026

ISSN 0386—5878
土木研究所資料第2610号

土木研究所資料

信濃川小千谷・越路地区河道計画模型実験報告書

昭和63年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1988) 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 of P.W.R.I.

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

土木研究所資料第2610号正誤表

ページ	正	誤
P 5　上5行	乱流するような	活流するような
P25　下2行	模型の下流端	模型の下流瑞
P95　写真-19	Q=8000m³/s時の流況	Q=800m³/s時の流況
P147 上6行	堰上流	堰点流
P202 上3行	実験	実際
P204 下13行	配慮する必要	配慮すゆ必要
P205 上6行	これ以上の範囲の	これ以上と範囲の
P205 上9行	高流速	高速流

土木研究所資料
第2610号1988年3月

信濃川小千谷・越路地区河道計画模型実験
報　告　書

河川研究室　室長　福岡捷二
高橋　晃
森田克史

要旨

本報告書は、信濃川小千谷・越路地区に建設される妙見堰の仮締切工設置時、および堰完成後河道の水理的諸問題の把握と対策案等について、模型実験による検討結果を述べたものである。

キーワード：信濃川、堰、河道計画、仮締切り、河床変動、局所洗掘

はじめに

信濃川の妙見堰は、小千谷越路地区における河道改修事業の一環として建設するもので、河川、道路、ＪＲ東日本の三者の共同事業として実施されている。

河川改修としては、小千谷越路地区の河道計画も含め、妙見堰の建設により扇頂部の河道を固定し、同地区の河床の安定を図るとともに、上流取水施設の機能を確保する。いっぽう、ＪＲ東日本は、信濃川水力発電再開発事業の一環として、ピーク発電放流水の逆調節を妙見堰を利用して行う。また、国道17号の交通の安全と円滑化を図るため、小千谷バイパスを計画、その一環として堰の下部工を兼用し、信濃川横断橋梁を架設するものである。

本模型実験は、この妙見堰建設に伴う仮締切工設置時、および堰完成後河道の水理的諸問題の把握と対策案等について、昭和59年度から昭和61年度の３カ年にわたり検討を行ってきた。

本報告書は、これらの水理的検討結果についてとりまとめたものであり、堰建設時の仮締切工設置時においては、洪水時の局所洗掘状況、水位の堰上げ、上下流に及ぼす影響時の水理的諸問題の把握と、その対策効果や問題点等についての検討結果を述べている。堰完成後河道では、洪水による河床変動および水衝部の局所洗掘状況等とその対策案について、および魚道に係わる堰操作法と魚道形状等の検討結果について述べたものである。

なお、本実験の実施にあたっては、以下の方々が関係した。

土木研究所河川部長　　橋本　宏（昭和58年～60年：室長）

中部地建木曽川下流工事事務所　加藤善明（昭和58年～60年：技官）

さらに、実験の遂行にあたっては、北陸地建河川計画課、信濃川工事事務所の関係各位に多くの労があった。ここに厚く感謝の意を表す。

昭和63年３月

目　　次

はじめに
第１章　改修事業の概要と実験目的 …… 1
　１－１　改修事業の概要 …… 1
　１－２　実験目的 …… 4
第２章　信濃川小千谷越路地区河道の特性 …… 5
　２－１　河道状況 …… 5
　２－２　既往洪水と水理状況 …… 14
　２－３　河床材料粒径について …… 15
　２－４　現況および計画の河道水理特性 …… 16
第３章　模型実験の相似律 …… 20
　３－１　相似律 …… 20
　３－２　信濃川小千谷越路地区模型の縮尺 …… 22
第４章　模型および実験の概要 …… 25
　４－１　模型の概要 …… 25
　４－２　実験の概要と実験ケース …… 26
第５章　模型の相似性に関する検証実験 …… 29
　５－１　概　要 …… 29
　５－２　実験条件 …… 29
　５－３　実験結果 …… 30
　５－４　実験結果のまとめ …… 35
第６章　仮締切工に関する実験 …… 37
　６－１　概　要 …… 37
　６－２　実験条件 …… 37
　６－３　実験結果 …… 42
　　６－３－１　第１期仮締切工の検討 …… 42
　　６－３－２　第２期仮締切工の検討 …… 51
　　６－３－３　第３期仮締切工の検討 …… 62
　　６－３－４　第４期仮締切工の検討 …… 75
　６－４　実験結果のまとめ …… 84
　　６－４－１　第１期仮締切について …… 84
　　６－４－２　第２期仮締切について …… 84
　　６－４－３　第３期仮締切について …… 85
　　６－４－４　第４期仮締切について …… 85
第７章　堰完成後河道に関する実験 …… 86
　７－１　概　要 …… 86

7－2　実験条件 …… 86
7－3　実験結果 …… 88
7－3－1　計画河道案の検討 …… 88
7－3－2　低水路法線形修正案の検討 …… 93
7－3－3　堰上流左岸側の堆砂軽減に関する検討 …… 98
7－3－4　水制配置による堆砂軽減効果の検討 …… 130
7－3－5　最終案水制配置の検討 …… 135
7－3－6　水制のみの場合における堆砂軽減効果について …… 143
7－3－7　堰床版上の土砂排除について …… 144
7－4　実験結果のまとめ …… 146
7－4－1　堰完成後の計画河道時における諸現象について …… 146
7－4－2　堰上流左岸側の堆砂軽減策について …… 147
7－4－3　堰完成後の整正掘削河道時の現象と諸対策について …… 148
7－4－4　堰床版上の土砂排除について …… 148
第8章　魚道に関する実験 …… 149
8－1　概　要 …… 149
8－2　実験条件 …… 149
8－3　実験結果 …… 151
8－3－1　堰操作に伴う魚道周辺の流況に関する検討 …… 151
8－3－2　修正第1案魚道の検討 …… 155
8－3－3　修正第2案魚道の検討 …… 169
8－3－4　最終案魚道の検討 …… 183
8－4　実験結果のまとめ …… 201
第9章　全体のまとめ …… 202
9－1　現況河道の水理特性 …… 202
9－2　仮締切工施工時の諸対策について …… 202
9－3　堰完成後の計画河道時における諸現象について …… 203
9－4　堰上流左岸側の堆砂軽減策について …… 204
9－5　堰下流側を砂利採取規制高としたときの現象と諸対策について …… 204
9－6　魚道に係わる堰操作方法と魚道形状について …… 205

第１章　改修事業の概要と実験目的

１－１　改修事業の概要

信濃川は、その源を長野、埼玉、山梨の３県にまたがる甲武信岳（2,482 m）に発し、千曲川として長野県の佐久平を流下し、長野市で日本アルプスの槍ケ岳（3,182 m）を水源とする左支川、犀川を合流、善光寺平を流下し新潟県に入り、その名を信濃川と改める。

途中、十日町市、川西町地先の河岸段丘の谷を流下しながら川口町に至り、最大の支川である谷川岳（1,974 m）に源を発する魚野川を合流し、小千谷市を経て妙見附近より北開き扇状地の長岡市を流下し、大河津地先から洪水時は、大河津分水路により直接日本海へ、平水時には、洗堰から蒲原平野の穀倉地帯を潤しながら新潟市を経て日本海へ注いでいる。その流域面積は、11,900㎢、幹川流路延長は 367 kmの我国有数の大河である。この流域概要図、縦断図を図－１．１、１．２に示す。

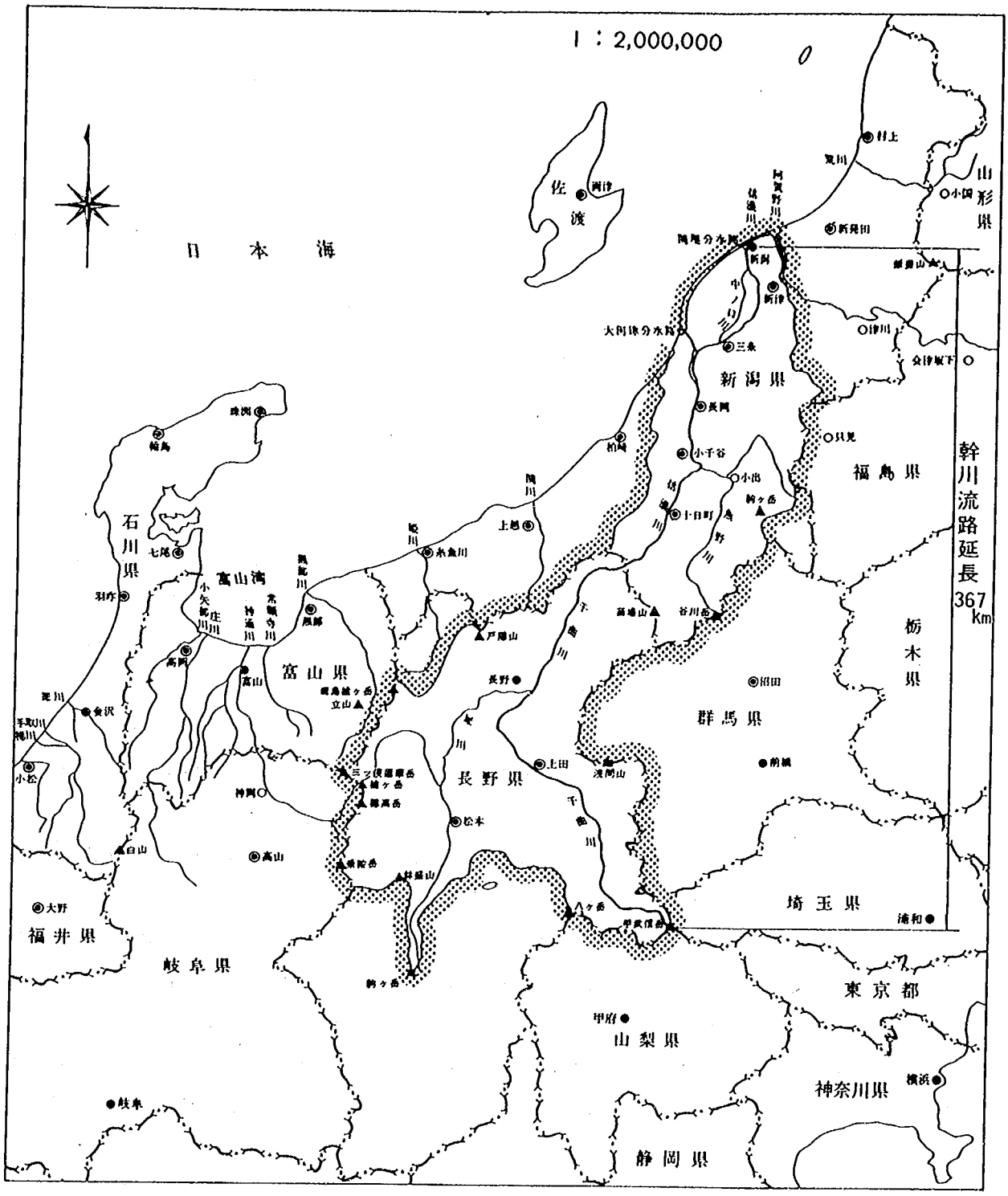
信濃川が現在に近い河状になったのは、江戸時代に入ってからで、相次ぐ洪水の惨害から大河津分水の必要性が叫ばれ、明治から昭和初期にかけて大河津分水工事が信濃川の治水工事を代表することになる。

大河津分水工事完成後、大河津より上流小千谷に至る30km間の改修工事が、計画高水流量5,570㎥/ｓを目途に進められた。その後、昭和16年に計画高水流量が9,000㎥/ｓに改訂され、これに伴い大河津可動堰、洗堰、間門等の一連の施設を改造すると共に、堤防のかさ上げ、護岸、水制の増強を進めてきた。

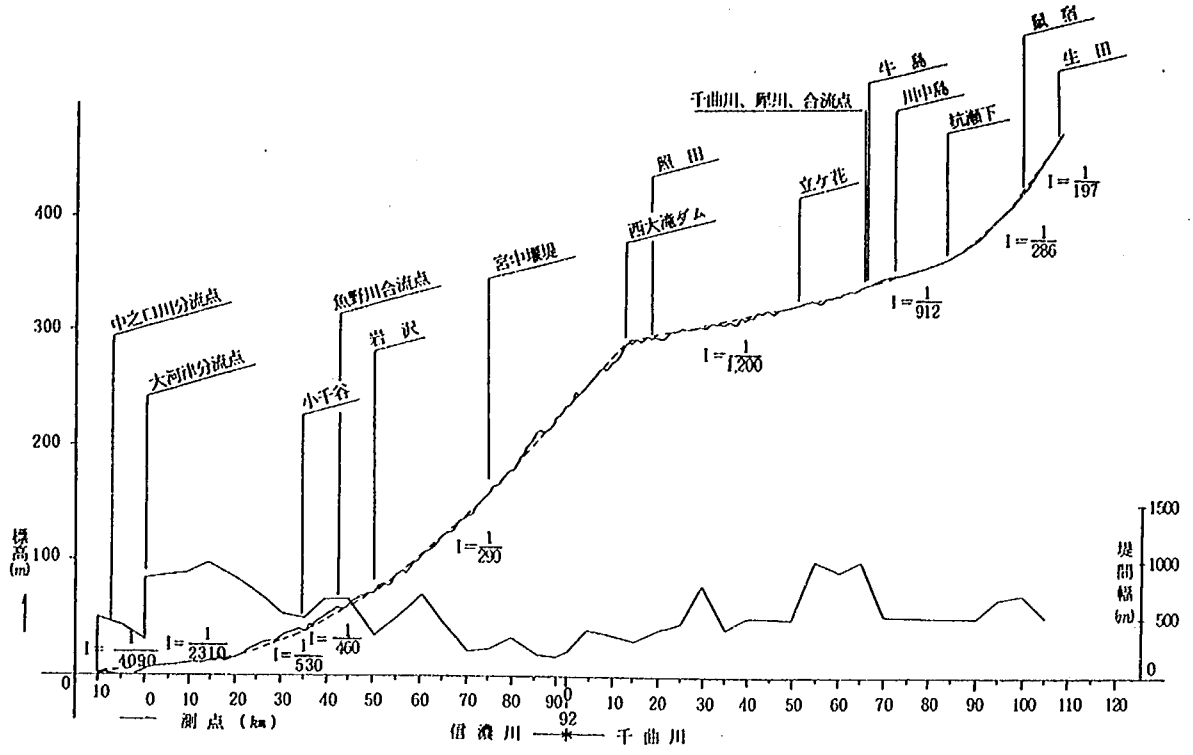
しかしながら、この計画高水流量の規模は、整備水準にして、超過確率雨量1/15～1/30年程度と低いため、背後地の重要性等を考慮して、計画高水流量の規模を信濃川下流（魚野川合流点～大河津分水路まで）において1/150年に、信濃川上流（宮中堰堤～魚野川合流点まで）、魚野川において1/100年とし、計画高水流量を信濃川上流部で9,500㎥/ｓ、信濃川下流部で11,000㎥/ｓ、魚野川で5,000㎥/ｓに昭和49年４月１日改訂した。この計画流量図を図－１．３に示す。

現在、改修工事は、計画高水流量の適正な疎通を図るため、不規則な堤防を改廃整理し、堤防断面の不足しているものを増強し、かつ必要な個所に新堤を施工している。

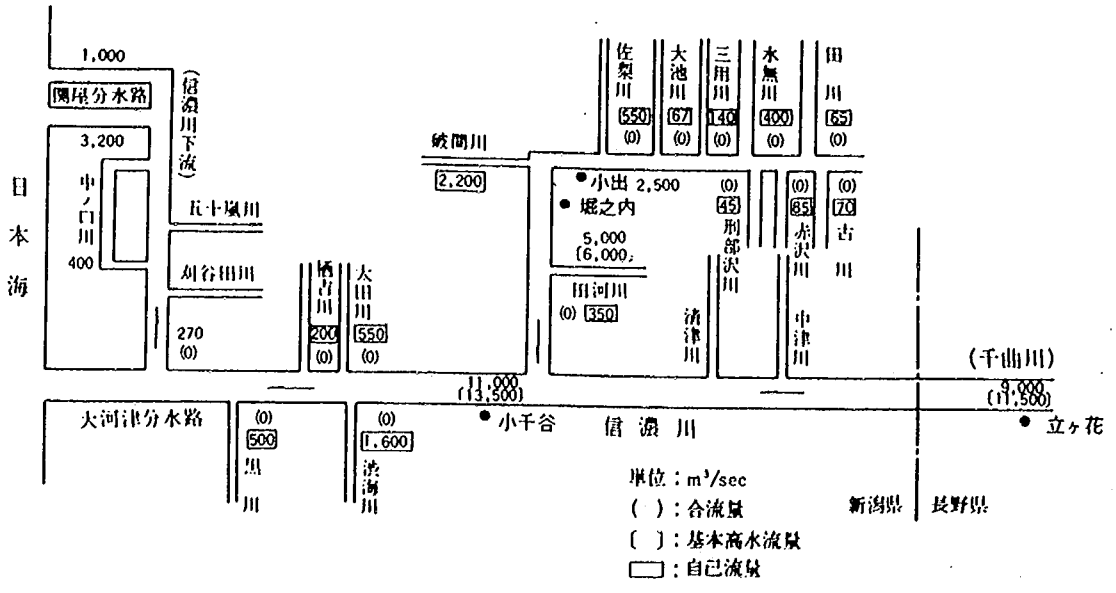
なお、これらの河道改修事業の一環として、上流部の小千谷・越路地区河道では、妙見地先において妙見堰の建設が計画されている。この妙見堰は、(1)河床の安定を図るとともに、信濃川右岸用水、長岡市上水の取水位を保持する。(2)国道17号の交通の安全と円滑化を図るため、小千谷バイパスを計画しており、その一環として堰の下部工を兼用し、信濃川横断橋梁を架橋する。(3)ＪＲ東日本の信濃川水力発電再開発事業の一環として、ピーク発電放流水の逆調節を目的として、河川、道路、ＪＲ東日本の三者共同事業で計画されている。


1：2,000,000
日本海
佐渡
両津
村上
荒川
山形県
小国
阿賀野川
信濃川
新発田
関屋分水路
新潟
新津
中ノ口
大河津分水路
三条
新潟県
長岡
会津坂下
只見
福島県
小千谷
十日町
小出
駒ヶ岳
魚野川
清津川
幹川流路延長
367km
珠洲
輪島
柏崎
関川
上越
糸魚川
姫川
七尾
石川県
富山湾
小矢部川
庄川
神通川
常願寺川
黒部川
羽咋
高岡
富山
富山県
戸隠山
長野
栃木県
群馬県
谷川岳
至仏山
田代
前橋
金沢
手取川
梯川
小松
神岡
三ツ俣蓮華岳
鷲ヶ岳
野口五郎岳
長野県
上田
浅間山
千曲川
松本
白山
高山
槍ヶ岳
穂高岳
大野
福井県
岐阜県
埼玉県
浦和
甲武信岳
東京都
甲府
山梨県
神奈川県
横浜
岐阜
静岡県

図—1.1 流域概要図



図—１．２　信濃川最深河床堤間幅縦断図



図—１．３　信濃川計画流量図

1－2　実験目的

信濃川小千谷・越路地区における河道改修事業の施設計画の一環として建設される妙見堰は、信濃川が山間部から平野部へ出る新潟平野の扇頭部にあり、右岸は長岡市妙見地先、左岸は小千谷市高梨地先を結ぶNo. 300地点（大河津分派点から約30km上流地点）である。この地点の川幅は約530 m、計画低水路幅約300 mであり、この低水路部に堰を建設する。この堰の特徴は、建設地点が扇頭部にあり、計画河床勾配が上流側1/520、下流側1/600と急勾配かつ勾配の変化点にあたること、低水路、すなわち堰部分が右岸側に寄っていること、およびＪＲ東日本の発電計画の逆調節容量として最大110万m³をもち、調節池水位が1日2回、最大2.3m変動することである。

妙見堰の建設は、昭和60年度に着工され5ケ年の計画で、左岸側から4回の仮締切による通年施工が計画されている。本模型実験では、この妙見堰建設に伴う水理的諸問題に対して、次のような事項の検討を目的として実施した。

(1)　仮締切工設置に伴う諸対策の検討

(2)　堰上下流の施工順序の検討（河床掘削）

(3)　堰建設後の護床工の長さと安定の検討、および堰上流の土砂堆砂状況の把握とその軽減策の検討

(4)　魚道に係わるゲート操作方法の検討

ここに(1)は、堰建設時の仮締切工設置に伴う洪水時の仮締切工周辺の局所洗掘状況や治水上の諸問題を把握し、さらにその対策工を検討しようとするものである。(2)は、堰建設に伴う計画河道への河床掘削順序と諸対策について検討するものであり、(3)は、堰完成後の砂礫堆の形成、および堰上流の堆砂状況、堰護床工周辺の局所洗掘状況等を把握し、その対策案の検討を行うものである。(4)は、左右岸魚道への誘魚効果の得られるゲート操作方法、および魚道入口の位置等についての検討を目的として行ったものである。

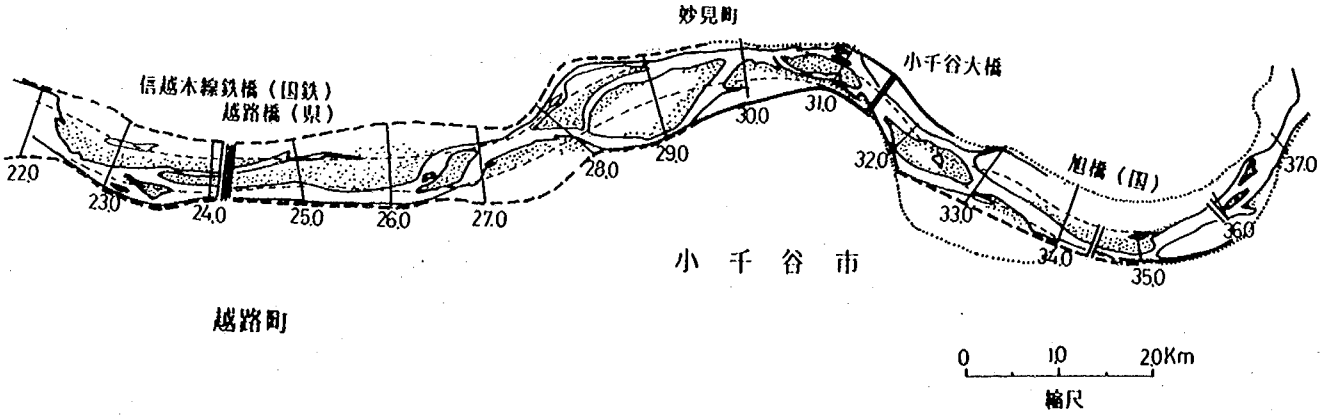
第２章　信濃川小千谷・越路地区河道の特性

２－１　河道状況

信濃川小千谷・越路地区の河道は、図－２．１に示すように、信濃川が山間部から平野部へ出る新潟平野の扇頂部にあり、不明瞭ながら扇状地を形成しようとする区間である。扇状地河川の典型は、河道の中を流水が網目状に活流するような河川であるが、現在の小千谷・越路地区の河道は激しく乱流するほどではなく、大きく見れば中州を形成し、それに伴って河幅が広狭をくり返す二列蛇行河川と言えよう。図－２．２．１～２．２．５は、昭和50年から58年における砂礫堆の変遷図である。

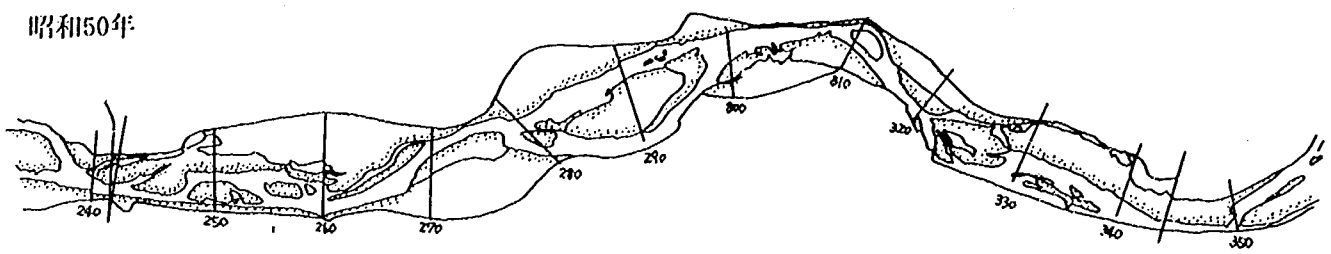
砂礫堆は、大型でかなり安定しているが、最近の河床は低下傾向にあり、二本ある低水路のうち一本に沿ってみお筋が固定されてきており、中小洪水はほとんどこれを流下するようになっている。特に、29.0km付近の中州には、植生が繁茂し、昭和58年頃には流路が一本になっている。

いっぽう、河床高の変化は、既往の横断測量成果より、最深河床高と平均河床高について調査されている。このうち昭和55年～58年の河床変動横断図を図－２．３．１～２．３．13に、最深河床高および低水路の平均河床高縦断図を図－２．４に示す。昭和56年～58年に相次いで発生した大出水によって、低水路内の平均および最深河床高が低下傾向となっており、とくに32.5km（No.325）～31.5km（No.315）間、28.0km（No.280）～26.0km（No.260）間付近では、砂礫堆の移動による変動が顕著である。なお、このような洪水によって、供給土砂が多ければ蛇行が発達し、少ないときには、河床低下が進み、砂州の移動速度は減少する。

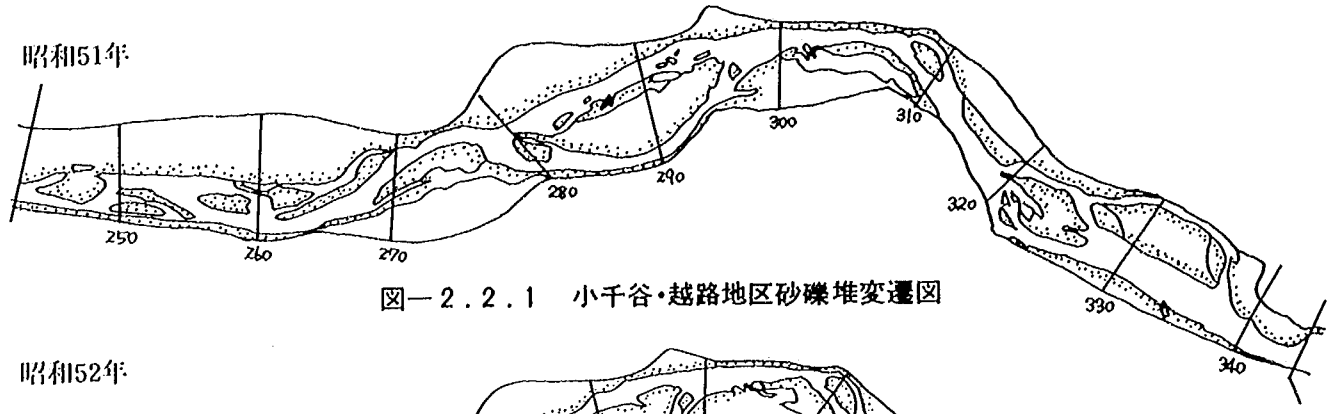


図－２．１　信濃川小千谷・越路地区河道平面図

昭和50年

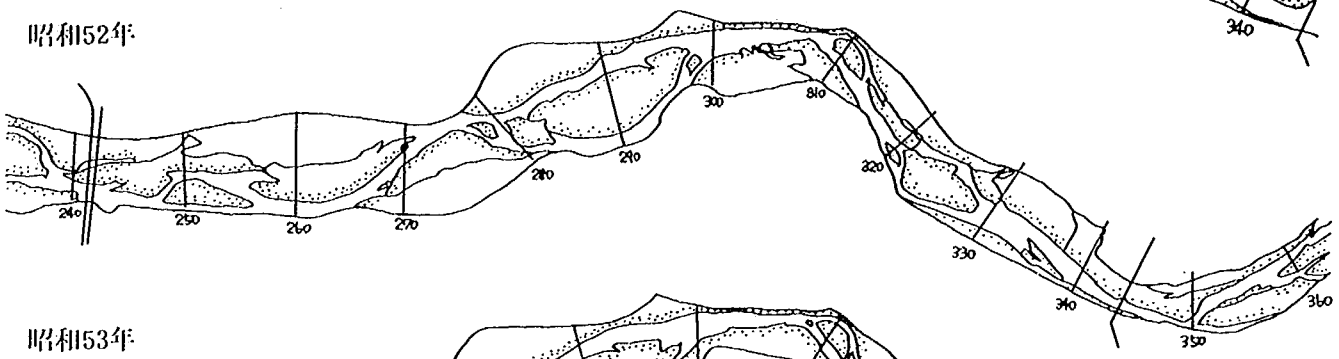


昭和51年

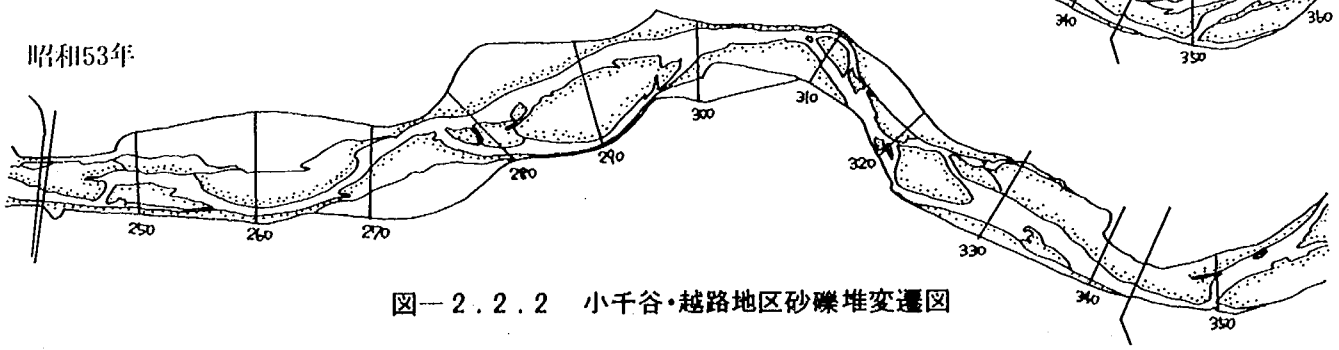


図—２．２．１　小千谷・越路地区砂礫堆変遷図

昭和52年

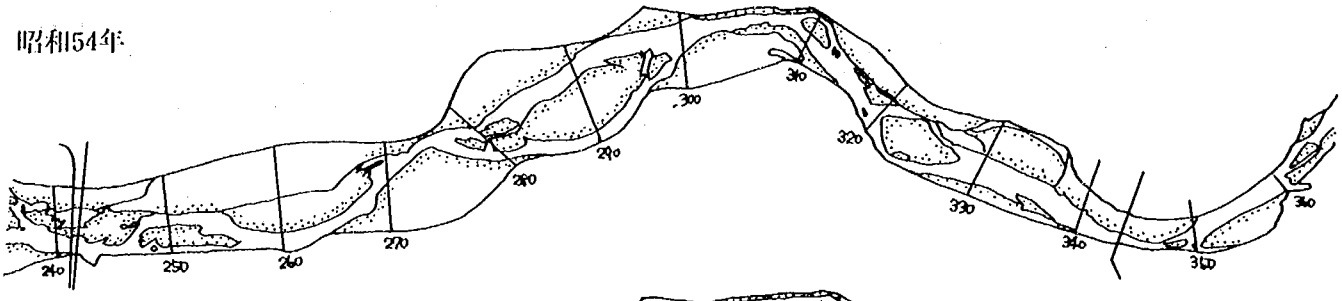


昭和53年

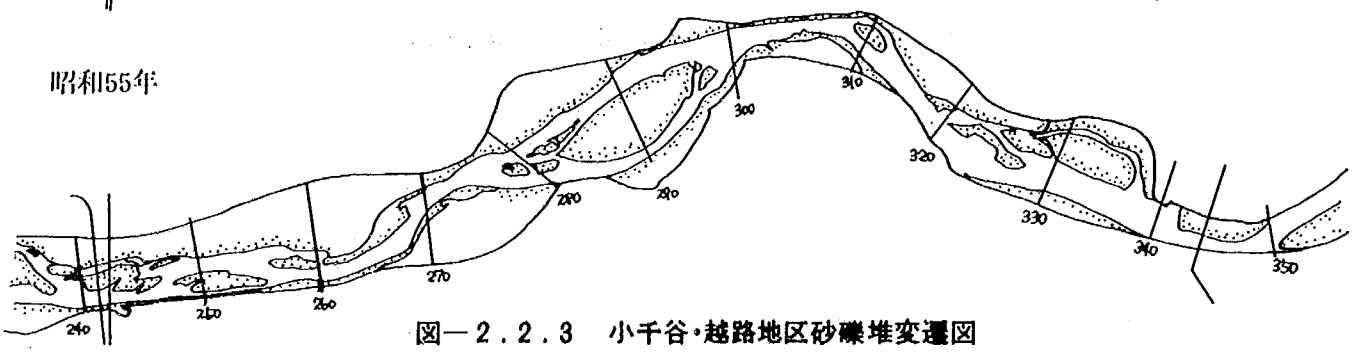


図—２．２．２　小千谷・越路地区砂礫堆変遷図

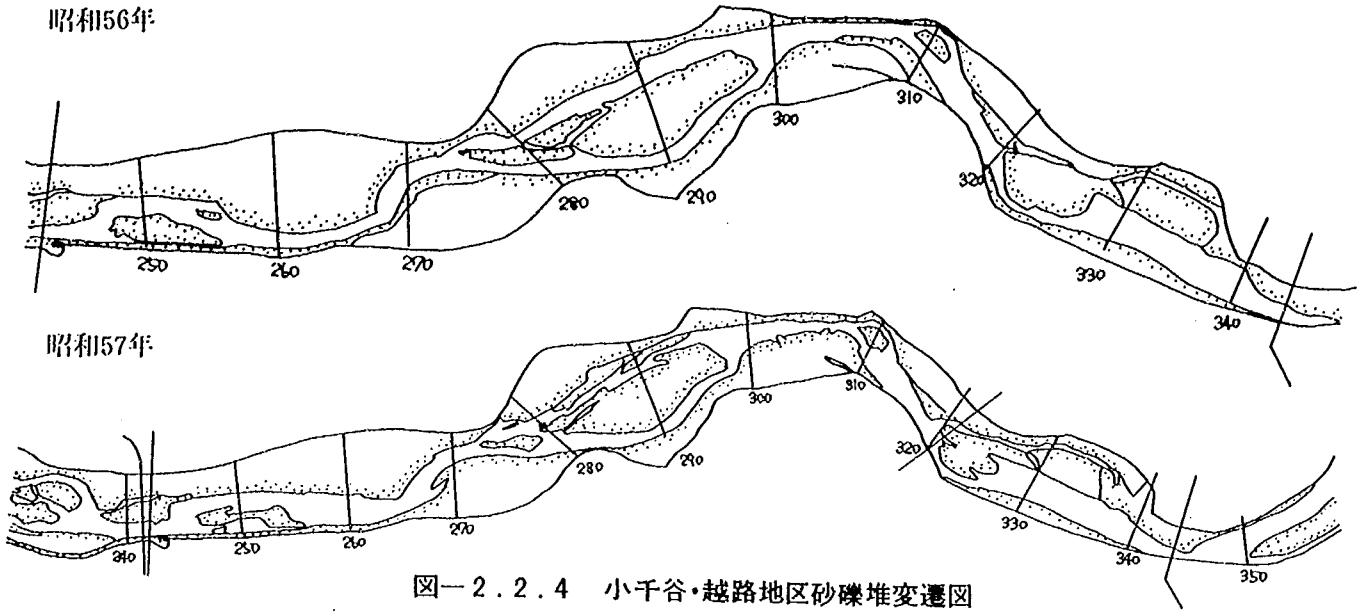
昭和54年



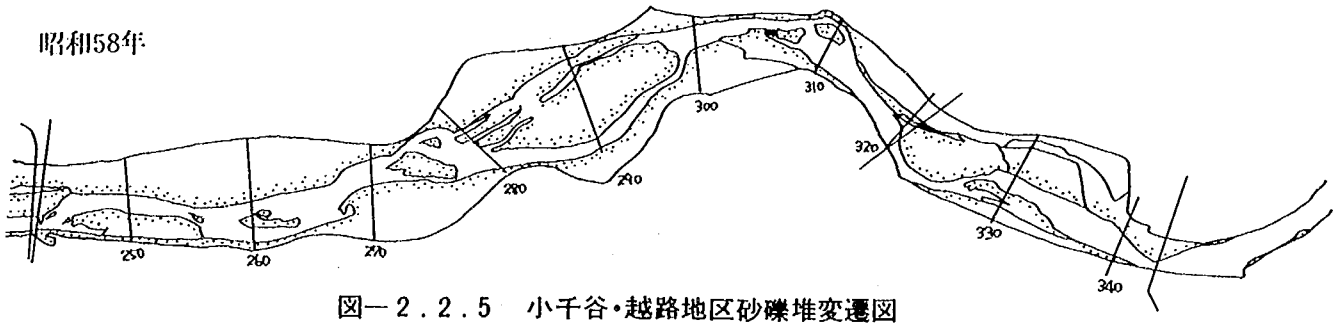
昭和55年



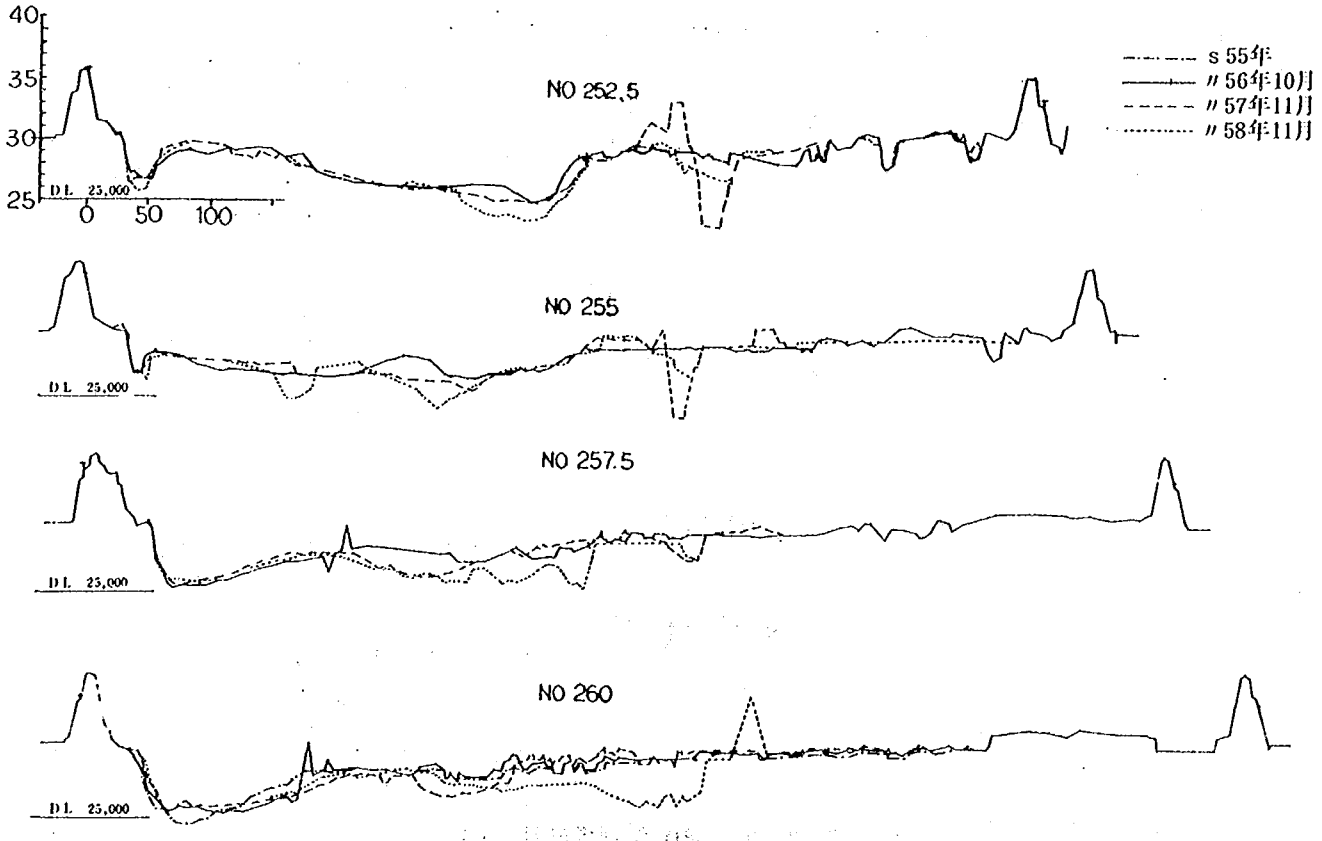
図—２．２．３　小千谷・越路地区砂礫堆変遷図



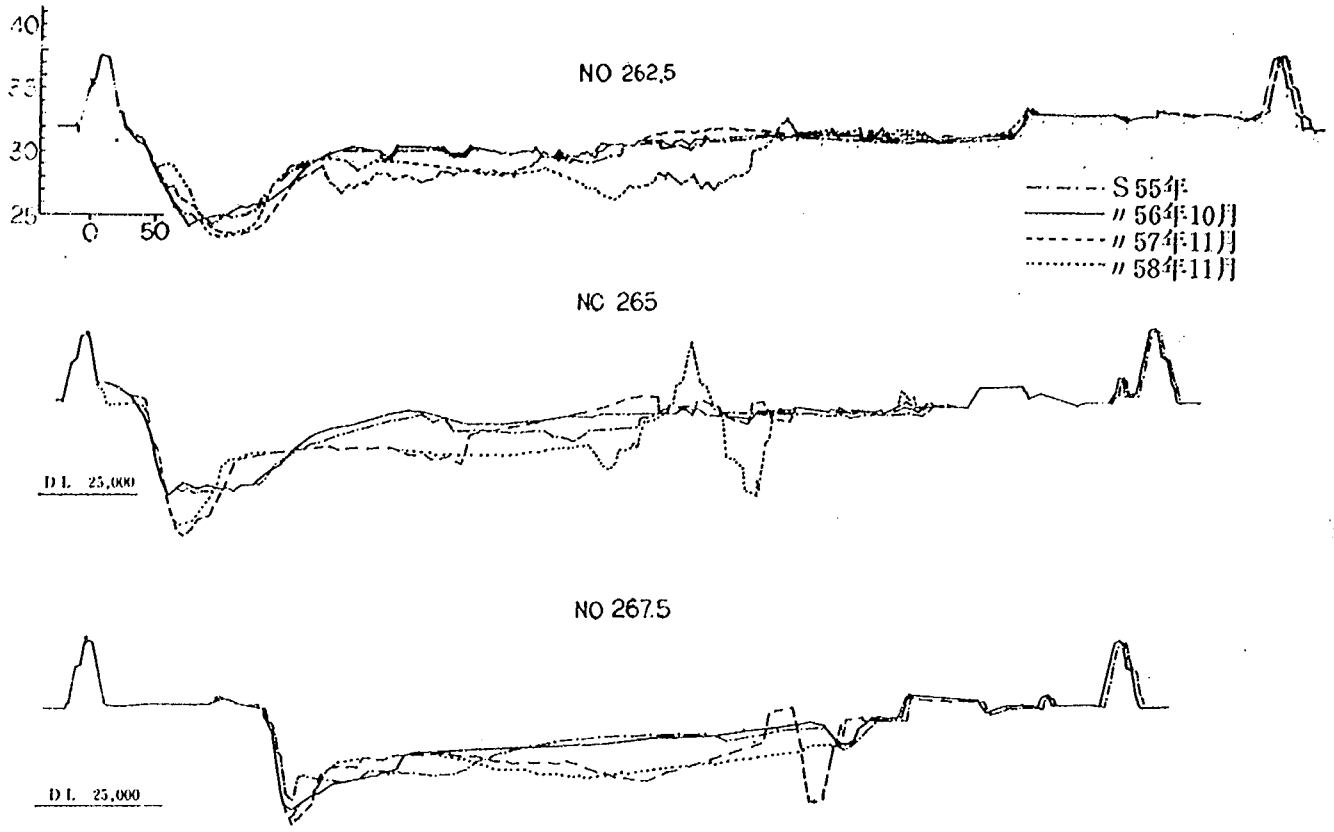
図—２．２．４　小千谷・越路地区砂礫堆変遷図



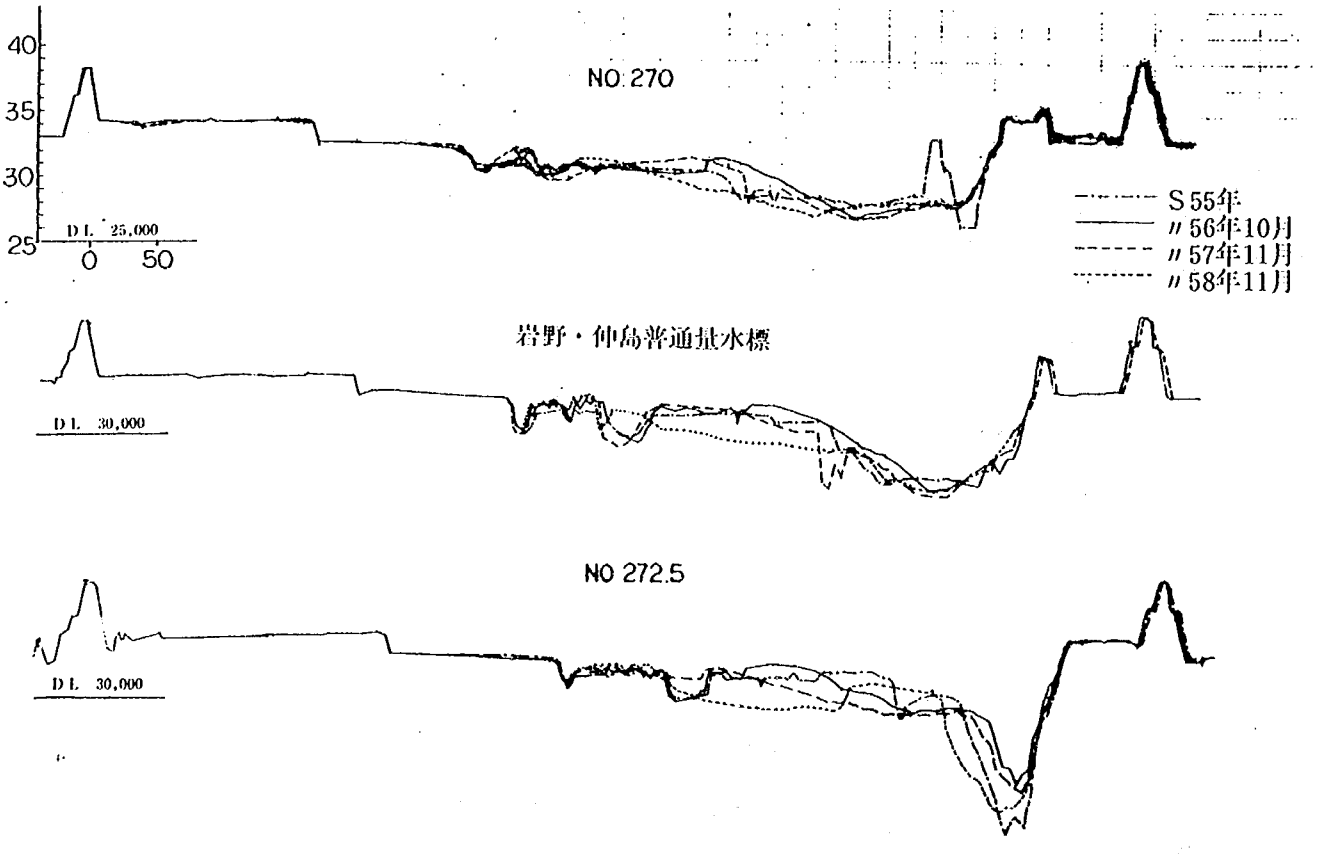
図—２．２．５　小千谷・越路地区砂礫堆変遷図



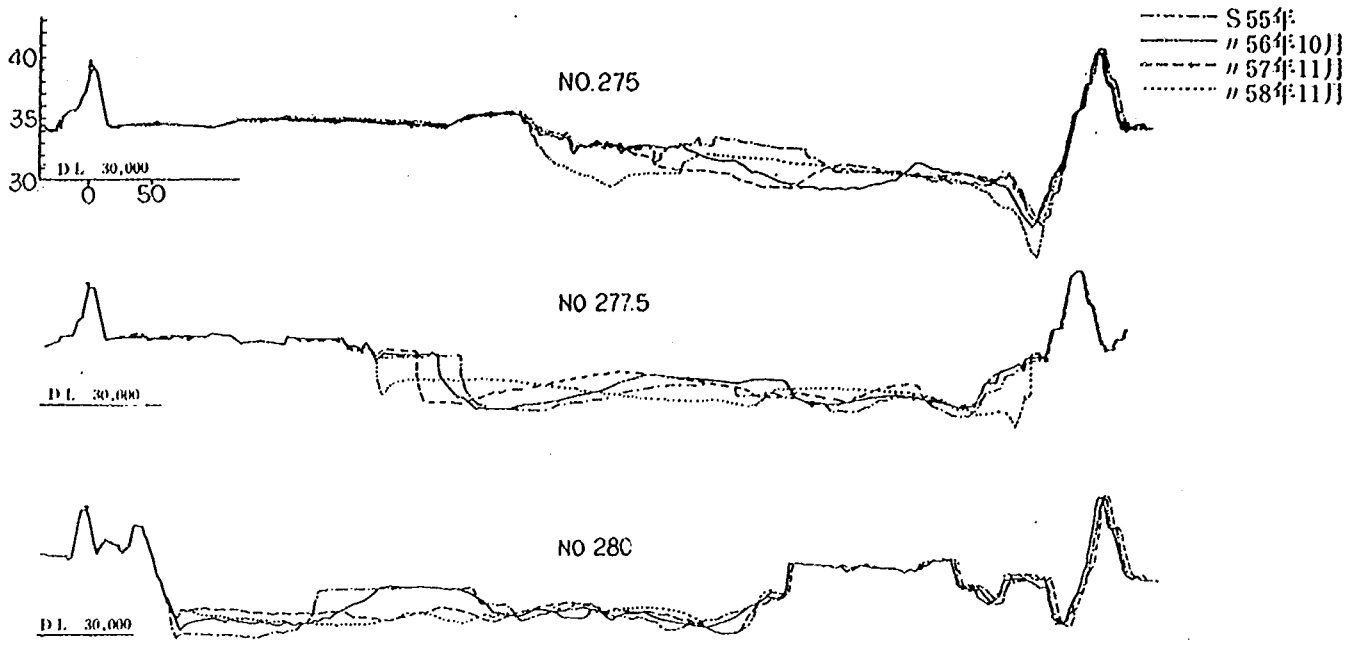
図—２．３．１　河床変動横断比較図



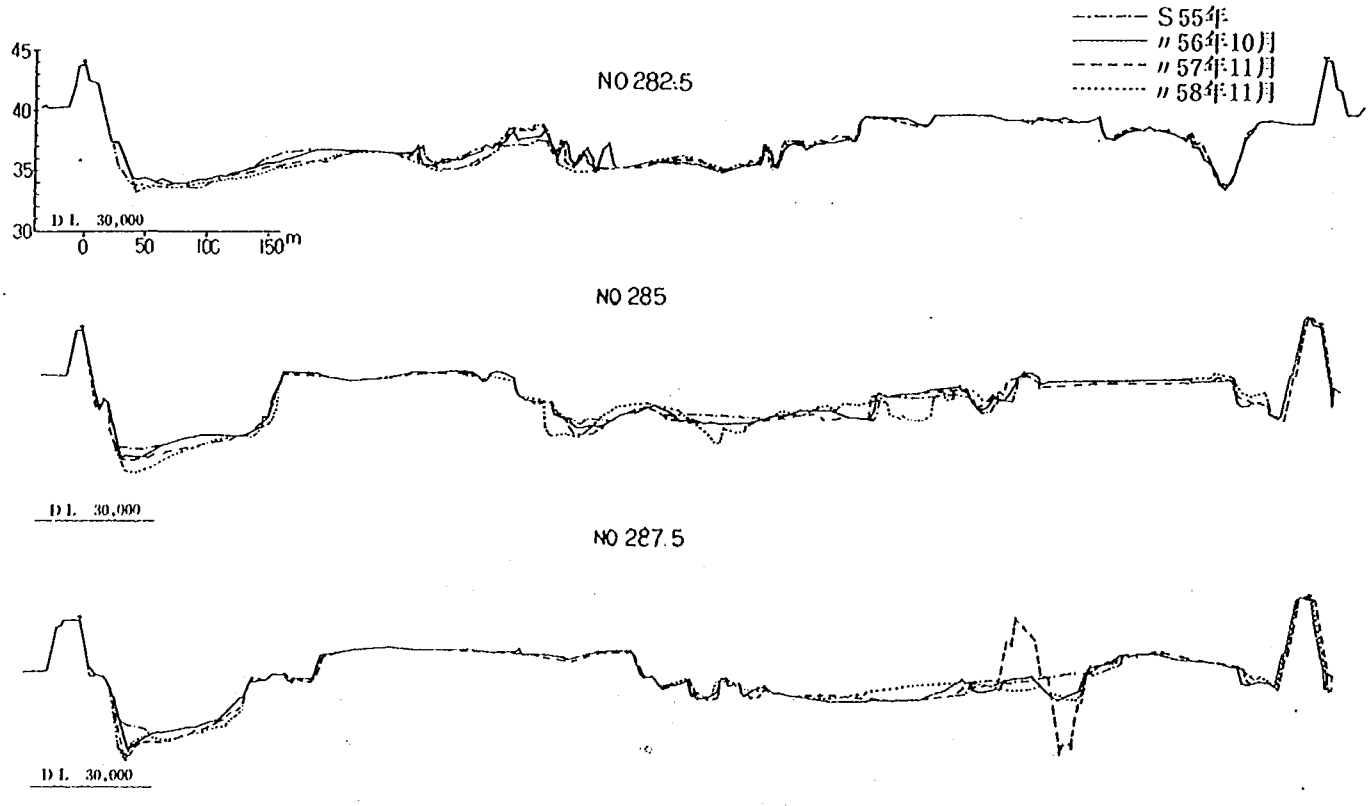
図—２．３．２　河床変動横断比較図



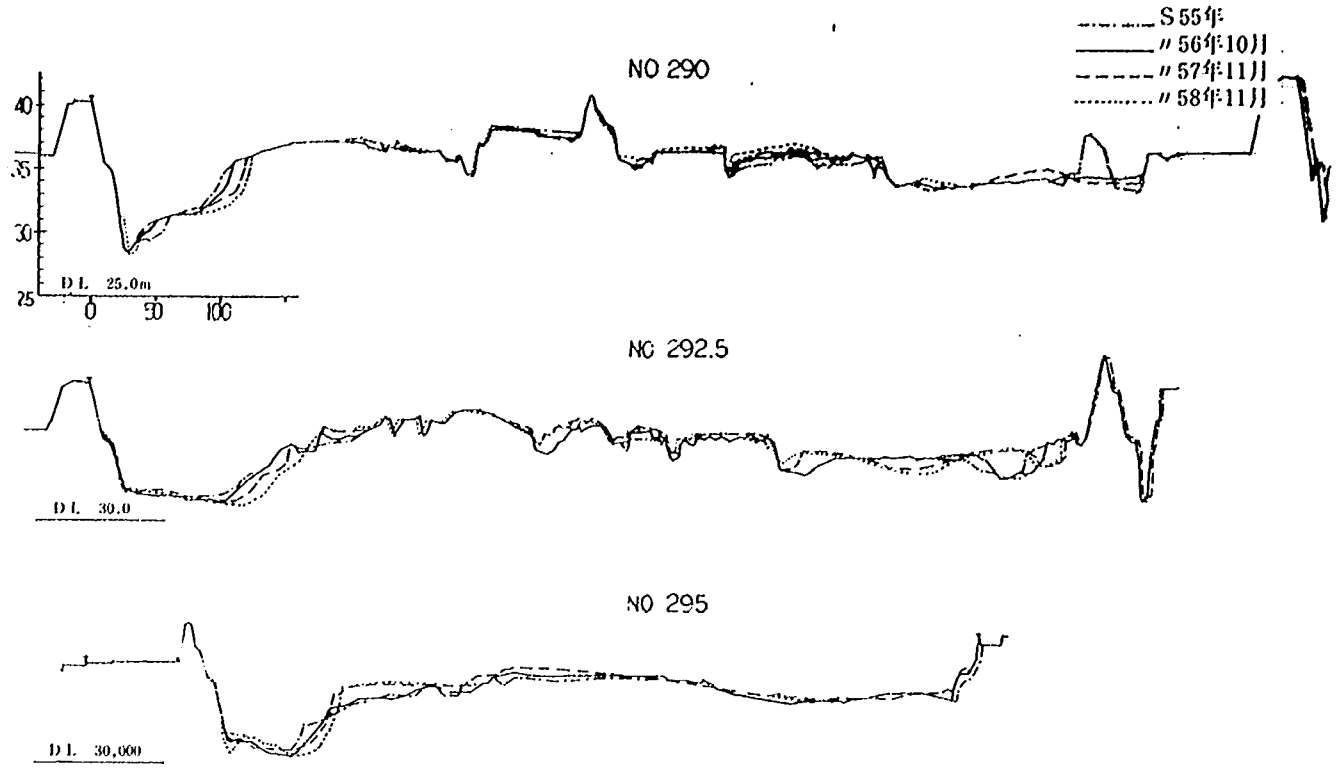
図—２．３．３　河床変動横断比較図



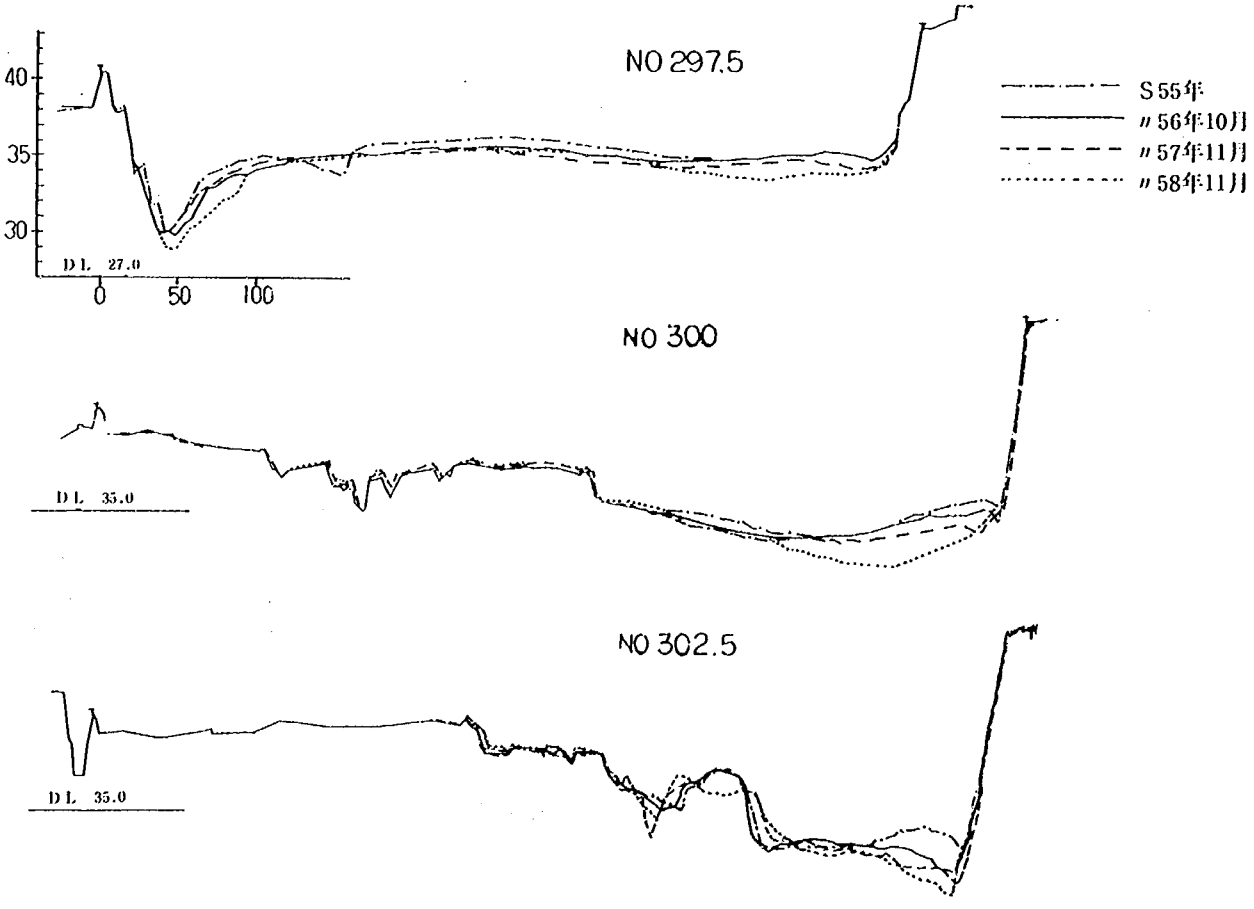
図—２．３．４　河床変動横断比較図



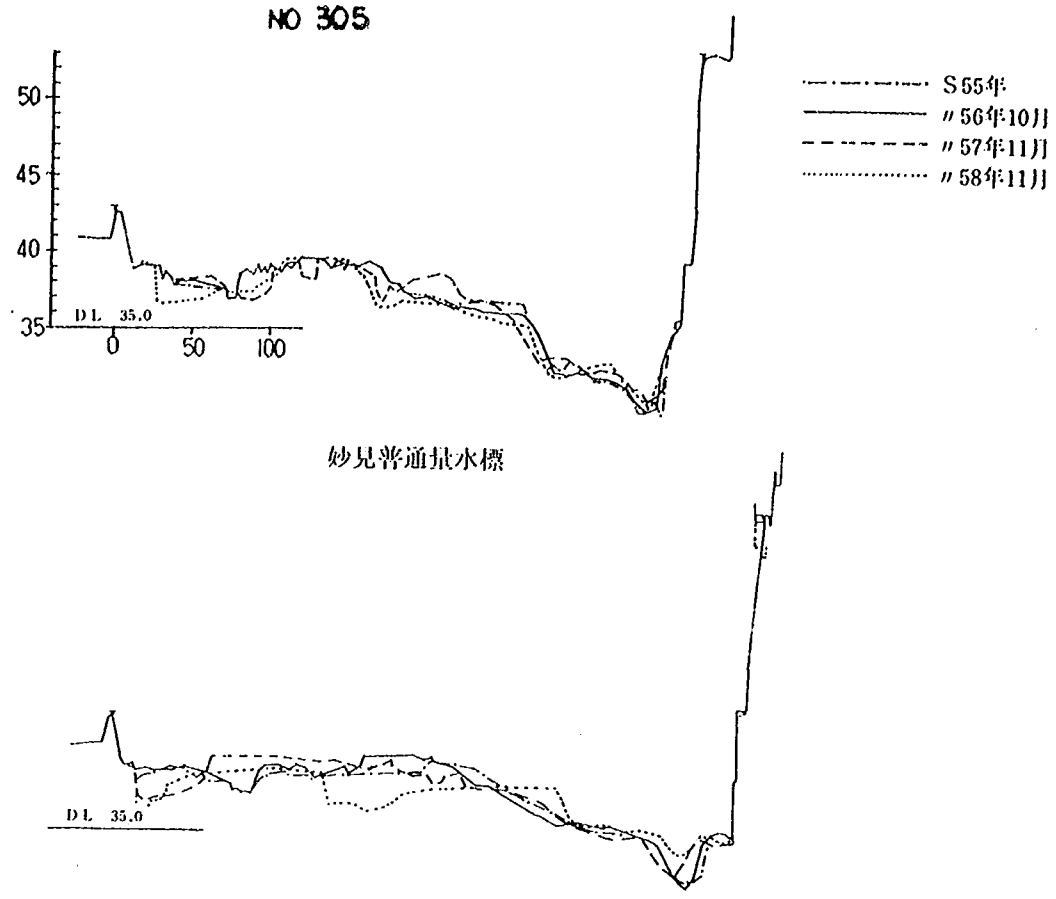
図—２．３．５　河床変動横断比較図



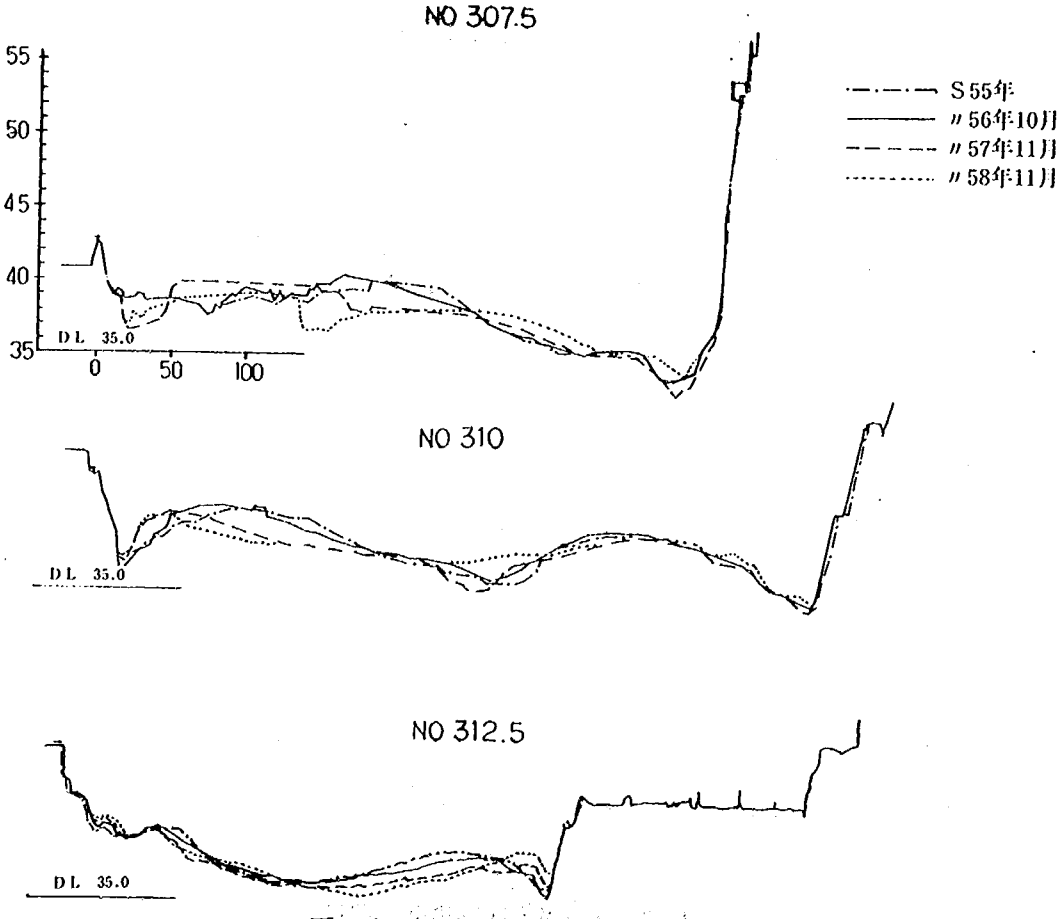
図—２．３．６　河床変動横断比較図



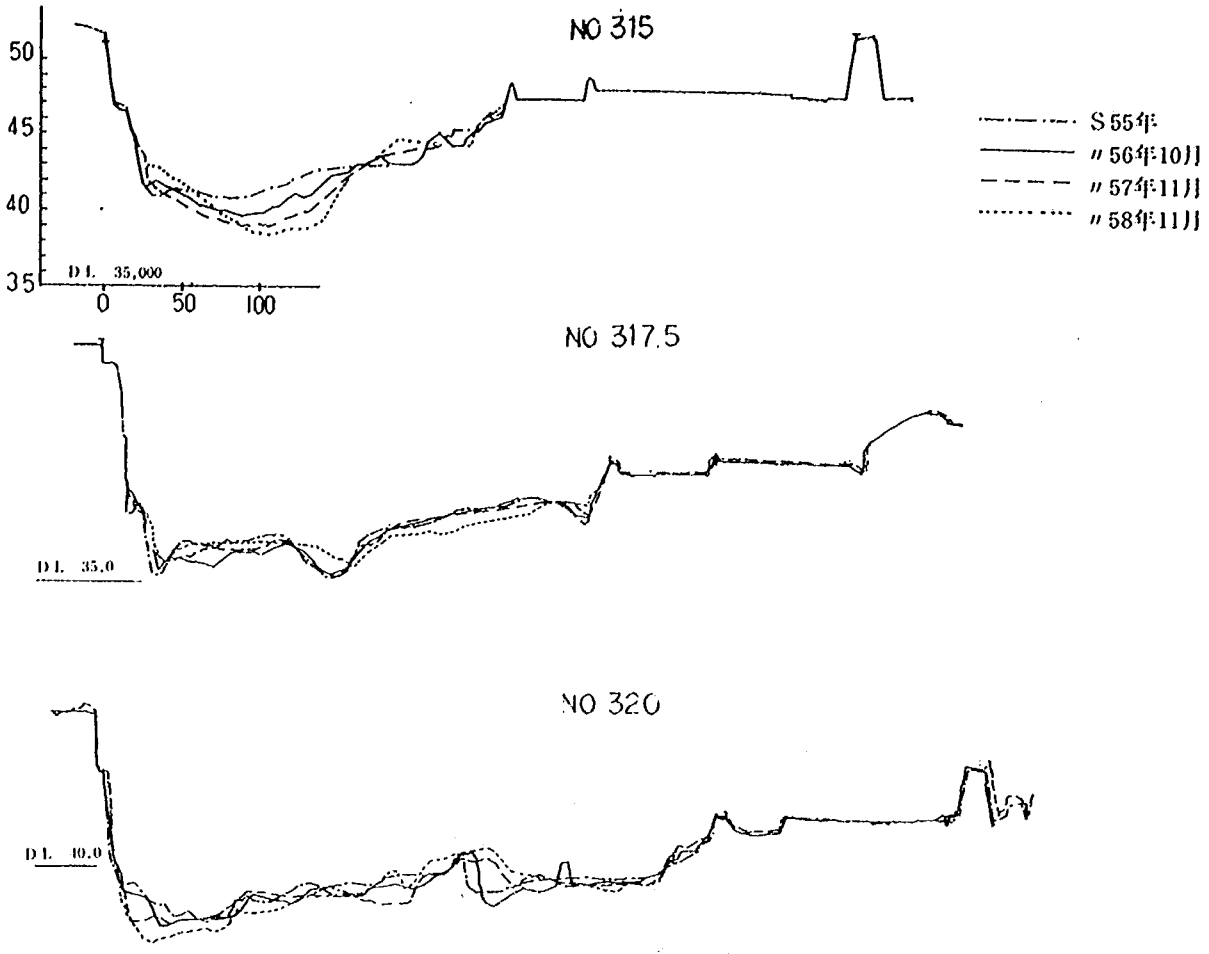
図—２．３．７　河床変動横断比較図



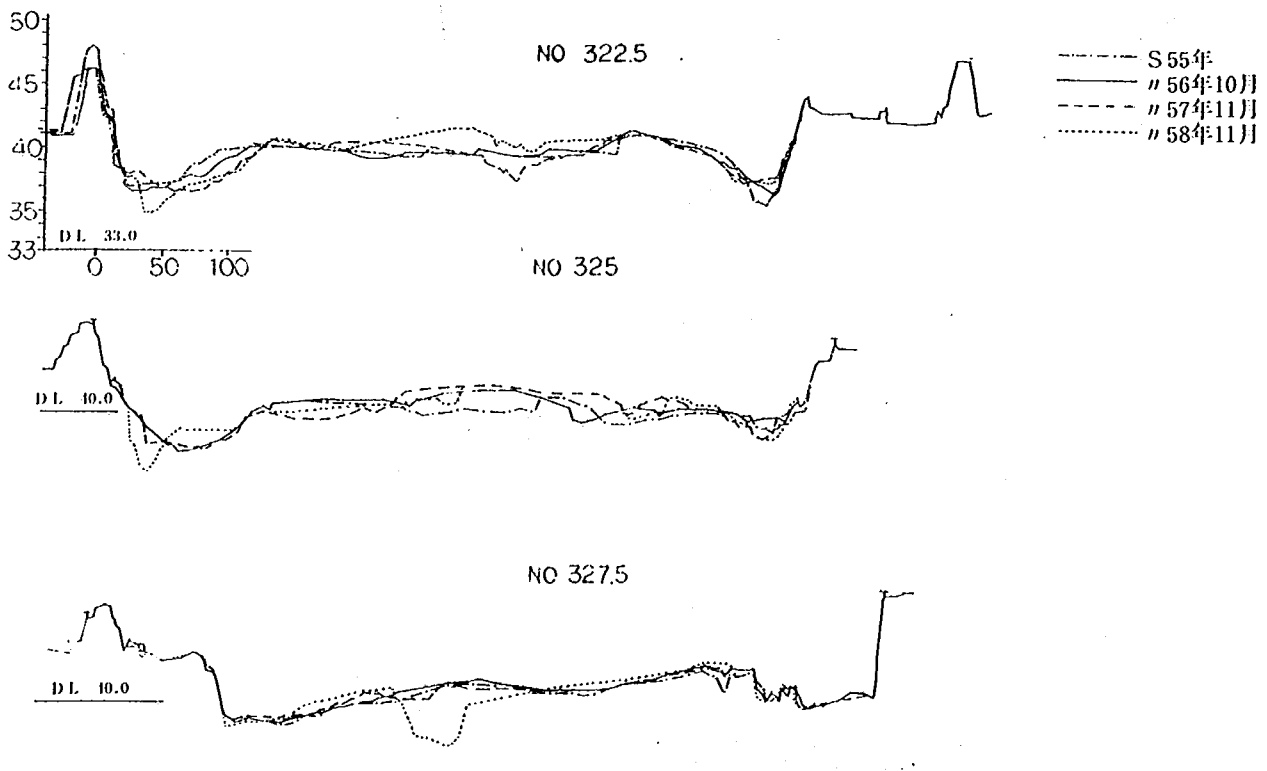
図－２．３．８　河床変動横断比較図



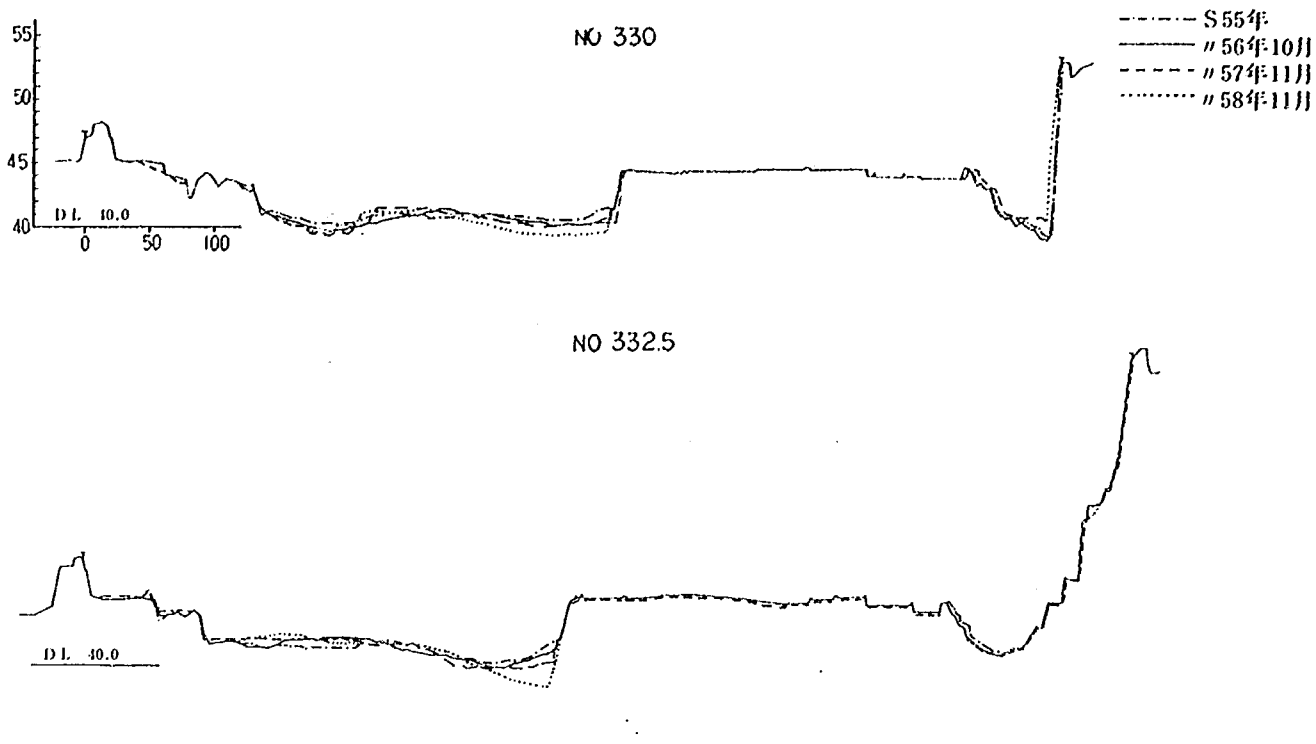
図－２．３．９　河床変動横断比較図



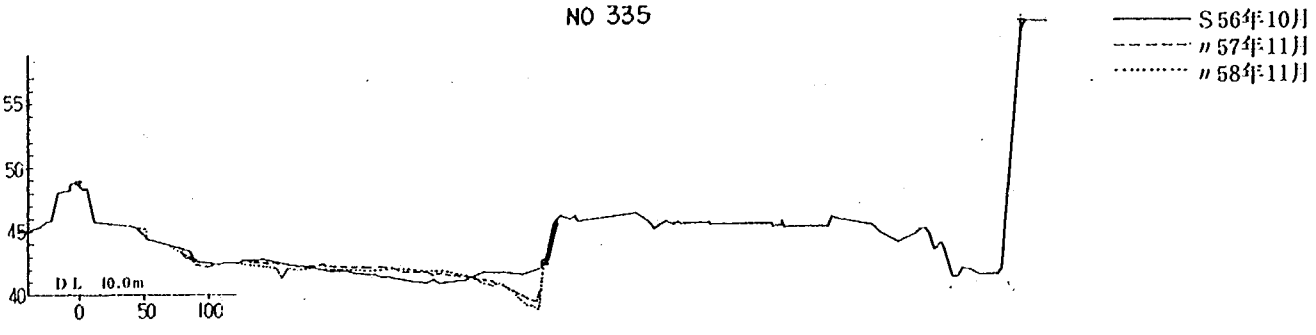
図－２．３．10　河床変動横断比較図



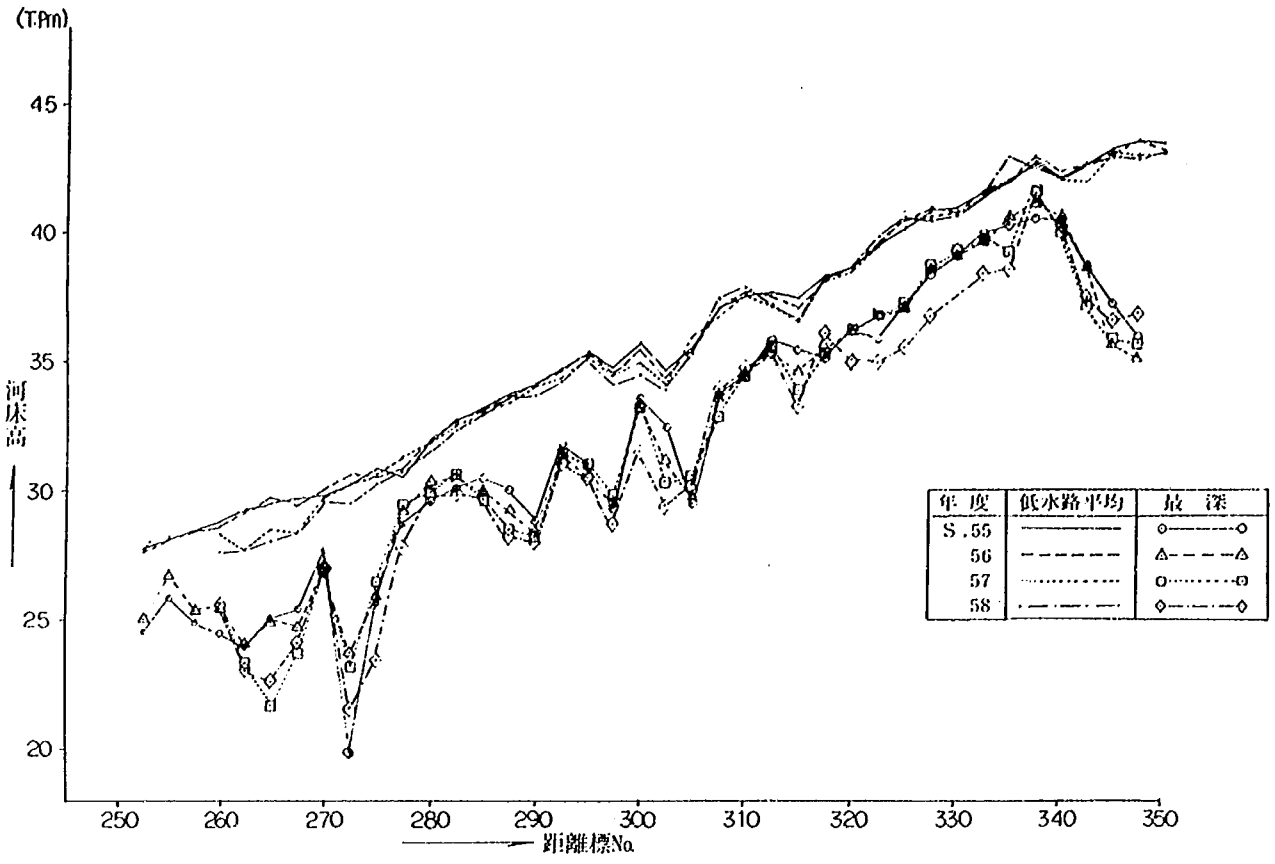
図－２．３．11　河床変動横断比較図



図—２．３．12　河床変動横断比較図



図—２．３．13　河床変動横断比較図



図－２．４　平均・最深河床高縦断図

２－２　既往洪水と水理状況

信濃川の主な洪水は、３月～４月の融雪期と７月～10月の梅雨、台風に起因するものが多い。とくに昭和56年、57年には既往最大級の洪水が相次いで発生し、昭和56年の台風15号では魚野川流域に大災害をもたらした。これらの主要洪水記録を表－２．１に示す。

表２．１　主要洪水記録

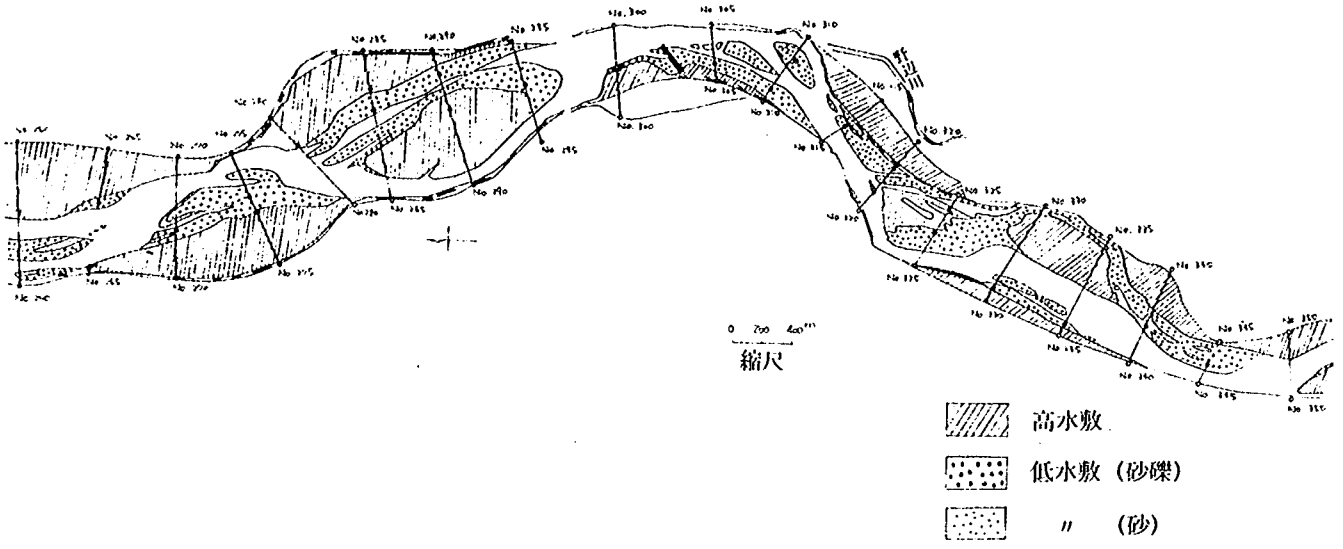
生起年月日	起　因	小千谷地点流量
S44年８月12日	低気圧	6,103m³/s
S53年６月27日	梅雨前線	5,946m³/s
S56年８月23日	台風15号	9,690m³/s
S57年９月13日	台風18号	9,300m³/s
S58年９月29日	台風10号	7,800m³/s

いっぽう、信濃川の流況は、小千谷地点の昭和45年～昭和54年間の平均値で以下のようになっている。

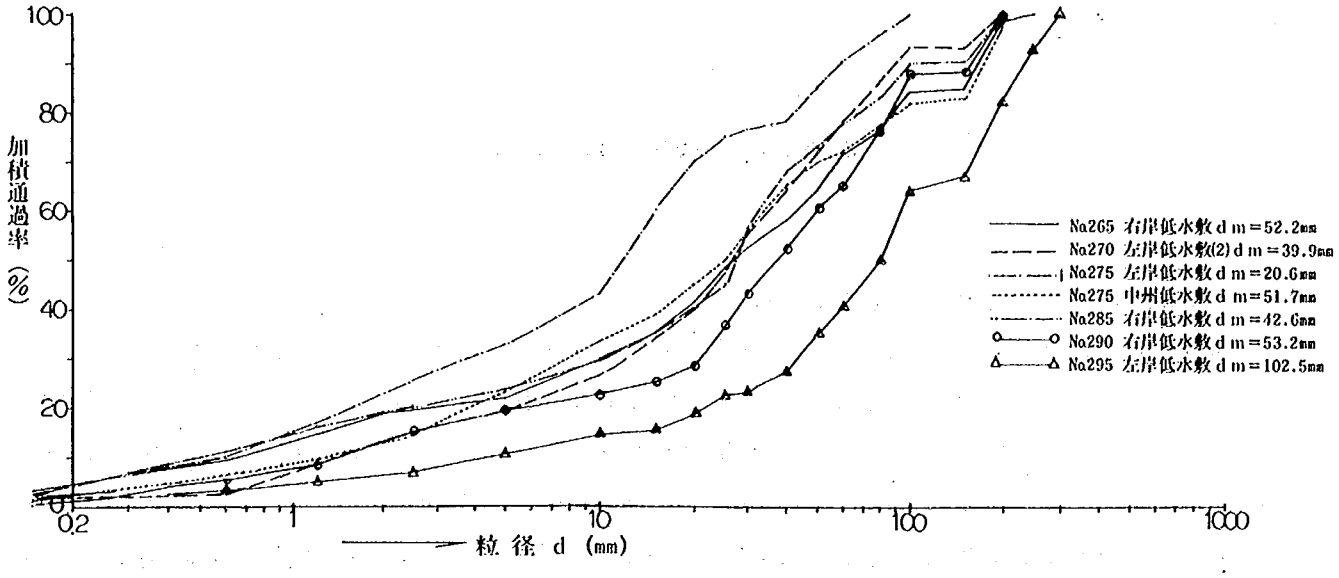
豊水流量　532.3m³/s
平水流量　379.9m³/s
低水流量　282.4m³/s
渇水流量　204.3m³/s
年平均流量　478.1m³/s

2－3　河床材料粒径について

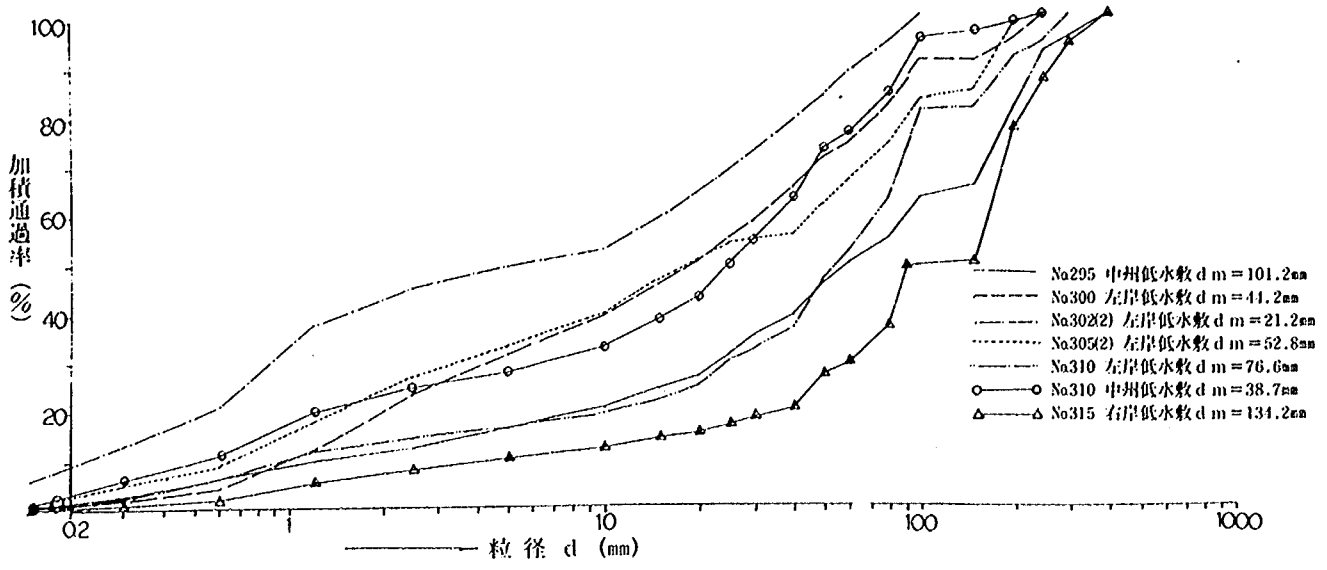
河床材料の粒径分布は、昭和46年および47年調査の資料によると、断面No. 350 ～No. 270 間の平均粒径は約45mmである。しかし、昭和48年の調査では、粒径10mm以下の細粒分が極端に少なく、平均粒径は約74mmと大きくなっている。これは、おそらく河床材料の採取位置や方法が異なるためとも考えられる。いっぽう、最近行われた昭和58年度の河床材料調査結果の調査位置図を図－２．５に、粒径加積曲線図を図－２．６．１～２．６．３に示す。これによると、混合粒径をもつ河床材料が分級され、採取位置によって粒径が粗かったり、細かかったりしている。とくに砂州部上流端付近では粒径が大きい傾向となっている。この調査結果より断面No. 335 ～No. 265 間の縦断方向にも平均化した場合の平均粒径は約55.8mmである。



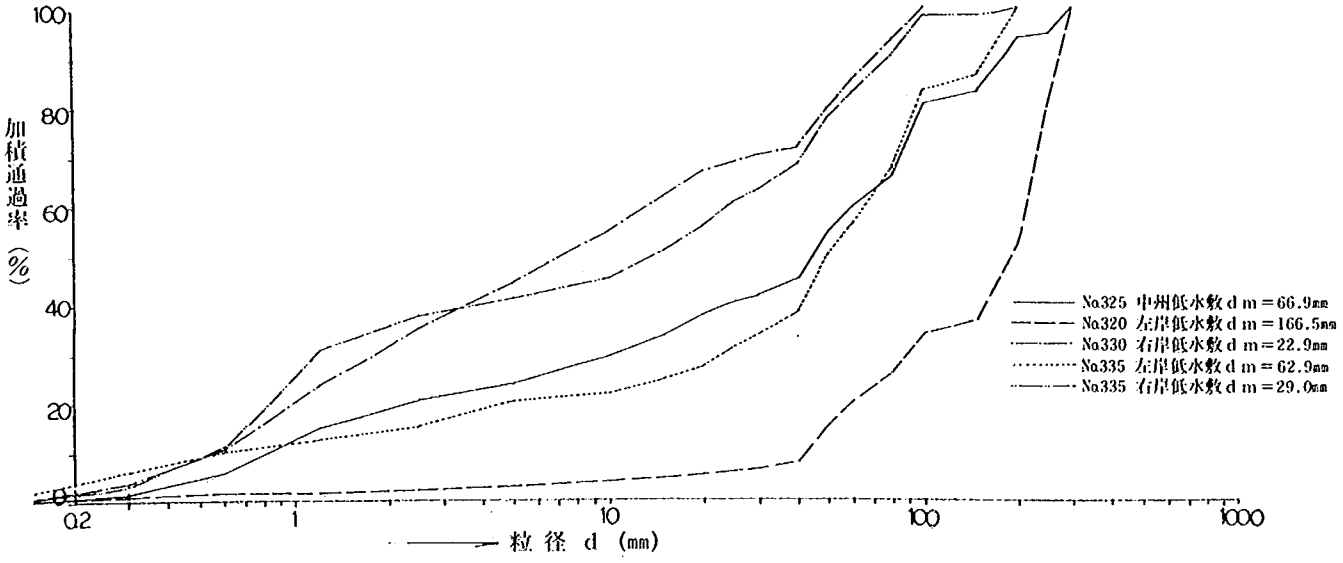
図－２．５　河床材料調査位置図



図－２．６．１　粒径加積曲線図（信濃川）



図— 2．6．2 粒径加積曲線図(信濃川)



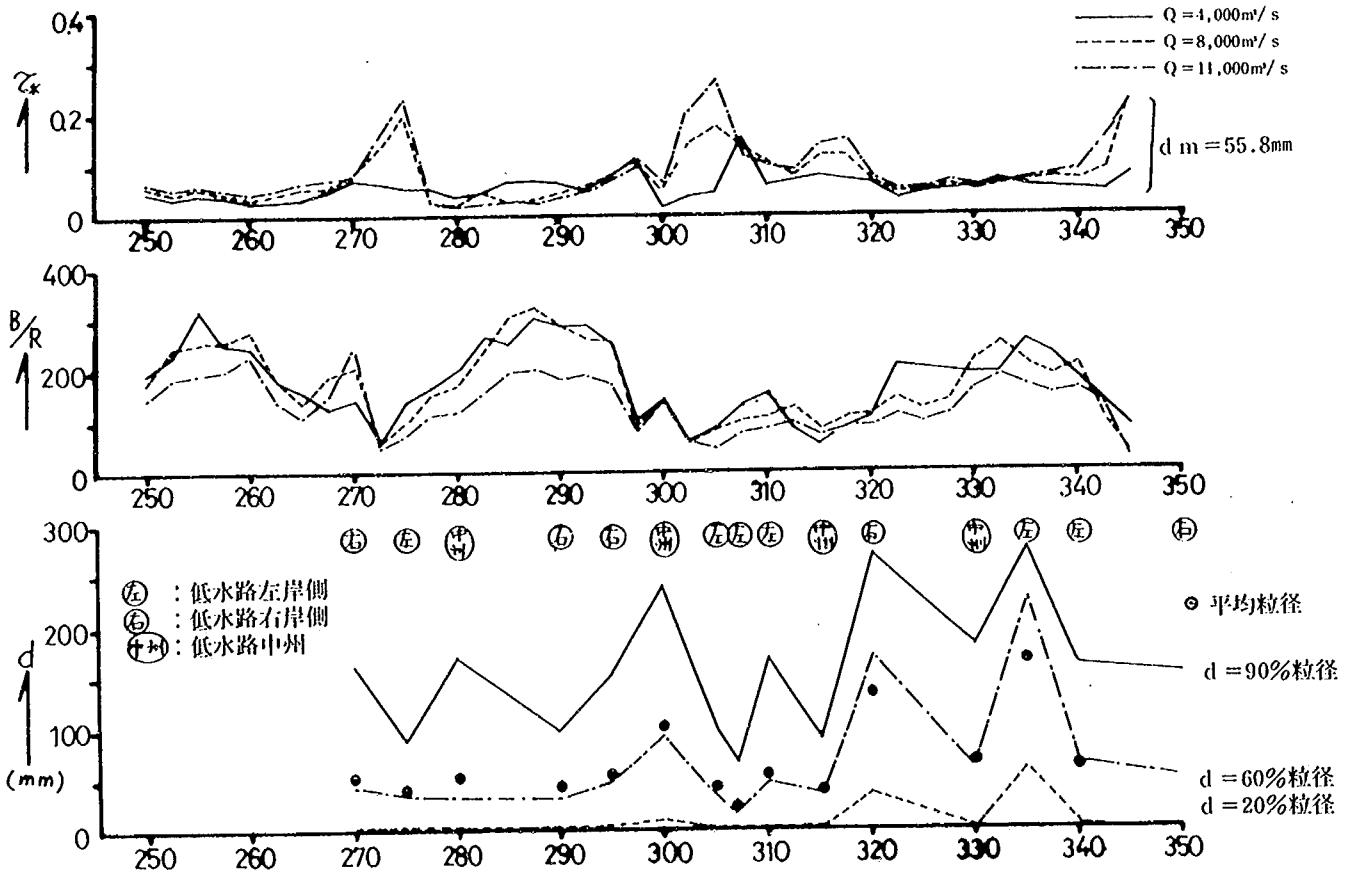
図— 2．6．3　粒径加積曲線図(信濃川)

2 — 4　現況および計画の河道水理特性

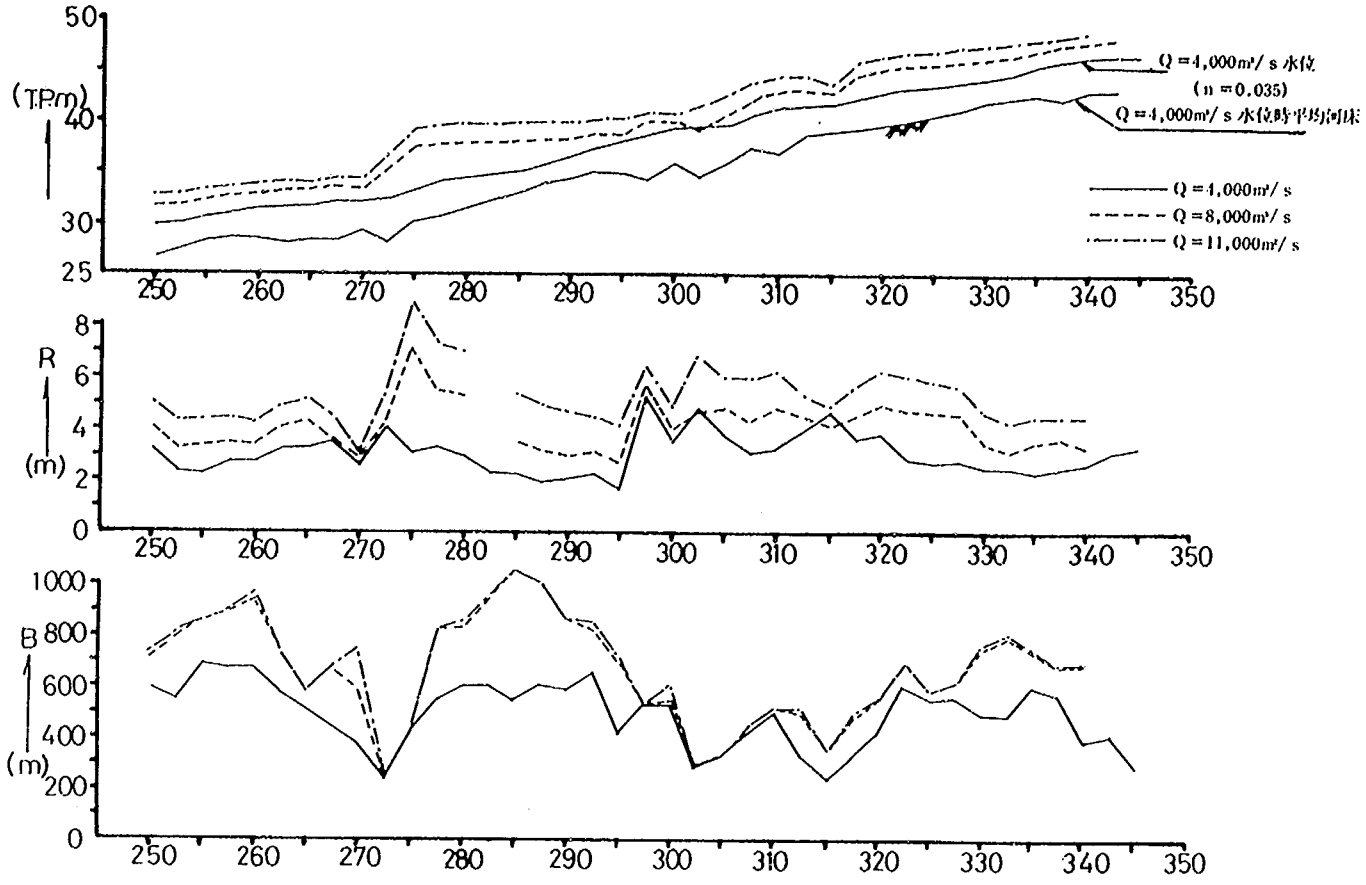
昭和58年度測量断面による現況および計画河道の不等流計算、（計算に使われた粗度係数は現況、計画とも断面No. 250 ～No. 350 間は n = 0.035 である。）が信濃川工事事務所で行われており、これより河道水理特性を求めた。図－2．7．1～2．7．2は、現況河道のQ = 4,000 m³/s 水位時断面の平均河床高、およびQ = 4,000m³/s、8,000m³/s、11,000m³/s 時の径深R、川幅B、無次元掃流力τ_*、川幅径深比B/Rと河床材料平均粒径の縦断変化図を示したものであり、図－2．8．1～2．8．2は同様に計画河道のQ = 5,000m³/s、9,000m³/s、11,000m³/s 時の縦断変化図を示した。

現況河道のQ＝4,000m³/s、および計画河道のQ＝5,000m³/s時の水位は高水敷高より低く、ほぼ低水路内の河道水理特性を表わしていると考えられる。これによると現況河道時では、断面No. 295 ～No. 285 間付近の径深Rが小さく、この区間では川幅Bが反対に大きい。川幅が縦断的に見て狭い地点は断面No.315、No. 302.5、No. 272.5 付近である。計画河道における径深Rは、ほぼ一定であり、低水路幅は断面No. 300 ～No.270間で300mから400mに広がっている。

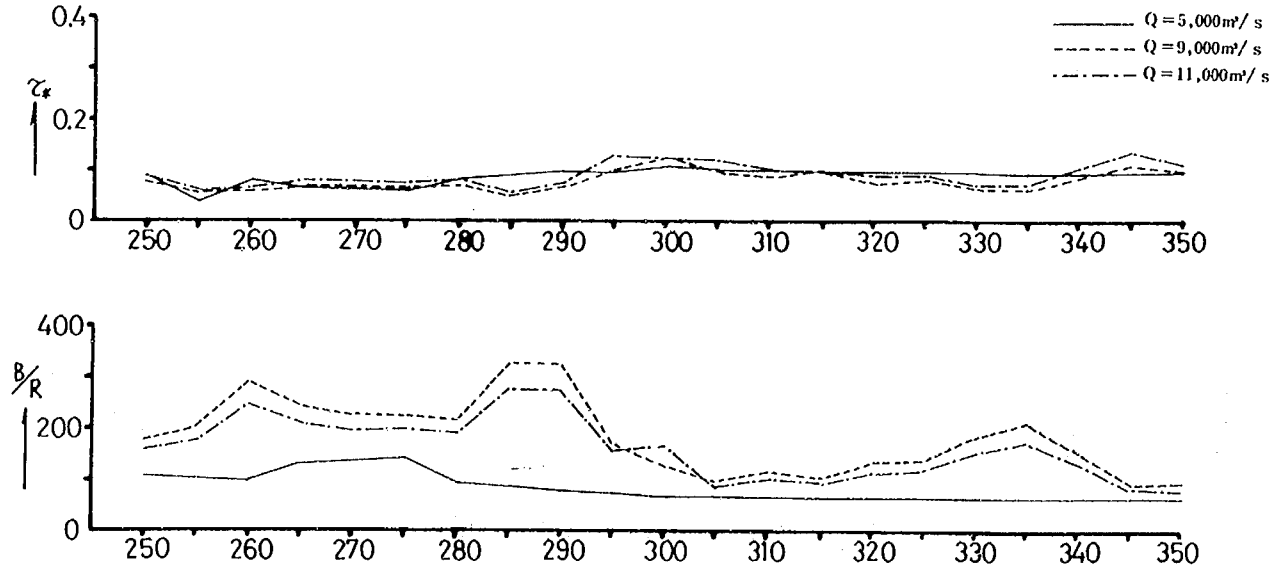
一般に、川幅は蛇行の波長に応じて狭拡を繰り返し、したがって、それに応じて河床に働く掃流力も変化する。河床に働く掃流力は、川幅の狭い所が大きく、川幅の広い所では小さい。大出水時には、狭い所の河床が掘れ、川幅の広い所に堆積すると考えられる。現況河道では、断面No. 345 、断面No. 320 ～No.295、および断面No. 275 付近の掃流力が大きく、計画河道では同様断面No. 345 および断面No. 320～No. 295 付近の掃流力が大きい。このため、その下流の掃流力の低下する現況河道および計画河道時の断面No. 330 と断面No.285付近、現況河道の断面No.260付近では、堆積傾向になると考えられる。



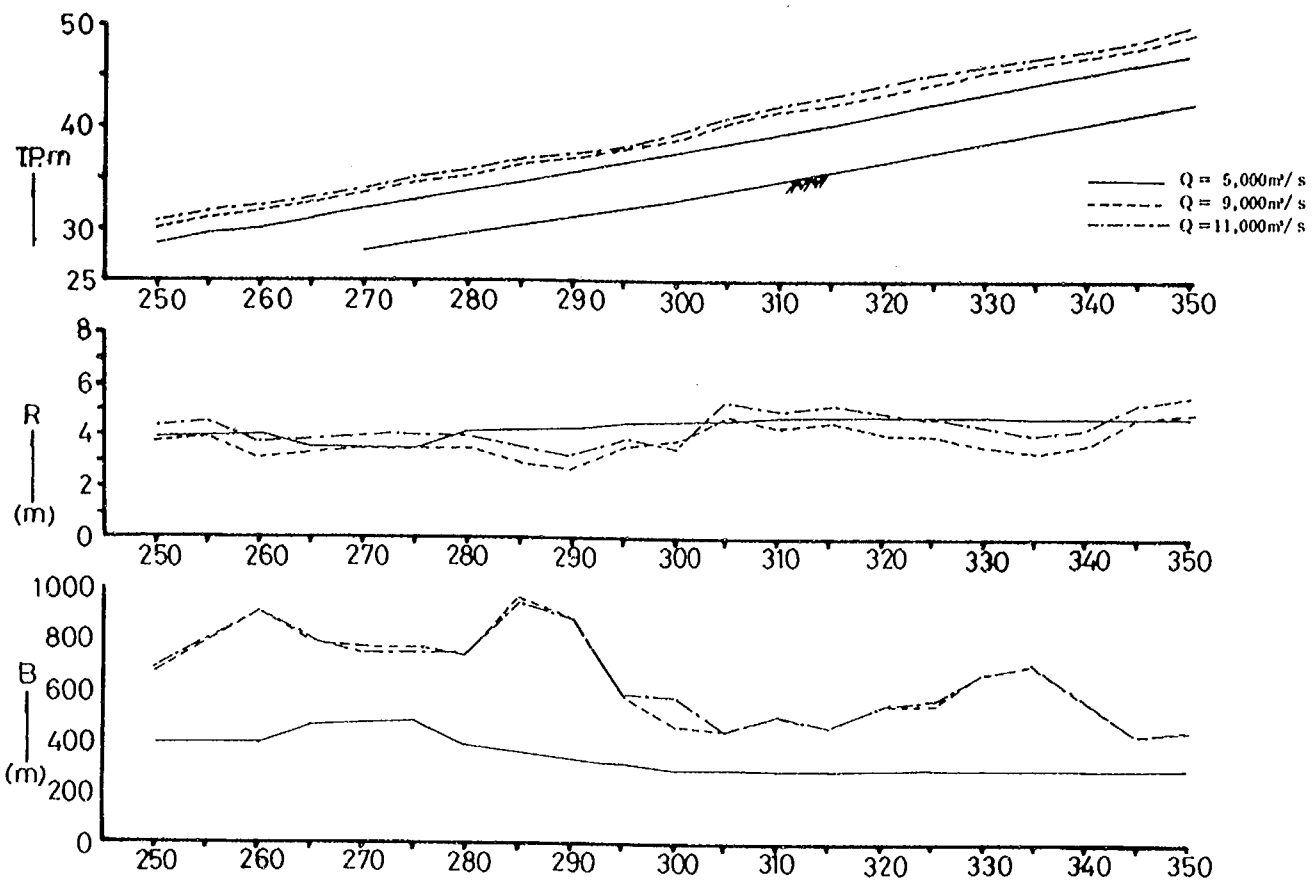
図—2.7.1　信濃川小千谷越路地区現況河道の水理特性



図—２．７．２　信濃川小千谷越路地区現況河道の水理特性



図—２．８．１　信濃川小千谷越路地区河道の水理特性(計画断面)



図—２．８．２　信濃川小千谷越路地区河道の水理特性(計画断面)

第3章　模型実験の相似律

3—1　相似律

模型実験は、現地に対して大きさを変えた模型を使って、実際に起こる現象を予測しようとするものであり、現地および模型に生ずる現象が相似でなければならない。そのためには模型が機何学的に相似であることが必要であるとともに物理量の縮尺には一定の条件が必要で、それは現地と模型とに対応する流れの基礎方程式が相似であることから決められる。

(1)　流れの相似性

現地と模型の流れを支配している基礎方程式は、現象を一次元的なものとみなせば、

$$\frac{1}{g}\frac{\partial u_p}{\partial t_p}+\frac{\partial h_p}{\partial x_p}-i_p+\frac{\partial}{\partial x_p}\left(\frac{u_p^2}{2g}\right)+\frac{n_p^2\cdot u_p^2}{R_p^{4/3}}=0 \quad \cdots\cdots (3-1)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p}+\frac{\partial A_p}{\partial t_p}=0 \quad \cdots\cdots (3-2)$$

が現地現象を支配する基礎方程式である。（3－1）式が流れの運動方程式、（3－2）式は連続式である。

模型でも同様な式が成り立ち、

$$\frac{1}{g}\frac{\partial u_m}{\partial t_m}+\frac{\partial h_m}{\partial x_m}-i_m+\frac{\partial}{\partial x_m}\left(\frac{u_m^2}{2g}\right)+\frac{n_m^2\cdot u_m^2}{R_m^{4/3}}=0 \quad \cdots\cdots (3-3)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial x_m}+\frac{\partial A_m}{\partial t_m}=0 \quad \cdots\cdots (3-4)$$

ここでサフィックスp、mはそれぞれ現地、模型を示し、uは流速、hは水深、xは距離、iは河床勾配、gは重力加速度、nは粗度係数、Qは流量、Aは河積、tは時間である。

現地の流れと模型の流れが相似であるためには、上式の現地と模型に対応する各項の比が一定でなければならない。

$$\frac{\frac{1}{g}\frac{\partial u_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g}\frac{\partial u_m}{\partial t_m}}=\frac{\frac{\partial h_p}{\partial x_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial x_m}}=\frac{-i_p}{-i_m}=\frac{\frac{\partial}{\partial x_p}\left(\frac{u_p^2}{2g}\right)}{\frac{\partial}{\partial x_m}\left(\frac{u_m^2}{2g}\right)}=\frac{\frac{n_p^2\cdot u_p^2}{R_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2\cdot u_m^2}{R_m^{4/3}}}=\text{const} \quad \cdots\cdots (3-5)$$

ここで、

$$\frac{u_p}{u_m}=u_r,\ \frac{l_p}{l_m}=l_r,\ \frac{h_p}{h_m}=h_r,\ \frac{x_p}{x_m}=x_r,\ \frac{n_p}{n_m}=n_r,\ \frac{-i_p}{-i_m}=i_r$$

とおくと（3－5）式は、

$$\frac{u_r}{l_r}=\frac{h_r}{x_r}=i_r=\frac{u_r^2}{x_r}=\frac{n_r^2\cdot u_r^2}{R_r^{4/3}}=\text{const} \quad \cdots\cdots (3-6)$$

（3－6）式において径深$R\fallingdotseq h$と表わされるものとすれば物理量は6個あり、関係式は4個である。よって2つを選べば、あとはおのずから決まる。

水平縮尺x_r鉛直縮尺h_rを選べば、

（3－6）式は、

$$
\left.\begin{aligned}
&\text{流　　速}\quad u_r = h_r^{1/2}\\
&\text{時　　間}\quad t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2}\\
&\text{河床勾配}\quad i_r = h_r \cdot x_r^{-1}\\
&\text{粗　　度}\quad n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2}
\end{aligned}\right\} \cdots\cdots (3-7)
$$

となる。断面積と流量の縮尺はそれぞれ、

$$
\begin{aligned}
&\text{断 面 積}\quad A_r = x_r \cdot h_r\\
&\text{流　　量}\quad Q_r = u_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2}
\end{aligned}
$$

となる。なお、流速分布の相似まで考えると、模型の縮尺が歪んでないこと（$x_r = h_r$）、粗度要素の幾何学的相似などが必要となってくる。（3－7）式の関係をフルードの相似則という。

(2) 移動床の相似律

移動床流れでは、模型河道と実河道における河床変動量が相似となる必要がある。断面平均の河床変動の式は次式で与えられる。

$$
\frac{\partial z}{\partial t_s} + \frac{1}{1-\lambda} \cdot \frac{1}{B} \cdot \frac{\partial Qs}{\partial x} = 0 \cdots\cdots (3-8)
$$

ここに、空隙率λ，流砂量Q_s、である。模型河道と実河道で上式が成り立つものとすると時間縮尺t_{sr}は

$$
t_{sr} = h_r(1-\lambda)_r \cdot x_r^{2} \cdot Q_{sr}^{-1} \cdots\cdots (3-9)
$$

となる。（3－9）式のQ_sに対象とする流砂量式を導入すれば、模型河道での河床変動が現地河道の河床変動と相似になるには何時間何分必要とするかを求めることが出来る。

一般に無次元流砂量は次式の関数関係から決定される。

$$
Q_s/u_* d \cdot B = f_1\{u/u_*,\ u_* d/\nu,\ u_*^2/(\rho_s/\rho - 1)\, g\, d,\ H/d,\ B/H,\ (\rho_s/\rho - 1),\ K\} \cdots\cdots (3-10)
$$

ここで（3－10）式の各諸量は、流体密度ρ、粘性係数ν、河床材料の密度ρ_s、平均粒径d，粒度分布形状K，流速u、摩擦速度u_*、水深H（あるいは河床勾配Ib）、水路幅B、重力の加速度gである。

（3－10）式はまた

$$
Q_s/u_* d \cdot B = f_2\{u/u_*,\ u_*^2/(\rho_s/\rho - 1) g d,\ u_*/w_o,\ H/d,\ B/H,\ (\rho_s/\rho - 1),\ K\} \cdots\cdots (3-11)
$$

と書くことができる。ここで、w_oは粒子の次降速度である。（3－10）式の各項のうち、流れの抵抗u/u_*に大きく関係する小規模河床形態に最も支配的なのは、粒子レイノルズ数$R_{e*} = u_* d/\nu$、無次元掃流力$\tau_* = u_*^2/(\rho_s/\rho - 1) g d$、水深粒径比$H/d$、水中比重$s = (\rho_s/\rho - 1)$である。いま議論を簡単化するために、幾何学的相似条件が成立し、河床材料が均一な砂礫（KとSが一定値）の場合について考える。このとき（3－7）式の関係から（3－10）式の右辺の項のうち$u_* d/\nu$を除く他のすべての無次元項は現地と模型で同一の値をもつ。一方$\frac{u_* d}{\nu}$については、粒径dがh_r、u_*が$h_r^{1/2}$となるため、νが$h_r^{1/2}$とならない限り模型河道と現地河道の$u_* d/\nu$は一致しない。現実には、これは不可能であり、模型河道での$u_* d/\nu$の値は現地河道より$h_r^{1/2}$倍小さくなる。従来の数多くの実験的検討から、模型の河床材料が、0.6㎜以上、または$\frac{u_* d}{\nu}$が20以上であれば、現地と模型で生ずる小規模河床形態はほぼ相似になることが知られている。このときには（3－10）式において$\frac{u_* d}{\nu}$の影響は無視でき、無次元流砂量は、両者で近似的に一致すると考えてよい。このときには（3－9）式から定まる流砂量の時間縮尺t_{sr}はフルードの相似側の時間縮尺t_rに一致する。すなわち（3－7）式を用いて（3－9）式を書きなおすと、

$$t_{sr} = h_r^{1/2} \quad \cdots\cdots (3-12)$$

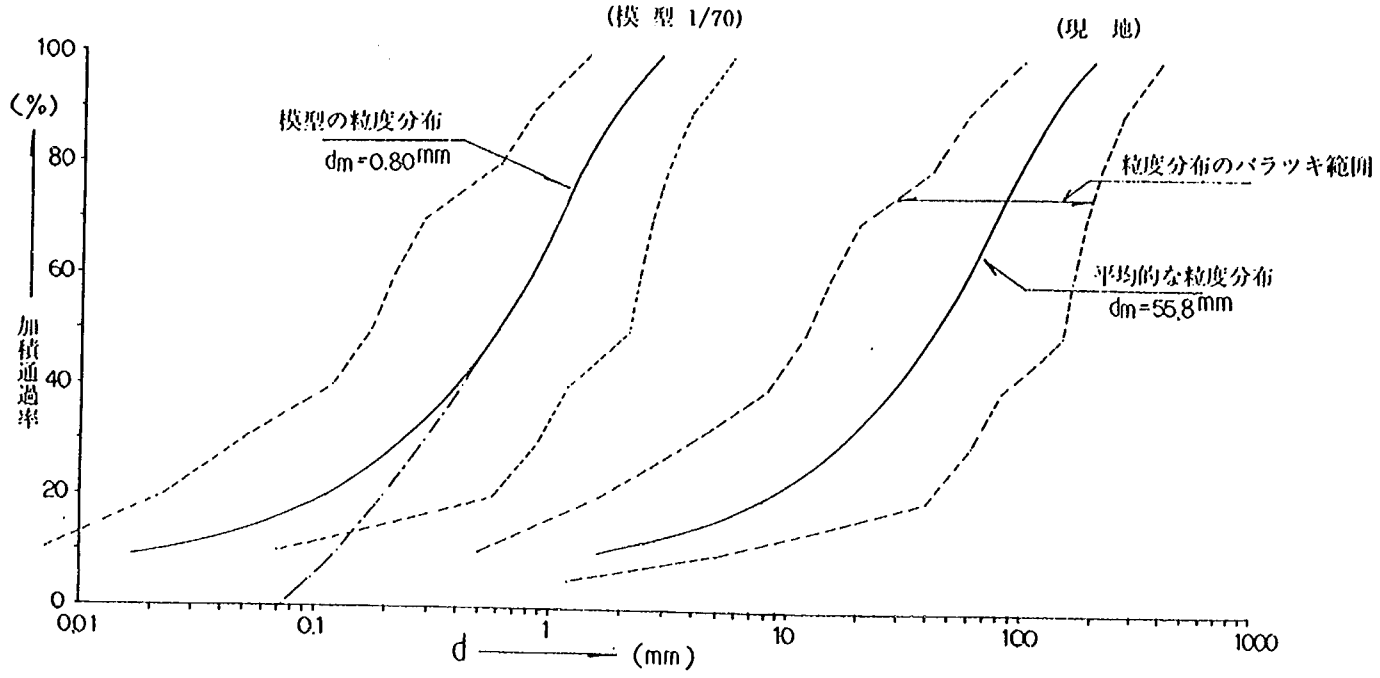
となり、これはフルードの時間縮尺に一致する。

しかし、模型の河床材料が小さくなると、R_{e*}の値が小さくなって小規模河床波が形成され、流れの抵抗が異なるばかりでなく河床形態も相似とはならない。また、R_{e*}が十分大きく無視出来れば、τ_*とH/dを実河道と模型河道とで等しくすれば流砂量は相似となるが、R_{e*}が小さくなると前述のように、小規模河床波の発達によって異なってくる。浮遊砂形態の流砂量の多い河道では、(3－10) 式に示す摩擦速度と砂粒子の沈降速度の比u_*/w_0が現象を支配する因子となる。模型の材料が0.2mm以下、または比重が軽くなると沈降速度の縮尺がフルード則による速度の縮尺と異なるため、流砂形態の相似が得られず、流砂量も一致しない。実際には、移動床模型実験では上述のような無次元量はすべてを模型と実河道で一致させなくても、河床形態や流砂形態の相似条件は、支配的な無次元量が同一形態領域の範囲内にあれば、異なる形態の境界付近を除けば比較的相似になり易い。

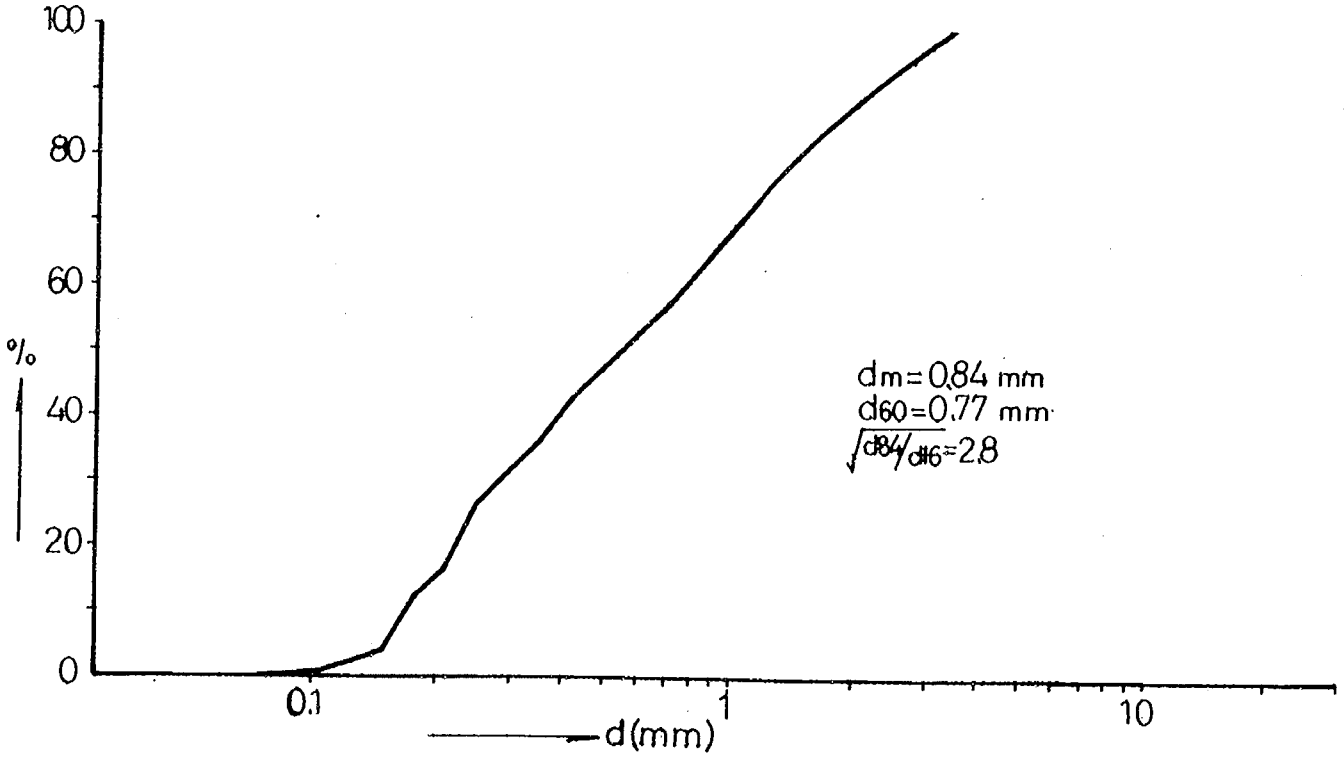
3－2　信濃川小千谷・越路地区模型の縮尺

一般に模型の縮尺は、実験目的に対する必要精度、実験施設（面積、給排水設備の能力等）および相似性との関係等で決められる。とくに移動床模型では、現地の河床砂の粒径が小さい場合、その河床材料が相似となるような河床砂の入手が困難であるだけでなく、粒径が微細となるため、水の粘性の影響を大きく受け、現象の相似を得ることが難しい。このような場合には、河床形態、流砂量、流砂形態などのうち、最も重要と思われるものだけでも相似となるように模型の河床材料を選定する。これらのうち、流砂量に関しては、前にも述べたように時間縮尺を変えることによって調整することができる。残りの河床形態と流砂形態のうち、河床形態を重視する場合には、現地と模型における無次元掃流力τ_*を一致させること。流砂形態を重視する場合には、現地と模型における摩擦速度と河床砂の沈降速度との比を一致させることがそれぞれ重要な条件となると考えられる。信濃川小千谷・越路地区模型では縮尺1/70（無歪）とし、断面No.265～No.332.5間(6.75km)河道を移動床模型として製作した。模型河床材料には、現地河床材料の平均粒径を河道模型の縮尺と同じとするだけでなく、粒度分布形まで相似とできることが望ましい。実際には、河床材料の粒度分布形は、河道の縦断方向や場所的にも変化する。河道のある区間におけるこのような粒度分布形の変化は、河床材料が未分級な扇状地河道においてとくに顕著である。この実験の場合も実河道における粒度の縦断方向や場所的な変化は大きいが、模型実験では河道全域にわたって同一粒度分布形の河床材料を用いざるを得ない。ここでは、昭和58年度の河床材料調査結果の粒度分布形（図－2.6）より、図－3.1に示すように、縦断方向にも平均化したような分布形を想定し、その粒径を1/70に縮尺したものを、模型における河床材料の粒度分布粒度分布を決める基とした。

実際に模型実験に使用した河床材料の粒度分布形は、図－3.2に示すようなもので、図－3.1に示す分布形と若干異なる。これは模型上で0.1mm以下の粒径の砂は浮遊砂として流送されて、河床材料から脱落してしまうので、初めからこれをカットしているためである。



図—３．１　粒度分布図(信濃川)



図—３．２　粒径加積曲線図(信濃川模型)

(1) フルードの相似則

（3－7）式を使って、信濃川模型の各物理量に関する縮尺を求めると次のようになる。ただし、前述のように模型の水平、鉛直縮尺は共に1/70である。

$$x_r = h_r = 70$$

$$A_r = x_r \cdot h_r = 4900 \qquad l_r = x_r \cdot h_r^{1/2} = 8.37$$

$$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2} = 40996 \qquad i_r = h_r \cdot x_r^{-1} = 1$$

$$V_r = h_r^{1/2} = 8.37 \qquad n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} = 2.03$$

(2) 河床面の相似性

現地河道の河床材料粒径は、図－3．1に示すように縦断方向にも平均化したような分布形を想定したときの平均粒径が、$d_m \fallingdotseq 55.8$mmである。模型河床材料平均粒径は、図－3．2に示してあるように$d_m = 0.84$mmであるので、無次元掃流力τ_*および摩擦速度と河床砂の沈降速度の比u_*/w_oの現地と模型の比は、

$$\tau_{*r} = \frac{u_{*r}^2}{(\rho_s/\rho - 1)_r \cdot g_r \cdot d_r} = \frac{h_r^2}{s_r \cdot g_r \cdot d_r \cdot x_r} = 1.05$$

ここに　$u_{*r} = \sqrt{g_r \cdot h_r \cdot I_{cr}} = h_r/\sqrt{x_r}$ 、$s_r = (\rho_s/\rho - 1)_r$

$(u_*/w_o)_r = h_r/x_r^{1/2} \cdot w_{or} = 0.94$

となる。したがって、τ_{*r}、$(u_*/w_o)_r$ とも現地と模型とでほぼ一致しており、河床形態および流砂形態とも相似性は満足されると考えられる。いっぽう、河床変動量は、模型河床材料が0.6 mm以上、あるいは粒子レイノルズ数R_{e*}が無視できれば、τ_*とH/dを実河道と模型とで等しくすることによって、（3－12）式に示すように、流れと同じ縮尺で相似とすることができる。よって、このときの時間縮尺は$t_{sr} = h_r^{1/2} = 8.37$である。

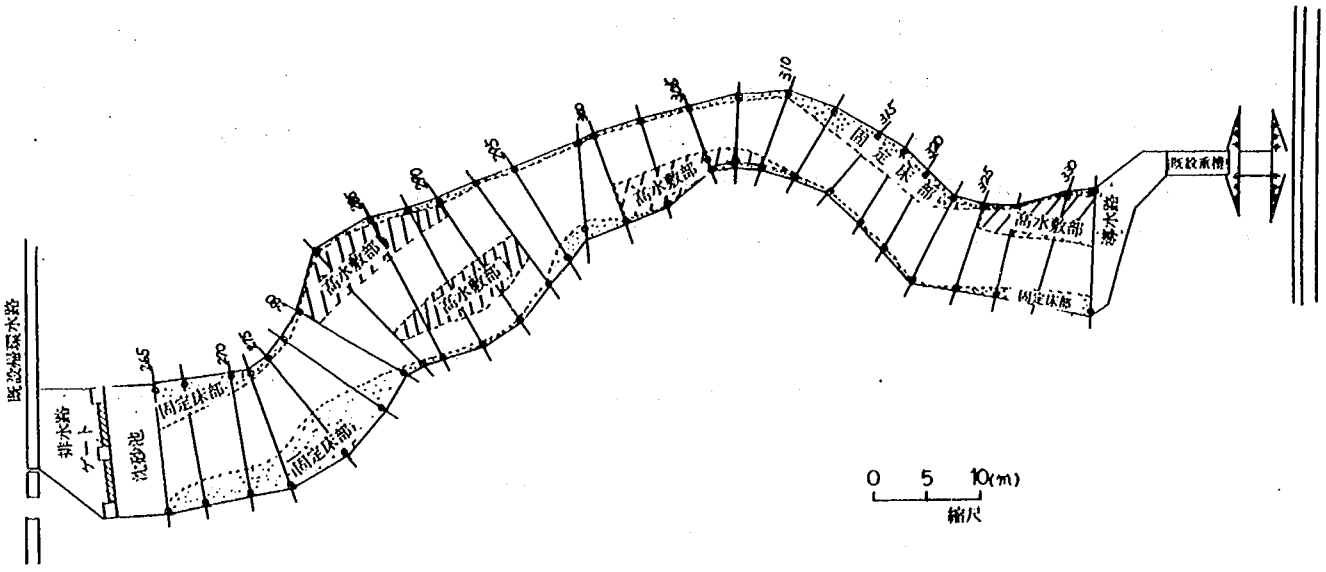
以上の結果より、不定流を通水するときの時間縮尺は$t_{sr} = 8.37$とし、検証実験によってその相似性を検討することにした。定流実験では、長期的な河床変動と諸対策の検討を目的とし、砂礫堆の流下および河床変動等がほぼ安定状態となる時間を通水した。このため、定流実験の時間については、現地対応を考慮せず模型時間のまま表わすことにした。

第４章　模型および実験の概要

４－１　模型の概要

信濃川河道の模型製作に際しては、第３章で述べたように、現地の河床材料等から模型縮尺を1/70（無歪）とし、模型河床材料としては、前述の図－３．２に示すd_m＝0.84mmの砂を用いた。模型の範囲は妙見堰設置に伴う諸対策の検討に必要な部分の他に、断面No. 275 付近右岸側水衝部の検討が必要と考えられたため、図－４．１に示すような断面No. 265 ～No. 332.5 間（6.75km）とした。模型は、半固定床模型で、現地で既に高水敷が造成されている部分や、植生等で出水時においても河床変動がないと推察される箇所は、モルタル固定床とし、出水時に移動すると考えられる部分を移動床とした。移動床部は、河床材料敷厚分（計画河床高より約20cm）だけ低いところに平坦なモルタル面を設け、その上に砂を敷き河床面としている。河道部の平面および横断形は、昭和58年度の測量成果に基づいて製作し、他に河川構造物（橋脚、堰、護岸等）も木材、モルタル等によって製作した。

実験水は、つぎのような循環経路をとっている。低水槽内に貯留され実験水は、ポンプにより揚水し、高水槽に導く。高水槽によって水位を一定に保つようにし、余剰水は低水槽に戻し、実験に必要な流量を給水管によって模型上流端の量水槽へ導く。量水槽ではバルブによって流量調節を行い、量水槽にて流量計測を行う。量水槽から流れ出た実験水は、流れの安定を図る目的で設置されている整流槽を通り、模型河道内へ給水される。模型の下流端には、沈砂池および水位調節用のゲートを設け、そこより排水路から帰還水路へ、そして低水槽へと戻る。低水槽に戻った実験水は再び模型に給水している。



図－４．１　信濃川模型平面図

4－2　実験の概要と実験ケース

信濃川の妙見堰建設に伴う仮締切工設置時と堰完成後の洪水時における水理的諸問題の把握や、これに対する対策、および魚道に係わるゲート操作方法等を検討するための実験を行った。実施した実験は大別して4種類であり、各河道形状あるいは堰建設時の各仮締切形状に対して所定の水理条件を与え、水位、流速、流況、河床変動状況等の測定を行うことにより、実験目的についての検討を行った。ここにそれぞれの実験目的や検討事項を簡単にまとめると、次のとおりである。

(1)　検証実験（実験Ⅰ）

検証実験は、現地と模型との水理現象の相似性を調べるために行ったものである。検証の対象とした物理量は、3－2で述べたフルードの相似則から得られにくい河床変動量である。ここでは既往洪水を通水し、その変動状況を比較検討し、河床面の相似性と現況河道の水理現象を把握した。

(2)　仮締切工設置実験（実験Ⅱ）

堰建設時の仮締切工設置に伴う洪水時の局所洗掘状況や治水上の諸問題を把握し、計画河道への河床掘削順序を含め、その対策案を検討した実験である。

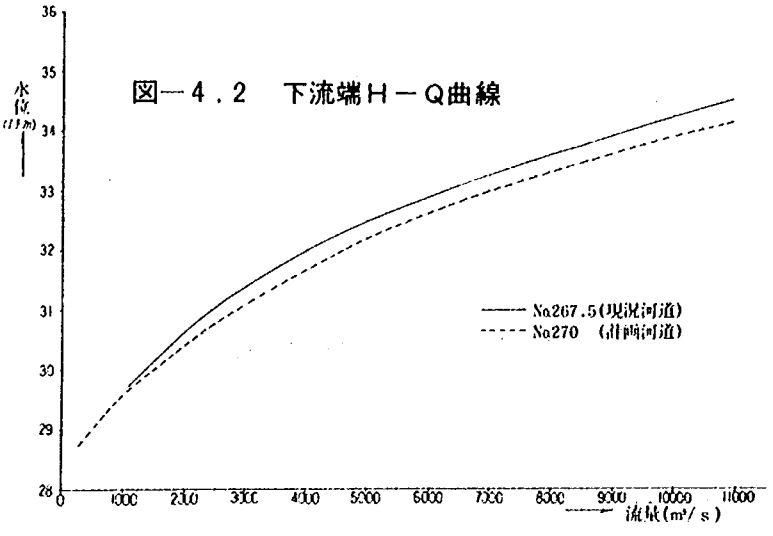
(3)　堰設置実験（実験Ⅲ）

堰完成後の洪水時における砂礫堆の形状、堰上流の堆砂状況、堰護床工および水衝部の局所洗掘状況等を把握し、その対策法について検討した。ここでは主として、堰上流左岸側の堆砂軽減に関する検討を目的とした実験を実施した。

(4)　魚道に関する実験（実験Ⅳ）

堰完成後における左右岸魚道への誘魚効果の得られるゲート操作方法、および魚道入口形状等について、検討した実験である。実験は、平水流量相当、および豊水流量相当に対する水理状況を把握した検討を実施した。

以上の実験を表－4．1～4．2に示すケースについて実施した。なお、下流端水位は、不等流計算資料より、図－4．2に示すH～Q曲線から実験流量に対する水位を求めて設定した。不定流実験の流量と下流水位の設定時刻は、洪水の到達時間を考慮して、下流端水位を模型時間3分（現地約25分）遅らせている。また、堰完成後の堰上流左岸側の堆砂軽減に関する実験では、その効果を把握するための予備実験をこの他にも実施している。これらも含め、その実験結果を次章において述べる。



図―4．2　下流端H－Q曲線

表－4．1　実験ケース一覧表(1)

種別	実験ケース	河道条件			流量(m³/s)	下流端水位(T.P m)	備考
		河道	堰	その他			
検証	I－1	現況	なし		Qp＝9,300	水位波形	相似性の検討(S.57.7洪水)
	I－2	〃	〃		〃	〃	〃
	I－3	〃	〃		4,000	31.95(No267.5)	〃
仮締切工実験	II－1－1			仮締切(1)	4,000	31.95	現象把握
	II－1－2			〃	Qp＝9,600	水位波形	〃
	II－2－1			仮締切(2)	4,000	31.95	〃
	II－2－2			〃	Qp＝9,600	水位波形	〃
	II－2－3			〃	〃	〃	対策案実験
	II－3－1			仮締切(3)	4,000	31.95	現象把握
	II－3－2			〃	〃	〃	対策案実験
	II－3－3			〃	Qp＝9,600	水位波形	現象把握
	II－3－4			〃	〃	〃	対策案実験
	II－4－1			仮締切(4)	4,000	31.95	現象把握
	II－4－2			〃	Qp＝9,600	水位波形	〃
堰設置実験	III－1－1	計画	あり	原案法線形	Qp＝11,000	水位波形	河床変動状況の把握
	III－1－2	〃	〃	〃	2,000	30.37(No270)	〃
	III－1－3	〃	〃	〃	4,000	31.65	〃
	III－1－4	〃	〃	〃	6,000	32.55	〃
	III－1－5	〃	〃	〃	8,000	33.25	〃
	III－2－1	〃	〃	法線形修正	4,000	31.65	法線形修正案の検討
	III－2－2	〃	〃	〃	8,000	33.25	〃
	III－3－1	〃	〃	帯工1基＋水制	4,000	31.65	対策案Iの検討
	III－3－2	〃	〃		8,000	33.25	〃

表－4.2　実験ケース一覧表(2)

種別	実験ケース	河道条件			流量(m³/s)	下流端水位 (T.Pm)	備考
		河道	堰	その他			
堰設置実験	Ⅲ－4－1	計画	あり	帯工3基	4,000	31.65	対策案Ⅱの検討
	Ⅲ－4－2	〃	〃	〃	8,000	33.25	〃
	Ⅲ－5－1	〃	〃	帯工3基＋水制	4,000	31.65	対策案Ⅲの検討
	Ⅲ－5－2	〃	〃	〃	8,000	33.25	〃
	Ⅲ－5－3	〃	〃	〃	Qp＝11,000	水位波形	〃
	Ⅲ－6－1	〃	〃	〃	4,000	31.97	水制上流側案の検討
	Ⅲ－6－2	〃	〃	〃	8,000	33.58	〃
	Ⅲ－7－1	〃	〃	〃	4,000	31.97	水制下流側案の検討
	Ⅲ－7－2	〃	〃	〃	8,000	33.58	〃
	Ⅲ－8－1	〃	〃	〃	2,000	30.65	最終案水制配置の検討
	Ⅲ－8－2	〃	〃	〃	4,000	31.97	〃
	Ⅲ－8－3	〃	〃	〃	8,000	33.58	〃
	Ⅲ－9	〃	〃	水制のみ	8,000	33.58	帯工なしの検討
魚道に関する実験	Ⅳ－1－1	計画	あり	原案	1,000	37.9 (堰上流水位)	原案の流況把握
	Ⅳ－1－2	〃	〃	〃	600	36.8	
	Ⅳ－1－3	〃	〃	〃	300	35.6	
	Ⅳ－2－1	〃	〃	修正Ⅰ案	176.7	35.6	修正Ⅰ案流況把握
	Ⅳ－2－2	〃	〃	〃	282.4	37.9	
	Ⅳ－2－3	〃	〃	〃	525.1	35.6	
	Ⅳ－2－4	〃	〃	〃	665.0	37.9	
	Ⅳ－3－1	〃	〃	修正Ⅱ案	176.7	35.6	修正Ⅱ案流況案把握
	Ⅳ－3－2	〃	〃	〃	282.4	37.9	
	Ⅳ－3－3	〃	〃	〃	525.1	35.6	
	Ⅳ－3－4	〃	〃	〃	665.0	37.9	
	Ⅳ－4－1	〃	〃	最終案	176.7	35.6	最終案流況把握
	Ⅳ－4－2	〃	〃	〃	282.4	37.9	
	Ⅳ－4－3	〃	〃	〃	525.1	35.6	
	Ⅳ－4－4	〃	〃	〃	665.0	37.9	

注，Qpありは不定流、その他は定流である。

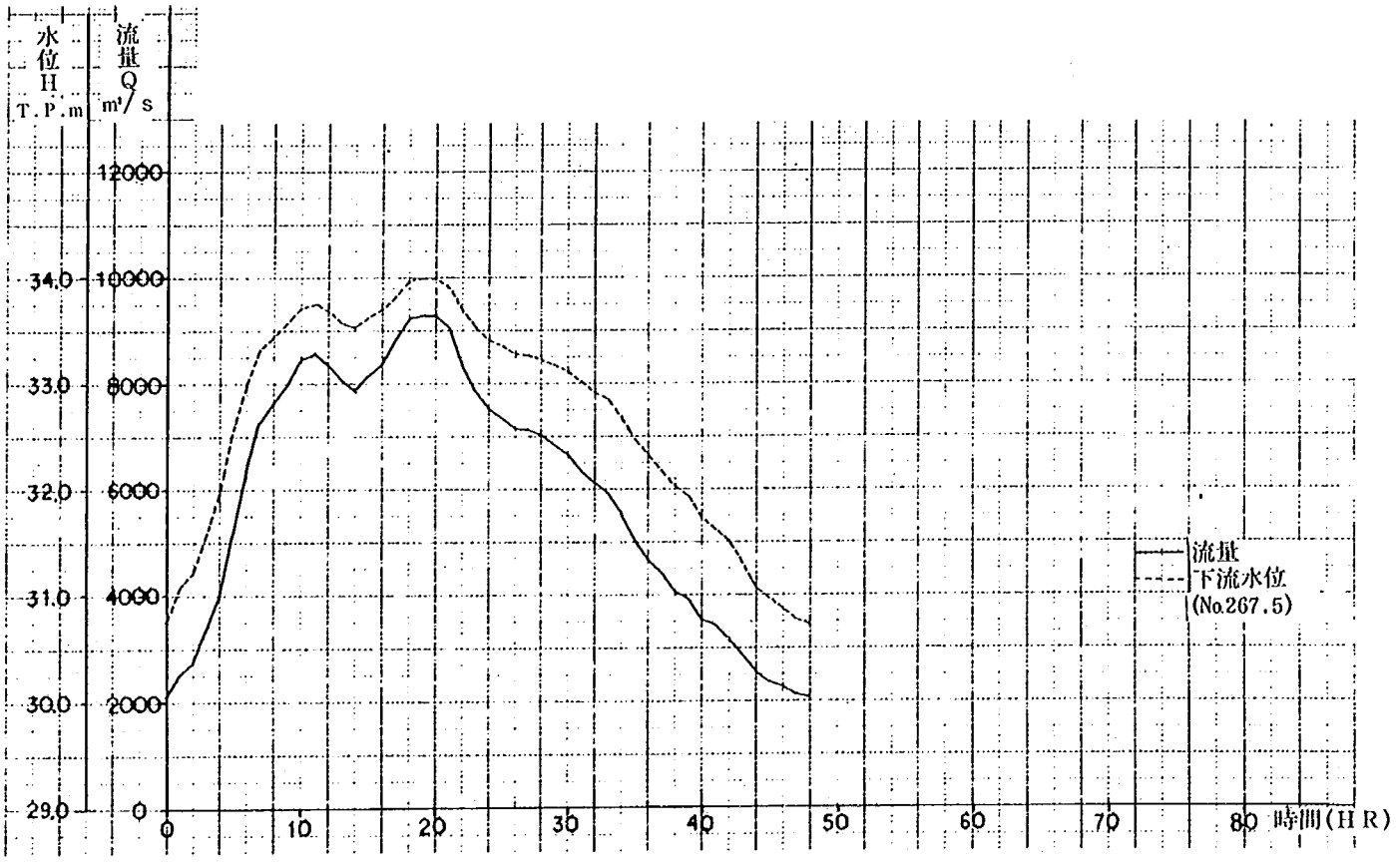
第５章　模型の相似性に関する検証実験

５－１　概　　要

第４章で述べたように、模型実験には種々の相似性に関する問題点が残っている。模型の縮尺を決め、河床材料を一種に選んでしまうと、現地と模型での現象は完全に相似に保つことはできない。それゆえ検証実験によって模型上で起る現象がはたして現地で越る現象とどれだけ相似しているかを確め、相似性の程度を明らかにしておかなければならない。よって、移動床模型の検証実験は、河床抵抗、流砂量、あるいは三次元流況の相似を検討することであり、また、現況河道の水理現象を把握し、計画河道における実験結果を検討する際の比較資料を得ることである。

５－２　実験条件

検証実験は、図－５．１に示す昭和57年９月洪水のハイドログラフ（Ｑｐ＝9,300m³/Ｓ）をフルードの時間縮尺（tsr＝8.4）で通水し、主に模型河道全体のピーク水位や流況および河床変動状況について検討した。この実験条件一覧表を表－５．１に示す。ケースＩ－１では洪水前の昭和57年２月の横断測量結果、ケースＩ－２では低水路内を平均河床高に整形して現地洪水後における河床変動との相似性について検討した。ケースＩ－３では、ケースＩ－２通水後河道に低水路満杯流量程度の4,000m³/ｓの定流を模型で10時間通水し、砂礫堆の移動および最深河床高等の変化について把握した。



図－５．１　流量、下流水位波形（ケースＩ－１、Ｉ－２）
（Ｓ57年９月12～15日）

表－５．１　実験条件一覧表

種別	ケースNo.	流量(m³/s)	下流端水位 (T.P.m)	実験時間	河道条件
検証実験	Ⅰ－1	S.57年7月洪水 Qp＝9,300m³/s	No.267.5 水位波形	現地48時間	洪水前のS.56年度横断測量の自然河床に整形
	Ⅰ－2	〃	〃	〃	S.56年度測量断面の低水路平均河床で平坦河床に整形
	Ⅰ－3	定流 Q＝4,000m³/s	No.267.5 T.P31.95m	模型10時間	ケースⅠ－2通水後へ重ねて通水

５－３　実験結果

(1)　水位について

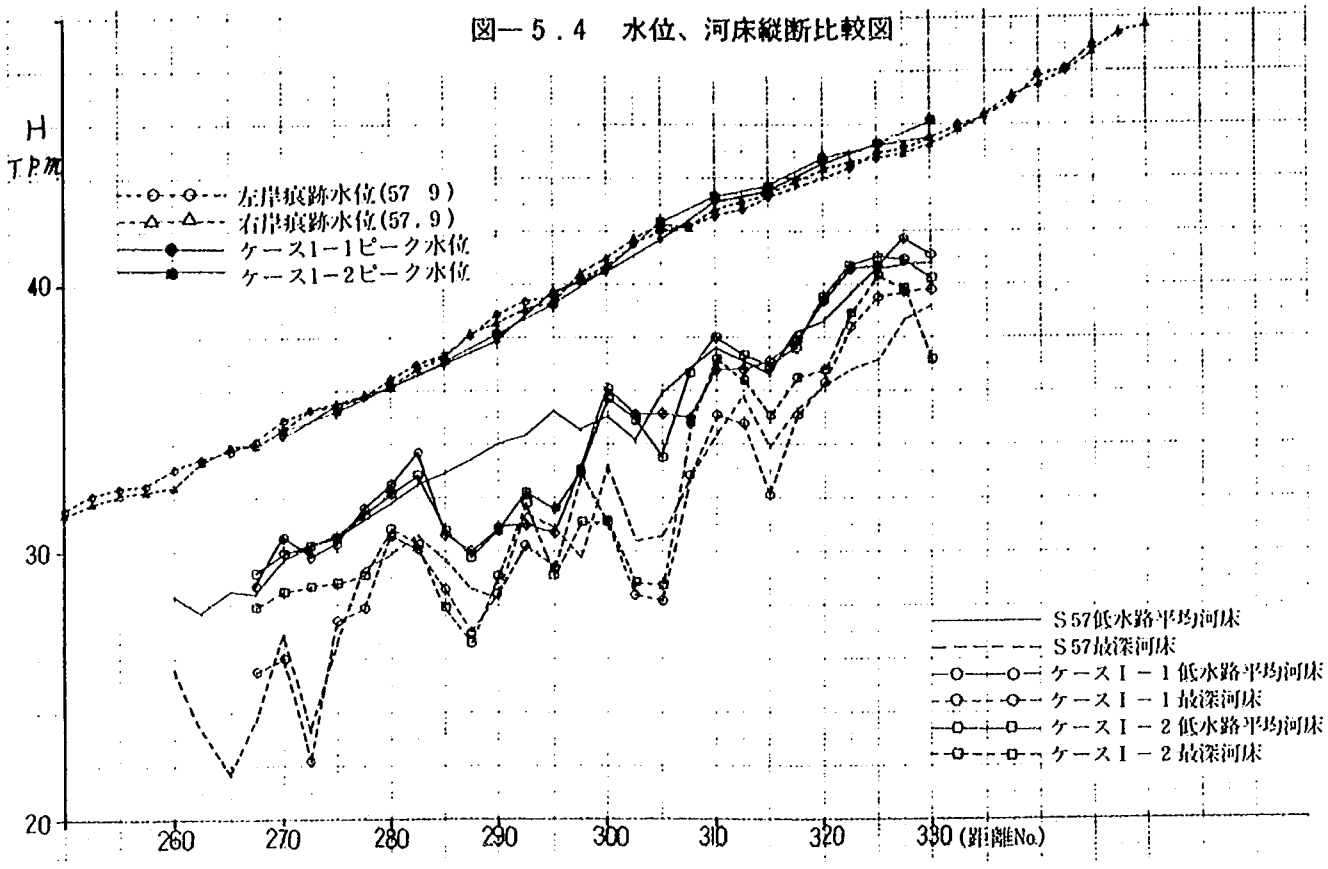
実験で得られた水位時間曲線を図－５．２．１～５．２．２に示す。ケースⅠ－１とⅠ－２では、各断面、各測定時刻によって多少の違いはあるが、全体的な傾向はほぼ同じである。水位変動状況は、通水開始後８時間目頃（Q≒7,600m³/s）までは流量の増加に伴う水位の上昇が著しいが、それ以降のピーク流量（Q＝9,300m³/s）までの水位上昇は少ない。これは、ピーク付近では一定流量が継続し、流量波形の変化が少ないこと、および流量の増大によって、高水敷上の流れが多くなるためと考えられる。

これより、同時刻の水位縦断図を示したのが図－５．３．１～５．３．２である。これによると流量ピーク時における縦断形は、ケースⅠ－１、Ⅰ－２ともほぼ同じであるが、流量の小さい時刻では河床形状の違いによってケースⅠ－１の方が若干低い結果になっている。流量ピーク時の水面勾配は、断面No.330～No.310間が約1/740、河道幅が上下流に比して若干狭くなる断面No.310～No.290間が約1/400と急になり、その下流側は約1/560となっている。

いっぽう、この実験結果のピーク水位と昭和57年７月洪水時の痕跡水位を比較したのが図－５．４である。下流部の断面No.270～No.305付近は、痕跡水位にほぼ一致し、断面No.305より上流は実験値が若干高くなっている。

しかし、全体的に見ればケースⅠ－１、Ⅰ－２とも痕跡値とよく一致している。本実験では、小規模河床波の発生はほとんど見られず河床形態が現地と相似となっていることより、水位についても現地の現象を良く再現できていると判断される。なお、ケースⅠ－２の通水後河道にQ＝4,000m³/s定流を通水したケースⅠ－３の水位縦断図は図－５．５である。Q＝9,300m³/s時より水位は約1.3～2.0m低く、ほとんどが低水路内を流下する。このときの水面勾配は、ケースⅠ－１、Ⅰ－２の流量ピーク時と同程度の結果となっている。

図－５．４　水位、河床縦断比較図



(2)　流況について

ピーク流量時付近およびQ＝4,000m³/ｓ時の流況図を図－５．６．１～５．６．３に、ケースⅠ－１のピーク流量時付近の流況を写真－１に示す。水位と同様にケースⅠ－１、Ⅰ－２とも似た傾向となっている。特に断面No.320から下流部については、湾曲、および中洲の影響が大きく、実験前の河床条件が若干異なっても流れの状況への影響は少ないようである。

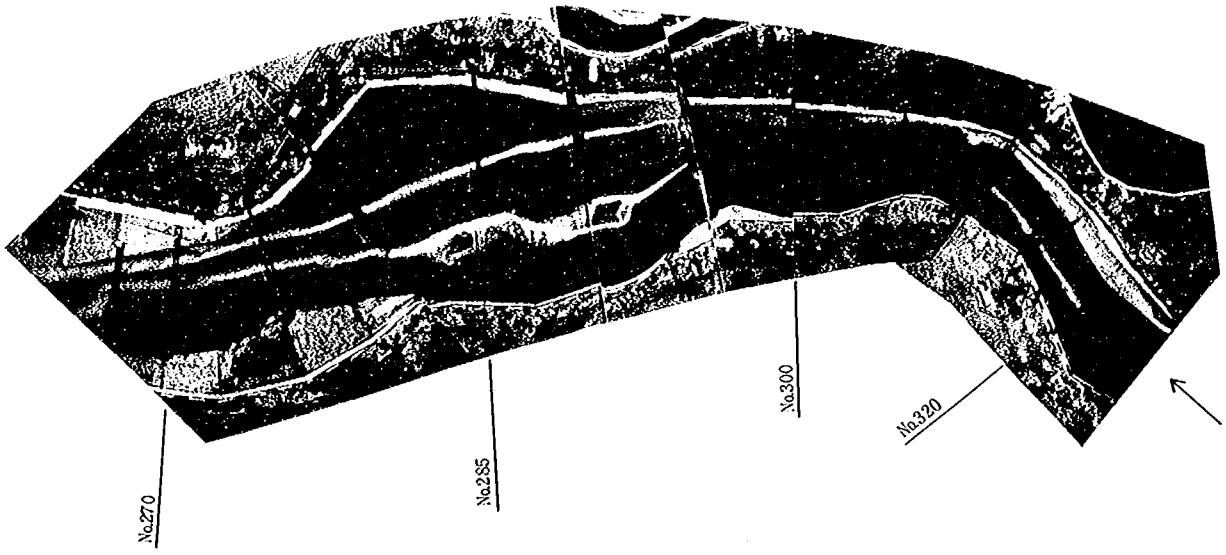
断面No.325から上流の流れは、整流槽からの流入状況が影響し、ケースⅠ－１では上流端の断面No.332.5からの流れが真直ぐに流下して、断面No.320付近の河道中央付近が主流部となっていた。このため、ケースⅠ－２では、断面No.332.5～No.327.5間の左岸高水敷を砕石で固定し、模型上流端で主流部が左岸寄りになるように流入させた。この結果、小流量時には断面No.320左岸付近に流れが集中するものの、流量の増大とともに河道中央付近が主流部となる傾向が強く、ケースⅠ－１と大差はない状況であった。しかしながら、断面No.322.5付近より下流部は、湾曲による河道形状の影響が強く作用して、断面No.322.5～No.No.315左岸および断面No.307.5～No.297.5右岸が水衝部となり、ほぼ現地の状況と相似となっている。これより下流部は、流れの方向としては断面No.297.5右岸からそのまま右岸沿いに流れる傾向が強いが、上流および右岸沿いの水衝部から流出した土砂がこの部分へ堆積する。

このため、断面No.295付近で河床高の低い中洲左岸の流路へもかなりの流量が流入する。中洲右岸側の流れは河道のほぼ中央を真直ぐに流下し、断面No.280付近で左岸からの流れと合流する。断面No.295付近から分かれて中洲左岸側低水路へ流入した流れは、かなりの急角度で断面No.290付近左岸へと集中し、左岸堤に沿って流下して断面No.280付近で右岸からの流れと合流する。この付近の流れの状況は、中洲左岸側低水路と中洲右岸側低水路の高低差およびこれにはさまれた中洲の高さが流況に大きく影響しているようで、この部分の河床が極端に変化しなければかなり現地の状況を再現していると考えられる。これ

よりさらに下流は直線的な流れを示し、現地の状況とは若干異なった流況になっている。現地の状況は、断面No.275付近で右岸に集中し、左岸側に堆積、そして断面No.267.5～No.265左岸へ向かうかなり極端な蛇行をしている。実験の結果は、断面No.275右岸への集中は一致しているが、これより下流では右岸に沿ってそのまま流下する傾向が強く、また左岸側の堆積範囲も現地より下流にまで伸びる傾向で、断面No.267.5付近左岸のみお筋を埋め戻す現象が見られた。ただし、模型下流端No.265断面には、モルタルで砂止め工が設置されており、これより下流は段落ちで沈砂池になっている。

このため、模型下流端付近では相似性は良くないようであった。Q＝4,000m³/ｓのケースⅠ－３の流況も水衝部位置は、ケースⅠ－２と同位置であるが、砂礫堆がさらに発達し、水衝部への流れがより集中する傾向が見られた。

また、断面No.292.5～No.282.5間の中洲左岸側流路へ流下する傾向が強く河岸付近の洗掘が増大したように見受けられた。



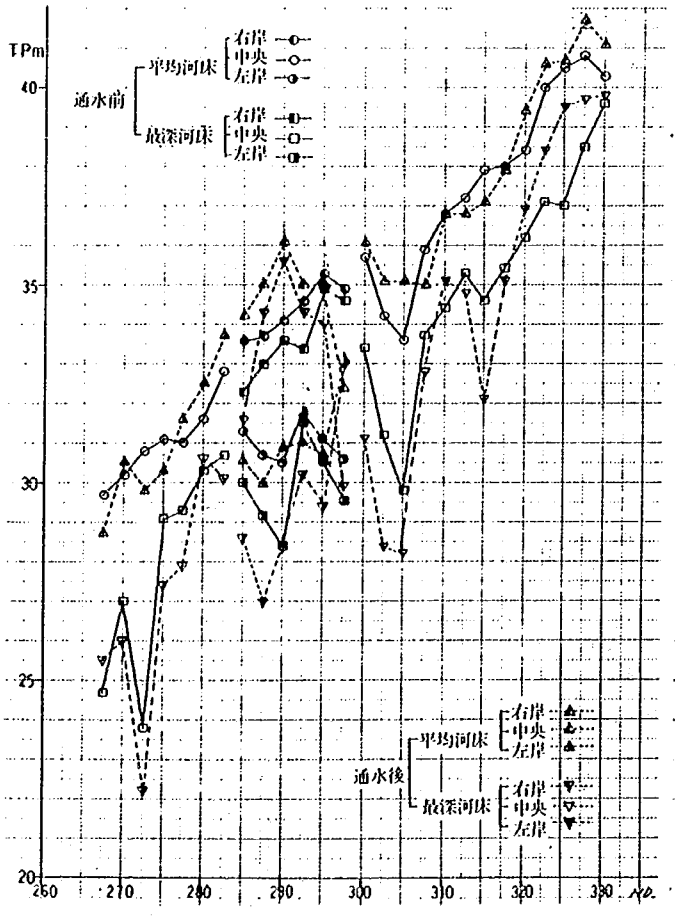
写真－１　ピーク流量時付近の流況(ケースⅠ－１)

(3)　河床変動について

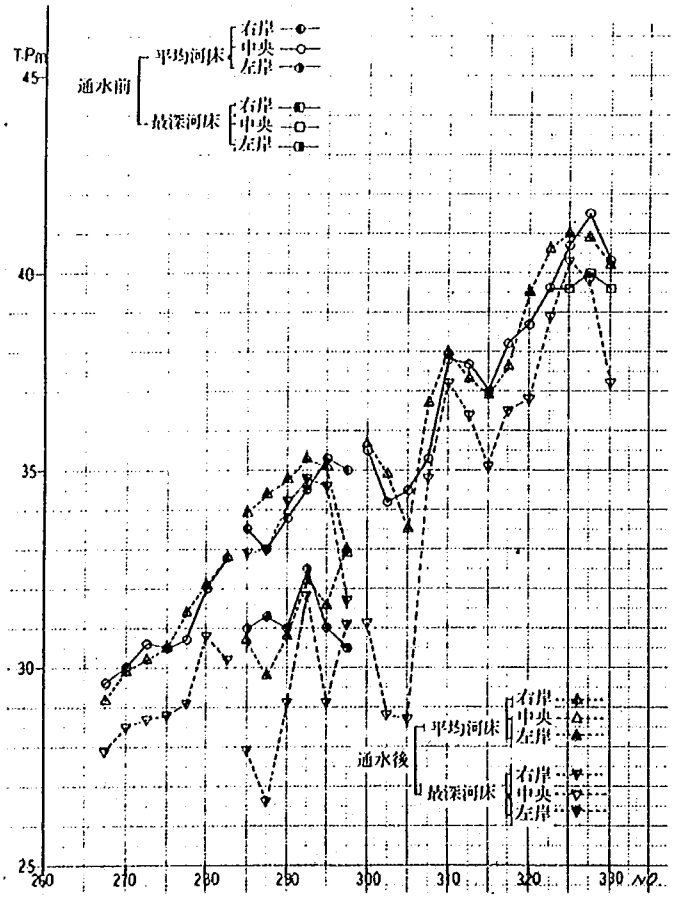
通水後の河床変動平面図を図－５．７．１～５．７．３に、ケースⅠ－１、Ⅰ－２と現地洪水後の河床横断比較図を図－５．８．１～５．８．12、ケースⅠ－２、Ⅰ－３の河床横断比較図を図－５．９．１～５．９．13に示す。また、このときの平均、最深河床高縦断図を図－５．10．１～５．10．３に、現地洪水後との河床縦断比較図を水位とともに先の図－５．３に、ケースⅠ－２の通水後の河道模型状況を写真－２に示した。ケースⅠ－１とⅠ－２では、図－５．11．１の砂礫堆比較図に示すように、その形状はケースⅠ－１では現地とやや異なっているものと考えられた。これは通水前の河床高がケースⅠ－１は洪水前の昭和56年度測量河床に対し、ケースⅠ－２については低水路を平坦河床とした差が砂礫堆の形状に影響しているからである。このためケースⅠ－２では、砂礫堆の発達が不十分であったと考えられる。これは図－5．11．２に示すケースⅠ－１とⅠ－３の比較図からも分かるように、ケースⅠ－２通水後の河道に通水したケースⅠ－３でケースⅠ－１と似た砂礫堆が得られている。



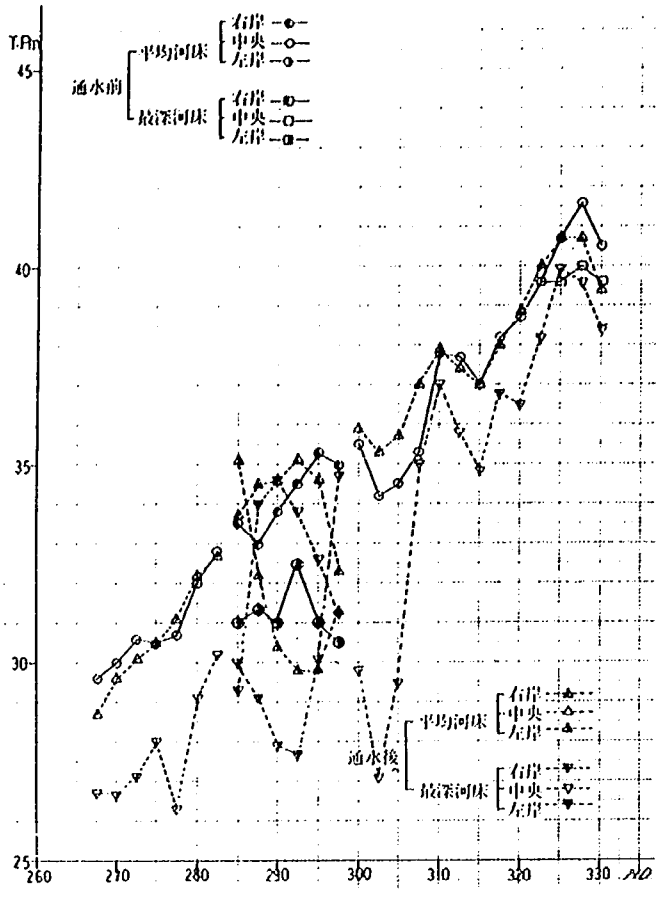
写真—2　通水後の河道模型状況(ケースⅠ－2)



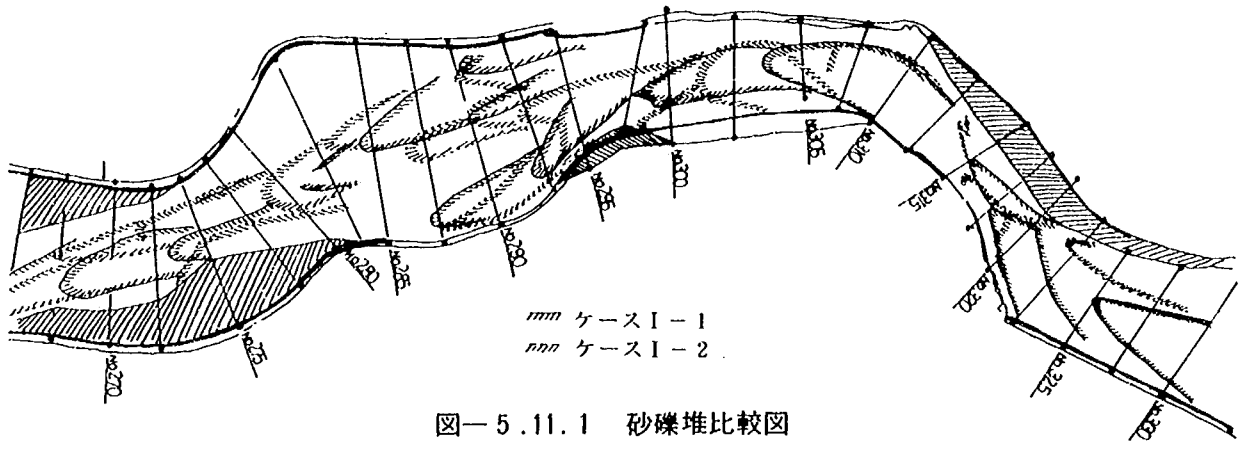
図—5.10.1　平均・最深河床縦断図(ケースⅠ－1)



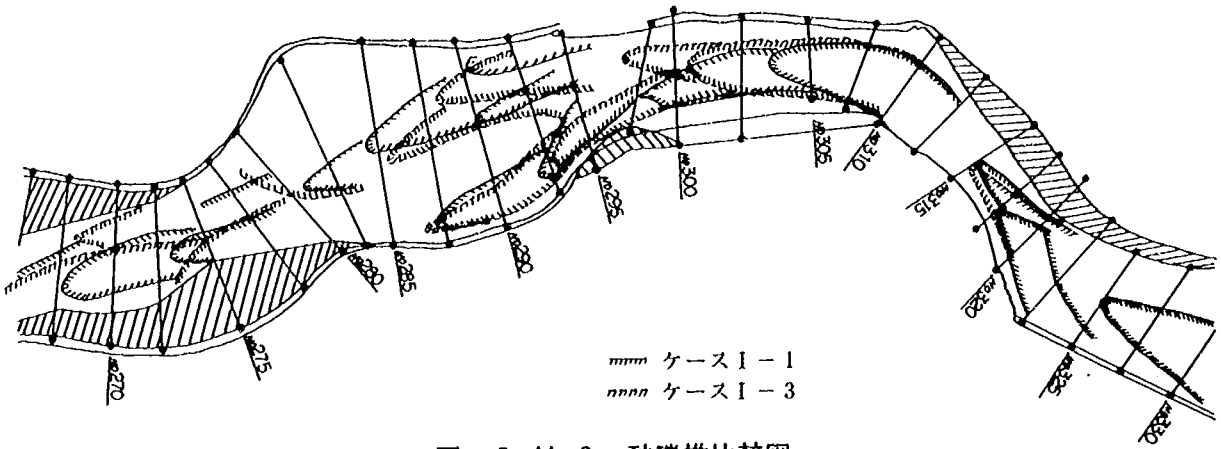
図—5.10.2　平均・最深河床縦断図(ケースⅠ－2)



図— 5 .10. 3　平均・最深河床縦断図(ケースⅠ－3)



図— 5 .11. 1　砂礫堆比較図



図— 5 .11. 2　砂礫堆比較図

しかしながら、ケースⅠ－２において砂礫堆形状は若干異なっても、図－５．８に示すように実験後の横断形状はほぼ相似となっており、平坦河床で実験を行っても信頼度が高いことを示している。河床変動状況は、まず模型上流端付近において左岸側が極端に洗掘され、この土砂が断面No.327.5～No.320付近の左岸みお筋を埋め戻す形になっている。これは、先の流況で述べたように模型上流端の整流槽からの流入による影響によるもので、ケースⅠ－２の場合のように右岸高水敷を固定して改良してもその下流が洗掘される結果になり、現地と異なった地形になっている。したがって、この上流部については現地との相似性は悪く、この付近は補給砂区間と考えた方が良いであろう。これより下流の湾曲部については、かなりの河床変動が見られるが、現地洪水後の横断形と比べても極端な違いはなく、相似性は良いものと判断できる。さらに、断面No.295から下流の川幅の広い部分では、中洲右側の低水路部の河床高が若干異なっているものの、中洲左側低水路の河床形状は現地洪水後とほぼ一致している。中洲右岸側低水路部は、現地においても複雑な地形をしており、砂礫堆の前縁線の到達位置によってもすぐに変化すると思われる。このような砂礫堆の位置までを完全に相似させることは不可能で、極端な河床変動による違いが生じていなければ、ほぼ現地の状況を再現していると判断してよいであろう。さらに、断面No.280から模型下流端については、断面No.270付近まではほぼ相似となっているが、これより下流では現地洪水後と異なった地形となっている。これは先に述べたように模型下流端の砂止めや沈砂池による模型上の影響であろう。以上より模型上流端（断面No.322.5より上流）および模型下流端付近（断面No.270より下流）を除けば、ほぼ現地の状況に近い状態になっていると考えられる。

いっぽう、現況河道時の水衝部は断面No.320～No.315間左岸、断面No.307.5～No.300付近右岸、断面No.295～No.287.5左岸、および断面No.275～No.270付近右岸側で発生する。この水衝部における最深河床高は、現地洪水後と実験結果とでは、実験結果の方が若干洗掘が大きい結果になっている。

また、水衝部の洗掘範囲も下流へ広がる傾向が見られ、実験の方が現地より若干洗掘され易いと考えられる。しかしながら、実際河川では、河床材料粒径が場所的に異なるのに対し、模型では場所的にも深さ方向にも同一河床砂を用いている。このため、局所洗掘に伴う土質変化や強度に対する影響等は実験結果に反映されていないことを考慮すると概ね実河道の変化に相似していると考えられる。

５－４　実験結果のまとめ

移動床洪水流実験による現象の相似性について検討した。これらの実験結果をまとめると次のようである。

(1)　実験値のピーク水位は、現地痕跡水位とほぼ一致する結果が得られた。よって、水位の相似性については、概ね良いものと判断される。

(2)　ピーク水位時の水面勾配は、河道幅が上下流に対して若干狭くなる断面No.310～No.290間で約1/400と急勾配になり、上下流はそれぞれ約1/740、1/560となる結果が得られた。

(3)　流況は、河道形状の影響が強く作用し、断面No.315付近左岸側が水衝部となり、その下流では断面No.305付近の右岸側へ流れが集中する。

断面No.300付近の主流部は、右岸寄りであるがこの下流では上流からの流出土砂が中洲右側河道へ堆積する傾向となり、河床高の低い中洲左側低水路へ分流する。中洲左岸側低水路の流れは、断面No.290左岸付近へ集中する傾向を示し、その後断面No.280付近で中洲右岸側の流れと合流して、断面No.275付近の右

岸側へ集中する。

(4) 河床変動は、模型河道の断面No.322.5～No.270間で現地洪水後の河床形状とほぼ相似となる結果が得られた。しかし、模型上流端（断面No.322.5より上流）および下流端付近（断面No.270より下流）は、主流部の流入位置や下流砂止め工の影響によって相似性は良くなかった。

(5) 現況河道時の水衝部は、断面No.320～No.315付近左岸、断面No.307.5～No.300付近の右岸、断面No.295～No.287.5左岸、および断面No.275～No.270付近右岸側で発生する。この水衝部の最深河床高は、現地洪水後より実験結果の方が若干大きい結果が得られた。したがって、時間縮尺はtsr＝8.37より若干大きくすることも考えられるが、模型では河道全域で同一河床砂を用いていること、洪水後の横断形は期間がやや経過していること等を考慮すると概ね実河道の変化に相似していると考えられる。

(6) 低水路を平坦河床として通水したケースⅠ－2では、砂礫堆の発達がやや不十分であったが、現地洪水後の横断形とほぼ相似となる結果が得られ、平坦河床で実験を行っても現況河道形状の再現性は高いことを明らかにした。

(7) 以上の実験結果より、不定流実験の時間縮尺は、フルード則と同じ縮尺（tsr＝8.37）を用いることにした。また、計画案実験では長期的な河床変動と対策を目的とし、定流を長時間通水した検討も行うことにした。

第6章　仮締切工に関する実験

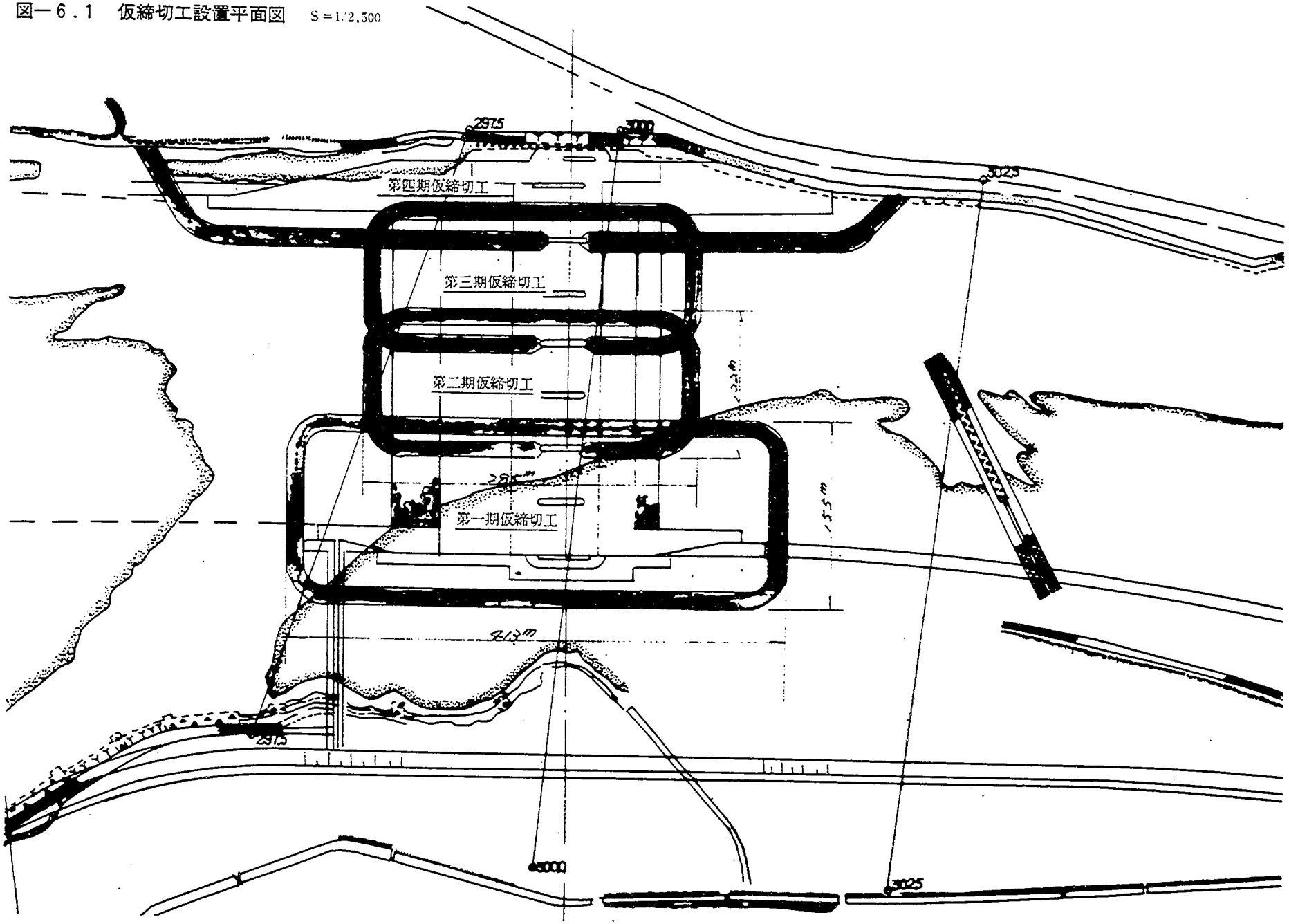
6－1　概　　要

妙見堰の建設は、図－6．1に示すような4回の仮締切工案による通年施工が計画されている。ここでは、この仮締切工設置に伴う洪水時の局所洗掘状況、水位の堰上げ、上下流の流況に及ぼす影響等の水理的諸問題を把握し、その対策案について検討を行うものである。なお、仮締切工は左岸側から順次4期にわけて行う案に対して検討を実施した。

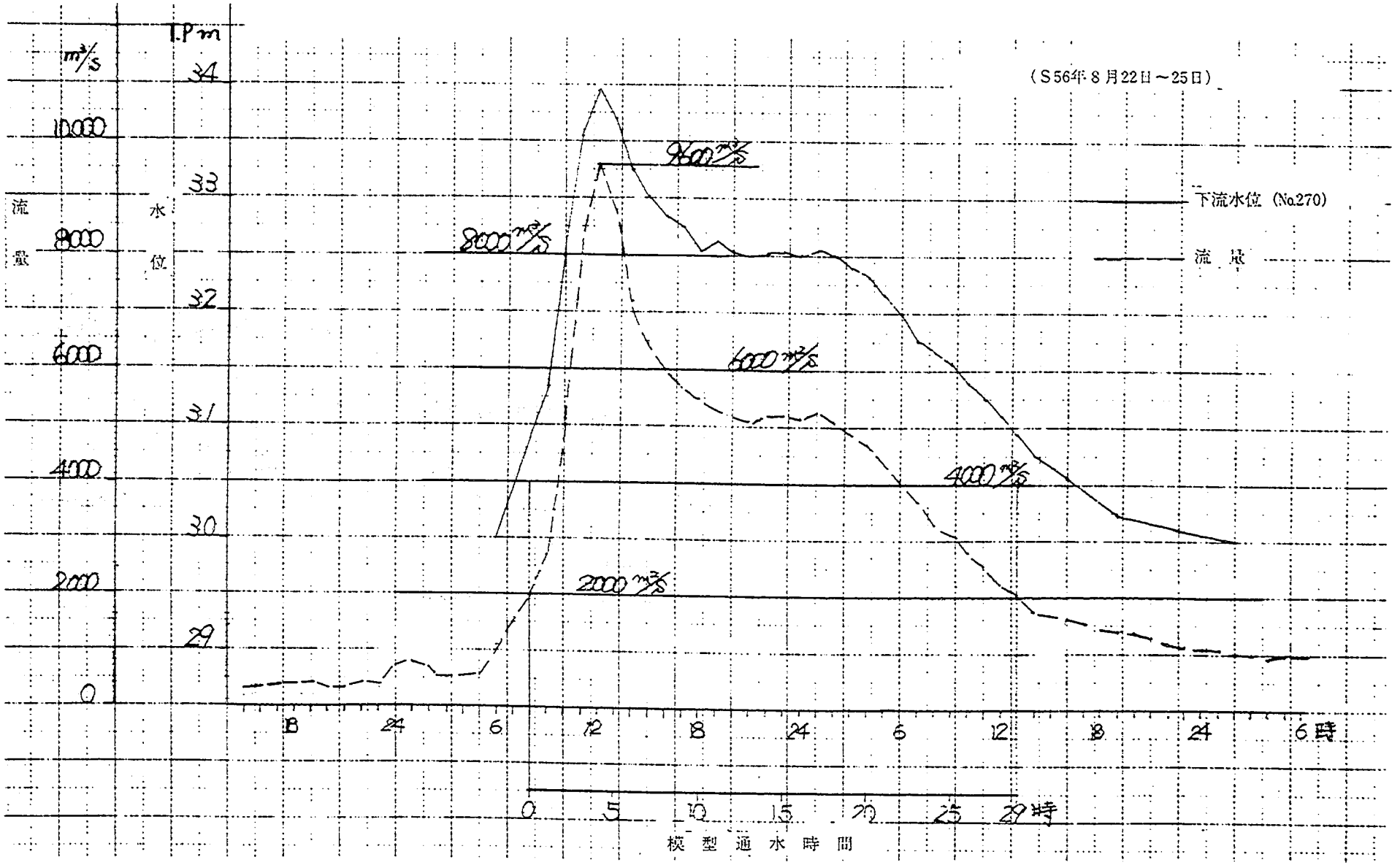
6－2　実験条件

仮締切工天端は、融雪出水最大流量4,000m³/ｓ規模を対象として計画されている。したがって、実験では融雪出水規模のＱ＝4,000m³/ｓ(約低水路満杯流量)定流による検討、および既往最大流量Ｑｐ＝9,600m³/ｓの不定流を通水した検討を行った。Ｑ＝4,000m³/ｓ定流の通水時間は、短時間の通水で構造物周辺の局所洗掘深はほぼ平衡洗掘状態となるが、河道の河床変動も考慮して4時間(模型)とした。Ｑｐ＝9,600m³/ｓの実験は、図－6．2に示す昭和56年8月の実績ハイドログラフを時間縮率＝8.37で通水した。この不定流実験では、Ｑ＝1,000m³/ｓ付近から流量を増加させ、2,000m³/ｓになった時を実験開始とし、減水時の2,000m³/ｓまでの現地29時間分（模型約3.5時間）を通水した。なお、各仮締切工設置に伴う堰建設の進捗に合わせて図－6．3に示すような計画河道への掘削、整正を行い、また不定流実験においては地層の調査資料より図－6．4に示すような岩盤位置を設定して実験を実施した。これらの実験条件一覧表を表－6．1に示す。

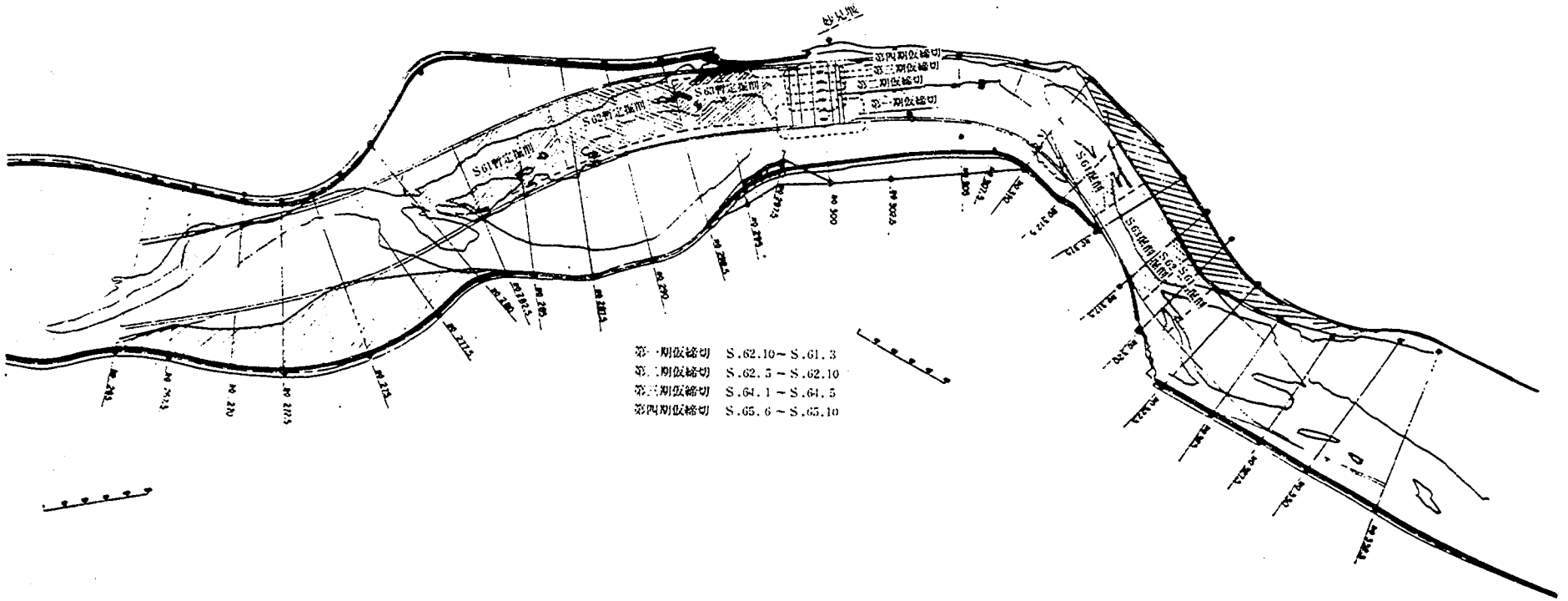
図－６．１　仮締切工設置平面図　S＝1/2,500



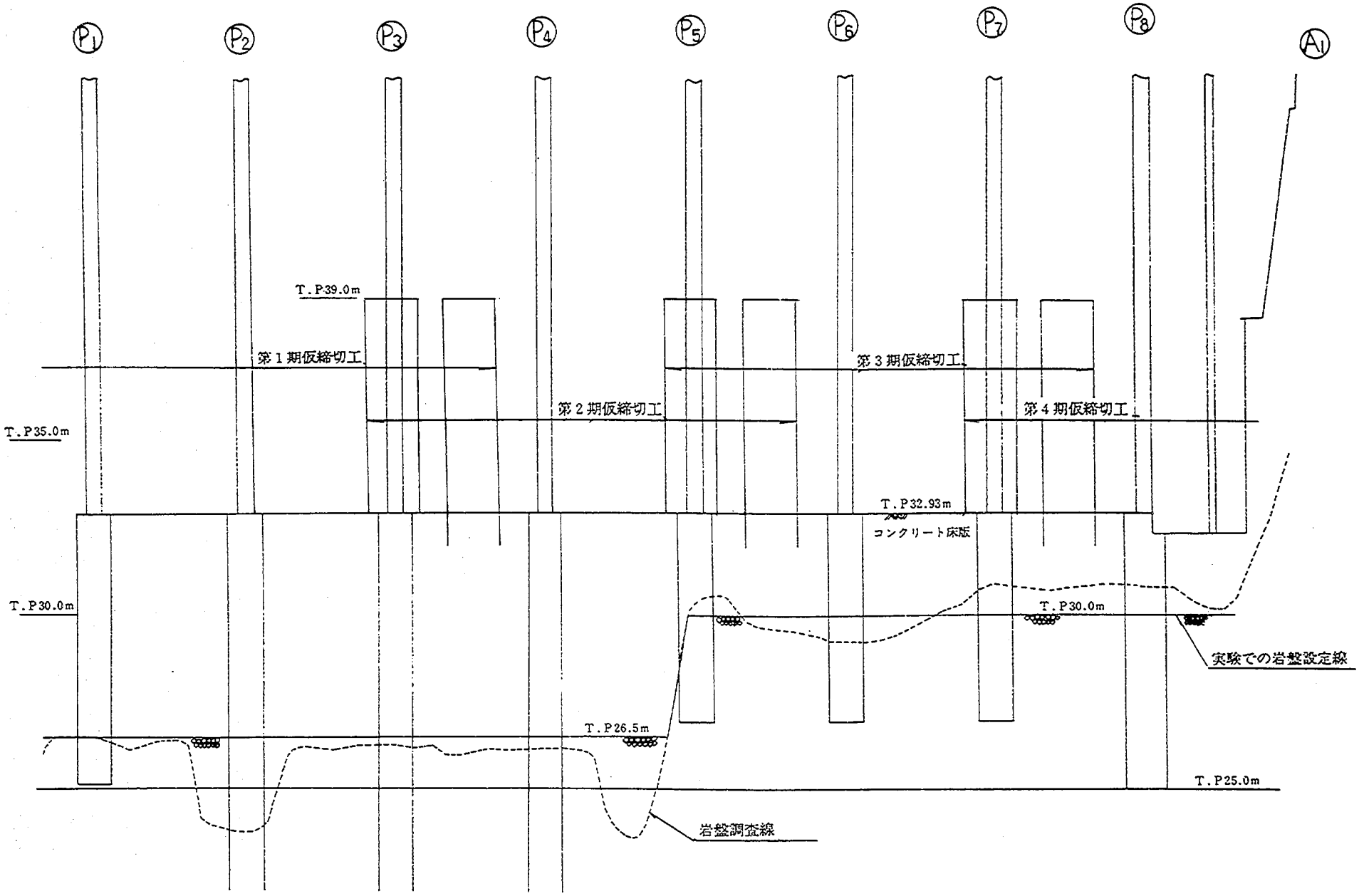
図－6．2　洪水ハイドログラフ



図－６．３　信濃川小千谷越路地区平面図



図－６．４　仮締切工付近の岩盤設定図



表－6．1　実験条件一覧表

実験ケース	流量(m³/s)	下流端水位(T.P.m)	実験時間	河道条件	備考
II－1－1	4,000 (定流)	31.95 (No.267.5)	模型4時間	第1期仮締切工	現象把握
II－1－2	Qp＝9,600 (不定流)	水位波形	現地29時間 (模型3.5時間)	S58年度測量河床	〃
II－2－1	4,000	31.95	模型4時間	第2期仮締切工	現象把握
II－2－2	Qp＝9,600	水位波形	現地29時間	S58年度河床＋掘削	〃
II－2－3	〃	〃	〃		対策案
II－3－1	4,000	31.95	模型4時間	第3期仮締切工	現象把握
II－3－2	〃	〃	〃	S58年度河床＋掘削	対策案
II－3－3	Qp＝9,600	水位波形	現地29時間		現象把握
II－3－4	〃	〃	〃		対策案
II－4－1	4,000	31.95	模型4時間	第4期仮締切工	現象把握
II－4－2	Qp＝9,600	水位波形	現地29時間	S58年度河床＋掘削	〃

6－3　実験結果

6－3－1　第1期仮締切工の検討（ケースII－1－1～II－1－2）

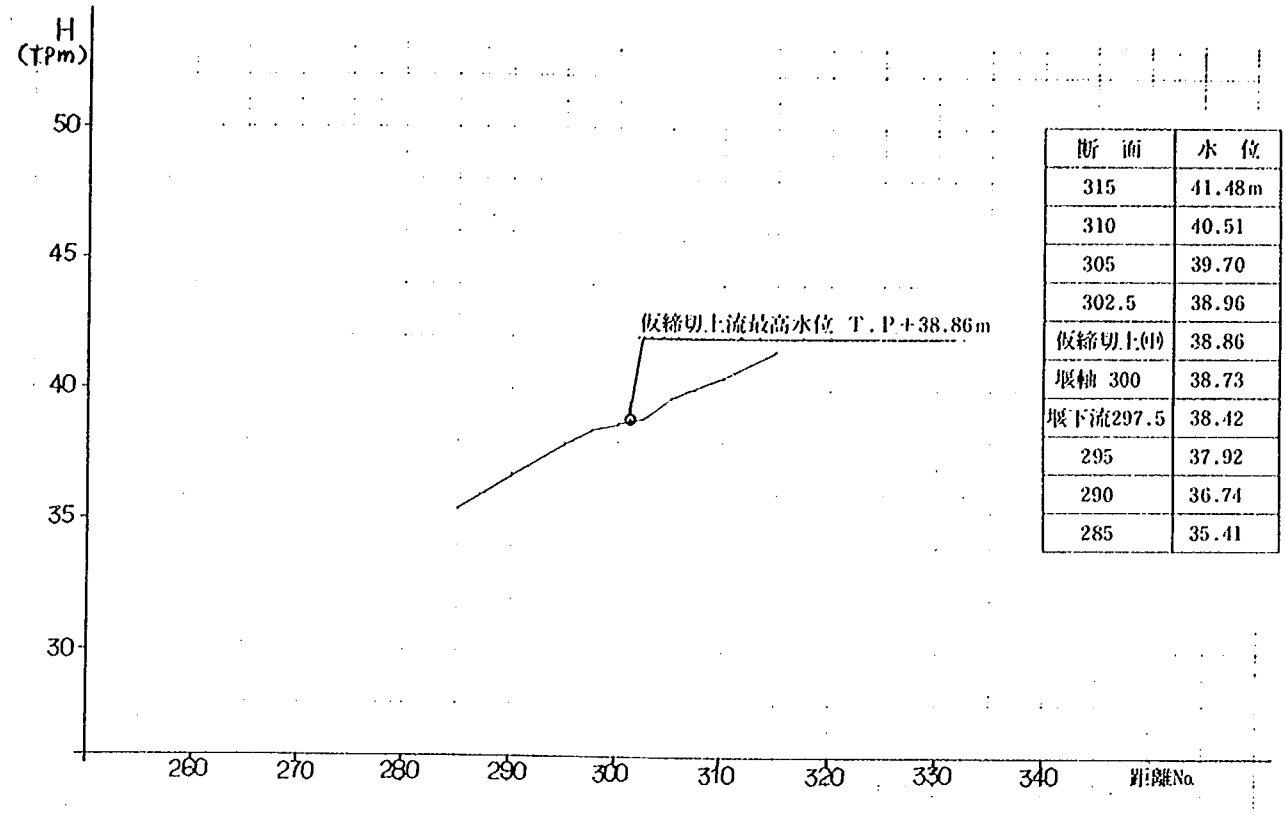
第1期仮締切工は、図－6．1に示すように現況の左岸高水敷部を締切り、左岸魚道、堰柱3基、および水叩き護床工を建設するものである。この仮締切工は、縦断方向の範囲は広いが、上流部は高水敷上に乗っており、下流部が低水路へ張り出す程度で、現況河道のみお筋の状況から判断して、洪水に対して比較的影響は少ないと考えられるケースである。

(1)　水位について

Q＝4,000m³/s定流（ケースII－1－1）の水位縦断図を図－6．5に、Qp＝9,600m³/s（ケースII－1－2）の同時水位縦断図を図－6．6．1、水位時間曲線を図－6．6．2に示す。

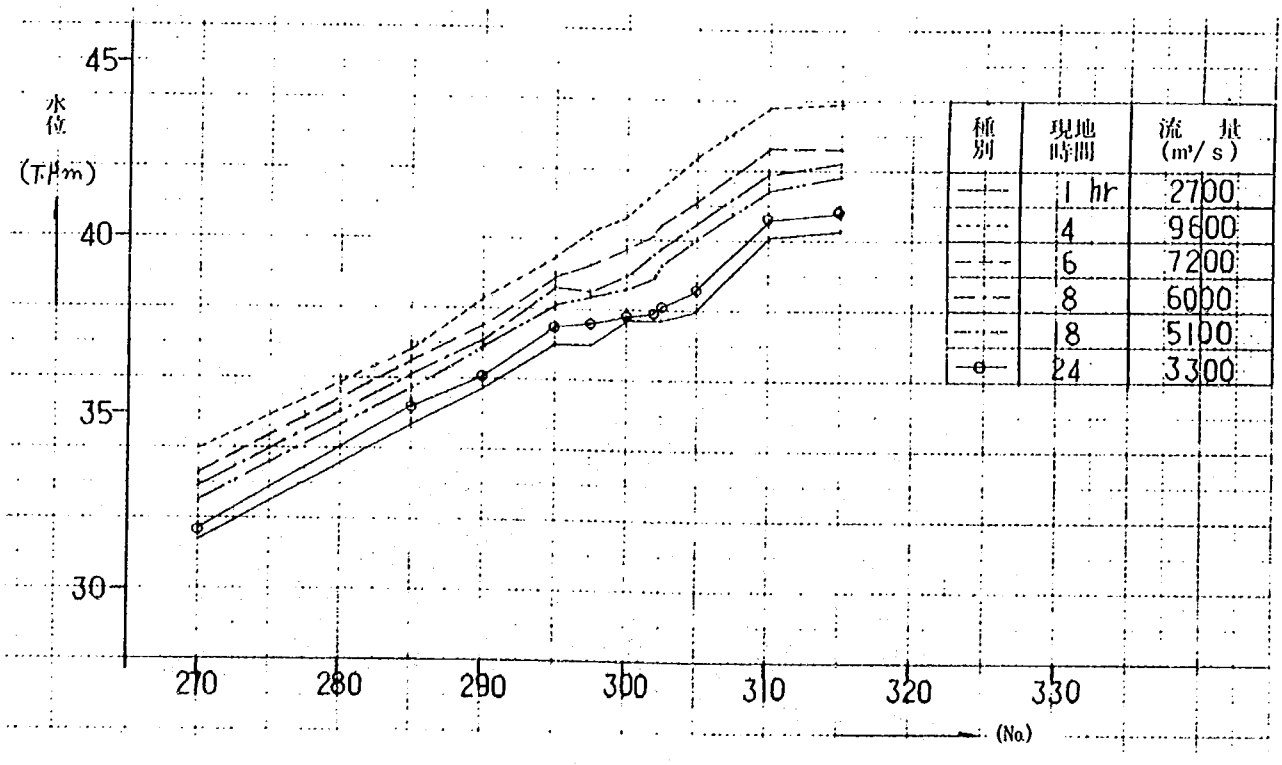
ケースII－1－1の結果を検証実験のケースI－3と比較すると、断面No.300で今回の方が水位は若干高目になってはいるが、上下流はほとんど一致しており、影響は少ないようである。ただし、仮締切工上流側では若干の堰上げがあり、上流側の最高水位は、T．P38.86mとなっている。この仮締切工の天端高はT．P39.0mで計画されており、波等の影響を考えるとこの流量（4,000m³/s）でも仮締切工天端を越波する可能性がある。実際に模型では、上流からの越流が若干見られる状況にあった。したがって、Q＝4,000m³/sまでは越流させない計画であれば仮締切工天端をもう少し上げた方が良いと考えられる。いっぽう、ケースII－1－2では、定流実験と同様に、4,000m³/s付近で仮締切工天端を越流開始する。ピーク流量時における堰軸断面（No.300）の水位は、T．P40.67m、仮締切工上流側の最高

水位は、T.P41.36m、で約1/350の水面勾配となる。このとき仮締切工天端は、上流側で2.4m、堰軸付近で1.7m程度冠水する。



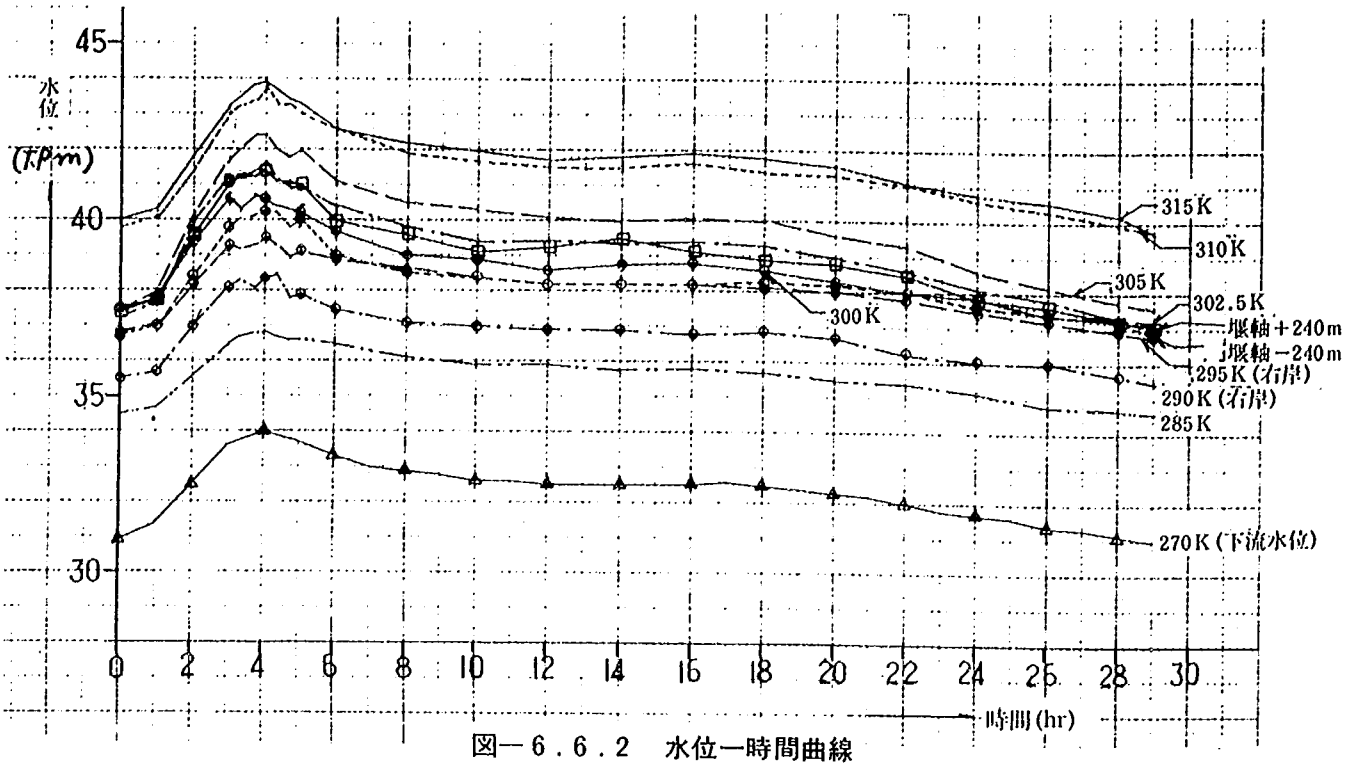
断面	水位
315	41.48m
310	40.51
305	39.70
302.5	38.96
仮締切上(中)	38.86
堰軸 300	38.73
堰下流297.5	38.42
295	37.92
290	36.74
285	35.41

図－6.5　水位縦断図(ケースII－1－1)



種別	現地時間	流量 (m³/s)
———	1 hr	2700
------	4	9600
— — —	6	7200
— · —	8	6000
— ·· —	18	5100
—o—	24	3300

図－6.6.1　水位縦断図(実験II－1－2)

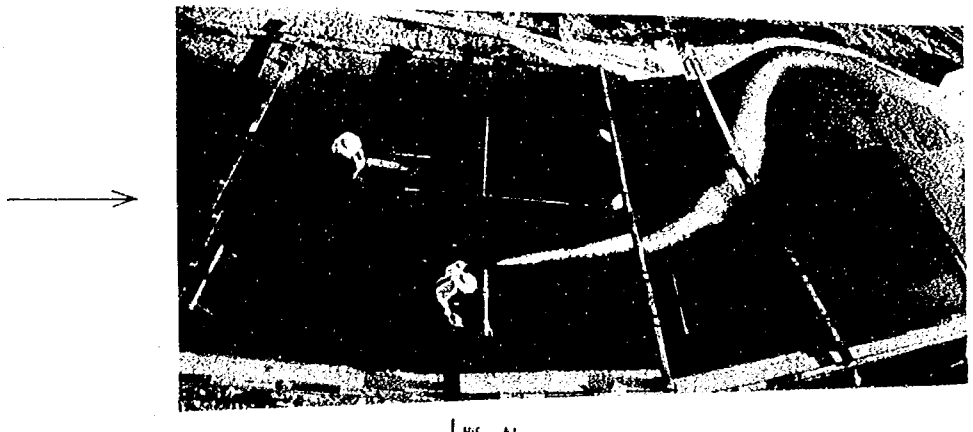


図－６．６．２　水位一時間曲線

(2)　流況および流速について

ケースII－１－１の流況および流速分布図を図－６．７．１～６．７．２に、ケースII－１－２のピーク流量時付近の流況、流速分布図を図－６．８に示す。また、このときの仮締切工付近の流況を写真－３．４に示す。

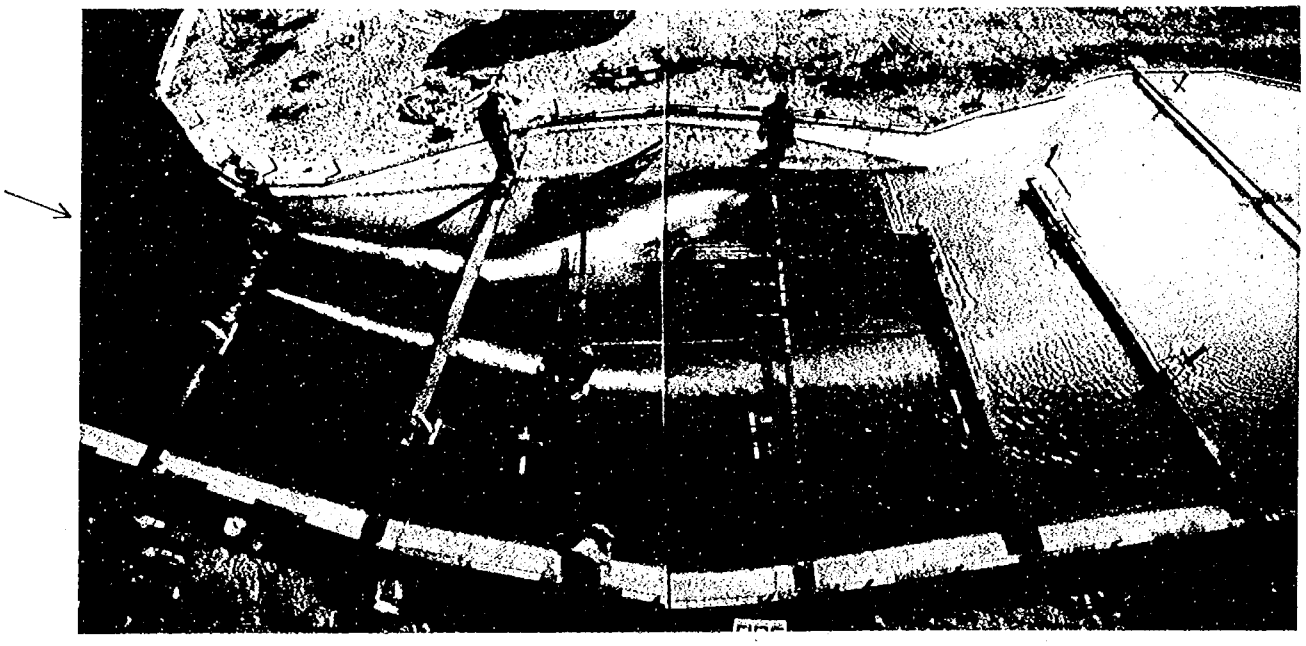
ケースII－１－１（Q＝4,000m³/ｓ定流）の流況は、上流側湾曲部の断面No. 307.5 付近から主流は右岸へ寄る傾向が強まり、断面No. 302.5 左岸側の水制によって一層右岸側に向けられ、仮締切工右岸側の低水路を真直ぐ流下する。したがって、断面 302.5、No.300では最大流速は右岸側に発生し、４ｍ/ｓ前後の値となる。その後、断面No. 295 から下流の中州によって、流れが左右に分けられて流下する。このときの中州左岸側流路への流れは、仮締切工下流側がこの分流位置に突き出ているため、下流端右隅角部を回り込む。このため仮締切工下流側から左岸の護岸沿いに弱い逆流に伴う死水域が発生する。第１期仮締切工設置時は、流況に影響を及ぼすようなこともなく、仮締切工側面沿いの流れも遅くとくに問題はないようであった。



写真－３　仮締切工周辺の流況(ケースII－１－１)

いっぽう、ケースII－1－2においても仮締切工より上流における主流部は右岸側にあり、この仮締切工が流況に与える影響は少ない。しかし、増水期には仮締切工上流左岸側の流れが仮締切工上流面に当たり、流れを右方向に変えて仮締切工を廻り込んで流下する。このため、仮締切工上流の右隅角部に局所洗掘が発生する。また、仮締切工より下流側では増水期の中小洪水時（Q＝5,000m³/sまで）は、中州左側流路の流れが比較的強い。仮締切工は、下流部が現況低水路へ張り出しているために、中小流量時にはこの仮締切工の下流側を廻り込んで、現況中州左側流路へ流れる。このため、仮締切工下流側右隅角部付近で局所洗掘が生じ断面No.295～No.292.5左岸堤前面に集中する流れが若干見られる。

しかし、流量の増大に伴って仮締切工は一種の導流堤構造物となり、流れを下流へ押し出すかたちとなる。仮締切工の下流側はほぼ死水域に近い状態に変化し、現況中州左岸側低水路への流入位置は下流側に移り、主に中州上流端付近の砂州上を越流して流入する状況となる。このピーク流量時付近の堰軸断面における最大流速は、低水路の中央付近で約6.4m/sとなり、仮締切工右側面沿いでも約5.3m/sの流速が発生する。仮締切工上流側天端の流速は約2.3m/s、仮締切工内では約1.5m/s前後の流速である。なお、左岸高水敷は冠水して若干流れはあるものの、洗掘を生ずるような状況は見られなかった。



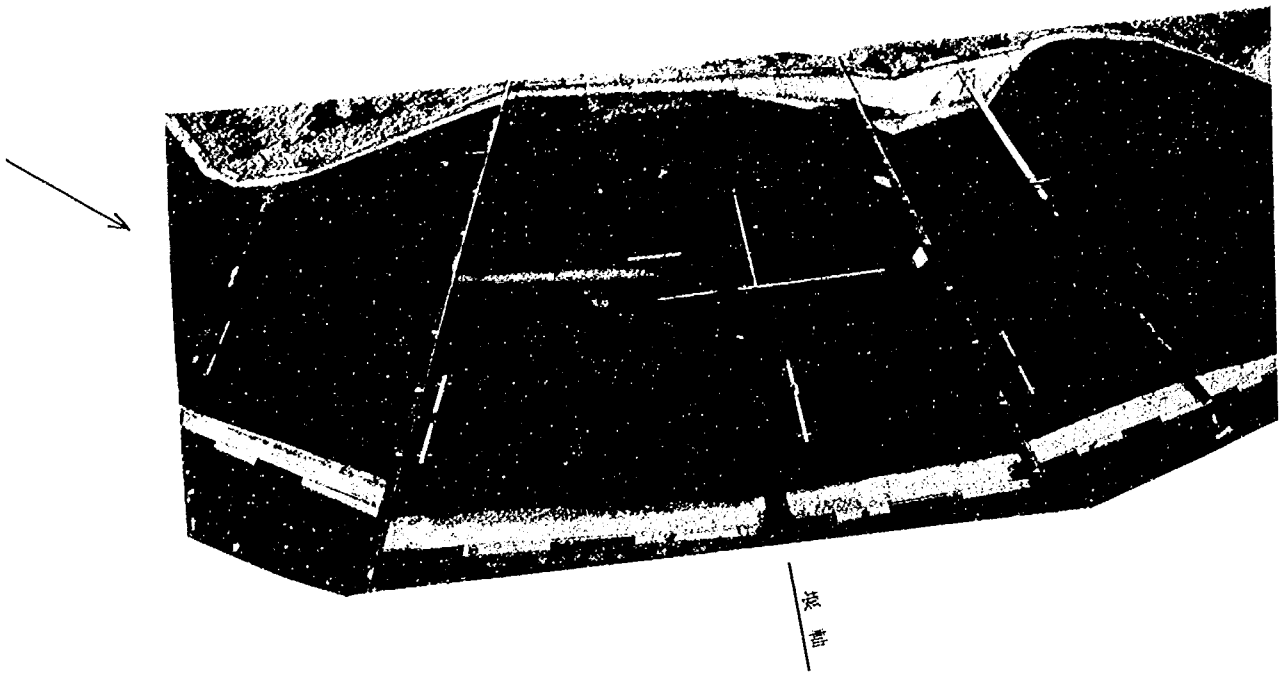
写真－4　ピーク流量時の仮締切工付近の流況（ケースII－1－2）

(4)　河床変動状況について

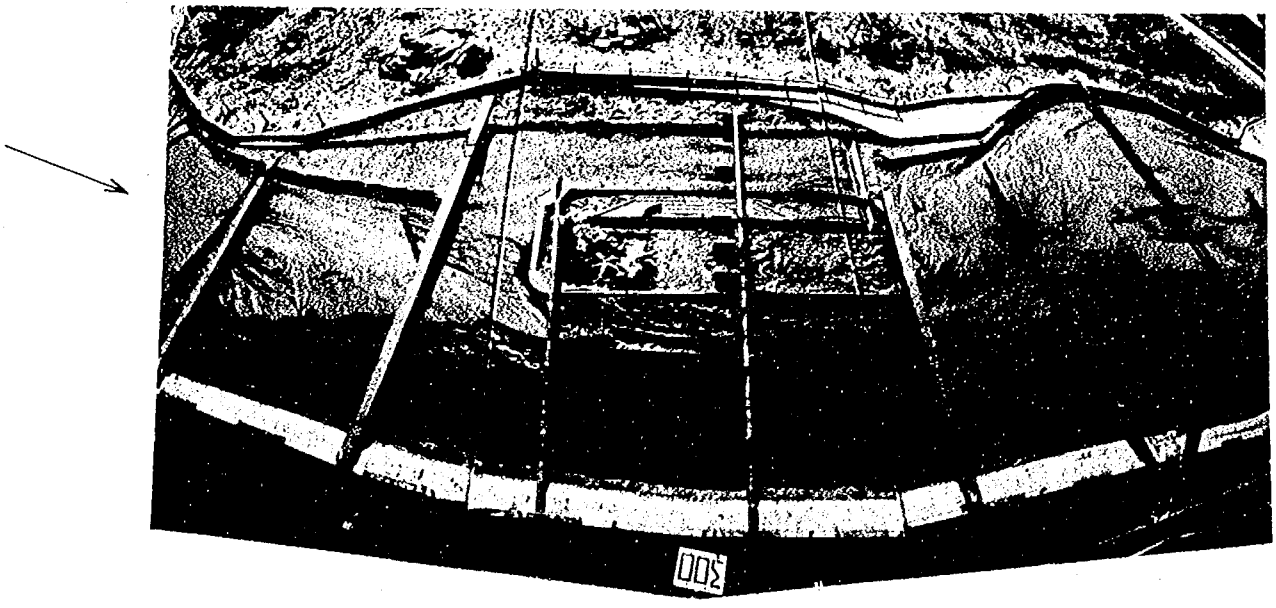
仮締切工周辺の洗掘状況については、ケースII－1－1の時間変化図を図－6.9.1に、等高線図を図－6.9.2に示した。

この結果によると写真－5にも示すように、仮締切工周辺の洗掘はほとんど生じておらずQ＝4,000m³/s時ではとくに問題はないようである。また、水衝部となる右岸側についても若干の河床低下傾向が見られる程度である。したがって、Q＝4,000m³/s時の第1期締切工については、仮締切工と水位の関係に若干の問題を残すが、それ以外の問題点は少ないことが明らかとなった。

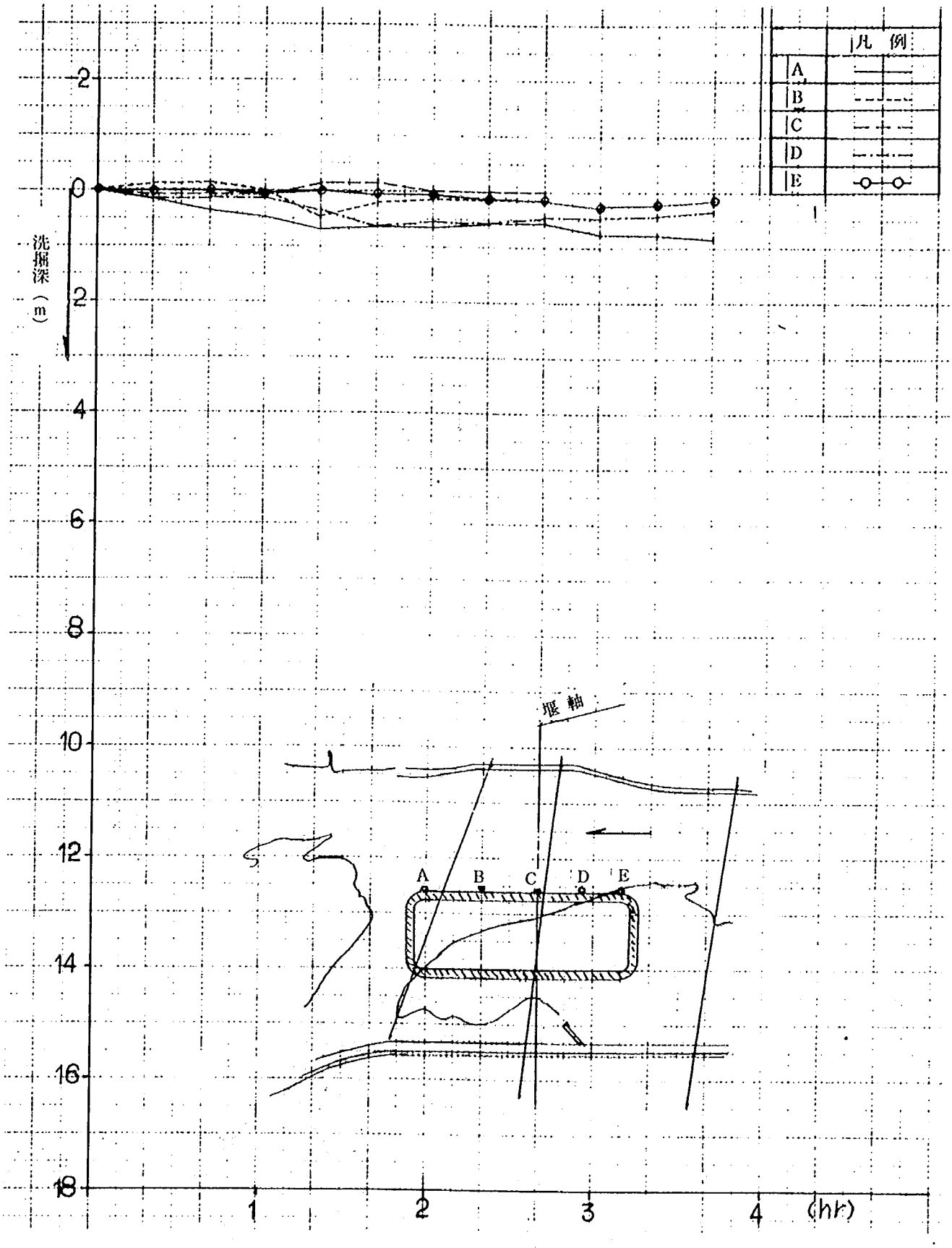
いっぽう、Qp＝9,600m³/sの時間洗掘深を図－6.10.1に、仮締切工周辺の等高線図を図－6.10.2に、この河床変動状況を写真－6に示す。



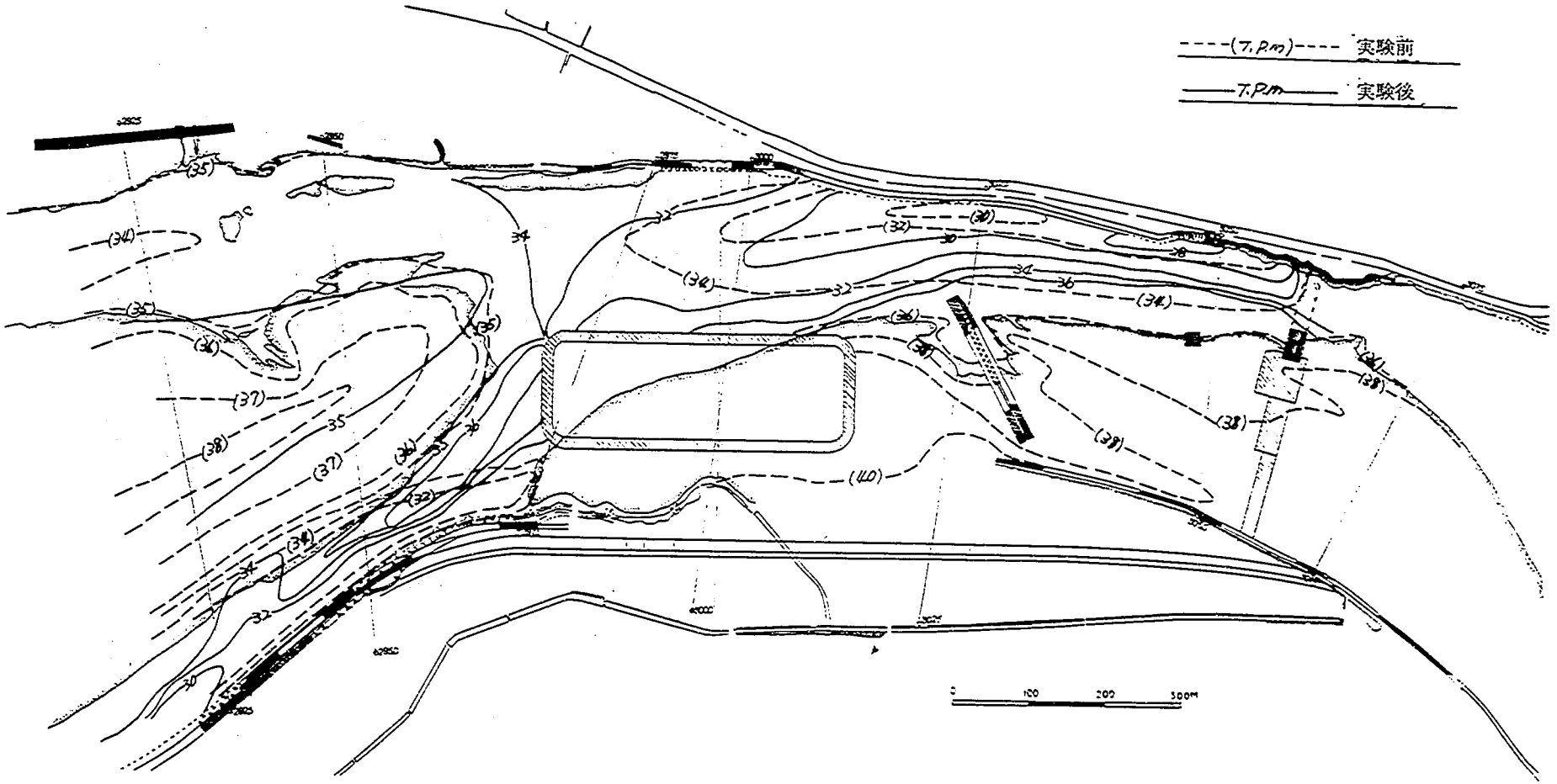
写真－5　仮締切工周辺の河床変動状況(ケースII－1－1)



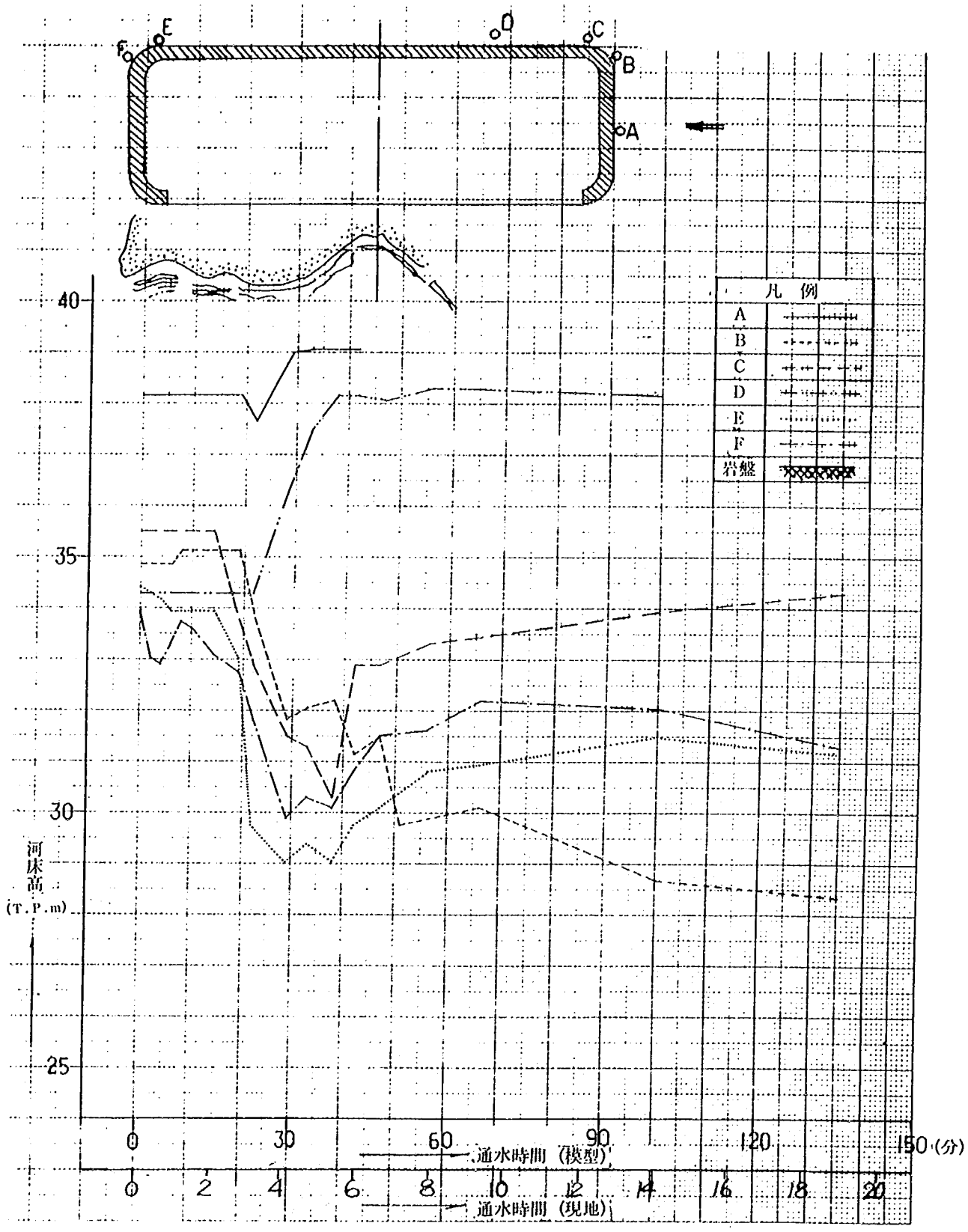
写真－6　通水後の河床変動状況(ケースII－1－2)



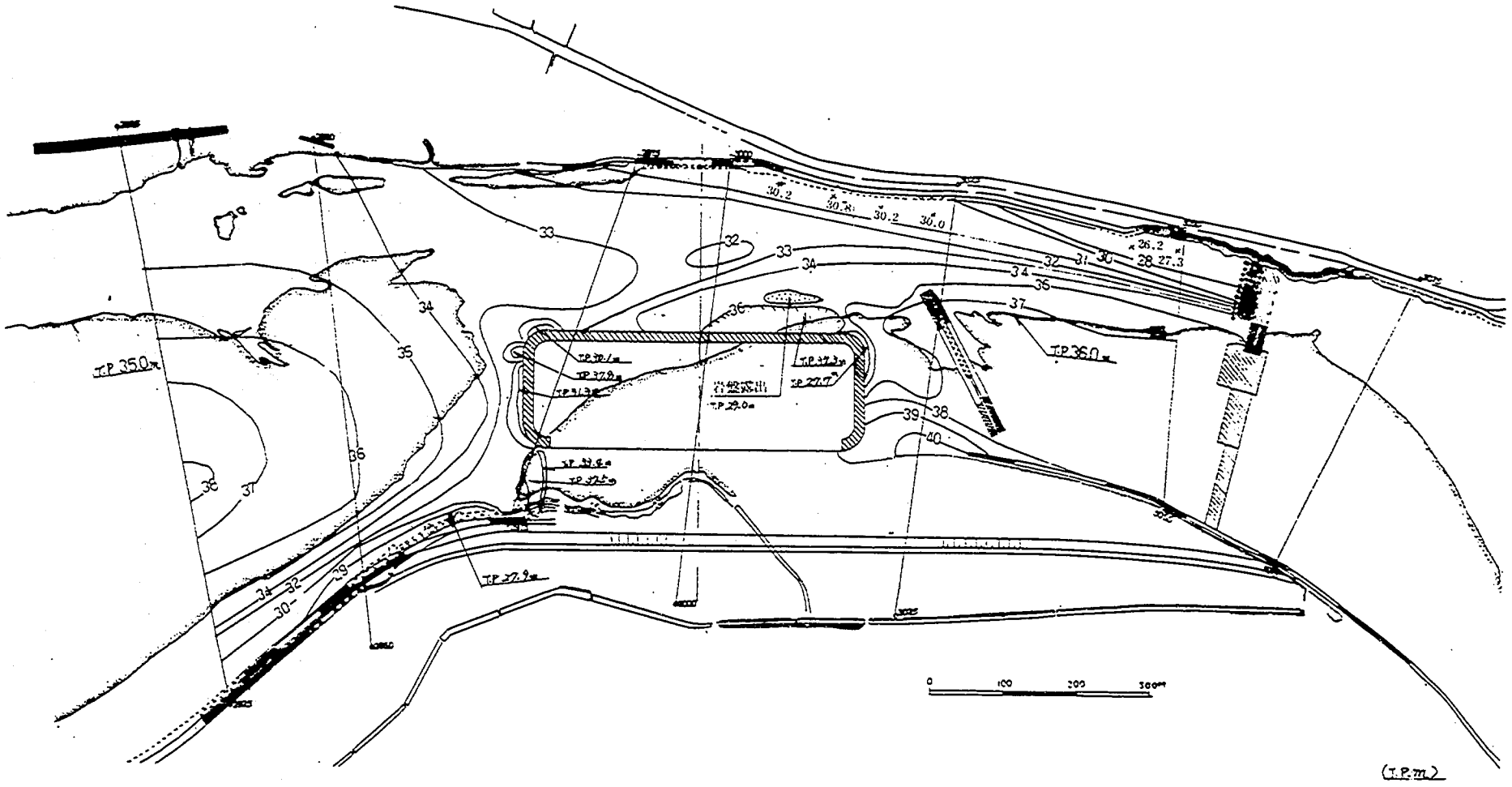
図—6.9.1　洗掘深時間変化図(ケースII－1－1)



図－６．９．２　仮締切付近等高線図(1)(ケースⅡ－１－１)



図－6.10.1　洗掘深時間変化図(ケースII－1－2)



図－6.10.2　仮締切工付近等高線図(ケースII－1－2)

これによると、仮締切工上流側の右隅角部と下流側の隅角部は、Q＝7,500m³/s付近から急激に洗掘が進行し、ピーク流量時にはT.P31.8m（洗掘深3.0m）まで洗掘され、その後も洗掘範囲および洗掘深は若干進行し、最終洗掘深は、T.P27.7mとなる結果が得られた。仮締切工下流側隅角部も、Q＝5,000m³/s付近からピーク流量時において、T.P29.0m（洗掘深5.0m）まで洗掘されるが、減水期には土砂が堆積する傾向を示し、最終洗掘深はT.P30.1mとなる。したがって、第1期仮締切工については、上流、下流右側の隅角部付近の局所洗掘に対する防止策として根固工等を配慮すれば、さほど大きな問題点はなく、仮締切工自体の安全性は得られるものと考えられる。

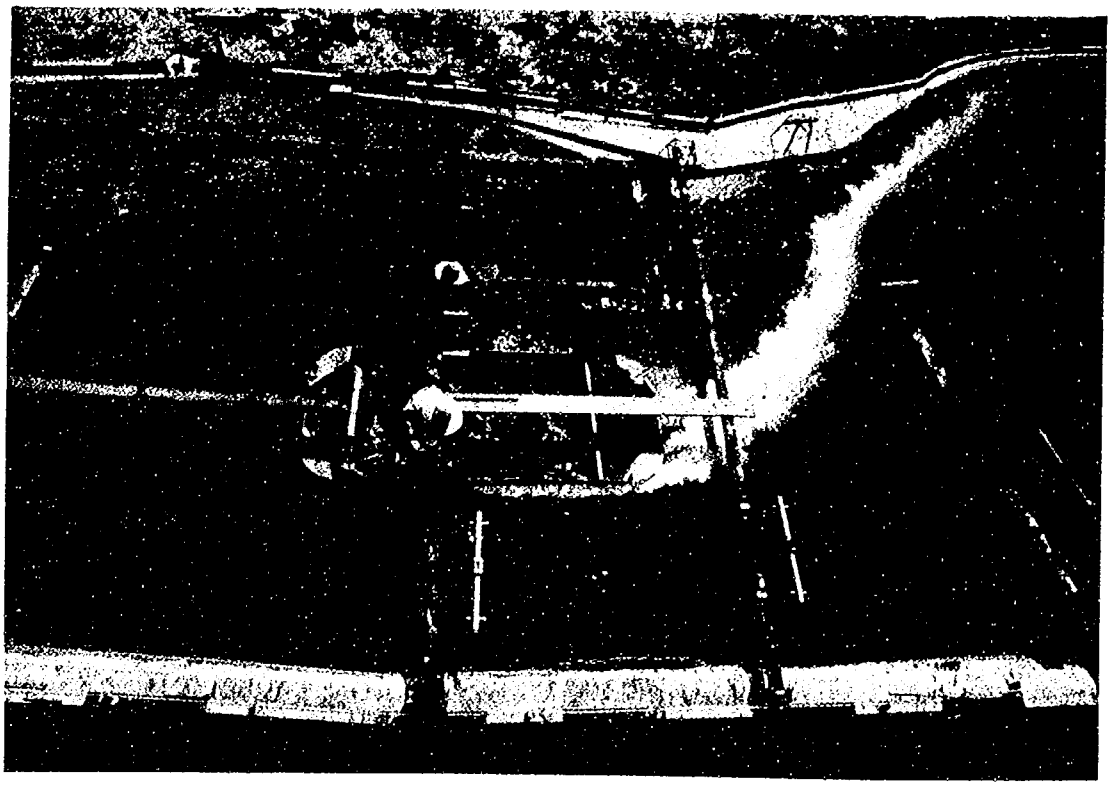
6－3－2　第2期仮締切工の検討

この仮締切工は、No.4、No.5の堰柱および水叩き床版と護床工を施工するために設置するもので、仮締切工左岸側は堰が一部完成した状態になっている。仮締切工の右岸側は、現況低水路であるが、ケースII－2－2では図－6.4に示すように、T.P30mで岩盤を設定した。また、堰完成部護床工上下流端の洗掘防止として、7m幅に捨石工（約3tブロック相当重量の砕石、厚さ約2.0m）を設置した。さらに堰完成部の下流左岸側に流れが集中して洗掘が増大するため、この低水護岸前面に幅20mの捨石工を行った。なお、この実験では、堰下流において流路が中州左岸側の河岸沿いに分れているため、この部分の締切りを目的として、長さ50.0m、天端幅9.0m、高さT.P35.28mの導流水制を設置した。ケースII－2－3の対策案実験では、先のケースII－2－2の対策のほかに、仮締切工上流側周囲の局所洗掘対策として、高さT.P35.0m、天端幅10mの根固工（5～6tブロック重量相当の砕石）を設置している。

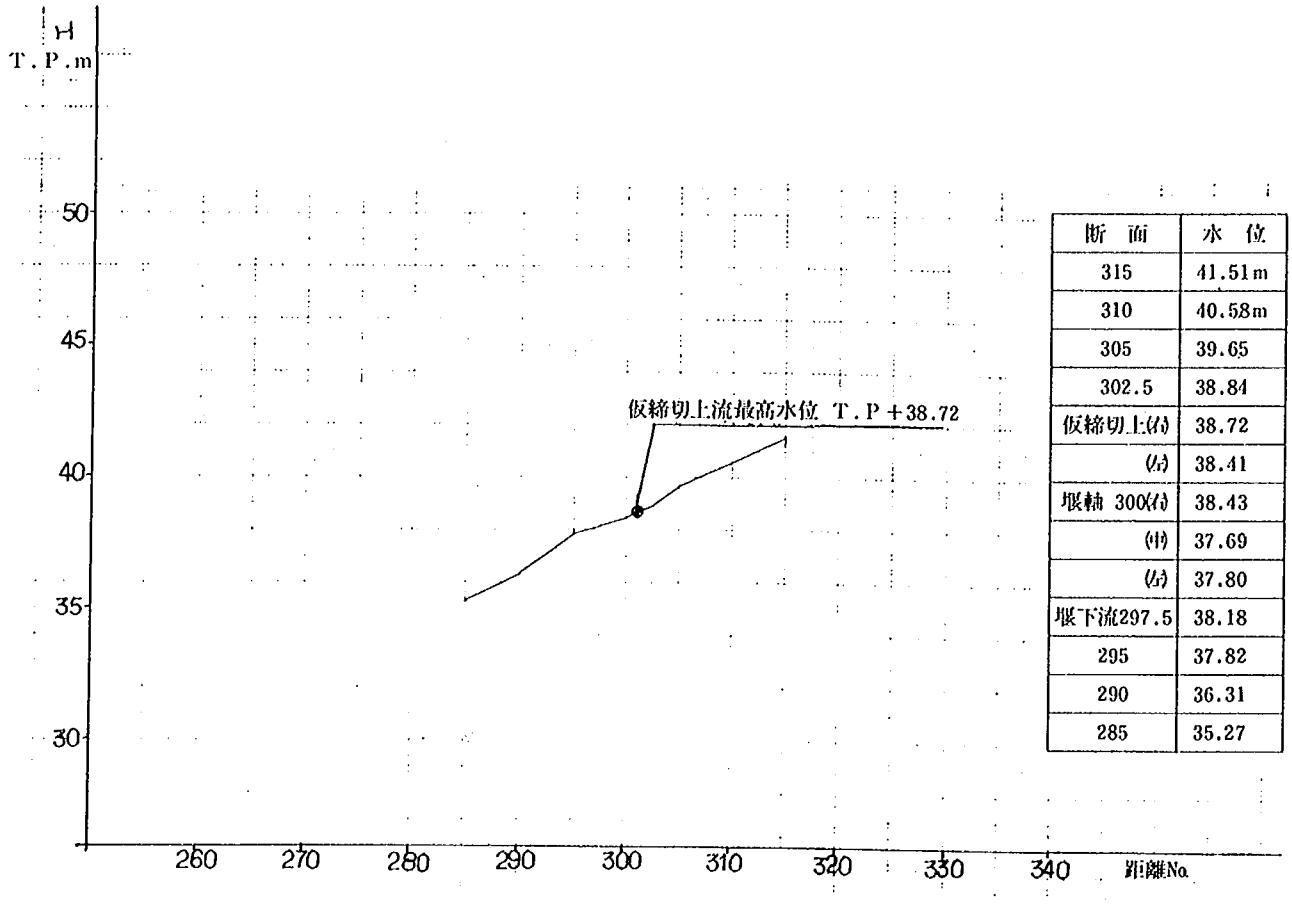
1）ケースII－2－1（Q＝4,000m³/s定流、現象把握実験）

(1) 水位、流況について

水位は、図－6.11の縦断図に示すように、第1期仮締切工と比較しても大きな違いは見られない。仮締切工上流の最高水位も第1期仮締切工より若干低い程度で、水位に与える影響は小さいようである。このときの流況は、図－6.12.1および写真－7に示すように、仮締切工上流は第1期仮締切工設置時と同様に、断面No.302.5～No.300の右岸寄りに流れが集中する。したがって、主流部は仮締切工の右岸側低水路を流下するが、上流の左岸側砂州上の流れは、仮締切工に当り左右に分れる流れとなる。この流れによって、仮締切工上流面で二次流が発生し、局所洗掘が生ずる。仮締切工右岸側の流れは、多くがそのまま下流に向う。



写真—7　仮締切工付近の流況(ケースII－2－1)



断　面	水　位
315	41.51m
310	40.58m
305	39.65
302.5	38.84
仮締切上(右)	38.72
(左)	38.41
堰軸 300(右)	38.43
(中)	37.69
(左)	37.80
堰下流297.5	38.18
295	37.82
290	36.31
285	35.27

図—6.11　水位縦断図(ケースII－2－1)

しかし、仮締切工沿いの流れは、左方向に曲り、仮締切下流で堰完成部の流れと合流して、中州左側流路へ流れる。仮締切工周辺の流速は、図－6.12.2に示すように、仮締切工右岸側で約4.0m/sの最大流速となる。さらに、仮締切工左岸側の堰完成部においても上流の高水敷部からの流れにより、最大で約2.8m/sの流速が見られる。仮締切工下流（No.297.5）の流速は、第1期仮締切工に対して、現況低水路へ張り出しているため、主流部側が約3割増大し、約3.5m/sの流速が発生している。

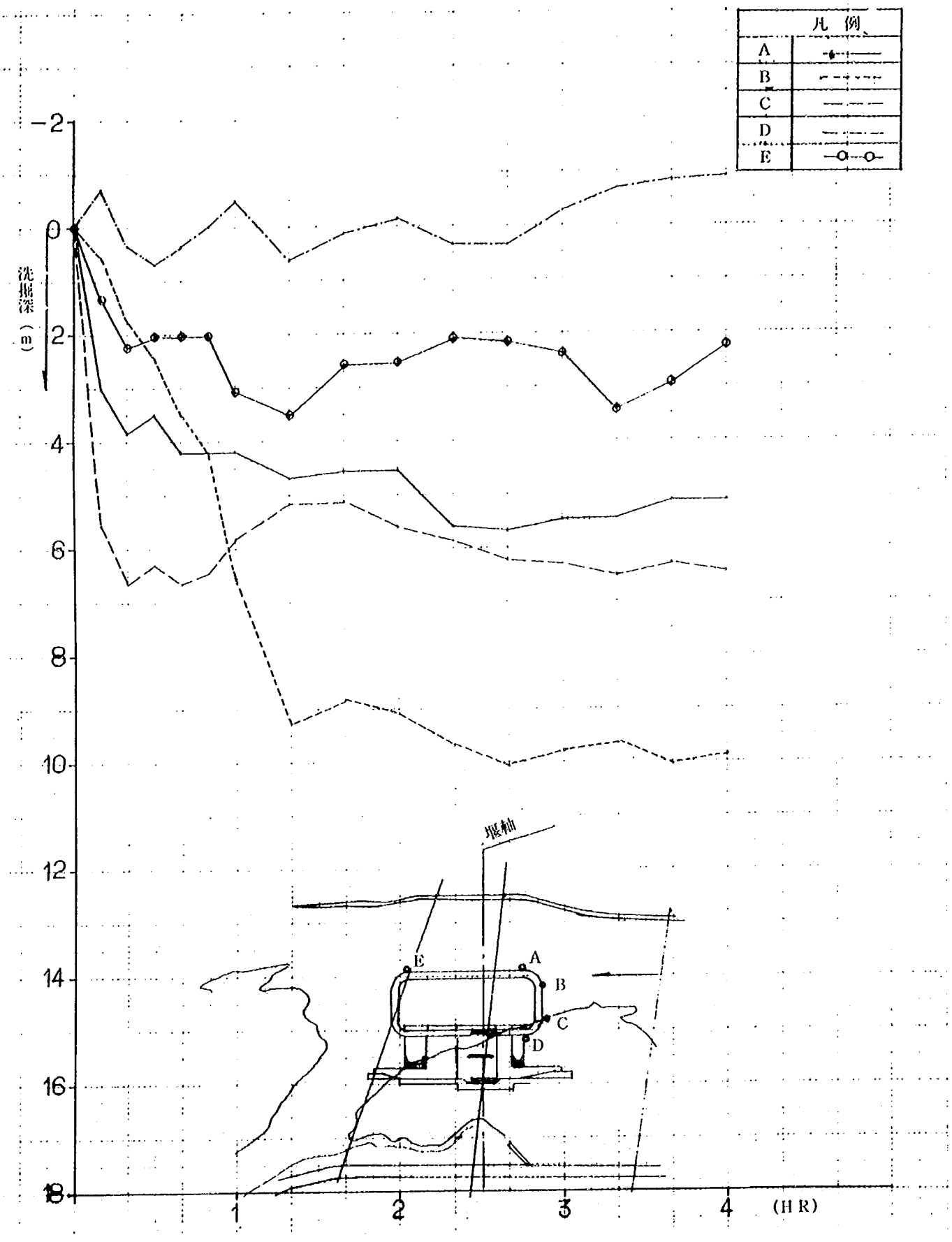
(2) 河床変動状況について

第2期仮締切は、主流部にやや張り出しているために、仮締切上流面に洗掘が生じる。この洗掘の様子は、図－6.13の洗掘深時間変化図に示すように、仮締切上流右隅角部を除いて通水後20～30分までに洗掘が進行し、その後安定している。各側壁沿いの洗掘は、特に大きいものではないが、上流側右隅角部（図中のB）だけは、10m程度の洗掘となり問題となろう。図中のB点の洗掘が大きいのは、上流からの流れが仮締切工に当って二次流が発生し、また流れが集中することによるものと考えられる。逆に、A、Cの2点については流速も2m/s以内であり、土砂移動も少ないために洗掘量は少ないと考えられる。

ここで通水後の仮締切周辺の状況を見ると、図－6.14および写真－8に示すとおり、仮締切上流面での洗掘と、その洗掘土砂の堰完成部への1～3m厚の堆積が特徴として挙げられる。本ケースも第1期仮締切と同様、仮締切右岸側では大きな河床低下はない。いっぽう、堰完成部の護床工下流端左岸部で規模が小さいながら洗掘が見られる。したがって、第2期仮締切では、仮締切上流部分と堰完成部の下流端左岸部の対策が必要と考えられる。

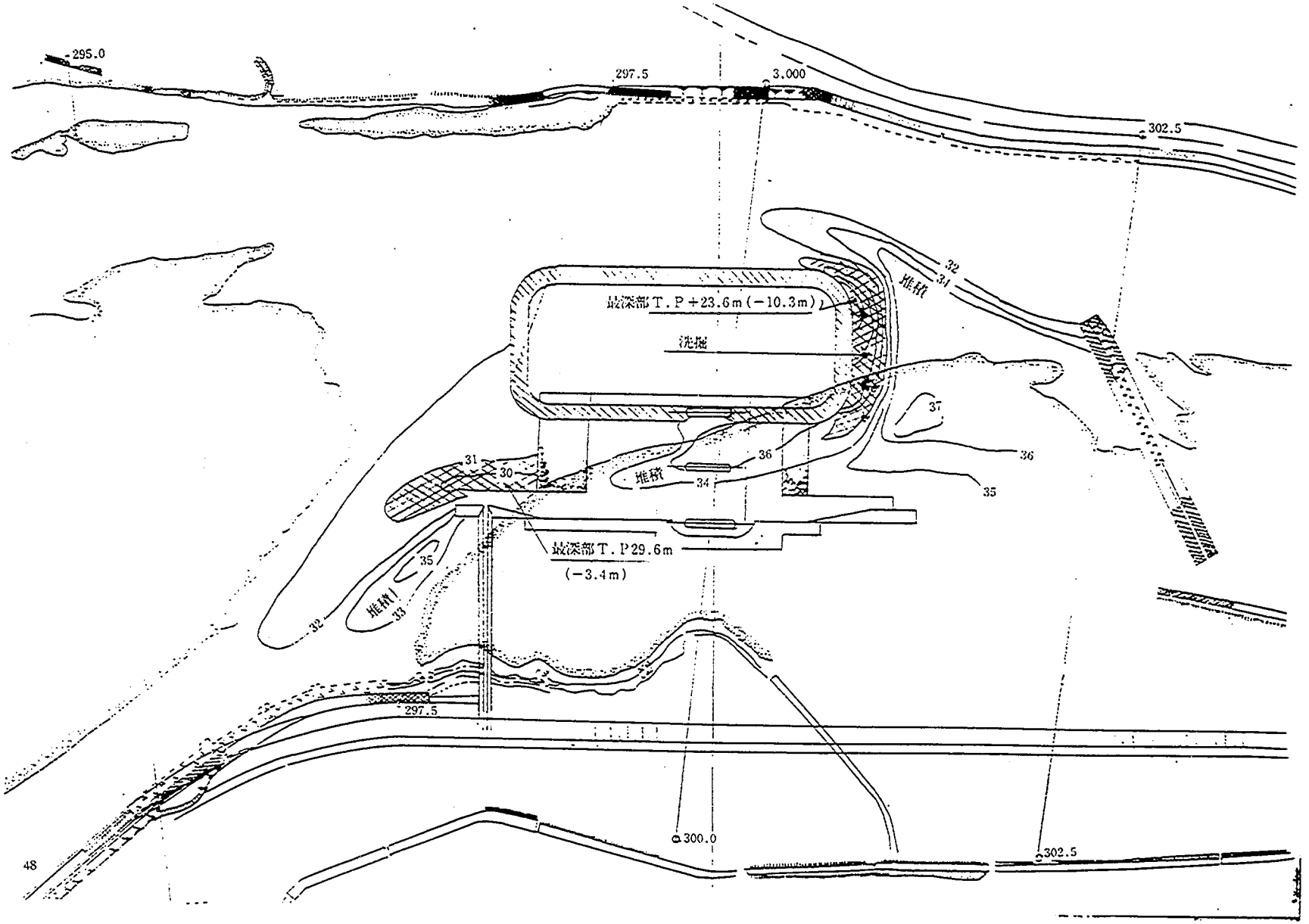


写真—8　仮締切工周辺の河床変動状況（ケースII－2－1）



図— 6 .13　洗掘深時間変化図(ケースII－2－1)

図－６.14.２　仮締切付近等高線図(2)(ケースⅡ－２－１)

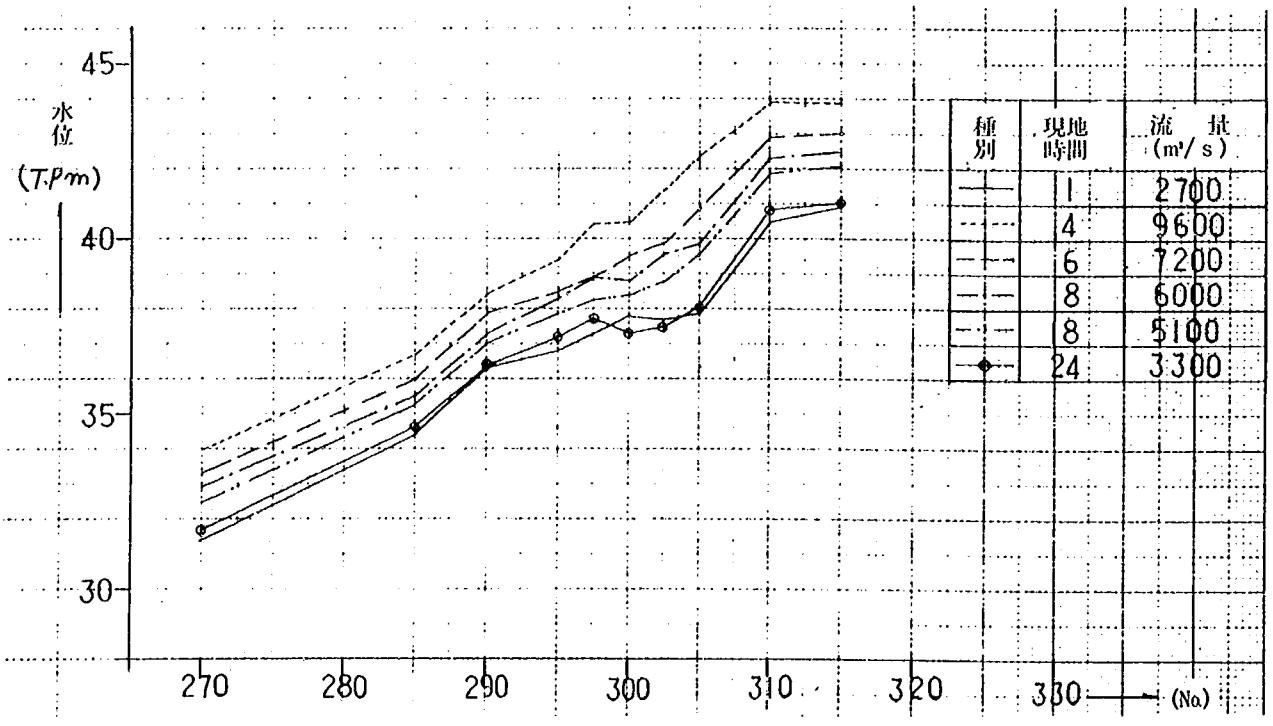


2）ケースII－2－2、II－2－3（Qp＝9,600m³/s不定流による検討）

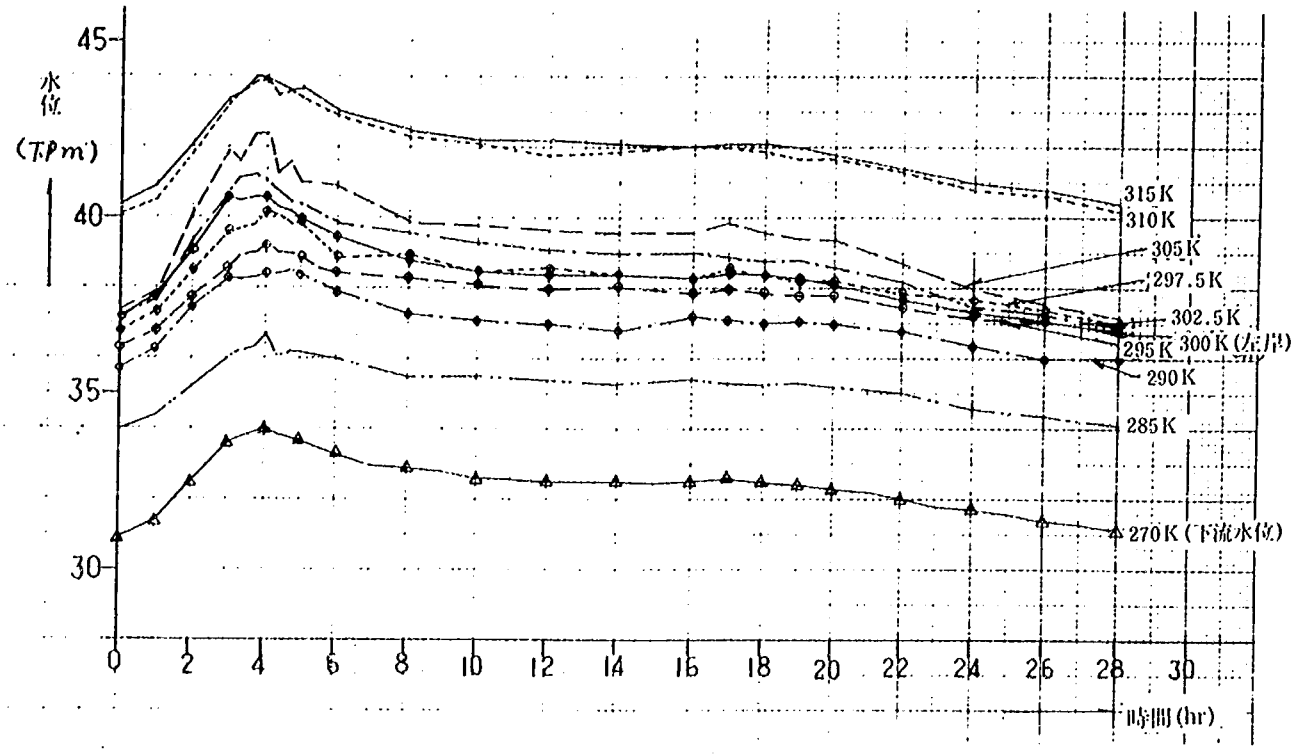
先に述べたようにこのケースでは、現地資料より図－6.4に示したように仮締切工右岸側にT.P30m、左岸側をT.P26.5mで岩盤を設定し、堰完成部護床工上下流端の洗掘防止として、7m幅に捨石工（約3tブロック重量相当の砕石、厚さ2.0m）を行った。また、ケースII－1－1で、洗掘が生じた堰完成部の下流左岸側の低水護岸前面に幅20m（3tブロック重量相当、厚さ2.0m）の捨石工、および下流中州左岸側流路の締切を目的とした導流水制（長さ50m、天端幅9.0m、高さT.P35.28m）を設置した。以上の対策のほかに、ケースII－2－3では仮締切工上流側周囲の局所洗掘対策として、根固工（5～6tブロック重量相当、高さT.P35.0m、天端幅10m）を設置した。

(1) 水位、流況について

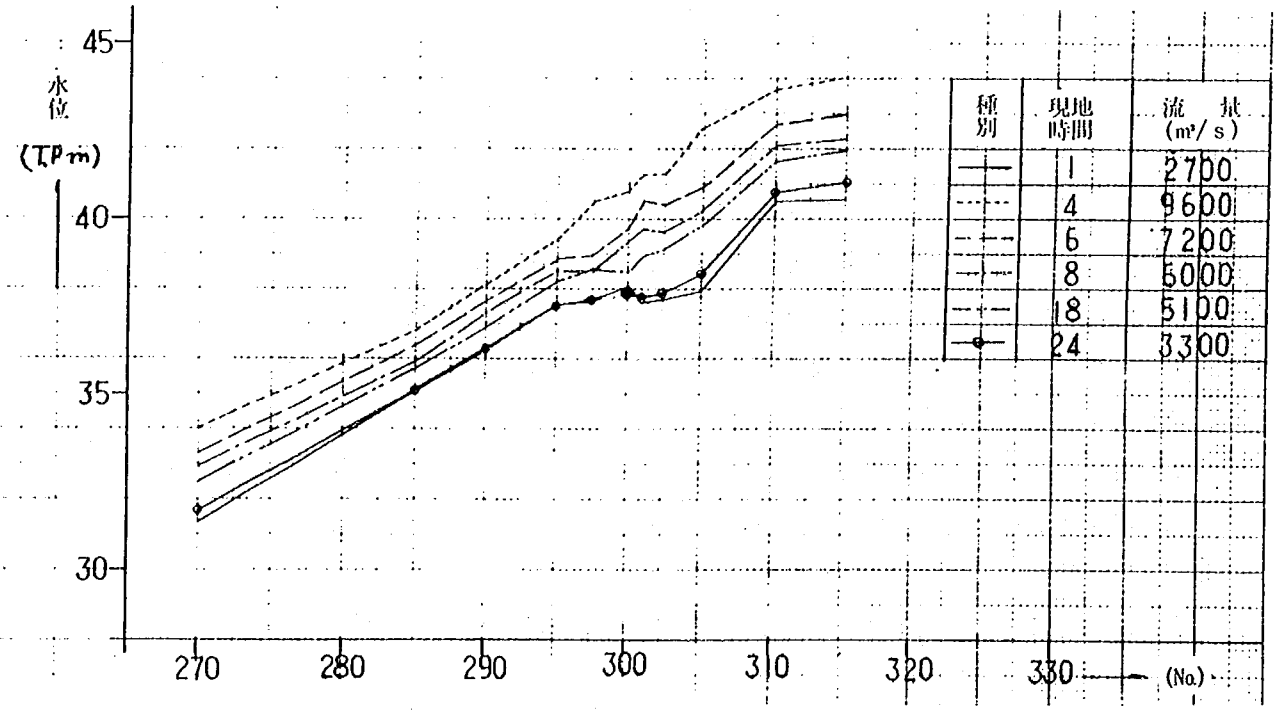
水位測定結果は、水位縦断図および、水位時間変化図を図－6.15.1(1)～6.15.2(2)に示した。ピーク流量時の最高水位を仮締切工上流側の根固工有・無（対策工有・無）で比較すると、仮締切工の上流および堰軸断面において対策工有の方が若干水位が高い程度である。また、仮締切工の左右側水位は、ピーク流量時ではほぼ同じであるが、増水期および減水期は両ケースとも0.3m～0.6m程度右岸の方が高い結果が得られた。



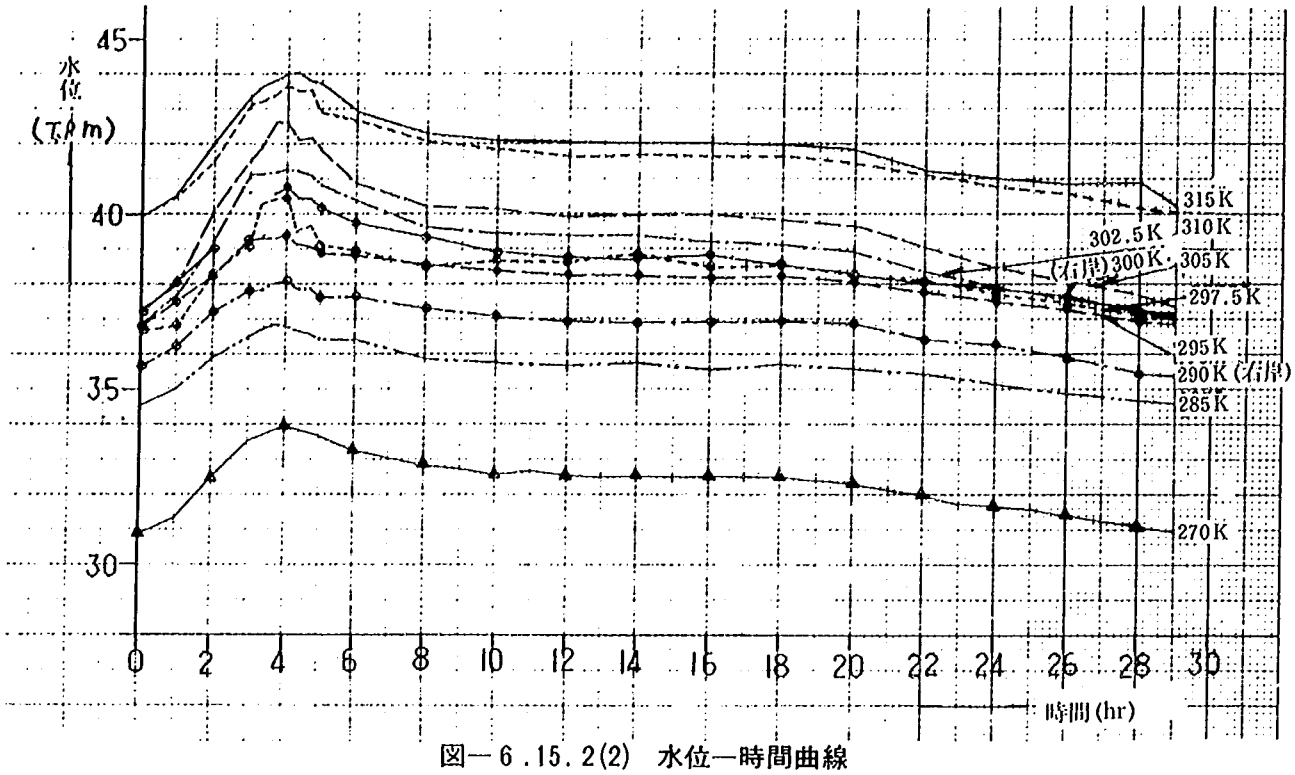
図－6.15.1(1) 水位縦断図(ケースII－2－2)



図－6.15.1(2)　水位一時間曲線

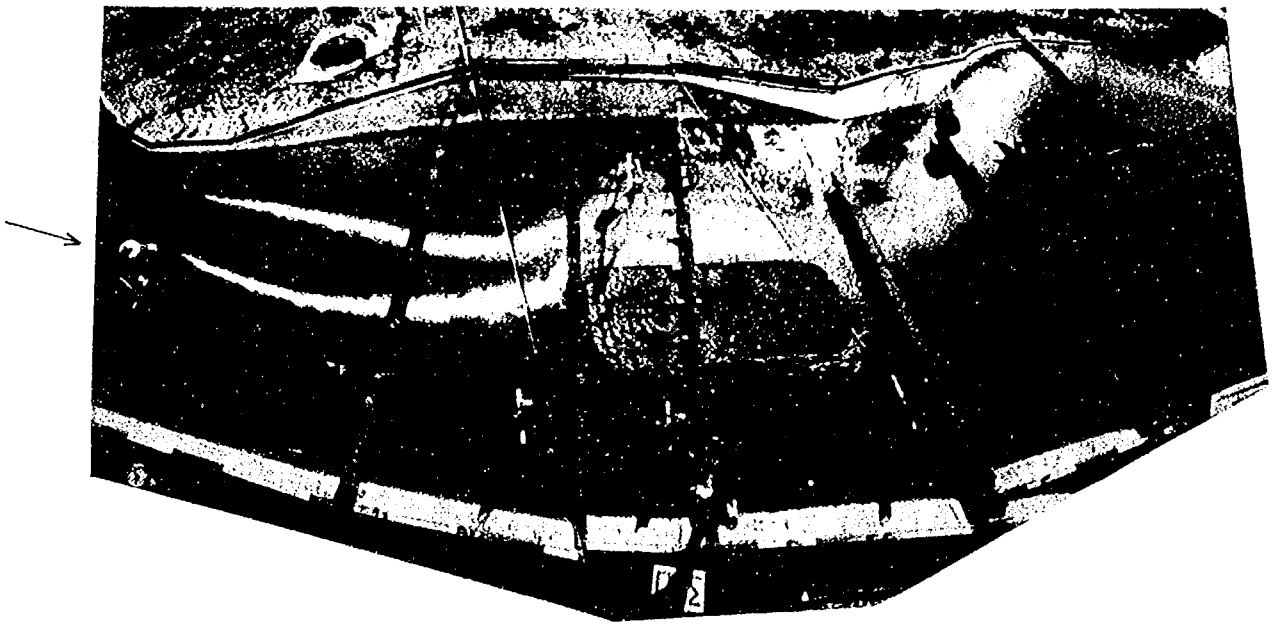


図－6.15.2(1)　水位縦断図(ケースII－2－3)



図－6.15.2(2) 水位—時間曲線

しかし、ピーク流量時の最高水位を第1期仮締切工（ケースII－1－2）と比較すると、ほぼ同じであることからこの仮締切工が水位に与える影響は少ないようである。いっぽう、このピーク流量時付近における仮締切工周辺の流況図を図－6.16.1～6.16.2に、ケースII－2－3の通水状況を写真－9に示す。ケースII－2－2、II－2－3とも上流湾曲部の断面No.305付近から流れは右岸側に寄る傾向が強くなり、ここより主流部は右岸側に集中し、仮締切工の右岸側を流下する。左岸側の水制を越流した流れは、仮締切工に当たり、仮締切工上流側では左右側と仮締切工天端を越流する流れに分かれる。この流れによって仮締切工上流側周囲は局所洗掘が生ずる。仮締切工右岸側の流れは、右岸沿いではほぼ真直ぐに下流へ向うが、仮締切工沿いの流れは仮締切工下流端より左方向に流れを変え、仮締切工左岸側の堰完成部からの流れと合流し、下流の中州を越流して現況左岸低水路へと流入する。なお、堰下流左岸側に設置した導流水制は、左岸側現況低水路への流れを下流へと移し、流入量を若干抑制しているように見受けられた。仮締切工周辺の流速は、先の流況図に平面分布図として示した。この結果を対策工有・無で比較すると、ピーク流量時の堰軸断面における仮締切工右岸側主流部の最大流速は、約7.4m/sと両者とも同じ流速である。しかし、平均流速では仮締切工上流周囲の根固工によって、洗掘が防止され、対策案の流速が若干増大している。また、仮締切工の上下流地点における流速も主流部となる右岸側の流速は、対策案の場合、上流側（断面No.302.5）では若干減少し、反対に下流側では増大している。



写真－9　ピーク流量時付近の流況(ケースII－2－3)

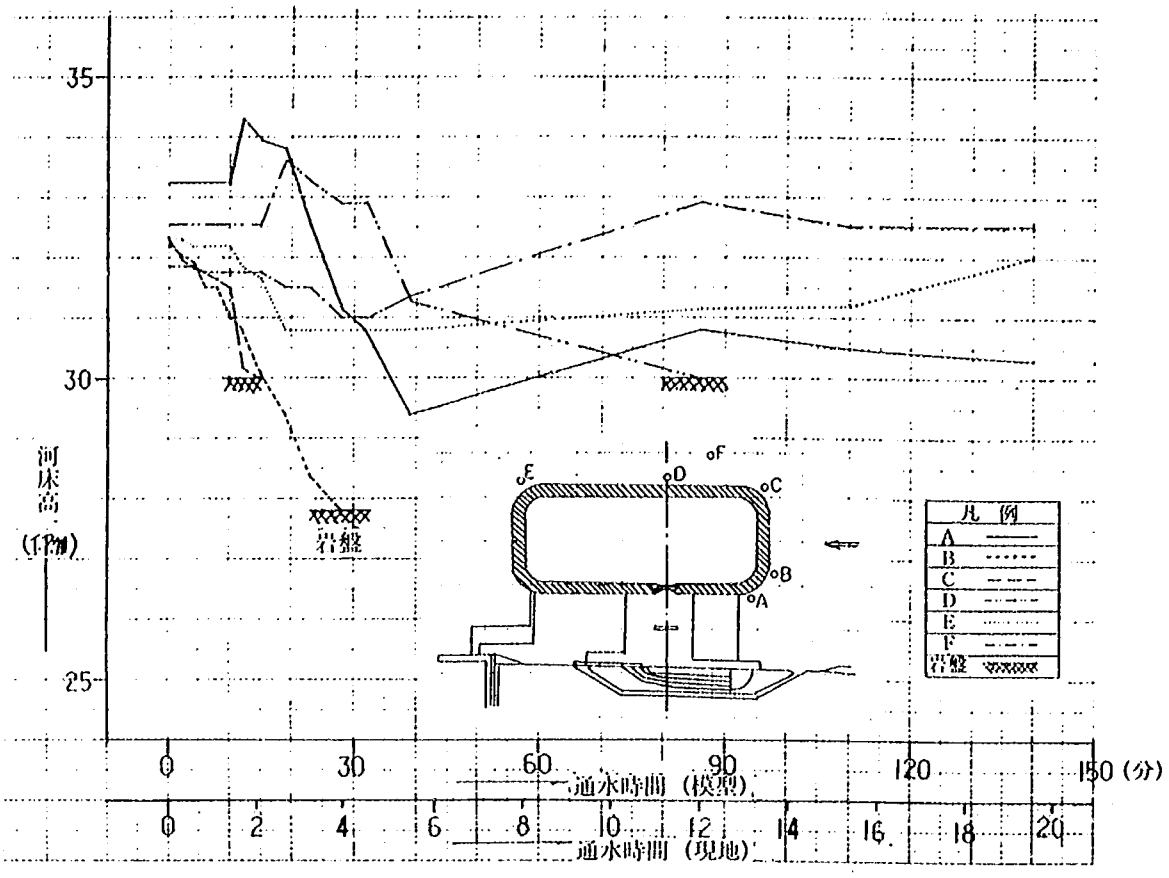
仮締切工左岸側の堰完成部の最大流速も、No.1～No.2堰柱間の中央で対策工無しが4.8m/sであったが、対策案では根固工の洗掘防止によって約5.5m/sと増大している。仮締切工内は、仮締切上流側の洗掘対策が無いケースでは、仮締切工天端右側上流面からの越流が集中して、右側で約3.1m/sと速く、左側で0.4m/sと遅い分布となっている。これに対し、対策案の実験では約2.0m/s前後の一様分布を示している。

次に、ケースII－2－2の堰軸地点での流速分布より、仮締切工左右側の流量を求めると、ピーク流量時で左岸側が約2,100m³/s、右岸側が約7,400m³/s、通水開始8時間後（現地）の減水期の約6,000m³/s付近では左岸側が約1,500m³/s、右岸側約4,600m³/sであり、その流量比は1：3程度であると推定される。

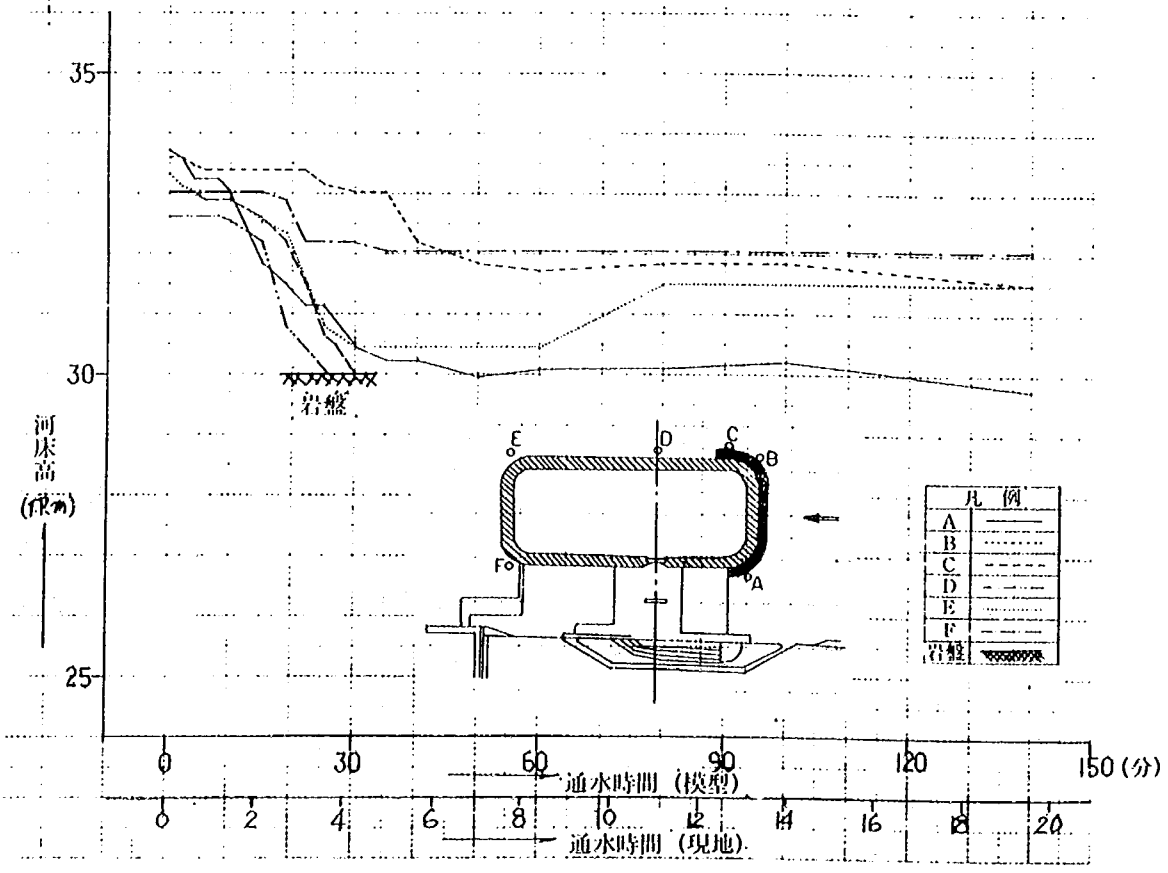
(2) 河床変動状況について

仮締切工周辺の洗掘状況は先の流況図（図－6.16.1～6.16.2）に、局所洗掘時間変化図を図－6.17.1～6.17.2、等高線図を図－6.18.1～6.18.2に示す。

ケースII－2－2においては、仮締切工上流面沿いの洗掘が進行し、右隅角部は通水開始1時間40分後(Q＝4,000m³/s)にT.P30.0mの岩盤が露出し、左隅角部は4時間10分後(減水期9,000m³/s)にT.P26.5mの岩盤が露出する。また、仮締切工右側面沿い付近では、通水初期に仮締切工上流側の洗掘土砂によって堆積傾向が見られる。しかし、上流側が洗掘された後に右側面沿いも徐々に洗掘が生じ、実験開始18時間50分後（減水期5,000m³/s）にはT.P30.0mの岩盤が露出した。

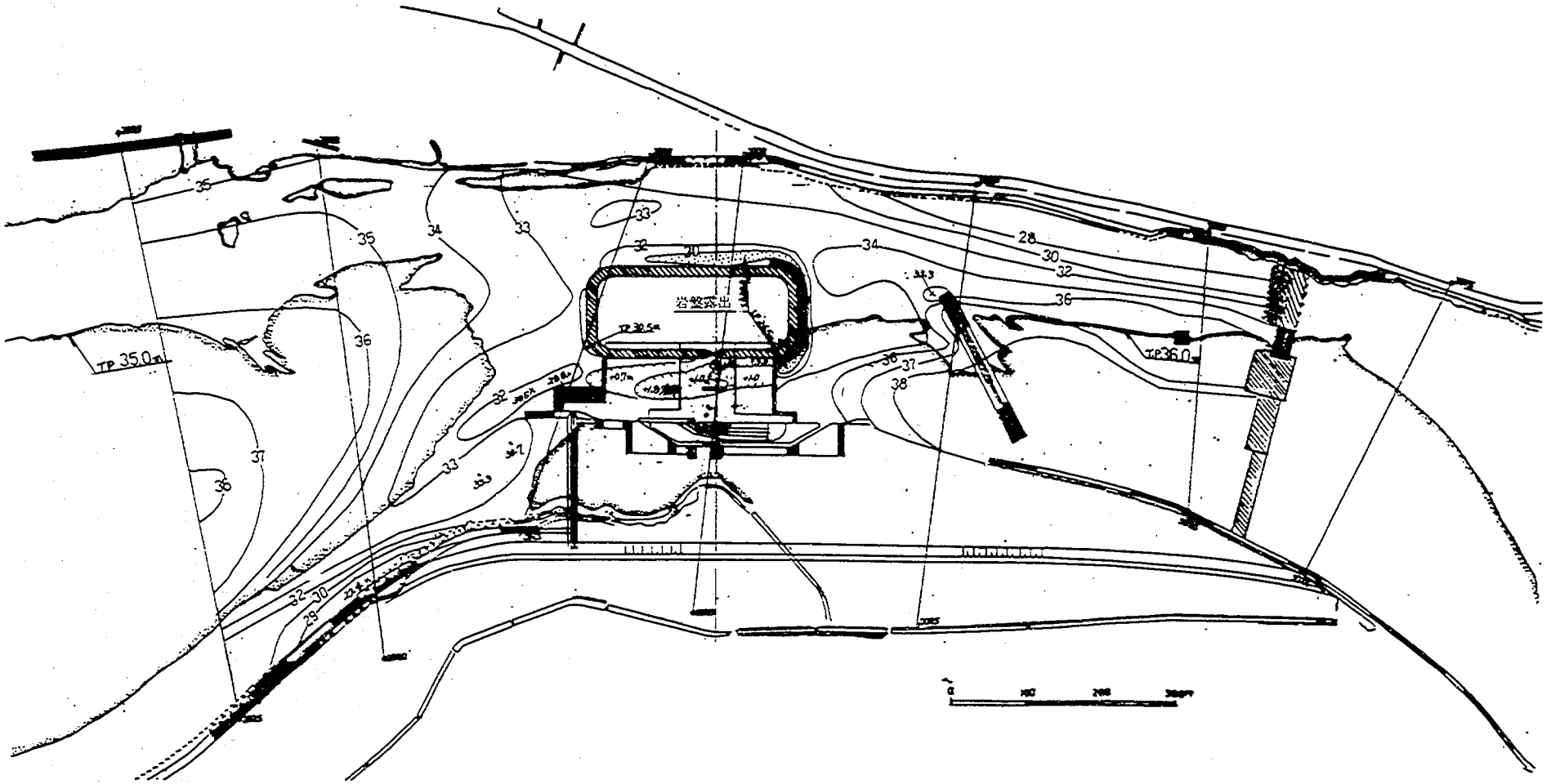


図－6.17.1　洗掘深時間変化図(ケースII－2－2)

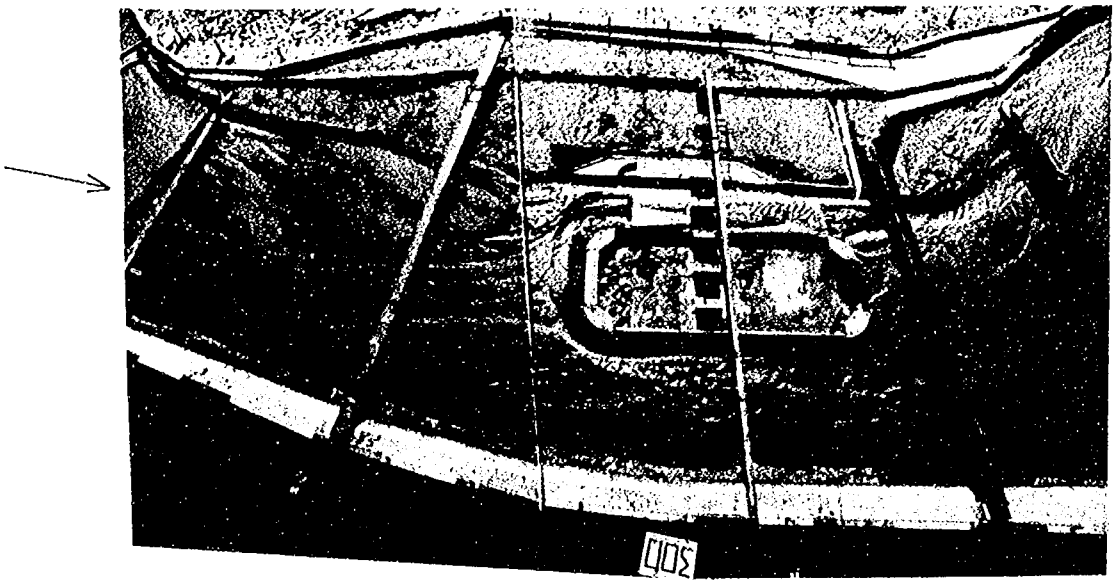


図－6.17.2　洗掘深時間変化図(ケースII－2－3)

図－６.18.２　仮締切工付近等高線図(ケースⅡ－２－３)



ケースII－2－3では、写真－10にも示すように、仮締切工上流面の根固工によって、仮締切工上流側周囲の局所洗掘は防止できるものの、両隅角部の根固工前面の岩盤は露出する。仮締切工の下流端右側隅角部は、増水期にほぼ岩盤（T.P30.0m）近くまで洗掘されるが、減水期に埋め戻され、1.0m～1.5m程度堆積する。



写真—10　通水後の河床変動状況(ケースII－2－3)

以上の結果より、第2期仮締切工は、現況低水路に張り出しているものの、洪水疎通にはさほど影響もなく、仮締切工が河道の上下流に及ぼす影響もほとんど見受けられない。しかし、仮締切工上流側周囲および仮締切工右岸側沿いは岩盤近くまで河床が低下し、仮締切左岸側の堰完成部床版上に1.0m～1.5m程度土砂の堆積が見られる。

仮締切工上流側周囲に根固工を設置することによって、仮締切工右岸側沿いの岩盤露出範囲は若干広くなるが、仮締切工上流側周囲の局所洗掘は防止できる。また、仮締切工左岸側の堰完成部床版上に堆積する土砂は、根固工の設置によって、仮締切工沿いから中央部に移り土砂量は20%～30%程度減少する。

堰完成部の護床工上流端および下流の左岸側は、捨石工を設置することによって洗掘を防止できたが、捨石工が若干散乱する状況が見られるので捨石の重量を大きくするなどの配慮が必要と思われた。

6－3－3　第3期仮締切工の検討

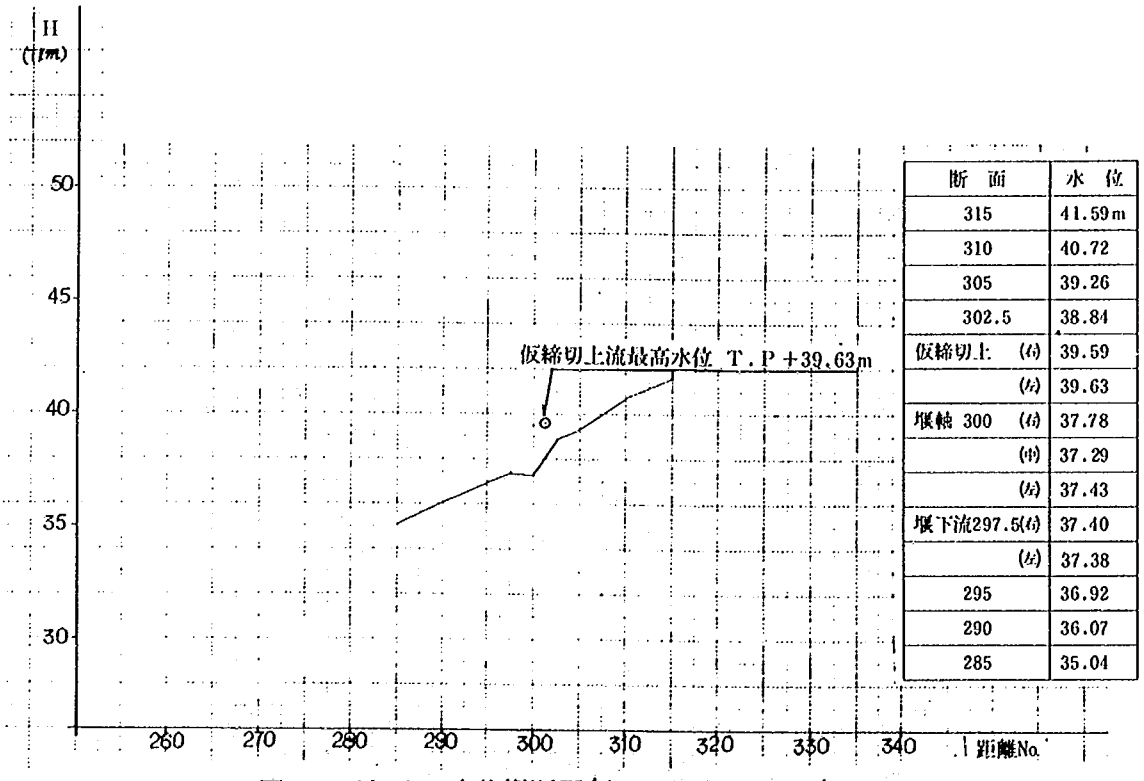
第3期仮締切工は、4回の仮締切工のうち最も影響が大きいと思われる締切である。仮締切工の範囲は、図－6.1に示すように、堰柱No.6、No.7を含む範囲を施工するもので、現況低水路の大部分を締切る形になっている。なお、この仮締切工設置時期には、上下流河道部の改修工事も進み、堰下流部は断面No.280付近までが暫定掘削河道に、堰より上流部は、断面No.312.5＋200m～No.321間を計画掘削河道として実験を実施した。

1）ケースII－3－1、II－3－2（Q＝4,000m³/s定流による検討）

Q＝4,000m³/s定流による現象把握と対策案実験である。ケースII－3－2の対策工では、仮締切工上流および右岸側をT.P30.0m、左岸側T.P26.5m高で岩盤となるような形状にし、仮締切工上流両側隅角部の局所洗掘対策として、根固工（天端幅10m、高さT.P35.9m、5～6tブロック重量相当の砕石）を設置した。

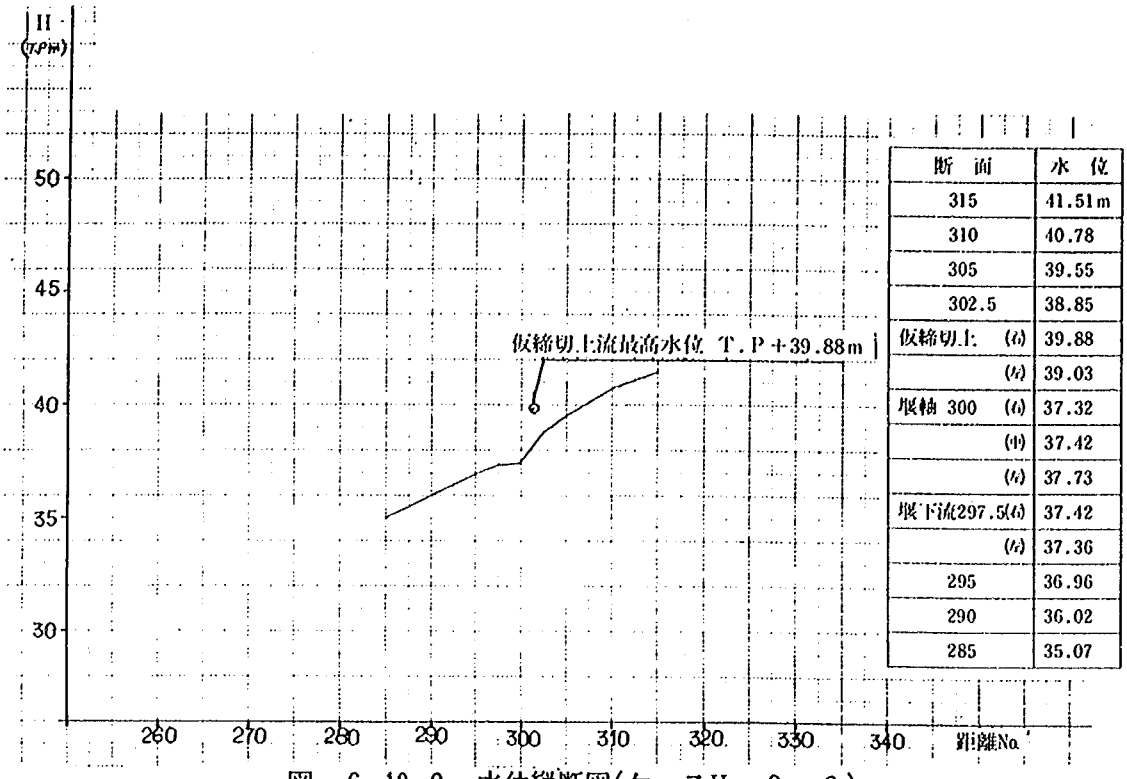
(1) 水位、流況について

水位の結果を、水位縦断図として図－6.19.1～6.19.2に示す。この結果を根固工の有無で比較すると、水位縦断形はほとんど同じであるが、仮締切工周囲での最高水位は対策案実験の場合の方が若干高い結果となっている。また、第2期締切の結果と比較すると、堰より下流部の水位がかなり低くなっているのがわかる。これは先に述べた下流部の暫定掘削の影響と思われる。上流においては一部河道掘削を行っているが、断面No.312.5～No.302.5付近は現況河道のままなので、水位に対する影響はほとんどないようである。このケースの水位結果でとくに影響が大きく現れているのは仮締切工上流側における水位の堰上げである。仮締切工の直上流における最高水位は、ケースII－3－1でT.P39.6m、対策案のケースII－3－2でT.P39.9mと、これまでの仮締切工より約1.0m高い結果となっている。したがって仮締切工の天端高T.P39.0mを越える結果となった。ただし、模型実験ではQ＝4,000m³/sでは越流させない事を前提にしているので、天端高を上げて製作しているため越流はしていない。この最高水位は、仮締切工上流面中央部の直上流に発生しており、上流からの流れが壁面に当って水位が上昇する。このため水位が高い部分は仮締切工上流面だけで、両側壁面はそれ程高くはなく、上流面から側面に沿って急勾配で水位が低下する状態になっている。この仮締切工の上流面と下流面では2m以上の水位差が生じており、越流させないための天端高として、縦断方向に高さを変えることなども考えられよう。



断面	水位
315	41.59m
310	40.72
305	39.26
302.5	38.84
仮締切上 (右)	39.59
(左)	39.63
堰軸 300 (右)	37.78
(中)	37.29
(左)	37.43
堰下流297.5(右)	37.40
(左)	37.38
295	36.92
290	36.07
285	35.04

図－6.19.1　水位縦断図(ケースII－3－1)



断面	水位
315	41.51m
310	40.78
305	39.55
302.5	38.85
仮締切上 (右)	39.88
(左)	39.03
堰軸 300 (右)	37.32
(中)	37.42
(左)	37.73
堰下流297.5(右)	37.42
(左)	37.36
295	36.96
290	36.02
285	35.07

図—6.19.2 水位縦断図(ケースII－3－2)

いっぽう、このときの流況を図－6.20.1～6.20.2に、ケースII－3－2の流況を写真－11に示す。断面No.310から上流部については、河道掘削を行っているが、あまり大きな変化はない。とくに、断面No.310～No.302.5付近は、湾曲部の影響とともに現況の水制等構造物の影響が大きく、仮締切工の設置によってあまり上流まで影響する事はないようである。断面No.307.5付近から右岸に寄り始めた流れは、断面No.302.5～No.300右岸に向って流下するが、この主流部が仮締切工上流面に激しく当り、流れが左右に分かれる。この仮締切工上流に当った流れは、激しい二次流を発生させ、河床を洗掘しながら壁面に沿って堰完成部および右岸側へと流れる。堰完成部の流れは、斜めに左岸方向へ向う傾向が強く、堰完成部左岸側護岸の下流端付近へと集中し、仮締切工沿いでは比較的弱い流れになっている。堰完成部の下流では、中州の左岸側低水路へ流入する流れと、右岸の暫定掘削河道への流れとに分かれるが、この河道掘削によって、それ程中州左岸側流路への流入が多くなっているようには見受けられない。



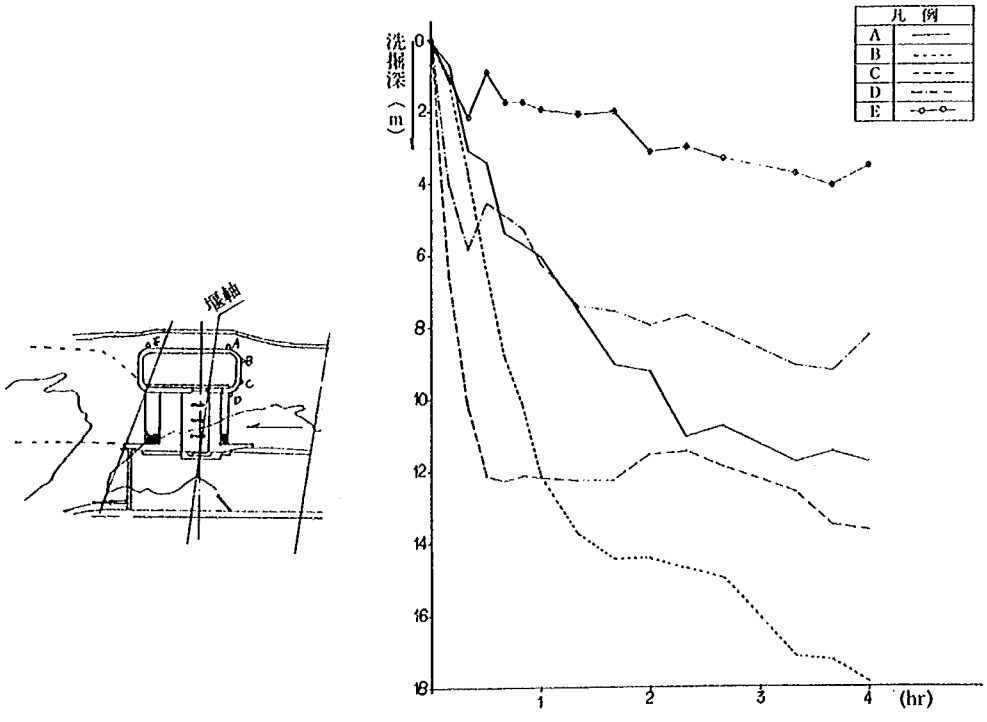
写真—11 仮締切工付近の流況(ケースII－3－2)

また、仮締切工右岸側の流れは、仮締切下流端から左岸方向へと発散し、仮締切工の右岸側を洗掘した土砂を堆積させている。これより下流の低水路整正部では、ほぼ掘削法線に沿って真直ぐに流下する。仮締切工周辺の流速は、図－6.21.1～6.21.2に示すように、堰軸断面において仮締切工の右岸側ではケースII－3－1とII－3－2では流速分布がかなり異なっている。ケースII－3－1では、横断方向に比較的一様な分布を示しているのに対し、ケースII－3－2では、仮締切沿いが極端に遅く、右岸堤防沿いが速い分布になっている。これは仮締切工上流側右隅角部に設置した根固工の影響で、この根固めによって流れがさらに右岸へ押しやられたためと考えられる。また、第2期仮締切（ケースII－2－1）と比較すると、堰完成部およびその下流付近の流速が大きくなっている。これは現況低水路の主流部を仮締切工によって阻害するため、その分の流量が堰完成部を流下するためである。

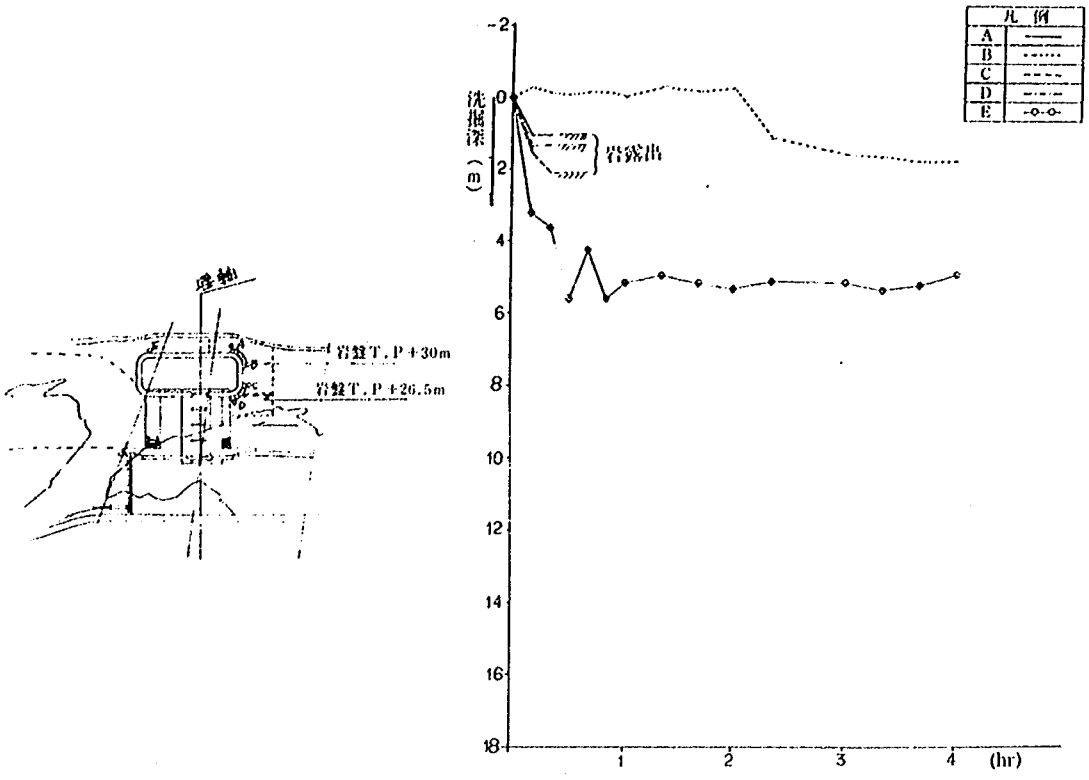
(2) 河床変動状況について

仮締切工周辺の洗掘状況は、時間変化図を図－6.22.1～6.22.2に、等高線図を図－6.23.1～6.23.2に示した。この結果を見てわかるように、ケースII－3－1とII－3－2では大きな違いがある。これは仮締切工上流両側隅角部に根固工を設置した影響ばかりでなく、大きくは岩盤の影響によるものである。

ケースII－3－1では仮締切工上流面において、最大18m（T.P.＋14.0m）もの極端な洗掘が発生した。これは先に述べたように、仮締切工上流に当った流れによって発生する二次流によるものである。しかしながら、この付近は、右岸側に山が接近しており比較的浅い所に岩盤が河道内に伸びている。そこでケースII－3－2では堰軸断面のボーリング資料より図－6.4に示したように、右岸側でT.P30.0m、中央部から左岸をT.P26.5mの高さに新たな床版とし、これ以上洗掘が生じないような模型に設定している。したがって、このような模型条件の違いを念頭に入れて結果を見る必要がある。

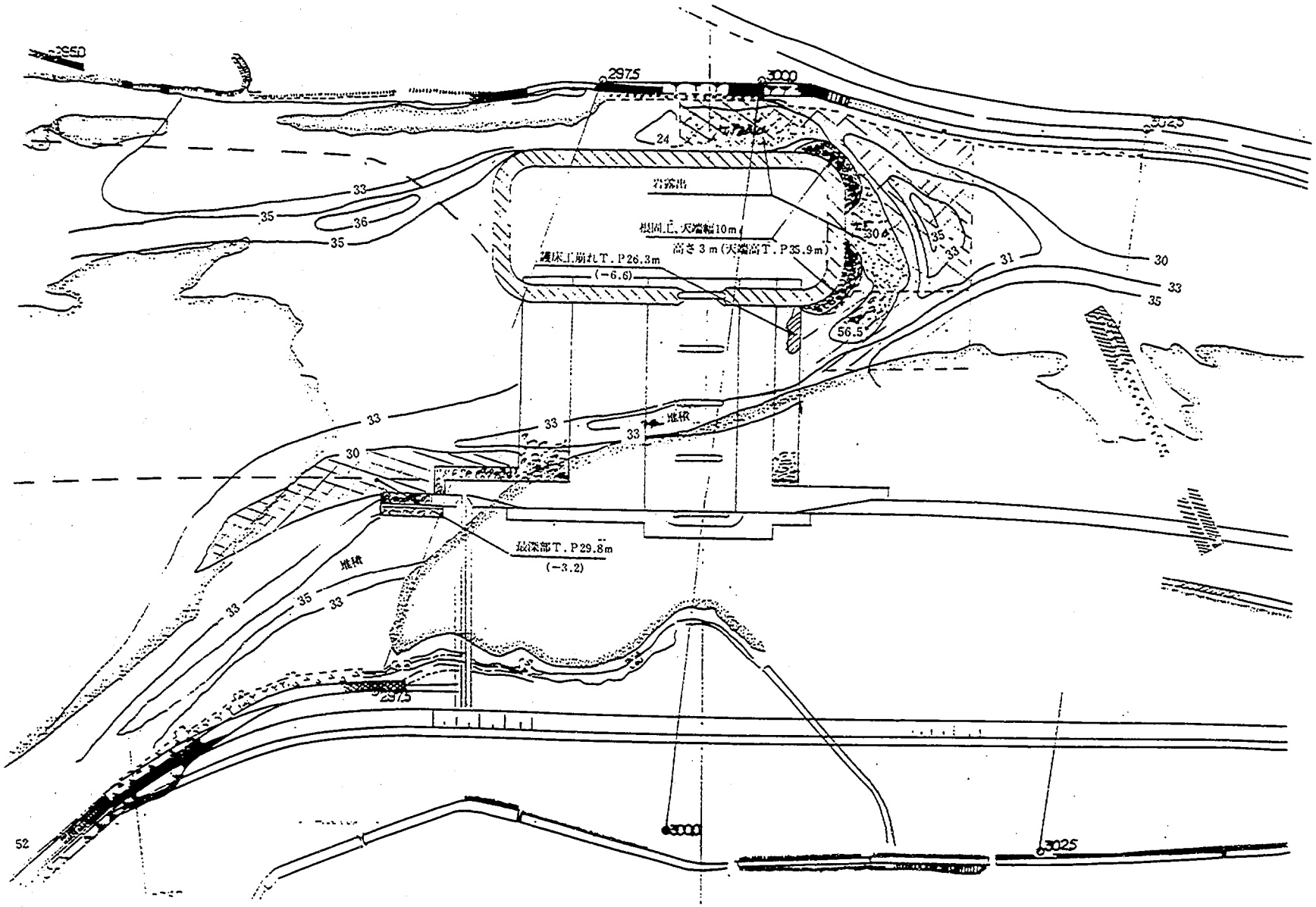


図－6.22.1　洗掘深時間変化図（ケースII－3－1）

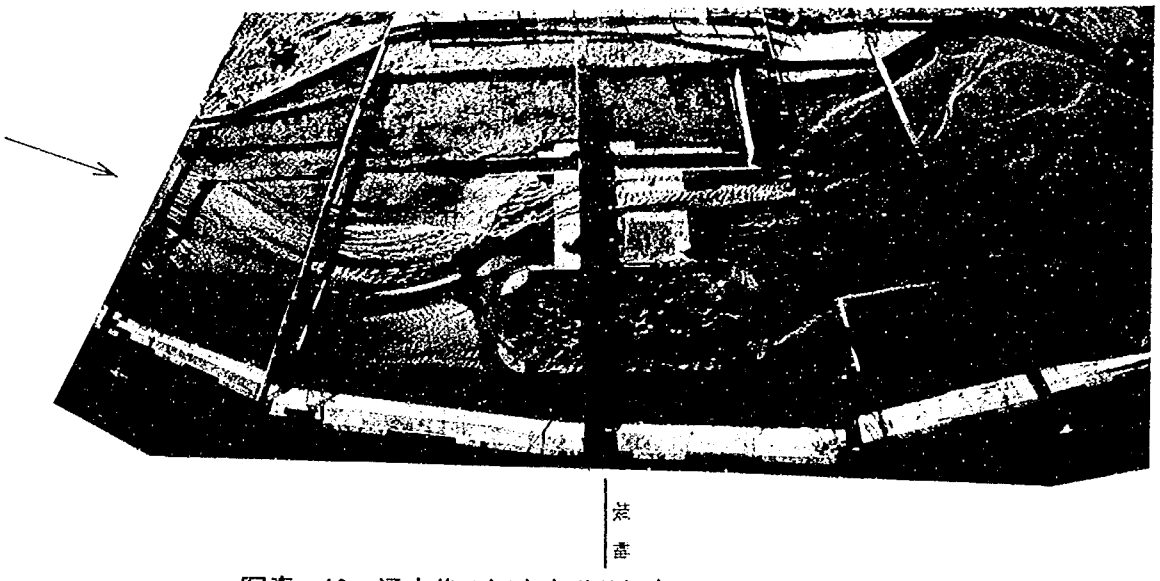


図－6.22.2　洗掘深時間変化図(ケースII－3－2)

図－６.23.２(2)　仮締切付近等高線図(2)(ケースⅡ－３－２)



ケースII－3－1とII－3－2の全体的な河床変動の状況は、仮締切工周辺を除いてはほぼ同じである。したがって、対策工の有無および模型条件の違いによる影響は、仮締切工周辺だけで上下流にほとんど影響はないと考えられる。仮締切工周辺については、既に述べたように仮締切工上流面での洗掘、そして両側壁の上流部の洗掘が大きい。そしてここより洗掘された土砂が堰完成部上に堆積する傾向が強い。とくに、ケースII－3－1では洗掘土砂が多いために堰完成部への堆積が非常に多くなっている。これに比べケースII－3－2では、写真－12に示すように岩盤で洗掘が抑えられているために土砂流出は少なく、堰完成部への堆積も少なくなっている。対策工の効果としては、岩盤が露出してそれ以上の洗掘は防止されているため、根固め工による洗掘防止効果は不明である。しかし、根固工は前面で若干の崩落はあるものの、天端高は設置状態を維持しており、仮締切工沿いを直接洗掘する現象を防止する事は出来る。



写真—12　通水後の河床変動状況(ケースII－3－2)

この他に第3期仮締切工の問題点としては、既に第2期仮締切工でも同様の傾向が見られたが堰完成部左岸沿いの下流部で洗掘が生ずる。とくに仮締切上流から左岸に向う流れによって、下流部の護岸沿いの洗掘が大きく約7mに達している。したがって、ケースII－3－2では、護岸前面に幅10mの捨石工を行った。この対策によって、洗掘深は捨石工前面は最大で3m程度に減少した。

以上、第3期仮締切工の結果について述べたが、大きくは水位の堰上げに伴う仮締切天端高の扱い、それと仮締切工上流面での洗掘を挙げる事が出来る。この洗掘対策としては、根固工を設置することによって維持出来ると考えられるが、模型に設定したように浅い所に岩盤があるとすれば、仮締切工の矢板の岩盤への打ち込み深さ等によって対応出来る事も考えられるので、その点の検討も必要であろう。

2）ケースII－3－3、II－3－4（Qp＝9,600m³/s、不定流による検討）

Q＝4,000m³/s定流の実験結果より、仮締切工上流面の洗掘が大きいことが明らかとなった。このため実験に先立って仮締切工上流側周囲に根固工を設置した。この根固工は、先のケースII－3－2とほぼ同じであるが、今回は根固工天端高をT.P35.0mとしている。また、堰床版の上下流端は、幅7.0m、厚さ約2.0mの捨石（2～3tブロック重量相当の砕石）を行った。堰下流の左岸側にはケースII－3－2と同様に導流水制が設置されている。

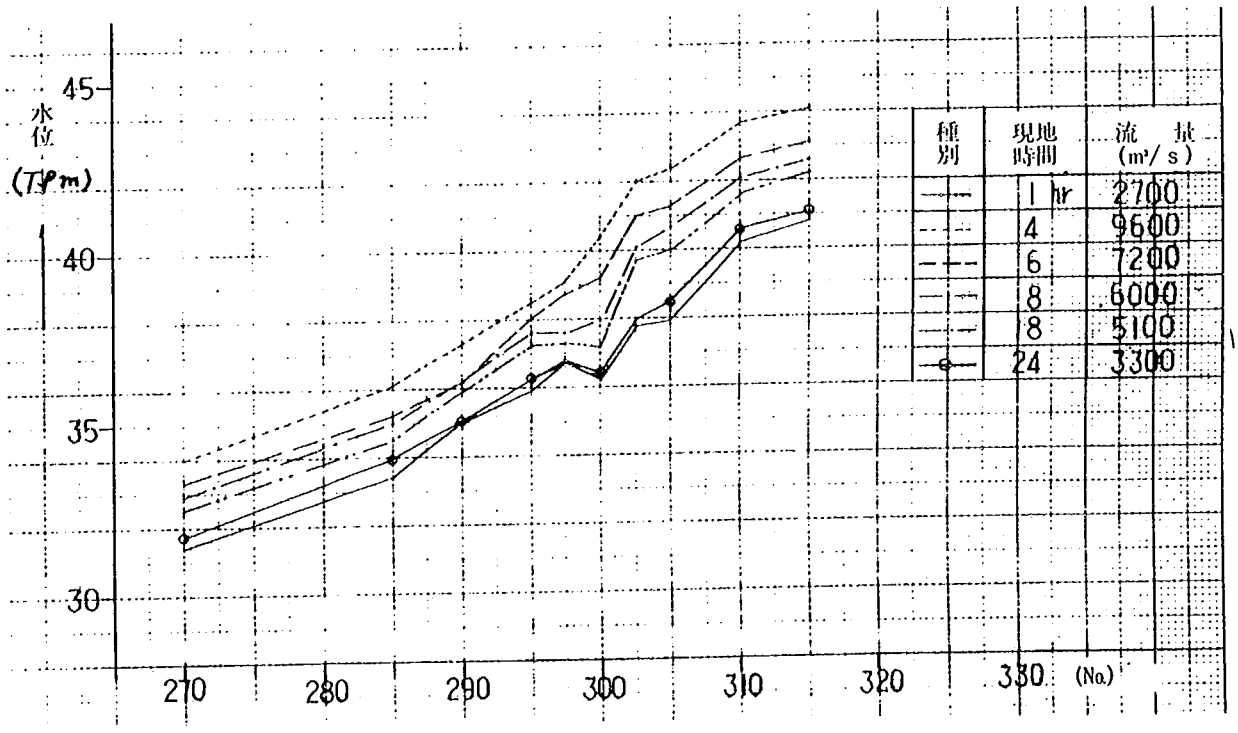
ケースII－3－4の対策案実験では、仮締切工自体が現況低水路の主流部に位置し、上流左岸側の水制の影響もあって、仮締切工上流面に強い流れが当る。このため既設水制を撤去することによって、どの程度の効果が得られるか検討したものである。

さらに対策工としては、ケースII－3－3の結果より捨石範囲の不足とこの捨石の流出が見られたので、堰完成部上流側の捨石工を2t～3t重量相当から5t～6t相当に変更し、仮締切工側面から50mまでの捨石工幅を14mとした。また、堰完成部の下流左岸側の低水護岸前面もケースII－2－2と同様に幅20mの捨石工を設置した。

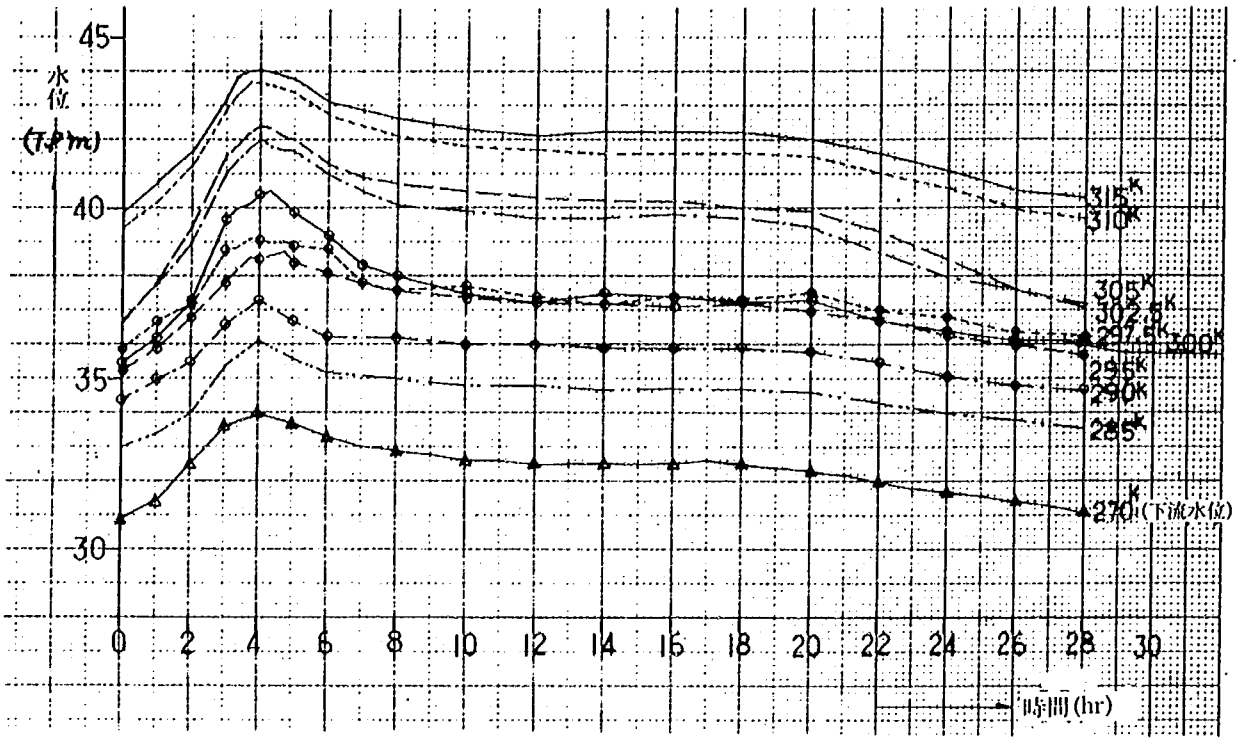
(1) 水位流況について

水位測定結果の、水位縦断図および水位時間変化図を図－6.24.1(1)～6.24.2(2)に示す。

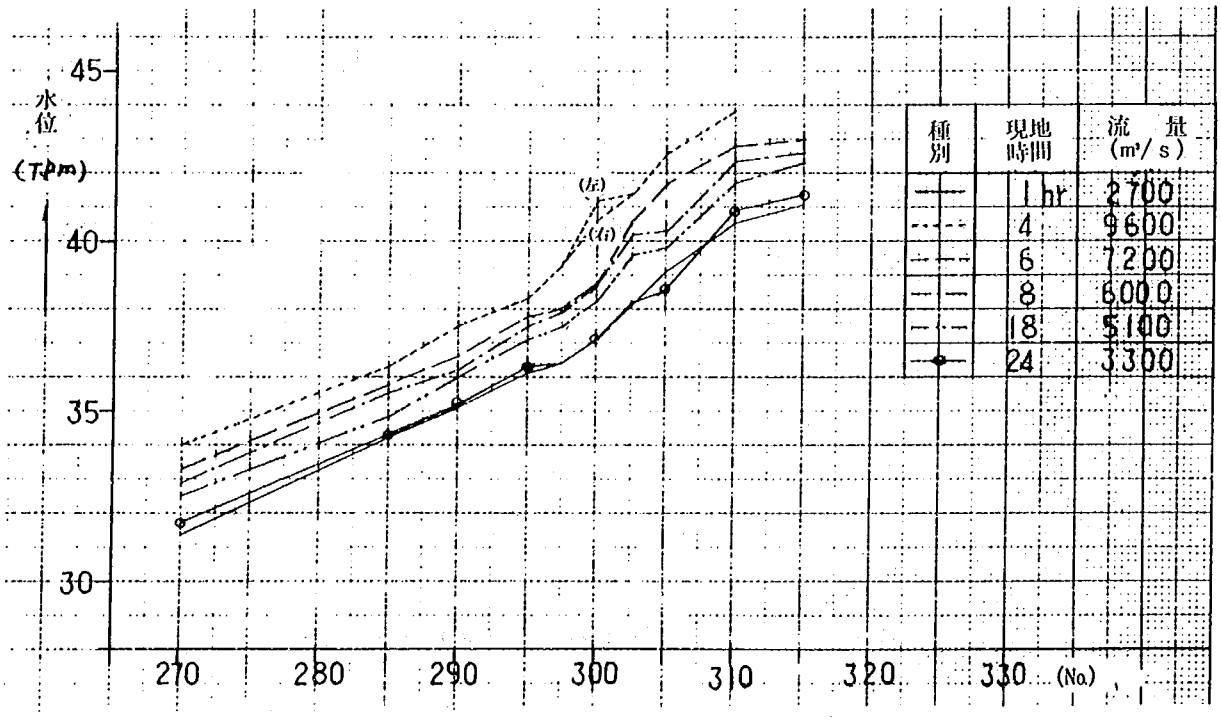
この結果をケースII－3－3とII－3－4で比較すると、仮締切工付近に変化が見られる。堰上流側の水制の撤去に伴って、ケースII－3－4ではピーク流量時に断面No.302.5（水制付近）の水位が約0.50m下降し、仮締切工の左右側水位は反対に約0.50m上昇して、仮締切工付近の水面勾配が緩和されている。この傾向は、6,000m³/s以上の流量で顕著に見られる。なお、第3期仮締切内への越流開始流量は、水制の有無にもかかわらず約4,500m³/s付近であった。



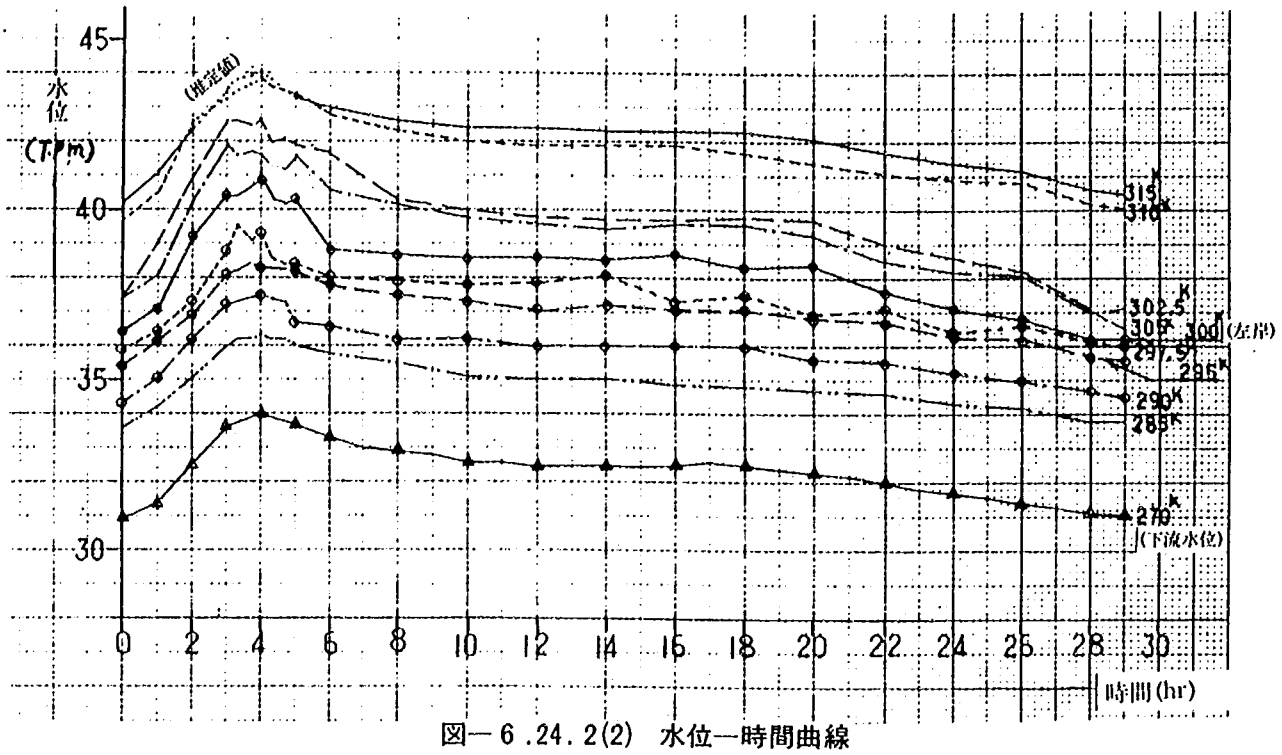
図—6.24.1(1) 水位縦断図(ケースII－3－3)



図－6.24.1(2)　水位―時間曲線

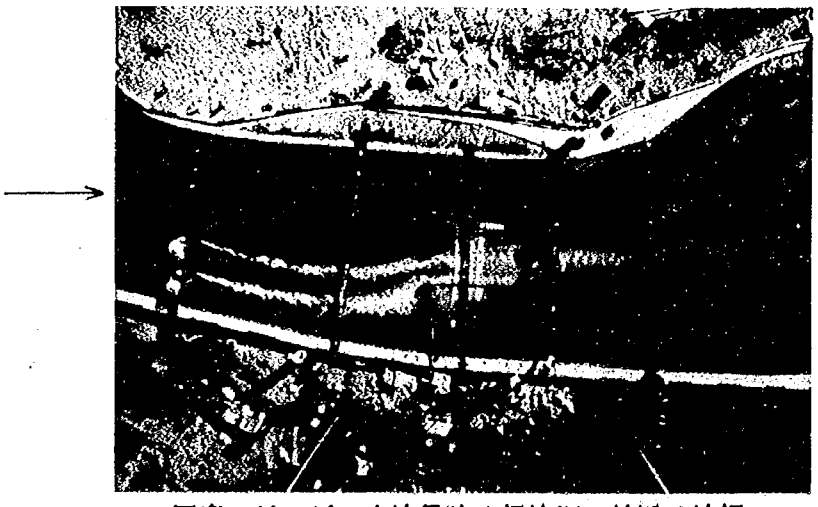


図－6.24.2(1)　水位縦断図(ケースII－3－4)



図－6.24.2(2)　水位一時間曲線

いっぽう、このピーク流量時における仮締切工周辺の流況を図－6.25.1～6.25.2に、ケースII－3－4の流況を写真－13に示す。仮締切工上流における主流部は右岸側にあり、この流れは仮締切工上流面に当り、その後左右に分れる。とくにケースII－3－3では、断面No.302.5左岸の水制先端付近で右岸側に片寄った流速分布となり、これが堰完成床版上の左方向に向かう強い流れを示す。水制を撤去したケースII－3－4では横断方向にほぼ一様な分布に変わり、仮締切工前面で左右に分れる流れが上流側となる。したがって、仮締切工前面に当る流れも若干緩和され、また堰完成部の流れも一様な分布となっている。このためケースII－3－3では、ピーク流量時には仮締切工右岸側の全域で岩盤が露出したのに対し、水制撤去によって右岸側全域の岩盤が露出するのは、減水期の7,000 m³/s付近となり、その効果が見られた。堰完成部の流れは、第2ゲート中央付近から左側は下流の中州左側流路へと流れ、右側はほぼ低水路整正河道法線に沿って真直ぐ流下する。仮締切工の右岸側の流れは、仮締切工下流端で左方向に拡がる流れとなり、その後低水路整正河道法線に沿って流下する。また、仮締切工下流側には小規模であるが、ほぼ死水域と見られる領域が発生する。

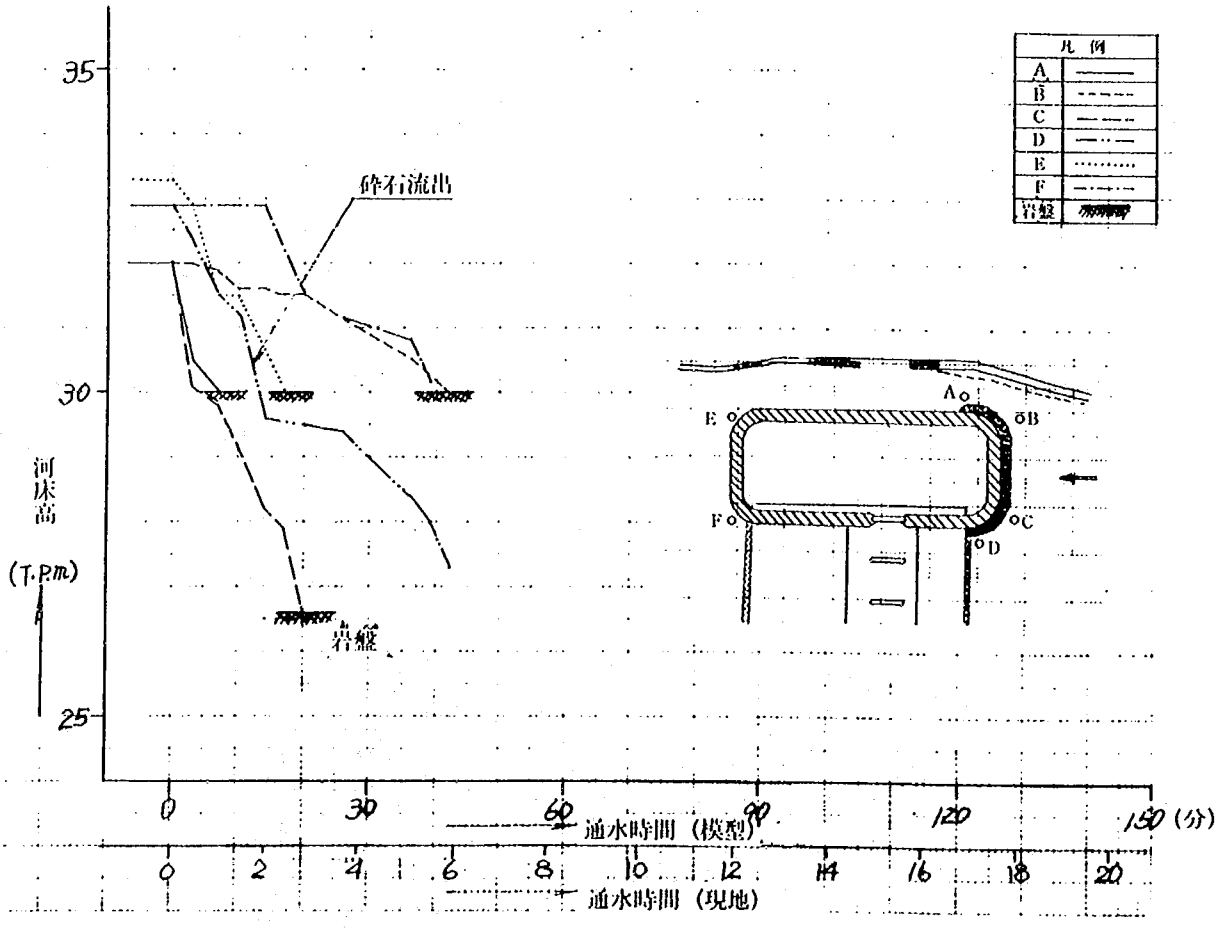


写真—13　ピーク流量時の仮締切工付近の流況
（ケースII－3－4）

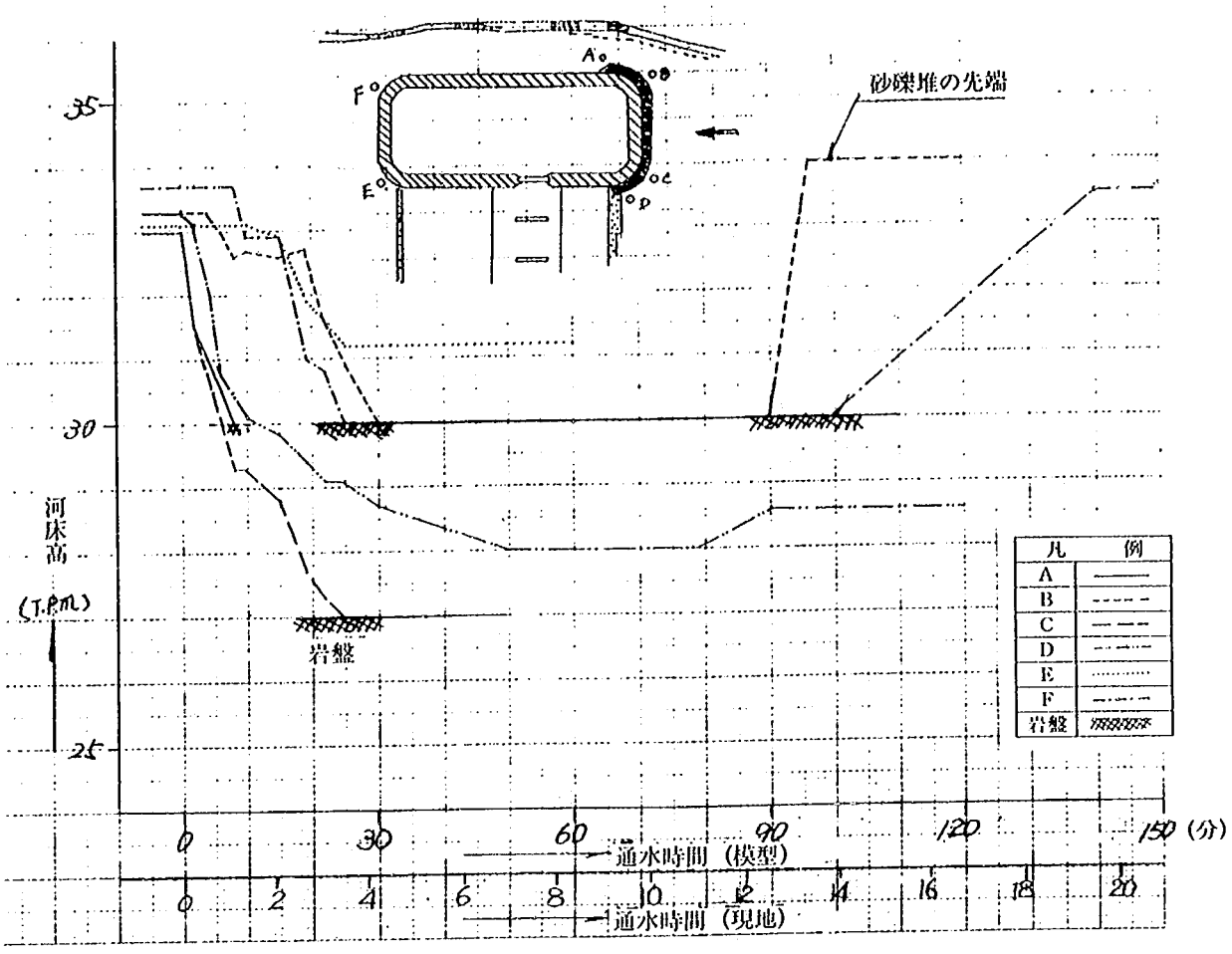
(2) 河床変動状況について

仮締切工周辺の洗掘状況を先の流況図（図－6.25.1～6.25.2）に、局所洗掘時間変化図を図－6.26.1～6.26.2に、通水後の等高線図を図－6.27.1～6.27.2に示す。

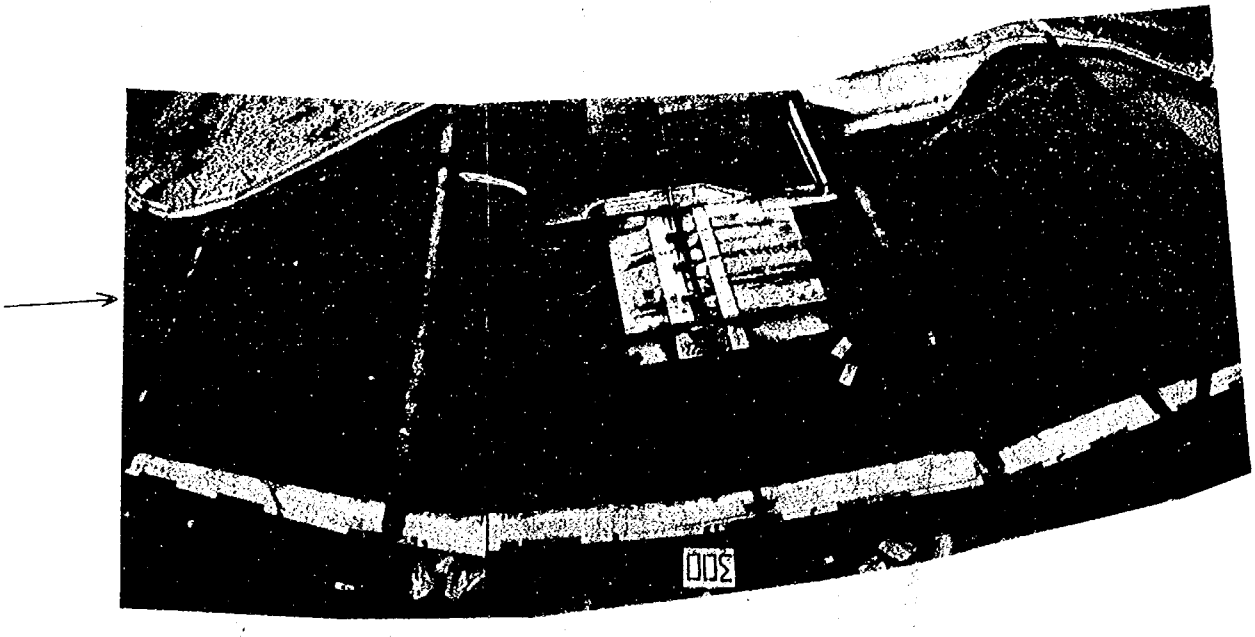
先に述べたように仮締切工上流側は、洗掘される事が明らかなため、ケースII－3－3においてもこの上流側周囲には仮締切工自体の安全性を確保することを目的とした根固工を設置して実験を行った。その結果、仮締切工右岸側および仮締切工上流左隅角部の根固工前面で、岩盤が露出するものの、仮締切工上流側沿いでは岩盤が露出するのを防止することができた。ただし、建設の手順から仮締切工の撤去とともにこの根固工の撤去も必要となる。また、仮締切工上流から左岸に向かう流れは跳水現象を呈するような状況を示し、堰完成部の上流右岸寄りおよび下流部の左岸護岸沿いに局所洗掘が生じ、捨石工の流出も見られるため、その重量等が不足しているように思われた。ケースII－3－4では、堰上流左岸側の既設水制の撤去とともに、堰完成床版上流側の捨石工を2t～3t重量相当から5t～6t重量相当に変更した。また、仮締切工側面から50mの範囲を幅7.0mから14mに広げて捨石を施し、下流側の左岸護岸沿いは幅20m範囲を5t～6tのブロック重量相当に変更して捨石を行った。この結果、写真－14に示すように、水制撤去による効果もあり、捨石工に若干乱れは見られるものの、洗掘防止効果が得られることが明らかとなった。また、これらの効果によって堰完成床版上の土砂堆積の軽減と仮締切工右岸側の土砂流出防止効果も見られる。



図－6.26.1　洗掘深時間変化図(ケースII－3－3)

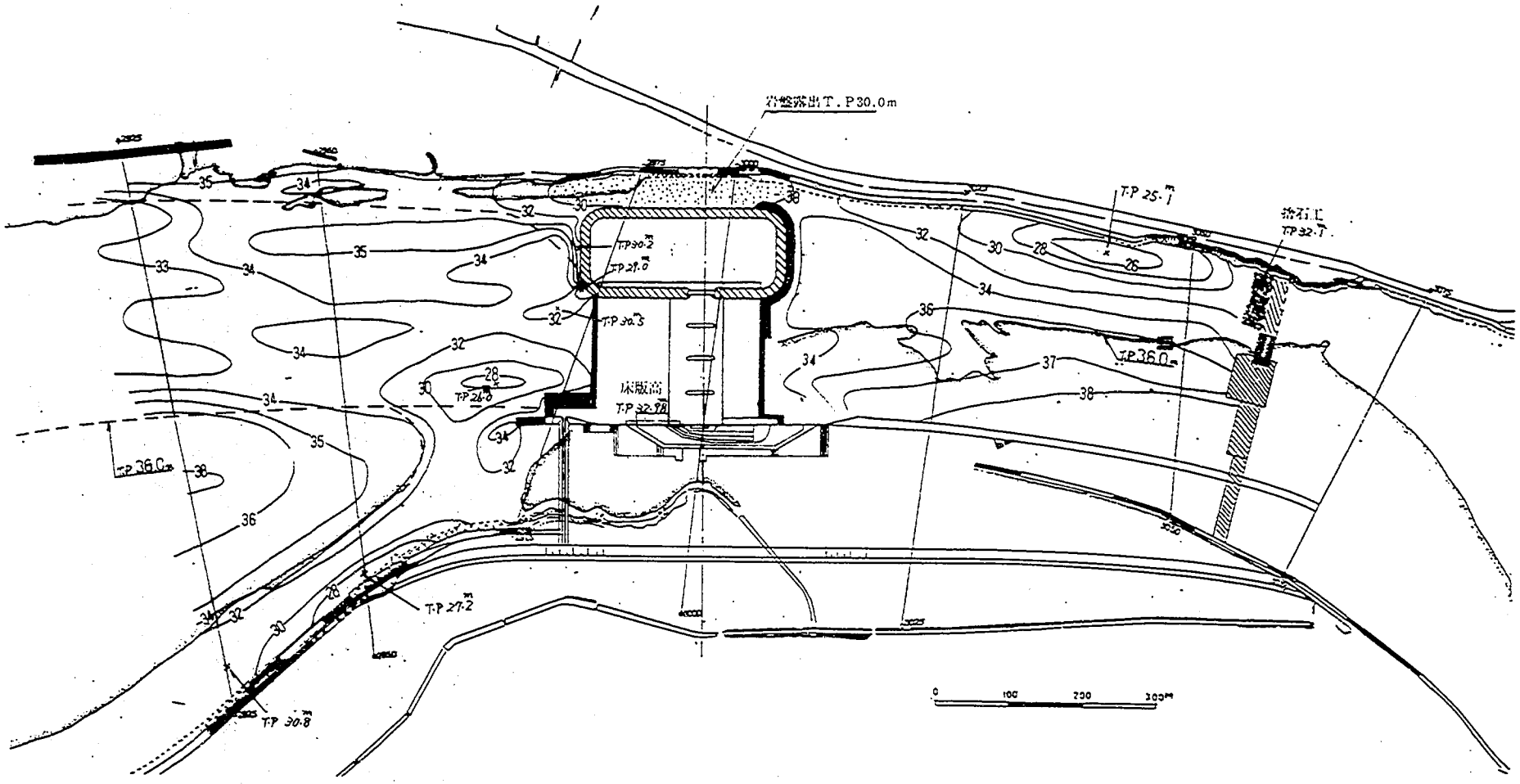


図—6.26.2　洗掘深時間変化図(ケースII－3－4)



写真—14　通水後の河床変動状況(ケースII－3－4)

図－６.27.２　仮締切付近等高線図(ケースⅡ－３－４)



いっぽう、仮締切工より上流側では、既設の床固め直上流の河道中央付近が若干洗掘され、床固工直下流から仮締切工の区間で洗掘の傾向は見られるが、さほど大きな変化は生じていない。

仮締切工より下流側は、仮締切工から断面No. 287.5 間の低水路整正河道左岸側で若干洗掘傾向を示し、右岸側は仮締切工右岸側の流出土砂によって若干堆積傾向を示す。

河道内の河床変動状況をケースII－3－3とII－3－4の既設水制の有無で比較すると、仮締切工周辺を除いて水制撤去による影響はほとんど見られない。また、仮締切工周辺を除いては河道の上下流に及ぼす影響はほとんどないと考えられる。

以上の結果より第3期仮締切工は、現況低水路の大部分を締切るもので、仮締切工の右岸側および仮締切工上流側の根固工前面の岩盤が露出する。また、この岩盤によって洗掘は抑えられるが、堰上流左岸側の水制を撤去した方が、洗掘範囲とともにその流出土砂も少なくなる効果が得られる。したがって、ケースII－3－4のような根固工によって、仮締切工自体の安全性が確保できれば、河道の上下流に及ぼす影響は少ないことが明らかとなった。

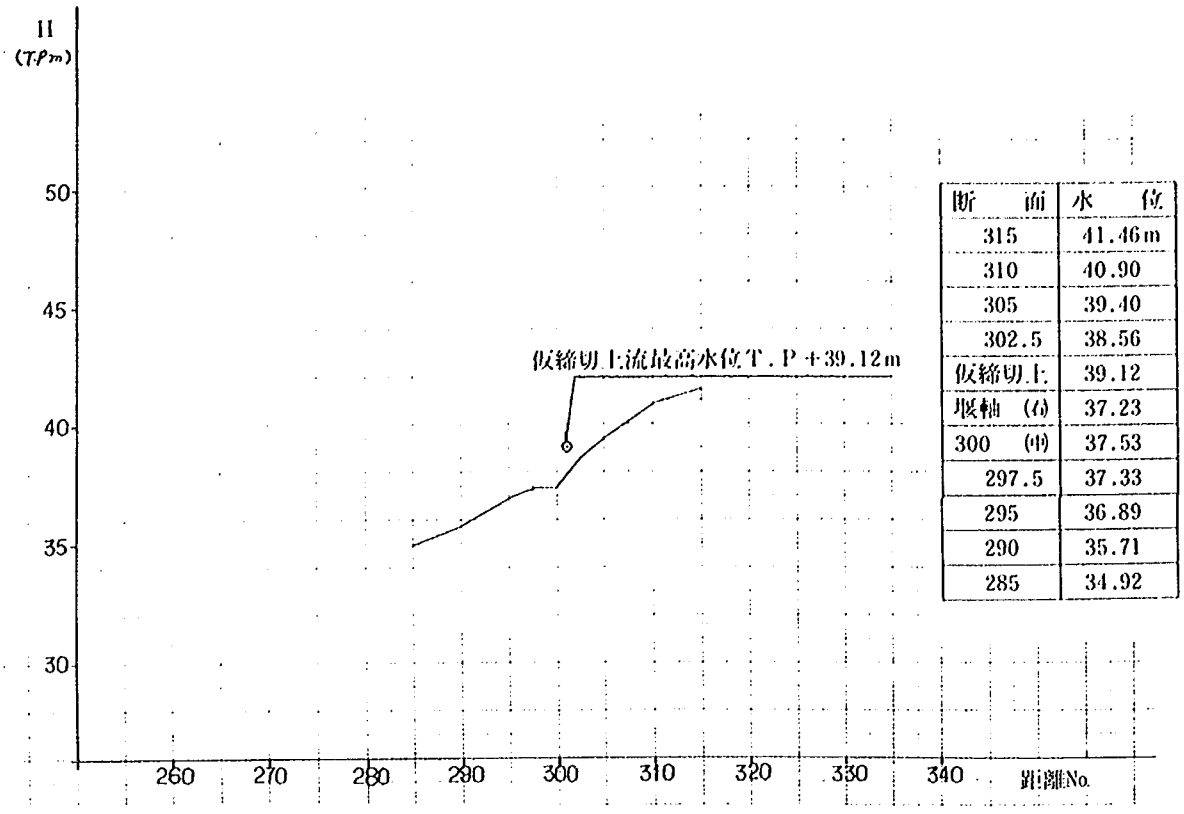
6－3－4　第4期仮締切工の検討

このケースは、妙見堰建設工事の最終仮締切工で左岸側より堰柱7基が完成し、右岸側堰柱1基と魚道および高水敷を施工する仮締切工に対して検討したものである。河道形状は、仮締切工から下流の断面No. 280付近までが暫定掘削河道で、仮締切工より上流部は断面No.315からNo.321の区間が計画掘削河道である。堰地点より断面No. 315 区間の左岸低水護岸は施工されている。仮締切工付近の岩盤については、堰から上流側の仮締切工周囲をT．P30.0m高となるような床版に設定した。また、先の第3期仮締切工の対策案実験では、上流左岸側の水制を撤去した方が効果的なことが明らかとなっている。したがって、第4期仮締切工設置時では当然水制を撤去したかたちで実験を実施するべきであった。しかしながら、実験は第3期仮締切工の対策案実験に先行して、この第4期仮締切実験を実施しているため水制は設置されたままの状態となっている。このため水制を撤去した場合は以下に述べる水理現象に対して、問題は若干軽減されるものと考えられる。

1）ケースII－4－1　（Q＝4,000m³/s定流による検討）

(1)　水位、流況について

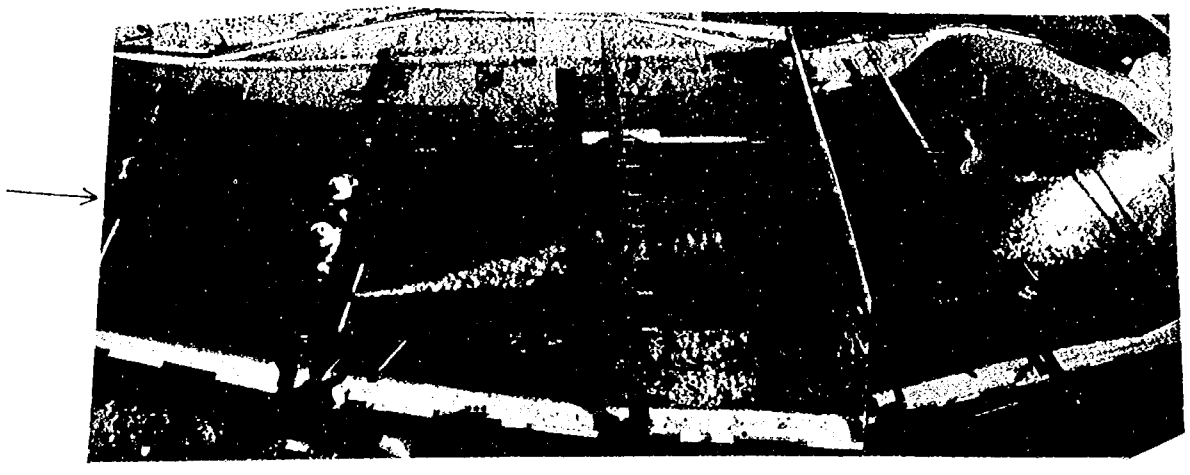
実験結果の水位縦断図を図－6.28に、流況図および流速分布図を図－6.29.1～6.29.2に示す。仮締切上流の最高水位は、T．P39.1mと先の第3期仮締切より低い結果となっているが、仮締切上流から堰軸にかけて1mを越える水位差が生じている。仮締切上流では、右岸側が主流部となっていることによる堰上げと、堰下流部の河道整正による水位低下と相まって、その水位差が顕著となって現われている。このときの流況は、上流の河道整正が断面No.310まで行われているが、断面No.302.5から上流の流況は他のケースと大きな変化は見られない。



断面	水位
315	41.46m
310	40.90
305	39.40
302.5	38.56
仮締切上	39.12
堰軸 (右)	37.23
300 (中)	37.53
297.5	37.33
295	36.89
290	35.71
285	34.92

図—6.28　水位縦断図(ケースII－4－1)

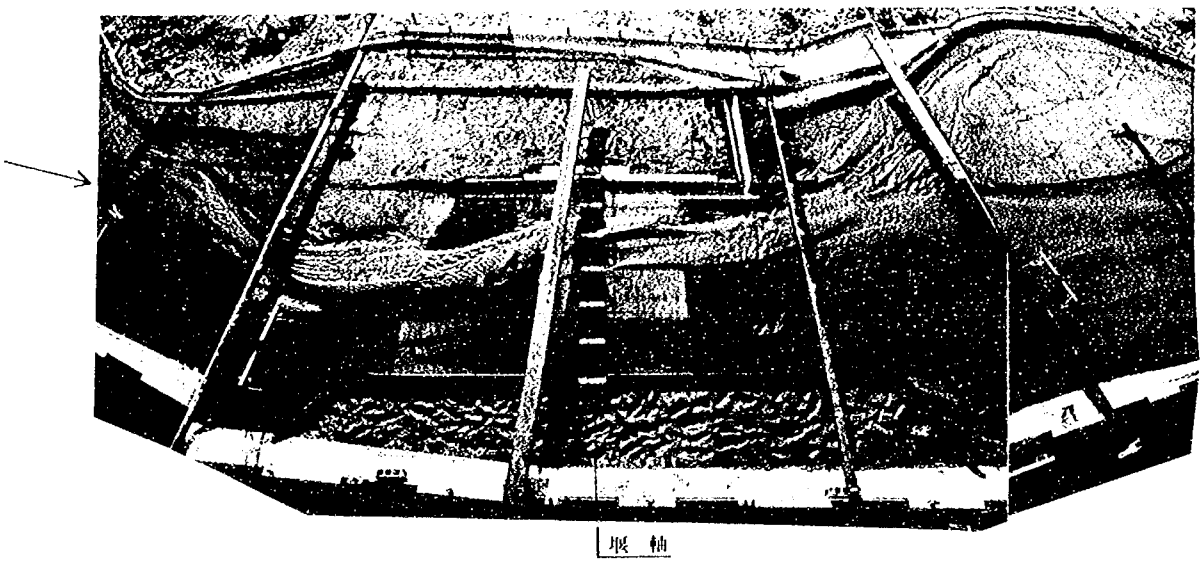
しかし、第4期仮締切は右岸水衝部を含めた部分に設置されているために、仮締切上流端に激しく主流が当り、ここで大きな水位差が生ずる。ただし、流向は左岸側に大きく曲がることはなく、写真－15に示すように、堰軸に対してやや斜め左方向に流下する。堰床版上では最大流速約5.2m/sと各ケース中の最大値を示す。しかし、左岸側の流れは上流左岸の水制の影響もあって流速は遅く、先に述べたように上流左岸側の水制を撤去することによって、右岸への流れの集中が緩和され、最大流速も若干軽減されるものと考えられる。堰下流の流れは、断面No.297.5で平均約2.9m/s、No.295で約2.8m/sと低水路法線に沿って流下する。また、断面No.297.5付近の中州左岸側流路への流入は第3期仮締切工設置時よりも流量的には少ないと思われた。



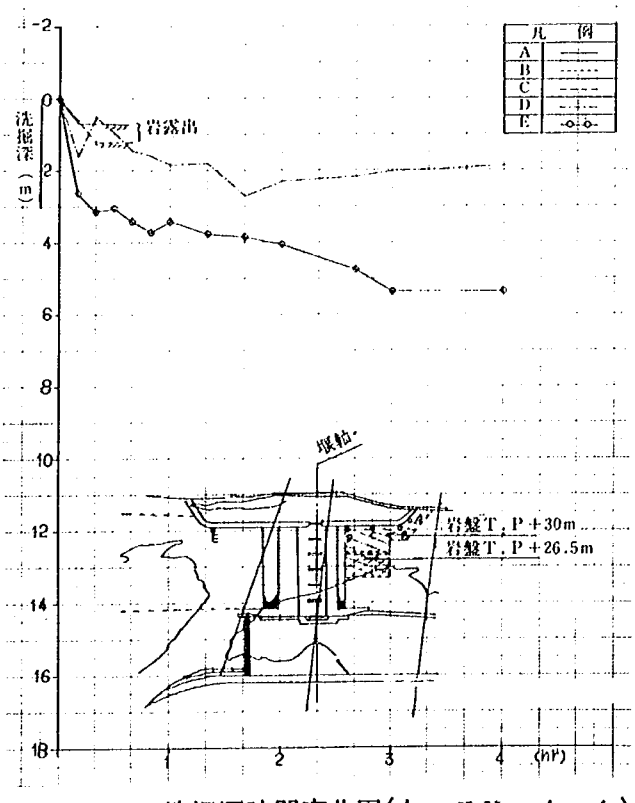
写真—15　仮締切工付近の流況(ケースII－4－1)

(2) 河床変動状況について

仮締切工周囲の洗掘深時間変化図を図－６.30に、等高線図を図－６.31に、河床変動状況を写真－16に示す。仮締切工上流側の隅は、通水後20～30分で岩盤が露出し、その後露出範囲は下流に広がり堰上流護床工付近まで洗掘された。この洗掘された土砂は、堰完成部の左岸側から床版の下流側に広く流出し堆積する。仮締切上流側の洗掘防止としては、先の第３期仮締切工に用いたような根固工の設置を考慮する必要があると思われる。また、この洗掘された土砂は、床版上の流れが比較的堰軸に直角に流れることから堰下流の低水路に対して問題となる堆積を示すことはなく、流れの蛇行を誘発するようなこともないと思われる。



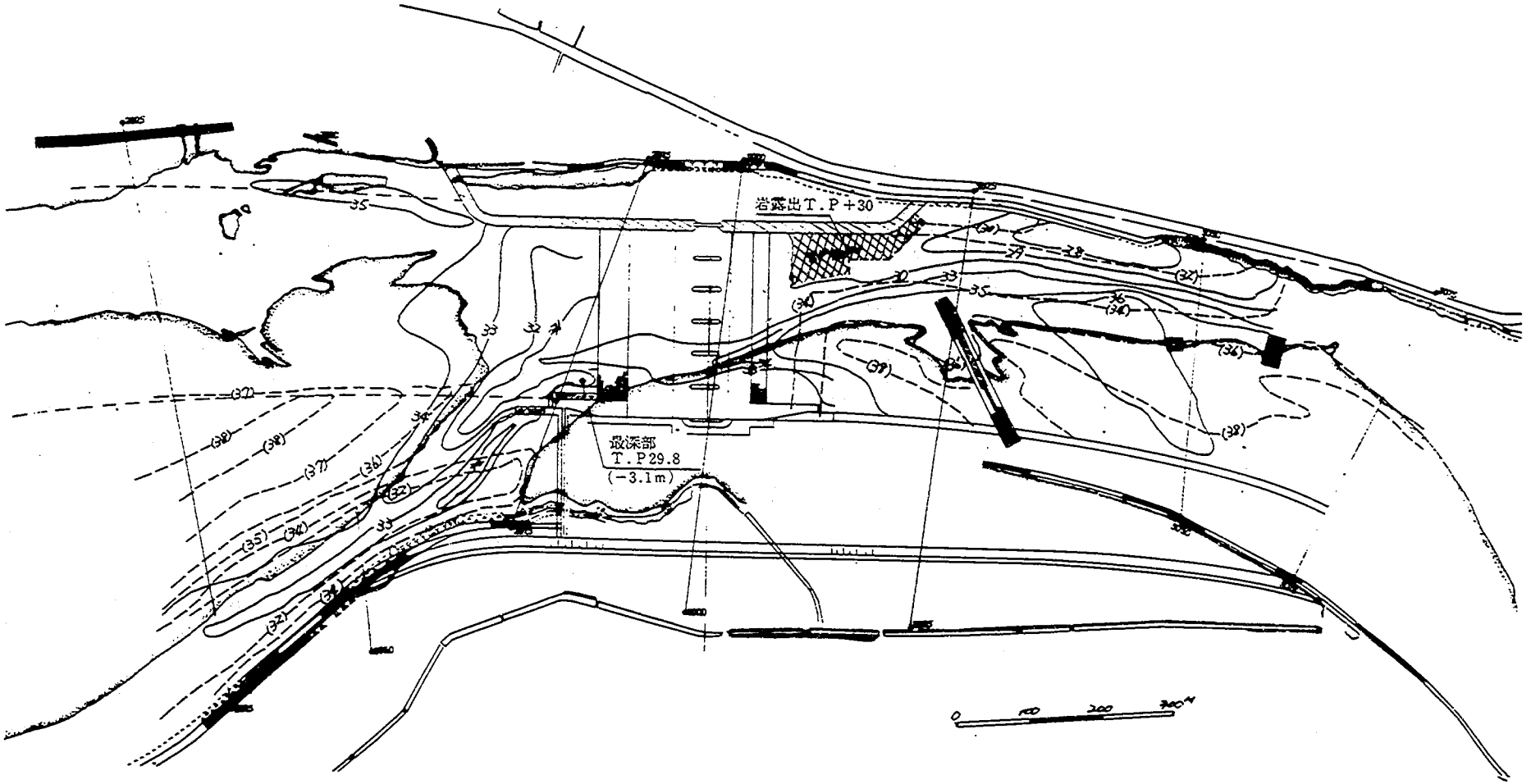
写真—16　通水後の河床変動状況(ケースII－４－１)



図—６.30　洗掘深時間変化図(ケースII－４－１)

図－６.31　仮締切付近等高線図(1)(ケースⅡ－４－１)

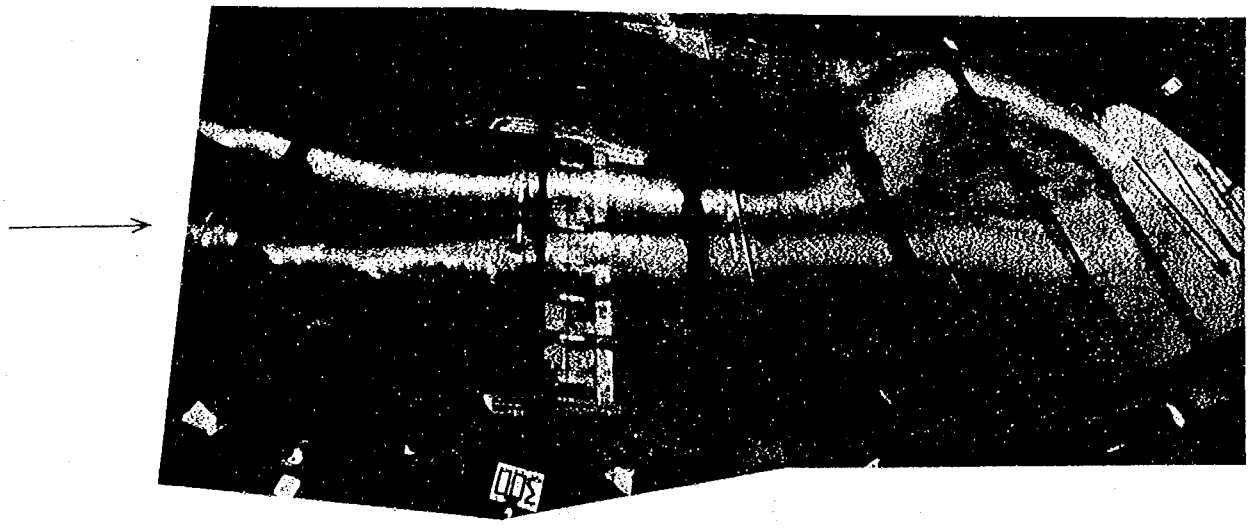
·····(T.P.m)·····実験前
——— T.P.m ———実験後



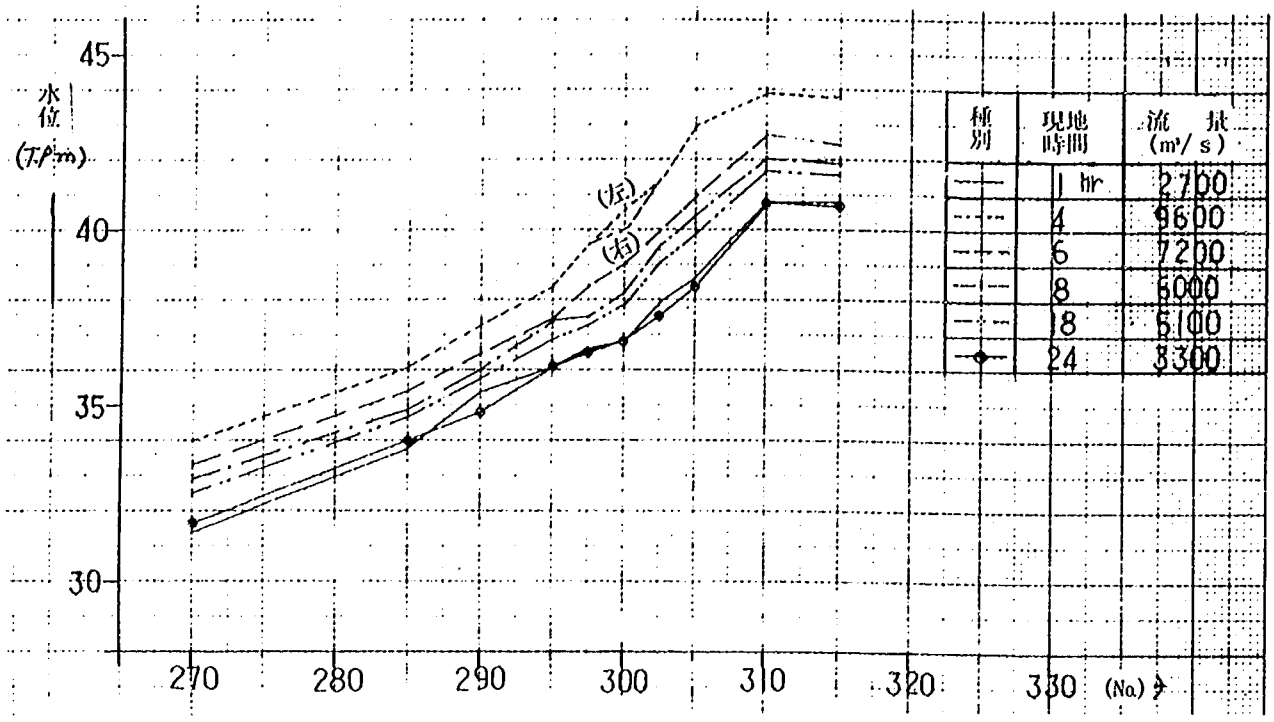
2）ケースII－4－2 （Qp＝9,600m³/s、不定流による検討）

(1) 水位、流況について

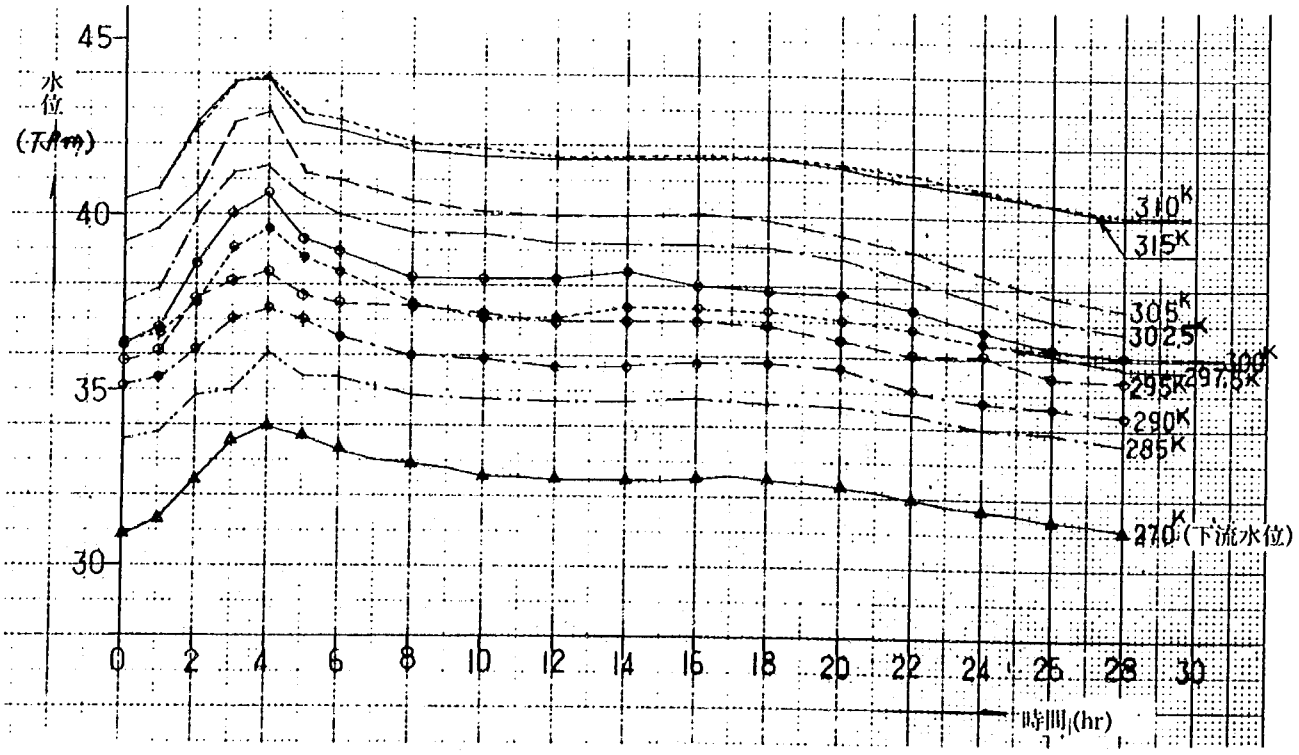
水位測定結果の縦断図を図－6.32.1に、時間変化図を図－6.32.2に示した。流量ピーク時における仮締切工直上流における最高水位は、T.P41.44mとなり、仮締切工天端（T.P39.0m）は約2.5m程度冠水する。仮締切工の越流開始場所は、仮締切工上流面であり、このときの越流開始流量は、不定流のために明確に把握する事はできないが4,200～4,300m³/sであろうと推定される。仮締切工施工時に仮締切工天端の内側に天端幅1.0m、高さ1.5m、法勾配1：1.5の土のうを設置する計画に対しては、土のうの流出はないものと仮定し、仮締切工上流面では若干堰上げがある事を考慮すると、6,500m³/s程度で越流が始まるものと推察される。いっぽう、このピーク流量時付近における流況は、図－6.33および写真－17に示すように仮締切工上流における主流部は右岸側にあり、この流れは仮締切工の影響を受けて左岸方向に向きを変え、堰完成部のNo.4～No.6の堰柱（左岸から）間を流下する。この時の断面No.302.5右岸側が5m/s前後、堰完成部のNo.4～No.6堰柱間は約6.1m/sの流速である。断面No.302.5右岸直下流で仮締切工に当たる流れは、堰完成部への流れと仮締切天端を越流する流れとなる。仮締切工内は上流側で約3m/s、下流側で約2m/s程の流速となっている。仮締切工天端上に土のうを設置する計画を考慮すれば、仮締切工内の流速はさらに減少するものと考えられる。堰完成部の流れは、No.3堰柱付近がほぼ分流境界となって、これより右岸側の流れは低水路の整正河道法線に沿って流下し、左岸側の流れは現況の中州左岸側低水路部へと流入する。また、ピーク流量時には堰左岸側の高水敷は全域冠水するものの、冠水状況は穏やかであり、高水敷が洗掘されるような状況は見られない。



写真—17　ピーク流量時の仮締切付近の流況(ケースII－4－2)



図－6.32.1　水位縦断図(ケースII－4－2)



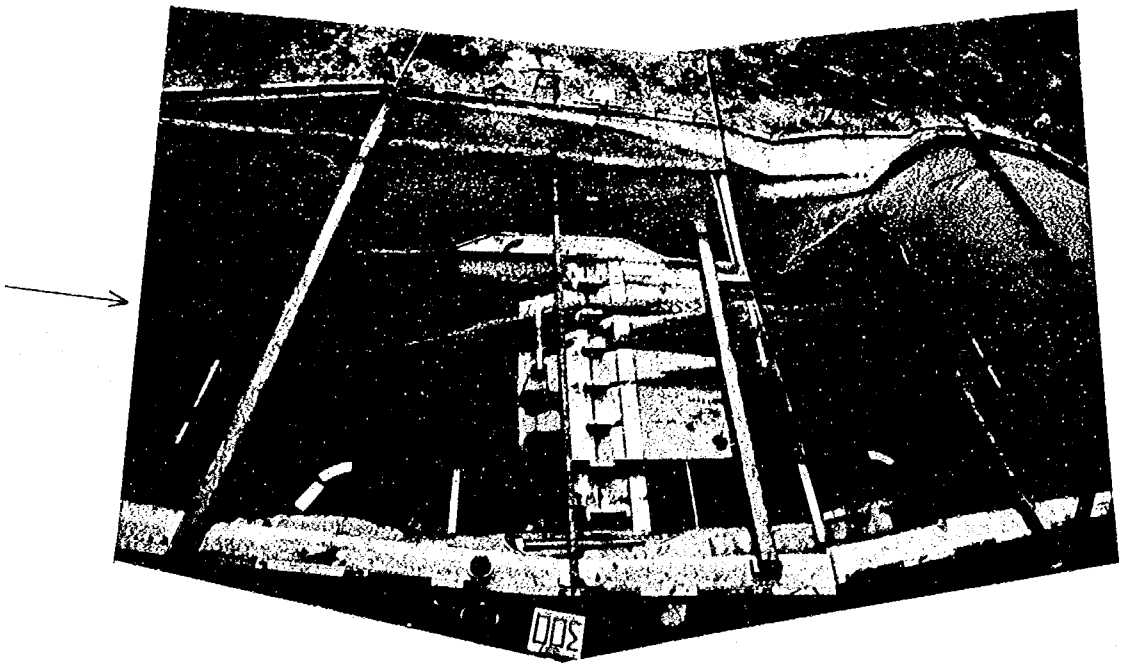
図－6.32.2　水位―時間曲線

(2) 河床変動状況について

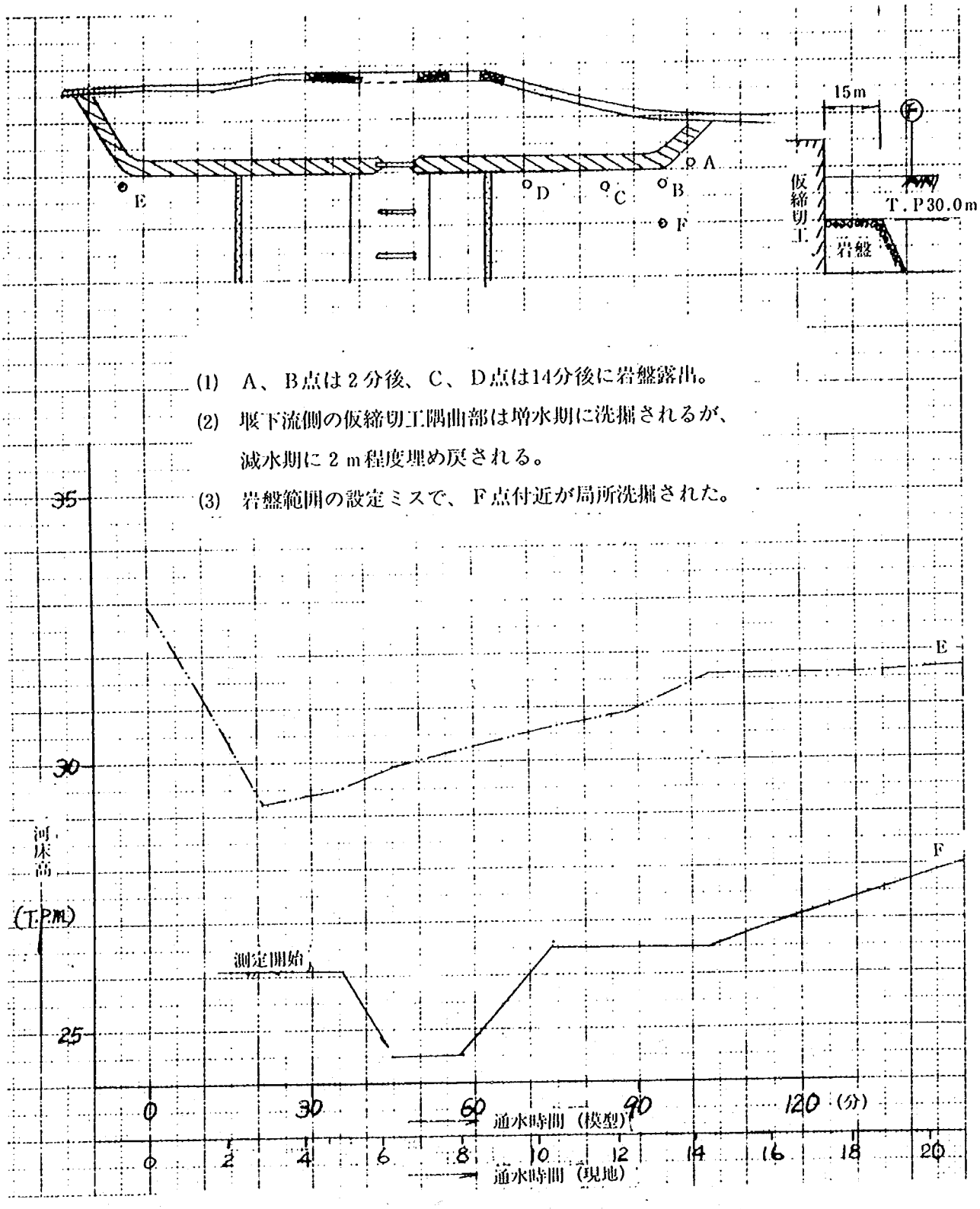
仮締切工周辺の洗掘状況を先の流況図（図－6.33）に、局所洗掘時間変化図を図－6.34に、通水後の等高線図を図－6.35および河床状況を写真－18に示す。

道水開始直後から仮締切工上流側隅角部の洗掘が進行し、流量2,500m³/s付近には岩盤の一部が露出する。その後も徐々に岩盤露出範囲は拡大して流量約6,000m³/s付近には仮締切工上流側周囲幅15m範囲に施した岩盤はすべて露出してしまった。この流出土砂は主にNo.4～No.5堰柱間の床版上に堆積する。

さらに、このケースでは、岩盤の範囲を仮締切工上流側周囲15m幅と過少に設定してしまったため、この仮締切工上流側隅角部の岩盤設定境界付近がピーク流量時には、T.P24.0mまで洗掘されてしまった。しかし、減水期にはこの局所洗掘箇所は埋め戻され、通水終了時にはほぼ岩盤高近くまで堆積する。また、増水期の6,000m³/s付近までにNo.3～No.6堰柱間の床版上に約1.5m程堆積した土砂は、増水期の8,000m³/s頃より徐々に流出し始め、減水期の8,000m³/s付近にはNo.4堰柱下流部の一部の土砂を残してそのほとんどは流出される。その後、減水期の約6,000m³/s付近には、堰上流の流れが右岸側に集中し、仮締切工上流端と堰床版間の水面勾配が大きくなる。このためNo.5堰柱上流端付近の捨石（現地2t～3t相当重量の砕石を用いた）の一部が流出して、その最深部はT.P23.0mまで洗掘されてしまった。したがって、この捨石工の重量が不足しているので、先の第3期仮締切工設置時と同様に重量を大きくするなどの配慮が必要となろう。ただし、この洗掘箇所は約4,900m³/s後より徐々に堆積し始め、約3,500m³/s付近に減水する頃にはほぼ床版高（T.P32.93m）まで埋め戻される。通水後の河床変動状況は、仮締切工より上流部では、断面No.306付近の床固め直上流付近で約1m河床が低下し、この床固め直下流から断面No.302.5の右岸側で2～3m程の洗掘が生ずる。仮締切工より下流側では、河道整正に伴う直進する流れによって、断面No.292.5～No.287.5間の低水路中央付近に砂礫堆が形成される。このためその左右岸沿いで約1.0m程度の洗掘が生ずるものの、河岸が浸食を受けるような状況ではなかった。

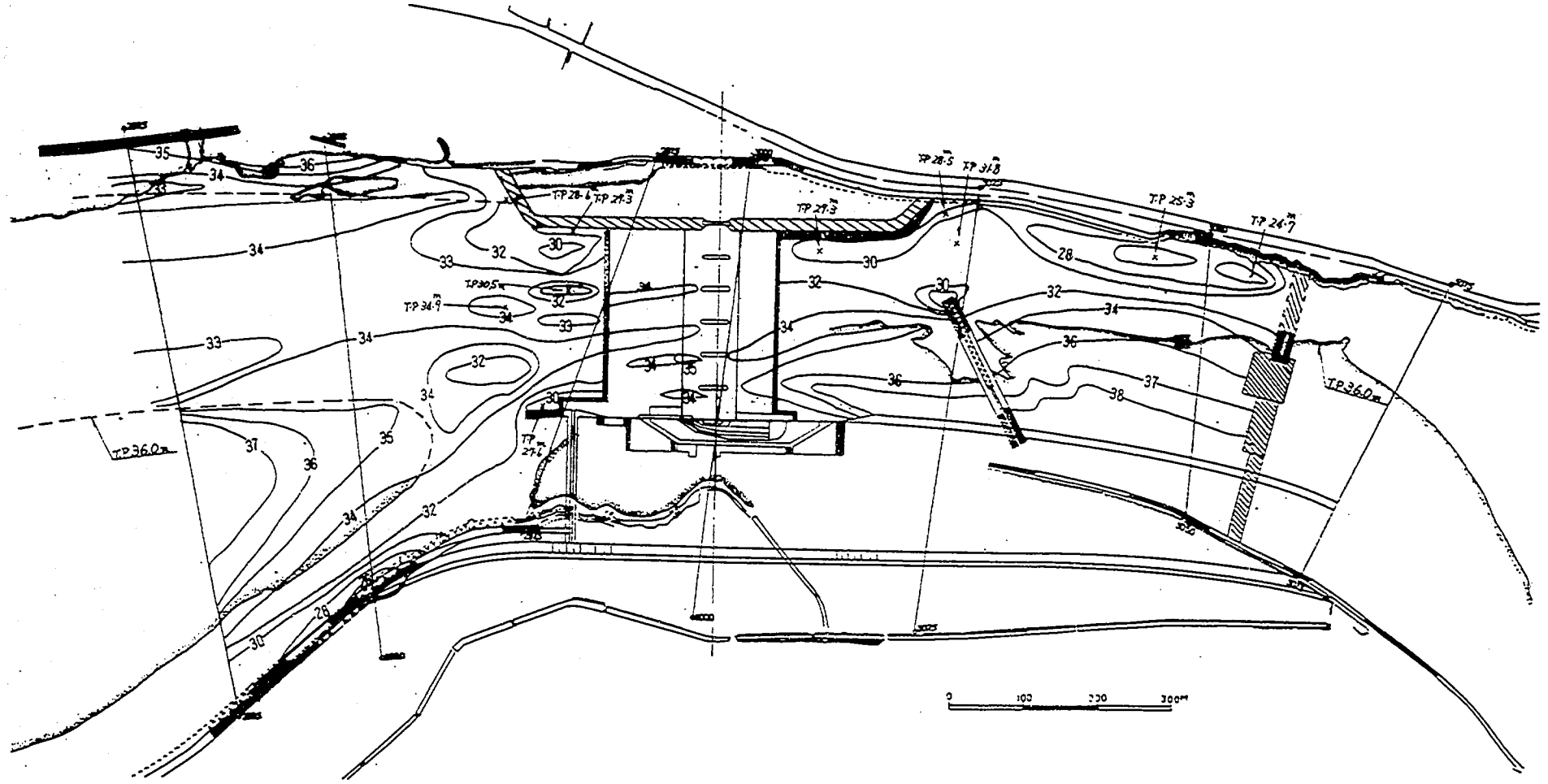


写真－18　通水後の河床変動状況（ケースII－4－2）



図—6.34 洗掘深時間変化図(ケースII－4－2)

図－６.35　仮締切工付近等高線図(ケースII－４－２)



したがって、仮締切工周辺を除いて上下流はほとんど影響はないと考えられる。以上の結果より、仮締切工上流側周囲の岩盤領域の設定が適切でなかったことによって、大きな洗掘が生じてしまったが、仮締切工上流側周囲は、T.P30.0mの岩盤が露出し、それ以上の洗掘は生じない状況となろう。しかしながら、仮締切工自体の安全性を確保するため、第3期仮締切工と同様に仮締切工上流側周囲に根固工等の対策が必要と考えられる。また、堰上流左岸側に現存する水制は撤去しない案で実験を行ったが、先の第3期仮締切工の対策案で検討したように、この水制を撤去することによって洗掘範囲が軽減し、仮締切工上流面に当る流れが緩和される効果は大きいと考えられる。

6－4　実験結果のまとめ

堰建設時の仮締切工設置に伴う洪水時の局所洗掘状況や水理的諸問題を把握し、その対策案に関する検討を行った。今回の実験で得られた主な結果をまとめると次のようである。

6－4－1　第1期仮締切について

(1) Q＝4,000m³/s時の仮締切工上流の最高水位は約T.P38.9mとなる結果が得られた。したがって、仮締切天端高T.P39.0mとほぼ同じとなることから、Q＝4,000m³/sまでは越流させない計画であれば仮締切工天端高を上げる必要があろう。

(2) 第1期仮締切工の上流部は高水敷上に乗っており、下流部が低水路へ張り出す程度である。このため、Q＝4,000m³/s時では流況に影響を及ぼすようなこともなく、仮締切工周辺の局所洗掘もほとんど生じておらず、とくに問題はないことが明らかとなった。

(3) Qp＝9,600m³/sのピーク流量時には仮締切工上流側で約2.4m冠水する状態となる。また、仮締切工周辺では上下流右側隅角部の局所洗掘が進行し、上流側の最大洗掘深はT.P27.7mとなる結果が得られた。下流側ではピーク流量時付近に最大T.P29.0m付近まで洗掘されるが、減水期には埋め戻される。

(4) したがって、Qp＝9,600m³/s時に対しては、仮締切工上下流右側の隅角部付近の局所洗掘に対する防止策として根固工等を配慮すれば、他に問題点はなく、仮締切工自体の安全性は得られるものと考えられる。

6－4－2　第2期仮締切工について

(1) 仮締切工上流の最高水位は、Q＝4,000m³/sおよびQp＝9,600m³/s時とも第1期仮締切工設置時とほぼ同じであった。よって、水位に対する仮締切工天端高は、第1期仮締切と同様な配慮が必要である。

(2) 第2期仮締切工は、現況低水路へやや張り出しているものの、洪水疎通に与える影響は少ない。しかし、仮締切工上流側周囲に洗掘が生じ、Q＝4,000m³/s時には、右側隅角部で最大約10mの洗掘深となり、また堰完成部の護床工下流左岸側にも洗掘が生ずる。ボーリング資料より岩盤を設定したQp＝9,600m³/sでは、仮締切工上流面と両隅角部および右側面沿いの岩盤が露出し、仮締切工左岸側の堰完成床版上にはこの洗掘土砂が堆積する。

(3) 仮締切工上流側および両隅部周囲の洗掘対策として、根固工（5t～6tブロック重量相当、高さT.P35.0m、天端幅10m）を設置した。その結果、仮締切工右岸側沿いの岩盤露出範囲は若干広くな

るが、仮締切工上流側周囲の局所洗掘は防止できることが明らかとなった。また、堰完成床版上に堆積する土砂も20～30%減少する効果が得られる。

(4) 堰完成部護床工の上流端および下流左岸側の護岸前面の洗掘対策として、上流端には幅７ｍ、下流左岸側の護岸前面に幅20ｍの捨石工（２ｔ～３ｔブロック重量相当、2.0ｍ厚）を行った。この結果、洗掘を防止することができたが、捨石が若干散乱する状況が見られるので重量を大きくするなどの配慮が必要と思われた。

6－4－3　第3期仮締切工について

(1) 第３期仮締切工は、現況低水路の大部分を締切るため、上流面に当る流れも激しく、水位の堰上げが大きい。Q＝4,000m³/ｓ時の仮締切工上流側の最高水位は、T.P39.9ｍとこれまでの仮締切工より約1.0ｍ高い結果が得られた。したがって、Q＝4,000m³/ｓで仮締切工を越流させない計画であれば、堰上げ分を見込んだ天端高としなければならない。

(2) 仮締切工上流面および両隅角部から側面沿いは、急激に洗掘が進行し岩盤が露出する。（岩盤を設定しない場合、最大18ｍの極端な洗掘が発生する）根固工を設置した場合でも、その前面で岩盤が露出する状況となるため、仮締切工矢板の安全性確保に配慮が必要である。

(3) 堰完成部護床工下流の左岸沿いは、先の第２期仮締切工設置時と同様に洗掘が生ずる。Q＝4,000m³ m³/ｓ時では、護岸前面10ｍ幅に捨石を行ったがその前面で約3.0ｍ程度の洗掘となり、捨石工範囲が不足するようであった。したがって、第２期仮締切時に用いた幅20ｍ程度は必要と考えられる。

(4) Qｐ＝9,600m³/ｓ時では、堰完成部上流右岸寄りの洗掘、および捨石（２ｔ～３ｔブロック重量相当）の流出が見られ、重量が不足しているようであった。このため、堰完成部護床工上流端を仮締切工側面から50ｍ範囲について、幅14ｍの捨石を行った。また、下流左岸側も含めて、捨石工重量を５ｔ～６ｔブロック重量相当に変更した結果、洗掘は防止されることが明らかとなった。

(5) 第３期仮締切工設置時は、以上のような対策工に加えて、堰上流左岸側の既設水制を撤去することによって、仮締切工前面に当る流れが緩和され、洗掘範囲とともに、その流出土砂も少なくなる効果が得られる。また、堰完成部の流れも比較的一様な流れとなり、流況的にも効果的なことが明らかとなった。

6－4－4　第4期仮締切工について

(1) Q＝4,000m³/ｓ時の仮締切上流の最高水位は、T.P39.1ｍとなり、水位に対する仮締切工天端高は、第１期および第２期仮締切と同様な配慮が必要である。

(2) Qｐ＝9,600m³/ｓのピーク流量時には、仮締切上流側天端（T.P39.0ｍ）で約2.4ｍ、堰軸付近で約1.7ｍ冠水する状況となる。

(3) 仮締切工上流側は、T.P30.0ｍの岩盤が露出し、それ以上の洗掘は生じない状況となる。この岩盤露出範囲は、時間の経過とともに堰完成部上流の護床工まで拡大する。したがって、仮締切工自体の安全性を確保するため仮締切工上流側周囲には、第３期仮締切工と同様な根固工の対策が必要と考えられる。

(4) この第４期仮締切では、堰上流左岸側に現存する水制を撤去しないで実施した。しかしながら、第３期仮締切工の対策案で検討したようにこの水制を撤去することによって、仮締切工上流面に当る流れが緩和され、洗掘範囲とともにその流出土砂が少なくなる効果は大きいと考えられる。

第７章　堰完成後河道に関する実験

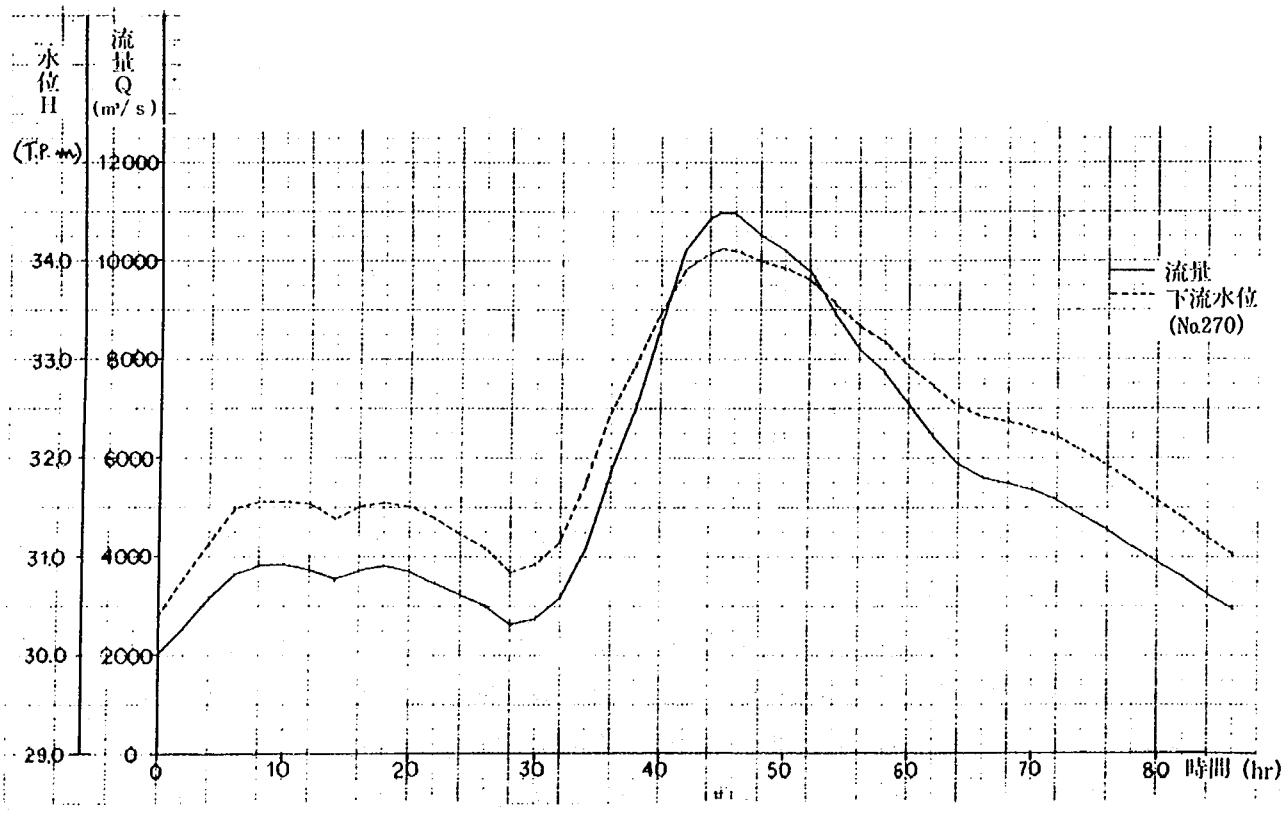
７－１　概　　要

堰が完成し、さらに河道改修も完了した計画河道時において、洪水による河床変動と砂礫堆の形成状況、堰護床工および水衝部の局所洗掘状況等の水理的諸問題を把握し、その対策工についてここでは検討を加えた。とくに堰上流においては河道が湾曲しているため、現況河道と同様に堰地点から上流左岸側に砂礫堆が形成され、反対側右岸寄りが水衝部となる。したがって、ここでは主として堰上流左岸側の堆砂軽減に関する検討を目的とした実験を実施した。

７－２　実験条件

実験は、堰完成後の河道に対する河床変動状況を把握するため、洪水が長時間継続する融雪出水規模の最大流量4,000m³/ｓ、および既往出水の最大流量規模に近いＱ＝8,000m³/ｓ定流を積み重ね方式で通水した検討を主として行った。

通水時間は、長期的な河床変動と諸対策の検討を目的とし、砂礫堆の移動および局所洗掘等がほぼ安定状態となる時間を考慮して、Ｑ＝4,000m³/ｓ、8,000m³/ｓに対してそれぞれ20時間、５時間（模型時間）を通水した。なお、この他に主要なケースについては、融雪出水規模の頻度の高い流量として、Ｑ＝2,000m³/ｓ定流（模型で40時間通水）での検討、および図－７．１に示す計画ハイドログラフのＱｐ＝11,000m³/ｓの不定流（tsr＝8.37）を通水した検討を行った。これらの実験条件一覧表を表－７．１に示す。



図―７．１　流量、下流水位波形（S36．６．30型計画ハイドロ）
ケースⅢ－１－１　Ｑ＝11,000m³/ｓ

表7－1　実験条件一覧表

実験ケース	流量(m³/s)	下流端水位(T.P.m)	通水時間	河道条件	備考
III－1－1	QP＝11,000(不定流)	水位波形	現地86時間	計画、原案、法線形	河床変動状況の把握
III－1－2	2,000	30.37(No.270)	模型40時間	〃	〃
III－1－3	4,000	31.65	20 〃	〃	〃
III－1－4	6,000	32.55	10 〃	〃	〃
III－1－5	8,000	33.25	5 〃	〃	〃
III－2－1	4,000	31.65	20 〃	法線形修正	法線形修正案の検討
III－2－2	8,000	33.25	5 〃	〃	〃
III－3－1	4,000	31.65	20 〃	帯工1基＋水制	対策案Iの検討
III－3－2	8,000	33.25	5 〃	〃	〃
III－4－1	4,000	31.65	20 〃	帯工3基	対策案IIの検討
III－4－2	8,000	33.25	5 〃	〃	〃
III－5－1	4,000	31.65	20 〃	帯工3基＋水制	対策案IIIの検討
III－5－2	8,000	33.25	5 〃	〃	〃
III－5－3	Qp＝11,000(不定流)	水位波形	現地86時間	〃	〃
III－6－1	4,000	31.97(No.267.5)	模型20時間	帯工3基＋水制(堰より下流は暫定掘削河道)	水制上流側案の検討
III－6－2	8,000	33.58	5 〃		〃
III－7－1	4,000	31.97	20 〃	帯工3基＋水制(堰下流は暫定掘削河道)	水制下流側案の検討
III－7－2	8,000	33.58	5 〃		〃
III－8－1	2,000	30.65	40 〃	〃	最終案水制配置の検討
III－8－2	4,000	31.97	20 〃	〃	〃
III－8－3	8,000	33.58	5 〃	〃	〃
III－9	8,000	33.58	5 〃	水制のみ（堰下流暫定掘削河道）	帯工なしの検討

7－3　実験結果

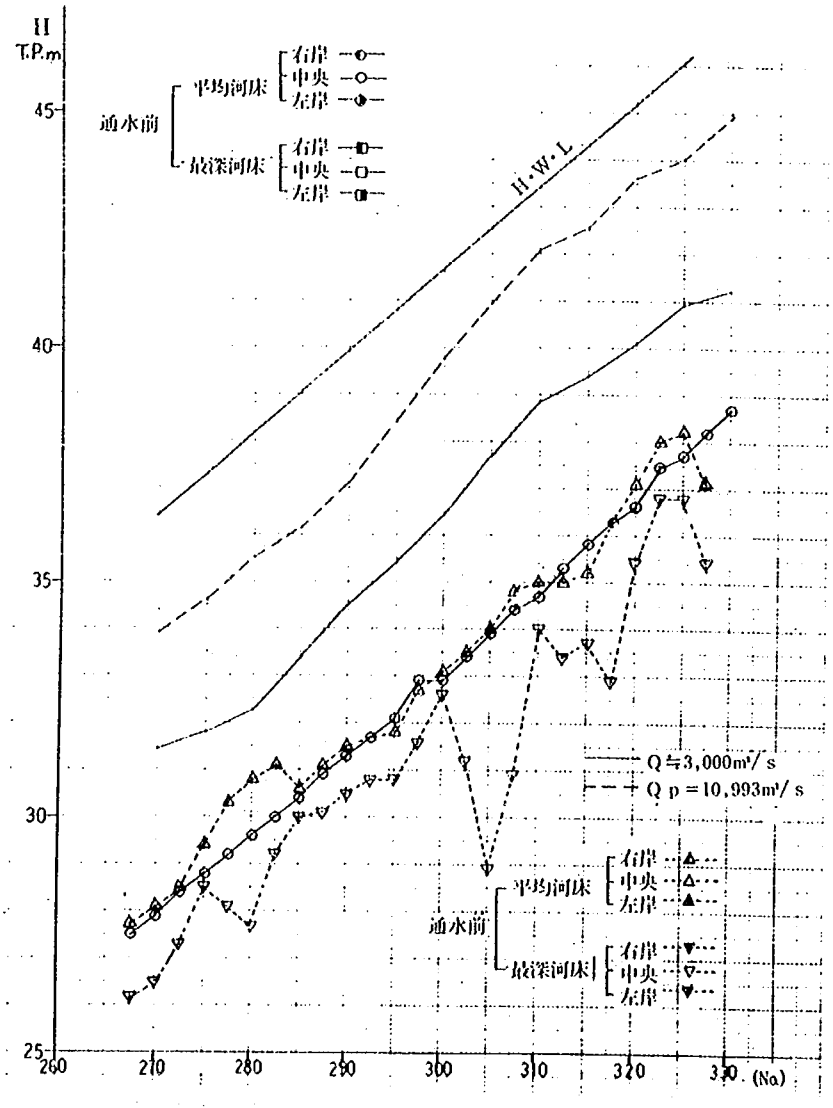
7－3－1　計画河道案の検討

この実験は、堰完成後の計画河道案における河床変動状況と問題点等について検討したものである。河道は計画断面に従って低水路掘削を行い、さらに高水敷も整正した状態で実験を実施した。

1）ケースIII－1－1（Qp＝11,000m³/s、不定流による検討）

(1)　水位、流況について

流量ピーク時の水位縦断図を図－7.2.1に、流況図を図－7.2.2に示す。流量ピーク時の水面勾配は、断面No.330～No.310間が約1/720河道幅が若干狭くなる断面No.310～No.290間が約1/400と急になり、その下流側は約1/630となっている。この水面勾配は、現況河道時の昭和57年9月洪水（Qp＝9,300m³/S）の実験結果とほぼ同じである。また、計画高水位に対して1.5m～2.0mの余裕があり、計画流量時においても水位的には問題はないと思われる。



図－7.2.1　水位および平均最深河床縦断図（ケースIII－1－1）
Q＝11.000m³/s

いっぽう、このときの流況は、図－７．２．２のように主流はほぼ低水路に沿って流下しており、高水水敷上の流れは極端な洗掘および堆積が生ずることはない。しかしながら、堰上流においては河道湾曲の影響によって、断面No.317.5～No.315間左岸、そして断面307.5～妙見堰上流右岸へ流れが集中し、水衝部となっている。この部分は現況河道においても水衝部になっている所で、低水路法線形より平面形状によって決まる要素が大きい。堰より下流部については、強い水衝部は見られないが、砂礫堆の形成によって、断面No.282.5～No.275右岸および断面No.275～No.265左岸側に主流が寄る傾向となっている。因みに流速は、低水路内の主流部で5.0～6.0m/sを示すので、主流が低水護岸に接近する箇所では洗掘に対する注意が必要であろう。

(2) 河床変動状況について

通水後の河床変動状況を図－７．２．３の河床変動平面図に、平均最深河床高縦断を先の図－７．２．１に示す。模型上流端は整流槽からの流向を合わせるため流入部を砕石で固定してあり、移動床との境界部分で洗掘が生じている。また、この実験では補給砂は行っていないため、断面No.327.5付近より上流は補給砂区間と考えた方が良いであろう。断面No.320からの湾曲部では主流が左岸側に寄るため、断面No.317.5は護岸沿いが洗掘され、下流に行くに従って洗掘部分が河道中央に移っている。

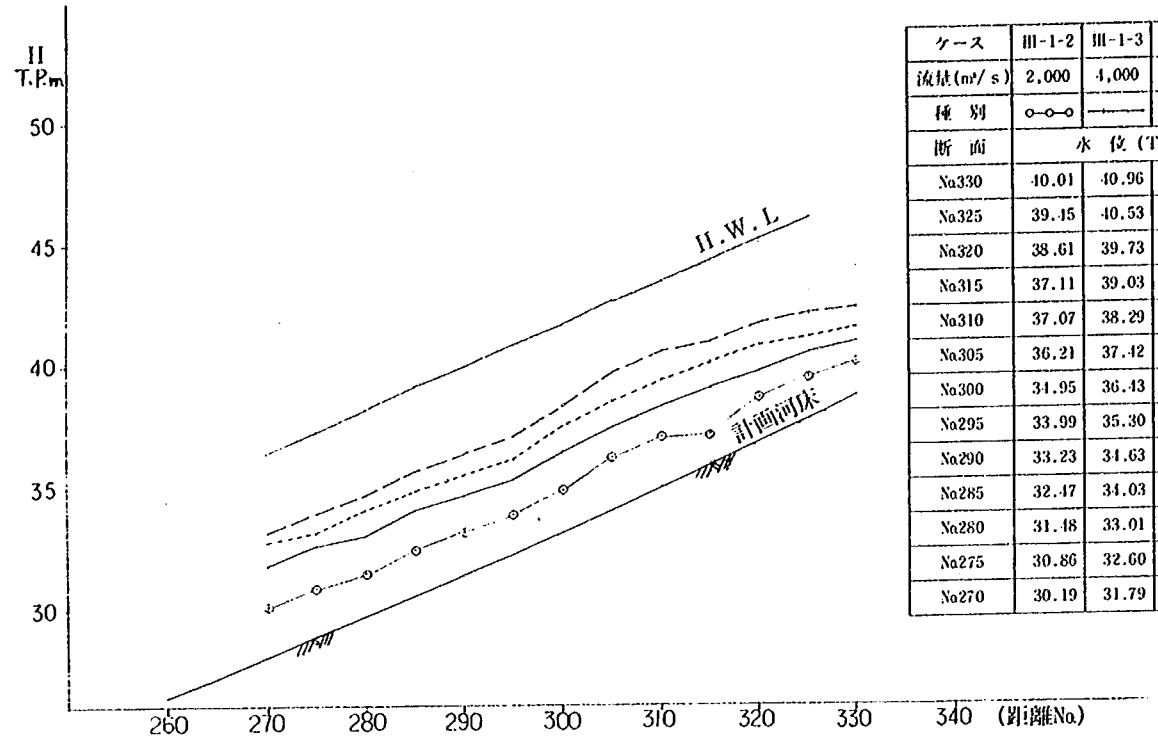
この洗掘された土砂は断面No.310～No.305左岸側に堆積し、砂礫堆を形成している。堰上流右岸の断面No.307.5～No.300は現況河道と同様、河岸沿いが洗掘され、この土砂が堰床版中央に厚さ１m程度堆積している。床版上の堆積量が少ないのは、床版上の流速が５m/s以上と速いためと考えられる。また、平面図より堰上流からの砂礫堆の前縁線が床版上に伸びているのが分かる。堰下流からの断面No.285間は砂礫堆が形成されているが、堆積量は少ない。しかし、断面No.285～No.275は、左岸寄りにかなり明瞭な砂礫堆が形成され、前縁線付近の断面No.282.5～No.267.5左岸側が水衝部となり、洗掘が生ずる結果となっている。いっぽう、堰護床工上下流の洗掘は少ないものの、堰下流右岸側の護床工下流の部分と河道護岸の根固工前面が洗掘され、根固め工がやや崩落しており、洗掘に対する対策等の配慮が必要であろうと思われた。

２）ケースⅢ－１－２～Ⅲ－１－５（Q＝2,000m³/s～8,000m³/s定流による検討）

この実験は堰完成後の計画河道に対し、Q＝2,000m³/sから8,000m³/sの定流を長時間通水し、堰上下流付近の河床変動状況、および水衝部の洗掘状況等を把握しようとするものである。

(1) 水位、流況について

各ケースの水位縦断比較図を図－７．２．４に、流況図を図－７．２．５～７．２．８に示す。水面勾配は、各流量時ともほぼ同じ傾向となっており、断面No.295～No.310間で、その上下流区間より急勾配となっている。



ケース	III-1-2	III-1-3	III-1-4	III-1-5
流量(m³/s)	2,000	4,000	6,000	2,000
種別	o-o-o	———	·····	— — —
断面	水位(T.P.m)			
No.330	40.01	40.96	41.50	42.33
No.325	39.45	40.53	41.15	42.13
No.320	38.61	39.73	40.80	41.61
No.315	37.11	39.03	40.08	40.99
No.310	37.07	38.29	39.40	40.55
No.305	36.21	37.42	38.56	39.70
No.300	34.95	36.43	37.47	38.32
No.295	33.99	35.30	36.19	37.12
No.290	33.23	34.63	35.49	36.35
No.285	32.47	34.03	34.83	35.65
No.280	31.48	33.01	34.09	34.67
No.275	30.86	32.60	33.18	33.97
No.270	30.19	31.79	32.76	33.13

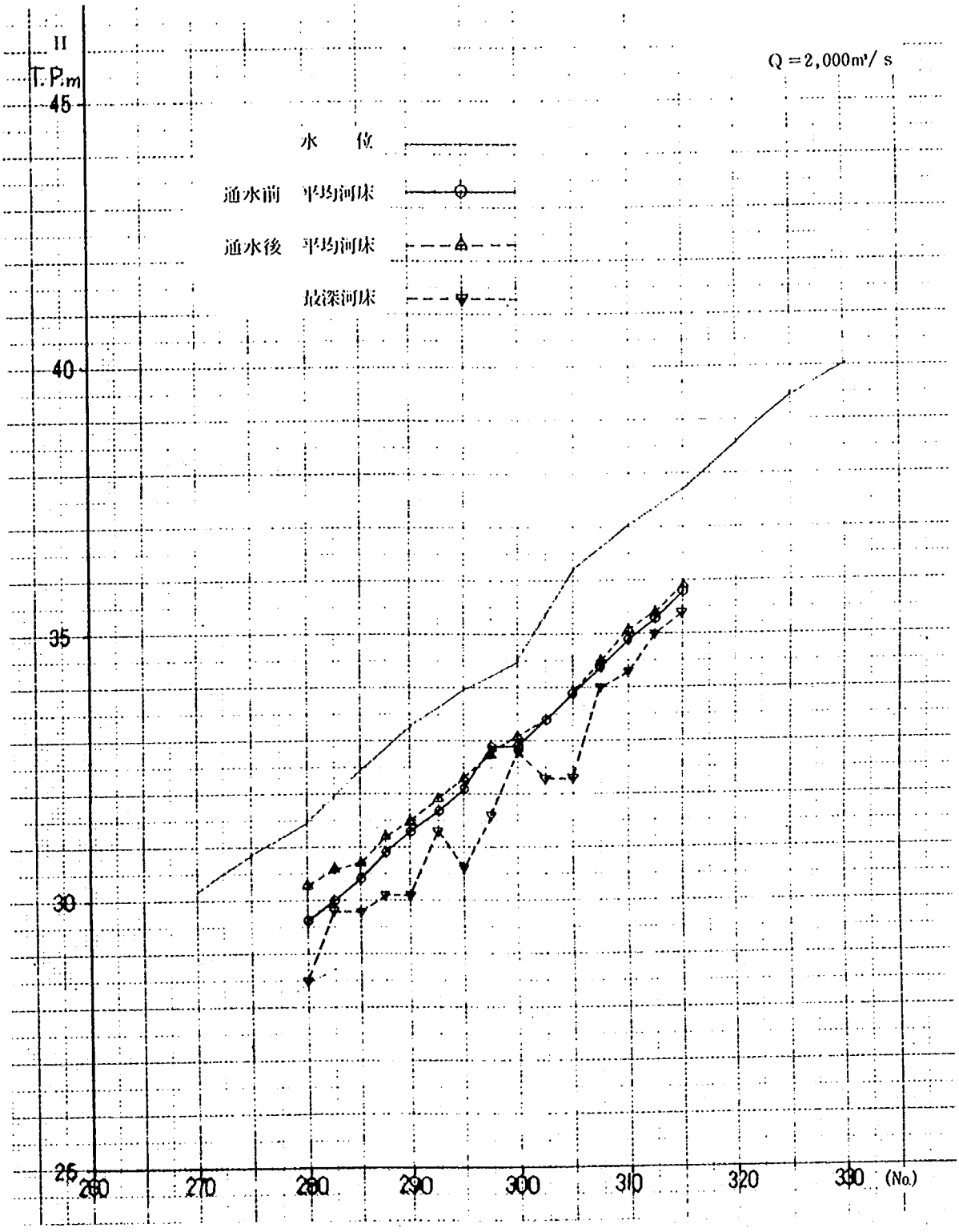
図－７．２．４　水位縦断比較図

これは先のケースIII－１－１の不定流の結果とも同じ傾向である。各流量時の流況は、いずれも低水路法線に沿って流下しているが、先のケースIII－１－１と同様に、堰上流部では河道の湾曲による影響によって断面No.317.5～No.315左岸から断面No.307.5～No.302.5右岸に流れが集中し、とくに断面No.305右岸付近は水衝部となる。堰より下流側では、断面No.282.5～No.277.5右岸に流れの集中が見られ、その後断面No.280～No.270左岸の低水護岸前面を走る流れも若干見受けられる。また、Q＝6,000m³/s時においては、砂礫堆の発達に伴い、断面No.285付近で主流部が河道中央からやや左岸寄りとなり、断面No.282.5付近左岸からNo.275右岸へと蛇行する流れが見られる。Q＝8,000m³/s時では、高水敷が若干冠水するものの、直進する流れが強くなり、堰下流での主流部は、河道中央よりやや右岸側を低水路法線に沿って流下する。

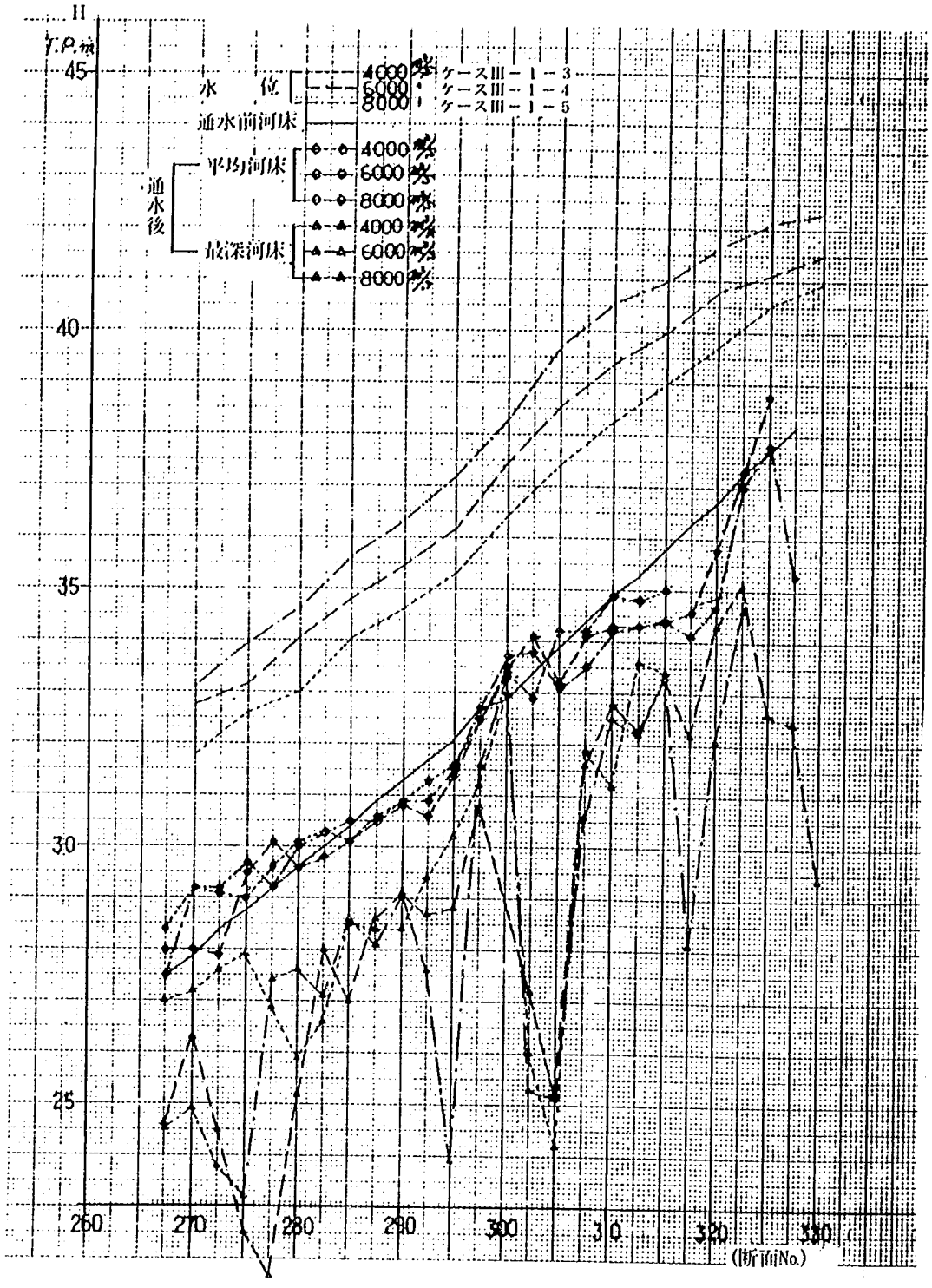
いっぽう、堰上下流付近における流速も、断面No.305より上流では湾曲の影響を受けた分布形を示し、断面No.310地点では左岸が速く、断面No.305では右岸側が速い結果となっている。しかし、堰付近から下流部では横断方向にほぼ一様な分布を示し、低水路に沿って流下していることが分る。主流部の流速は、Q＝2,000m³/sで3.0m/s前後、4,000m³/sで4.0m前後、6.000m³/sおよび8,000m³/sでは5.0m/s前後の値が発生している。ただし、堰地点においては高流速となり、Q＝4,000m³/s時では第5ゲート（左岸より）中央部で約5.9m/sが発生し、6,000m³/s時には同様第5ゲート中央部が約7.0m/s、8,000m³/s時は第6ゲート中央部に約6.8m/sの高速流が発生する。また、この最大流速の発生場所からも流量の増大に伴って、右岸寄りとなる傾向が見受けられる。

(2) 河床変動状況について

通水後の河床変動平面図を図－７．２．９～７．２．10に、平均および最深河床高縦断図を図－７．２．11～７．２．12に示した。



図―７．２．11　平均、最深河床縦断図(ケースIII－１－２)



図—7.2.12　水位、平均および河床高縦断図

Q＝2,000m³/s時では掃流力も小さいため、河床変動は比較的少ない。しかし、堰上流湾曲部の内岸側には砂礫堆が形成され、その前縁線は河道中央部の堰下流まで到達している。堰下流では断面No.292.5～No.285間の右岸寄りが堆積傾向となり、その下流の断面No.282.5～No.277.5間付近は反対に左岸側に砂礫堆が形成され堆積状態となる。堰上流の湾曲部内岸側の断面No.305地点では約1.0mの堆積が生じ、堰地点中央付近にも約1.2mの堆積が生じている。反対に水衝部となる断面No.305～堰上流右岸側の洗掘は約1.5m程度であった。

4,000m³/s通水後の河床変動状況は、砂礫堆の発達に伴って断面No.307.5～No.302.5左岸、断面No.290

～No.287.5右岸および断面No.282.5～No.277.5左岸の堆積が明瞭となり、反対に水衝部となる断面No.320～No.312.5左岸、断面No.305～No.302.5右岸、断面No.292.5～No.287.5左岸、断面No.282.5～No.277.5右岸に洗掘が生じている。

妙見堰付近は上流の河道湾曲の影響によって、右岸側に片寄った流れが堰下流で左岸側に発散する状況となり、堰床版上には上流左岸側からのびてきた砂州によって堆積が見られる。この堆積厚は断面No.305～No.302.5付近で約2.8m、堰床版上には約1.3m堆積している。

6,000m³/s通水後では、堰上流の湾曲部外岸側に集中する流れが上流に移った影響によって、断面No.307.5の右岸側が洗掘されている。これ以外は4,000m³/s時に対して、堆積・洗掘傾向が若干強調される程度で、さほど大きな変化は見られない。

堰下流部では、直進する流れが強くなった影響によって、6,000m³/sでは水衝部の変化が見られる。断面No.295～No.290右岸低水護岸前面が洗掘され、断面No.285～No.282.5左岸側は堆積から洗掘に、右岸側は堆積に変わり、4,000m³/s時とは対称的な河床変動を示す。これより下流では、堆積・洗掘がさらに強調される傾向となり、とくに断面No.277.5～No.275の左岸から河道中央の堆積が著しく、反対に右岸低水護岸前面はT.P21.5m（7m程洗掘）まで洗掘された。

8,000m³/s通水後では、6,000m³/s時の河床横断形に対して、堰上流部では大きな変化は生じていないが、堰下流部では砂礫堆の移動に伴って、断面No.277.5～No.275右岸水衝部の洗掘箇所は埋め戻される。これ以外は河床横断形は類似しているものの、河床変動状況はさらに強調されて現れている。堰上流左岸側の堆積は断面No.305～No.302.5付近で3.8m～3.3mとなり、また堰床版上も左岸寄りに約1.0m堆積する。

以上の結果により、妙見堰から上流部では流量規模によって河床変動量は若干異なるが、その傾向は類似しており、流量規模によって水衝部の位置が極端に変化する事はないようである。とくに、堰上流は河道が湾曲しているため、左岸側に現況河道時と同様の砂礫堆が形成され、その前縁線は堰に達する事から、この堆砂軽減策を考慮する必要があるものと考えられる。

いっぽう、堰から下流部では、右岸側の堰護床工の直下流で局所洗掘が発生する。これは堰上流右岸側水衝部の洗掘が進行して、上流からの土砂補給が減少するためである。また、堰下流側では、流量規模によって水衝部の位置が若干変化することが分る。とくに、断面No.277.5～No.275右岸低水護岸前面の水衝部に留意する必要がある。

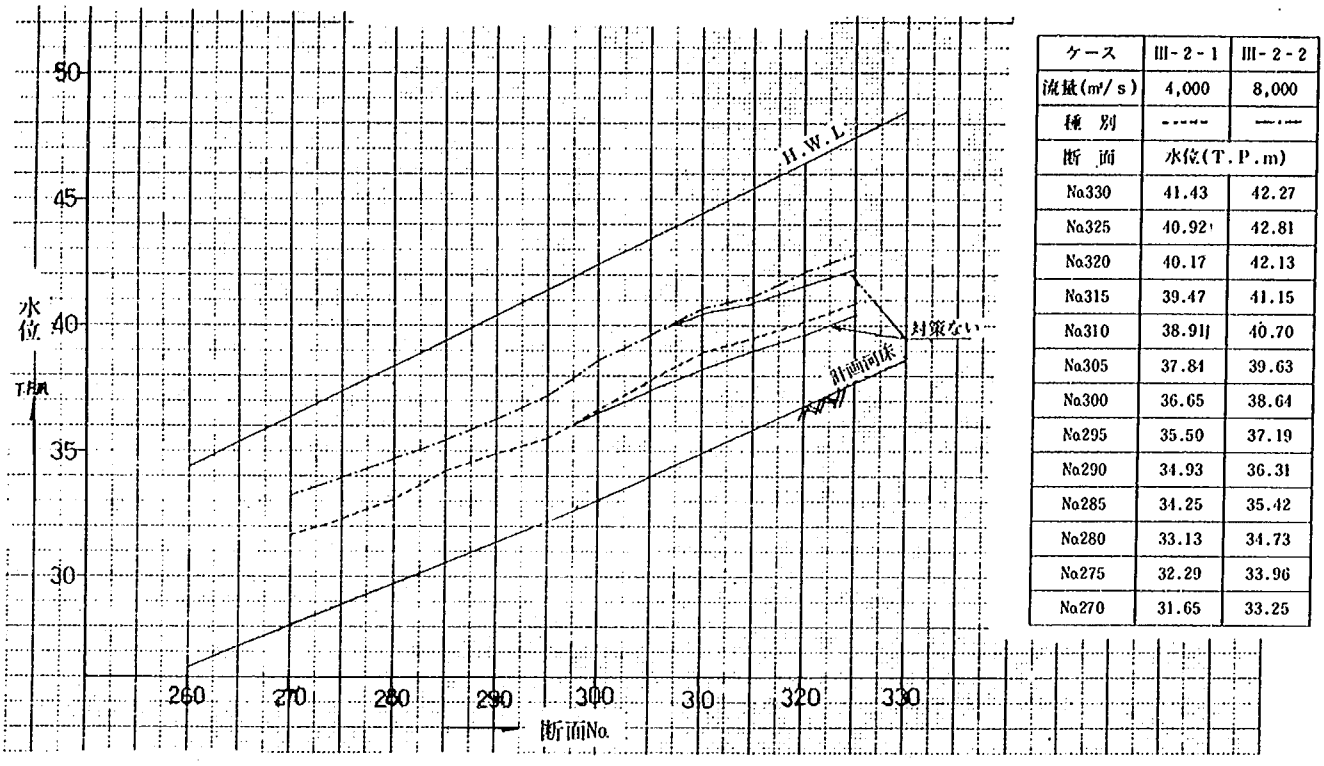
7－3－2　低水路法線形修正案の検討（ケースIII－2－1～III－2－2）

この実験は、堰上流の断面No.312.5～No.317.5間の右岸側現況高水敷部には高圧線鉄塔等があり、計画低水路への掘削に問題があることが分った。このため、本実験以降では断面No.305～No.317.5間付近の計画低水路法線形を全体に左岸側に寄せた形状に修正した。また、堰完成後の計画河道案の実験結果では、先に述べたように堰上流側に堆積が生じ、この砂礫堆の前縁線が堰地点まで到達して、現況の河道地形とほぼ同じ状態となる結果が得られた。ここでは、この堰上流左岸側の堆砂軽減策として、現況河道において取水位の保持のため、断面No.306付近に設けられている床止め工について、計画河床高以下の部分を帯工として残す案について検討した。これは湾曲部の外岸側へ集中する流れを整流し、右岸側水衝部の洗掘防止とともに、反対左岸側の堆砂軽減の効果を得ようとしたものである。なお、帯工として残した形状は、右岸

から長さ120m、幅23mであり、模型では6t～7tブロックを想定して20g前後の砕石を用いて設置した。

(1) 水位、流況について

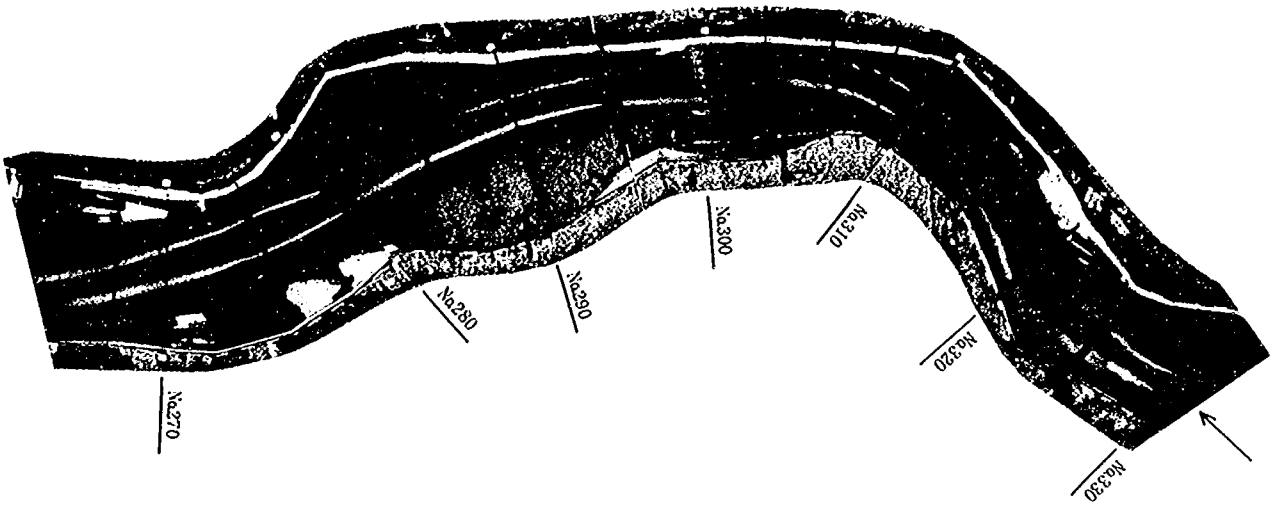
低水路中央部の水位縦断図を図--7.3.1に示す。水面勾率は、Q=4,000m³/s、8,000m³/sともほぼ同じ傾向になっており、先のケースIII－1の結果とも同じである。ただし、現存する取水用の床止め工を計画河床高で残したことによって、すべて撤去した先のケースIII－1より断面No.305付近から上流で若干水位が上昇する傾向となっている。



ケース	III-2-1	III-2-2
流量(m³/s)	4,000	8,000
種別	-----	—·—
断面	水位(T.P.m)	
No.330	41.43	42.27
No.325	40.92	42.81
No.320	40.17	42.13
No.315	39.47	41.15
No.310	38.91	40.70
No.305	37.84	39.63
No.300	36.65	38.64
No.295	35.50	37.19
No.290	34.93	36.31
No.285	34.25	35.42
No.280	33.13	34.73
No.275	32.29	33.96
No.270	31.65	33.25

図—7.3.1 水位縦断図

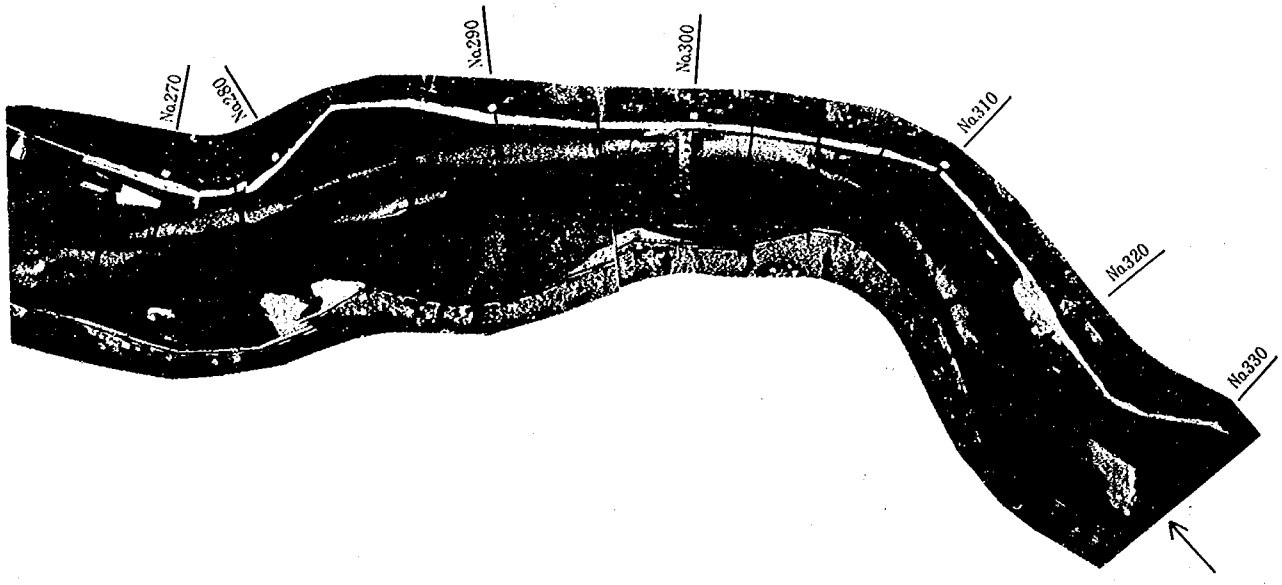
いっぽう、流況および流速の平面分布図を図－7.3.2～7.3.3に、ケースIII－2－2の通水状況を写真－19に示す。計画河床高で残した帯工によって、先のケースIII－1－3の4,000m³/sにおける断面No.305の流速分布形に対し、最大流速発生位置が右岸側から河道中央付近に移っており、左岸へ流れが集中するのを若干軽減している。河道内の全体的な流況は、Q=4,000m³/s、8,000m³/sとも先のケースIII－1と同様にほぼ低水路に沿って流下しており、またこのときの主流部の流速も有意な差は見られない。堰上流部の低水路法線形を修正した影響は、帯工の設置もあって、その相違を明確に把握することはできなかったが、計画案法線形に対して、とくに問題となる現象は見受けられなかった。



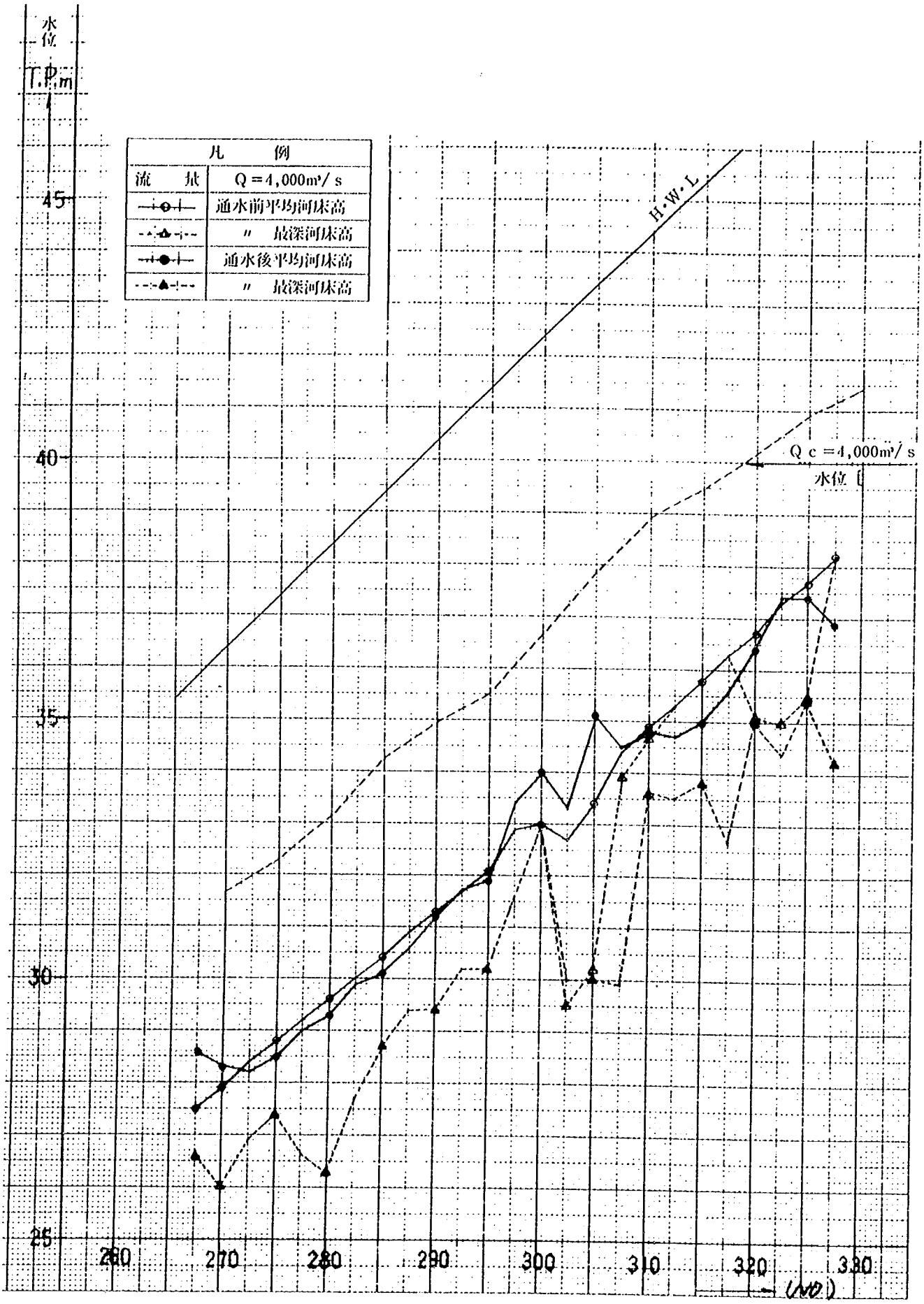
写真—19　Q＝800㎥/ｓ時の流況(ケースIII－2－2)

(2)　河床変動状況について

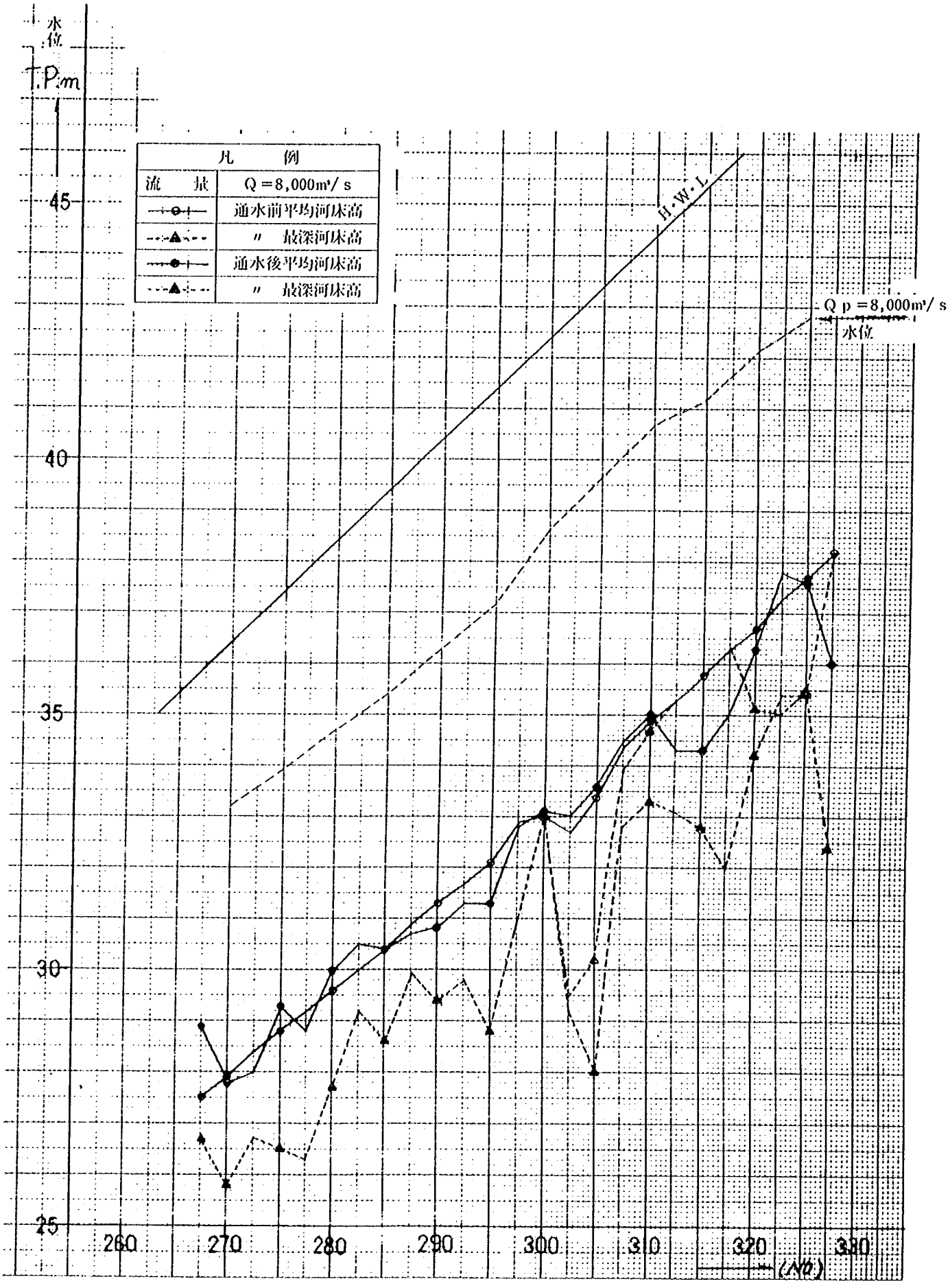
通水後の河床変動平面図を図－7．3．4～7．3．5に、ケースIII－2－2の通水後の河床状況を写真－20に、平均および最深河床高縦断図を図－7．3．6～7．3．7に示す。4,000㎥/ｓ通水後の河床変動状況は、堰地点左岸、断面No.290、断面No.277.5左岸および断面No.265右岸に砂礫堆の前縁線が見られ、水衝部となる断面No.317,5～No.310左岸、断面No.285～No.275右岸の洗掘が大きい。8,000㎥/ｓ通水後は、断面No.317.5～No.312.5付近左岸の洗掘が増大し、堰上流左岸側の堆積量も増加した。堰下流部では、堰護岸工直下流の右岸側で前回同様の局所洗掘が発生し、断面No.282.5～No.275間の右岸側低水護岸沿いの洗掘が4,000㎥/ｓ時に対して、さらに増大する。



写真—20　通水後の河床状況(ケースIII－2－2)



図－7．3．6　平均・最深河床縦断図(ケースIII－2－1)



図―７．３．７　平均・最深河床高縦断図(ケースIII－２－２)

堰上流部は、帯工の効果によって、右岸側の洗掘が先のケースⅢ－１より軽減され、左岸側の堆積量も若干少なくなる。しかしながら、4,000m³/ｓ時の最大堆積高は断面No. 302.5 ～No. 305 付近で約 2.8 m、堰左岸床版上においても約 2.3 mの堆積となる。また、8,000m³/ｓ時においては、同様に断面No. 302.5 ～No. 305付近で約3.3 mの堆積となり、堰床版上では掃流力の増大によって、約 1.3 mと反対に4,000m³/ｓ時より堆積厚は減少する。

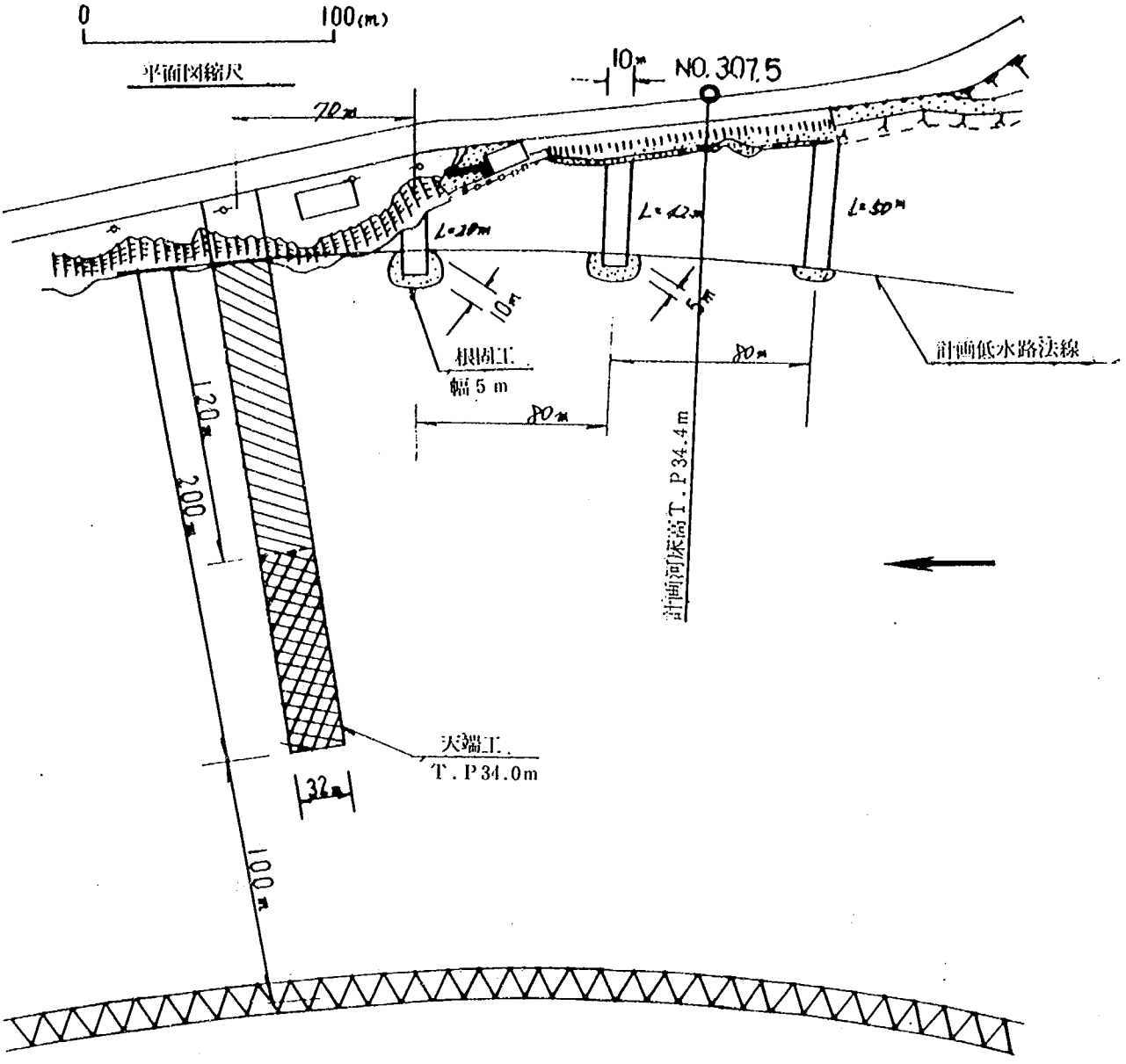
以上のように、既設の取水用床止め工について、計画河床高以下の部分を帯工として残した案は、堆砂軽減が若干見られるものの、大幅な効果は得られないことが明らかとなった。

7－3－3　堰上流左岸側の堆砂軽減に関する検討

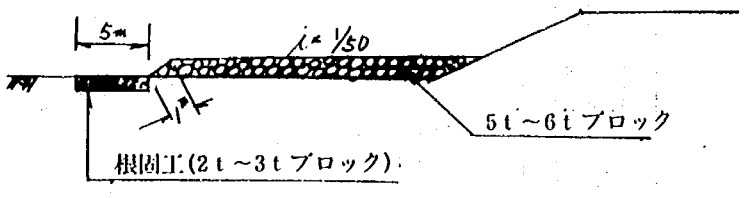
これまでに述べたように、堰完成後の計画河道における河床変動状況は、堰上流で河道が湾曲しているため、現況河道と同様に左岸側に砂礫堆が形成され、反対に右岸寄りが水衝部となる。また、砂礫堆の前縁線は、堰地点下流まで達し、左岸側床版上にも堆積する状況となる。したがって、ここでは主として堰上流左岸側の堆砂軽減を目的とし、その効果を把握するための予備実験も含めた検討を以下に行った。

1）帯工１基＋水制の検討（Ⅲ－３－１～Ⅲ－３－２）

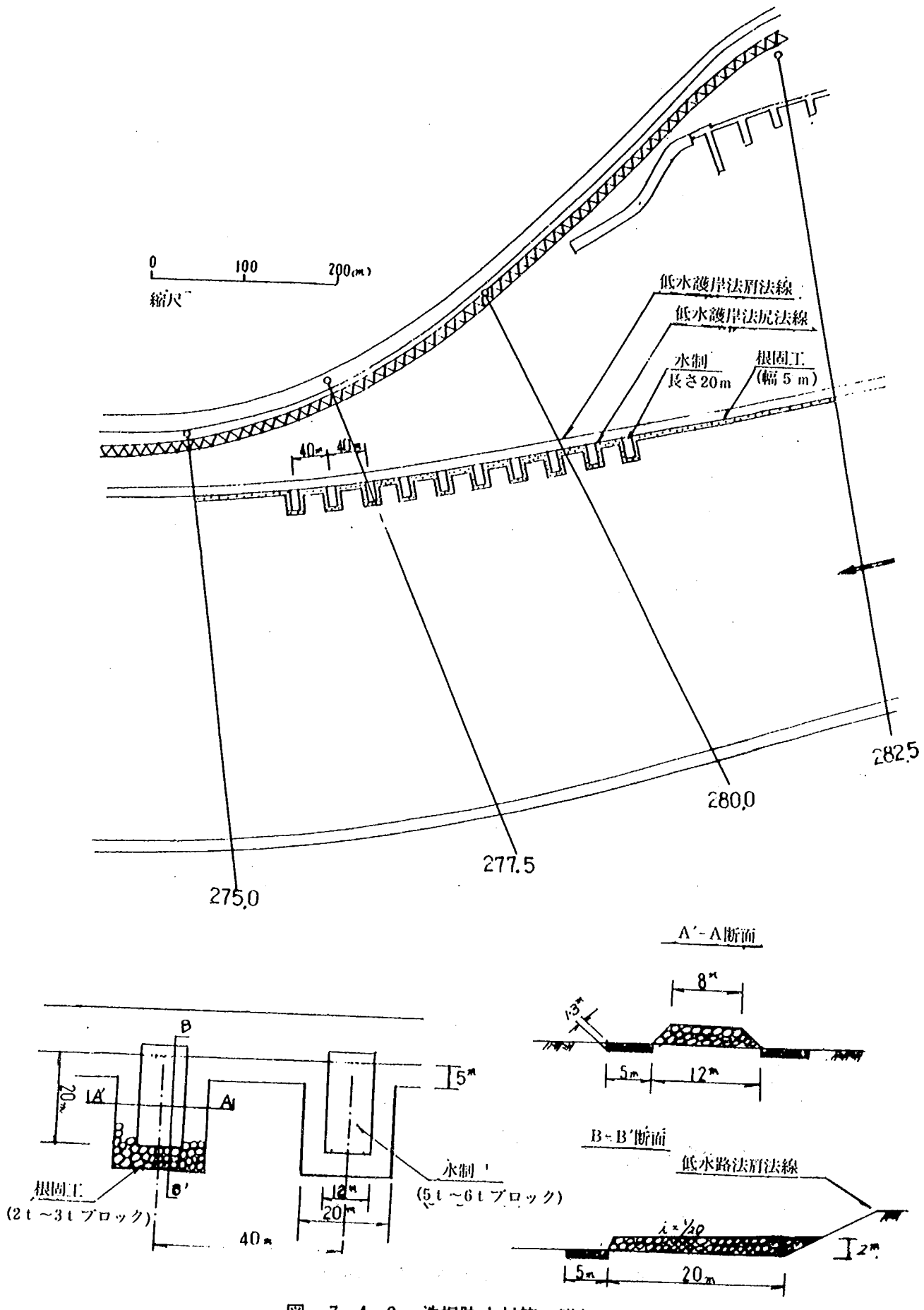
既設の取水用床止め工について、計画河床高以下の部分を帯工として残した検討では、堰上流右岸側水衝部の洗掘が若干緩和されることが明らかとなった。しかし、主目的とする堰上流左岸側の堆砂軽減の効果はさほど得られなかった。このため、ここでは先のケースⅢ－２で設置した右岸からの 120 mの帯工を 200 mとし、この帯工の上流右岸に水はね的な水制を図－７．４．１に示すように３基設置したときの効果を把握した。また、これまでの実験結果では、いずれも断面No.282.5～No.275間の右岸側低水護岸前面には局所洗掘が生じており、この対策として図－７．４．２に示す形状の水制を設置した検討も行った。



水制の基本形状



図—7.4.1　堆砂軽減対策工詳細図

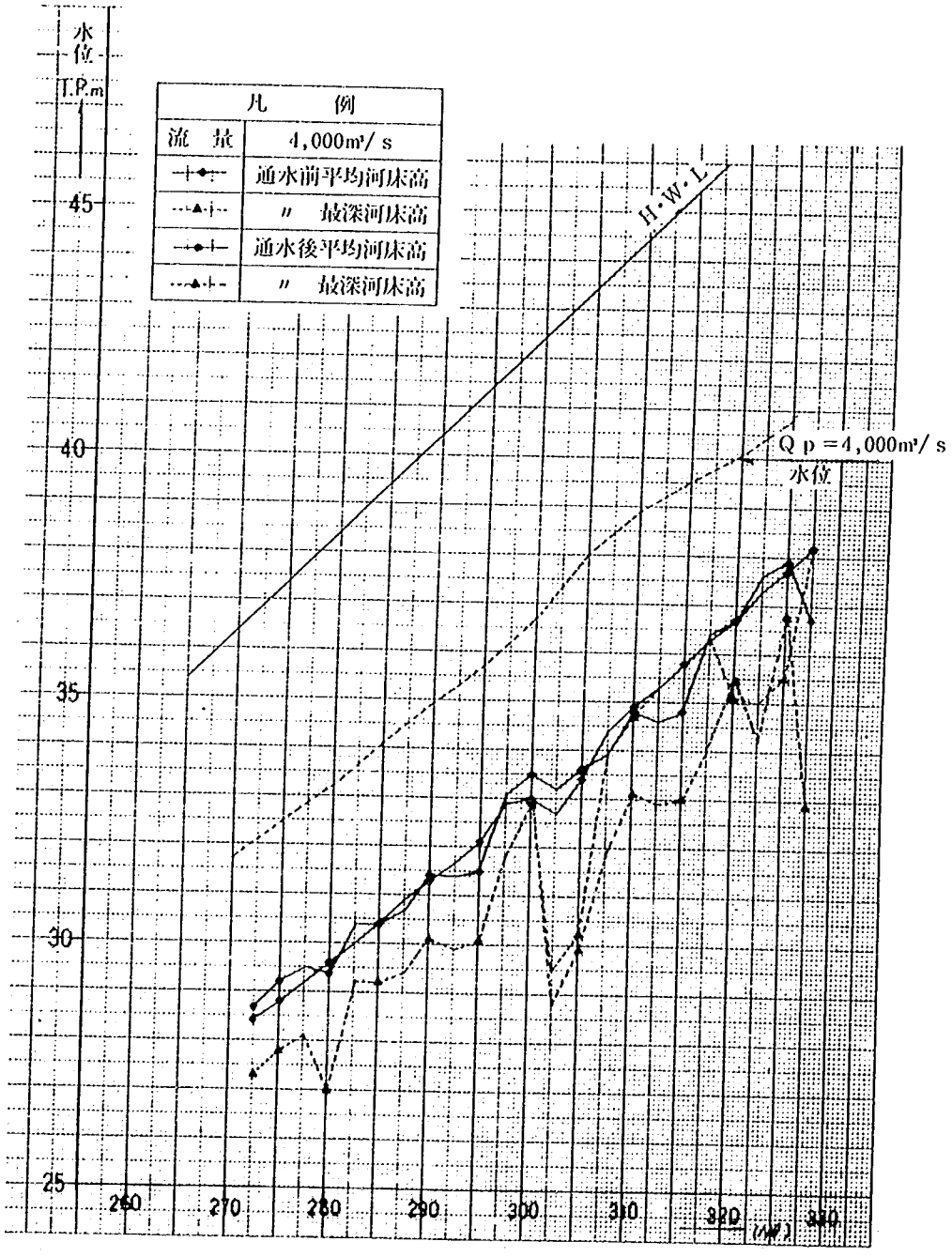


図—7．4．2　洗掘防止対策工詳細図

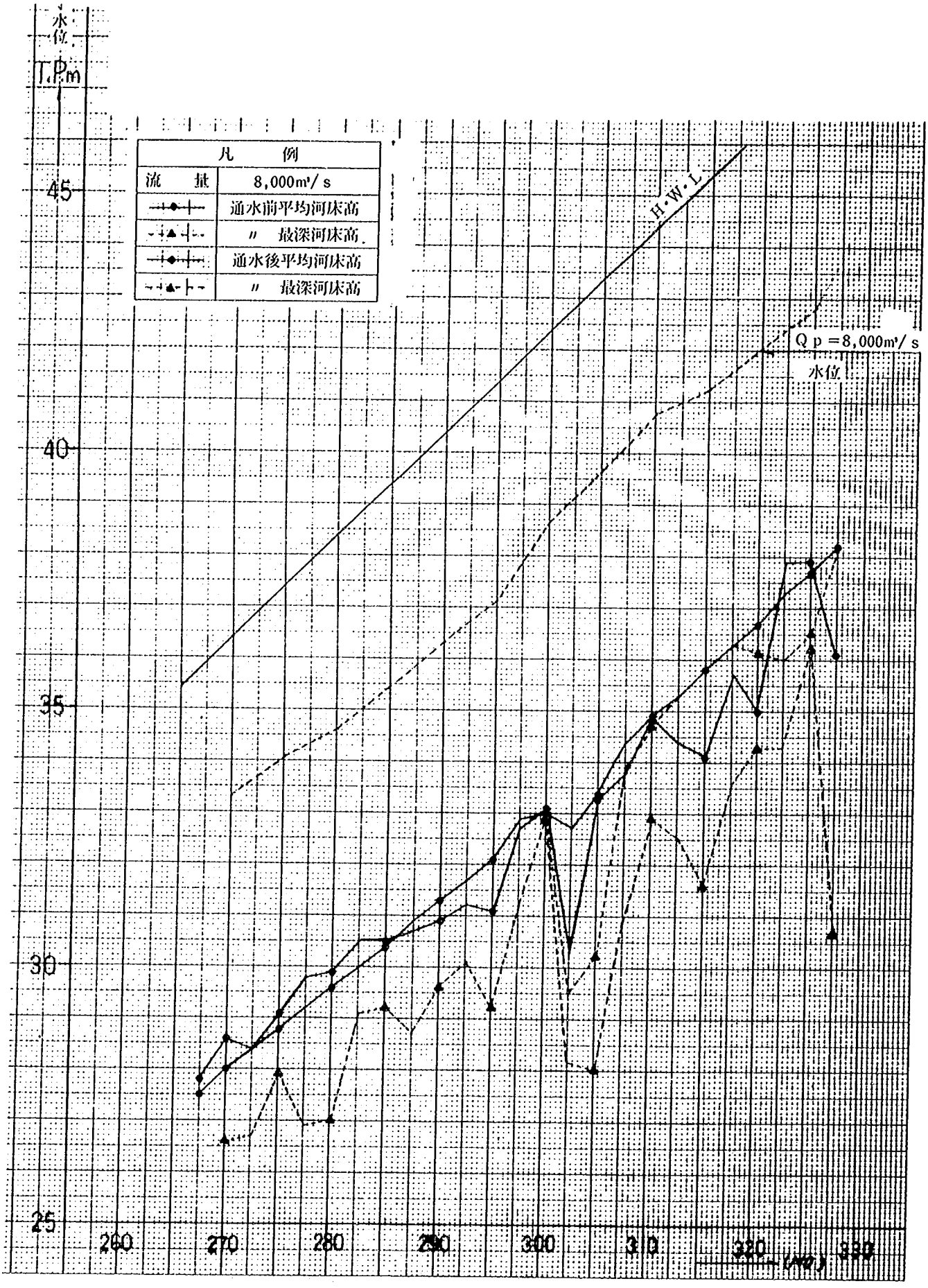
(1) 水位、流況について

実験結果の水位・河床高縦断図を図－７．４．３～７．４．４に示す。水位は帯工等の設置によって、断面No. 305から上流部で若干上昇する傾向が見受けられるものの、この対策案によって水位に大きく影響をおよぼすような現象は生じていない。また、河道内の全体的な流況も図－７．４．５～７．４．６に示すように、対策案が流況に影響をおよぼすようなこともないようである。さらに帯工の上流に設置した水制は、この先端に洗掘が生じ、水はね効果はほとんどないような状況であった。

いっぽう、流速の平面分布は、断面No.315～No.310間の左岸、堰地点右岸、断面No.280～No.275右岸に若干片寄った形が見られる。しかし、他の地点では4,000m³/s、8,000m³/sともに低水路内をほぼ一様な分布で流下しており、主流部の流速もこれまでの結果と大きな違いは生じていない。



図－７．４．３　水位河床高縦断図(ケースIII－３－１)

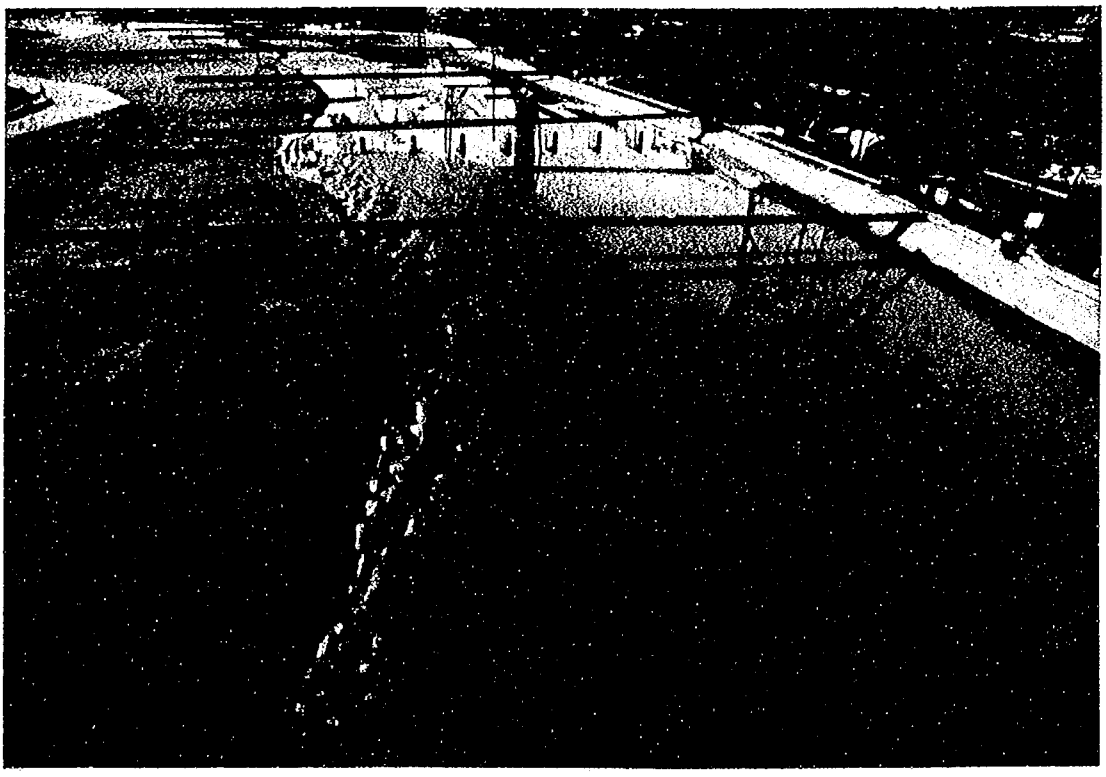


図—7.4.4　水位・河床高縦断図(ケースIII－3－2)

(2) 河床変動状況について

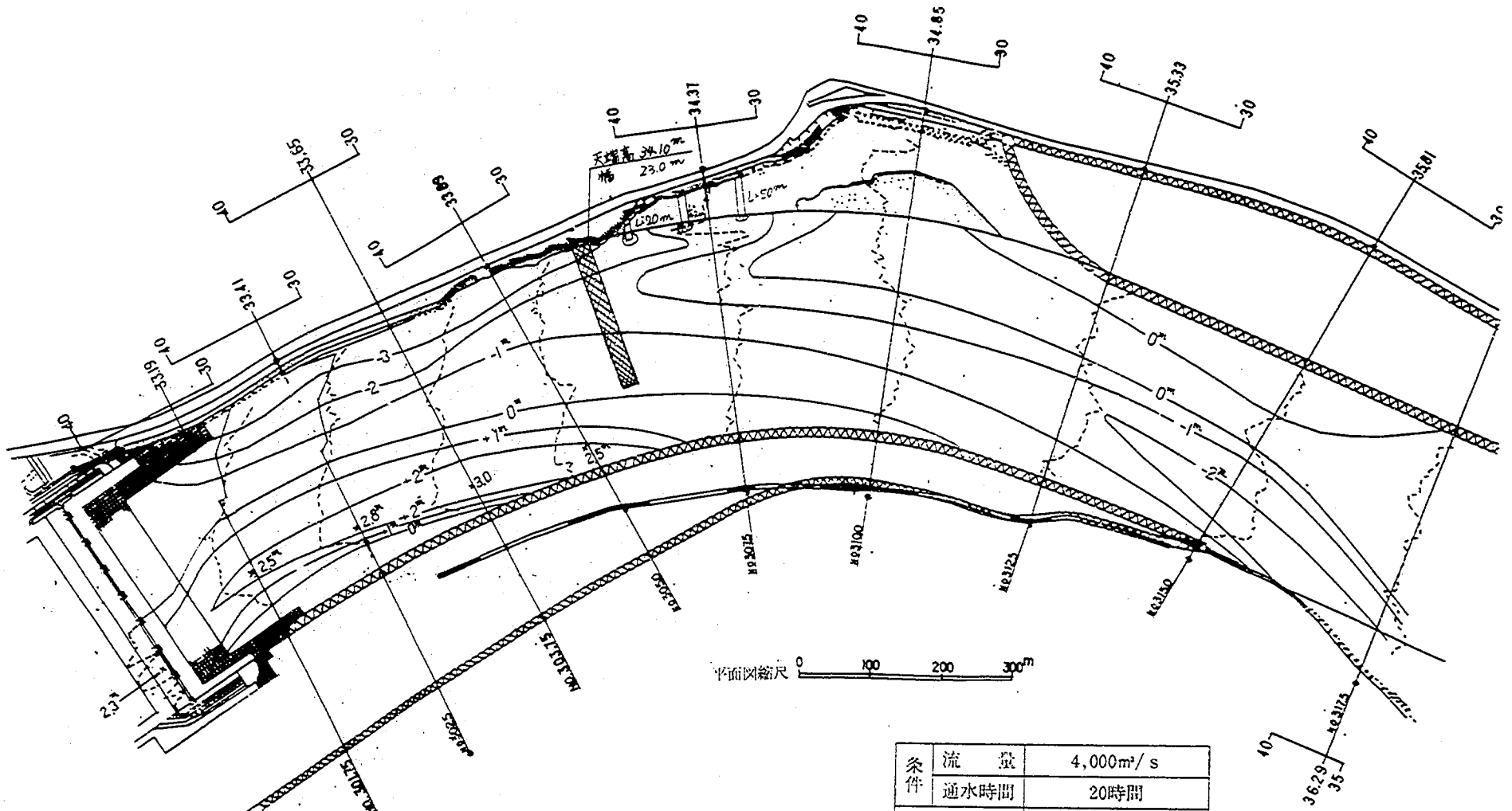
通水後の河床変動平面図を図－７．４．７～７．４．８に、平均・最深河床高縦断は先の図－７．４．３～７．４．４に示した。

Q＝4,000m³/ｓ、8,000m³/ｓともに、これまでの結果と比較しても大きな違いはなく、帯工の直上流右岸側に設置した水制によって、この先端付近の領域が若干洗掘され、断面No.277.5付近では砂礫堆の前縁線に変化が見られる程度である。したがって、堰上流左岸側に生じた砂礫堆の前縁線はこれまでと同じように堰地点まで到達する状況となっている。この堰上流左岸側の堆積は、図－７．４．９～７．４．10およびケースⅢ－３－２の通水後状況を写真－21に示すように、4,000m³/ｓおよび8,000m³/ｓ時とも断面No.305～No.302.5付近で最大となり、その厚さは約3.2ｍとなる。また、堰床版上ではQ＝4,000m³/ｓで約2.5ｍ堆積、8,000m³/ｓ時には先のケースⅢ－２と同様に4,000m³/ｓ時より減少するものの、約1.0ｍの堆積となり、堆砂軽減の効果はあまり得られなかった。この原因は、帯工の上流右岸に設置した水制先端が洗掘され、流れが反対にそこへ寄る傾向となってしまい、水制による水はね効果が得られなかったためと思われる。

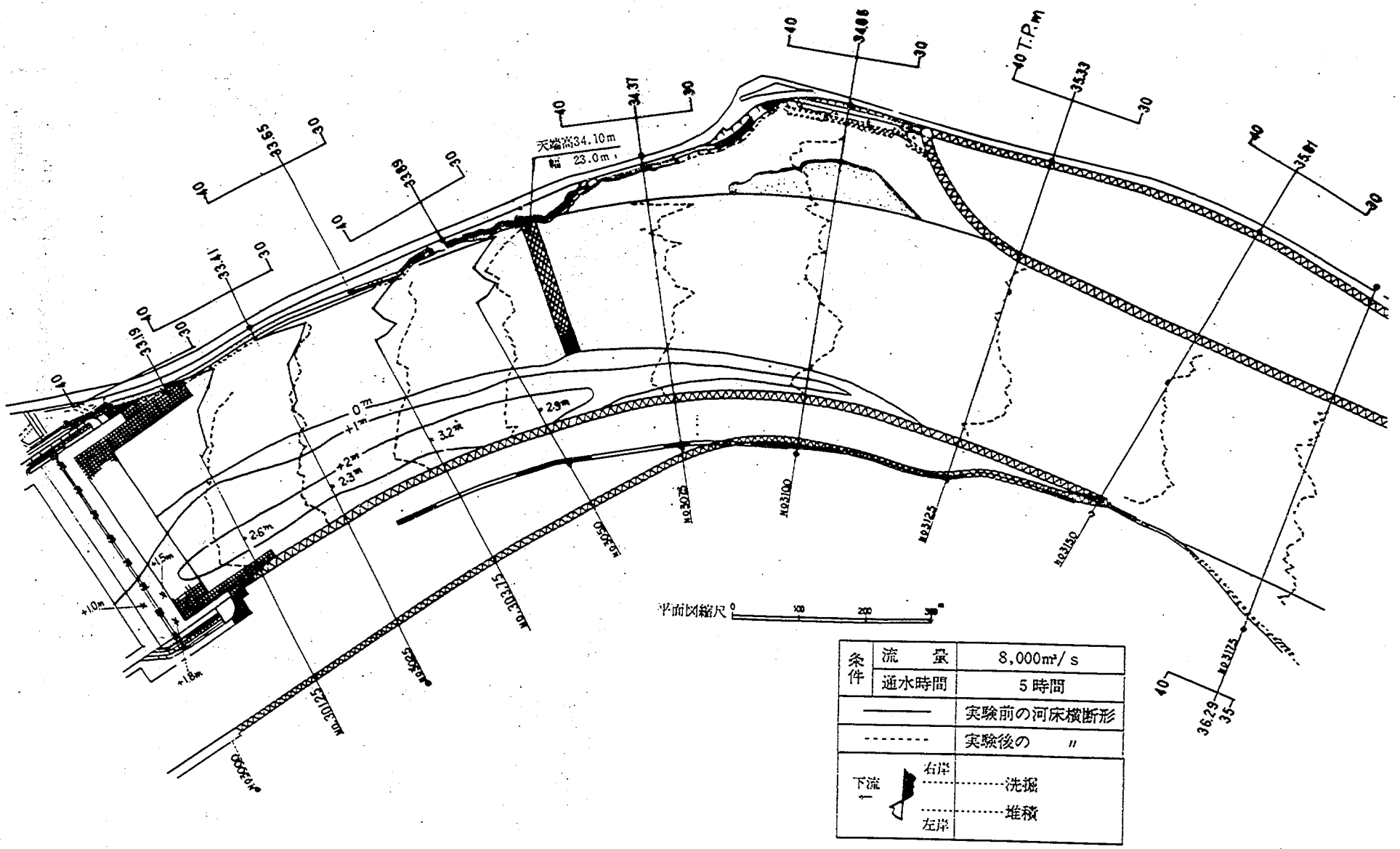


写真—21　通水後の河床状況(ケースⅢ－３－２)

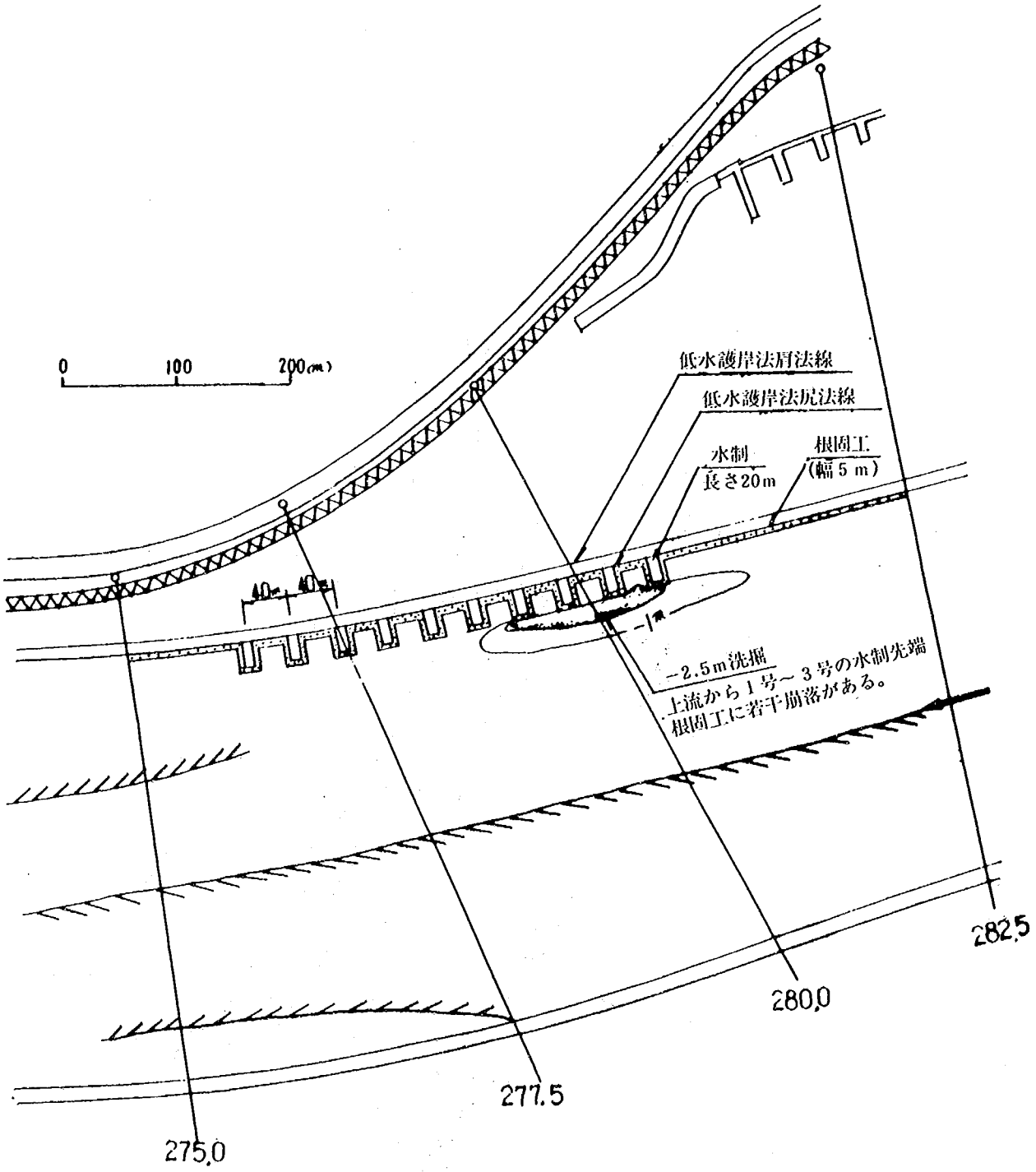
図－７．４．９　河床変動平面図(ケースⅢ－３－１)



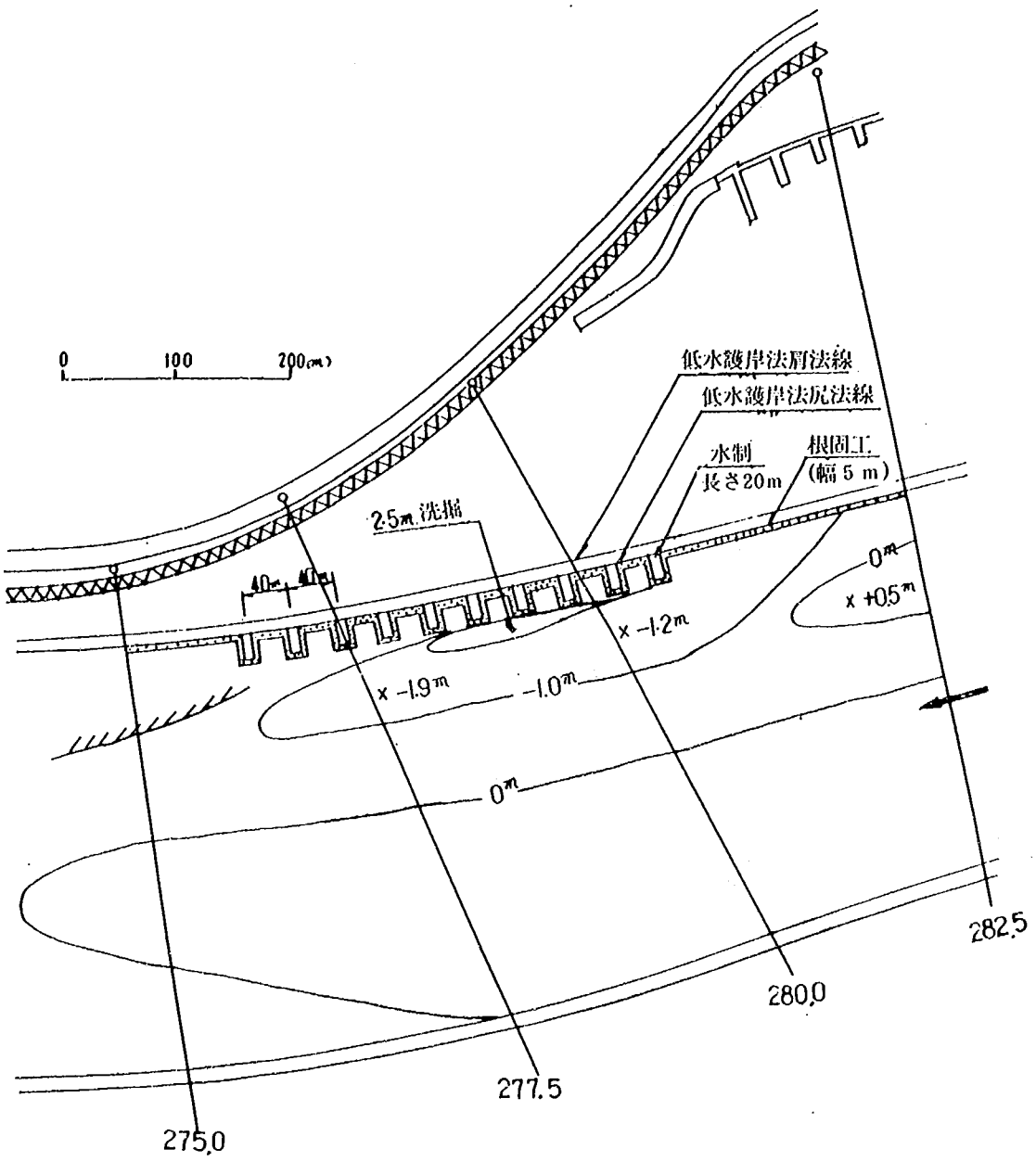
図－7．4．10　河床変動平面図(ケースⅢ－3－2)



いっぽう、堰護床工下流の右岸側は上流からの土砂供給が少ないことによって、これまでと同様に洗掘が生ずる結果となっている。しかしながら、下流側の断面No. 280 付近右岸の低水護岸前面は水制の設置によって、図－７．４．11～７．４．12に示すように、洗掘が防止される結果が得られた。このとき、4,000m³/ｓ時には上流から１号～３号の水制先端が約 2.5 m洗掘され、水制先端部が若干崩落する状態となっていた。8,000m³/ｓ時は砂礫堆の前縁線の移動によって、１号～３号の水制先端は若干埋め戻され、洗掘位置は４号～５号水制先端に移るものの、水制先端の崩落もなく、低水護岸沿いの洗掘はよく防止されている。なお、この結果では下流側４基の水制先端には全く河床変動が見られないことから、上流側６基の水制で十分対処できるものと考えられる。



図－７．４．11　No.280右岸付近の河床変動図(ケースIII－３－１)
(Q＝4,000m³/ｓ)



図－７．４．12　No.280右岸付近の河床変動図(ケースIII－３－２)
(Q＝8,000m³/s)

２）予備実験Ⅰによる堆砂軽減効果の検討

堰上流左岸側の堆砂軽減策として、現況河道において取水位の保持のため、断面No. 306付近に設けられている床止め工について、計画河床高以下の部分を帯工として残す案の検討をこれまでに行った。この結果は、若干の堆砂軽減効果は得られるものの、湾曲流によって堰上流右岸側に流れが集中する傾向が強いため、大幅な効果は得られないことが明らかとなった。よって、ここでは効果的な堆砂軽減策を見い出すための予備実験としてQ＝8,000m³/sを通水した検討を実施した。

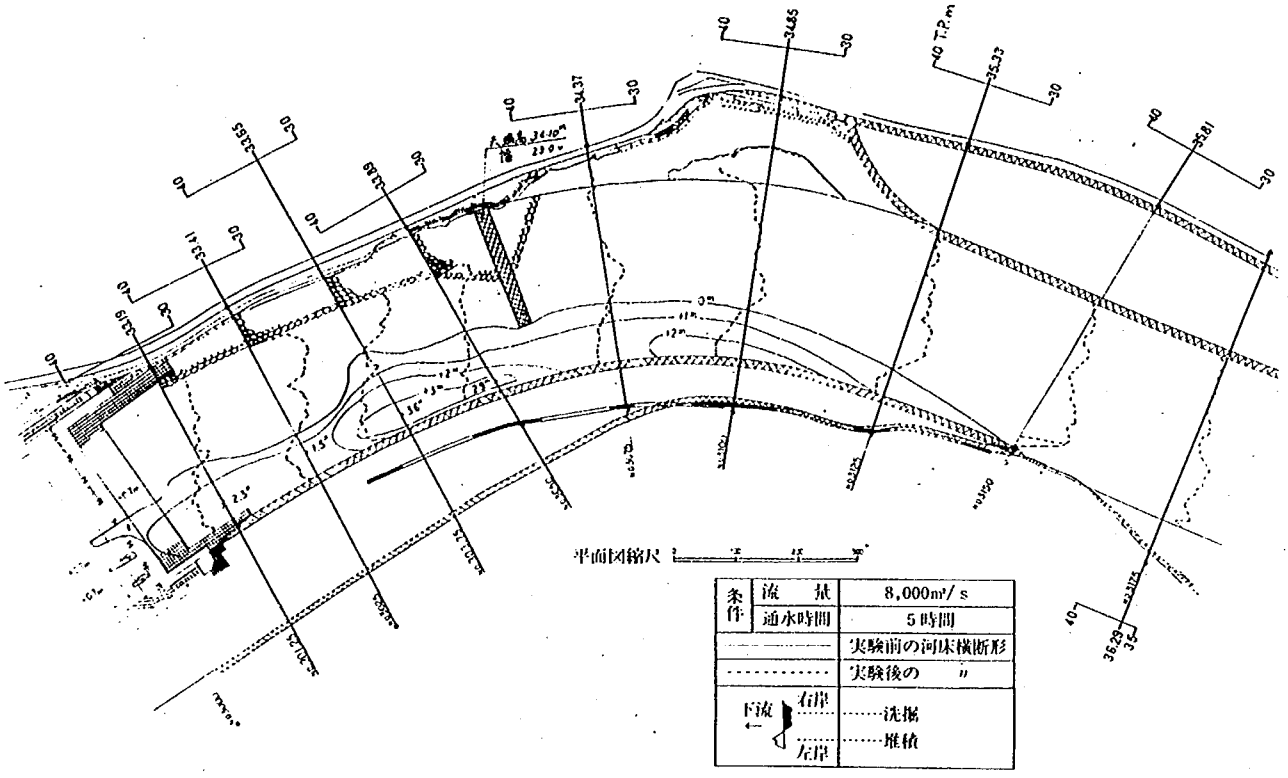
(1)　予備実験１

この実験は、断面No. 306地点の帯工はそのまま残し、断面No.306～No.300間の右岸側水衝部について、計画河床高以下の部分を捨石工によって、埋め戻した場合の効果を検討したものである。これは水衝部となる右岸側の洗掘および流れの集中を防止して、湾曲部内岸の流速を増大させ、堆砂量を軽減しようとしたものである。なお、水衝部に設置した捨石工は、６～７tブロックを想定して、模型では

20ｇ前後の砕石を用いた。

この実験結果は、通水開始当初は主流部が低水路中央付近にあり、流況は良好であったが、時間の経過とともに捨石工前面が徐々に洗掘され、堰上流左岸側には砂礫堆の前縁線が到達して、堆積が進行する状況にあった。通水後の河床変動状況は、図－７．５．１に示すように、右岸側の捨石工前面が大きく洗掘され、反対に左岸側は堆積が著しい。この堆積高は、断面No.303.75付近で最大約３.６ｍに達し、堰地点左岸の魚道出口付近にも約2.3ｍの堆積が生じてしまった。

以上の結果より、堰上流左岸側の堆砂軽減の効果は少なく、先の実験Ⅲ－３と変わらなかった。この原因は捨石工前面が洗掘されたことによって、主流部は右岸側に寄り、左岸側は結局堆積してしまうものと考えられる。



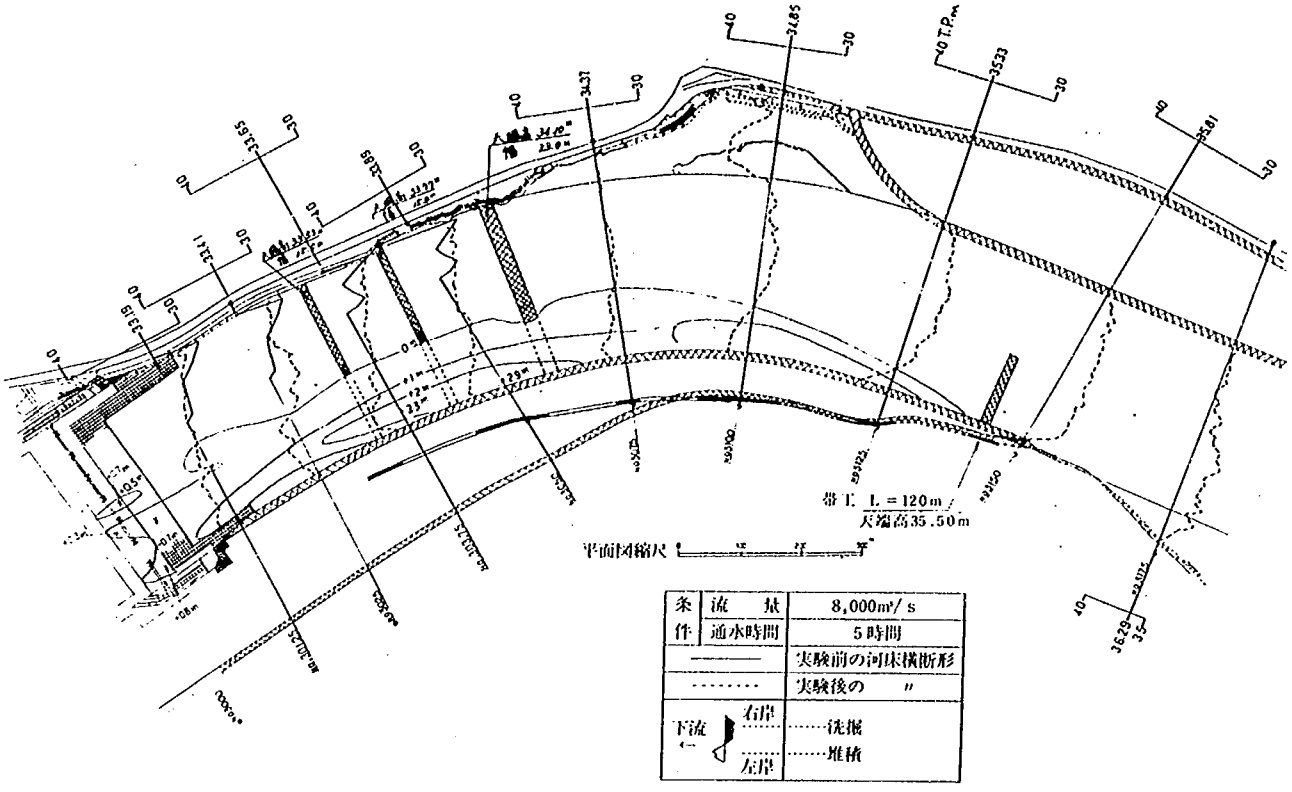
図－７．５．１　河床変動平面図（予備実験１）

(2)　予備実験２

この実験は、堰上流に３箇所の帯工を計画河床高に設置し、堰上流右岸側の洗掘を防止させ、かつ左岸側の堆積量も軽減させようとしたものである。なお、帯工は適正な長さあるいはその長さが堆砂状態に及ぼす影響を把握するため、ここでは低水路全幅に設置した。また、断面No.315付近から上流左岸側の洗掘が比較的大きいことから、この対策として断面No.315の約70ｍ下流左岸側に長さ120ｍ、天端高を計画河床高とする帯工を設置した検討を試みた。これは断面No.315から上流左岸の洗掘を防止させ、合わせて堰上流左岸側の堆砂軽減効果を得ようとしたものである。

この実験結果は、図－７．５．２に示すように、３基の帯工によって堰上流右岸側の洗掘はかなり防止され、左岸側の堆積量も予備実験１に対して約20～30％程減少する結果が得られた。しかしながら、堰上流左岸の湾曲部内岸側の断面No.305～No.302.5付近に堆積する傾向となっている。最大堆積高は、断面No.305付近で約2.９ｍとなり、砂礫堆の前縁線は堰床版付近に達するものの、その堆積厚は１.０ｍ

以下であった。また帯工間の洗掘も少ない結果が得られたが、最下流側帯工と堰地点間の右岸側において洗掘がやや大きいように見受けられた。いっぽう、堰上流左岸側領域の帯工上は堆積するため、帯工を設置する長さは堆積・洗掘の境界付近まででよいと思われる。帯工付近の河床変動状況から判断すると、右岸側から170m～180mが適切であろうと考えられる。なお、断面No.315付近の左岸側に設置した帯工の洗掘防止効果はほとんど得られなかった。

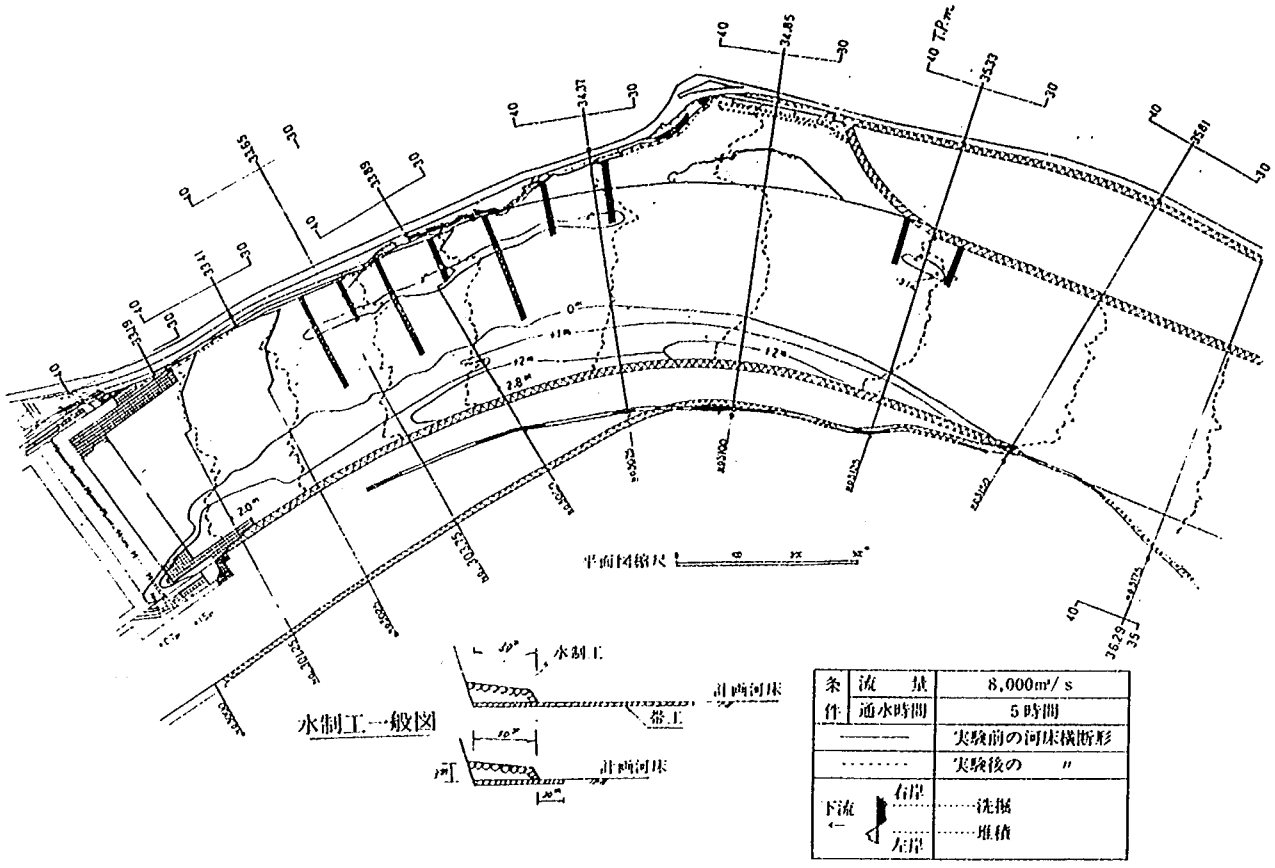


図－7．5．2　河床変動平面図(予備実験2)

(3)　予備実験3

予備実験2の結果より、堰上流に複数の帯工を設置することによって、右岸水衝部の洗掘防止とともに、反対左岸側の堆砂軽減に効果の得られることが明らかとなった。したがって、この実験では堰上流左岸側の堆砂領域を除く部分に帯工を設置し、さらに効果を得るために右岸側に水はね的な水制を配置した検討を行った。帯工は、予備実験2と同位置とし、長さは3基とも右岸側より175m（左岸低水路法肩法線から125m位置）とした。水制は右岸側の帯工上および帯工間、帯工上流に長さ50m、高さを計画河床高より水制末端で3.0m、先端を2.0m高として設置した。さらに、主流部を堰上流左岸側により寄せることを目的として、断面No.312.5右岸にも水制を2基設置して試みた。

図－7．5．3は、この帯工および水制の配置とともに通水後の河床変動状況を示したものである。この結果は、水制設置によってその先端部が洗掘され、そこに流れが結局集中してしまい、左岸側の堆砂領域は若干減少するものの、堆砂軽減の効果はほとんど得られなかった。最大堆積厚は約3.0mとなり、予備実験2と位置、高さともほぼ同じである。また、堰床版上の堆積はより左岸側に押しやられた状態となり、約2.0m程度の堆積が生じてしまった。

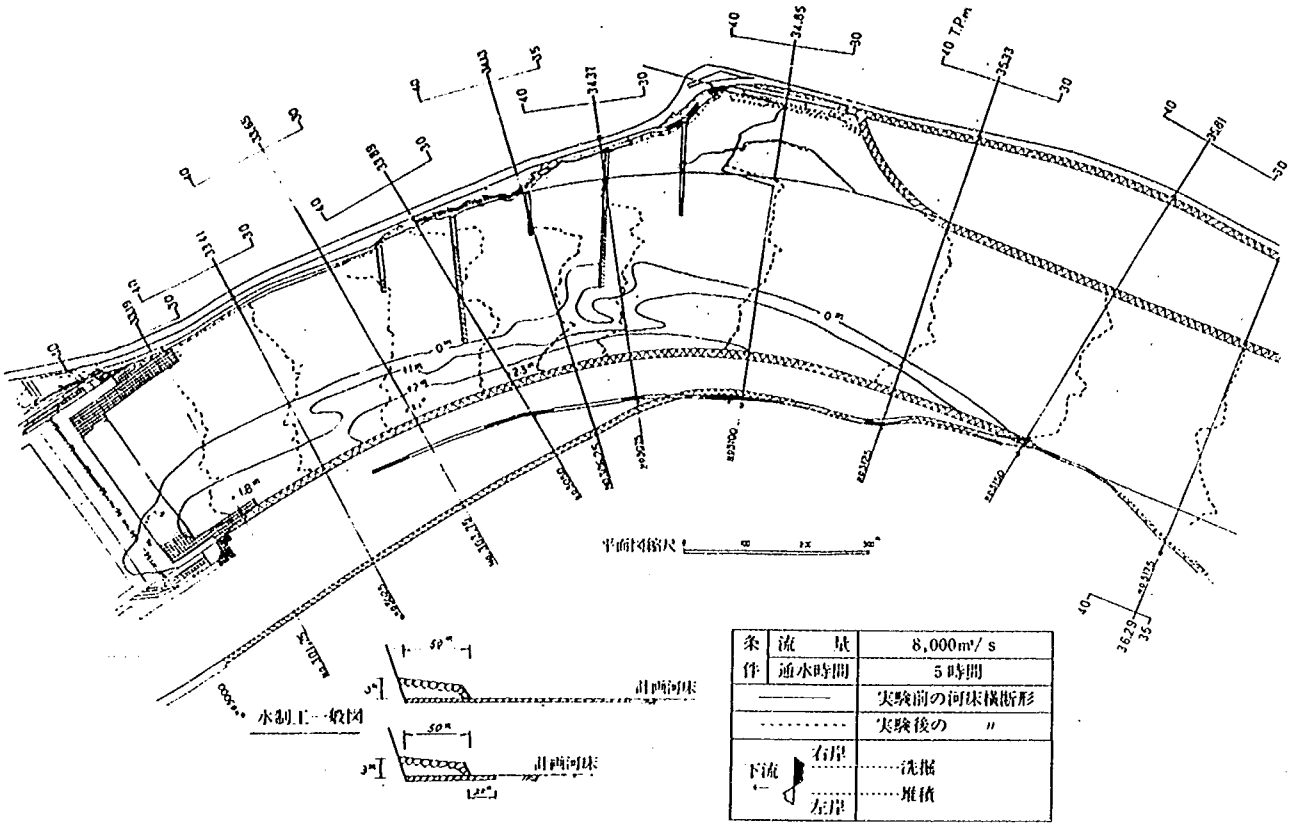


図―７．５．３　河床変動平面図(予備実験３)

(4)　予備実験４

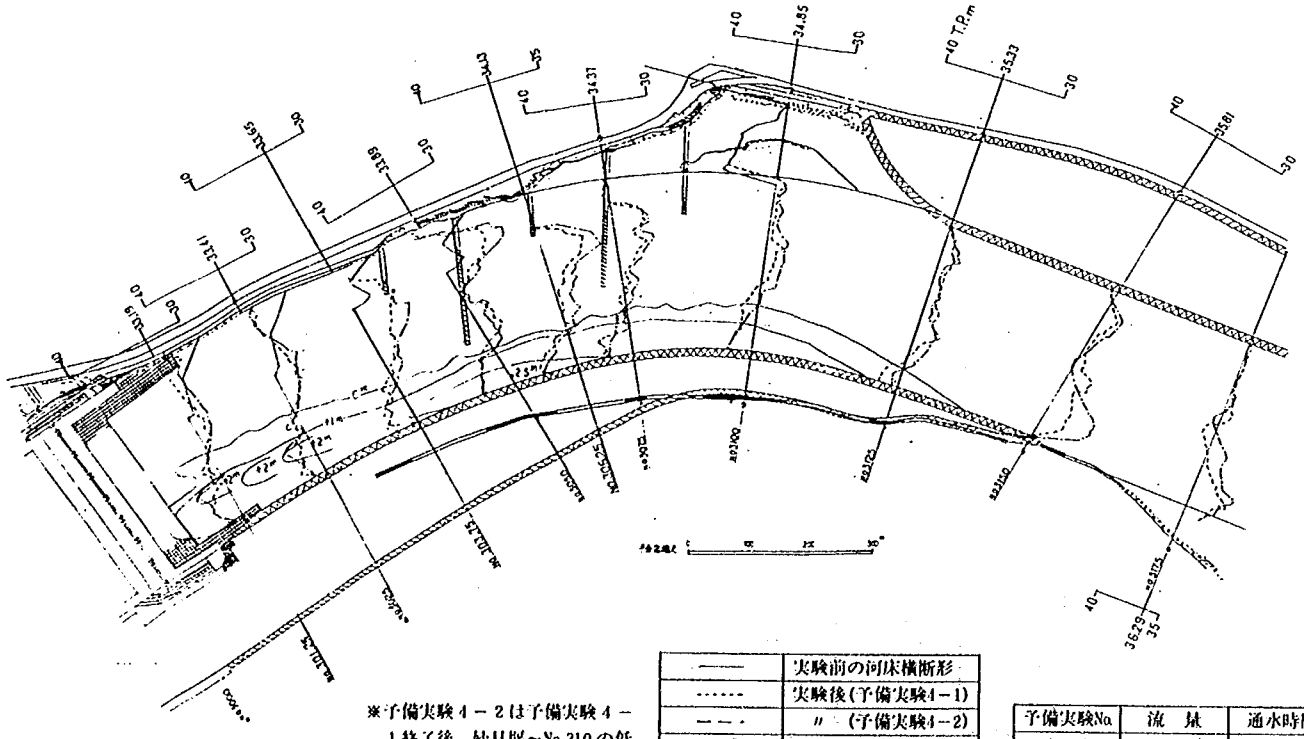
この実験は、帯工および水制を先の予備実験３より上流側に配置し、堰上流湾曲部でより早めに水はねおよび整流効果を得ようとしたものである。なお帯工は２箇所、水制間隔は水制長の2.5倍とし、この水制、帯工は下流向きにすることによって、水制先端の洗掘を軽減させ、同時に堰上流左岸側の堆砂量を少なくすることを試みた。水制、帯工の形状は先の予備実験３と同じである。

この結果は、図－７．５．４(1)に示すように、水制先端部が洗掘されてしまい、堰上流左岸側は予備実験３と類似した堆砂形状となり、堆砂軽減効果はほとんど得られず失敗であった。とくに水制、帯工を下流向きに設置したため、外岸側に流れを呼び込むような状況となってしまった。なお、この実験では、堰上流左岸側の堆積箇所を計画河床高に掘削して、さらに通水した場合の河床変動状態を検討してみた。この実験結果を図－７．５．４(2)に示す。堰上流右岸側の洗掘はほとんど増大せず、予備実験４－１と同じである。しかし、右岸側は堆積土砂を撤去したにもかかわらず、撤去前とほぼ同じ堆積状態となった。したがって、水衝部となる右岸側が洗掘されていると、対岸側は掘削しても容易に堆積してしまうようである。



条件		
条件	流　量	8,000m³/s
	通水時間	5時間
		実験前の河床横断形
		実験後の　〃
下流	右岸	……洗掘
	左岸	……堆積

図－7．5．4(1)　河床変動平面図(予備実験４－１)



	実験前の河床横断形
	実験後(予備実験4－1)
	〃　(予備実験4－2)
	砂礫堆の前縁線
下流 右岸	……洗掘
下流 左岸	……堆積

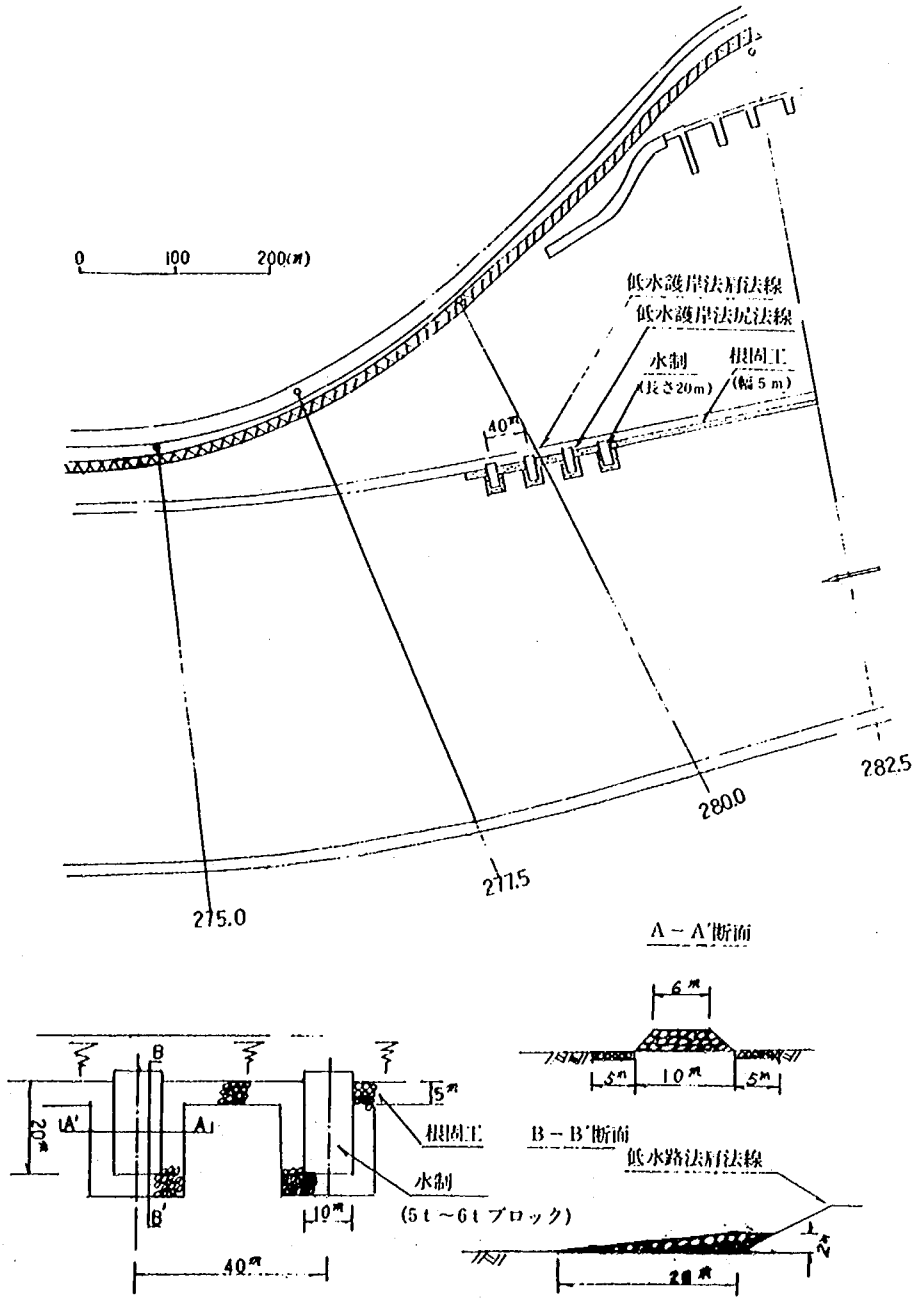
※予備実験４－２は予備実験４－１終了後、砂見堰～No 310の低水路左岸側に堆積した土砂を計画河床高まで撤去して再通水した。

予備実験No.	流　量	通水時間
4－1	8,000m³/s	5時間
4－2	8,000m³/s	5時間

図－7．5．4(2)　河床変動平面図(予備実験４－２)

3）対策案IIの検討（ケースIII－4－1～III－4－2）

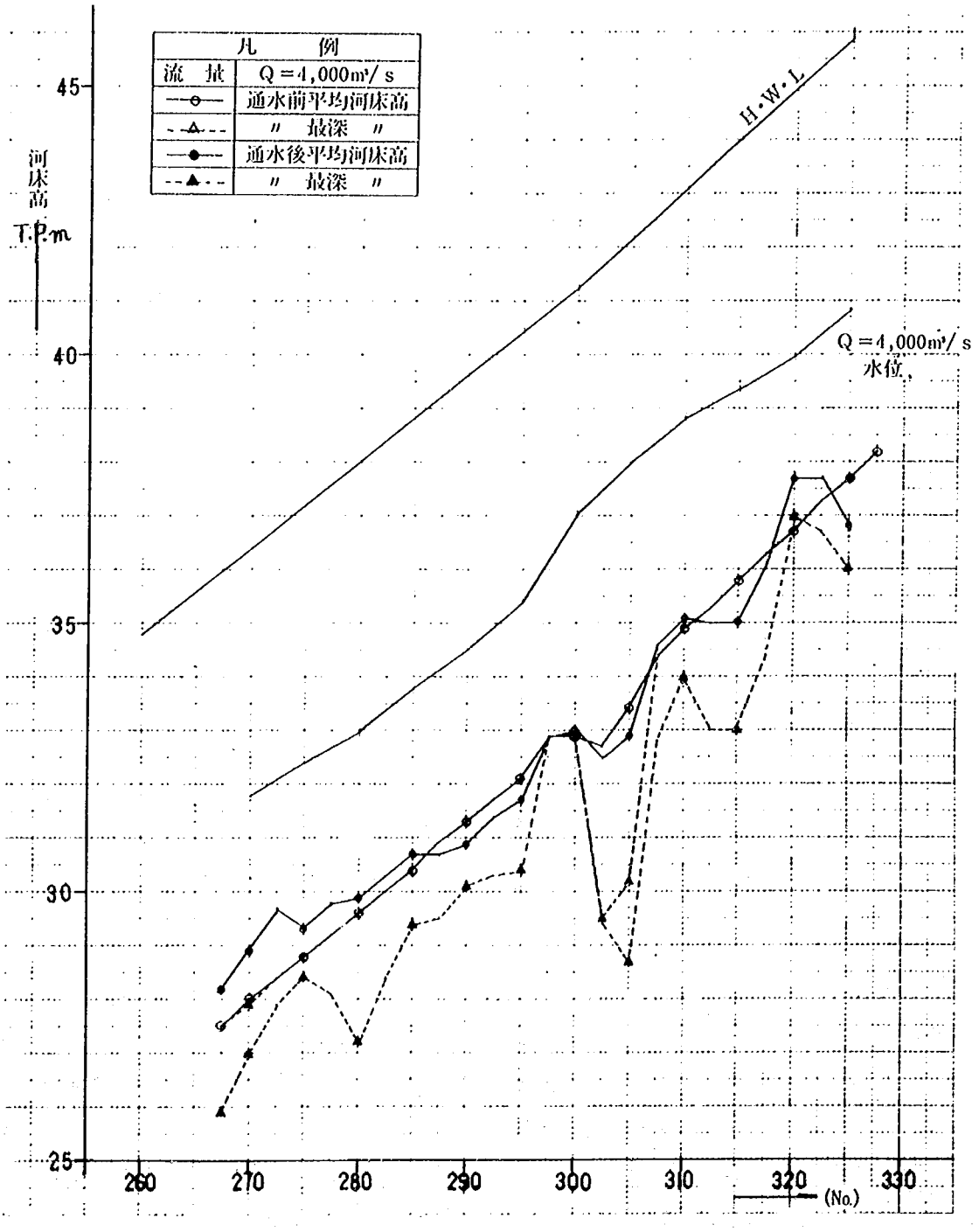
これまでの予備実験の中で、堰上流に3基の帯工を設置し、水衝部となる右岸側の洗掘を防止させることによって、堰上流左岸側の堆砂軽減に効果があることが明らかとなった。そこで堰上流左岸側の堆積領域を除く部分に3基の帯工を設置し、帯工右岸側の50mは、計画河床高から河岸で3.0m高となる勾配とし、水制的な役割を果す効果をねらった対策案実験を実施した。なお、帯工は既設の床止め工を帯工として残すことを基本に、ここより下流へ200m間隔に設置した。帯工の長さは右岸側から175m（左岸低水護岸法肩より125m位置）、帯工幅は10mとし、模型では現地6t～7tブロックを想定して20g前後の砕石を用いた。さらにこの実験では、断面No.280右岸側の低水護岸前面の洗掘防止策として、図－7.6.1に示すように、水制を4基に減らしたときの効果についても検討を行った。



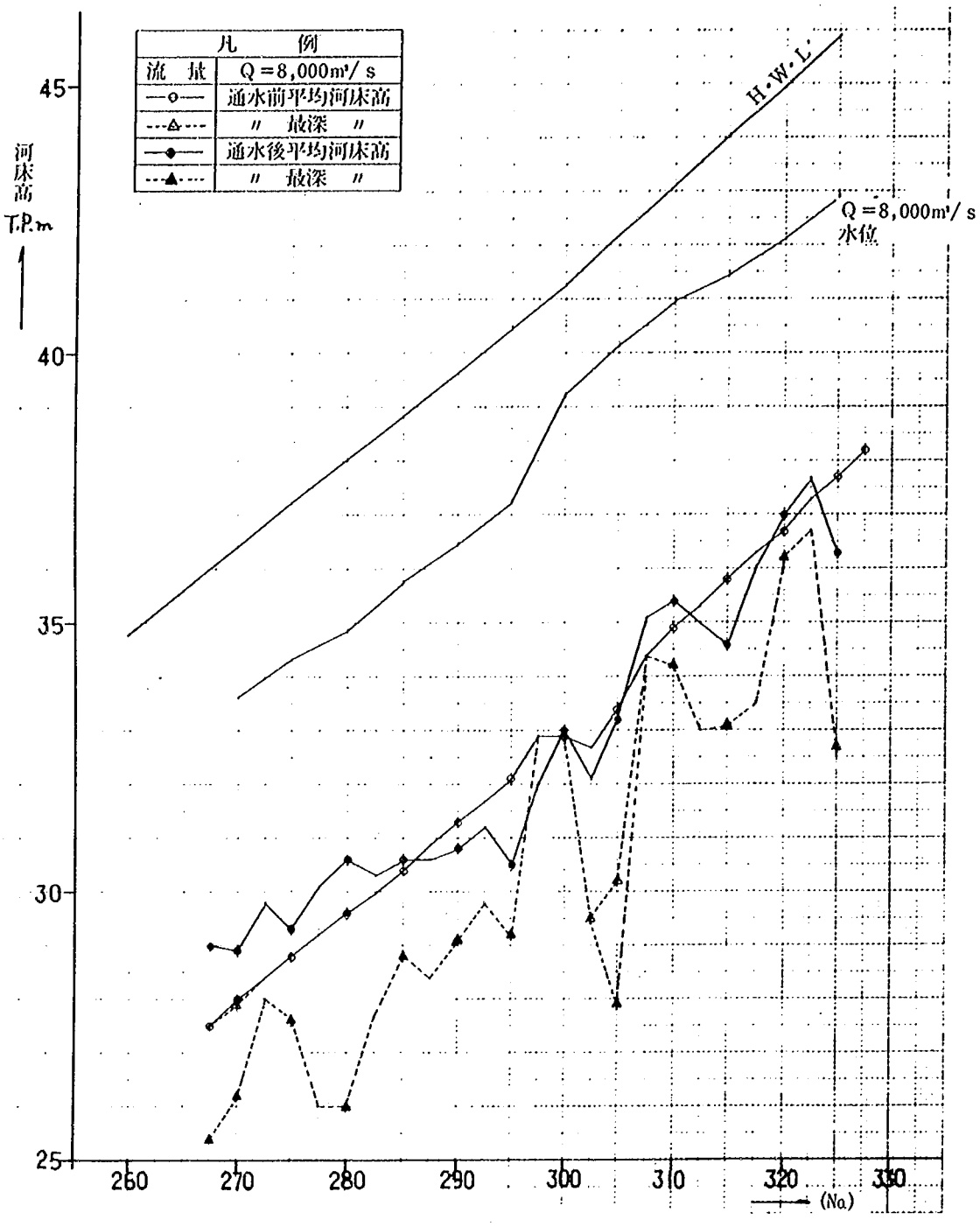
図－7.6.1　洗掘防止対策工詳細図(ケースIII－4)

(1) 水位、流況について

実験結果の水位、河床高縦断図を図－７．６．２～７．６．３に示す。これを先のケースⅢ－３に比較すると、4,000m³/ｓ時の堰上流水位はほぼ同じであり、8,000m³/ｓ時でも堰～断面No. 310間の水位が帯工の影響によって、若干上昇する傾向が見られる程度で、大きな違いは生じていない。いっぽう、流況および流速の平面分布図を図－７．６．４～７．６．５に示す。堰上流右岸側の帯工上は水制的に高くしたことによって、河岸沿いの流速はかなり小さくなっている。しかし、河道内の全体的な流況は、断面No.315～No.310間の左岸、断面No. 280右岸に主流が片寄る傾向が見られ、他は低水路内をほぼ一様な分布で流下しており、これまでの結果と大きな違いは生じていない。



図―７．６．２　水位・河床高縦断図(ケースⅢ－４－１)



図－7．6．3　水位・河床高縦断図(ケースIII－4－2)

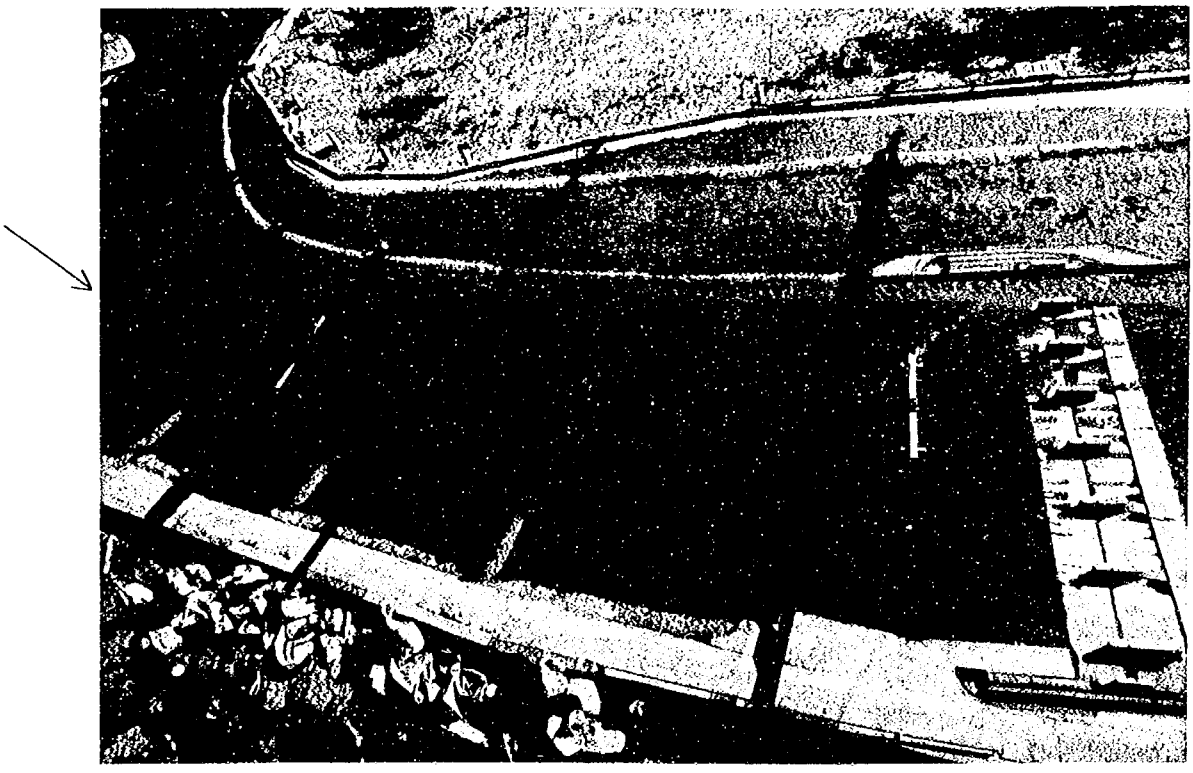
(2)　河床変動状況について

Q＝4,000m³/s、8,000m³/s通水後の河床変動平面図を図－7．6．6～7．6．7に、平均・最深河床高縦断図を先の図－7．6．2～7．6．3に示す。河床変動状況は、これまでの結果と大きな違いは生じていない。4,000m³/s時の河床変動状況は、断面No.307.5～堰地点の左岸側、断面No.290～No.280間左岸側、断面No.280～No.270河道中央、断面No.275～No.265右岸側が堆積する。したがって、堰地点付近の左岸、断面No.280左岸、断面No.267.5右岸に砂礫堆の前縁線が見られ、断面No.315～No.312.5の左岸側、および堰地点から断面No.277.5間の右岸が水衝部となり、洗掘傾向となっている。

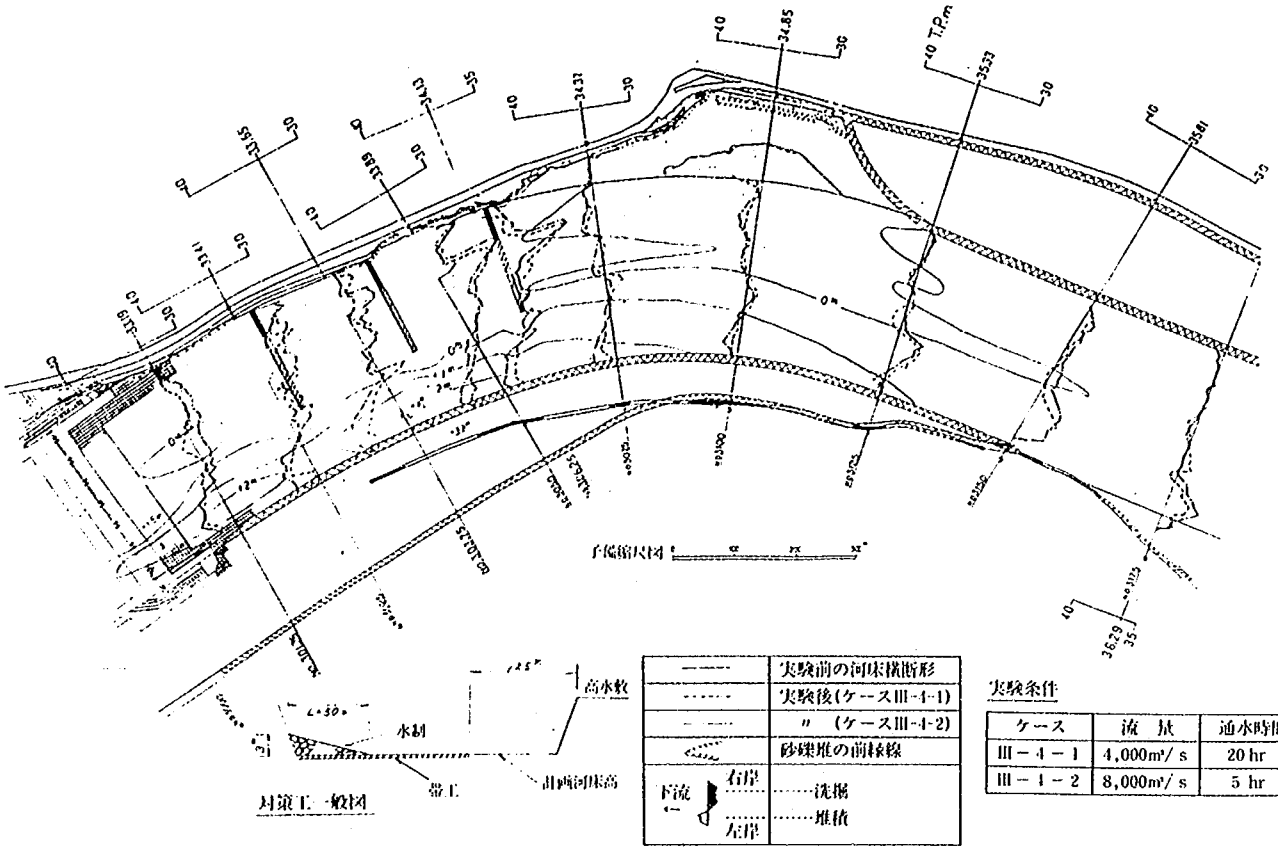
8,000m³/s通水後の河床変動状況は、堰上下流ともに4,000m³/s時における洗掘・堆積状態が若干

強調された程度で、とくに水衝部の位置が変化するような現象は生じていない。

いっぽう、堰上流部の河床変動状況は、図－７．６．８～７．６．９およびケースⅢ－４－２の状況を写真－22に示すように、帯工の右岸側を水制的に高くしたことによって、この先端部の帯工上下流の洗掘が著しい。とくに、最上流の帯工上下流が洗掘されてしまい、流れが集中することによって、左岸側に砂礫堆が形成されてしまった。流れが集中することによって、左岸側に砂礫堆が形成されてしまった。この最大堆積高は、Q＝4,000m³/ｓで断面No.303.75の左岸に約 3.3 m、堰床版上においても 1.0～2.0ｍの堆積となる。また、8,000m³/ｓ時では同様に断面No.303.75付近で約 4.3 ｍの堆積となり、堰床版上では約 1.0 ｍと堆積厚は減少するが、先のケースⅢ－３より堆積は増大してしまい、堰上流左岸側の堆砂軽減には効果的な対策とはならなかった。なお、断面No. 280 右岸側の洗掘防止対策として、４基の水制を設置したが、このときの河床変動状況を図－７．６．10～７．６．11に示す。上流側２基の水制先端の洗掘が大きく、若干問題となるが、護岸前面の洗掘防止効果は得られる結果となった。



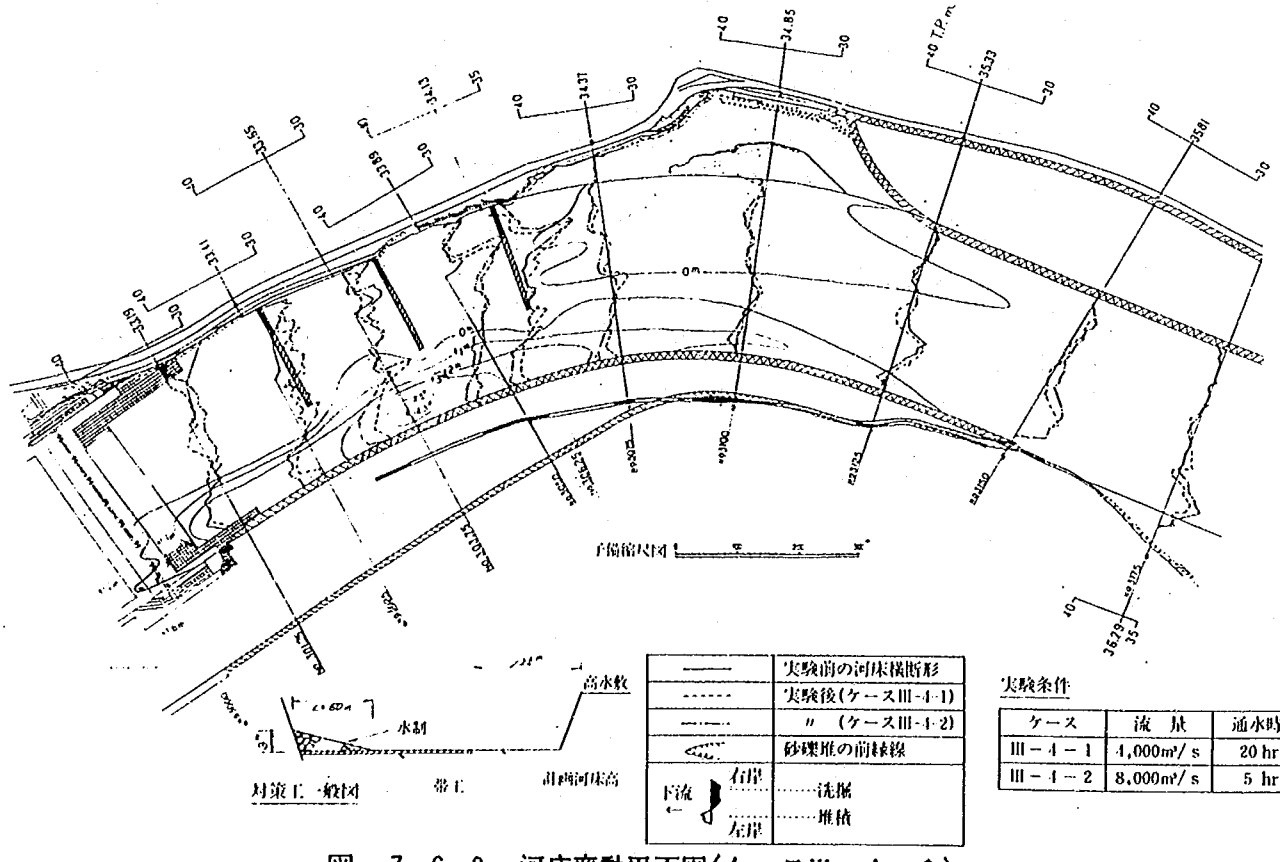
写真—22　通水後の河床変動状況(ケースⅢ－４－２)



実験条件

ケース	流　量	通水時間
III－4－1	4,000m³/s	20 hr
III－4－2	8,000m³/s	5 hr

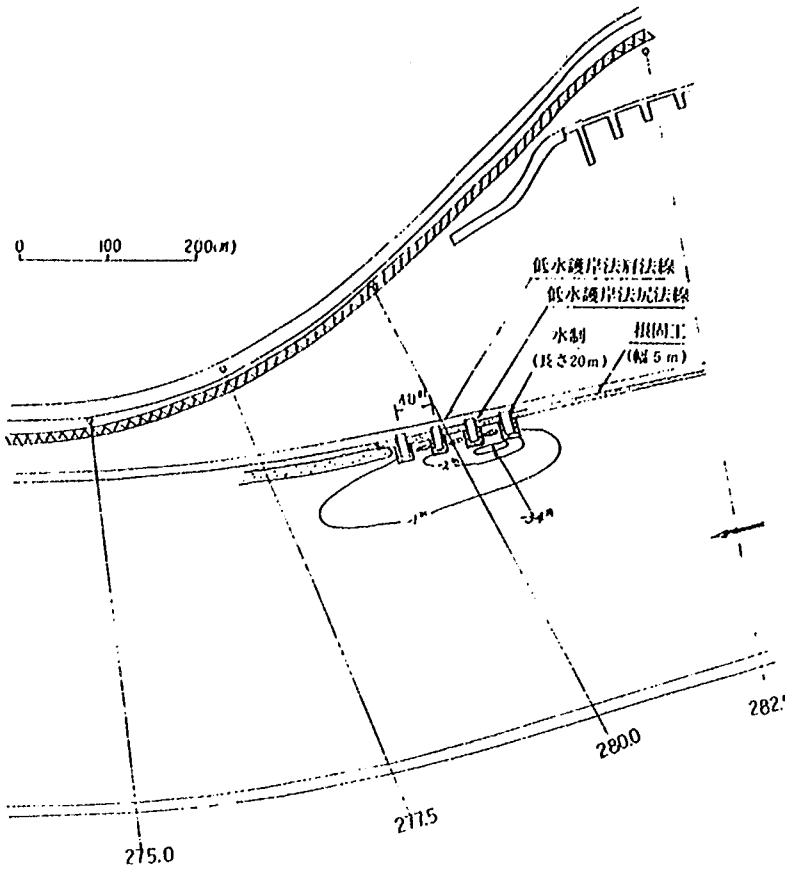
図—7.6.8　河床変動平面図(ケースIII－4－1)



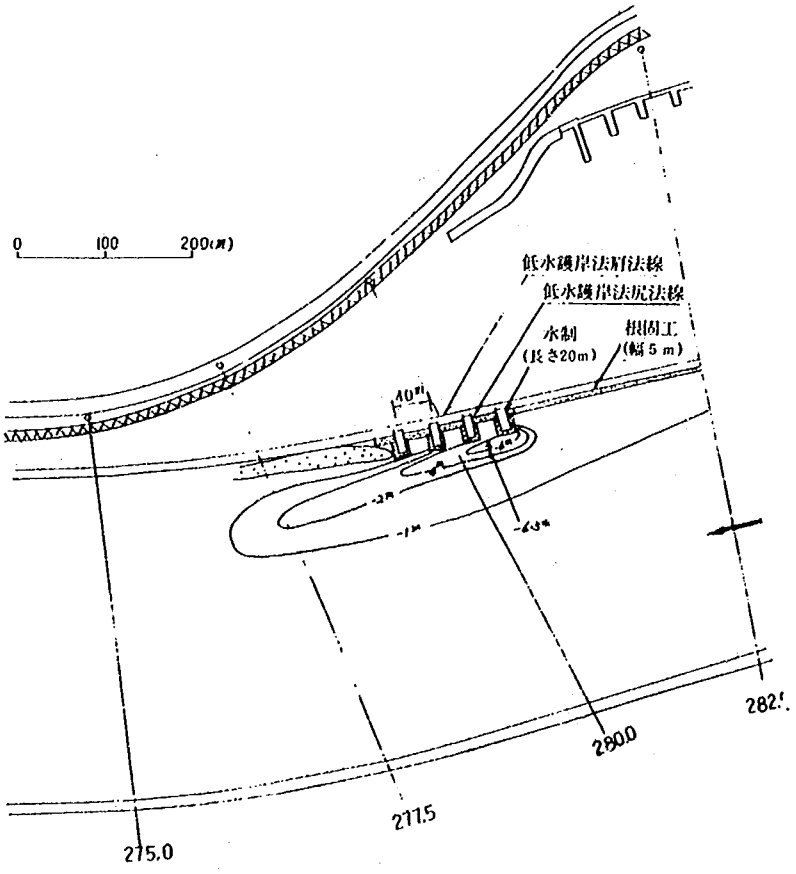
実験条件

ケース	流　量	通水時間
III－4－1	4,000m³/s	20 hr
III－4－2	8,000m³/s	5 hr

図—7.6.9　河床変動平面図(ケースIII－4－2)



図—7.6.10　洗掘防止対策工の効果(ケースIII－4－1)
(Q＝4,000m³/s)



図—7.6.11　洗掘防止対策工の効果(ケースIII－4－2)
(Q＝8,000m³/s)

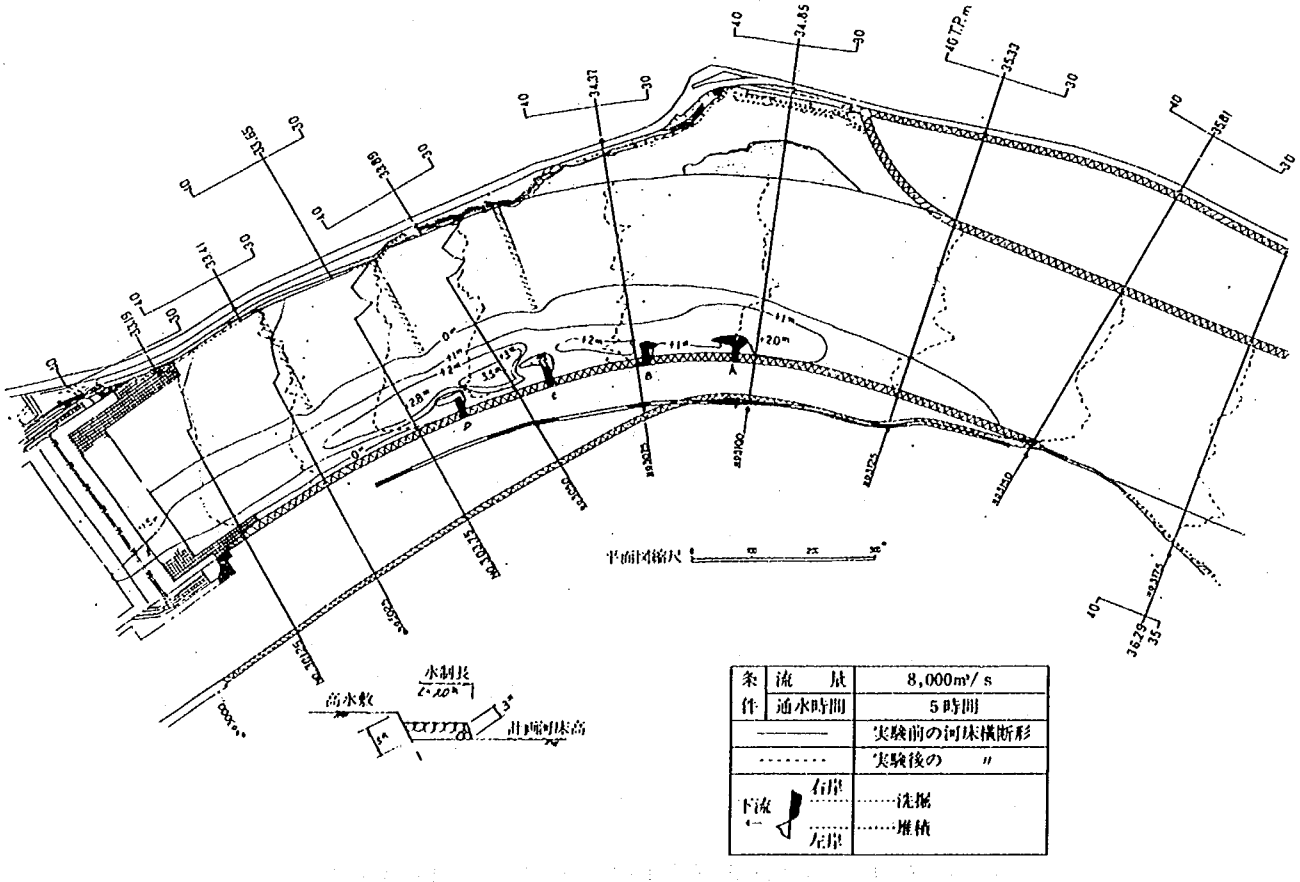
4）予備実験IIによる堆砂軽減効果の検討

これまでの検討により、堰上流右岸側に水はね的な水制を設置した場合、その先端周辺の洗掘が著しく、対岸の堆砂軽減には効果的でないことが明らかとなった。そこでより効果的な堆砂軽減策を見い出すため、さらに予備実験による検討を以下に実施した。なお、予備実験ではこれまでと同様8,000m³/s通水による検討を行った。

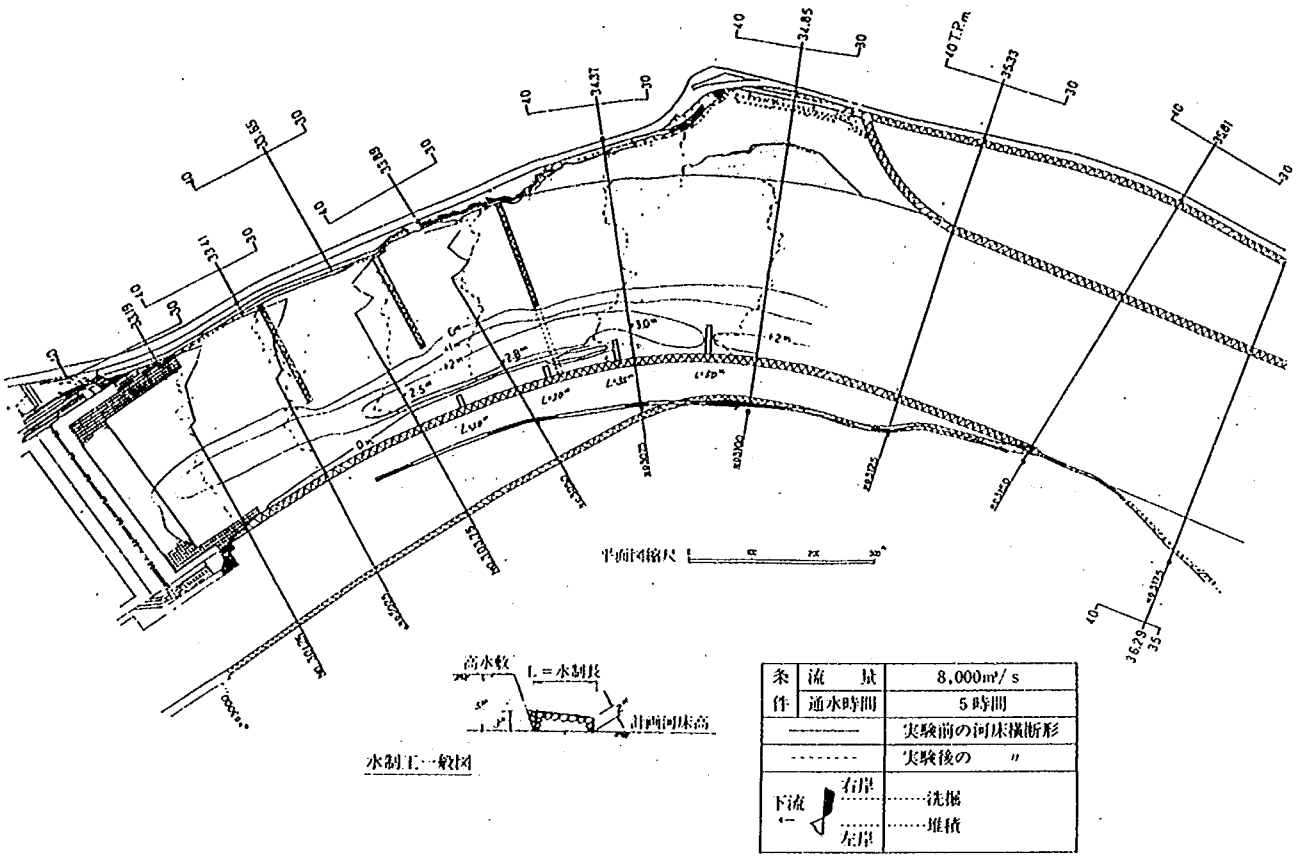
(1) 予備実験5、6

堰上流右岸側に水制を設置した場合、水制先端周辺の洗掘が著しく、そこへ流れが集中する傾向となる。そこで反対に堰上流左岸側の堆積部上流に水制を配置し、水制先端を洗掘させ、かつ流れをそこへ集中させることによって、堆砂軽減の効果が得られるかを試みた。なお、予備実験5では、水制長20m、高さを計画河床から3.0mとした水制を150m間隔に4基、予備実験6では最上流の水制長を50m、2番目を35mとして4基配置し、各水制の効果と土砂の移動状態を観察した。この結果の河床変動平面図を図－7.7.1～7.7.2に示す。

通水初期はいずれも上流側の水制先端が洗掘され、この洗掘土砂は帯工の先端付近から堰地点の中央部を通過する状況であり、左岸側の堆積は少なかった。しかし、砂礫堆の前縁線が到達すると水制先端は徐々に埋まり、予備実験5では断面No.305付近、予備実験6では上流側水制を長くしたために、断面No.307.5付近に3.0m～3.5m堆積してしまった。実験では、この水制周辺に堆積することによって、堰直上流の堆積は少ないものの、長期的にはさらに堆積してしまうものと考えられ、効果は得られないことが明らかとなった。



図－7.7.1　河床変動平面図(予備実験5)

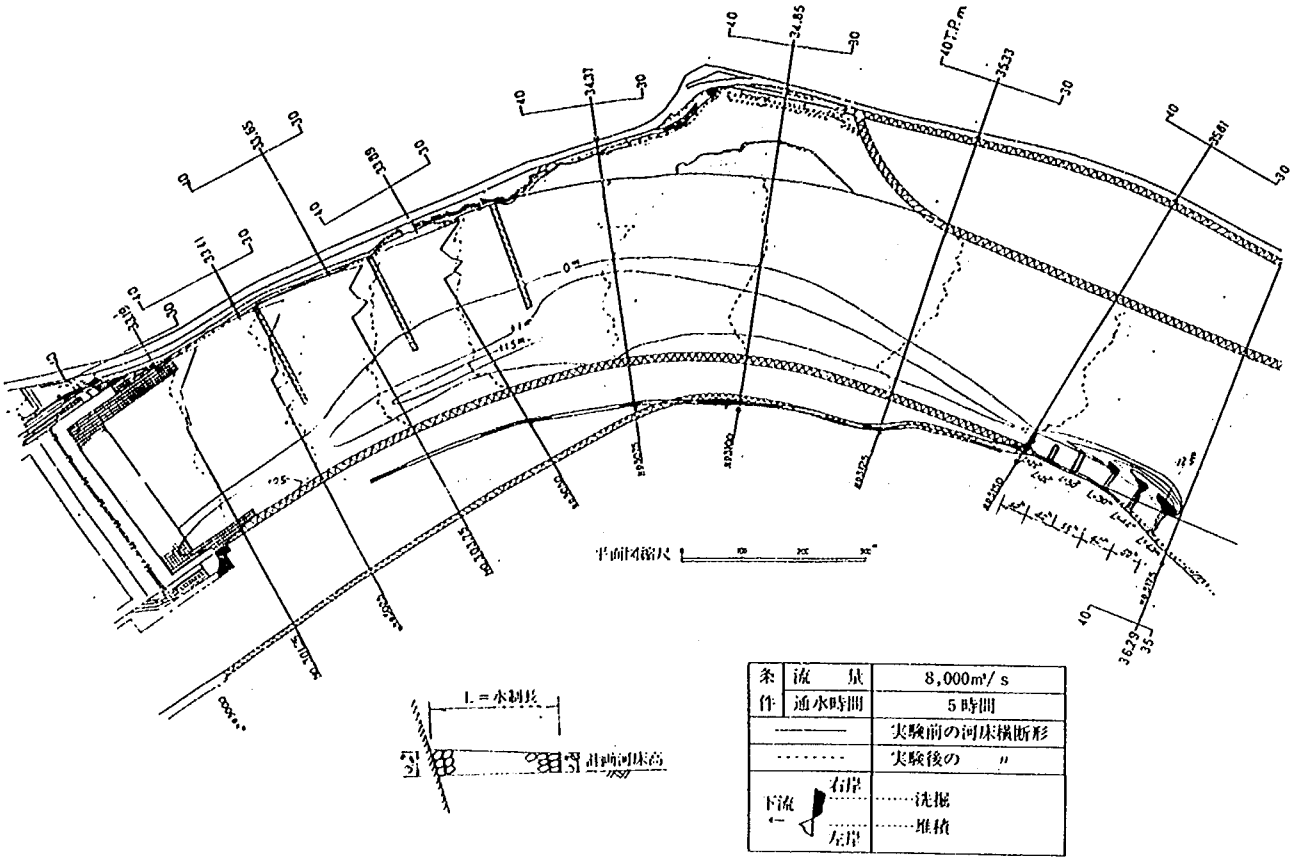


図－７．７．２　河床変動平面図(予備実験６)

(2)　予備実験７

これまで一連の予備実験の結果から、堰上流の湾曲部で水はね的な水制を配置しても、堰上流左岸の堆砂軽減には大きな効果は得られないことが明らかとなった。そこでこれまでの実験結果は、いずれも湾曲部上流の断面No.315～No.317.5付近の右岸が洗掘され、ここへ集中した流れが下流へ直進し、堰上流湾曲部の外岸側へ主流が寄る傾向となっている。このため、ここでは湾曲部上流の水衝部となる断面No.315～No.317.5間付近左岸沿いの洗掘防止、および直進する流れを早めに右岸に追いやり、流れの分散とともに、堰上流湾曲部外岸側への流れの集中を防止し、内岸側の流速を増大させようとする案について検討してみた。

堰上流３基の帯工はこれまでと同じとし、断面No.315～No.317.5間左岸に６基の水制（水制間隔Ｌ＝25～42ｍ）を設置した河床変動平面図を図－７．７．３に示す。上流左岸側の水制によって、断面No.315～No.312.5付近の右岸側の流れが速くなり、堰上流の湾曲部内岸側となる左岸の流速も若干大きくなって、断面No.305付近から下流に比較的一様な流れとなった。このため堰護床工下流では、これまで右岸側で洗掘傾向が強かったが、この問題もかなり緩和される結果が得られた。また、水制の設置により、湾曲部内岸の上流側で堆積領域が増加したものの、最大堆積厚は1.5ｍ、堰床版付近の堆積は0.5ｍ以下となり、堆砂軽減策として、かなり効果的な結果が得られた。



図－７．７．３　河床変動平面図(予備実験７)

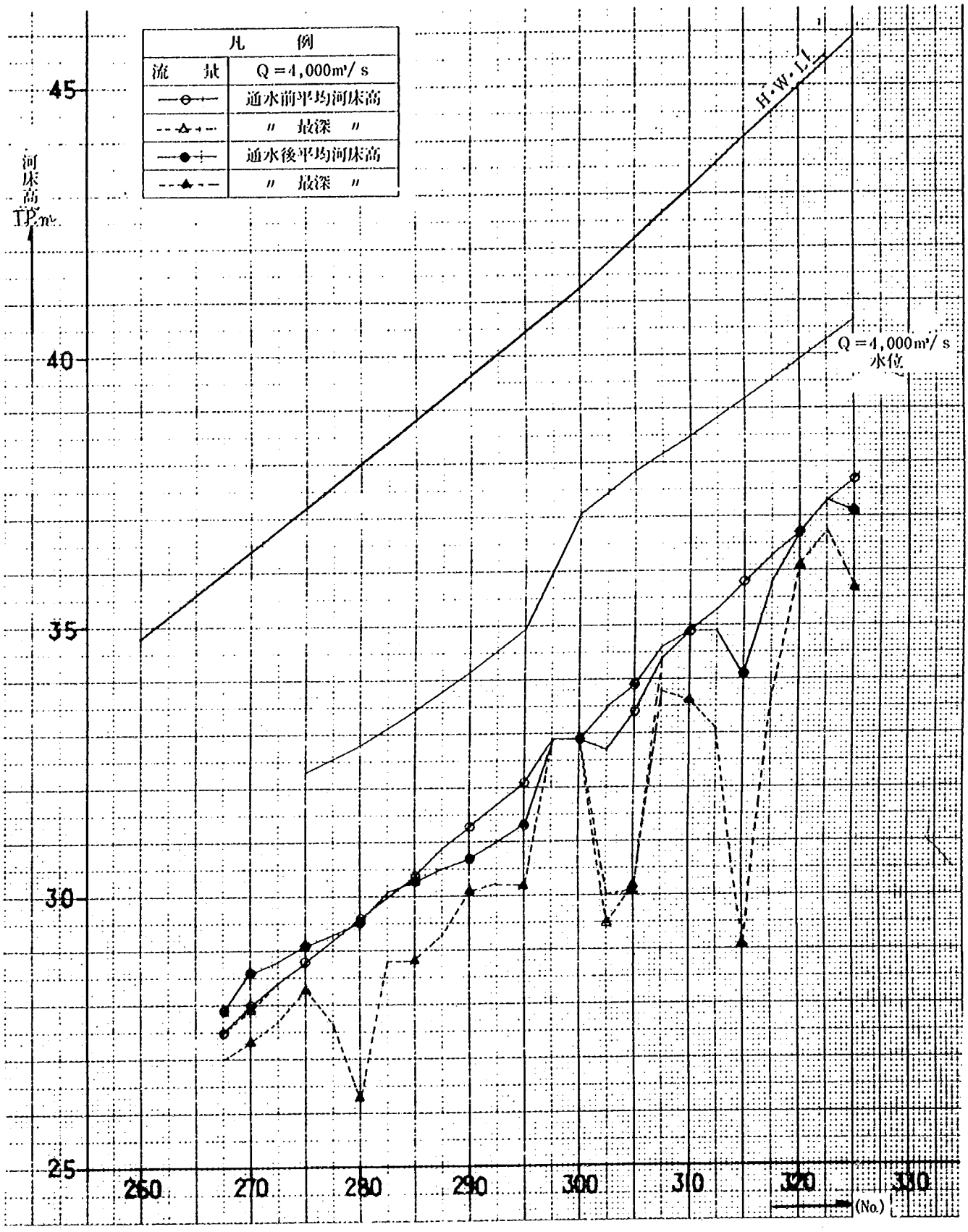
５）対策案Ⅲの検討（ケースⅢ－５－１～Ⅲ－５－３）

予備実験７の結果から、堰上流に３基の帯工を設置し、さらに断面No.315～No.317.5間付近左岸に水制を設置することによって、堰上流左岸の堆砂軽減効果が大きいことが明らかとなった。ここでは予備実験７の結果では、水制間隔が若干狭いように見受けられたので、水制間隔を広げ、かつ水制を若干長くして対策案実験を実施した。なお、帯工は予備実験７において、先端付近に堆積が生じていたので、、下流側帯工２基については、これまでより長さを25ｍ短くし、右岸側から 150 ｍとした。さらに先の実験Ⅲ－４において、断面No. 280 付近右岸側低水護岸前面の洗掘対策として、水制４基を設置したが、上流側水制周囲の洗掘がやや大きいため、この上流側に長さ20ｍの水制を１基増設してその効果も検討した。

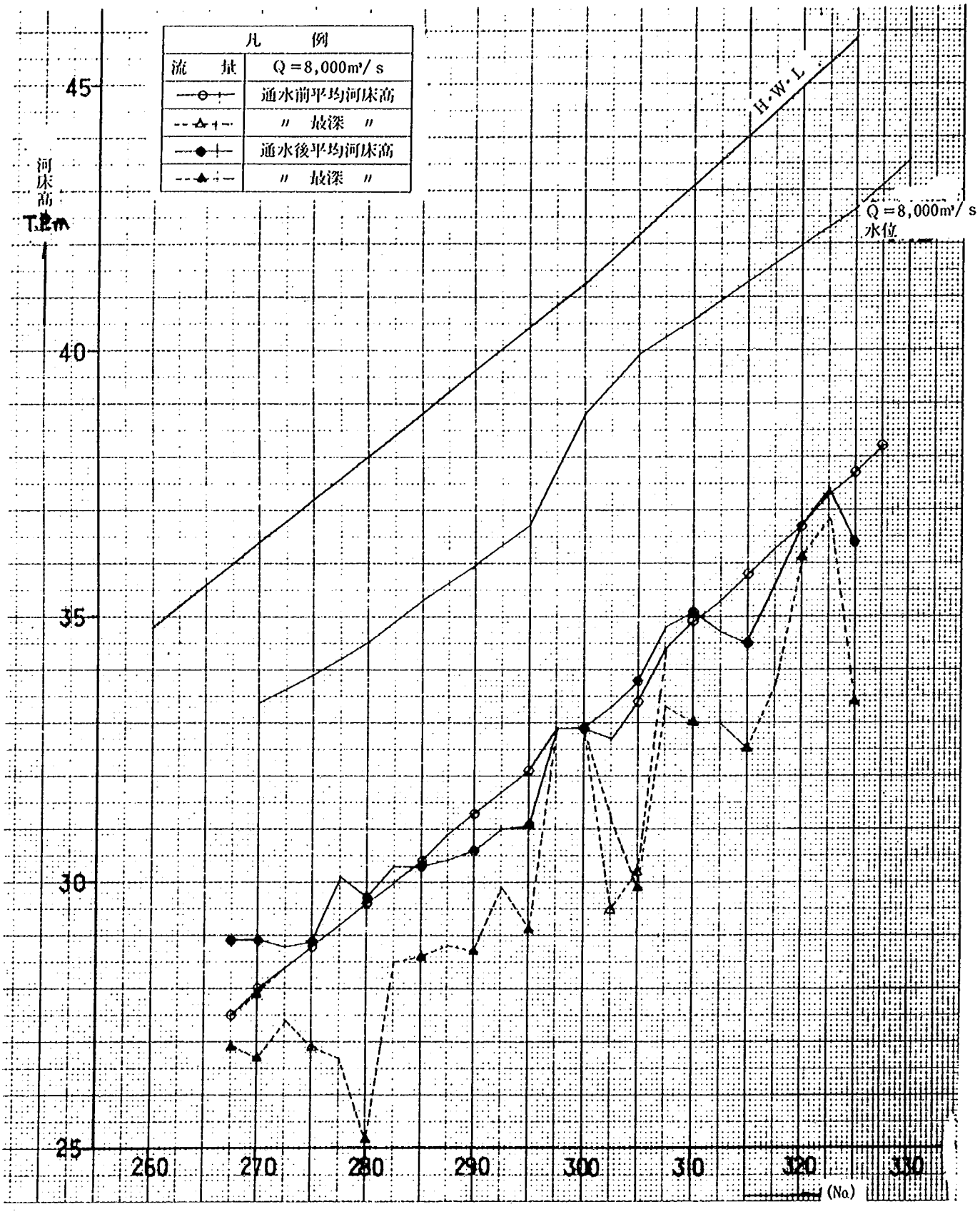
(1)　ケースⅢ－５－１～Ⅲ－５－２　(Q＝4,000m³/ｓ、8,000m³/ｓ定流の検討)

①　水位、流況について

実験結果の水位縦断図を図－７．８．１～７．８．２に示す。Q＝4,000m³/ｓ、8,000m³/ｓともに先の対策案Ⅱ（ケースⅢ－４）と水位はほぼ同じであり、有意な差は生じていない。なお、断面No. 300 と断面No. 295 間は上下流に対して水面勾配が急になっており、この原因は断面No. 300 地点の水位が堰直上流であるため、堰柱による水位上昇の影響があるものと考えられる。



図—7．8．1　水位・河床高縦断図（ケースIII－5－1）



図—7．8．2　水位・河床高縦断図(ケースIII－5－2)

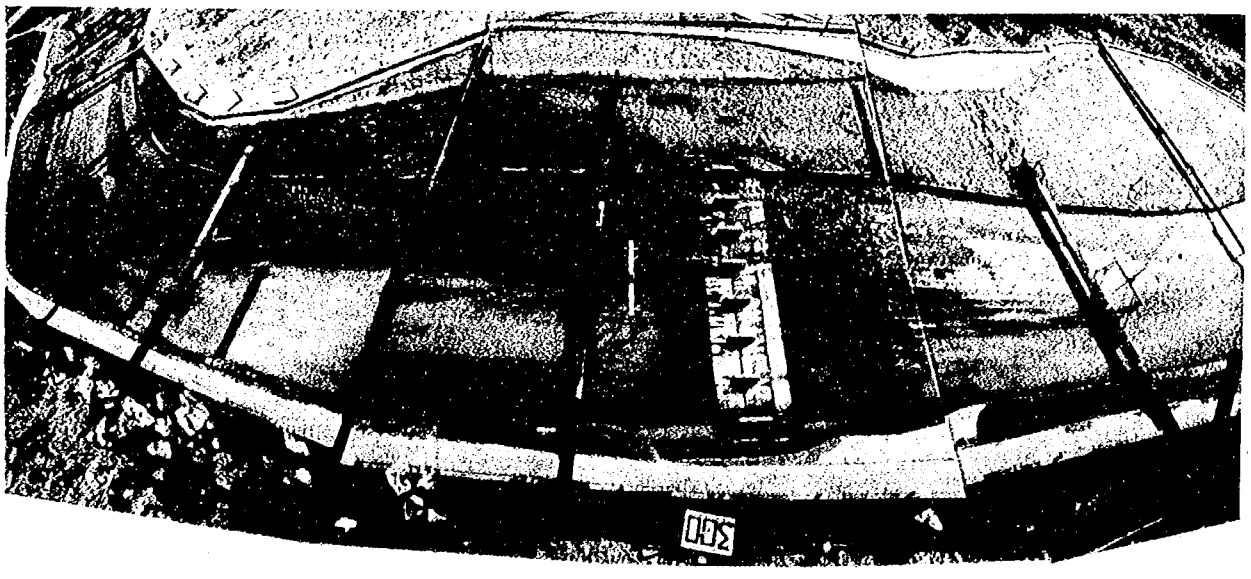
いっぽう、河道内の全体的な流況は、図－７．８．３～７．８．４の流況図に示すように、主流部はQ＝4,000m³/ｓ時が約4.0ｍ/ｓ、8,000m³/ｓ時は約5.0ｍ/ｓ前後の流速で低水路を流下する。このとき断面No. 280付近で右岸側に主流が片寄る傾向は、先の対策案IIの結果と同じであるが、堰上流の断面No.315～No.310間付近は水制の効果によって、主流部が低水路中央に移り、堰地点上下流付近もより一様な流れとなっているようである。

② 河床変動状況について

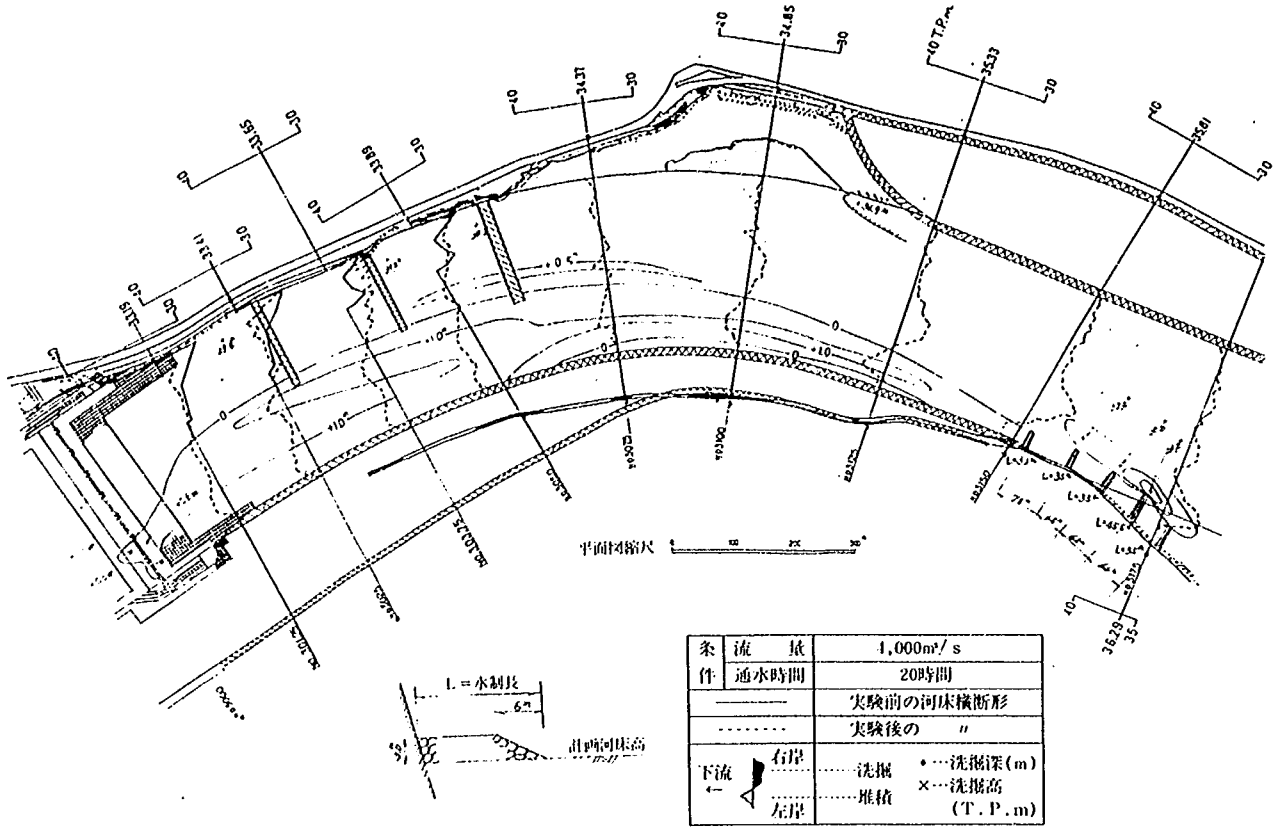
通水後の河床変動平面図を図－７．８．５～７．８．６に、ケースIII－５－２の河床状況を写真－23に、平均・最深河床高縦断図を先の図－７．８．１～７．８．２に示す。

4,000m³/ｓ通水後の河床変動状況は、断面No. 315～堰地点の左岸側、断面No.287.5～No.277.5間左岸側、断面No.275～No.265間右岸側が堆積傾向となり、反対に水衝部となる断面No.317.5～No.315間の水制先端部、堰地点～断面No. 280間右岸側が洗掘傾向となる。さらに8,000m³/ｓ通水後は、4,000m³/ｓ時に対して洗掘および堆積量が若干増大する程度で大きな違いは生じておらず、水衝部位置が変化するようなこともないようである。

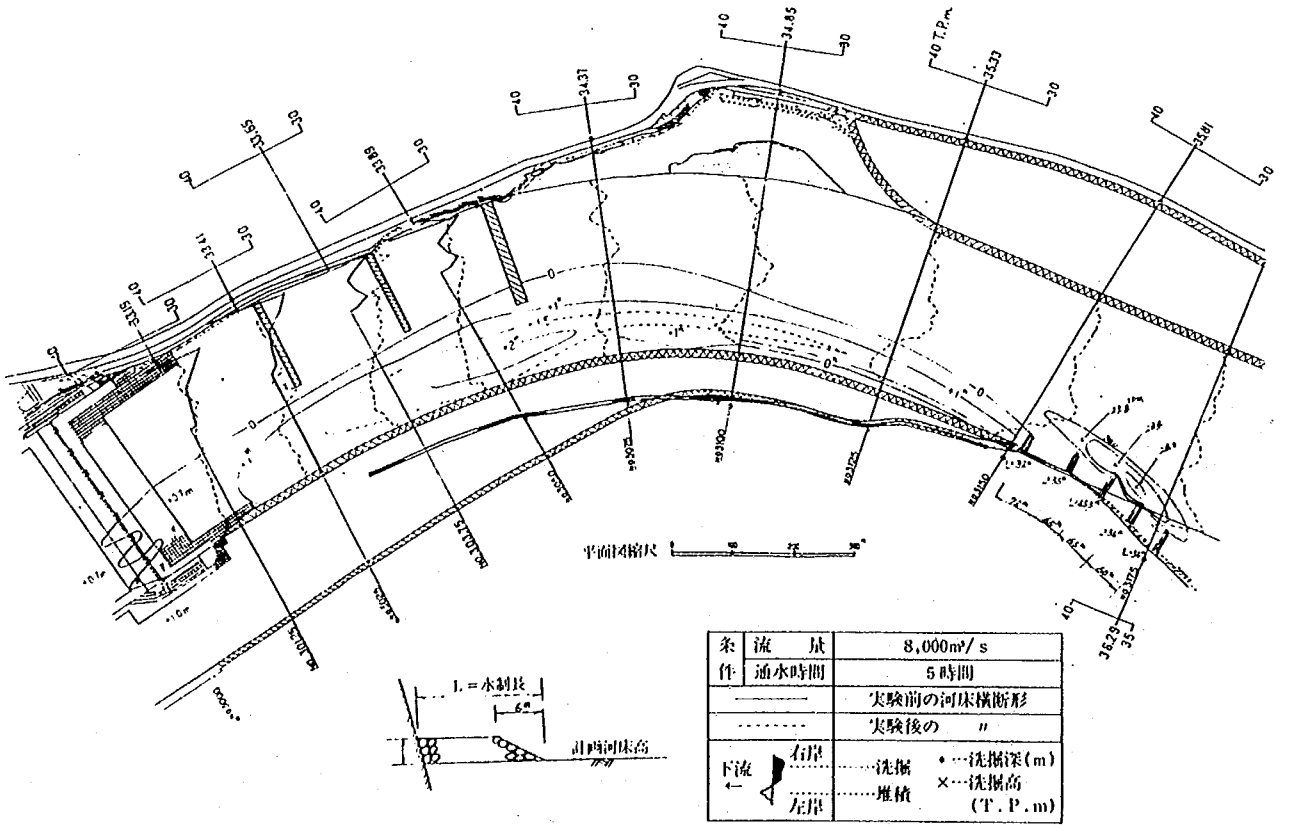
堰上流部の河床変動の詳細は図－７．８．７～７．８．８に示すように、帯工および水制の設置により、予備実験７と同様に堆積量はかなり軽減する結果が得られた。Q＝4,000m³/ｓ、8,000m³/ｓ時とも断面No.315～No.317.5間左岸の水制によって、その下流は河道中央付近が主流となり、水制下流の左岸側は堆積状態となる。しかし、堰上流左岸側の堆積厚は、この水制および帯工の整流効果によりかなり減少している。最大堆積位置は4,000m³/ｓ、8,000m³/ｓ時とも断面No.305付近に生じており、4,000m³/ｓ時の堆積高は最大約1.5ｍ、堰床版付近で約1.0ｍとなっている。なお、この4,000m³/ｓ通水初期において、３基の帯工のうち下流側２基の帯工の先端周囲が洗掘され、この土砂によって堰床版上の堆積が助長されていることも考えられる。したがって、帯工先端付近は上流からの流送土砂の到達によって、埋め戻されるものの、帯工の長さは175ｍが最適であると考えられる。いっぽう、8,000m³/ｓ時の堆積高は最大約2.0ｍとなり、堰地点では掃流力が増大することによって、床版上の土砂は流送され、約0.5ｍ以下に減少する。



写真—23　通水後の河床変動状況（ケースIII－５－２）

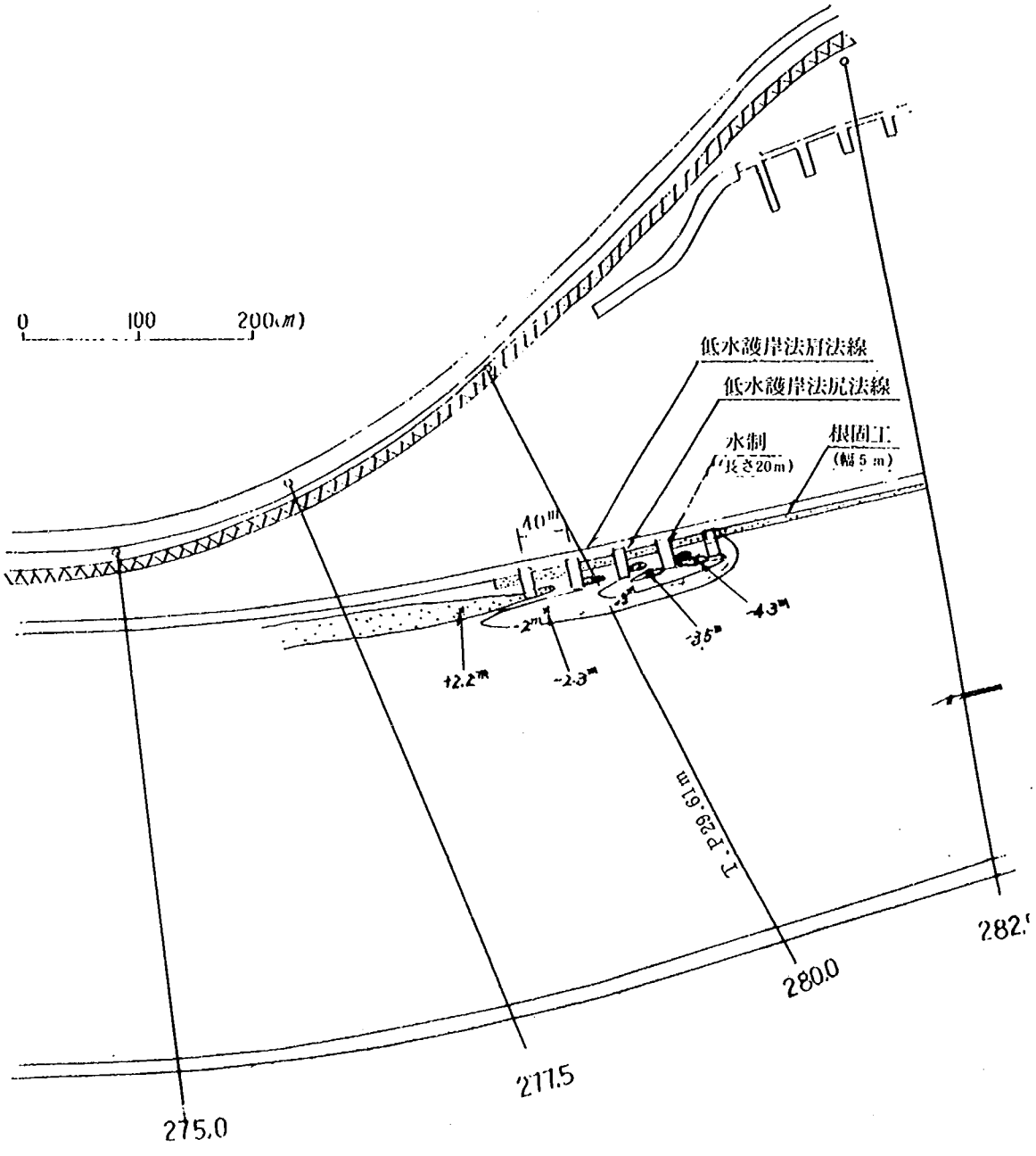


図—7.8.7　河床変動平面図(ケースIII－5－1)

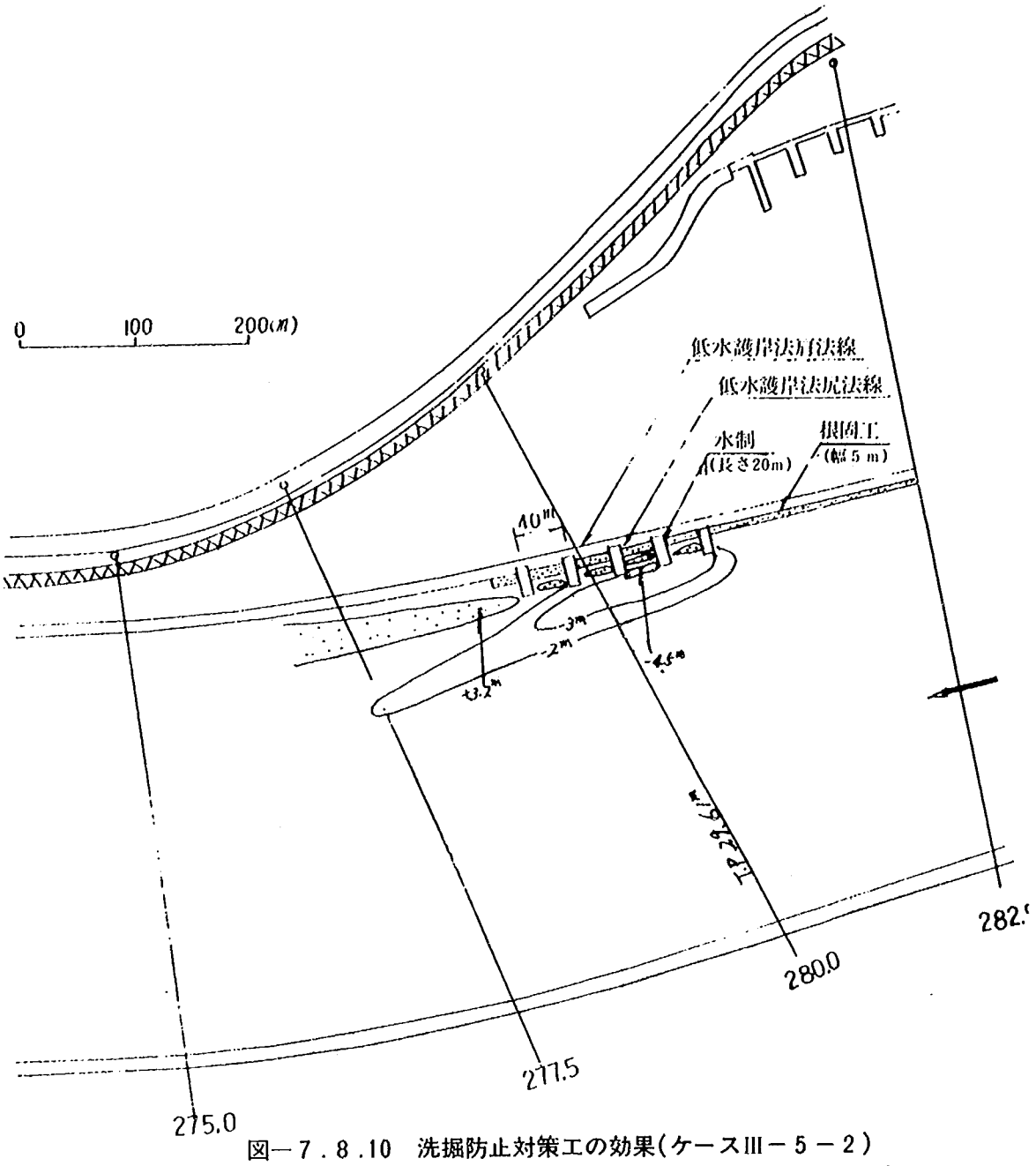


図—7.8.8　河床変動平面図(ケースIII－5－2)

以上の結果より、堰上流の湾曲部内岸側（左岸）の堆砂軽減策として、帯工を３基設置し、さらに湾曲地点上流左岸に水制を設置することによって、堰上流の堆砂量は半減することが明らかとなった。また、断面No.280付近右岸側の低水護岸前面の洗掘対策として、水制５基を設置した結果を図－７．８．９～７．８．10に示す。水制先端付近の洗掘領域および洗掘深とも先のケースIII－４より軽減され、護岸前面の洗掘防止にも効果的な結果が得られた。



図—７．８．９　洗掘防止対策工の効果（ケースIII－５－１）
（Q＝4,000㎥/ｓ）



図－７．８．10　洗掘防止対策工の効果(ケースIII－５－２)
(Q＝8,000m³/s)

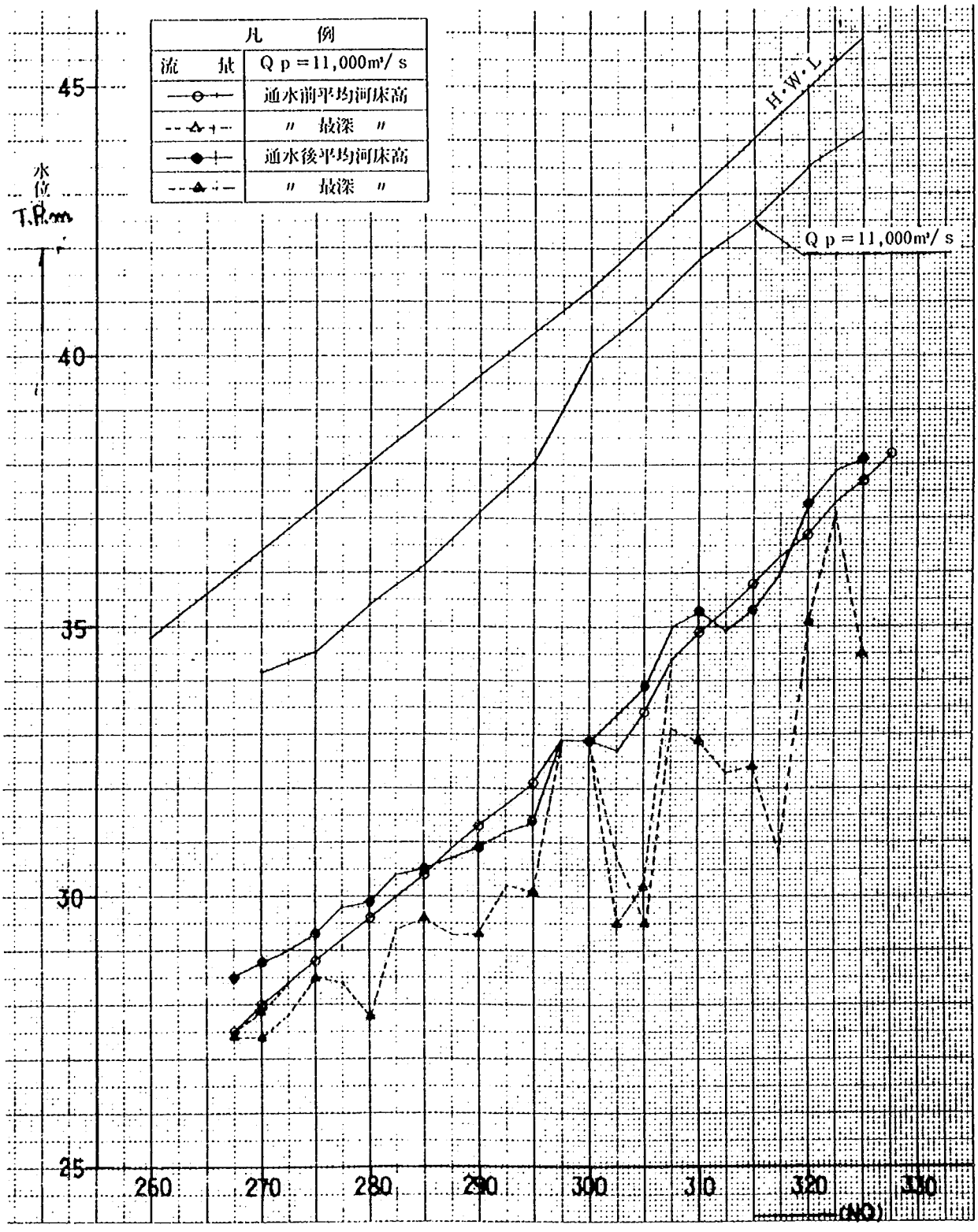
(2)　ケースIII－５－３　(Qp＝11,000m³/s、不定流による検討)

この実験は、計画ハイドログラフ（Qp＝11,000m³/s）の不定流を通水したとき、帯工と水制の対策による堰上流左岸の堆砂軽減効果、および堰地点左岸の高水敷保護工の必要性や水理現象について検討したものである。なお、堰上流の帯工は、先の4,000m³/s定流（ケースIII－５－１）の検討で、通水初期に下流側２基の帯工先端が洗掘傾向となるため、３基とも右岸側から 175 mの長さとした。さらに、4,000m³/s時では湾曲部上流左岸に設置した水制の水はね効果が若干小さいためか、水制下流の湾曲部上流内岸側の堆積がやや少ない。このため、堰地点から上流左岸の堆砂軽減の効果が小さいのではないかと考え、水制を下流側に１基増設し、さらに下流側水制の長さも若干長くした。

①　水位、流況について

各測点の水位時間変化図を図－７．８．11に、ピーク水位縦断図を図－７．８．12に示す。堰付近から上流で高水敷上に水位が乗る流量は約7,000m³/s付近であり、流量ピーク時では高水敷上の水深は約

2.0mとなる。流量ピーク時の水面勾配は、断面No.330～No.305間の堰上流側が約1/610、堰地点付近は約1/400と急になり、その下流側は約1/600であり、先の計画河道時のケースII－1－1の結果と水位、勾配ともほぼ同じである。



図－7．8．12　水位・河床高縦断図(ケースIII－5－3)

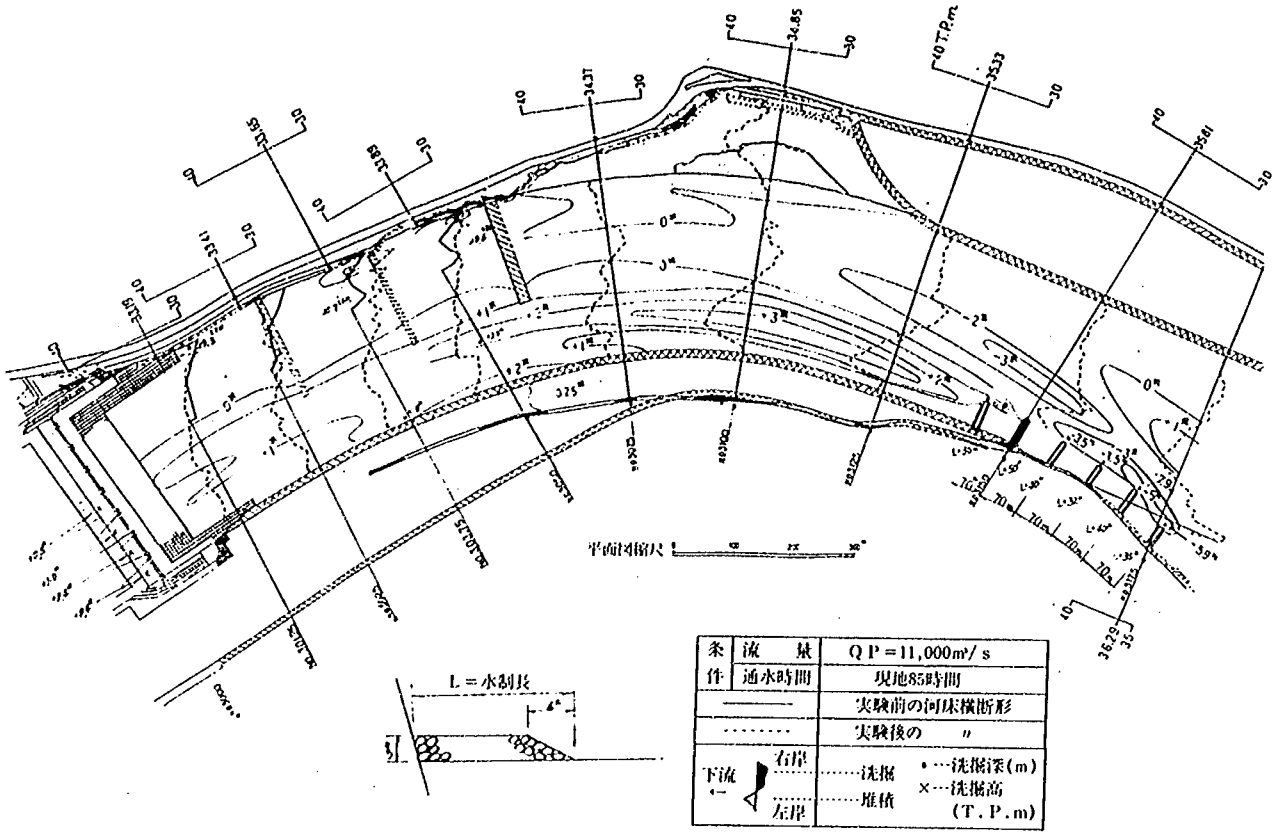
このピーク流量時付近の流速の平面分布と流況は図－７．８．13に示すように、断面No. 315 付近で主流部が若干左岸側に寄る傾向となるが、他はほぼ低水路内を一様に流下する。この低水路内主流部の流速は6.0ｍ／ｓ前後であり、縦横断的にもこの流速が変化しているような箇所は生じていない。また、堰地点から上流左岸側における高水敷上の流れは、断面No. 310 付近で約2.5ｍ／ｓ、堰地点付近で約2.2ｍ／ｓの流速となるものの、この流れによって、高水敷上の河床が変化するようなこともなく、とくに問題となるような現象も見受けられない。堰下流側における高水敷上の流れもとくに問題はないが、右岸側高水敷の流れは断面No. 277.5 付近で低水路へ流入するため、この付近の高水敷上は流れの集中によって、若干洗掘傾向となるので配慮が必要であろう。

② 河床変動状況について

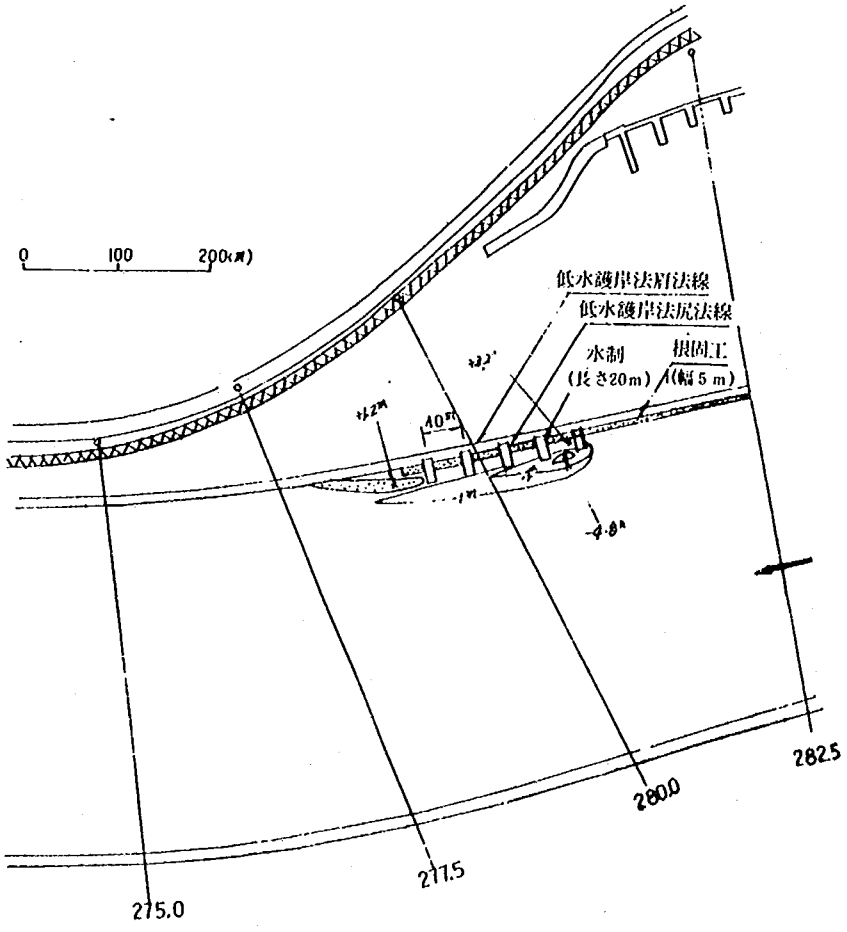
通水後の河床変動平面図を図－７．８．14に、平均・最深河床高縦断図を先の図－７．８．12に示す。河道内の全体的な変動状況は、堰上下流とも先の8,000m³／ｓ定流時（ケースⅢ－５－２）と非常に類似する結果が得られた。したがって、これまでにも述べたように、流量規模によって水衝部の位置や洗掘、堆積領域が大きく変化するようなことはないようである。ただし、堰護床工直下流の左右岸沿いは、流量規模の増大によって局所洗掘を受ける傾向となるため、護岸前面に根固工等の対策を考慮する必要があろう。

堰上流の河床変動状況は、通水開始後から8,000m³／ｓ時付近までは左岸側の堆砂量が少なく効果的であったが、流量の増大に伴って、湾曲部上流左岸側の水制下流～断面No. 307.5 間の堆積が徐々に増加した。この通水後における堰上流部の河床変動状況を図－７．８．15に示す。水制下流側の堆積領域が先の8,000m³／ｓ定流時より増大し、堆積高も最大3.0 ｍとなってしまった。このため、湾曲部内岸側の下流にまでこの砂礫堆が前進し、この付近の堆砂量も増加している。したがって、この実験では下流側２基の水制が長かったため、この水制下流側の堆積量が多くなりすぎたようであり、流量規模によっても効果的な水制配置は若干異なるようであった。なお、この下流側２基の水制長は35ｍ程度の方が堰上流左岸側の堆砂軽減には効果的であったと考えられる。

いっぽう、堰下流側の断面No. 280 付近の左岸にはいずれの場合も砂礫堆の前縁線が到達し、反対の右岸側低水護岸前面は洗掘傾向となる。この洗掘対策として、先の定流実験と同様に５基の水制（長さ20ｍ、間隔40ｍ）を設置した結果を図－７．８．16に示す。この実験でも上流側水制先端付近は洗掘を生じているが、護岸前面の洗掘防止効果は得られることが明らかとなった。



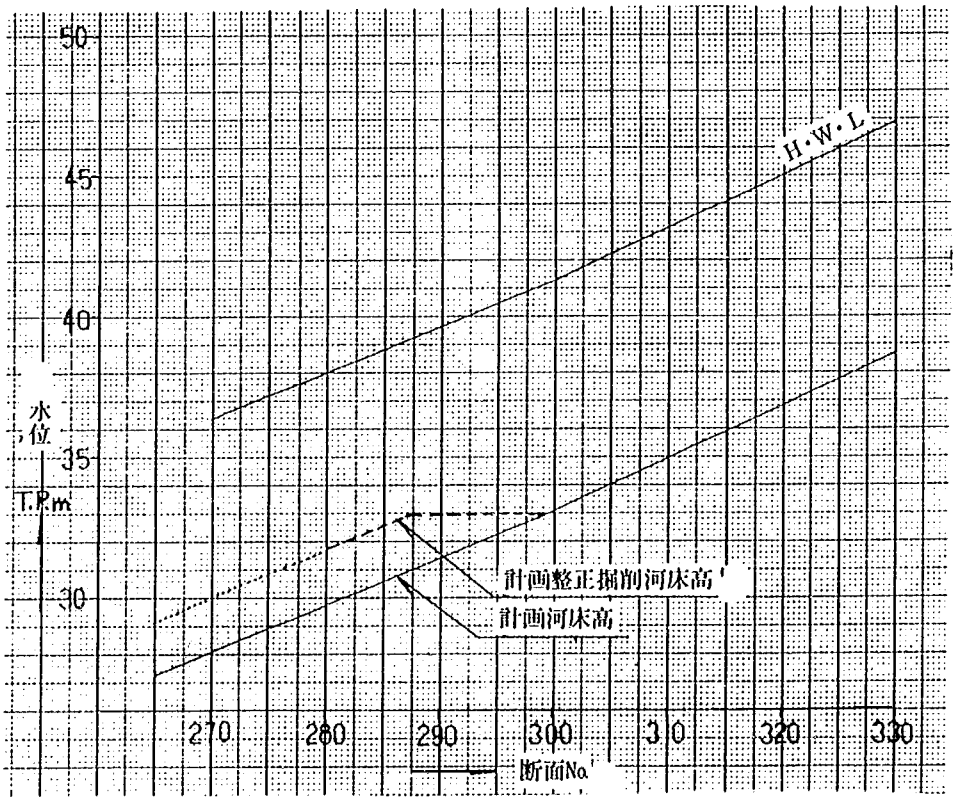
図—7.8.15　河床変動平面図(ケースIII－5－3)



図—7.8.16　洗掘防止対策工詳細図(ケースIII－5－3)
(Qp＝11,000m³/s)

7－3－4　水制配置による堆砂軽減効果の検討

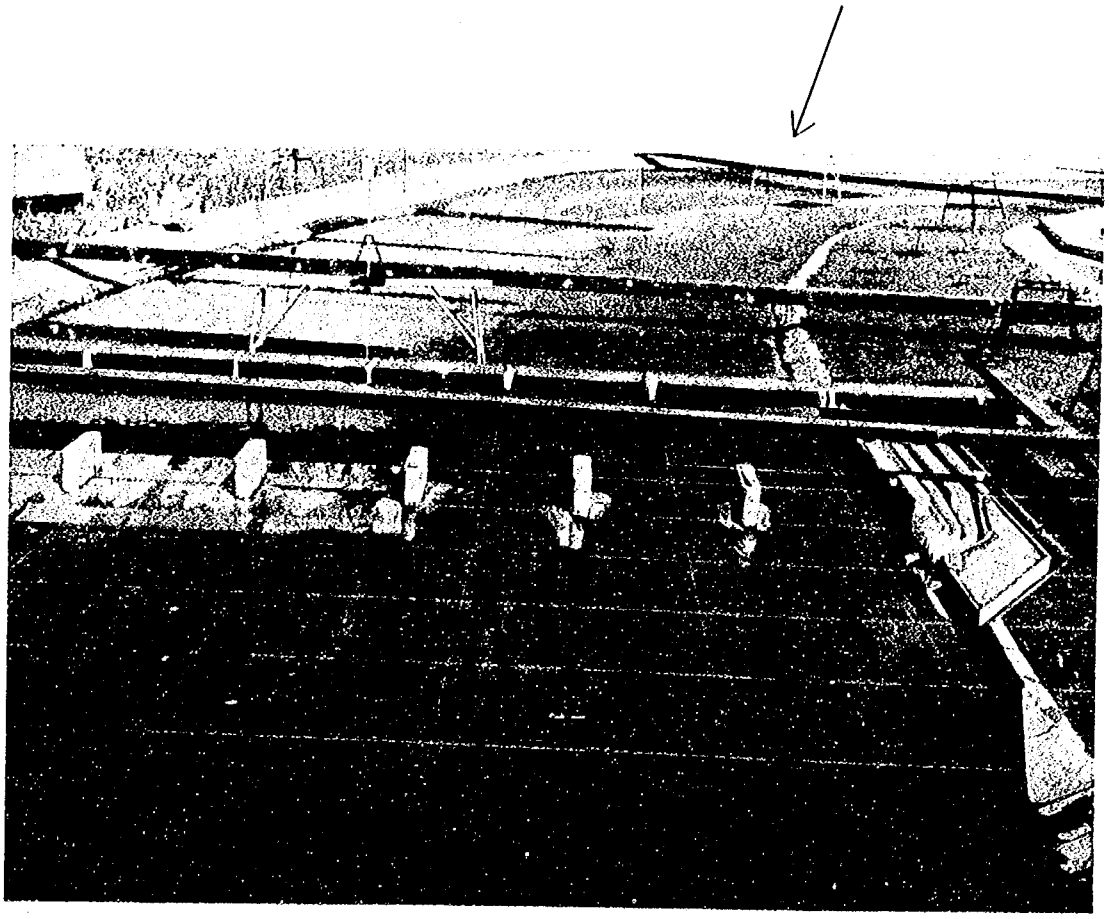
堰上流左岸の湾曲部内岸側における堆砂軽減策として、3基の帯工を設置し、さらにこの湾曲地点上流左岸側に水制を設置する案が比較的効果の得られることが明らかとなった。この湾曲地点上流の水制は、湾曲部上流の内岸側を主流が直進するのを防止し、流れを早めに外岸側に追いやって帯工とともに整流させ、湾曲部外岸側で極端に片寄った流れが生じないようにしたものである。このことは、水制によって湾曲部の曲り角を小さくし、砂礫堆と河道の湾曲部とによる水流の集中を相殺させることによって、河床を平坦にさせ、かつ大きな深掘れを生じさせないことをねらったものである。しかしながら、これまでの実験結果で見られるように、流量規模によって水制から下流付近の堆砂領域も若干異なるため、堰上流左岸側の堆積を完全に防止することは困難である。よって、ここでは水制設置位置の違いによる対策効果を把握し、流量規模に対する効果的な水制配置を検討するとともに、発生頻度の高い中小洪水に対する効果的な対策法を見い出そうとするものである。なお、堰完成後の河道形状は、堰上下流とも計画河床高に掘削した形状に対してこれまで検討してきた。しかし、堰下流部は砂利採取規制高とする整正掘削河道までしか改修工事は行わないことが明らかとなったため、この実験での堰下流側は、図－7．9．1に示す砂利採取規制高縦断形の河床高とした検討を実施した。この砂利採取規制高は、現況河道時の低水路平均河床高とほぼ同じであることから、模型下流端水位は、図－4．2の現況河道のH～Q曲線を用いて設定した。



図－7．9．1　砂利採取規制高縦断図

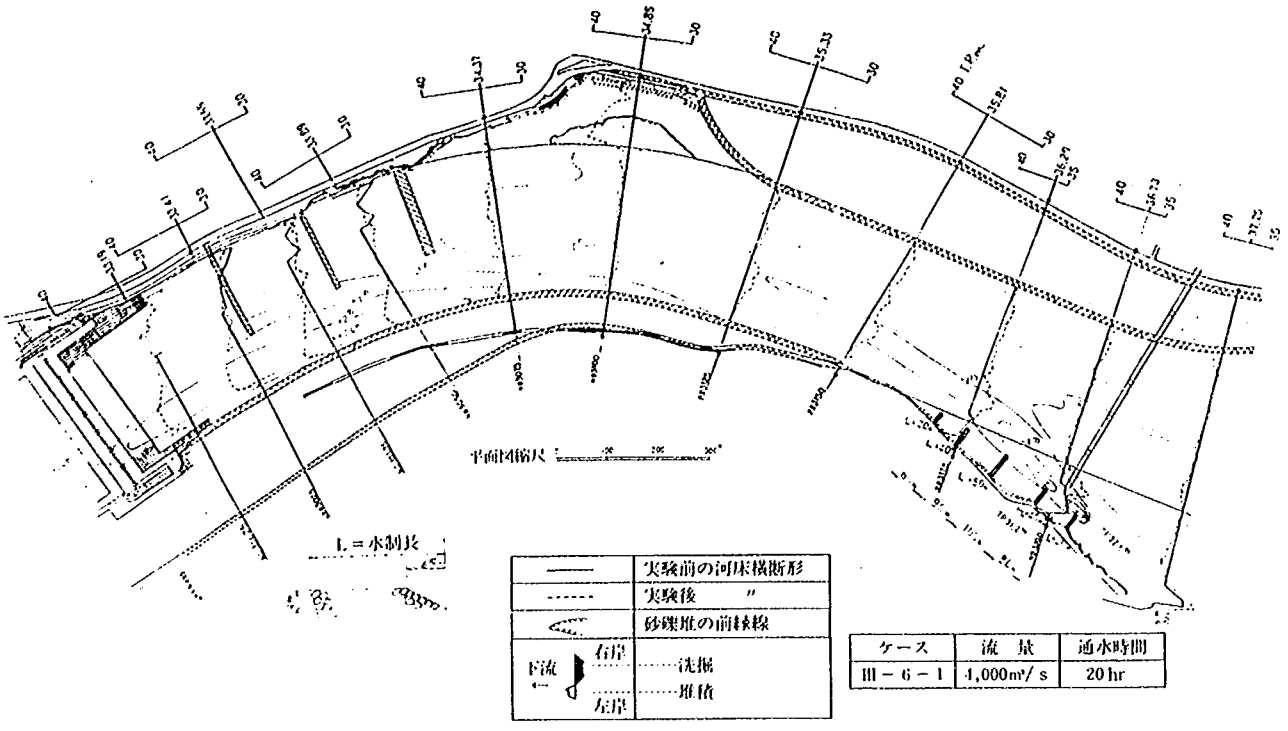
1）水制上流案の検討（ケースIII－6－1、III－6－2）

堰上流に設置した3基の帯工は、先のケースIII－5－3と同じとし、湾曲部上流左岸の水制設置位置をケースIII－5で検討した場所より、上流に設置したときの効果を把握した。水制は断面No.317.5～No.320間付近左岸に5基設置した。この水制配置形状とともに、Q＝4,000m³/s、8,000m³/s通水後の堰上流部の河床変動平面図を示したのが図－7.9.2～7.9.3である。この結果は、水制位置が上流の低水路幅がやや広い場所であるため、水はね効果は少なく、Q＝4,000m³/s、8,000m³/sとも湾曲部上流の断面No.312.5～No.315付近の左岸寄りが主流部となり、そのまま直進して堰上流湾曲部の外岸側へ流れが集中する傾向となる。このため、湾曲部下流の内岸側となる断面No.305付近から堰地点間左岸の堆積が著しい。Q＝4,000m³/sの最大堆積厚は断面No.303.75地点で約2.9mに達し、堰床版上にも1.5m～2.0mの堆積が生じる。また、Q＝8,000m³/sでは写真－24にも示すように堆積、洗掘量とも4,000m³/s時より若干増大する程度で大きな違いは生じなかった。堰上流左岸の最大堆積厚は断面No.303.75で約3.0mとなり、堰床版上では掃流力の増大によって、堆積厚は1.0～1.5mと若干減少する。



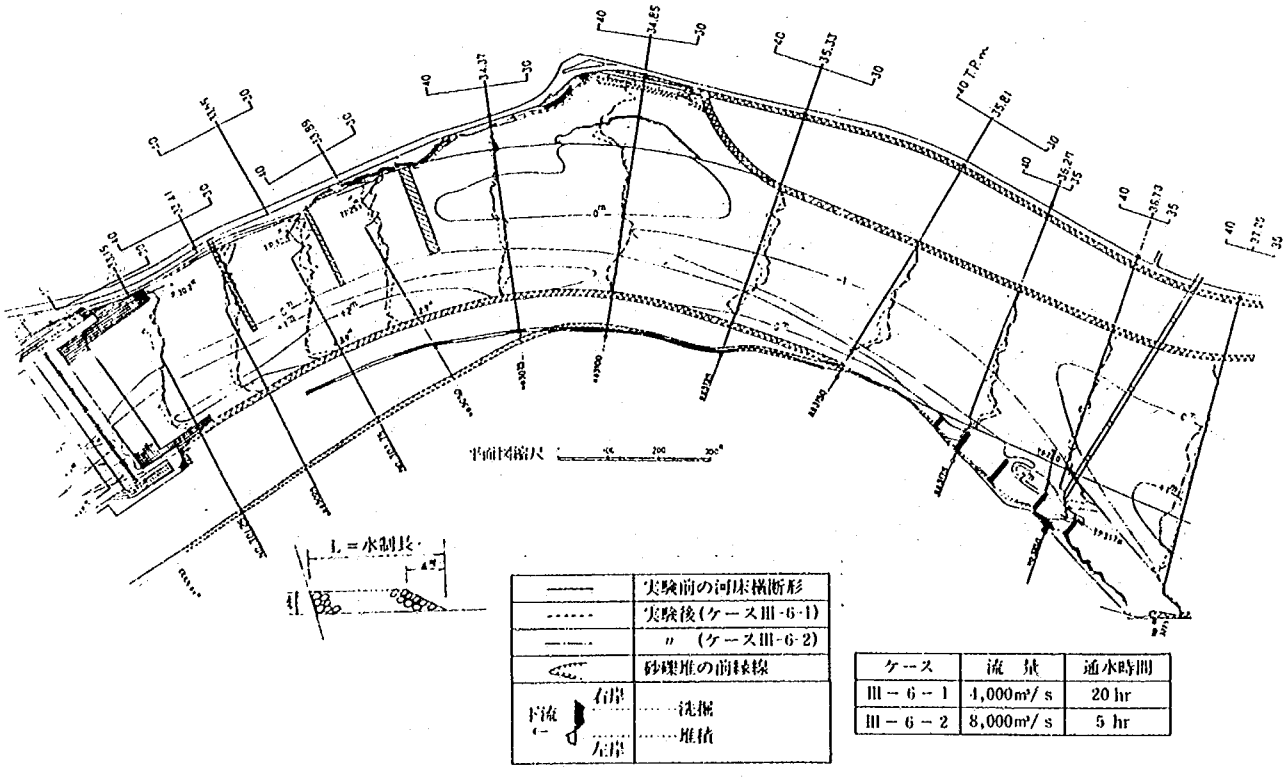
写真－24　通水後の河床状況（ケースIII－6－2）

以上の結果より、水制を上流に設置した場合、水制下流側の堆積効果は少なく、先の帯工3基のみによるケースIII－4の河床変動とほぼ同じ状況となる。ただし、Q＝8,000m³/sの大流量時においては、堆積量もそれほど増大しないことから、水制による効果は若干得られていると考えられる。しかしながら、この水制上流案では堰上流左岸の堆砂軽減の大幅な効果は得られないことが明らかとなった。



ケース	流　量	通水時間
Ⅲ－6－1	4,000m³/s	20 hr

図―7．9．2　河床変動平面図(ケースⅢ－6－1)



ケース	流　量	通水時間
Ⅲ－6－1	4,000m³/s	20 hr
Ⅲ－6－2	8,000m³/s	5 hr

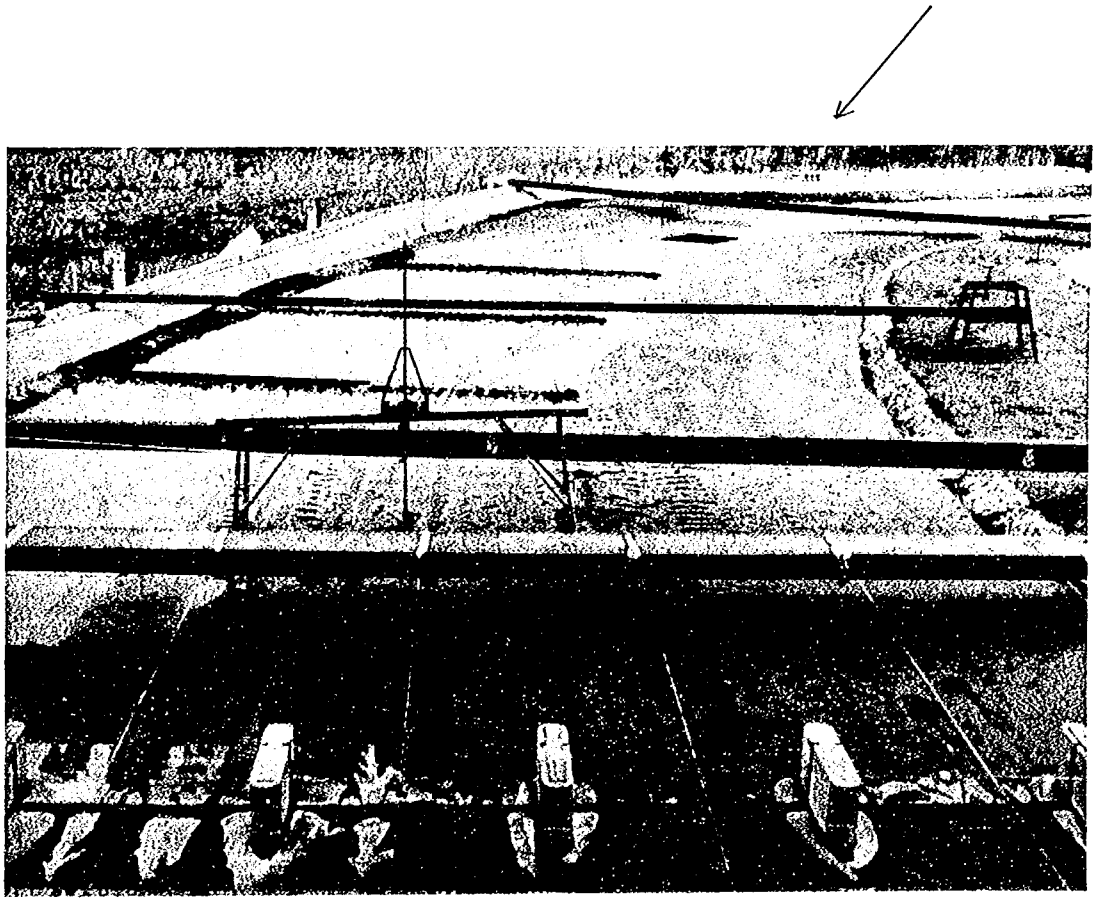
図―7．9．3　河床変動平面図(ケースⅢ－6－2)

2）水制下流案の検討（ケースIII－7－1、III－7－2）

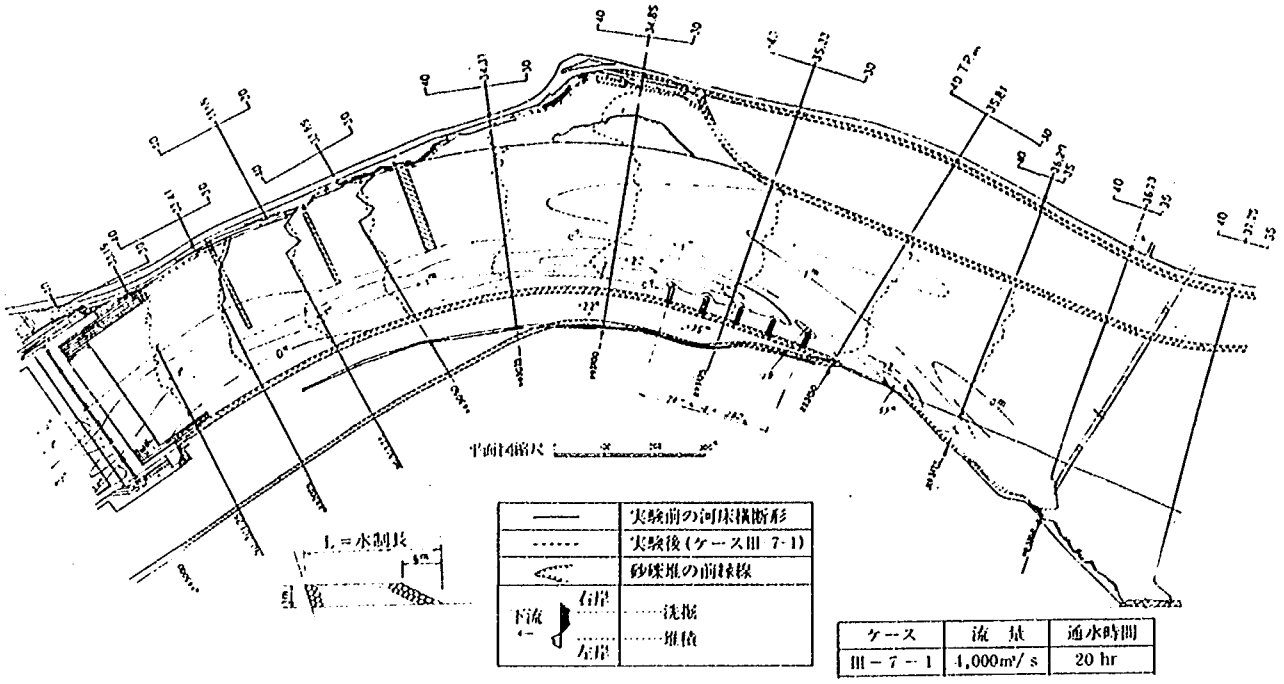
湾曲部上流左岸に設置した水制位置を先のケースIII－5で検討した場所より、下流に設置した場合の河床変動状況、堰上流左岸側の堆砂軽減効果について検討した。堰上流の3基の帯工はこれまでと同じとし、水制は断面No.312.5付近を中心に5基（長さ35m、間隔70m）設置した。この水制配置とともに、Q＝4,000m³/s、8,000m³/s通水後の河床変動平面図を図－7.9.4～7.9.5に、ケースIII－7－2の河床状況を写真－25に示す。

Q＝4,000m³/sでは、水制の設置によって現況河道時に水衝部となる断面No.317.5左岸付近の洗掘が若干軽減される。また、湾曲部上流左岸の水制対岸は洗掘傾向となり、これによって、湾曲部上流の内岸側を直進して堰上流の外岸側に集中する流れが防止されている。この水制によって、最大堆積位置は水制の直下流となる断面No.310付近に生じ、約2.2mの堆積厚となったが、断面No.305付近から下流では約1.5m以下の堆積であり、かなり効果の得られる結果となった。

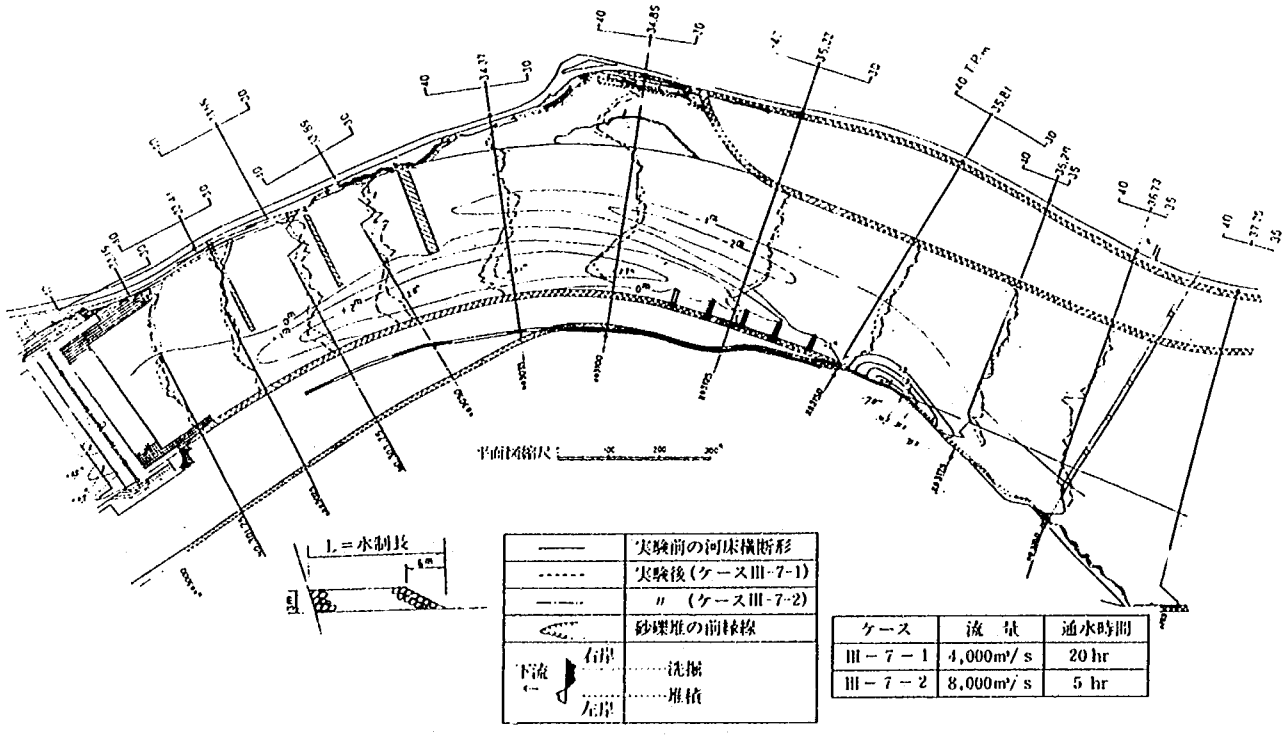
いっぽう、8,000m³/sでは水制下流側の断面No.307.5～No.305付近左岸の堆積が増大し、最大堆積厚は断面No.307.5付近に約3.1mが発生している。しかし、砂礫堆の前縁線は堰地点までは到達しないようであり、堰床版上の堆積は4,000m³/s時より減少し、1.0m以下となっている。



写真—25　通水後の河床状況（ケースIII－7－2）



図—7．9．4　河床変動平面図（ケースIII－7－1）

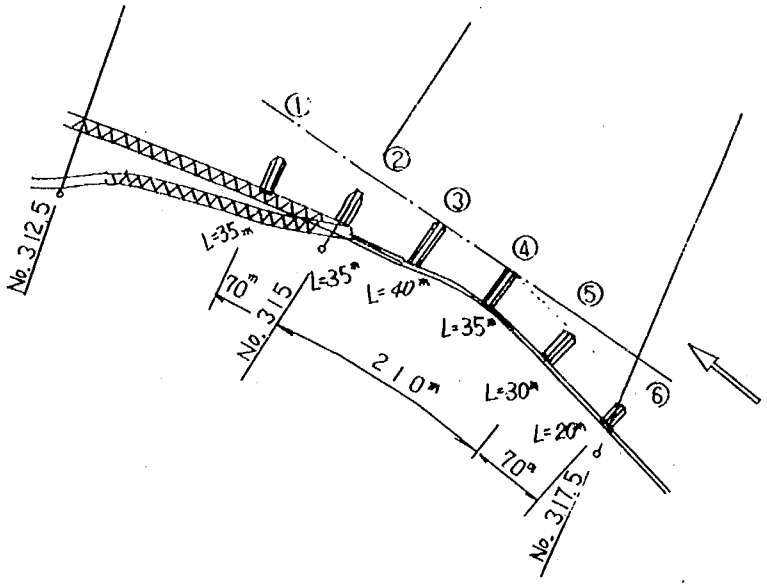


図—7．9．5　河床変動平面図（ケースIII－7－2）

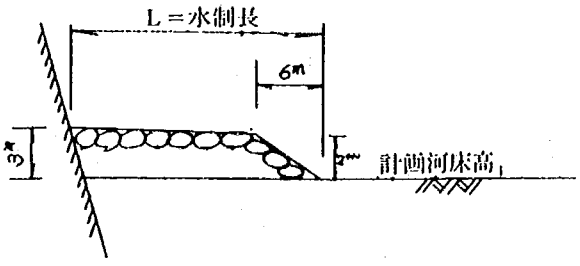
以上の結果より、水制下流案は8,000m³/s時においても堆砂軽減効果が得られるものの、Q＝4,000m³/s程度以下の中小洪水に対して、より効果的と考えられる。これは水衝部位置が断面No.315～No.317.5間付近左岸にほぼ固定されており、ここより流れは直進し、堰上流湾曲部の外岸側へ集中する傾向となる。したがって、大流量時においてはより直進する傾向が強くなるため、水衝部下流に水制を配置しても流れを右岸に追いやる効果は小さい。しかし、中小洪水時では水制による水はね効果が得られることによって、湾曲部下流内岸側への堆積を軽減させるのに効果的となる。ただし、水制付近の堆積状況を見ると、下流側水制3基の前面まで堆積しており、この3基の水制の設置効果は小さいと考えられる。

7－3－5　最終案水制配置の検討（ケースIII－8－1～III－8－3）

水制配置位置の違いによる堰上流左岸の堆砂軽減効果の検討結果では、水衝部となる断面No.315付近左岸の上流側に水制を配置した水制上流案は堰上流左岸の堆砂軽減効果が少ない。また、水衝部下流とした水制下流案は、中小洪水時には効果的であるものの、水制周辺の堆積状況からして、結局水衝部となる断面No.315付近左岸に水制を配置した方がより効果的と考えられた。よって、ここでは最終案の水制配置として図－7.10.1に示すように、断面No.315～No.317.5間付近に6基の水制を設置した検討を行った。実験は融雪出水規模の頻度の高い流量として、Q＝2,000m³/s定流を通水（ケースIII－8－1）した後、さらに引き続きQ＝4,000m³/s（ケースIII－8－2）、8.000m³/s通水（ケースIII－8－3）による河床変動状況と堰上流の堆砂軽減効果を把握した。なお、堰上流の3基の帯工はこれまでどうりとし、堰下流側は砂利採取規模規制高とする整正掘削河道とした形状で実験を実施した。このため、堰下流の断面No.280右岸付近の水衝部に対して、これまで水制を設置した対策案（ケースIII－5）の検討を行ったが、河床高の変更に伴うその状況を把握する目的で今回は対策工を設置しない状態で検討した。



水制工の設定（実験III－8－1～III－8－3）

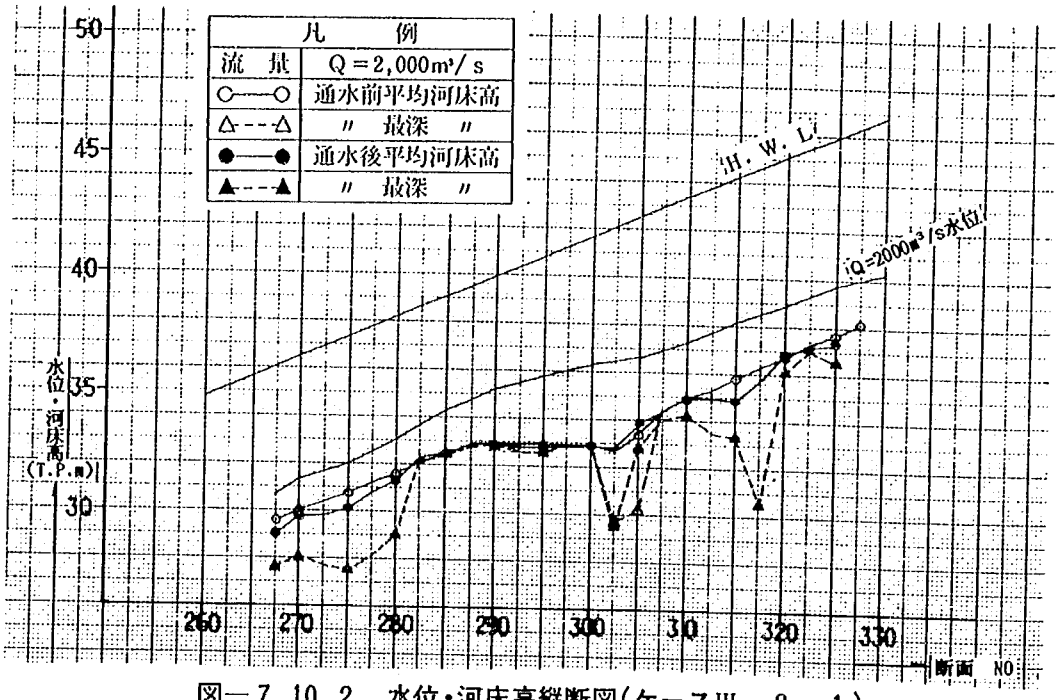


水制工一般図

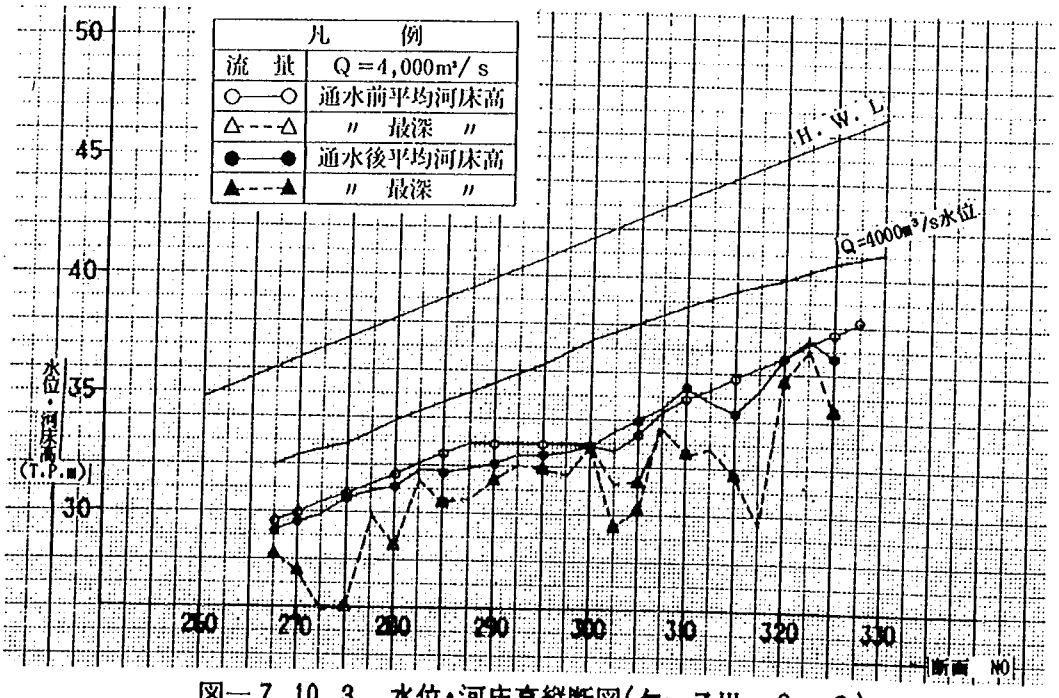
図－7.10.1　湾曲部上流の水制工の最終案形状図

(1) 水位、流況について

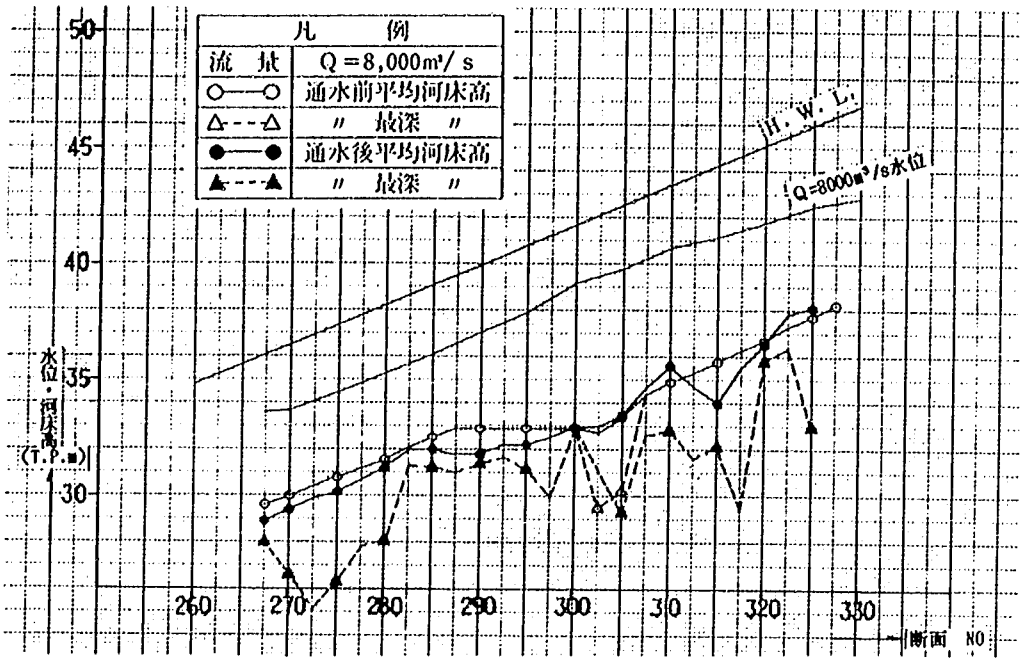
各ケースの水位縦断図を図－７.10.２～７.10.４に、流況図を図--７.10.５～７.10.７および写真－26、27に示す。堰下流側が計画河床高より約2.0m高い整正掘削河道であるため、これまでの計画河床高の場合より水位は堰下流側でQ＝2,000m³/s時が約1.5m、4,000m³/sで約0.8m、8,000m³/sで約0.6m高い。しかし、堰上流の断面No.305付近から上流の水位はあまり変っておらず、堰下流側の河床高の違いによる影響は生じていない。したがって、堰上流側の水面勾配は、各流量時とも約1/720であり、これまでの結果とほぼ同じである。また、堰下流側の水面勾配も計画河床高の場合とほぼ同じ約1/620であるが、計画河床時では堰付近の断面No.310～No.290間がこの上下流に比して急勾配となる現象が生じたのに対し、今回はこれが解消される結果が得られた。



図－７.10.２　水位・河床高縦断図(ケースIII－８－１)

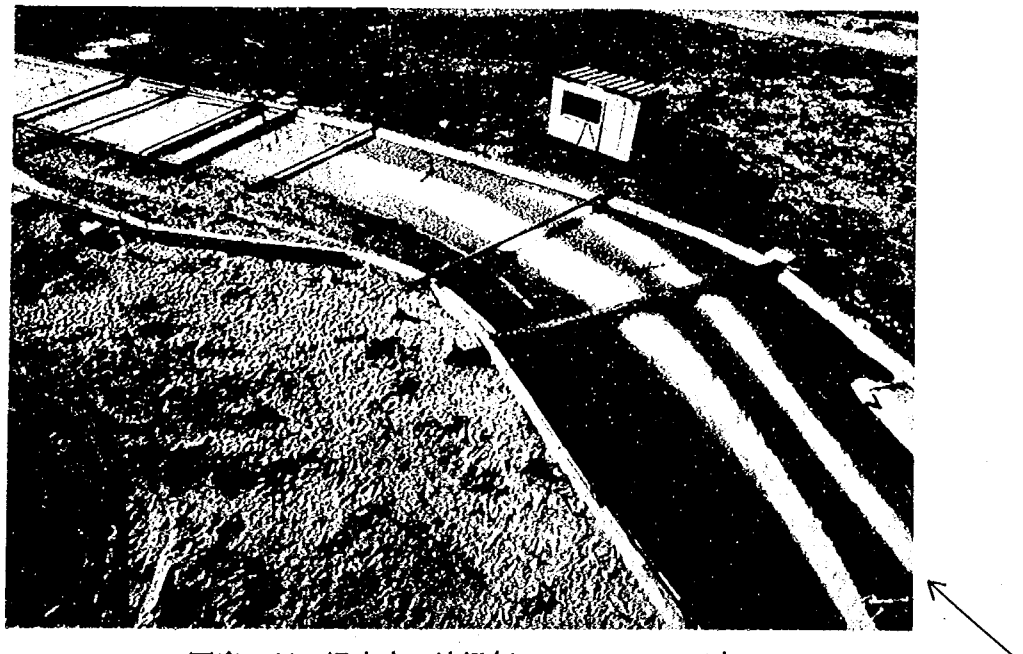


図－７.10.３　水位・河床高縦断図(ケースIII－８－２)

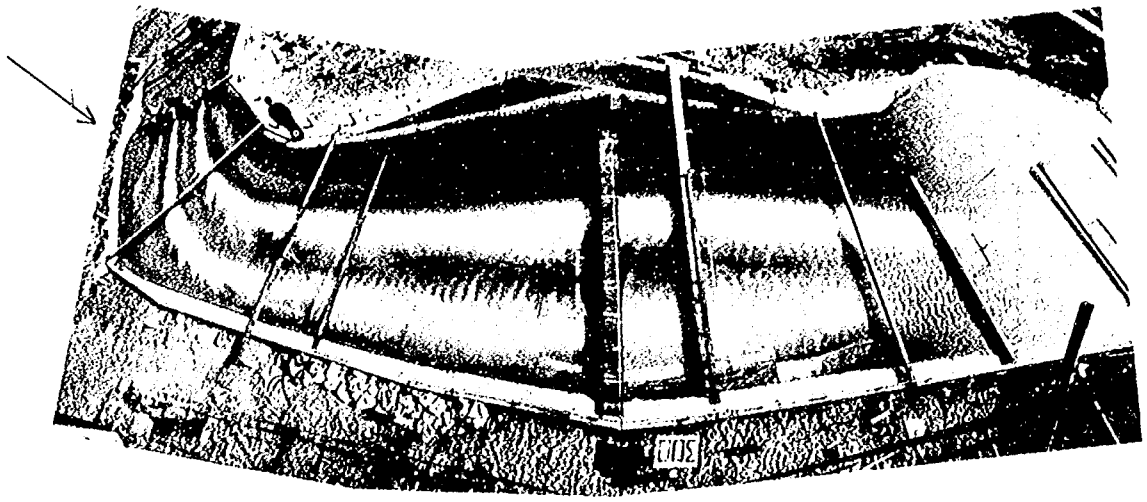


図—7.10.4　水位・河床高縦断図(ケースIII－8－3)

いっぽう、河道内の全体的な流況は、各流量時とも低水路内をほぼ一様に流下しているが、断面No.317.5付近左岸、堰護床工下流右岸側および断面No.280～No.272.5右岸では低水護岸前面に流れが集中する傾向が見られる。主流部の流速は、Q＝2,000m³/s時で約3.0m/s、4,000m³/s時で約4.0m/s、8,000m³/s時で5.0m/s前後となっており、堰下流側の低水路河床高の違いによる有意な差は生じていない。また、8,000m³/s時の堰下流側は、この低水路の整正掘削河道による影響で高水敷上も流れる状況となる。左岸側高水敷は断面No.295～No.290付近、右岸側高水敷は断面No.292.5～No.285間付近で高水敷上に乗り上げる流れが発生し、その後左岸側では断面No.280～No.272.5間付近、右岸側は断面No.280～No.275付近で反対に低水路内に流入する。しかし、高水敷上の流れは1.0～1.5m/sの流速であり、これによって、高水敷上に洗掘が生ずるようなことは見受けられなかった。



写真—26　通水中の流況(ケースIII－8－2)



写真—27　堰付近の流況(ケースIII－8－3)

(2)　河床変動状況について

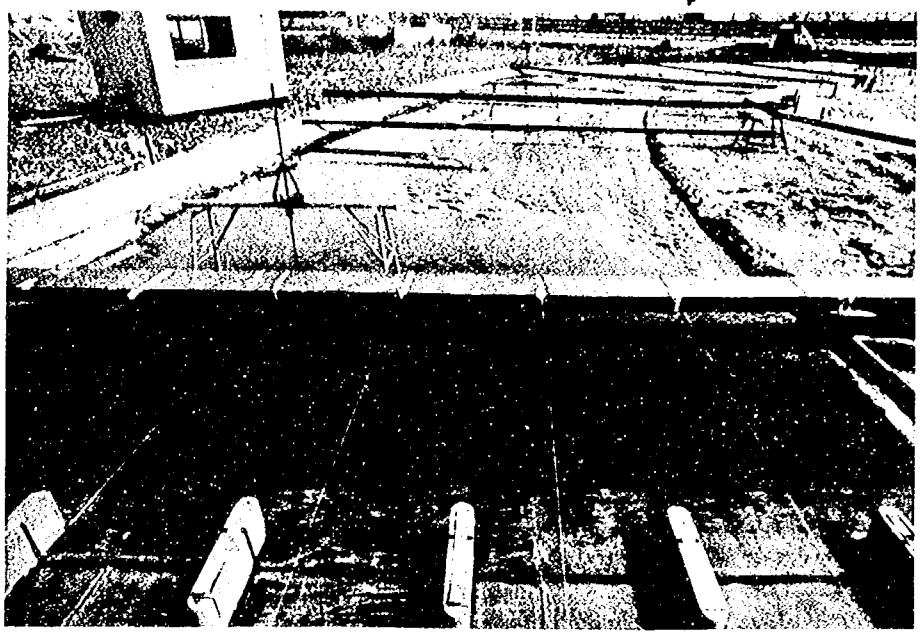
通水後の河床変動平面図を図－7.10.8～7.10.10に、平均および最深河床高縦断図を先の図－7.10.2～7.10.4に、河床変動横断図を図－7.10.11(1)～7.10.11(13)に示す。

Q＝2,000m³/s通水時では顕著な砂礫堆が形成されることもなく、河床変動は非常に少ない。河床変動の生ずる箇所は、水衝部となる断面No.317.5～No.315間付近左岸の水制先端部の洗掘とその下流側への堆積、および断面No.280～No.270間右岸で洗掘が生ずる程度である。この水制先端部の洗掘は4.0m～6.0mとなり、この洗掘土砂は水制下流側に最大1.5m堆積する。断面No.275付近右岸の洗掘は最大3.0m生じている。

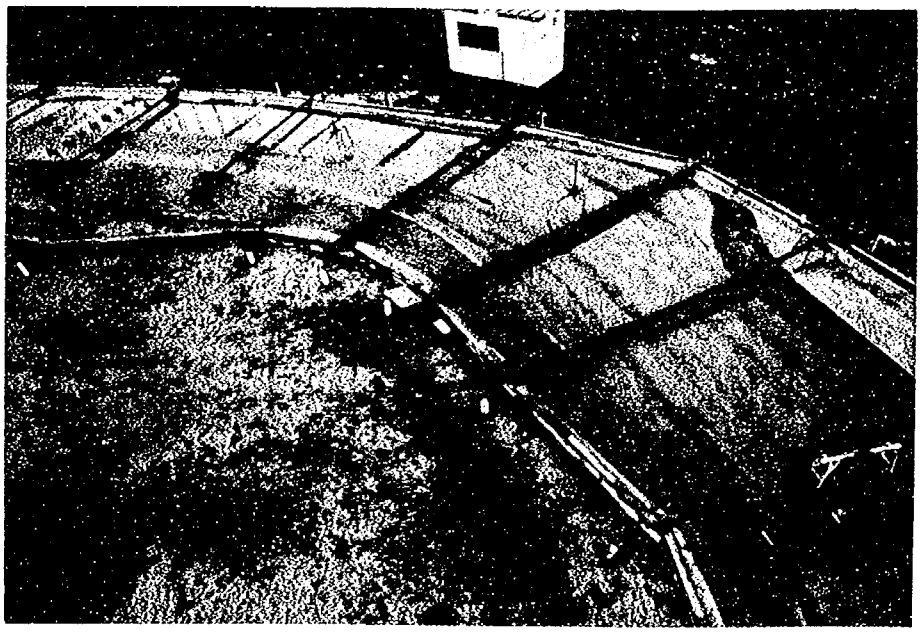
4,000m³/s通水後の河床変動状況は、堰上流左岸側および断面No.280～No.270間左岸に砂礫堆が形成され、堆積傾向となる。反対に水衝部となる断面No.317.5～No.315間左岸の水制先端部および断面No.280～No.270間右岸の洗掘がさらに進行する。この水制先端部の洗掘は最大約9.0mとなり、水制下流の堆積領域も増大している。しかしながら、水制および帯工の整流効果によって、他の地点の河床変動はかなり少なく、この対策効果が大きい。

8,000m³/s通水後では、堰下流部における堆積および洗掘傾向が4,000m³/s時より若干強調され、堰護床直下流の右岸側護岸前面における洗掘がやや増大する以外は、とくに河床変動に大きな変化は見られない。したがって、水衝部の洗掘も4,000m³/s時に対してさほど増加してはおらず、むしろ堆積箇所は掃流力の増大によって、反対に堆積厚が減少する傾向となっている。また、これまでの結果と同様に、流量規模によって水衝部位置が変化するようなことも見受けられなかった。

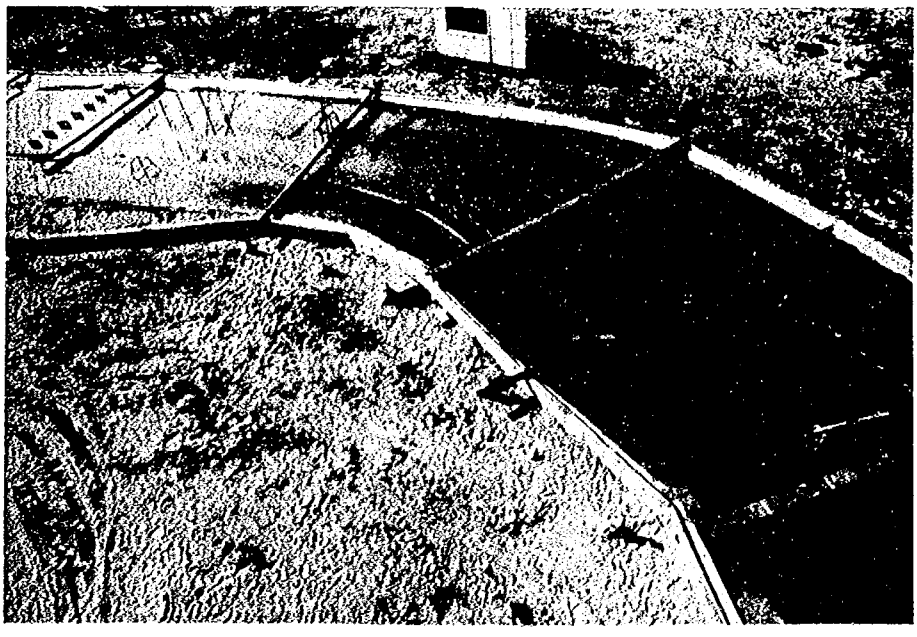
いっぽう、堰上流部の河床変動状況の詳細を図－7.10.12～7.10.14に、および写真－28～30に示す。帯工および水制の設置によって、堰上流左岸側の堆砂はかなり軽減される結果が得られている。Q＝2,000m³/s時では、堰上流の帯工先端付近の一部に最大1.0mの堆積が生ずるのみであり、堰床版上への堆積や周辺の洗掘も全く見られなかった。また、水制設置によって、水制下流側の断面No.310～No.315間左岸には先に述べたように最大約1.5mの堆積が生じている。4,000m³/s時では、堰上流左岸側が依然として堆積傾向となるが、対策を行わないときは、断面No.305～No.302.5間右岸で約2.8mの堆積が生じたのに対し、最大約1.3～1.8mの堆積に軽減されている。堰床版上は左岸寄りに最大約0.5～0.7mの堆積が生じているが、これもかなり軽減される結果が得られた。8,000m³/s通水後では、水制下流側の堆積領



写真－28　通水後の河床状況（ケースIII－8－1）

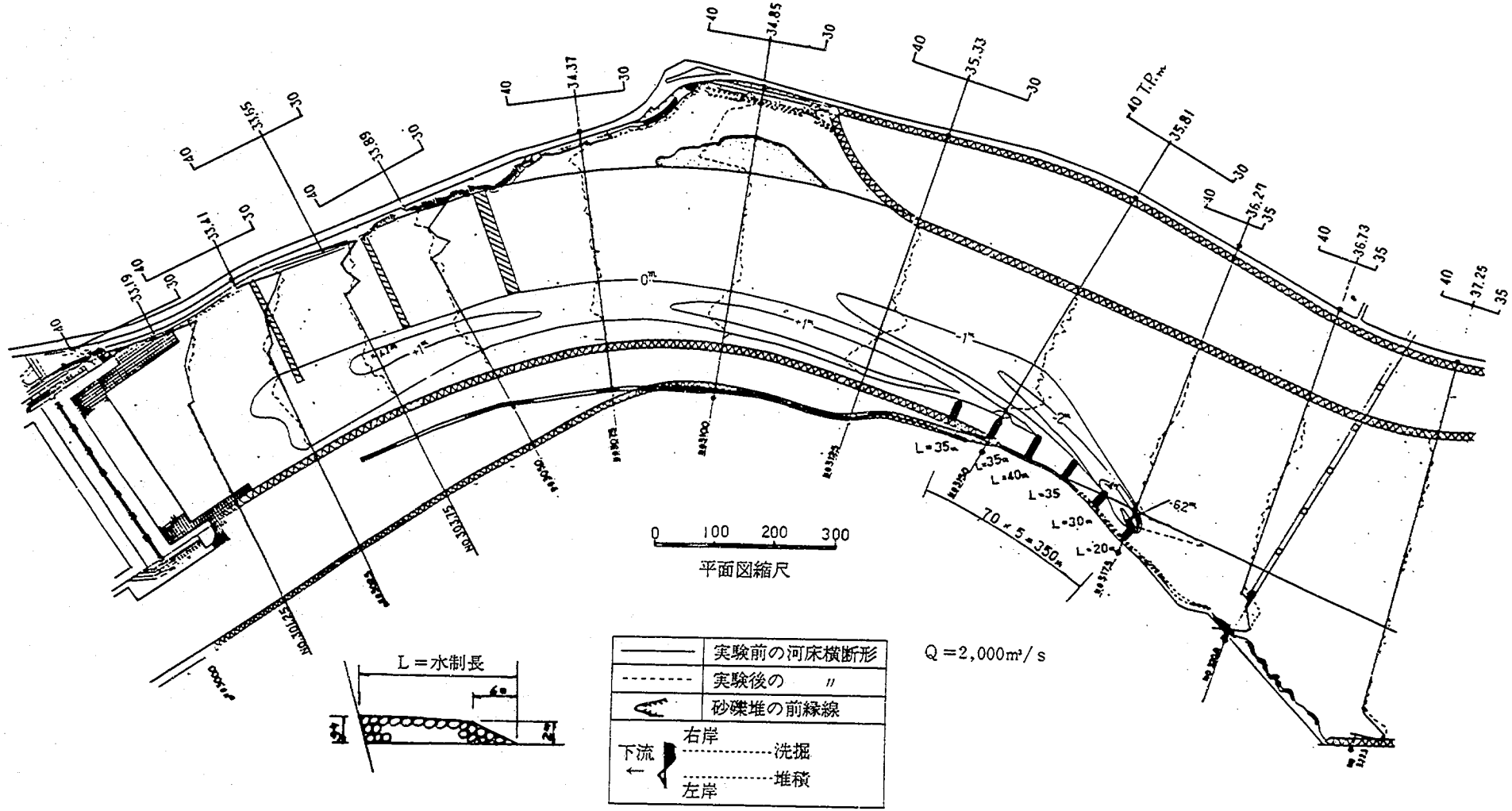


写真－29　通水後の河床状況（ケースIII－8－2）

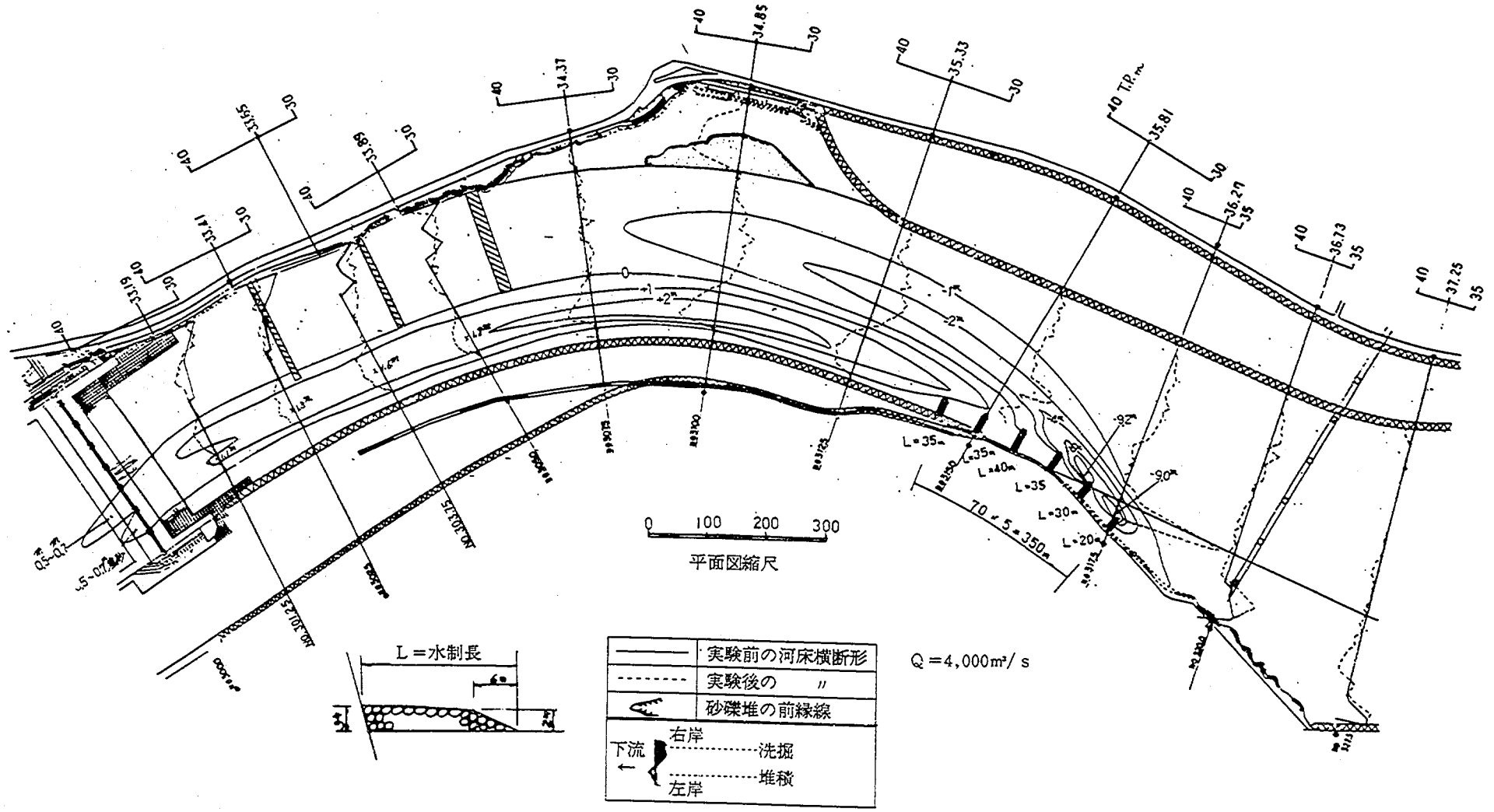


写真－30　通水後の河床状況（ケースIII－8－3）

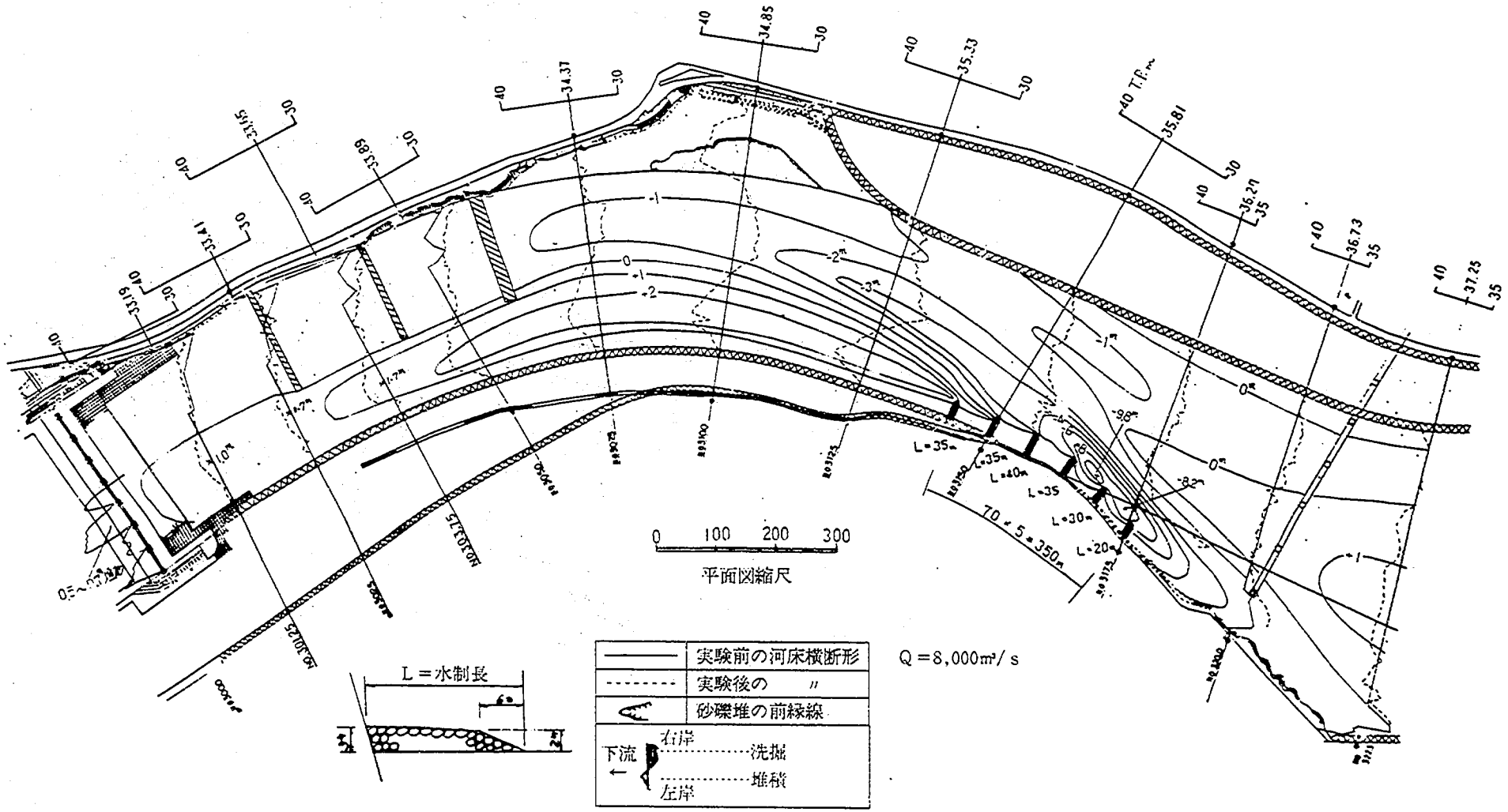
図－7.10.12　河床変動平面図(ケースⅢ－8－1)



図－7.10.13　河床変動平面図(ケースⅢ－8－2)



図－7.10.14　河床変動平面図(ケースⅢ－8－3)



域が4,000m³/s時より増大し、この水制下流側の最大堆積厚は約2.8mが生じている。しかし、断面No.305から下流左岸側の堆積厚は4,000m³/s時より反対に減少し、堰直上流付近から堰床版上では約1.0m以下の堆積である。

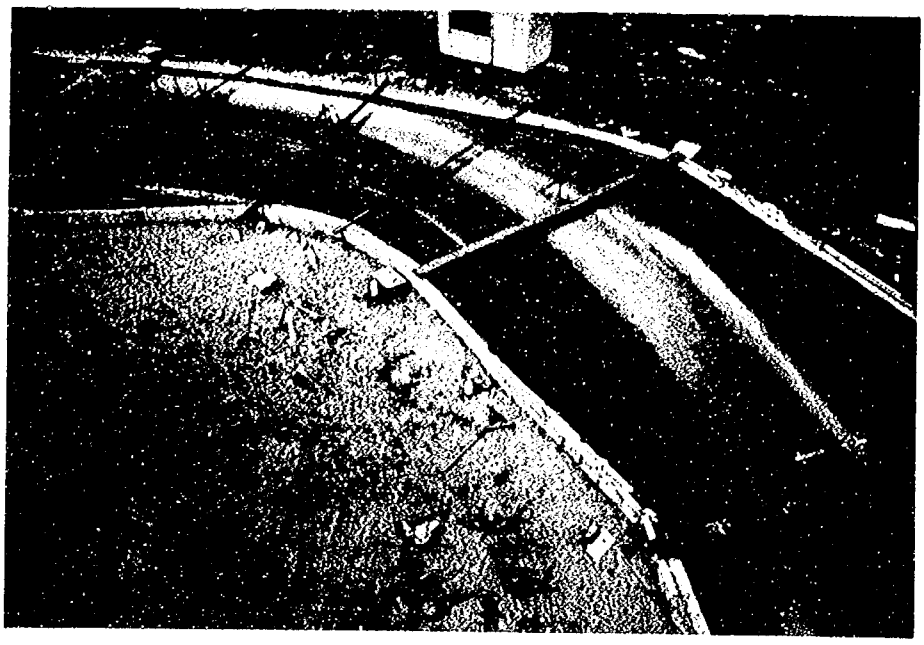
以上の結果より、堰上流左岸側の堆砂軽減策として、帯工3基と湾曲地点上流の断面No.315～No.317.5間付近左岸に6基の水制を配置することによって、堰上流左岸側の堆砂量は半減することが明らかとなった。とくに2,000m³/s時においては、堰床版上の堆積がほぼ防止され、4,000m³/s、8,000m³/s時において、断面No.305付近から下流左岸の堆積厚は減少し、堰床版上左右寄りの一部に最大0.7m程度堆積するのみである。したがって、先の水制下流案で効果の得られた4,000m³/s時に対しても、同程度の効果が得られており、水制配置としてはこの最終案がほぼ妥当である結果が得られた。なお、これまでの検討においても同様であったが、水制先端部の洗掘が非常に大きく、この水制維持のためにも先端は捨石等による根固めの対策を十分配慮する必要があろう。さらに8,000m³/s時においては、右岸側堰護床直下流の護岸前面が洗掘傾向となり、この洗掘はこれまでの検討結果よりもかなり軽減されているものの、護岸前面は根固工の対策が必要と考えられる。また、この実験でも堰下流の断面No.280右岸付近が計画河床高時と同様に水衝部となる。このため、護岸前面の洗掘対策として、先のケースIII－5における検討で効果の得られた水制を同様に配置した対策も必要であろう。

7－3－6　水制のみの場合における堆砂軽減効果について

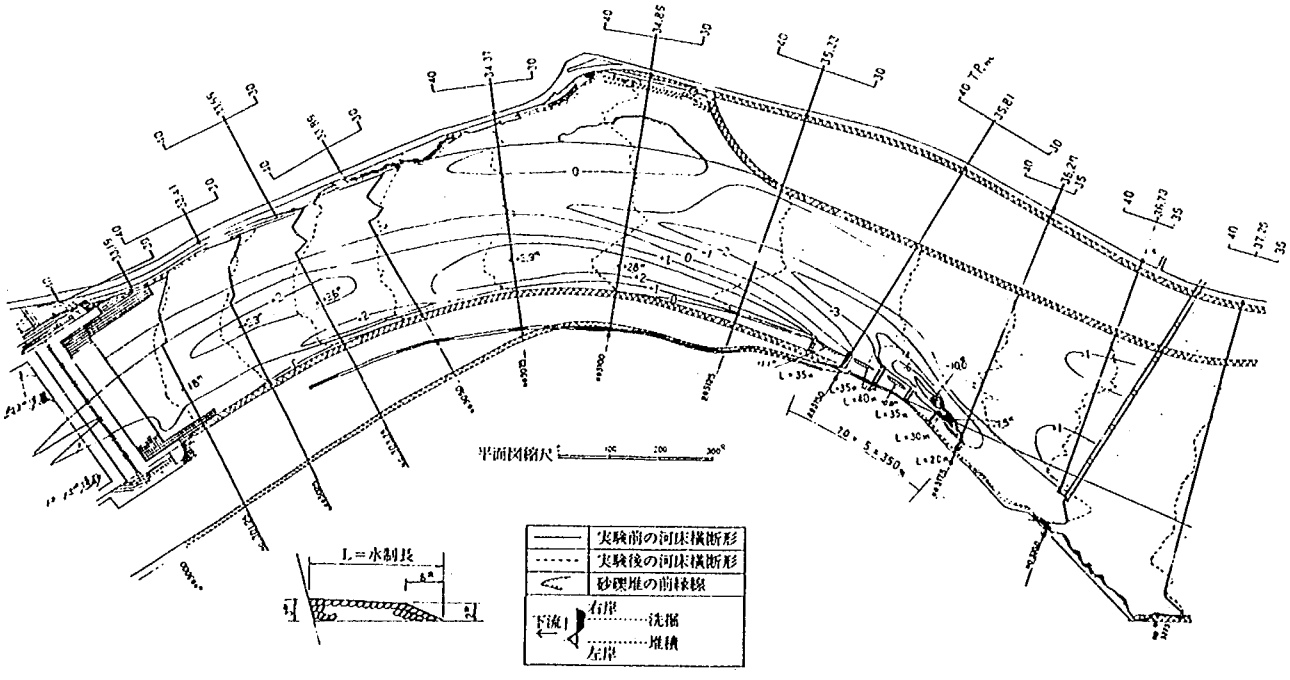
先の最終案水制配置の検討では、帯工3基を設置したうえでの堆砂軽減策であり、この3基の帯工がない場合の水制のみ河床変動状況、および堰上流左岸の堆砂軽減効果について、Q＝8,000m³/s（ケースIII－9）による比較検討を行った。

この実験結果の水位は、帯工の撤去によってもとくに顕著な変化は認められず、先のケースIII－8－3の水位に対して、帯工の設置してあった断面間で約0.10m低下した程度である。河床変動状況は、湾曲部上流の水制によって主流部は早めに河道中央付近を流下する。しかし、帯工の撤去によって整流効果が得られないため、湾曲部下流では流れが外岸側へ集中する。このため湾曲部内側の左岸側に砂礫堆の伸延が見られ堆積が増大する。この8,000m³/s通水後の河床変動平面図は図－7.11および写真－31に示すように、堰上流部の堆積範囲がかなり大きく、その堆積厚よ帯工設置時の2倍以上となっている。また、この砂礫堆の前縁線は堰下流まで到達し、堰床版上では1.0～1.5m堆積する。さらに堰上流右岸側に流れが集中する影響によって、堰護床工の下流右岸側の洗掘も増大している。

以上の結果より、水制のみの場合堰上流左岸側の堆砂軽減効果は少ないことが明らかとなった。この水制は湾曲部上流の内岸側を主流が直進するのを防止し、流れを早めに外岸側へ分散させるものの、帯工による整流効果がないため、結局湾曲部の外岸側へ流れが集中してしまい、湾曲部下流内岸の堆積が増大する。したがって、帯工および水制によって堰上流左岸の堆砂軽減が得られており、両者とも必要性のあることが明らかとなった。



写真—31　通水後の河床状況(ケースIII－9)



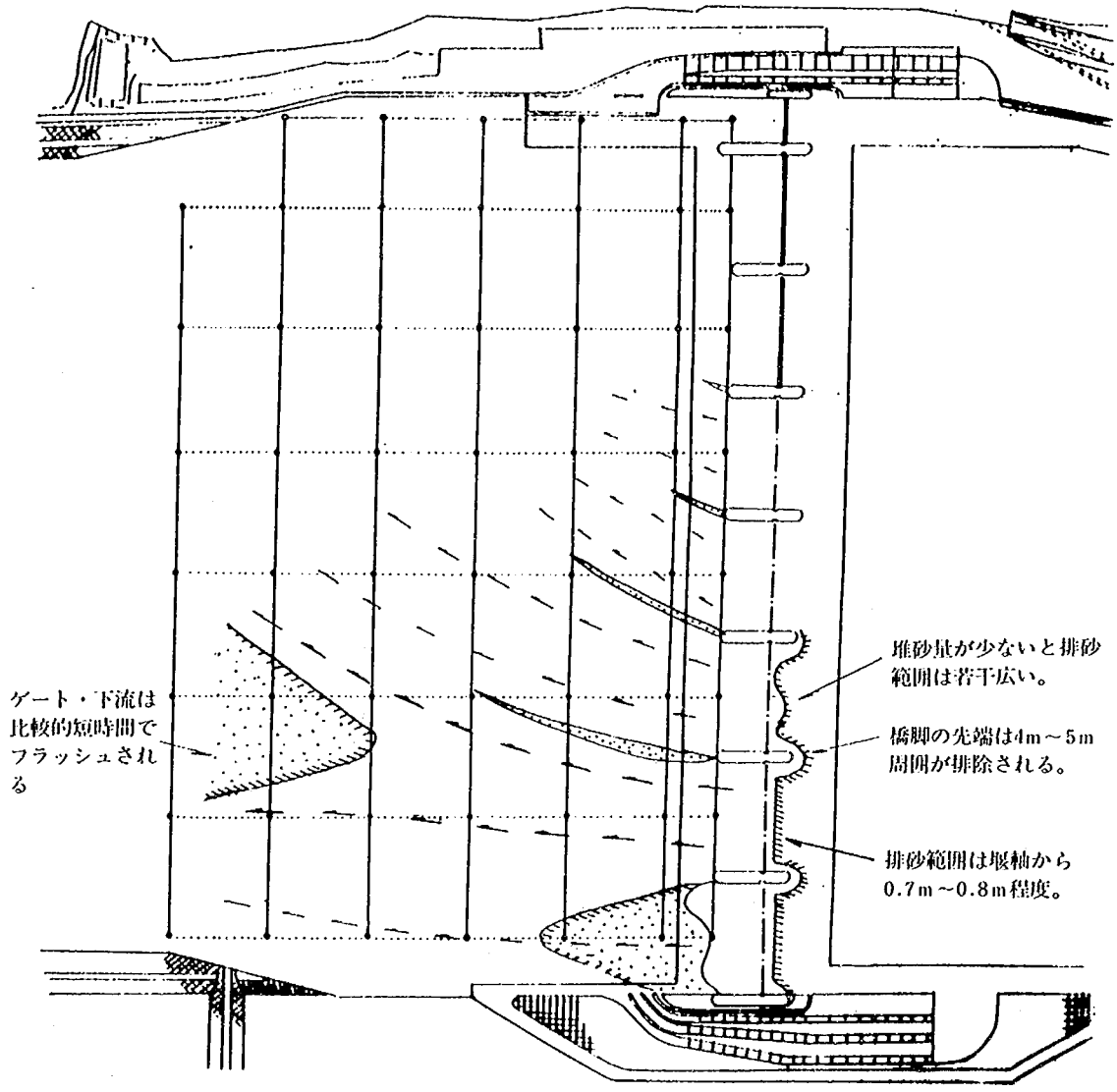
図—7.11　河床変動平面図（ケースIII－9）
Q＝8,000m³/s

7－3－7　堰床版上の土砂排除について

帯工および水制の設置により、堰上流左岸側の堆砂軽減に効果が得られたが、堰床版上の堆積を完全に防止することは困難であった。ここでは堰床版上の堆積に対して、ゲート操作によってこの堆積土砂が排除される可能性について検討した。

実験は先の水制上流案の8,000m³/s通水後（ケースIII－6－2）の堆積状態（図－7.9.3）において、流量を1,000m³/s、堰上流水位T.P37.7とする概略のゲート開度として、左岸から1号および3号ゲート

を1.0m、２号ゲートを1.5m、４号、５号ゲートを0.5m、６号、７号および調節ゲートを全開とする操作でその排砂状況を観察した。この実験結果を流況図として図－７.12に示す。これによるとゲート下流側の堆積土砂は比較的短時間でフラッシュされる結果が得られる。しかし、堰上流部は1.0～1.5mのゲート開度に対して土砂が流出した範囲は、ゲート上流面から0.7～0.8m、橋脚上流端周囲が約５mと若干広い程度である。したがって、堰上流側の堆積土砂はゲート操作によって排除される可能性は少ないことが確認された。



実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m) 302.5	下流水位 (T.p.m) 295.0
排砂実験	1,000	0	37.70	---

ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	1.0	1.5	1.0	0.5	0.5	0	0	0

平面図縮尺 0 50 100m

凡例

← —	流線
	砂堆

図－７.12 流 況 図

7－4　実験結果のまとめ

堰完成後における洪水時の河床変動、および堰護床工や水衝部の局所洗掘状況等を把握し、その対策案に関する検討を行った。この実験で得られた主な結果をまとめると以下のようである。

7－4－1　堰完成後の計画河道時における諸現象について

(1) 堰完成後の計画河道時における水面勾配は、現況河道と同様に河道幅が若干狭くなる断面No.310～No.290間が急勾配となる。計画高水流量11,000m³/s時では、この断面No.310～No.290間の水面勾配は約1/400、上下流はそれぞれ約1/720、1/630となる結果が得られた。また、他の流量時の水面勾配もほぼ同様の傾向であった。

(2) 堰上流部は河道湾曲の影響によって、断面No.317.5～No.315間左岸、および断面No.307.5～No.302.5右岸に流れが集中し水衝部となる。堰下流側は砂礫堆の形成に伴って、断面No.282.5～No.275右岸沿いに主流が寄る傾向が見られた。

(3) 河道内主流部の流速は、Q＝2,000m³/sで3.0m/s前後、4,000m³/sで4.0m/s、6,000m³/sおよび8,000m³/sでは5.0m/s前後の値が発生し、11,000m³/s時では5.0～6.0m/sとなる結果が得られた。

(4) 河床変動状況は、砂礫堆の発達に伴って断面No.307.5～No.302.5間付近左岸、断面No.285～No.275間付近左岸が堆積し、反対に水衝部となる断面No.320～No.312.5間左岸、断面No.307.5～堰地点間右岸、および堰護床工直下流右岸側、断面No.280～No.272.5間付近右岸に洗掘が生ずる。この状況は流量規模によっても極端に変化することはないことが明らかとなった。

(5) とくに堰上流は河道が湾曲しているため、湾曲部の内岸側に砂礫堆が形成される。このため断面No.305～No.302.5付近左岸には最大3.8m～3.3mの堆積が生じ、反対に右岸側は水衝部となり、現況の河道地形とほぼ同じ状態となる結果が得られた。この砂礫堆の前縁線は堰下流まで達し、左岸側堰床版上にも最大1.0m～1.3m堆積する。また、堰上右岸側水衝部の洗掘が進行し、上流からの土砂供給が減少することによって、堰護床工直下流の右岸側にも局所洗掘が発生する。よって、堰上流左岸の堆砂軽減のための対策案を考慮する必要があることが明らかとなった。

(6) 堰下流側では、各流量時とも断面No.277.5～No.275間付近右岸の低水護岸前面に洗掘が生ずる結果が得られており、この対策が必要であることも明らかとなった。

(7) 堰上流の断面No.312.5～No.317.5間付近は、計画低水路への掘削に問題があることより、低水路法線形を全体に左岸に寄せた修正案の検討を行った。この結果原案法線形に対して、とくに問題となる現象は見受けられなかった。

(8) 低水路法線形修正案では、堰上流左岸側の堆砂軽減策として断面No.306付近に設けられている既設の取水用床止め工について、計画河床高以下の部分を帯工として残す案について検討した。この結果、帯工によって堰上流右岸の洗掘が軽減され、左岸側の堆積量も若干少なくなる。しかしながら、依然として最大堆積厚は約3.3mとなり、大幅な効果は得られないことが明らかとなった。

7－4－2　堰上流左岸側の堆砂軽減策について

(1)　堰上流左岸側の堆砂軽減策として、既設取水用床止め工の計画河床高以下の部分を帯工として残し、この帯工の上流右岸側に水はね的な水制を設置した場合や、帯工下流の右岸側水衝部に対し、計画河床高以下の部分を捨石工によって埋め戻した場合の検討を行った。この結果、水制先端部や捨石工前面が大きく洗掘され、主流部は結局右岸側に寄ってしまい、左岸側の堆砂軽減効果は得られなかった。

(2)　堰直流に3基の帯工を設置した検討では、この帯工によって右岸側の洗掘がかなり防止され、左岸側の堆積量も帯工1基の場合より軽減される結果が得られた。しかし、堰上流左岸の湾曲部内岸側となる断面No.305～No.302.5付近は最大約2.9mの堆積厚が生じ、砂礫堆の前縁線が堰床版付近に達する状況にあった。

(3)　堰上流右岸側の洗掘領域に3基の帯工を設置し、さらに水はね的な水制を帯工間や帯工上流右岸側に配置した検討では、水制先端部が洗掘され、流れがそこへ集中してしまい、堰上流左岸側の堆砂軽減には効果的な対策案とはならなかった。

(4)　予備実験も含めた種々の対策案の検討により、堰上流に3基の帯工を設置し、さらに湾曲部上流左岸側に水制を設置する案が堰上流左岸側の堆砂軽減に比較的効果の得られることが明らかとなった。この水制は湾曲部上流の内岸側を主流が直進するのを防止し、流れを早めに外岸側へ追いやって、さらに帯工により整流させ、湾曲部外岸側で極端に片寄った流れが生じないようにしたものである。

(5)　帯工は、既設取水用床止め工の計画河床高以下の部分を残し、ここより下流へ200m間隔に計3基設置した。帯工幅は10mとし、帯工の長さは左岸側の堆積領域を除く部分の右岸側から175m（左岸低水路護岸法肩より125m位置）が妥当である結果が得られた。なお、模型では現地6t～7tブロックを想定した砕石を用いた結果、流出するような現象は見受けられなかった。

(6)　湾曲部上流左岸側の水制配置位置は、水衝部となる断面No.315～No.317.5付近より上流に設置（5基）した場合、堰上流左岸側の堆砂軽減効果は少ない。また、水衝部位置より下流に水制（5基）を設置した場合は、Q＝4,000m³/s程度以下の中小洪水規模に対してはより効果的な結果が得られた。しかし、下流側3基の水制は先端付近まで堆積することから、結局断面No.315付近左岸に水制を設置した方が効果的と考えられた。

(7)　よって、最終案水制配置として、断面No.315～No.317.5間付近左岸に6基の水制（図－7.10.1）を設置した。この結果、堰上流左岸側の堆積量は対策前に対して半減する結果が得られた。とくに2,000m³/s時においては、堰床版上の堆積がほぼ防止され、4,000m³/s、8,000m³/s時においても、断面No.305付近から下流左岸の最大堆積厚は約2.2m以下に軽減し、堰床版上も左岸寄りの一部に最大約0.7m堆積する程度であった。

(8)　ただし、湾曲部上流左岸側の水制設置箇所は、水衝部でもあるため、水制先端部の洗掘が著しい。したがって、この水制維持のためにも先端は捨石等による根固めの対策を十分配慮する必要があろう。

(9)　帯工を撤去した水制のみの対策では、帯工による整流効果が得られないため、湾曲部の外岸側に流れが集中してしまい、堰上流左岸側の堆砂軽減効果は少ない。したがって、帯工および水制両者一体の対策によって効果が得られており、堆砂軽減には両者とも対策の必要があることが明らかとなった。

7－4－3　堰完成後の整正掘削河道時の現象と諸対策について

(1) 堰完成後の河道形状は、当初堰上下流とも計画河床高とする検討を行った。しかし、堰下流側は計画河床高より約2.0m高い砂利採取規制高の整正掘削河道とした改修であるため、最終対策案ではこの河床高での検討を行った。この結果、河床高の違いによって堰下流側の水位は高くなるが、堰上流側の水位はあまり変っておらず、堰下流側の河床高の違いによる水位への影響は少ない結果が得られた。

(2) 整正掘削河道時の水面勾配は、各流量時とも堰上流側で約1/720、堰下流側で約1/620であり、計画河床時とほぼ同じ結果であった。なお、計画河床時においては、堰付近の断面No.310～No.290間の水面勾配が上下流に比して急勾配であったに対し、これが解消される結果が得られた。

(3) 河道内主流部の流速は、Q＝2,000m³/s時で約3.0m/s、4,000m³/sで約4.0m/s、8,000m³/sでは約5.0m/s前後であり、計画河床時との違いは生じなかった。

(4) 河床変動状況は、帯工および水制によって堰上流左岸側の堆砂は軽減され、また堰下流側においてもこの対策によって、河床変動は減少する効果が得られた。

(5) 帯工および水制の設置により、堰護床工直下流の右岸側に生ずる洗掘もかなり軽減したが、8,000m³/s時においては依然として護岸前面が洗掘傾向となる。したがって、護岸前面には根固工の対策が必要と考えられる。

(6) 堰下流側では計画河床時と同様に、断面No.280～No.272.5間付近の左岸側に砂礫堆が形成され、右岸側が水衝部となる。このため右岸側低水護岸前面と洗掘対策が必要である結果が得られた。対策案としては計画河床時に検討した水制を設置（図－7.8.9）することによって、洗掘は防止されるものと考えられる。

7－4－4　堰床版上の土砂排除について

(1) 堰床版上の堆積土砂をゲート操作によって排除する場合、ゲート直下および下流側の堆積土砂は比較的短時間でフラッシュされる結果が得られた。

(2) 堰上流部は土砂を排除できる範囲が非常に狭く、ゲート上流面から0.7～0.8m、堰柱上流側周囲が約5.0m範囲程度であった。よって、これ以上の範囲の土砂をゲート操作によって排除することは困難であり、堆積が生じた場合は浚渫を考慮しなければならないと考えられる。

第８章　魚道に関する実験

８－１　概　　要

妙見堰に計画されている左右岸魚道への誘魚効果の得られるゲート操作方法、および魚道入口の位置、形状等についての検討を行った。なお、この妙見堰は、ＪＲ東日本の発電計画のピーク発電放流水の逆調節を行うため、堰上流水位がＴ．Ｐ35.6ｍ～Ｔ．Ｐ37.9ｍ間を変動し、また堰流入量も変化する。したがって、実際の水理現象は非定常となるがここでは堰上流水位が最大および最小時の定流実験による検討を実施した。

８－２　実験条件

実験は、当初堰からの流出量1,000m³/ｓ、600m³/ｓ、300m³/ｓに対して、魚道流量２m³/ｓ（片側）、堰操作方法として中央ゲートを最も開ける中央ピラミッド方式で行った。その後、不定流計算結果から、渇水流量および豊水流量相当の堰流入量に対して、堰上流水位が高い場合と低い場合についてそれぞれ検討した。堰上流水位は、断面No.302.5地点で設定した。堰下流水位については、当初のケースⅣ－１－１およびⅣ－１－２は断面No.295地点で所定の値に設定して実験を実施した。しかし、その後のケースについては自然流下状態とし、実験によって得られた値を堰下流水位とした。このときの堰上流水位は、堰からの流出量、ゲート開度および堰下流水位によって決まる。実験は、まずゲート開度を計算によって得られている値にセットし、流量を設定する。水位が安定した後、堰上流水位が所定の値より低ければゲートを少し閉じ、もし水位が高ければゲートを少し開ける操作を繰り返して、実験条件を設定した。この実験条件一覧表を表８．１に示す。なお、一般に魚道内の遡上可能な流速は、１～２ｍ/ｓ程度とされているが、アユの遡上遊泳最適流速は0.4～0.6ｍ/ｓ程度と言われており、実験での魚道周辺の流速は、これらの値を目標に実施した。

表－8.1　実験条件一覧表

実験ケース	流量 (m³/s)	堰上流水位 (No302.5)	ゲート開度 (m)								堰下流水位 (No295)	
			1	2	3	4	5	6	7	調整ゲート		
		T.P.m									T.P.m	
Ⅳ－1－1	1,000	37.9	0.08	0.50	1.00	1.10	1.00	0.50	0	0	34.80	原案
Ⅳ－1－2	600	36.8	0	0.50	0.50	0.70	0.50	0.50	0	0	34.30	流況把握
Ⅳ－1－3	300	35.6	0	0	0.50	0.50	0.50	0	0	0	33.60	
Ⅵ－2－1	176.7	35.6 (35.51)	0.15	0	0	0.35	0	0	0.15	2.60	33.00	
Ⅵ－2－2	282.4	37.9 (37.70)	0.15	0	0.50	0.65	0	0	0.15	0	32.94	修正第1案
Ⅵ－2－3	525.1	35.6 (35.69)	0.15	0.35	0.70	1.00	0.50	0	0.15	2.60	33.45	流況把握
Ⅵ－2－4	665.0	37.9 (37.91)	0.15	0.40	0.70	1.00	0.50	0	0.15	0	33.46	
Ⅳ－3－1	176.7	35.6 (35.83)	0.20	0	0	0.35	0	0	0	2.60	32.90	
Ⅳ－3－2	282.4	37.9 (37.6)	0.15	0	0.30	0.50	0	0	0	0.20	33.04	修正第2案
Ⅳ－3－3	525.1	35.6 (35.53)	0.20	0.30	0.70	1.00	0.50	0	0	2.60	33.60	流況把握
Ⅳ－3－4	665.0	37.9 (37.80)	0.20	0.50	0.70	1.00	0.50	0	0	0.20	33.53	
Ⅳ－4－1	176.7	35.6 (35.84)	0.15	0	0	0.35	0	0	0	2.60	33.64	
Ⅳ－4－2	282.4	37.9 (37.59)	0.15	0	0.35	0.50	0	0	0	0.15	33.71	最終案
Ⅳ－4－3	525.1	35.6 (35.63)	0.15	0.30	0.70	1.00	0.50	0	0	0.26	34.13	流況把握
Ⅳ－4－4	665.0	37.9 (37.70)	0.15	0.50	0.60	1.00	0.50	0	0	0.15	34.34	

※ ・（ ）内の堰上流水位は実験結果の水位

・堰下流水位のケースⅣ－1－3以降は自然流下時の水位

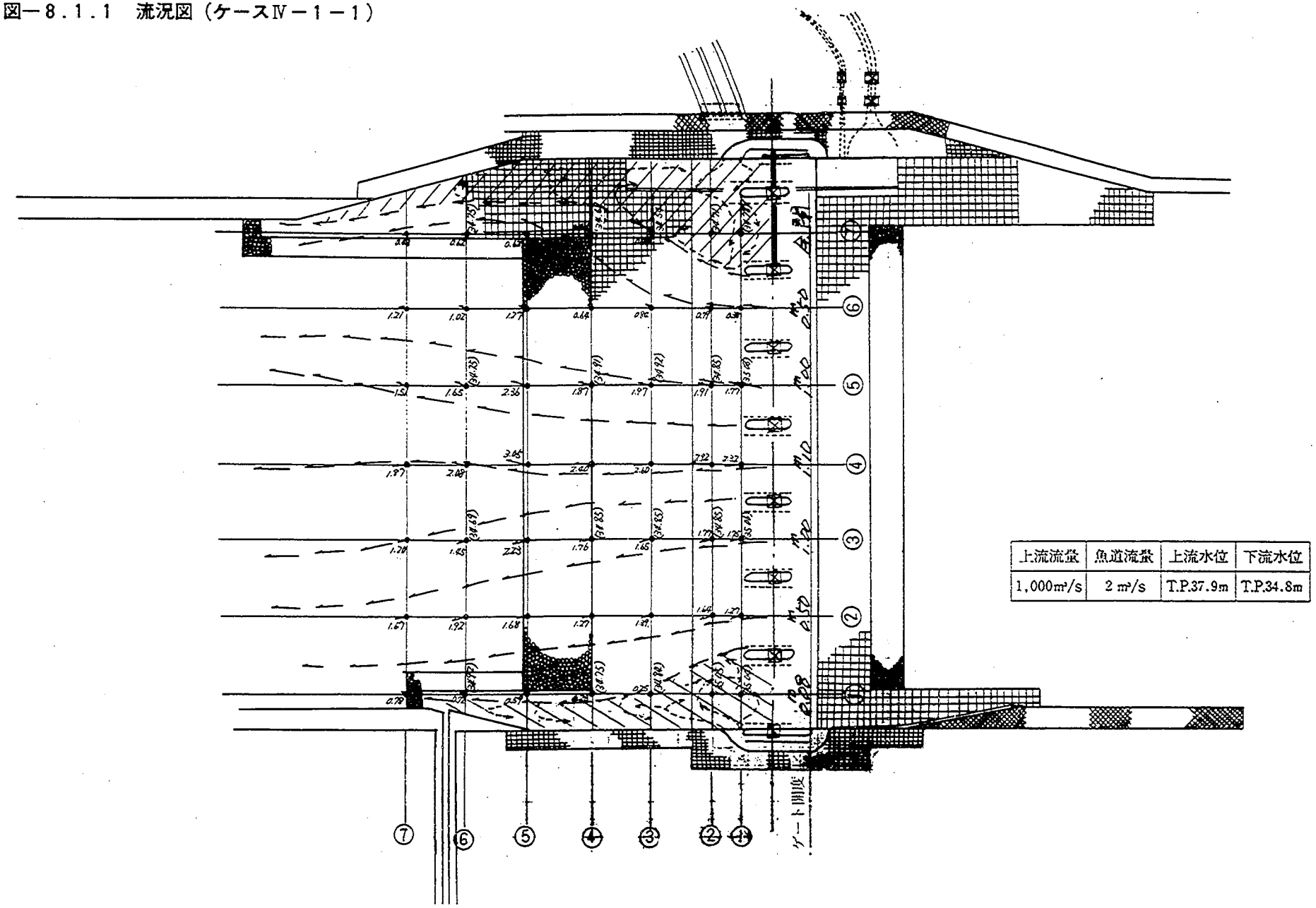
・調節ゲート2.6mは全開、魚道流量は2.0m³/s×左右側2箇所

8－3　実験結果

8－3－1　堰操作に伴う魚道周辺の流況に関する検討（ケースⅣ－1－1～Ⅳ－1－3）

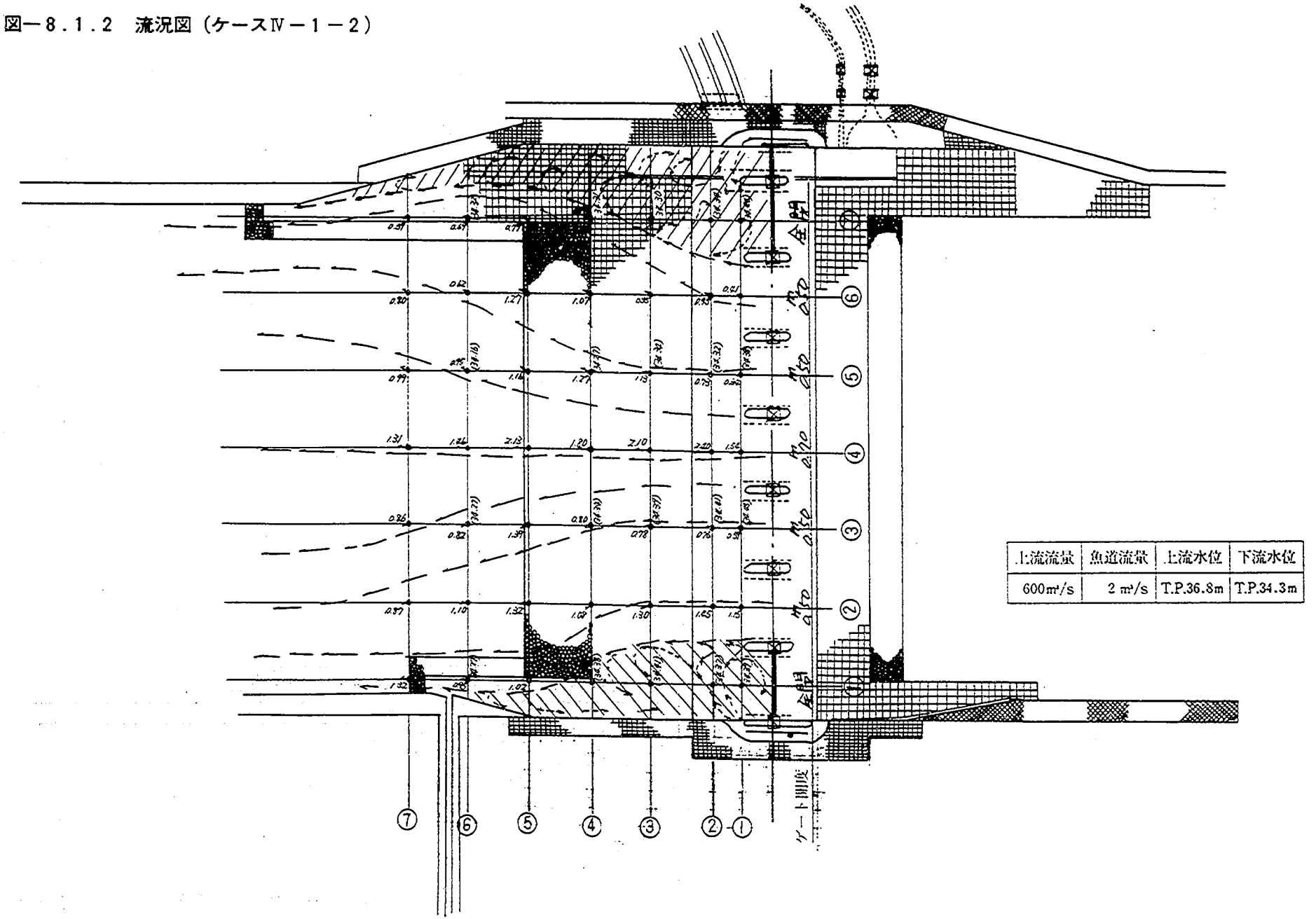
この実験は、上流からの流量を1,000m³/s、600m³/s、300m³/sとしたときの堰操作に伴う魚道周辺の流況を把握したものである。実験結果の流況は、図－8.1.1～8.1.3に示すように、ゲートから流出した流れが左右に扇型に広がって流下する。これはゲート操作方式が中央ゲートを最も開けるピラミッド型式で、中央部のゲートの流出量が多く、左右からの流れが弱いためである。とくに両端のゲートからの流出がないため、この下流側はほとんど死水域に近い状態となり、非常にゆっくりとした渦状の流れになっている。したがって、魚道からの流れ（左右側それぞれ2.0m³/s）はこの渦状の中に巻き込まれ、両端ゲートの下流側を周回する状況となる。堰下流の流速は中央ゲートからの流れが最も速く、流量1,000m³/sで約2.5m/s～3.0m/s、流量600m³/s、300m³/sでそれぞれ約2.0mおよび約1.5m/sとなっている。これより左右側になるにしたがって流速は遅くなり、両端より2番目のゲートからの流れは流量1,000m³/s、600m³/sとも約1.0～1.5m/s、流量300m³/sで約1.0m/sの流速である。この状況から推測すると、両側護岸沿いを遡上してきた魚は、渦状の流れとの境目付近をのぼり、両端から2番目のゲート付近に集まる可能性が高く、魚道の入口に到達するのは容易でないと思われる。

図－８．１．１　流況図（ケースⅣ－１－１）



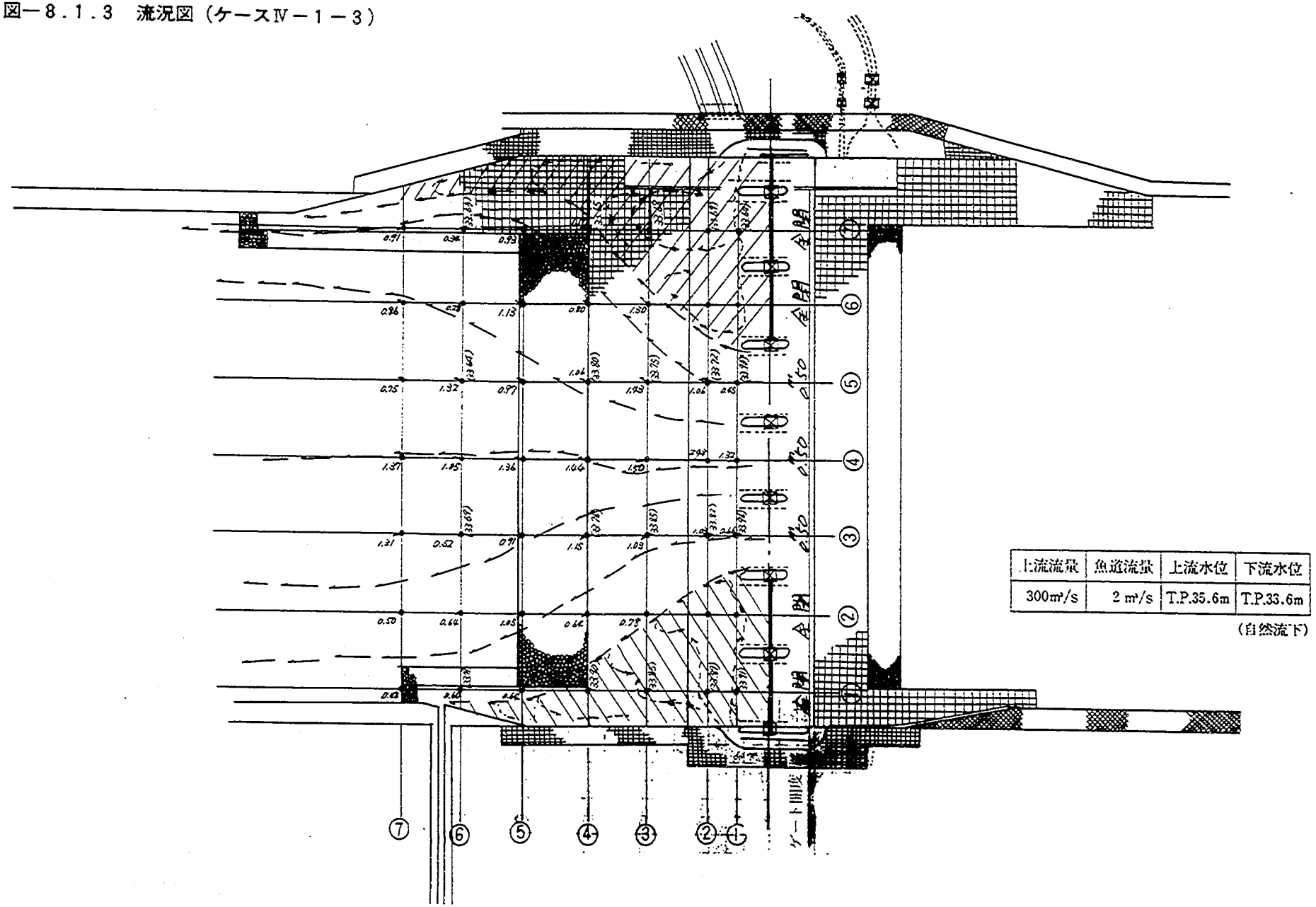
上流流量	魚道流量	上流水位	下流水位
1,000m³/s	2 m³/s	T.P.37.9m	T.P.34.8m

図－８．１．２　流況図（ケースⅣ－１－２）



上流流量	魚道流量	上流水位	下流水位
600m³/s	2 m³/s	T.P.36.8m	T.P.34.3m

図－８．１．３　流況図（ケースⅣ－１－３）



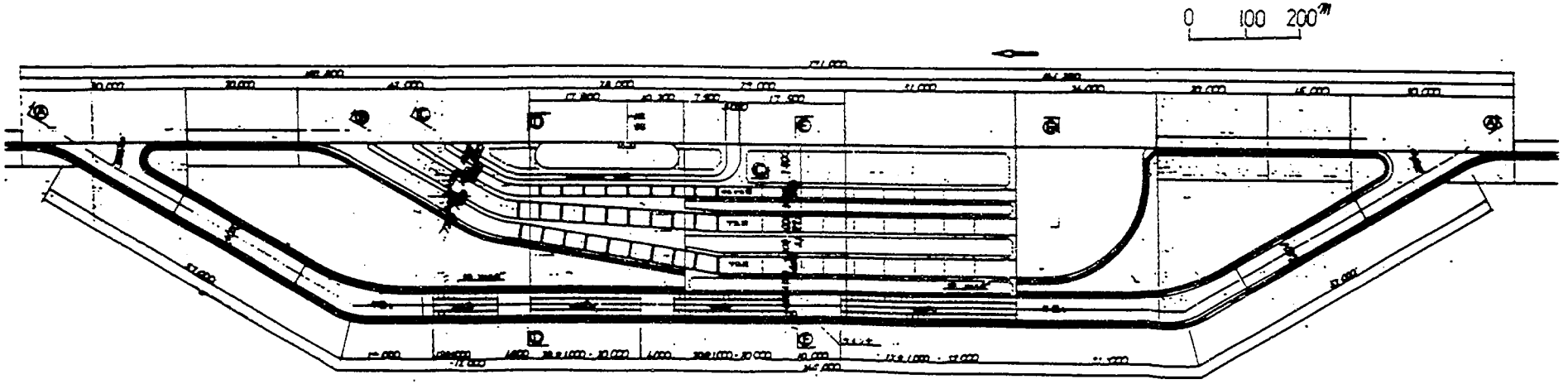
上流流量	魚道流量	上流水位	下流水位
300m³/s	2 m³/s	T.P.35.6m	T.P.33.6m

（自然流下）

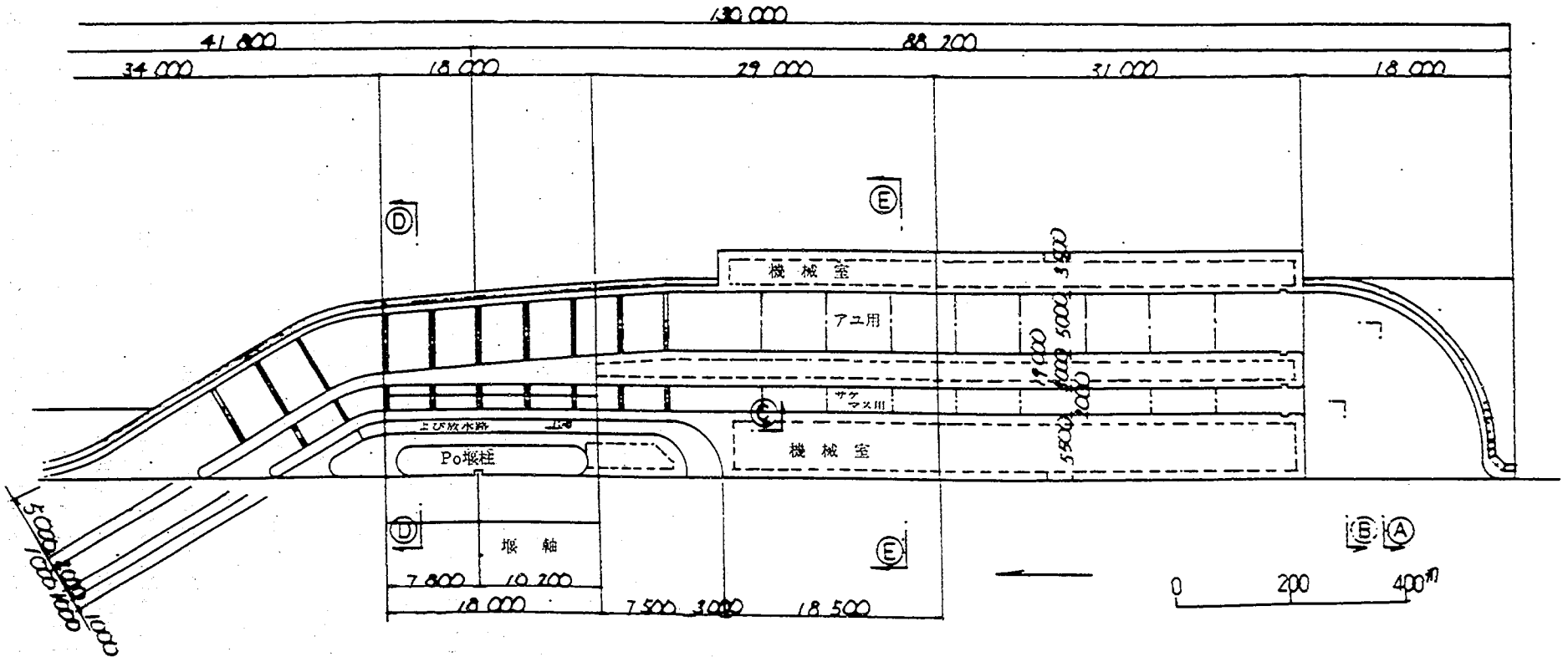
8－3－2　修正第1案魚道の検討（ケースⅣ－2－1～Ⅳ－2－4）

当初計画の堰操作に対する魚道周辺の流況の検討結果より、堰操作方法を左右岸先行のピラミッド方式に改良し、左右魚道の出入口等の形状を変更した図－8．2．1～8．2．2に示す案（左岸船通し分離案、右岸ストレート案）に対する実験を実施した。なお、この実験では不定流計算結果の渇水流量および豊水流量相当に対する堰流入量を用い、堰上流水位が低い場合と高い場合についての検討を行った。

図－８．２．１　妙見堰左岸魚道原案修正形状



図－８．２．２　妙見堰右岸魚道原案修正形状



(1) 渇水流量相当時の検討

① 堰上流水位が低い場合（Q＝176.7m³/s、ケースⅣ－2－1）

調節ゲートを全開とし、左右岸ゲート開度を0.15mとしたとき、中央ゲート（4号ゲート）開度が0.35mでほぼ所定の上流水位となる結果が得られた。またこのときの堰下流水叩き床版上の水深は約0.50mである。この実験結果の水位縦断図、流況図を図－8.2.3～8.2.4に示す。調節ゲートが全開であるため、そこからの流出が主となり、ゲート直下流は約4.7m/sの流速が発生して射流状態となる。ゲート下流は波状跳水を伴い、減勢工によって約2.0m/sほどの流速になり、左方向に拡散する状況となる。このため、右岸側魚道入口付近は調節ゲートからの流れによって、約4m/sの流速が発生し、魚の遡上は困難な状況と判断される。しかし、調節ゲート上流側の魚道出口付近では、約0.5m/sの流速であり、調節ゲート直下から急激に流速が増大することがわかる。

いっぽう、左岸側魚道入口付近は、1号ゲートの開度を0.15mとしたことによって、約0.5m/s前後の流速値が得られており、魚道への誘魚が可能な状況と考えられる。

② 堰上流水位が高い場合（Q＝282.4m³/s、ケースⅣ－2－2）

堰流入量に対する堰上流水位とゲート開度の関係は、計算資料を参考に設定したが、実験では堰上流水位が高くなる傾向のため、ゲート開度を操作して上流水位を設定した。ゲート操作方法は、全閉されているゲートは操作しないこと。各相互のゲート開度差は、0.5m以下にすることを前提にゲート開度を0.05m単位で操作した。しかしながら、この実験では全閉されているゲートを操作しない方針で行ったため、中央ゲート（4号ゲート）の開度が0.65mとなり、ゲート開度差に問題が生ずる結果となってしまった。左右岸魚道入口付近の流況に与える影響は少ないことから、堰操作法としては、5号ゲートを操作すべきであったと考えられる。この実験結果の水位縦断図および流況図を図－8.2.5～8.2.6に示す。

堰下流の水叩き床版上の水深は、約0.7mとなり、ゲートが全閉である2号、5号、6号ゲートおよび調節ゲートの直下流は死水域となる。3号および4号ゲートからの流れは、左右側に広がり、とくに右岸側の5号および6号ゲートが全閉であるため、右方向への広がりが強い。このゲート開度が0.65mである4号ゲート直下流では、約4.8m/sの流速が発生する。しかし、100m下流地点では2.3m/s前後の流速に減少し、比較的ゆるやかな流れとなる。

左岸側魚道入口付近の流速は、0.3～0.4m/sであり、1号ゲートを0.15mの開度としたことによって、ほぼ目標値に近い流速が得られている。また、右岸側は、先に述べたように全閉であるため、その下流側は死水域となる。しかし、魚道からの流出量によって、魚道入口からこの下流の河岸前面は、左岸側と同様に0.3～0.4m/sの流速となる。このため、呼水水路からの放出量で誘魚し、魚道内に遡上させることが可能な状況と考えられる。

(2) 豊水流量相当時の検討

① 堰上流水位が低い場合（Q＝525.1m³/s、ケースⅣ－2－3）

6号ゲート以外は、堰操作が行われているため、堰下流では比較的真直ぐに流下する状況となる。このときの水位縦断および流況図を図－8.2.7～8.2.8に示す。

堰下流の水叩き床版上の水深は約1.2mとなり、各ゲート直下流ではゲート開度に応じて跳水規模が異なるものの、極端に流れの方向が変わる現象は見られない。調節ゲート下流の流れは、約4.4m/s

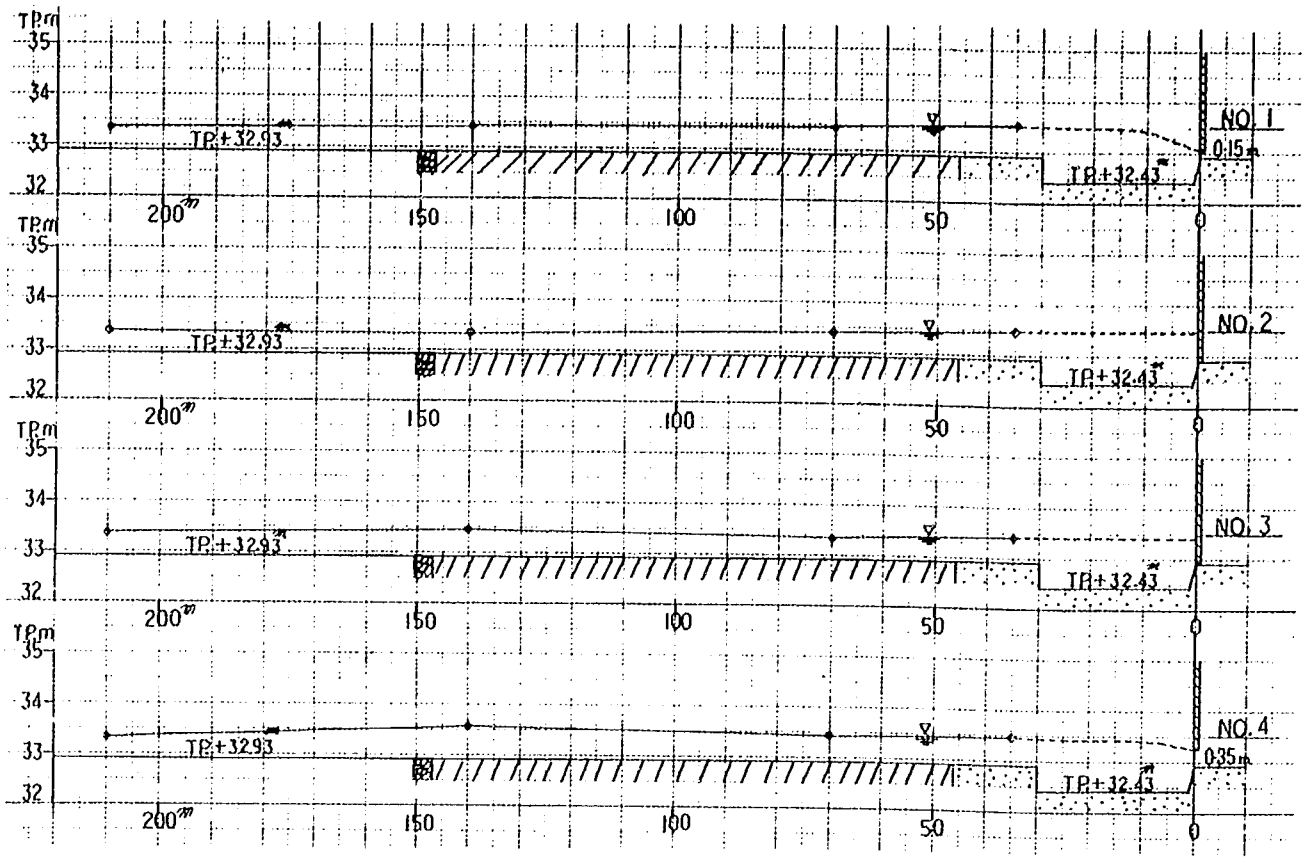
の流速となり、各ゲートが操作されていることによって、ほぼ真直ぐ流下する傾向が強い。このため、右岸側魚道入口の下流50～70m付近まで高流速（約4.0m/s）が発生しており、魚道内への誘魚は困難な状況であった。

いっぽう、左岸側魚道入口付近の流速は、約0.35～0.45m/sであり、先のケースⅣ－2－1の結果とほぼ同じである。ただし、堰護床工付近から下流では流量の増大によって、河岸前面の流速は約0.7m/sとなっている。

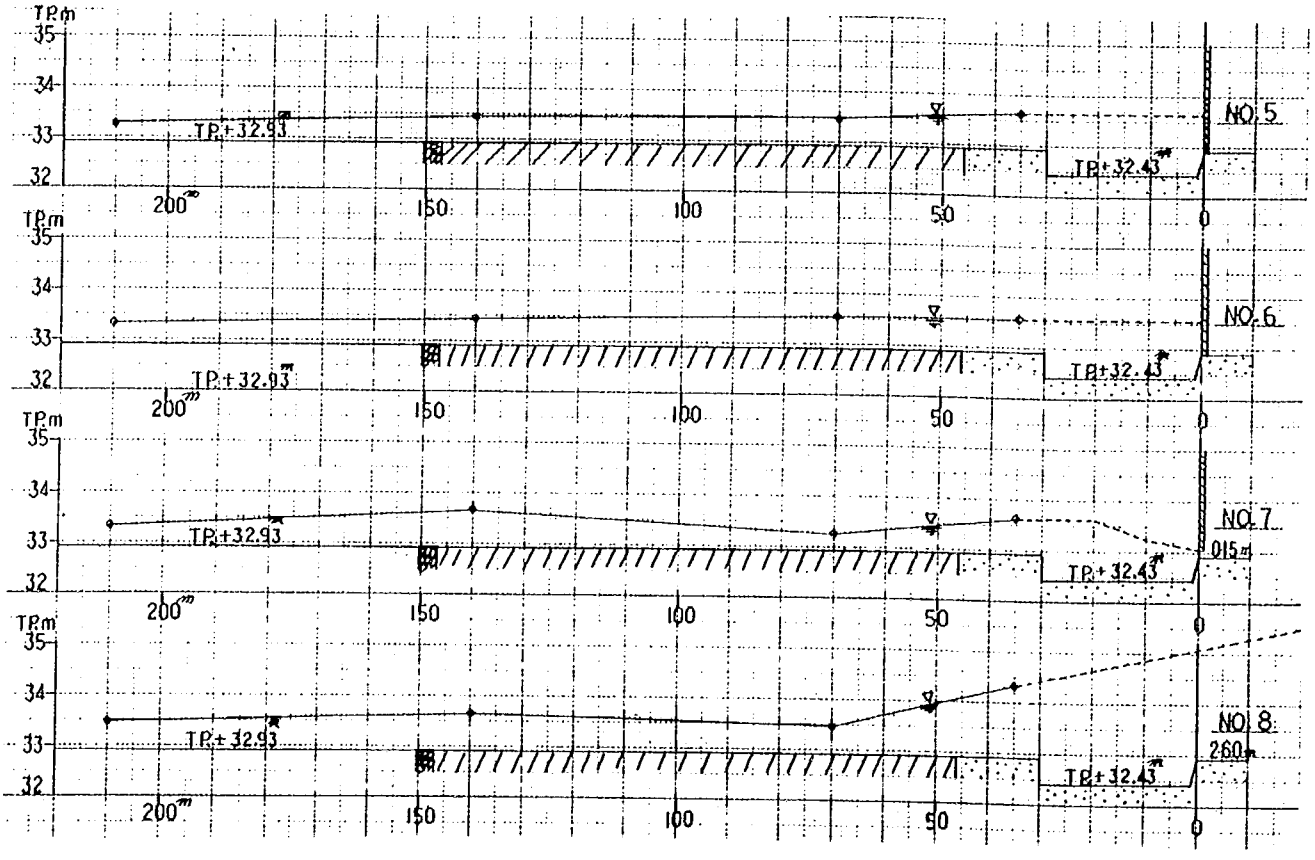
② 堰上流水位が高い場合（Q＝665.0m³/s、ケースⅣ－2－4）

実験結果の水位縦断図、流況図を図－8.2.9～8.2.10に示す。堰下流の水深は、堰上流水位が低い場合より若干高い傾向となるものの、約1.2m程度で大差ない状態である。

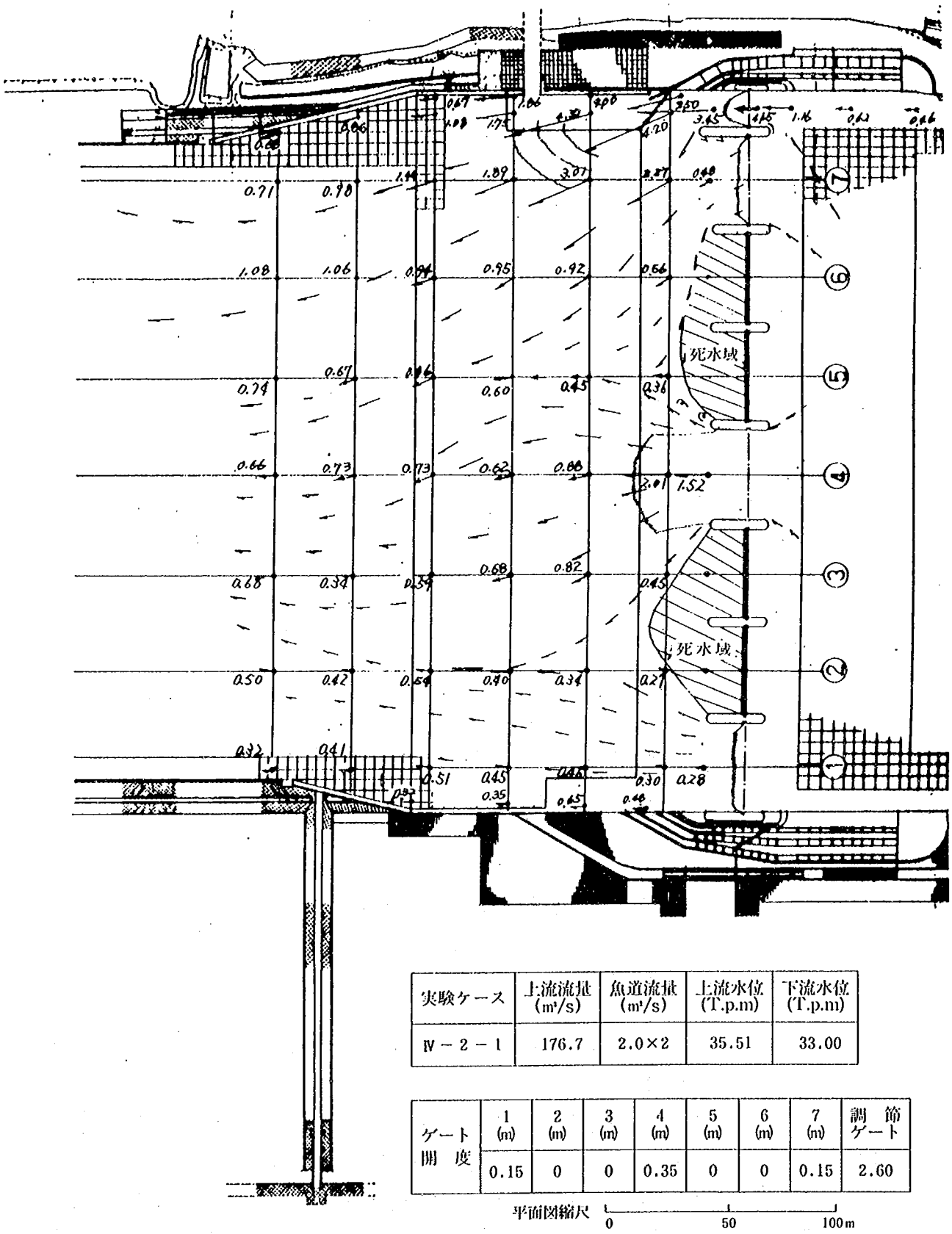
堰からの流れは、中央ゲートから左岸側ではほぼ真直ぐ流下しているが、右岸側は右方向へ広がる傾向となっている。とくにゲート開度の大きい3号および4号ゲートからの流出が多いため、ゲート開度1.0mの4号ゲート直下流では跳水現象によって、約8.4m/sの高流速が発生し、100m下流においても約4.0m/s前後の流速となる。しかしながら、魚道周辺の流速は、左岸側で約0.4m/s、右岸側で約0.3m前後となっており、先のケースⅣ－2－2とほぼ同じ状況となる結果が得られた。



図—８．２．３(1)　水位縦断図（ケースⅣ－２－１）



図—８．２．３(2)　水位縦断図（ケースⅣ－２－１）

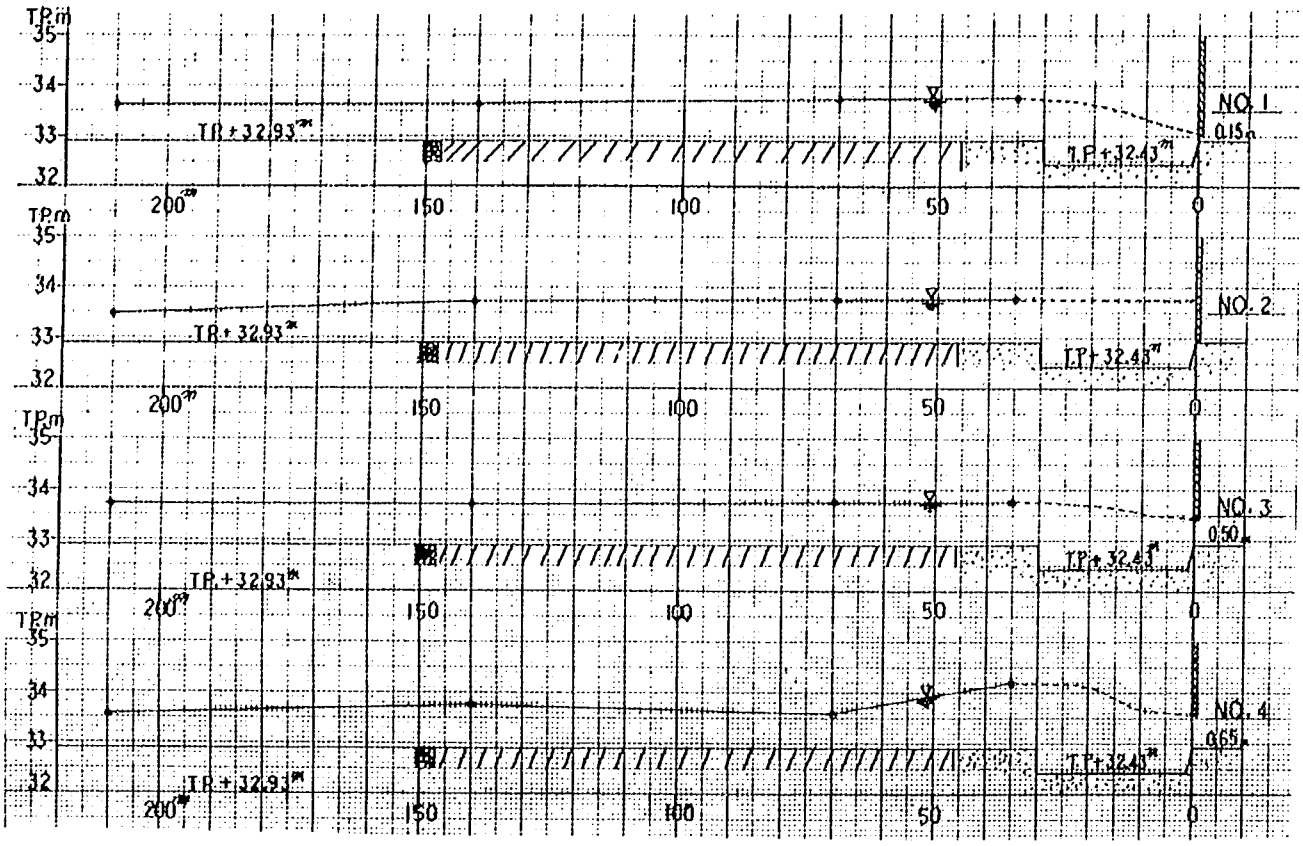


実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m)	下流水位 (T.p.m)
Ⅳ－2－1	176.7	2.0×2	35.51	33.00

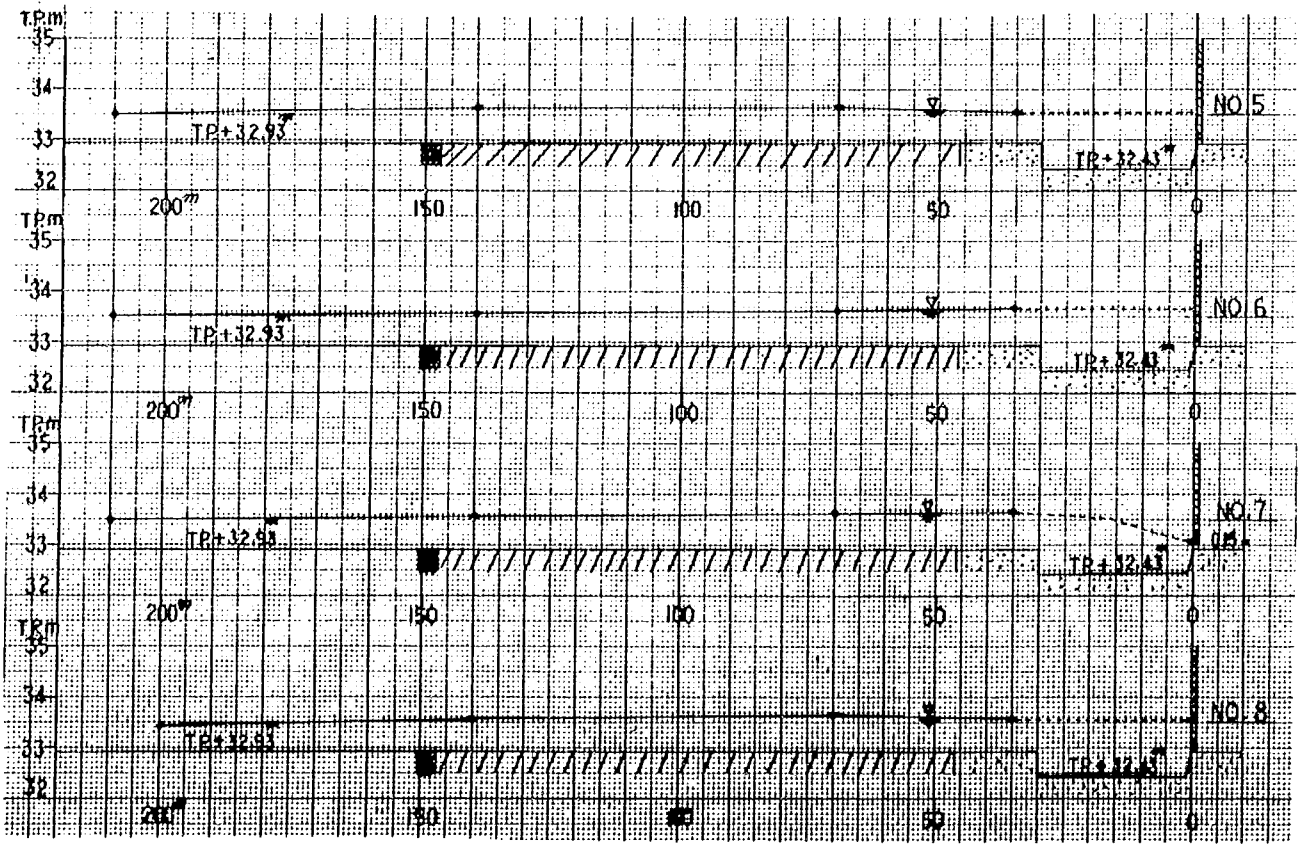
ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.15	0	0	0.35	0	0	0.15	2.60

平面図縮尺 0 50 100m

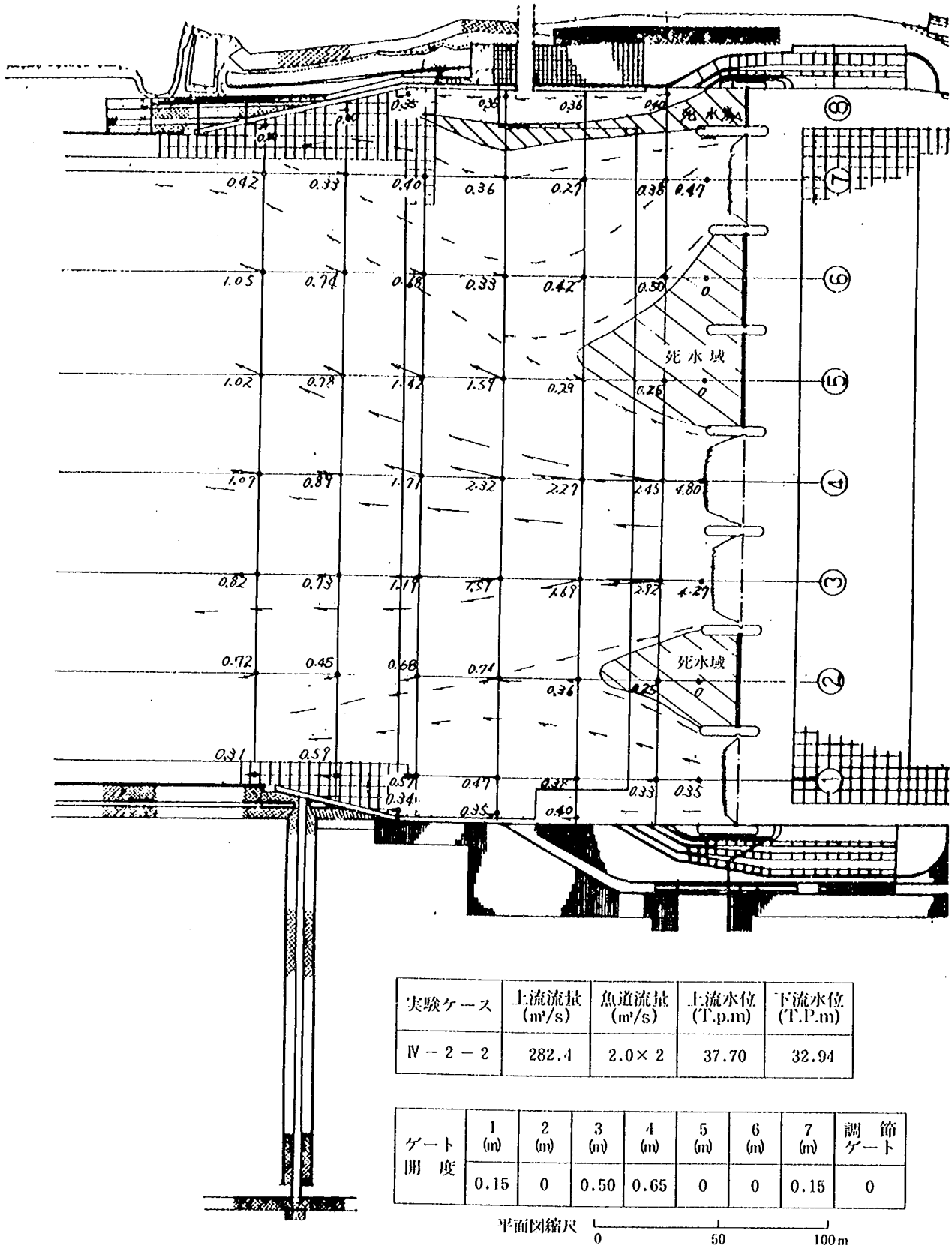
図－8．2．4　流　況　図



図－８．２．５(1)　水位縦断図（ケースⅣ－２－２）



図－８．２．５(2)　水位縦断図（ケースⅣ－２－２）

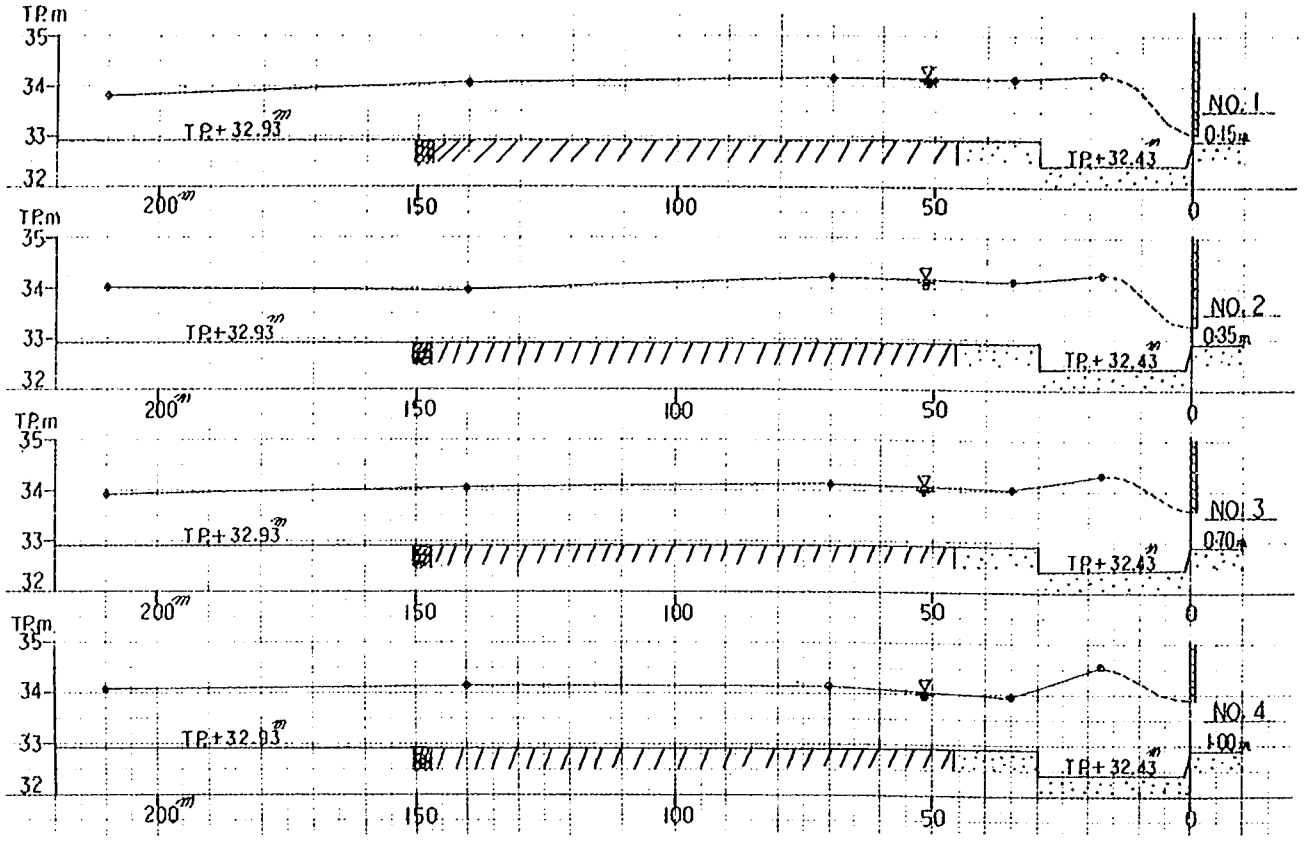


実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m)	下流水位 (T.P.m)
Ⅳ－2－2	282.4	2.0×2	37.70	32.94

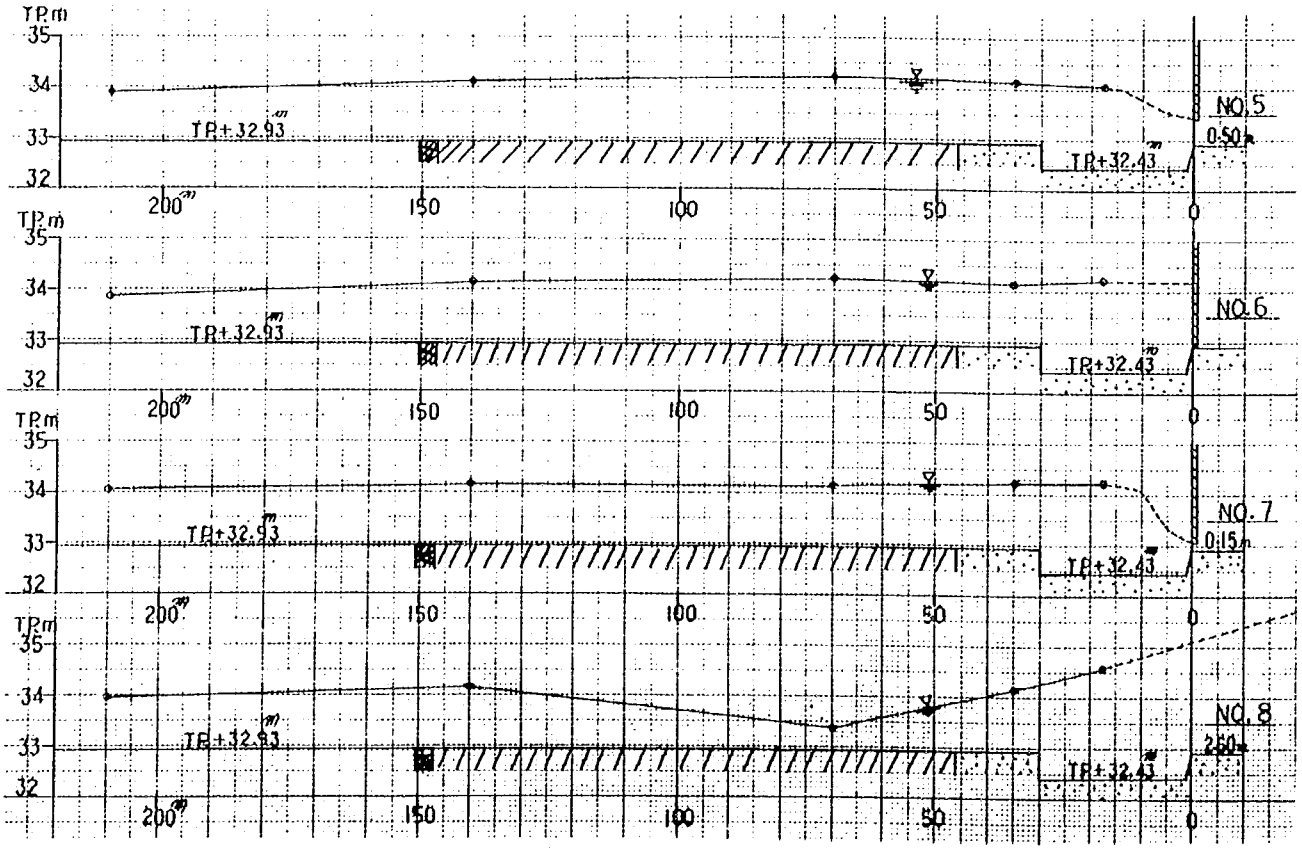
ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.15	0	0.50	0.65	0	0	0.15	0

平面図縮尺 0 50 100m

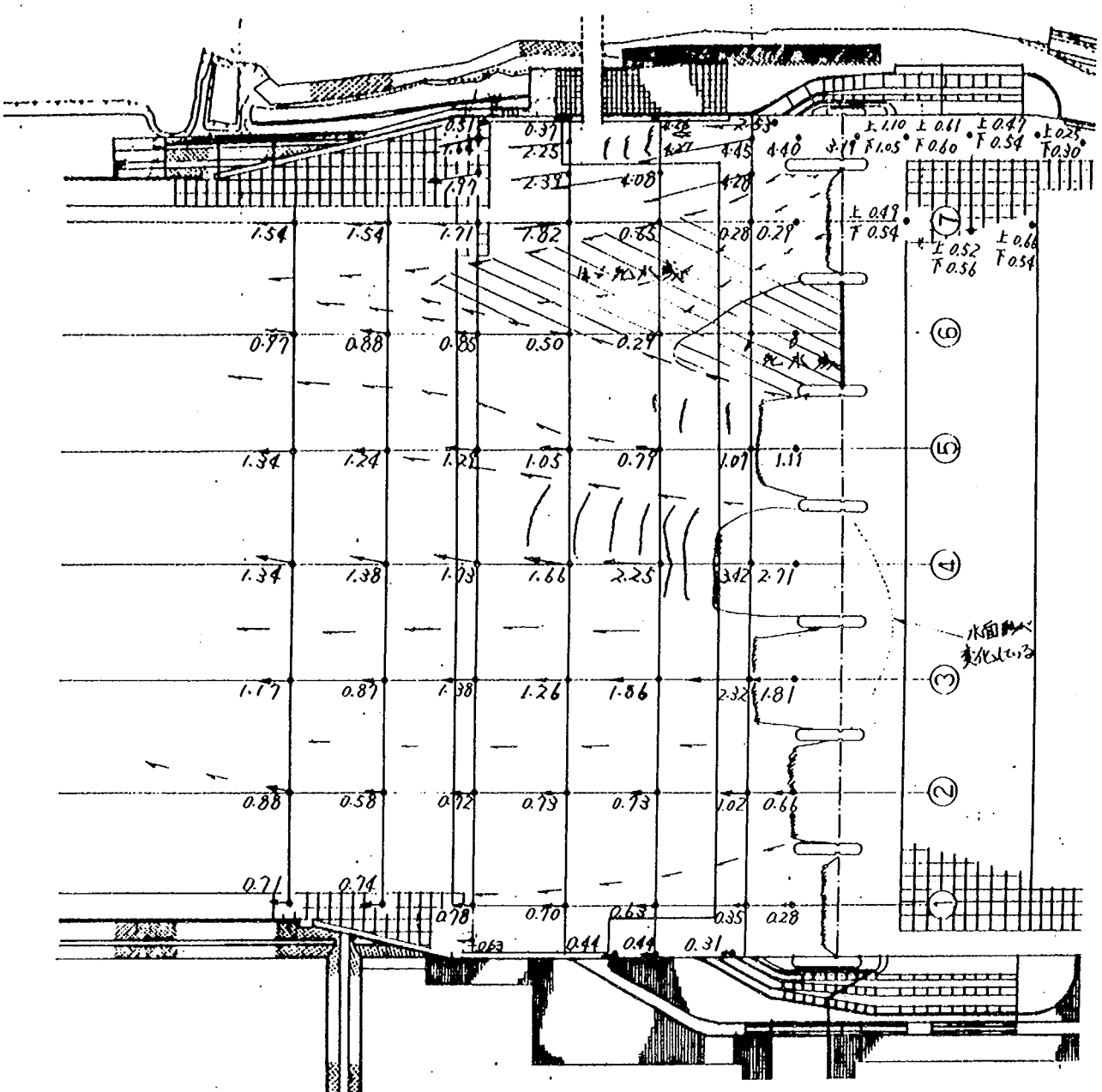
図－8．2．6　流　況　図



図—８．２．７(1)　水位縦断図（ケースⅣ－２－３）



図—８．２．７(2)　水位縦断図（ケースⅣ－２－３）

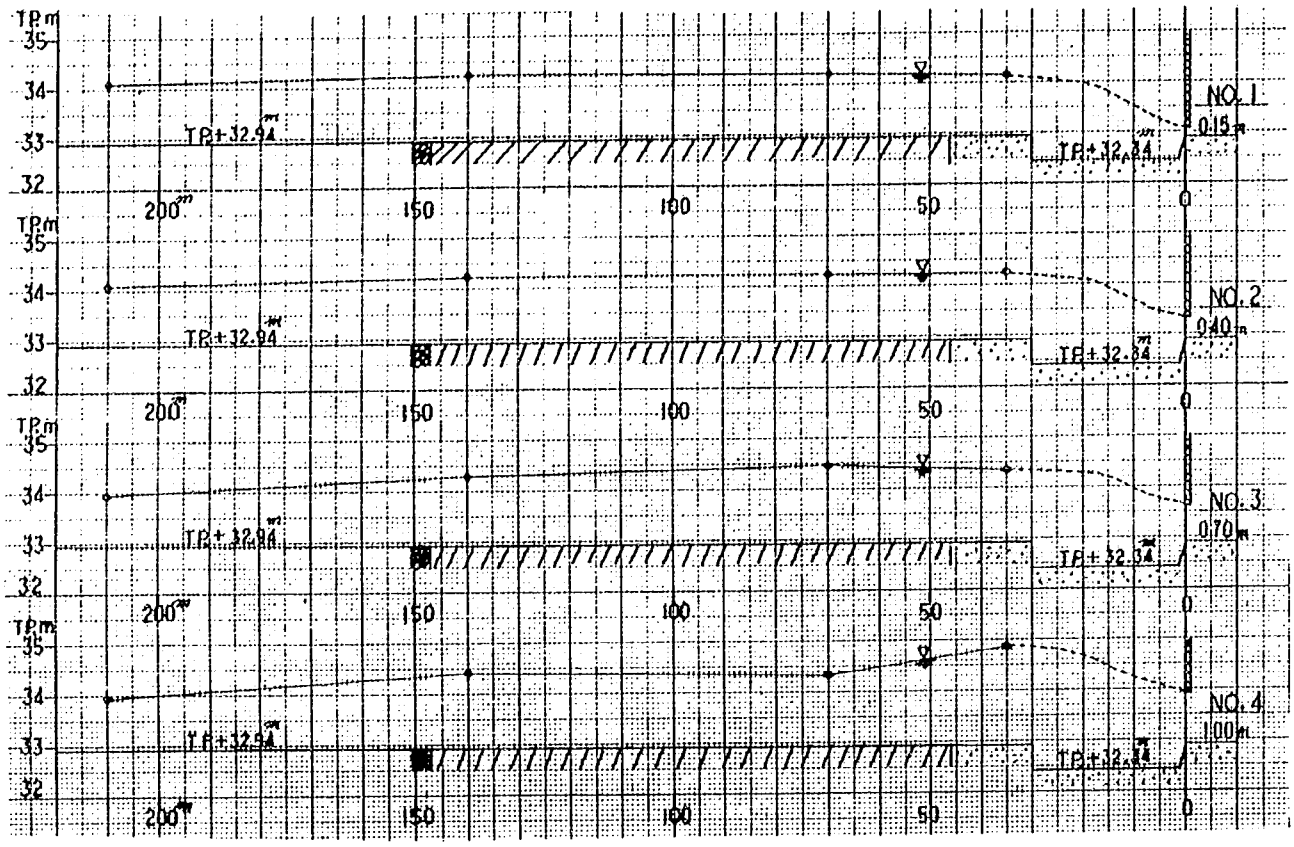


実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m)	下流水位 (T.p.m)
Ⅵ－2－3	525.1	2.0×2	35.69	33.45

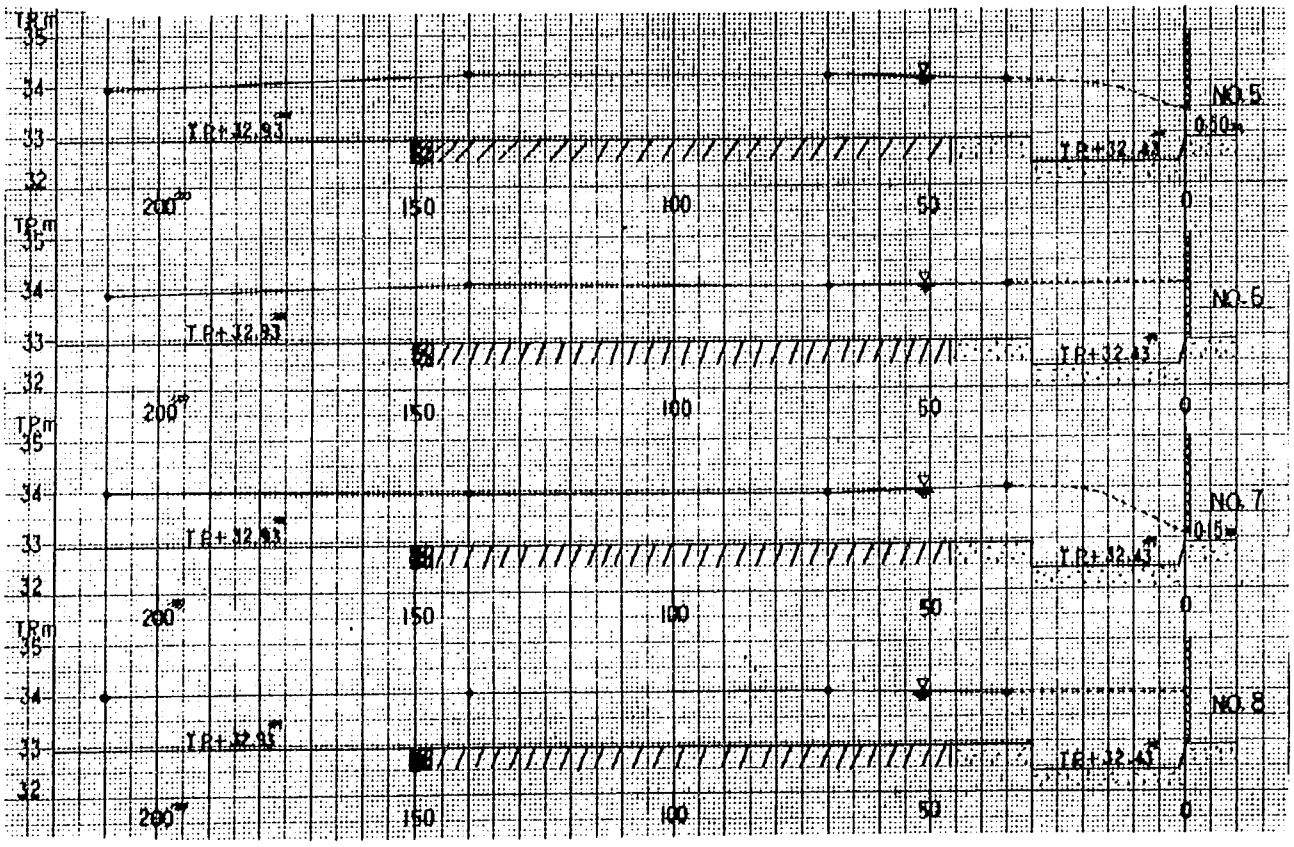
ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.15	0.35	0.70	1.00	0.50	0	0.15	2.60

平面図縮尺 0 50 100m

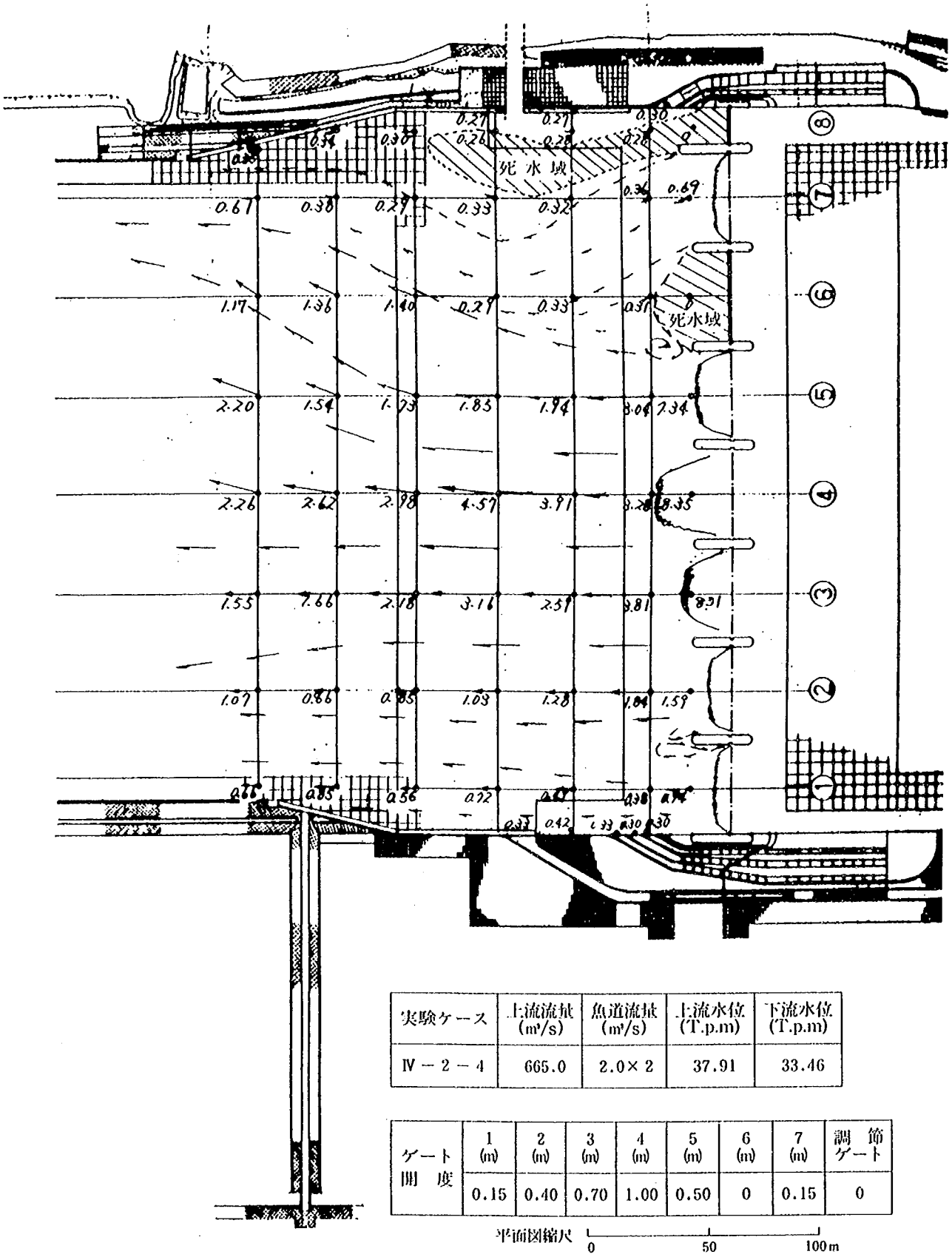
図－8.2.8 流 況 図



図— 8．2．9(1)　水位縦断図（ケースⅣ－2－4）



図— 8．2．9(2)　水位縦断図（ケースⅣ－2－4）



実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m)	下流水位 (T.p.m)
Ⅳ－2－4	665.0	2.0×2	37.91	33.46

ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.15	0.40	0.70	1.00	0.50	0	0.15	0

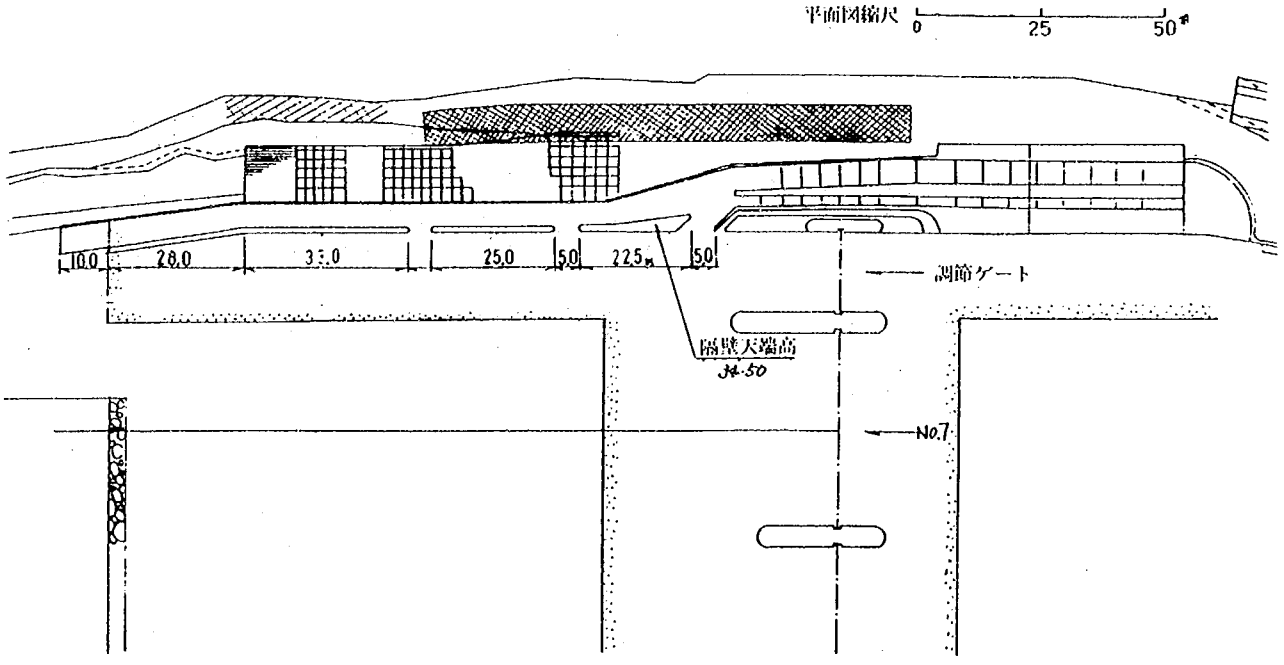
平面図縮尺 0 50 100m

図－8．2．10 流　況　図

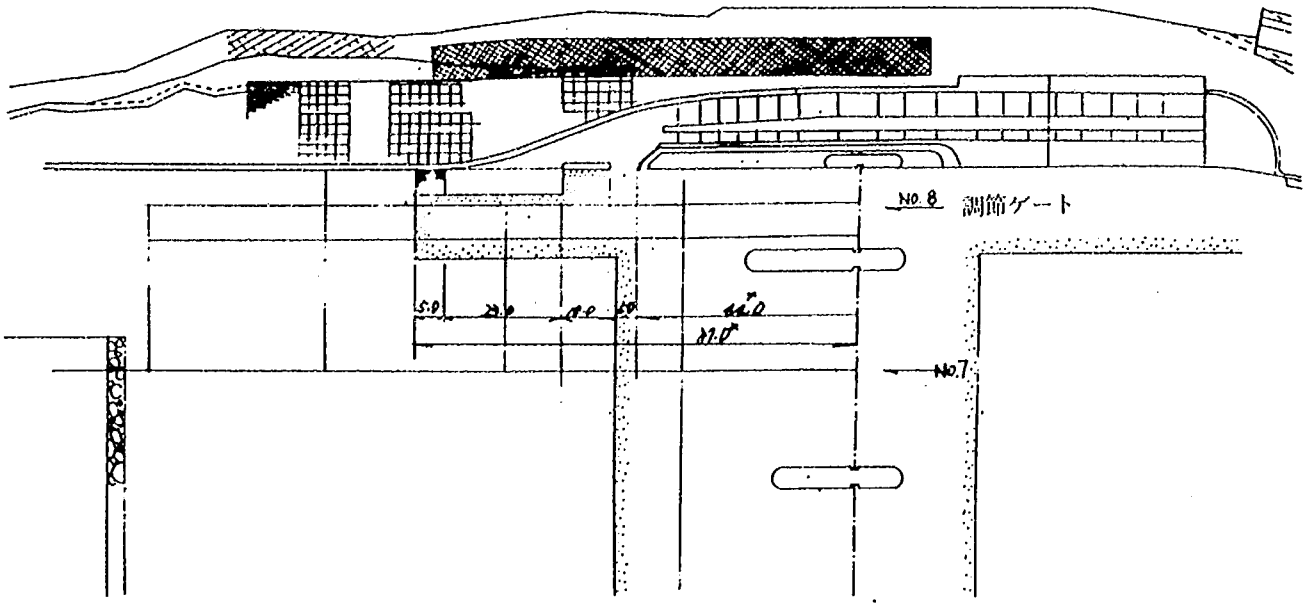
(3) 堰操作と魚道形状について

修正第1案魚道の実験結果では、堰上流水位が高い場合、調節ゲートが全閉となるため、この下流側は死水域が生ずる。また、中央ゲートからの流出量が多く、堰下流側の流れは左右岸に広がる傾向となる。このため、右岸側魚道周辺は、魚道からの流出のみによる流れとなるものの、0.3～0.4m/s前後の流速が生じ、呼び水水路からの放流等も考慮すれば魚の遡上が可能と考えられる。同様に左岸側魚道周辺も約0.3～0.4m/sの流速となり、魚の遡上は可能な状況と考えられる。いっぽう、堰上流水位が低い状態に対しては、左岸側魚道入口付近は、約0.3～0.5m/sの流速が保持できる。しかし、右岸側魚道入口周辺は、調節ゲートが全開であるため、約1.0m/s前後の流速が発生し、魚道内への誘魚は困難な状況であることが明らかとなった。

以上の結果より、ここでは調節ゲート全開時における右岸側魚道の機能を得るための予備的な検討を実施した。まず、魚道形状は図－8.2.11に示すように、河岸前面に隔壁を設け、導水路によって流速の軽減を図ろうとした。この結果は、上流端の隔壁に当る流れが強く、ここから導水路へ流入した流れと魚道からの流出量も相まって、約2.5m/sの流速となる。導水路下流では、各隔壁間からの流出もあって約1.5m/s前後の流速に減少するものの、効果的な形状ではなかった。このため、隔壁の長さ、間隔あるいは上流端隔壁の形状、位置等を種々変えて試みたが、結局大幅な効果は得られなかった。そこで、魚道入口位置を下流に移動させ、隔壁の位置、長さ、河岸形状等を種々検討した結果、図－8.2.12に示す魚道形状によって、ほぼ有効流速となる状況を得ることができた。



図－8.2.11 妙見堰右岸魚道隔壁導水路案形状



図—８．２．12　妙見堰右岸魚道最良案形状

８—３—３　修正第２案魚道の検討（ケースⅣ－３－１～Ⅳ－３－４）

予備実験結果より得られた図－８．２．12の右岸側魚道形状について、先のケースⅣ－２と同一の実験条件に対する検討を行った。なお、魚道へ効果的に誘魚する案として、左右岸側魚道入口から下流側に幅５m、深さ0.5mの誘導水路を設けて実験を実施した。

(1)　渇水流量相当時の検討

①　堰上流水位が低い場合（Q＝176.7m³/s、ケースⅣ－３－１）

調節ゲートを全開とし、１号ゲートを0.2m、４号ゲートを0.35mの開度とすることによって、ほぼ所定の上流水位を得ることができた。この実験結果の水位縦断および流況図を図－８．３．１(1)～８．３．２(2)に示す。

堰下流水叩き床版上の水深は、約0.5mであり、先の第１案魚道実験とほぼ同じ結果である。調節ゲートからの流れは、ゲート下流約100m地点付近で波状跳水が発生する。また、調節ゲート左岸側の７号ゲートの全閉によって、調節ゲートからの流れは左側に広がる傾向となっている。右岸側魚道入口付近は、隔壁の上流側で約3.5m/sの流速となるが、隔壁下流側は0.5～0.7m/sの流速であり、魚道形状を改良した効果が得られている。いっぽう、左岸側魚道周辺は、約0.5～0.8m/sの流速であり、１号ゲートの開度を0.2mとしたことによって、若干流速が増大したが、ほぼ有効流速となる結果が得られた。

②　堰上流水位が高い場合（Q＝282.4m³/s、ケースⅣ－３－２）

実験結果の水位縦断および流況図を図－８．３．３(1)～８．３．４(2)に示す。中央ゲートからの流出量が多いために、堰下流では左右側に流れが広がる傾向が見られる。しかし、調節ゲートの開度を0.2mとし、７号ゲートを全閉とする堰操作方法としたことによって、調節ゲート下流側の死水域が解消するとともに、調節ゲートからの流水は左方向に広がるため、右岸側魚道入口付近およびこの下流側は約0.4m/sの流速となり、ほぼ有効流速となる状況が得られている。

いっぽう、左岸側は１号ゲート開度を0.2mとした場合、魚道入口付近で約1.0m/sの流速が発生

する。このため1号ゲートの開度を0.15mとしたところ、0.7～0.8m/sの流速となる結果が得られた。

(2) 豊水流量相当時の検討

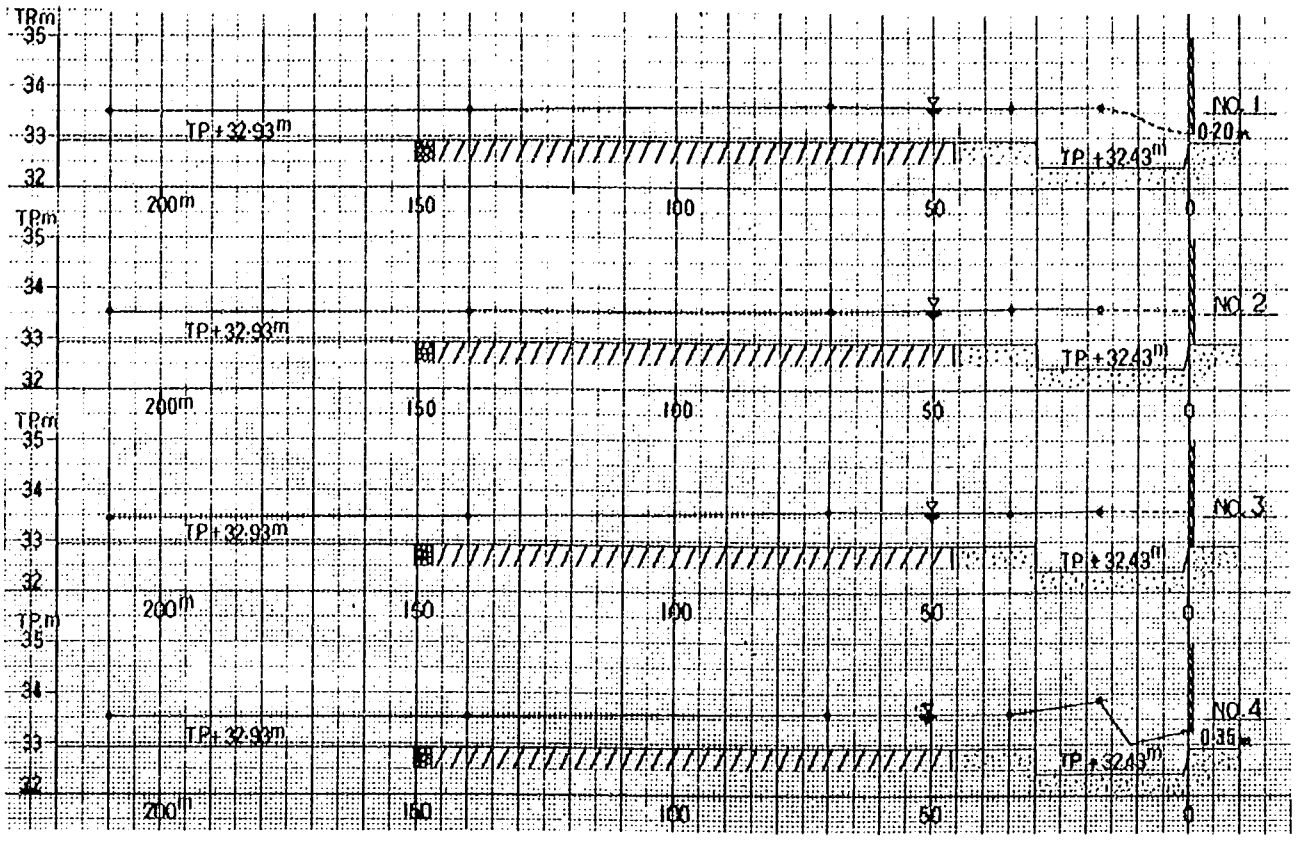
① 堰上流水位が低い場合（Q＝525.1m³/s、ケースⅣ－3－3）

水位縦断図および流況図は図－8.3.5(1)～8.3.6(2)に示す。豊水流量相当時は、中央ゲートの操作によって、堰下流ではほぼ真直ぐに流下する。調節ゲートからの流れは、先のケースⅣ－3－1と同様に、右岸魚道入口の隔壁上流側で高流速が発生する。しかし、隔壁の下流側では0.3～0.5m/sの流速となっており、ほぼ有効流速となる結果が得られている。

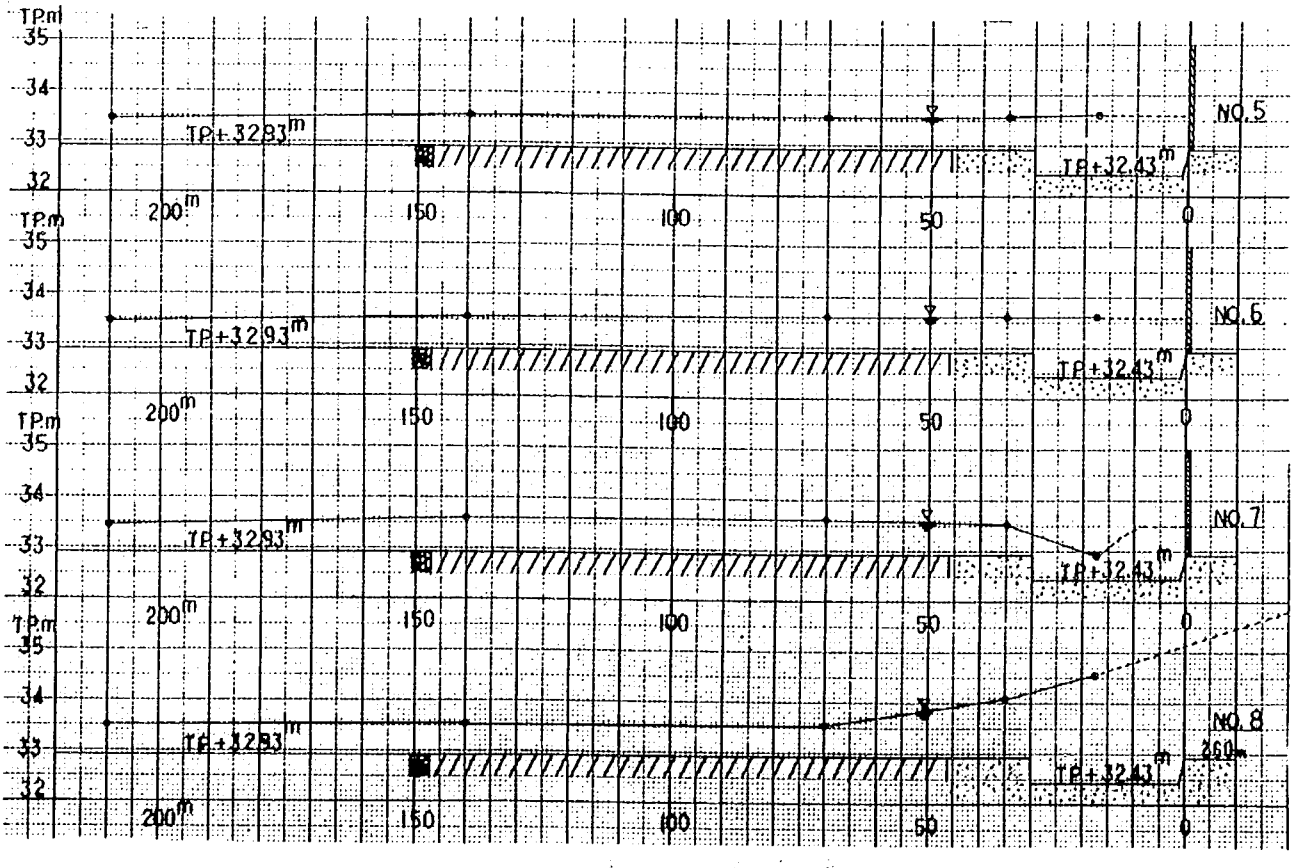
左岸側魚道周辺の流速は、約0.3～0.5m/sであり、渇水流量時より堰下流の水深が大きいことによって、1号ゲートの開度0.15mと0.20mに対する流況変化の差は顕著に現われていない。

② 堰上流水位が高い場合（Q＝665.0m³/s、ケースⅣ－3－4）

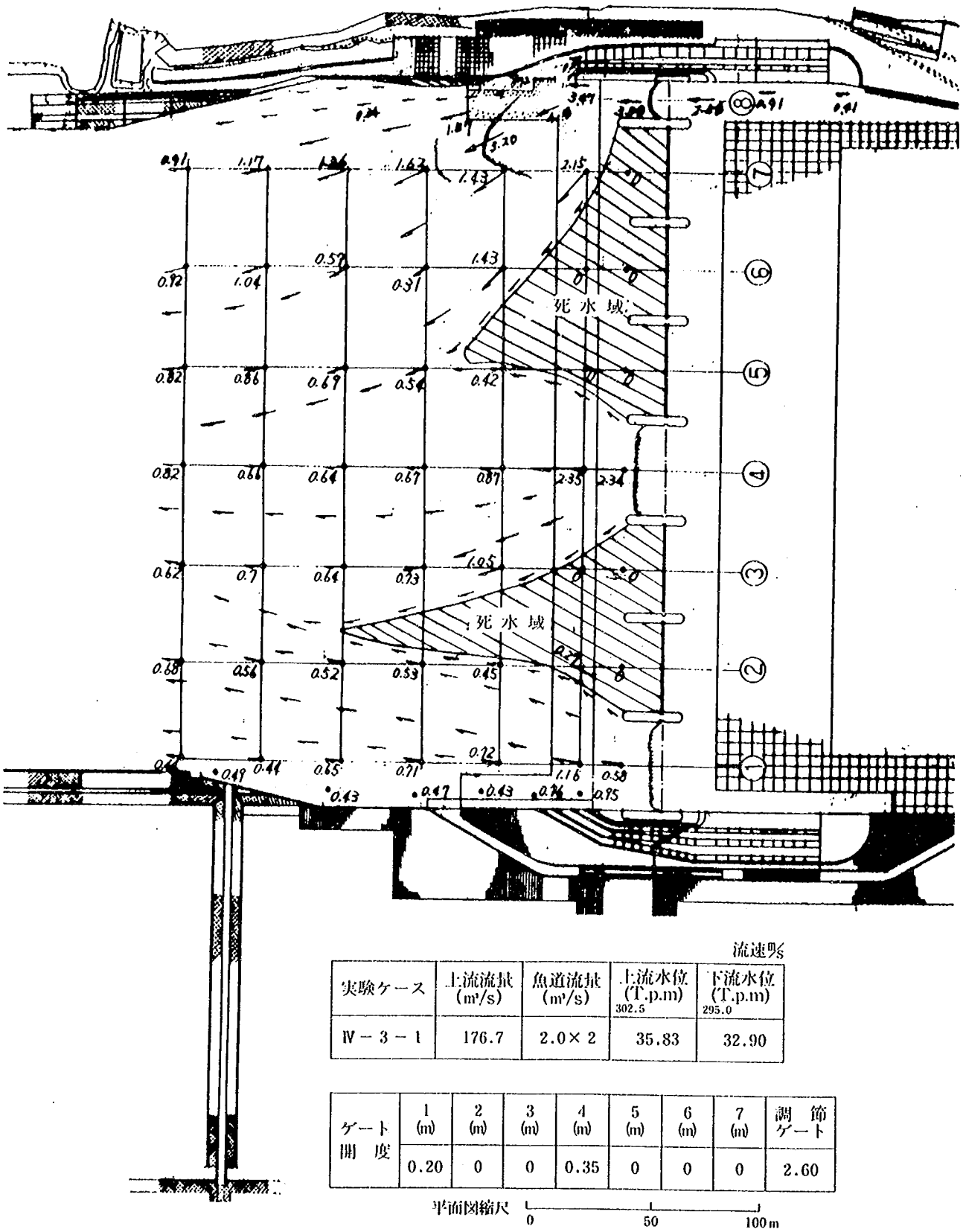
6号および7号ゲートを全閉とした堰操作によって、このゲート下流側は死水域となり、中央ゲート付近の流れは、比較的真直ぐに流下する。このときの水位縦断図および流況図を図－8.3.7(1)～8.3.8(2)に示す。調節ゲートの開度は、先のケースⅣ－3－2と同じ0.2mであり、ここからの流れは左方向に広がる傾向となる。この流れによって右岸側魚道周辺は、約0.3～0.8m/sの流速が生じており、魚の遡上に有効な流速となっている。また、流量の増大に伴い、堰下流床版上の水深も大きくなるため、魚道下流の河岸前面に死水領域に近い部分が発生し、魚の遡上に対して好条件と言われる状態となる結果が得られた。いっぽう、左岸側魚道周辺は0.4m～0.6m/sの流速が得られており、魚道への遡上可能な流速となっている。



図－８．３．１(1)　水位縦断図（ケースⅣ－３－１）



図－８．３．１(2)　水位縦断図（ケースⅣ－３－１）



実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m) 302.5	下流水位 (T.p.m) 295.0
Ⅳ－3－1	176.7	2.0×2	35.83	32.90

ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.20	0	0	0.35	0	0	0	2.60

平面図縮尺 0 50 100m

図－8．3．2(1) 流　況　図

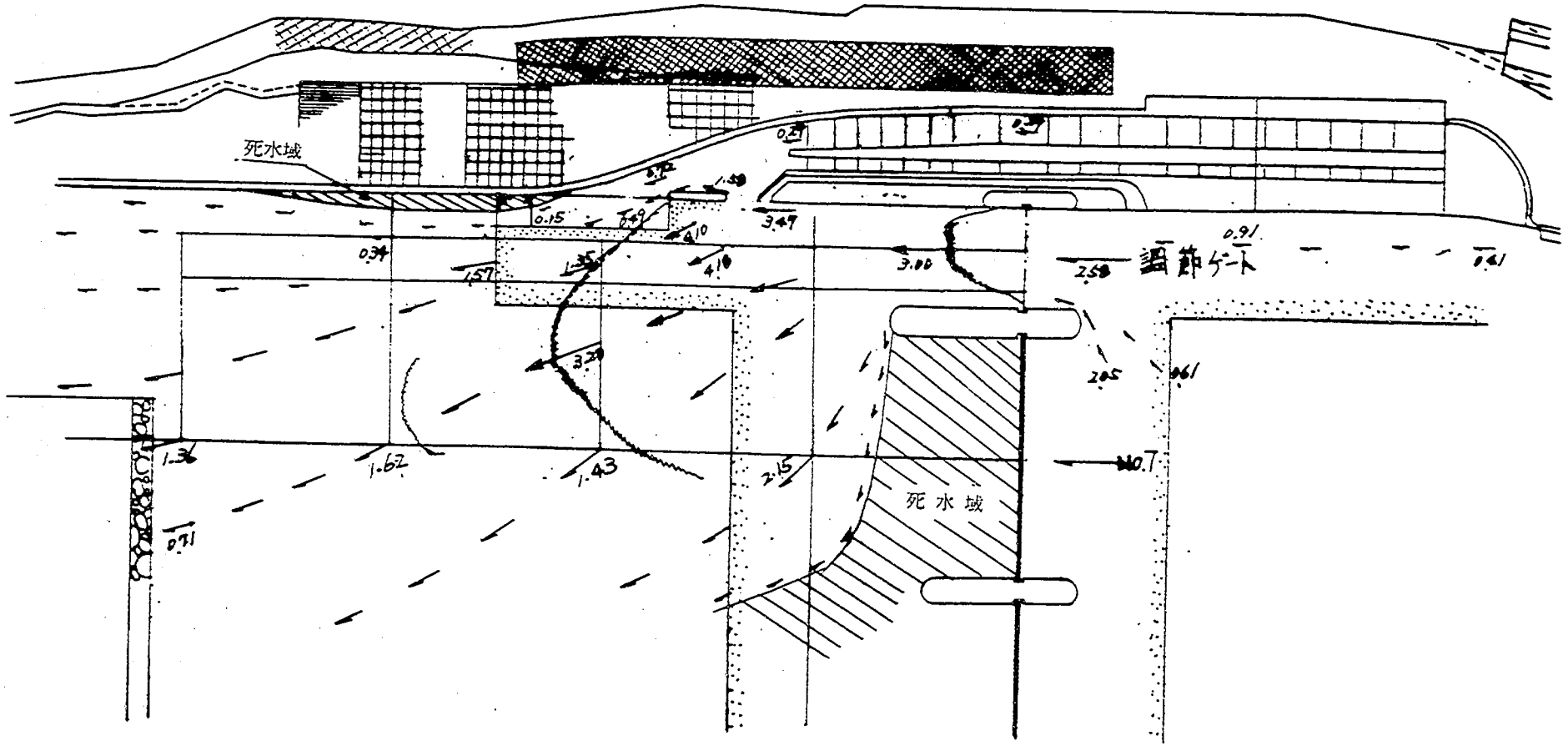
図－8．3．2(2) 流　況　図

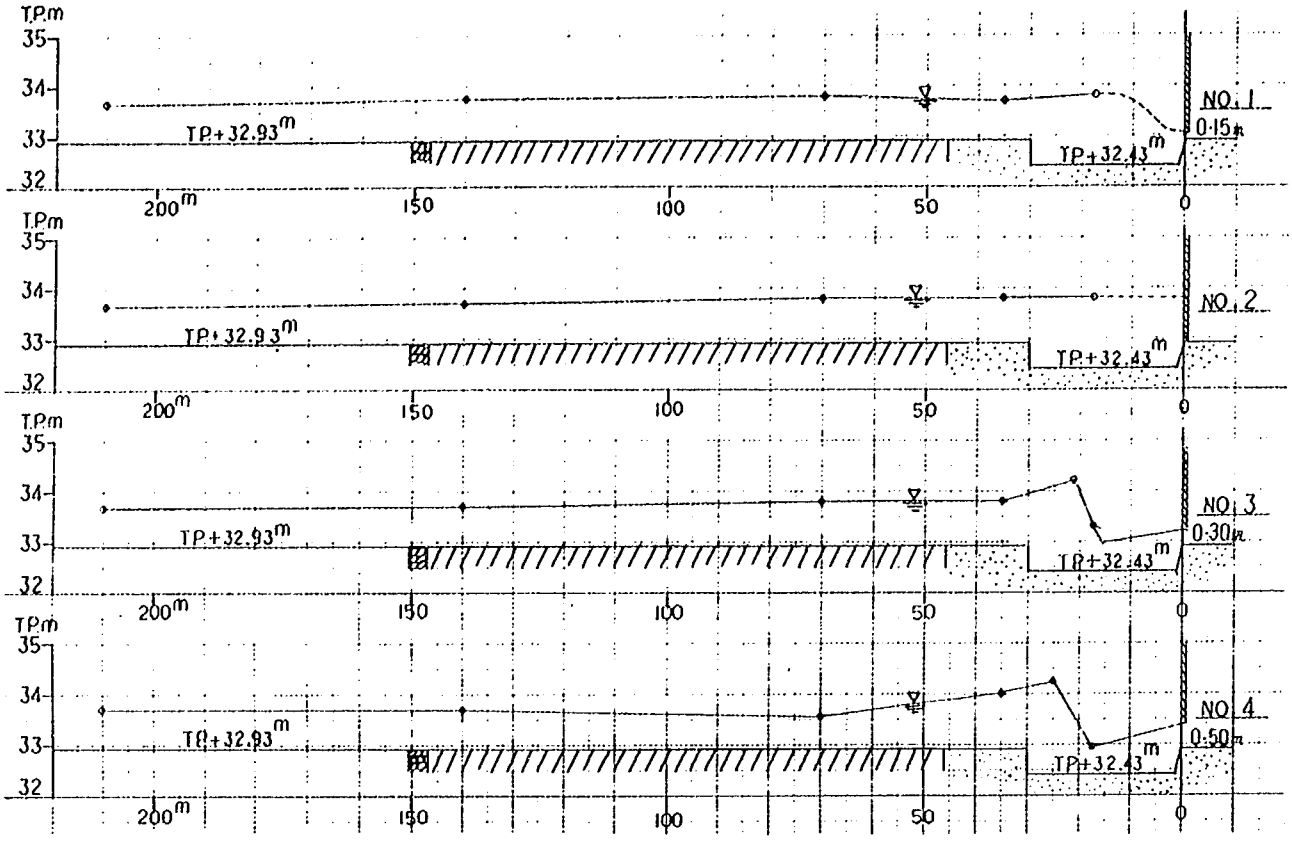
流速m/s

実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m)	下流水位 (T.p.m)
Ⅳ－3－1	176.7	2.0×2	35.83	32.90

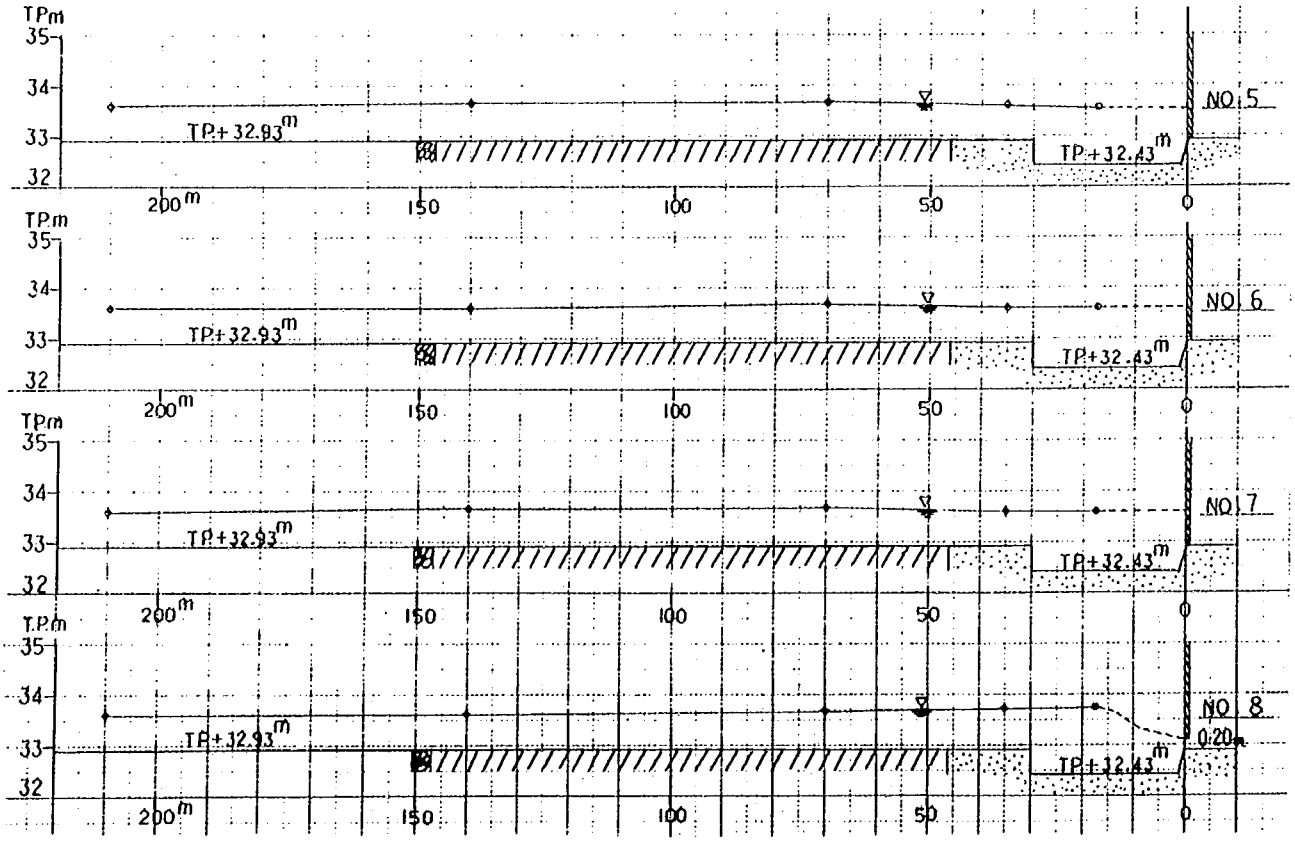
ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.20	0	0	0.35	0	0	0	2.60

平面図縮尺 0　25　50m

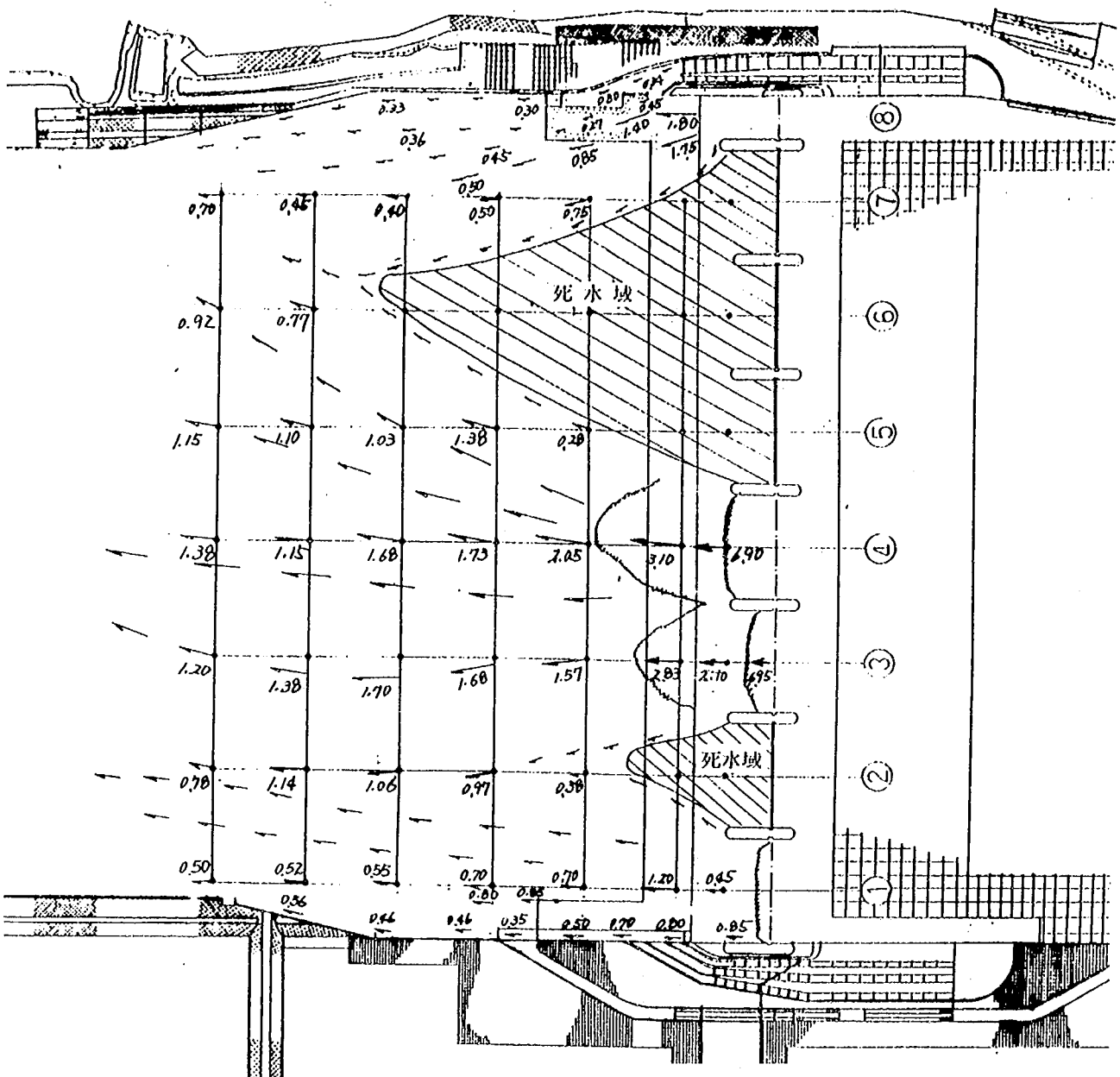




図－８．３．３(1)　水位縦断図（ケースⅣ－３－２）



図－８．３．３(2)　水位縦断図（ケースⅣ－３－２）



実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m) 302.5	下流水位 (T.p.m) 295.0
Ⅳ－3－2	282.4	2.0×2	37.60	33.04

ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.15	0	0.30	0.50	0	0	0	0.20

平面図縮尺 0 50 100m

図－8．3．4(1) 流　況　図

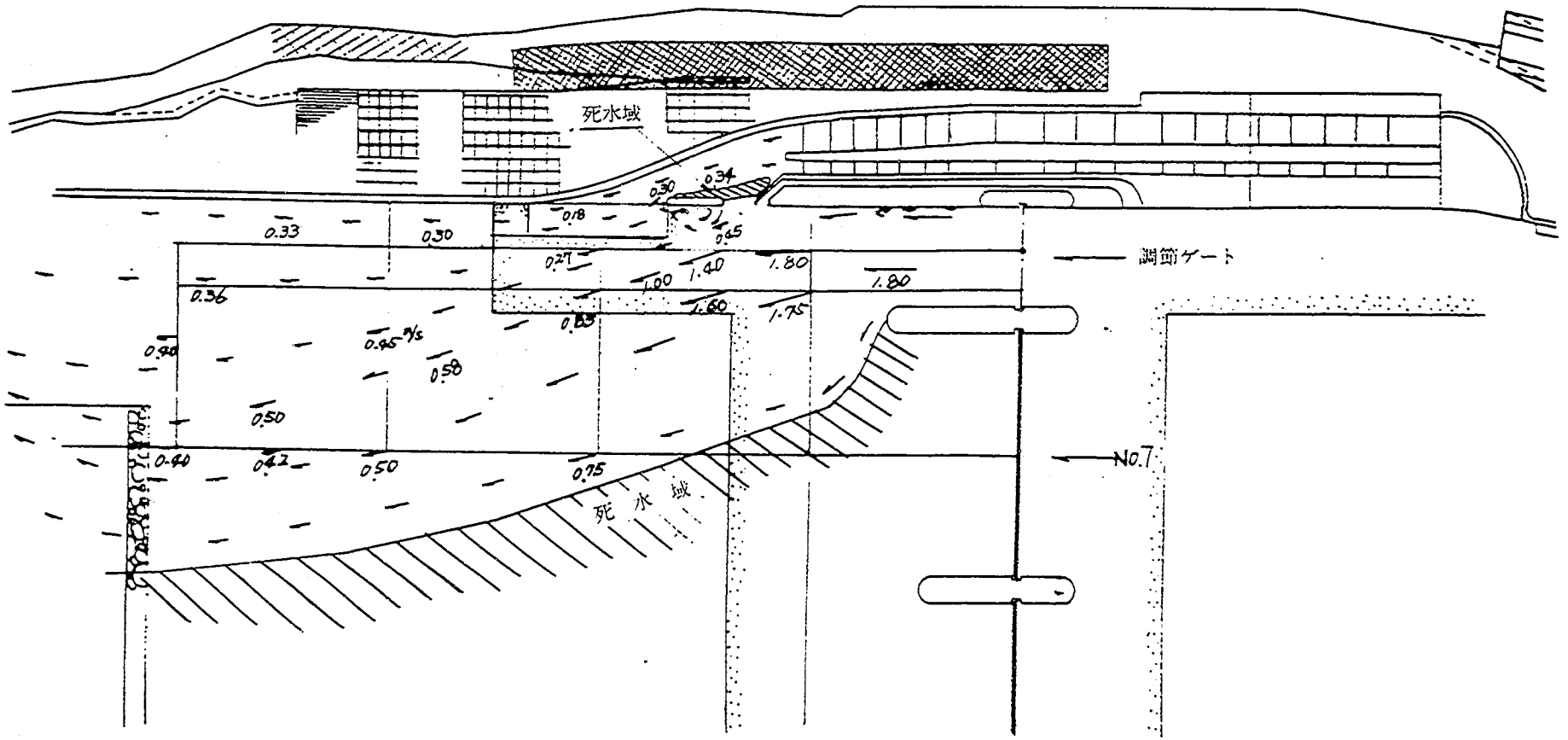
図－8．3．4(2) 流　況　図

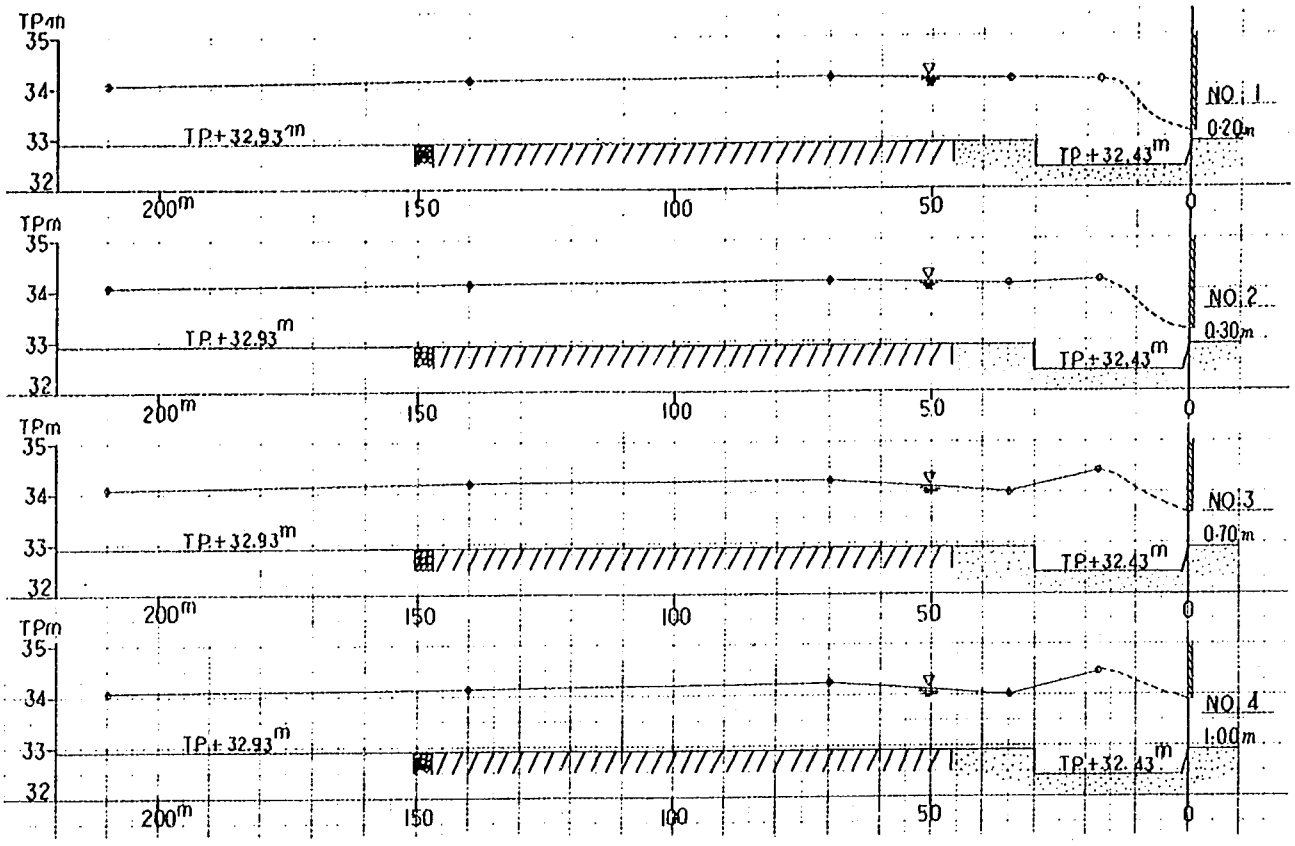
流速m/s

実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m)	下流水位 (T.p.m)
Ⅳ－3－2	282.4	2.0×2	37.60	33.04

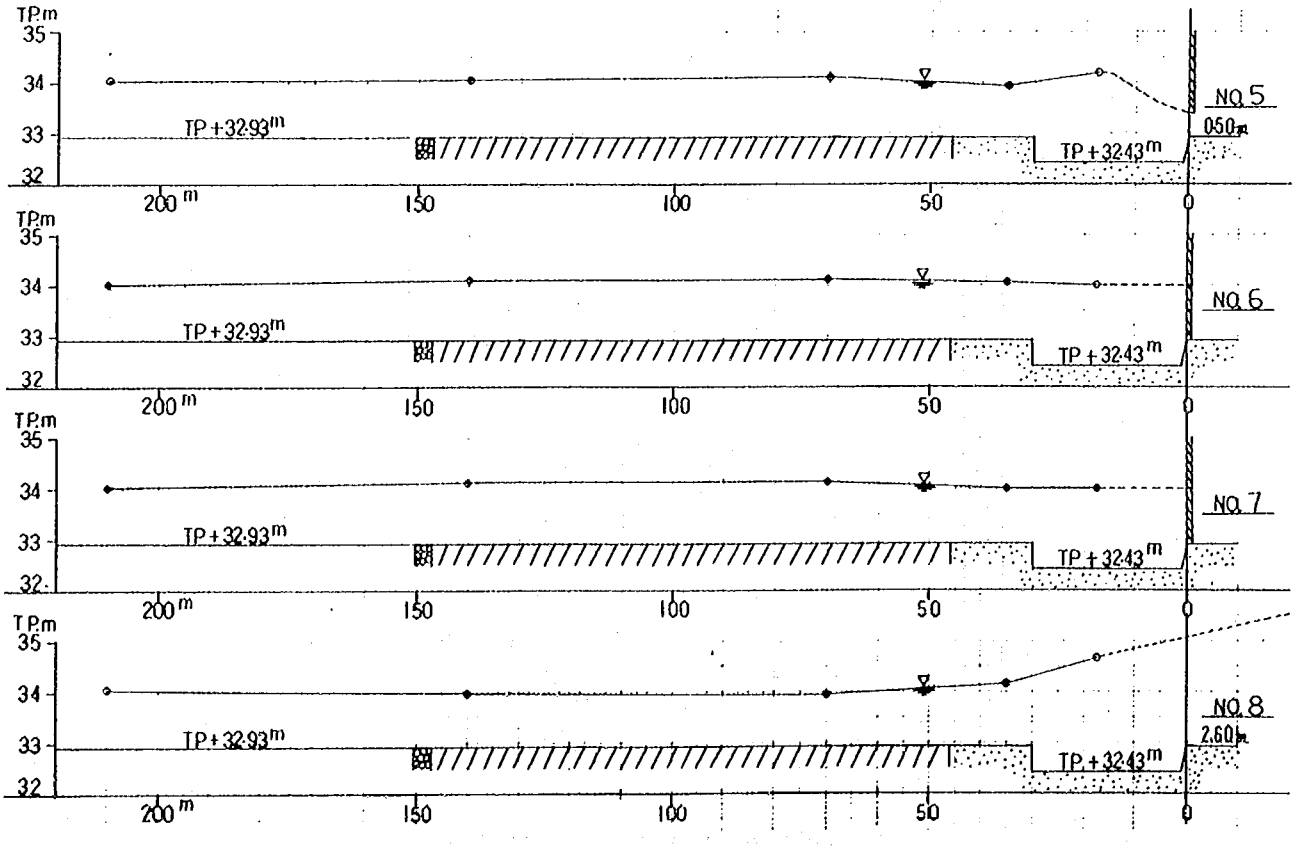
ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.15	0	0.30	0.50	0	0	0	0.20

平面図縮尺 0　25　50m

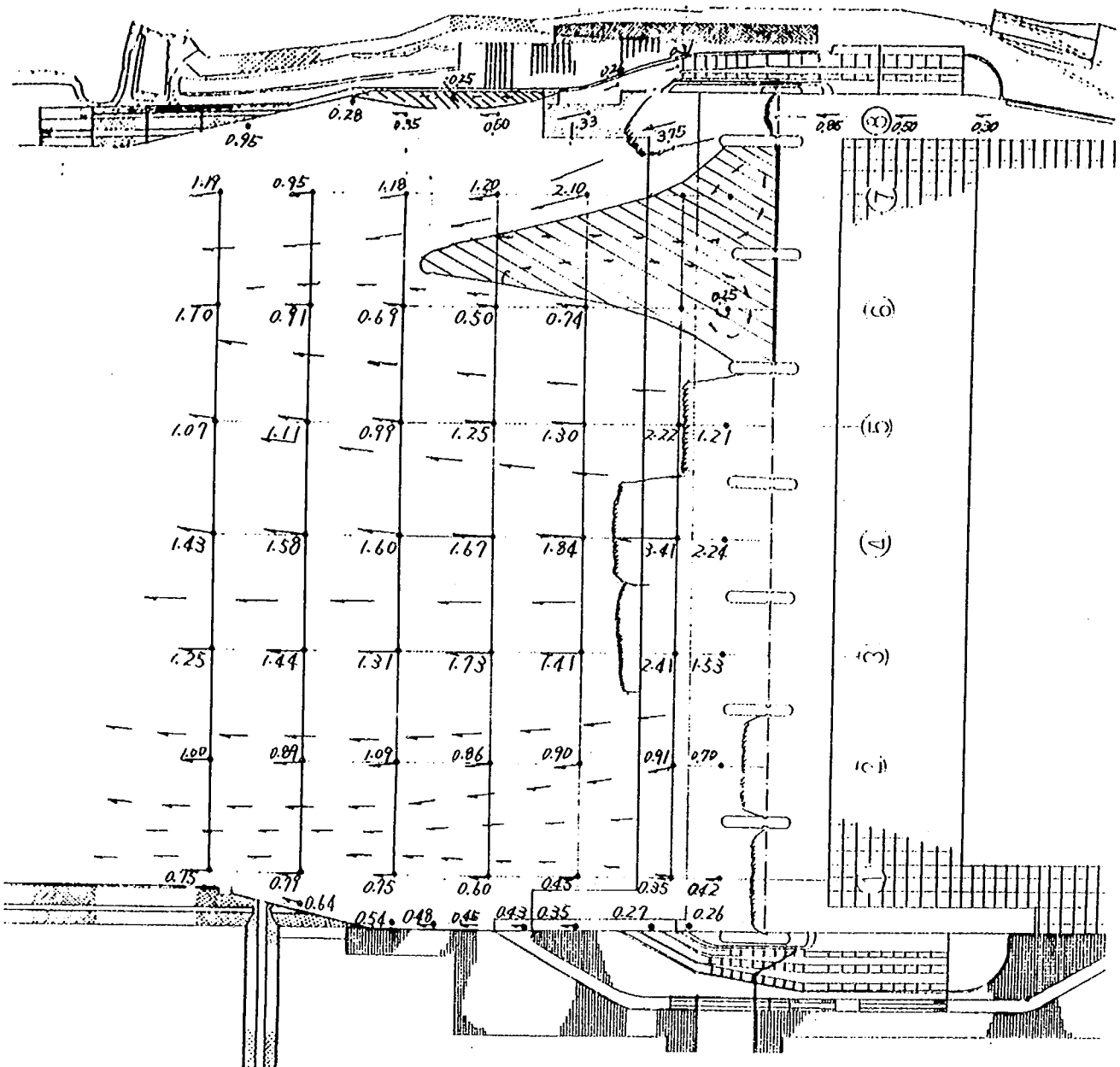




図— 8．3．5(1)　水位縦断図（ケースⅣ－3－3）



図— 8．3．5(2)　水位縦断図（ケースⅣ－3－3）



実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m) 302.5	下流水位 (T.p.m) 295.0
Ⅳ－3－3	525.1	2.0×2	35.53	33.60

ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.20	0.30	0.70	1.00	0.50	0	0	2.60

平面図縮尺 0 50 100m

図－8．3．6(1) 流　況　図

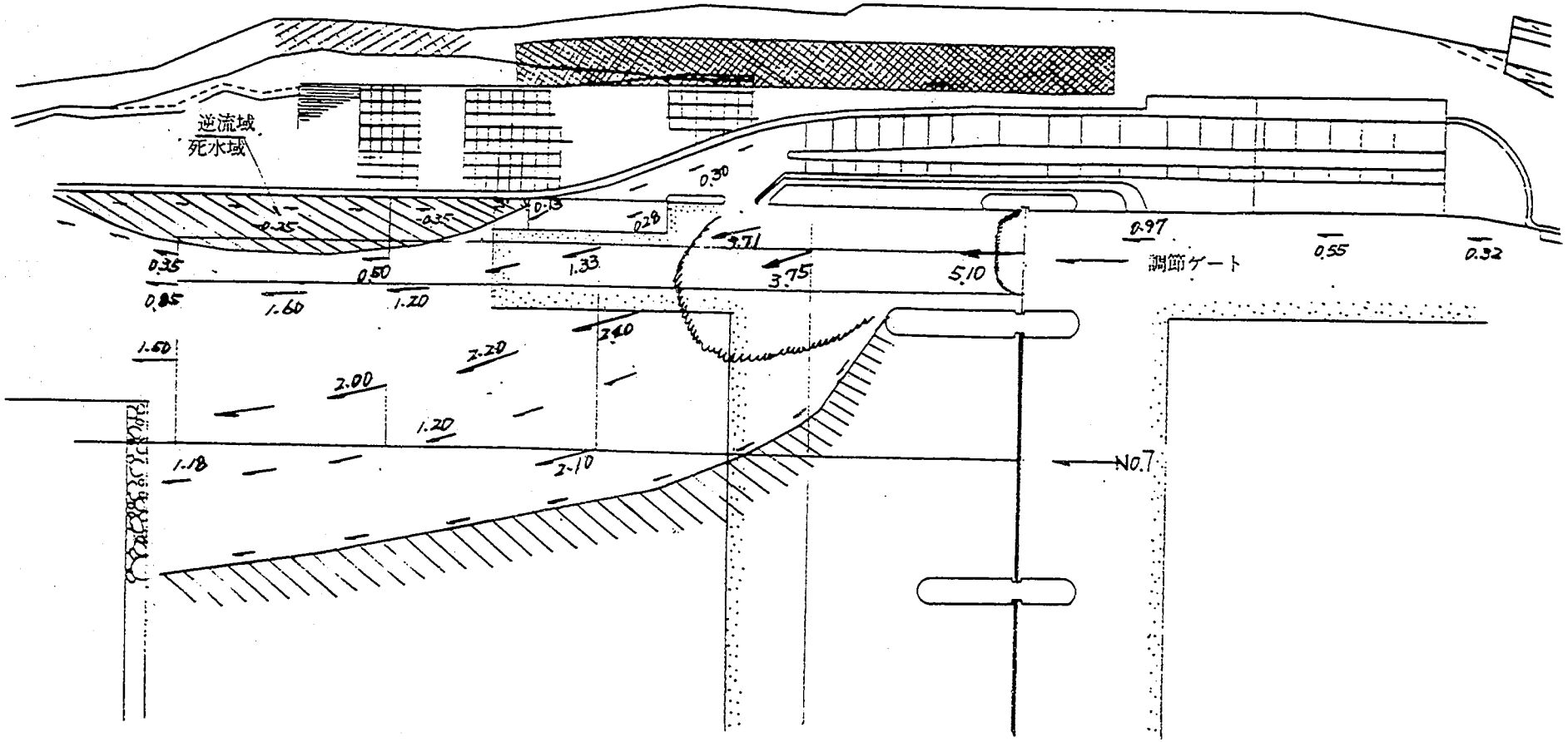
図－8．3．6(2) 流　況　図

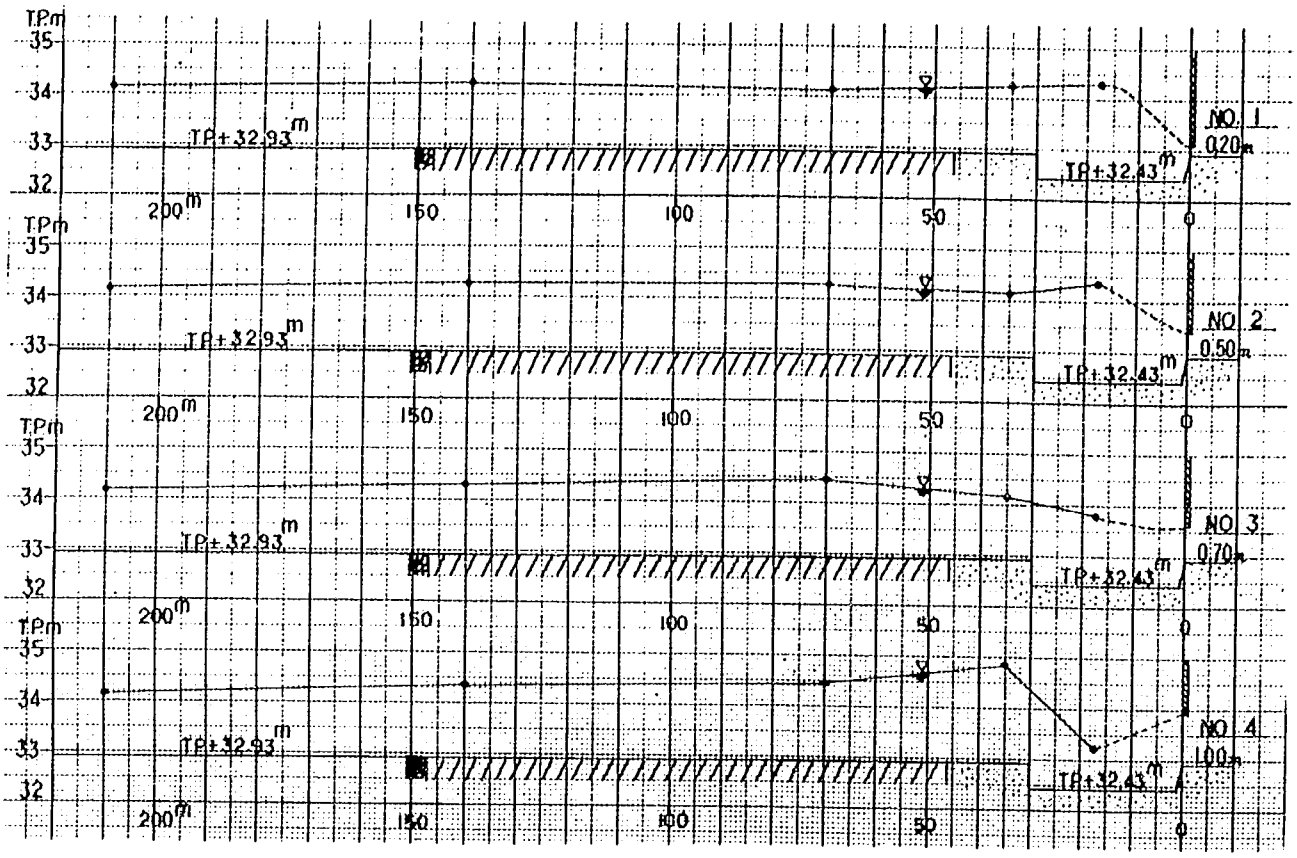
流速m/s

実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m)	下流水位 (T.p.m)
Ⅳ－3－3	525.1	2.0×2	35.63	33.60

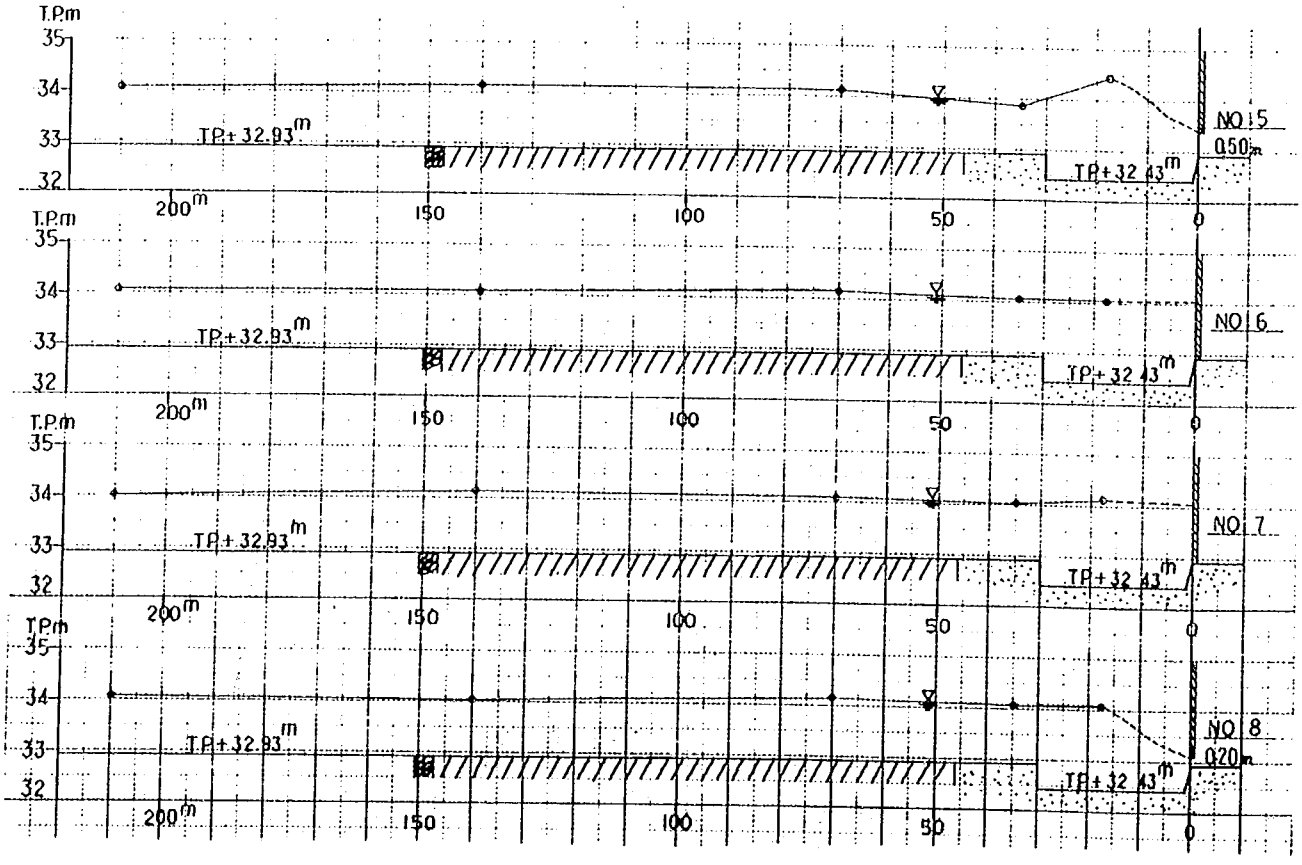
ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.20	0.30	0.70	1.00	0.50	0	0	2.60

平面図縮尺 0　25　50m

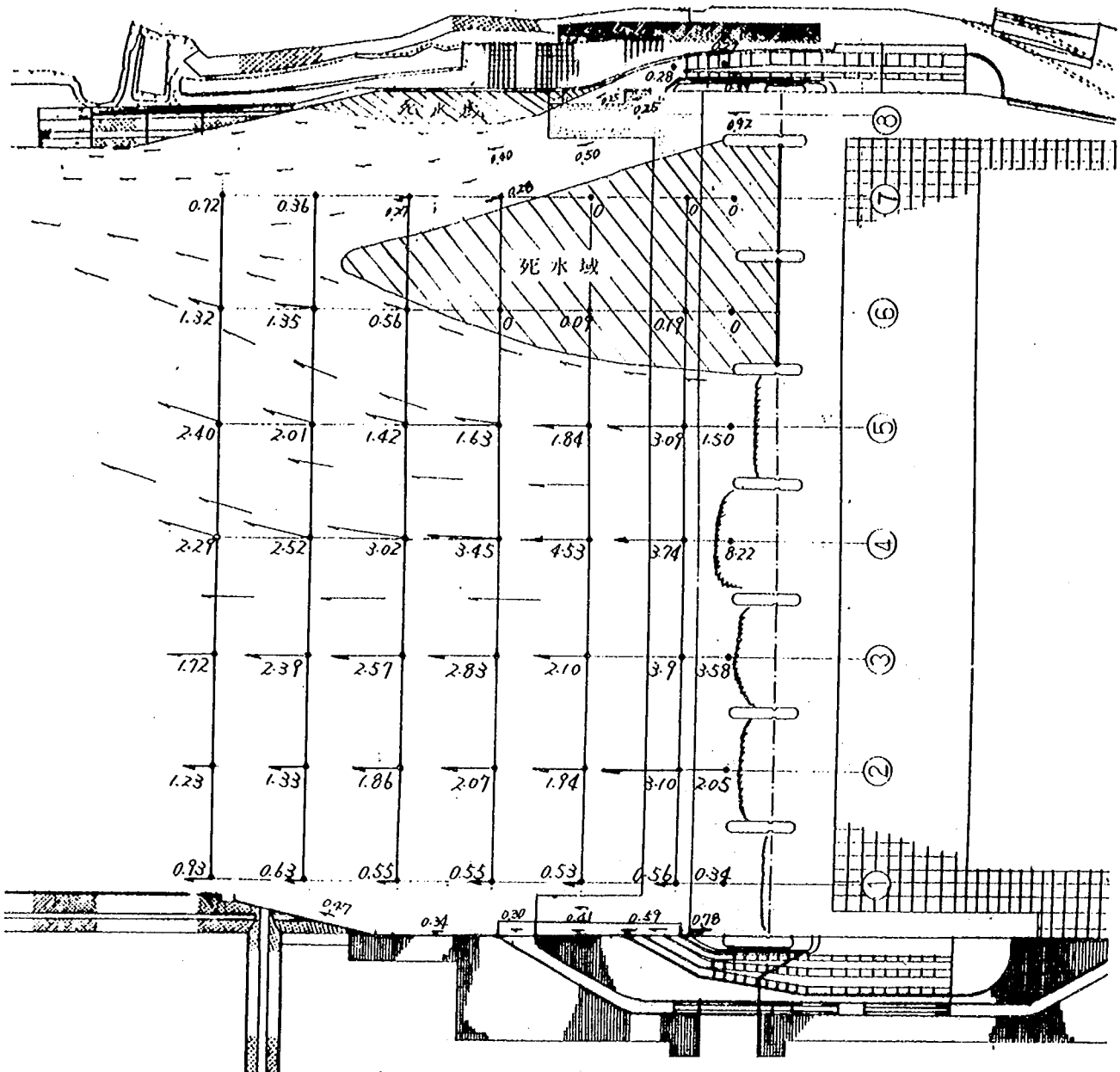




図— 8．3．7(1)　水位縦断図（ケースⅣ－3－4）



図— 8．3．7(2)　水位縦断図（ケースⅣ－3－4）



流速m/s

実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m) 302.5	下流水位 (T.p.m) 295.0
Ⅳ－3－4	665.0	2.0×2	37.80	33.53

ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.20	0.50	0.70	1.00	0.50	0	0	0.20

平面図縮尺 0 50 100m

図－8．3．8(1) 流　況　図

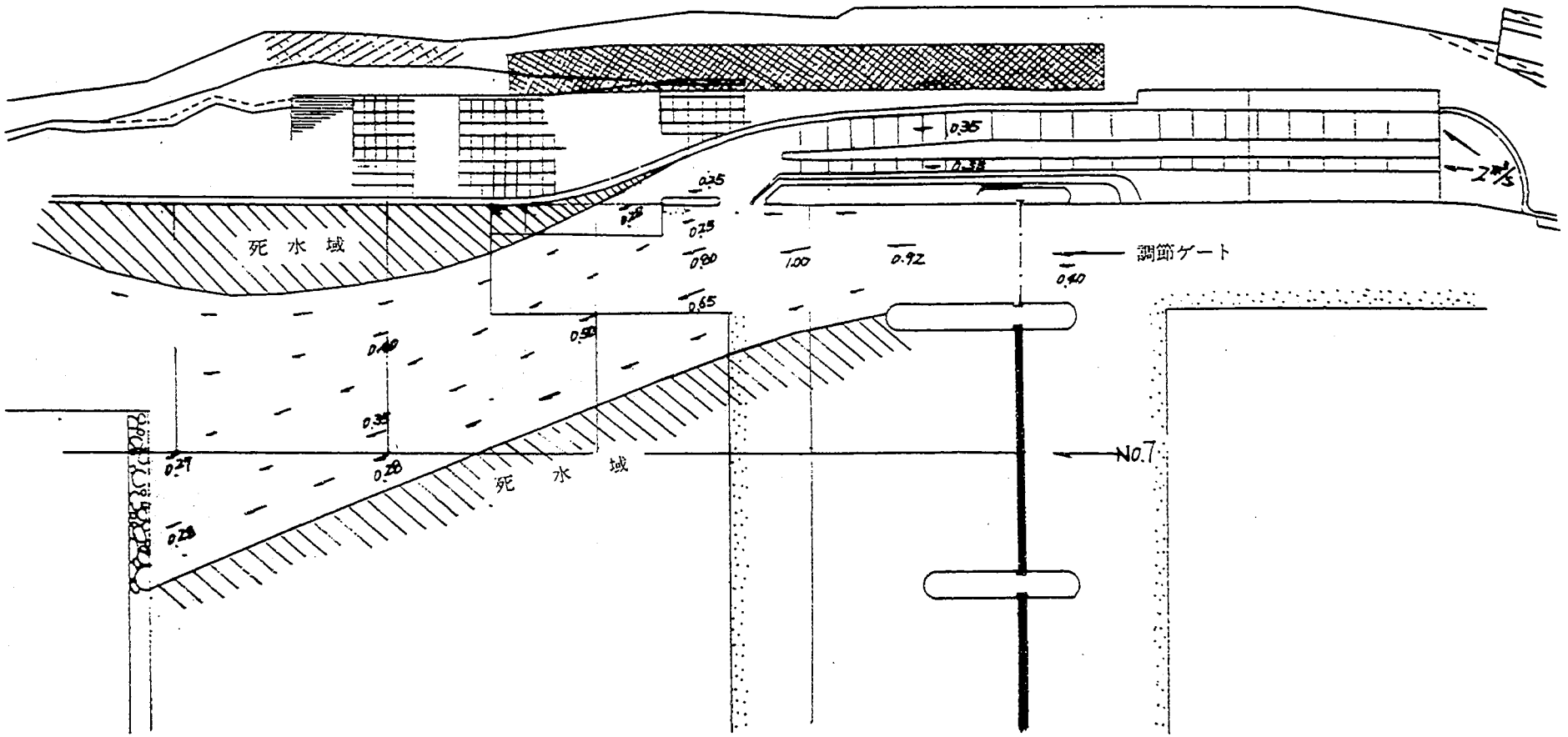
図—8.3.8(2) 流　況　図

流速cm/s

実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m)	下流水位 (T.p.m)
Ⅳ－3－4	665.0	2.0×2	37.80	33.53

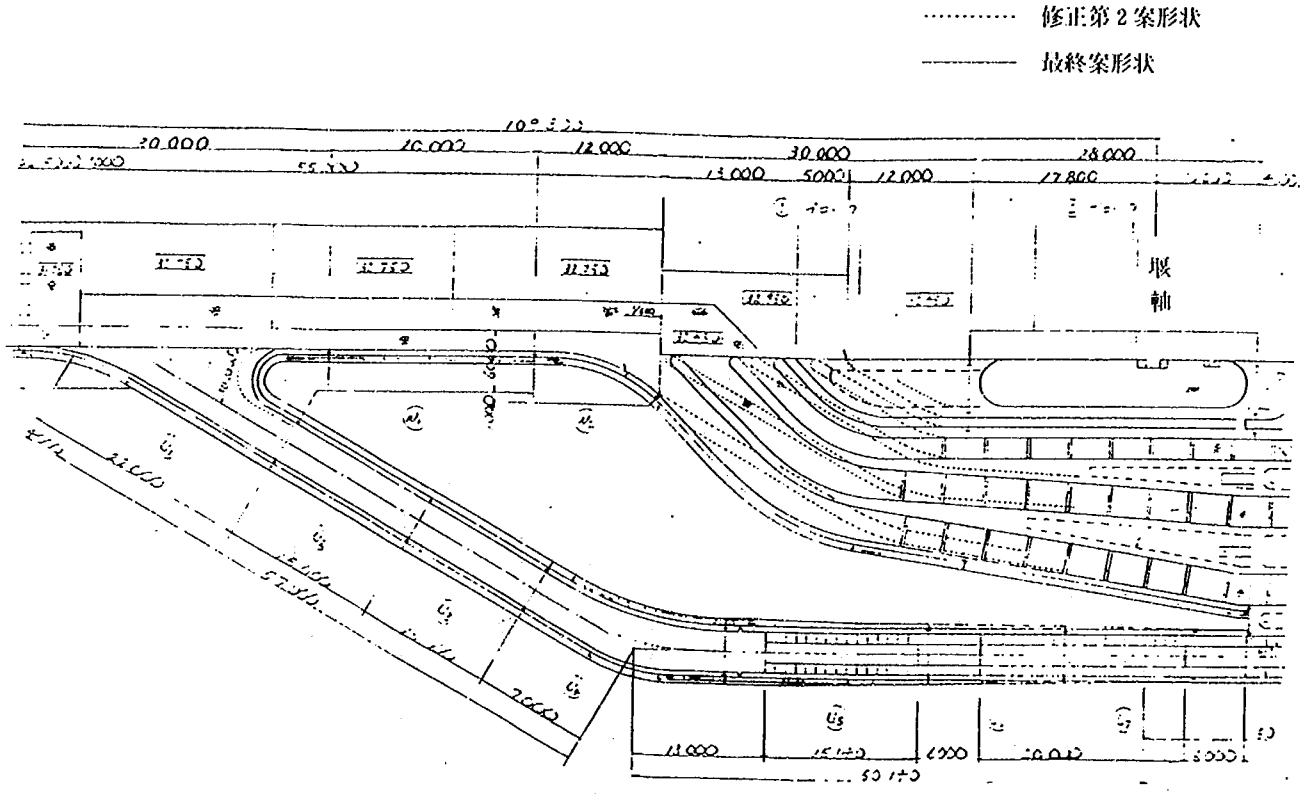
ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.20	0.50	0.70	1.00	0.50	0	0	0.20

平面図縮尺 0　25　50m



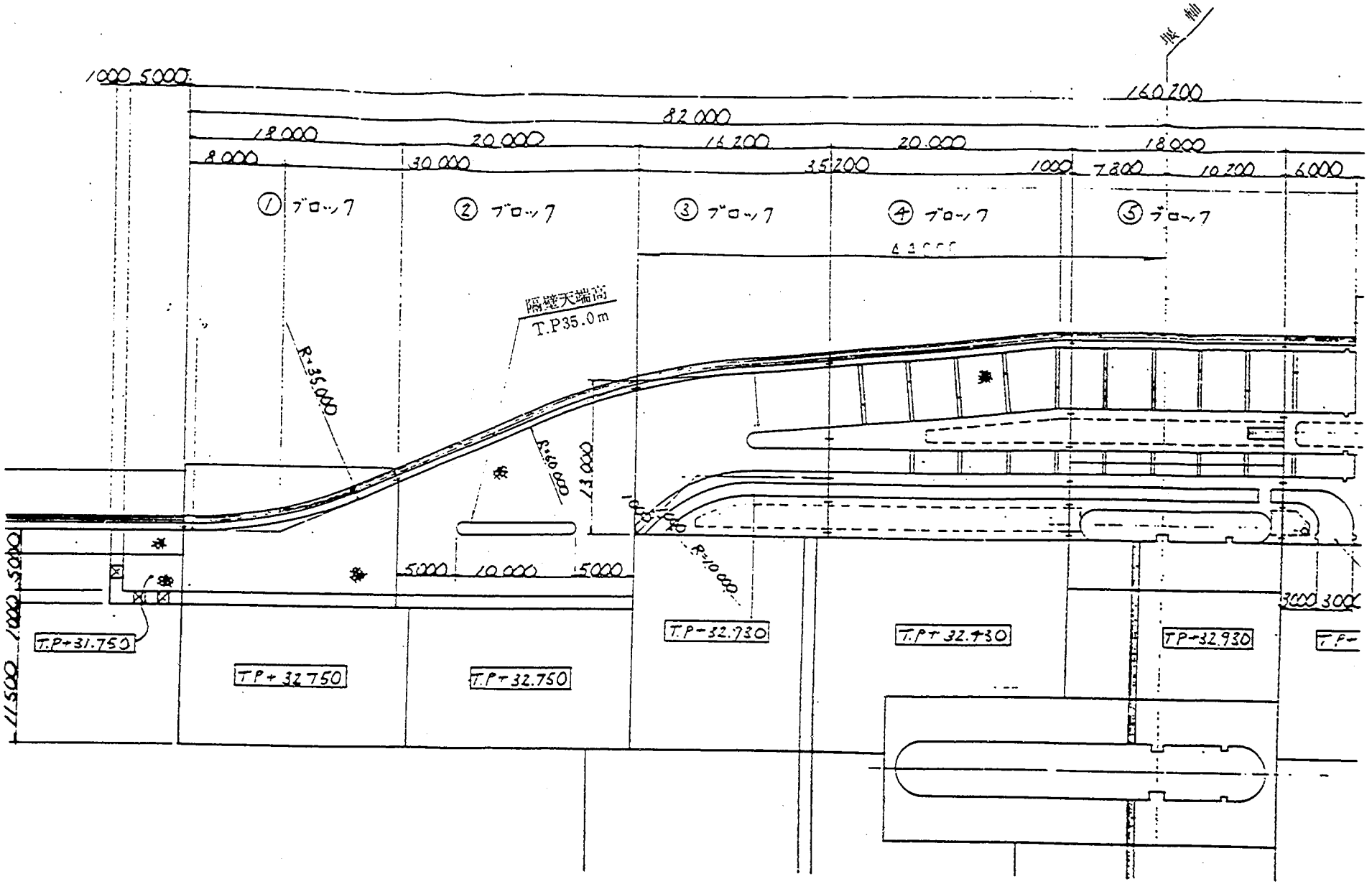
8－3－4　最終案魚道の検討

修正第２案魚道に対する堰操作法の検討より、魚道の機能をほぼ満足する水理諸量が得られることが明らかとなった。ここでは、呼水水路出口の方向および魚道入口付近を図－８．４．１～８．４．２に示すように、さらに効果的と考えられる形状に若干修正した最終案に対する検討を実施した。また、これまでの検討では堰下流を計画河床高として実験を行ったが、堰下流側は砂利採取規制高までの掘削とすることから、この河床高での検討を行った。砂利採取規制高とは、堰地点から断面No.287.5の区間を堰床版高（T．P 32.93ｍ）とし、ここより約1/590の河床勾配で現況河床にすりつける河床形状である。さらに、堰上流水位が高いケースについては、左右岸ゲート（左岸は１号ゲート、右岸は調節ゲート）開度を0.15ｍとし、呼水水路からの放出量の調節で誘魚効果を高める方針とした。



図－８．４．１　魚道最終案形状（左岸側）

図－８．４．２　魚道最終案形状（右岸側）



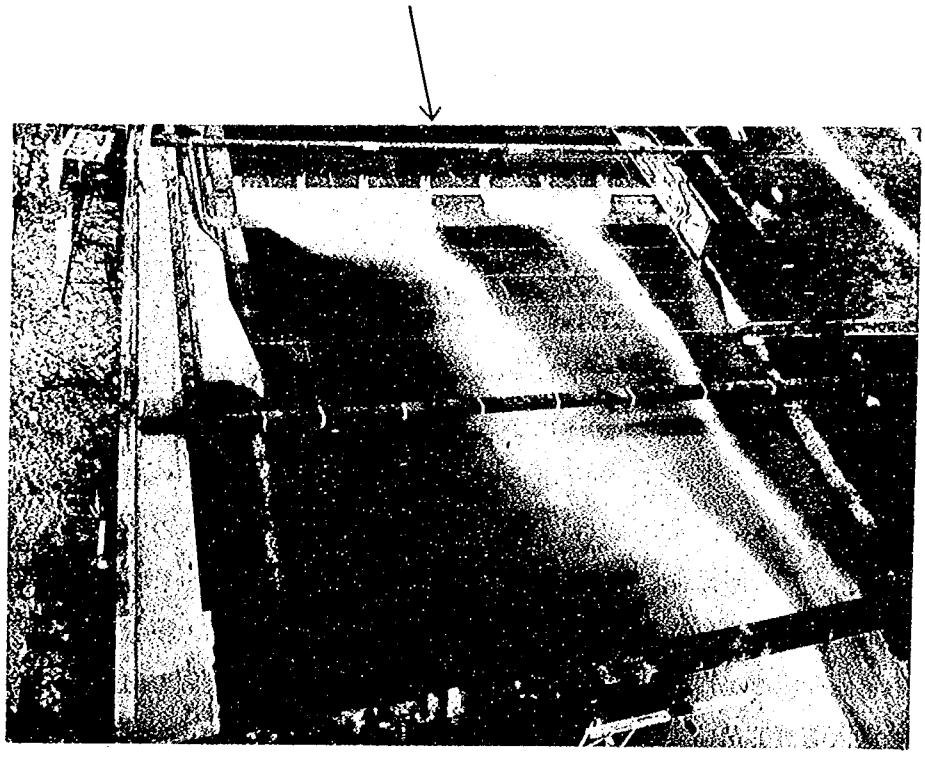
(1) 渇水流量相当時の検討

① 堰上流水位が低い場合（Q＝176.7m³/s、ケースⅣ－4－1）

調節ゲートを全開とし、1号ゲートを0.15m、4号ゲートを0.35mの開度とすることによって、ほぼ所定の上流水位となる結果が得られた。このときの水位縦断図および流況図を図－8.4.3(1)～8.4.4(2)に、通水状況を写真－32に示す。

堰下流水叩き床版上の水深は約0.8mとなり、河床高の違いによって、先の計画河床高時より増大している。調節ゲートからの流れは、全閉となっている7号ゲート下流の左側方向に広がり、右岸側魚道入口付近の隔壁上流側で約3.0m/sの流速となる。しかし、隔壁下流側では、0.2～0.8m/sの流速であり、魚道への遡上可能な流速が確保できる結果が得られている。

いっぽう、左岸側魚道入口周辺は、1号ゲートの開度0.15mに対して約0.5m/s前後の流速が得られており、魚の遡上に有効な流速となっている。

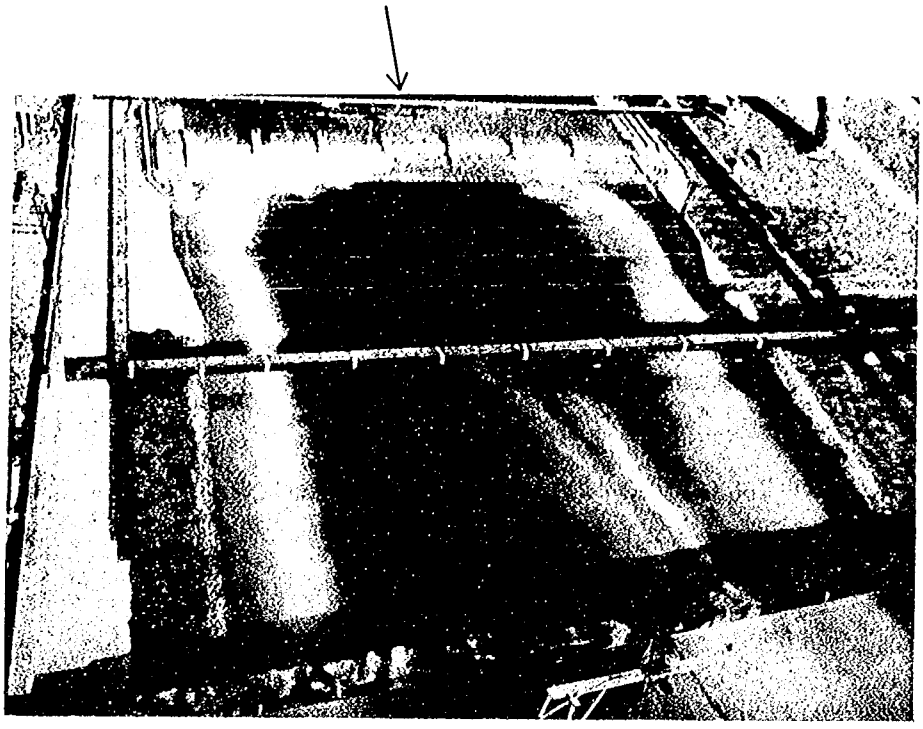


写真—32　堰付近の流況(ケースⅣ－4－1)

② 堰上流水位が高い場合（Q＝282.4m³/s、ケースⅣ－4－2）

実験結果の水位縦断図および流況図を図－8.4.5(1)～8.4.6(2)に、通水時の流況を写真－33に示す。

堰下流の流れは、中央ゲートからの流出によって、左右側に広がる傾向となり、この床版上の水深は約1.0mとなる。また、開度0.15mの調節ゲートからの流れは、5号～7号ゲートが全閉となっているために、左方向に広がり、右岸側魚道入口付近およびこの下流側で約0.3～0.6m/sの流速となる結果が得られた。いっぽう、左岸側は1号ゲートの開度を0.15mとする堰操作によって、魚道入口付近で0.5～0.6m/sの流速となる。また、魚道入口から約100m下流付近の河岸沿いでは、3号ゲートからの流れの影響を受けて流速が若干大きくなる傾向も見られる。

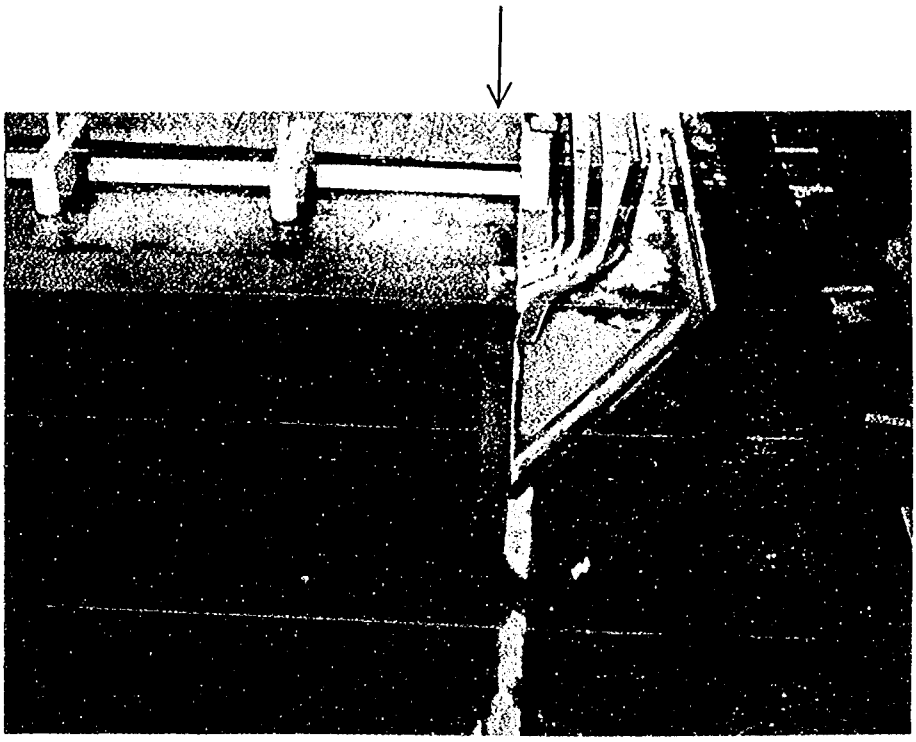


写真—33　通水時の流況(ケースⅣ－４－２)

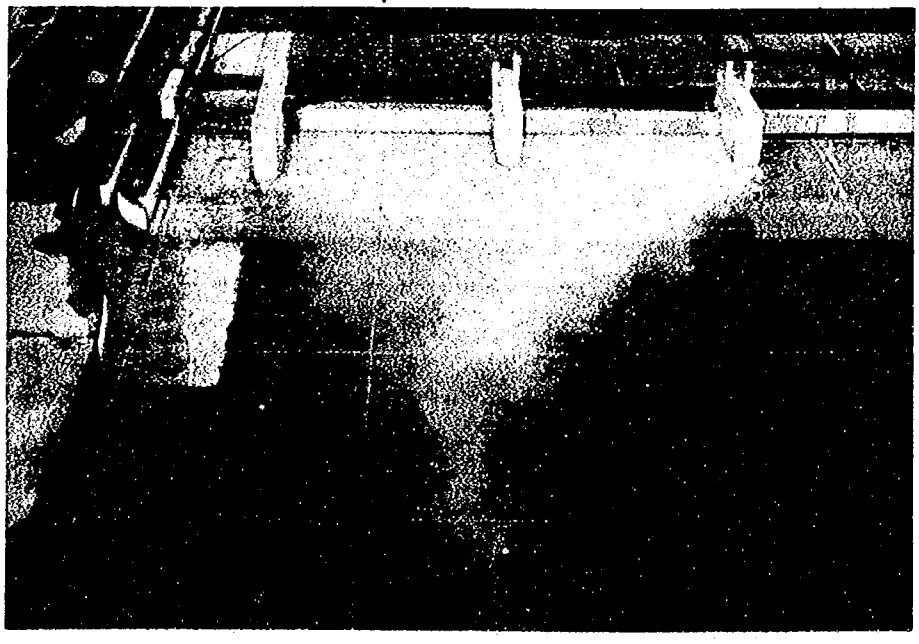
(2)　豊水流量相当時の検討

①　堰上流水位が低い場合（Q＝525.1m³/ｓ、ケースⅣ－４－３）

調節ゲートは全開であり、他のゲートは先のケースⅣ－３－３と同様の操作でほぼ所定の上流水位が確保できる。この水位縦断図および流況図を図－８．４．７(1)～８．４．８(2)に、流況写真を写真－34、35に示す。堰下流床版上の水深は、約1.3～1.5ｍとなり、中央ゲートの操作によって、扇形に拡散する傾向が若干見られるが、強い流れは生じていない。調節ゲートからの流れは先の渇水流量相当時（ケースⅣ－４－１）と同様に、呼水水路出口および隔壁前面で3.0～4.0m/ｓの高流速が発生する。しかし、隔壁下流の右岸側魚道入口付近から下流では0.3～1.0m/ｓの領域の流速が得られており、魚道への遡上可能な流速が得られている。なお、この実験では堰下流側の河床高の違いによって、水深が増大し、隔壁天端（T.P35.0m）を流水が若干乗り越える状況が見られる。このため、隔壁天端端を若干高くする必要があると思われる。いっぽう、左岸側魚道周辺は、１号ゲートの開度を0.15ｍとすることによって、0.4～0.6m/ｓの流速となっており、魚の遡上可能な有効流速が得られている。



写真—34　左岸魚道付近の流況(ケースⅣ－4－3)



写真—35　右岸魚道付近の流況(ケースⅣ－4－3)

② 堰上流水位が高い場合 (Q＝665.0m³/s、ケースⅣ－4－4)

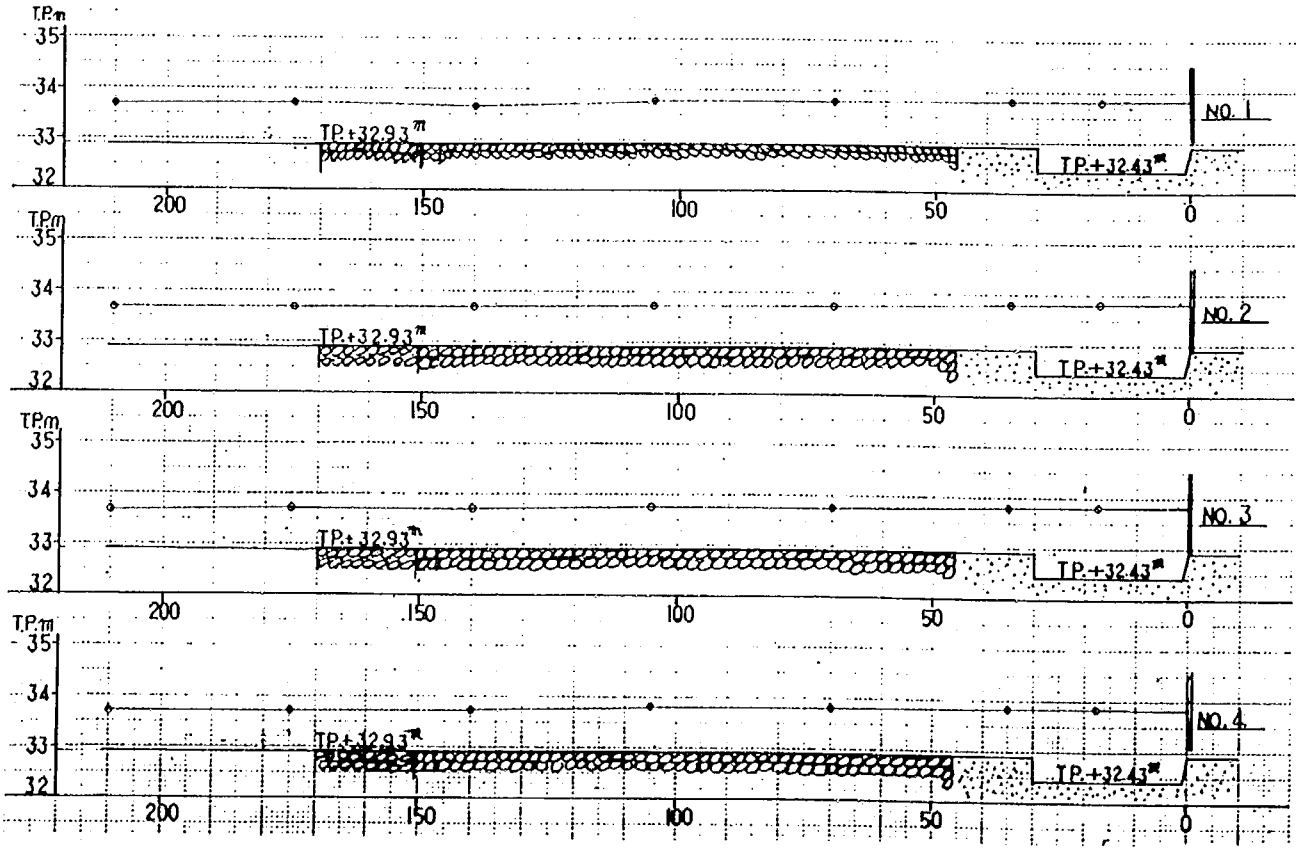
実験結果の水位縦断図および流況図を図－8.4.9(1)～8.4.10(2)に、通水状況を写真－36に示す。

堰下流側床版上の水深は1.6～1.7mとなる結果が得られ、先のケースⅣ－4－3より水深が若干大きくなる。6号および7号ゲートが全閉であるため、5号ゲートからの流れがこの全閉となっているゲート下流側の方向へ広がる傾向となっている。また、調節ゲートからの流れも7号ゲートの全閉に伴って左方向に広がり、右岸側魚道入口付近は0.4m/s前後の流速が得られている。いっぽう、左

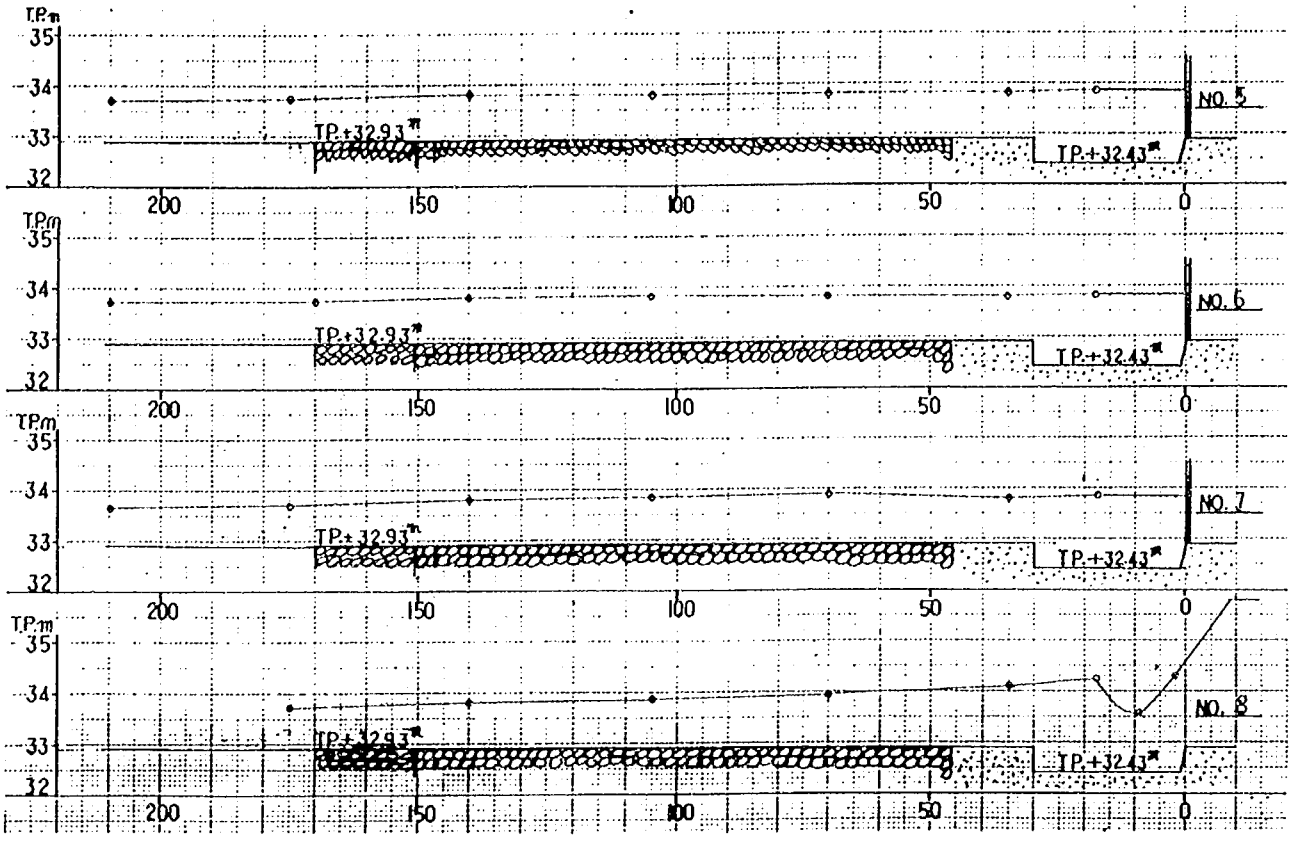
岸側魚道入口付近は、0.6m/s前後の流速となる。しかし、先のケースⅣ－4－2と同様に、魚道下流の河岸沿いは、2号ゲートからの流水の影響を受けて流速が大きくなる傾向が見られる。これらの対策として、2号ゲート開度を少なくし、その分3号ゲートを開ける等の堰操作を考慮すれば、より効果が得られるものと考えられる。



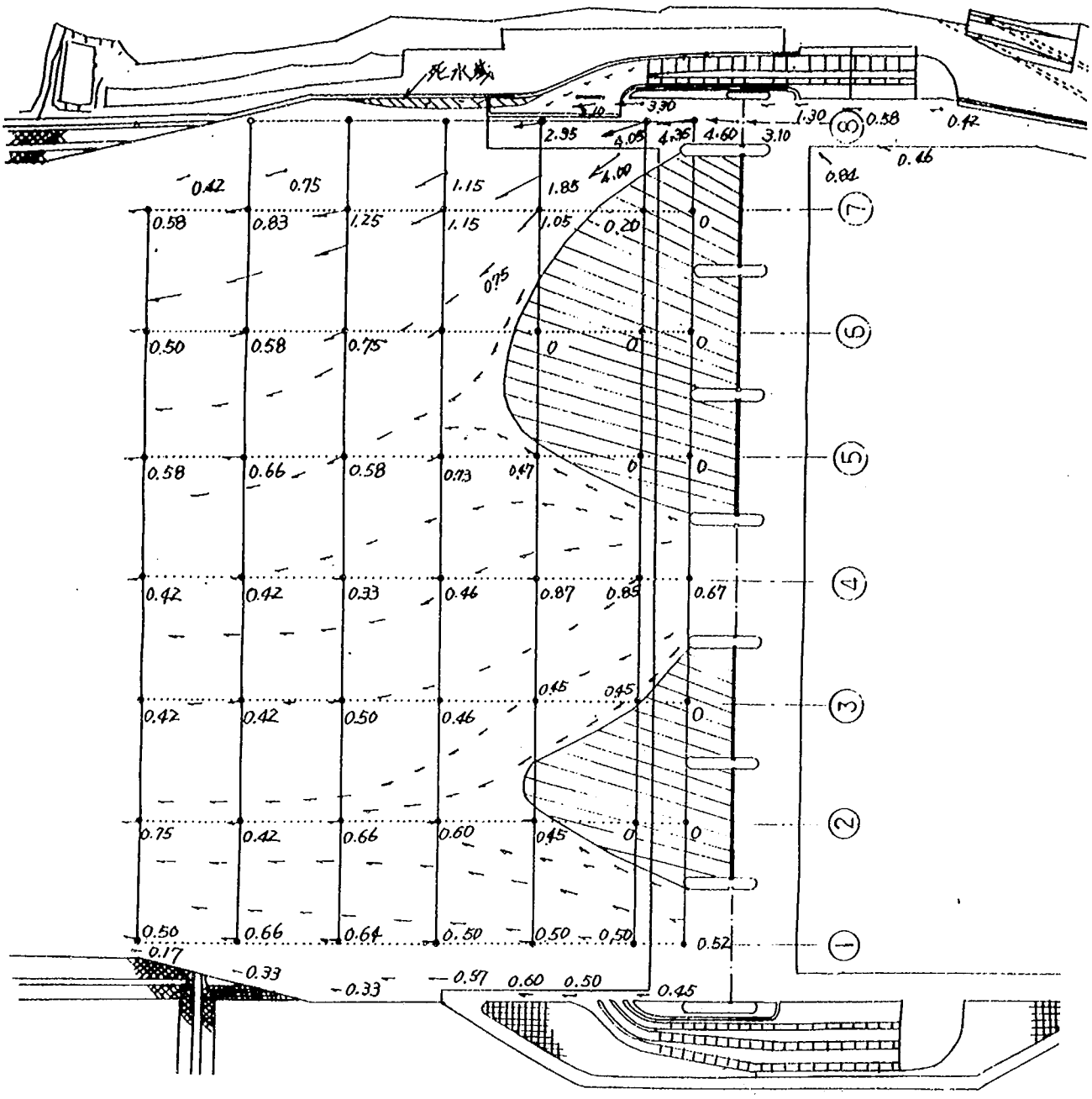
写真—36　通水時の流況(ケースⅣ－4－4)



図—8．4．3(1)　水位縦断図（ケースⅣ－4－1）



図－８．４．３(2)　水位縦断図（ケースⅣ－４－１）



実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m) 302.5	下流水位 (T.p.m) 295.0
Ⅳ－4－1	176.7	2.0×2	35.70	33.68

ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.15	0	0	0.35	0	0	0	全開

平面図縮尺 0 50 100 m

凡例

	流線 流速(m/s)
	死水域
	跳水

図—8.4.4(1) 流況図

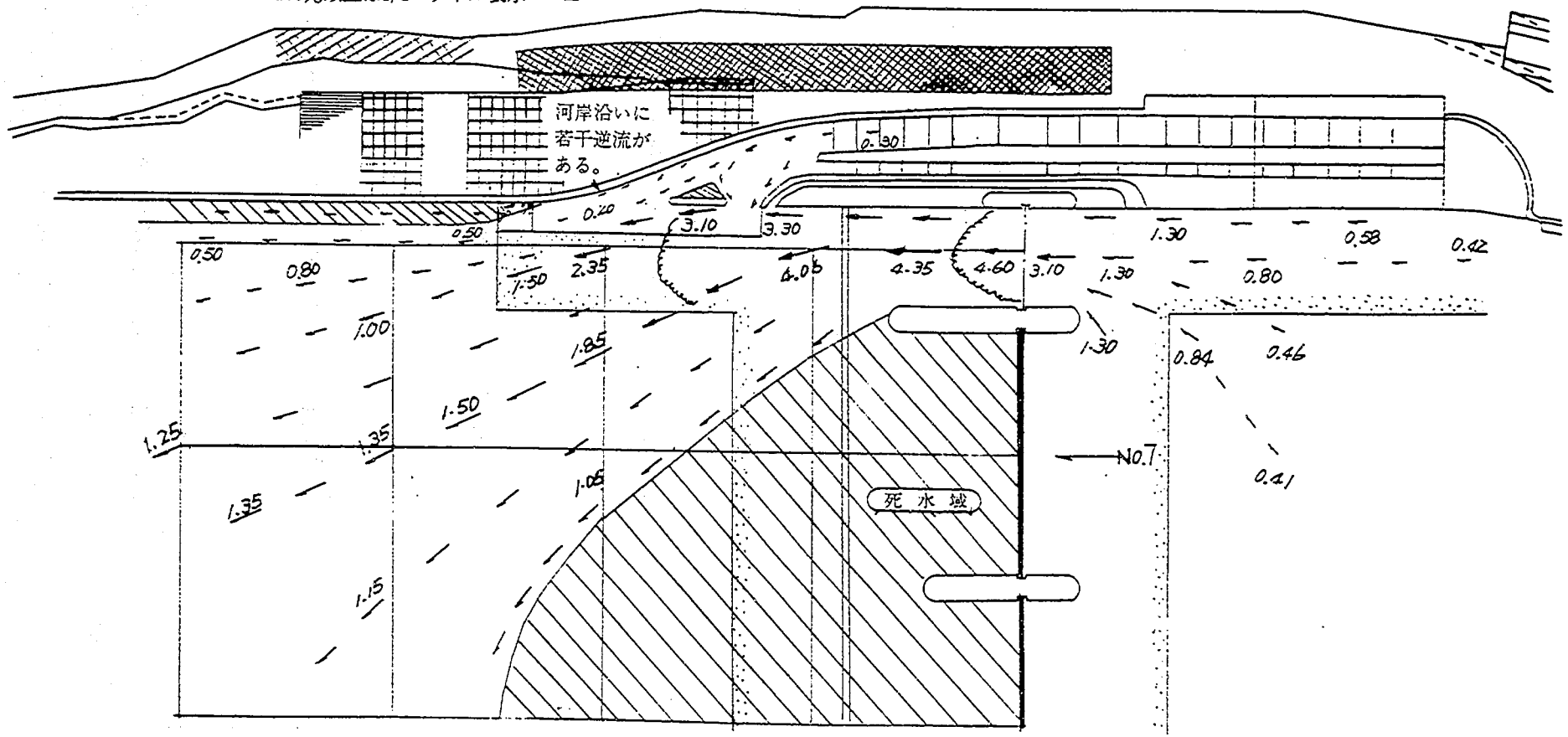
図－8．4．4(2) 流　況　図

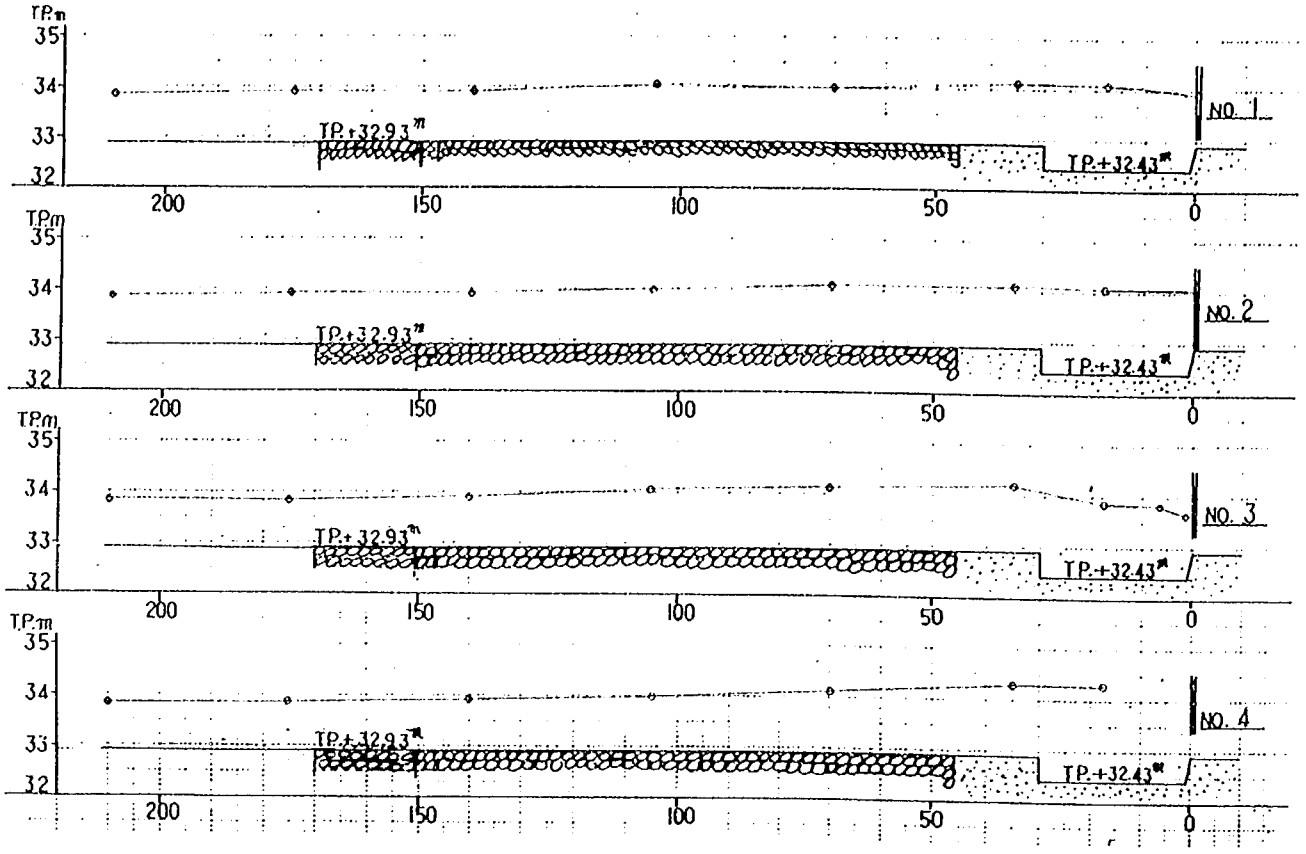
実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m)	下流水位 (T.p.m)
Ⅳ－4－1	176.7	2.0×2	35.70	33.68

ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.15	0	0	0.35	0	0	0	全　開

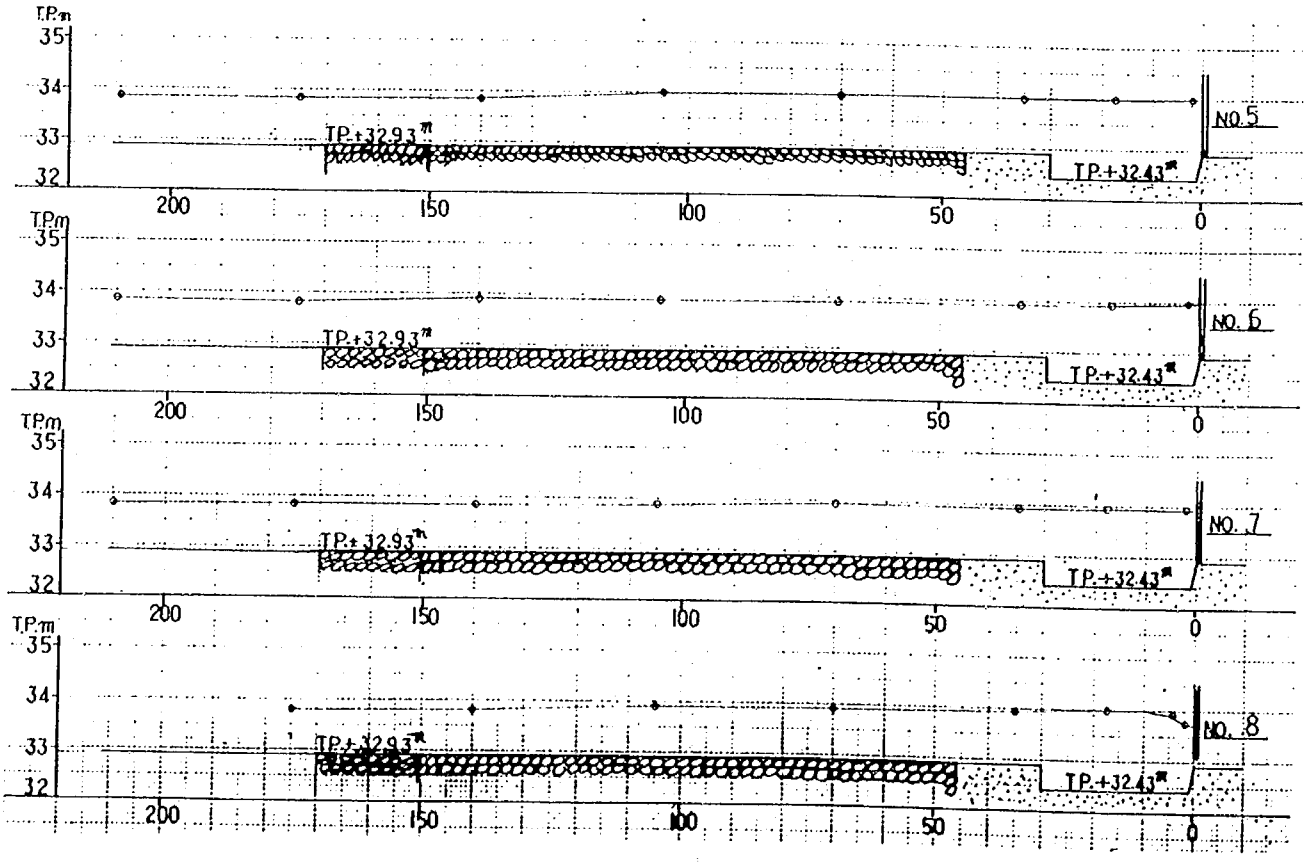
平面図縮尺　0　25　50m

流速縮尺
- 1.5%以下はベクトル表示　2 1 0 %
- 1.5%以上は1/2ベクトル表示　4 2 0 %

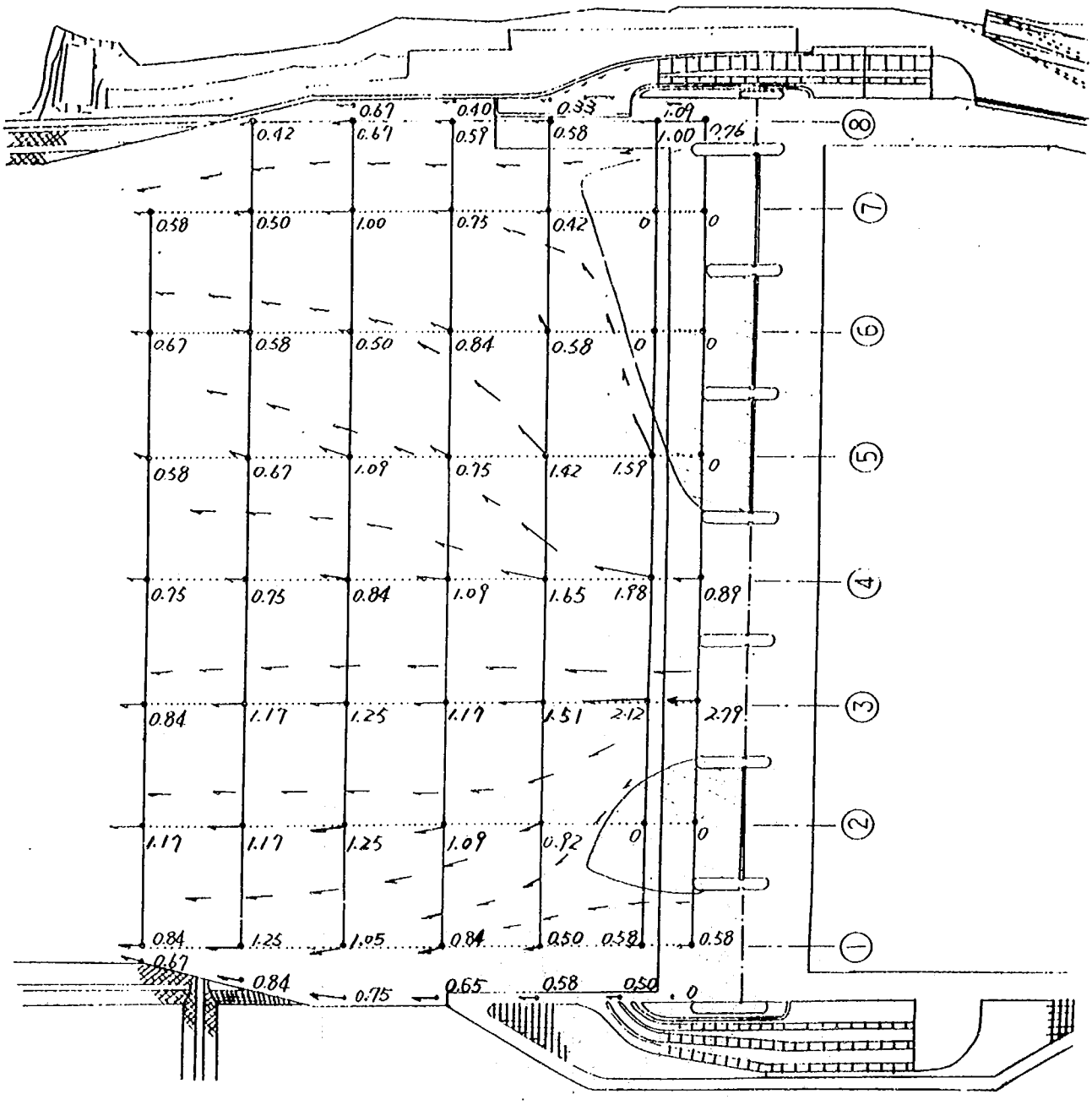




図－８．４．５(1)　水位縦断図（ケースⅣ－４－２）



図－８．４．５(2)　水位縦断図（ケースⅣ－４－２）



実験ケース	上流流量 (m^3/s)	魚道流量 (m^3/s)	上流水位 (T.p.m) 302.5	下流水位 (T.p.m) 295.0
Ⅳ－4－2	282.4	2.0×2	37.59	33.71

ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.15	0	0.35	0.50	0	0	0	0.15

平面図縮尺 0 50 100m

凡例

⟵	流線 流速(m/s)
	死水域
	跳水

図－8．4．6(1) 流　況　図

図－8．4．6(2) 流　況　図

実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流道 (m³/s)	上流水位 (T.p.m)	下流水位 (T.p.m)
Ⅳ－4－2	282.4	2.0×2	37.59	33.71

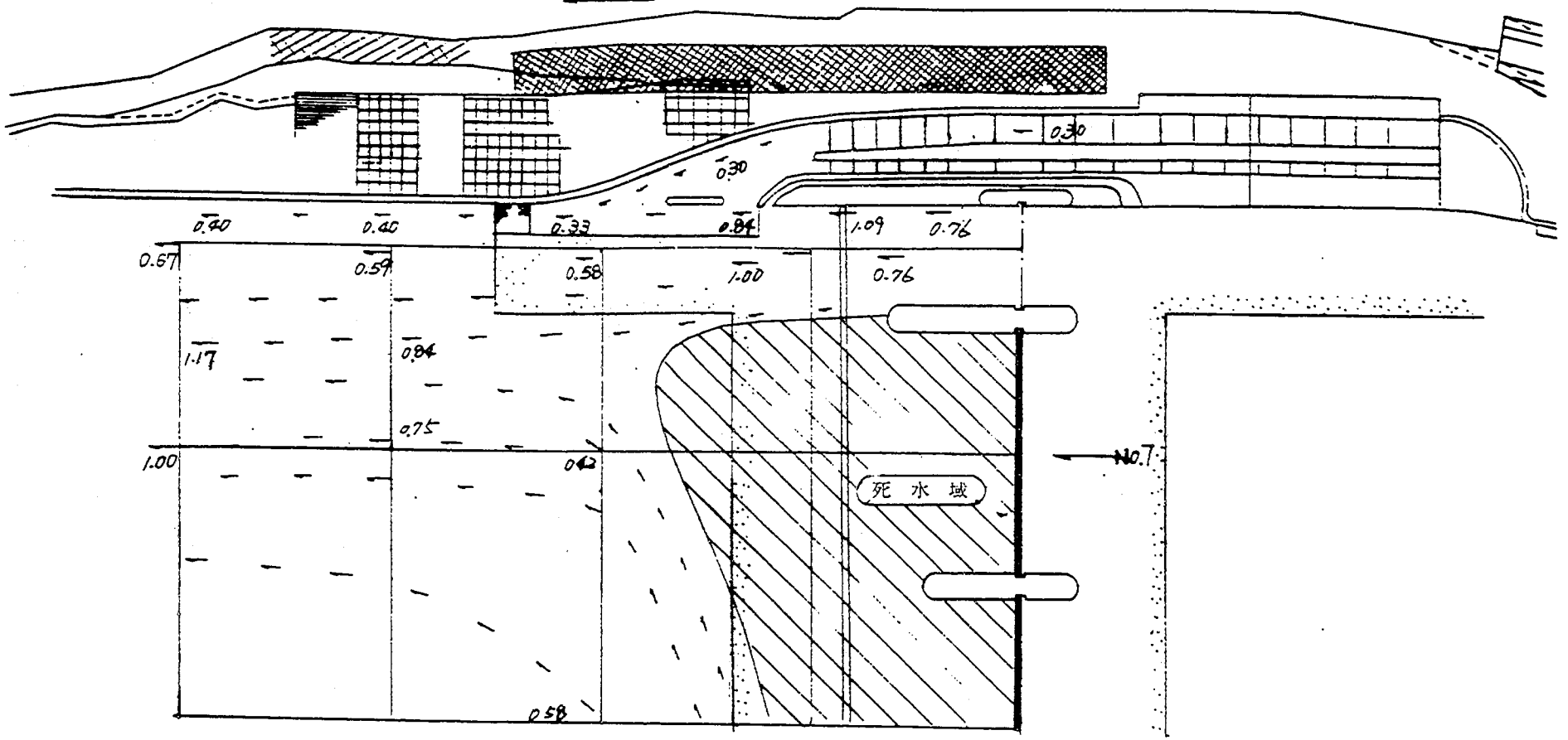
ゲート表示	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.15	0	0.35	0.50	0	0	0	0.15

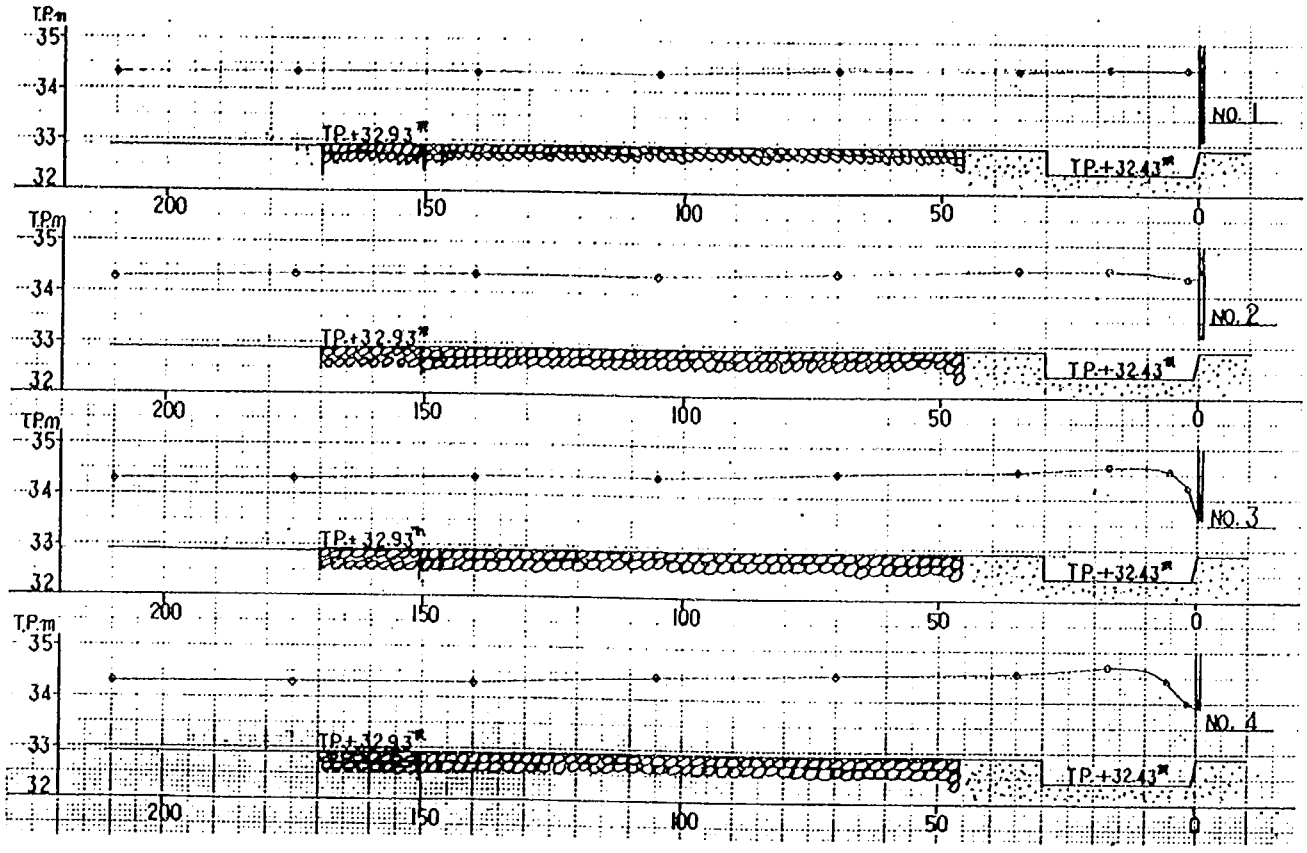
平面図縮尺 0 25 50m

流速縮尺

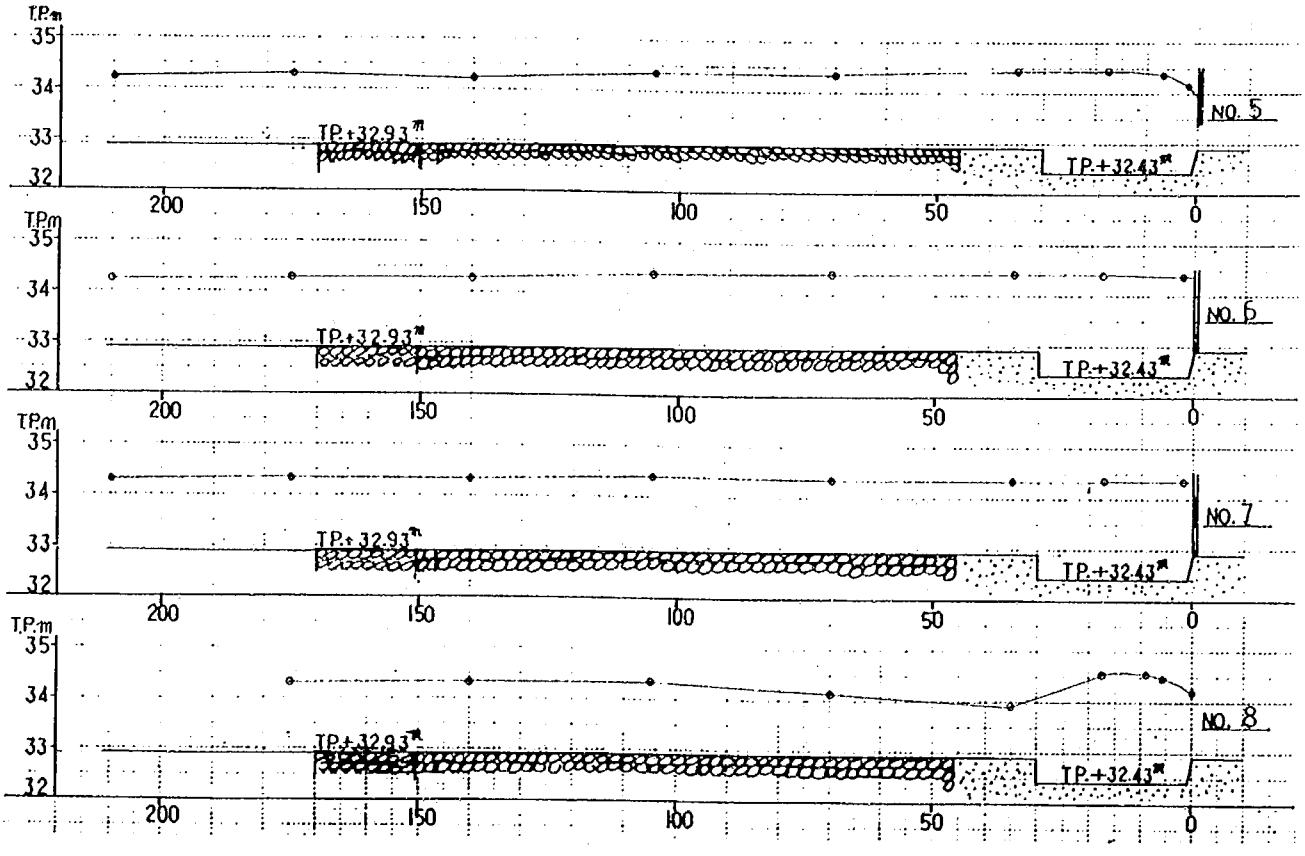
・1.5m/s以下はベクトル表示　2 1 0 m/s

・1.5m/s以上は1/2ベクトル表示　4 2 0 m/s

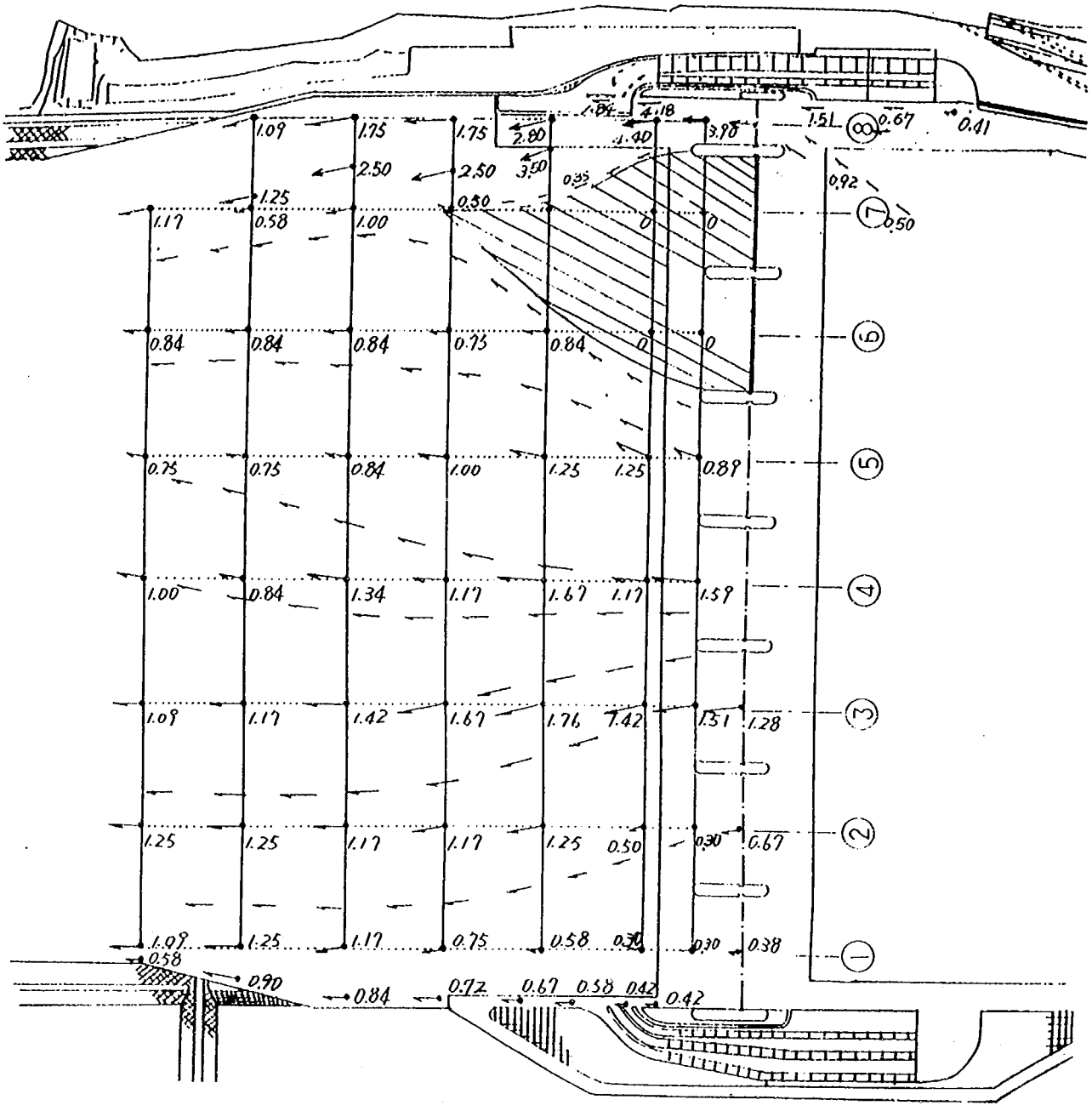




図—８．４．７(1)　水位縦断図（ケースⅣ－４－３）



図—８．４．７(2)　水位縦断図（ケースⅣ－４－３）



実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m) 302.5	下流水位 (T.p.m) 295.0
Ⅳ－4－3	525.1	2.0×2	35.63	34.13

ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.15	0.30	0.70	1.00	0.50	0	0	全開

平面図縮尺 0 50 100m

凡例

——→	流線 流速(m/s)
	死水域
	跳水

図－8．4．8(1) 流　況　図

図－8.4.8(2) 流　況　図

実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m)	下流水位 (T.p.m)
Ⅳ－4－3	525.1	2.0×2	35.63	34.13

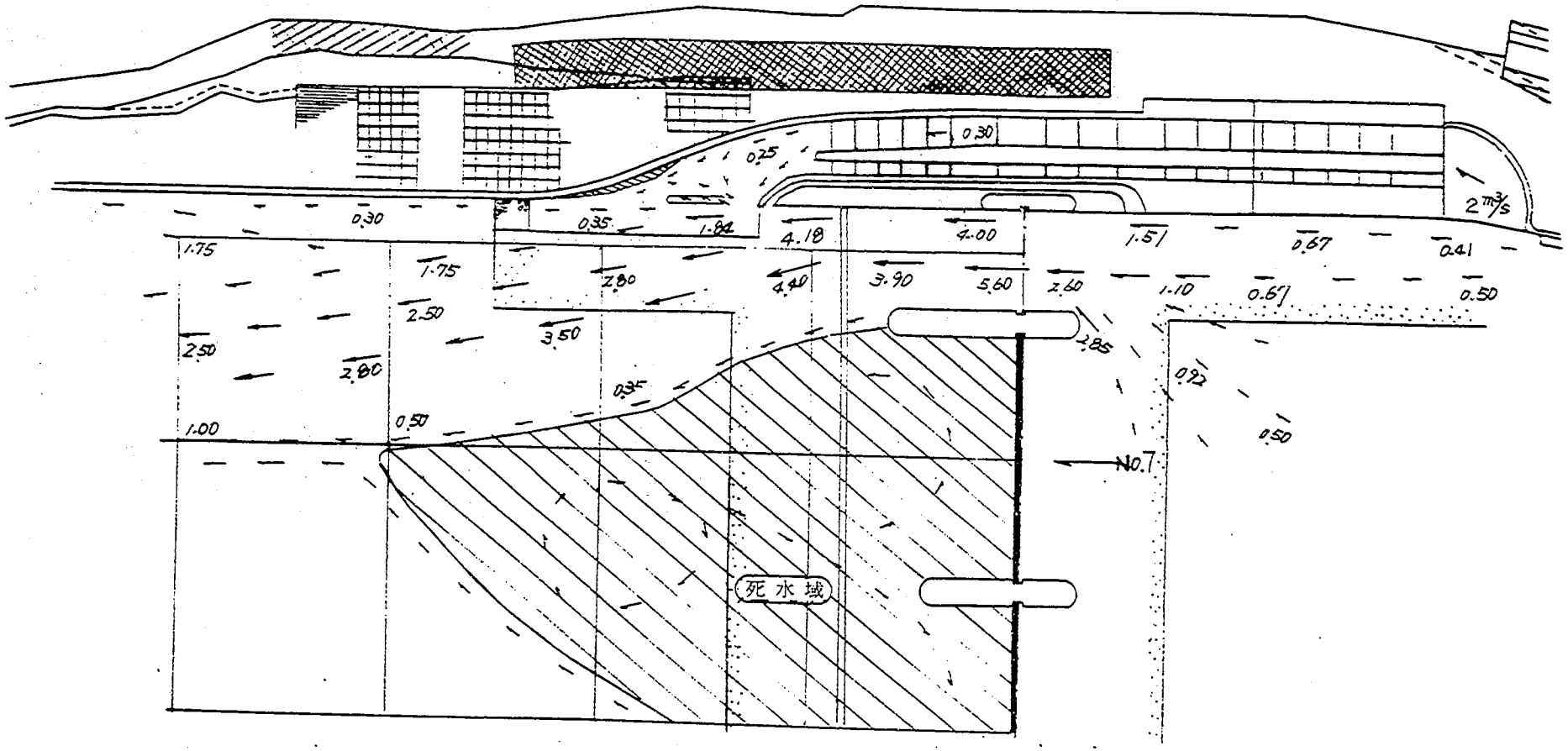
ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.15	0.30	0.70	1.00	0.50	0	0	全開

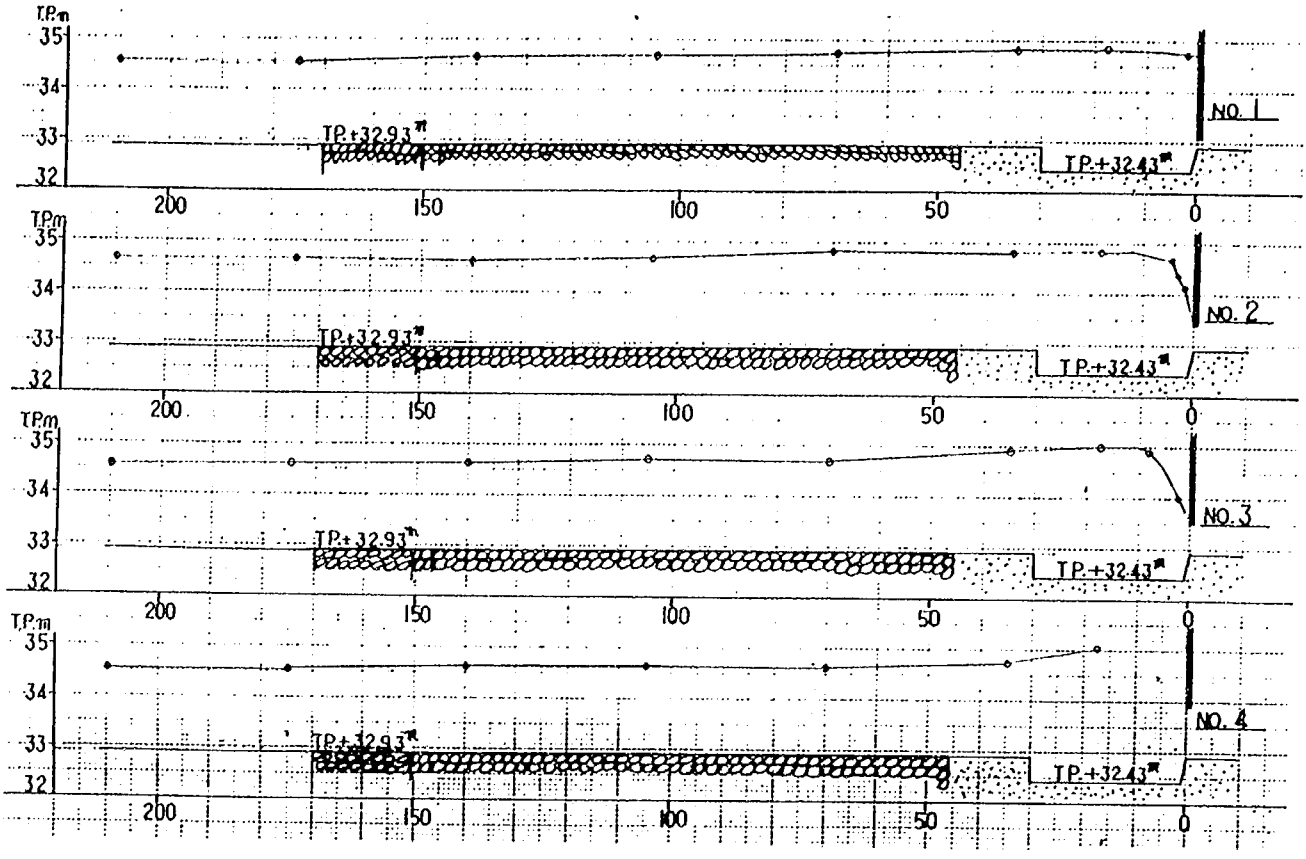
流速縮尺

・1.5m/s以下はベクトル表示　2 1 0 m/s

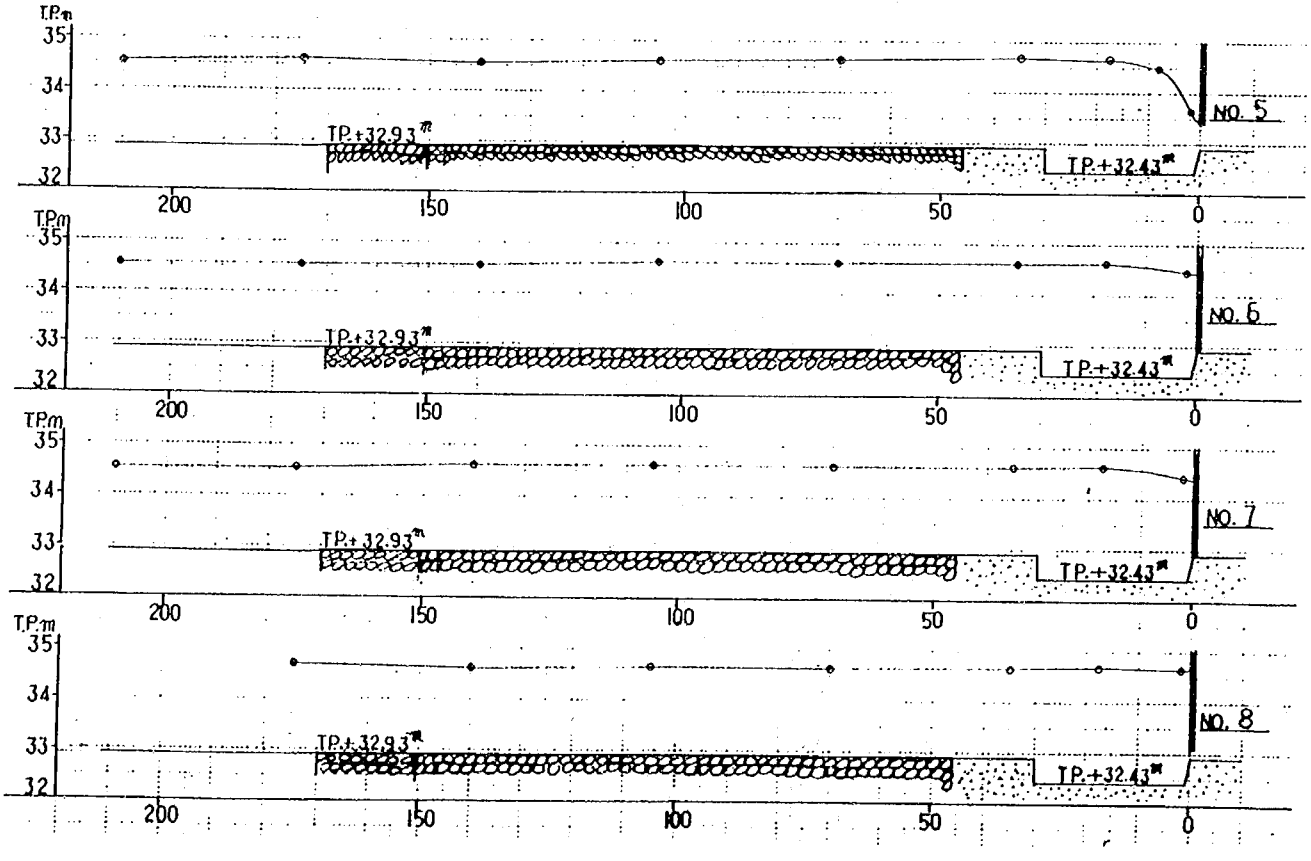
・1.5m/s以上は1/2ベクトル表示　4 2 0 m/s

平面図縮尺　0　25　50m

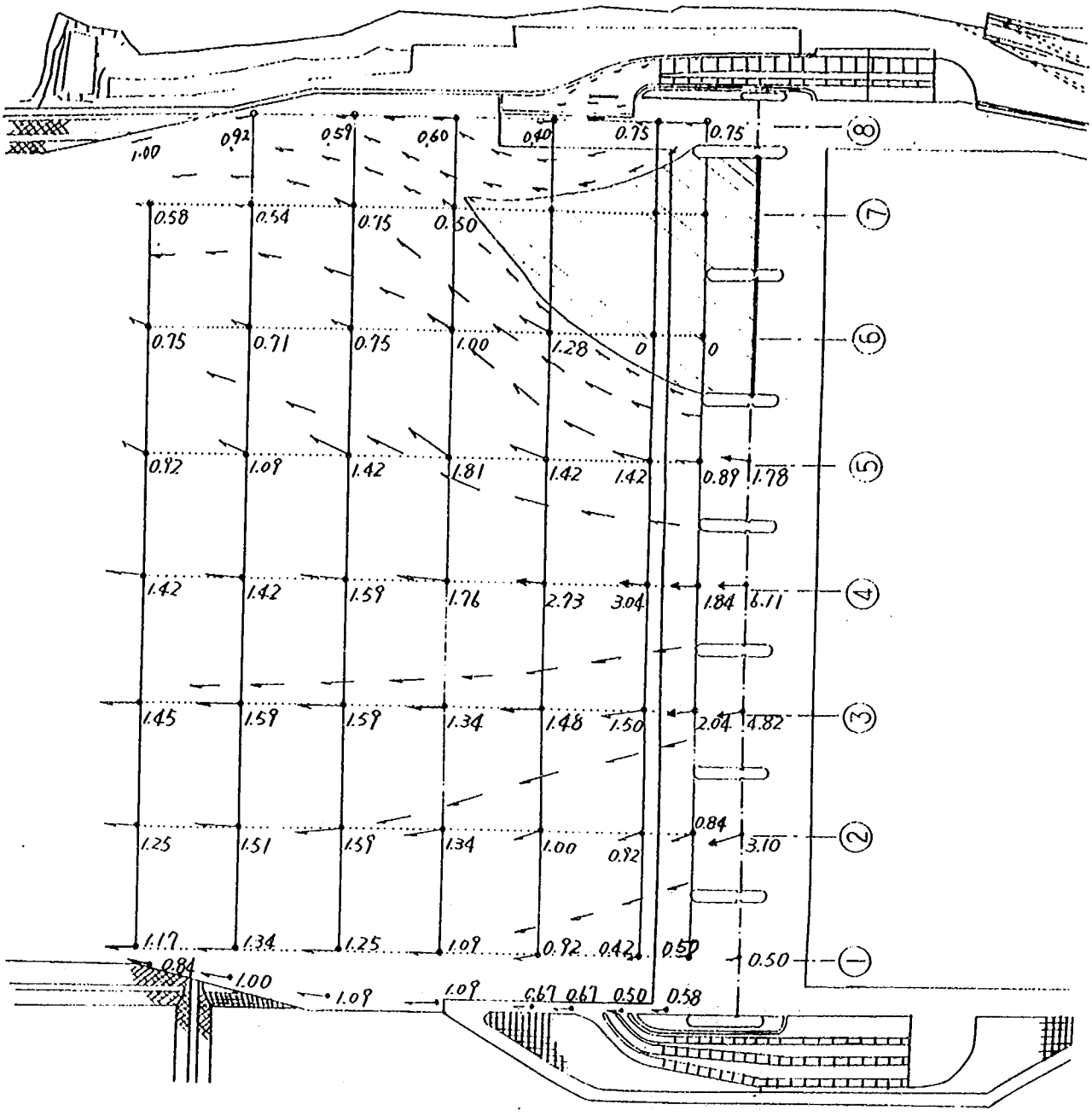




図— 8．4．9(1)　水位縦断図（ケースⅣ－4－4）



図— 8．4．9(2)　水位縦断図（ケースⅣ－4－4）



実験ケース	上流流量 (m^3/s)	魚道流量 (m^3/s)	上流水位 (T.p.m) 302.5	下流水位 (T.p.m) 295.0
Ⅳ－4－4	665.0	2.0×2	37.70	34.34

ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.15	0.50	0.60	1.00	0.50	0	0	0.15

平面図縮尺 0 50 100m

凡例

←	流線 流速(m/s)
	死水域
	跳水

図－8．4．10(1) 流 況 図

図－8．4．10(2) 流　況　図

実験ケース	上流流量 (m³/s)	魚道流量 (m³/s)	上流水位 (T.p.m)	下流水位 (T.p.m)
Ⅳ－4－4	665.0	2.0×2	37.70	34.34

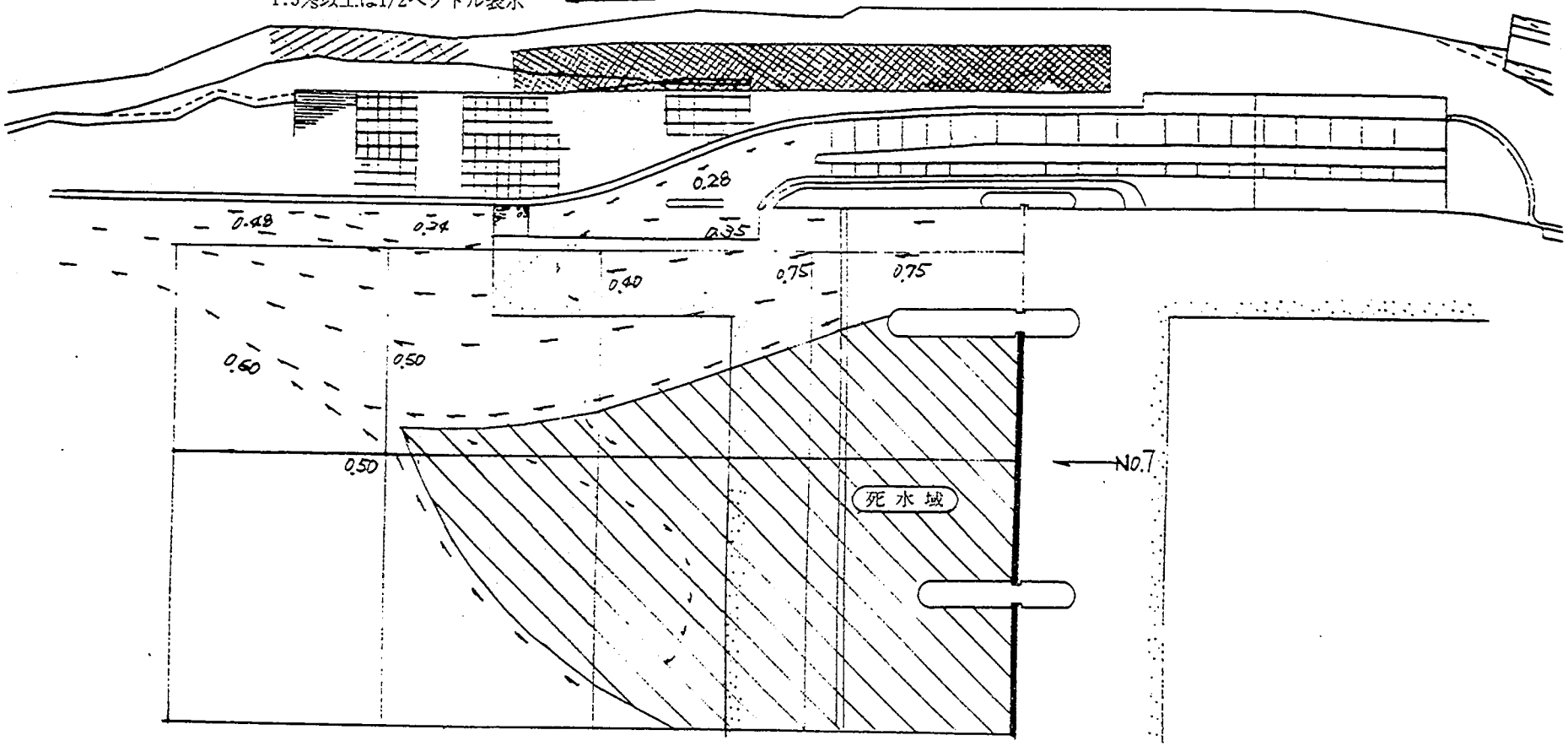
ゲート開度	1 (m)	2 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	調節ゲート
	0.15	0.50	0.60	1.00	0.50	0	0	0.15

平面図縮尺　0　25　50m

流速縮尺

・1.5m/s以下はベクトル表示　2 1 0 m/s

・1.5m/s以上は1/2ベクトル表示　4 2 0 m/s



8－4　実験結果のまとめ

妙見堰に計画されている左右岸魚道への誘魚効果の得られるゲート操作方法、および魚道入口の位置、形状等の検討を行った。この実験で得られた主な結果をまとめると以下のようである。

(1) 当初計画されていた堰操作方式は、中央ゲートを最も開けるピラミッド型式であり、左右岸両端ゲートおよび調節ゲートが全閉であった。このため、左右岸のゲート下流側は死水域に近い状態となり、魚道への魚の遡上可能な適正流速は得られないことが明かとなった。

(2) 堰操作方法を左右岸先行のピラミッド方式に変更し、堰上流水位が高い場合（T.P37.9m）の調節ゲートを全閉とした状態では、この下流側が同様に死水域となる。このため右岸側魚道周辺は、魚道からの流出のみによる流れとなる状態であった。

(3) 堰上流水位が低い状態（T.P35.6m）では、調節ゲートが全開となるため、右岸側魚道入口付近は約4.0m/s前後の流速が発生し、魚道内への誘魚は困難であることが明らかとなった。

(4) 左岸側魚道周辺は、堰上流水位が高い場合および低い場合の両者とも、1号ゲートの開度を0.15mとすることで、ほぼ適正な流速が確保できる結果が得られた。

(5) 調節ゲート全開時における左岸側魚道入口付近の形状を種々検討した結果、魚道入口位置を下流に移動させ、図－8.2.12に示すような隔壁を設置した形状（修正第2案）によって、ほぼ適正な流速となる状況を得ることができた。

(6) 堰下流側を計画河床高としたときの堰下流床版上の水深は、渇水流量相当時のQ＝176.7m³/sで約0.5m、Q＝282.4m³/sで約0.7m、豊水流量時で約1.2mとなる結果が得られた。

(7) 修正第2案魚道の検討では、堰上流水位が高い場合の渇水流量および豊水流量相当時とも調節ゲートの開度を0.20mとした。これによって、右岸側魚道周辺は、0.4m/s～0.8m/sの流速となる結果が得られた。また、調節ゲート全開時では、隔壁上流側の魚道入口の流速が大きいものの、隔壁下流側の流速は、0.3～0.5m/sとなる。いっぽう、左岸側の魚道周辺は、1号ゲートの開度を0.2mとすると、渇水流量相当時では若干流速が大きい傾向が見られ、ゲート開度を0.15mとした方がよいと考えられた。

(8) 最終案魚道形状として、呼水水路および魚道入口付近の方向を若干修正した案（図－8.4.1～8.4.2）の検討を実施した。このとき堰下流側の河床高を砂利採取規制高としたことによって、堰下流床版上の水深は、渇水流量相当時のQ＝176.7m³/sで約0.8m、Q＝282.4m³/sで約1.0mとなる。また、豊水流量相当時のQ＝525.1m³/sでは約1.3～1.5mの水深となり、Q＝665.0m³/sでは約1.6～1.7mの水深となる結果が得られた。

(9) 最終案魚道に対する堰上流水位が高い状態では、調節ゲートの開度を0.15mとすることによって、右岸側魚道周辺で0.4～0.6m/sの流速が得られている。また、調節ゲート全開時では、隔壁下流側で0.2～0.8m/sの領域の流速が生ずる。いっぽう、左岸側魚道周辺は、1号ゲートの開度を0.15mとすることによって、0.4～0.6m/s前後の流速となり、いずれも魚の遡上可能な有効流速が得られることが明らかとなった。

(10) なお、堰下流側河床高の違いによって、水深が増大したため、調節ゲート全開時には右岸側魚道の隔壁天端（T.P35.0m）を流水が若干乗り越える状況が見られる。このため、隔壁天端を若干高くする必要があることも明らかとなった。

第9章　全体のまとめ

各章において、すでに個々の問題についての検討結果をこれまでに述べた。ここでは重復するが、全体のまとめとして実際によって得られた主要な結果と問題点を以下に述べる。

9－1　現況河道の水理特性

(1) 既往の昭和57年9月洪水のハイドログラフ（Q P＝9,300m³/s）を模型に通水し、主として現象の相似性について検討した。この結果、ピーク水位は現地痕跡水位とほぼ一致し、このときの水面勾配は、河道幅が上下流に対して若干狭くなる断面No.310～No.290間で約1/400と急になり、上下流はそれぞれ約1/740、1/560となる結果が得られた。

(2) 洪水時の流況は、河道形状の影響が強く作用し、断面No.315付近左岸側が水衝部となり、その下流では断面No.305付近の右岸側に流れが集中する。断面No.300付近の主流部は、右岸寄りであるが、この下流では流路幅が広がるため、上流からの流出土砂が中州右側河道へ堆積する傾向となり、河床高の低い中州左側低水路へ分流する。中州左側低水路の流れは、断面No.290左岸付近へ集中する傾向を示し、その後断面No.280付近で中州右岸側の流れと合流して、断面No.275付近の右岸側へ集中する。

(3) 現況河道の水衝部は、断面No.320～No.315付近左岸、断面No.307.5～No.300付近の右岸、断面No.295～No.287.5左岸、および断面No.275～No.270付近右岸側で発生する。このときの河床変動状況は、模型河道の断面No.322.5～No.270間で現地洪水後の河床形状とほぼ相似となる結果が得られた。ただし、水衝部の最深河床高は、実験の方が若干大きい傾向であるが、洪水後の横断形は期間がやや経過していること、模型では河道全域で同一河床砂を用いていること等を考慮する概ね実河道の変化に相似していると考えられる。

(4) なお、実際河川では河床材料粒径が場所的に異なるのに対し、模型では場所的にも深さ方向にも同一河床砂を用いている。このため局所洗掘に伴う土質変化や強度に対する影響は実験結果に反映されていないことを考慮した適切な判断が必要である。

9－2　仮締切施工時の諸対策について

(1) Q＝4,000m³/s時の各締切工上流の最高水位は、第1期、第2期および第4期仮締切でT.P38.9～T.P39.1となり、第3期仮締切ではとくに水位堰上げが大きく、T.P39.9mとなる結果が得られた。したがって、Q＝4,000m³/sまでは越流させない計画であれば、仮締切工天端高（T.P39.0m）を上げる必要があることが明らかとなった。

(2) 第1期仮締切工は、下流部が低水路へ張り出す程度であり、Q＝4,000m³/s時では流況や河床変動に影響を及ぼすこともなく、とくに問題はないことが明らかとなった。またQ p＝9,600m³/s時では、仮締切工上下流の右側隅角部で局所洗掘が生ずる程度である。このため局所洗掘に対する防止策として、根固工等を配慮すれば、他に問題点はなく、仮締切自体の安全性は得られるものと考えられる。

(3) 第2期仮締切工は、現況低水路へやや張り出しているものの、洪水疎通に与える影響は少ない。しかし、仮締切工上流側周囲および右側面沿いは岩盤が露出（仮締切右岸側をT.P30m、左岸側をT.P26.5m位置に設定した）し、仮締切工左岸側の堰完成床版上にこの洗掘土砂が堆積する。また、堰完成部護

床工の上流端および下流左岸側低水路護岸前面にも局所洗掘が生ずる。

(4) 第2期仮締切工の上流側および両隅角部の洗掘対象として、根固工（5～6tブロック相当、高さT.P35.0m、天端幅10m）を設置した。その結果、仮締切工右岸側沿いの岩盤露出範囲は若干広くなるが、仮締切工上流側周囲の局所洗掘は防止できることが明らかとなった。また、堰完成床版上に堆積する土砂も20～30%軽減する効果が得られる。

(5) 第2期仮締切工設置時における堰完成部護床工の上流端、および下流左岸側の低水護岸前面の洗掘対策として、上流端には幅7m、下流左岸側の護岸前面に幅20mの捨石工（2～3tブロック重量相当、2.0m厚）を行った。この結果、洗掘を防止することができたが、捨石が若干散乱する状況が見られるので重量を大きくする必要があった。

(6) 第3期仮締切工の上流面および両隅角部から側面沿いは、急激に洗掘が進行し、岩盤が露出する。第2期仮締切と同様の根固工を設置した場合でも、その前面で岩盤が露出する状況となるため、仮締切工矢板の安全性確保に配慮が必要である。

(7) 第3期仮締切工設置時は、堰完成部の護床工上流端の右岸寄りが洗掘を生ずる。この対策として、仮締切工側面から50m範囲の護床工上流に幅14mの捨石を行った。捨石工重量は、堰完成部下流左岸側の低水護岸前面（幅20m）も含め、5～6tブロック重量相当とした結果、洗掘が防止されることが明らかとなった。

(8) 第3期仮締切工設置時は、以上のような対策工に加えて、堰上流左岸側の既設水制を撤去することによって、仮締切工前面に当る流れが緩和され、洗掘範囲とともに、その流出土砂も少なくなる効果が得られる。また堰完成部の流れも比較的一様な流れとなり、流況的にも効果的なことが明らかとなった。

(9) 第4期仮締切工は、上流側周囲でT.P30mの岩盤が露出し、それ以上の洗掘は生じない状況となる。この岩盤露出範囲は、時間の経過とともに堰完成部上流の護床工まで拡大する。したがって、仮締切工自体の安全性を確保するため、仮締切工上流側周囲には第3期仮締切と同様の根固工の対策が必要と考えられる。

9—3 堰完成後の計画河道時における諸現象について

(1) 堰上流部は河道湾曲の影響によって、断面No.317.5～No.315間左岸、および断面No.307.5～No.302.5右岸に流れが集中し水衝部となる。堰下流側は砂礫堆の形成に伴って、断面No.282.5～No.275右岸に主流が寄る傾向が見られた。

(2) 河床変動状況は、砂礫堆の発達に伴って断面No.307.5～No.302.5間付近左岸、断面No.285～No.275間付近左岸が堆積し、反対に水衝部となる断面No.320～No.312.5間左岸、断面No.307.5～堰地点間右岸、および堰護床工直下流右岸側、断面No.280～No.272.5間付近右岸に洗掘が生ずる。この状況は流量規模によっても極端に変化することはないことが明らかとなった。

(3) とくに堰上流は河道が湾曲しているため、湾曲部の内岸側に砂礫堆が形成される。このため、断面No.305～No.302.5付近左岸には最大3.8m～3.3mの堆積が生じ、反対に右岸側は水衝部となり、現況の河道地形とほぼ同じ状態となる。この砂礫堆の前縁線は堰下流まで達し、左岸側堰床版上にも最大1.0～1.3m堆積する。また堰上流右岸側水衝部の洗掘が進行し、上流からの土砂供給が減少することによって、堰護床工直下流の右岸側にも局所洗掘が発生する。よって、堰上流左岸の堆砂軽減のための対策案を考慮

する必要があることが明らかとなった。

(4) 堰上流の断面No.312.5～No.317.5間付近右岸は、計画低水路への掘削に問題があることより、低水路法線形を全体に左岸に寄せた修正案の検討を行った。この結果、とくに問題となる現象は見られなかった。

9－4 堰上流左岸側の堆砂軽減策について

(1) 堰上流左岸側の堆砂軽減策として、断面No.306付近の既設取水用床止め工の計画河床高以下の部分を帯工として残す案について検討した。この結果、帯工によって堰上流右岸の洗掘が軽減され、左岸側の堆積量も若干少なくなる。しかしながら、依然として最大堆積厚は約3.3mとなり、大幅な効果は得られないことが明らかとなった。

(2) 種々の堆砂軽減策の検討により、堰上流に3基の帯工を設置し、さらに湾曲部上流左岸側に水制を設置する案が比較的効果の得られることが明らかとなった。この水制は湾曲部上流の内岸側を主流が直進するのを防止し、流れを早めに外岸側へ追いやって、さらに帯工により整流させ、湾曲部外岸側で極端に片寄った流れが生じないようにしたものである。

(3) 帯工は、既設取水用床止め工の計画河床高以下の部分を残し、ここより下流へ200m間隔に計3基設置した。帯工幅は10mとし、帯工の長さは左岸側の堆積領域を除く部分の右岸側から175m（左岸低水路法肩より125m位置）が妥当である結果が得られた。なお、模型では現地6t～7tブロック重量相当の砕石を用いた結果、流出するような現象は見受けられなかった。

(4) 湾曲部上流左岸側の水制配置位置は、断面No.315～No.317.5間付近左岸に6基設置することによって、効果的な結果が得られた。帯工およびこの水制の設置により、堰上流左岸側の堆積量は対策前に対して半減する結果が得られた。とくに2,000m³/s時においては、堰床版上の堆積がほぼ防止され、4,000m³/s、8,000m³/s時においても、断面No.305付近から下流左岸の最大堆積厚は約2.2m以下に軽減し、堰床版上も左岸寄りの一部に最大約0.7m堆積する程度であった。

(5) なお、湾曲部上流左岸側の水制設置箇所は、水衝部でもあるため、水制先端部の洗掘が著しい。したがって、この水制維持のためにも先端部は捨石等による根固めの対策を十分配慮すゆ必要があろう。また堰上流左岸側の堆砂軽減には、帯工および水制の両者によって効果が得られており、両者とも対策の必要のある結果が得られた。

9－5 堰下流側を砂利採取規制高河道としたときの現象と諸対策について

(1) 堰下流側が計画河床高より約2.0m高い整正掘削河道時では、河床高の違いによって堰下流側の水位は高くなる。しかし、堰下流の河床高の違いによる堰上流水位への影響は少ない。このときの水面勾配は、各流量時とも堰上下流側で計画河床高時とほぼ同じとなり、堰付近の新面No.310～No.290間の計画河床時では上下流に比して急勾配となったのに対し、これが解消される結果が得られた。

(2) 河床変動状況は、帯工および水制によって堰上流左岸側の堆砂は軽減され、堰下流側においてもこの対策によって、河床変動が少なくなる効果が得られる。しかし、堰護床工直下流の右岸側は、8,000m³/s時において依然として護岸前面が洗掘傾向となる。したがって、護岸前面には根固工の対策が必要と考えられる。

(3) 堰下流側では計画河床時と同様に、断面No.280～No.272.5間付近の左岸側に砂礫堆が形成され、右岸側

が水衝部となる。このため、右岸側低水護岸前面の洗掘対策が必要であることが明らかとなった。対策案としては計画河床時に検討した水制を設置（図－７．８．８）することによって、洗掘は防止されるものと考えられる。

(4) 堰床版上の堆積土砂をゲート操作によって排除する場合、ゲート直下および下流側は比較的短時間でフラッシュされる。しかし、ゲート上流側は土砂排除範囲が非常に狭く、ゲート上流で約0.7～0.8m、堰柱上流側周囲で約5.0m範囲が排除できる程度であった。よって、これ以上と範囲の土砂をゲート操作によって排除することは困難であり、堆積が生じた場合は浚渫を考慮しなければならないと考えられる。

９－６　魚道に係わる堰操作方法と魚道形状について

(1) 調節ゲート全開時では、左岸側魚道入口付近が高速流となるため、その形状、位置を種々検討した結果、図－８．４．１に示すような隔壁を設置した形状によって、ほぼ適正な流速を得ることができた。

(2) 堰下流側を砂利採取規制高河道としたときの堰下流床版上の水深は、渇水流量相当時のQ＝176.7m³/ｓで約0.8m、Q＝282.4m³/ｓで約1.0mとなる。また、豊水流量相当時のQ＝525.1m³/ｓでは約1.3～1.5mの水深となり、Q＝665.0m³/ｓでは約1.6～1.7mの水深となる結果が得られた。

(3) 堰操作方法は、魚道周辺で適正な流速の得られる左右岸ゲート開度を与え、中央ゲートを最も開けるピラミッド型式とした。このとき堰上流水位が高い状態（T．P37.9m）では、調節ゲートおよび左岸側１号ゲートとも開度を0.15mとすることによって、左右岸魚道周辺とも0.4～0.6m/ｓ前後の流速となり、魚の遡上可能な有効流速が得られることが明らかとなった。

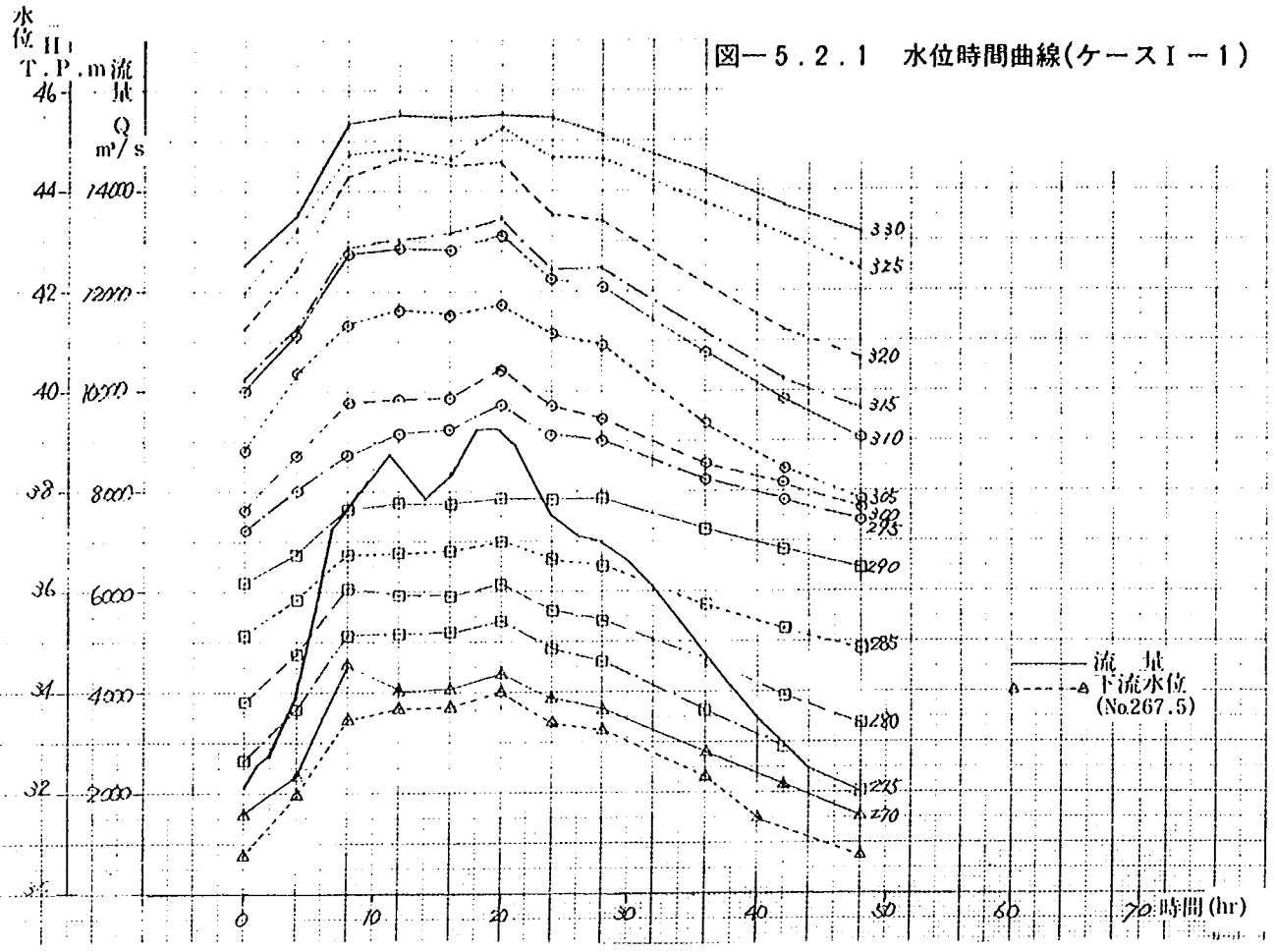
(4) 堰上流水位が低い状態（T．P35.6m）では、調節ゲートが全開となる。このため、左岸側魚道の隔壁上流側で流速は大きいものの、隔壁下流側では、0.2～0.8m/ｓの領域の流速が得られる。また、右岸側魚道周辺は、１号ゲートの開度を0.15mとすることによって、同様に0.4～0.6m/ｓの流速となる結果が得られた。

(5) なお、堰下流側河床高を砂利採取規制高とした場合、計画河床時より水深が増大するため、調節ゲート全開時には、右岸側魚道の隔壁天端（T．P35.0m）を流水が乗り越える状況が見られる。このため、隔壁天端を若干高くする必要があることが明らかとなった。

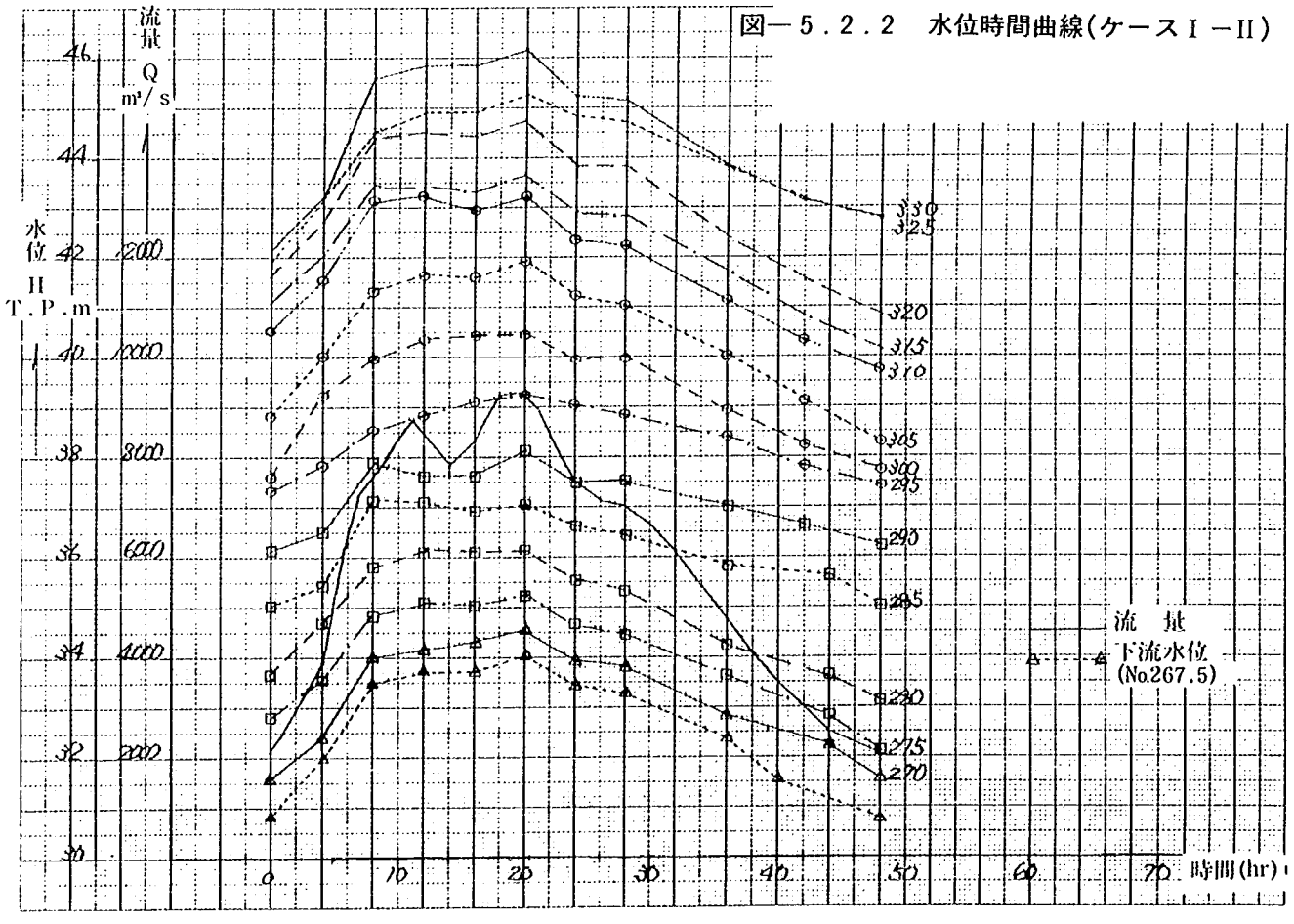
図　面　目　次

図－５．２．１～５．２．２　水位時間曲線…… 208
図－５．３．１～５．３．２　水位縦断図…… 209
図－５．５　水位縦断図（ケースⅠ－３）…… 210
図－５．６．１～５．６．３　流　況　図……211～213
図－５．７．１～５．７．３　河床変動平面図……214～216
図－５．８．１～５．８．12　河床横断比較図（ケースⅠ－１、Ⅰ－２）……217～228
図－５．９．１～５．９．13　河床横断比較図（ケースⅠ－２、Ⅰ－３）……229～241
図－６．７．１～６．７．２　流況および流速分布図（ケースII－１－１）……242～243
図－６．８　流況および流速分布図（ケースII－１－２）…… 244
図－６．12．１～６．12．２　流況および流速分布図（ケースII－２－１）……245～246
図－６．14．１　仮締切工周辺等高線図（ケースII－２－１）…… 247
図－６．16．１～６．16．２　流　況　図（ケースII－２－２、II－２－３）……248～249
図－６．18．１　仮締切工付近等高線図（ケースII－２－２、II－２－３）…… 250
図－６．20．１～６．20．２　流　況　図（ケースII－３－１、II－３－２）……251～252
図－６．21．１～６．21．２　流速平面分布図（ケースII－３－１、II－３－２）……253～254
図－６．23．１(1)～６．23．２(1)　仮締切工付近等高線図（ケースII－３－１、II－３－２）……255～257
図－６．25．１～６．25．２　流　況　図（ケースII－３－３、II－３－４）……258～259
図－６．27．１　仮締切工付近等高線図（ケースII－３－３、II－３－４）…… 260
図－６．29．１～６．29．２　流況および流速分布図（ケースII－４－１）……261～262
図－６．33　流　況　図（ケースII－４－２）…… 263
図－７．２．２　流　況　図（ケースIII－１－１）…… 264
図－７．２．３　河床変動平面図（ケースIII－１－１）…… 265
図－７．２．５～７．２．８　流　況　図（ケースIII－１－２～III－１－５）……266～269
図－７．２．９～７．２．10　河床変動平面図（III－１－２）……270～271
図－７．３．２～７．３．３　流　況　図（ケースIII－２－１～III－２－２）……272～273
図－７．３．４～７．３．５　河床変動平面図（ケースIII－２－１～III－２－２）……274～275
図－７．４．５～７．４．６　流　況　図（ケースIII－３－１～III－３－２）……276～277
図－７．４．７～７．４．８　河床変動平面図（III－３－１～III－３－２）……278～279
図－７．６．４～７．６．５　流　況　図（III－４－１～III－４－２）……280～281
図－７．６．６～７．６．７　河床変動平面図（III－４－１～III－４－２）……282～283
図－７．８．３～７．８．４　流　況　図（ケースIII－５－１～III－５－２）……284～285
図－７．８．５～７．８．６　河床変動平面図（ケースIII－５－１～III－５－２）……286～287
図－７．８．11　水位時間変化図（ケースIII－５－３）…… 288
図－７．８．13　流　況　図（III－５－３）…… 289
図－７．８．14　河床変動平面図（III－５－３）…… 290

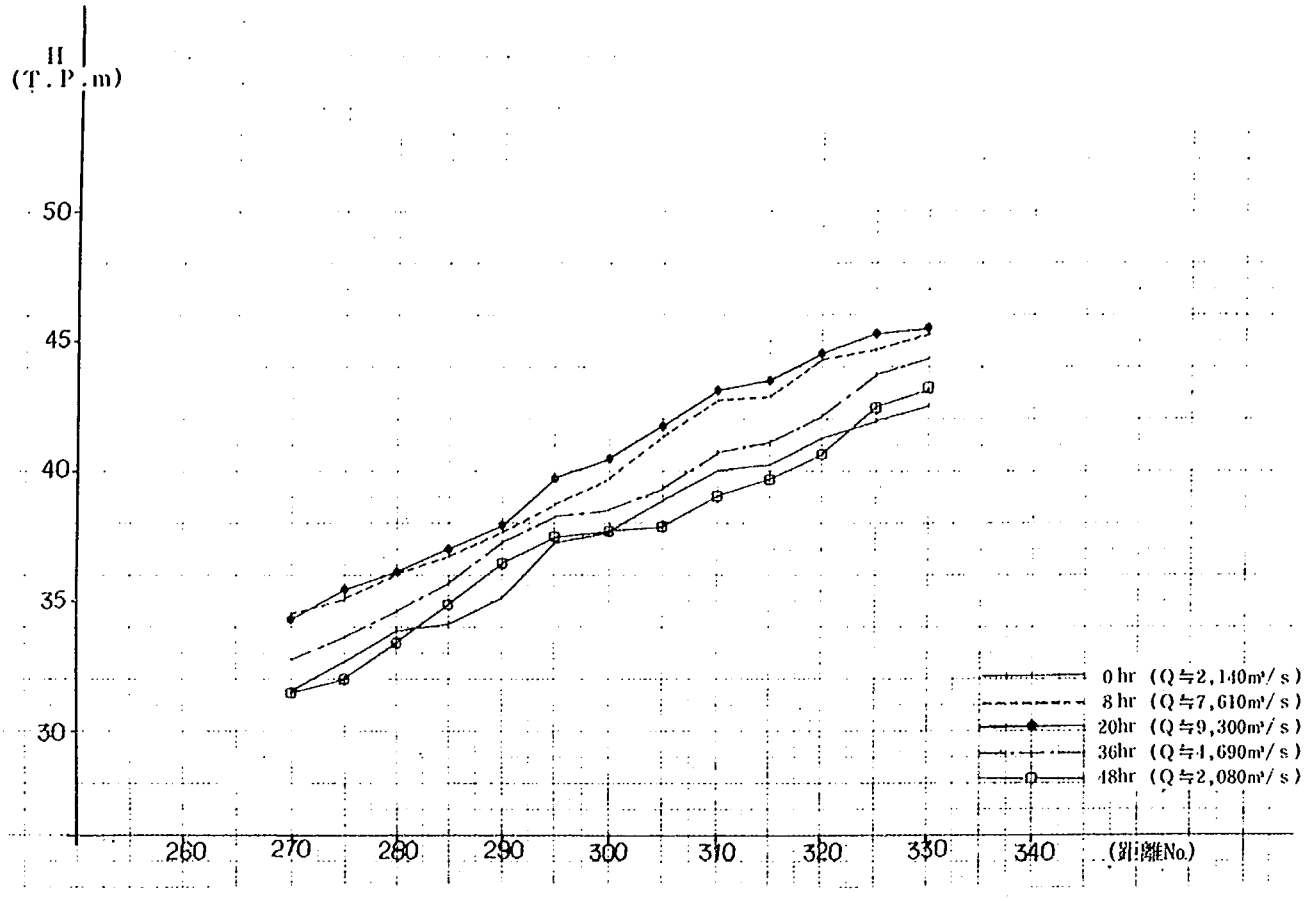
図－７.10.５～７.10.７　流　況　図（ケースⅢ－８－１～Ⅲ－８－３）……291～293
図－７.10.８～７.10.10　河床変動平面図（ケースⅢ－８－１～Ⅲ－８－３）……294～296
図－７.10.11(1)～７.10.11(13)　河床横断図……297～309



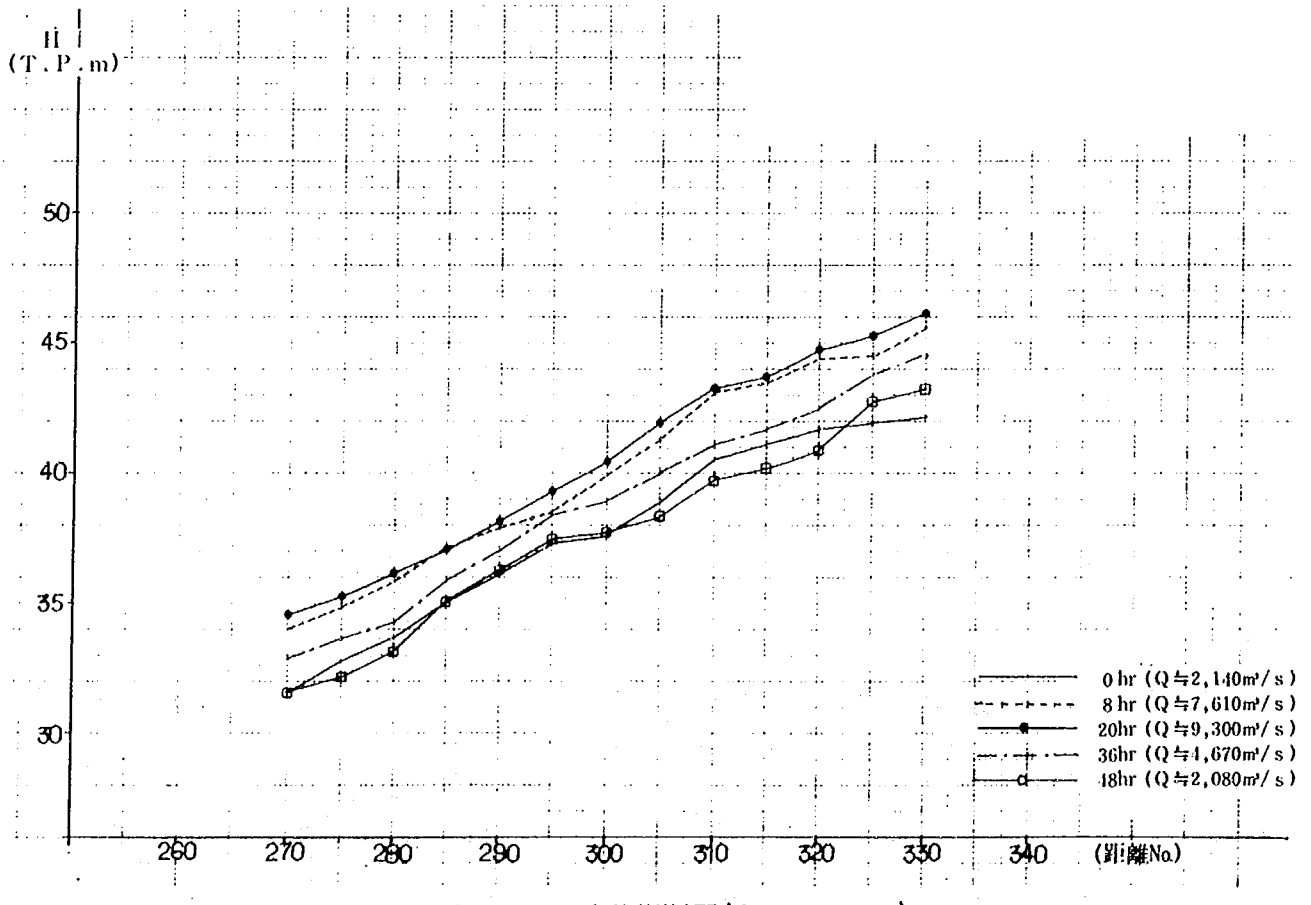
図－５．２．１　水位時間曲線(ケースⅠ－１)



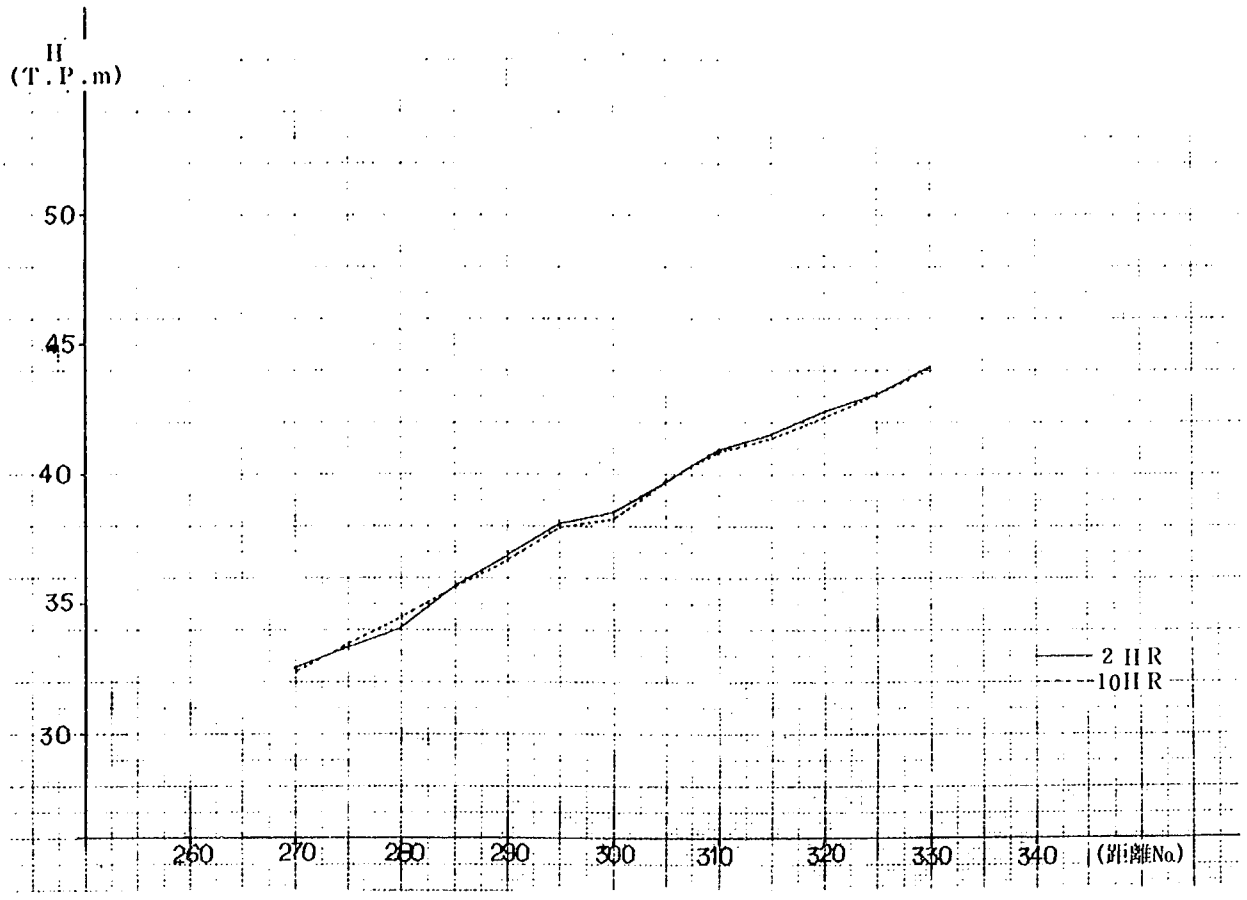
図－５．２．２　水位時間曲線(ケースⅠ－Ⅱ)



図—５．３．１　水位縦断図(ケースⅠ－１)

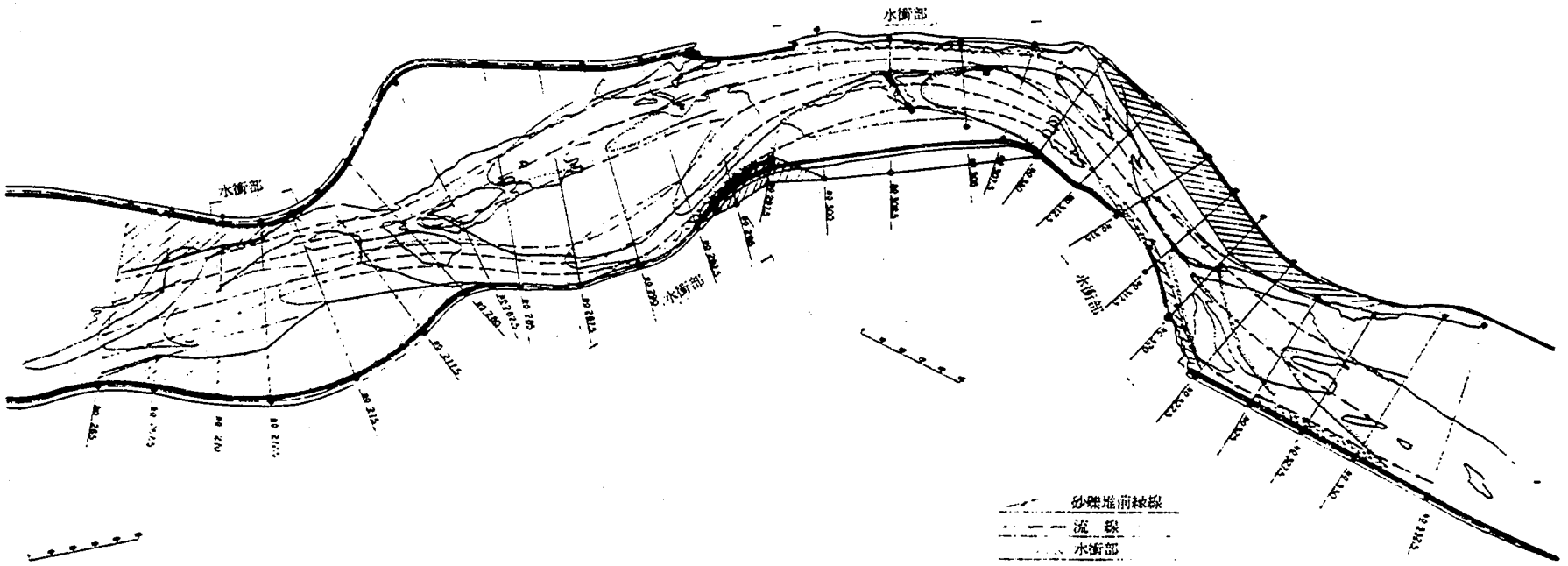


図—５．３．２　水位縦断図(ケースⅠ－２)

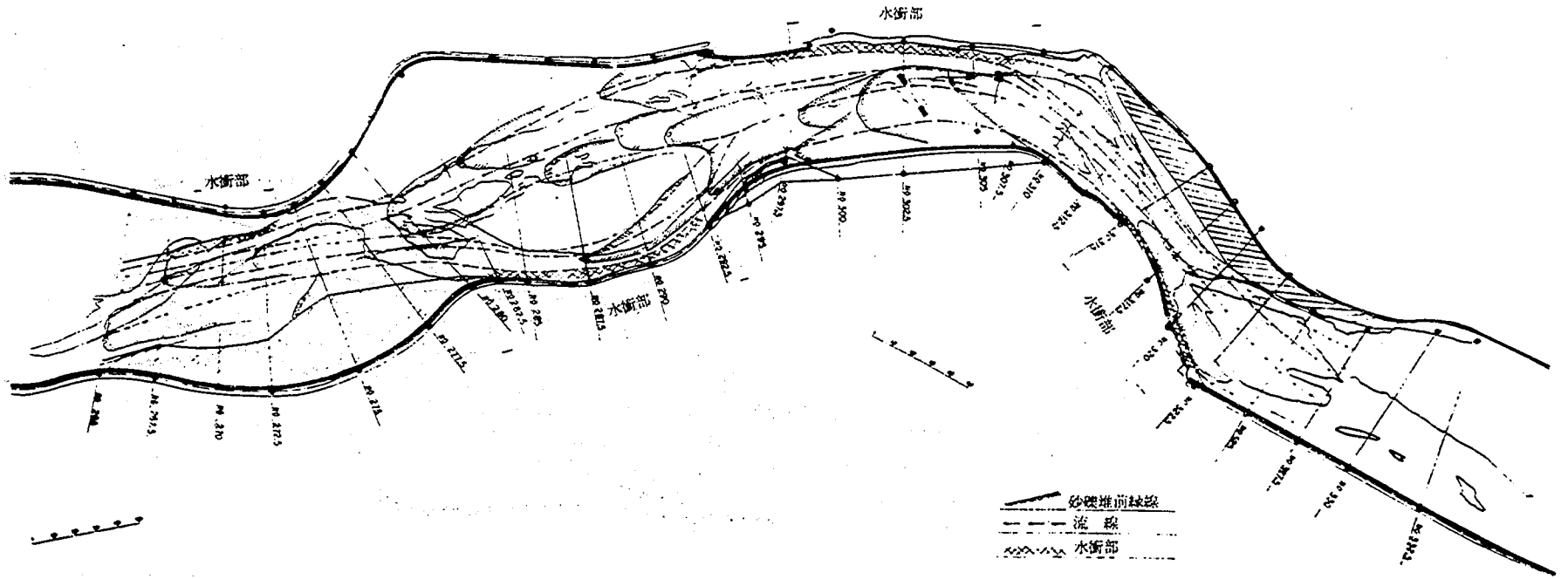


図－５．５　水位縦断図(ケースⅠ－３)

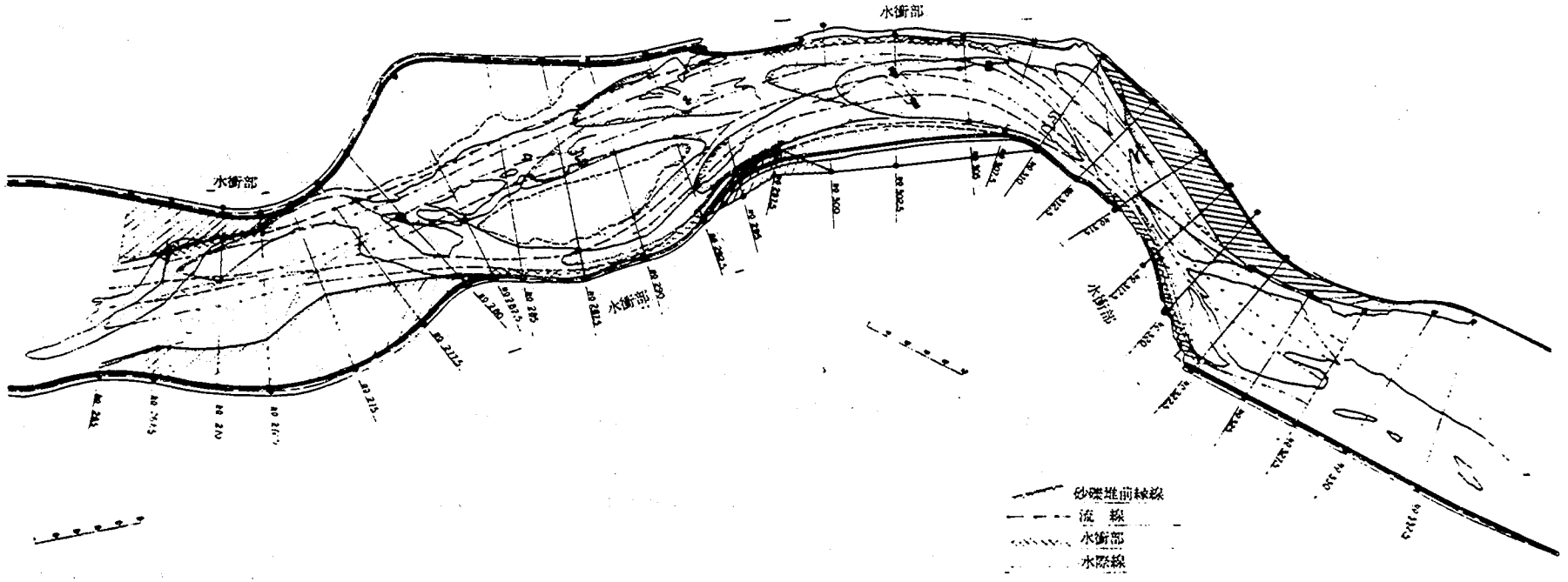
図－5.6.1　流　況　図(ケースⅠ－1)



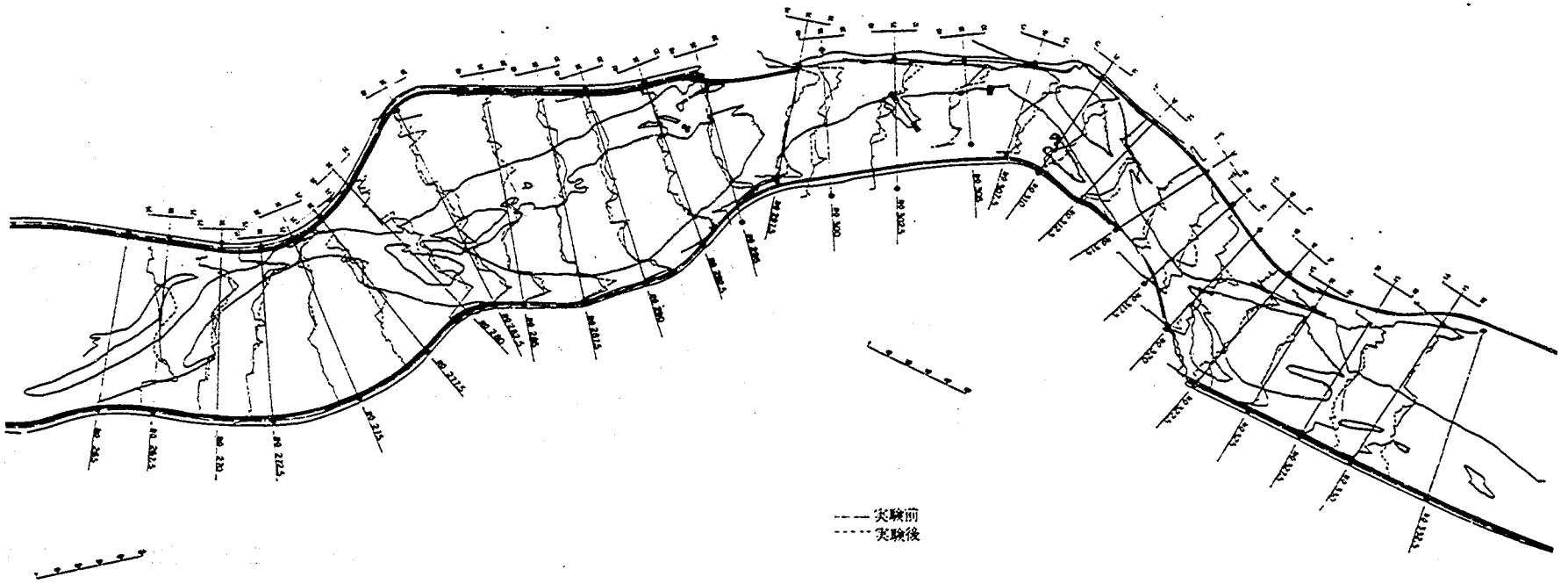
図－5.6.2　流　況　図(ケースⅠ－2)



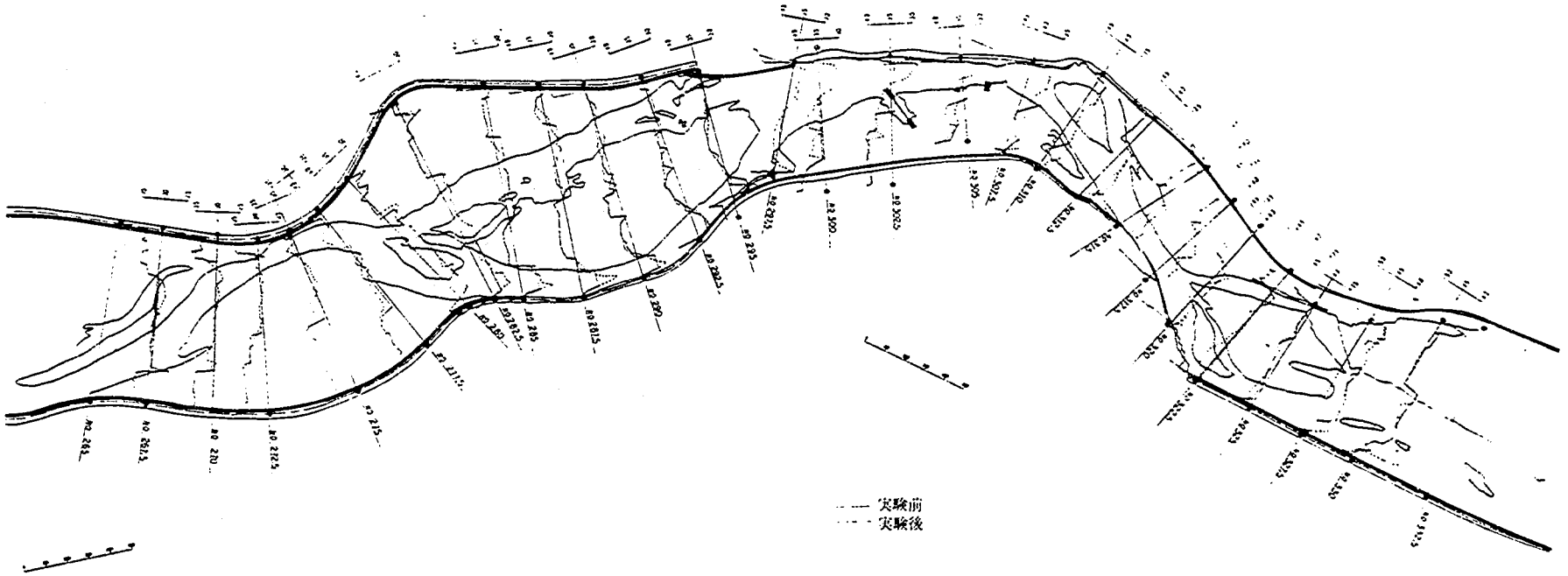
図—5.6.3 流 況 図(ケースⅠ－3)



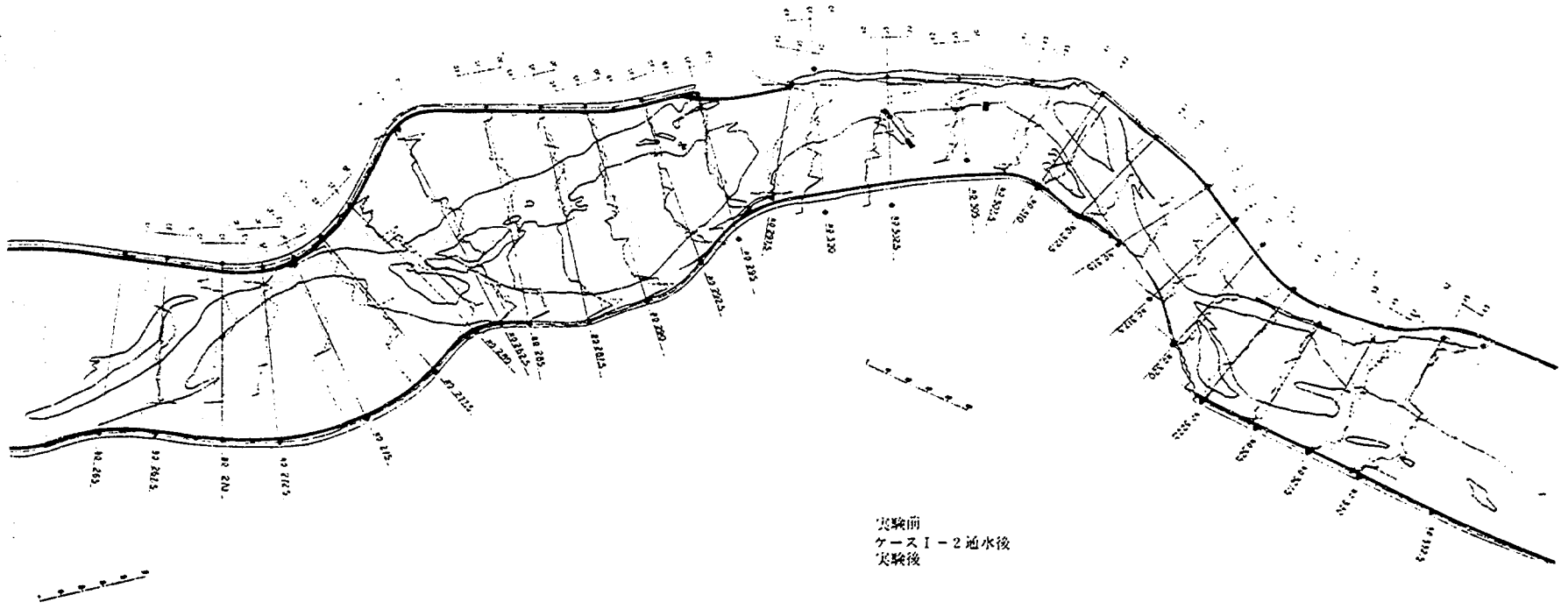
図－５．７．１　河床変動平面図(ケースⅠ－１)



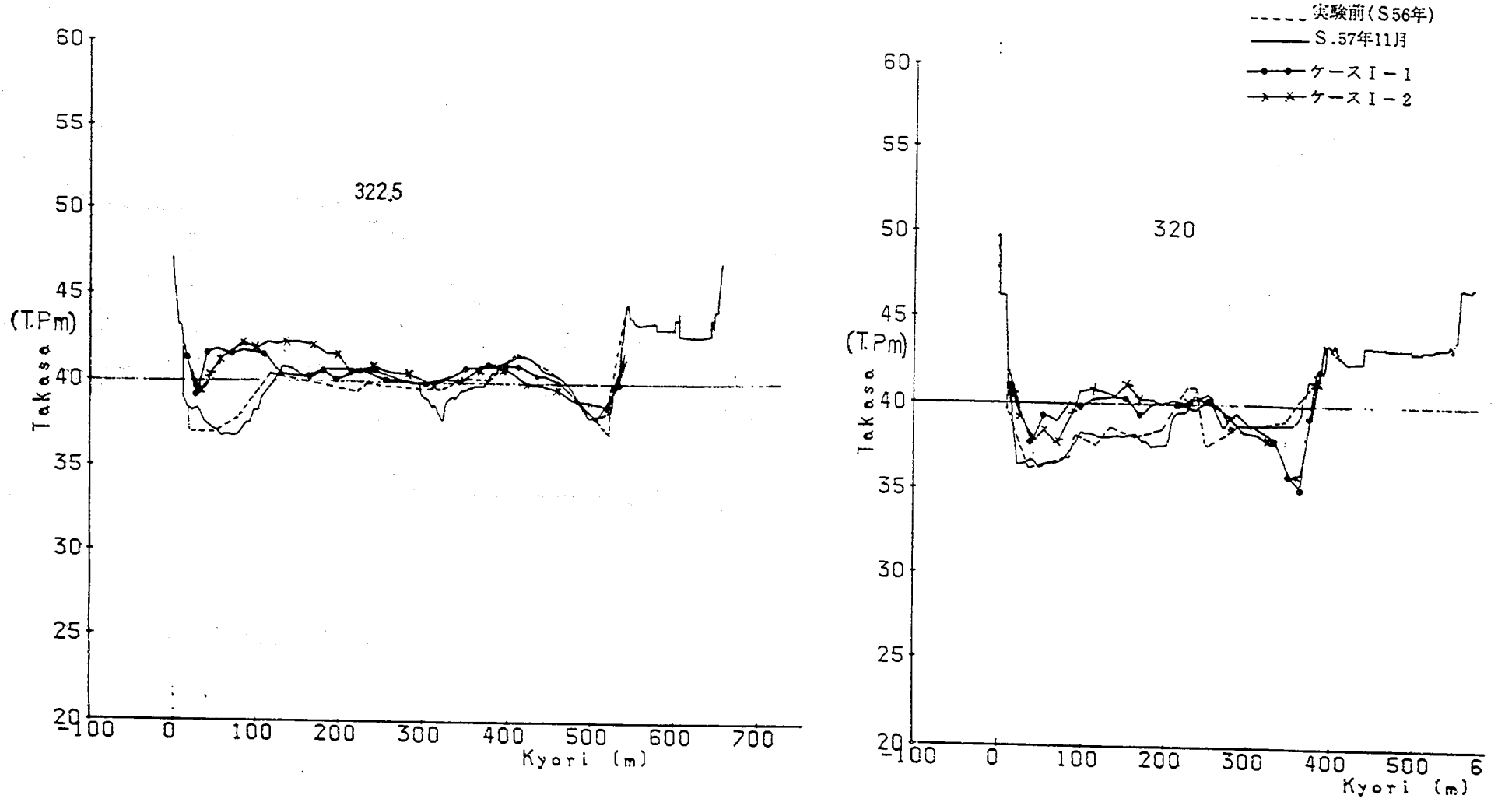
図－５．７．２　河床変動平面図(ケースＩ－２)



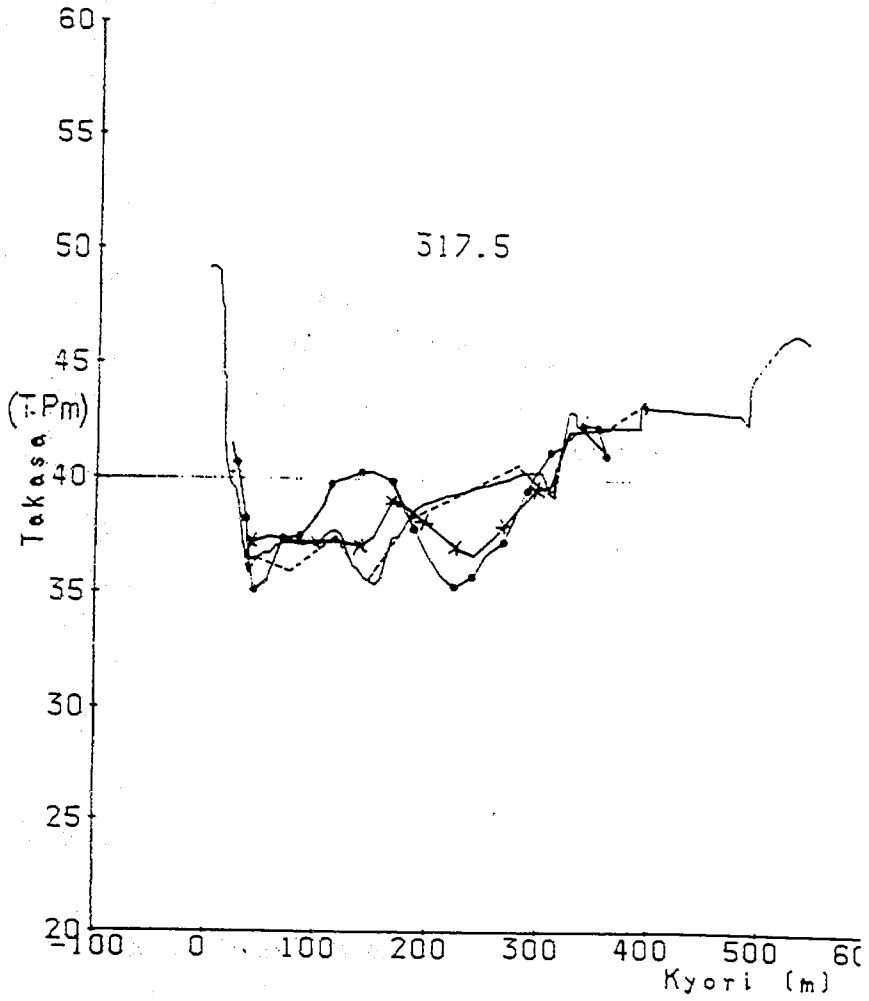
図－５．７．３　河床変動平面図(ケースＩ－３)

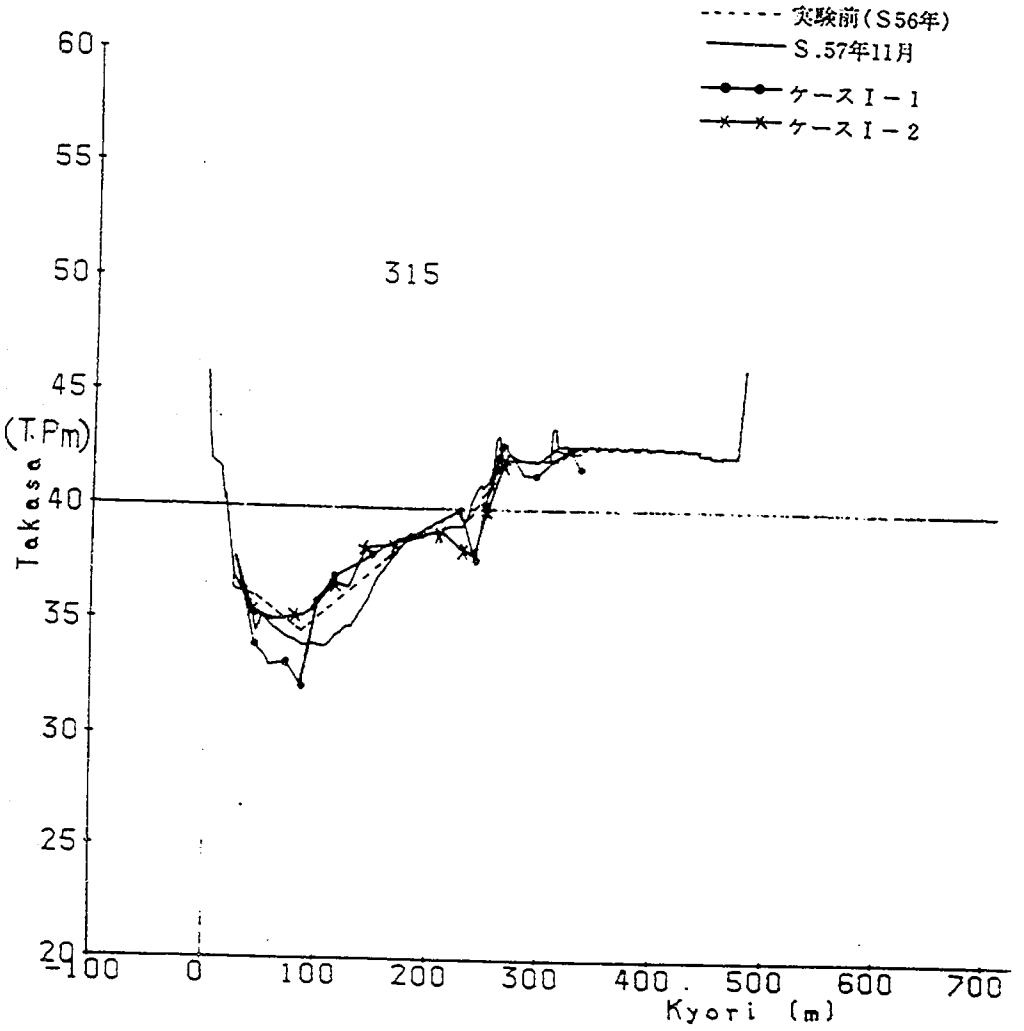


図－5．8．1　河床横断比較図

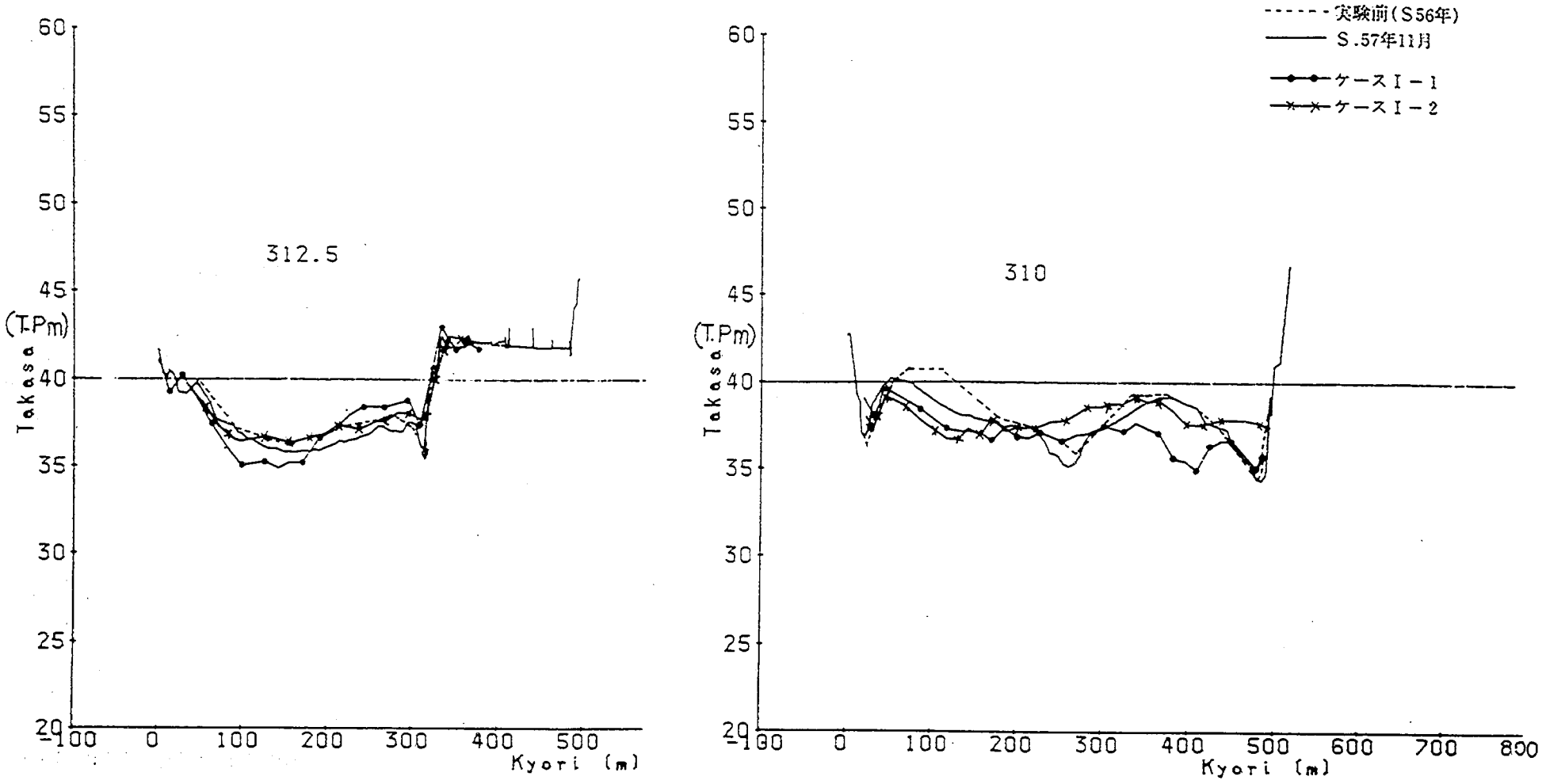


図－５．８．２　河床横断比較図

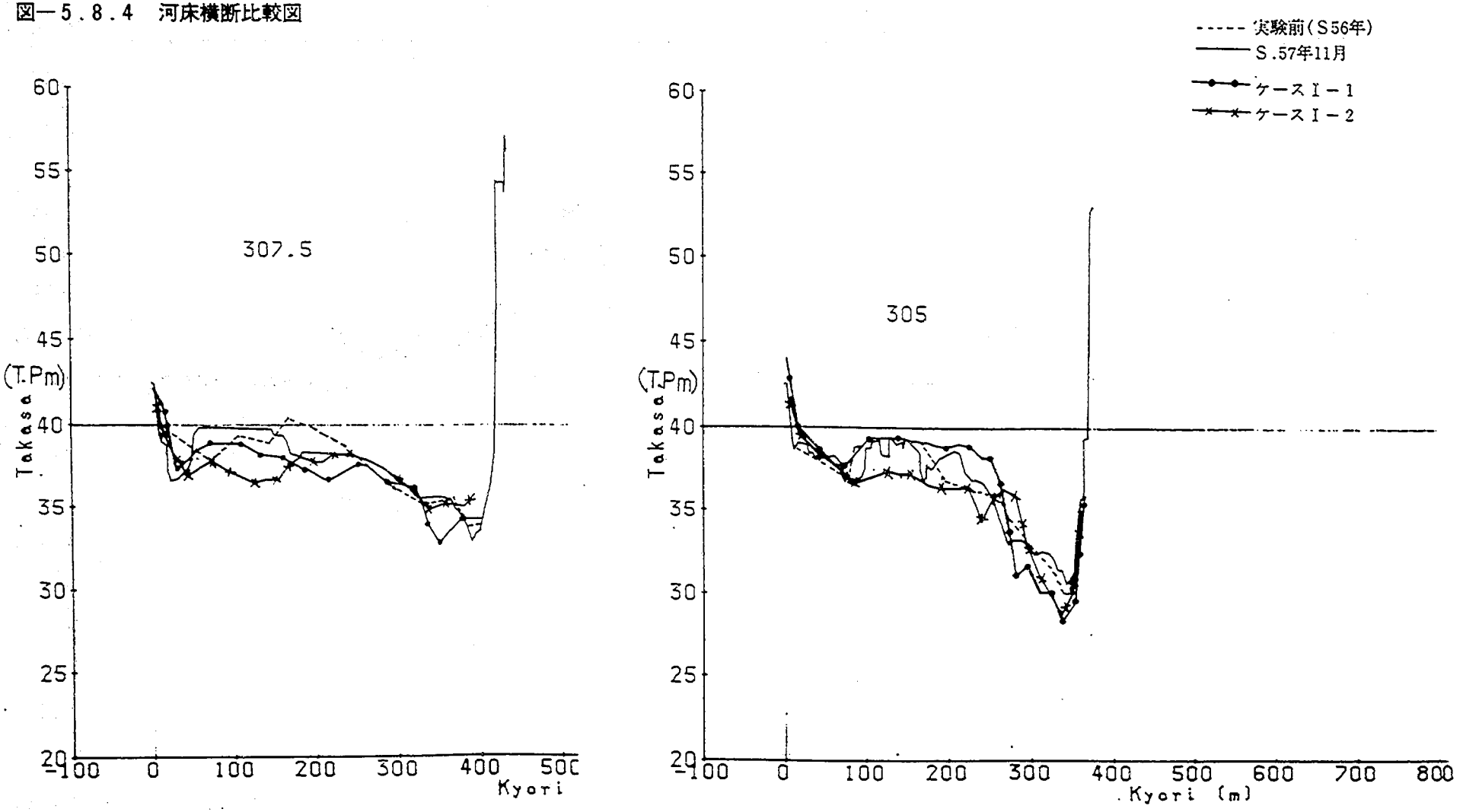




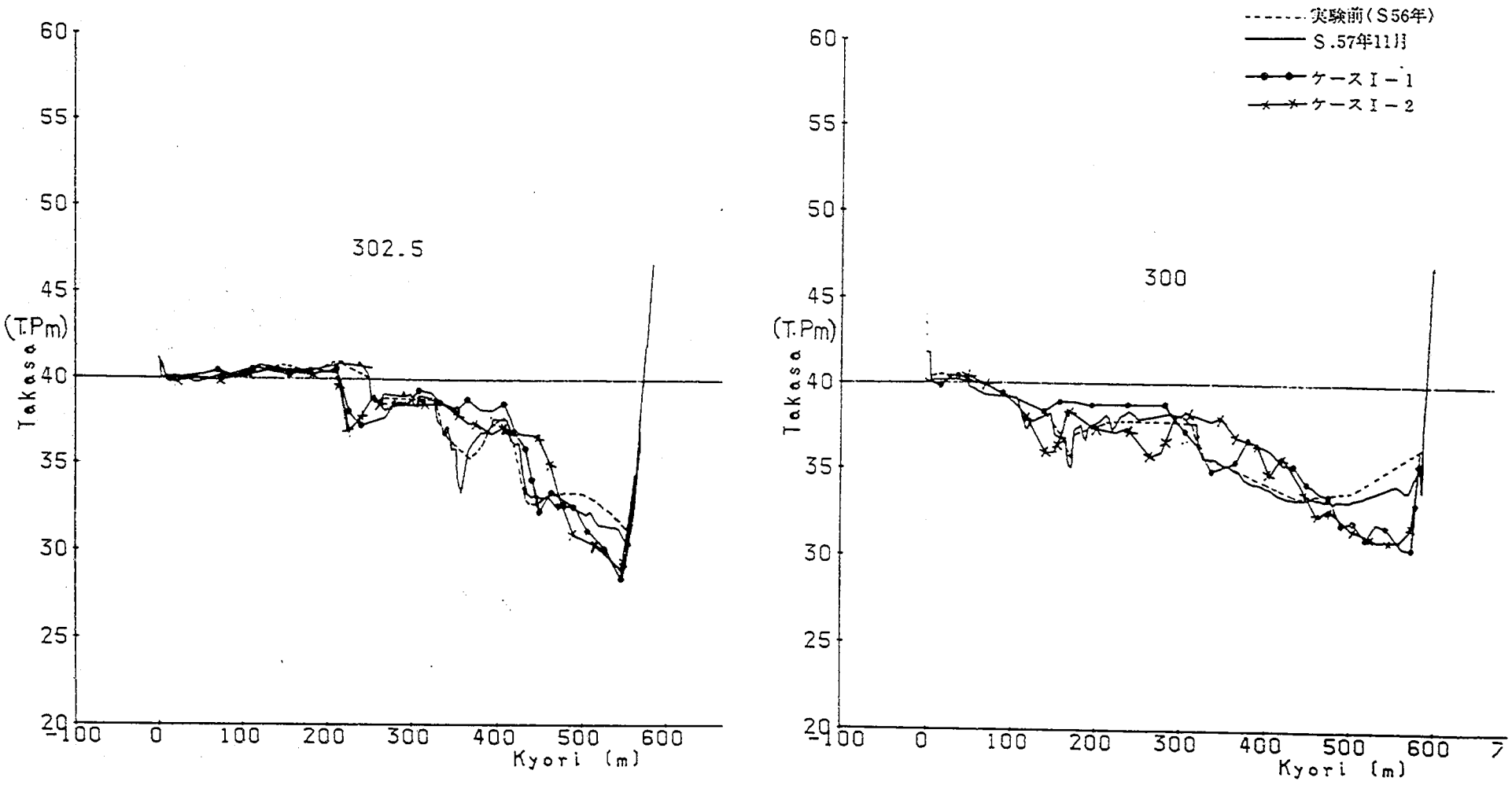
図－５．８．３　河床横断比較図



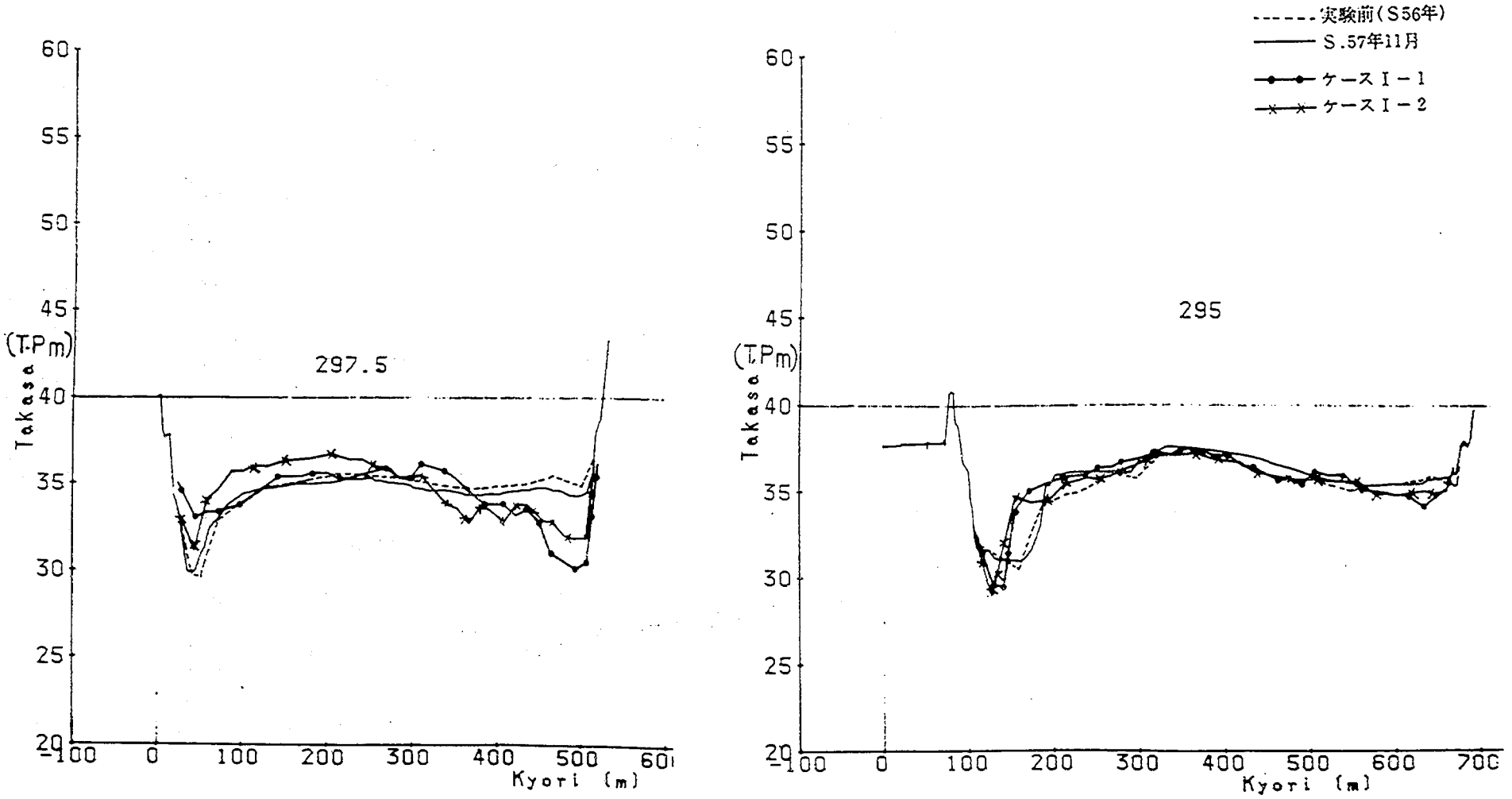
図－5．8．4　河床横断比較図



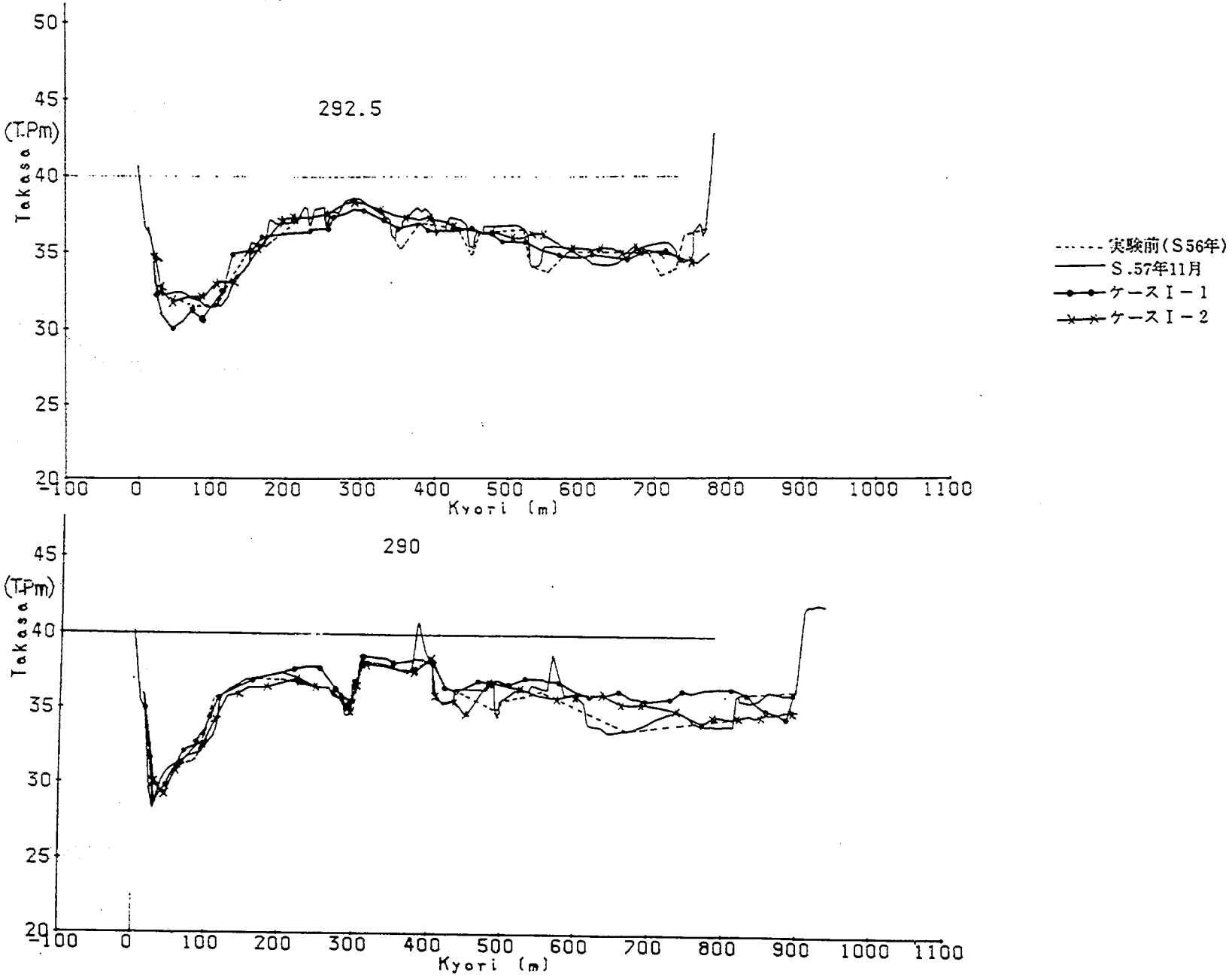
図—5.8.5　河床横断比較図



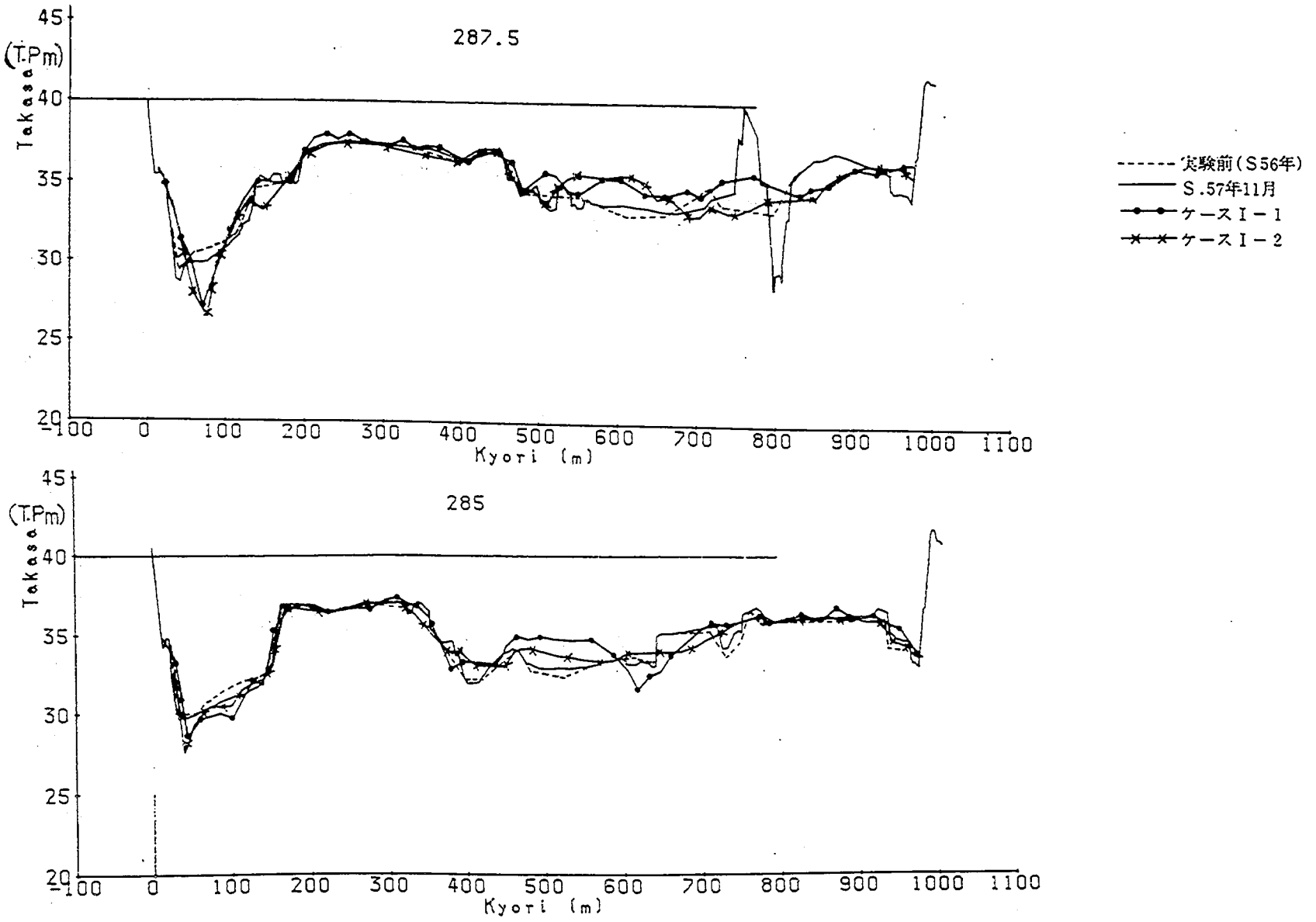
図—5.8.6　河床横断比較図



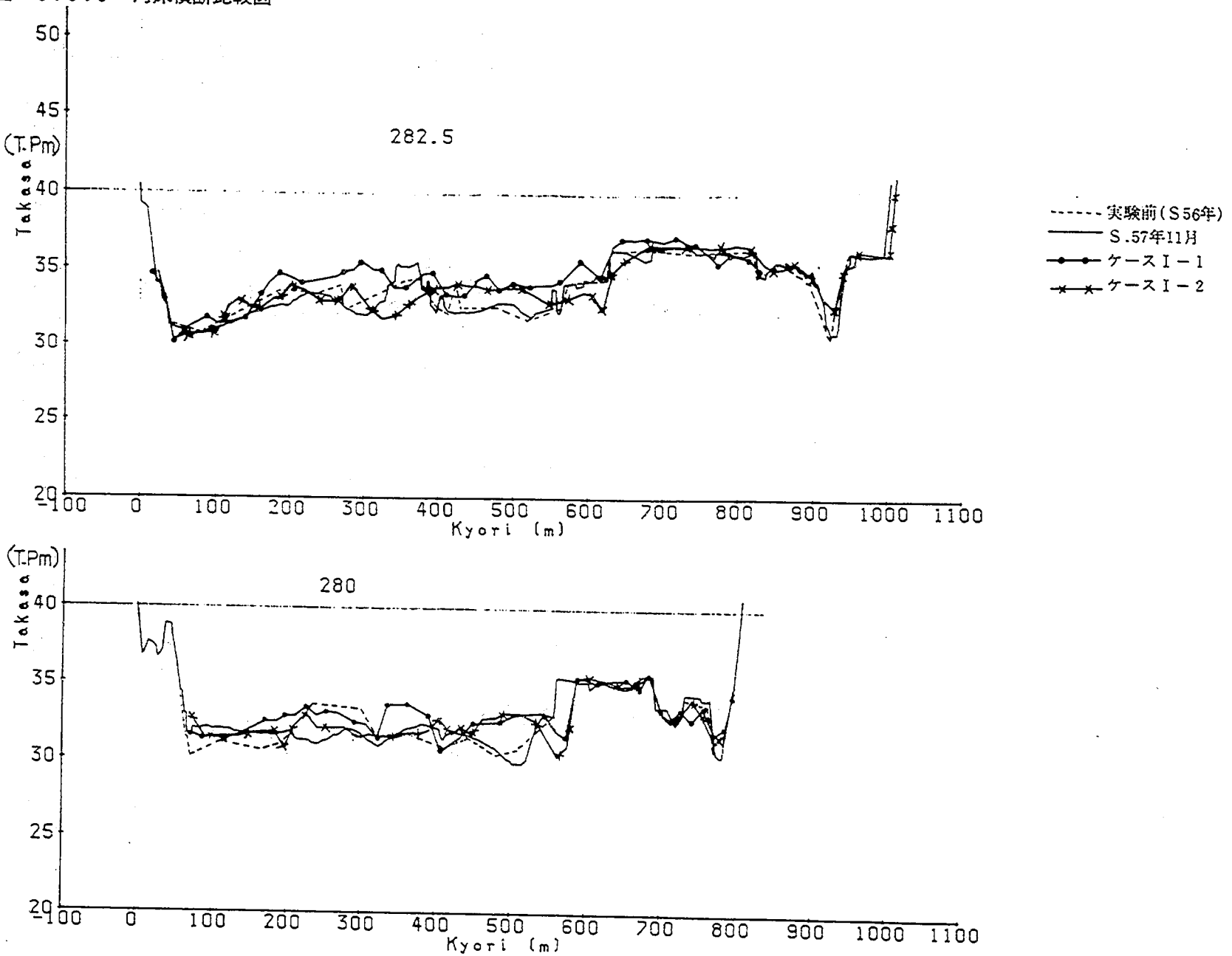
図－5．8．7　河床横断比較図



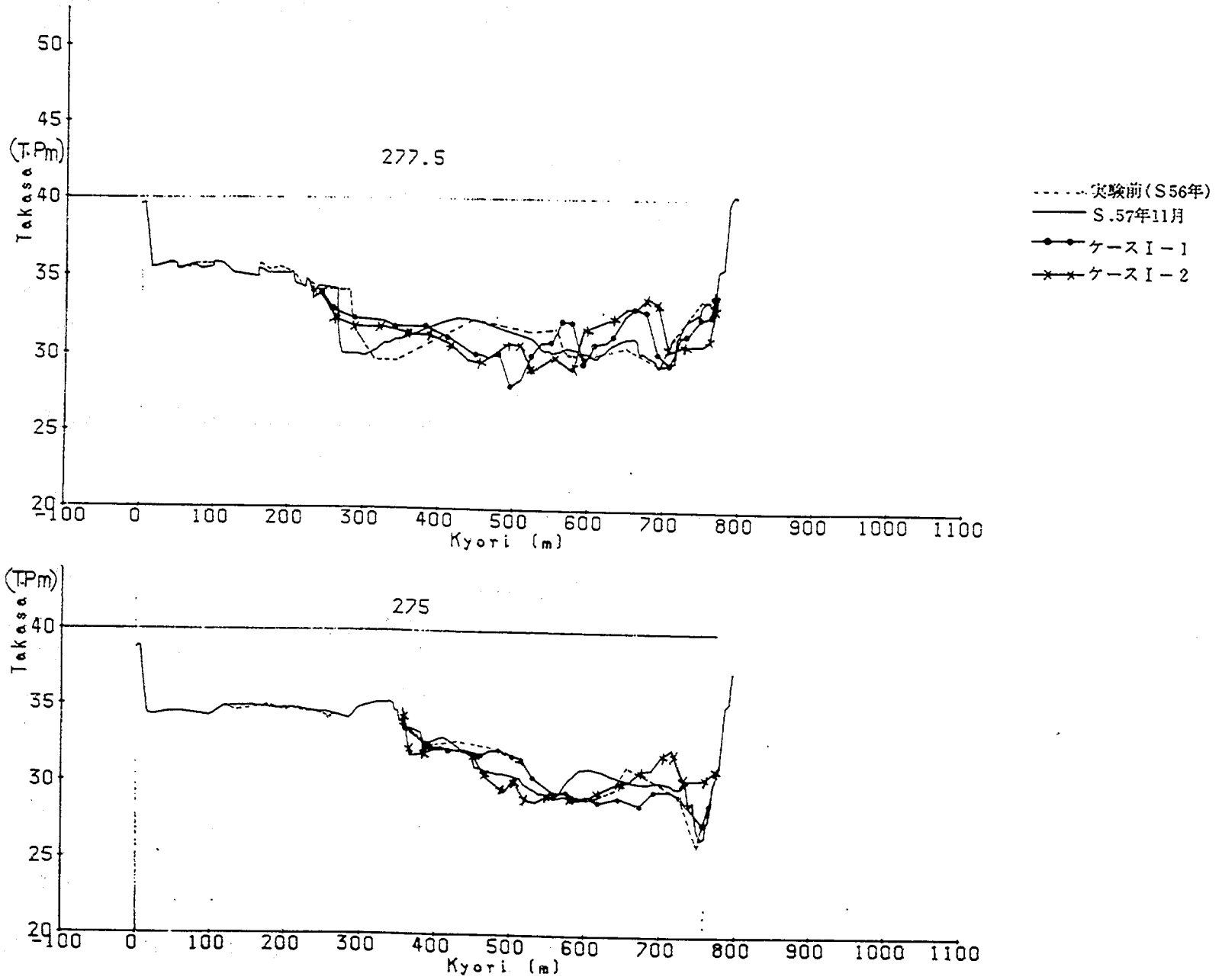
図－５．８．８　河床横断比較図



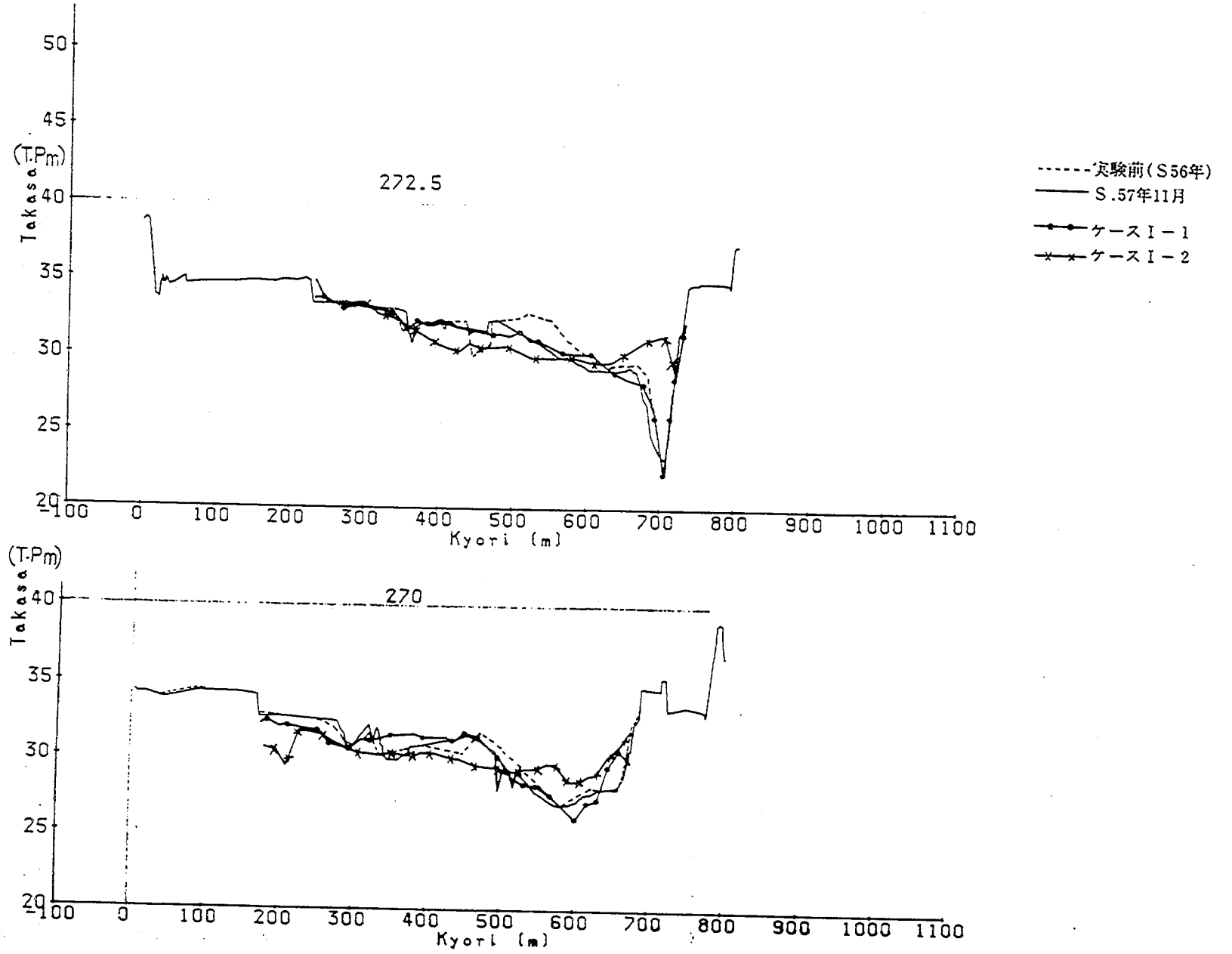
図－5.8.9　河床横断比較図



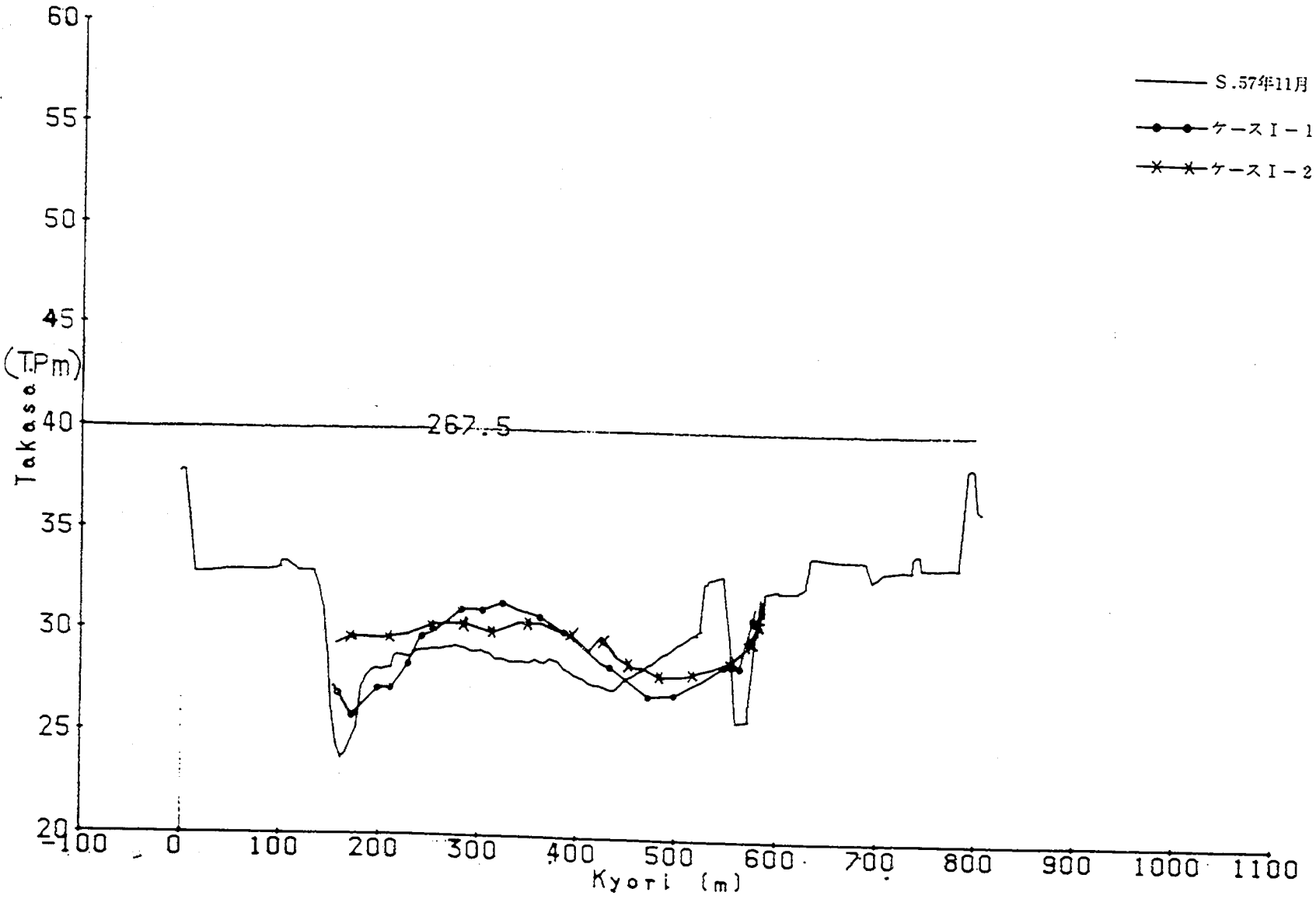
図－5．8．10　河床横断比較図

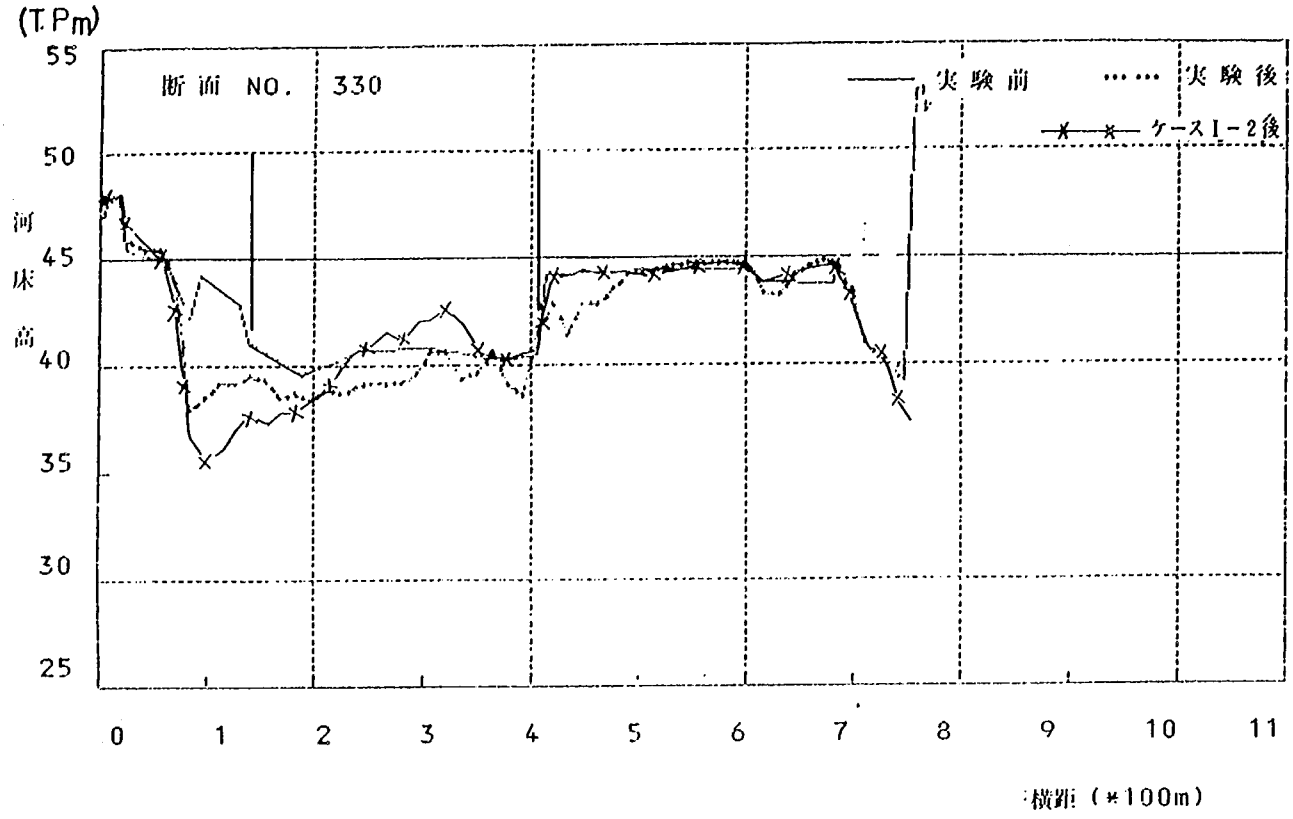


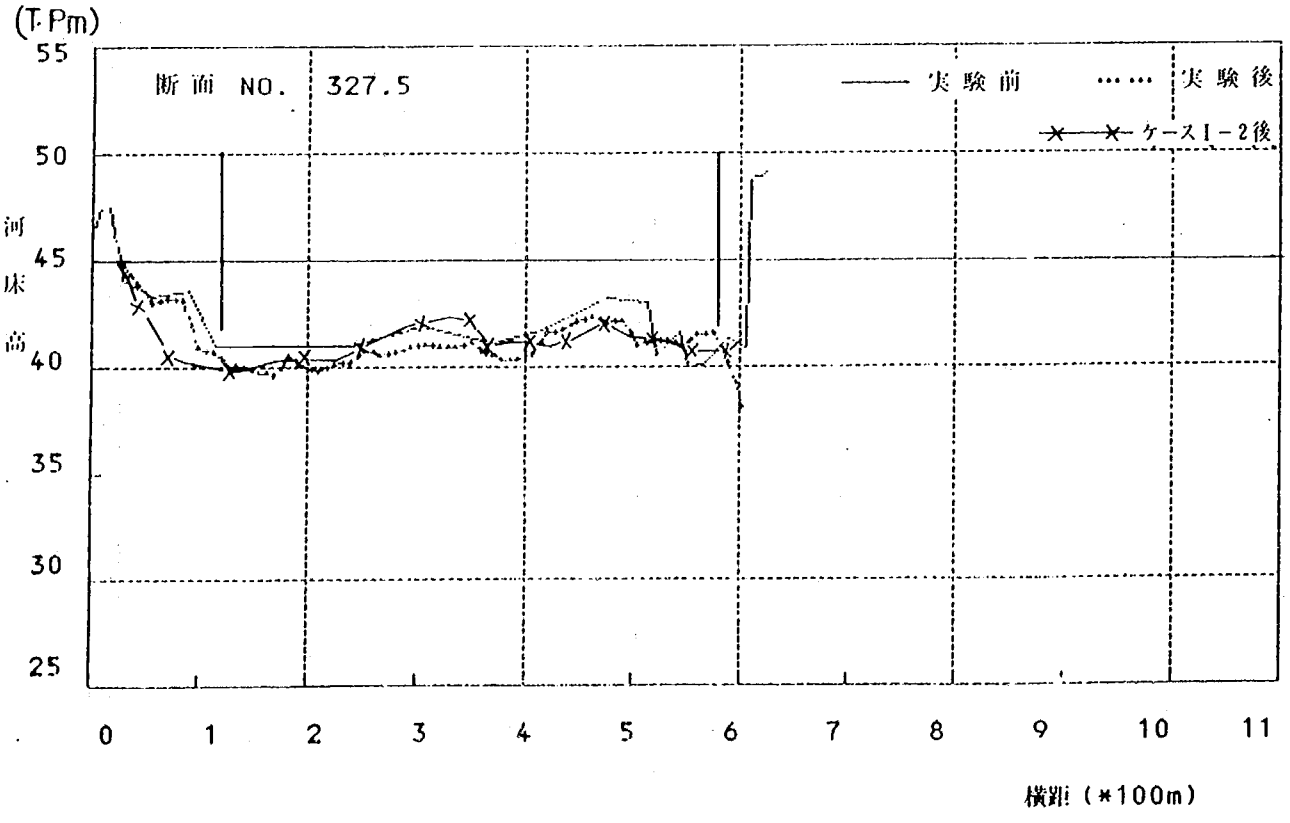
図－5.8.11　河床横断比較図



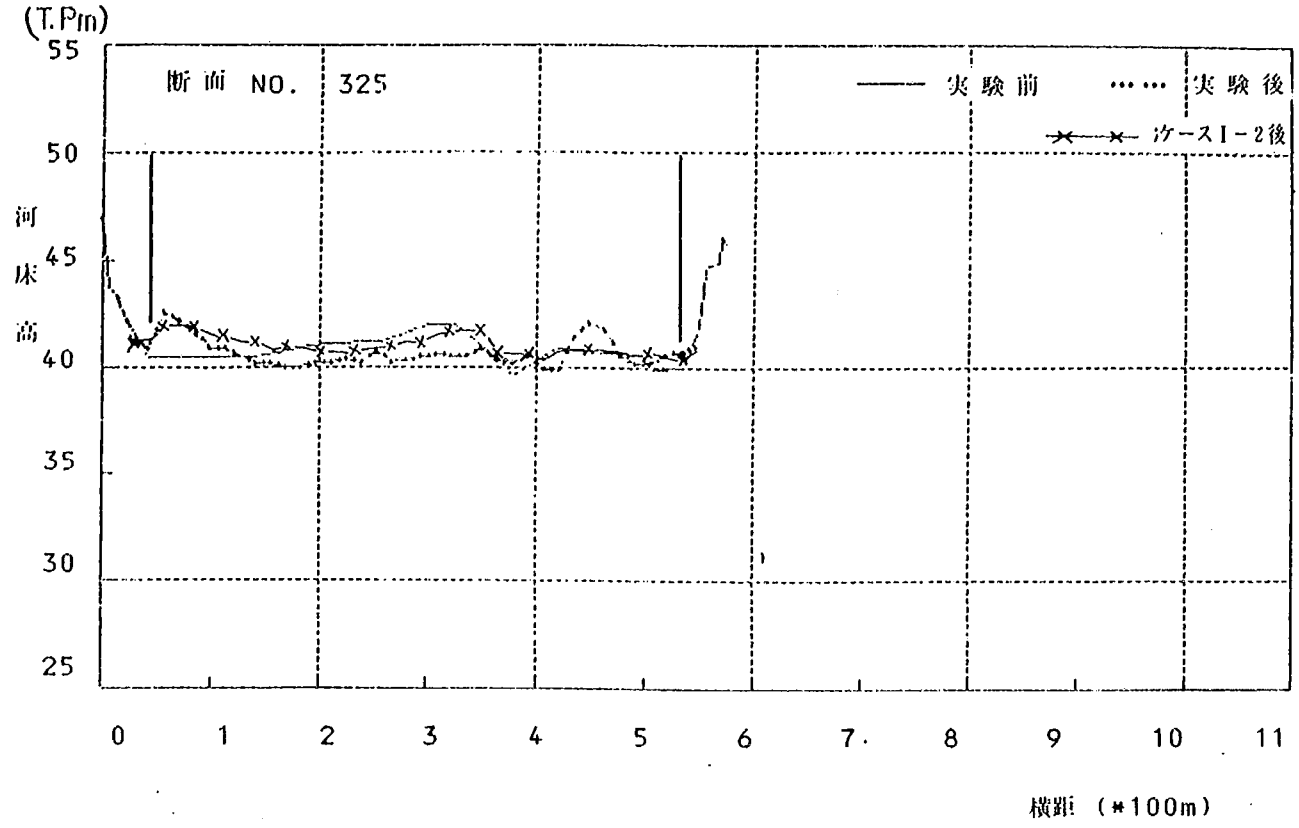
図－5．8．12　河床横断比較図

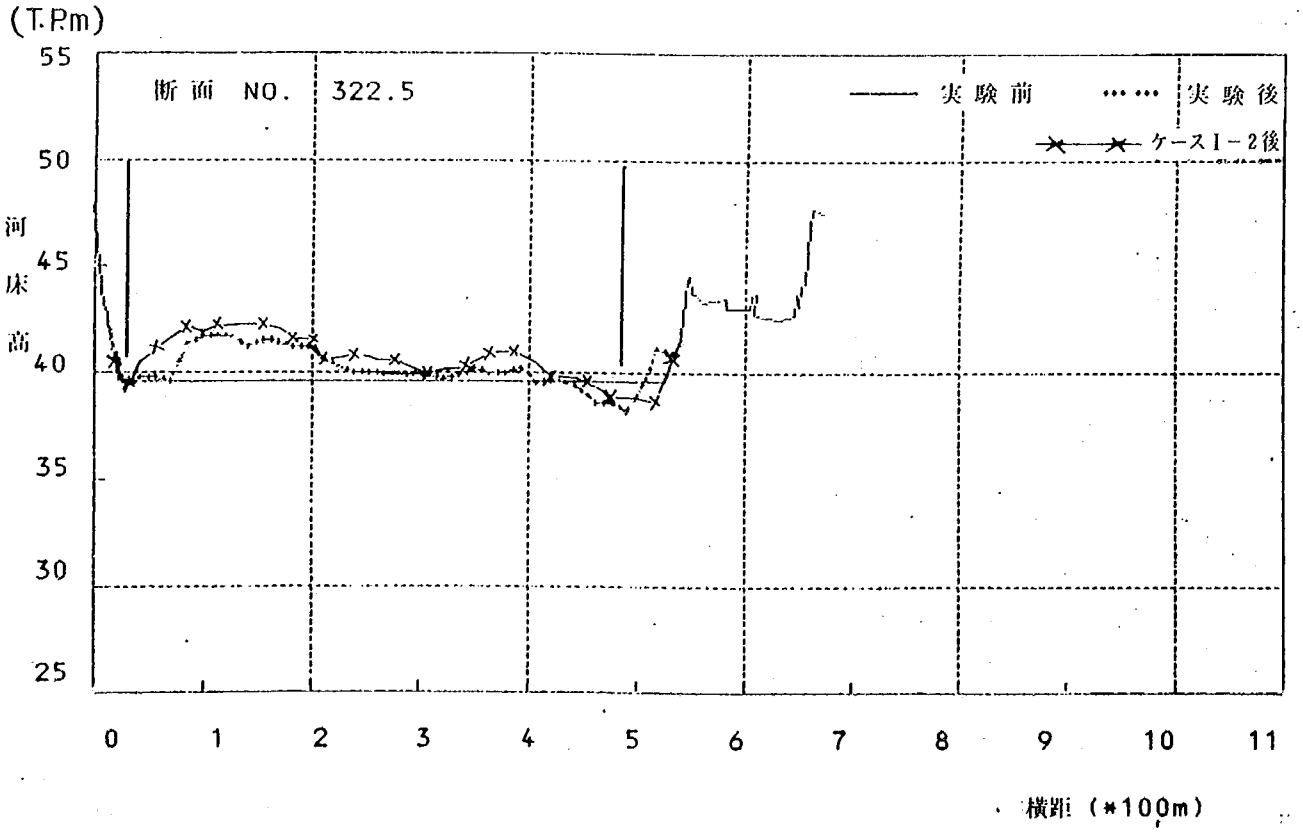




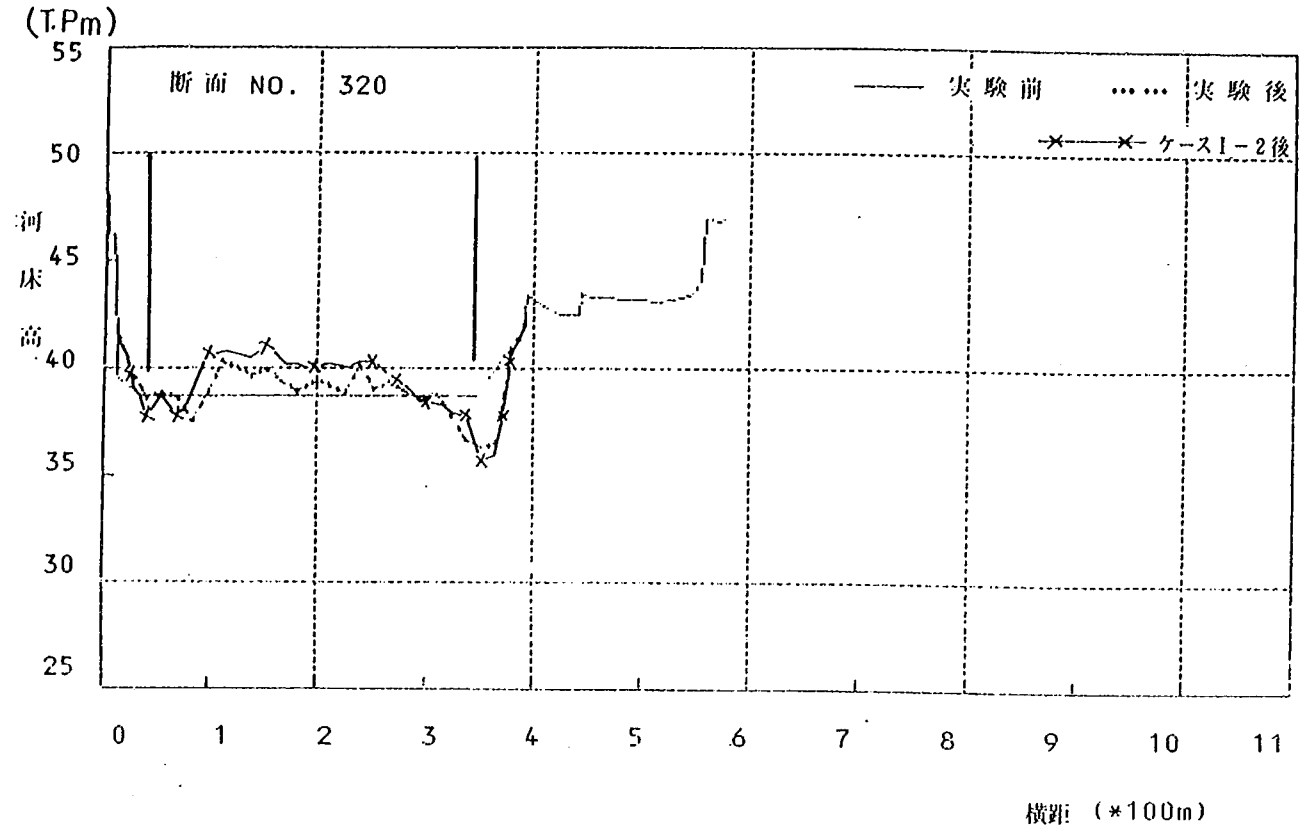


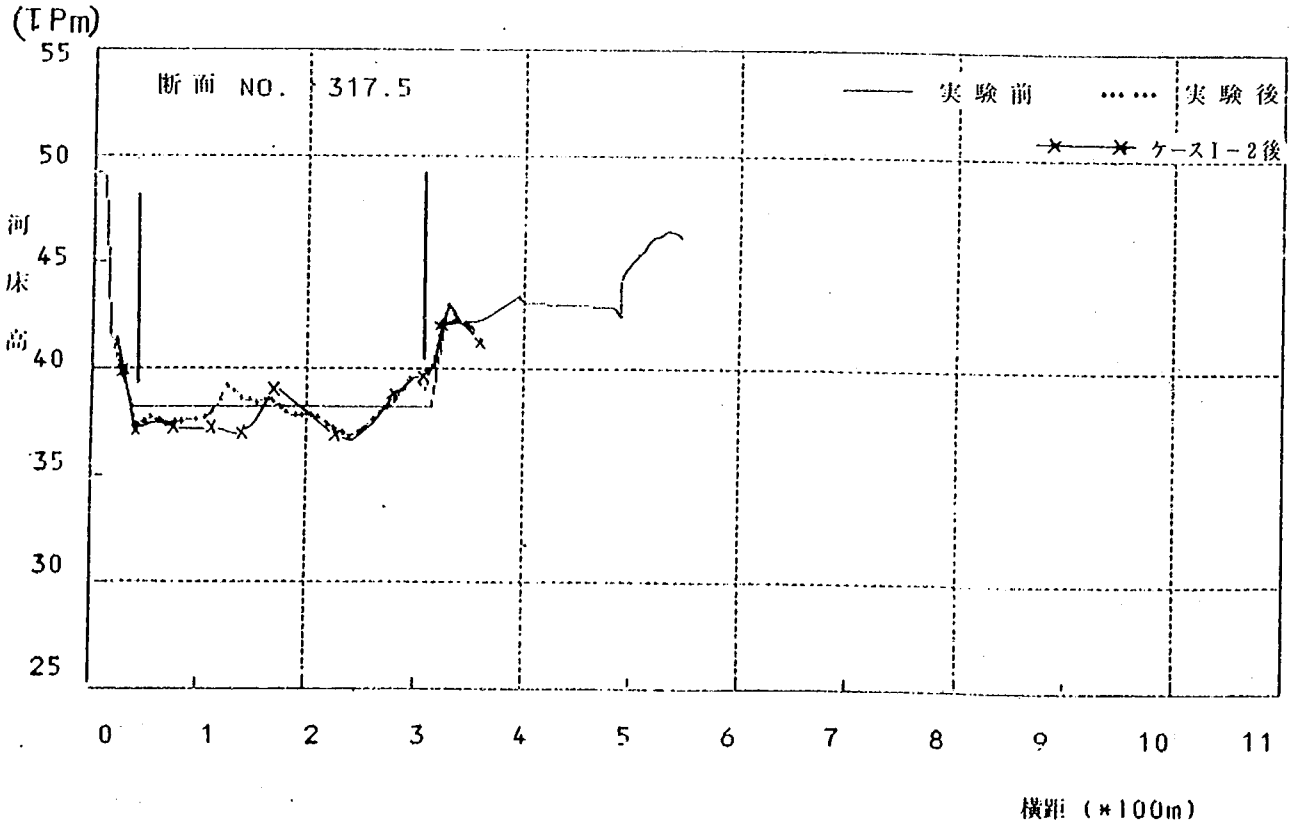
図—5.9.1 河床横断図(I－3)



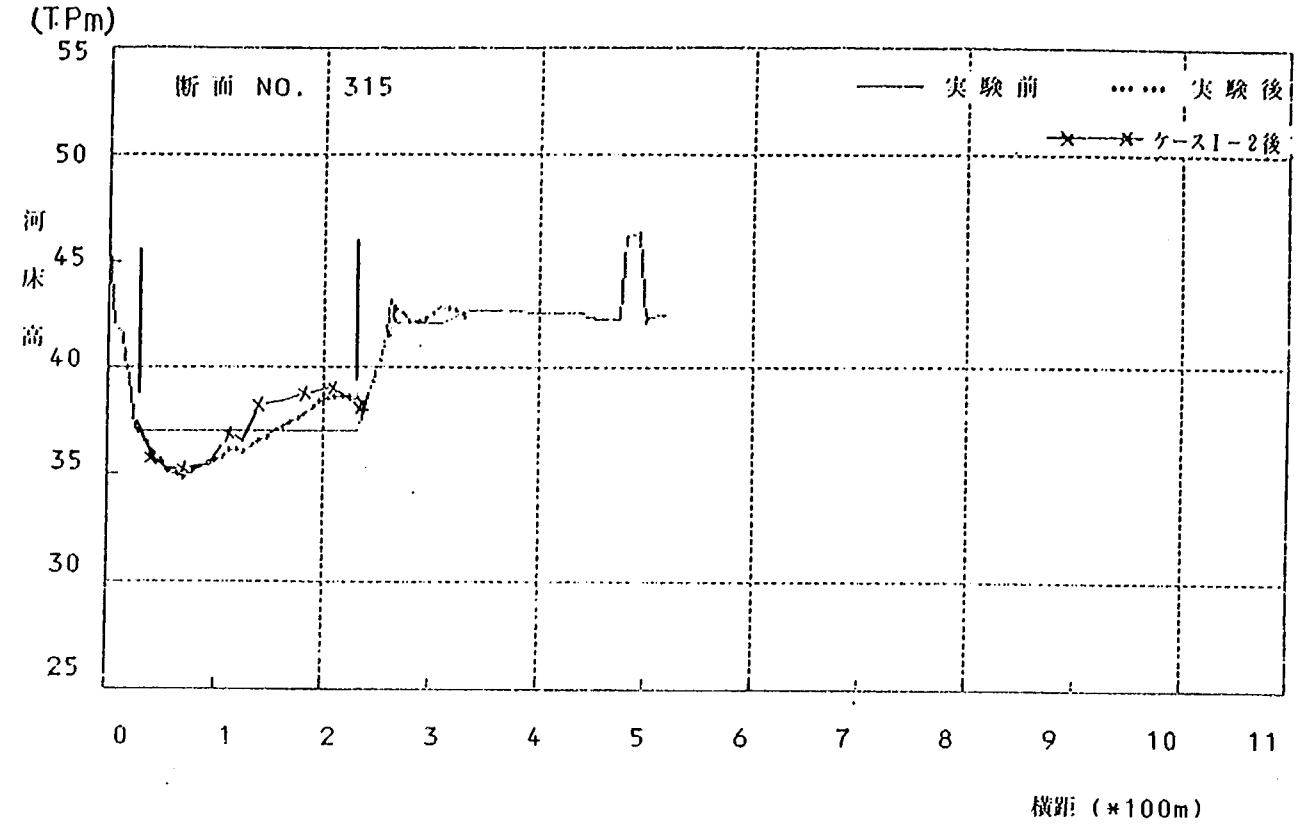


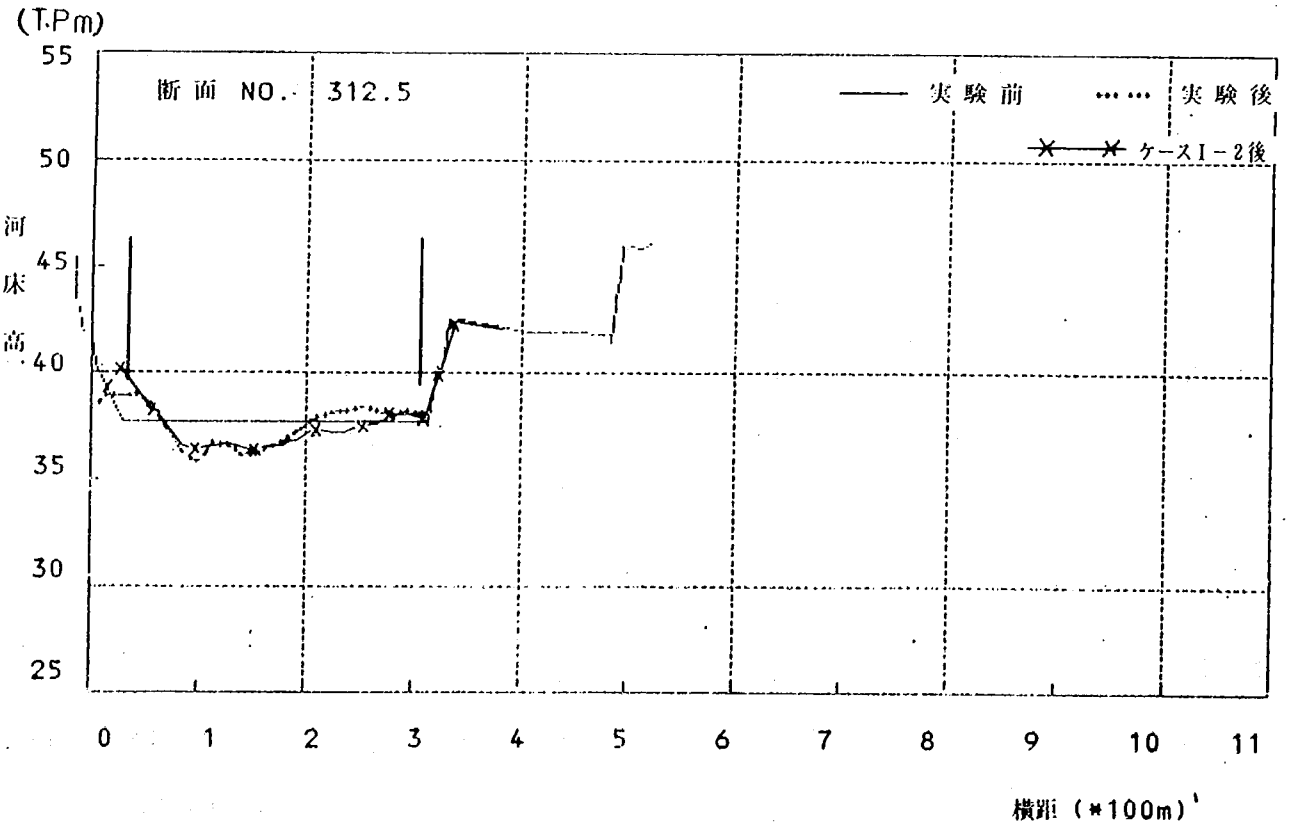
図－5．9．2　河床横断図(I－3)



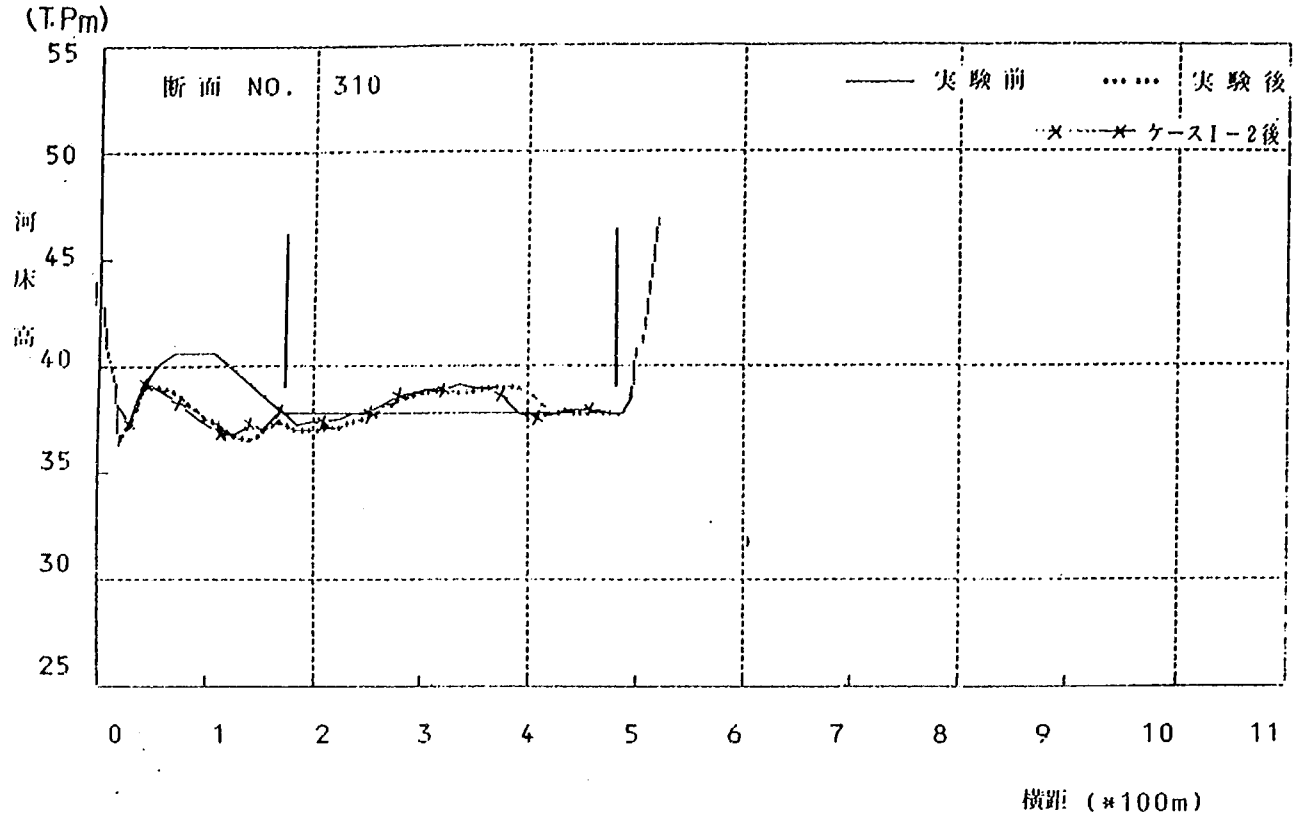


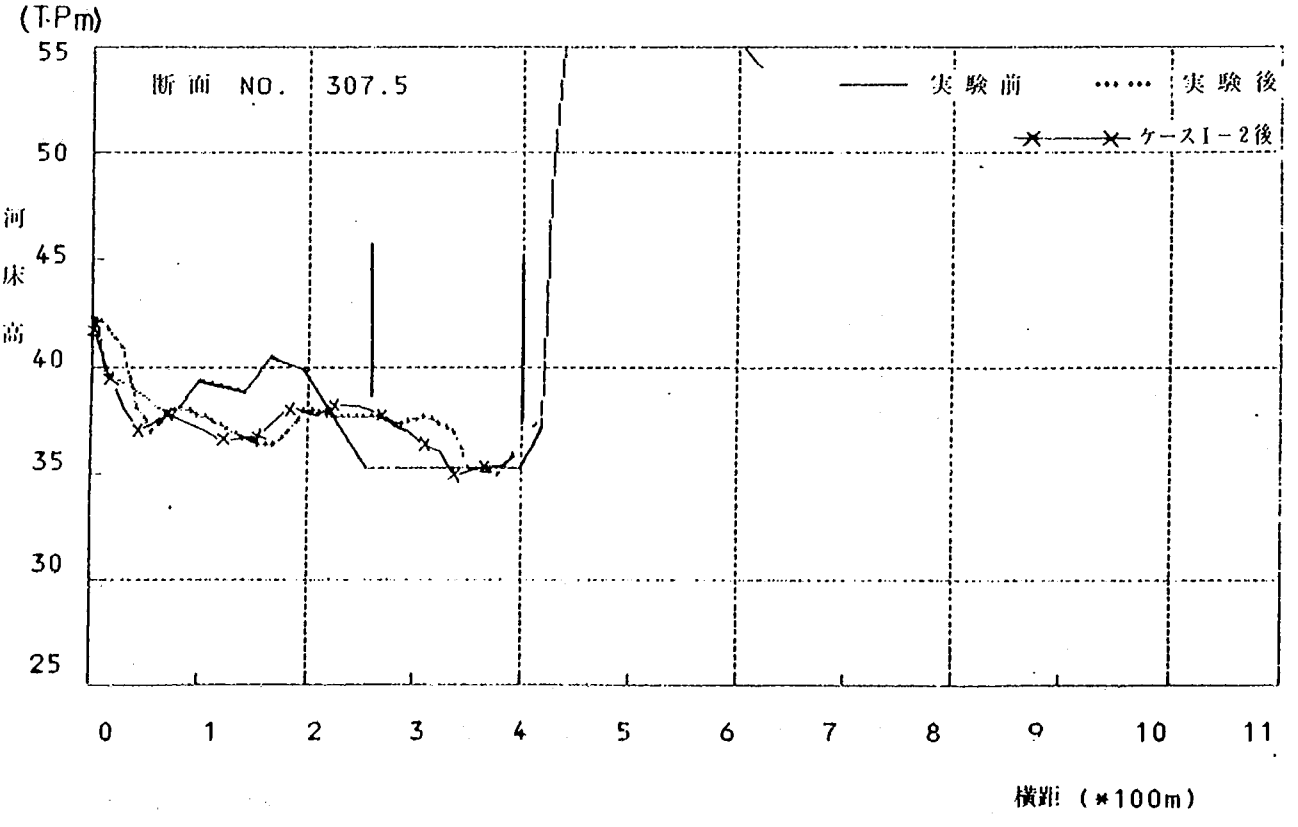
図－5.9.3 河床横断図(I－3)



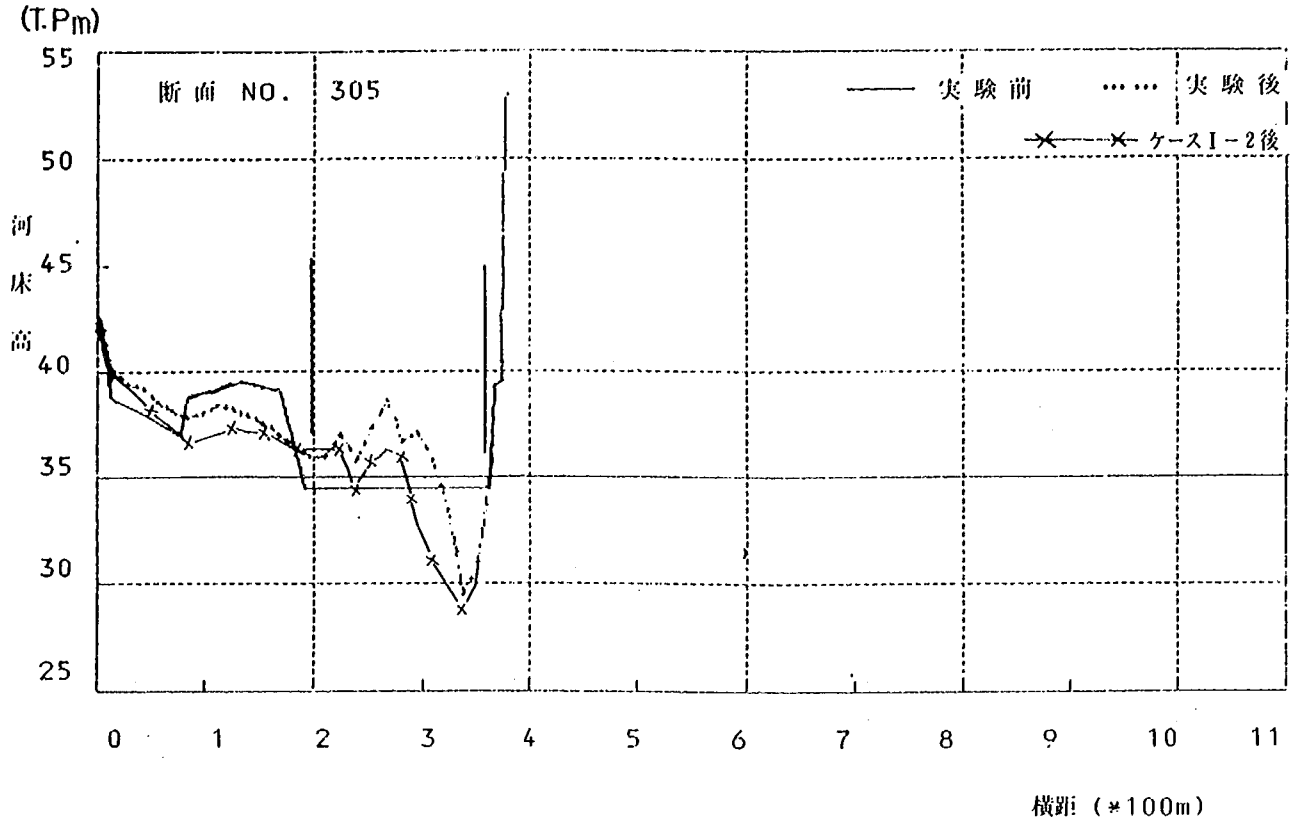


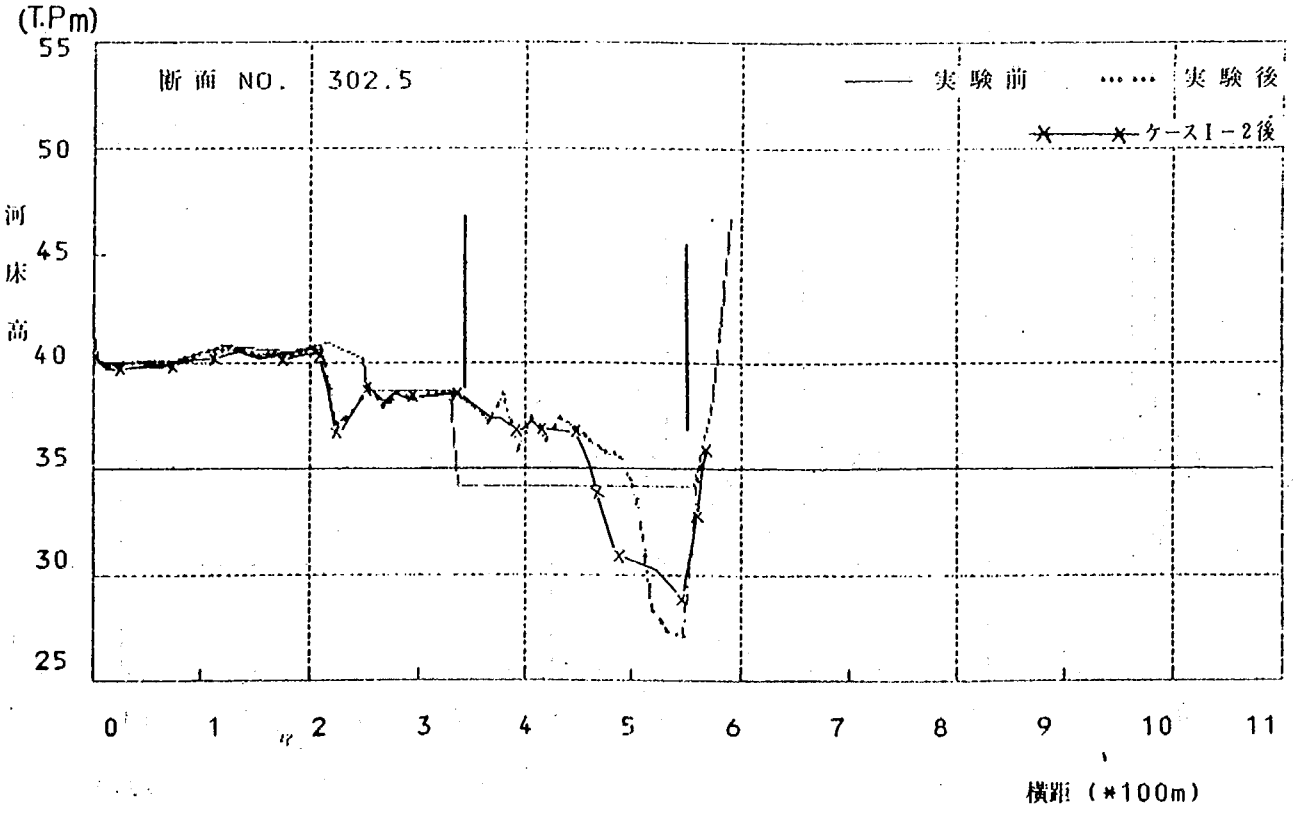
図—5.9.4 河床横断図(I—3)



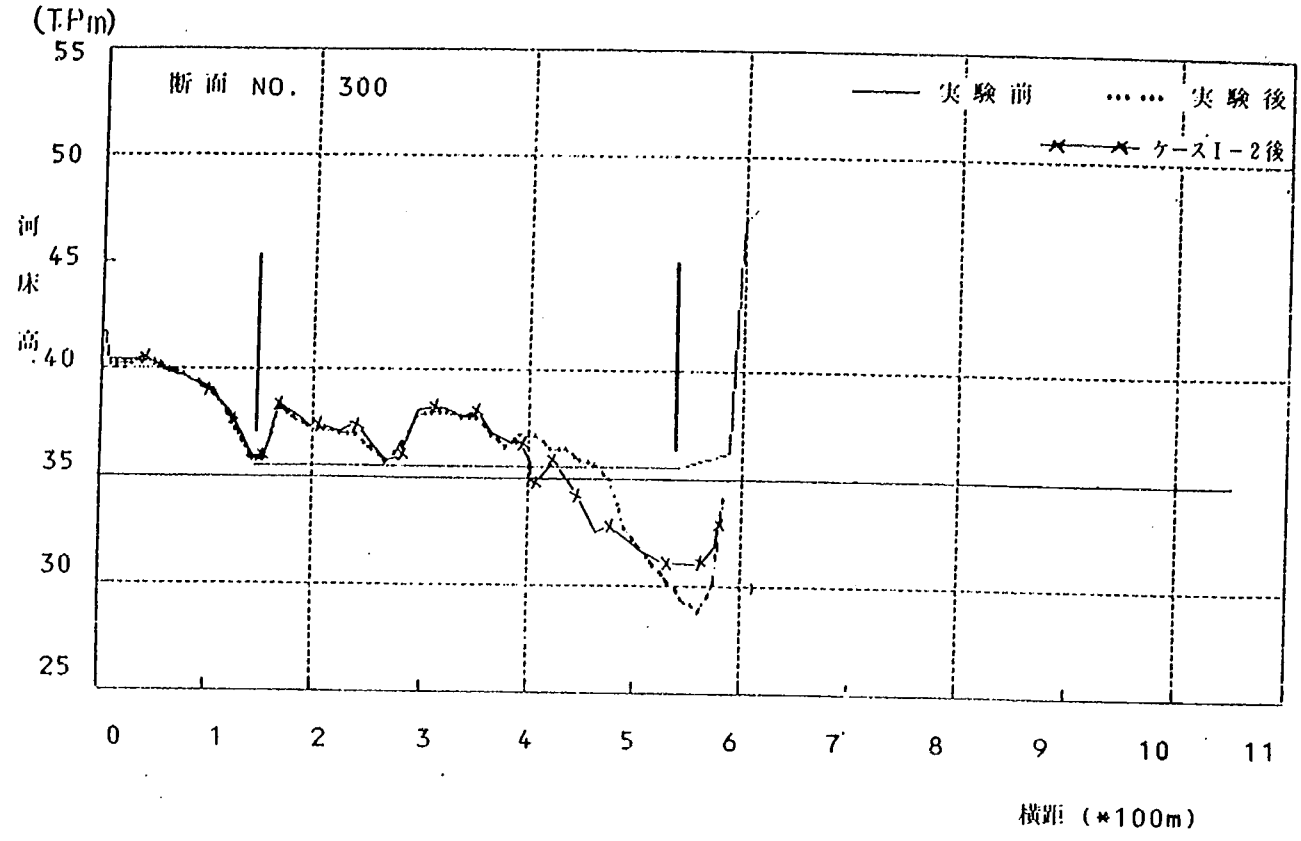


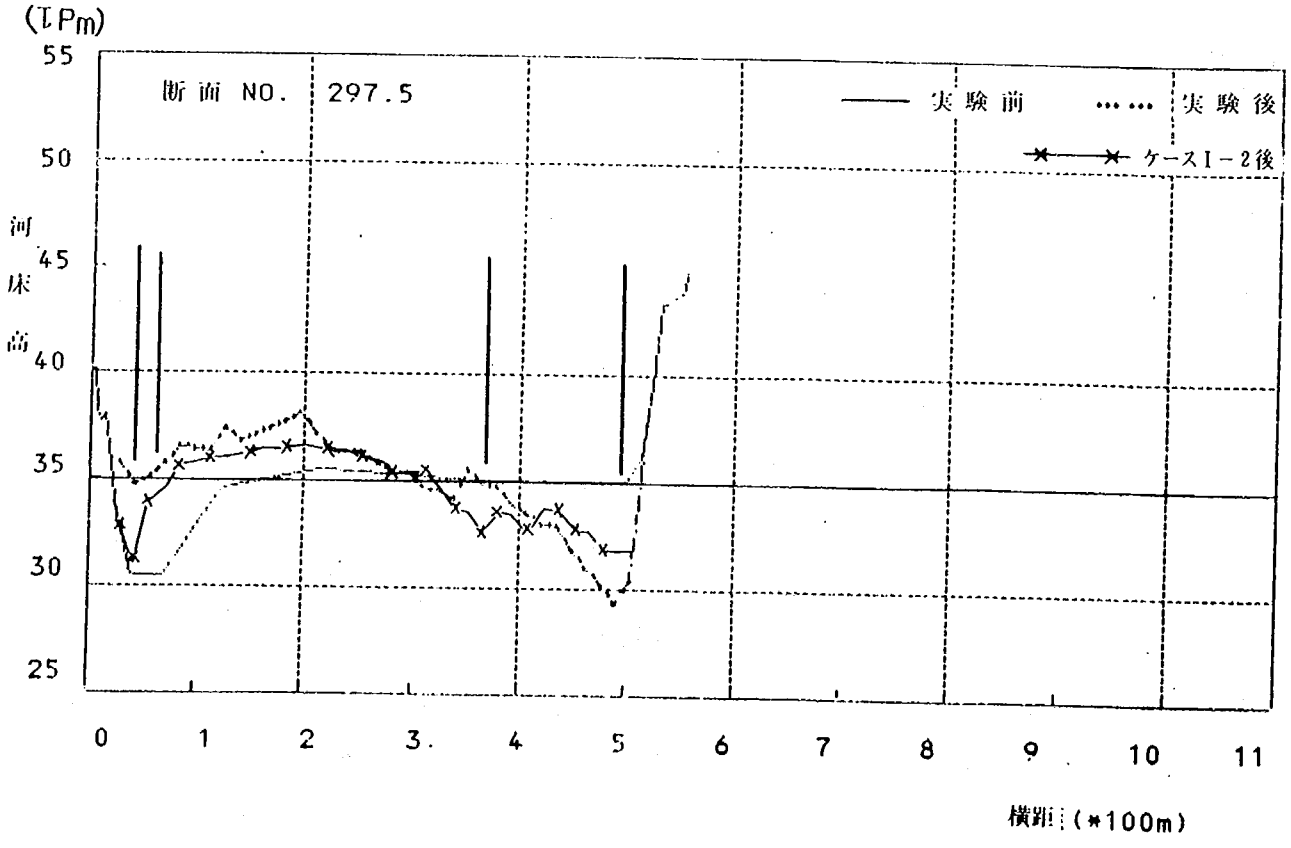
図—5.9.5 河床横断図(I－3)



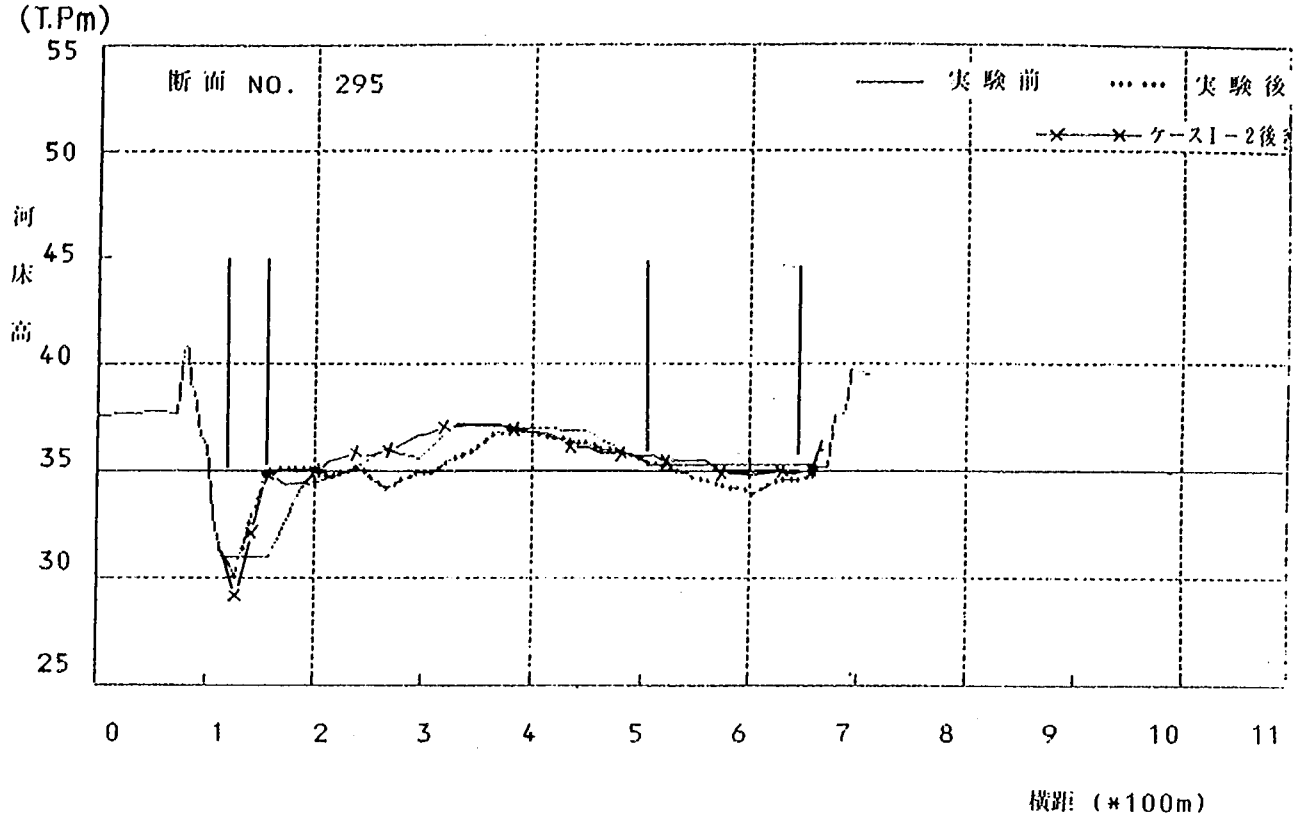


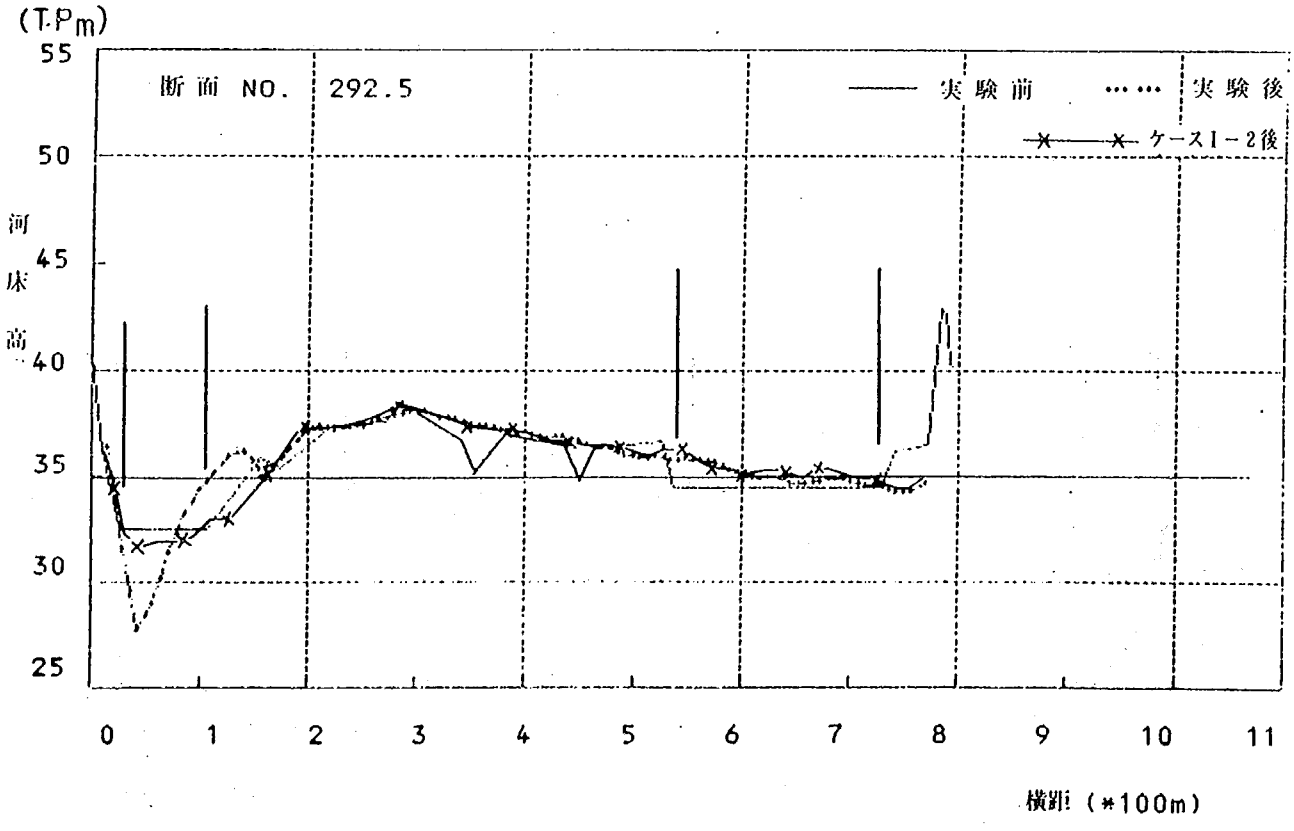
図—5.9.6 河床横断図(I－3)



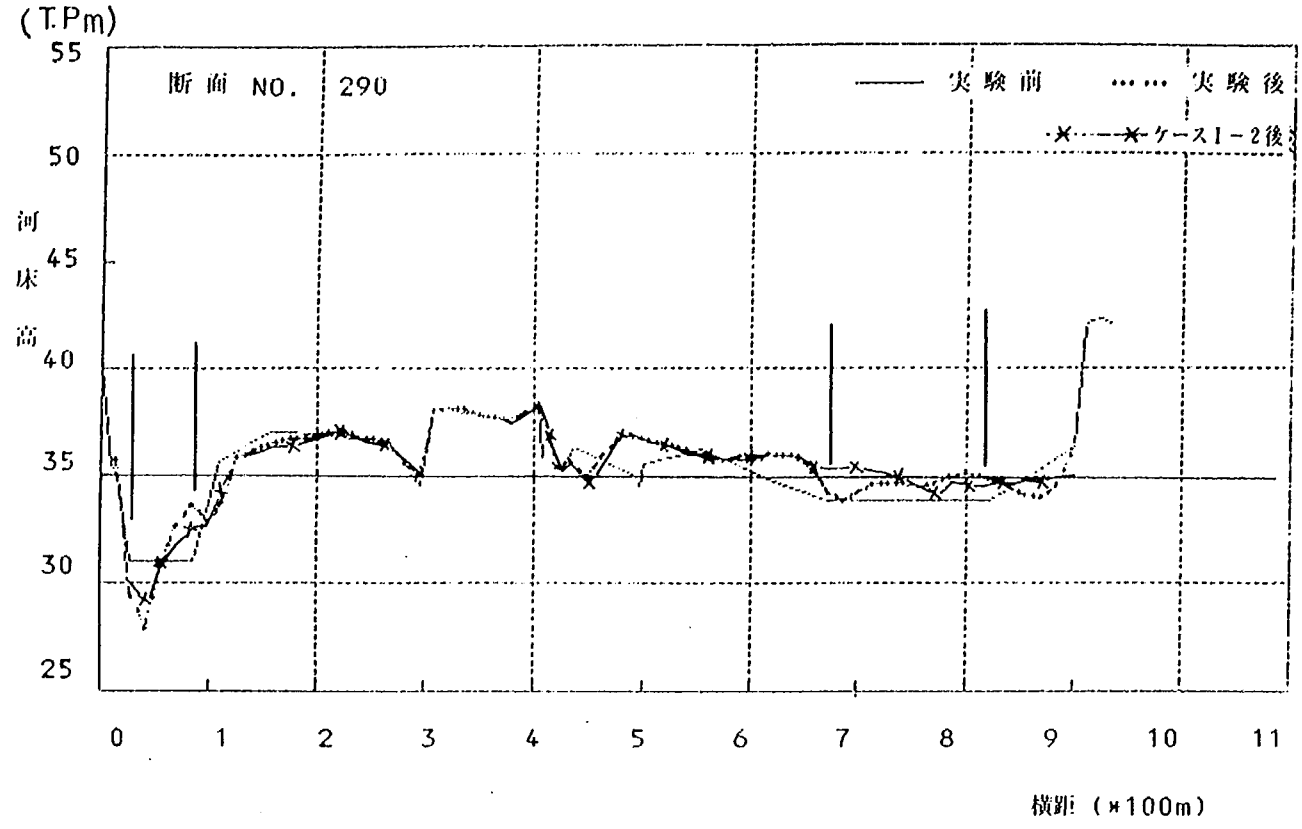


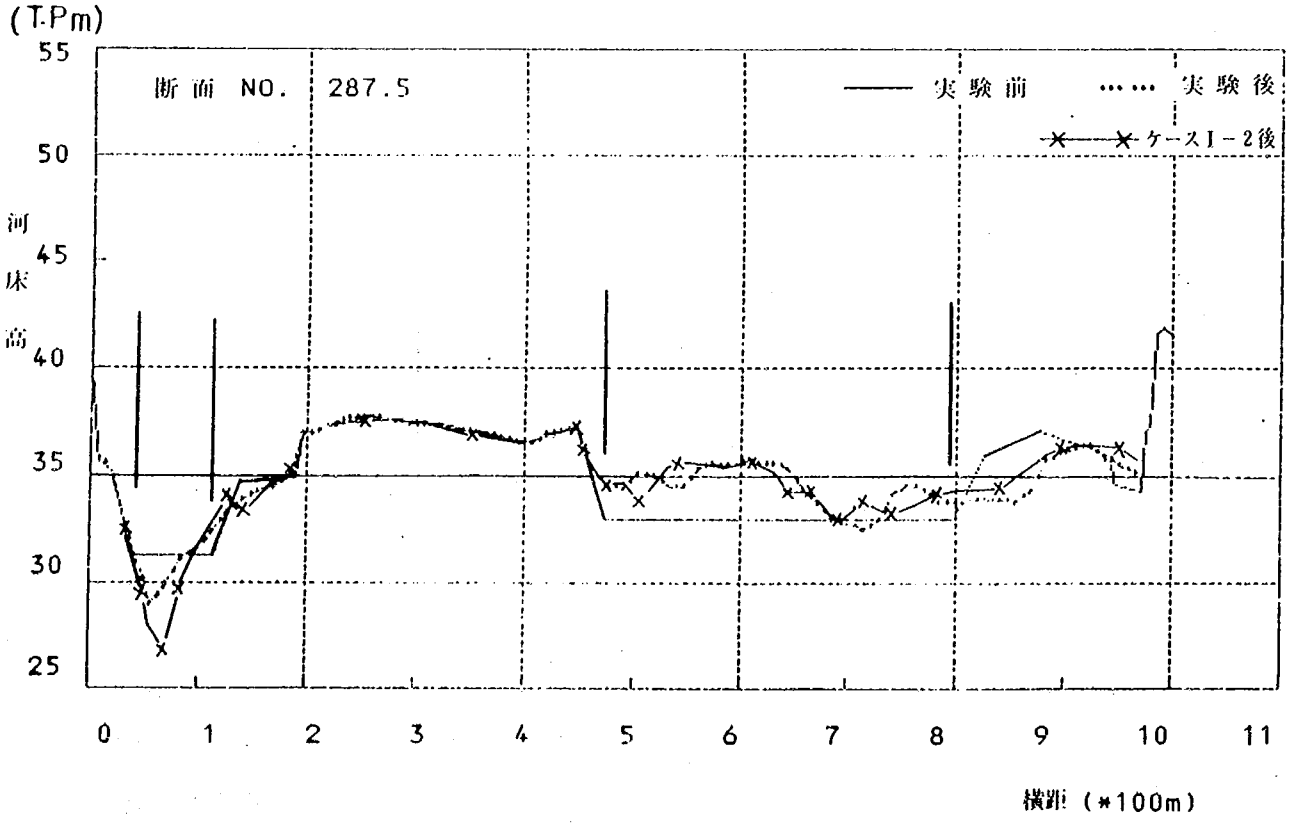
図—5.9.7 河床横断図(I－3)



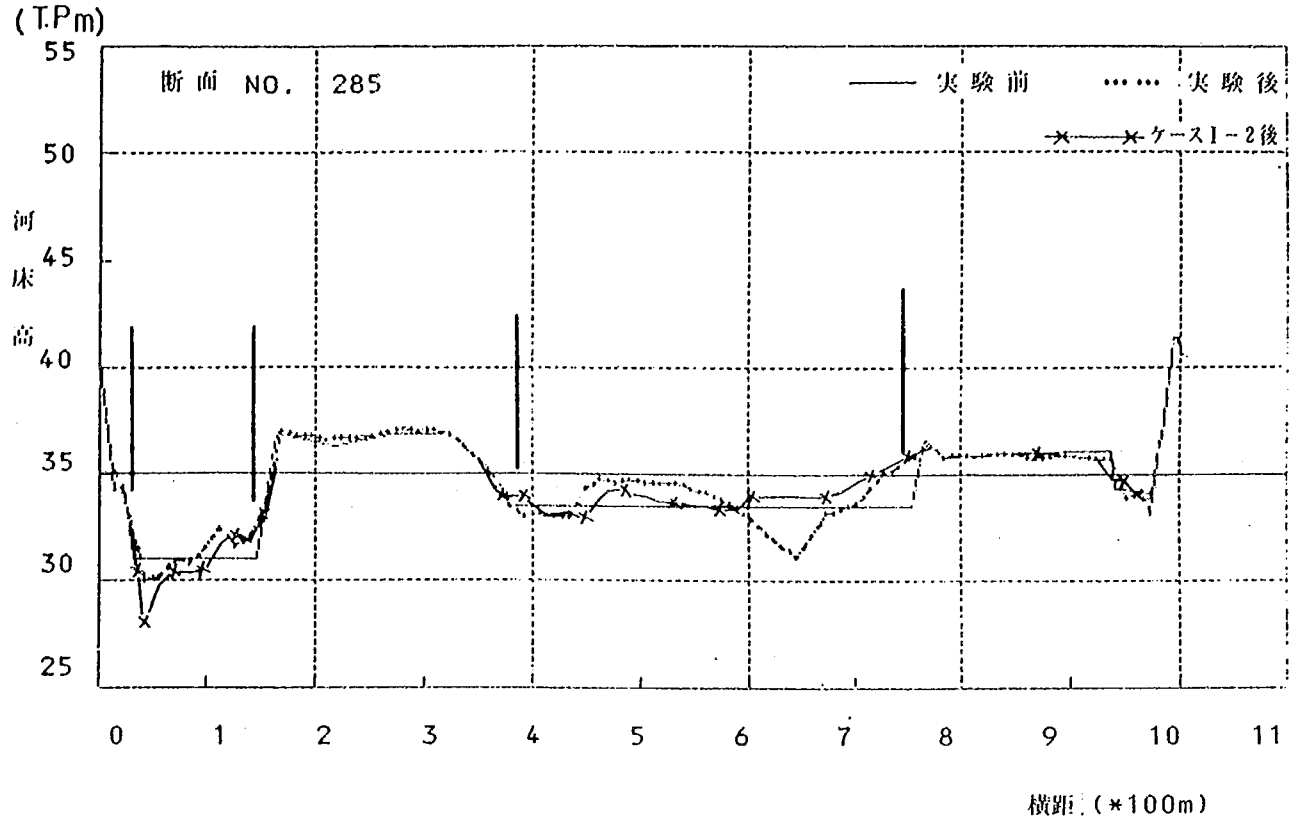


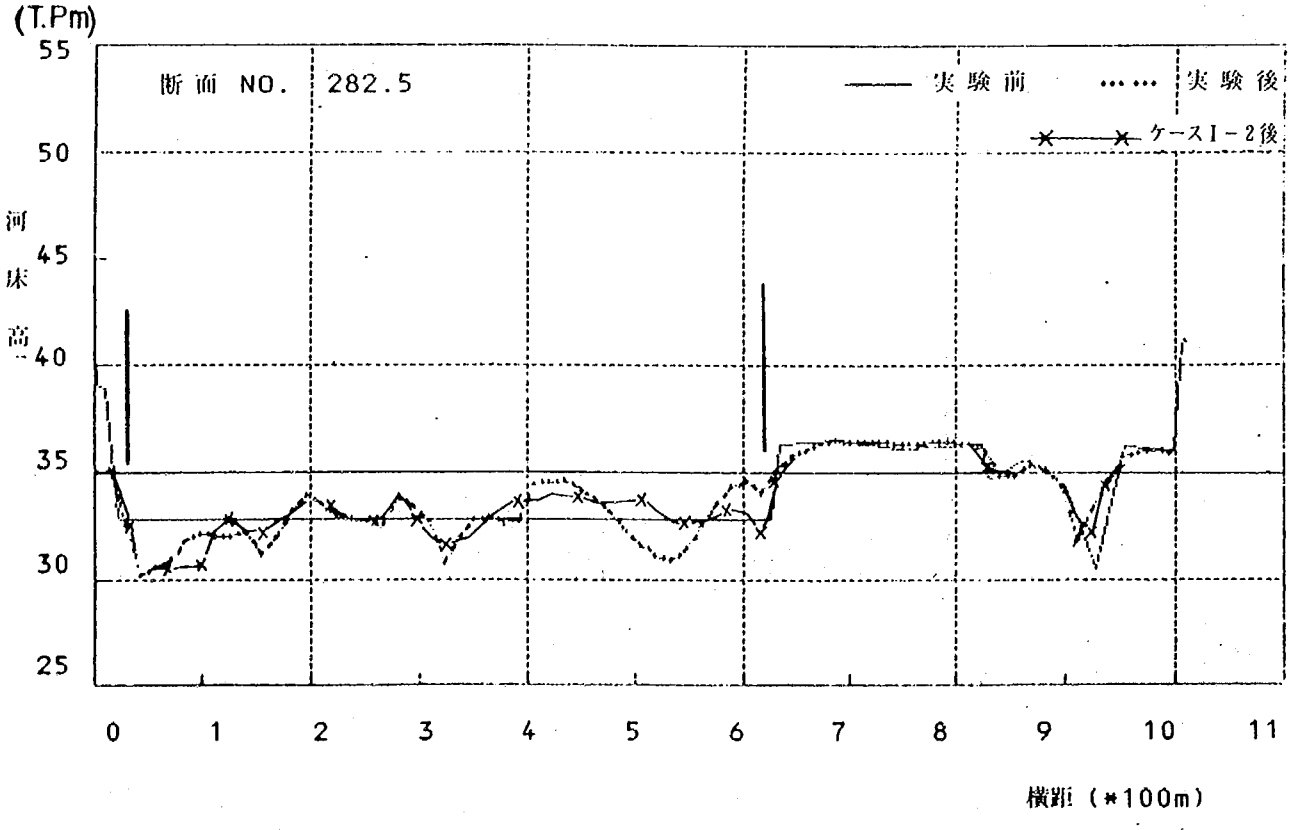
図—5.9.8 河床横断図(I－3)



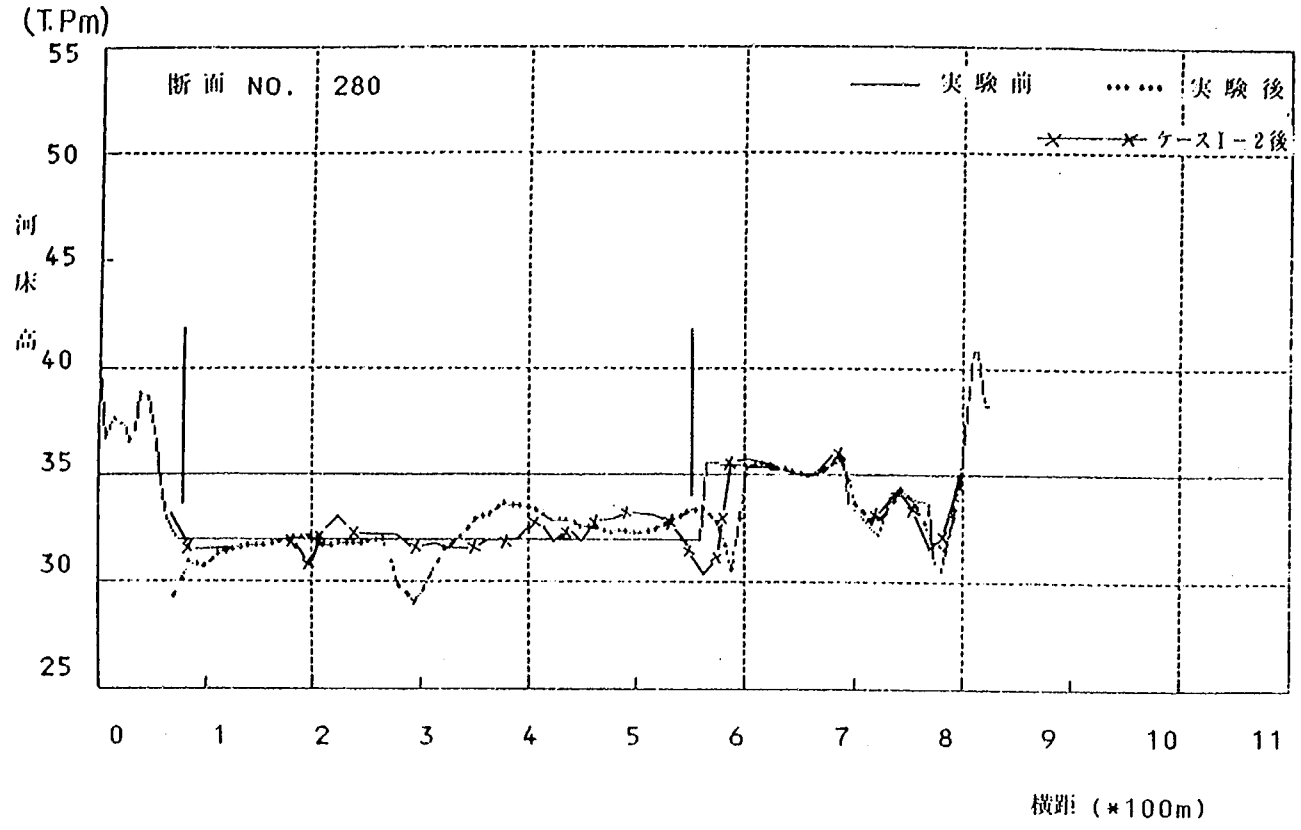


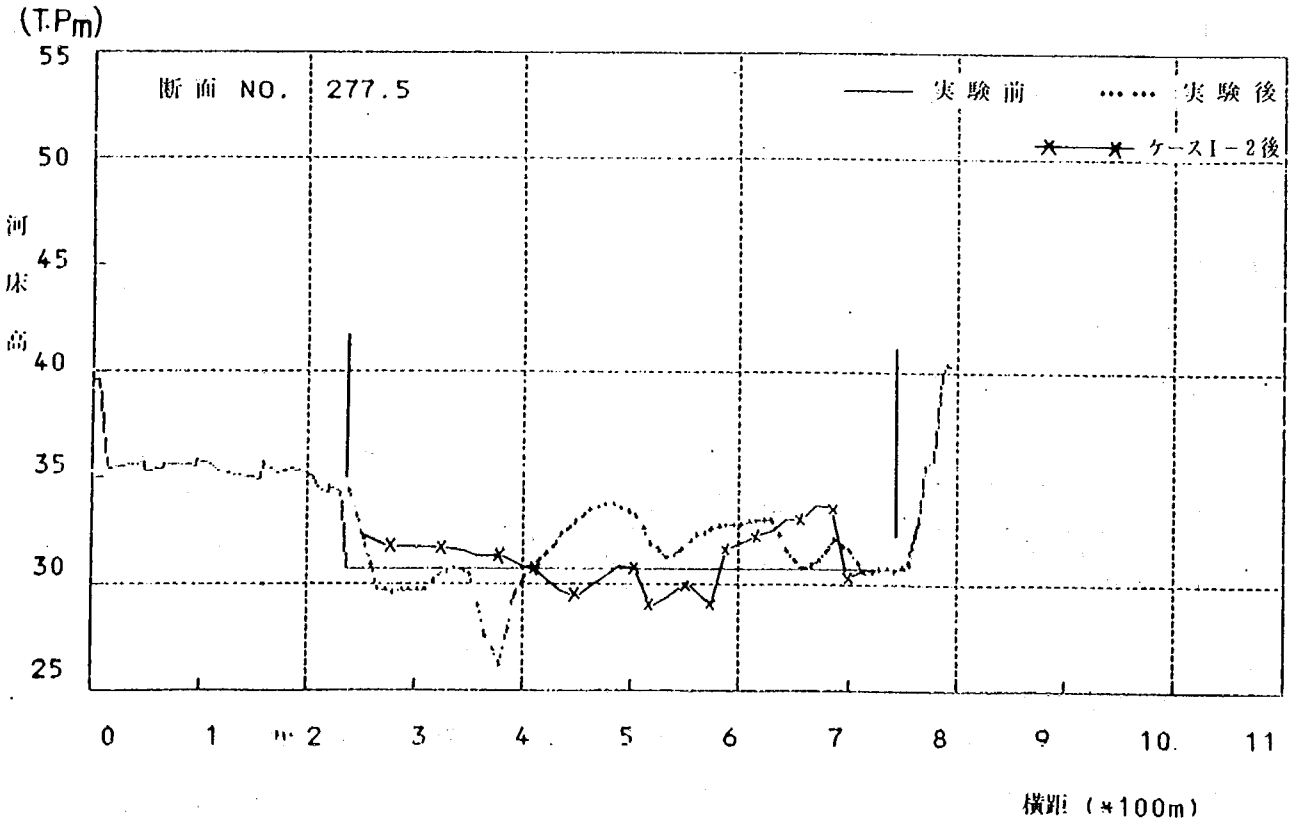
図―5.9.9 河床横断図(I－3)



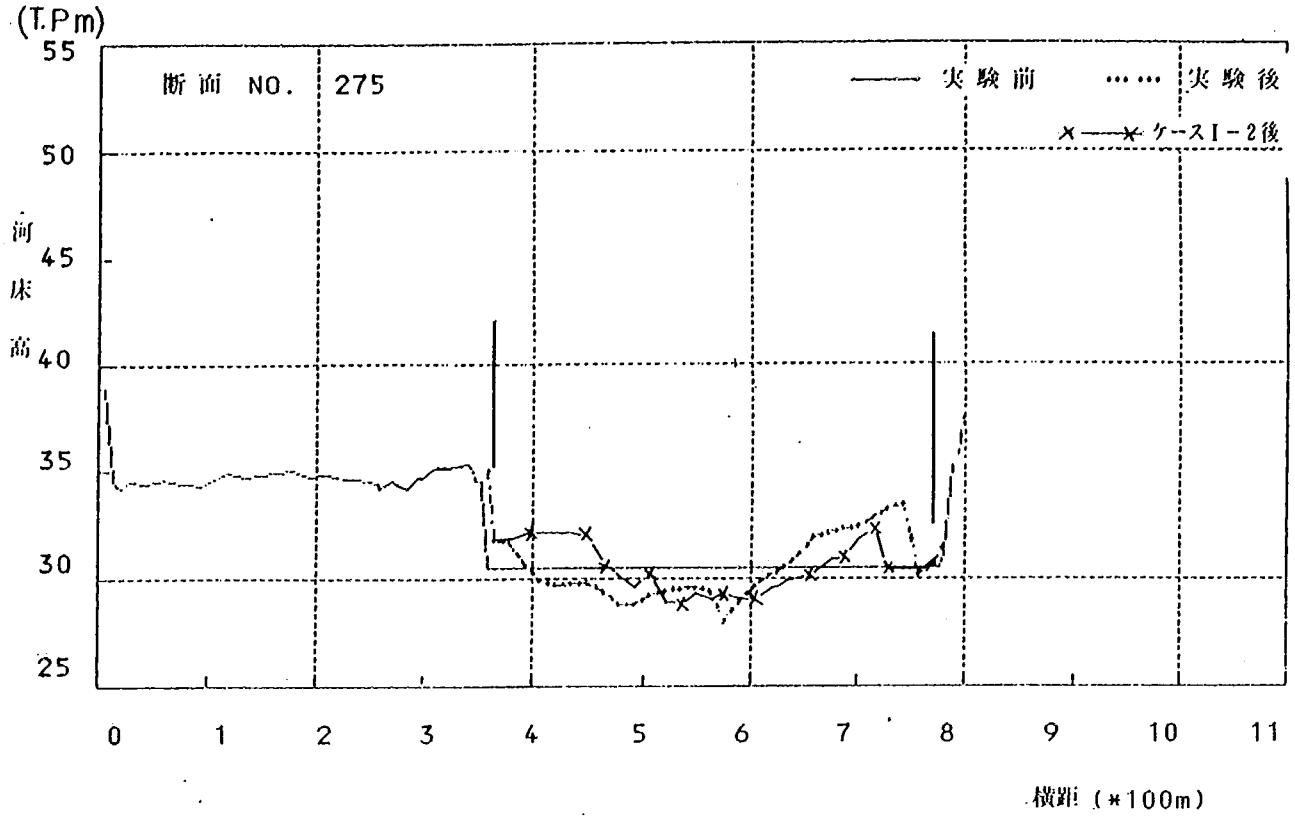


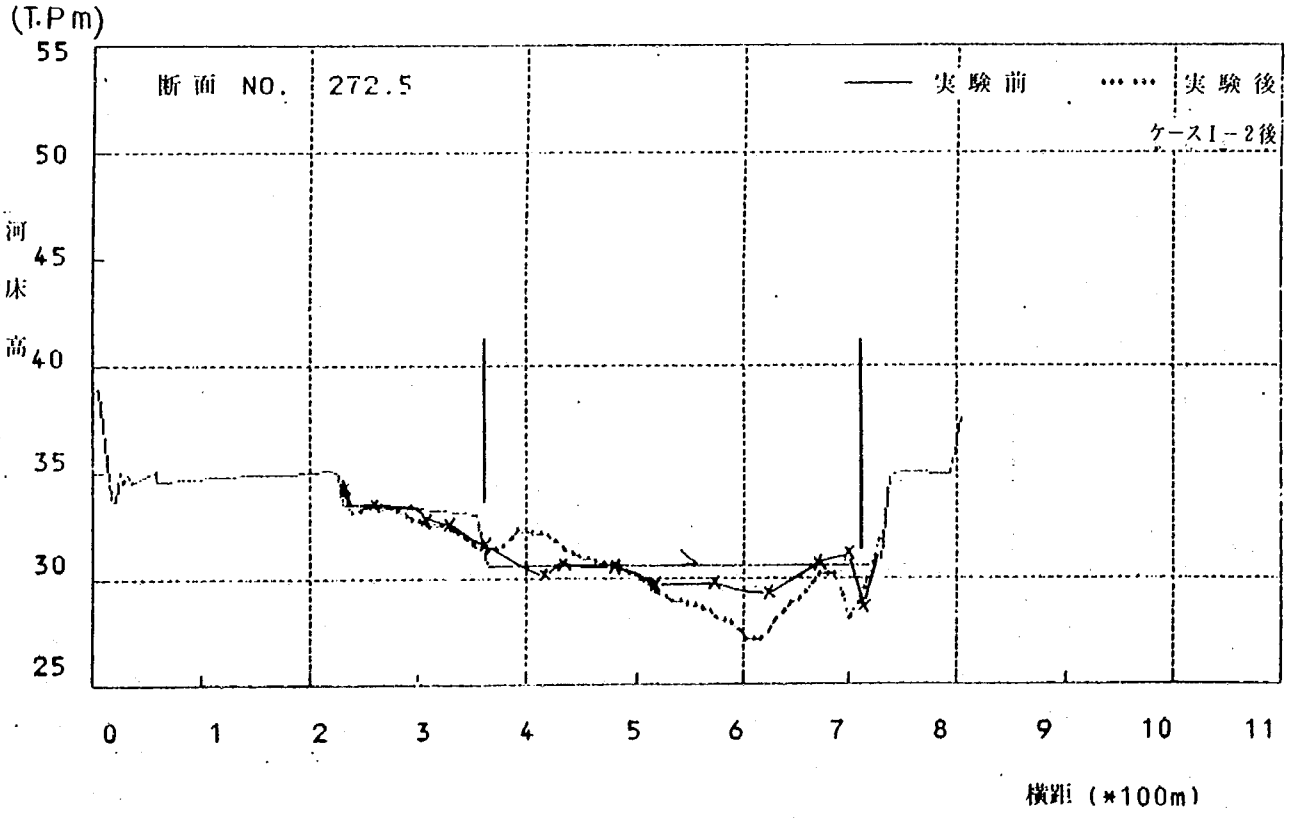
図—5.9.10 河床横断図(I－3)



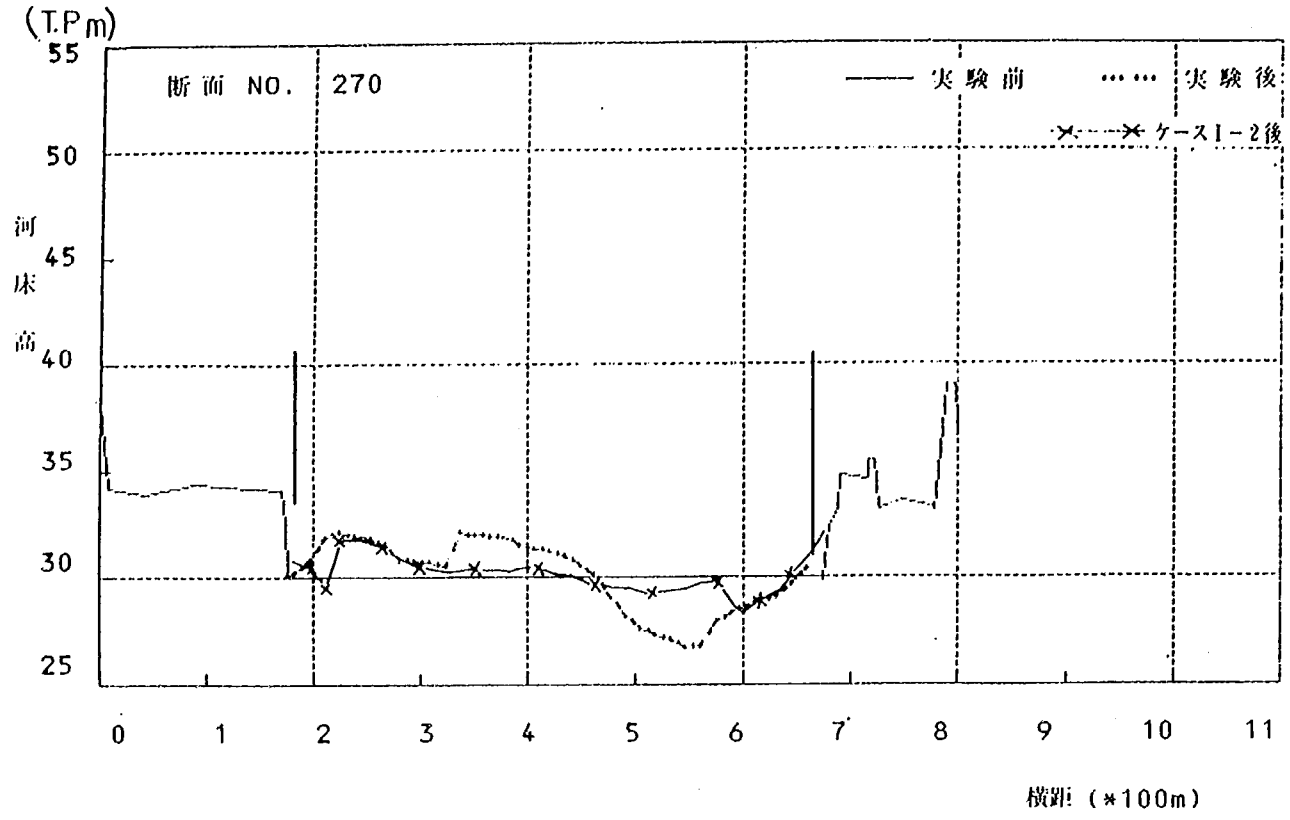


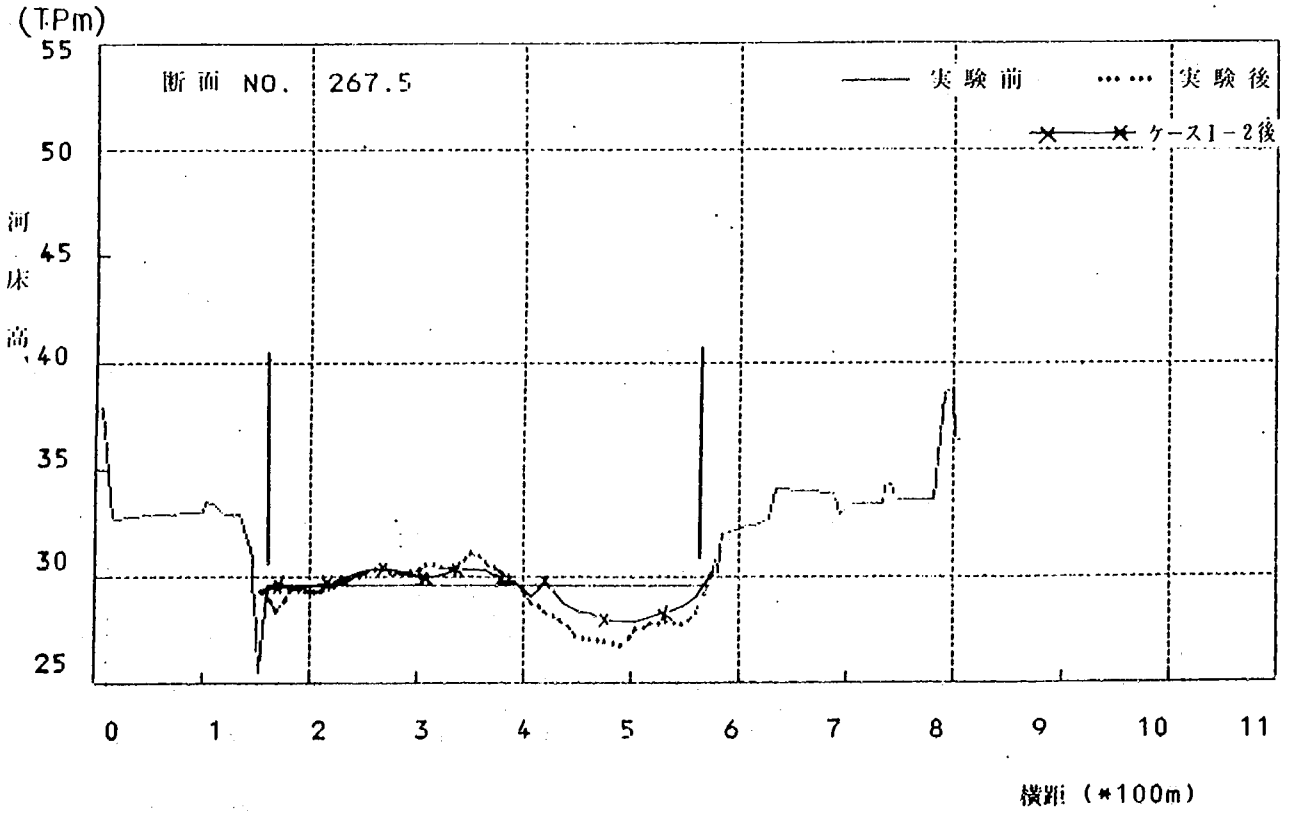
図－5．9．11 河床横断図(I－3)





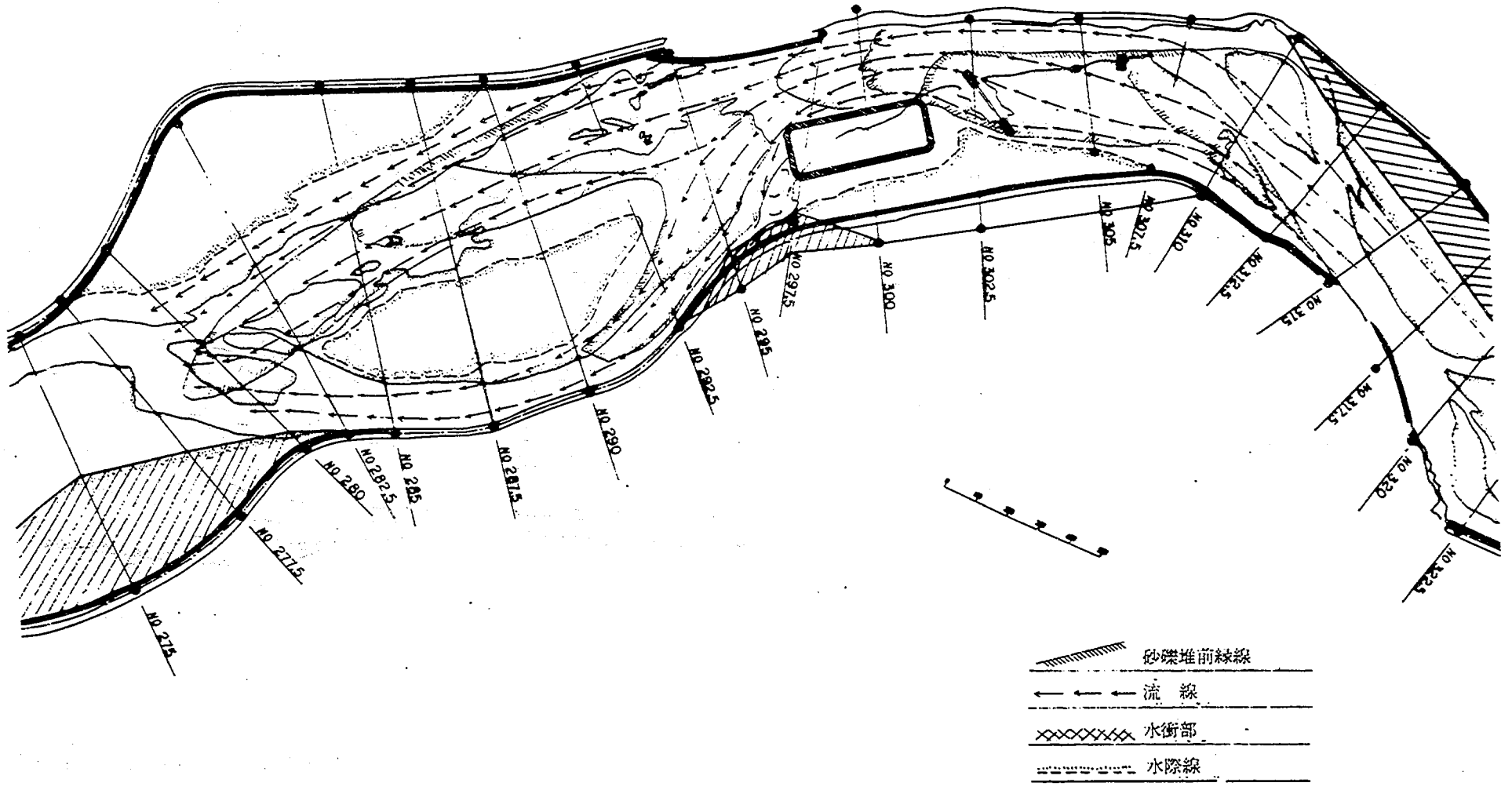
図—5.9.12 河床横断図(I－3)



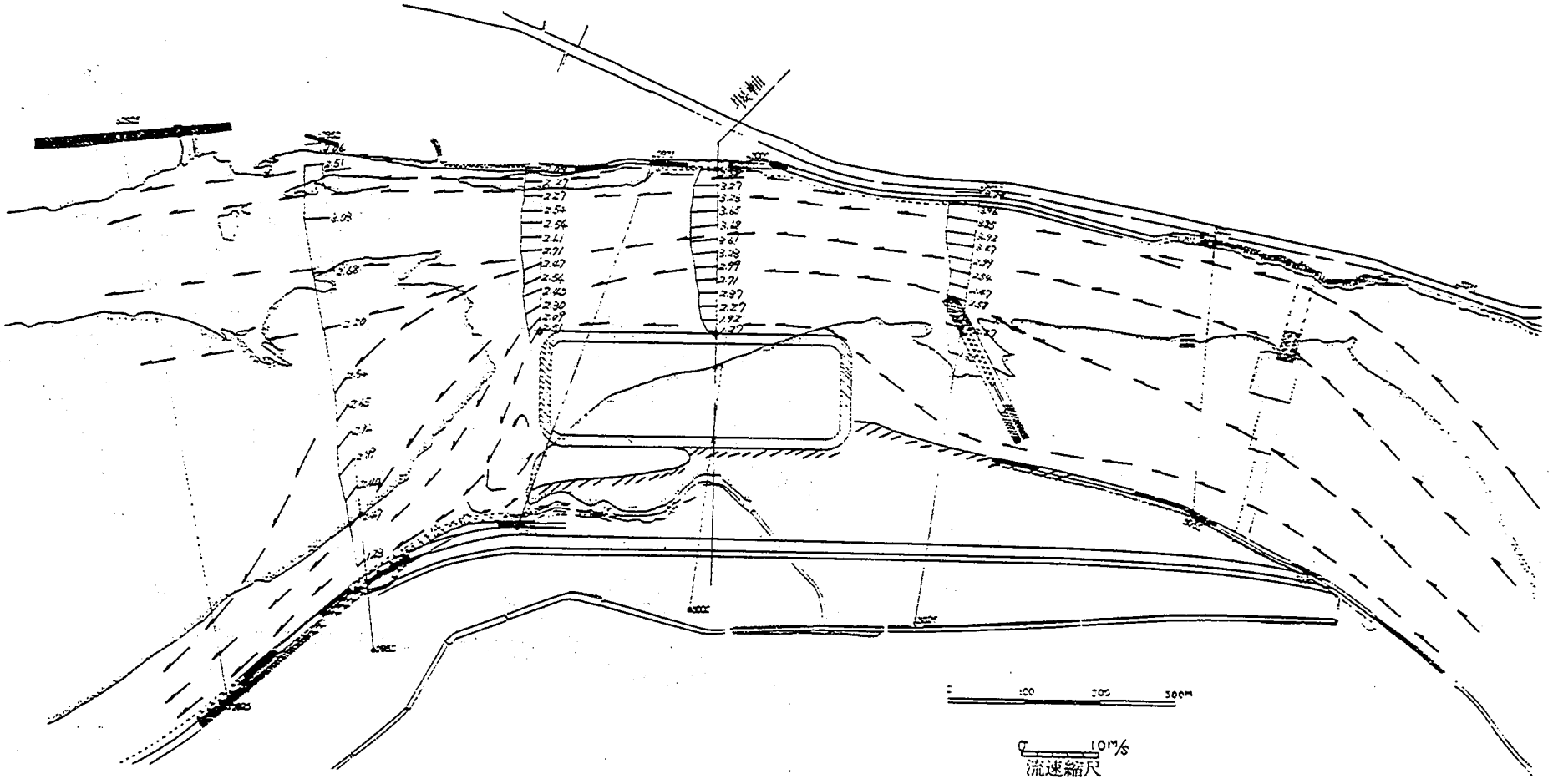


図－5.9.13 河床横断図(I－3)

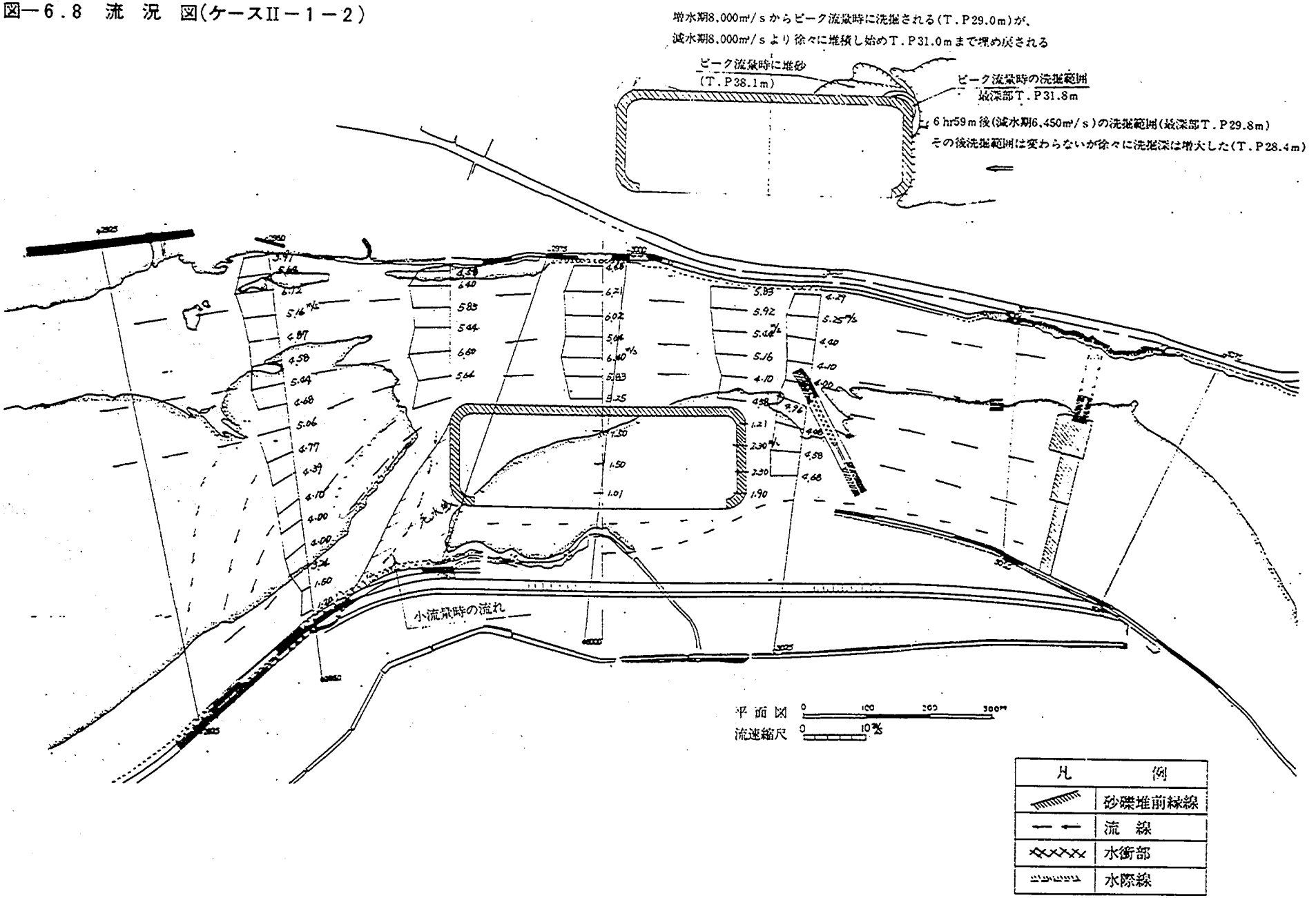
図—6.7.1　流　況　図(ケースII－1－1)



図－６．７．２　流速分布図(ケースII－１－１)

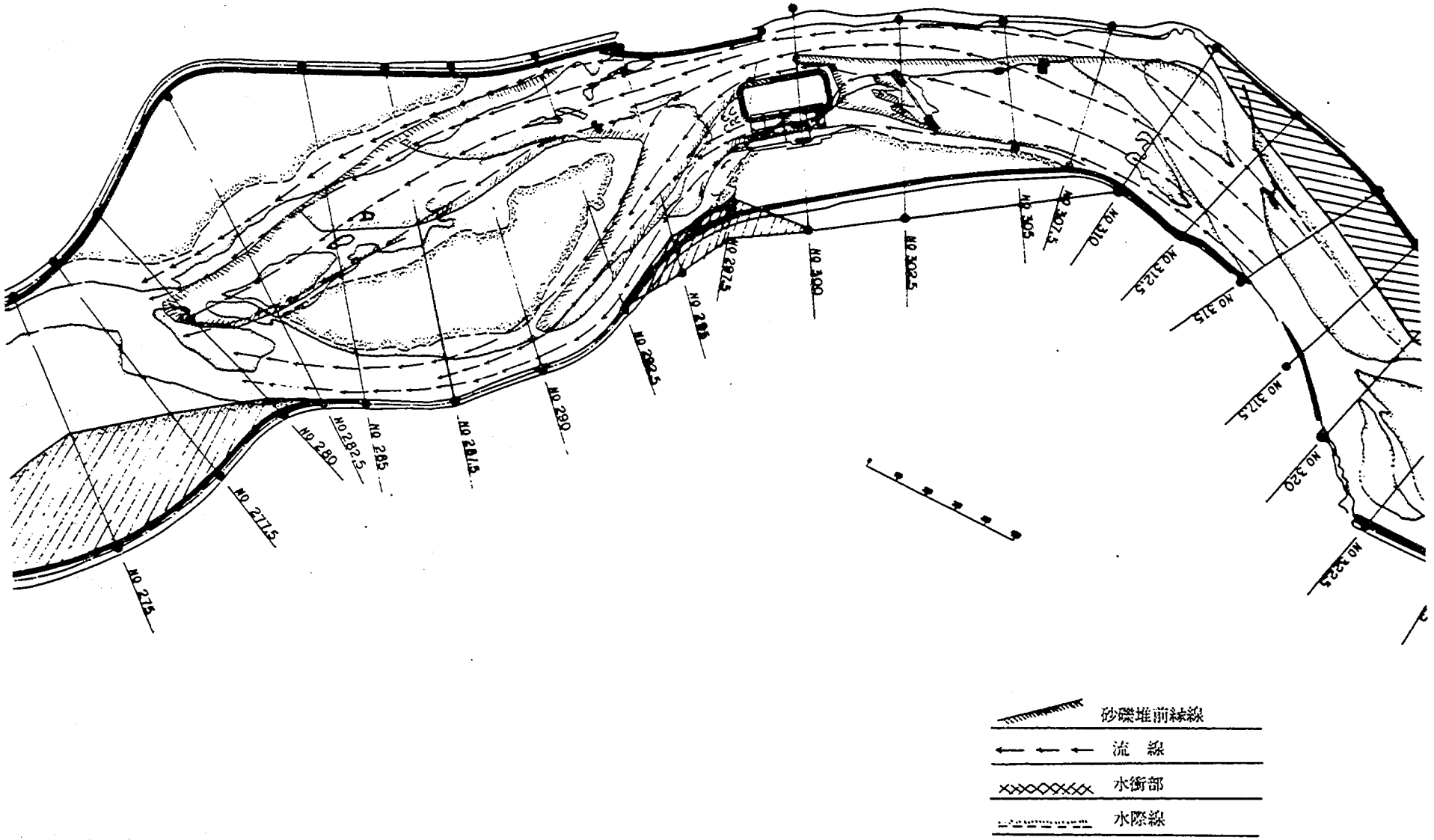


図－6.8　流　況　図(ケースII－1－2)

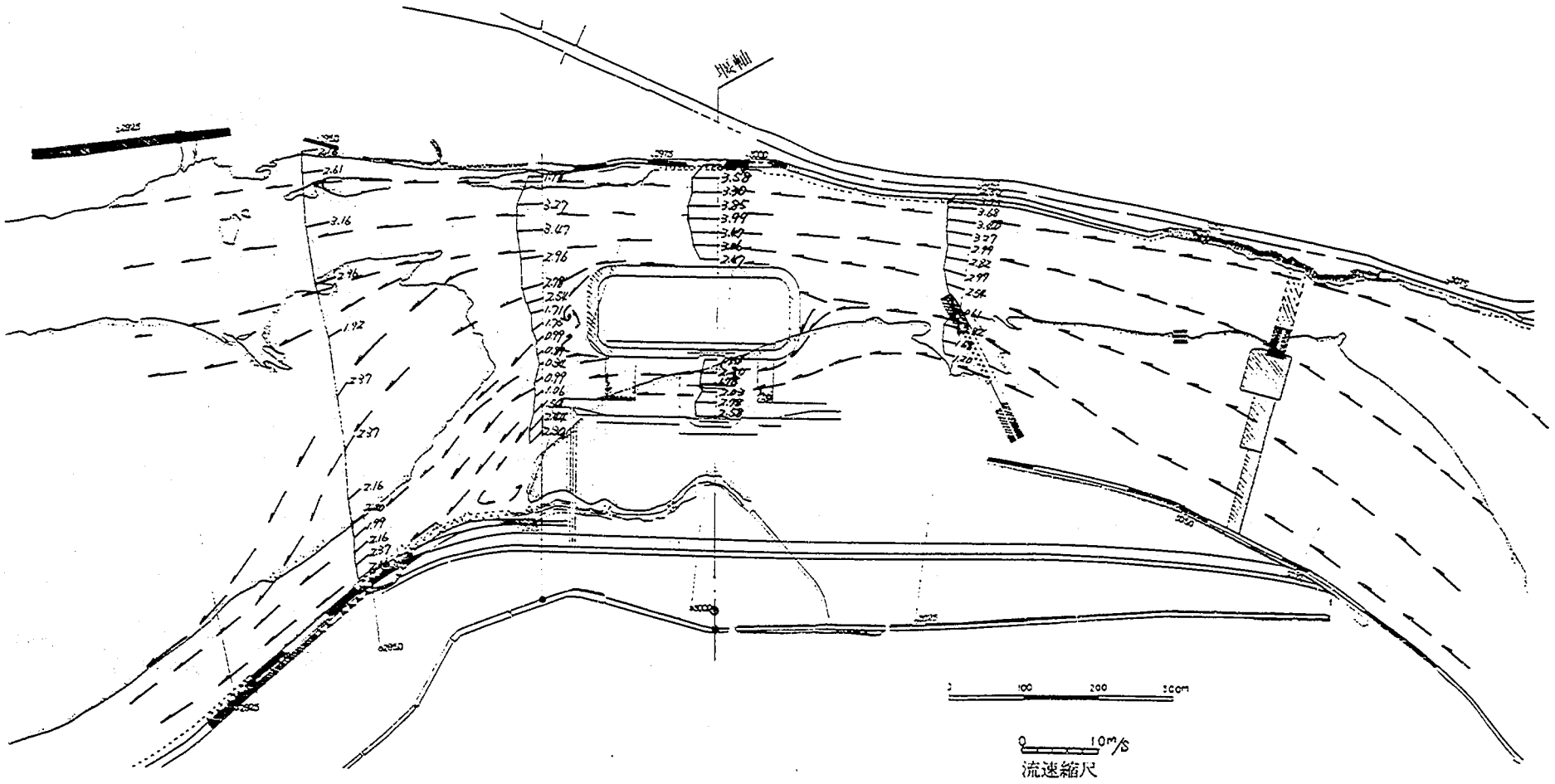


凡	例
	砂礫堆前縁線
	流　線
	水衝部
	水際線

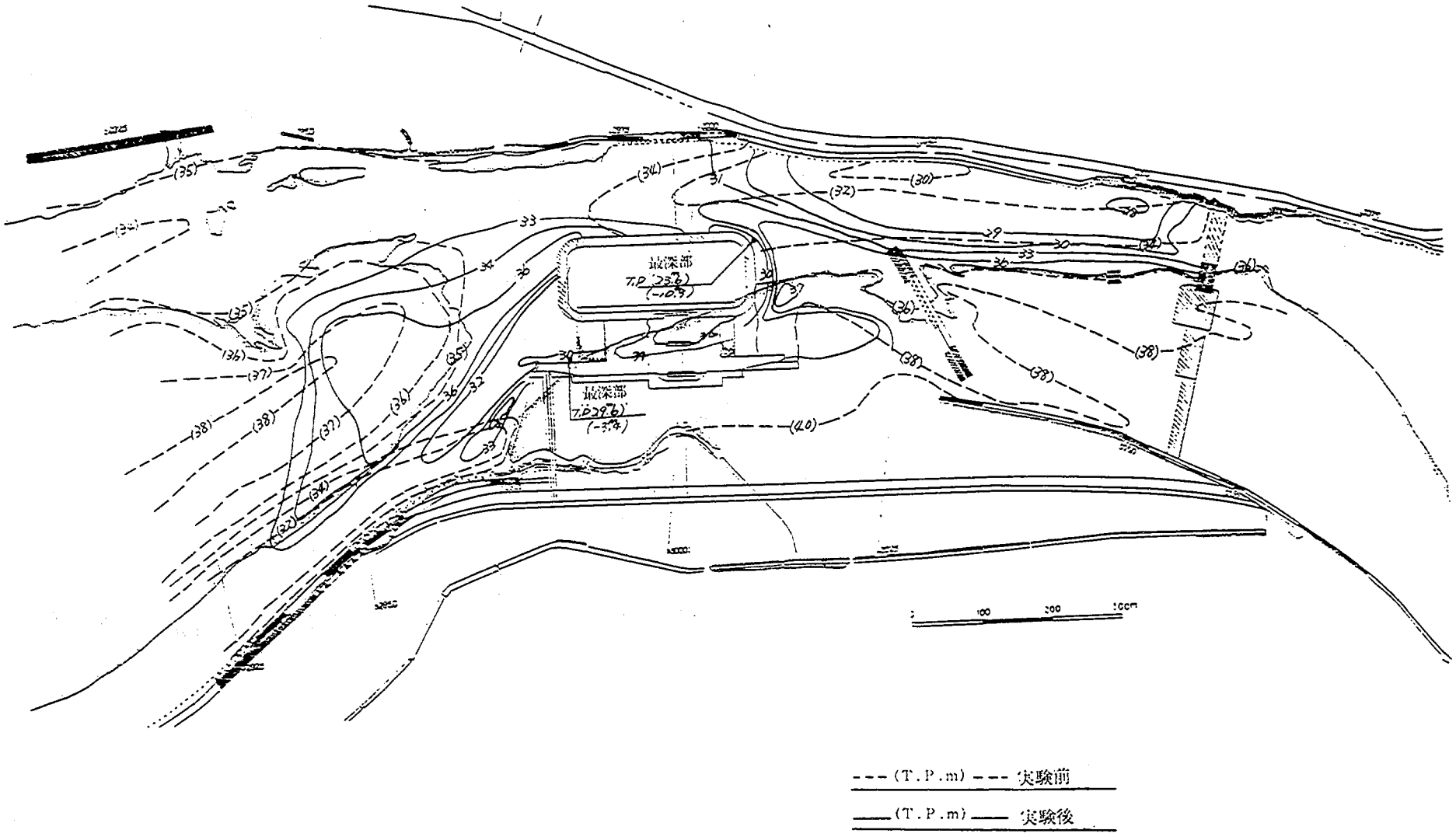
図－6.12.1　流　況　図(ケースII－2－1)



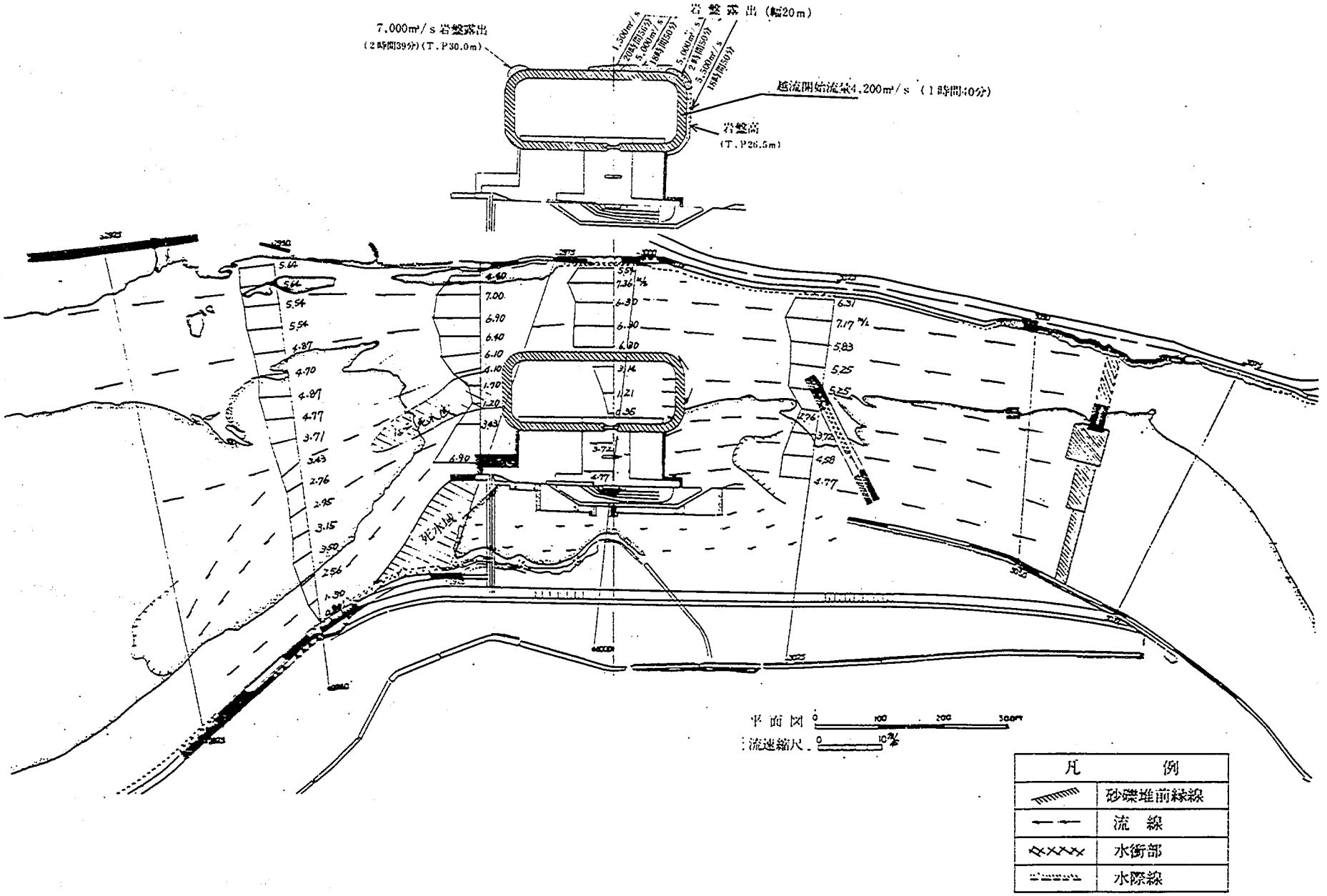
図－６.12.２　流速分布図(ケースⅡ－２－１)



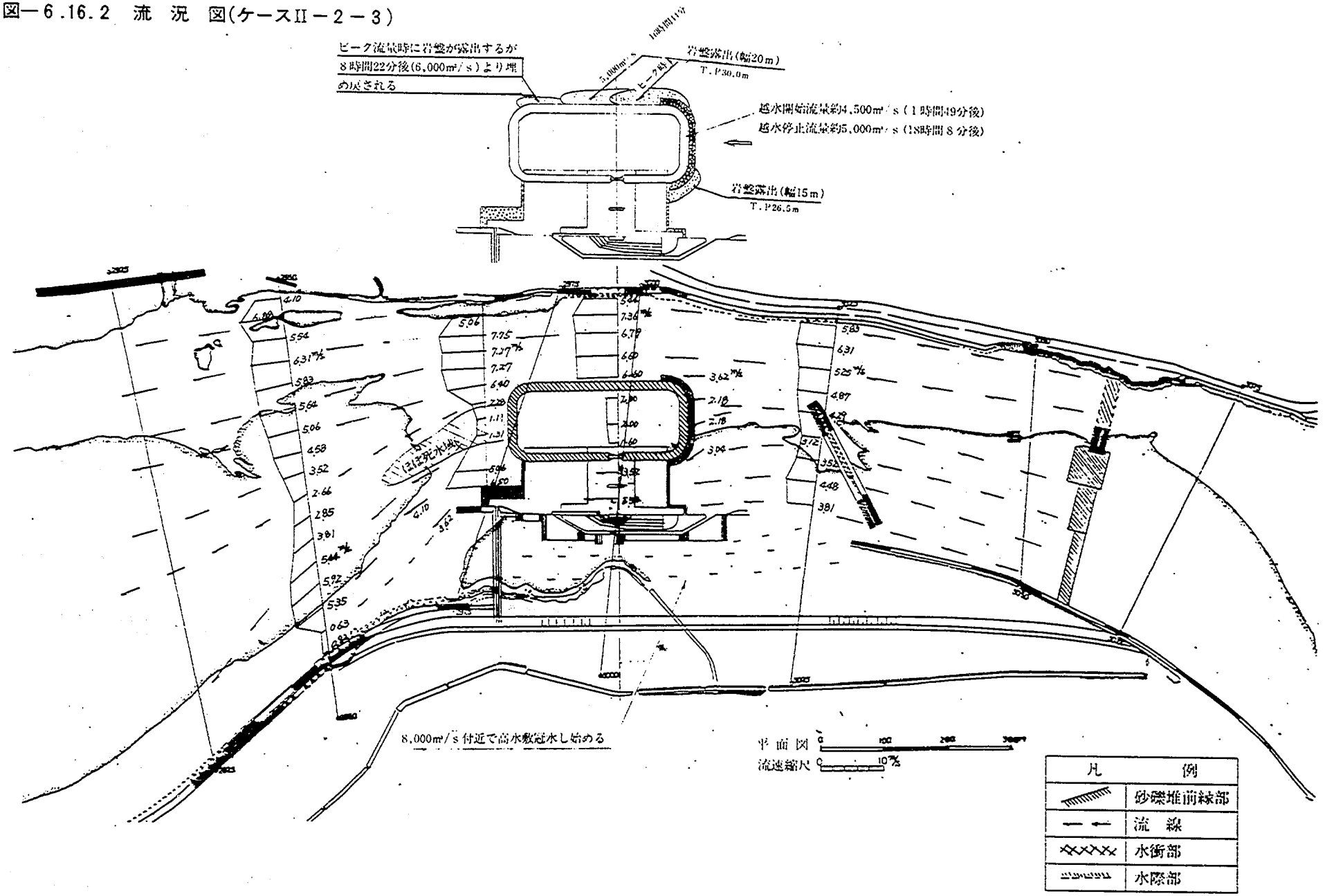
図－６.14.１　仮締切付近等高線図(1)(ケースⅡ－２－１)



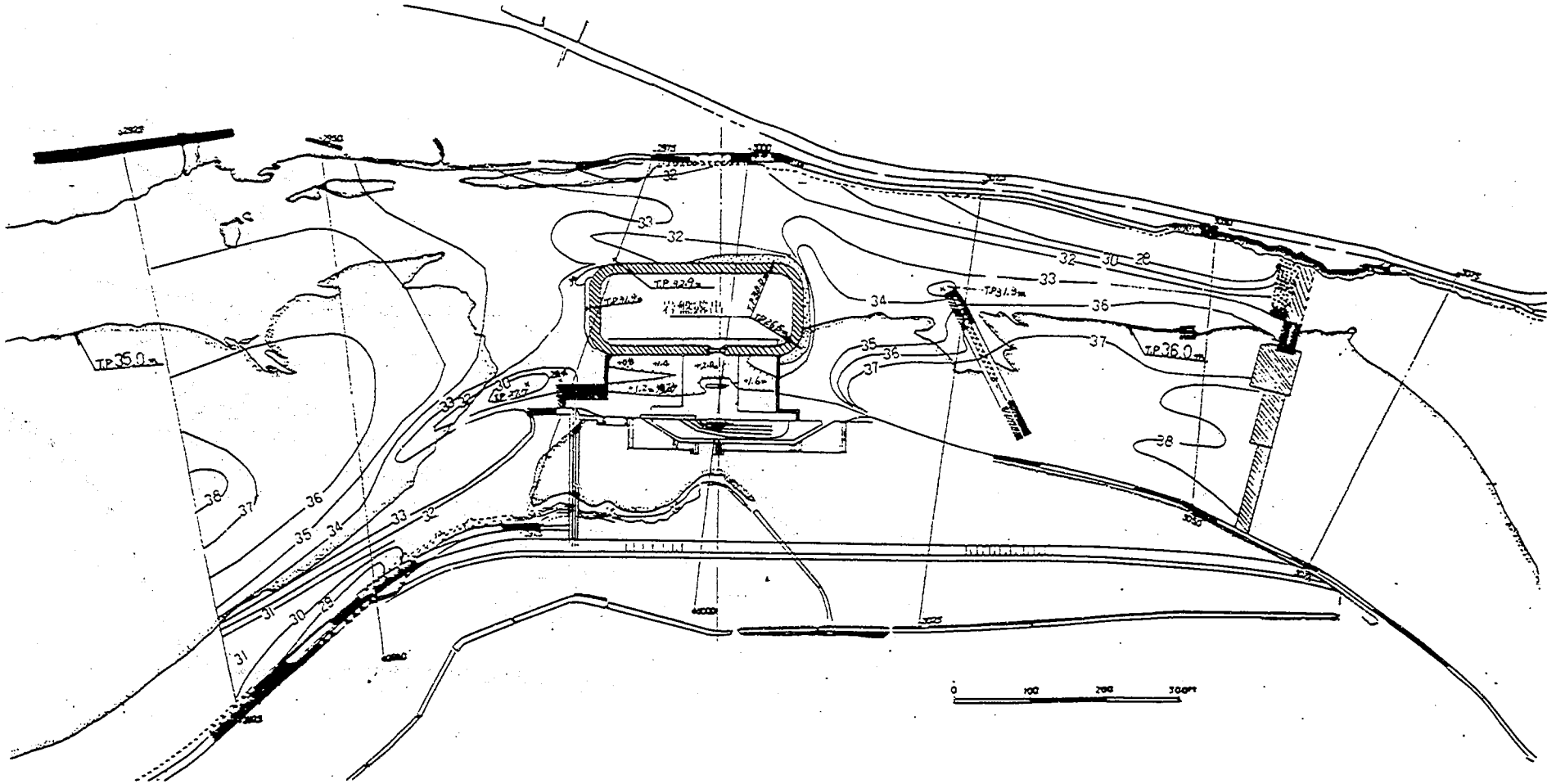
図－6.16.1　流　況　図(ケースII－2－2)



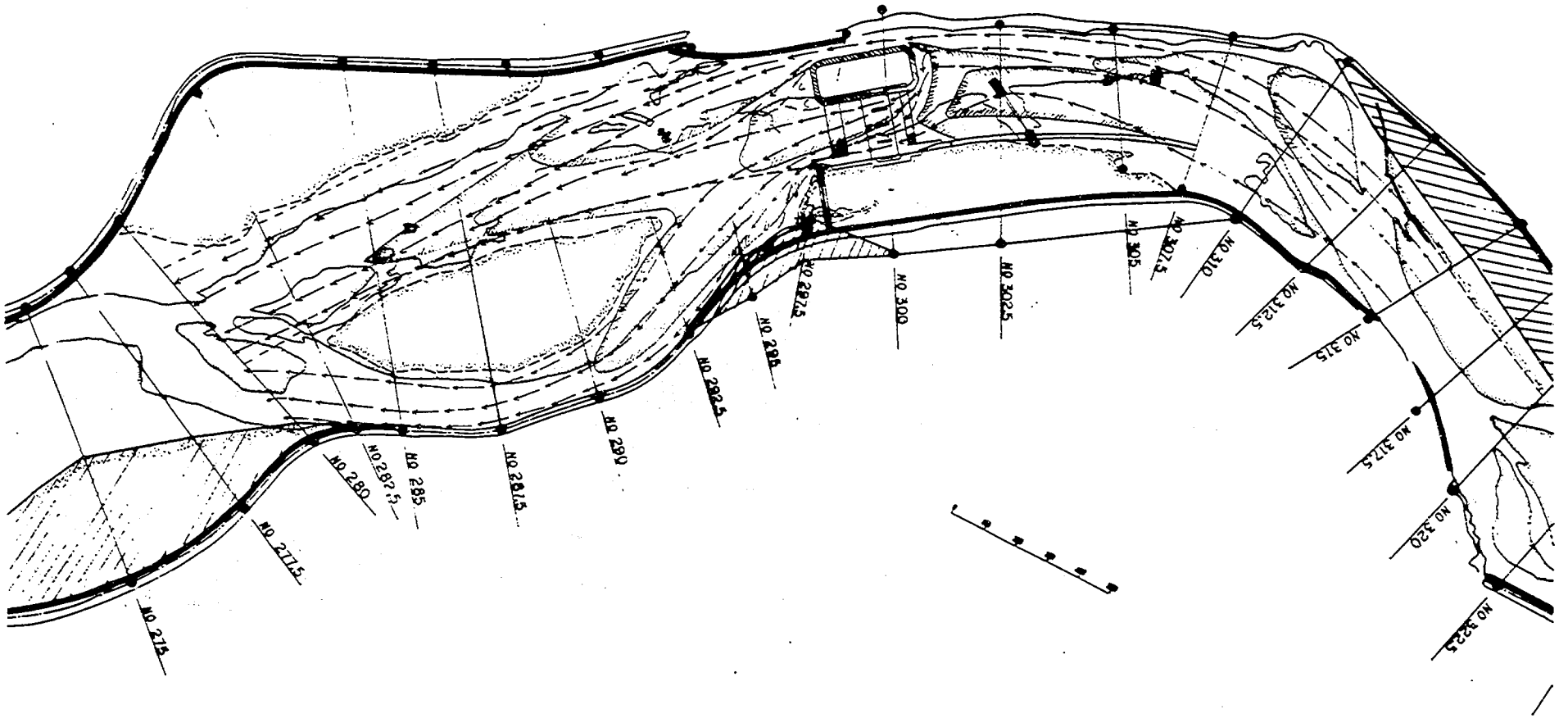
図－6.16.2　流　況　図(ケースII－2－3)



図－6.18.1　仮締切工付近等高線図(ケースII－2－2)

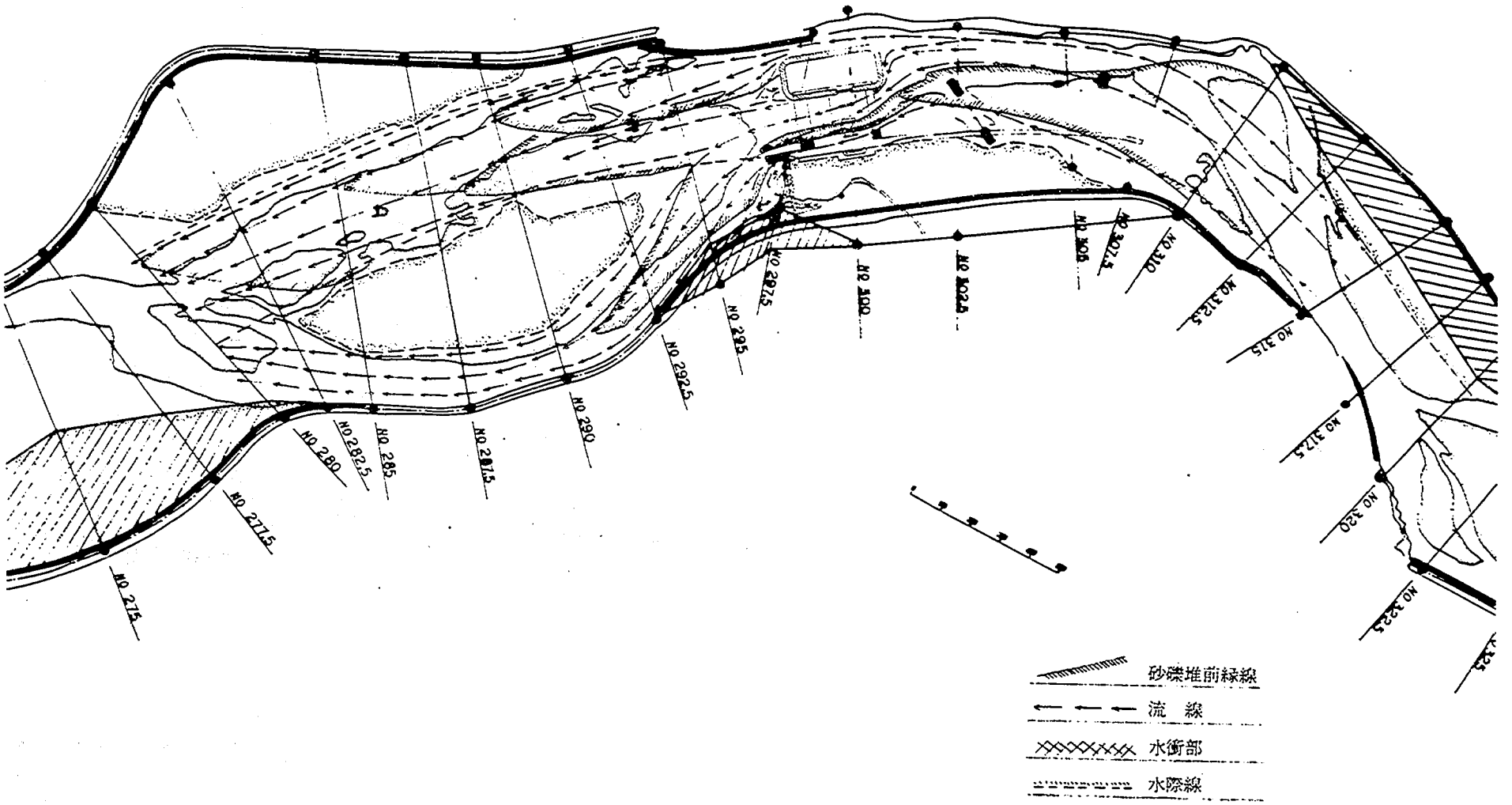


図－6.20.1　流　況　図(ケースII－3－1)

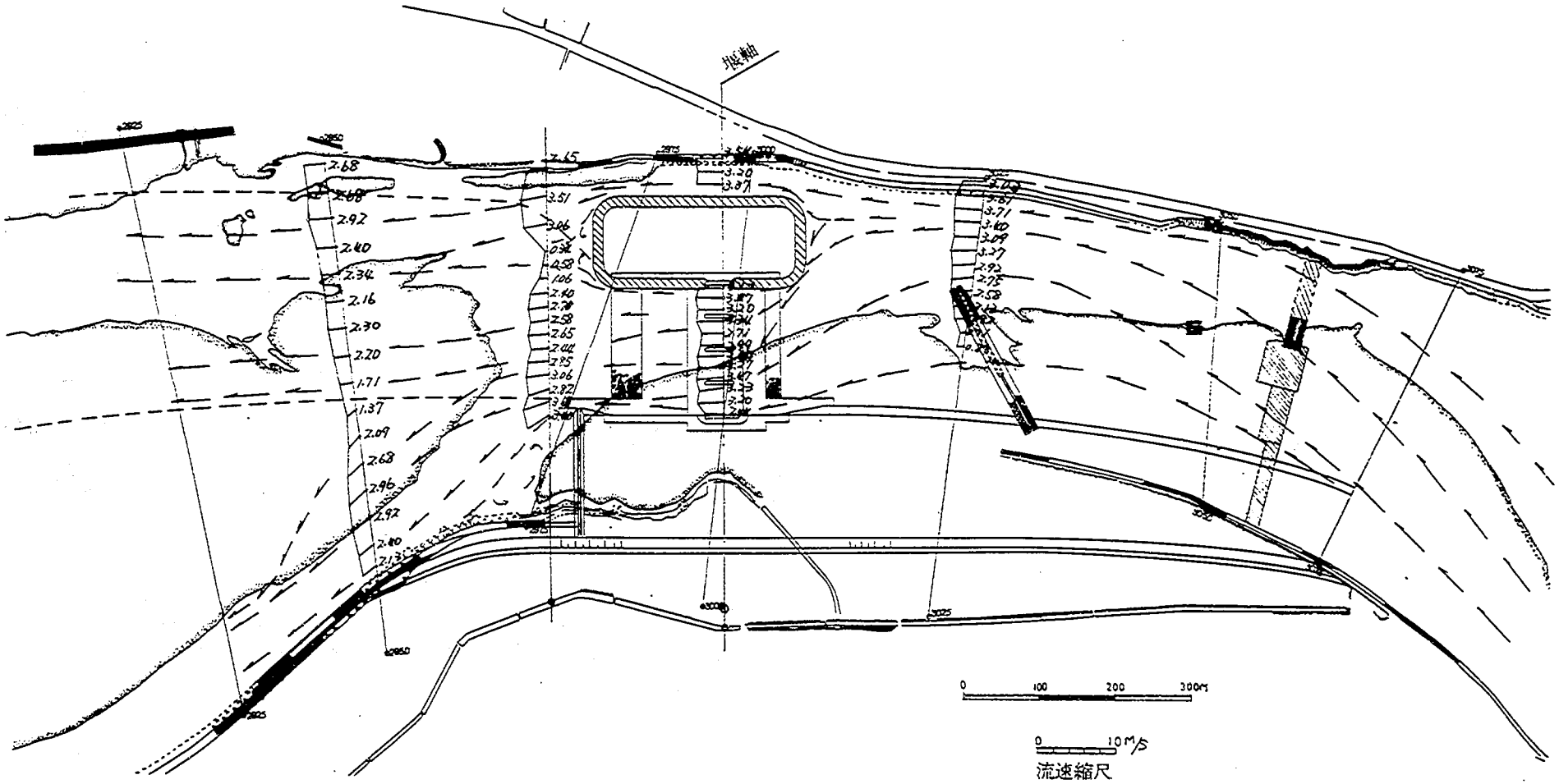


凡　例	
	砂礫堆前縁線
← ←	流　線
××××××	水衝部
----------	水際部

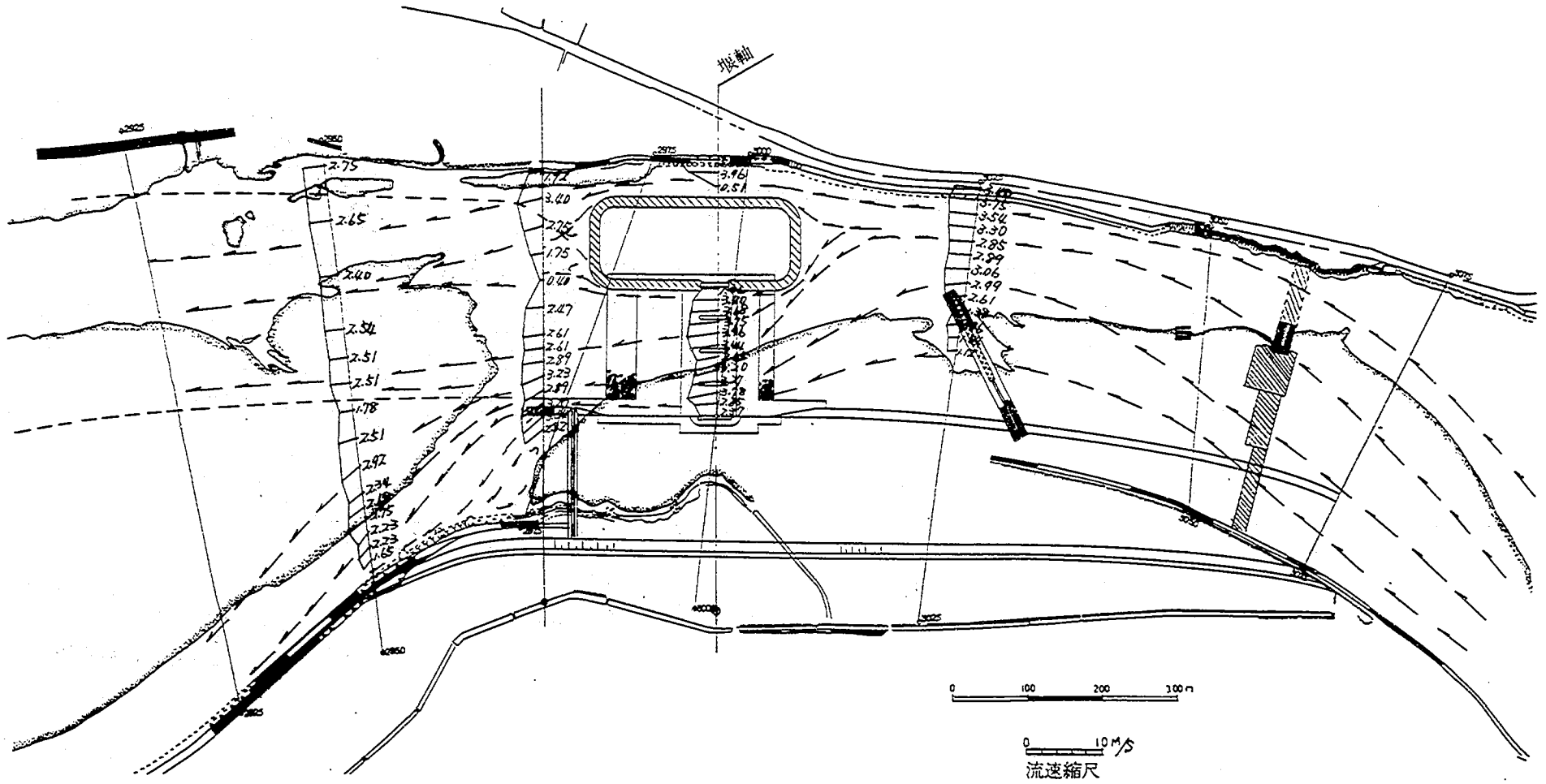
図－6.20.2　流　況　図(ケースII－3－2)



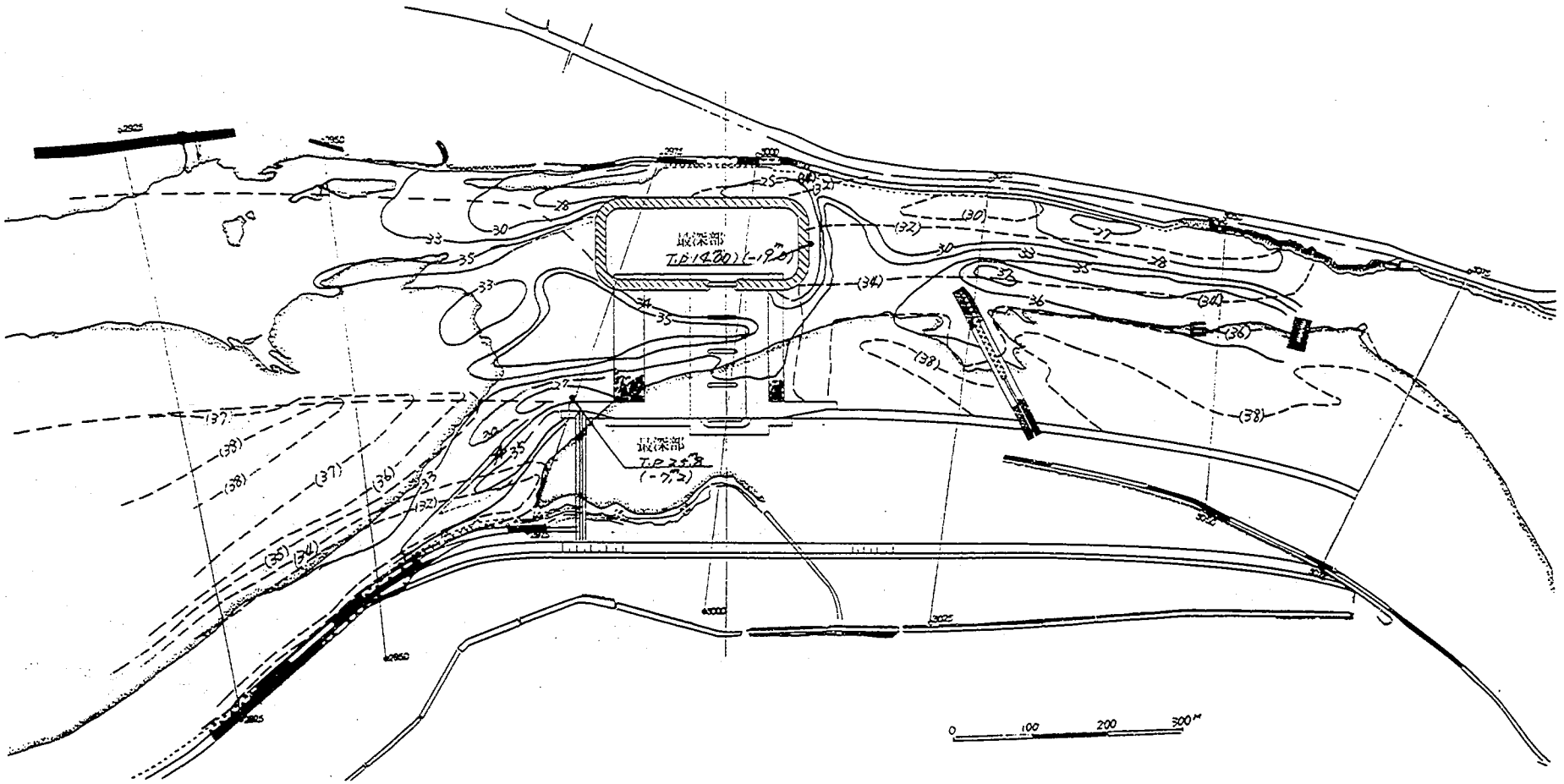
図－6.21.1　流速分布図(ケースII－3－1)



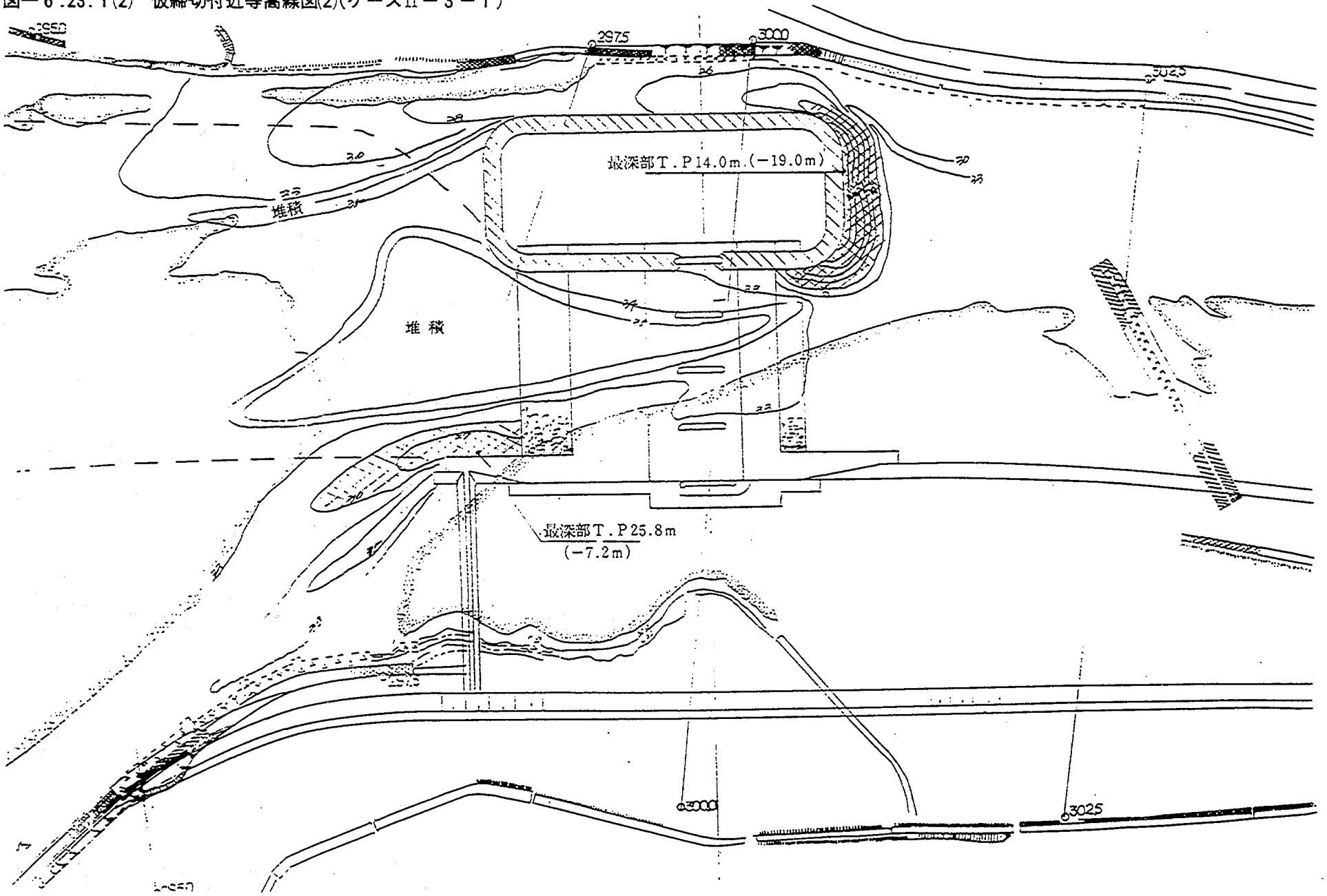
図－6.21.2　流速分布図(ケースII－3－2)



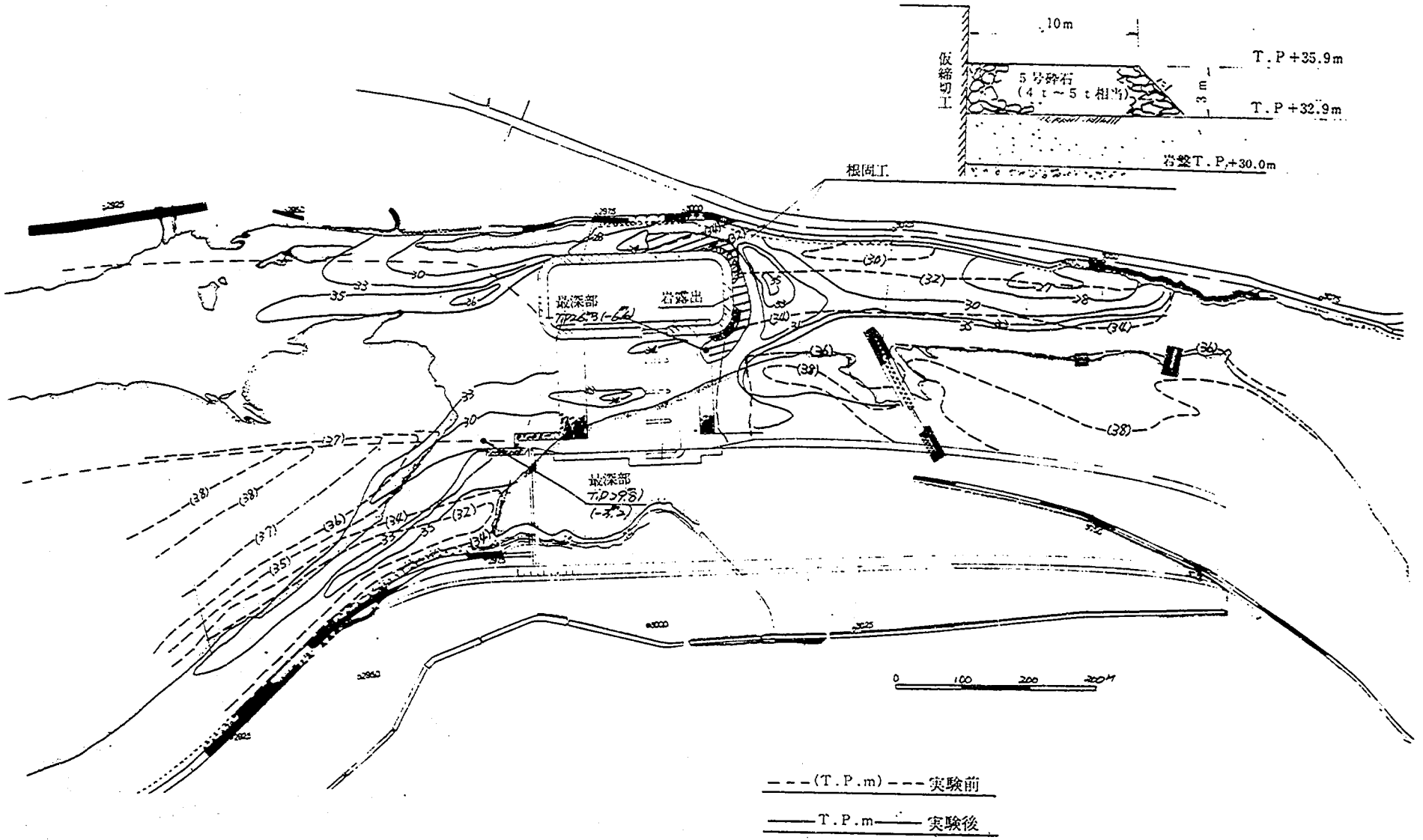
図－６.23.１(1)　仮締切付近等高線図(1)(ケースⅡ－３－１)



図－６.23.１(2)　仮締切付近等高線図(2)(ケースⅡ－３－１)

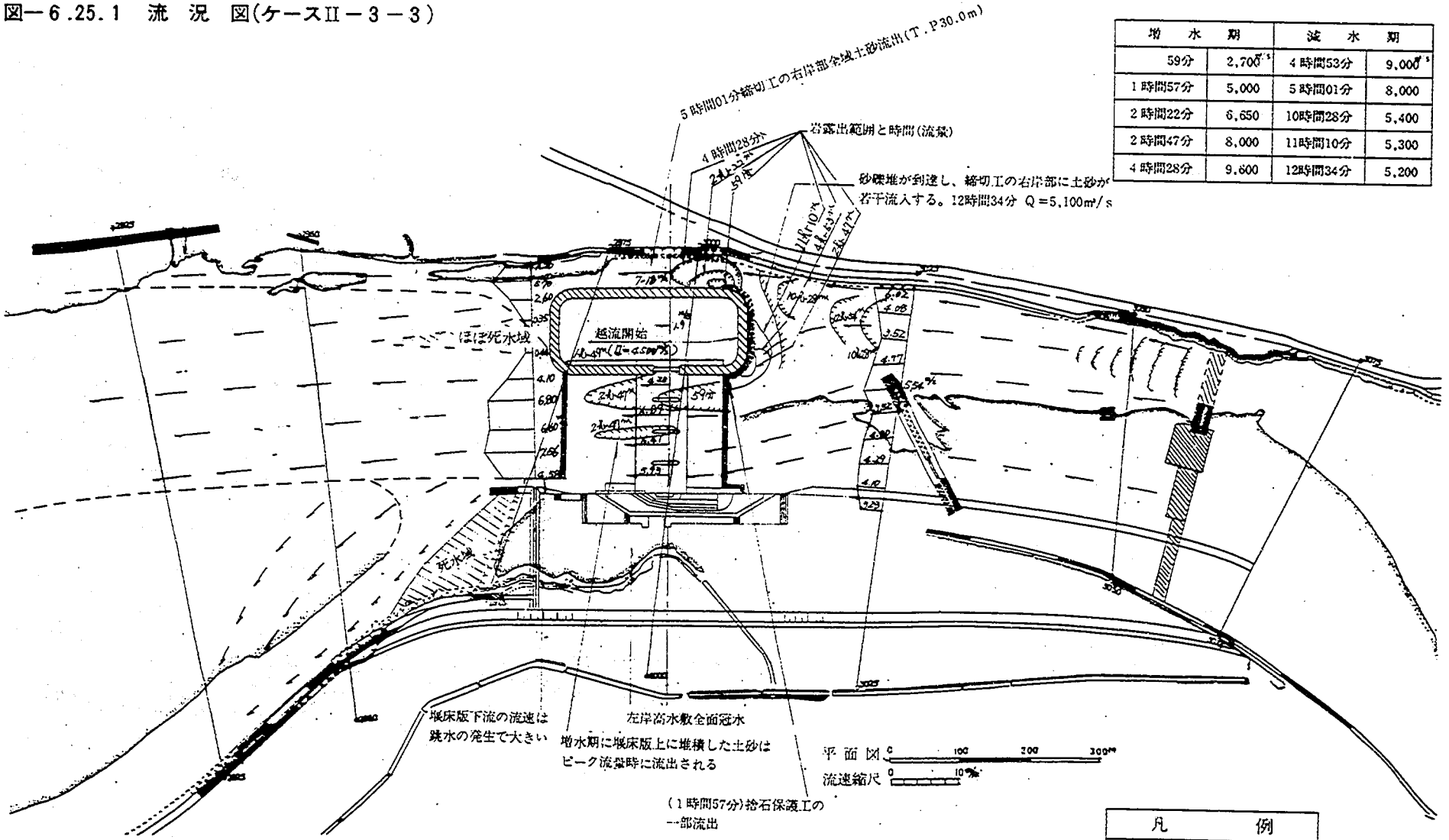


図－6.23.2(1) 仮締切付近等高線図(1)(ケースII－3－2)



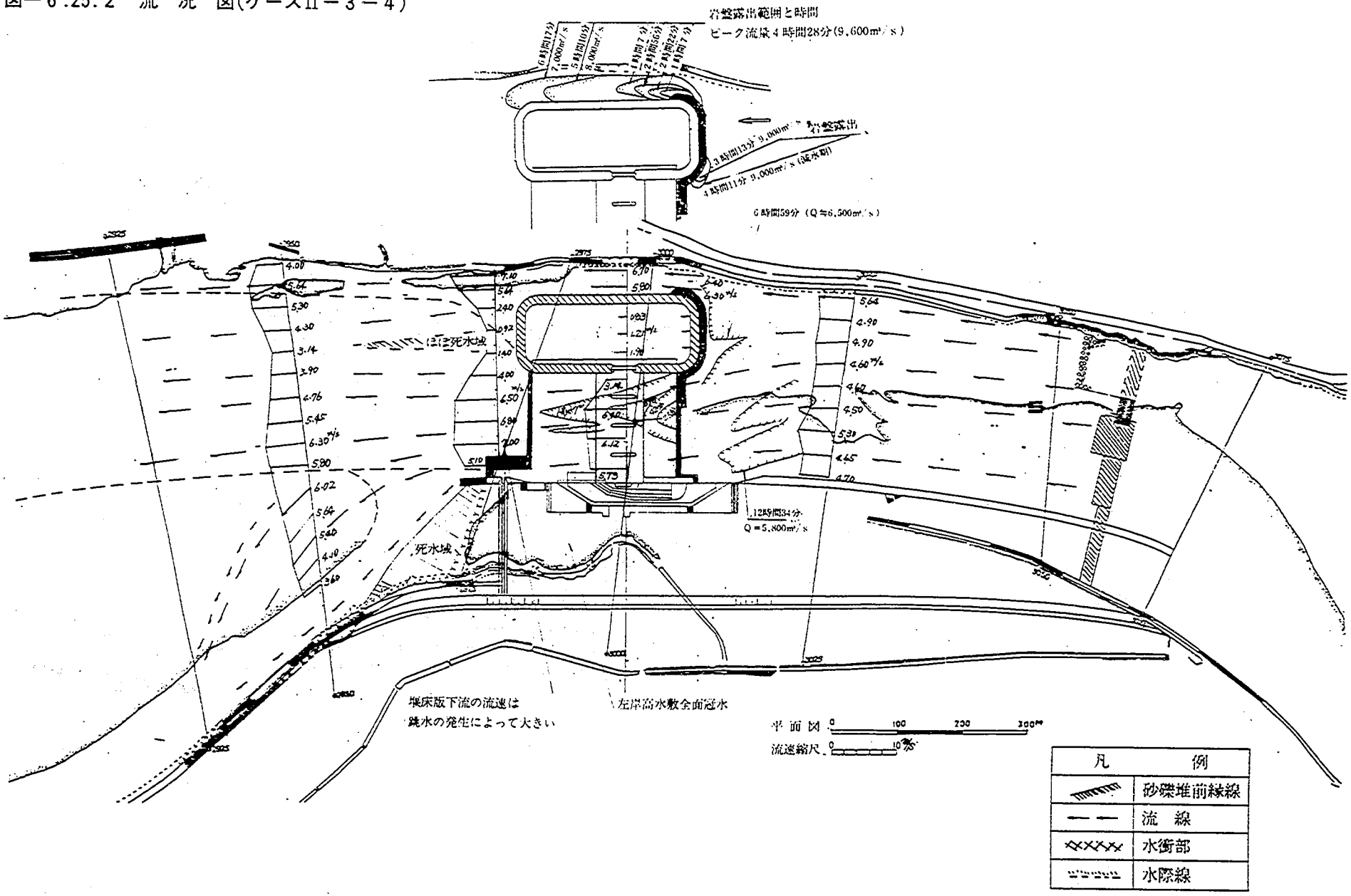
図－6.25.1　流　況　図(ケースII－3－3)

増　水　期		減　水　期	
59分	2,700㎥/s	4時間53分	9,000㎥/s
1時間57分	5,000	5時間01分	8,000
2時間22分	6,650	10時間28分	5,400
2時間47分	8,000	11時間10分	5,300
4時間28分	9,600	12時間34分	5,200

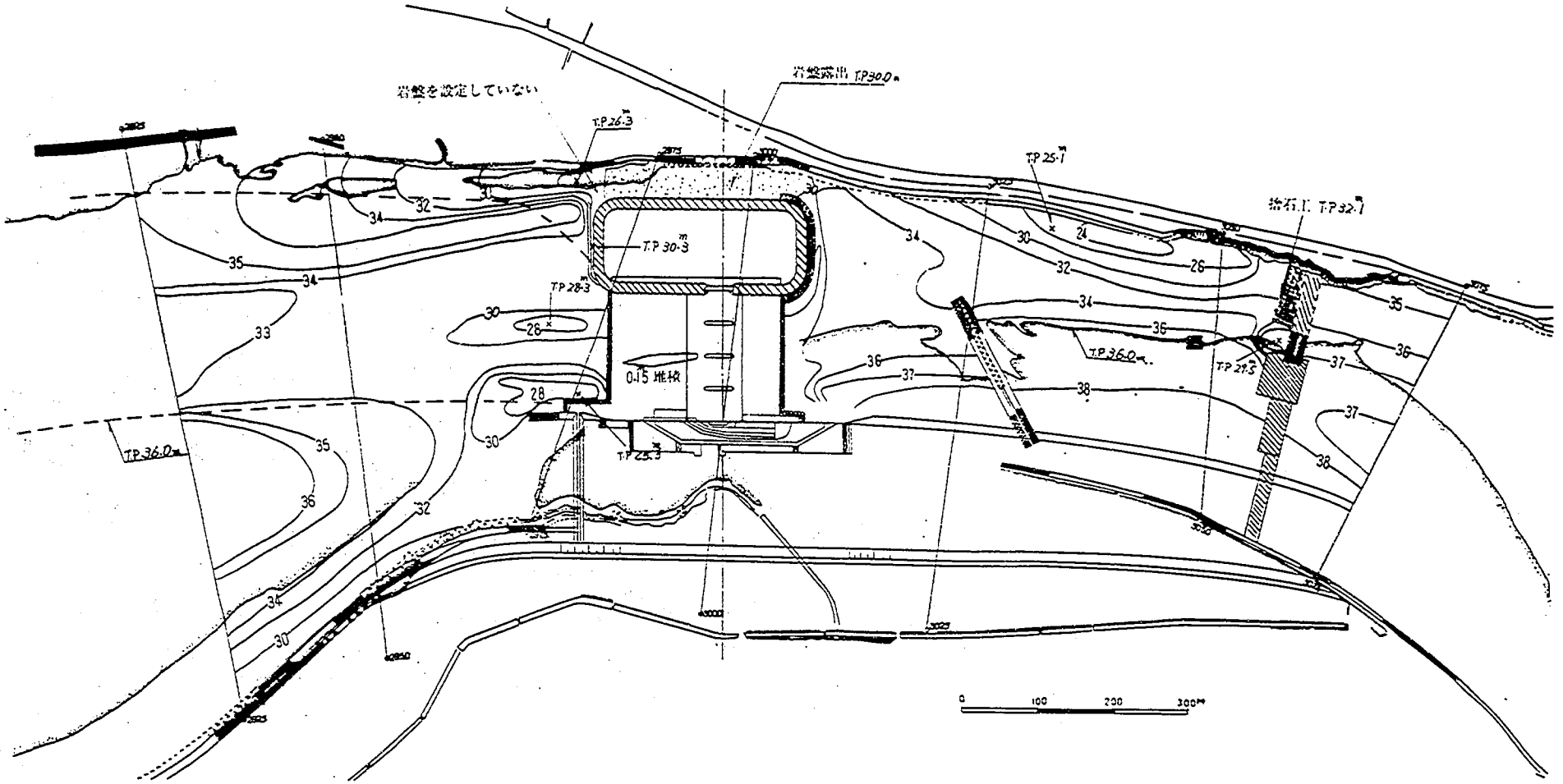


凡　例	
	砂礫堆前縁線
	流　線
	水衝部
	水際線

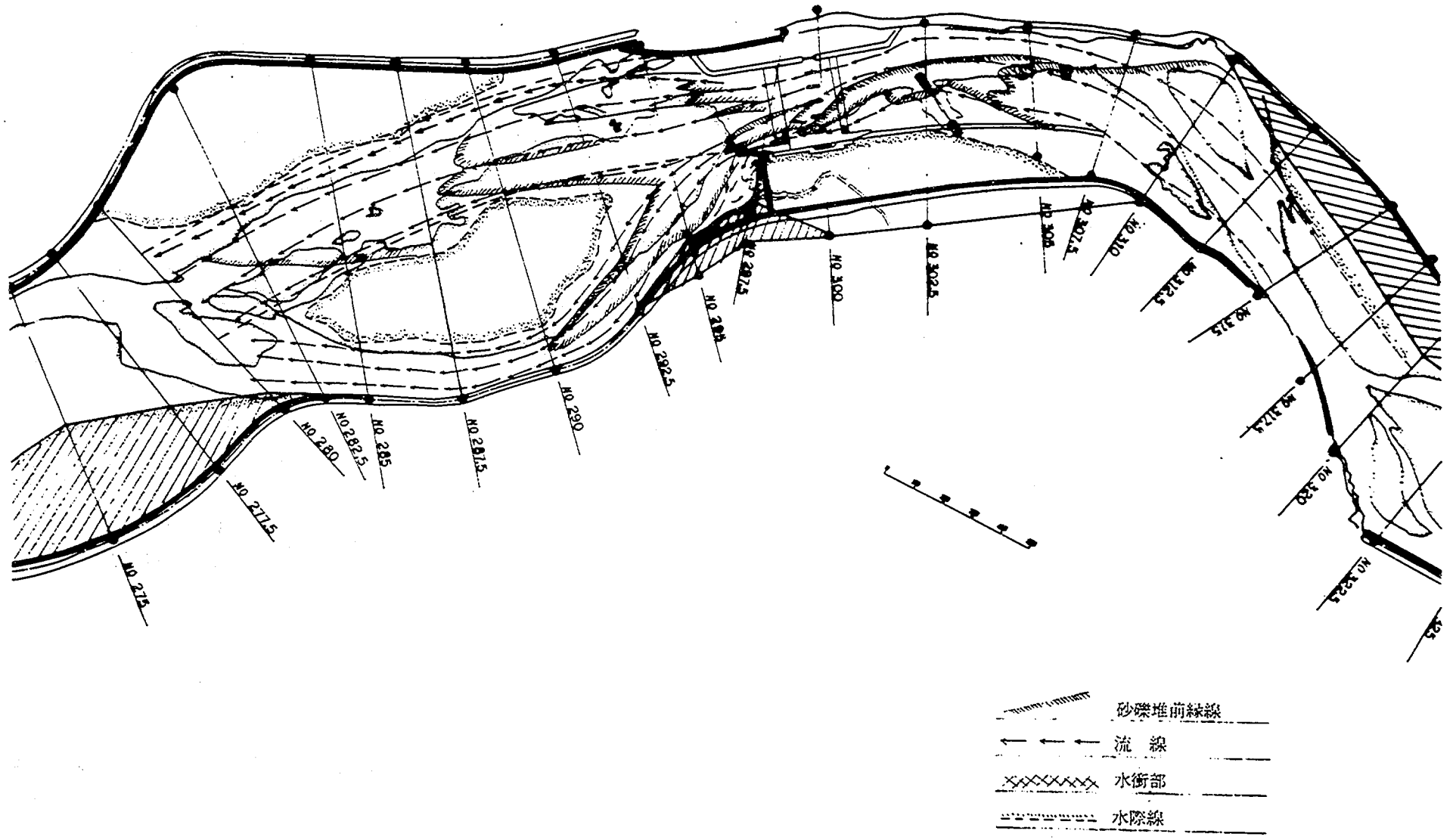
図－6.25.2　流　況　図(ケースII－3－4)



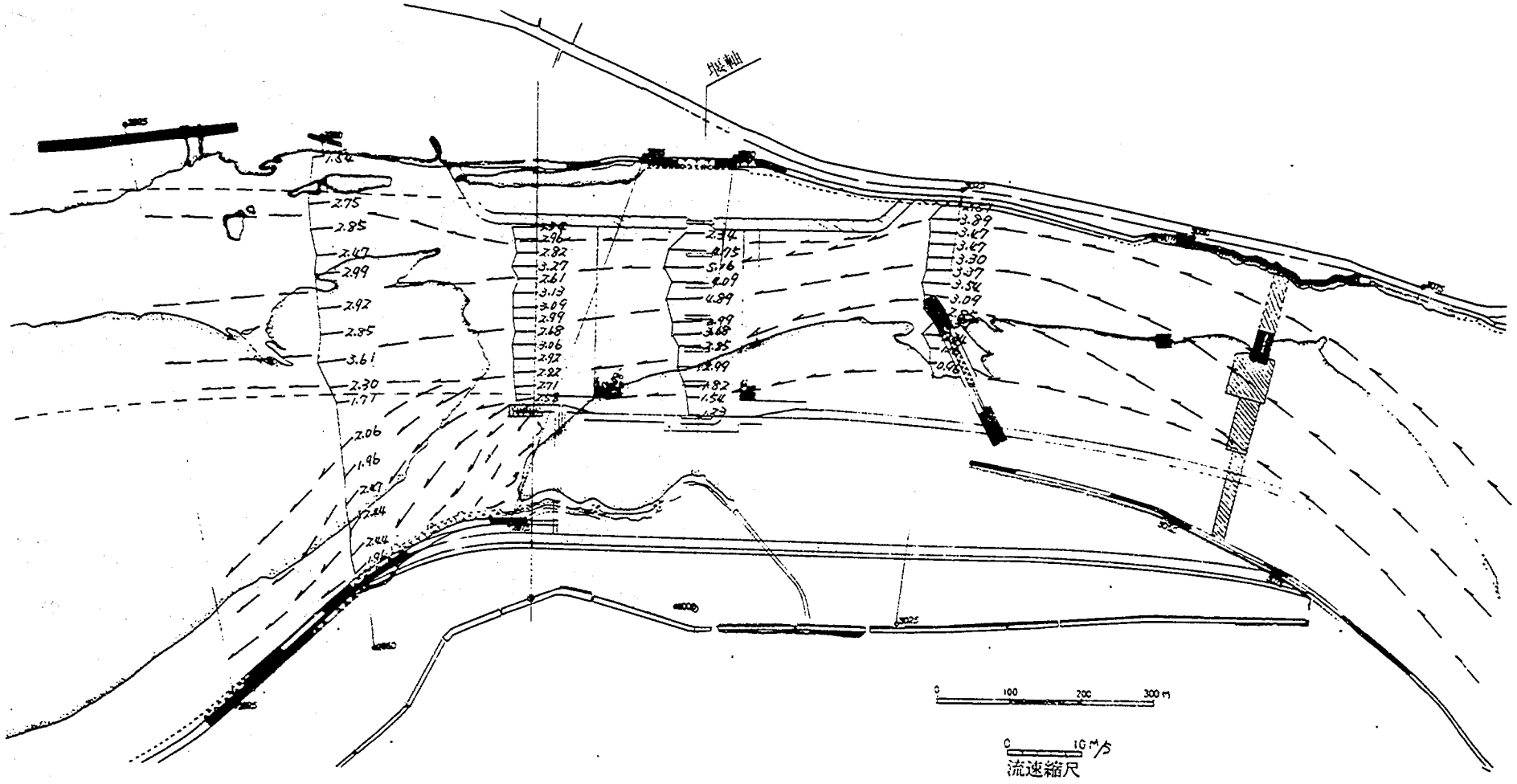
図－６.27.１　仮締切工付近等高線図(ケースⅡ－３－３)



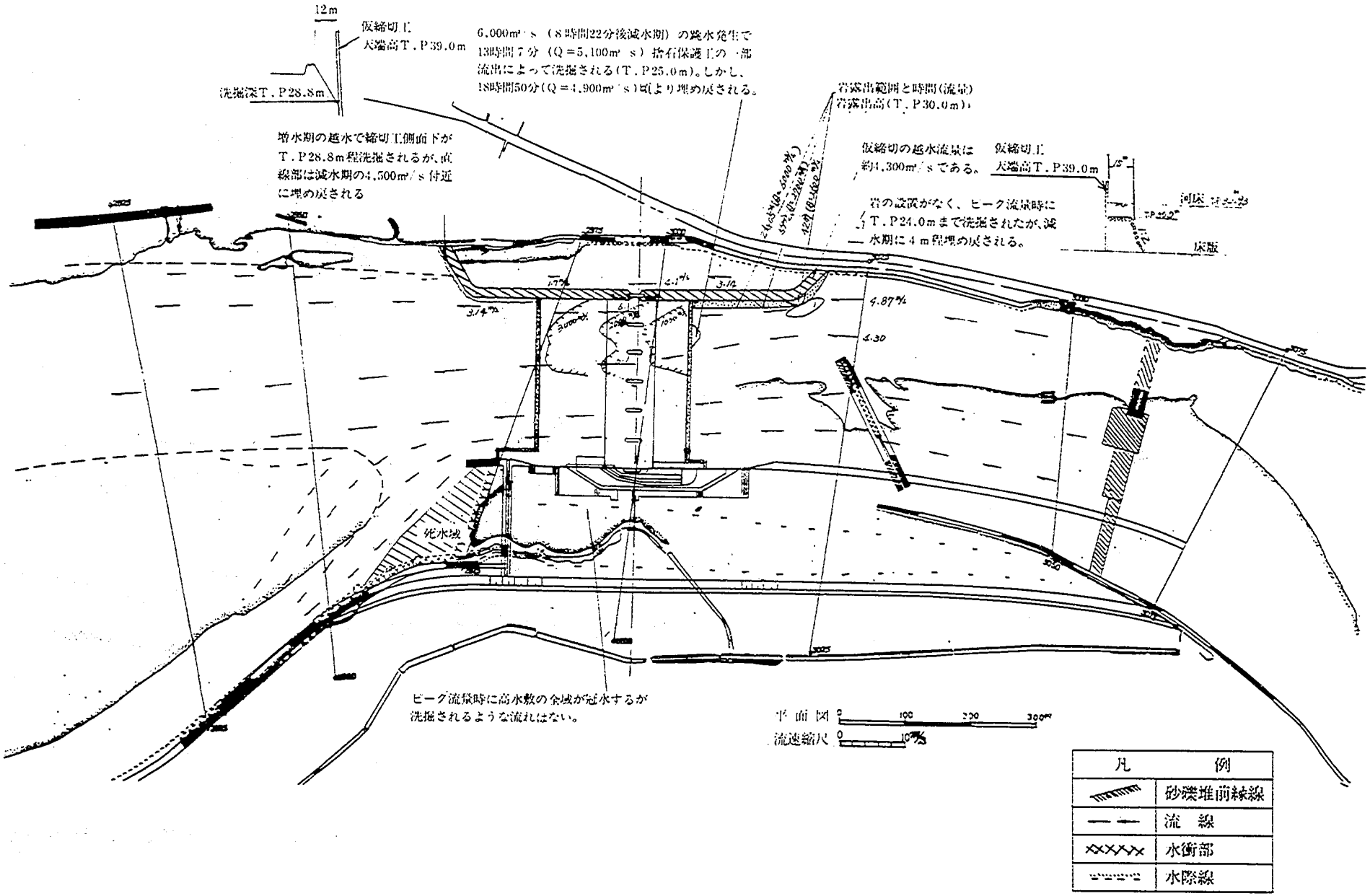
図－6.29.1　流　況　図(ケースII－4－1)



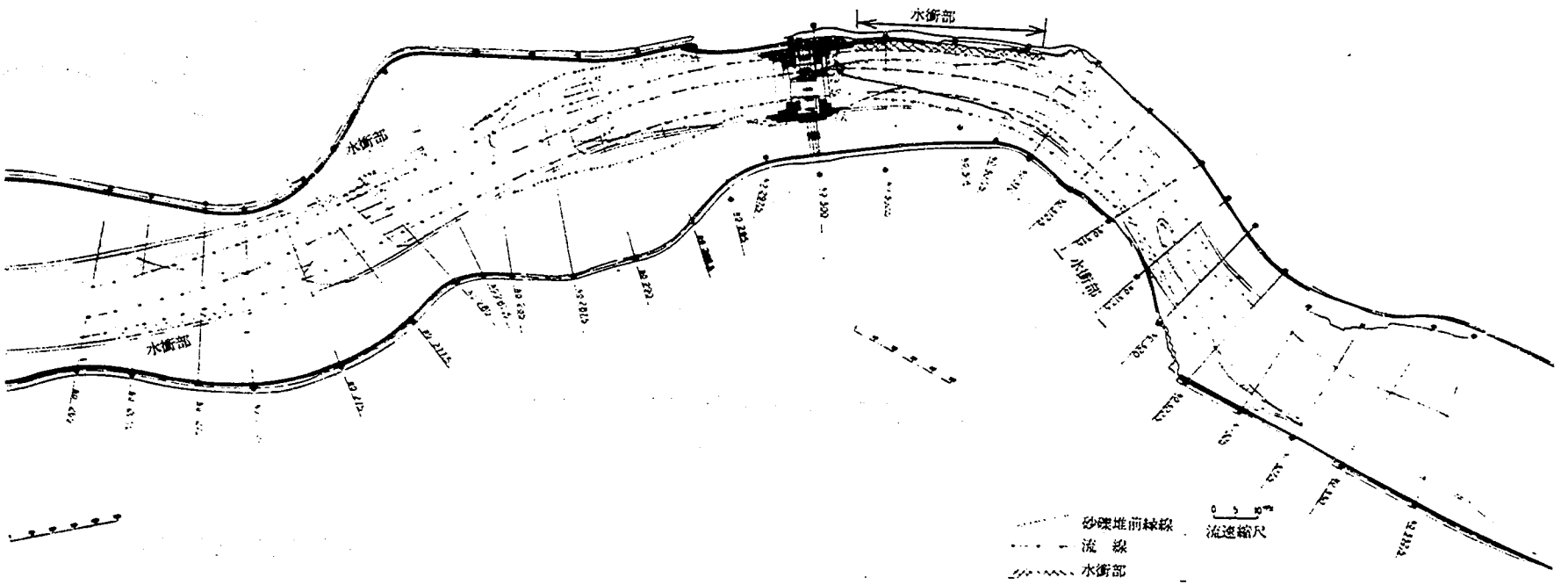
図－6.29.2　流速分布図(ケースⅡ－4－1)



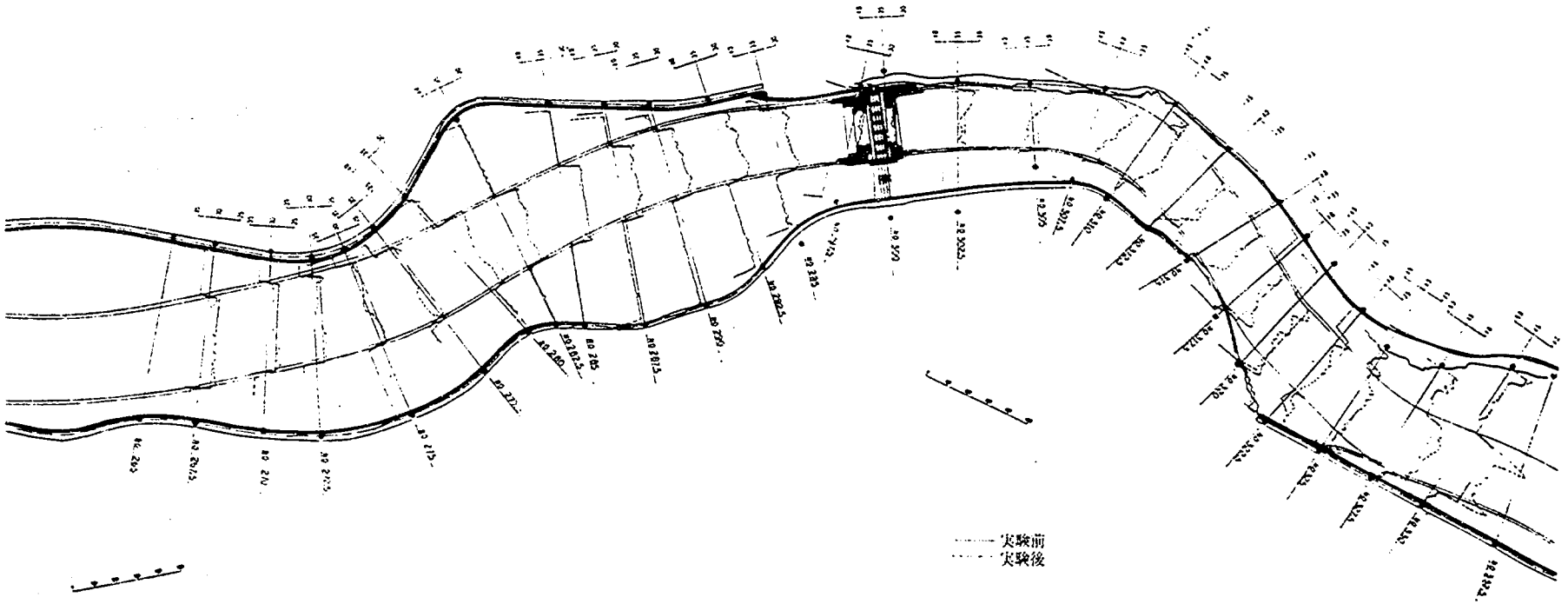
図－6.33　流　況　図(ケースII－4－2)



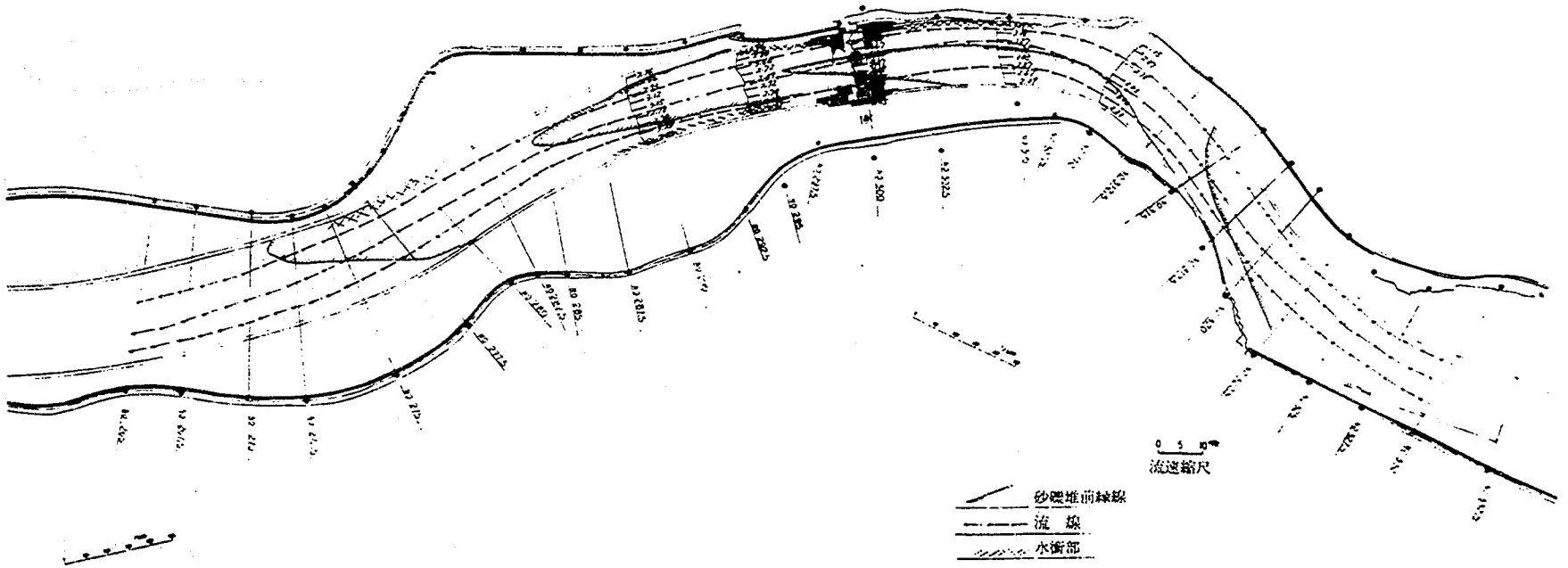
図－７．２．２　流況図(ケースⅢ－１－１、Q＝11,000㎥/ｓ)



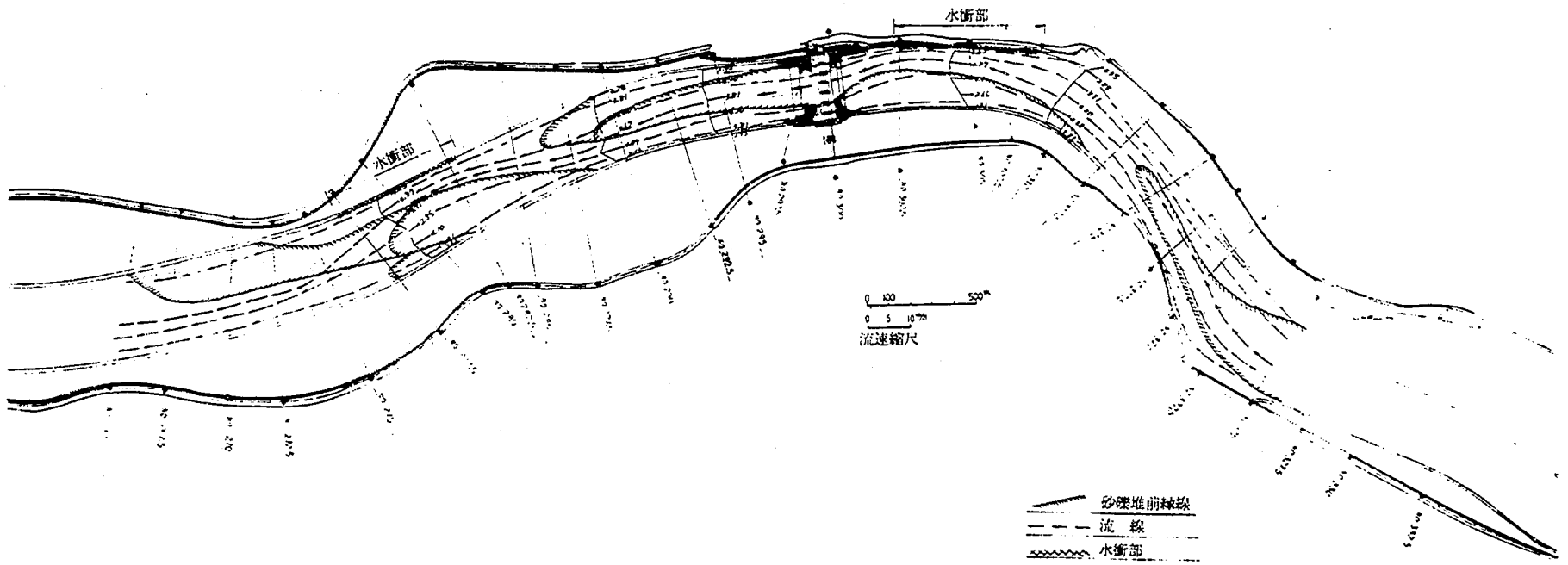
図－７．２．３　河床変動平面図(ケースⅢ－１－１、Q＝11,000㎥/ｓ)



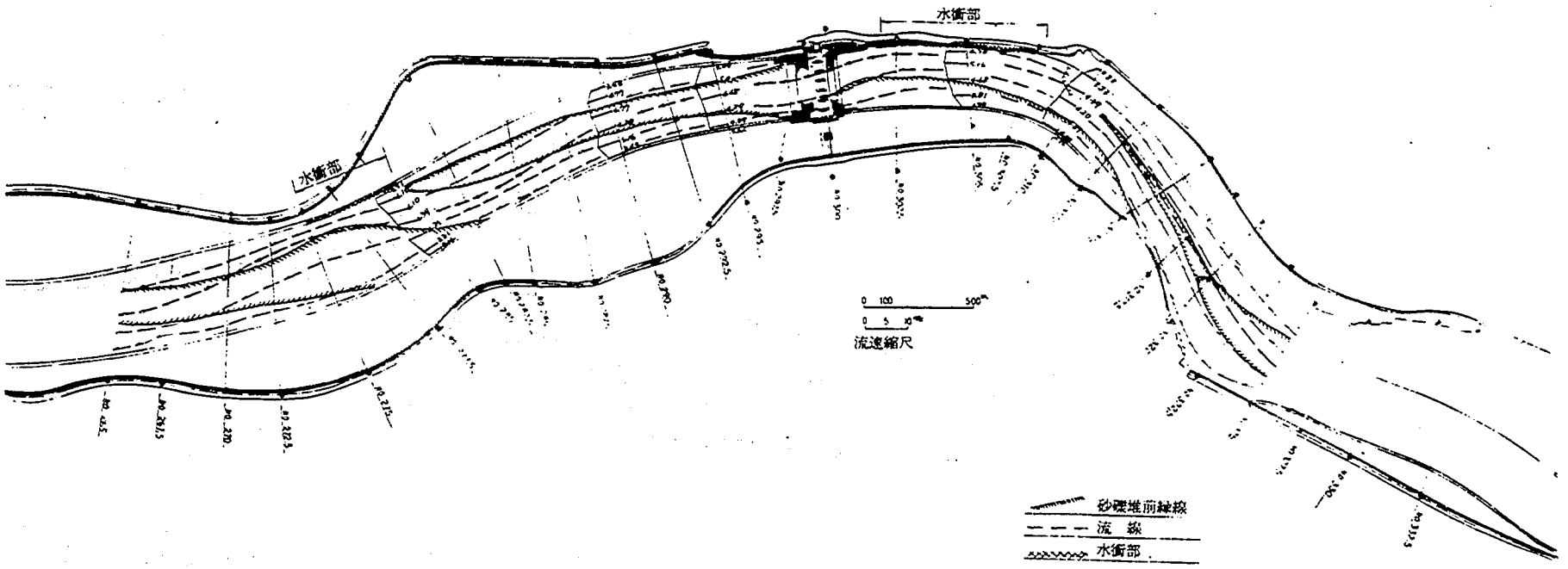
図－７．２．５　流況図(ケースⅢ－１－２、Ｑ＝2,000㎥/ｓ)



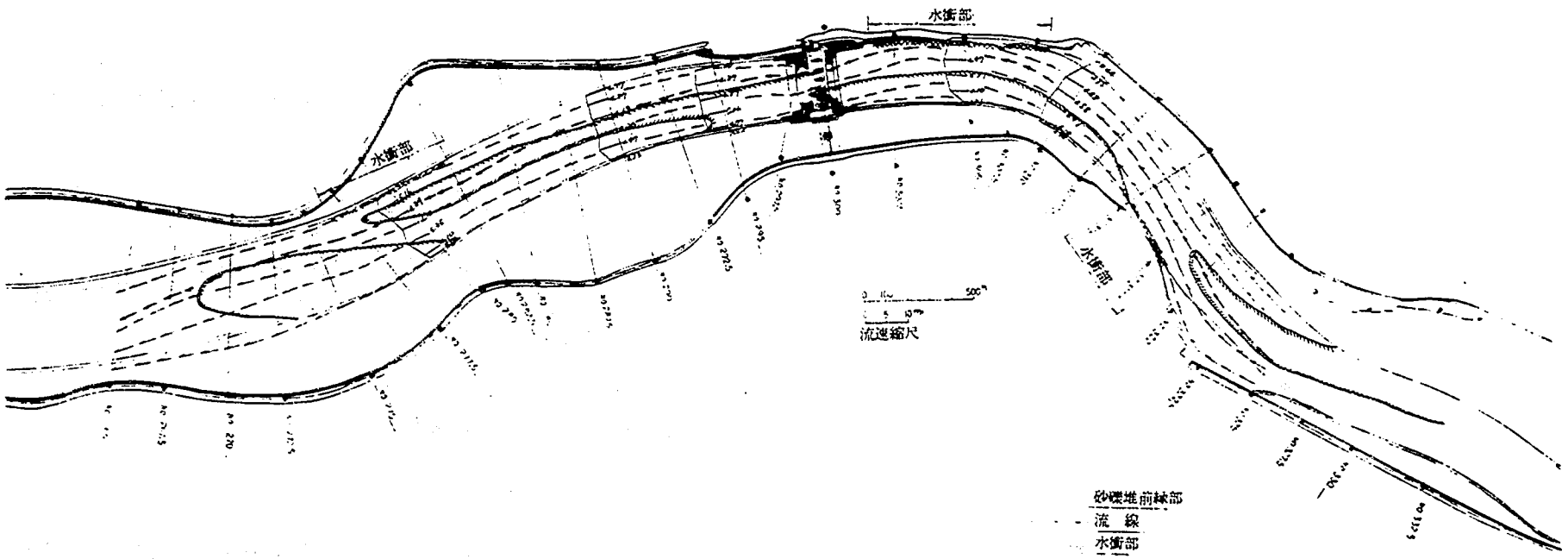
図－7．2．6　流況図(ケースⅢ－1－3、Q＝4,000m³/s)



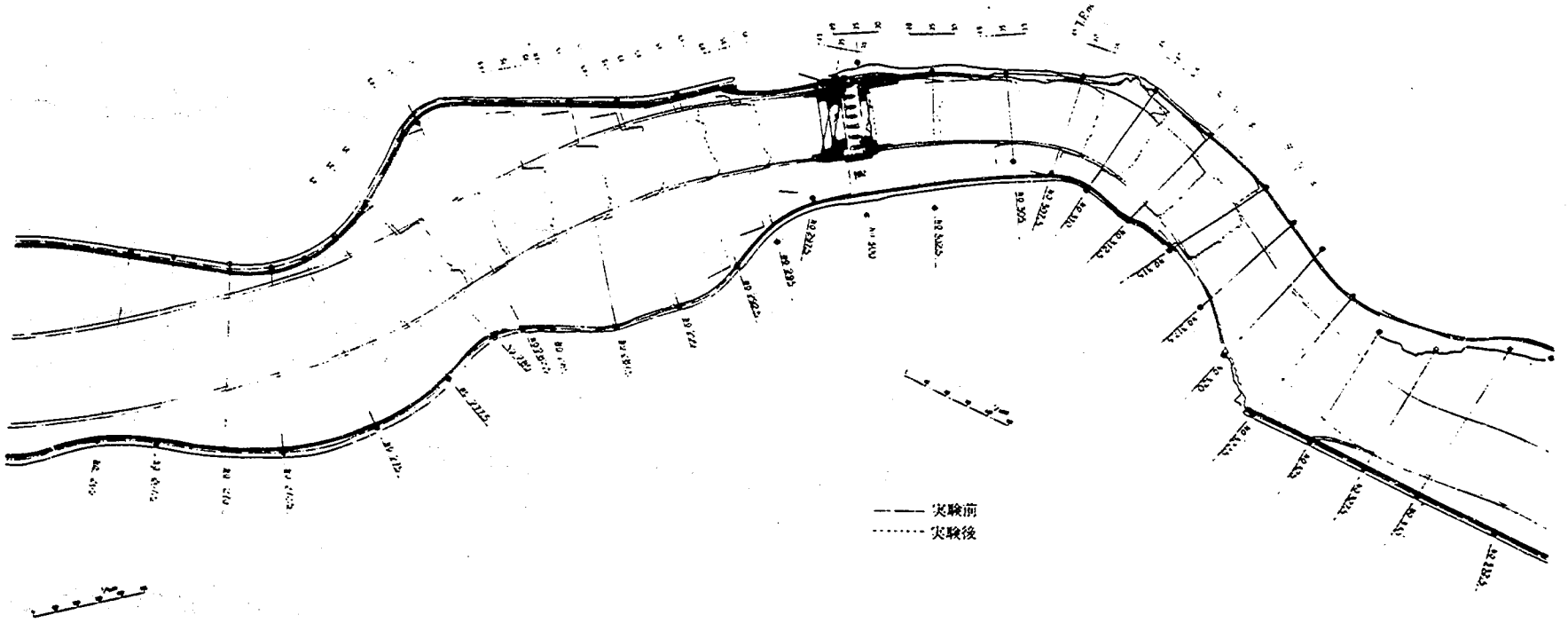
図－７．２．７　流況図(ケースⅢ－１－４、Ｑ＝6,000㎥/ｓ)



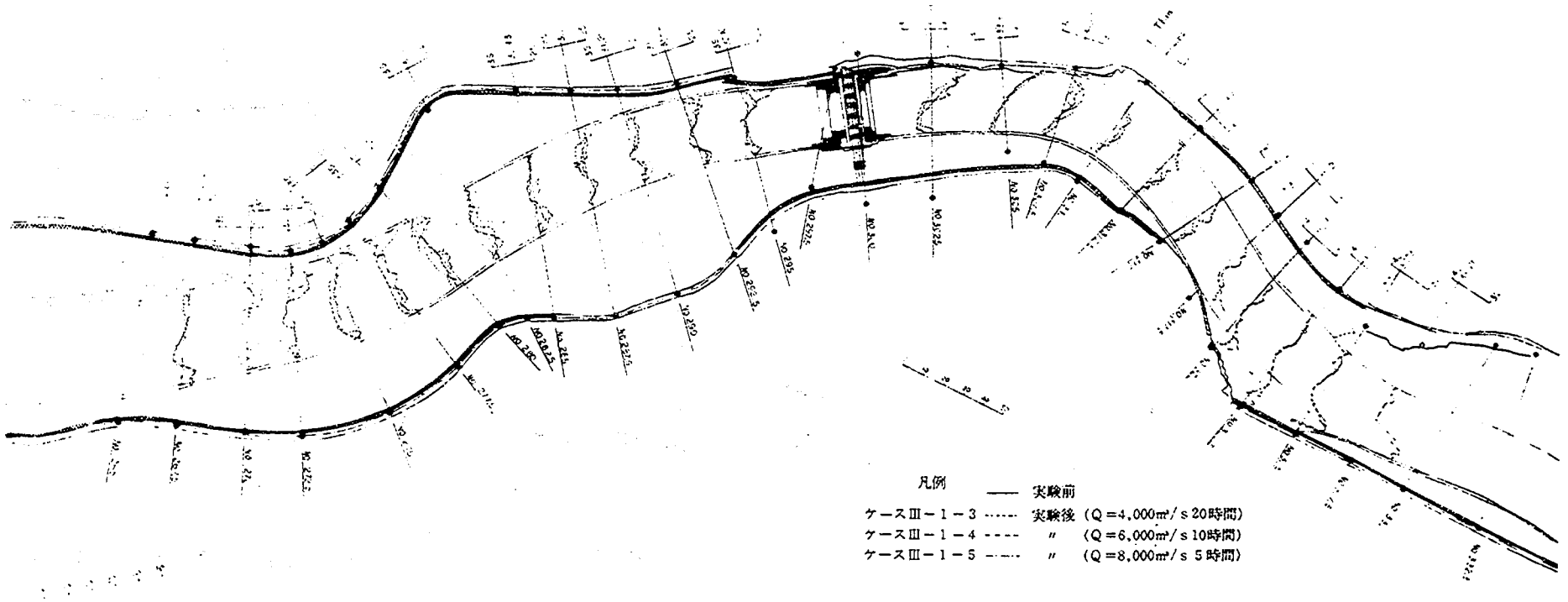
図－７．２．８　流況図(ケースⅢ－１－５、Q＝8,000㎥/ｓ)



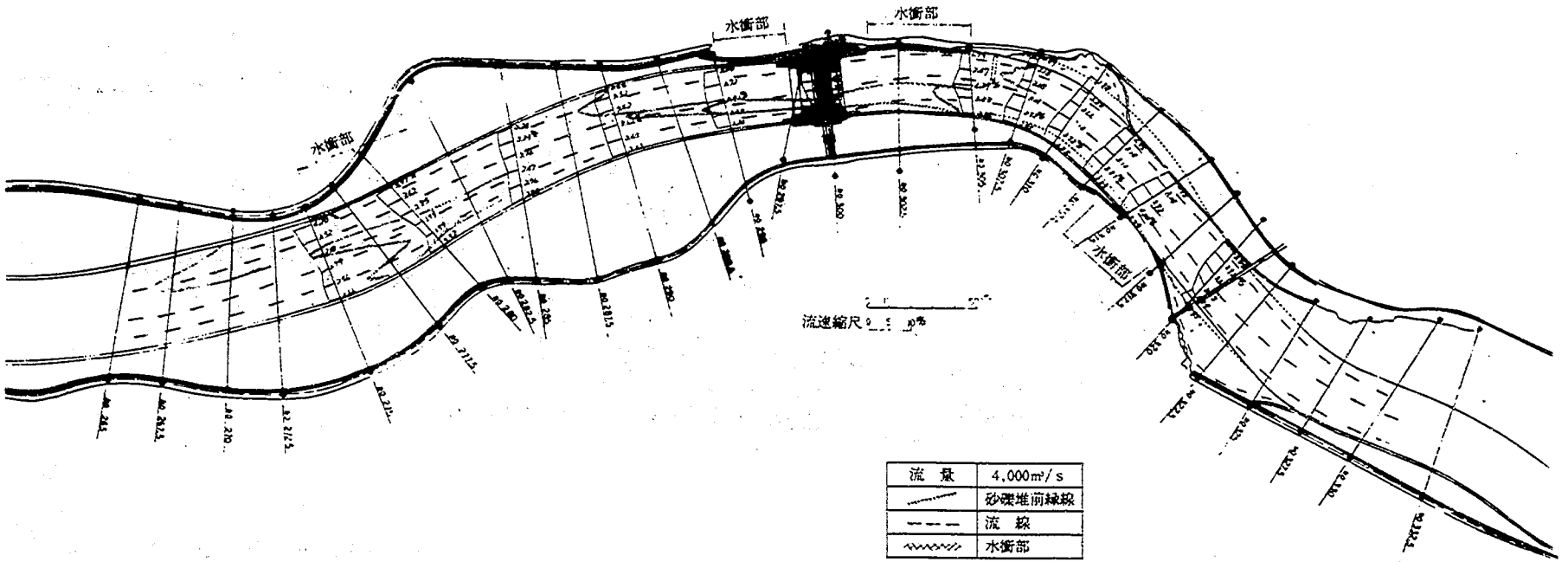
図－７．２．９　河床変動平面図(ケースⅢ－１－２、Q＝2,000㎥/ｓ)



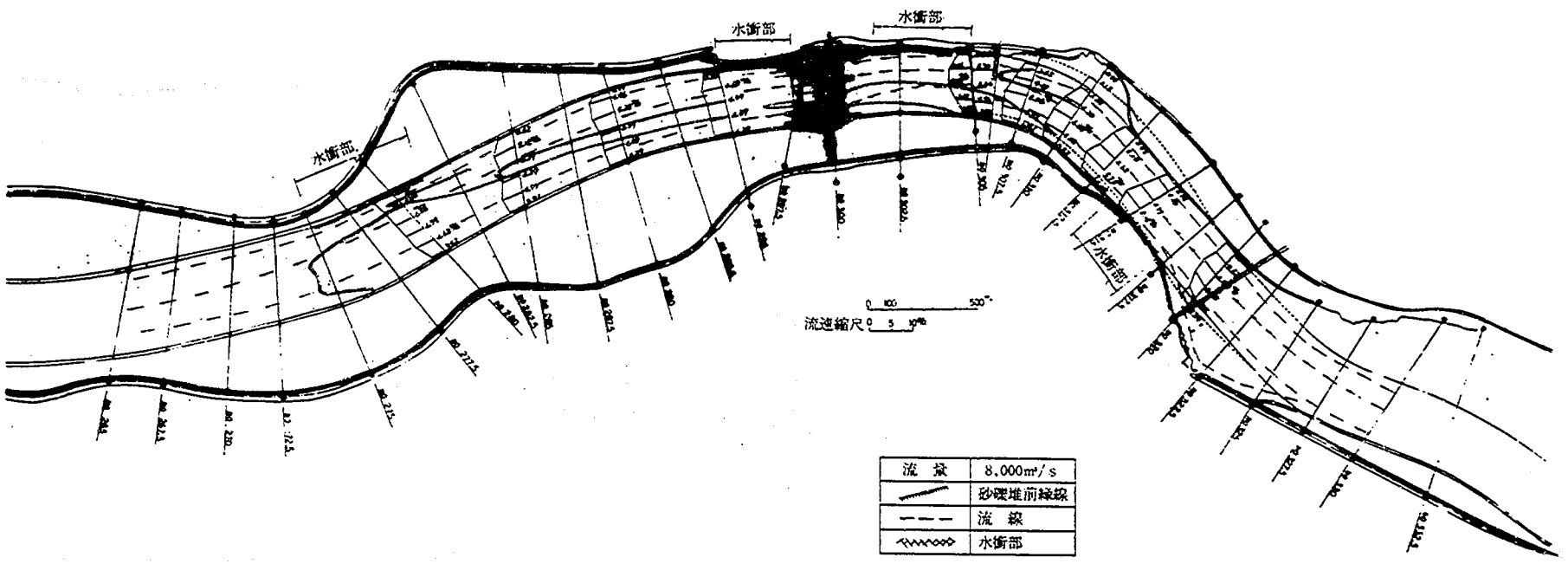
図－7．2．10　河床変動平面図



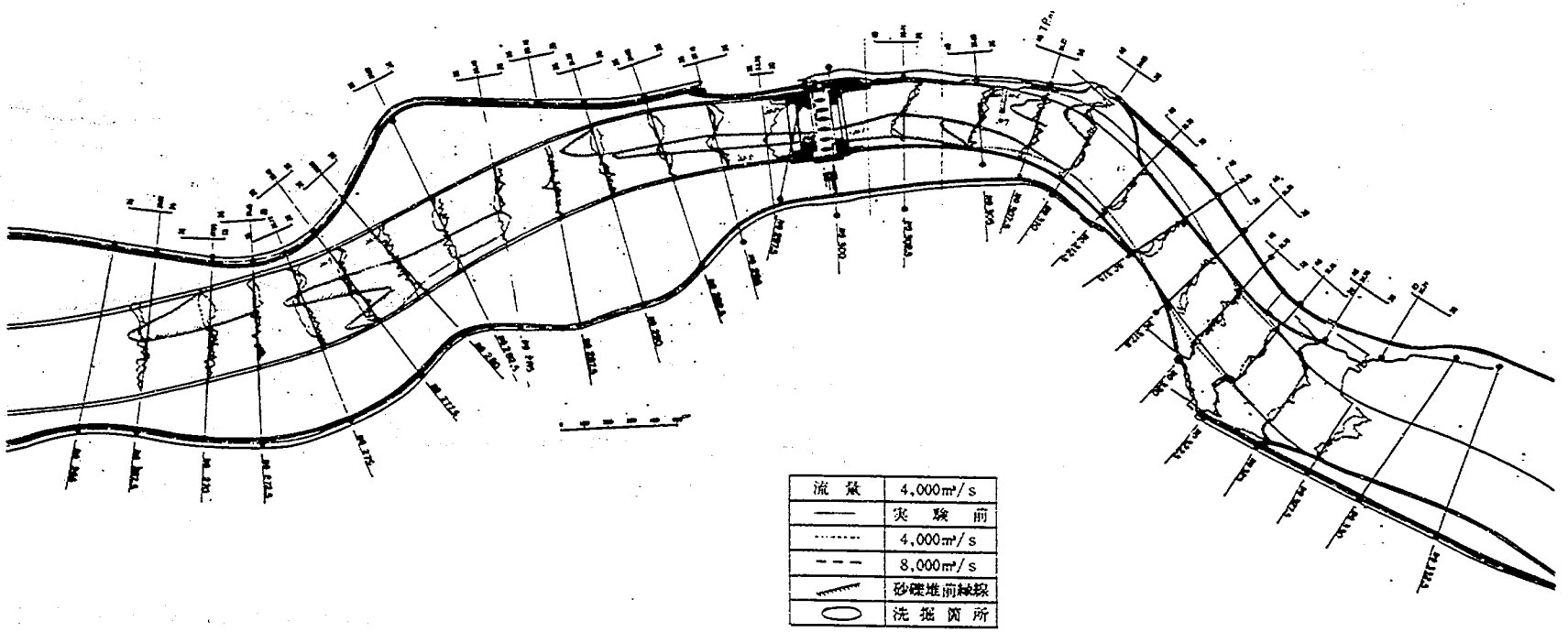
図－7.3.2　流　況　図(ケースⅢ－2－1)



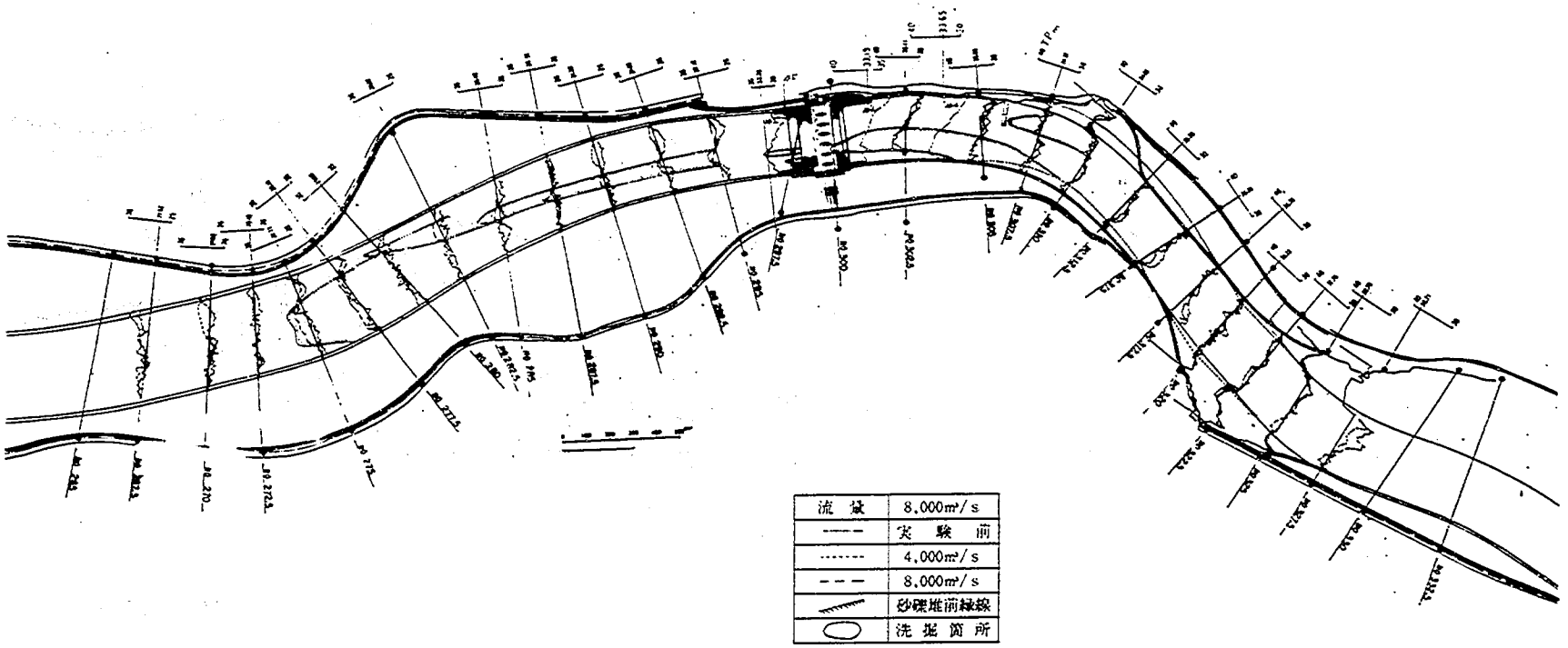
図—7.3.3　流　況　図(ケースⅢ－2－2)



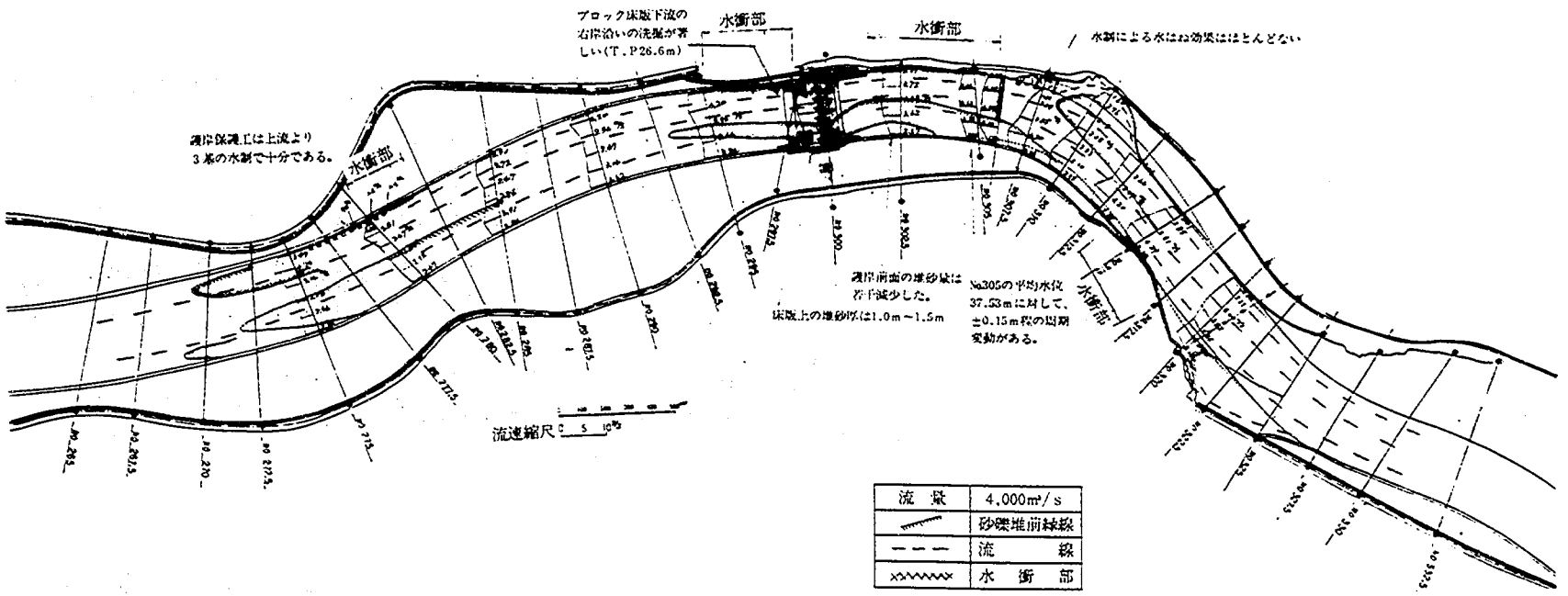
図－７．３．４　河床変動平面図(ケースⅢ－２－１)



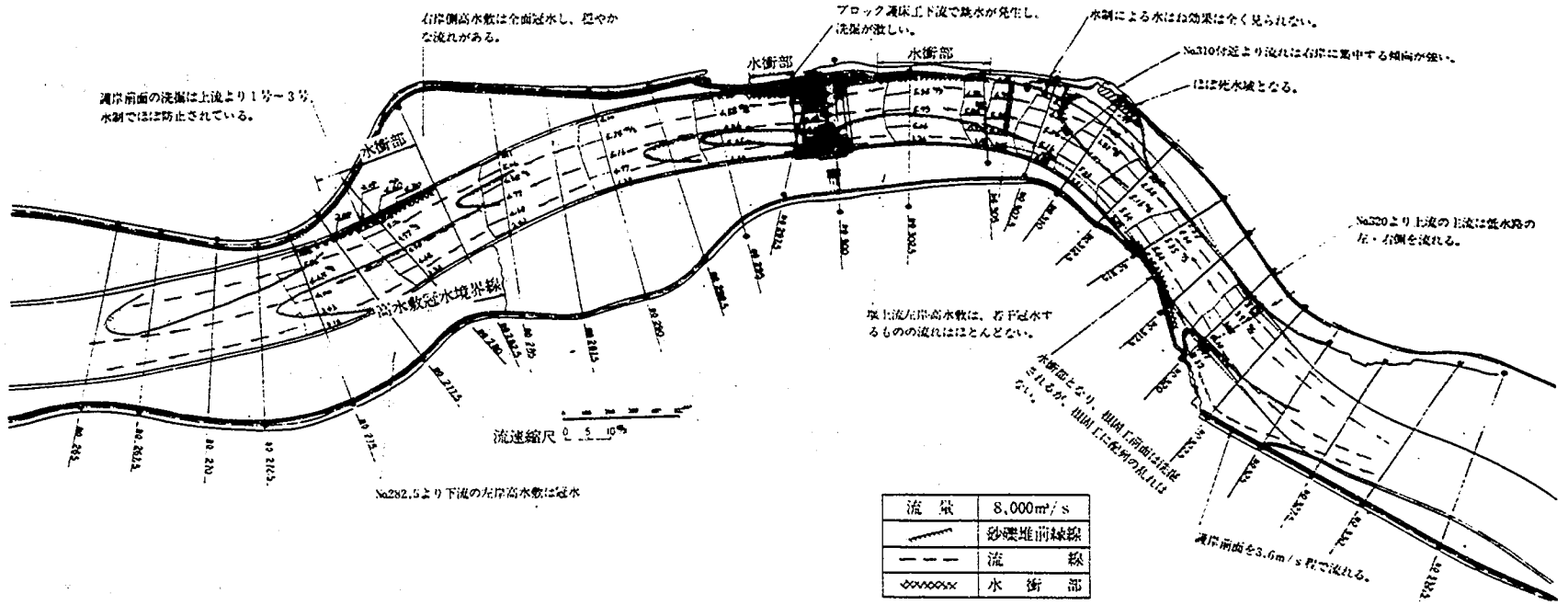
図－７．３．５　河床変動平面図(ケースⅢ－２－２)



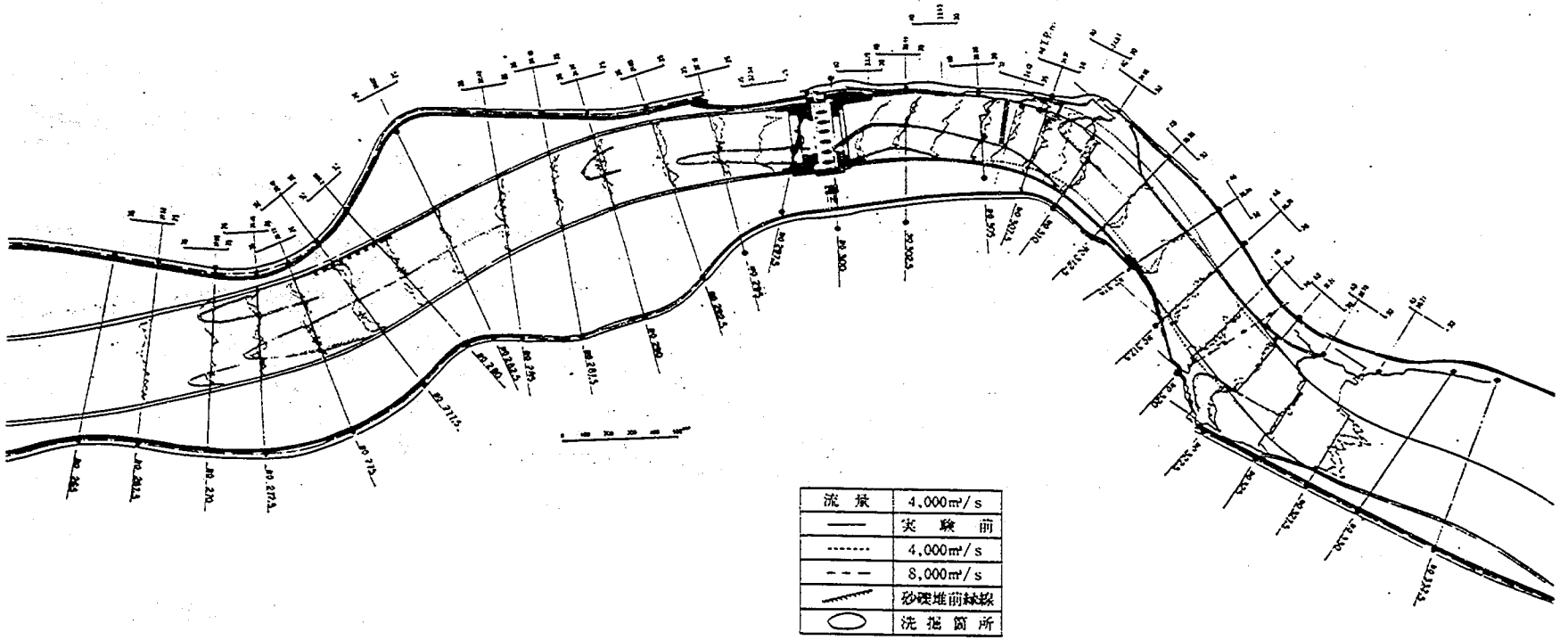
図－7.4.5　流　況　図(ケースⅢ－3－1)



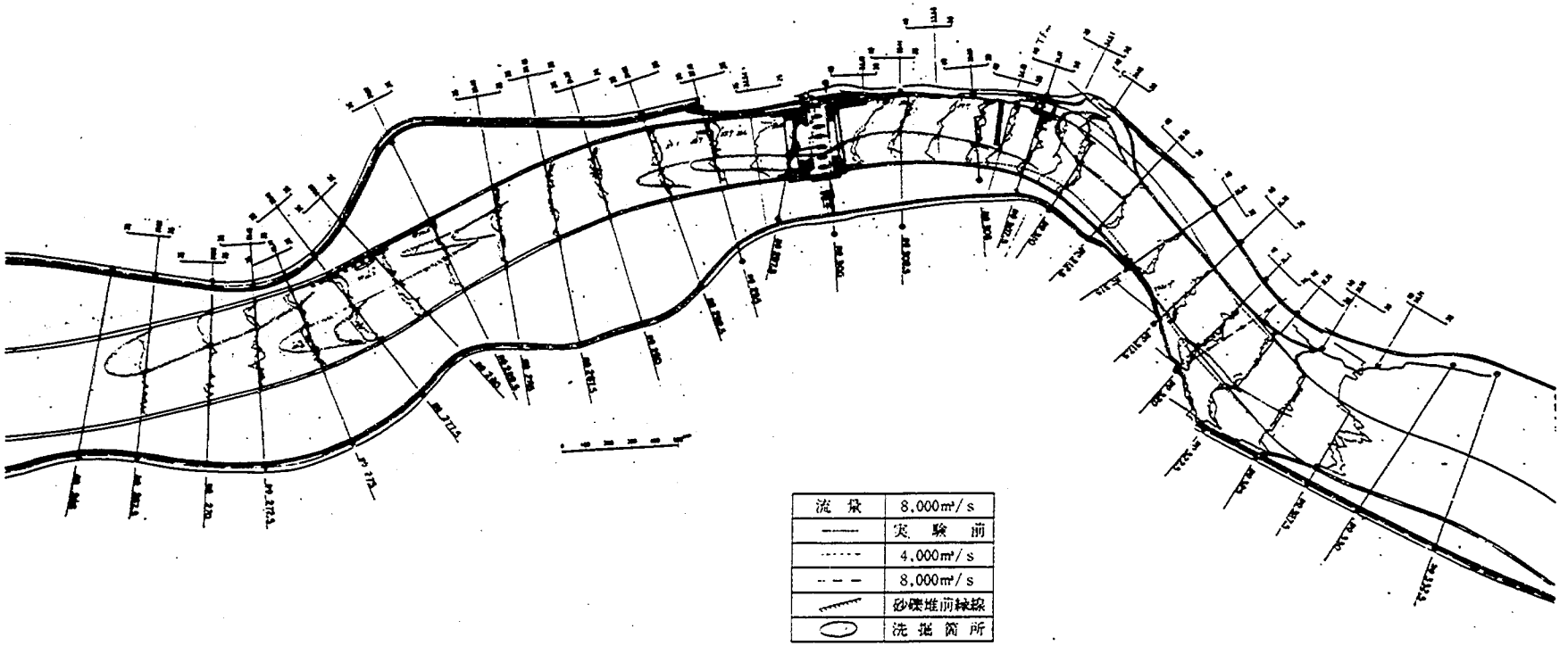
図－7.4.6　流　況　図(ケースⅢ－3－2)



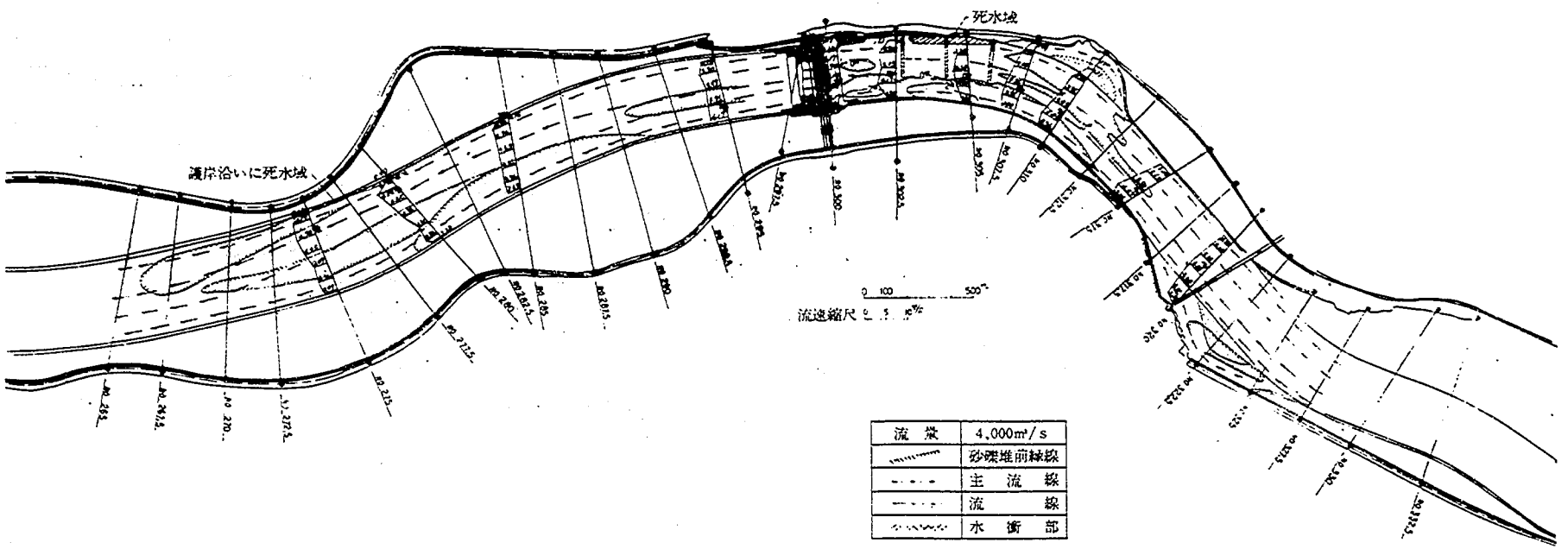
図－７．４．７　河床変動平面図(ケースⅢ－３－１)



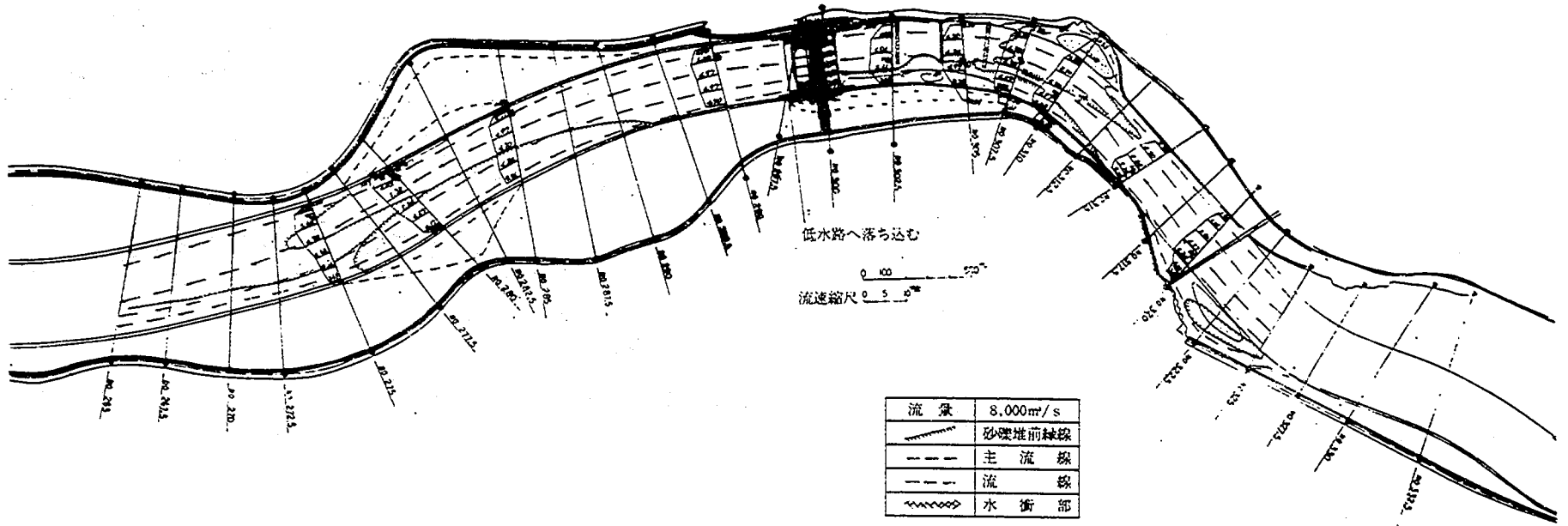
図－７．４．８　河床変動平面図(ケースⅢ－３－２)



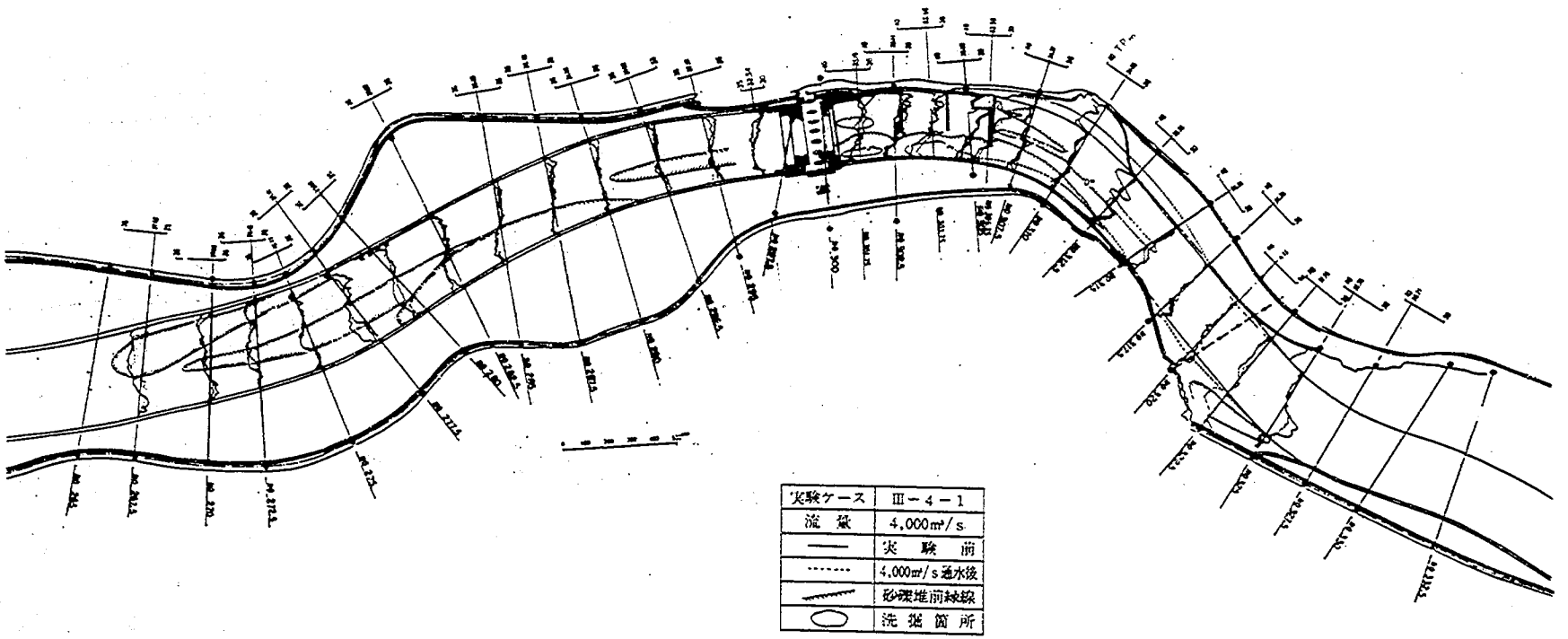
図－7．6．4　流　況　図(ケースⅢ－4－1)



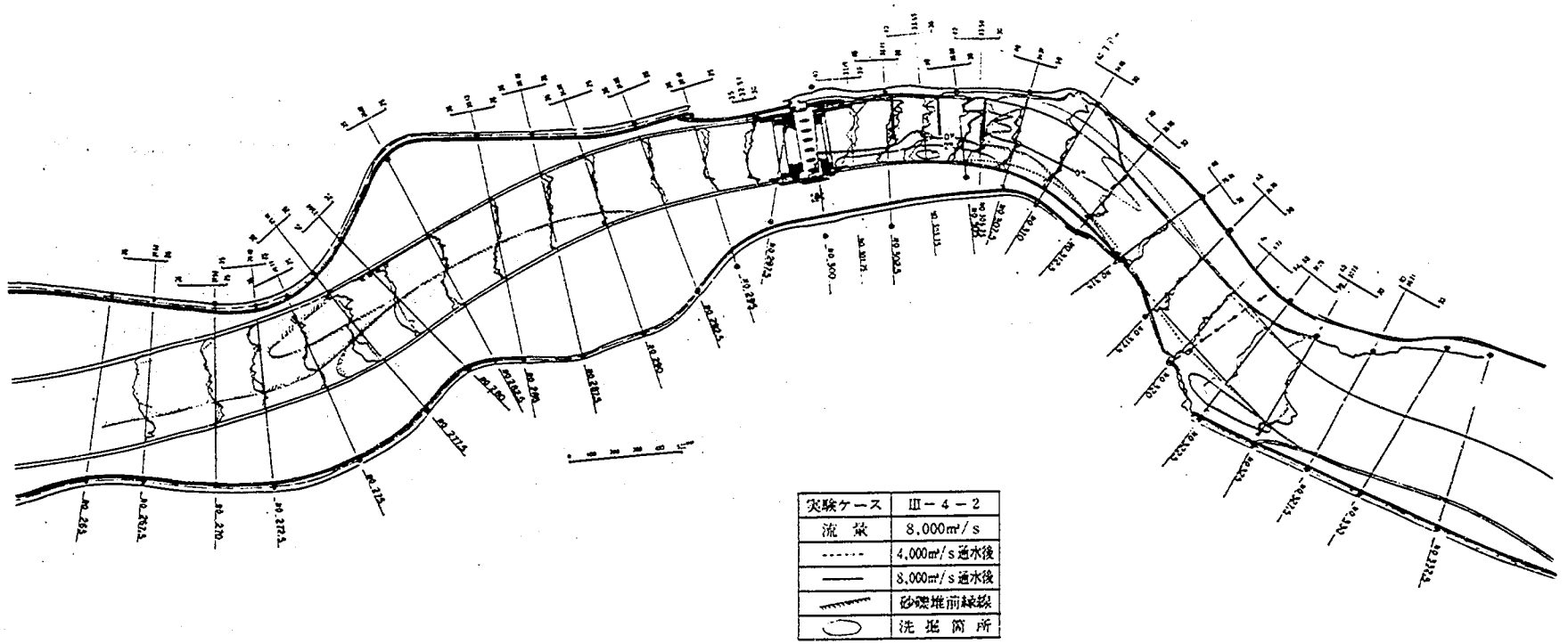
図－7.6.5　流　況　図(ケースⅢ－4－2)



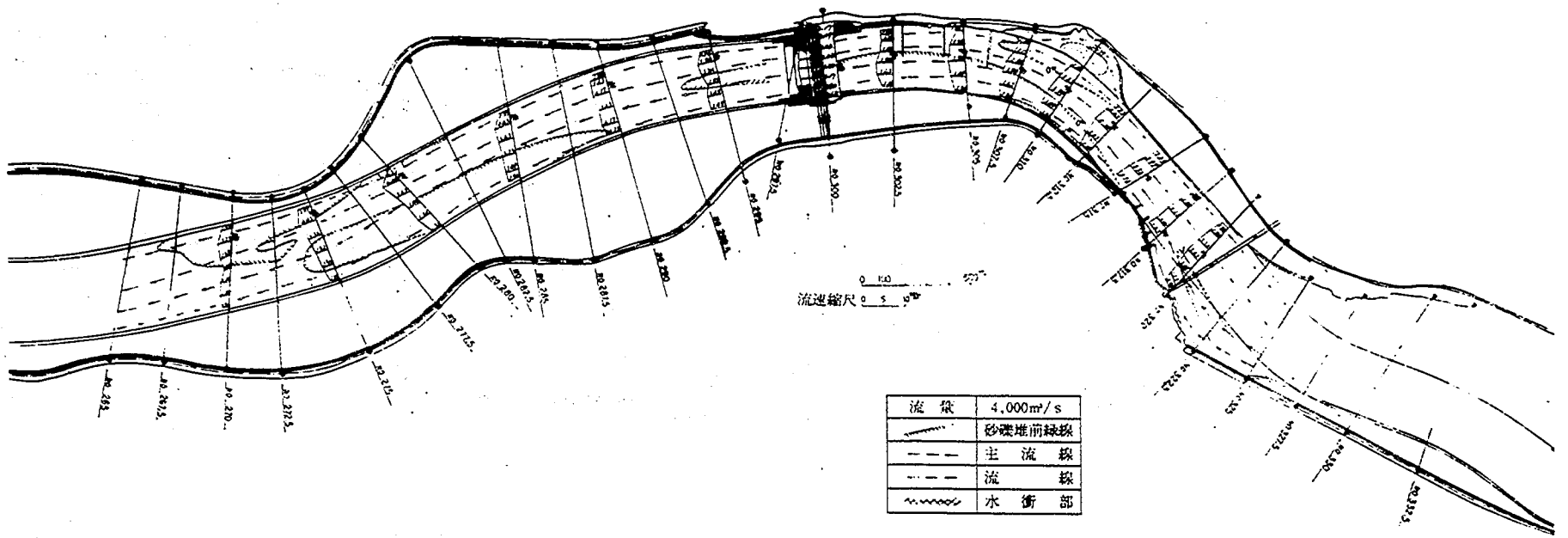
図－７．６．６　河床変動平面図



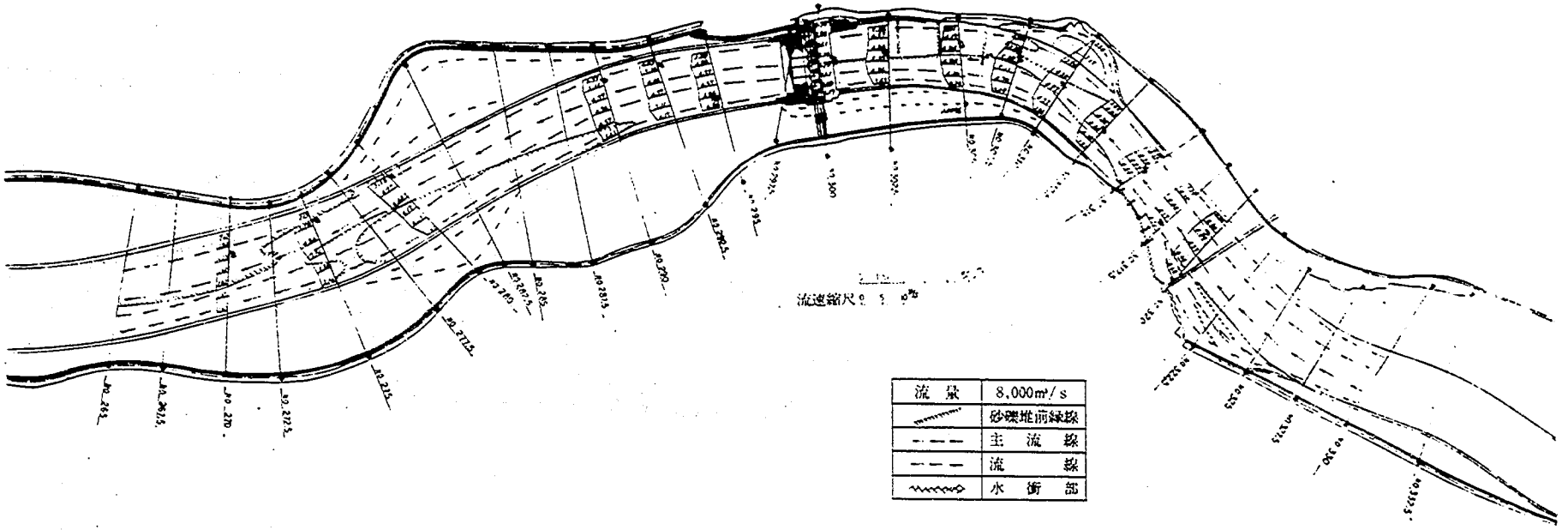
図－7．6．7　河床変動平面図



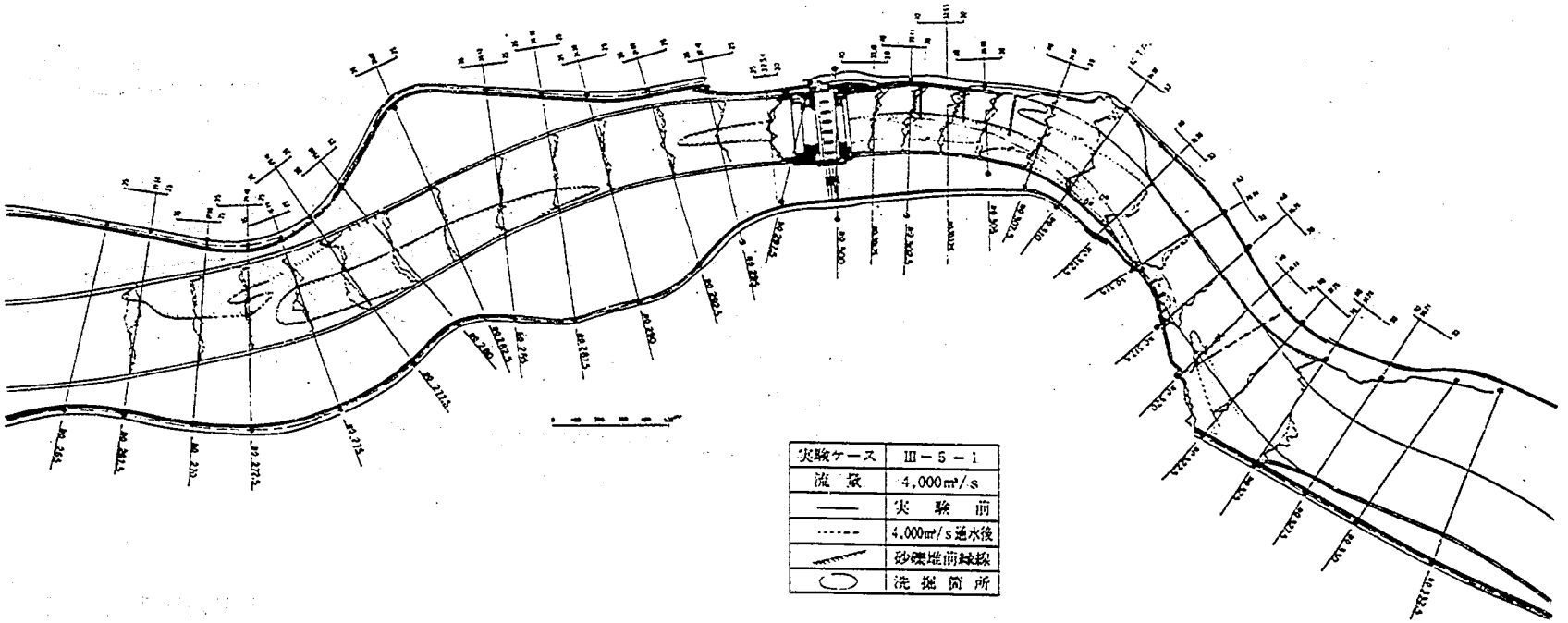
図－7．8．3　流　況　図(ケースⅢ－5－1)



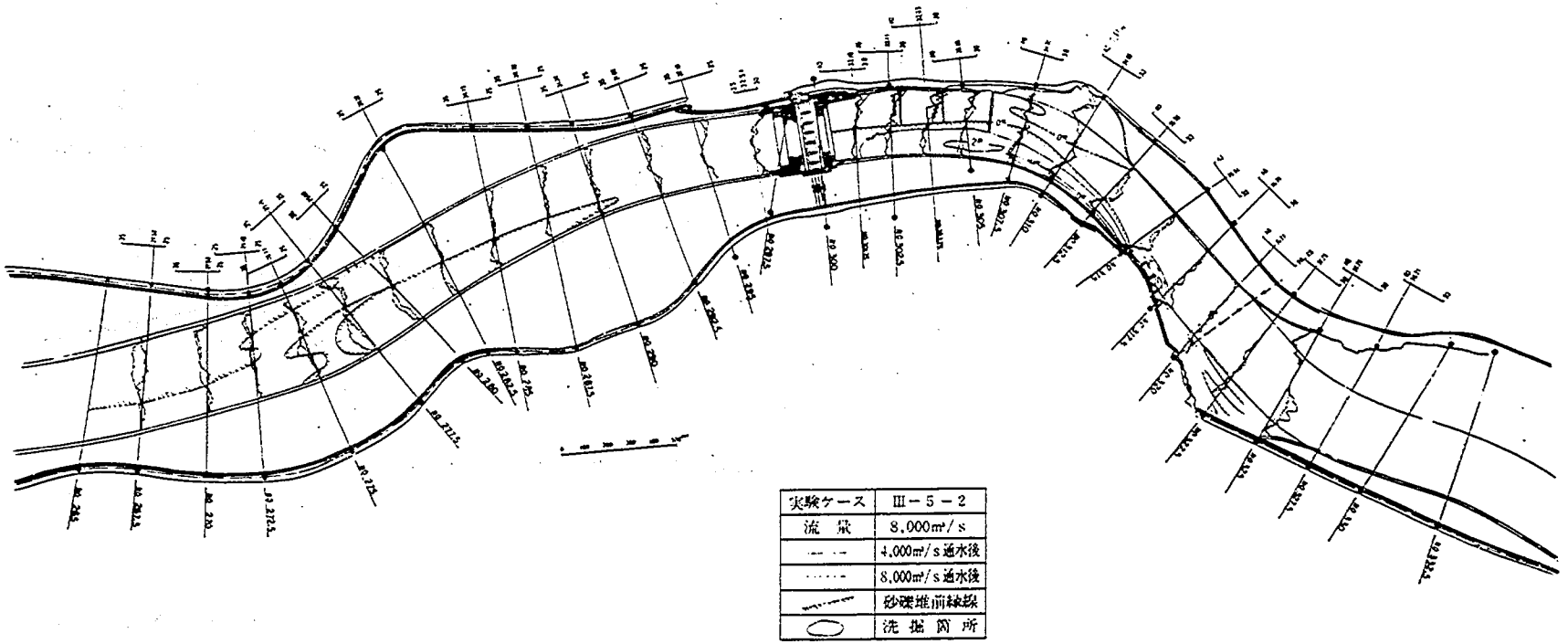
図－7．8．4　流　況　図(ケースⅢ－5－2)



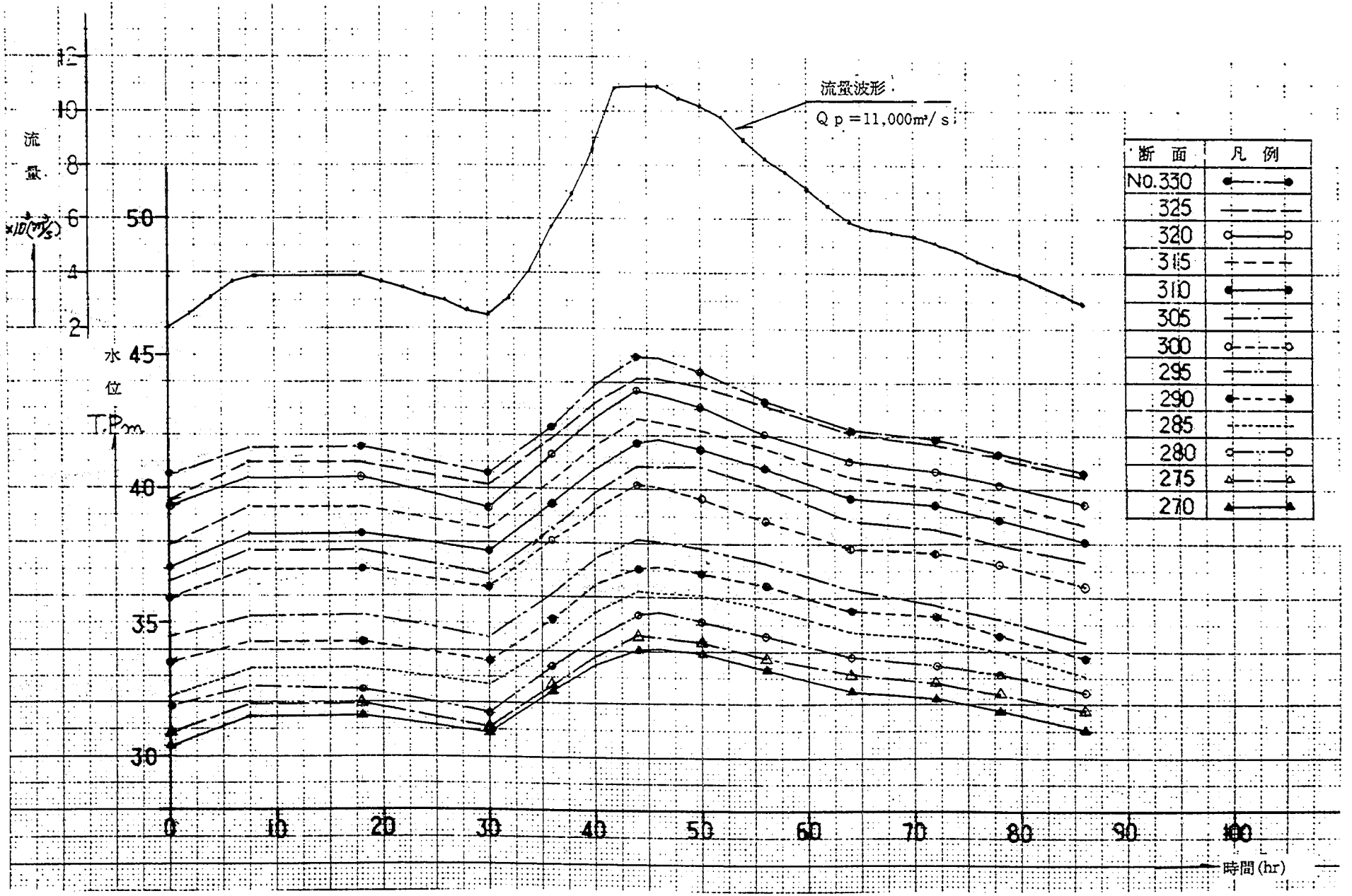
図－7．8．5　河床変動平面図



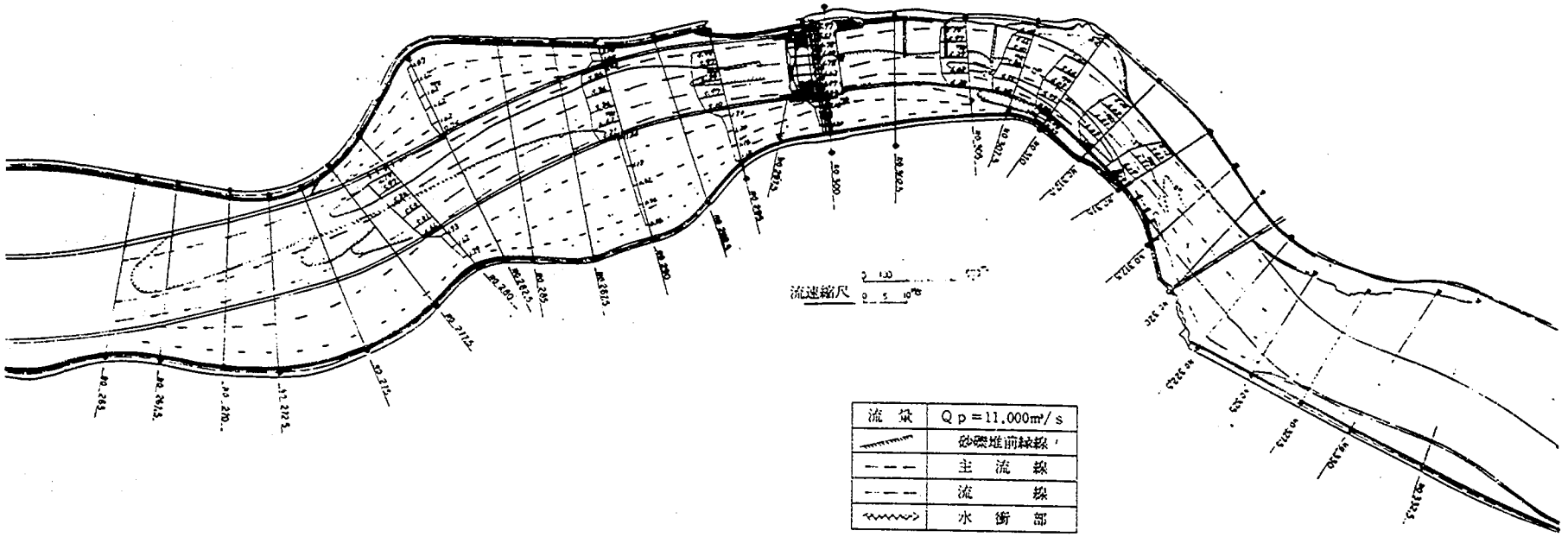
図—7.8.6　河床変動平面図



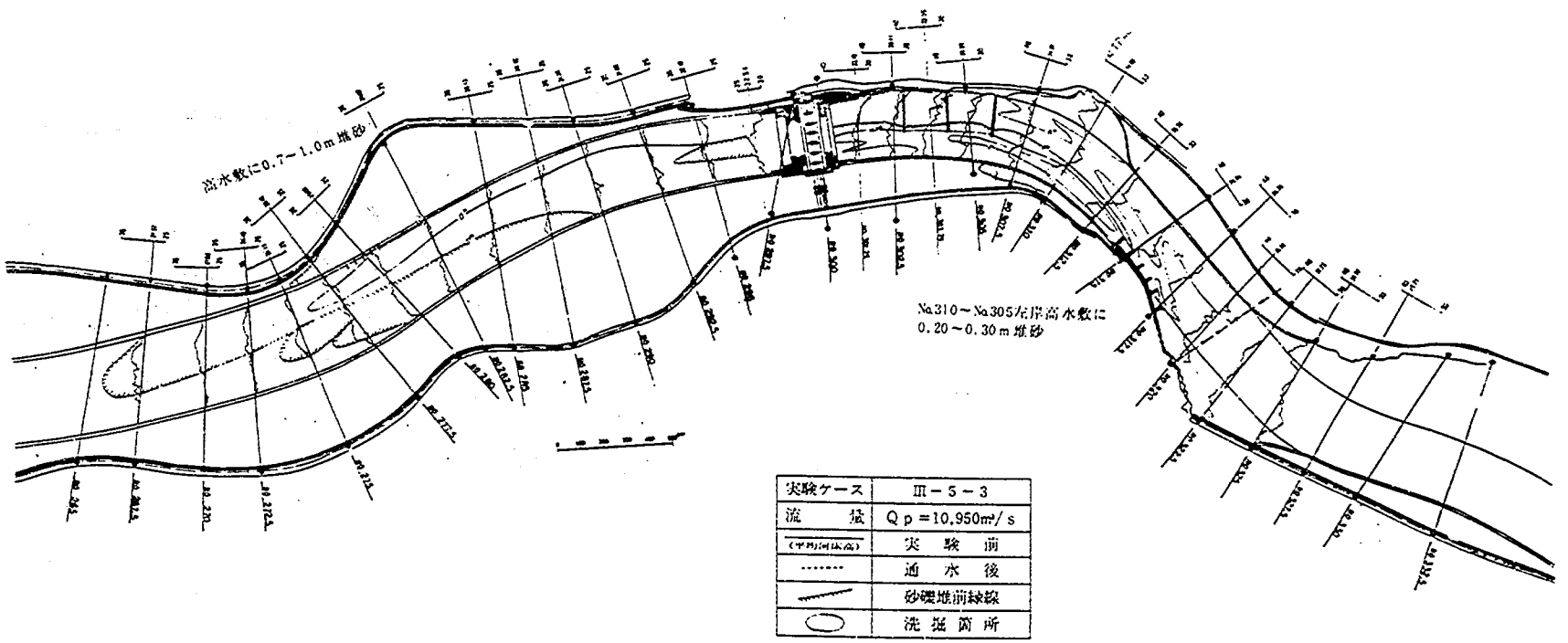
図－７．８．11　水位時間変化図(ケースⅢ－５－３)



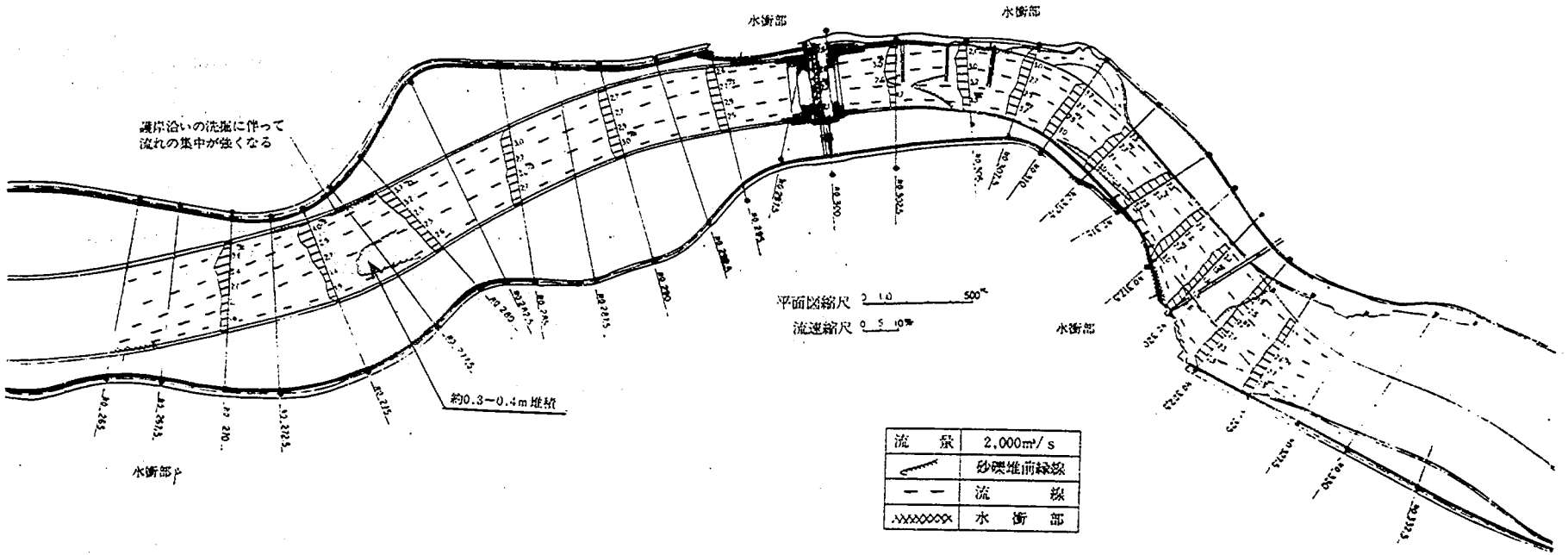
図－7．8．13　流　況　図(ケースⅢ－5－3)



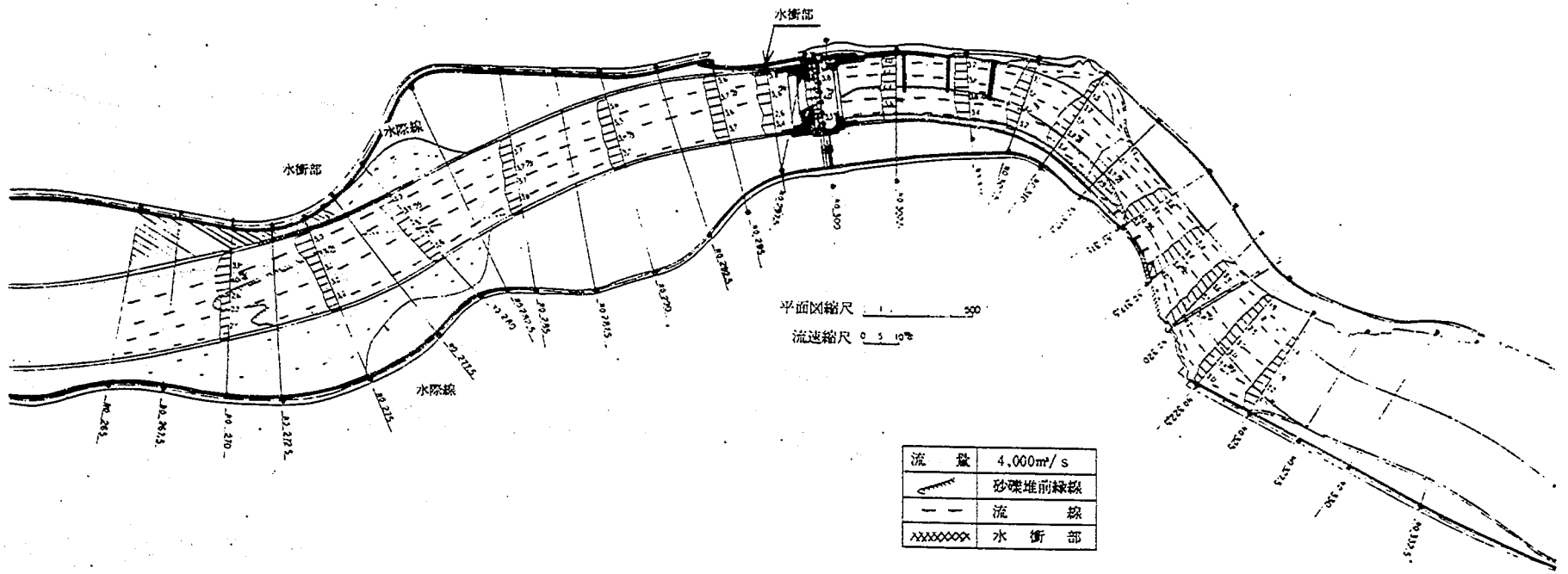
図—7.8.14　河床変動平面図



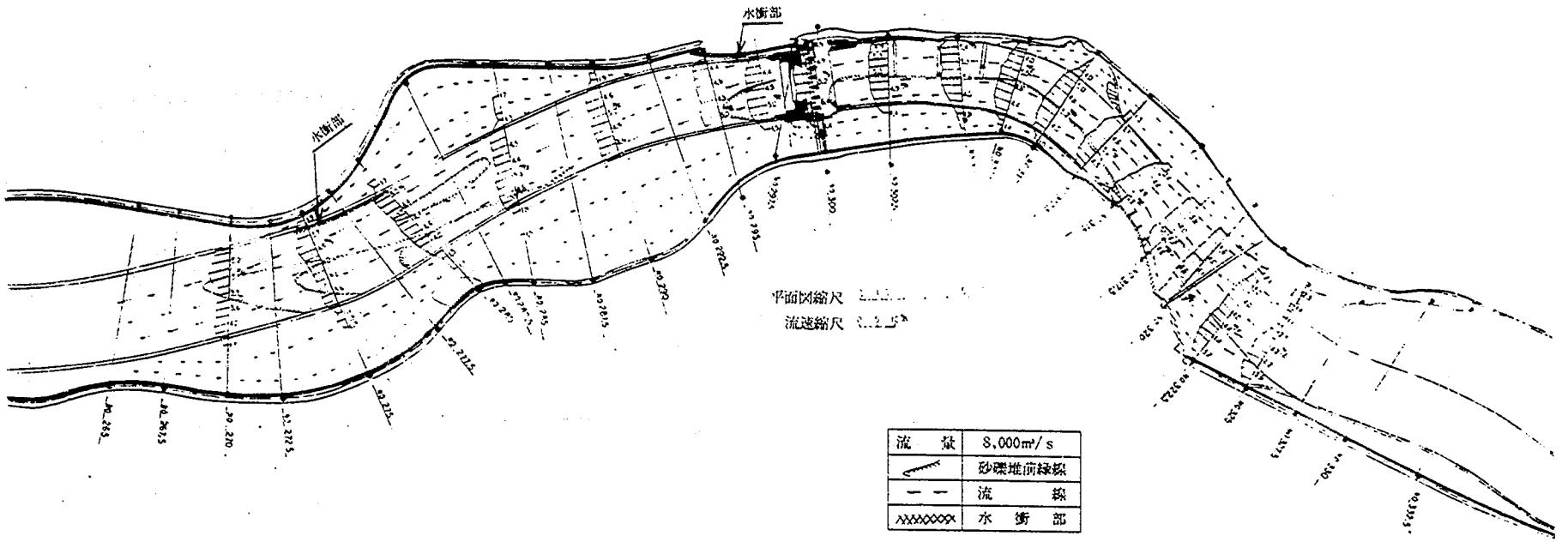
図－7.10.5　流　況　図(ケースⅢ－8－1)



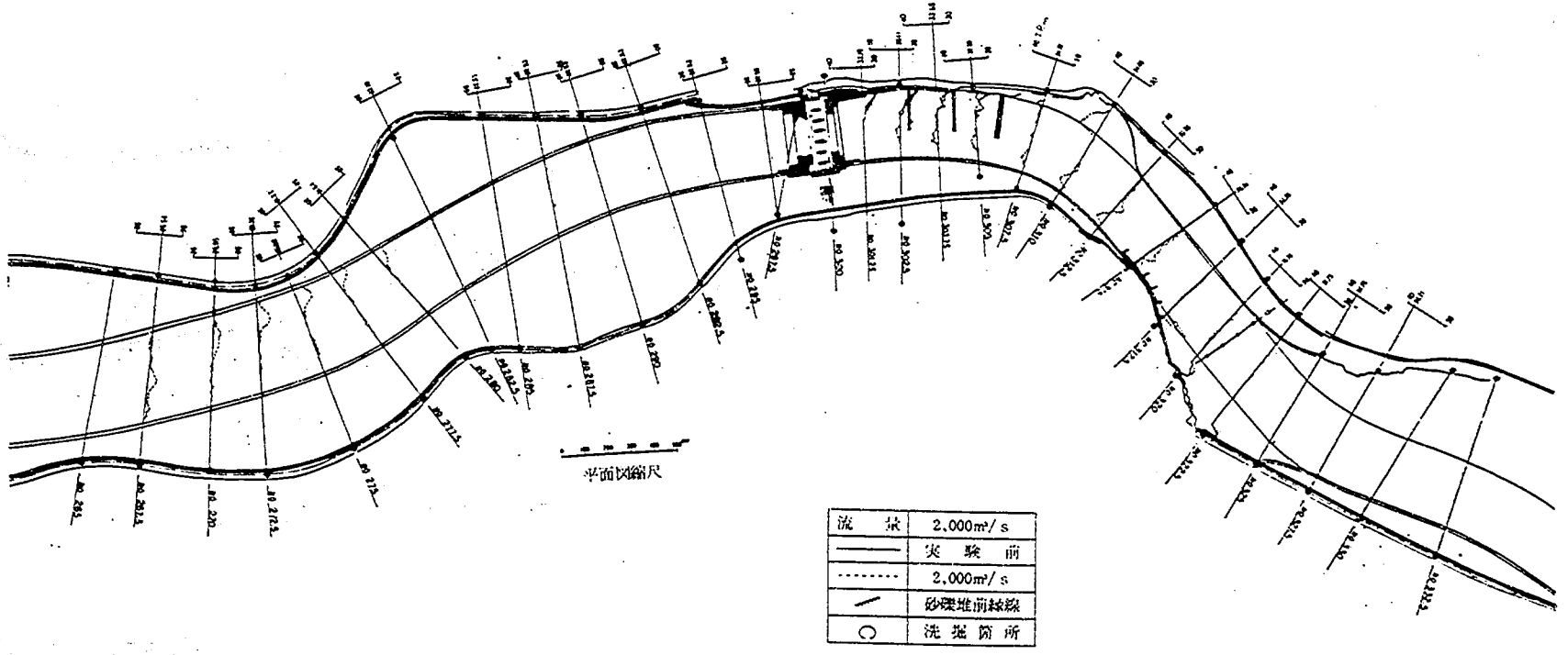
図－7.10.6　流　況　図(ケースⅢ－8－2)



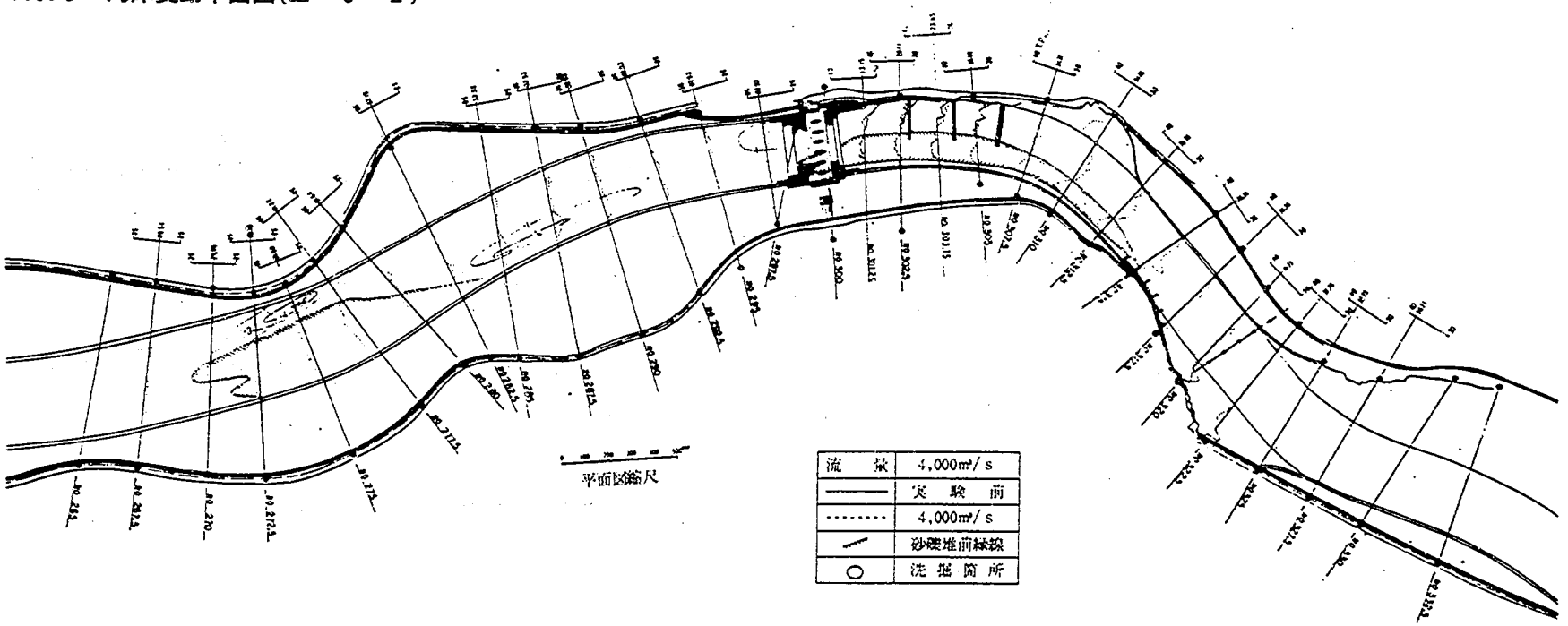
図－7.10.7　流　況　図(ケースⅢ－8－3)



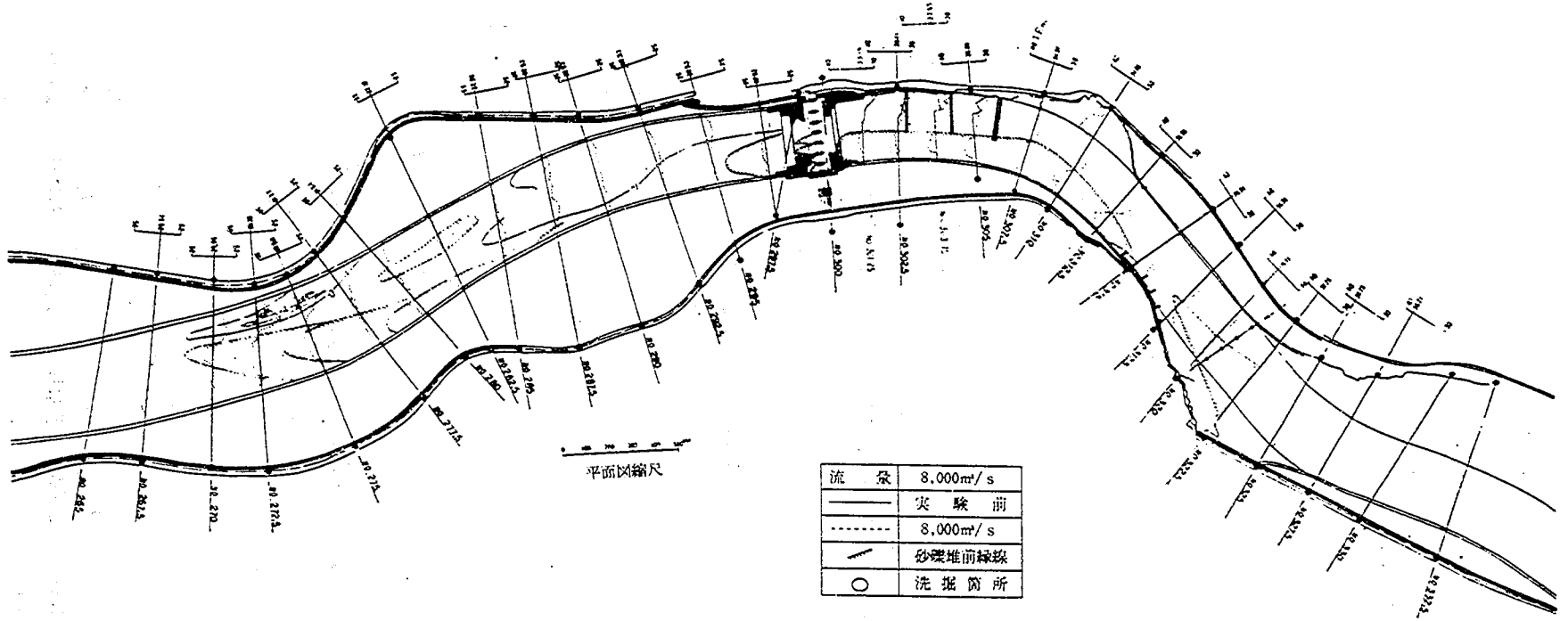
図—7.10.8　河床変動平面図(ケースⅢ－8－1)

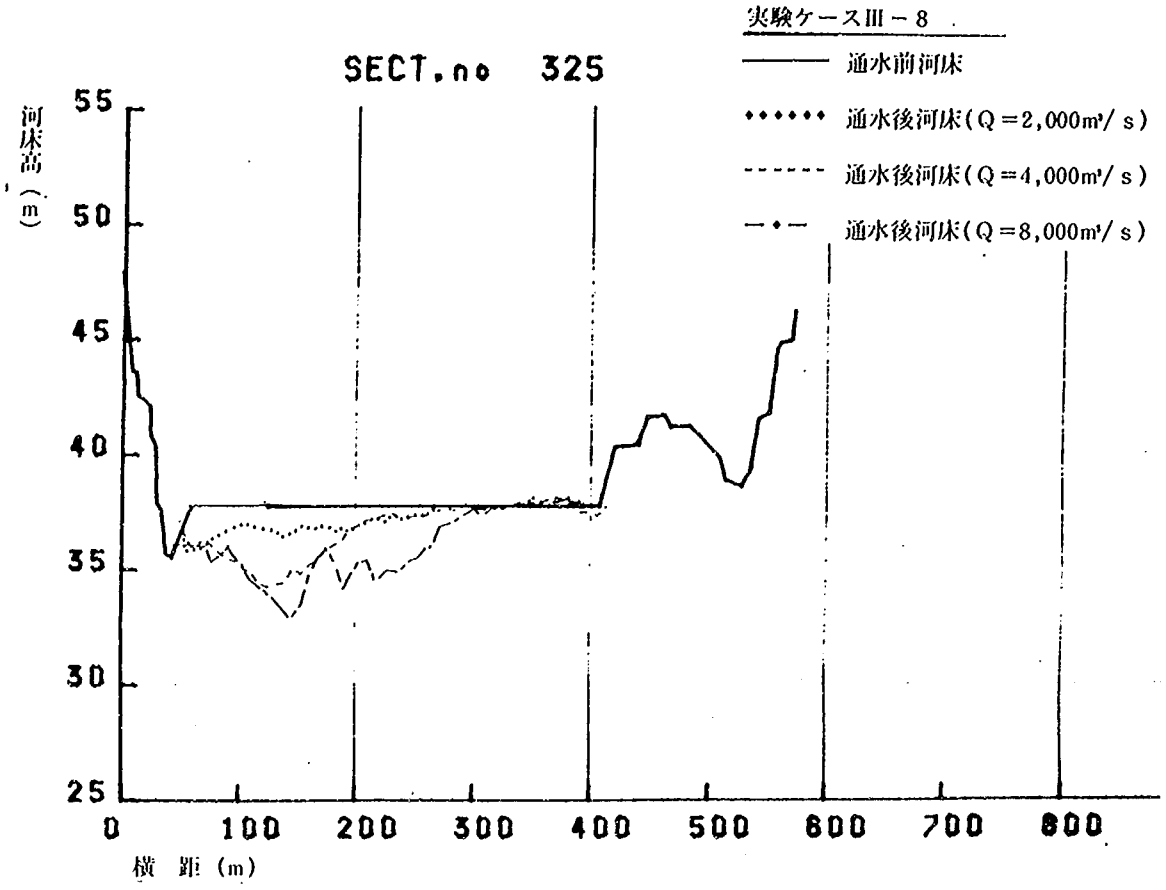


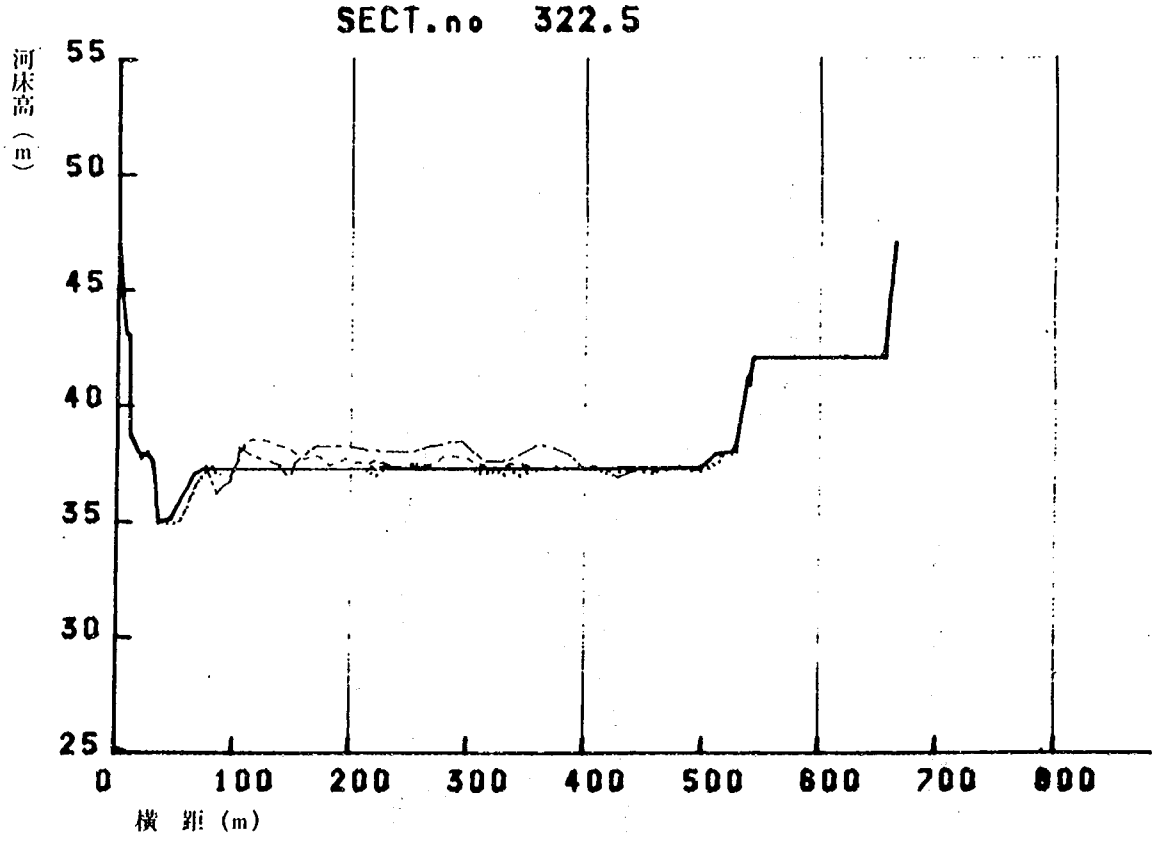
図－7.10.9　河床変動平面図(Ⅲ－8－2)



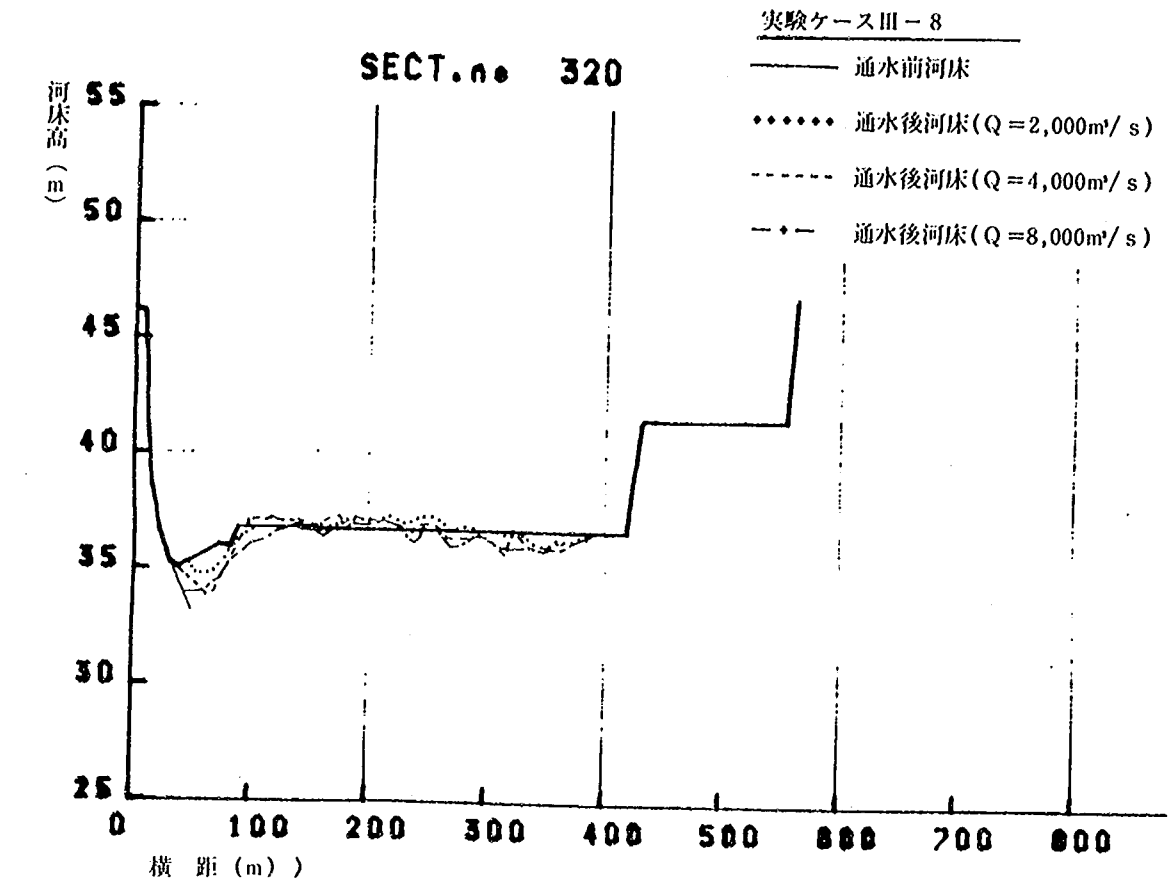
図－7.10.10　河床変動平面図(Ⅲ－8－3)

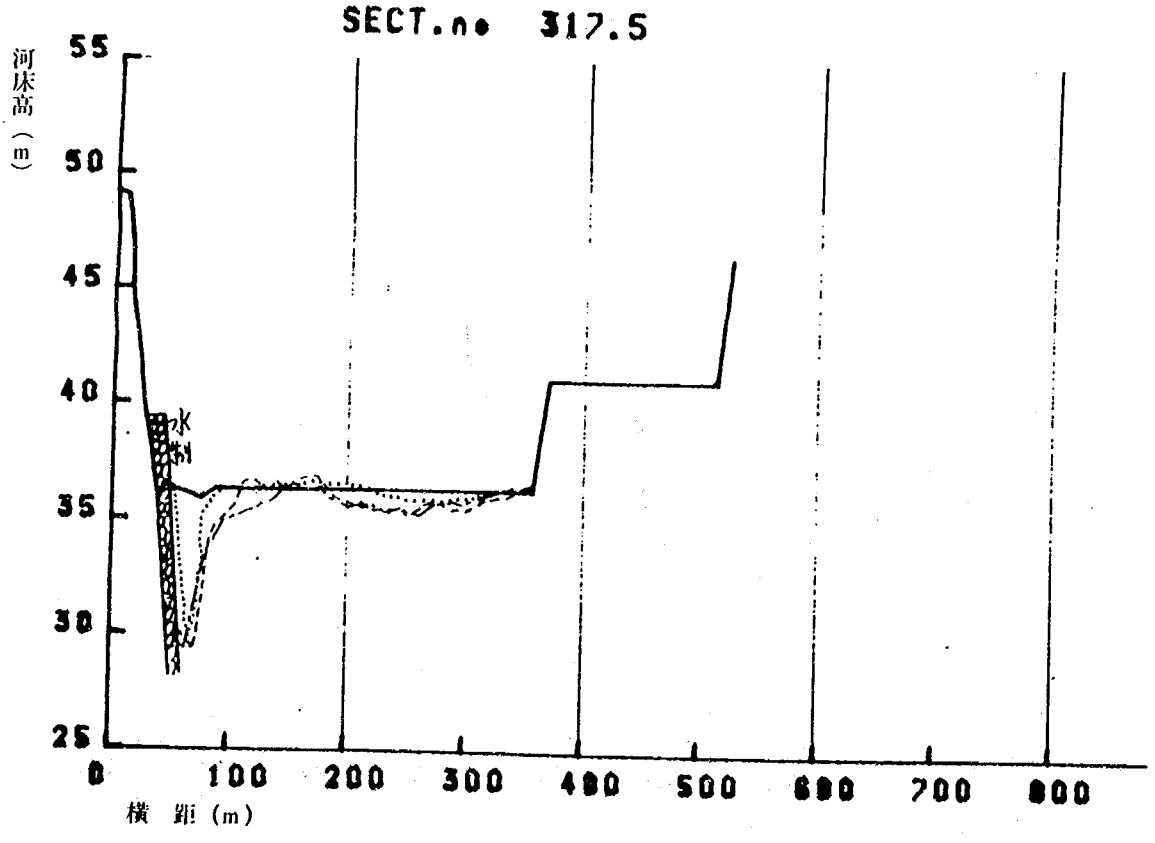




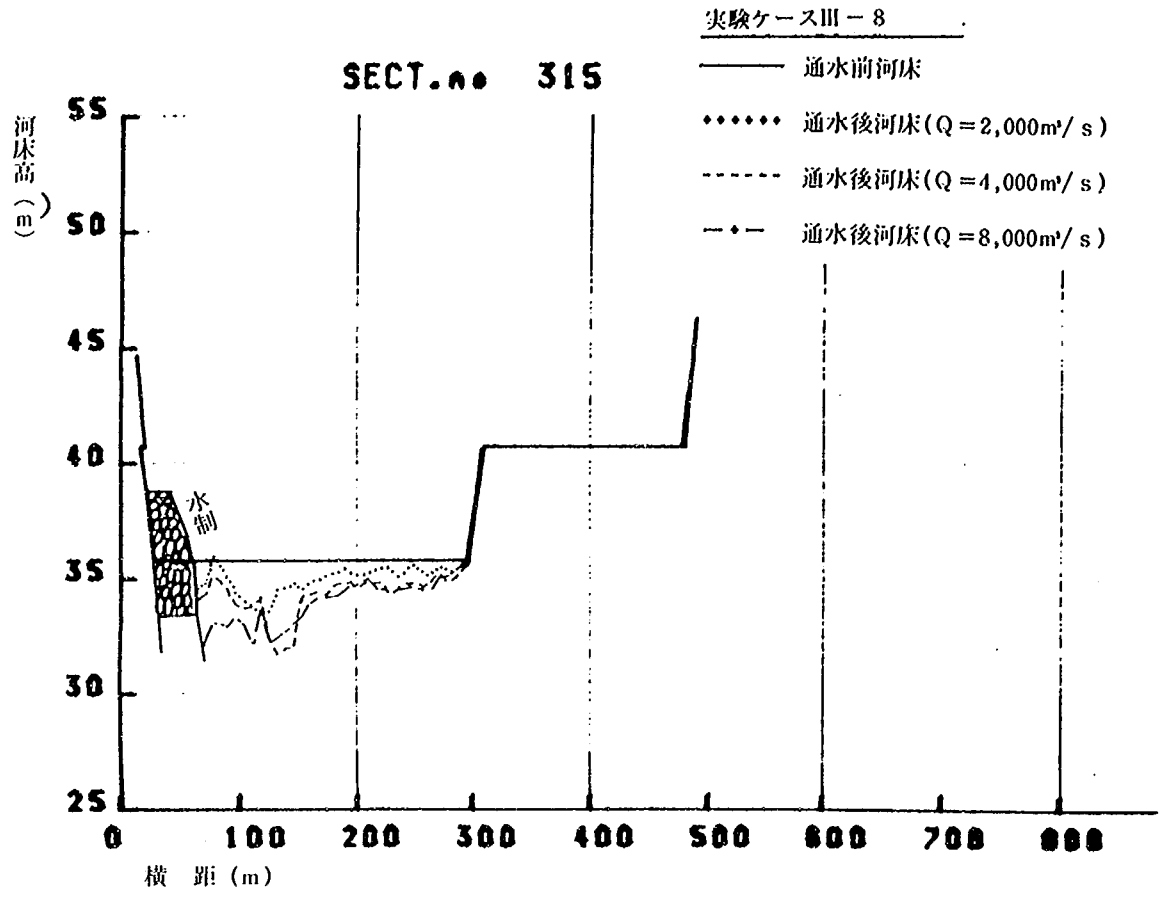


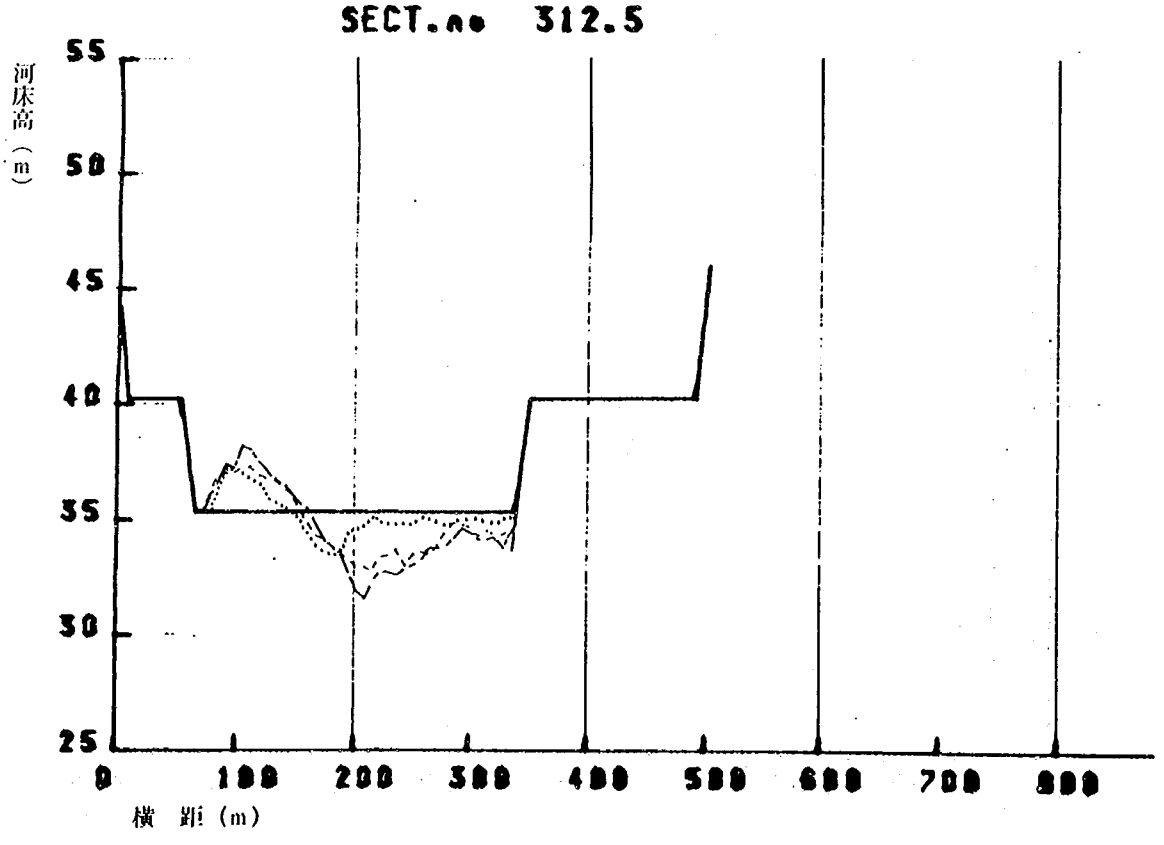
図－7.10.11(1) 河床横断図



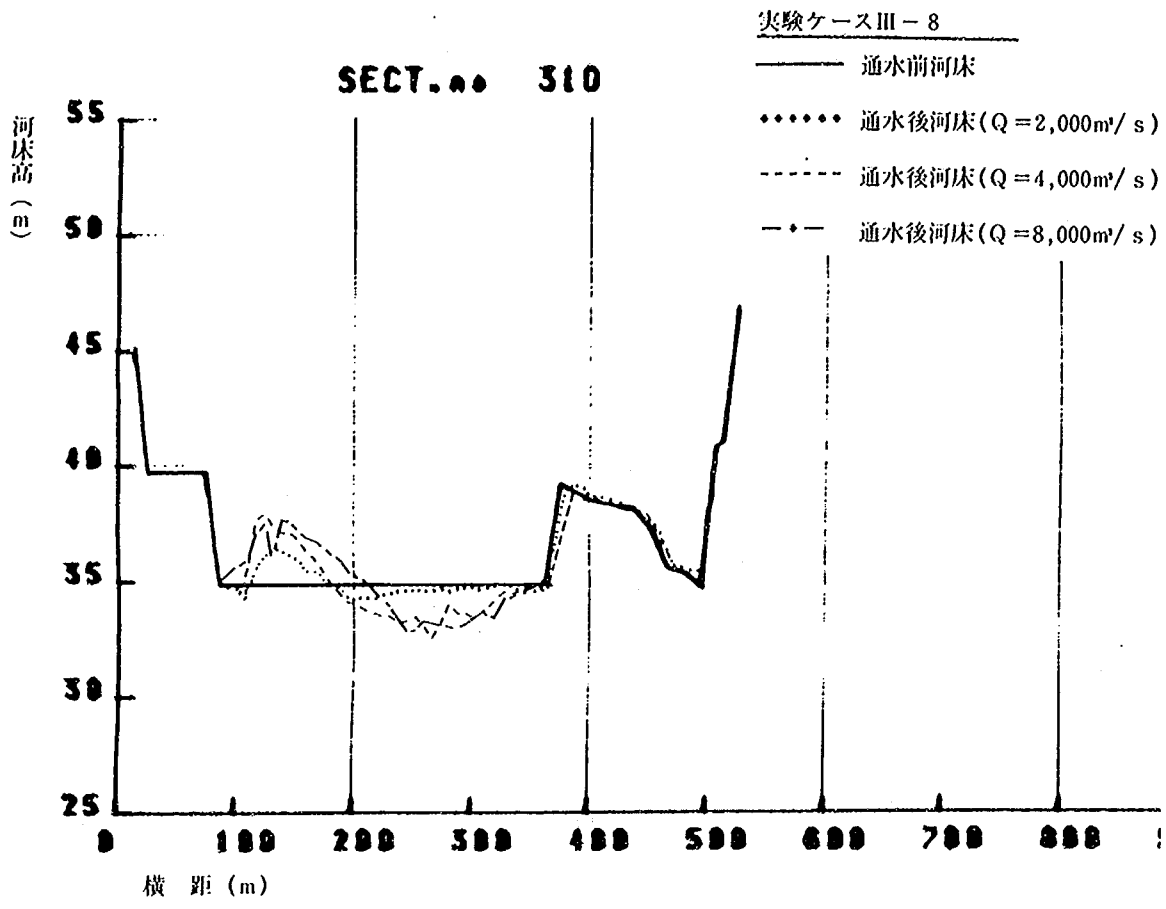


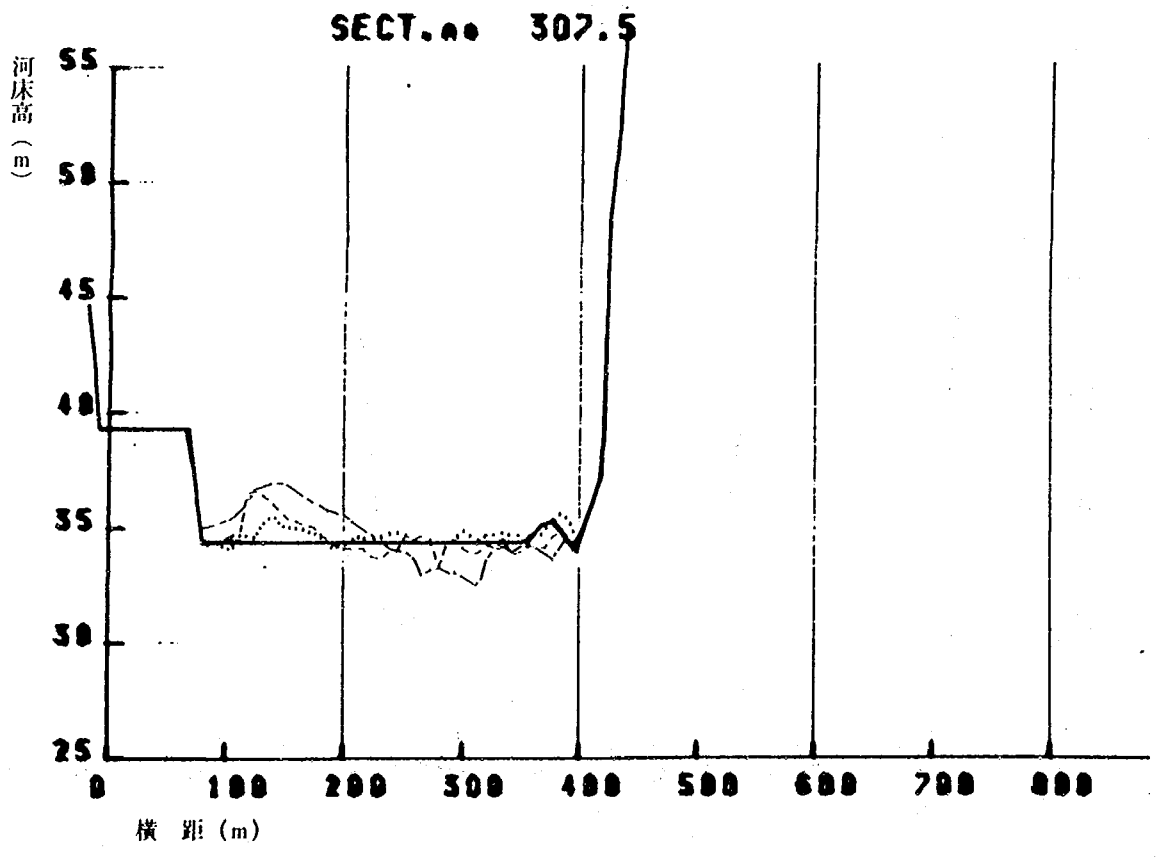
図－7.10.11(2) 河床横断図



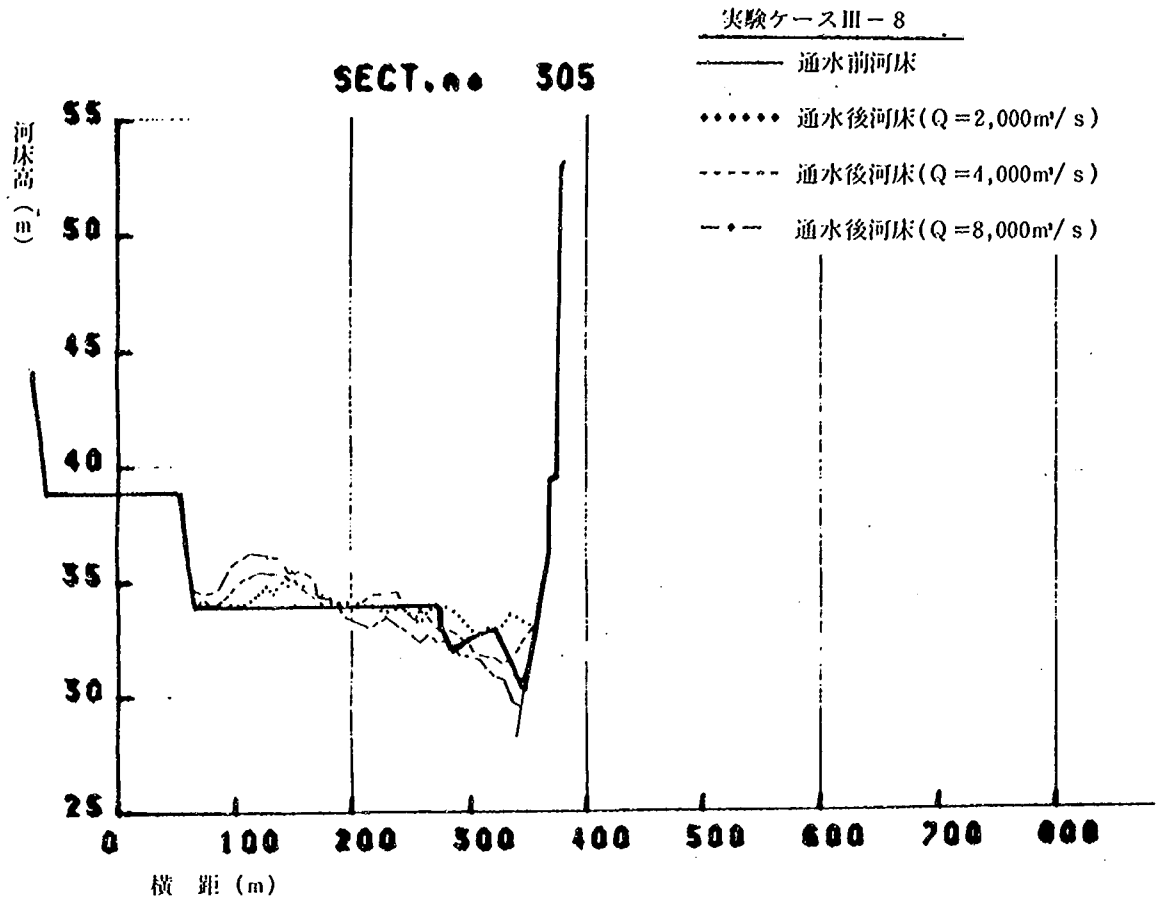


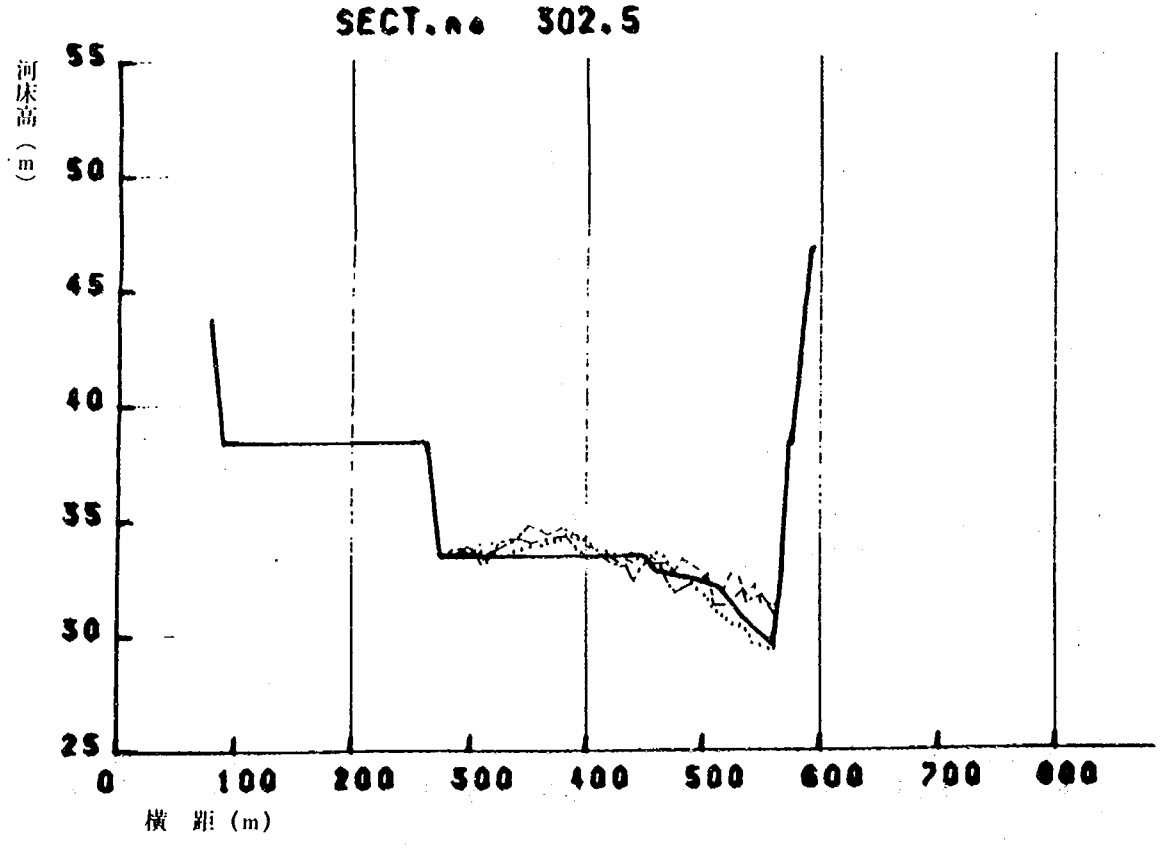
図－7.10.11(3) 河床横断図



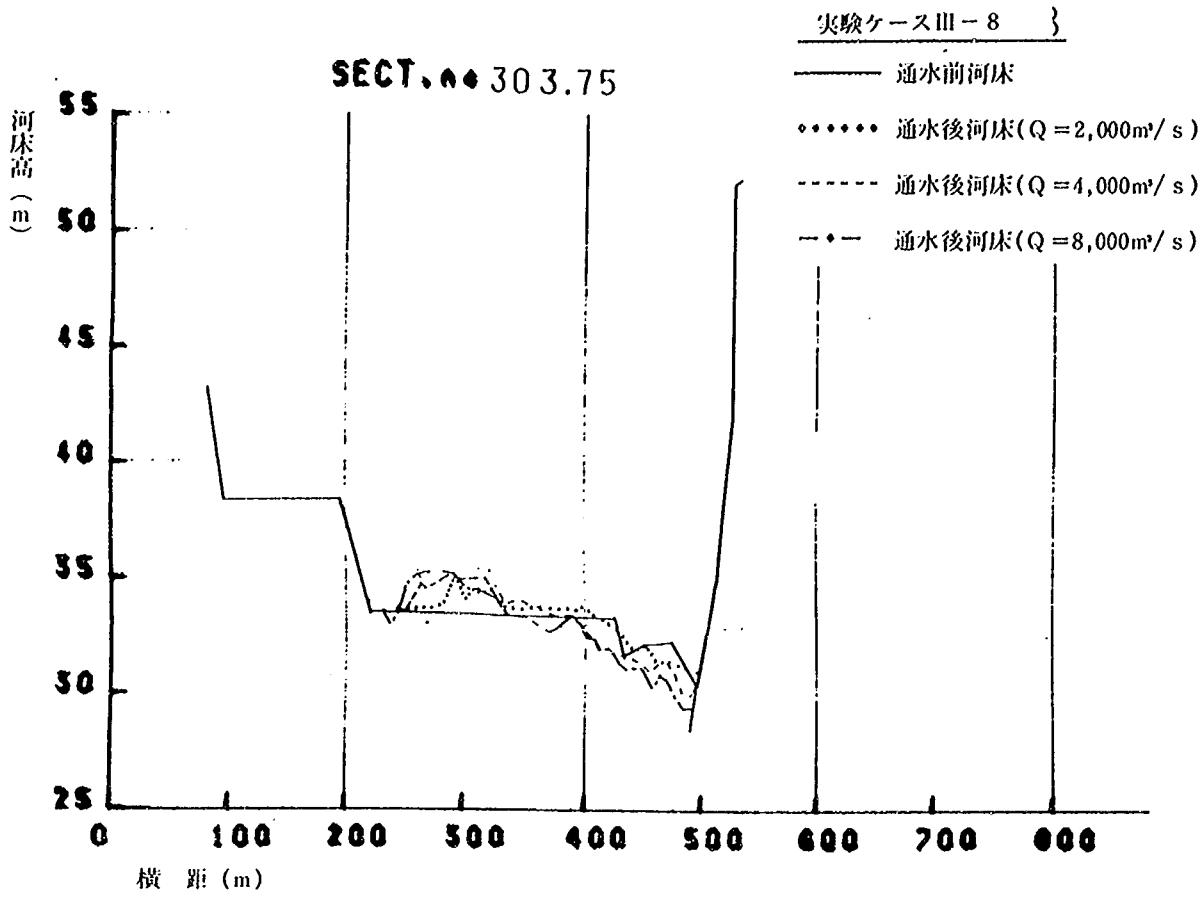


図－7.10.11(4) 河床横断図



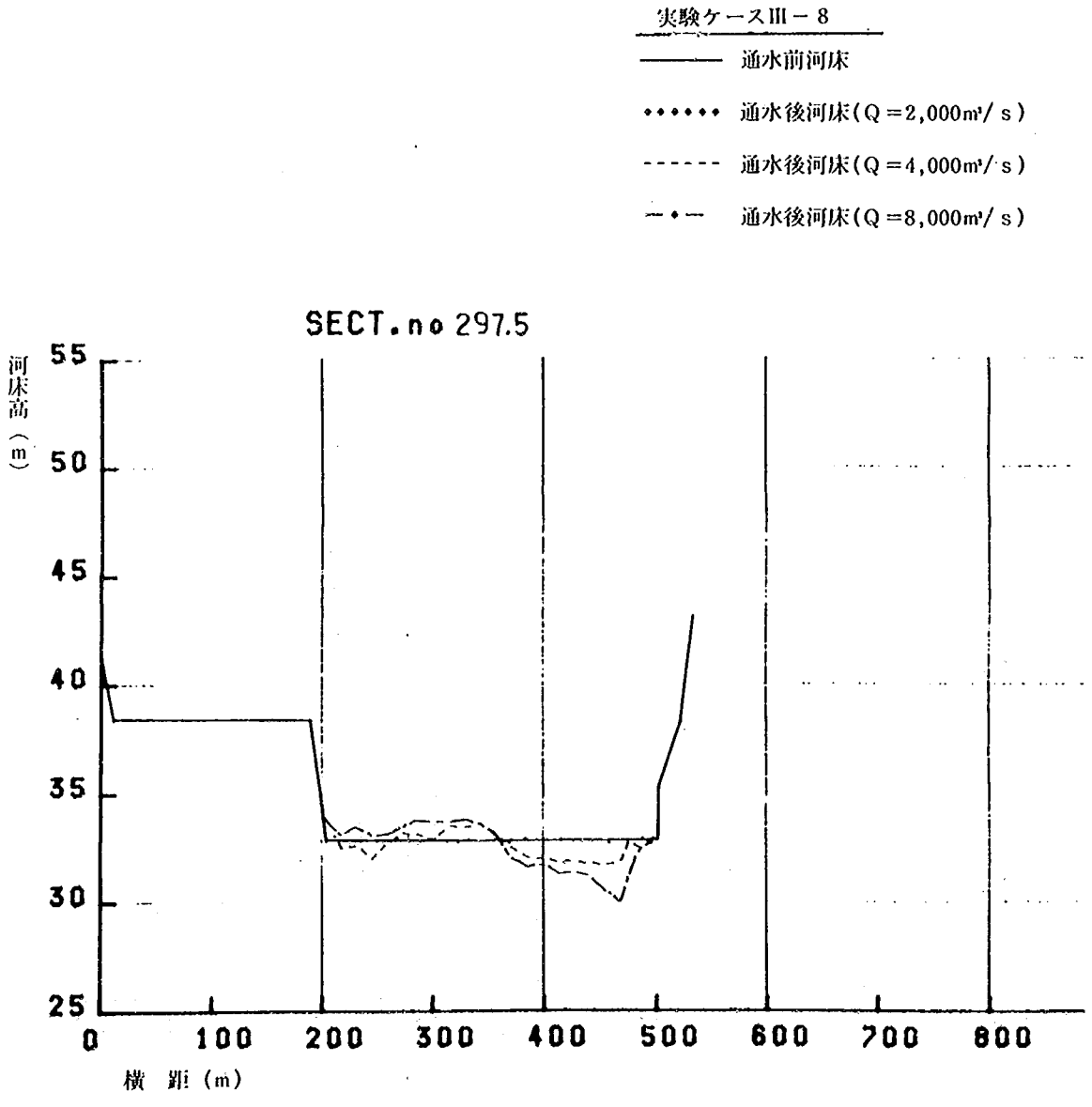


図—7.10.11(5) 河床横断図

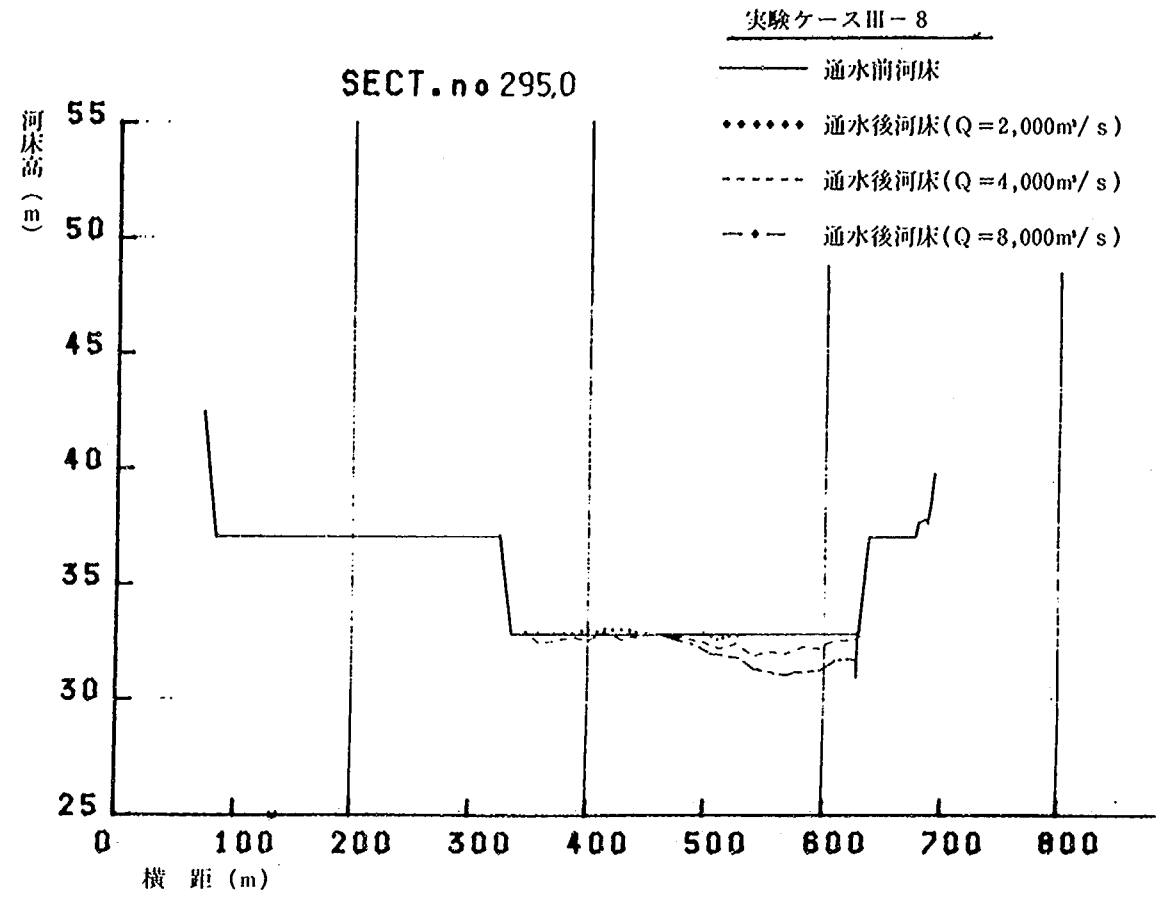


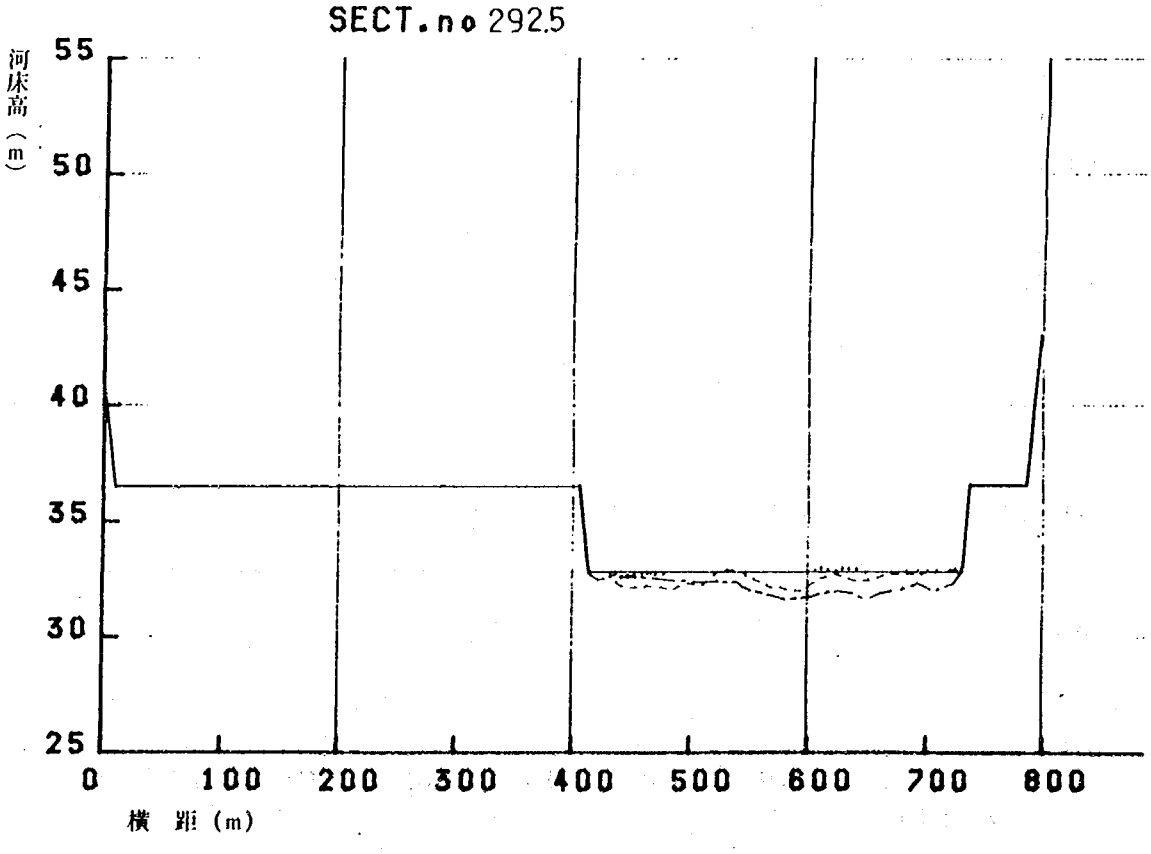


図－7.10.11(6) 河床横断図

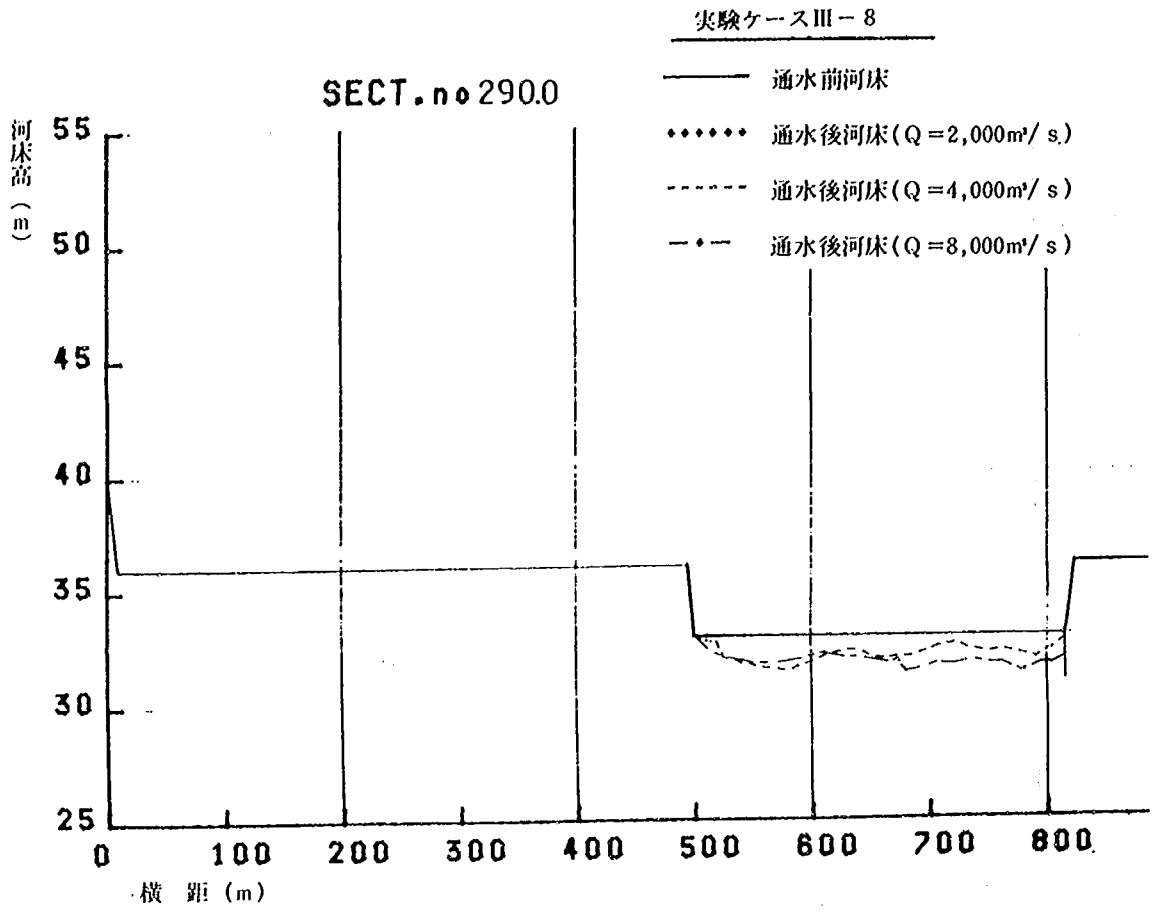


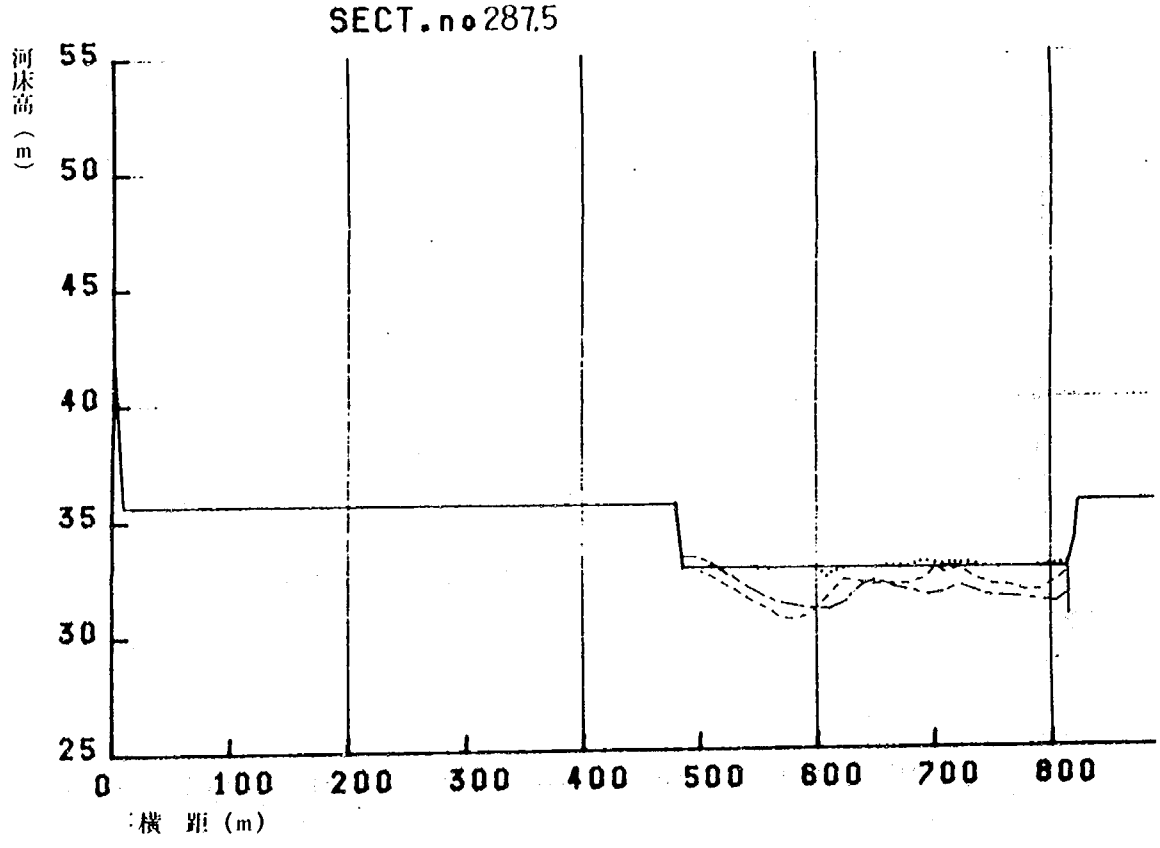
図－7.10.11(7) 河床横断図



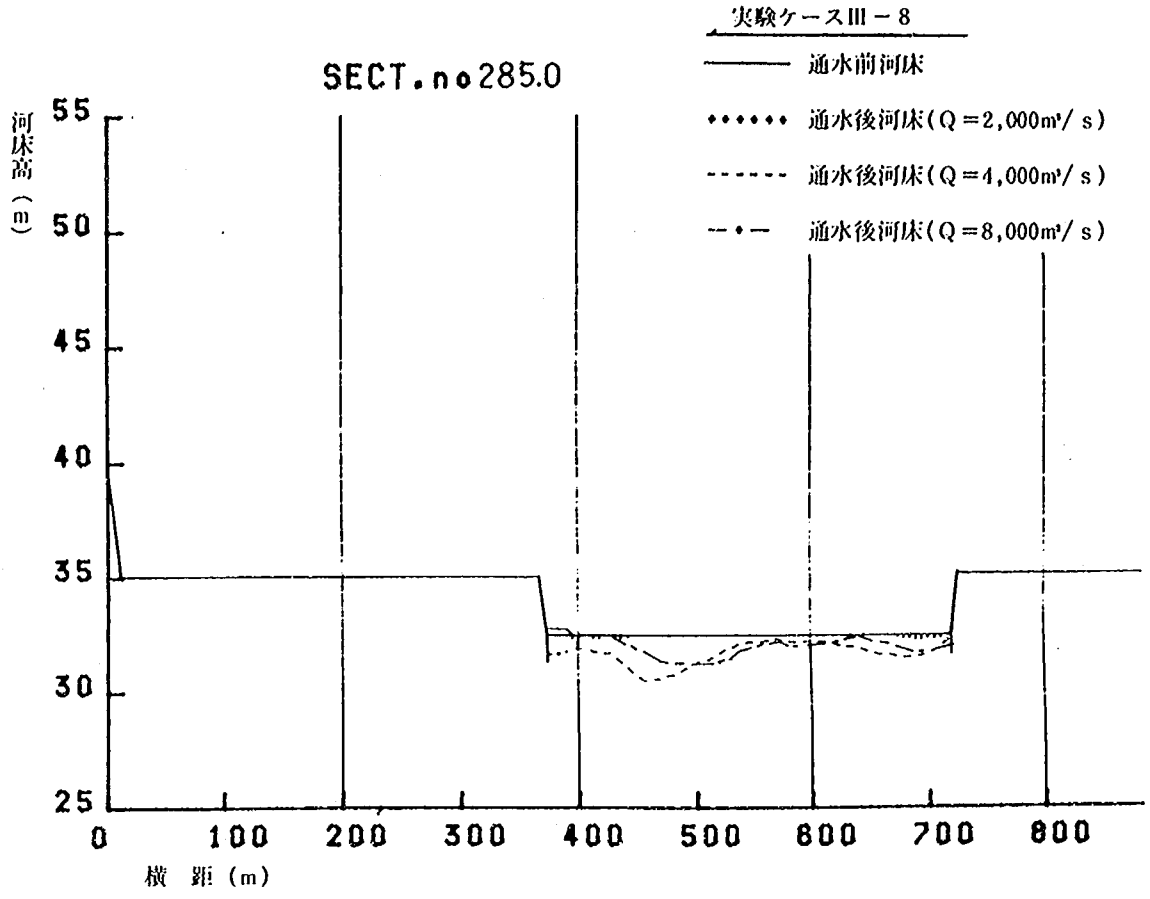


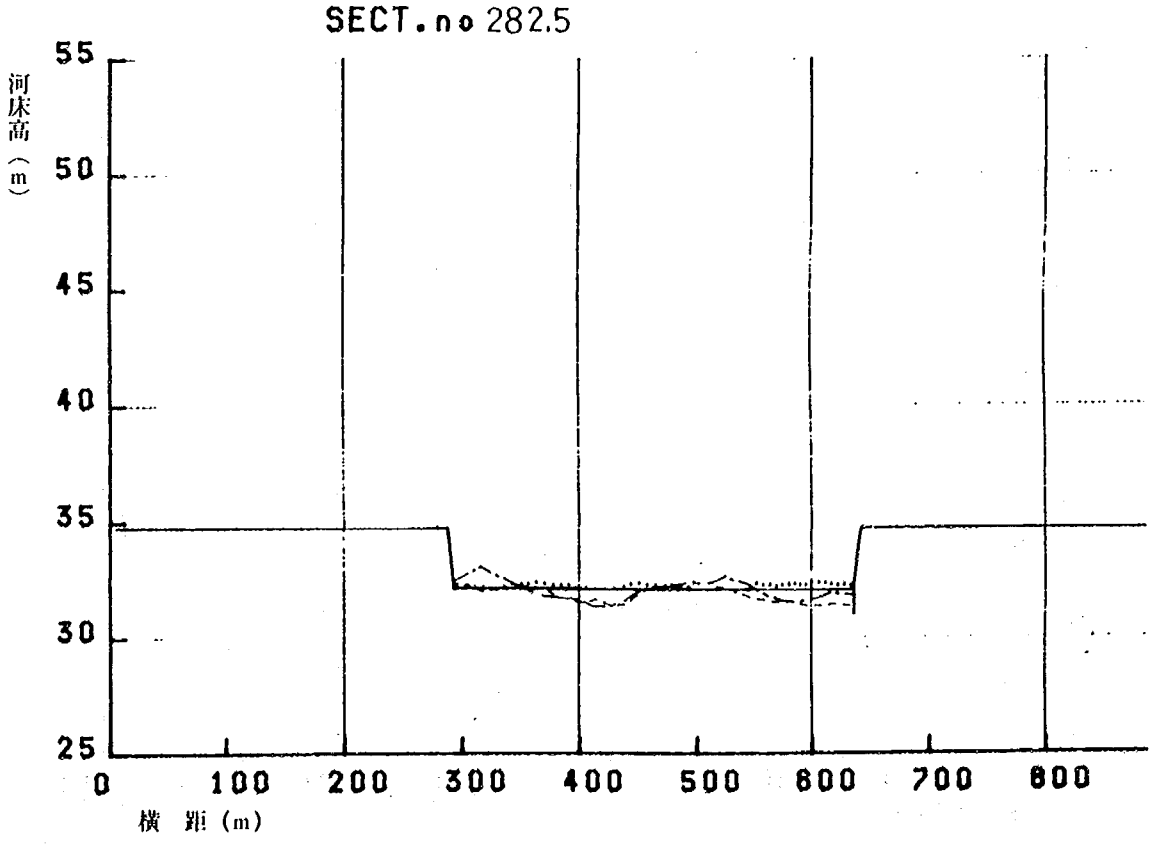
図－7.10.11(8)　河床横断図



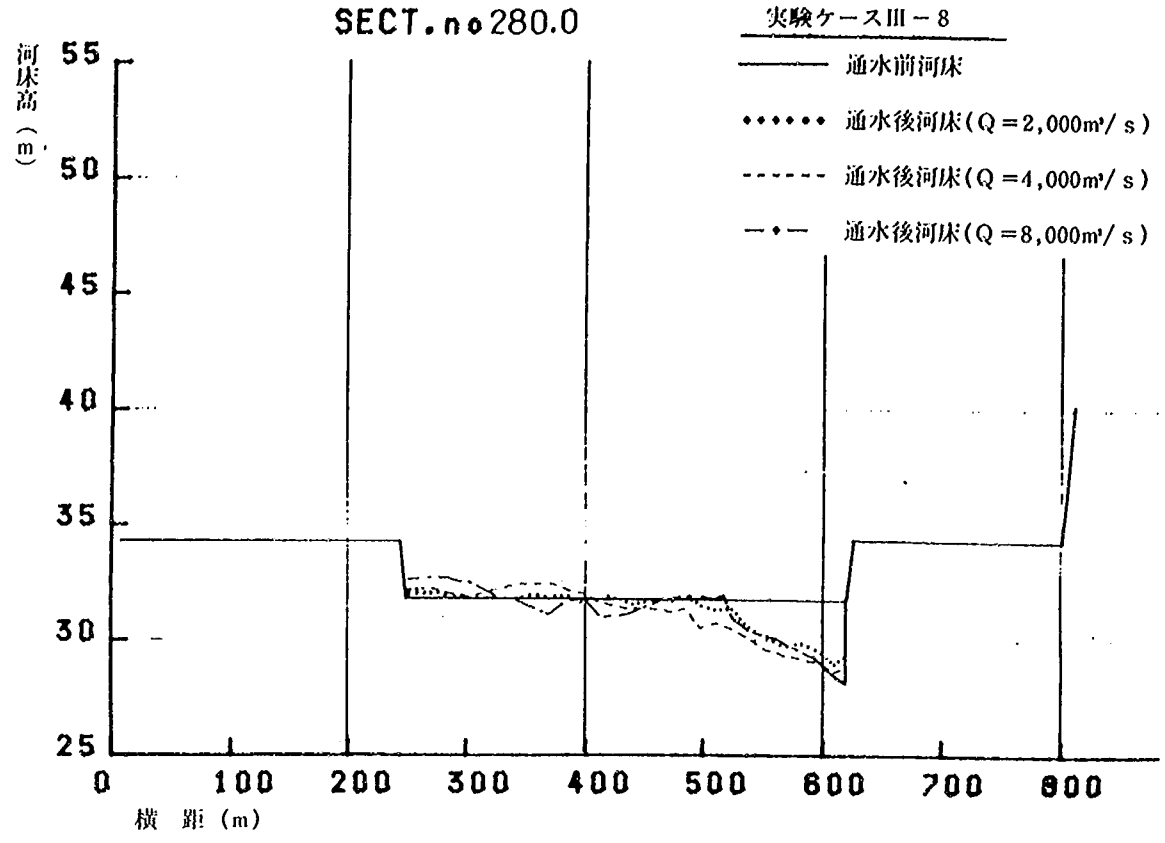


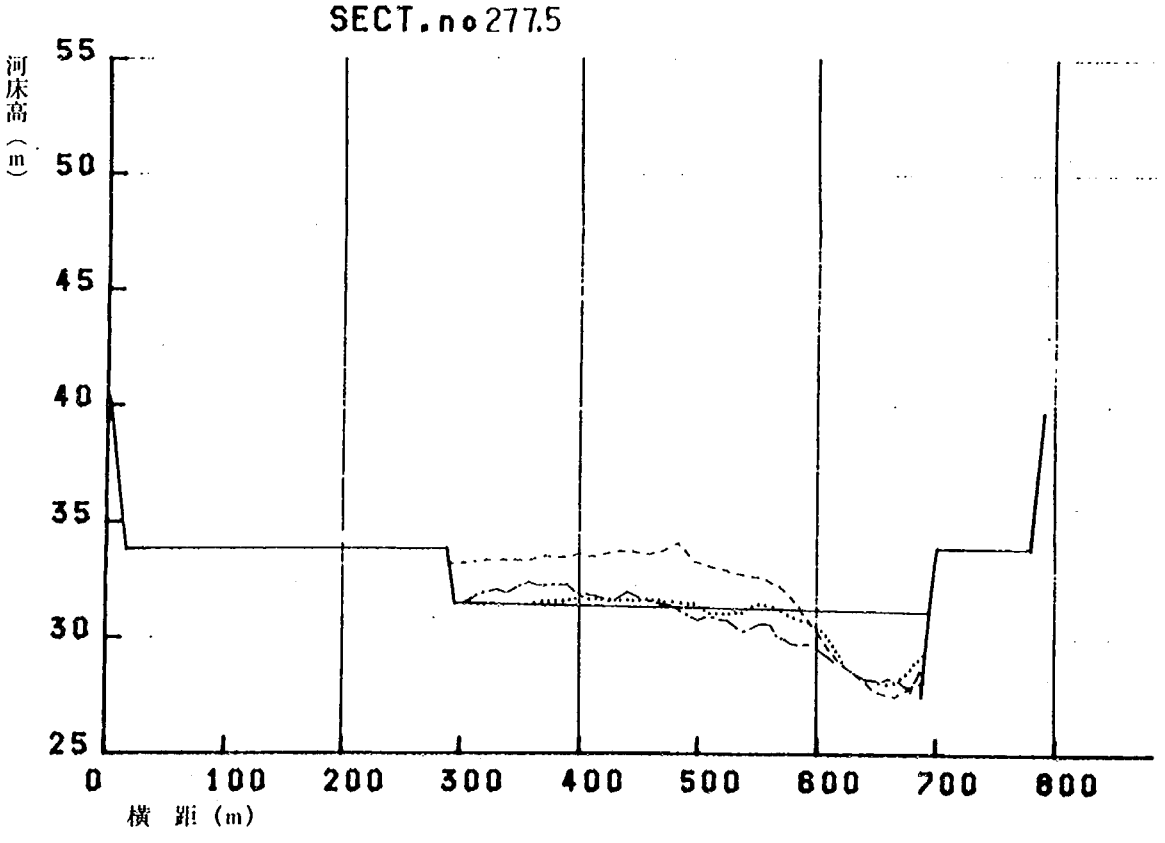
図－7.10.11(9) 河床横断図



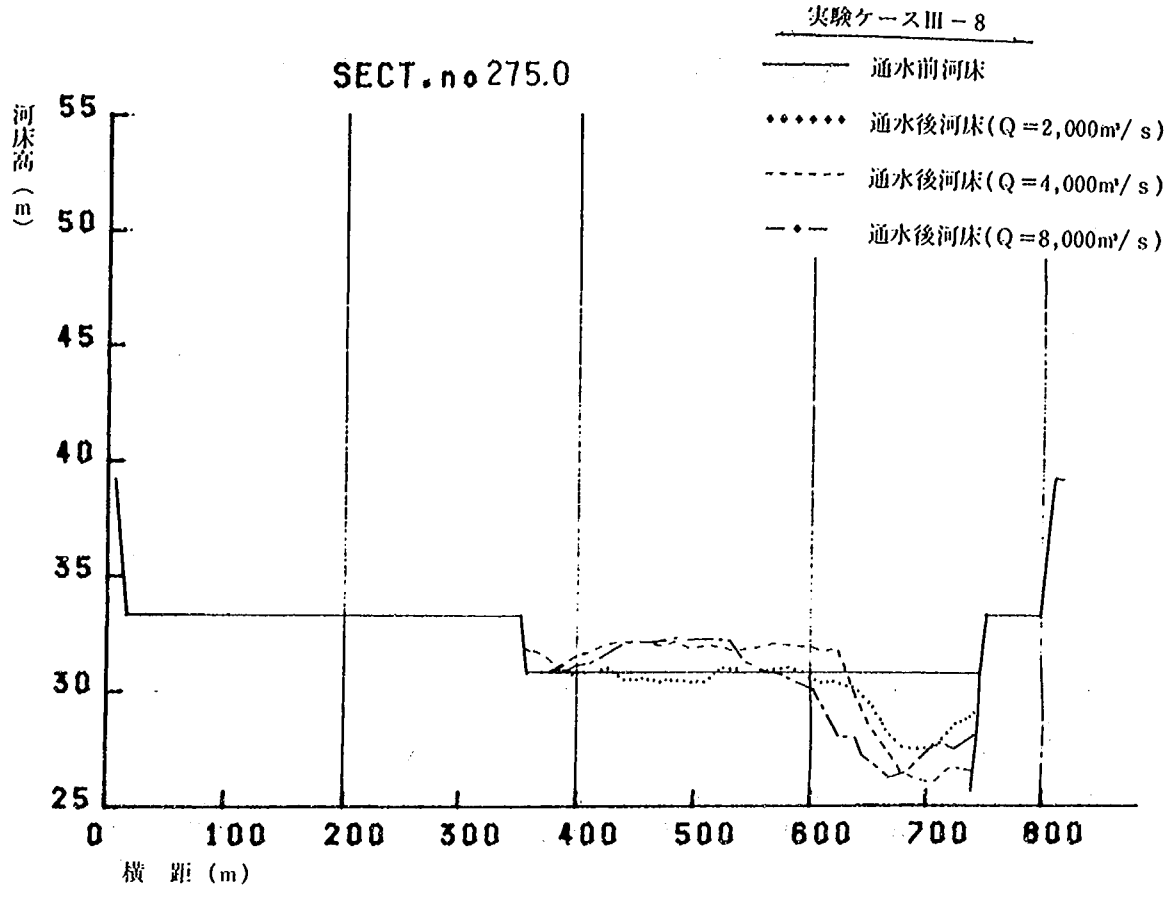


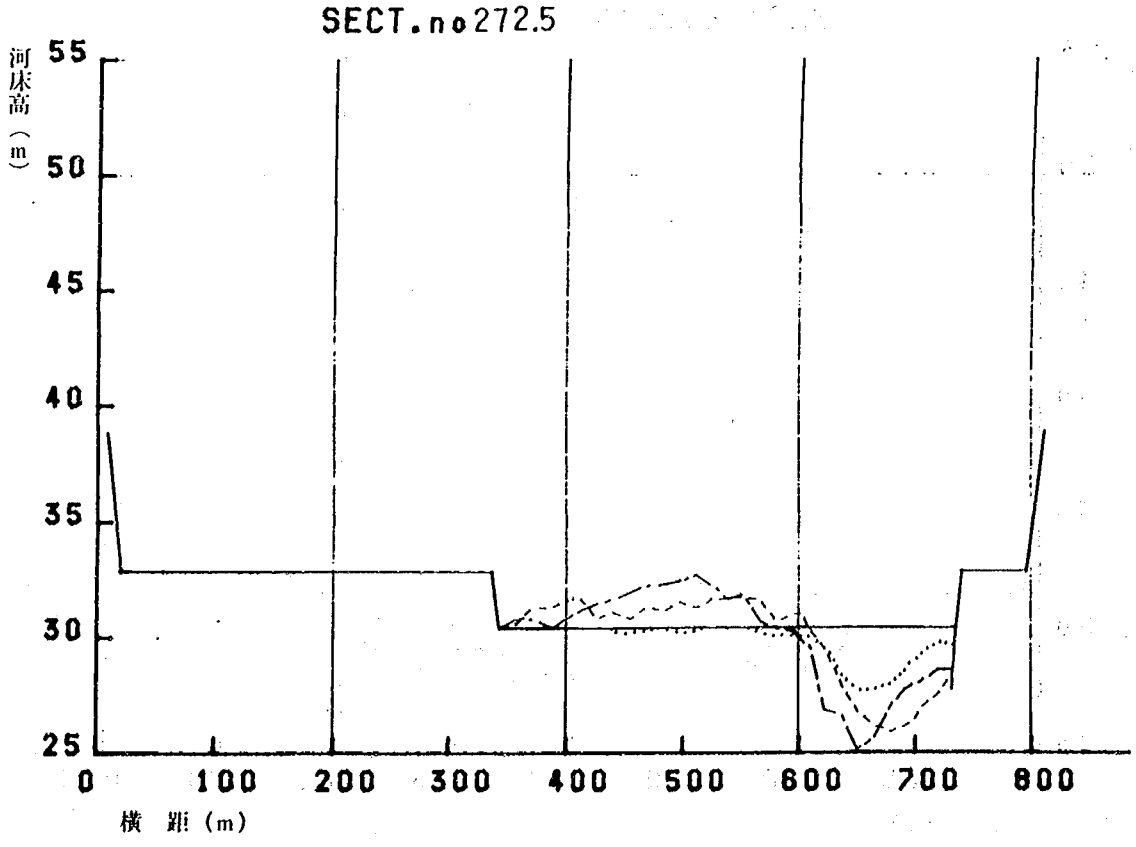
図—7.10.11(10) 河床横断図



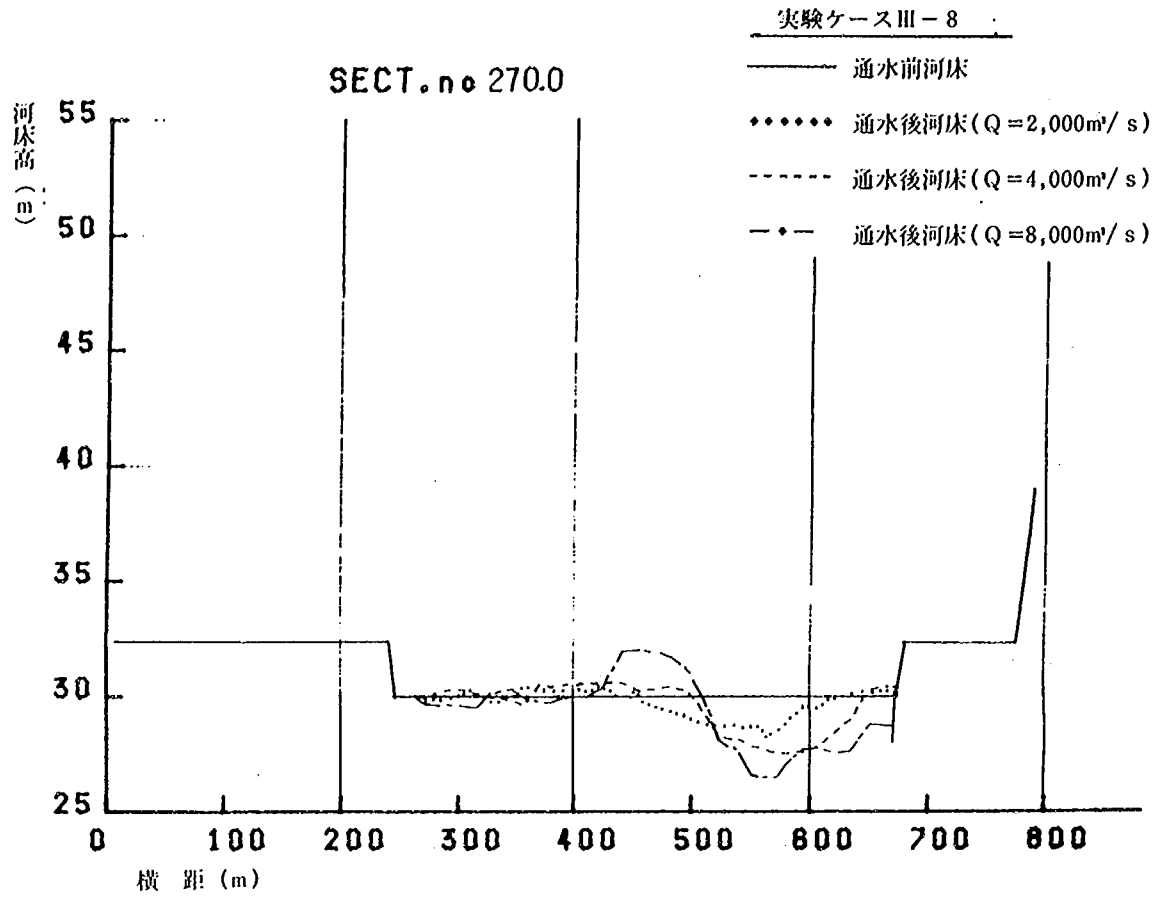


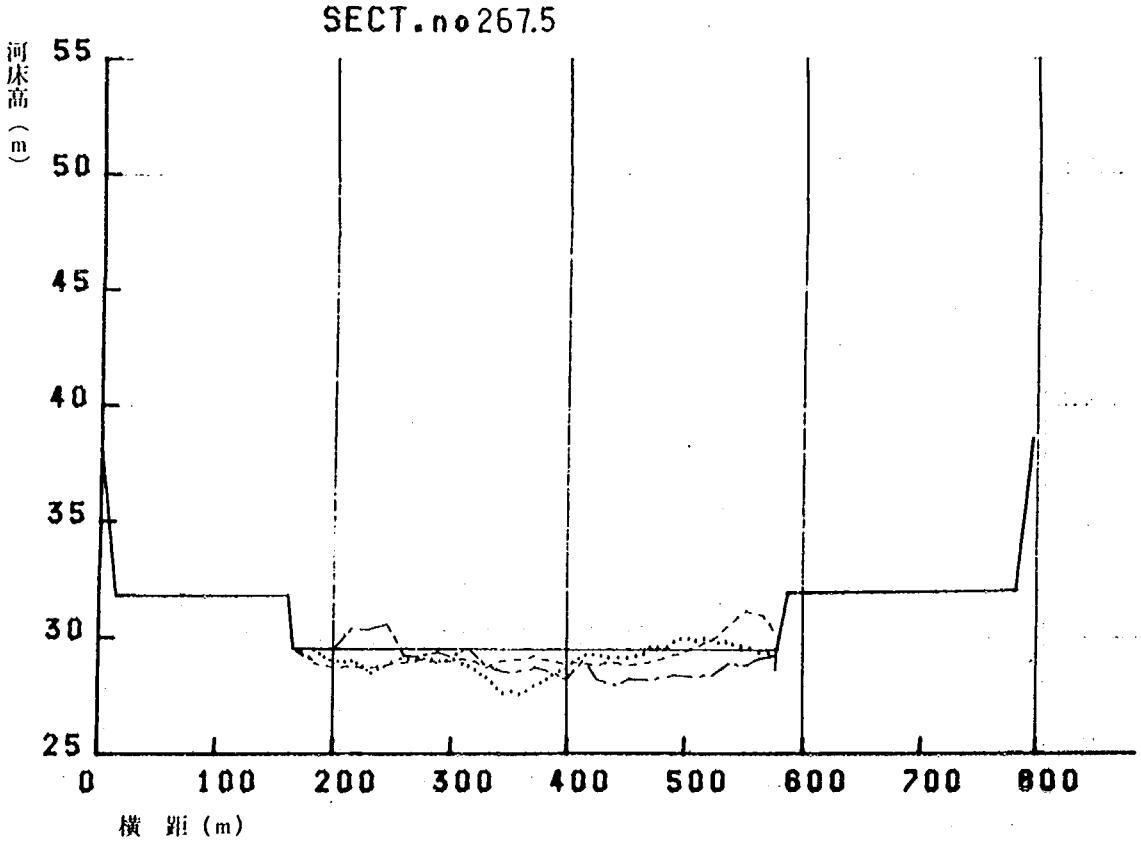
図－7.10.11(1) 河床横断図





図—7.10.11(12)　河床横断図





図—7.10.11(13) 河床横断図

信濃川小千谷・越路地区河道計画模型実験報告書

ＩＳＳＮ0836－5878
土研資料第2610号
昭和63年３月(1988)

福岡捷二・高橋　晃
森田克史

要旨　本報告書は、信濃川小千谷・越路地区に建設される妙見堰の仮締切工設置時、および堰完成後河道の水理的諸問題の把握と対策案等について、模型実験による検討結果を述べたものである。

キーワード　信濃川、堰、河道計画、仮締切、河床変動、局所洗掘

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川研究室　御中

No.

No.　配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2610号　　部

上記のとおり受領しました。

所　　属（住所）

氏　　名　　印