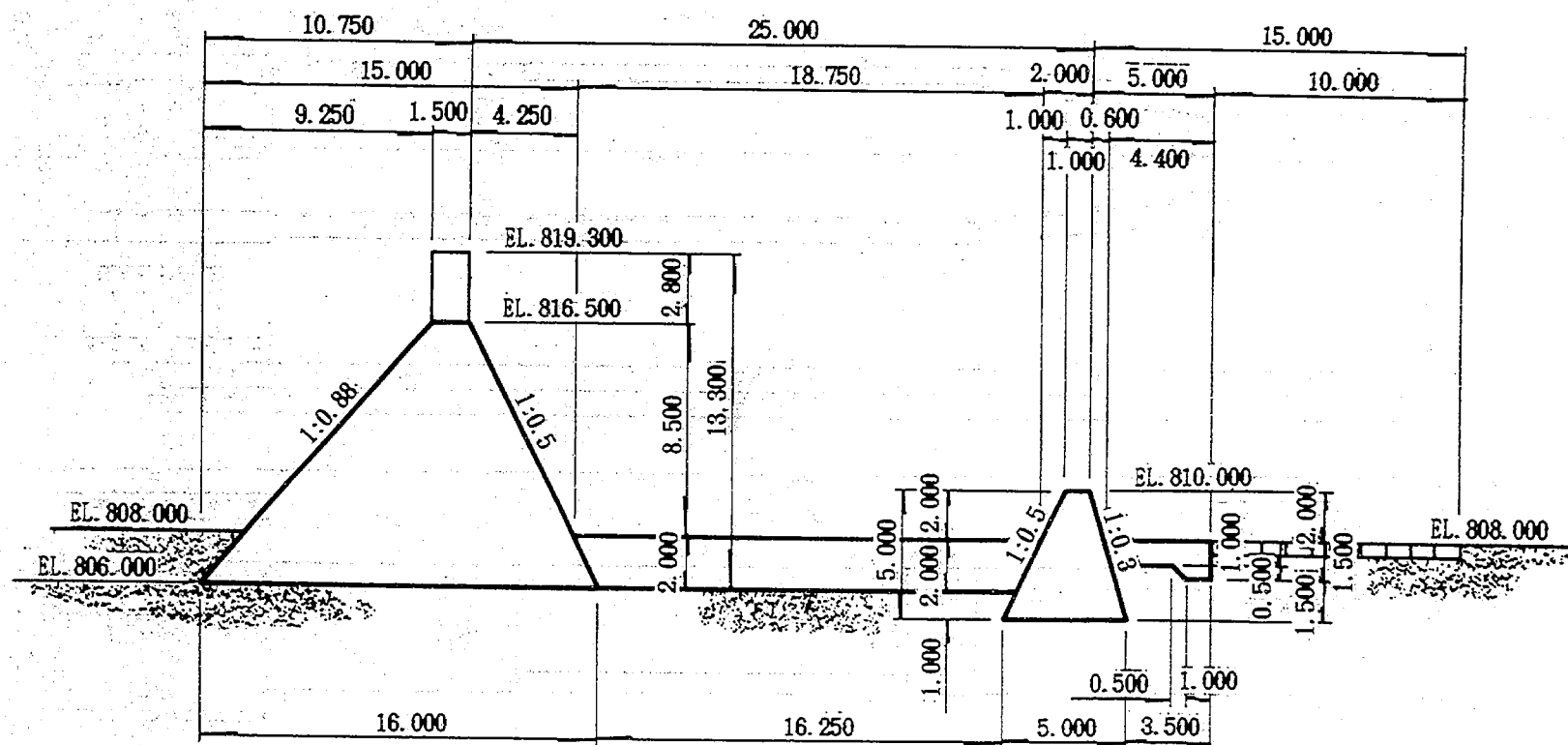


图 1-10 分派施設形状図（分流堰縦断面図）

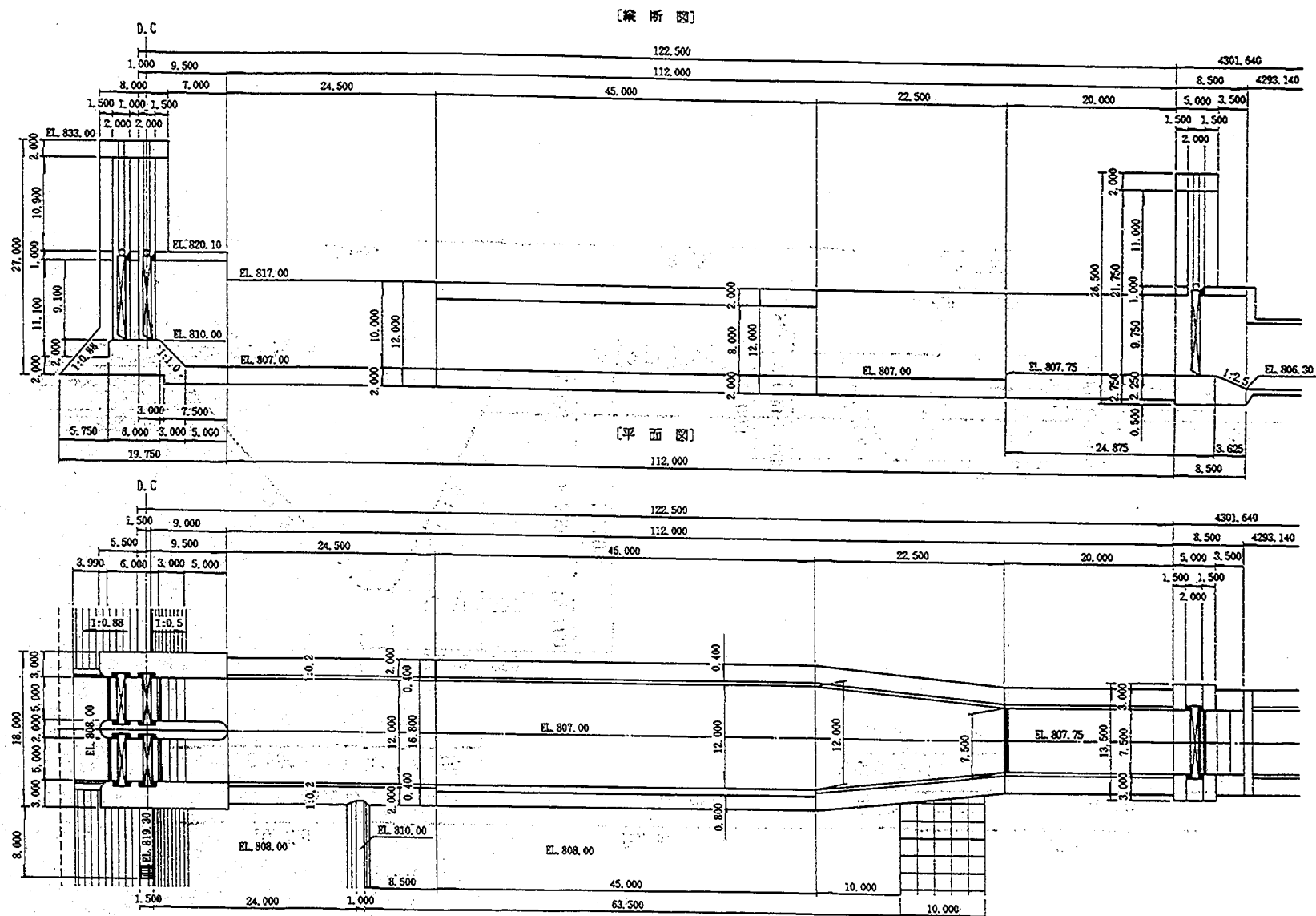


图 1-11 分派水路形状图

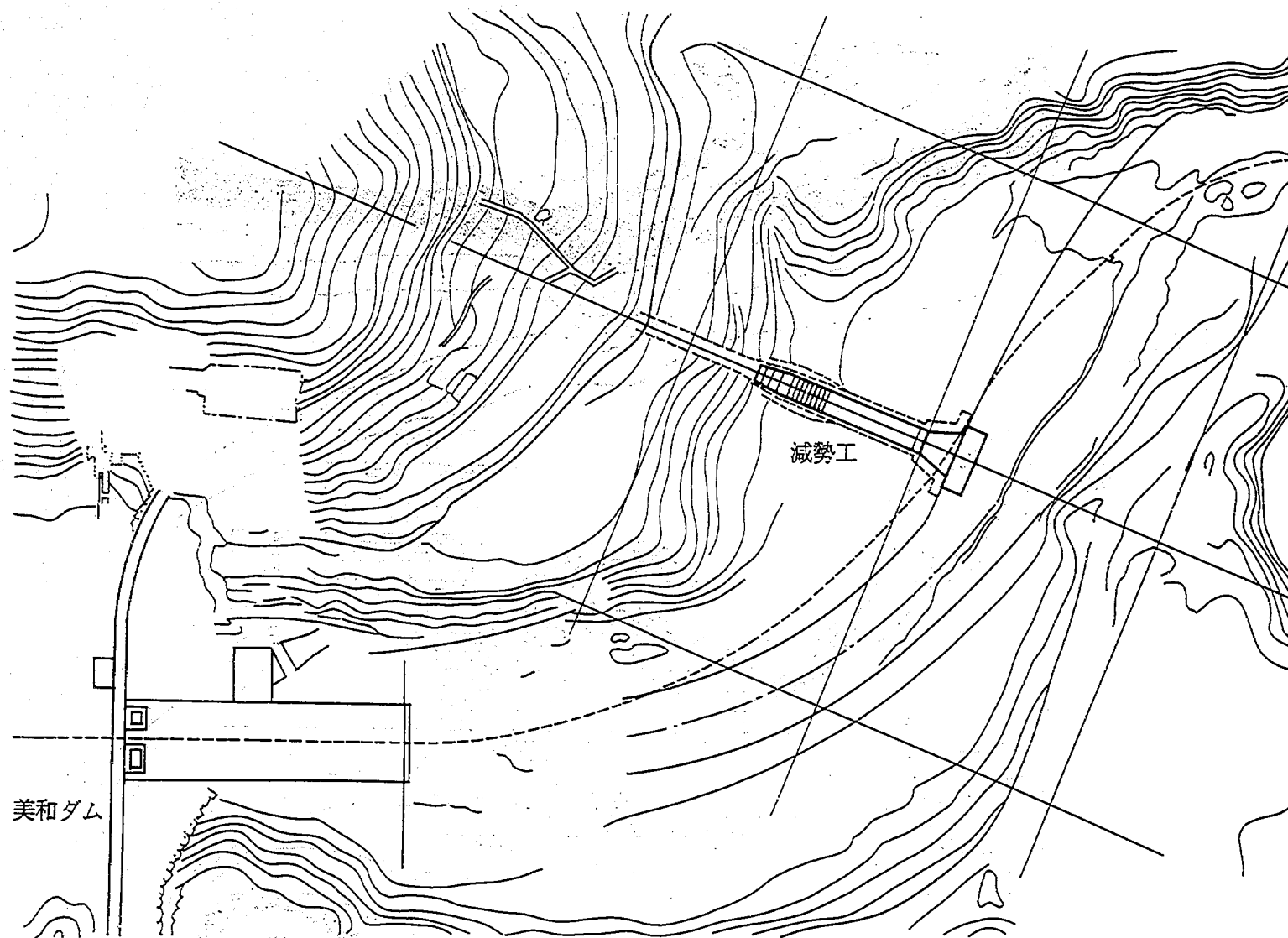
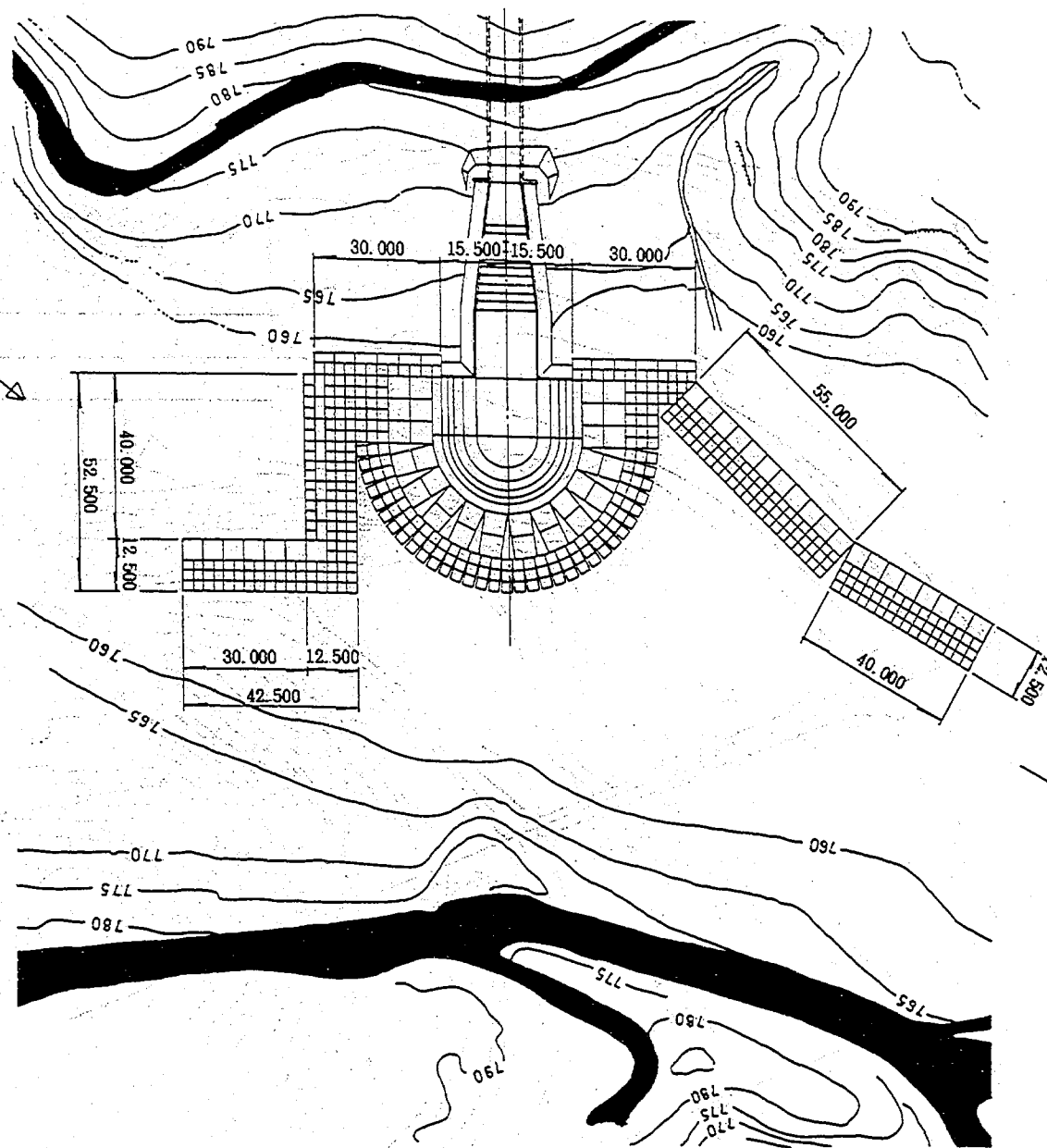


図1-12 バイパストンネル吐口の減勢工の位置概要

美和ダム



高速ダム

図1-13 バイパストンネル減勢工の護床工配置図

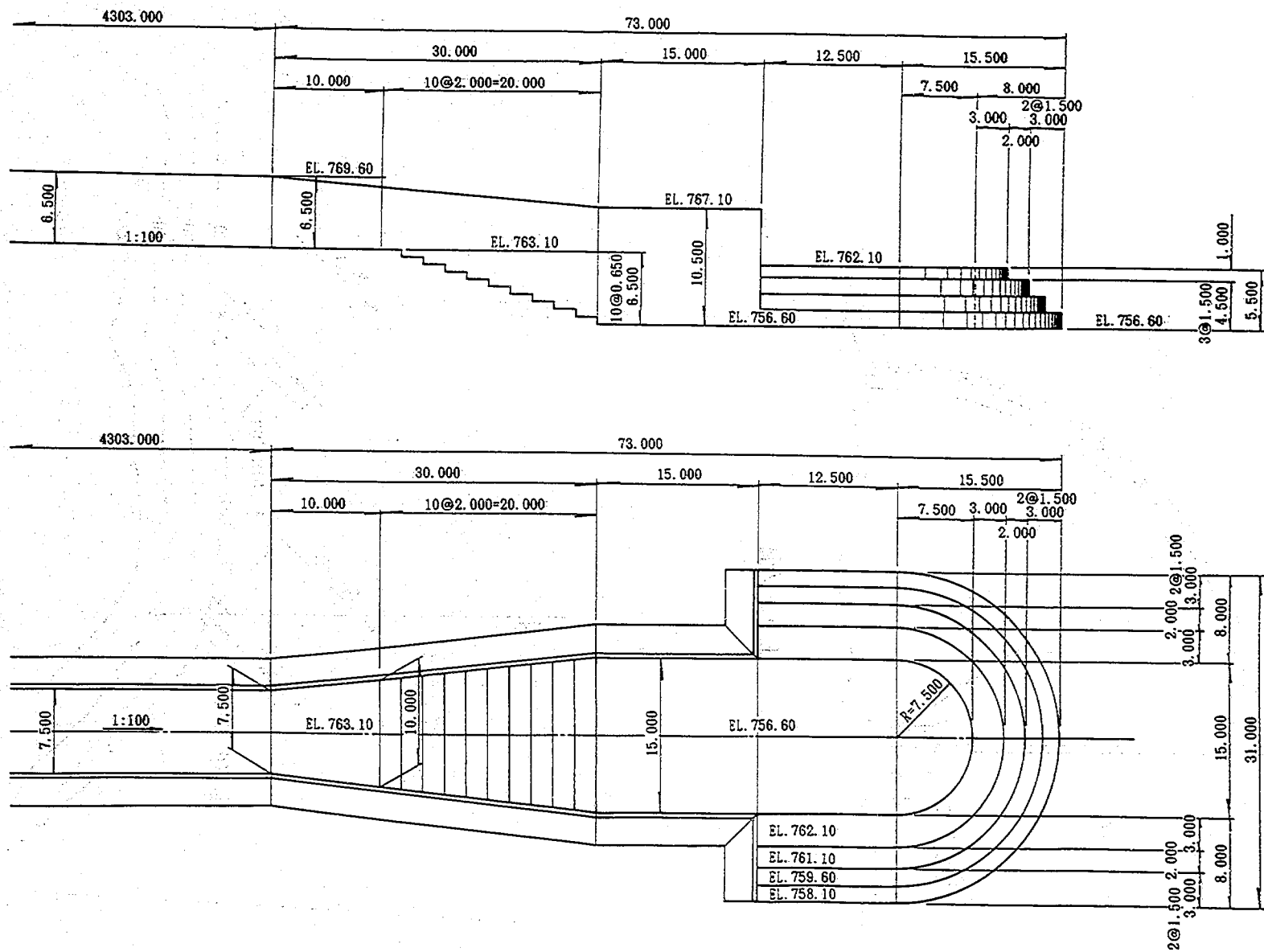


図 1-14 バイパストンネル減勢工形状図

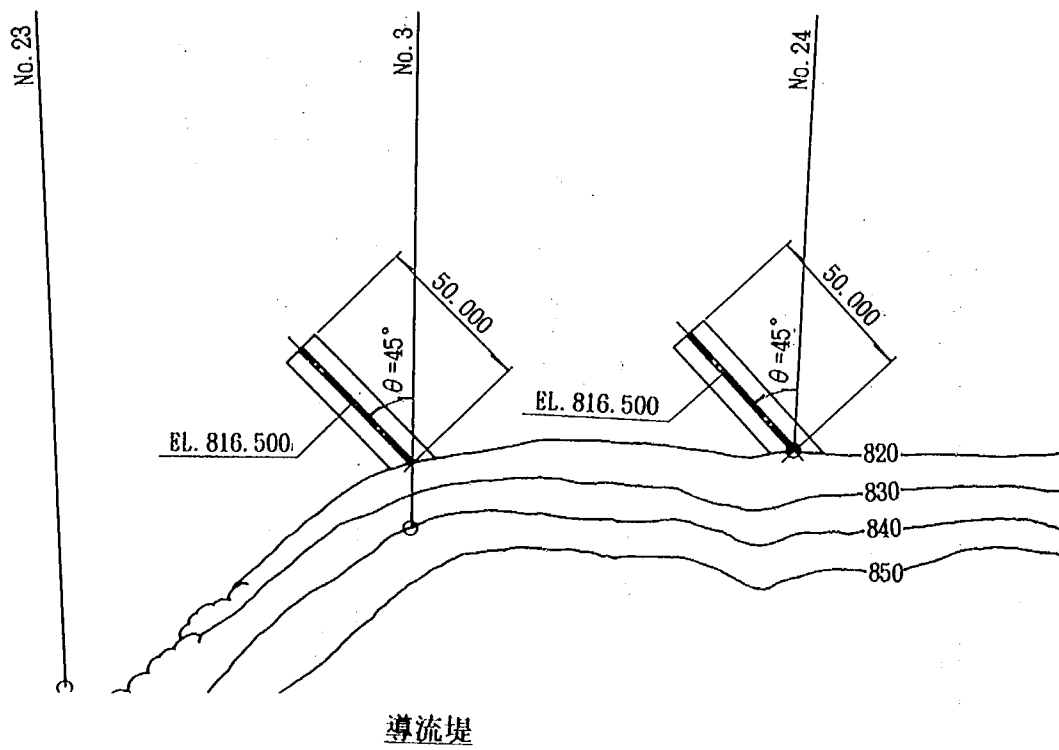
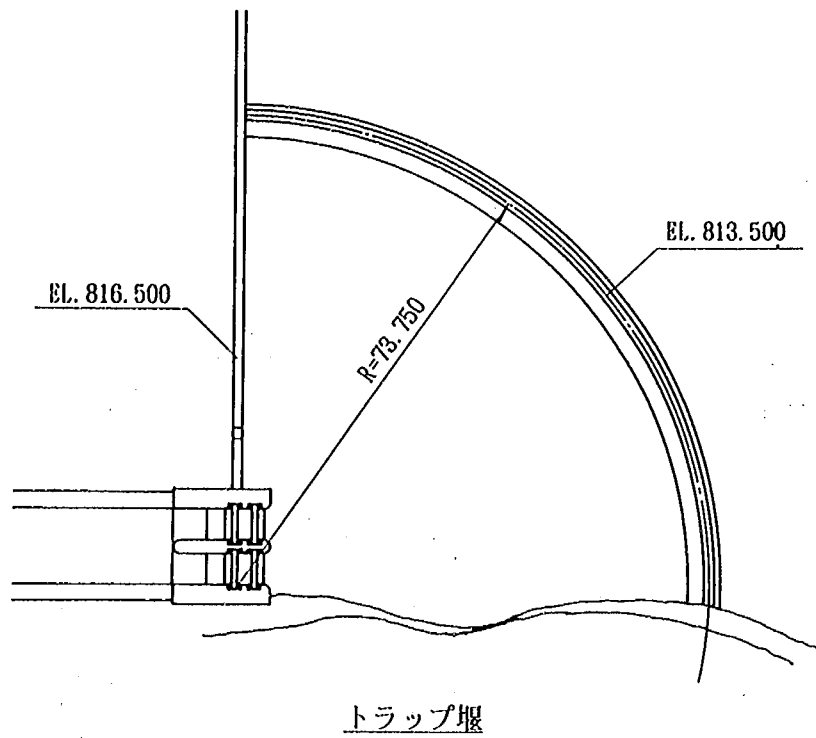
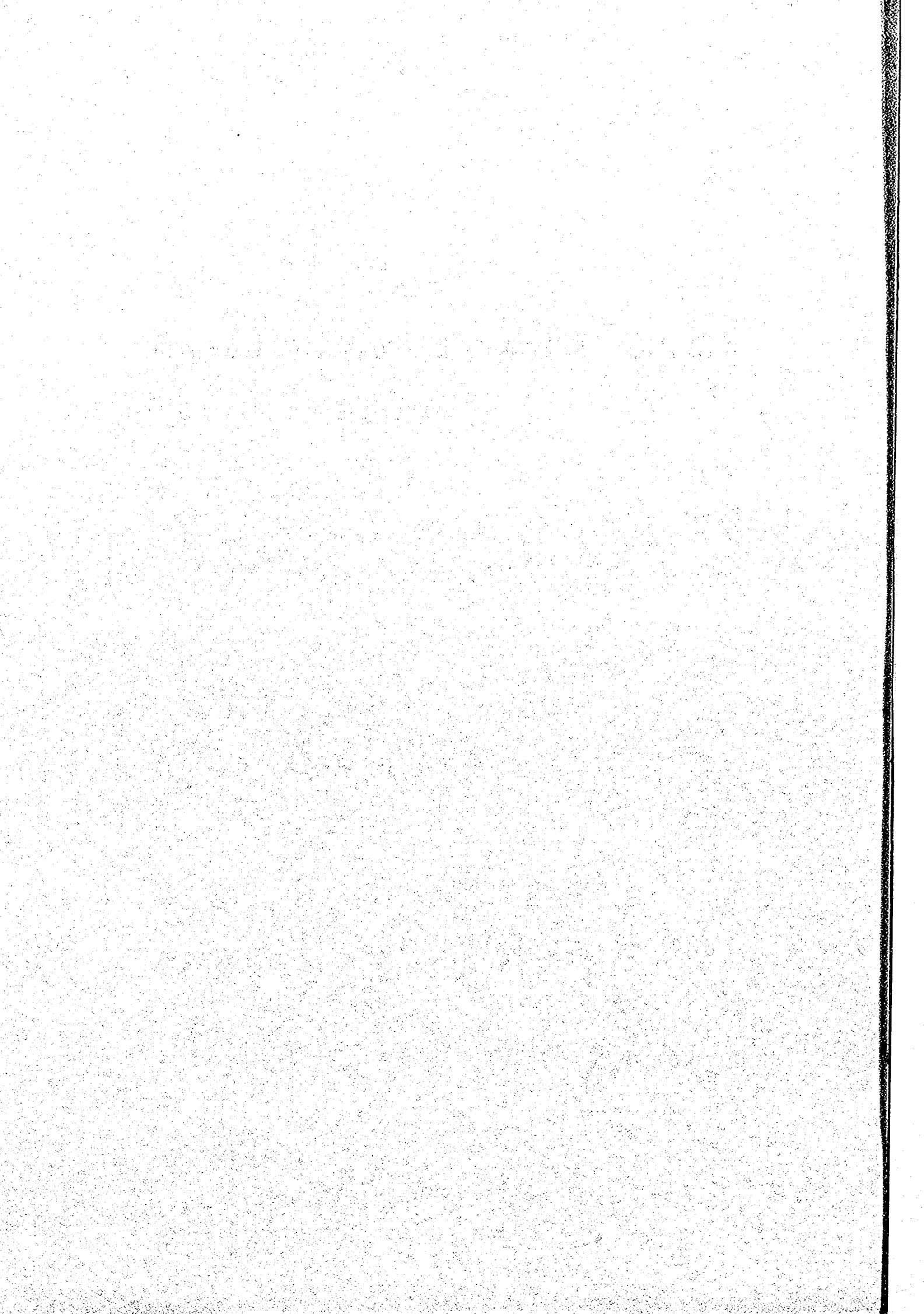


図 1-15 浮遊砂捕捉設備形状図

第2章 貯砂堰および分流堰の貯砂機能



第2章 貯砂堰および分流堰の貯砂機能

2-1 概 説

2-1-1 検討内容

美和ダム再開発事業では、ウォッシュロード対策が重要となっており、貯留する必要のない高濃度の濁水をダム下流へバイパスさせる設備が計画されている。このバイパスは、大断面の長いトンネル水路であり、維持管理上の問題から粒径の大きい掃流砂の流入を避けることが必要である。

第2章は、バイパストンネルへの流入を防止するため、上流で掃流砂や浮遊砂を堆積させるために設ける貯砂堰および分流堰の機能の確認および向上のための検討を実施したものであり、「2-2 貯砂堰および分流堰の湛水池の流れ」、「2-3 貯砂堰の貯砂機能の検討」、「2-4 分流堰の貯砂機能の検討」、「2-5 貯砂堰および分流堰の実施設案の機能」、「2-6 分流堰の貯砂機能向上の検討」で構成されている。

「2-2 貯砂堰および分流堰の湛水池の流れ」は、美和ダム上流端の現況河道を再現した固定床模型型を用いて、貯砂堰および分流堰の湛水池の流況を検討したもので、2-3節以降の検討の予備検討として位置付けられている。なお、分流堰の検討においては、分派水路の流入部である排砂門の位置の評価も合わせて行っている。

「2-3 貯砂堰の貯砂機能の検討」は、分派施設の上流に設けられる貯砂堰の貯砂機能の検討を実施しているものである。この貯砂堰は、通常時には粒径の大きい土砂を堆積させ、建設骨材としての有効利用を計るため掘削することを考えており、また、大きい出水時には、下流の分流堰と合わせて、粒径の大きい土砂が美和ダム貯水池やバイパストンネルへ流入するのを防止する機能が求められている。この機能の検討のため、移動床実験として実施したものであり、貯砂堰から粒径の大きい土砂が流出するまでの堆積土砂量と堆積がさらに進んでその状態が安定したときの堆積土砂量を、粒径、流量、土砂濃度を変化させて検討している。

「2-4 分流堰の貯砂機能の検討」は、分派施設を主目的として設けられる分流堰の貯砂機能の検討を実施しているものである。先に述べたように、この分流堰は大きい出水時には、上流の貯砂堰と合わせて、粒径の大きい土砂が美和ダム貯水池やバイパストンネルへ流入するのを防止することが求められている。この機能の検討のため、移動床実験として実施したものであり、排砂門あるいは分流堰から粒径の大きい土砂が流出するまでの堆積土砂量を、粒径、流量、土砂濃度を変化させて検討している。また、分派水路の流入部である排砂門の位置の評価も合わせて行っている。

「2-5 貯砂堰および分流堰の実施設案の機能」は、「2-3 貯砂堰の貯砂機能の検討」及び「2-4 分流堰の貯砂機能の検討」の結果に基づいて提示された貯砂堰および分流堰の実施設案について、それぞれの貯砂機能の検討のために実施したものであり、これにより、計画を満足することが確認されている。

「2-6 分流堰の貯砂機能向上の検討」は、前節で示された分流堰の実施設案の貯砂機能をさらに

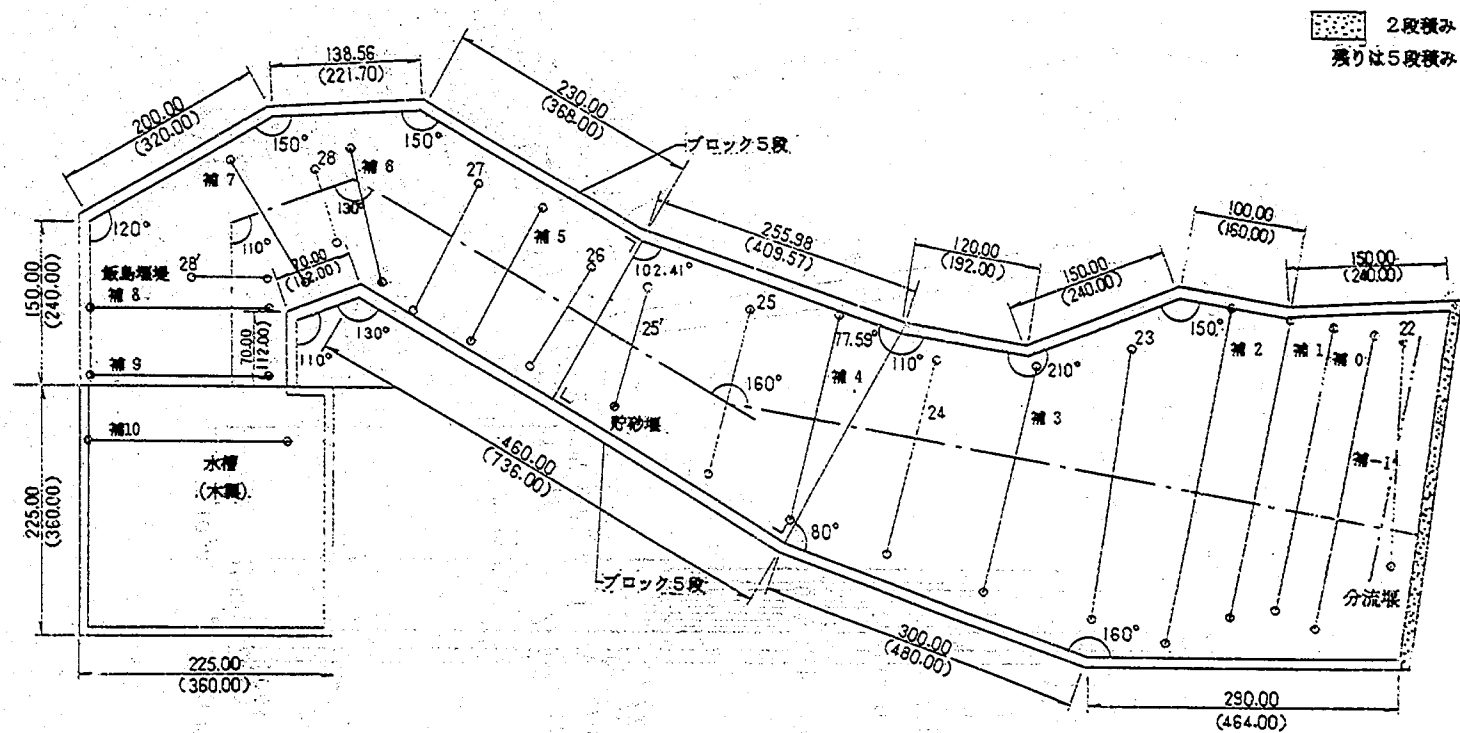
向上させるための検討であり、排砂門の上流に設ける低い堰（トラップ堰）および湛水池の湾曲部に設ける導流堤の検討である。

これらの実験の内、実施設計案に至るまでの移動床による検討の内容をまとめて示すと、表 2-1 の通りである。

表 2-1 実験内容（移動床）

実験記号	対象粒径 (mm)	流 量 (m^3/s)	給 砂 量 (m^3/s)	土砂濃度 (%)	備 考
A	74	1200	1	0.08	貯砂堰を対象
B	74	1200	2	0.15	貯砂堰を対象
C	74	1200	4	0.3	貯砂堰・分流堰を対象
D	74	300	0.7	0.2	貯砂堰を対象
E	9.4	1200	4	0.3	貯砂堰・分流堰を対象
F	9.4	300	2	0.6	分流堰を対象
G	9.4	300	1	0.3	分流堰を対象に E に続けて実施
H	9.4	300	1	0.3	貯砂堰（実施設計案）を対象
I	9.4	1200	4	0.3	貯砂堰（実施設計案）を対象
J	9.4	300	1	0.3	分流堰（実施設計案）を対象
K	9.4	1200	4	0.3	貯砂堰（実施設計案）を対象

水理実験は貯砂堰上流の既設の飯島堰堤上流 100m から分流堰下流の美和ダム貯水池の主流部を含む地形を縮尺 1/62.5 で再現した模型を用いている。模型の概要を図 2-1 に示す。また、当初実験模型に再現した、貯砂堰、分流堰および飯島堰堤の形状をそれぞれ図 2-2、図 2-3、図 2-4 に示す。



※ () 内は、模型寸法 (cm)

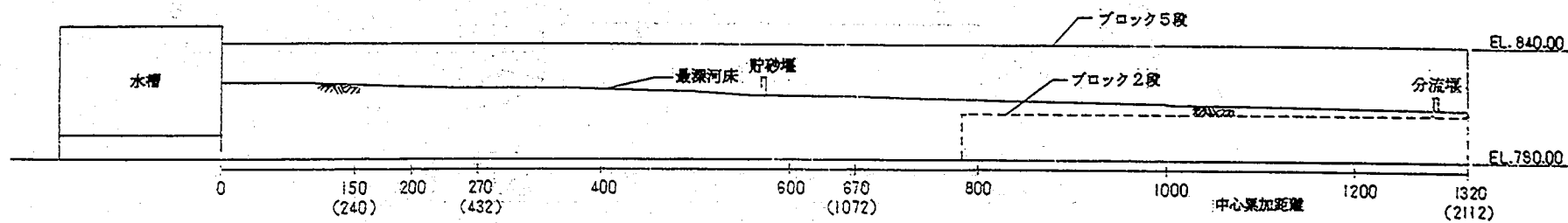


図 2 - 1 全体模型概要図

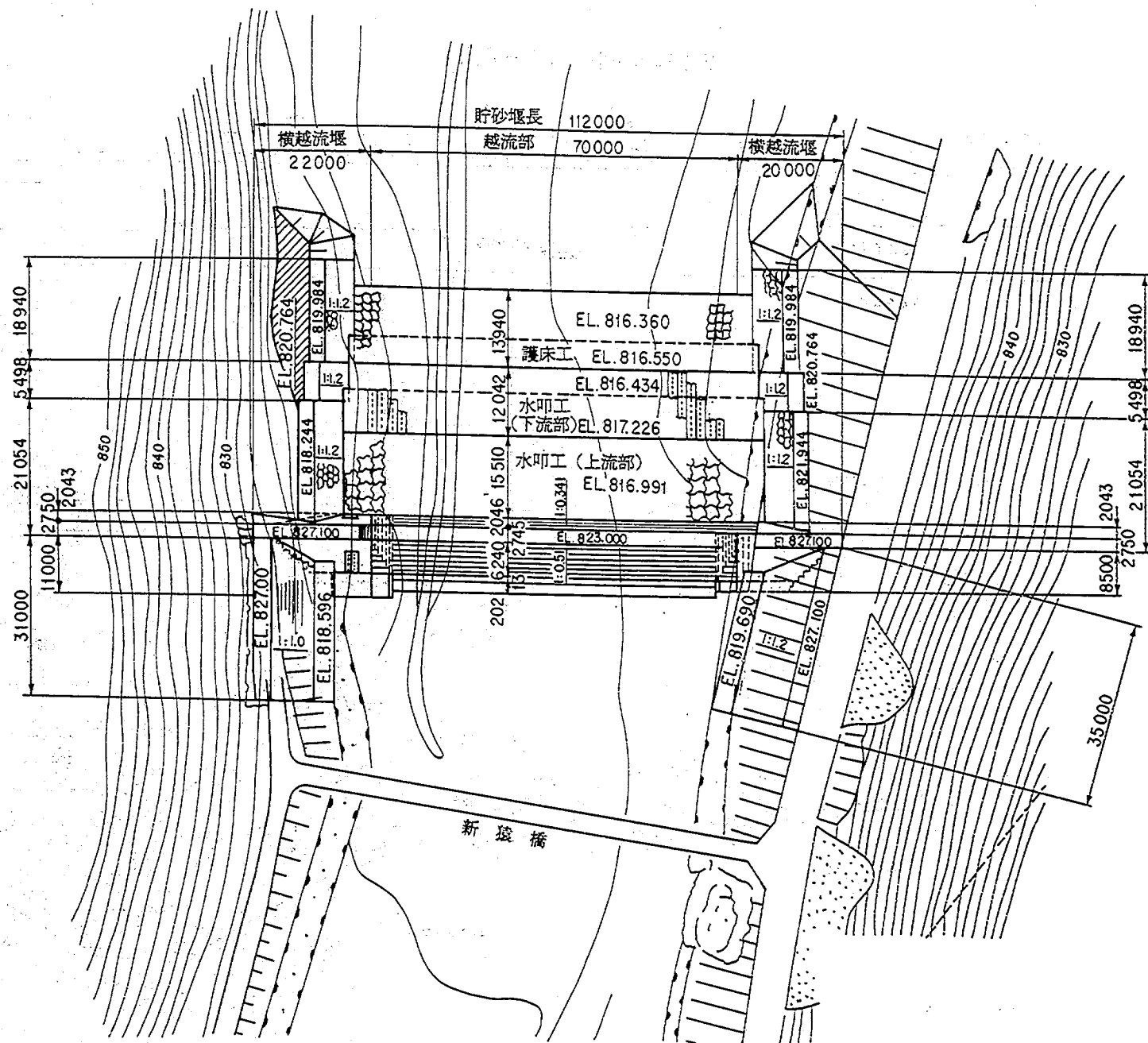
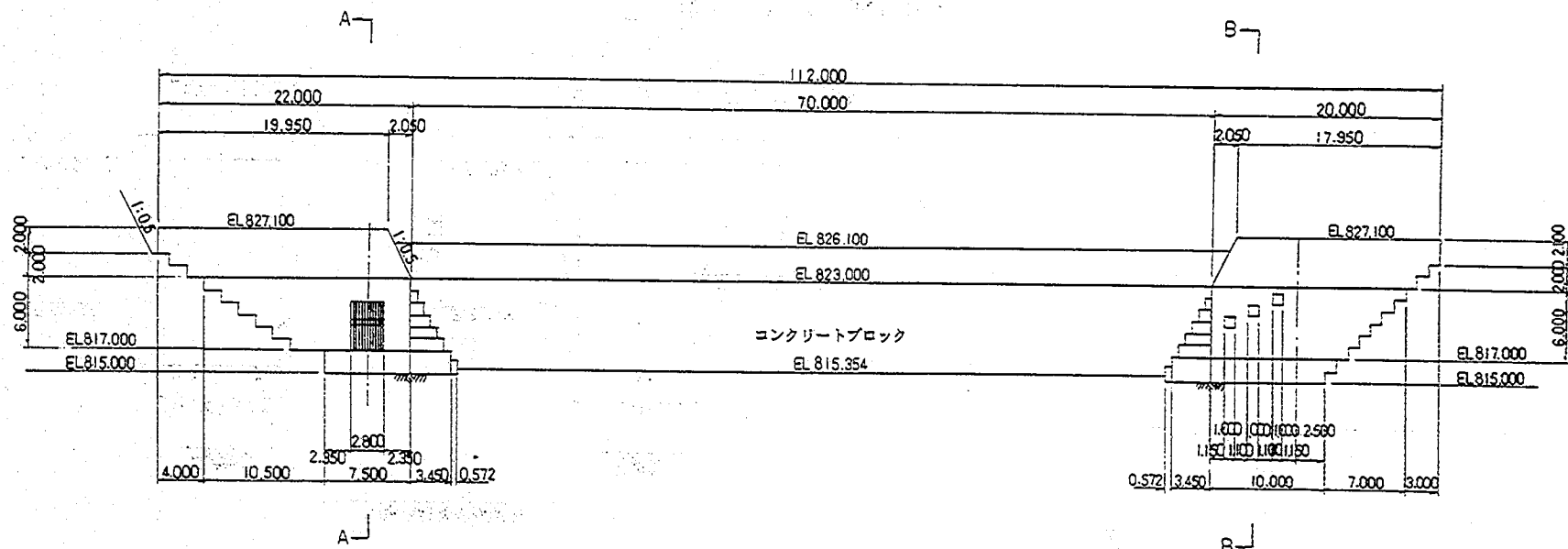
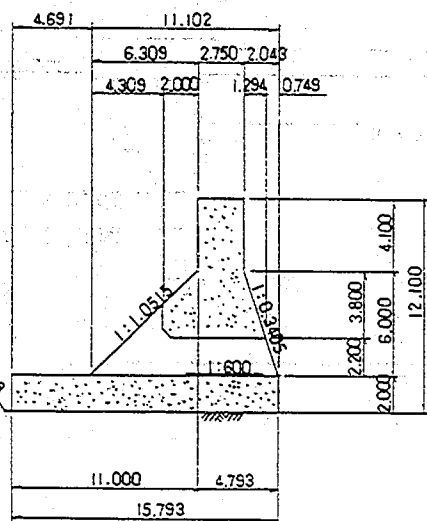


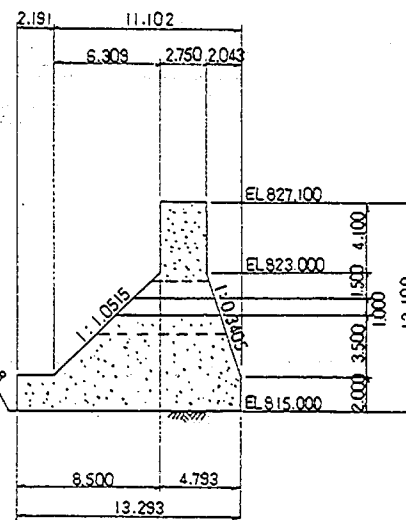
図 2 - 2 - 1 貯砂堰平面図



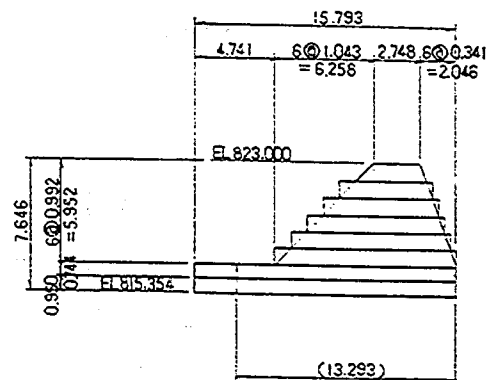
A-A



B-B



ブロック調整コンクリート部



注) ()内は、右岸側の寸法を示す。

図 2-2-2 貯砂堰形状図

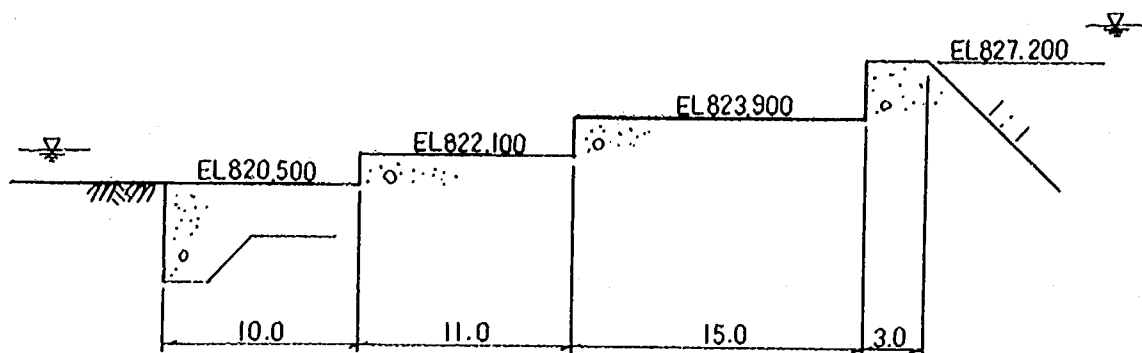


图 2-4-1 飯島堰堤標準断面图

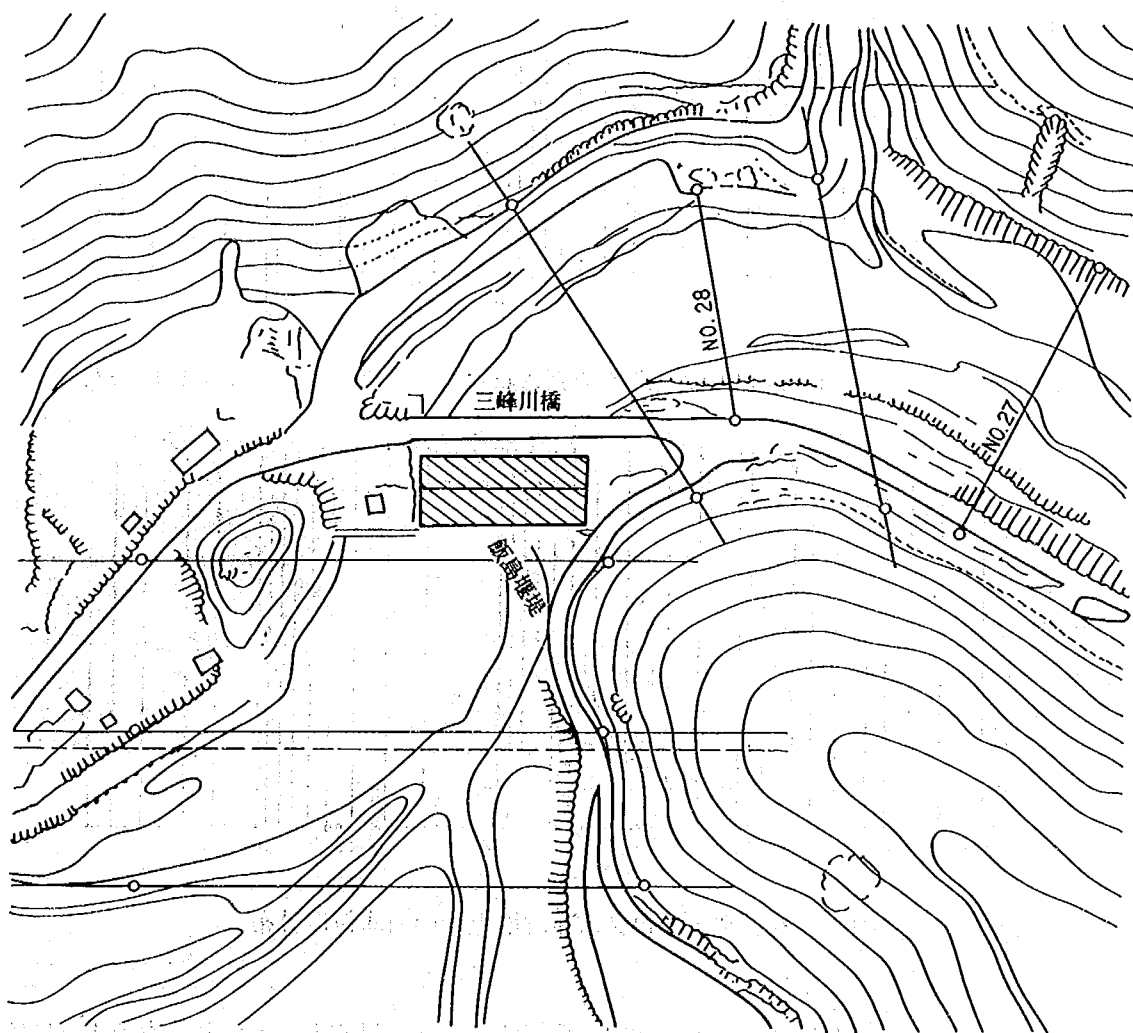


图 2-4-2 飯島堰堤平面图

2-1-2 実験給砂量

実験給砂量の算定については、様々な考え方があるが、本実験では、以下のように考えている。なお、本実験は基礎的な検討と位置づけており、この結果を踏まえて条件を変化させ最終判断を下していくことになる。

図2-5には美和ダム付近もしくは美和ダムにおける河床特性の一例を示している。図より美和ダムの河床材の平均粒径は $d_m = 77\text{mm}$ 、流入する掃流砂の平均は $d_m = 10 \sim 30\text{mm}$ 、浮遊砂は $d_m = 0.2\text{mm}$ 、ウォッシュロードは $d_m = 0.02\text{mm}$ 付近と考えられる。

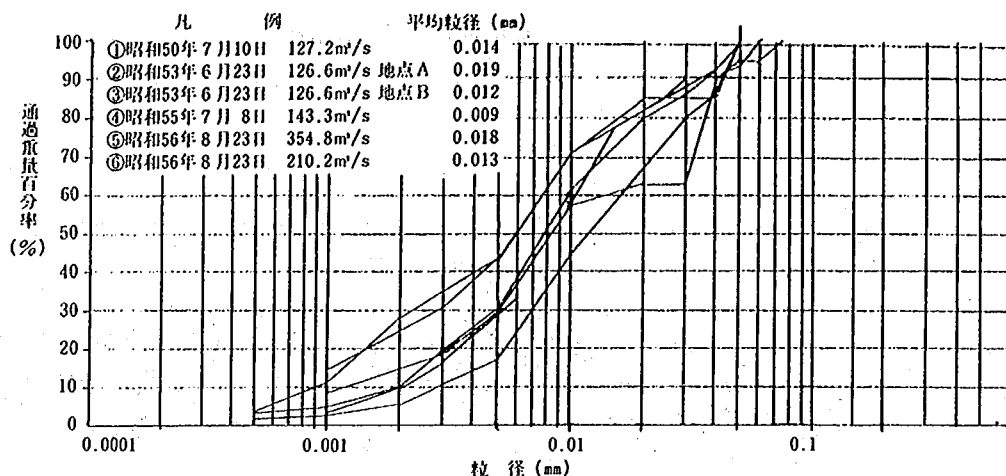


図2-5-1 美和ダム貯水池末端で観測されたウォッシュ・ロードの粒度分布

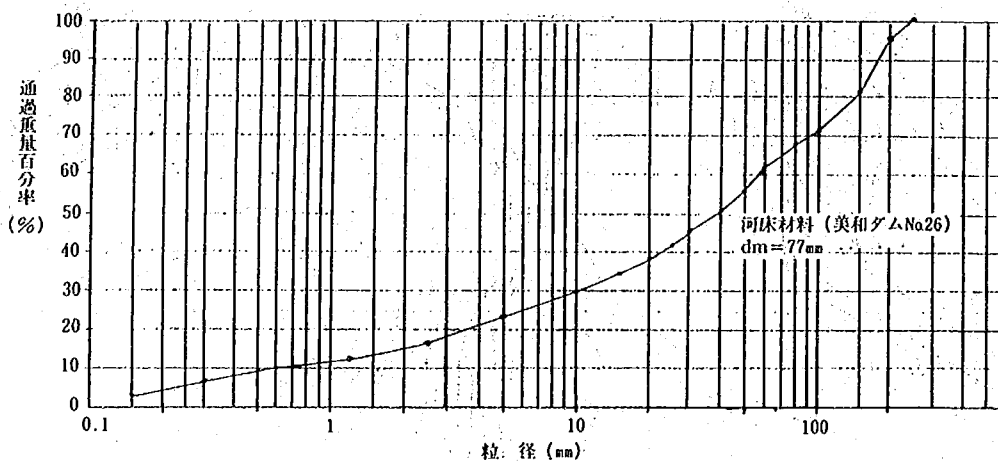


図2-5-2 美和ダムNo.26地点での河床粒度分布

本実験は、流入土砂の堆積形状についての傾向を把握することを目的としており、次のように給砂量を決定した。

- ① 給砂する砂は容易に入手可能なものを使用することとし、
 $d_m = 1.2\text{mm}$ 、 $d_m = 0.15\text{mm}$ の均一粒径砂とする。
- ② 流砂量の目安として飯島堰堤での最大流砂量とし、以下の条件を用いる。

飯島堰堤の幅 $B=50\text{m}$

飯島堰堤の上流の河床勾配 $i = 1/100 \sim 1/50$

$$\sigma/\rho = 2.65$$

$$n = 0.04$$

流砂量式としてブラウンの式を、流速はマンシングの平均流速式を用いる。

$$\frac{q_B}{U_* d} = 10 \left\{ \frac{U_*^2}{(\sigma/\rho - 1) g d} \right\}^2$$

$$U_* = \sqrt{g h I} \quad q = Q/B$$

$$V = 1/n \cdot h^{2/3} i^{1/2}$$

ここに、

q_B : 単位幅あたりの流砂量

U_* : 摩擦速度

Q : 全流量

B : 水路幅

V : 流速

d : 粒径

g : 重力加速度

(m-単位)

前式を変形すると次式が得られる。

$$q_B = \frac{10 g^{1/2} (n Q)^{3/2} i^{7/4}}{(\sigma/\rho - 1)^2 d}$$

ここで Q として、300、720、1200 m³/sとすると、

$q = 6$ 、14.4、24 m³/s/mとなる。

粒径は模型縮尺1/62.5を考慮して、粒径として

$d_1 = 74\text{mm}$ $d_2 = 9.4\text{mm}$ とする。

計算結果を表2-2に示す。

表2-2 実験給砂量の検討結果

$i = 1/100$				$i = 1/50$			
d_m (mm)	Q (m ³ /s)	q_B (m ³ /s/m)	Q_B (m ³ /s)	d_m (mm)	Q (m ³ /s)	q_B (m ³ /s/m)	Q_B (m ³ /s)
74	300	0.00190	0.0950	74	300	0.00640	0.320
	720	0.00341	0.171		720	0.0115	0.577
	1200	0.00480	0.240		1200	0.0162	0.809
9.4	300	0.0150	0.750	9.4	300	0.0510	2.55
	720	0.0269	1.345		720	0.0902	4.51
	1200	0.0377	1.885		1200	0.127	6.33

Q_B : 飯島堰堤での総給砂量

以上の検討から移動床実験では表2-2に示した値を給砂量の目安とし、流況を見ながら調節するものとした。

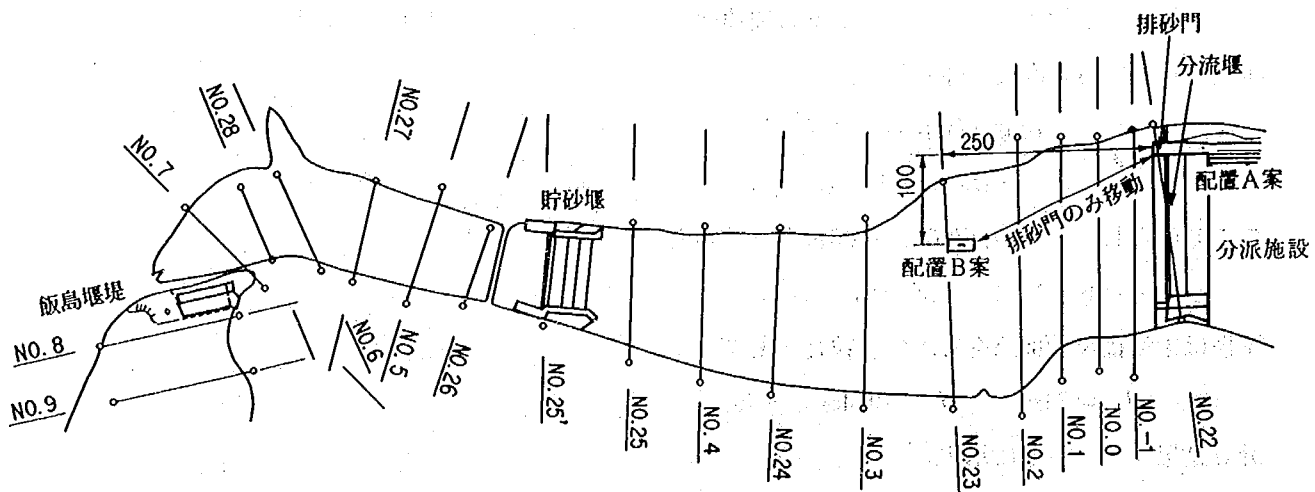
2-2 貯砂堰および分流堰の湛水池の流れ

2-2-1 概 要

固定床の実験模型を用いて、貯砂堰および分流堰の湛水池の流れを把握するために実施するもので、 $300\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $720\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $1200\text{ m}^3/\text{s}$ 、の3流量について、流況観察、水面形および流速の測定を行っている。

図2-6は、本節での検討範囲の河道および関連施設の概略の位置および形状を示したものである。断面番号の内、20番台のものは工事事務所で測量した横断の断面番号であり、一桁のものは模型製作上の必要性から、平面図より新たに作成した横断の断面番号である。

なお、排砂門の配置は、図2-6に示したように、A、Bの2種を選定し、水理実験により比較検討している。



断面 No.	飯島堰堤からの 距離 (m)
7	85
28	145
6	182
27	275
5	340
26	375

断面 No.	貯砂堰からの 距離 (m)
25	103
4	182
24	278
3	363
23	466
2	545
1	596
0	642
-1	652

図2-6 河道概要

2-2-2 検討結果

(1) 貯砂堰上流の流況

実験範囲全体の流況を図2-7に示す。

飯島堰堤での越流流況は、完全越流状態であり、飯島堰堤が流量支配構造物となっている。越流した流水について $Q=300\text{ m}^3/\text{s}$ では安定した跳水が堰下流で発生しており、河道部では、十分な減勢が期待できる。しかし、 $Q=720\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $1200\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時では、堰下流では波状跳水となり、下流での水面変動を増加させている。越流した流水の一部は、十分に減勢されないまま流下し、断面No.7～No.28の区間に水衝部を形成し、水位を上昇させている。この区間の左右岸の水位差は、 $Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時で2.5m程度に達している。主流線は、飯島堰堤を越流した後、No.7～No.28付近から左岸側に進み、左岸側沿いを流下して貯砂堰より越流している。飯島堰堤下流の右岸側は、大きな逆流域が形成されており、その範囲は $Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時で河道の半分近くまで占めているのが観察された。また、左岸のNo.6付近の沢付近にも、規模は小さいが逆流域が形成されている。

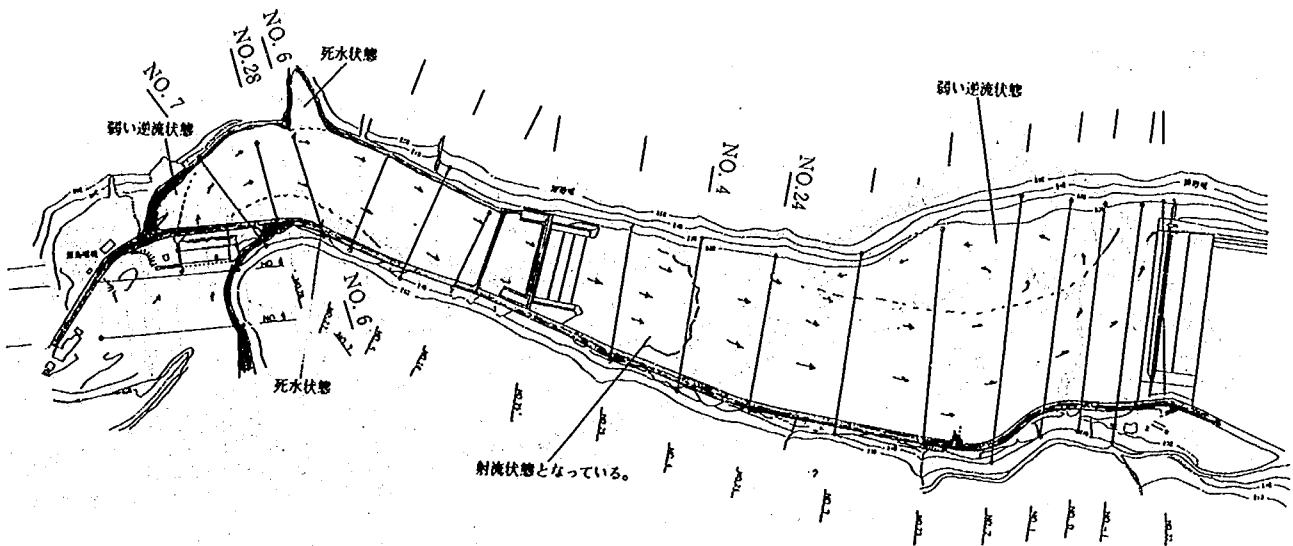


図2-7-1 固定床流況図 ($Q=300\text{ m}^3/\text{s}$)

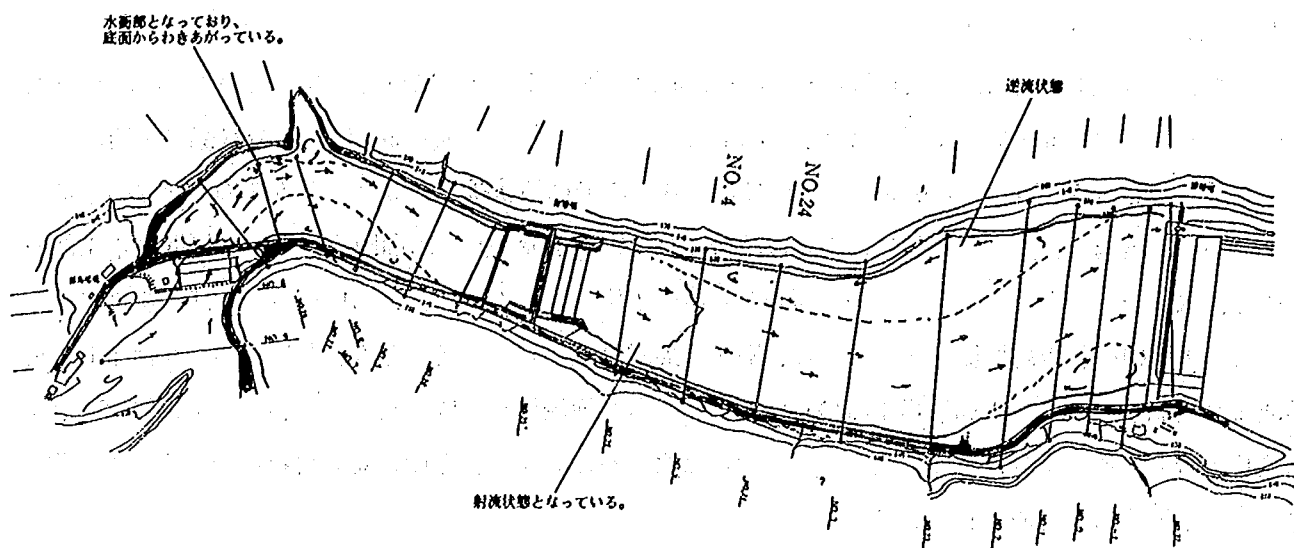


図 2-7-2 固定床流況図 ($Q=720\text{m}^3/\text{s}$)

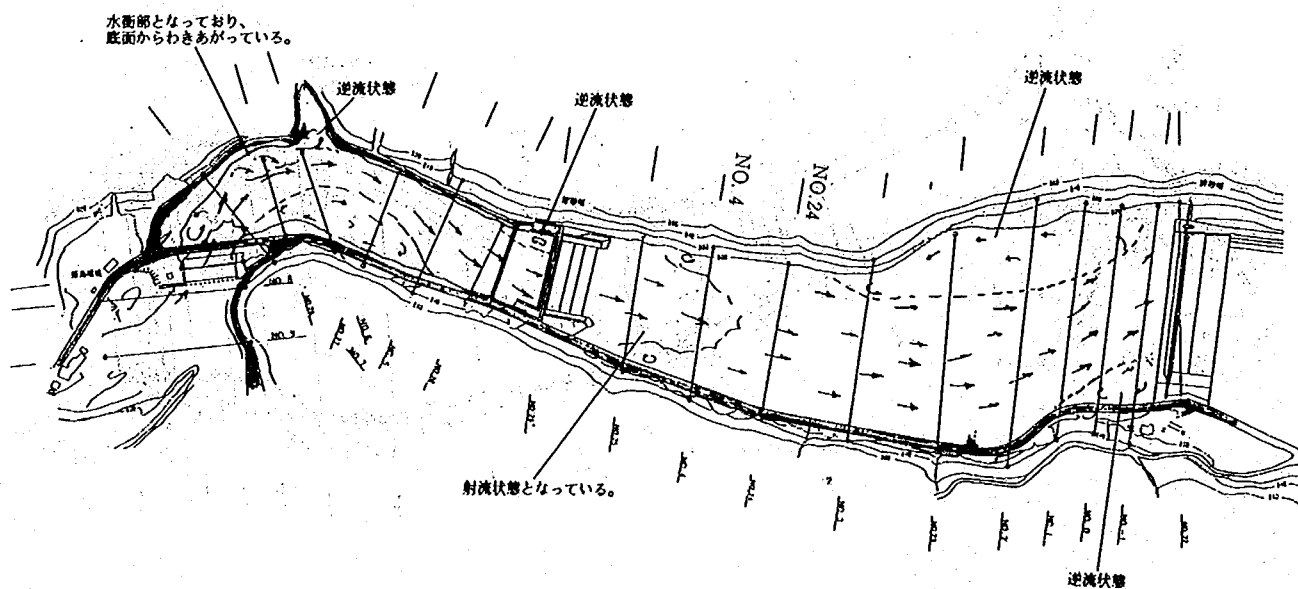


図 2-7-3 固定床流況図 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$)

(2) 分流堰上流の流況

図2-7に示されるように、貯砂堰を越流した流水は、堤趾部下流より露出射流となっており、射流流況はNo.4～No.24付近まで観察された、その後、背水の影響をうけて跳水が発生している。露出射流区間は、流量によってその長さが異なるが、 $Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時が最も下流まで観察され、No.24付近まで達している。

跳水後の主流線は、右岸側に形成され、左岸側には大きな逆流域を形成している。図2-7中の破線は、逆流域を示しているが、流量の増加に伴い逆流域は小さくなっていくのが観察された。

図2-8に、流速測定の結果を示す。主流部分での流速は、 $Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時で最大 3.5 m/s 程度となっている。分流堰での越流状態は、右岸側に形成された主流線の影響をうけるため、流線がダム軸と直角にならず斜め越流流況となっている。このような排砂堰での越流流況は、分流堰の流量係数の低下が考えられる。

形状	排砂門配置A案
流量	$Q=295.21\text{ m}^3/\text{s}$

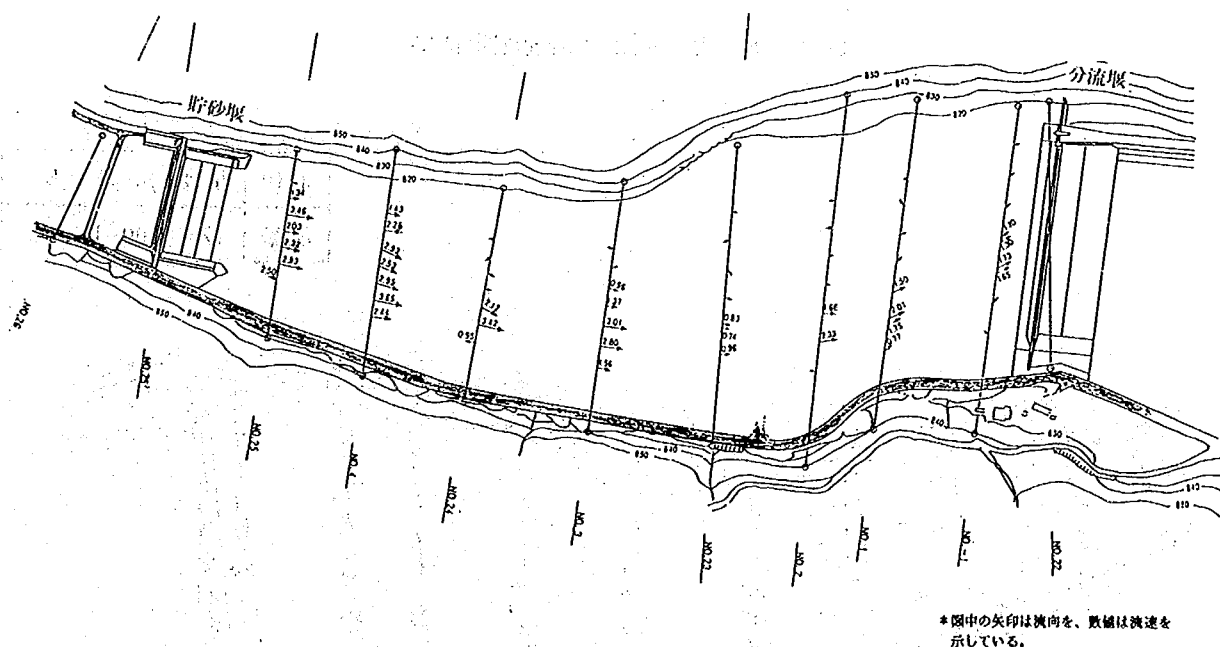
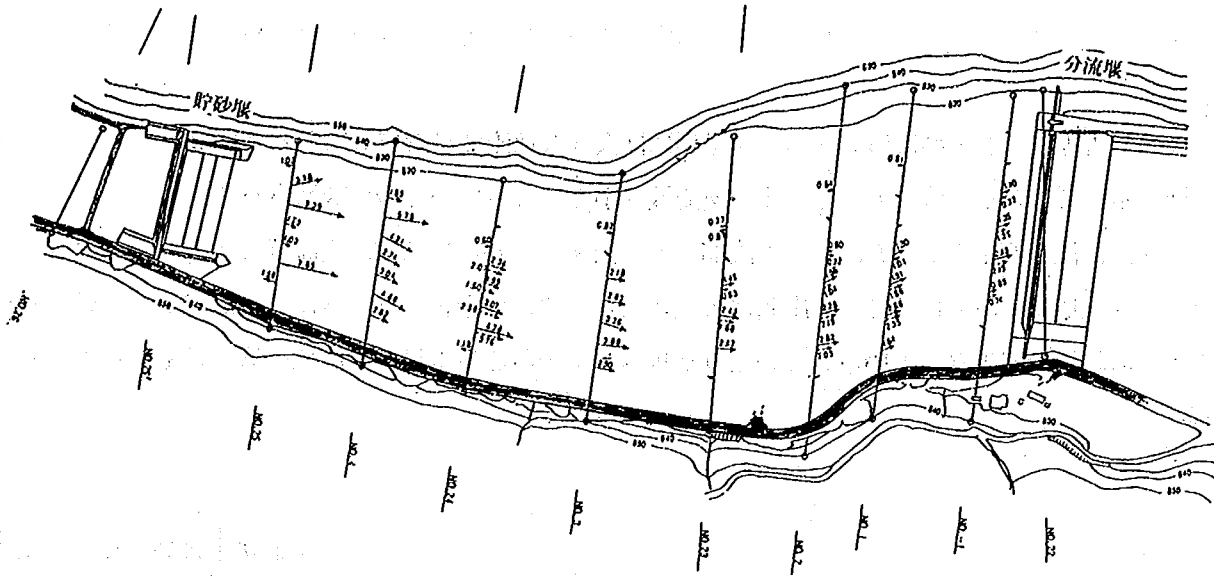


図2-8-1 固定床流速測定結果

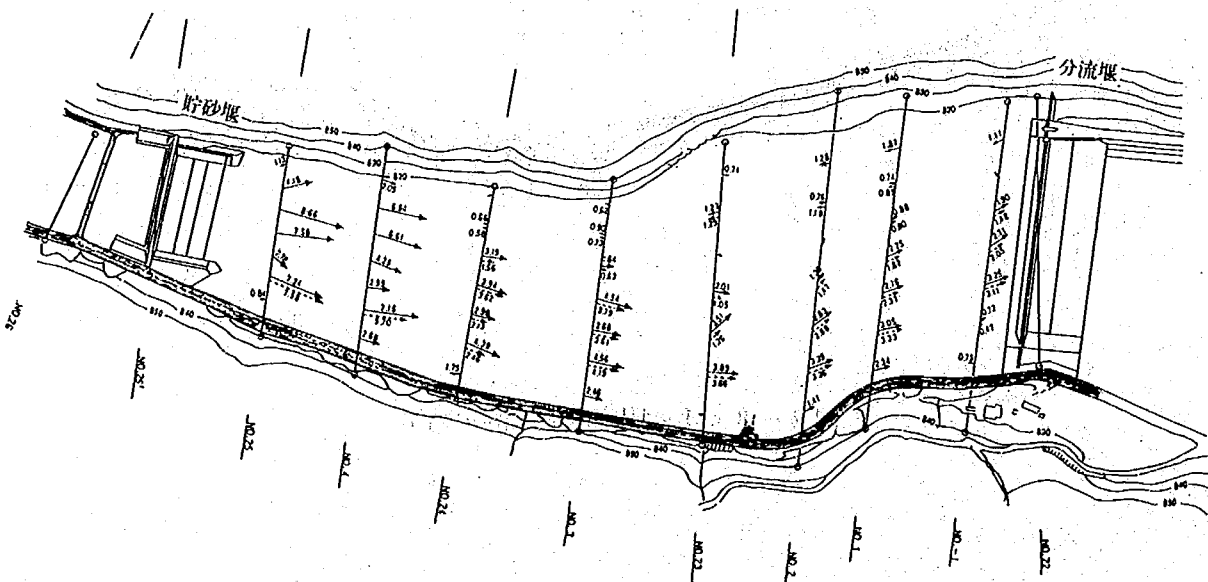
形状	排砂門配置 A 案
流量	$Q = 720.74 \text{ m}^3/\text{s}$



* 図中の矢印は流向を、数値は流速を示している。

図 2 - 8 - 2 固定床流速測定結果

形状	排砂門配置 A 案
流量	$Q = 1199.38 \text{ m}^3/\text{s}$



* 図中の矢印は流向を、数値は流速を示している。

図 2 - 8 - 3 固定床流速測定結果

排砂門の位置については、分流堰の左岸側に配する案（A案）と、上流どに独立して配する案（B案）の2つが考えられた。配置B案は、配置A案の場合に観察された逆流域の中に設置されたものであり、呑口付近の流速が小さく、流向が呑口と逆になっている部分に選定している。これにより、貯砂機能が高まることを期待したものであるが、次節の検討で示されるように逆流域に堆砂面の段丘の先端が進行し、配置B案での排砂門には早い段階で砂礫が流入しており、分流堰で貯砂容量は低下する。

配置B案の流況観察結果を図2-9に、流速測定結果を図2-10に示す。

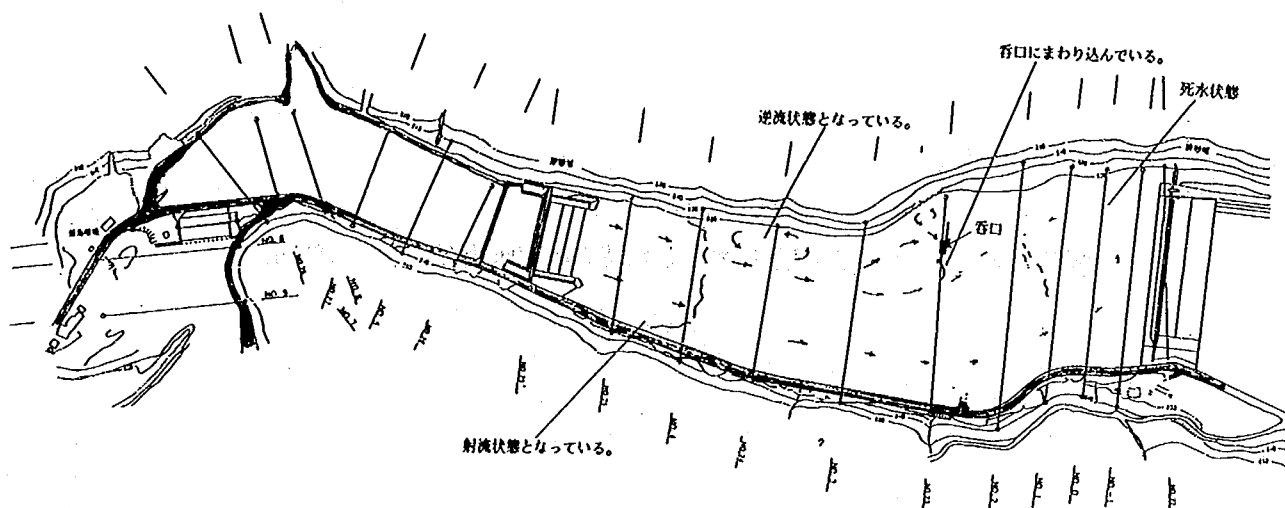


図2-9-1 排砂門配置B案とした時の固定床流況 ($Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$)

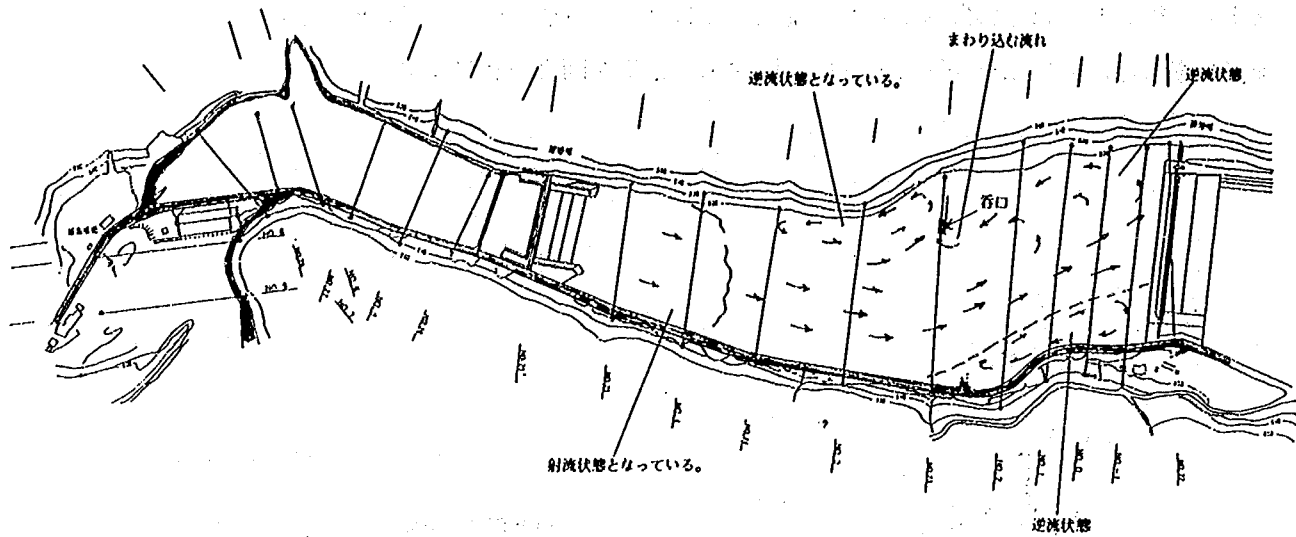


図 2-9-2 排砂門配置B案とした時の固定床流況 ($Q=720\text{m}^3/\text{s}$)

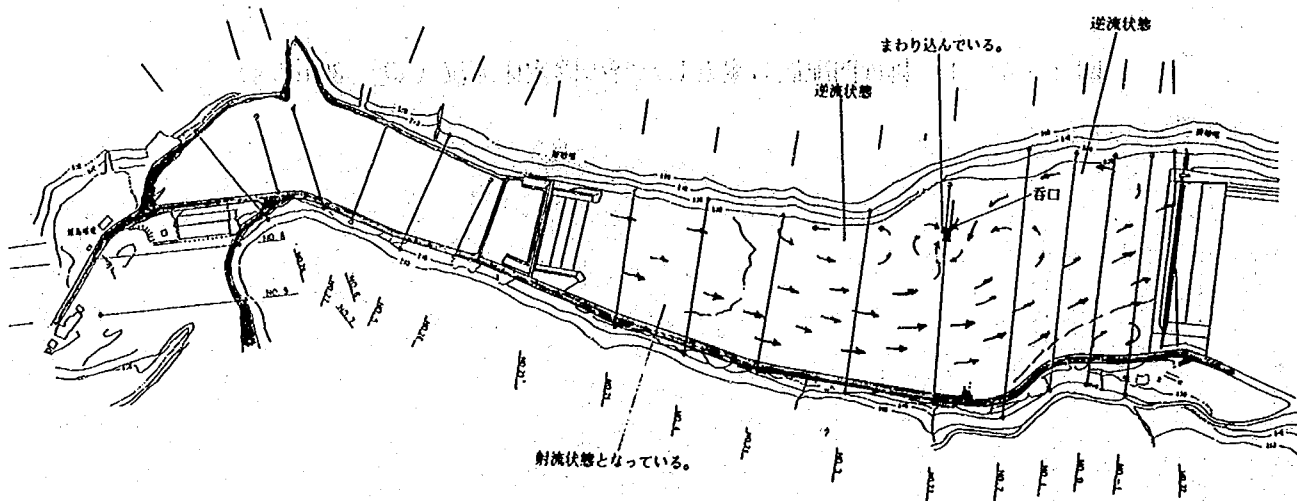
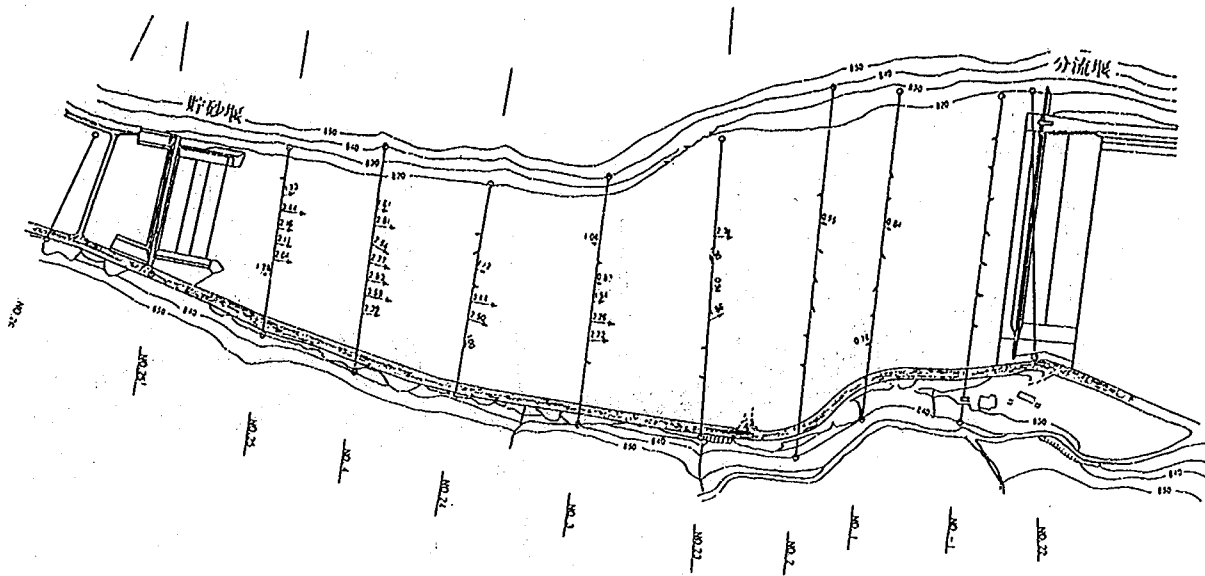


図 2-9-3 排砂門配置B案とした時の固定床流況 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$)

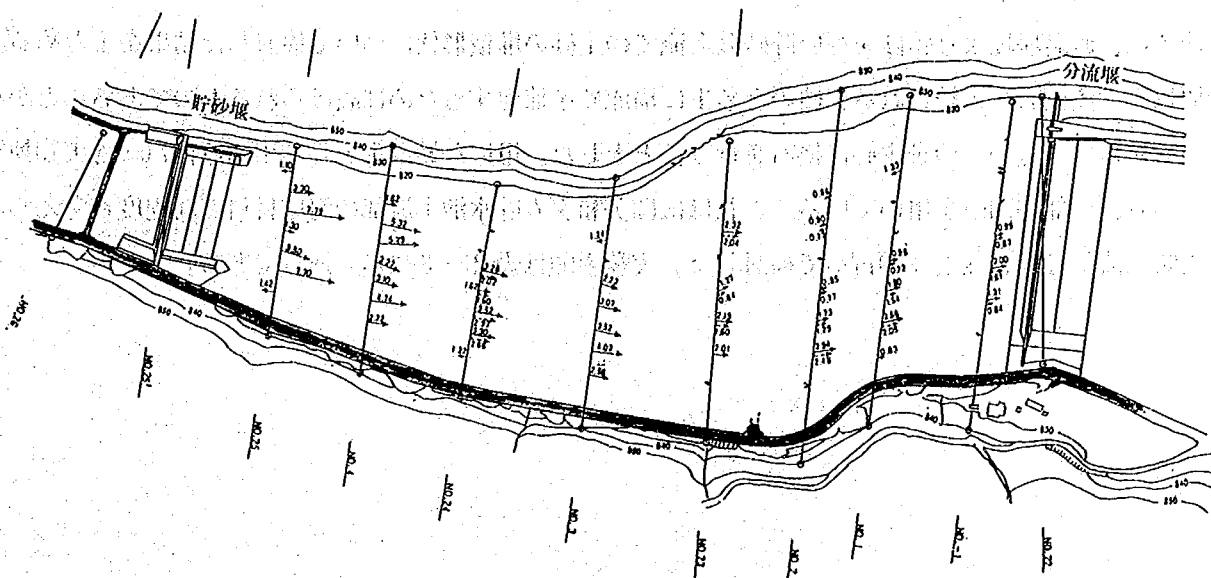
形状	排砂門配置 B 案
流量	$Q = 303.86 \text{ m}^3/\text{s}$



*図中の矢印は流向を、数値は流速を示している。

図 2-10-1 固定床流速測定結果

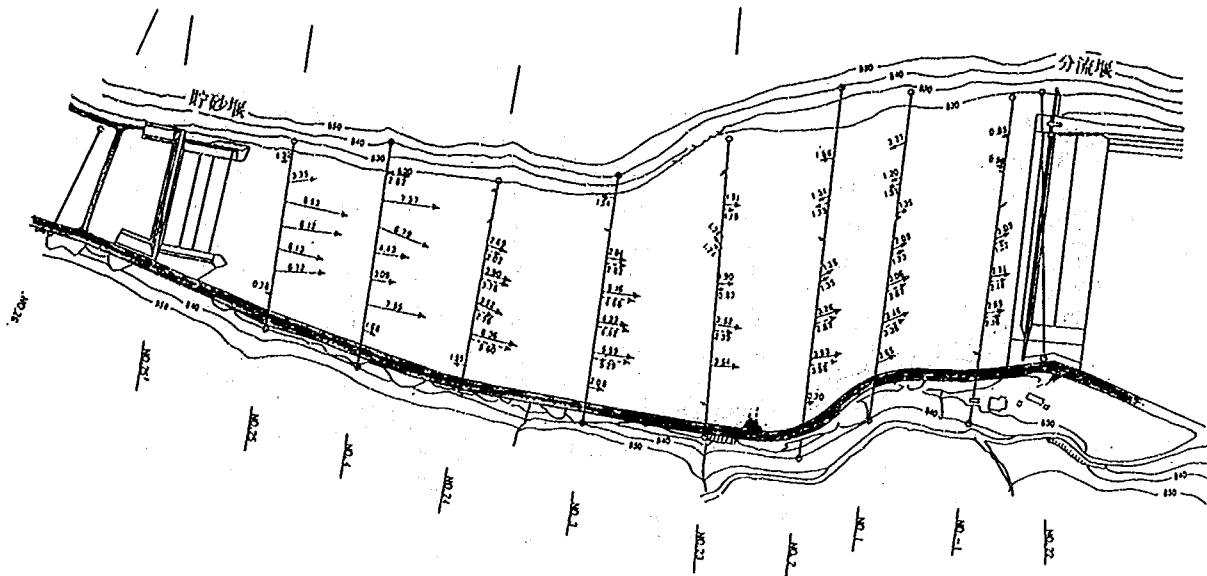
形状	排砂門配置 B 案
流量	$Q = 718.89 \text{ m}^3/\text{s}$



*図中の矢印は流向を、数値は流速を示している。

図 2-10-2 固定床流速測定結果

形状	排砂門配置 B 案
流量	$Q = 1201.85 \text{ m}^3/\text{s}$



* 図中の矢印は流向を、数値は流速を示している。

図 2-10-3 固定床流速測定結果

2-3 貯砂堰の貯砂機能の検討

2-3-1 概 要

本節では、飯島堰堤より給砂を行い貯砂堰上流での土砂の堆積形状について検討した結果をまとめる。貯砂堰は、上流側より供給される土砂のうち主に掃流砂を捕捉するために設けられるものであることから、実験でも粒径の大きいものを中心に検討を行うこととした。用いた砂は主として平均粒径74mm（実物換算値）であり、一部 9.4mmを用いている。これはほぼ美和ダム貯水池上流部の河床材料と同程度と考えられる。実験は流量 $1200 \text{ m}^3/\text{s}$ と $300 \text{ m}^3/\text{s}$ で検討した。実験手順は表 2-3 に示す通りである。

表 2-3 貯砂堰の貯砂機能の実験内容

実験 記号	対象 粒径 (mm)	流量 (m^3/s)	土砂 濃度 (%)	通水 時間 (hr)	給砂総量 (万 m^3)	累加 時間 (hr)	累加 給砂量 (万 m^3)	貯砂堰 堆積量 (万 m^3)	備考
A 1 A 2	74	1200	0.08	15.8 36.2	5.7 25.6	52.0	31.3	12.0	貯砂堰越流 貯砂堰安定
B 1 B 2	74	1200	0.15	9.2	6.7	32.3	23.3	16.2	貯砂堰越流 貯砂堰安定
C 1 C 3	74	1200	0.3	8.8 36.8	12.7 53.2	67.6	97.7	13.9 22.9	貯砂堰越流 貯砂堰安定
D 1 D 2	74	300	0.2	62.1 21.7	15.0 5.2	83.8	20.2	15.8 18.6	貯砂堰越流 貯砂堰安定
E 1 E 4 G	9.4 9.4	1200 300	0.3 0.3	7.0 12.4 27.7	10.1 17.9 10.0	42.5	61.4	8.4 11.9 16.0	貯砂堰越流 貯砂堰安定 貯砂堰安定

貯砂堰越流：貯砂堰から掃流砂が越え始めた状態
 貯砂堰安定：貯砂堰の堆砂形状がほぼ安定した状態
 実験記号の数字は時間の経過を表す。
 Gの実験は、E 4 に上乘せしたものである。

2-3-2 検討結果

(1) 流 況

流れの状況は概ね次のとおりである。

飯島堰堤を越流した流れは直進しようとし、No. 7 付近に水衝部を形成する。その後 No. 6、No. 7 と左岸沿いを流下し、No. 26 付近で主流は中央付近となり貯砂堰を越流している。概要を図 2-11 に示す。

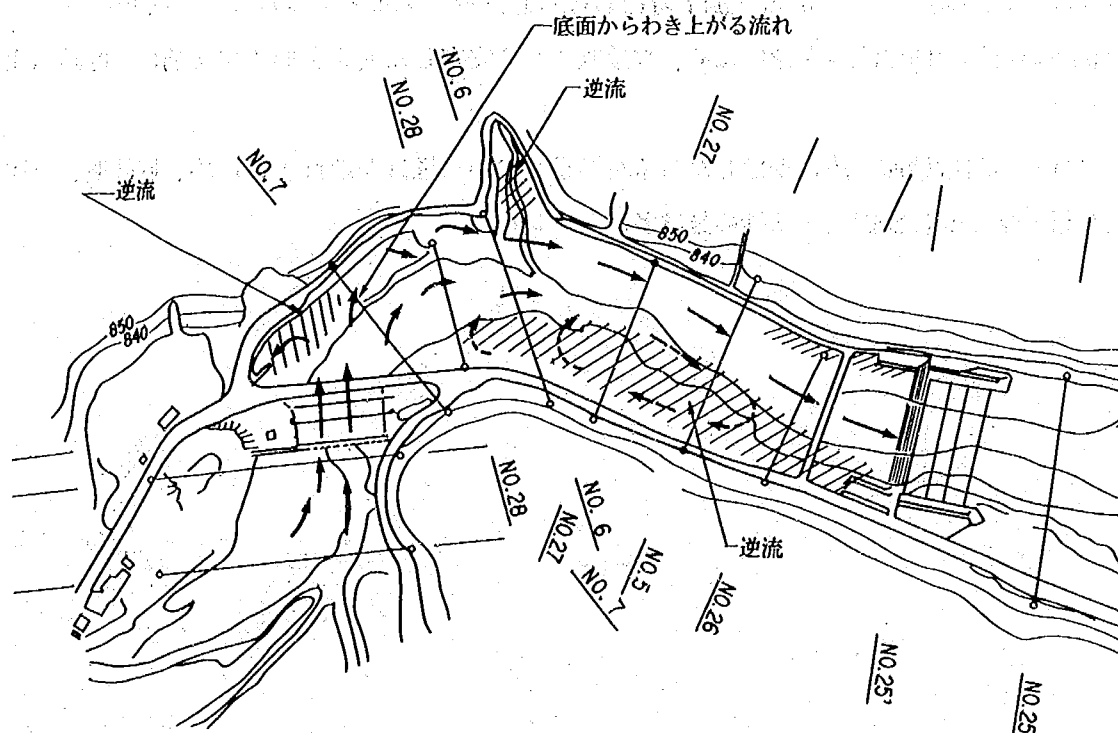


図 2-11 貯砂堰上流の流れ

次に給砂された砂の進行状況について述べる。

給砂は飯島堰堤より上流30m付近から行っている。給砂は水路幅全幅に均一に行うもので、流砂量の大きいところは多く給砂するようにしている。実験A、BとDにおける堆砂進行状況を図2-12～2-14にまとめた。各ケースとも進行状況は流量によって若干異なっており、流量別にまとめてみる。

① (1200 m^3/s 流下時) (実験A、B)

飯島堰堤を越流した砂は、主流線となる付近にはあまり堆積せず主流線によって形成される逆流域において活発に堆積する。このため、No.28左岸側およびNo.6右岸側にある沢付近にはやくから堆積傾向が見られる。堆砂の先端は左岸側が先に進んでおり、右岸側はNo.28付近で河床高を増しながら徐々に進行する。左岸側に進行した堆砂も、貯砂堰の背水効果があらわれはじめるNo.26付近より進行速度が著しく低下し、その後堆砂の河床高を増加させる。No.28付近に堆積していた堆砂はこの付近より徐々に進行し出し、左岸側を進行していた砂の一部が貯砂堰を越流するころには、No.26付近までその先端をのばしている。貯砂堰を砂が越流した後、貯砂堰上流の河床は徐々に高くなり安定河床を形成する。

② (300 m^3/s 流下時) (実験D)

1200 m^3/s 流下時に比べ 300 m^3/s 流下時では河道内の流速は小さくなるため堆砂の進行速度が遅く、又1200 m^3/s 流下時に見られた水衝部での洗掘は見られない。No.28右岸側堆積形状も1200 m^3/s 放流時と異なり、通水直後から堆積が活発に行われない。堆砂は左岸側が大きく先行し、堆砂の先端がNo.5付近に達するころには、先端が右岸側にもひろがり出している。その後No.28右岸側に堆積していた堆砂も進行し、最後にいっしょになって堆砂が進行している。貯砂堰によ砂が越流するのは1200 m^3/s 流下時と同じ左岸側からであるが、その時右岸側の堆砂も貯砂堰にかなり進行している。貯砂堰を砂が越流した後は、上流の河床がわずかに上昇するものの、大きな変化はみられなかった。

以上1200 m^3/s 流下時および 300 m^3/s 流下時における貯砂堰上流堆砂の状況について概観してみたが、1200 m^3/s 流下時は河道内の流速が速いため、貯砂堰に充分安定した河床を形成する前に、貯砂堰より砂が越流している。

一方、300 m^3/s は貯砂堰上流に安定した河床を形成しながら堆砂が進行するため、貯砂堰より砂が越流するまでに貯砂堰上流に捕捉できる砂の量は多いと思われる。

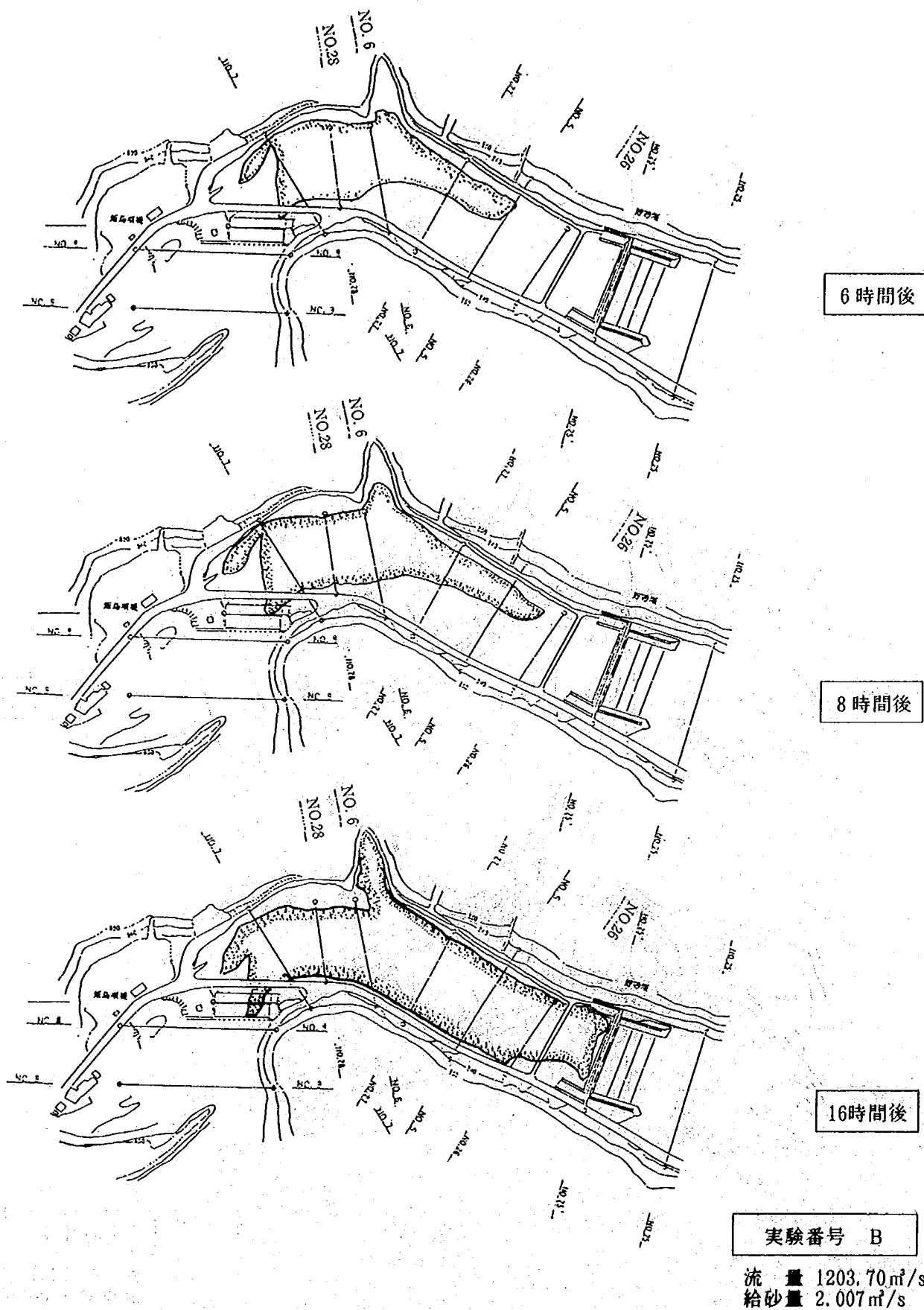


図2-13 堆砂の進行状況

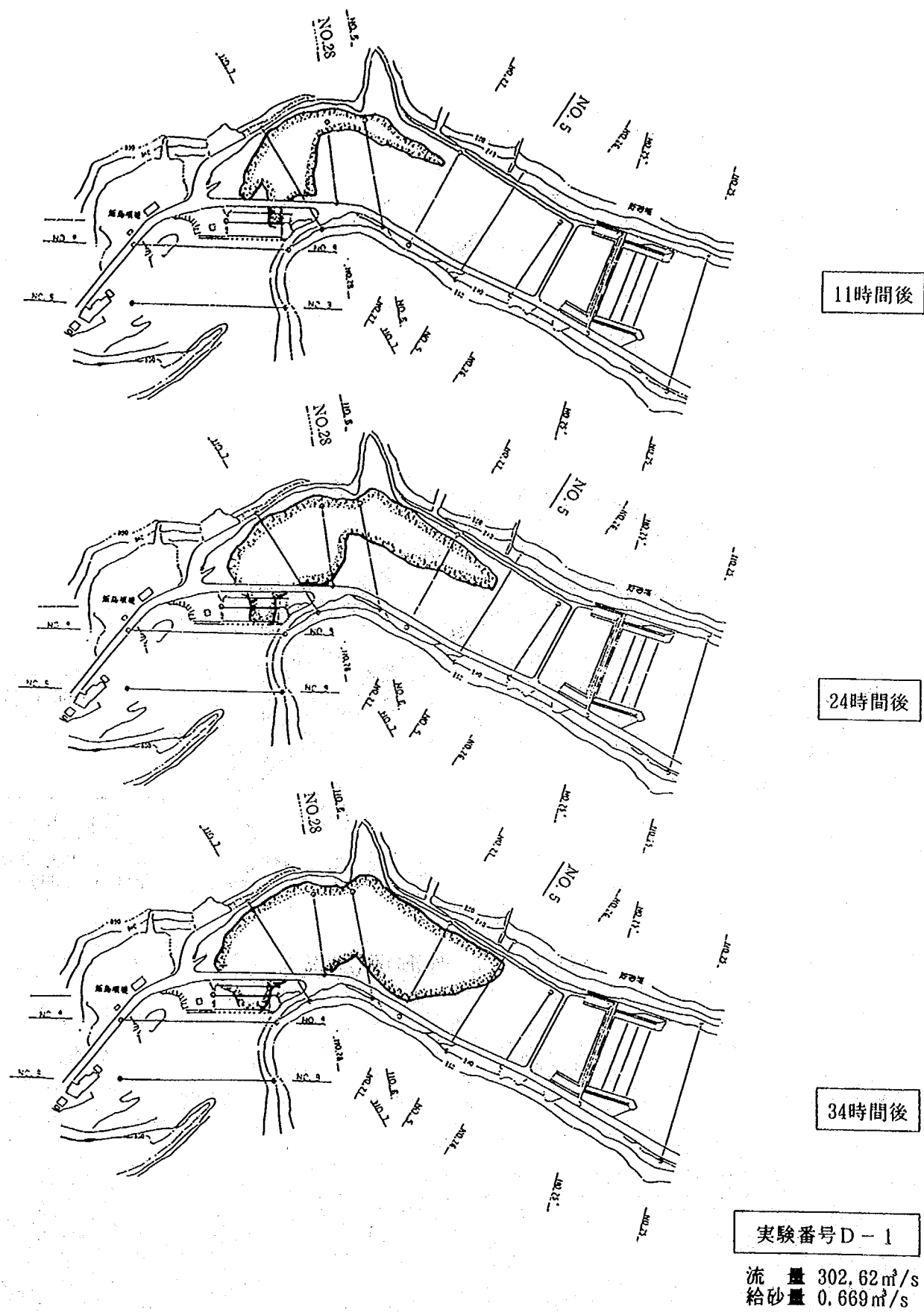


図 2-14-1 堆砂の進行状況

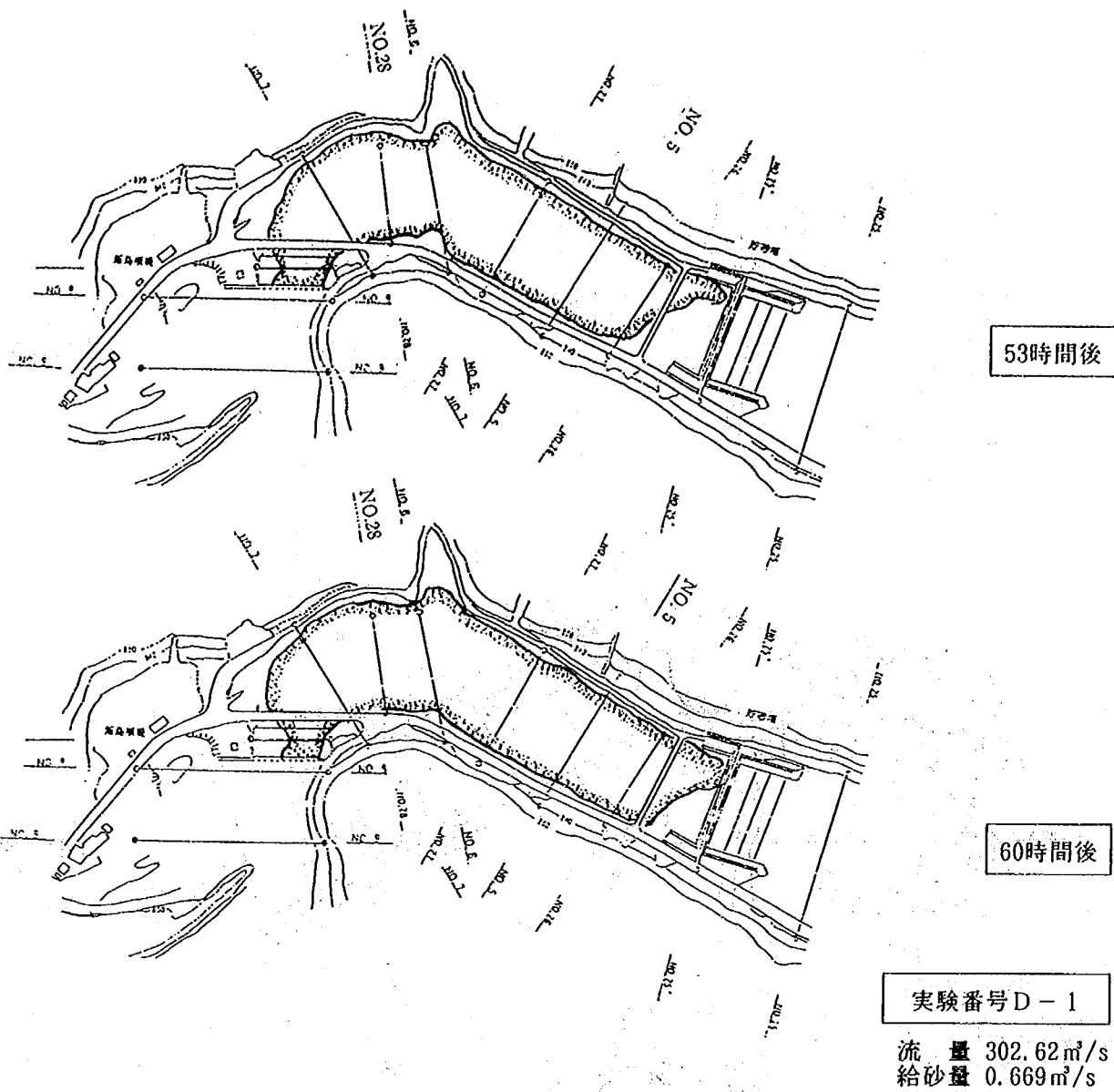


図 2-14-2 堆砂の進行状況

次に、大きい粒径（74mm）と小さい粒径（9.4mm）の2ケースを比較してみる。

① 〔大きい粒径の場合〕（実験C）

飯島堰堤上流30mより給砂した土砂は、飯島堰堤左岸側の地形の影響を受け右岸側より大部分の土砂が越流する。飯島堰堤下流では、河床が流水により一部低下するものの、その下流は背水の影響を受けて土砂が堆積しており、堆積によって形成される堆砂肩（デルタ）が観察される。図2-15に示すようにデルタの先端は、主流線沿いに形成されるものが進行しており、逆流域でのデルタの進行はNo.28右岸付近で河床を上昇させながら主流線沿いのそれより遅れて進行している。左岸側に進行したデルタは、貯砂堰の背水効果が現れ始めるNo.26付近より進行速度を低下させ、堆砂高を上昇する傾向となる。このため、右岸沿いの逆流域のデルタの進行は促進され、主流線沿いに進行しているデルタが貯砂堰を越流するころは、飯島堰堤下流の河床は上昇し河床勾配も大きくなり、飯島堰堤下流右岸側のNo.28付近の道路の流水の一部が越水しはじめている。さらに通水を続けると、逆流域に形成されているデルタも貯砂堰に到達し土砂を越流させる。引き続き通水を続けると堆砂面はさらに上昇し、飯島堰堤の越流状況がもぐり状態となるとともに、No.28右岸側道路部にも土砂が堆積するようになった。

土砂の堆積状態を写真2-1、2-2に示す。

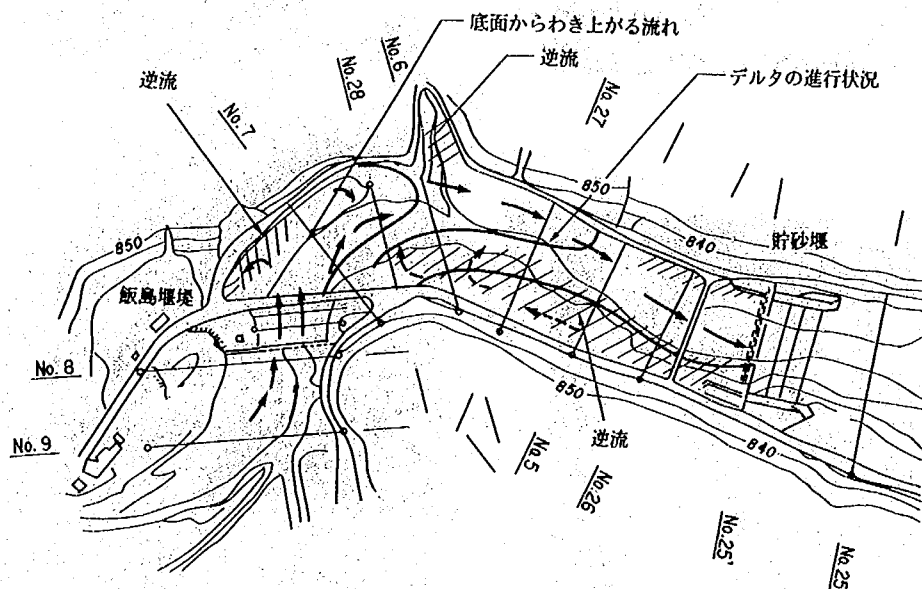


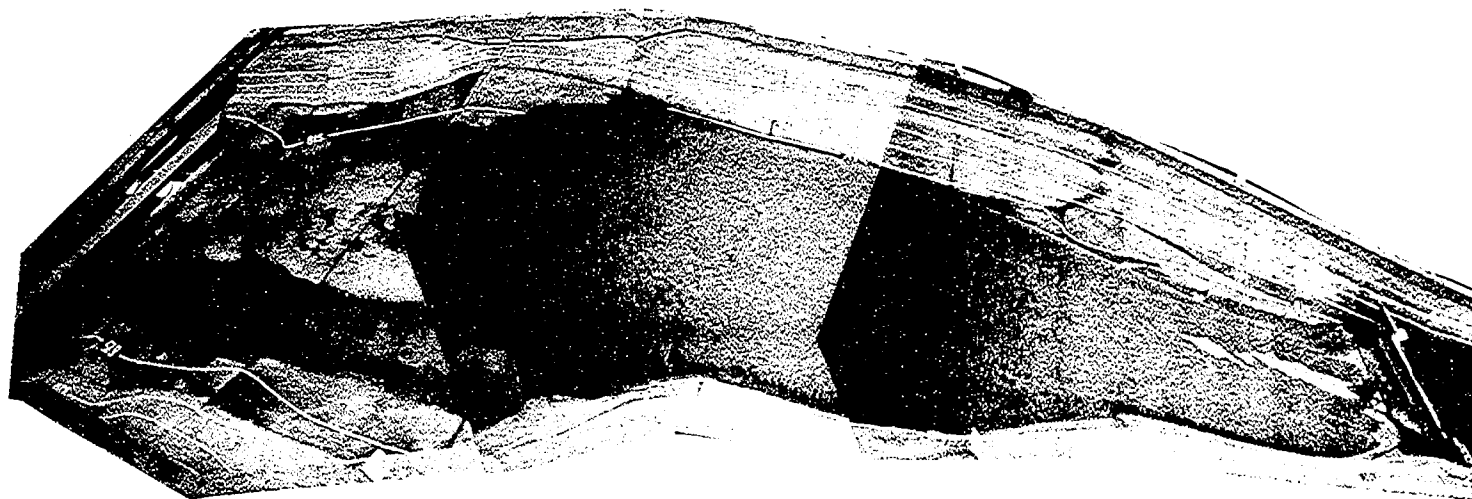
図2-15 移動床流況図



貯砂堰上流

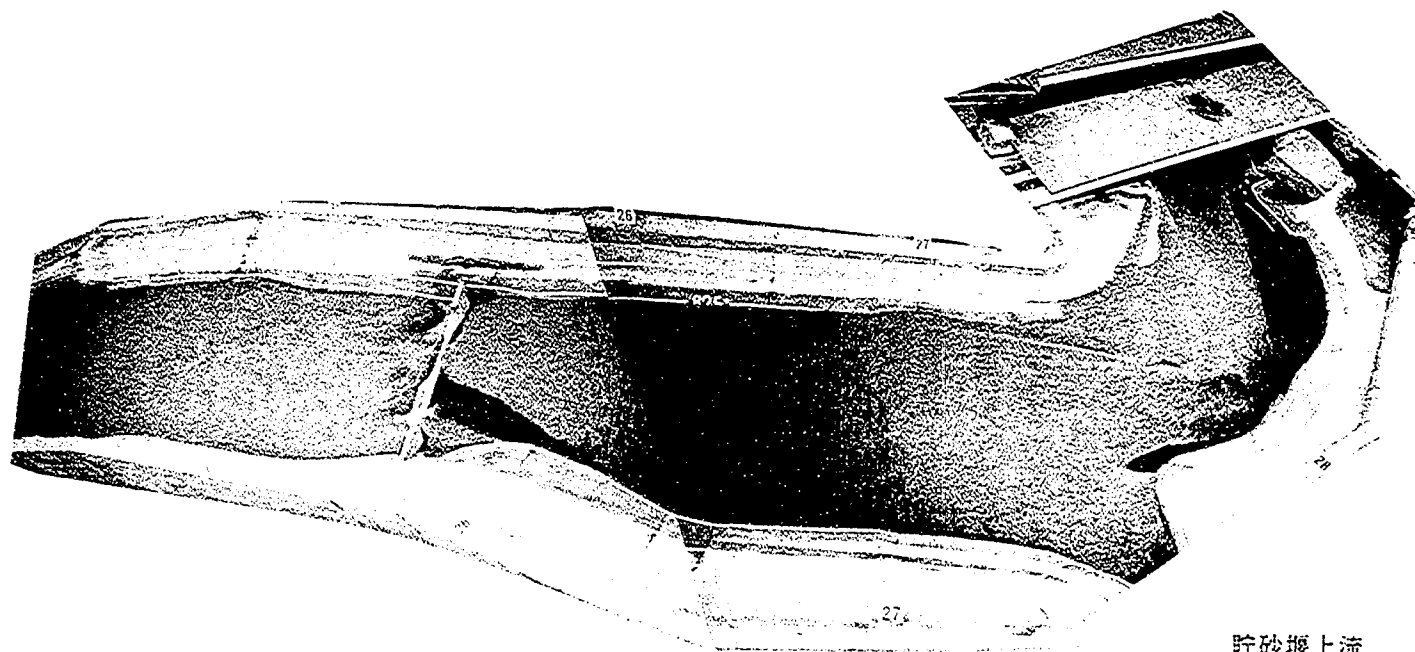


飯島堰堤下流



分流堰上流

写真2-1 堆砂状況(実験C-2通水後)



貯砂堰上流

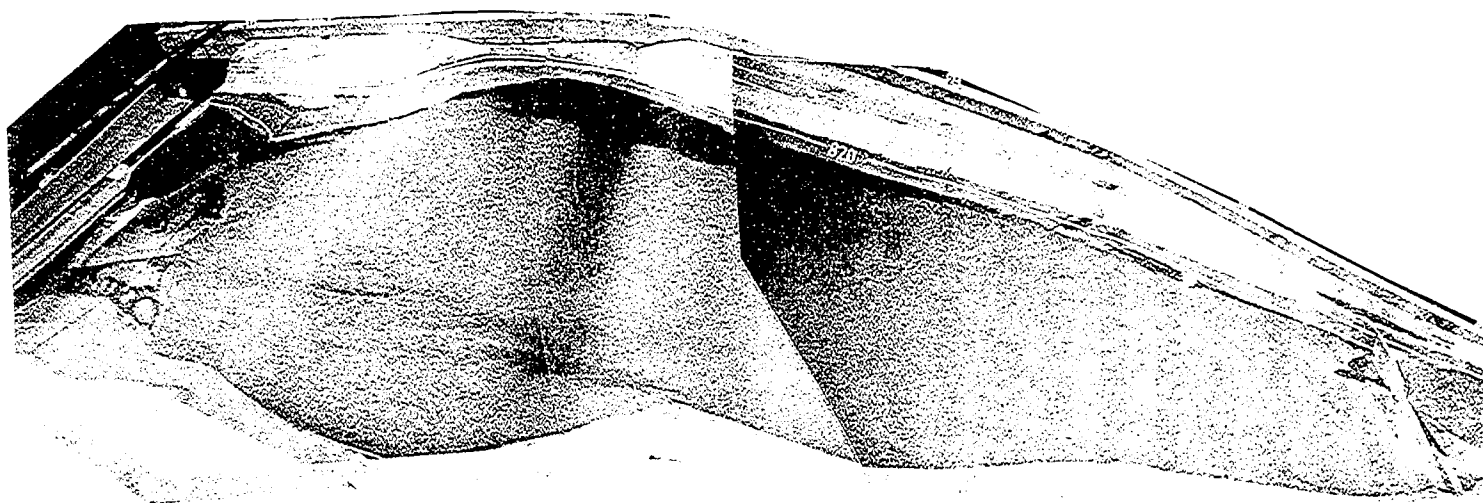


写真2-2 堆砂状況(実験C-3 通水後)

分流堰上流

② 〔小さい粒径の場合〕（実験E）

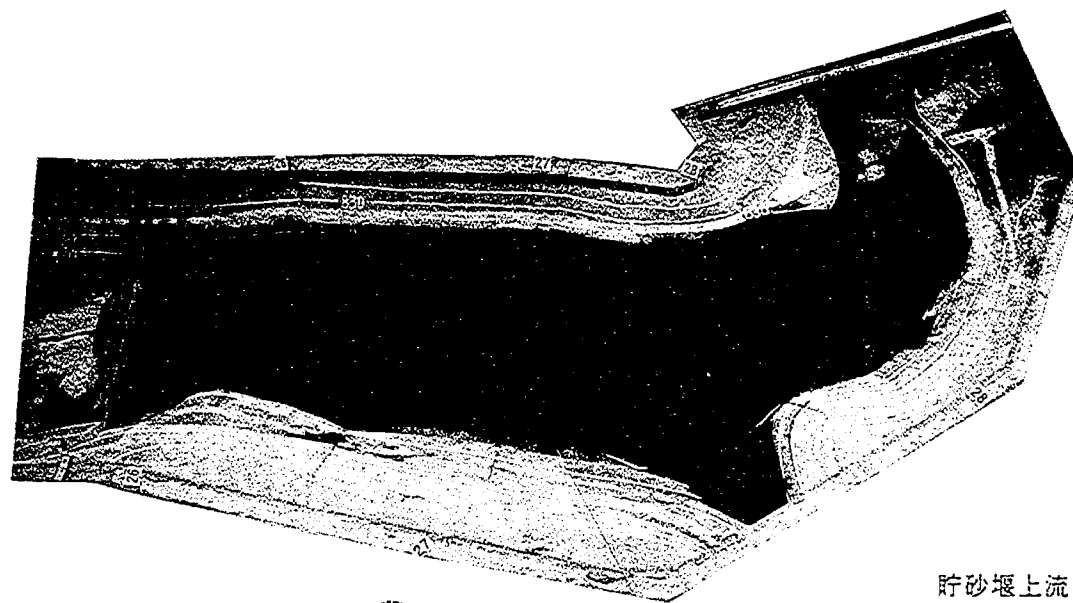
飯島堰堤を越流した土砂は主流線沿いでは浮遊しており、大きな粒径の場合に比べあまり堆積の傾向が見られない。逆に主流線によって形成される逆流域において、堆積による段丘であるデルタが観察される。No.28右岸側付近に、早くからこのデルタが見られる。飯島堰堤下流では越流水のために土砂が堆積せず、河床が露呈している。小さい粒径の場合、デルタは逆流域に明瞭に形成されるが、主流線沿いでは砂の浮遊が活発なため、明瞭なデルタは形成されない。このため左岸の堆積量は、大きい粒径に比べ非常に少ない。砂が貯砂堰を越流するのは早く、特に浮遊土砂は、通水後より越流している。

貯砂堰より砂が越流するのは、通水直後から見られるが、その量は、デルタが貯砂堰に到達したところより活発となる。

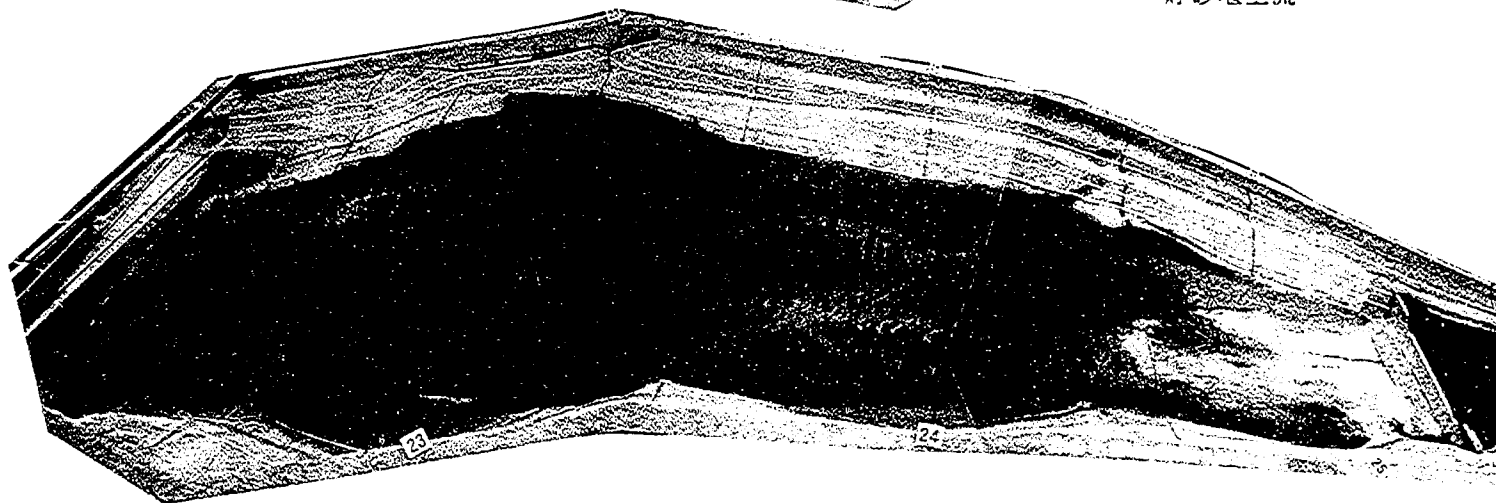
土砂の堆砂状況を写真2-3、2-4、2-5に示す。

③ 〔流量を低下させた場合〕（実験G）

小さい粒径を対象とした堆砂実験に引き続き、流量を $300 \text{ m}^3/\text{s}$ まで低下させたときの流況の変化についてまとめてみる。なお、この時の給砂量は、流量比にあわせるもので $1200 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の給砂量の $1/4$ とした。貯砂堰上流では、主流線沿いに低下している河床に沿って流水が流下する。そして、河床低下部において堆積傾向が促進され、河床も横断にフラットな状態となった。

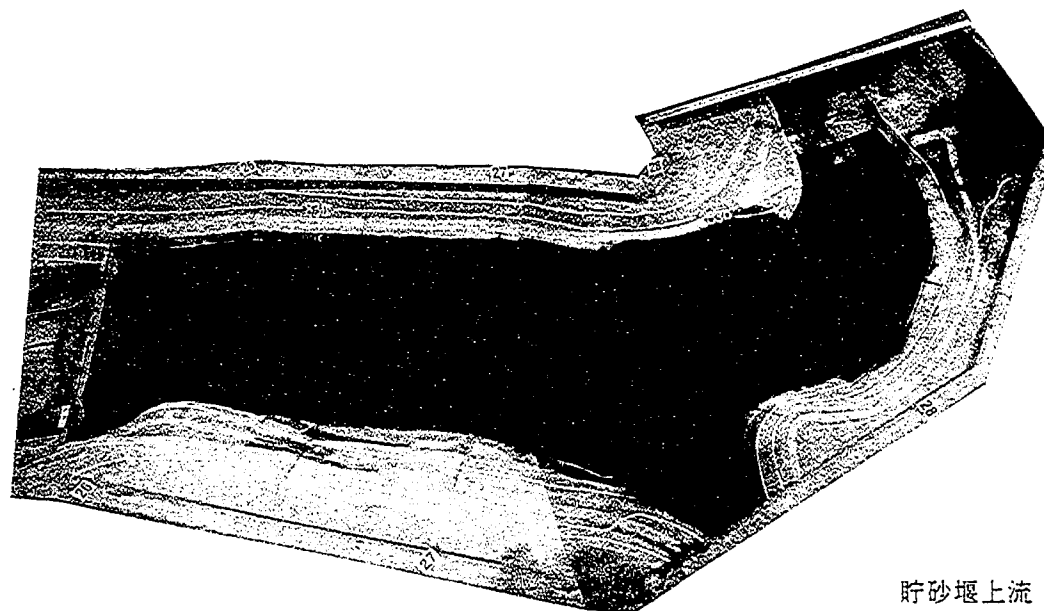


貯砂堰上流

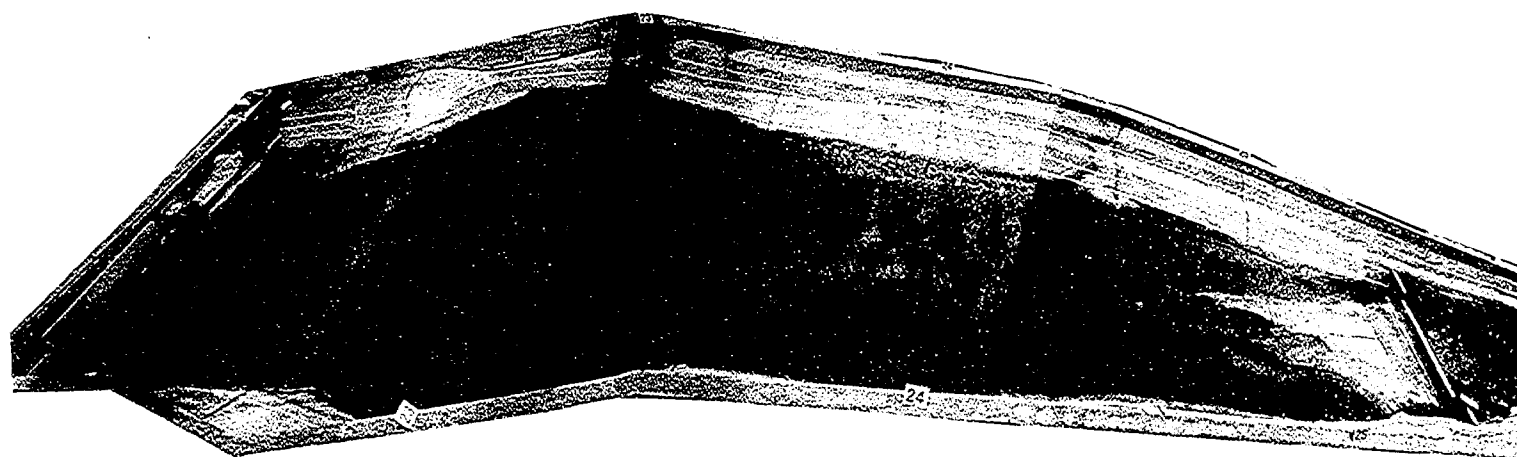


分流堰上流

写真2-3 堆砂状況（実験E-2 通水後）

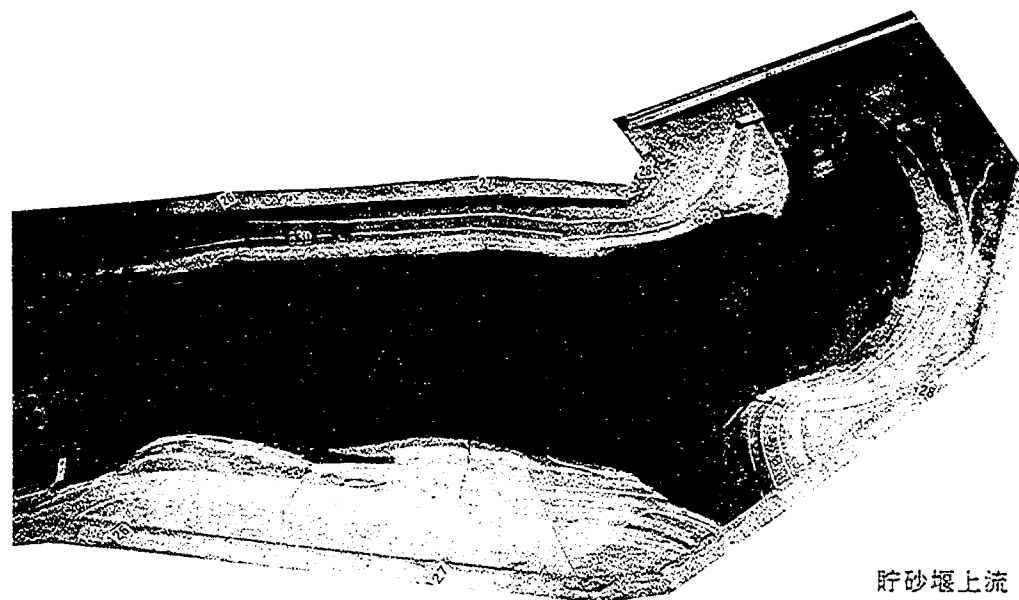


貯砂堰上流

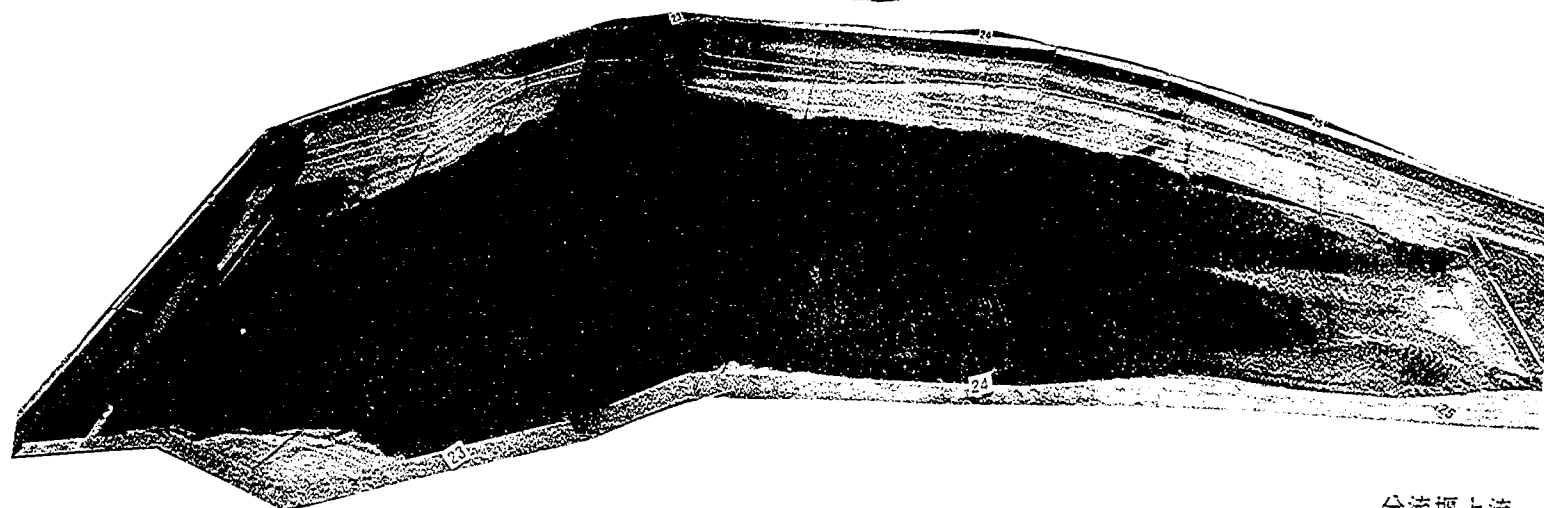


分流堰上流

写真2-4 堆砂状況(実験E-3 通水後)



貯砂堰上流



分流堰上流

写真 2-5 堆砂状況 (実験 E-4 通水後)

(2) 貯砂機能

飯島堰堤より給砂された土砂が貯砂堰上流区間でどの程度捕捉されたかを知ることは、貯砂堰の規模を決定する上で重要な資料となる。2-3-1項の表2-3に実施したケースの土砂の収支を合わせて示してある。

なお、給砂量、堆積土砂量を計算する際試験結果に基づいて、給砂については空ゲキ率を0.4、堆砂については空ゲキ率0.3としている。

表2-3より流下量が1200m³/sの場合、流況の項でも述べたように、貯砂堰上流の河床が安定しているうちに砂が越流するため、貯砂容量としては5~7万m³程度であるが、土砂濃度が大きくなると13万m³程度になる。土砂濃度が同じでも粒径が小さくなると8万m³に低下してしまう。

一方、流下量300m³/sの場合、堆砂の進行に伴って河床が安定するため、砂が貯砂堰を越流するまでに多くの砂を捕捉できている。その量は1200m³/sの3倍近い15万m³に達しているのがわかる。

(3) 堆積形状

ここでは、貯砂堰直上流の河道断面No.27とNo.26の区間を対象に河床が安定した状態での水理量について検討した。実験結果の一部を表2-4にまとめた。

また、図2-16及び表2-5に流砂量の検討結果を示す。

表2-4 断面No.26、27の水理量

ケース番号	No.26			No.27			河床勾配	給砂量 (m ³ /s)
	平均水位 (BL. m)	平均河床 (BL. m)	水深 (m)	平均水位 (BL. m)	平均河床 (BL. m)	水深 (m)		
A	826.42	823.45	2.97	827.61	824.79	2.28	0.0106 (1/94)	1.004
B	827.13	824.07	3.06	828.17	825.67	2.50	0.0127 (1/79)	2.007
D-2	825.02	824.02	1.00	826.73	825.75	0.98	0.0138 (1/72)	0.669

表2-5 流砂量の検討

ケース番号	断面	河道幅 B (m)	q_B 流砂量	h	U_*	n	$\frac{q_B}{U_* d}$	$\frac{U_*^2}{(\sigma/\rho-1)gd}$	R_{**}
A	26	80	0.0125	2.97	1.56	0.0421	0.30	0.26	27.3
	27	90	0.0112	2.82	0.54	0.0435	0.28	0.25	26.6
B	26	80	0.0251	3.06	0.62	0.0485	0.55	0.32	30.3
	27	90	0.0233	2.50	0.56	0.0389	0.54	0.26	27.4
D-2	26	80	0.0084	1.00	0.37	0.0313	0.031	0.011	18.2
	27	90	0.0074	0.98	0.36	0.0341	0.028	0.011	17.7

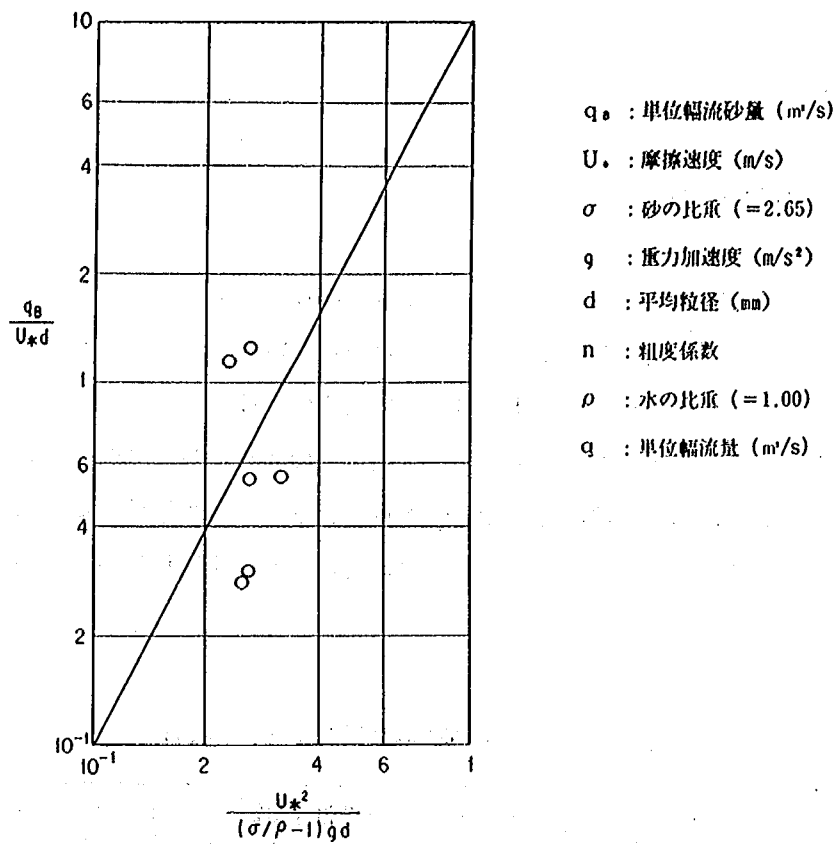


図 2-16 流砂量の検討

また、図 2-17には、各ケースの平均河床の比較をまとめた。

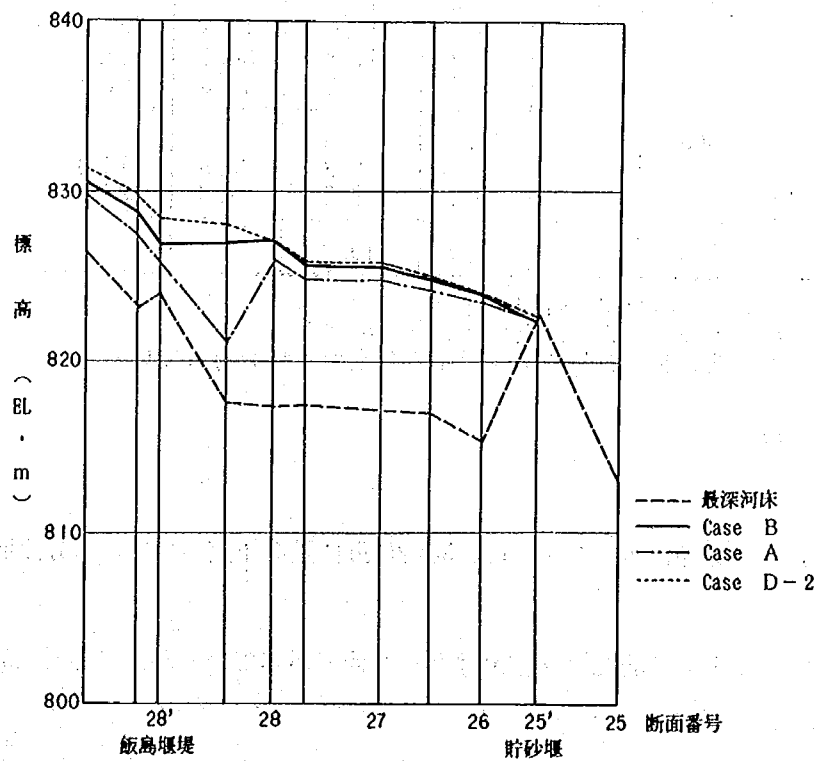


図 2-17 平均河床比較図

図2-17より $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、飯島堰堤下流に堆積土量の増加がみられ、 $1200 \text{ m}^3/\text{s}$ に比べて洗掘が少ないことを示している。

2-4 分流堰の貯砂機能の検討

2-4-1 概 要

本節では、飯島堰堤より給砂を行い、貯砂堰や分流堰に堆砂する堆積形状について調査した結果をまとめた。貯砂堰上流については掃流砂を捕捉するとの観点から、粒径の大きい土砂 ($d_m = 74 \text{ mm}$) を用いた検討を行い、分流堰については、貯砂堰で捕捉されない掃流分、浮遊分を考慮してやや粒径の小さい土砂 ($d_m = 9.4 \text{ mm}$) を用いて検討する方法もあるが、今回はこのように対象区間ごとの粒径分けをせず、貯砂堰、分流堰全区間を対象に同一の粒径で堆砂実験を行い、堆砂形状や堆砂容量について調べた。粒径としては、大きい粒径として平均粒径 $d_m = 74 \text{ mm}$ 、小さい粒径として平均粒径 $d_m = 9.4 \text{ mm}$ を用いている。実験内容は表2-6に示す通りである。

表2-6 分流堰の貯砂機能の実験内容

実験 記号	対象 粒径 (mm)	流量 (m^3/s)	土砂 濃度 (%)	通水 時間 (hr)	給砂総量 (万 m^3)	累加 時間 (hr)	累加 給砂量 (万 m^3)	貯砂堰 堆積量 (万 m^3)	分流堰 堆積量 (万 m^3)
C 2	74	1200	0.3	22.0	31.8	30.8	44.5	20.1	13.2
C 3				36.8	53.2	67.6	97.7	22.9	34.1
D 2	74	300	0.2	21.7	5.2	83.8	20.2	18.6	3.1
E 1	9.4	1200	0.3	7.0	10.1			8.4	2.4
E 2				10.8	15.6	17.8	25.7	12.6	15.3
E 3				12.3	17.8	30.1	43.5	12.6	25.1
E 4				12.4	17.9	42.5	61.4	11.9	30.9
F 1	9.4	300	0.6	11.7	8.5				8.5
F 2				12.1	8.8	23.9	17.3		17.2
F 3				13.7	9.9	37.6	27.2		27.1
G	9.4	300	0.3	27.7	10.0			16.0	34.0

実験記号の数字は時間の経過を表す。
Gの実験は、E 4 に上乗せしたものである。
この他、F' として排砂門配置 B 案の実験を行っている。

2-4-2 流 況

(1) 排砂門A案

配置A案はすでに2-2節に示したように、No.22付近に設置予定されている分流堰の左岸側に配置したものである。

固定床状態で実験したときの流況観察結果は2-2節で述べているが、 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況を再度述べる。(図2-18)

貯砂堰を越流した流水は、射流状態のままNo.4付近まで流下し、その後分流堰の背水の影響を受けて常流となる。主流線は、右岸側よりとなっており、No.23~No.22にかけての左岸側には死水域が形成されてい

る。右岸側を進行した流れは分流堰付近より大きく流向を変化し、排砂門へと流入している。

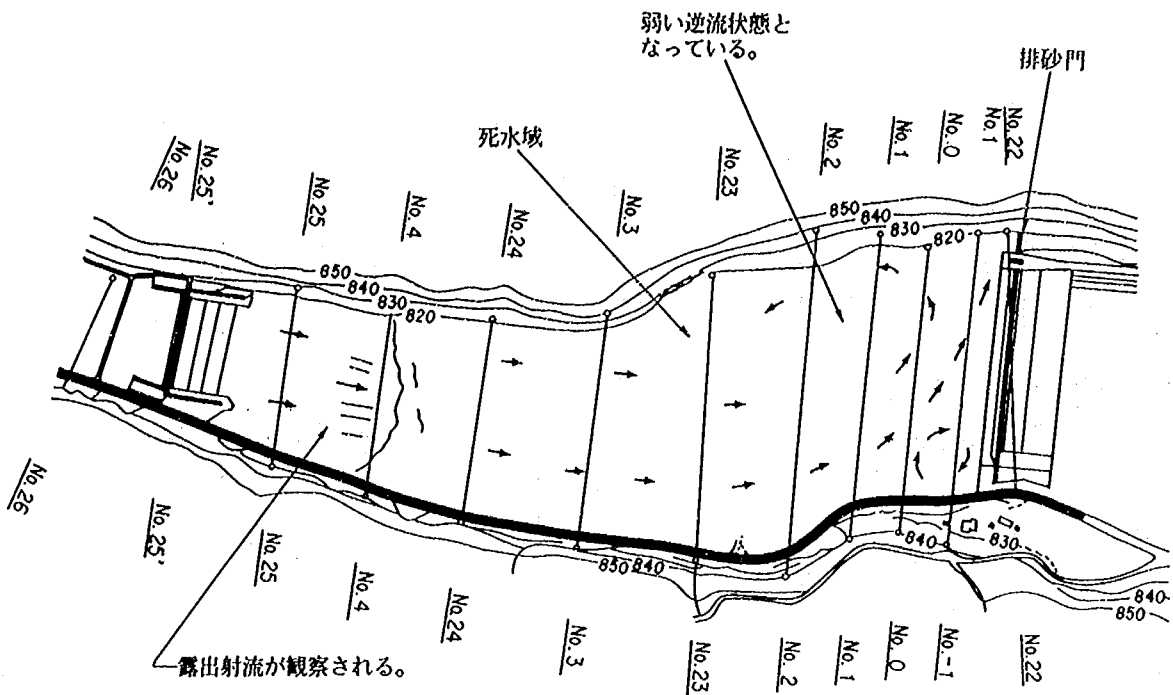


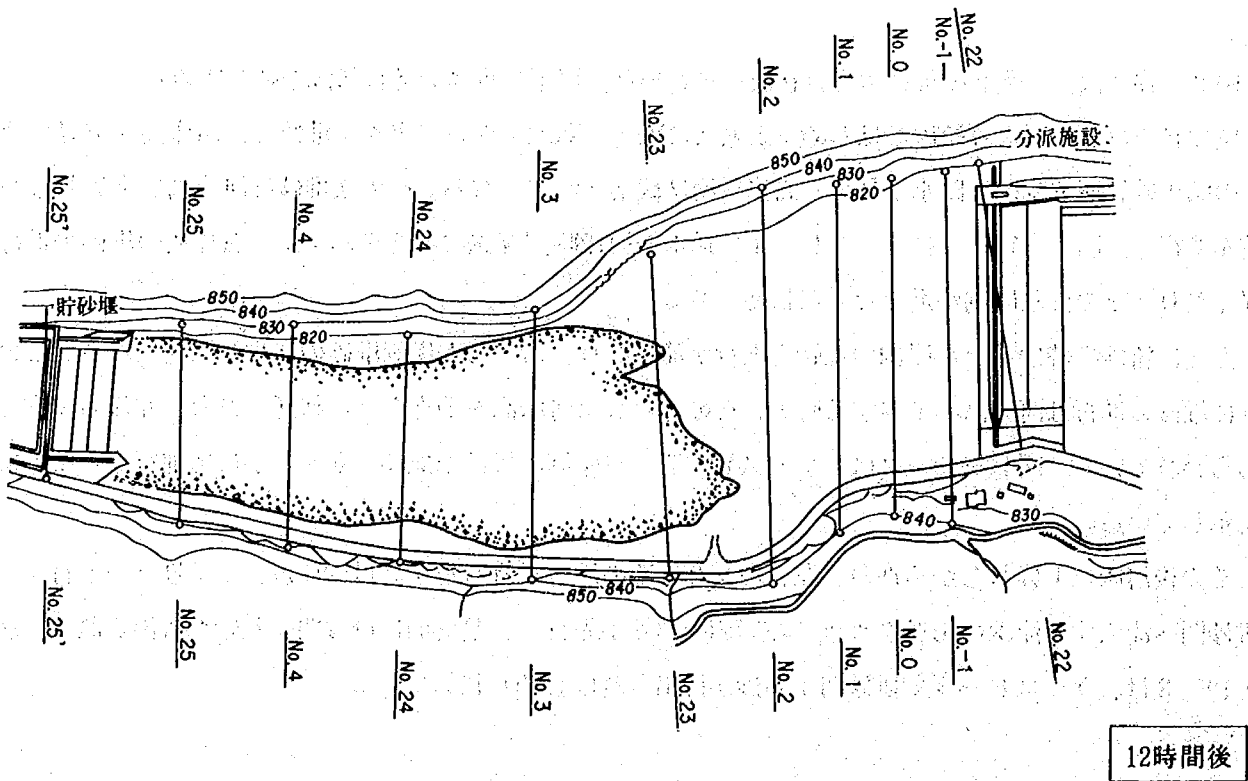
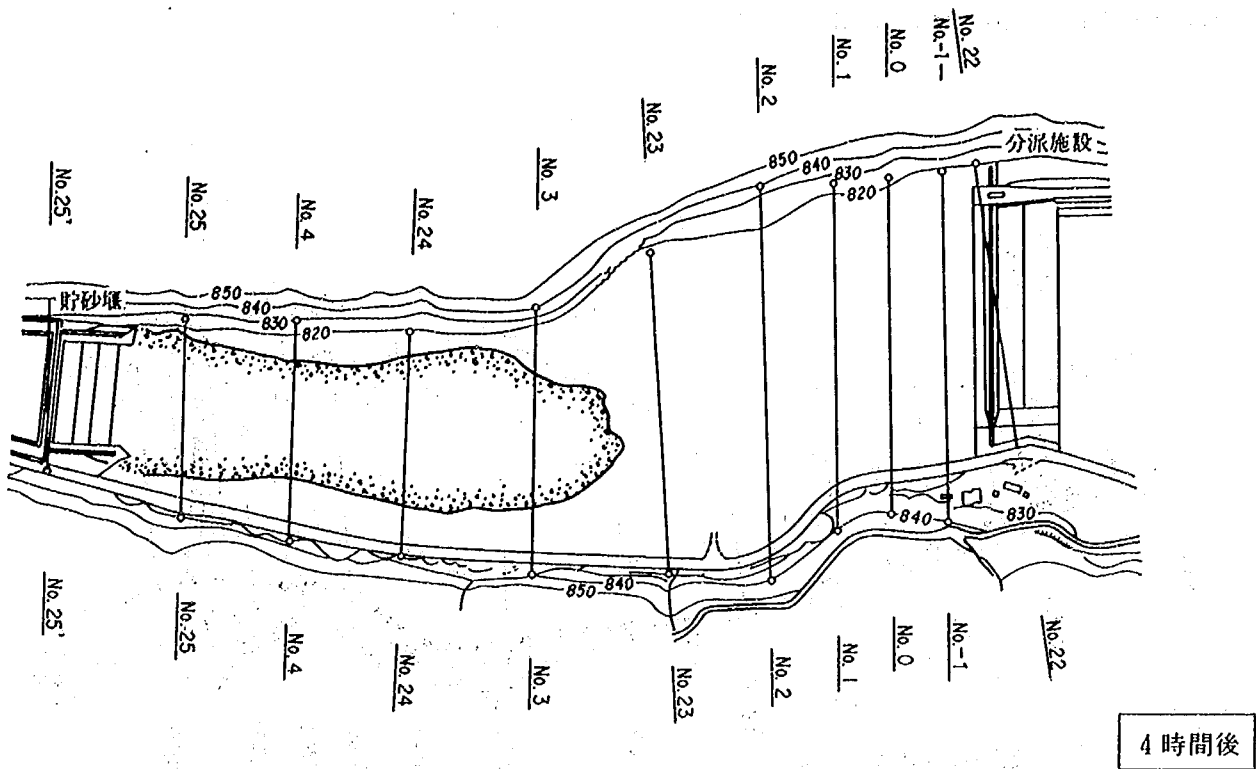
図 2-18 300 m³/s放流時の流況（固定床）

図 2-19には、実験Fの堆砂の進行状況をまとめた。以下に堆砂の進行状況を述べてみる。

実験Fでは貯砂堰より給砂をはじめると最初にNo. 4～No. 24にかけて土砂が堆積し、河床高を上昇させる。この結果貯砂堰下流には跳水が発生し露出射流は観察されなくなる。その後堆砂は河床高を上昇しながら進んで行く。図 2-19-1 にケースF-1で通水後約12時間経過の状態を示すが、右岸側の堆砂の進行が遅くなり、その分左岸側が進みだした状態である。

さらに給砂を続けると左岸側の堆砂の進行が鈍くなり、むしろ右岸側堆砂の進行が活発になる。このように堆砂の進行は河床高を上昇する時と、その上昇した河床高を前進させる状態にあり、左岸右岸交互にあらわれている。図 2-19-2 は、ケースF-2で右岸側の堆砂がNo. 23～No. 2にかけて進行した時の状態を示している。

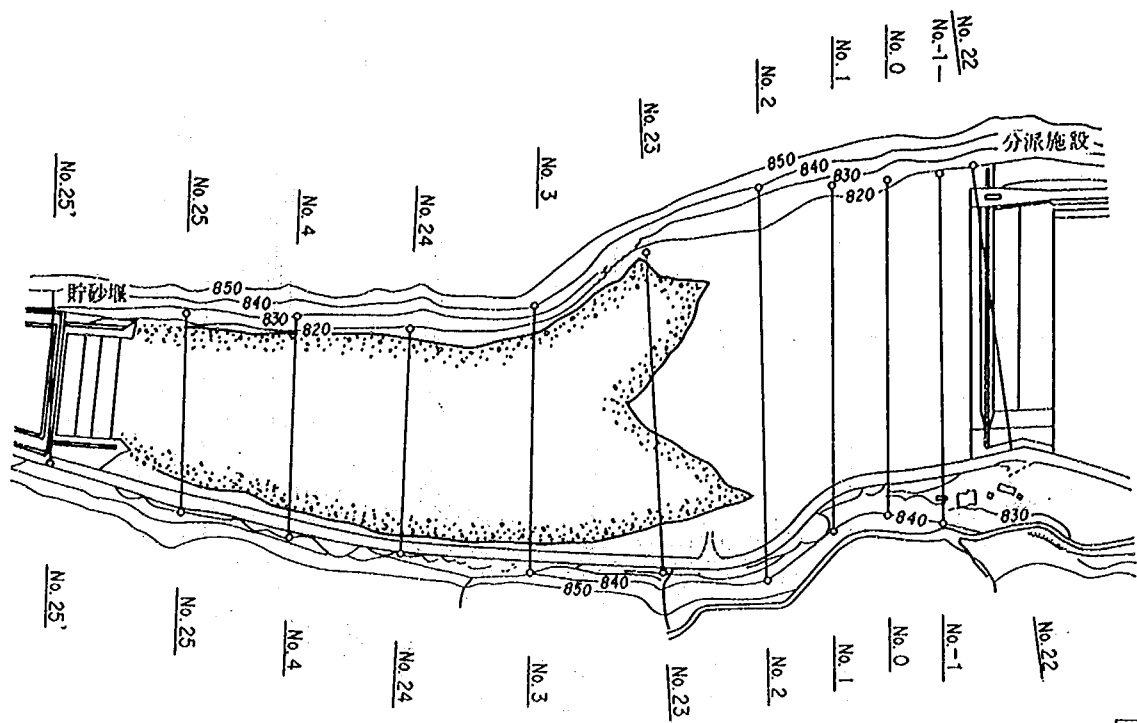
その後河床は上昇しながら進み、左、右交互にその進行を繰り返す。排砂堰近傍まで堆砂が進行すると、排砂門へ流入する流線の影響をうけて左岸側の堆砂が先行し、最終的に排砂門より砂が排出される。図 2-19-3 は、ケースF-3で排砂門から砂が排出されはじめた状態である。



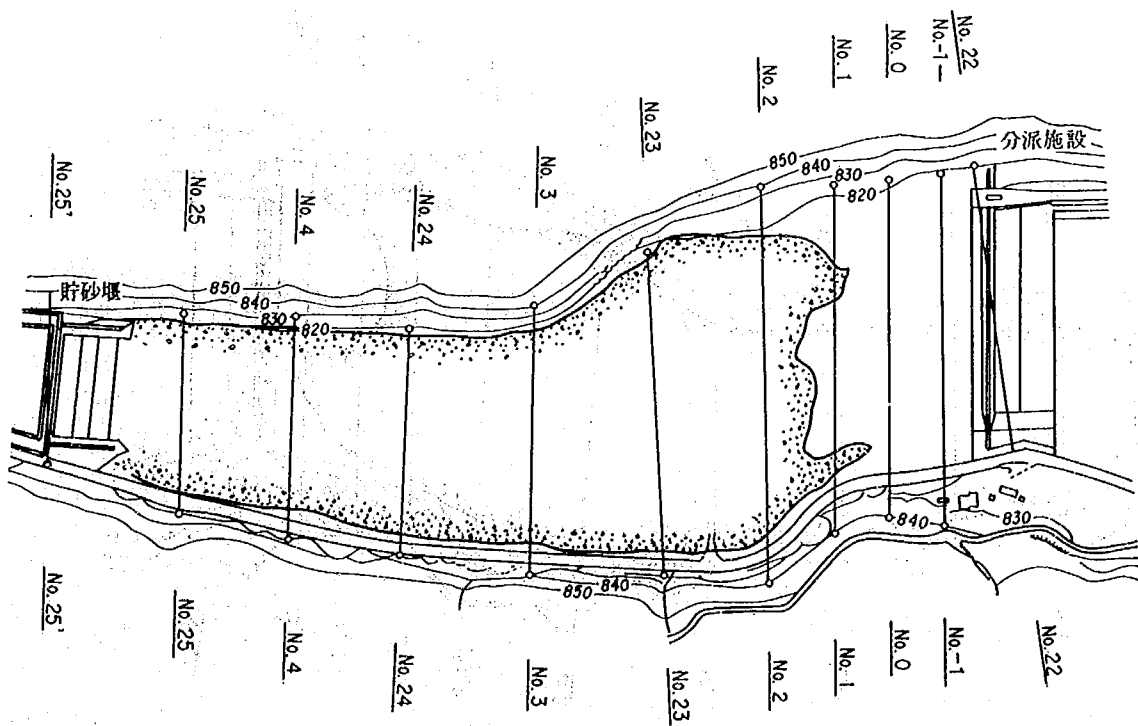
実験番号 F-1

流量 $308.18 \text{ m}^3/\text{s}$
給砂量 $2.007 \text{ m}^3/\text{s}$

図 2-19-1 堆砂の進行状況



6 時間後

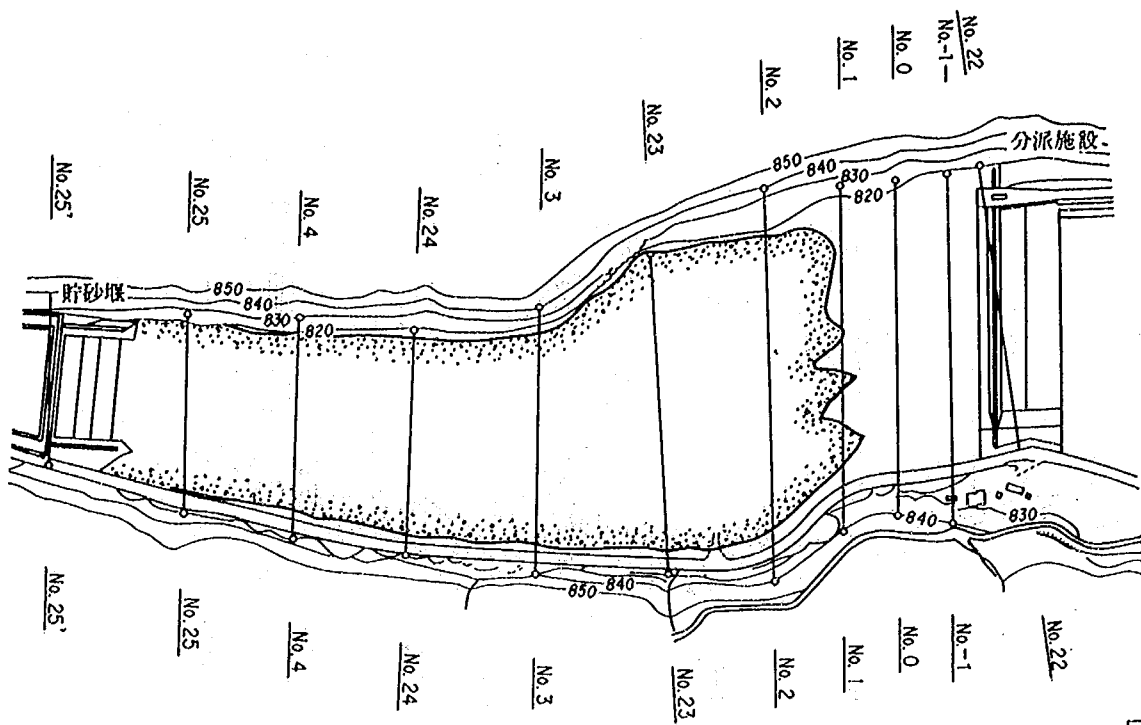


12 時間後

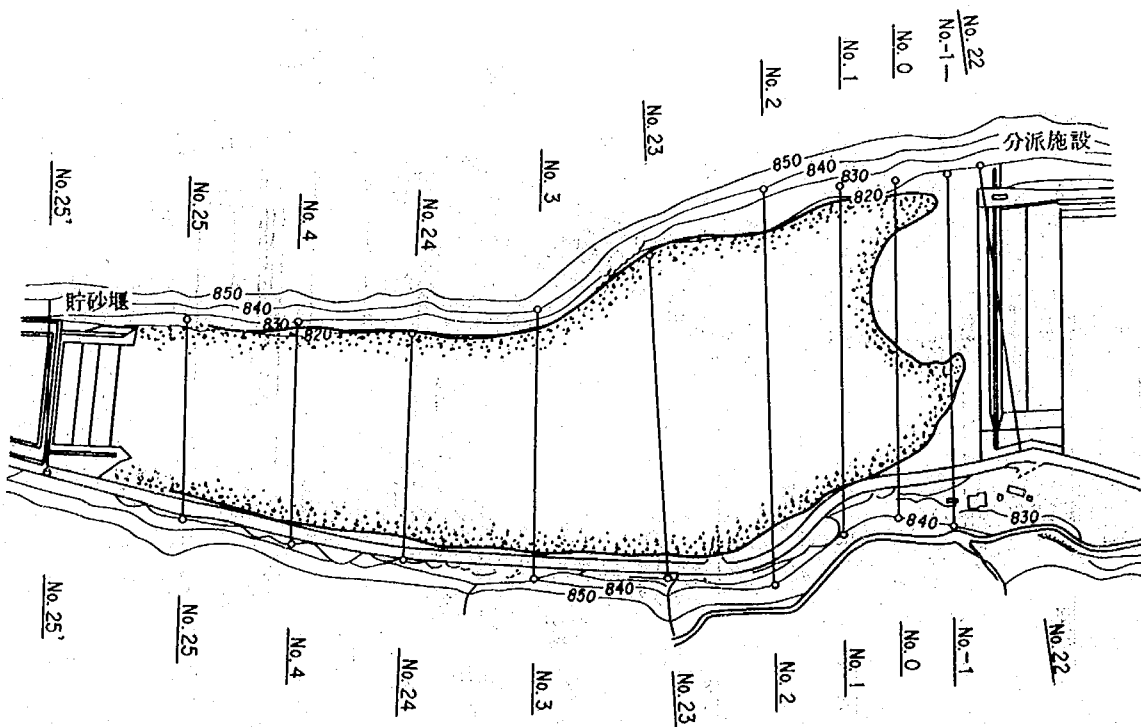
実験番号 F - 2

流量 $305.71 \text{ m}^3/\text{s}$
給砂量 $2.007 \text{ m}^3/\text{s}$

図 2-19-2 堆砂の進行状況



4 時間後



14時間後

実験番号 F - 3

流量 $305.71 \text{ m}^3/\text{s}$
給砂量 $2.007 \text{ m}^3/\text{s}$

図 2-19-3 堆砂の進行状況

表 2-7 に各段階ごとに堆積した土砂量の一覧を示している。

表 2-7 堆積土砂量 (配置 A 案)

実験番号	通水時間 (hr)	給砂総量 (万 m ³)	累加通水時間 (hr)	累加総流量 (万 m ³)
F-1	11.73	8.47	—	—
F-2	12.12	8.76	23.85	17.23
F-3	13.70	9.90	37.55	27.13

流量が大きい場合 (1200 m³/s) の移動床の流況を図 2-20 に示す。

この場合、粒径の大小による流れの状況比較をしてみると次のようになる。

① (大きい粒径の場合) (実験 C)

貯砂堰より越流した土砂は、No. 4 ~ No. 24 にかけて堆積するため、No. 24 付近の水位が上昇する結果、貯砂堰下流で観察された露出射流が上流に進行する。

その後、No. 24 付近の堆積による河床上昇に伴う水位上昇は、貯砂堰直下流に跳水を発生させ、露出射流は観察されなくなる。デルタの進行は、河床高を上昇させながら右岸側に形成されている主流線沿いに進んで行く。主流線沿いに進行したデルタは、分流堰右岸側より土砂が越流する。

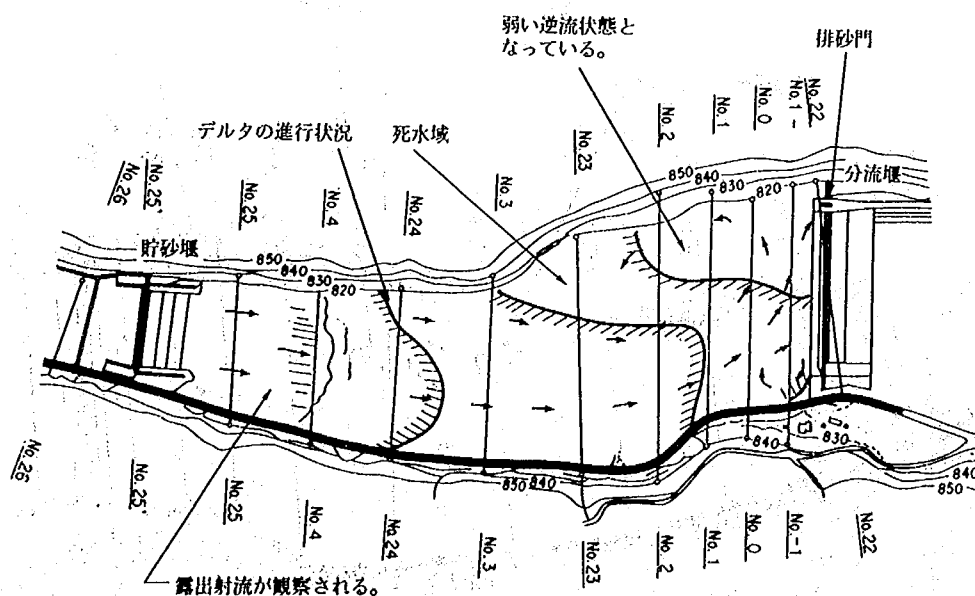


図 2-20 移動床流況図 (1200 m³/s 流下時)

図 2-20 からわかるように、給砂を継続すれば分流堰付近に堆積した土砂は堰沿いに進行し排砂門付近までデルタが達し、排砂門からも多量の土砂が流出すると考えられる。本実験では、排砂堰より砂が一部越流した状態で通水をやめており、上述した流況は確認していない。実験終了時での貯砂堰下流

の水位は、堆砂による河床上昇のため水位が上昇し、もぐり越流に近い状態であった。

土砂の堆積状態を2-3-2(1)の写真2-1、2-2に合せて示す。

② (小さい粒径の場合) (実験E)

貯砂堰下流では、固定床実験で観察された露出射流の終端付近より堆積し始める。土砂が堆積するにつれ河床高の上昇に伴う水位上昇があり、貯砂堰下流での露出射流の範囲は小さくなるが、安定河床が形成されても露出射流状況は、観察された。これは、堆積による河床上昇が大きい粒径に比べて低いことを示している。分流堰上流の河床には、所々砂澁が形成された。砂澁の規模を計測すると、実物換算値で高さが1~2.5m、波長が5~7m程度であった。

土砂の堆積状況を写真2-3~2-5に示す。

③ (流量を低下させた場合) (実験G)

貯砂堰下流では、1200m³/s放流時で観察された露出射流は消え、堰直下に安定した跳水を発生させている。この結果、この付近も堆積傾向となり、河床が全般的に上昇する結果となった。分派施設付近では、流水が排砂門だけから流出するため排砂門より多量の土砂が流出する。排砂門付近の河床は局所的な流れのため低下しているが、それも局所的な範囲にとどまっている。

(2) 排砂門B案

配置B案は排砂門の位置を上流に移動した場合の調査である。実験は配置A案で行った内容と全く同じである。固定床状態で放流したときの流況観察結果は2-2節で述べているが、300m³/s放流時の流況を再度述べる。

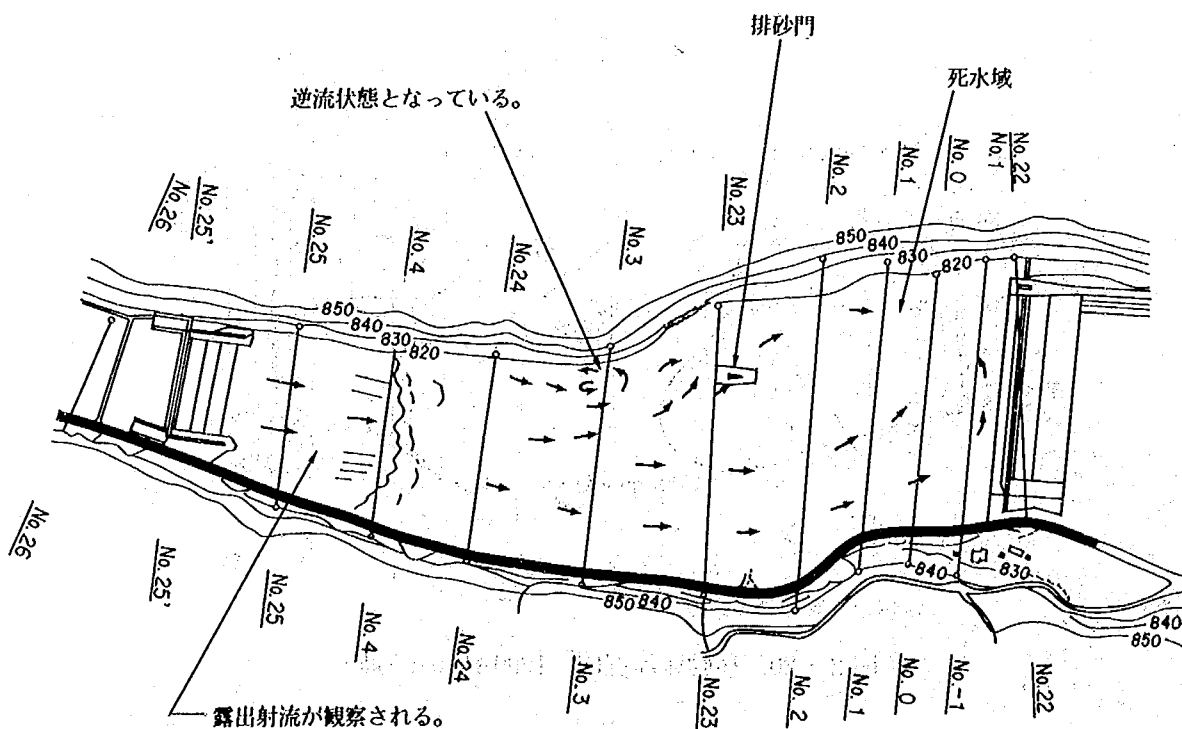


図2-21 300m³/s放流時の流況(固定床)

貯砂堰を越流した流水は図2-21に示すように配置A案と同じように、No.4付近まで射流状況となっており、その後分流堰の背水の影響をうけて常流となっている。主流線は右岸側となっているが、排砂門付近で流線の一部が大きく変向し、排砂門方向へ流入している。排砂門下流には右岸側にみられた流線が、分流堰付近より迂回するため一部逆流域が形成されるのも、排砂門で形成された流線により相殺されよどみ状態となっている。

図2-22には、堆砂き進行状況についてまとめた。以下に排砂の進行状況を述べてみる。

ケースF'-1は12時間通水後の状態であるが、この状況はケースF-1の河床進行状況と類似している。右岸側の堆砂が先行しており左岸側はやや遅れている。その後右岸側の堆砂の高さが上昇するにつれて左岸側の堆砂が進行しはじめ、その先端は排砂門の方向に進行しはじめる。この状態がケースF'-2である。実験はこの段階で終了している。

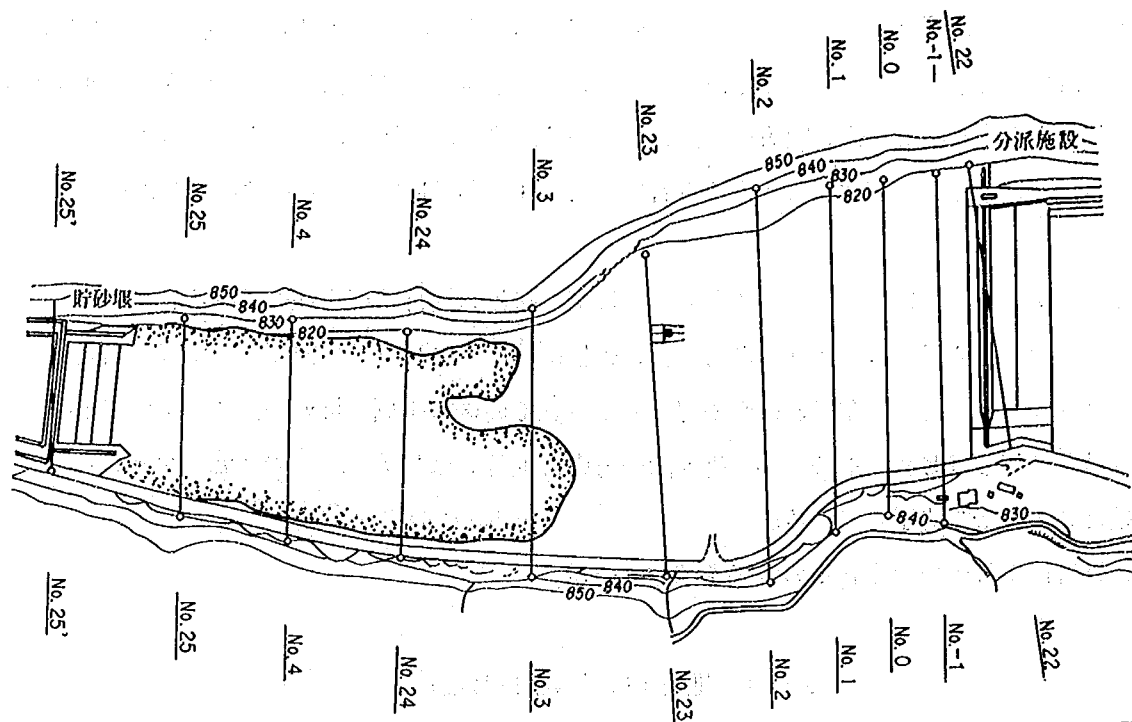
表2-8には各段階毎の堆積土砂量の結果を示している。

表2-8 堆積土砂量（配置B案）

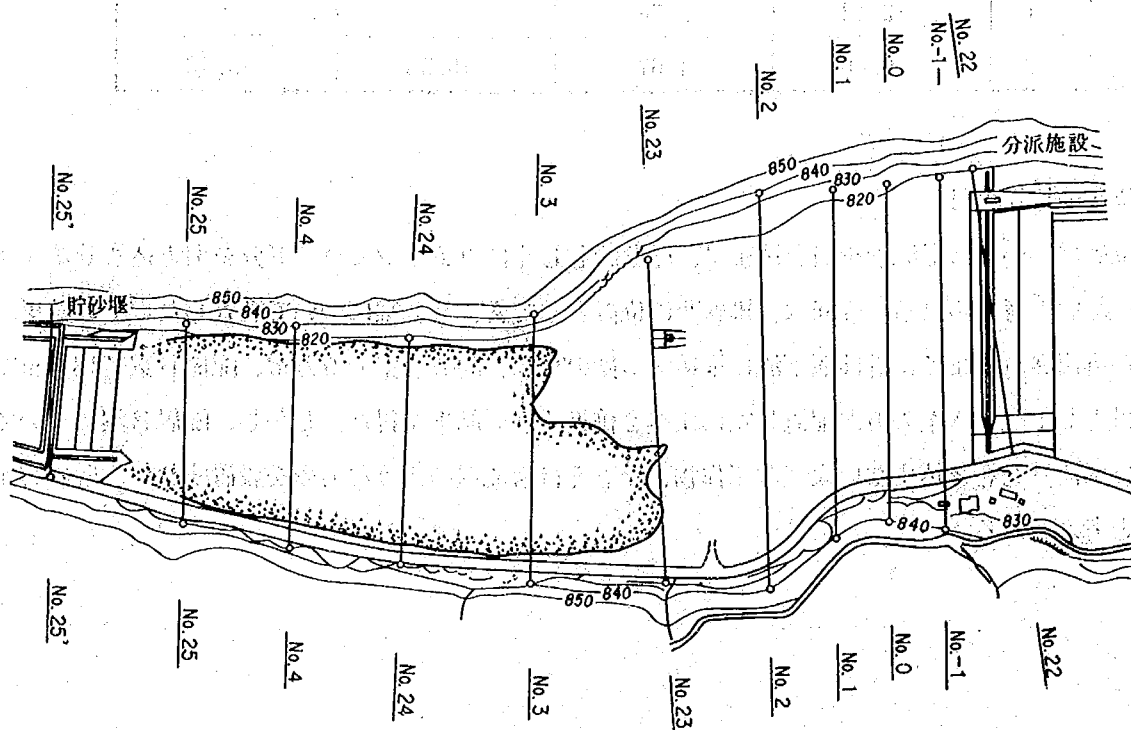
実験番号	通水時間 (hr)	給砂総量 (万 m ³)	累加通水時間 (hr)	累加総流量 (万 m ³)
F'-1	12.12	8.76	—	—
F'-2	6.46	4.67	18.58	13.43

(3) 排砂門位置の比較検討

排砂門の位置については掃流砂を引き込まず、浮遊砂もしくはウォッシュロード分を引き込ませるよう位置が望ましいと考えられる。今回は、排砂門の位置としてA、B2案について調査した。その結果、吞口より砂が排出されるまでに貯砂堰下流に堆積する砂の量は、配置A案で27万m³、配置B案で13万m³であり、堆積量として配置A案の方が配置B案に比べ2倍近く多い結果を得た。しかし、配置B案についても吞口付近に掃流砂を巻き込まないような工作物、たとえば導流壁のようなものを設置すれば、貯砂容量も増大すると考えられる。



5 時間後

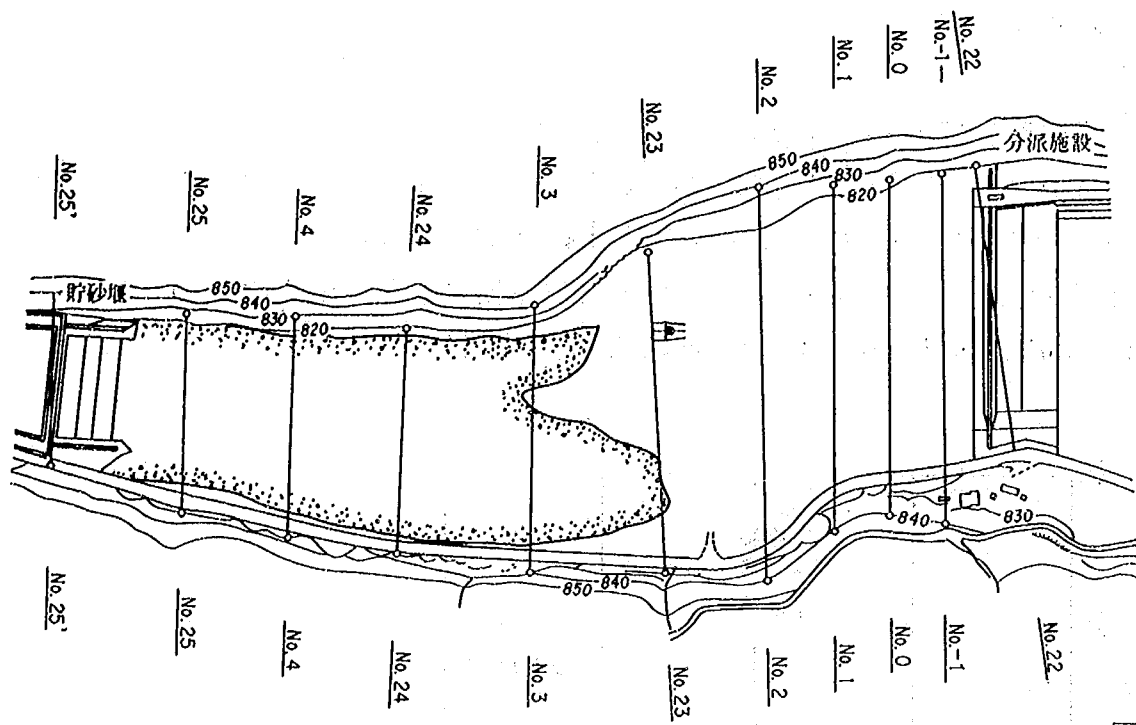


9 時間後

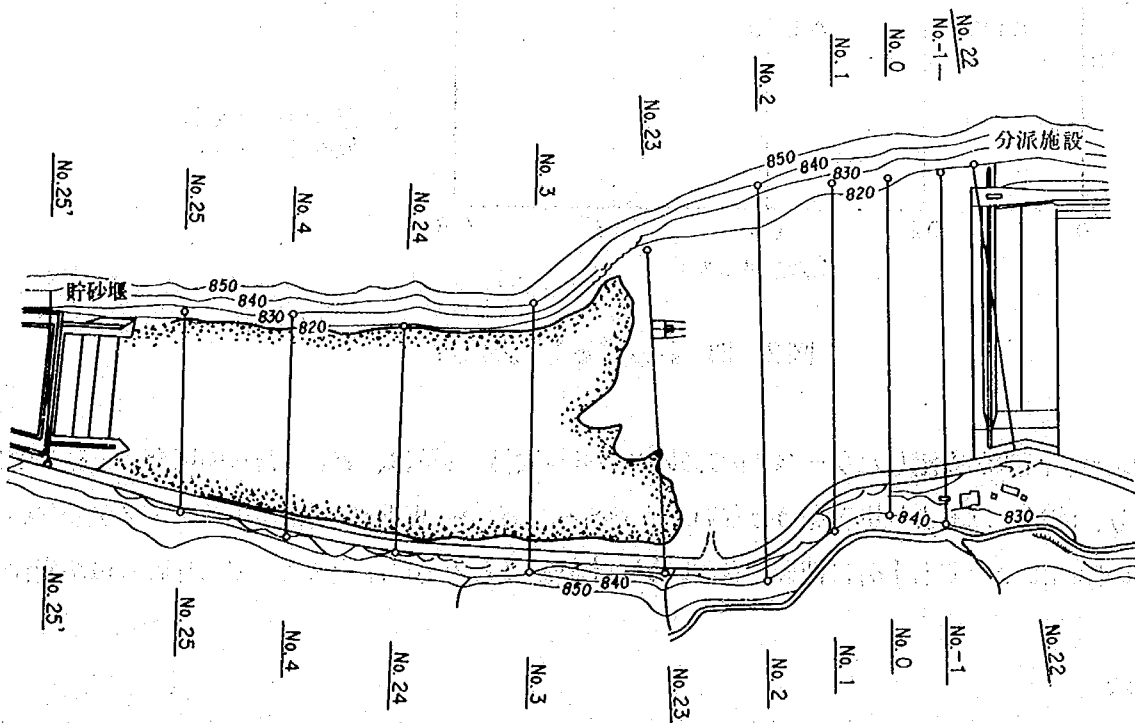
実験番号 F' - 1

300 m³/s の場合

図 2-22-1 堆砂の進行状況



2 時間後



6 時間後

実験番号 F' - 2

300 m³/s の場合

図 2-22-2 堆砂の進行状況

2-4-3 貯砂機能

(1) 堆積土砂量

貯砂堰や分流堰で貯留できる土砂量を知ることが、堰の規模を決める上で重要な資料となる。しかしながら、貯砂容量は粒径や土砂濃度に大きく影響をうけることが知られており、これまで土砂濃度と流量及び粒径をパラメータに堆砂実験を行い、貯砂容量に与える影響について調査してきた。

2-4-1項の表2-6には、実施した実験の土砂収支の関係について合わせてまとめている。

図2-23に、河床が安定したケースでの分流堰および貯砂堰の貯砂容量について示している。

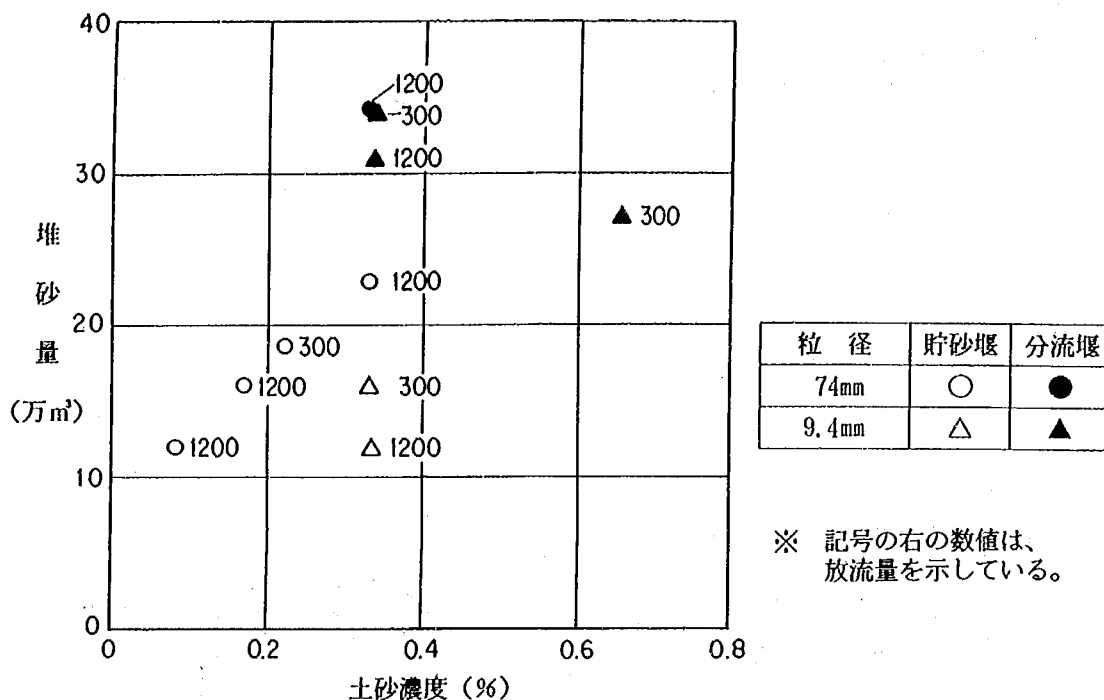


図2-23 貯砂容量と土砂濃度

図2-22より、河床が安定したケースでの貯砂堰における貯砂容量は、 $d_m = 74\text{mm}$ の場合、土砂濃度に比例しており、流量にはあまり影響をうけないようである。 $d_m = 9.4\text{mm}$ の場合によるケースが少ないことから、その傾向についても十分に把握できないが、土砂濃度とともに流量によっても貯砂容量が変化する。

(2) 堆積形状

図2-24は、平均河床を示している。図2-23に示したケースは、C-3、E-4、Gであり、C-3は、 $d_m = 74\text{mm}$ で $1200\text{m}^3/\text{s}$ を、E-4は、 $d_m = 9.4\text{mm}$ で $1200\text{m}^3/\text{s}$ を放流したものであり、Gは、E-4通水後の河床に重ねて $300\text{m}^3/\text{s}$ を流した河床である。いずれも安定した状態の河床である。

図2-23より、貯砂堰～分流堰の区間における河床は、ケースごとの差はない。一方、飯島堰堤～貯砂堰においては、E-4において飯島堰堤下流で河床が低下している。このような河床の低下は、貯砂容量にも影響を与えるもので、貯砂容量が粒径の小さい場合には流量にも影響を与えられることを示している。

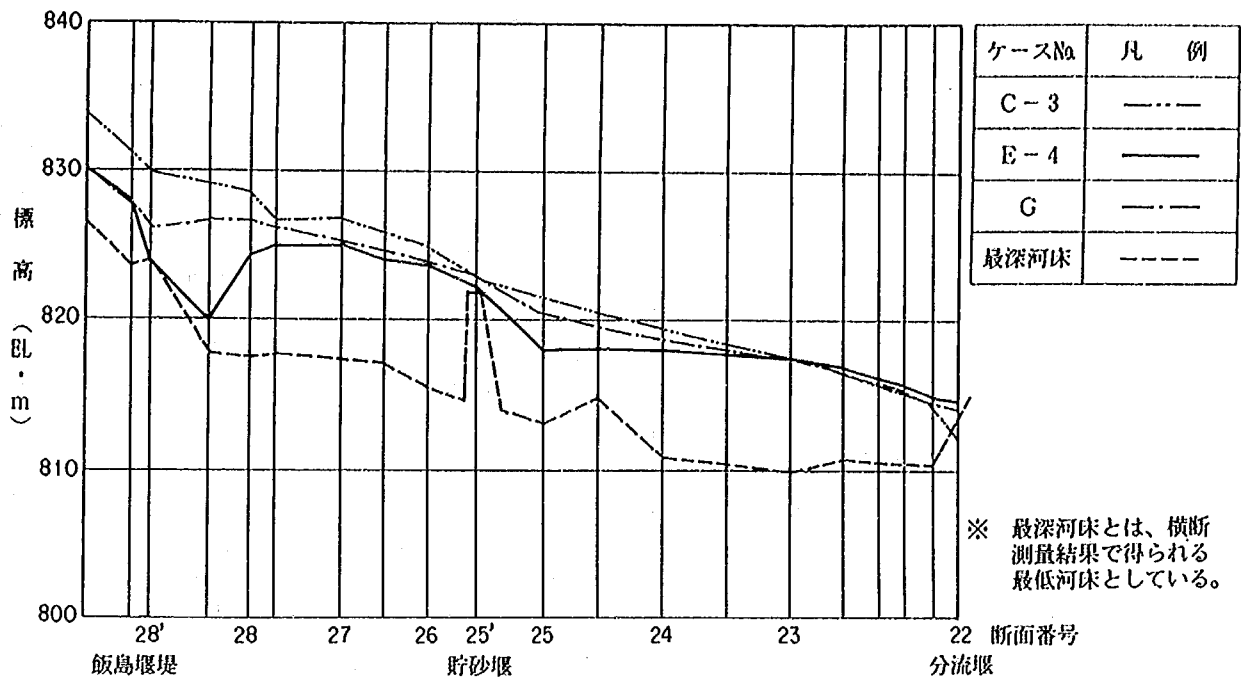


図 2-24 平均河床比較図

次に堆積形状について貯砂堰および排砂堰において等巾とみなせる区間を対象に、その断面間の水理量についてまとめた。

結果を表 2-9、表 2-10 に示す。

R/d と τ_* から判断すると、河床形態は Upper regime 領域となっている。流況からもフラットな河床を形成しているのがわかる。

表 2-9 断面の水理量(1)

実験 番号	給砂量 (m^3/s)	貯砂堰上流について (区間距離=95m)				
		No.26		No.27		河 床 勾 配
		平 均 水 位 (EL. m)	平 均 河 床 (EL. m)	平 均 水 位 (EL. m)	平 均 河 床 (EL. m)	
C-3	4.015	825.34	825.08	828.84	826.84	0.0185 (1/54)
E-4	4.015	825.69	823.70	826.56	825.11	0.0148 (1/67)
G	1.004	824.73	824.04	826.00	825.27	0.0129 (1/77)

実験 番号	給砂量 (m^3/s)	分流堰上流について (区間距離=140m)				
		No.26		No.27		河 床 勾 配
		平 均 水 位 (EL. m)	平 均 河 床 (EL. m)	平 均 水 位 (EL. m)	平 均 河 床 (EL. m)	
C-3	4.015	818.78	817.64	820.92	819.56	0.0137 (1/73)
E-4	4.015	818.87	817.54	820.00	818.03	0.0035 (1/280)
G	1.004	817.69	817.52	819.40	818.68	0.0083 (1/120)

※ ケース G は、ケース E-4 通水後に重ねて実施している。

表2-10 断面の水理量(2)

実験 番号	断面	河道巾 B (m)	流砂量 q_B'	h	U_*	n	$\frac{q_B}{U_* d}$	$\frac{U_*^2}{(\sigma/\rho - 1) g d}$	R_{*s}
C-3	貯	26	80	0.0502	2.26	0.69	0.046	0.98	34.1
	上	27	90	0.0446	2.00	0.60	0.032	1.00	29.6
	分	23	190	0.0211	1.14	0.39	0.023	0.73	19.2
	上	24	120	0.0335	1.36	0.43	0.020	1.06	21.0
E-4	貯	26	80	0.0502	1.99	0.54	0.026	9.60	3.5
	上	27	90	0.0446	1.45	0.46	0.017	10.00	3.0
	分	23	190	0.0211	1.33	0.21	0.015	10.15	1.4
	上	24	120	0.0335	1.97	0.26	0.018	13.25	1.7
G	貯	26	80	0.0126	0.69	0.30	0.016	4.39	1.9
	上	27	90	0.0112	0.73	0.30	0.020	3.79	2.0
	分	23	190	0.0053	0.17	0.12	0.003	4.63	0.7
	上	24	120	0.0084	0.72	0.24	0.021	3.57	1.6

 h : 水深

平均水深 - 平均河床

 i : 河床勾配 U_* : 摩擦速度

$$\sqrt{g h i}$$

 B : 河道巾 n : 粗度係数

$$\frac{B h^{5/3} i^{1/2}}{Q}$$

 d : 平均粒径 σ/ρ : 砂の水中比重 (=1.65) R_{*s} : 粒子レイノルズ数

$$\frac{U_* d}{\nu}$$

 g : 重力加速度 ν : 動粘性係数

(3) 評価

本節は、美和ダムの堆砂恒久対策の1つとして貯砂堰や分流堰を利用して排砂する場合の排砂効果等について、検討を行ったものである。その結果、貯砂堰や排砂堰を設計する上で重要な指標となる貯砂容量については、粒径や土砂濃度によって変化するとともに、流量変化に伴う局所的な洗掘が貯砂容量の低減につながる事がわかった。そして、貯砂堰の容量については、12万 m^3 ~22万 m^3 の範囲に、分流堰のそれは27万 m^3 ~35万 m^3 の範囲にあり、与える水理条件によって大きく変化する結果を得た。以下に、貯砂容量と貯砂容量に影響を与えると考えられる水理量との関係を示した。

以上の検討から、貯砂堰および分流堰とも、計画で必要とされる貯砂容量を確保することは困難であり、それぞれの堰の位置、規模を変更する必要があると判断される。

表 2-11 貯砂容量の特性

	貯 砂 堰 貯 砂 容 量	分 流 堰 貯 砂 容 量
粒 径	粒径の大きい方が、貯砂容量は増加する。	粒径には、あまり影響を受けない。
土砂濃度	土砂濃度が大きいほど、貯砂容量は増加する。	土砂濃度には、あまり影響を受けない。
流 量	流量が小さい方が、均一に堆砂するため、貯砂容量は増加する。	流量が小さい方が、均一に堆砂するため、貯砂容量は増加する。

2-5 貯砂堰および分流堰の実施設計案の機能

2-5-1 概 要

前節までの検討で、貯砂堰および分流堰の貯砂能力について一応の評価が得られた。この成果を踏まえて、貯砂堰および分流堰の位置および越流部標高を変更した。

本節では、この変更された施設の機能の確認のため水理実験を主体に検討を実施する。模型は前節で使用了模型の一部を改造して使用する。

貯砂堰の検討では、前節で実施した条件と同じ流砂量ならびに流砂量を飯島堰堤上流より供給し、河床および水面形を測定して貯砂能力を確認した。分流堰についても貯砂堰と同様に貯砂堰下流より所定の流量ならびに流砂量を供給し、河床および水面形を測定して分流堰の貯留能力を調査した。

実験内容を表 2-12 に示す。

表 2-12 実験内容（貯砂容量）

項 目	内 容	計 測 概 要	備 考
貯砂堰	300 m ³ /s、1200 m ³ /sを対象に固定床における水理量と堆砂量の検討	水位、河床、流況	飯島堰堤より給砂 給砂土砂濃度は 0.333%
分流堰			貯砂堰より給砂 給砂土砂濃度は 0.333%

2-5-2 検討結果

貯砂堰・分流堰に係る検討は、貯砂容量をはじめ堆積形状や流況等について前節までで実施しており、成果を得ている。

しかし、表 2-13 に示すような内容が変更となったため、今回再度実験を実施することとした。

表2-13 変 更 内 容

	位 置	天 端 標 高	水 通 し 幅
貯砂堰	No.25' → No.25	EL. 823 → EL. 822.5	70 → 100.3
分流堰	No.22M → No.22	EL. 815 → EL. 816.5	150 → 160

なお、計画上貯砂堰の貯砂容量は、20万 m^3 を分流堰の貯砂容量は52万 m^3 を見込んでいる。

実験は固定床においてははじめに水位を計測した。この結果、貯砂堰の背水はNo.7付近より、また、分流堰の背水は、No.2付近により期待できることがわかった。堆砂実験は、前節と同様に、土砂濃度0.33%として貯砂堰に対しては飯島堰堤より、分流堰に対しては貯砂堰より給砂するもので、300 m^3/s 、1200 m^3/s を対象に満砂になるまで実験を実施した。

表2-14には堆砂量の結果をまとめた。

表2-14 土 砂 収 支

実 験	対象粒径 (mm)	流 量 (m^3/s)	給 砂 量 (m^3/s)	土砂濃度 (%)	通水時間 (hr)	給砂総量 (万 m^3)	堆積土砂量 (万 m^3)	
							飯島堰堤 ～貯砂堰	貯砂堰 ～分流堰
H (貯砂堰)	9.4	301.5	1.004	0.330	71.1	23.8 (14.3)	23.3 (16.3)	—
I (貯砂堰)		1203.6	4.015	0.336	13.8	14.3 (8.6)	11.1 (7.8)	—
J (分流堰)		304.5	1.004	0.330	68.0	59.8 (35.9)	—	55.6 (38.9)
K (分流堰)		1189.6	4.015	0.338	21.1	46.0 (27.6)	—	38.4 (26.9)

表2-14の堆積土砂量は土砂の堆積が安定した状態での値である。また表中の()内の数値は、給砂量、堆積土砂量それぞれ空隙率0.4および0.3を考慮する前の実質土量を示している。表2-14より、1200 m^3/s 流下時では、その堆砂形状が不完全なため計画より大幅に少ない堆砂量であるが、300 m^3/s 流下時には、貯砂堰、分流堰の変更により貯砂能力は増加していることがわかる。計画堆砂量は貯砂堰で20万 m^3 、分流堰で52万 m^3 としており、洪水波形を考慮すれば、今回の結果はほぼ計画堆砂容量を満足すると判断される。

2-6 分流堰の貯砂機能向上の検討

2-6-1 概 要

美和ダム堆砂恒久対策は、美和ダムに流入する土砂を貯砂堰ならびに分流堰により貯留することで対応

している。すでに行われた検討では貯砂容量を有効に確保するための調査検討が行われており、貯砂堰、分流堰の規模等については一応の結論を得ている。本節では前節で得られた形状のうち、分流堰の貯砂容量をできるだけ多く確保するとともに、排砂門に土砂をできるだけ流入させないことを目的に、検討した結果をまとめるものである。実験は排砂門近傍に設置したトラップ堰および河道内に設置した導流堤等の浮遊砂捕捉設備について検討する。

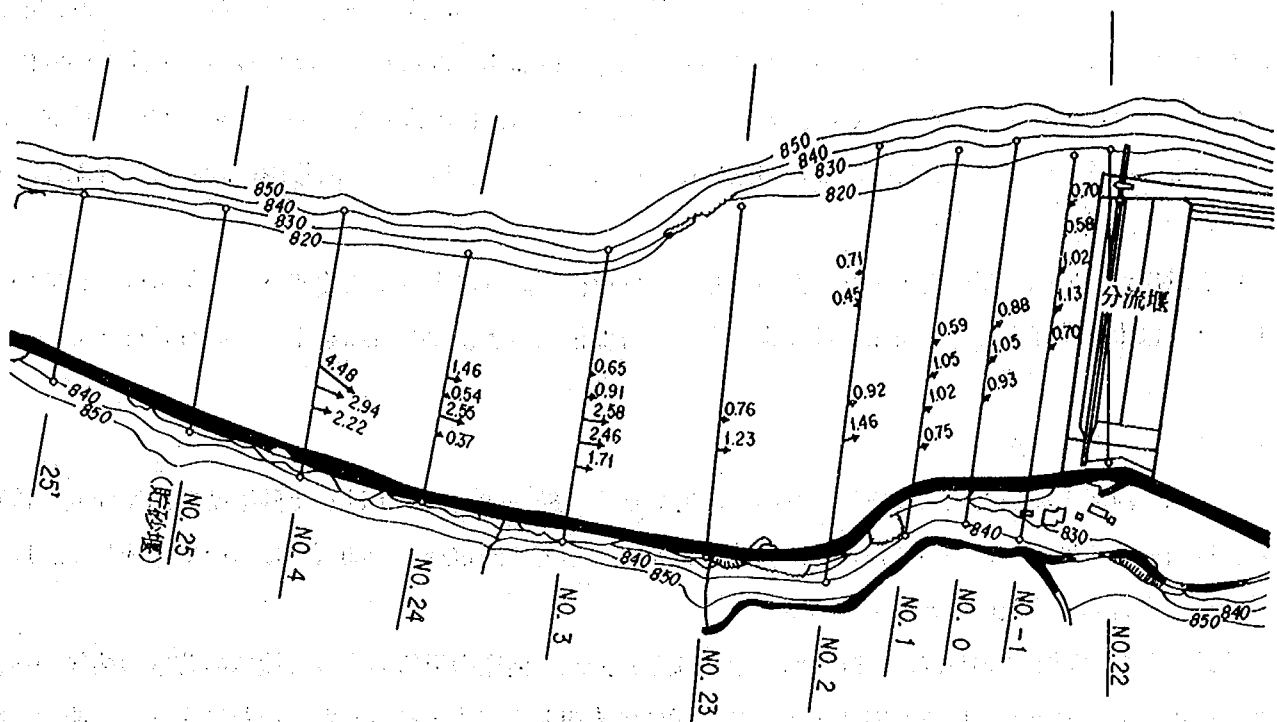
堆砂量についてはすでに実施された実験より、土砂粒径や流量によって変化することが指摘されている。本実験では土砂粒径として 9.4mm、対象流量として 720m³/s および 300m³/s を用いて検討を行っている。

2-6-2 流 況

実験は分流堰上流を対象に実施したもので、貯砂堰より粒径 9.4mm の土砂を土砂濃度 0.3% 程度で給砂し、堆積形状や堆砂量について調査した。流量は基本として 720m³/s、300m³/s について実施した。以下堆砂形状を含めた流況の概要をまとめる。

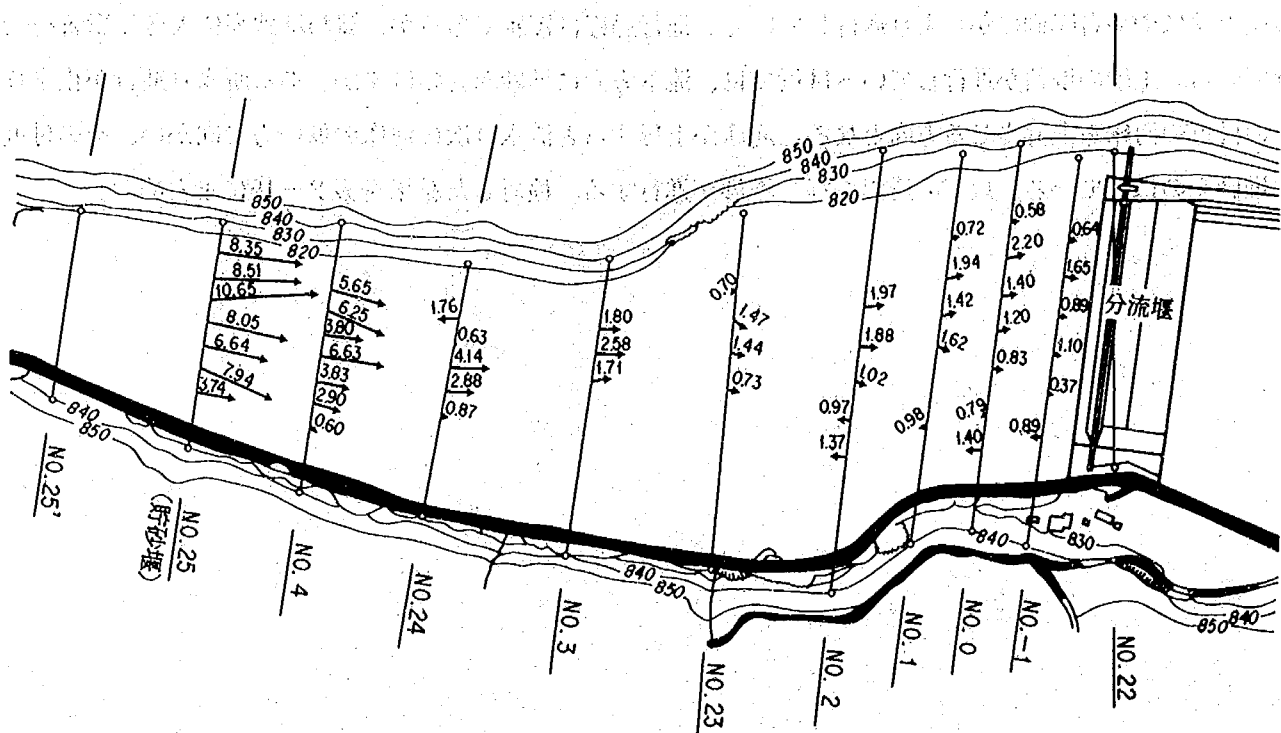
給砂をしない固定床の状況は、貯砂堰より越流した流水は河床の影響および分流堰の背水の関係から、暫く射流状態で流下している。図 2-25、2-26 には流速および流況を示した。それによると、流水は貯砂堰越流後ゆるやかに右岸側にかたよりながら、分流堰に向かっている。排砂門付近はよどみ域となっており、一部逆流域に近い状態となっている。このような状況下で貯砂堰より土砂を流入した。

給砂直後は土砂は射流状況の部分を下流し、常流に変化する付近に堆砂する。その後堆砂した付近の河床は上昇拡大し水位を上昇させる。このため貯砂堰下流にみられた射流域は徐々に常流状態に変わる。その後土砂はやや右岸側にかたより進行していく。進行過程は複雑であるが、概ね堆砂高に大きく影響を受けている。土砂の堆積が進行している付近では、流下方向に堆砂面をのぼすが、ある所より進行が止まりその付近の河床を上昇させる方向となる。河床が上昇すると流水は次に河床の低い方に向かい、その付近の堆砂をのぼしている。以下の過程を経て堆砂が進行する。検討した結果を表 2-15 にまとめた。



*図中矢印は流向を、数値は流速を示している。

図 2-25 固定床流速測定結果 ($Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$)



*図中矢印は流向を、数値は流速を示している。

図 2-26 固定床流速測定結果 ($Q = 720 \text{ m}^3/\text{s}$)

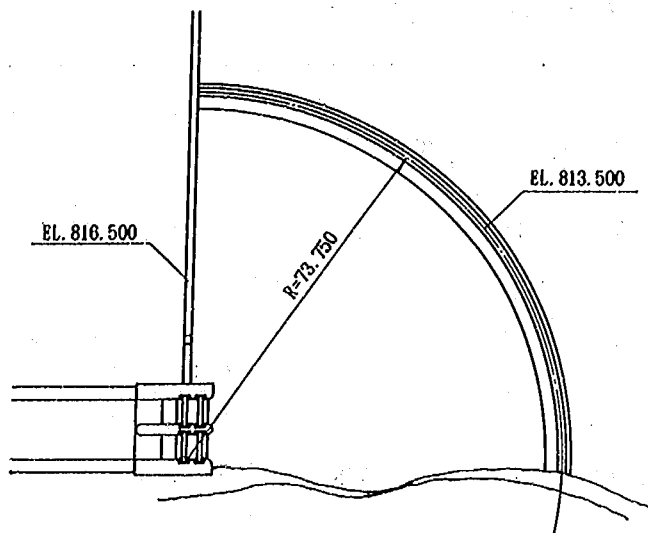
表 2-15 浮遊砂捕捉設備の検討

項目	実験 番号	(Q. m ³ /s) 流 量	(qs. m ³ /s) 給砂量	(%) 土 砂 濃 度	(T. hr) 給 砂 時 間	(Qs. 10 ³ m ³) 堆積土砂量	流 況 概 要	評 価
トラ ッ プ 堰	T-1	720	2.007	0.279	32	380	トラップ堰の中央付近より流入し、排砂門へ進行する。	△
	T-2	720	2.007	0.279	29	349	トラップ堰のうち左岸側を嵩上げたが堆砂量に大きな変化はない。	△
	T-3	720	2.007	0.279	36	428	トラップ堰の中央部を嵩上げた。このため排砂門への土砂流入がわずかにおさえられた。	△
導 流 堰	T-4	720	2.007	0.279	40	476	分流堰上流約200m左岸に導流堰を設置した初期には、流線の変更に伴う堆砂傾向が見られたが、導流堤はその後埋没し効果は不十分であった。	△
	T-5	720	2.007	0.279	42	500	T-3の導流堤の嵩上げをした。このため流線、堆砂形状と変化した。導流堤下流が徐々に洗掘された。	△
	T-6	300	1.004	0.335	110	660	流量が小さいことから堆砂の先端はゆっくり進行する。初期には導流堤の影響もあるが、その後補助構造物に関係なく堆砂している。	
	T-7	720	2.007	0.279	45	547	導流堤を並列させて配置した。このため流線の変化に伴う堆砂形状が得られ、堆砂量の増加が期待できた。	○
	T-8	300	1.004	0.335	103	658		
なし (前節の 結果)		300	1.004	0.330	68	598		

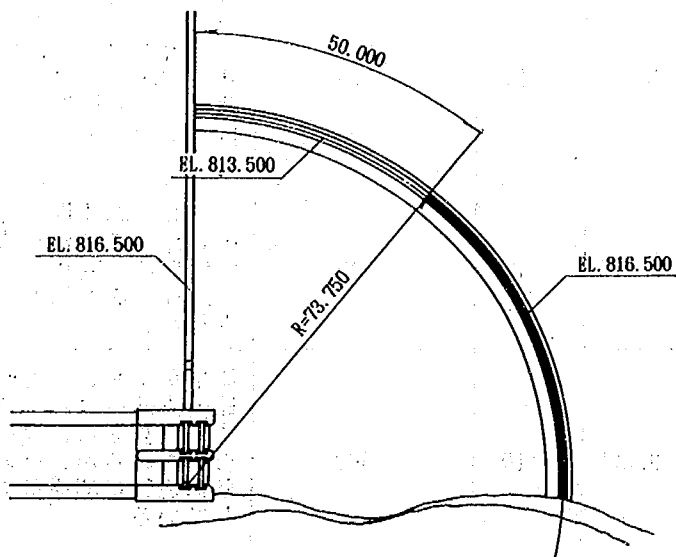
※堆積土砂量は空隙率を考慮している。
土砂量は、排砂門から土砂が流下しはじめるまでの堆積量を表している。
計画では貯砂堰～分流堰間の堆積土砂量は 520千 m³を考えている。

2-6-3 トラップ堰の効果

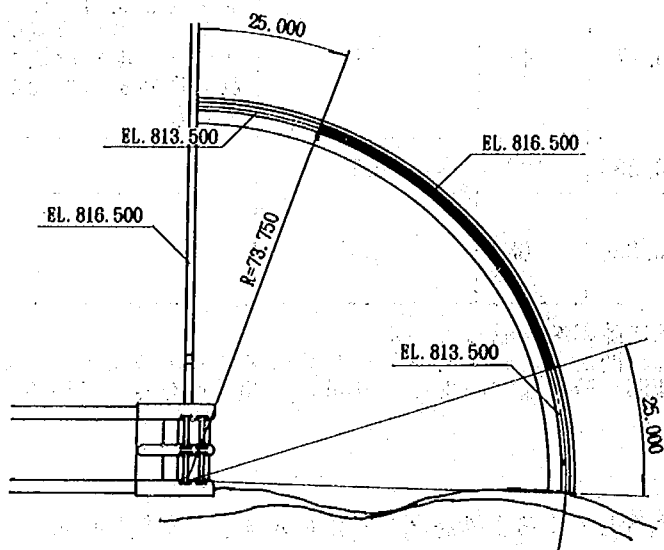
実験T-1～3では、排砂門付近に進行してくる土砂を図2-27に示すような円形の堰により抑制しようとした。堆砂の進行部分を考慮しながら断面形を変更したが、河道の流線は基本的に変化せず、図2-27～2-30および写真2-6～2-8に示すように、堆砂効果の増大に若干の効果のある状況であった。排砂門から土砂が流下しはじめるまでの堆砂の総量は表2-15に示されるようにT-3が最も良好であった。



実験番号	T-1
------	-----



実験番号	T-2
------	-----



実験番号	T-3
------	-----

図 2-27. トラップ堰検討図

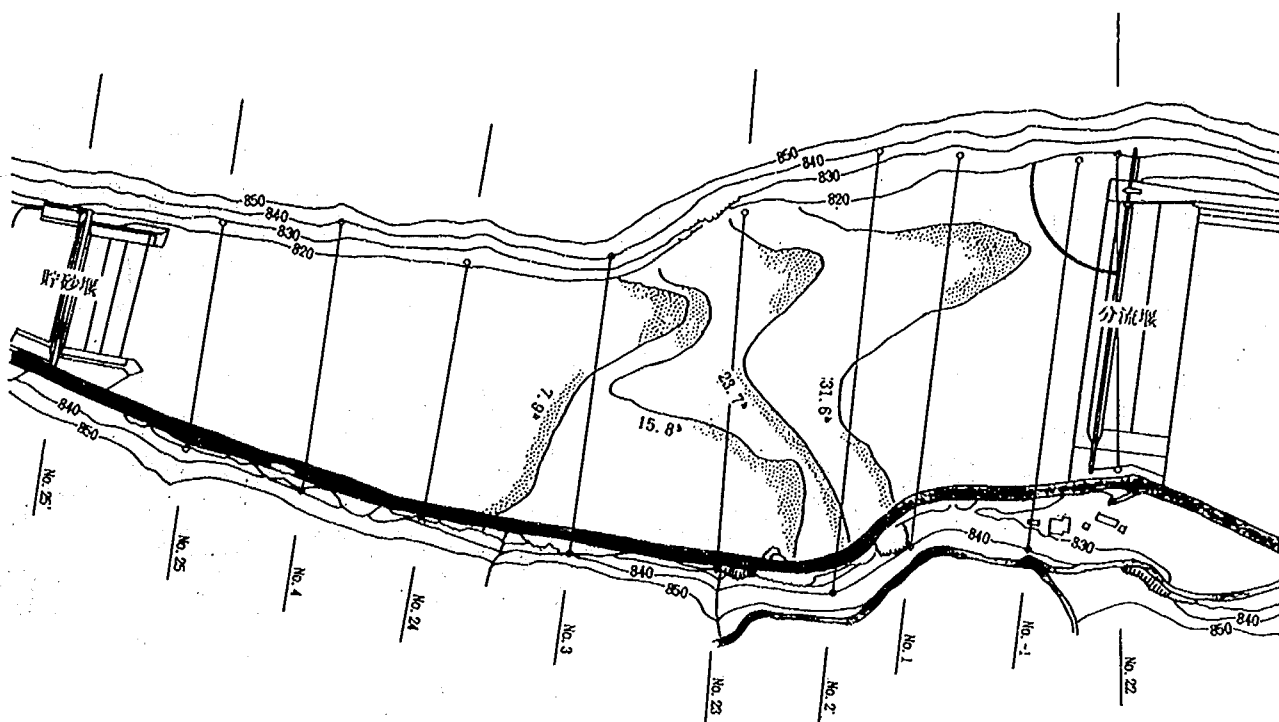


図 2-28 堆砂の進行状況 (T-1、720m³/s)

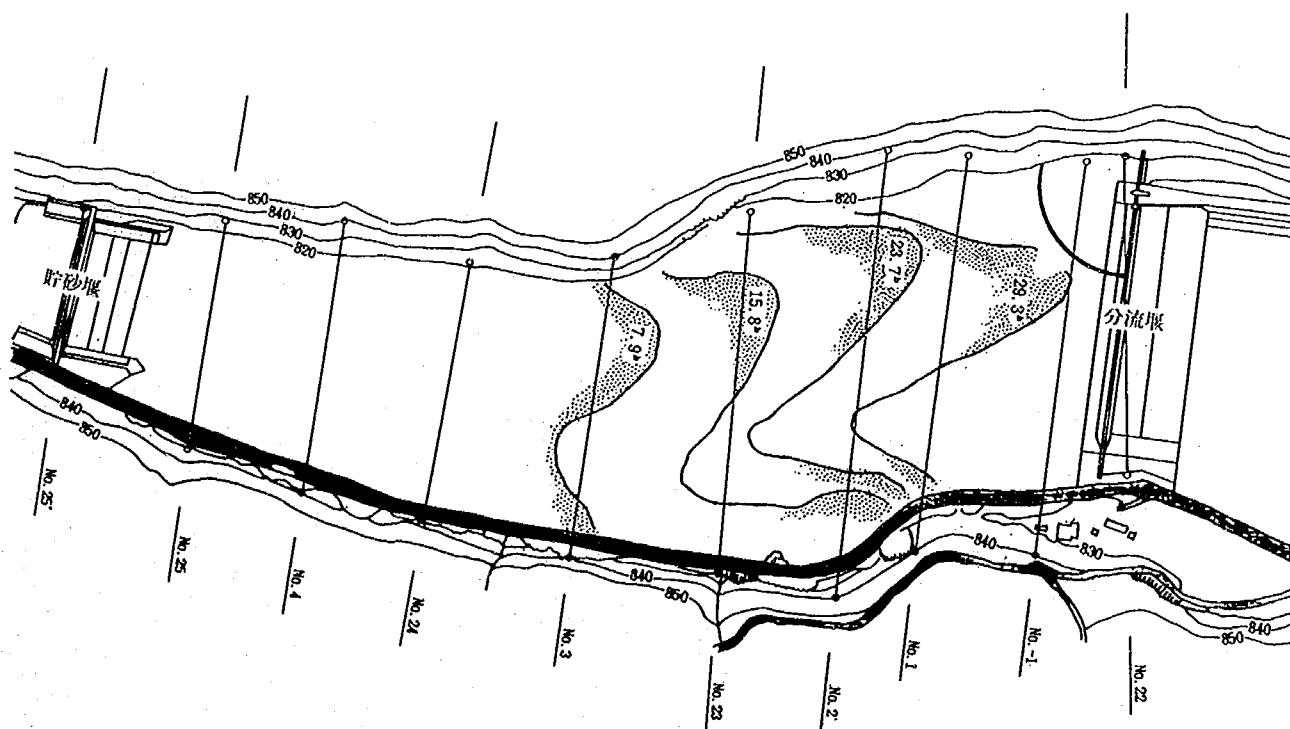


図 2-29 堆砂の進行状況 (T-2、720m³/s)

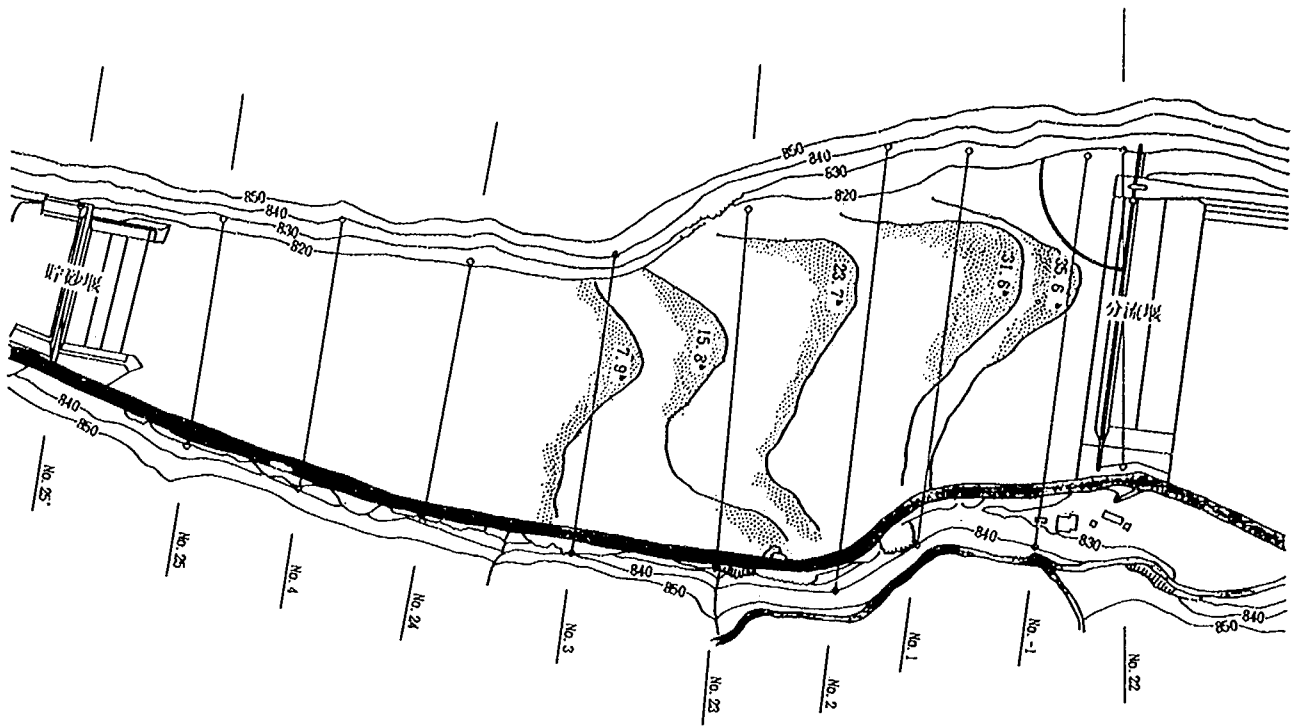
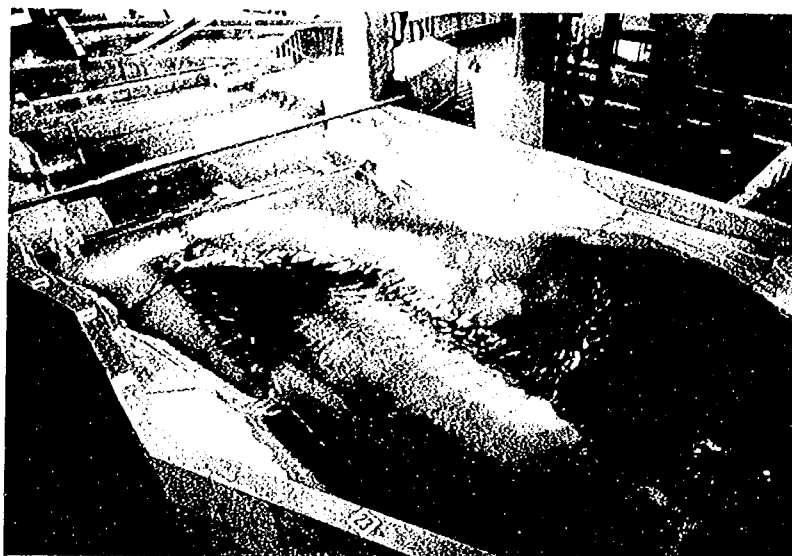
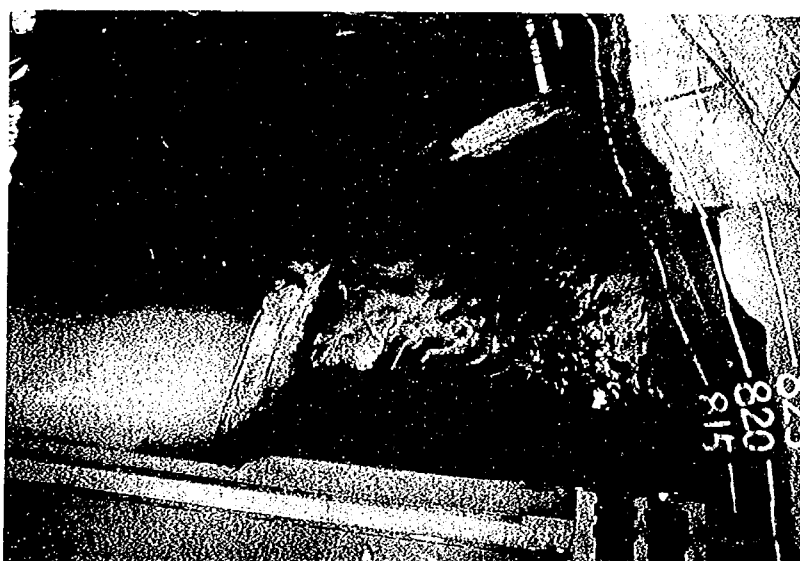


図 2 - 30 堆砂の進行状況 (T - 3、 720m³/s)

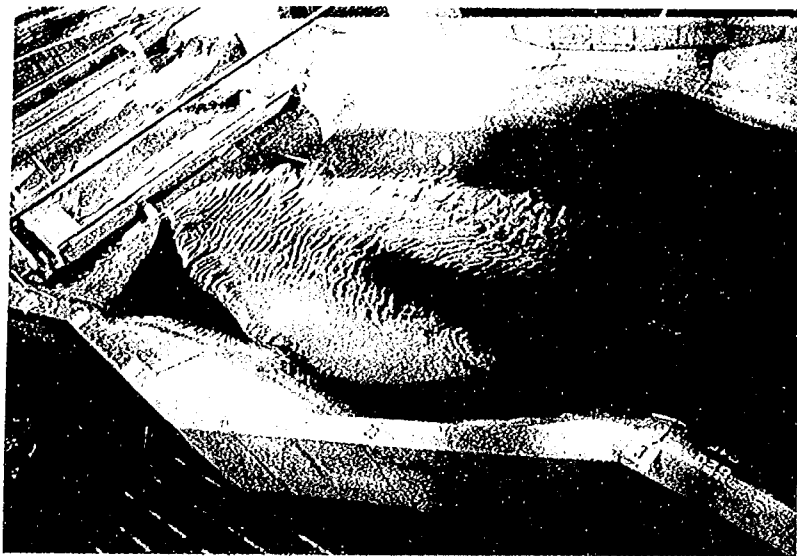


分 流 堰 上 流



トラップ堰の周辺

写真 2 - 6 浮遊砂捕捉設備の検討 (T-1、 $720\text{m}^3/\text{s}$)

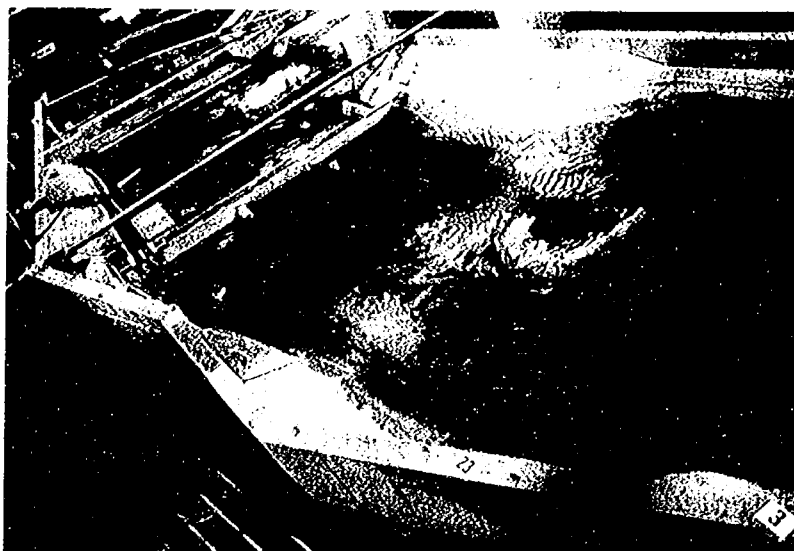


分 流 堰 上 流



トラップ堰の周辺

写真 2 - 7 浮遊砂捕捉設備の検討 (T - 2、 $720 \text{ m}^3/\text{s}$)



分 流 堰 上 流



トラップ堰の周辺

写真 2 - 8 浮遊砂捕捉設備の検討 (T - 3、 $720\text{m}^3/\text{s}$)

2-6-4 導流堤の効果

実験T-4～8では河道に導流堤を設けて検討するもので、河道の流線を変化させて堆砂量を増加させようとしたものである。なお、この場合導流堤と合わせてT-1に相当するトラップ堰も設けている。

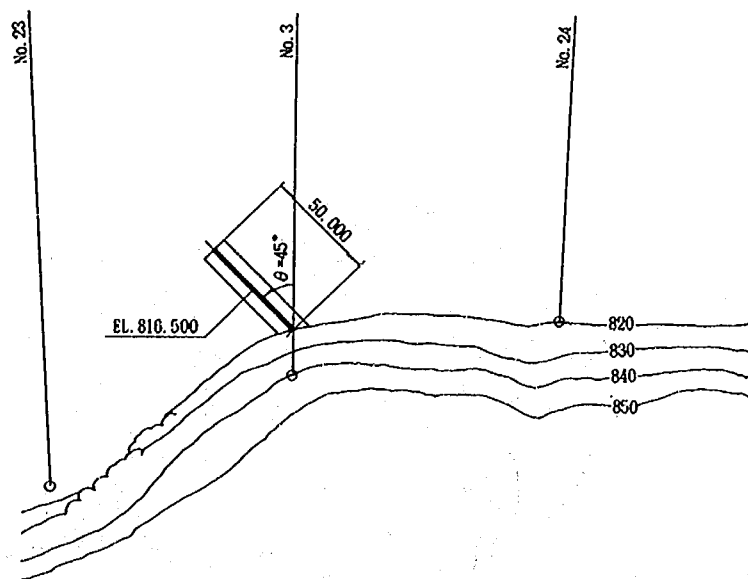
導流堤は分流堰上流約200mの左岸側に設けたもので、図2-31に示すように天端高や基数を変えて調査した。導流堤の位置については固定床ならびにトラップ堰の検討実験より、堆砂面が左岸側に進行していること、右岸側に大きな死水域が形成されることを考慮して決定したもので、設置位置として流向変更の効果があるとともに、堆砂量を増加させる可能性があるものとして河道No.3に設置した。

T-4では天端標高としてEL.316.5m（分派堰天端標高と同じ）として検討したが、図2-32、写真2-9に示すように堆砂の初期段階では河道の流線も変化し、それにあわせて堆砂形状に変化がみられたが、堆砂量が増加するにつれて導流堤の天端より高い位置まで堆砂することになり、その後は導流堤の効果はなくなった。このためT-5、6では導流堤の天端をさらに3m高くした。この場合導流堤より流水は越水していない。その後、図2-33および写真2-10に示すように、堆砂が進み水位が上昇する結果、導流堤より越水しはじめる。このため導流堤において限界水深が生じ、導流堤下流には局所的に洗掘現象がみられた。その結果導流堤の堆砂は期待できず720m³/s流下時にはそれ程堆砂量の増加にはつながらなかった。

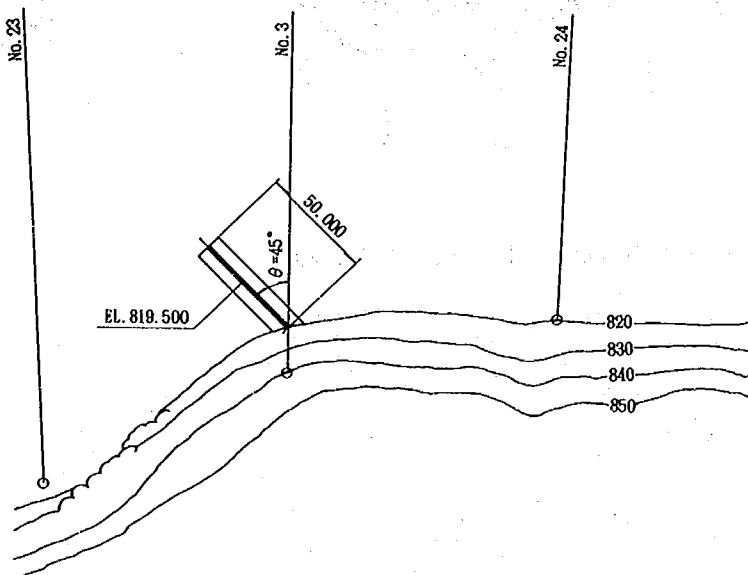
次にさらに導流堤の効果を期待する目的で、導流堤を2基並列でおくことにした（実験番号T-7、8）。その結果流況は図2-35、図2-36に示す通りである。すなわち720m³/s流下時でも堆砂量は2割程度増加が見込める結果を得た。

以上、貯砂堰～分流堰間の土砂量を確保するとともに、排砂門への土砂流入を抑制することを目的に検討した結果、実験ではトラップ堰と導流堤を組み合わせた形状が良い結果を得た。特に導流堤を2基設置する案を最良案とする。これは300m³/sでは堆砂量に変化がないものの、720m³/sでは高い導流堤では背面が洗掘され貯砂量の増加が見込めたことを考慮しての判断である。

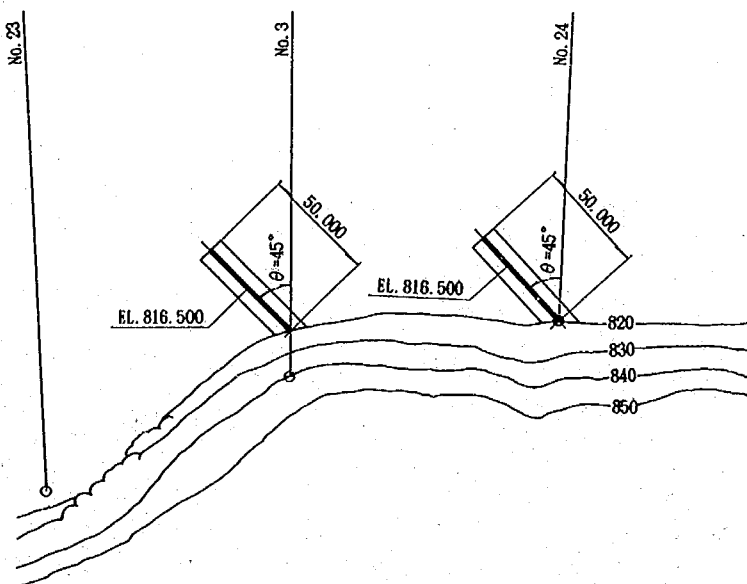
しかし、いずれにしても導流堤を設けなくてもトラップ堰のみで計画の堆砂容量は確保できることから、本結果についての判断は、今後総合的に行わなくてはならない。



実験番号	T-4
------	-----



実験番号	T-5、T-6
------	---------



実験番号	T-7、T-8
------	---------

図 2-31 導流堤検討図

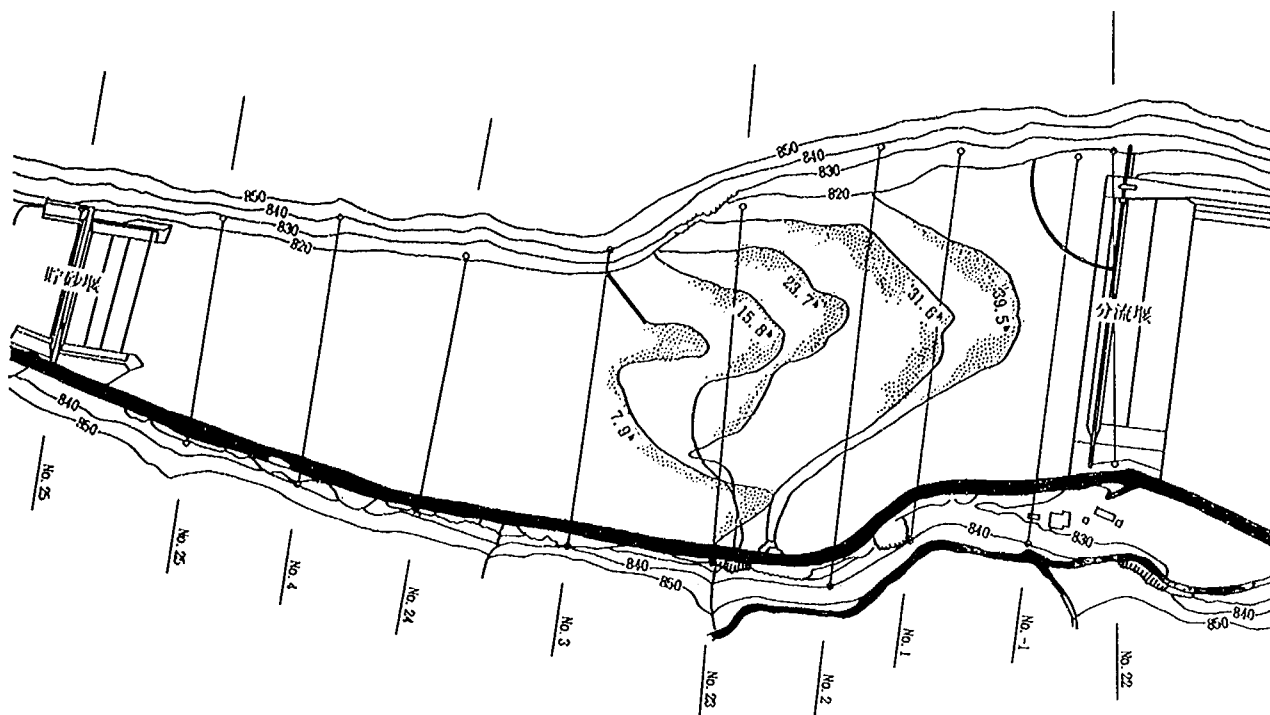


図 2 - 32 堆砂の進行状況 (T - 4、 720m³/s)



分 流 堰 上 流



トラップ堰の周辺

写真 2 - 9 浮遊砂捕捉設備の検討 (T-4、 $720\text{m}^3/\text{s}$)

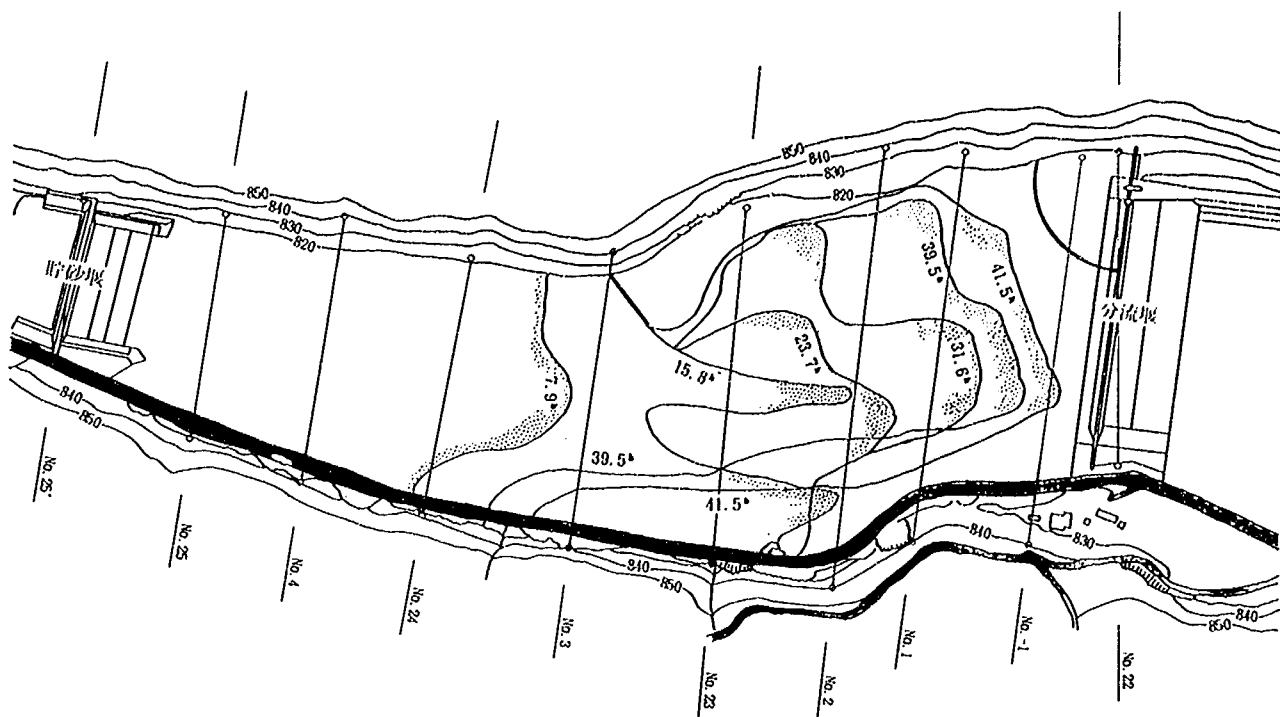


図 2-33 堆砂の進行状況 (T-5、720m³/s)

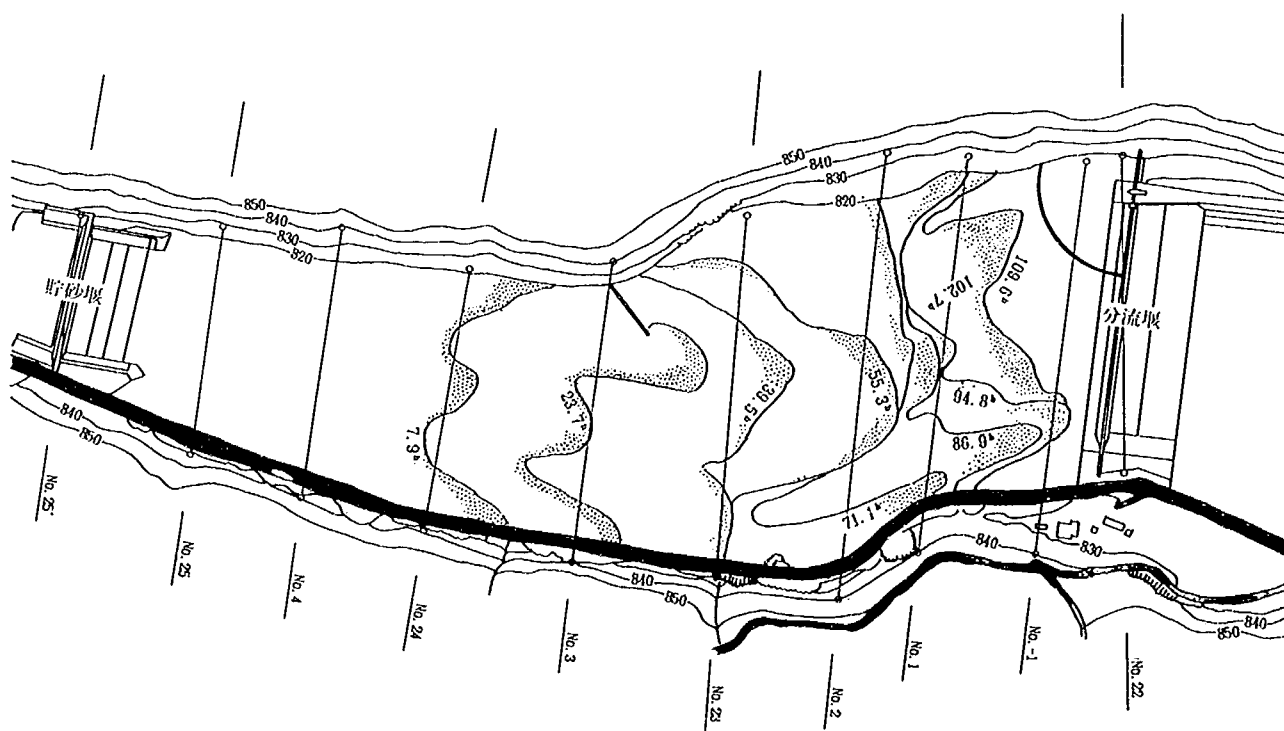
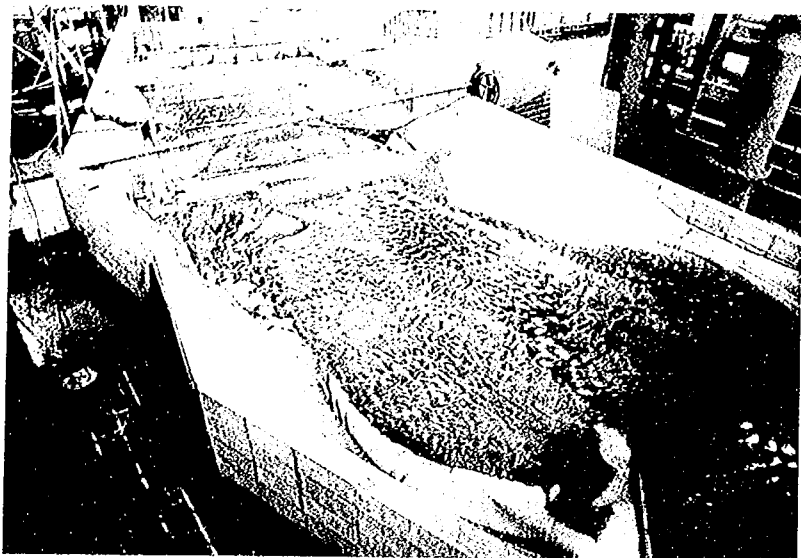


図 2-34 堆砂の進行状況 (T-6、300m³/s)



分 流 堰 上 流



導 流 堤 の 周 辺



トラップ堰の周辺

写真 2-10 浮遊砂捕捉設備の検討 (T-5、720m³/s)

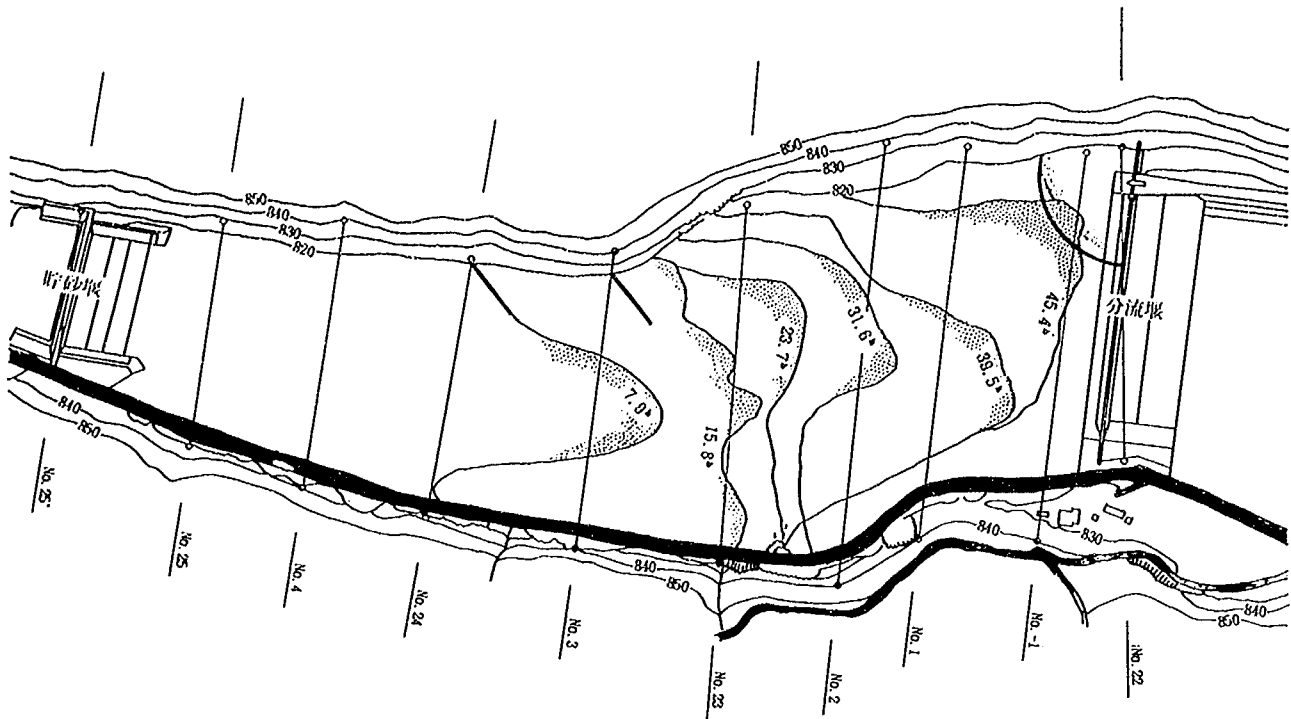


図 2 - 35 堆砂の進行状況 (T - 7、 720m³/s)

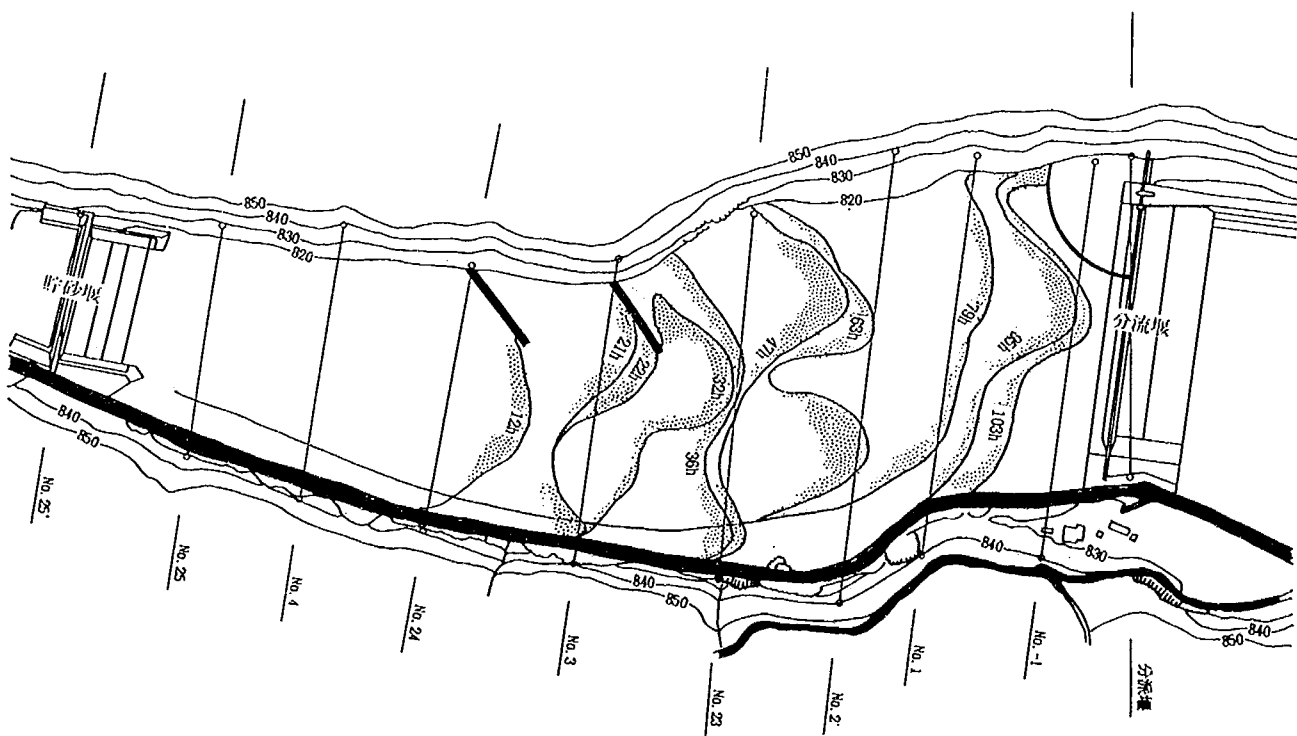
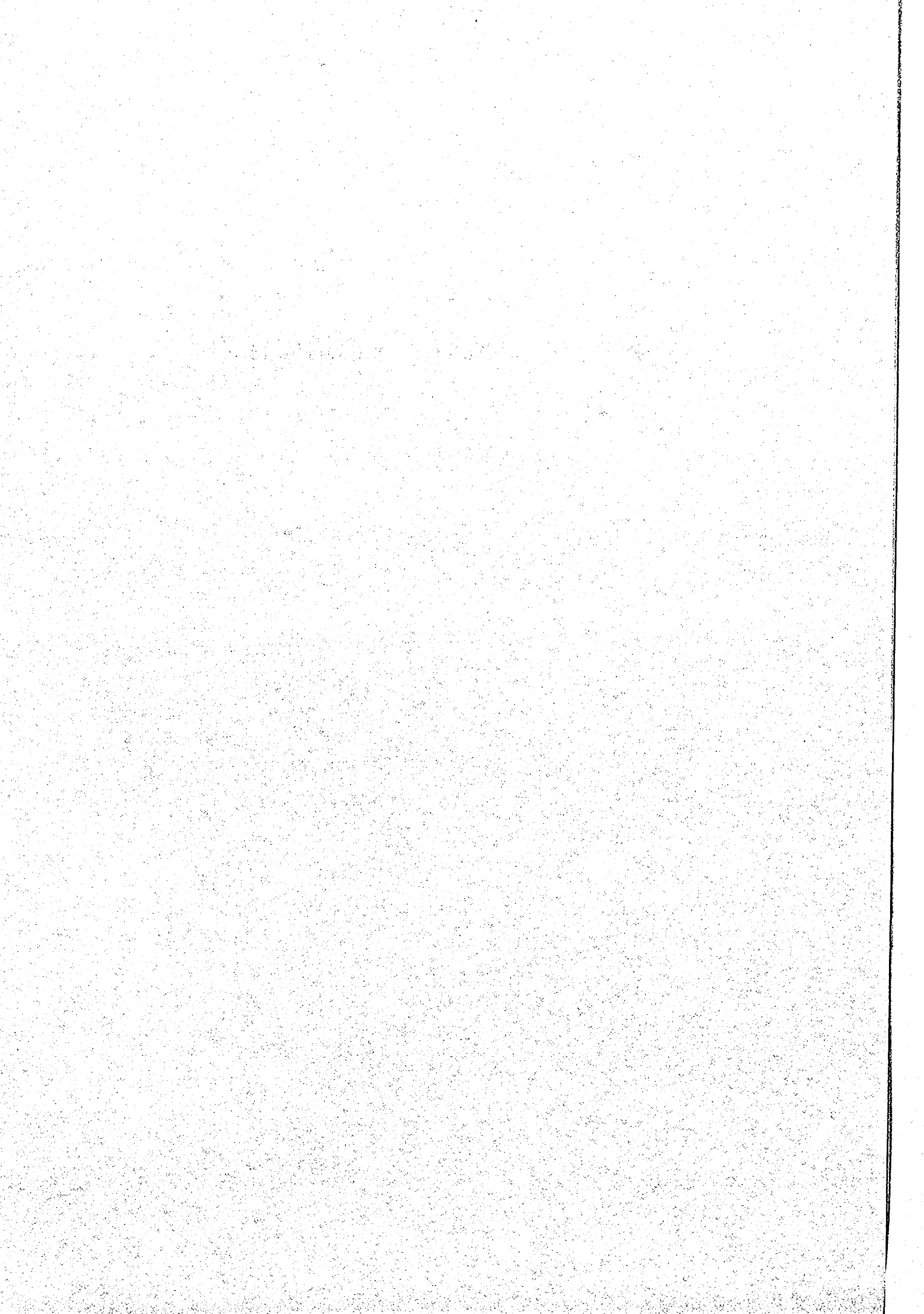


図 2 - 36 堆砂の進行状況 (T - 8、 300m³/s)

第 3 章 分流堰下流河道の保護



第3章 分流堰下流河道の保護

3-1 概 説

3-1-1 検討内容

分流堰および分派水路は、美和ダム貯水池末端部の河床堆積物の上に設けられるもので、その安定性を確保するためには、その下流の洗掘を防止する必要がある。特に、美和ダムでは、その再開発事業の中で貯水池の堆積土砂を大量に浚渫、掘削することになっており、配慮が必要である。

第3章では、分流堰下流河道の保護の方法について検討するもので、「3-2 下流河道の洗掘状況」と「3-3 護床工の検討」で構成されている。

「3-2 下流河道の洗掘状況」は、固定床実験による流況の検討および移動床実験による洗掘状況の確認を行っている。なお、移動床実験は、下流の浚渫、掘削を考慮して下流水位を変化させて比較検討を行っている。

「3-3 護床工の検討」は、護床工配置について水理計算を行い、移動床実験により検討したもので、護床工の効果が確認されている。

本章では、主として分流堰下流の河道を再現し検討を実施している。この実験模型は、第2章で用いた模型の下流側を、分流堰の下流 400mまで延長して用いており、その縮尺は、1/62.5である。実験模型の概要を図3-1に示す。

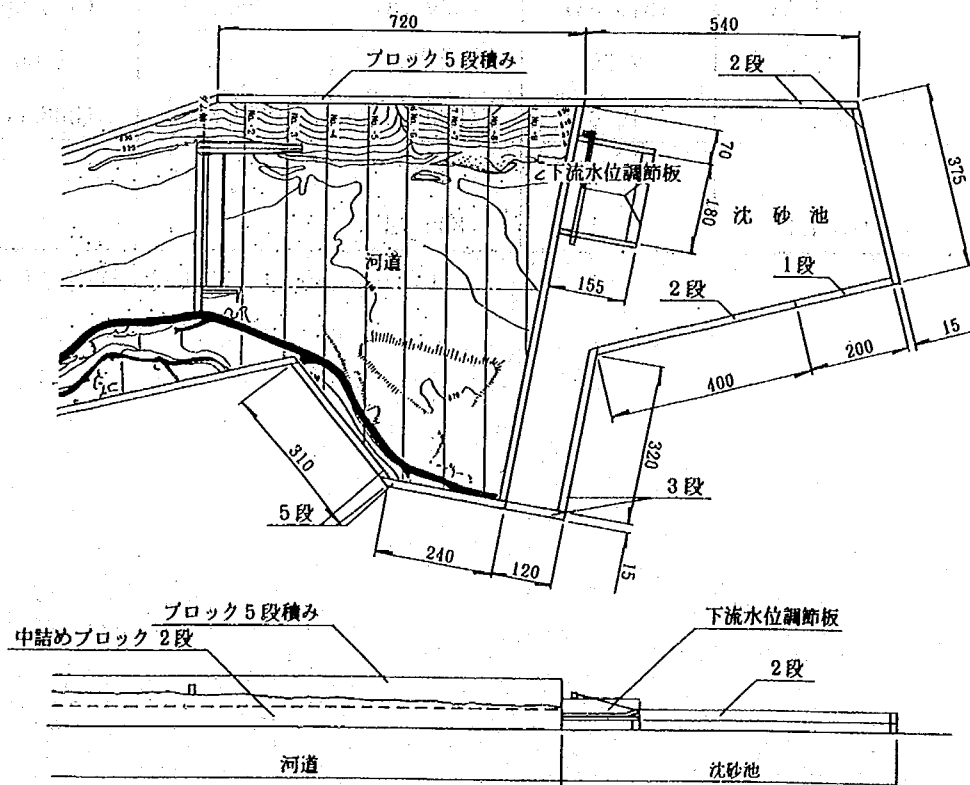


図3-1 分流堰下流河道の模型概要

3-1-2 分流堰下流の減勢工

ここでは、分流堰下流の減勢工について検討する。検討は、第4章の分派水路の水理機能の検討に用いた実験模型（縮尺1/25）を使用している。

実験では、分流堰の放流能力と $1,200 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時を想定した時の減勢工内の水面形および流速を検討対象としており、その結果を図3-2および表3-1に示す。放流能力は流量係数 1.8~2.07程度を期待できるものとなっている。減勢工内の減勢状況は十分に安定しており、特に問題はない。ただし、右岸側において反時計回りの渦が観察されている。

表3-1 分流堰流速鉛直分布

ダム軸からの 距離 DC. (m)	流 速 測 定 結 果				
	(m/s)				
5	0.50 (809.88)	5.75 (809.41)	7.25 (808.94)	7.75 (808.47)	6.00 (808.00)
10	-1.50 (810.38)	0.75 (809.78)	5.25 (808.58)	7.00 (808.58)	7.00 (808.00)
15	-1.50 (811.08)	0.50 (810.31)	1.25 (809.54)	3.00 (808.77)	4.00 (808.00)
20	0.25 (811.58)	0.25 (810.68)	1.00 (809.78)	3.00 (808.88)	2.50 (808.00)
22	1.75 (811.55)	2.25 (810.68)	2.00 (809.78)	1.50 (808.88)	1.00 (808.00)
25	(811.55)		4.50 (809.78)		

() 内の値は、流速測定標高である。

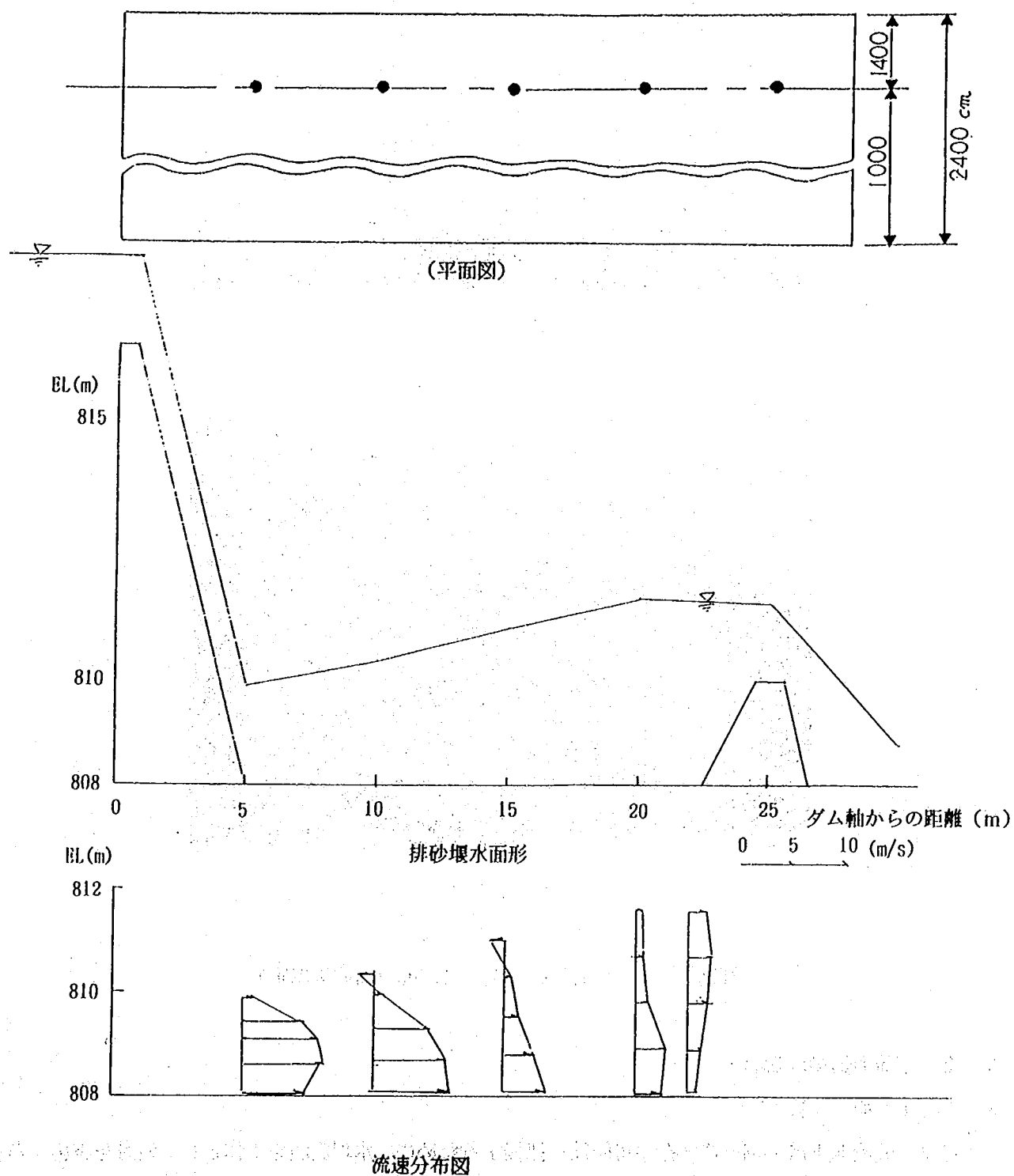
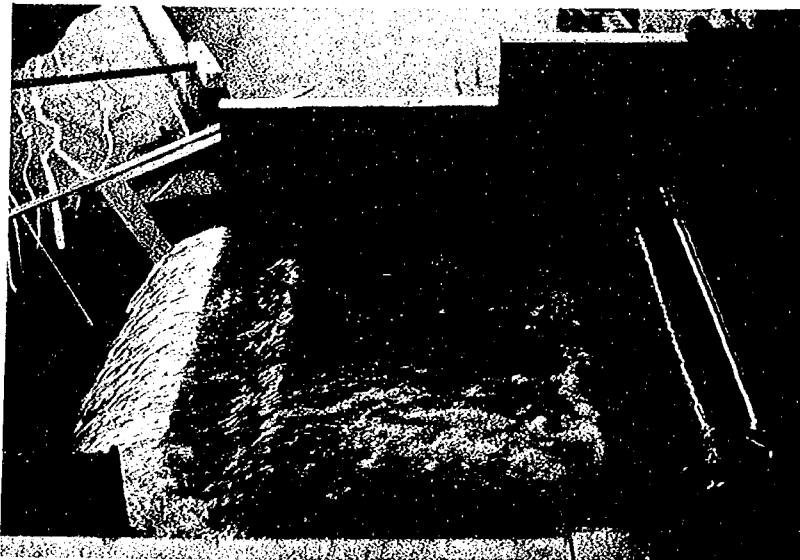


図 3-2 分流堰下流水叩き内の水位と流速



下流より



側面より

写真 3-1 分流堰の流況 (1,200 m³/s 放流想定)

3-2 下流河道の洗掘状況

3-2-1 概 要

本節は、分流堰下流の河床の洗掘の可能性を把握するために、水理実験を主体として検討を実施するものである。

実験は固定床を対象に 1 ケース、移動床を対象に 3 ケースの計 4 ケースについて実施した。分流堰下流の河道は美和ダムの背水の影響をうけており、現在もかなりの堆積土砂がある。本実験では現在の河床を元河床と称し、固定床で再現するとともに、移動床でも検討することとした。また、計画では美和ダム再

開発事業の一環として、現在堆積している土砂の浚渫も計画されていることから、浚渫された河床も対象として検討することとした。しかし、浚渫計画での河床形状が現時点で未明であるため、実験では分流堰下流の水叩き標高 EL. 808.0mを基準とし、その下流の河床を EL. 808.0mで整形して検討することとしている。下流水位について、実験では美和ダムで想定される貯水位の高いケースとして常時満水位 (EL. 812.8m) と、貯水位の低いケースとして考えられる洪水期満水位 (EL. 806.1m) をとりあげ、この区間での下流水位を実験上のパラメータとした。なお、検討流量は下流河道の洗掘を考慮して、最大流量である $1,200\text{ m}^3/\text{s}$ を対象としている。

3-2-2 元河床での洗掘状況

分流堰より下流の河道は美和ダムの背水の影響をうけている範囲であり、土砂が現在でもかなり堆積している状況である。本項では、分流堰下流部を対象に洗掘状況について河床形状や下流水位をパラメータに調査したものである。実験は、あらかじめ敷きならした砂の上からモルタル等で河床面を固定し、水位や流速を計測した後、モルタル部分を撤去して堰下流の洗掘状況について調査した。下流水位は固定床の場合 EL. 812.8mを、移動床の場合は下流水位 EL. 812.8mをはじめとして土砂の移動状況を観察しながら順次水位を下げた。なお、模型境界条件とし断面No.9の位置は固定しているため、本検討では最も下流水位の低い場合で EL. 808.8mであった。固定床での流れは下流水位が十分にあるため、堰下流のエンドシルはもぐり越流となっている。流れの概要を図3-3に示す。平面渦もみられず問題はない。図3-4に固定床実験より得られる河道内の流速分布について示した。河道内の流速は $1\sim1.5\text{ m/s}$ であった。

移動床の検討でも下流水位が EL. 812.8m、EL. 810.8mの2ケースでは、顕著な土砂の移動はみられずほぼ固定床で得られた流況と同じであった。最後に EL. 808.8mまで下げると模型終端付近より土砂が移動するとともに、堰下流に砂蓮が形成された。砂蓮の規模は模型値で波長 $10\sim13\text{ cm}$ 、波高 $1\sim2\text{ cm}$ 程度のものであった。図3-5に水を止める直前の河床と水面を示した。図からもわかるように土砂の移動はあまりみられず、堰下流の洗掘はあまり問題がなかった。

越流水は減勢している

流況は下流水位の影響

を受けている

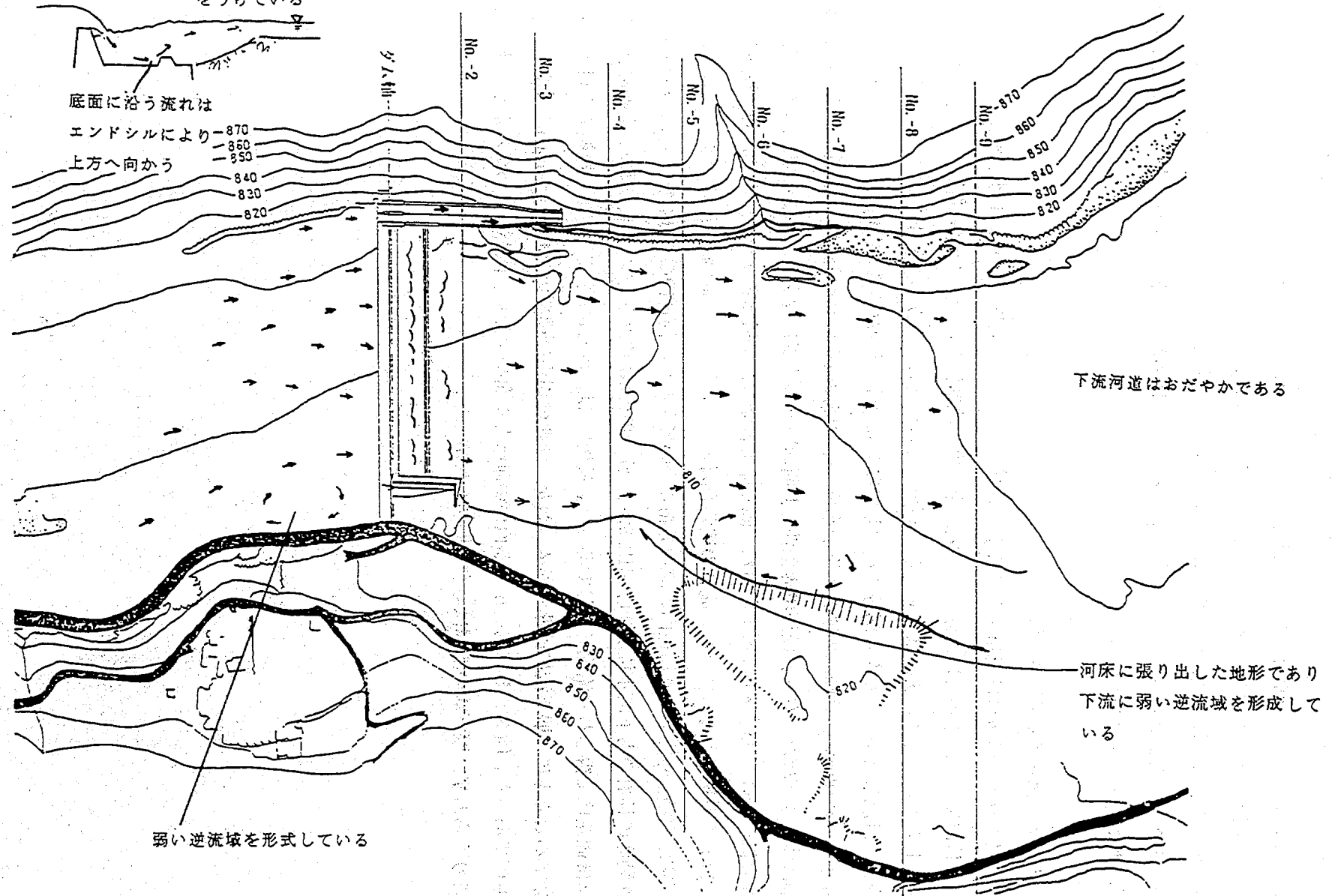


図3-3 分流堰下流の流況(元河床)

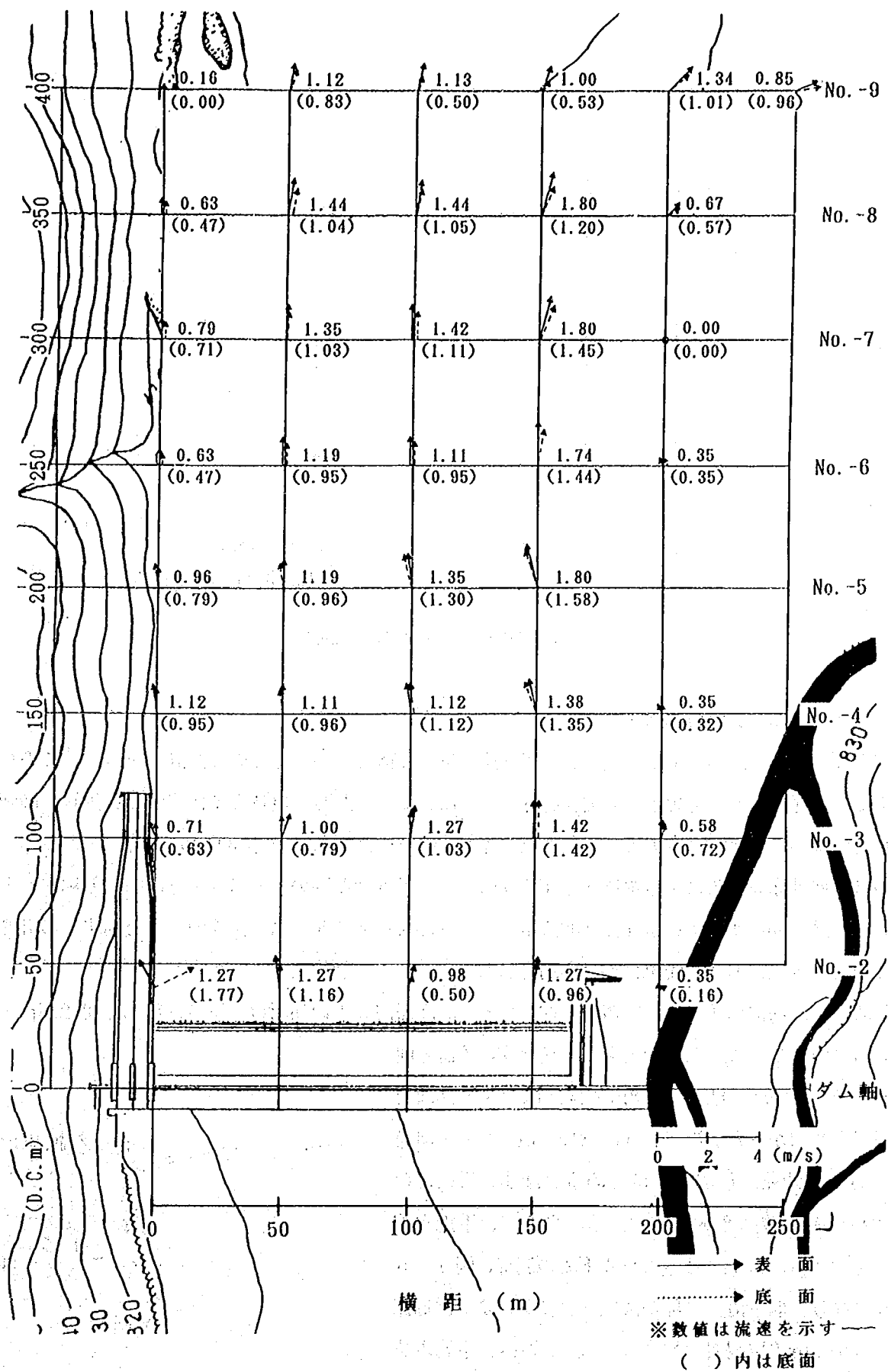


図 3-4 分流堰下流の流速分布

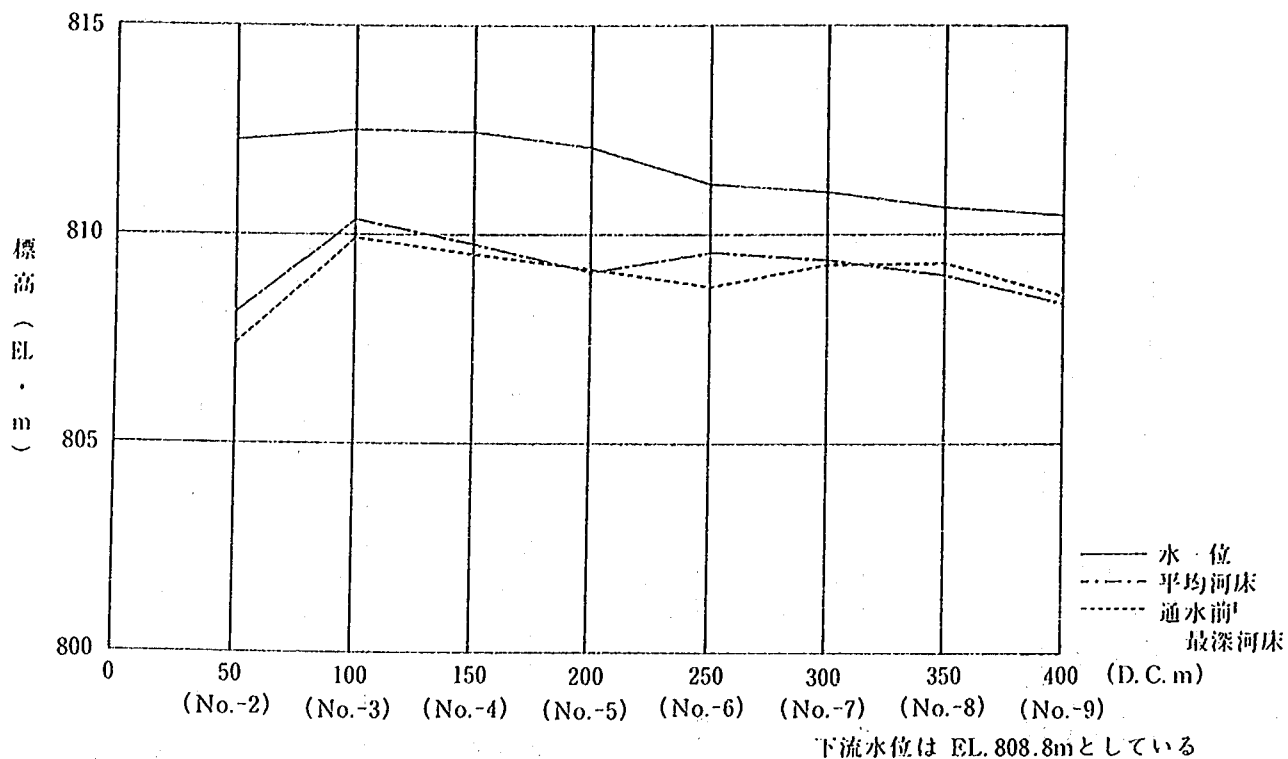


図 3-5 水位と平均河床 (元河床)

3-2-3 浚渫河床での洗掘状況

美和ダムでは、再開発事業の一環として堰下流に現在堆積している土砂の浚渫計画がある。このため、本実験でも浚渫後の河床を想定して実験を行うことにした。しかし、現時点では浚渫の具体的な計画は策定されていないことから、本実験では堰下流の標高と同一標高である EL. 808.8mで行うことにした。

実験は、移動床を対象に下流水位 EL. 807.8mまで低下させた時のケース (浚渫河床Ⅰと称す) と、その後さらに洪水期満水位である EL. 806.1mまで低下させた時のケース (浚渫河床Ⅱと称す) の計 2 ケースについて、水位、河床、流況について調査した。

はじめに、浚渫河床Ⅰについて概要を述べてみる。浚渫河床Ⅰの検討は、下流水位 EL. 812.8m ~ EL. 807.8 m の範囲で調査したものである。元河床の検討と同じように下流水位が EL. 812.8m では河床の移動はほとんど観察されなかった。次に、EL. 810.8m とすると河道内に小規模な砂蓮が形成されはじめる。砂蓮の規模は模型で波長 11cm、波高 3 cm 程度である。さらに、下流水位を EL. 808.8m に低下させるとシル下流の流況は図 3-6 のようになり、堰下流の一部が洗掘されはじめる。洗掘深は EL. 807.0m 程度とわずかである。その後、下流水位を EL. 807.8m まで低下させた。図 3-8-1 に水位と平均河床を示している。

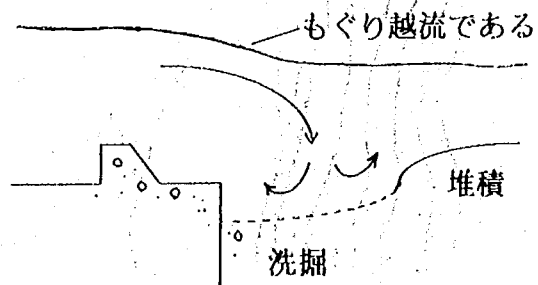


図 3-6 シル下流の流況

ダム軸下流 200m付近より河床は低下しているが、それより下流での河床低下はわずかである。シル下流の洗掘は1～1.5m程度である。

次に浚渫河床Ⅱについて述べてみる。浚渫河床Ⅱは浚渫河床Ⅰの状態後さらに、下流水位 EL. 806.1m に低下させたケースである。図3-8-2に水位と平均河床を示した。この図より、堰下流を含め全体的に河床が大きく低下しているのがわかる。これは、河床Ⅰ、Ⅱを比較して示した図3-9をみるとその傾向が良くわかる。図3-10には、堰下流付近の河床を示しているが、堰下流では排砂堰下流の洗掘深は3m近くになるとともに、横越流堰の下流では8m以上も観察された。

また、横越流堰下流の流速は3.5m近くにも達しており、何らかの対策が必要であることを示している。最後に、分流堰下流のエンドシルと下流水位の流況変化について図3-7に示した。

下流水位が高い場合はシル直下の洗掘が進み、下流水位が低くなるとシル下流におこる跳水の影響をうけてシルより下流の河床が洗掘している。

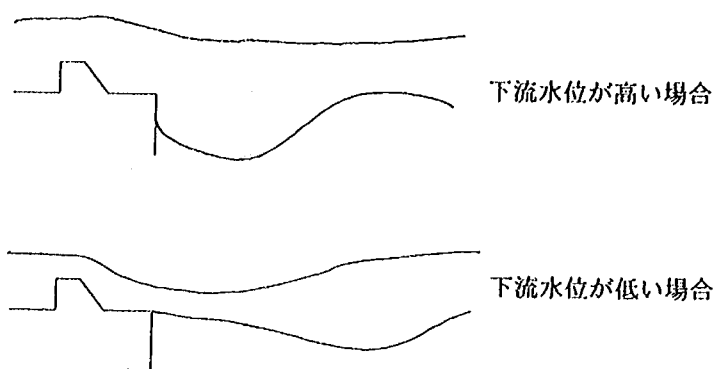


図3-7 下流水位とシル下流の流況

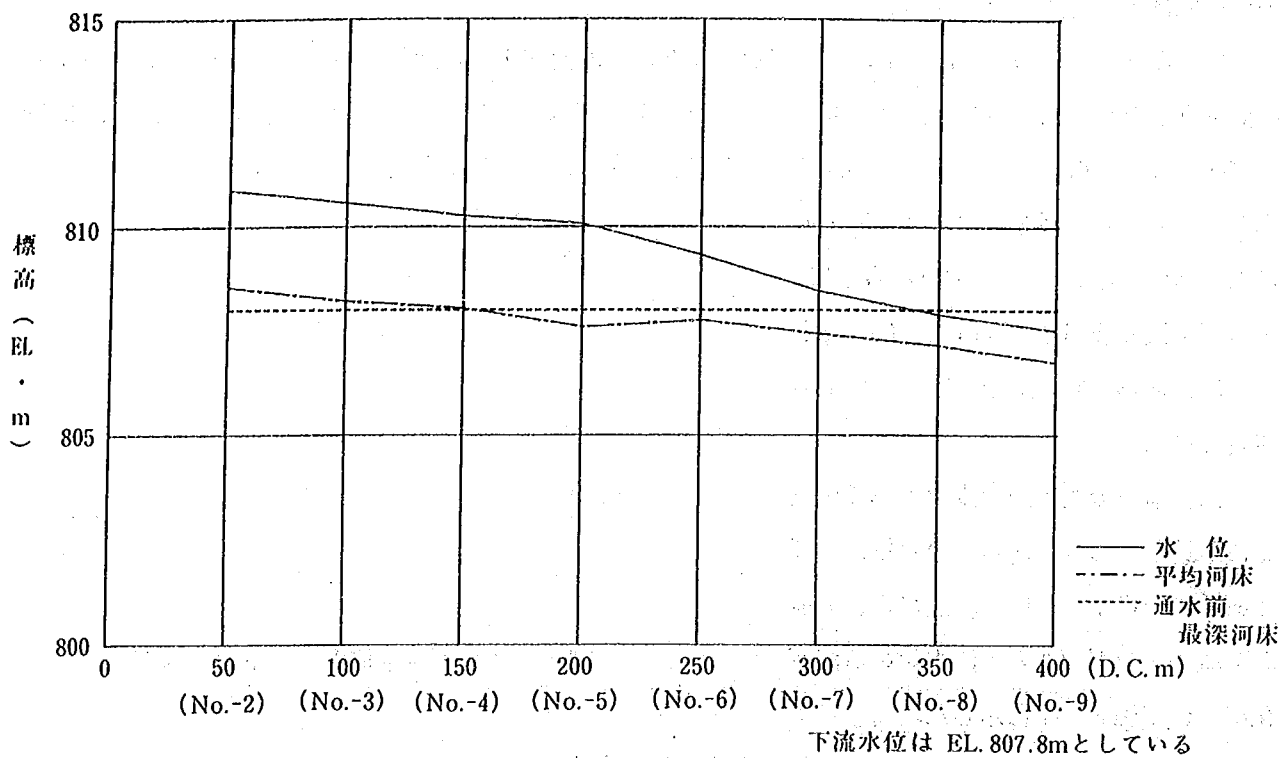


図 3 - 8 - 1 水位と平均河床 (浚渫河床Ⅰ)

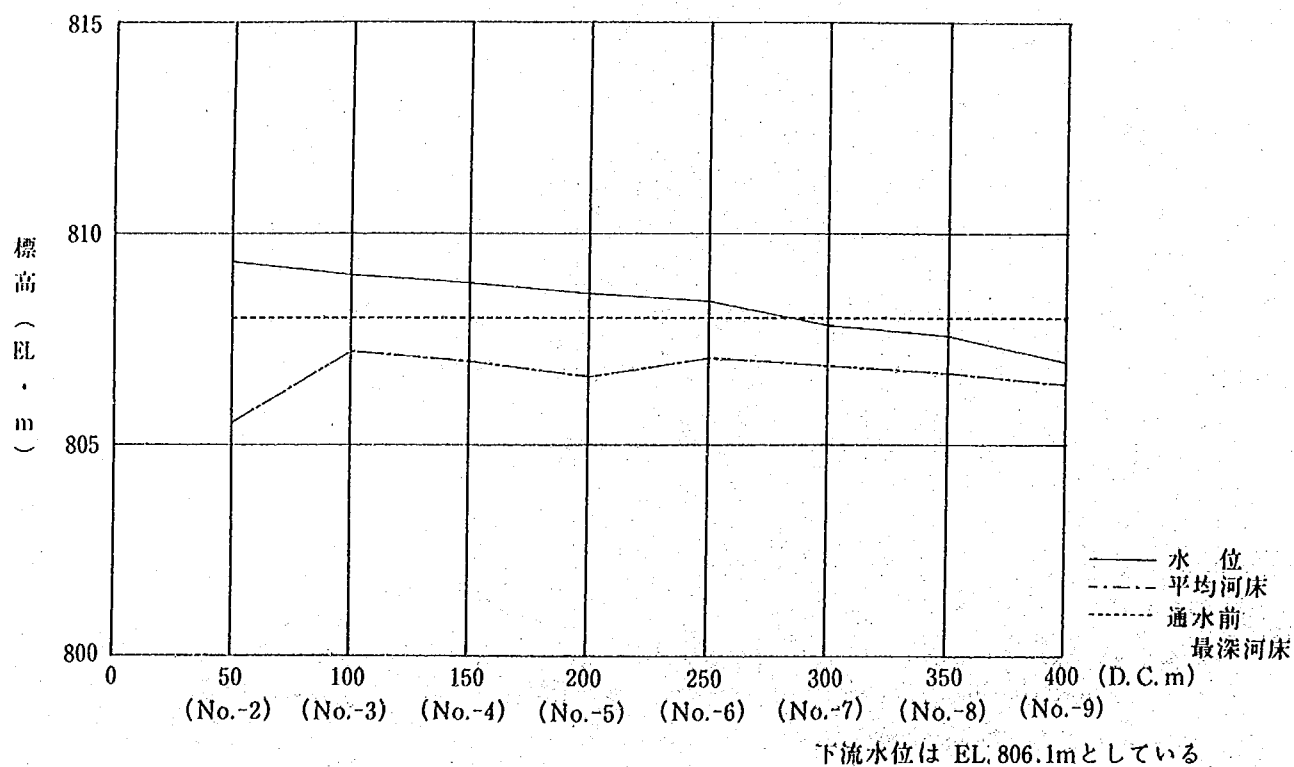


図 3 - 8 - 2 水位と平均河床 (浚渫河床Ⅱ)

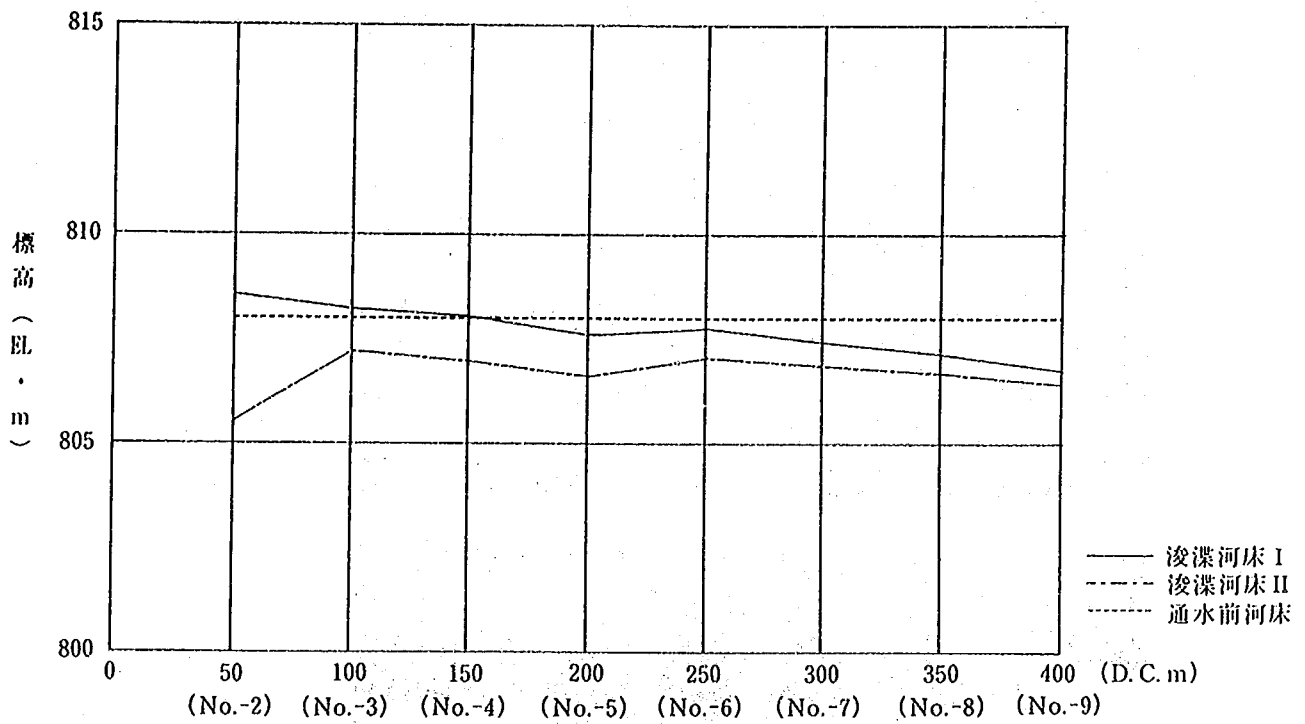


図 3-9 浚渫河床 I と II の比較

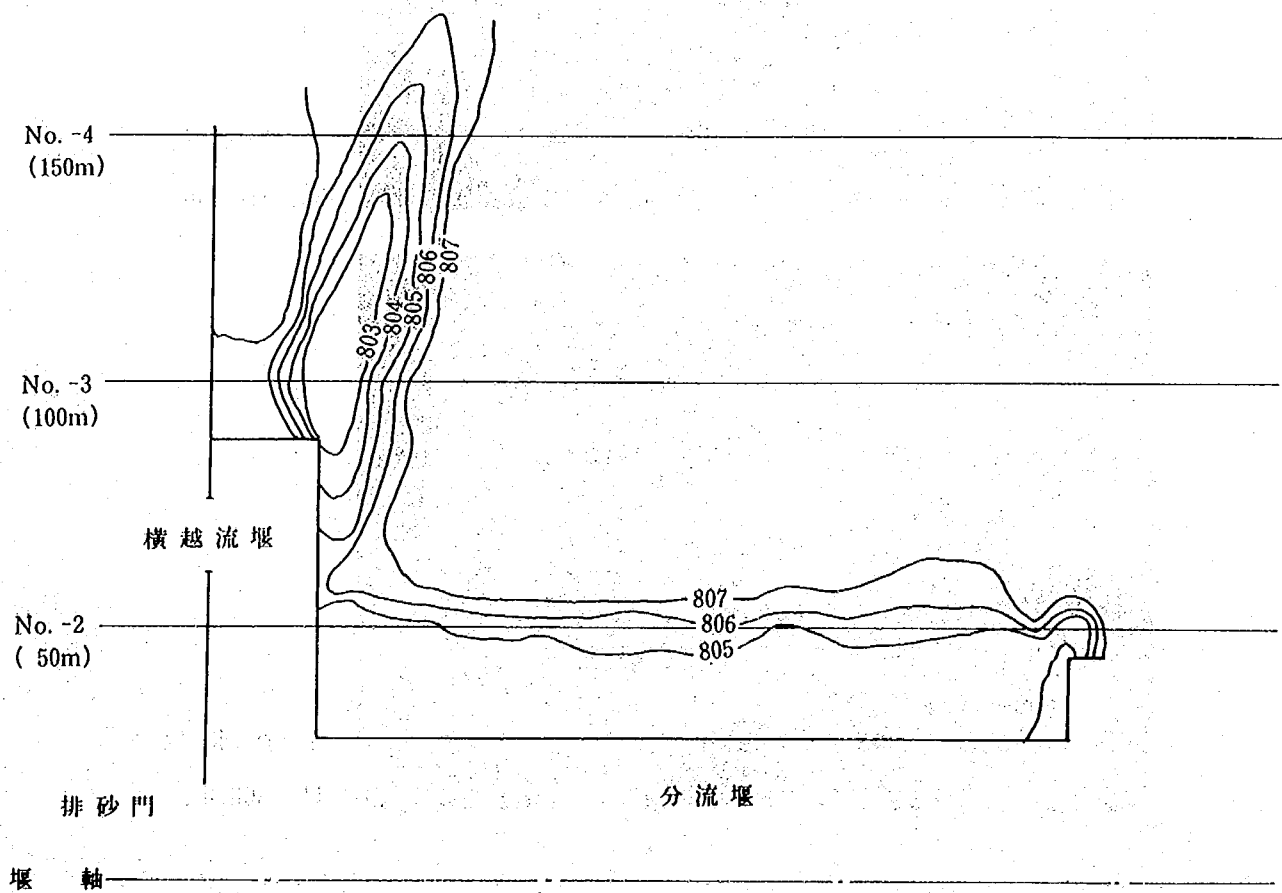
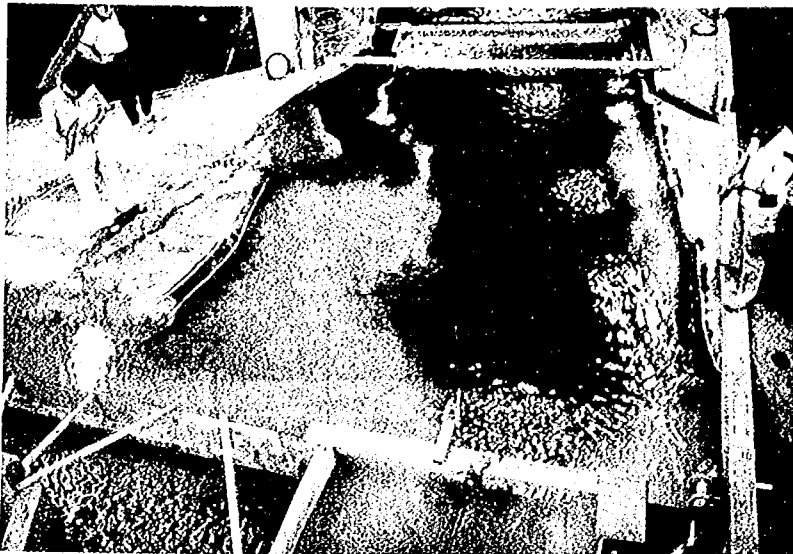


図 3-10 分流堰下流の洗掘状況 (浚渫河床 II)



下流水位
EL. 812.8m

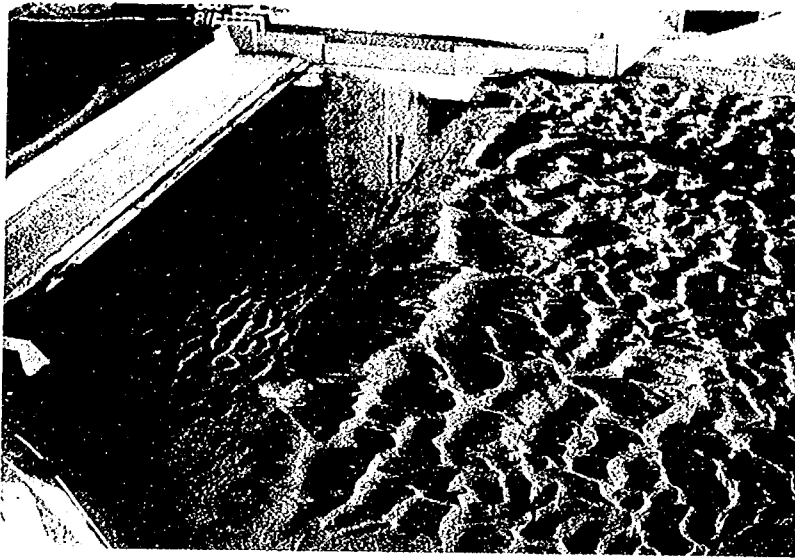


下流水位
EL. 810.8m

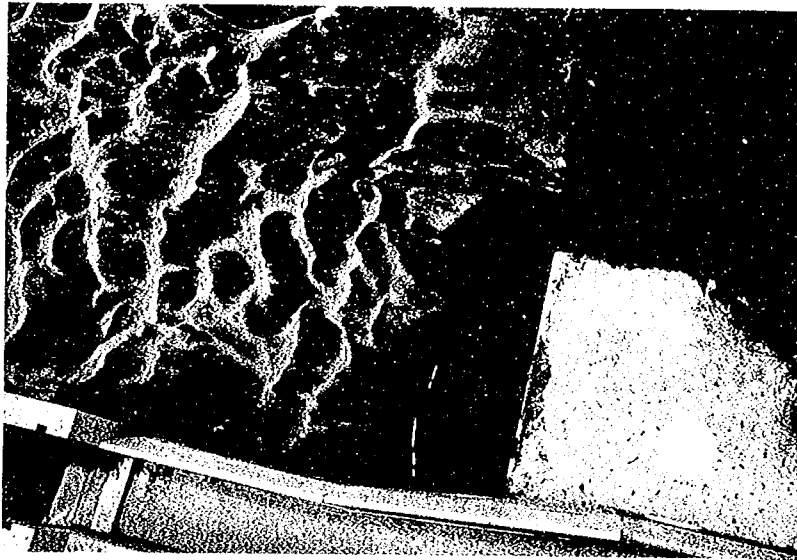


下流水位
EL. 808.8m

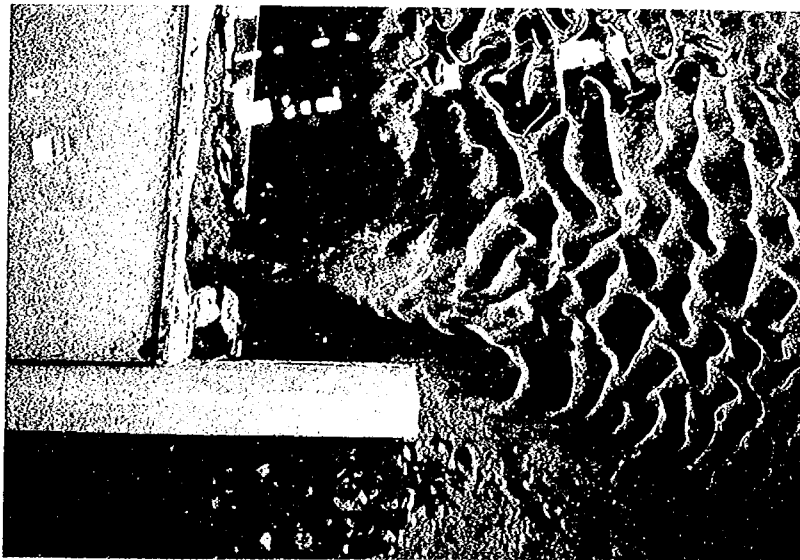
写真3-2 分流堰下流の流況（元河床）（下流より分流堰をみる）



分流堰および
下流河道



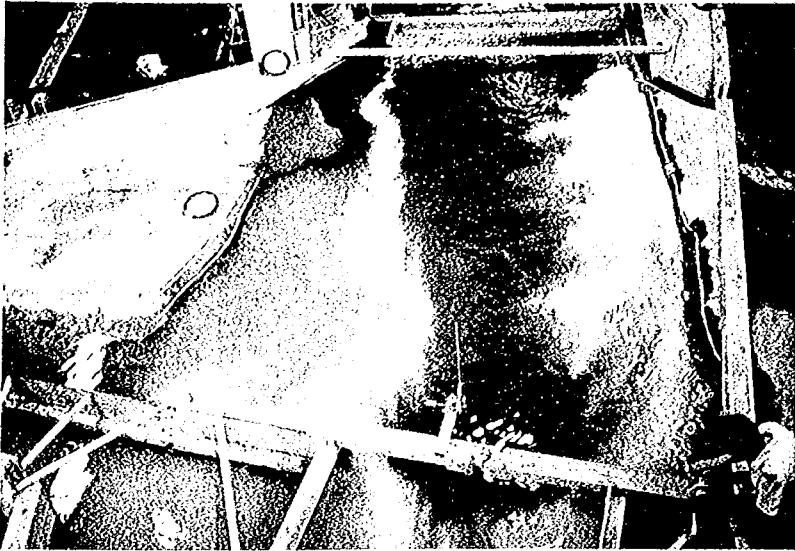
分流堰左岸の
横越流堰付近



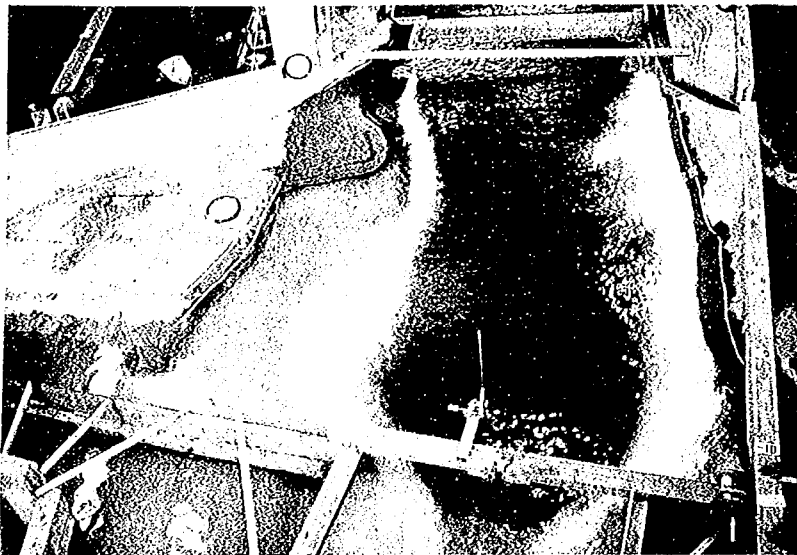
分流堰減勢工
の直下流

下流水位
EL. 808.8m

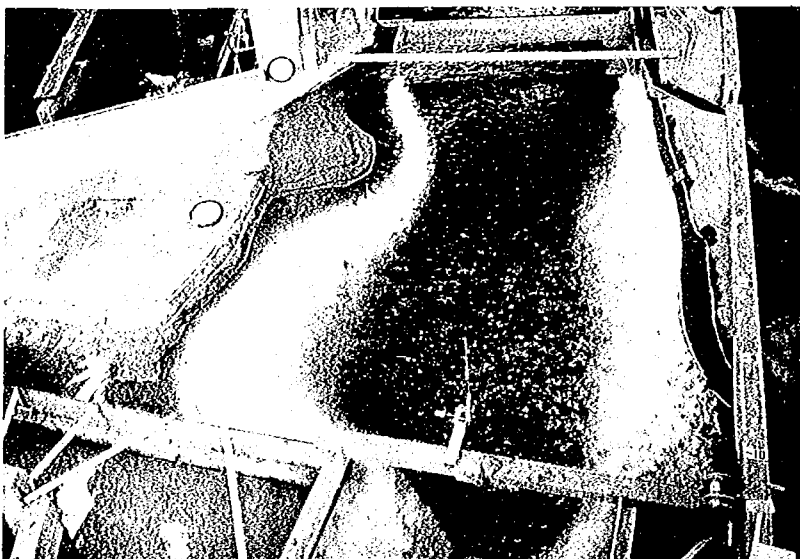
写真 3 - 3 分流堰下流の河床（元河床、通水後）



下流水位
EL. 812.8m



下流水位
EL. 810.8m

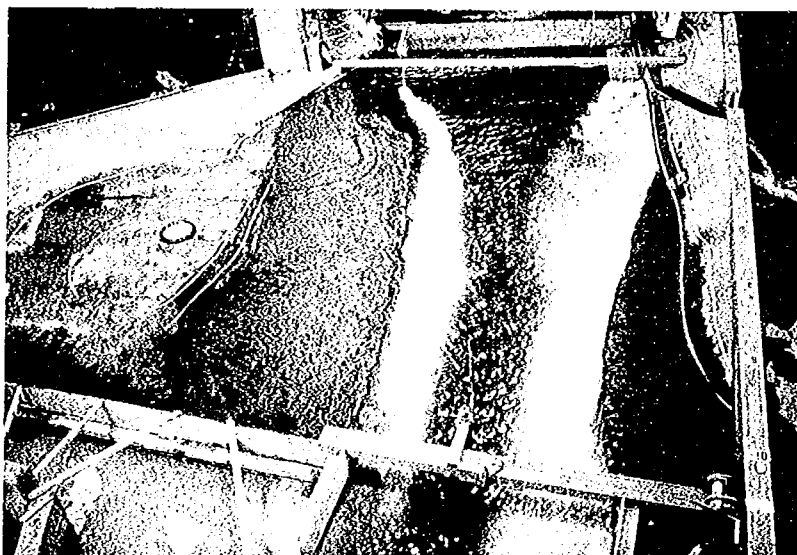


下流水位
EL. 808.8m

写真 3-4-1 分流堰下流の流況（浚渫河床）（下流より分流堰をみる）

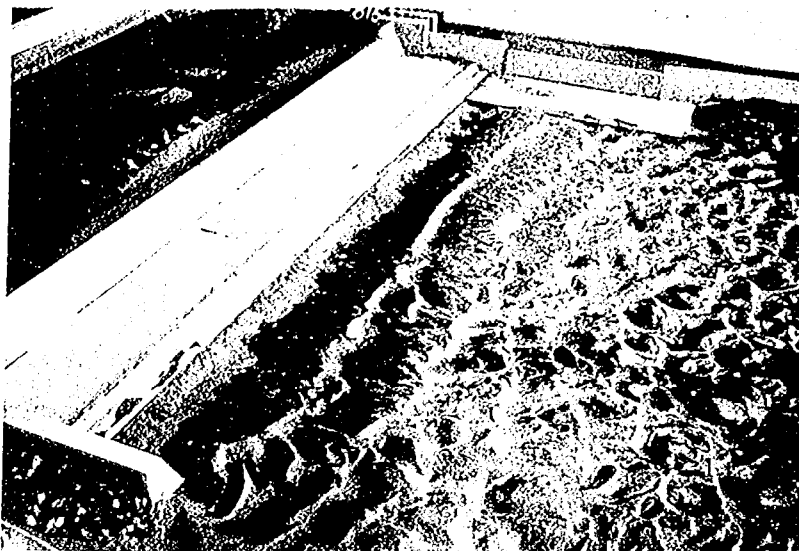


下流水位
EL. 807.8m

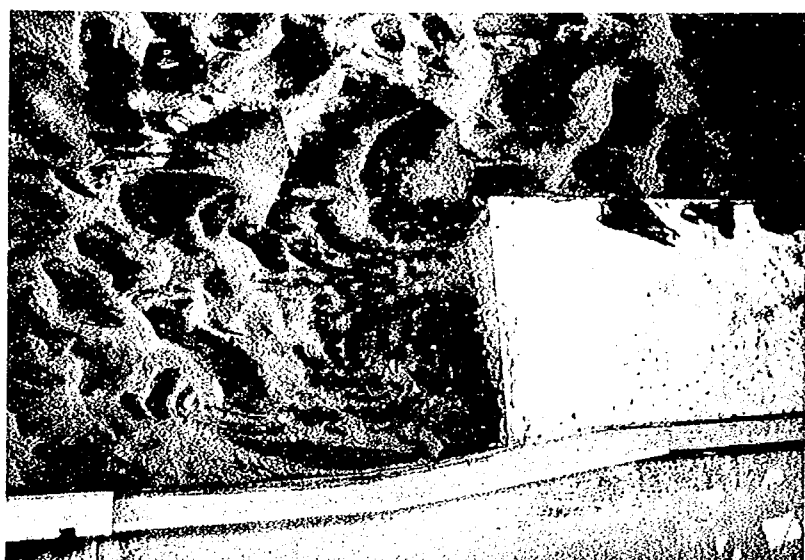


下流水位
EL. 806.1m

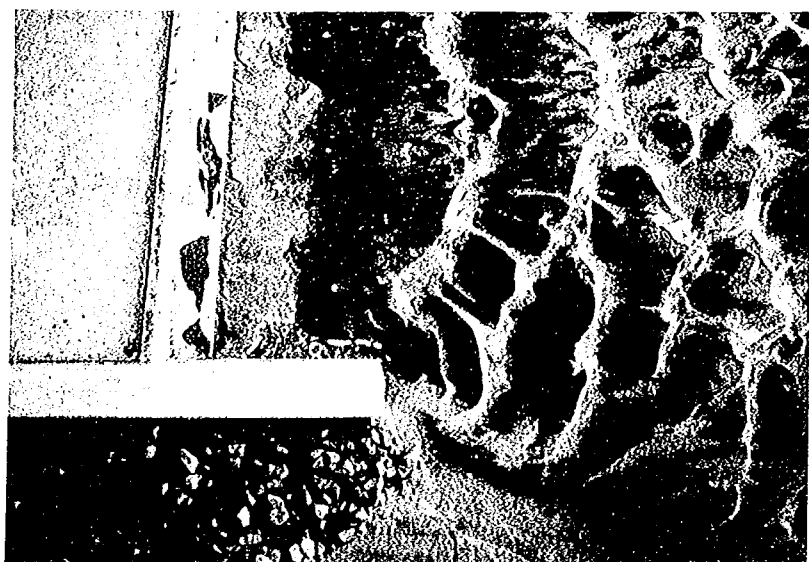
写真3-4-2 分流堰下流の流況（浚渫河床）（下流より分流堰をみる）



分流堰および
下流河道



分流堰左岸の
横越流堰付近



分流堰減勢工
の直下流

下流水位
EL. 807.8m

写真 3-5 分流堰下流の河床（浚渫河床、通水後）



分流堰および
下流河道



分流堰左岸の
横越流堰付近



分流堰減勢工
の直下流

下流水位
EL. 806.1m

写真3-6 分流堰下流の河床（浚渫河床、通水後）

3-3 護床工の検討

3-3-1 概要

(1) 検討内容

本節では分流堰下流の河道の洗掘防止を対象とするもので、護床工を中心に検討している。分派施設における分派計画は図3-11に示すものと考えられており、分流堰下流に $720\text{ m}^3/\text{s}$ 近く流下することが想定される。

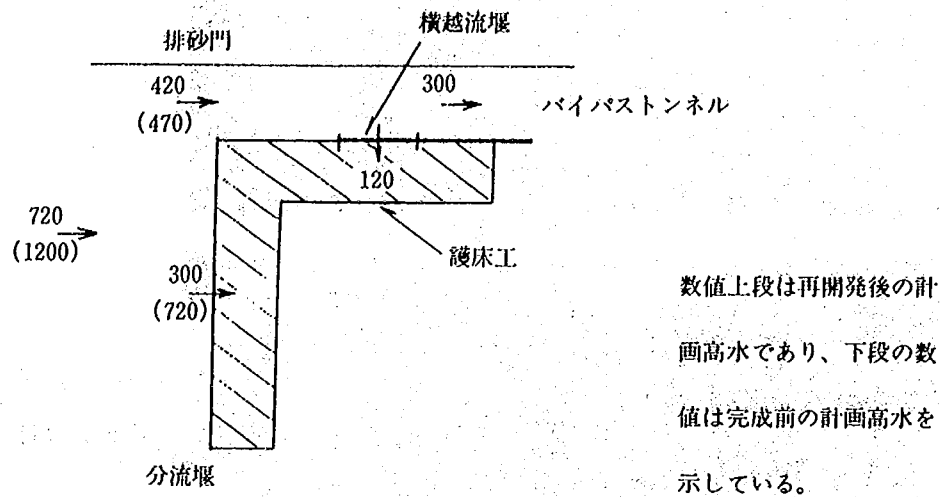
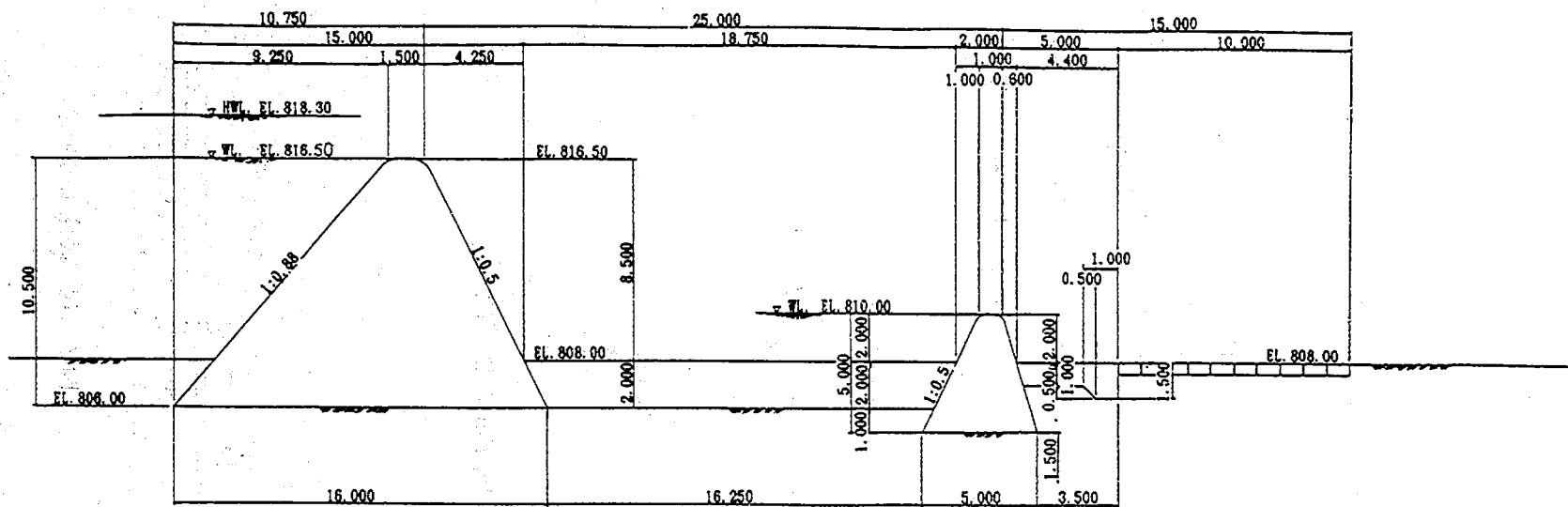


図3-11 分派計画

このため先に述べたように分流堰下流に減勢工ならびに護床工の設置を計画している。ここでは、再度分流堰下流の水理検討を行い、図3-12に示した設計原案の妥当性を検討する。

越流部断面 S=1/100



非越流部断面 S=1/100

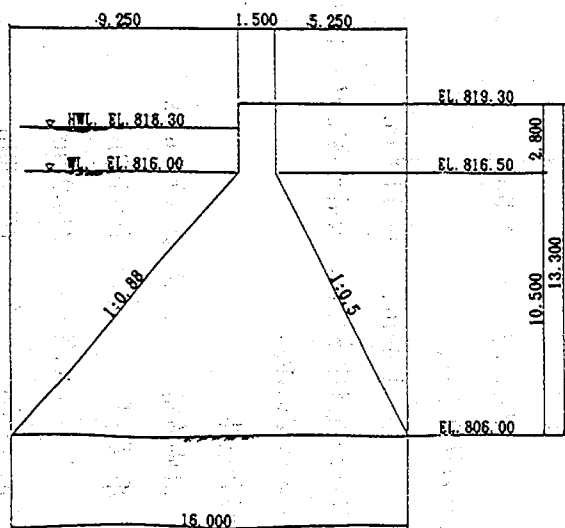


図 3-12 設計原案形状図

(2) 水理計算

① 分流堰下流の減勢工の検討

設計条件として分流堰より $720 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流されたケースを考える。計算結果を以下にまとめる。

$$Q = CBH^{3/2} \quad (C = 1.8, B = 160, Q = 720)$$

より、 $H = 1.86 \text{ m}$

$$V = \alpha \sqrt{2g(H+Z)} = 0.9 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot (816.5 + 1.86 - 808)} \\ = 12.8 \text{ m/s}$$

$$h_1 = Q/BV = 720/160 \cdot 12.8 \\ = 0.36 \text{ m}$$

$$F_1 = V/\sqrt{gh} = 12.8/\sqrt{9.8 \cdot 0.36} \\ = 6.84$$

$$h_2 = h_1/2 \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \\ = 3.14$$

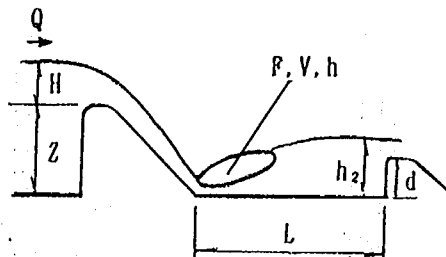


図 3-13 減勢工の検討

(シル高の算定)

岩崎の式から求めることにする。

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

より

$$d = 1.33 \rightarrow 1.5 \text{ m}$$

以上の計算より、

$$d = 1.46 \text{ m}, Z = 14.89 \text{ m}$$

となるが設計原案では、余裕をみて $d = 2.0 \text{ m}$ 、 $Z = 18.75 \text{ m}$ となっている。

② 護床工の検討

設計条件

計画流量 : $Q_{max} = 720 \text{ m}^3/\text{s}$

堰堤長 : $b = 160 \text{ m}$

エンドシル高 : $D = 2.0 \text{ m}$

河道幅 : $B = 160 \text{ m}$

河床勾配 : $I = 1/500$

粗度係数 : $n = 0.037$

河床状態 : 礫と砂

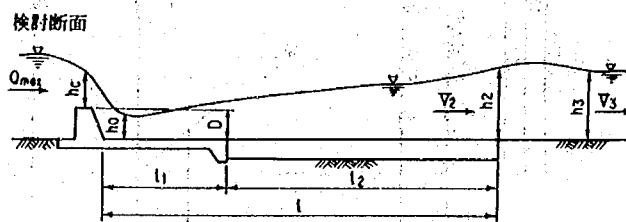


図 3-14 護床工の検討

h_0 : 堤頂水深 (限界水深) (m)

h_0 : シル下流水深 (m)

h_2 : シル下流水深に対する共役水深 (m)

h_3 : 護床工下流端常流水深 (m)

z_1 : 水叩工長 (m)

z_2 : 護床工長 (m)

z : 保護工長 (m)

(護床工長の算定)

エンドシル下流の水叩工長と護床工長についてはブライの方法及び水理学的計算により求め、両者を比較して決定することとする。

(a) ブライの方法

設計条件より単位幅流量 q は、

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{720}{160} = 4.56 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

ブライの式より

$$\text{水叩工長 } z_1 \text{ は } z_1 = 0.6 C_0 \sqrt{D}$$

$$\text{護床工長 } z_2 \text{ は } z_2 = 0.67 C_0 \sqrt{D \cdot q} - z_1$$

ここに C_0 : ブライ浸透路係数

従って

$$z_1 \approx 5.2 \text{ m}$$

$$z_2 \approx 6.8 \text{ m}$$

表 3-2 ブライの浸透路係数

区 分	C_0
微細砂又はシルト	18
細 砂	15
粗 砂	12
砂、砂利混合物	9
玉石混じり粗砂利	4~6

(河川砂防基準より)

(b) 水理学的計算

水理学的計算を行い跳水終了点までの長さを求め、水叩工下流端からこの点まで護床工を設け、洗掘を防止するものとする。

シル下流水深 h_0 は、

$$h_0^3 - E_0 h_0^2 + \frac{q^2}{2g} = 0$$

ここに、 E_0 : 水叩面を基準としたシル頂における全エネルギー

$$E_0 = D + 1.5 h_c = D + 1.5 \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3}$$

従って

$$h_0^3 - 3.93 h_0^2 + 1.06 = 0$$

$$\therefore h_0 = 0.56$$

シル下流堰水深 h_0 に対する共役水深 h_2 は

$$h_2 = \frac{h_0}{2} (\sqrt{1 + 8 F_0^2} - 1)$$

ここに、 F_0 : 水深 h_0 に対するフルード数

$$F_0 = \frac{q}{\sqrt{g \cdot h_0^3}}$$

$$\therefore h_2 = \frac{0.56}{2} \times (\sqrt{1 + 8 \times 3.48^2} - 1) = 2.49\text{m}$$

跳水 z_1 は、

$$z_1 = 4.5 h_2 = 11.2\text{m}$$

従って、護床工長 z_2 は、

$$z_2 = z_1 - z_1 = 6.0$$

ここに z_1 : プライの公式より求めた水叩工長 ($z_1 = 5.2\text{m}$)

従って、余裕をみて

$$z_1 = 5.2\text{m}, z_2 = 7.0\text{m}$$

とする。

実験では護床工として当時、ダム水工研究室が所有していたもので、本施設に適用可能なものをサンプリングして使用することとし、3～4 t の間の護床工を用いた。また、配置は計算結果にやや余裕をみて配置した。

3-3-2 護床工の効果

設計原案の水理検討より図 3-12 に示す形状を基本とし、以下の調査を進める。なお、全体の配置は図 3-15 に示すものとなる。

調査に先立ち分流堰下流の流況に大きく影響を与える下流水位について論じておく。

分流堰下流の水位は、美和ダムの貯水池計画に依存するが、美和ダムの水位として $720 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量が分流堰を流下する場合、サーチャージ水位 (EL. 815) に近いことが予想される。そこで、分流堰下流の水位として危険側を想定して常時満水位である EL. 812.8m を基本とし、流況に応じて順次水位を低下させることで検討することとした。護床工下流の河床は浚渫河床高である EL. 808m でフラットに整形した。

実験は下流にあらかじめ水をはっておき、河床が大きく変化しないようにして、通水を行っている。なお、実験上のモデルの終端 (No-7) には天端が EL. 808m であるせき板を配している。

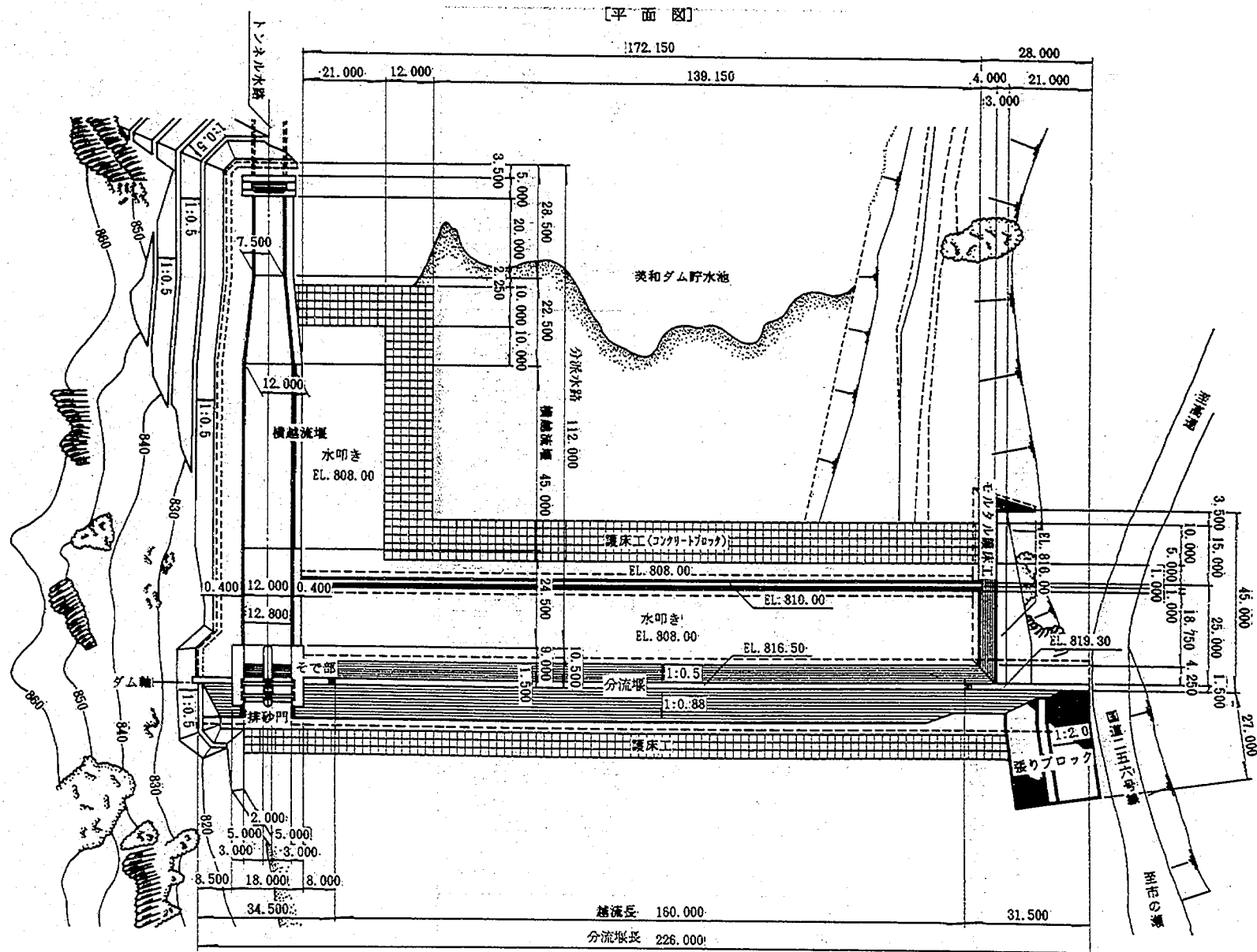


図3-15 分派施設配置平面図

実験は、分流堰上流よりの流量を上流ダム完成後の計画高水流量である $720\text{ m}^3/\text{s}$ とし、流況観察を行いながら順次下流水位を調節した。結果の概要を表 3-3 に示す。計測は流況、水位、河床とし結果を図 3-16、図 3-17 にまとめた。流況の概要を以下にまとめる。表 3-3 に示したように、下流水位を漸次上げて EL. 808m (浚渫河床高) としても護床工の移動は全くないことが確認された。このため極限状態として浚渫した河床が低下することを想定して、下流に設置したせき板を撤去し下流水位をさらに上げた。その結果、河床が低下した影響で分流堰下流の護床工が一部沈下するとともに、横越流堰下流の護床工の一部が移動した。その後通水を続けたが河床、護床工も安定したため、通水を止めて河床の計測を行った。

以上の検討より本実験で検討した護床工 (4 t 相当の凹凸の少ないブロック) を配すれば、分流堰および横越流堰下流の河床は安定しており、特に問題はないと考えられる。

表 3-3 護床工検討実験内容

実験番号	内 容	調査項目	結 果	備 考	通水時間
1	下流水位を常時満水位 EL. 812.8m として通水した。	流況観察	河道の土砂は全く動かない。	—	19時間46分
2	下流水位を EL. 810m として通水した。	〃	〃	写真 3-7	25時間03分
3	下流水位を EL. 808m として通水した。	〃	〃	写真 3-8 写真 3-9	29時間00分
4	下流にせき板を設置し、下流水位を全く与えない状況で通水した。	流況、水位、河床 図 3-16 図 3-17	護床工の一部が移動したが、水叩き付近の河床は大きくは変化しない。	下流水位調節板をたおしているため、河床が低下する。	37時間34分

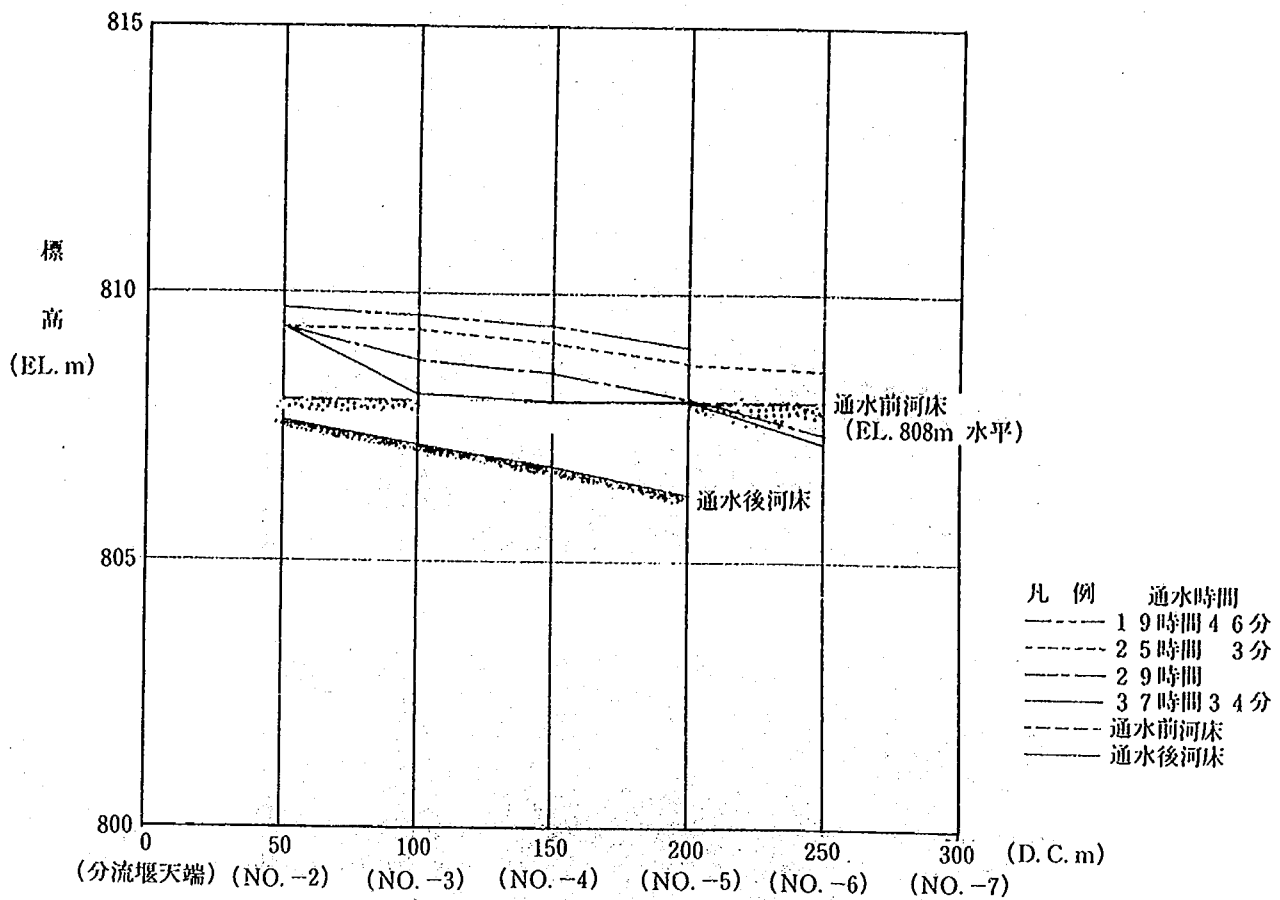


図 3-16 水面形比較図 (分流堰下流河道)

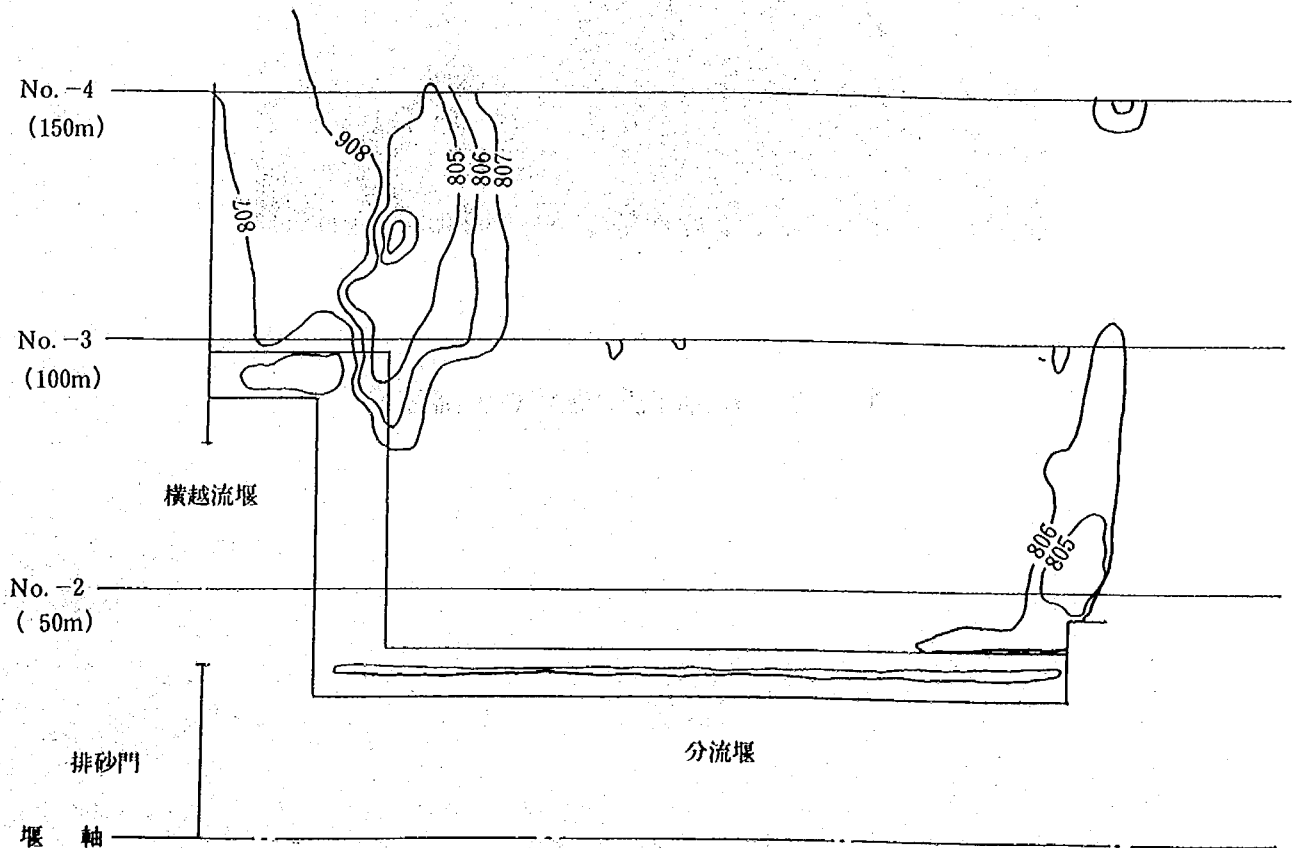


図 3-17 通水後の河床形状 (分流堰下流河道)

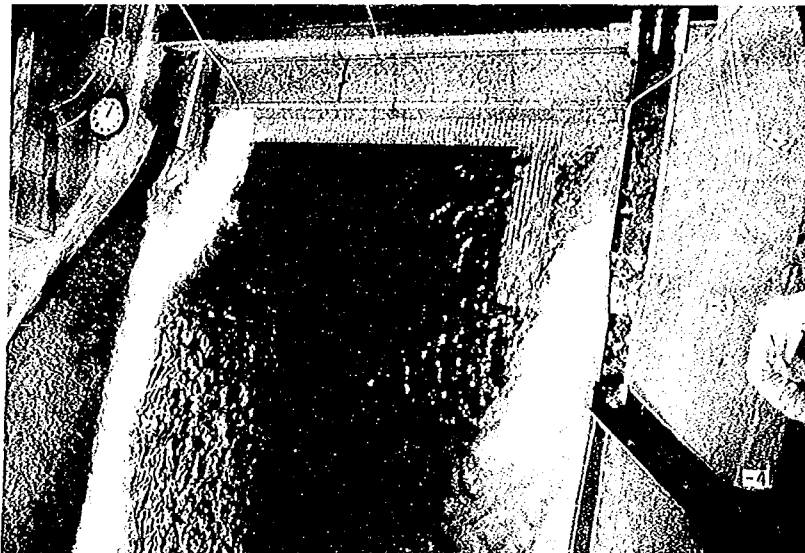
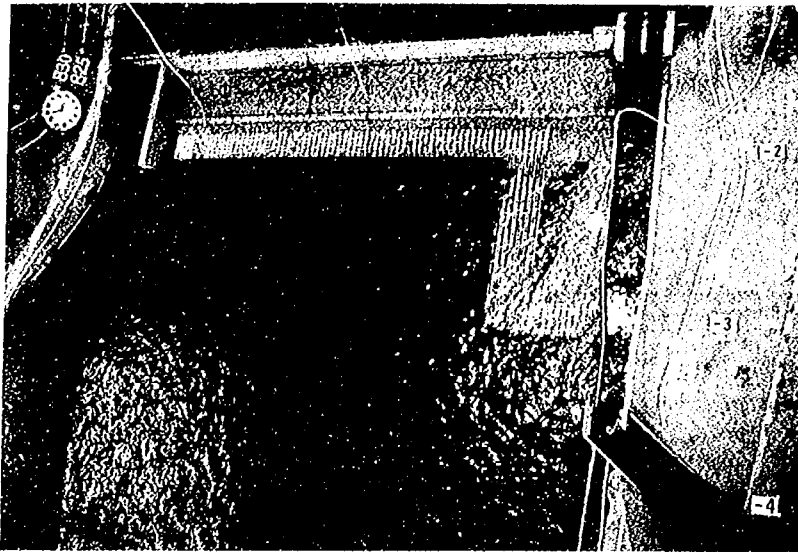


写真 3 - 7 分流堰下流の流況（実験番号 2）

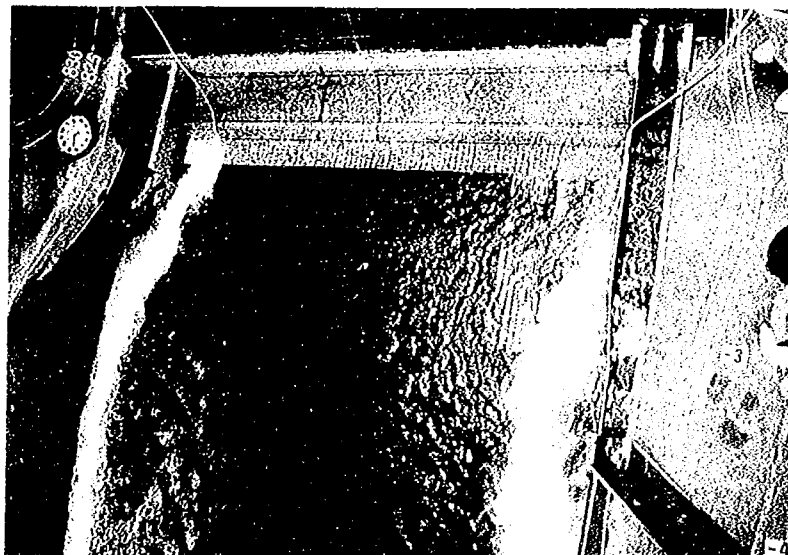
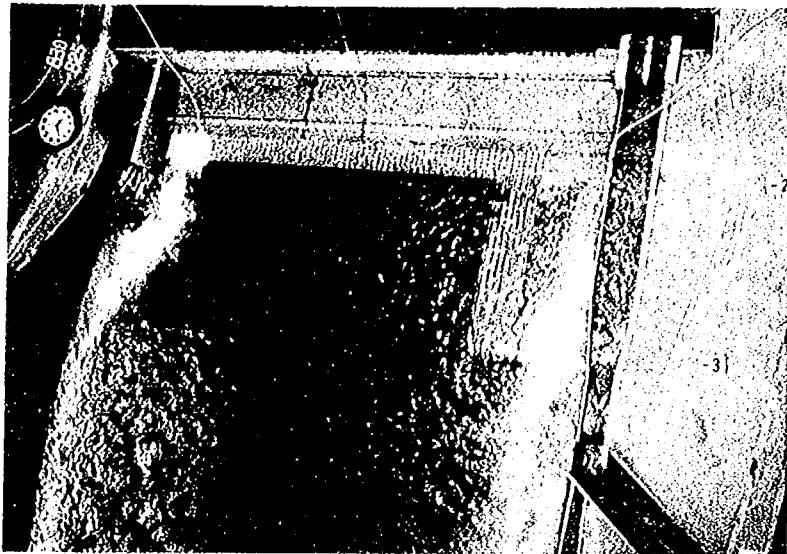


写真 3 - 8 分流堰下流の流況（実験番号 3）

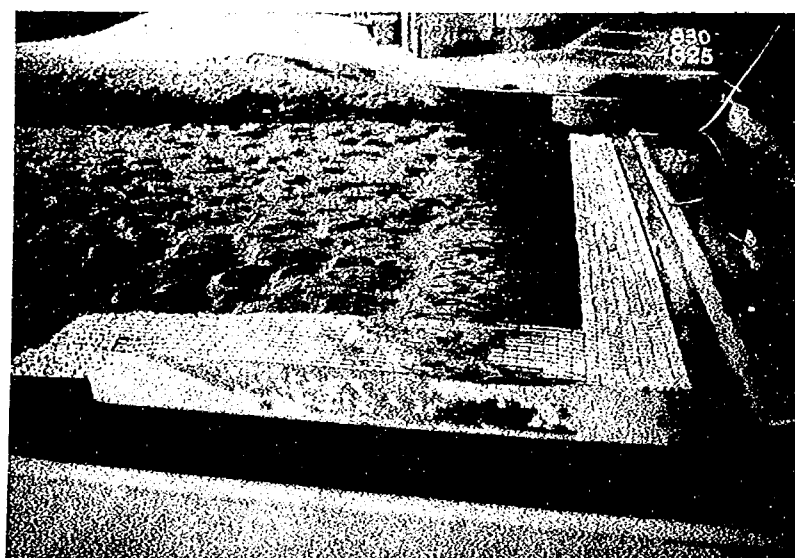
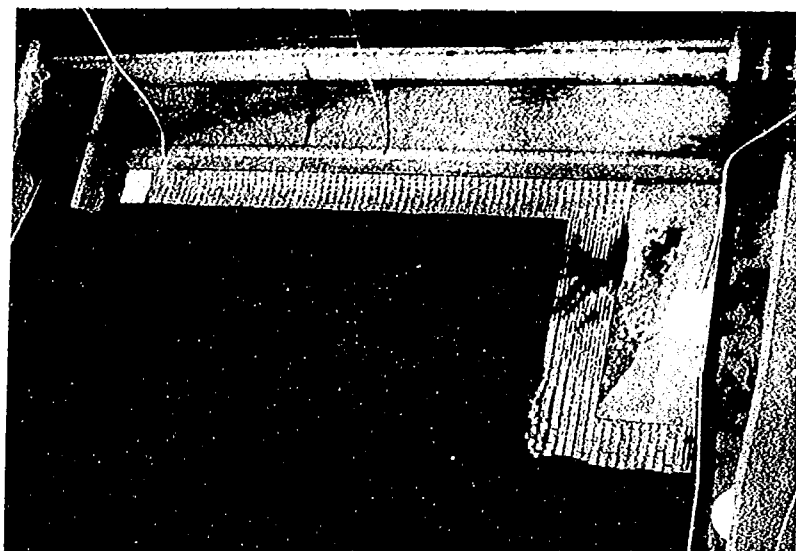


写真 3 - 9 分流堰下流の護床工（実験番号 3 で通水後）

第4章 分派水路の水理機能

第4章 分派水路の水利機能

4-1 概 説

分派水路は、分流堰によりせき上げられた流水をバイパストンネルへ導流する施設であり、濁水を取り込む排砂門、トンネルへの導水量を制限するため濁水の一部を河道へ戻す横越流堰を有する水路である。

第4章は、この分派水路を水利設計であり、「4-2 分派水路の機能設計」、「4-3 分派水路の水利検討」、「4-4 流木対策」、「4-5 土砂のフラッシング」で構成されている。

「4-2 分派水路の機能設計」は、分派水路の概略設計案の検討経緯を示したもので、特に、分派水路下流端の水位が経年的な粗度変化によるトンネルの水位変化の影響を受けないようにするためのシルの諸元を決定するための実験による検討の過程を記述してある。

「4-3 分派水路の水利検討」は、前節の「分派水路の機能設計」の検討により提示された設計原案から、改良案、実施設計案と進展する施設の水利設計の過程を記述したものであり、これにより実施設計案が提示されている。この中では、水路末端に設けられるシルの高さの検討が重要である。

「4-4 流木対策」は、トンネルの閉塞の危険を避けるため、排砂門上流に設置される流木の流入防止対策施設の機能の確認のための検討であり、施設としては円柱構造物によるスクリーンを想定している。

「4-5 土砂のフラッシング」は、恒久堆砂対策の補助システムとして、将来、美和ダム貯水池から浚渫あるいは掘削した土砂の一部を排砂門の上流に一時的に堆積させ、洪水時にフラッシングさせるシステムの可能性について検討しているものである。これは堆積時の濁水の発生もあり今後の課題となっている。

水利実験は、分流堰の一部と排砂門、横越流堰を含む分派水路を縮尺1/25で再現した模型を用いている。模型は検討の進展に従って改造を加えているが、実施設計案の検討に使用した実験模型の概要を図4-1に示す。

また、測定方法は以下の通りである。

① 貯水池水位

水槽側部に取り付けられた水位前の水位を1/10mm読みポイントゲージで計測する。

② 流 量

電磁流量計 実験施設に設けられている電磁流量計による。データとしてはプリンタ出力値を3個記録し、その平均値を採用する。

四角堰 量水槽下流に設けられた四角堰により計測する。流量換算は板谷・手島の式を用いる。

③ 水面形

1/10mm読みポイントゲージで計測する。計測は平均水位とした。

④ 流 速

二次元の電磁流速計（計測技研：最大1m/s まで）により計測する。

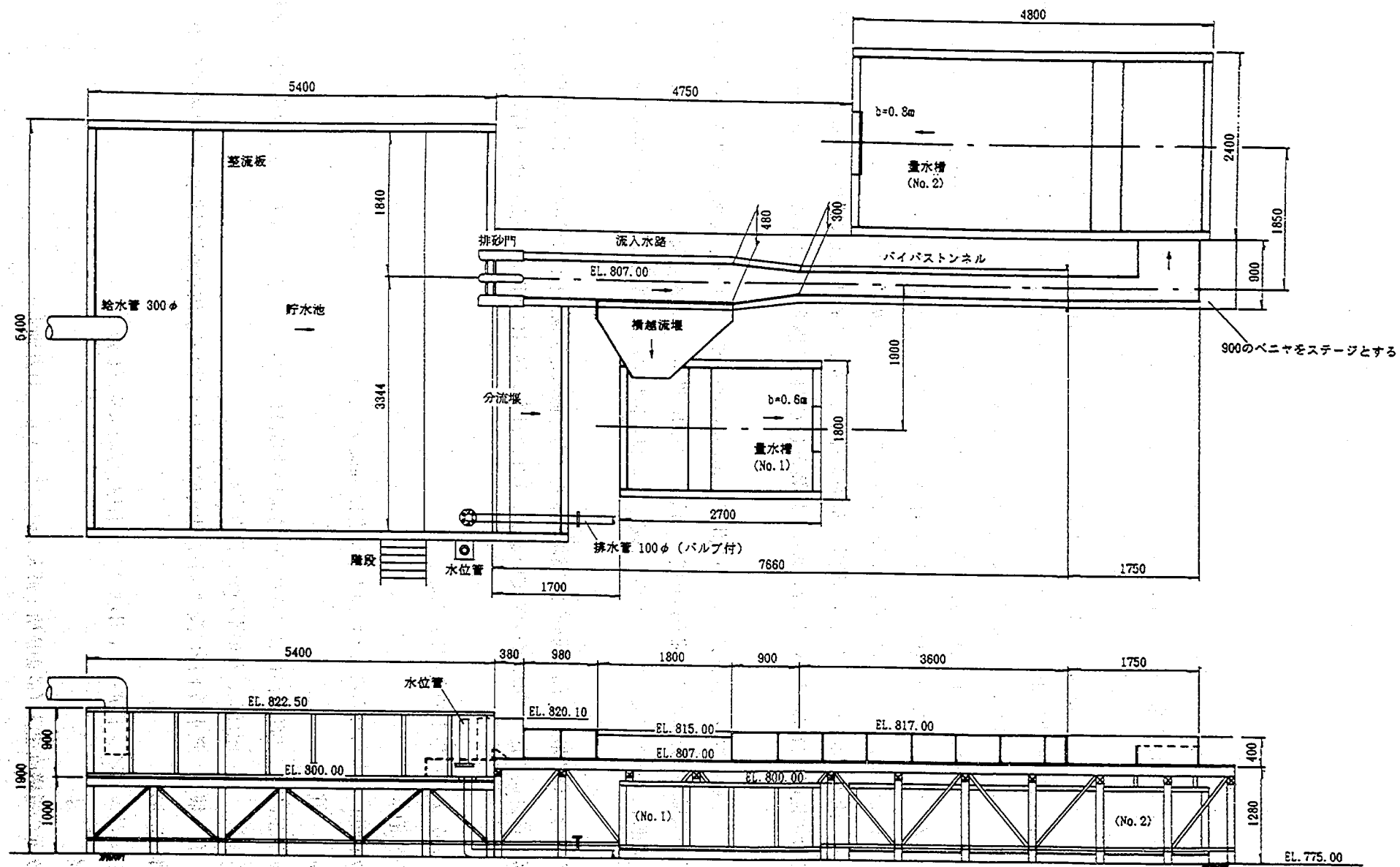


図 4 - 1 - 1 分派水路模型概要

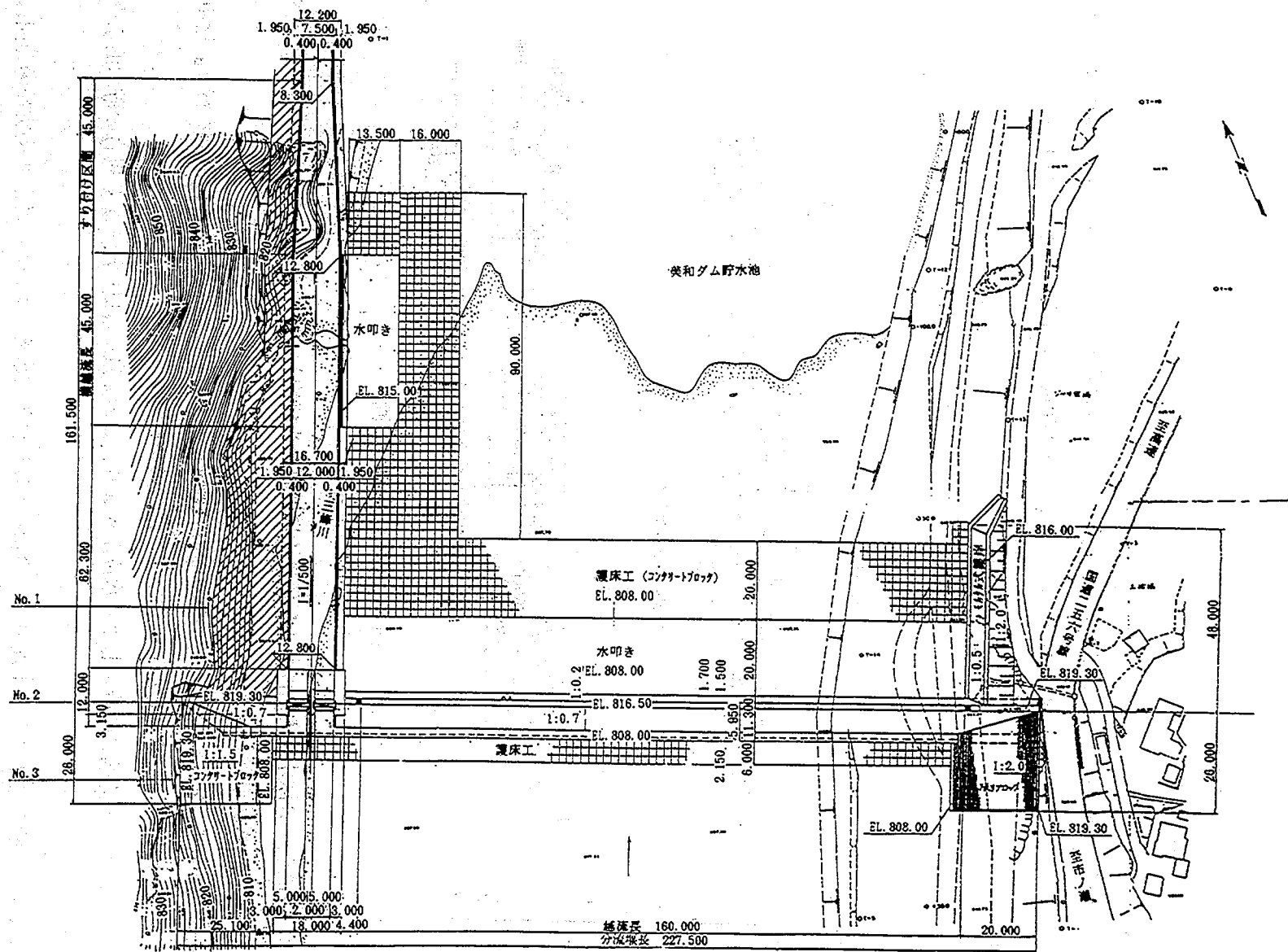


図4-1-2 分派施設概要図(原案)

⑤ 流 況

35mmカメラおよびビデオカメラによる撮影および目視によるスケッチを行う。

また、分派施設の検討に際しての原案を図4-1-2に示す。

4-2 分派水路の機能設計

4-2-1 設計概要

(1) 設計計算

分派施設の流量に係る計画の概要を図4-2にまとめた。計画は確定したものではないが実験上流入量が $300\text{ m}^3/\text{s}$ 未満では、全量を排砂門で取り込むものとし、 $1,200\text{ m}^3/\text{s}$ が流入した場合、バイパストンネルには $320\text{ m}^3/\text{s}$ 流入させるものとしている。

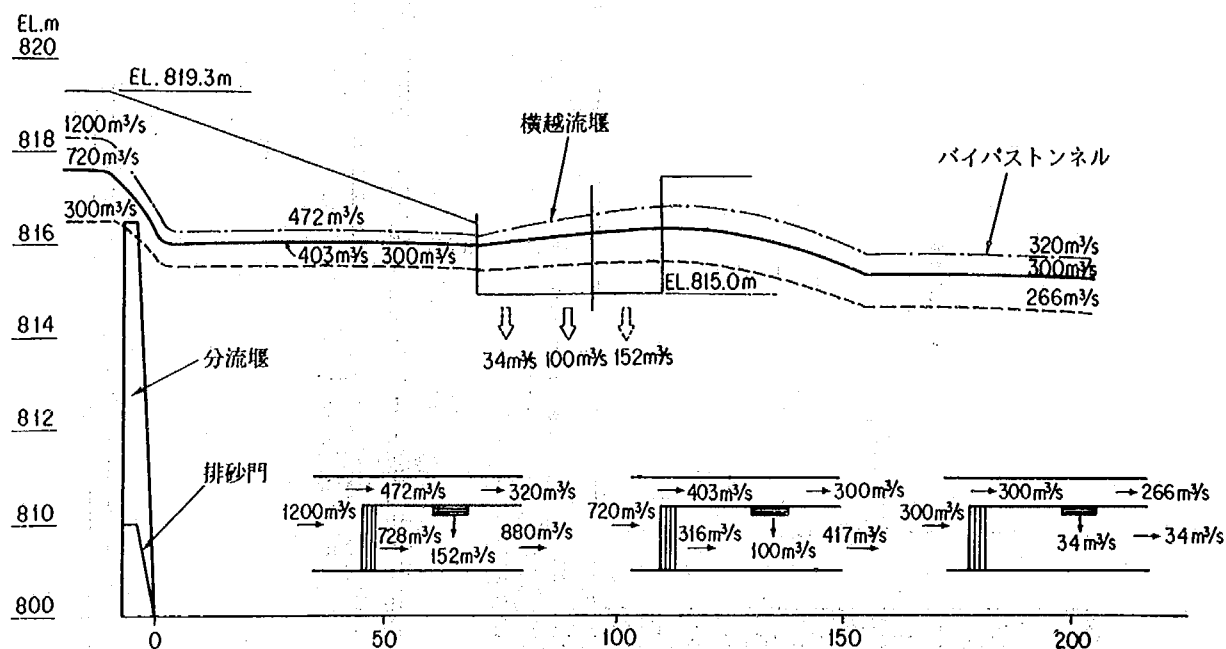


図4-2 流量配分計画

設計では、分派堰、分派水路の断面および横越流堰の長さを設定し、流入量 $300\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $720\text{ m}^3/\text{s}$ および $1,200\text{ m}^3/\text{s}$ の場合の水面追跡を以下の手順で行っている。

- ① 下流端で流量を設定し、ここを等流水深とし上流端Bまでの不等流計算 ($n=0.016$) を行う。途中の横越流堰はDeMarchi ($C=1.84$) の式により越流量を算定する。
- ② ①の計算により上流端Bの流量および水位が求まり、この流量が吞口を流入する場合の貯水池水位 C を求める。

C の水位は実験から求めた「本間の式」の $m_2 = 1/1$ 付近で求めるものとする。この実験の範囲は h_1/W が $0.25 \sim 0.6$ である。本検討では、 h_1/W の値が5に達するためには、適用範囲外となり問題は残るが、設計上、本間の式を用いるものとする。ただし、流量係数は $1.28 + 1.42 \times 0.6 \approx 2.1$ を最大とした。

完全越流 $Q = C_0 B h_1^{3/2}$

不完全越流 $Q = C B h_1^{3/2}$

もぐり越流 $Q = C' B h^2 \sqrt{h_1 - h_2}$

ここに、

Q : 越流量 (m³/s)

C_0 、 C 、 C' : 流量係数 (m^{1/2}/s)

h_1 、 h_2 : 堰頂を基準とする上流および下流水深 (m)

B : 堰幅 (m)

表 4 - 1 台形せきの流量係数

下流面 勾配 m_2	上流面 勾配 m_1	完全越流係数 C_0	境界となる h_2/h_1 の値	不完全越流 C/C_0	境界となる h_2/h_1 の値	もぐり越流 C'/C_0
3/5 以下	鉛直～ 3/4	$1.37 + 1.02 \frac{h_1}{W}$	0.60	$1.018 - 0.030 \frac{h_2}{h_1}$	0.7	2.6
1/1 付近	鉛直～ 3/2	$1.28 + 1.42 \frac{h_1}{W}$	0.45	$1.090 - 0.200 \frac{h_2}{h_1}$	0.8	2.6
3/2 付近	鉛直～ 3/1	$1.24 + 1.64 \frac{h_1}{W}$	0.25	$1.032 - 0.124 \frac{h_2}{h_1}$	0.8	2.6
長方形断面 $h_1/L < 1/2$		1.55	2/3	—	2/3	2.6

③ 貯水池水位が求まれば、堰を越流する流量が求まる。

$$Q = C B h^{3/2}$$

C : 流量係数 (=1.9)

h : 越流水深 (貯水位 - EL. 816.5m)

B : 越流幅 (=160m)

(2) 水面追跡

各流入量における水面形を図 4 - 2 に、流量配分を表 4 - 2 に示す。流入量 1,200m³/s のときの堰上流、水位は EL. 818.3m であり、計画した非越流部標高 EL. 819.3m に対して 1.0m の余裕がある。

(3) バイパストンネルの断面照査

バイパストンネルは、標準馬蹄形で $2r = 7.5$ m で計画している。流量 300m³/s、320m³/s の場合の空面積を調べる。水位計算は、等流計算とし、粗度係数 $n = 0.023$ 、勾配 $I = 1/100$ とする。

表4-2 流量配分

単位: m^3/s

流入量	堰越流量	分派水路 流入量	横越流量	バイパストンネル 流入量	貯水池 流入量	堰上流水位 (EL. m)
300	0	300	34	266	34	816.5
720	360	403	100	300	417	817.5
1,200	728	472	152	320	880	818.3

表4-3 バイパストンネルの空面積 ($2r = 7.5\text{m}$)

流量 (m^3/s)	水深 (m)	流速 (m/s)	断面積 A' (m^2)	空面積 $A-A'$ (m^2)	$\frac{A-A'}{A'}$
300	5.89 (4.20)	7.56 (10.75)	39.65 (27.89)	7.00 (18.76)	0.177 (0.673)
320	6.38 (4.39)	7.56 (10.91)	42.49 (29.32)	4.16 (17.33)	0.098 (0.591)

* 全面積 $A = 46.65\text{m}^2$ * () 内: 粗度係数 $n = 0.015$ の場合

4-2-2 トンネルの粗度の影響

排砂門からの流入量および横越流堰からの放流量は、下流トンネル内の水位に影響される。しかし、下流水位はトンネルの粗度に依存するため排砂門や横越流堰の放流量は経年的に変化することになる。これを避けるため設計では、流入水路の末端に高さ1mのシルを設けて下流水位の変化を小さくさせることを考えている。本項では、このシル高を検討する前段階として、下流水位を変化させた時の水理機能について検討した。

結果は表4-4に示す通りである。トンネル粗度の0.012から0.016への変化に伴い、下流水位が1m程度上昇し横越流堰の流量の増加およびトンネル流量の減少がおこるが、排砂門からの流入量は変化していない。

また、 $n = 0.016$ となる下流水位を与えた時の放流能力を図4-4および表4-5に示すとともに、排砂門流入量 $470\text{m}^3/\text{s}$ の時の水面形の結果(下流水位を表4-4に示した3ケースである)を図4-5、4-6に示す。

なお、水面形の測定位置は図4-7に示す通りである。

表 4 - 4 粗度係数の影響

貯 水 位 (BL. m)	818.85	818.86	818.84
排 砂 門 流 量 (m^3/s)	472.15	472.13	472.13
横越流堰流量 (m^3/s)	125.78	142.66	162.03
トンネル流量 (m^3/s)	346.37	329.47	310.10
下 流 水 位 (BL. m)	814.62 ($n=0.012$)	815.10 ($n=0.014$)	815.63 ($n=0.016$)

※ () 内の数値は水路終端での水深が等流水深であると仮定して得られるマンニングの粗度係数を示している。

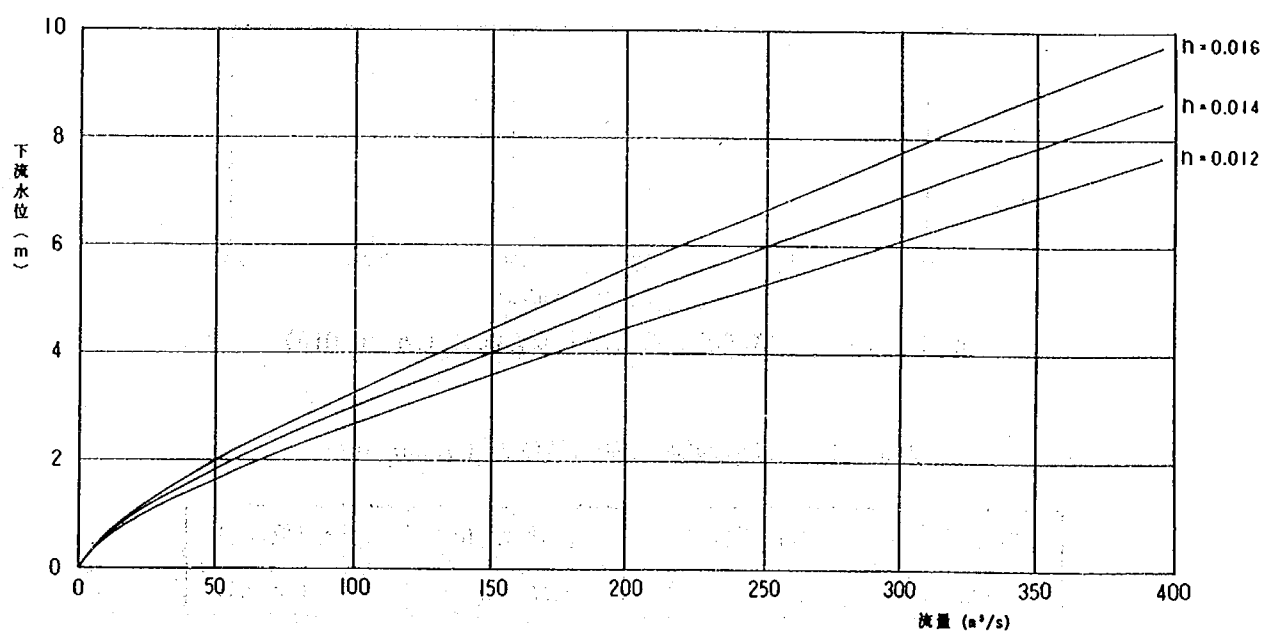


図 4 - 3 分派水路下流水位

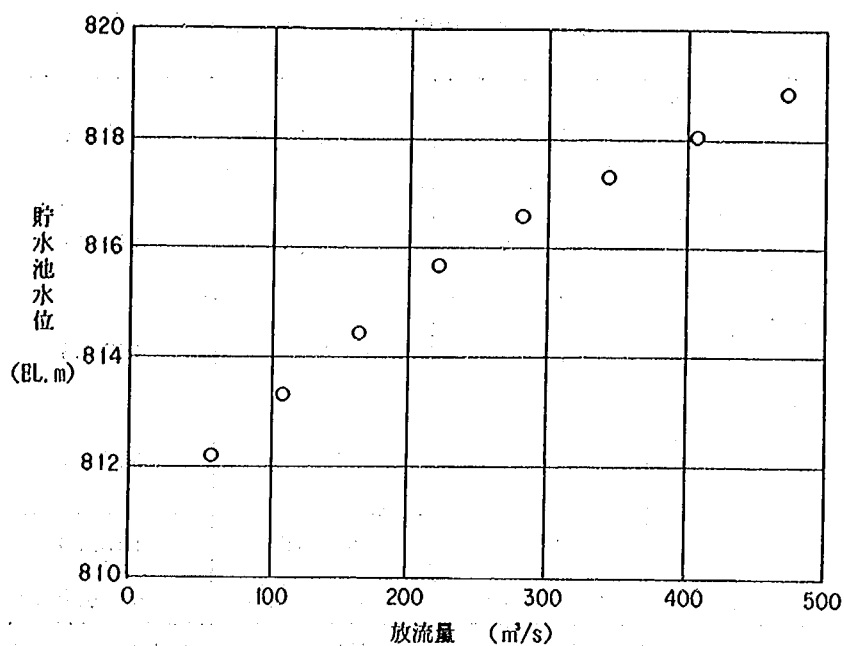


图 4-4-1 排砂門放流能力調查結果 ($n=0.016$)

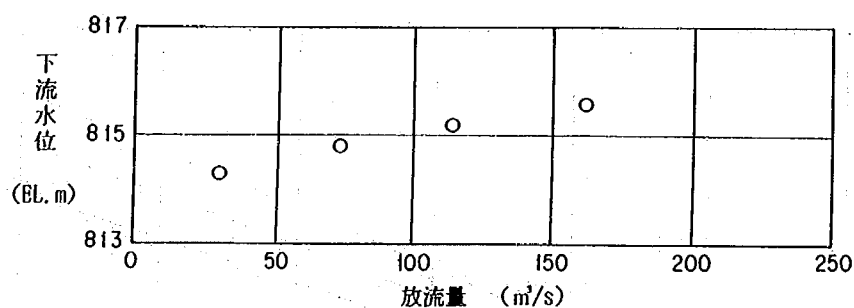


图 4-4-2 横越流堰放流能力調查結果 ($n=0.016$)

表 4-5 分派水路放流能力数值表 ($n=0.016$)

貯水池水位 (BL. m)	排砂門放流量 Q_a (m³/s)	下流水位 (H. m)	横越流放流量 Q_s (m³/s)
812.23	57.56	810.75	—
813.33	107.19	811.71	—
814.44	164.06	812.48	—
815.68	220.94	813.71	—
816.58	282.81	814.33	30.28
817.32	343.69	814.79	72.84
818.06	405.94	815.20	114.00
818.84	472.13	815.60	162.03

($n=0.012$)

貯水池水位	EL. 818.85m
下流水位	EL. 814.62m
排砂門流量	Q_o 472.50m ³ /s
横越流堰流量	Q_s 125.75m ³ /s

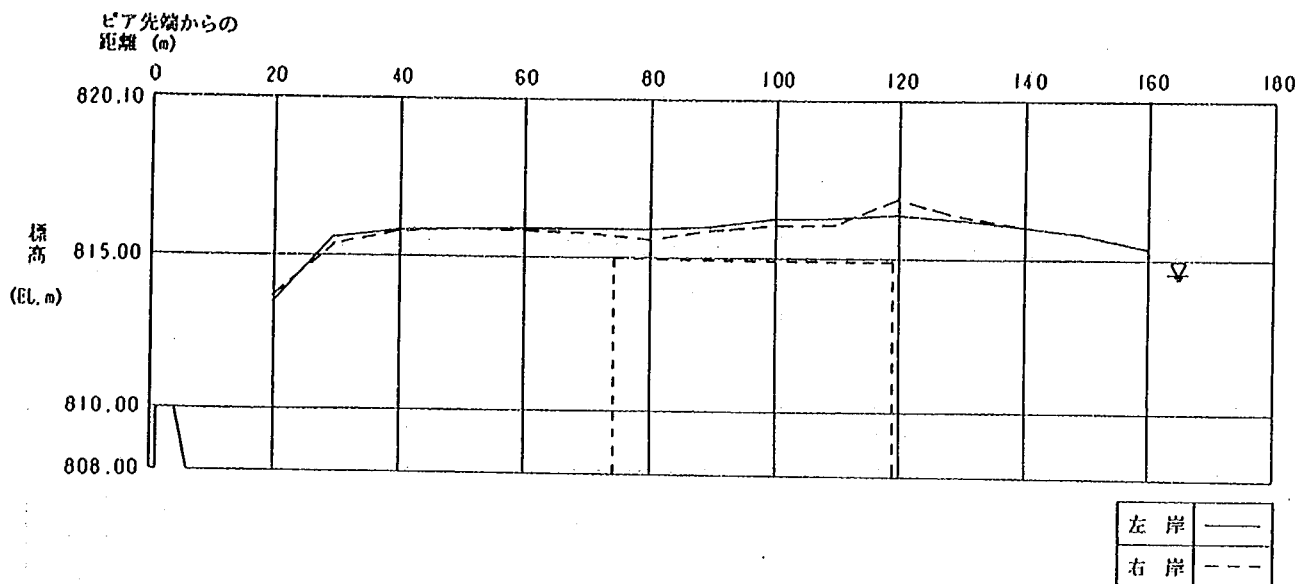


図 4 - 5 - 1 分派水路水面形測定結果 (縦断)

($n=0.014$)

貯水池水位	EL. 818.86m
下流水位	EL. 815.10m
排砂門流量	Q_o 472.13m ³ /s
横越流堰流量	Q_s 142.66m ³ /s

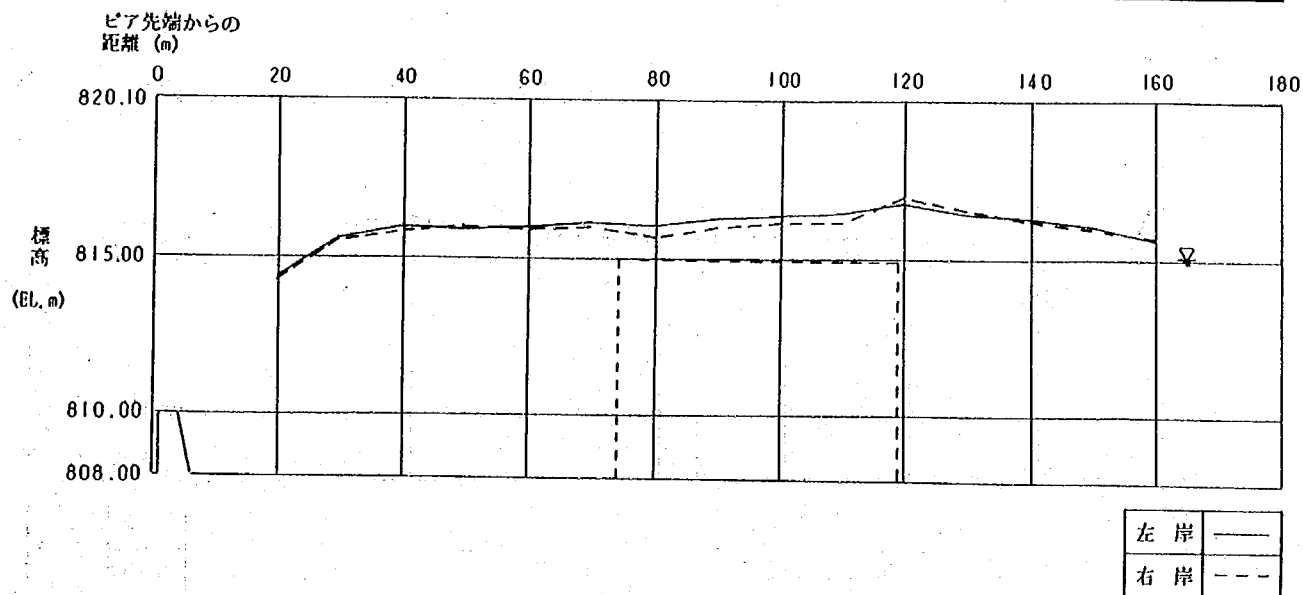


図 4 - 5 - 2 分派水路水面形測定結果 (縦断)

($n=0.016$)

貯水池水位	EL. 816.58m
下流水位	EL. 814.33m
排砂門流量	Q_0 282.81 m^3/s
横越流堰流量	Q_s 30.28 m^3/s

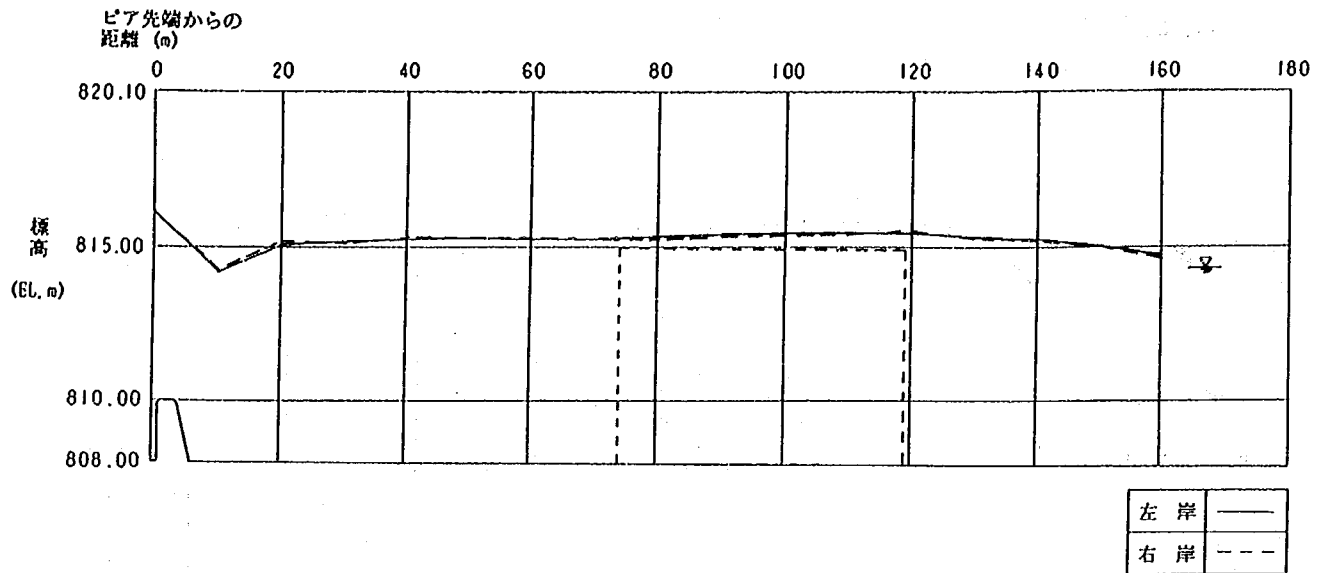


図 4 - 5 - 3 分派水路水面形測定結果 (縦断)

($n=0.016$)

貯水池水位	EL. 818.06m
下流水位	EL. 815.20m
排砂門流量	Q_0 405.94 m^3/s
横越流堰流量	Q_s 114.00 m^3/s

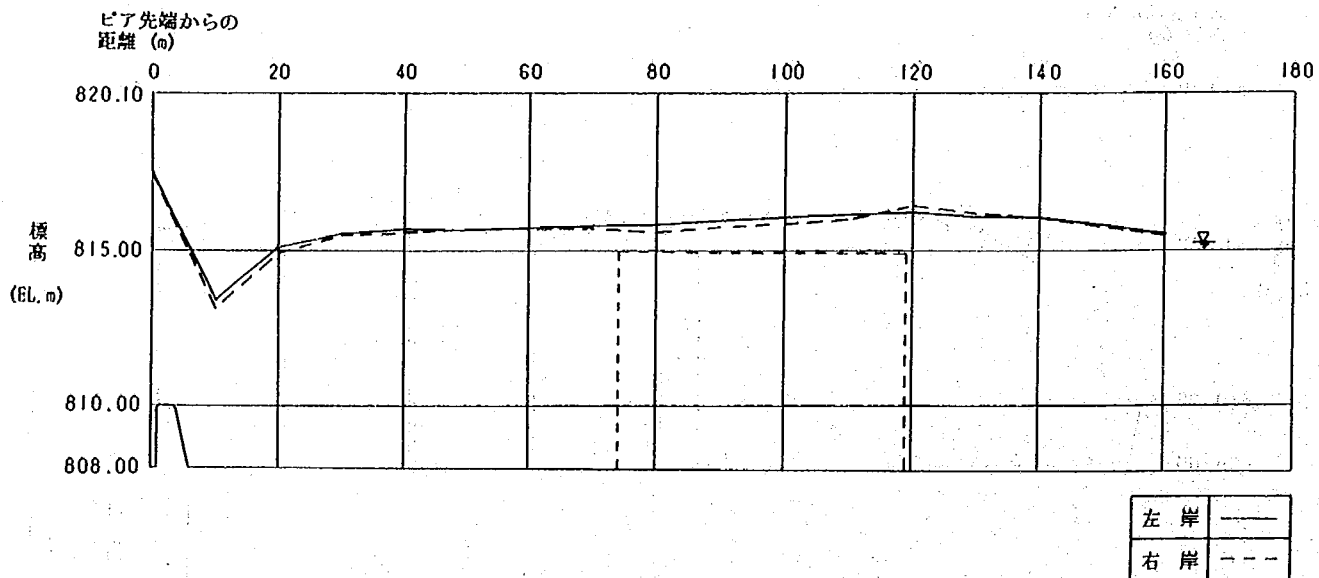


図 4 - 5 - 4 分派水路水面形測定結果 (縦断)

($n=0.016$)

貯水池水位	EL. 818.84m
下流水位	EL. 815.60m
排砂門流量	Q_0 472.13m ³ /s
横越流堰流量	Q_s 162.03m ³ /s

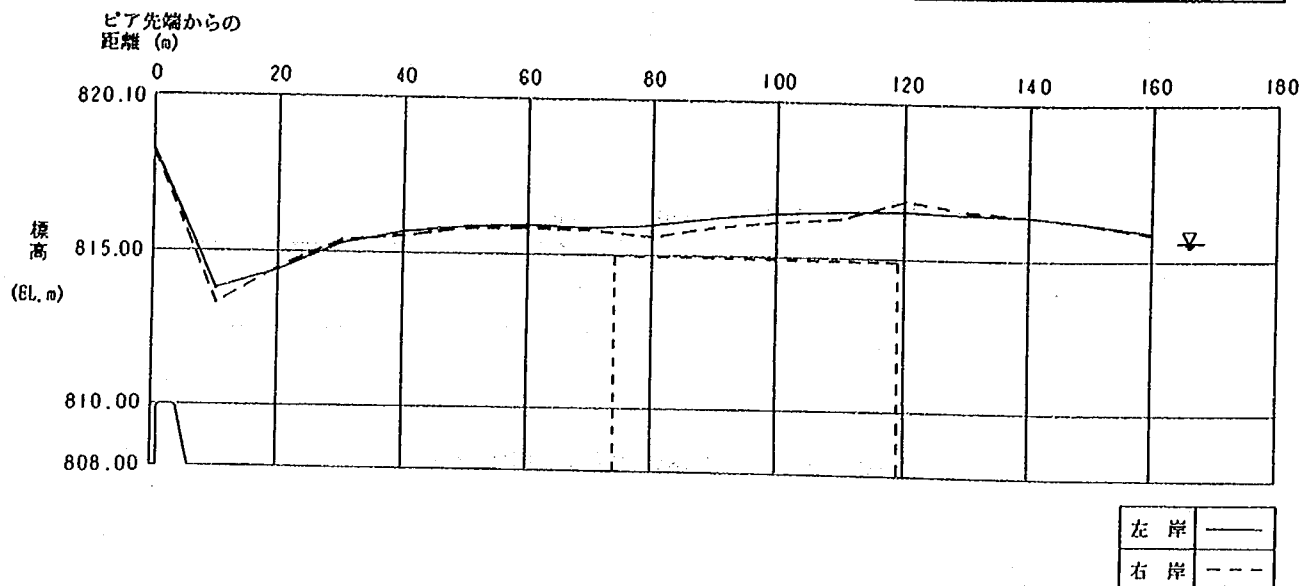


図 4 - 5 - 5 分派水路水面形測定結果 (縦断)

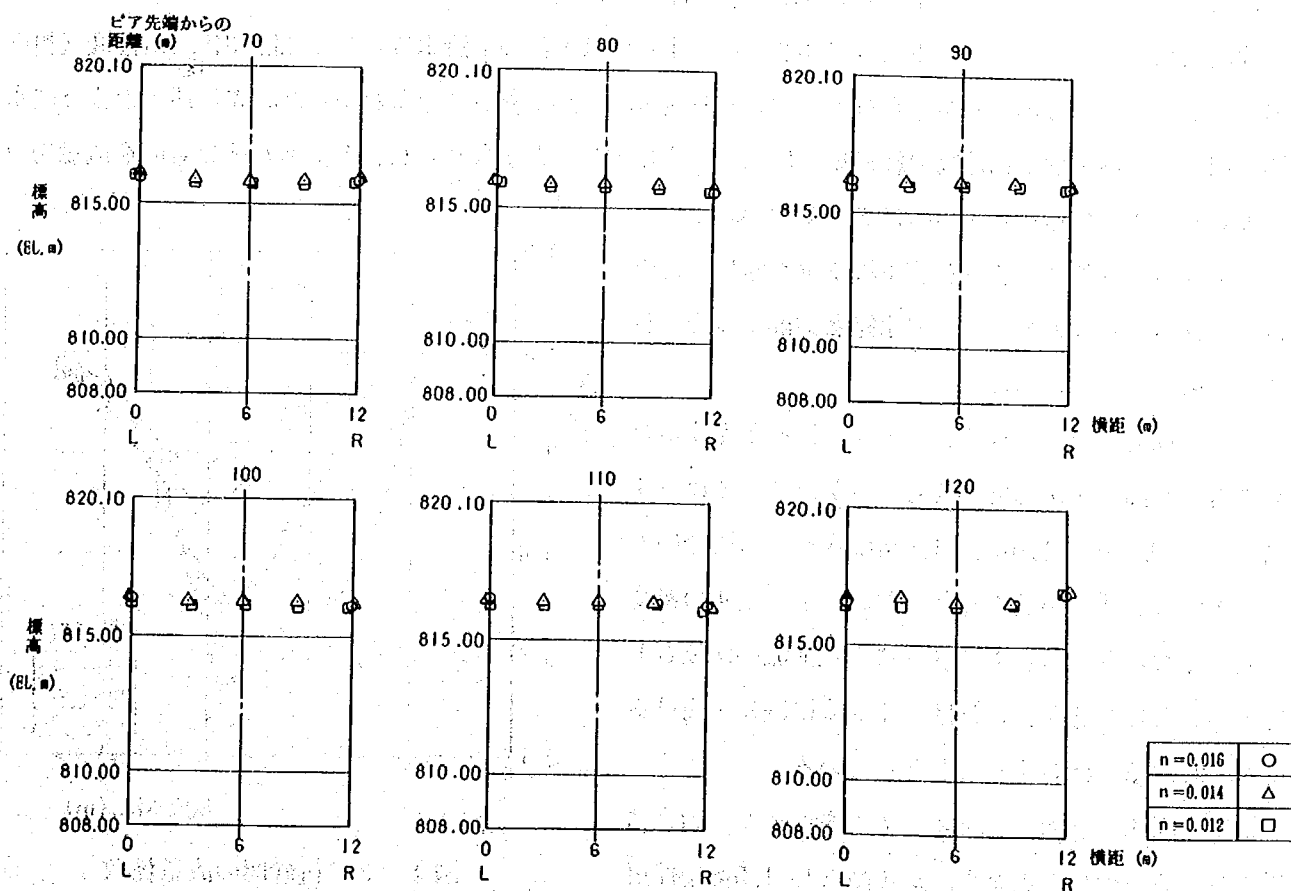


図 4 - 6 分派水路水面形測定結果 (横断)

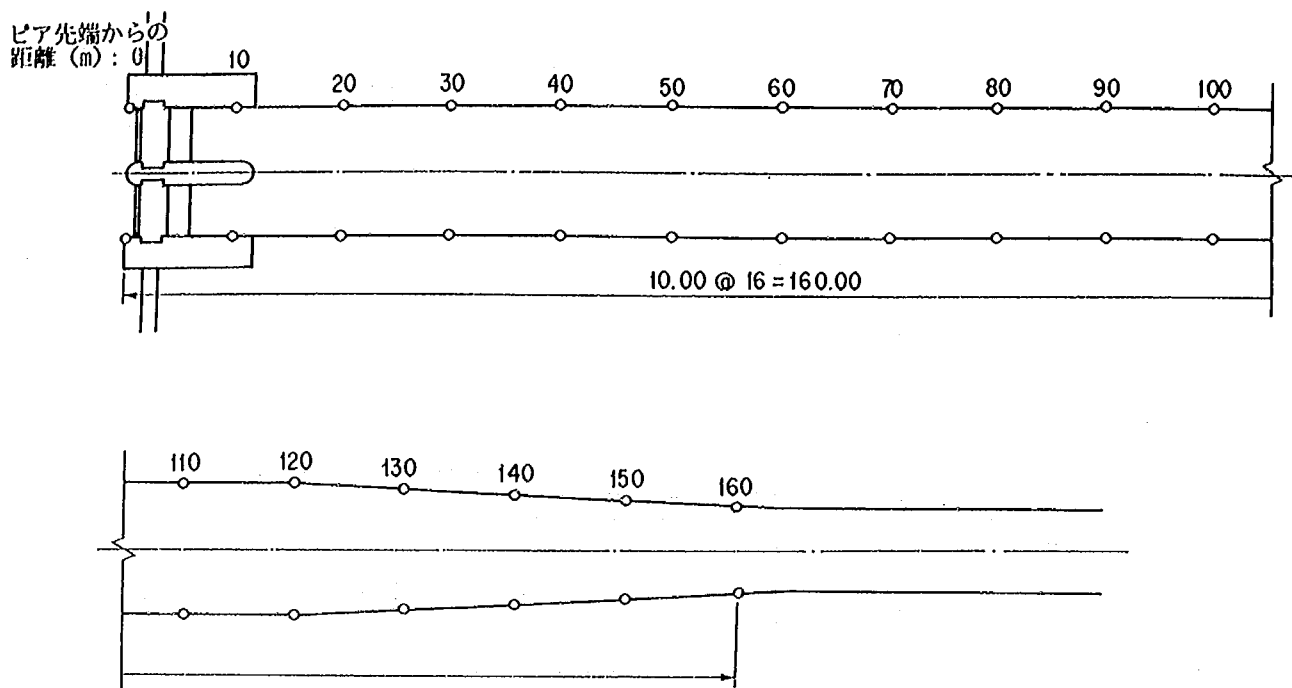


図 4 - 7 分派水路水面形測定位置図

4 - 2 - 3 シル高の検討

(1) 水理機能

前項では、トンネルと横越流堰の流量配分が下流水位に大きく支配されていることを示した。

検討結果から、トンネルの流入量を $320 \text{ m}^3/\text{s}$ とするには水路の下流水位として EL. 815.4m 程度（粗度係数として $n=0.01$ 相当）を与えれば目標とする流量配分ができることがわかった。先に述べたように水路の粗度は、施工性や構造物の経過年数によって変化することが考えられ、トンネルそのものを流量をコントロールする構造物とするのは適当でない。このため、トンネル水位に影響されず下流水位を常に一定の状態に保持することを考慮して水路漸縮部下流端にシルを設置することにした。

前項の検討結果から得られた下流水位を確保するためにはシル高が 1m 程度必要となるが、ここではシル高として 0.5m、1.0m、1.5m の 3 ケースについて、それぞれ放流能力を調査した。なお、トンネルの粗度が大きくなるとその影響を受けてシル上流の水位も上昇することになるが、これはシル下流に段差を設けることとし次項で検討することとしている。

結果を図 4 - 9 および表 4 - 7 にまとめた。調査結果より、流量配分の点から、シル高とし 1.0m を採用すれば流量配分条件を満足する結果を得た。

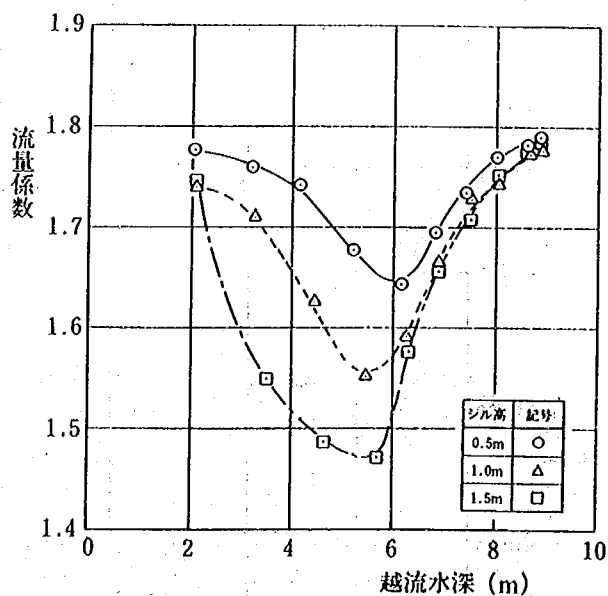


図 4 - 8 排砂門の流量係数

一方、排砂門の放流能力についても下流水位が必要なファクターとなっている。これは、下流水位によって排砂門の越流流況が完全越流状態となったり、不完全越流状態となるからである。図4-8、表4-6には、排砂門の流量係数についてシル高別に示しているが、排砂門の流量係数が100～300m³/s付近で異常に低下しているのが認められた。これは、排砂門での流況がその範囲でもぐり流出となっていることを示している。なお、470m³/s流入時の排砂門下流および貯水池の流況を写真4-1、4-2に示す。

表4-6 排砂門の流量係数

シル高 0.5m			シル高 1.0m			シル高 1.5m		
越流水深 (m)	流 量 (m ³ /s)	流量係数	越流水深 (m)	流 量 (m ³ /s)	流量係数	越流水深 (m)	流 量 (m ³ /s)	流量係数
2.06	52.50	1.776	2.08	52.19	1.740	2.06	51.56	1.744
3.18	99.69	1.758	3.26	100.63	1.710	3.53	102.81	1.550
4.16	147.81	1.742	4.44	152.19	1.627	4.65	149.06	1.487
5.23	200.63	1.677	5.48	199.06	1.552	5.72	201.25	1.471
6.15	250.63	1.643	6.26	249.38	1.592	6.30	249.38	1.577
6.81	301.25	1.695	6.85	298.75	1.666	6.86	297.50	1.656
7.43	351.25	1.734	7.51	355.63	1.728	7.48	349.38	1.708
8.01	401.25	1.770	8.06	398.75	1.743	8.06	400.94	1.752
8.62	450.94	1.782	8.66	451.88	1.773	8.61	448.44	1.775
8.84	470.31	1.789	8.88	470.31	1.777	8.85	470.00	1.785

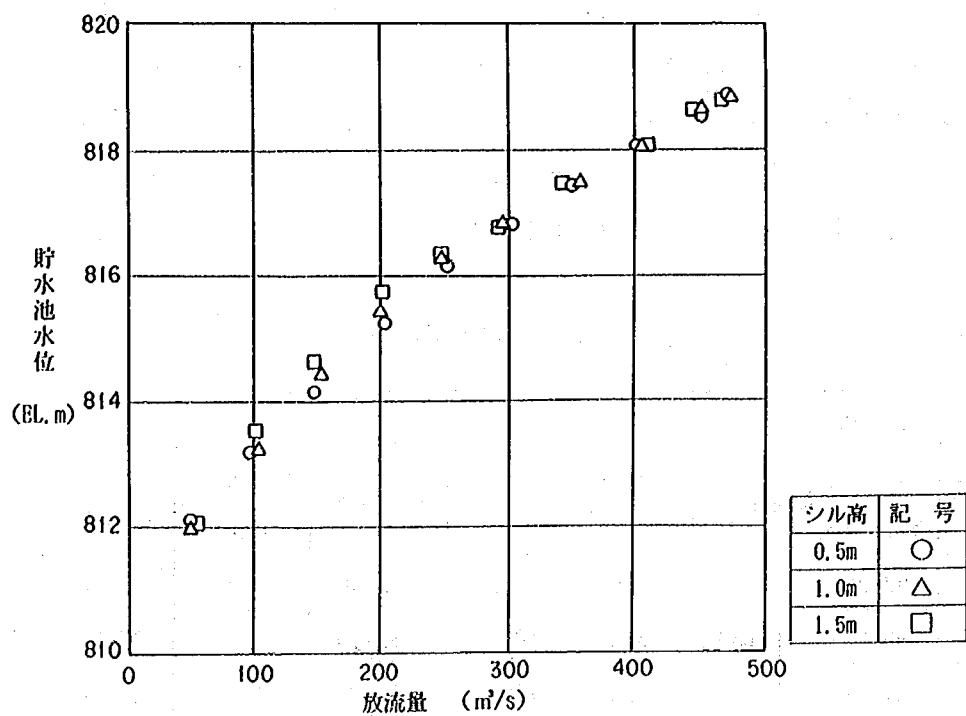


図 4 - 9 - 1 排砂門放流能力調査結果

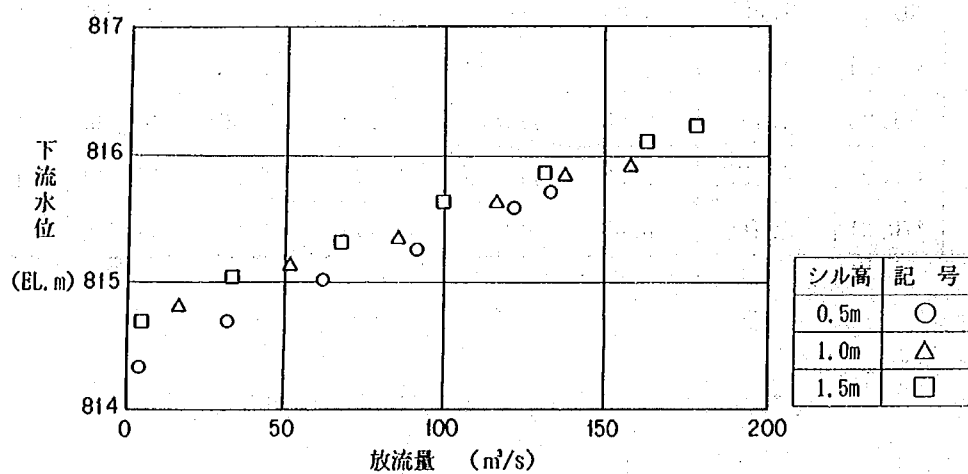


図 4 - 9 - 2 横越流堰放流能力調査結果

表4-7 分派水路放流能力数値表

シル (0.5m)

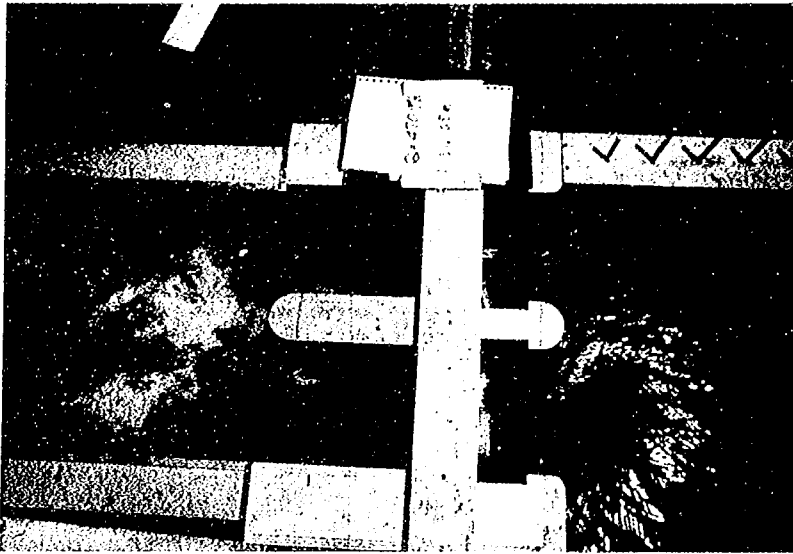
貯水池 水位 (EL. m)	排砂門流量 $Q_o(\text{m}^3/\text{s})$	下流水位 (H. m)	横越流量 $Q_s(\text{m}^3/\text{s})$
812.06	52.50	810.41	—
813.18	99.69	811.62	—
814.16	147.81	812.60	—
815.23	200.63	813.56	—
816.15	250.63	814.33	3.56
816.81	301.25	814.70	30.38
817.43	351.25	815.00	61.25
818.01	401.25	815.27	90.03
818.62	450.94	815.59	121.22
818.84	470.31	815.70	133.03

シル (1.0m)

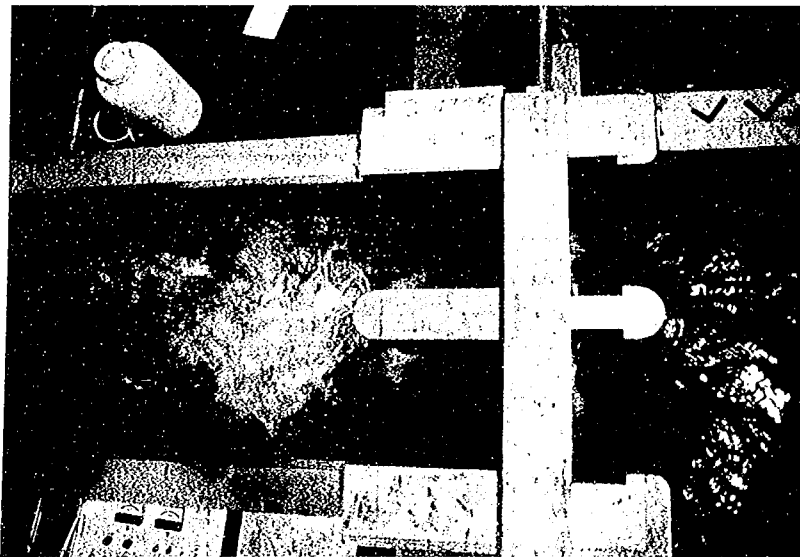
貯水池 水位 (EL. m)	排砂門流量 $Q_o(\text{m}^3/\text{s})$	下流水位 (H. m)	横越流量 $Q_s(\text{m}^3/\text{s})$
812.08	52.19	811.06	—
813.26	100.63	812.53	—
814.44	152.19	813.39	—
815.48	199.06	814.26	—
816.26	249.38	814.81	16.91
816.85	298.75	815.13	50.44
817.51	355.63	815.35	84.63
818.06	398.75	815.60	112.91
818.66	451.88	815.85	146.44
818.88	470.31	815.95	158.81

シル (1.5m)

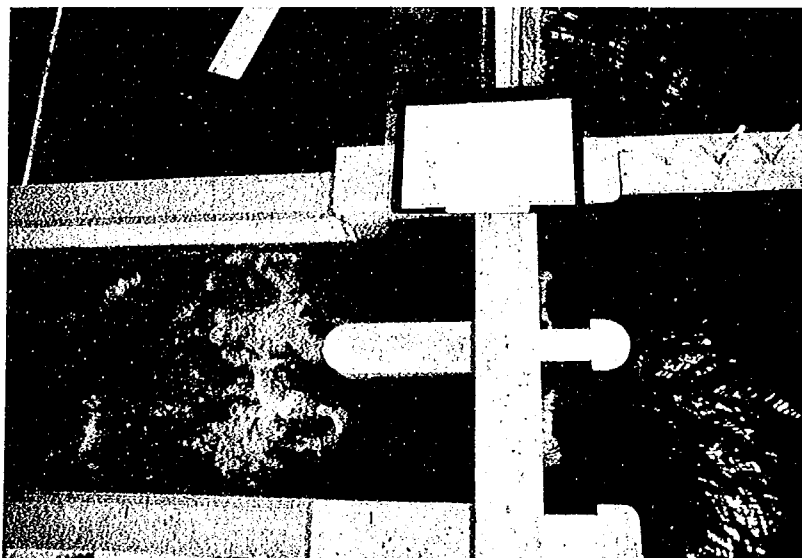
貯水池 水位 (EL. m)	排砂門流量 $Q_o(\text{m}^3/\text{s})$	下流水位 (H. m)	横越流量 $Q_s(\text{m}^3/\text{s})$
812.06	51.56	811.49	—
813.53	102.81	812.84	—
814.65	149.06	813.82	—
815.72	201.25	814.68	5.88
816.30	249.38	815.03	34.59
816.86	297.50	815.30	66.88
817.48	349.38	815.61	99.28
818.06	400.94	815.87	130.88
818.61	448.44	816.12	162.03
818.85	470.00	816.24	176.10



シル高 0.5m



シル高 1.0m



シル高 1.5m

写真 4 - 1 排砂門の流況 ($Q = 470 \text{ m}^3/\text{s}$)

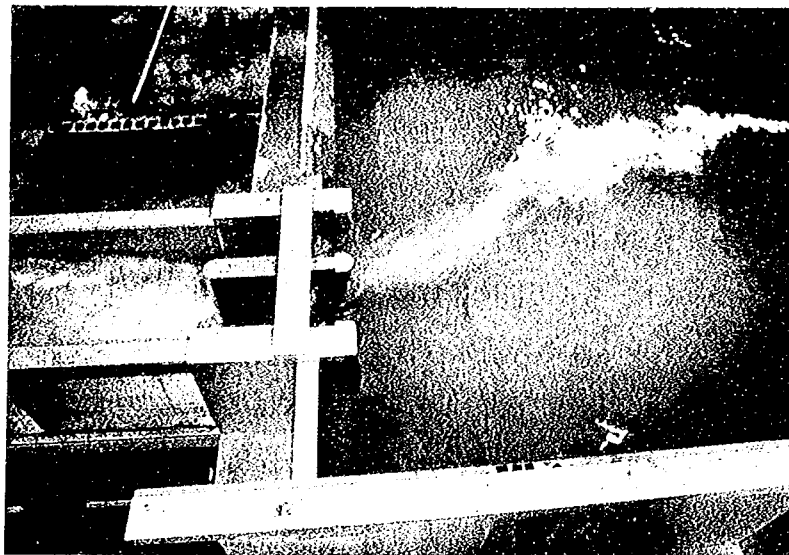
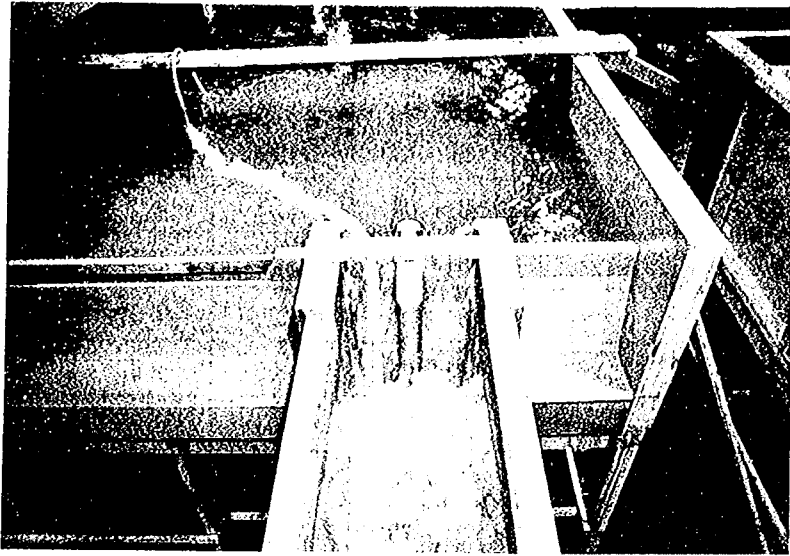


写真 4 - 2 貯水池の流況（貯水位 EL. 818.3m、 $Q = 470 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

表 4 - 8 は、排砂門についてシル高を 1 m とした場合の、越流部上流水深（ h_1 ）と下流水深（ h_2 ）の関係についてもとめたものである。

表 4 - 8 より、 h_2/h_1 の値が 0.8 より大きくなると、越流状況がもぐり流に近づくことがわかった。調査した H - Q の資料のうち、排砂門の流入量が $100 \text{ m}^3/\text{s} \sim 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近の放流能力が低下しているのは、この越流状況が原因しているものと考えられる。

表 4-8 排砂門の越流について（シル高 1.0mの場合）

貯水池水位 (EL. m)	排砂門流量 (m^3/s)	横越流堰 放流量 (m^3/s)	下流水位 (EL. m)	h_1 (m)	h_2 (m)	$\frac{h_2}{h_1}$	越流状況
811.59	53.75	—	811.08	1.95	1.25	0.64	完全
812.93	95.31	—	812.12	2.93	2.50	0.85	遷移
814.09	145.00	—	813.22	4.09	3.63	0.89	もぐり
815.05	189.56	—	814.06	5.05	4.63	0.92	もぐり
816.01	249.00	19.41	814.73	6.01	5.25	0.87	遷移
816.63	300.94	50.44	815.04	6.63	5.50	0.83	遷移
817.64	385.50	105.38	815.53	7.64	5.50	0.72	完全
818.54	461.56	154.06	815.89	8.54	5.75	0.67	完全

分流堰についての放流能力調査結果を図 4-11 および表 4-9 に示す。EL. 813.3m で $765\text{m}^3/\text{s}$ 放流可能であり、ほぼ設計条件を満足している。

最後に、シル下流の流況について述べる。設計では、シル下流に接続されるバイパストンネルの粗度係数を 0.023 としており、この時のトンネルの等流水深は

6.38m となる。一方、シル高 1m で排砂門流量 $470\text{m}^3/\text{s}$ を通水したケースの水面形よりシル前面の水深は 8.25m と求められる。完全越流の限界として $h_2/h_1 = 0.7$ を採用した場合、もぐり越流とならないため下流水深は 6.07m であり、シル下流の流況はもぐり越流と考える。このため、図 4-12 に示すようにシル下流に段差を設けるものとしその段差高は余裕を見て 1m とする。

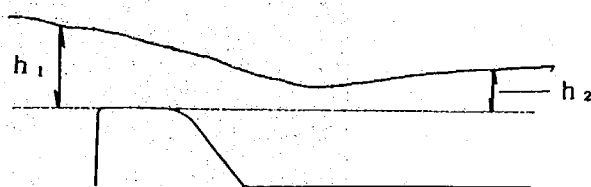


図 4-10 排砂門の流況

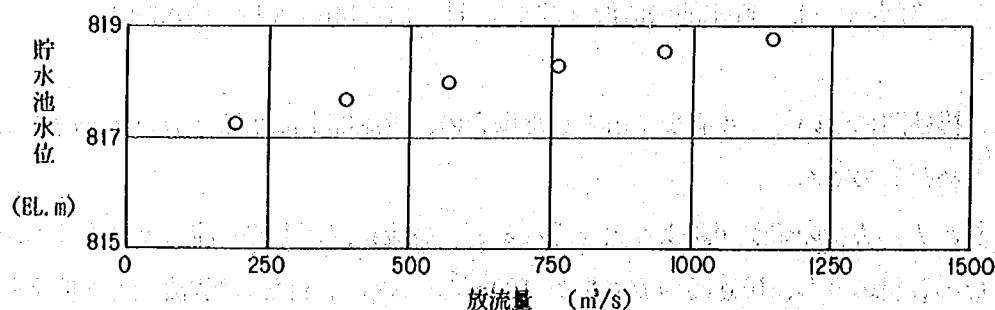


図 4-11 分流堰放流能力調査結果

表 4 - 9 分流堰放流能力数値表

貯水池水位 (EL. m)	放 流 量 Q_w (m^3/s)
817.26	190.94
817.68	384.55
817.99	570.33
818.29	763.75
818.56	953.35
818.80	1,143.72



図 4 - 12 シル下流の段差

(2) 水面形と流速

本項では、1.0mのシルを設置した状態での水面形および流速について調査した。実施した内容は、表 4 - 10のとおりである。

表 4 - 10 調査内容

水 面 形	300 m^3/s 、350 m^3/s 、400 m^3/s 、450 m^3/s 、470 m^3/s の5流量について、図 4 - 13に示す位置で、水面形を求めた。
流 速	300 m^3/s 、400 m^3/s 、470 m^3/s の3流量について、図 4 - 13に示す位置で、流速を求めた。

結果を添付資料の図 4 - 14および図 4 - 15にまとめた。

分派水路の水面形について、左岸および中央付近の水面形は、あまり横越流堰の影響をうけず、水路勾配なりに変化しているが、左岸沿いの水面形は、横越流堰流入口で水位が一次低下したのち、その後、水位はやや回復するものの、左岸より 0.1m ~ 0.5m程度低くなっている。横越流部終端では、流線の関係から局所的に水位が上昇するが、さらに下流ではもとに戻り、その後は左右岸とも均等に流下している。

流速については、流速とともに流向もとらえているが、横越流堰の影響をうけて流向が変化するのは横越流堰中央より下流での右岸側に限定されている。流速計の関係から、最大流量での流速が一部欠けているが、流速が急に変化する位置はなく、特に問題はないと思われる。

図 4-13 水面形および流速計測位置図

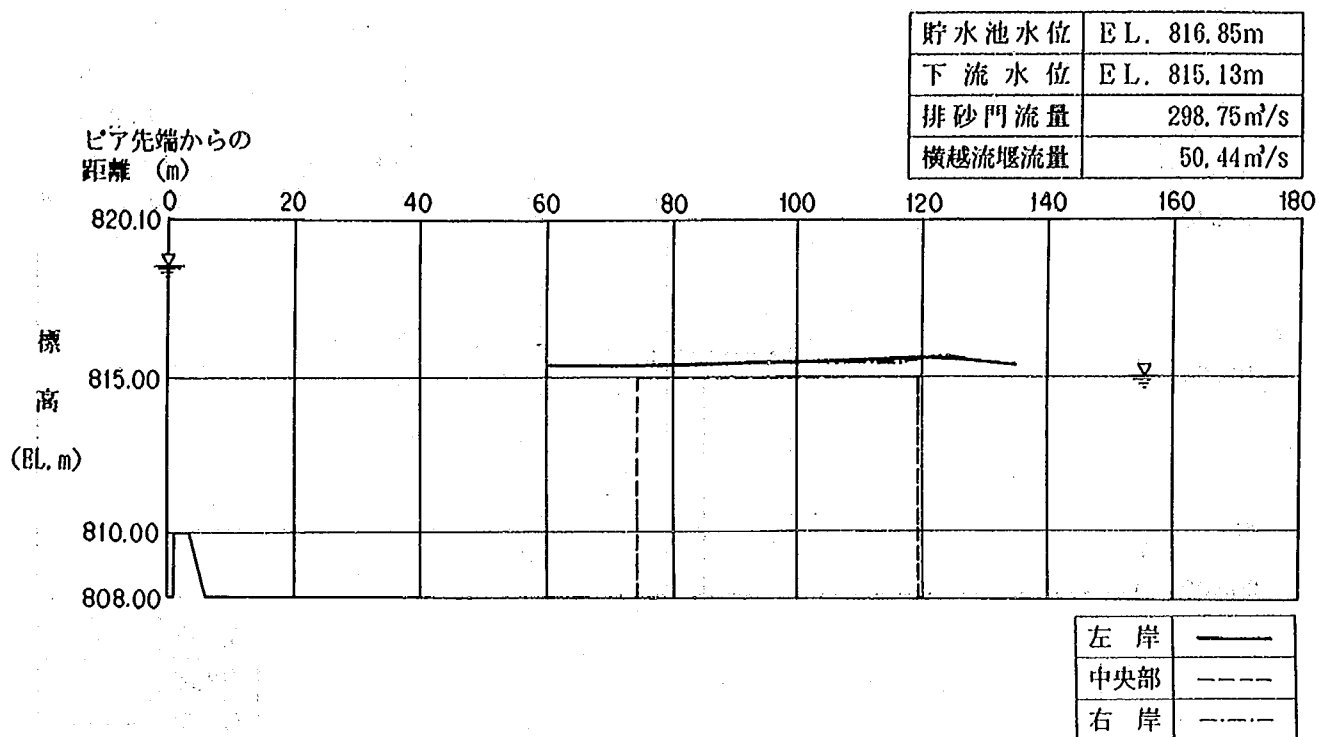


図 4-14-1 分派水路水面形測定結果

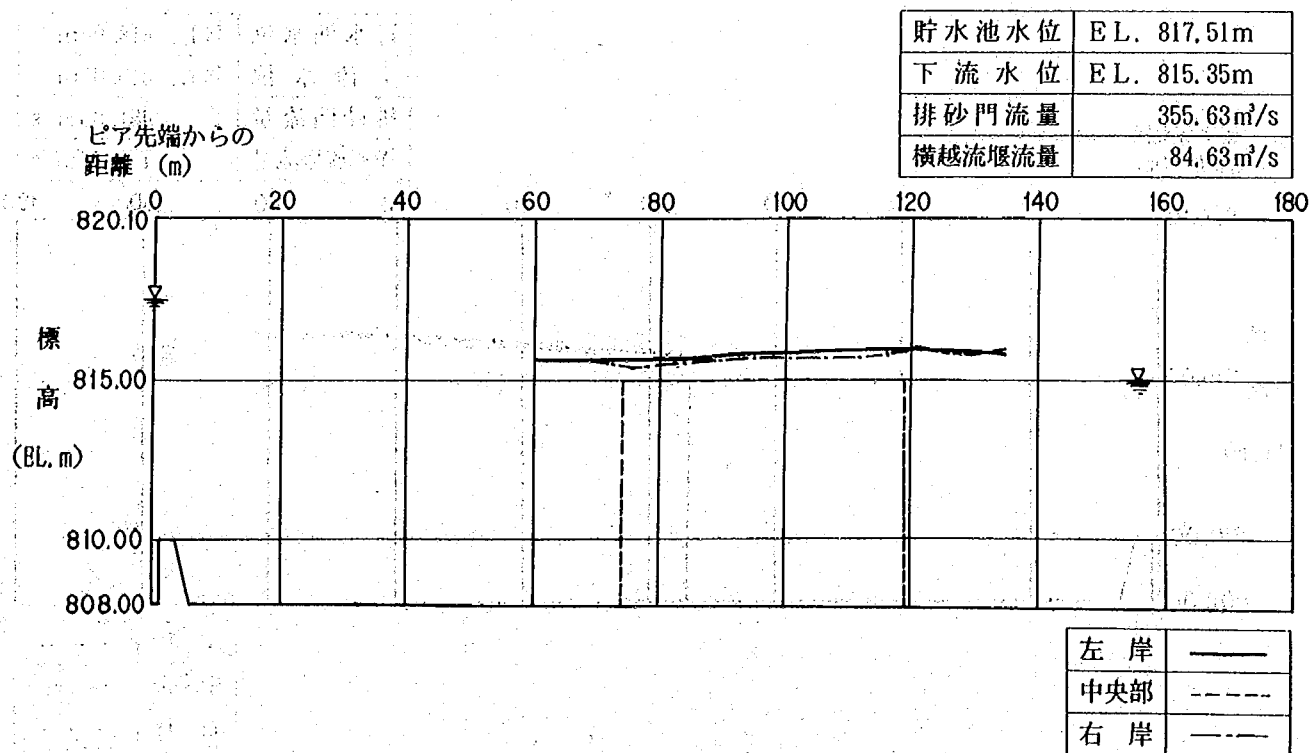


図 4-14-2 分派水路水面形測定結果

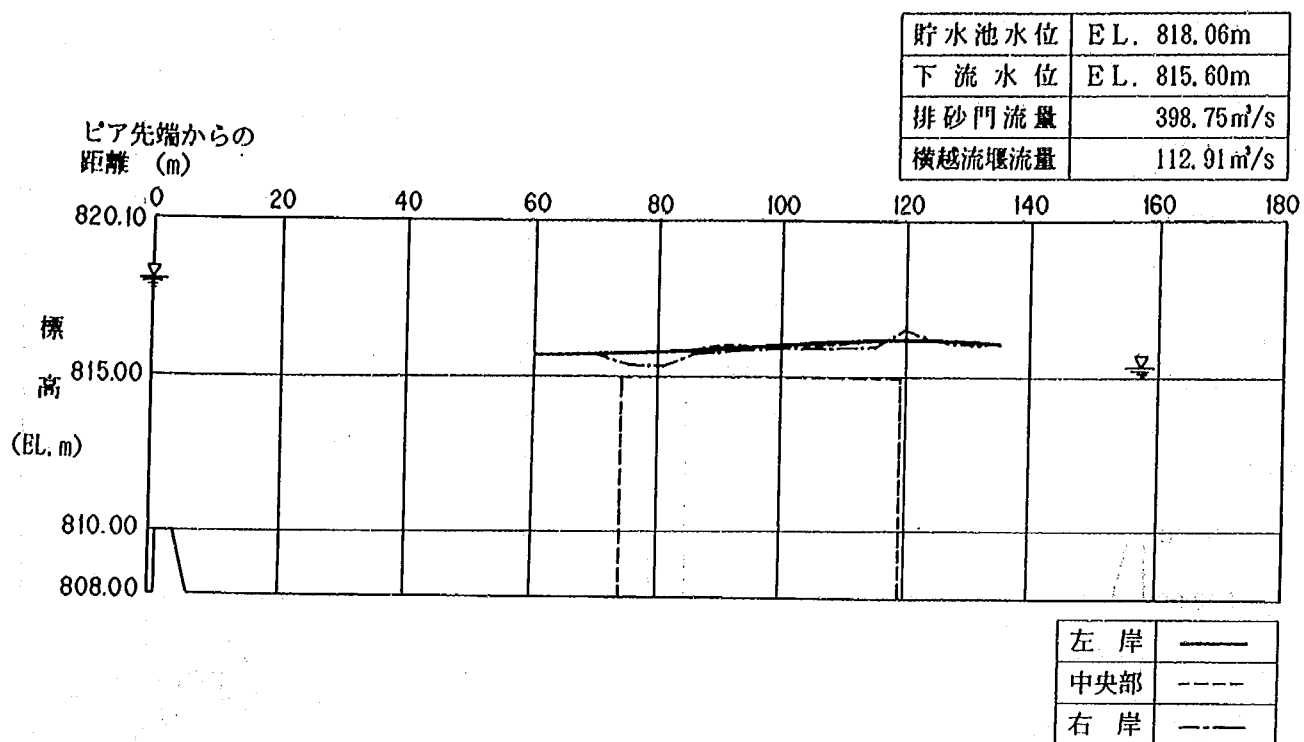


図 4-14-3 分派水路水面形測定結果

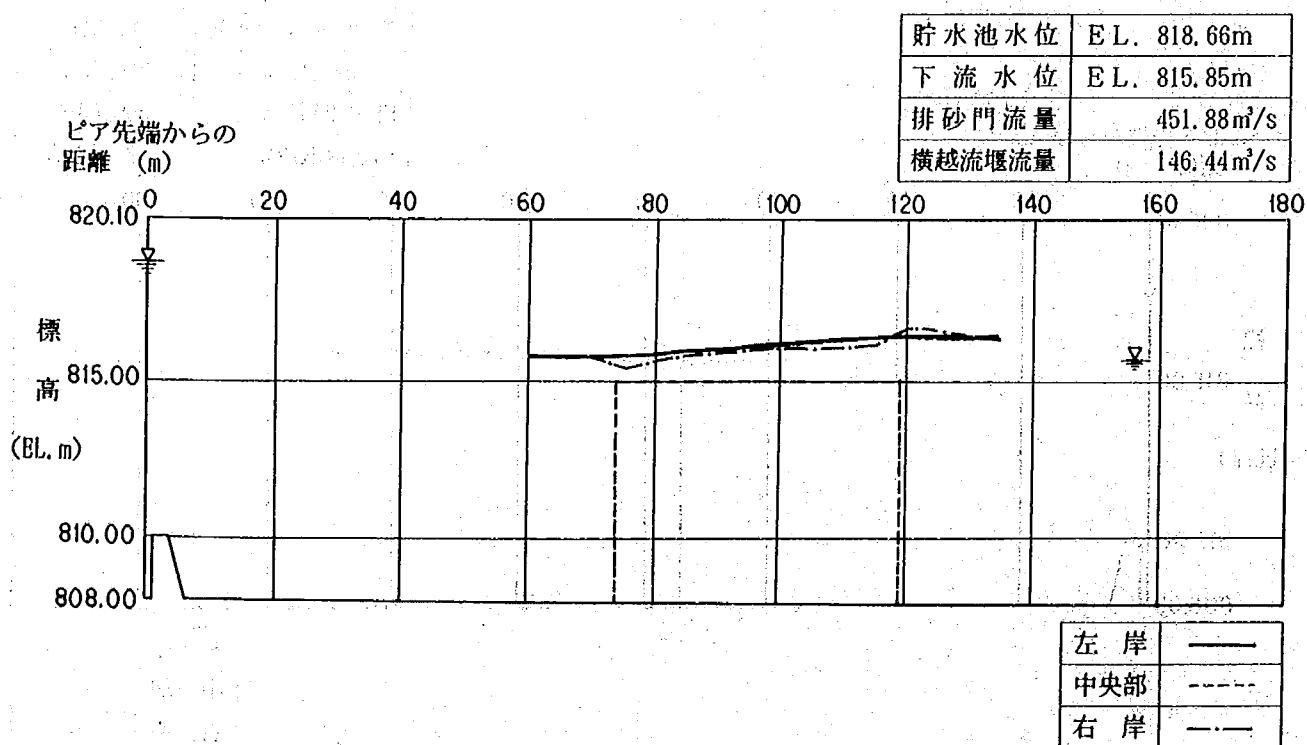


図 4-14-4 分派水路水面形測定結果

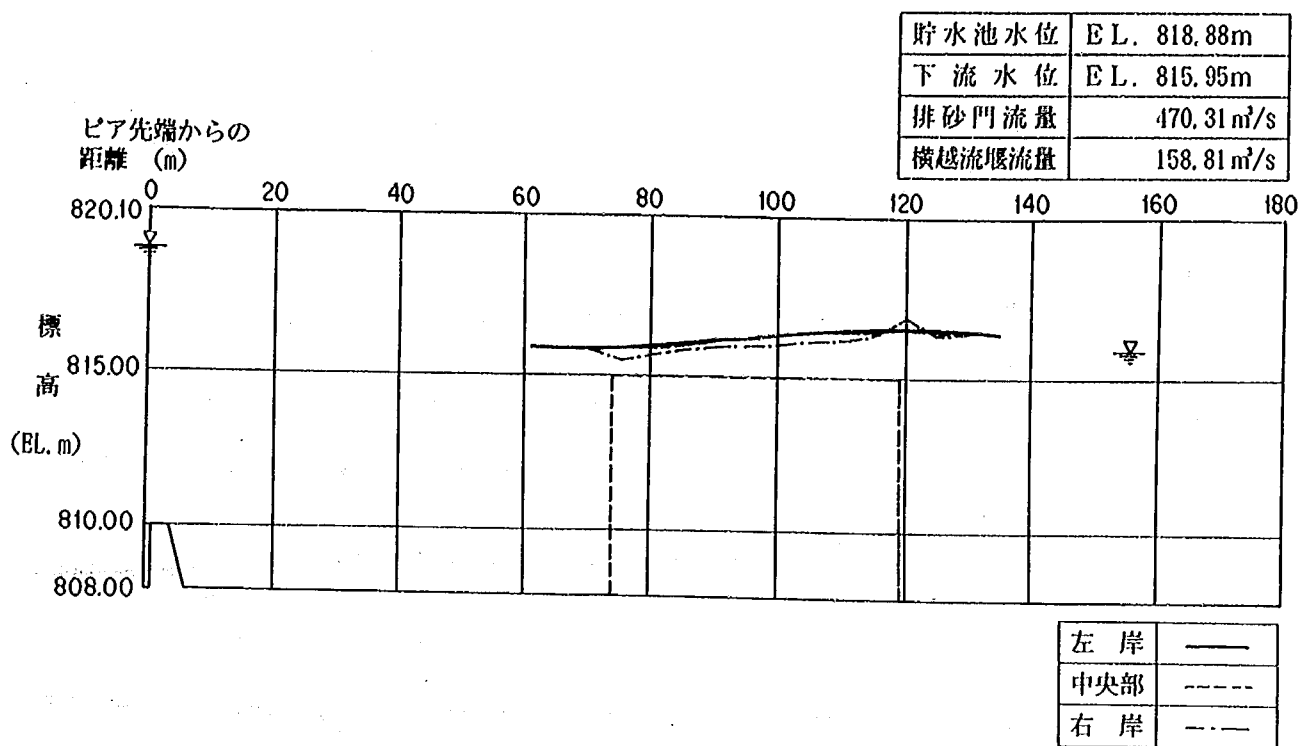


図 4 - 14 - 5 分派水路水面形測定結果

貯水池水位	EL. 816.85m
下流水位	EL. 815.13m
排砂門流量	298.75 m ³ /s
横越流堰流量	50.44 m ³ /s

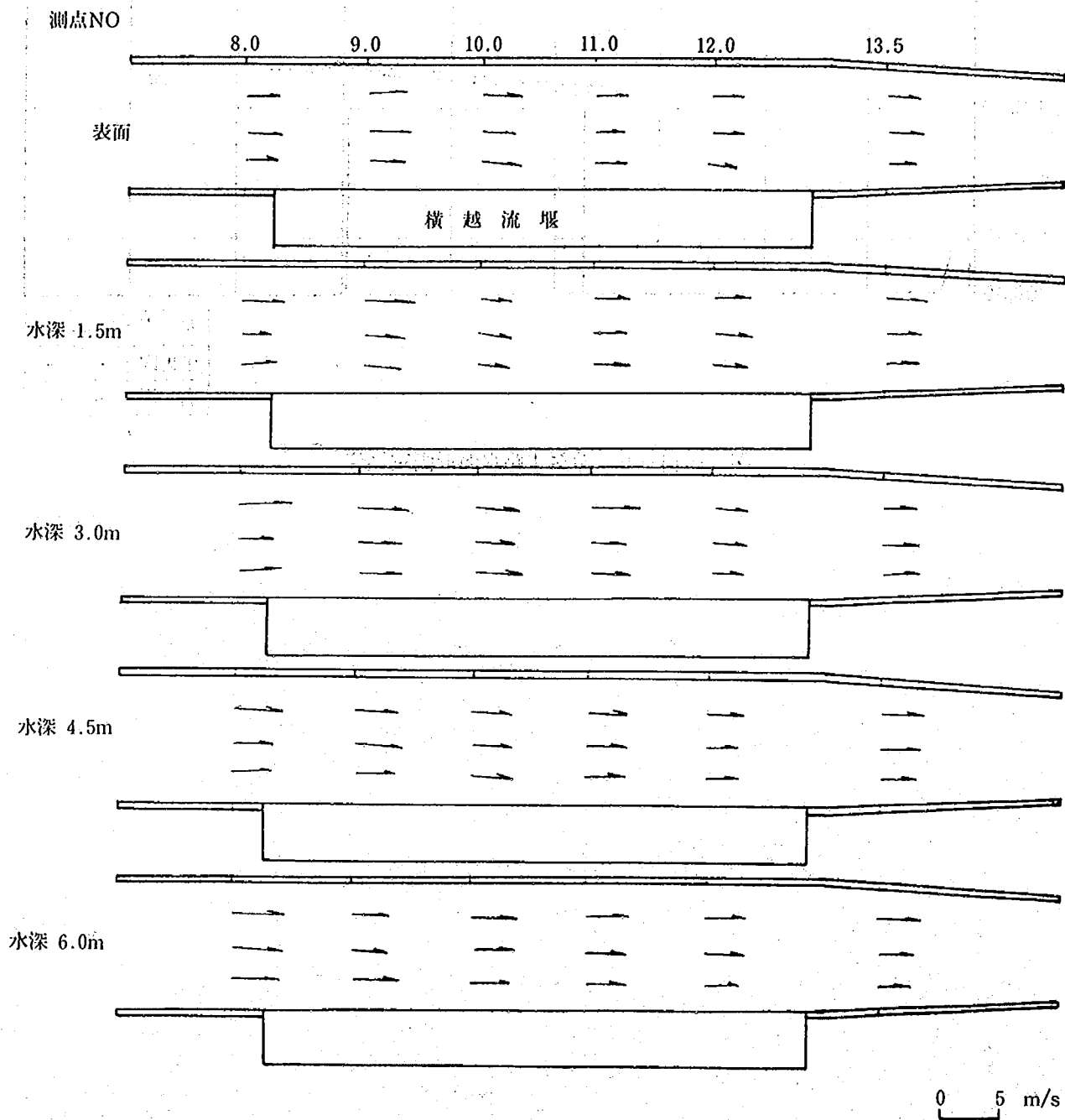


図 4 - 15 - 1 分派水路流速分布図

貯水池水位	EL. 818.06m
下流水位	EL. 815.60m
排砂門流量	398.75 m ³ /s
横越流堰流量	112.91 m ³ /s

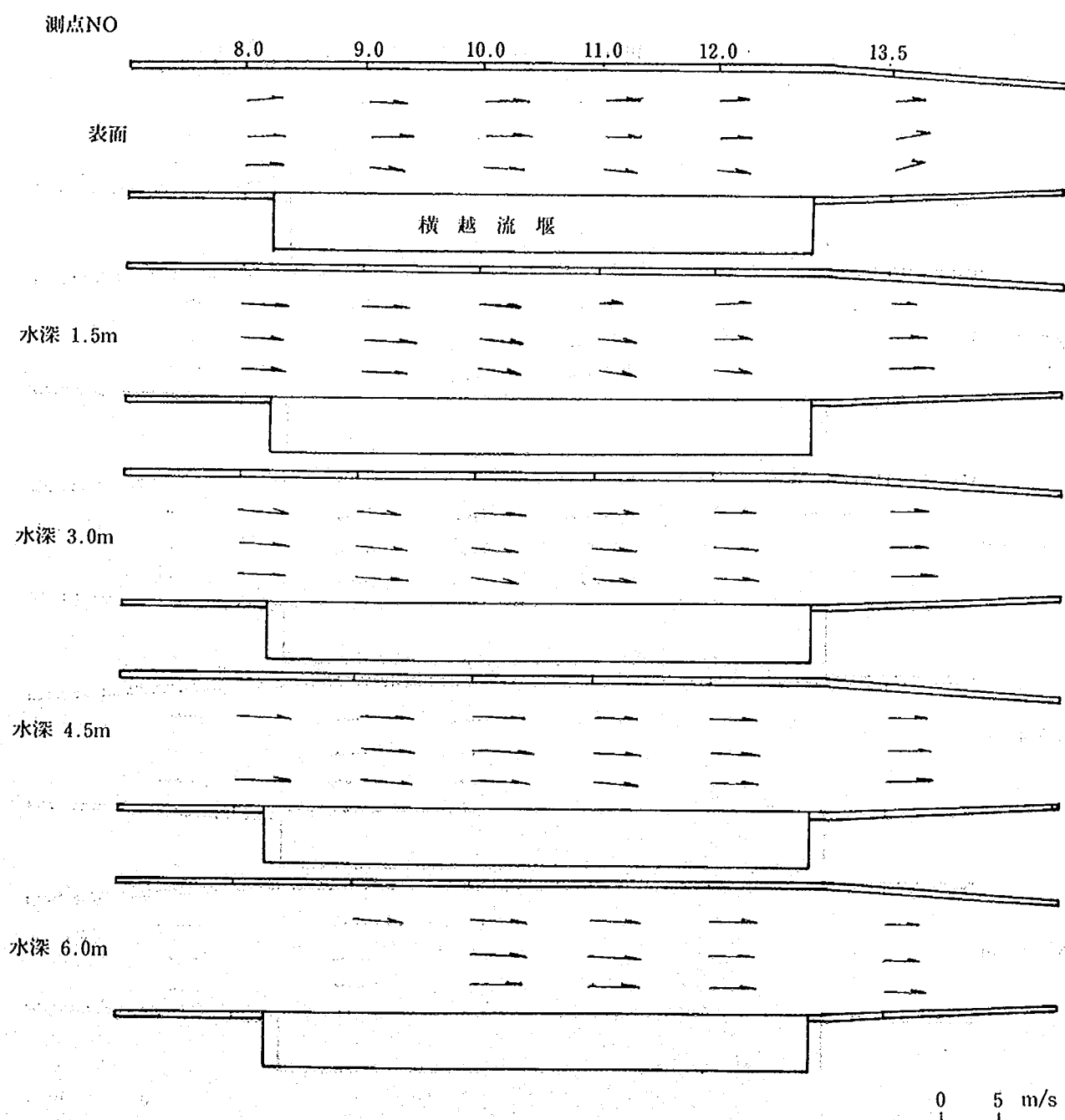


图 4-15-2 分派水路流速分布图

貯水池水位	EL. 818.88m
下流水位	EL. 815.95m
排砂門流量	470.31 m ³ /s
横越流堰流量	158.81 m ³ /s

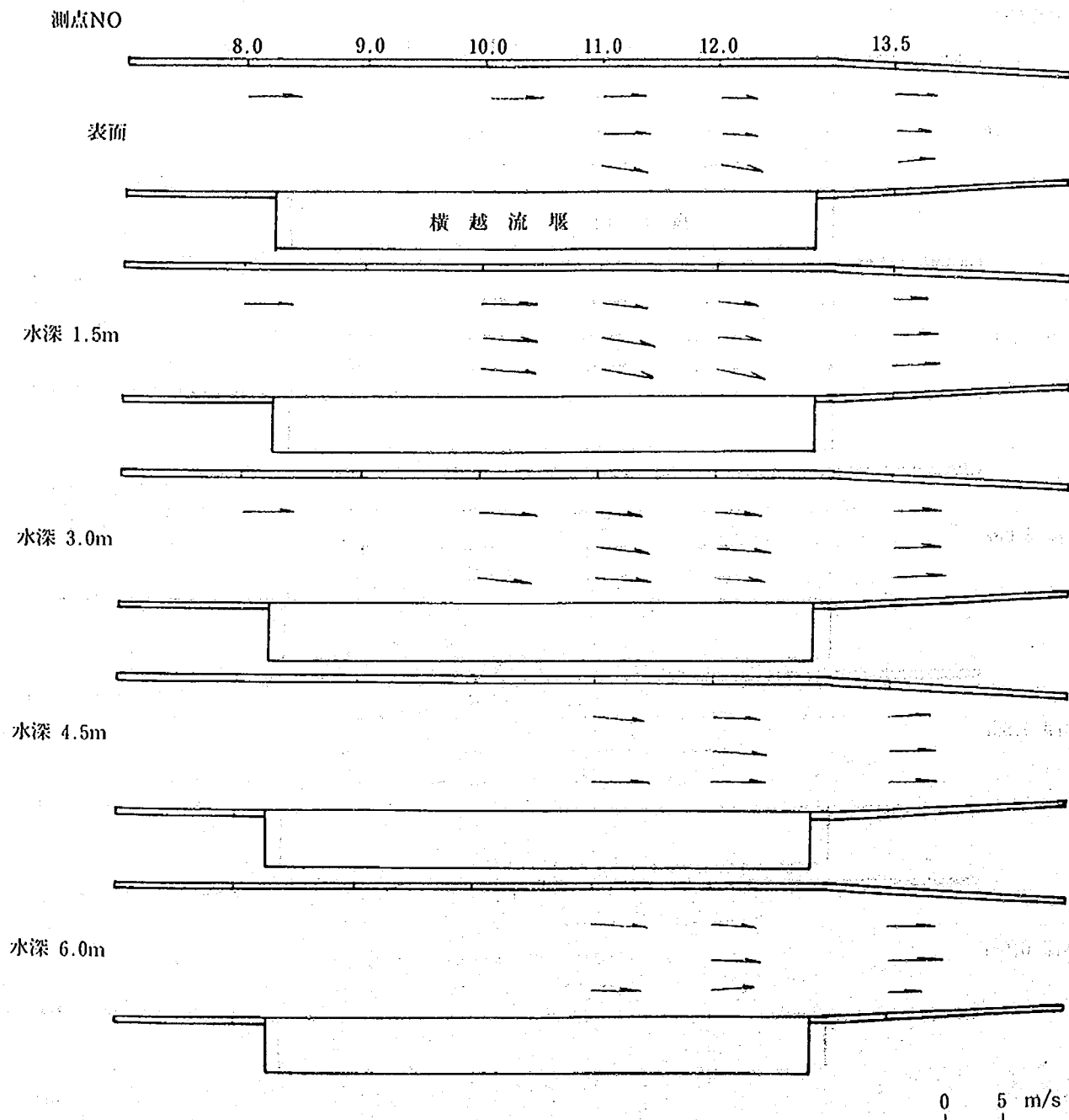


図 4 - 15 - 3 分派水路流速分布図

4-2-4 シル下流の段差の検討

本項では、横越流堰より越流する越流量に影響を与えるシル高、ならびにシル下流に接続するトンネルの水位および段差高をパラメータに、横越流堰より越流量について調査した。ここでシル高および段差高とは図4-16に示すように定義する。検討に際し、分派条件として以下に述べる(A)(B)2ケースについて実施している。結果を表4-11に示した。

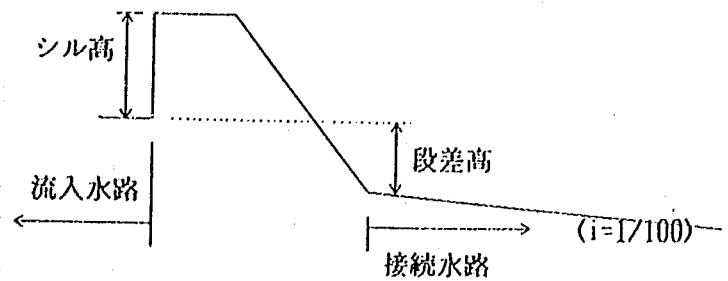


図4-16 シル概要図

トンネルの水位は水路の粗度係数によって決められることから実験上は水路に様々な粗度を設置し、バイパストンネルの水

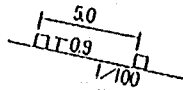
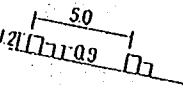
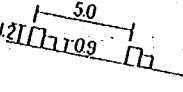
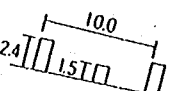
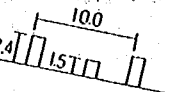
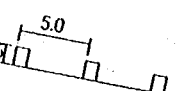
位を調査した。粗度係数は、0.016~0.023の範囲を目標とした。その結果、

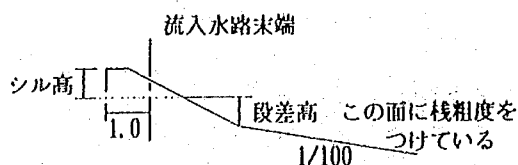
- ・分派条件(A) (排砂門流量 $420 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し、トンネル流量 $275 \text{ m}^3/\text{s}$) としては、シル高 1.7mとし、段差高として1mを確保すれば満足する。
- ・分派条件(B) (排砂門流量 $420 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し、トンネル流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$) としては、シル高 1.0mとし、段差高として1mを確保すれば満足する。

を得た。

また、横越流堰の位置は、流況観察より上流30~40m程度まで移動しても越流流況に変化がないと考えられる。さらに、シル高の違いによる排砂門の放流能力の影響は本実験の範囲ではないと考えられる。

表4-11-1 シル高とトンネル粗度(1)

シル高 (m) 段差高 (m)	粗度形状	貯水位 El. (m)	排砂門 Q_c (m^3/s)	排砂門 流量係数	横越堰 Q_w (m^3/s)	排砂トンネル 流量 Q_T (m^3/s)	水深 (m)		粗度係数 n ($m^{1/3}$)
1.0 2.0	d=9mm, 5cmピッチ 	816.88	303.05	1.679	36.56	266.49	①3.80 ②4.08	0.0210	
							③4.33 ④4.63		
		818.13	405.78	1.750	99.88	305.90	①4.25 ②4.48	0.0202	
							③4.73 ④5.00		
1.0 2.0	d=12mm, 5cmピッチ 	816.97	310.70	1.688	42.97	267.73	①3.95 ②4.23	0.0220	
							③4.60 ④4.80		
		818.10	405.63	1.760	98.97	306.66	①4.45 ②4.60	0.0220	
							③4.90 ④5.30		
1.7 2.0	d=12mm, 5cmピッチ 	817.03	310.25	1.664	71.75	238.50	①3.32 ②3.68	0.0208	
							③3.68 ④4.20		
		818.14	406.31	1.750	134.72	271.59	①3.81 ②3.95	0.0205	
							③4.05 ④4.59		
1.7 2.0	d=24mm, 10cmピッチ 	817.01	311.13	1.676	73.94	237.18	①3.56 ②4.14	0.0256	
							③4.53 ④4.91		
		818.13	406.50	1.754	133.53	272.97	①4.03 ②4.39	0.0251	
							③4.74 ④5.39		
1.7 1.0	d=24mm, 10cmピッチ 	817.03	309.63	1.661	78.81	230.81	①3.75 ②4.48	0.0270	
							③5.05 ④5.00		
		—	407.42	—	141.96	265.46	①4.18 ②4.70	0.0256	
							③5.30 ④5.35		
1.7 1.0	d=15mm, 5cmピッチ 	817.08	315.31	1.674	79.78	235.53	①3.48 ②3.93	0.0223	
							③4.05 ④4.38		
		818.14	407.19	1.753	138.59	268.59	①3.95 ②4.23	0.0210	
							③4.40 ④4.63		
1.7 1.0	栈なし	817.07	311.77	1.660	76.00	235.77	①2.93 ②3.08	0.0139	
							③2.85 ④3.08		
		818.14	404.06	1.741	137.06	267.00	①3.35 ②3.30	0.0127	
							③3.20 ④3.15		



トンネルは幅7.5mの矩形水路
水深はシル位置より 12.5mピッチで計測した値を示している。
粗度係数は水深④の値を用いて計算している

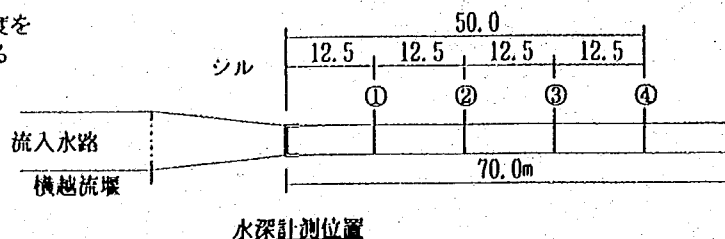
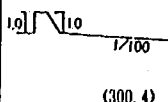
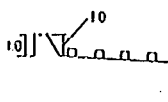
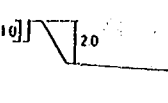
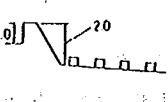
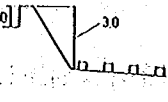
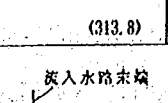
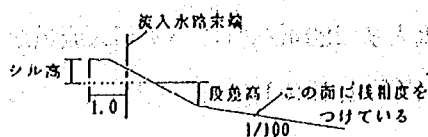
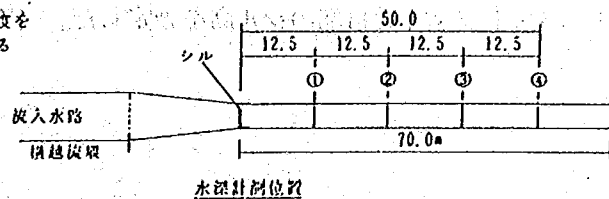


表4-11-2 シル高とトンネル粗度(2)

シル高 (m) 段差高 (m)	粗度形状	貯水位 El. (m)	排砂門 Q_c (m ³ /s)	排砂門 流量係数	横越壁 Q_w (m ³ /s)	排砂トンネル 流量 Q_T (m ³ /s)	水深 (m)	粗度係数 n (m ^{1/3})
1.0 0		817.46	350.34	1.719	76.84	273.50	③3.96 ②3.79	0.0161
							③3.79 ③3.83	
		818.29	421.25	1.765	120.25	301.00	④4.28 ④4.06	0.0159
							④4.01 ④4.09	
		818.87	469.94	1.779	149.91	320.03	④4.48 ④4.31	0.0161
							④4.24 ④4.33	
1.0 0		816.83	300.19	1.682	50.44	249.75	④4.31 ④4.72	0.0256
							⑤5.53 ⑤5.10	
		817.44	350.06	1.725	80.78	269.28	④4.56 ④4.94	0.0252
							⑤5.70 ⑤5.35	
		818.28	420.00	1.763	129.56	290.44	④4.89 ⑤5.15	0.0251
							⑤5.82 ⑤5.66	
1.0 1.0		817.45	349.31	1.718	69.03	280.28	③3.79 ③3.58	0.0149
							③3.43 ③3.68	
		818.31	420.69	1.756	115.44	305.25	④4.16 ③3.78	0.0149
							③3.71 ③3.93	
		818.89	470.31	1.774	147.81	322.50	④4.41 ③3.95	0.0149
							③3.90 ④4.10	
1.0 1.0		816.80	299.13	1.687	39.88	259.25	③3.75 ④4.14	0.0214
							④4.46 ④4.57	
		817.46	350.94	1.722	73.53	277.41	④4.01 ④4.37	0.0217
							④4.68 ④4.86	
		818.30	420.25	1.758	116.22	304.03	④4.34 ④4.63	0.0214
							④4.90 ⑤5.17	
1.0 2.0		816.83	301.88	1.691	35.69	266.19	③3.92 ④4.07	0.0225
							④4.30 ④4.84	
		817.43	350.06	1.729	65.56	284.50	④4.19 ④4.19	0.0222
							④4.49 ⑤5.06	
		818.24	420.06	1.776	106.31	313.75	④4.62 ④4.44	0.0212
							④4.74 ⑤5.27	
1.0 ∞		818.85	469.94	1.785	137.41	332.53	④4.93 ④4.64	0.0211
							④4.94 ⑤5.48	
		816.775	299.50	1.698	21.47	278.03	—	—
		817.400	350.25	1.740	48.75	301.50	—	
1.0 ∞		818.248	419.63	1.772	86.81	332.82	—	—
		818.843	470.19	1.788	114.47	355.72	—	



トンネルは幅7.5mの矩形水路
水深はシル位置より、12.5mピッチで計測した値を示している。
粗度係数は水深④の値を用いて計算している



4-3 分派水路の水利検討

4-3-1 設計原案の検討

(1) 検討内容

本項では前節の予備検討を踏まえて設計原案を策定し検討を進める。

分派施設に係る水利的諸条件をまとめると以下ようになる。

① 流量関係

(戸草ダム完成前の計画高水流量) $1,200 \text{ m}^3/\text{s}$

(戸草ダム完成後の計画高水流量) $720 \text{ m}^3/\text{s}$

(バイパス対象流量) $300 \text{ m}^3/\text{s}$

② 分派条件

(A) $720 \text{ m}^3/\text{s}$ の流入に対し $420 \text{ m}^3/\text{s}$ を排砂門より取水し、 $275 \text{ m}^3/\text{s}$ をバイパストンネルで処理し、横越流堰で $145 \text{ m}^3/\text{s}$ を再び本川に戻す。

(B) $720 \text{ m}^3/\text{s}$ の流入に対し $420 \text{ m}^3/\text{s}$ を排砂門より取水し、 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ をバイパストンネルで処理し、横越流堰で $120 \text{ m}^3/\text{s}$ を再び本川に戻す。

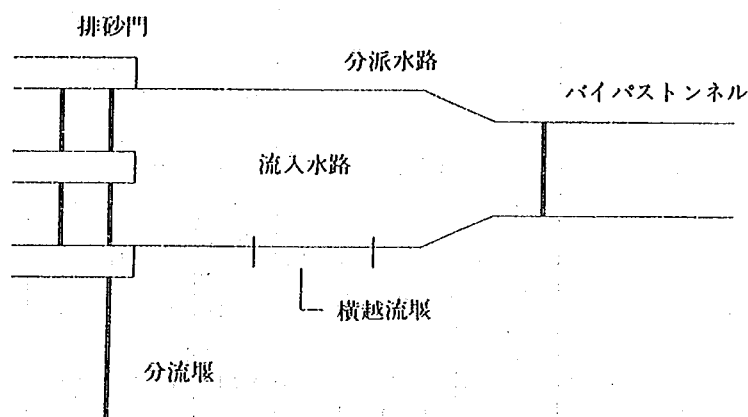


図4-17 各部名称

ここに、本章で使用している分派施設

の名称を図4-17にまとめる。施設は、

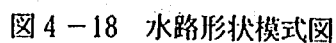
分流堰、分派水路より構成されている。分

派水路には排砂門、排砂門下流に分派水路、横越流堰、バイパストンネルが設置される。

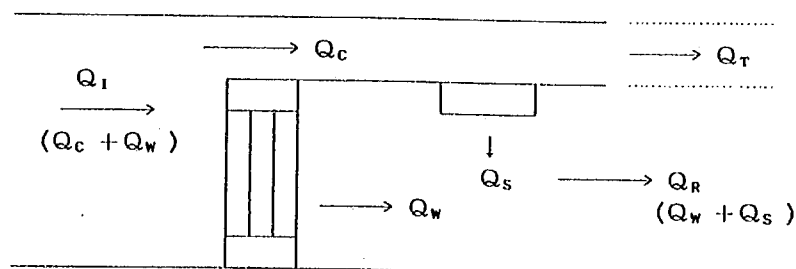
(2) 設計原案の検討

ここでは、設計原案形状について検討した結果をまとめる。分派条件は前述した条件(B) (排砂門流量 $420 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し、バイパストンネル流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$)、調査検討流量は排砂門流入流量として $250 \text{ m}^3/\text{s} \sim 470 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、水位、流速 (流向を含む) ならびに流況について調査した。設計原案は、前節の検討結果を踏まえて配置計画を見直し、水路長を短くするとともに、接続するバイパストンネルの水路勾配を $1/100$ としている。さらに、流入水路内をレベルとし水路標高を $\text{EL. } 808.0\text{m}$ から $\text{EL. } 807.0\text{m}$ としている。

図4-18に示す水路形状模式図を念頭におき、前節での水利実験結果の流量係数をモデル化し、横越流堰は DeMarchi の式により水路の水面計算を行い、流入量 $720 \text{ m}^3/\text{s}$ 時にバイパス流量が $300 \text{ m}^3/\text{s}$ になるようなバイパストンネル呑口部のシル高を設定した。 ($H=1.15\text{m}$)

表 4-12 流量分配 ($n=0.016$)

Q_I	Q_W	Q_C	Q_S	Q_T	Q_R	水 位 EL. (m)	
						水路上流端	堰 水 位
300	4	296	28	268	32	815.39	816.58
720	338	382	83	299	421	815.74	817.58
1,200	752	448	127	321	879	815.93	818.27



また、バイパストンネルの水利特性を表4-13に示す。トンネルの断面は、標準馬蹄形 $2r = 7.5\text{m}$ 、流量 $300\text{m}^3/\text{s}$ 、勾配 $1/100$ に対し、次の条件で設定したものである。

- ・粗度係数 $n = 0.023$
- ・ $(\text{全断面積} - \text{通水面積}) / \text{通水面積} \geq 0.15$

表4-13 バイパストンネルの水利特性 (全断面積 $A = 46.649\text{m}^2$)

流 量	300		325	
粗度係数 n	0.023	0.015	0.023	0.015
水 深 H	5.881	4.916	6.489	4.437
流 速 V	7.569	10.755	7.541	10.949
$H/2r$	0.784	0.559	0.865	0.592
通水面積 A' (m)	39.636	27.896	43.091	29.681
空 面 積 $A - A'$	7.013	18.753	3.558	10.968
$A - A' / A'$	$0.177 < 0.15$	0.672	0.083	0.572
フルード数 Fr	1.000	1.680	0.950	1.660
限界水深 (m)	5.745		5.976	

以上の検討で得られた設計原案を図4-19に示す。この形状について水利実験を実施した結果は以下の通りである。

- (注1) 流量 $325\text{m}^3/\text{s}$ は、美和ダム現在の計画高水流量 $1,200\text{m}^3/\text{s}$ 時の排砂トンネル流量を想定。
- (注2) 「建設省河川砂防技術基準(案)計画編」のトンネル河川の計画断面に準拠。トンネル河川の設計流量は、計画高水流量の 130% となっているが、バイパストンネルは河川改修計画を前提にしたトンネル河川ではないのでこの安全率は見込まないこととした。

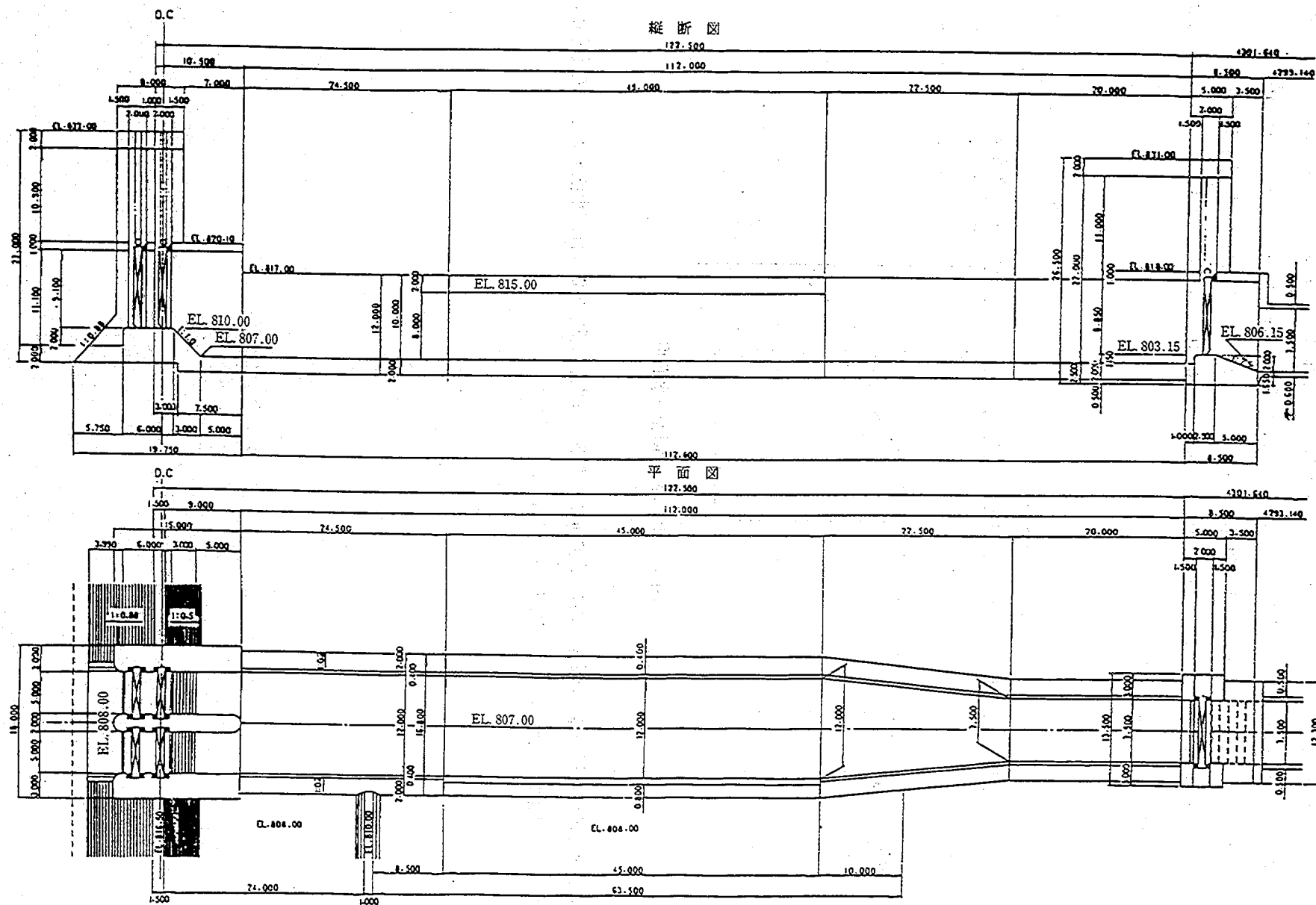


図 4-19 分派水路形状図 (設計原案)

すなわち、流入水路短縮に伴う横越流堰付近への影響は、あまりなく越流流況は比較的安定している。しかし、シルの位置が排砂トンネルに接続する漸縮水路終端に設置されたため、シル上流側において水面の低下が発生し、所定の分派ができないこととなった。計画では、排砂門流入量 $420\text{ m}^3/\text{s}$ 時で排砂トンネル流量 $300\text{ m}^3/\text{s}$ としていたが、実験では $350\text{ m}^3/\text{s}$ も流入しており、20%程度過大に排砂トンネルに流入す結果を得た。これは、図4-20に示すように漸縮水路内での水位が低下するためであり、このためシル高によるせき上げが不十分であった。

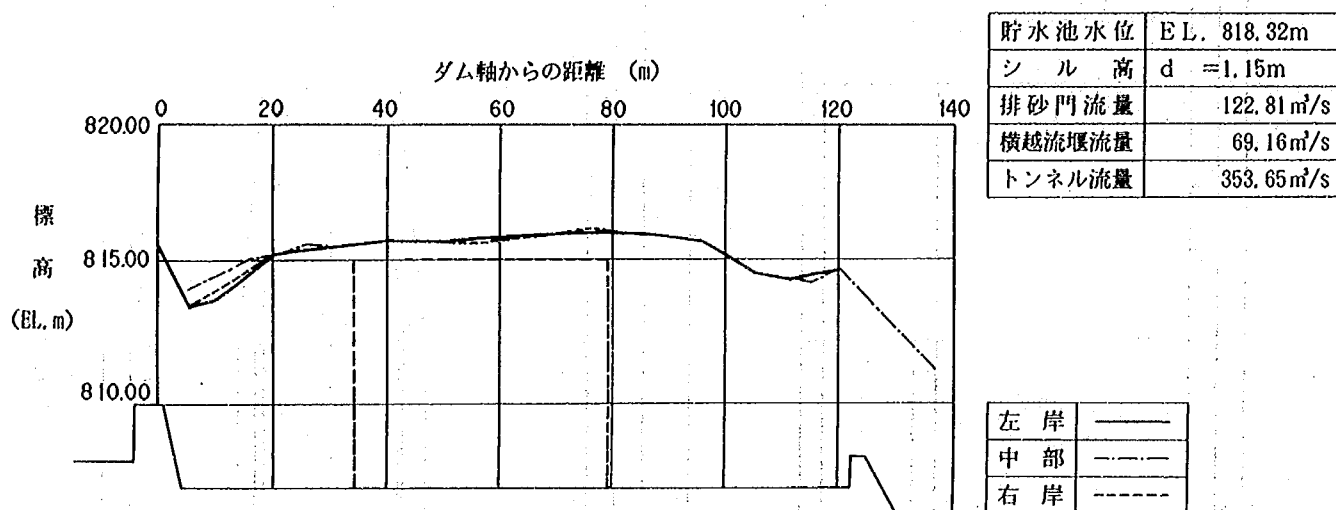
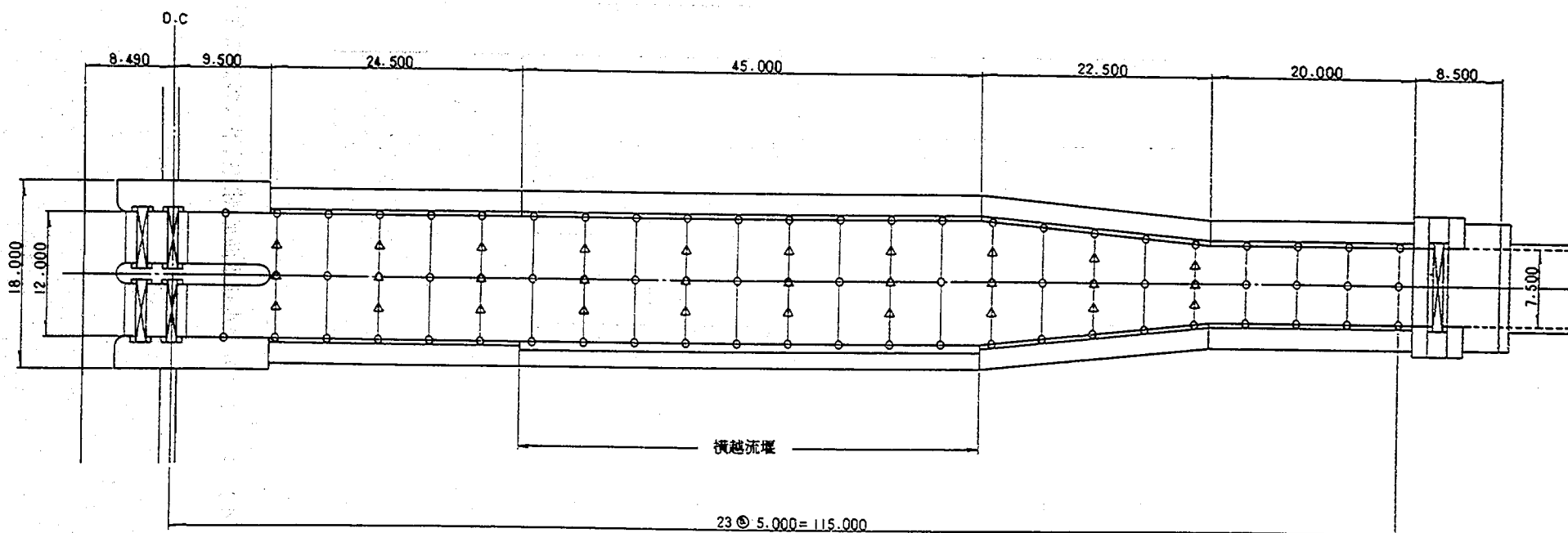


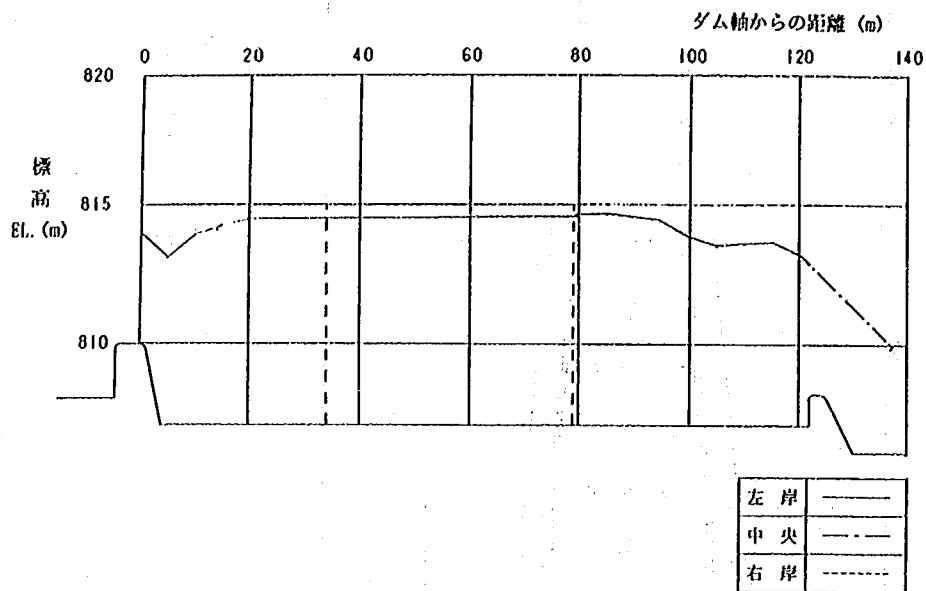
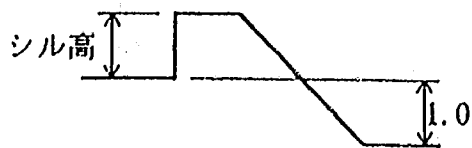
図4-20 流入水路の水面形

なお、水面形の測定位置は図4-21に示す通りである。また、実験で得られた水面形および流速分布の資料をそれぞれ図4-22、図4-23にしめしておく。

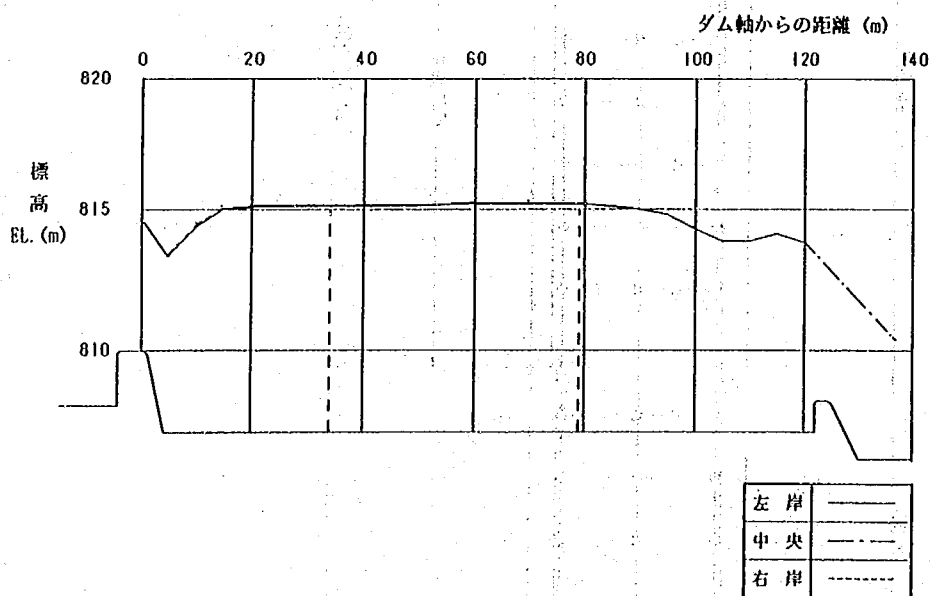


- 水面形計測位置
- △ 水面形、流速計測位置

図 4-21 分派施設の水位、流速、計測位置図



貯水池水位	EL. 816.03 m
シル高	d = 2.00 m
排砂門流量	$Q_G = 253.12 \text{ m}^3/\text{s}$
横越流堰流量	$Q_S = \text{---} \text{ m}^3/\text{s}$
トンネル流量	$Q_T = 253.12 \text{ m}^3/\text{s}$



貯水池水位	EL. 816.85 m
シル高	d = 2.00 m
排砂門流量	$Q_G = 304.38 \text{ m}^3/\text{s}$
横越流堰流量	$Q_S = 9.59 \text{ m}^3/\text{s}$
トンネル流量	$Q_T = 294.79 \text{ m}^3/\text{s}$

図 4-22-1 分派水路水面形測定結果 (設計原案)

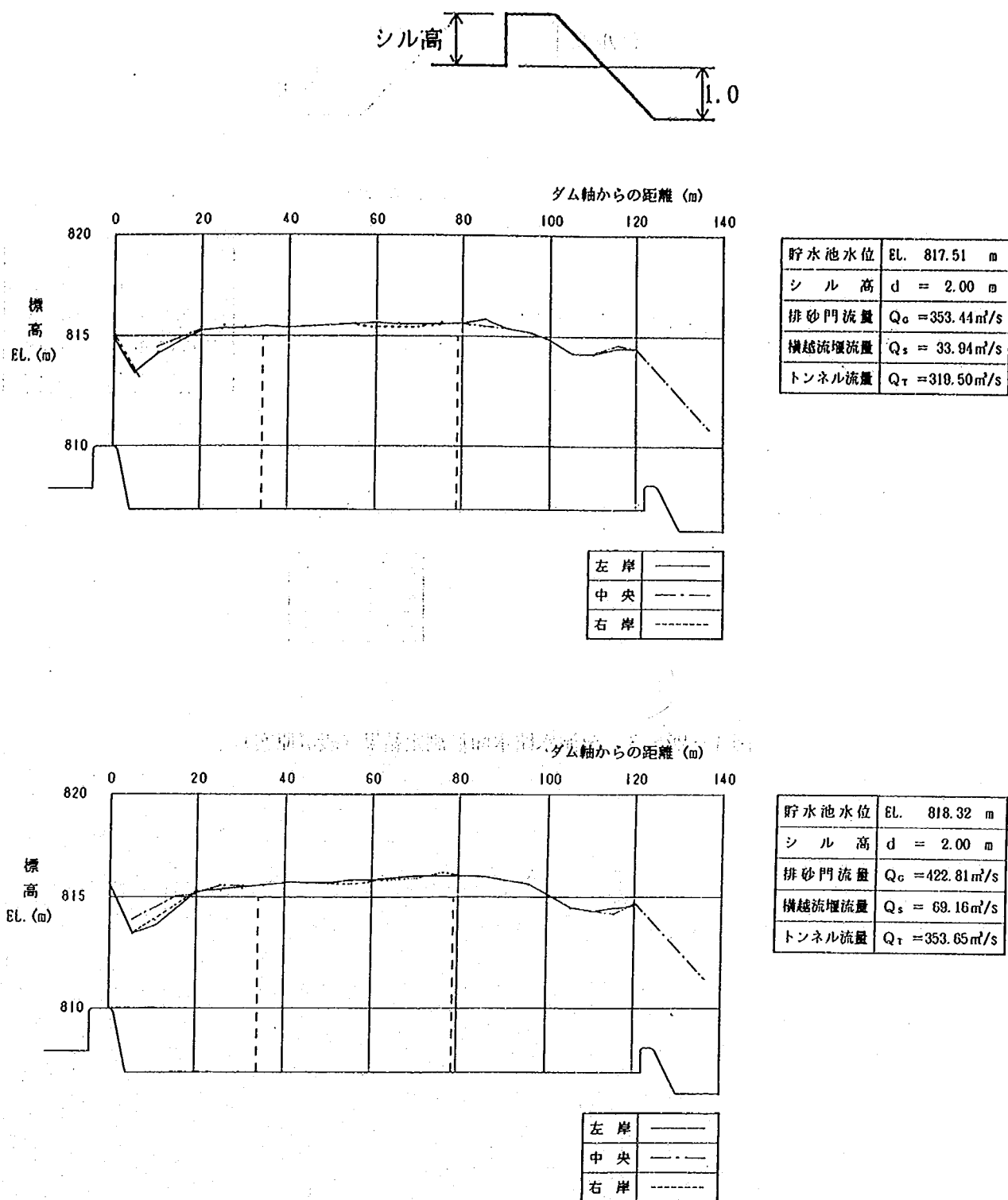


図 4-22-2 分派水路水面形測定結果 (設計原案)

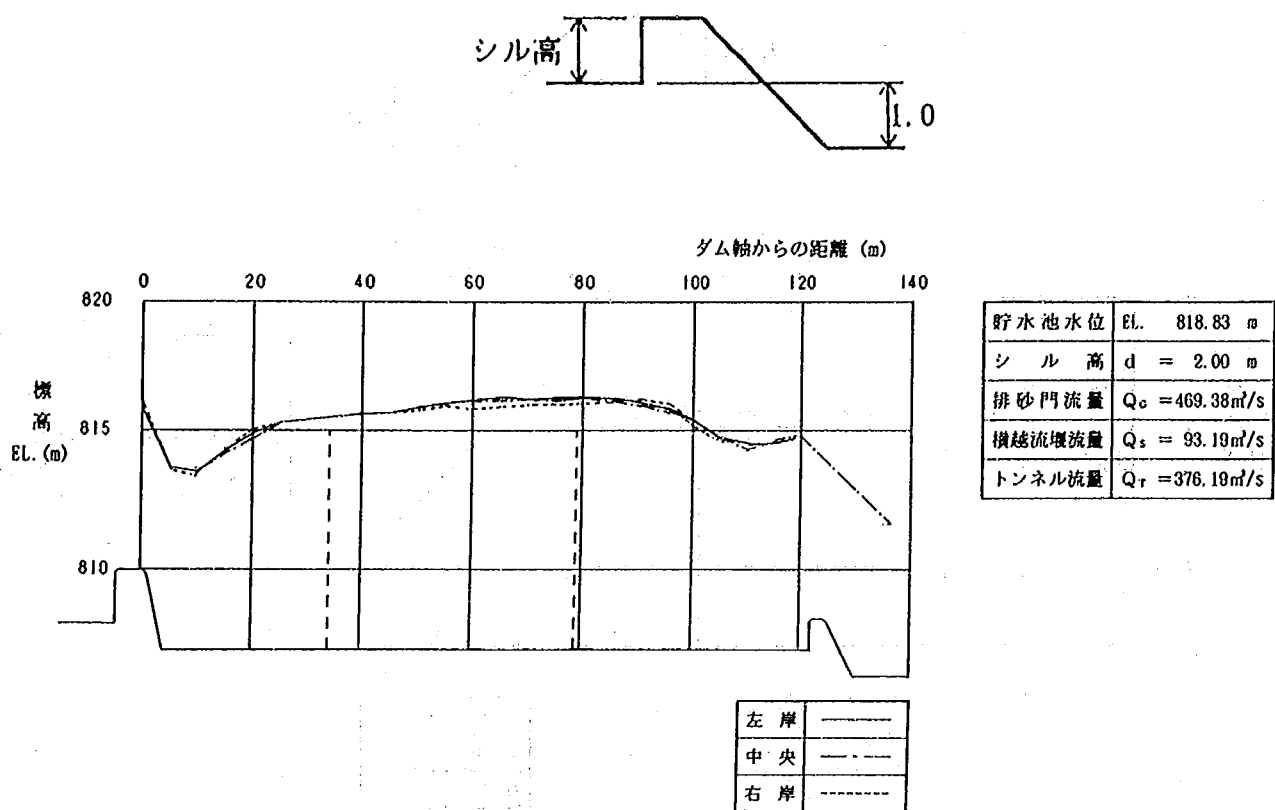
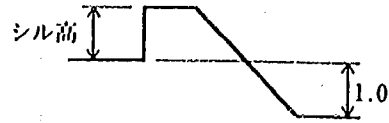
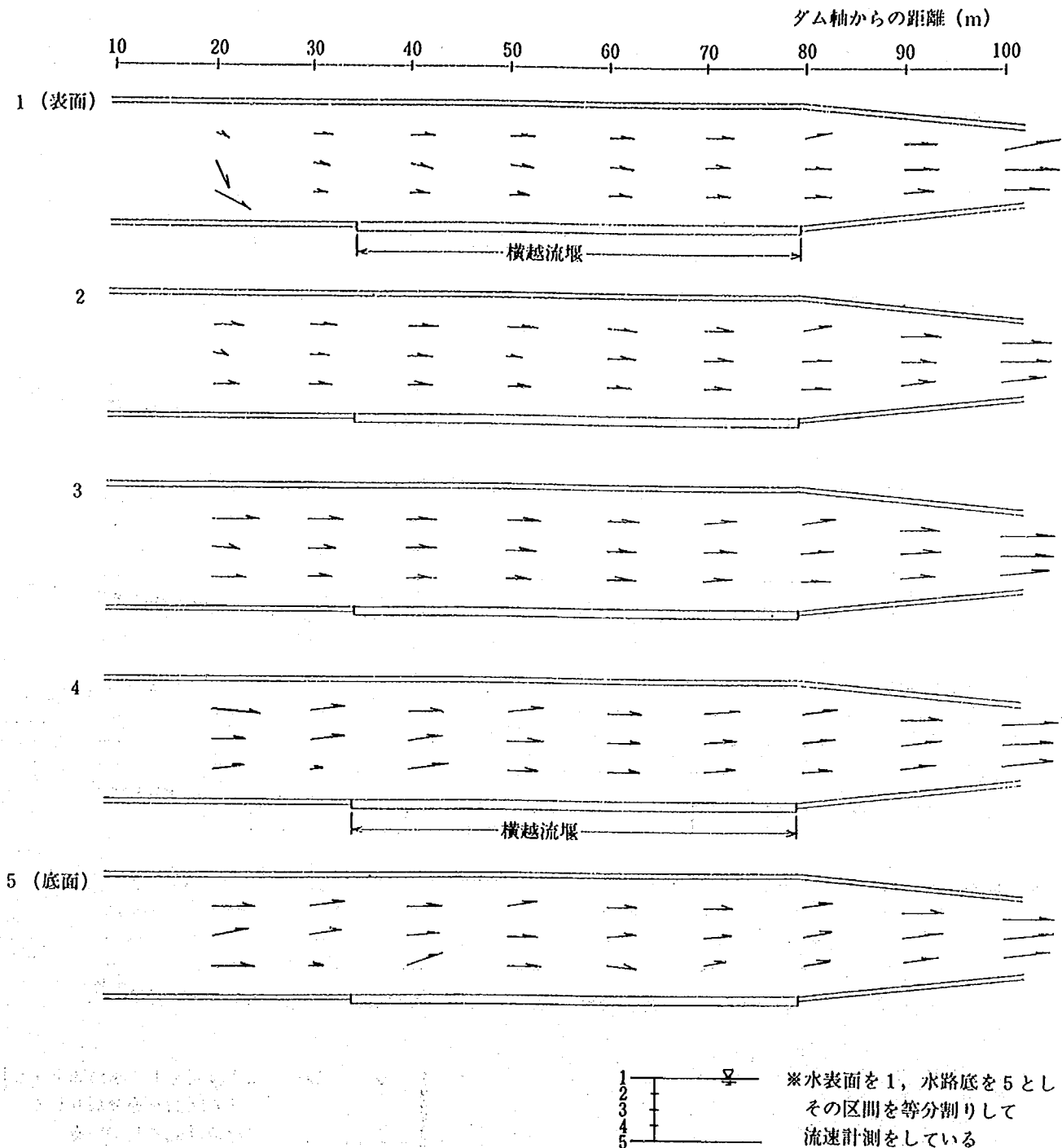


図 4 - 22 - 3 分派水路水面形測定結果 (設計原案)

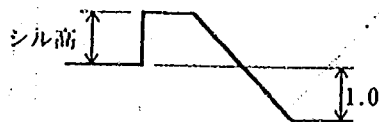


貯水池水位	BL.	816.09m
シル高	$d =$	2.15m
排砂門流量	$Q_o =$	253.12 m^3/s
横越流堰流量	$Q_s =$	- m^3/s
トンネル流量	$Q_r =$	253.12 m^3/s

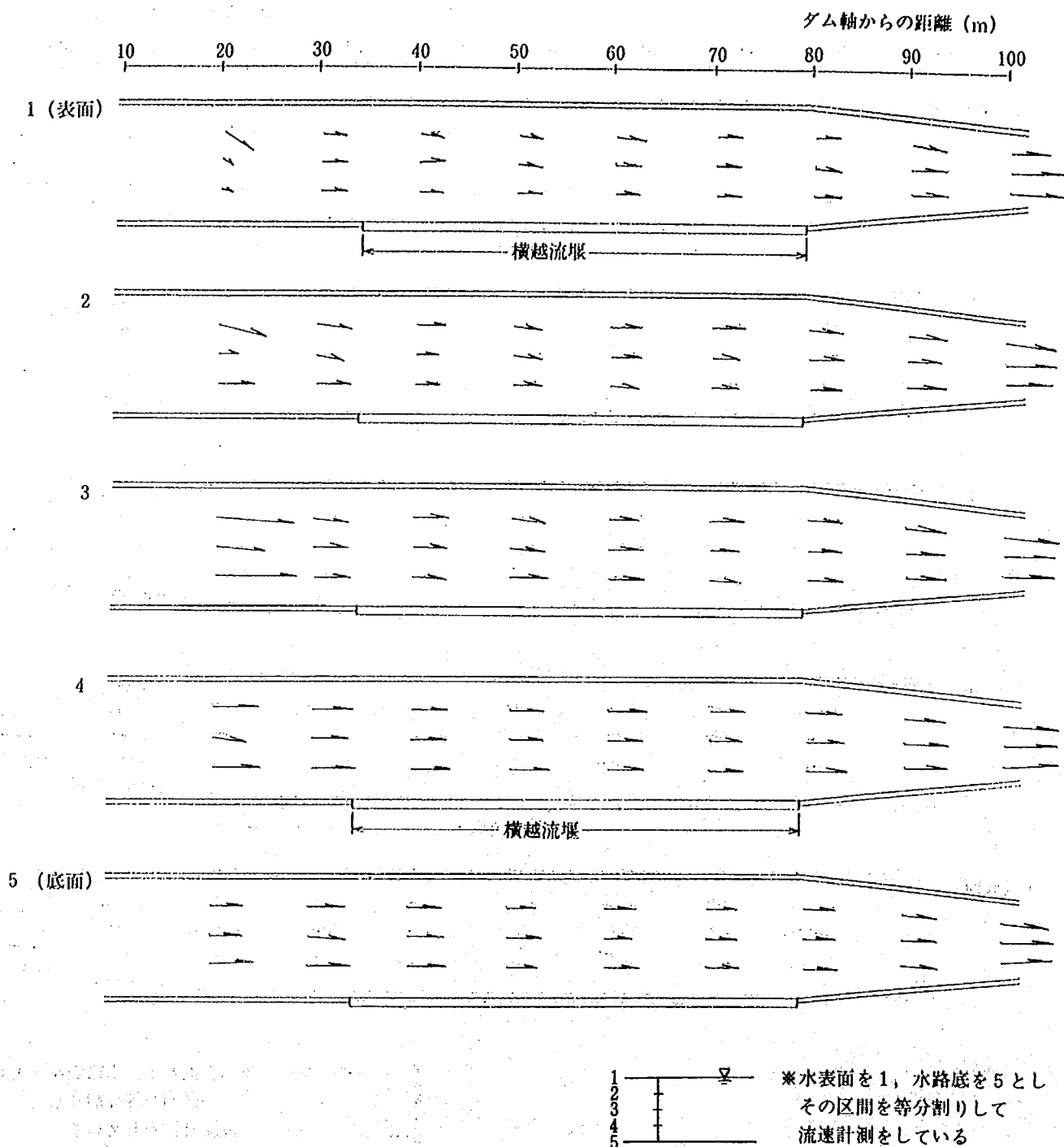


0 5 10 (m/s)

図4-23-1 分派水路流速分布図(設計原案)

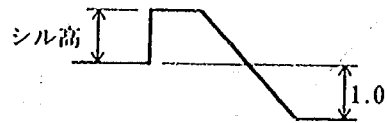


貯水池水位	BL.	816.85m
シル高	$d =$	2.15m
排砂門流量	$Q_o =$	304.38 m^3/s
横越流堰流量	$Q_s =$	9.59 m^3/s
トンネル流量	$Q_r =$	294.79 m^3/s

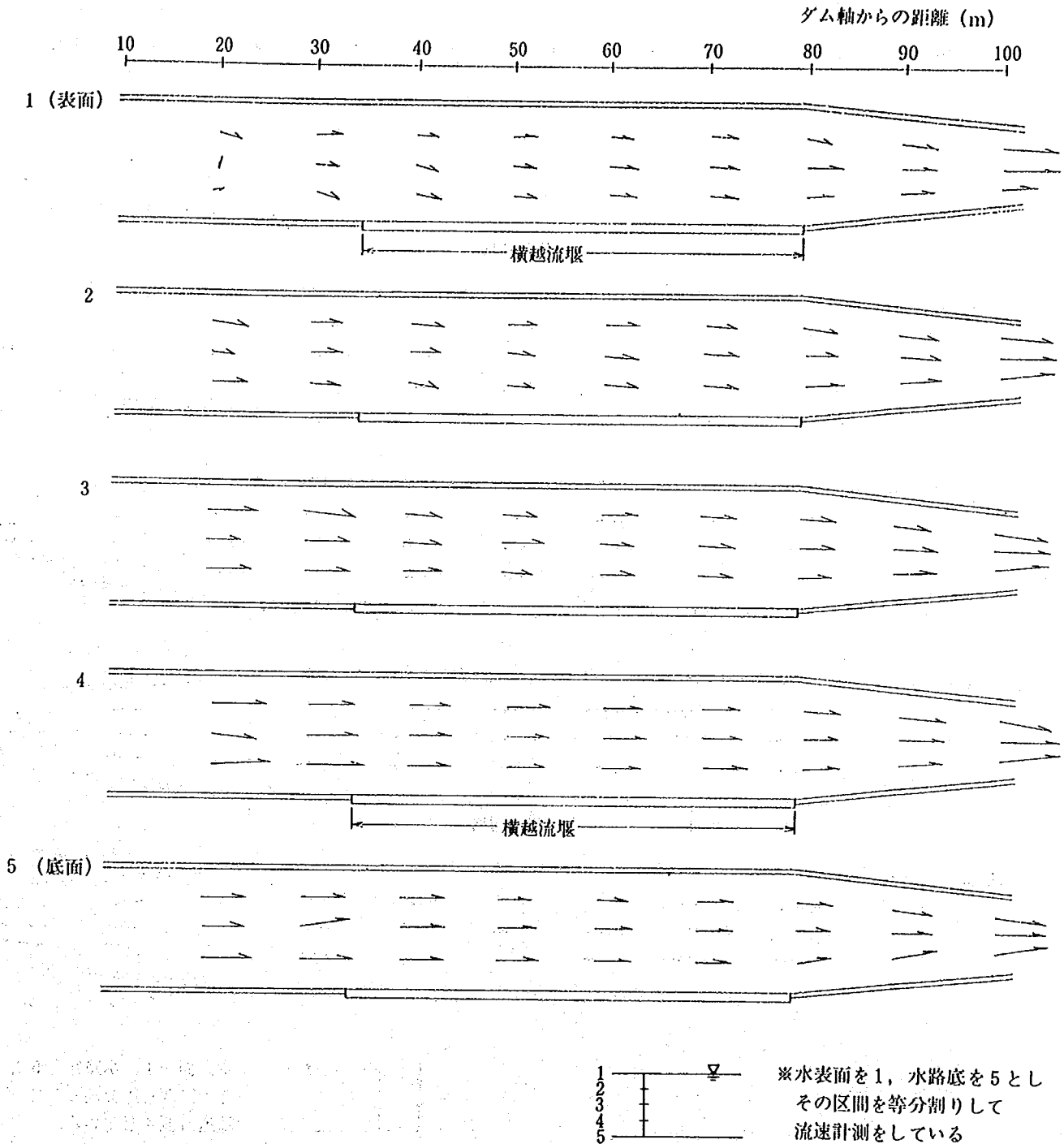


0 5 10 (m/s)

図4-23-2 分派水路流速分布図(設計原案)

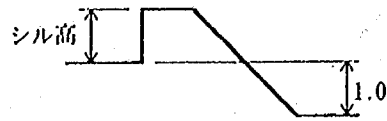


貯水池水位	BL.	817.51m
シル高	$d =$	2.15m
排砂門流量	$Q_o =$	353.44 m ³ /s
横越流堰流量	$Q_s =$	33.94 m ³ /s
トンネル流量	$Q_r =$	319.50 m ³ /s

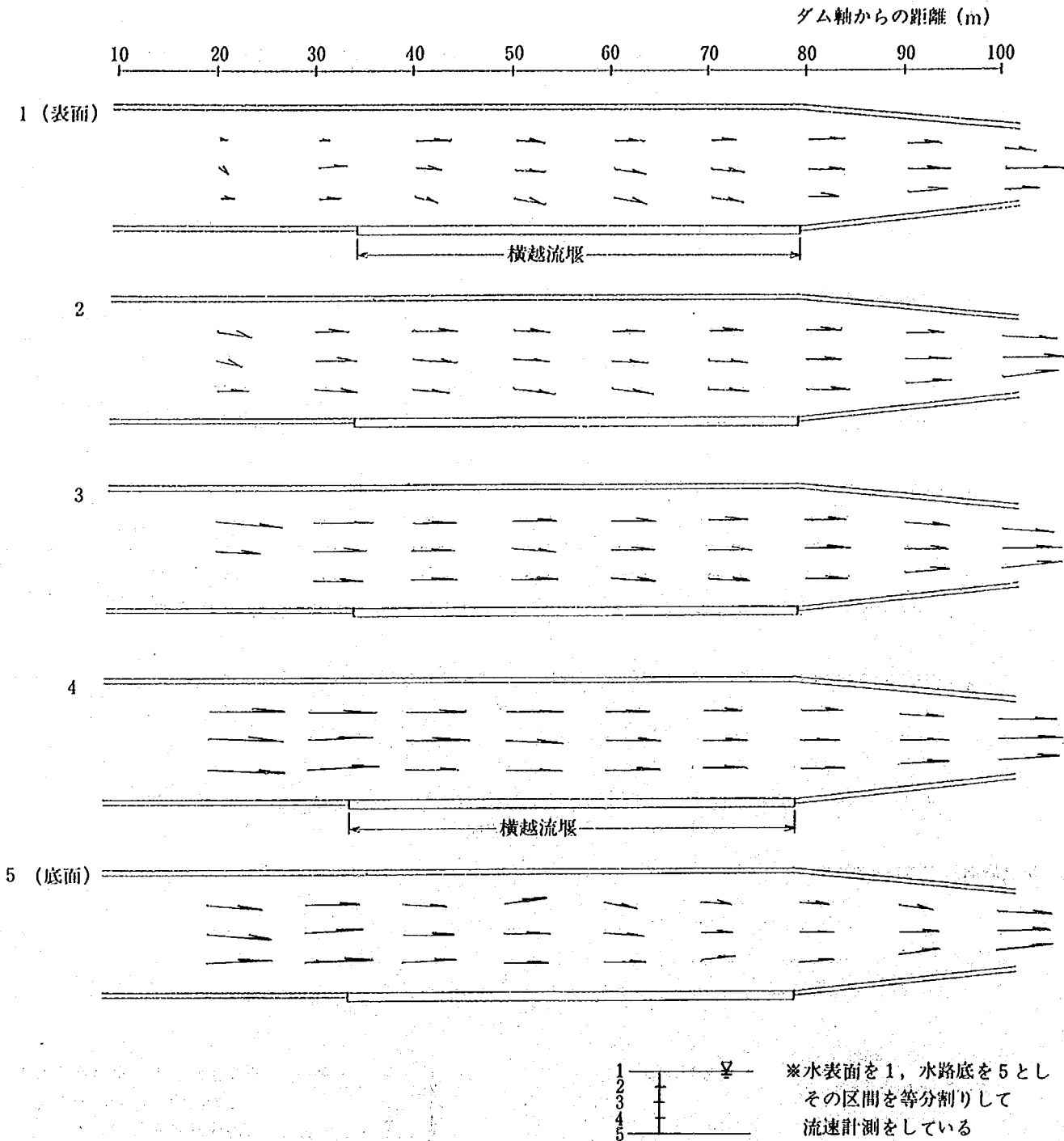


0 5 10 (m/s)

図4-23-3 分派水路流速分布図 (設計原案)

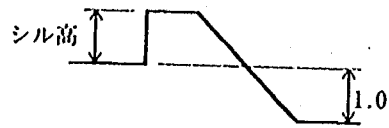


貯水池水位	BL.	818.32m
シル高	$d =$	2.15m
排砂門流量	$Q_o =$	422.81 m ³ /s
横越流堰流量	$Q_s =$	69.16 m ³ /s
トンネル流量	$Q_r =$	353.65 m ³ /s



0 5 10 (m/s)

(図 4-23-4) 分派水路流速分布図 (設計原案)



貯水池水位	EL.	818.83m
シル高	$d =$	2.15m
排砂門流量	$Q_o =$	469.38 m ³ /s
横越流堰流量	$Q_s =$	93.19 m ³ /s
トンネル流量	$Q_r =$	376.19 m ³ /s

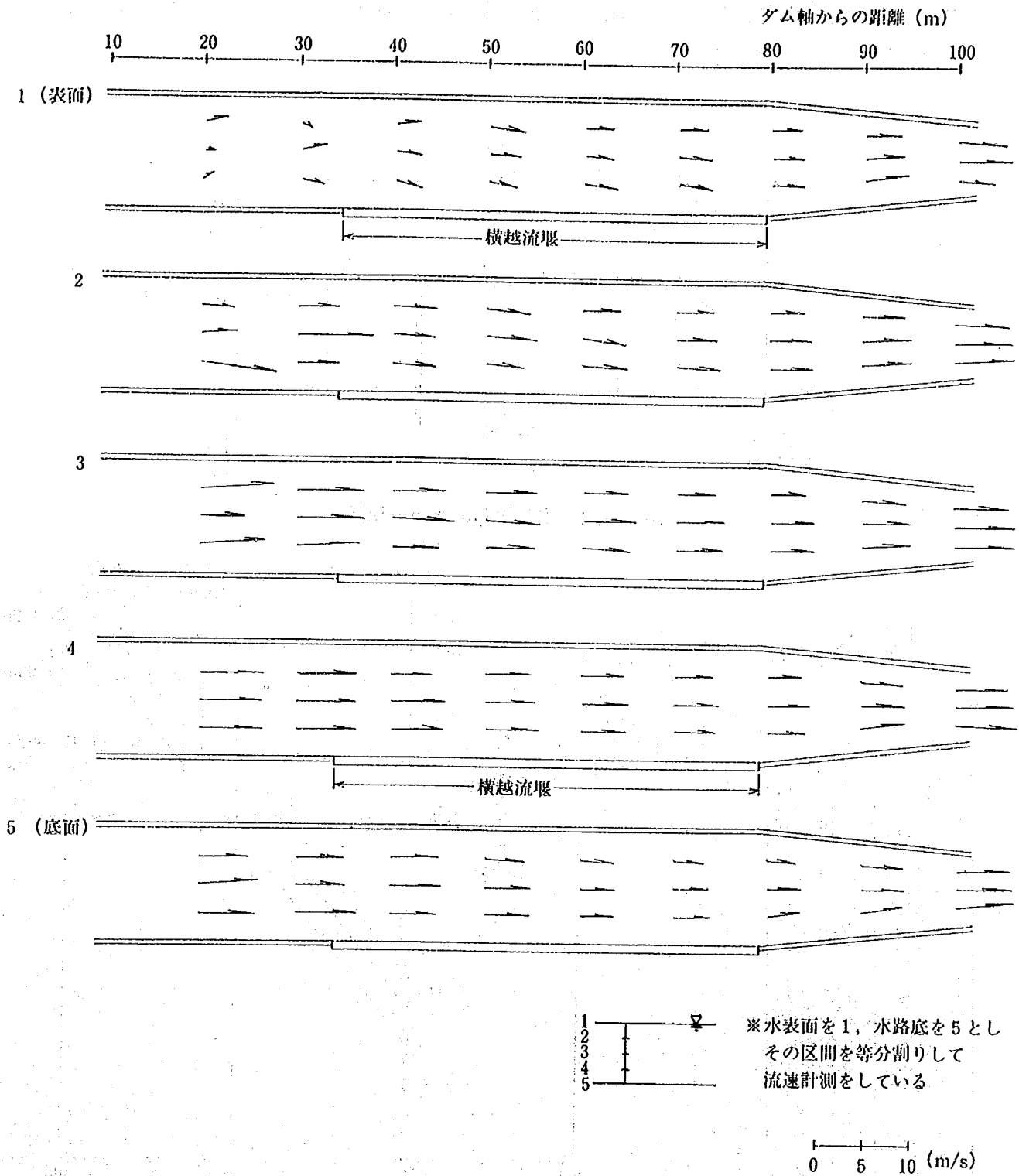


図 4-23-5 分派水路流速分布図 (設計原案)

(3) シル高の検討（修正案）

設計原案では所定の機能を果たすことが出来ないため、修正案を策定することとし、シル高について再度検討した。検討はシル高を設計案より 0.5m、0.75m、1.0m、1.5m と順次かさ上げし、その時の横越流量を調査した。結果を図 4-25 および表 4-14 に示す。

この結果、計画上の分派を行うためのシル高として、設計案より 0.75m 高くするシル高 1.9m の値を得た。図 4-24 には、排砂門流量 420 m³/s 流入時の流入水路内の水面形を示した。設計案に比較して流入水路末端での水位が上昇している。

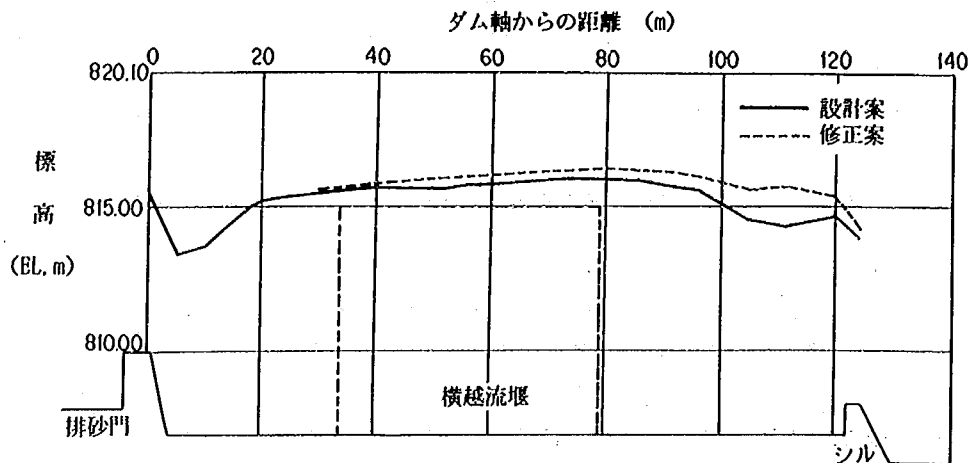


図 4-24 流入水路の水面形比較

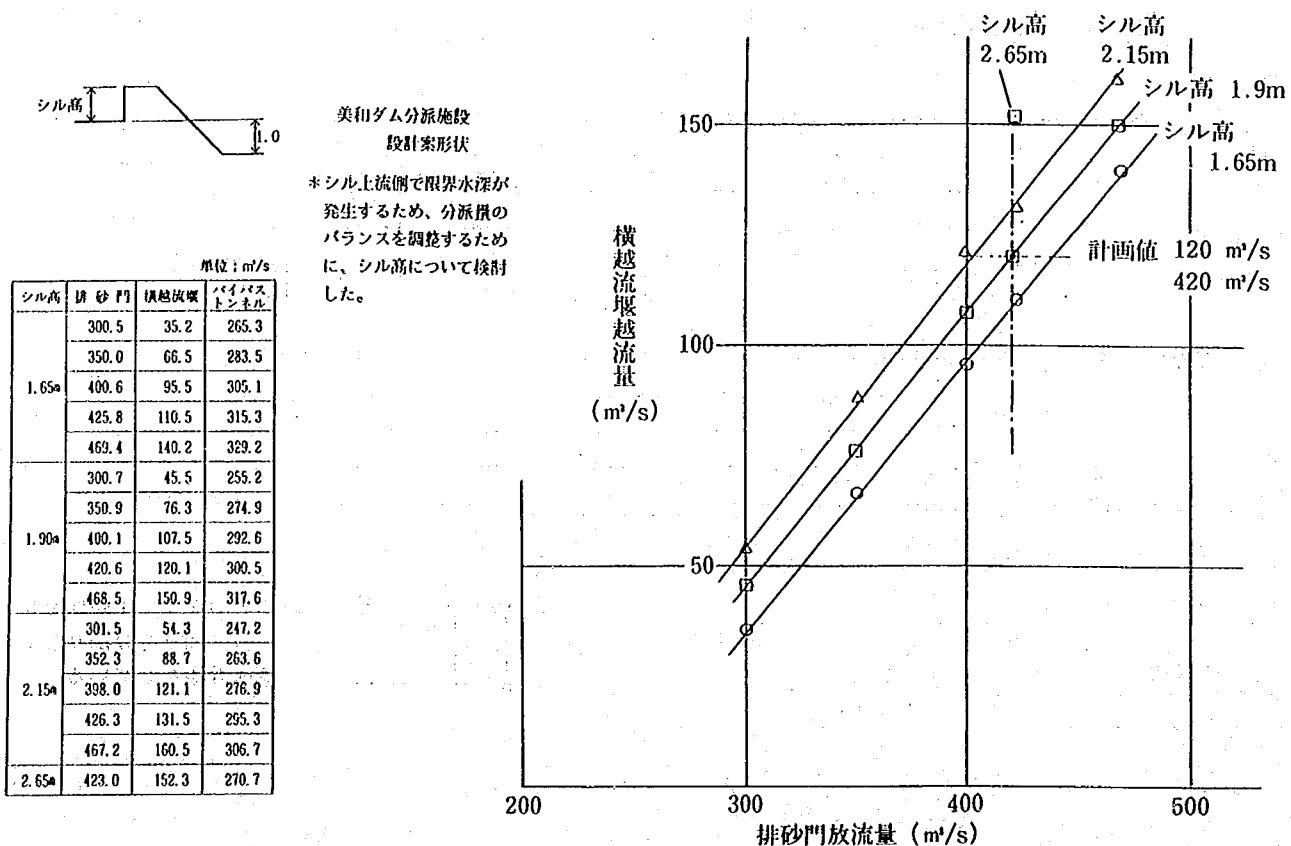


図 4-25 シル高の検討

表 4-14 シル高の検討

シル高 (m)	排砂門流量 Q_G (m ³ /s)	排砂トンネル流量 Q_T (m ³ /s)	横越流堰流量 Q_S (m ³ /s)
1.15 (設計案)	422.81	353.65	69.16
1.65	425.80	315.30	110.50
1.90	420.00	302.00	118.00
2.15	426.30	295.30	131.50
2.65	423.00	270.70	152.30

修正案での分派施設内では、排砂門下流に安定した跳水が発生するとともに、横越流堰の越流流況も安定しており特に問題はないと判断できる。

なお、修正案に係る検討資料として流況（写真 4-3）、水面形（図 4-26）、流速分布（図 4-27）および分流堰の放流特性（図 4-28、表 4-15）をまとめて示す。



写真 4-3 修正案の流況（420m³/s放流時）

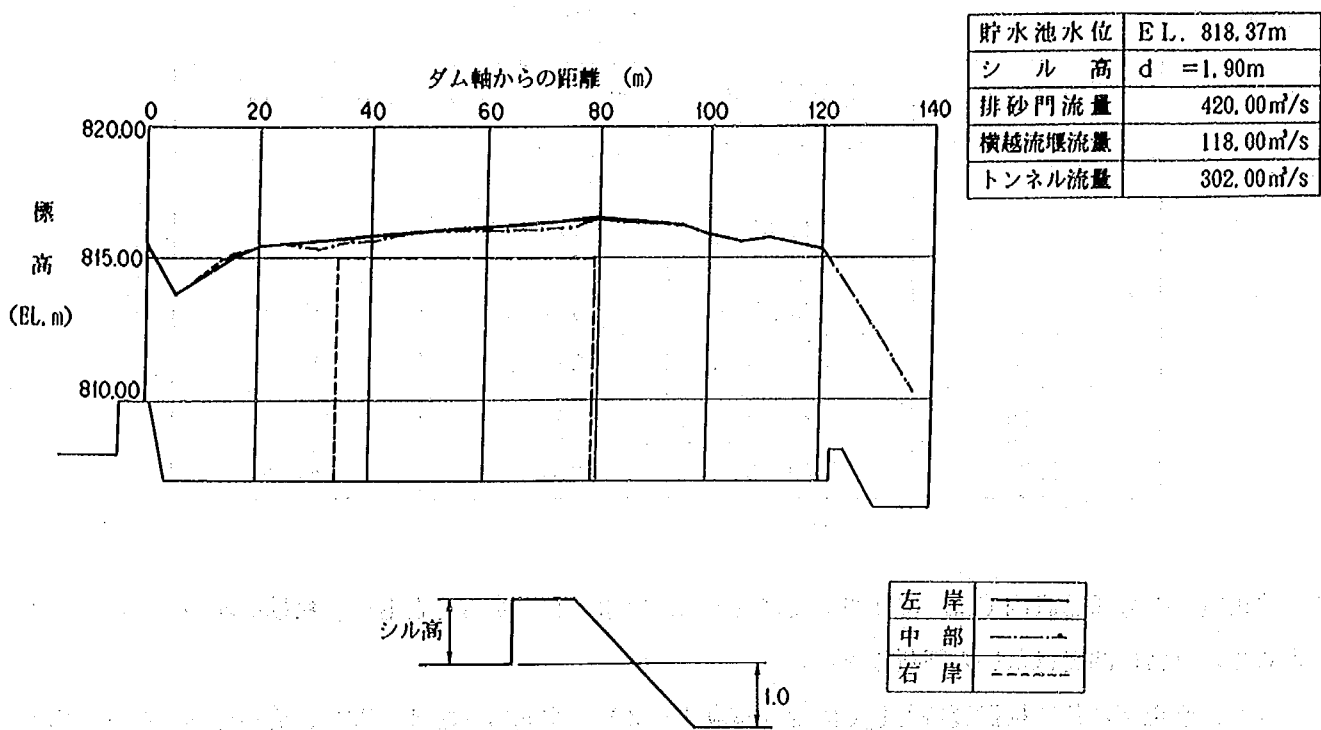


図 4 - 26 分派水路水面形測定結果 (修正案)

貯水池水位	BL. 818.37m
シル高	$d = 1.90\text{m}$
排砂門流量	$Q_G = 420.00\text{m}^3/\text{s}$
横越流堰流量	$Q_S = 118.00\text{m}^3/\text{s}$
トンネル流量	$Q_T = 302.00\text{m}^3/\text{s}$

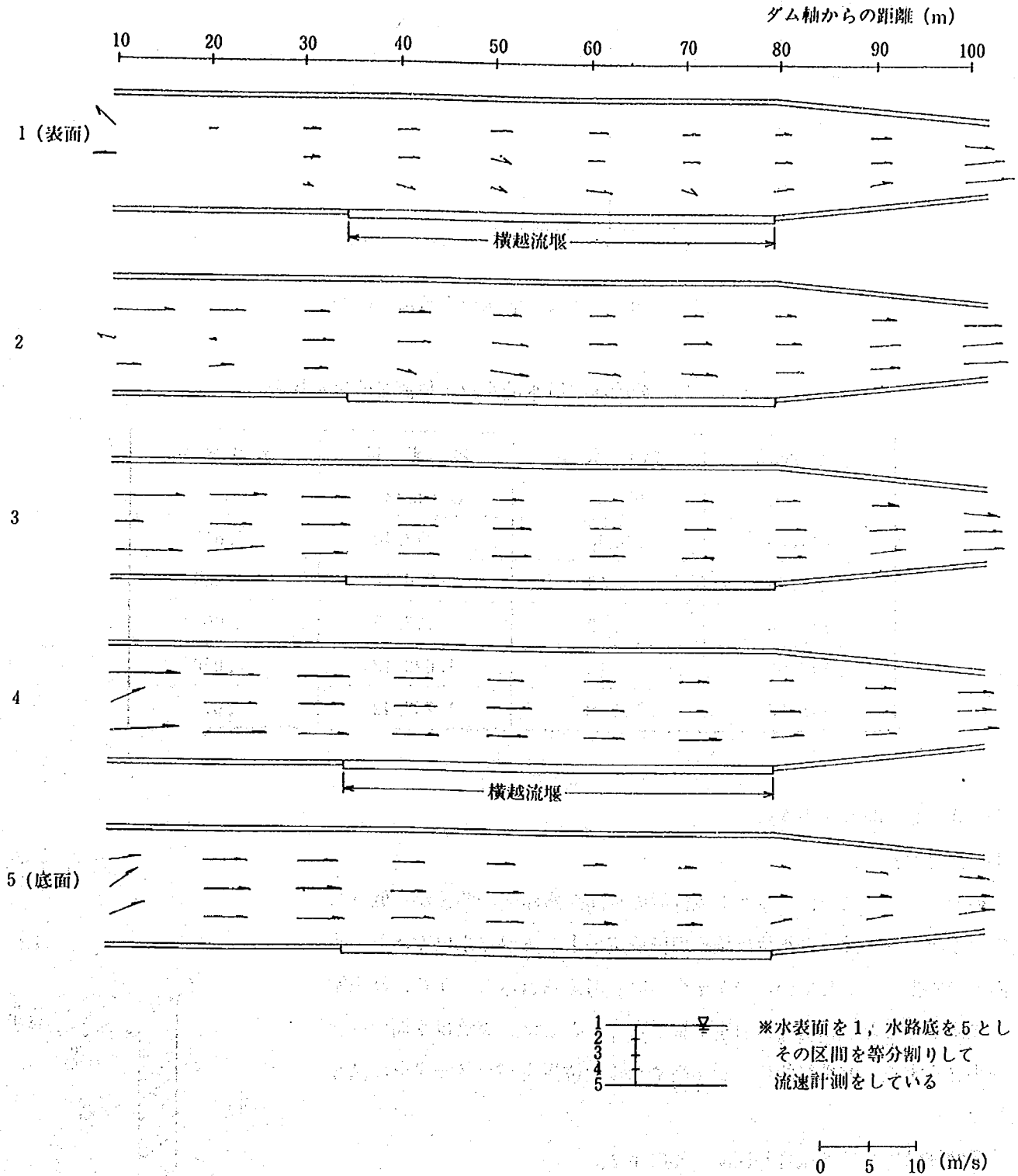


図4-27 分派水路流速分布図 (修正案)

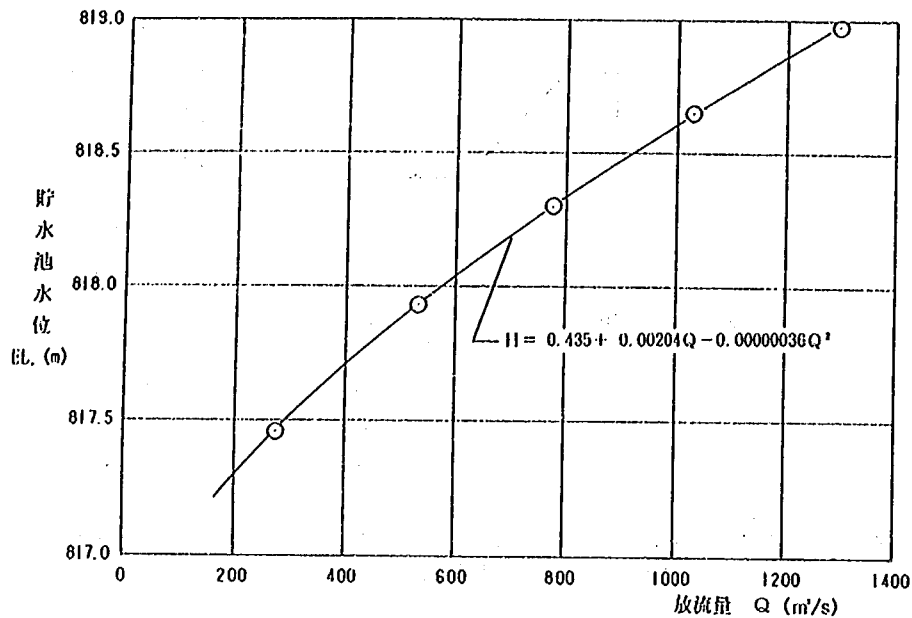


図 4-28 分流堰の貯水位と放流量の関係

表 4-15 分流堰の貯水池水位-放流量関係数値表

貯水池水位 BL. (m)	越流水深 H (m)	放流量 Q (m³/s)	流量係数 C
817.46	0.96	272.40	1.810
817.93	1.43	530.48	1.930
818.30	1.80	776.25	2.009
818.65	2.15	1,029.18	2.040
818.98	2.48	1,292.42	2.071

4-3-2 改良案の検討

(1) 検討内容

前節の検討結果では、シル上流付近の水面が水路幅の関係から低下しているが、シル付近の水位は施設規模決定の上で重要な水位であり、水面形の変化は安定しているのが望ましいと考えられることから、修正案を見直すこととし、再度検討を実施することとした。実験は水面の変化を小さくすることを目的に、シル高やシルの位置をパラメーターに調査した。

分派施設における条件を図 4-29に示す。

ここに 720 m³/s は上流で計画されているダム完成後の計画高水流量であり、1,200 m³/s は完成前の計画高水流量である。

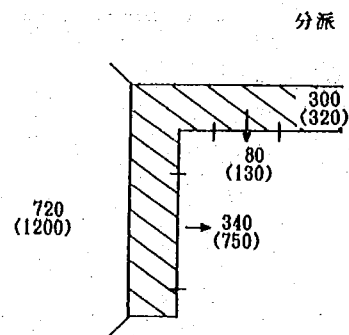


図 4-29 分派条件

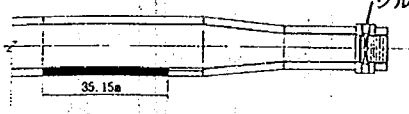
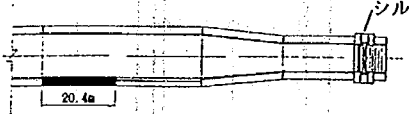
(2) 検討結果

実験は表4-16に示す内容について実施した。

実験は施設の $H-Q$ と排砂門流量が $420\text{ m}^3/\text{s}$ の時の水位と流況について行った。水面形の測定位置は図4-30に示す通りである。結果を図4-31、表4-17にまとめた。改良案1、改良案2はシル高を高くすることにより水面の平準化をはかったものである。その結果2.6mまでシル高を高くすれば、水面の平準化がはかれるが、次のような問題が生じた。シル高の操作により流入水路内の水位はシル高の変化に応じて上昇するため、分派条件をみたすための横越流堰の幅は、シル高2.15m、2.65mに対し35.15m、20.4mとなった。また、流入水路の水位上昇は排砂門下流の水位も上昇させており、排砂門の放流能力も低下する結果となった。

なお、改良案における施設の放流特性は図4-32、表4-18に示すものとなっている。

表4-16 分派水路改良案実験内容

実験番号	実験内容	形状	結果
改良案1	シル高と横越流堰の越流幅を操作 (シル位置を変えない)	シル高 2.15m 越流幅 35.15m 	水路の水面が変化している。
改良案2		シル高 2.65m 越流幅 20.4m 	水面の変化は緩和される。
改良案3	シル高とシル位置を操作 横越流幅を変えない。	シル高 1.30m 越流幅 45.0m 	シル高として1.15m~1.3mの範囲でチェックした。その結果シル高として1.3mを採用する。

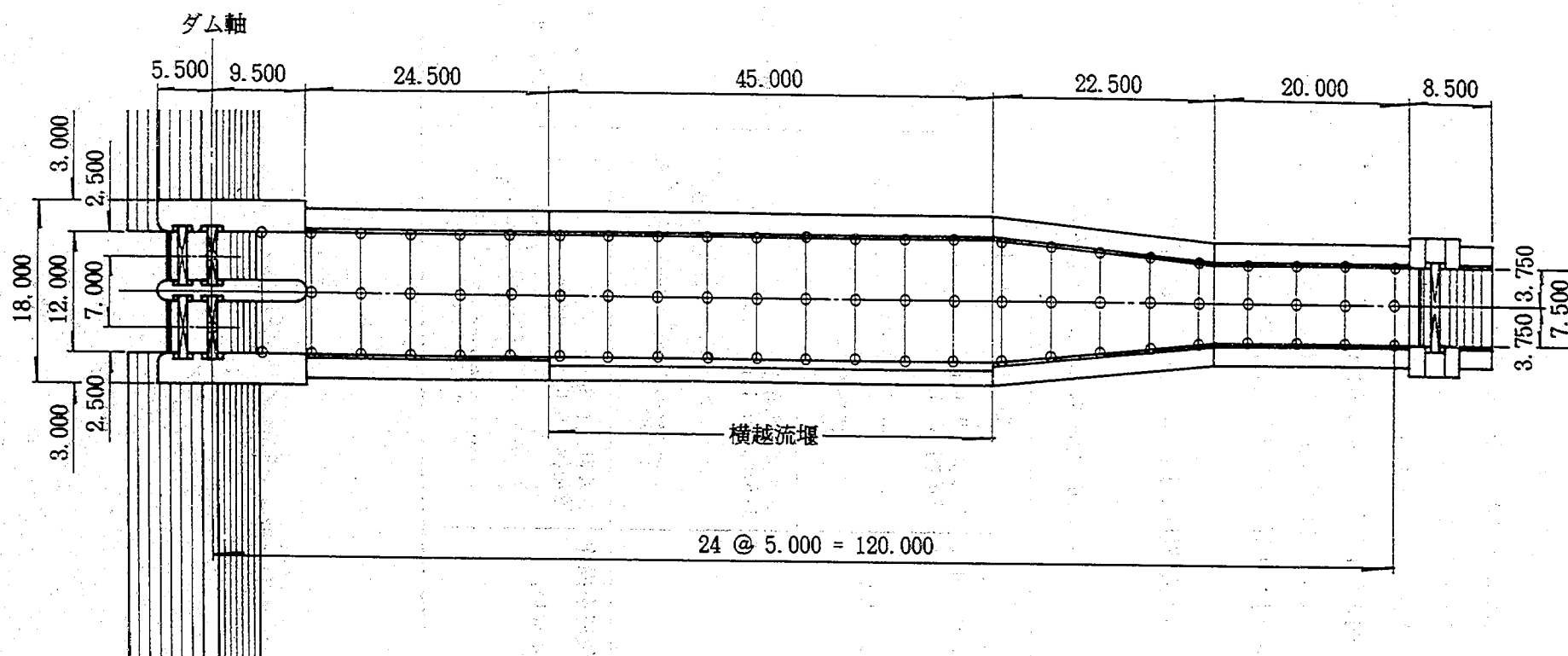


図4-30 分派施設の水面形測定位置

左 岸	———
中 央	— · — · —
右 岸	·····

改良案 1

貯水池水位	BL. 818.37m
シル高	$d = 2.15\text{m}$
排砂門流量	$Q_G = 418.75\text{m}^3/\text{s}$
横越堰流量	$Q_S = 119.91\text{m}^3/\text{s}$
トンネル流量	$Q_T = 298.84\text{m}^3/\text{s}$

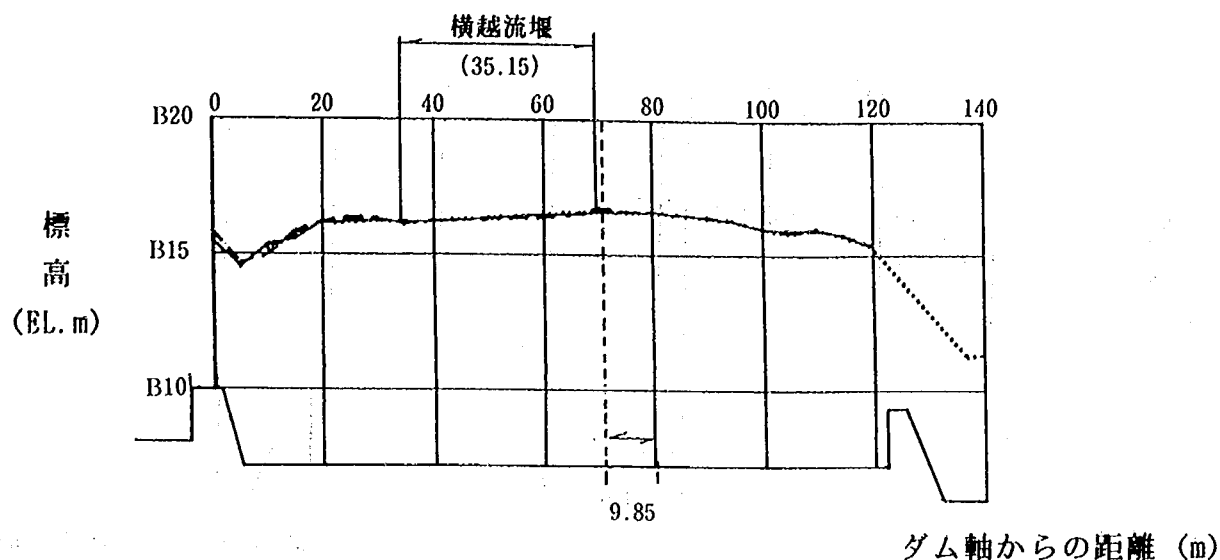


図 4-31-1 分派水路水面形状図

表 4-17-1 分派水路水面形数値表

ダム軸からの距離 (m)	水面形測定結果 EL.(m)		
	左岸	中央	右岸
0	815.48		815.81
5	814.52		814.67
10	815.36	815.17	814.97
15	815.57	815.67	815.85
20	816.17	816.15	816.22
25	816.17	816.17	816.42
30	816.26	816.27	816.39
35	816.22	816.25	816.16
40	816.22	816.25	816.29
45	816.30	816.34	816.38
50	816.37	816.39	816.40
55	816.43	816.45	816.42
60	816.49	816.50	816.41
65	816.49	816.58	816.51
70	816.58	816.67	816.79
75	816.58	816.60	816.61
80	816.59	816.58	816.60
85	816.51	816.51	816.52
90	816.40	816.41	816.44
95	816.29	816.29	816.30
100	816.00	816.02	816.04
105	815.95	815.84	815.86
110	816.00	816.02	815.96
115	815.79	815.75	815.79
120	815.39	815.41	815.43
137.100		811.30	
165.450		812.08	
188.850		812.30	
211.000		812.15	

横越流堰

左 岸	———
中 央	- - -
右 岸	

改良案 2

貯水池水位	BL. 818.57m
シル高	$d = 2.65\text{m}$
排砂門流量	$Q_o = 420.94\text{m}^3/\text{s}$
横越堰流量	$Q_s = 121.66\text{m}^3/\text{s}$
トンネル流量	$Q_r = 299.28\text{m}^3/\text{s}$

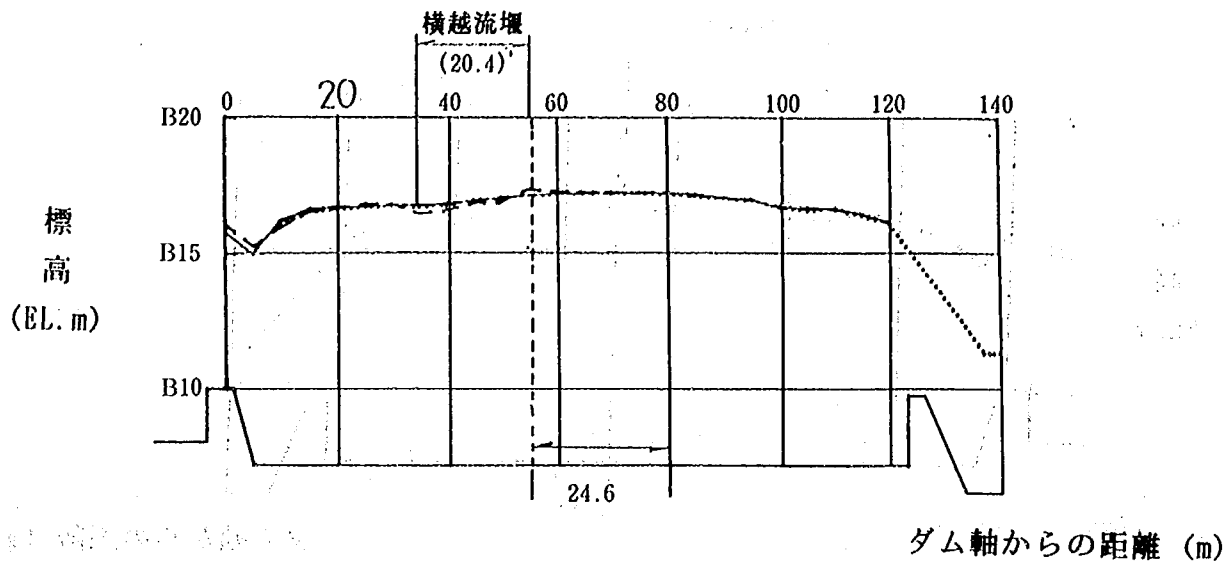


図 4-31-2 分派水路水面形状図

表 4-17-2 分派水路水面形数値表

ダム軸からの距離 (m)	水面形測定結果 EL. (m)		
	左岸	中央	右岸
0	815.79		816.07
5	814.98		815.28
10	816.23	816.07	815.95
15	816.67	816.54	816.54
20	816.75	816.64	816.63
25	816.71	816.71	816.83
30	816.79	816.78	816.81
35	816.78	816.75	816.47
40	816.86	816.81	816.58
45	816.93	816.95	816.83
50	817.05	817.04	816.85
55	817.14	817.13	817.36
60	817.18	817.18	817.27
65	817.18	817.21	817.23
70	817.18	817.21	817.23
75	817.23	817.21	817.19
80	817.20	817.15	817.17
85	817.15	817.09	817.08
90	817.02	817.00	817.01
95	816.96	816.90	816.90
100	816.65	816.67	816.70
105	816.65	816.55	816.60
110	816.62	816.62	816.56
115	816.41	816.35	816.41
120	816.13	816.06	816.05
137.100		811.28	
165.450		811.30	
188.650		812.02	
211.000		812.01	

横越堰

左 岸	———
中 央	-----
右 岸	

改良案 3

貯水池水位	BL. 818.35m
シル高	$d = 1.30\text{m}$
排砂門流量	$Q_G = 420.00\text{m}^3/\text{s}$
横越堰流量	$Q_S = 120.41\text{m}^3/\text{s}$
トンネル流量	$Q_T = 299.59\text{m}^3/\text{s}$

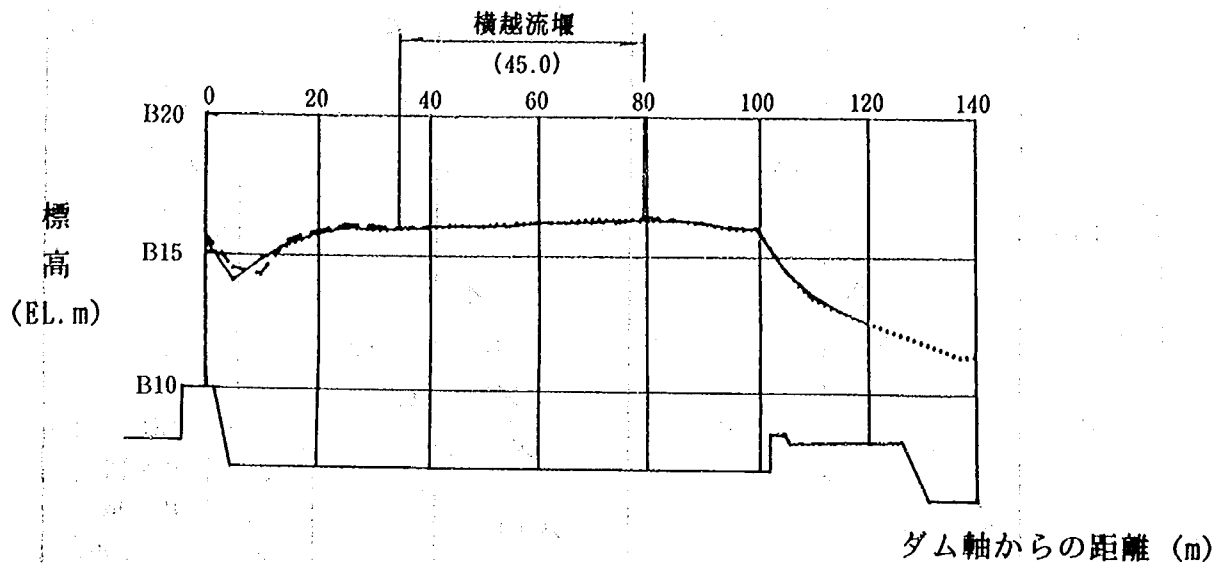


図 4-31-3 分派水路水面形状図

表 4-17-3 分派水路水面形数値表

ダム軸からの距離 (m)	水面形測定結果 EL. (m)		
	左岸	中央	右岸
0	815.46		815.63
5	813.95		814.43
10	814.75	814.76	814.20
15	815.38	815.31	815.51
20	815.71	815.71	815.84
25	816.03	815.99	816.15
30	815.95	815.97	816.12
35	816.05	815.98	815.90
40	816.14	816.00	816.06
45	816.12	816.12	816.05
50	816.20	816.15	816.04
55	816.21	816.21	816.15
60	816.30	816.24	816.17
65	816.32	816.30	816.23
70	816.41	816.33	816.21
75	816.39	816.38	816.27
80	816.42	816.40	816.46
85	816.30	816.28	816.27
90	816.22	816.17	816.16
95	816.07	815.99	815.98
100	815.48	815.53	815.53
105	814.60	814.45	814.38
110	813.46	813.32	813.41
115	812.87	812.84	812.90
120	812.46	812.48	812.46
137.100		811.21	
165.450		811.59	
188.650		812.17	
211.000		812.07	

横越流堰

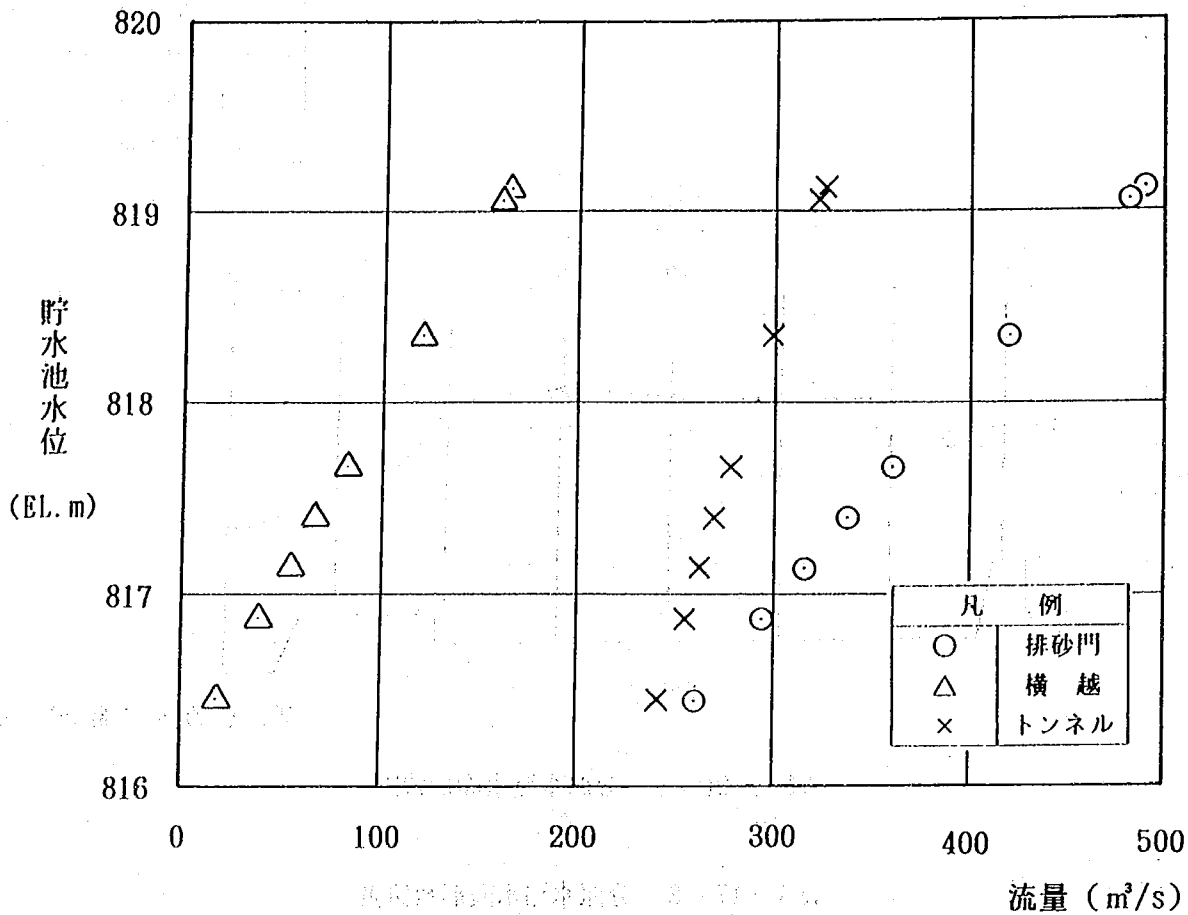


図 4-32-1 放流特性(1)

表 4-18-1 分派施設の流況特性

シル高 2.65m

貯 水 位 (EL. m)	越 流 水 深 H (m)	流 量 ($Q \cdot \text{m}^3/\text{s}$)			排 砂 門 の 流 量 係 数 C
		排 砂 門 Q_d	横 越 Q_w	ト ン ネ ル Q_r	
816.40	6.39	243.75	21.47	222.28	1.507
816.96	6.96	286.56	44.25	242.31	1.561
817.74	7.74	351.88	79.50	272.38	1.634
818.08	8.08	380.31	96.56	283.75	1.655
818.57	8.57	420.94	121.66	299.28	1.678
819.15	9.15	470.31	145.41	324.91	1.699

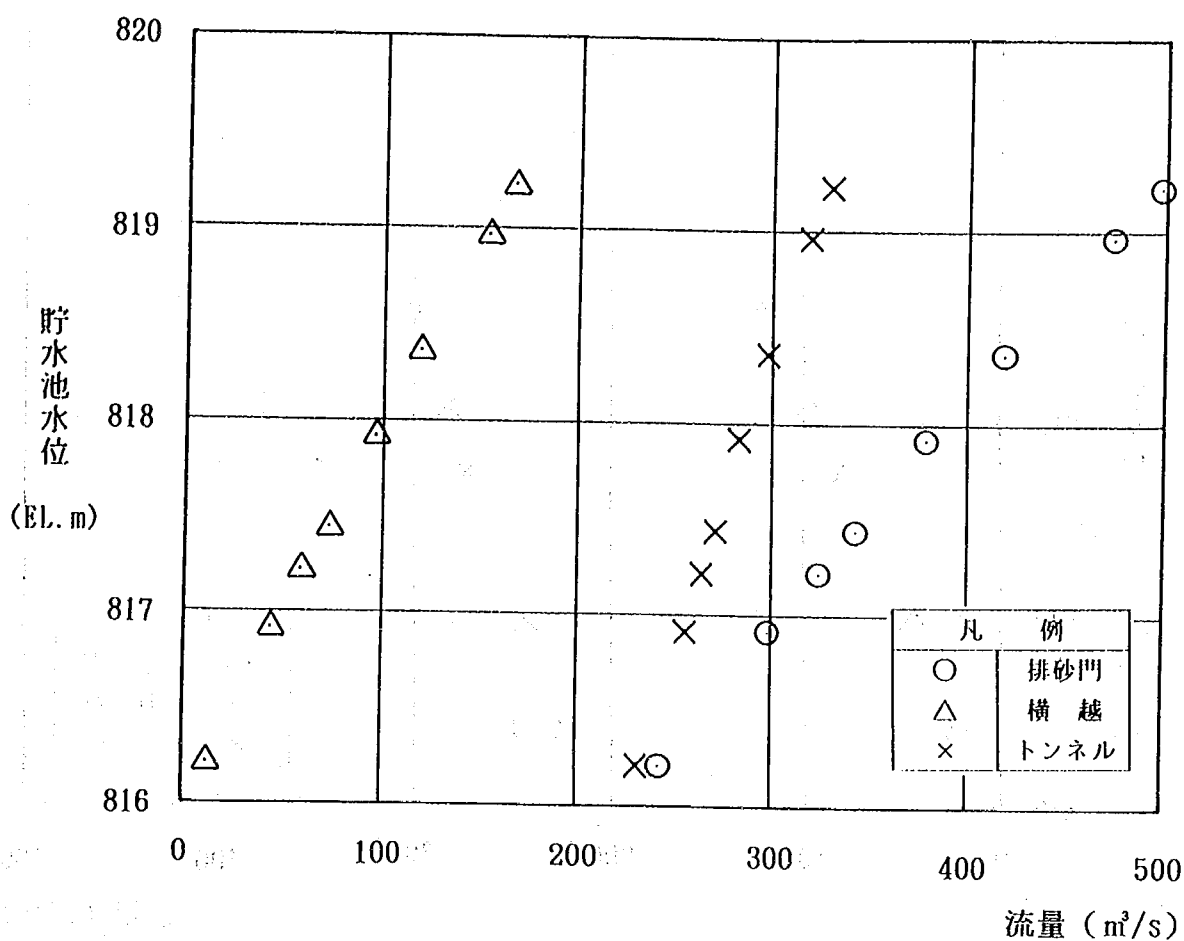


図4-32-2 放流特性(2)

表4-18-2 分派施設の流況特性

シル高 2.15m

貯 水 位 (EL. m)	越 流 水 深 H (m)	流 量 ($Q \cdot \text{m}^3/\text{s}$)			排 砂 門 の 流 量 係 数 C
		排 砂 門 Q_G	横 越 Q_W	ト ン ネ ル Q_T	
816.22	6.22	242.81	11.50	231.31	1.564
816.92	6.92	299.69	44.13	255.56	1.645
817.22	7.22	324.38	59.81	264.56	1.672
817.44	7.44	344.38	72.97	271.41	1.698
817.92	7.92	380.31	96.69	283.63	1.706
818.37	8.37	418.75	119.91	298.84	1.730
818.98	8.98	473.44	154.25	319.19	1.759
819.23	9.23	498.13	167.94	330.19	1.776

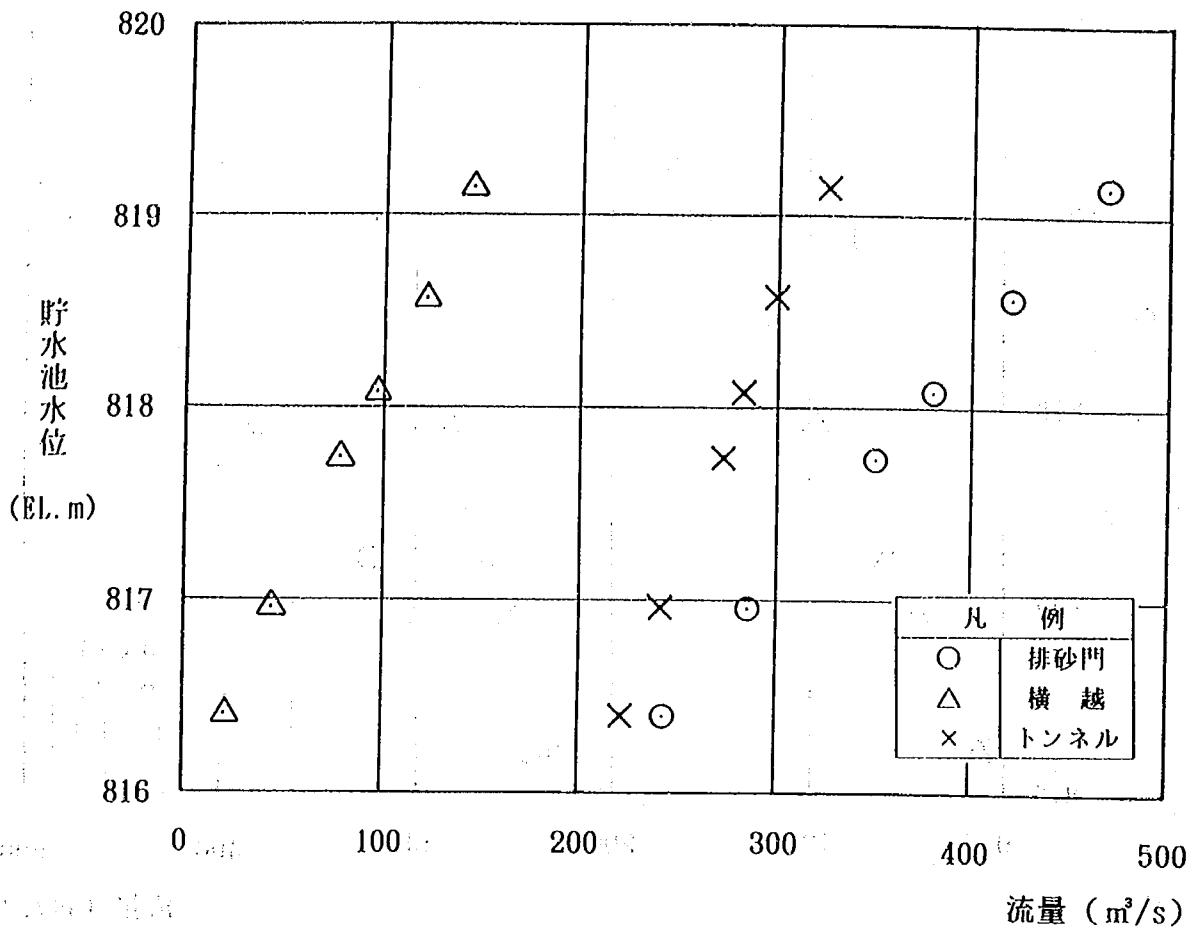


図4-32-3 放流特性(3)

表4-18-3 分派施設の流況特性

シル高 1.3m

貯 水 位 (EL. m)	越流水深 H (m)	流 量 ($Q \cdot \text{m}^3/\text{s}$)			排砂門の 流量係数 C
		排 砂 門 Q_o	横 越 Q_w	トンネル Q_r	
816.45	6.45	260.00	18.28	241.72	1.589
816.87	6.87	295.00	39.31	255.69	1.639
817.14	7.13	316.88	54.00	262.88	1.663
817.40	7.40	339.06	68.50	270.56	1.683
817.66	7.66	361.56	82.91	278.66	1.706
818.35	8.35	420.00	120.41	299.59	1.740
819.06	9.06	483.13	160.78	322.34	1.772
819.12	9.12	490.63	165.22	325.41	1.783

以上の検討より、シル高の操作では水路の水面形の平準化は困難であると判断し、次にシルの位置を変更することにした。シルの位置として流入水路末端の漸縮部終端とした。この場合越流幅は一定としており、分派条件を満たすためにシル高について検討した。その結果設計原案のシル高(1.15m)より0.15m高い1.3mとすることで分派条件を満足するとともに水路の水面形も平準化した。図4-33に水面形の比較図を示した。

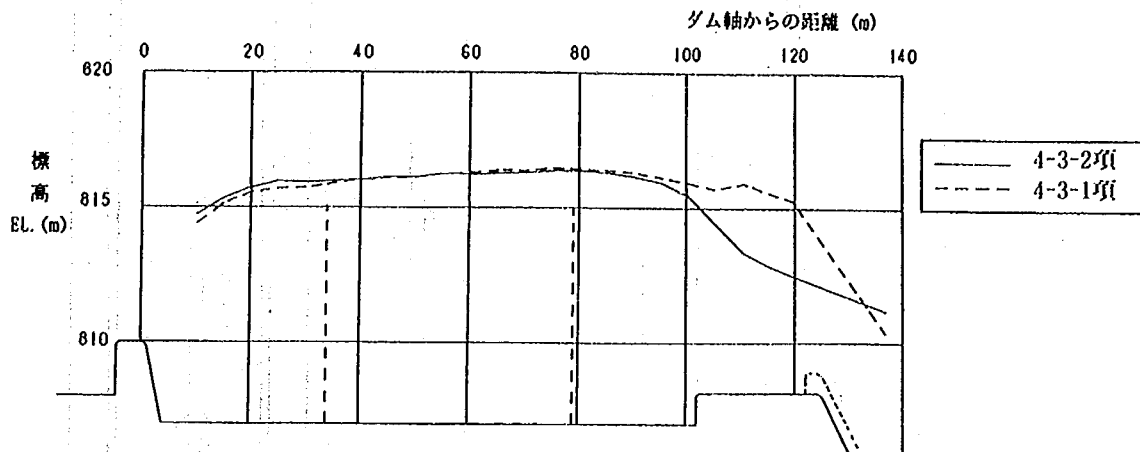


図4-33 水面形比較図

なお今回の検討では、ゲート位置について変更しているため、シル設置位置からゲートまでの区間は、シル高と同じ EL. 808.3mの水平水路で処理した。

4-3-3 実施設計案の検討

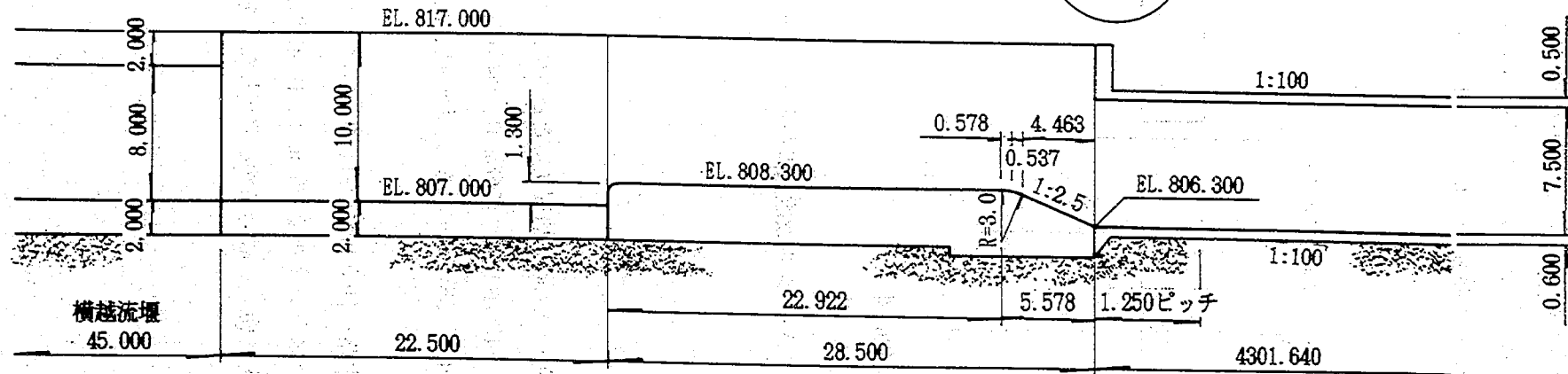
(1) 検討内容

分派施設は貯砂堰下流約500mに位置するもので、細粒分の土砂を捕捉するとともに、高濁水をダム下流へバイパスさせることとしている。分派施設は、図4-34に示すように分流堰、排砂門、流入水路、横越流堰、バイパストンネルより構成されており、概要を図4-35に示す。なお、排砂門、流入水路および横越流堰を総称して分派水路としている。

前節までの検討では分派施設において、分流堰と分派水路を独立して検討した。特に、排砂門の形状については排砂門に $420\text{m}^3/\text{s}$ 流入したときを想定し、バイパストンネルで $300\text{m}^3/\text{s}$ 、横越流堰で $120\text{m}^3/\text{s}$ の分派をするための検討を実施してきた。本節は施設全体を考慮し、設計条件を修正したのを受けて検討するものである。

実験ケースを表4-19に示す。

[縦断図]



[平面図]

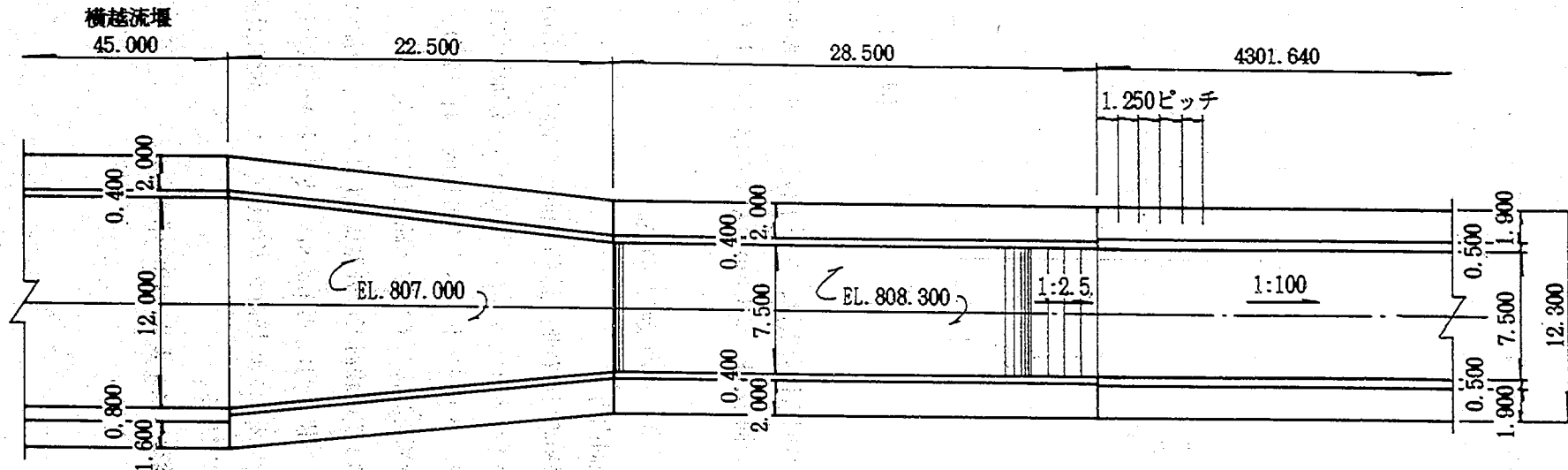


図4-34 実施設計案の概要

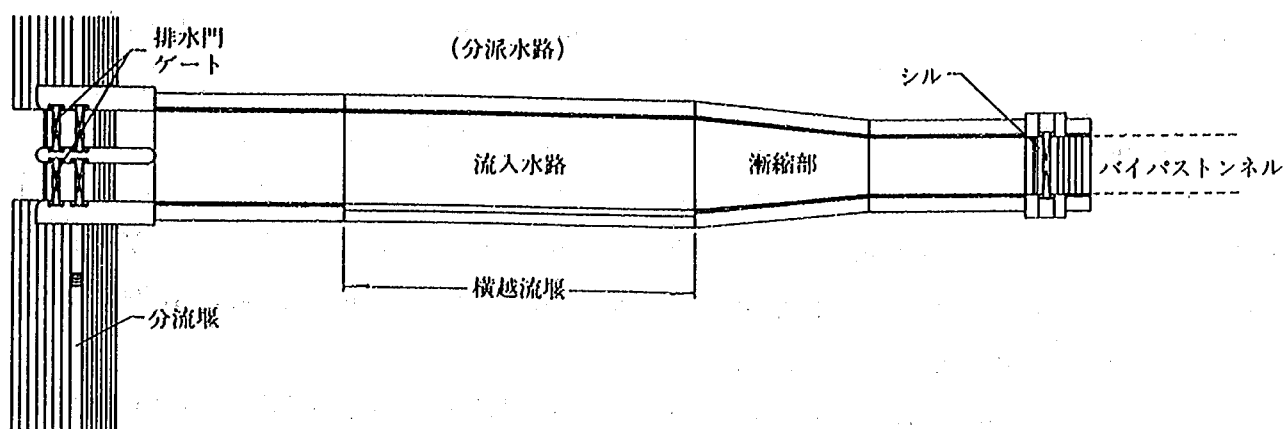


図 4-35 分派施設の構成

表 4-19 実験ケース

項 目	実 験 内 容	実 験 条 件	計 測 項 目		
			$H-Q$	水面形	流 況
シル高の検討	分派施設に $720 \text{ m}^3/\text{s}$ が流入したときのバイパストンネル $300 \text{ m}^3/\text{s}$ の放流量を可能とするシル高について求める。	分派施設に $720 \text{ m}^3/\text{s}$ を流入	○		○
実施設計案の検討	分派条件を満足した形状を対象に、 $H-Q$ 、水面形、流況等の資料を収集し、管理資料を策定する。	分派施設に $0 \sim 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$ 相当まで流入させる。	排砂門抽出 分流堰抽出を含む $H-Q$	$720 \text{ m}^3/\text{s}$ 相当 $1,200 \text{ m}^3/\text{s}$ 相当時の水面形	流量変化点や水理的問題点を含む総合的な流況調査

実験条件は次のとおりとする。

① 戸草ダム完成後の計画高水流量 $720 \text{ m}^3/\text{s}$ が分派施設に流入した場合、バイパストンネルに $300 \text{ m}^3/\text{s}$ を流入させる。

② 戸草ダム完成前の計画高水流量 $1,200 \text{ m}^3/\text{s}$ が分派施設に流入した場合、バイパストンネルに $325 \text{ m}^3/\text{s}$ を流入させる。

③ バイパス対象流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ が分派施設に流入した際、全量をバイパストンネルに取り込むものとし、美和ダム貯水池への濁水の流入を避けるものとする。

(2) シル高の検討

シルは流入水路末端に設置されるもので、排砂門より流入した流量に対し、横越流堰流量とバイパストンネル流量を支配する構造物として位置づけられる。シル高が高ければ横越流堰流量が増加し、その分バイパストンネル流量が低下することになる。前節では、排砂門より $420 \text{ m}^3/\text{s}$ が流入するとして、横越流堰流量 $120 \text{ m}^3/\text{s}$ 、バイパストンネル流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ に分派するためのシル高について検討した。その結果、シ

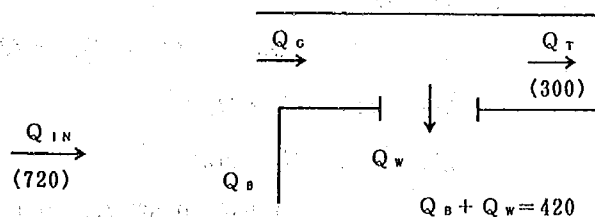


図 4-36 分派条件

ルを流入水路漸縮部末端に設置することとし、高さは 1.3m という結果を得た。しかし、施設全体の計画を整理することにより、排砂門の流入量に関係なく、分派施設に 720 m³/s が流入した時にバイパストンネル流量が 300 m³/s となることとした。ここでは、シルの位置は流入水路漸縮部末端とし、シル高とバイパストンネル流量の関係について調査することにした。調査は分派施設の $H-Q$ であり、シル高としては前節で得られた 1.3m を含め、1.15m、1.00m、0.75m、0.65m の 5 ケースについて実施した。放流能力の調査結果を表 4-21 に示した。ここでは得られた $H-Q$ 資料を整理し、720 m³/s 流入時と 1,200 m³/s 流入時のバイパストンネル流量を求めた。結果を図 4-37 に示す。

図 4-37 より 720 m³/s 流入時にバイパストンネルへ 300 m³/s 放流するため、シル高として 0.65m 程度が考えられるが、以下の点よりシル高として 0.75m を採用することにした。

- ① バイパストンネルの設計流量は 720 m³/s 流入時で 300 m³/s、1,200 m³/s 流入時で 325 m³/s としている。
- ② 横越流堰より越流する流量は越流水深が若干乱れているため、流量の変動がみられる。
- ③ 流量測定精度は四角堰等を用いて調査していることから、3% 未満である。シル高 0.75m の場合、1,200 m³/s 流入時に 317 m³/s が得られるが、3% の精度を考慮するとバイパストンネルの設計流量である 325 m³/s をやや上回る。
- ④ バイパストンネルは河川トンネルに準拠して設計されており、トンネルの閉塞は避けなければならない。

シル高 0.75m の場合、720 m³/s 流入時にバイパストンネルに 295 m³/s 放流でき、流量の測定精度考慮すれば、十分に設計条件を満足できると判断した。

以上の検討より、シル高は 0.75m とする。このときの分派施設の放流能力を図 4-38 に示す。

なお、放流機能式は以下に示す方法で求めている。

(シル高 0.65m)

$$Q = Q_B + Q_G, \quad Q_G = Q_W + Q_T$$

$$Q_B = C_B \cdot B_B \cdot H_B^{1.5}$$

$$Q_G = C_G \cdot B_G \cdot H_G^{1.5}$$

$$C_B = 1.246 + 0.695 H_B - 0.141 H_B^2$$

$$C_G = 1.309 + 0.193 H_G - 0.0409 H_G^2 + 0.00276 H_G^3$$

$$Q_W = 162.790 - 76.050 H_G + 7.920 H_G^2$$

$$(H_G > 6.0)$$

(シル高 0.75m)

$$Q = Q_B + Q_G, \quad Q_G = Q_W + Q_T$$

$$Q_B = C_B \cdot B_B \cdot H_B^{1.5}$$

$$Q_G = C_G \cdot B_G \cdot H_G^{1.5}$$

$$C_B = 1.246 + 0.695 H_B - 0.141 H_B^2$$

$$C_G = 1.400 + 0.129 H_G - 0.0289 H_G^2 + 0.00208 H_G^3$$

$$Q_w = 75.702 - 53.645 H_c + 6.556 H_c^2$$

$$(H_c > 6.0)$$

〔シル高 1.30m〕

$$Q = Q_B + Q_G, \quad Q_G = Q_w + Q_r$$

$$Q_B = C_B \cdot B_B \cdot H_B^{1.5}$$

$$Q_G = C_G \cdot B_G \cdot H_G^{1.5}$$

$$C_B = 1.192 + 0.911 H_B - 0.240 H_B^2$$

$$C_G = 1.587 + 0.0408 H_c - 0.0189 H_c^2 + 0.00186 H_c^3$$

$$Q_w = -167.342 + 11.219 H_c + 2.609 H_c^2$$

代表的な設計値における $H-Q$ を表 4-20 に示す。

表 4-20 分派施設の放流特性

	シル高								
	0.65m			0.75m			1.30m		
貯水位 (BL. m)	816.72	817.67	818.32	816.72	817.67	818.32	816.74	817.65	818.31
分流堰流量 ($Q_B \cdot \text{m}^3/\text{s}$)	22.98	377.87	802.93	22.90	377.90	802.90	26.30	379.30	800.50
排砂門流量 ($Q_G \cdot \text{m}^3/\text{s}$)	278.12	345.94	401.53	277.50	345.70	400.90	275.20	344.00	404.40
横越流堰流量 ($Q_w \cdot \text{m}^3/\text{s}$)	9.36	45.38	78.26	11.80	50.70	84.00	26.80	71.20	106.00
バイパス流れ流量 ($Q_r \cdot \text{m}^3/\text{s}$)	268.77	300.56	323.27	265.60	295.00	316.80	248.40	272.80	298.40
施設合計流量 ($Q \cdot \text{m}^3/\text{s}$)	301.11	723.81	1,204.46	300.50	723.60	1,203.70	301.50	723.30	1,204.90

表 4-21-1 分派施設の放流能力

(シル高 1.30m)

貯水位 (El. m)	越流水深(m)		流量 Q (m³/s)					分派堰の 流量係数 C _B	排砂門の 流量係数 C _C
	分派堰 H _B	排砂門 H _C	分派堰 Q _B	排砂門 Q _C	横越 Q _W	トンネル Q _T	合計流量		
811.625	—	1.625	—	33.238	—	33.238	33.238	—	1.605
812.525	—	2.525	—	63.834	—	63.834	63.834	—	1.591
813.235	—	3.235	—	93.480	—	93.480	93.480	—	1.607
813.975	—	3.975	—	125.778	—	125.778	125.778	—	1.587
814.598	—	4.598	—	153.769	—	153.769	153.769	—	1.560
815.250	—	5.250	—	185.110	—	185.110	185.110	—	1.539
815.593	—	5.593	—	201.366	—	201.366	201.366	—	1.523
815.868	—	5.868	—	216.400	—	216.400	216.400	—	1.522
816.365	—	6.365	—	246.813	9.906	236.906	246.813	—	1.537
816.445	—	6.445	—	253.250	13.650	239.600	253.250	—	1.548
816.685	0.185	6.685	16.323	272.130	24.120	248.010	288.453	1.282	1.574
816.790	0.290	6.790	35.183	280.544	29.050	251.494	315.727	1.408	1.586
816.888	0.388	6.888	60.796	286.194	33.200	252.994	346.990	1.575	1.583
817.050	0.550	7.050	109.641	298.894	40.878	258.016	408.535	1.680	1.597
817.198	0.698	7.198	160.427	311.600	49.540	262.060	472.027	1.719	1.614
817.330	0.830	7.330	219.228	318.513	54.938	263.575	537.741	1.812	1.605
817.575	1.075	7.575	334.782	341.260	67.730	273.530	676.042	1.877	1.637
817.900	1.400	7.900	516.349	368.300	83.920	284.380	884.649	1.948	1.659
818.188	1.688	8.188	705.046	391.370	98.630	292.740	1096.416	2.009	1.670
818.310	1.810	8.310	803.131	402.613	107.503	295.109	1205.744	2.061	1.681
818.445	1.945	8.445	885.622	418.830	113.930	304.900	1304.452	2.041	1.707
818.535	2.035	8.535	959.807	423.880	117.110	306.770	1383.687	2.066	1.700
818.615	2.115	8.615	1023.284	430.950	123.380	307.570	1454.234	2.079	1.704

表 4-21-2 分派施設の放流能力

(シル高 0.75m)

貯水位 (EL.m)	越流水深(m)		流量 Q (m³/s)					分派堰の 流量係数 C _B	排砂門の 流量係数 C _C
	分派堰 H _B	排砂門 H _C	分派堰 Q _B	排砂門 Q _C	横越 Q _W	トンネル Q _T	合計流量		
811.763	—	1.763	—	36.384	—	36.384	36.384	—	1.554
812.183	—	2.183	—	50.300	—	50.300	50.300	—	1.560
813.278	—	3.278	—	94.750	—	94.750	94.750	—	1.597
813.750	—	3.750	—	115.765	—	115.765	115.765	—	1.594
814.328	—	4.328	—	143.475	—	143.475	143.475	—	1.593
814.670	—	4.670	—	160.938	—	160.938	160.938	—	1.594
815.453	—	5.453	—	201.134	—	201.134	201.134	—	1.580
815.743	—	5.743	—	217.588	—	217.588	217.588	—	1.581
817.025	0.525	7.025	97.443	296.050	21.497	274.553	393.493	1.601	1.590
817.355	0.855	7.355	217.696	323.238	35.991	287.247	540.934	1.721	1.620
817.525	1.025	7.525	300.029	335.028	43.859	291.169	635.057	1.807	1.623
817.615	1.115	7.615	342.850	343.565	48.456	295.109	686.415	1.820	1.635
817.759	1.259	7.759	443.183	356.063	55.937	300.125	799.246	1.961	1.647
817.845	1.345	7.845	490.306	361.360	58.847	302.513	851.666	1.965	1.645
818.050	1.550	8.050	615.054	378.906	68.931	309.975	993.960	1.992	1.659
818.285	1.785	8.285	780.076	400.988	83.491	317.497	1181.064	2.044	1.682
818.296	1.796	8.296	788.447	402.509	84.203	318.300	1190.956	2.047	1.685
818.458	1.958	8.458	896.896	415.216	91.766	323.450	1312.112	2.046	1.688
* 816.513	—	6.513	—	262.813	5.812	257.001	262.813	—	1.581
* 818.893	—	8.893	—	455.210	117.541	337.669	455.210	—	1.716
**817.075	0.575	—	111.828	—	—	—	111.828	1.603	—
**817.138	0.638	—	133.330	—	—	—	133.330	1.637	—
**817.248	0.748	—	172.903	—	—	—	172.903	1.672	—
**817.358	0.858	—	218.495	—	—	—	218.495	1.720	—
**817.638	1.138	—	128.875	—	—	—	128.875	1.826	—
**817.688	1.188	—	378.495	—	—	—	378.495	1.828	—
**817.788	1.288	—	435.097	—	—	—	435.097	1.861	—

* 排砂門抽出
 ** 分流堰抽出

表 4-21-3 分派施設の放流能力

(シル高 0.75m)

貯水位 (EL. m)	越流水深 (m)		流量 Q (m ³ /s)					分流堰の 流量係数 C_b	排砂門の 流量係数 C_c
	分派堰 H_b	排砂門 H_c	分派堰 Q_b	排砂門 Q_c	横越 Q_w	トンネル Q_T	合計流量		
817.093	0.593	7.093	133.505	299.625	38.075	261.550	433.130	1.830	1.586
817.933	1.433	7.933	544.782	367.247	78.956	288.291	912.029	1.986	1.644
818.278	1.778	8.278	773.162	399.281	98.625	300.656	1172.443	2.039	1.677

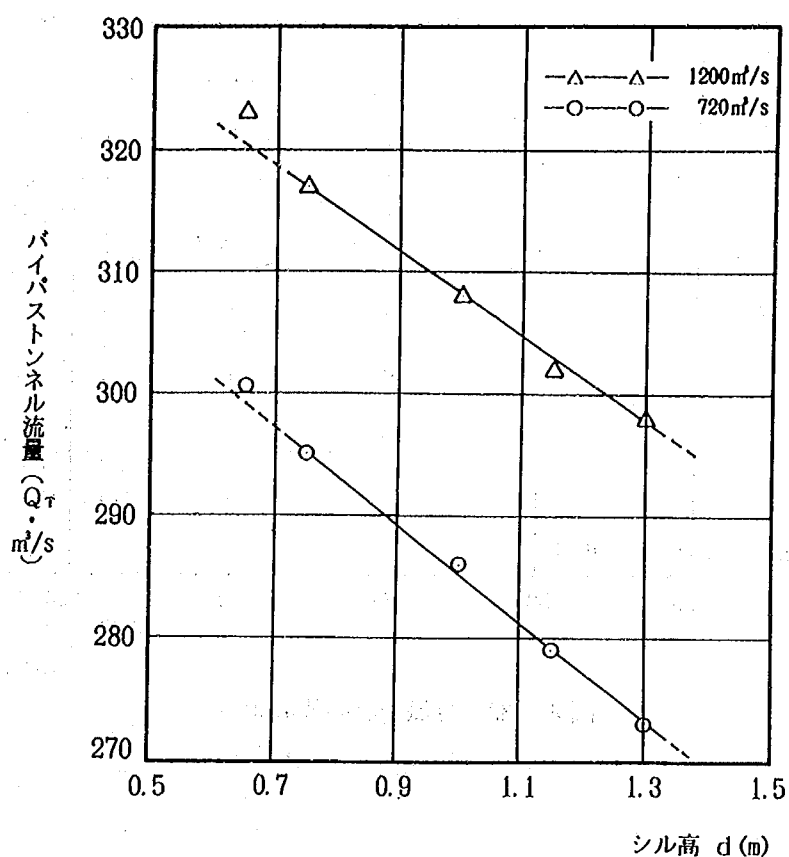
(シル高 1.00m)

貯水位 (EL. m)	越流水深 (m)		流量 Q (m ³ /s)					分流堰の 流量係数 C_b	排砂門の 流量係数 C_c
	分派堰 H_b	排砂門 H_c	分派堰 Q_b	排砂門 Q_c	横越 Q_w	トンネル Q_T	合計流量		
816.350	—	6.350	—	250.000	6.453	243.547	250.000	—	1.562
817.179	—	7.179	—	308.594	36.863	271.731	308.594	—	1.604
817.944	—	7.944	—	368.256	73.409	294.847	368.256	—	1.645
818.673	—	8.673	—	429.968	110.309	319.659	429.968	—	1.683

* 排砂門抽出

(シル高 0.65m)

貯水位 (EL. m)	越流水深 (m)		流量 Q (m ³ /s)					分流堰の 流量係数 C_b	排砂門の 流量係数 C_c
	分派堰 H_b	排砂門 H_c	分派堰 Q_b	排砂門 Q_c	横越 Q_w	トンネル Q_T	合計流量		
813.335	—	3.335	—	97.484	—	97.484	97.484	—	1.601
814.595	—	4.595	—	158.038	—	158.038	158.038	—	1.604
815.733	—	5.733	—	218.303	—	218.303	218.303	—	1.590
816.770	—	6.770	—	282.250	11.031	271.219	282.250	—	1.602
817.563	—	7.563	—	338.775	40.766	298.009	338.775	—	1.629
818.304	—	8.304	—	401.006	77.556	323.450	401.006	—	1.676
812.438	—	2.438	—	60.041	—	60.041	60.041	—	1.577



シル高	バイパストネル流量 (Q_T ・ m^3/s)	
	720 m^3/s 流入時	1,200 m^3/s 流入時
1.30	273	298
1.15	279	302
1.00	286	308
0.75	295	317
0.65	300	323

図4-37 設計流量流入時のシル高とバイパストネル流量の関係

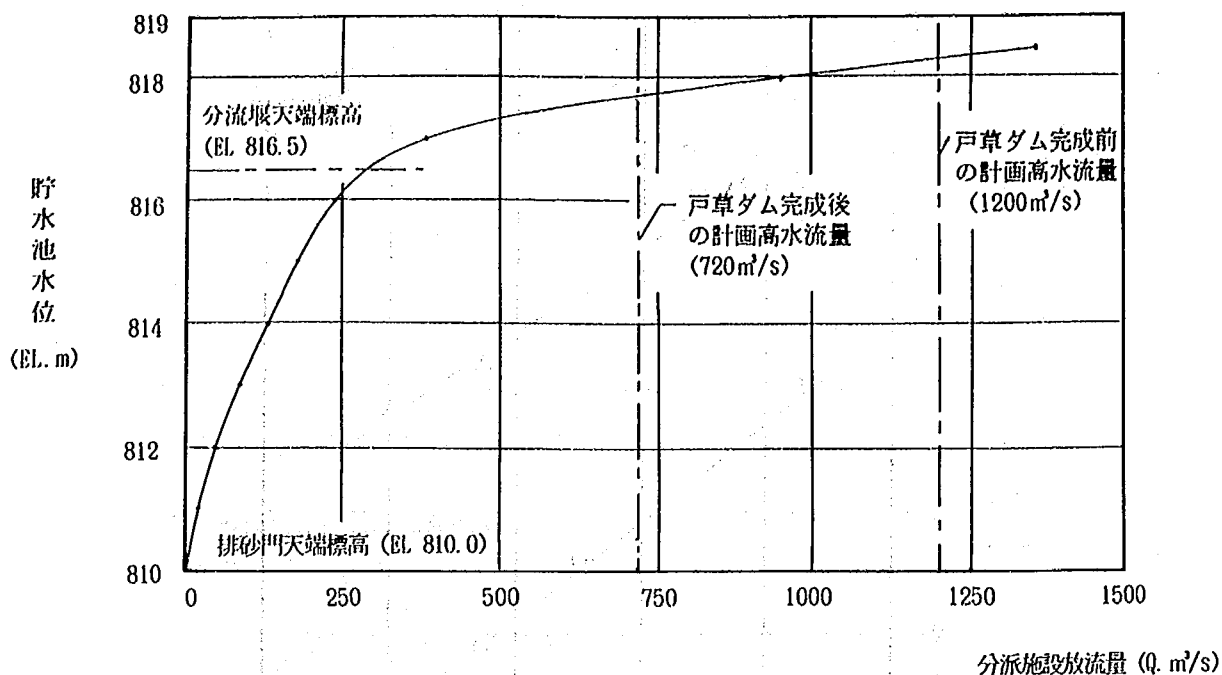


図 4-38 分派施設の放流能力

(3) 検討結果

シル高 1.3m、0.75m の 2 ケースについて水面形と流況について調査した。シル高 1.3m のケースは参考であり、排砂門より 420 m³/s 通水した条件で調査し、最終案とされる 0.75m のケースは分派施設に 720 m³/s が流入した場合と、1,200 m³/s 流入した場合の 2 ケースについて調査した。結果を図 4-39、表 4-22 にまとめた。

写真 4-4～4-5 にはシル高 0.75m において 720 m³/s 流入時、1,200 m³/s 流入時の流況を示した。

720 m³/s 流入時の場合、排砂門より 350 m³/s が分流堰より 370 m³/s が放流されている。分流堰の越流水深は 1.1m 程度であり、越流水は堰に沿って流下している。排砂門の越流水深は 7.1m 程度である。越流後、下流の背水の影響を受けて跳水しているが、跳水前のフルード数が 2 前後であるため、跳水の水面は若干動揺している。

1,200 m³/s 流入時の場合、排砂門より 400 m³/s が分流堰より 800 m³/s が放流されている。分流堰の越流水深は 1.8m 程度であるが、越流水面は越流部下流の円弧面より剥離しているのが観察された。排砂門の越流水深は 8.3m 程度である。720 m³/s 放流時と同様に跳水前のフルード数は 2 前後であるため、流入水路内の水面は横越流堰付近で 0.5m 程度変動している。このため、横越流堰の流量はやや変動が大きくなっている。

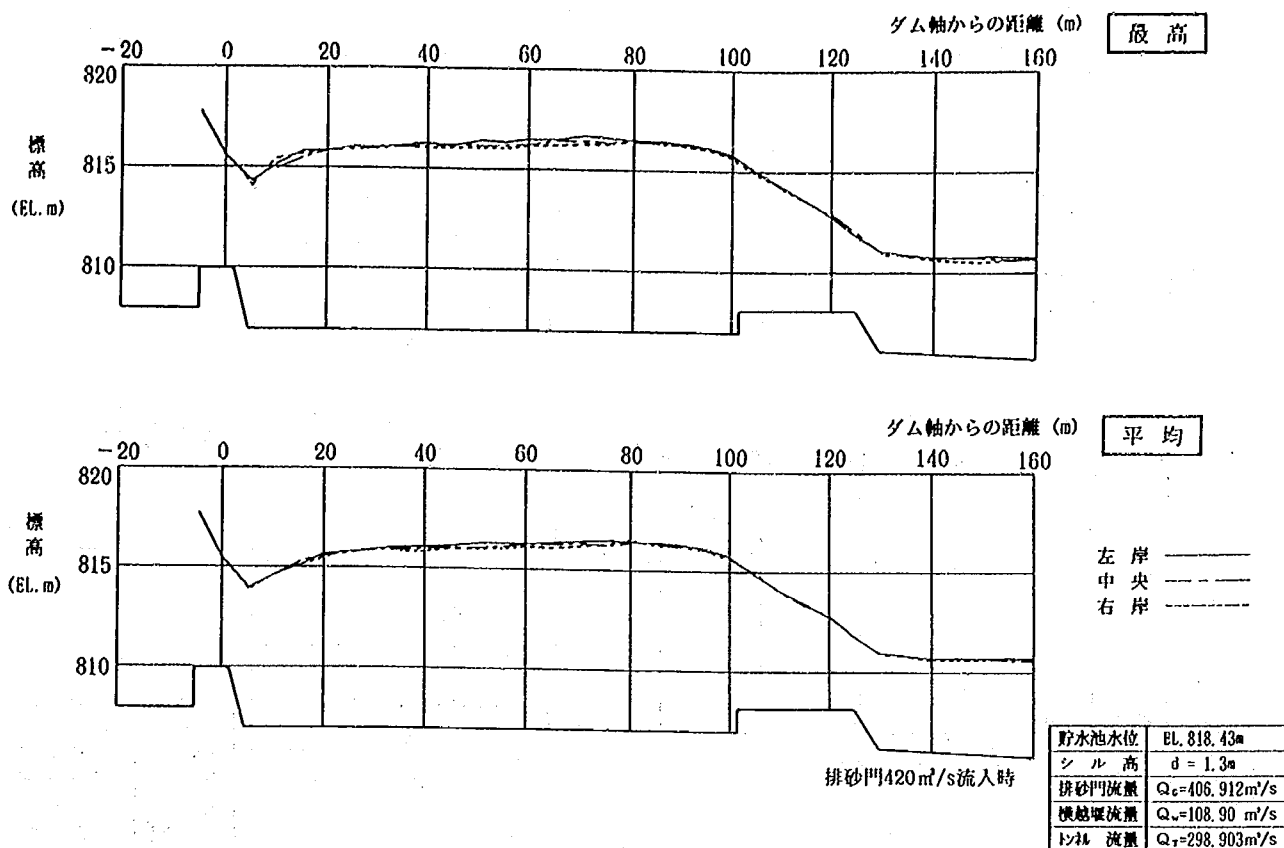


図 4 - 39 - 1 分派施設流入水路の水面形

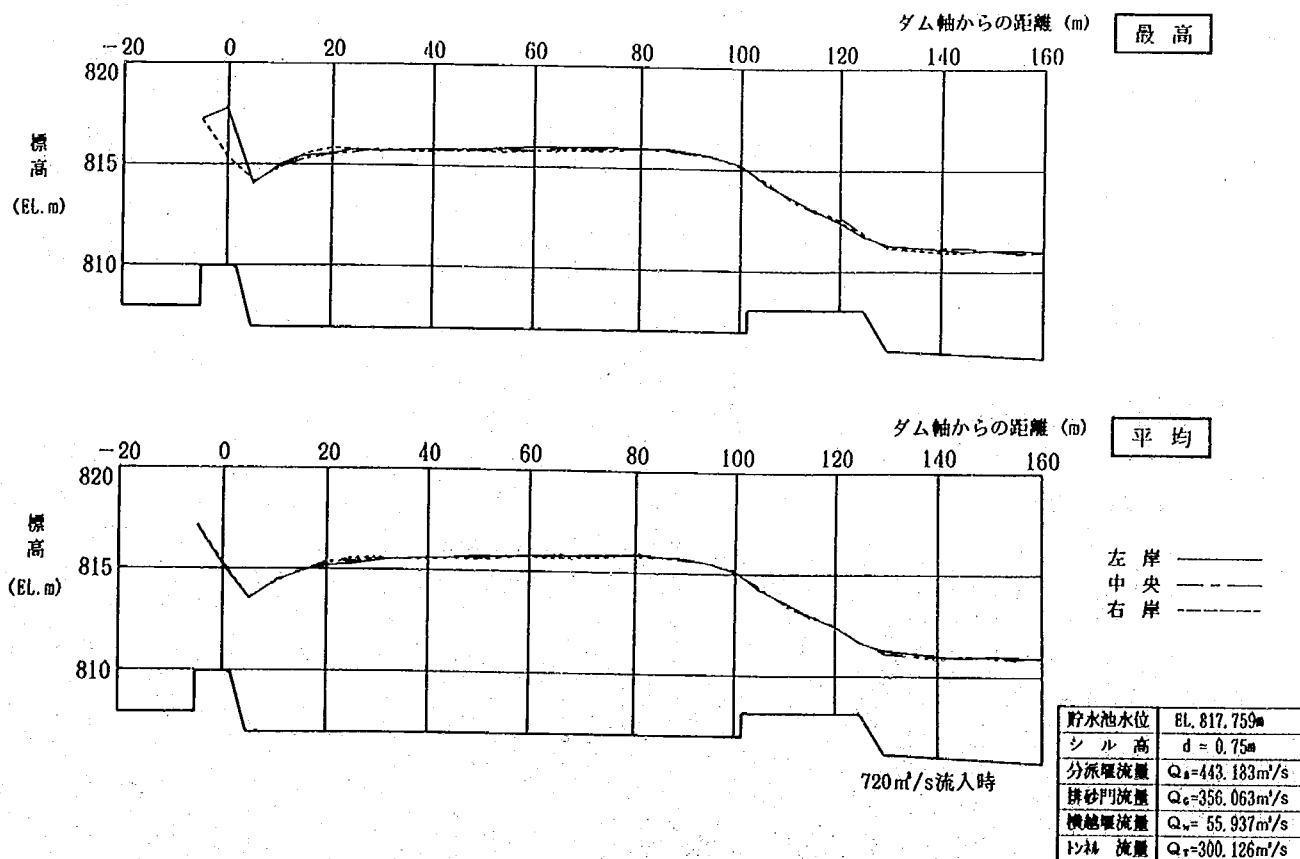


図 4 - 39 - 2 分派施設流入水路の水面形

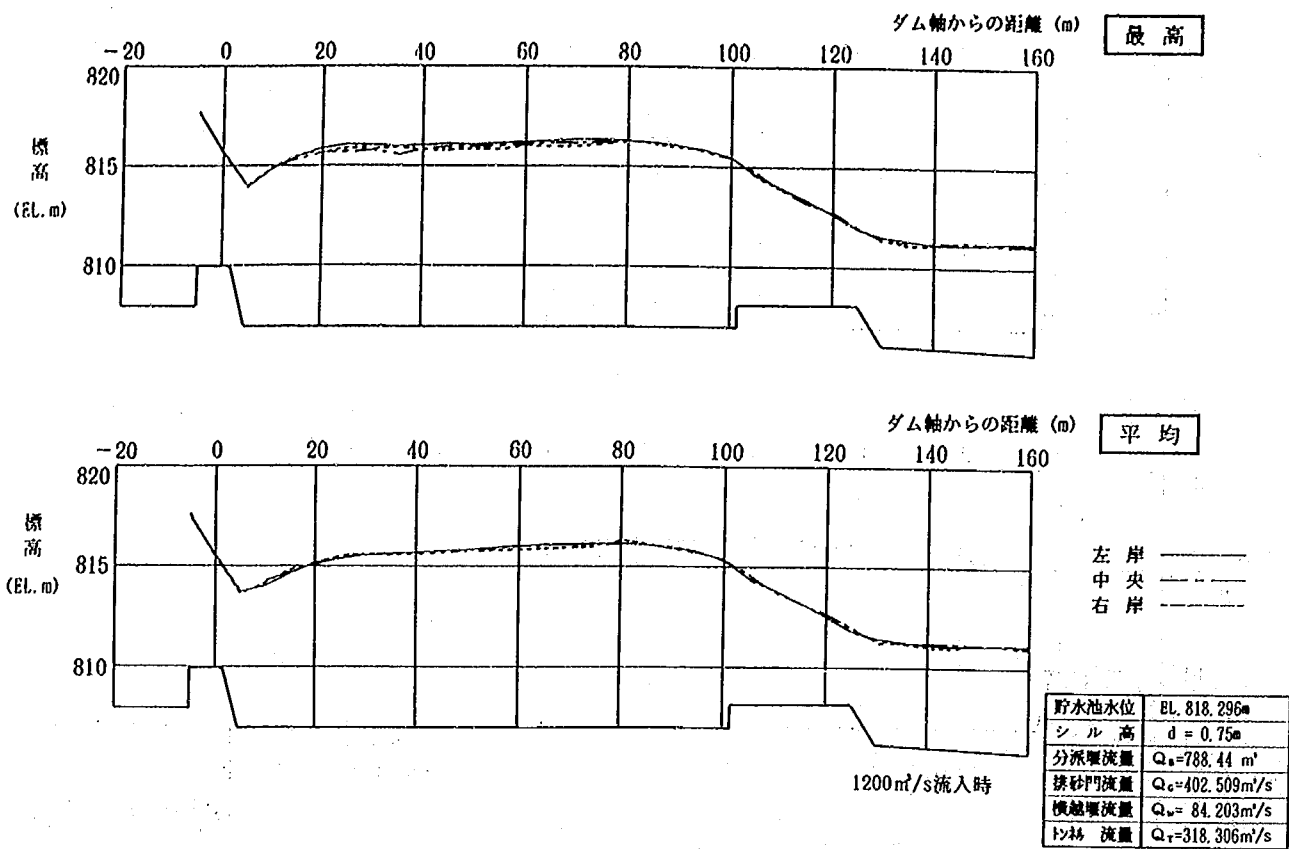


図 4-39-3 分派施設流入水路の水面形

表4-22-1 分派水路の水面形

貯水池水位	EL. 818.430m
シル高	d = 1.3m
排砂門流量	$Q_G=406.912\text{m}^3/\text{s}$
横越堰流量	$Q_W=108.900\text{m}^3/\text{s}$
トンネル流量	$Q_T=298.903\text{m}^3/\text{s}$

ダム軸から の距離 D.C. (m)	水面形測定結果 (EL. m)					
	左 岸		中 央		右 岸	
	最 高	平 均	最 高	平 均	最 高	平 均
-10	—	—	818.300	—	—	—
-5	817.813	817.763	—	—	817.713	817.688
0	815.513	815.513	—	—	815.638	815.513
5	814.263	813.913	—	—	814.038	813.863
10	815.125	814.675	814.950	814.675	815.400	814.550
15	815.750	815.025	815.500	815.275	815.700	815.275
20	815.875	815.625	815.850	815.525	815.875	815.450
25	816.050	815.750	815.950	815.700	816.000	815.725
30	816.025	815.900	815.950	815.850	816.075	815.900
35	816.150	816.025	816.075	815.900	816.075	815.775
40	816.225	816.050	816.050	815.950	816.025	815.875
45	816.125	816.100	816.175	816.025	816.050	816.000
50	816.350	816.225	816.125	816.050	816.050	816.000
55	816.325	816.250	816.150	816.125	816.100	816.050
60	816.450	816.250	816.275	816.250	816.150	816.125
65	816.450	816.375	816.425	816.275	816.200	816.125
70	816.700	816.425	816.425	816.375	816.250	816.200
75	816.625	816.475	816.375	816.275	816.350	816.275
80	816.525	816.400	816.400	816.400	816.625	816.600
85	816.475	816.350	816.325	816.275	816.375	816.300
90	816.350	816.300	816.300	816.200	816.275	816.275
95	816.125	816.125	816.125	816.050	816.075	816.050
100	815.825	815.775	815.775	815.725	815.750	815.725
105	814.925	814.850	815.000	814.925	814.825	814.825
110	814.225	814.175	814.075	814.025	814.175	814.100
115	813.550	813.525	813.525	813.500	813.550	813.550
120	812.875	812.825	812.975	812.950	812.900	812.900
125	811.818	811.768	811.868	811.843	811.843	811.818
130	811.018	810.943	810.918	810.893	810.993	810.918
135	—	—	—	—	—	—
140	810.693	810.668	810.693	810.668	810.643	810.618
145	810.743	810.668	810.743	810.718	810.593	810.593
150	810.768	810.718	810.743	810.718	810.718	810.643
155	810.768	810.743	810.643	810.618	810.718	810.668
160	810.743	810.668	810.668	810.593	810.743	810.668
165	810.618	810.568	810.668	810.618	810.568	810.543
170	810.343	810.243	810.443	810.418	810.318	810.568
175	809.493	809.468	809.618	809.543	809.430	809.353

表4-22-2 分派水路の水面形

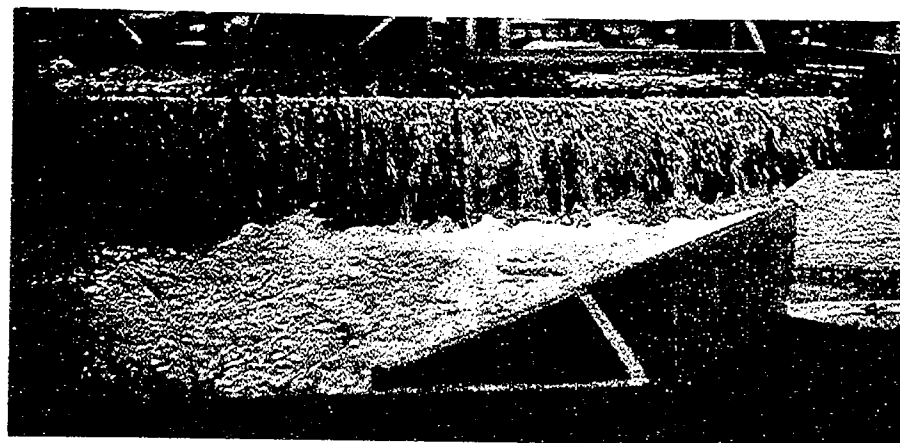
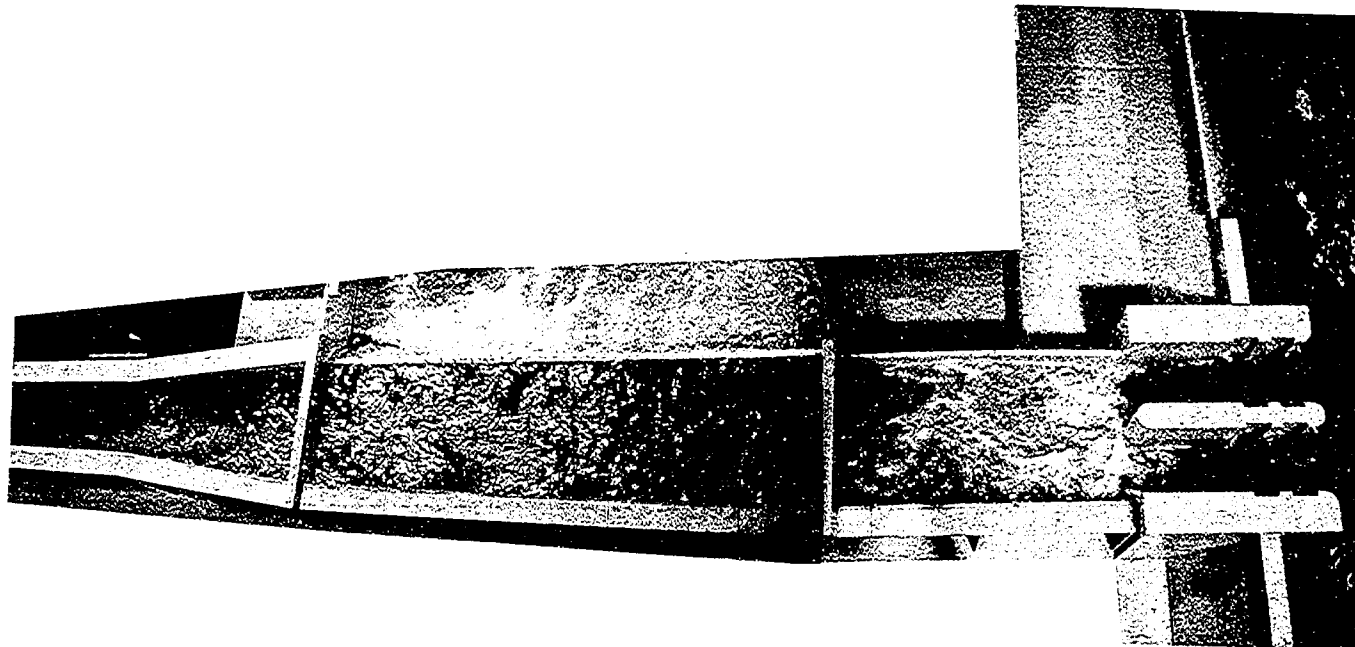
貯水池水位	EL. 818.296m
シル高	d = 0.75m
分派堰流量	$Q_B=788.440\text{ m}^3/\text{s}$
排砂門流量	$Q_G=402.509\text{ m}^3/\text{s}$
横越堰流量	$Q_W=84.203\text{ m}^3/\text{s}$
トンネル流量	$Q_T=318.306\text{ m}^3/\text{s}$

ダム軸からの距離 D.C. (m)	水面形測定結果 (EL.m)					
	左岸		中央		右岸	
	最高	平均	最高	平均	最高	平均
-10	—	—	—	—	—	—
-5	817.588	817.488	—	—	817.763	817.663
0	815.713	815.563	—	—	815.638	815.513
5	813.863	813.738	—	—	814.038	813.663
10	814.750	814.025	814.775	814.275	814.825	814.100
15	815.400	814.675	815.325	814.700	815.525	814.800
20	815.825	815.050	815.600	815.175	815.650	815.150
25	816.050	815.425	815.725	815.425	815.875	815.500
30	816.000	815.550	815.800	815.575	815.900	815.550
35	815.900	815.550	815.550	815.650	815.900	815.575
40	816.025	815.725	815.850	815.700	815.800	815.675
45	816.075	815.775	815.950	815.750	815.850	815.725
50	816.075	815.850	815.975	815.825	815.900	815.825
55	816.125	815.925	816.050	815.900	815.875	815.775
60	816.225	816.000	816.050	815.975	816.000	815.850
65	816.275	816.075	816.175	816.050	816.025	815.925
70	816.325	816.100	816.200	816.100	816.075	815.975
75	816.350	816.125	816.200	816.075	816.100	816.000
80	816.300	816.175	816.225	816.125	816.350	816.250
85	816.200	816.050	816.200	816.050	816.175	816.100
90	816.050	815.950	816.050	815.925	816.075	815.975
95	815.850	815.750	815.800	815.700	815.850	815.750
100	815.500	815.375	815.475	815.400	815.550	815.375
105	814.550	814.475	814.700	814.575	814.475	814.425
110	813.950	813.850	813.800	813.700	813.925	813.800
115	813.275	813.175	813.225	813.125	813.275	813.175
120	812.650	812.550	812.775	812.700	812.750	812.650
125	811.918	811.818	811.968	811.893	811.993	811.843
130	811.493	811.418	811.343	811.268	811.393	811.343
135	—	—	—	—	—	—
140	811.243	811.168	811.293	811.218	811.168	811.093
145	811.218	811.118	811.268	811.193	811.218	811.093
150	811.218	811.118	811.218	811.118	811.243	811.168
155	811.243	811.143	811.143	811.043	811.243	811.143
160	811.193	811.143	811.143	811.043	811.118	810.993
165	811.018	810.943	811.068	810.993	810.943	810.868
170	810.693	810.593	810.718	810.643	810.668	810.643
175	809.768	809.593	809.893	809.743	809.818	809.768

表4-22-3 分派水路の水面形

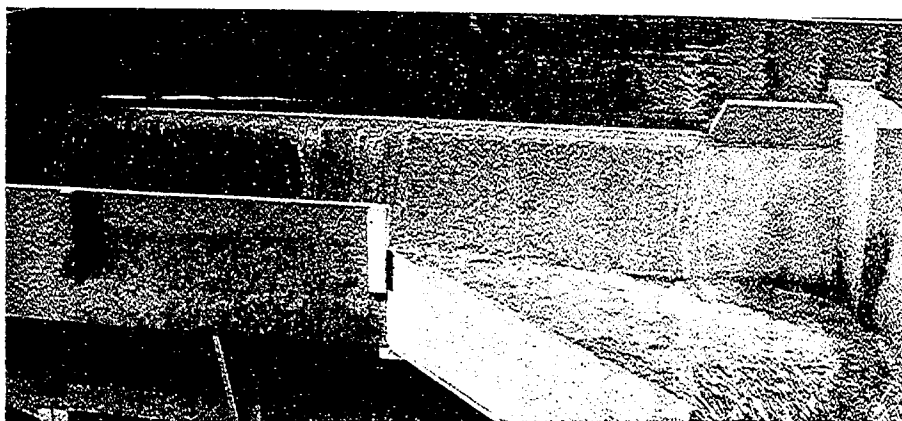
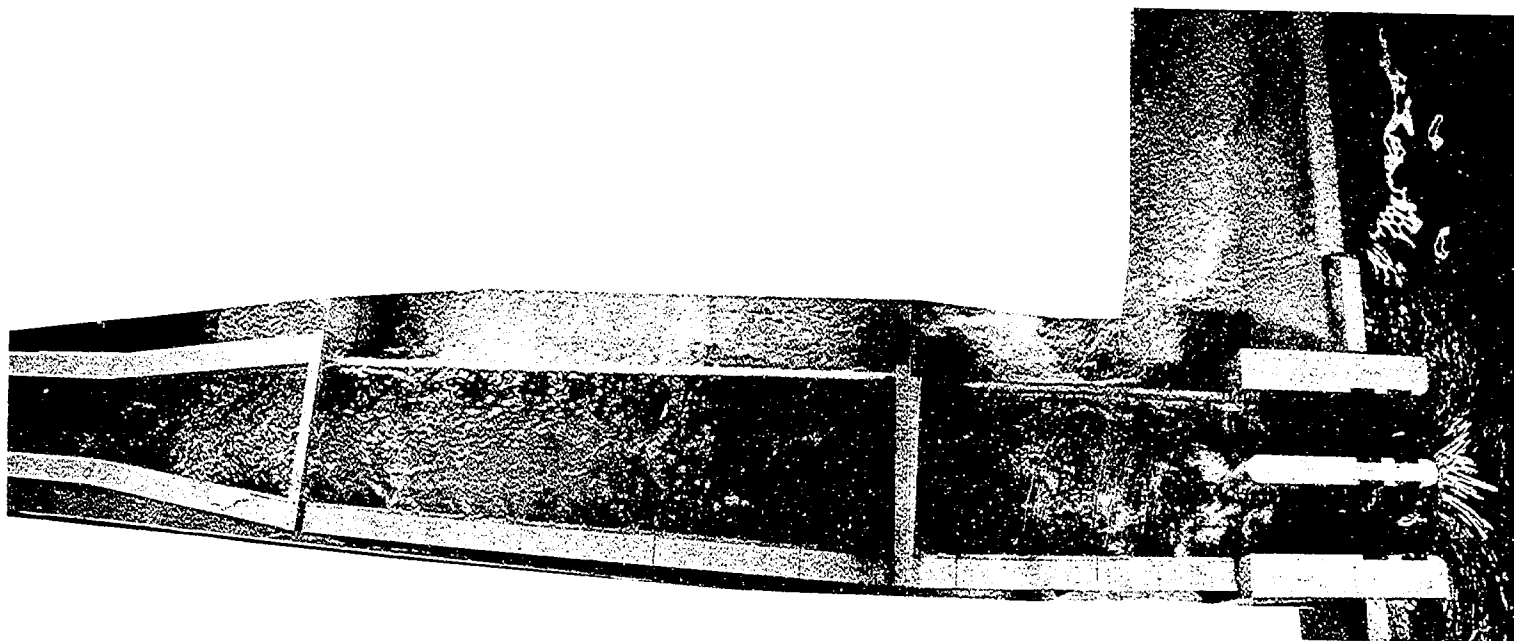
貯水池水位	EL. 817.750m
シル高	d = 0.75m
分派堰流量	$Q_B=443.183\text{m}^3/\text{s}$
排砂門流量	$Q_G=356.063\text{m}^3/\text{s}$
横越堰流量	$Q_W=55.937\text{m}^3/\text{s}$
トンネル流量	$Q_T=300.126\text{m}^3/\text{s}$

ダム軸からの距離 D. C. (m)	水面形測定結果 (EL. m)					
	左岸		中央		右岸	
	最高	平均	最高	平均	最高	平均
-10	—	—	—	—	—	—
-5	817.213	817.113	—	—	817.213	817.138
0	817.763	815.163	—	—	815.363	815.213
5	813.988	813.513	—	—	814.063	813.538
10	814.950	814.425	814.875	814.450	814.950	814.350
15	815.425	814.925	815.275	814.900	815.550	814.975
20	815.575	815.150	815.550	815.350	815.825	815.325
25	815.775	815.325	815.675	815.400	815.750	815.550
30	815.725	815.450	815.750	815.525	815.825	815.575
35	815.825	815.625	815.775	815.600	815.725	815.500
40	815.875	815.600	815.775	815.600	815.725	815.550
45	815.850	815.625	815.750	815.650	815.750	815.625
50	815.900	815.725	815.825	815.675	815.750	815.650
55	815.900	815.700	815.875	815.750	815.775	815.700
60	816.000	815.800	815.825	815.725	815.825	815.725
65	815.975	815.775	815.925	815.825	815.825	815.725
70	816.025	815.875	815.925	815.825	815.825	815.750
75	816.025	815.875	815.950	815.850	815.850	815.775
80	815.975	815.900	815.925	815.825	816.125	815.975
85	815.975	815.800	815.875	815.800	815.900	815.800
90	815.825	815.700	815.775	815.650	815.800	815.675
95	815.600	815.450	815.600	815.500	815.550	815.475
100	815.225	815.125	815.175	815.125	815.225	815.150
105	814.275	814.175	814.425	814.375	814.250	814.150
110	813.625	813.575	813.525	813.450	813.625	813.550
115	813.025	812.925	813.000	812.875	813.025	812.975
120	812.475	812.425	812.675	812.575	812.575	812.475
125	811.693	811.618	811.743	811.668	811.718	811.643
130	811.268	811.193	811.193	811.093	811.193	811.143
135	—	—	—	—	—	—
140	811.043	811.018	811.093	810.993	810.968	810.893
145	810.993	810.893	811.118	811.018	811.043	810.943
150	811.093	811.018	811.068	810.918	811.068	810.993
155	811.068	810.993	810.968	810.868	811.043	810.943
160	811.068	810.893	811.018	810.893	810.918	810.818
165	810.818	810.743	810.943	810.793	810.818	810.718
170	810.518	810.418	810.568	810.468	810.543	810.468
175	809.668	809.518	809.693	809.568	809.693	809.618

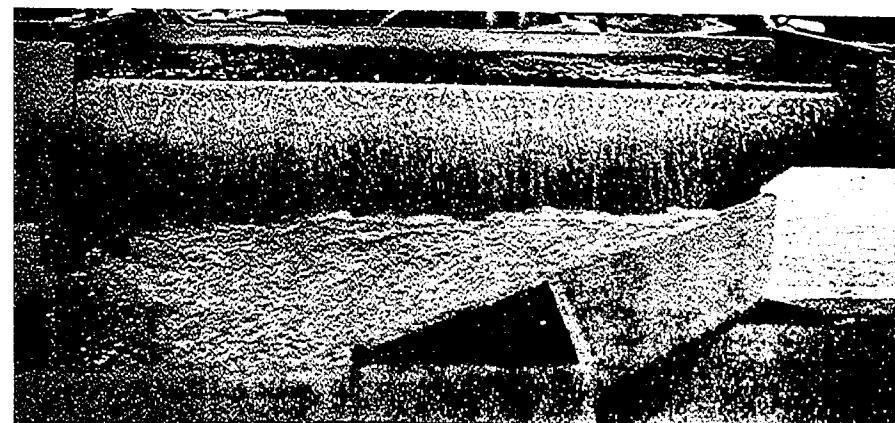


横越流堰

写真 4 - 4 分派施設の流況（シル高0.65m、 $1,200\text{ m}^3/\text{s}$ 流入時）



分派堰



横越流堰

写真 4 - 5 分派施設の流況（シル高0.75m、 $720\text{ m}^3/\text{s}$ 流入時）

4-4 流木対策

4-4-1 概 要

流木がバイパストンネル内に流入することは、施設上避けなくてはならず、流木の処理対策が必要となった。本実験では、流木処理として排砂路付近に流木ハネを設置し、流木の挙動やその効果について簡単な実験による調査を行った。

美和ダムの貯水池に流入した流木およびその処理量は表4-23のとおりであり、昭和57年度からのデータがある。最大流木量は昭和57年度の31,000m³（空m³）で、この年の年最大量は1,321m³である。

流木の形状は、貯水池末端での現地観察では、大きい流木で概ね、直径50cm×長さ5m程度である。

表4-23 流木の流入状況

年 度	年最大流量 ① (m³/s)	流木滞留量 ② (空 m³)	流木処理量 (空 m³)	$\frac{②}{①}$
57	1,320.9	31,100	18,500	23.5
58	658.8	15,500	10,860	23.5
59	175.6	4,640	3,000	26.4
60	349.1	6,500	5,660	18.6
61	183.6	0	0	0
62	118.2	900	130	7.6

なお、流木量および処理量の測定は次のように算定している。

- ・処理量 v （空 m³）は、トラック運搬の台数から算出され、貯水池における処理面積 A を測定する。
- ・未処理面積 B を測定する。
- ・流木の流入量（流木滞留量） V は、処理面積 A と未処理面積 B の面積比から次のように算定される。

$$V = v + \frac{B}{A} v = \left(1 + \frac{B}{A}\right) v$$

4-4-2 検討結果

流木ハネの形状は、図4-40に示すように直線で構成された形状1と、曲線で構成された形状2の2形状とし、流量は $300\text{ m}^3/\text{s} \sim 1,200\text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で検討した。流木は、現地規模を考慮して、模型で長さ20cm（現地で5m）、直径1cm（現地で0.25m）の丸棒を用いた。なお、流木ハネの間隔は、流木長の4割としており、模型で8cm、実物で2mの間隔とした。

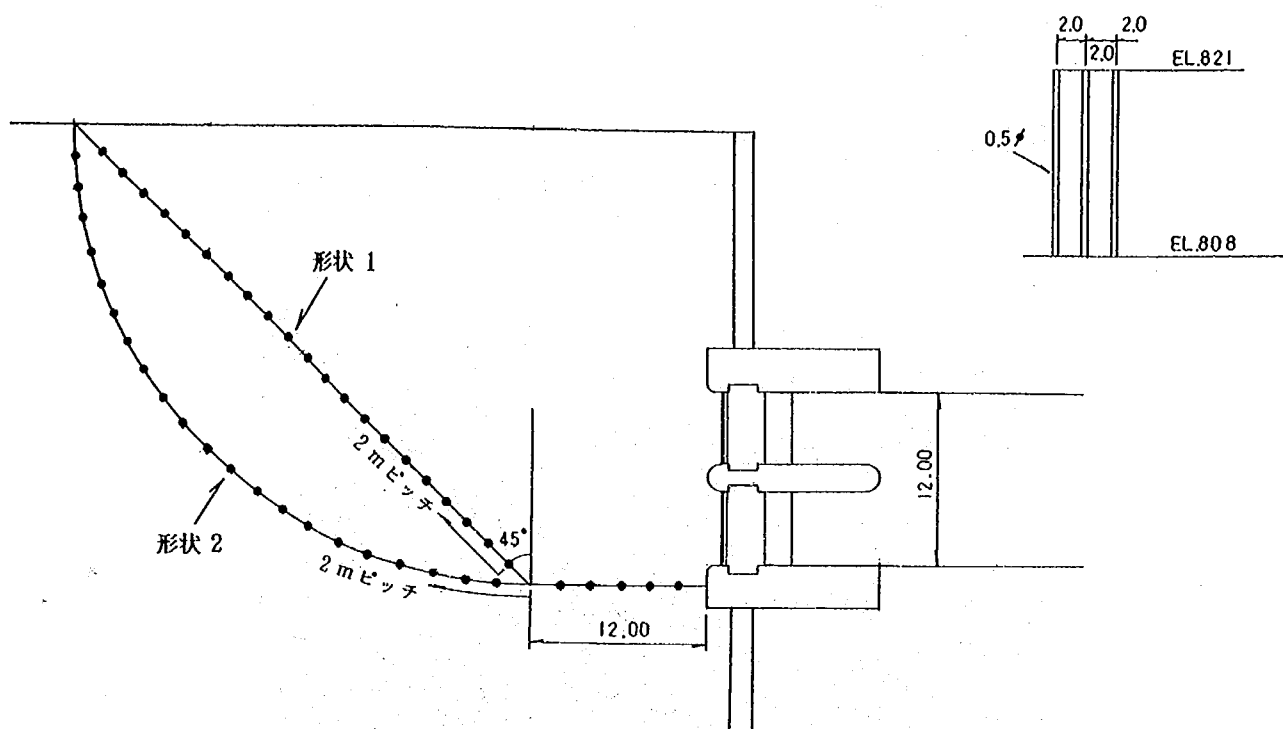


図4-40 流木ハネ設置概要図

実験は、流況観察とし、ビデオおよびカメラにて行った。写真を写真4-6～4-9に示す。

流木は、貯水池上流よりランダムに投入するもので、投入によって流下方向に平行に向く場合と垂直に向く場合など様々である。

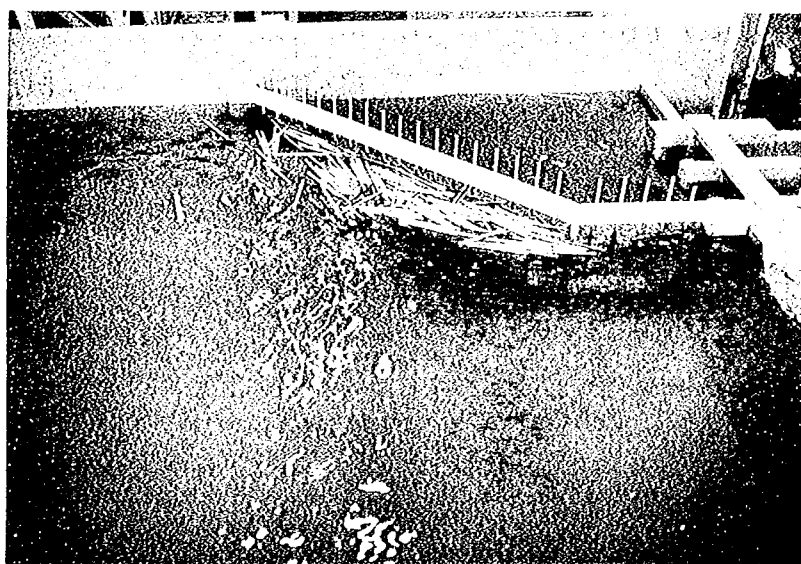
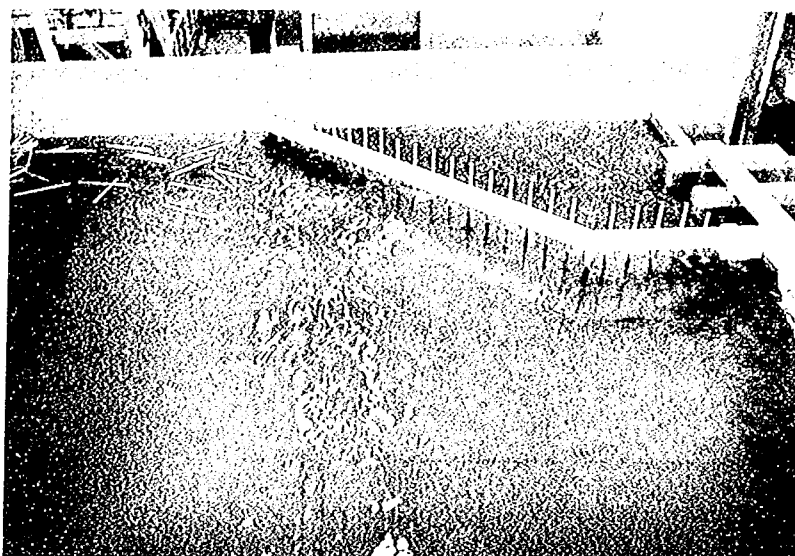


写真4-6 流木の挙動（直線流木ハネ、 $Q=1,200\text{m}^3/\text{s}$ ）

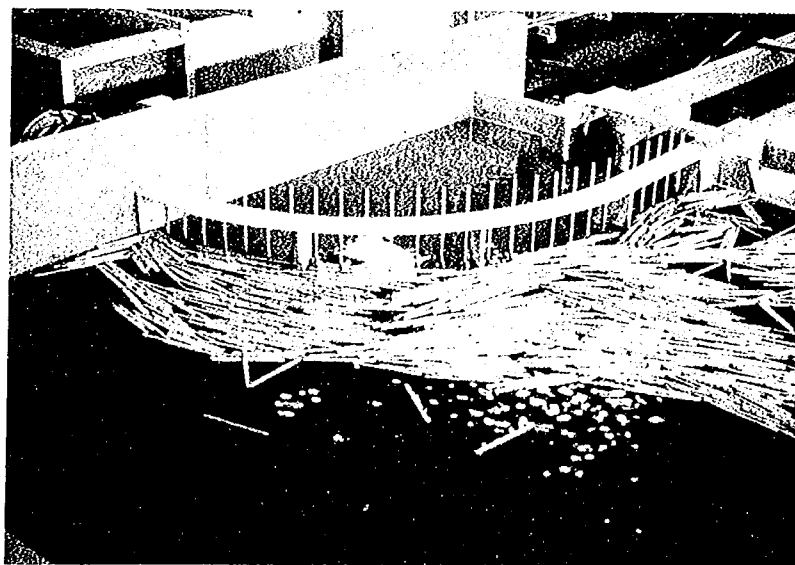
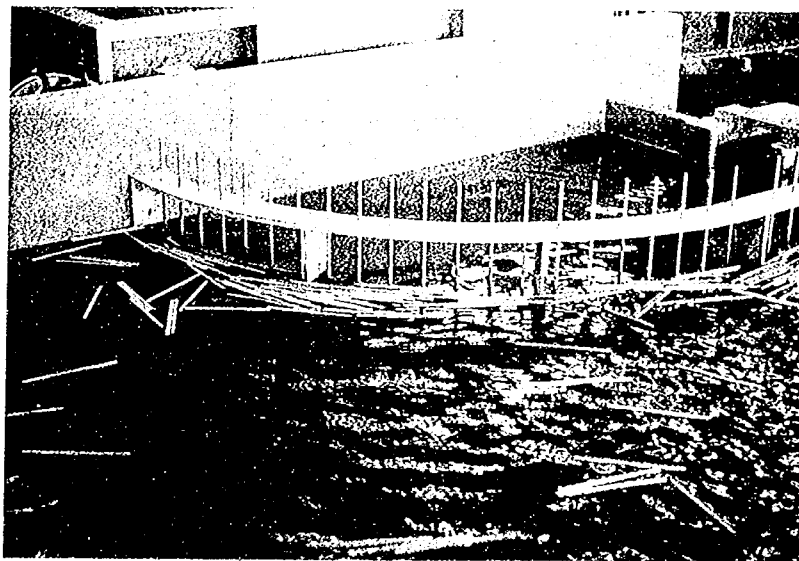
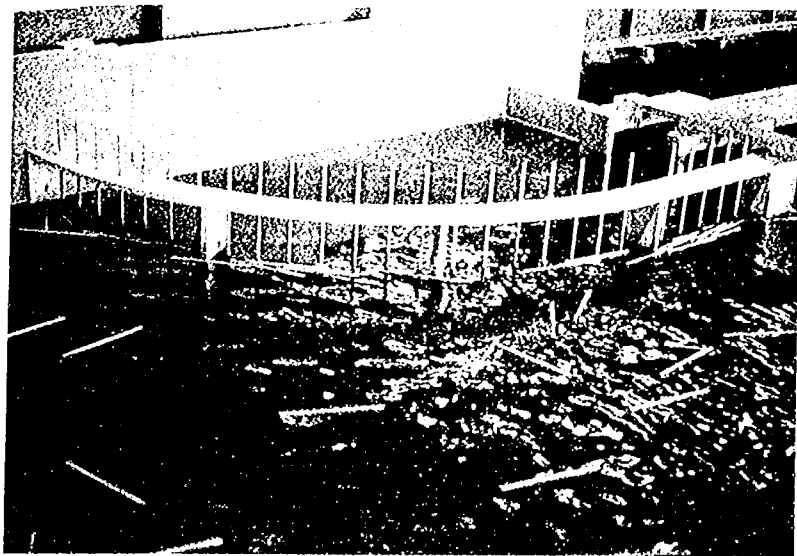
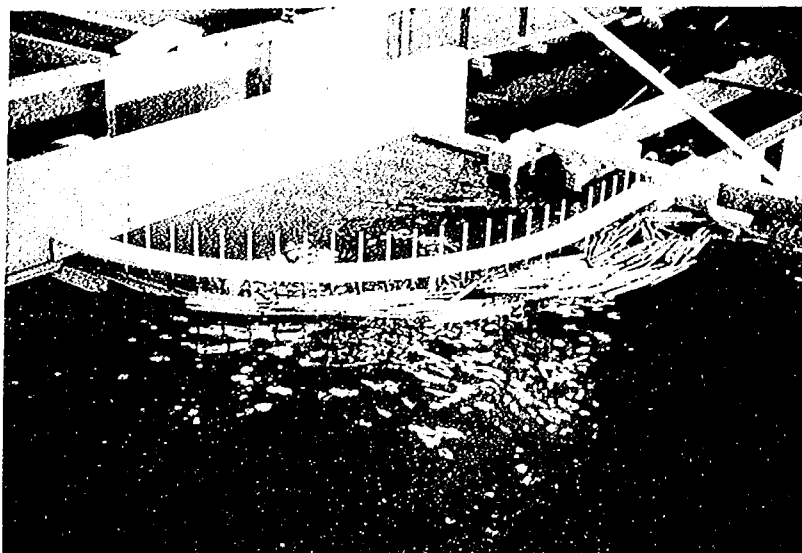
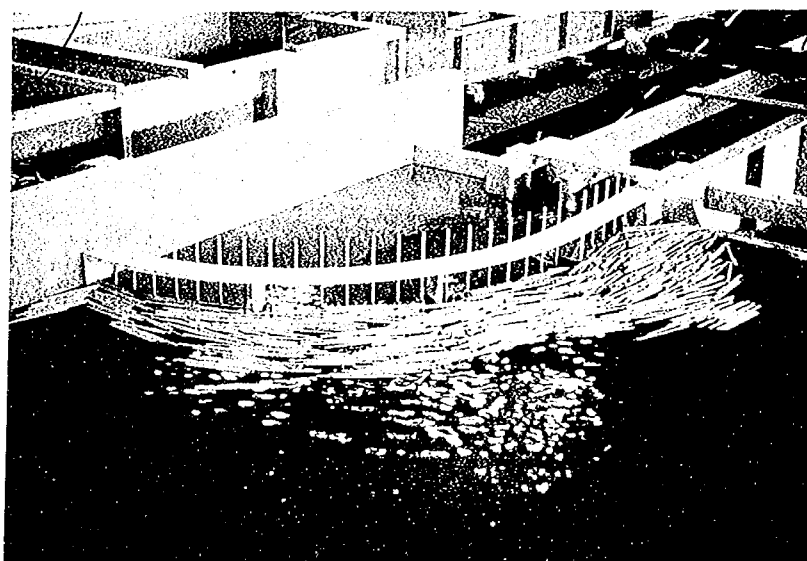


写真 4 - 7 流木の挙動（曲線流木ハネ、 $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

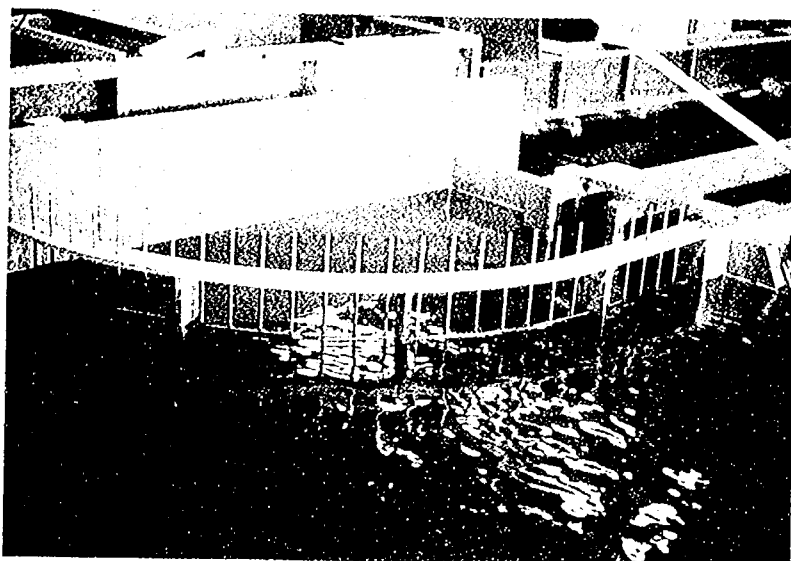


$Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$

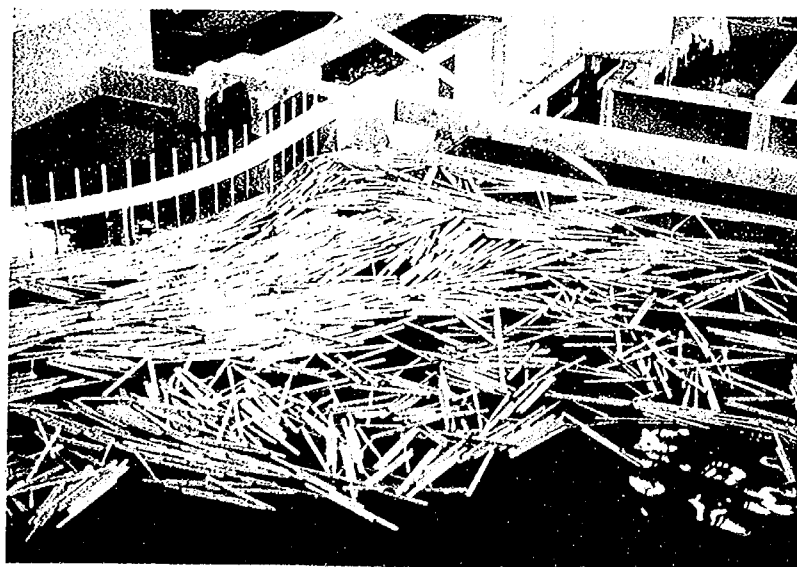
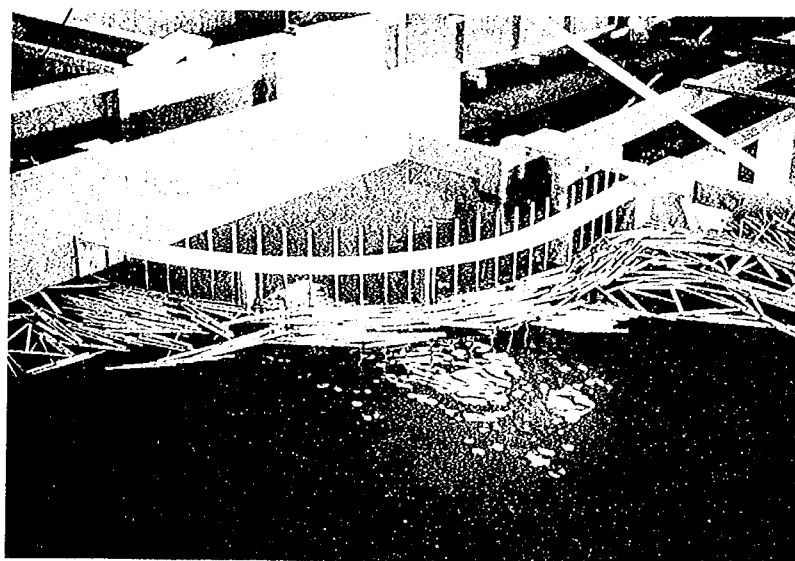


$Q = 700 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 4 - 8 流木の挙動（曲線流木ハネ）



あらかじめ流木を流木ハネにとめておく。



流木が増加するが、排砂門には流木は進入しない。

写真 4 - 9 流木の挙動（曲線流木ハネ、 $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

以下に、流況の概要をまとめる。

- ・ 流木が流木ハネを通過する時は、図 4-41 のように流木ハネのまわりを流木がまわり込むようにして通過している。
- ・ 流木が重なるようにして流れている場合、流木ハネ付近で流木の干涉（流木同士がくっついている）により、通過しにくい。ただしこの場合、流木が重なる要因として表面張力の影響が大きく、十分に模型で再現していないことも考えられる。
- ・ 貯水位が低下しても、流木ハネでとらえている流木にあまり変化はない。
- ・ 流木ハネを通過する割合は、ケース等が少ないため明確にできないが、今回検討した流木ハネの場合、全流木本数の 5 % 前後はあると考えられる。

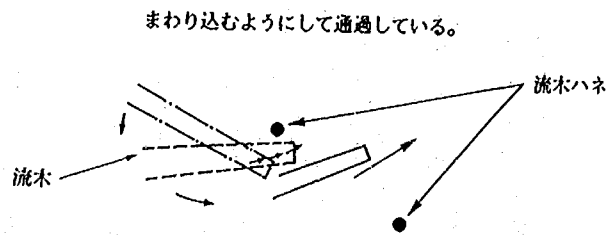
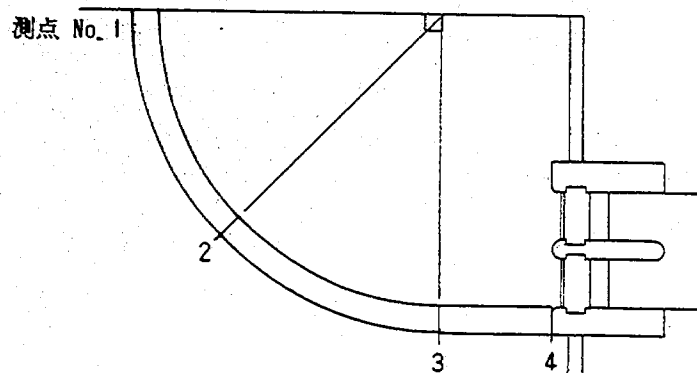


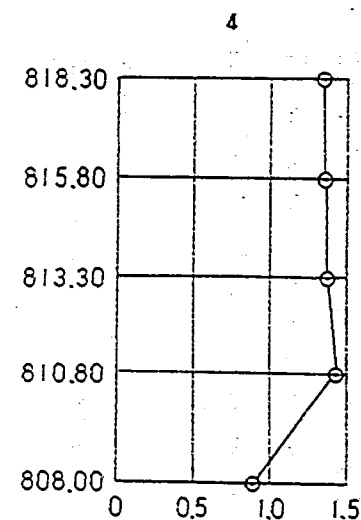
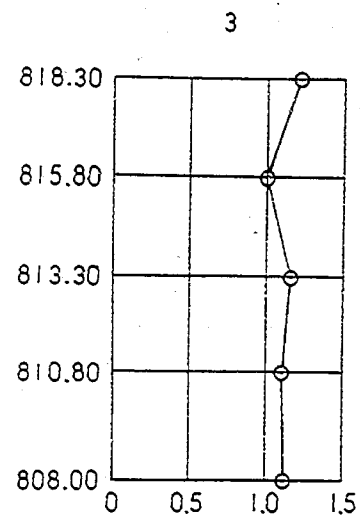
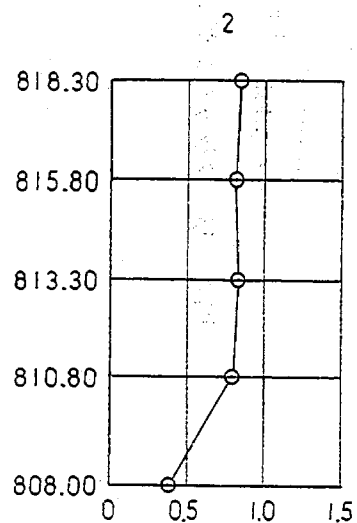
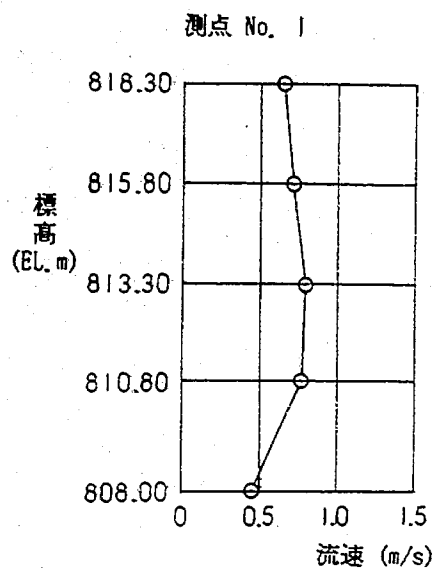
図 4-41 流木ハネ付近の流れ

最後に、流木ハネにあらかじめ流木を停留させた状態で流木を流入させた時、全ての流木は排砂門に流入しなかった。このため、流木ハネの横断方向に水位に追随するブイ状のものを設置すると、さらに有効であることがわかる。

なお、流木ハネ周辺の流量測定結果を図 4-42 に示す。排砂門近くでは $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度であるが、全体としては $1 \text{ m}^3/\text{s}$ を下回っている。



測点標高 (EL. m)	流速 (m/s)			
	測点 1	測点 2	測点 3	測点 4
818.30	0.64	0.84	1.22	1.35
815.80	0.71	0.81	1.00	1.36
813.30	0.78	0.83	1.16	1.38
810.80	0.76	0.79	1.11	1.44
808.00	0.45	0.38	1.12	0.89



※ 貯水池水位は、
EL. 818.32mとした。

図 4-42 流木ハネ周辺の流速

4-5 土砂のフラッシング

4-5-1 概要

現在美和ダムに堆積している土砂あるいは再開発事業完了後に分流堰を越えて美和ダムに堆積する土砂（ウォッシュロード）を浚渫し、圧送により分派施設排砂門付近に堆積させ、バイパストンネルによりダム下流へ排砂させる計画がある。（図4-43、図4-44）

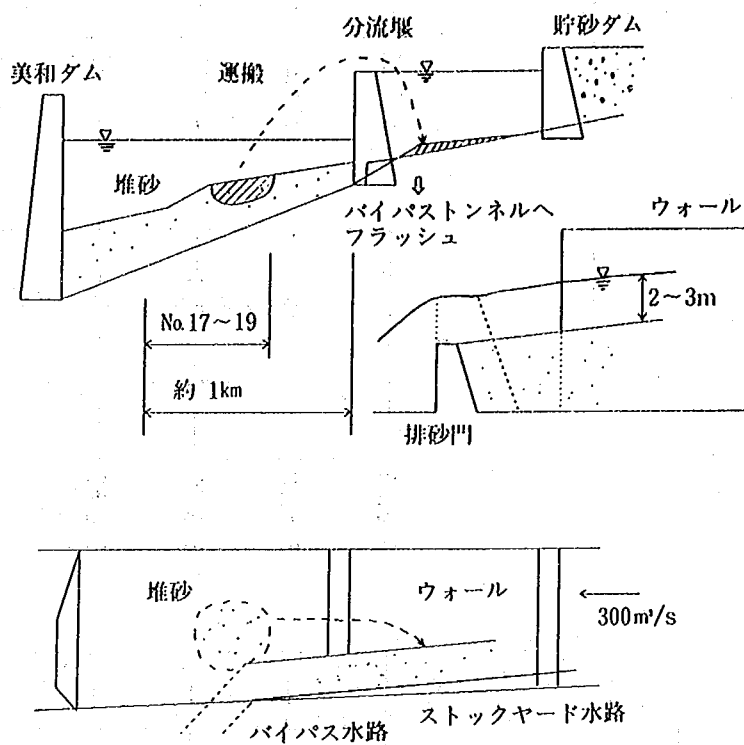


図4-43 フラッシングシステム概要

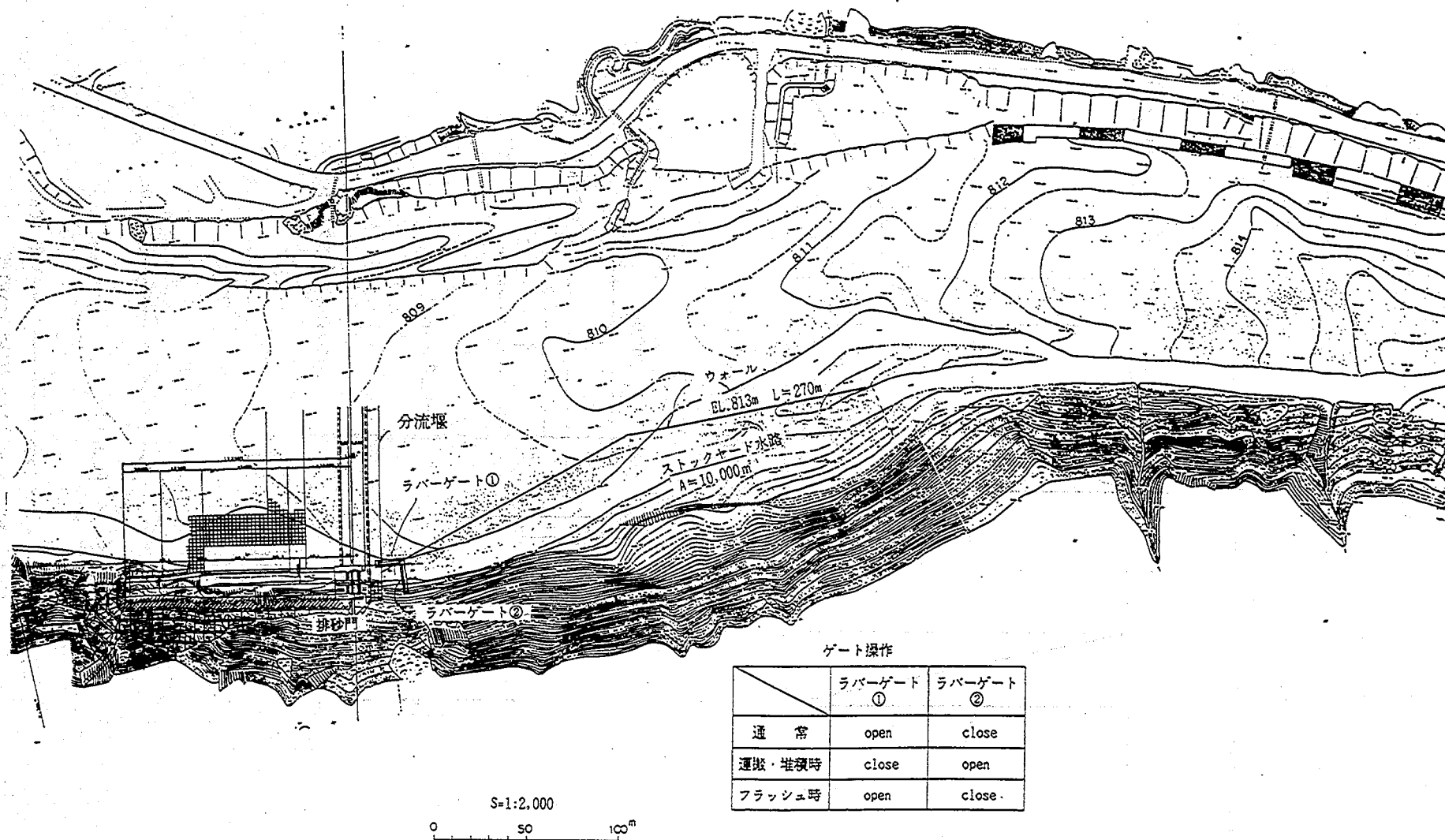


図 4-44 スtockヤード水路 (案)

4-5-2 検討結果

本実験では排砂門付近の土砂の排出状況を検討する前段階として本実験で用いた模型（縮尺1/25）により基礎的な調査を行うものである。

実験は、図4-46に示すように排砂門上流側に導流壁（天端標高 EL. 813.0m）を設け、その中に適当な土砂を運搬、堆積させて通水するものである。今回、使用した土砂は $d_m = 4.5\text{mm}$ （模型で0.18mm）を使用した。通水方法は施設の関係から、図4-45に示すような実験上のハイドロを想定して実施している。

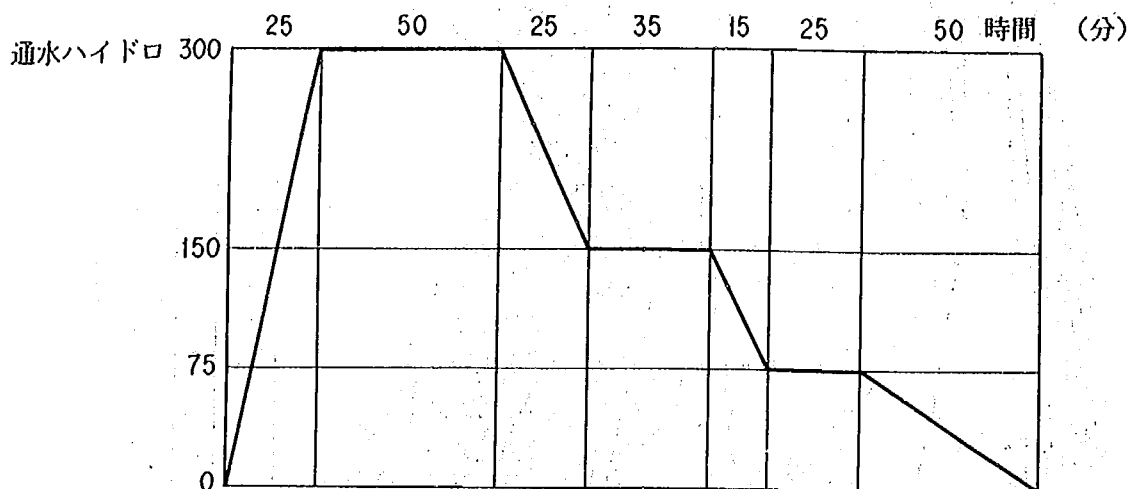


図4-45 実験通水ハイドロ

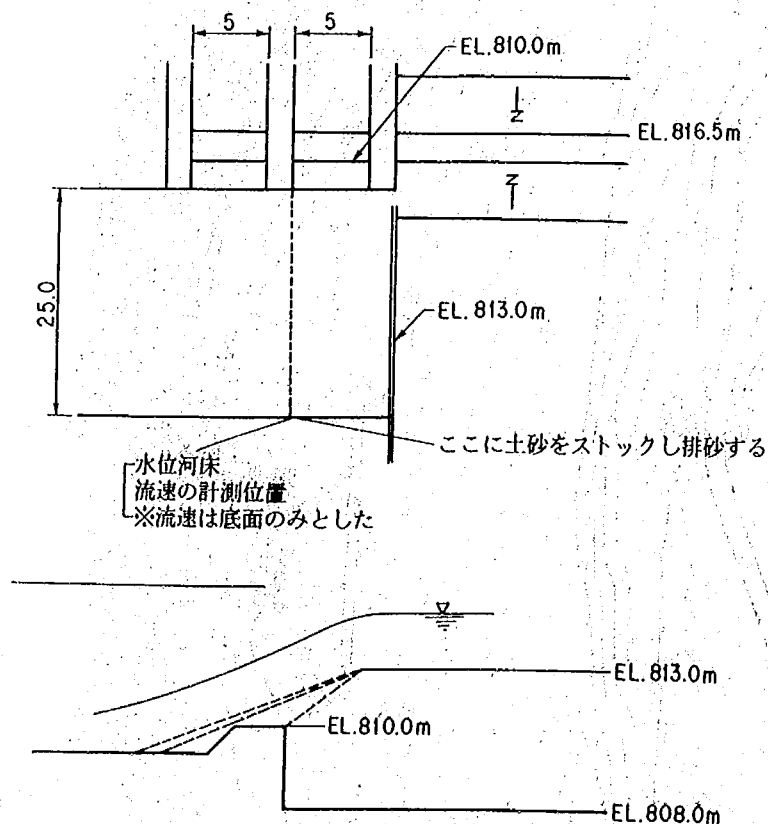


図4-46 フラッシング実験の概要

実験中の流況および通水後の河床状況を写真4-10～4-11に示す。実験中の計測は吞口上流25mの位置での水位、河床、流速とした。結果を図4-47、4-48に示す。

これらの結果を整理して示すと表4-24のようになる。

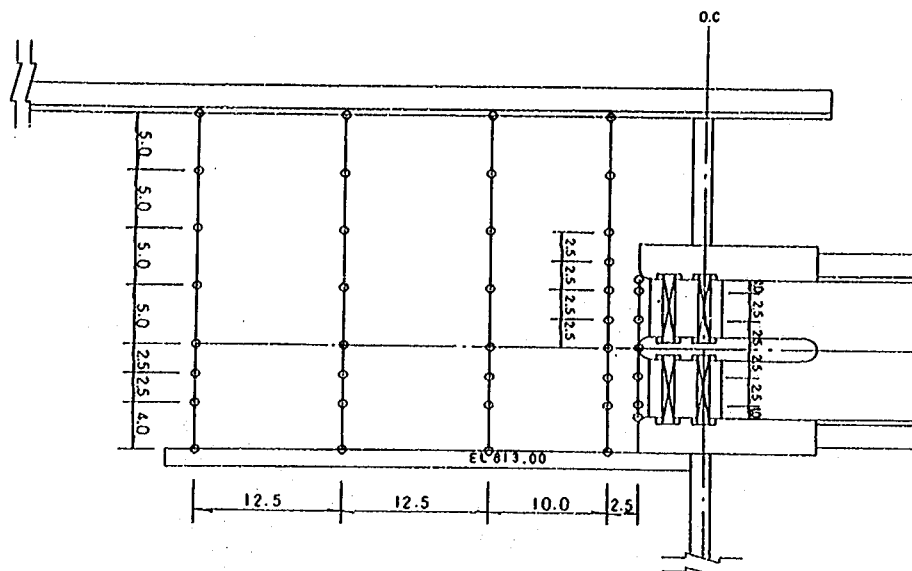
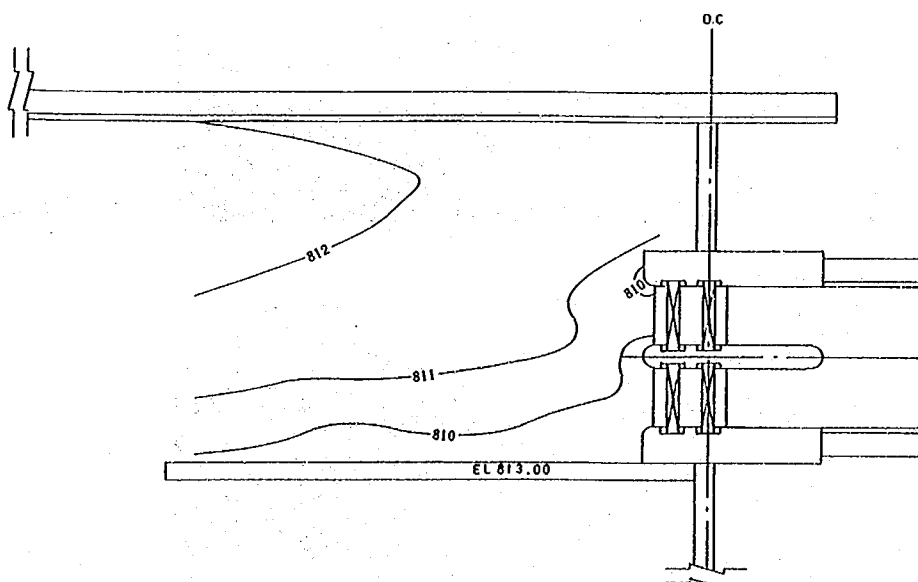


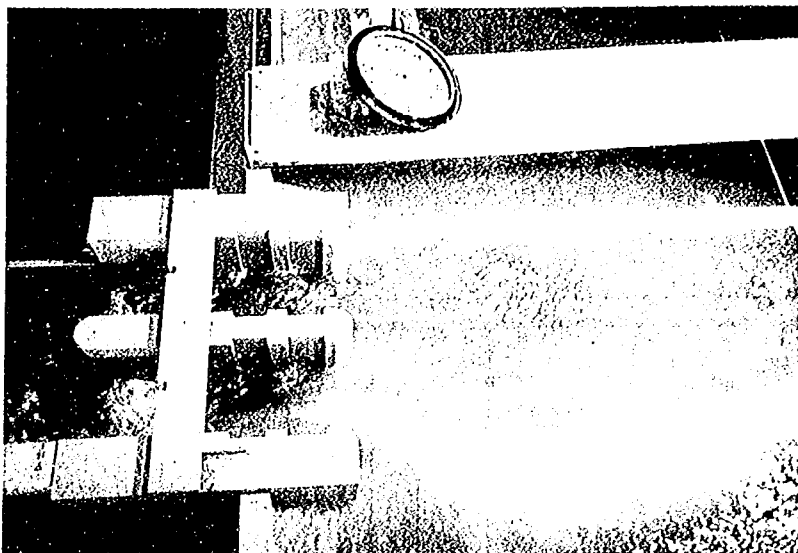
図4-47 フラッシング検討での河床計測位置



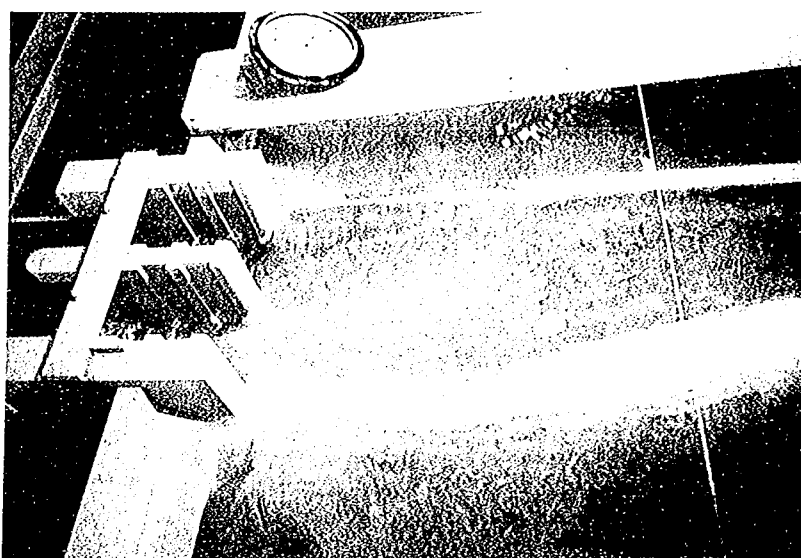
ダム軸からの距離 (m)		横距 (m)									
		0	2.5	5.0	7.5	10.0	12.5	15.0	17.5	20.0	22.5
0	横距 (m)	0.0	2.5	5.0	7.5	10.0	12.5	15.0	17.5	20.0	22.5
	河床EL (m)	809.88	810.15	810.38	810.08	809.28	808.63	808.60			
2.5	横距 (m)	20.0	15.0	10.0	7.5	5.0	2.5	0	2.5	5.0	8.0
	河床EL (m)	811.50	811.23	810.83	810.63	810.08	810.35	810.08	810.25	809.43	808.83
12.5	横距 (m)	20.0	15.0	10.0	5.0	0	2.5	5.0	8.0		
	河床EL (m)	811.75	811.60	811.70	811.35	811.23	810.43	810.18	809.90		
25.0	横距 (m)	20.0	15.0	10.0	5.0	0	2.5	5.0	8.0		
	河床EL (m)	811.90	812.08	812.00	811.90	811.65	810.83	810.03	809.53		
37.5	横距 (m)	20.0	15.0	10.0	5.0	0	2.5	5.0	8.0		
	河床EL (m)	812.00	812.08	812.13	812.00	811.73	811.56	810.45	809.83		

※横距は決り水路中心を0としている。

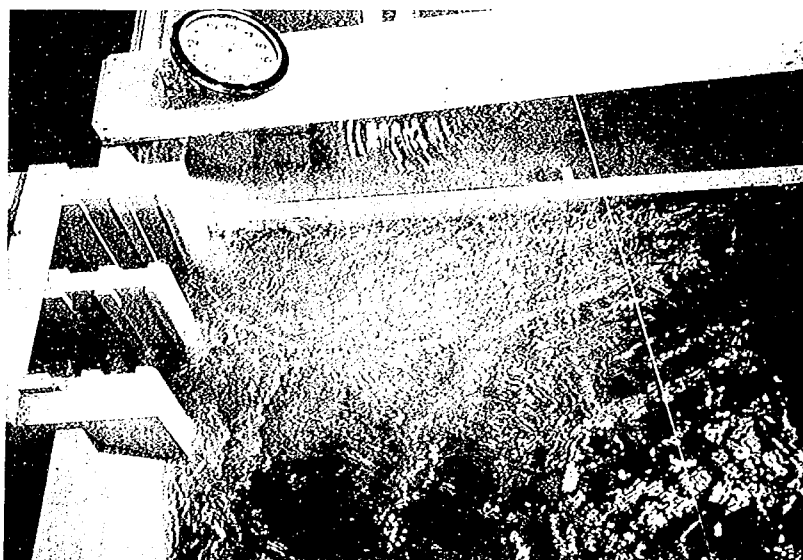
図4-48 フラッシング操作後の河床



300 m³/s放流



150 m³/s放流



75 m³/s放流

写真4-10 フラッシングの流況

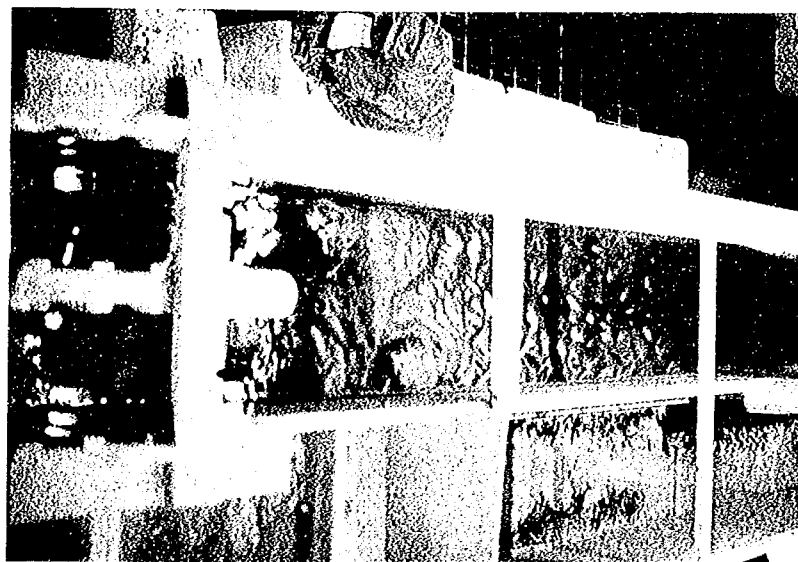


写真4-11 フラッシング後の河床

表 4-24 フラッシング資料

流 量 Q (m^3/s)	計 測 資 料					解 析 資 料			
	貯水位 EL. (m)	河 床 EL. (m)	底 面 流 速 $V(\text{m/s})$	水 深 $h(\text{m})$	通 水 時 間 (hour)	摩擦速度 U^* (m/s)	径 深 R (m)	勾 配 $i(\times 10^{-4})$	限界粒径 d_c (mm)
300	816.98	812.48	1.11	4.50	0.83	0.083	3.92	1.8	8.6
150	814.50	812.55	1.53	1.95	1.53	0.120	2.82	5.3	18.0
75	812.98	812.18	1.61	0.88	2.08	0.150	0.87	28.0	29.0

$$\text{径 深 } R \quad Q = V h B \text{ より } \therefore R = \frac{Q/V}{Q/V h + 2 h}$$

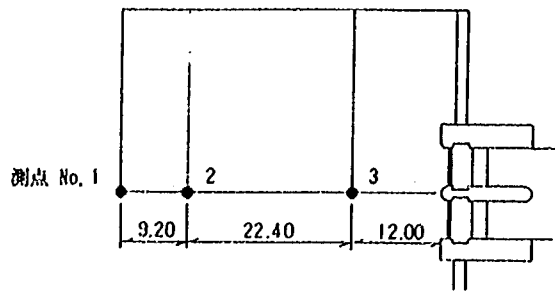
$$\text{勾 配 } i \quad V = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} \quad (\text{マンニング}) \\ (n=0.03)$$

$$\text{限界粒径} \quad d_c = \frac{U_*^2}{0.05 (\sigma/\rho - 1) g} \quad (\text{シールズ})$$

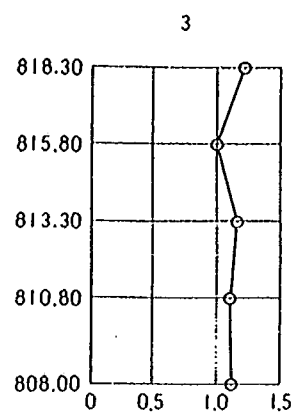
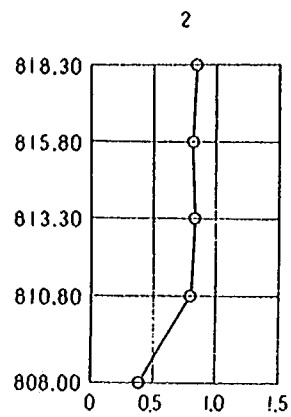
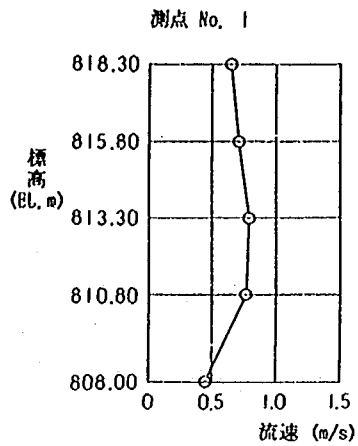
$$\text{摩擦速度} \quad U_* = \sqrt{g R i}$$

本実験は基礎的な検討であり詳細な数値にやや問題があると考えられるが、表 4-24 より 8 mm 程度の土砂は排出されることを示している。

最後に、図 4-49 に示す内容で流速を計測していることから、そのデータを用いて限界粒径を計算してみた。実験での河床高は EL. 808.0m となっている。底面での流速が 0.38m/s の場合、限界粒径は 1.1mm という値が得られる。今回、排砂計画している土砂はウォッシュロードであり、この値は十分に排砂できることを示唆するものである。



測点標高 (EL, m)	流速 (m/s)		
	測点 1	測点 2	測点 3
818.30	0.64	0.84	1.22
815.80	0.71	0.81	1.00
813.30	0.78	0.83	1.16
810.80	0.76	0.79	1.11
808.00	0.45	0.38	1.12



※ 貯水池水位は、
EL. 818.32mとした。

図 4 - 49 流速測定結果

第5章 バイパストンネル減勢工の水理機能

第5章 バイパストンネル減勢工の水理機能

5-1 概 説

5-1-1 検討内容

バイパストンネル減勢工は、美和ダムの下流に位置するバイパストンネルの吐口に設けられ、トンネルからの流水のエネルギーを減殺するものである。この吐口下流の河道には美和ダムからの放流水も流下することとなるため、減勢工や関連構造物はその流れを阻害しないようなものでなければならない。このため、減勢工では水路の幅をできるだけ拡げ、単位幅流量を小さくして、減勢工の長さを短くする必要がある。また、この周辺にはトンネル施工時のズリが盛土され、環境整備もおこなわれることから、護岸の設計および景観にも配慮する必要がある。

第5章は、この減勢工の水理設計であり、「5-2 減勢工の比較検討」、「5-3 護床工・護岸形状の比較検討」、「5-4 下流せき上げの効果」で構成されている。

「5-2 減勢工の比較検討」は、水理計算による検討で得られた減勢工形状3案について水理実験により検討したもので、減勢機能および下流の洗掘状況の比較により、1案に絞られている。

「5-3 護床工・護岸形状の比較検討」は、前節で絞り込まれた案について、周辺の護床工および護岸形状の検討を行ったものである。

「5-4 下流せき上げの効果」は、前節で提示された最良案でも、洗掘により若干の護床工の変形がみられることから、さらに洗掘防止の効果を高める方策として、下流せき上げの検討を行ったものである。このせき上げにより洗掘をほぼ完全に防止することが可能であることが判明しているが、その必要性は将来の下流河道の状況を勘案して判断する必要がある。

水理実験は、トンネルの吐口、減勢工および下流稼働を縮尺1/50で再現した模型を用いている。模型は検討の進展に従って改造を加えているが、当初使用した実験模型の概要を図5-1に示す。

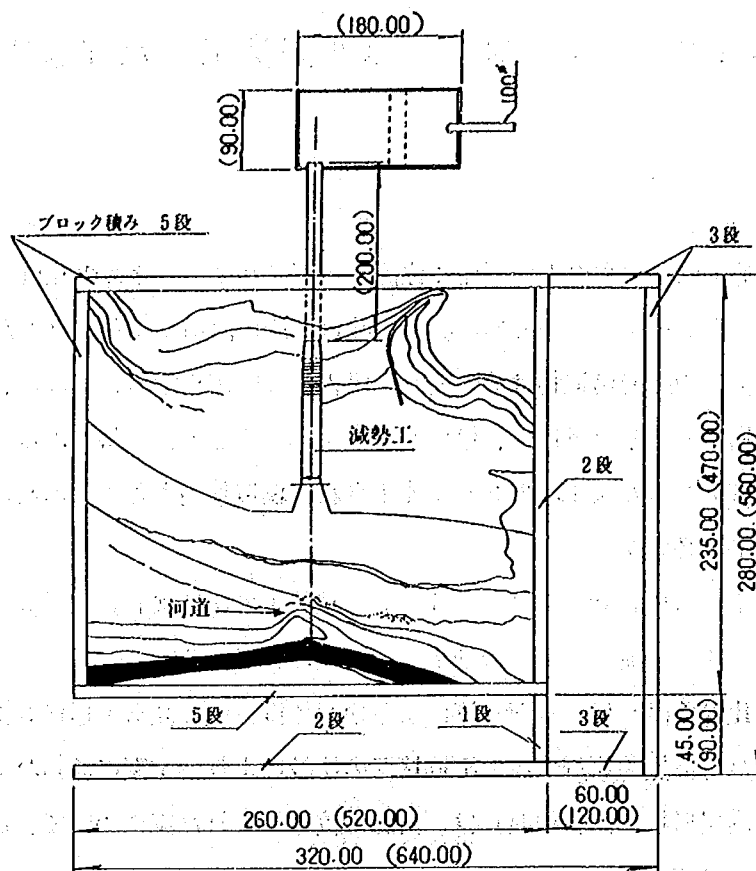


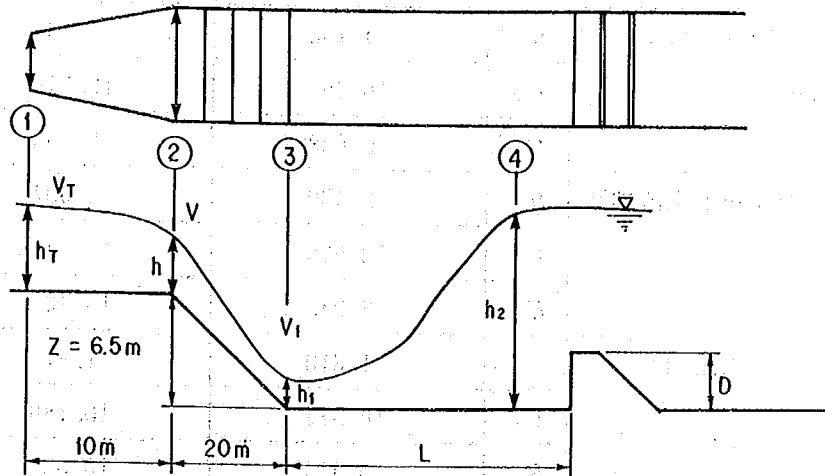
図5-1 バイパストネル減勢工模型概要

5-1-2 設計概要

減勢工A案について水理検討を行う。

(1) 跳水計算

図5-2に示す条件および計算式により、減勢工の形状を検討した。対象流量は、美和ダム流入量 720 m³/s、1,200 m³/s時のトンネル流量から次のとおりとした。



(水深) 断面① (排砂トンネル内) 等流状態 ($n=0.015$、$I_1=1/100$) 断面② (シュート上流端) $E_1 - h_{f12} = E_2$ より求める。 E_1 : 断面①の比エネルギー E_2 : 断面②の比エネルギー h_{f12} : ①～②の損失で摩擦損失として考える。 ($n=0.016$)	(跳水長) L $L = 4.5 h_2$ (副ダム高) $D \rightarrow$ 岩崎の式により求める。 $\frac{D}{h_1} = \frac{(1 + 2 F_1^2) \sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 + 5 F_1^2}{1 + 4 F_1^2 - \sqrt{1 + 8 F_1^2}}$ $= \frac{3}{2} F_1^{2/3}$
断面③ (跳水上流端) $E_2 + Z - h_{f23} = E_3$ 断面④ (跳水下流端) $h_2 = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1) h_1$ F_1 : 跳水上流端のフルード数 $= V_1 / \sqrt{g h_1}$	(比エネルギー、摩擦損失) $* E = h + \frac{V^2}{2g}$ $* h_f = \frac{1}{2} \Delta x n^2 \left\{ \frac{V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2}{R_2^{4/3}} \right\}$ Δx : 2点間の長さ V : 上下流の流速 R : 上下流の径深

図5-2 諸元計算説明図

・ 300m³/s (Q_r = 720m³/s時)

・ 325m³/s (Q_r = 1,200m³/s時)

計算結果は次のとおりである。ただし、減勢工幅は10mとする。

表 5 - 1 バイパストンネル減勢工諸元

対象流量		300m ³ /s	325m ³ /s
断面① (排砂トンネル) n=0.015	h_T	4.196	4.437
	V_T	10.755	10.949
	E_1	10.098	10.533
断面② (シュート上流端)	h	2.480	2.634
	V	12.096	12.340
	E_2	9.945	10.403
断面③ (跳水上流端)	h_1	1.810	1.973
	V_1	16.573	16.780
	E_3	15.823	16.339
	F_1	3.940	3.820
断面④ (跳水下流端)	h_2	9.221	9.718
	L	41.500	43.700
	D	2.990	3.080

(2) シュート部水脈の軌跡

シュート部水脈の軌跡を求めておく。シュート部上流端の流速を水平成分 V_x とする。

($Q = 300\text{m}^3/\text{s}$)

$$V_x = 12.096 \quad x = 12.096 t$$

$$V_y = g t \quad y = \frac{1}{2} g t^2$$

$$y = \frac{1}{2} g t^2 = \frac{1}{2} g \left(\frac{x}{12.096} \right)^2 = 0.0335 x^2$$

$$\tan \theta = \frac{dy}{dx} = 0.0670 x$$

($Q = 325\text{m}^3/\text{s}$)

$$V_x = 12.340 \quad x = 12.340 t$$

$$V_y = g t \quad y = \frac{1}{2} g t^2$$

$$y = \frac{1}{2} g t^2 = \frac{1}{2} g \left(\frac{x}{12.340} \right)^2 = 0.0322 x^2$$

$$\tan \theta = \frac{dy}{dx} = 0.0644 x$$

水脈の軌跡は図5-3のとおりであり、シュート上流部で水脈はシュート面から離れる。このためにエアレータ等の配慮が必要となることから、減勢効果を高めるため、ステップシュート式の採用が望ましいと考えられる。

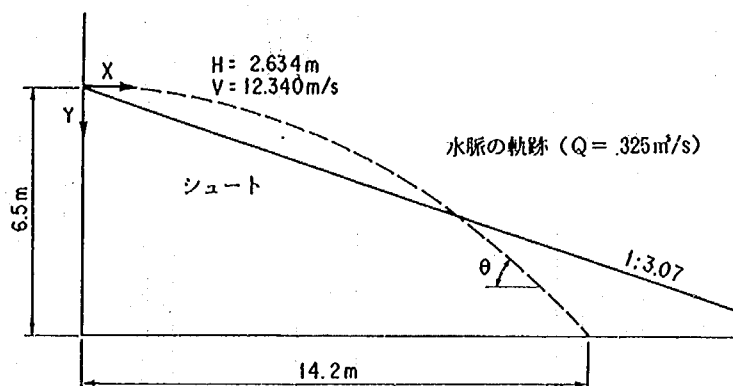


図5-3 水脈の軌跡

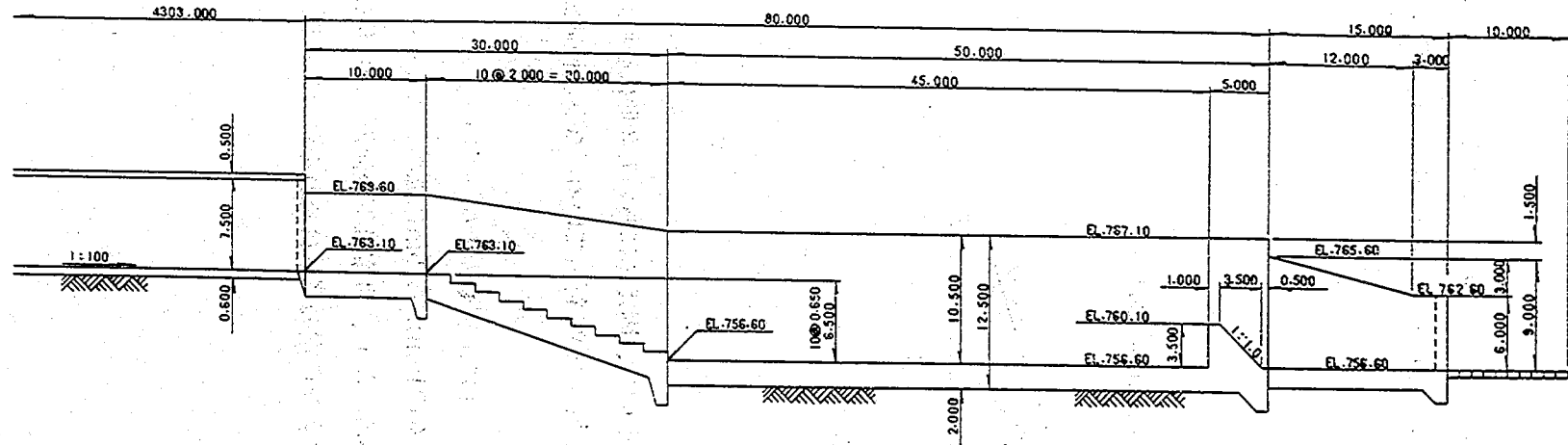
5-2 減勢工形状の比較検討

5-2-1 概要

本節の検討は減勢機能およびその下流河道について検討するもので、固定床において3形状を検討した後、河道を移動床にして検討した。計測は、流況、水面形、流速について行っている。なお、検討流量は300 m³/sとした。

減勢工A案は前項で検討した基本案であり、その形状は図5-4に示すものとなっている。また、減勢工B案およびC案はA案の検討結果を踏まえて、減勢工幅をA案の10mから15mに拡幅したもので、ステップの効果により、水脈の拡幅が実現出来ることを期待している。なお、B案は下流河道への単位幅流量がかなり小さくなるように配慮したものである。減勢工B案およびC案の形状はそれぞれ図5-5、5-6に示す。

縦断面図



平面図

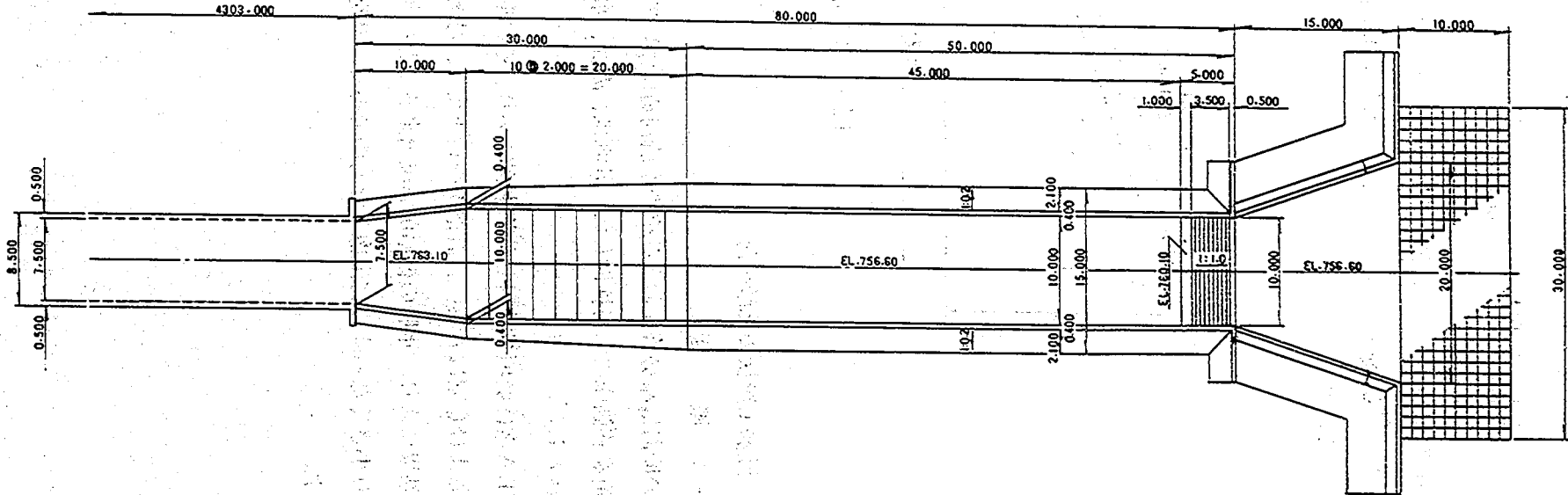
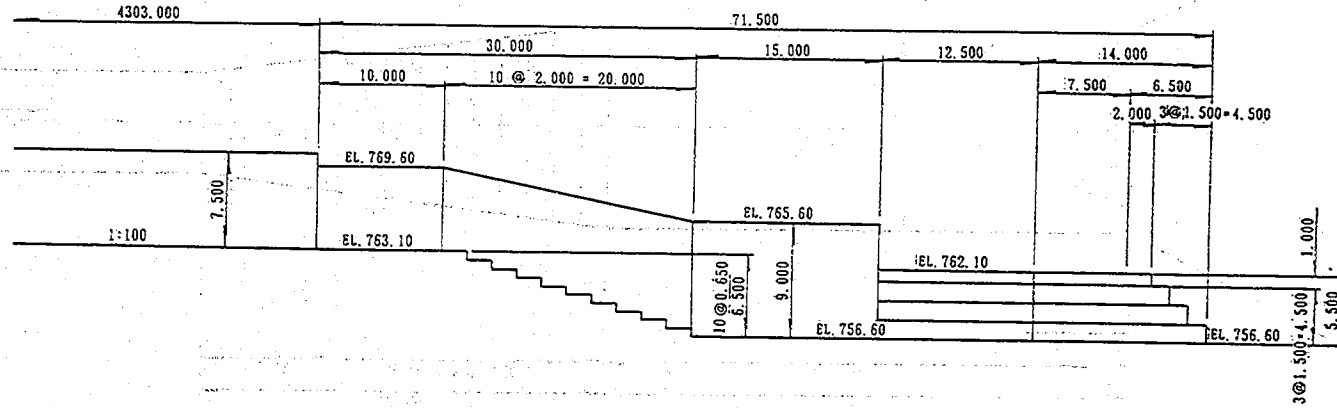


図5-4 バイパストンネル減勢工形状 (A案)

縦断図



平面図

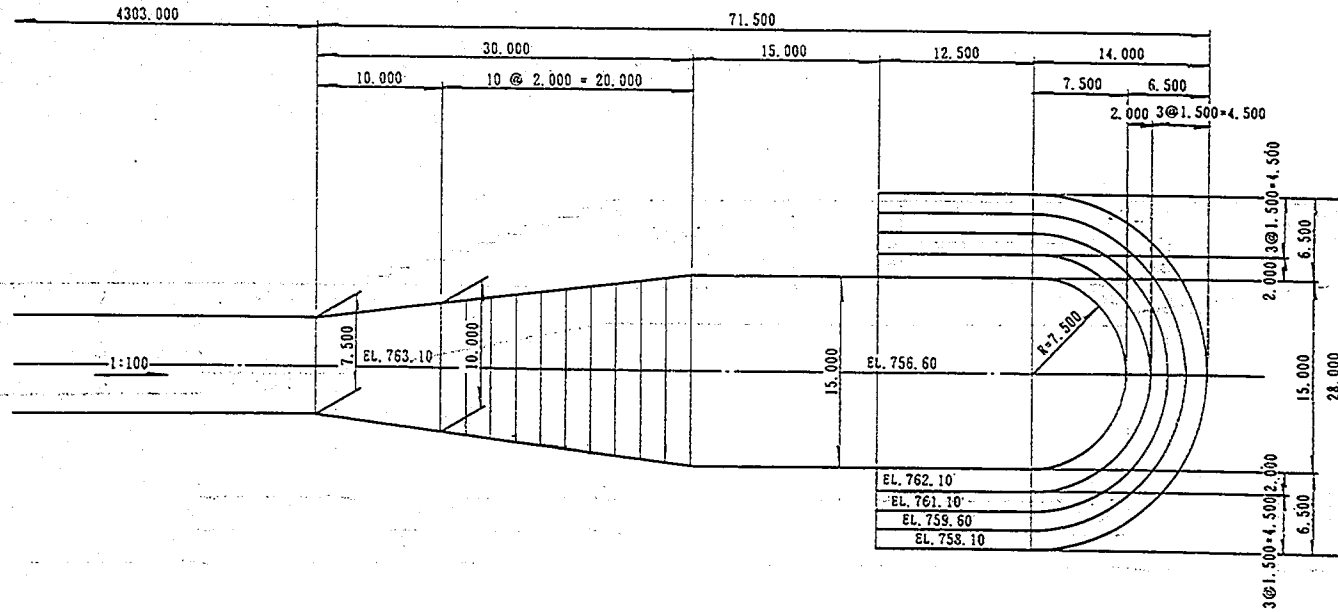
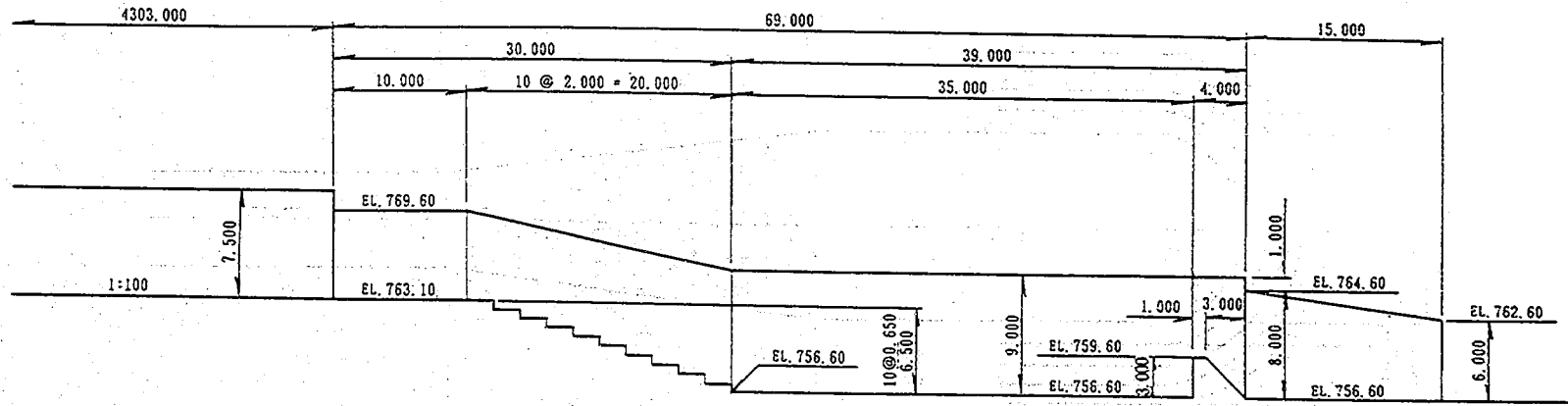


図 5-5 バイパストネル減勢工形状 (B 案)

縦断面図



平面図

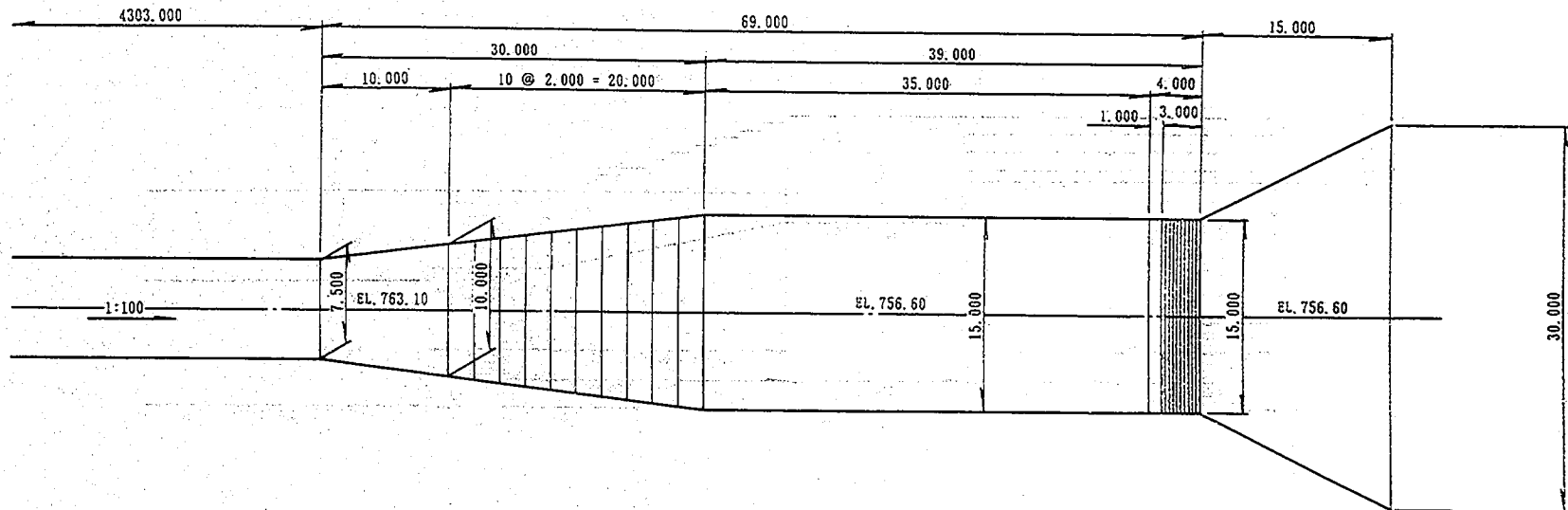


図5-6 バイパストンネル減勢工形状 (C案)

表5-2に実験ケースをまとめた。

表5-2 バイパストンネル減勢工実験ケース一覧表

項 目	減勢工案	計 測 概 要	備 考
減 勢 工 の 検 討	A 案 B 案 C 案	減勢工および河道を対象に水位、流速、流況を調査する。	河床は固定床
下 流 河 道	B 案 C 案	河道を対象に水位、河床および流況を調査する。	河床は移動床

水位、流速および河床の計測位置は図5-7、5-8に示す通りである。

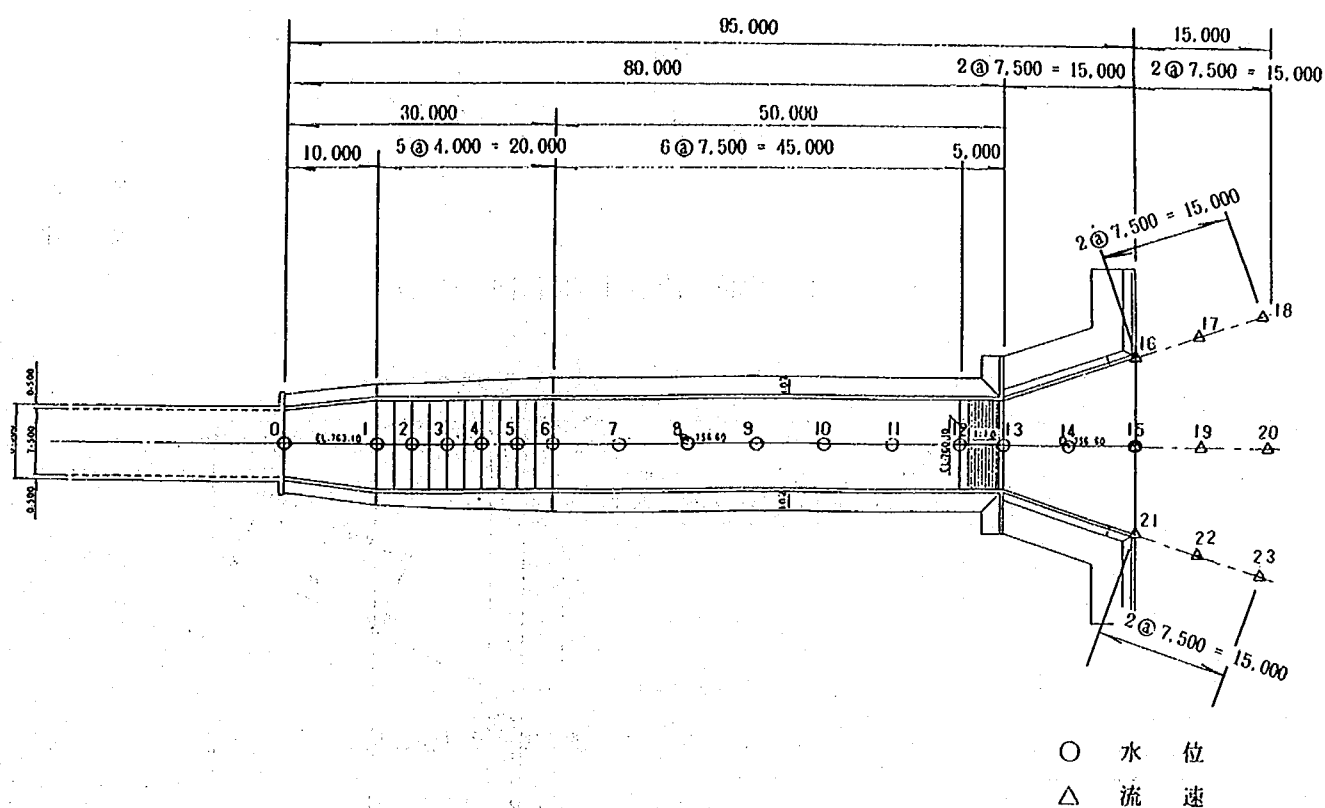


図5-7-1 水位、流速計測位置図（A案）

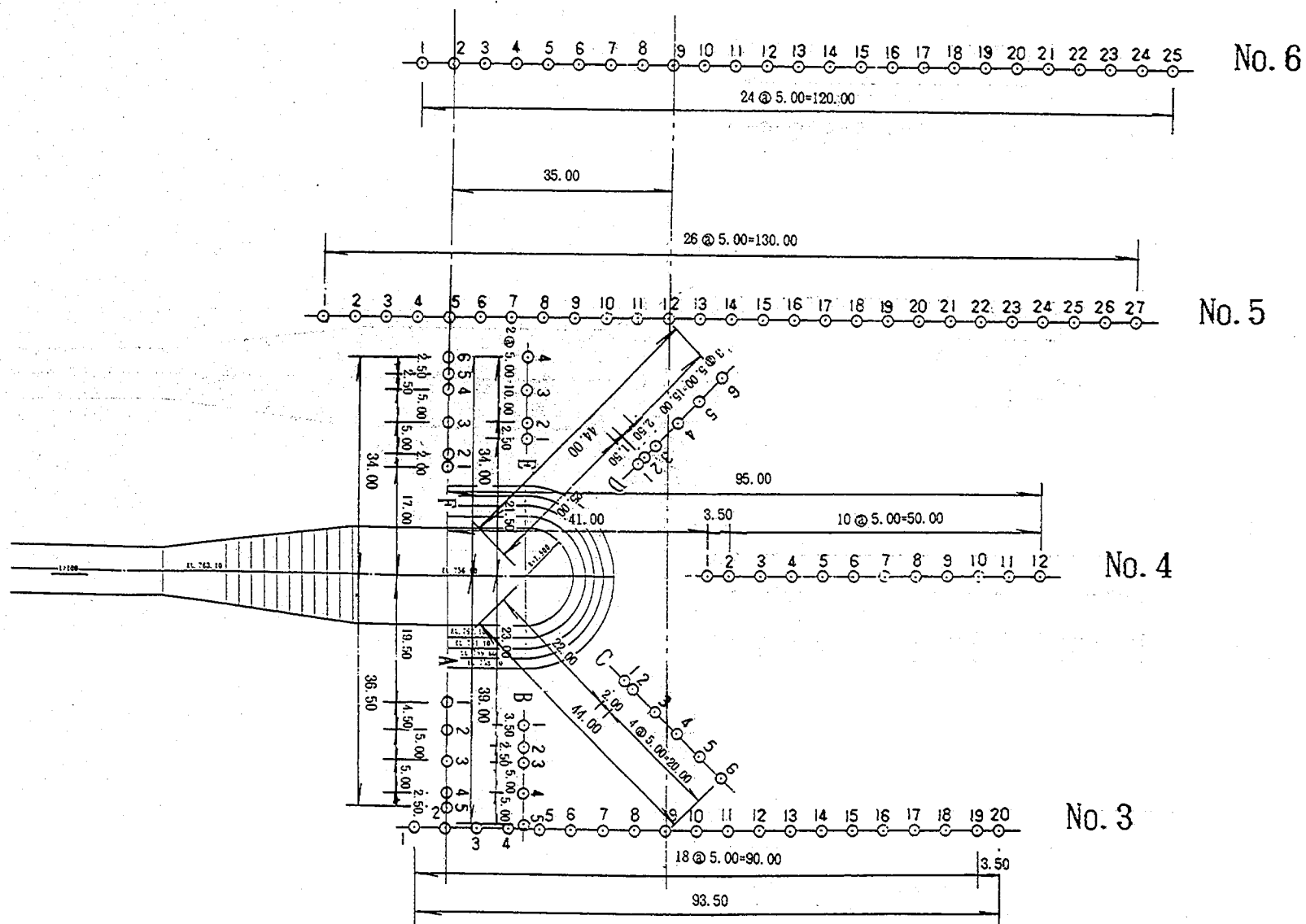


图 5-8-1 河床計測位置図 (B案)

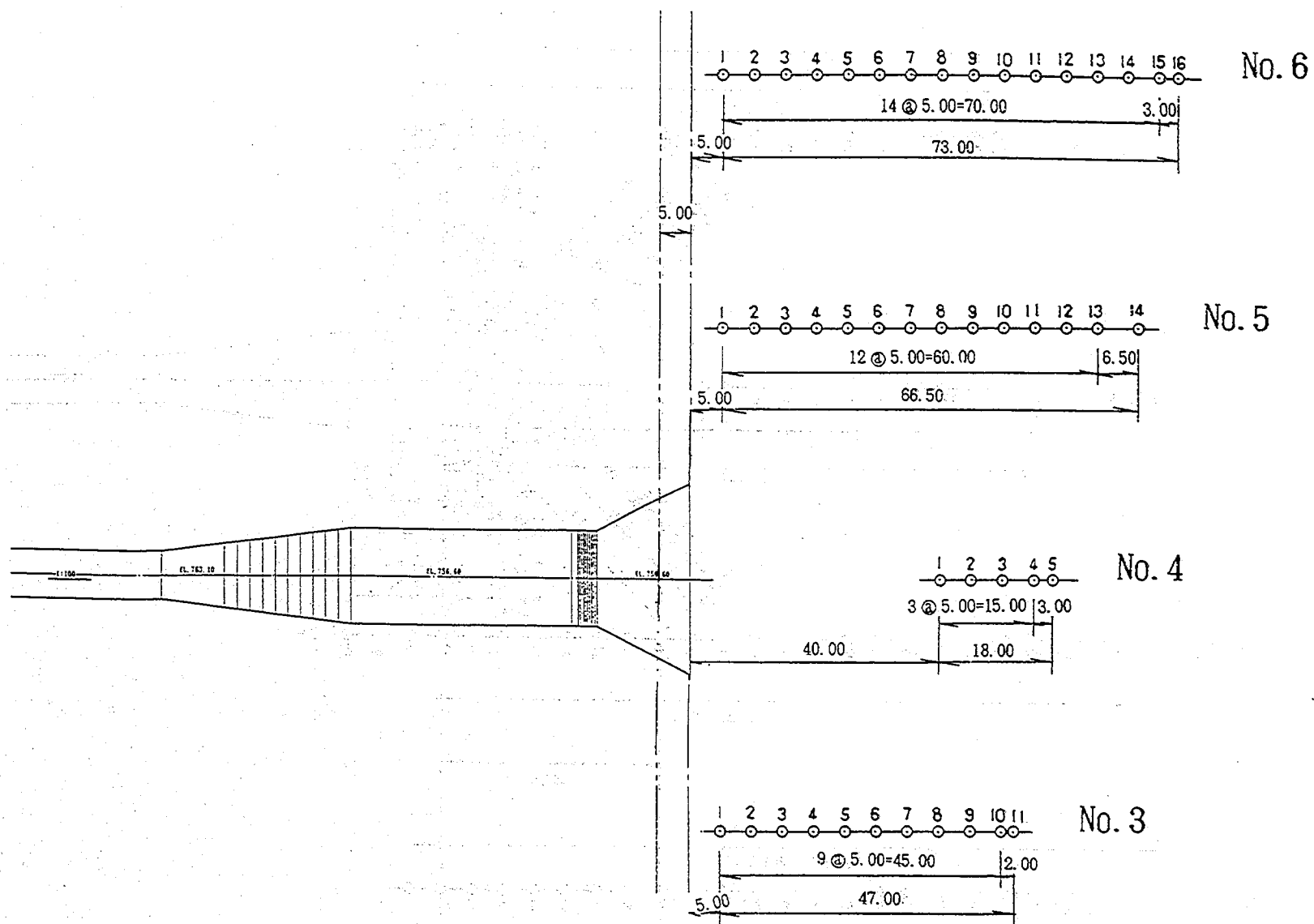


图 5-8-2 河床计测位置图 (C 案)

5-2-2 減勢工の検討結果

(1) 減勢工A案

図5-9-1に減勢工内の水面形を示すとともに、流況の概要を図5-10-1、写真5-1にまとめた。その結果、減勢工水叩き長に余裕のある結果を得た。流況結果であるが10m近く水叩きを短縮できるものと思われる。

同時に水路幅についても階段シュート終端付近の流況より、さらに減勢工幅を拡げることが可能と思われる。

(2) 減勢工B案

B案は、A案の流況をうけて実験するもので、水路幅を水叩き長のほかに減勢工側壁を撤去した側壁を副ダム化した形状である。

水理的検討はA案と同様な手法によって、下流水位としてA案の水位を確保するものとしている。

図5-9-2に減勢工内の水面形を示すとともに、流況の概要を図5-10-1、写真5-2にまとめた。その結果、減勢工内の水面は、若干動揺しており跳水始端は階段シュート部の中段となっている。このため、副ダム高を当初設計高より1m低くした。その結果、水面も安定し減勢効果も十分である結果を得た。副ダムを越流する水位は、副ダム終端でやや高く河道での局所的な洗掘が予想されるが、周辺での洗掘は軽減されると思われる。

(3) 減勢工C案

B案では、河道の局所的な洗掘防止を極力低下させることを中心課題として検討した。しかし、現在計画されているダム直下の整備事業においては、トンネルのズリの土捨て場として減勢工周辺を整備する予定であり、B案のようにした場合土捨て場の確保に制約を与えることとなる。以上のことを踏まえて、A案を基本とする減勢方式でC案を設計した。C案は、A案に比べ河道幅を広くとることが可能であり、流下能力の点からも有利であると判断できる。図5-9-3に減勢工内の水面形を示すとともに、流況の概要を図5-10-3、写真5-3にまとめた。減勢工内の流況は安定しており、特に問題はないと考えられる。しかし、副ダム下流での流速は7mにも達しており、副ダム下流での局所的な洗掘はかなり大きいと考えられる。

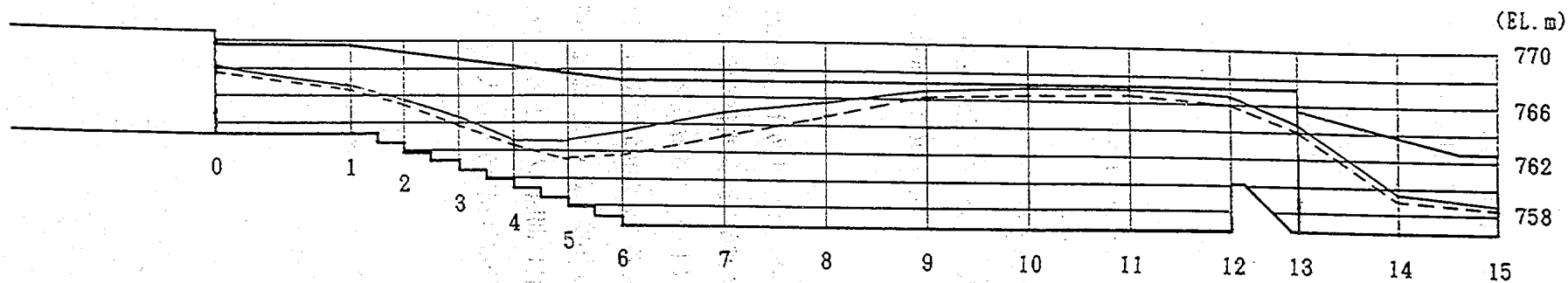


图 5-9-1 减势工水位测定结果 (A案)

—— 最高水位
----- 平均水位

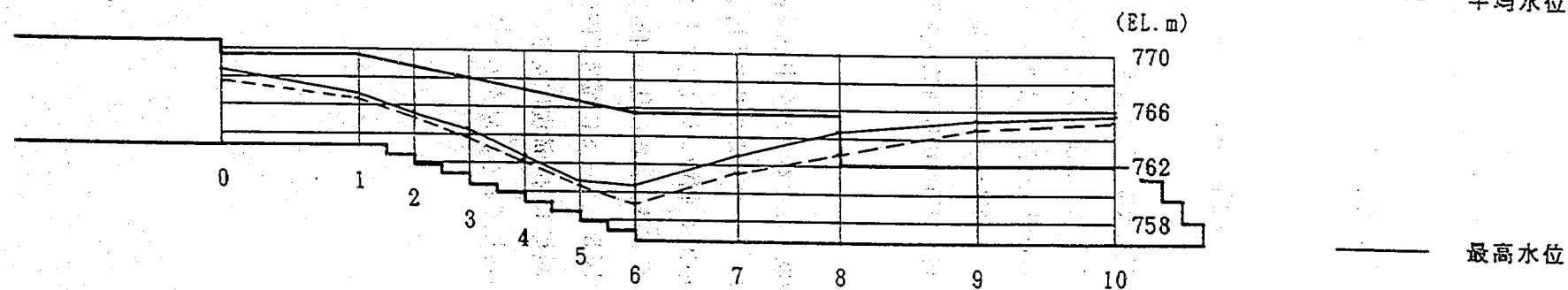


图 5-9-2 减势工水位测定结果 (B案)

—— 最高水位
----- 平均水位

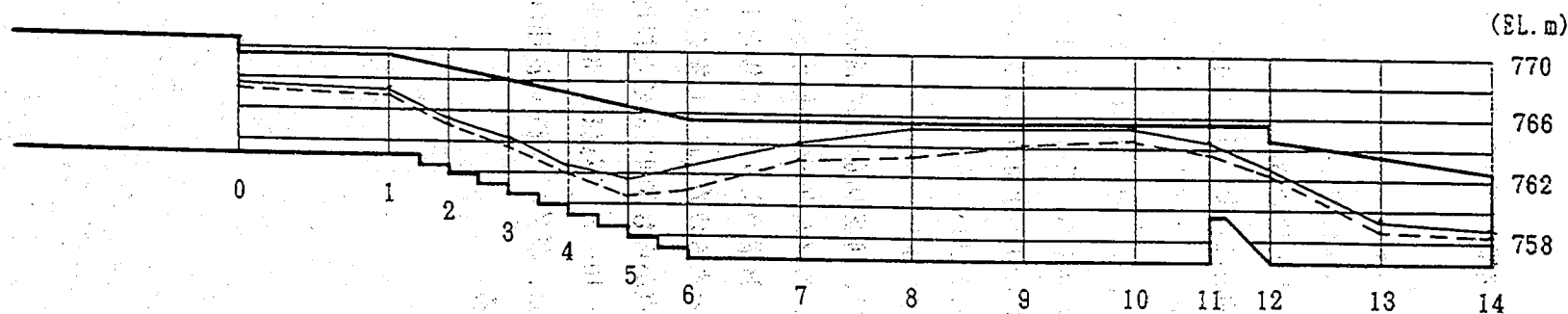


图 5-9-3 减势工水位测定结果 (C案)

—— 最高水位
----- 平均水位

表 5-3 トンネル吐口部の水位・流速測定結果数値表

—— 水位測定結果数値表 ——

〔A 案〕

測点 No.	縦断 距離 (m)	水位 EL. (m)	
		最高	最低
0	0.0	768.10	767.85
1	10.0	766.60	766.35
2	14.0	765.55	765.30
3	18.0	764.25	763.85
4	22.0	762.70	762.45
5	26.0	762.65	761.30
6	30.0	763.35	761.85
7	37.5	764.85	763.35
8	45.0	765.85	764.85
9	52.5	766.60	766.10
10	60.0	766.90	766.55
11	67.5	766.85	766.45
12	75.0	766.35	766.00
13	80.0	764.40	764.00
14	87.5	759.50	759.25
15	95.0	758.60	758.35

〔B 案〕

測点 No.	縦断 距離 (m)	水位 EL. (m)	
		最高	最低
0	0.0	768.35	767.85
1	10.0	766.75	766.50
2	14.0	765.65	765.40
3	18.0	764.25	763.90
4	22.0	762.45	762.10
5	26.0	760.75	760.55
6	30.0	760.60	759.10
7	37.5	762.85	761.60
8	45.0	764.35	762.85
9	55.0	765.35	764.85
10	65.0	765.85	765.35

〔C 案〕

測点 No.	縦断 距離 (m)	水位 EL. (m)	
		最高	最低
0	0.0	767.85	767.35
1	10.0	766.60	766.10
2	14.0	765.65	765.20
3	18.0	764.15	763.75
4	22.0	762.35	762.00
5	26.0	761.90	760.65
6	30.0	762.85	761.10
7	37.0	764.10	763.10
8	44.0	765.35	763.60
9	51.0	765.35	764.10
10	58.0	765.35	764.85
11	65.0	764.35	763.85
12	69.0	762.95	762.45
13	76.5	759.35	759.00
14	84.0	758.75	758.50

—— 流速測定結果数値表 ——

〔A 案〕

測点 No.	流速 (m/s)	測点 No.	流速 (m/s)
15	9.12	20	8.75
16	7.79	21	6.20
17	5.83	22	1.15
18	6.59	23	2.65
19	8.68		

〔B 案〕

測点 No.	流速 (m/s)	測点 No.	流速 (m/s)
11	4.10	16	5.32
12	3.80	17	5.44
13	4.78	18	3.98
14	4.73	19	4.36
15	6.46	30	3.46

〔C 案〕

測点 No.	流速 (m/s)	測点 No.	流速 (m/s)
14	7.50	19	7.08
15	5.81	20	3.89
16	5.23	21	2.73
17	5.20	22	4.34
18	7.22		

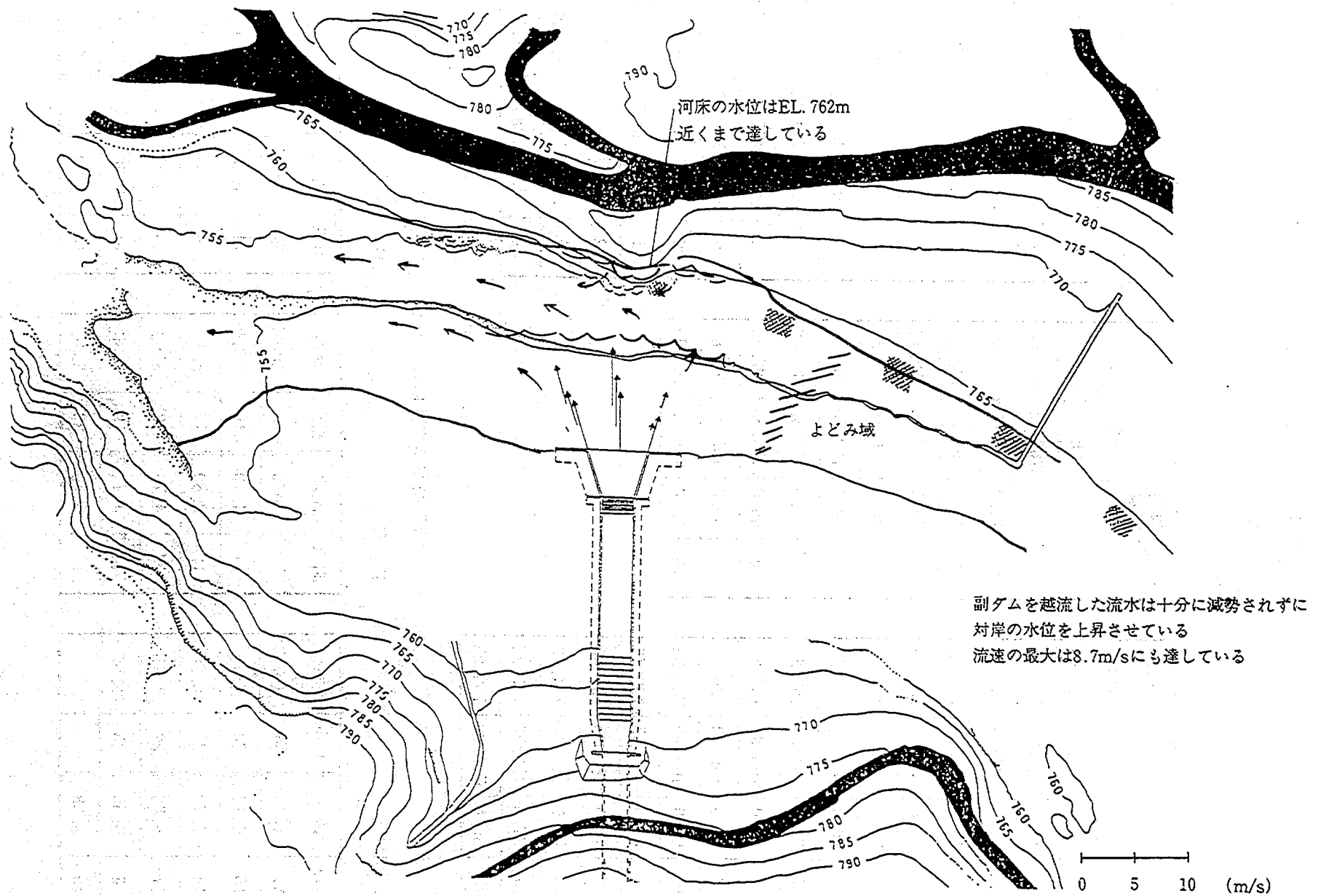


図5-10-1 流況概要図(A案)

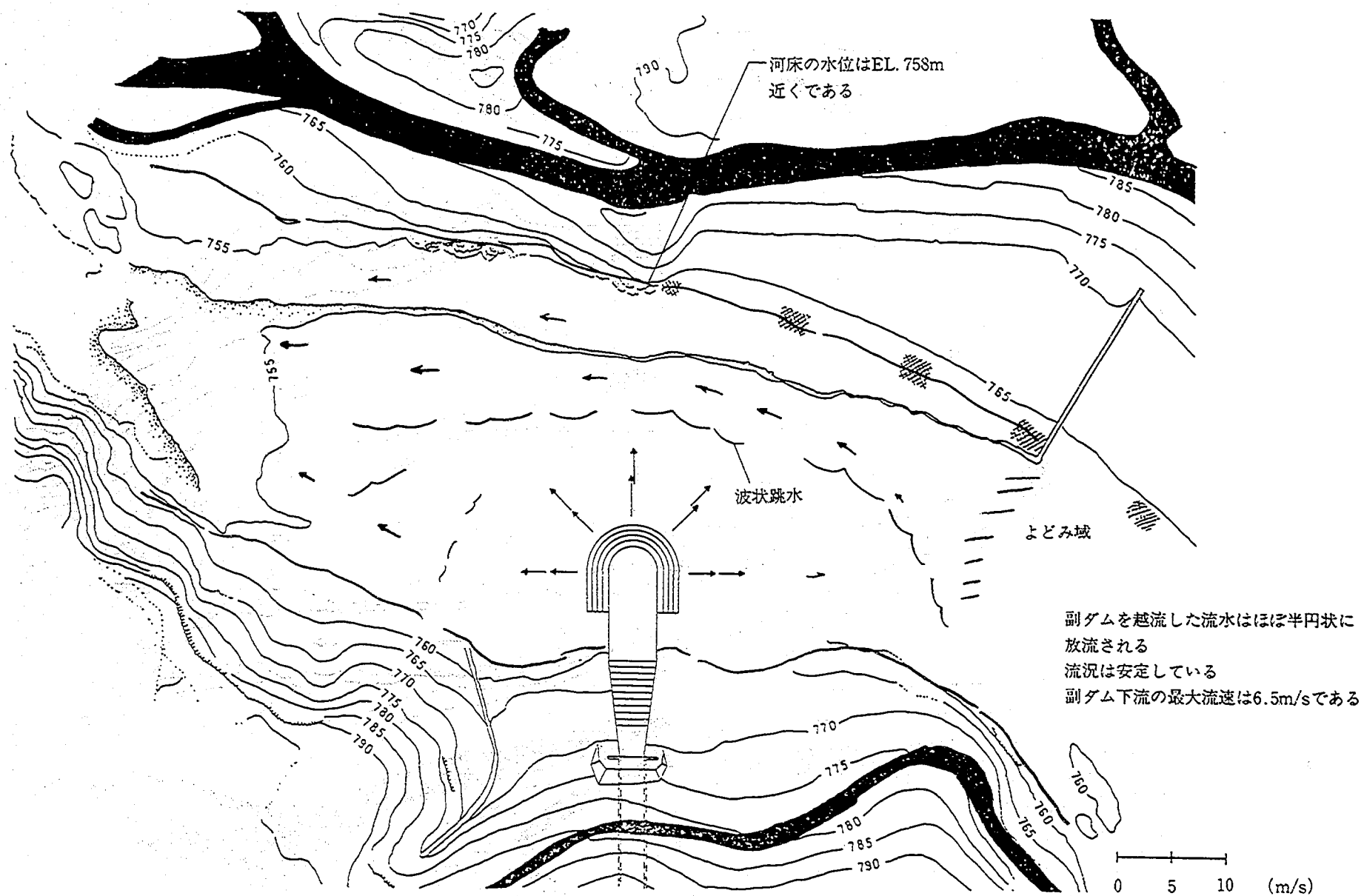


図 5-10-2 流況概要図 (B 案)

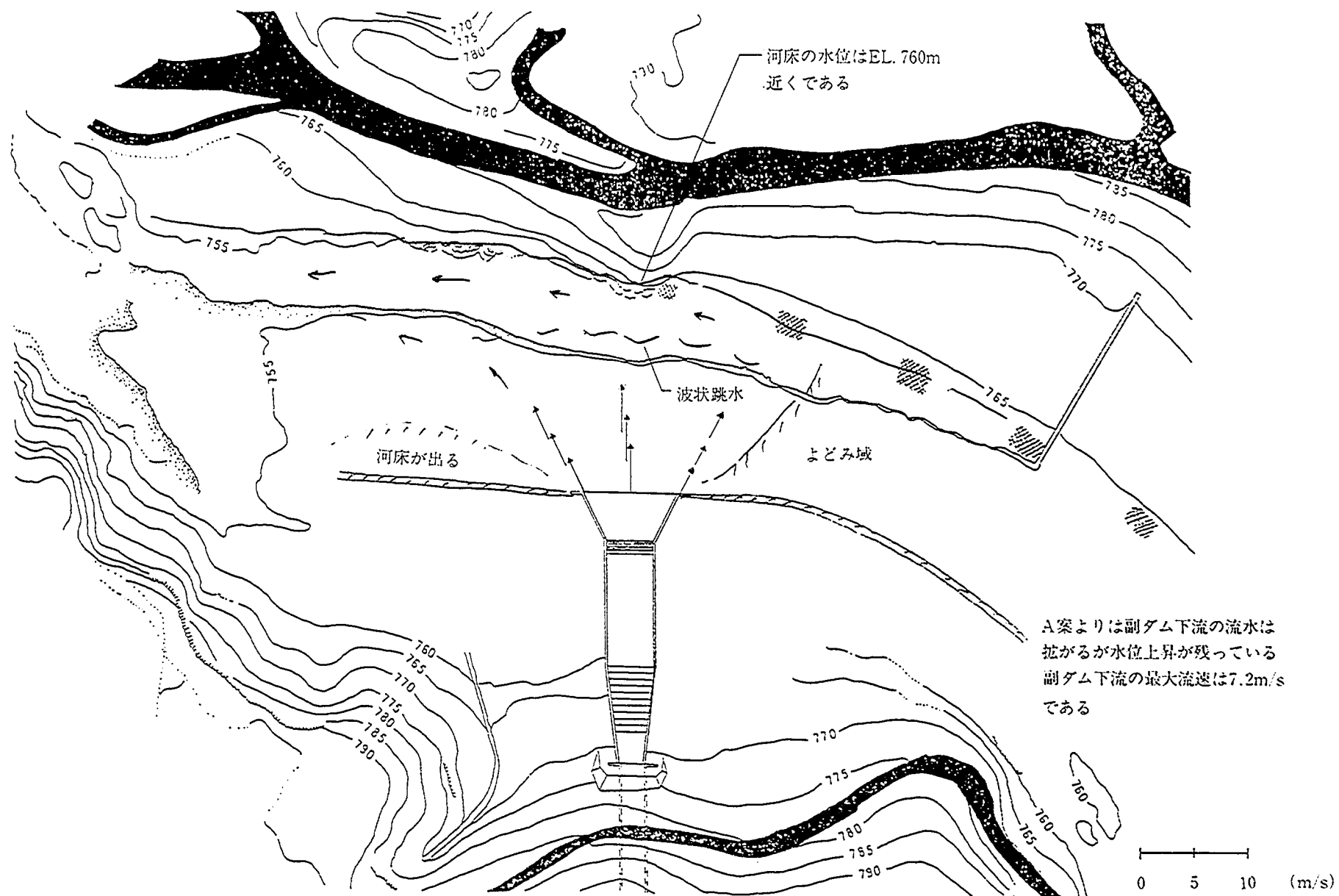
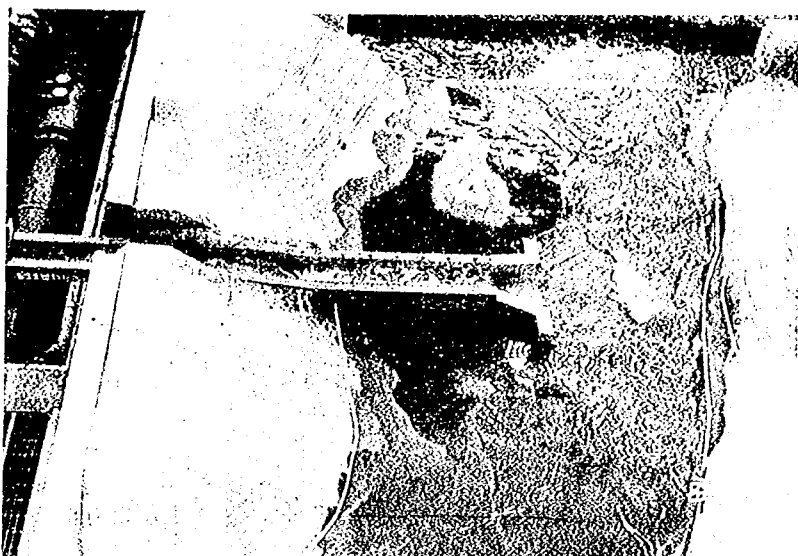


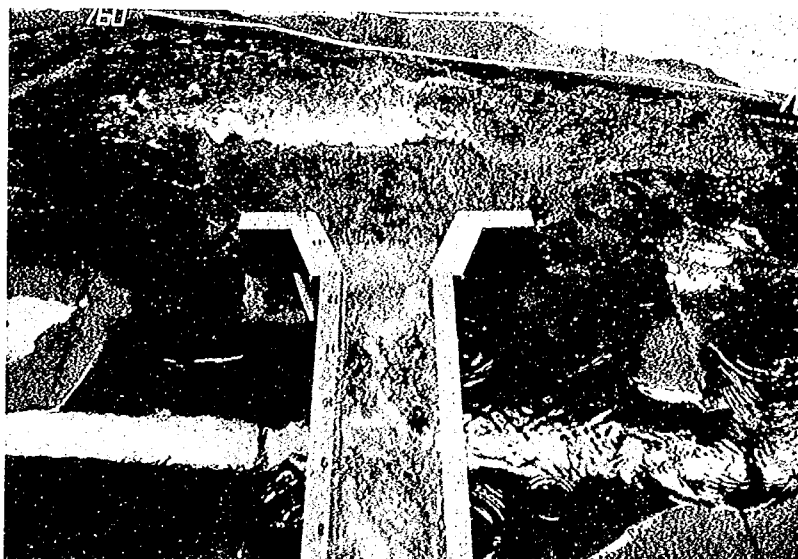
図 5-10-3 流況概要図 (C案)



上流より減勢工
をみる

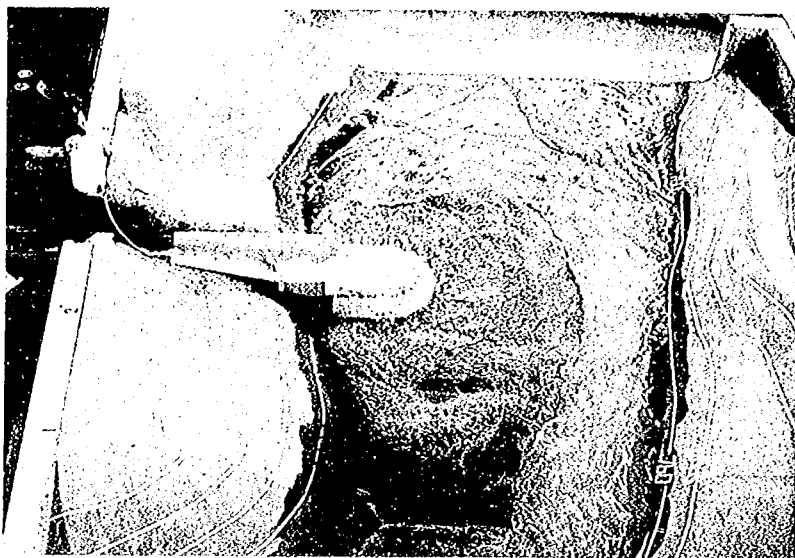


下流より減勢工
をみる



減勢工下流
合流部

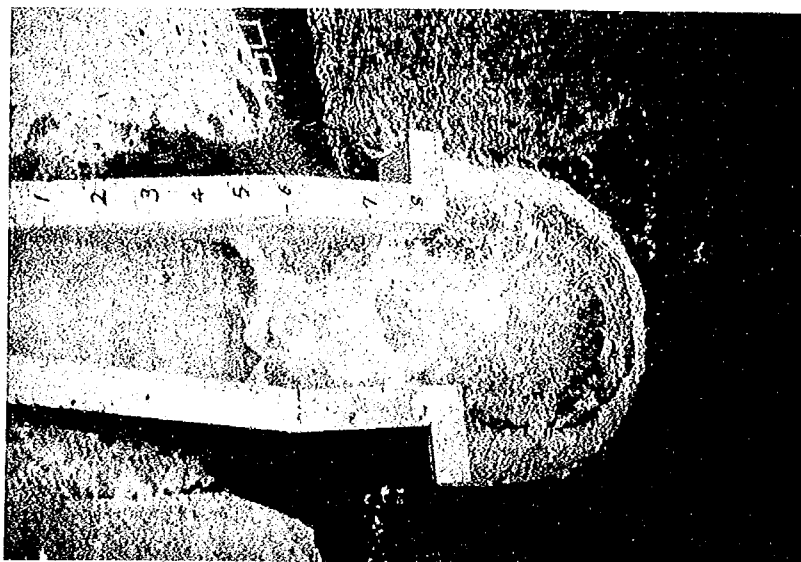
写真 5 - 1 A 案の流況（固定床）



上流より減勢工
をみる

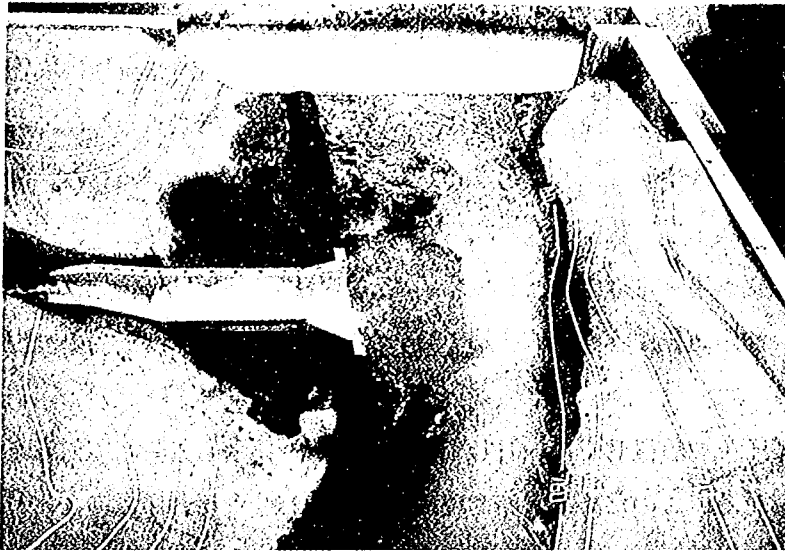


下流より減勢工
をみる

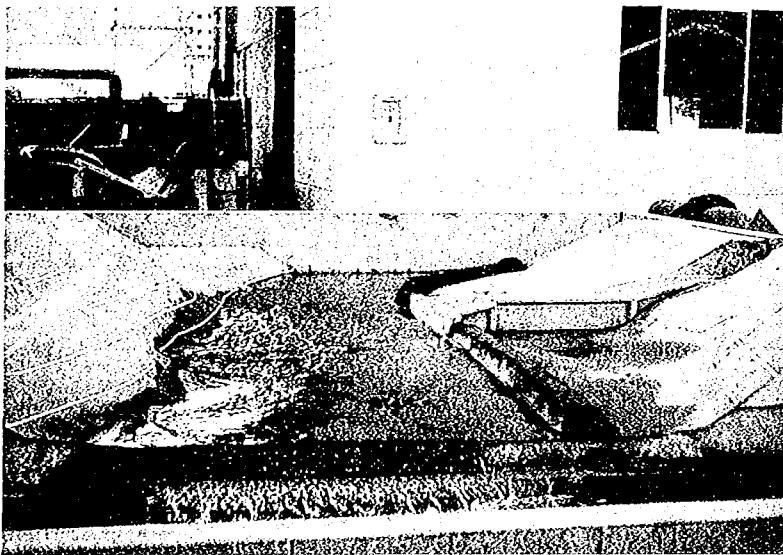


減勢工下流
合流部

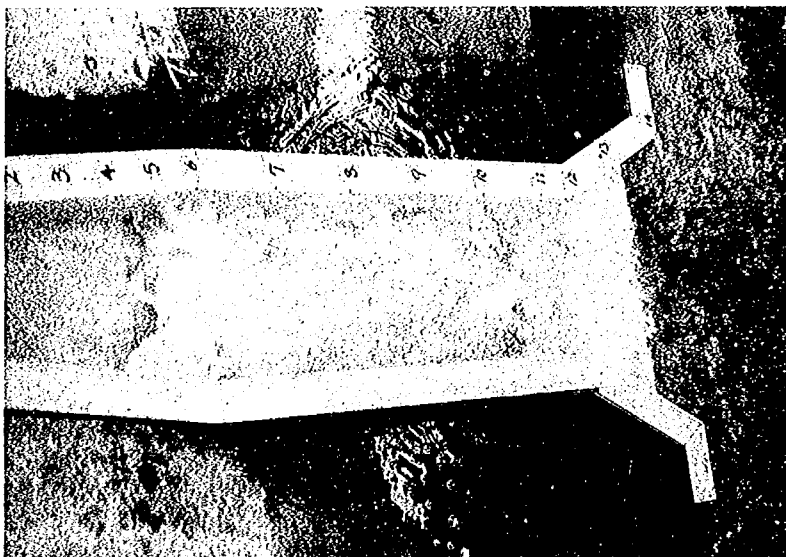
写真5-2 B案の流況（固定床）



上流より減勢工
をみる



下流より減勢工
をみる



減勢工下流
合流部

写真5-3 C案の流況(固定床)

5-2-3 下流河道の洗掘状況

減勢工B案およびC案を対象に河道を移動床にして検討した。実験に用いた河床粒径は実物換算値で9mmである。現地河床の詳細な資料がないが、河道の状況から類推するとやや小さめの粒径であると判断できる。しかし、本実験は減勢工の比較検討であることから、十分に評価できると判断した。実験は、流量300 m³/sを対象に通水時間3.5時間として調査した。結果を図5-11および写真5-4、5-5に示した。B案では、通水後約1時間で副ダム終端付近の露岩が見え始め、実験終了時にはほぼ副ダム終端には露岩が露出した。一方、C案では、通水直後から副ダム終端の露岩が露出していた。河道内の流況は、両形状とも安定している。

本項での河道の洗掘状況は護床工を設置せずに検討しているが、流速値から判断して何らかの副ダム下流の保護が必要であると考えられる。このため、次節で現地河床に合わせた移動床模型により、護床工、護岸形状の比較検討を行うこととした。

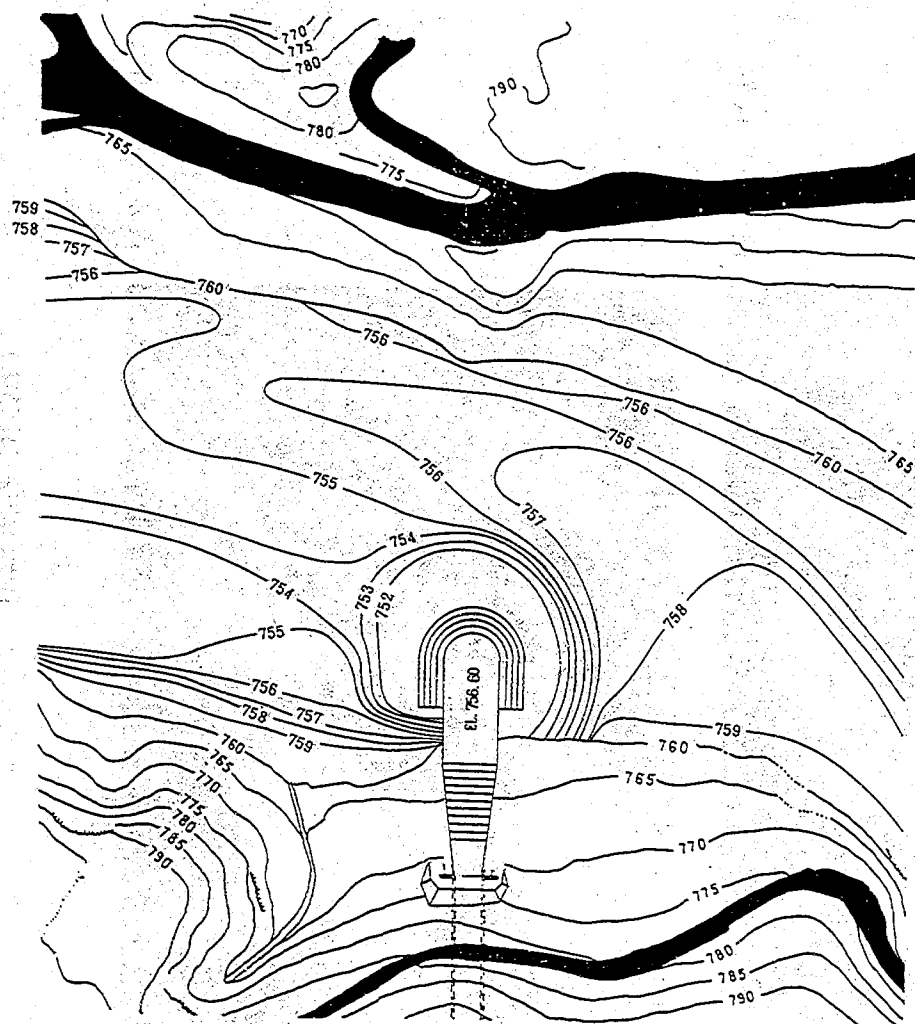


図5-11-1 バイパストネル減勢工河道洗掘状況 (B案)

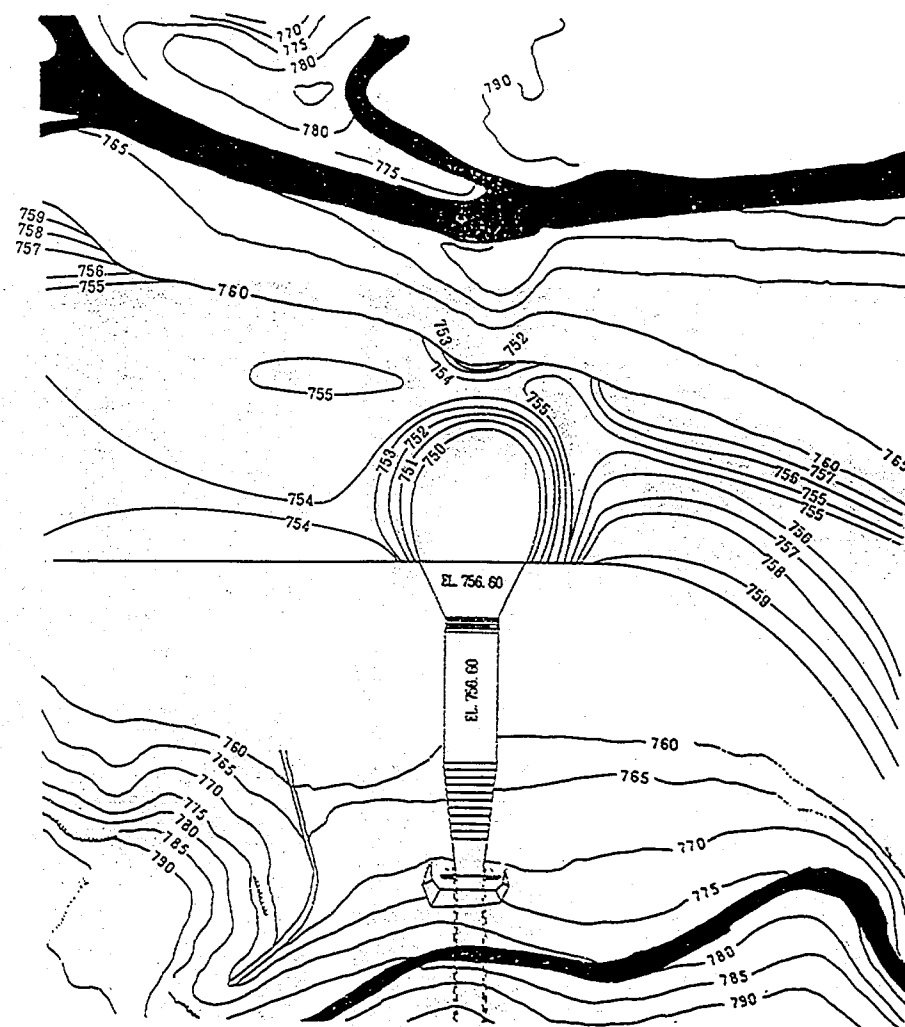
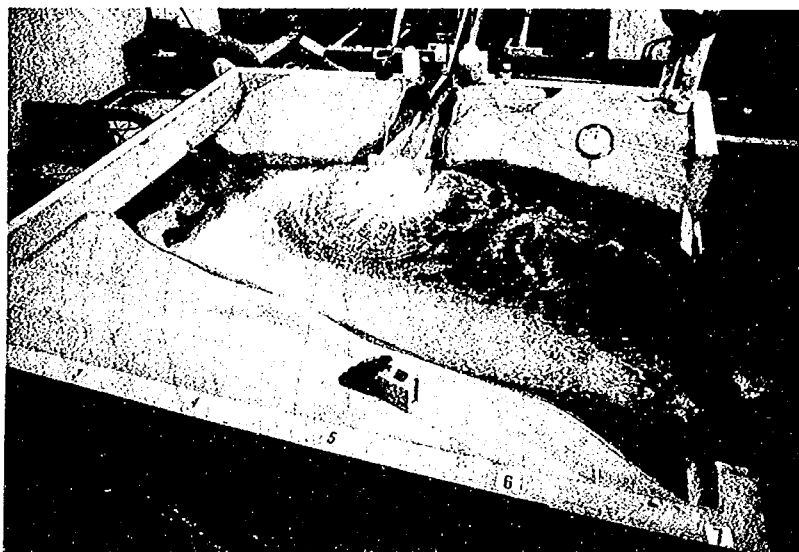
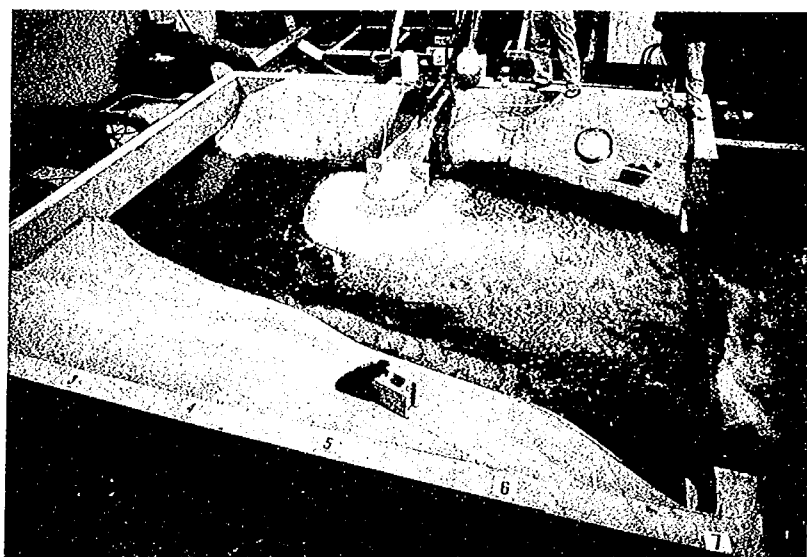


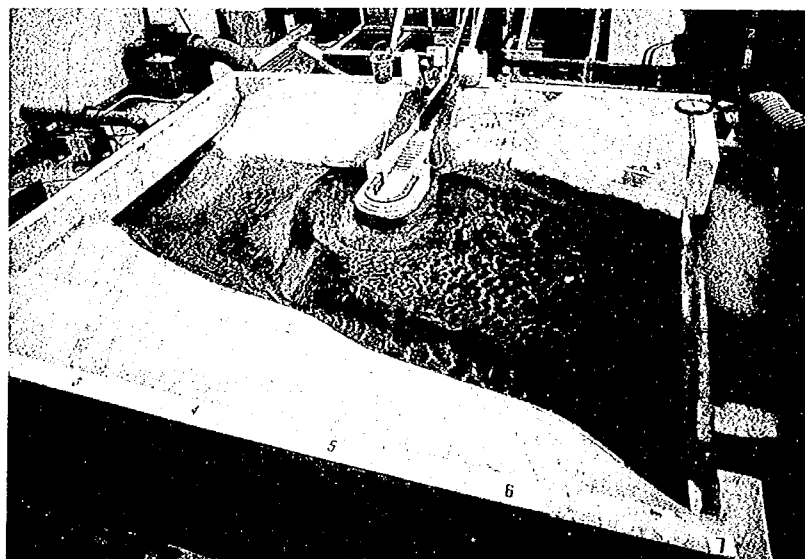
図5-11-2 バイパストネル減勢工河道洗掘状況 (C案)



通水直後の流況

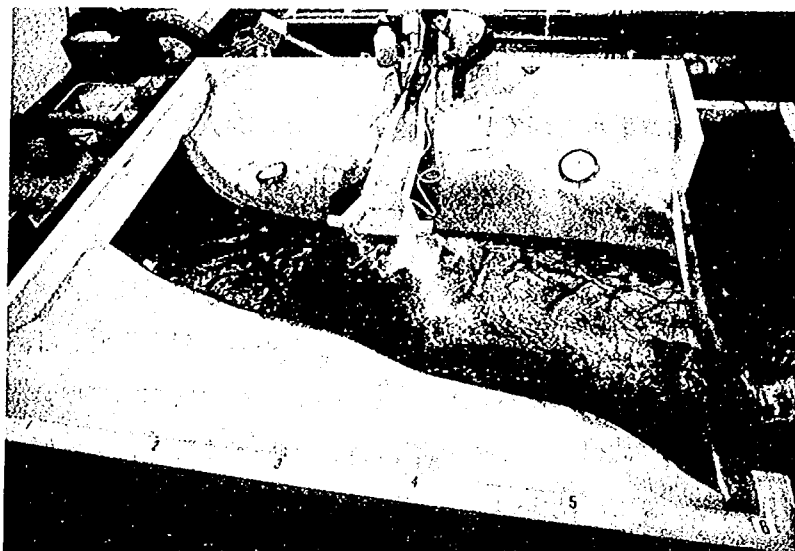


流況安定状態



通水後の河床

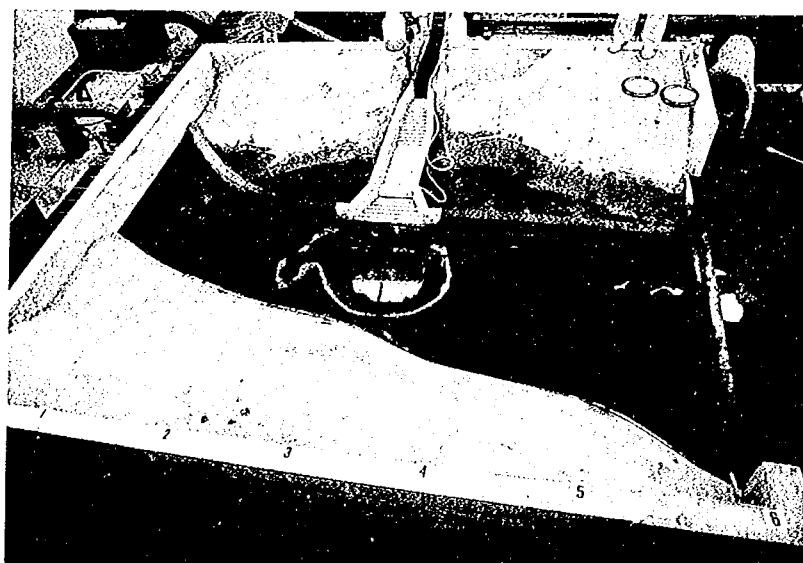
写真5-4 B案の流況（移動床）



通水直後の流況



流況安定状態



通水後の河床

写真5-5 C案の流況（移動床）

5-3 護床工・護岸形状の比較検討

5-3-1 概 要

排砂門に流入した流水は、バイパストンネルを経て美和ダム下流に放流する計画である。バイパストンネルは流量 $300\text{ m}^3/\text{s}$ で設計されている。前節の検討では、バイパストンネル吐口の減勢機能について河道への影響を含めて調査した。その結果河道の局所洗掘を防止するためには、減勢工下流の単位幅流量を減らすことが有効であり、図5-12に示すように減勢工壁側の一部を副ダムとした減勢工B案を採用するのが適当であると判断した。しかし、減勢工付近のスペースは、トンネルのズリの土捨場を計画しており、この形状を採用する場合土捨場に大きな制約を受けることが予想された。そこで本節ではB案減勢工を基本に護床工を検討するとともに、土捨場を確保するための護岸形状について水理的検討を加えることにする。実験は表5-4に示すものとなる。また、河床の計測位置は図5-13に示す。

前節の実験結果より図5-12に示した減勢工B案の場合でも、副ダム下流での流速は $4\sim 6\text{ m/s}$ になっており、特に減勢工中心軸上での流速は 6.5 m/s となった。通常このような流速では副ダム減勢工等の設置が望ましいと判断されるが、河床状況からコンクリート構造物による処理はかなり困難が伴うものと考えられるため、護床工による対策を検討することになった。

しかし、流速が大きいためブロックの重量が大きくなるとともに、ブロック間の砂のすい出し作用が発達するものと考えられ、通常の護床工ブロックでは対応が難しいと判断された。そこですい出し作用を低下させることを目的に、副ダム直下に表面がフラットなブロックを設けるものとし、それ以外のところに通常のブロックを設けることで検討することにした。フラットなブロックは $5\times 5\text{ m}$ の正方形である。また、護床工ブロックは 8 t 程度のブロックを想定している。

護床工の配置案を図5-14に示す。

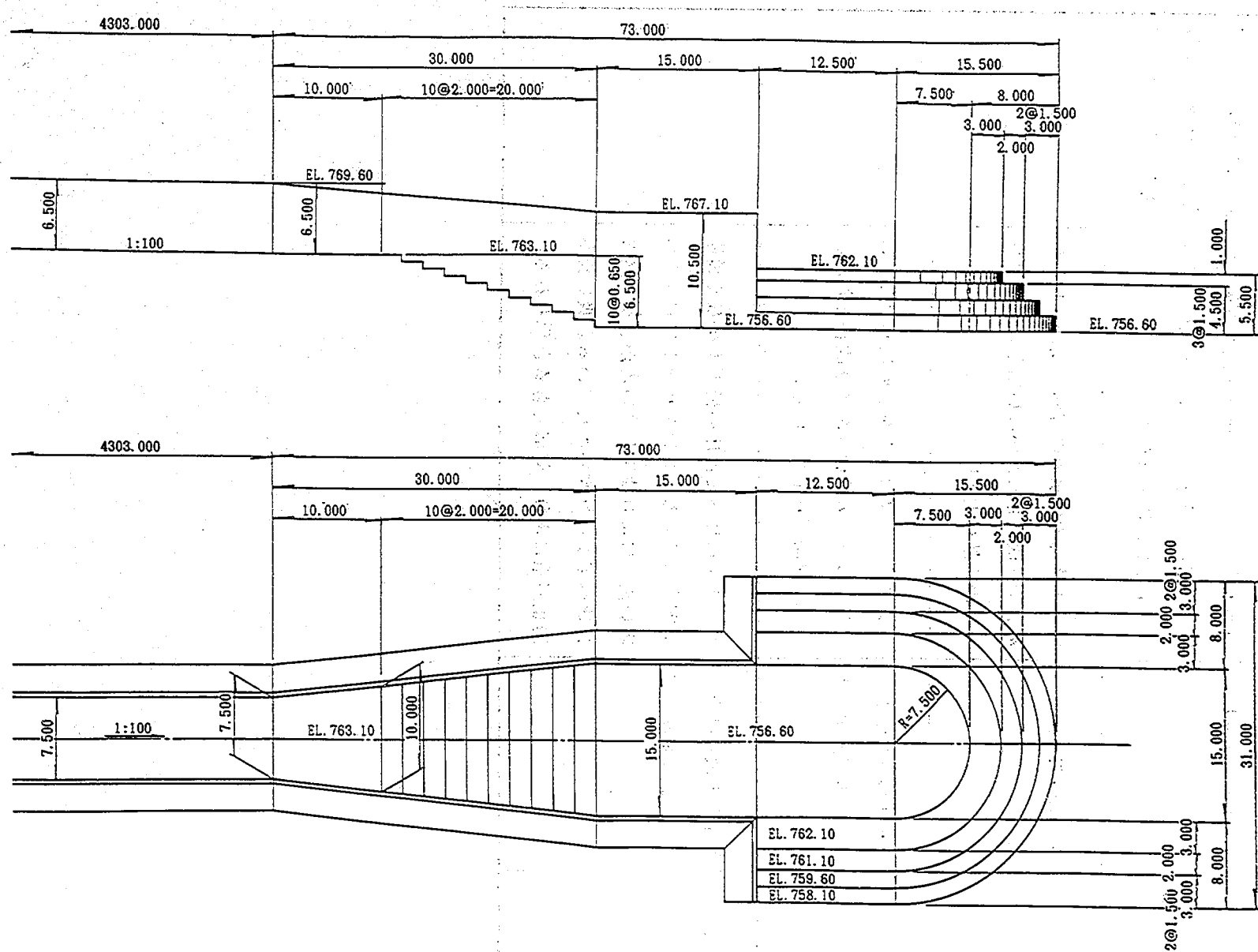


図 5-12 バイパストンネル減勢工形状図

表5-4 バイパストンネル減勢工実験内容

ケースNo.	内 容	結 果	備 考
1	護床工の原案形状	減勢工終端のコンクリートが通水直後すい出し作用により流下し、その後護床工ブロックも早い段階で移動する。	流量は 300m ³ /s一定とし、通水時間は 3.5時間とした。
2	護床工の改良(1)	減勢工終端での水流の方向が変向されたため、やや改善されたが吸い出しによるブロックの移動が大きい。	
3	護床工の改良(2)と 護岸形状 1	コンクリートブロックを2列増したことに よりブロックの移動はかなり改善された。 また、河床も安定している。	
4	護床工の改良(2)と 護岸形状 2	ケース1に比べて河床の低下も少なく護岸も安定している。コンクリートブロックは吸い出しにより沈下しているが、ケース2に比べてかなり改善されている。吸い出し防止対策により、対応できると思われる。	

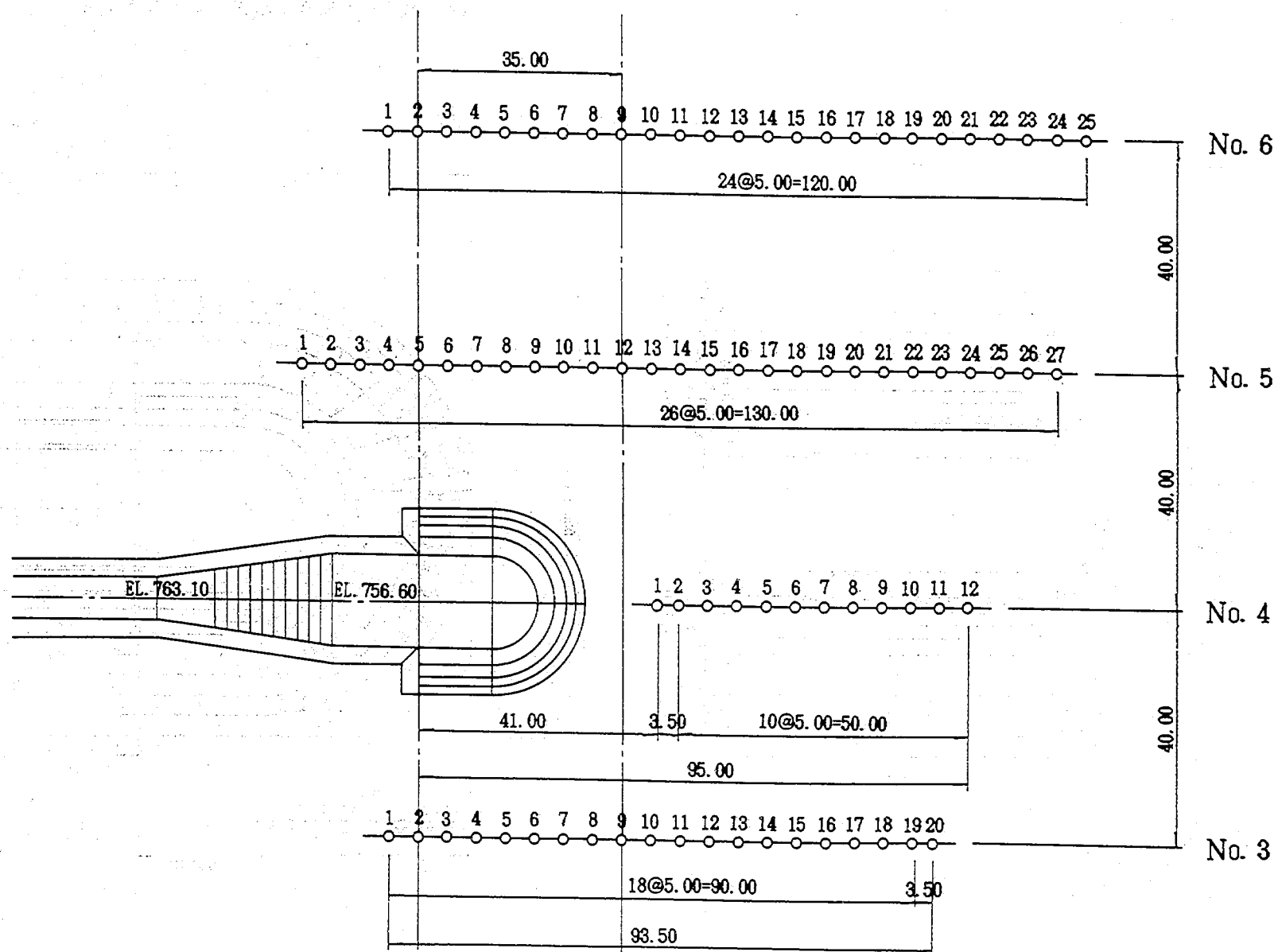


図 5-13 バイパストネル減勢工下流河床計測位置図

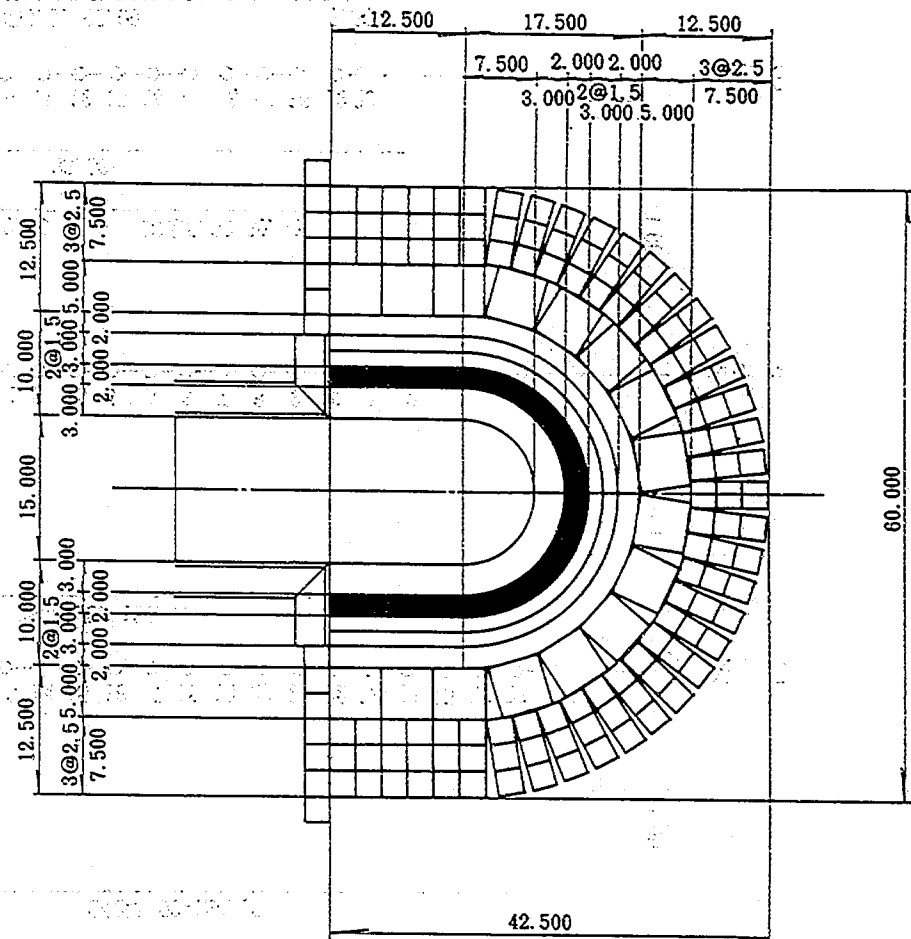


図5-14-2 護床工配置図(護床工改良1案)

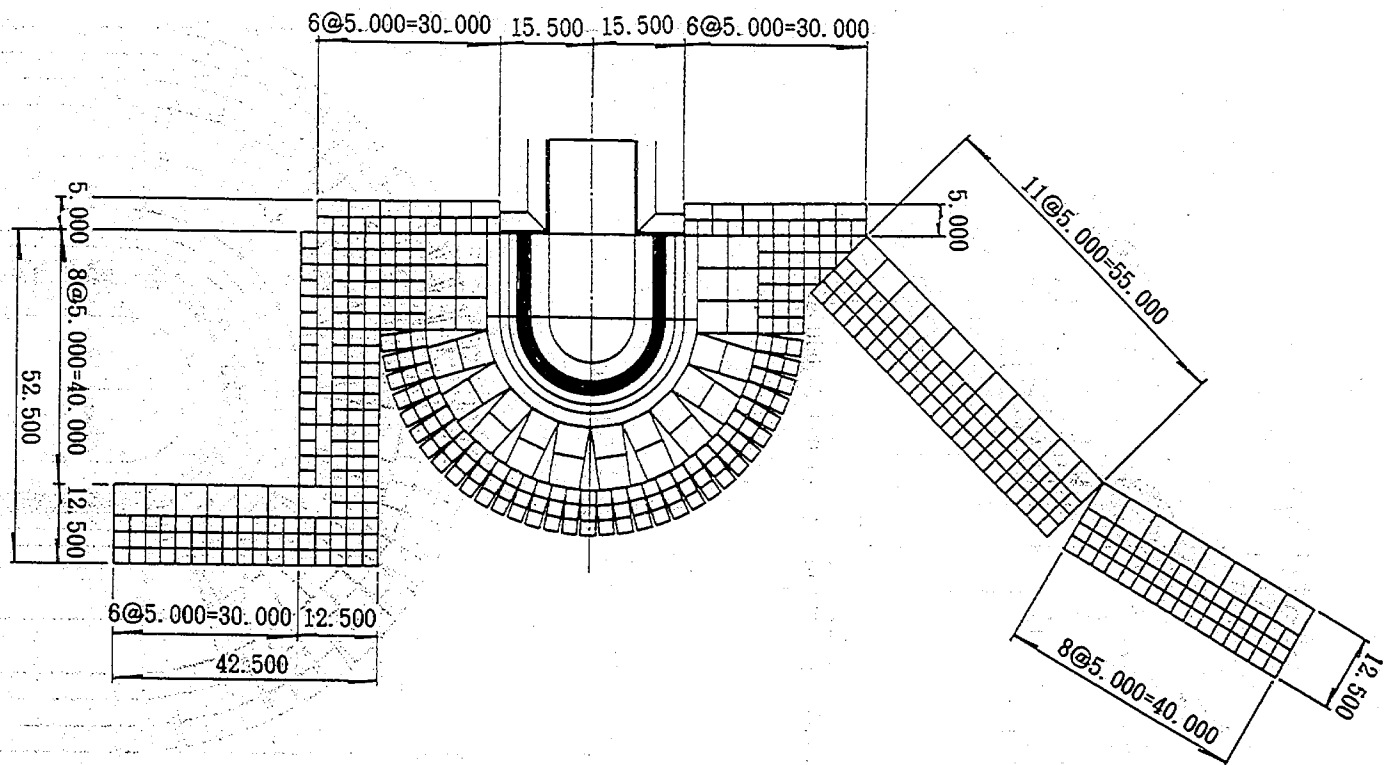


図 5-14-5 護床工配置図 (護岸形状 2)

5-3-2 検討結果

実験は減勢工の護床工検討および土捨場等を考慮した護岸形状検討について実施した。

実験は $300\text{m}^3/\text{s}$ 定量放流とし、通水時間は 3.5hr (模型で30分) とした。計測は減勢工、河道部分を対象に流況、水面形および通水後の河床部分を対象に流況、水面形および通水後の河床である。図 5-15、写真 5-6～5-9 に、水面形測定結果として図 5-16、表 5-5 に示す通りであり、図 5-17 には各ケースの水面形を比較して示している。また、河床測定結果として図 5-18 にまとめた。

流況調査は目視、ビデオ、カメラにより、ビデオは通水中全部を、カメラは通水直後の変化および70分毎の流況と、通水後の河床形状について撮影した。護床工付近の移動は通水後70分程度で安定し、その後大きな変化はない。図 5-19 には移動したブロックの状況をまとめているが、減勢工を著しく損傷させるようなブロックの移動はみられない。また、コンクリートブロックは直方体としており、曲線部分には隙間ができ、主たる移動はこの隙間による砂の吸い出しであると判断できる。コンクリートブロックを曲線に沿うようにすれば砂の吸い出しはあまり進行しないと判断できる。また、護岸についても著しい洗掘はなく、むしろ土砂が堆積する部分もあることから、特に問題ないと考えられる。

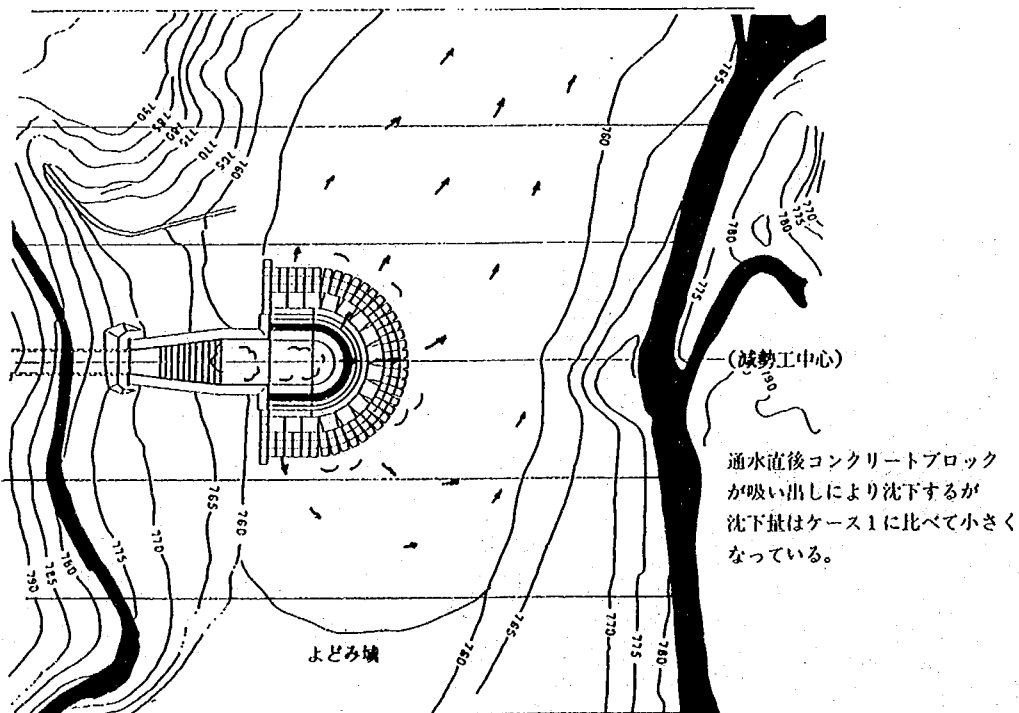
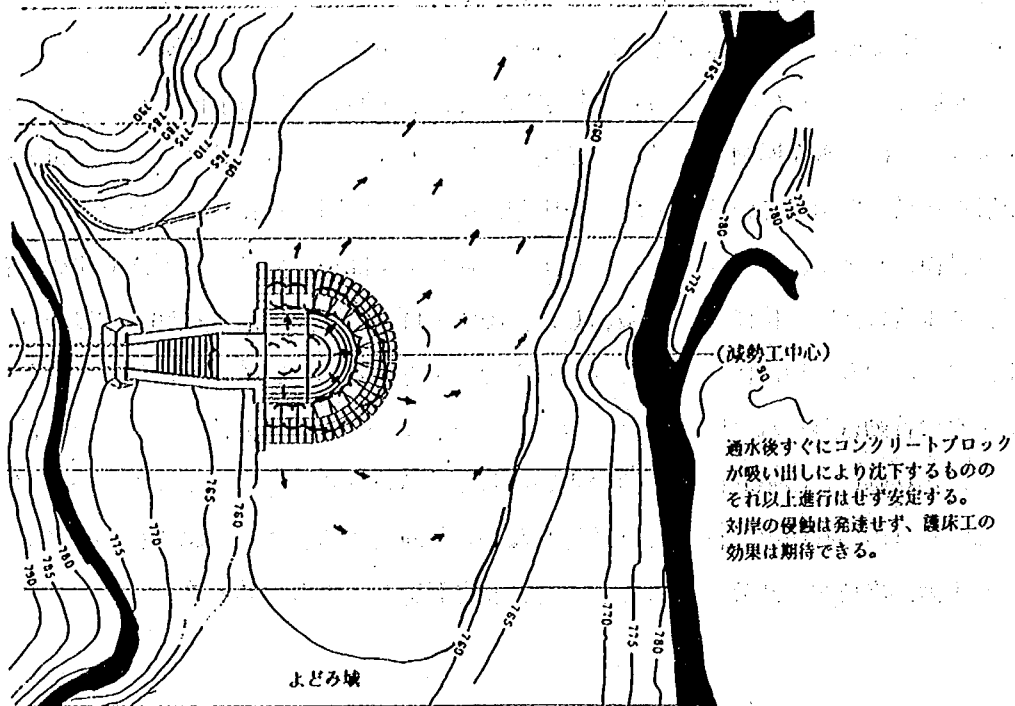
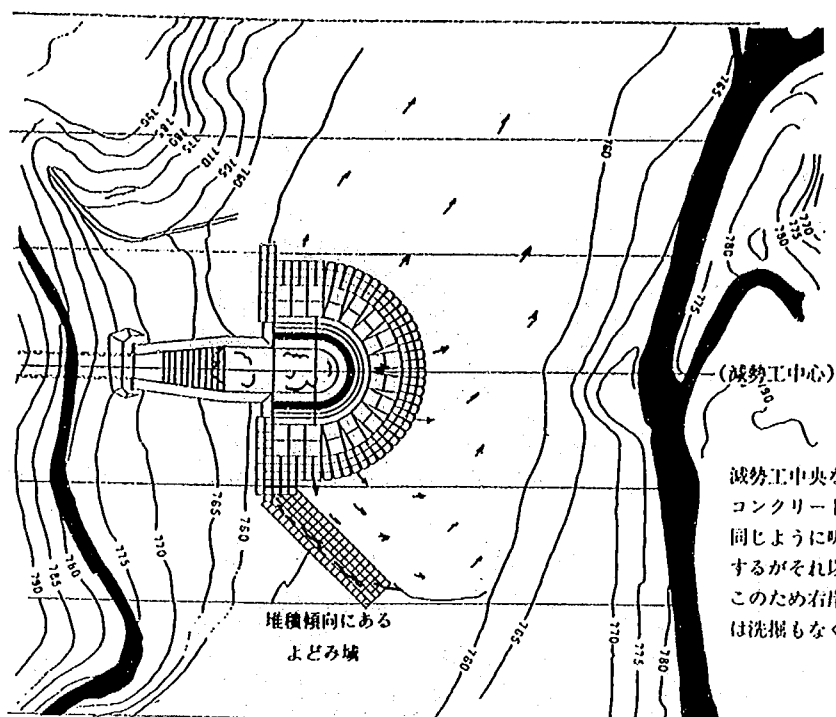
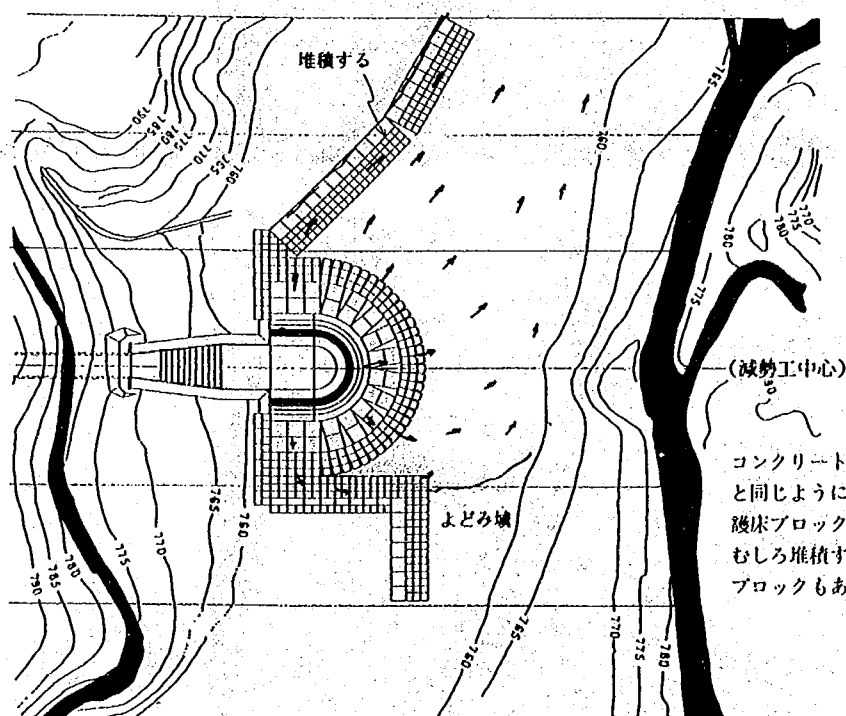


図5-15-1 流況図 (バイパストンネル)

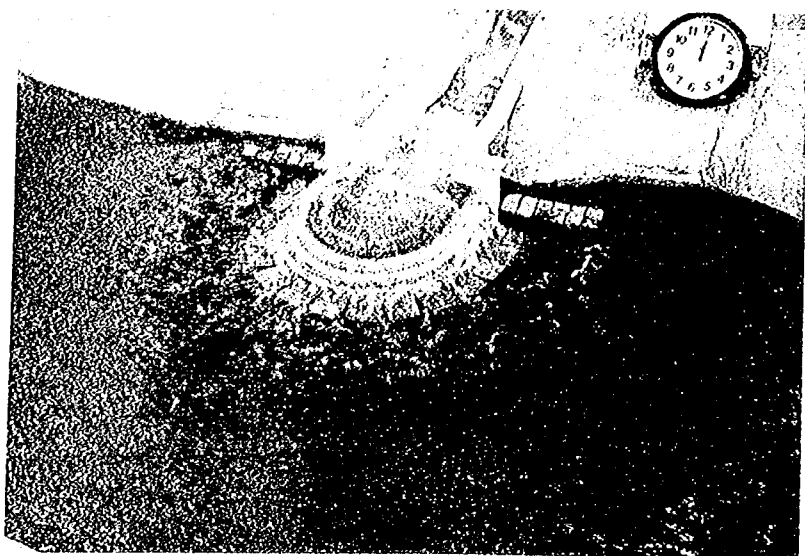


減勢工中央ならびに左岸側の
コンクリートブロックはケース2と
同じように吸い出しにより沈下
するがそれ以外は安定している。
このため右岸側の護床ブロック
は洗掘もなく安定している。

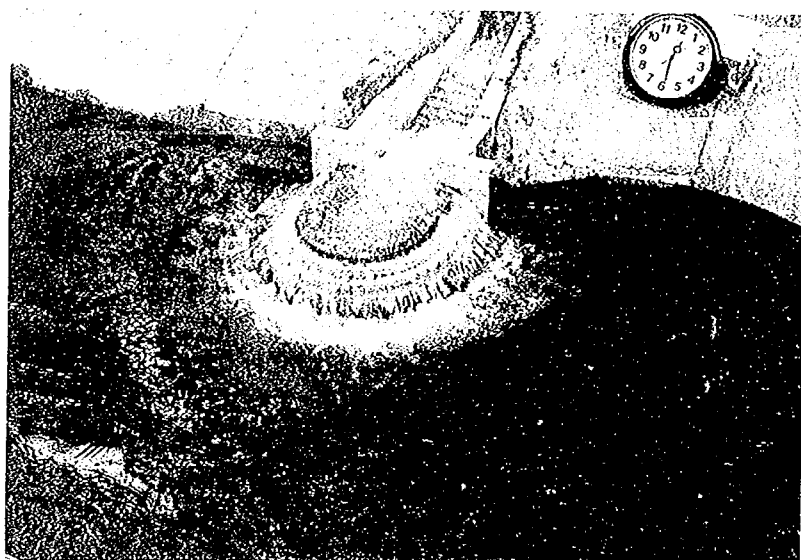


コンクリートブロックはケース3
と同じように沈下するが安定する。
護床ブロックも洗掘は小さく
むしろ堆積する傾向のある
ブロックもある。

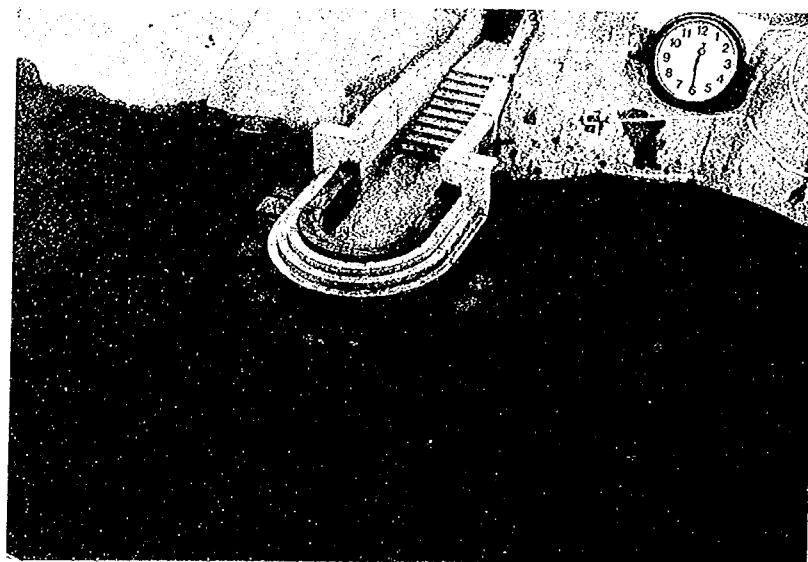
図5-15-2 流況図(バイパストンネル)



通水直後の流況



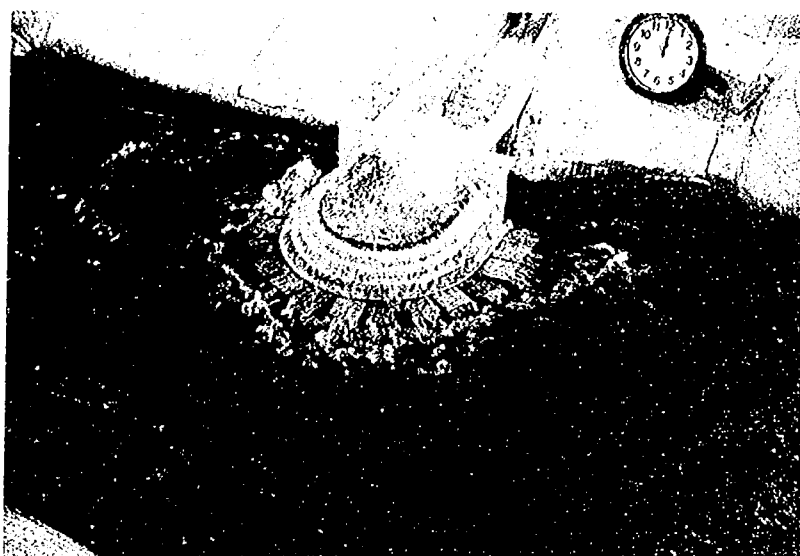
流況安定状態



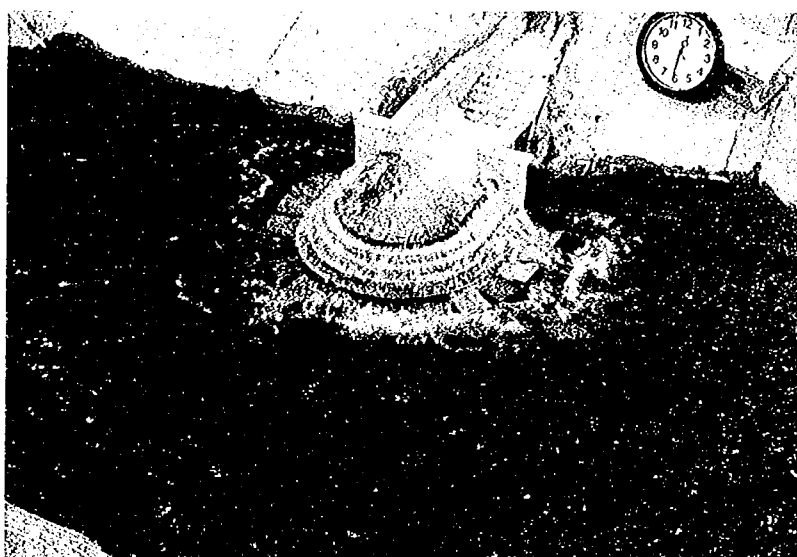
通水後の河床

$Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$

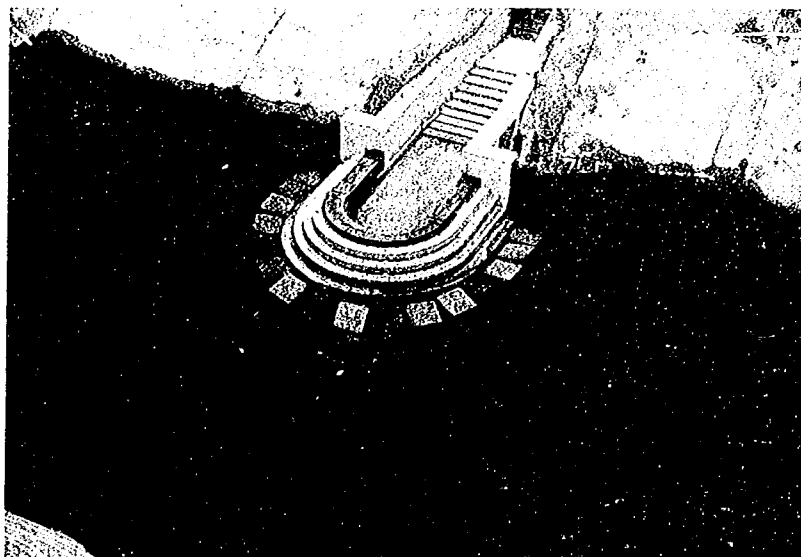
写真 5 - 6 護床工原案形状 (ケース 1)



通水直後の流況



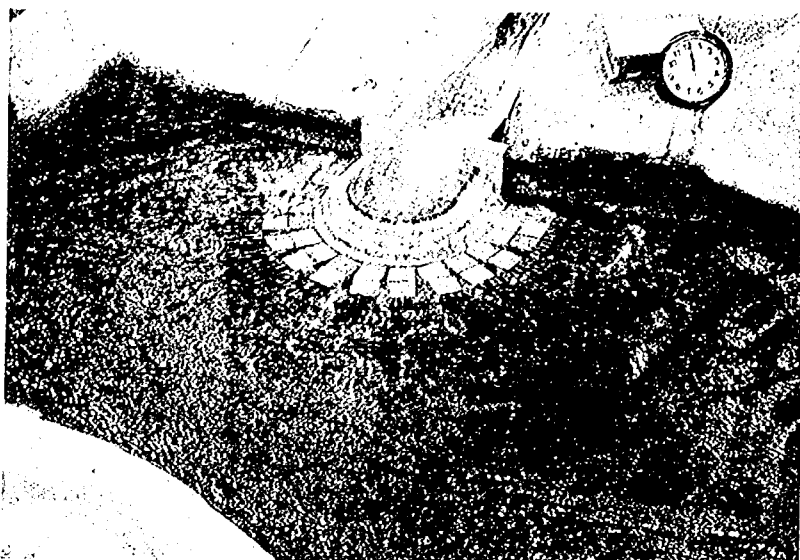
流況安定状態



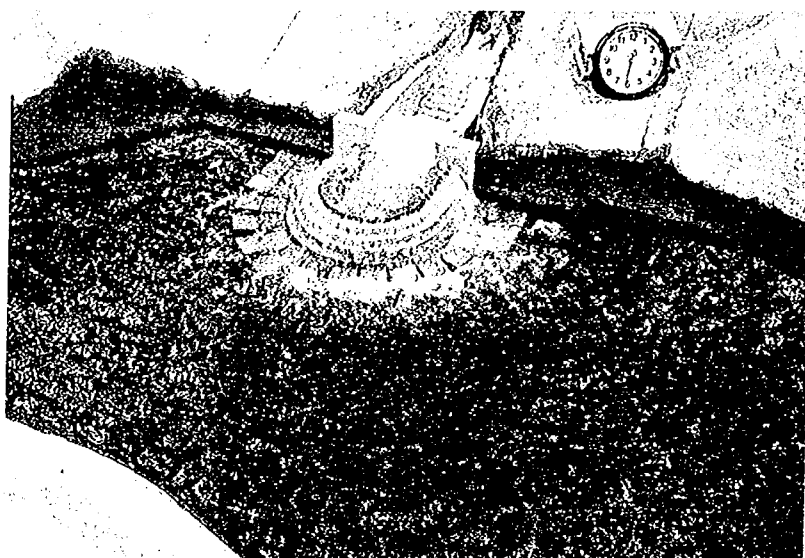
通水後の河床

$Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$

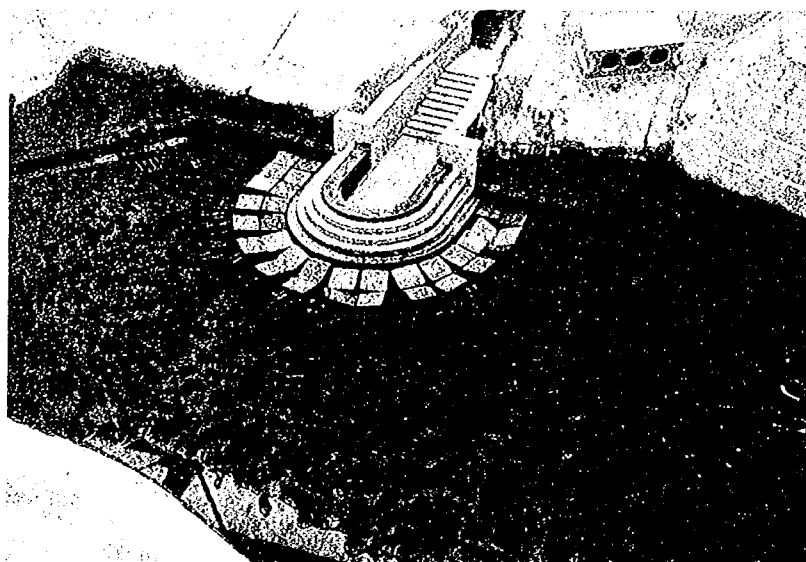
写真5-7 護床工改良1案(ケース2)



通水直後の流況



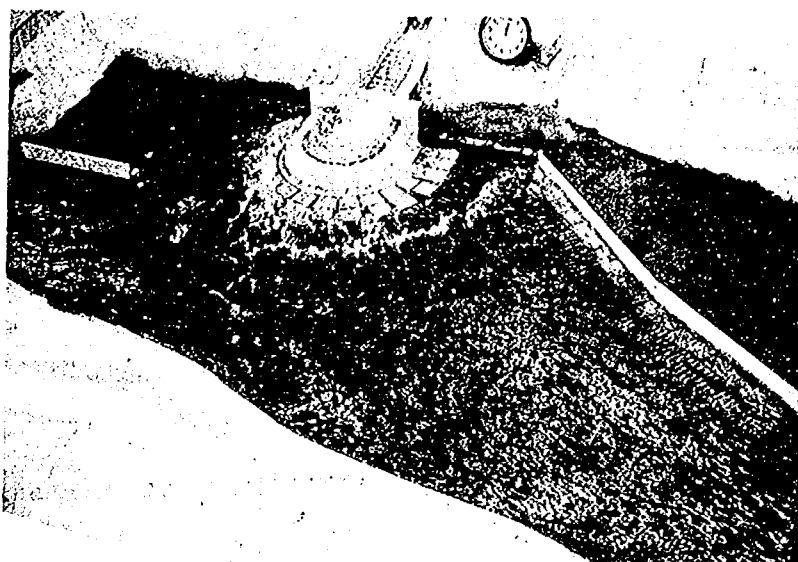
流況安定状態



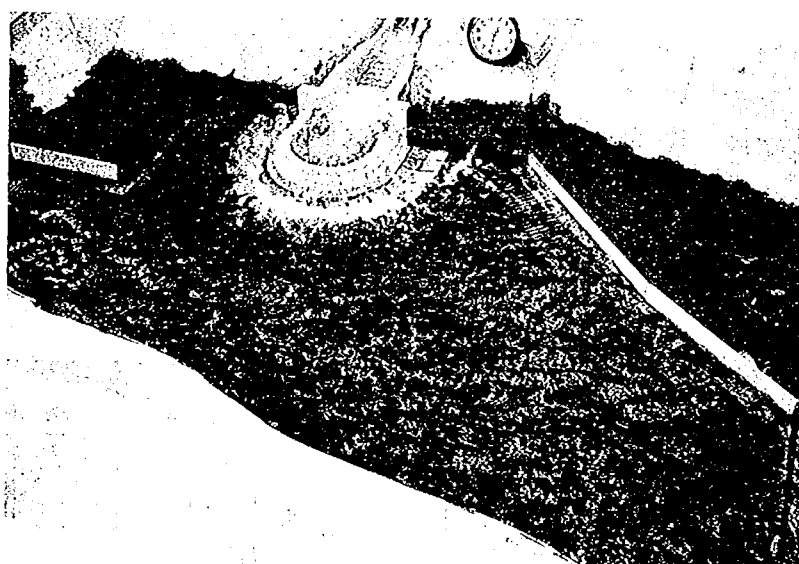
通水後の河床

$$Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$$

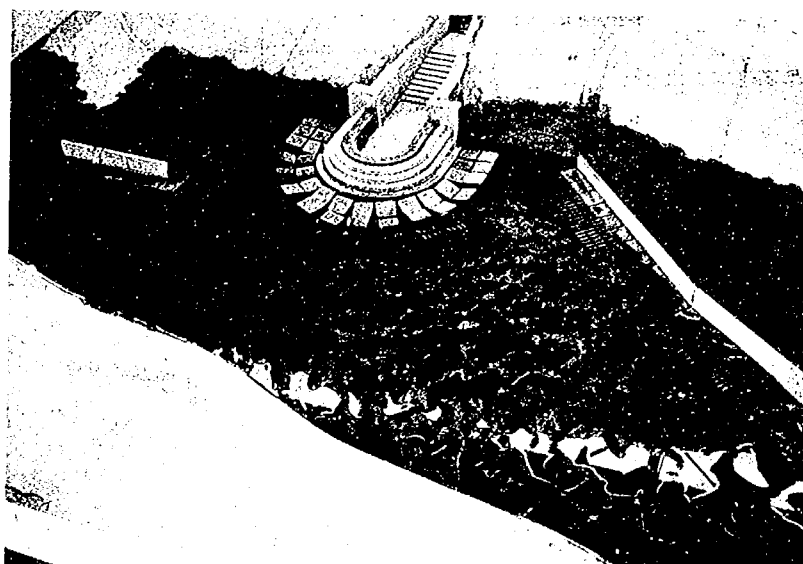
写真5-8 護床工改良2案及び護岸形状1 (ケース3)



通水直後の流況



流況安定状態



通水後の河床

$$Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$$

写真 5-9 護床工改良 2 案及び護岸形状 2 (ケース 4)

実験番号	2
------	---

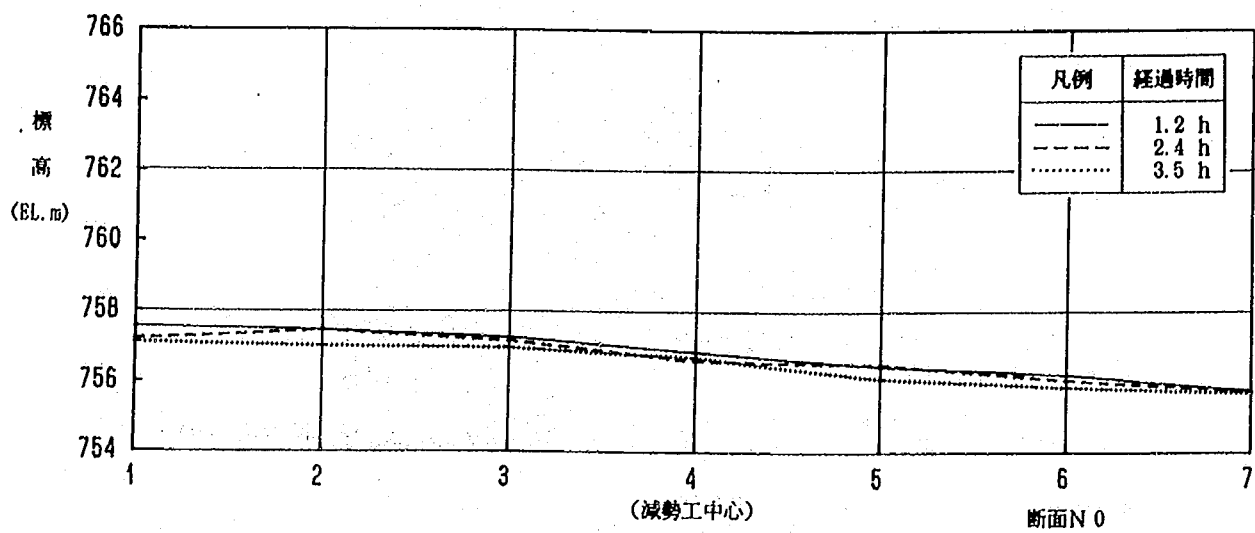


図 5 - 16 - 1 河道の水面形 (バイパストンネル)

実験番号	3
------	---

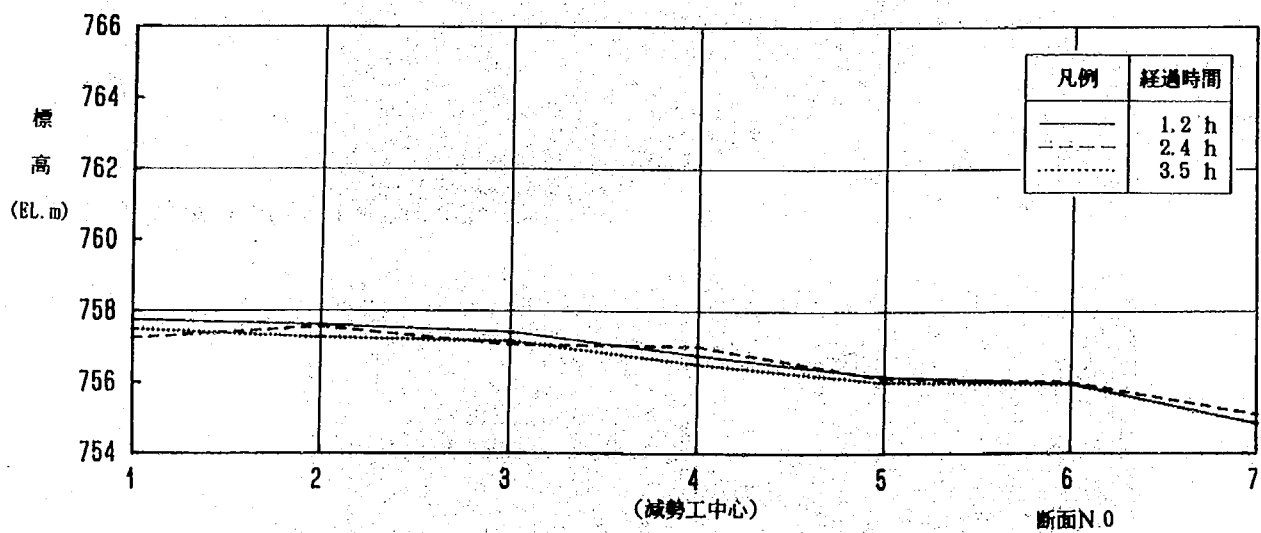


図 5 - 16 - 2 河道の水面形 (バイパストンネル)

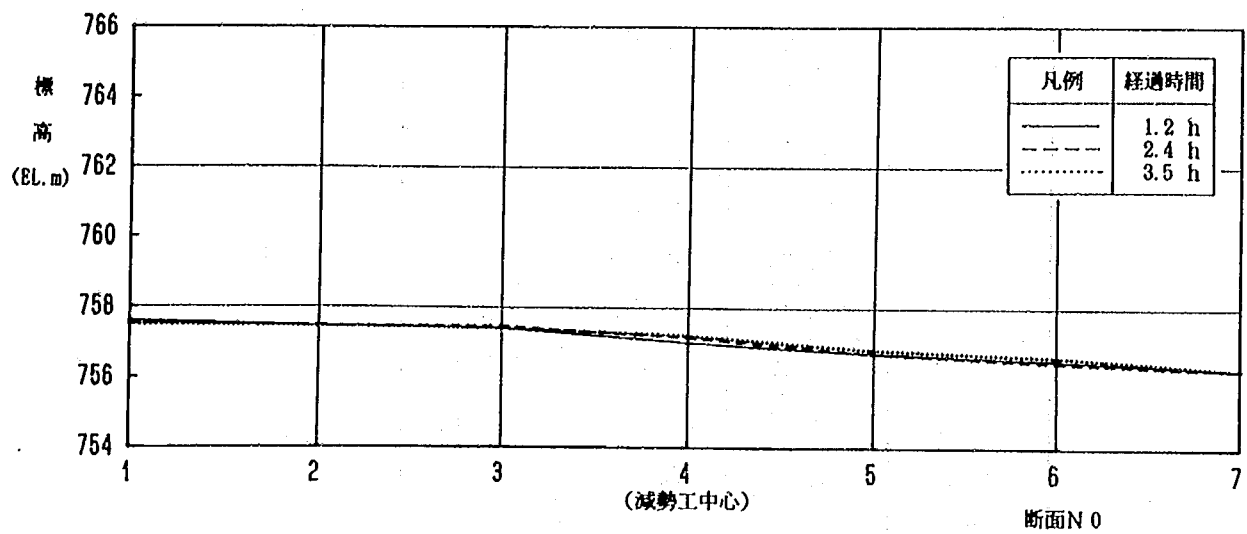


図5-16-3 河道の水面形（バイパストンネル）

表 5 - 5 河道の水面形測定結果数値表

断 面	測定結果 BL. (m)			実験番号	2
	1. 2h	2. 4h	3. 5h		
No. 1	757.55	757.20	757.10	(減勢工中心)	
No. 2	757.45	757.45	757.00		
No. 3	757.25	757.15	756.95		
No. 4	756.85	756.60	756.70		
No. 5	756.45	756.50	756.10		
No. 6	756.20	756.05	755.85		
No. 7	755.75	755.75	755.70		
水 面	734.25	735.35			
減勢工 0 点	731.20				

断 面	測定結果 BL. (m)			実験番号	3
	1. 2h	2. 4h	3. 5h		
No. 1	757.75	757.25	757.50	(減勢工中心)	
No. 2	757.60	757.55	757.25		
No. 3	757.40	757.05	757.15		
No. 4	756.75	757.00	756.50		
No. 5	756.15	756.10	756.00		
No. 6	755.95	756.00	755.95		
No. 7	754.85	755.10	754.85		

断 面	測定結果 BL. (m)			実験番号	4
	1. 2h	2. 4h	3. 5h		
No. 1	757.60	757.55	757.50	(減勢工中心)	
No. 2	757.45	757.45	757.45		
No. 3	757.40	757.45	757.40		
No. 4	757.00	757.15	757.20		
No. 5	756.70	756.70	756.80		
No. 6	756.50	756.45	756.60		
No. 7	756.25	756.25	756.25		

経過時間	3.5 h
------	-------

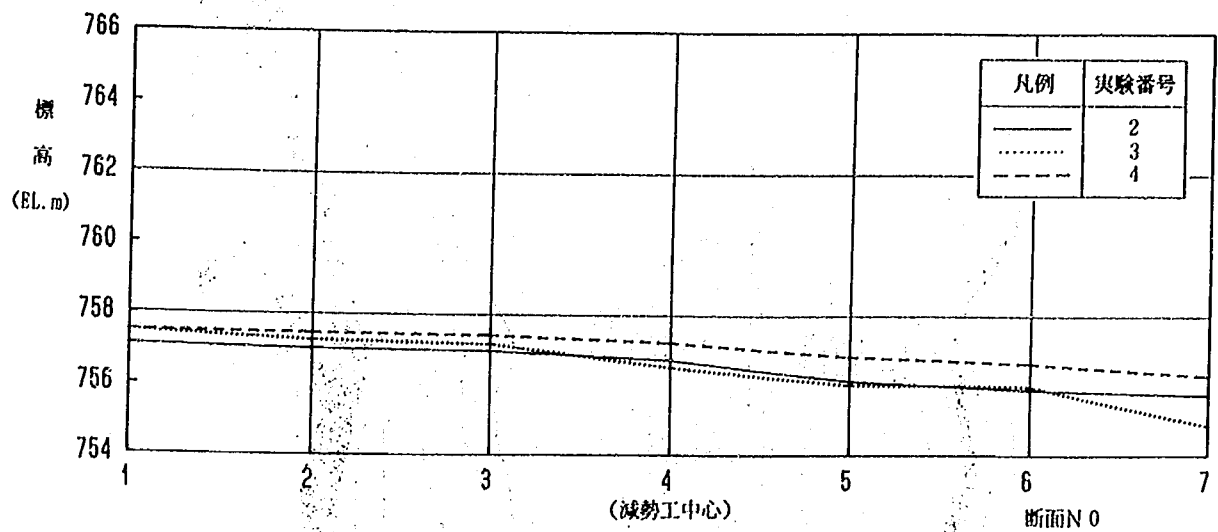


図 5-17 河道の水面形比較図 (バイパストンネル)

実験番号	2
------	---

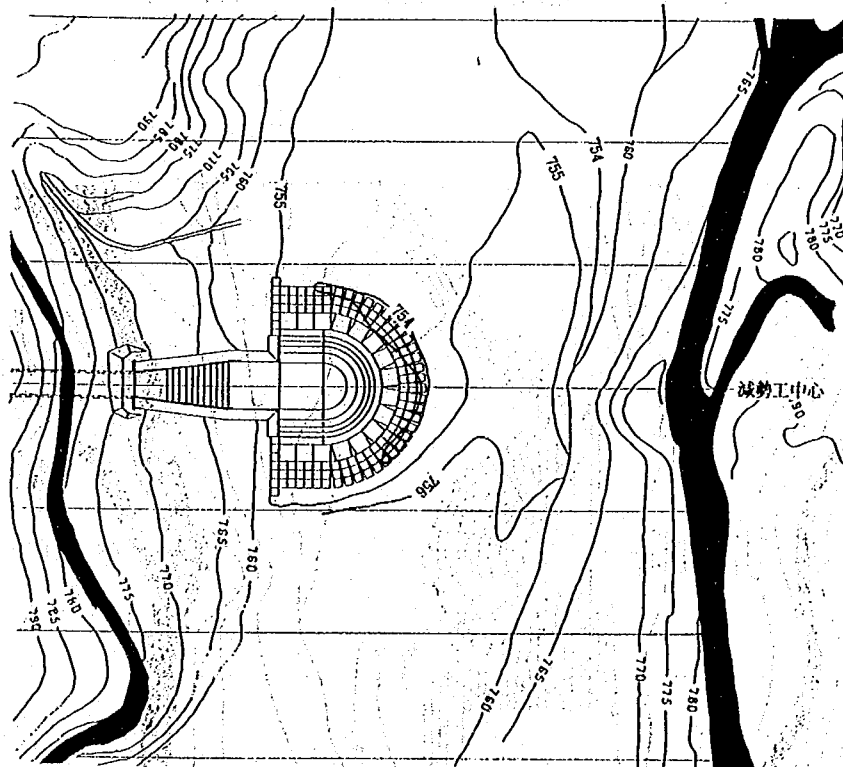


図 5-18-1 通水後の河床形状 (バイパストンネル)

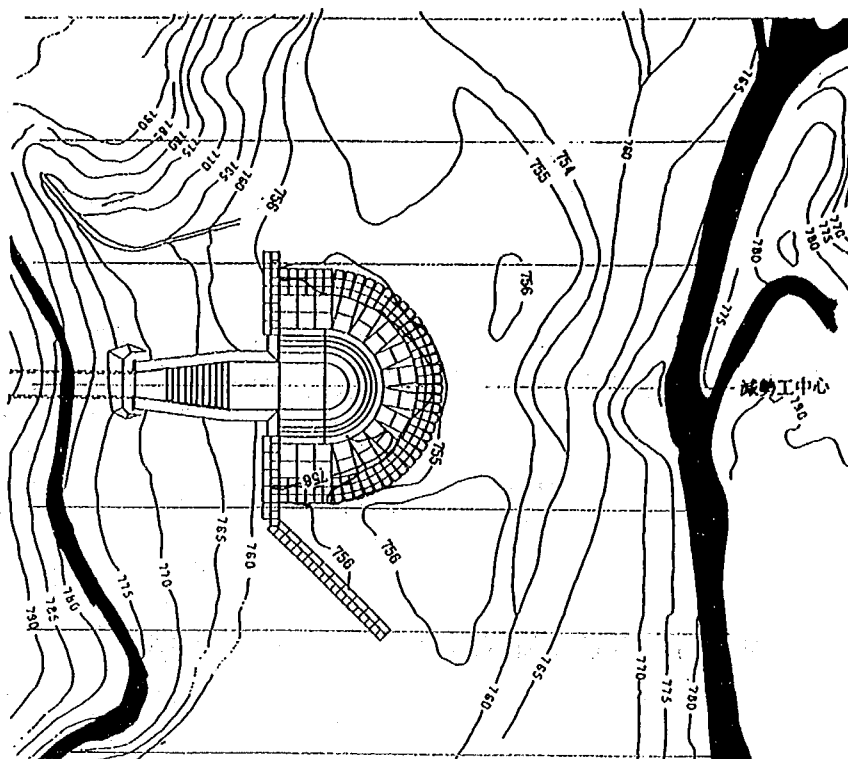


図5-18-2 通水後の河床形状 (バイパストンネル)

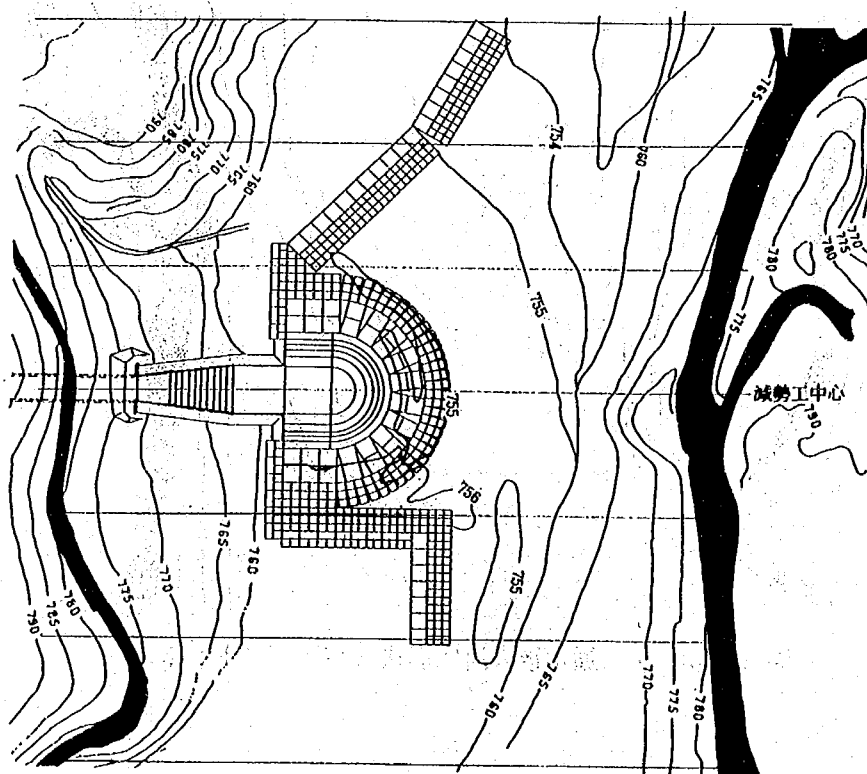
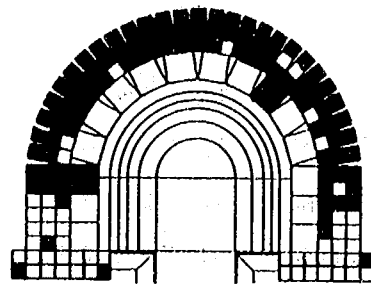
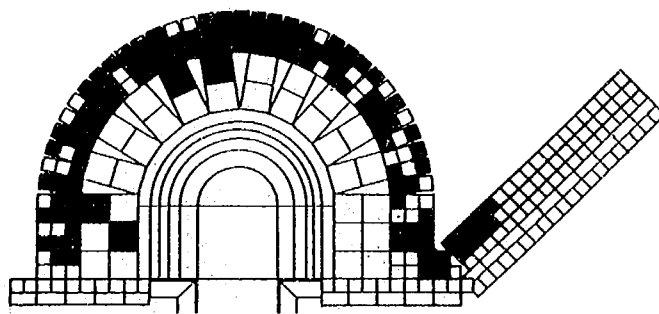


図5-18-3 通水後の河床形状 (バイパストンネル)

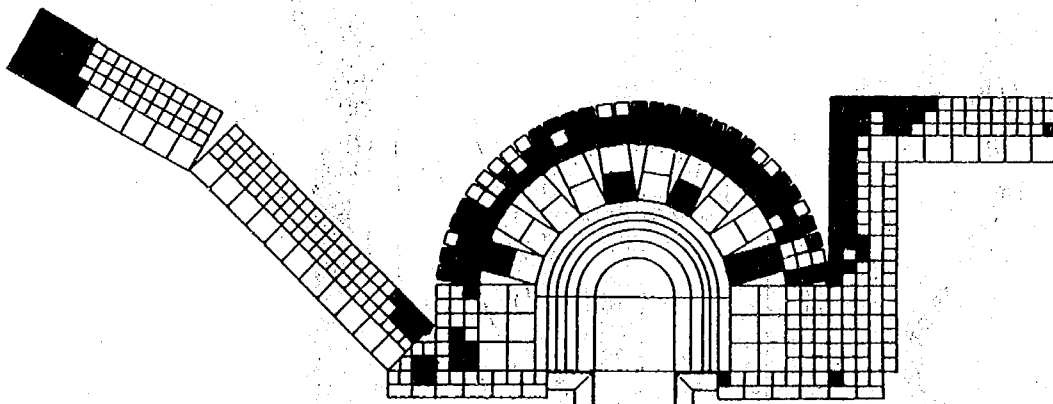
実験番号	2
------	---



実験番号	3
------	---



実験番号	4
------	---



■ 移動ブロックを示している。

図5-19 ブロックの移動状況

5-4 下流せき上げの効果

5-4-1 概 要

前節の検討では、減勢工B案を基本に護床工を検討するとともに土捨場を確保するための護岸形状について水理検討を加えた。その結果、護床工の一部は吸い出し作用により一部沈下するものの、概ね局所的洗掘に対して効果があることがわかるとともに、護岸についても局所的な洗掘や吸い出し作用がないため、特に問題がないと判断された。しかし下流河床の状況から、減勢工付近を中心に河床が順次低下することが予想されるため、河道に水位背上げを期待する目的で床固工を設置することにした。護床工は前節と同様に、副ダム直下に表面がフラットなブロックを設けるものとし、それ以外のところに通常のブロックを設けることで検討することにした。フラットなブロックは図に示すように5×5mの正方形である。また、護床工ブロックは8tブロックとした。護床工の天端標高については現在計画が未定であることから、減勢工敷高と同じ EL. 756.6mと1.5m高くした EL. 758.1mの2ケースについて想定した。なお、護床工および護岸の配置は前節の検討結果を踏まえて図5-20に示すものである。また、実験方法ならびに資料収集の方法については前節と同じとした。

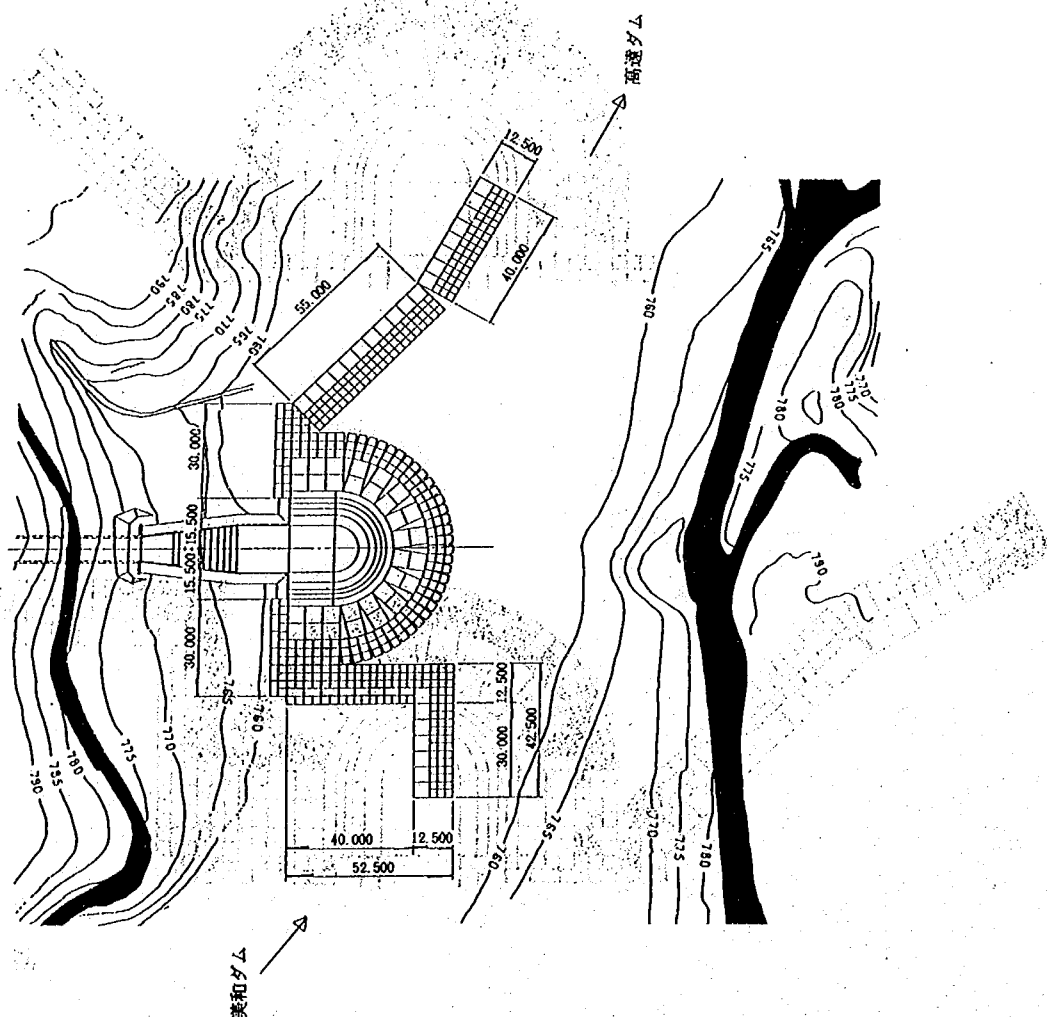


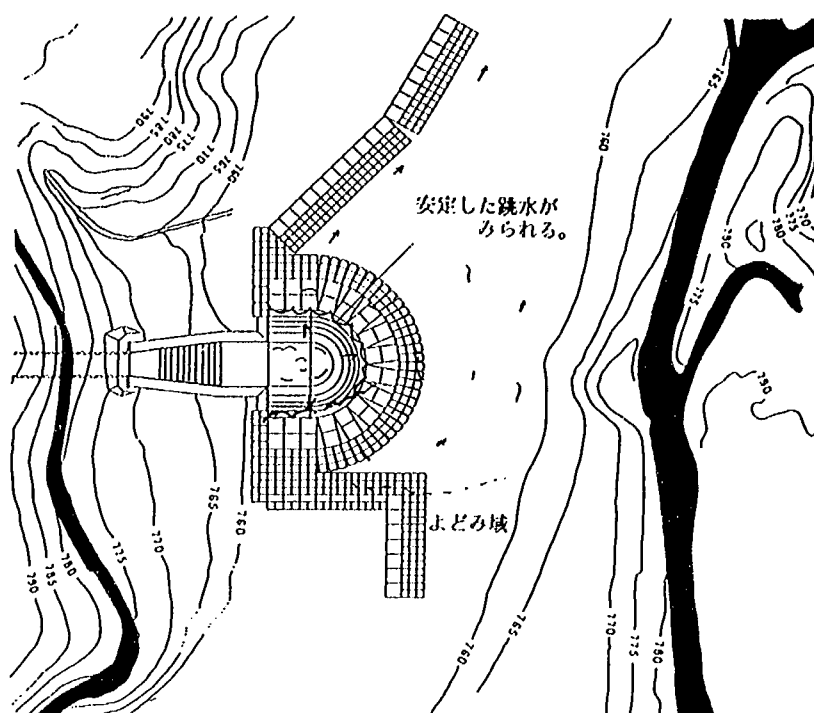
図5-20 バイパストンネル減勢工の護床工形状図

5-4-2 検討結果

実験は $300\text{ m}^3/\text{s}$ 定量放流とし、通水時間は 3.5hr（模型で30分）とした。計測は減勢工、河道部分を対象に70分ごとに流況、水面形を調査するとともに通水後河床測定をした。流況を図5-21および写真5-10、5-11に、水面形測定結果として図5-22、河床測定結果として図5-23にまとめた。

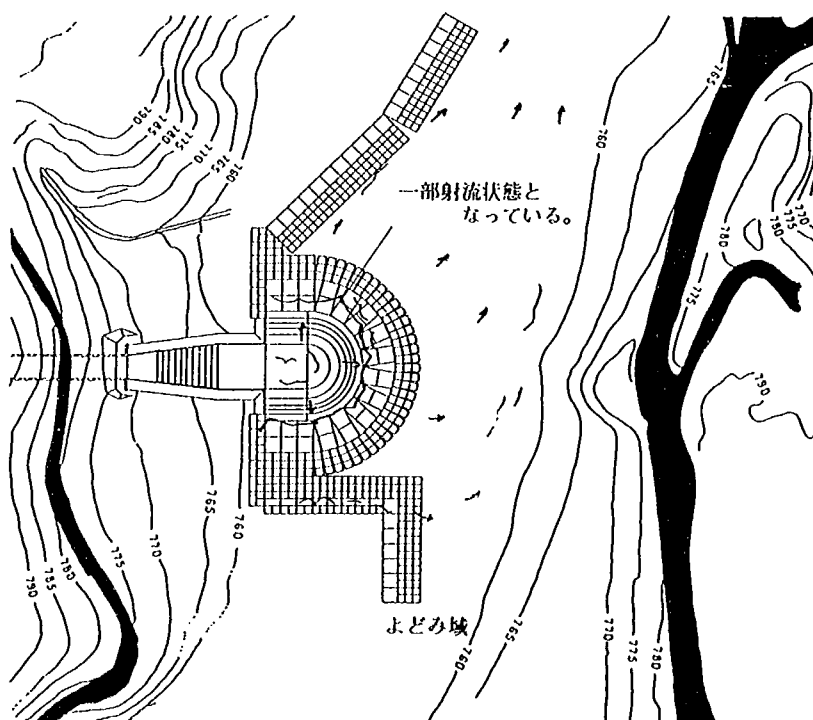
流況調査は目視、ビデオ、カメラにより行うもので、通水直後の流況および70分ごとの流況を調査するとともに通水後の河床形状について調査した。下流水位を EL. 758.1m（副ダム終端標高より 1.5m高）とした場合、通水直後にフラットブロックの間隙部分の土砂が吸い出されたが、その後ほとんど土砂の移動はみられなかった。副ダム下流にも安定した跳水が発生しており、流況は特に問題はなかった。下流水位 EL. 756.6m（副ダム終端標高）とした場合も、同様な流況を呈した。副ダム終端の一部に露出射流がみられるがすぐに跳水を発生しており、河床の移動もわずかであった。通水後の河床を写真に示したが、前項のケースに比べ土砂の移動はほとんどなく問題はない。

下流水位	El. 758.1m
------	------------



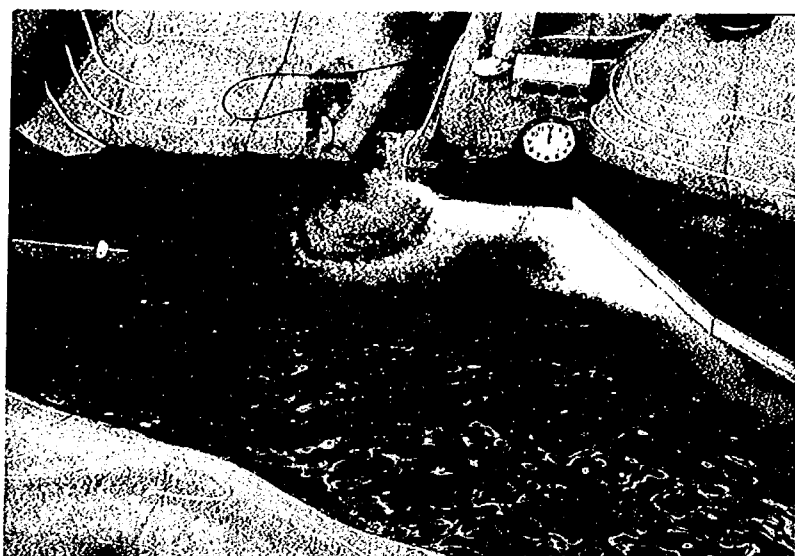
下流水位が高いため、減勢工下流に安定した跳水が発生している。このため、ブロックの移動は全くなく、また河床の変化もほとんど観察されない。

下流水位	El. 756.6m
------	------------



下流水位が若干低くなったため、減勢工下流にわずかに射流が観察される。このため、ブロックが砂の吸い出しにより若干移動する。しかし、河道の河床を著しく洗掘するものではなく、特に問題はない。

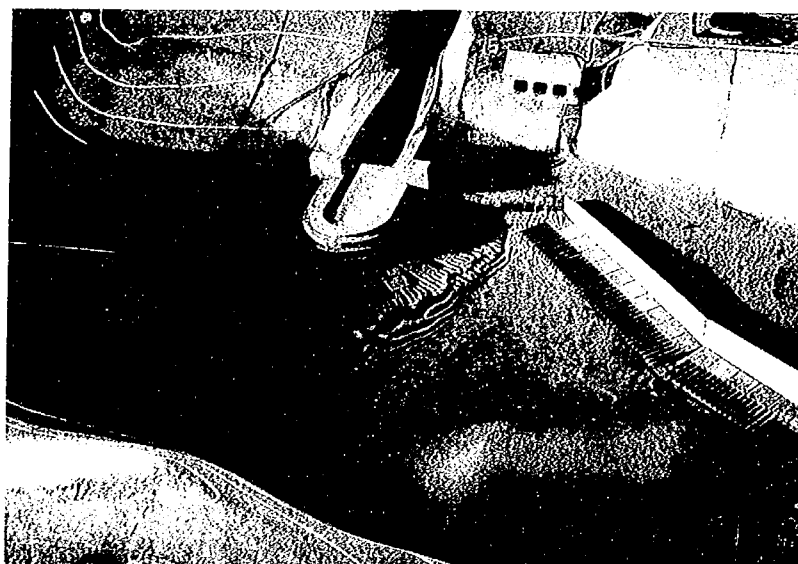
図5-21 流況図 (バイパストンネル)



通水直後の流況

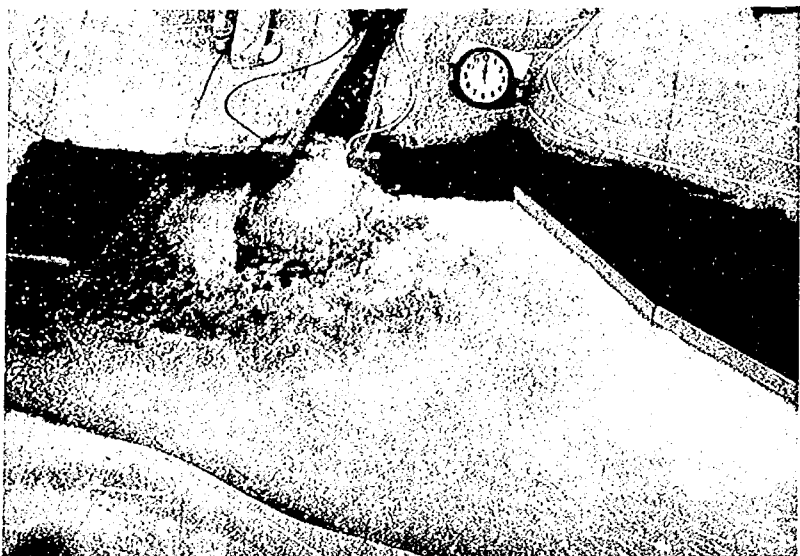


流況安定状態



通水後の河床

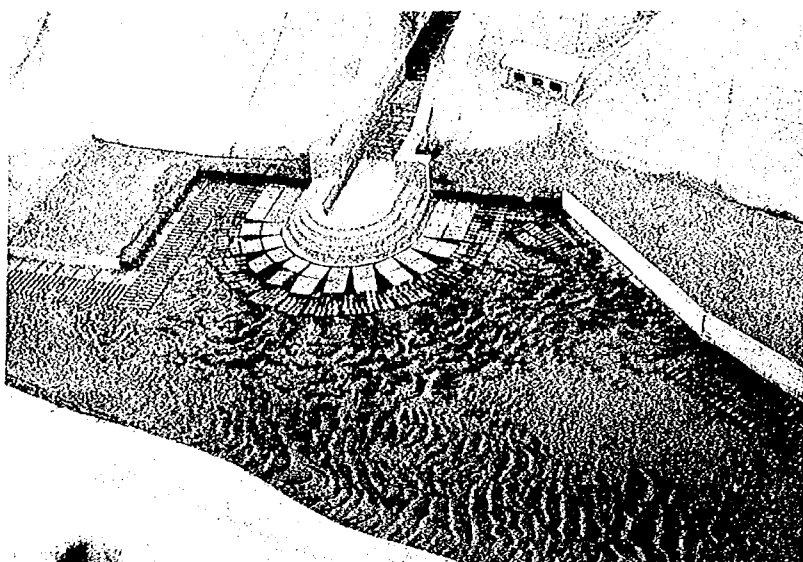
写真5-10 バイパストンネル減勢工の流況（下流水位 EL. 758.1m）



通水直後の流況



流況安定状態



通水後の河床

写真5-10 バイパストンネル減勢工の流況（下流水位 EL. 756.6m）

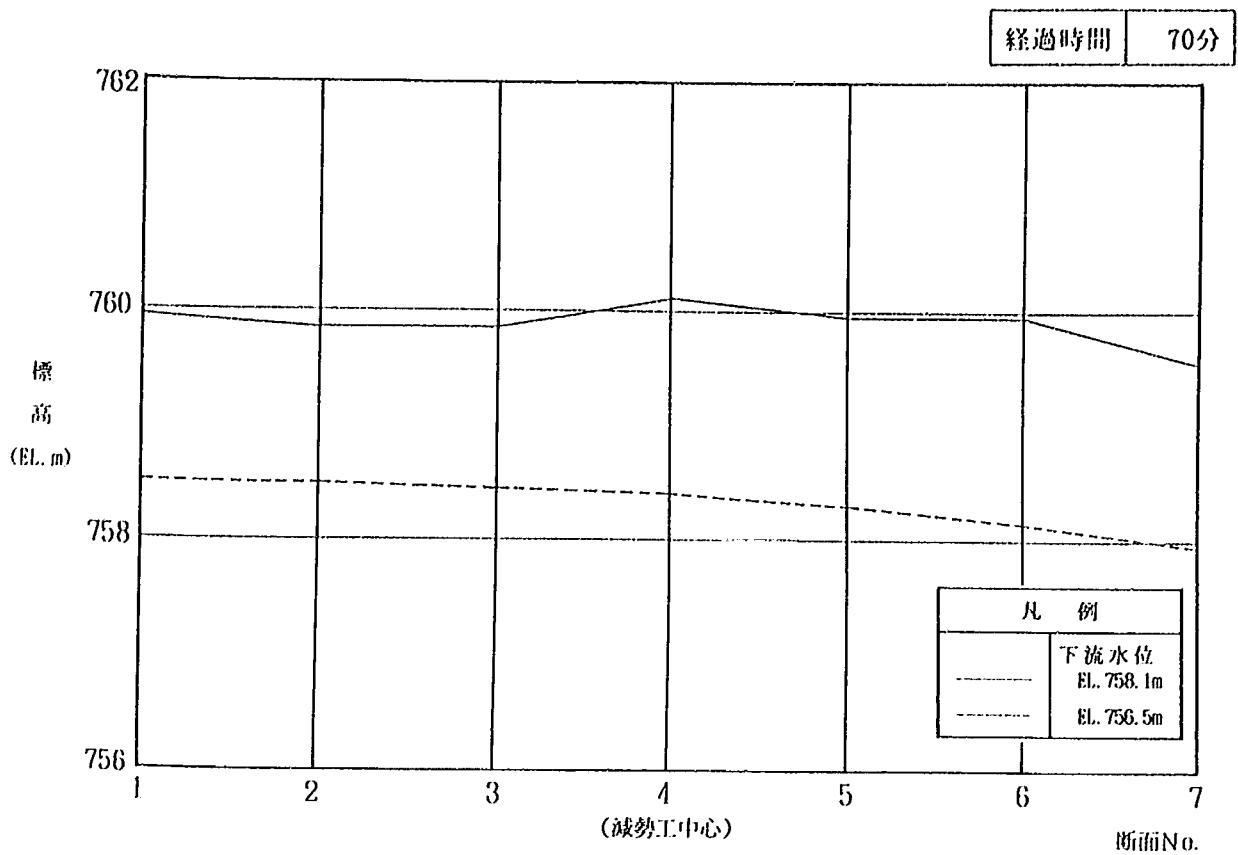


図 5 - 22 - 1 河道の水面形比較図 (バイパストンネル)

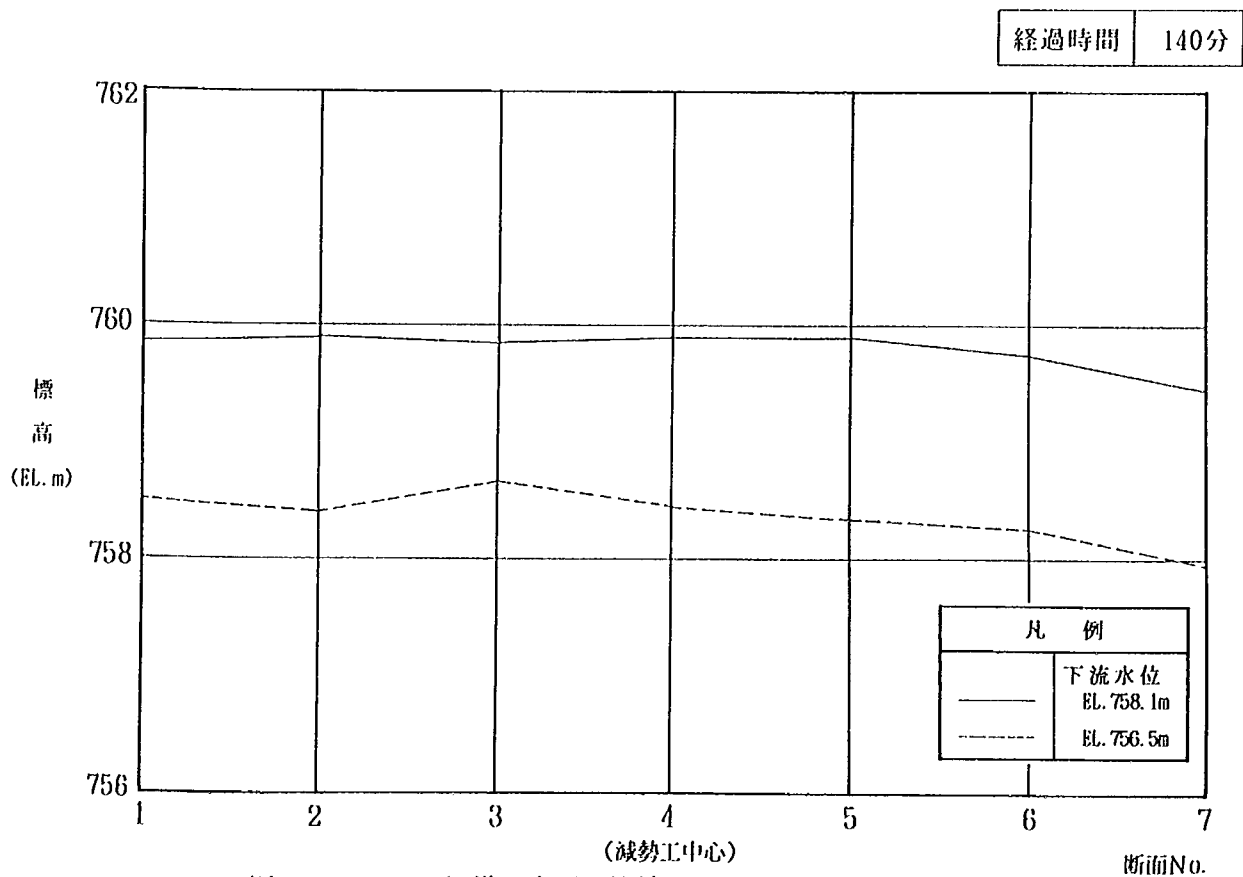


図 5 - 22 - 2 河道の水面形比較図 (バイパストンネル)

経過時間 210分

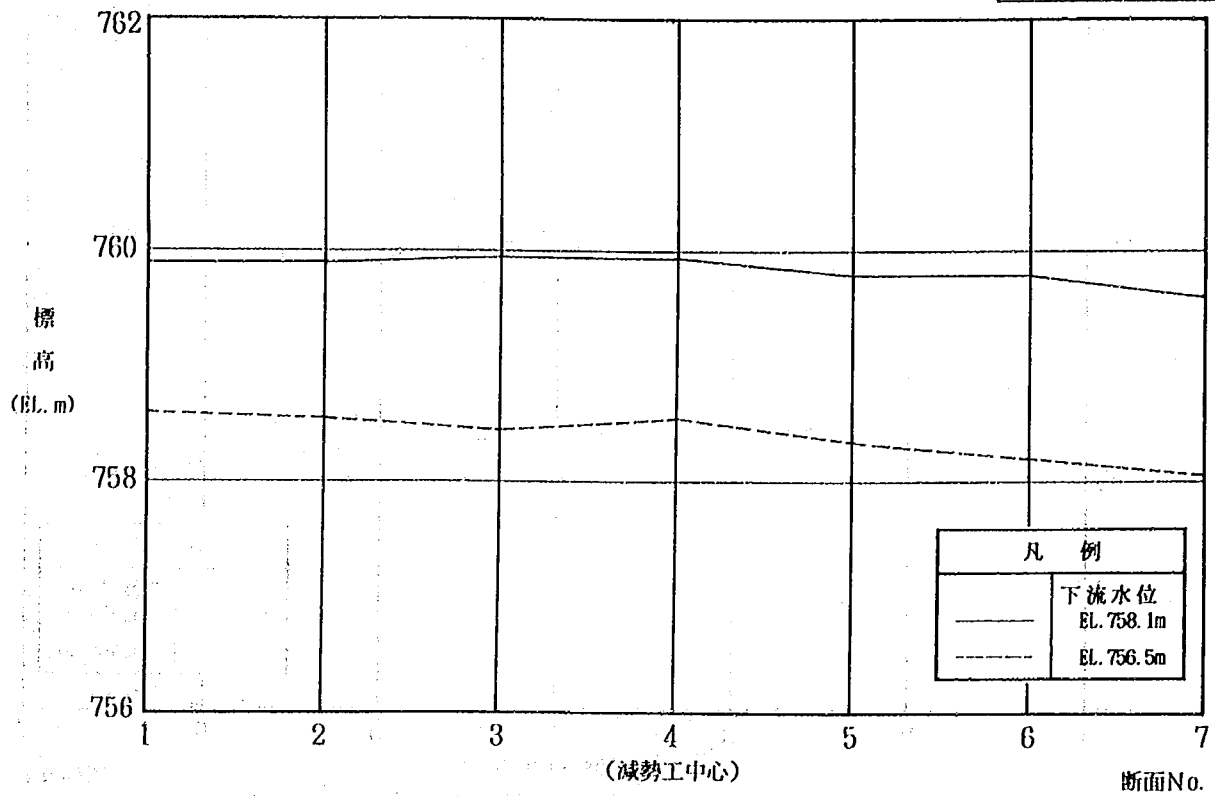


図 5-22-3 河道の水面形比較図 (バイパストンネル)

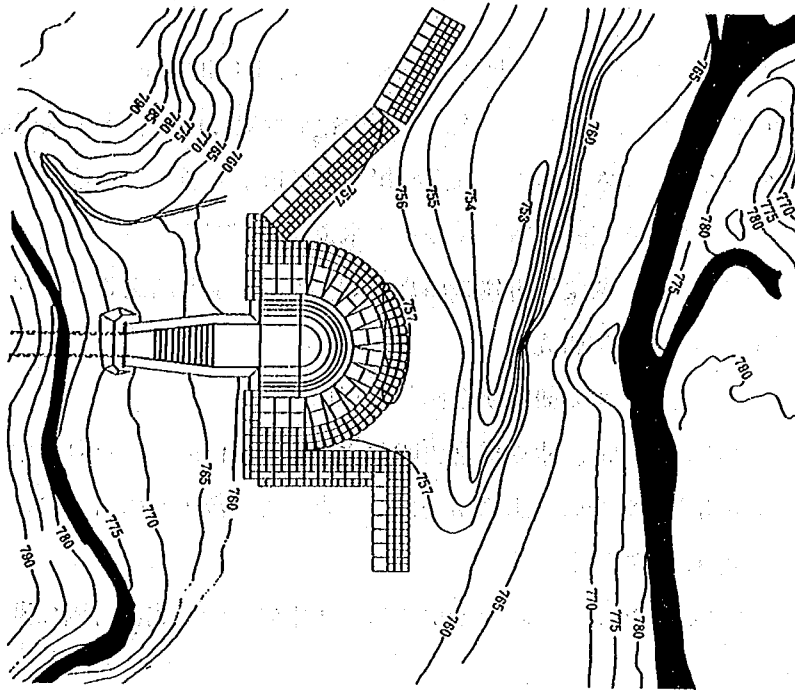


図 5 - 23 - 1 通水後の河床 (下流水位 EL. 758.1m)

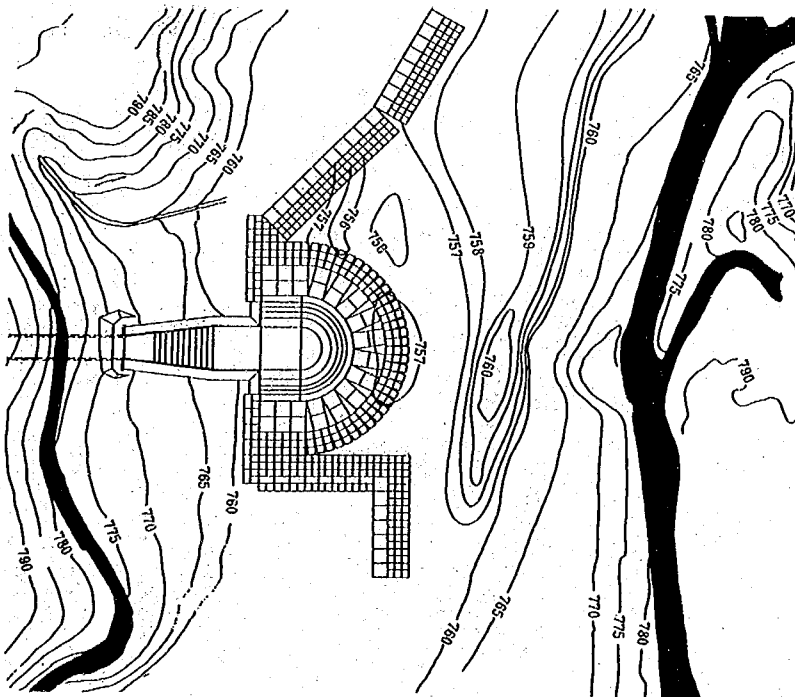


図 5 - 23 - 2 通水後の河床 (下流水位 EL. 756.6m)

あ　と　が　き

美和ダム再開発事業における土砂バイパス施設の水利検討は、昭和63年度にダム水工研究室の担当で開始したものであるが、平成5年度に行われた土木研究所の組織変更に伴い、水工水資源研究室が引き継いで実施、取りまとめたものである。本業務の、過去の担当者は以下の通りである。

箱 石 憲 昭　　ダム水工研究室および水工水資源研究室研究員

（現：関東地方建設局宮ヶ瀬ダム工事事務所調査設計課長）

館 野 悟　　ダム水工研究室

（現：土木研究所企画部国際係）

本報告書が完成するまでの水利設計、水利模型実験および報告書作成にあたり、中部地方建設局三峰川総合開発工事事務所、天竜川ダム統管理事務所をはじめとして、数多くの方々のご指導およびご協力を賜ったことに對し、深く感謝の意を表します。

なお、この水利検討の主要部分である水利模型実験は、土木研究所の実施計画に基づき(株)建設技術研究所が行ったものである。

平成6年2月

建設省土木研究所水工水資源研究室

室　　長	高 須 修 二
主任研究員	新屋敷 隆
研 究 員	廣 瀬 昌 由
	桑 原 幹 朗
	本 田 敏 也

土砂バイパスの水理検討報告書
(美和ダム再開発事業)

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3258号
平成6年2月(1994年)
建設省土木研究所
水工水資源研究室

要 旨

美和ダムは昭和34年に天竜川水系三峰川に建設された多目的ダムである。完成後の30年間に生じた洪水により大量の土砂が流下して貯水池の有効容量が侵されており、今後、ダムの機能が損なわれる恐れがでてきている。このため、美和ダムの再開発事業が計画され、俊達による堆積土砂の除去と土砂バイパスによる流入土砂量の軽減対策が計画されている。本水理検討は、ダム貯水池末端から貯水池をバイパスしてダム下流へ土砂流をバイパスさせる土砂バイパスシステムを水理面から検討したものであり、美和ダム再開発事業の計画を満足する分派施設の機能設計および景観に配慮した下流減勢工の機能設計を主たる対象として実施したものである。

キーワード：堆砂対策, 土砂バイパス, 水理模型実験, 美和ダム, 再開発事業

郵便はがき

50円切手
をはって
下さい

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

水工水資源研究室 御中

No. 4

No. 4

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 3258 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

土木研究所資料第3258号

