ISSN 0386—5878
土木研究所資料 第2520号

土 木 研 究 所 資 料

赤川新川床止め工水理模型実験報告書

昭和63年 3 月

建設省土木研究所
河 川 研 究 室

土木研究所資料
第2520号1988年３月

赤川新川床止め工水理模型実験
報告書

河川研究室　福岡捷二
浅野富夫
小川由信
林　正男

要旨

赤川新川の床止め工群の撤去を含む河道改修計画と、仮床止め工を設ける暫定計画について、河床変動（河床低下・局所洗掘など）を把握し、既設構造物への影響、保護工範囲の把握、保護工法の検討を行い、とりまとめた。

キーワード：河道計画、床止め工、放水路、河床変動

はじめに

本模型実験は、東北地方建設局酒田工事事務所からの依頼により、赤川の計画高水流量改訂に伴う河道改修計画の妥当性、改修暫定時の問題点の把握と暫定時に設置される仮床止め工の構造検討を目的として、昭和60年度から昭和61年度にかけて実施された。

赤川は、山形県の西部に位置する流路延長70.4km、流域面積856.7km²の一級河川であり、大正10年から放水路開削工事が開始され昭和28年完成、最上川と分離され現在の流路となった。このとき河床変動および、河側岸侵食防止のために7基の床止め工（現在第1床止め工崩壊、第3床止め工破損）が設けられた。

その後、計画高水流量を上回わる洪水に見舞われたことから計画高水流量の見直しが行われ、基準点熊出で基本高水のピーク流量を5,300m³/s、計画高水流量を3,000m³/sとして、2,300m³/sは上流ダム群で調節することとし、大山川合流点下流は大山川の合流量200m³/sを合わせ河口まで3,200m³/sに改訂された。これに伴い、河道の拡幅、掘削、そして床止め工を撤去することによる疎通能力の向上を図ることが必要となった。そこで、模型実験により河床変動傾向、局所洗掘の発生位置の把握などを検討することとした。

本報告書は、模型実験に基づき、流れ、河床変動の問題点とその対策案について示したもので以下の6章から構成される。

第1章：赤川の概要・改修の歴史を簡単にとりまとめ、今回の流量改訂、河道改修計画の位置付けを示すものである。

第2章：赤川の模型実験の意義・目的を明示し、それに用いる模型の相似性について検討し、模型実験の有効性、精度について示した。

第3章：昭和33年7月洪水（Qmax＝1,258m³／s）の検証実験を行い、現地の流れ、河床変動、局所洗掘などを模型で再現させる方法について検討を行った。

第4章　第3章で述べた方法を基本として、模型実験による暫定計画河道、段階施工時河道、仮床止め工の構造について検討し、それぞれの問題点、対策工(案)を示した。

第5章：計画河道について検討を行い、問題点と対策工(案)を示した。

第6章：実験結果をまとめ、結論とした。

目　　次

1．序　　論

1．1　赤川の概要 …… 1
1．2　赤川の改修 …… 4

2．模型実験

2．1　実験目的 …… 9
2．1．1　実験目的 …… 9
2．1．2　検討項目 …… 14
2．2　相似律 …… 18
2．2．1　流れの相似性 …… 18
2．2．2　河床形態の相似性 …… 18
2．3　模型の概要 …… 21
2．4　実験概要 …… 22
2．4．1　実験方法 …… 22
2．4．2　測定 …… 22

3．検証実験

3．1　検証の方法 …… 24
3．2　検証の結果 …… 25
3．2．1　実験C－1 …… 25
3．2．2　実験C－2 …… 26
3．2．3　実験C－3 …… 28
3．2．4　実験C－4 …… 29
3．2．5　実験C－5 …… 31
3．2．6　実験C－6 …… 32

4．暫定計画実験

4．1　検討の方法 …… 76
4．1．1　全体模型実験 …… 76
4．1．2　抽出模型実験 …… 76
4．2　全体模型を用いた暫定計画実験 …… 77
4．2．1　実験T－1 …… 77
4．2．2　実験T－2 …… 79
4．2．3　実験T－3 …… 81
4．2．4　実験T－4 …… 83
4．2．5　実験T－5 …… 85
4．2．6　まとめ …… 89
4．3　全体模型を用いた段階施工時実験 …… 89
4．3．1　段階施工 …… 89
4．3．2　実験の結果 …… 89
4．4　抽出模型を用いた仮床止め工実験 …… 91
4．4．1　抽出模型実験 …… 91
4．4．2　実験の結果 …… 92

5．計画河道実験

5．1　検討の方法 …… 277
5．2　実験の結果 …… 277

6．結　　論 …… 309

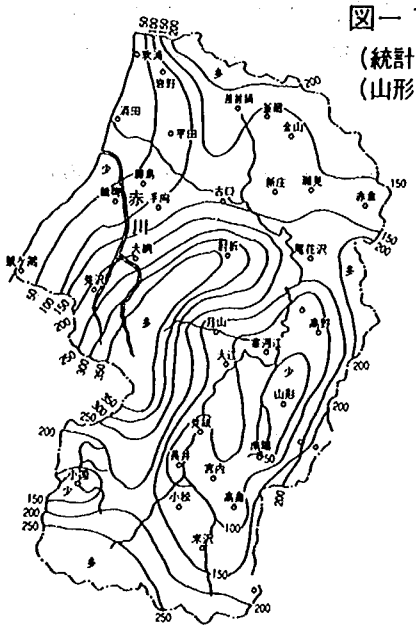
第1章　序　　論

1．1　赤川の概要

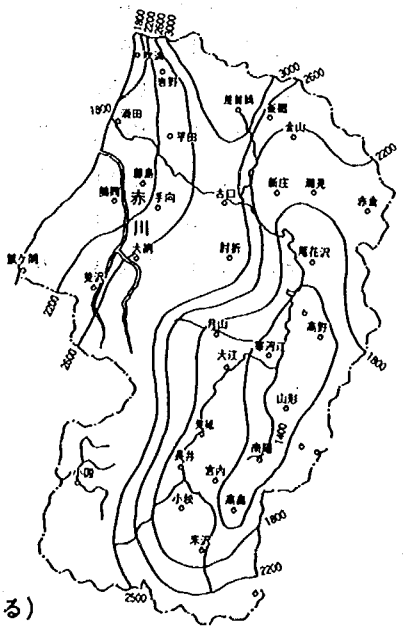
赤川は、山形県の西部に位置し、その源を山形・新潟県境の朝日山系以東岳（標高1,771m）に発する流路延長70.4km、流域面積856.7km²（山地706.7km²、平地150.0km²）の一級河川である。大鳥池を経て断崖幽谷の間を北流した赤川は、朝日村落合において右支川梵字川を合わせ、さらに広大な庄内平野を北上して鶴岡市を貫流し、左支川内川・大山川等の支川を合流した後、酒田市南部の西山砂丘を開削した赤川放水路を経て日本海に注いでいる。かつては、西山砂丘に沿って北上した後、広野付近で京田川を合わせて最上川に注いでいたが、大正10年より放水路開掘削工事が行われ、昭和28年に完成し、現在の流路となった。

赤川流域は、山間部が裏日本内陸多雪気候、平野部が日本海沿岸少雪温暖気候にそれぞれ属している。流域の南部では、月山から朝日連峰に至る1,000～2,000m級の山々が日本海に壁をなして連なるため、冬期に日本海からの北西季節風がさえぎられ、図－1．2にみられるように、この山地一帯は日本でも有数の豪雪地帯となっている。また、夏期においては、三方を山に囲まれた地形であることから、台風による大雨は割合少ないものの、これらの山なみによる気流収束性の前線性豪雨が多く、年間降水量は3,000mm前後に達している。したがって、図－1．3にみられるように、赤川流域は日本有数の多雨地帯となっている。

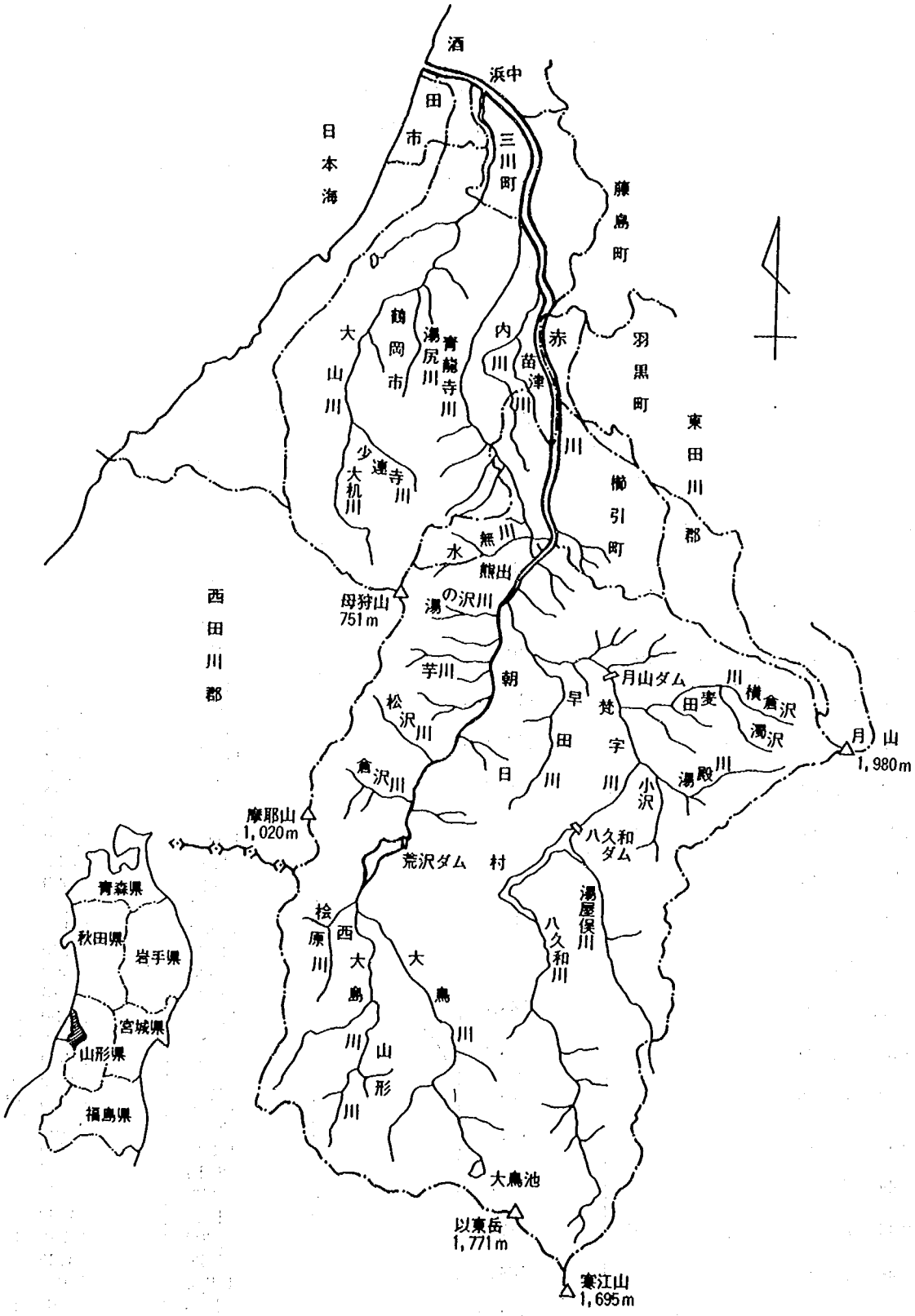
このような気象条件のため、赤川流域は通常年において、春期の融雪と夏期の低気圧に伴う大雨とに起因する2回の出水にみまわれる。融雪による出水は、2月下旬から5月上旬の間に発生し、その継続期間が長いという特徴をもっている。夏期の出水は、6月下旬から10月上旬までの間に発生し、通常7～8月が最も多く、記録的な豪雨の約70％がこの期間に集中している。



図－1．2　最深積雪等値線図
（統計期間　1951～1960，単位cm）
（山形県の気象－山形地方気象台－による）



図－1．3　年間等降水量線図
（統計期間　1951～1960，単位mm）
（山形県の気象－山形地方気象台－による）


酒田市
浜中
三川町
日本海
藤島町
羽黒町
東田川郡
鶴岡市
大山川
湯尻川
青龍寺川
内川
赤川
苗津川
少大机川
連寺川
無水川
熊出の沢川
懶引町
西田川郡
母狩山
751m
芋川
朝日川
松沢川
倉沢川
早田川
月山ダム
梵字川
麦田川
横倉沢
濁沢
湯殿川
小沢
月山
1,980m
摩耶山
1,020m
荒沢ダム
村
八久和ダム
湯屋俣川
八久和川
青森県
秋田県
岩手県
宮城県
山形県
福島県
桧原川
西大島川
大鳥川
山形川
大鳥池
以東岳
1,771m
寒江山
1,695m

図－1．1　流域図

大正６年８月、菅原橋（現羽黒橋）から最上川合流点までの32.6kmが直轄施工区域に編入され、改修工事に着手したが、それ以降も大正10年８月、大正15年７月及び８月と洪水にみまわれ、とくに、大正10年８月の洪水は、明治以降では最大のものであった。また、昭和27年７月、同30年６月の洪水では、最上川の洪水と同時に発生したため、旧藤島町、押切村（現三川町）、旧鶴岡町、渡前村、東栄村（現藤島町）で、土木構造物のほかに床上浸水、耕地氾濫などかなりの被害を被った。その後のものとしては、昭和28年８月の田川地方の洪水、戦後最大と言われる昭和44年８月の大洪水及び同46年７月豪雨による出水等が挙げられる。

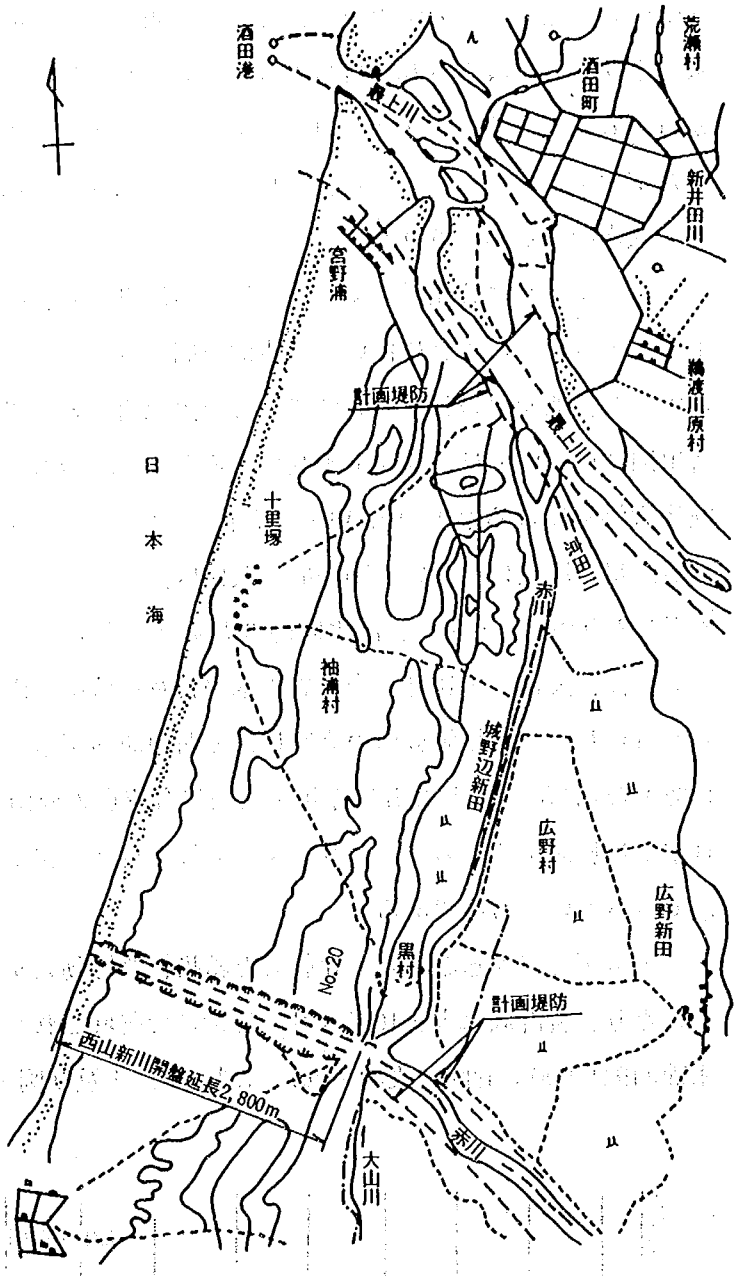
なお、表－１．１は、昭和15年以降における顕著な洪水流量を示したものであり、昭和44年８月出水が戦後最大のものとされている。

表－１．１　既往洪水一覧表

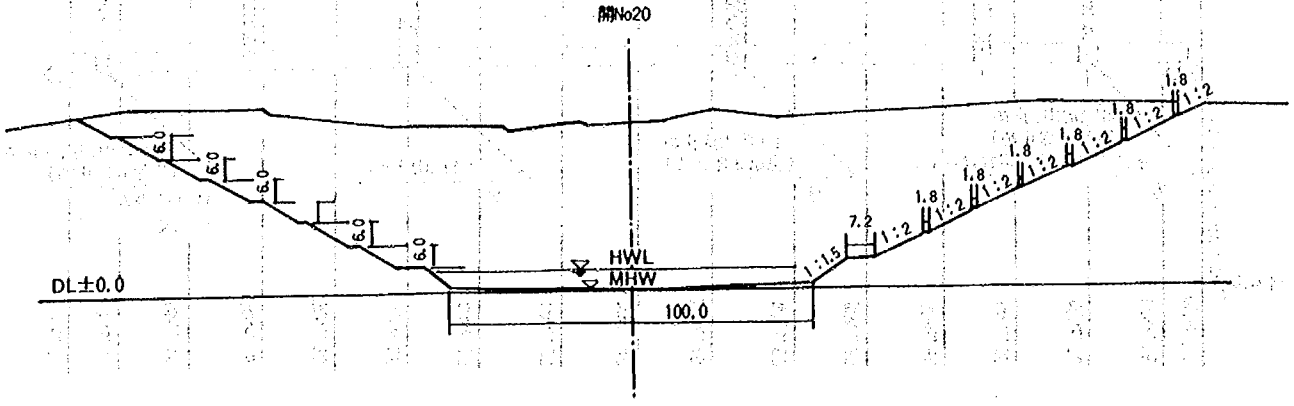
項目 / 生起年月日	降雨型	流域平均24時間雨量		最高水位／最大流量		摘要
		熊出		熊出	浜中	
S15. 7. 12	前線	182.3		5.22 2,415	－	
S15. 9. 11	〃	146.6		2.96 850	－	
S17. 9. 11	〃	142.6		2.22 450	－	
S18. 8. 12	〃	277.3		3.00 870	－	
S19. 7. 20	集中豪雨	140.7		4.03 1,750	－	
S21. 6. 10	〃	216.4		4.08 1,800	3.50 1,080	
S21. 6. 25	前線	134.4		4.12 1,840	3.50 1,080	
S22. 7. 22	〃	150.2		4.00 1,720	3.10 900	
S27. 7. 17	〃	130.0		3.78 1,500	4.10 1,390	
S28. 8. 14	〃	169.7		4.39 2,110	3.35 1,020	
S30. 6. 25	〃	210.7		4.16 1,900	4.20 1,440	
S31. 8. 5	〃	152.2		4.27 2,000	3.30 990	
S32. 7. 8	〃	183.0		3.98 1,700	4.10 1,390	
S33. 7. 24	〃	103.6		3.80 1,150	3.35 1,030	
S33. 7. 28	〃	179.5		3.73 1,400	3.92 1,300	Q＝1,258㎥/s 実験で使用
S41. 7. 15	〃	148.8		3.42 1,220	3.80 1,235	
S44. 7. 29	〃	155.4		3.16 890	3.16 925	
S44. 8. 8	前線	179.3		4.48 2,200	4.32 1,510	
S46. 7. 16	〃	104.9		4.20 1,920	3.46 1,070	
S47. 7. 8	〃	131.6		2.70 860	3.02 1,150	
				指定水位 2.10m 警戒水位 3.00m 計画高水位 6.120m	1.70m 3.00m 5.221m	

1．2　赤川の改修

最上義光は、慶長6年(1601)から元和8年（1622）までの22年間にわたって、庄内を領有し、この間大宝寺城（鶴ケ岡城）の大規模な修築を行い、これと前後して城地の安全を図るため、赤川の治水工事にも着手している。この工事は、熊出村（現朝日村）江口から番田（現鶴岡市）に向かって流れていた赤川を、江口の締切工事によって東岩本村（現朝日村）の方へ誘導し、さらに赤川・押口両村（現羽黒町）を結ぶ線に河道を固定して鶴ケ岡城を水難から守るとともに、城の東側を守る要塞としたものであり、現在の赤川筋といわれている。その後も袖浦村黒森（現酒田市）の東から坂野辺新田まで幅72m、長さ1,840mの水路開削など新川工事がしばしば行われていたようである。



図－1．4　新川開削計画平面図



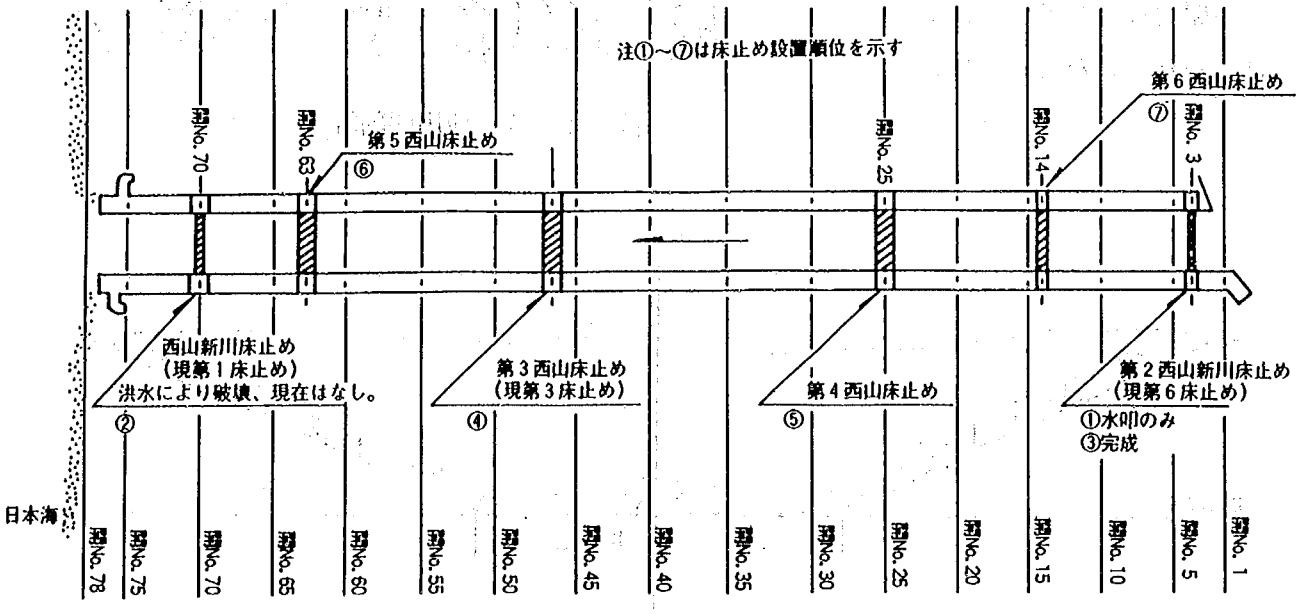
図－1．5　黒森西山新川開鑿横断面図

明治８・12・14年の洪水を契機として、明治18年に赤川筋の河川改修を直接の目的とする「赤川筋水利土功会」が設立され、自らの資力により明治18年から22年度までの５ケ年にわたり河川改修工事が行われた。工事は、上流の熊出から下流の宮野浦まで、護岸・石堤12km余、水制は大小200余ケ所に及ぶ大工事であった。また、三川橋下流の鶴岡と酒田の間には、舟運のための低水工事としてオランダ式水制工が施工された。

大正６年７月に菅原橋下流を河川法適用河川とし、同６年８月に最上川・赤川両川の直轄工事の施工が告示された。これに伴い、基本的な問題処理として、赤川の河道を変更せずに最上川に合流させる場合と、地元民の長年の希望であった黒森西山の新川を開削する場合とについて調査が行われたが、新川開削については、改修上不利であるとの認識のもとに、現河道を改修することとなった。改修は既往大洪水による水害の大きい平野部、すなわち左岸斎村（現鶴岡市）、右岸広瀬村（現羽黒町）から最上川合流点に至る約24kmの間を改修区間として、計画高水流量は明治17年以降の最大洪水流量を参考に2,500m³/sと定め、洪水防御の堤防を築造することになった。

その後、大正９年10月、内務省土木局長及び秋田・山形両出張所長の現地視察を契機に計画の見直しが行われ、内務技師坂口の立案による西山開削工事へと変更された。この計画は、計画高水流量を1,670m³/sに減ずるとともに赤川・大山川合流点の西山砂丘に新水路を開削して、赤川の洪水を直接日本海に放流するもので、これによって最上川とは完全に分離され、出水期間を著しく短縮することができるというものである。

この計画と現河道改修とを比較した結果、改修効果が著しく増大し、工費も節減されることが明らかとなり、新計画は大正10年３月４日付けで認可された。西山新川は、延長約2,800m、底幅約100m、水面勾配1/900で計画・設計された（図－１．４及び図－１．５）。



図－１．６　赤川新川床止め工位置略図

このようにして、昭和２年度には全掘削量の82.5％に当たる666万m³の掘削を完了、７月には一部の通水を開始したが、左右の河岸が次々に侵食され、ついには計画幅員の法面にまで及んできたため、河床洗掘防止、河岸崩壊防止のための護岸工などが計画された。工事は昭和３年３月、上流部の床止め箇所から始まり、新川延長2.8km間の左右両岸にわたる一連の工事は昭和15年度に完成をみた。一方、開削工事の方は昭和11年に新川への通水が行われ、赤川は最上川と切り離された。なお、河床洗掘防止及び河岸の護岸工を保護するため、通水直後の昭和３年度から床止め工事が護岸工事と並行して行われ、昭和16年までに延長2.8km間の６ケ所に床止め工が設置された（図－1．６）。

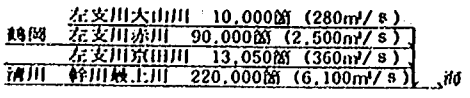
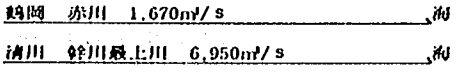
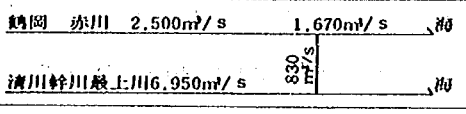
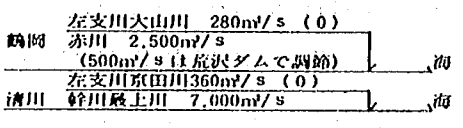
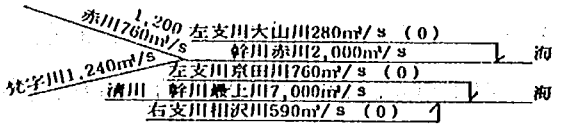
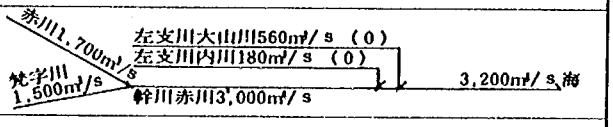
しかし、昭和15年の７・８月に、第１次改修計画高水流量の1,670m³/s を大幅に上回る出水が記録されたことにより、当初計画の2,500m³/sに計画高水流量が改訂（第２次改訂－推定昭和16年）された。流量配分は、2,500m³/s のうち、1,670m³/s は新川（放水路）によって直接日本海へ流し、残りの830m³/s は旧川を経て最上川へ合流させるものとした。なお、大山川の計画高水流量については280m³/s とし、合流時差を考慮し新川に負担させないようにしている。このような経過を経て、22年間にわたる新川開削と護岸、床止め等一連の大工事は昭和17年度に完成した。

戦後、昭和24年になって、上流ダムによる洪水調節を含む第３次計画高水流量改訂が行われ、旧川を黒森で締切り計画高水流量830m³/s の全量を新川へ流下させ、新川の計画高水流量を1,670m³/sから2,500m³/s に高めることとなった。このように、赤川の全流量を新川から直接日本海に放流することとなったことにより、旧川における舟運、かんがい用水の確保を目的とした黒森水門及び延長620mの導水路工事が昭和25年４月に始められ、同28年度に完成した。ここに、赤川は最上川から完全に分離されたことになる。

さらに、昭和28年に基準地点熊出の基本高水のピーク流量を3,000m³/s とし、荒沢ダムなどの上流ダムで調節することにより、新川の計画高水流量を2,000m³/s に減ずる第４次計画高水流量改訂が決定された。しかし、昭和44年８月の前線豪雨により、大きな洪水被害が発生した。これを受けて赤川の一貫した治水の安全を確保する流量検討がなされ、基準地点熊出で基本高水のピーク流量を5,300m³/s、計画高水流量を3,000m³/s として、2,300m³/s は上流ダム群で調節することとし、大山川合流点下流は大山川の合流量200m³/s を合わせ河口まで3,200m³/s とする計画改訂が昭和51年３月に決定された。

以上のように、赤川では明治以来幾度もの改修が行われてきた。これら改修計画は表－１・２にまとめられている。表－１．３には計画高水流量の変遷がまとめられている。

表－1．2　河川改修計画一覧表

年次	事項
明治18年	赤川、水利土功会（東西両田川郡町村連合会管理）設立。河身改良工事に着手。 5カ年継続事業。 赤川、国直轄事業（低水工事）に着手。同34年完成。
大正6年9月	当初計画高水流量決定。 
大正10年3月	第1次計画高水流量改訂。 
大正10年6月	赤川を最上川から分離するための放水路開削工事に着手。
昭和11年	赤川を直接日本海に放流（放水路工事は昭和17年まで継続）
昭和16年（推量）	第2次計画高水流量改訂。 
昭和24年	第3次計画高水流量改訂。 
昭和28年	第4次計画高水流量改訂。 
昭和28年6月	最上川と赤川を分離する締切工事が完成。
昭和35年12月27日	治水事業十箇年計画（昭和35年～44年）閣議決定。 前期五箇年計画（昭和35年～39年） 後期五箇年計画（昭和40年～44年）
昭和40年8月27日	第2次治水事業五箇年計画（昭和40年～44年）閣議決定。
昭和42年2月	赤川水系工事実施基本計画決定。
昭和42年5月25日	河川法第9条第2項による指定区間外区間告示。 赤川延長33.016km、支川、大山川延長2.5km。
昭和44年3月25日	第3次治水事業五箇年計画（昭和43年～47年）閣議決定。
昭和47年6月30日	第4次治水事業五箇年計画（昭和47年～51年）閣議決定。
昭和48年4月12日	河川法第9条第2項による指定区間外区間告示。 赤川支川、内川、延長1.0km
昭和51年3月	現計画流量決定（赤川） 赤川水系工事実施基本計画改訂 
昭和52年6月28日	第5次治水事業五箇年計画（昭和52年～56年）閣議決定。

表－１．３　計画高水流量変遷一覧表

計画名	対象流域	時期	着手の契機	計画高水流量(m³/s)	計画内容
当初計画	上中下流	大正６年	明治37年７月洪水 大正３年７月洪水	鶴岡　2,500	明治17年以降の最大洪水を対象に水位流量曲線式より算出。
第１次改訂計画	〃	大正10年	放水路計画	鶴岡　1,670	水位流量曲線の修正および流出係数の検討により行う。
第２次改訂計画	〃	昭和16年	昭和15年７月洪水	鶴岡　2,500 新川　1,670 旧川　830	計画高水流量を超す2,700m³/ｓの出水があったことによる。 詳細は不明増分 830m³/s を旧川を利用して最上川に合流させる。
第３次改訂計画	〃	昭和24年	昭和15年７月洪水 (荒沢ダム計画)	鶴岡　2,500	昭和15年７月洪水は2,700m³/sの出水があったとして基本高水流量を 3,000 m³/s とし、荒沢ダムにて500m³/s 調節することとした。大山川の計画高水流量を280m³/ｓとした。
第４次改訂計画	〃	昭和28年	昭和15年７月洪水 (荒沢ダム) (八久和ダム計画)	鶴岡　2,000	昭和15年７月洪水を主要な対象洪水として基準地点鶴岡における基本高水流量を3,000m³/ｓとし、この内上流ダム群により1,000m³/s(荒沢ダム840m³/s、八久和ダム160m³/s) 調節し、河道における計画高水流量を2,000m³/sとした。
第５次改訂計画 (現計画)	〃	昭和51年 (1976)	昭和15年７月洪水 昭和21年６月洪水 昭和28年８月洪水 昭和30年６月洪水 昭和44年８月洪水	熊出　3,000	昭和15年７月洪水、昭和21年６月洪水 昭和28年８月洪水、昭和30年６月洪水 昭和44年８月洪水を主要な対象洪水として、基準地点熊出における基本高水流量5,300m³/ｓとし、この内上流ダム群により2,300m³/ｓを調節し、河道の計画流量を3,000m³/ｓとした。

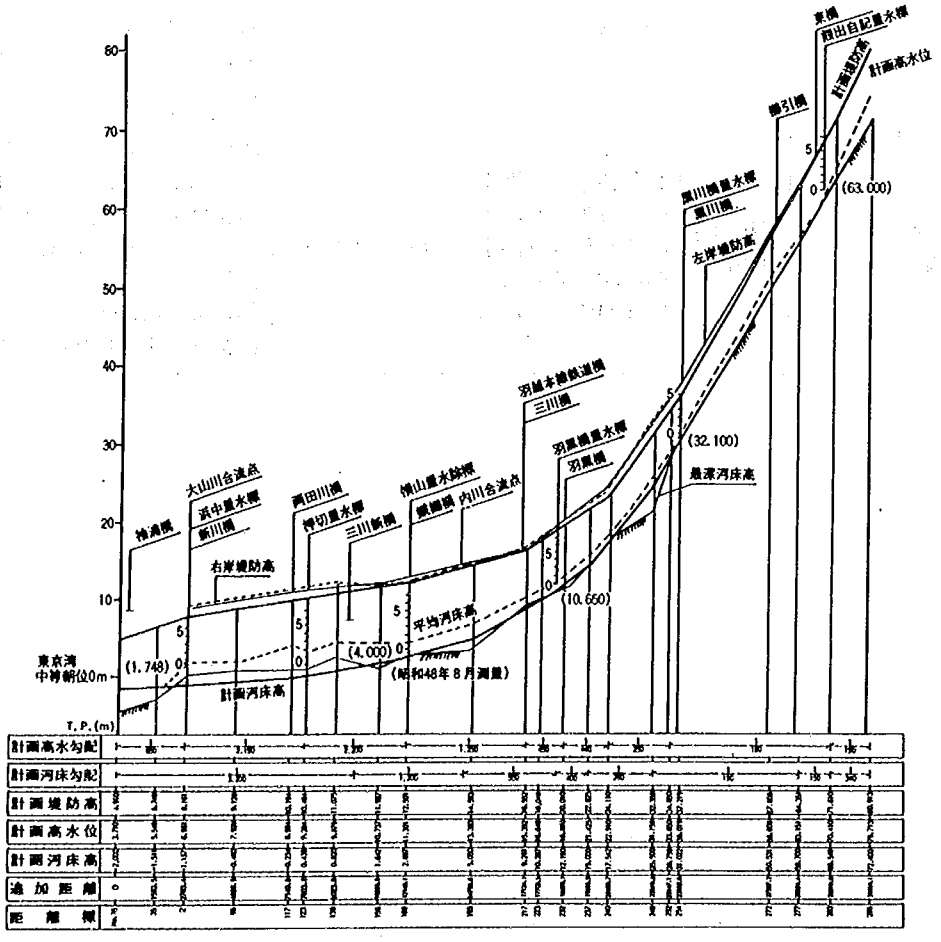
第２章　模型実験

２．１　実験目的

２．１．１　実験目的

赤川は、最上川に合流し日本海へそそいでいた頃より、洪水に再々見舞われ、多くの被害を出してきた。このため、昔から小規模な改修工事がくり返されて来た。そして、大正10年より西山砂丘に新川を開削することにより、最上川と分離して単独で日本海にそそぐようにする大規模な改修工事が実施された。工事は昭和28年に完成し、赤川は最上川と分離された。新川は、その河床維持と河岸侵食防止のために７基の床止め工群（現在、第１床止め工は崩壊、第３床止め工は破損した状態である。）が設けられていることが特徴的である。しかし、昭和44年８月に計画高水流量を上回わる洪水に見舞われたことから、流量検討がなされ、計画高水流量の改訂がなされた。

この改訂において、赤川の流下能力上、現在設置されている床止め工群の撤去を含む河道改修の必要性が明らかとなった。本実験では、床止め工群を全て撤去し、有堤部・放水路部の河道改修を行った計画河道と、床止め工群を撤去し、仮床止め工を設けた暫定河道とにおいて、河床変動（河床低下・局所洗掘など）を把握し、既設備構造物への影響、保護工範囲の把握、保護工法の提案を行うことを目的とする。



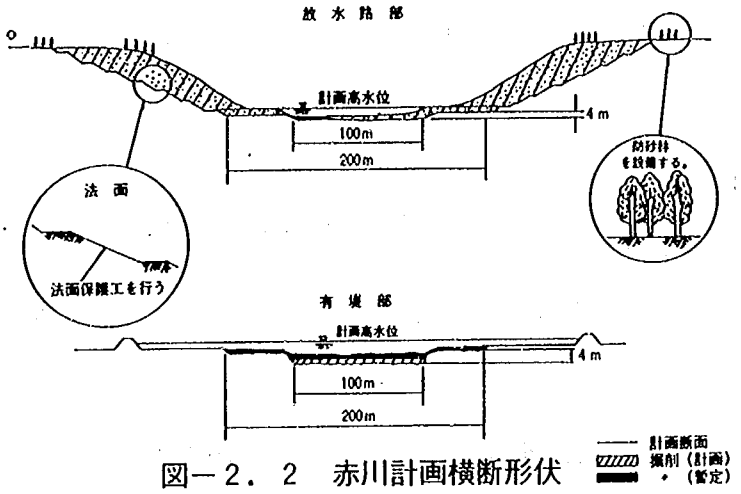
図－２．１　赤川縦断面図

計画河道

赤川は全川にわたり築堤が完了し、また、沿川の土地利用が進んでいるので、引堤および計画高水を上げることによる断面確保が困難なため、新川部の拡幅、現河道内の掘削を行うことにより河積を確保し、計画高水流量に対処することを基本方針とした。

計画縦断形状は、下流部は流下能力を確保するため掘削し、その上流については現況最深河床高の最も高い位置を包絡する線を目途に河床変動等を勘案しさらに、内川合流点付近において現況平均河床高にすり付ける計画とした（図－２．１）。

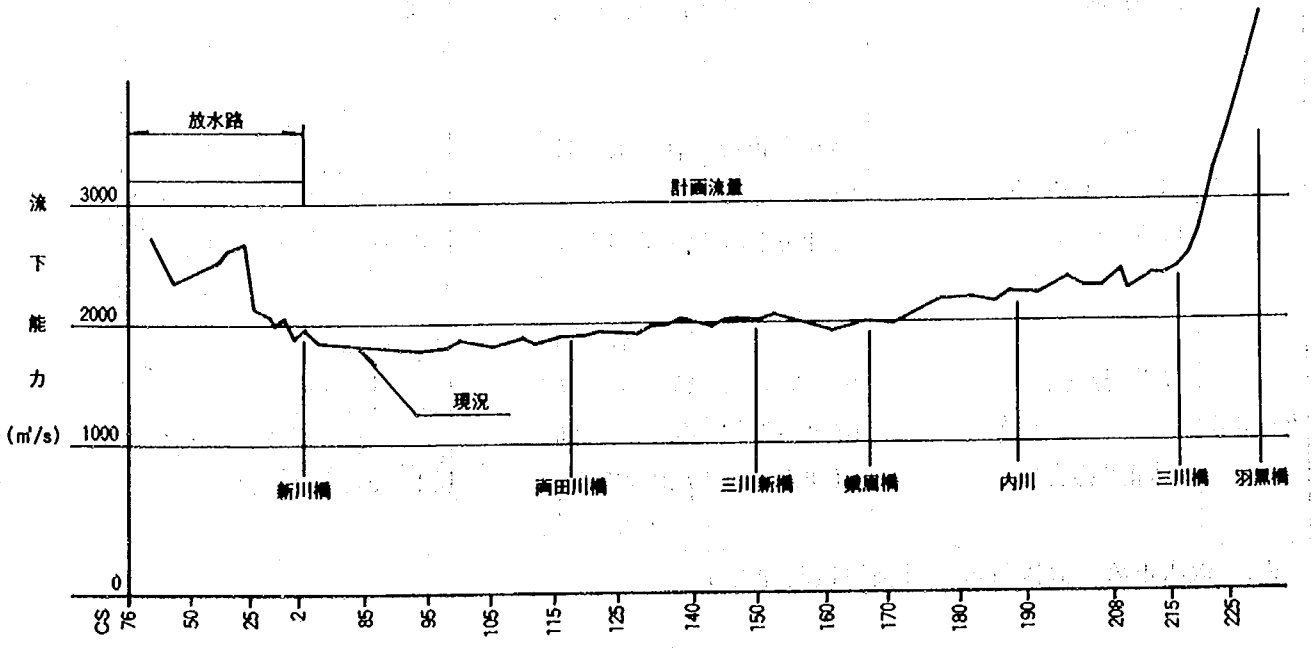
堤防法線については全川にわたり築堤が完成しており、現況法線を踏襲する計画としている。計画横断形状については、計画高水流量を流下させるために必要となる河積を確保できるように掘削することとした。すなわち、低水路については、年１～２回の流出頻度となる500m³/sを対象として、低水路幅を100mとし、三川橋付近で上流部現況低水路にすりつけることとした。さらに、流下能力を確保するため、低水路の両側に中高水敷を設けるものとし、その全幅を200mとした。図－２．２は、一般的な横断形状を示す。



図－２．２　赤川計画横断形状

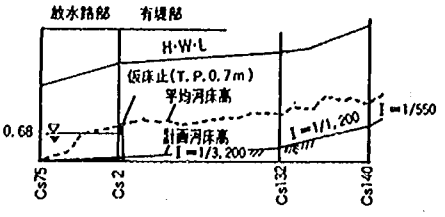
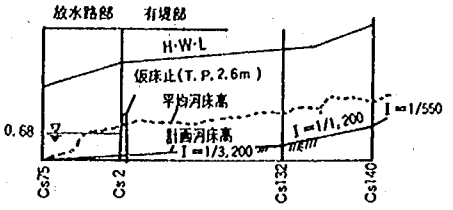
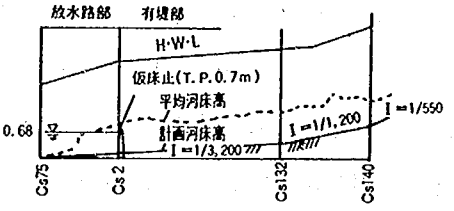
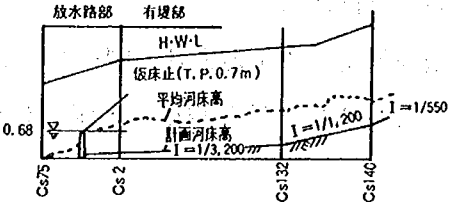
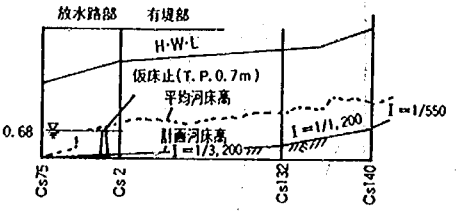
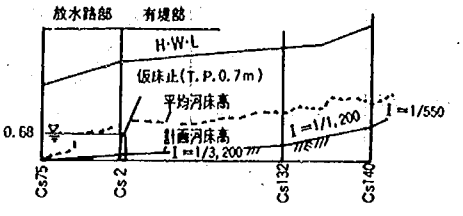
暫定計画河道

現在河道の流下能力は、図－２．３に示されるように、計画高水流量の６割程度しかなく、昭和44年８月出水における戦後最大流量2,200m³/sに対処できる暫定計画が必要とされた。暫定河道の策定

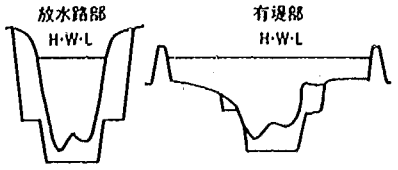
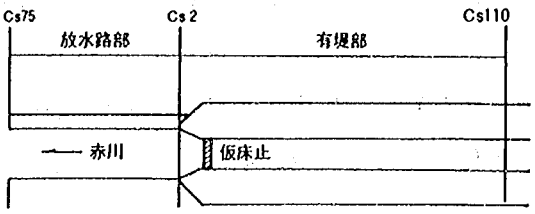
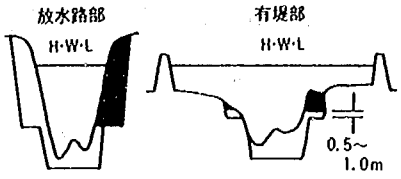
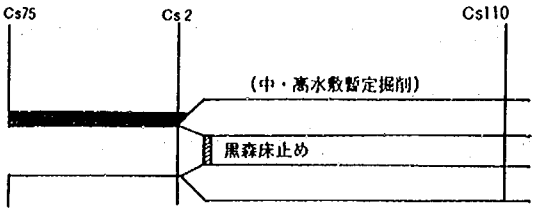
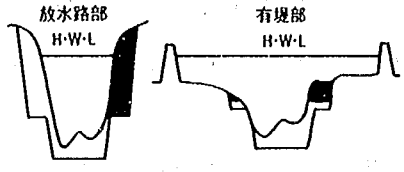
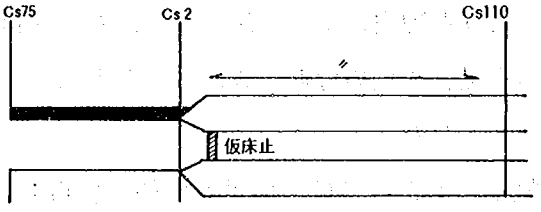
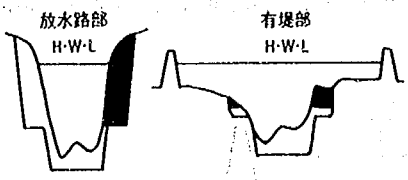
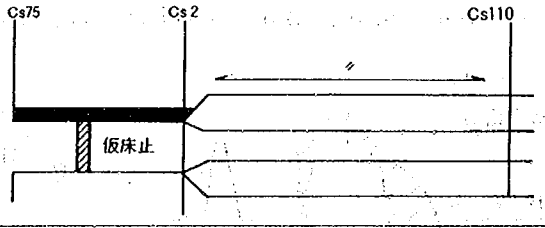
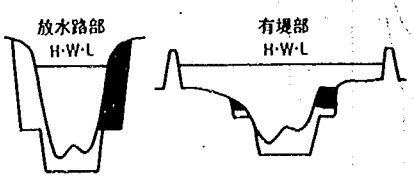
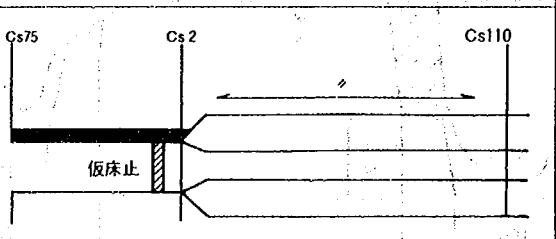
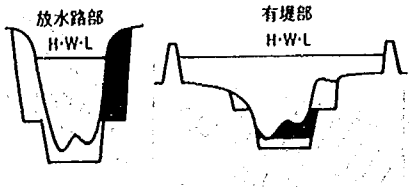
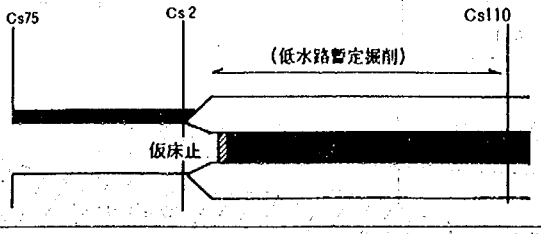


図－２．３　流下能力

表－２．１　６種の暫定河道案

	内容				縦断形
	放水路	黒森床止め	仮床止め※	有堤部	
ケース１	床止め撤去	撤去	黒森床止め附近設置(T.P.0.7m)	現況	
ケース２	右岸拡幅 床止め撤去	黒森床止め代用(T.P.2.6m)	黒森床止め代用(T.P.2.6m)	中水敷 暫定掘削	
ケース３	右岸拡幅 床止め撤去	撤去	黒森床止め附近設置(T.P.0.7m)	中水敷 暫定掘削	
ケース４	右岸拡幅 第４床止め以外撤去	撤去	第４床止め附近設置(T.P.0.7m)	中水敷 暫定掘削	
ケース５	右岸拡幅 第５床止め以外撤去	撤去	第５床止め附近設置(T.P.0.7m)	中水敷 暫定掘削	
ケース６	右岸拡幅 全床止め撤去	撤去	黒森床止め附近設置(T.P.0.7m)	低水路暫定高掘削(計画河床高+1.7m)	

※1　仮床止め工設置付近は計画河道断面とする。

横断形	平面形
 放水路部 H·W·L 有堤部 H·W·L	 Cs75 Cs 2 Cs110 放水路部 有堤部 赤川 仮床止
 放水路部 H·W·L 有堤部 H·W·L 0.5~ 1.0m	 Cs75 Cs 2 Cs110 (中・高水敷暫定掘削) 黒森床止め
 放水路部 H·W·L 有堤部 H·W·L	 Cs75 Cs 2 Cs110 仮床止
 放水路部 H·W·L 有堤部 H·W·L	 Cs75 Cs 2 Cs110 仮床止
 放水路部 H·W·L 有堤部 H·W·L	 Cs75 Cs 2 Cs110 仮床止
 放水路部 H·W·L 有堤部 H·W·L	 Cs75 Cs 2 Cs110 (低水路暫定掘削) 仮床止

にあたっては、地域特性、河道特性などを考慮した段階的な掘削を行うとともに、有効な治水効果を発揮させることとし、放水路部に塩水遡上の防止及び河床の安定を図るため仮床止めを設け、これより上流側については仮床止め高から計画河床と平行な暫定河床を設定した。

暫定河道の決定にあたっては、表－２．１に示す６種類の河道について比較検討が行われた。その結果、表－２．２に示されるような結果が得られ、以下の理由によりケース３が採用された。

i）仮床止め高さは、低い方が下流に与える影響が小さい。

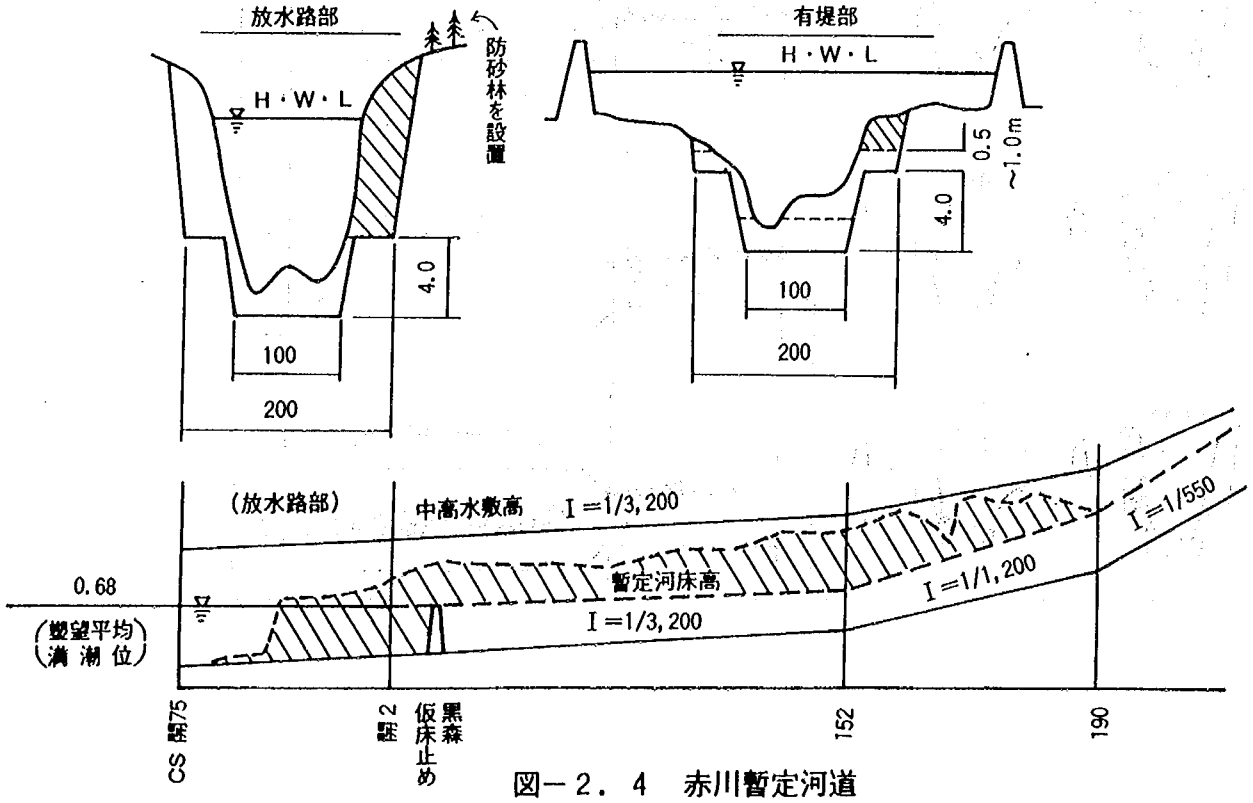
ii）疎通能力の向上からみた場合、仮床止めは最上流の黒森床止め付近に設けた方がよい。

iii）現黒森床止めは老朽化しており補修が必要とされ、魚道の設置など考慮すると新しい仮床止め工の設置が望まれる。

iv）有堤部の低水路掘削は流下能力及び河床安定上問題がないものの、132基の水制撤去及び施設対策を考慮すると膨大な事業費が必要とされる。これに対し、中水敷暫定掘削の場合、河床の低下量は最大１ｍ程度と小さく、施設対応も容易である。したがって経済性・施工性を考慮すると、中水敷暫定掘削の方が望ましい。

図－２．４は、このような理由に基づき決定された暫定河道であって、放水路部については、現床止めを撤去し仮床止めを黒森床止め付近に設けるとともに、右岸の拡幅を行い、有堤部については、中水敷の掘削を行うこととした。

なお、暫定河道の施工にあたっては、橋梁の架替（新川橋、大山川橋）、仮床止めの設置、現況床止め撤去（第２、第３、第４、第５、第６、黒森床止め）、飛砂防止対策、有堤部中水敷暫定掘削、放水路右岸拡幅の順とする。



図－２．４　赤川暫定河道

仮床止め工

仮床止めの天端高は、現況河道高より低く、また下流の現床止めは撤去するため、将来河床の状況が大きく変化するものと予想される。このことから、仮床止め工の構造、護岸工範囲、現況床止め工撤去に伴う影響（床止め下流の局所洗掘、河床低下など）を見積らなければならない。

仮床止め工の構造については、図－２．５、図－２．６に示すようにコンクリート構造案とブロック構造案を取り上げ、実験を通じ構造を決めることとした。

２．１．２　検討項目

①計画河道の安定性

計画河道では、疎通能力の向上のため現在設置されている床止め工６基を撤去するとともに、河床掘削、有堤部中水敷掘削、放水路部高水敷拡幅と、河道を大きく変更することから、河床の維持、構造物への影響などを把握しておく必要性がある。この場合、模型実験のみでなく河床変動計算による検討が有効である。

②暫定河床の安定性

暫定計画は、計画河道への移行期とし、仮床止め工を設置し、現床止め工を撤去するものであり、計画河道同様、暫定河床の維持、さらにはこのような人為的変更が上下流に与える影響を事前に検討しておくことが必要である。この場合も河床変動計算による検討が有力な方法とされる。

③段階施工時における河床の安定性と護岸等の既設構造物に与える影響

現床止めは、仮床止め設置後に撤去されることとされており、その撤去順序などを検討するとともに、段階的な撤去時における問題点を把握しておかなければならない。なお、検討にあたっては、河床変動計算を行うとともに、局所的な問題を解明しその対策を講ずるためには模型実験による検討が望ましい。

④仮床止め周辺の局所洗掘

仮床止めの上・下流においては、設置後局所洗掘の発生が予想され、局所洗掘の範囲と規模とを明らかにしておくとともに、その対策を講じておく必要がある。この問題の検討にあたっては、現床止めに関する実測資料の解析とともに、模型実験による検討が最適と考えられる。

⑤上流区間における水制等既設構造物に与える影響

上流区間においては、仮床止めの設置により現況河床は低下するため、水制等既設構造物に対する影響を把握し、その対策を検討しておくことが望ましい。検討にあたっては、河床変動計算を行うとともに、現況河床の状況、とくに平均河床高と構造物周辺の河床状況との関係を明らかにする必要がある。

⑥大山川の改修

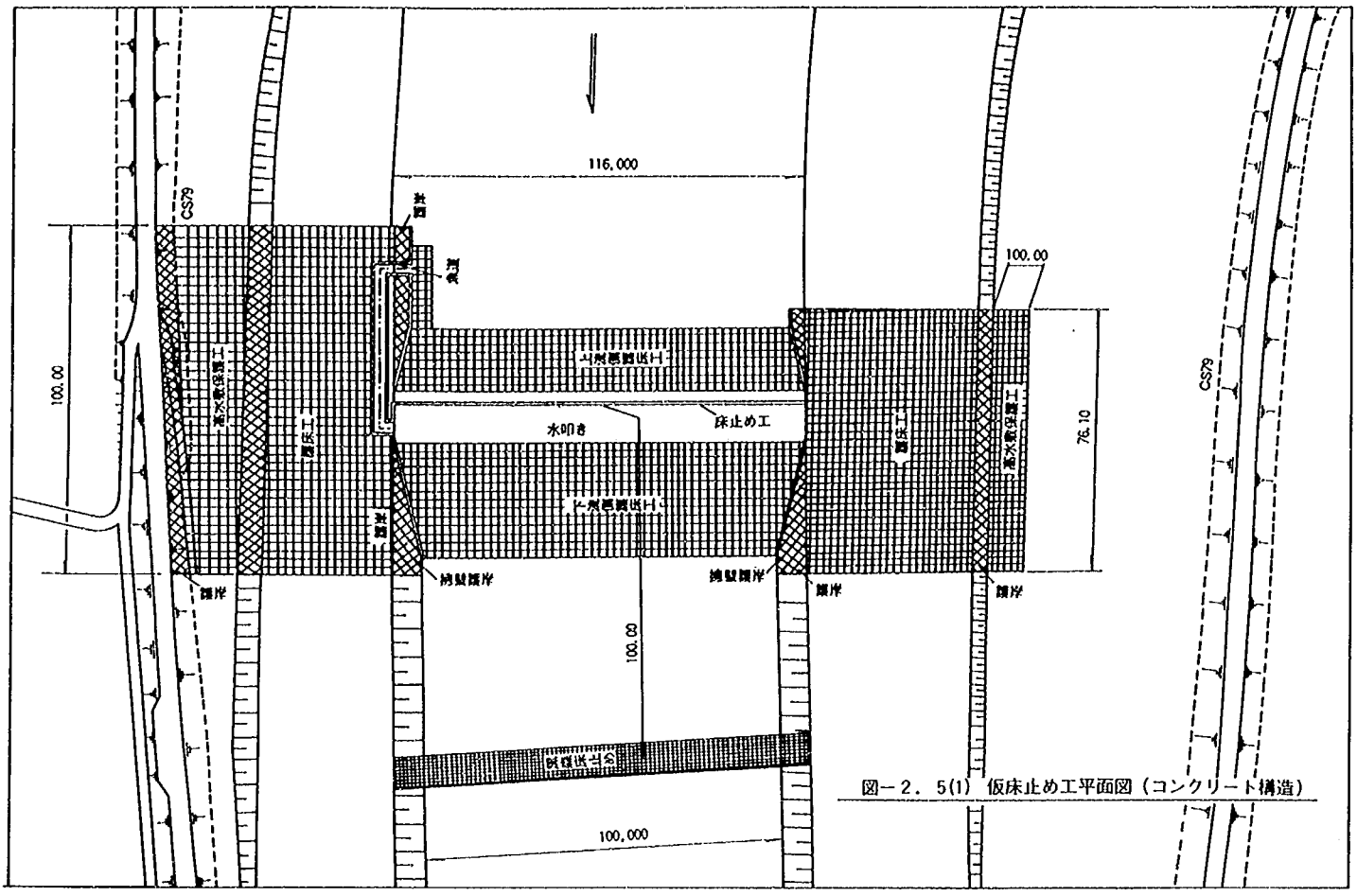
本川の改修により、大山川についても河床の低下が予想されるため、本川改修が及ぼす影響を明らかにするとともに、その対策を講じておく必要がある。大略的な検討には河床変動計算の手法が用いられるが、とくに本川との合流点付近の局所的問題には模型実験を併用することが好ましい。

⑦河川処理

現状においても、河口には左岸より砂州が形成され、将来とも河口閉塞の問題が予想されるため、現地資料に基づく検討を初めとし、総合的な検討をしておくことが望ましい。

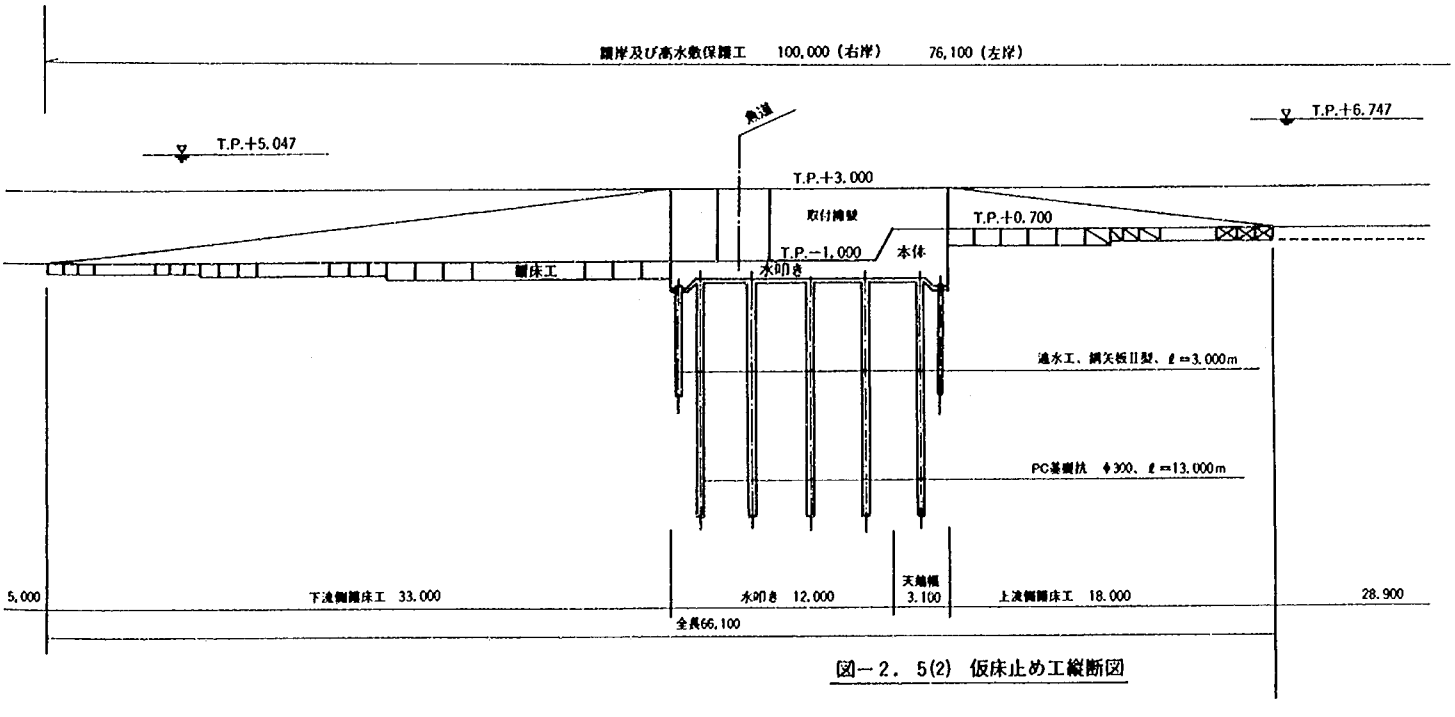
表－２．２　暫定河道案の比較検討

ケース		ケース１	ケース２	ケース３	ケース４	ケース５	ケース６
対策工法案	放水路および第2-6床止め黒森床止め	全床止め撤去	放水路右岸拡幅 第2-6床止め撤去	放水路右岸拡幅 全床止め撤去	同　左	同　左	同　左
	仮床止め(T.P.＋0.7m)	黒森床止め付近に設置	現黒森床止めを代用(補修) (T.P.2.6m)	黒森床止め付近に設置	第４床止め付近に設置	第５床止め付近に設置	黒森床止め付近に設置
	有堤部	現　況	中水敷暫定掘削	同　左	同　左	同　左	低水路暫定掘削
H.W.L.での最小流下能力		1,900m³／s	2,050m³／s	2,200m³／s	2,100m³／s	2,100m³／s	2,300m³／s
2,200m³／s不等流計算水位とH.W.L.との差		最大35cm（11km区間）	最大25cm（３km区間）	－	最大12cm(2.8km区間)	最大10cm(28km区間)	－
河道の安定性（河床変動）		① 仮床止めの高さで全区間が安定勾配となっている。 ② 放水路部は第４床止め下流部で約１mの堆積。 ③ 有堤部は黒森床止めでほぼ安定となっていたものが①のため最大１m河床低下している。	① 放水路部の河口部は、ケース１と同様、安定勾配になり約１mの堆積、また、床止め撤去の影響で黒森床止め下流で1.6mの洗掘。 ② 有堤部は現況黒森床止めの高さで安定している。	① ケース１と同様。 ② 放水路右岸拡幅および有堤部中水敷、暫定掘削が河床変化に与える影響は小さい。	① 仮床止め下流で、約0.7mの落差が生じるが、これは現況床止め下流の局所的な変化から見て、もっと大きいものと推定される。 ② ケース１の②と同様。 ③ 仮床止めにより、約0.7m河床が低下している。(有堤部)	① 仮床止め下流で、約0.4mの落差が生じる。 ② ケース１の②と同様。 ③ 有堤部は黒森床止めの高さで安定していたものが仮床止めにより約１m河床低下している。	① ケース１と同様。 ② 有堤部の河床変化は小さく、他のケースと比較し、最も河床の安定性がよい。
大山川への影響		・合流点付近の河床高は現況とほぼ同じ。	・合流点付近の河床高は床止め撤去により、約0.5m河床低下となっている。	・ケース１と同様。	・合流点付近の河床高は仮床止めにより約0.6mの堆積となっている。	・ケース１と同様。	・ケース２と同様。
施設の方策		・河床低下により、有堤部の水制、護岸に対策が必要。	・河床低下により有堤部の水制、護岸に、又、床止め下流では大規模な局所洗掘が生じる可能性があり対策が必要。	・河床低下により有堤部の水制、護岸に対策が必要。	・有堤部の河床低下により水制の対策が必要。	・有堤部の河床低下により水制、護岸の対策が必要。	・水制の撤去および護岸対策が必要。
施工性		・床止め撤去の優先順位を考慮する必要性あり。	・ケース１と同様。 ・陸上掘削で施工性が良い。 ・放水路法面保護および飛砂防止工法の必要性あり。	・ケース２と同様。	・ケース２と同様。	・ケース２と同様。	・ケース２と同様。 ・掘削土量が多い。
経済性	改修案の対策費	19億円	115億円	116億円	114億円	114億円	260億円
	施設対策費	4億円	0.4億円	3.7億円	2.2億円	2.8億円	－
環境		特に問題なし	・放水路拡幅時には飛砂法面保護に対策を要する。	・ケース２と同様。	・ケース２と同様。	・ケース２と同様。	・ケース２と同様。
その他		・放水路区間は堆積傾向にあり、将来河床高での流速は４m／s以上となる。また、水位上昇が著しい。	・中水敷掘削箇所の大半が民有地である。	・ケース２と同様。	・ケース２と同様。	・ケース２と同様。	・現況と低水路法線が一致していない箇所の対応が必要である。
問題点		① 有堤部では、河床低下により水制、護岸対策が必要。 ② 放水路河口付近の堆積により河口部の水位上昇が著しい。 ③ 最大約 300m³／s流下能力が不足。	① 黒森床止めの補強時は、漁道を新設する必要がある。 ② 最大約 150m³／s流下能力が不足。 ③ 有堤部は河床低下により水制対策が必要。ただし、他と比較し費用は少ない。	① ケース１の①と同様。	① 仮床止め下流で局所洗掘が生じる可能性あり。	① ケース４の①と同様。	① 将来計画と不整合が生じ年戻りが生じる。

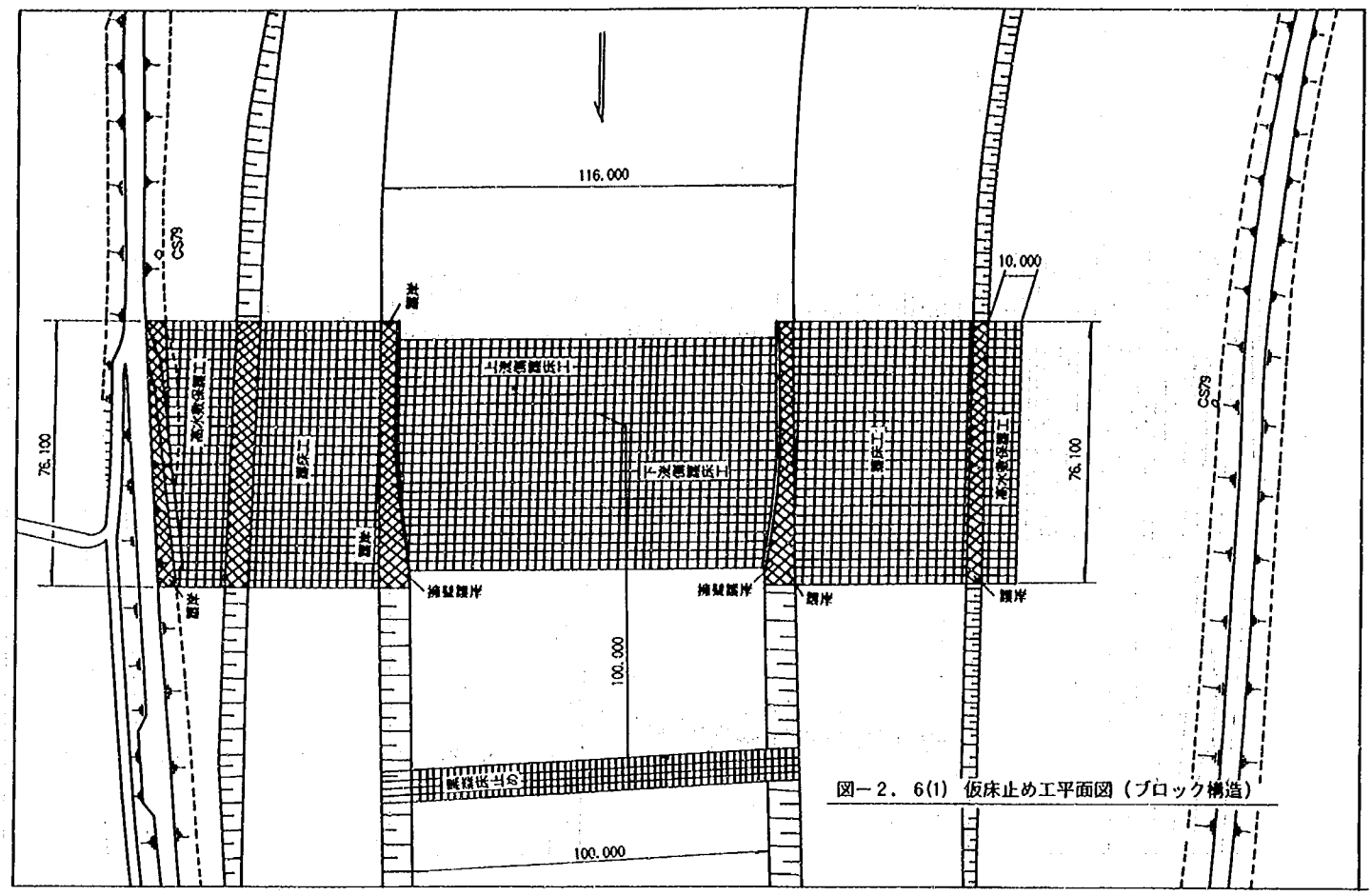


図－２．５(1)　仮床止め工平面図（コンクリート構造）

D－D断面



図－２．５(2)　仮床止め工縦断図


116.000
10.000
CS79
76.100
76.100
100.000
100.000
捨石護岸
護岸
護岸

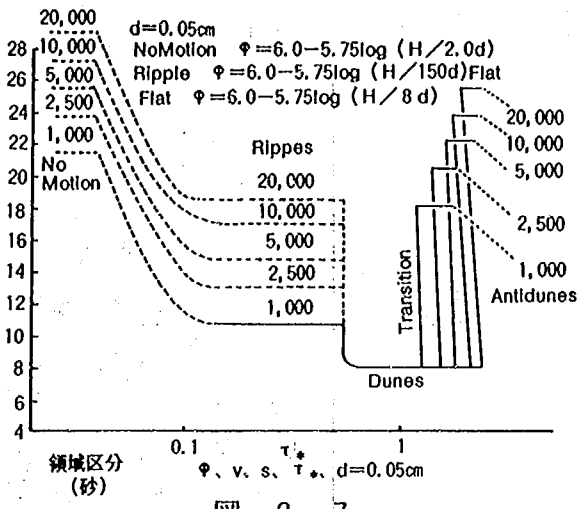
2．2　相似律

模型実験により水理的検討を行う場合、相似律の問題が重要となる。模型上で現地の現象を完全に再現することは困難であることから、現象を支配する条件を明確にし、種々の水理量に関する模型縮尺を決定しなければならない。特に移動床模型においては流れの相似性に加え、河床形態の相似性をも満足させなければならない。

2．2．1　流れの相似性

一般に、レイノルズ数が極めて大きい開水路流れにおいては、フルードの相似則を満足させることにより、流れの相似性が満たされるとしている。いま、フルードの相似則を適用し、各水理量の縮尺を決定すると次のように示される。ここで、鉛直縮尺Hr＝50、水平縮尺Xr＝50としている。

水　　深	$hr=Hr=50$
川　　幅	$Br=Xr=50$
水面勾配	$Ir=Hr\cdot Xr^{-1}=1$
断 面 積	$Ar=Hr\cdot Xr=2,500$
流　　速	$Vr=Hr^{1/2}=7.07$
流　　量	$Qr=Hr^{3/2}\cdot Xr=17,678$
粗度係数	$nr=Hr^{2/3}\cdot Xr^{-1/2}=1.92$

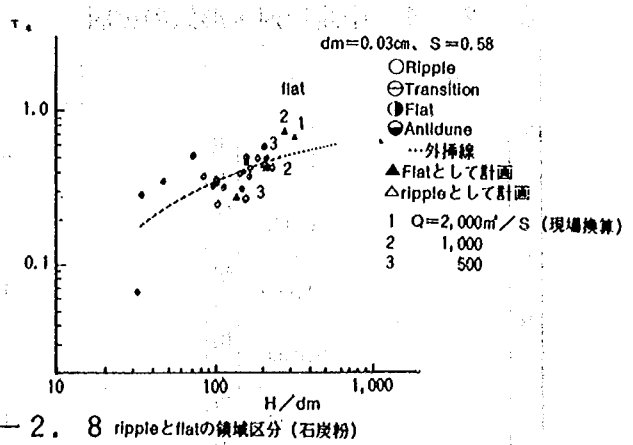


図－2．7

2．2．2　河床形態の相似性

河床形態の相似性は、発生する河床波の相似性と、河床変動、局所洗掘など移動量の相似性が重要となる。模型の河床材料として現地の河床材料の水中比重と等しい材料、つまり砂を用いる場合、その粒径比を模型縮尺比に合わせることにより、河床形態の相似性はほぼ満足される。しかし、赤川の場合現地の河床材料が代表粒径で0.4mmと細かいために、模型で砂を用いることは難しく、今回は比重の軽い石炭粉（水中比重S＝0.58）で代用し、粒径を大きくする手法を用いた。このことから、河床波の相似性と移動量の相似性の検討を行った。

小規模河床波の相似性については、平均川幅115m、河床勾配1／850を仮定し、等流とみなした場合の河床形態について山本氏*が提案した図－2．7、図－2．8を用いて検討を行った。結果を表－2．3に示している。中規模河床波の相似性については、鮭川氏**の方法により検討すると表－2．4のようになる。

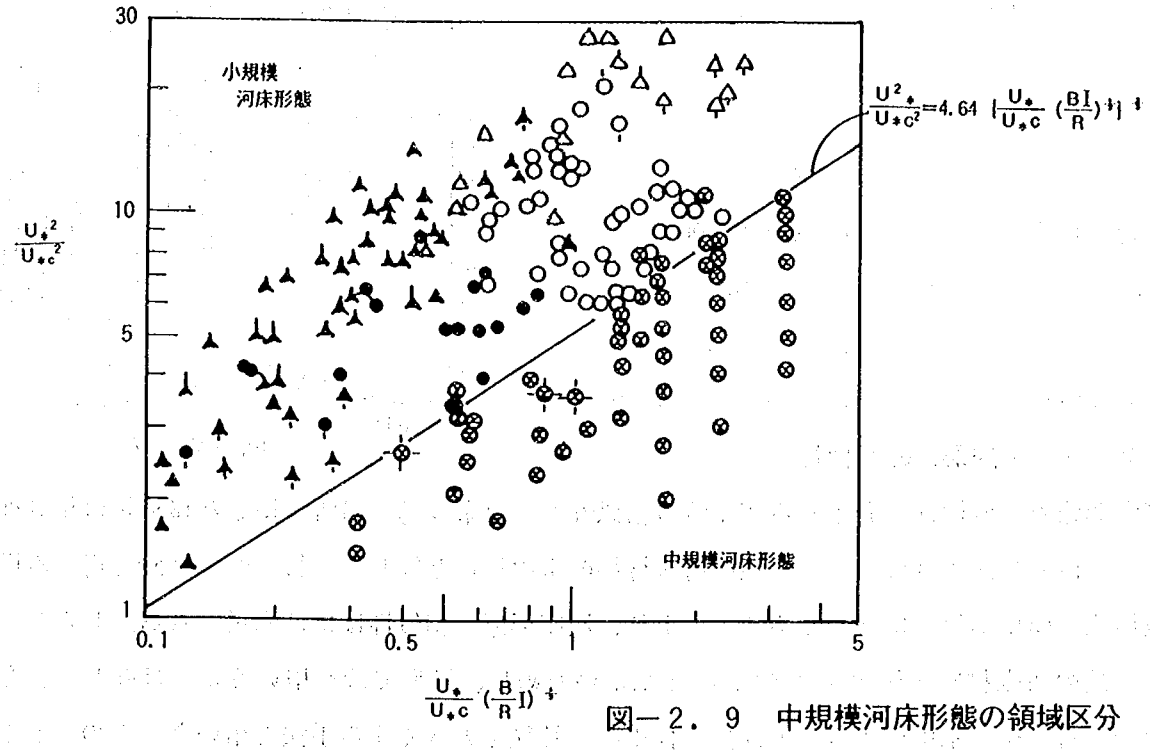


図－2．8 rippleとflatの領域区分（石炭粉）

* 山本　晃一：河川における砂の移動機構に関する研究ノート(II)、土木研究所資料、第1543号、1970
** 鮭川　登：実験水路における交互砂州(砂れき堆)の形成条件、土木学会論文集、第207号、1972

表－２．３　河床形態の検討

流況			水深 h (m)	流速係数 φ	無次元流力 τ_*	$\frac{h}{d}$	領域区分 (図-4.2参照)	粗度係数 n	備考
A	2,000 m/s	現地	3.62	23.5	6.45	9,050	flat～antidune	0.0168	
	0.113	模型	0.0963	15.3	0.651	321	flat	0.0141	
B	1,000	現地	2.36	22.4	4.20	5,900	flat～antidune	0.0165	
	0.0566	模型	0.062 0.0951	14.2 7.81	0.419 0.643	207 317	?	0.0142 0.0276	
C	500	現地	1.53	21.3	2.74	3,825	Dunes～flat	0.0161	
	0.0283	模型	0.0422 0.0649	13.2 6.95	0.285 0.439	141 216	ripples	0.0143 0.0291	



図－２．９　中規模河床形態の領域区分

表－２．４　中規模河床形態の検討

流況			$\frac{U_*^2}{U_{*c}^2}$	$4.64\left[\frac{U_*}{U_{*c}}\left(\frac{BI}{R}\right)^{\frac{1}{3}}\right]^{\frac{4}{3}}$	領域区分
A	2,000	現地	2,580	21.3	中規模河床形態は卓越しない。
	0.113	模型	260	9.02	〃
B	1,000	現地	1,680	21.3	〃
	0.0566	模型	168 257	9.03 9.03	〃
C	500	現地	1,096	21.3	〃
	0.0283	模型	114 176	9.02 9.02	〃

以上のことから、

- 模型では、比較的リップルの発生しにくい領域であり、現地に近い小規模河床波を呈すると考えられる。
- 現地・模型いずれも砂州などの中規模河床波は発生しにくい。

ことが推察され、河床波の相似性は満足されるといえる。

移動量の相似性は、河床材料の動きやすさと、流送形態が重要とされ、それぞれの代表パラメータとして無次元掃流力τ_*と摩擦速度と沈降速度の比u_*/ω_oが挙げられる。この二量についてまとめると、表－２．５のようになる。以上から、現地、模型いずれの流量でも浮遊主体の移動形態であり、局所洗掘形状の相似性は良いものと判断される。

次に、浮遊砂の考慮されているBrown式を用いて、移動床の時間縮尺を検討した。

Brown式は次式で表わされる。

$$Q_s=B\cdot q_s=B\cdot 10\cdot u_*^{5}/\ (g^2\cdot s^2\cdot d)$$

この式において現地と模型の比を求めると、

$$Q_{sr}=B_r\cdot u_{*r}^{5}\cdot s_r^{-2}\cdot d_r^{-1}=X_r\cdot H_r^{5/2}\cdot s_r^{-2}\cdot d_r^{-1}$$

となり、流砂量の縮尺は、模型縮尺、河床材料の粒径および比重の縮尺を既知量として求められる。

流砂量における時間縮尺は、

$$t_{sr}=H_r\cdot s_r\cdot X_r^{2}\cdot Q_{sr}^{-1}$$

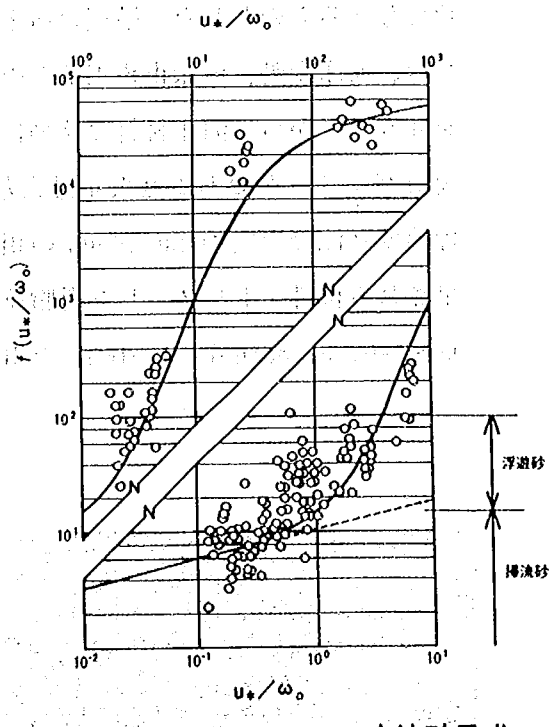
で表わされ、これより、赤川の流砂・河床変動に関する時間縮尺は５程度と判断された。

表－２．５　移動量の相似性

流量 (m³/s)		τ_*	τ_{*r}(現地/模型)	$\frac{U_*}{\omega_o}$	$(\frac{U_*}{\omega_o})_r$(現地/模型)
A	2,000	6.45	9.91	4.09	1.23
	0.113	0.651		3.33	
B	1,000	4.20	10.02 (6.53)	3.30	1.24 (0.997)
	0.0566	0.419 (0.643)		2.67 (3.31)	
C	500	2.74	9.61 (6.24)	2.66	1.20 (0.971)
	0.0283	0.285 (0.439)		2.21 (2.74)	

- (　)内は rippled bed と考えた場合
- 沈降速度は
  現　地 (0.4㎜砂)　$\omega_o=5$ ㎝/s
  実験室 (0.3㎜石炭粉)　1 ㎝/s

$$\frac{q_t}{U_{*o}d}=\frac{7.66}{265\Psi c}\left[\frac{\tau e}{(\sigma/\rho-1)gd}-\Psi c\right]\cdot f\left(\frac{U_*}{\omega_o}\right)$$



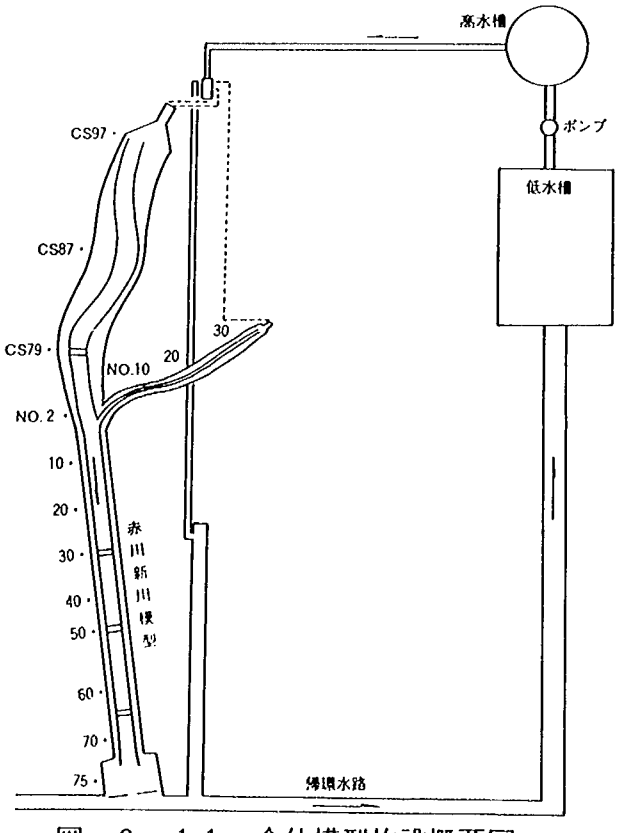
図－２．10　Laursenの全流砂量式

2．3　模型の概要

模型実験は、現地で起こる複雑な現象を、現地の一部分を縮小した模型上に再現し、目的にかなった解を得ようとするものである。模型における鉛直、水平縮尺は、検討対象流量と模型の給水施設との関係及び、検討区間の範囲、現地河床材料などから決められる。全体模型では、検討区間上下流の河道法線を考慮して、本川の模型範囲として河口からCS97付近までの約４km区間、また、左支川大山川については、合流点流況が相似となるように、合流点から上流100m区間、浜中樋管までが、含まれるものとし、その縮尺を鉛直、水平とも１／50の無歪み模型とした。模型は、河道低水路部分を移動床とし、水中比重Ｓ＝0.58、粒径dm＝0.28mmの石炭粉を敷き詰め再現し、高水敷、堤防、床止めはモルタルによって再現した。なお、護床工、根固め工については、粒径が20mm程度の砕石を用いた。また、現在設置されている橋、将来設置される橋については、実験の河道条件（現況、暫定、計画）に合わせ、流れに影響を及ぼす橋脚のみを木で製作し、平面図などに照しあわせ所定の位置に設置した。

流量は、模型上流端に設けられた量水槽を用いて送水管のバルブ調節により設定し、河口水位は、下流端ゲートを操作することにより設定した。水は帰還水路を通り循環式になっている。

抽出模型は、仮床止め工の構造を決める資料を得るもので、幅50cmの二次元水路内に製作した。模型縮尺は、水路の給水能力などから鉛直、水平とも１／20の無歪みとし、流量は全体模型で測定された仮床止め工下流側護床工上の流速、水位を用いて、床止め工幅の比で与えるものとした。模型の河床材料としては、河床変動、仮床止め工下流の局所洗掘を問うことから、河床材料の移動に関して重要なパラメータである無次元掃流力τ_*、摩擦速度と沈降速度の比u_*/ω_oの相似性が満足される材料、ポリスチレン樹脂粒（水中比重Ｓ＝0.05、粒径ｄ＝1.51mm）を用いた。



図－２．１１　全体模型施設概要図

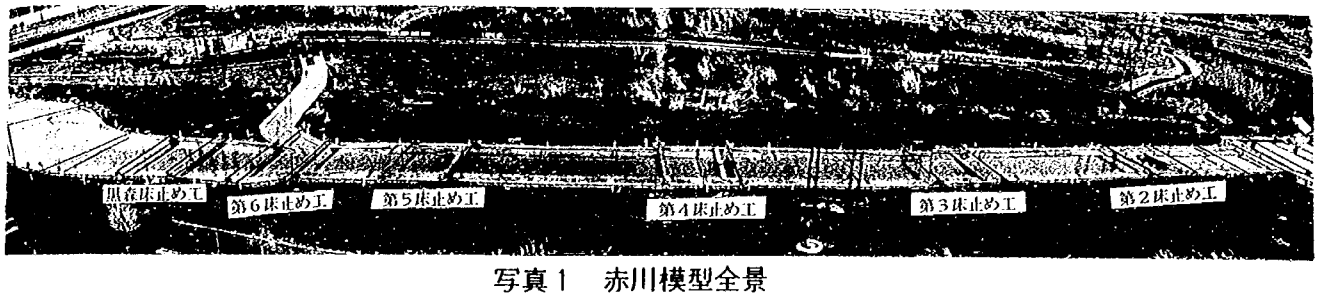


写真１　赤川模型全景

2．4　実験概要

2．4．1　実験方法

実験は、全て移動床定流とし、昭和58年河床を初期河床として、検証実験では流量1,258m³/sを、暫定河道、計画河道では流量1,258m³/sを通水した後に2,200m³/s、3,200m³/sを通水した。流量は、フルード相似則に合せて縮小し、模型上流端に設けられている量水槽を用い与えた。下流端水位は、模型海兵部（河口から200m地点）で与え、その下流に設けられた堰上げゲートを操作し設定した。水位は、1,258m³/sに対して平均潮位T.P.0.36m、2,200m³/s、3,200m³/sには塑望平均満潮位T.P.0.68mとした。

2．4．2　測定

各実験において、水位、流速、流況、河床高の測定を行い、検証、検討の資料とした。各項目の測定方法について以下に述べる。

①　水位測定

水位測定には、1mm目盛りの刻まれたロッドを持つ、ポイントケージを用い、ロッド先端が水面に接する高さ、水面に変動がある場合はその平均的高さに固定し、ゲージについているノギスによって読むと同時にレベルでロッド目盛りを測定し、模型ベンチマークとの差で水位に換算した。測定精度は視差、水面の変動などから1mm（現在で5cm）程度である。

②　流速測定

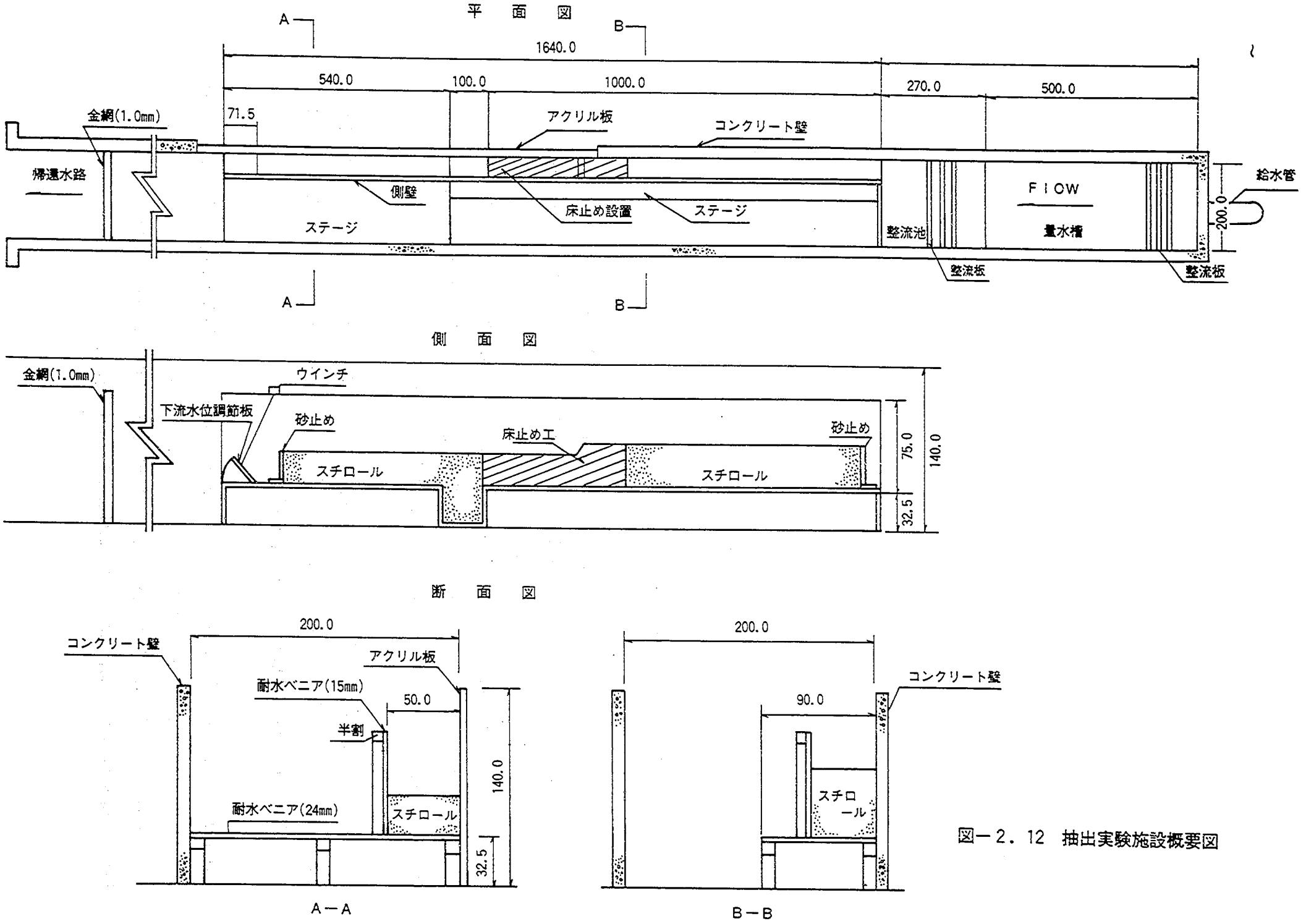
流速測定はプロペラ流速計による平均流速測定と、浮子を用いた写真解析による表面流速・流向測定の2種類を行った。プロペラ流速計による測定では、水深の2割と、8割で測定する二点法を基本とし、水深の薄い部分ではやむなく6割水深で代表させる一点法を用いた。測定は一回につき一分程度測定し、その平均値を用いた。浮子を用いた写真解析では、対象区域に一辺1cm程度の木ぎれに色をつけたものを流し、一定時間間隔で組み写真を撮影、移動距離及び移動方向を求め、流速、流向に換算した。浮子は、1m²当たり100本程度の流線が得られるような密度で投入した。

③　流況観察

流況観察は、実験通水中染料（フローエッセン、白色水性ペイントなど）を流し、主流線、水衝部、死水域、はく離域などをスケッチ、写真により記録した。また、通水終了時に、白色水性ペイント水溶液を流し、河床形態、洗掘箇所などを流況同様に記録した。

④　河床高測定

河床高測定は、実験通水中は固定点で経時的に河床変動を押さえ、通水終了後に河床横断あるいは局所洗掘について測定を行った。通水終了時には、下流端ゲートにより堰上げ、河床形態や洗掘部分などが変形しないように徐々に水を抜いた。河床横断は、測定間隔を10cmとし、急変点などは適宜追加した。局所洗掘では、等深線図が十分に描けるような測定を行った。



図－2．12　抽出実験施設概要図

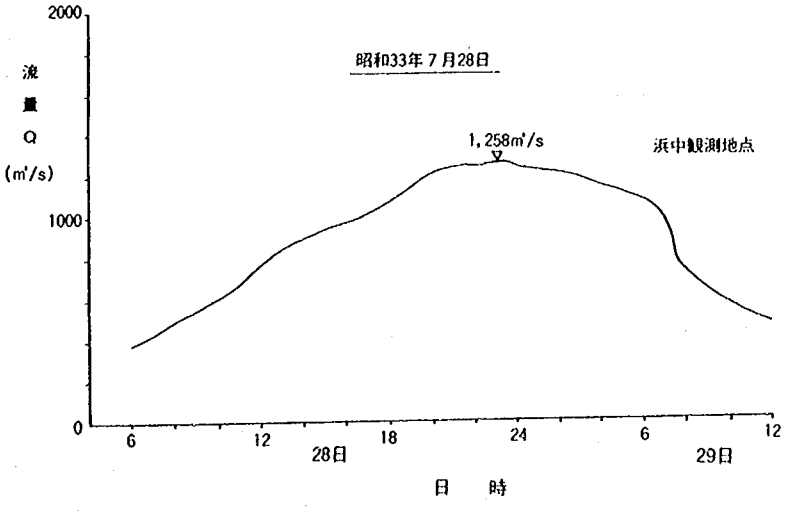
第３章　検証実験

３．１　検証の方法

現地における局所洗掘および河床変動については、放水路の各床止め工下流部で実測されている。たとえば「床止め工調査資料」によると、図－３．１に示されるように、昭和32年から35年までの期間を対象として、最深河床高及びその発生位置の経時変化が記載されている。したがって、検証実験においては、各床止め工の直下流の洗掘、とくに落差の大きい第２床止め工と第４床止め工とに着目して検証実験を行い、有堤部については詳細な資料がないこと、及び模型範囲内で大規模な局所洗掘を発生させる河川構造物がないことを考慮して、現象把握にとどめることとした。

一方、顕著な出水は、昭和33年７月出水、昭和44年８月出水、昭和46年７月出水などがあげられるが、ここでは詳細な河床変動が実測されている昭和33年７月出水（図－３．２）を対象として、検証実験をすすめることとした。すなわち、昭和33年７月に発生した出水の当該区間における最大流量1,258m³/sを定流で通水し、昭和34年に実測された各床止め工下流の河床高、とくに第２床止め工及び第４床止め工下流の河床高（新川、赤川床固め調査関係図集によると、最深河床高は－10.0～－11.0mとなっている)、及びその平面分布が再現される通水時間の選定を試みた。なお、給砂については、これを行わず、模型上流部付近を給砂源と考え、下流端水位の条件としては実績の平均潮位T.P.0.35mを採用した。

本検討では、充分な検証が行われるまで合計10ケースの実験を行った。その概要を示すと、表－３．１及び表－３．２のようである。実験の初期河床については、昭和33年７月出水前の河床高横断が明らかでないことより、昭和58年の河床高横断図に基づき河床整形を行った。なお、検証実験終了後、暫定河道実験との比較資料を得るために、暫定計画流量2,200m³/sを60分通水した実験Ｃ－６ｂを実施した。

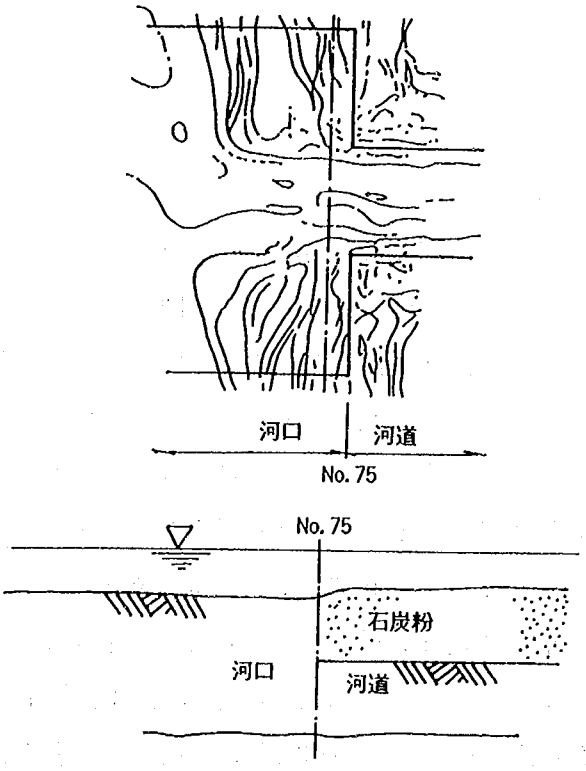


図－３．２　昭和33年７月出水の流量・時間曲線

3．2　検証の結果

3．2．1　実験C－1

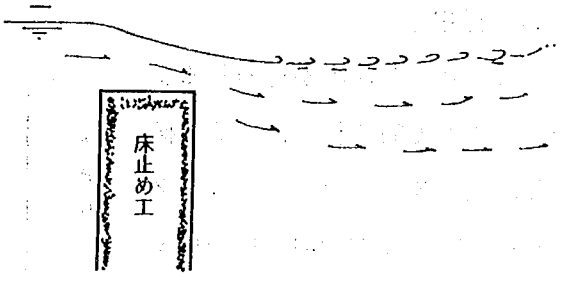
通水流量としては、昭和33年7月出水の最大流量1,258m³/s（大山川流量79m³/sを含む）を採用し、また下流端水位は実績の平均潮位T.P.0.35mとし、まず60分間通水した。このとき、図－3．3に示されるように、河口部及び砂州については、第2床止め工の越流深に影響を与えないものと想定し、モルタルで固定した。また、各床止め工の上・下流の護床工及び有堤部の水制群については、19.1～25.4mmの砕石を用いて再現した。



図－3．3　実験C－1における河口付近

①水位（図－3．4参照）

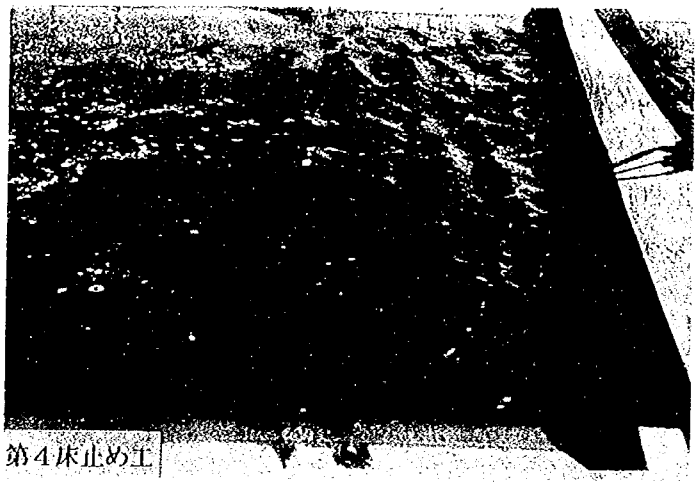
水位は、砂れんの発達に伴って上昇し、通水30分経過後に通水初期に較べて、約0.15～0.20m高くなっている。本実験では、床止め工間で水位を1点でしか測定していないため、床止め工間の水面形については不明確であるが、床止め工上・下流間では不連続となっていることが伺われる。このような不連続性は、とくに第2床止め工及び第5床止め工において、顕著に現われている。



図－3．5　実験C－1における
第2、第4、第5床止め工付近の流れ

②　流速・流況

第2、第4、第5の各床止め工付近の流れは、図－3．5に示されるように、床止め工下流側において水面が乱れ、波状を呈している。これに対し、第3床止め工下流側では、水面の乱れも小さく静穏である。流速については、第2、第5床止め工の天端上で、約3.8m/s、4.9m/sと速いのに対し、第3、第4床止め工の天端上では、約3.0m/s、3.2m/sと遅い。



一方、有堤部の中高水敷は冠水（約1.0m）し、主流は低水路法線に沿う流れとなり、流速はCS.93右岸側で1.8m/s、水衝部であるCS.87左岸側で約2.0m/s、CS.81右岸側で約2.3m/sとなっている。

③ 河床変動（図－３．４、付図－１及び付図－２参照）

通水中における河床高の経時変化は、第２床止め工下流75mと第４床止め工下流75mとで測定した。床止め工下流において洗掘が著しい場所は、第２床止め工下流の河道中央部付近であって、通水25分経過後までは急激に進行し、25分後を境にして洗掘の進行状況は鈍化する。一方、第４床止め工下流の河床高については、左右岸沿い、中央部とも通水開始から終了まではほとんど変化していない。

通水後における第２床止め工下流の最深河床高は、同床止め工下流約80mの左岸に見られ、約T.P.－7.0mとなっている。第４床止め工下流については、全体的な河床低下が生じており、局所的な洗掘は同床止め工直下流の左右岸沿いに認められるのみで、最深河床高は約T.P.－2.0m程度となっている。さらに、第５床止め工下流では、洗掘が進み、同床止め工下流約70～80mにおいて、最深河床高は約T.P.－5.0mとなっている。有堤部の湾曲部については、0.5～1.0mの局所洗掘が生じ、低水路全体の平均河床高も若干低下している。なお、大山川については、河床高の変動はほとんど認められない。

以上のように、床止め工直下流の洗掘については、第５床止め工の直下流を除き、現地ほどの著しさが認められず、検証実験としては不充分と判断された。

３．２．２　実験Ｃ－２

(1) 実験Ｃ－２ａ

実験ケースＣ－１において、現地の再現が充分でなかった原因としては、以下の事項があげられる。

a　第２床止め工下流では、固定床部の一部が露出し、正確な河床洗掘が再現できなかった。

b　実験前、第２床止め工の越流状態は完全越流に近いものと予想していたが、実際は床止め工下流の水位が高く、予想に反して不完全越流となった。

したがって、上記の問題点を解消するために、次の改造を行った。

a　第２床止め工下流の固定床部を15～20cm低くし、深掘れによる固定床部の露出を無くすようにした。

b　表－３．２に示されるように、河口部及び砂州を移動床とした。

さらに、第３床止め工を破損される以前の状態に復元し、第３床止め工下流の洗掘の増大を図った。

① 水位（図－３．６参照）

第２床止め工より上流の水位は、ケースＣ－１と同様に、砂れんの発達に伴い、通水45分経過後には通水初期段階に較べて0.10m～0.20m高くなっている。一方、第２床止め工から河口部にかけては、河床低下に伴い0.10～0.30m低くなっている。

各床止め工上・下流の水位差は、以下のようである。

第２床止め工……約1.8m

第３床止め工……約0.7m

第４床止め工……約0.3m

第５床止め工……約0.7m

第６床止め工……約0.2m

また、水面勾配は、各床止め工間で約1/1000、有堤部で約1/2900となり、黒森床止め工を境にして、水面勾配は変化している。

② 流速・流況

第２床止め工下流水位が低下したことにより、第２床止め工上・下流の水位差が大きくなり、完全越流となり、下流はより乱れた様相を呈している。第３床止め工から第６床止め工にかけては、前項で述べたように、床止め工上・下流の水位差が小さく、不完全越流となり、床止め工下流側では、水面が若干波状を呈す程度である。

放水路内の流れは、低水路法線に沿って直線的であり、各床止め工を越流するときの流速は、第２床止め工天端上で約4.6m/s、第３、第４、第５床止め工天端上では、3.4～4.0m/sとなっている。

有堤部においては、高水敷が約1.0m冠水し、河道内全域を流下している。流速は、CS93右岸側で1.5m/s、水衝部となっているCS87左岸側で約1.8m/s、CS81右岸側で約2.0m/sとなっている。

大山川については、合流地点におけるせき上げ背水の影響で、流速は1.0m/s程度と遅く、低水路法線に沿う流れとなっている。

③ 河床変動（図－３．６、付図－３及び付図－４参照）

通水中の河床経時変化は、各床止め工下流75m地点で測定した。各床止め工下流の河床経時変化は顕著でなく、とくに第４床止め工下流では通水初期から終了までほとんど変化が認められない。60分通水後の最深河床高は、第２床止め工下流でT.P.－8.0m、第４床止め工下流では約T.P.－3.0mであり、現地量に較べると洗掘量が小さい。有堤部については、水衝部となる地点で約0.5～1.0mの局所洗掘がみられ、低水路全体についても若干低下している。

(2) 実験Ｃ－２ｂ

実験Ｃ－１及び実験Ｃ－２ａでは、いずれにおいても現地の洗掘が再現されなかった。その原因として、砂れんの発達により粗度係数が大きくなり、その結果床止め工下流の水位が高く、床止め工での越流が完全越流とならないことがあげられる。したがって、本ケースでは各床止め工での越流状態が完全越流もしくは完全越流に近い状態となるように、流量200m³/s及び400m³/sを通水した。なお、下流水位は、第２床止め工での越流状態が完全越流となるように設定した。まず、200m³/sを120分間通水し、さらに400m³/sを240分間通水した。通水後の各床止め工下流の最深部の位置及び高さは、付図－５のようであって、簡単にまとめると、以下のようである。

	位　　置	河床高(T.P.m)
第３床止め工	床止め工下流約60m	－10.0
第４床止め工	床止め工下流約40m	－5.0

第５床止め工　　床止め工下流約40m　　−7.0

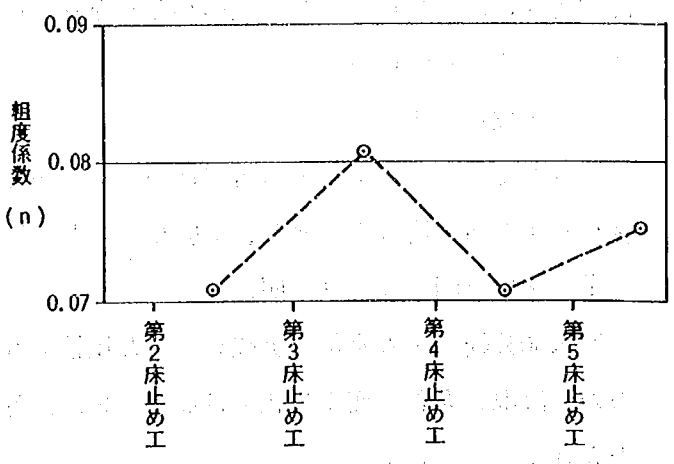
しかし、第４床止め工下流については、合計360分間通水したにもかかわらず、最深河床高はT.P.−5.0mにとどまり、現地の最深河床高T.P.−7.0〜−9.0mは再現されなかった。

3．2．2　実験C−3

実験C−2bより、400m³/s程度の流量で床止め工の越流状態を近づけ、通水時間を長くとると、床止め工直下流の洗掘量は大きくなることが知られた。したがって、本ケースにおいては、実験C−2bと同様に、流量は400m³/sとし、下流水位をT.P.0.35mに合わせ、第２、第４の各床止め工において、上・下流の水位差が大きくなるように、第３床止め工を破損状態とし、150分間通水した。しかし、第２床止め工での越流状態は潜りに近い状態となり、第２床止め工より上流の水位はあまり低下しなかった。したがって、150分以降は、下流水位をT.P.0.35mからT.P.−0.72m付近まで下げた。

①　水位（図−３．７参照）

下流端水位をT.P.0.35mに設定した場合、第２床止め工の越流状態は潜り越流となり、下流側の流れは静穏となった。したがって、第２床止め工の上流側の水位は上昇し、その影響は第４、第５、第６の各床止め工にまで及んでいる。なお、第２床止め工上流の水位は、砂れんの発達により、通水90分経過後には、通水初期段階に比べ、0.20m〜0.50m上昇している。このような上昇傾向は、とくに第２床止め工と第４床止め工の区間で大きく、約0.50mに達している。



図−３．８　実験C−３における粗度係数

床止め工間の粗度係数を実験結果より概略算出すると、図−３．８のようになり、とくに第３床止め工と第４床止め工との間では、n＝0.08と大きくなっている。放水路の現地粗度係数は、n＝0.03〜0.04と推定されており、模型の粗度係数はこれと較べて極端に大きく、砂れんの発達は、粗度係数の相似性を著しく損っている。通水150分経過後、下流端水位をT.P.−0.72mまで下げたものにもかかわらず、第２床止め工より上流側の水位は、下流端水位を下げる前とほとんど変わっていない。

②　流速・流況

下流端水位をT.P.0.35mに設定した場合、第２床止め工の越流状態は潜り越流に近くなる。下流端水位をT.P.−0.72mに下げた場合、第２床止め工の越流水深は若干低下し、その下流側では水面の乱れが波状を呈するようになる。また、第４、第５床止め工下流についても、若干水面の乱れが大きくなる。

流速は、第２床止め工天端上で約2.7m/s、第４、第５床止め工天端上で2.1～2.7m/sとなり、ほぼ直線的に流下している。

有堤部については、中高水敷に冠水せず、低水路のみにて流下し、流速としては1.2～1.4m/sとなっている。

③　河床変動（図－３．７、付図－６、付図－７参照）

通水中の河床経時変化は、第２床止め工下流を除いて、通水120分経過前後でほぼ安定状態に達している。第２床止め工下流では、河床高の上下変動が見られるが、定性的には低下を続けている。

通水後の各床止め工直下流の最深部の位置、及び高さは以下のようである。

	位　　置	河床高(T.P.m)
第２床止め工	床止め工下流約25m	－5.0
第４床止め工	床止め工下流約25m	－2.0
第５床止め工	床止め工下流約25m	－5.0

洗掘規模は、実験Ｃ－２ｂに較べ小さくなり、再現性は改善されなかった。

３．２．４　実験Ｃ－４

(1)　実験Ｃ－４ａ

流量を変えても現地現象の再現性がよくなかったため、河口部および砂州を移動床としたまま、実験Ｃ－１と同一流量を通水し、実験Ｃ－１との比較を行うこととした。

①　水位（図－３．９参照）

通水30分経過後の水位を実験Ｃ－１と比較すると、第２床止め工上流区間では若干低下しているものの、流況を大きく変える程ではない。また、各床止め工上下流の水位差は、実験Ｃ－１に較べ、若干大きくなっている。

②　流速・流況

各床止め工下流の流れは、水面の乱れが大きくなり、第２床止め工下流についてはとくに著しくなった。第２床止め工天端上での流速は約5.7m/sで、実験Ｃ－１の3.8m/sに較べ、2.0m/s程度速くなっている。

第２床止め工下流左右岸で一部逆流域が見られるが、全体的な流れはほぼ直線的である。一方、有堤部、大山川の主流は、低水路法線に沿う流れとなっている。

③　河床変動（図－３．９、付図－８、付図－９参照）

通水中の河床経時変化を、第２床止め工及び第４床止め工直下流75m地点の河道中央付近で比較すると、実験Ｃ－１に較べ、洗掘の進行が速く、短時間で定常状態に近づく傾向を呈している。

通水後の各床止め工下流の最深河床高を簡単にまとめると、以下のようである。

	位　　置	河床高(T.P.m)
第２床止め工	床止め工下流約45.0m	－11.0

第４床止め工　　床止め工下流約25.0m　　−7.0

第５床止め工　　床止め工下流約25.0m　　−7.0

とくに、第４床止め工下流では、実験Ｃ－１に較べ、広範囲にわたって河床低下をおこしている。しかし、全体的にみて、河床低下量は現地に較べまだ少ないようである。

(2) 実験Ｃ－４ｂ

実験Ｃ－４ａにおいて、各床止め工下流の洗掘量が不充分であったため、本実験においては実験Ｃ－４ａに引きつづき、通水を60分間継続した。

① 水位（図－３．10）

通水55分経過後の水位は、実験Ｃ－４ａと比較して、有堤部では若干（0.02～0.05m）の上昇がみられるが、放水路部については各床止め工間で若干の変動はするものの、全体的傾向として大差は認められない。

② 流速・流況

各床止め工付近の流れについては、実験Ｃ－４ａの場合とほとんど同じである。

③ 河床変動（図－３．10、付図－10、付図－11）

通水後の各床止め工直下流の最深河床高及びその発生位置は、実験Ｃ－４ａと比較してほとんど変らない。しかし、洗掘範囲は拡大する傾向にある。

(3) 実験Ｃ－４ｃ

本実験は、実験Ｃ－４ｂに引き続き、流量400m³/sを下流端水位T.P.0.35mのもとで、120分間の追加通水を行った。

① 水位（図－３．11参照）

通水110分経過後の水位は、通水初期段階の水位に較べ、有堤部では0.02～0.10m、放水路では、0.05～0.17m上昇している。流量400m³/sを通水した実験Ｃ－３における通水90分経過後の水位と比較すると、有堤部は若干上昇傾向にあるが、放水路部については0.3～0.8m低下している。放水路部における水位低下の原因は、実験Ｃ－４ａ、及びＣ－４ｂにおいて、流量1,258m³/sを通水したことにより、平均河床高が低下したことによるものと考えられる。

② 流速・流況

各床止め工間の流速は、約1.0m/sであり、各床止め工直下流の左右岸沿いでは、逆流域及び死水域が見られる。

③ 河床変動（図－３．11、付図－12、付図－13参照）

通水後の各床止め工直下流の最深部は、実験Ｃ－４ｂと比較して、第２床止め工直下流では若干埋め戻され、他の床止め工直下流でほとんど変化が認められない。

(4) 実験Ｃ－４ｄ

流量400m³/sを通水した実験Ｃ－４ｃでは、洗掘の進行がみとめられなかったため、再び流量を

1,258m³/sに増加し、下流端水位T.P.0.35mのもとで180分間通水した。

① 水位（図－3．12参照）

第2床止め工上流の水位は、通水の経過とともに変化していないが、下流については、通水の経過とともに低下し、通水170分経過時点で通水初期より0.10～0.40m低下した。

第2床止め工上流側の水位について、実験条件が同じ実験C－4aと比較すると、0.10～0.20m上昇しており、依然として砂れんの発達が進んでいることが伺われる。

② 流速・流況

流速・流況は、実験C－4aと比較して顕著な差は認められない。ただし、第2床止め工下流の流れは、水面の波状傾向が著しくなり、また広範囲にわたって見られるようになった。

有堤部、大山川については大きな変化は見られない。

③ 河床変動（図－3．12、付図－14、付図－15参照）

通水後の最深河床高は、第2床止め工直下流でT.P.－12.0mに達し、実験C－4cに較べ約3.0m、実験C－4aに較べ約1.0m低下している。しかし、第4、第5床止め工直下流について、相違はほとんどみられない。

3．2．5 実験C－5

実験C－4シリーズの4a、4b、4c、4dにおいて、第2床止め工直下流で約T.P.－12.0m、第4床止め工直下流で約T.P.－8.0mまでの河床低下が見られたが、その位置はいずれも床止め工直下流の左右岸となっていた。したがって、本実験においては、床止め工直下流左右岸の護床工（砕石）を強固にし、第2床止め工及び第4床止め工直下流河道付近の最深河床高がT.P.－10.0～－8.0mに達するまで通水した。

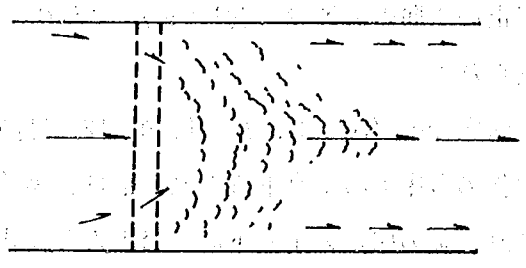
流量は、1,258m³/s、下流端水位はT.P.－0.35mとし、300分通水した。

① 水位（図－3．13参照）

通水120分経過後の水位は、通水初期に較べ約0.10m上昇しているが、120分経過以降になるとその変化は見られなくなる。通水280分経過後の第2、第4、第5床止め工上・下流水位差は、それぞれ、2.8m、0.55m、1.2mとなっている。

② 流速・流況

各床止め工間の流速は2.5～3.0m/s、第2床止め工下流で約5.0m/sとなっている。各床止め工直下流の流れは、図－3．14に示されるように、中央部付近に集中するようになり、波状も乱れも大きくなる。これは、床止め工直下流左右岸の護床工を強固にしたことによるものと考えられる。



図－3．14 実験C－5における
第2、第4床止め工下流の流況

③　河床変動（図－３．13、付図－16及び付図－17参照）

通水中の第２床止め工及び第４床止め工直下流の河床高（河道中央部）は、それぞれ、通水経過後約180分及び約260分でT.P.－10.0mに達している。通水後の最深河床高は、第２床止め工下流約75m地点で約T.P.－10.0mに達し、位置もほぼ河道中央部で見られるようになった。なお、第５床止め工下流では、T.P.－13.0mとなり、第４床止め工直下流より河床低下量は大きく、現地とは逆の傾向となっている。

３．２．６　実験Ｃ－６

(1)　実験Ｃ－６

実験Ｃ－５において、着目点である第２床止め工および第４床止め工直下流の最深河床高、及びその発生位置はほぼ実測値に近づけることが出来た。しかし、第５床止め工直下流では、第４床止め工直下流に較べ、約3.0m低下量が大きく、実測値の傾向に反している。また、第６床止め工及び黒森床止め工の上・下流水位差は、いずれにおいても小さく、潜り越流となっている。したがって、放水路及び有堤部に設けられている各床止め工の標高を再検討し、第４床止め工、第６床止め工及び黒森床止め工の天端高を、それをれ0.20m（水通し部）、0.50m、1.30m嵩上げした。本実験の水理条件は実験Ｃ－５と同一条件とし、実験時間は第２床止め工及び第４床止め工下流の河床高がT.P.－10.0m以下に達するまでとし、120分間の通水を行った。

①　水位（図－３．15参照）

第４床止め工、第６床止め工、及び黒森床止め工上・下流水位差は、天端高の改造により、明確に現れるようになり、第４床止め工の水位差は第５床止め工より約0.20m大きくなった。

②　流速・流況（図－３．16、図－３．17参照）

各床止め工間の流速は、実験Ｃ－５と比較してほとんど変化はなく、2.5～30m/sとなっている。第４床止め工、第６床止め工及び黒森床止め工下流の流れは、波状の乱れが若干大きくなり、とくに第４床止め工下流については、水面が乱れる範囲が広がっている。

③　河床変動（図－３．15、図－３．18、図－３．19、図－３．20、図－３．21参照）

図－３．18にみられるように、第２床止め工下流及び第４床止め工下流の河床は、通水80～100分経過後にT.P.－10.0mに達し、ほぼ現地の洗掘を再現している。いま、各床止め工下流の最深河床高とその発生位置を記すと、以下のようである。

	位　置	河床高(T.P.m)
第２床止め工	床止め工下流約150mの水路幅中央付近	－13.0
第４床止め工	床止め工下流約 50mの水路幅中央付近	－10.0
第５床止め工	床止め工下流約 50mの水路幅中央付近	－8.0

また、図－３．22及び図－３．23は、それぞれ現地の第２床止め工下流側及び第４床止め工下流側の洗掘状況を示したものである。第２床止め工下流側については、床止め工より約150m下流の河

道中央付近が最も洗掘されている。一方、第4床止め工下流側については、床止め工直下流において河幅方向に比較的広範囲で洗掘が生じている。このような傾向は、図－3．19においても同様に認められ、洗掘の発生位置と範囲についても、模型で現地を再現できたものと判断される。

以上のように、これまでに行ってきた実験の中では、検証実験として本実験がもっとも妥当なものと考えられ、流量Q＝1,258m³/sを対象とした場合には、下流端水位をT.P.0.35mとして、2時間通水すれば、現地と同様の洗掘が再現できる。したがって、以下の実験においても、Q＝1,258m³/sを対象とする場合には、通水時間を2時間とすればよいことが知られた。

(2) 実験C－6b

実験C－6aまでは、流量としてQ＝1,258m³/sを対象として実験を行い、実験C－6aで各床止め工直下流の最深河床高、及びその発生位置をほぼ現地に近づけることができた。実験C－6bでは、さらに流量が大きい2,200m³/s（戦後最大かつ暫定計画流量）を対象として、実験C－6aに引き続き、下流端水位T.P.0.68mのもとで、60分間通水し、各床止め工直下の河床変動を把握することとした。

① 水位（図－3．24参照）

通水初期から50分経過後までの水位は、いずれの点においてもほとんど変らない。各床止め工の上・下流で大きな水位差が認められるが、とくに第2床止め工の上・下流では、約3.0mの水位差となっている。水面勾配は、放水路部で約1／1500～1／1100、有堤部で約1／1800程度となっている。

② 流速・流況（図－3．25、図－3．26参照）

各床止め工間の流速は、3.5m/s～4.0m/sと推定される。一方、有堤部では、CS93右岸側で1.8m/s、水衝部のCS87左岸側で約2.3m/s、CS81右岸側で約2.5m/sとなっている。主流は、有堤部、放水路、大山川とも、ほぼ低水路法線に沿って流れている。

③ 河床変動（図－3．24、図－3．27、図－3．28、図－3．29、図－3．21参照）

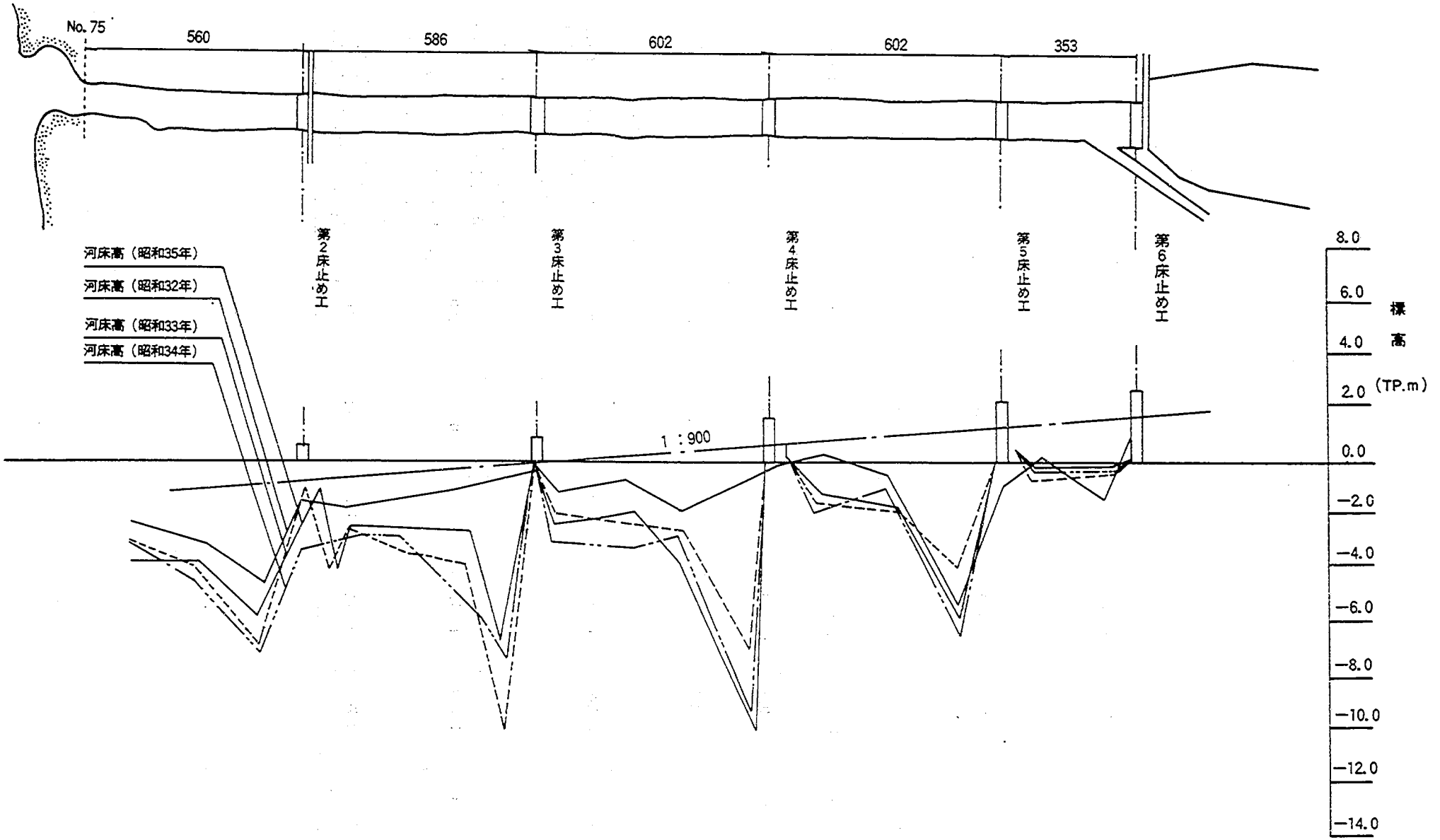
通水中、河床高はほぼ一様に低下し、50分経過後には第2床止め工直下流で約T.P.－16.0m、第4床止め工直下流では約T.P.－13.0mに達している。

1時間通水後の各床止め工直下流の最深河床高、及びその発生位置は次のようである。

	位　置	河床高（T.P.m）
第2床止め工	床止め工下流約150m地点の水路幅中央付近	－15.0
第4床止め工	床止め工下流約 50m地点の水路幅中央付近	－12.0
第5床止め工	床止め工下流約 50m地点の水路幅中央付近	－10.0

通水前の河床高（Q＝1,258m³/sを2時間通水した後の河床高）と比較すると、有堤部区間で0.50～1.00m、放水路部では第2床止め工より上流で約2.0mそれぞれ低下している。さらに、第2床止め工下流から河口部にかけては5.0～13.0mと大きな低下を呈している。

ただし、大山川では河床高の変動はほとんど認められない。

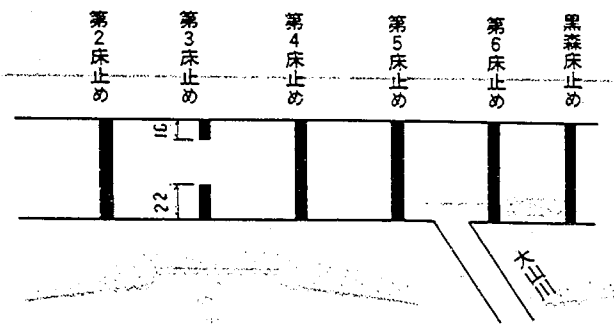
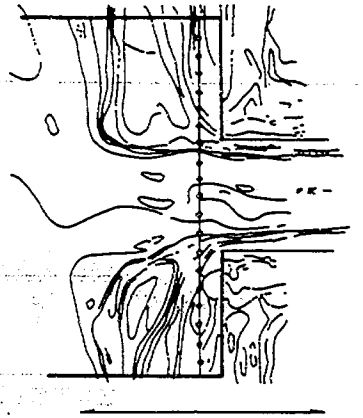
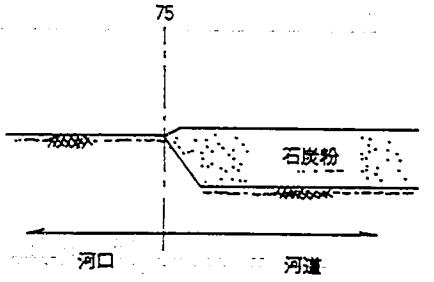
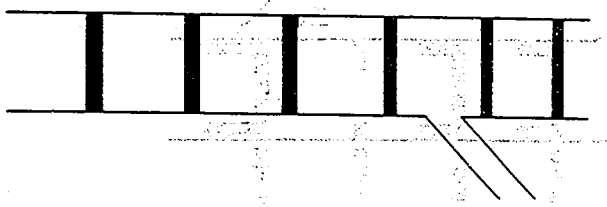
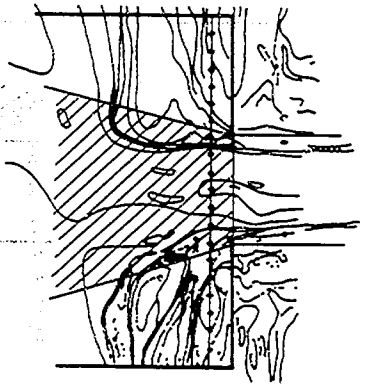
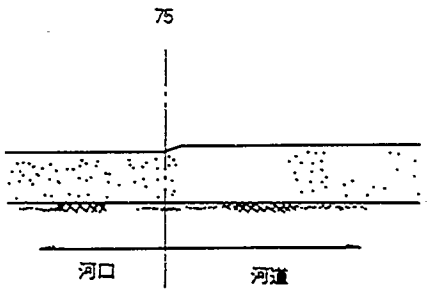
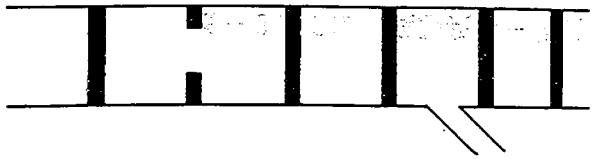


図－3．1　出水時河床縦断図

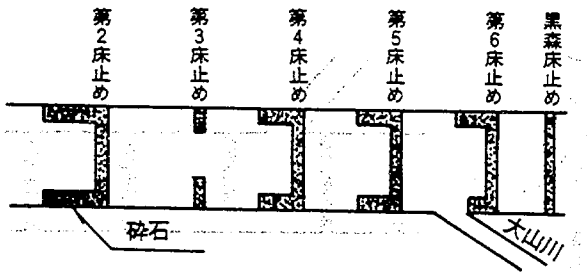
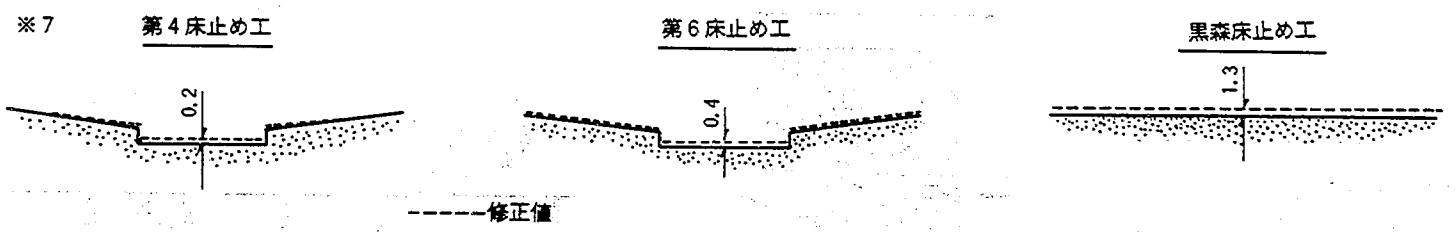
表－３．１　検証実験ケース一覧表

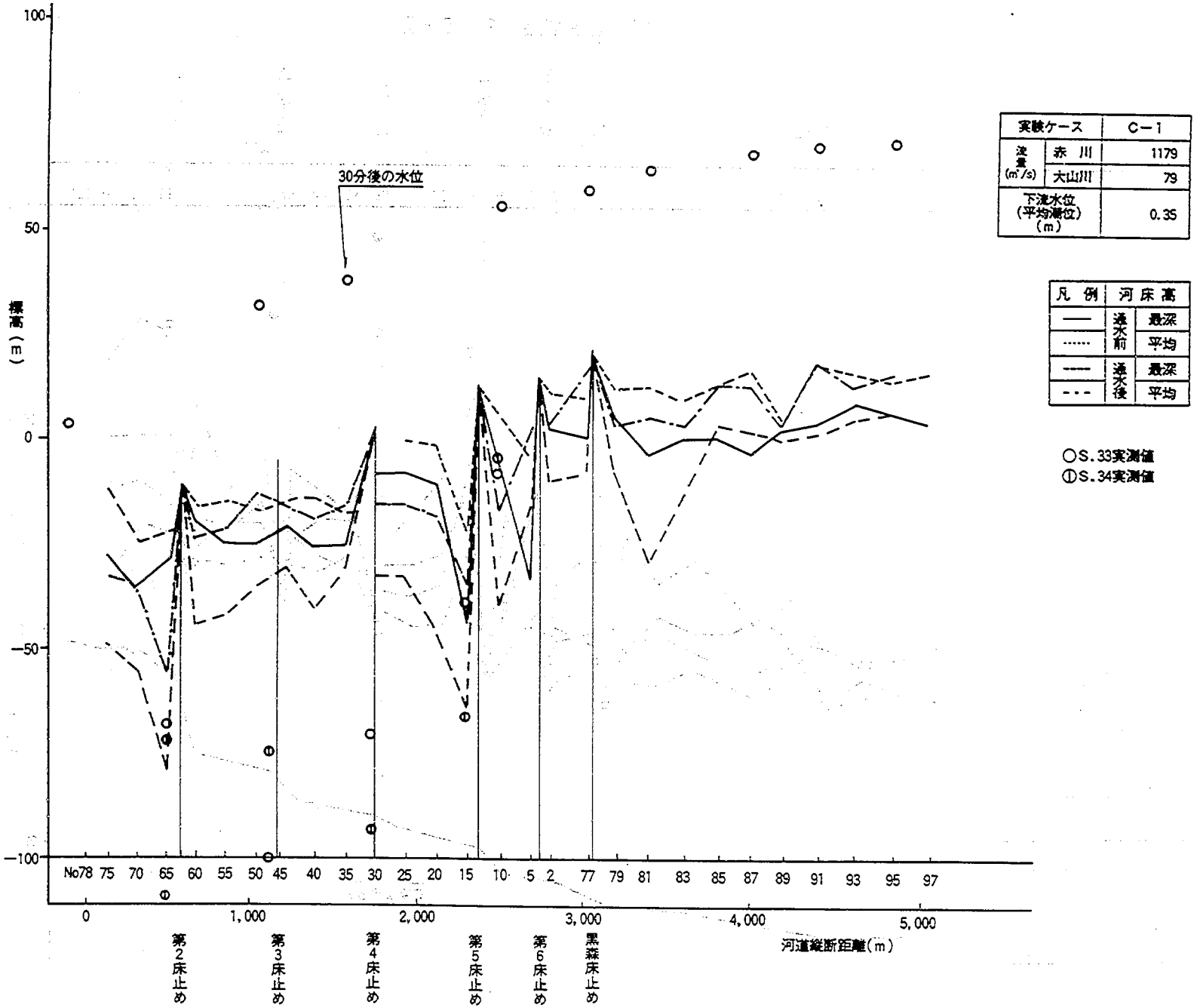
実験ケース	総流量 (m³／s)	流量 (m³／s) 赤川	流量 (m³／s) 大山川	下流水位 (T.P.m)	通水時間 (分)	備考
C － 1	1,258	1,179	79	0.35	60	※1 第３床止め工無し。 ※2 河口部固定。
C － 2 a	1,258	1,179	79	0.35	60	※3 第３床止め工有り。 ※4 河口部移動
C － 2 b	200 400	200 400	0 0	－ －	120 240	
C － 3	400 400	400 400	0 0	0.35 －0.72	150 240	※5 第３床止め工無し。
C － 4 a	1,258	1,179	79	0.35	60	ケースＣ－１との比較。
C － 4 b	1,258	1,179	79	0.35	60	ケースＣ－４ａに60分追加。
C － 4 c	400	400	0	0.35	120	ケースＣ－４ｂに 120分追加。
C － 4 d	1,258	1,179	79	0.35	180	ケースＣ－４ｃに 180分追加。
C － 5	1,258	1,179	79	0.35	300	※6 各床止め工直下左右岸の護床工を強固。 第４床止め工直下の深掘れが、T.P.－８ｍに達するまで通水。
C － 6 a	1,258	1,179	79	0.35	120	第４床止め工直下の深掘れが、T.P.－10ｍに達するまで通水。 ※7 第４、第６、黒森の各床止め工天端標高を修正した。
C － 6 b	2,200	2,062	138	0.68	60	ケースＣ－６ａの後に戦後最大の洪水流量を通水した。

表－３．２(1) 実験条件一覧表（河道条件）

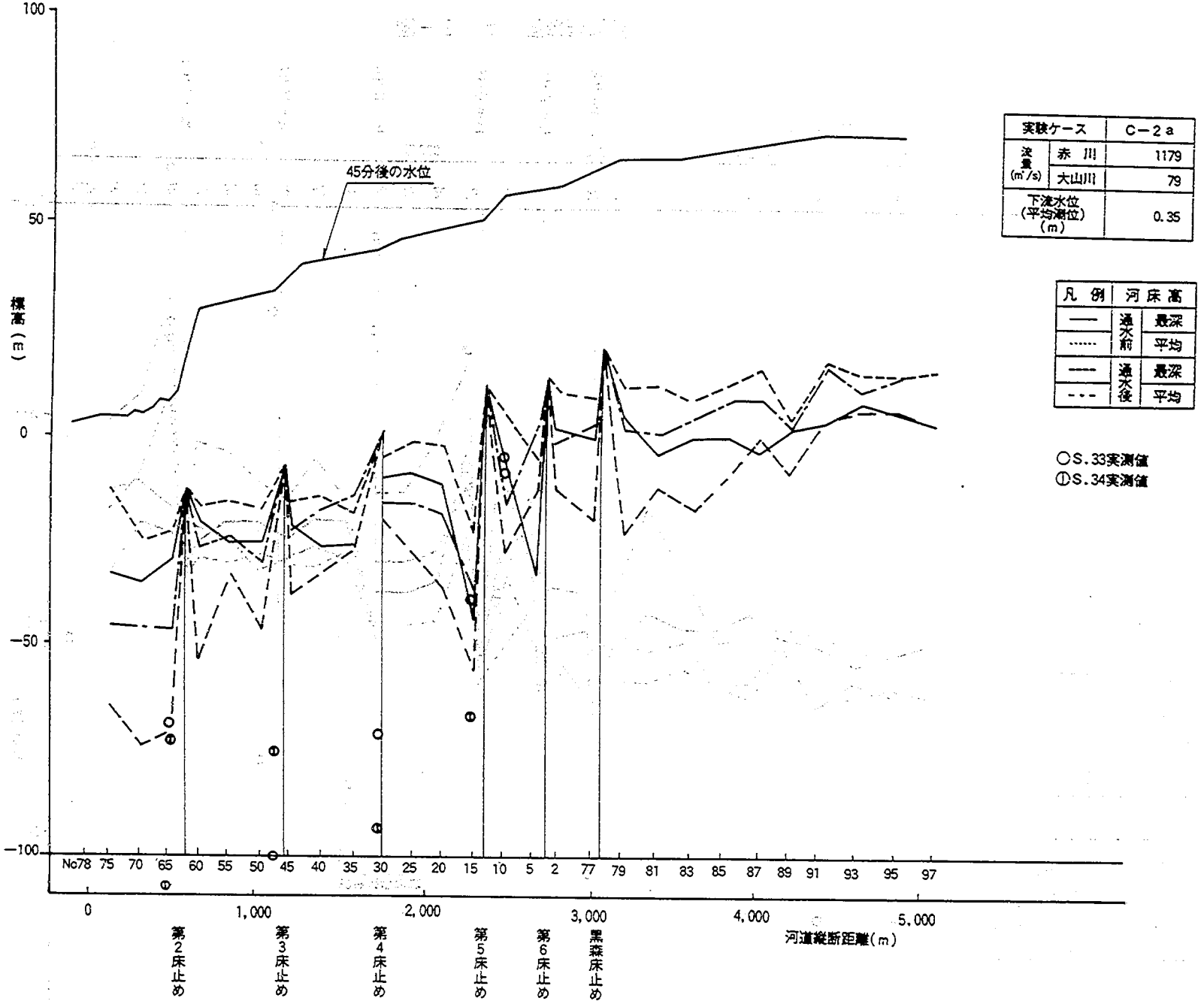
実験ケース	備考
C－1 C－2 C－3 ～ C－6	※1    ※3  ※4   ※5  同　上

表－３．２(2)　実験条件一覧表（河道条件）

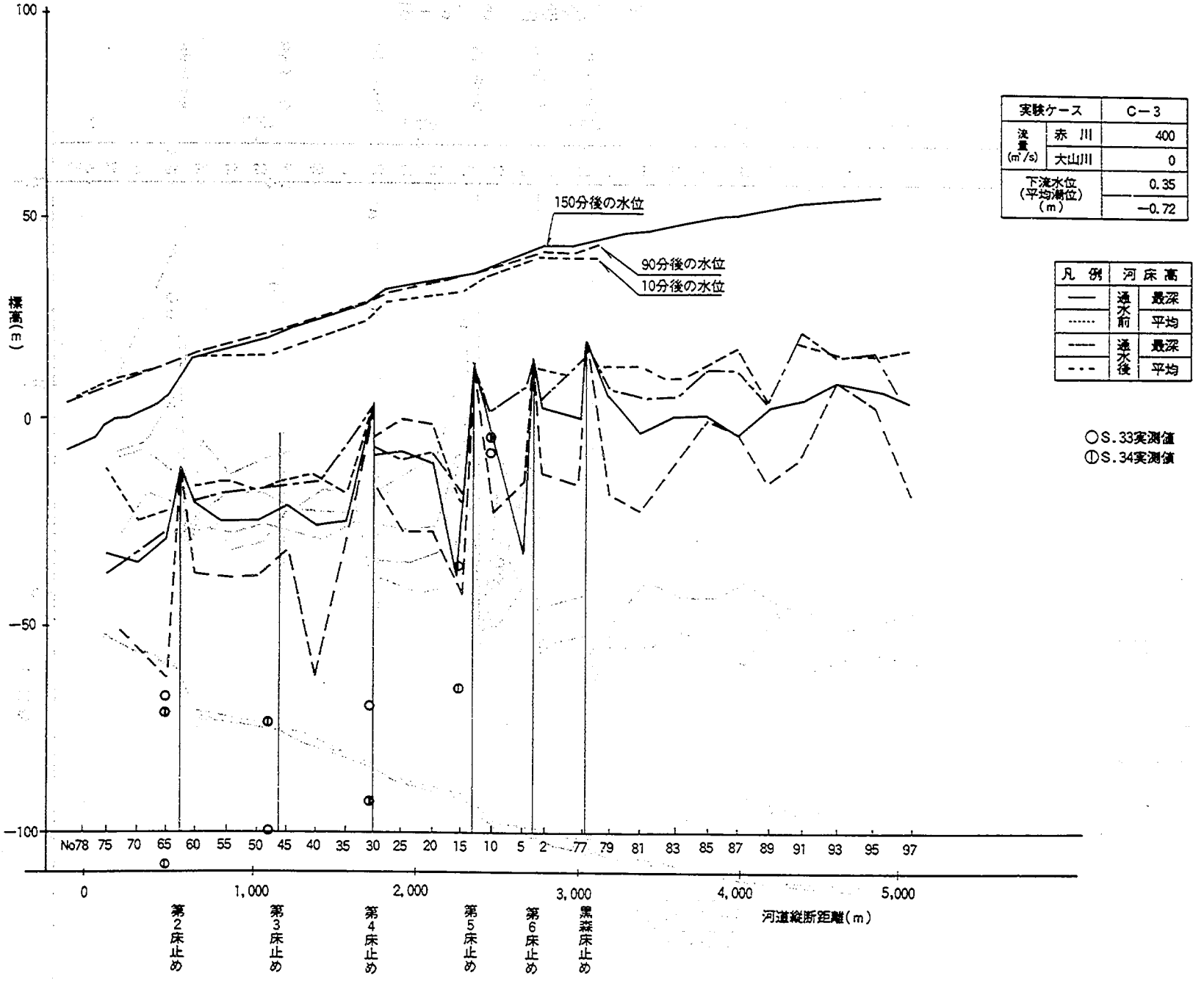
実験ケース	備	考
C － 5 C － 6	※6  	
C － 6	※7  	


30分後の水位
標高(m)
100
50
0
−50
−100
No78 75 70 65 60 55 50 45 40 35 30 25 20 15 10 5 2 77 79 81 83 85 87 89 91 93 95 97
0
1,000
2,000
3,000
4,000
5,000
河道縦断距離(m)
第2床止め
第3床止め
第4床止め
第5床止め
第6床止め
黒森床止め
実験ケース C−1
流量(m³/s) 赤川 1179
大山川 79
下流水位(平均潮位)(m) 0.35
凡例 河床高
通水前 最深
通水前 平均
通水後 最深
通水後 平均
○S.33実測値
①S.34実測値

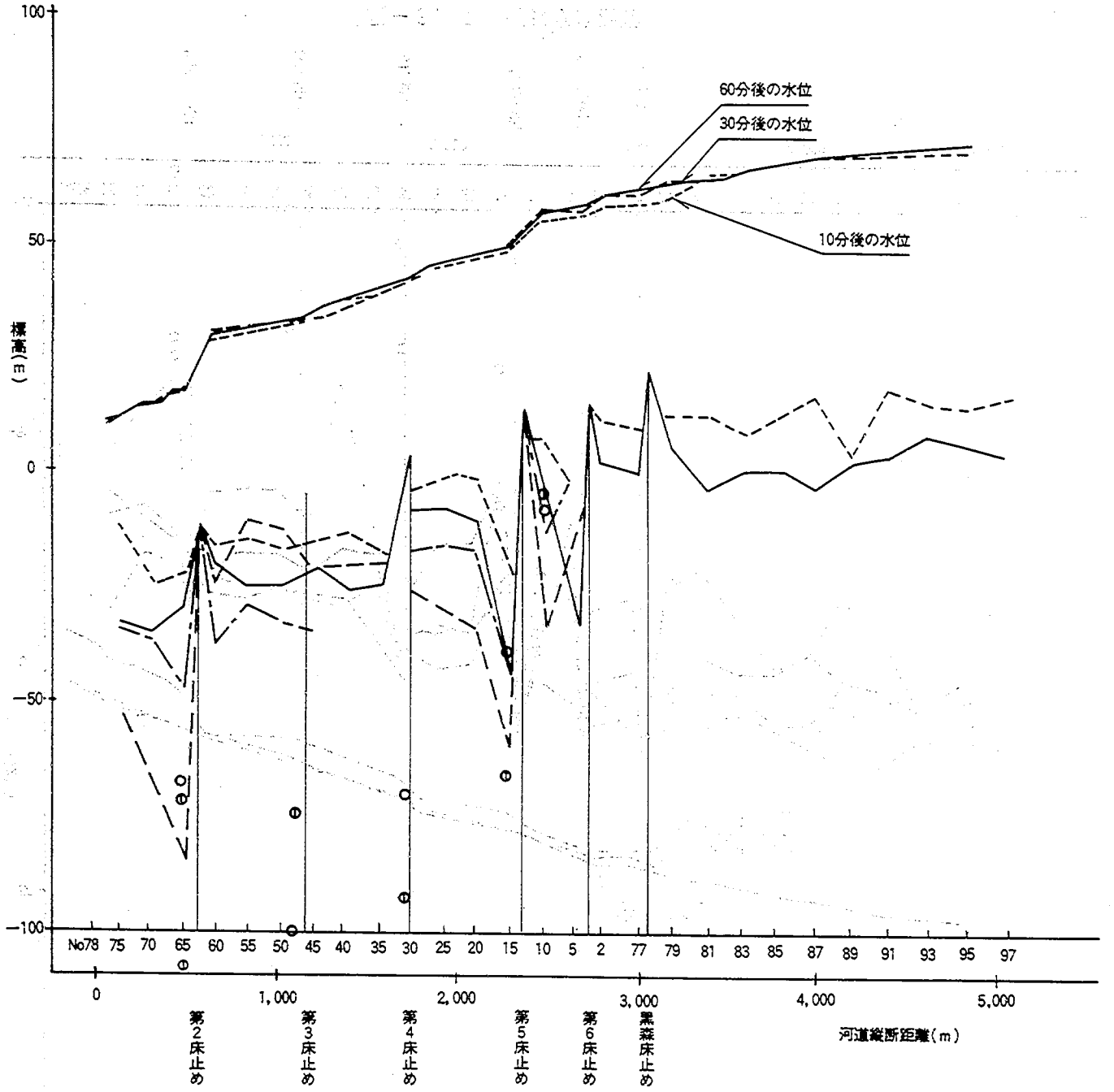
図−3．4　河床高縦断図


100
50
0
−50
−100
標高（m）
45分後の水位
No78 75 70 65 60 55 50 45 40 35 30 25 20 15 10 5 2 77 79 81 83 85 87 89 91 93 95 97
0
1,000
2,000
3,000
4,000
5,000
河道縦断距離（m）
第2床止め
第3床止め
第4床止め
第5床止め
第6床止め
黒森床止め
実験ケース C−2a
流量（m³/s） 赤川 1179
大山川 79
下流水位（平均潮位）（m） 0.35
凡例 河床高
通水前 最深
通水前 平均
通水後 最深
通水後 平均
○S.33実測値
①S.34実測値

図−3．6　河床高縦断図


100
50
0
−50
−100
標高(m)
150分後の水位
90分後の水位
10分後の水位
No78 75 70 65 60 55 50 45 40 35 30 25 20 15 10 5 2 77 79 81 83 85 87 89 91 93 95 97
0
1,000
2,000
3,000
4,000
5,000
河道縦断距離(m)
第2床止め
第3床止め
第4床止め
第5床止め
第6床止め
黒森床止め
実験ケース C−3
流量(m³/s) 赤川 400
大山川 0
下流水位(平均潮位)(m) 0.35
−0.72
凡例 河床高
通水前 最深
通水前 平均
通水後 最深
通水後 平均
○S.33実測値
①S.34実測値

図−3．7　河床高縦断図

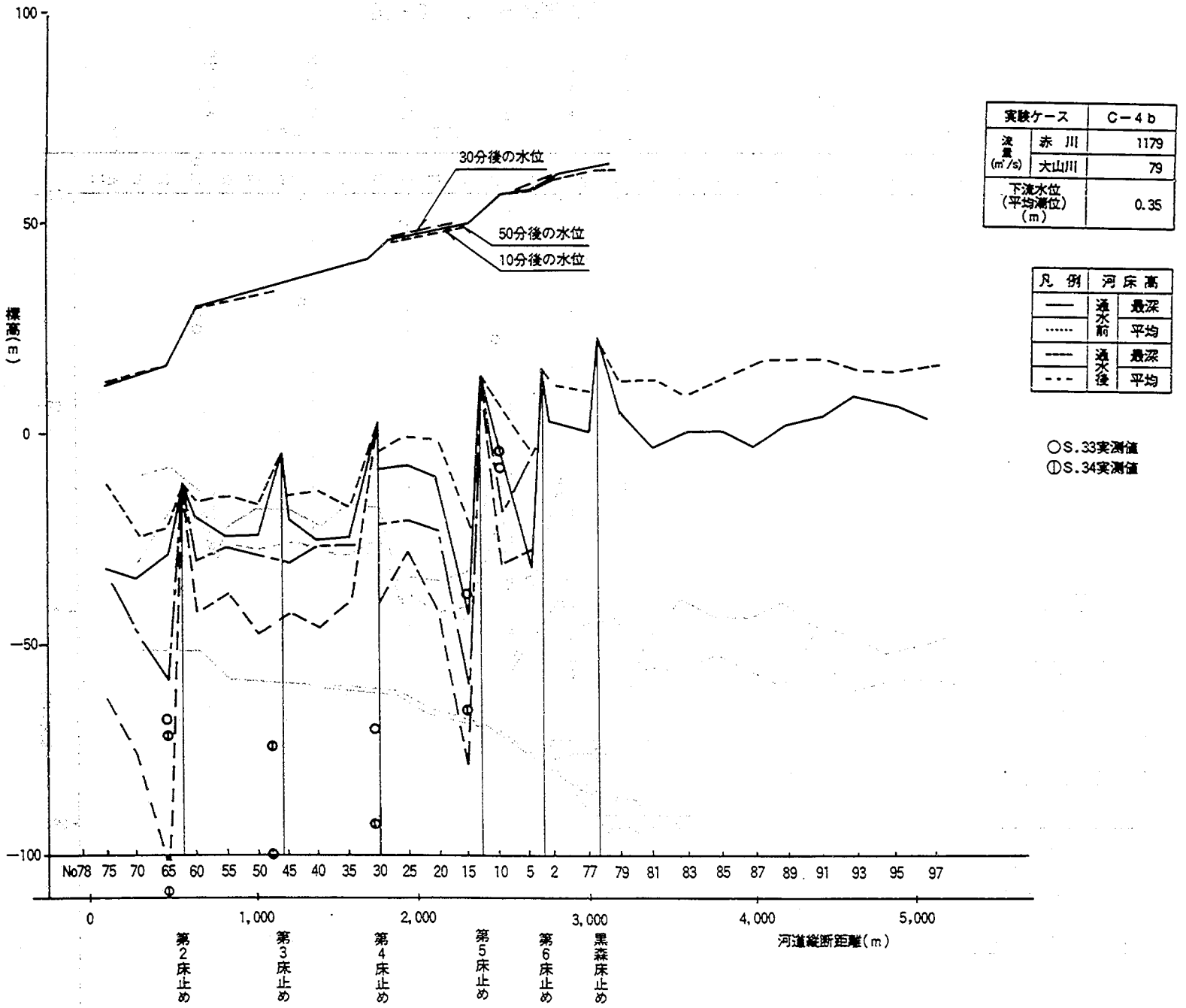


実験ケース		C−4a
流量 (m^3/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位(平均潮位)(m)		0.35

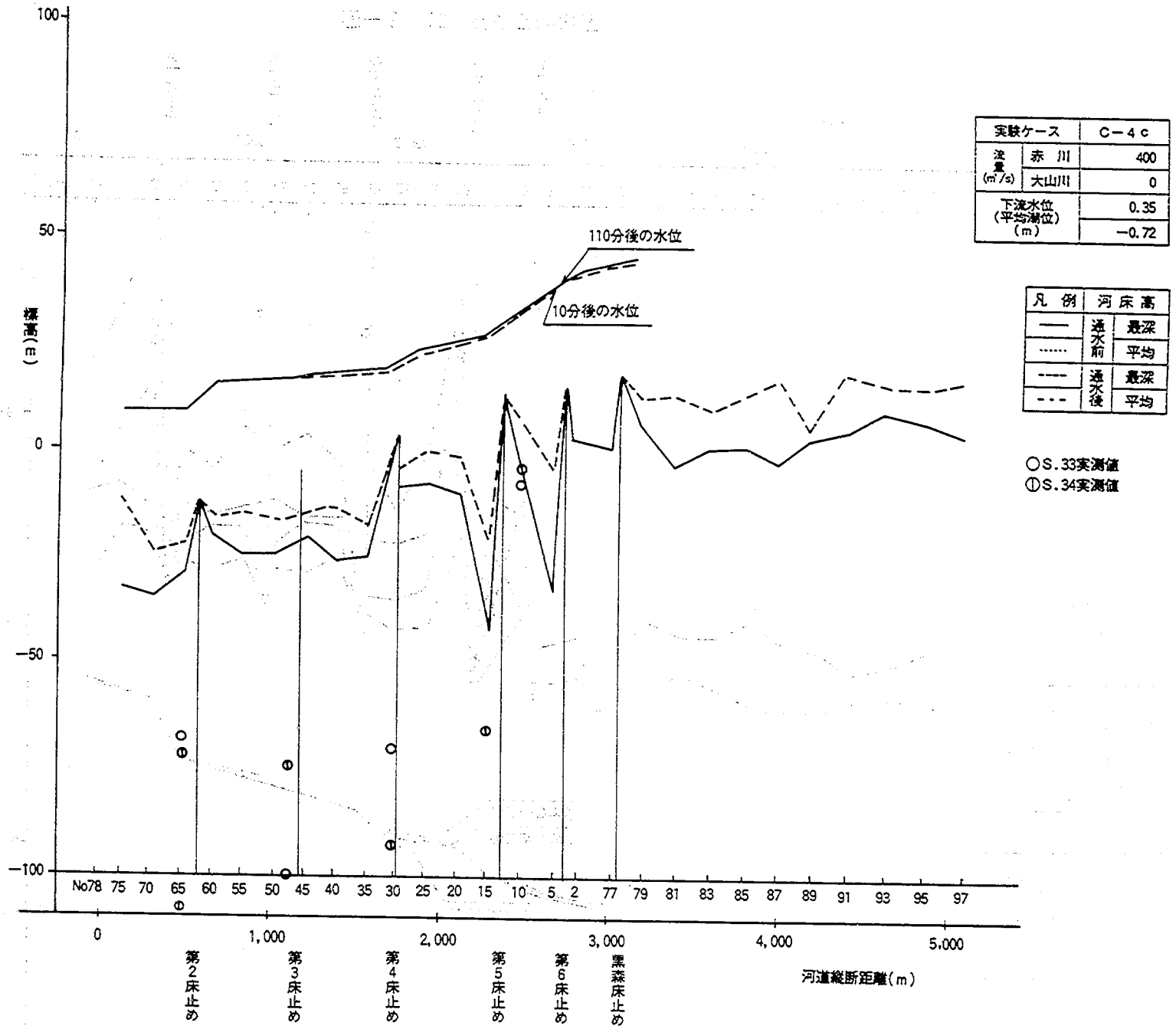
凡例	河床高	
——	通水前	最深
·····		平均
——	通水後	最深
- - -		平均

○S.33実測値
①S.34実測値

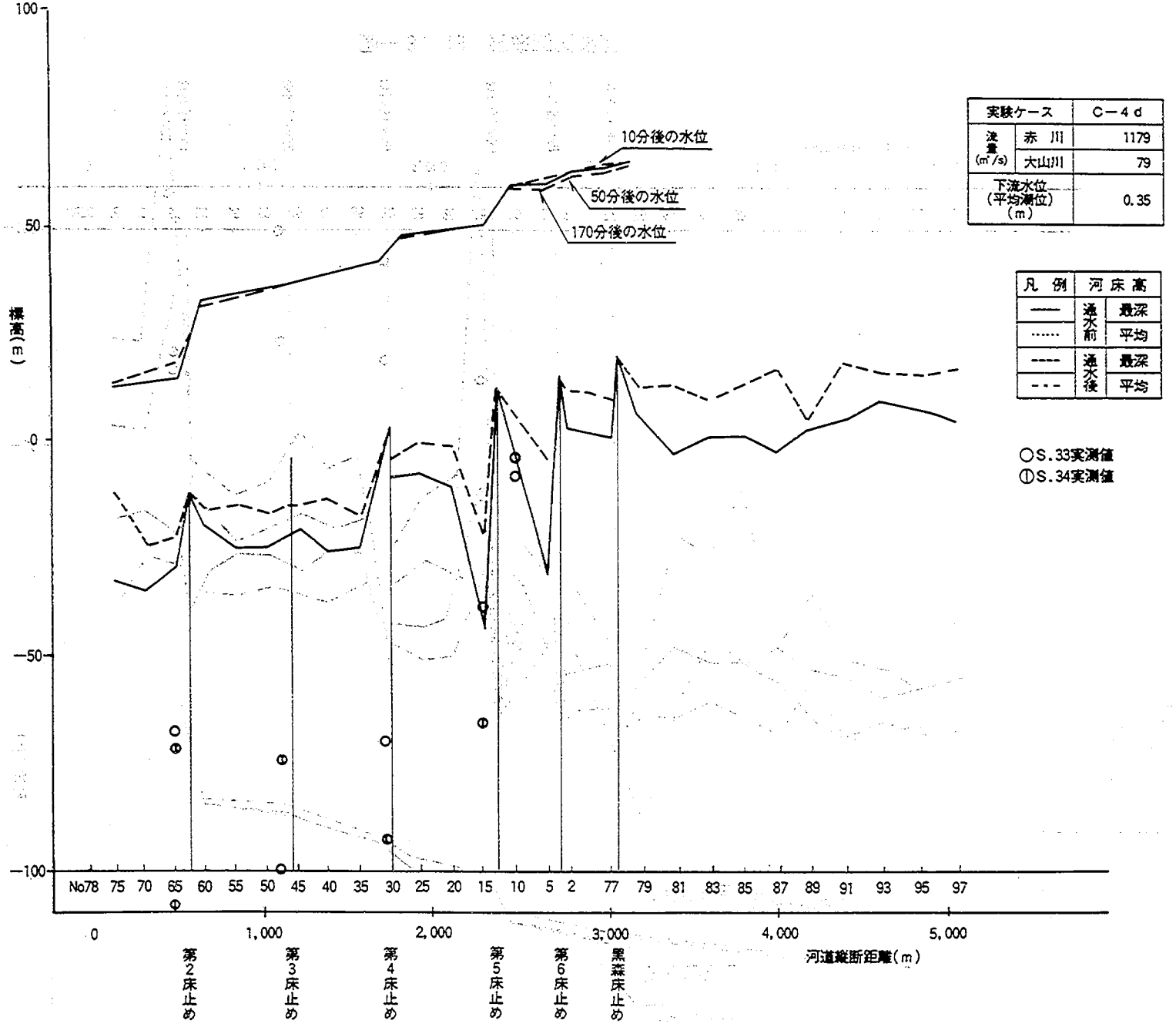
図−3．9　河床高縦断図


100
50
0
−50
−100
標高(m)
30分後の水位
50分後の水位
10分後の水位
No78 75 70 65 60 55 50 45 40 35 30 25 20 15 10 5 2 77 79 81 83 85 87 89 91 93 95 97
0
1,000
2,000
3,000
4,000
5,000
河道縦断距離(m)
第2床止め
第3床止め
第4床止め
第5床止め
第6床止め
黒森床止め
実験ケース C−4b
流量(m³/s) 赤川 1179
大山川 79
下流水位(平均潮位)(m) 0.35
凡例 河床高
通水前 最深
通水前 平均
通水後 最深
通水後 平均
○S.33実測値
①S.34実測値

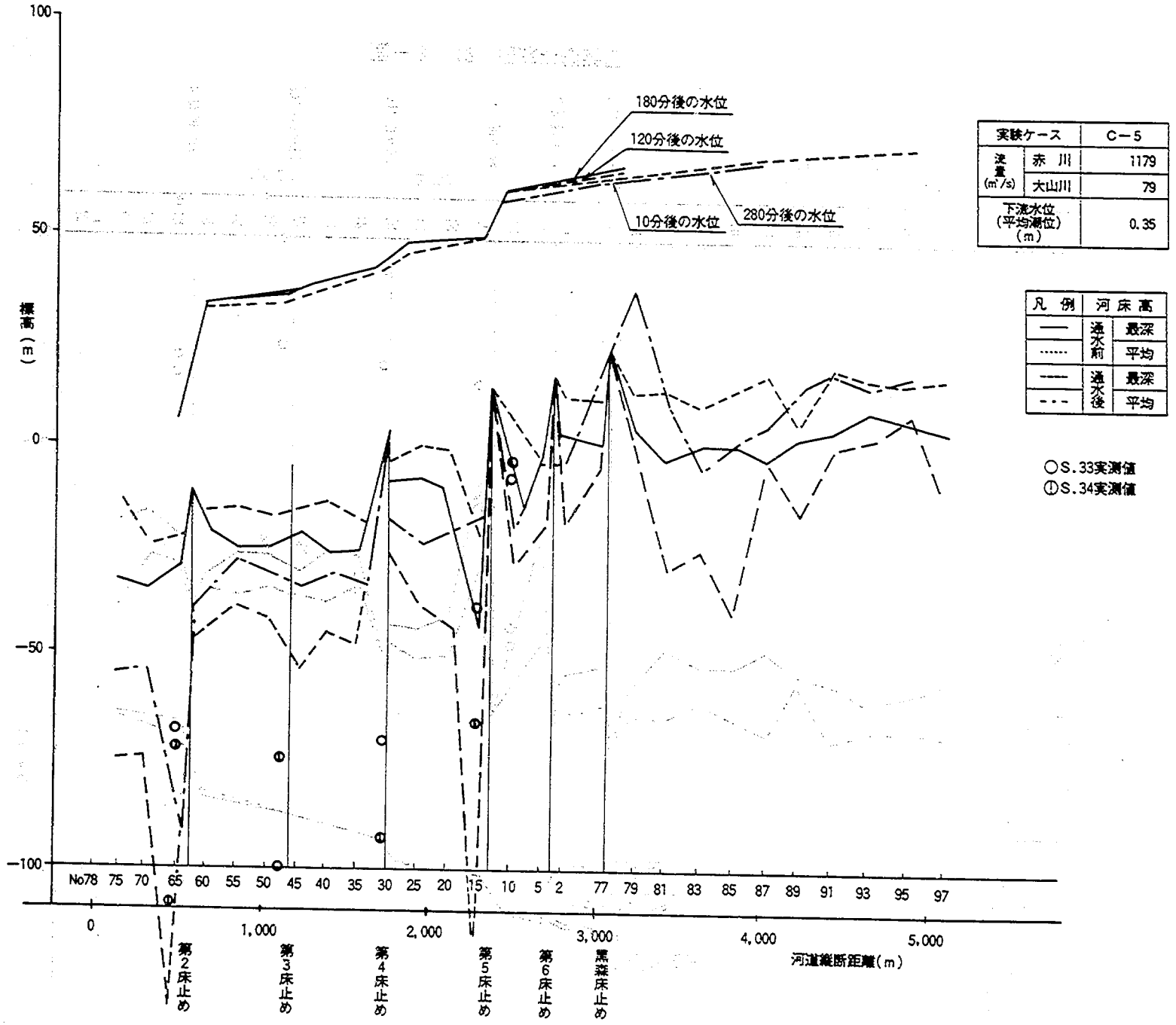
図−3．10　河床高縦断図


100
50
0
−50
−100
標高(m)
110分後の水位
10分後の水位
No78 75 70 65 60 55 50 45 40 35 30 25 20 15 10 5 2 77 79 81 83 85 87 89 91 93 95 97
0
1,000
2,000
3,000
4,000
5,000
河道縦断距離(m)
第2床止め
第3床止め
第4床止め
第5床止め
第6床止め
黒森床止め
実験ケース C−4c
流量(m³/s) 赤川 400
大山川 0
下流水位(平均潮位)(m) 0.35
−0.72
凡例 河床高
通水前 最深
通水前 平均
通水後 最深
通水後 平均
○S.33実測値
①S.34実測値

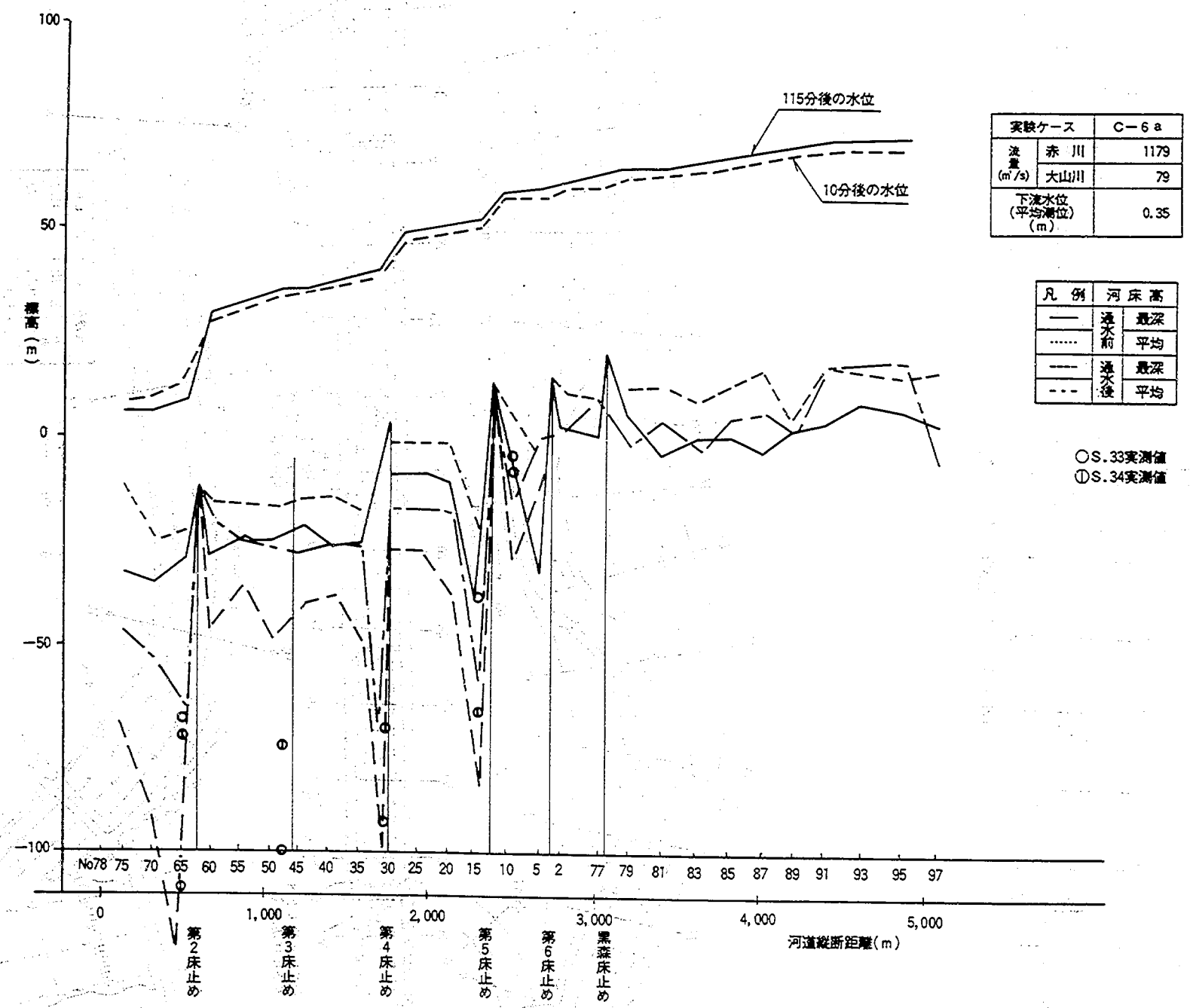
図−3．11　河床高縦断図


100
50
0
−50
−100
標高(m)
10分後の水位
50分後の水位
170分後の水位
実験ケース
C−4 d
流量 (m³/s)
赤 川
1179
大山川
79
下流水位 (平均潮位) (m)
0.35
凡 例
河床高
通水前
通水後
最深
平均
○S.33実測値
①S.34実測値
No78 75 70 65 60 55 50 45 40 35 30 25 20 15 10 5 2 77 79 81 83 85 87 89 91 93 95 97
0
1,000
2,000
3,000
4,000
5,000
河道縦断距離(m)
第2床止め
第3床止め
第4床止め
第5床止め
第6床止め
黒森床止め

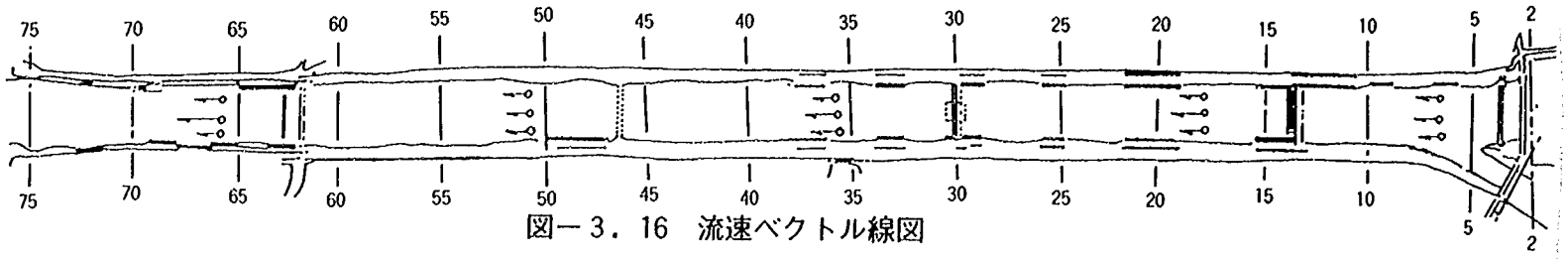
図−3．12　河床高縦断図


180分後の水位
120分後の水位
10分後の水位
280分後の水位
実験ケース C－5
流量 赤川 1179
(m³/s) 大山川 79
下流水位(平均潮位)(m) 0.35
凡例 河床高
通水前 最深
通水前 平均
通水後 最深
通水後 平均
○S.33実測値
①S.34実測値
標高(m)
100
50
0
−50
−100
No78 75 70 65 60 55 50 45 40 35 30 25 20 15 10 5 2 77 79 81 83 85 87 89 91 93 95 97
0
1,000
2,000
3,000
4,000
5,000
河道縦断距離(m)
第2床止め
第3床止め
第4床止め
第5床止め
第6床止め
黒森床止め

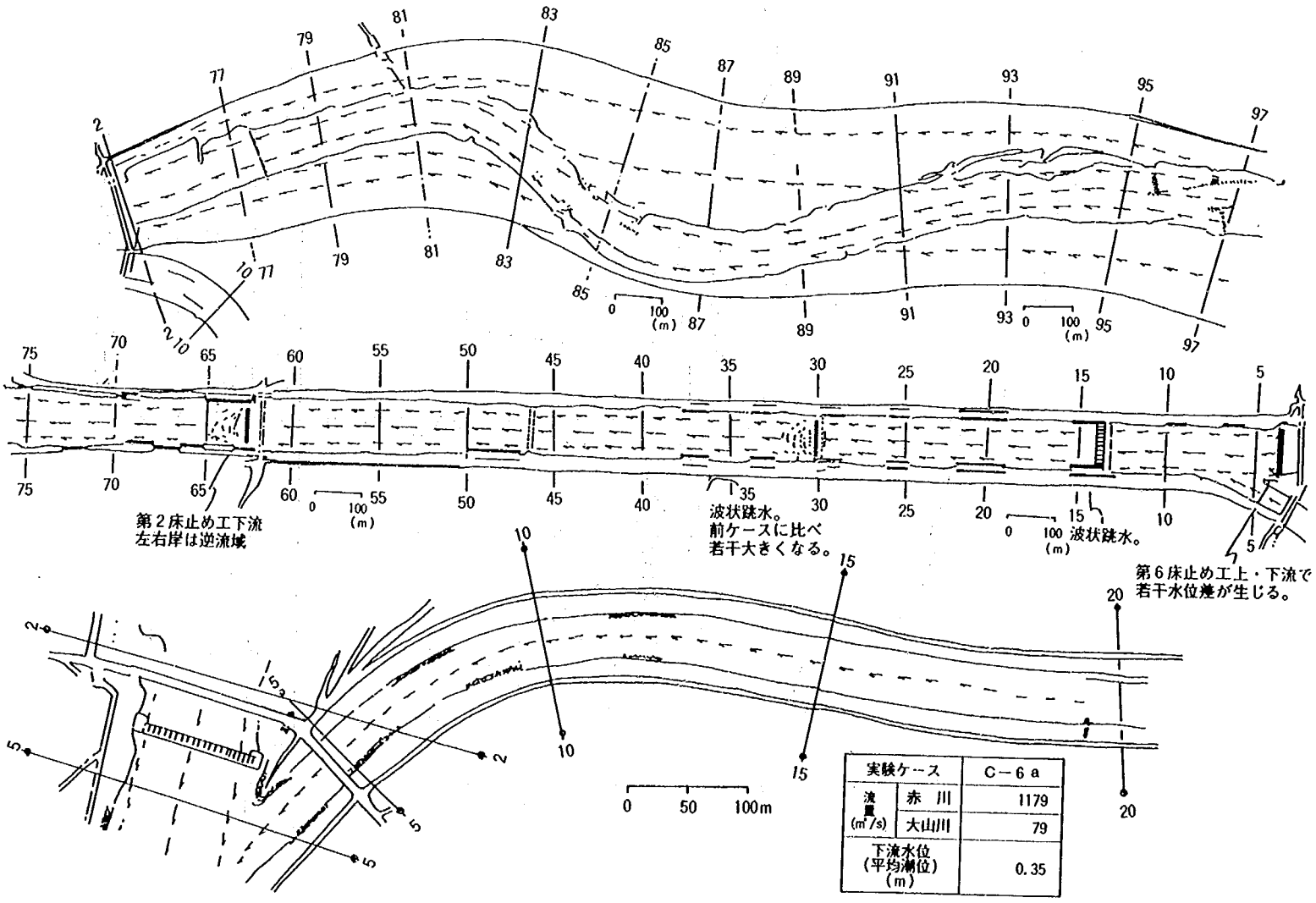
図－3．13　河床高縦断図


115分後の水位
10分後の水位
標高（m）
100
50
0
−50
−100
No78 75 70 65 60 55 50 45 40 35 30 25 20 15 10 5 2 77 79 81 83 85 87 89 91 93 95 97
0
1,000
2,000
3,000
4,000
5,000
河道縦断距離（m）
第2床止め
第3床止め
第4床止め
第5床止め
第6床止め
黒森床止め
実験ケース C−6a
流量（m³/s） 赤川 1179
大山川 79
下流水位（平均潮位）（m） 0.35
凡例 河床高
通水前 最深
通水前 平均
通水後 最深
通水後 平均
○S.33実測値
①S.34実測値

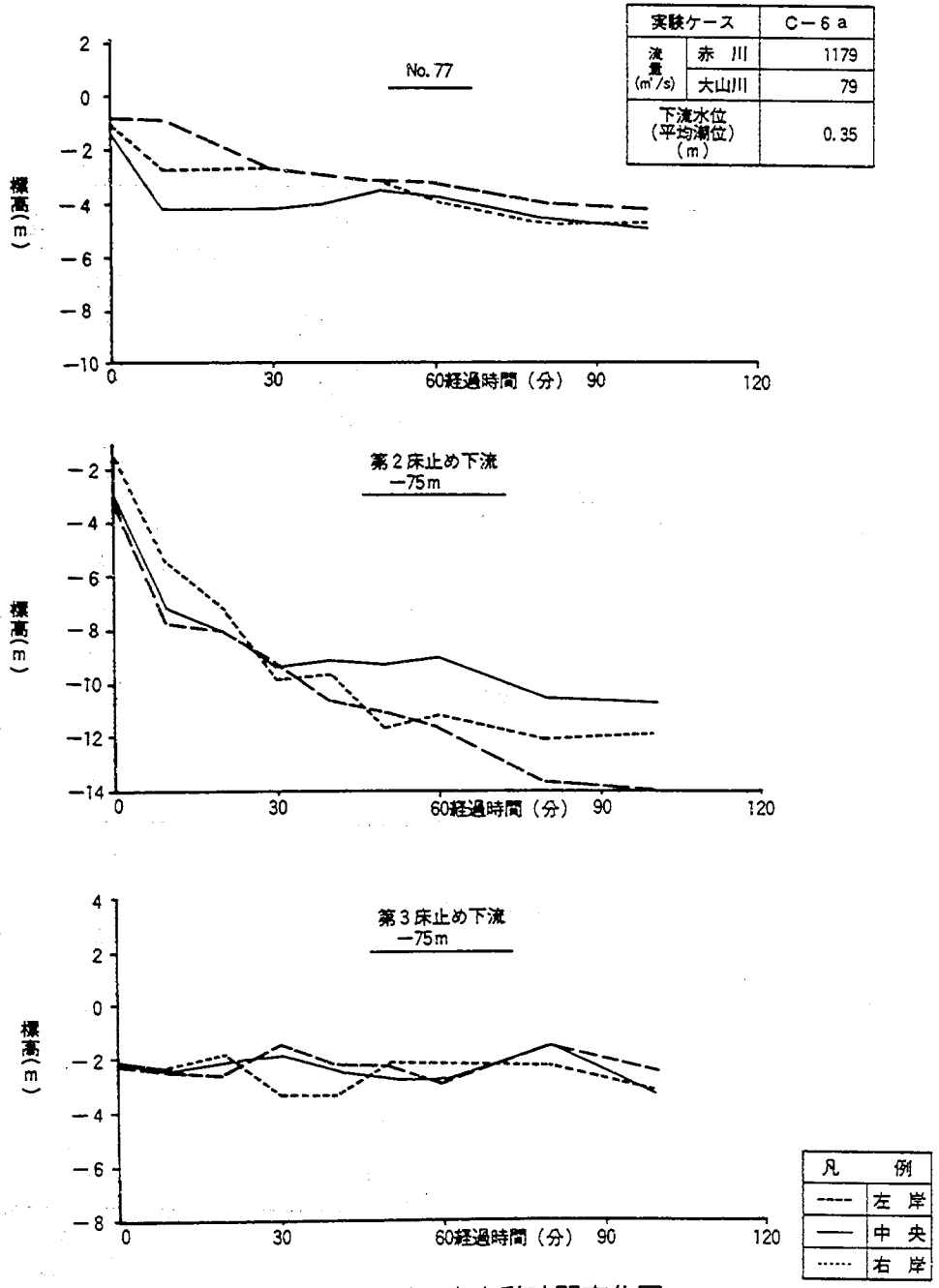
図−3．15　河床高縦断図



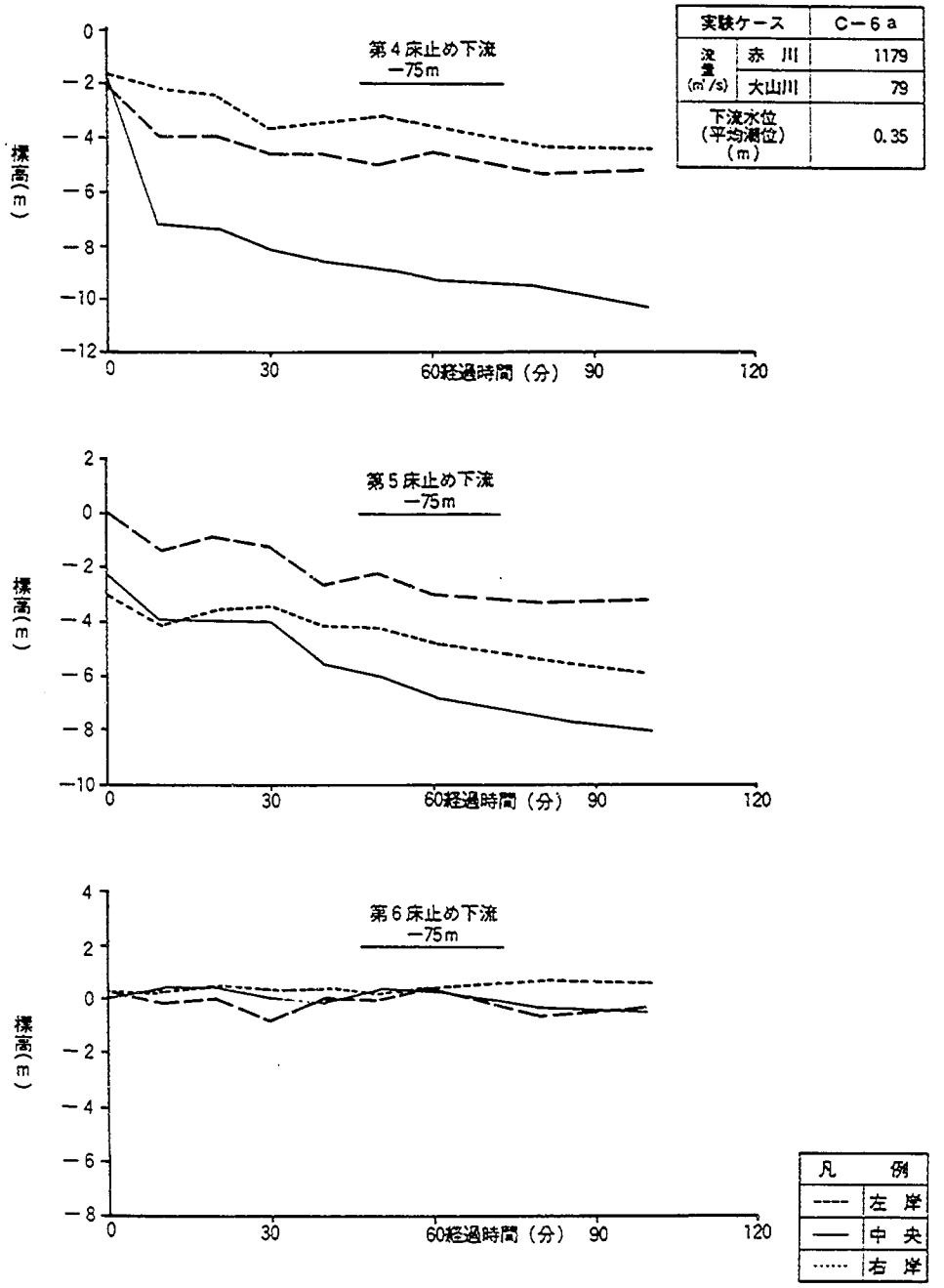
図－3．16　流速ベクトル線図



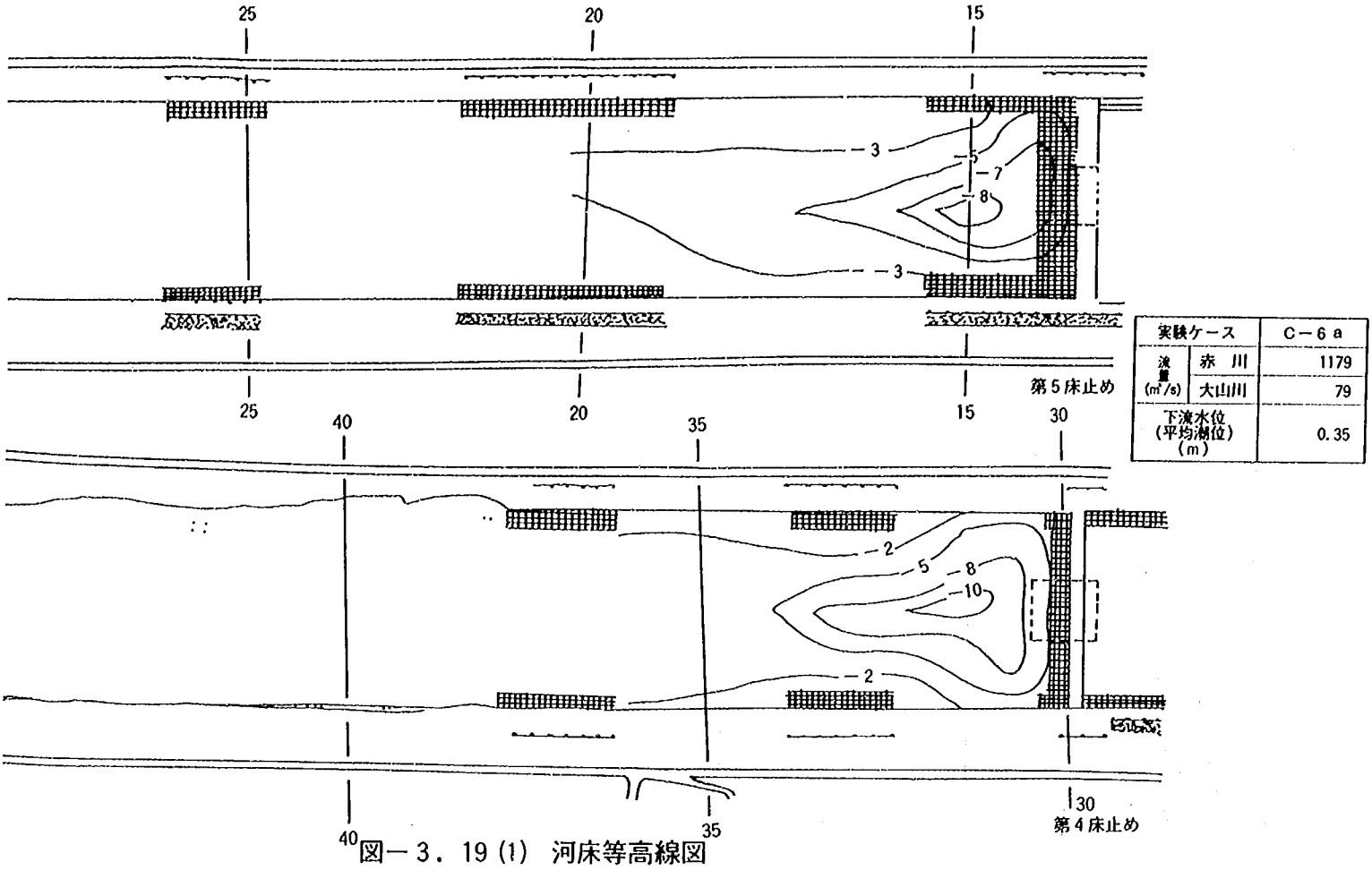
図－3．17　流　況　図



図－3．18 (1)河床変動時間変化図

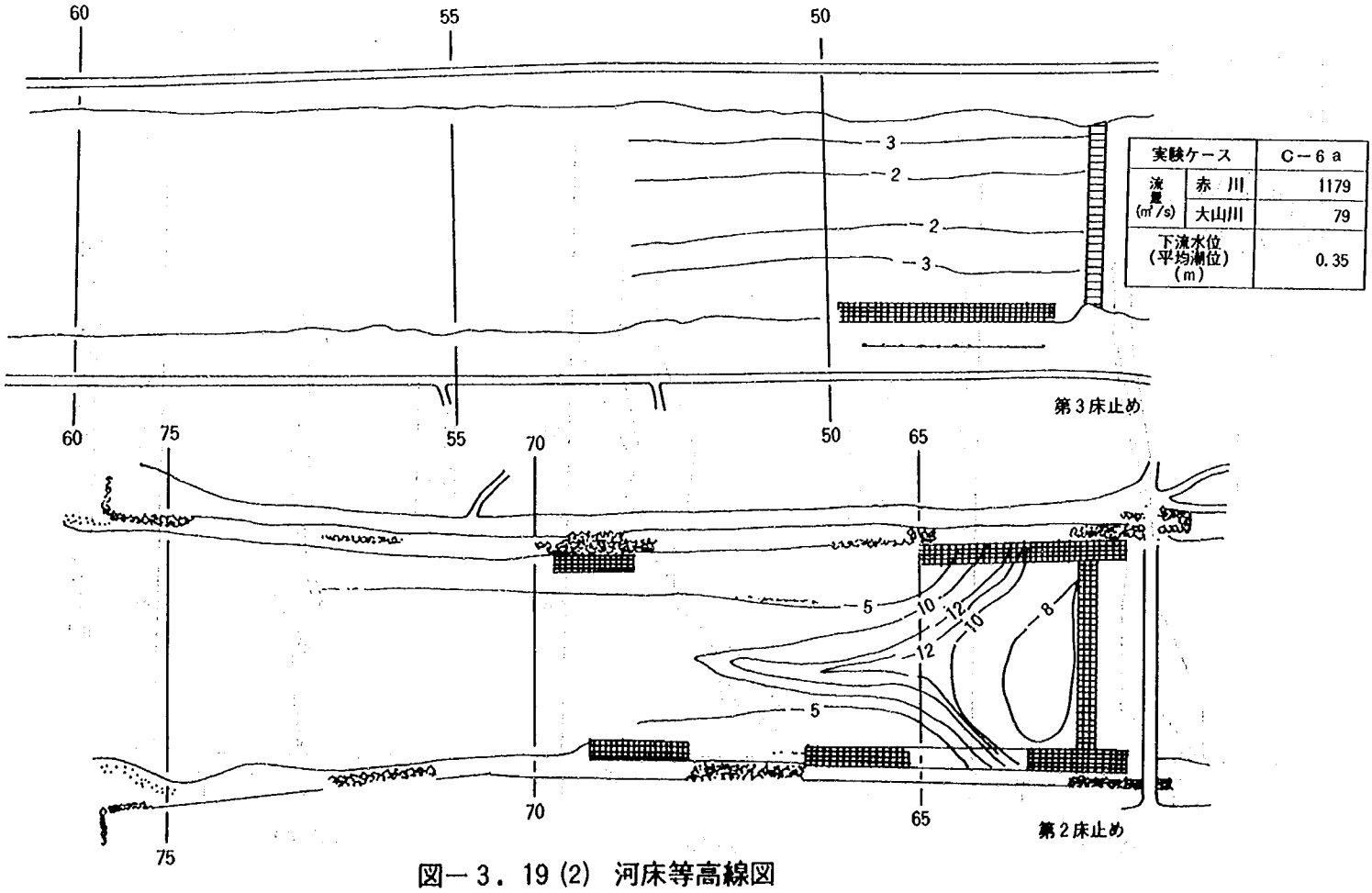


図－3．18 (2) 河床変動時間変化図



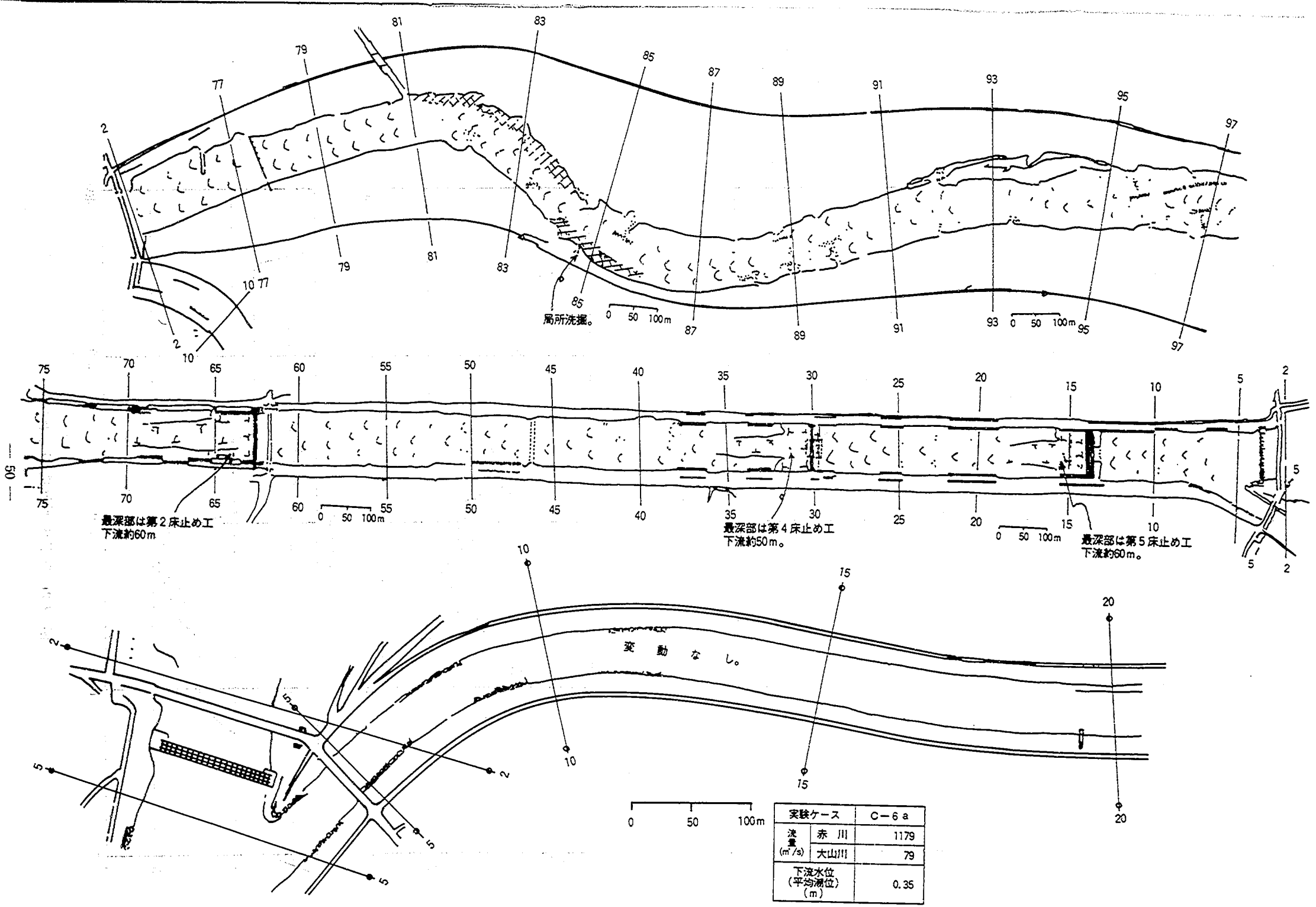
実験ケース		C－６ａ
流量 (m³/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）(m)		0.35

図－３．19 (1)　河床等高線図

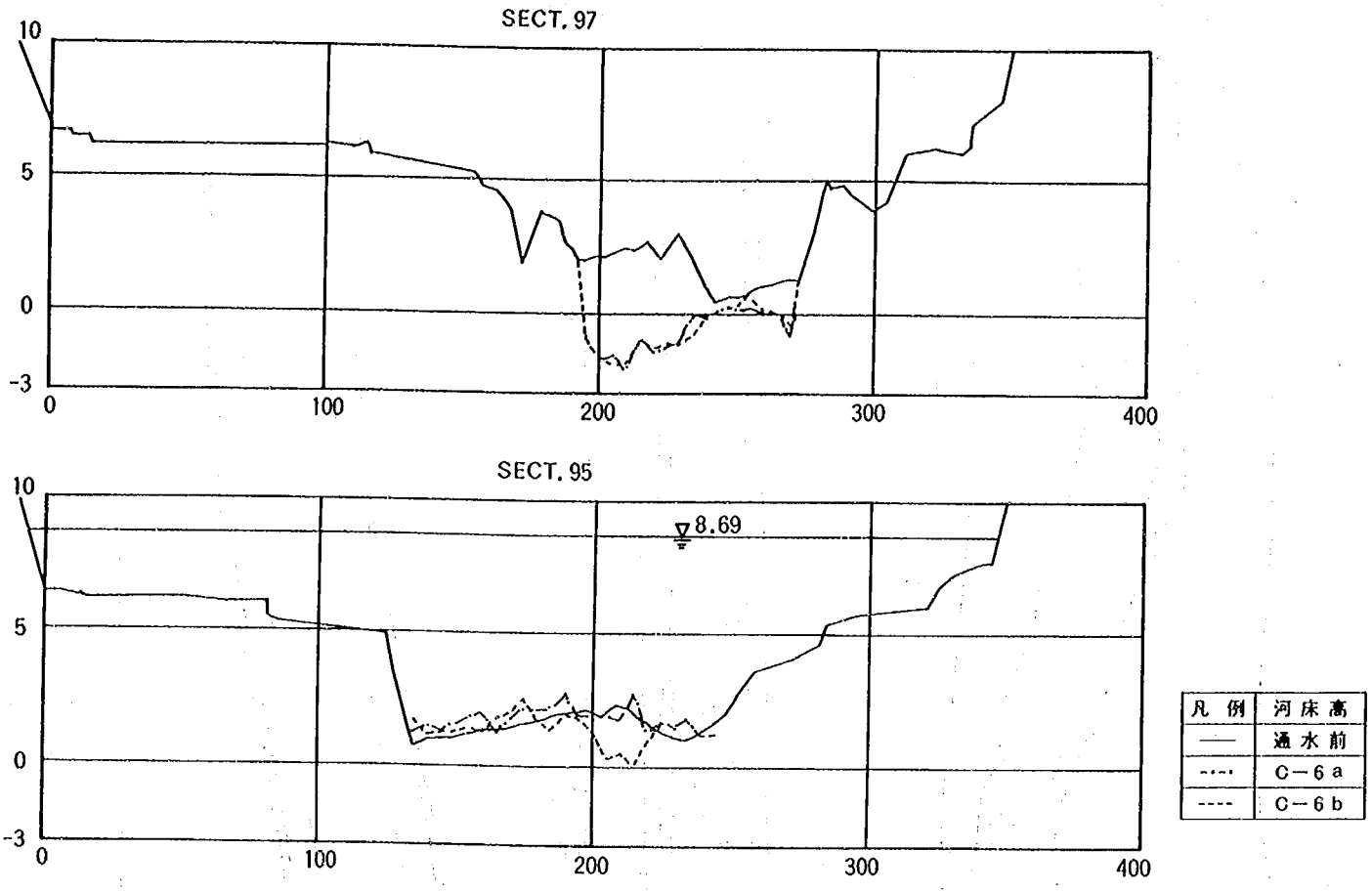


実験ケース		C－６ａ
流量 (m³/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）(m)		0.35

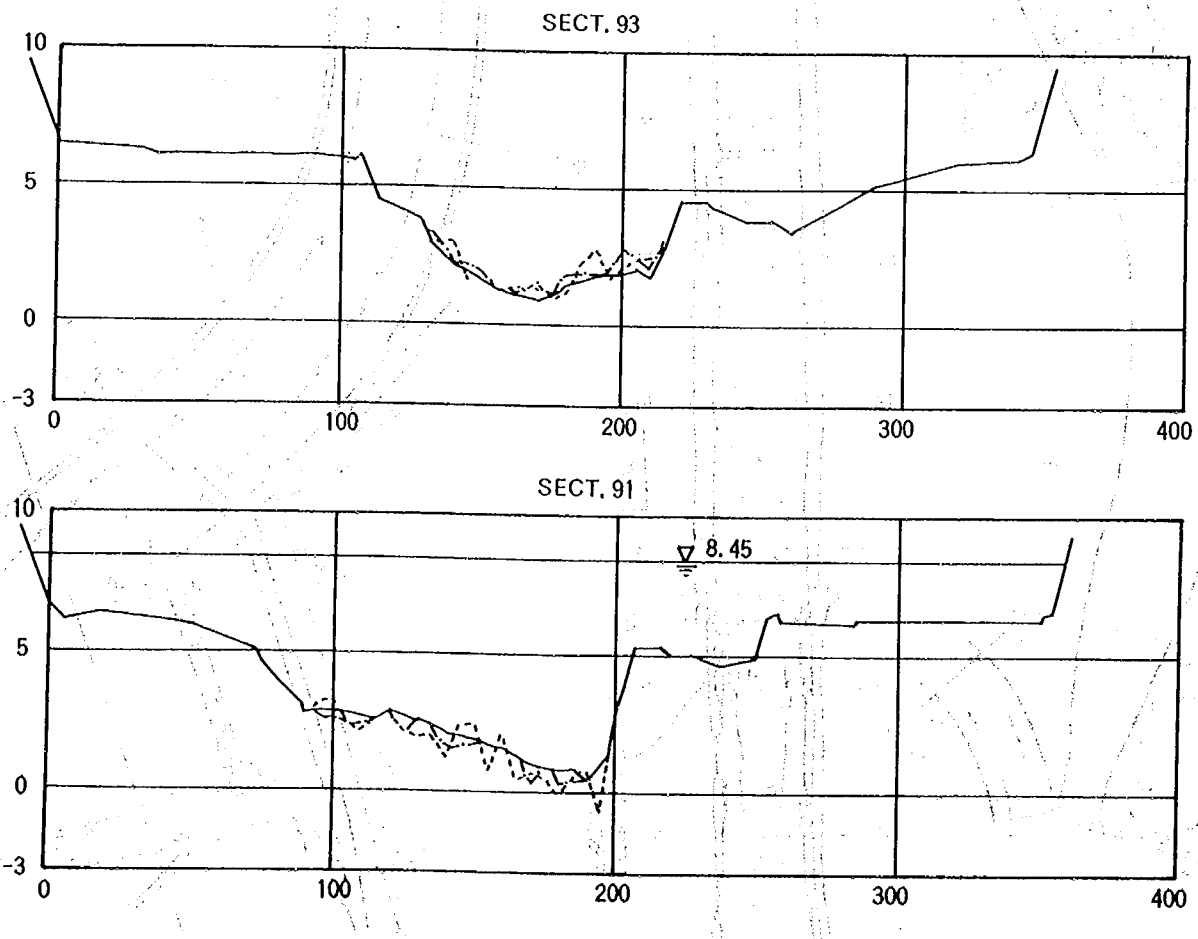
図－３．19 (2)　河床等高線図



図－3．20　通水後河床状況図



図－3.21 (1) 河床変動横断図 (有堤部)



図－3.21 (2) 河床変動横断図 (有堤部)

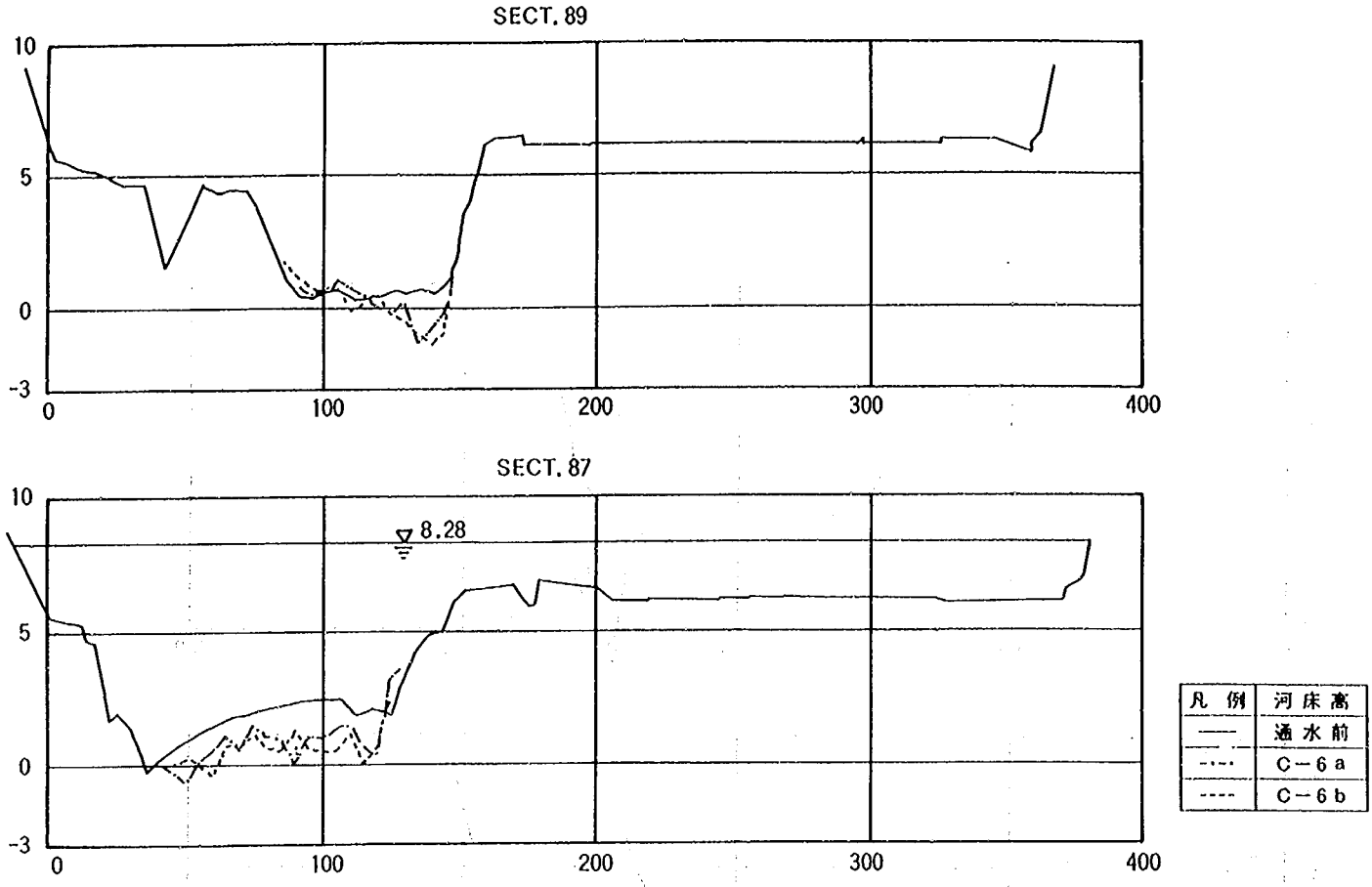
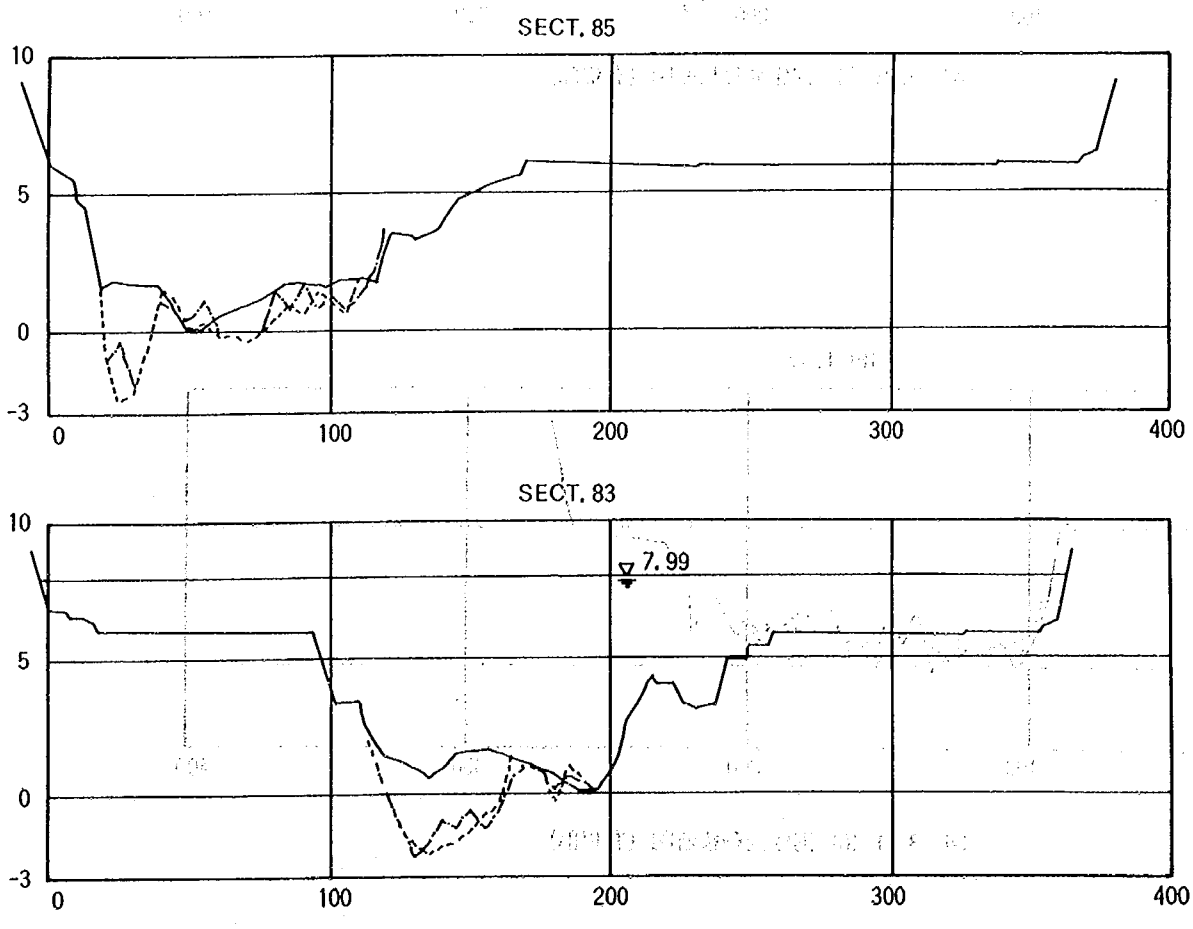
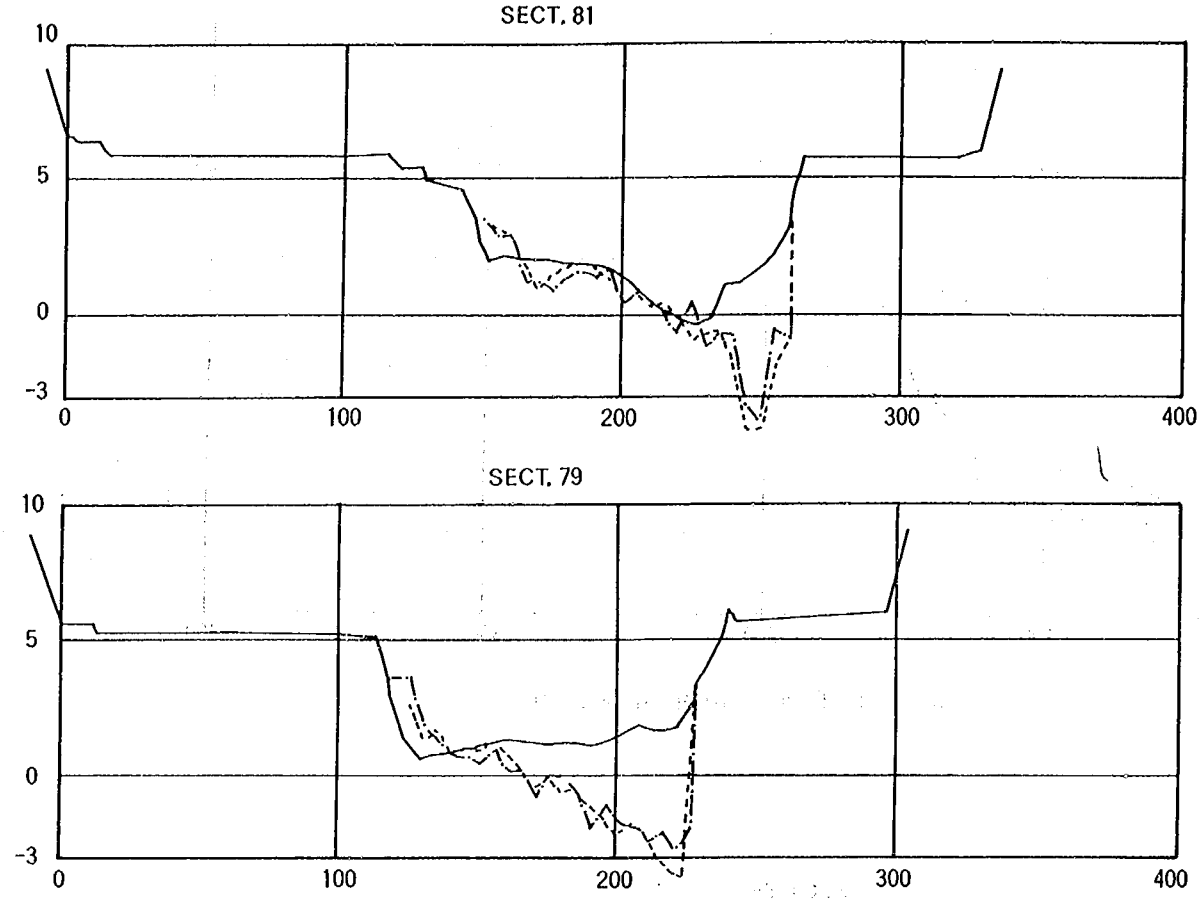


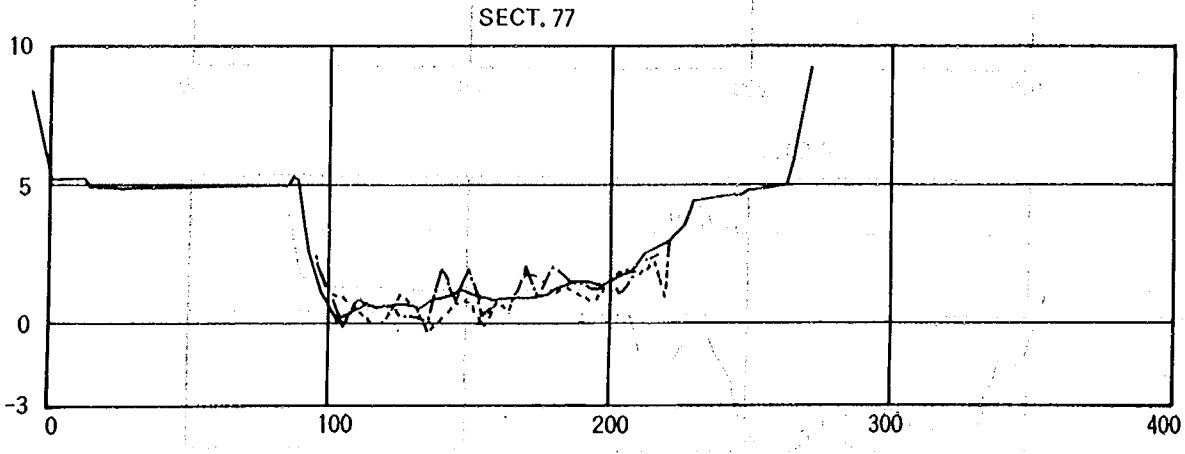
図--3.21 (3) 河床変動横断図（有堤部）



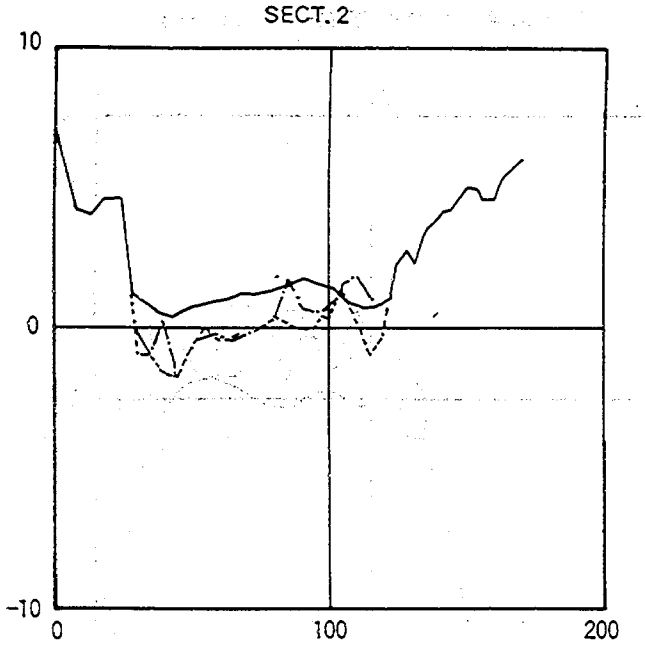
図－3.21 (4) 河床変動横断図（有堤部）

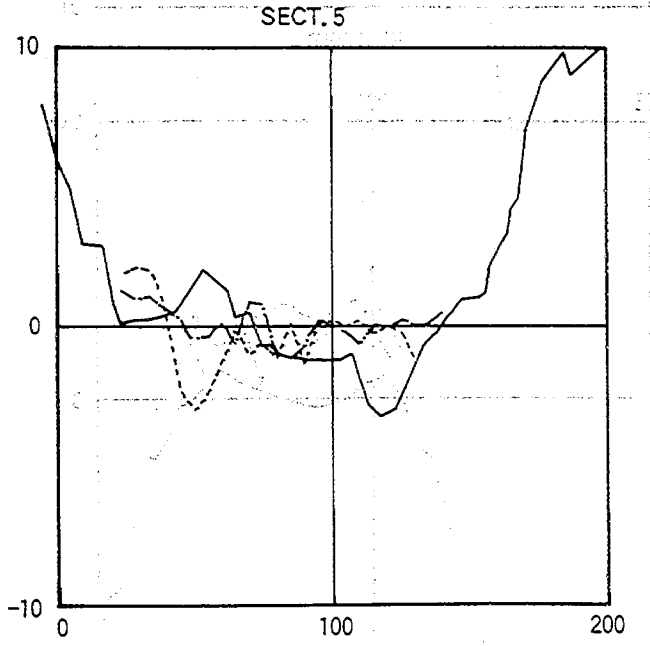


図－3.21 (5) 河床変動横断図（有堤部）

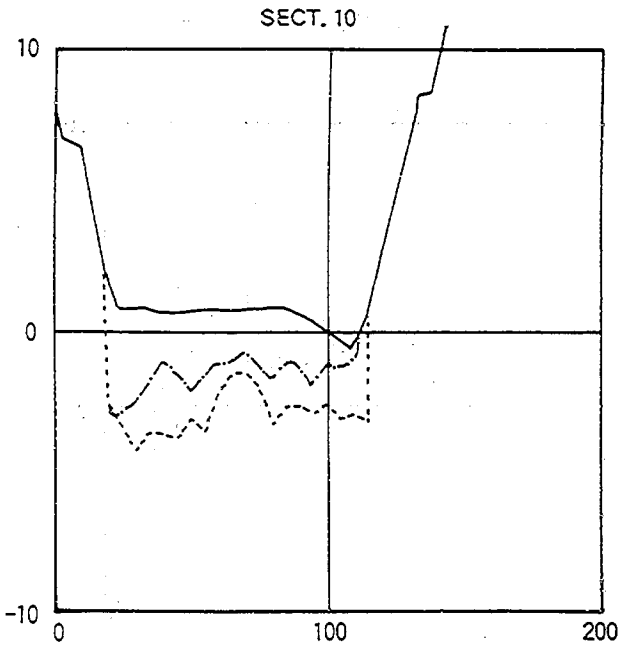


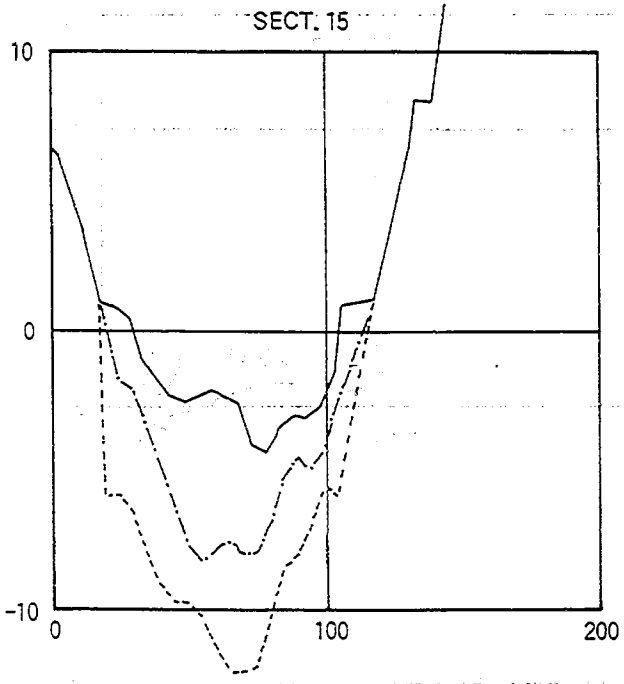
図－3.21 (6) 河床変動横断図（有堤部）

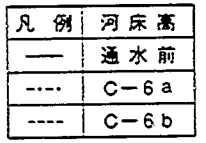




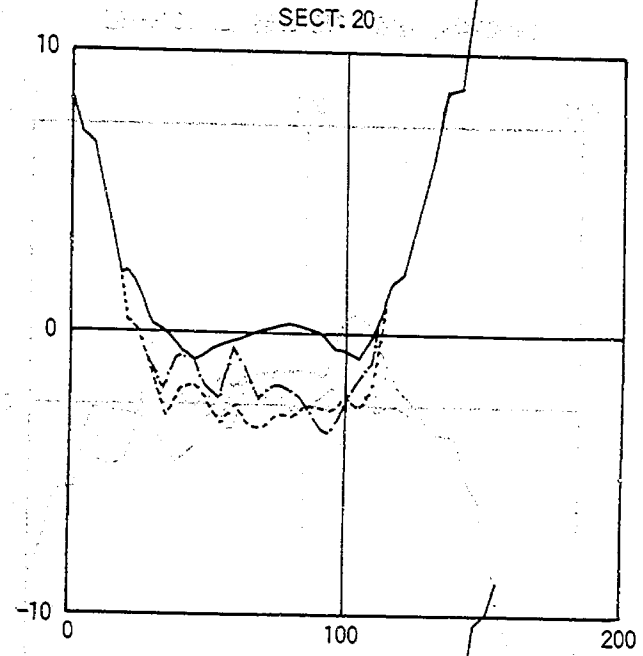
図—3.21 (7) 河床変動横断図（放水路部）

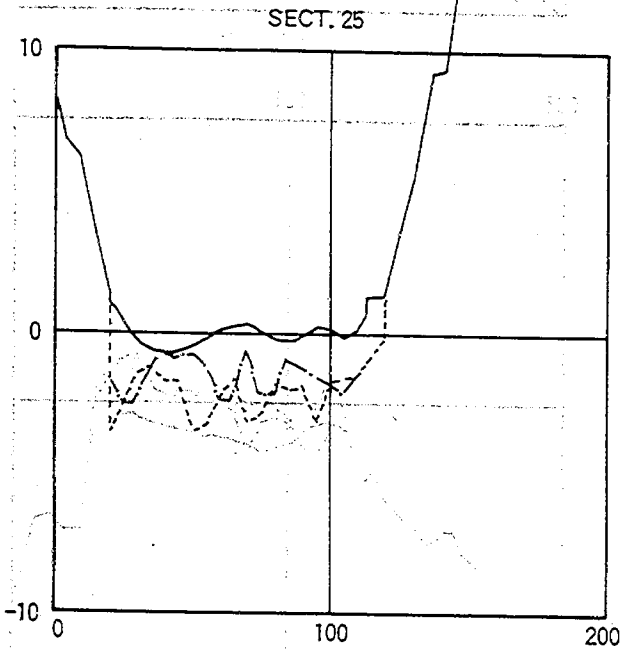




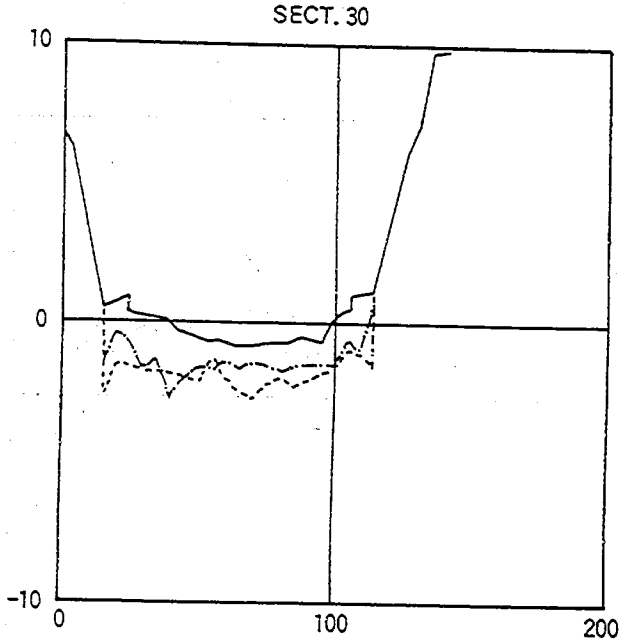


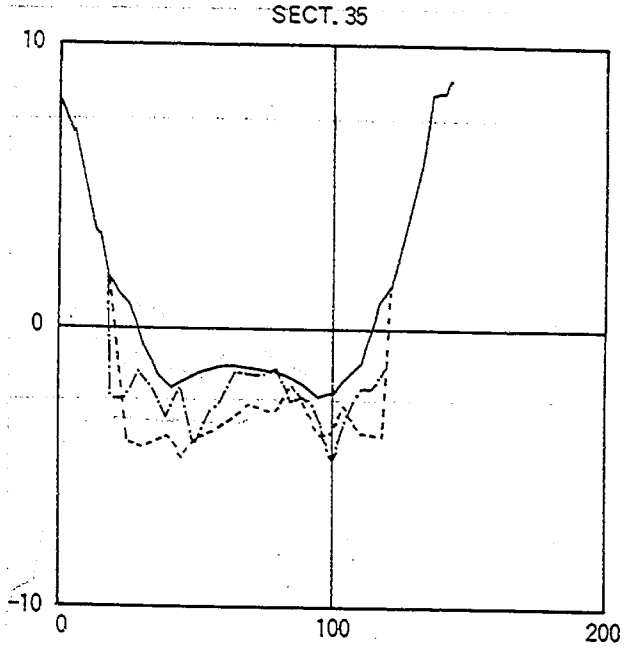
図—3.21 (8) 河床変動横断図（放水路部）





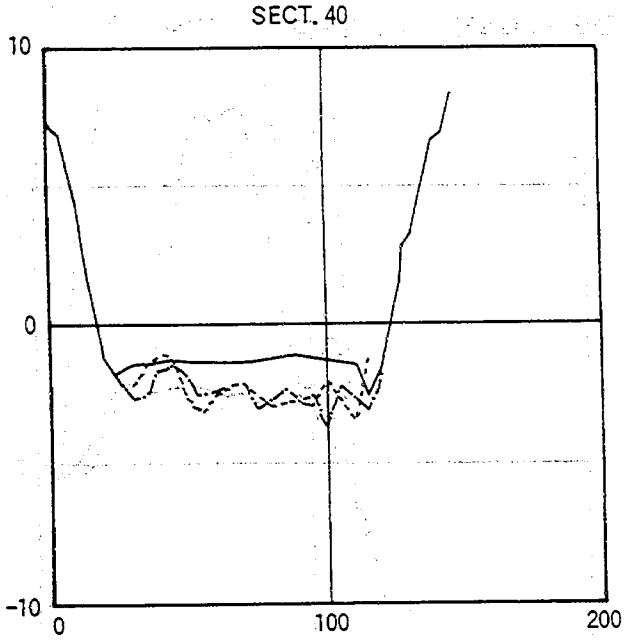
図—3.21 (9) 河床変動横断図（放水路部）

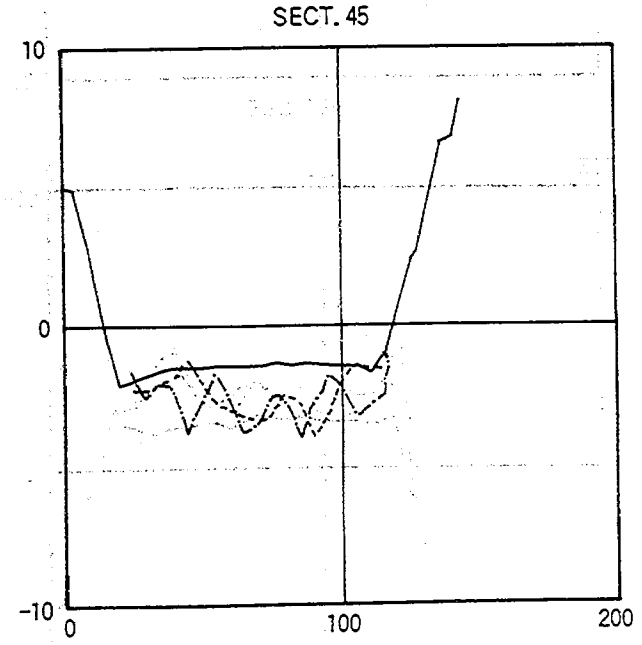




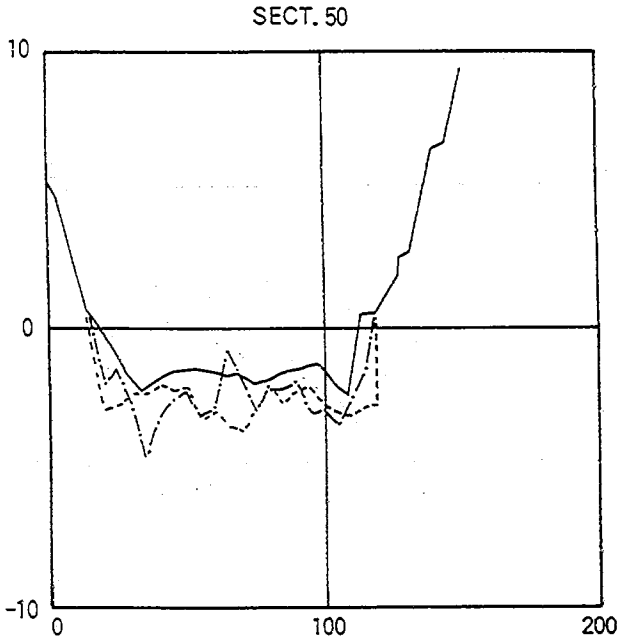
凡 例	河床高
——	通水前
----	C—6a
----	C—6b

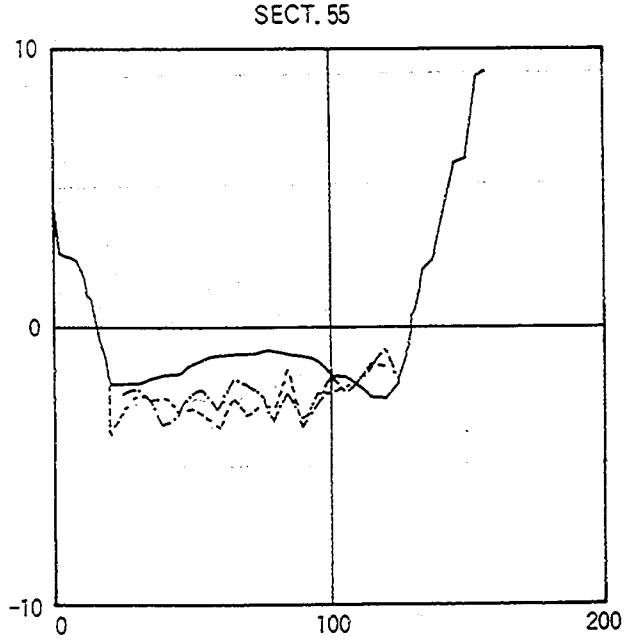
図—3.21 (10) 河床変動横断図（放水路部）





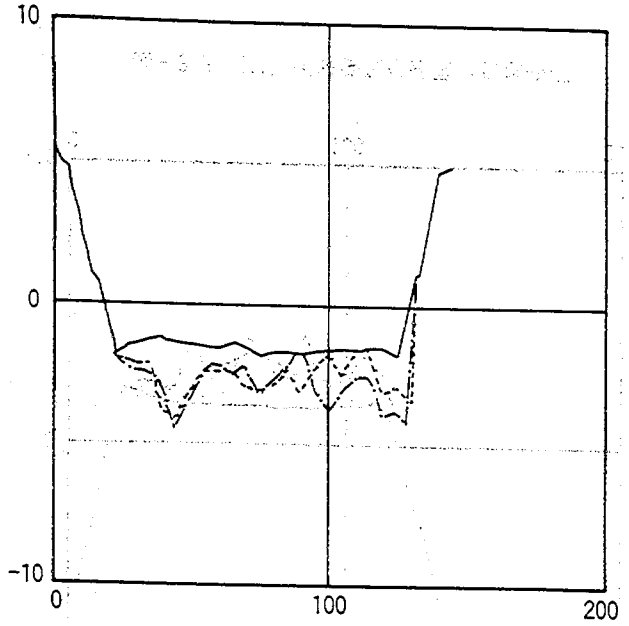
図—3.21 (11) 河床変動横断図（放水路部）

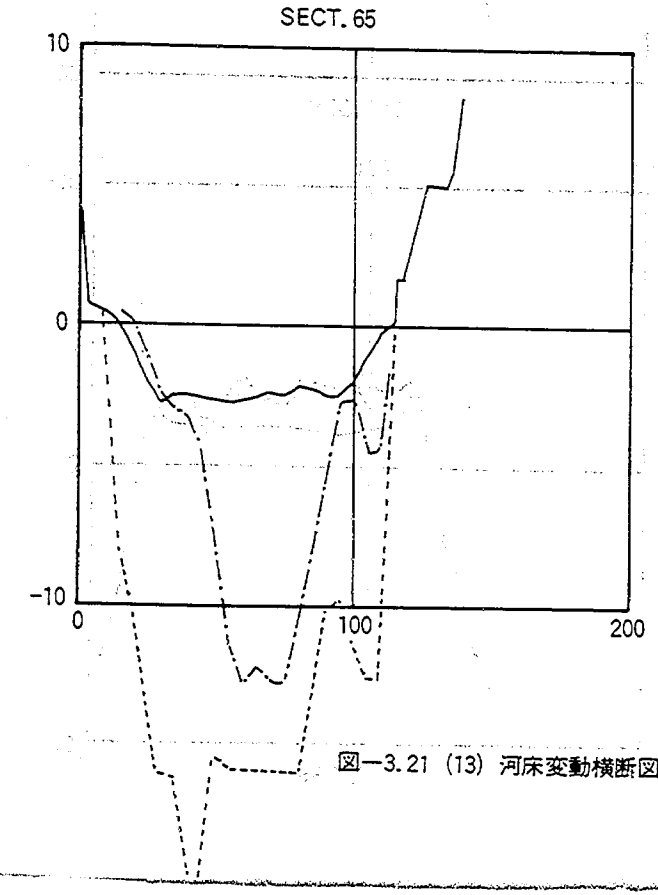




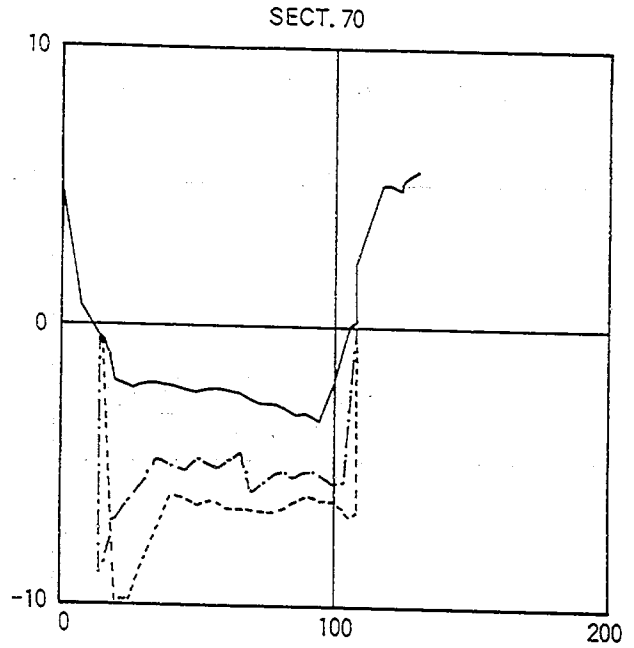
凡例	河床高
——	通水前
----	C—6a
----	C—6b

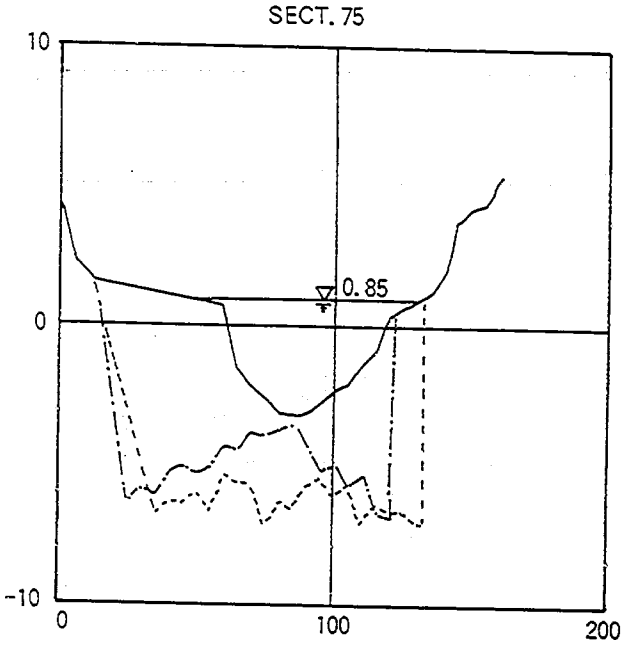
図—3.21 (12) 河床変動横断図（放水路部）





図—3.21 (13) 河床変動横断図 (放水路部)

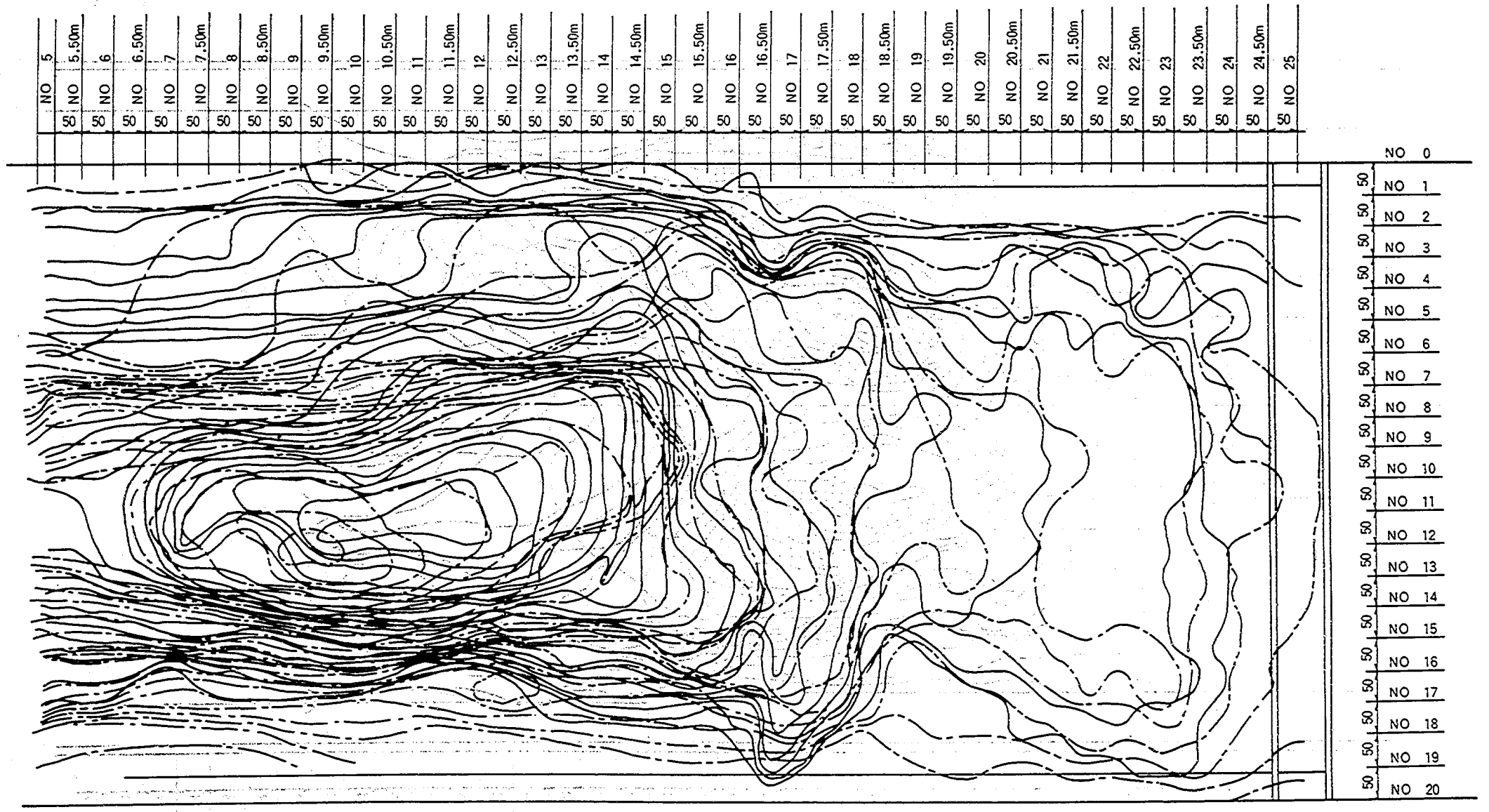




凡 例	河床高
——	通水前
----	C—6a
----	C—6b

図—3.21 (14) 河床変動横断図 (放水路部)

第２床固水叩等深図



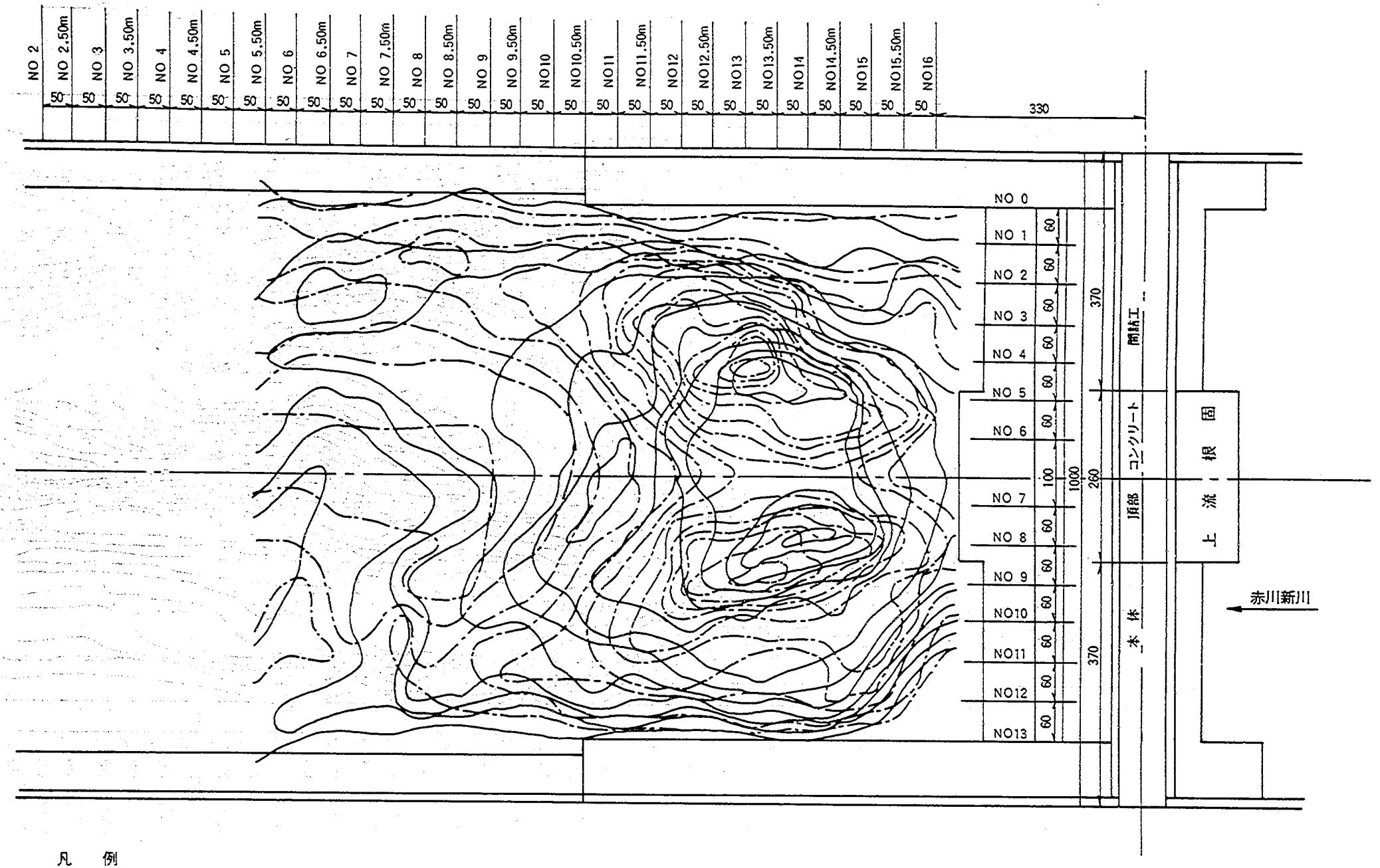
凡　例

———昭和35年10月実測(　)

— - —昭和36年６月実測

図－３．22　第２床止め工等深線図

第４床固水叩等深図

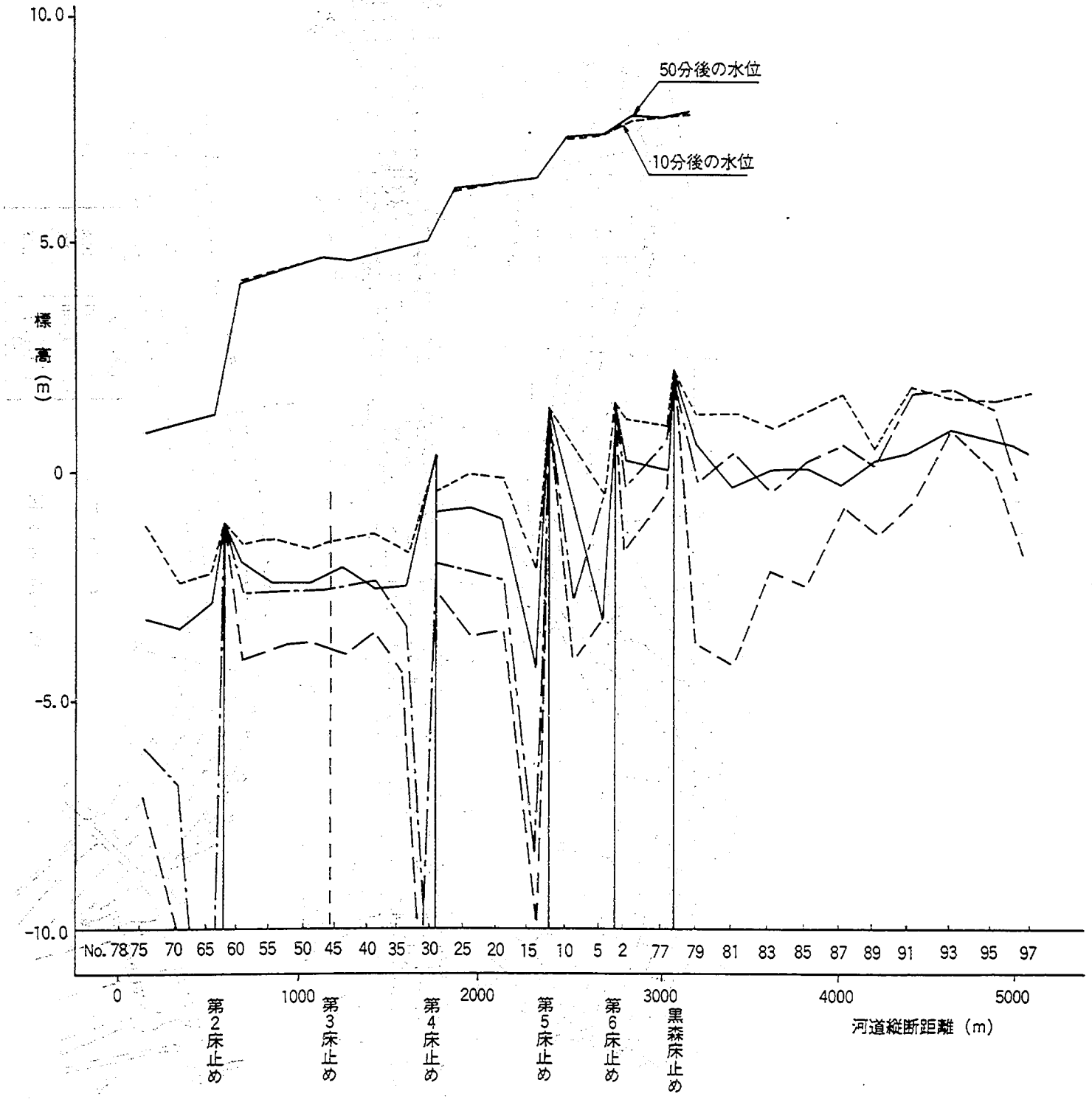


凡　例

——— 昭和35年３月実測

—・— 昭和35年６月実測

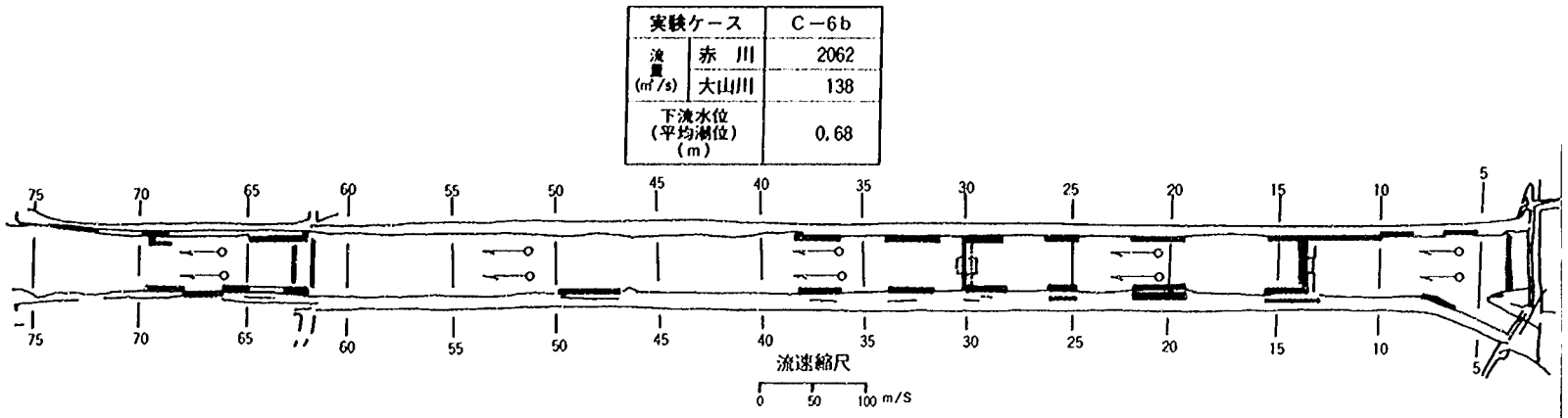
図－３．23　第４床止め工等深線図



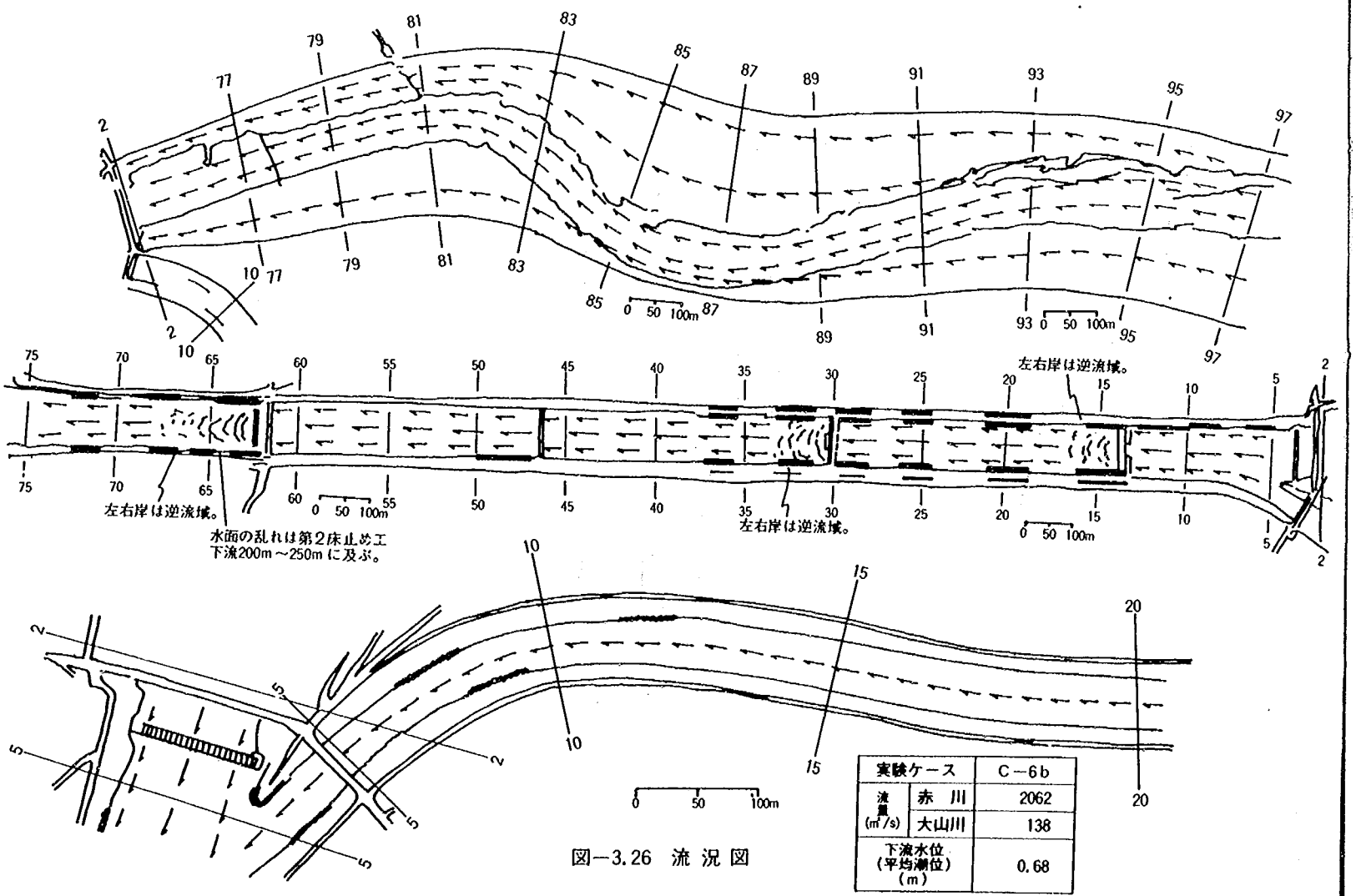
実験ケース		
流量（m³/s）	赤川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

凡例	河床高	
———	通水前	最深
·····		平均
— —	通水後	最深
—·—		平均

図－3.24 河床高縦断図

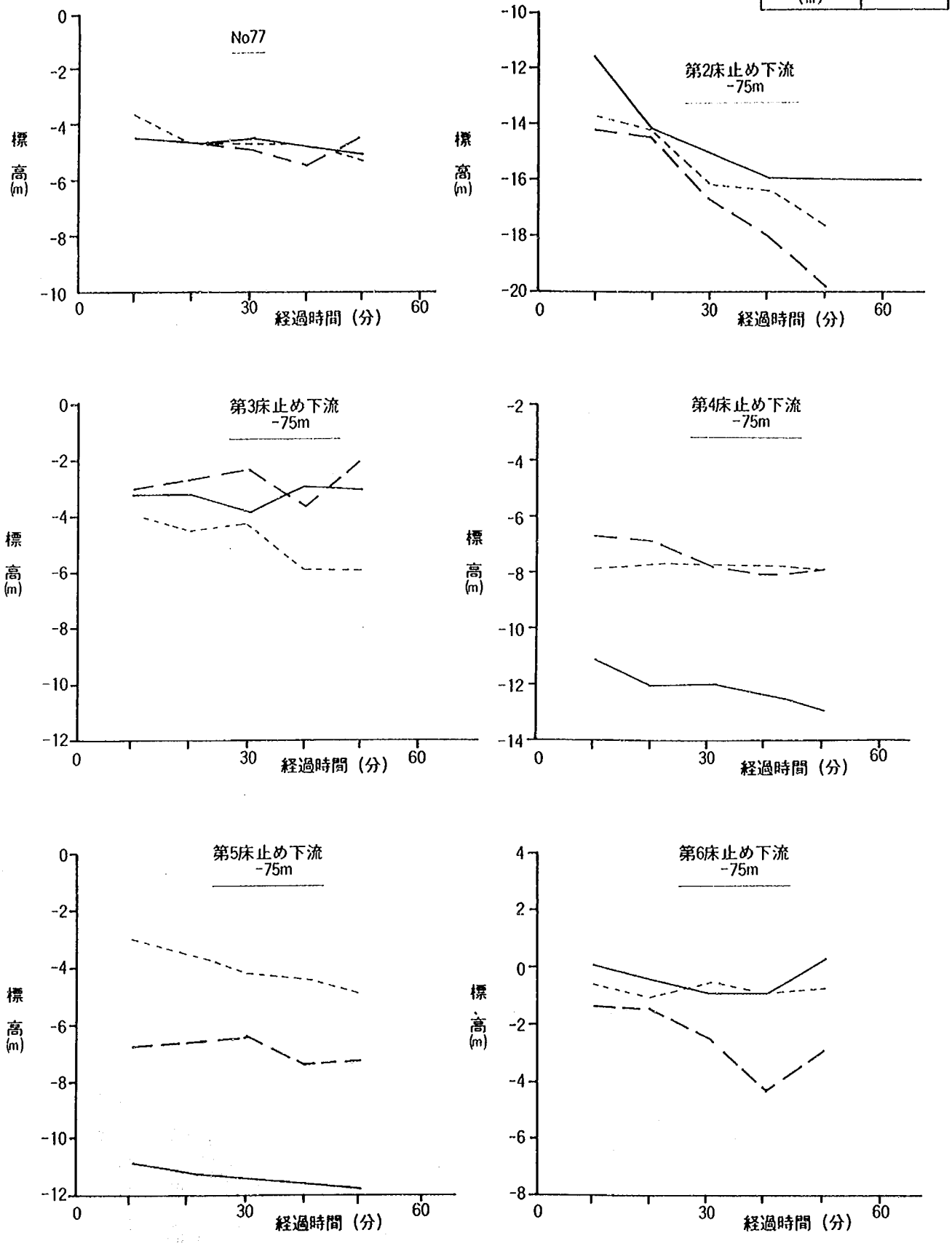


図－3.25　流速ベクトル縮図



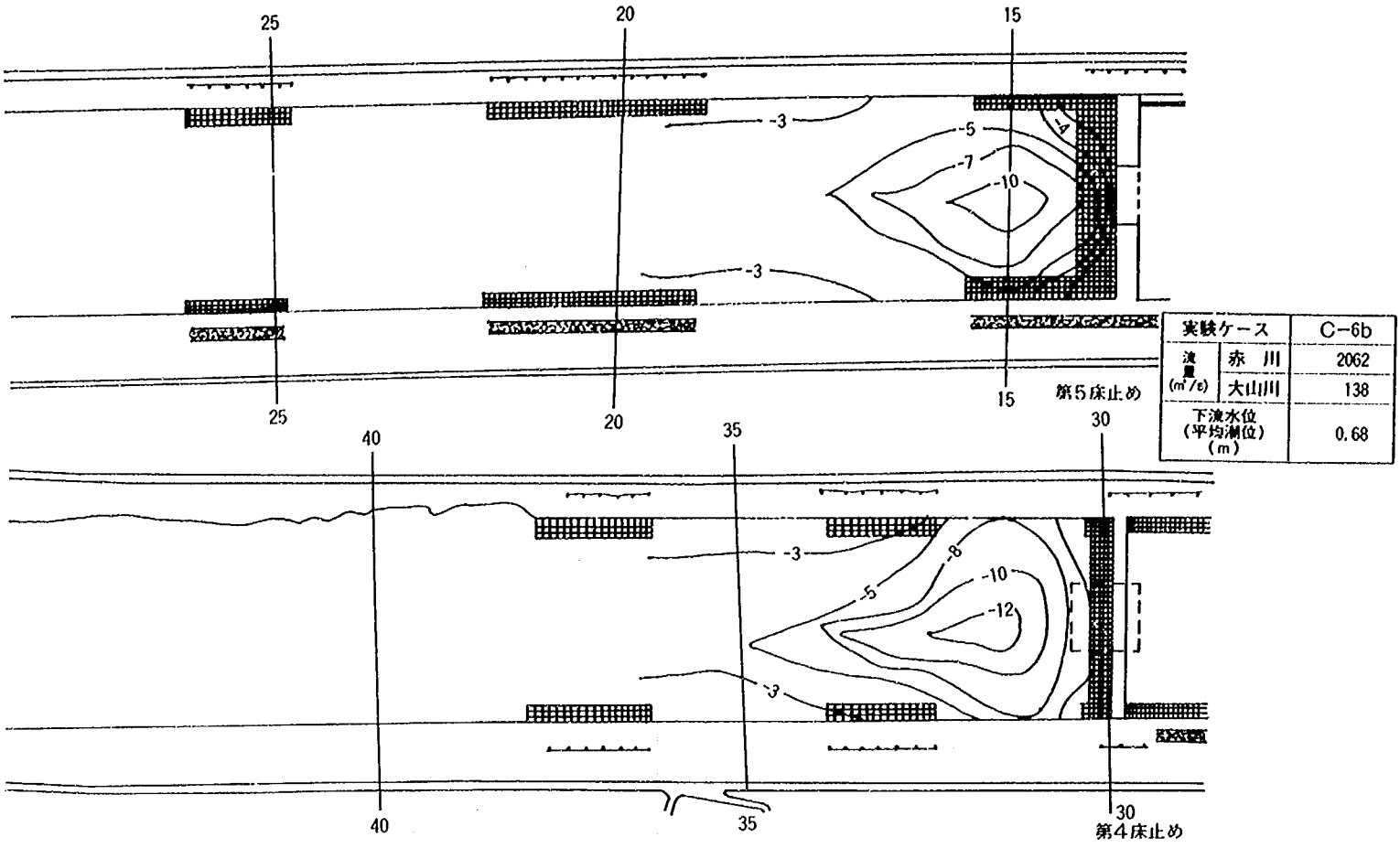
図－3.26　流 況 図

実験ケース		C－6b
流量 (m³/s)	赤川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）(m)		0.68



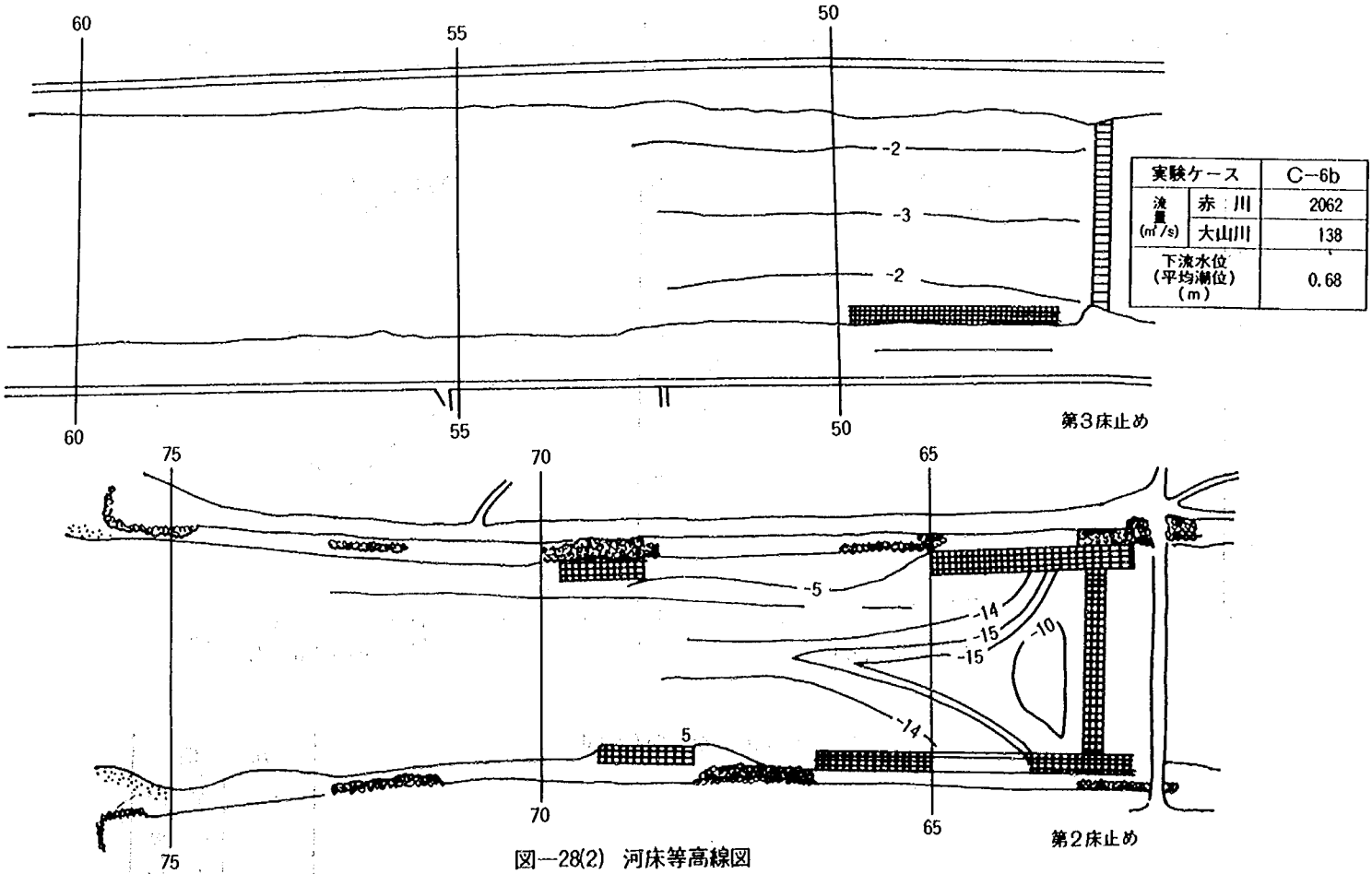
図－3.27 河床変動時間変化図

凡例	
―――	左岸
―――	中央
- - -	右岸



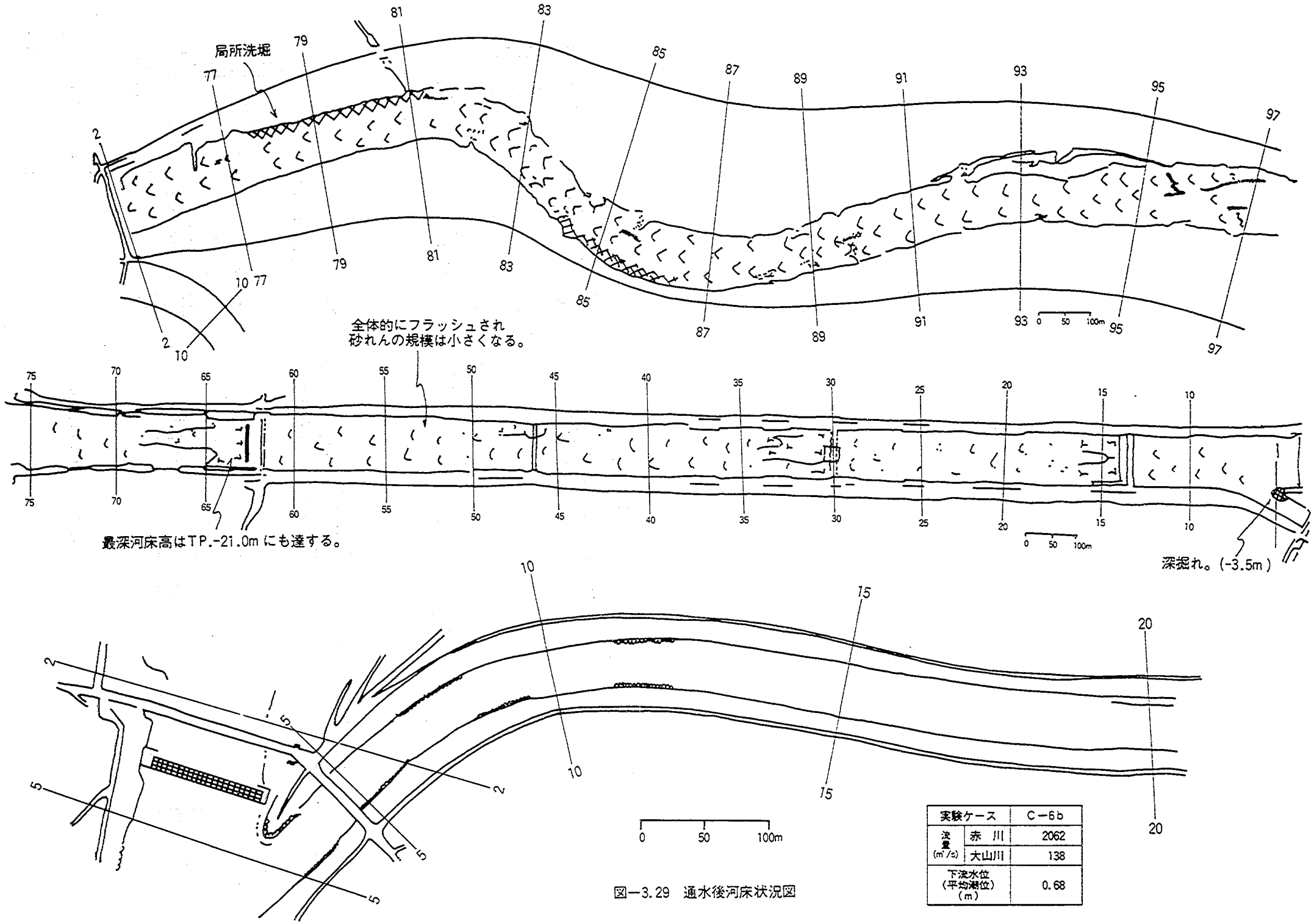
実験ケース		C-6b
流量 (m^3/s)	赤川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

図—28(1) 河床等高線図



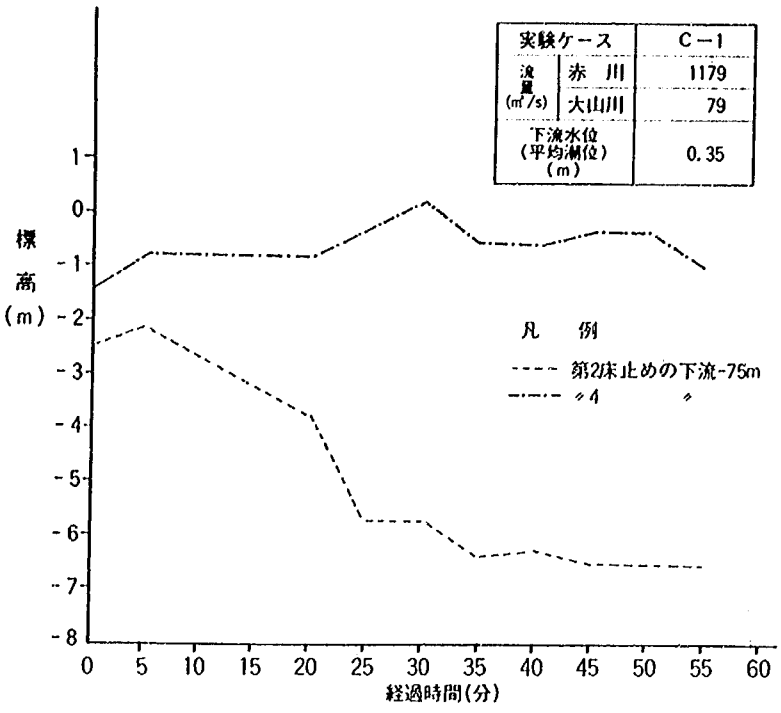
実験ケース		C-6b
流量 (m^3/s)	赤川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

図—28(2) 河床等高線図

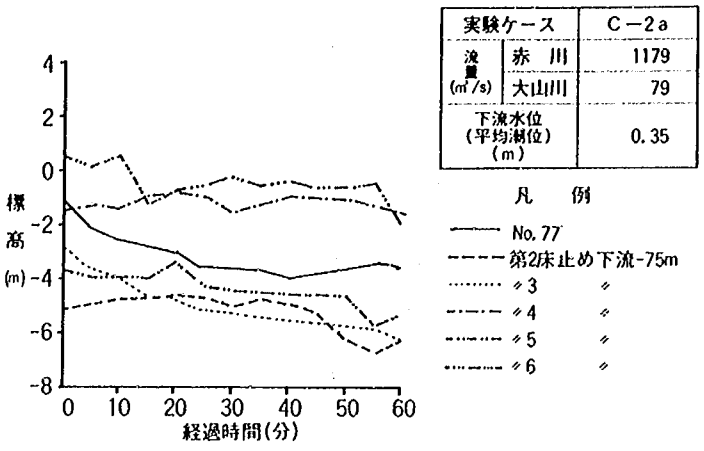


図—3.29　通水後河床状況図

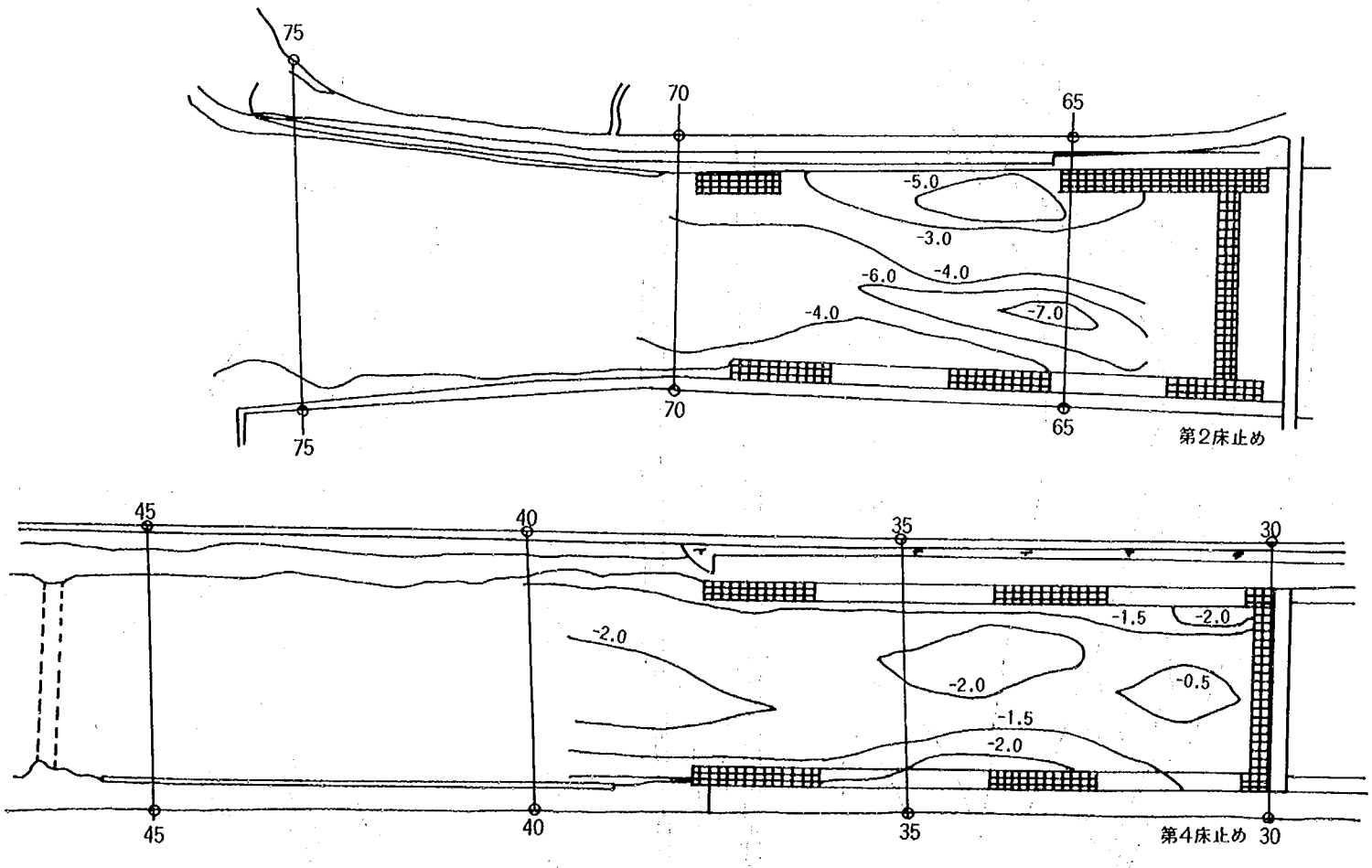
実験ケース		C—6b
流量 (m^3/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）(m)		0.68



付図－1　河床変動時間変化図

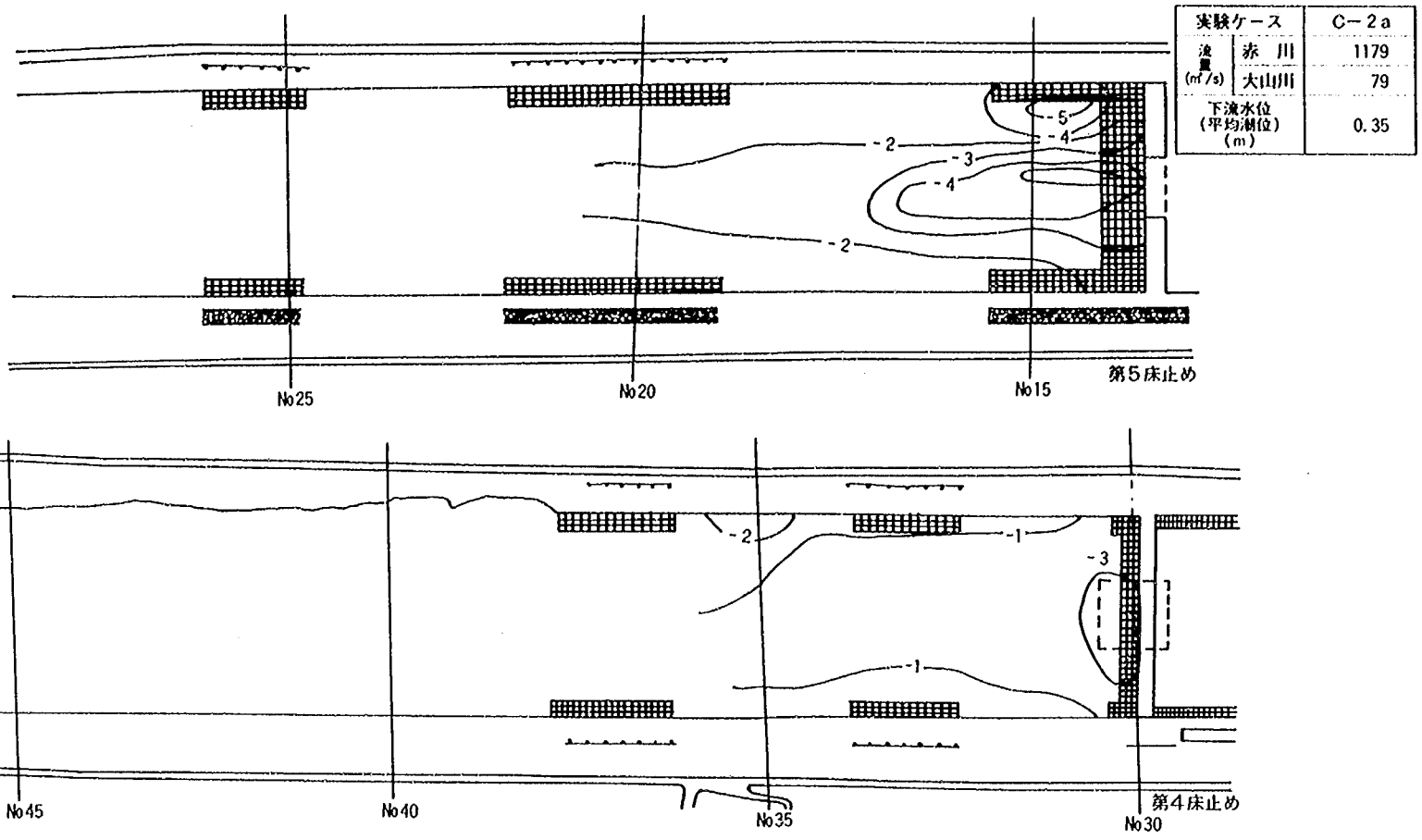


付図－3　河床変動時間変化図

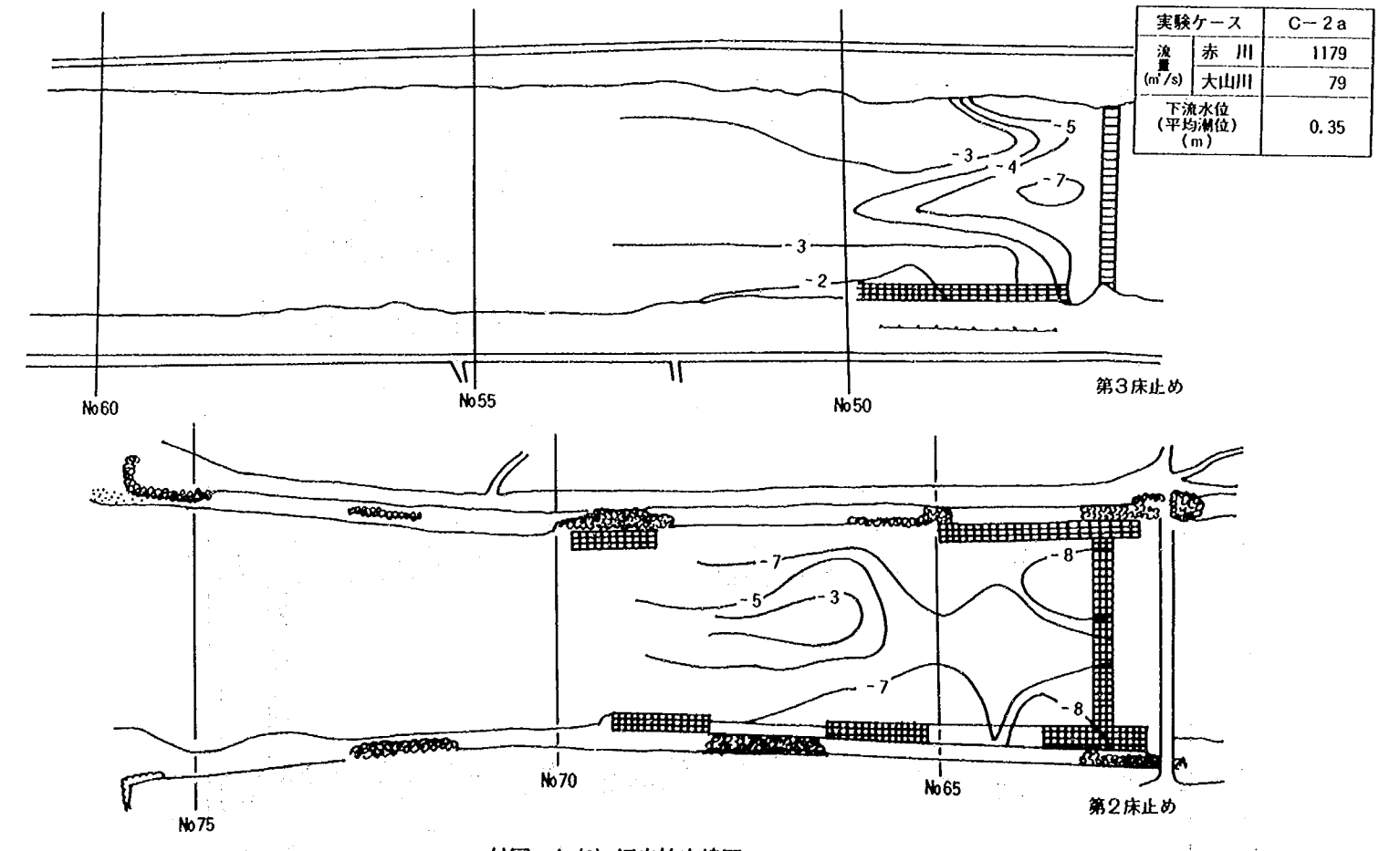


付図－2　河床等高線図

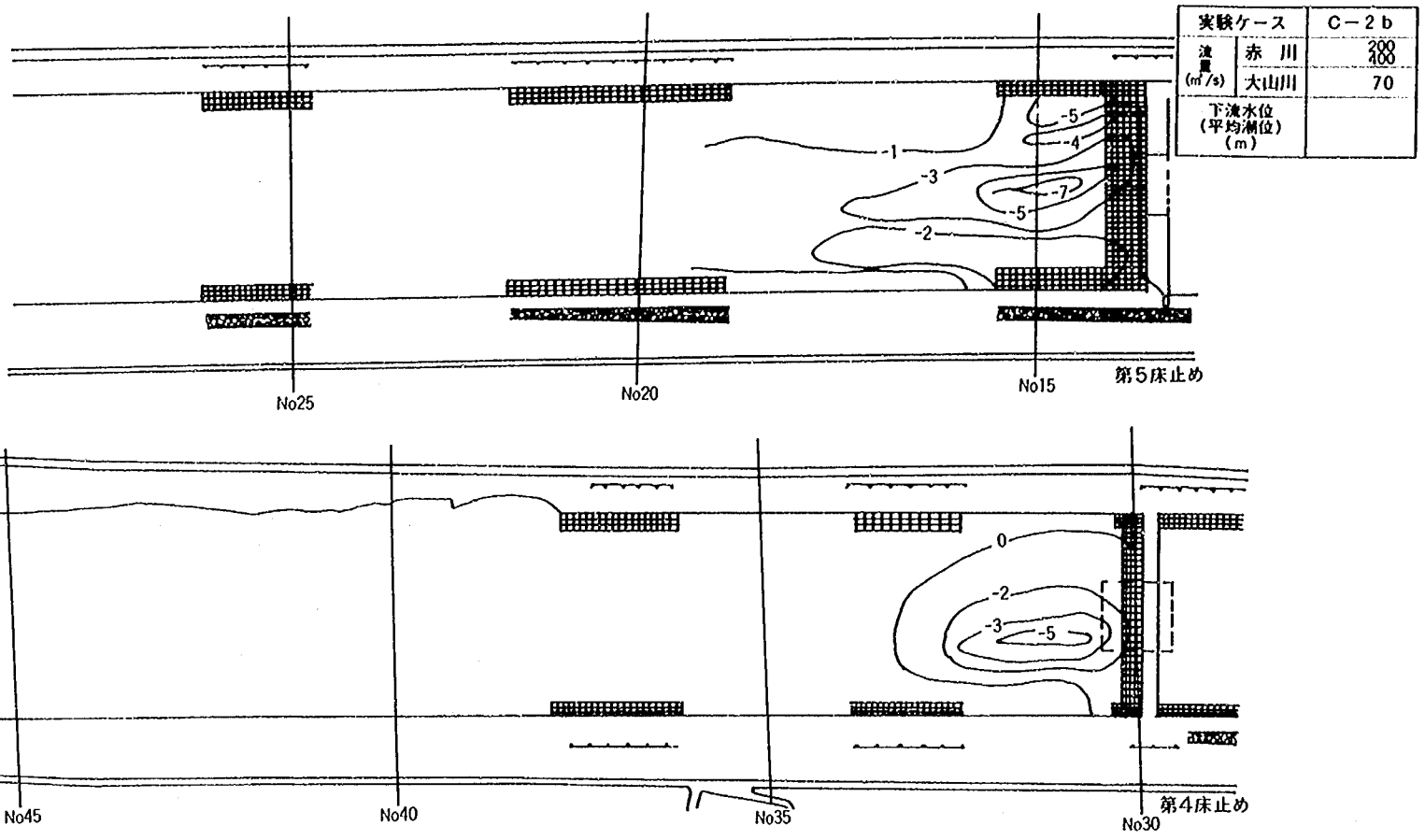
実験ケース		C－1
流量 (m³/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）(m)		0.35



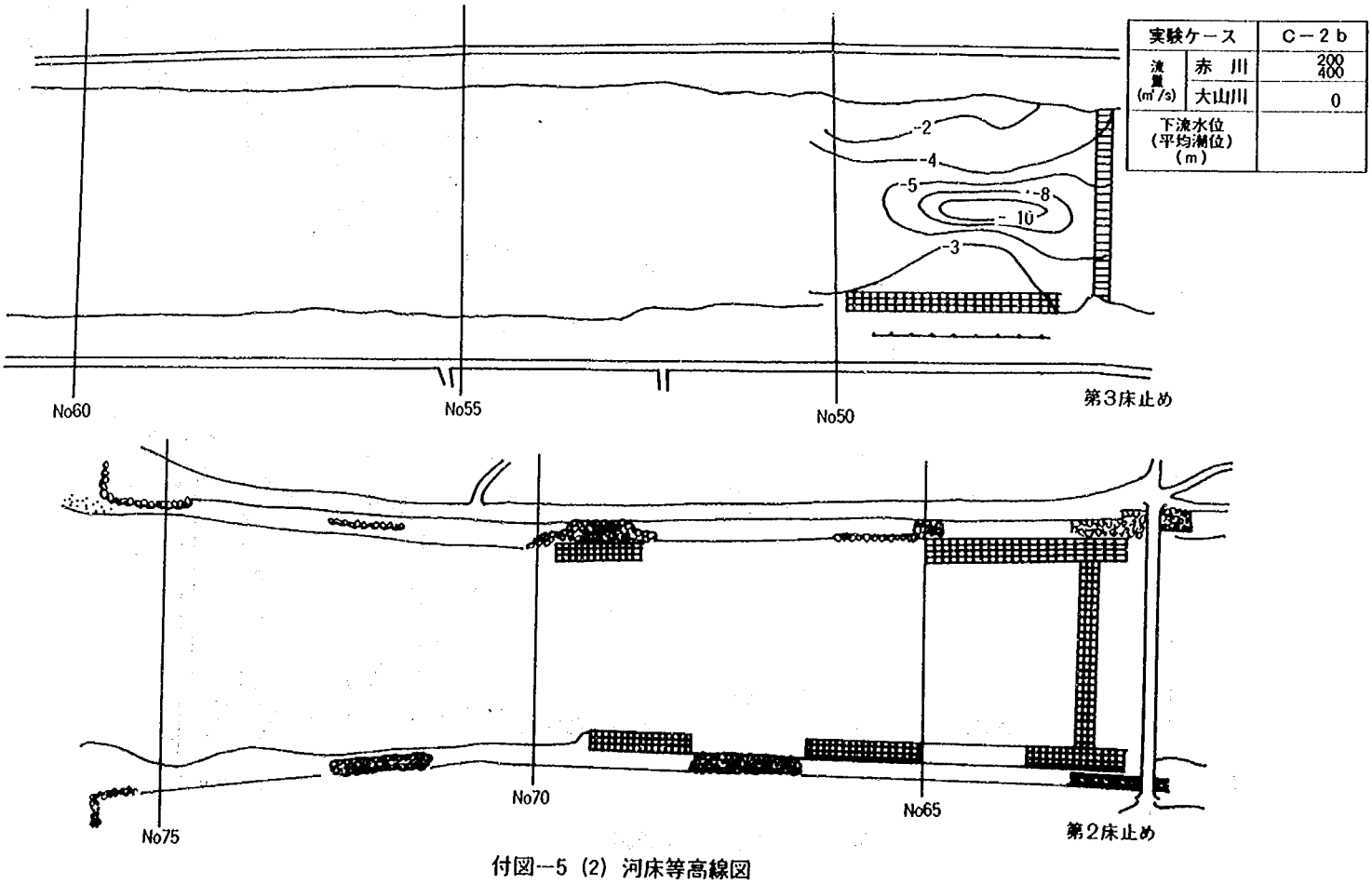
付図－4 (1) 河床等高線図



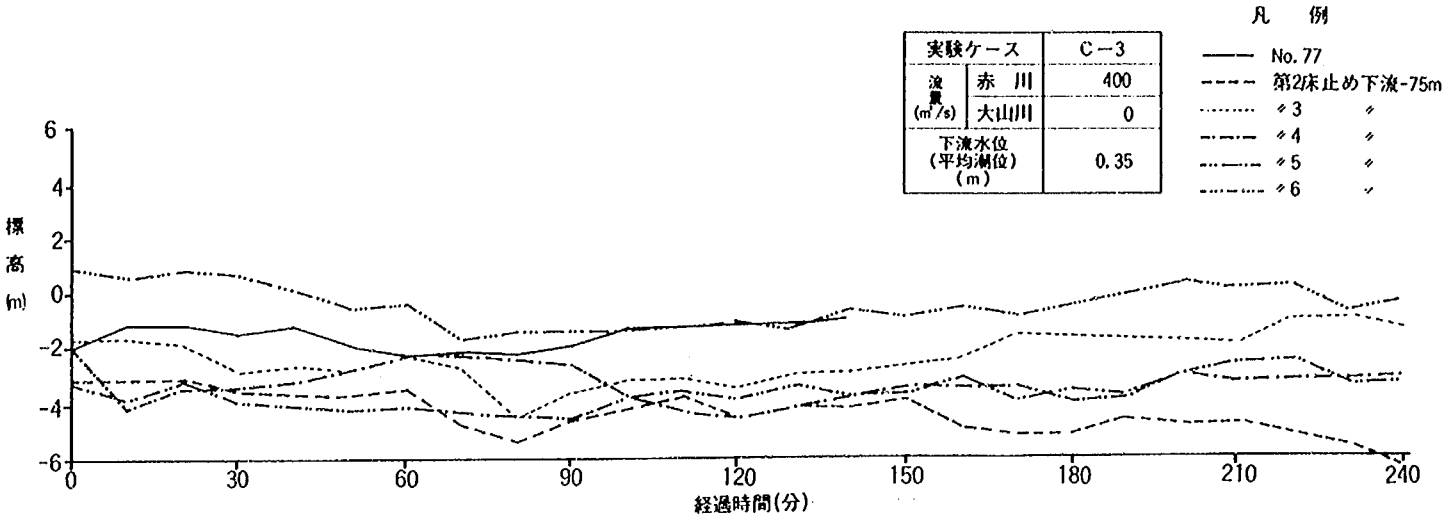
付図－4 (2) 河床等高線図



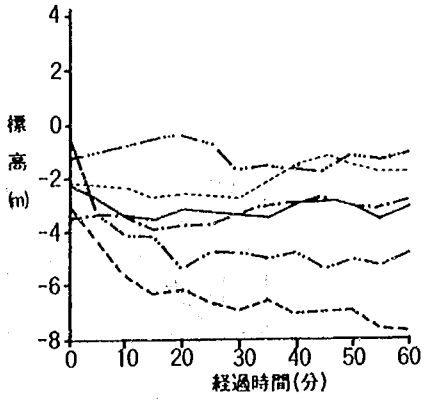
付図―5 (1) 河床等高線図

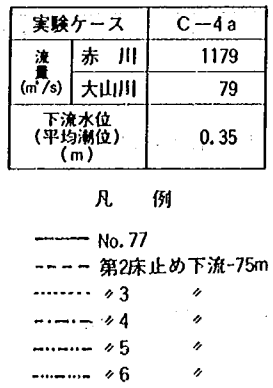


付図―5 (2) 河床等高線図

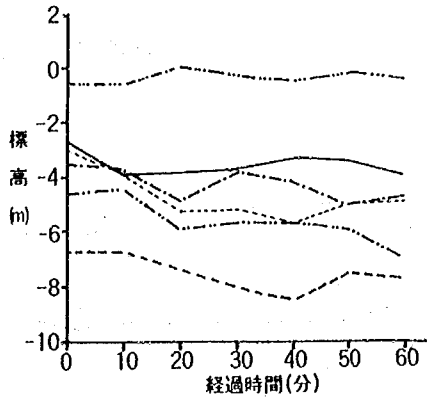


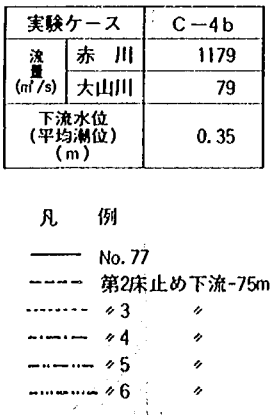
付図--6　河床変動時間変化図



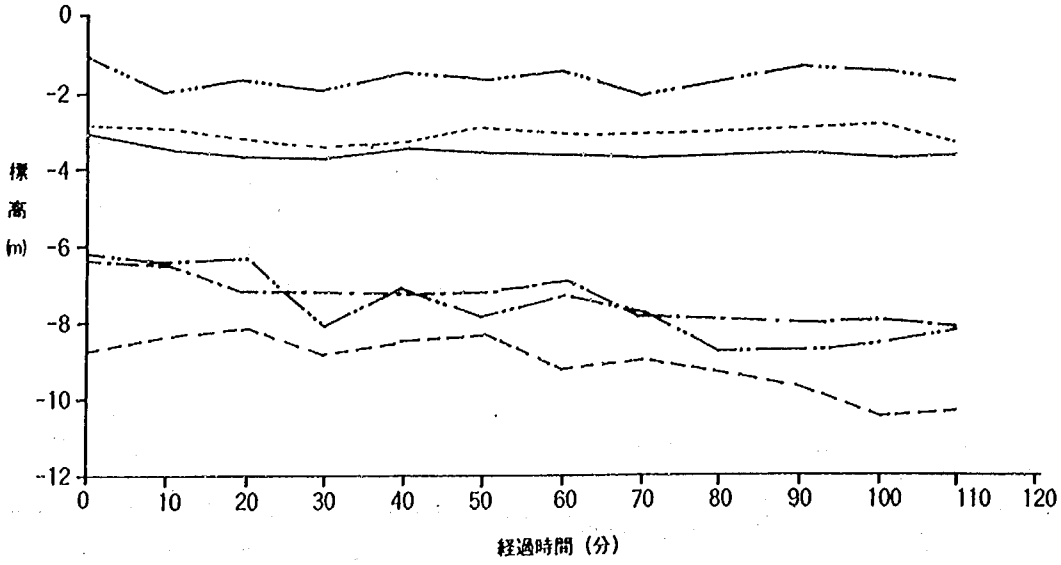


付図－8　河床変動時間変化図





付図－10　河床変動時間変化図

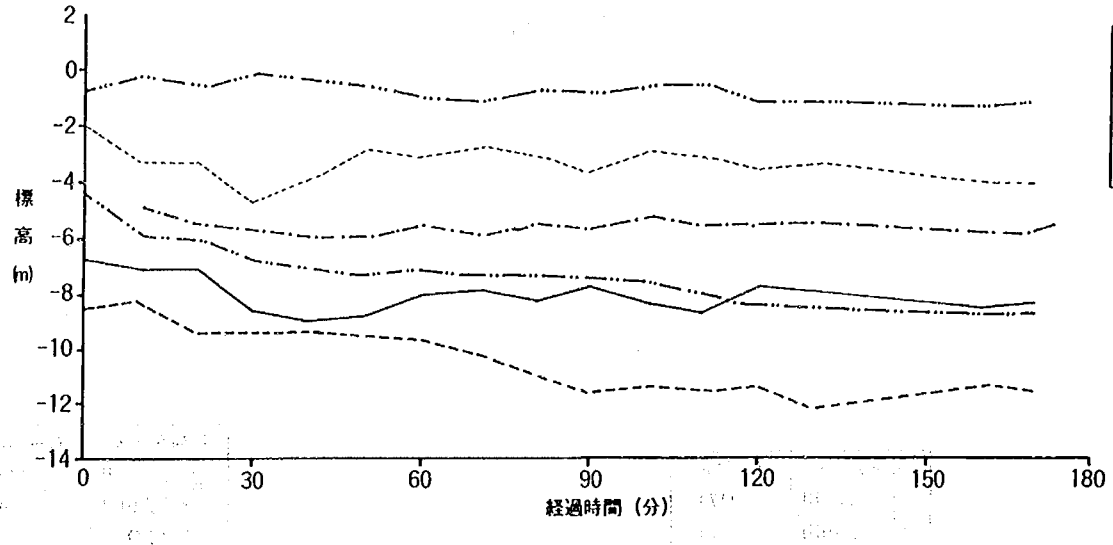


実験ケース		C－4c
流量 (m³/s)	赤　川	400
	大山川	0
下流水位（平均潮位）(m)		0.35

凡　例

- No. 77
- 第2床止め下流-75m
- 〃3　〃
- 〃4　〃
- 〃5　〃
- 〃6　〃

付図－12　河床変動時間変化図

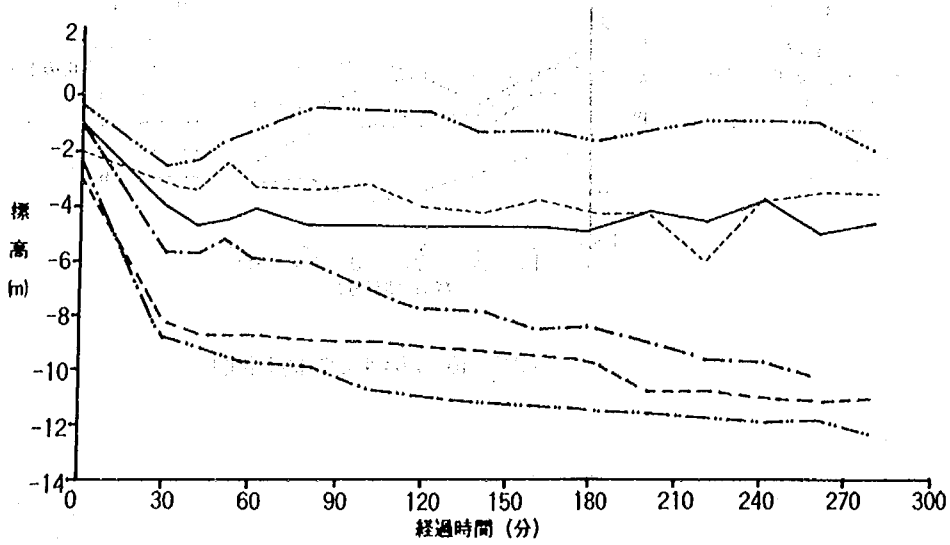


実験ケース		C－4d
流量 (m³/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）(m)		0.35

凡　例

- No. 77
- 第2床止め下流-75m
- 〃3　〃
- 〃4　〃
- 〃5　〃
- 〃6　〃

付図－14　河床変動時間変化図

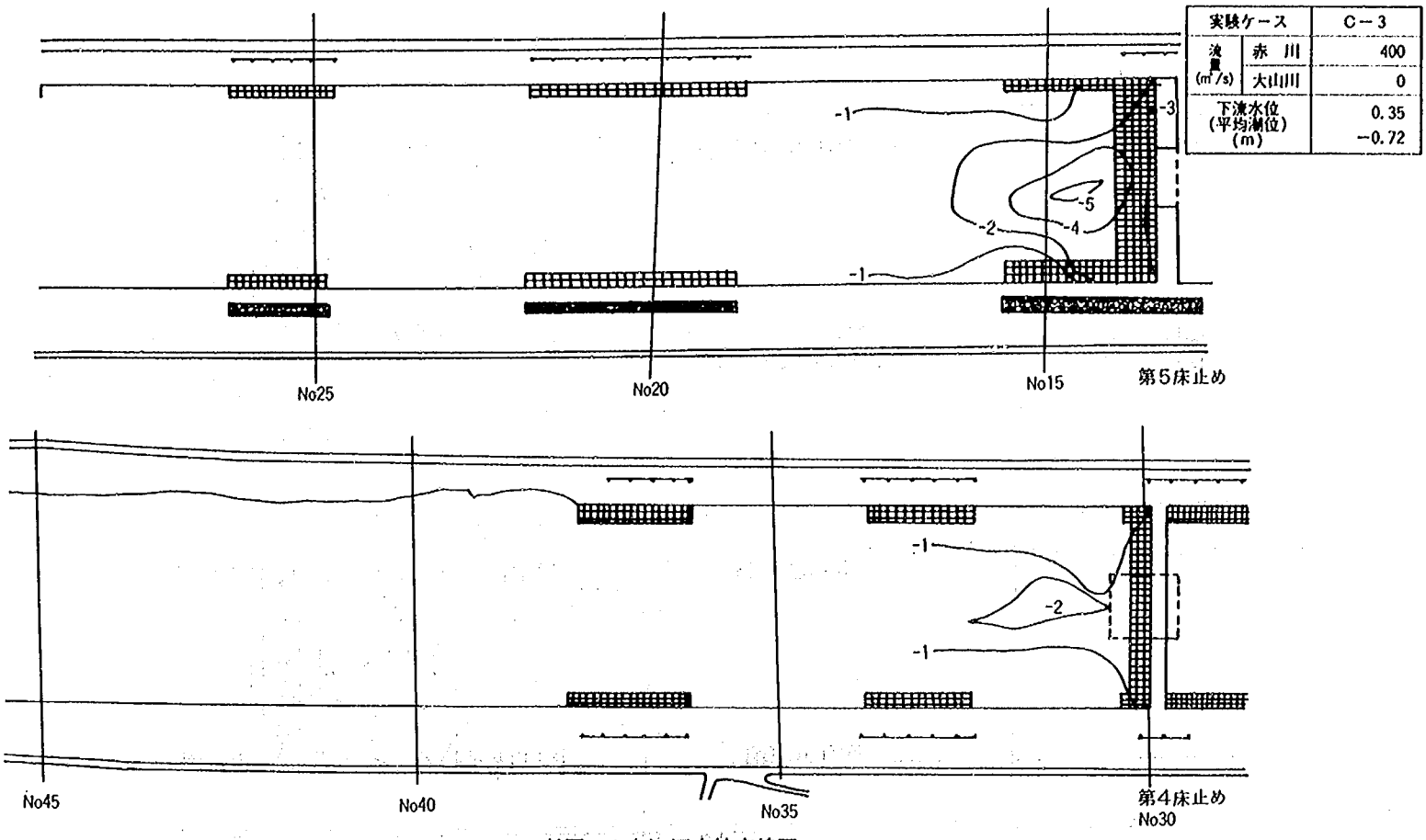


実験ケース		C－5
流量 (m³/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）(m)		0.35

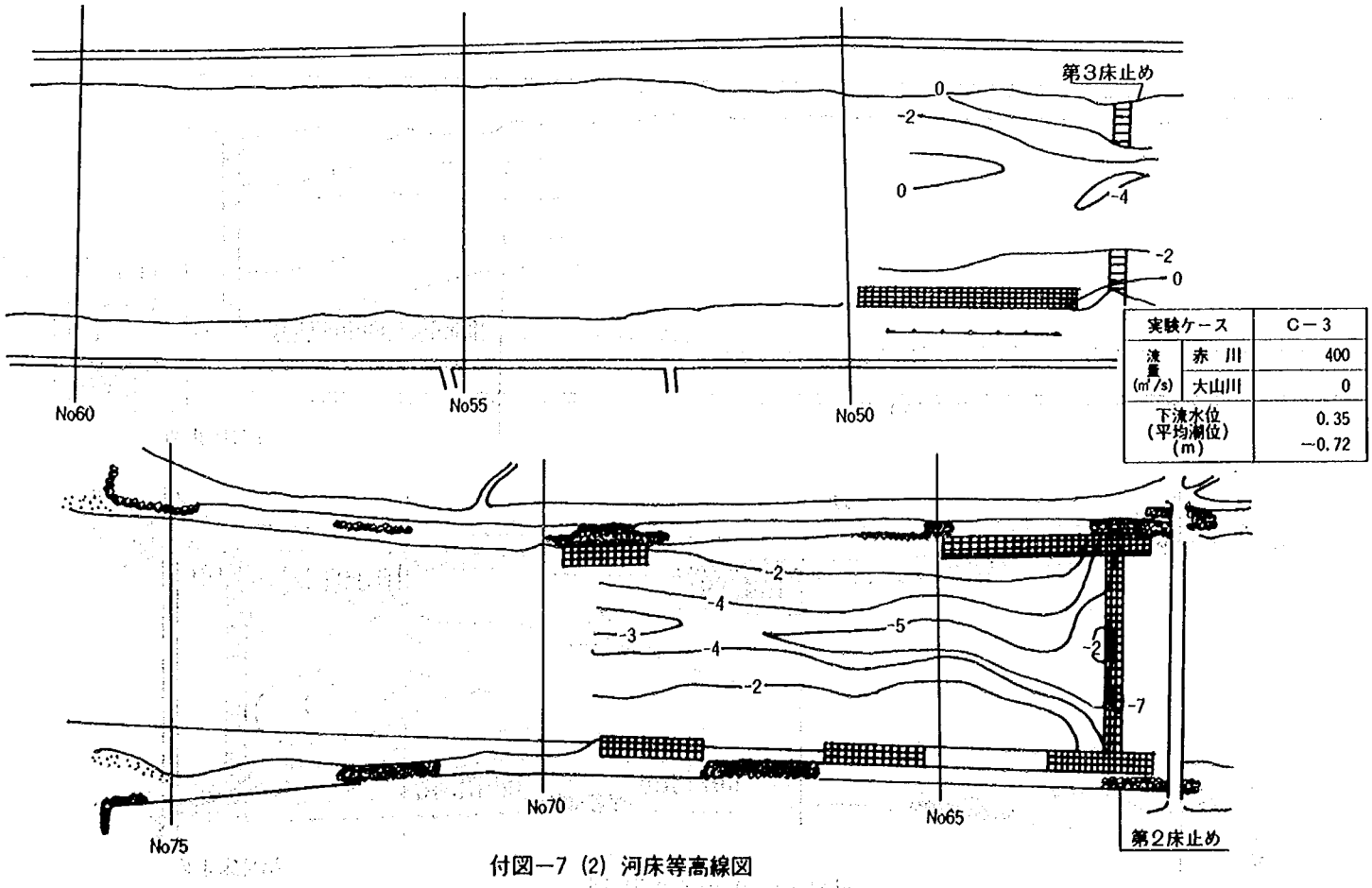
凡　例

- No. 77
- 第2床止め下流-75m
- 〃3　〃
- 〃4　〃
- 〃5　〃
- 〃6　〃

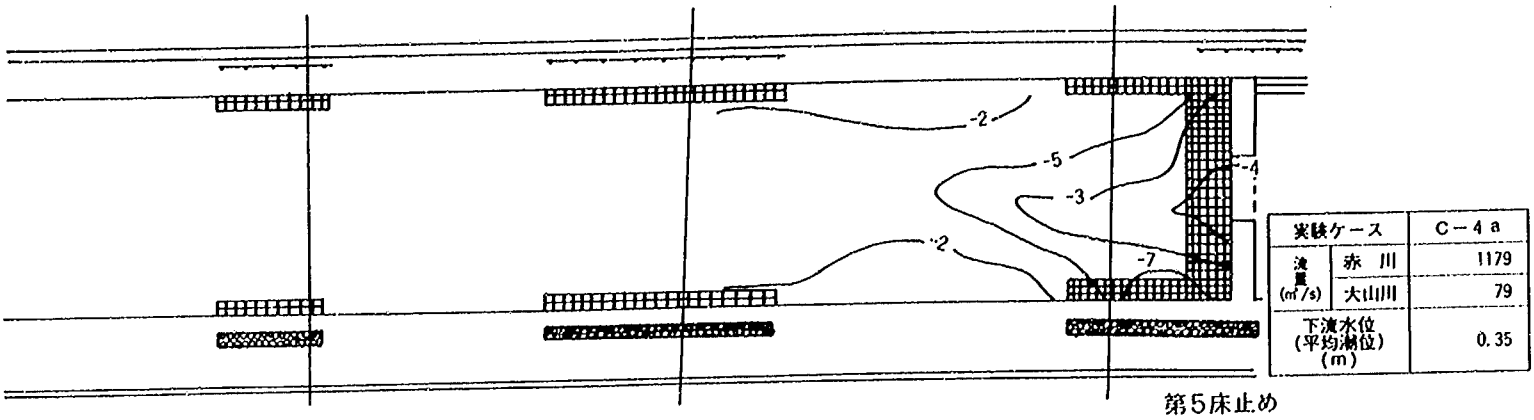
付図－16　河床変動時間変化図



付図－7 (1) 河床等高線図

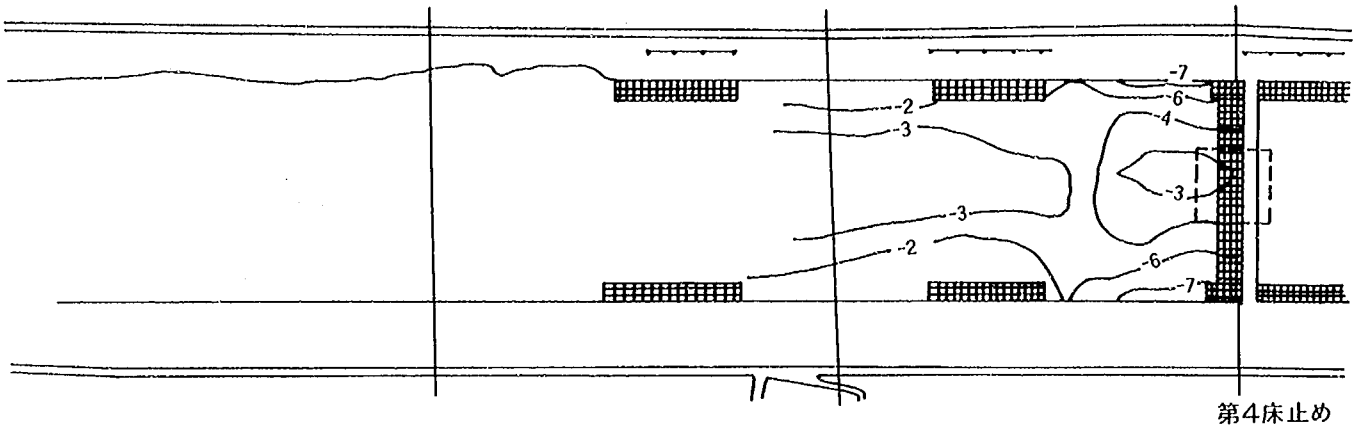


付図－7 (2) 河床等高線図



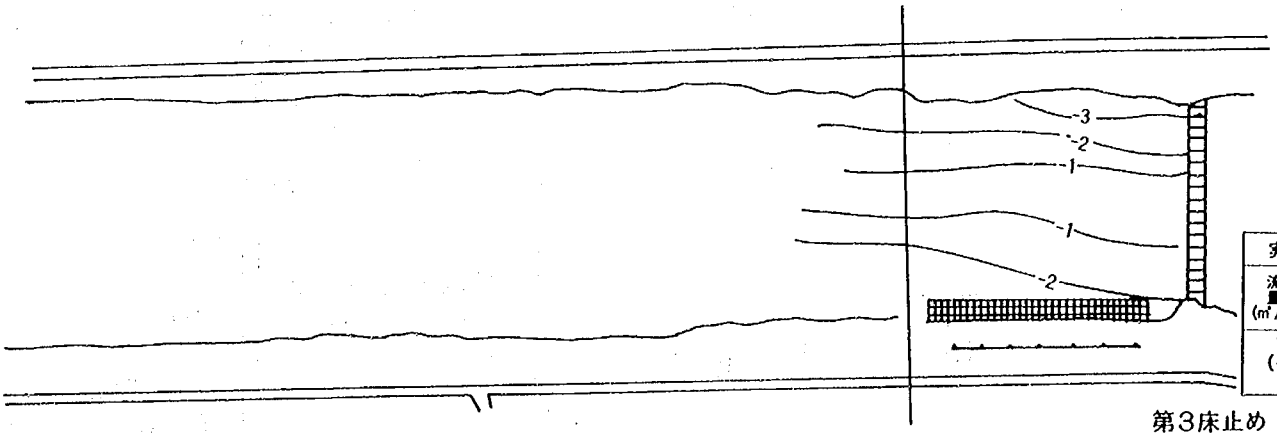
実験ケース		C－4 a
流量 (m³/s)	赤 川	1179
	大山川	79
下流水位 (平均潮位) (m)		0.35

第5床止め



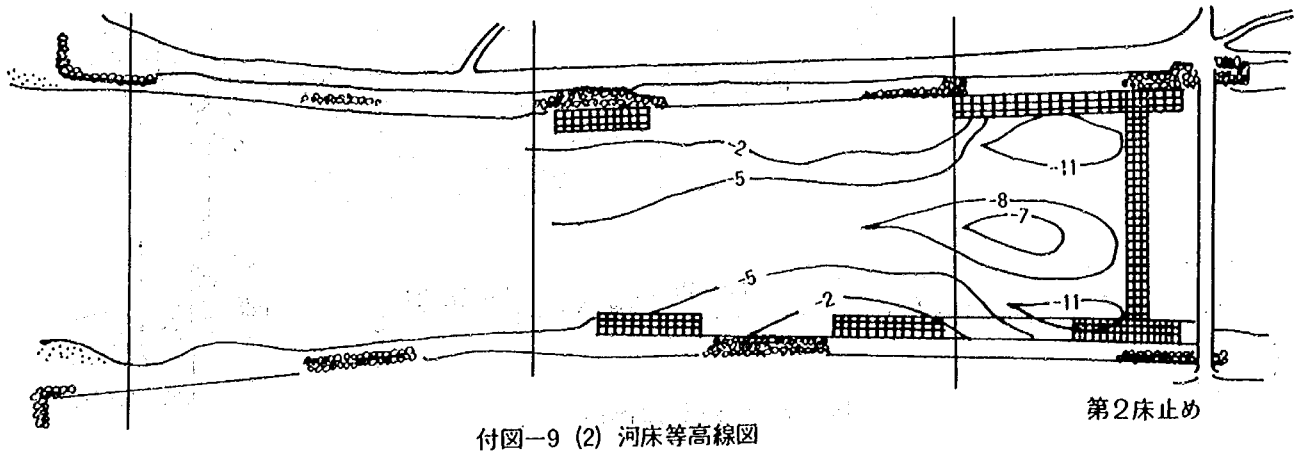
第4床止め

付図－9 (1) 河床等高線図



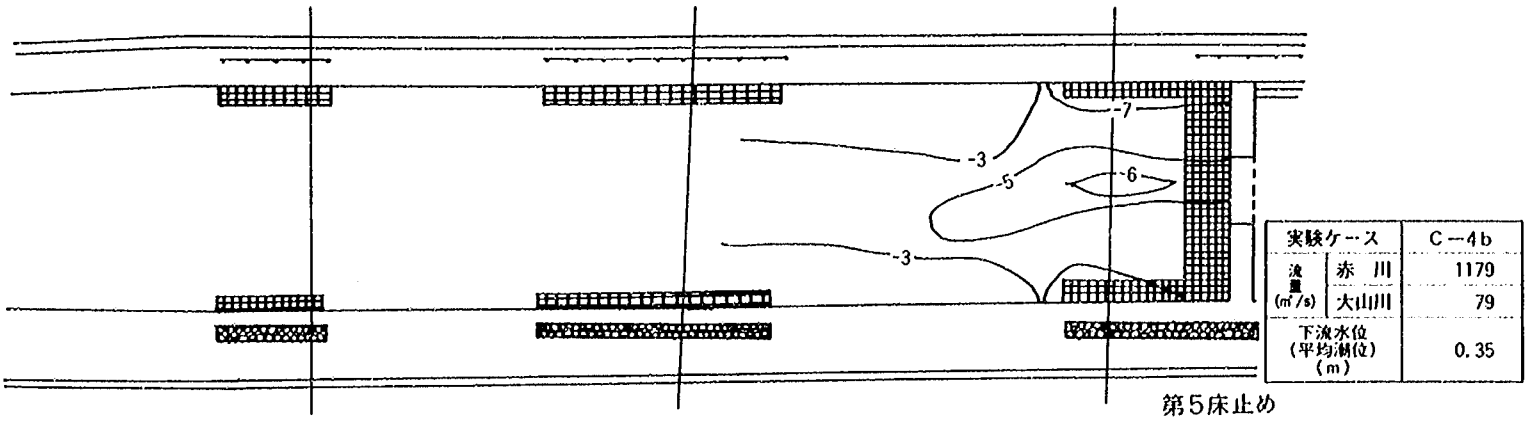
実験ケース		C－4 a
流量 (m³/s)	赤 川	1179
	大山川	79
下流水位 (平均潮位) (m)		0.35

第3床止め

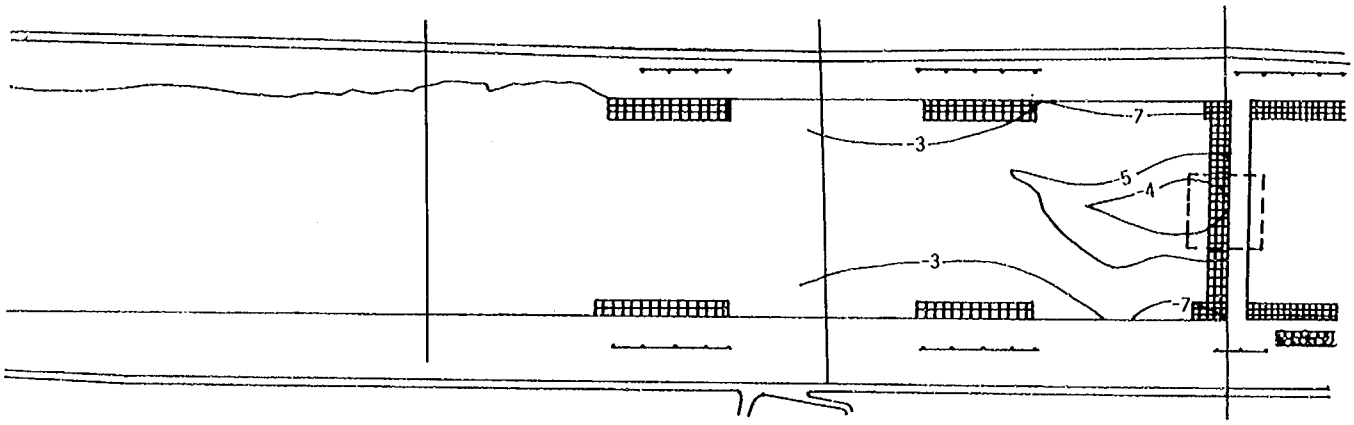


第2床止め

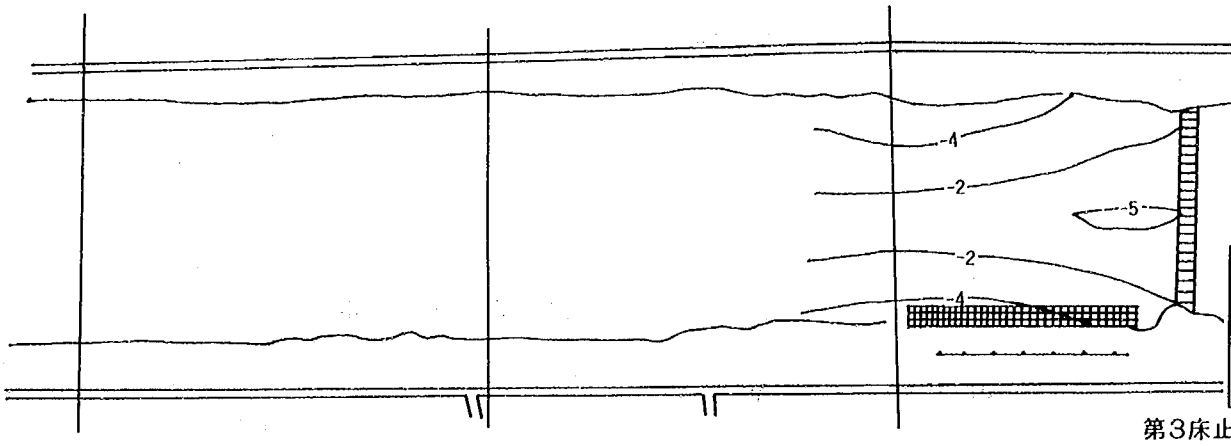
付図－9 (2) 河床等高線図



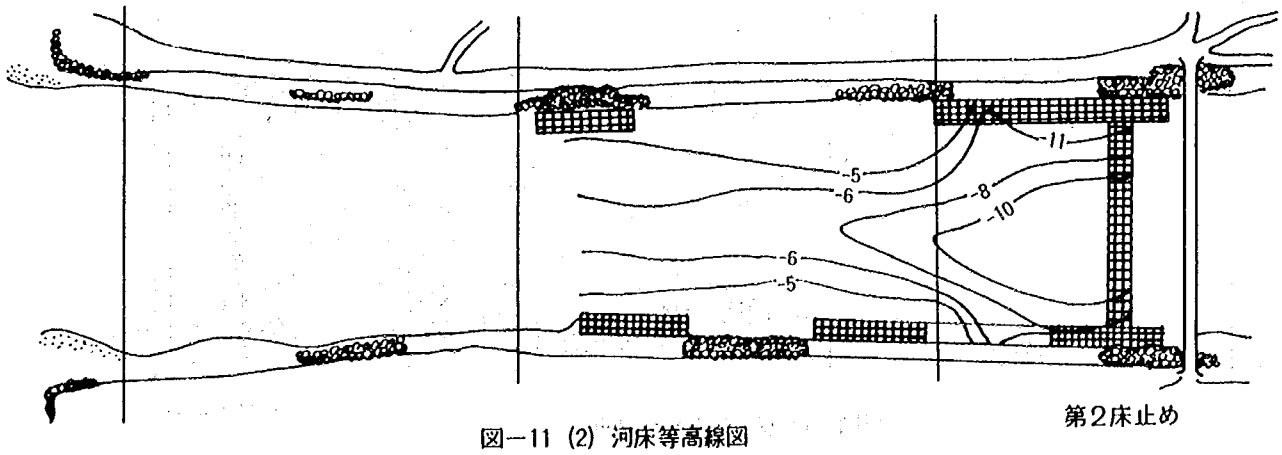
実験ケース		C－4b
流量 (m³/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35



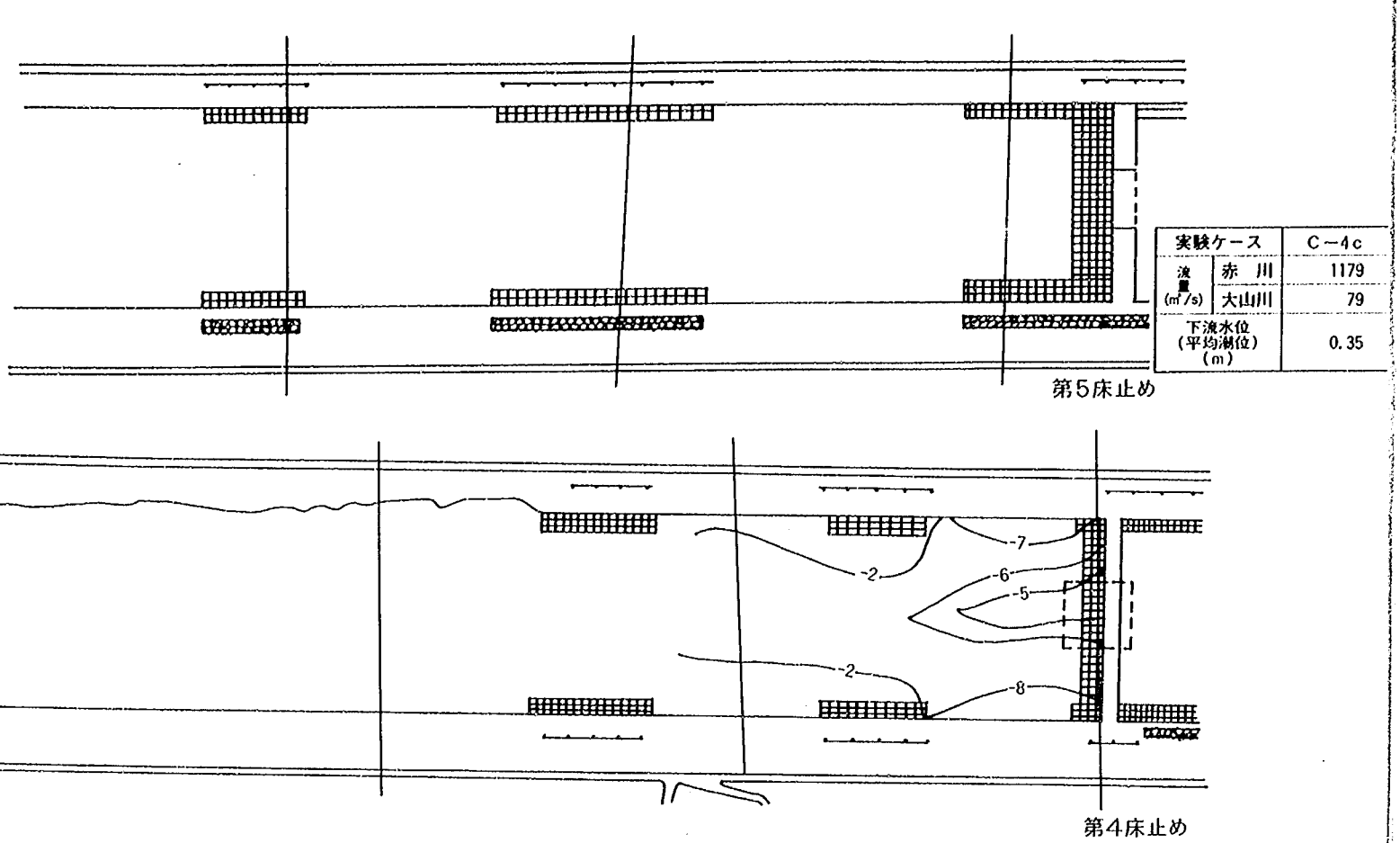
図－11 (1) 河床等高線図



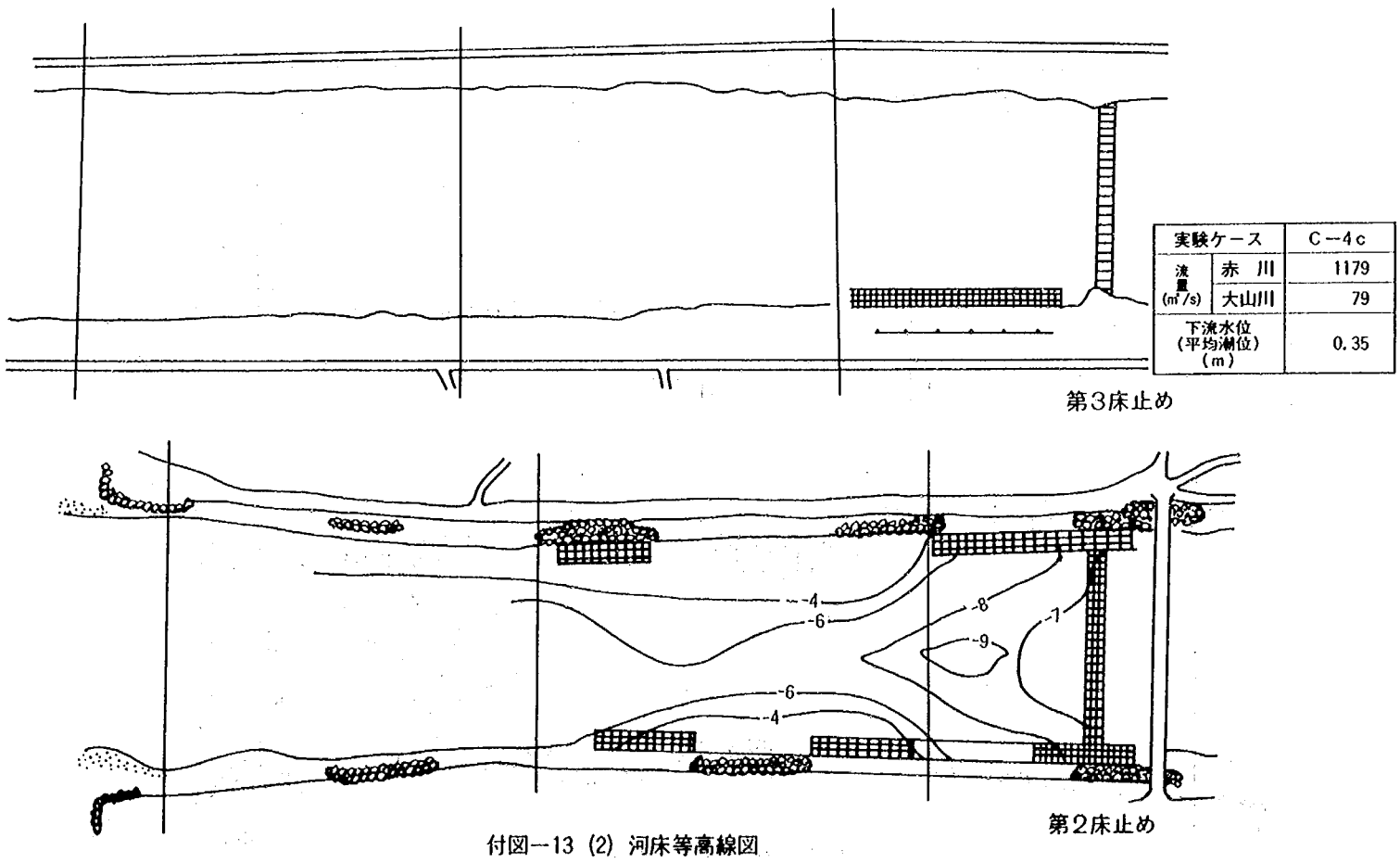
実験ケース		C－4b
流量 (m³/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35



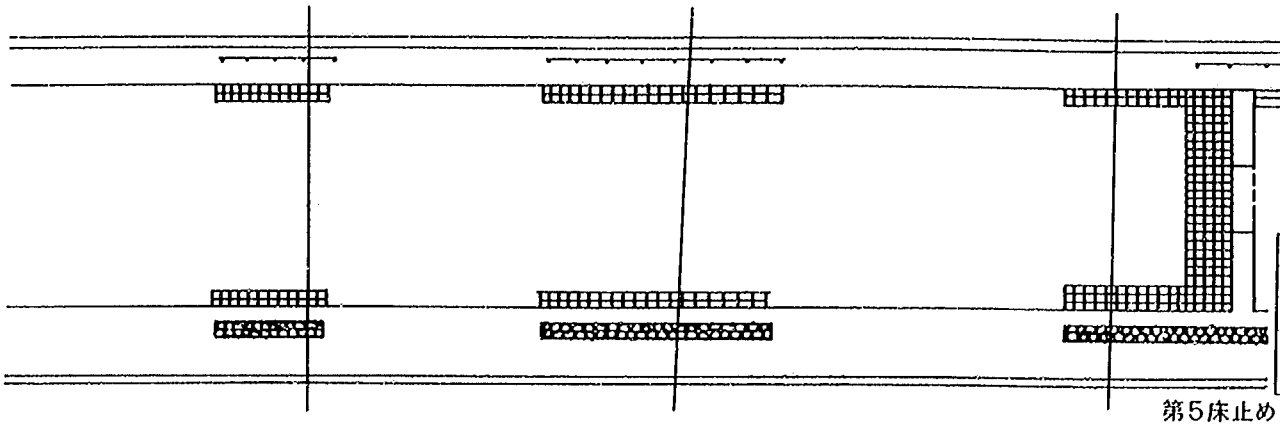
図－11 (2) 河床等高線図



付図－13 (1) 河床等高線図

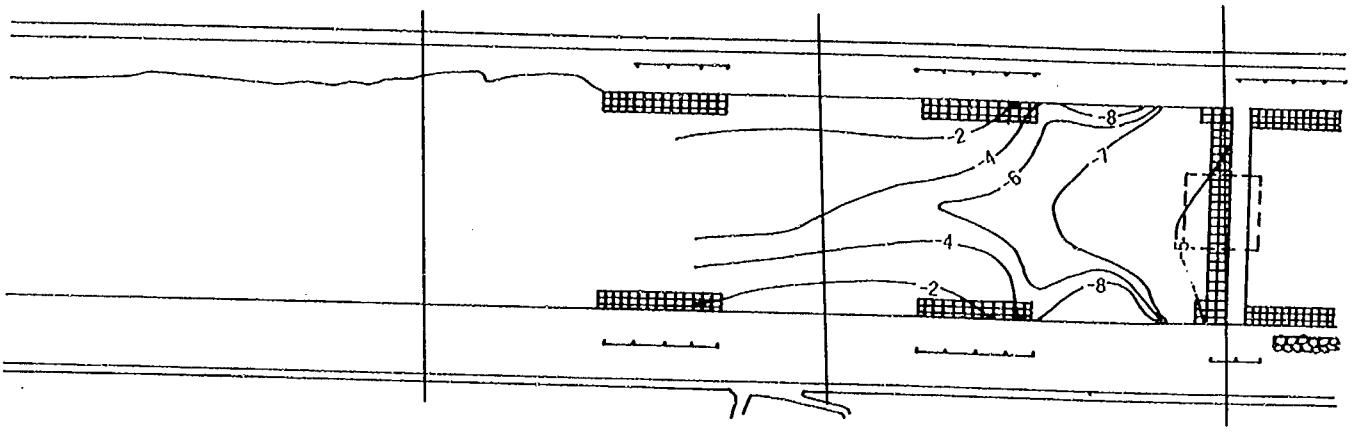


付図－13 (2) 河床等高線図



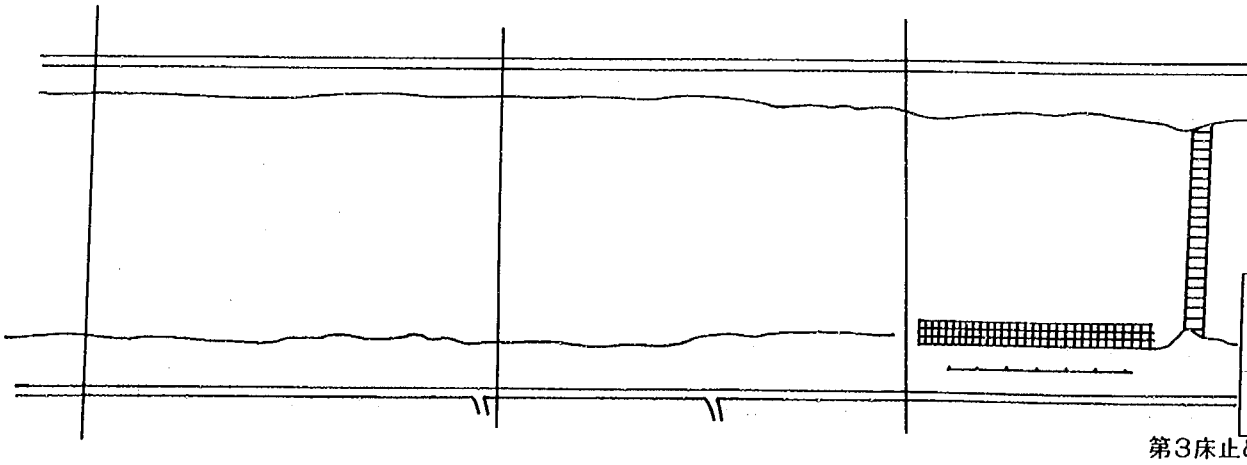
実験ケース		C－4d
流量 (m^3/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

第5床止め



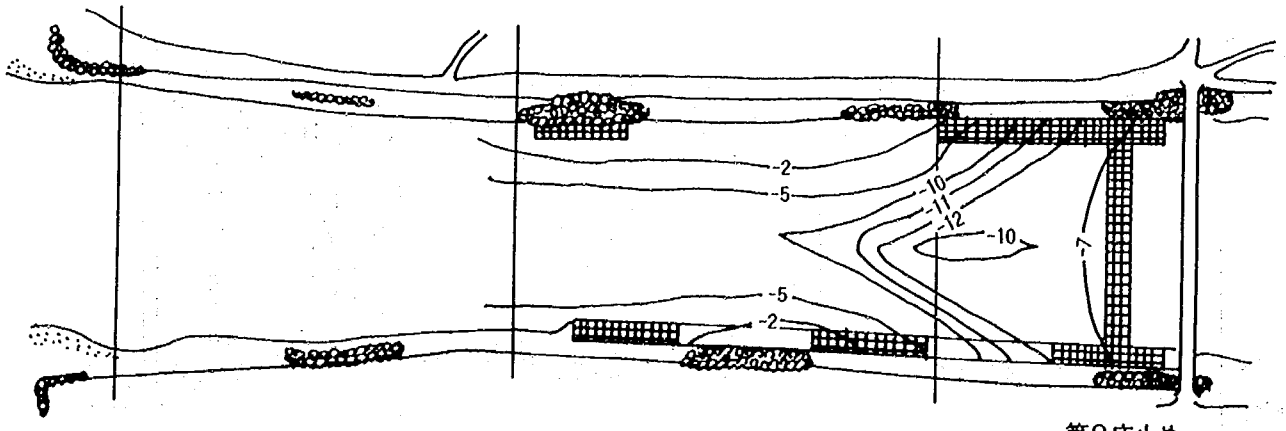
第4床止め

図－15 (1) 河床等高線図



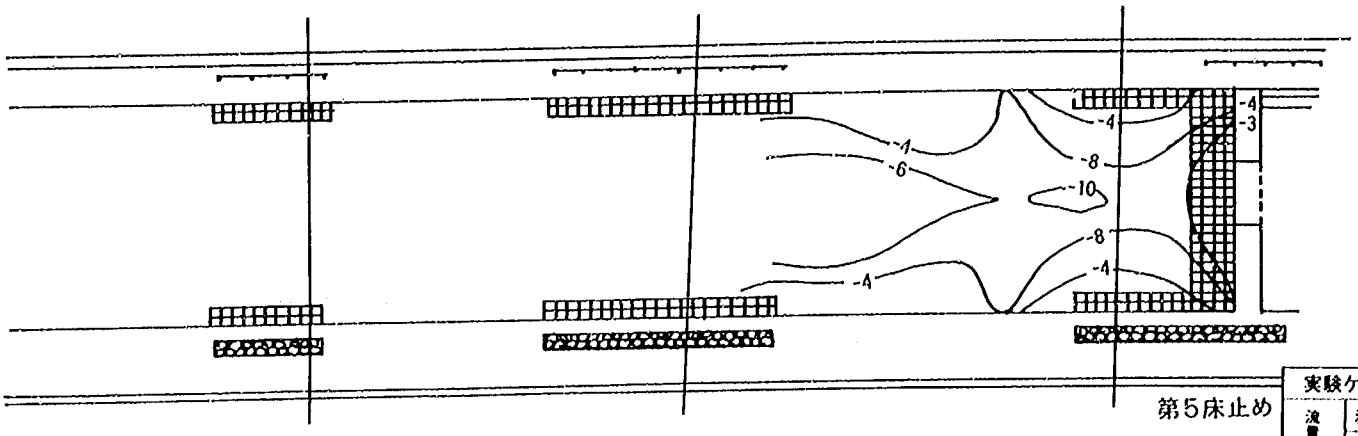
実験ケース		C－4d
流量 (m^3/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

第3床止め



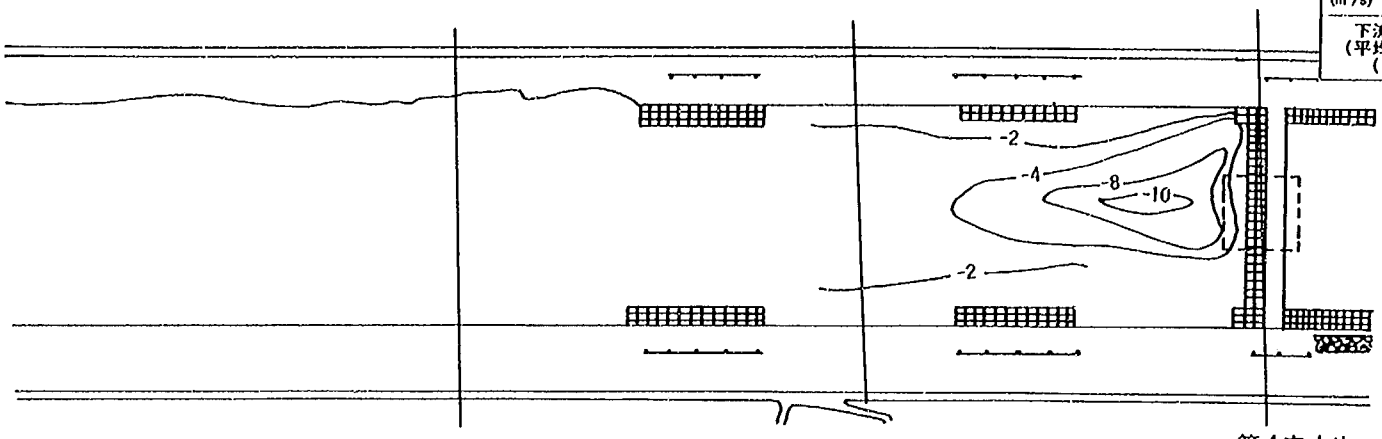
第2床止め

図－15 (2) 河床等高線図



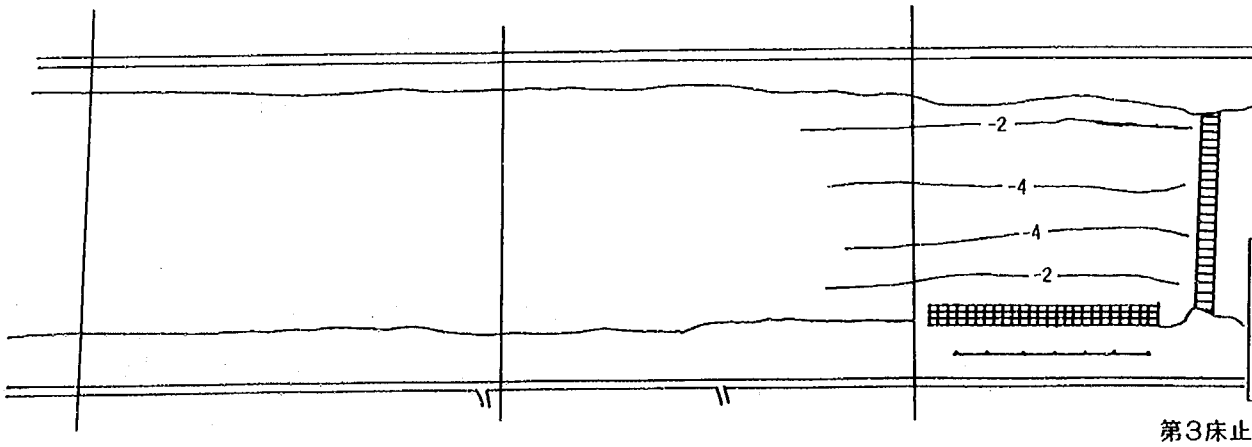
第5床止め

実験ケース		C－5
流量 (m^3/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35



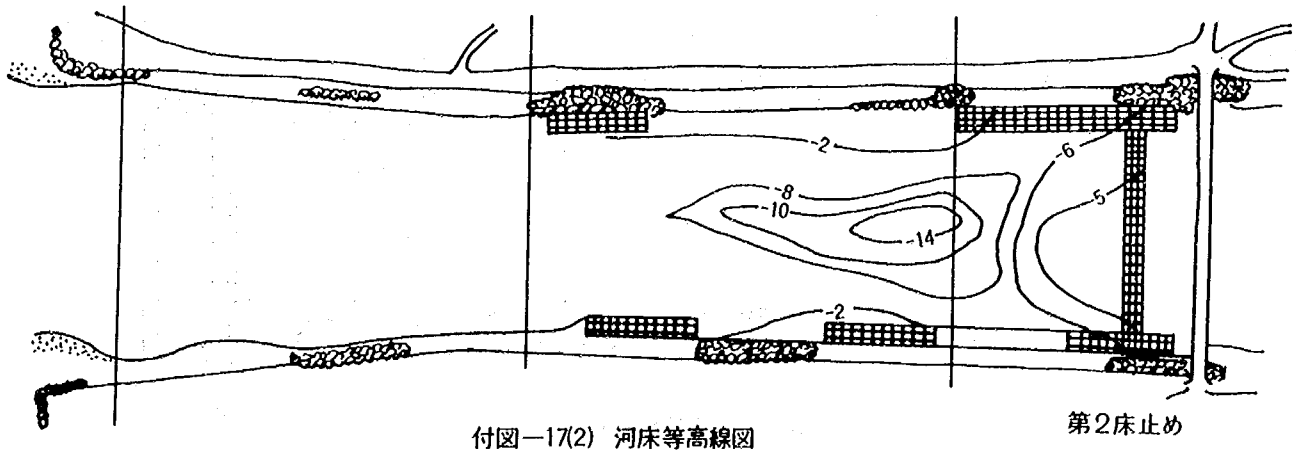
第4床止め

付図－17(1) 河床等高線図



実験ケース		C－5
流量 (m^3/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

第3床止め



第2床止め

付図－17(2) 河床等高線図

第4章　暫定計画実験

4．1　検討の方法

4．1．1　全体模型実験

全体模型の検証は、流量Q＝1,258m³/sを用いて行われた。したがって、暫定計画河道の検討にあたっても、Q＝1,258m³/sを120分間通水し、河床変動を調査した後、さらに暫定計画流通量Q＝2,200m³/sを60分間通水し、河床変動を調査することにより各案の比較を行うこととした。検証実験の場合と同様に、給砂については、これを行わず、模型上流部付近を給砂源と考え、下流端水位の条件としては、Q＝1,258m³/sについてはT.P.0.35m、Q＝2,200m³/sについてはT.P.0.68mを採用した。

実験は、二種の仮床止め工構造案のうち、まずコンクリート構造について実施し、暫定河道の大略的な特性を把握した後、さらに詳細な検討に入ることとした。表－4.1に示されるように、実験T－1は、このような大略検討を目的とした実験であり、つぎにコンクリート構造を対象として仮床止め工周辺の河床変動に着目した実験T－2を行った。実験T－3では、実験T－2の結果に基づき、仮床止め護床工の改良案に関する検討を目指すとともに、上・下流河岸近傍の局所洗掘を詳細に把握しようとした。つぎに、実験T－4では仮床止め工の構造をブロック構造に代え、仮床止め工の構造の相違が流況や河床状況に及ぼす影響を明らかにしようとした。さらに、河岸近傍の局所洗掘の防止を目的とした対策工として根固めを取り上げ、実験T－5では根固め工の設置範囲及び幅の妥当性について検討を加えた。最後に、現床止め工のうち、第5、第6及び黒森床止め工のみが撤去された段階施工時を想定して実験T－6を実施し、流況・河床変動の把握を行うこととした。

4．1．2　抽出模型実験

抽出模型実験では、暫定計画河道時において設置される仮床止め工の構造の検討を行う。そこでは、全体模型で再現されなかった河床材料の移動の相似性も満足させるものとし、河床材料として比重の軽いポリスチレン樹脂粒（水中比重s＝0.05、粒径dm＝1.51mm）を用い行った。模型は縮尺1/20で、実験条件は、全体模型実験の結果を受けて、仮床止め工下流の護床工上の流速から逆算した流量を、そしてCS77で測定された水位を下流端条件として与えるものとした。

実験は、二種の仮床止め工構造案について、それぞれの下流洗掘特性を把握し、その比較より最適とされる構造を決定するものとした。

なお、本実験に先立ち数回の予備実験を行い、今回用いたポリスチレン樹脂粒の特性の把握を行った。

4．2　全体模型を用いた暫定計画実験

4．2．1　実験T－1

(1) 実験T－1a

本実験においては、流量Q＝1,258m³/sを下流水位T.P.0.35mのもとで、120分間通水した。

① 水位（図－4.1参照）

仮床止め工下流側の水位は、下流側の現床止め工を撤去したことによる河床低下により、通水110分経過後では、0.20～0.30m低くなっている。また、床止め工上流側についても、0.10～0.15m低下している。

水面勾配は、仮床止め工上流側で約1/970、下流側では約1/950となっている。

② 流速・流況（付図－18、付図－19）

有堤部では、中水敷上及び低水路内を流下し、高水敷は冠水していない。また、仮床止め工付近では、主流が右岸側に片寄り、仮床止め工下流では右岸側の水面は波状を呈している。なお、仮床止め工付近の流れが右岸側に片寄る原因としては、その上流で低水路が大きくわん曲していることがあげられる。

流速は、CS85～87断面付近の左岸側で約2.3m/s、またCS81～79断面付近の右岸側で約2.5m/sとなり、いずれもわん曲部の外岸側で、速い流速が生じている。

一方、放水路部では、No.25断面まで0.5～1.0m右岸側高水敷が冠水するが、その下流では低水路内のみを流下し、流速3.0～4.0m/sでほぼ低水路法線に沿った流れとなる。

③ 河床変動（図－4．1、付図－20、付図－21、付図－22参照）

水衝部となる地点では、2.0～4.5m程度の局所洗掘が見られ、とくに仮床止め工上流右岸側では4.5mと著しい洗掘が認められる。逆に、左岸側では、1.0m～1.5mの堆積傾向となっている。仮床止め工直下流での局所洗掘は、それほど顕著でない。

放水路部では、全区間において3～5mとかなり大きな河床低下が見られる。また、大山川でも0.1～0.2mではあるが低下傾向となっている。

(2) 実験T－1b

本実験では、流量Q＝2,200m³/sを下流端水位T.P.0.68mのもとで、60分間通水した。

① 水位（図－4．2参照）

有堤部の水位は、実験T－1aに較べ、0.5m程度上昇しているが、放水路部については流量が増加したにもかかわらず、水位上昇はほとんど認められない。これは、床止め工がないことにより、河床低下が著しく進んだためと考えられる。

なお、水面勾配は、仮床止め工の上流側で約1/970、下流側で約1/880となっている。

② 流速・流況（付図－23、付図－24参照）

有堤部では、CS87断面上流左岸側及びCS91断面上流右岸側で高水敷への冠水が認められる。仮床

止め工下流の流れは、弱い跳水の発生により水面は波状を呈し、実験T－1aに較べ、より顕著となっている。また、このような波立ちは、主流が右岸沿いを流れていることにより、右岸側ほど著しくなっている。

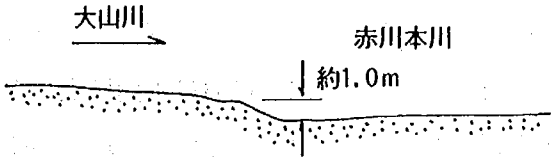
流速は、CS87～85断面左岸側で2.6m/s、CS79～81断面右岸側で3.5m/sとなっている。一方、放水路部では、流速4～4.5m/sで低水路法線に沿ってほぼ直線的に流れている。なお、放水路部の全区間において、高水敷への冠水は認められない。

③ 河床変動（図－4．2、付図－25、付図－26、付図－22参照）

有堤部では、水衝部であるCS85～83断面の左岸側で約2.5m、CS81～79断面の右岸側で約4.5mの局所洗掘が見られ、この低下は低水路幅の約1/2を占めるほど広範囲なものとなっている。

仮床止め工下流の護床工は、右岸側の一部が流出し、この付近で約2m～3mの局所洗掘が見られる。

一方、放水路部の河床高は、実験T－1aに較べさらに0.5m～1m低下（T.P.－4.5m～－7.0m）している。



図－4．3 大山川との合流点付近の河床

大山川は、合流点に近いNo.5～No.10断面付近で0.7～1.5m河床低下が認められるものの、合流点では、図－4．3に見られるように、赤川本川の河床高に較べ1.0m程度高く、段差が生じている。

(3) まとめ

暫定河道時における大略的な実験結果をまとめると以下のようである。

- 戦後最大かつ暫定流量規模の出水（Q＝2,200m³/s）を対象とした場合、有堤部での高水敷冠水領域は左岸側でCS87断面より上流側、右岸側ではCS91断面より上流側となる。放水路部では、いずれの断面においても高水敷が冠水することはない。
- 仮床止め工の上流右岸側は、主流が右岸側に片寄ることより深掘れが生じ、その洗掘量は約5mとなる。
- 仮床止め工下流の流れは、跳水の発生で水面が波状を呈し、右岸側ほど著しい。
- 仮床止め工水叩きの下流護床工は、右岸側で一部が流出している。
- 放水路部の河床高は、T.P.－3m～－5m付近まで低下し、河口部に近くなるに従ってその規模は大きくなっている。
- 大山川の河床低下は、放水路の河床低下の影響を受け、合流地点より約200～250m上流付近まで及んでいる。
- 橋脚周辺では、新川橋、袖浦橋でT.P.－5m～－6m、大山川橋では、T.P.－4m付近までそれぞ

れ洗掘されている。

4．2．2　実験T－2

本実験は、仮床止め工の構造を原案であるコンクリート構造案にした場合における問題点の把握を目的としたものであって、とくに仮床止め工周辺の河床変動を明らかにしようとしている。

(1)　実験T－2a

実験T－2aは、仮床止め工を設置するとともに、現況河道より、6基の現床止め工を撤去した状態を想定し、これに流量Q＝1,258m³/sを下流端水位T.P.0.35mのもとで120分間通水したものである。

①　水位（図－4．4参照）

実験水位は、流量が暫定計画流量Q＝2,200m³/sに較べて小さいため、いずれの地点においても、計画高水位より低い。仮床止め工より上流部においては、計画水面勾配である1／2190よりも急な水面形を呈しており、流れは低下背水となっている。しかし、模型上流端に近いCS95付近になると、水面勾配は計画水面勾配に近くなり、実験水位と計画高水位とはほぼ並行とみなされる。したがって、Q＝1,258m³/sに関する限り、水位における問題点はないものと判断される。

なお、実験の継続とともに、とくに仮床止め工の下流では、水位が低下傾向を示している。これは、河床高の低下によるものであり、この影響は仮床止め工がもぐり越流となっていることから仮床止め工の上流区間にも及び、上流の水位も若干の低下傾向を呈している。

②　流速・流況（図－4．5、付図－27、付図－28参照）

仮床止め工設置予定地付近は、中水敷掘削が完了した暫定計画河道になっているものの、低水路は、現況河道のままになっており、とくに上流部は急なわん曲部になっている。上流から流入した流れは、CS87～85断面の左岸へ集中して流下したのち、CS83断面付近から右岸側へ向う傾向となり、CS81～CS79断面では主流部が低水路右岸沿いに流下する様相を呈している。したがって、仮床止め工においても、主流が右岸に片寄った流況となっている。一方、わん曲部内岸では、低水路から中水敷へ乗り上げる流れが発生しているが、流速はそれほど速くない。なお、有堤部において、中水敷は冠水していているが、高水敷は冠水していない。

仮床止め工の越流状況については、下流水位が高いため床止め工上下流での水位差は少なく、もぐり越流の形態となっており、仮床止め工下流側では右岸側において若干の波立ちが認められる。仮床止め工下流側において、左右岸中水敷から低水路内への落ち込み流がみられるが、それほど顕著なものではない。しかし、上流部のわん曲により、仮床止め工付近の流れは右岸側に片寄っており、仮床止め工下流右岸側では、流速が3.5m/sにも達している。また、仮床止め工より下流の放水路部については、特に片寄った流況は見られず、ほぼ直線的に流下している。なお、No．25までの放水路区間では、高水敷が最大0.5m程度冠水しているが、No.25より下流では、低水路内のみを流下するようになる。

また、大山川については、合流点水位が高いことにより堰上げられ、流速0.5m/s程度で、低水路

法線に沿った流れとなっている。

③　河床変動（図－4．4、図－4．6、図－4．7、付図－29、付図－30参照）

河床高縦断図にみられるように、仮床止め工の上流の有堤部及び下流放水路部のいずれにおいても、平均河床高は低下し、放水路部では計画河床高以下、有堤部では暫定河床以下となり、それぞれほぼ水平となる様相を呈している。ただし、本実験においては、模型上流端より給砂を行っていないため、模型上流端近傍の低下量は過大となっている。また、最深河床高の低下は、とくに仮床止め工の直上・下流で著しく、いずれにおいても計画河床高を大きく下回っている。仮床止め工の上流側については、わん曲に伴う局所洗掘によるものであり、また、下流側については、CS77付近右岸側の局所洗掘及び、大山川合流点付近の局所洗掘によるものである。仮床止め工直下流右岸側における洗掘は、仮床止め工の下流にまで上流側わん曲部の偏流が達したことによるものであり、また、大山川合流点付近の洗掘は、上記偏流がその流下とともに左岸側に移行し、放水路部に砂れき堆を形成したことによるものであろう。

図－4．6は、仮床止め工直下流のCS79及び仮床止め工より75m下流の断面における河床高の時間変化を示したものであって、いずれの断面においても、右岸側では急速に河床が低下していることが確認される。なお、仮床止め工の上流側では、いずれにおいても低下傾向にあるが、下流側では、河道中央でやや低下、左岸側でやや上昇の傾向にある。図－4．7は、通水後の河床等高線を示したものであって、右岸側低水護岸沿いの洗掘部はT.P.－6mにも達している。

一方、大山川については、河床高の変化はほとんど認められない。

(2)　実験T－2b

実験T－2bは、実験T－2aに引き続き、暫定計画流量Q＝2,200m³/sを下流端水位T.P.0.68mのもとで60分間通水したものである。

①　水位（図－4．8参照）

暫定流量Q＝2,200m³／sを対象とした場合にも、下流端水位がT.P.0.68mの場合、実験水位は計画高水位よりもかなり低く、その差は、仮床止め工下流で3m近くに達している。仮床止め工上流では、低水背水となるため、水位差は上流になるほど小さくはなるが、模型上流端付近においても、実験の水面勾配は計画水面勾配よりも急で、水面形は計画高水位と並行にはなっていない。したがって、模型に含まれない区間については、不等流計算等による疎通能力の確認が必要となろう。

実験の継続に伴う水位の低下は、特に仮床止め工の下流で著しく、河床低下の影響が現れている。

②　流速・流況（付図－31、付図－32、図－4．9参照）

全体的な流況は、実験T－2aの場合と同様であって、仮床止め工上流側ではわん曲部による流れの偏流が特徴的であり、下流部ではほぼ直線的な流れとなっている。流量増に伴う水位上昇により、上流側では高水敷も冠水するようになり、冠水深は0.4～0.5mとなっている。一方、下流側では、仮床止め工よりNo.45付近までの区間において高水敷が冠水し、冠水深は最大1m程度に達している。

図－４．９は、仮床止め工付近の流況を示したものであって、上流部わん曲に伴う偏流により、仮床止め工上の流れも右岸側に片寄っている。したがって、越流状態は右岸側で完全越流、左岸側で不完全越流となり、右岸側では射流から常流への遷移が認められる。なお、通水の継続とともに、仮床止め工下流の河床の低下に伴い水位も低下し、その結果左岸側においても完全越流の状態となってくる。右岸側主流部の流速は、上流側で4.0m/s程度、下流側で3.2m/s程度であり、とくに下流側については、実験Ｔ－２ａの場合と較べ、流速値はむしろ小さくなっている。これは、常流遷移に伴う跳水によるエネルギー損失に基づくものと想定される。しかし、左岸側については、水位の上昇に伴う中水敷上の流量増加により、中水敷より低水路内へ落ち込む流れが著しくなり、実験Ｔ－２ａに較べ、落ち込み流の流速は2.8m/s程度と大きくなっている。

③　河床変動（図-４．８、図－４．10、図－４．11、付図－33、付図－30参照）

図－４．８にみられるように、暫定計画流量Ｑ＝2,200m³/sを60分間通水すると、ほぼすべての断面において、平均河床高及び最深河床高の両者とも低下している。平均河床高についてみると、仮床止め工上流側では、ほぼ計画河床高まで低下し、また、下流側では、とくに大山川合流点から河口にかけて、計画河床高よりもさらに２ｍ程度低い状態までに低下している。一方、最深河床高については、床止め工上・下流と河口付近とにおいて、その低下が著しくなっている。

図－４．10は、仮床止め工直上流のCS79の断面及び仮床止め工より75ｍ下流の断面において、河床高の時間変化を示したものであって、いずれも顕著な低下傾向を示していない。すなわち、実験Ｔ－２ａにより低下した河床は、流れが集中する右岸側においても、低下傾向とはならず、ほぼ平衡状態に達しているものとみなされる。これは、流量がたとえ増加しても、水位が上昇することにより、河床近傍の流速がそれほど増加せず、局所的な掃流力も増大しないことによるものと推測される。とくに、仮床止め工直下流右岸側については、図－４．９に示されたように、実験Ｔ－２ａと比較して、流速が低下していることからも、洗掘があまり進行することはないと判断される。

このように流量が増加しても仮床止め工直下流の河床高があまり変化しない傾向は、河床の等高線を示した図－４．11と図－４．７との比較においても明確であり、暫定流量時においても、仮床止め工直下流右岸側の最深河床高は、T.P.－６ｍ程度と判断される。しかし、このような洗掘が河岸沿いに発生すると、河岸の崩壊が予測されるため、洗掘の軽減を図る必要がある。その対策工については、実験Ｔ－３において検討を加えることとする。

４．２．３　実験Ｔ－３

実験Ｔ－２において、仮床止め工直下流右岸側に著しい洗掘が発生することが明らかとなった。したがって、本実験においては、表－４．１に示されるように、仮床止め工下流右岸側について、護床工を幅20ｍでCS77まで延長することとし、このような対策工の妥当性を検討する。また、実験Ｔ－２においては、低水路河岸付近の各所で著しい洗掘が発生していたが、このような現象の発生原因として、表－４．１に示されるように、模型の製作において、固定床部と移動床との境界を鉛直面とし

たことが指摘された。したがって、本実験では、境界面として、実際的な法面を想定し、砕石で製作した2割勾配の護岸を移動床下部にまで延長し、河岸近傍の洗掘についてより妥当な検討を加えることにした。

したがって、本項においては、仮床止め工周辺の流況・河床状況及び護岸近傍の局所洗掘について、とくに実験T－2との比較に重点を置いて記述する。

(1) 実験T－3a

① 流速・流況（図－4．12、付図－34、付図－35参照）

図－4．12は、仮床止め工付近の流況を示したものであって、図－4．5との比較より知られるように、右岸側の護床工を延長したことにより、仮床止め工下流低水護岸沿いの流速が低減されることが確認される。このような効果は、とくに右岸側で著しく、護床工延長前は3.5m/s程もあった流速が2～2.5m/sに低減されている。これは、右岸側護床工の延長前当該箇所に集中していた流れが護床工の延長により分散されるとともに、護床工によるエネルギー損失が増大した結果に基づくものと解される。

② 河床変動（図－4．13、図－4．14、図－4．15、付図－36、付図－37参照）

図－4．12からも推測されるが、右岸側護床工の延長により、仮床止め工下流の洗掘状況は、図－4．13に示すように、著しく軽減される。右岸側低水護岸沿いについては、護床工下流においても、最深河床高がT.P.－3m程度となり、とくに護岸法尻付近では、延長前のT.P.－4m～－5m程度から、T.P.－1m～－2m程度へと洗掘が軽減されており、護床工の延長の妥当性が伺われる。

さらに、図－4．14は平均的及び最深河床高の縦断を示したものであって、図－4．4との比較より、仮床止め工からNo.15付近にかけて、河床低下が緩和されていることが知られる。すなわち、平均河床高については、この区間おいて最低値が1m程度上昇しており、最深河床高については、CS77付近において約2m、No.15付近において約2.5mそれぞれ上昇している。このように、護床工の延長は、仮床止め工直下流だけでなく、大山川下流左岸側の洗掘防止にも大きな効果を果している。

一方、固定床部と移動床部との境界形状を変更した結果、すなわち低水護岸の法面勾配が垂直である場合と2割である場合との相違は以下のようである。まず、CS79付近からCS83付近にかけてのわん曲部については、図－4．14と図－4．4との比較より知られるように、法面勾配を2割にしたことにより、最深河床高が1m程度上昇している。しかし、直線部（放水路のNo.20付近より下流部）については、最深河床高がほとんど変化しておらず、法面勾配の影響はほとんどないものと考えられる。

(2) 実験T－3b

① 流速・流況（図－4．16、図－4．17、付図－38、付図－39参照）

仮床止め工付近の流況は、図－4．16に示されるようであり、右岸側護床工の延長により、延長箇所における流速が減少するだけでなく、左岸側においても遅くなることが知られる。これは、後述さ

れるように、護床工の延長により仮床止め工下流の洗掘が抑制され、その結果水位も高くなることによるものである。たとえば、CS77における水位は、護床工延長前(実験T－2b)のT.P.3.90m～4.21mからT.P.4.33m～4.53mへと上昇している。なお、図－4.17では、仮床止め工付近の水面形も併示している。

② 河床変動（図－4．18、図－4．19、図－4．20、付図－40、付図－37参照）

図－4．11と図－4．18との比較より、右岸側護床工の延長により、仮床止め工下流の洗掘は大いに軽減されることが確認される。とくに、延長護床工下流側においては、5～6mという洗掘深が1～2mまで低減されている。ただし、こうした洗掘の軽減には、固定床と移動床との境界面となっている低水護岸の法勾配を2割としたことも貢献しているものと考えられる。また、流量が1,258m³/sの場合の図－4．13と比較すると、仮床止め工直下流の左岸側及び中央部については、洗掘深が若干増加しているものの、延長護床工の下流側については、－2m～－3mという洗掘深があまり変っていない。このような洗掘の緩和は、平均河床高及び最深河床高の縦断を示した図－4．19と図－4．8との比較においても明確であり、右岸側護床工の延長は大山川合流点までその効果を発揮している。

さらに、固定床部と移動部との境界となる低水護岸法面の勾配を2割とした結果を、有堤部のわん曲部を対象として検討すると以下のようである。すなわち、CS85～87付近左岸側の洗掘深は、法面勾配が直の場合4m程度であった（付図－33）が、2割勾配とした場合には3～4m（図－4．20）と若干減少している。また、CS79～81付近については、直の場合（付図－33）の7m程度から、2割勾配の場合（図－4．20）の5～6mへと減少している。したがって、わん曲部外岸側の洗掘に対して、法面を緩勾配した方が洗掘は抑制されることになる。しかし、仮床止め工下流の直線部については、流れが集中する延長護床工の下流部とこの流れが対岸に集中する大山川合流点下流左岸を除き、法面勾配を2割としたことによる効果は現れていない。したがって、法面勾配の緩和は、わん曲部において効果的であるものと判断される。

4．2．4 実験T－4

実験T－4は、仮床止め工を屈とう性のあるブロック構造に変更し、コンクリート構造との相違が水位、流速、流況、河床変動に及ぼす影響を検討しようとしたものであって、実験T－3とは仮床止め工の構造のみが異なっている。すなわち、下流右岸側の護床工については、幅20mでCS77まで延長されており、また固定床部と移動床部との境界となる低水護岸法面については、2割勾配とされている。したがって、本項では実験T－3との比較に重点を置き、仮床止め工付近の水理現象についてのみ検討を行う。

(1) 実験T－4a

① 水位（図－4．21参照）

仮床止め工下流のCS77について水位を比較すると、コンクリート構造の場合のT.P.3.20m～3.63mに対し、ブロック構造の場合にはT.P.3.25m～3.75mであって、後者の場合の方が若干高くなってい

る。また、仮床止め工上流のCS79についても、コンクリート構造の場合のT.P.3.98m～4.05mに対し、ブロック構造の場合にはT.P.4.15m～4.20mと約15cm高くなっている。したがって、上流側の水位については、コンクリート構造の方が望ましいことになる。なお、ブロック構造の方が水位が高くなる理由としては、後述するが、仮床止め工下流の河床低下量が少ないことがあげられ、上流側については、下流側水位が高いことによるせき上げ効果、及び仮床止め工上を流下する際に失われるエネルギーが大きいことが指摘される。

② 流況（図－4．22、付図－41、付図－42参照）

仮床止め工付近の流況を示すと図－4．22のようであって、コンクリート構造の場合右岸側の越流は下流部で波立ち、不完全越流であったが、ブロック構造の場合には左右岸とも下流部で波立つことがなく潜り越流とみなされる。これは、①で述べたように、ブロック構造の方が下流部水位が高くなることによるものである。

③ 河床変動（図－4．21、図－4．23、図－4．24、付図－43、付図－44参照）

仮床止め工上流では、たとえば図－4．23に示されたCS79断面のように、右岸側が急速に洗掘されていく。このような特性は、仮床止め工の構造に係りなく、上流側わん曲部の影響によるものである。一方、仮床止め工下流側では、右岸側で若干の低下、左岸側で若干の上昇傾向にある。いま、通水後の河床等高線図を用いて、仮床止め工の構造の相違による洗掘状況の差異を検討すると以下のようである。図－4．24において、右岸側護床工の延長部下流ではT.P.0m～－2m程度までしか洗掘されておらず、コンクリート構造の場合に較べ、洗掘量は1m程少なくなっている。また、左岸側では河床高がT.P.1m～2m程度となっており、堆積量は1m程度多くなっている。ただし、右岸側護床工延長箇所の前面では、ブロック構造の場合の方が洗掘されている。なお、平均及び最深河床高を用いて検討すると、図－4．21と図－4．14との比較より知られるように、構造の相違による差異があるとは認められない。したがって、仮床止め工の構造は周辺の洗掘特性にはあまり影響しないものと判断される。

(2) 実験T－4b

① 水位（図－4．25、図－4．26参照）

仮床止め工付近の水面形を示すと図－4．26のようであって、ブロック構造の場合、仮床止め工上・下流の水面形は連続的となっている。仮床止め工上流のCS79断面及び下流のCS77断面における水位は、それぞれ、T.P.4.98m～5.05m及びT.P.4.63m～4.28mであって、これらの値はコンクリート構造の場合のT.P.5.00m～5.05m及びT.P.4.53m～4.33mと比べ大差ない。したがって、流量が大きくなると、構造の相違が水位に及ぼす影響はほとんどないことになる。

② 流況（図－4．27、付図－45、付図－46参照）

図－4．27は、仮床止め工付近の流況を示したものであって、流量が増加すると、仮床止め工下流では自由表面の波立ちが目立つようになる。しかし、その程度はコンクリート構造の場合に比べると

弱く、水位はより滑らかに変化している。なお、流れが右岸側に片寄る傾向は、コンクリート構造の場合と同様であって、ブロック構造の方がより均一化されるようなことはない。これは、仮床止め工付近の流況が上流側わん曲部の流れにより支配されていることを表している。

③ 河床変動（図－4．25、図－4．28、図－4．29、付図－47、付図－44参照）

仮床止め工下流の河床変動については、流量がQ＝1,258m³/sの場合と同様に、仮床止め工の構造の相違による差異は顕著でない。とくに、図－4．25、図－4．19とを比較すると明らかなように、仮床止め工下流において、平均河床高に差はないと言える。また、最深河床高についてもほとんど同様であって、わずかに大山川合流点付近においてのみ、ブロック構造の場合の方が若干洗掘量が多くなっている。しかし、その差は小さく、仮床止め工の構造は、周辺の河床変動に影響しないものと考えられる。

4．2．5 実験T－5

4．2．3において述べたように、低水護岸の法面勾配を2割とすることにより、有堤部のわん曲部については、護岸前面の洗掘量を若干抑制することができた。しかし、洗掘量は5m程度にも達し、河岸の安全上好ましくない。また、放水路部の直線部については、勾配を2割にした効果はほとんど認められない。したがって、有堤部の水衝部（CS87～83の左岸、CS83～仮床止め工の右岸）、及び放水路部の全区間左右岸の低水護岸前面に根固め工を設置することとした。その幅は、有堤部の水衝部については10m、放水路部については5mとし、厚さはいずれも1.5mとし、現況河床高を敷高として設置した。なお、模型においては、根固め工として5号砕石（粒径2～3cm）を用いたが、これは約2tコンクリートブロックに相当している。

本実験は、このような根固め工の有効性を検証しようとしたものであり、仮床止め工はブロック構造のままとした。しかし、4．2．4で述べたように、仮床止め工の構造は周辺の洗掘に影響しないものと考えられるため、本実験の結果はコンクリート構造の仮床め工にも適用される。

(1) 実験T－5a

① 水位（図－4．30参照）

放水路部においては、下流端水位を平均潮位のT.P.0.35mとしたことにより、水面形は低下背水の様相を呈し、河口より仮床止め工に向うにしたがって水面勾配は緩やかになっている。しかし、その変化の程度は少なく、放水路部の水面勾配はほぼ計画水面勾配に一致している。なお、いずれの地点においても計画高水位と実験水位との差は少なくとも3mあり、水位的な問題はない。

仮床止め工より上流の有堤部においても、水面形は低下背水の様相を呈し、水面勾配は上流に向かうにしたがって緩やかとなり、計画水面勾配に近づく傾向をもっている。しかし、放水路部の場合と異なり、水面勾配の変化の割合は大きく、掃流力は上流ほど著しく小さくなるものと判断される。したがって、有堤部において低水路幅、全川幅ともそれぞれ一様であることにより、断面通過流砂量は仮床止め工近傍ほど大きくなり、その結果この付近では河床が大きく低下するものと考えられる。

② 流況（図－4．31、図－4．32、図－4．33参照）

図－4．31は、水面上の浮子の位置を一定時間間隔で写真撮影し、その位置を平面図において直線で結んだものであって、水面の流向・流速を表している。図より、CS85付近及びCS79付近においては、低水路わん曲部の影響を受け、水面の流向は外岸側を向いていることが知られる。このような傾向は、仮床止め工の下流においても認められ、わん曲部は大きな影響を及ぼしていることになる。なお、わん曲部におけるこのような流向の偏移は、遠心力に伴う二次流によるものであり、河床面近傍における流向は水面における流向と異なり、わん曲内岸側を向いている。したがって、この内岸向きの流れにより、外岸側の土砂は内岸側に輸送され、外岸側では河床の低下が、また内岸側では河床の上昇が生ずることになる。

さらに、図－4．32は流れに投入した染料の痕跡線に基づき流況を表したものであり、有堤部の主流はわん曲部の外岸沿いを流下する傾向にある。その結果仮床止め工付近において主流は右岸沿いに位置していることが知られる。放水路部及び大山川においては、法線に平行な流れとなっており、極端な偏流は認められない。

③ 河床変動（図－4．30、図－4．34、図－4．35、図－4．36、付図－48、付図－49参照）

放水路部において、平均河床はほぼ水位と平行となるまで低下し、No.10付近より下流側では計画河床を下回るようになる。また、最深河床高については、仮床止め工からNo.15付近までにおいて、その低下が著しく、その結果T.P.－5ｍに達する箇所もみられる。一方、有堤部についても、とくに仮床止め工の近傍、すなわち仮床止め工からCS87付近までにおいて、平均河床高の低下が認められ、この区間では暫定河床高を下回り、たとえばCS79及びCS83では計画河床高に達している。これは、先に述べた水面形に基づくものであり、仮床止め工の天端高を現河床高程度にする以上、避けることのできない現象である。また、最深河床高についても、仮床止め工より上流では著しい低下傾向にあり、とくにCS87までの区間では計画河床高をも大きく下回っている。

根固め工の有無による平均及び最深河床高の相違は、図－4．30と図－4．21との比較により明らかなように、あまり明確でない。すなわち、根固め工の設置により洗掘量の軽減を図るということはあまり期待できないようである。しかし、根固め工の有無による横断形状の差異を表した図－4．34にみられるように、根固め工は洗掘箇所を護岸から遠ざける機能を有している。このような効果は、とくにCS85左岸、CS81右岸などのわん曲部において著しく、河岸の安全度を向上させるための方策の一つとして根固め工が推奨される。なお、根固め工を設置しても、その前面は洗掘され、根固めの配列は乱れ、根固め工は変形するものの、護岸前面が洗掘されるようなことはなく、河岸の保全には役立っている。

仮床止め工の周辺については、図－4．35に示されるように、根固め工のない図－4．24と比較すると、上流・下流のいずれにおいても、洗掘が軽減される傾向にあることが知られる。上流側については、根固め工がない場合、最深部は右岸護岸沿いに発生していたが、根固め工の設置により、最深

部は河道中央部寄りへと護岸から離れ、また最深河床高もT.P.－4ｍ～－5ｍからT.P.－3ｍ～－4ｍへと上昇している。とくに、右岸護岸沿いの河床高は、T.P.－4ｍ～－5ｍからT.P.0ｍ～－2ｍへと著しく上昇し、河岸の安全度は増加するものと期待される。下流側についても、延長護床工の前面では、最深河床高がT.P.－3ｍ～－4ｍからT.P.－2ｍ～－3ｍへと上昇し、T.P.－2ｍの等高線で囲まれる領域も著しく縮小している。これは、根固め工の設置により、上流側の最深部が河道中央寄りに移動し、その結果右岸護岸沿いの流れも弱められたことによるものと判断される。このような主流部の左岸側への移動により、仮床止め工の下流側ではT.P.0ｍより高い領域は小さくなり、左岸護岸沿いの河床高も、CS77の下流側ではT.P.1ｍ～2ｍからT.P.0ｍ～－1ｍへと低下している。すなわち、根固め工の設置は流れを均一化する方向に働き、とくに床止め工下流部において河床高の横断分布を一様化することに貢献しており、望ましい姿と考えられる。

このように、仮床止め工周辺では洗掘量が少なくなったことにより、河床変動の速度も、図－4.36に示されるように緩慢となり、小出水に対する安全性は著しく向上するものと期待される。

(2) 実験Ｔ－5ｂ

① 水位（図－4．37参照）

暫定計画流量Ｑ＝2,200㎥/sを対象とした場合、放水路部の水面勾配はほぼ一定となり、また計画水面勾配にもほぼ一致したものとなる。しかし、有堤部においては、低水背水の様相を呈し、上流に向かうほど水面勾配は緩くなっている。したがって、Ｑ＝1,258㎥/sの場合と同様に、仮床止め工近傍ほど掃流力は大きくなり、その結果、河床低下が進行することになる。なお、模型上流端付近のCS95においても、水面勾配は計画水面勾配より急であり、疎通能力の検討及び河床変動の検討にあたっては、これより上流を対象とした計算による確認が必要となる。

② 流況（図－4．38、付図－50、付図－51、写真3参照）

流量の相違による流況の差異はなく、有堤部についてはわん曲に伴う偏流が特徴的となっている。

根固め工の有無による流況の変化は明確でなく、根固め工の設置により主流部の位置が大きく変化するとは考えられない。したがって、仮床止め工付近においては、主流部の位置は右岸側となり、右岸側で延長した護床工を減ずることはできない。

③ 河床変動（図－4．37、図－4．39、図－4．40、図－4．41、付図－52、写真4参照）

放水路部においては、流量Ｑ＝2,200㎥/sを1時間通水したことにより、平均河床高はNo.10より下流側で約1ｍの低下がみられる。最深河床高については、流量Ｑ＝1,258㎥/sの通水によりすでに著しく低下していたNo.10及びNo.70付近についてはT.P.－5ｍ程度のままとなっているものの、この間についてはT.P.－3ｍ～－4ｍからT.P.－4ｍ～－5ｍへと約1ｍの低下が認められる。一方、有堤部については、仮床止め工近傍のCS79、CS81付近において平均河床高の低下がみられるが、上流側においてはあまり変化していない。これに対し、最深河床高は仮床止め工よりCS83付近までほぼ一定の河床高T.P.－5ｍとなるまで低下し、さらにこの影響は、CS85付近にまで及んでいる。したがっ

て、洪水による河床低下は、最深河床高の低下となって現れることになる。

流量がQ＝2,200m³/sの場合にも、根固め工の有無による平均河床高の差異はあまり明確でない。最深河床高についても、図－4．37と図－4．25との比較より知られるように、No.15及びNo.70を除き、根固め工の設置による最深河床高の上昇は顕著でない。したがって、流量の大小に係らず、横断面平均河床高及び横断面内最深河床高の低下抑制に対する根固め工の効果は、直線区間だけでなくわん曲区間においても認められないことになる。しかし、(1)でも述べたように、根固め工の設置により、洗掘箇所は河岸近傍より離れる傾向が認められる。このような傾向は、わん曲部外岸側となるCS85の左岸、CS81の右岸などだけでなく、直線的である放水路部においてもみられ、とくにNo.30、No.35、No.55などでは両側とも明確に現れている。

流量がQ＝2,200m³/sの場合、仮床止め工直下流については、根固め工の設置効果は顕著でない。これは、右岸側護床工の設置効果が著しく大きいため、根固め工の効果としてとくに現れなかったものと考えられる。これに対し、仮床止め工の直上流については、根固め工を設置した図－4.39と設置しない図－4.29との比較より、右岸側低水護岸近傍の河床高が大きく異なっていることが知られる。すなわち、根固め工がない場合には護岸近くがT.P.－5mまで洗掘されていたのに対し、根固め工を設置した場合には最深箇所が護岸から遠ざかり、最深河床高の値もT.P.－4m～－5mとなっている。したがって、流量が大きい場合にも、根固め工の効果は期待されるものと判断される。なお、仮床止め工近傍の河床高の時間変動は、図－4．41に示されるようであり、流量がQ＝1,258m³/sからQ＝2,200m³/sに増加したことによる変化は、比較的短時間のうちに現れ、その後は安定した状態となっている。したがって、流量Q＝2,200m³/sを1時間通水した本実験結果は、すでに定常状態に達した後の結果とみて差し支えない。

4．2．6　まとめ

仮床止め工上流の有堤部では、低水路がわん曲していることから、水衝部を形成し、局所洗掘の発生原因となっている。水衝部はCS88～CS84左岸とCS82～CS79右岸であり、２ｍ～4.5ｍの洗掘を生じている。対策工として、根固め工を設置した場合、その量は軽減されないが、洗掘箇所を河道中央とし、護岸を保護する意味で有効である。

仮床止め工付近では、上流のわん曲の影響を受けて、流れが右岸側に片寄っていることから、護床工原案では、右岸側下流で4.5ｍと著しい洗掘が認められ、逆に左岸側では１ｍ～1.5ｍの堆積傾向を示す。対策工としては、仮床止め工下流右岸側について、護床工を幅20ｍでCS77まで延長する案を提示する。同案により、仮床止め工下流護床工付近の流速の低減効果が認められ、洗掘深も4.5ｍから1.5ｍと軽減されている。仮床止め工の構造（ブロック構造・コンクリート構造）による違いは、水位の違い（ブロック構造の方がコンクリート構造より下流水位で15cm程度高い）に見られる程度で、大きな差異はない。

放水路部分は、床止め工を撤去したことから全区間にわたって３ｍ～５ｍとかなり大きな河床低下が認められた。その低下量は、平均河床高において計画河床高以下となっている。床止め工撤去に伴う河床低下を軽減させることは困難であるが、低水路護岸前面に２割勾配の根つぎと、幅５ｍの根固め工を設けることにより、河岸の保護がなされるものと考えられる。

大山川については、赤川の水位により堰上げ状態となり、流速も0.5ｍ/ｓとおさえられ、河床変動はあまり見られなかった。しかし、赤川本川が河床低下傾向にあることから、合流部において約１ｍの段差が生じる結果となっており、対策が必要とされる。

その他、橋脚附近の洗掘では、新川橋、袖浦橋でT.P.－５ｍ～－６ｍ、大川橋でT.P.－４ｍ付近まで洗掘される結果となっている。

4．3　全体模型を用いた段階施工時実験

4．3．1　段階施工

暫定河道の施工にあたっては、橋梁の架替（新川橋、大山川橋）、仮床止め工の設置、現床止め工の撤去（第２、第３、第４、第５、第６、黒森床止め工）、飛砂防止対策、有堤部中水敷暫定掘削、放水路右岸拡幅の順に行い、現床止め工は三基を一組とし、第５、第６、黒森床止め工を一次、そして第２、第３、第４を二次とし撤去する。段階施工時の検討としては、大局的にみて中間段階と考えられる一次撤去を行った後の河道について検討を加える。実験は、暫定河道との比較を考え、Q＝1,258㎥/ｓを２時間通水した後、重ねてQ＝2,200㎥/ｓを１時間通水し、段階施工時における問題点を探ることとした。

4．3．2　実験結果

(1)　実験T－6a

本実験は、流量Q＝1,258m³/sを下流水位T.P.0.35mのもとで、120分通水した。

① 水位（図－4．42参照）

水位は、仮床止め工（第5、第6、黒森床止め工）三基を撤去したことから、現況に比べ、CS77で約1.3mの低下となっている。しかし、暫定計画時との比較では、下流側の床止め工（第2、第3、第4）三基が残っていることから堰上げ効果を有し、CS77で約1.5mの上昇となっており、その影響は仮床止め工上流にまで及んでいる。

残されている現床止め工付近の水位は、第4床止め工上下流で1.60m、第2床止め工上下流で1.9mの落差が生じており、現況と較べると第4床止工での落差が0.7m増加している。これは、第4床止め工上流の床止め工三基が撤去されたことに起因すると考えられている。

② 流速・流況（図－4．43、付図－53．付図－54参照）

下流に現床止め工三基が残っていることによる堰上げ効果から、流速は現床止め工を全て撤去した場合に比べ低減されており、おだやかな流れとなっている。ただし、有堤部低水路のわん曲による流れの偏流は解消されず、仮床止め工の上流側わん曲部では主流が外岸側に片寄り、仮床止め工付近では右岸側が主流部となっている。

放水路については、第4床め工、第2床止め工で不完全越流状態となり、床止め工下流に波立ちが生じている。とくに第4床止め工付近で著しい。

③ 河床変動（図－4．42、図－4．44、図－4．45、図－4．46、付図－55参照）

仮床止め工付近、その上流では、現床止め工三基が残っていることによる堰上げ効果により流速が低減されたことから、有堤部水衝部の局所洗掘深が、現床止め工のない場合に比べ約半分の2m～2.5m程度に軽減されている。また、第4床止め工と仮床止め工の間でも、現床止め工のない場合に比べ約1m程度河床低下が抑えられる結果となっている。

しかし、現床止め工下流では現況と同程度、あるいはそれ以上の局所洗掘が生じ、第4床止め工下流でT.P.－12m、第2床止め工下流でT.P.－10mとなっている。

(2) 実験T－6b

本実験は実験T－6aに重ね、流量Q＝3,200m³/sを60分通水したものである。この時の下流端条件はT.P.0.68mとした。

① 水位（図－4．47参照）

仮床止め工下流に現況の床止め工三基（第2、第3、第4床止め工）が存在することから、これらの床止め工により水位が堰上げられ、仮床止め工直下流のCS77で暫定河道の場合と比べ約2.0mも高くなっている。したがって、仮床止め工は完全に潜り状態となり、水位へ影響を与えなくなっている。水位は、現況の床止め工の第2、第4で急落し、それぞれの落差は2.0m、1.9mとなっている。

② 流速・流況（図－4．48、付図－56、付図－57参照）

現況の床止め工三基が存在することから、その上流では水位が上昇し、床止め工が無い場合に比べ、

流速は板床止め工付近において3.6m/sから2.4m/s程度へと軽減されている。しかし、主流線の位置はほとんど変化せず、暫定河道時に問題とされた水衝部、偏流は解消されていない。

③ 河床変動（図－4．49、図－4．50、図－4．44、付図－58参照）

実験T－6aに重ね通水したことから、有堤部CS82～CS77右岸の洗掘深は3.0m～4.0mと増加している。しかし、現況の床止め工がない場合と比較すると1.0m以上洗掘が抑えられており、堰上げ効果がきいていることが分かる。仮床止め工付近の洗掘においても、下流に床止め工が無い場合、下流右岸護床工前面でT.P.－3m、上流右岸護床工前面でT.P.－4mまで洗掘されていたものが、床止め工が有る場合、それぞれT.P.－2mとT.P.－3mに河床が上昇している。

現況の床止め工下流では洗掘が進行し、深さ、範囲ともに拡大している。第4床止め工下流では最深河床高がT.P.－13mに、第3床止め工下流でもT.P.－8m、第2床止め工下流では、T.P.－20mまで低下している。

(3) まとめ

段階施工として、現床止め工三基（第2、第3：破損状態、第4床止め工）が残っている場合、その上流側については、暫定計画河道時に比べ、堰上げ効果により水位が上昇することから安全側といえる。

第4床止め工上流については、河床変動においても水位上昇に伴う流速の低減により、局所洗掘深、河床低下とも軽減されることから暫定計画対応の対策工（根固工、護床工）を設けることにより十分対処できるものと考えられる。

第4床止め工下流については、第4床止め工での水位変化が大きく、その影響は河口付近にまで及んでいるといえる。とくに床止め工下流の洗掘では、Q＝1,258m³/sに対し、第4床止め工でT.P.－12m、第2床止め工でT.P.－10mまで、Q＝2,200m³/sでは、それぞれT.P.－13m、T.P.－20mまで低下が生じており、床止め工上流の工事が完了するまで床止め工を維持することが重要である。

4．4 抽出模型を用いた仮床止め工実験

4．4．1 抽出模型実験

抽出模型実験は、暫定計画河道に設けられる仮床止め工について、その下流の洗掘特性を把握し、仮床止め工の構造詳細検討の資料を得ることを目的とし、コンクリート構造とブロック構造の二案について水理量をかえて7ケースと3ケースの実験を行った。

実験では、その洗掘量を定量的に把握するために、模型の河床材料として新しい材料、スチロール樹脂粒（水中比重s＝0.05、粒径dm＝1.51mm）を用いて検討を行った。

実験では、当初全体模型実験より仮床止め工下流側護床工上の流速を求め、それに見合った流量を抽出模型に与えて、洗掘量を定量的に把握しようと考えたが、予備実験の結果、使用した模型用河床材料のスチロール樹脂粒の特異性などからQ＝1,258m³/sあるいはQ＝2,200m³/s対応の直接的実験

を行った場合、数分で河床高がT.P.－6ｍ以下となり水路床版が露出し、実験が出来ないことが知られた。このことから、抽出模型実験による定量的な検討は困難と判断した。これより実験は、小規模流量を通水し、コンクリート構造とブロック構造の洗掘特性の比較検討を実施することにした。また、護床工についても、模型河床材料の支持力が著しく小さく、ブロックの模型が沈下してしまうことから、屈とう性を無視し、板により再現した。

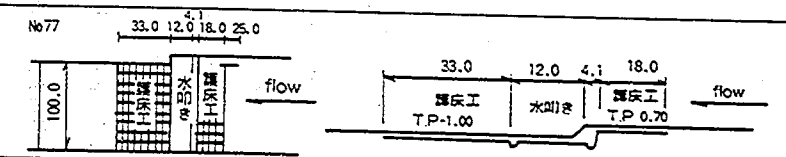
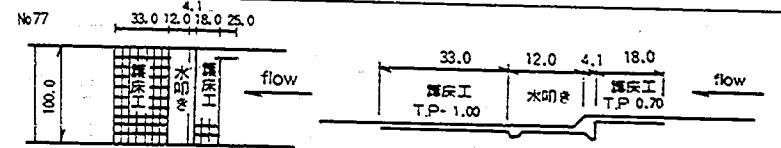
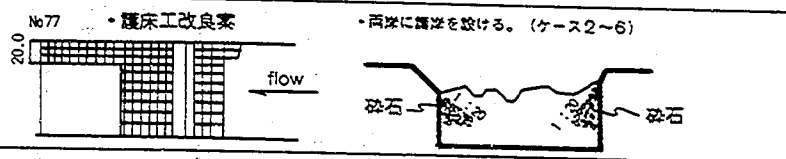
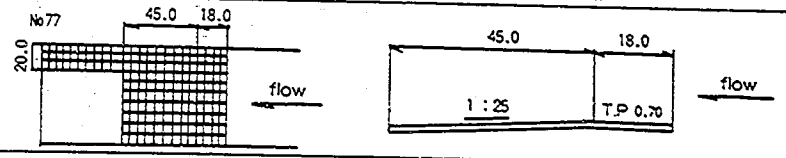
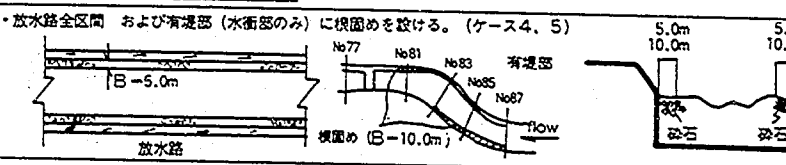
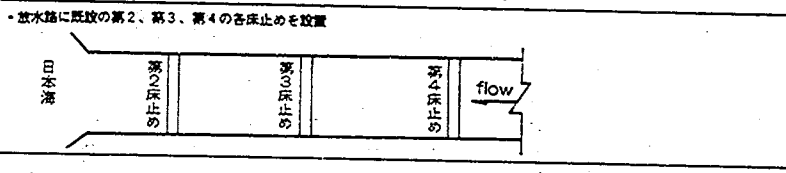
4．4．2　実験の結果

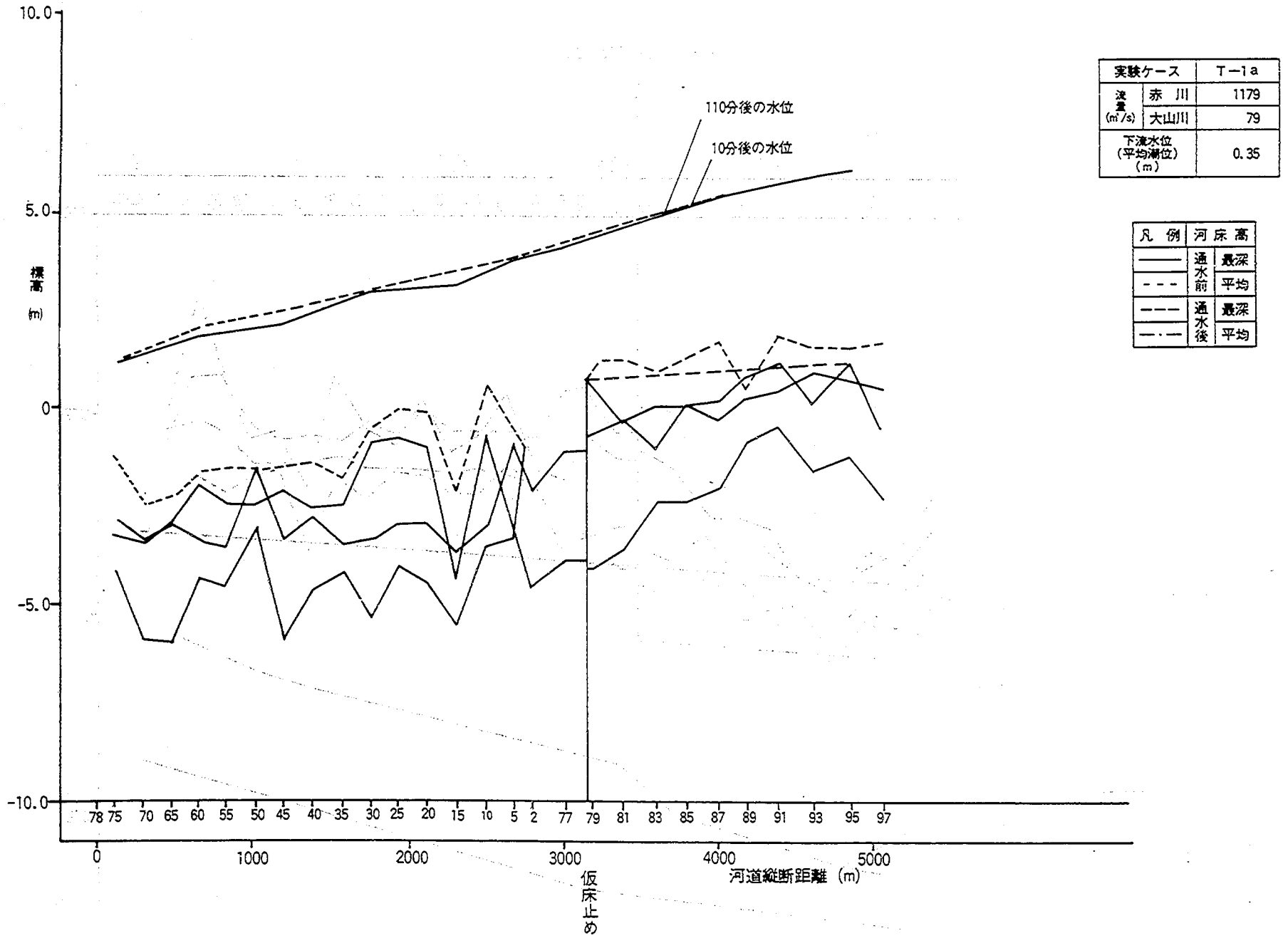
実験結果より、目的である仮床止め工の構造詳細の検討とし、コンクリート構造と、ブロック構造との洗掘持性を比較し述べる。

護床工下流の洗掘形状は、水路右岸の側壁（ガラス面）から観察し、当初整形された河床面からの低下量を測定した。図－4．51は、ケース3とケース10の測定結果を比較したものである。そして、各時間で測定された最大洗掘深を時間軸について整理し比較したのが図－4．52である。この図より護床工下流の洗掘は通水開始から短い時間において進行し、以後その傾向は弱まることが知れる。しかし、今回の実験では、上流からの給砂がないこともあり、平衡状態に達するまでには至っていない。ここにあげた二つの図から、コンクリート構造に比べブロック構造の方が洗掘量が軽減されることが知られる。しかし、コンクリート構造の護床工部分を屈とう性のあるものとした場合、両者の差は有意なものとは考えにくい。このことから、仮床止め工の構造については施工のしやすさ、経済性などの面から決定して良いと考えられる。

参考として床止め工下流の洗掘について下流護床工上の流速と関連付けて推察すると、図－4．53のようになり、1,258m³/s程度で10～12ｍの洗掘が生じると考えられる。この値は、全体模型実験の値（仮床止め工下流中央の洗掘は1ｍ程度、洗掘のはげしい右岸でも約5ｍ程度）と比較すると著しく大きな値となっている。この違いは上流からの給砂の有無に起因すると考えられ、現地現象の再現性は、全体模型の方が良いと考えられる。

表－4．1　暫定計画河道に関する全体模型実験

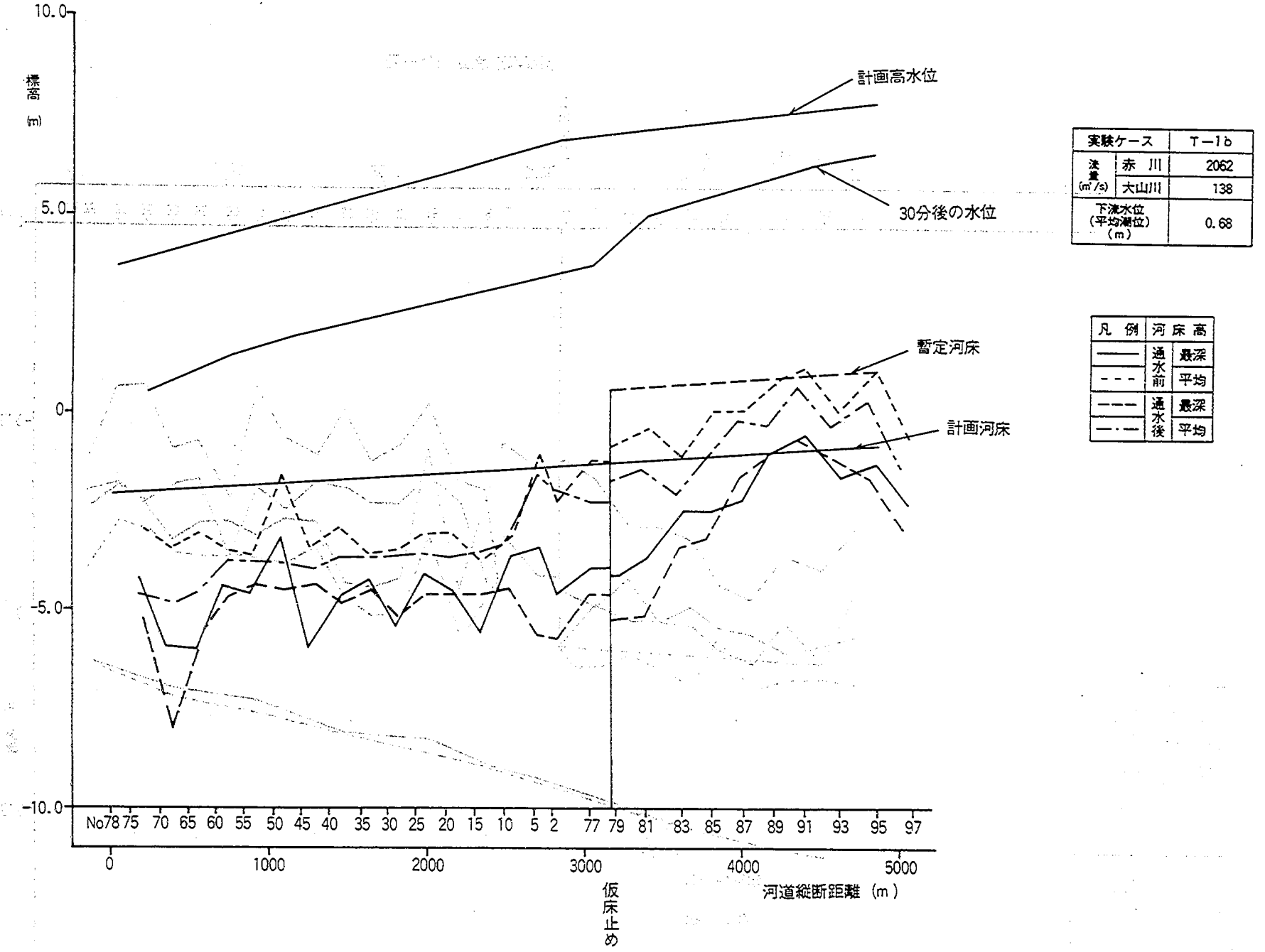
実験ケース		総流量 (m³/s)	各流量(m³/s) 赤川	各流量(m³/s) 大山川	下流水位 (T.P.m)	通水時間 (分)	河道条件	床止め構造	護床工	備考
T	1 a	1258	1179	79	0.35	120	右堤部 (計画河道) 放水路 (右岸拡幅)	コンクリート	原案	
T	1 b	2200	2062	138	0.68	60				
T	2 a	1258	1179	79	0.35	120	有堤部 (計画河道) 放水路部 (右岸拡幅)	コンクリート	原案	
T	2 b	2200	2062	138	0.68	60				
T	3 a	1258	1179	79	0.35	120	同上	同上	改良案	
T	3 b	2200	2062	138	0.68	60				
T	4 a	1258	1179	79	0.35	120	同上	ブロック	改良案	
T	4 b	2200	2062	138	0.68	60				
T	5 a	1258	1179	79	0.35	120	同上	同上	同上	
T	5 b	2200	2062	138	0.68	60				
T	6 a	1258	1179	79	0.35	120	同上	コンクリート	同上	
T	6 b	2200	2062	138	0.68	60				
P	1 a	1258	1179	79	0.35	120	計画河道	—	—	・全床止め工撤去
P	1 b	2200	2062	138	0.68	60				
P	1 c	3200	3000	200	0.68	20				



実験ケース		T−1a
流量 (m^3/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位 (平均潮位) (m)		0.35

凡例	河床高	
———	通水前	最深
- - -		平均
----	通水後	最深
—·—		平均

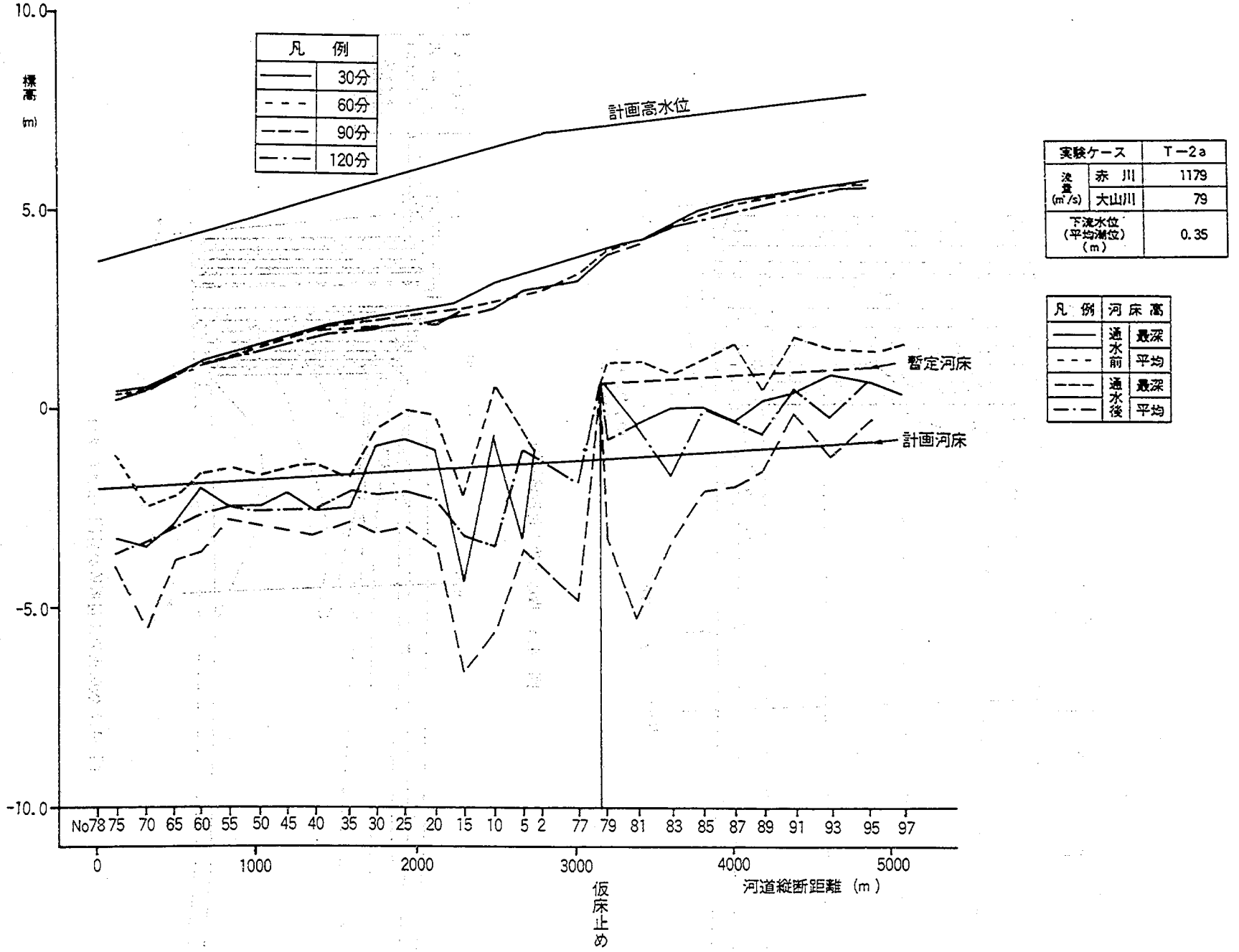
図−4.1 河床高縦断図



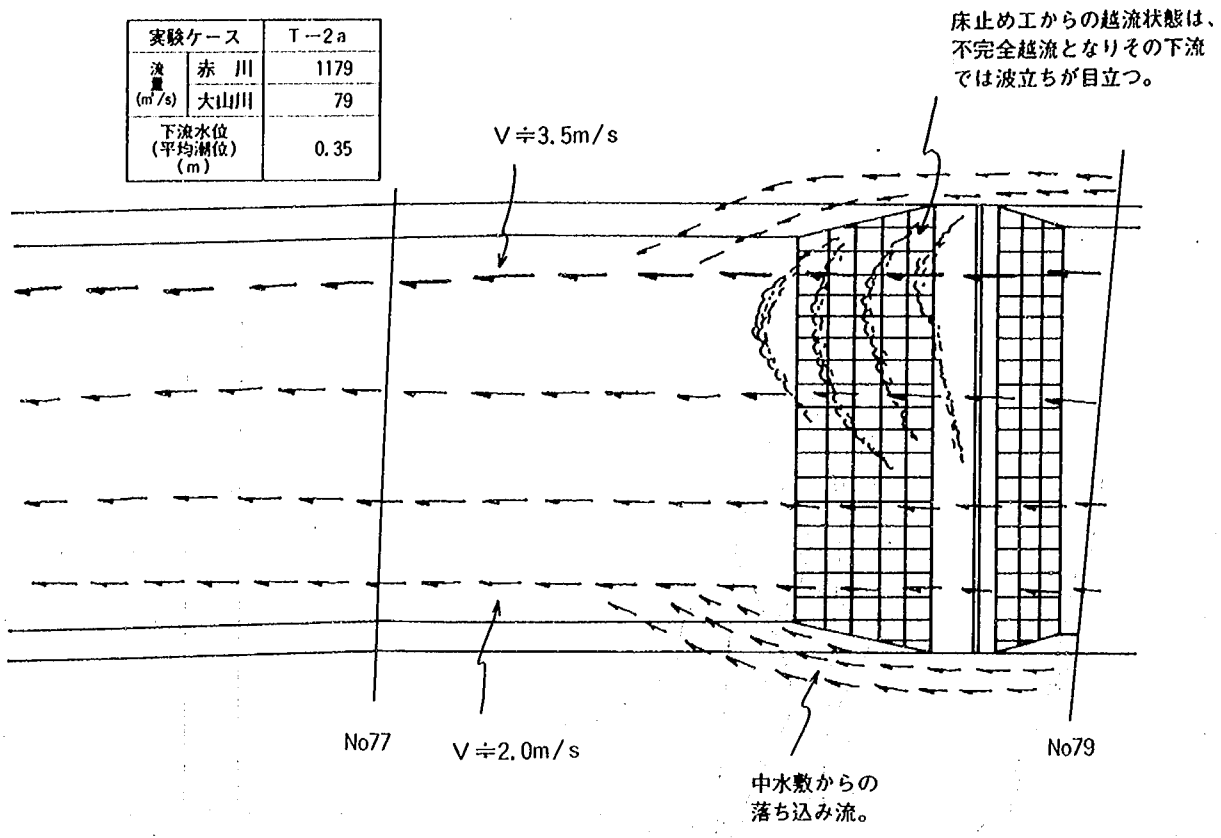
実験ケース		T−1b
流量 (m³/s)	赤川	2062
	大山川	138
下流水位 (平均潮位) (m)		0.68

凡例	河床高	
———	通水前	最深
- - -		平均
———	通水後	最深
—·—		平均

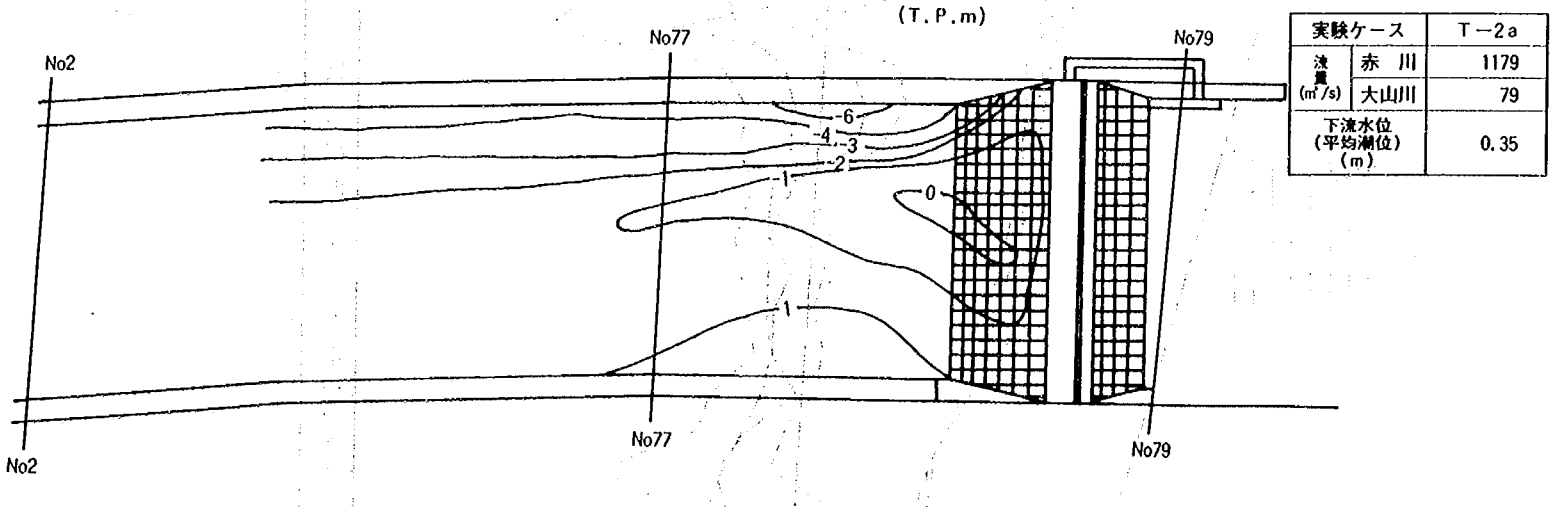
図−4.2 河床高縦断図



図－4.4　水位・河床高縦断図（実験T－.2 a）

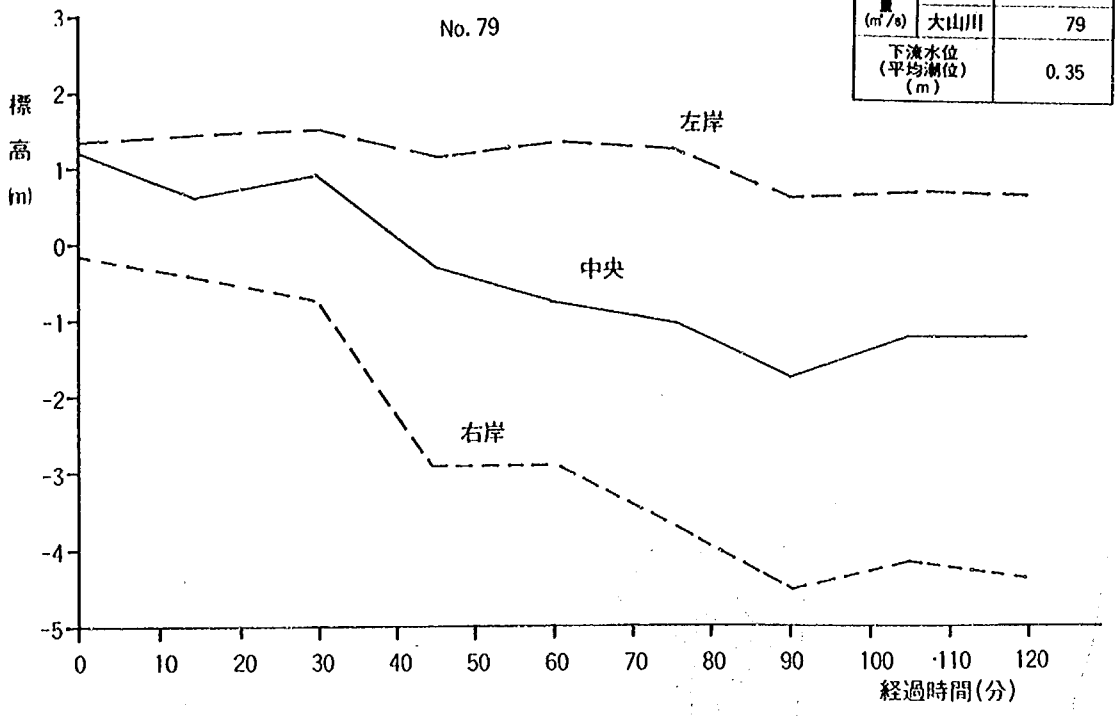


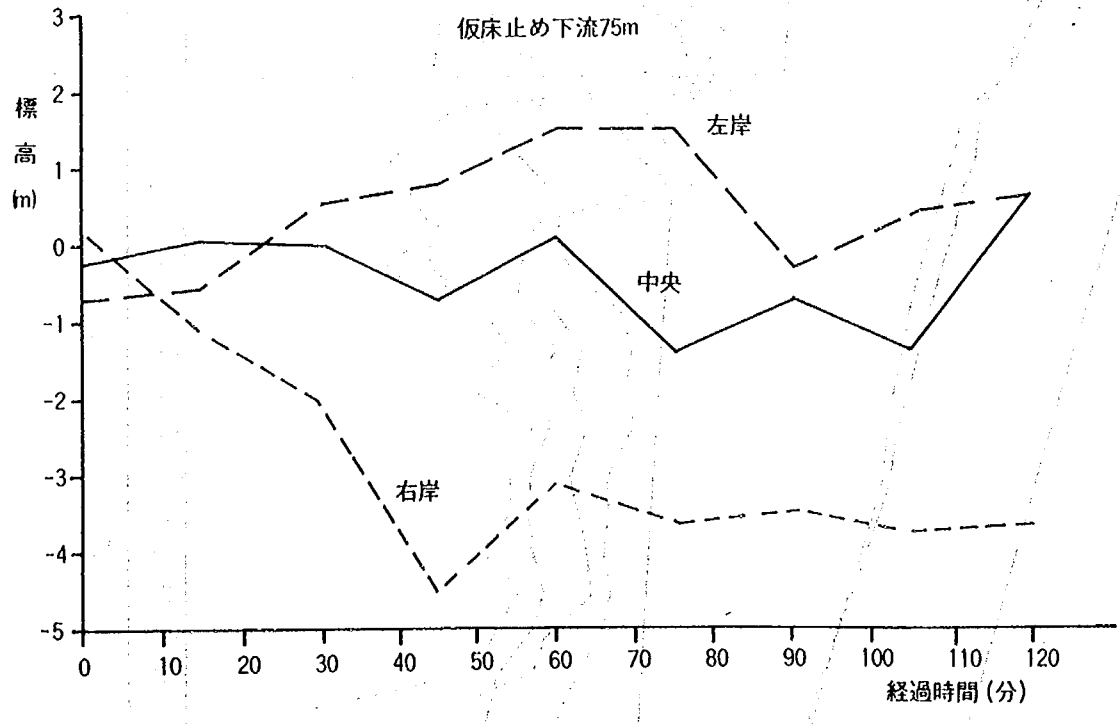
図－4.5　仮床止め工付近流況図



図－4.7 仮床止め工付近等高線図（実験T－2a）

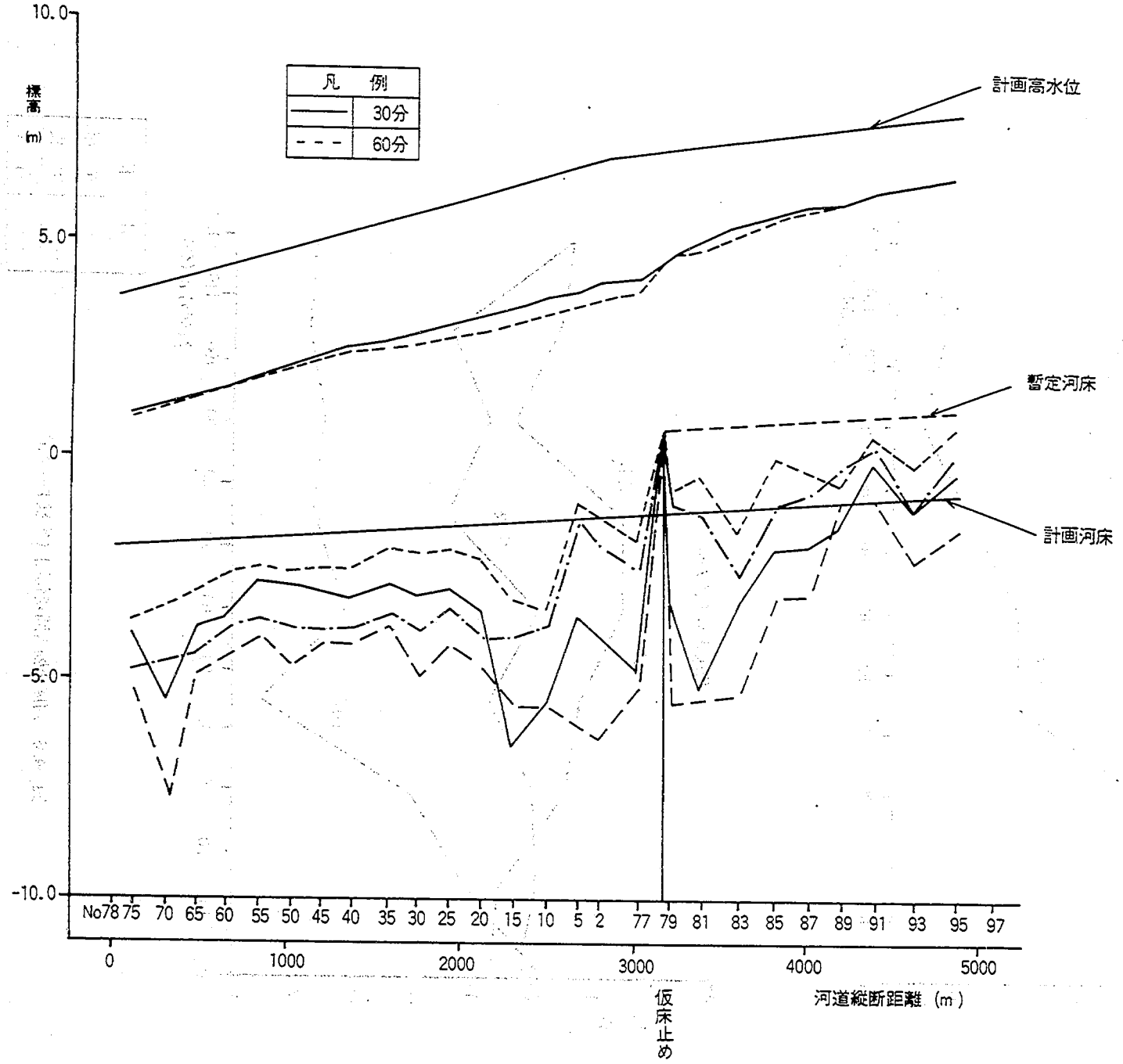
実験ケース		T－2a
流量 (m³/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位 (平均潮位) (m)		0.35





凡例	
----	左岸
———	中央
- - -	右岸

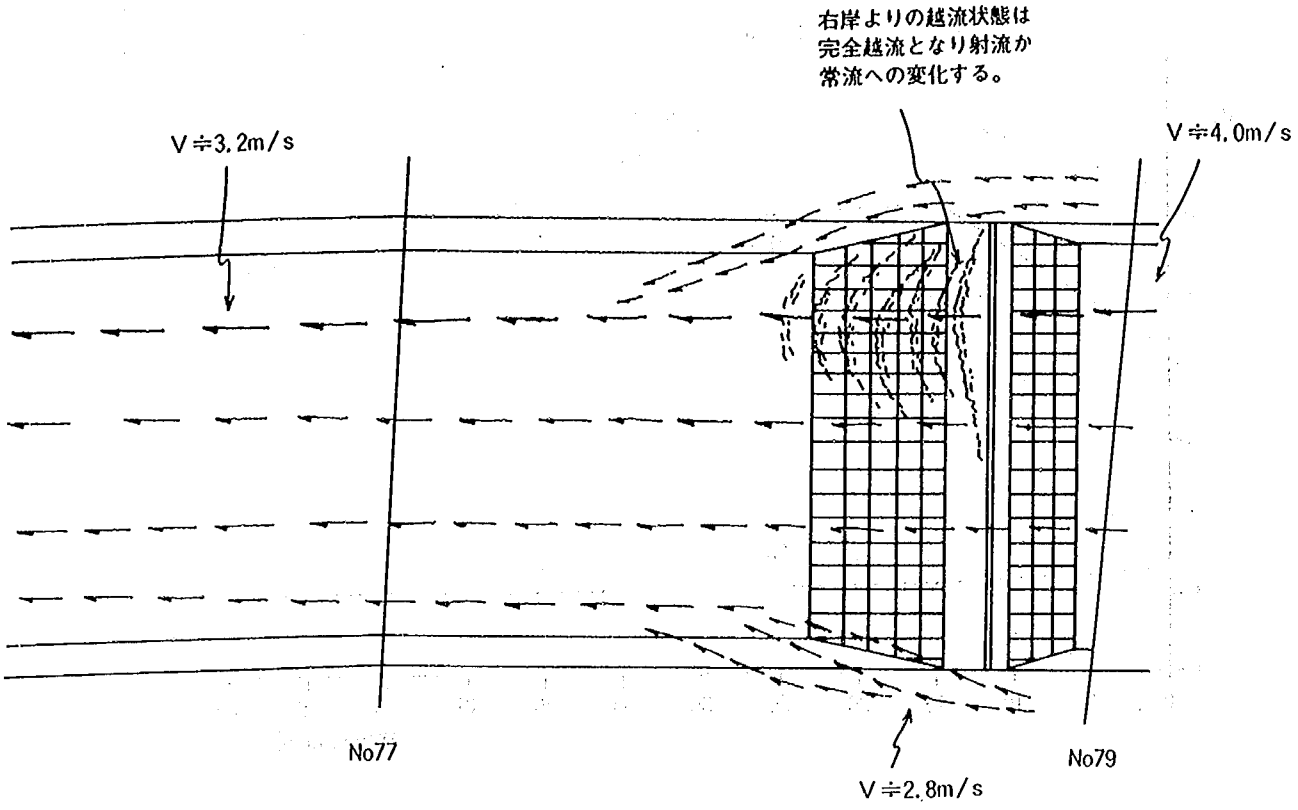
図－4.6　河床変動時間変化図（実験T－2a）



実験ケース		T−2b
流量 (m^3/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

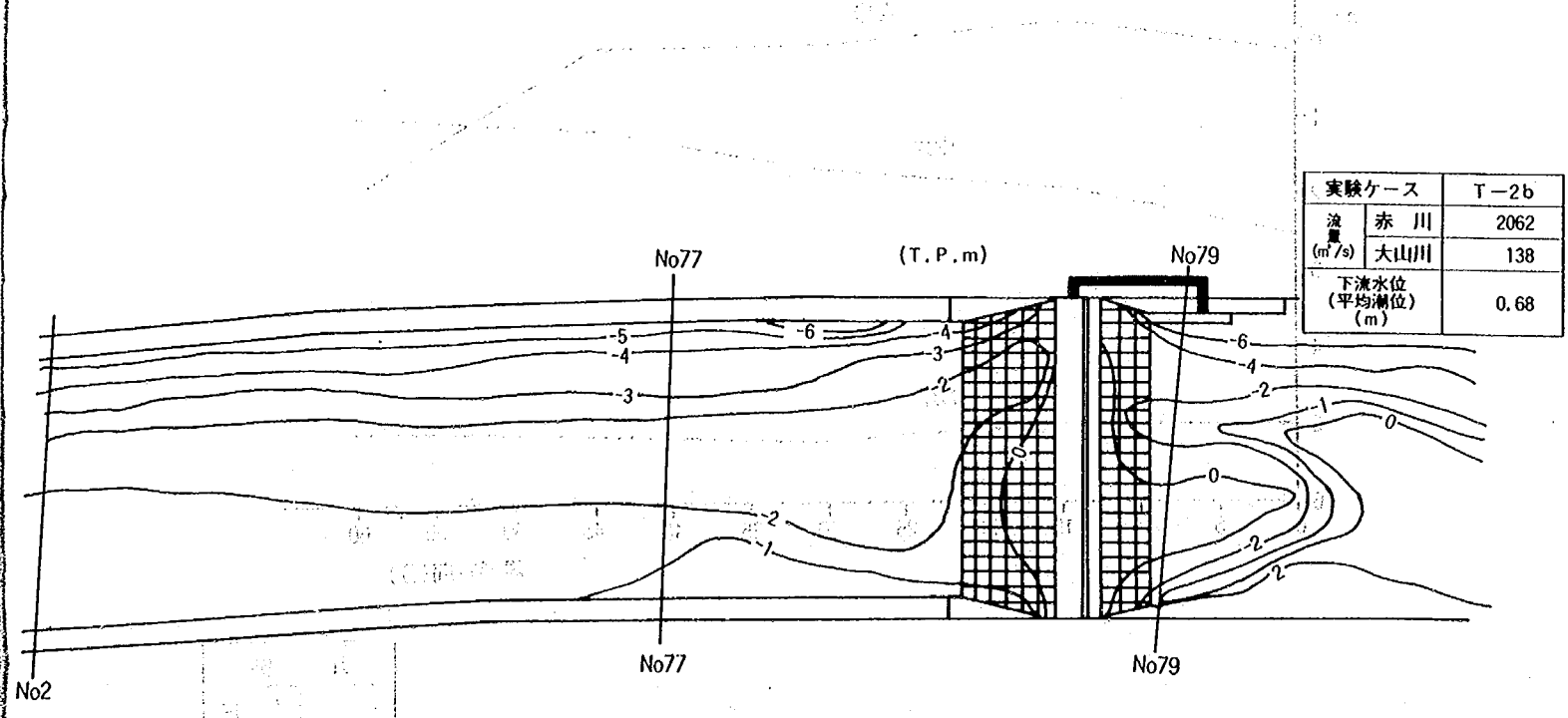
凡　例	河床高	
———	通水前	最深
- - -		平均
———	通水後	最深
—·—		平均

図−4.8　水位・河床高縦断図



実験ケース		T−2b
流量 (m³/s)	赤川	2062
	大山川	138
下流水位 (平均潮位) (m)		0.68

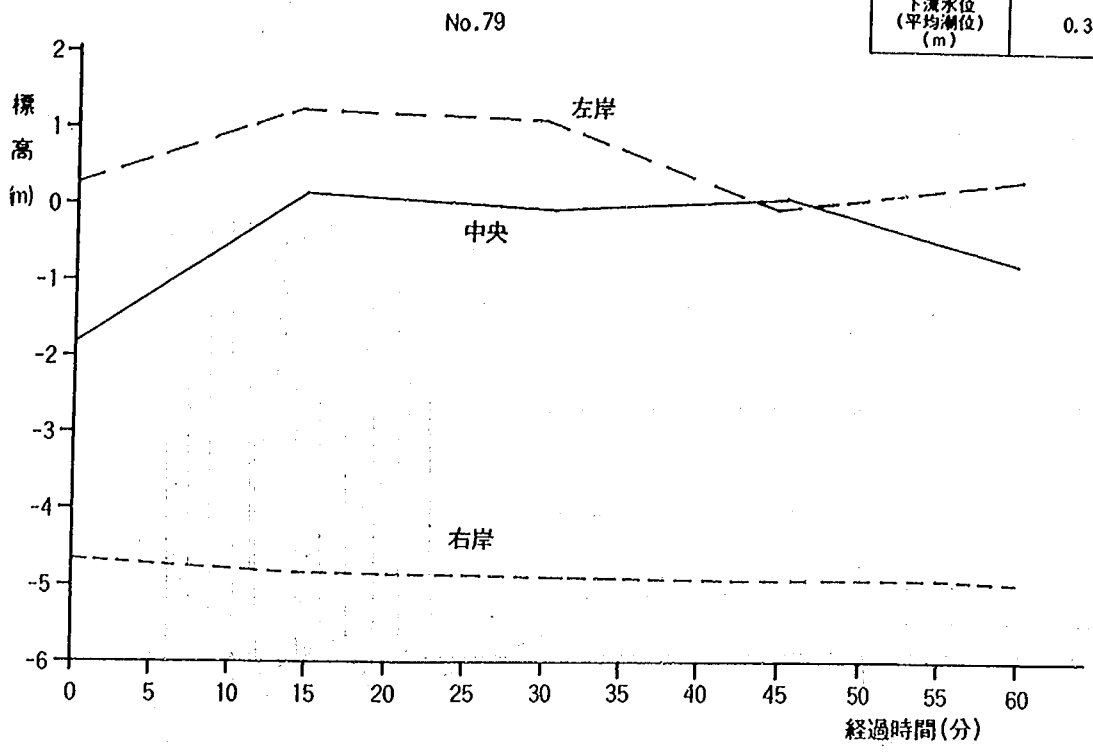
図−4.9　仮床止め工付近流況（実験T−2b）

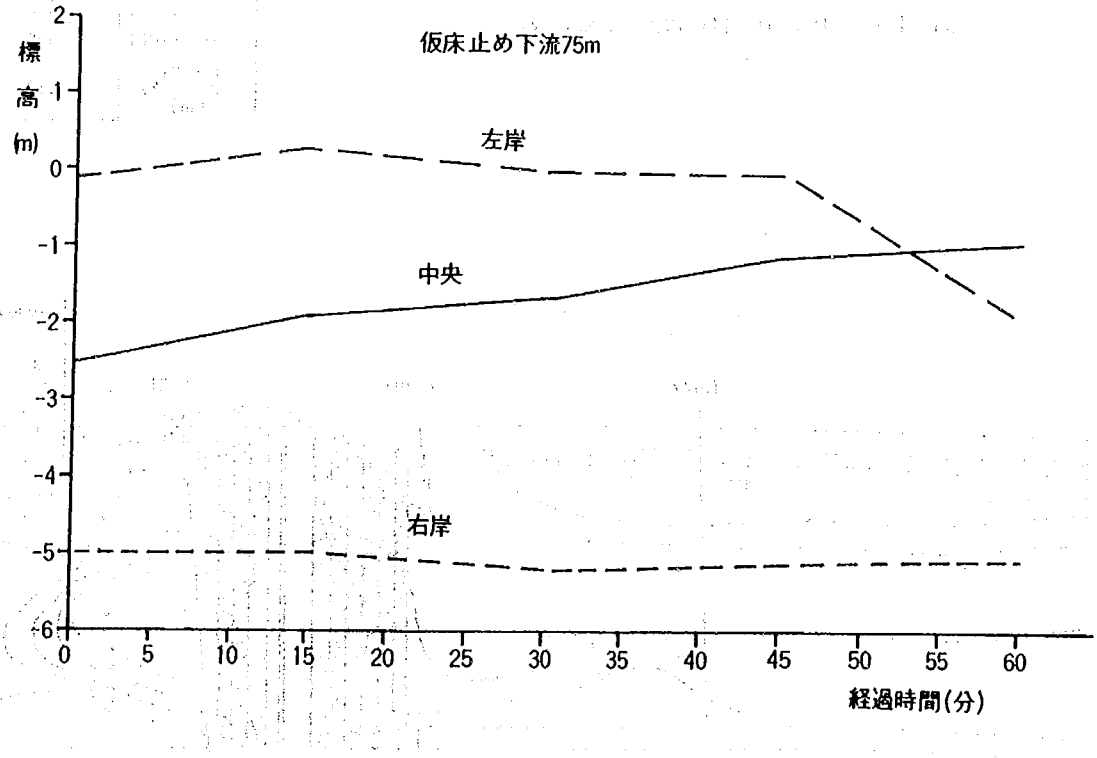


実験ケース		T−2b
流量 (m³/s)	赤川	2062
	大山川	138
下流水位 (平均潮位) (m)		0.68

図−4.11　仮床止め工付近等高線図（実験T−2b）

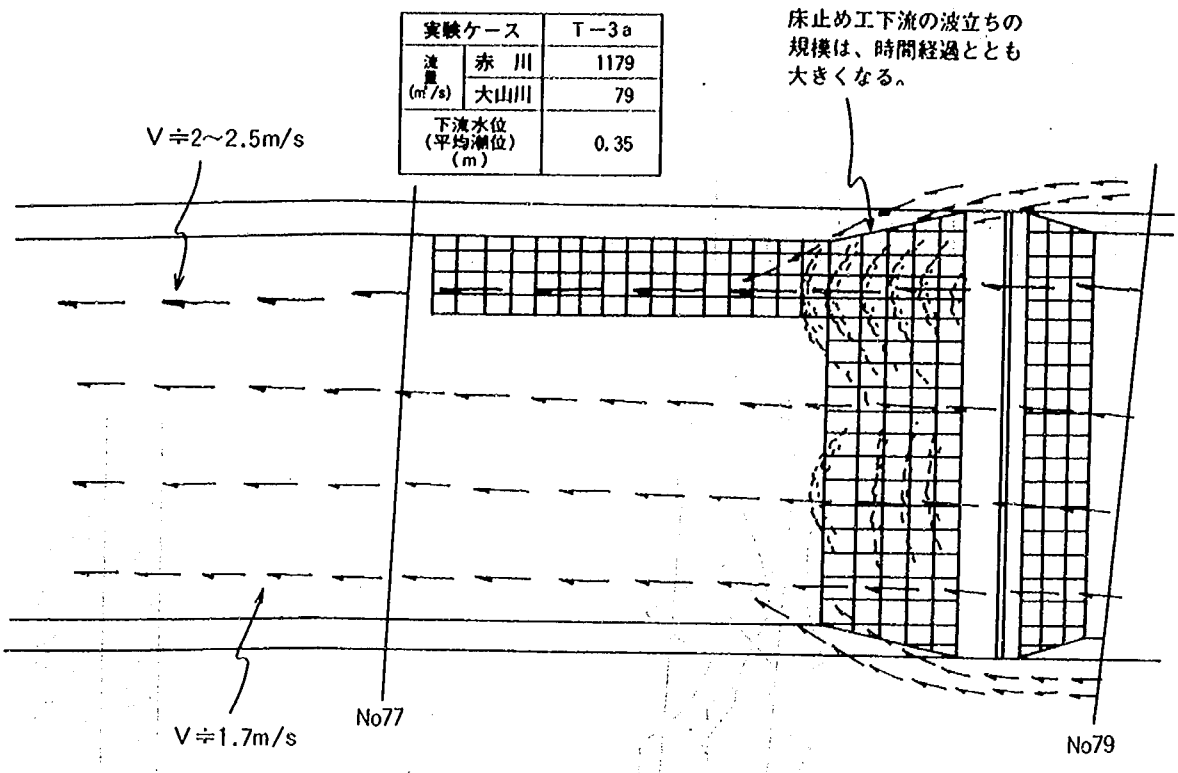
実験ケース		T-2b
流量 (m^3/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35



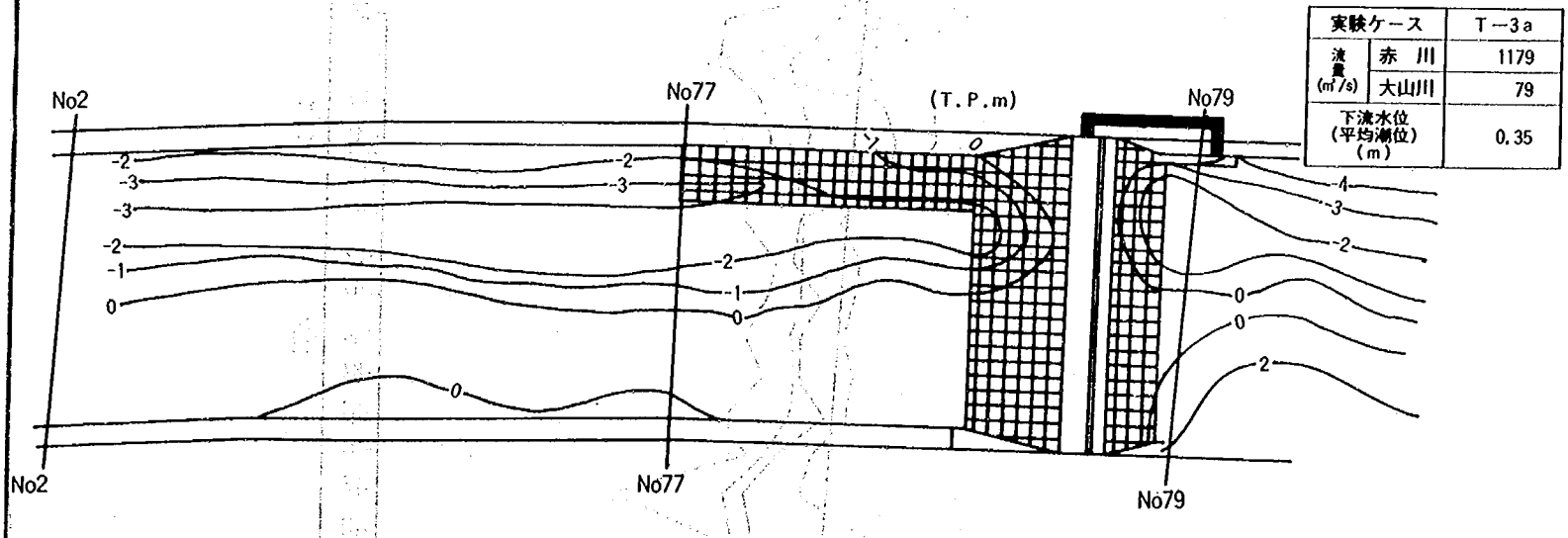


凡　例	
―――	左　岸
―――	中　央
- - -	右　岸

図―4.10　河床変動時間変化図（実験T―2b）



図－4.12 仮床止め工付近流況（実験T－3a）



図－4.13 仮床止め工付近等高線図（実験T－3a）

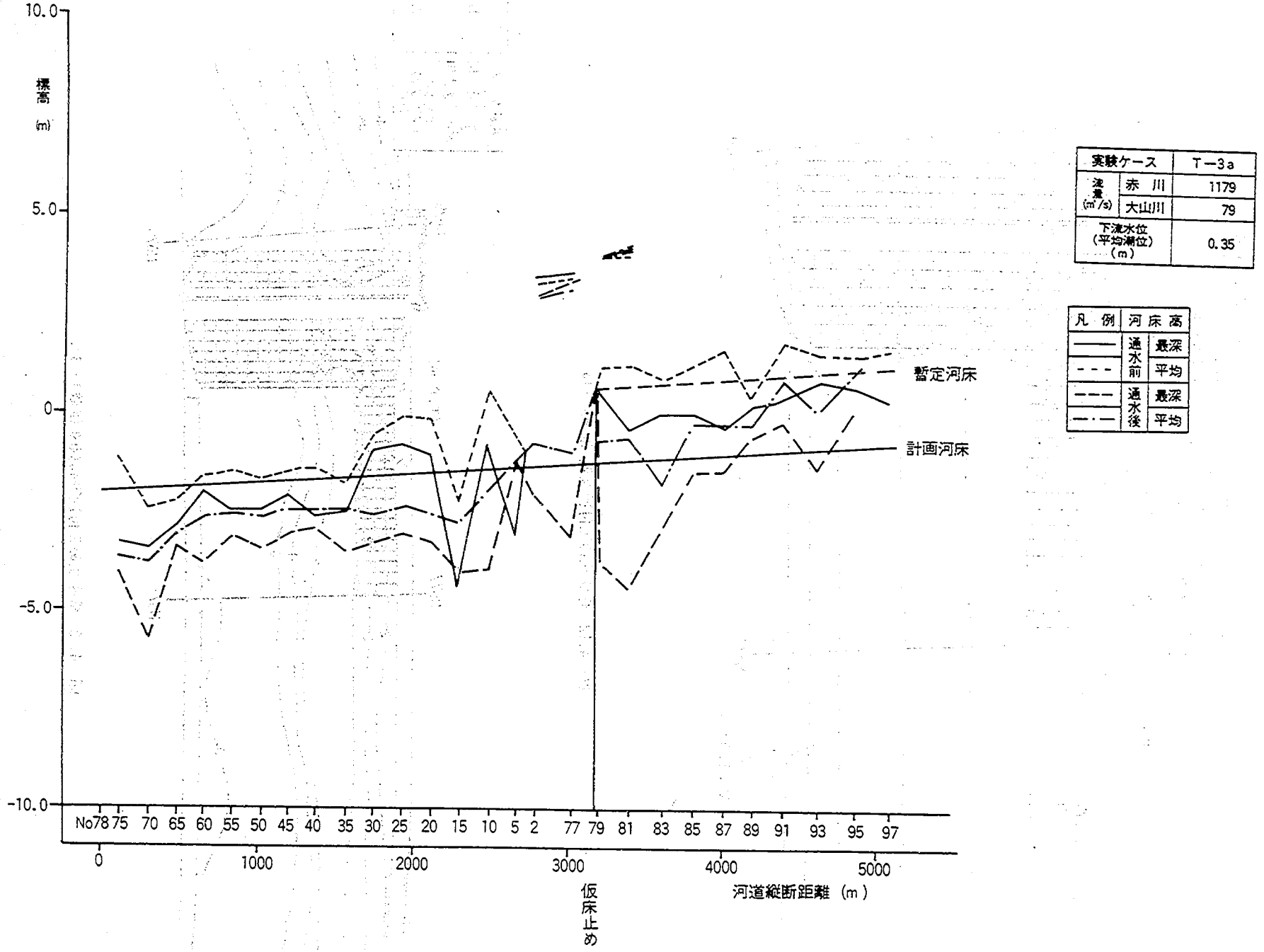
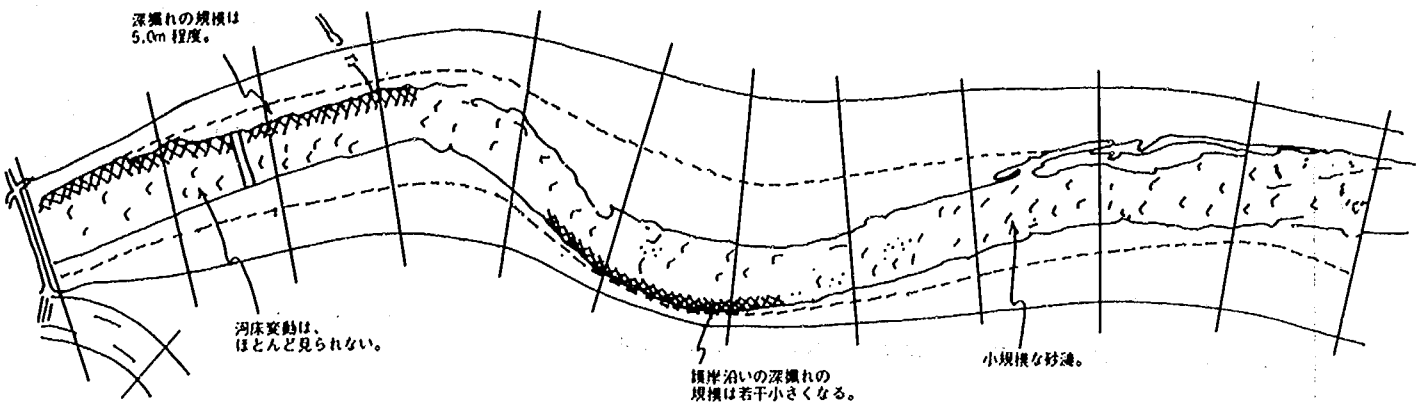
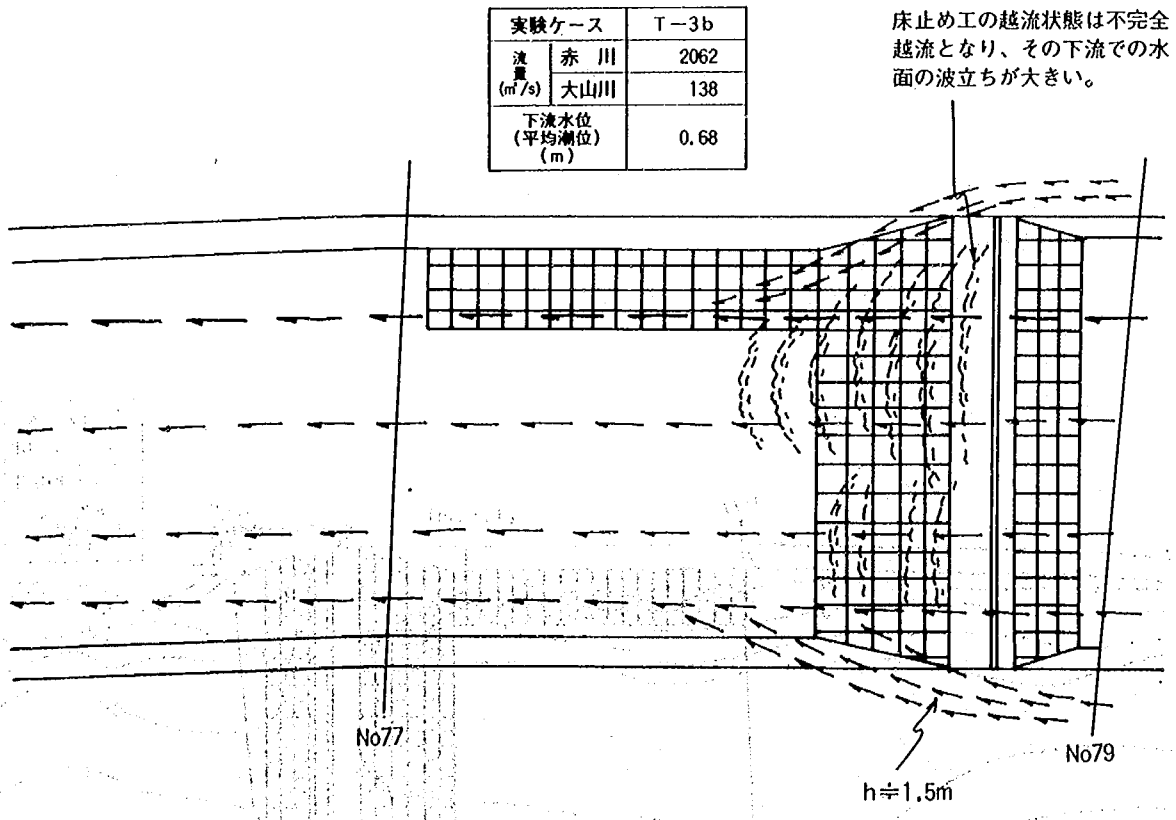


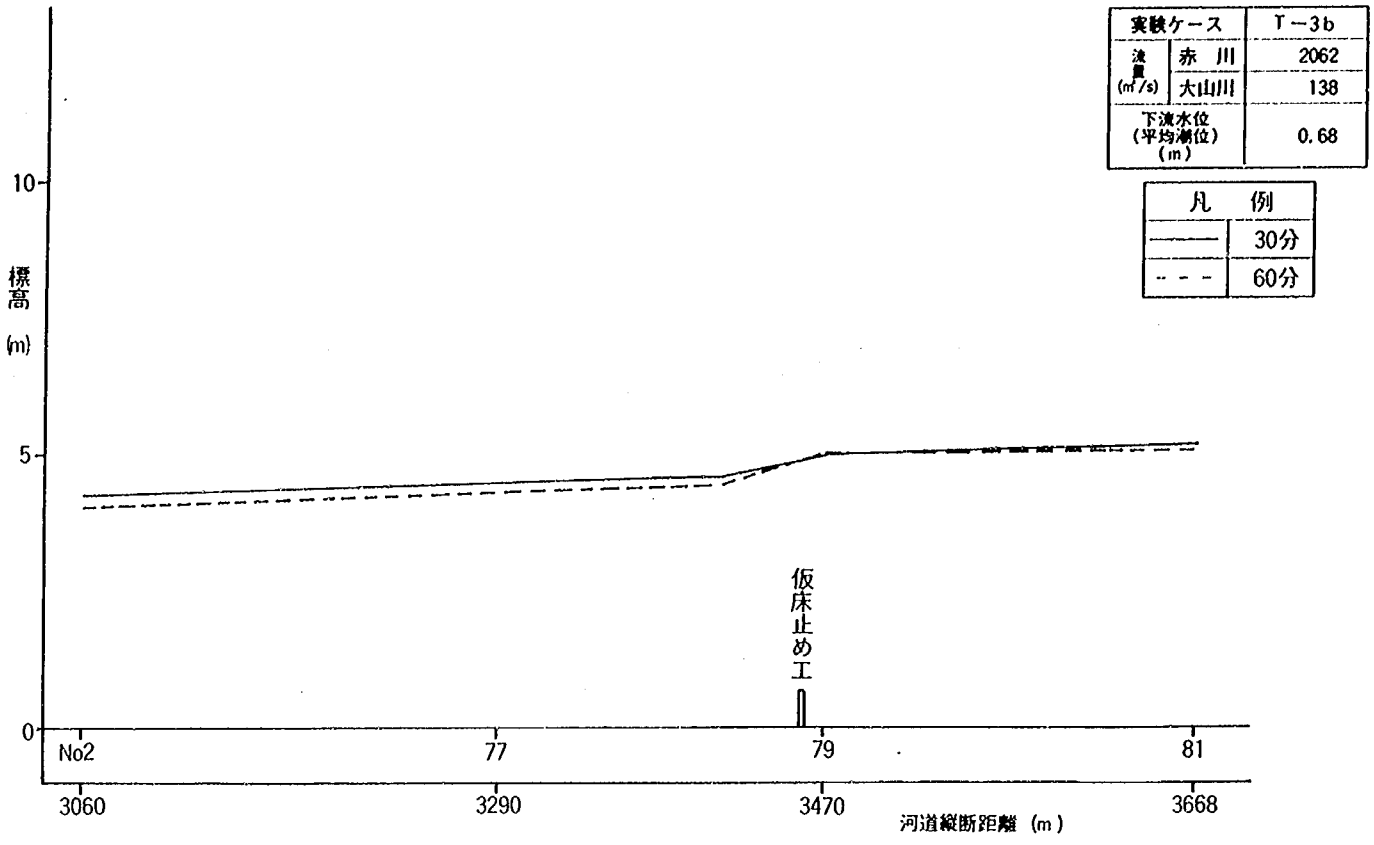
図4.14 河床高縦断図 (実験T−3a)



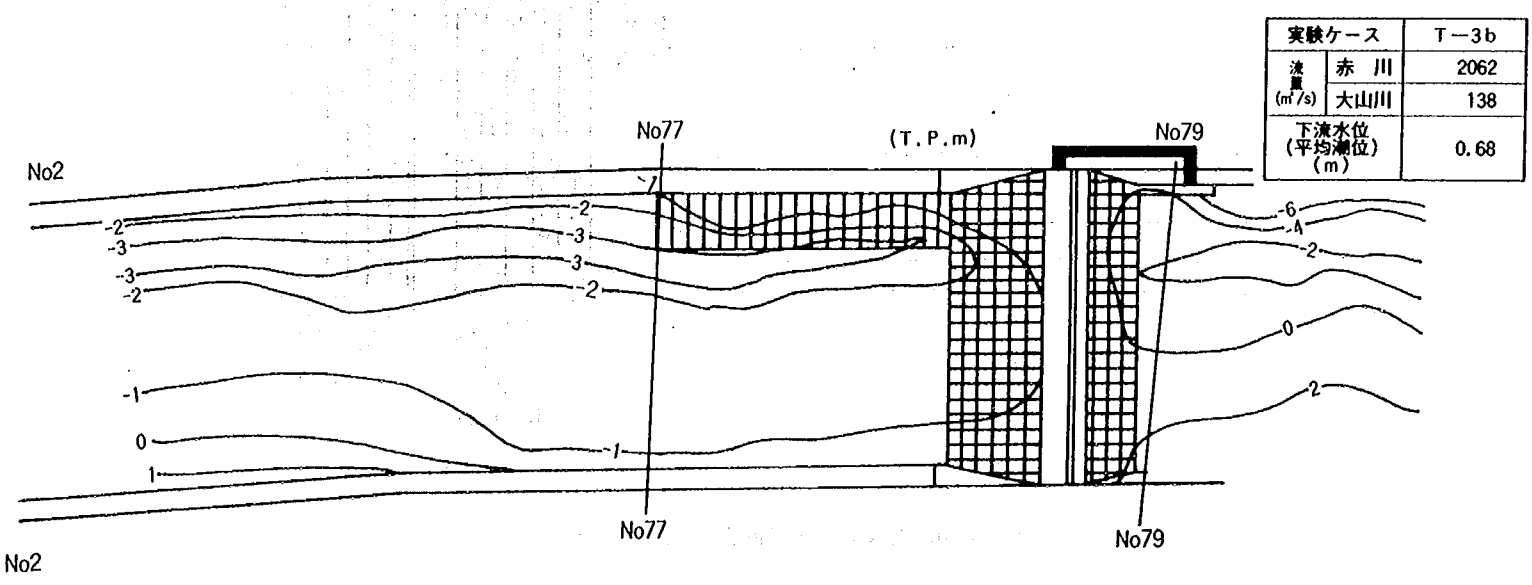
図—4.15　有堤部河床状況（実験T－3a）



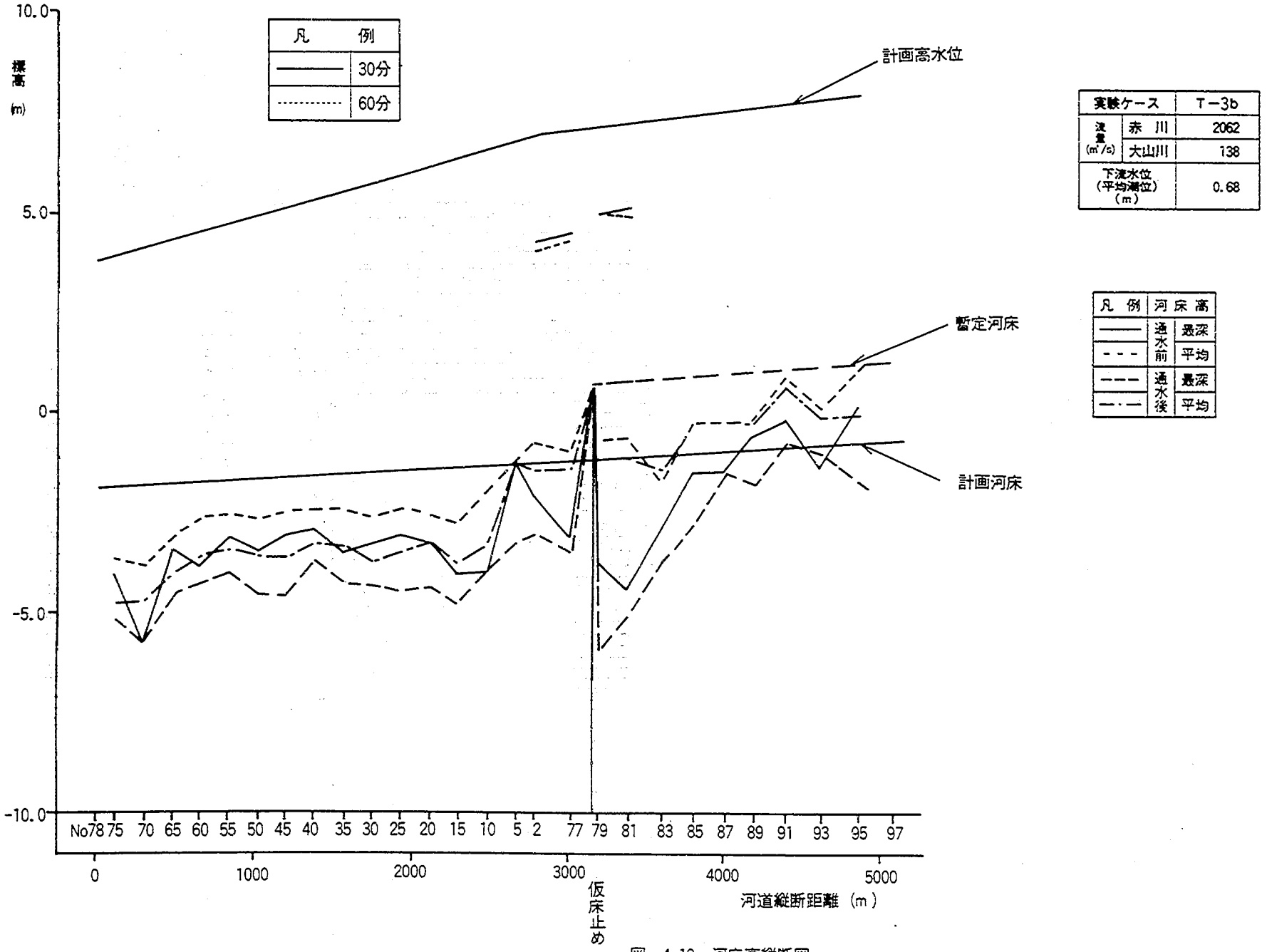
図—4.16　仮床止め工付近流況（実験T－3b）



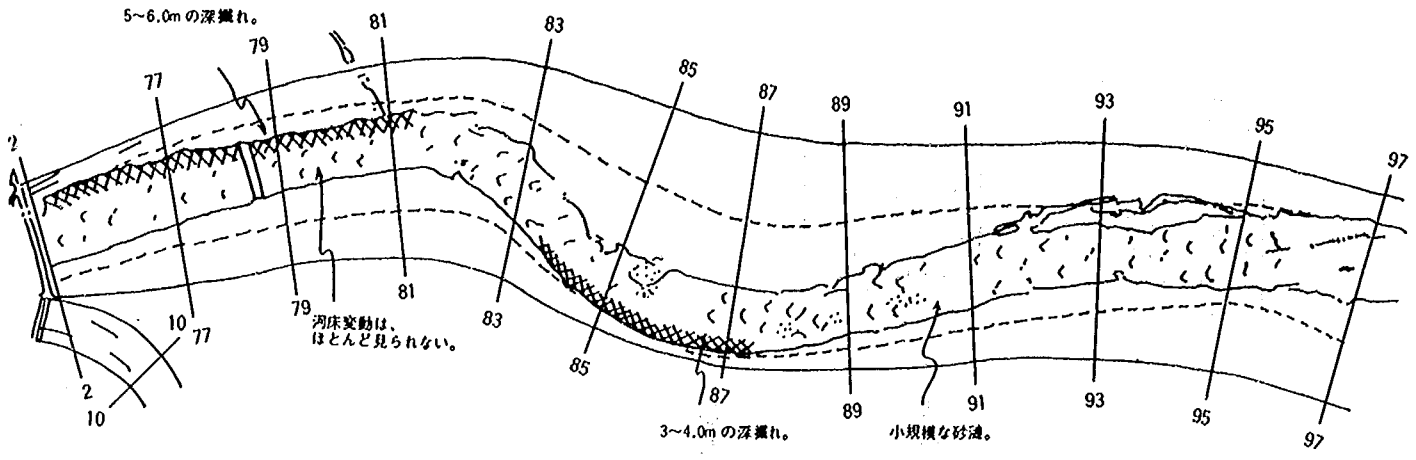
図－4.17 仮床止め工附近水位縦断図（実験T－3b）



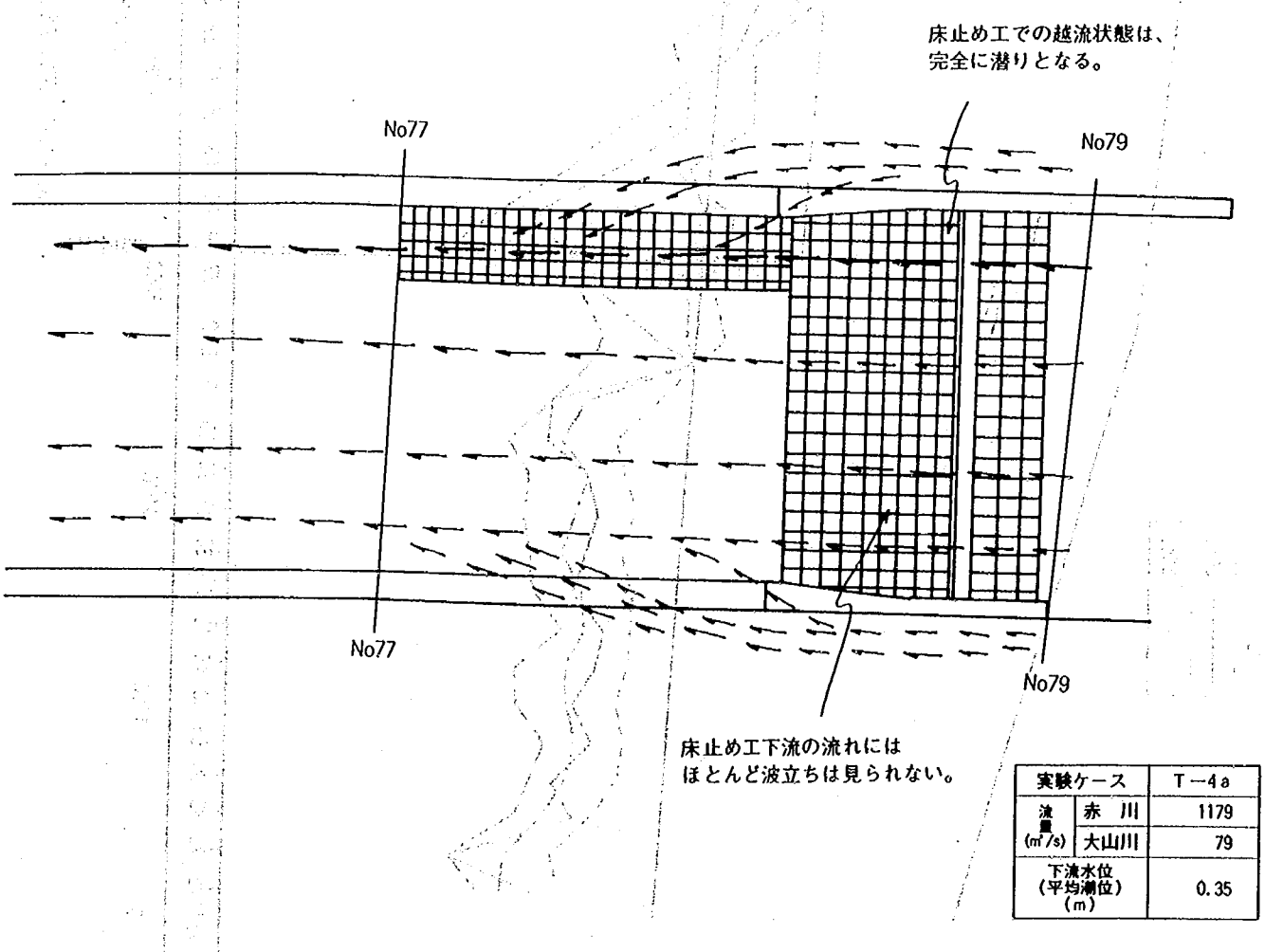
図－4.18 仮床止め工付近等高線図（実験T－3b）


凡　例
30分
60分
計画高水位
暫定河床
計画河床
標高 (m)
10.0
5.0
0
-5.0
-10.0
No78 75 70 65 60 55 50 45 40 35 30 25 20 15 10 5 2 77 79 81 83 85 87 89 91 93 95 97
0
1000
2000
3000
4000
5000
仮床止め
河道縦断距離 (m)
実験ケース　T−3b
流量 (m³/s)　赤川　2062
大山川　138
下流水位（平均潮位）(m)　0.68
凡例　河床高
通水前　最深
通水前　平均
通水後　最深
通水後　平均

図−4.19　河床高縦断図

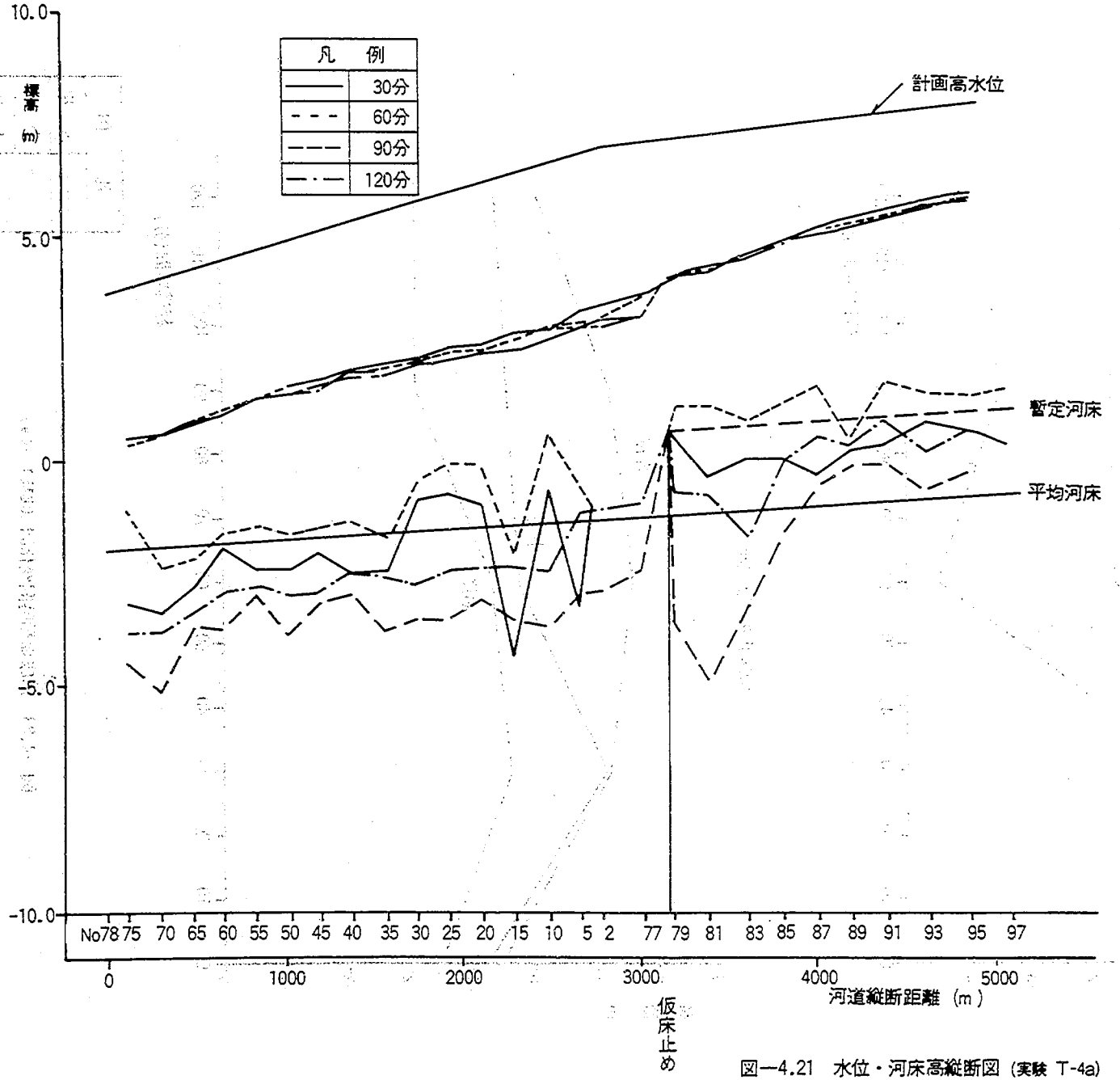


図－4.20　有堤部河床状況（実験T－3b）



実験ケース		T－4a
流量 (m^3/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

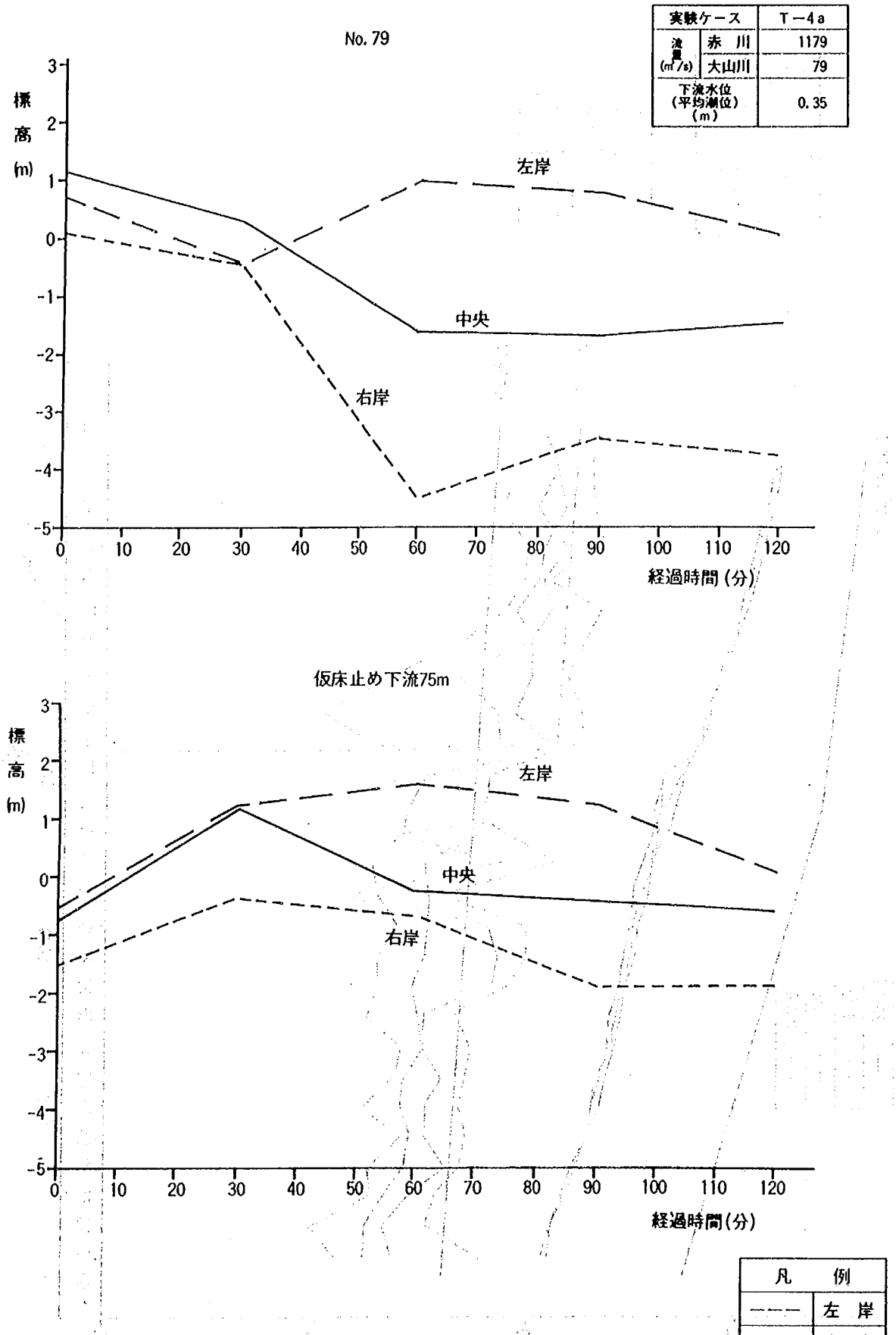
図－4.22　仮床止め工付近流況（実験T－4a）



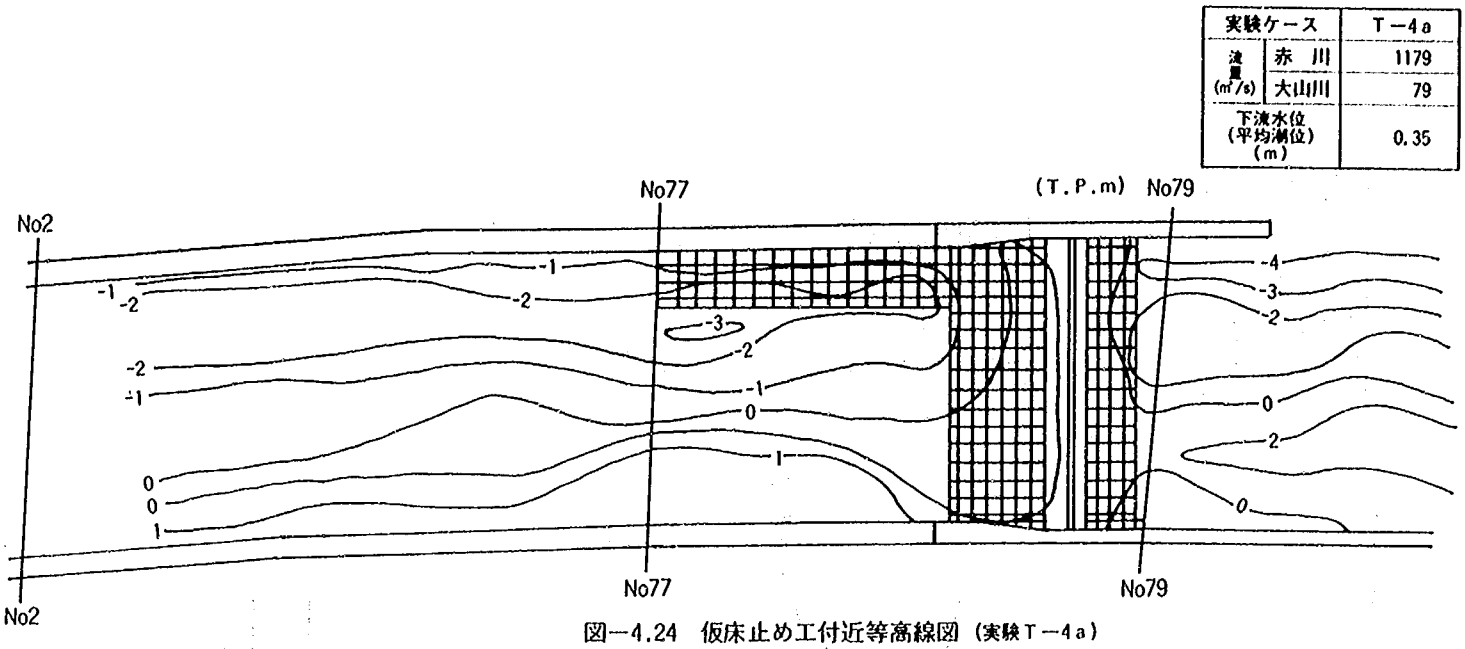
実験ケース		T−4a
流量 (m³/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位 (平均潮位) (m)		0.35

凡　例	河床高	
———	通水前	最深
- - -		平均
———	通水後	最深
—·—		平均

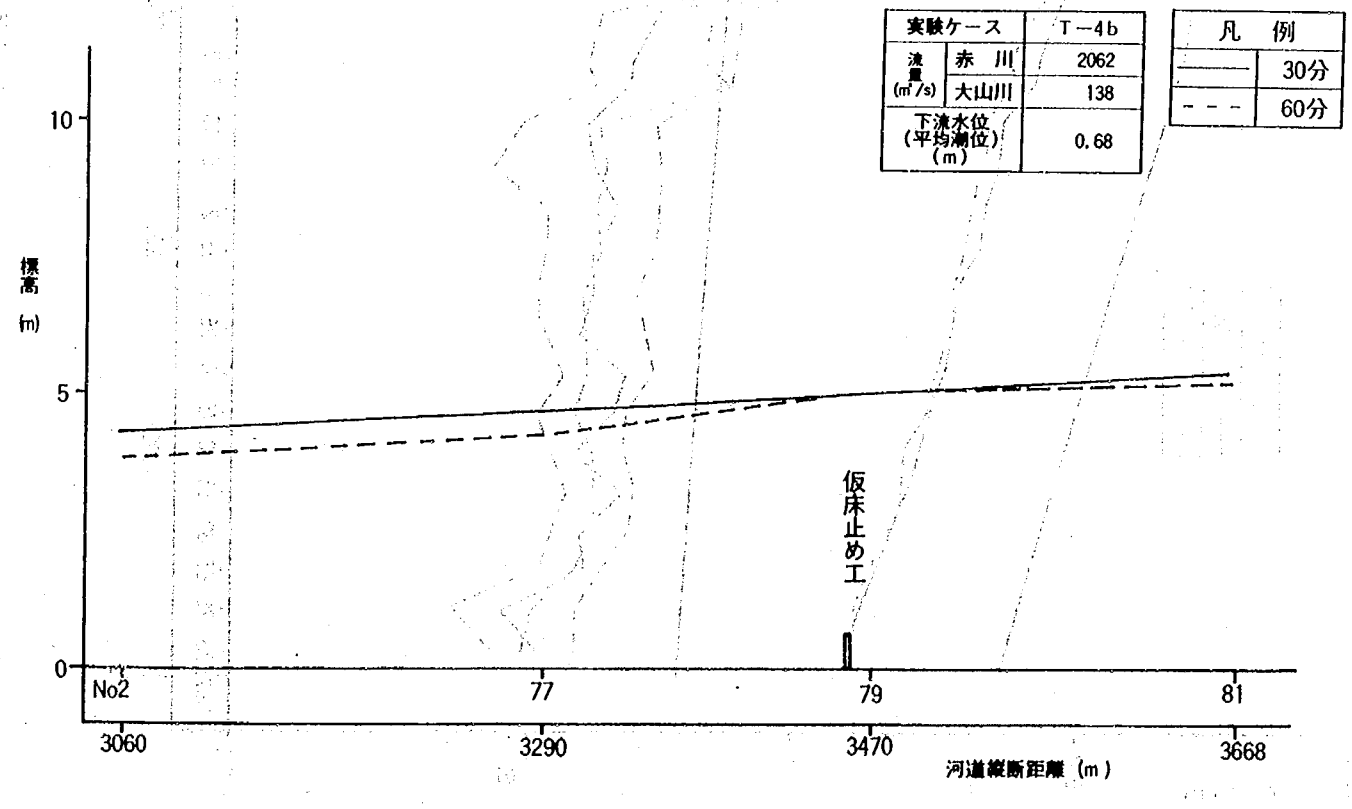
図−4.21　水位・河床高縦断図 (実験 T-4a)



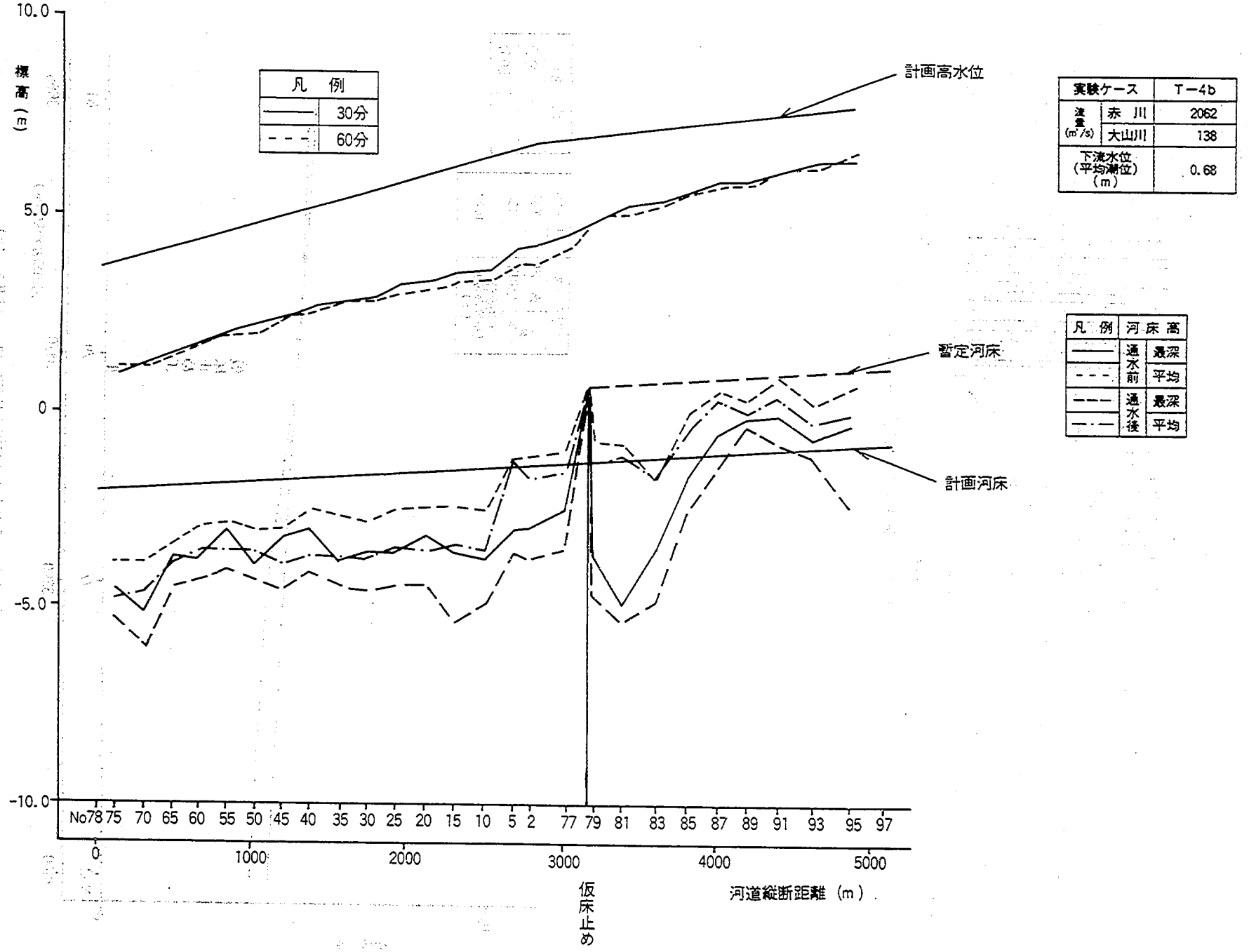
図－4.23　河床変動時間変化図（実験T－4a）



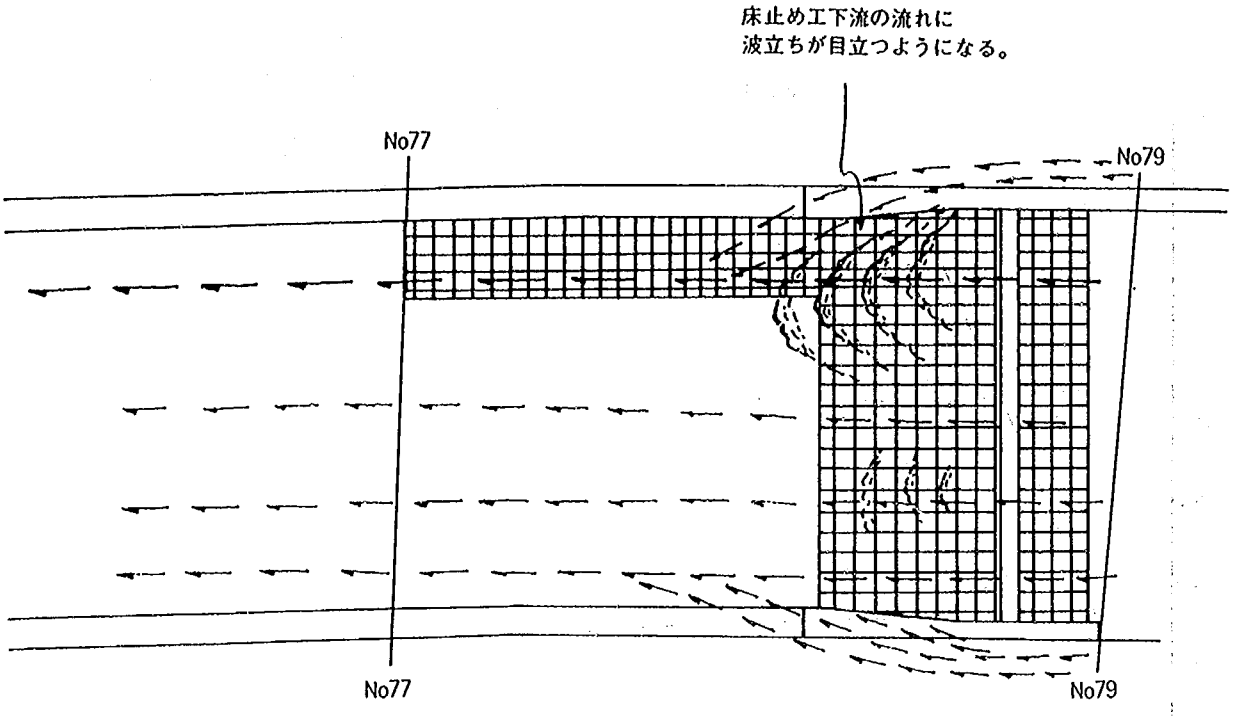
図−4.24　仮床止め工付近等高線図（実験T−4a）



図−4.26　仮床止め工付近水位縦断図　（実験T−4b）

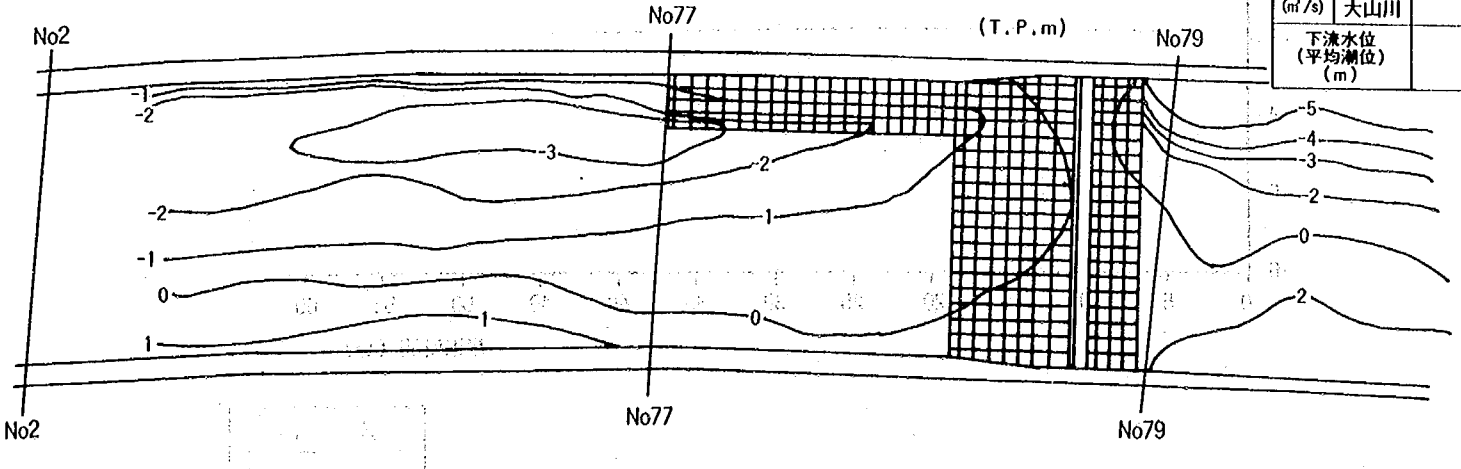


図—4.25　水位・河床高縦断図



実験ケース		T－4b
流量 (m³/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位 (平均潮位) (m)		0.68

図―4.27　仮床止め工付近流況（実験T－4b）

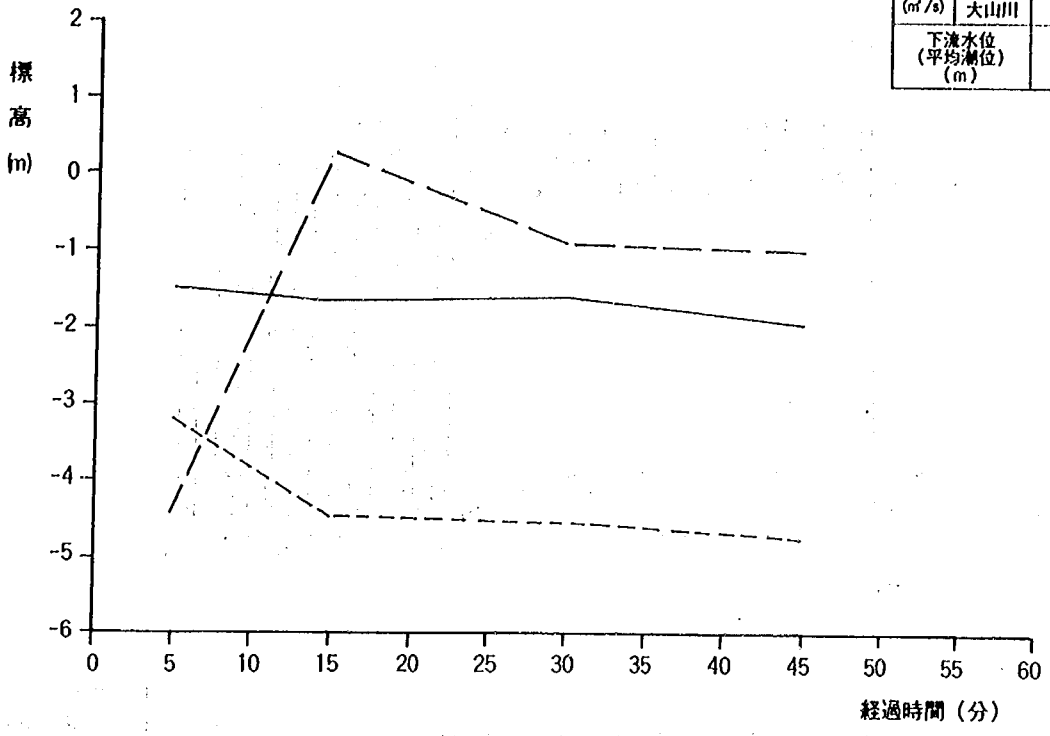


実験ケース		T－4b
流量 (m³/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位 (平均潮位) (m)		0.68

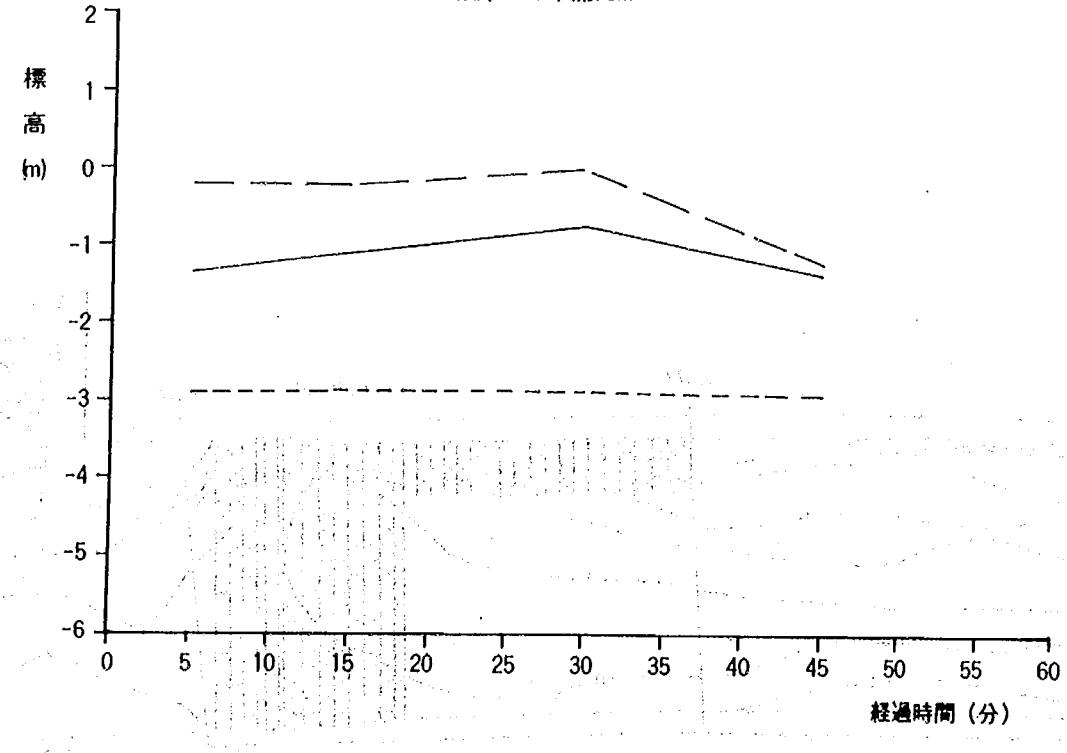
図―4.29　仮床止め工付近等高線図（実験T－4b）

実験ケース		T－4b
流量 (m^3/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

No.79

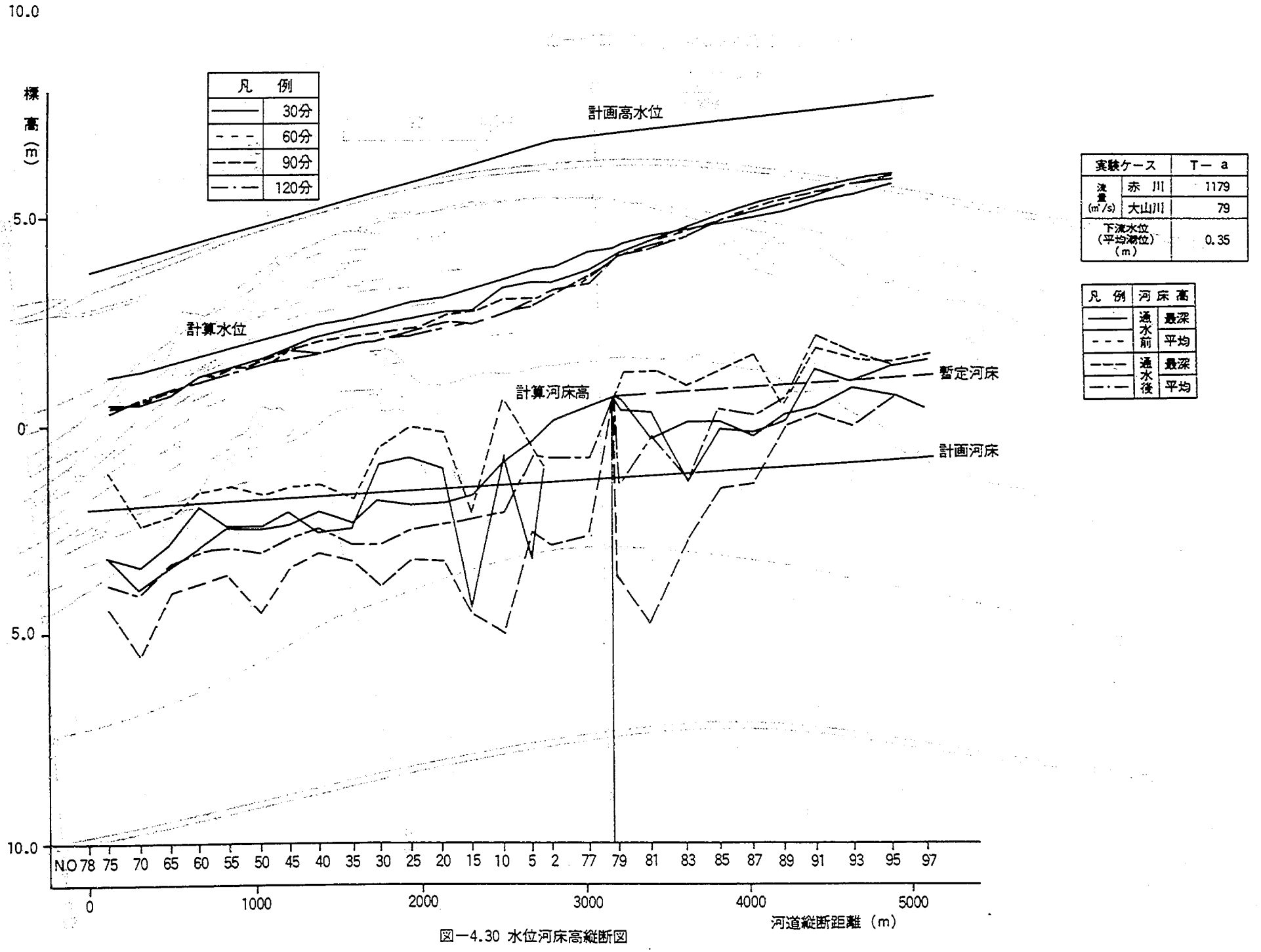


仮床止め下流75m

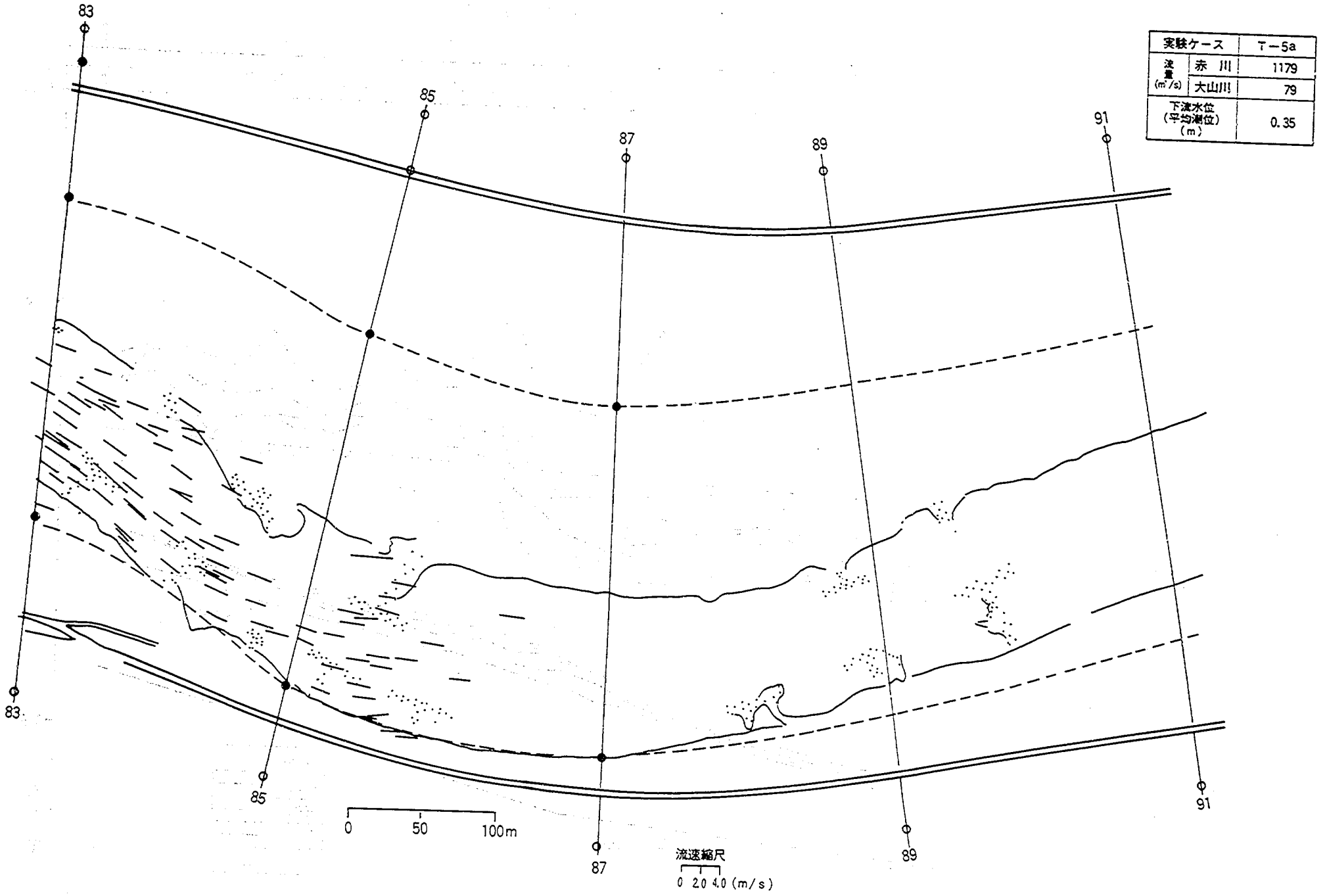


凡　例	
―――	左　岸
———	中　央
- - -	右　岸

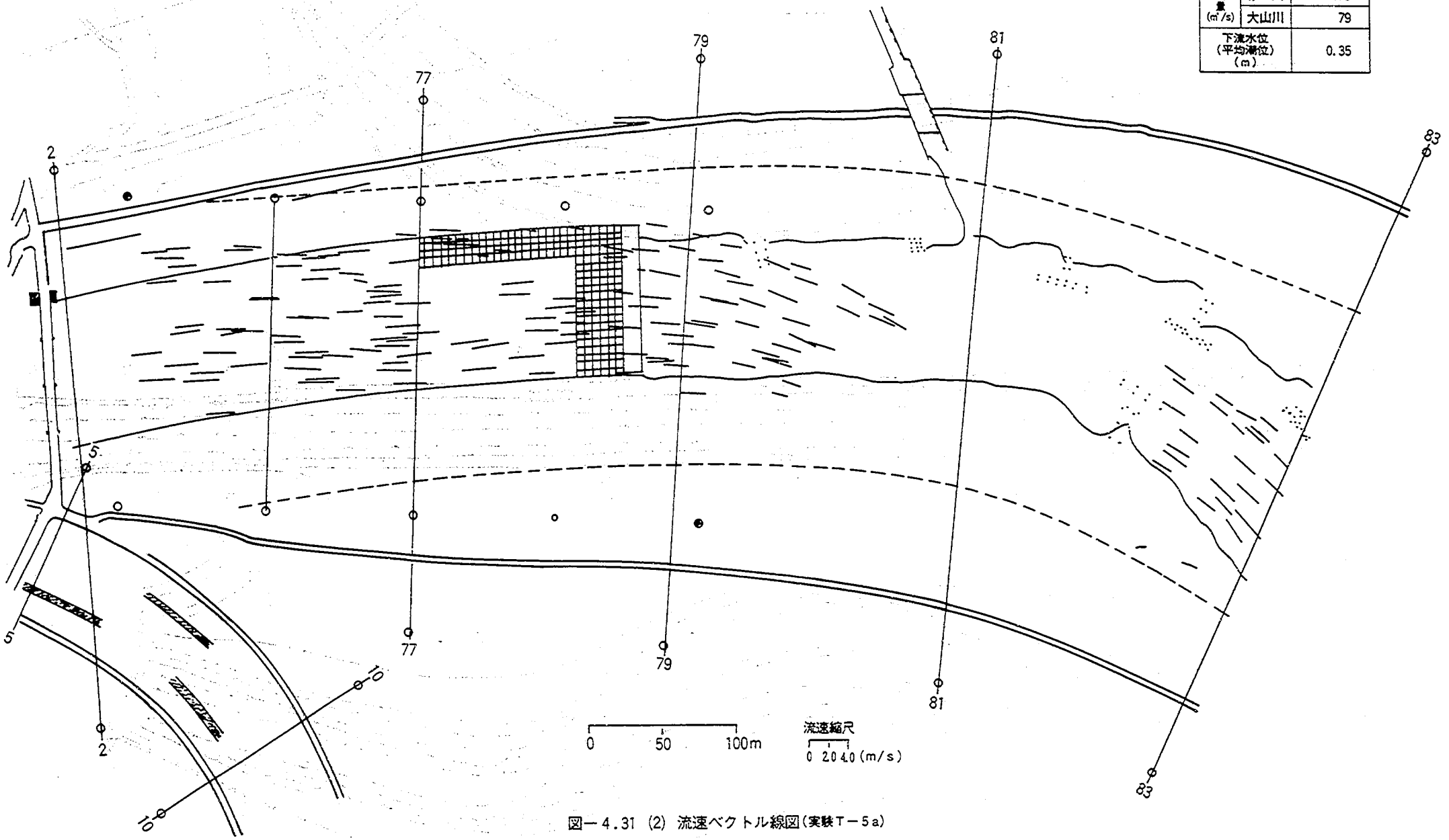
図—4.28　河床変動時間変化図（実験T－4b）



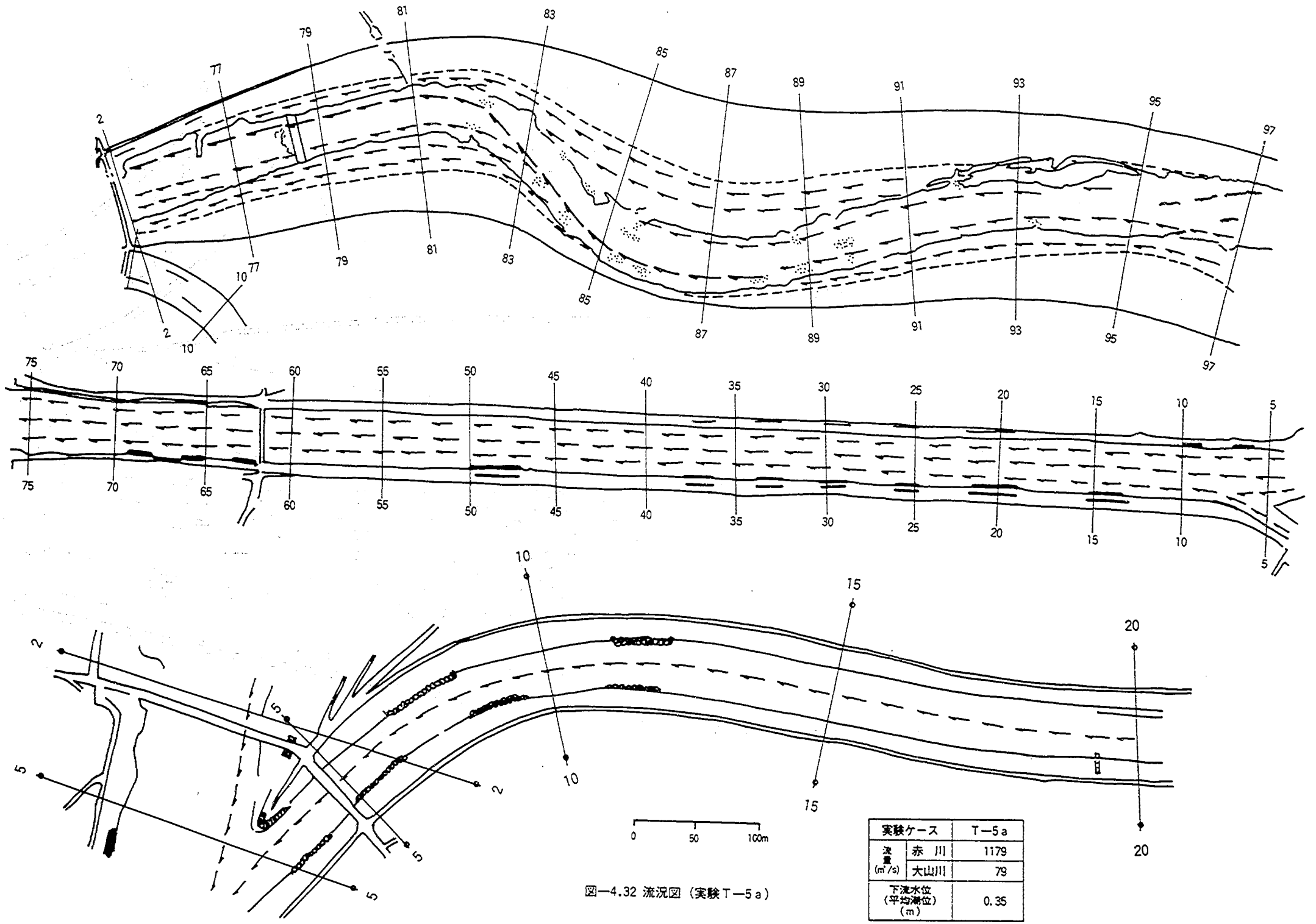
図－4.30 水位河床高縦断図



図－4.31 (1) 流速ベクトル線図（実験T－5a）

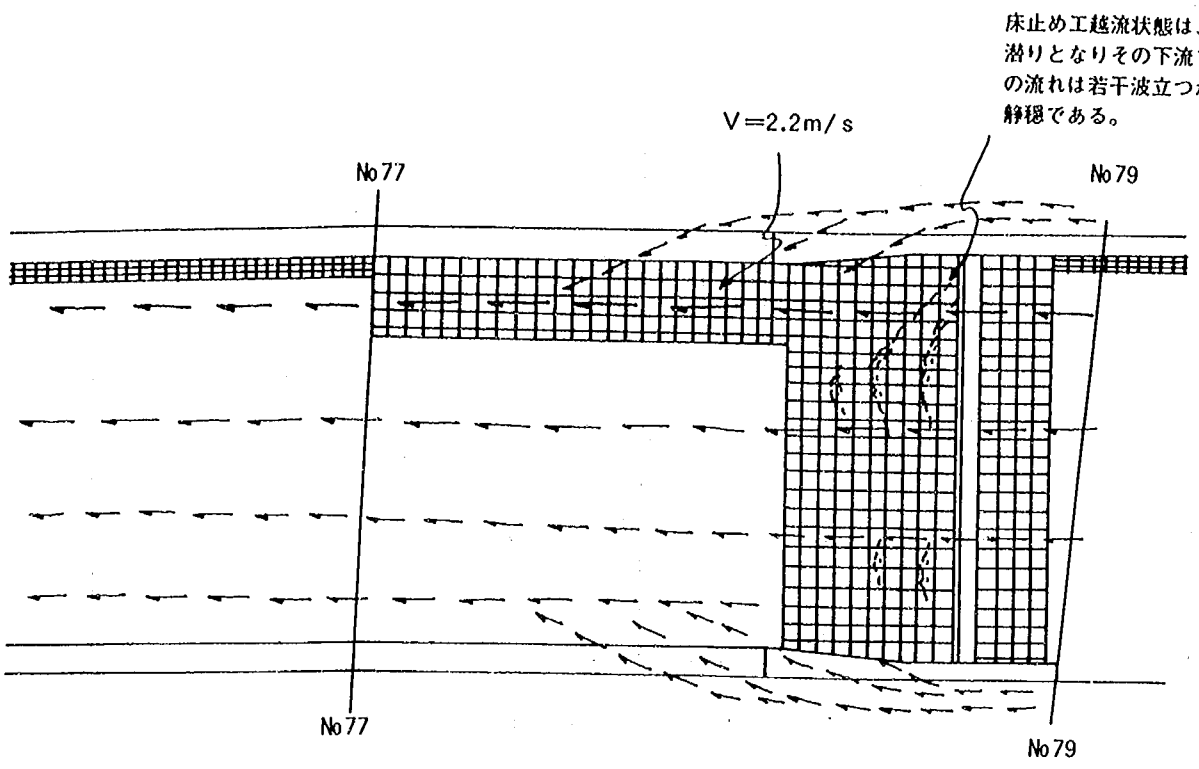


図−4.31 (2) 流速ベクトル線図(実験T−5a)



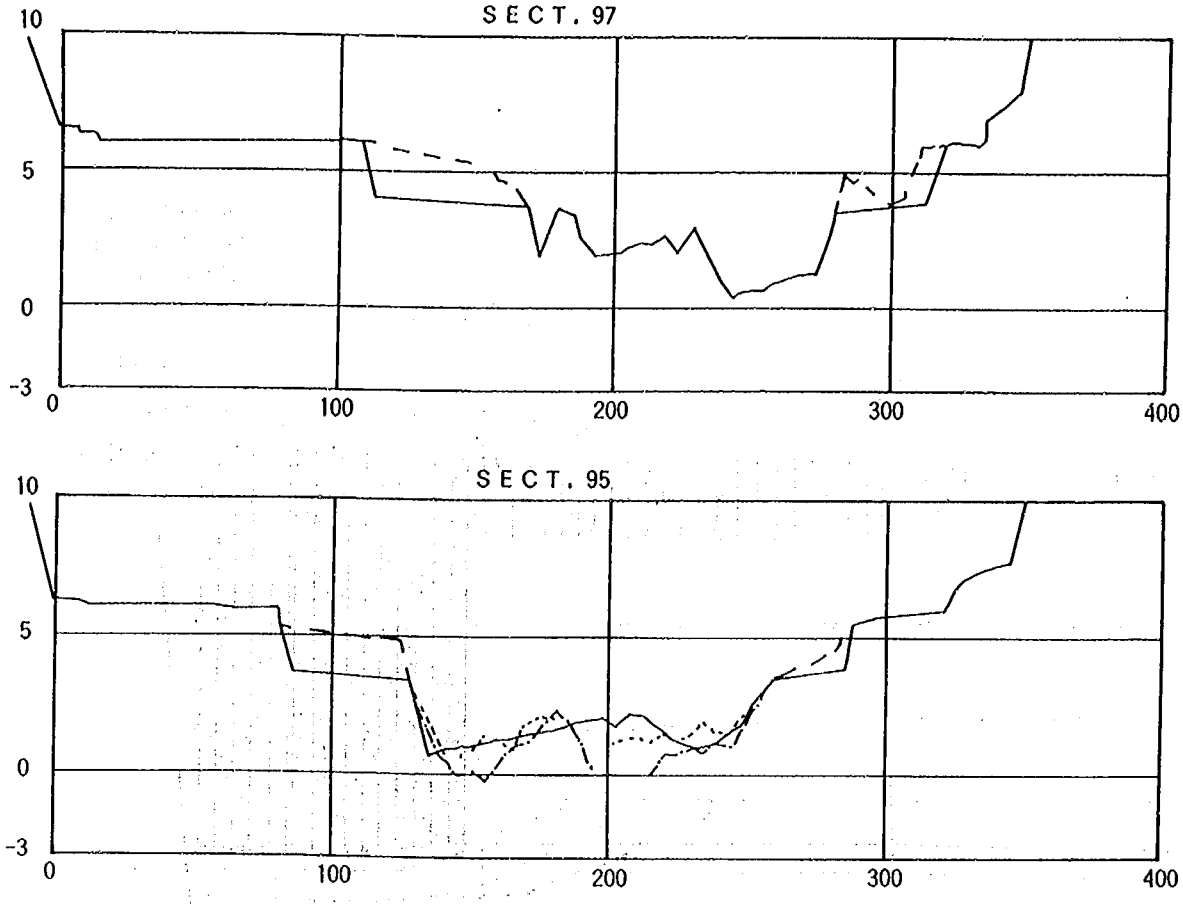
実験ケース		T—5a
流量 (m^3/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

図—4.32 流況図（実験T—5a）

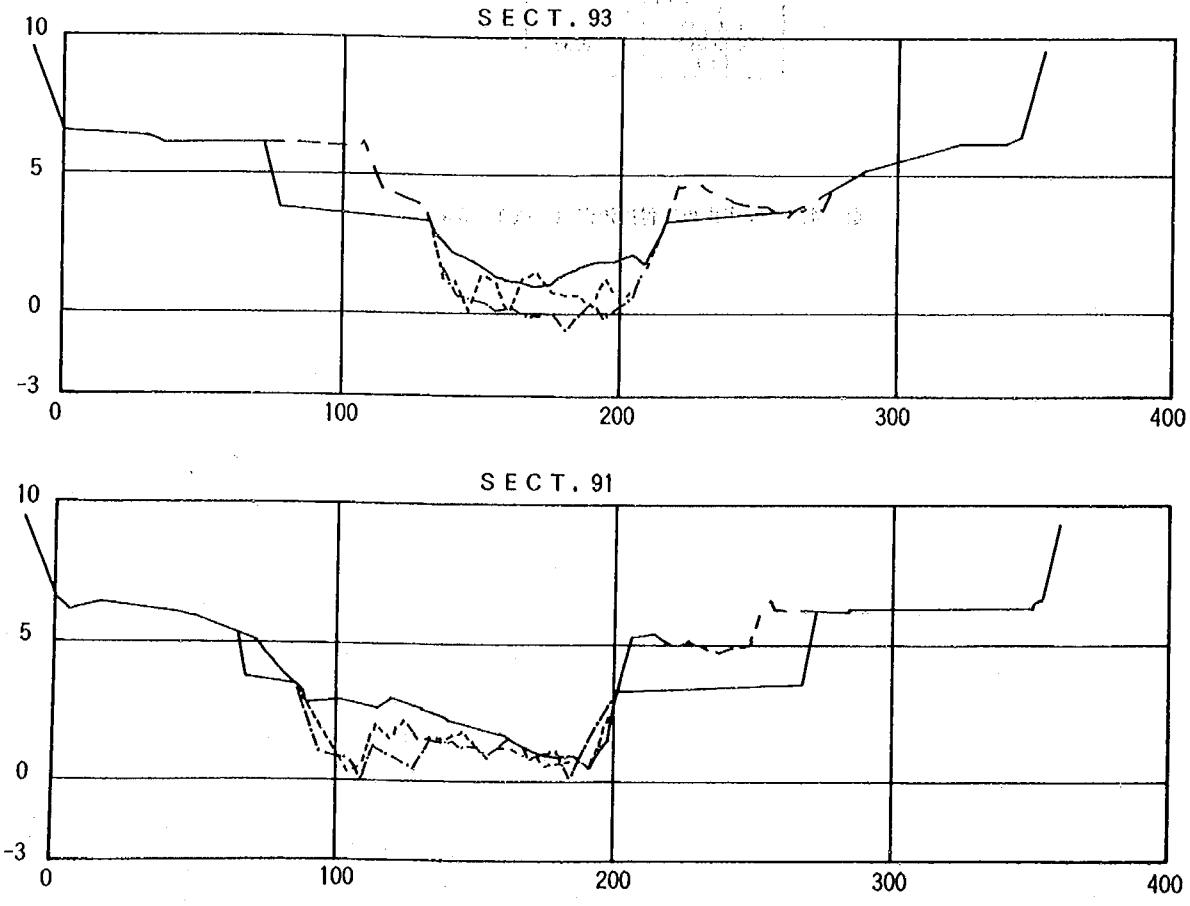


実験ケース		T—5a
流量 (m^3/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

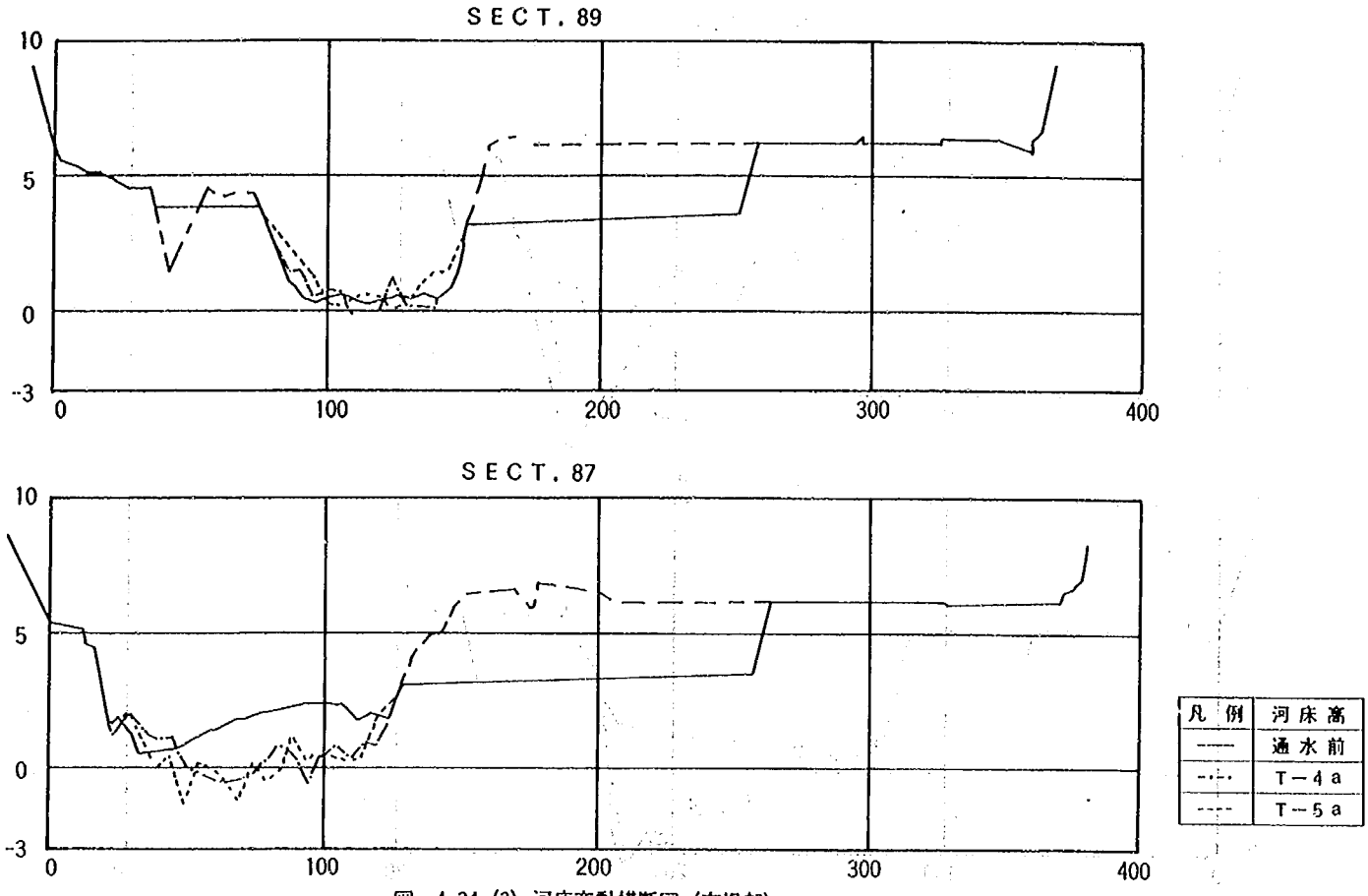
図—4.33 仮床止め工付近流況（実験T—5a）



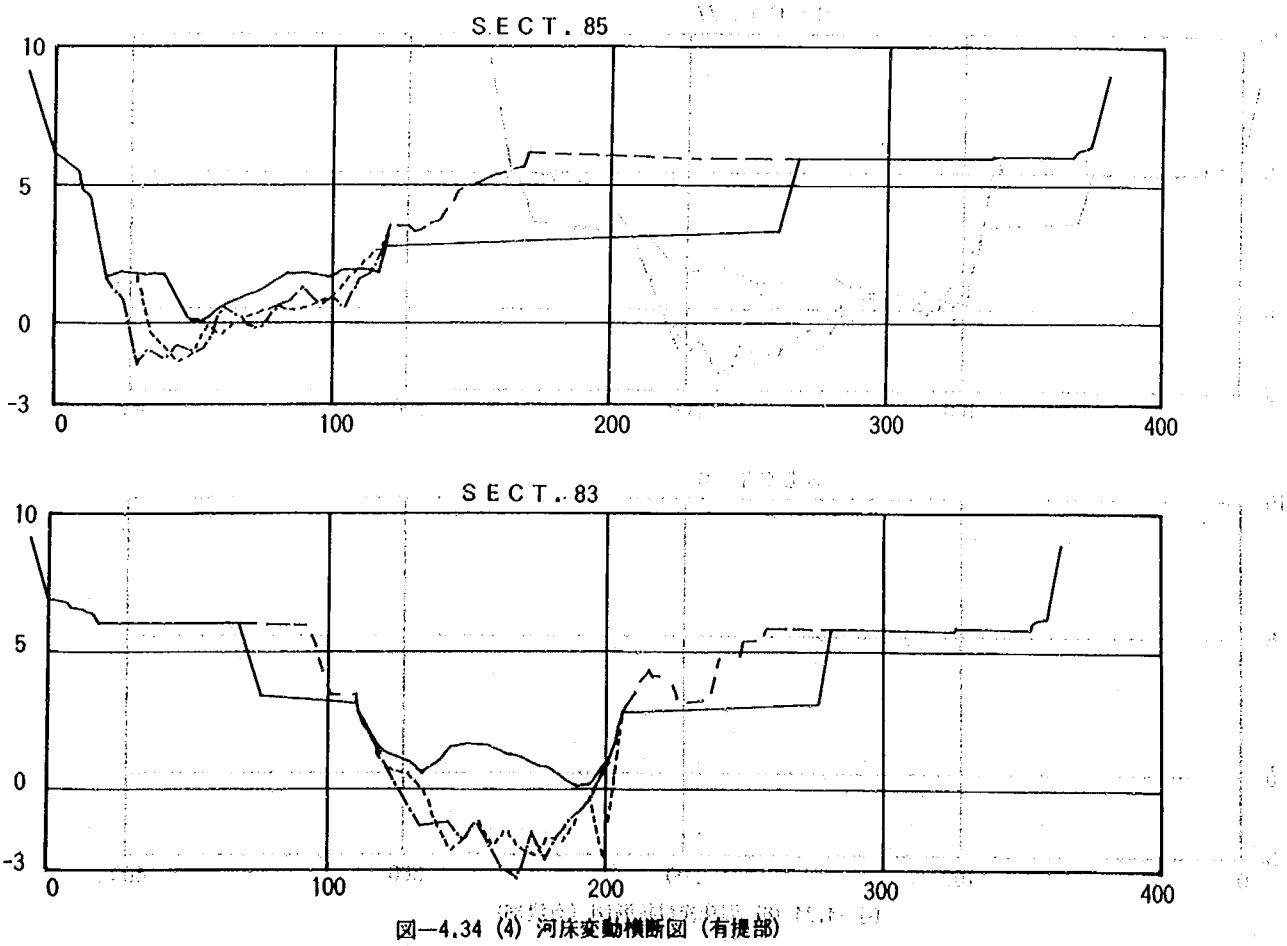
図—4.34 (1) 河床変動横断図 (有提部)



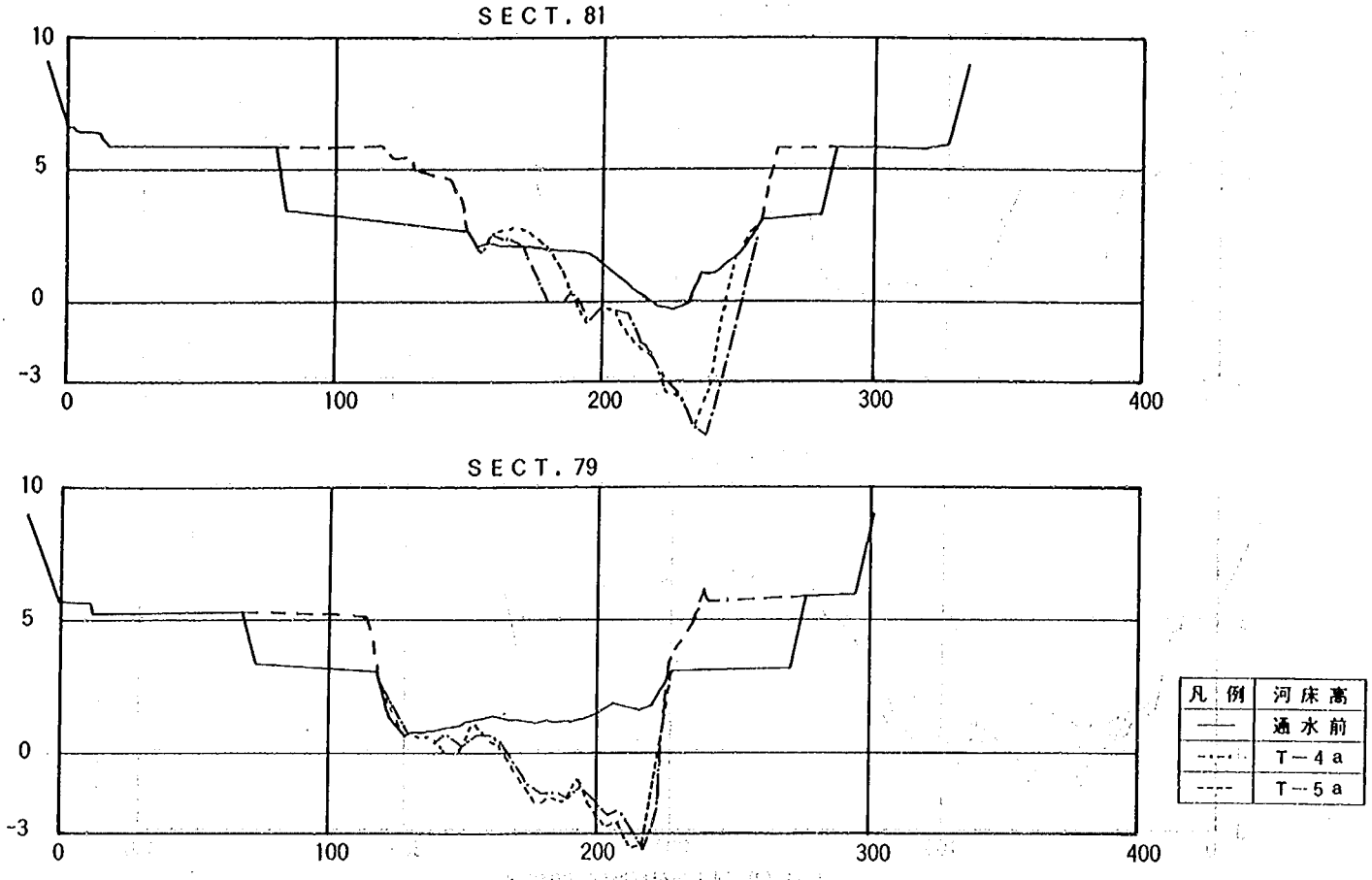
図—4.34 (2) 河床変動横断図 (有提部)



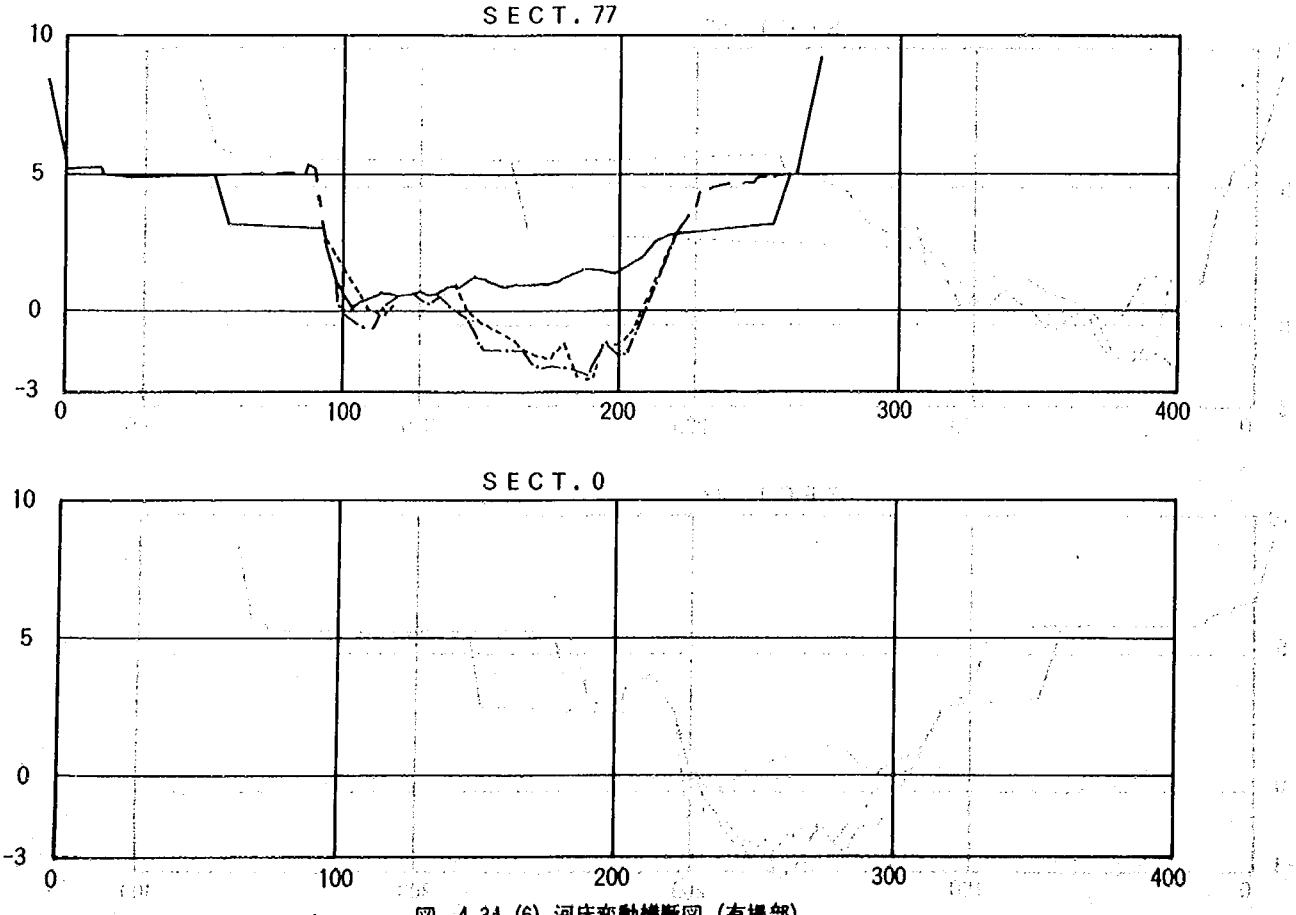
図—4.34 (3) 河床変動横断図 (有提部)



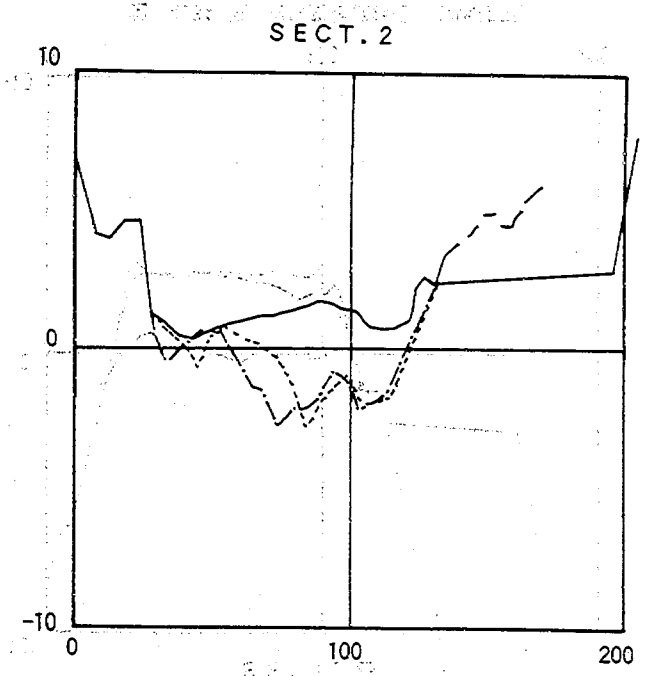
図—4.34 (4) 河床変動横断図 (有提部)

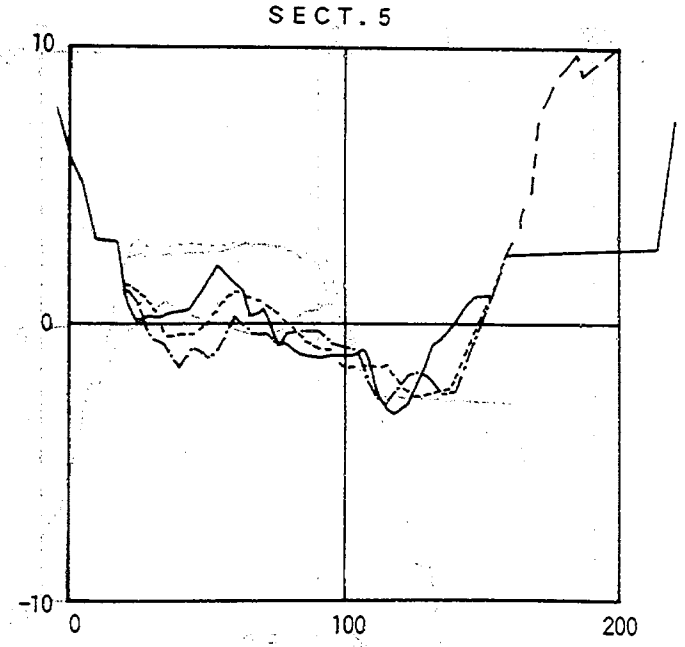


図—4.34 (5) 河床変動横断図（有提部）

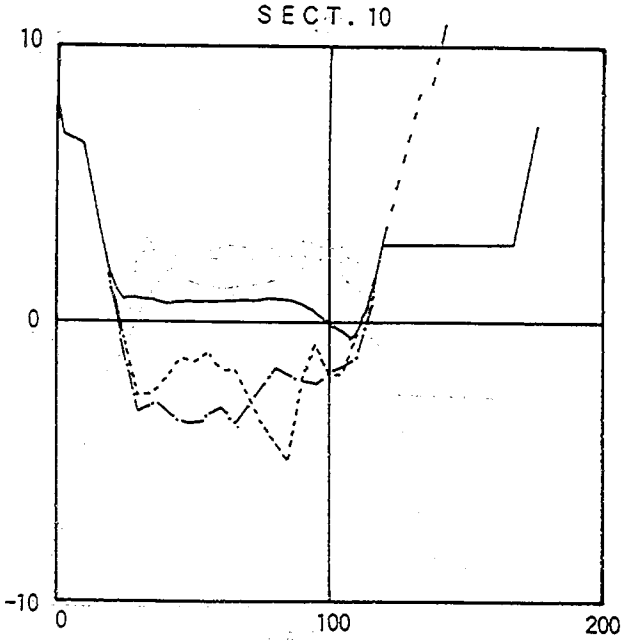


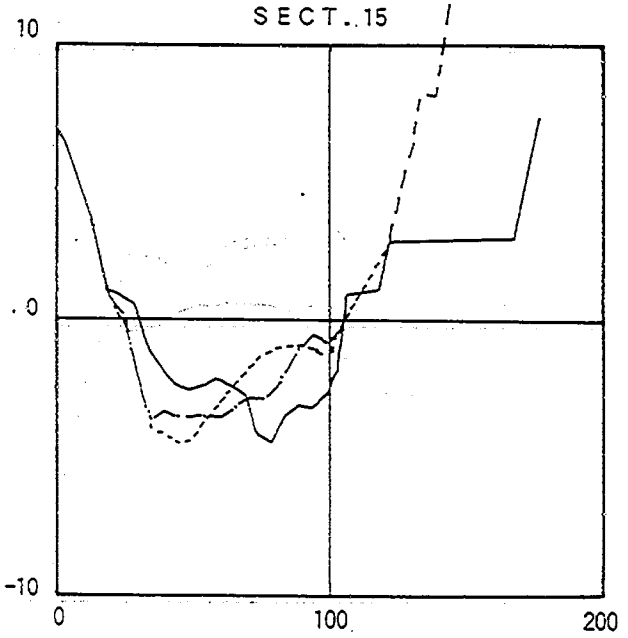
図—4.34 (6) 河床変動横断図（有提部）





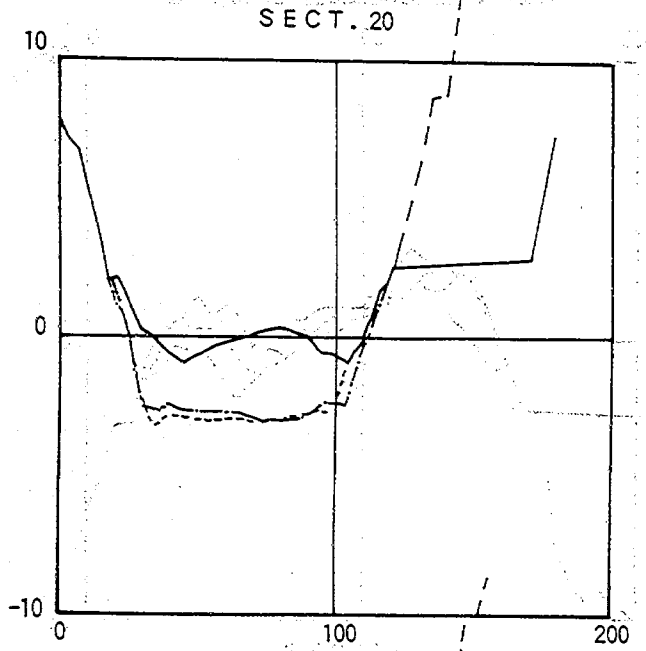
図—4.34 (7) 河床変動横断図 (放水路部)

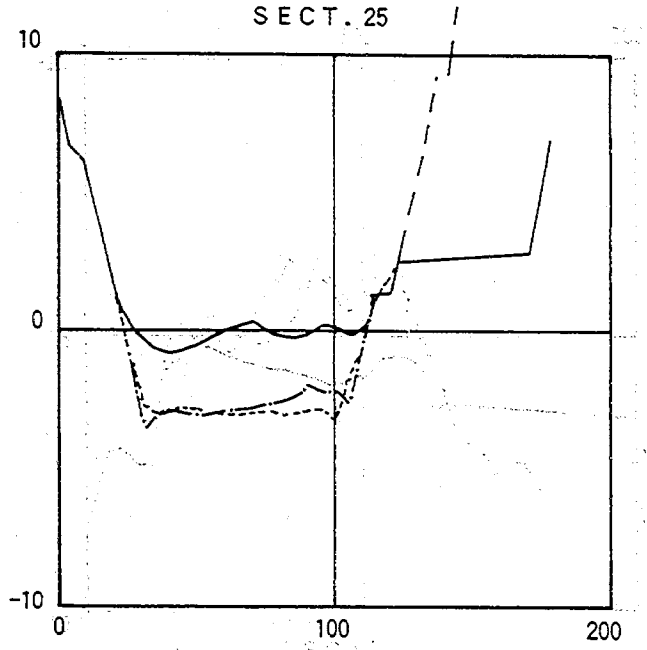




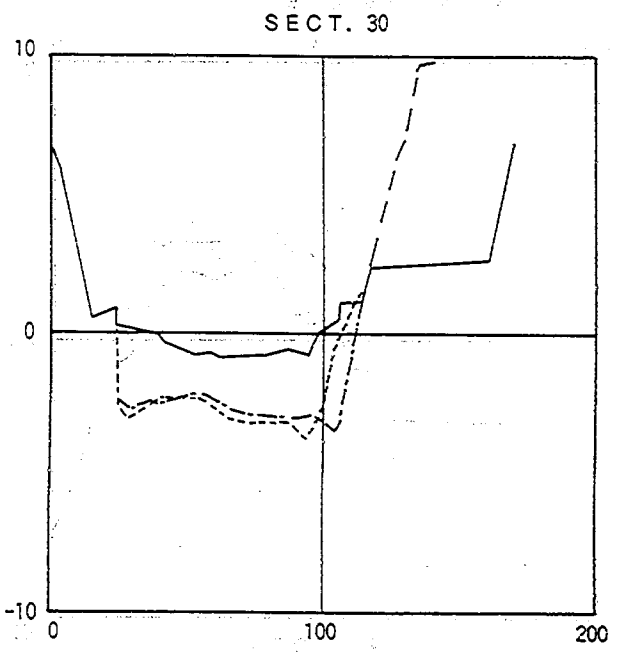
凡 例	河床高
——	通水前
----	T—4a
----	T—5a

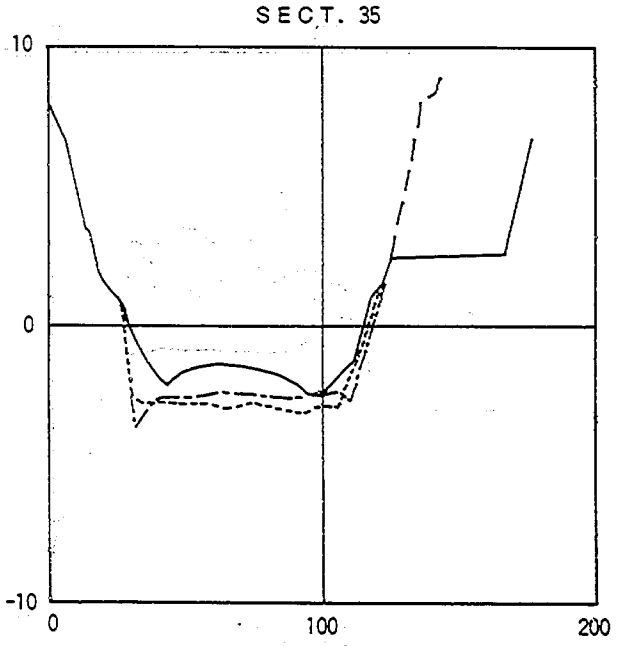
図—4.34 (8) 河床変動横断図 (放水路部)





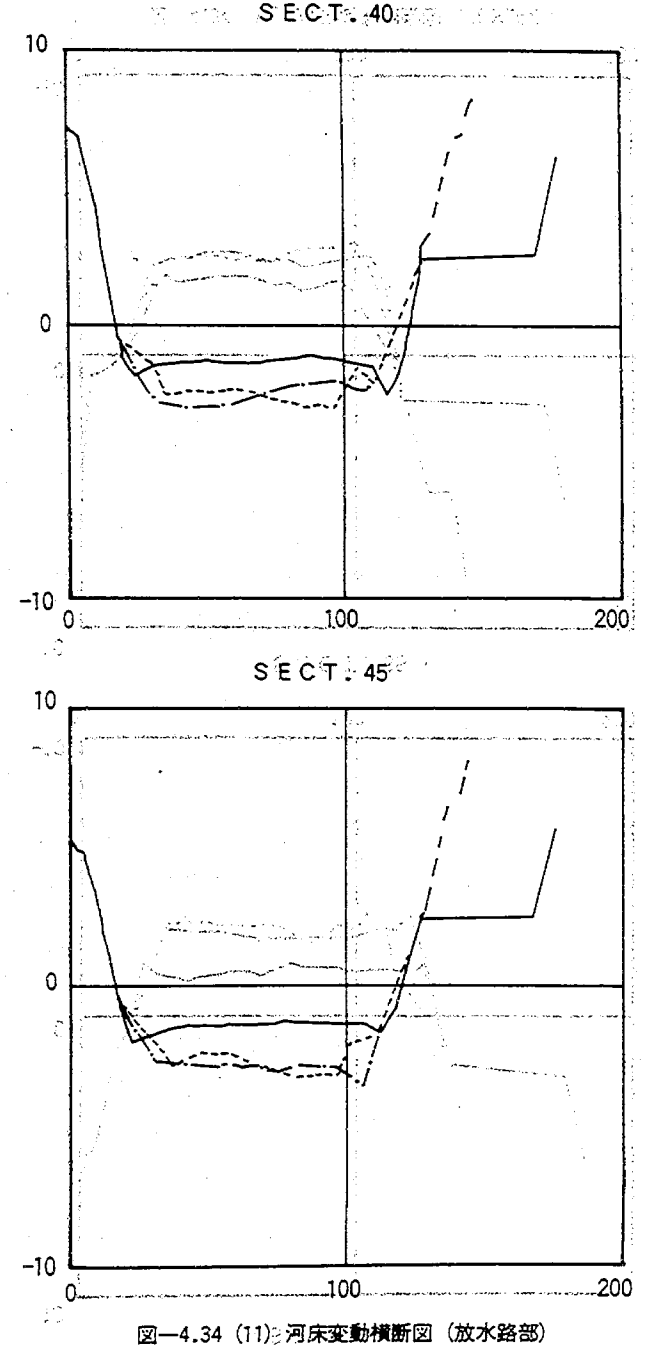
図—4.34 (9) 河床変動横断図（放水路部）



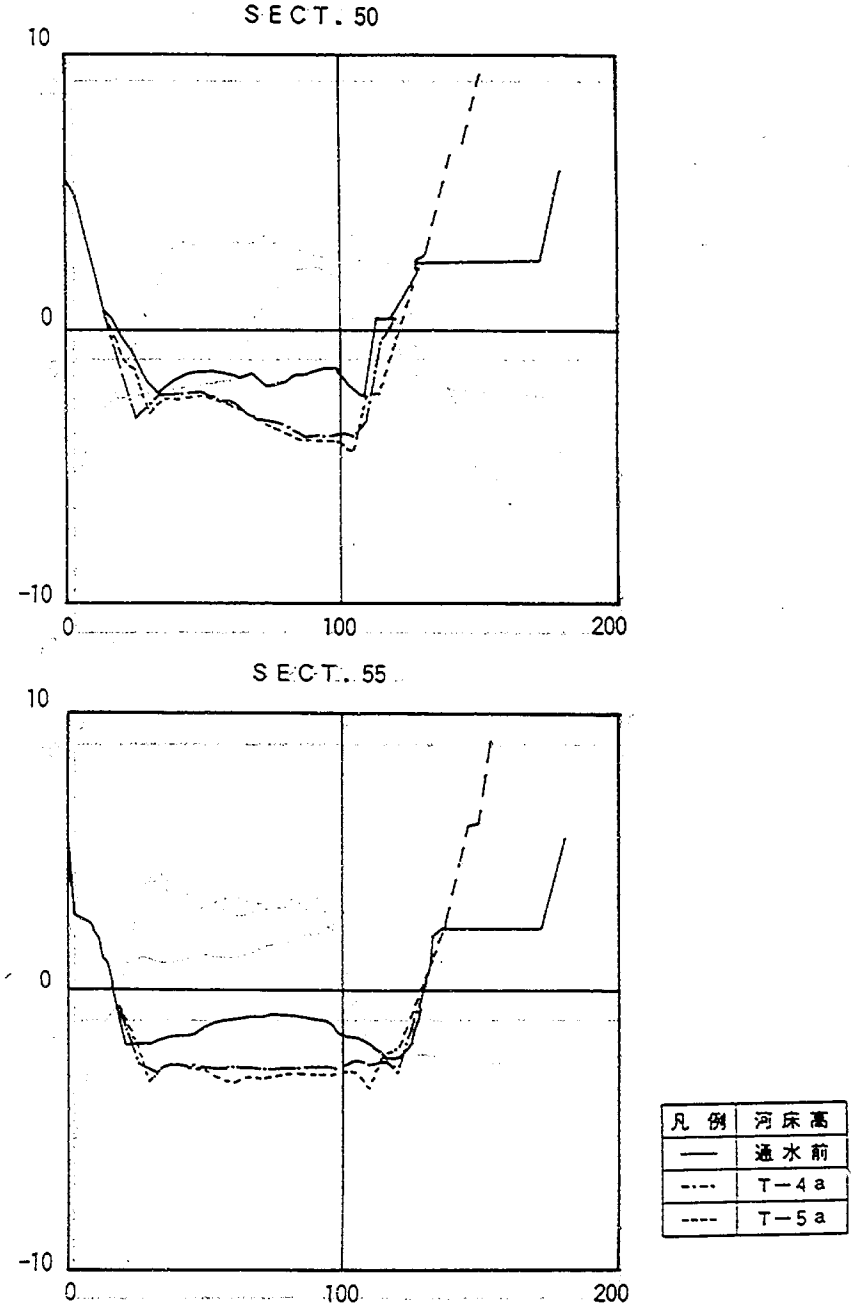


凡 例	河床高
——	通水前
----	T－4a
----	T－5a

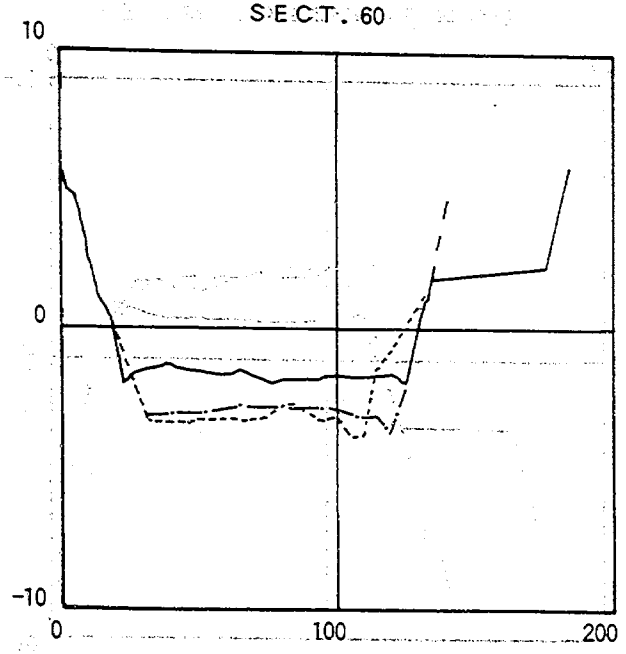
図—4.34 (10) 河床変動横断図（放水路部）

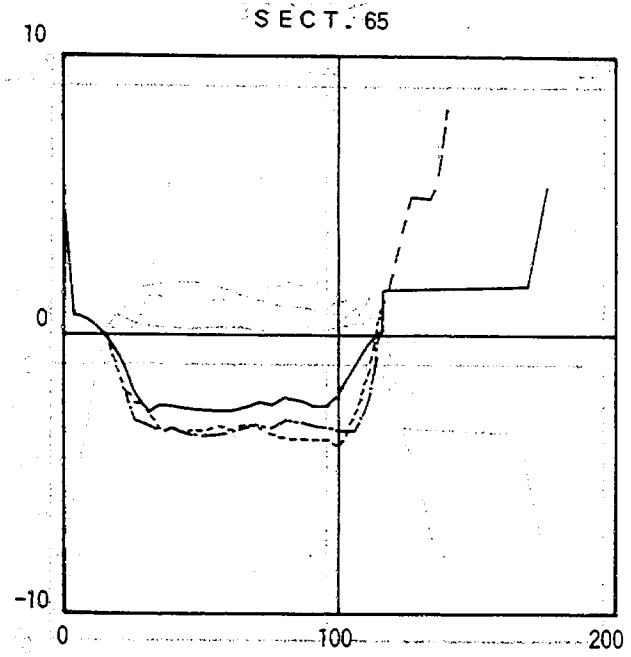


図—4.34 (11) 河床変動横断図（放水路部）

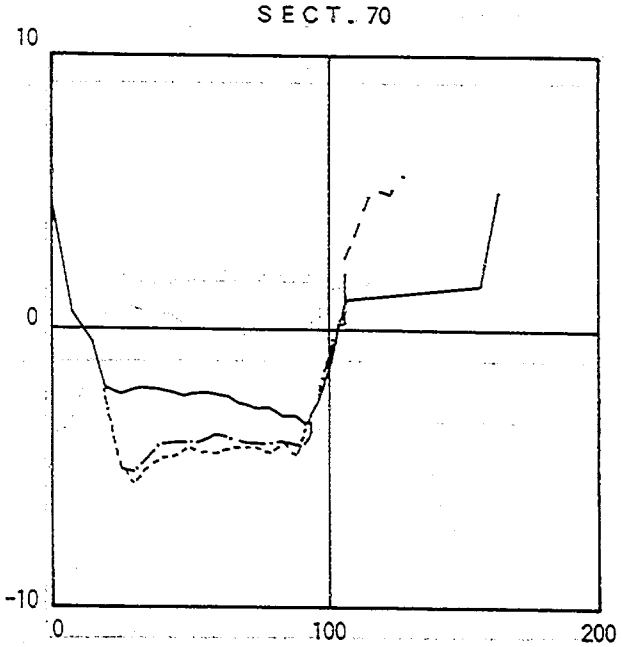


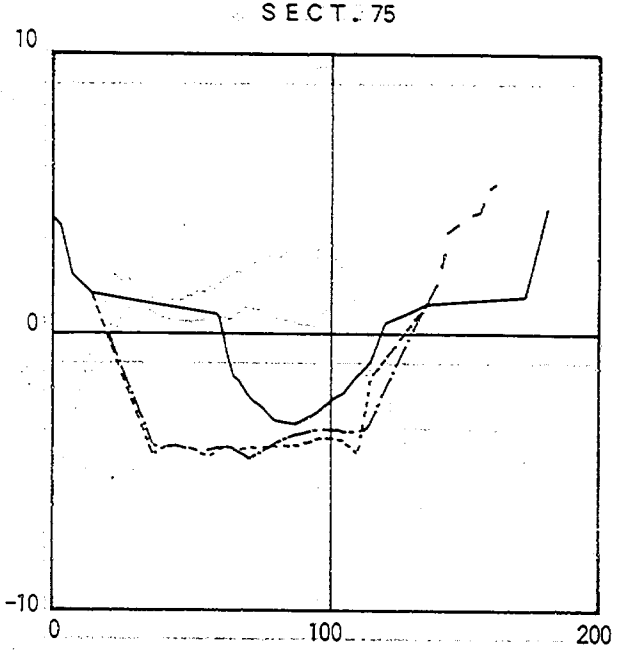
図—4.34 (12) 河床変動横断図（放水路部）





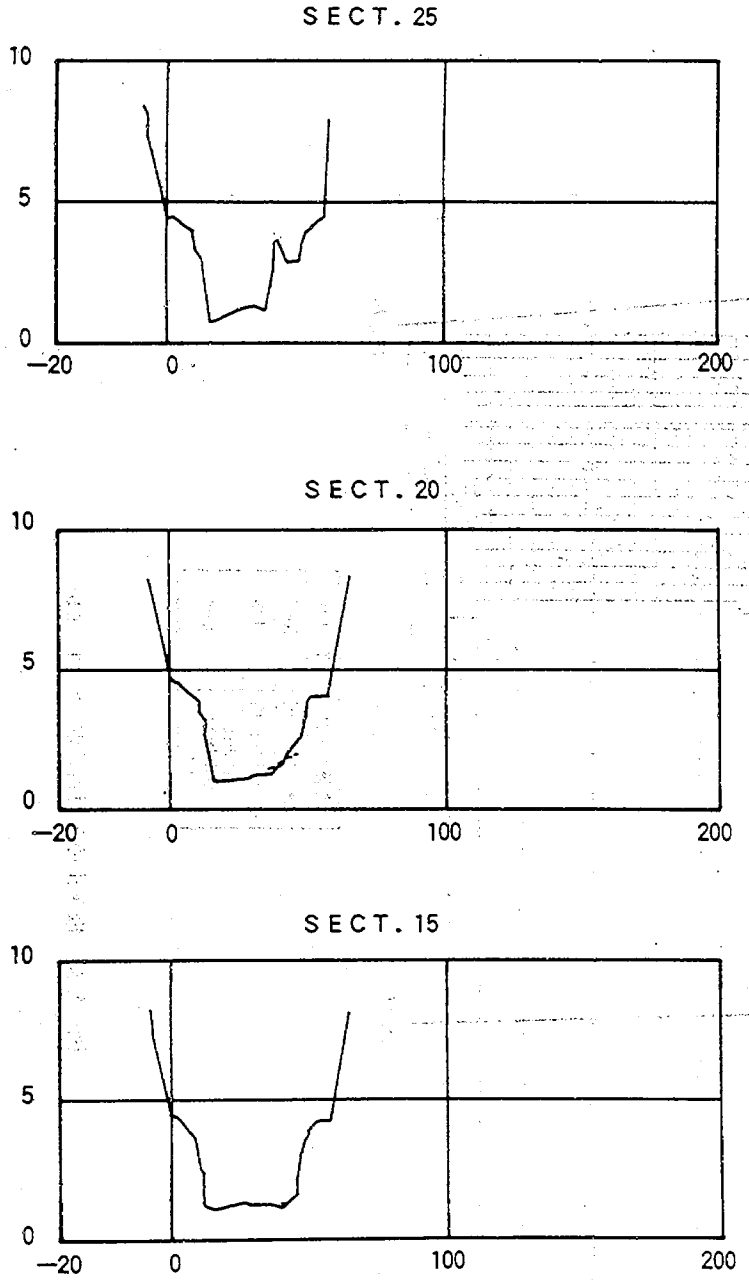
図—4.34 (13) 河床変動横断図 (放水路部)



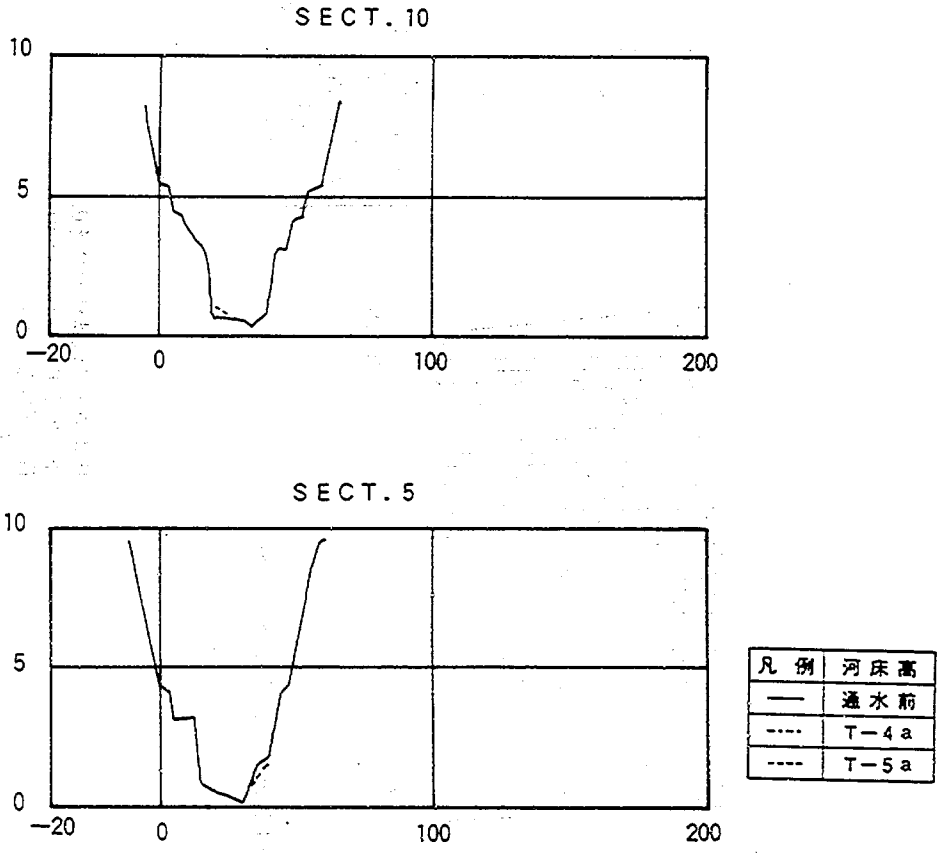


凡 例	河床高
——	通水前
----	T—4a
----	T—5a

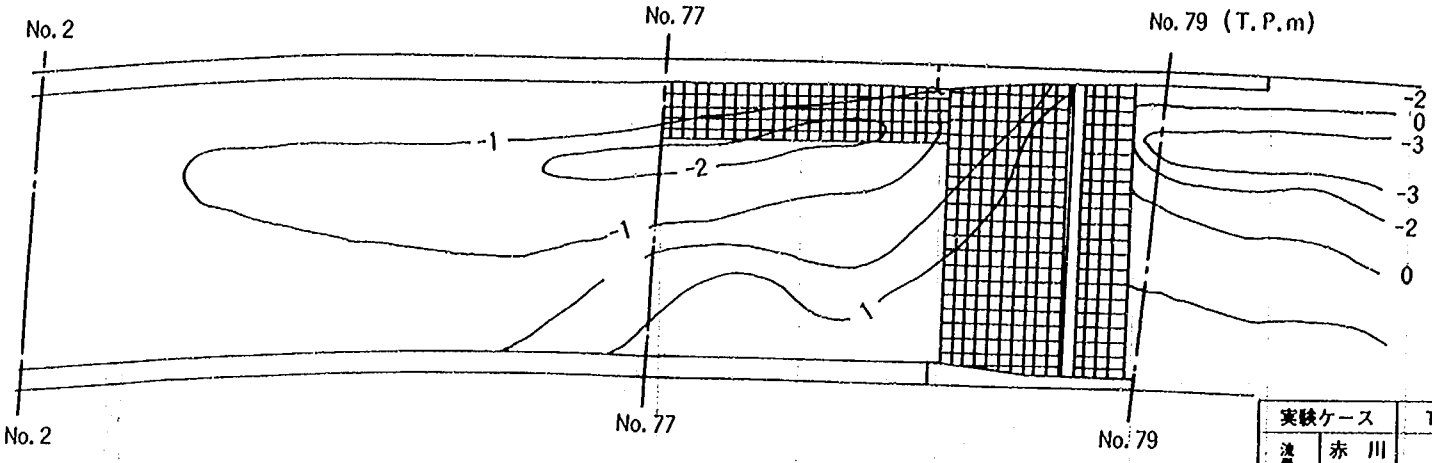
図—4.34 (14) 河床変動横断図 (放水路部)



図—4.34 (15) 河床変動横断図 (大山川)

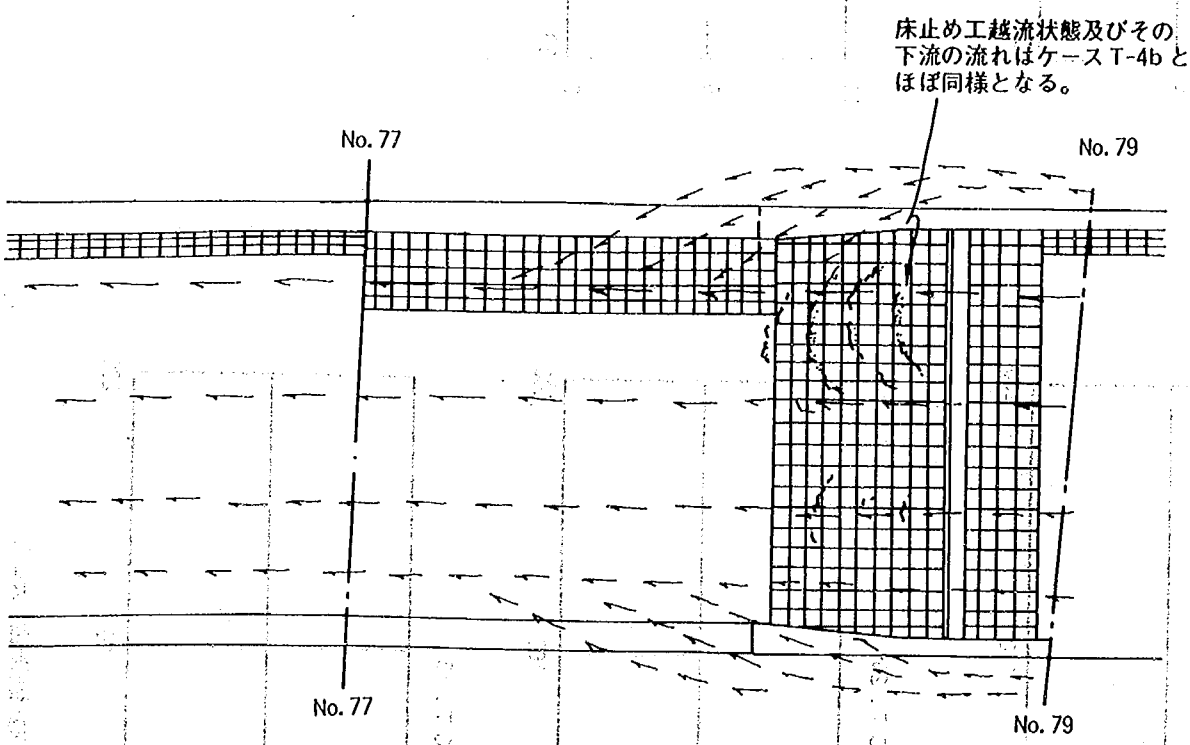


図—4.34 (16) 河床変動横断図 (大山川)



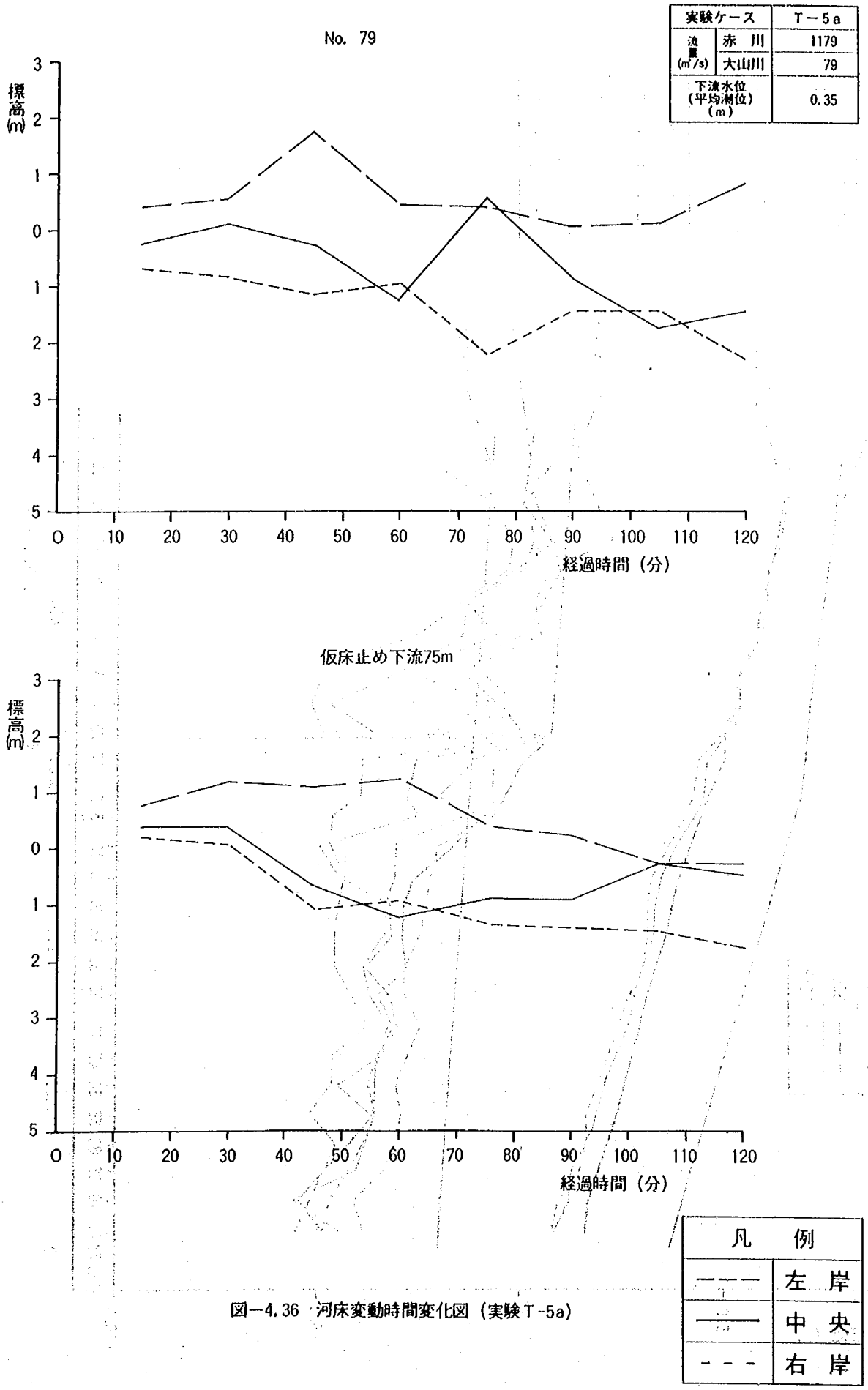
実験ケース		T－5a
流量 (m³/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位 (平均潮位) (m)		0.35

図—4.35　仮床止め工付近等高線図（実験T－5a）

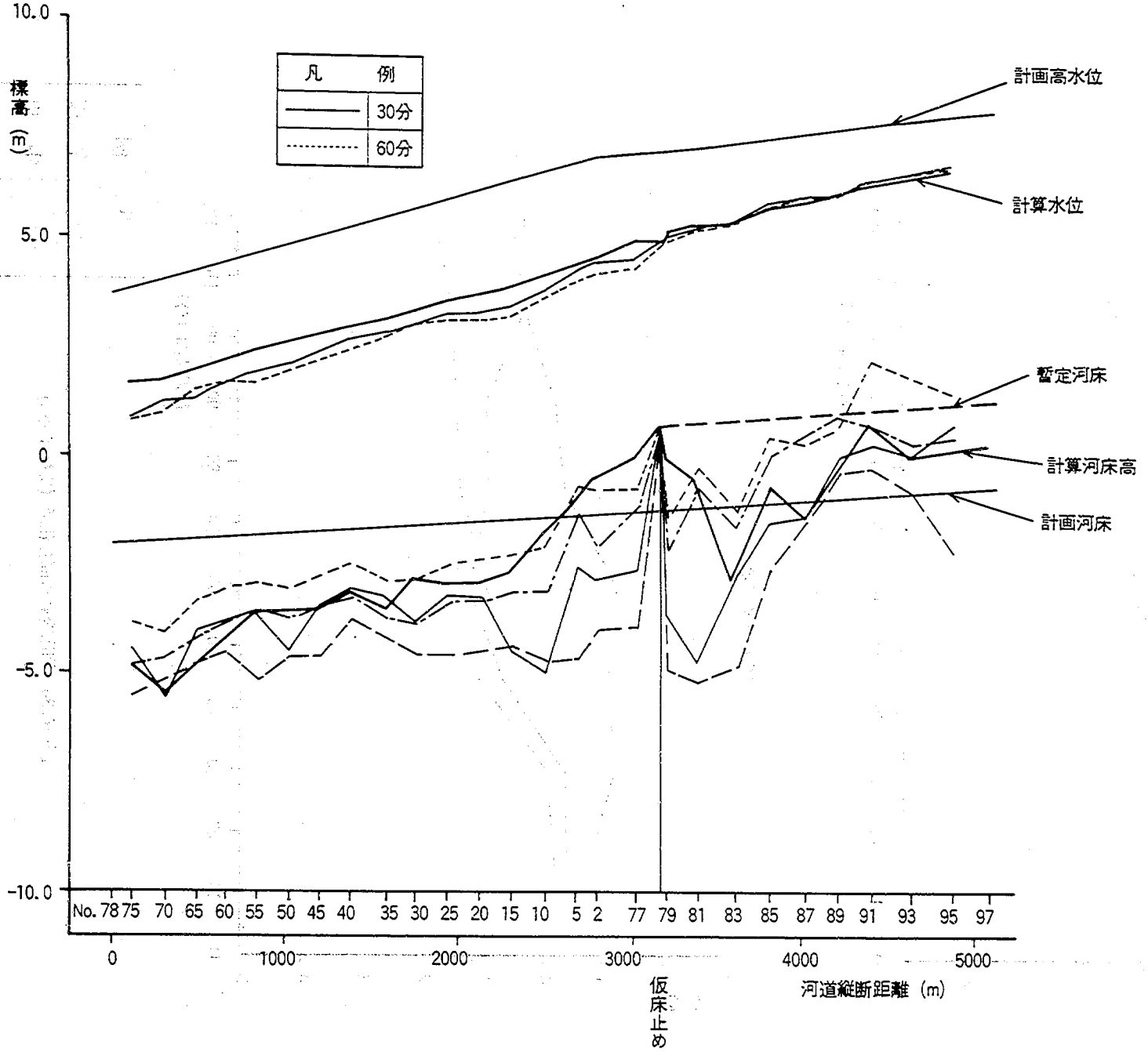


実験ケース		T－5b
流量 (m³/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位 (平均潮位) (m)		0.68

図—4.38　仮床止め工付近流況（実験T－5b）



図－4.36 河床変動時間変化図（実験T-5a）



実験ケース		T－5b
流量 (m^3/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

凡　例	河　床　高	
———	通水前	最　深
·····		平　均
— —	通水後	最　深
—·—		平　均

図—4.37　水位・河床高縦断図

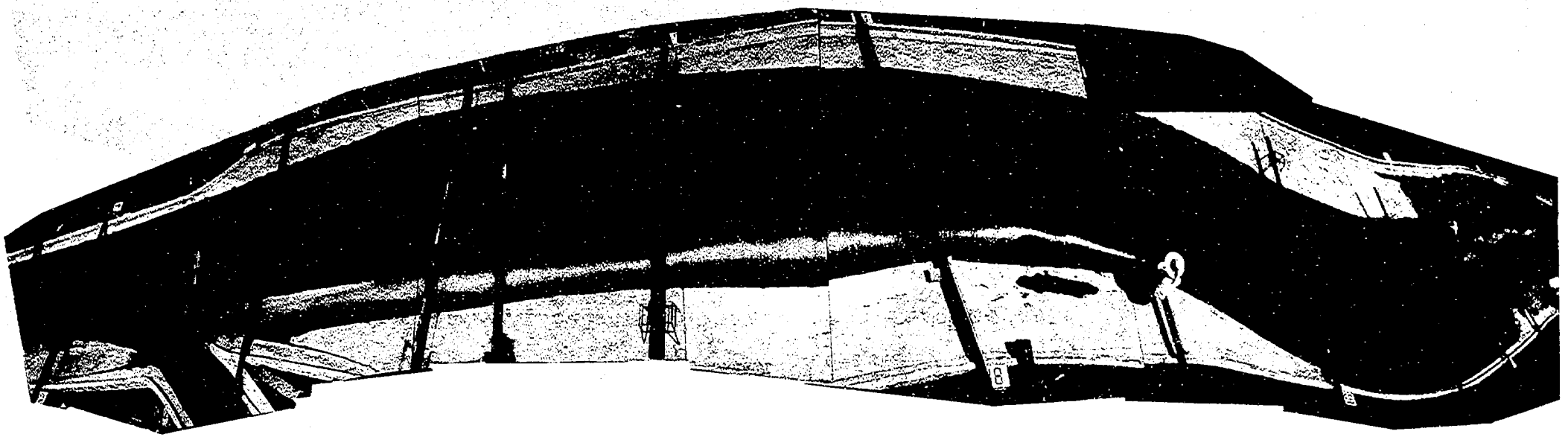


写真. 3　暫定河道における流況　$\left(\begin{matrix}\text{T}-5\text{b}\\ Q=2,200\text{m}^3/\text{s}\end{matrix}\right)$

流れは、低水路法線に沿い蛇行し、仮床止め付近で右岸よりの流れとなり、波立ちが見られる。

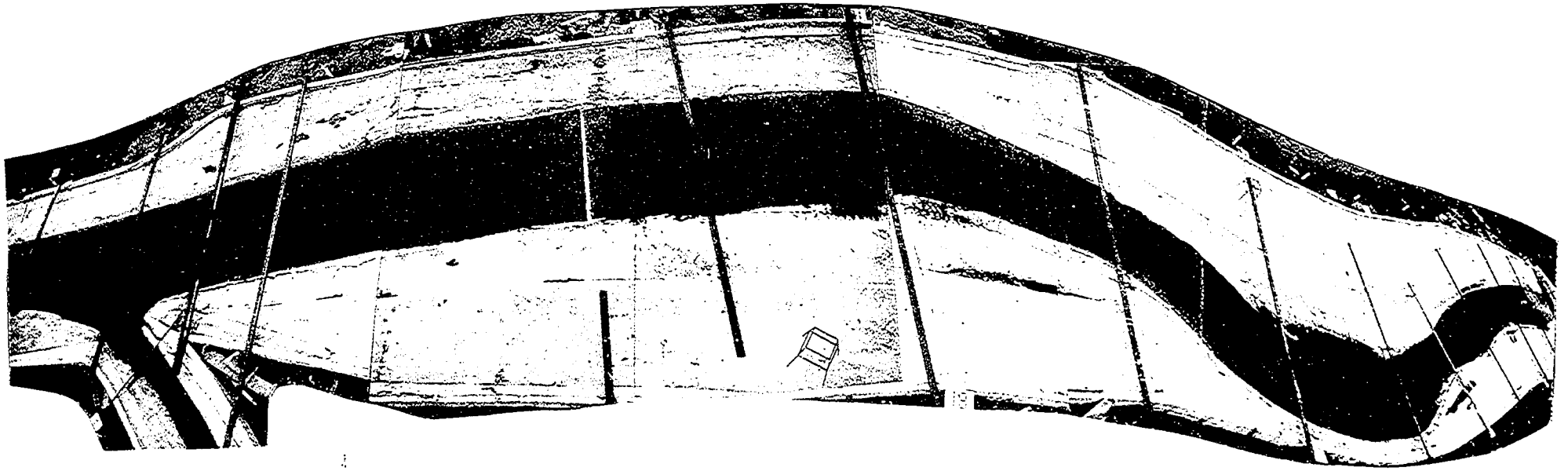
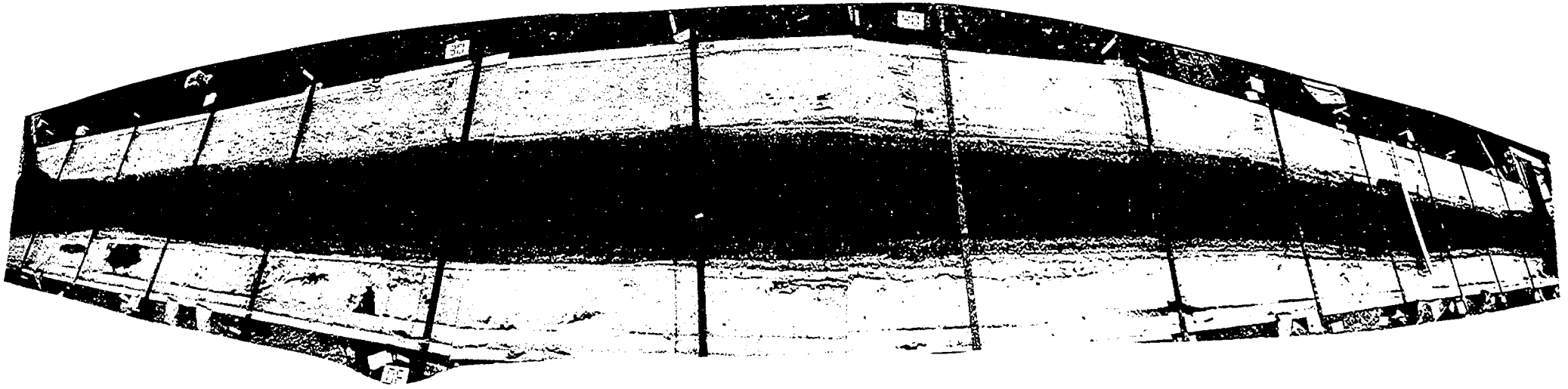
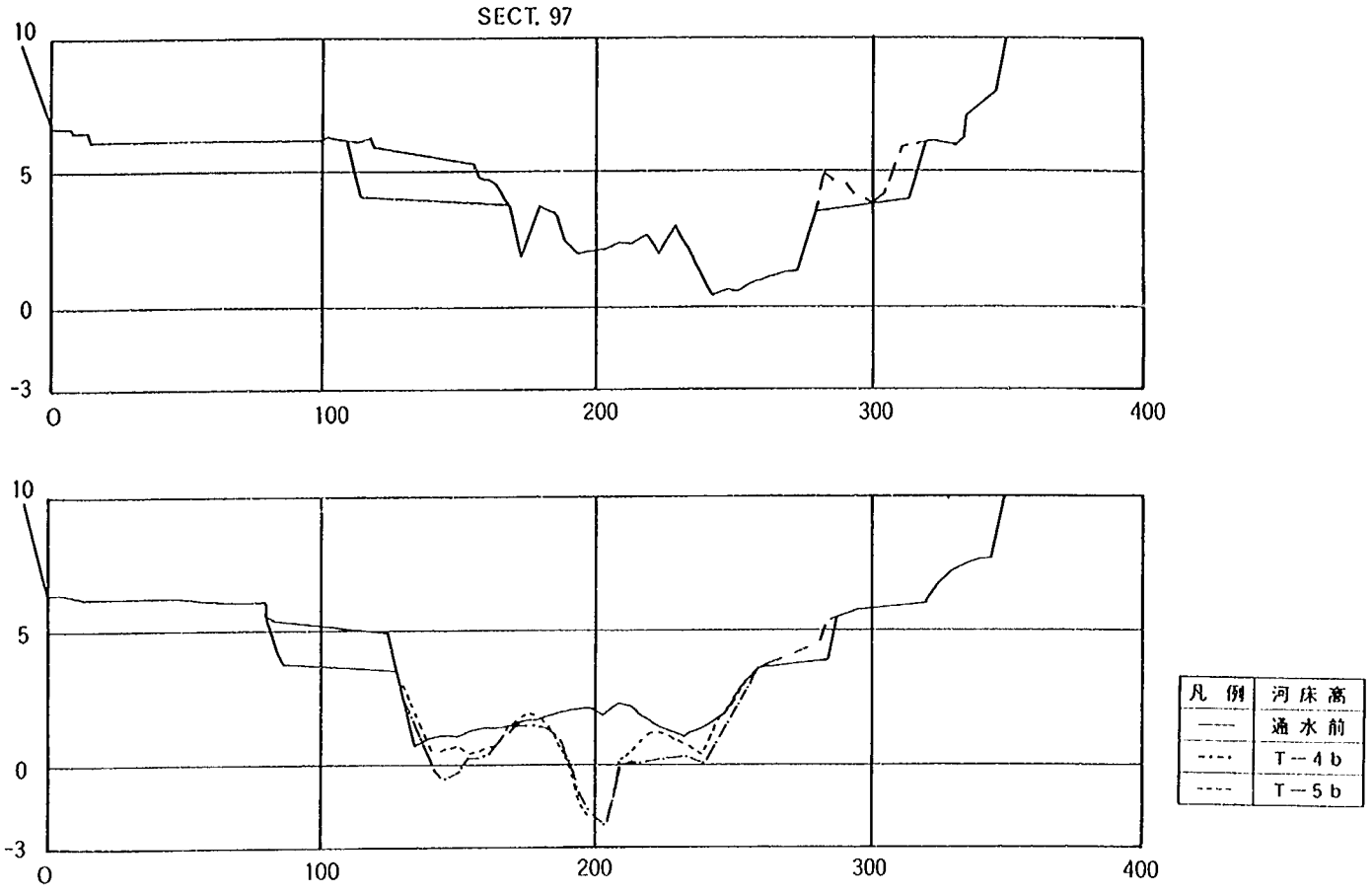


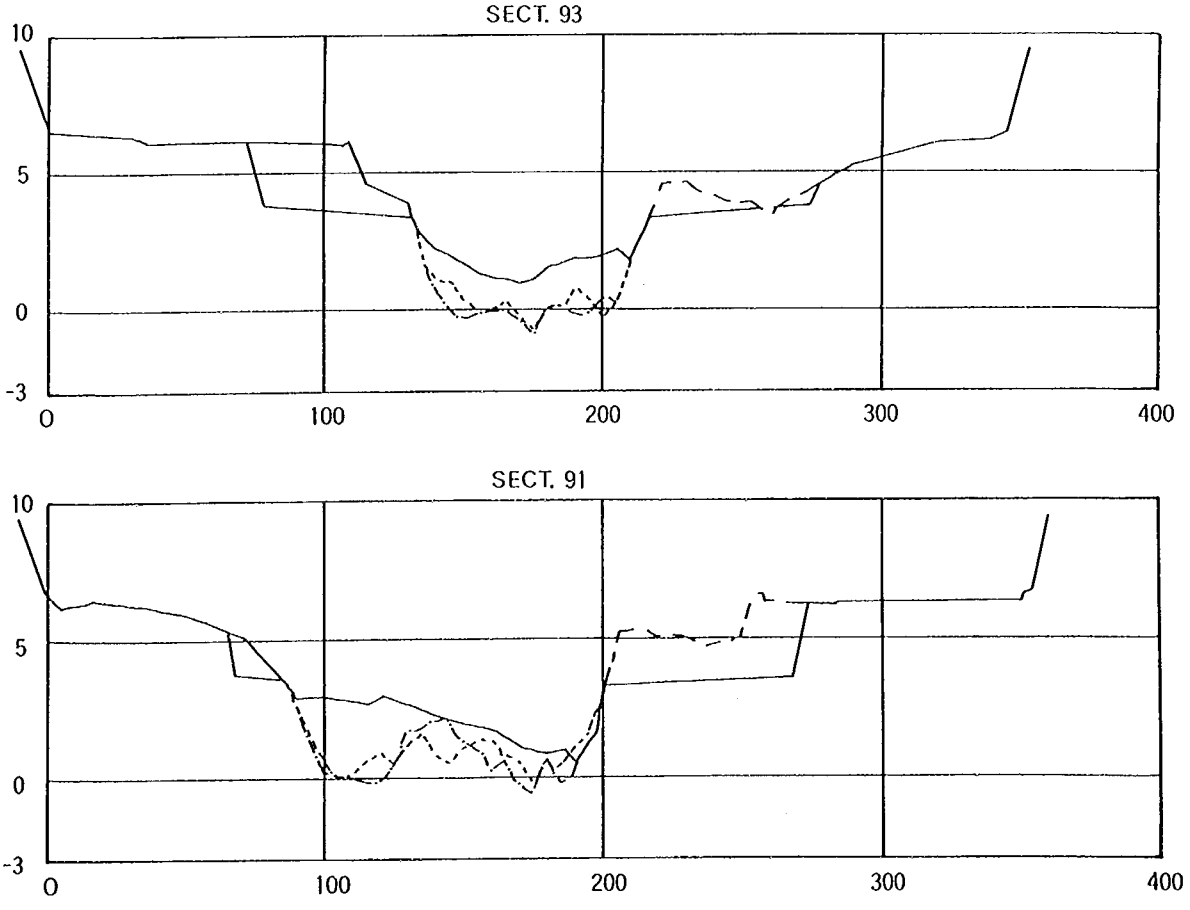
写真. 4　暫定河道の河床状況　（T－5b, Q=2,200㎥/s）

2,200㎥/sを流したあとの河床に白色染料を流した。白色のこい部分が洗掘箇所であり、保護工により洗掘量が軽減された。

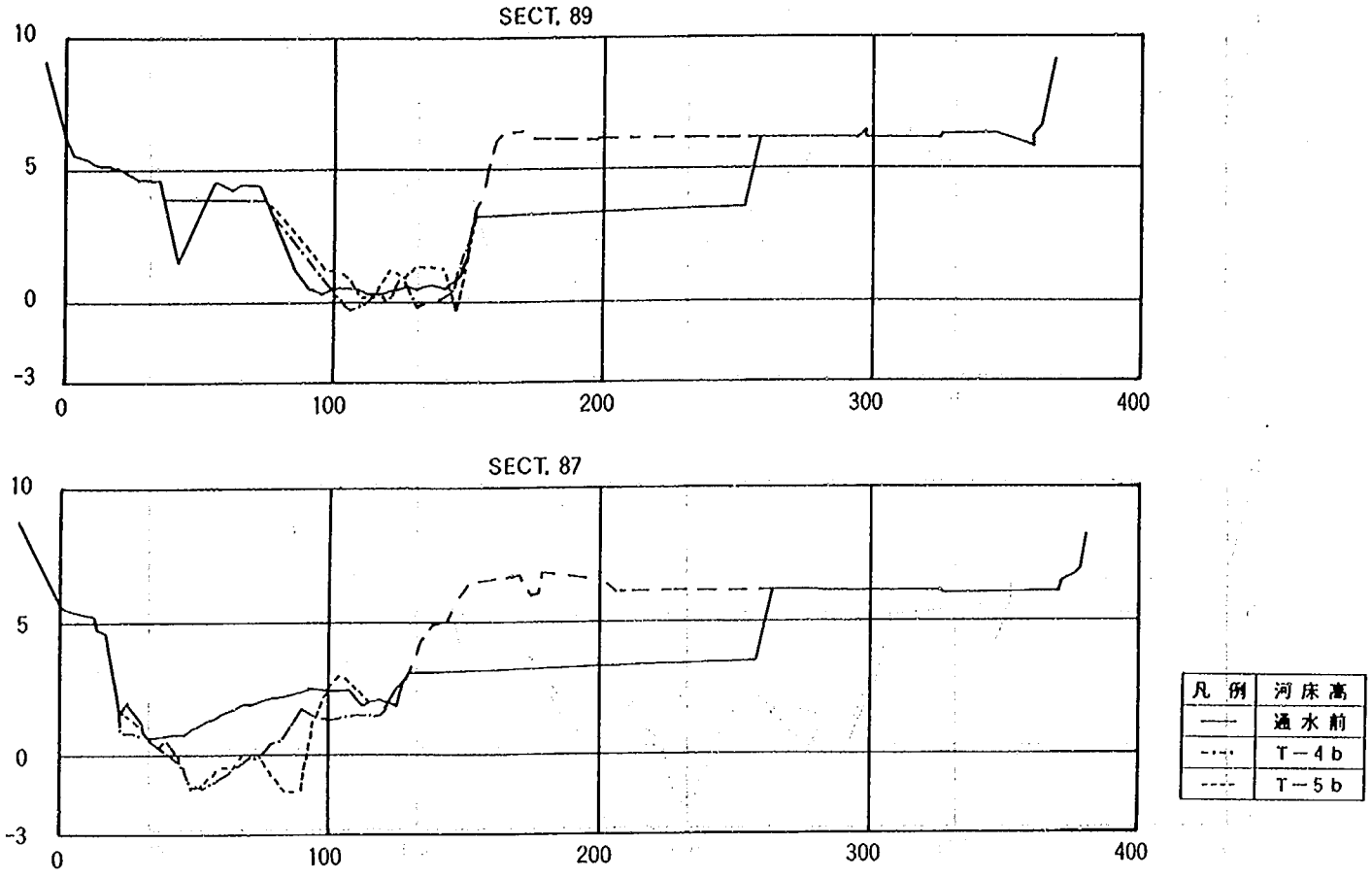




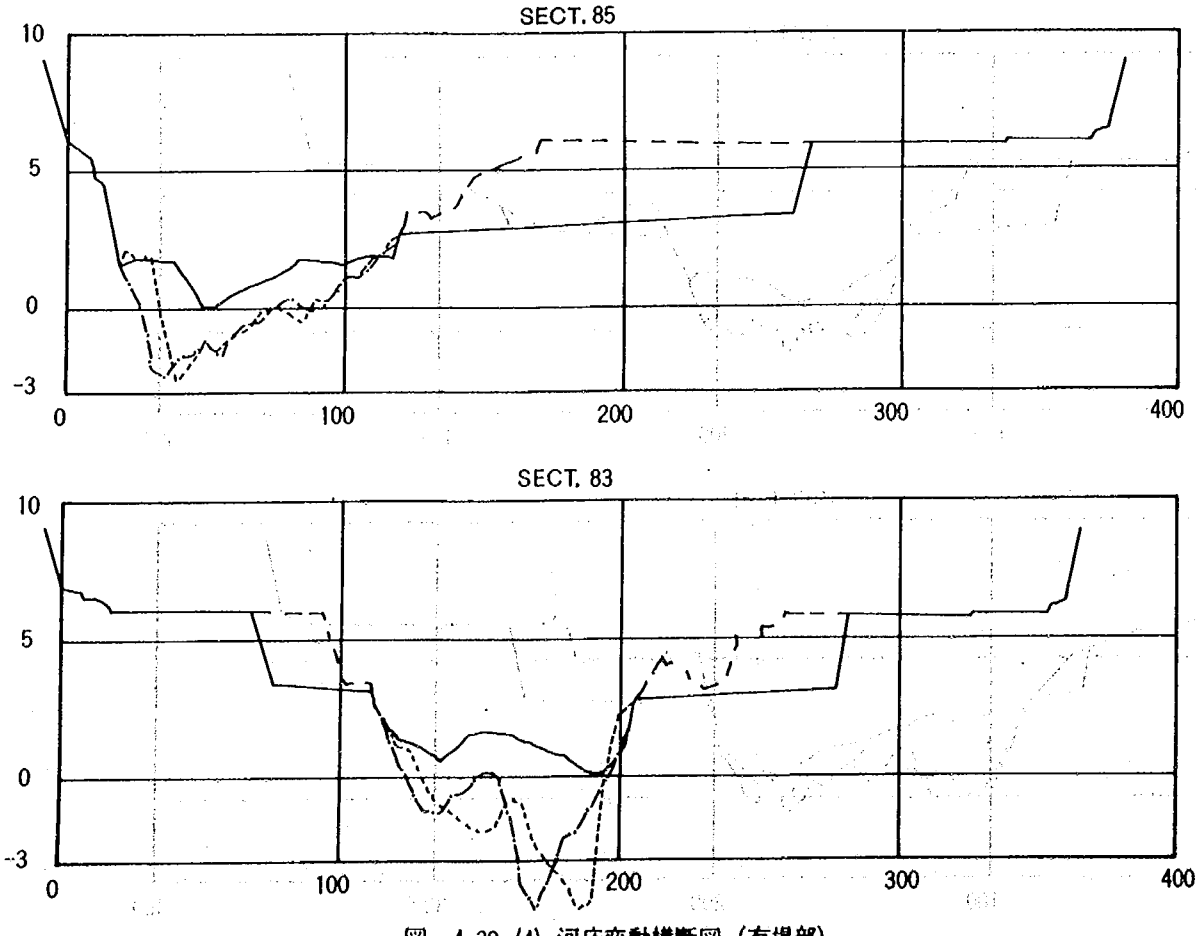
. 図—4.39 (1) 河床変動横断図（有堤部）



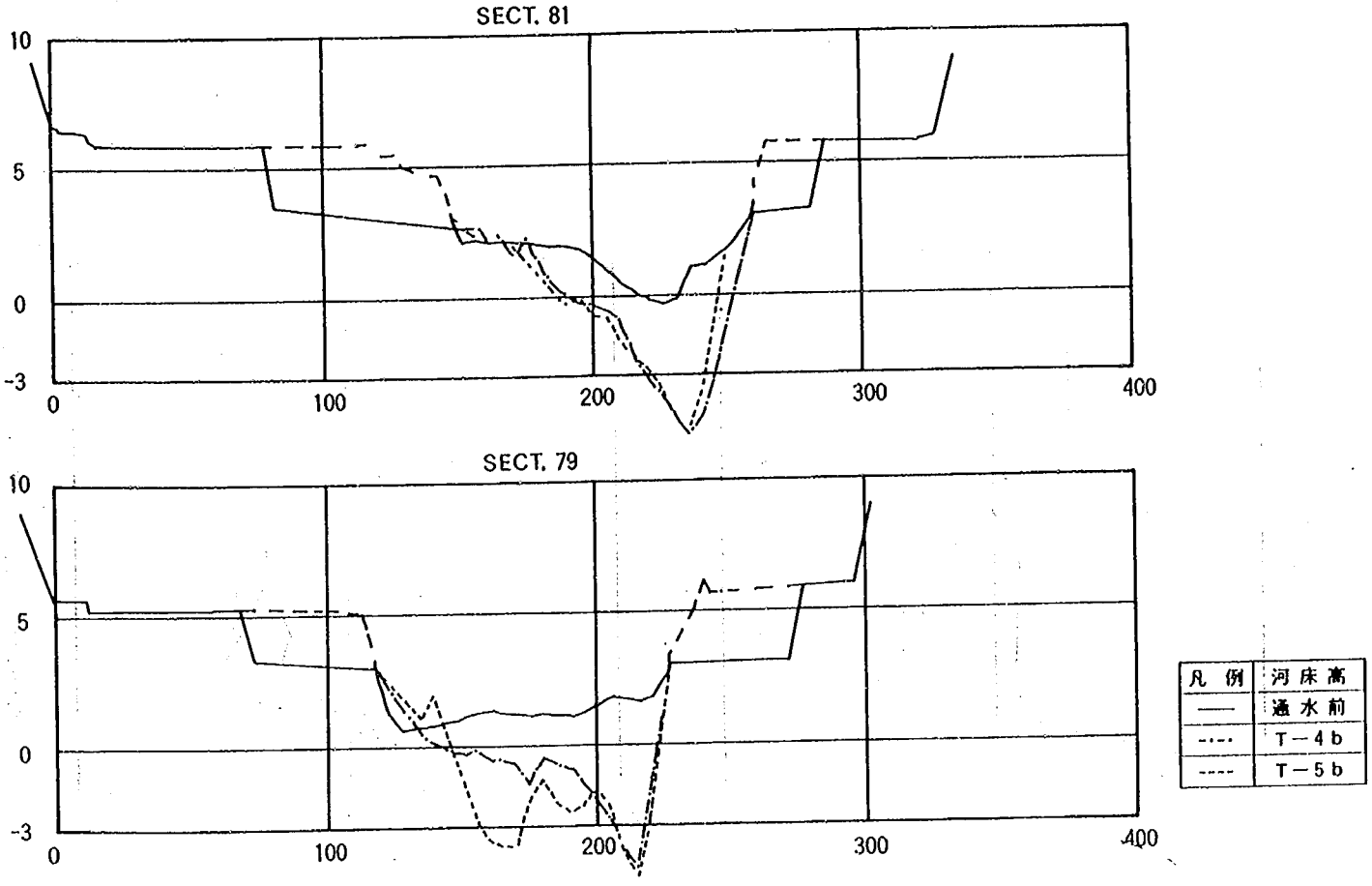
図—4.39 (2) 河床変動横断図（有堤部）



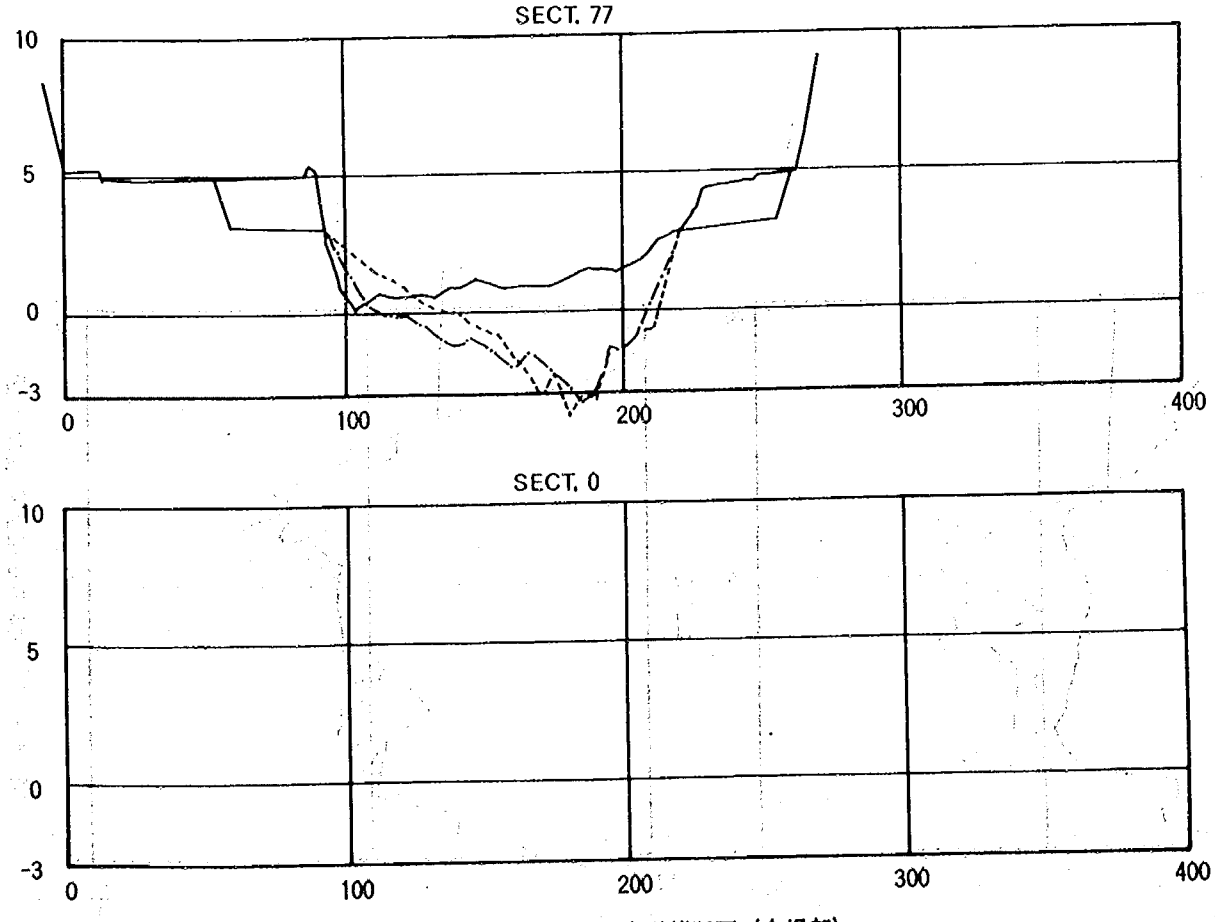
図－4.39 (3) 河床変動横断図（有堤部）



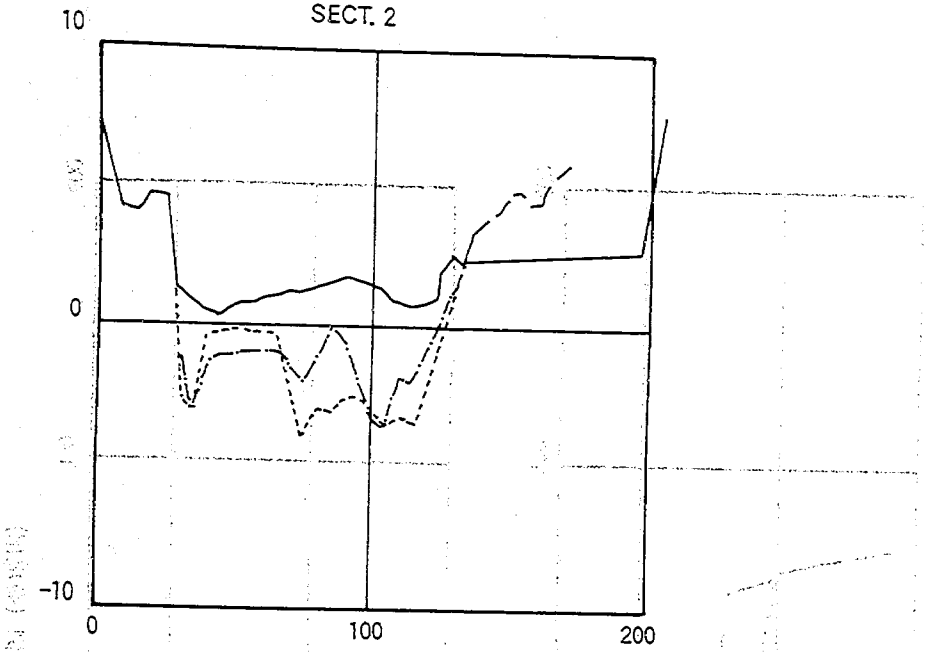
図－4.39 (4) 河床変動横断図（有堤部）

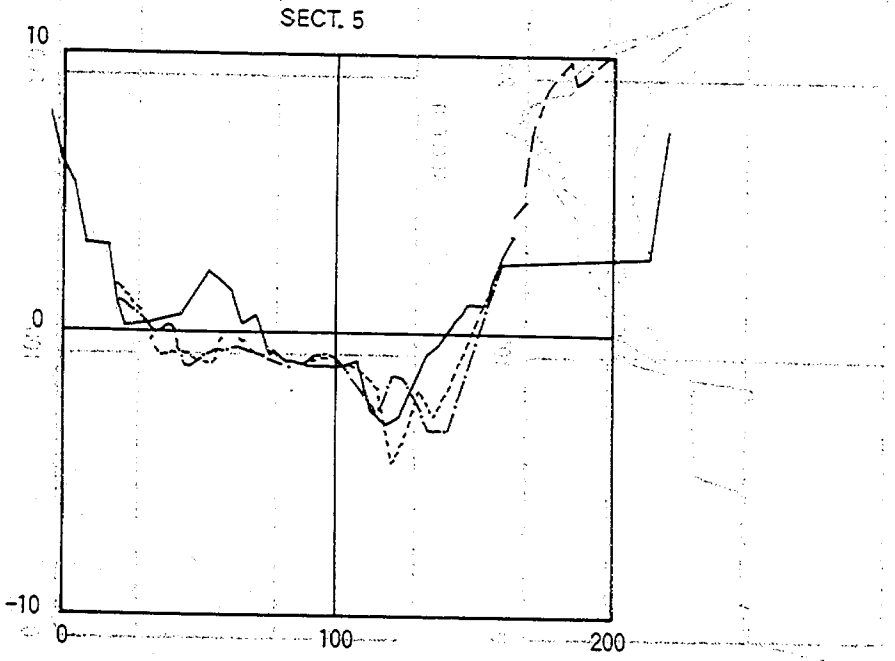


図—4.39 (5) 河床変動横断図（有堤部）

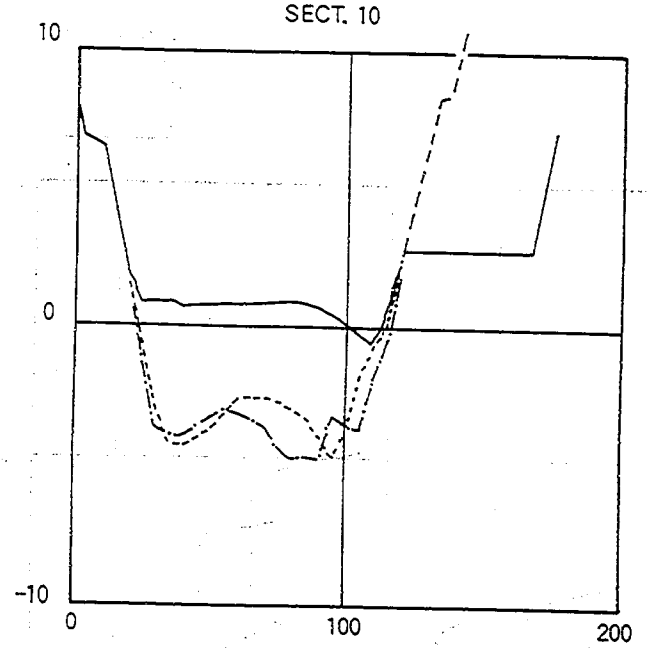


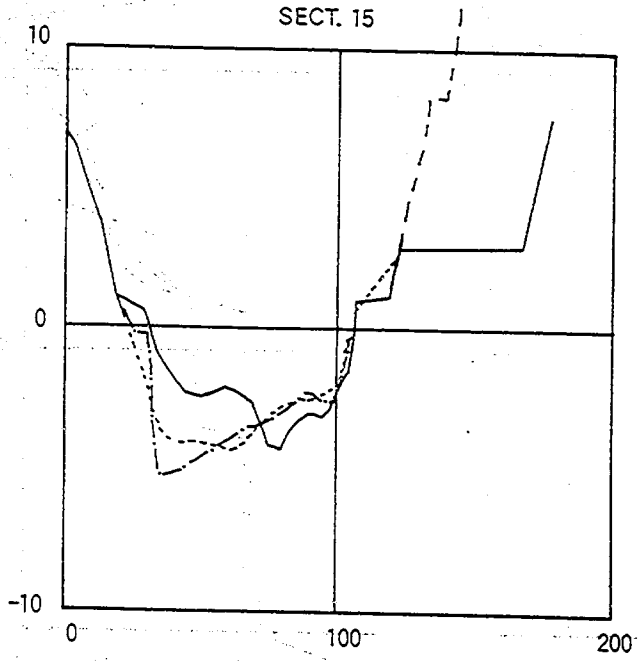
図—4.39 (6) 河床変動横断図（有堤部）





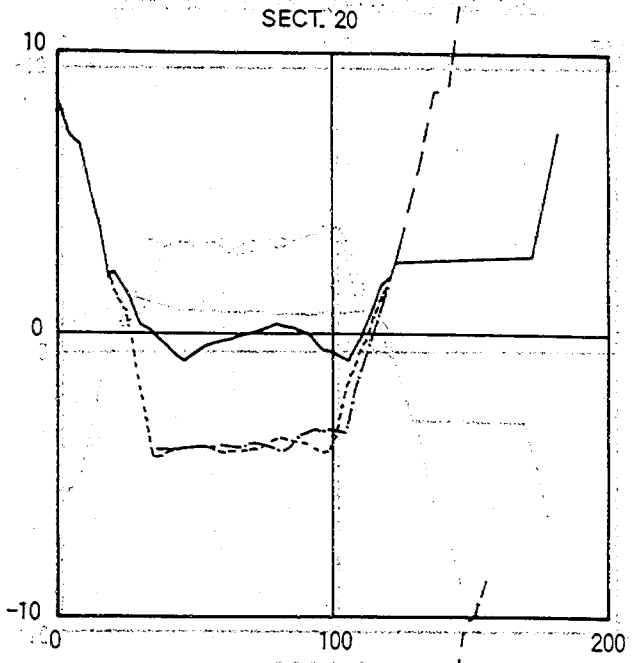
図—4.39 (7) 河床変動横断図（放水路図）

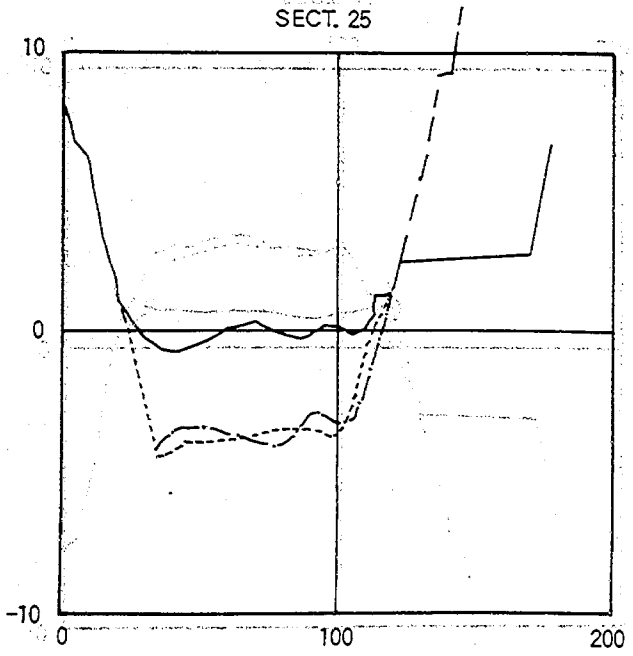




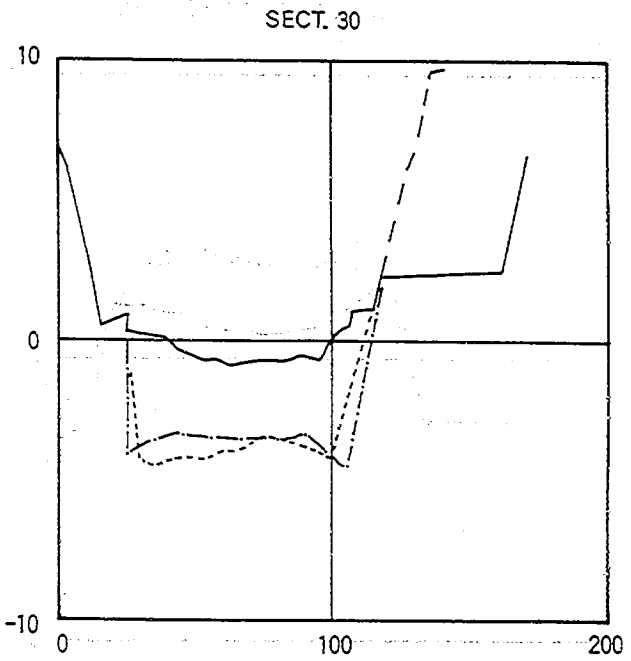
凡 例	河 床 高
——	通 水 前
-----	T－4 b
-----	T－5 b

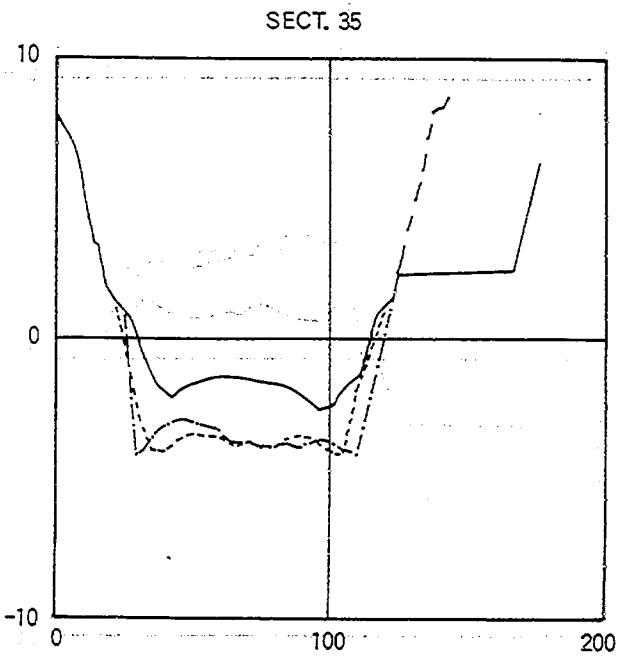
図—4.39 (8) 河床変動横断図（放水路部）





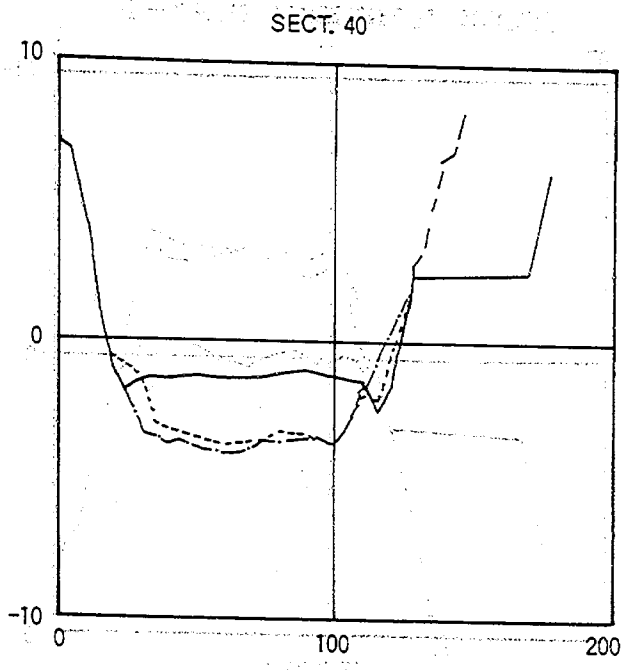
図—4.39 (9) 河床変動横断図（放水路図）

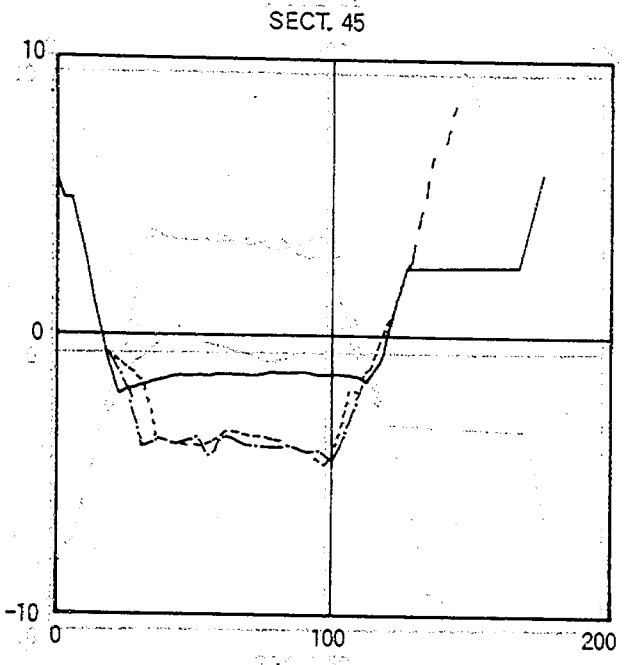




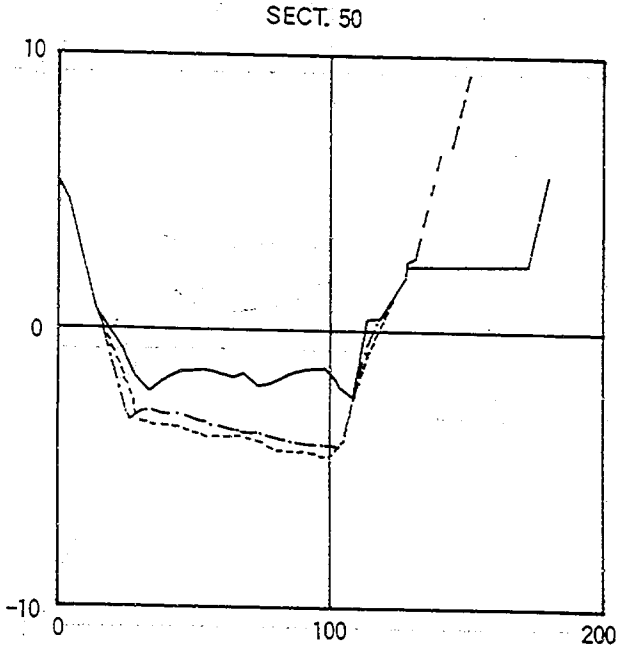
凡 例	河 床 高
——	通 水 前
----	T—4 b
----	T—5 b

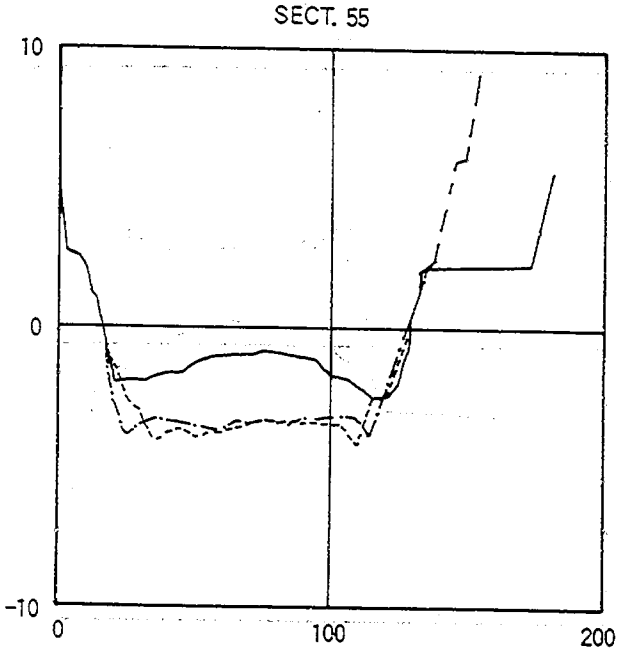
図—4.39 (10) 河床変動横断図（放水路部）





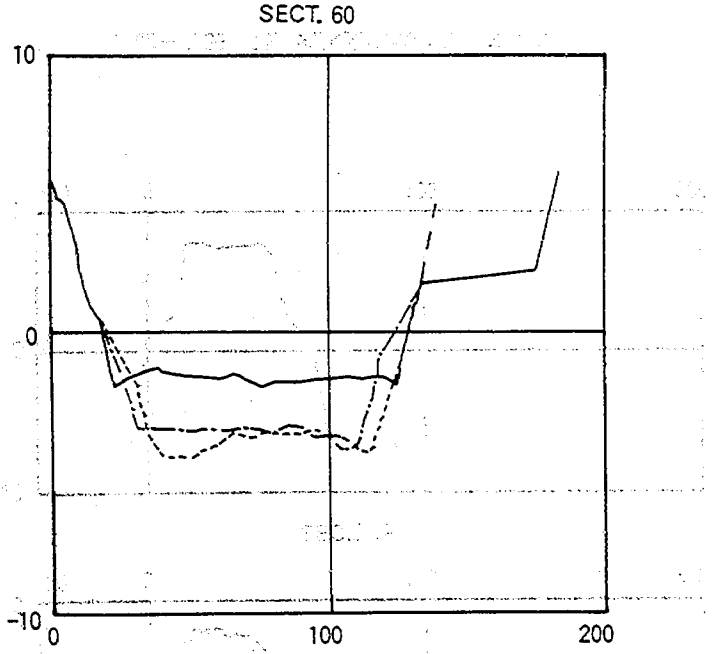
図—4.39 (11) 河床変動横断図 (放水路部)

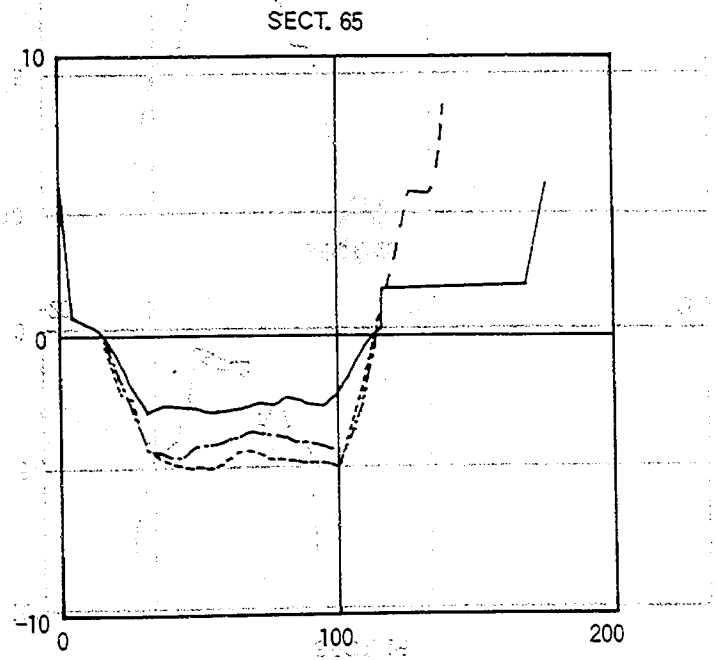




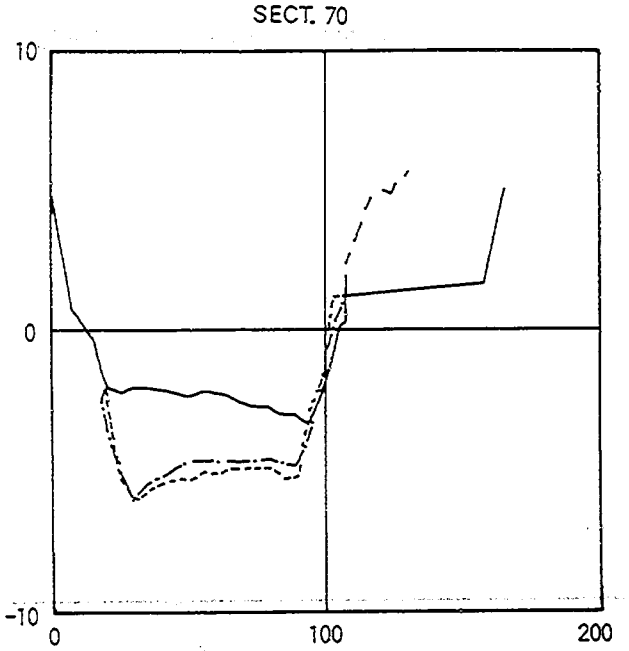
凡 例	河床高
——	通水前
----	T—4b
----	T—5b

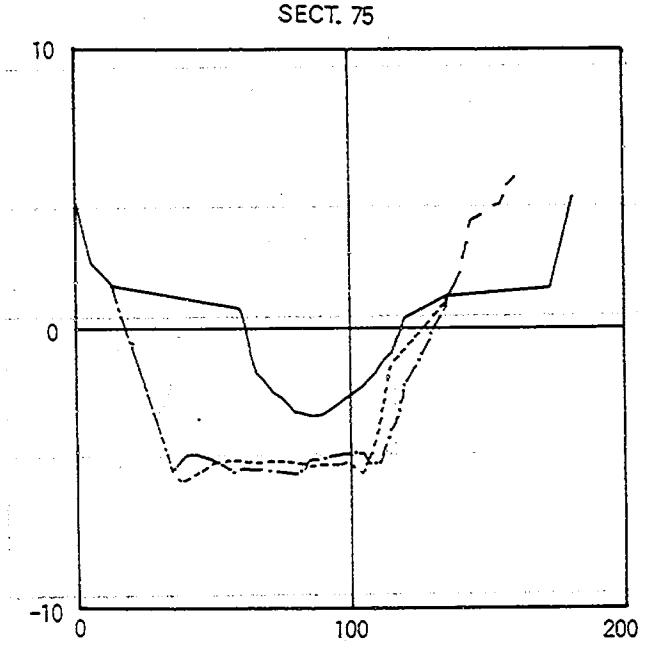
図—4.39 (12) 河床変動横断図 (放水路部)





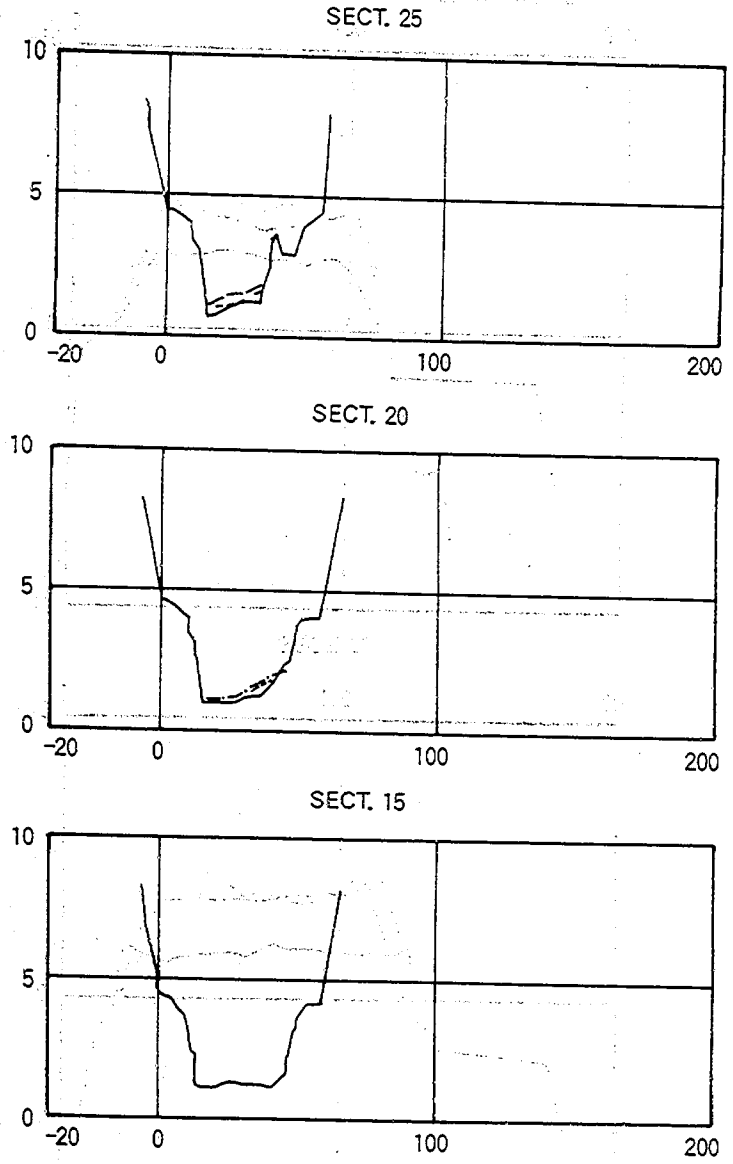
図—4.39 (13) 河床変動横断図 (放水路部)



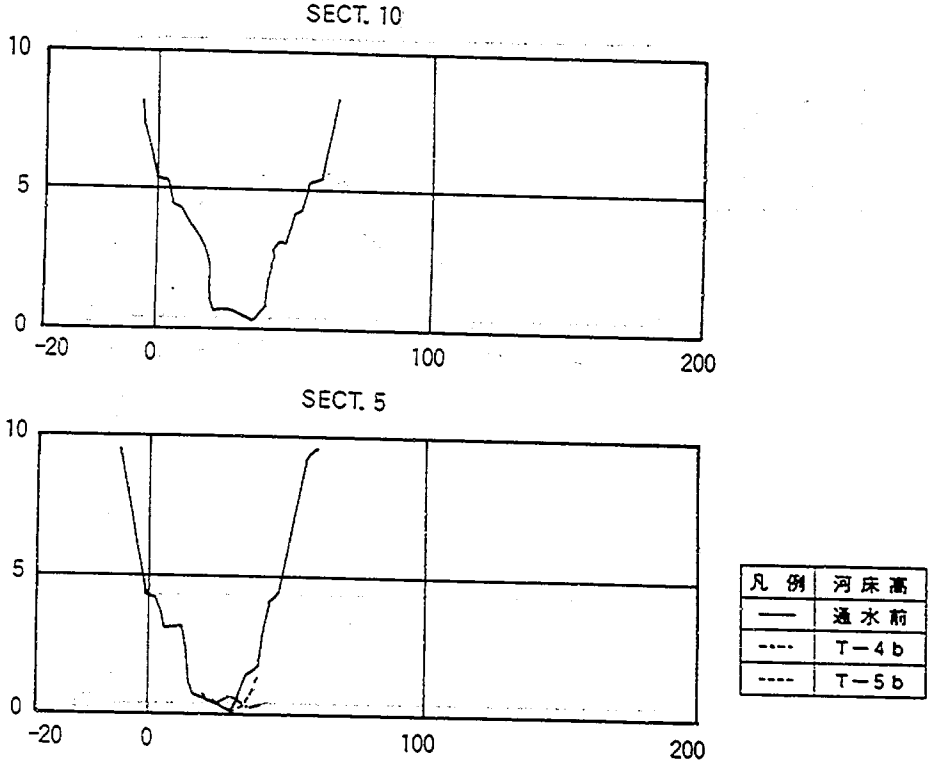


凡 例	河床高
——	通水前
-----	T—4b
-----	T—5b

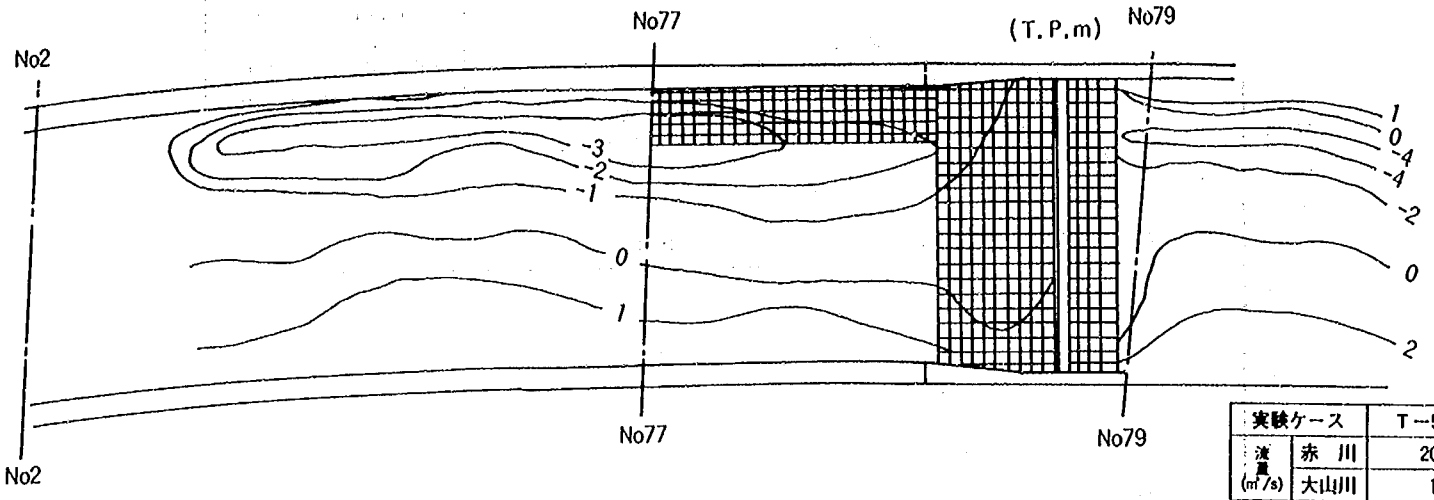
図—4.39 (14) 河床変動横断図 (放水路部)



図—4.39 (15) 河床変動横断図 (大山川)



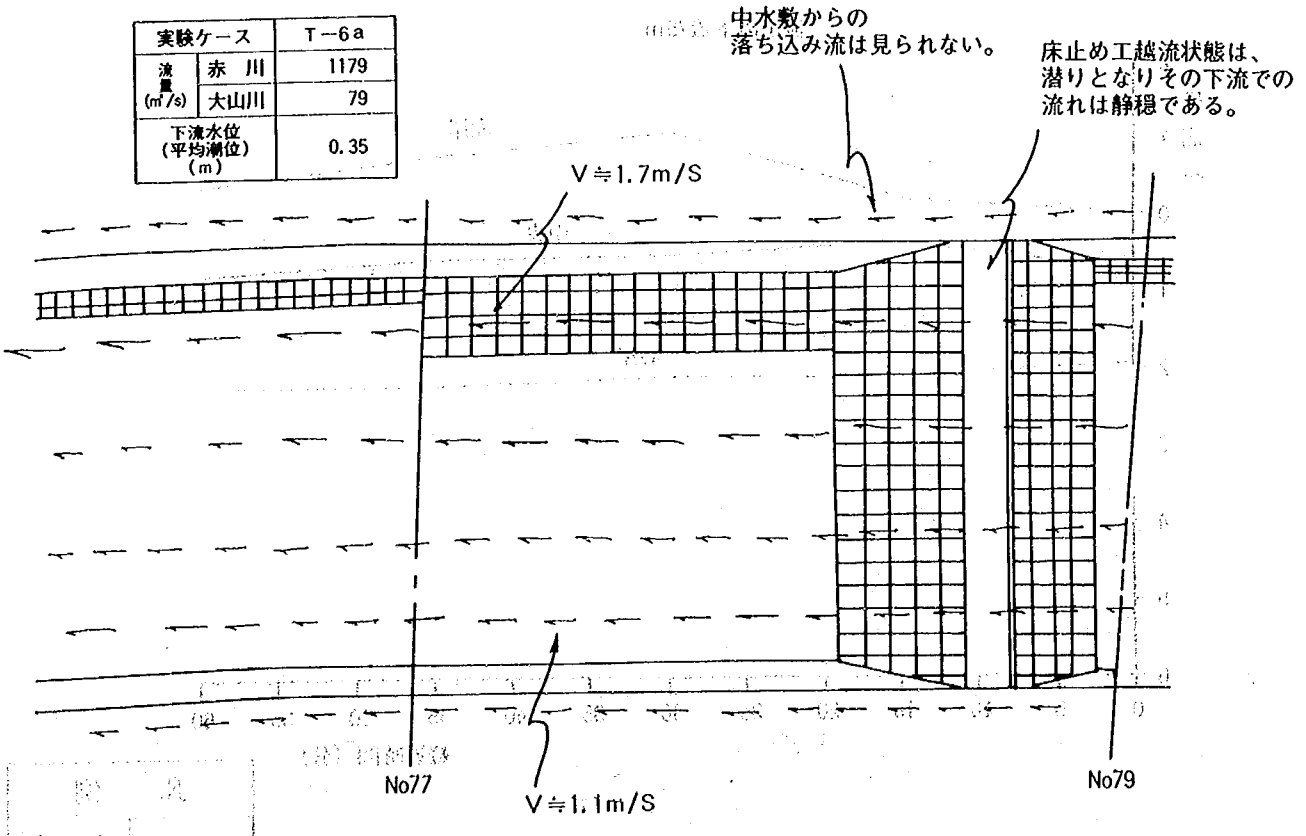
図—4.39 (16) 河床変動横断図 (有堤部)



実験ケース		T−5b
流量 (m³/s)	赤川	2062
	大山川	138
下流水位 (平均潮位) (m)		0.68

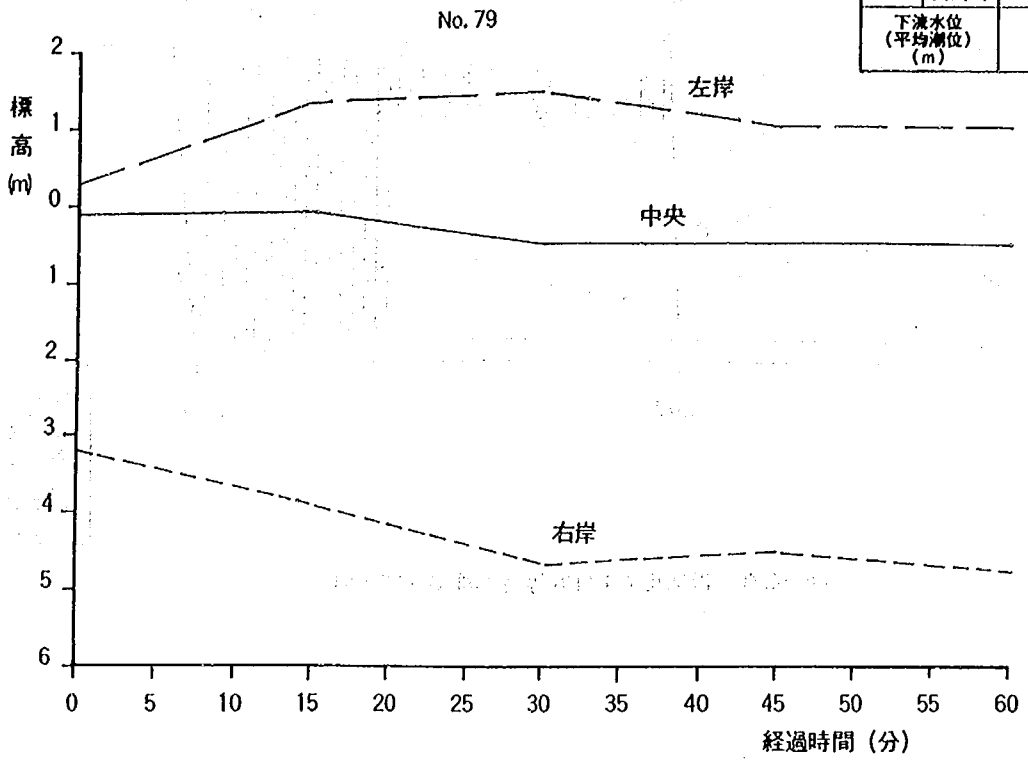
図−4.40　仮床止め工付近等高線図（実験T−5b）

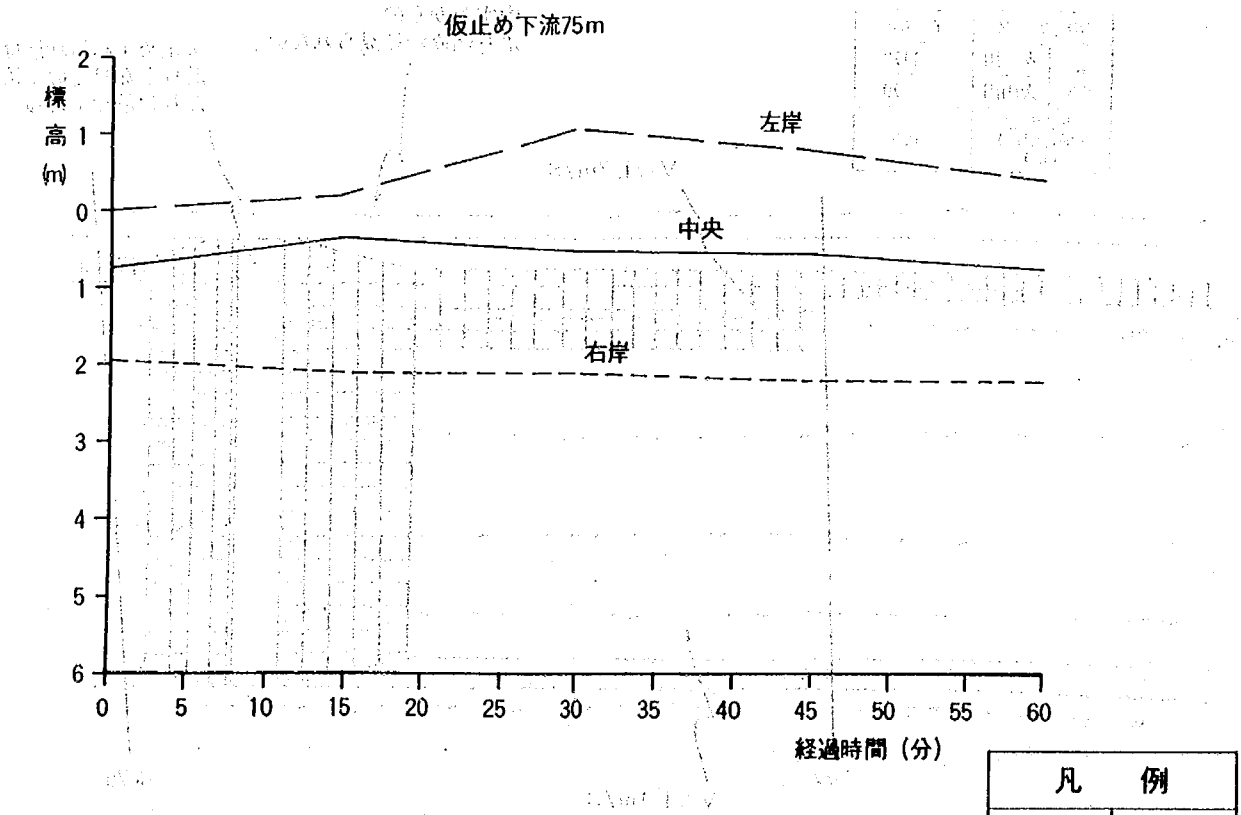
実験ケース		T−6a
流量 (m³/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位 (平均潮位) (m)		0.35



図−4.43

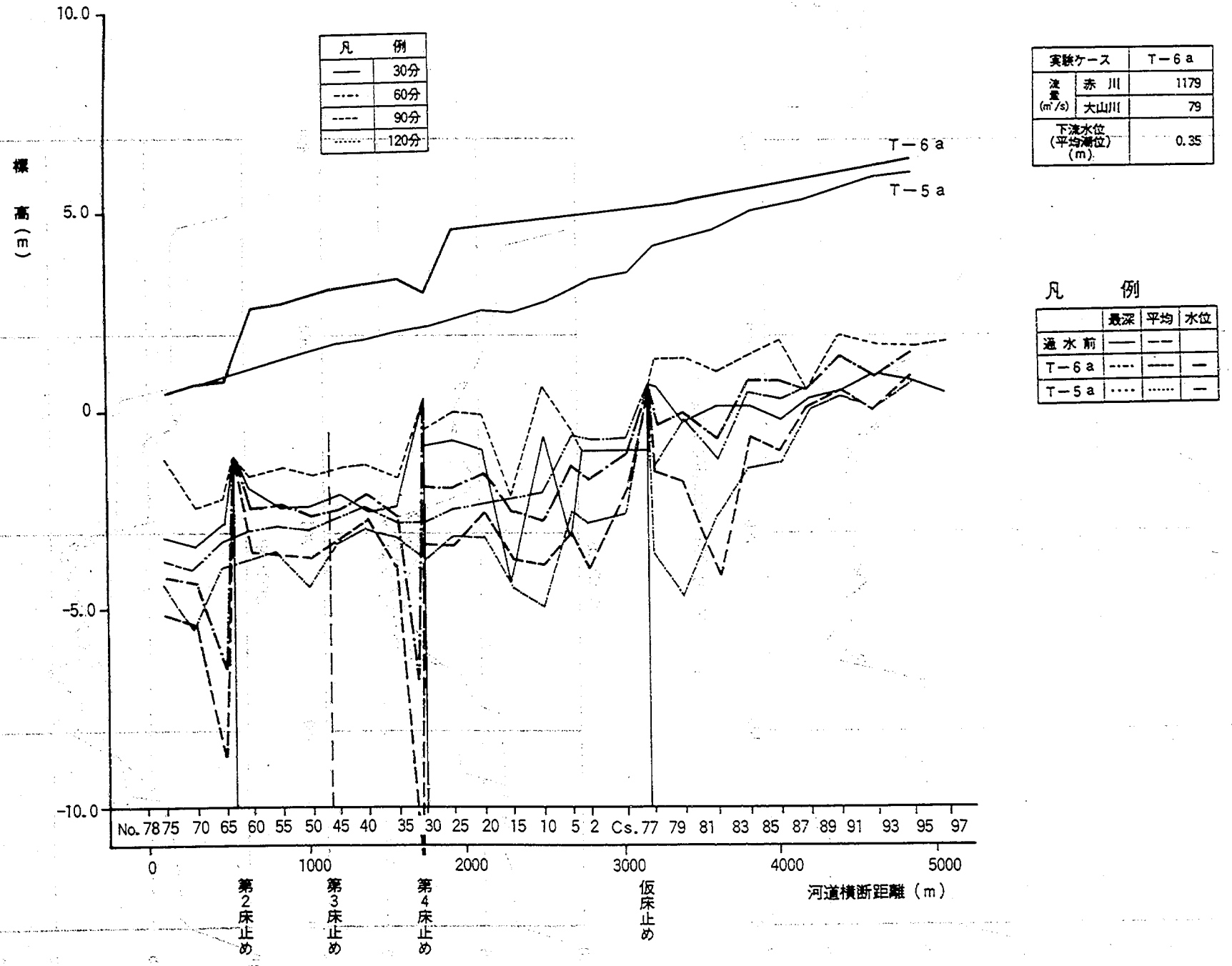
実験ケース		T−5b
流量 (m³/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）(m)		0.68



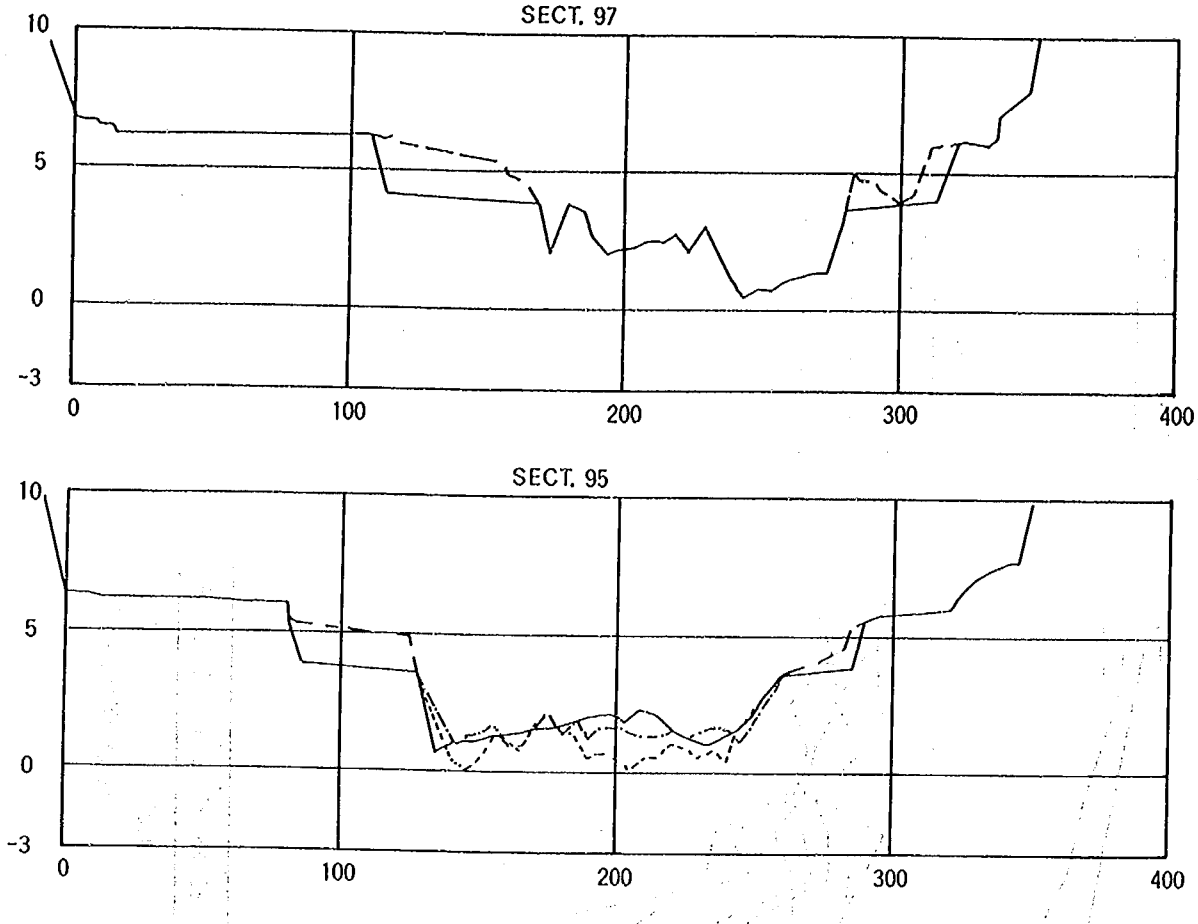


凡　例	
―――	左　岸
———	中　央
- - -	右　岸

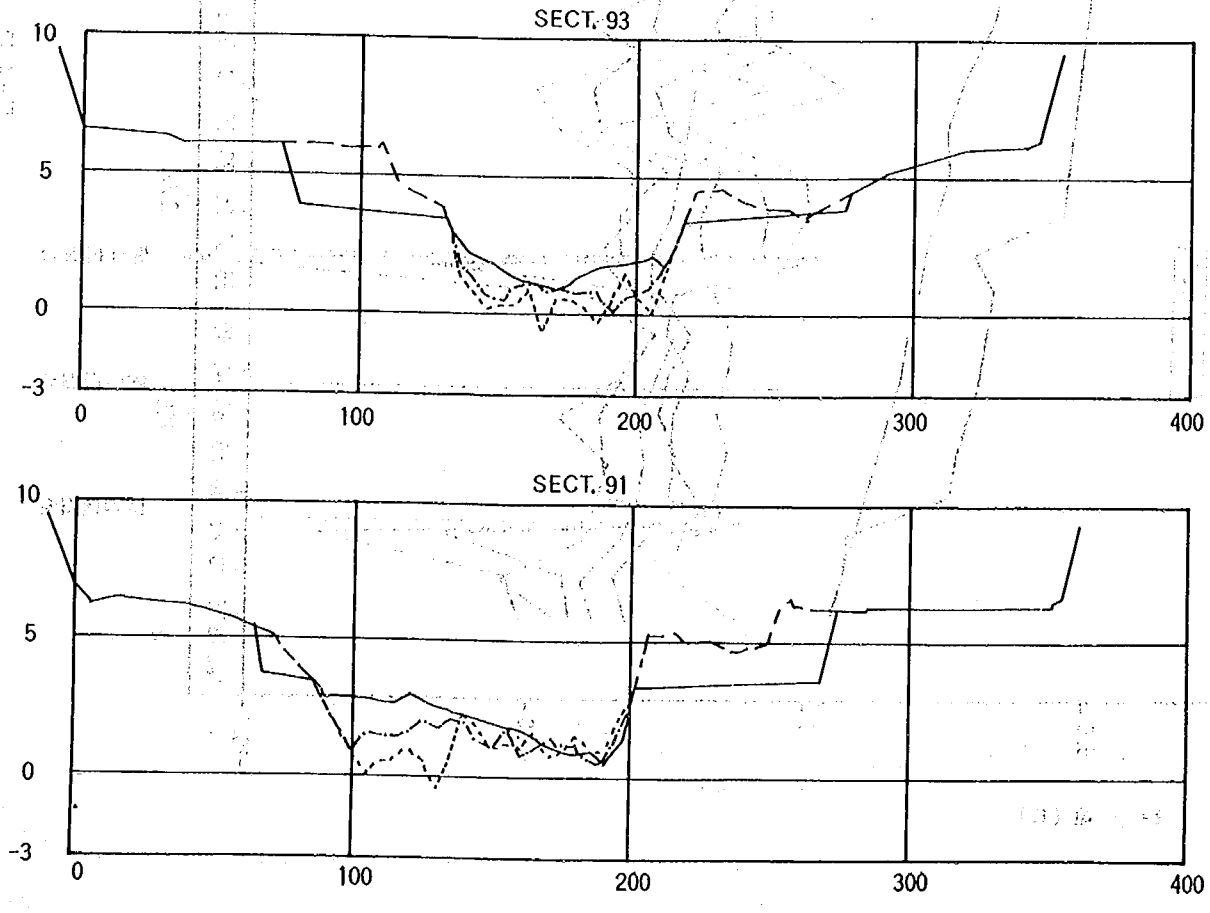
図−4.41　河床変動時間変化図　（実験 T-5b）



図－4.42 水位・河床高縦断図（実験T－6a）



図—4.44 (1) 河床変動横断図 (有堤部)



図—4.44 (2) 河床変動横断図 (有堤部)

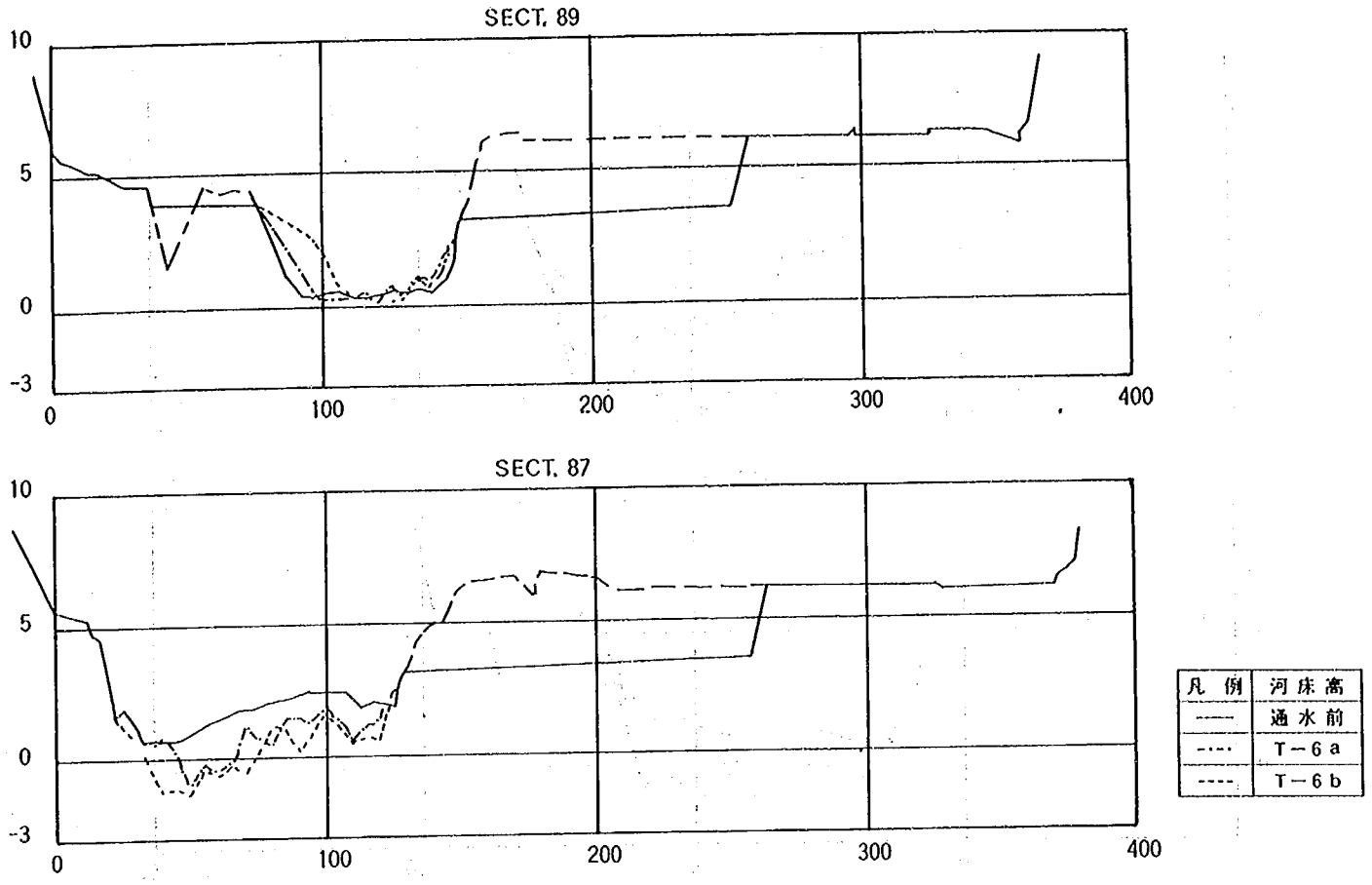


図--4.44 (3) 河床変動横断図 (有堤部)

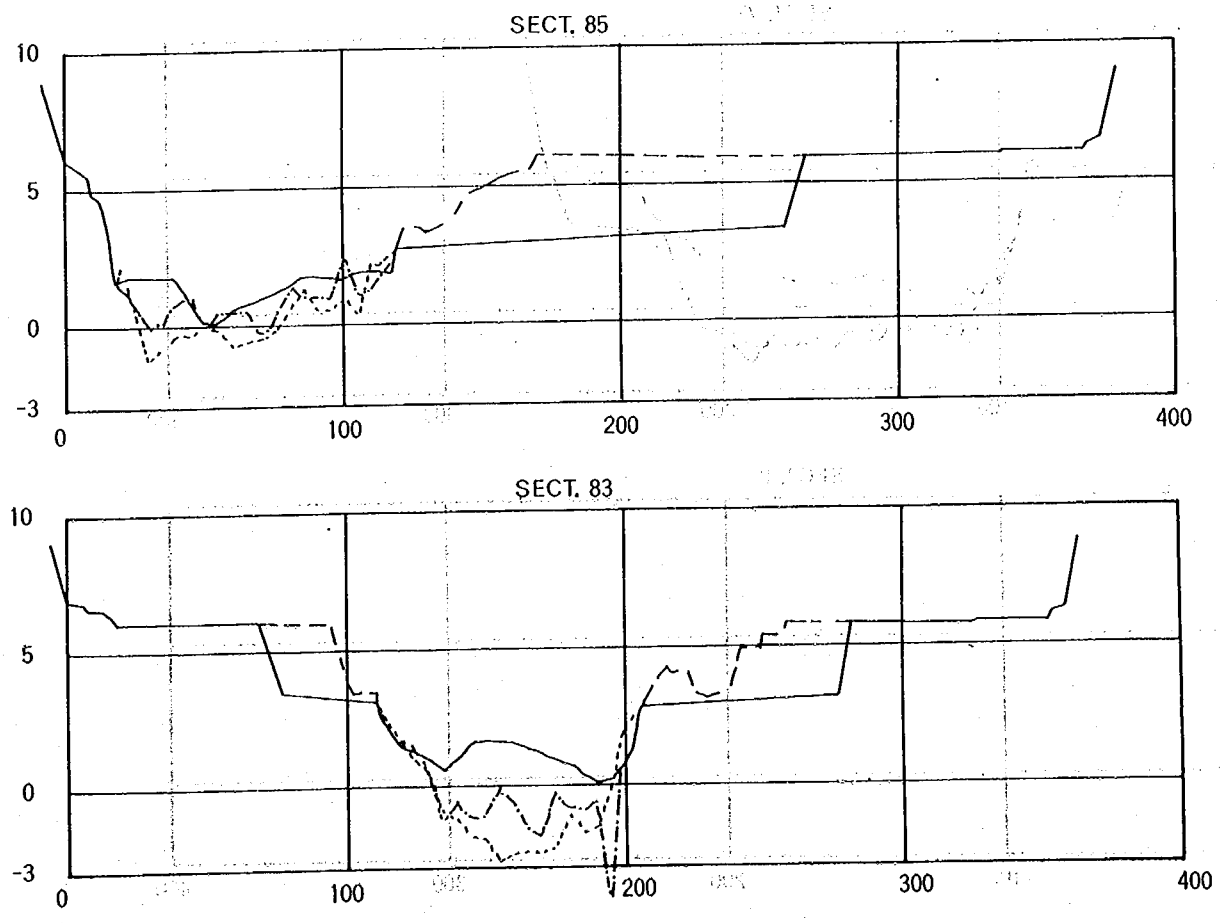
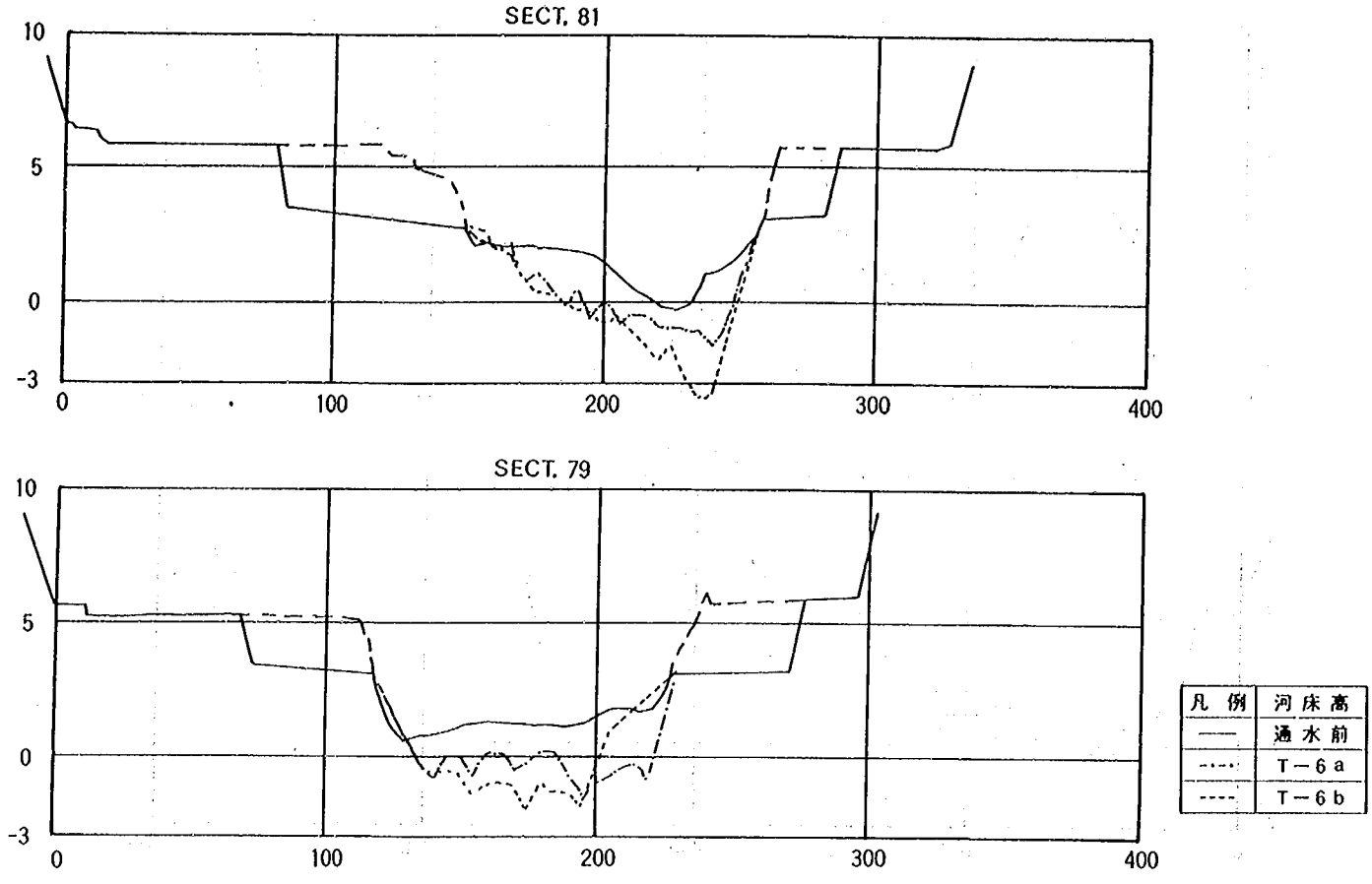
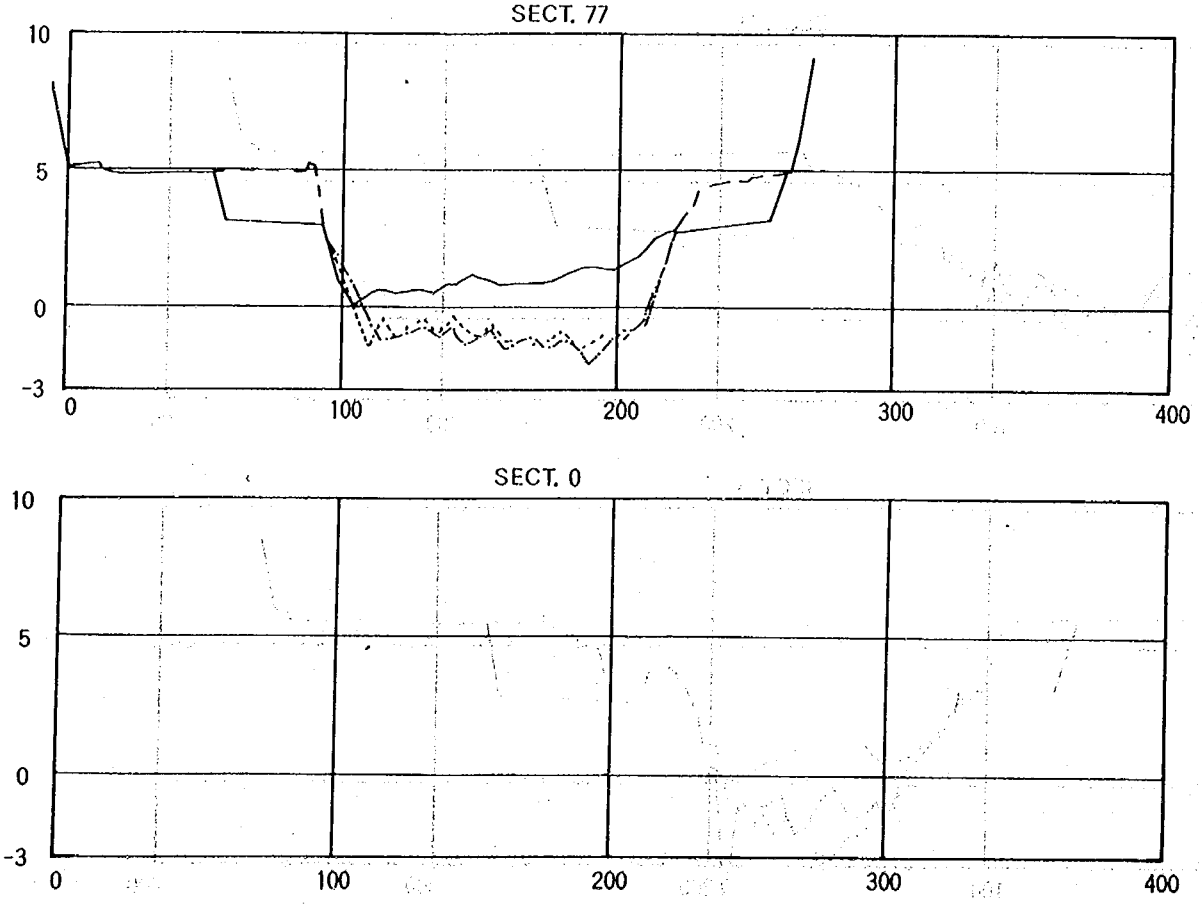


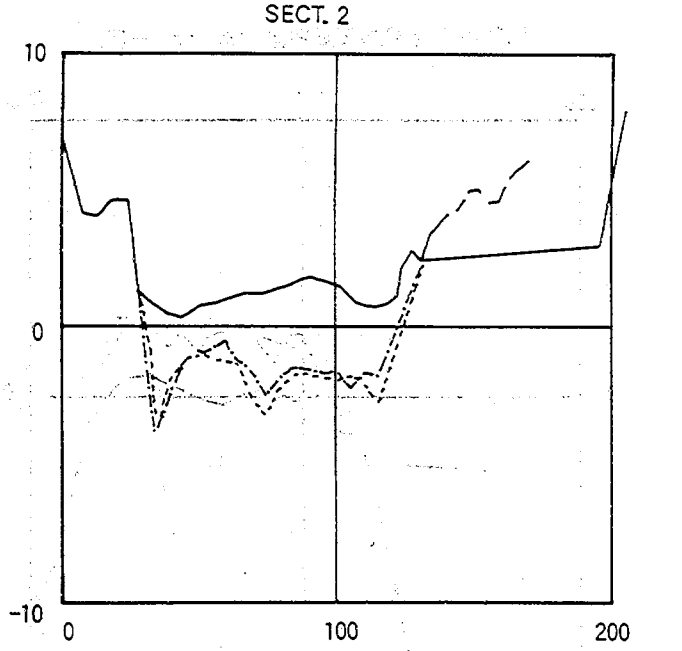
図--4.44 (4) 河床変動横断図 (有堤部)

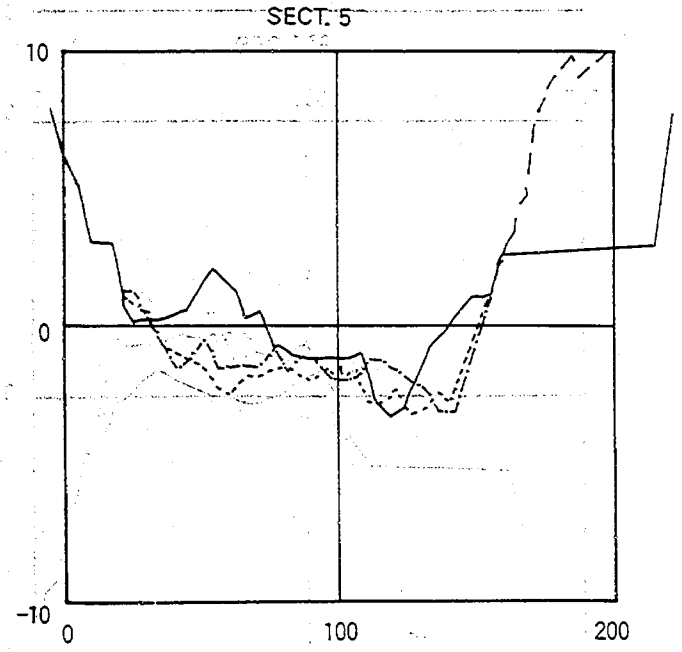


図—4.44 (5) 河床変動横断図 (有堤部)

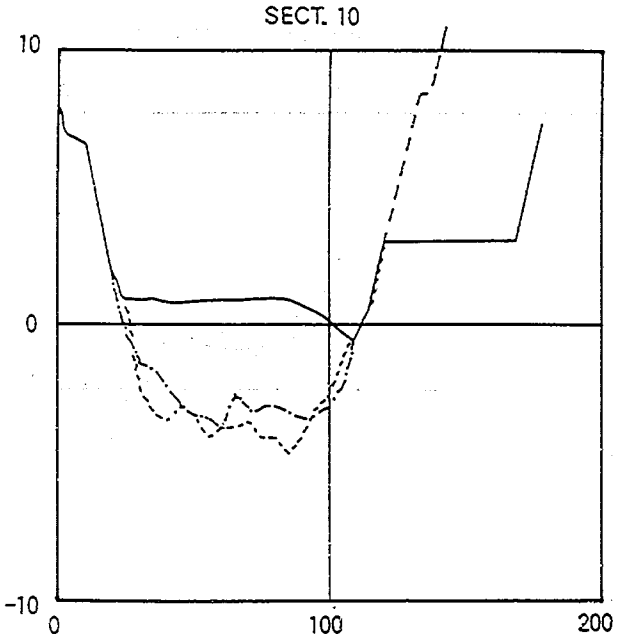


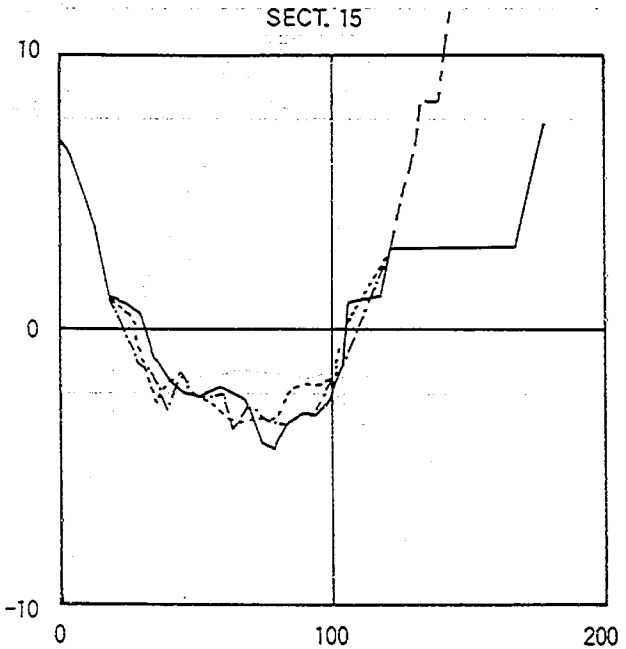
図—4.44 (6) 河床変動横断図 (有堤部)





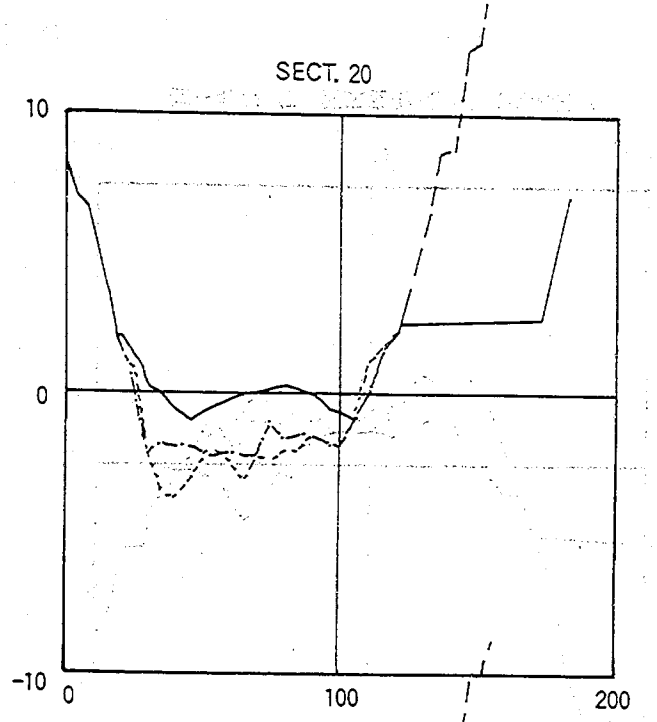
図—4.44 (7) 河床変動横断図（放水路部）

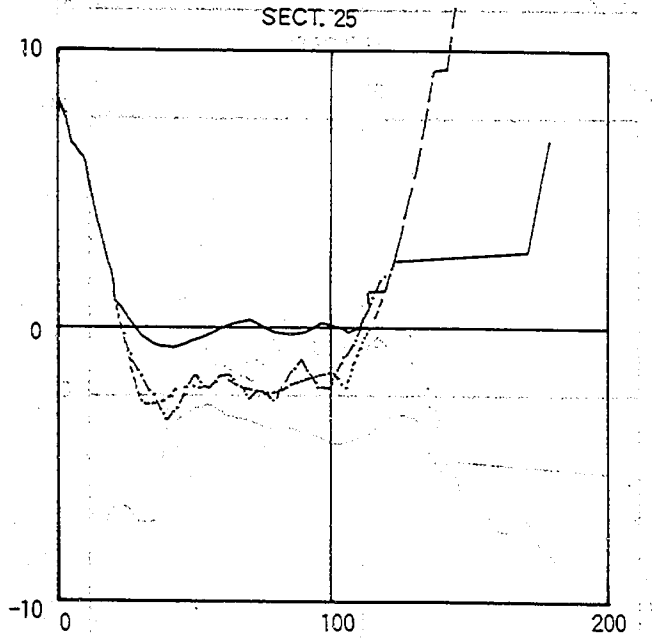




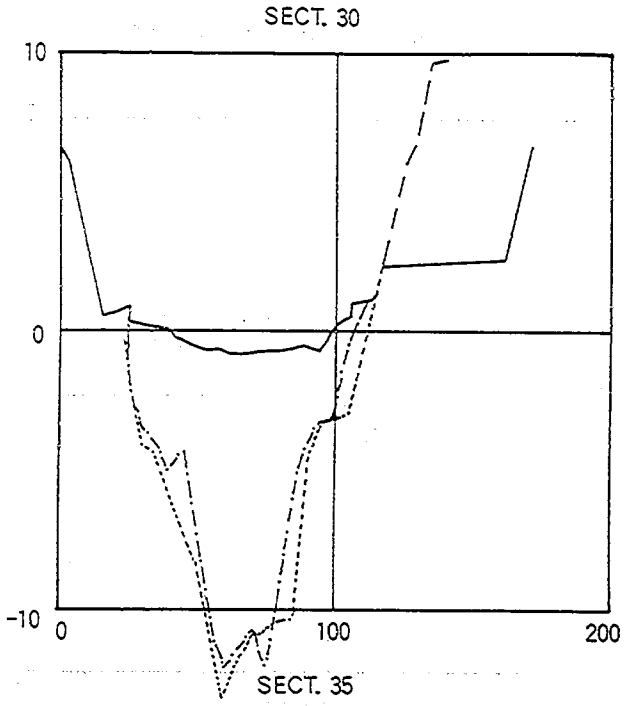
凡 例	河床高
——	通水前
-----	T—6a
----	T—6b

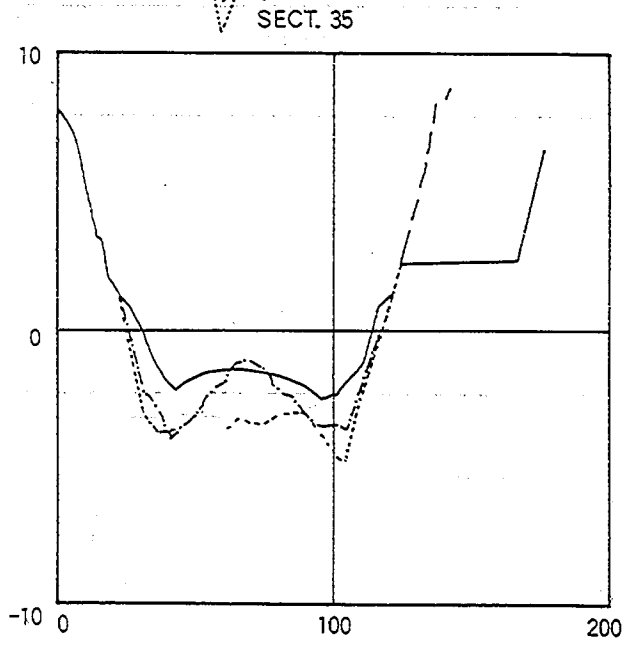
図—4.44 (8) 河床変動横断図（放水路部）





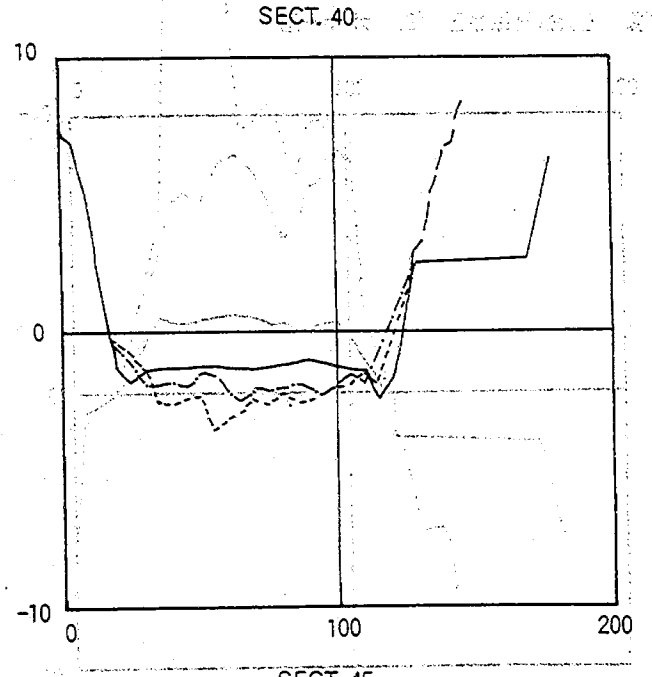
図—4.44 (9) 河床変動横断図（放水路部）

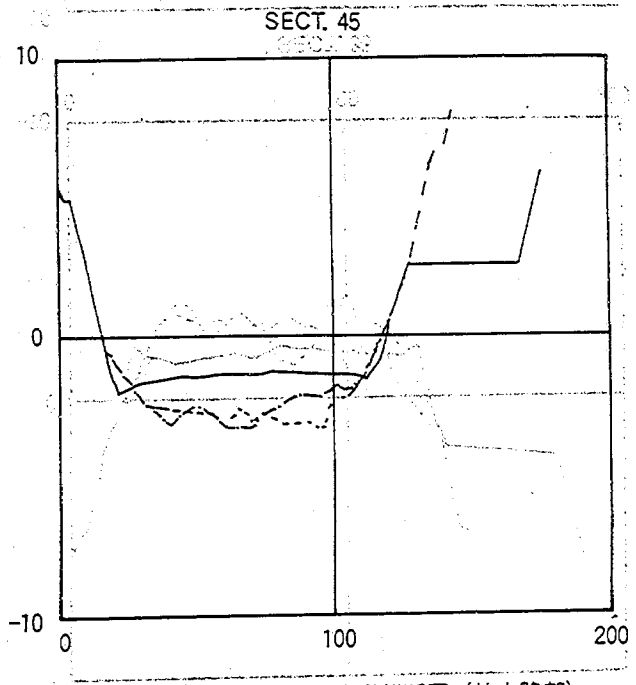




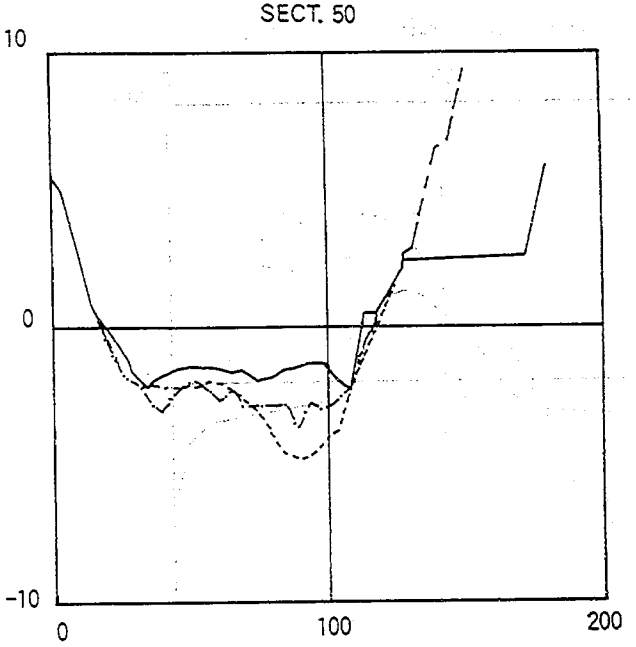
凡 例	河床高
——	通水前
----	T－6a
----	T－6b

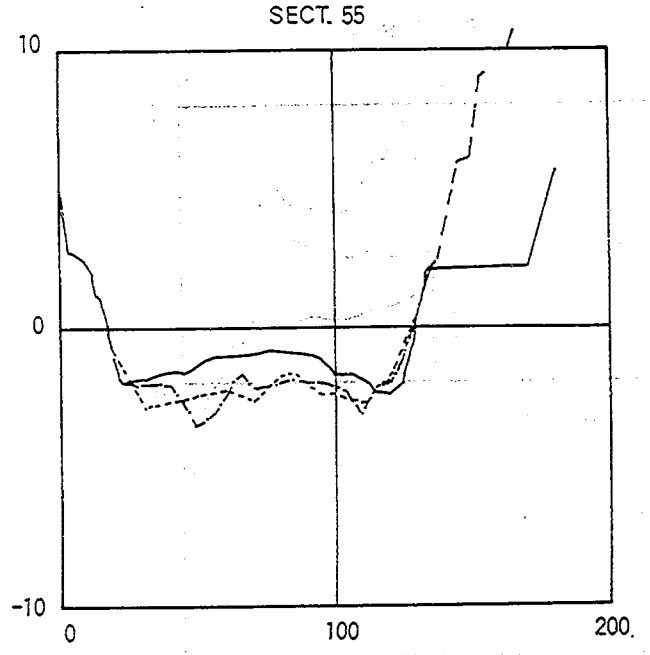
図—4.44 (10) 河床変動横断図（放水路部）





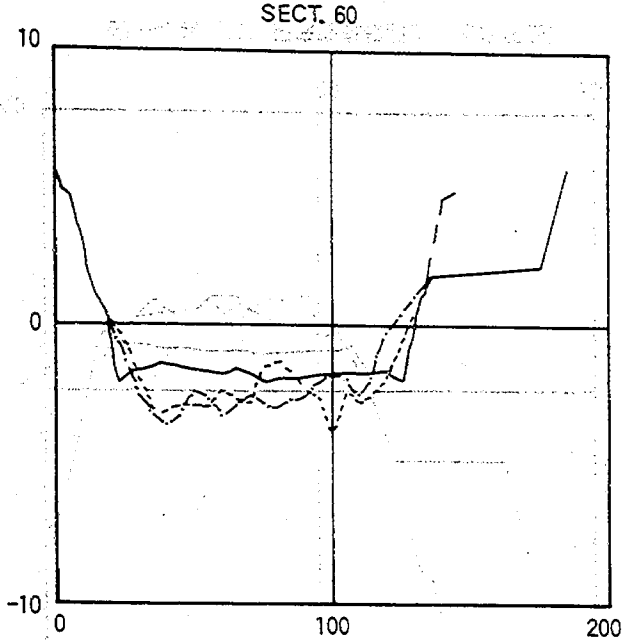
図—4.44 (11) 河床変動横断図（放水路部）

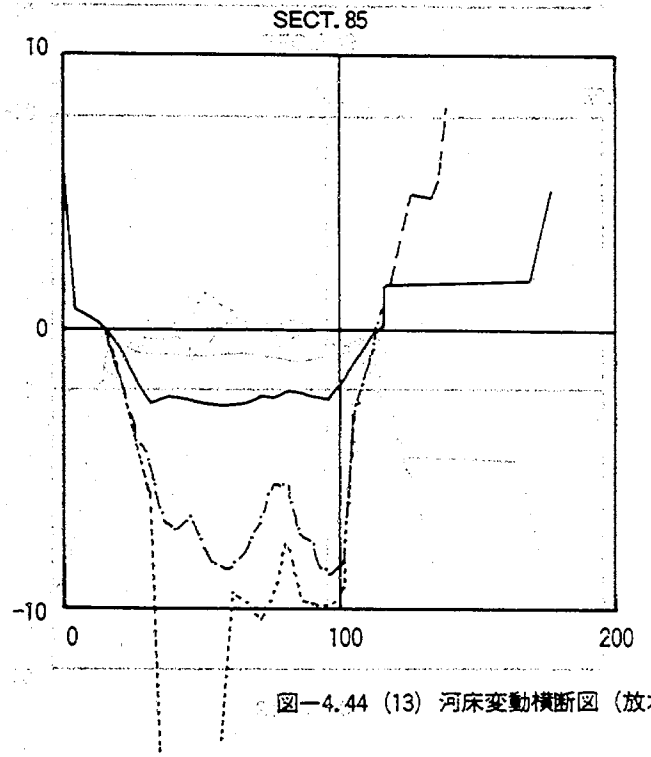




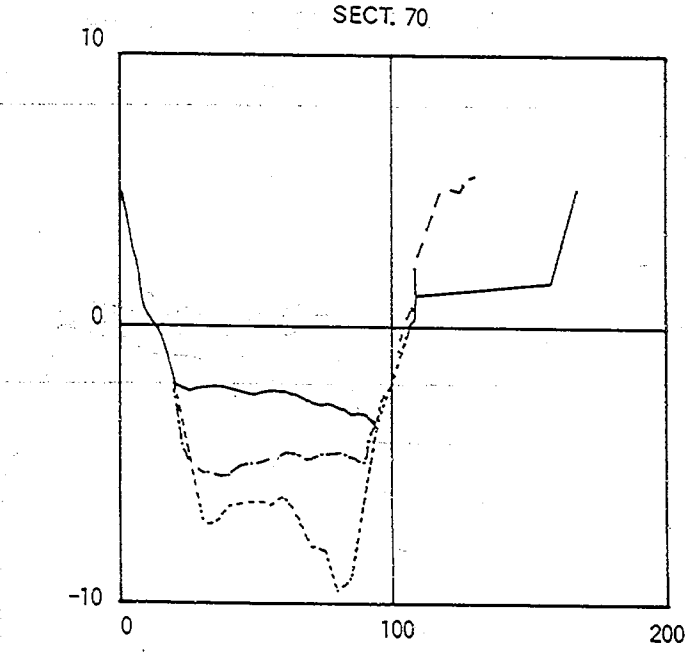
凡 例	河床高
——	通水前
----	T—6a
----	T—6b

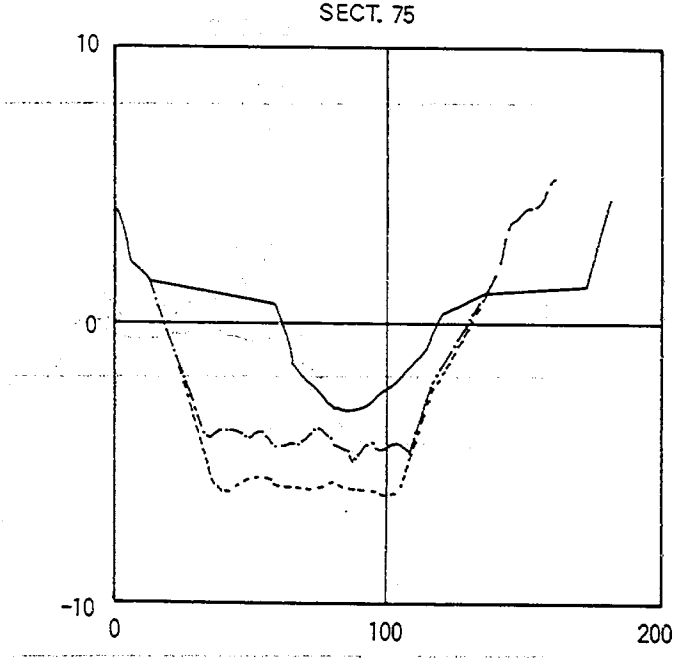
図—4.44 (12) 河床変動横断図（放水路部）





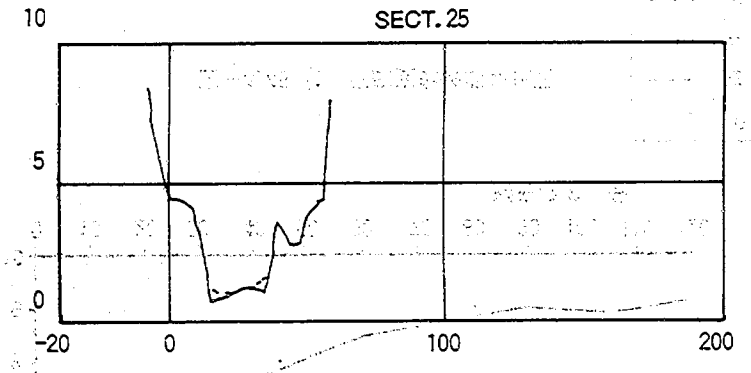
図—4.44 (13) 河床変動横断図 (放水路部)

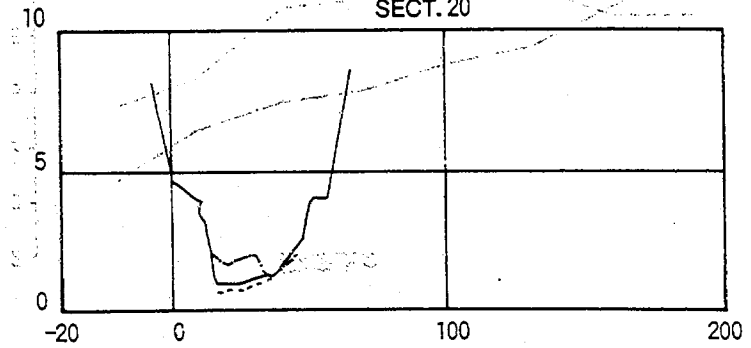


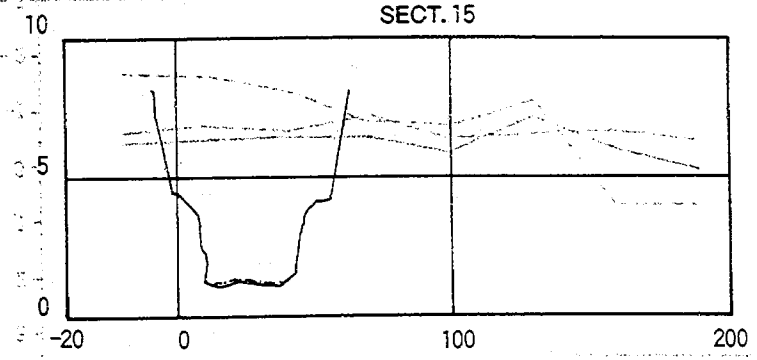


凡 例	河床高
——	通水前
----	T—6a
----	T—6b

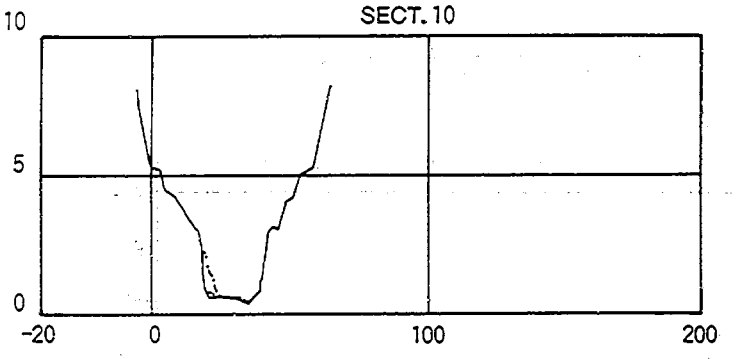
図—4.44 (14) 河床変動横断図 (放水路部)

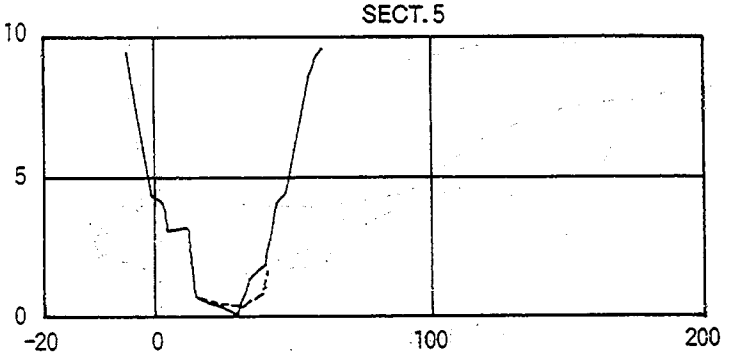


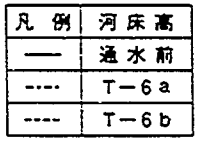




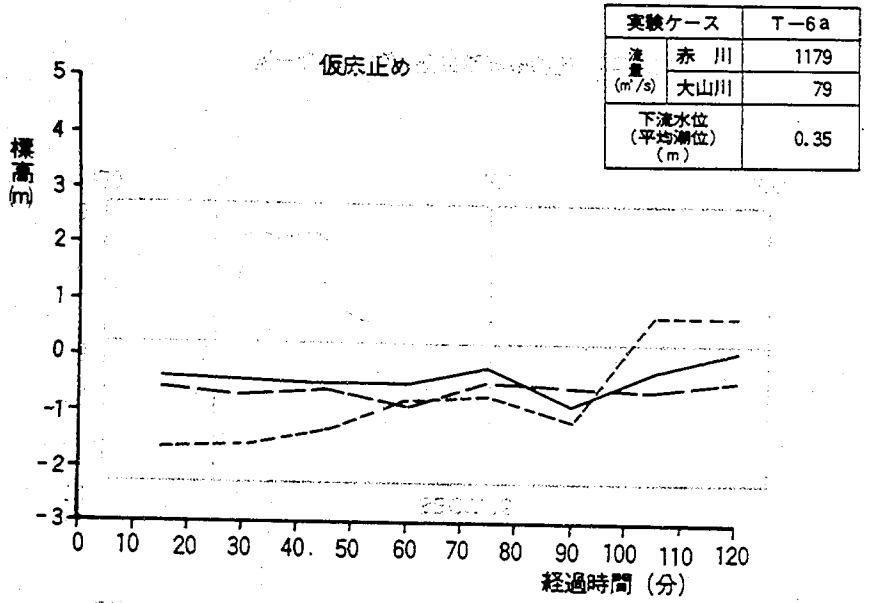
図—4.44 (15) 河床変動横断図（大山川）

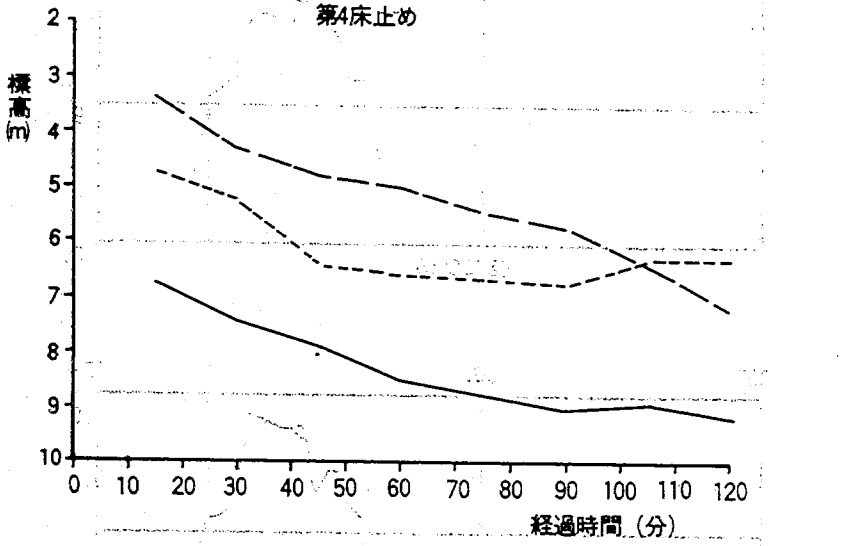






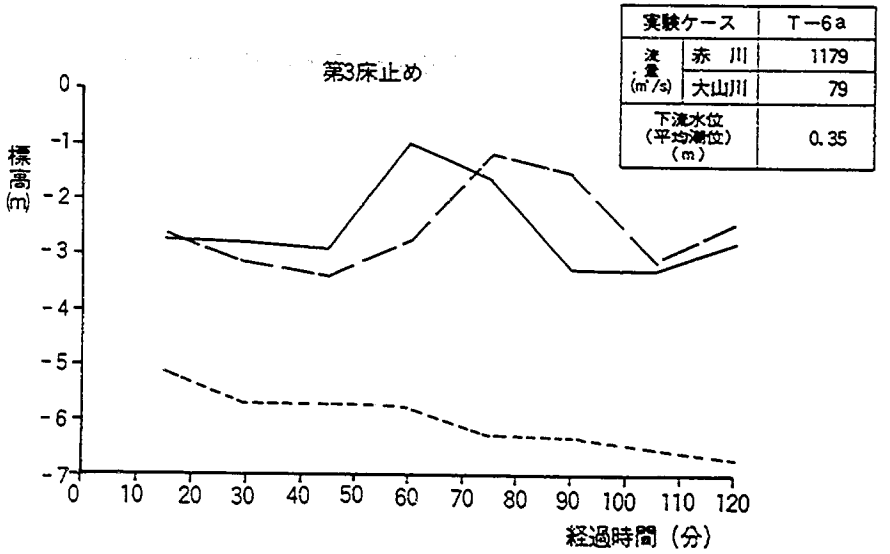
図—4.44 (16) 河床変動横断図（大山川）

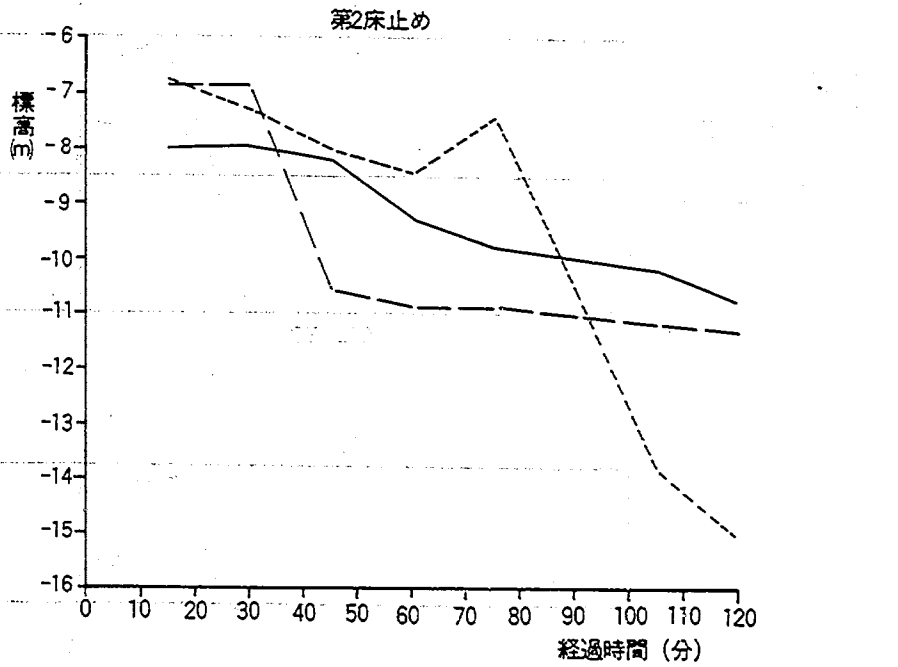




凡例
左岸
中央
右岸

図−4.45 (1) 河床変動時間変化図

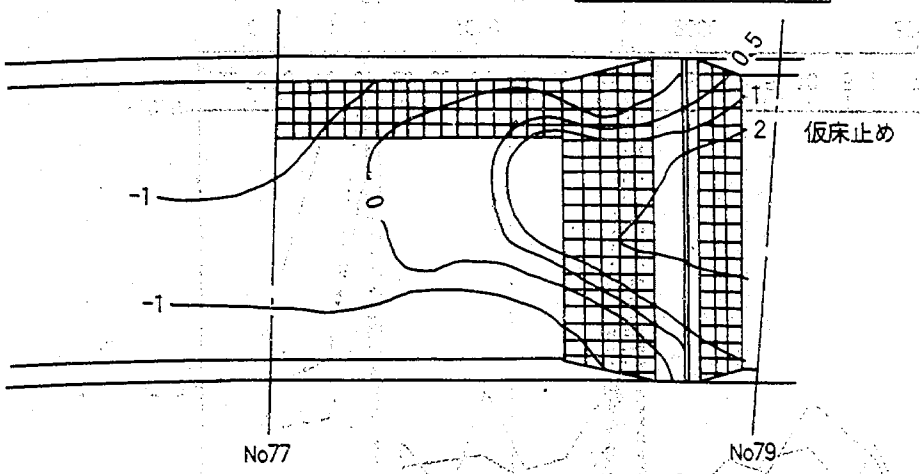


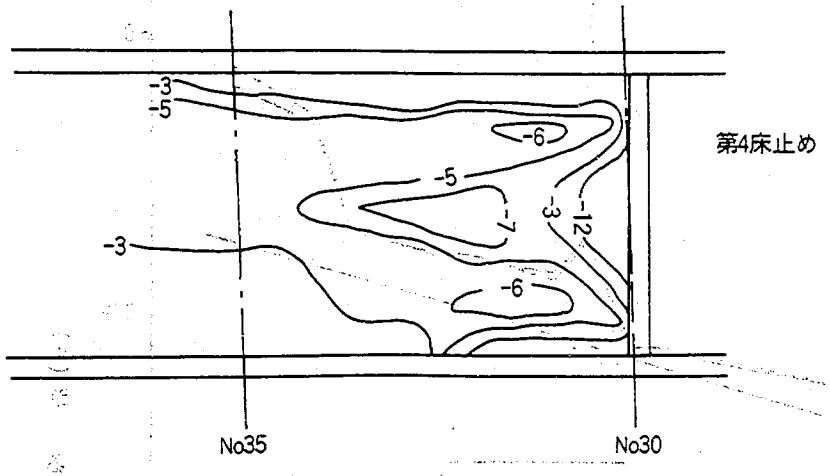


凡例
左岸
中央
右岸

図−4.45 (2) 河床変動時間変化図

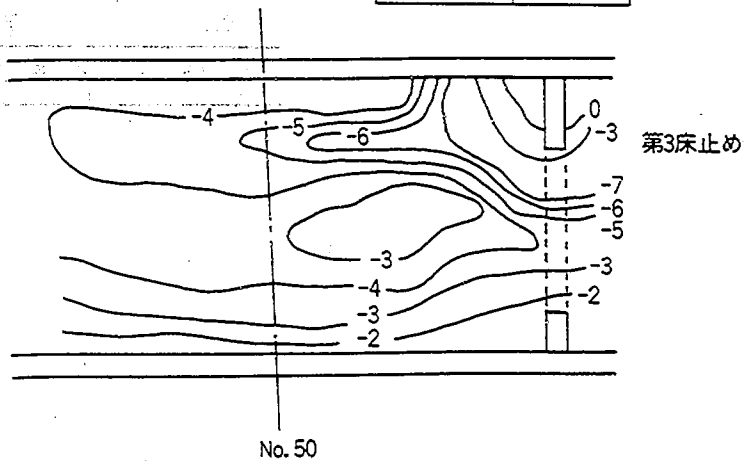
実験ケース		T−6a
流量 (m³/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

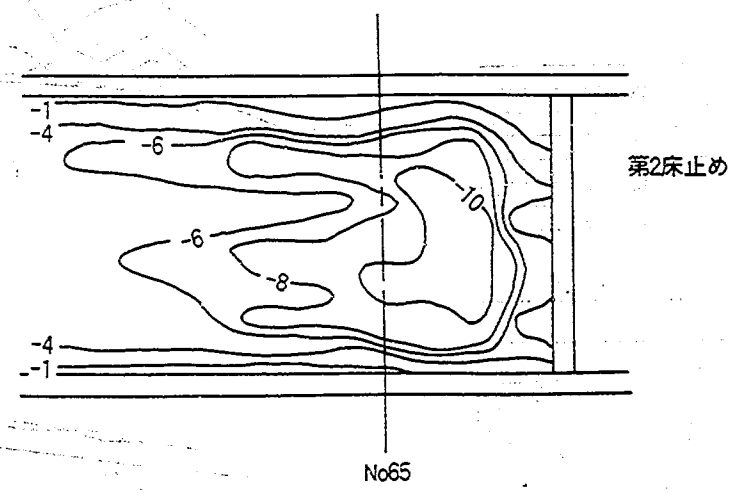




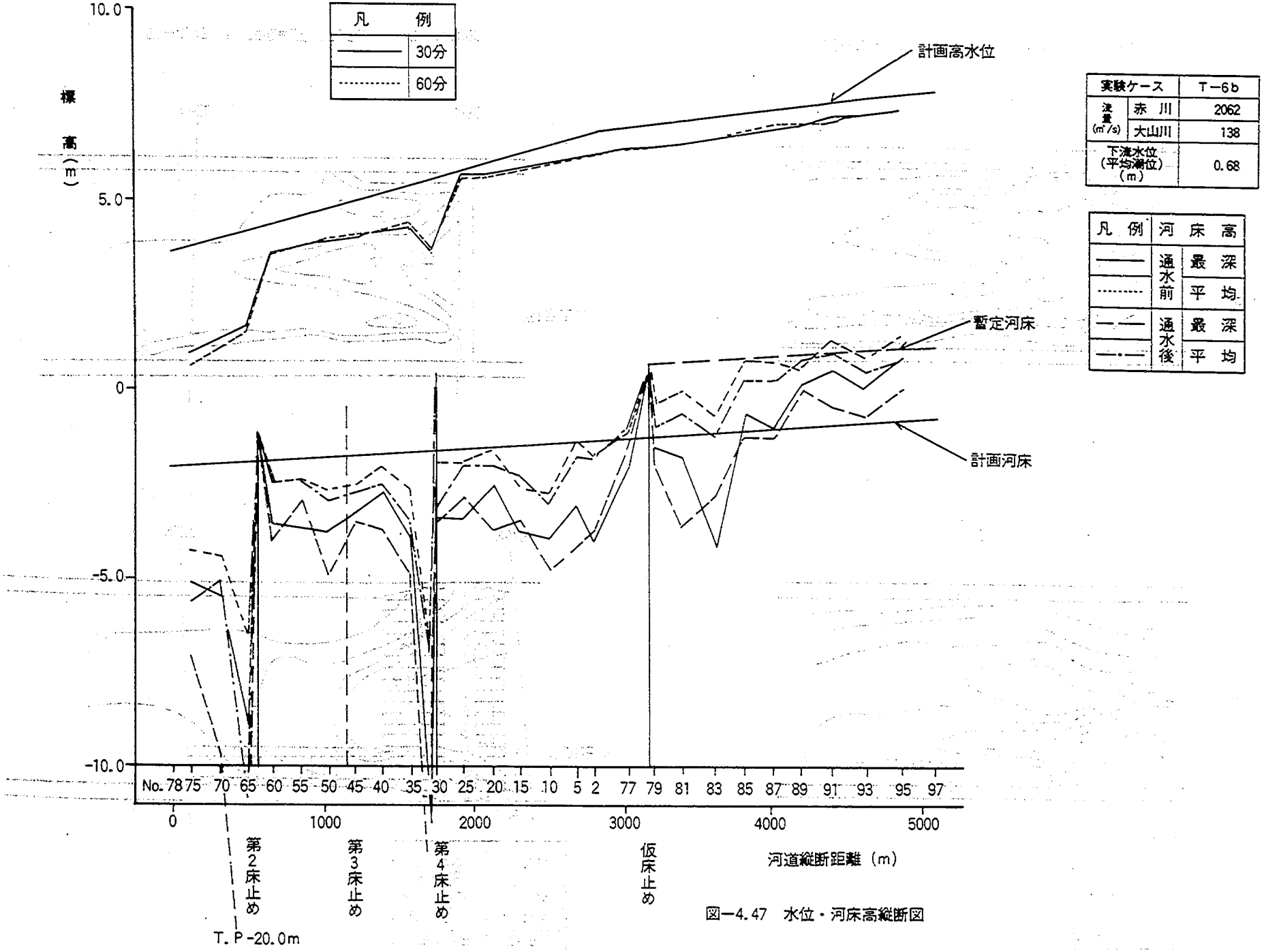
図−4.46 (1) 等深線図（T.P.m）　S=1/2000

実験ケース		T−6a
流量 (m³/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

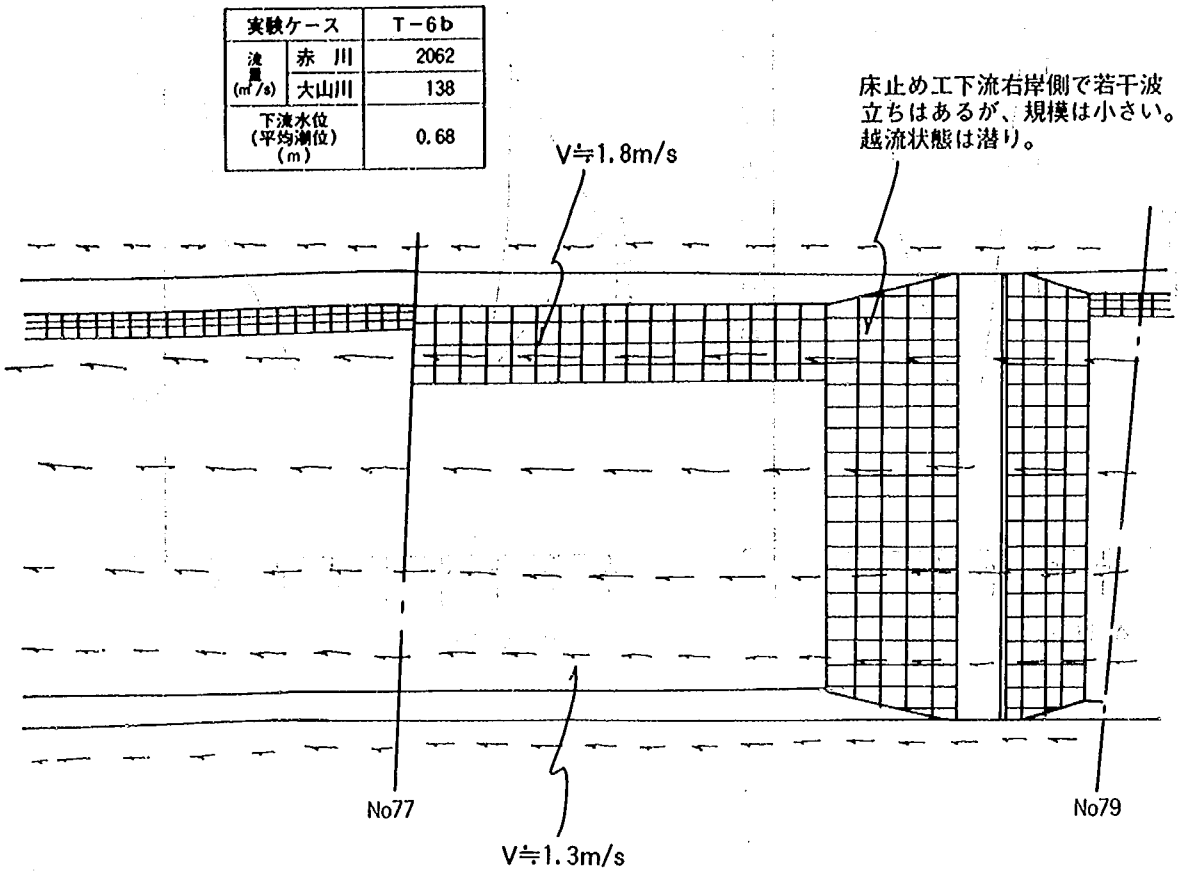




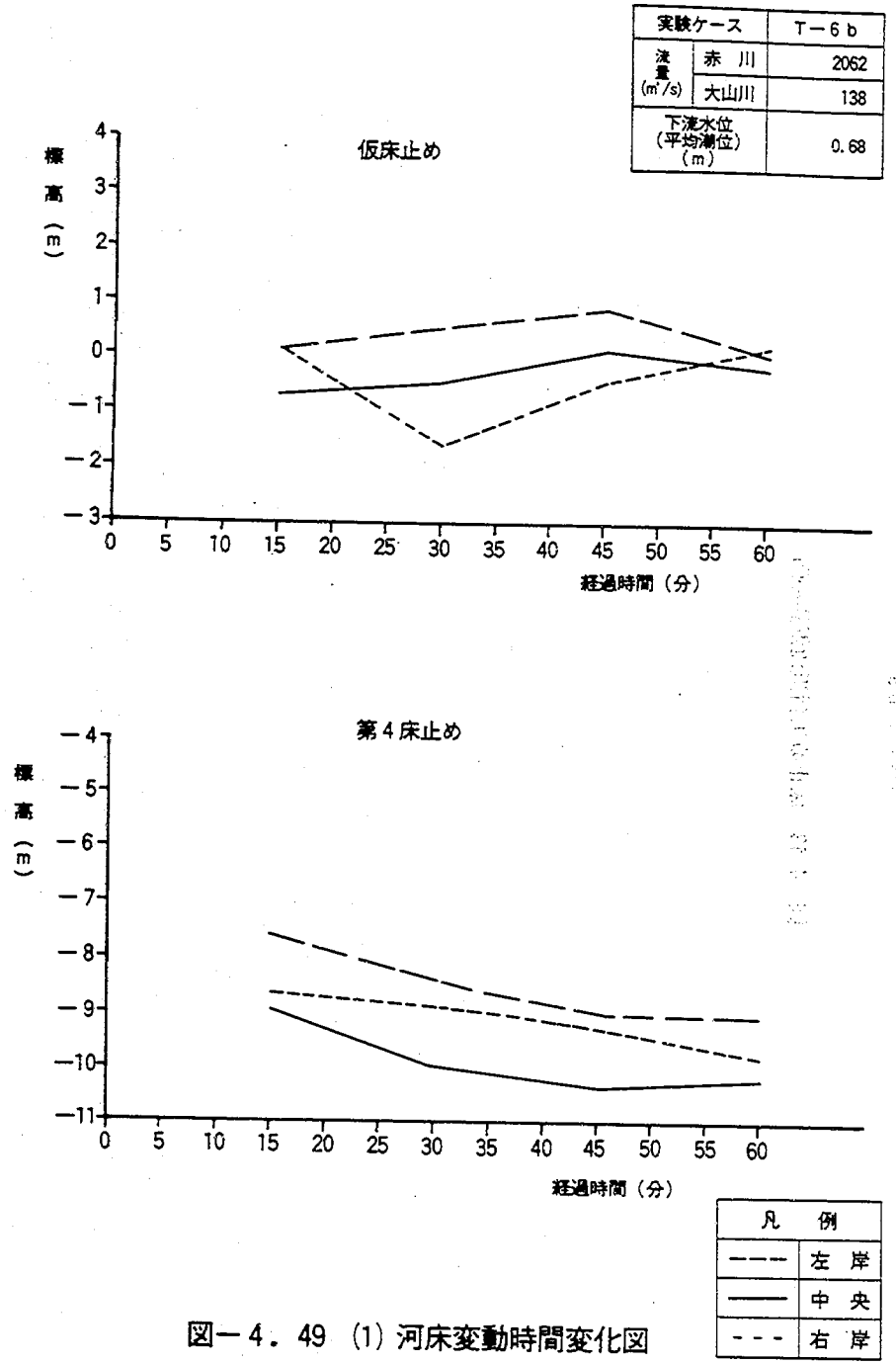
図−4.46 (2) 等深線図（T.P.m）　S=1/2000



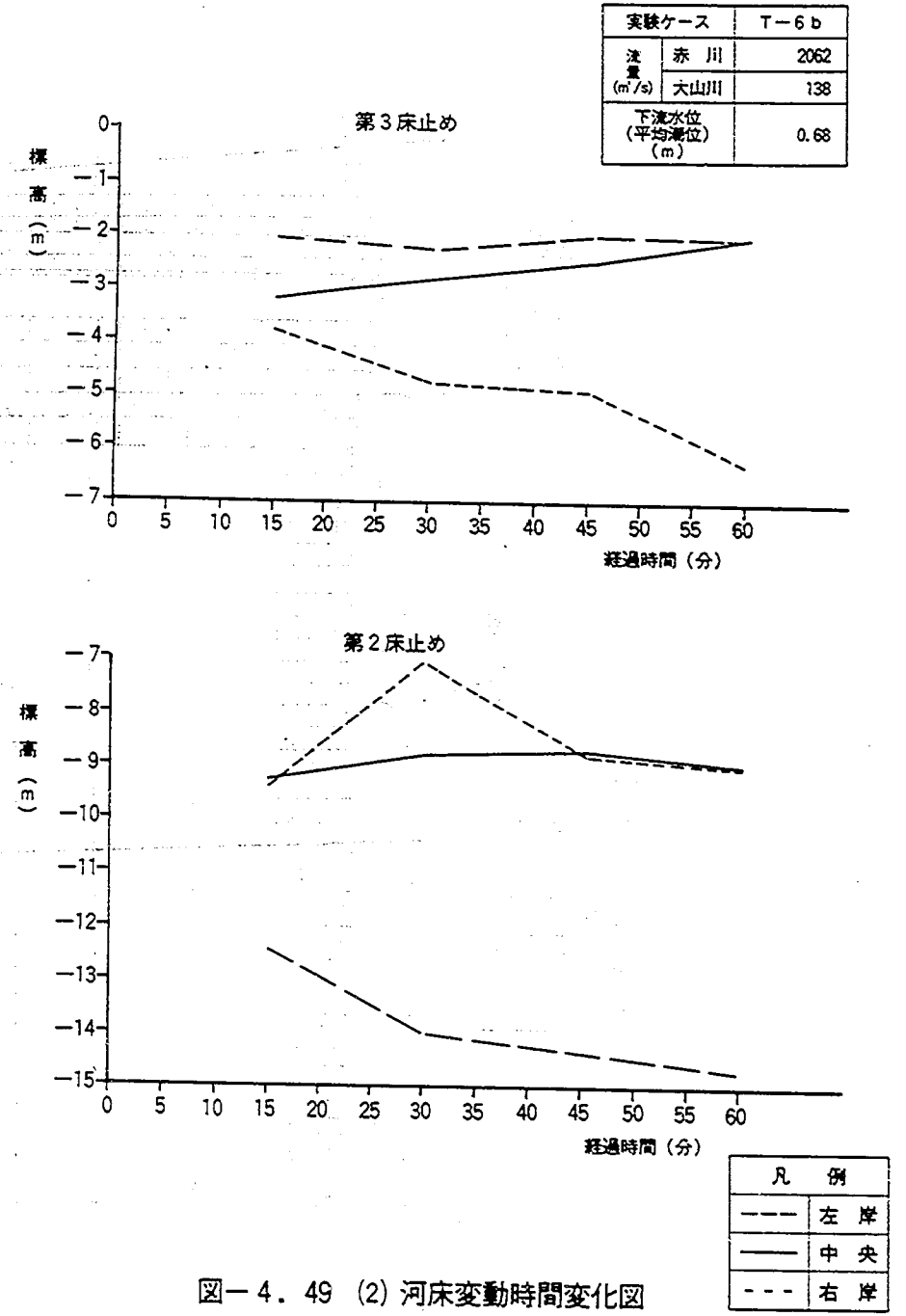
図－4.47　水位・河床高縦断図



図—4.48　床止め工付近流況詳細図

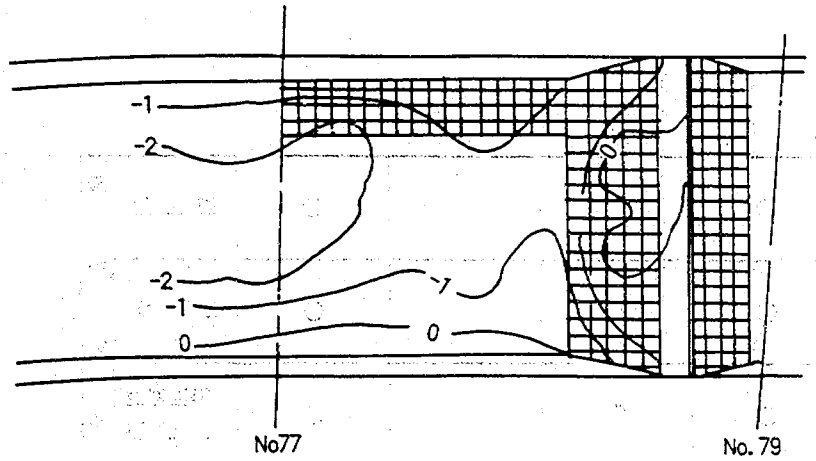


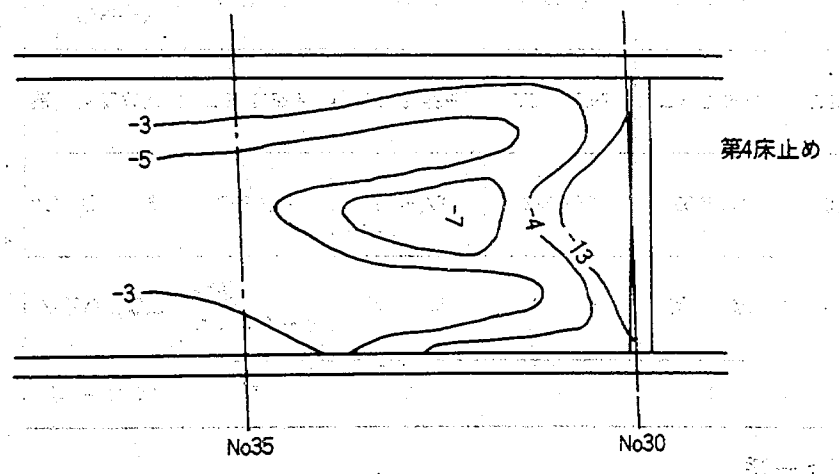
図－4．49 (1) 河床変動時間変化図



図－4．49 (2) 河床変動時間変化図

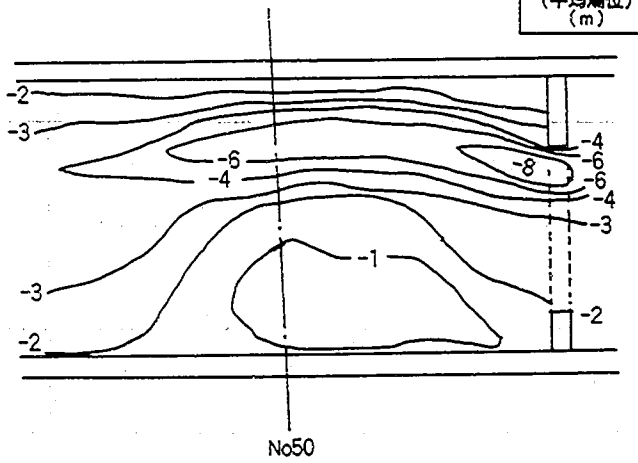
実験ケース		T−6b
流量 (m³/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）(m)		0.68

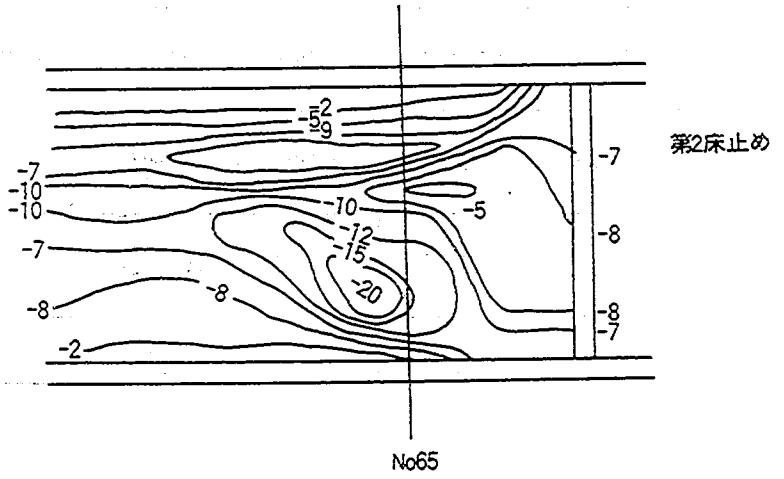




図−4.50 (1) 等深線図（T.P.m）

実験ケース		T−6b
流量 (m³/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）(m)		0.68

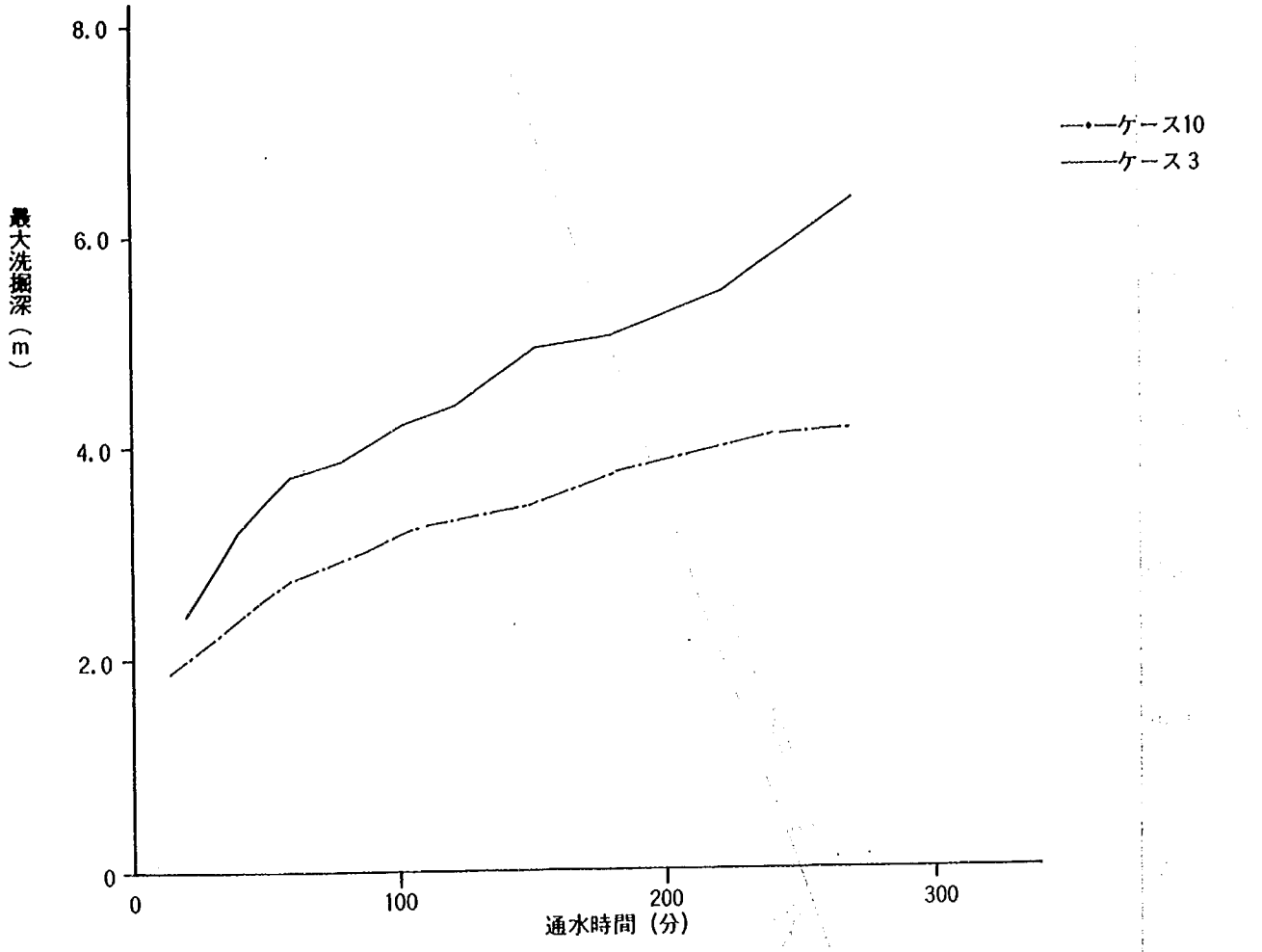




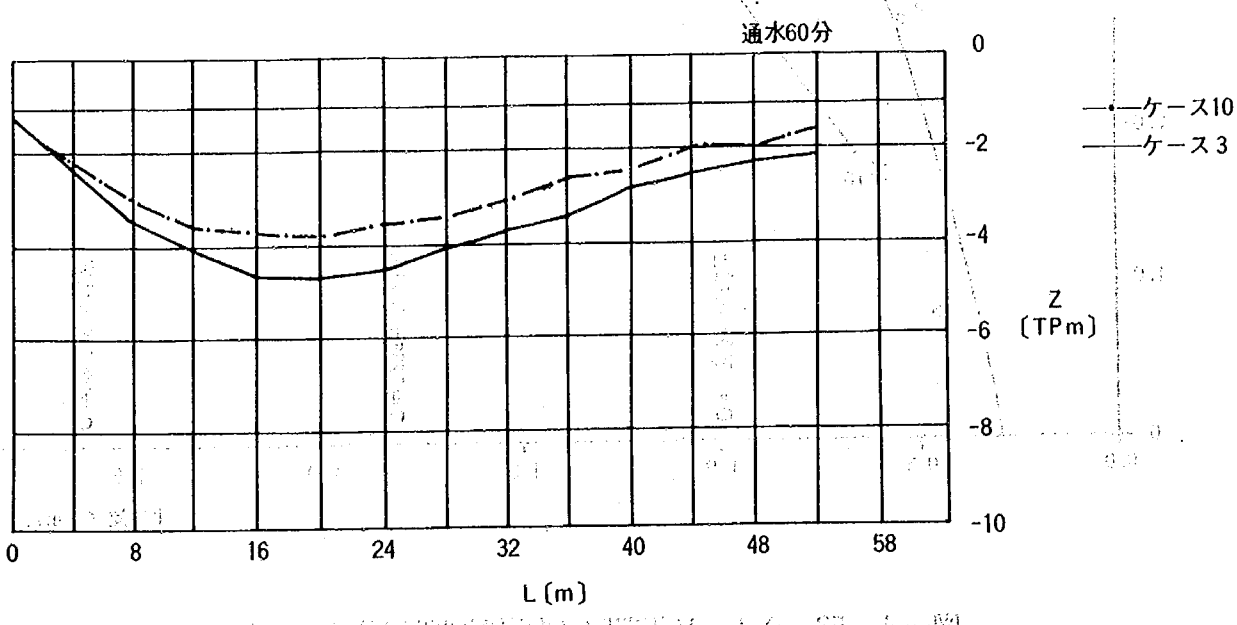
図−4.50 (2) 等深線図（T.P.m）

表－4．2　実験条件一覧表

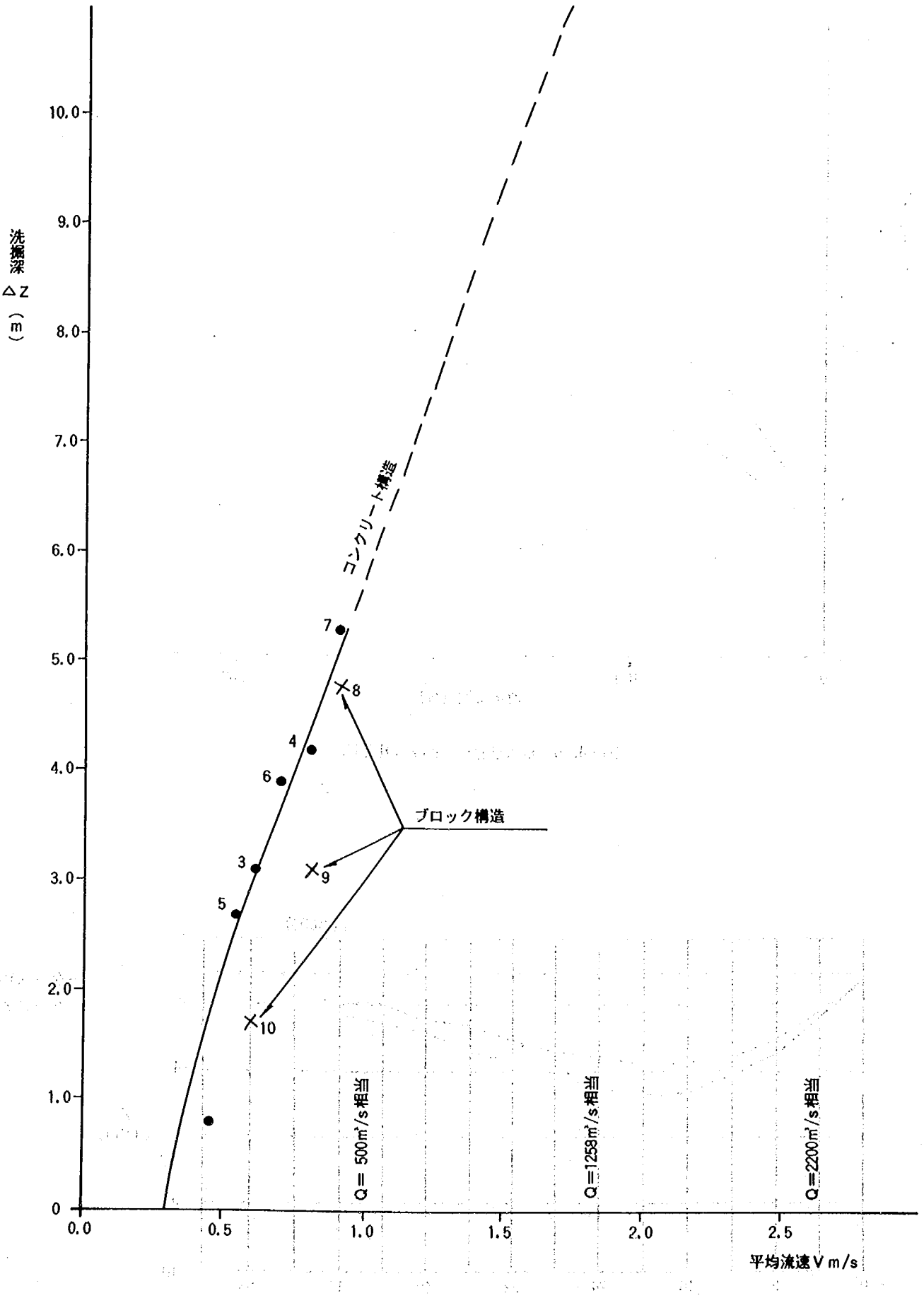
ケース No		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	4'
床止め工構造		コンクリート構造	同　左	同　左	同　左	同　左	同　左	同　左	ブロック構造	同　左	同　左	コンクリート構造
実験条件	流　量	268m³/s	500m³/s	384m³/s	500m³/s	380m³/s	490m³/s	566m³/s	566m³/s	500m³/s	384m³/s	500m³/s
	下流水位	T.P 4.98m	T.P 3.58m	T.P 5.33m	T.P 5.30m	T.P 6.00m	T.P 5.96m	T.P 5.27m	T.P 5.28m	T.P 5.30m	T.P 5.31m	T.P 5.30m
	平均流速（護床工上）	0.45m/s	1.09m/s	0.61m/s	0.79m/s	0.54m/s	0.70m/s	0.90m/s	0.90m/s	0.79m/s	0.61m/s	0.79m/s
	通水時間	380分	37分	270分	180分	240分	180分	90分	90分	180分	270分	180分
測定内容	最深部時間変化	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	水　位	○		○	○	○	○	○	○	○	○	
	河床高	○		○	○	○	○	○	○	○	○	○



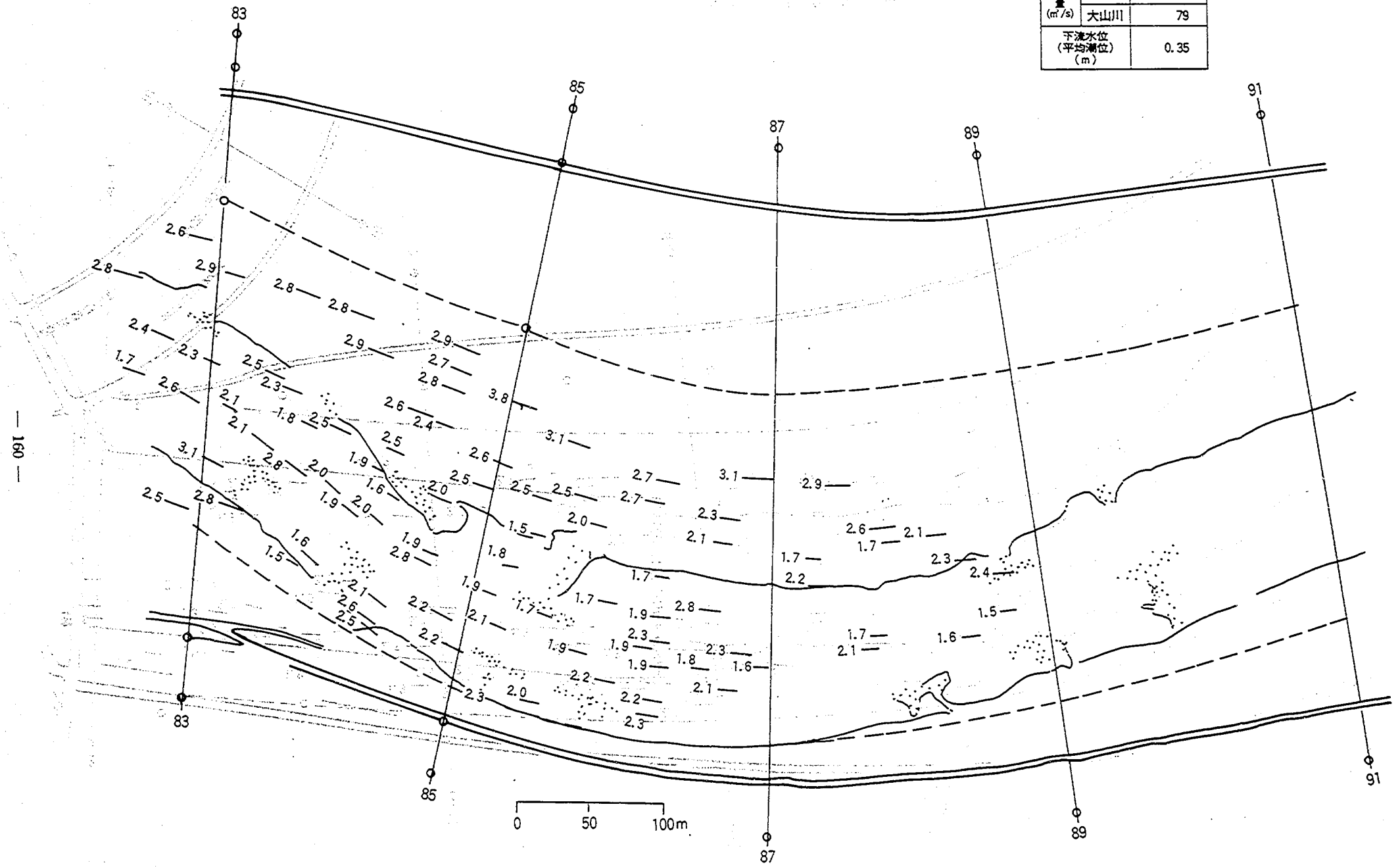
図—4.50　最大洗掘深時間変化比較図



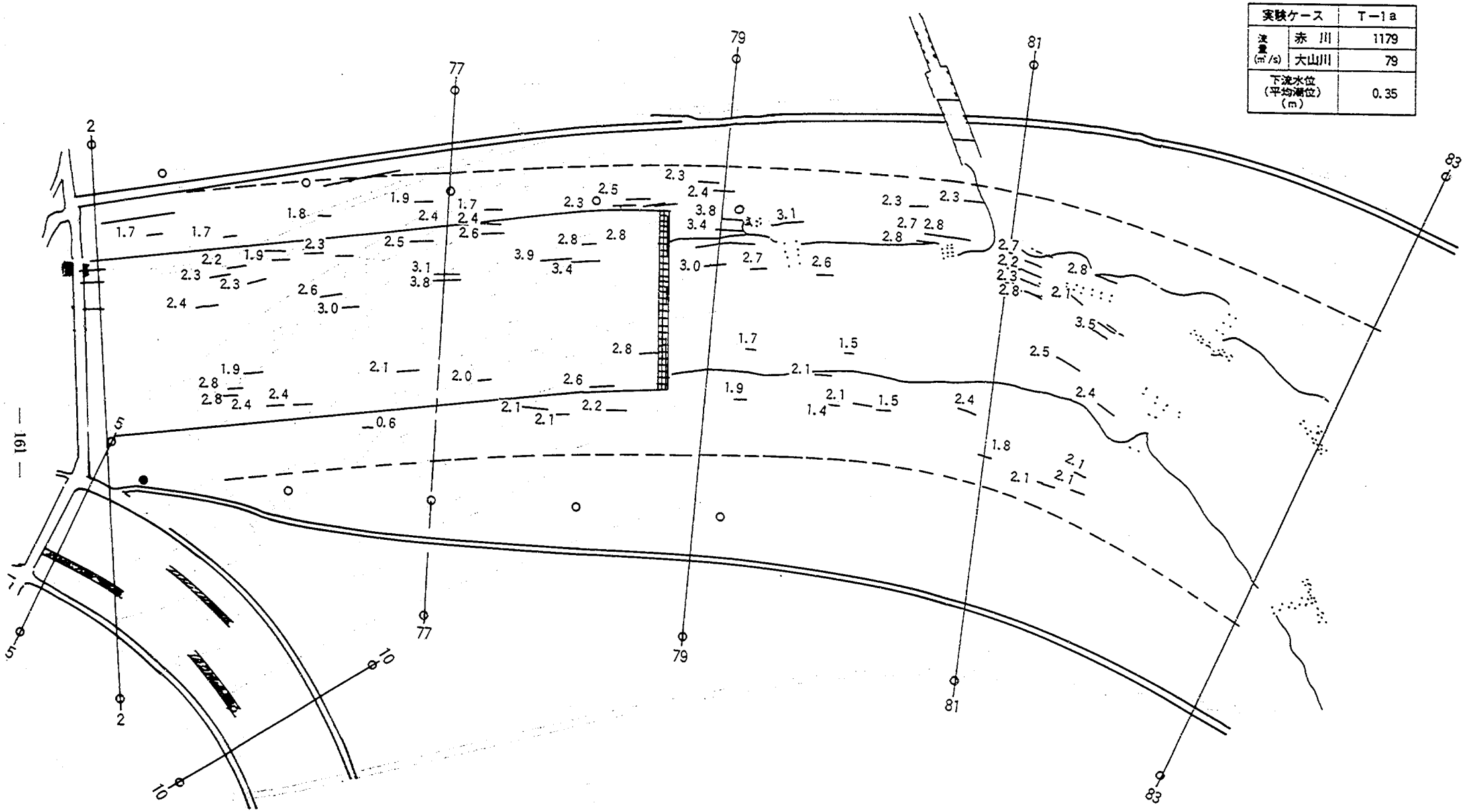
図—4.51　河床縦断比較図



図－4．53　ΔZ－V相関図（右岸側壁沿60分のデーター）

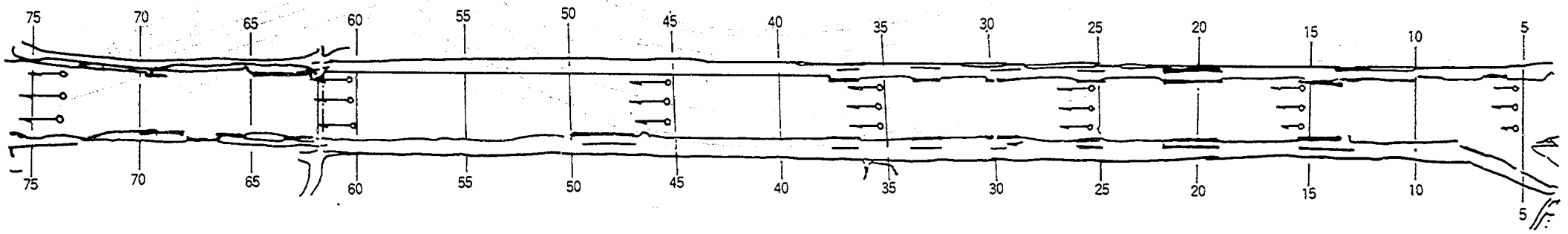


付図−18 (1) 流速ベクトル線図

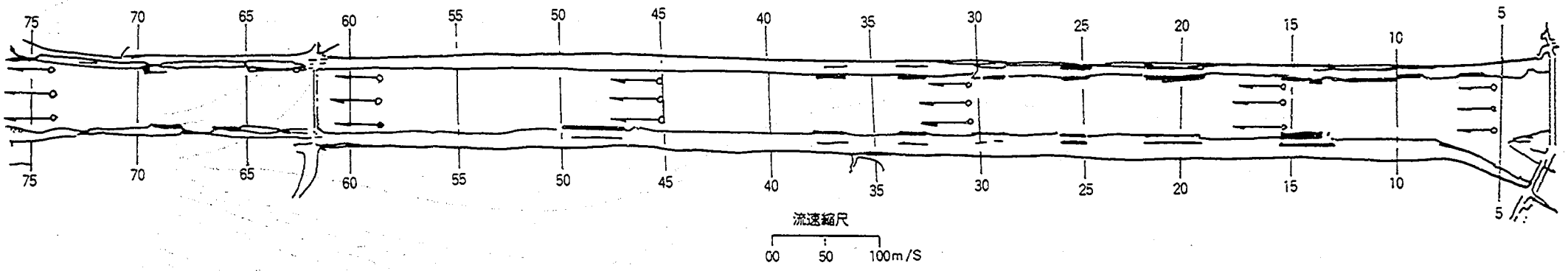


付図−18 (2) 流速ベクトル線図

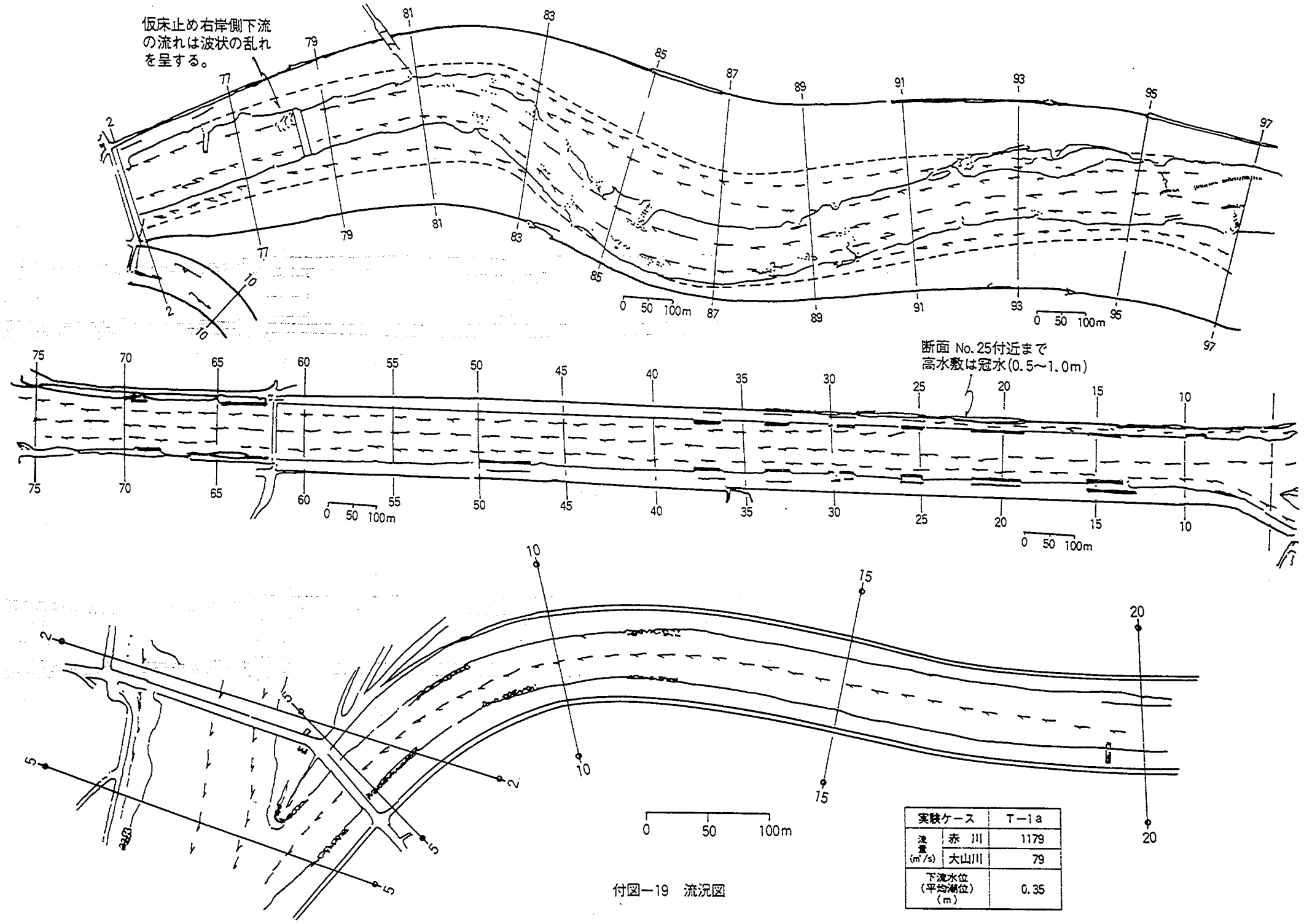
実験ケース		T−1 a
流量 (m^3/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35



実験ケース		T−1 b
流量 (m^3/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68



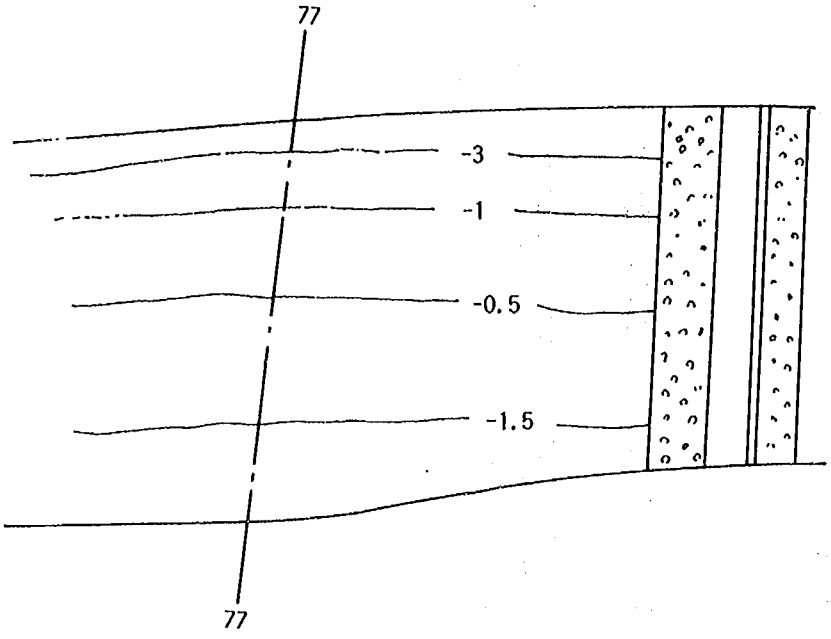
付図−18（3）流速ベクトル線図



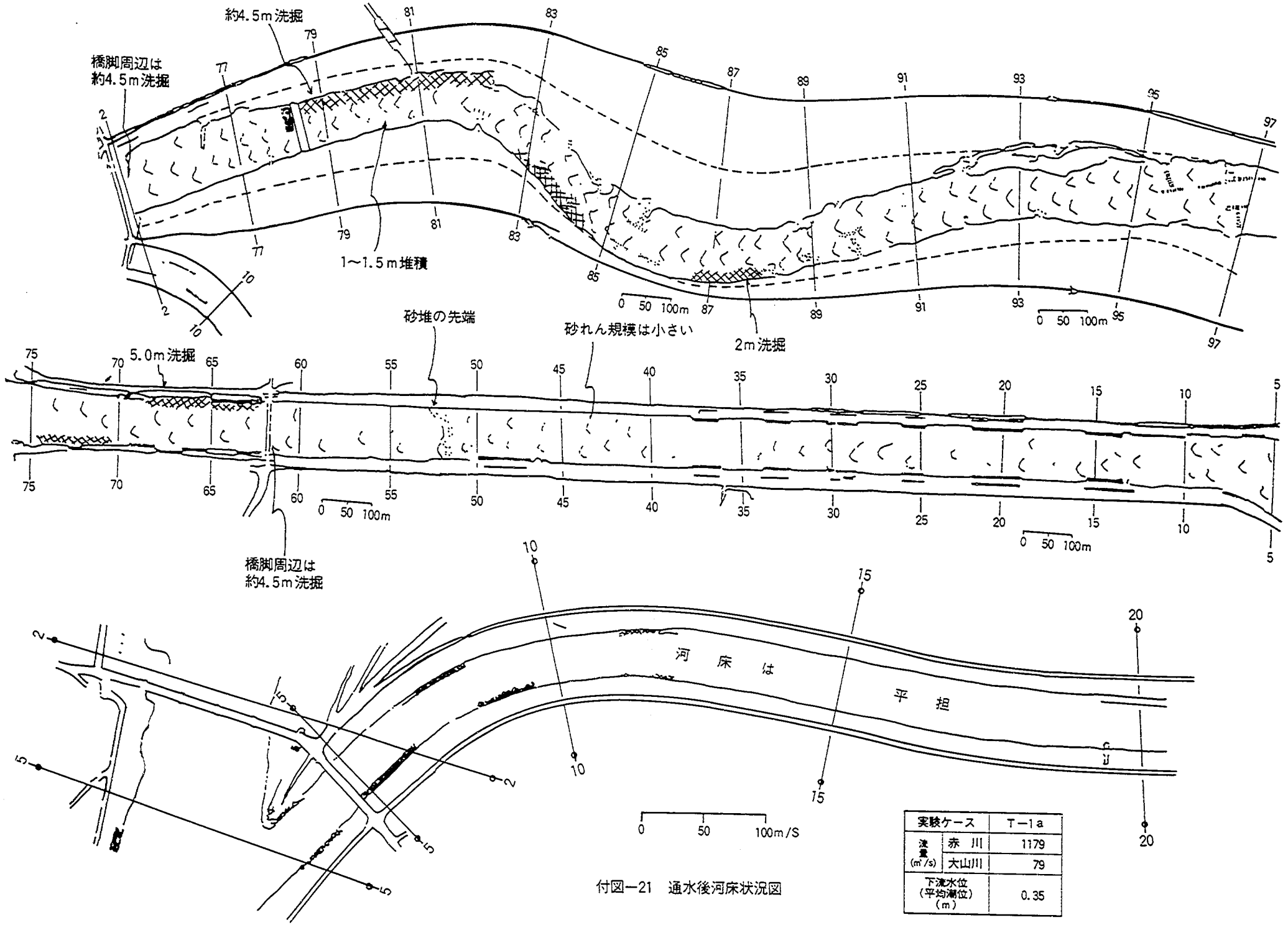
付図—19　流況図

実験ケース		T—1a
流量 (m³/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）(m)		0.35

実験ケース		T－1a
流量 (m^3/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

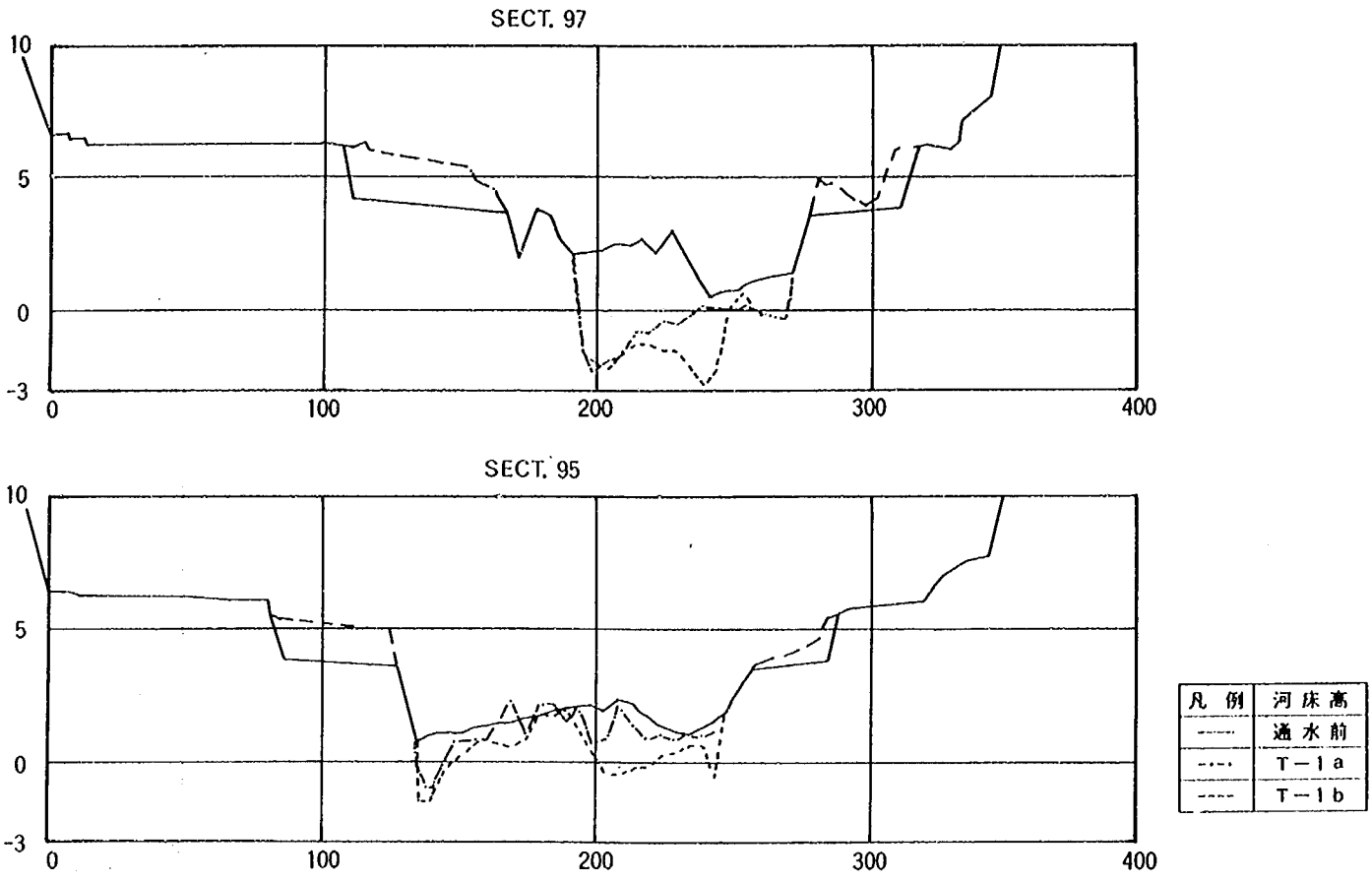


付図―20　仮床止め工付近等高線図（T－1a）

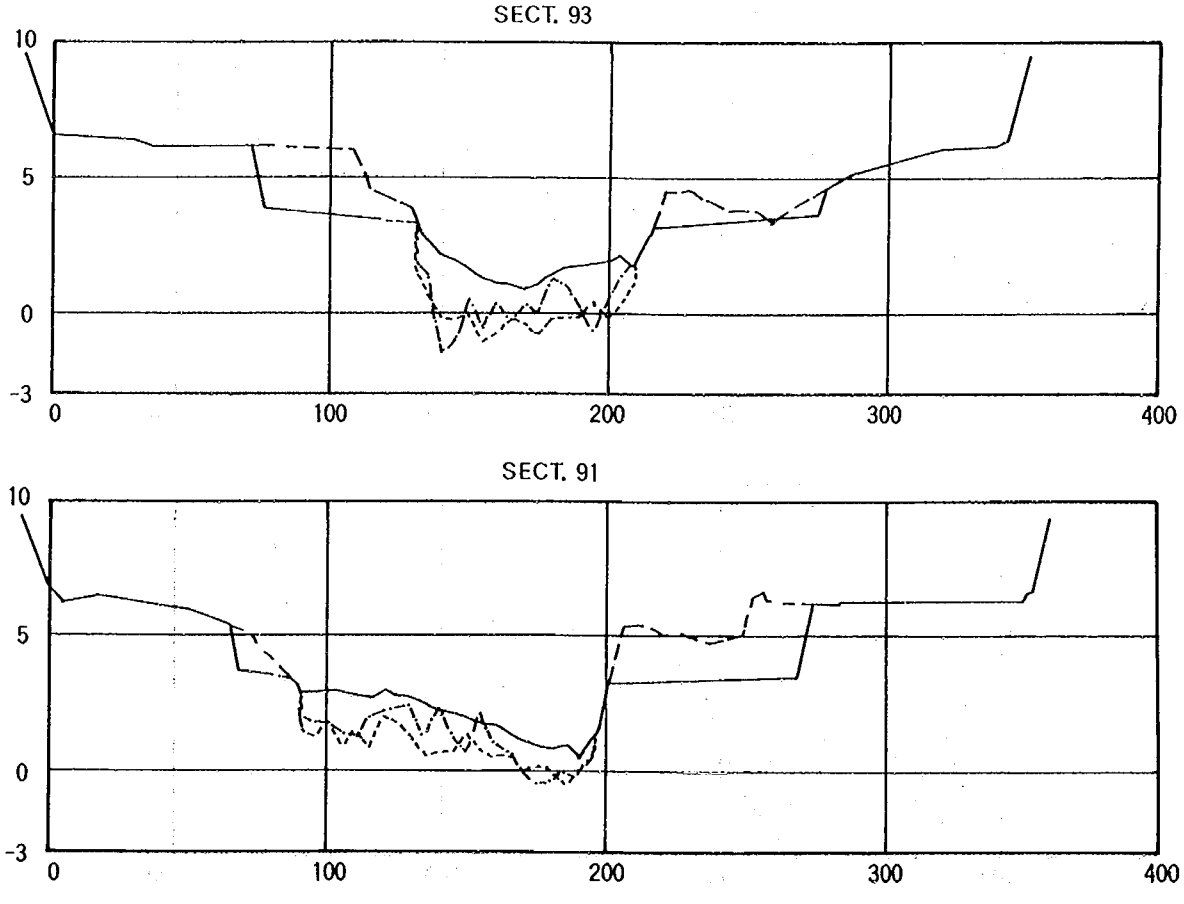


付図—21　通水後河床状況図

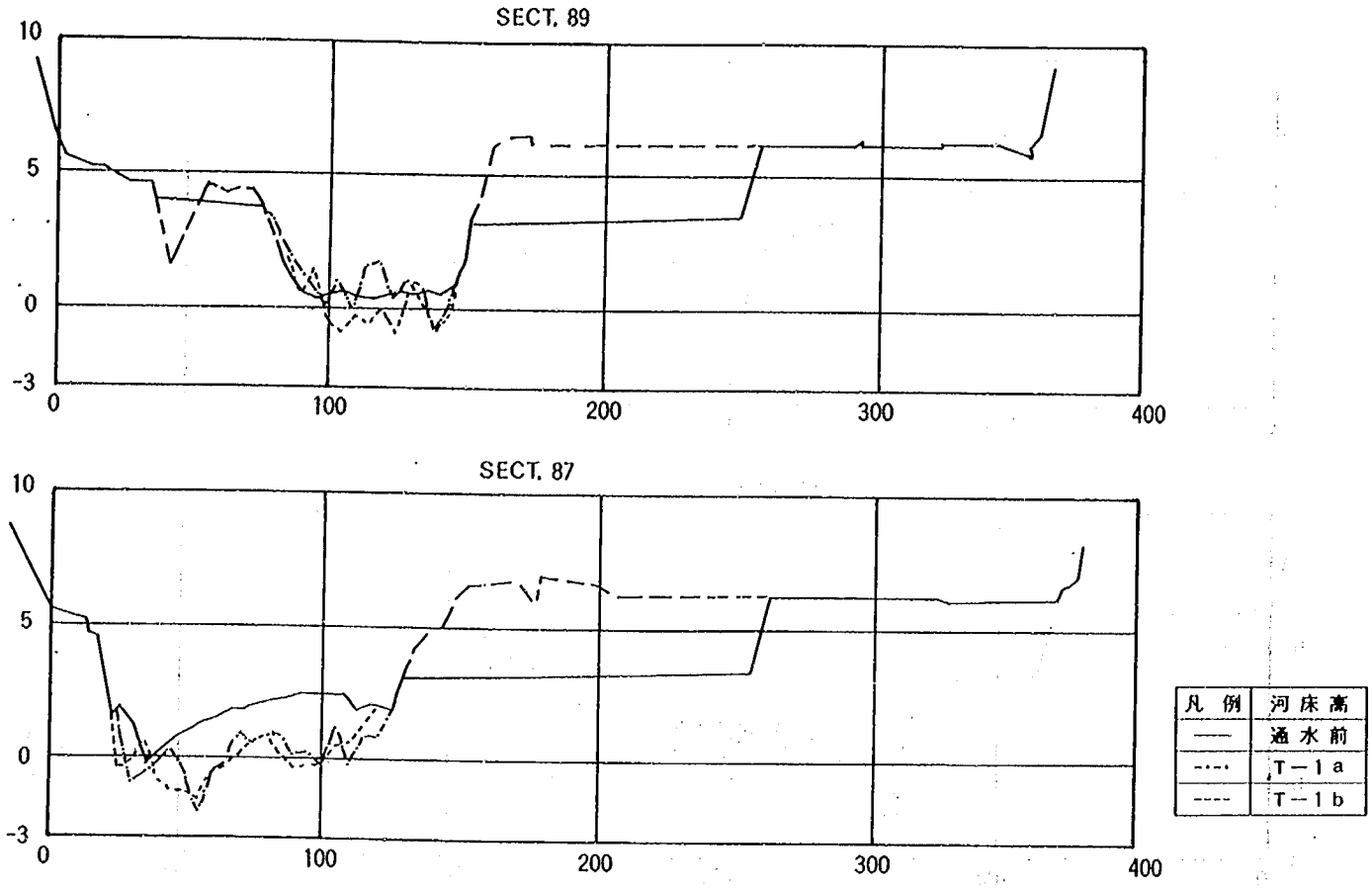
実験ケース		T—1a
流量 (m^3/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35



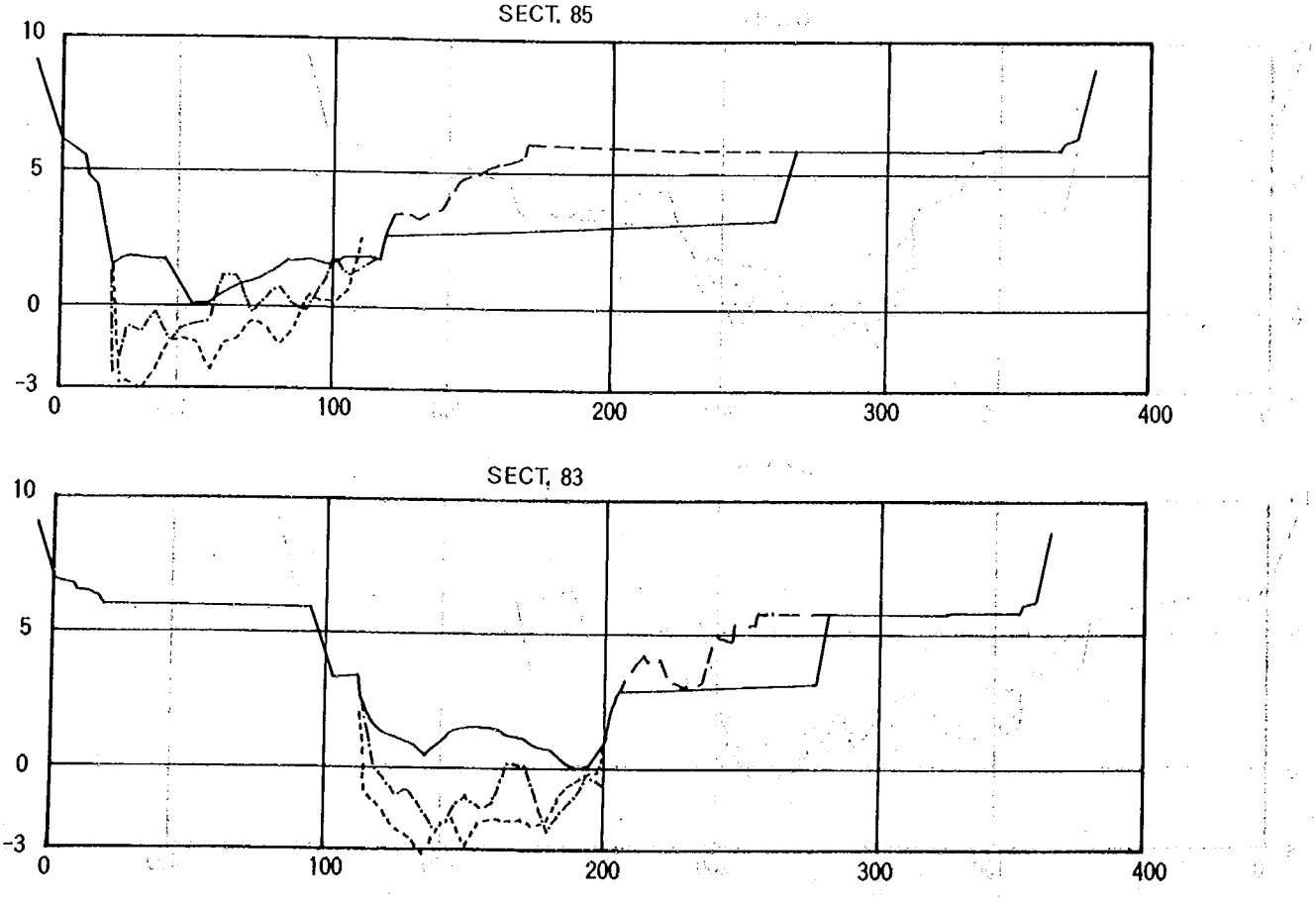
図—22 (1) 河床変動横断図 (有堤部)



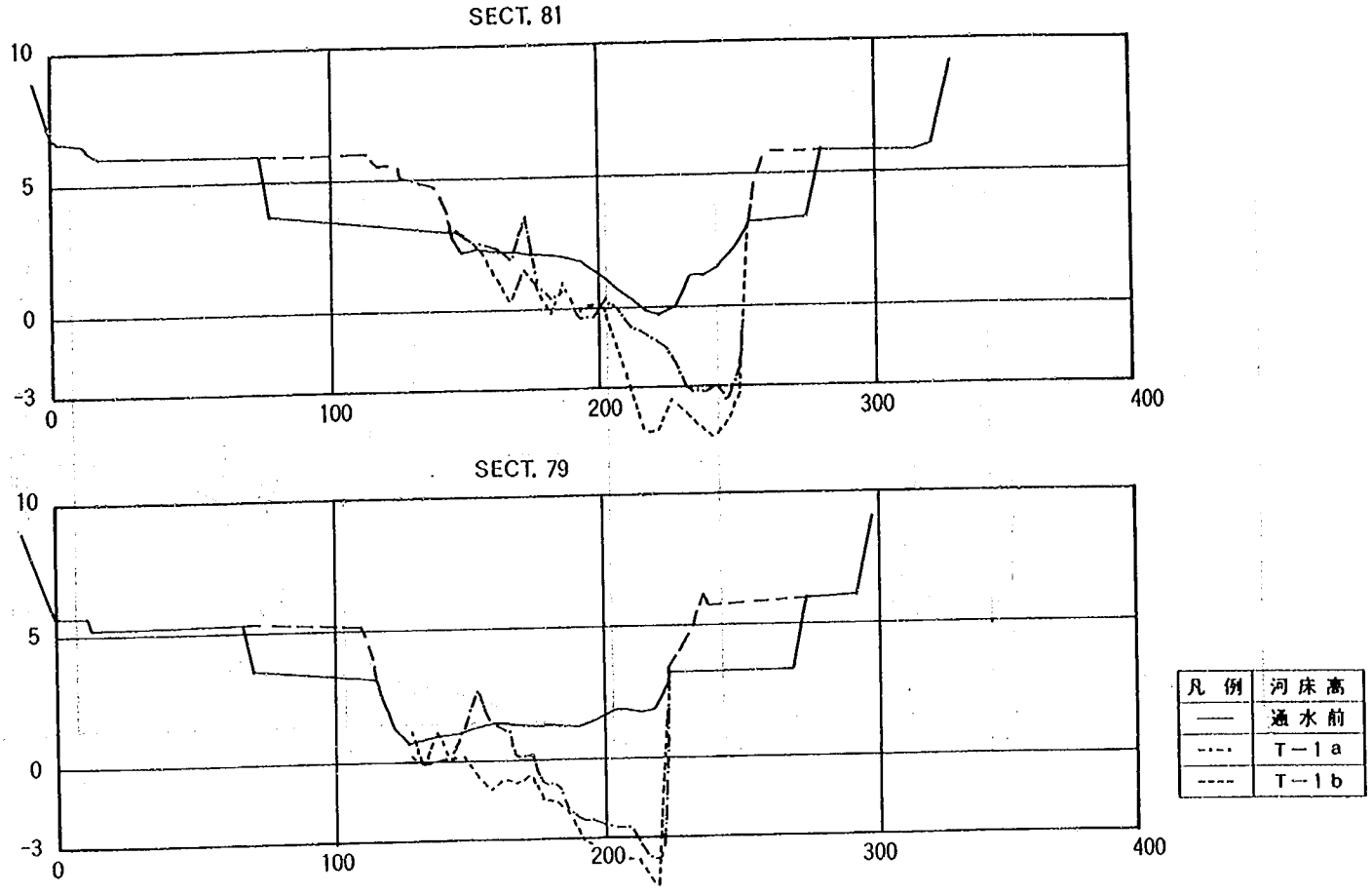
図—22 (2) 河床変動横断図 (有堤部)



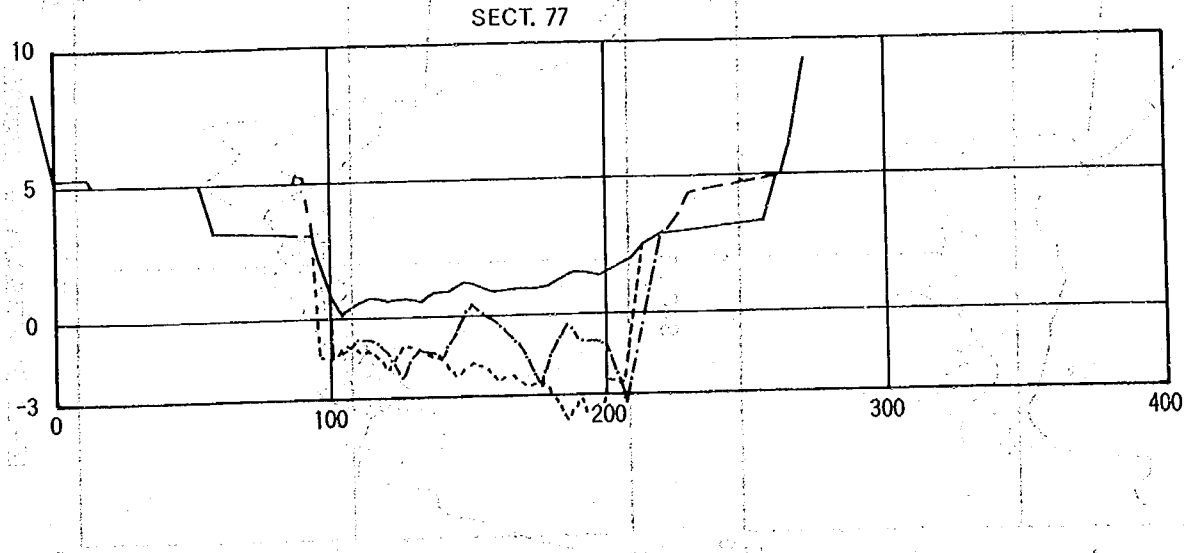
図—22 (3) 河床変動横断図 (有堤部)



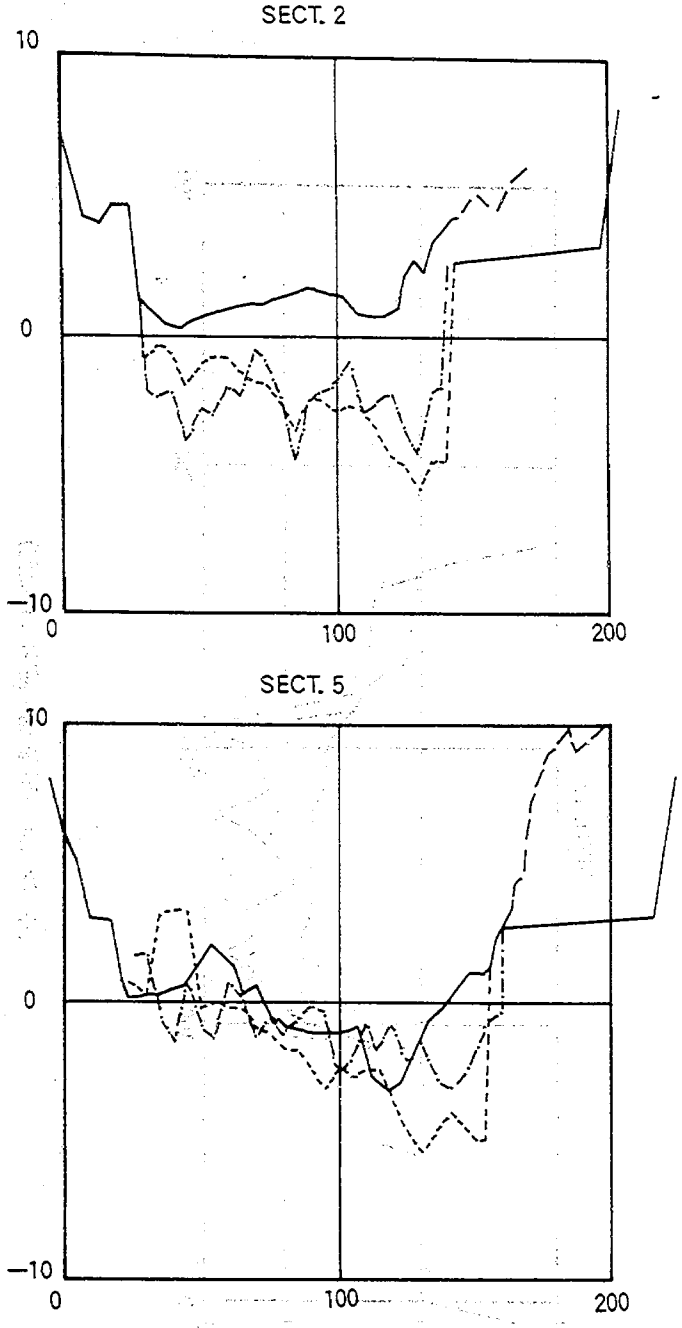
図—22 (4) 河床変動横断図 (有堤部)



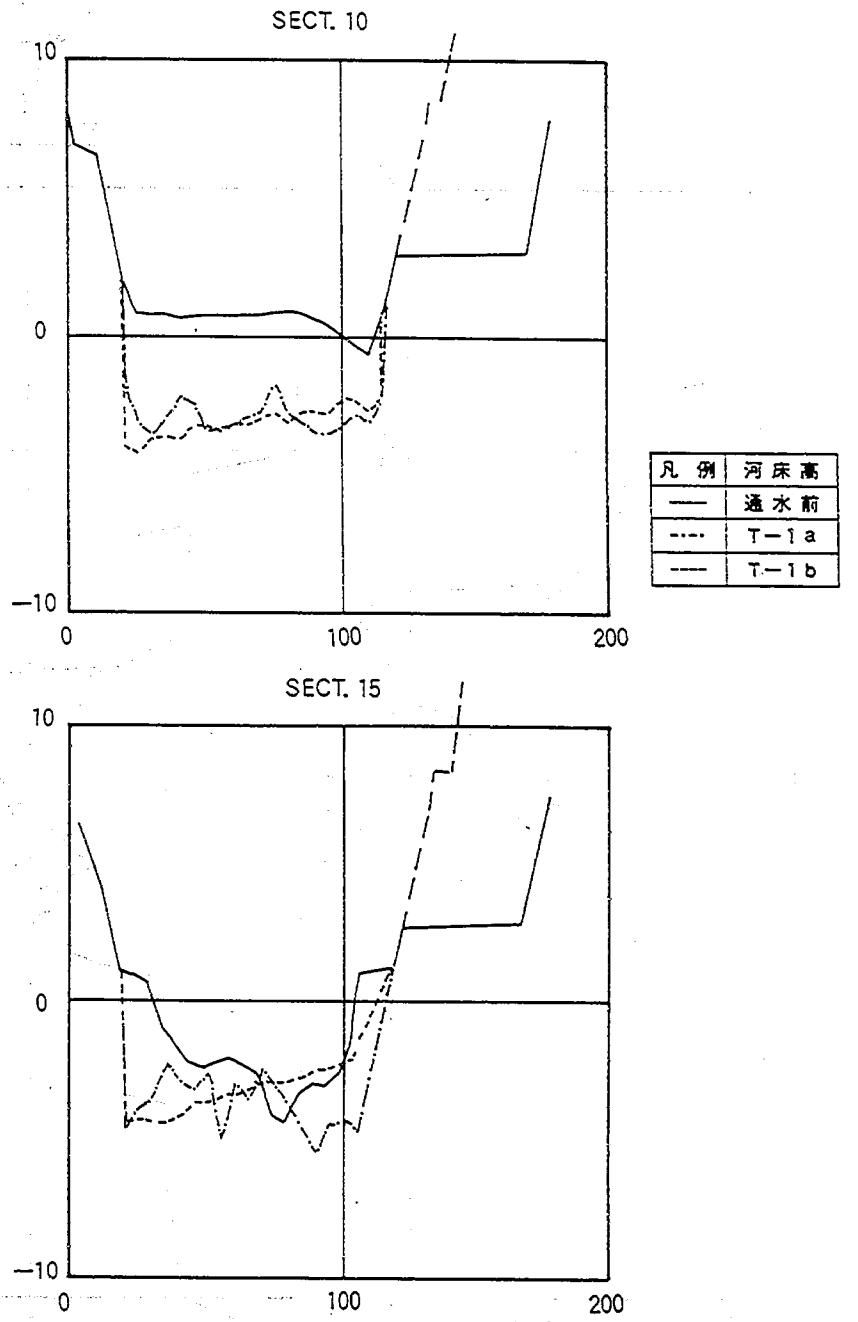
図—22 (5) 河床変動横断図（有堤部）



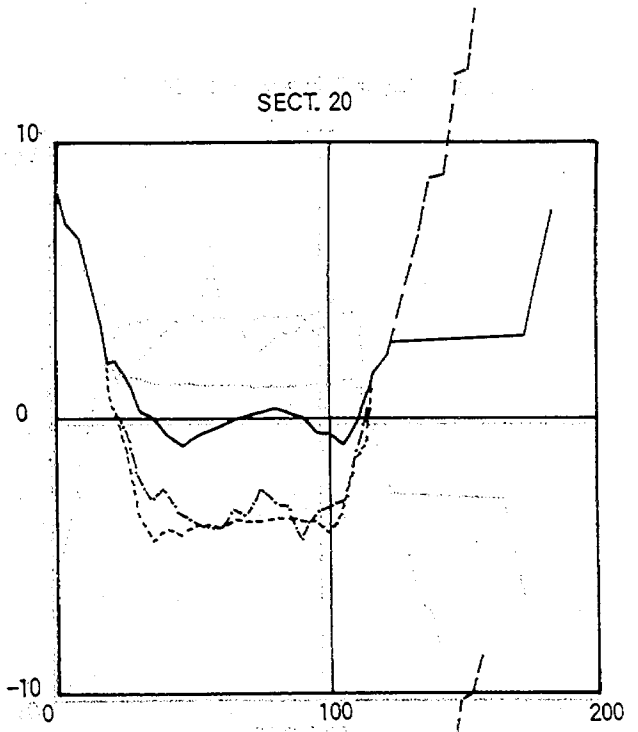
図—22 (6) 河床変動横断図（有堤部）

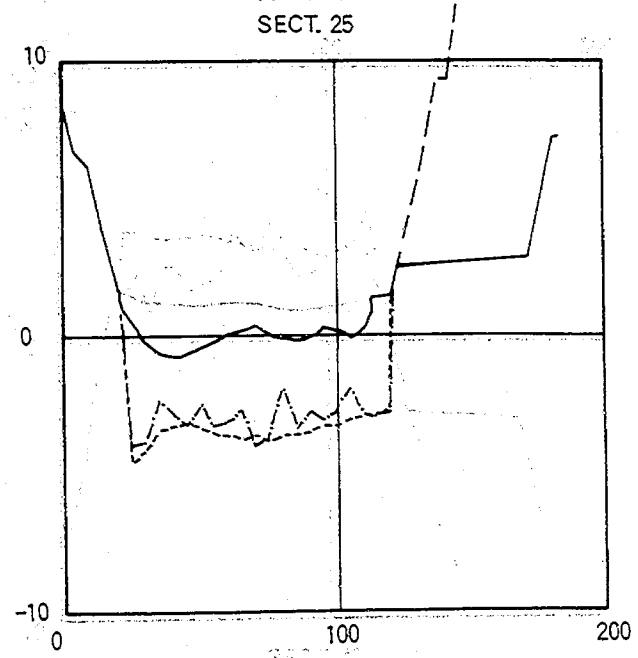


図−22 (7) 河床変動横断図（放水路部）

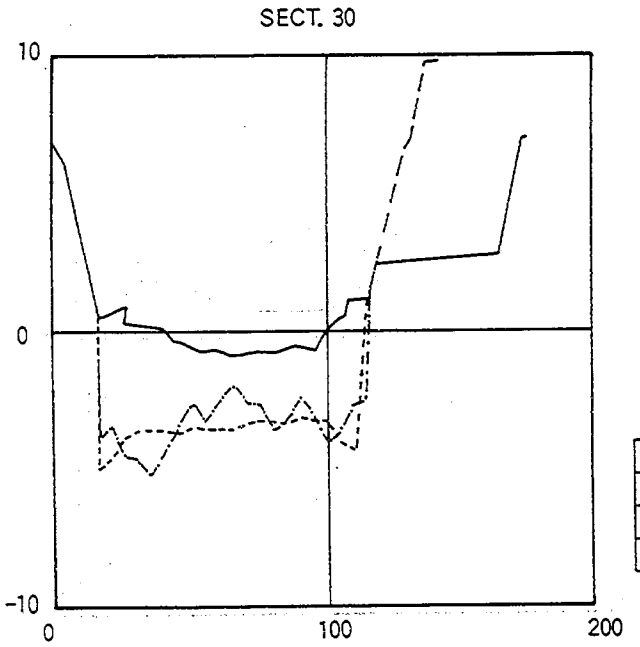


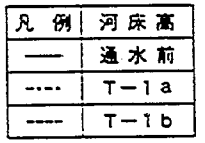
図−22 (8) 河床変動横断図（放水路部）

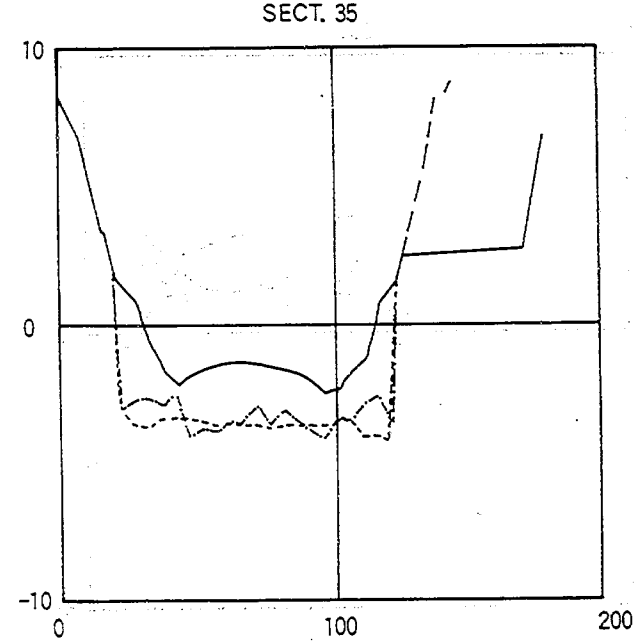




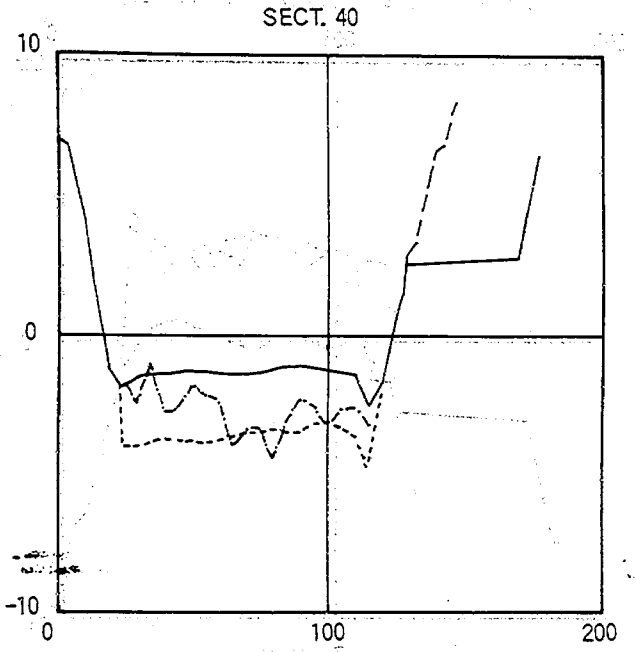
図—22 (9) 河床変動横断図（放水路部）

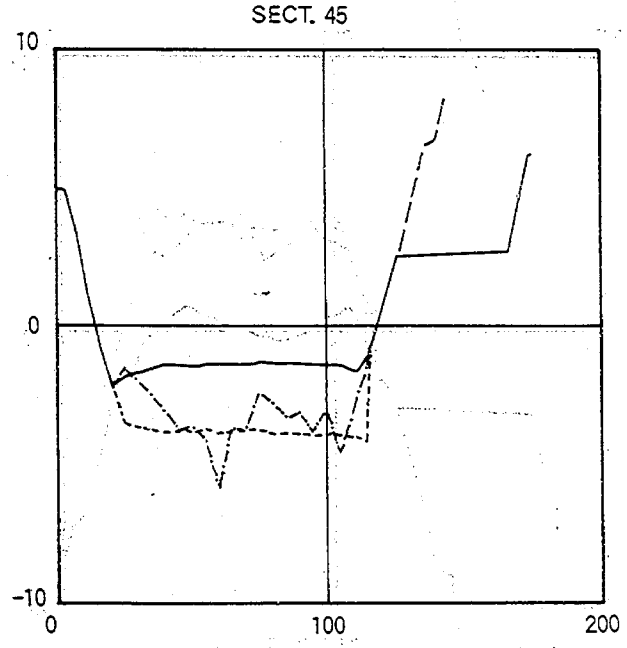




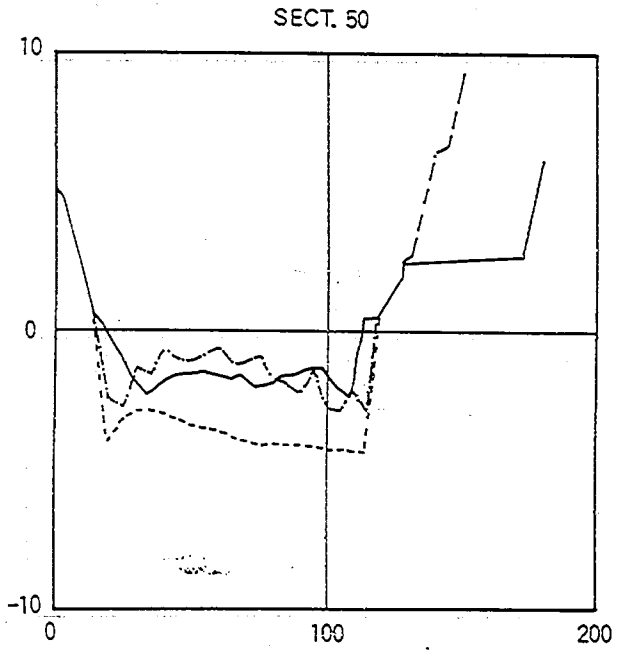


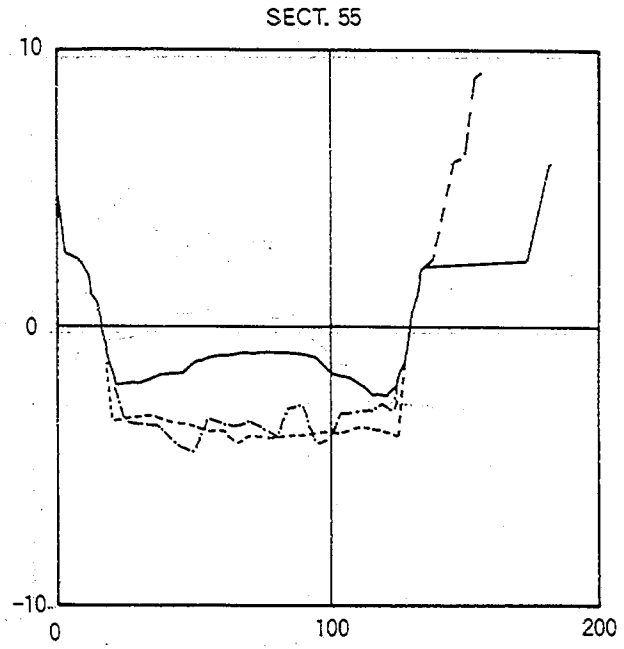
図—22 (10) 河床変動横断図（放水路部）





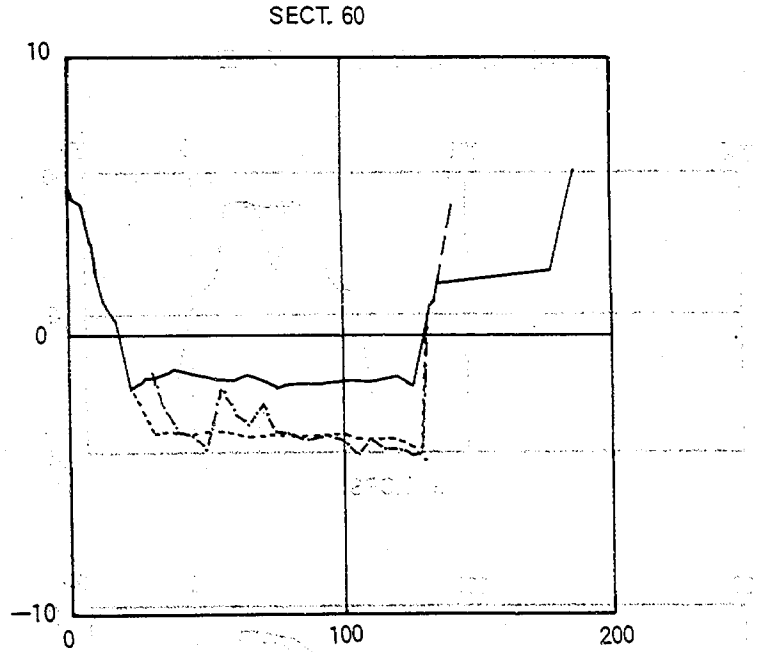
図—22 (11) 河床変動横断図 (放水路部)

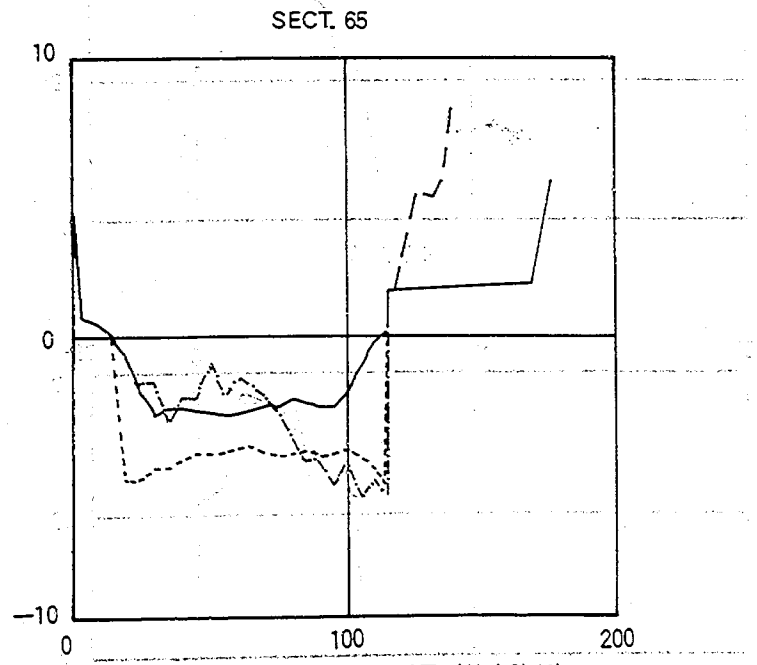




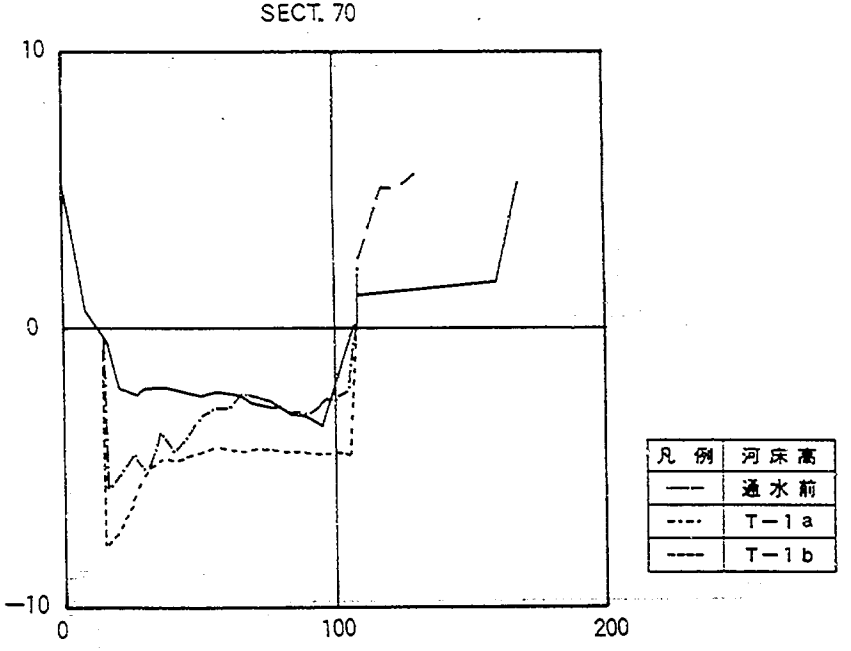
図—22 (12) 河床変動横断図 (放水路部)

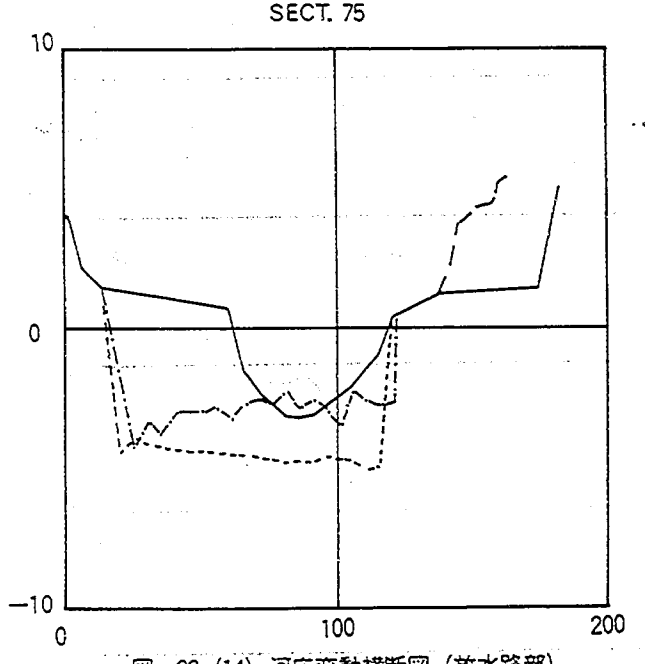
凡 例	河床高
——	通水前
-----	T—1a
-----	T—1b



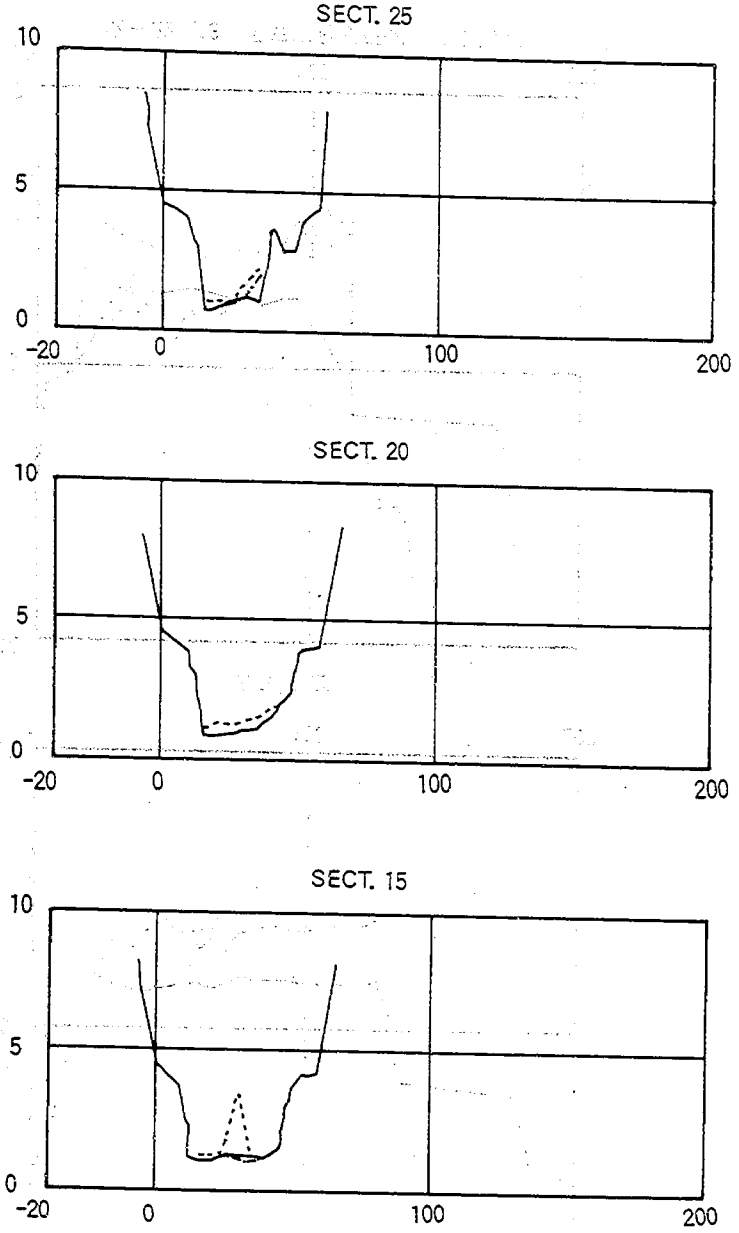


図−22 (13) 河床変動横断図 (放水路部)

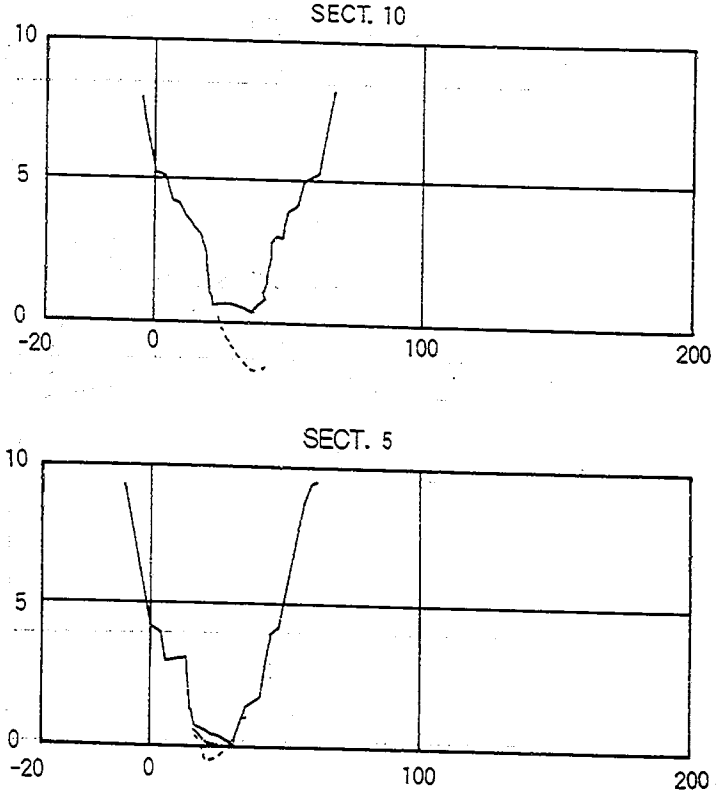




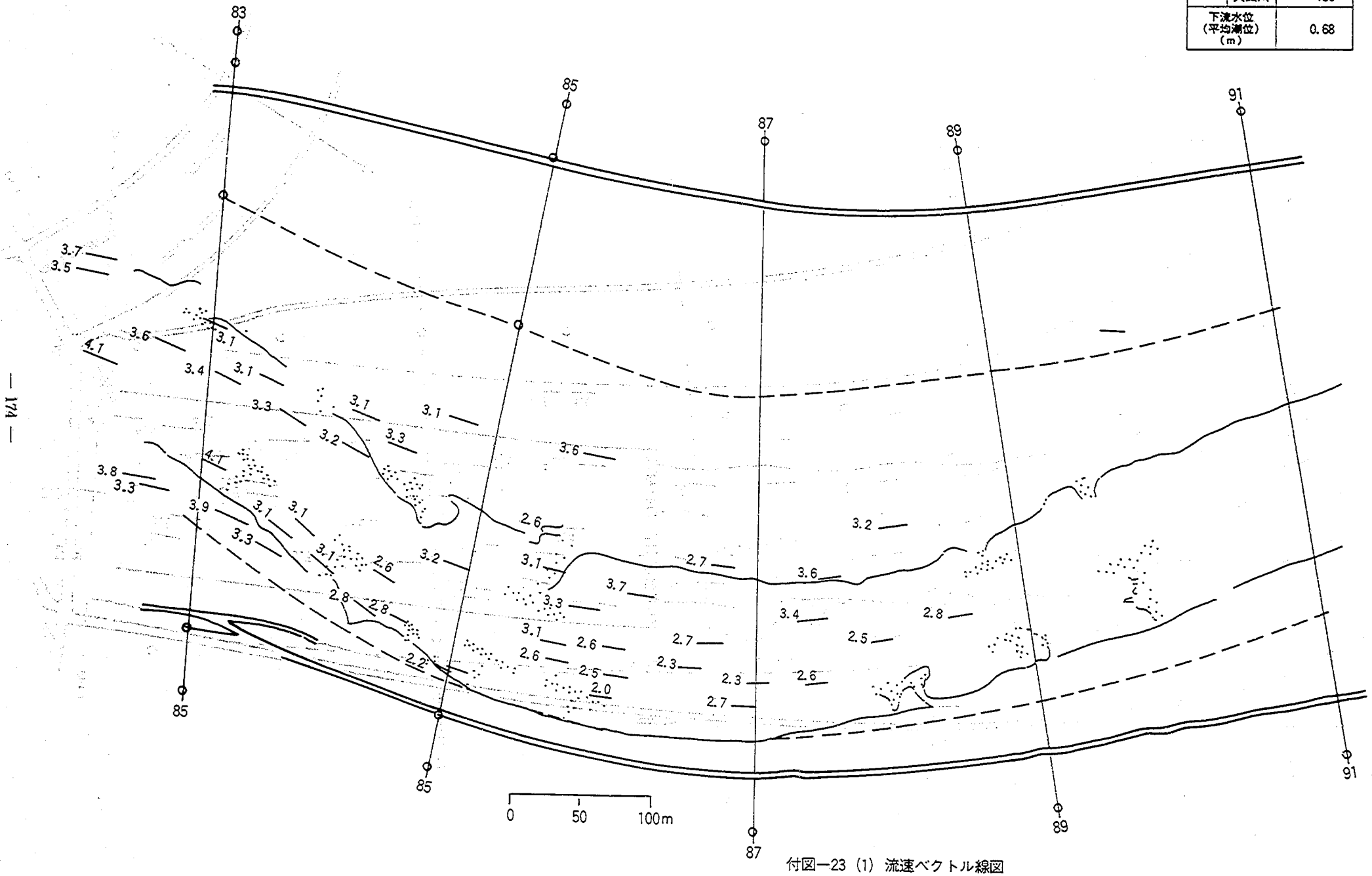
図−22 (14) 河床変動横断図 (放水路部)



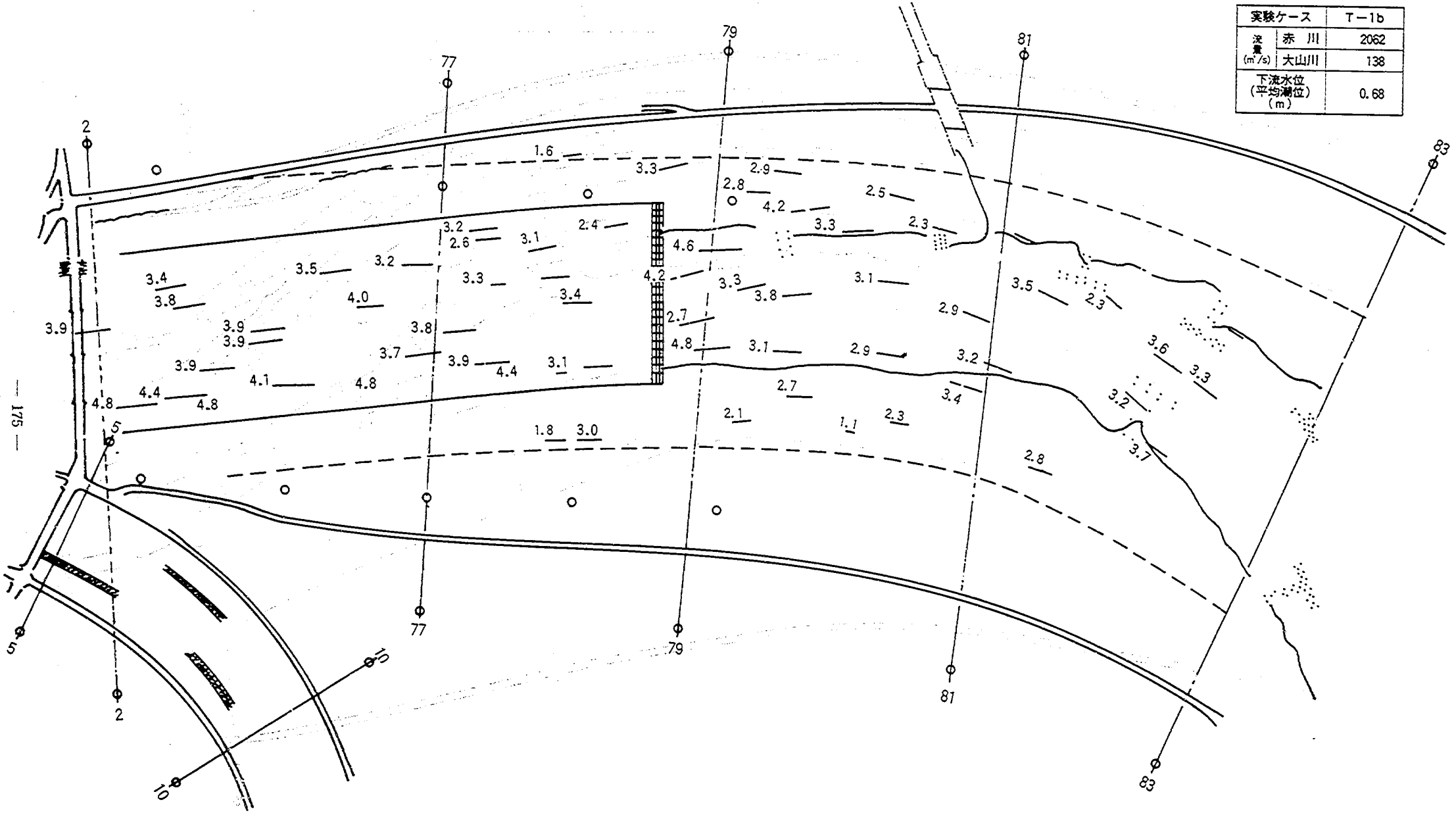
図—22 (15) 河床変動横断図 (大山川)



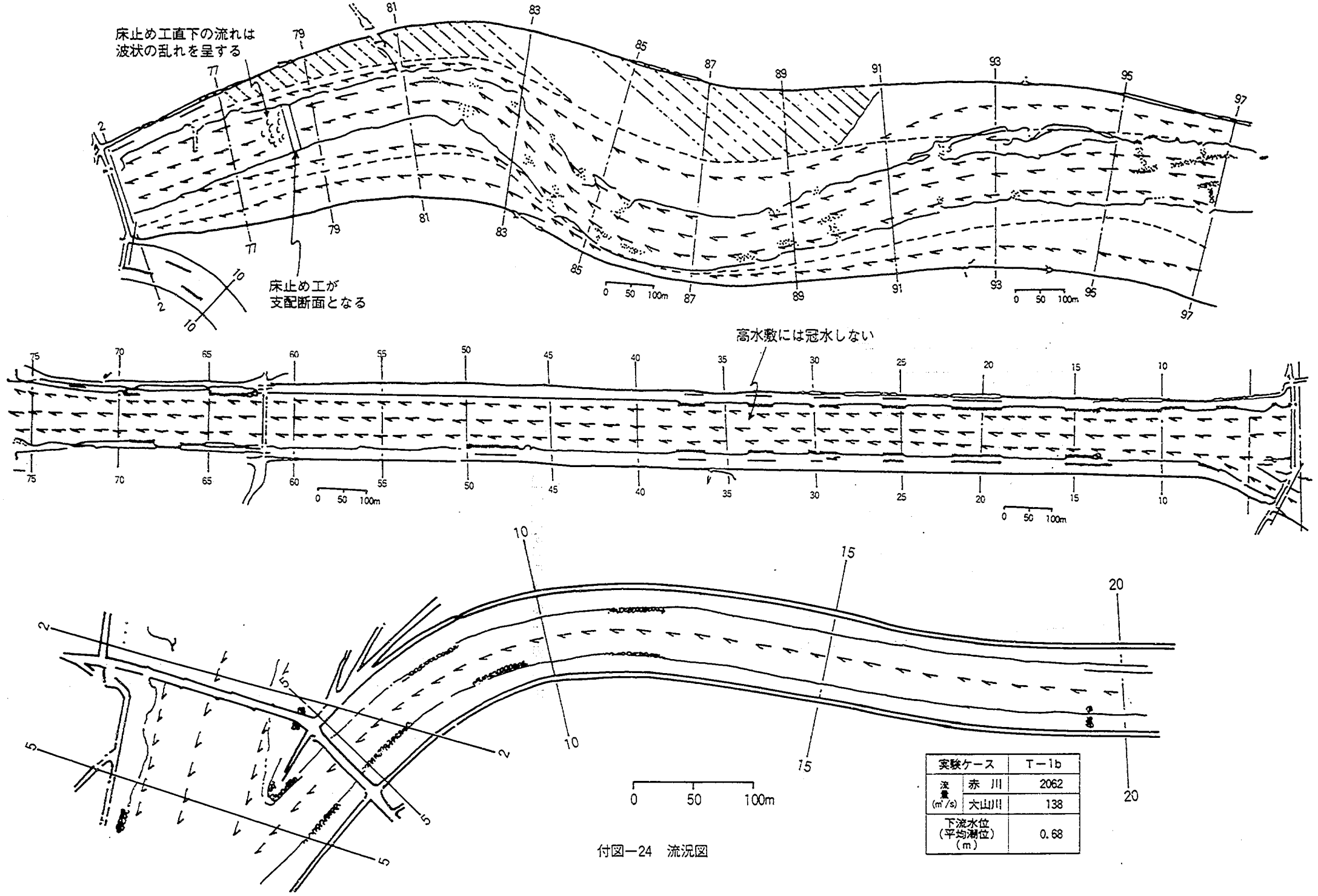
図—22 (16) 河床変動横断図 (大山川)



付図−23 (1) 流速ベクトル線図

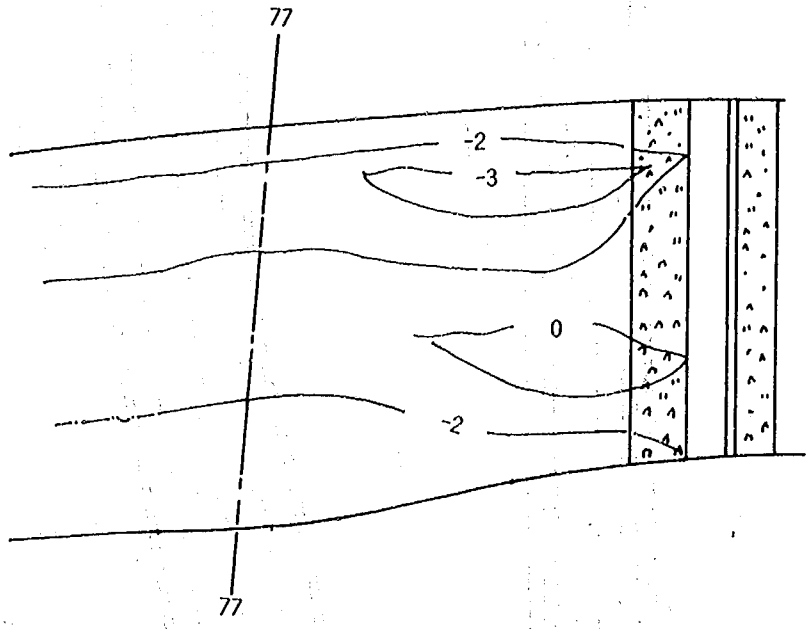


付図−23 (2) 流速ベクトル線図



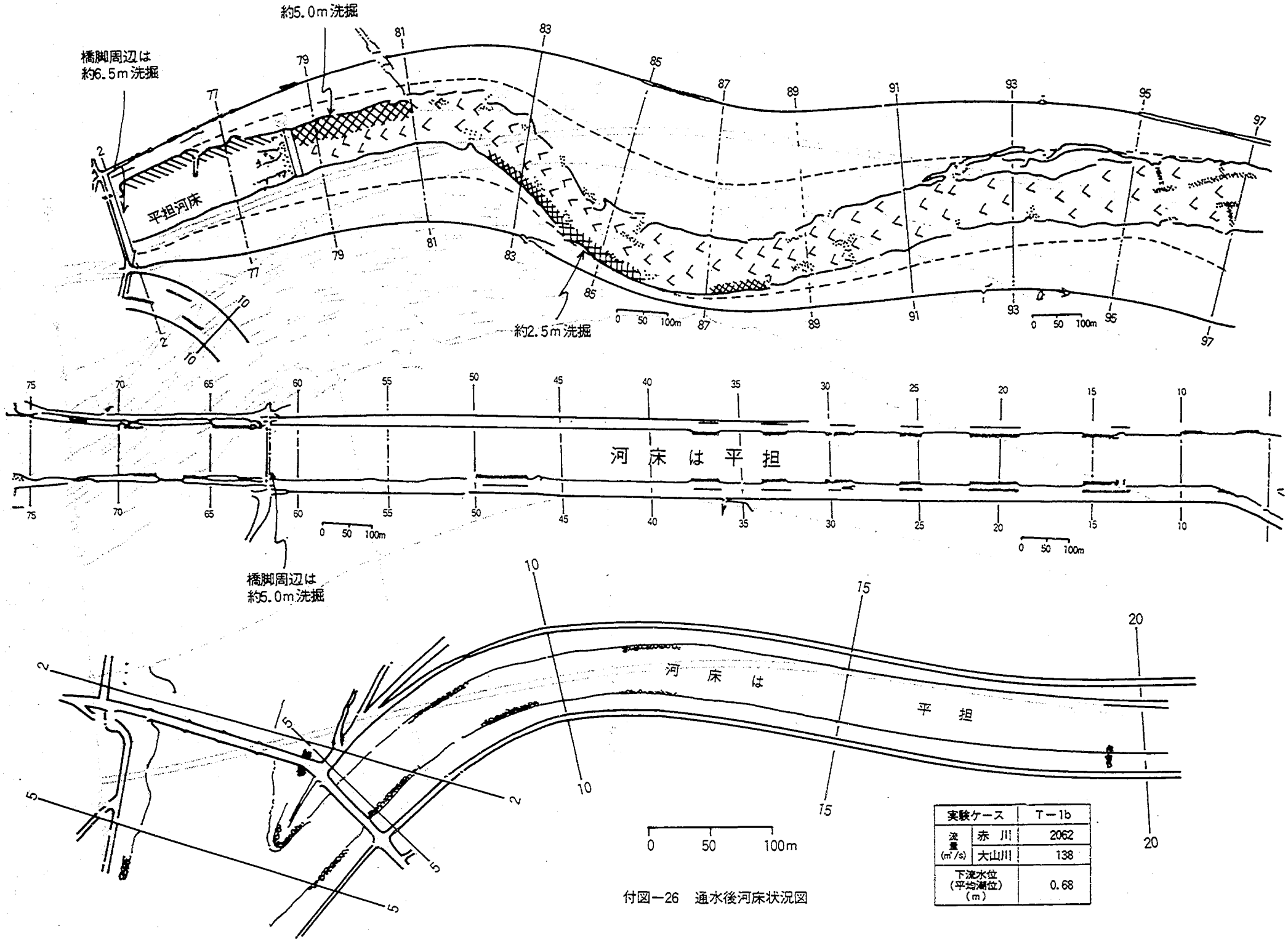
実験ケース		T－1b
流量 (m^3/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

付図－24　流況図



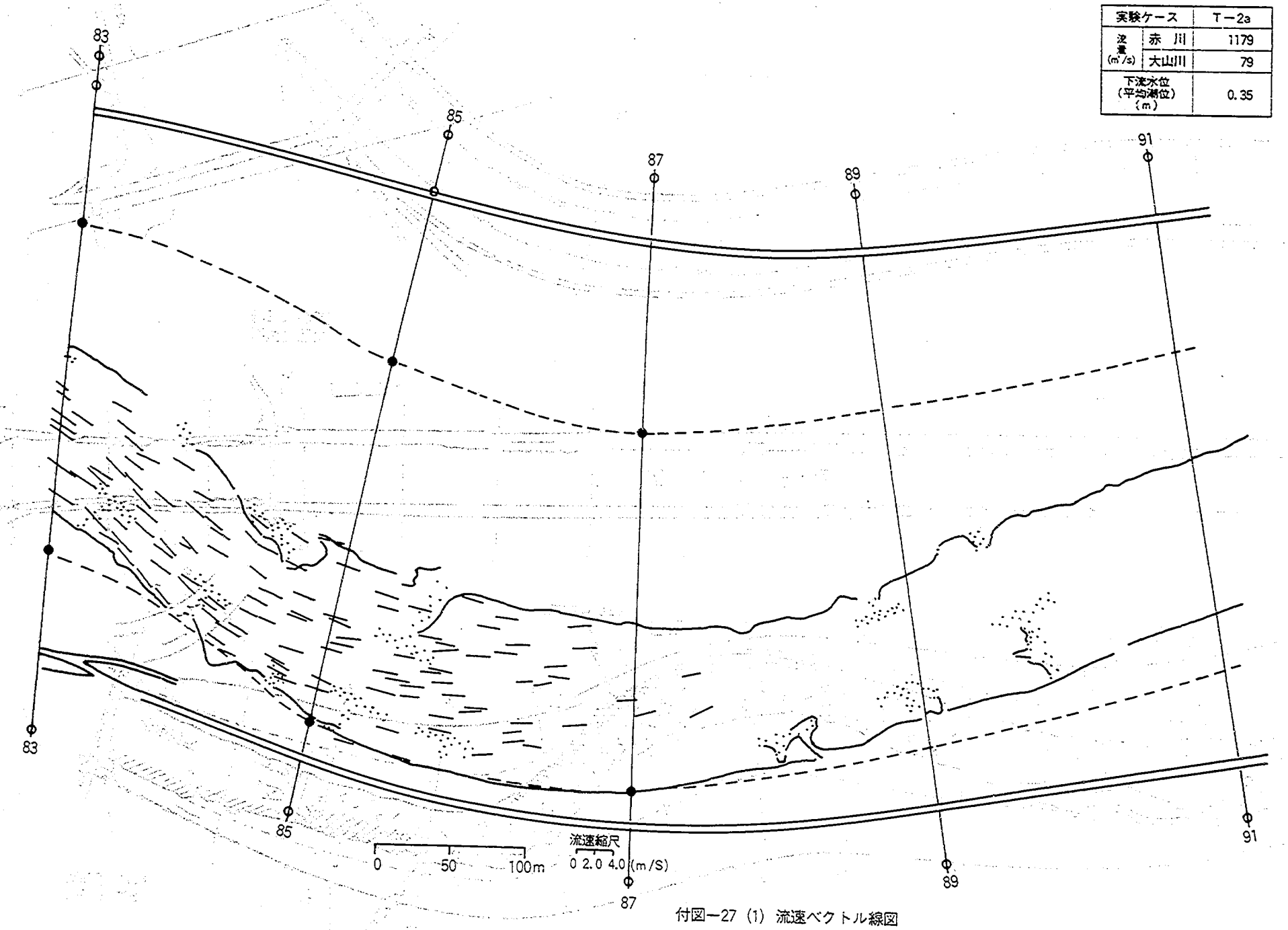
実験ケース		T－1b
流量 (m³/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）(m)		0.68

付図－25　仮床止め工付近等高線図

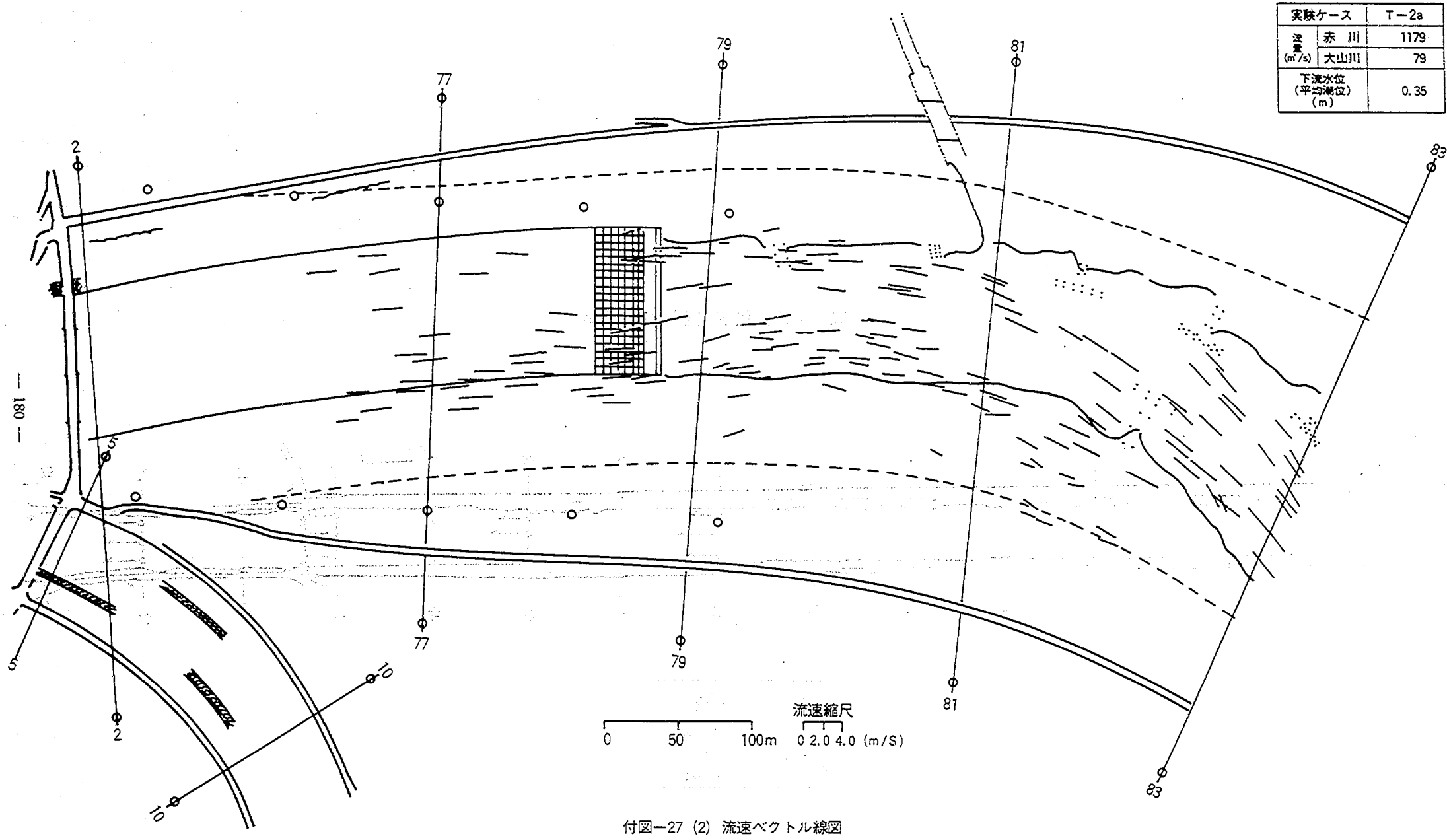


付図—26　通水後河床状況図

実験ケース		T—1b
流量 (m³/s)	赤川	2062
	大山川	138
下流水位 (平均潮位) (m)		0.68

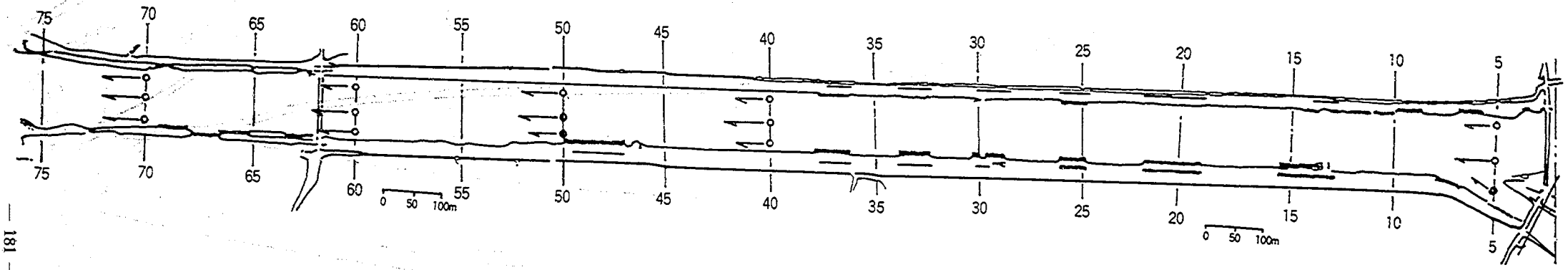


付図−27 (1) 流速ベクトル線図

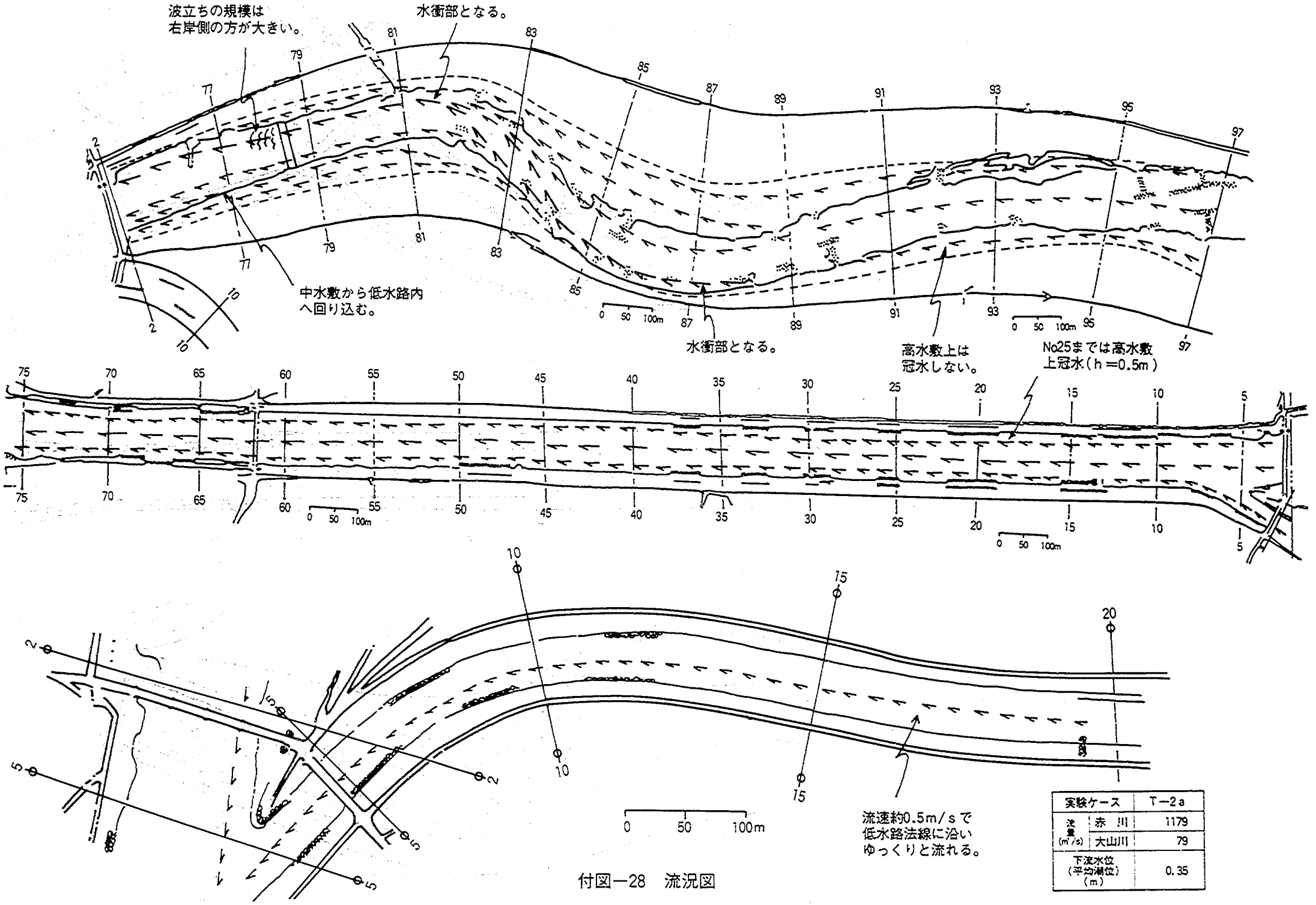


付図－27 (2) 流速ベクトル線図

実験ケース		T－2a
流量 (m^3/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

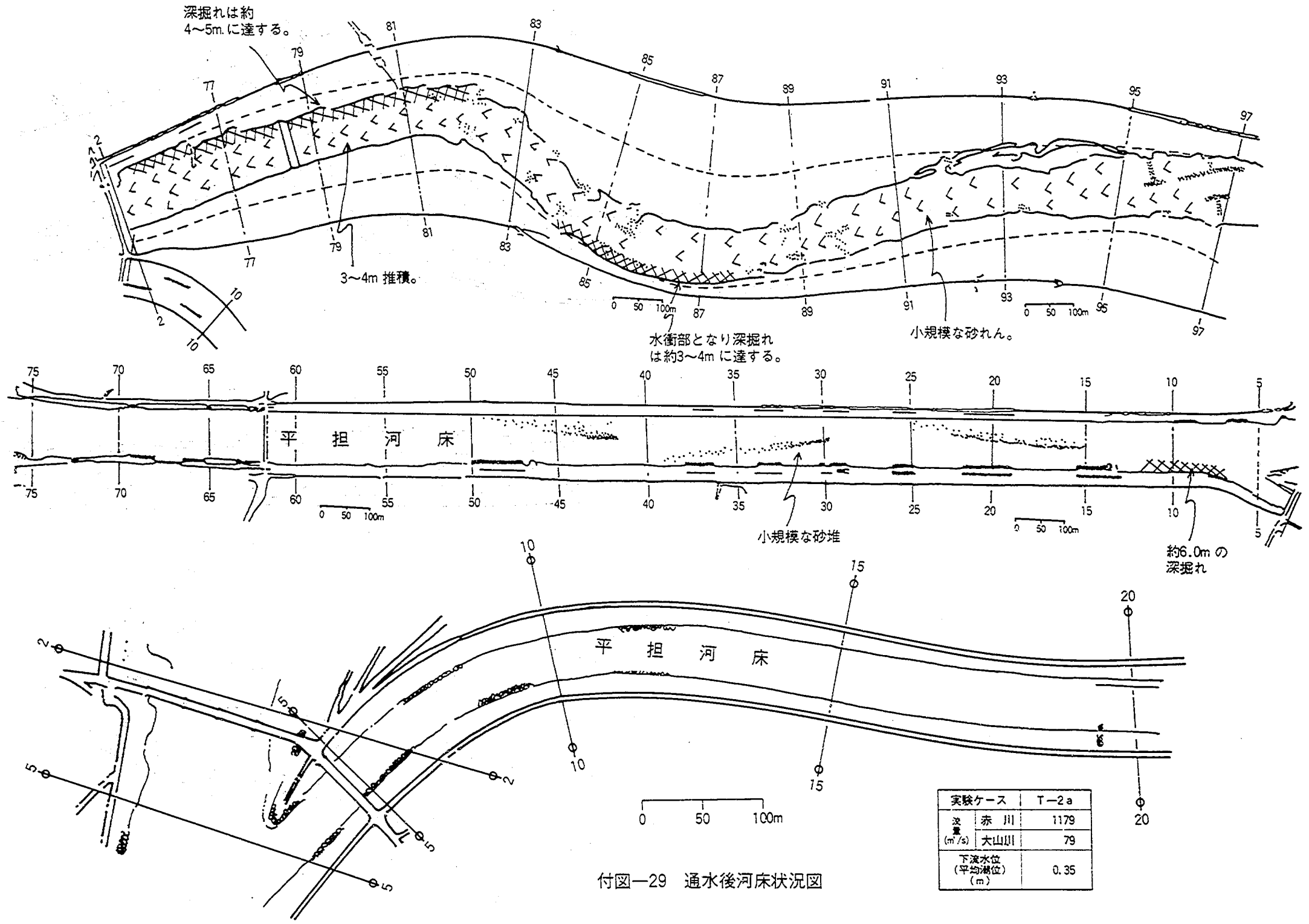


付図—27（3）流速ベクトル線図



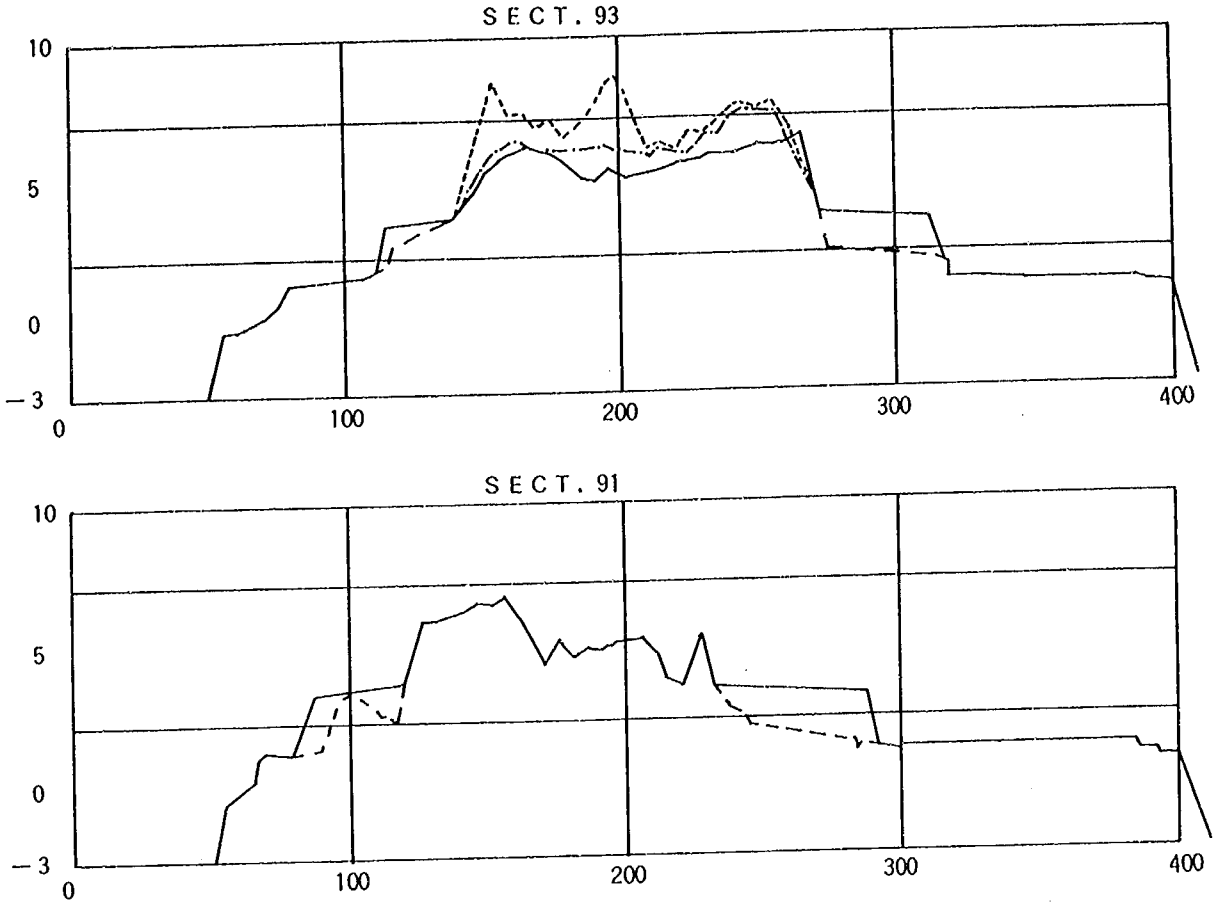
実験ケース		T−2a
流量 (m³/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位 (平均潮位) (m)		0.35

付図−28　流況図

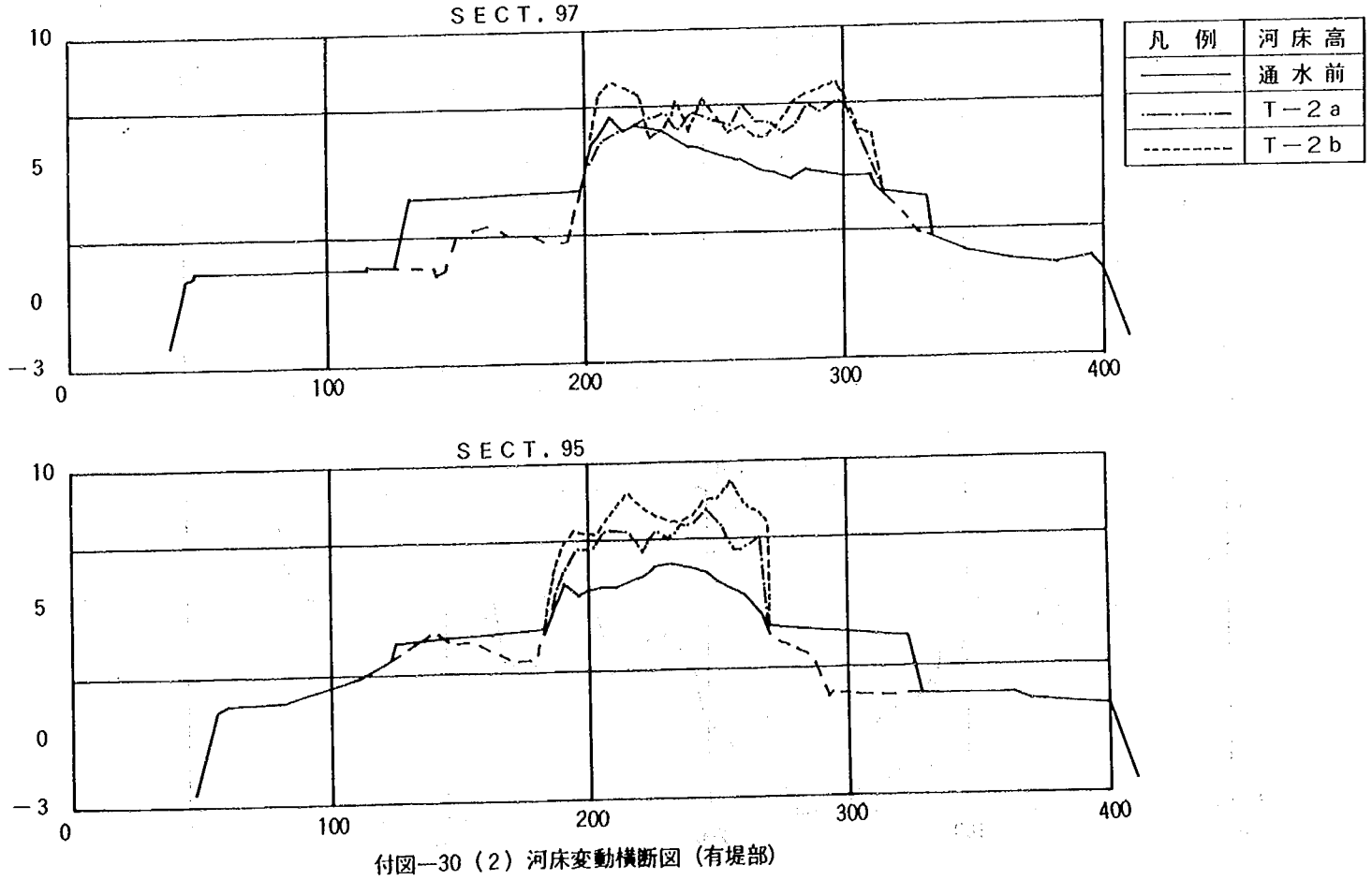


実験ケース		T－2 a
流量 (m³/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

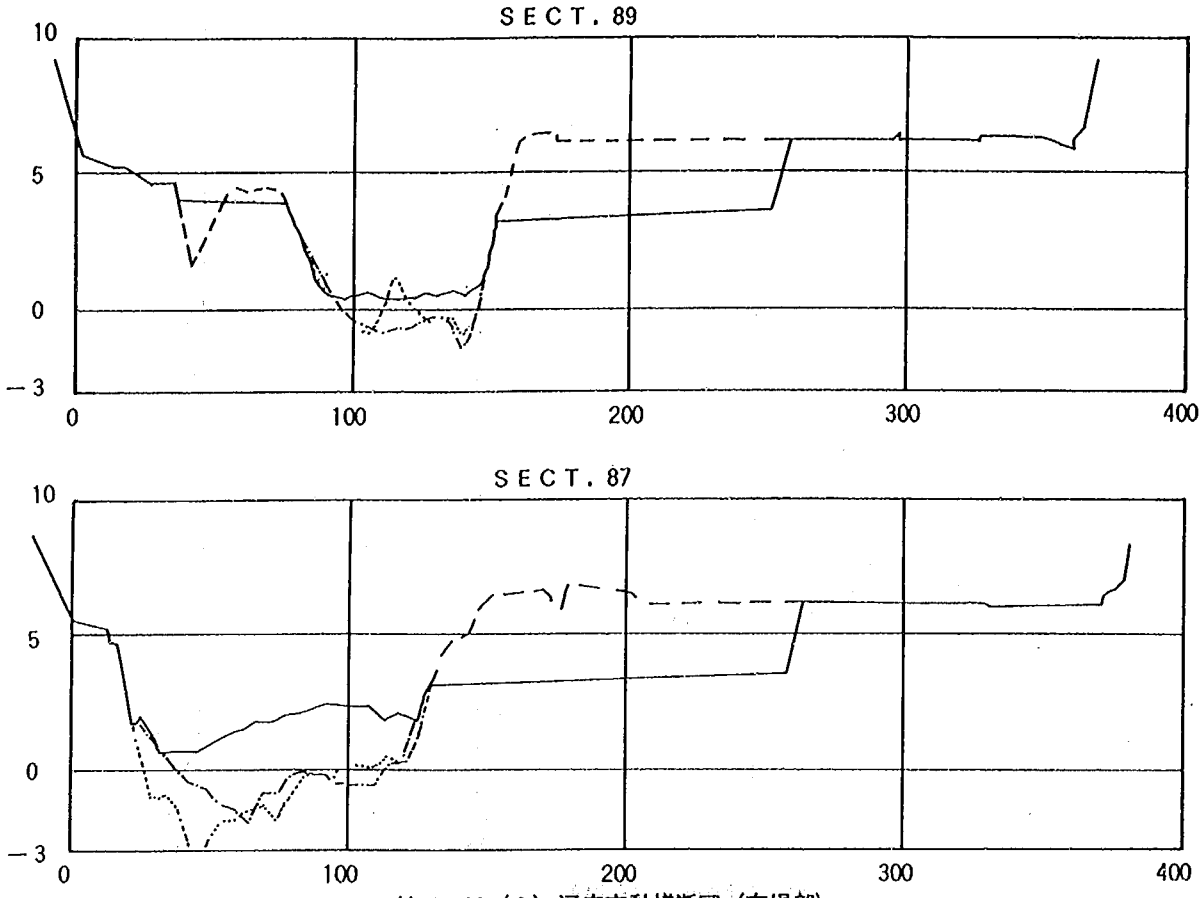
付図—29　通水後河床状況図



付図—30（1）河床変動横断図（有堤部）

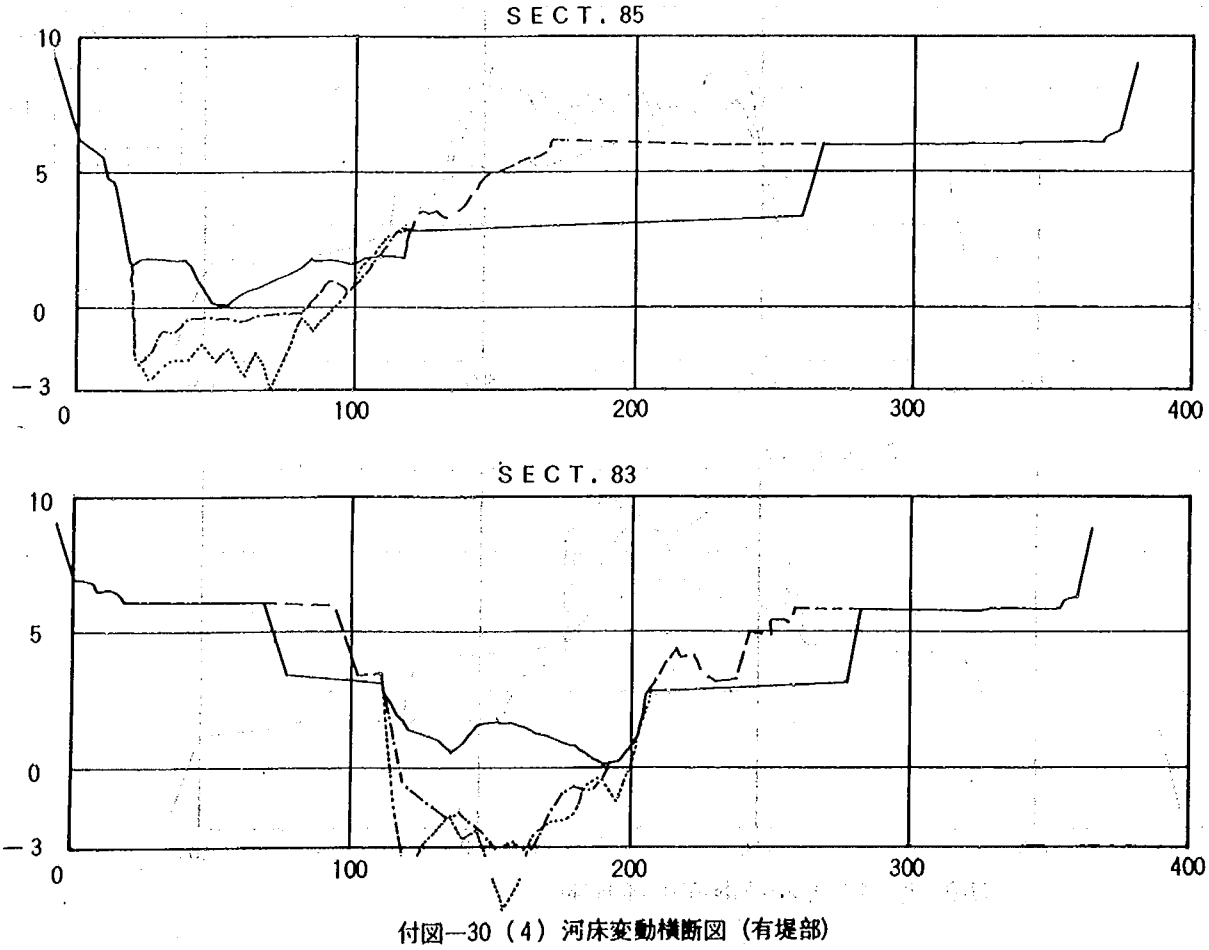


付図—30（2）河床変動横断図（有堤部）

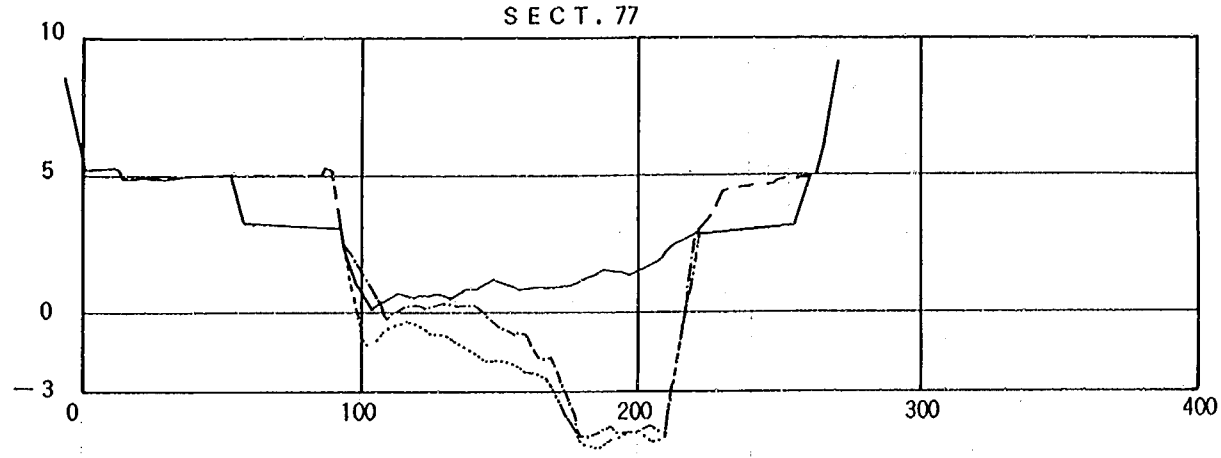


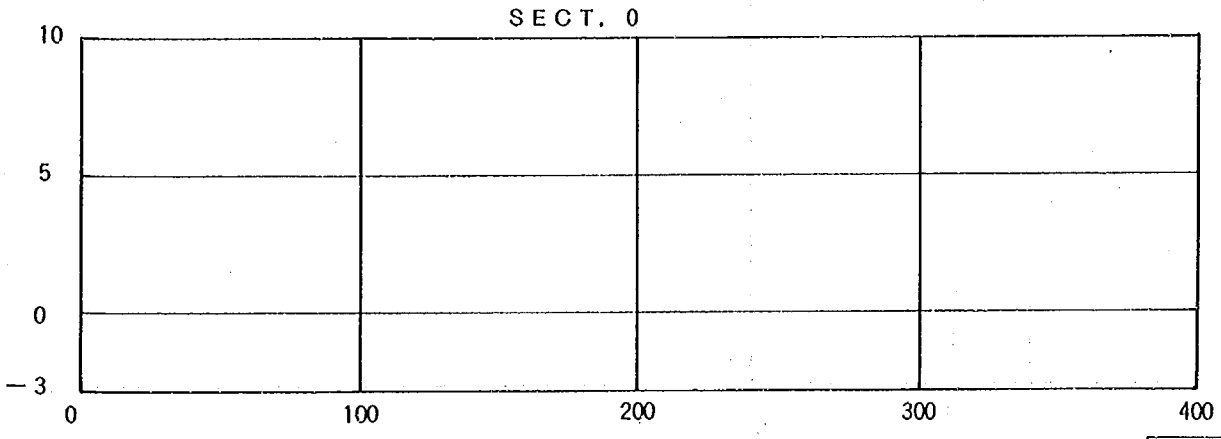
付図—30（3）河床変動横断図（有堤部）

凡　例	河床高
———	通水前
— — —	T−2a
- - - -	T−2b



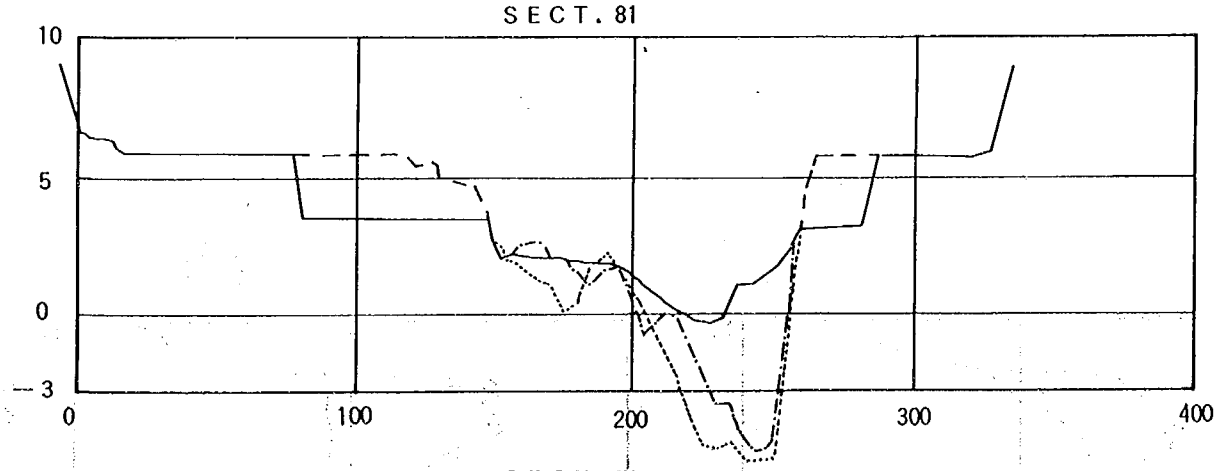
付図—30（4）河床変動横断図（有堤部）

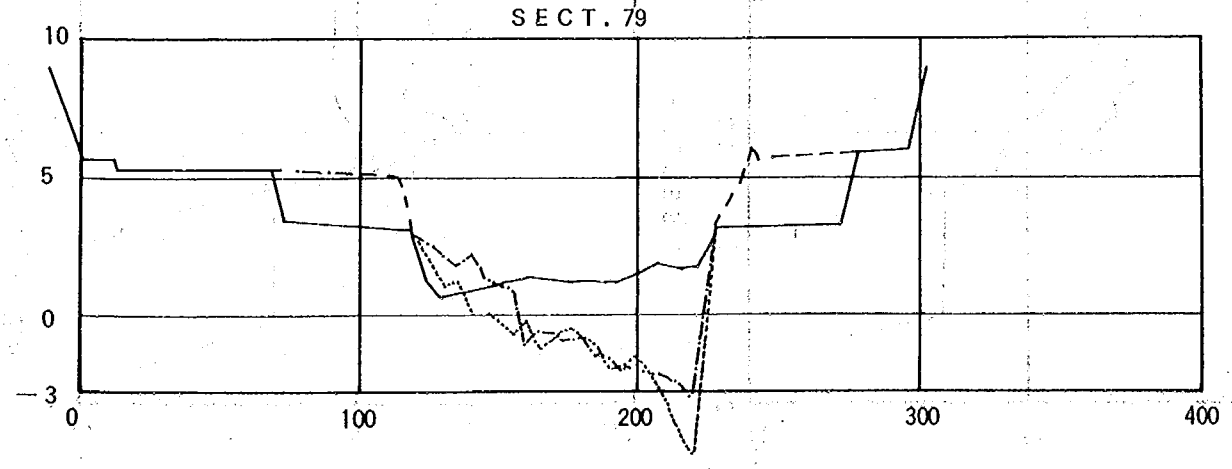




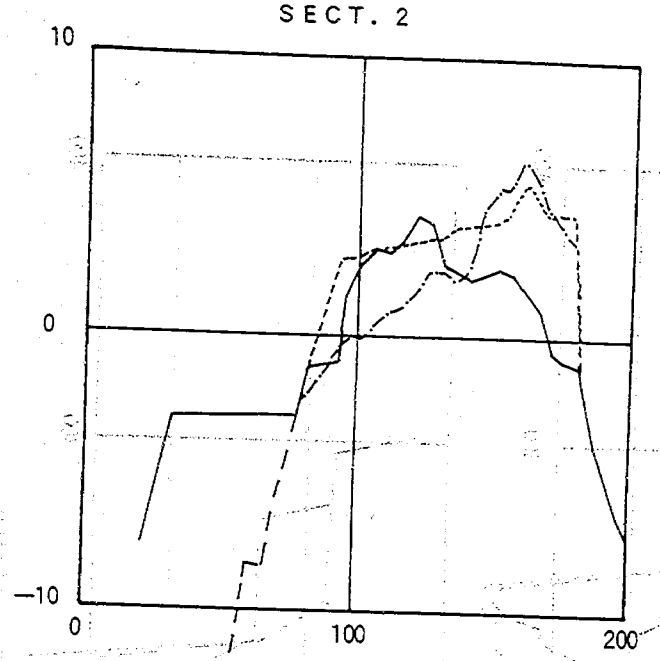
付図—30（6）河床変動横断図（有堤部）

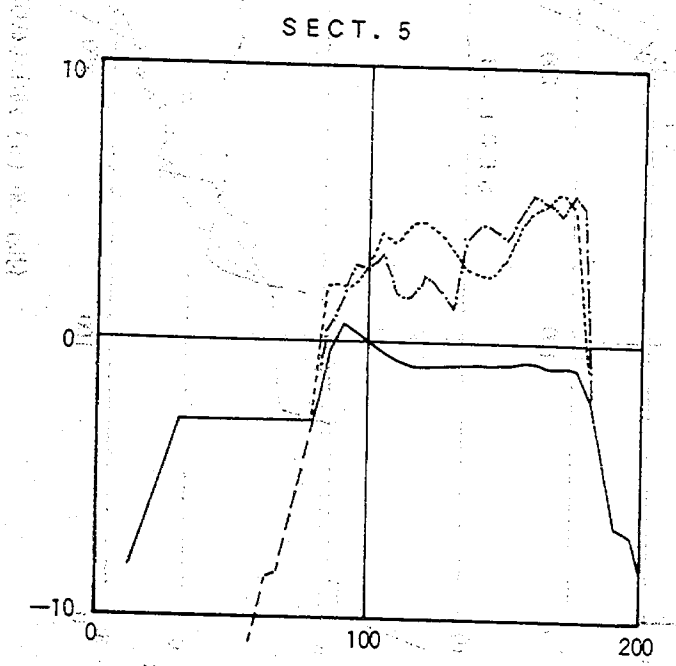
凡　例	河床高
———	通水前
— — —	T—2a
- - - - -	T—2b



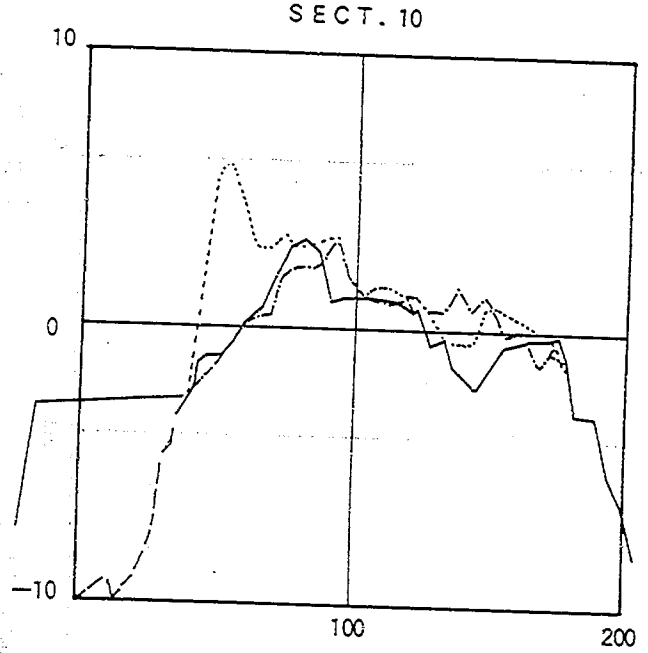


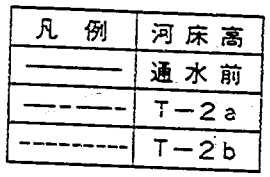
付図—30（5）河床変動横断図（有堤部）

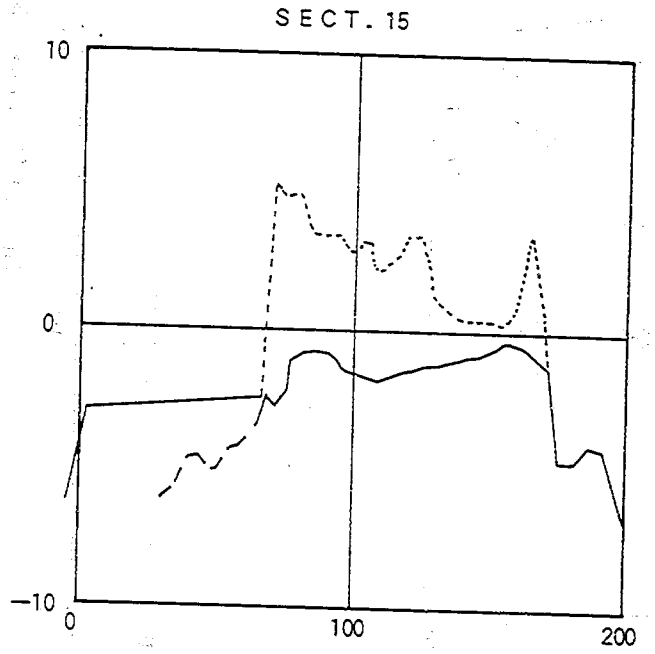




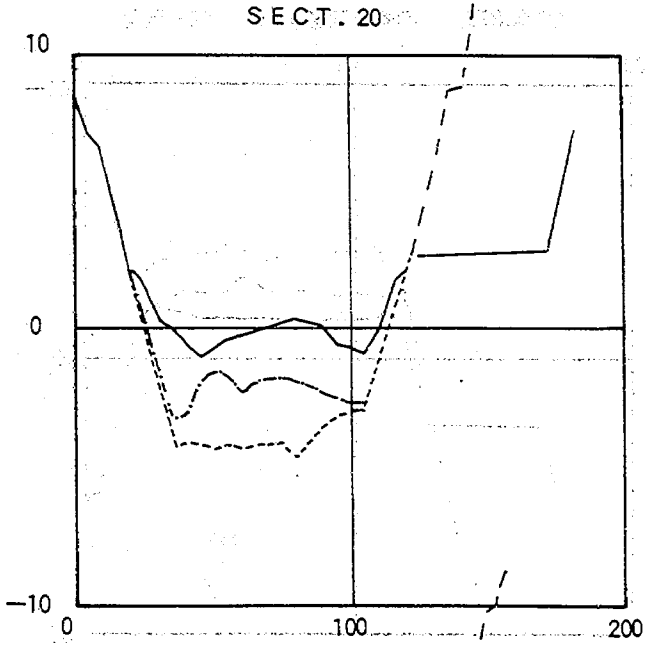
付図—30（7）河床変動横断図（放水路部）

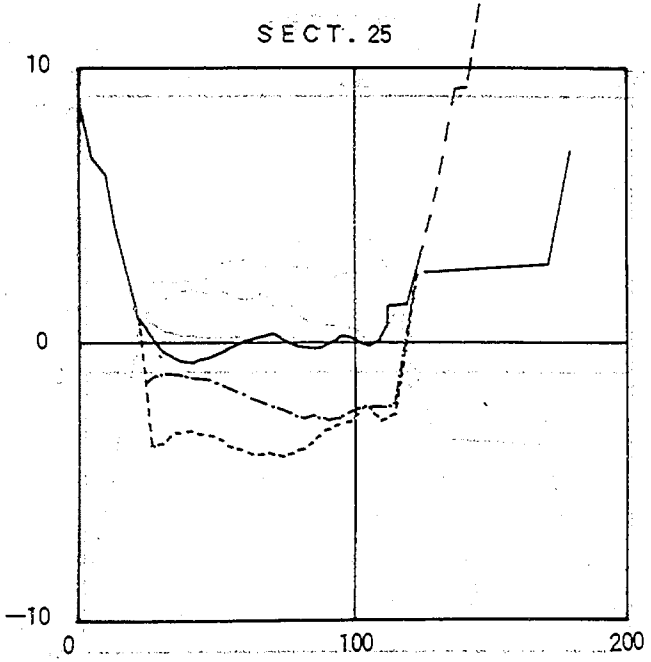




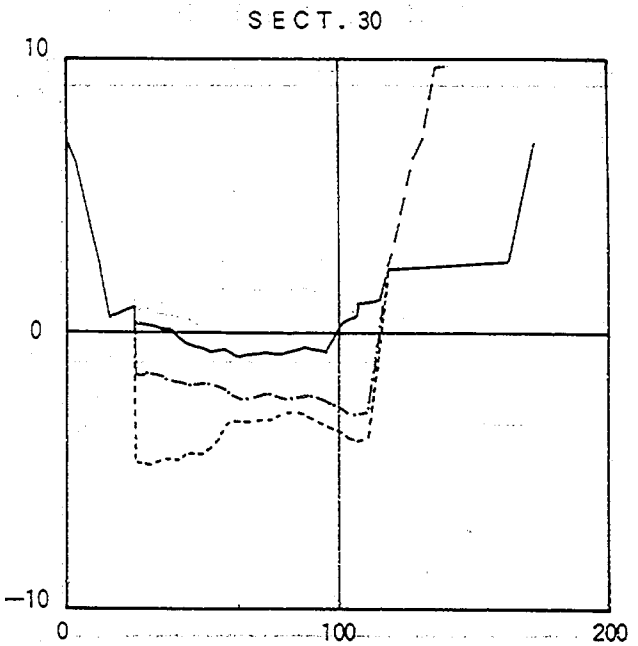


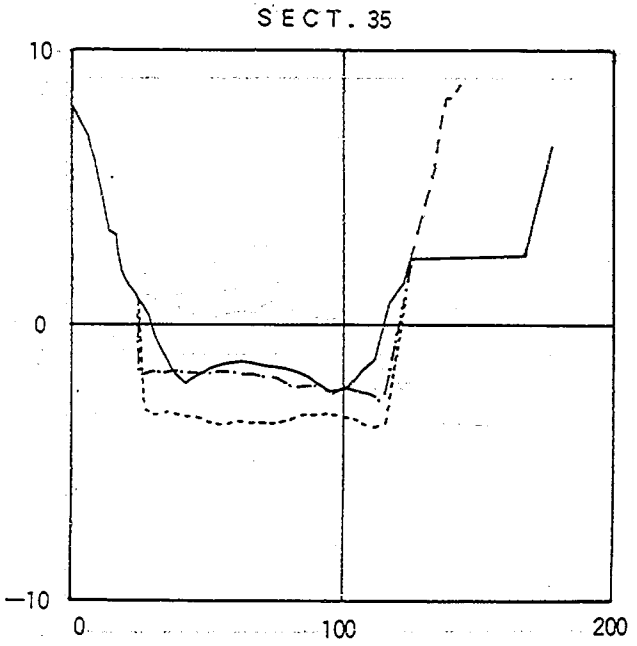
付図—30（8）河床変動横断図（放水路部）





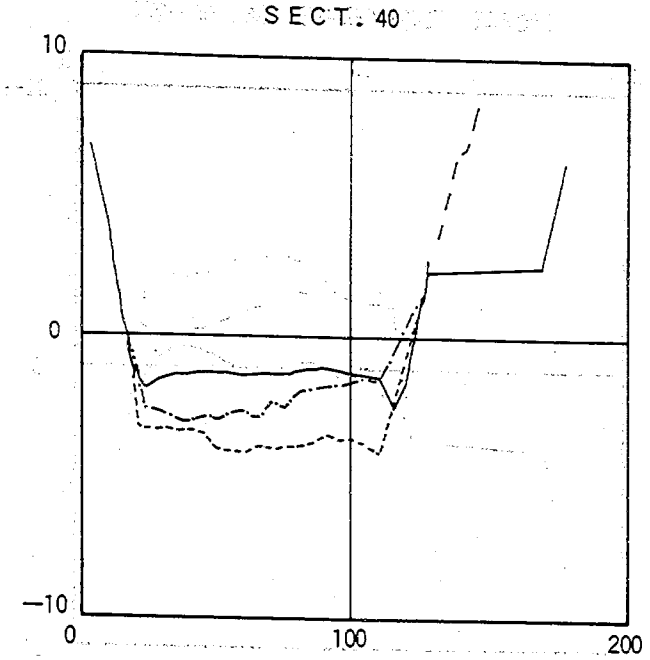
付図—30（9）河床変動横断図（放水路部）

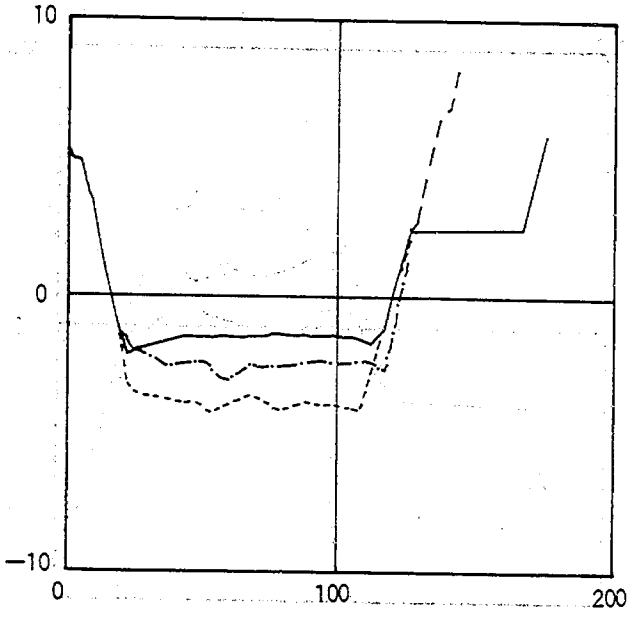




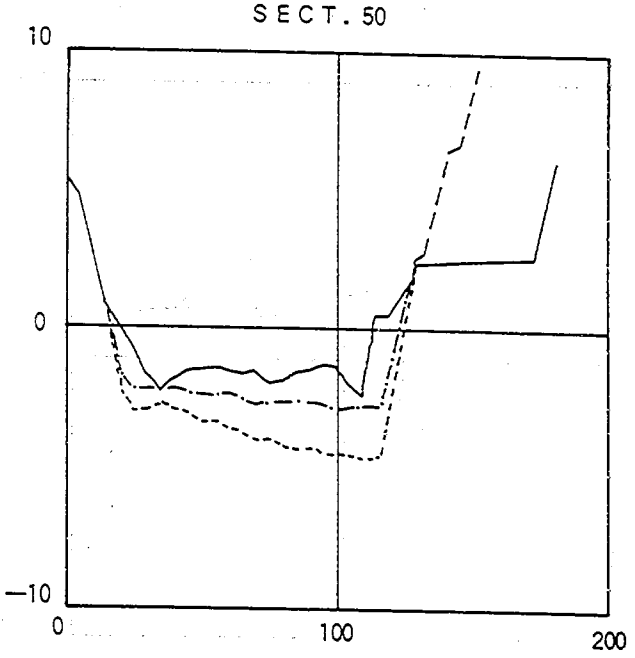
付図—30（10）河床変動横断図（放水路部）

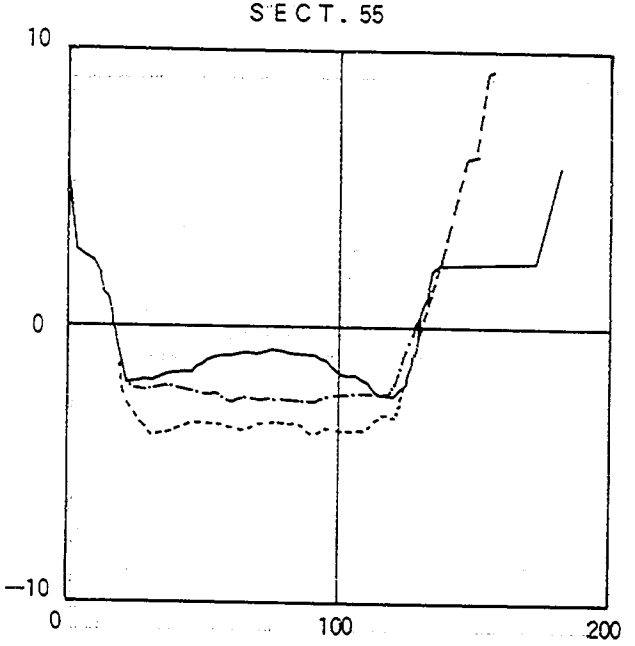
凡　例	河床高
———	通水前
—·—·—	T−2a
- - - - - -	T−2b





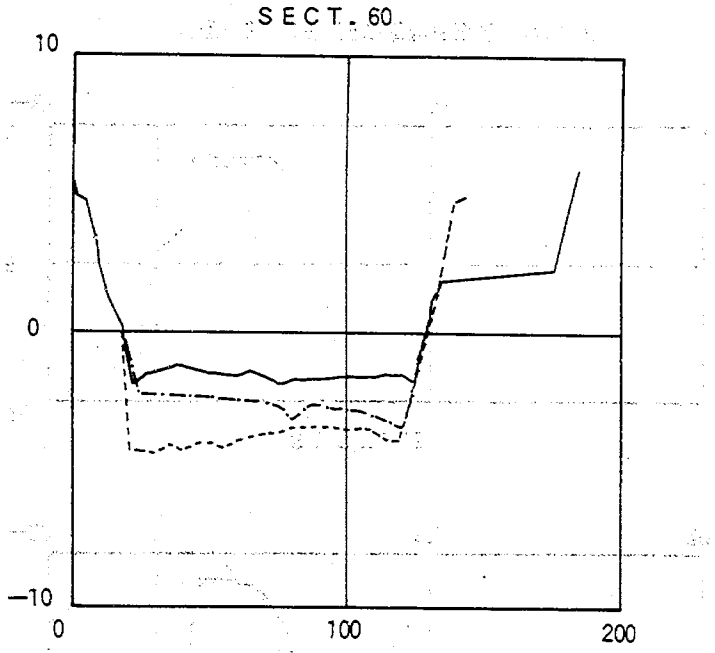
付図—30 (11) 河床変動横断図 (放水路部)

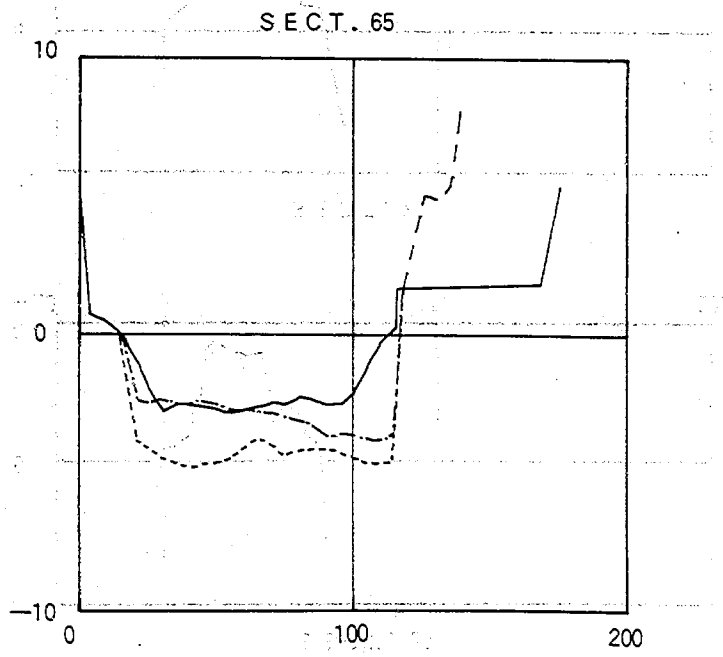




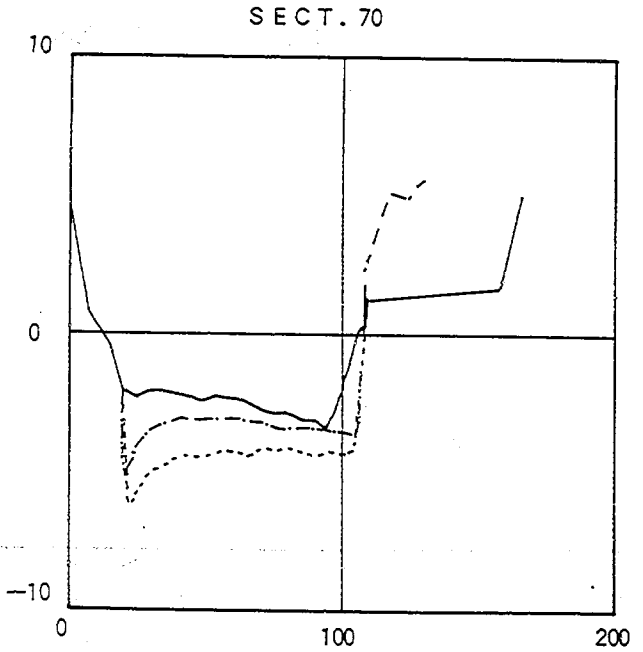
凡 例	河床高
———	通水前
——·——	T−2a
- - - - -	T−2b

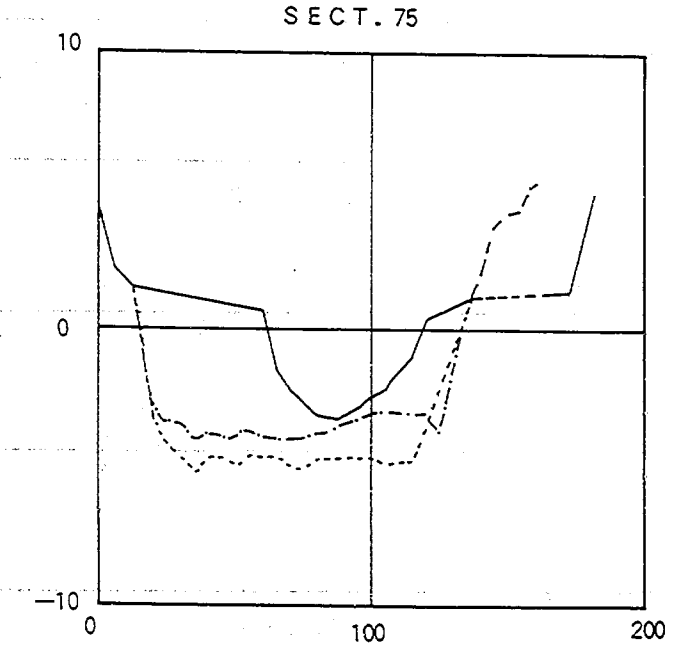
付図—30 (12) 河床変動横断図 (放水路部)





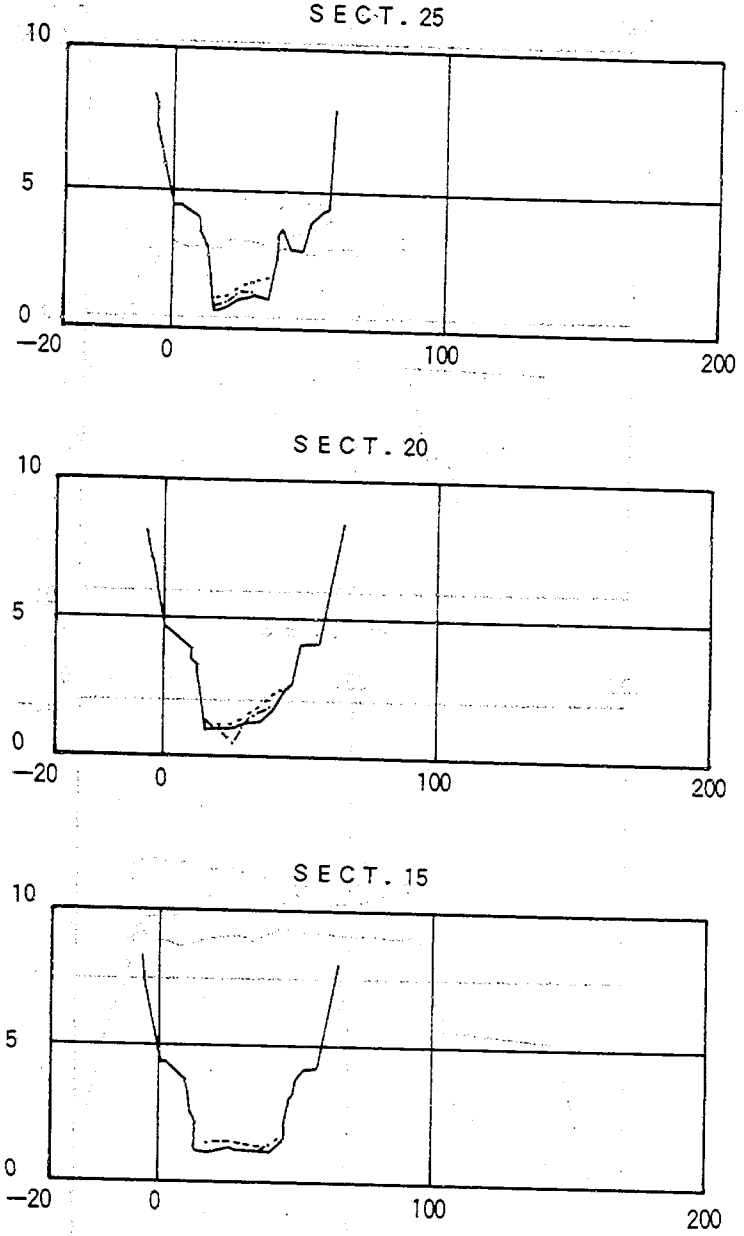
付図—30 (13) 河床変動横断図 (放水路部)



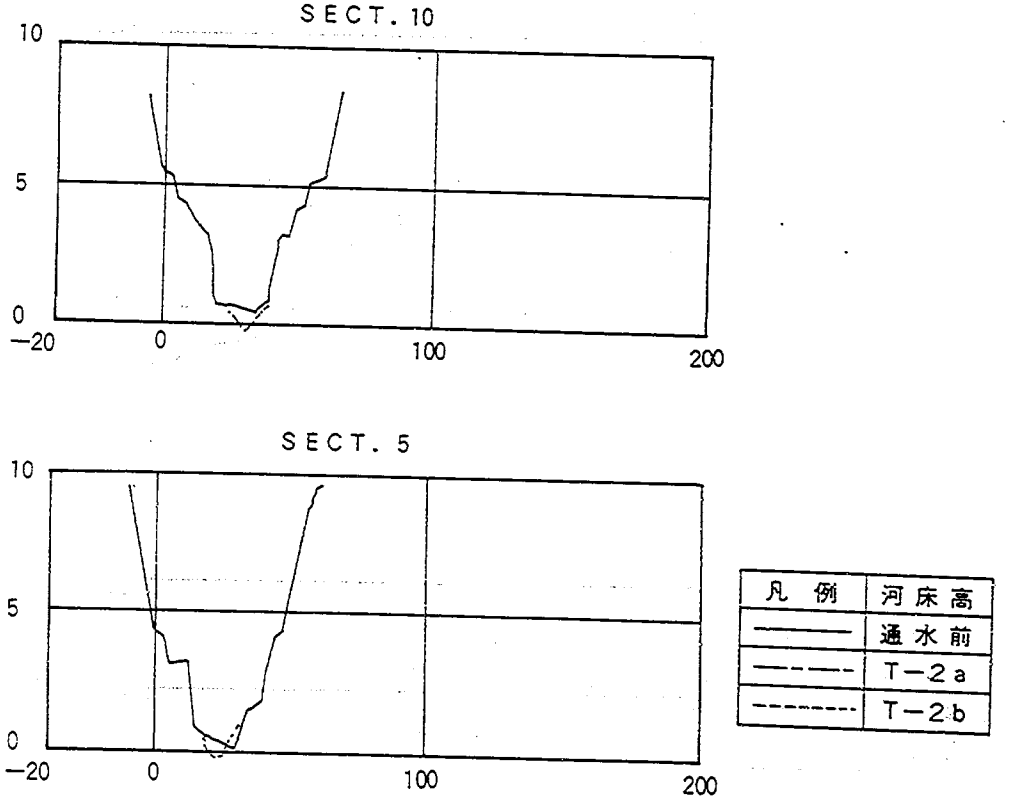


凡 例	河床高
———	通水前
— — —	T−2a
- - - -	T−2b

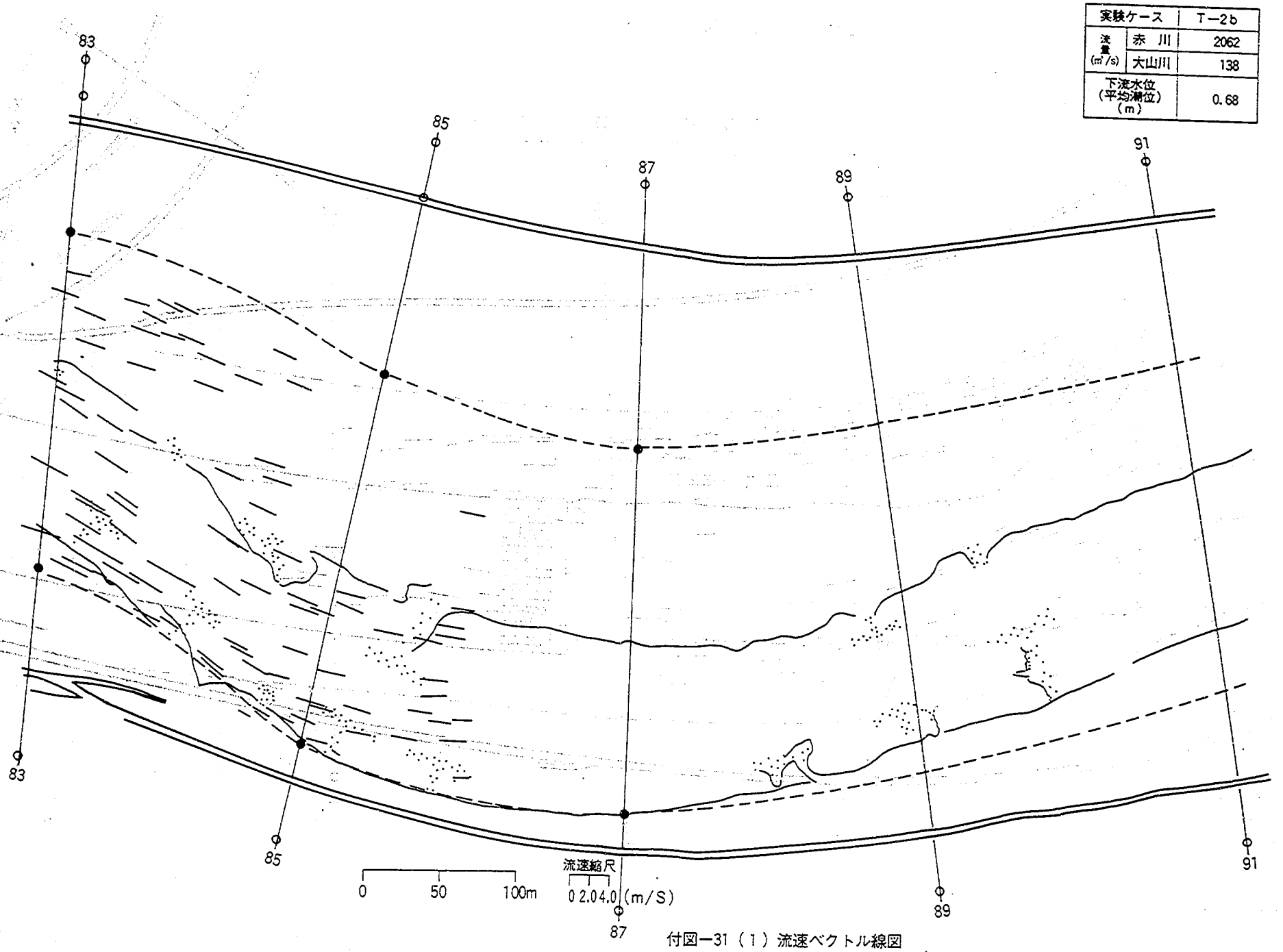
付図—30 (14) 河床変動横断図 (放水路部)



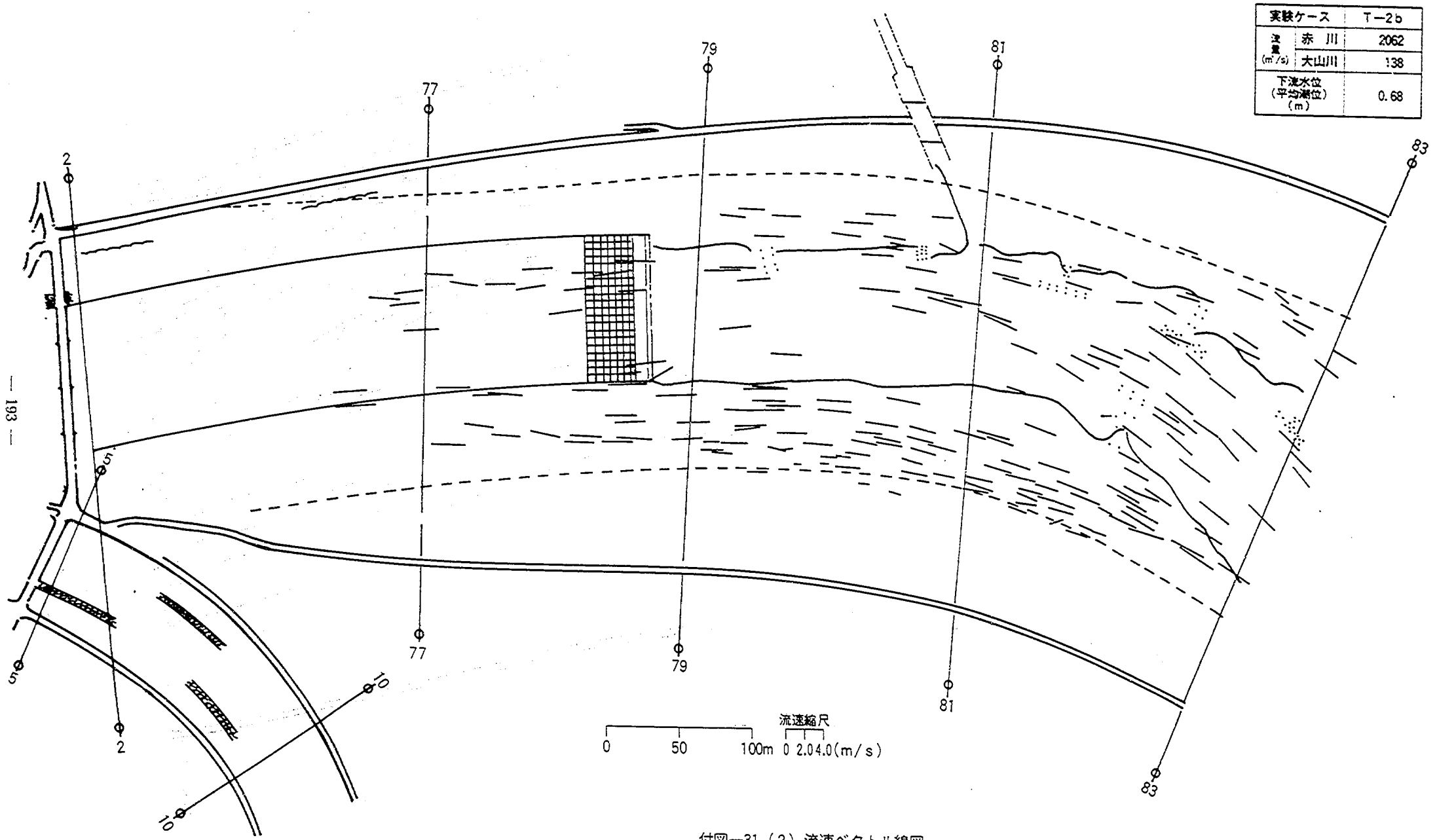
付図—30 (15) 河床変動横断図 (大山川)



付図—30 (16) 河床変動横断図 (大山川)

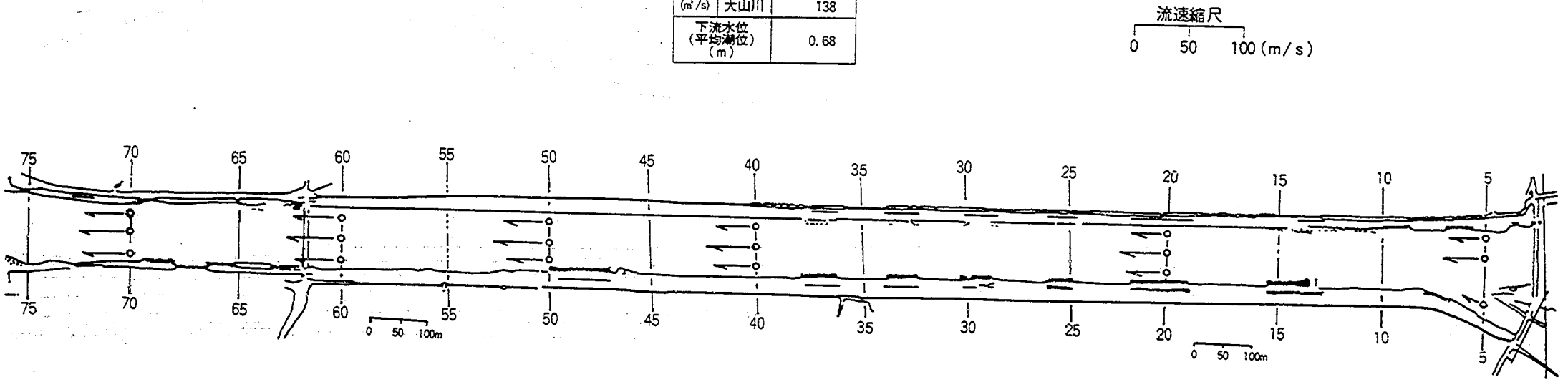


付図−31（1）流速ベクトル線図

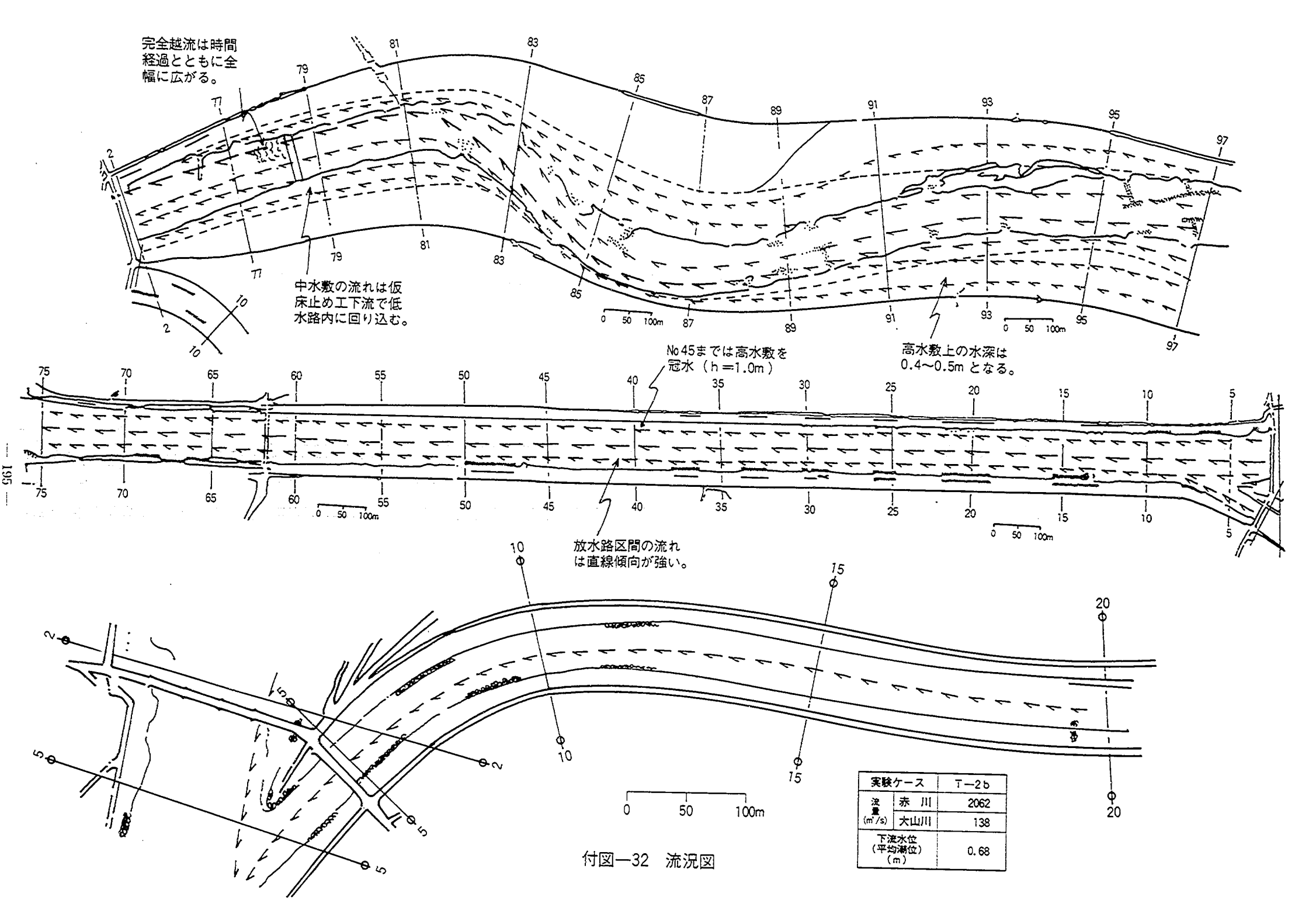


付図—31（2）流速ベクトル綿図

実験ケース		T−2b
流量 (m³/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

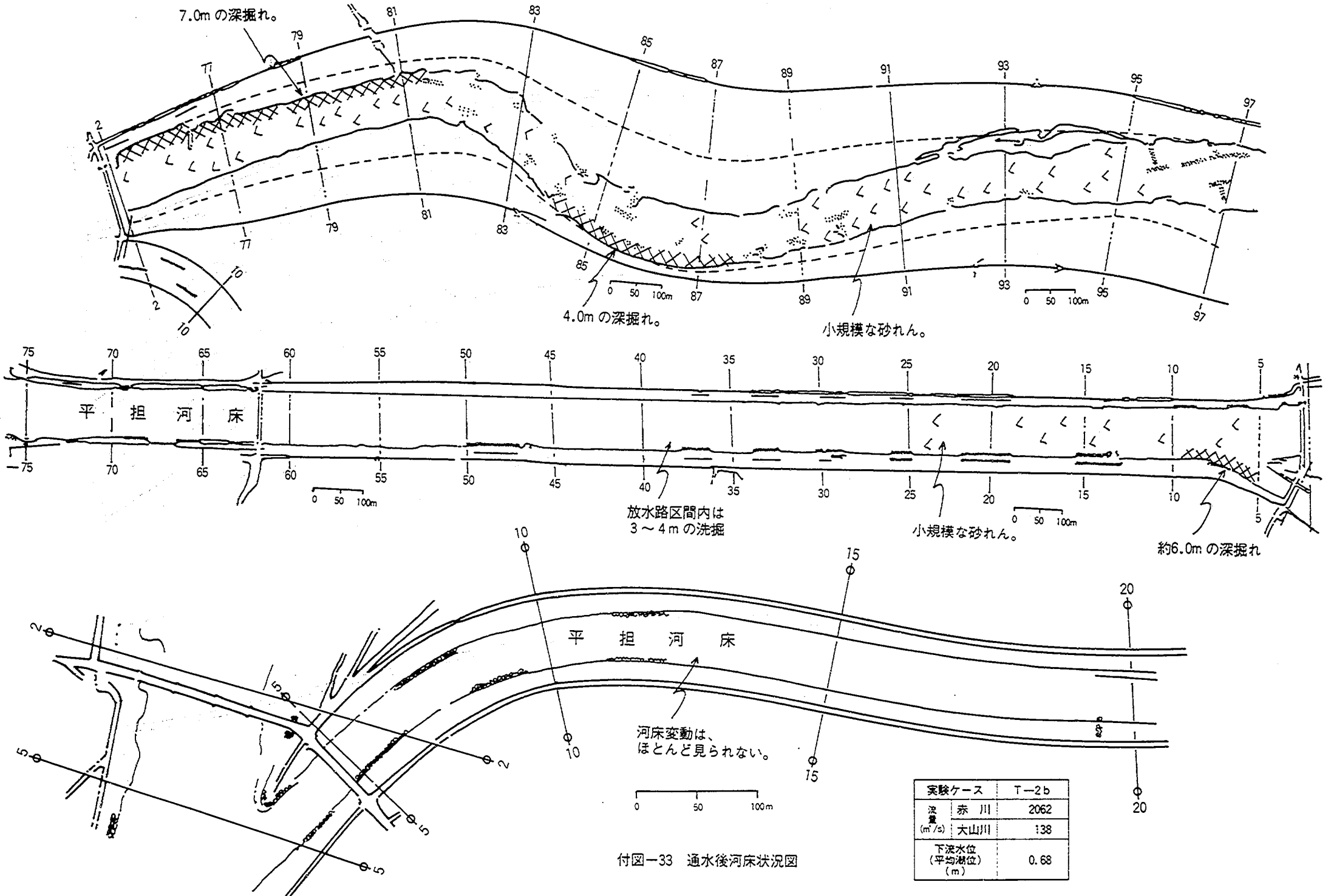


付図−31（3）流速ベクトル線図



実験ケース		T－2b
流量 (m³/s)	赤川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）(m)		0.68

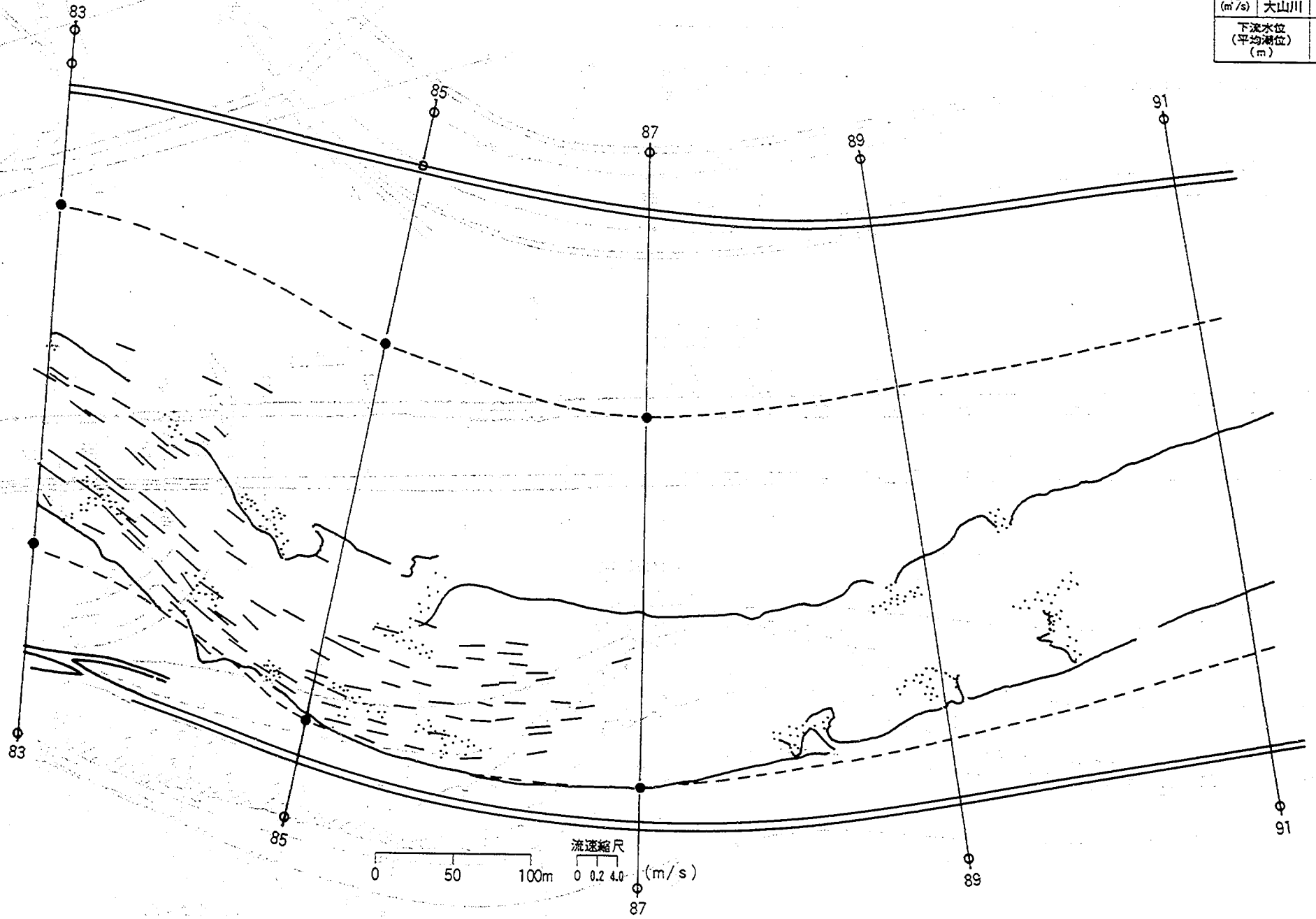
付図—32　流況図



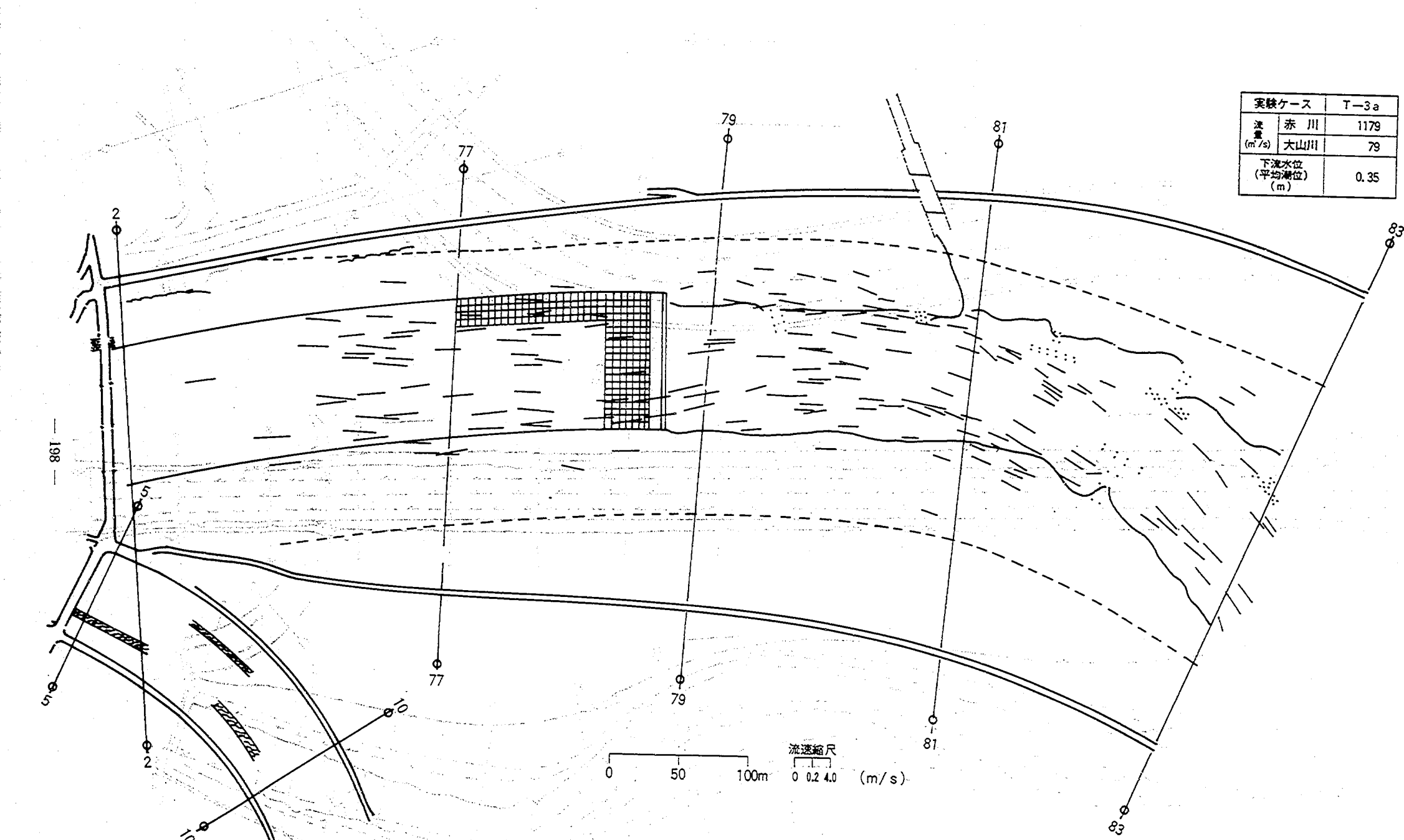
実験ケース		T—2b
流量 (m³/s)	赤 川	2062
	大山川	138
下流水位 (平均潮位) (m)		0.68

付図—33 通水後河床状況図

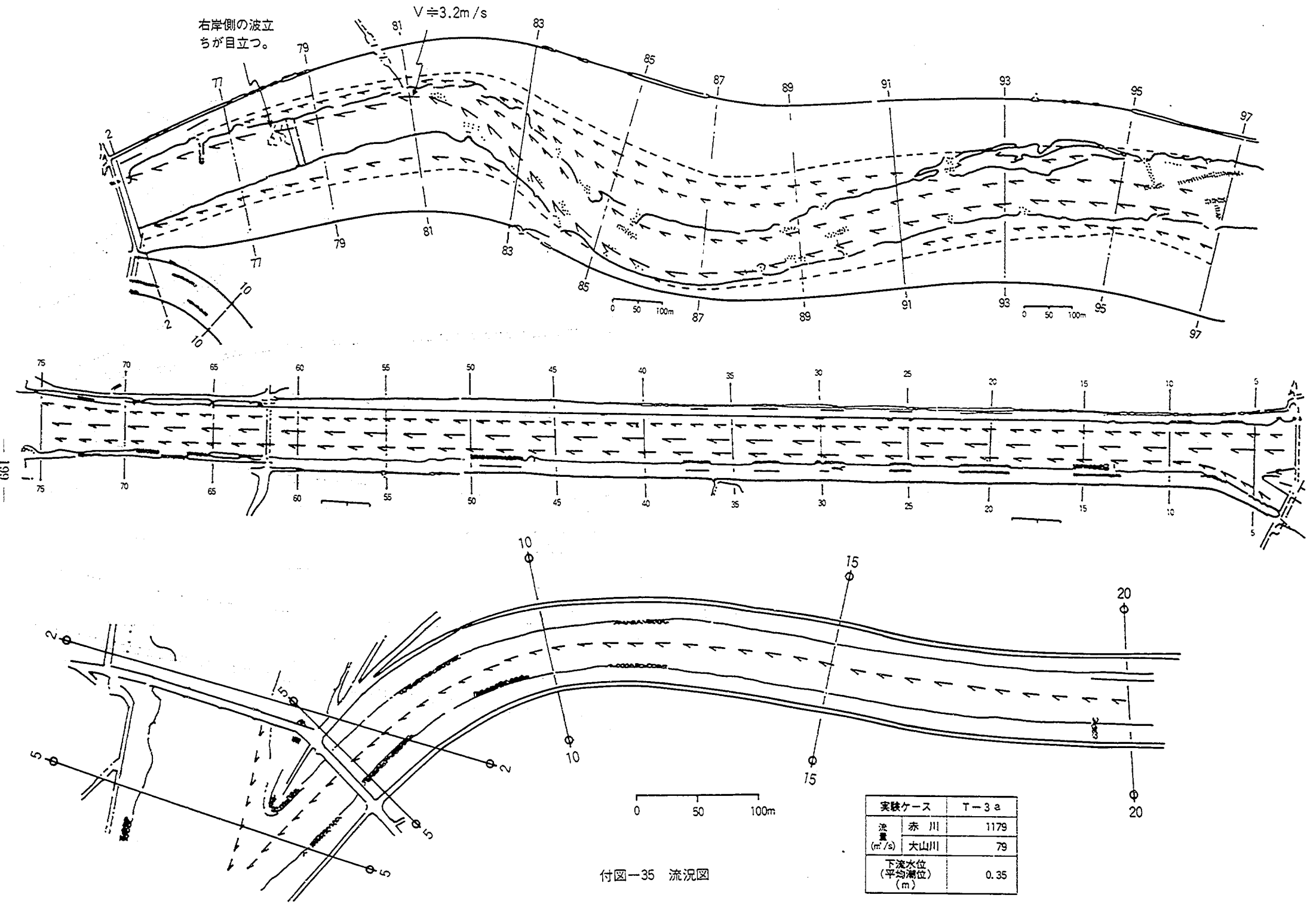
実験ケース		T−3a
流量 (m³/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35



付図−34（1）流速ベクトル線図

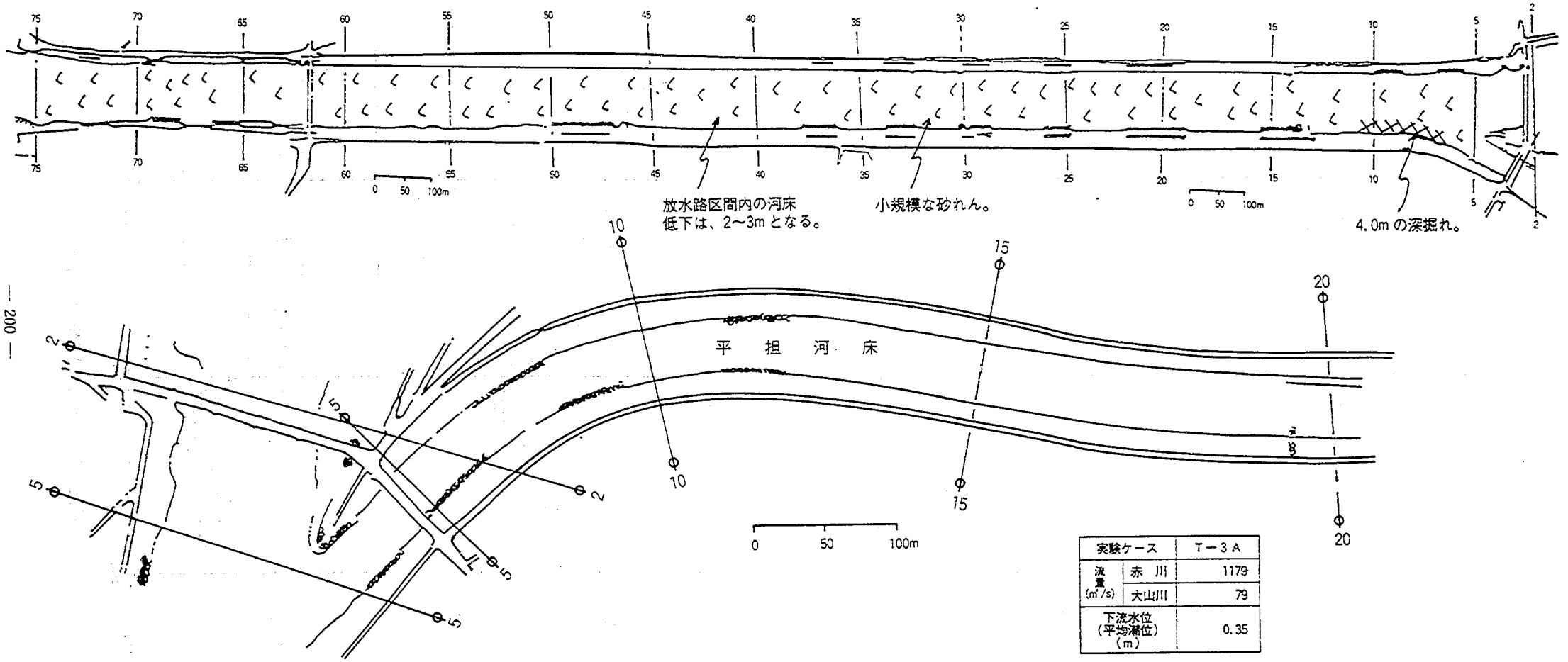


付図34（2）流速ベクトル線図

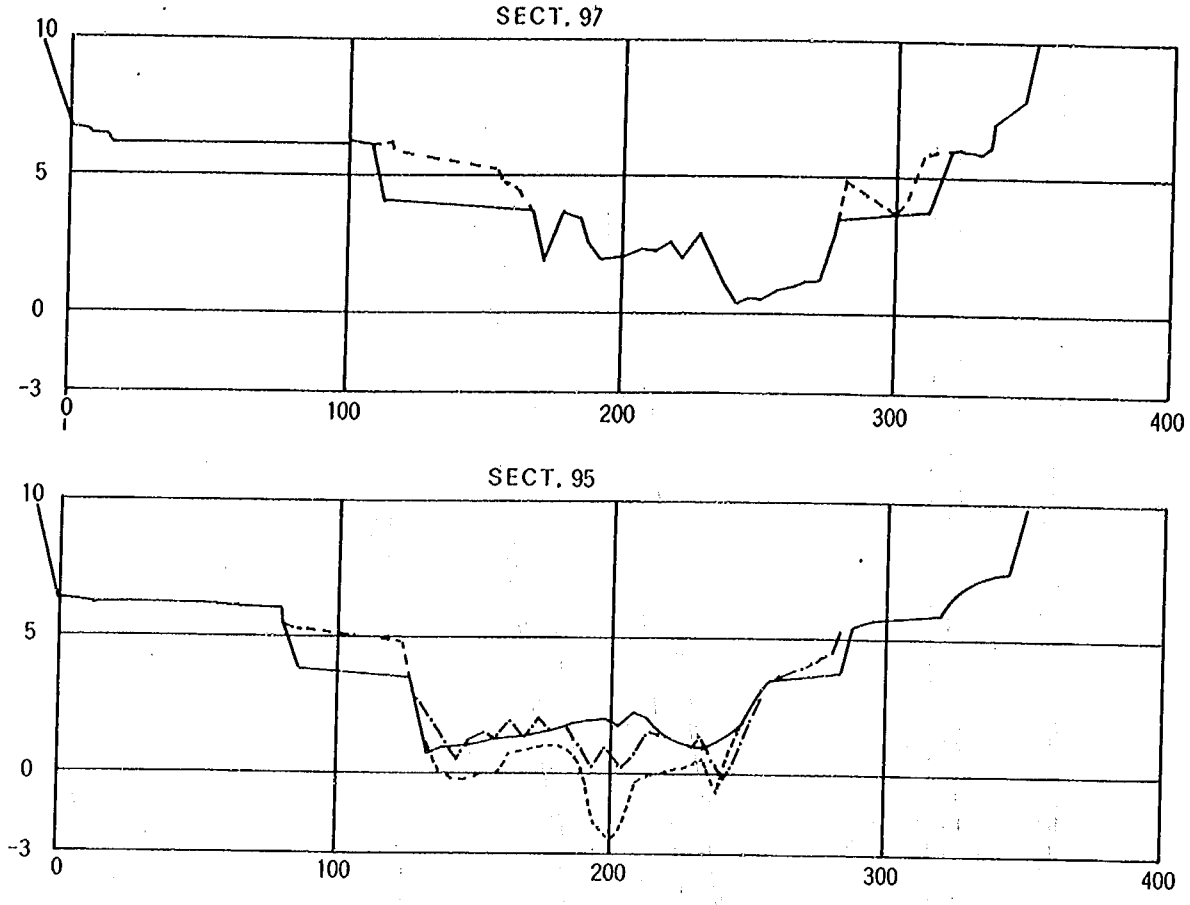


実験ケース		T－3 a
流量 (m³/s)	赤 川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）(m)		0.35

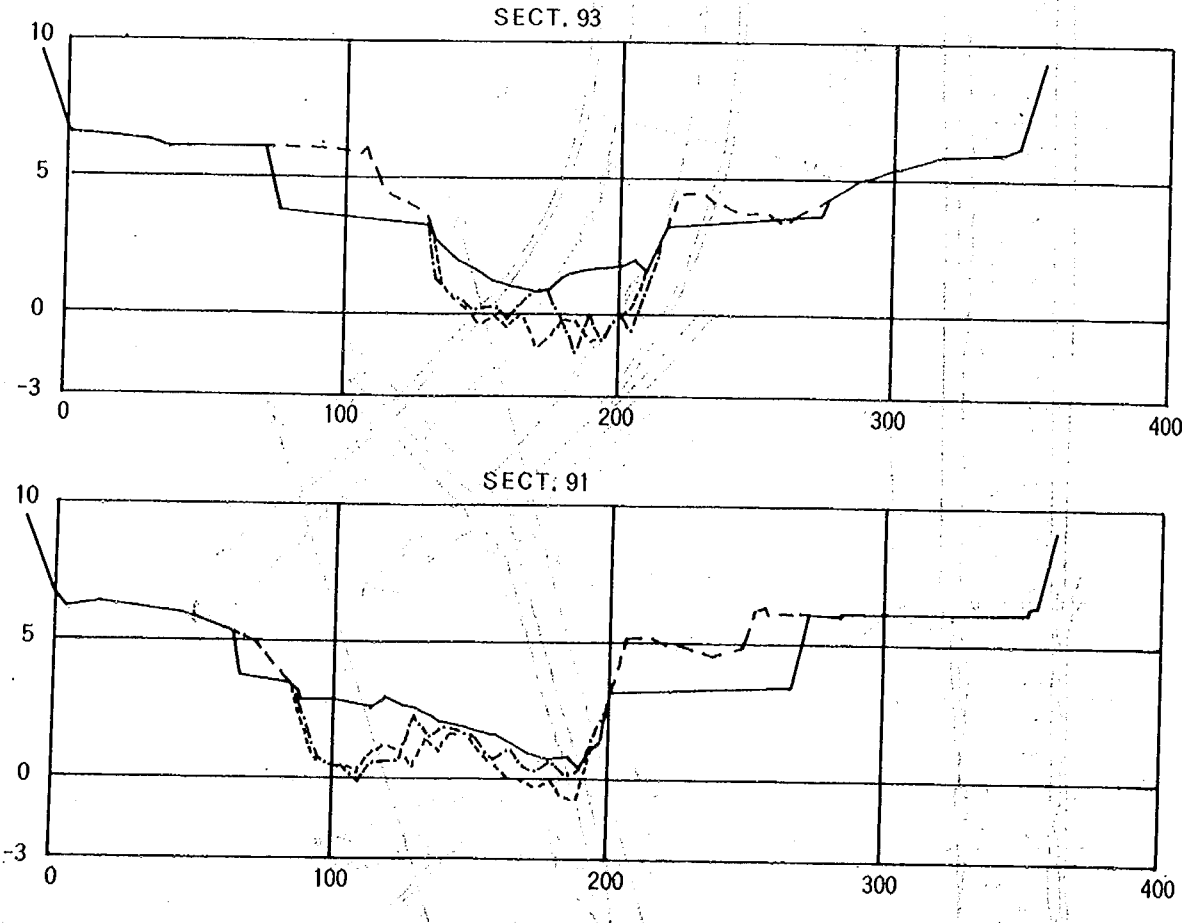
付図－35　流況図



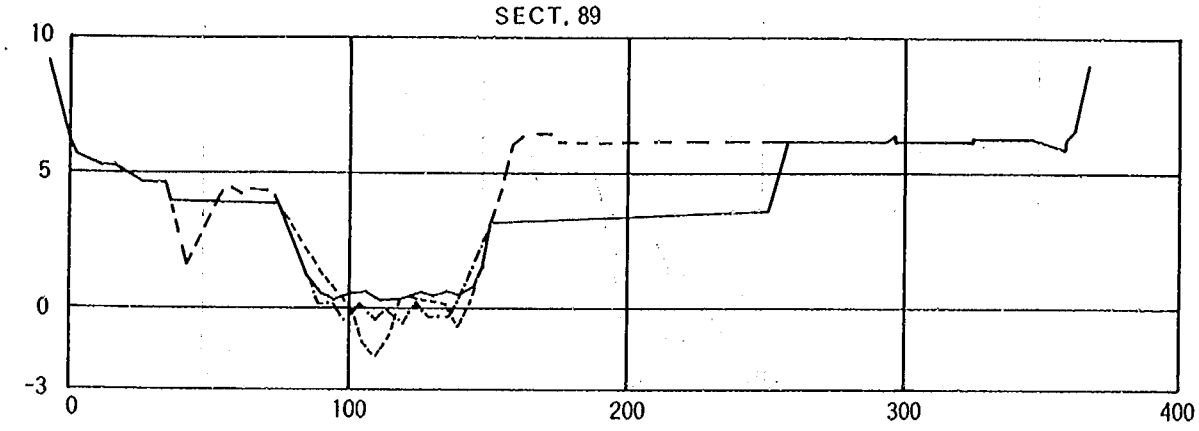
付図－36　通水後河床状況

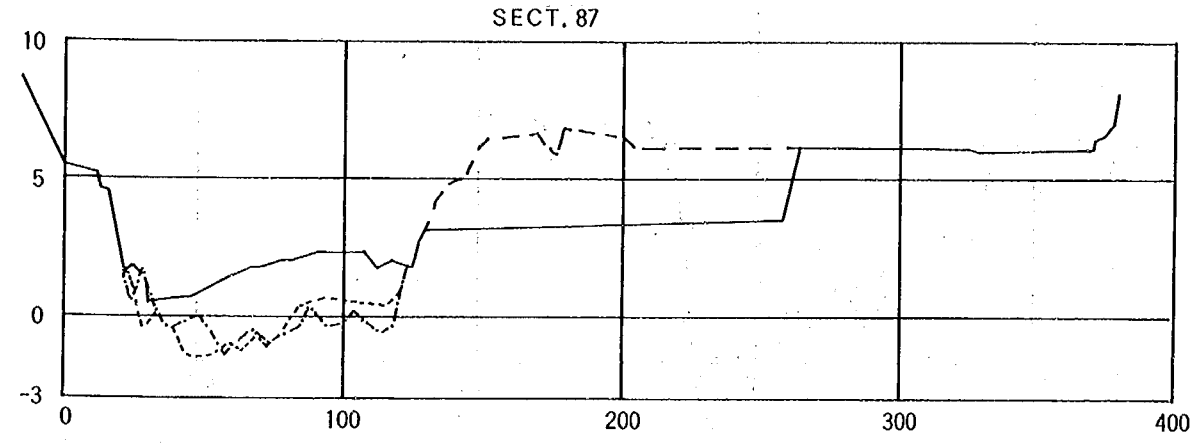


付図－37 (1) 河床変動横断図 (有堤部)



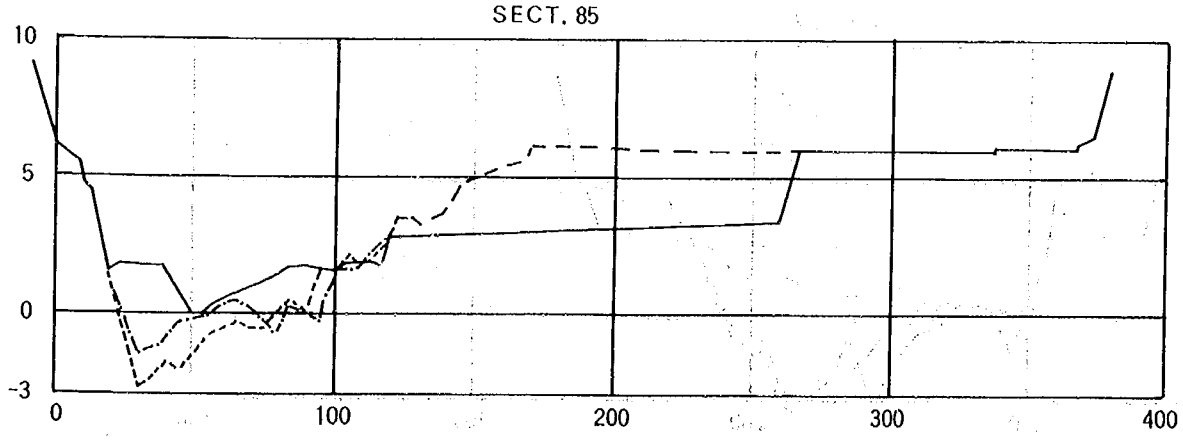
付図－37 (2) 河床変動横断図 (有堤部)

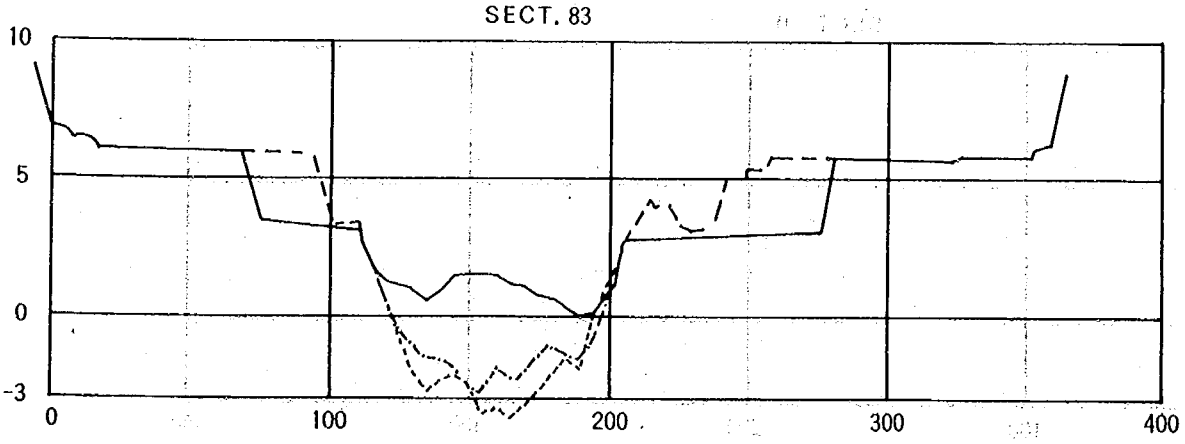




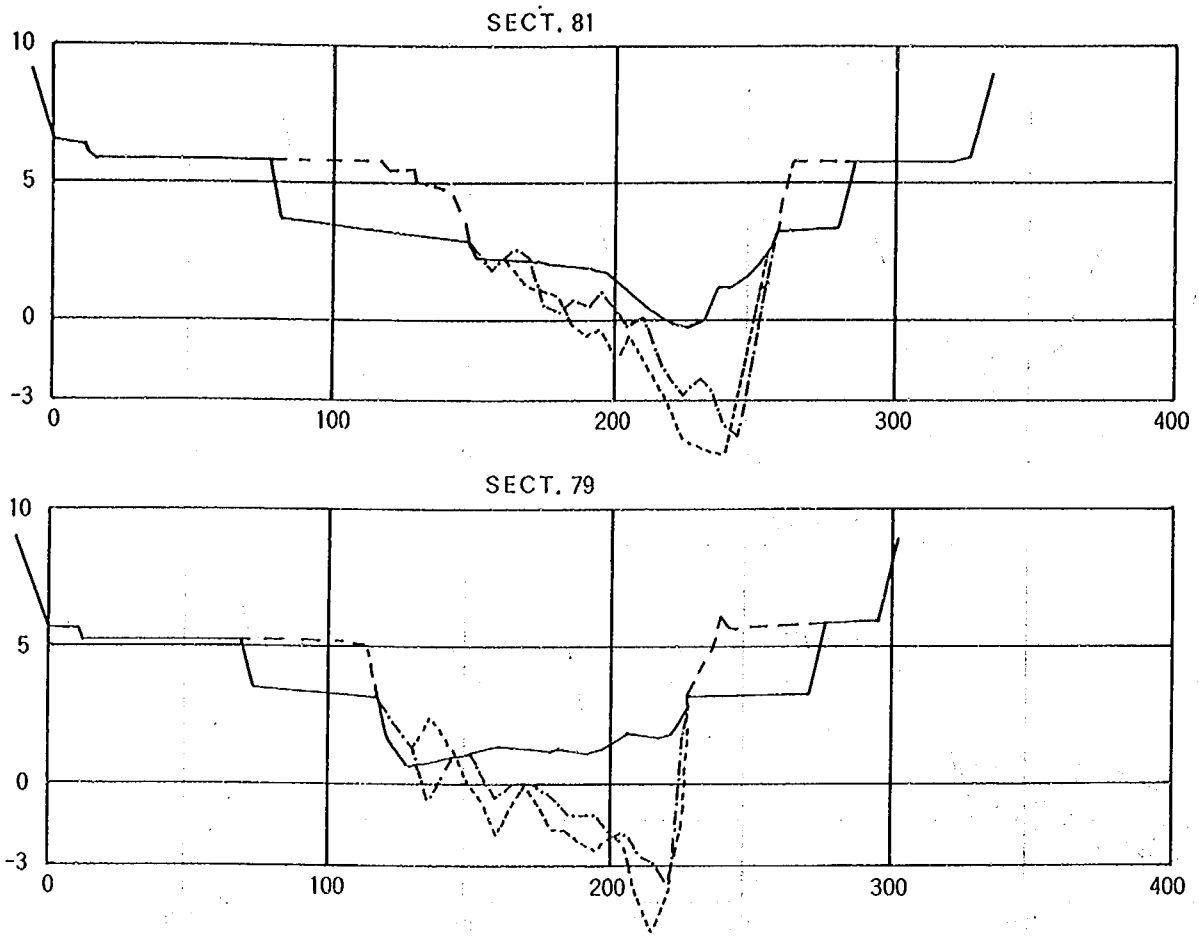
付図－37 (3) 河床変動横断図 (有堤部)

凡　例	河床高
———	通水前
— — —	T－3a
- - - -	T－3b



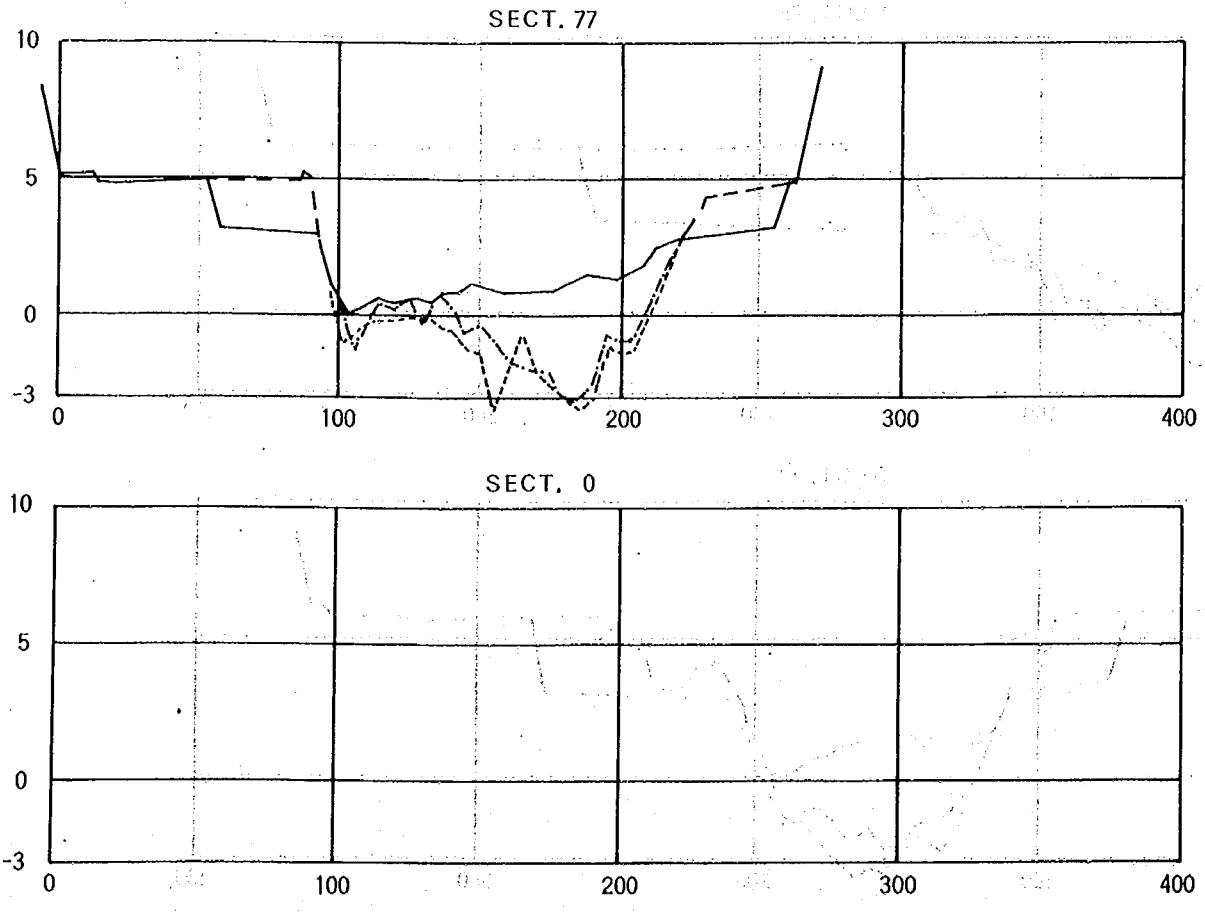


付図－37 (4) 河床変動横断図 (有堤部)

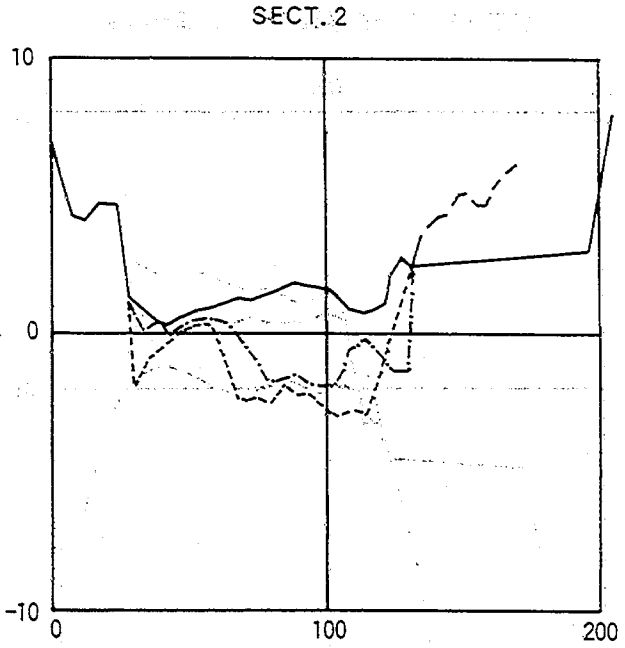


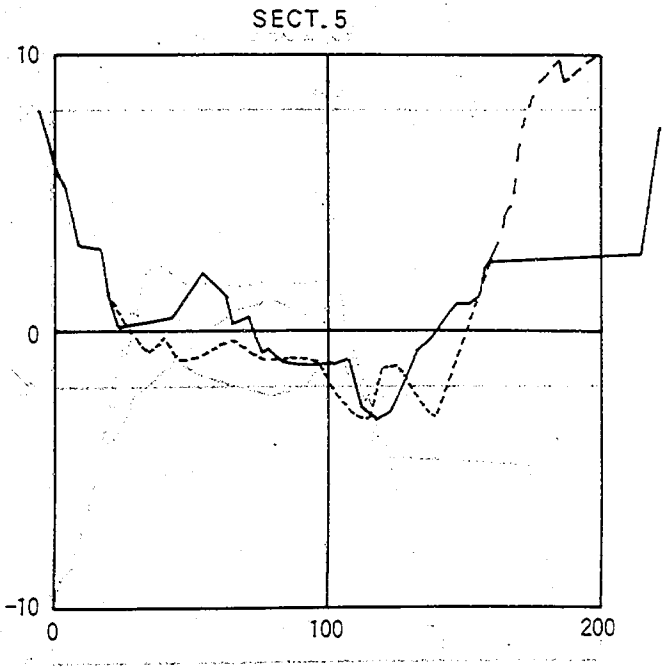
付図－37 (5) 河床変動横断図（有堤部）

凡　例	河床高
———	通水前
—— - ——	T－3a
- - - - - - -	T－3b

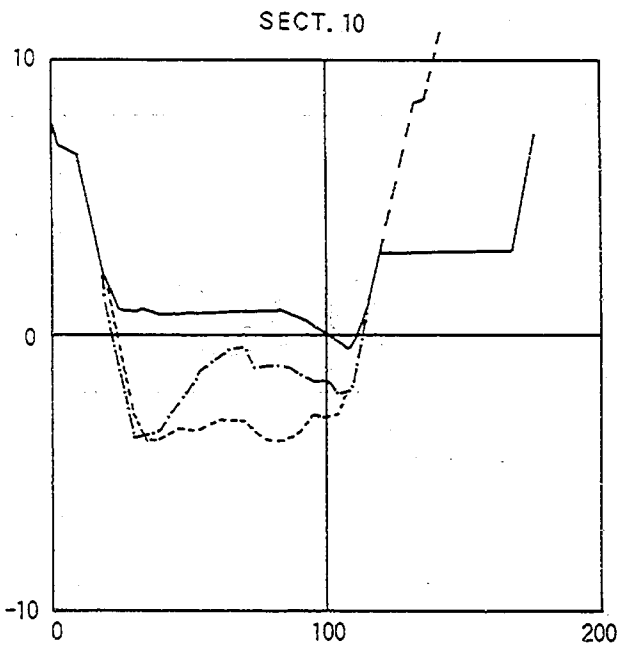


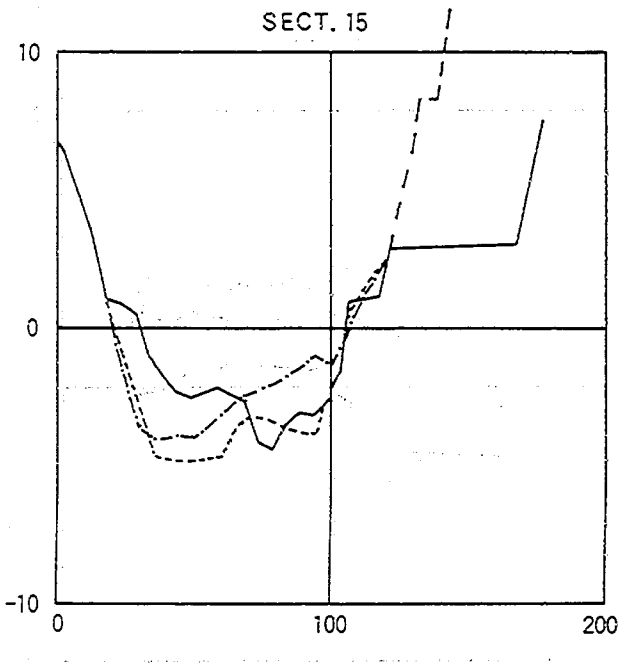
付図－37 (6) 河床変動横断図（有堤部）





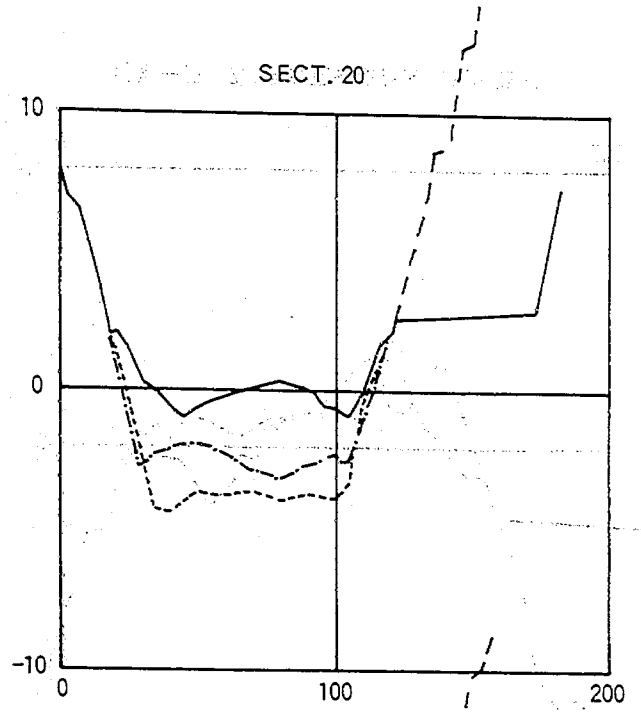
付図－37（7）河床変動横断図（放水路部）

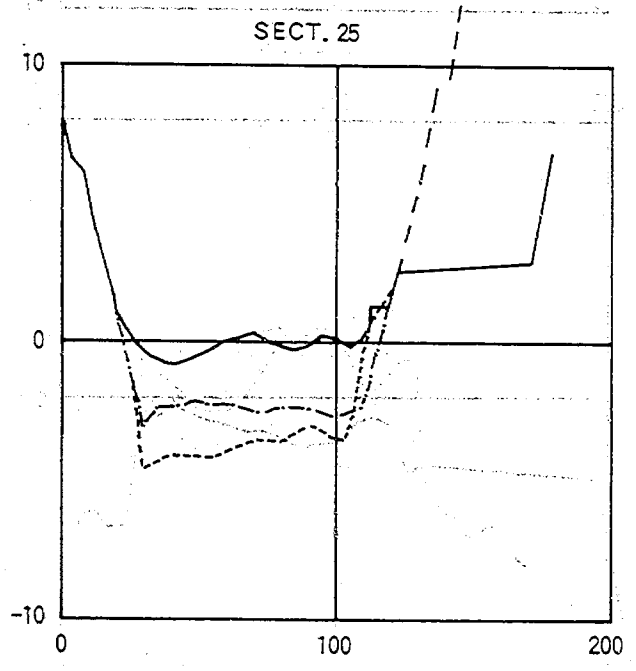




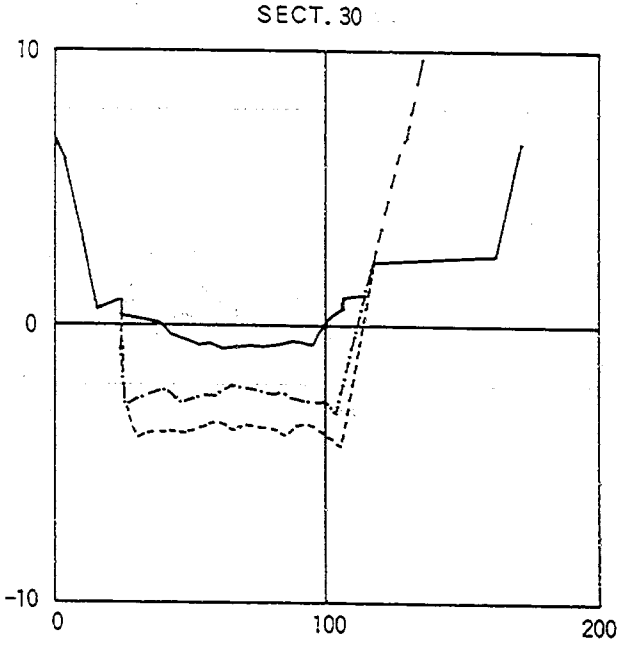
凡　例	河床高
———	通水前
—— ——	T－3a
- - - - - - - -	T－3b

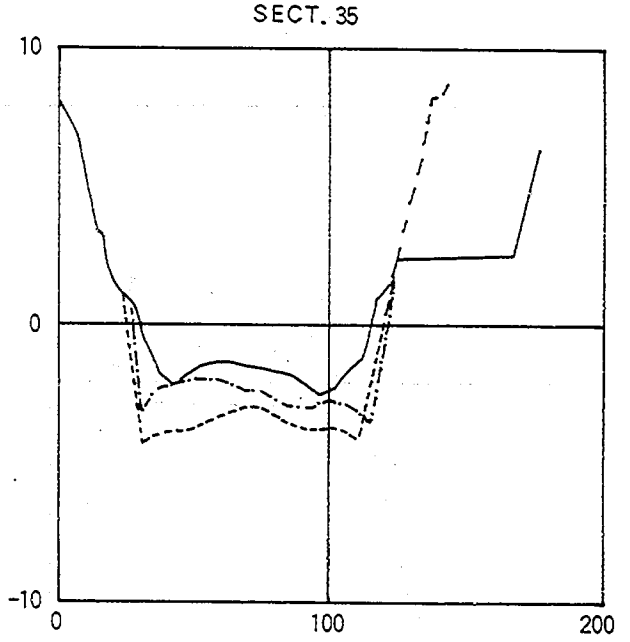
付図－37（8）河床変動横断図（放水路部）





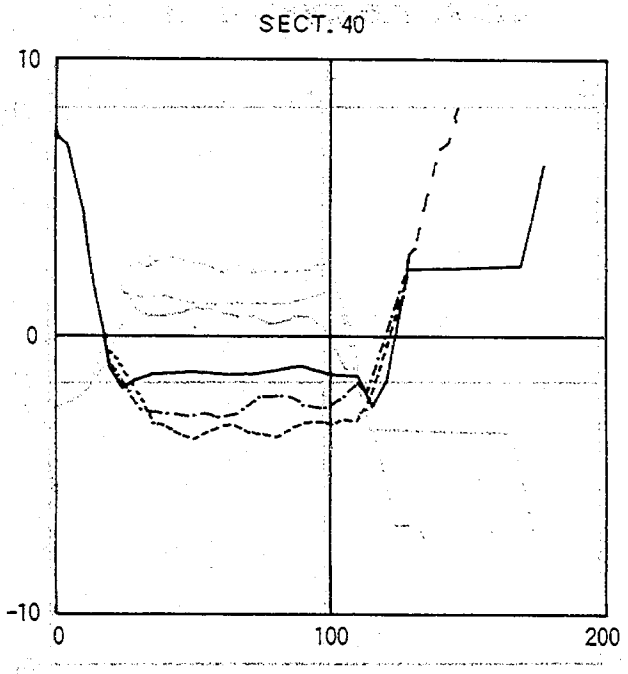
付図—37 (9) 河床変動横断図 (放水路部)

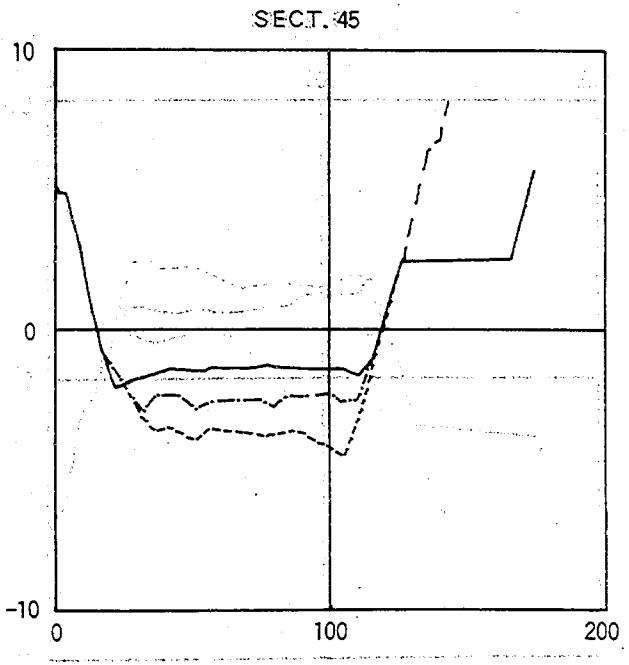




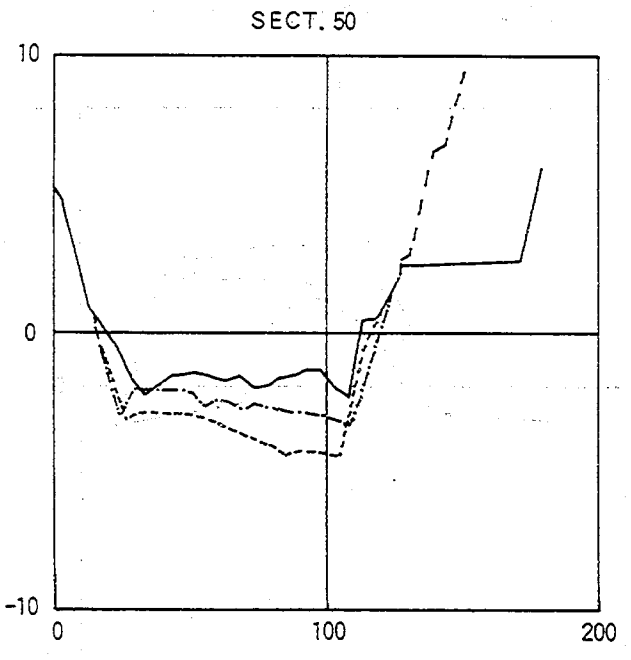
凡 例	河床高
———	通水前
— — —	T—3a
- - - - -	T—3b

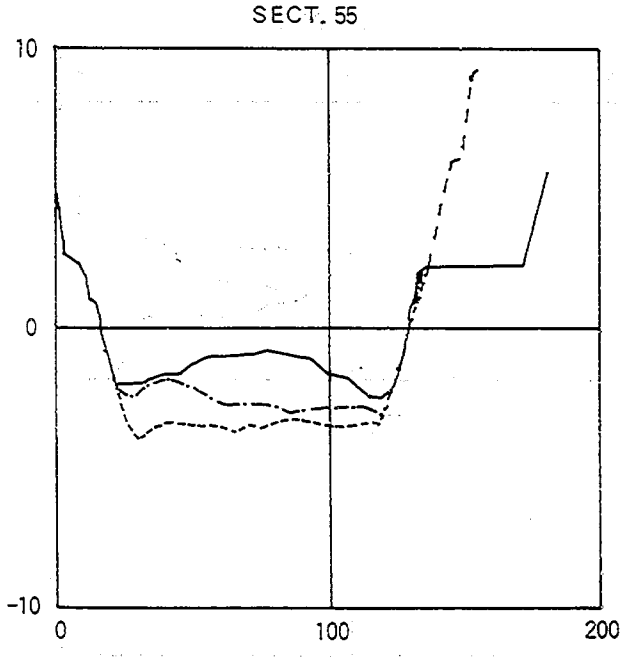
付図—37 (10) 河床変動横断図 (放水路部)





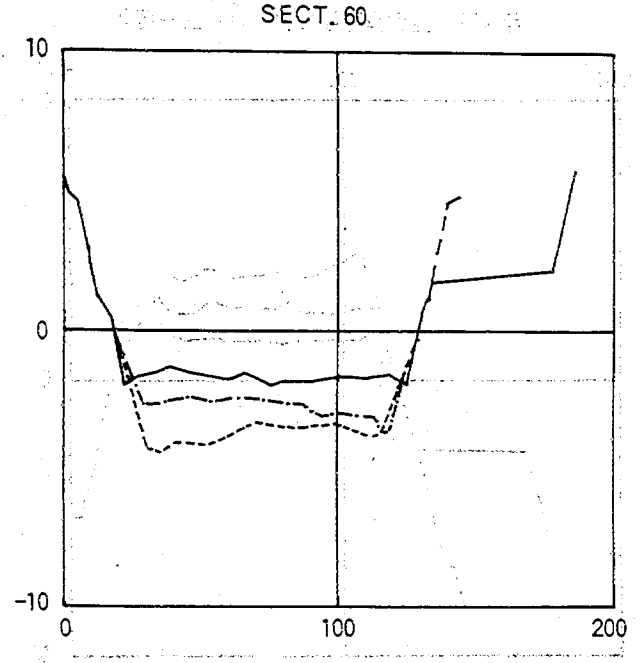
付図—37 (11) 河床変動横断図 (放水路部)

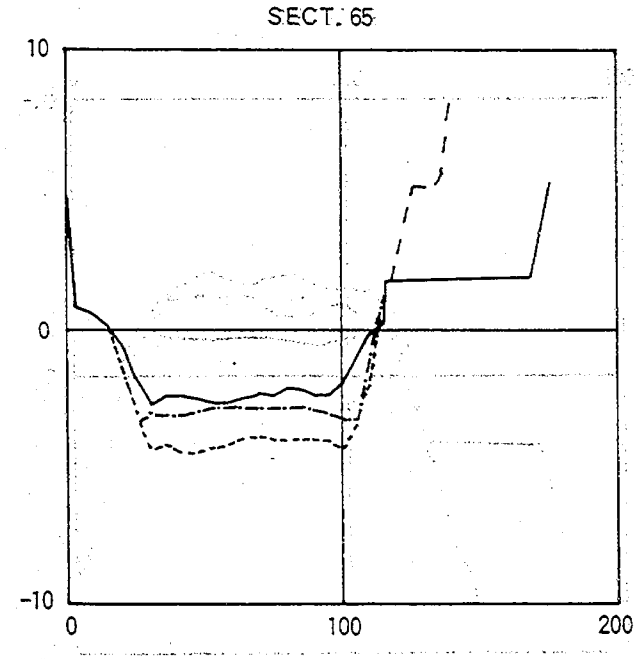




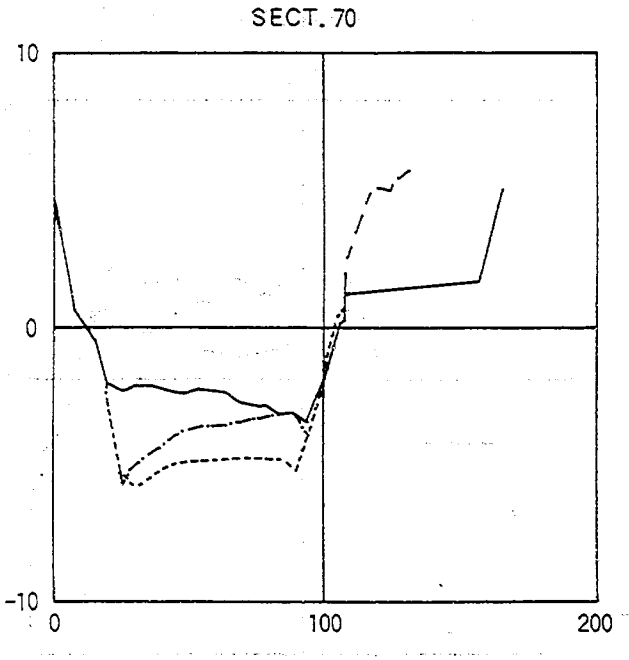
凡 例	河床高
———	通水前
—— - ——	T—3a
- - - - - - -	T—3b

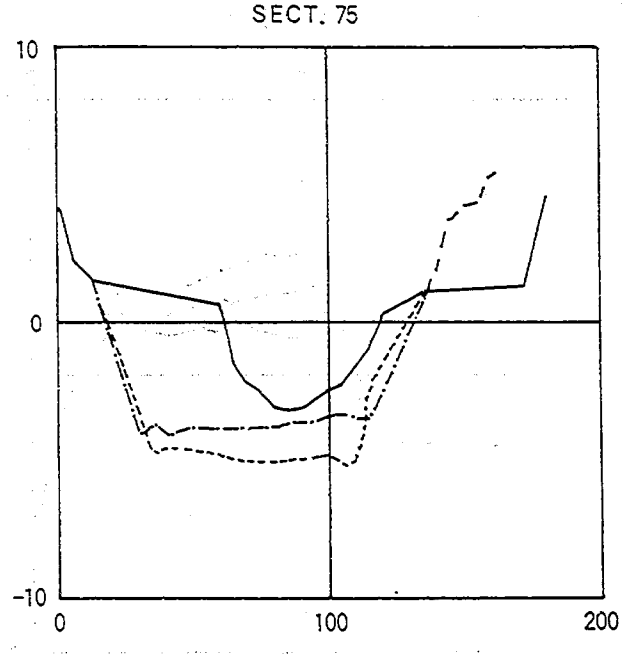
付図—37 (12) 河床変動横断図 (放水路部)





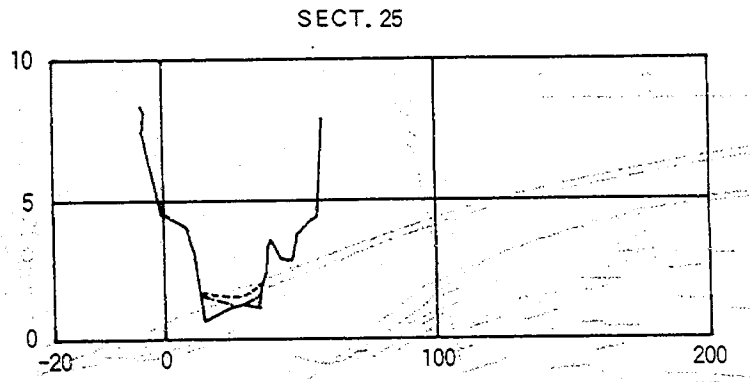
付図—37（13）河床変動横断図（放水路部）

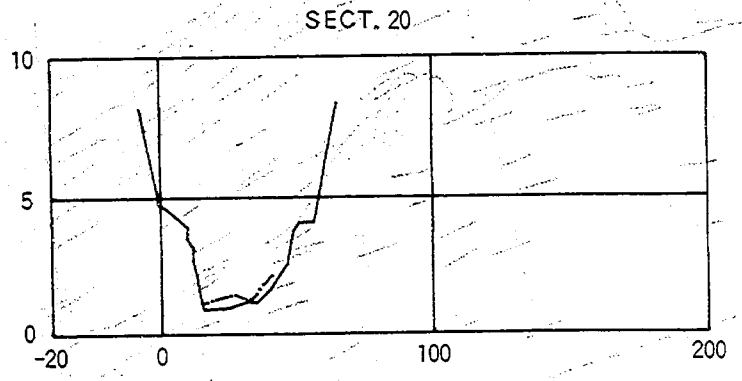


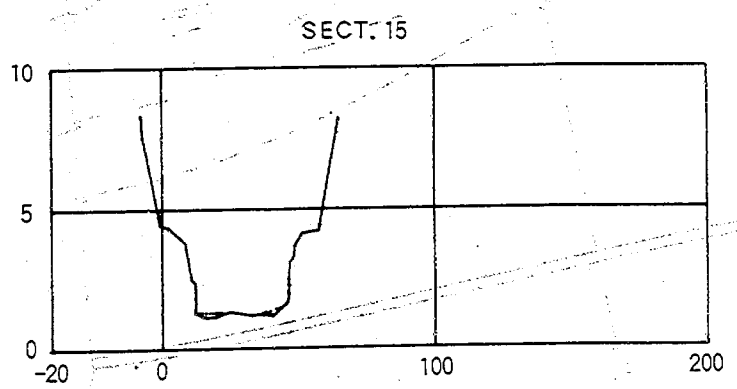


凡　例	河床高
———	通水前
—— — ——	T—3 a
- - - - - -	T—3 b

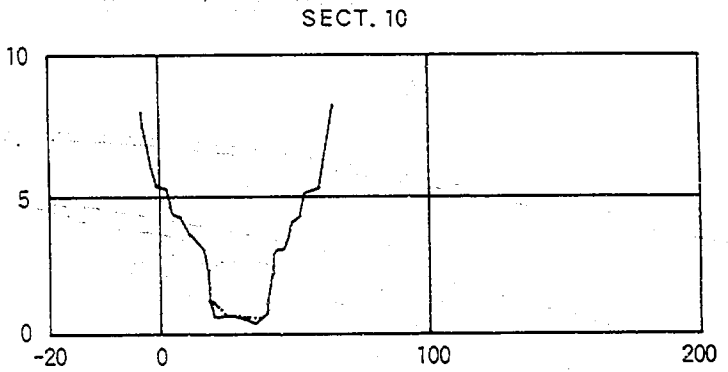
付図—37（14）河床変動横断図（放水路部）

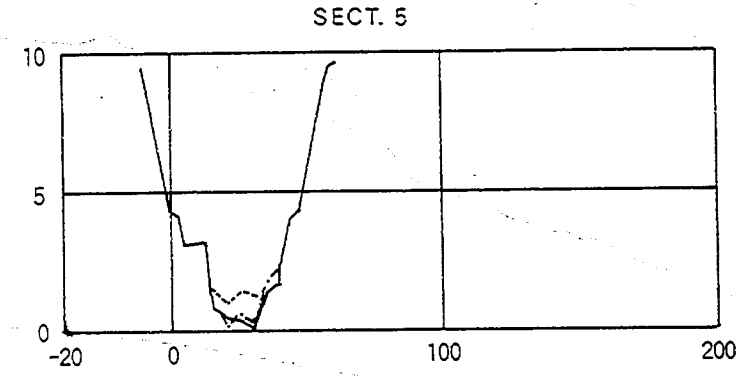






付図—37（15）河床変動横断図（大山川）

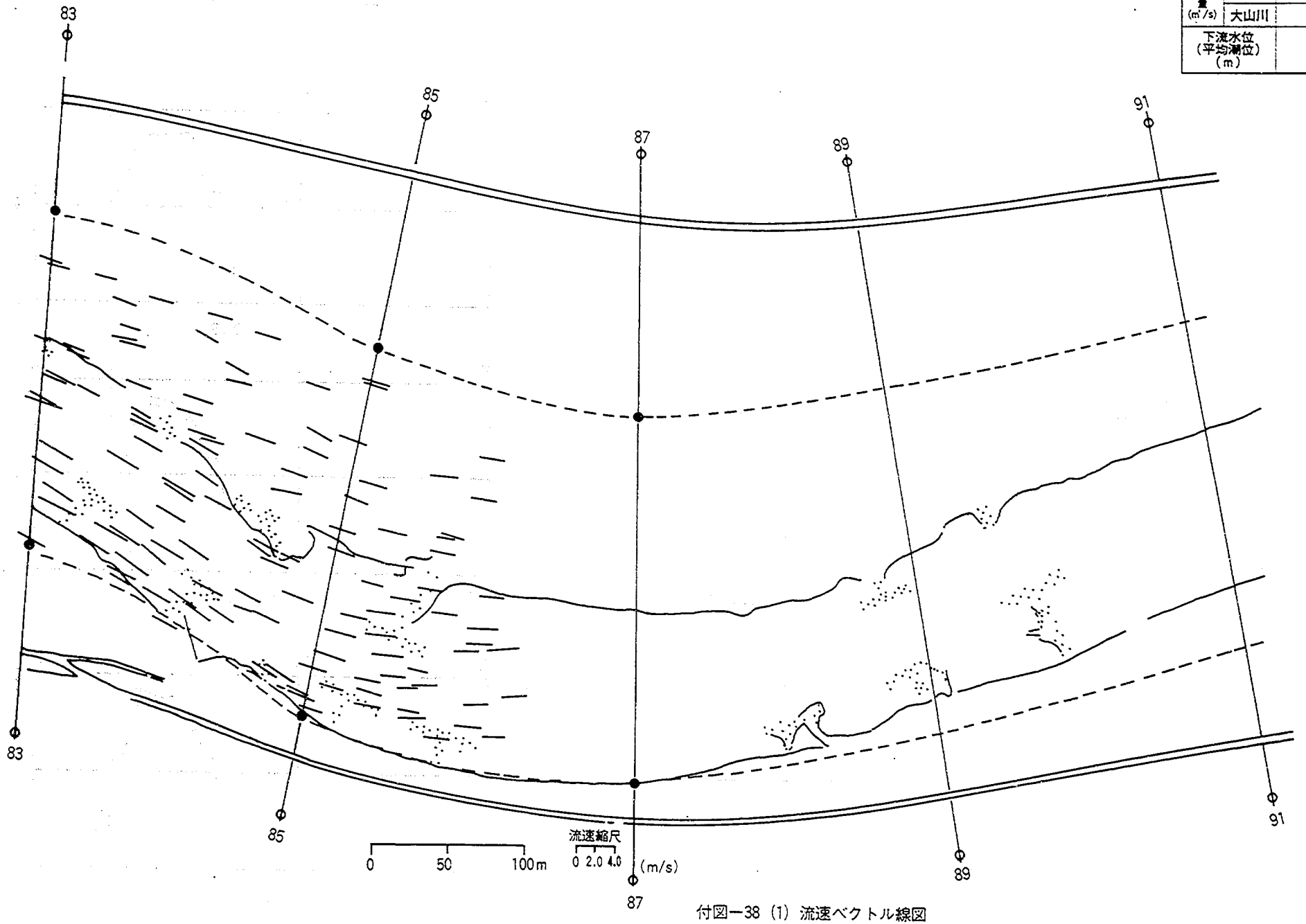




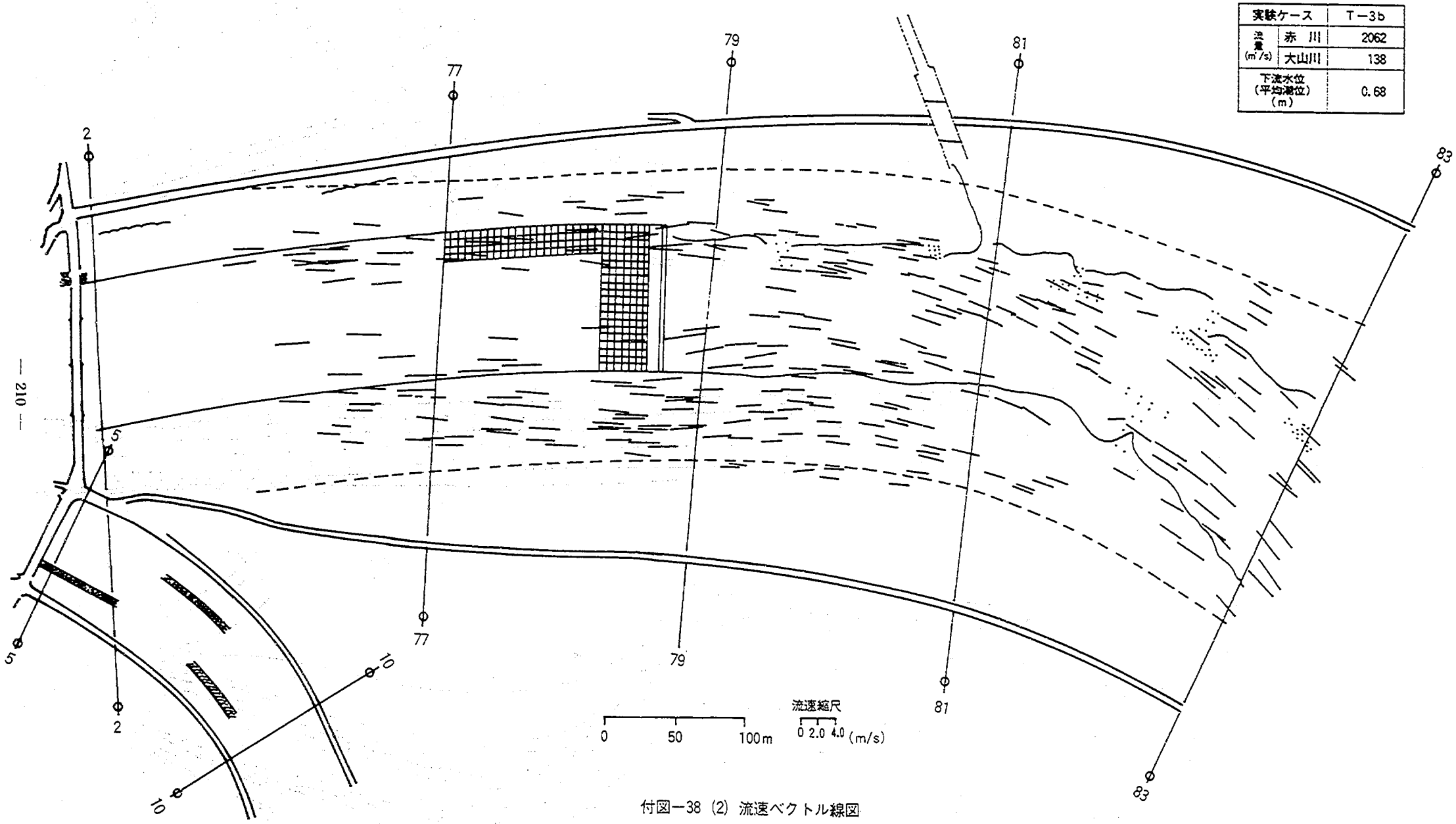
凡　例	河床高
———	通水前
—— — ——	T－3a
- - - - - - -	T－3b

付図—37（16）河床変動横断図（大山川）

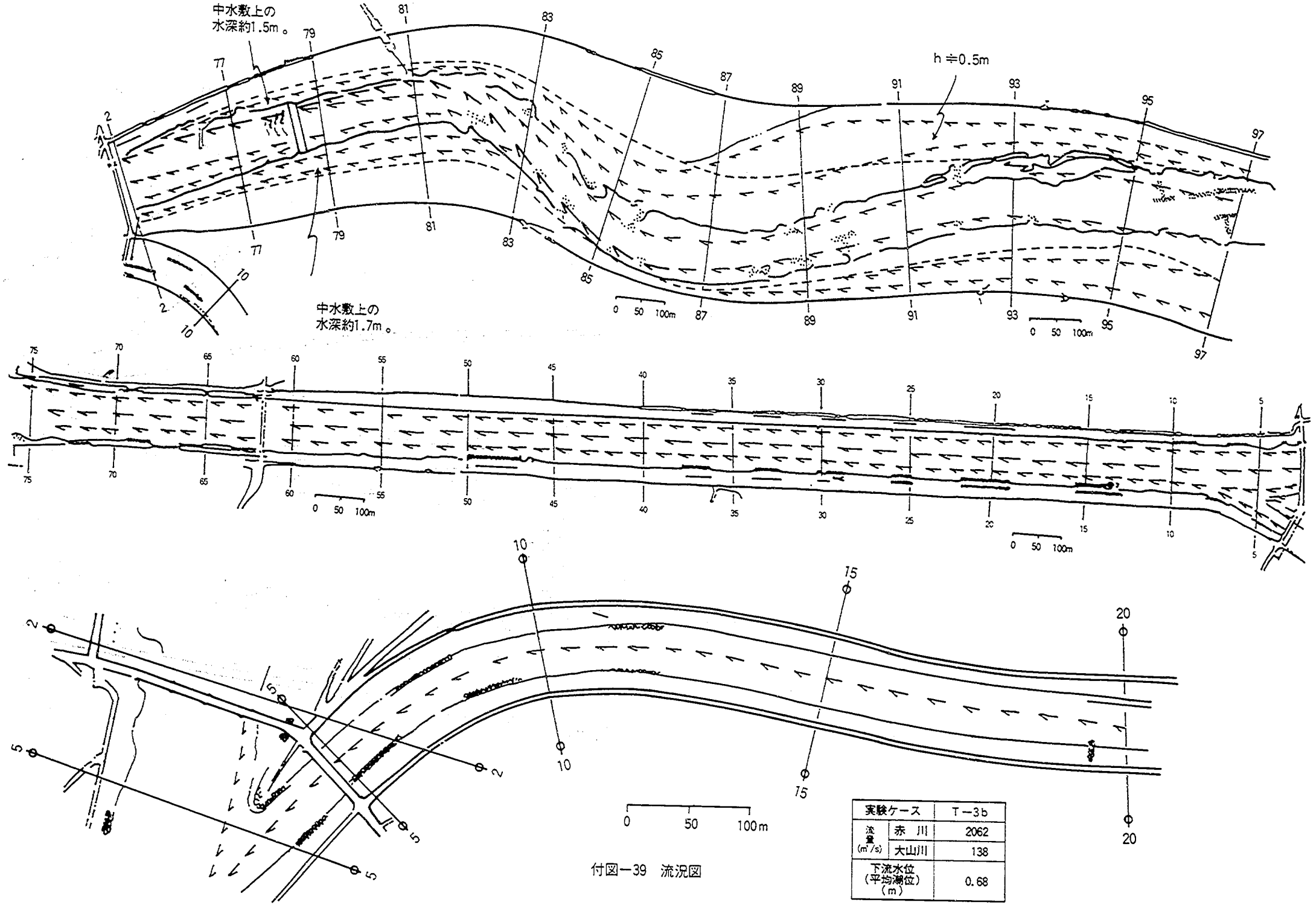
実験ケース		T−3b
流量 (m^3/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68



付図−38（1）流速ベクトル線図

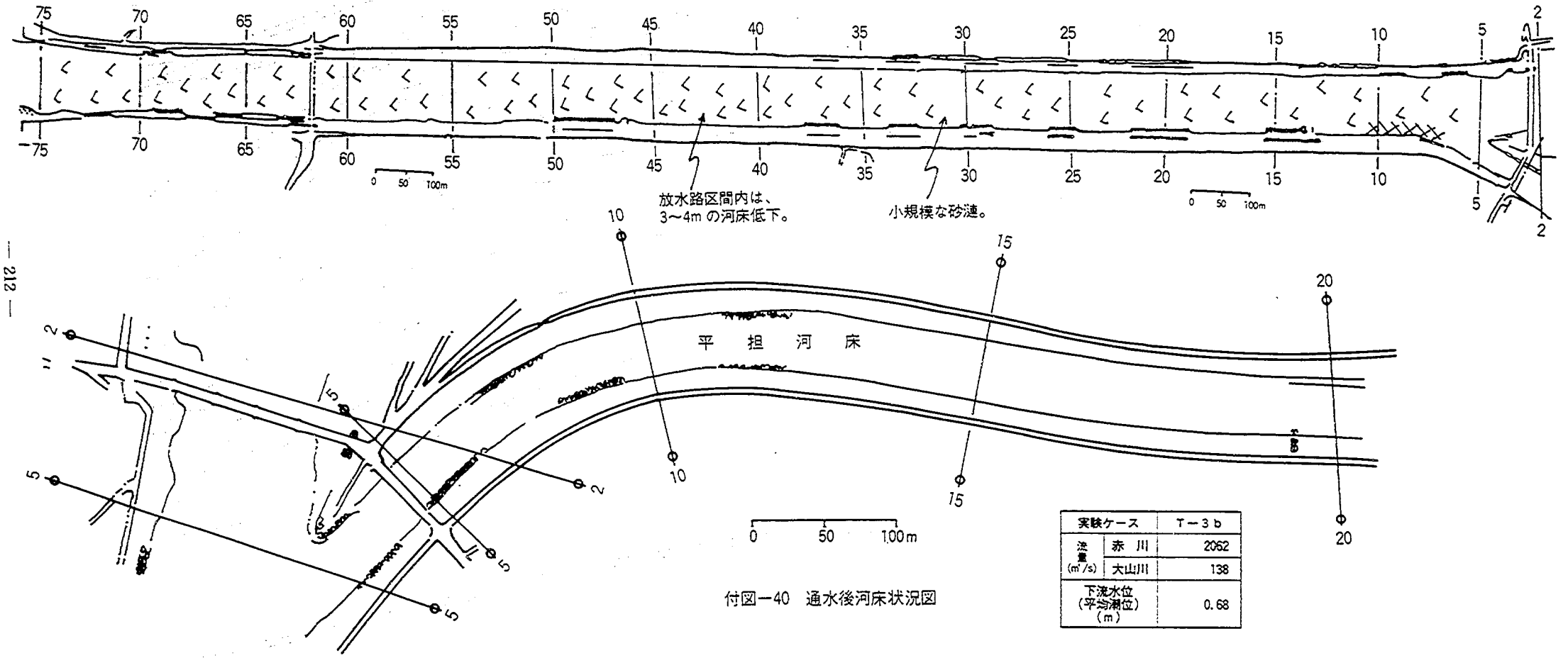


付図−38 (2) 流速ベクトル線図



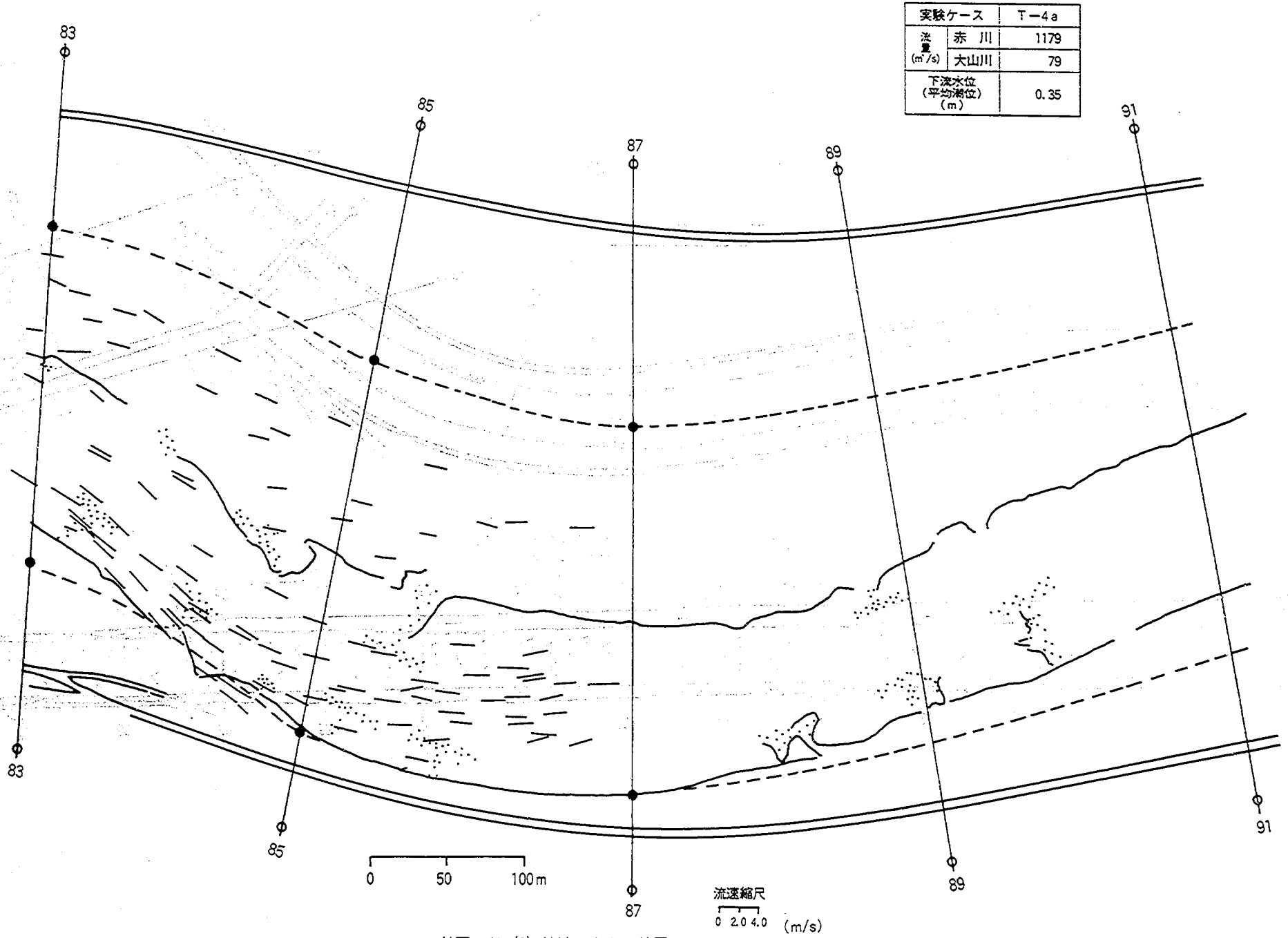
実験ケース		T−3b
流量 (m³/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

付図−39　流況図

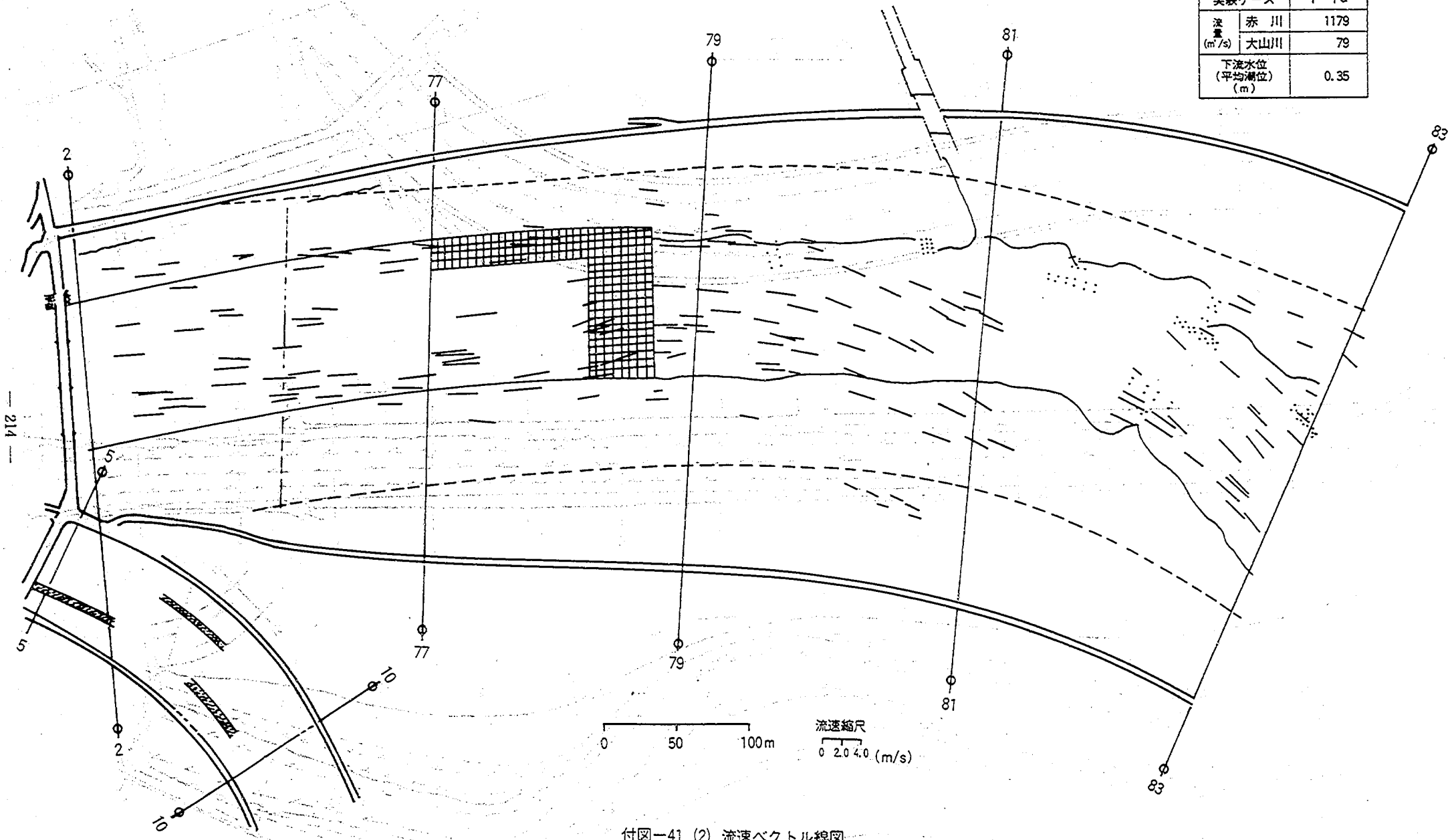


付図－40　通水後河床状況図

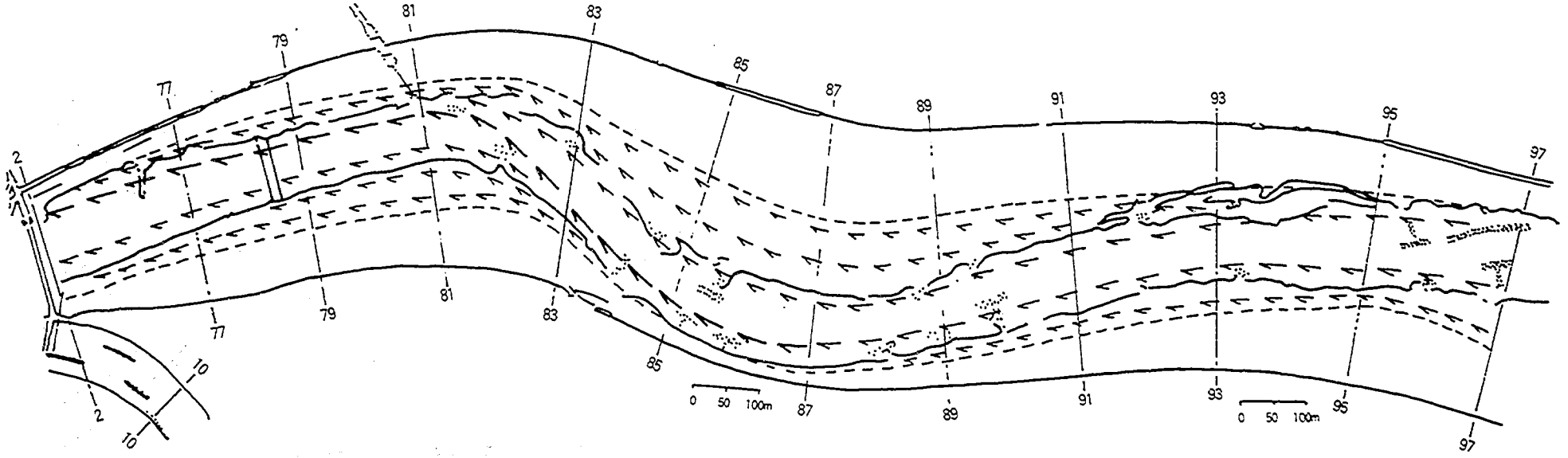
実験ケース		T－3 b
流量 (m³/s)	赤 川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）(m)		0.68

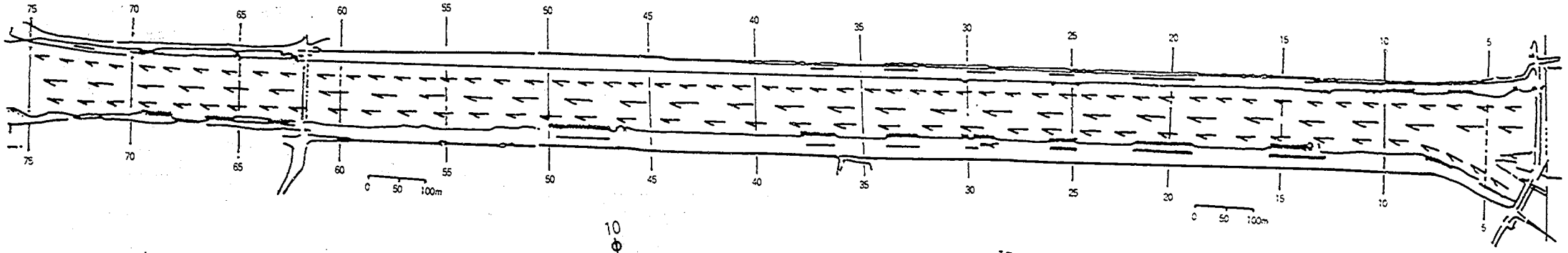


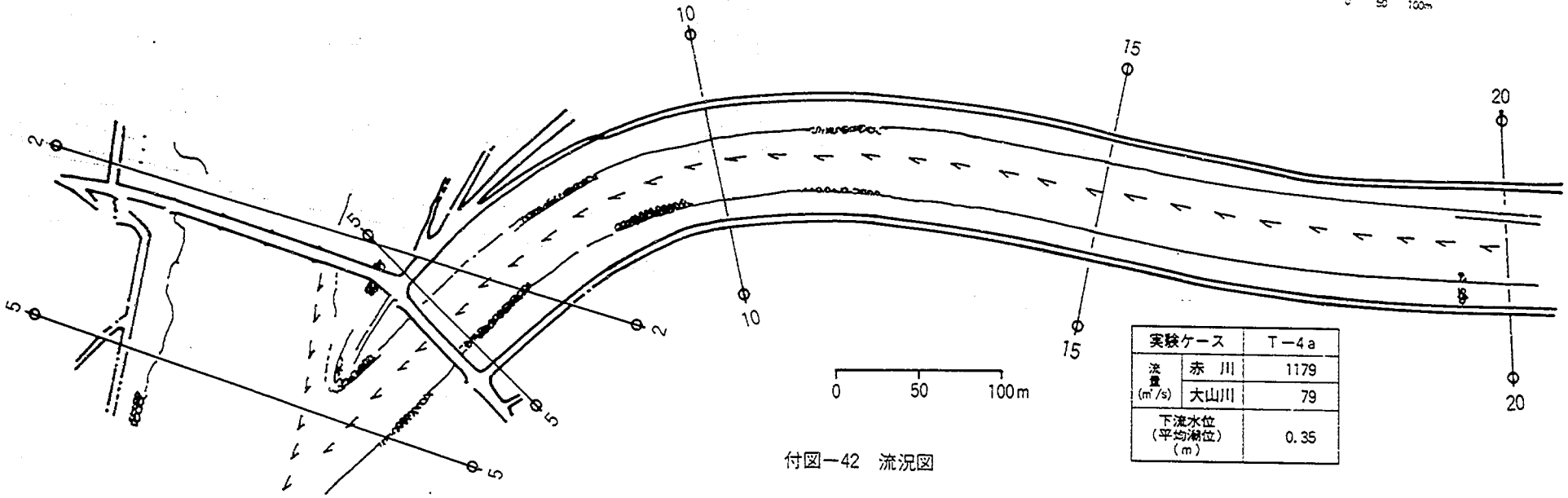
付図−41 (1) 流速ベクトル線図



付図−41 (2) 流速ベクトル線図

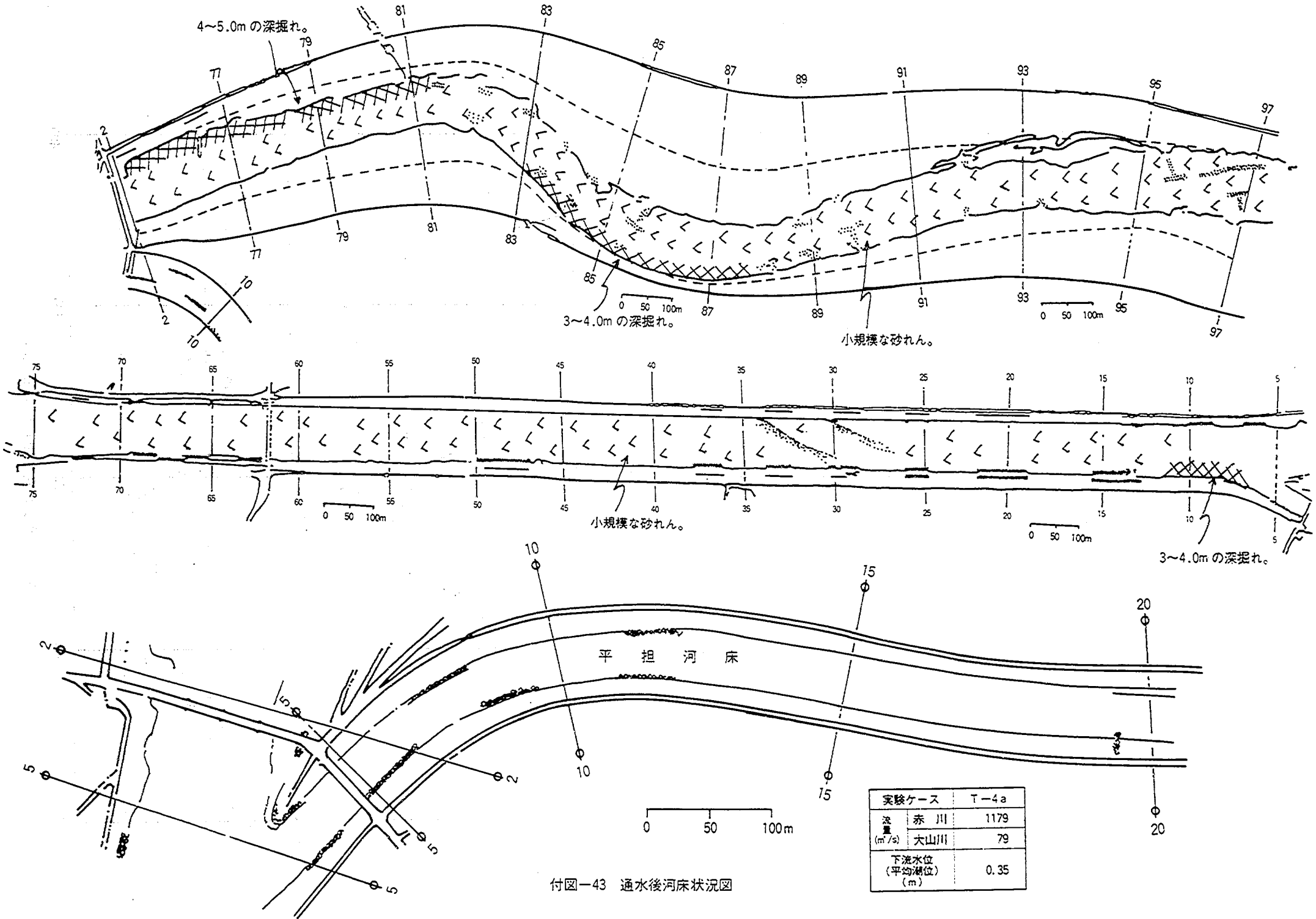




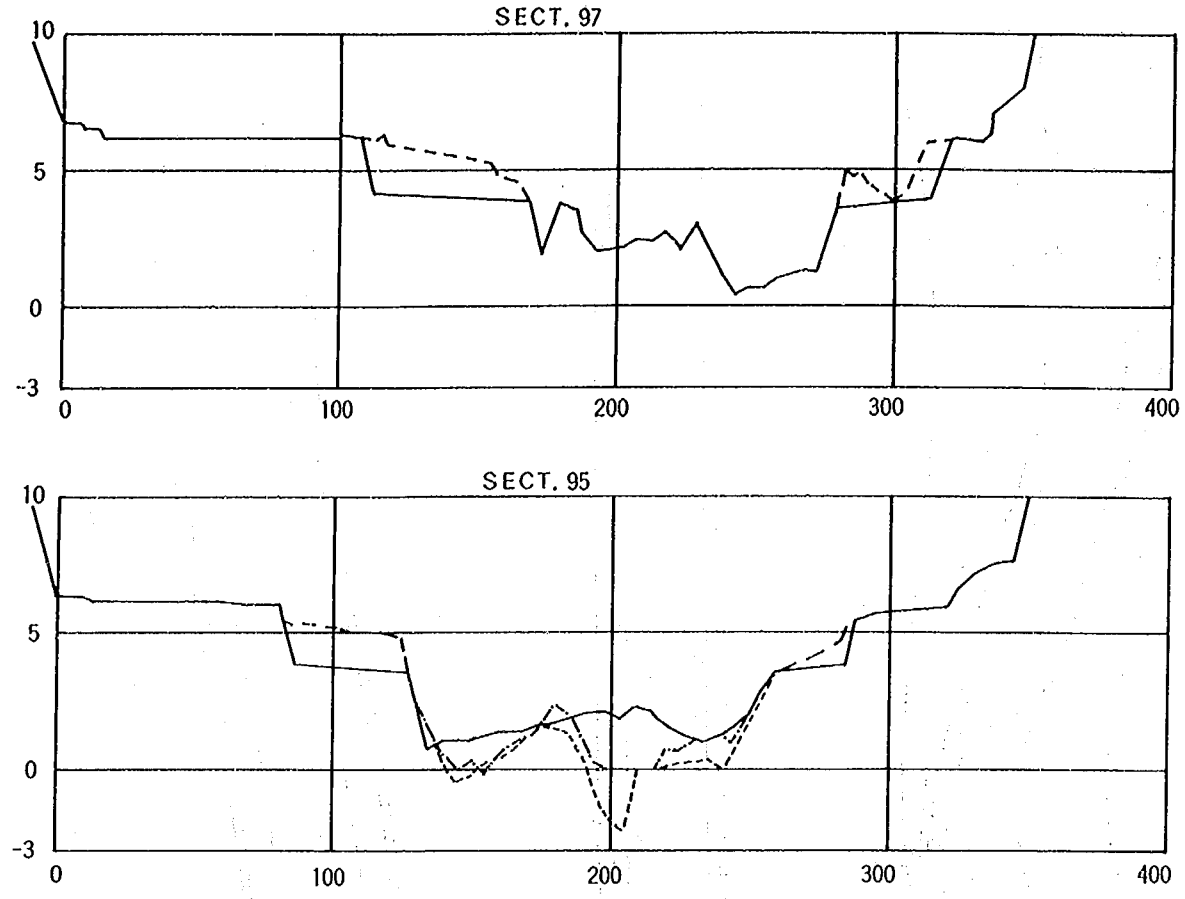


実験ケース		T－4a
流量 (m^3/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

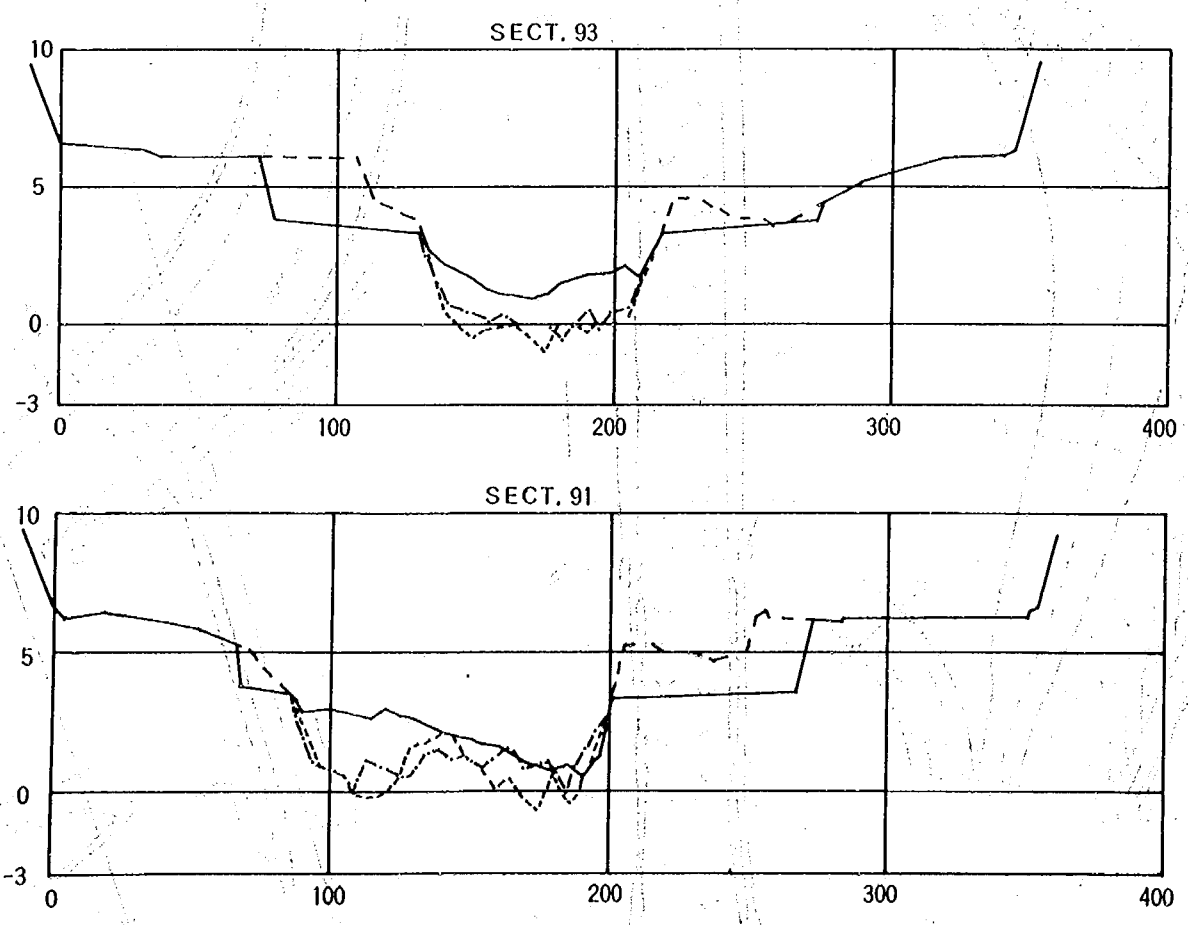
付図－42　流況図



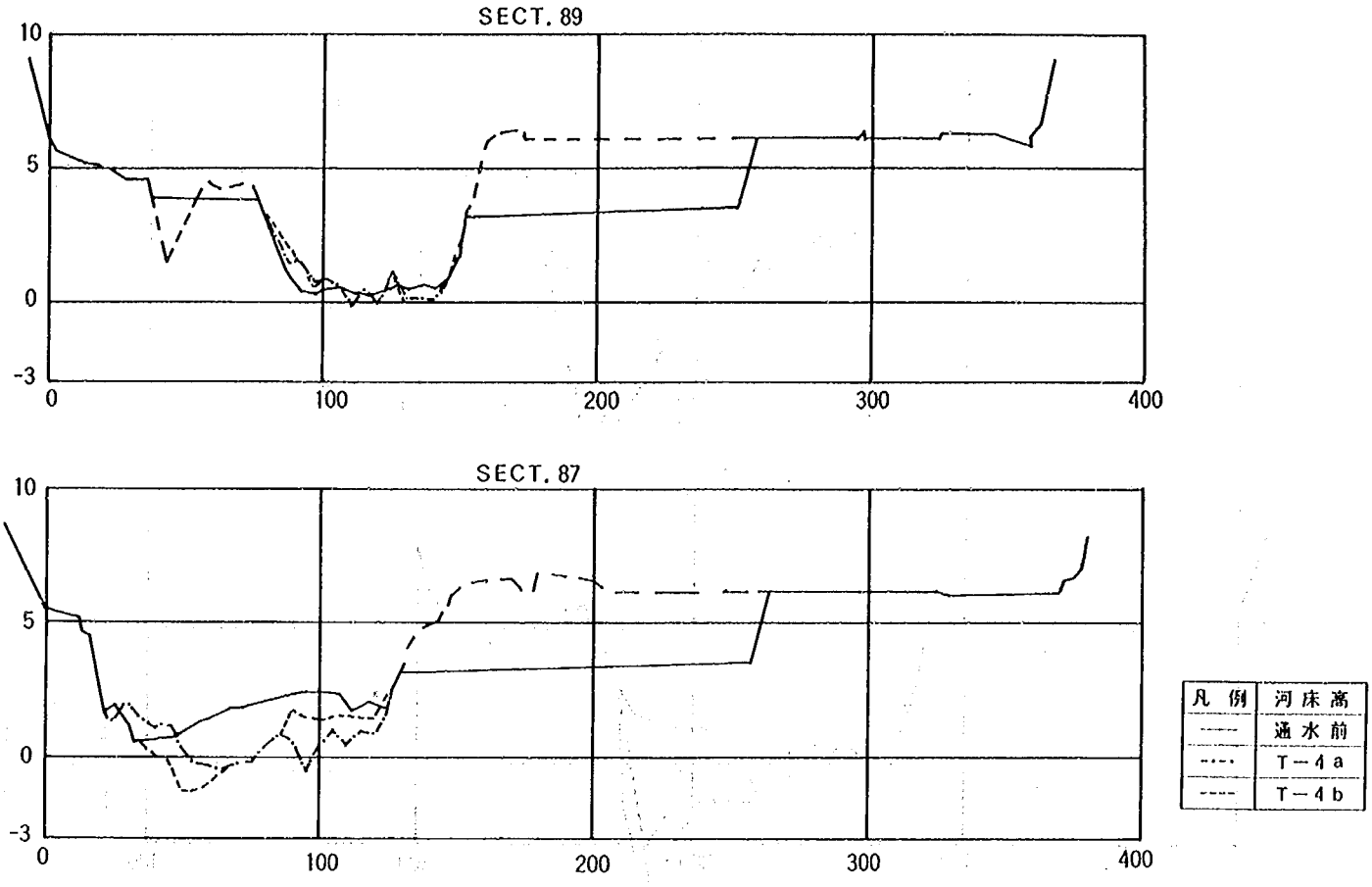
付図－43 通水後河床状況図



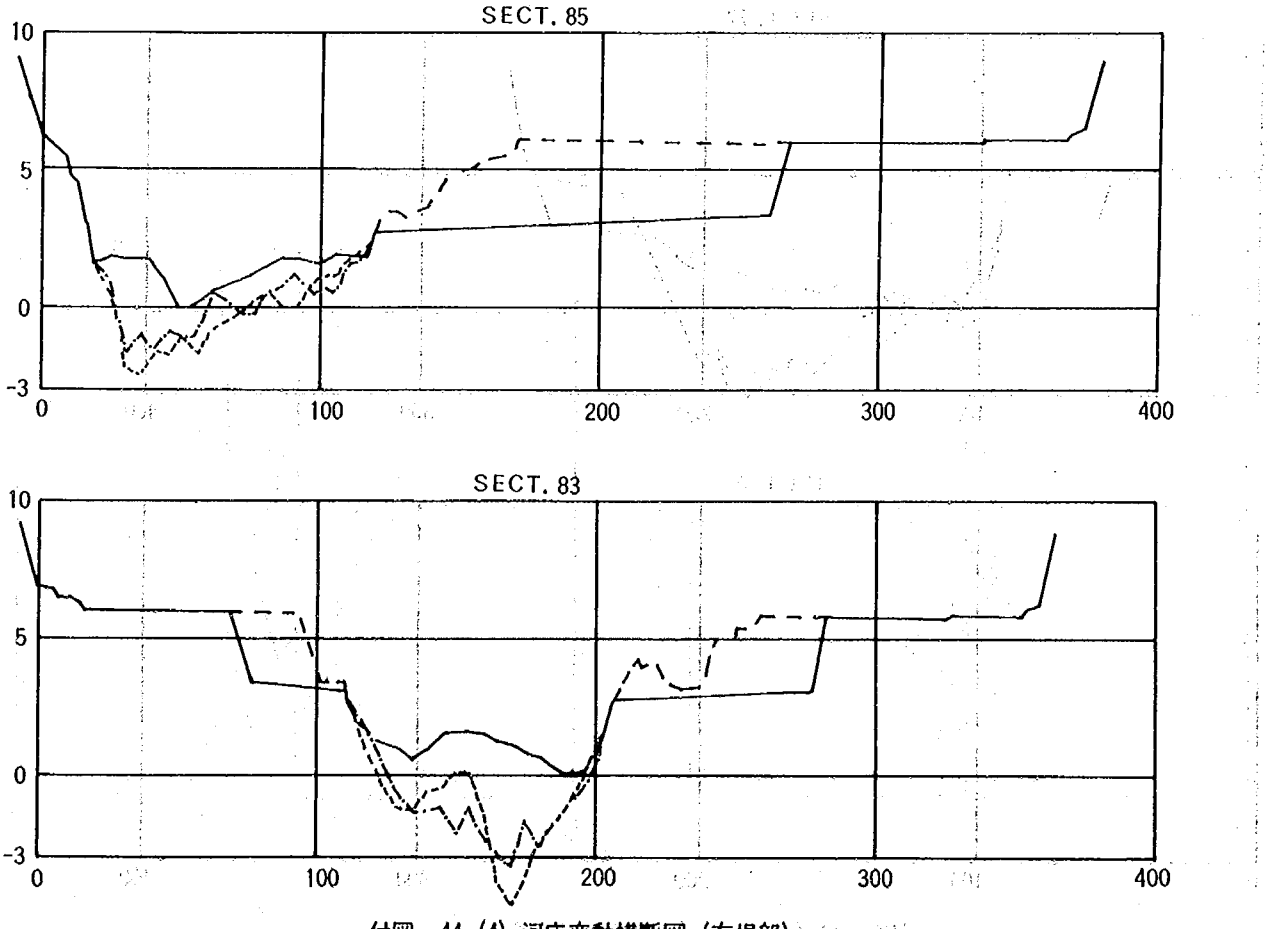
付図―44 (1) 河床変動横断図 (有堤部)



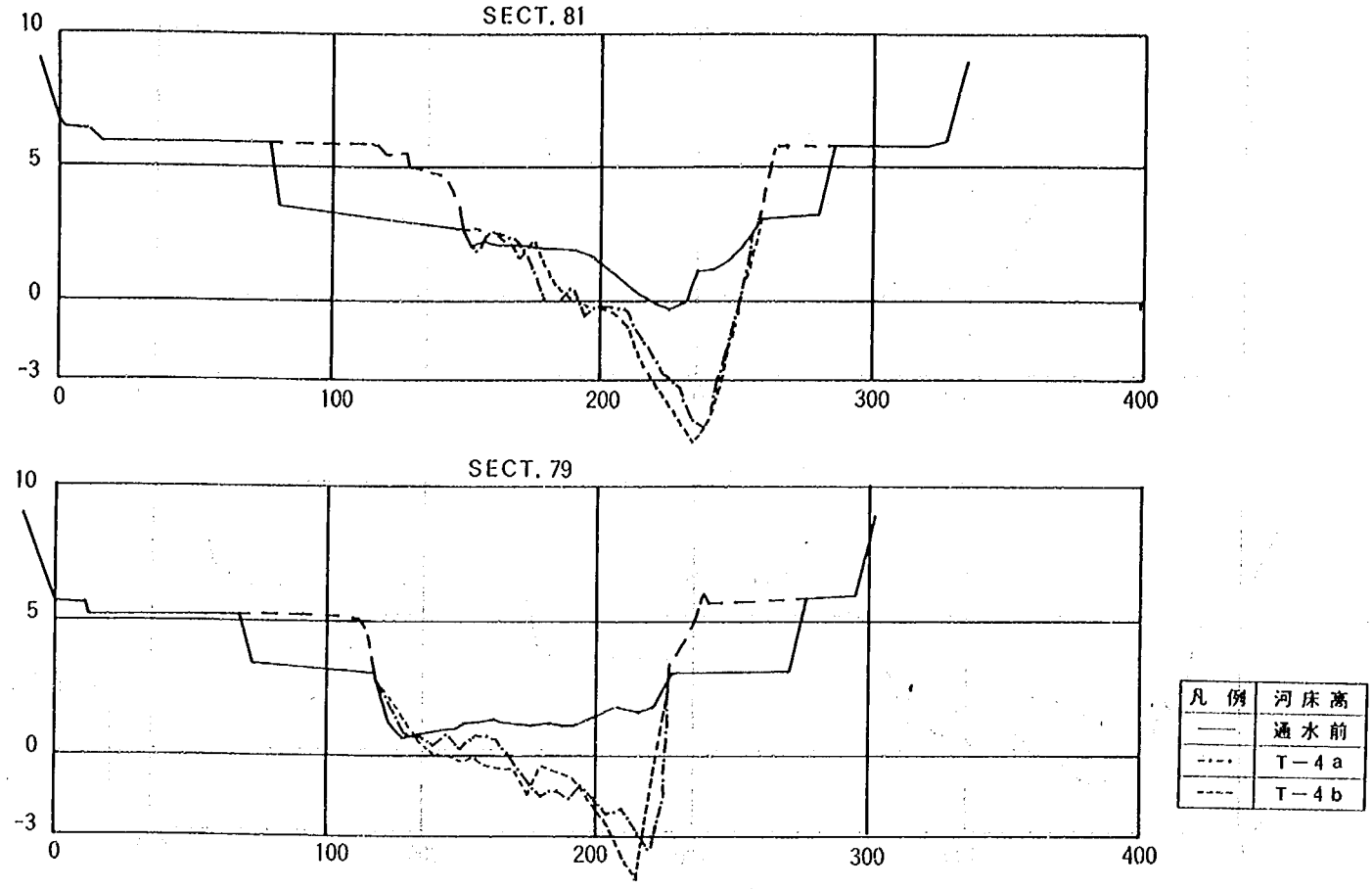
付図―44 (2) 河床変動横断図 (有堤部)



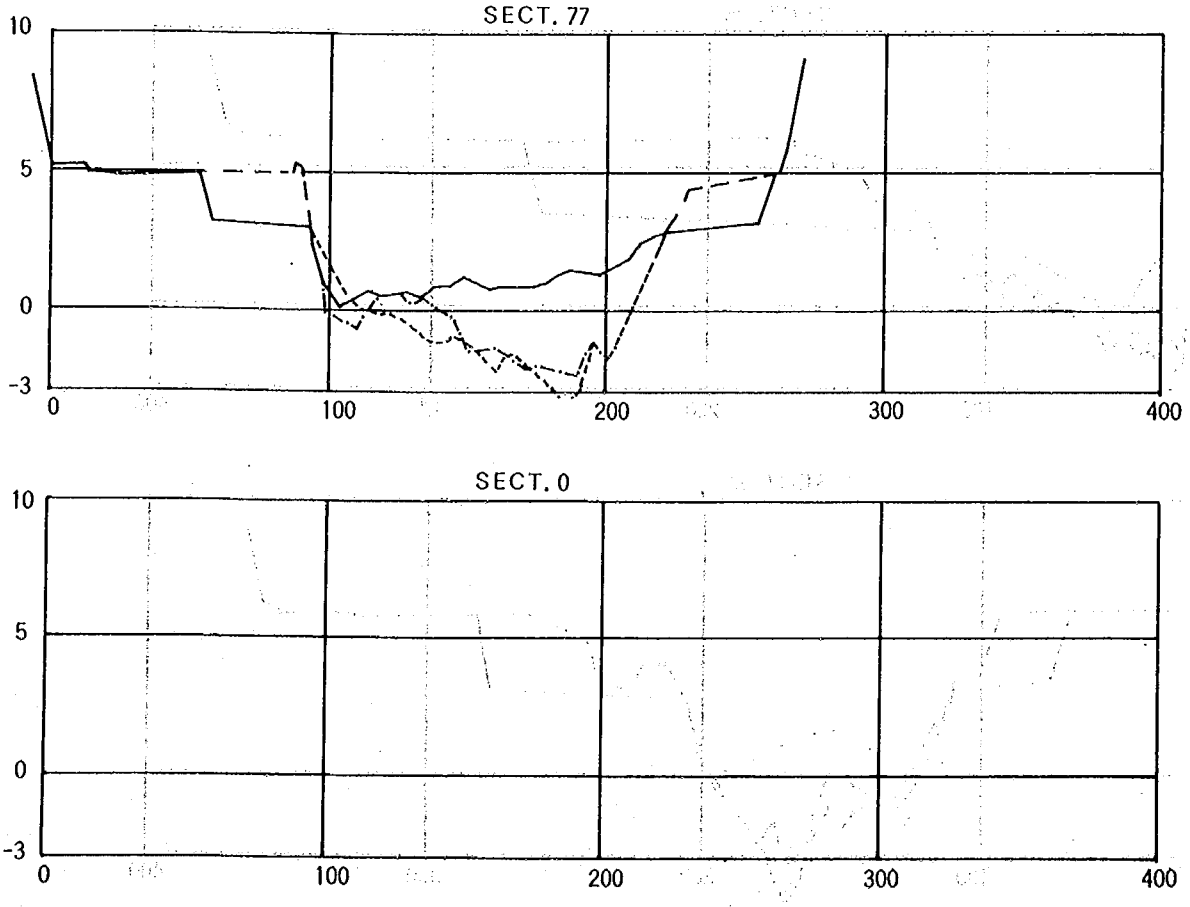
付図—44 (3) 河床変動横断図 (有堤部)



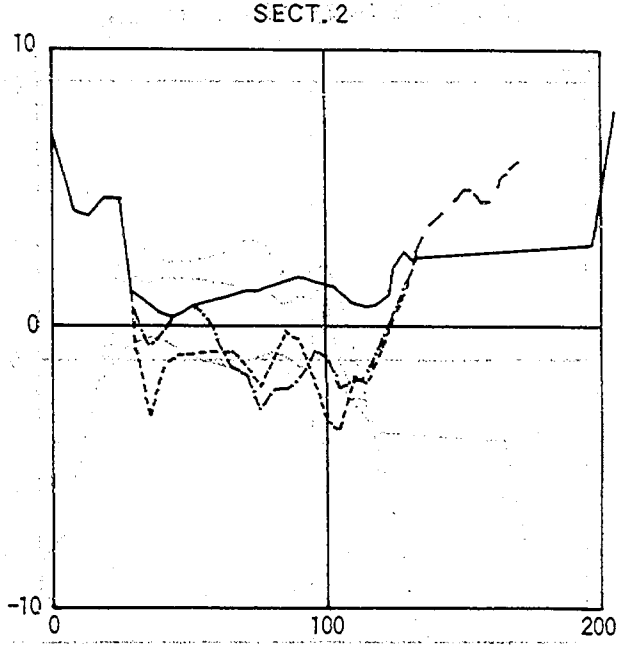
付図—44 (4) 河床変動横断図 (有堤部)

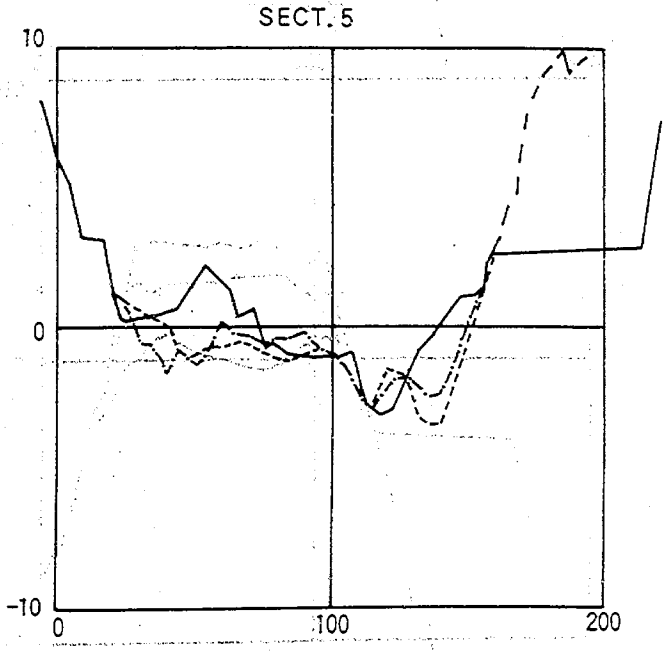


付図―44 (5) 河床変動横断図（有堤部）

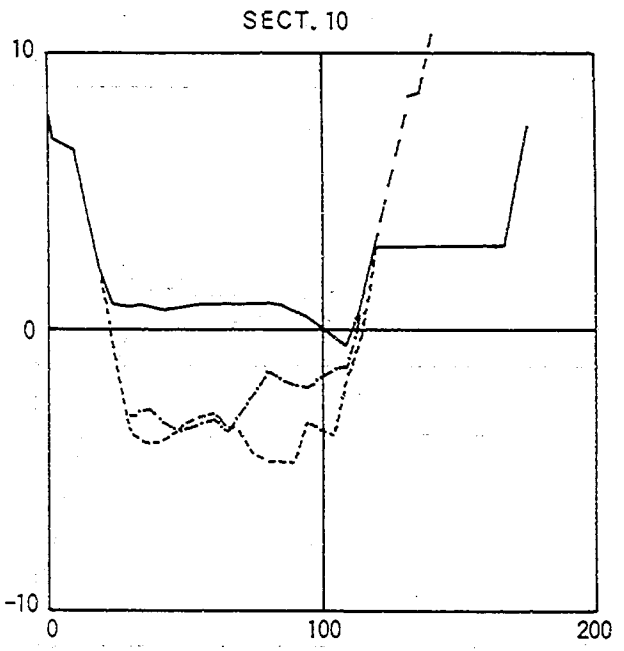


付図―44 (6) 河床変動横断図（有堤部）

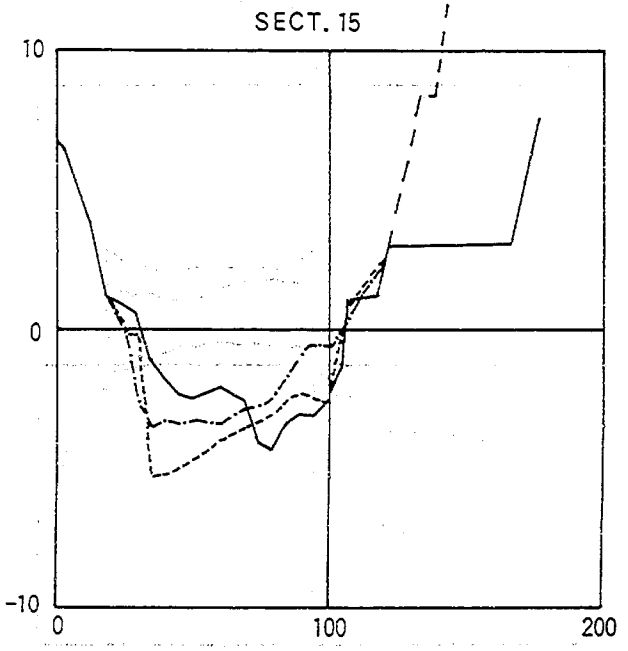




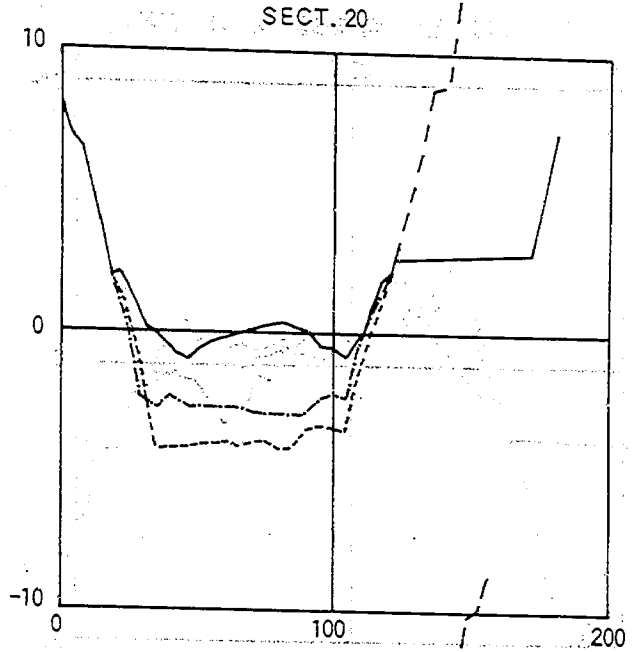
付図－44 (7) 河床変動横断図（放水路部）

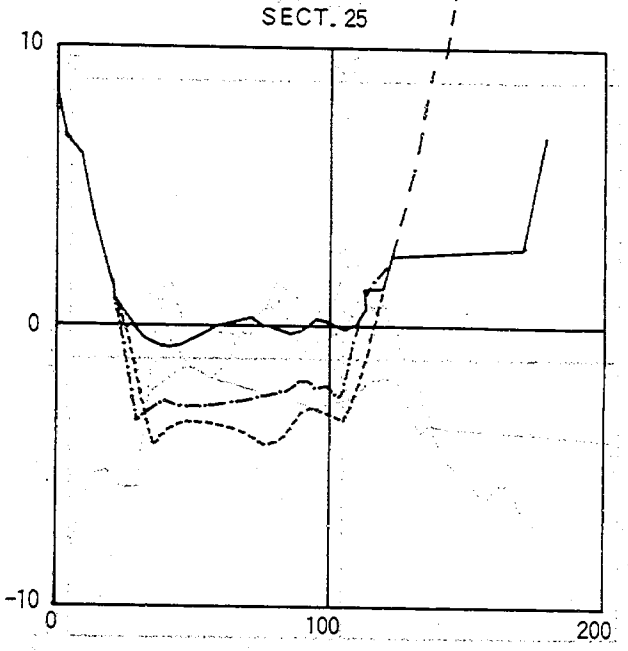


凡 例	河床高
——	通水前
----	T－4a
----	T－4b

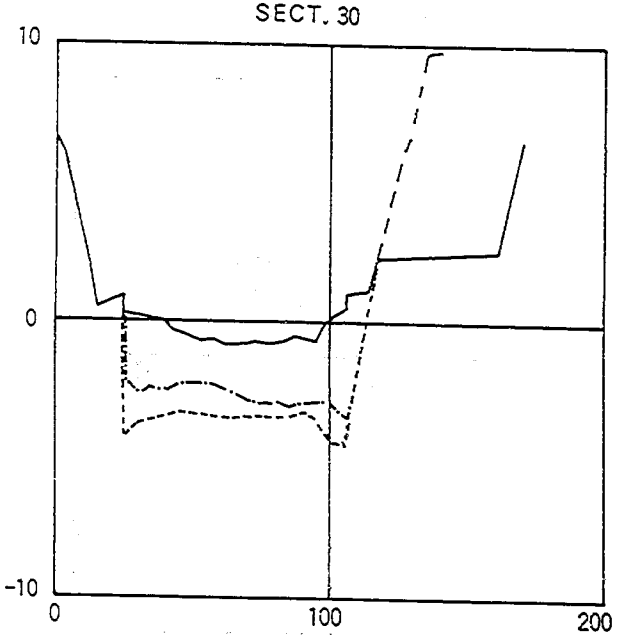


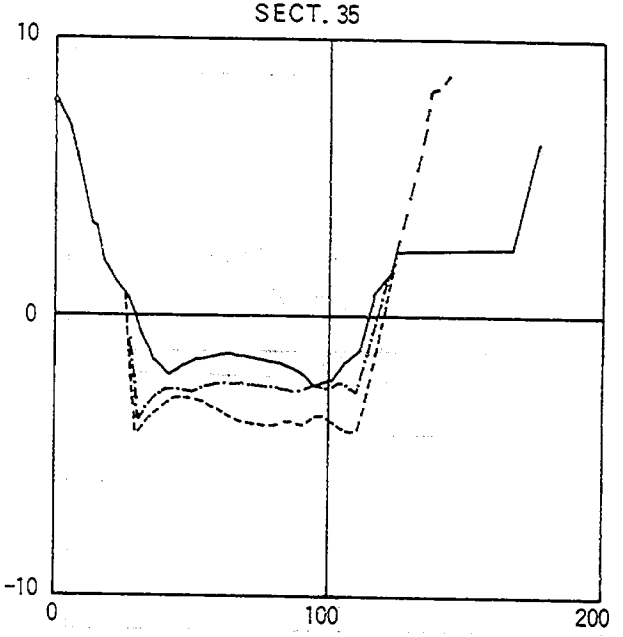
付図－44 (8) 河床変動横断図（放水路部）





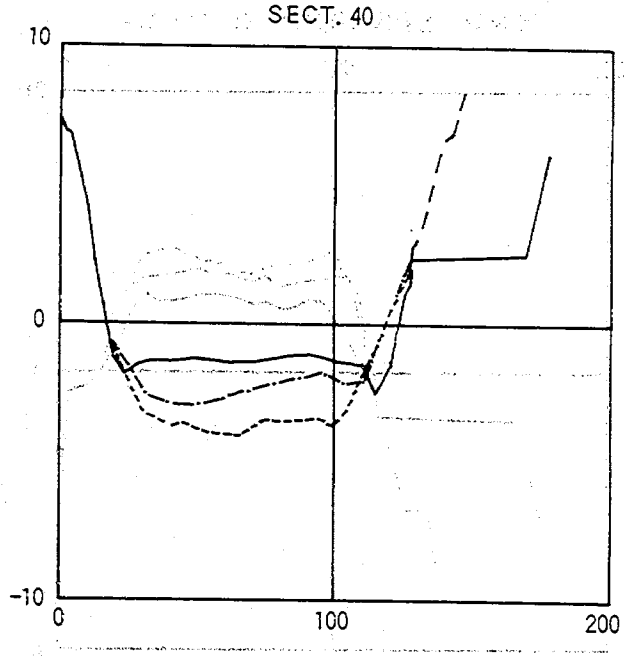
付図—44 (9) 河床変動横断図（放水路部）

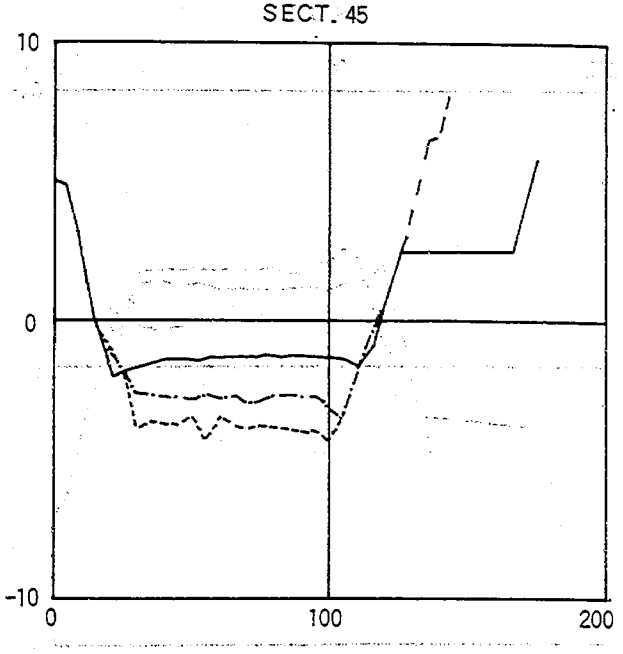




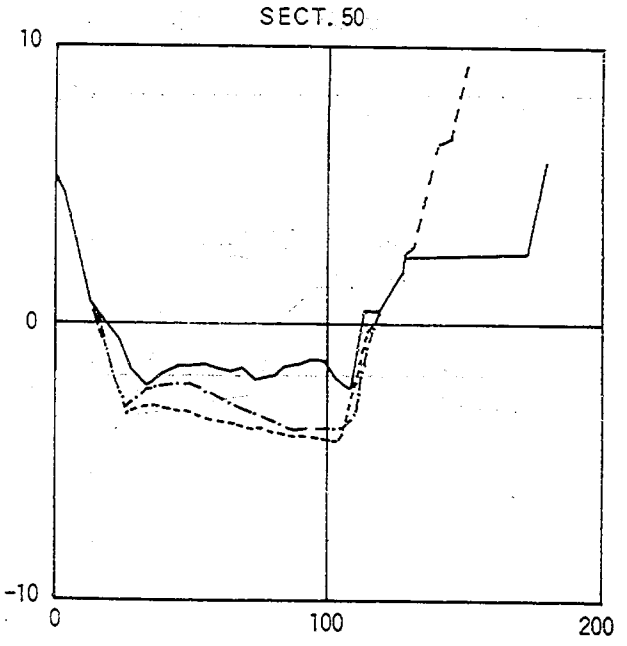
凡 例	河床高
——	通水前
-----	T—4a
-----	T—4b

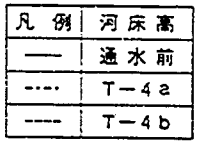
付図—44 (10) 河床変動横断図（放水路部）

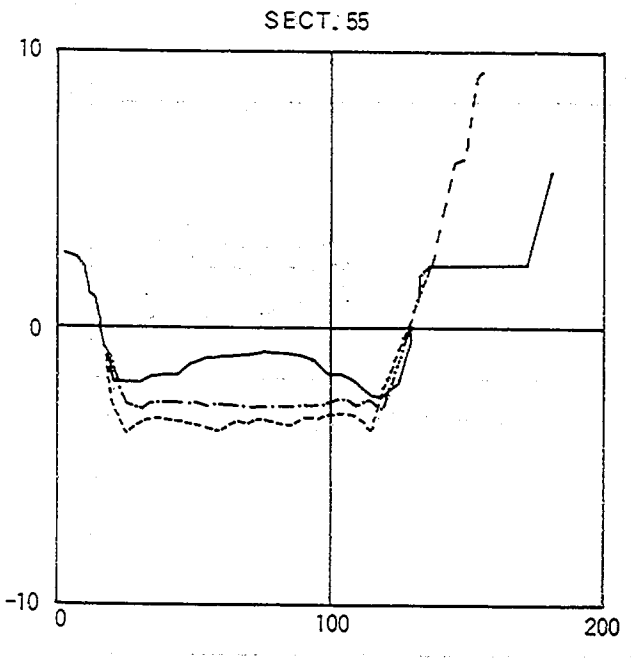




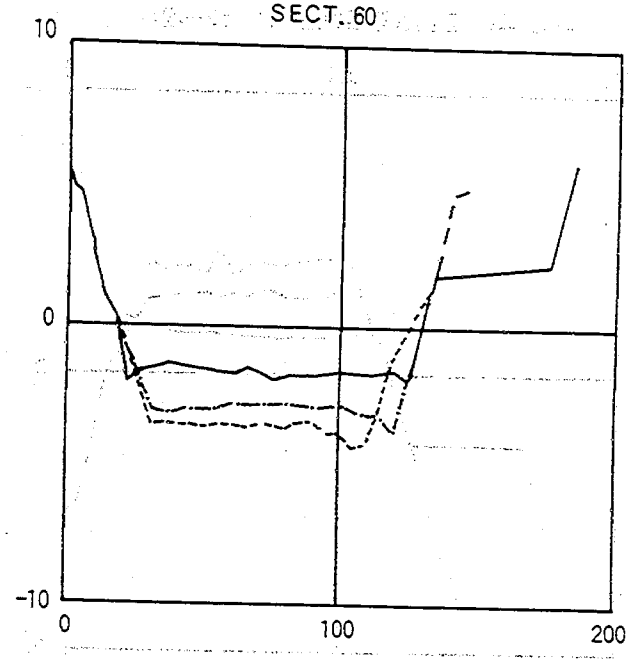
付図—44 (11) 河床変動横断図（放水路部）

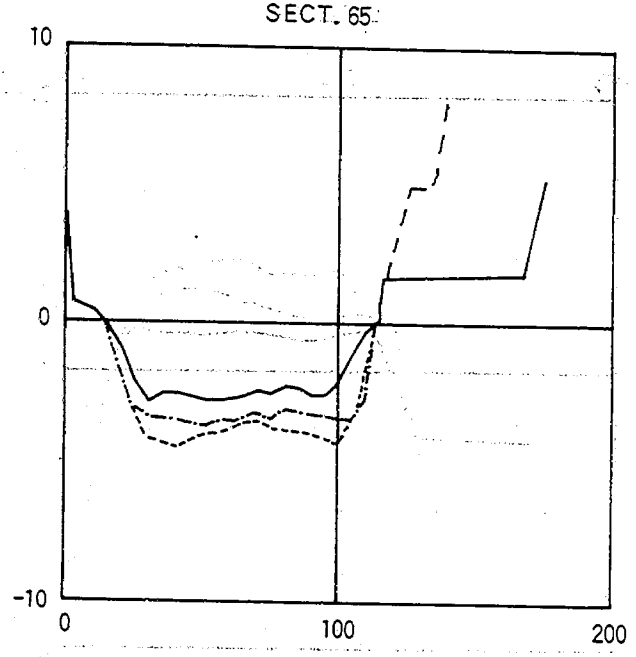




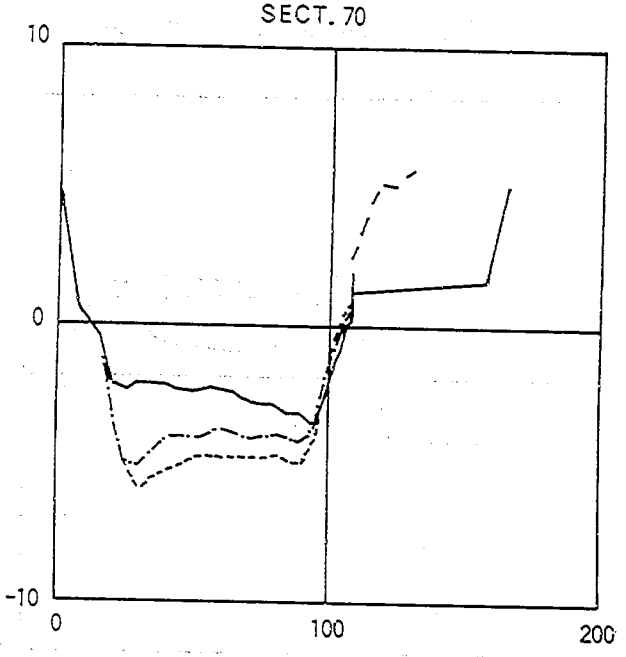


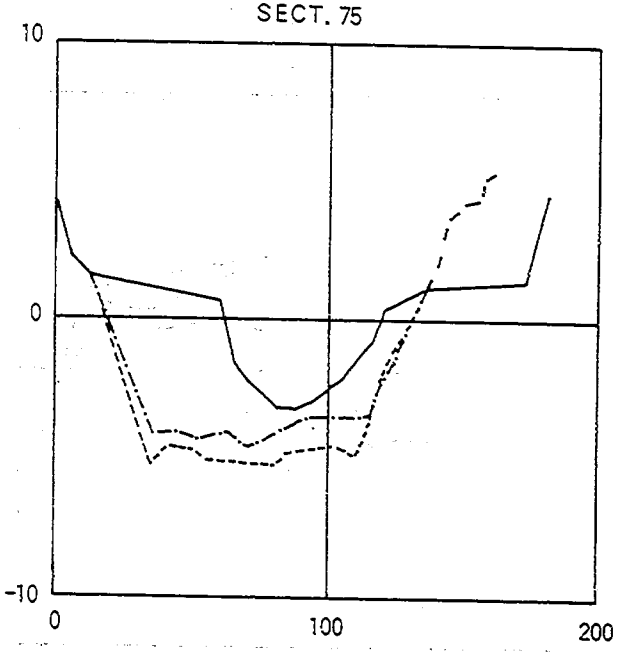
付図—44 (12) 河床変動横断図（放水路部）





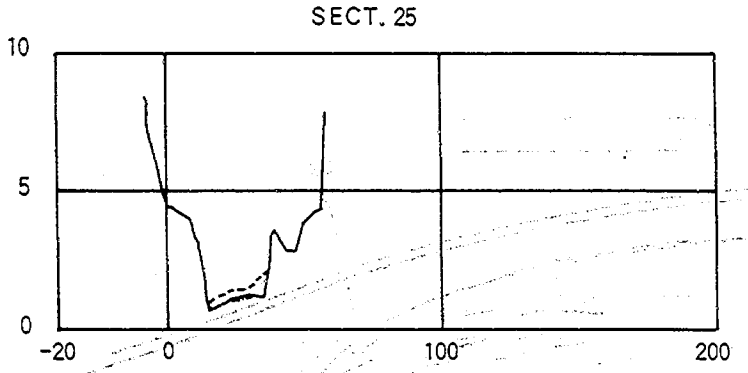
付図－44（13）河床変動横断図（放水路部）

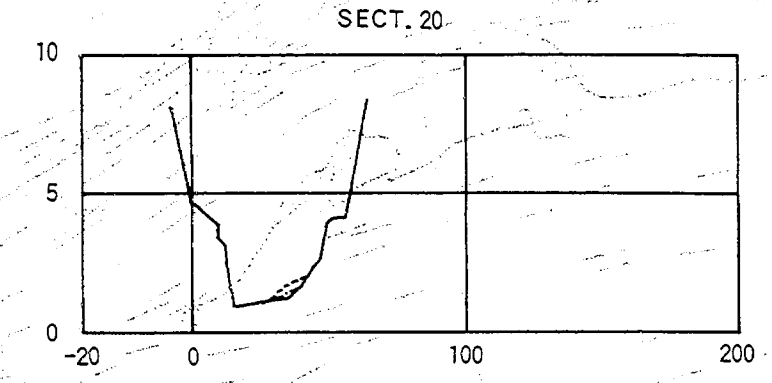


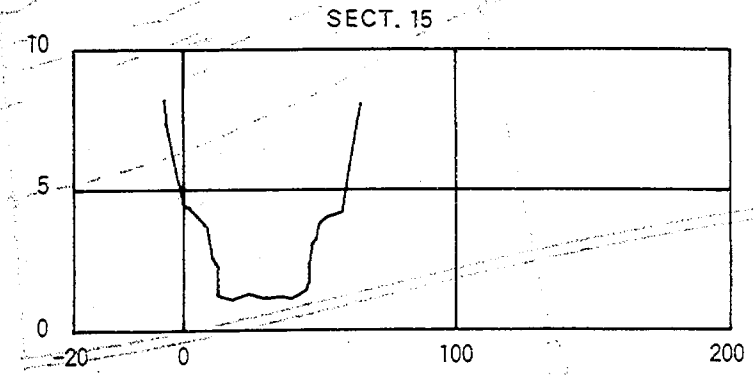


凡 例	河床高
——	通水前
----	T－4a
----	T－4b

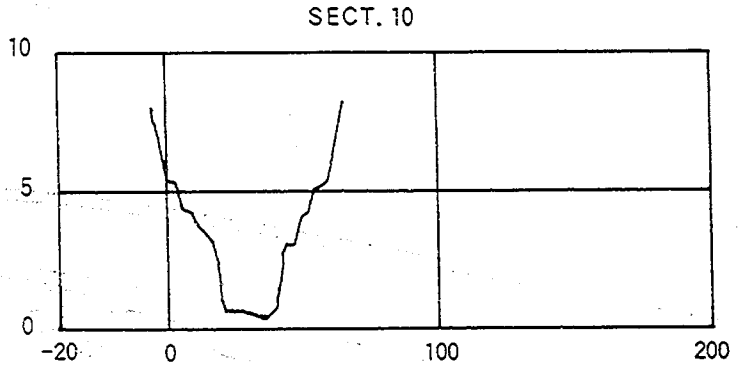
付図－44（14）河床変動横断図（放水路部）

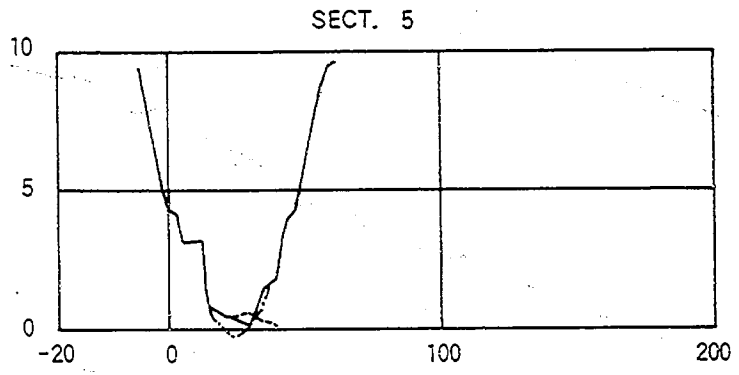






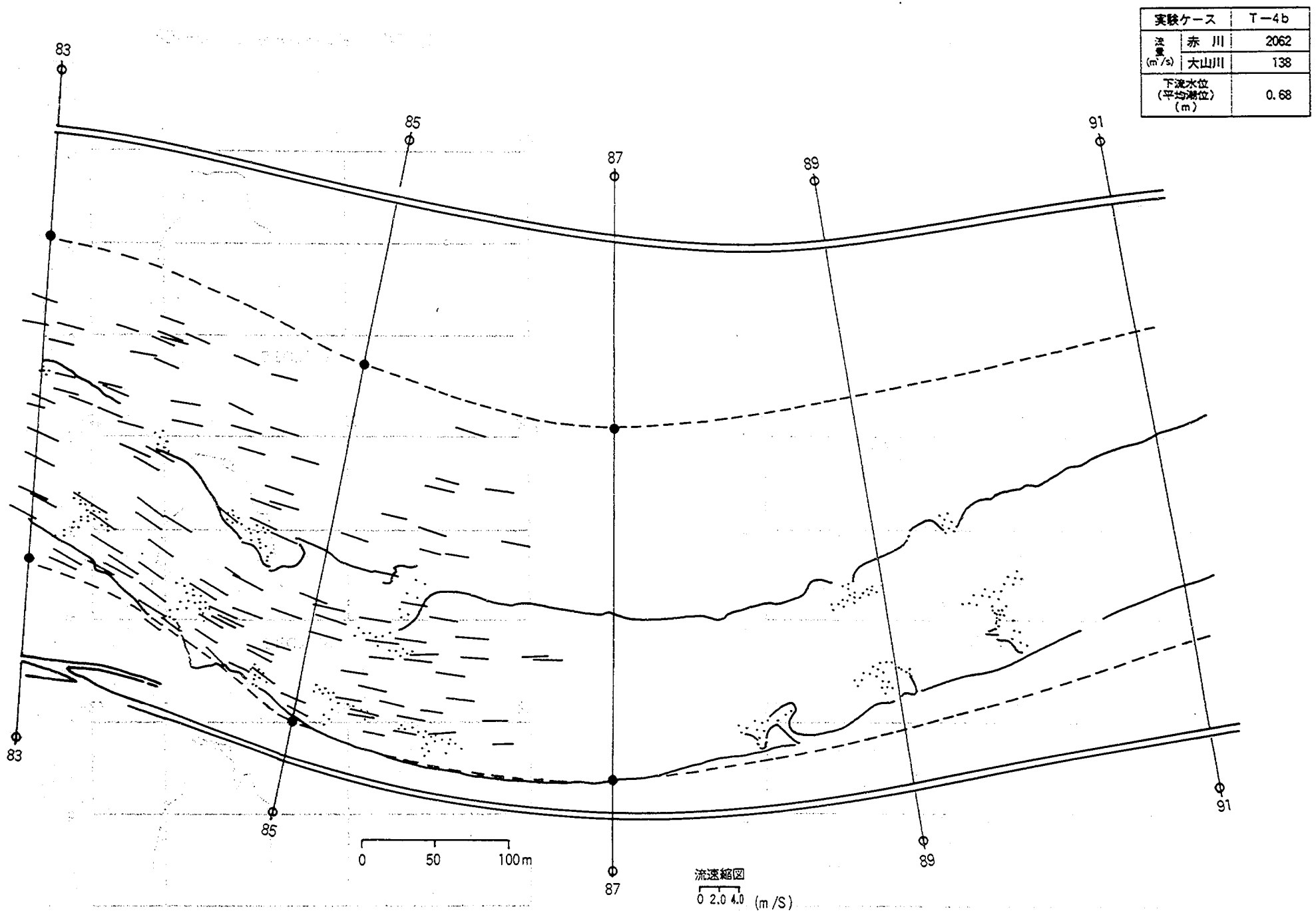
付図—44 (15) 河床変動横断図 (大山川)



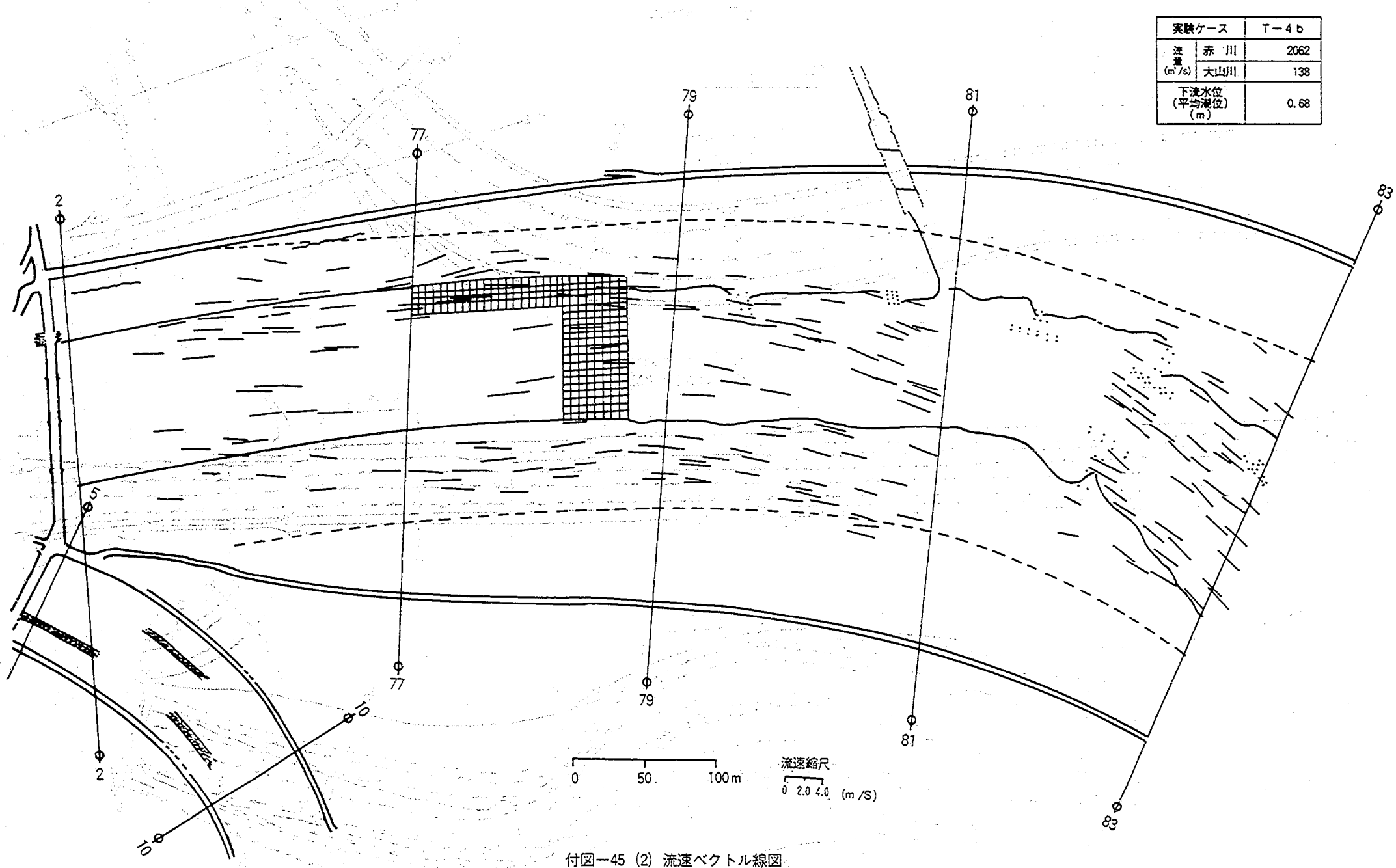


凡 例	河床高
——	通水前
-----	T—4a
-----	T—4b

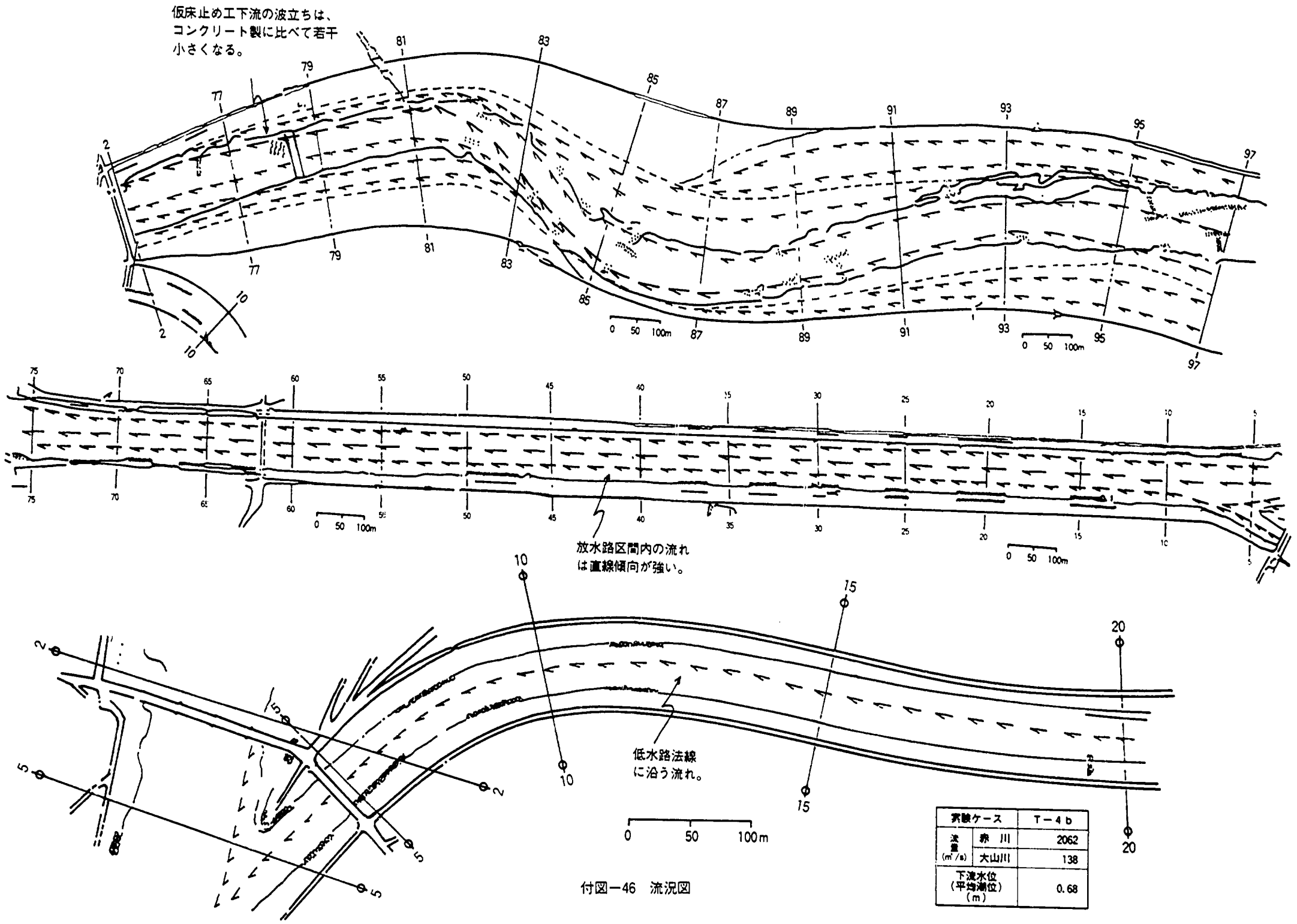
付図—44 (16) 河床変動横断図 (大山川)



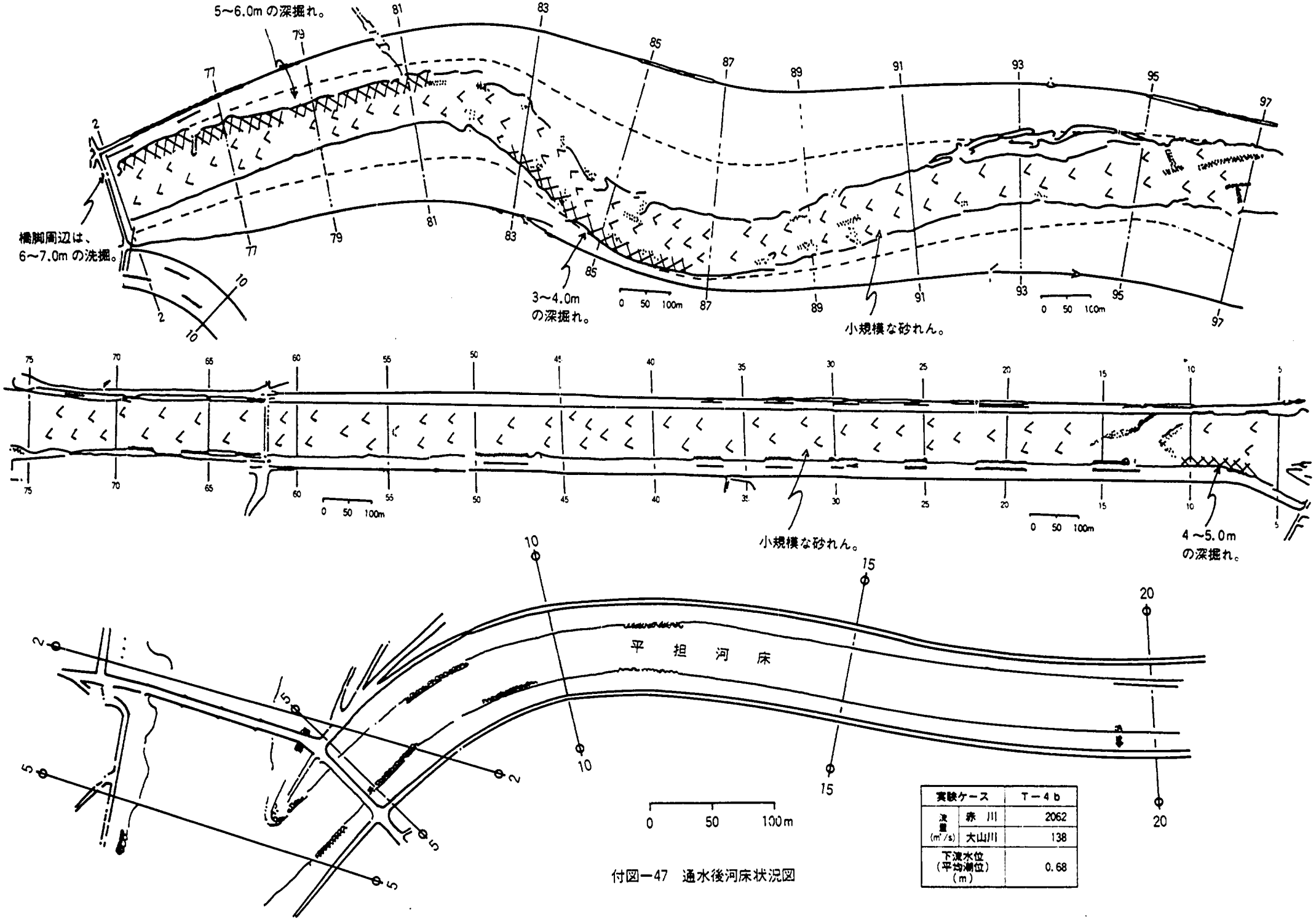
付図−45 (1) 流速ベクトル線図



付図－45 (2) 流速ベクトル線図

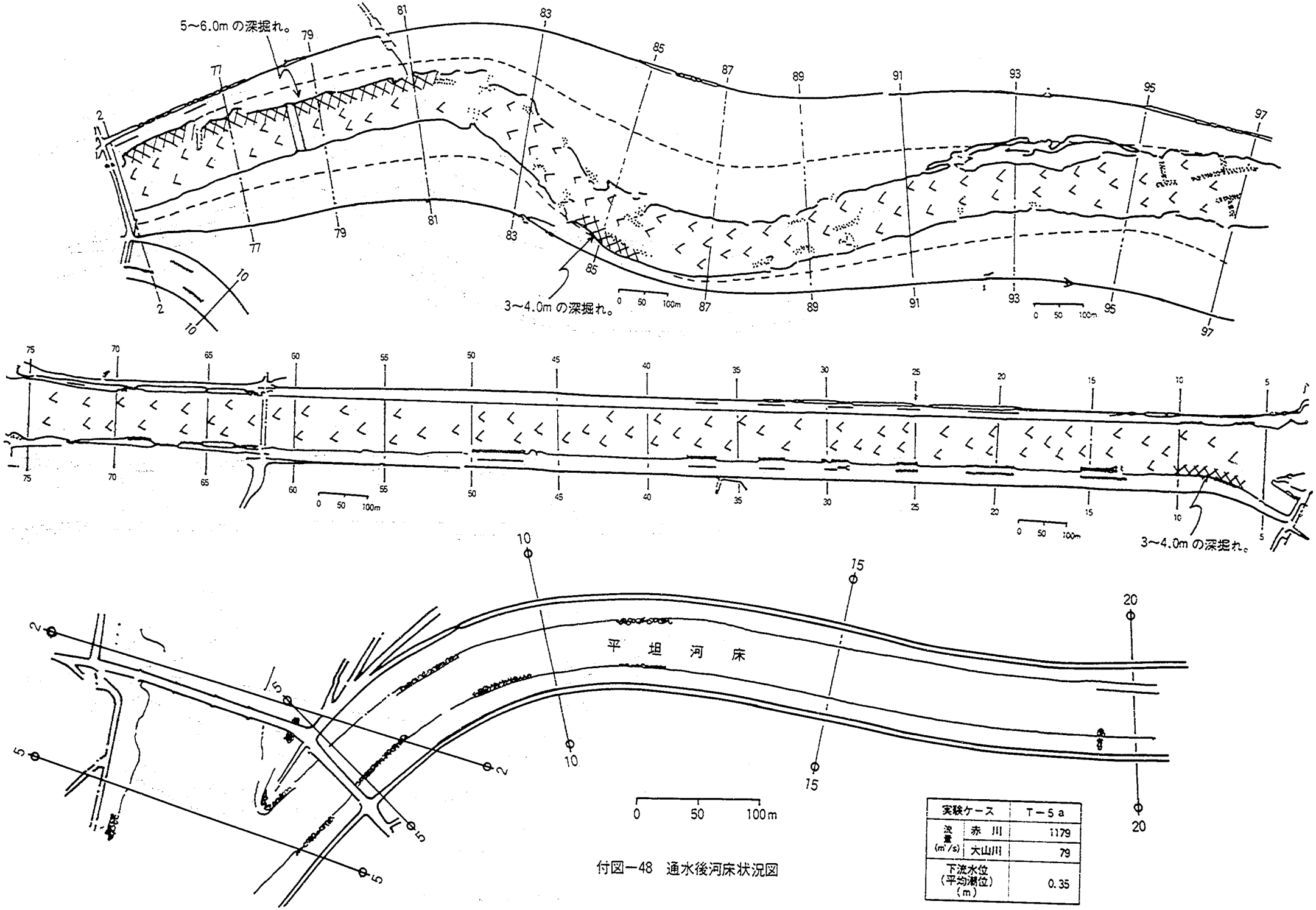

仮床止め工下流の波立ちは、
コンクリート製に比べて若干
小さくなる。
放水路区間内の流れ
は直線傾向が強い。
低水路法線
に沿う流れ。
0 50 100m
実験ケース
T－4 b
流量 (m³/s)
赤 川
2062
大山川
138
下流水位（平均潮位）(m)
0.68

付図－46　流況図

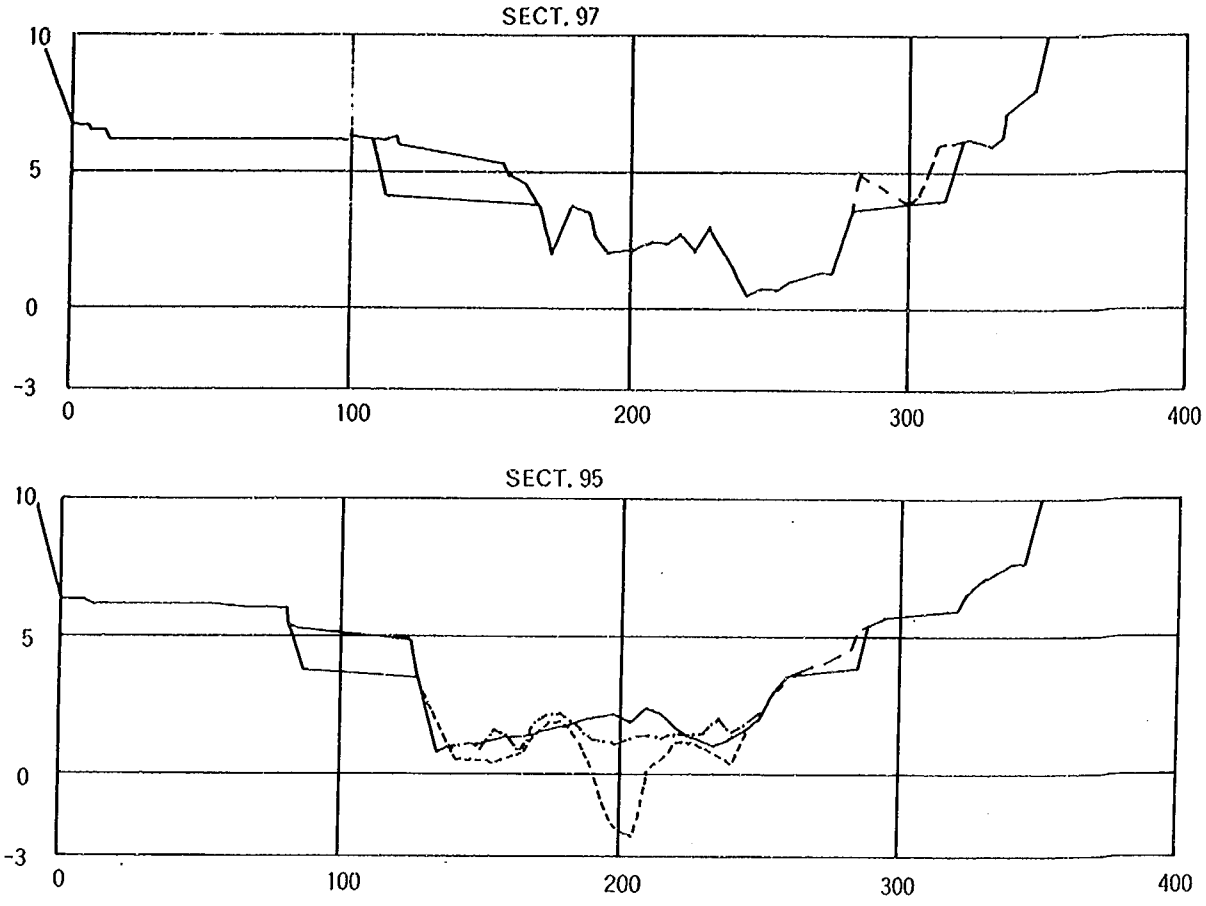


実験ケース		T－4 b
流量 (m^3/s)	赤 川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

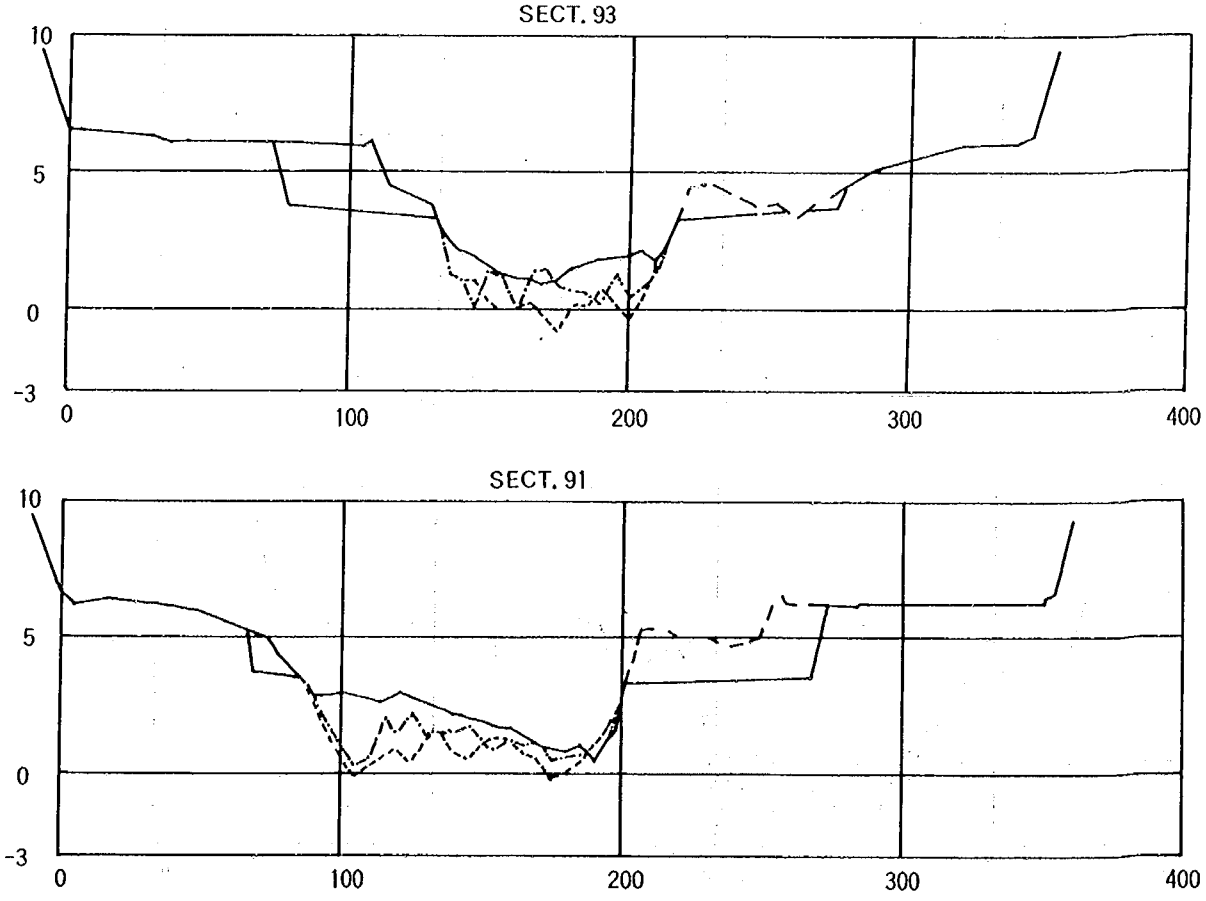
付図－47　通水後河床状況図



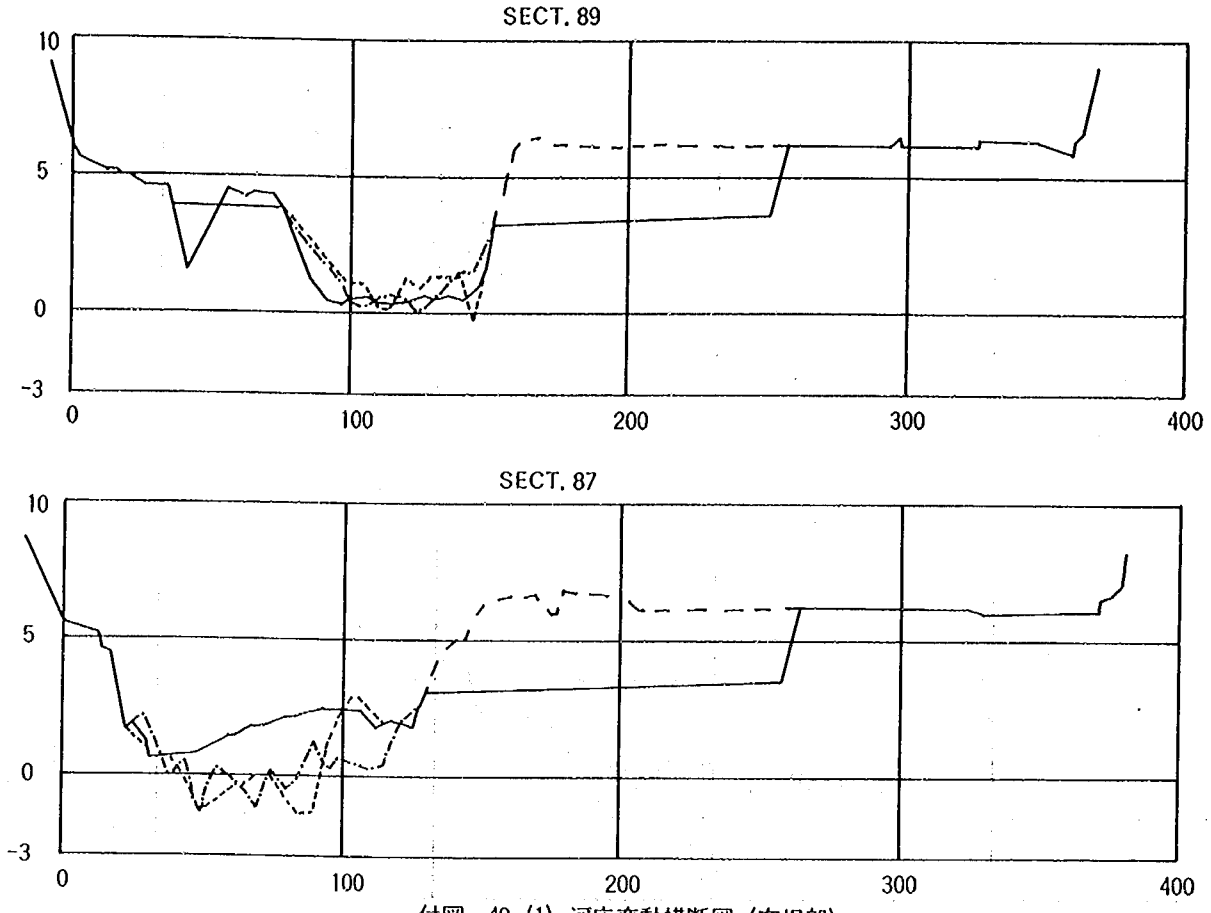
付図－48 通水後河床状況図



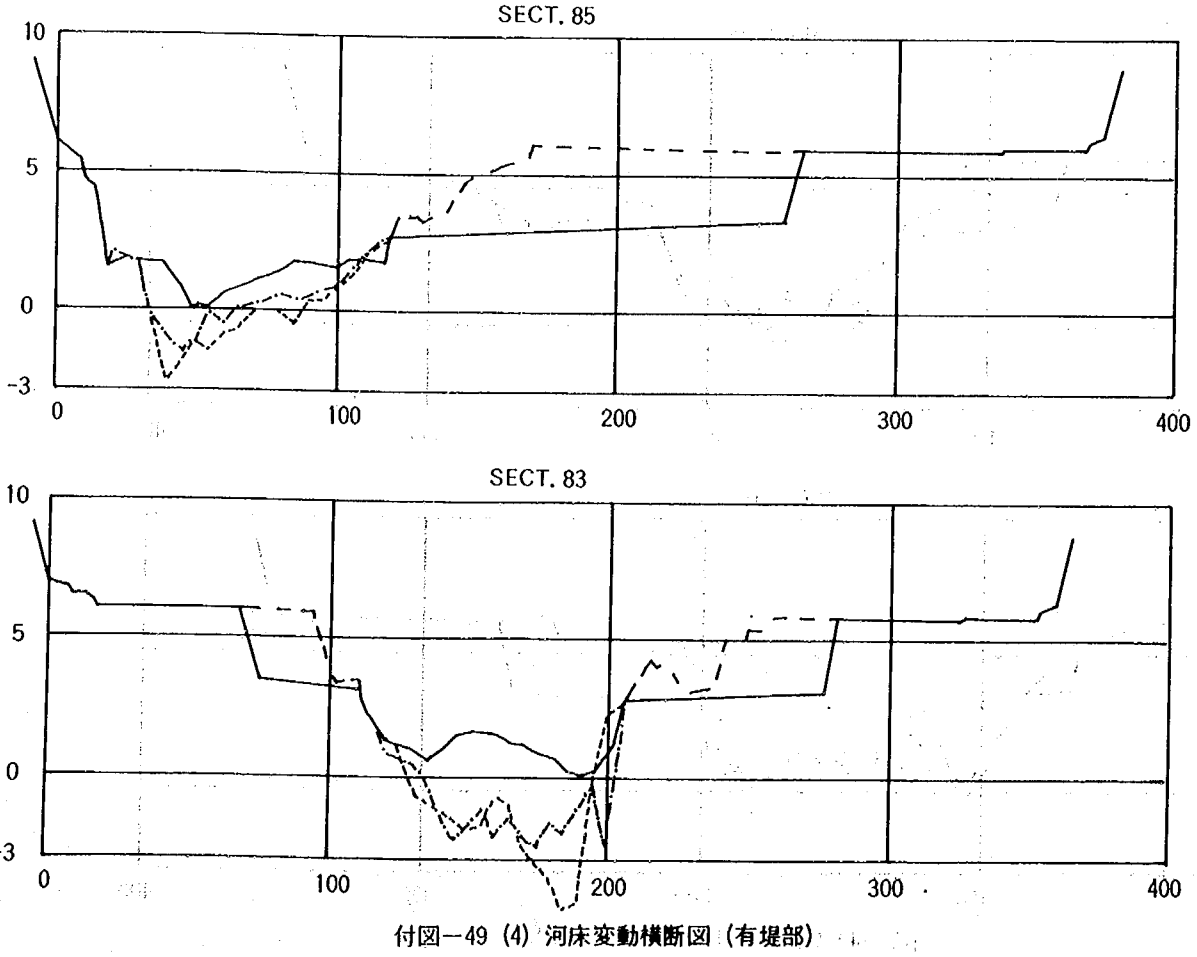
付図－49 (1) 河床変動横断図 (有堤部)



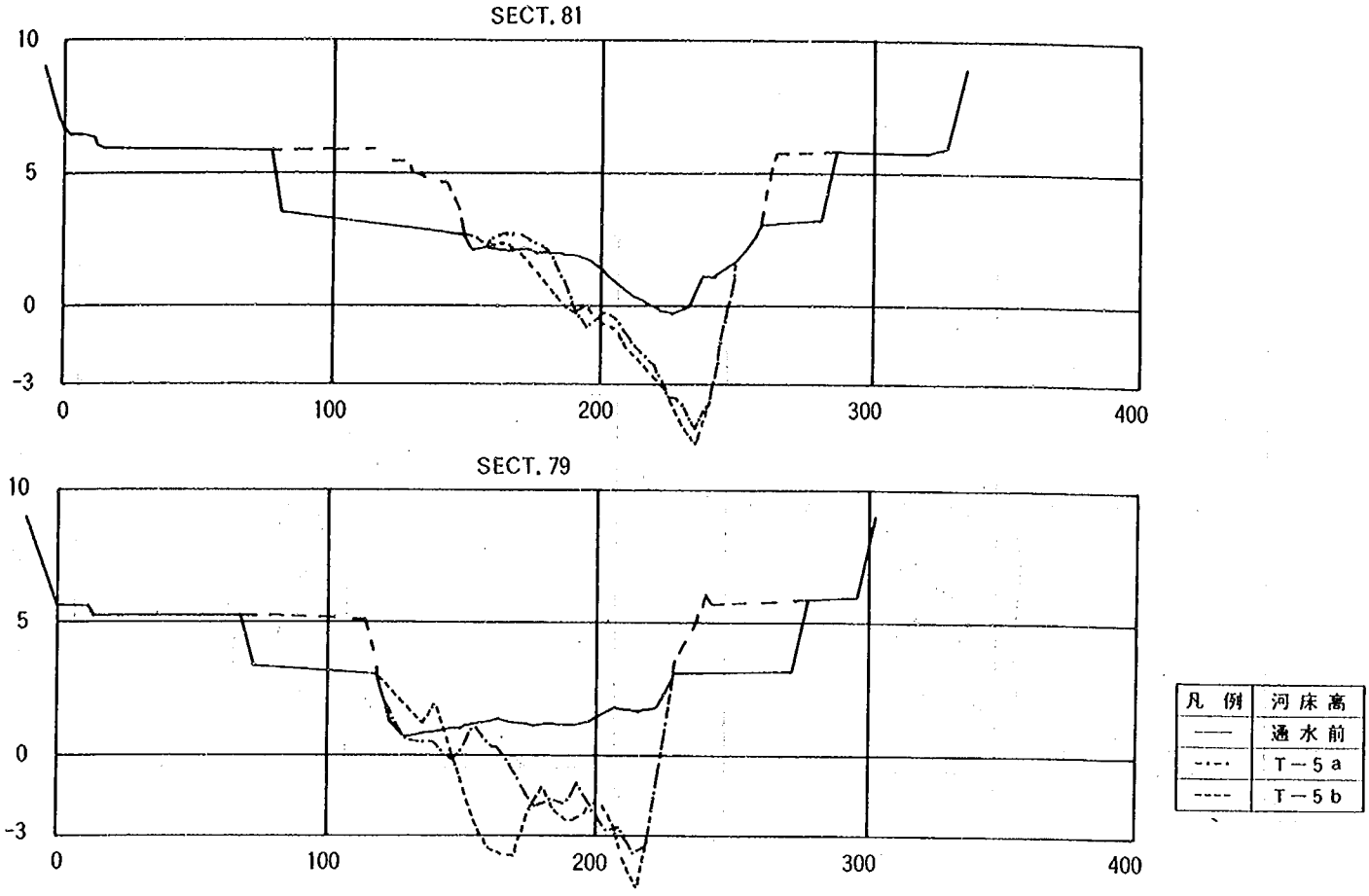
付図－49 (2) 河床変動横断図 (有堤部)



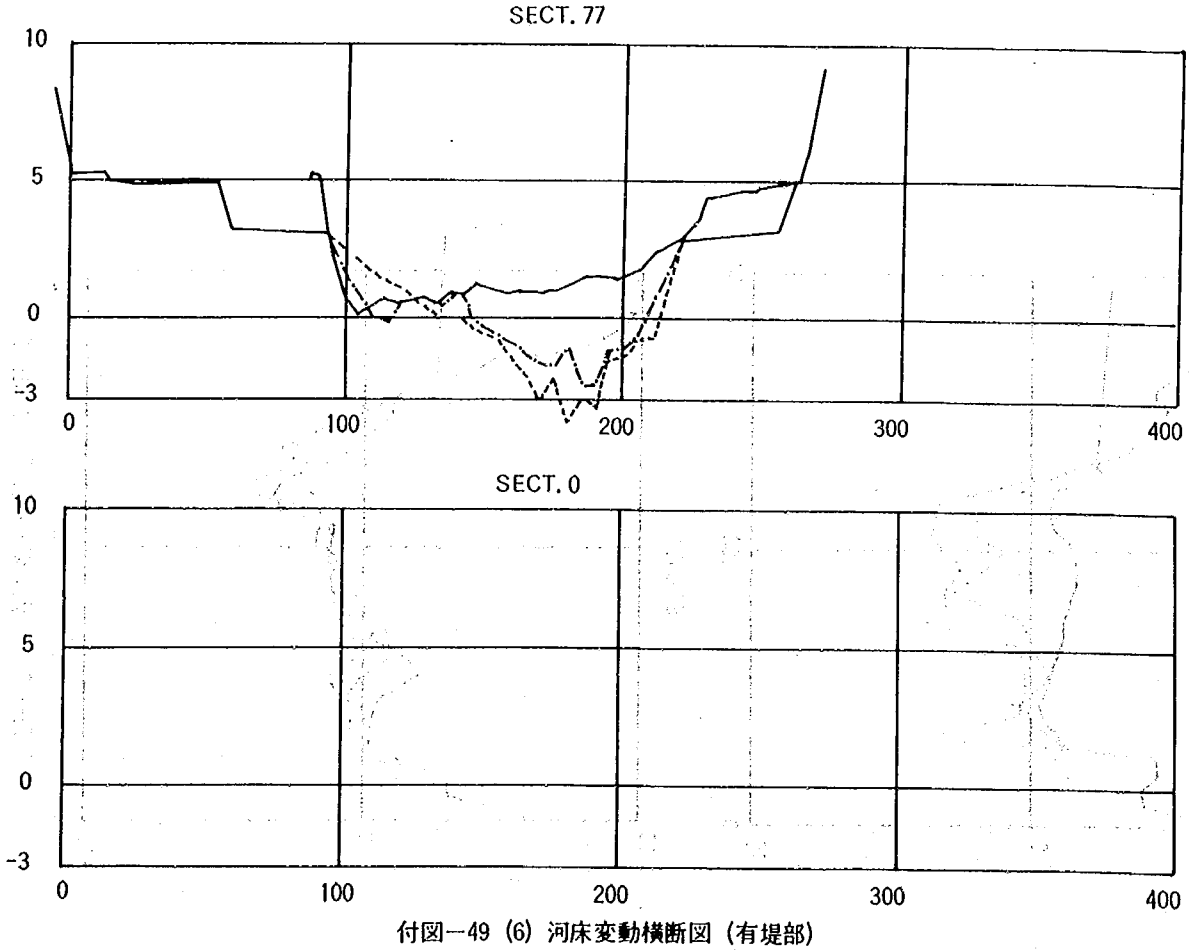
付図—49 (1) 河床変動横断図（有堤部）



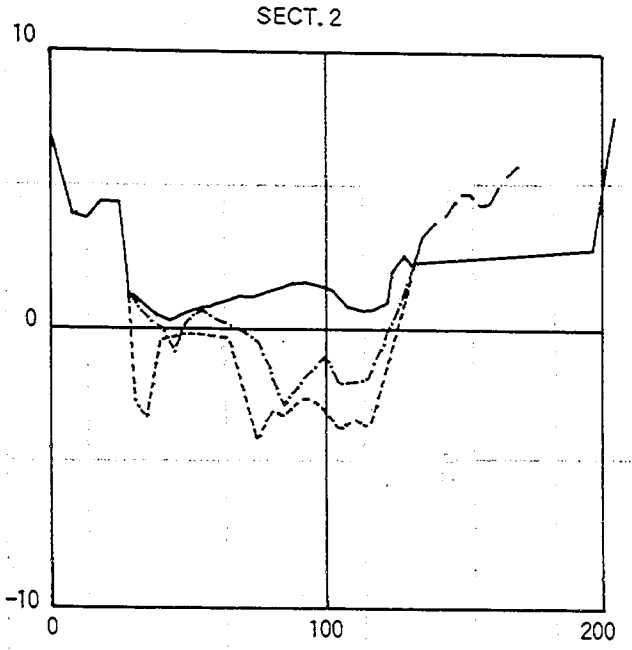
付図—49 (4) 河床変動横断図（有堤部）

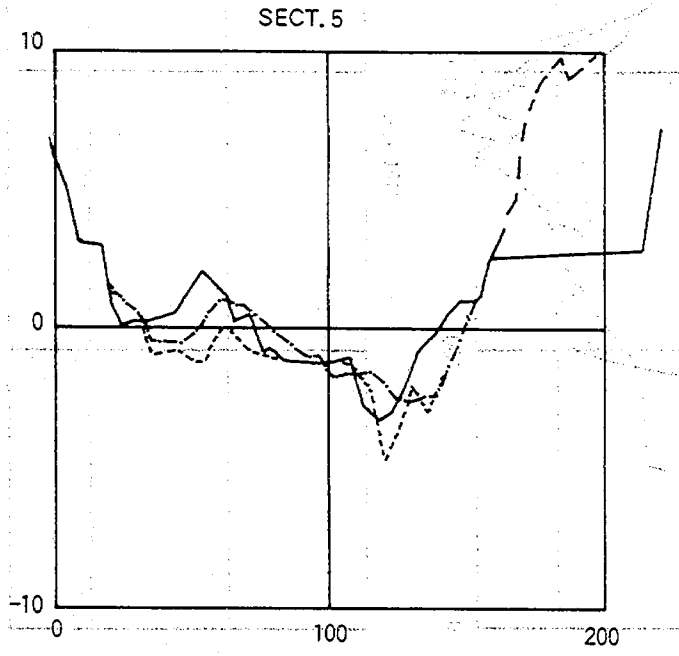


付図―49 (5) 河床変動横断図（有堤部）

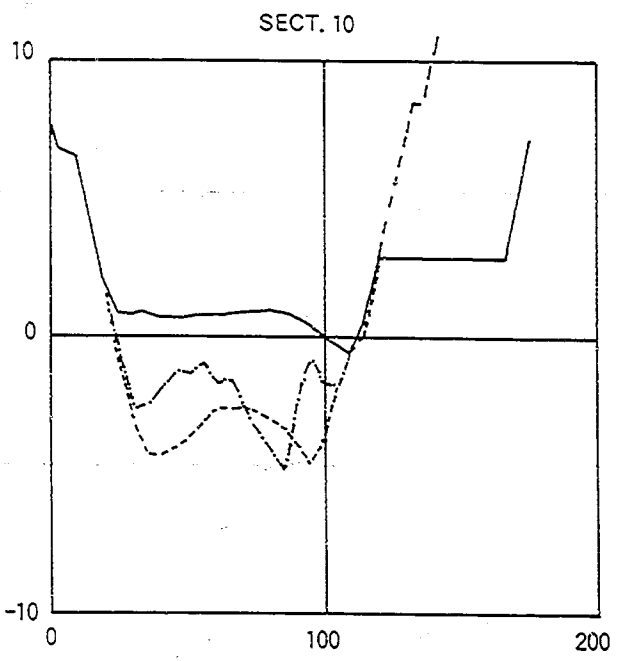


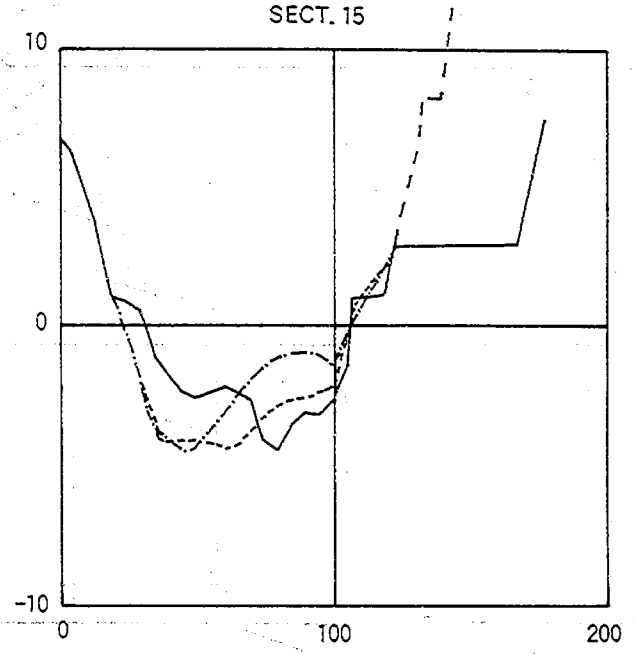
付図―49 (6) 河床変動横断図（有堤部）





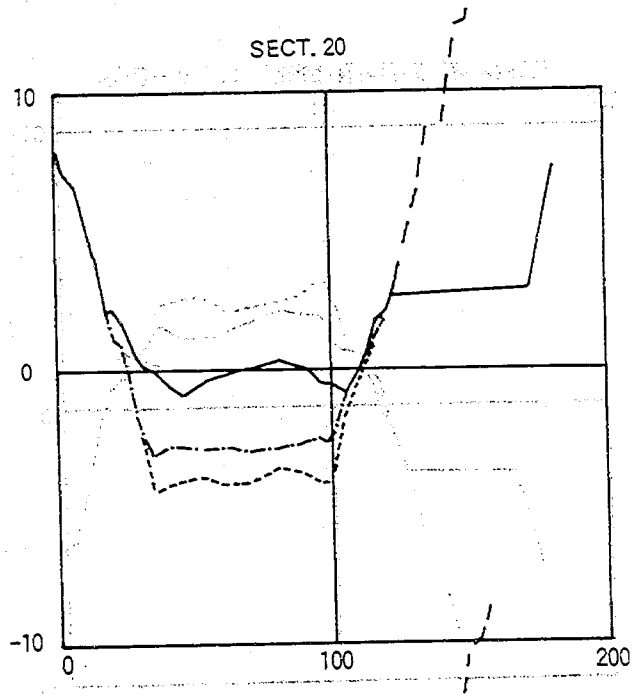
付図—49 (7) 河床変動横断図 (放水路部)

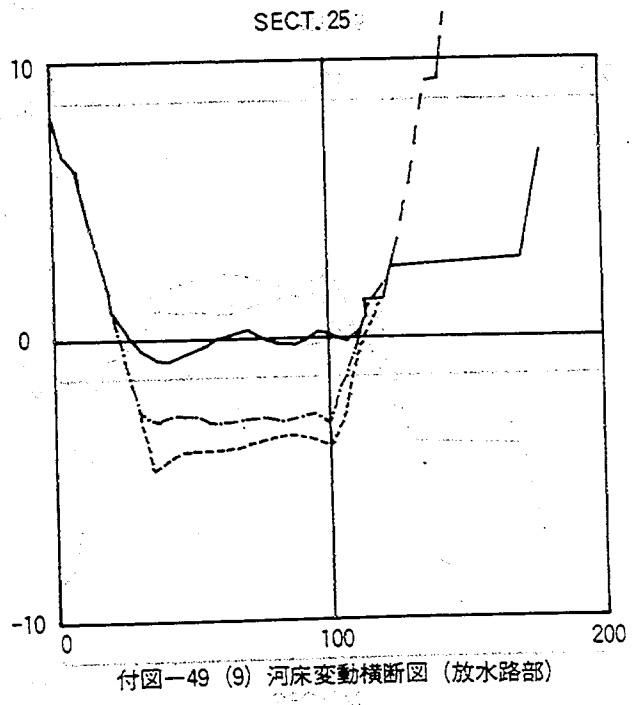




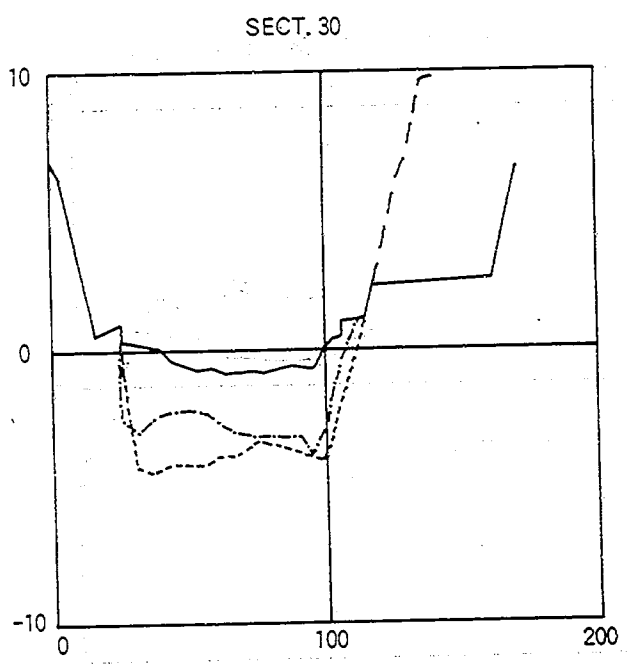
凡 例	河床高
——	通水前
·--·	T—5a
----	T—5b

付図—49 (8) 河床変動横断図 (放水路部)

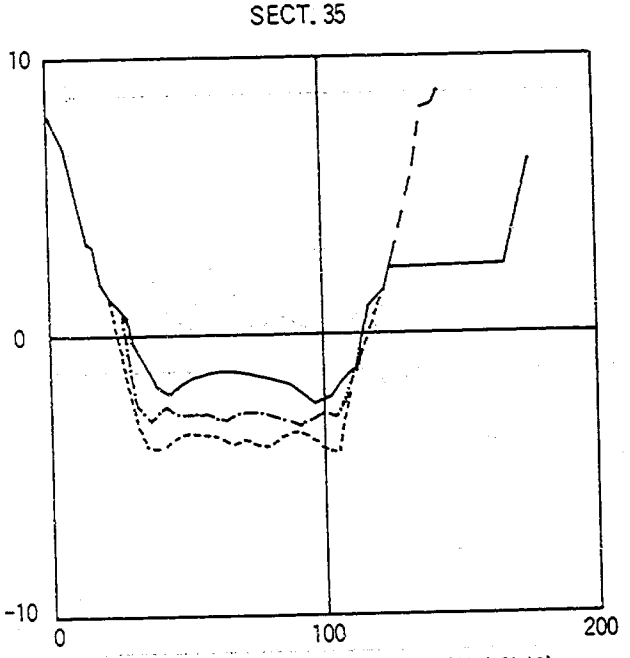




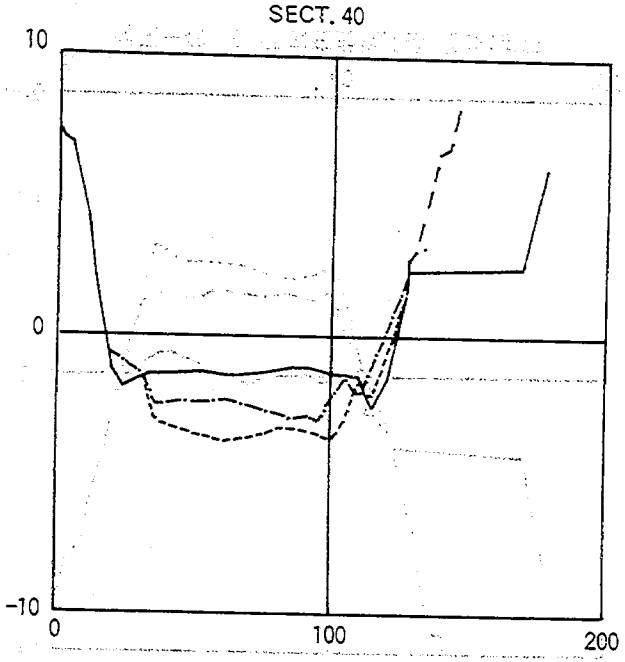
付図—49 (9) 河床変動横断図（放水路部）

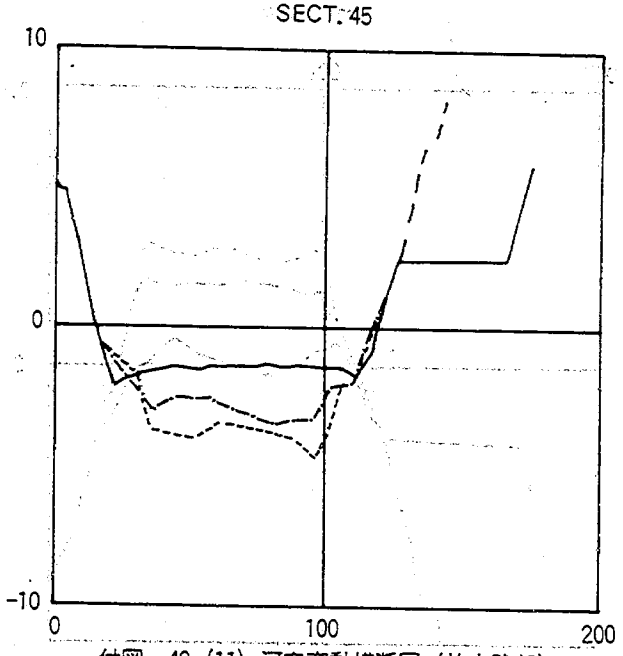


凡 例	河床高
——	通水前
-·-·-	T—5 a
-----	T—5 b

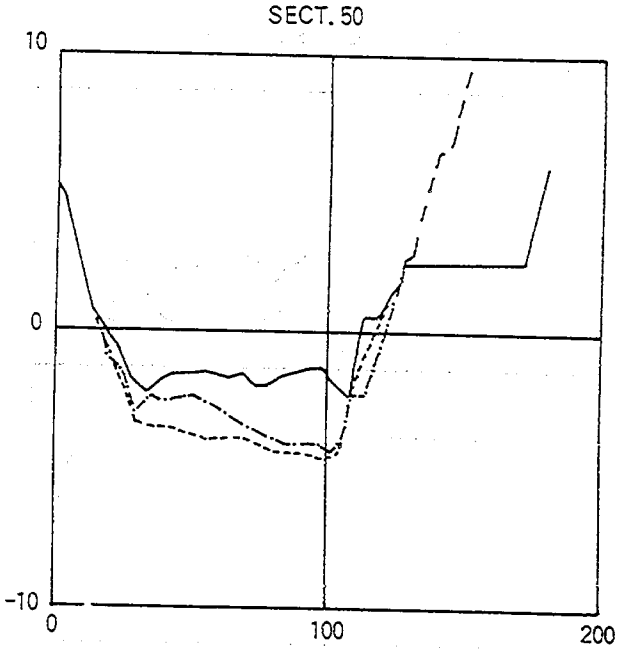


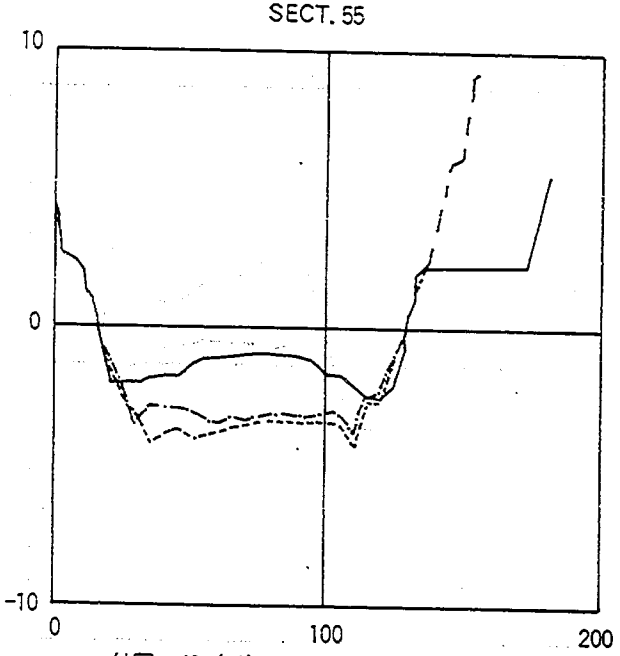
付図—49 (10) 河床変動横断図（放水路部）



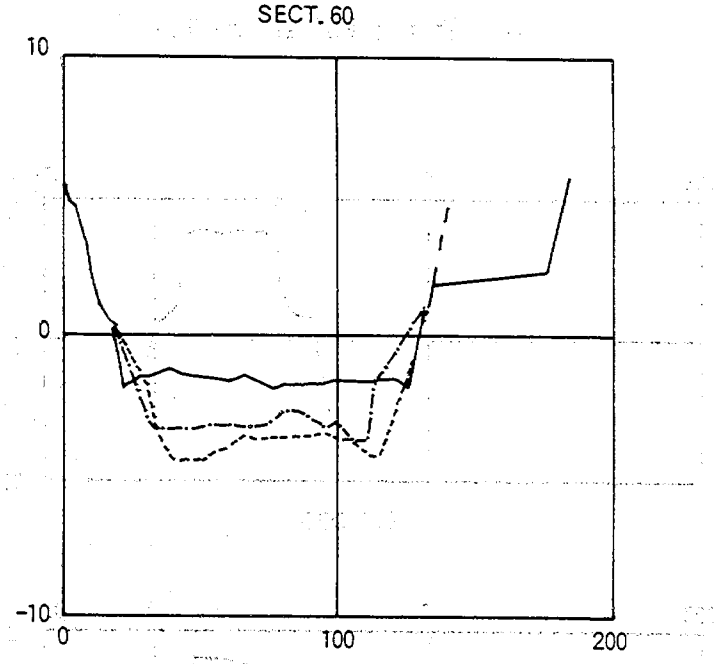


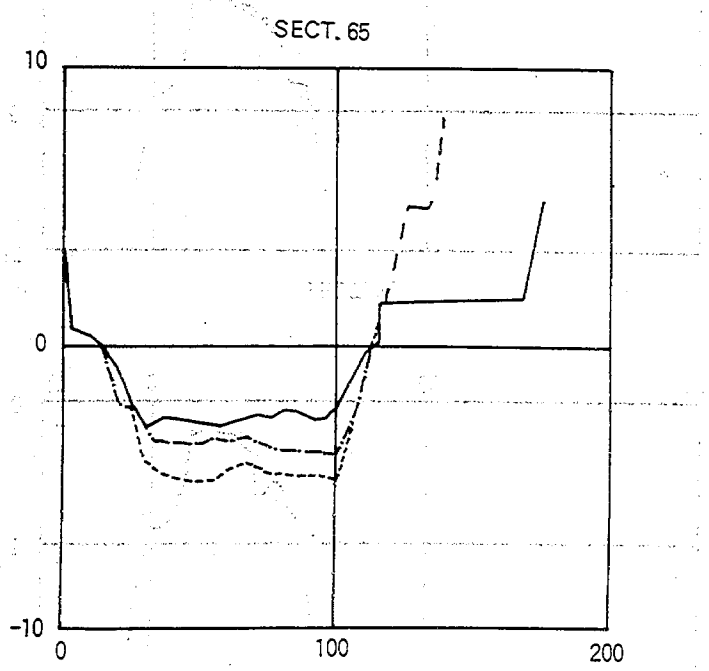
付図－49（11）河床変動横断図（放水路部）



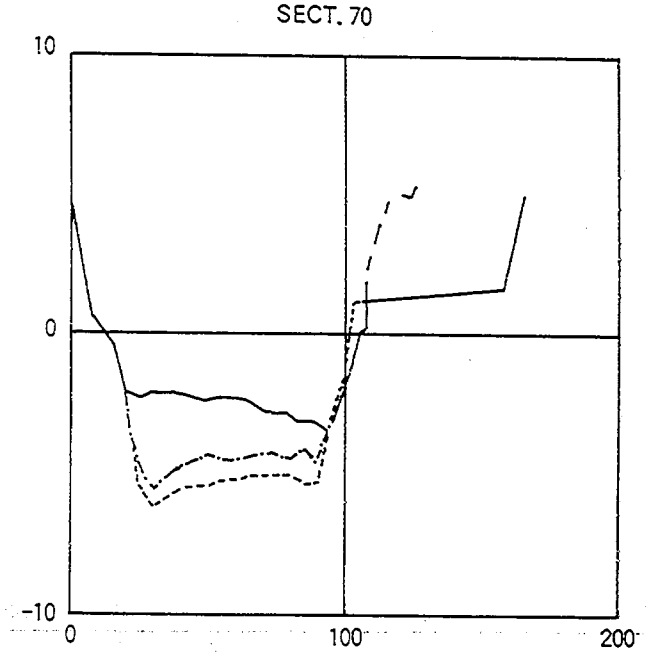


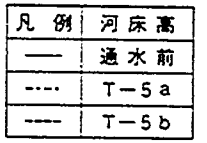
付図－49（12）河床変動横断図（放水路部）

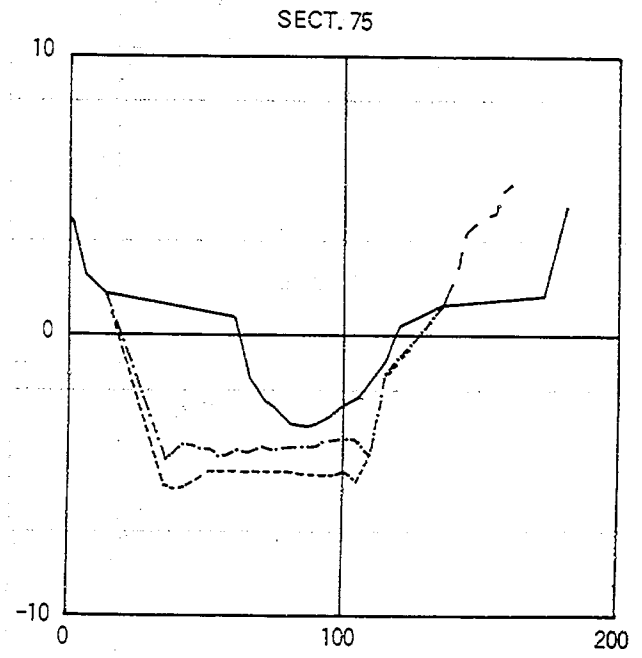




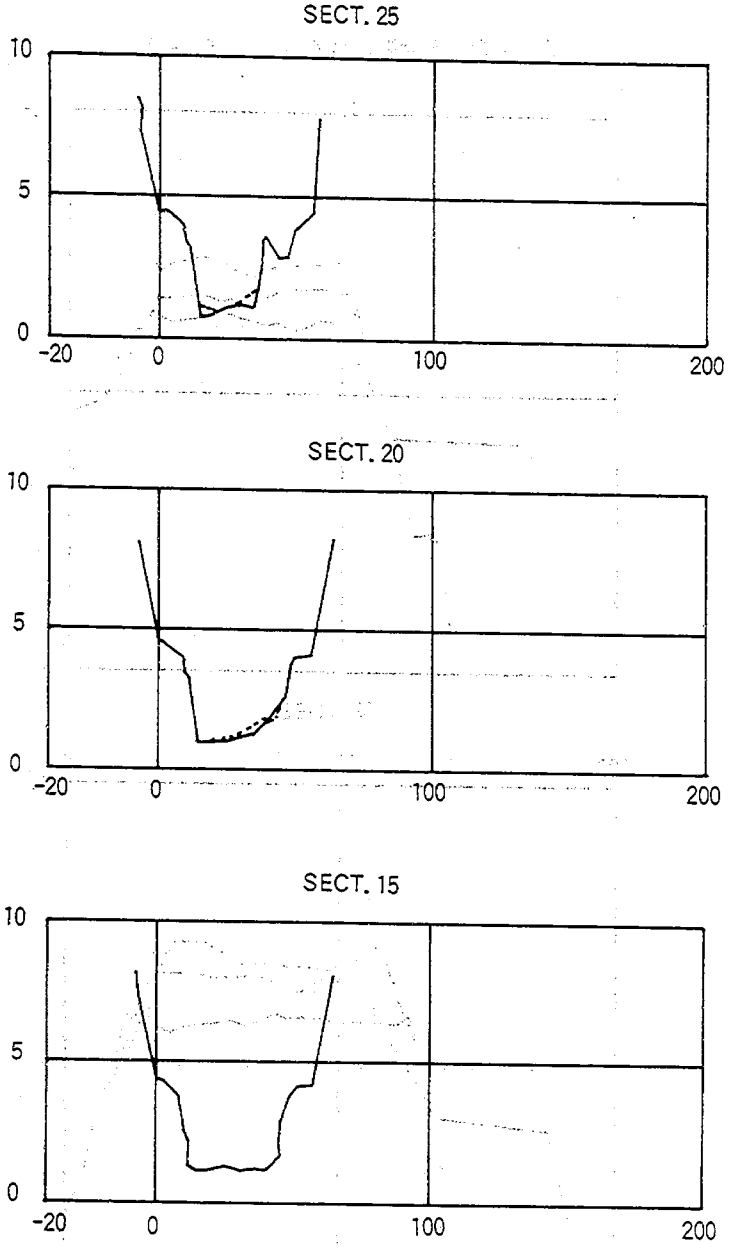
付図—49（T3）河床変動横断図（放水路部）



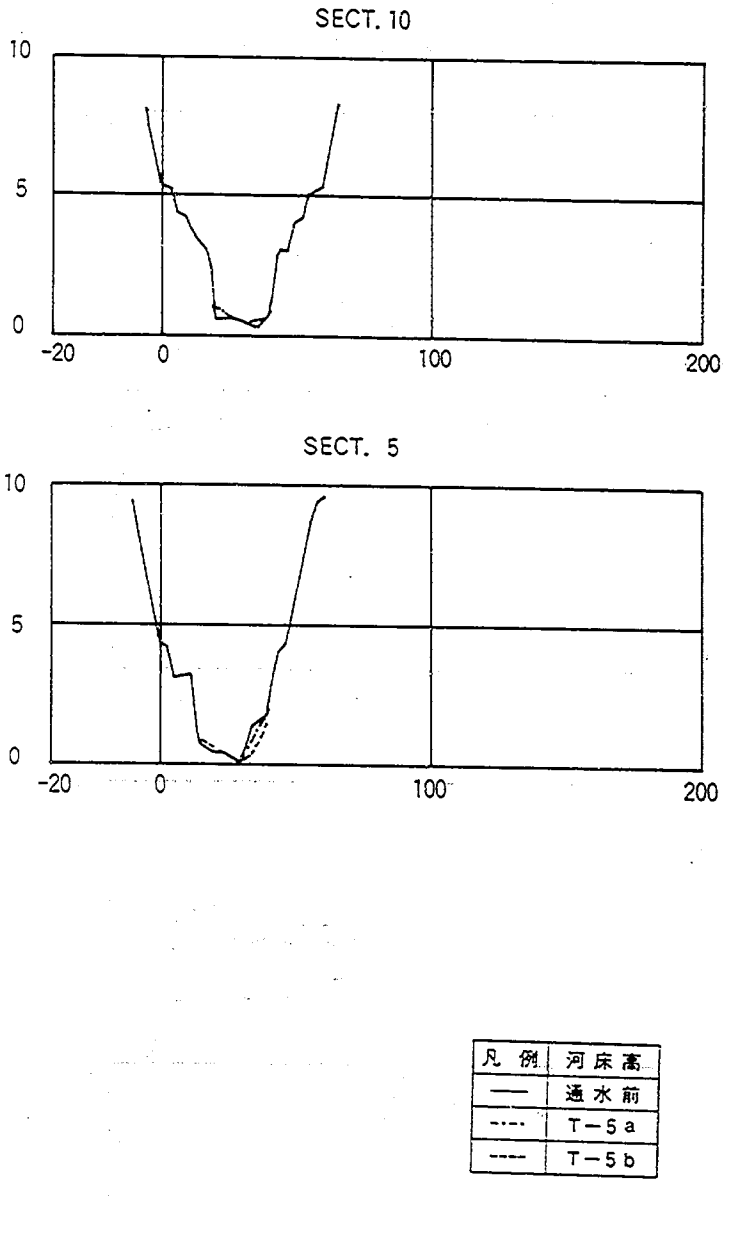




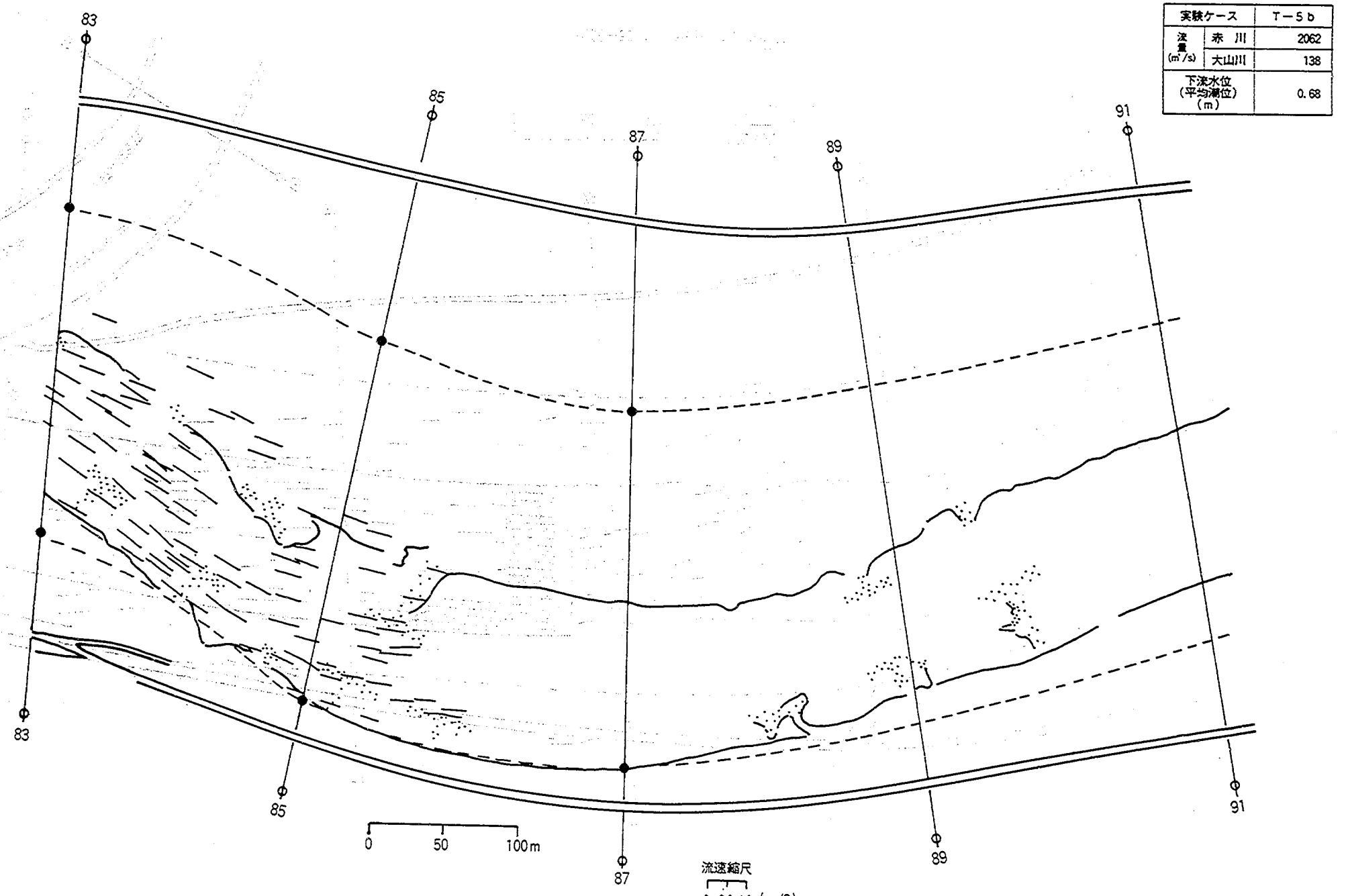
付図—49（14）河床変動横断図（放水路部）



付図—49 (15) 河床変動横断図 (大山川)

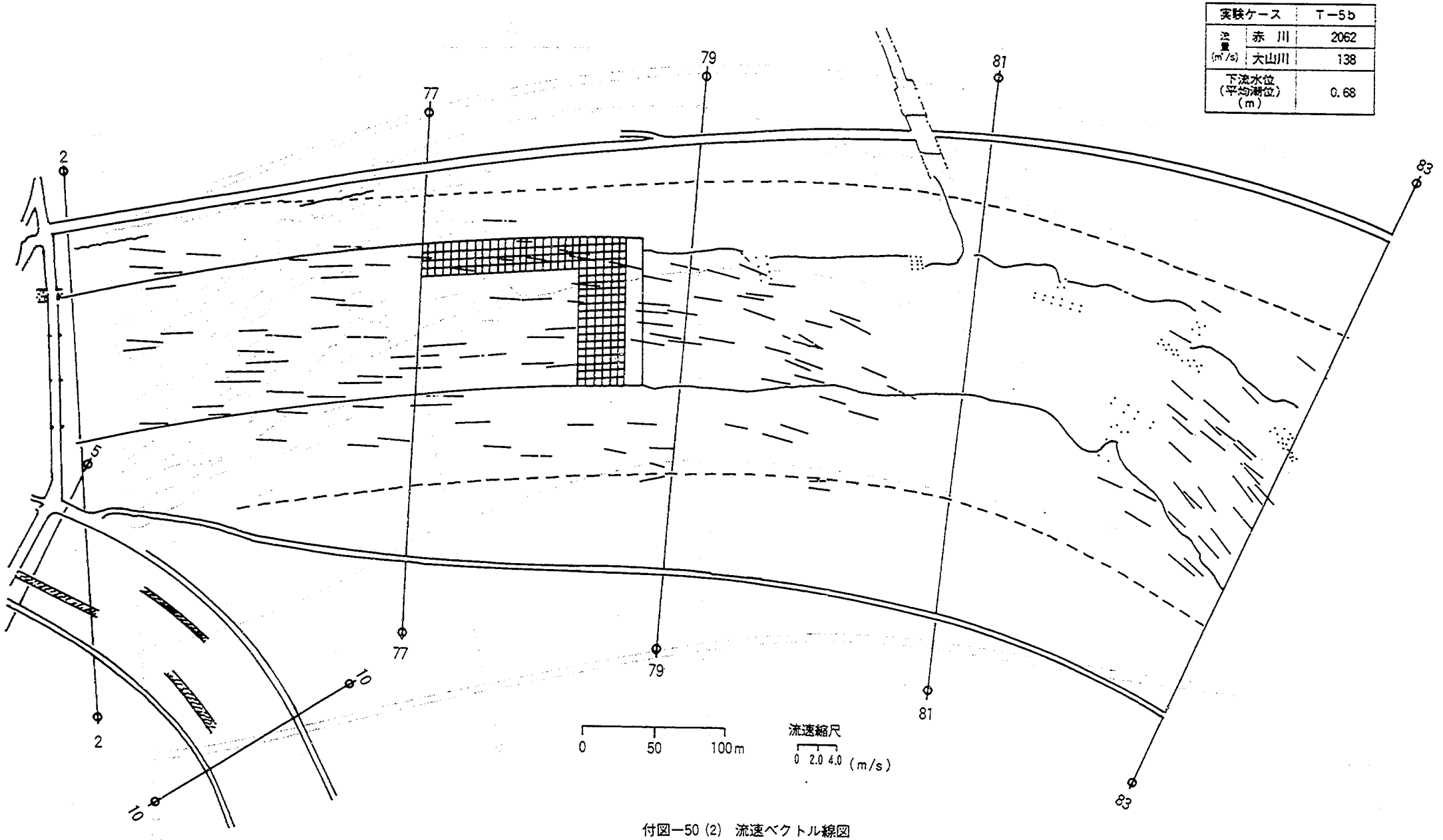


付図—49 (16) 河床変動横断図 (大山川)

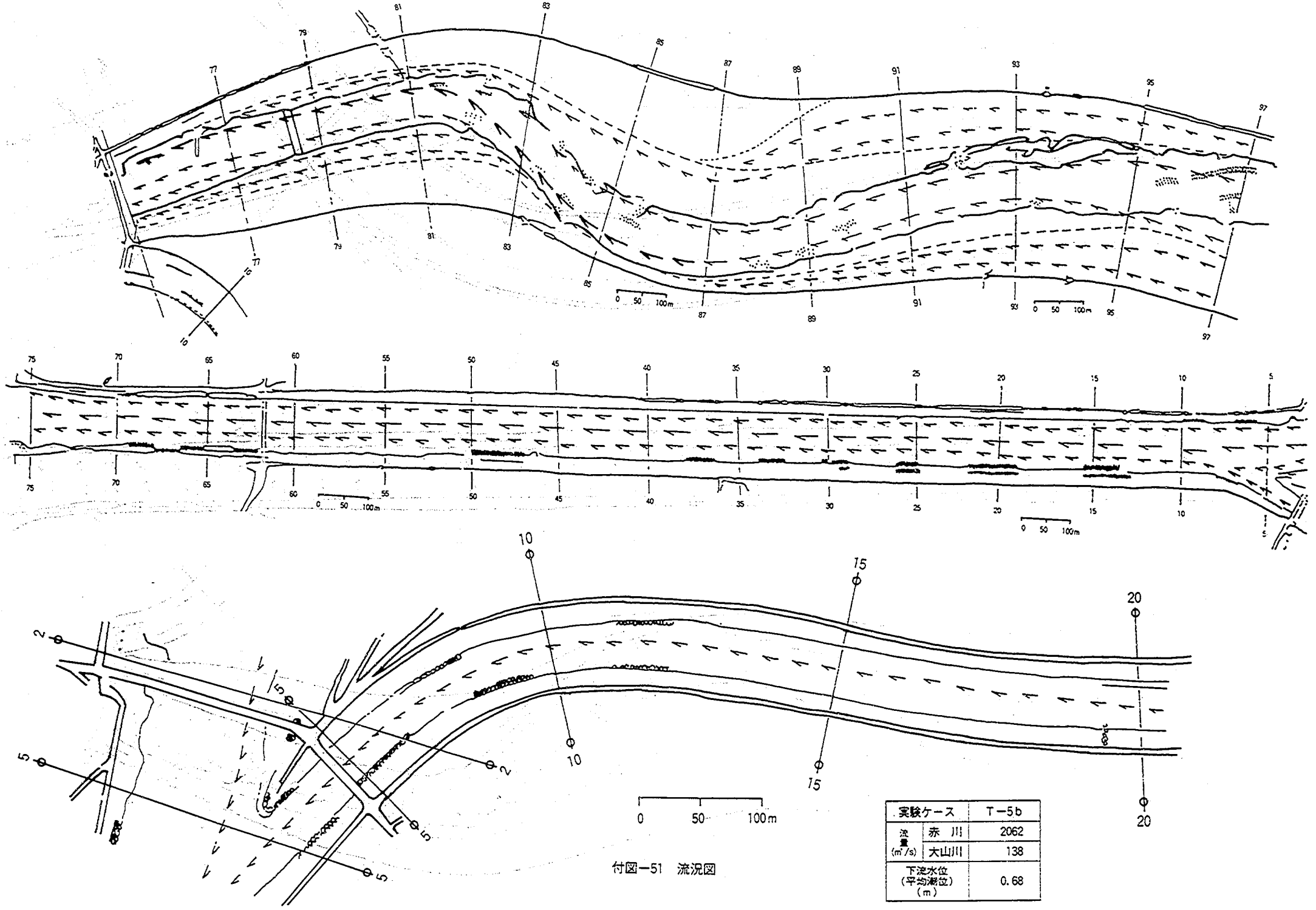


実験ケース		T－5 b
流量 (m^3/s)	赤 川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

付図－50 (1) 流速ベクトル線図

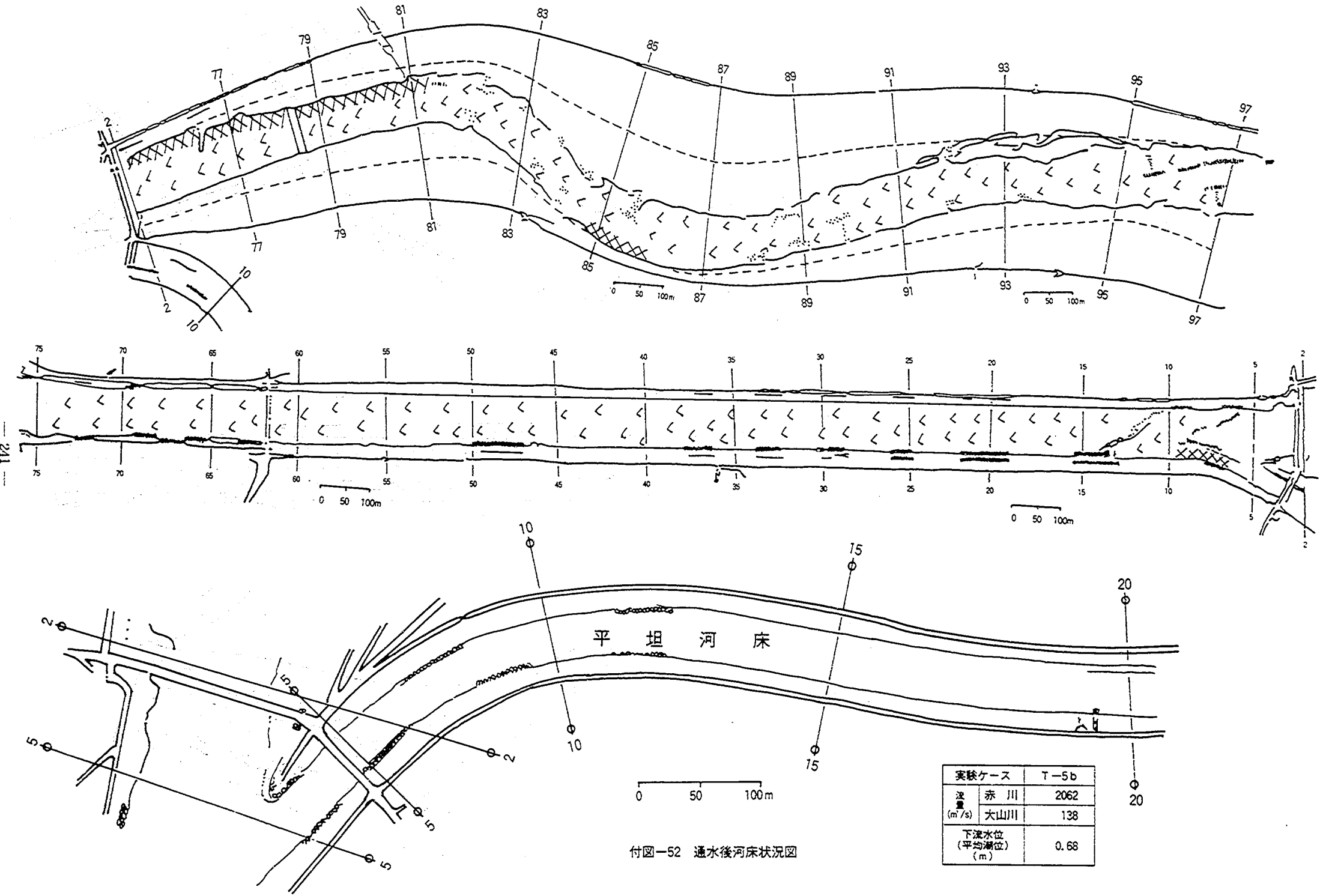


付図−50 (2) 流速ベクトル線図



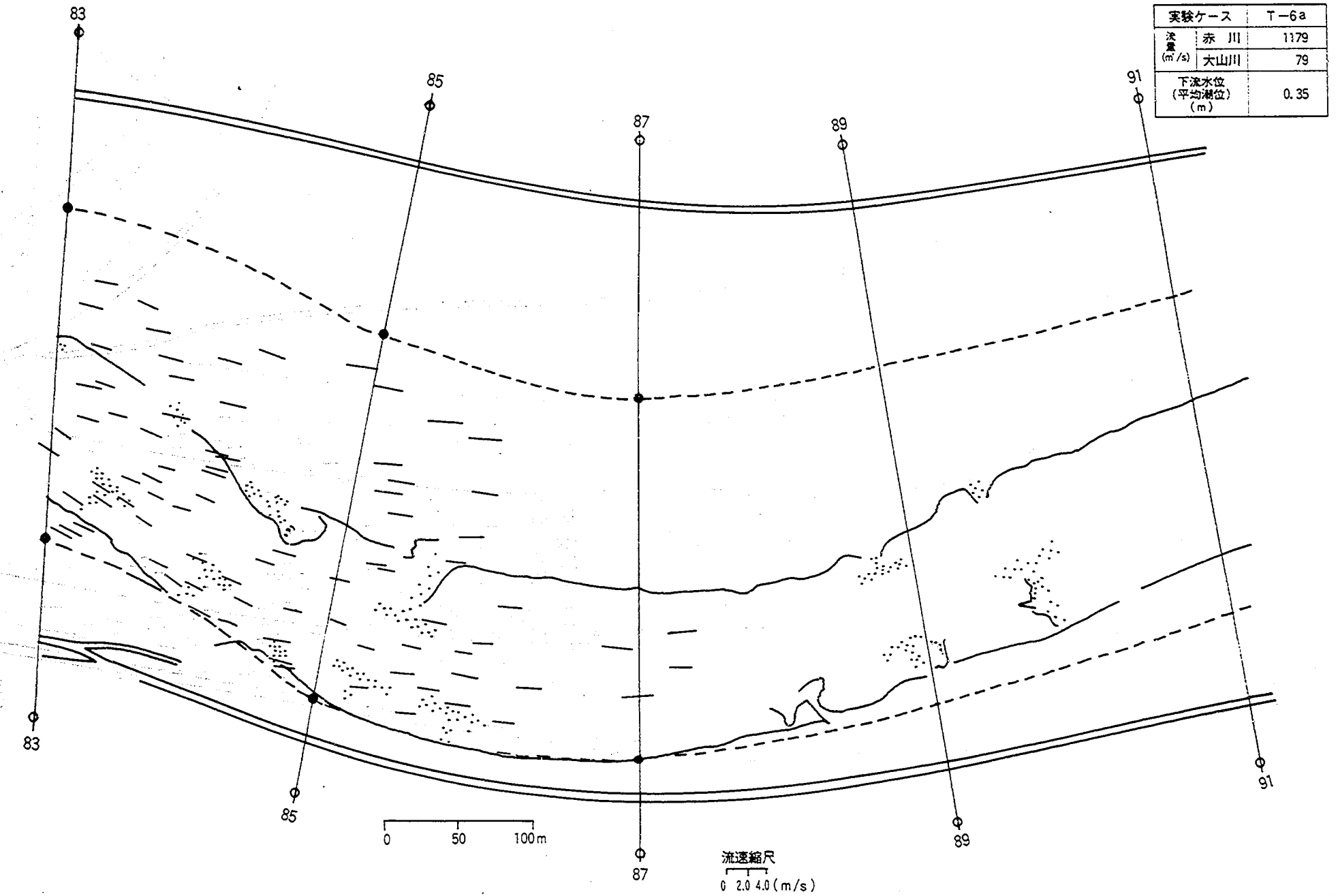
付図−51　流況図

実験ケース		T−5b
流量 (m³/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）(m)		0.68

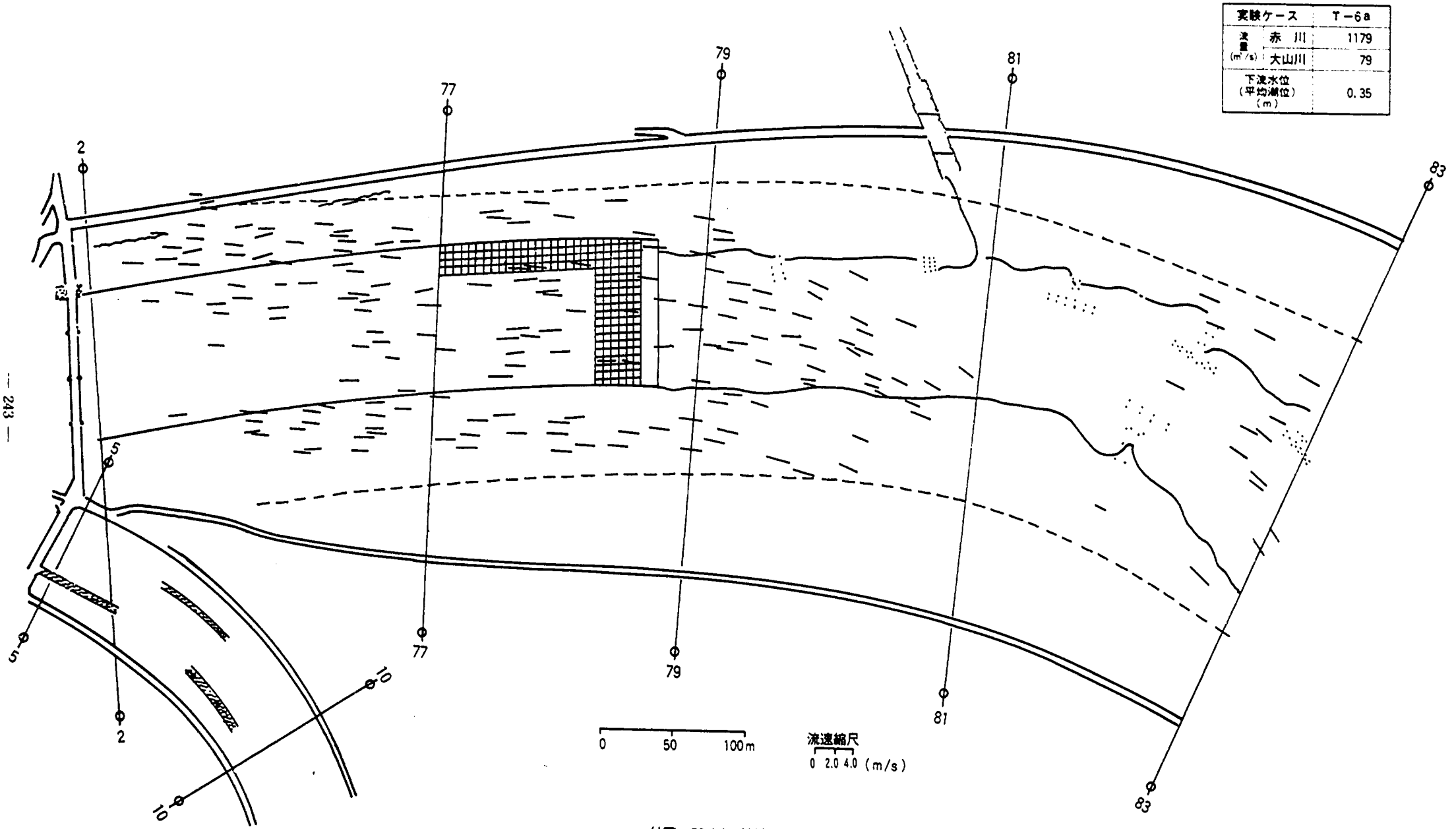


実験ケース		T－5b
流量 (m^3/s)	赤 川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

付図－52　通水後河床状況図

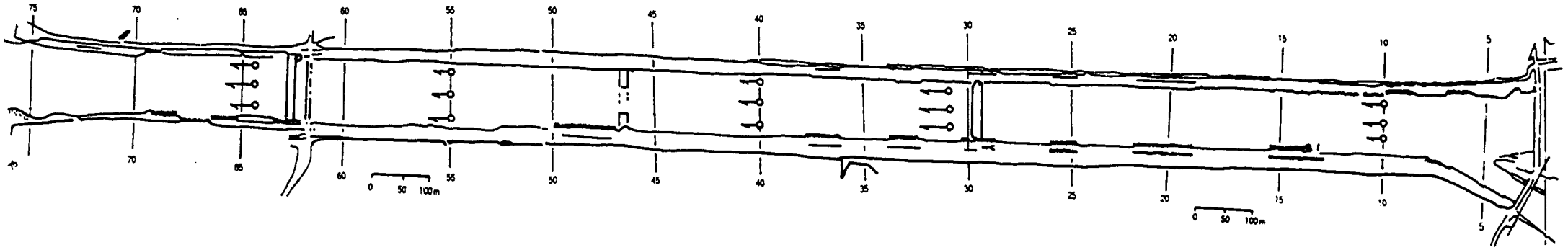


付図−53 (1) 流速ベクトル線図

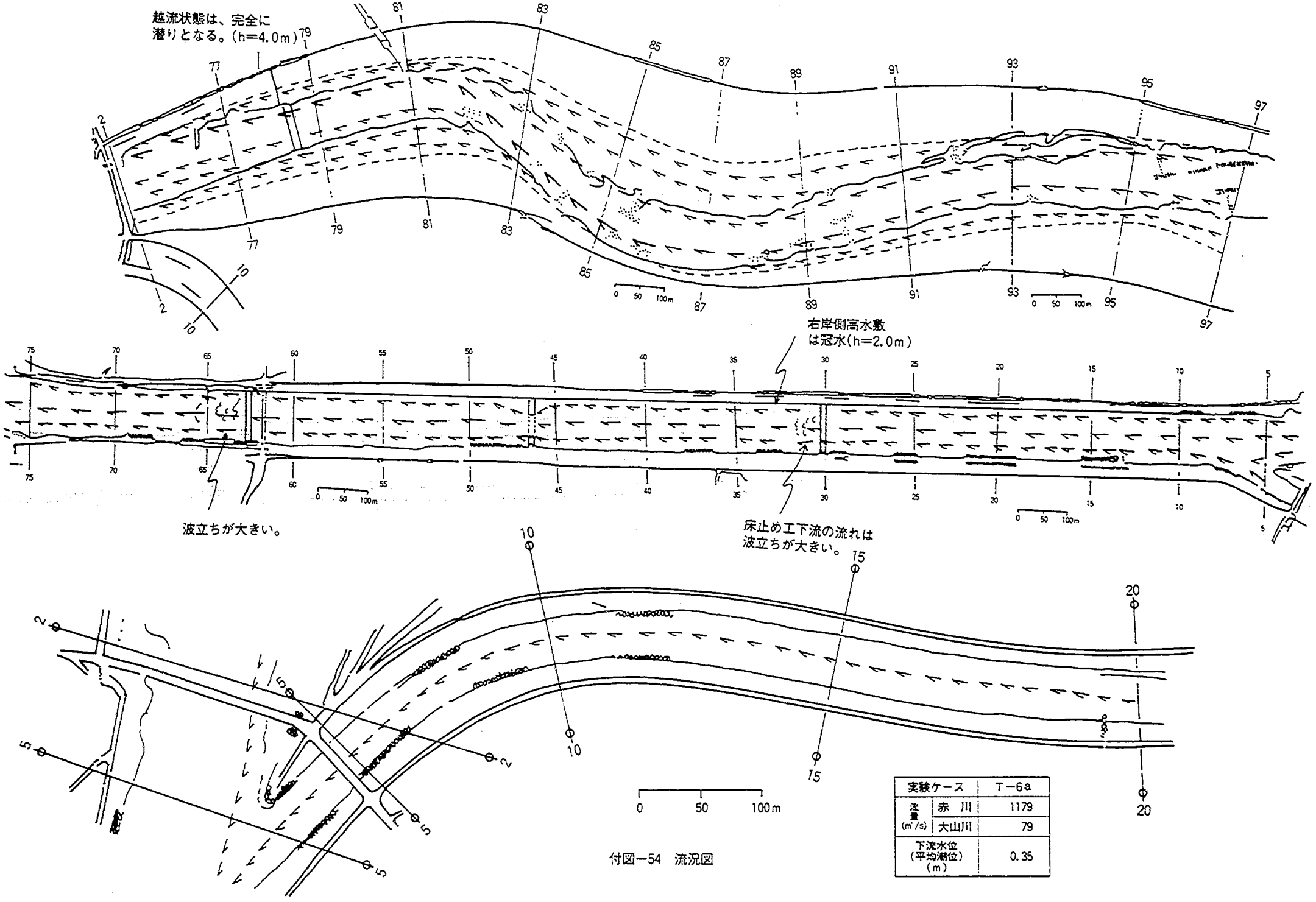


付図−53 (2) 流速ベクトル線図

実験ケース		T−6a
流量 (m^3/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

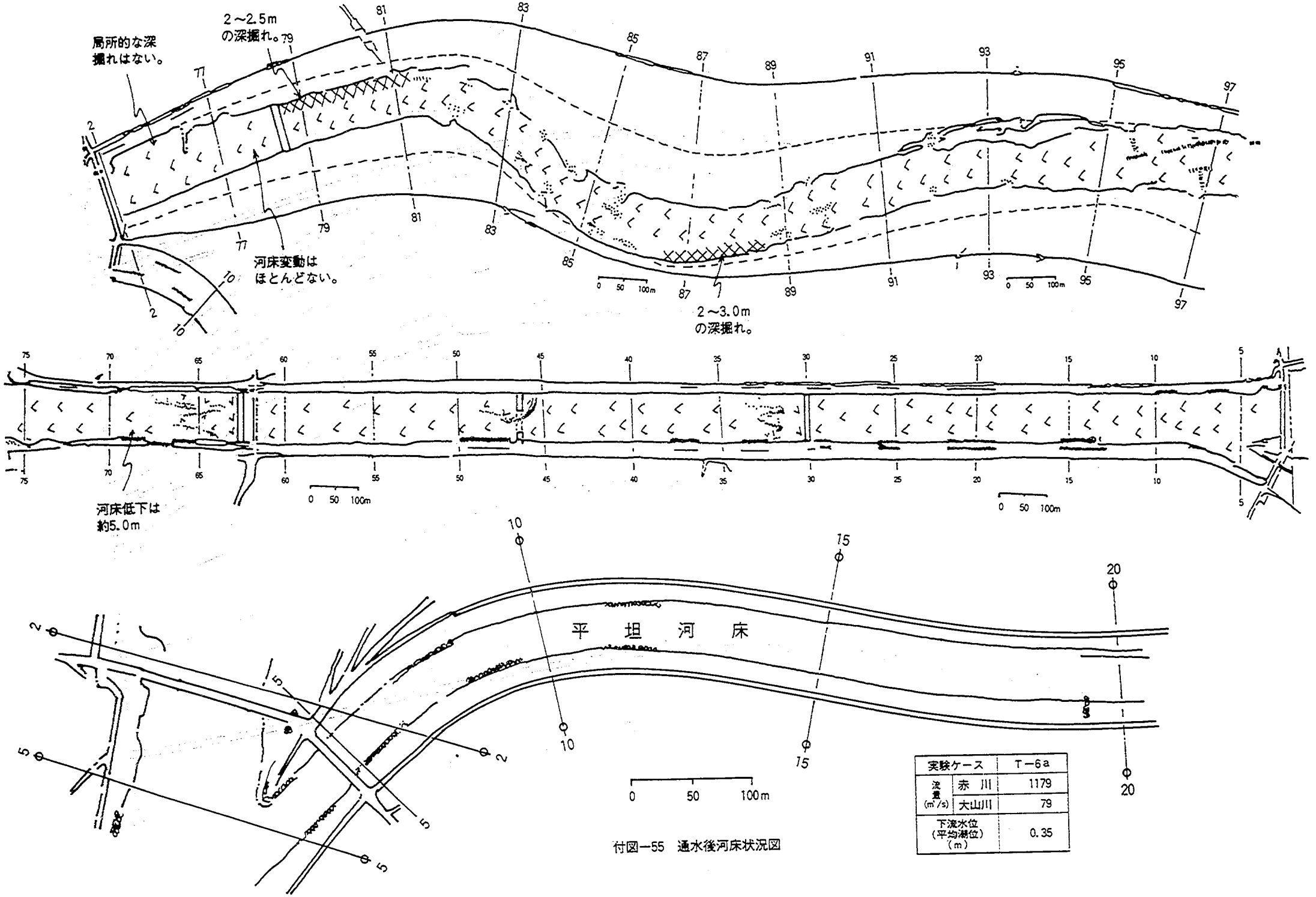


付図−53 (3)　流速ベクトル線図



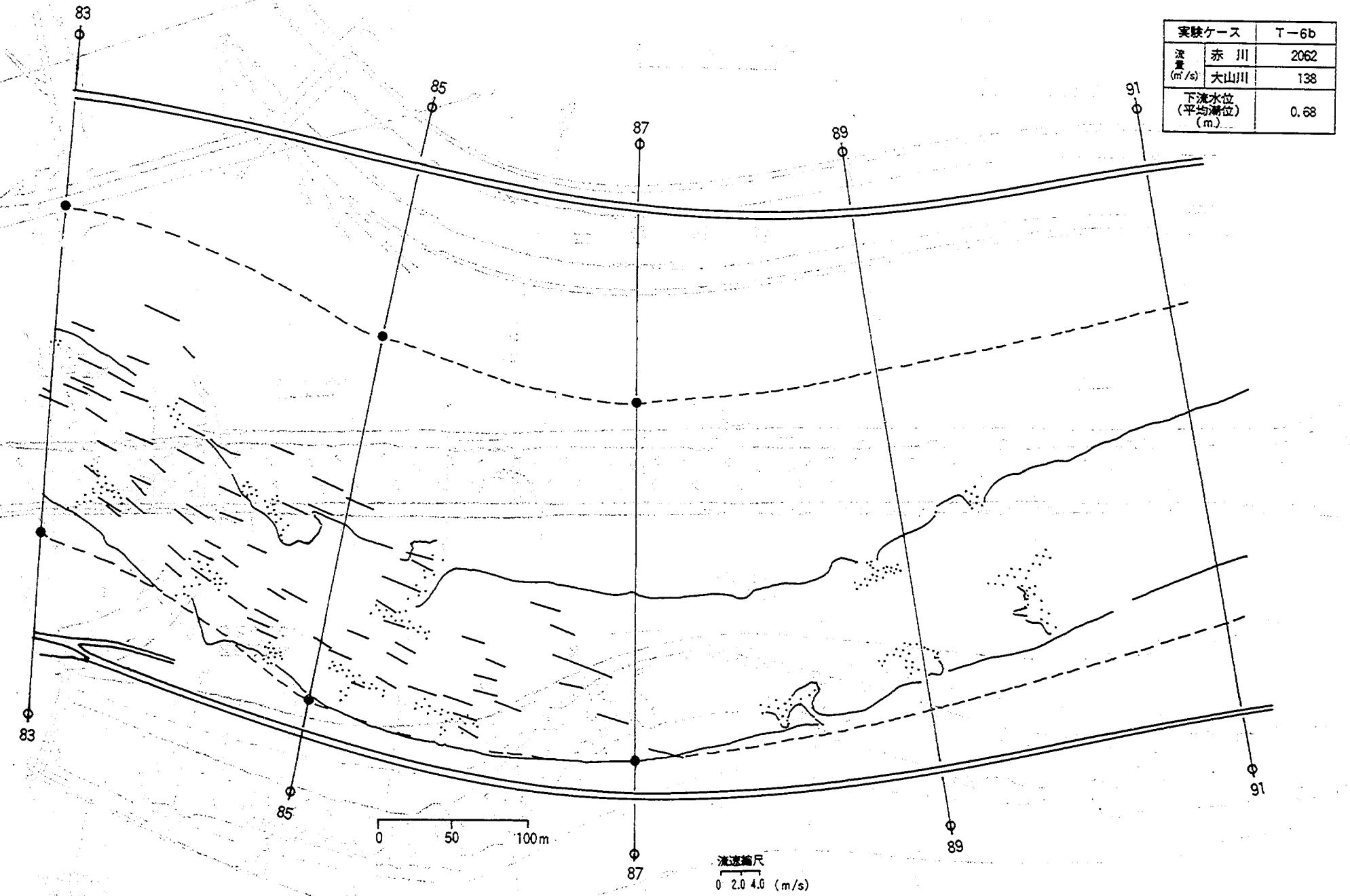
実験ケース		T−6a
流量 (m^3/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位 (平均潮位) (m)		0.35

付図−54　流況図



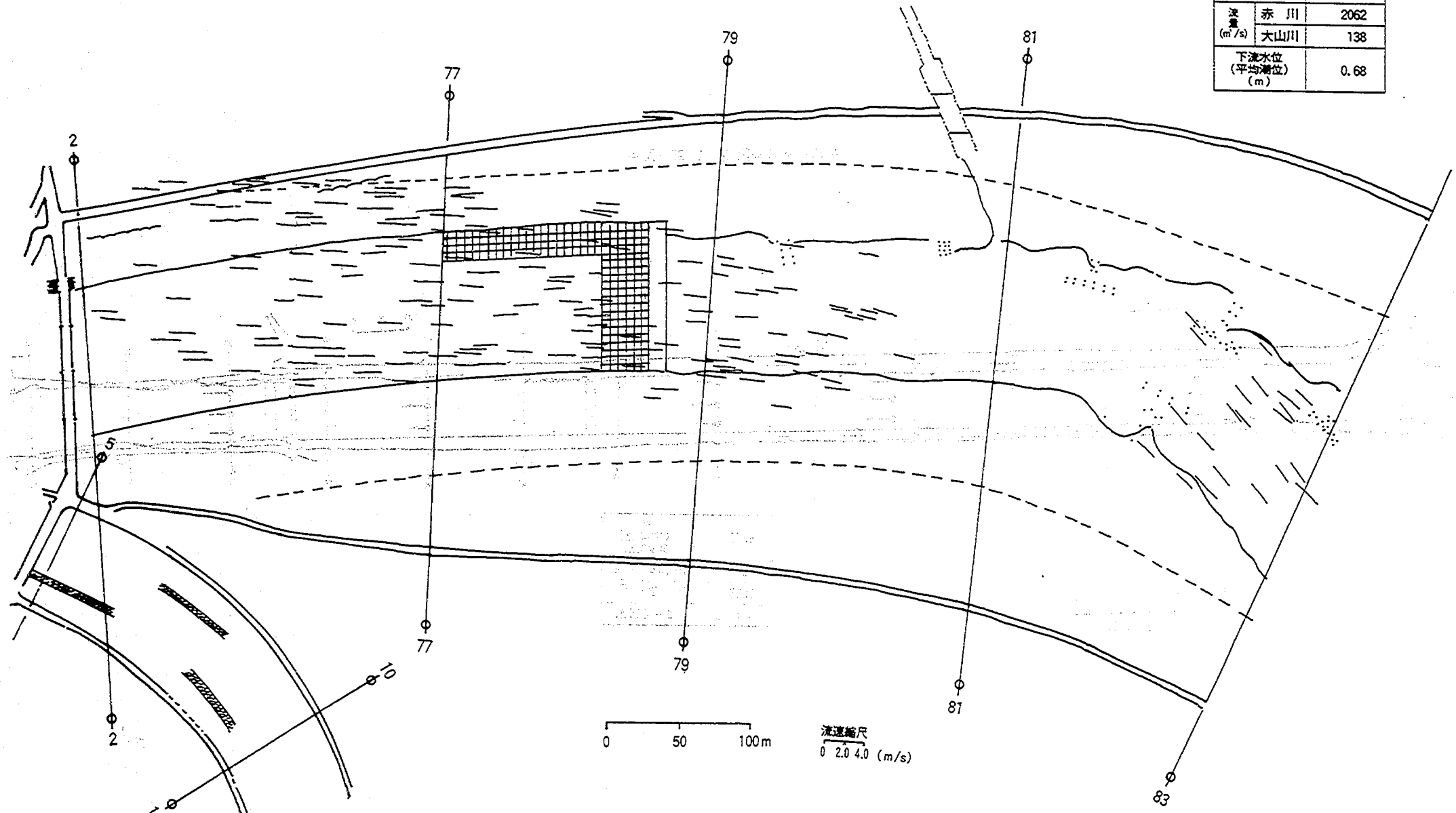
実験ケース		T－6a
流量 (m^3/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

付図－55　通水後河床状況図



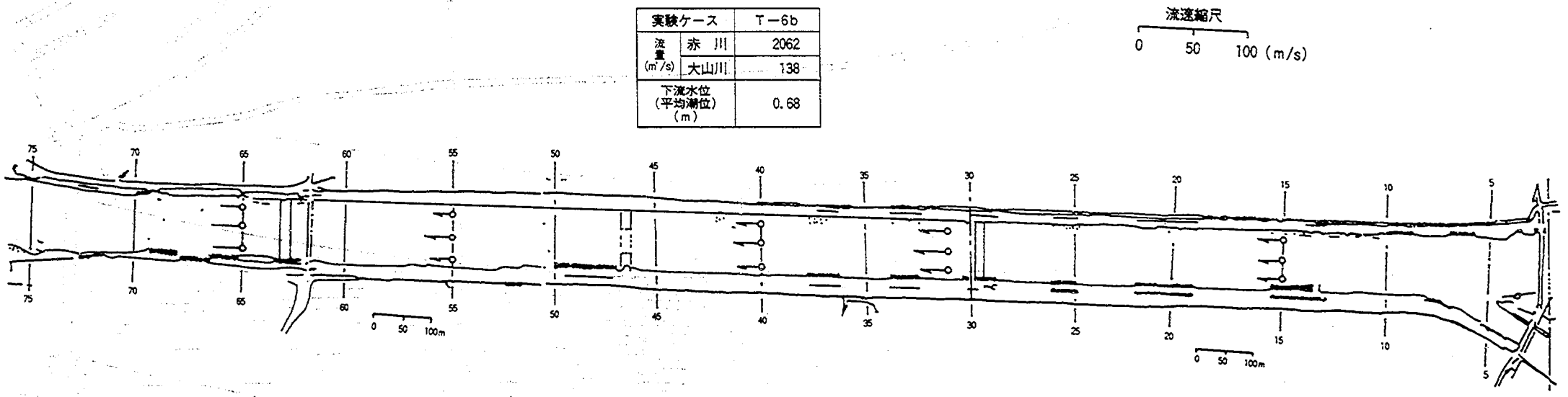
実験ケース		T−6b
流量 (m³/s)	赤川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）(m)		0.68

付図−56 (1) 流速ベクトル線図

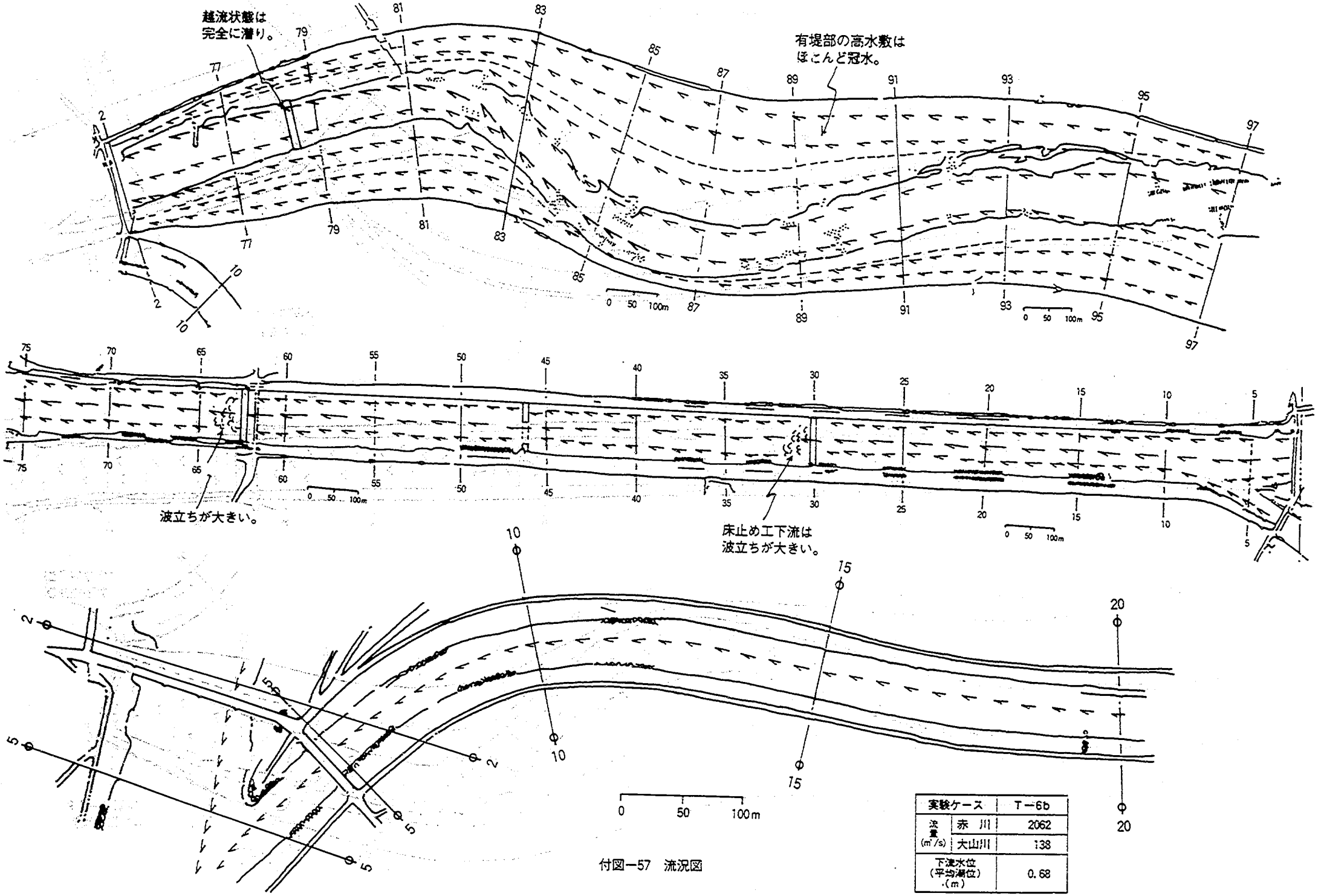


付図−56 (2) 流速ベクトル線図

実験ケース		T－6b
流量 (m³/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）(m)		0.68

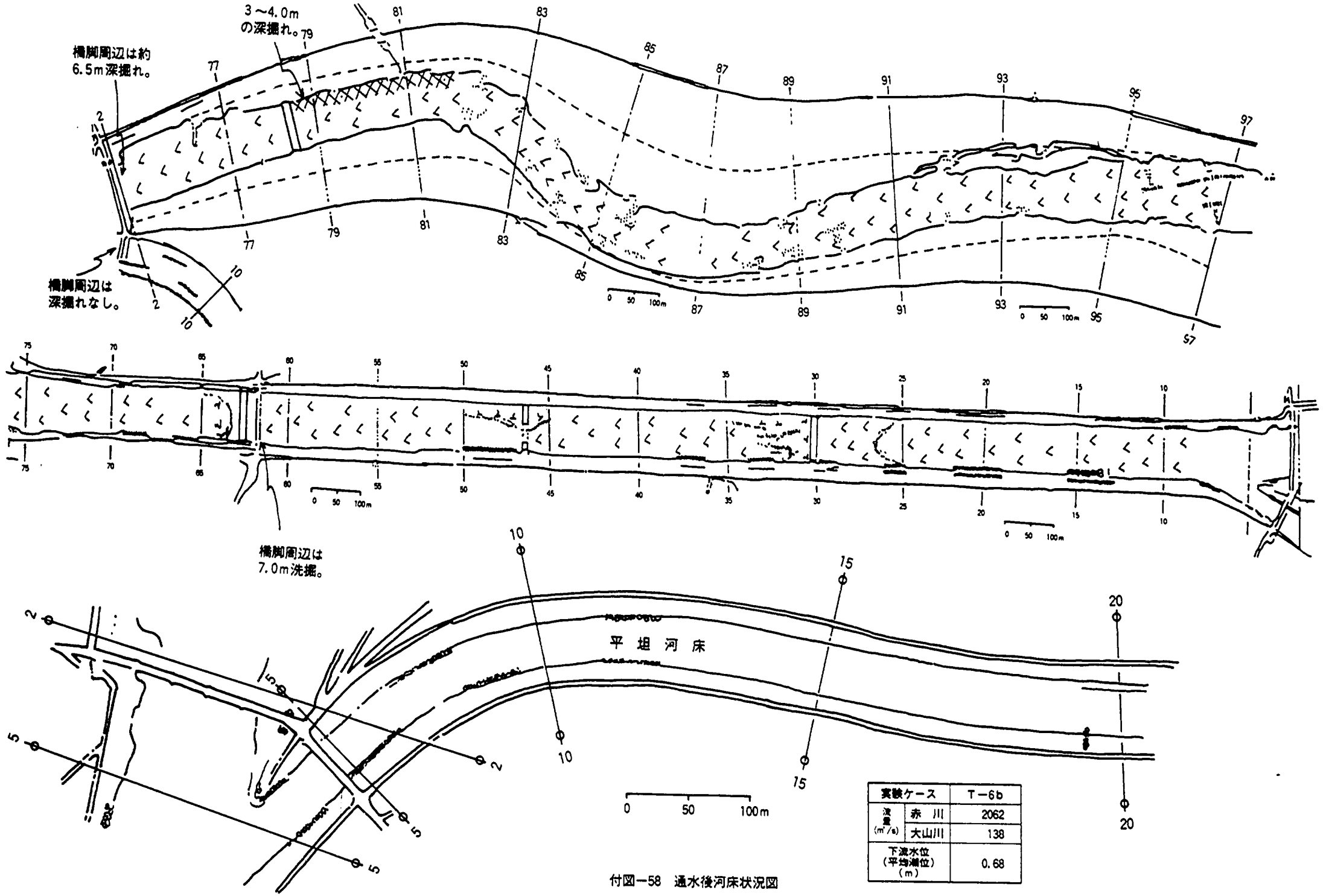


付図－56 (3)　流速ベクトル線図



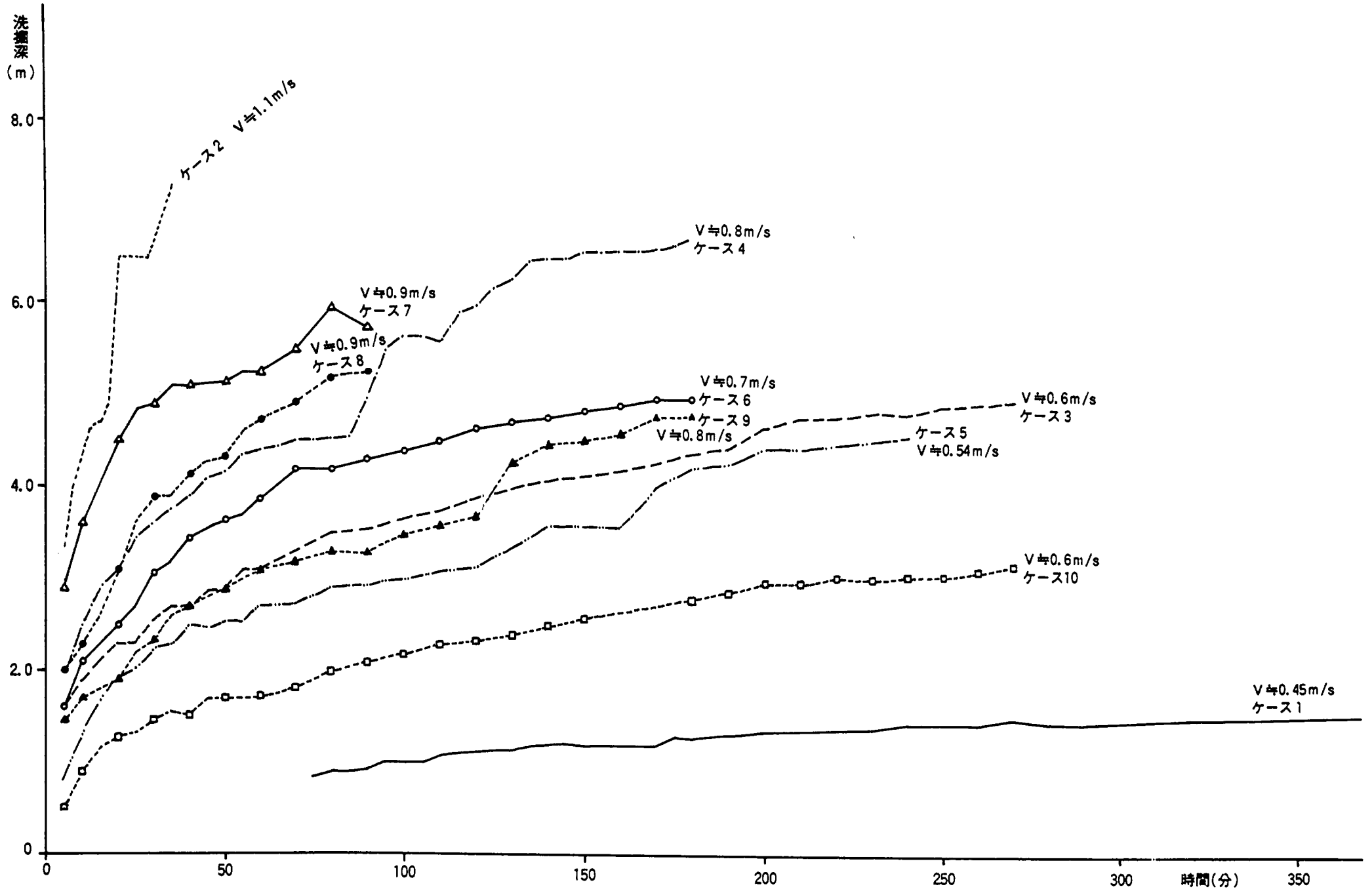
付図－57　流況図

実験ケース		T－6b
流量 (m³/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）(m)		0.68

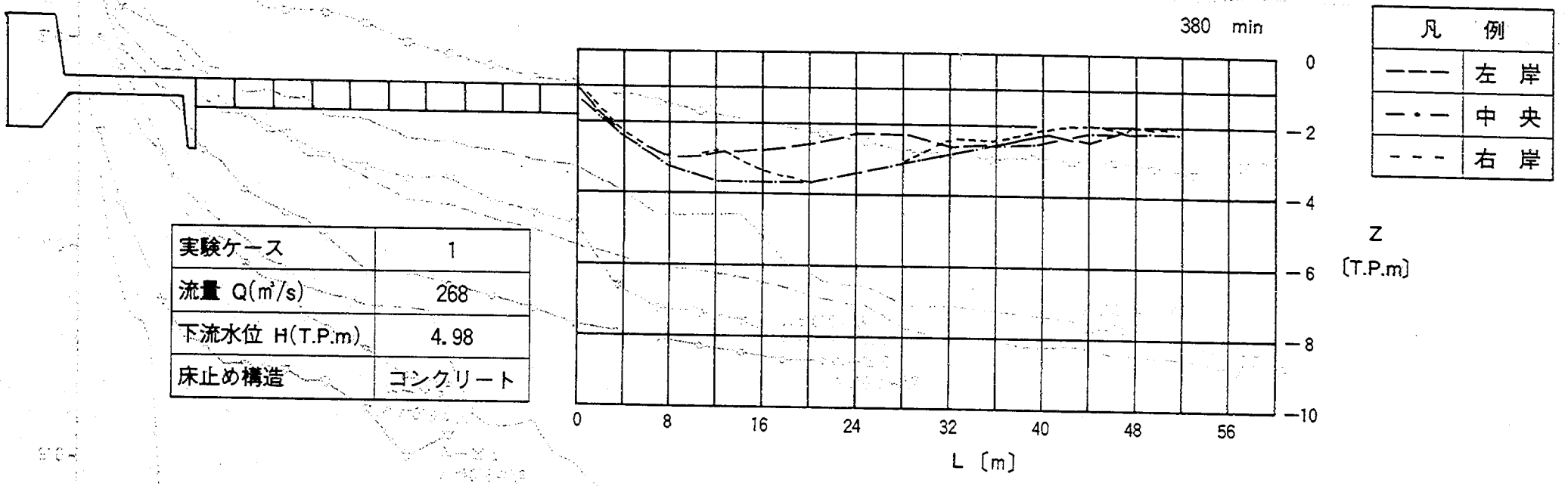


実験ケース		T−6b
流量 (m³/s)	赤 川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）(m)		0.68

付図−58 通水後河床状況図

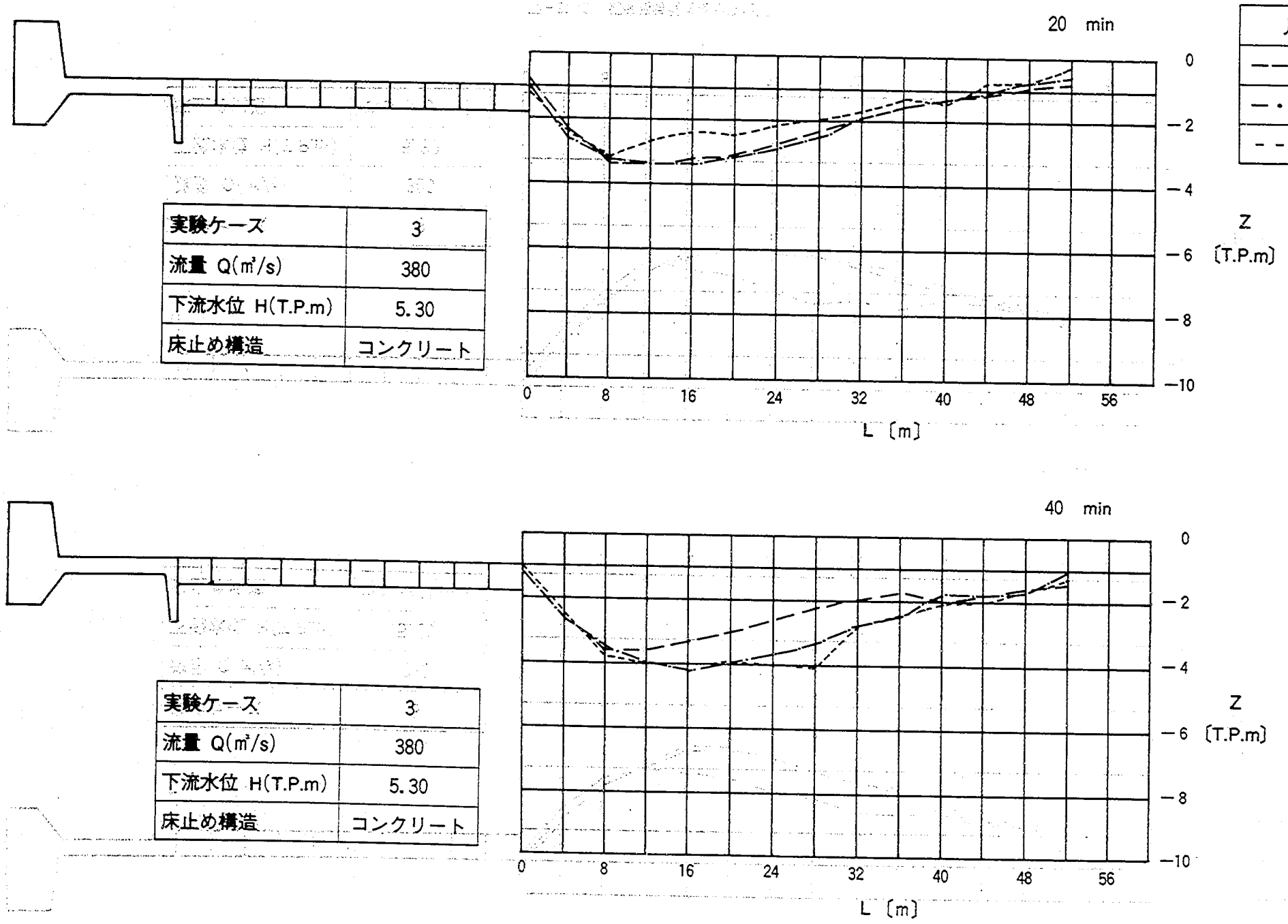


付図—59　最大洗掘深時間変化図

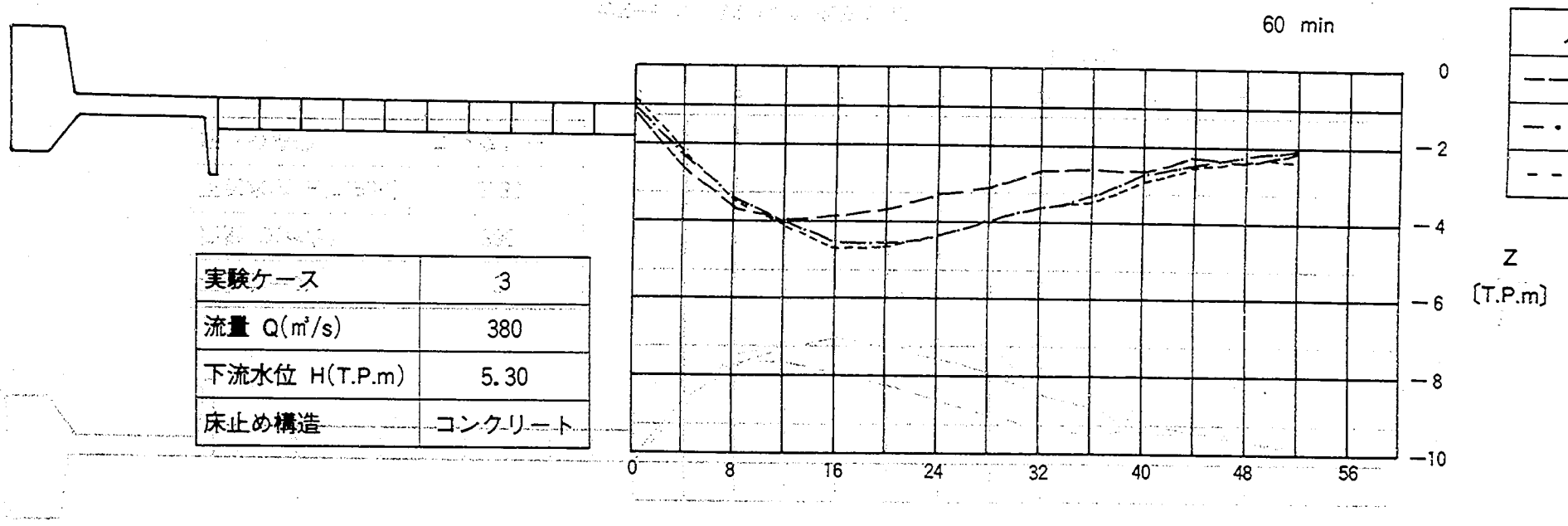


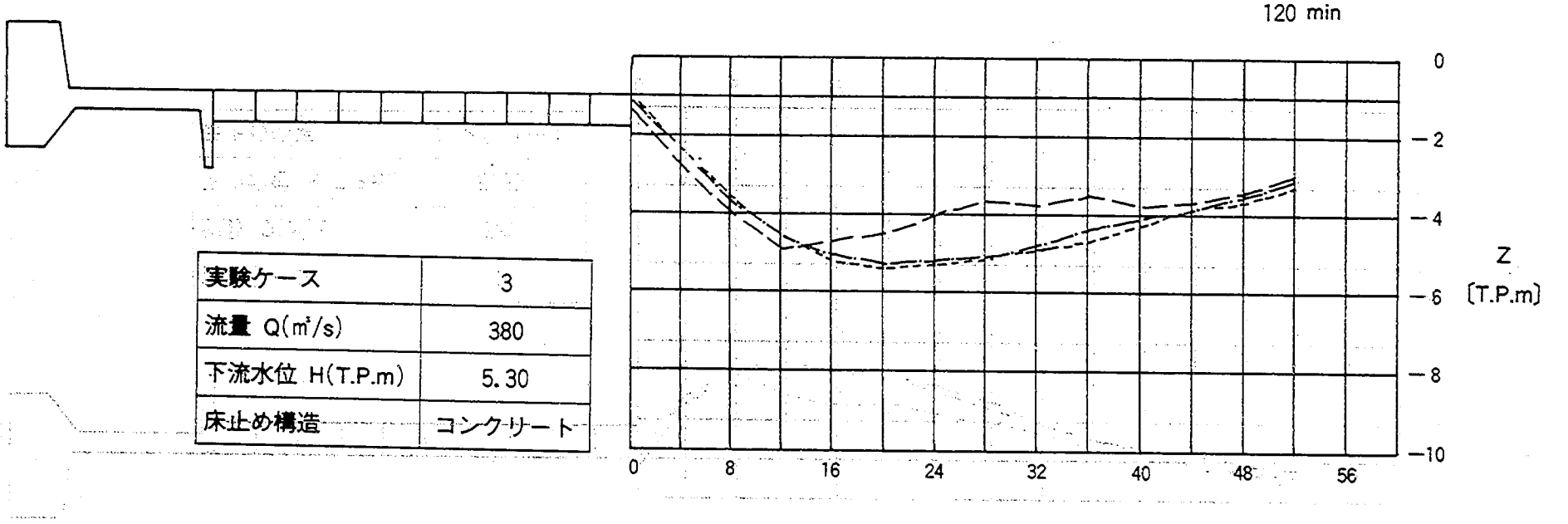
実験ケース	1
流量 Q(m³/s)	268
下流水位 H(T.P.m)	4.98
床止め構造	コンクリート

付図−60　河床高時間的縦断変化図

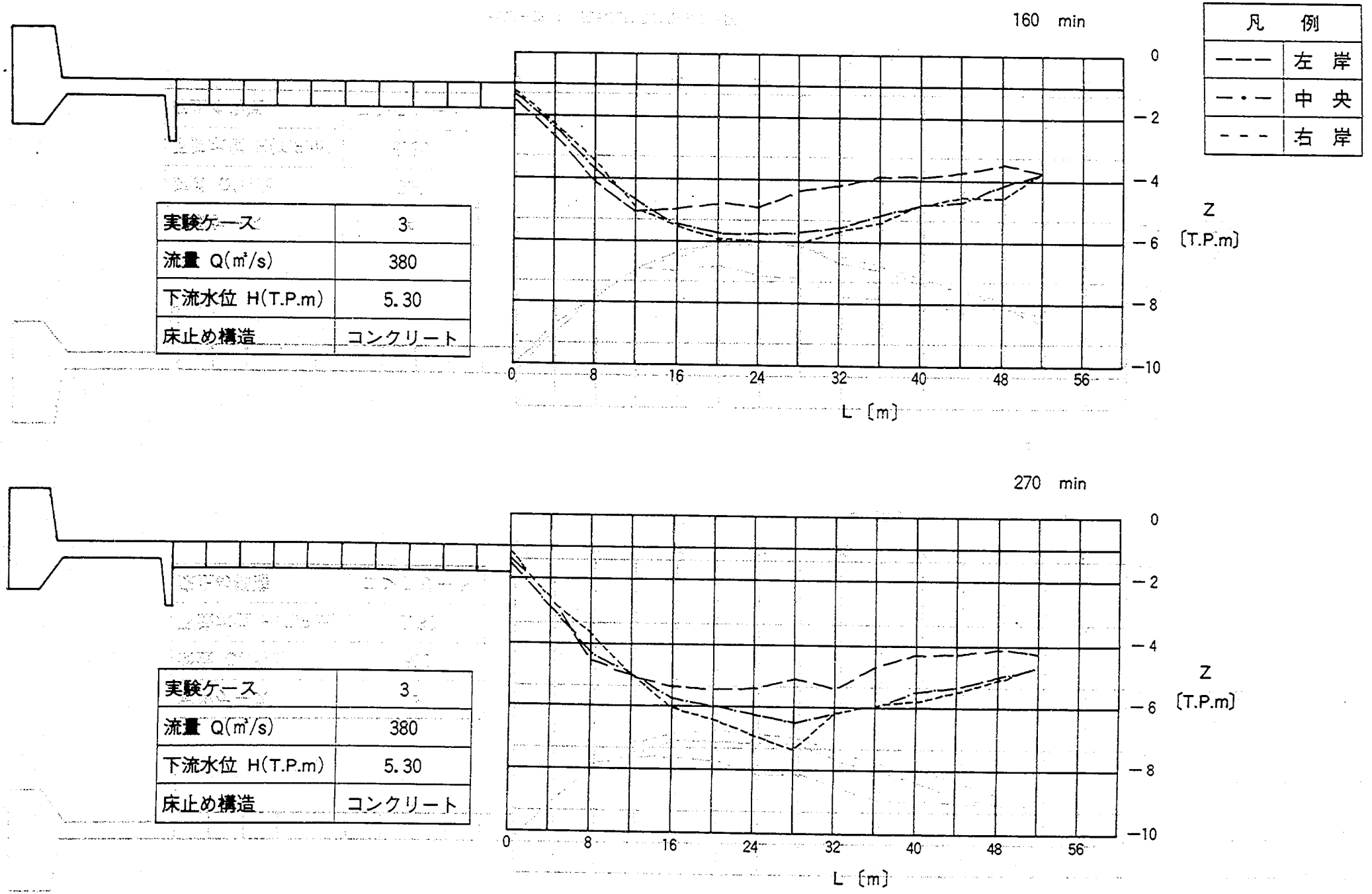


付図−61 (1) 河床高時間的縦断変化図

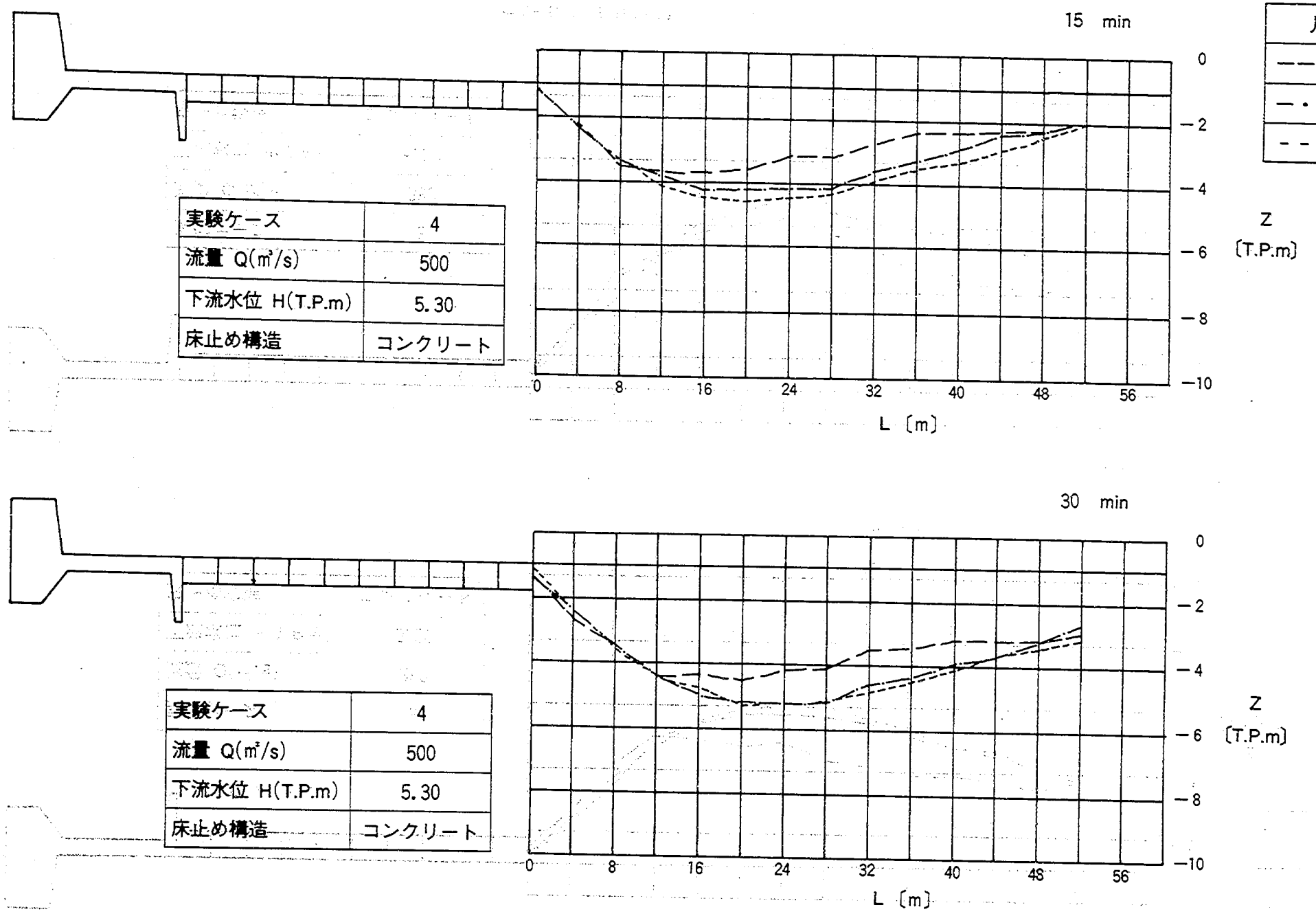




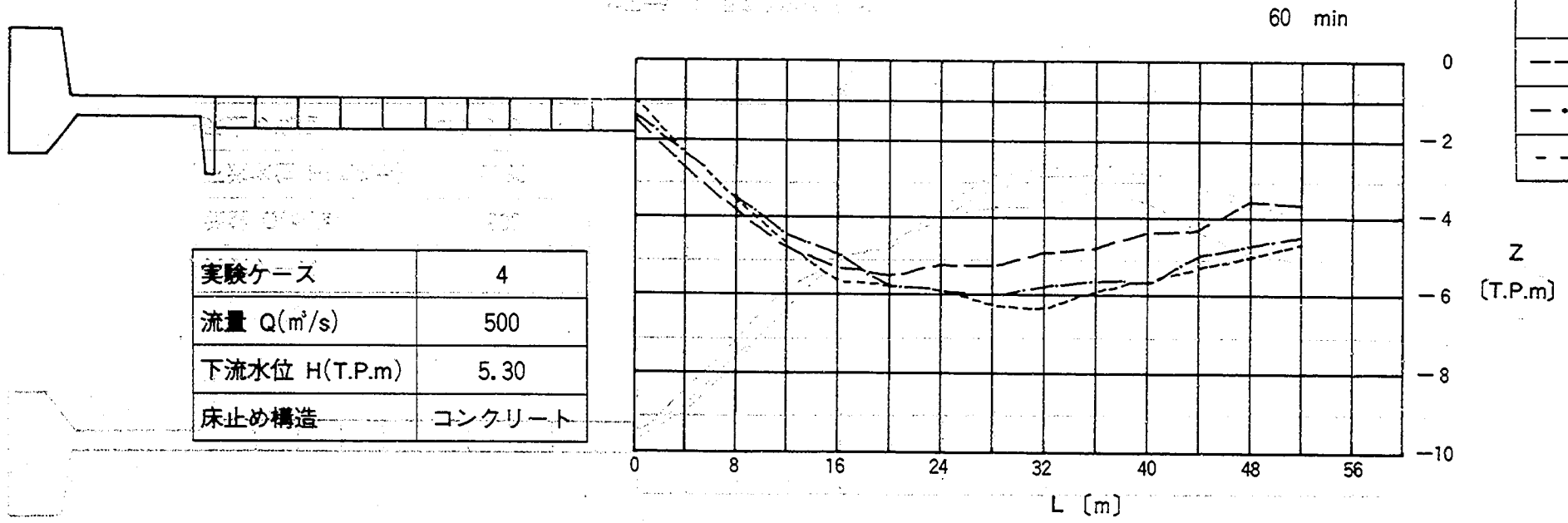
図−61 (2) 河床高時間的縦断変化図

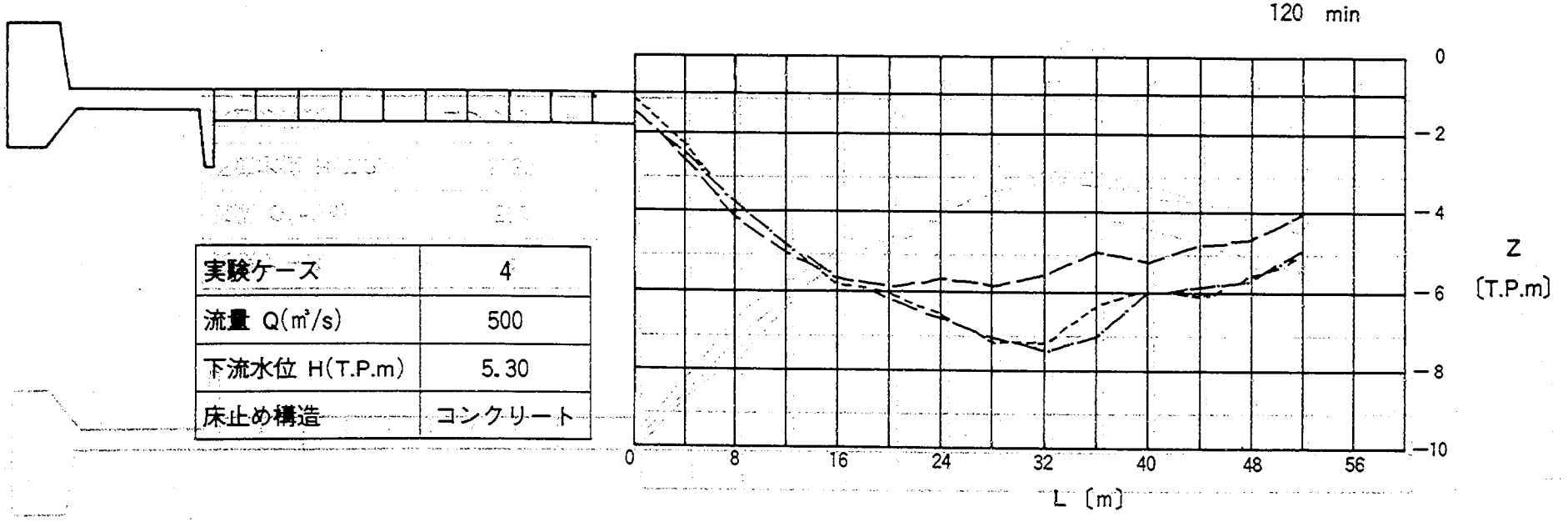


付図−61 (3) 河床高時間的縦断変化図

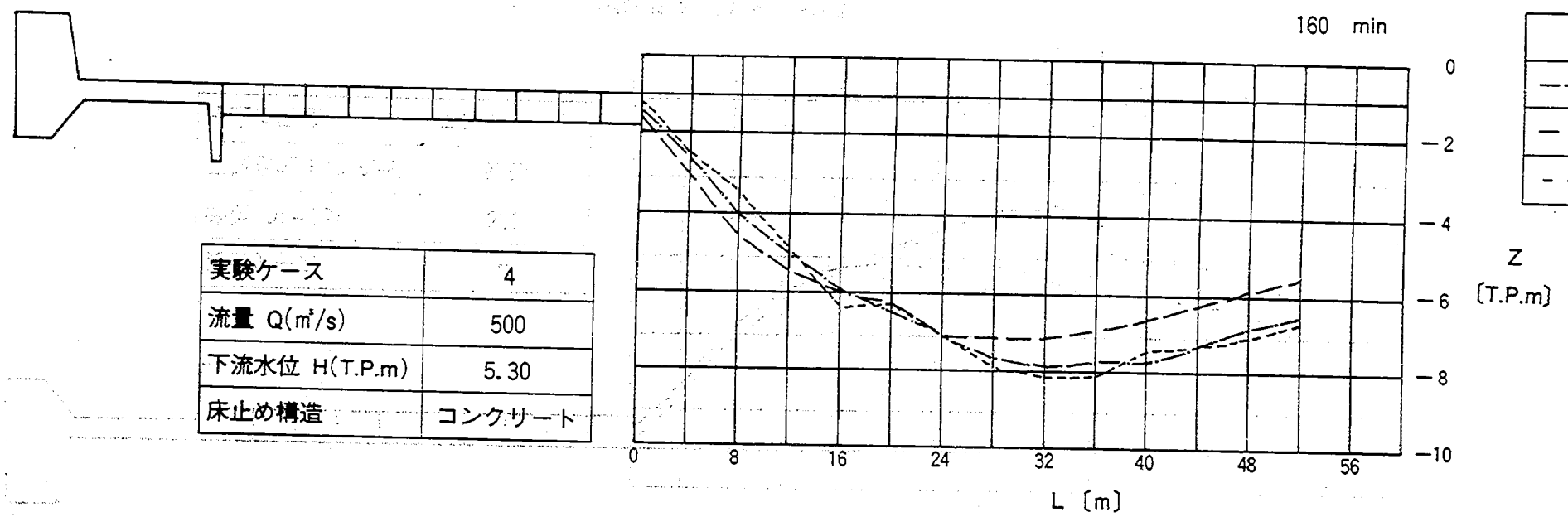


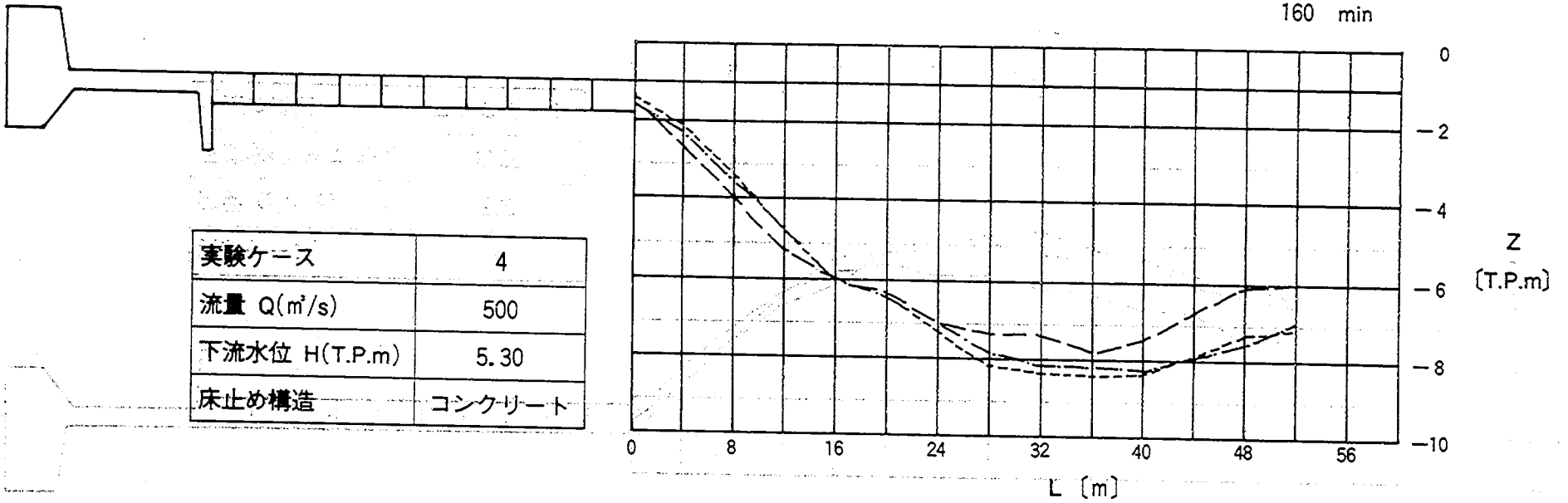
付図−62 (1) 河床高時間的縦断変化図



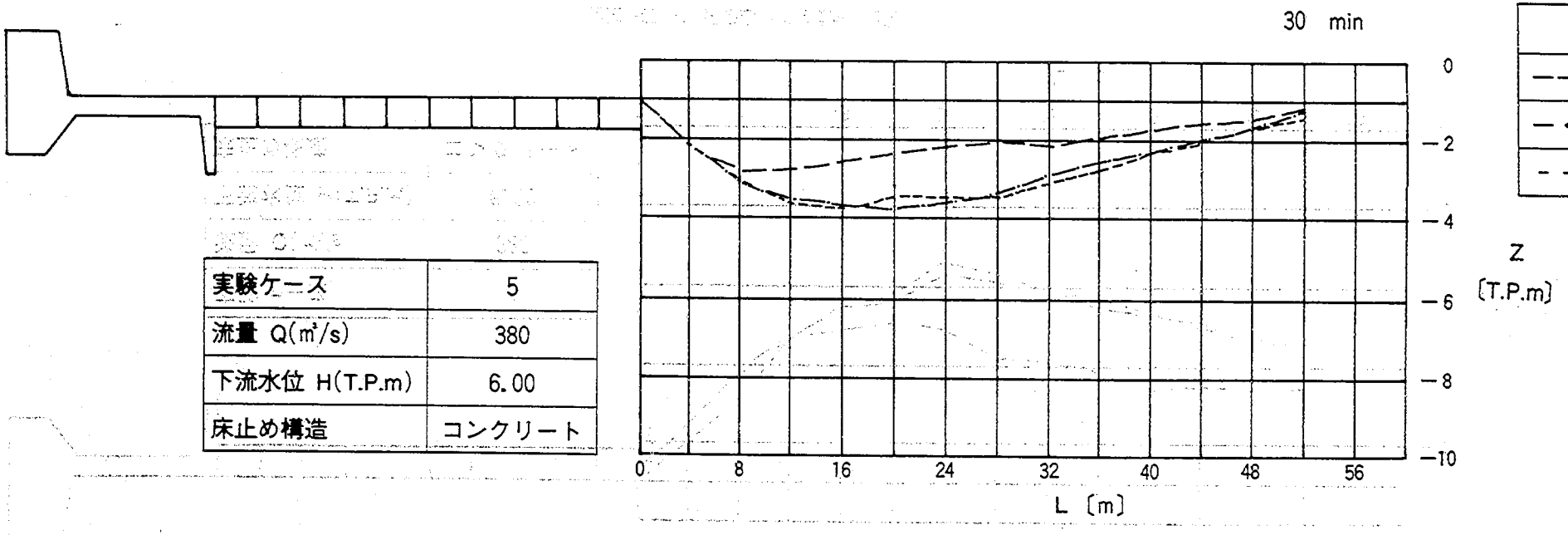


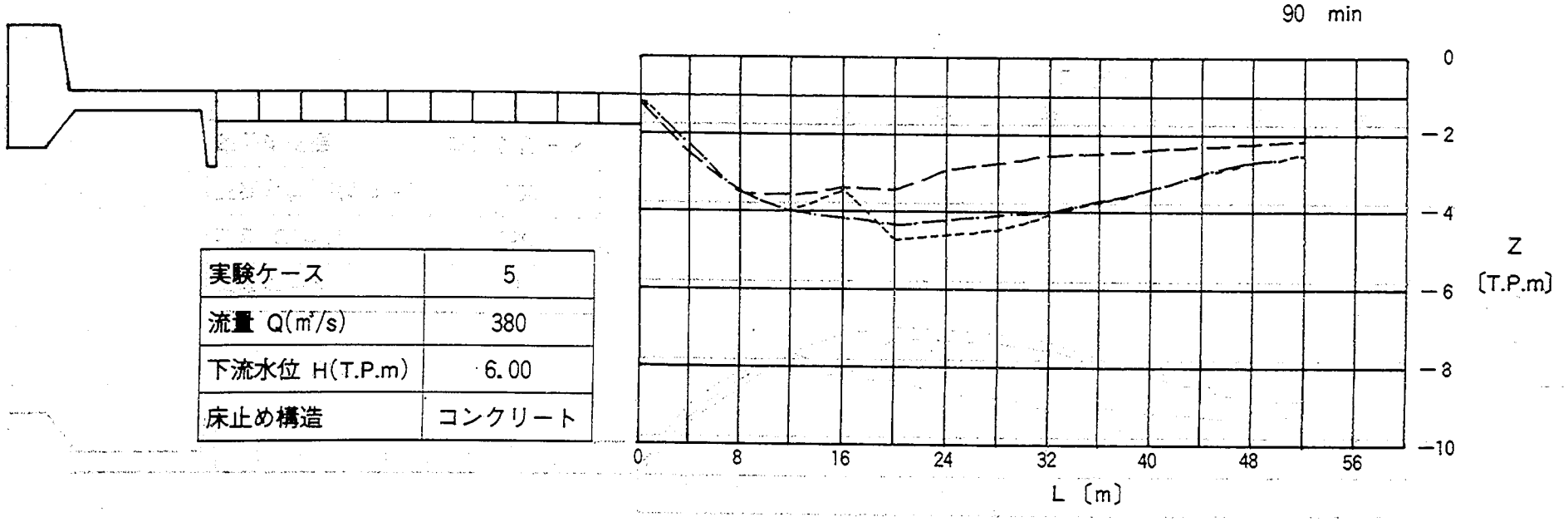
付図−62 (2) 河床高時間的縦断変化図



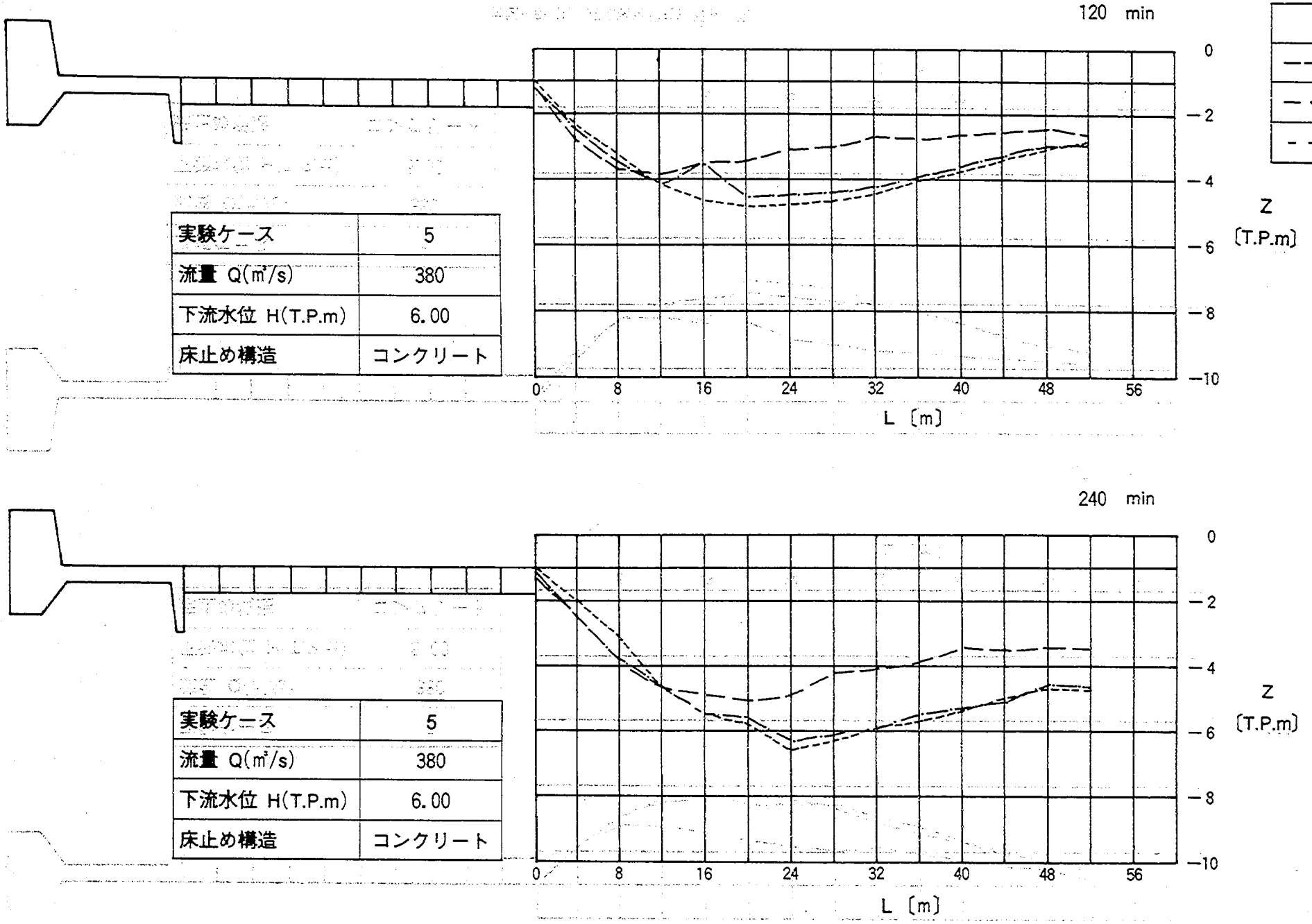


付図−62 (3) 河床高時間的縦断変化図

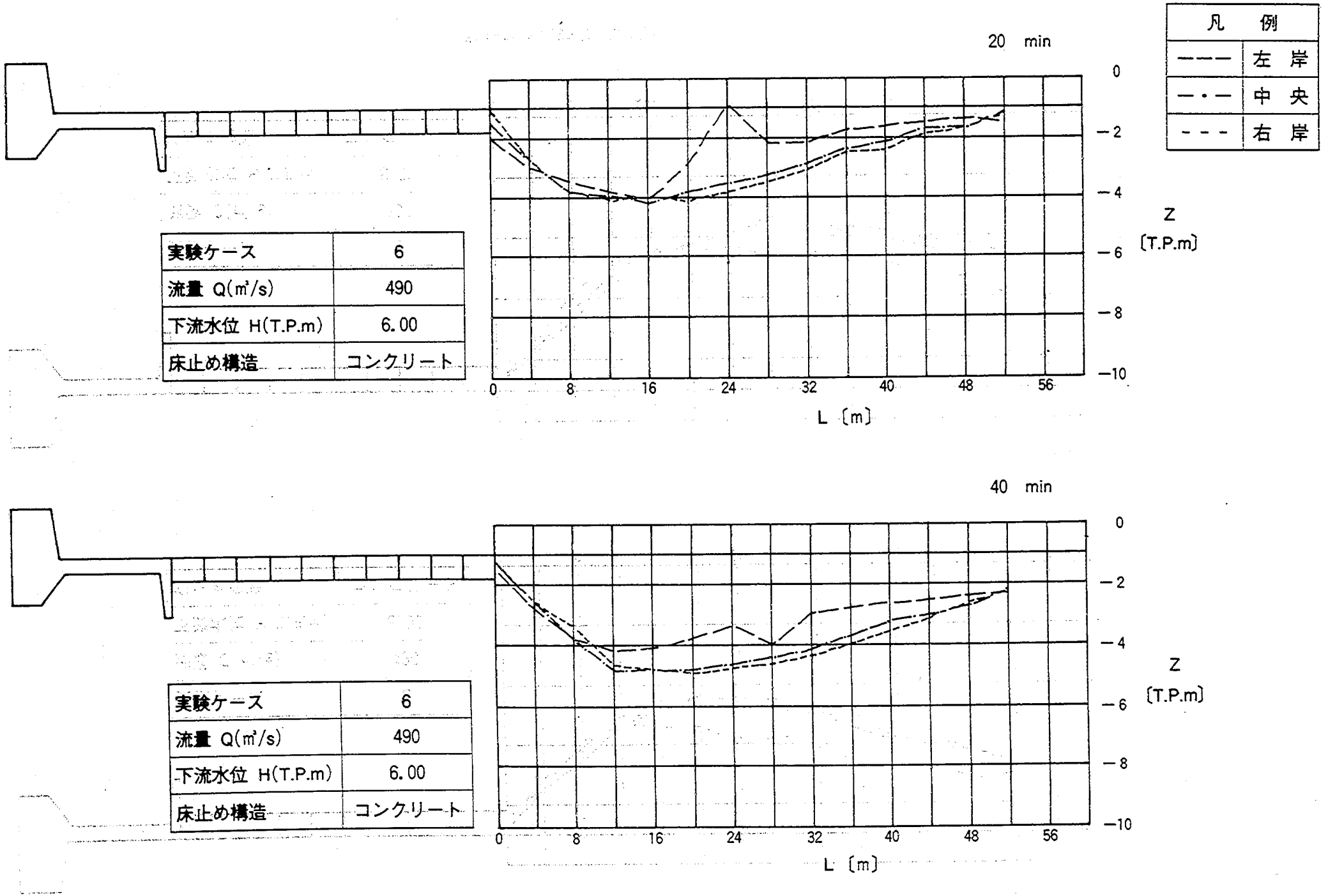




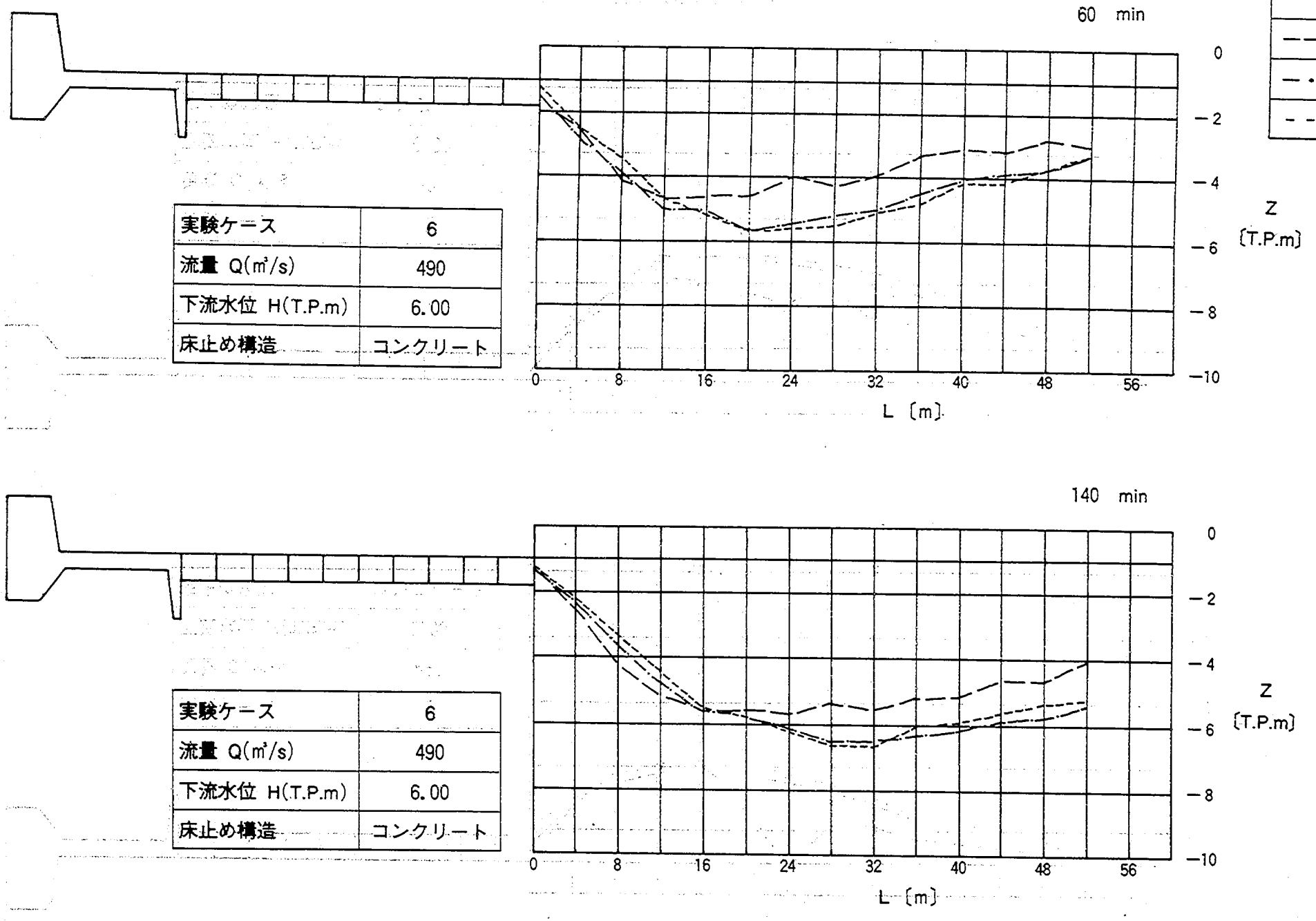
付図−63 (1) 河床高時間的縦断変化図



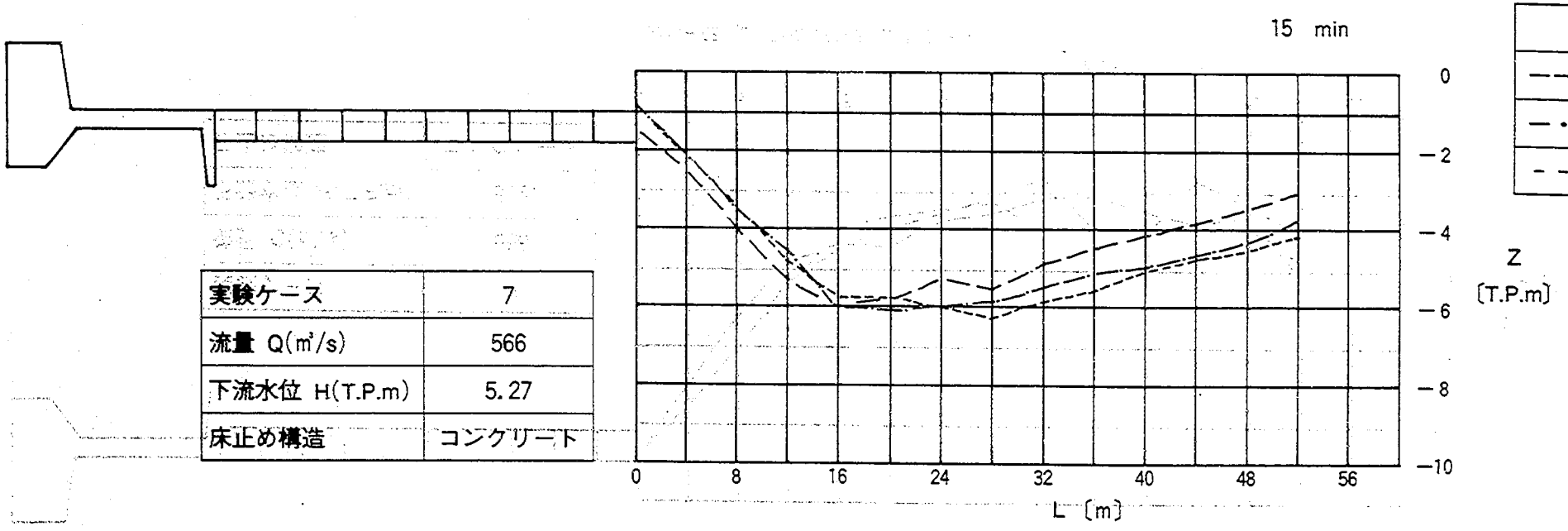
付図−63 (2) 河床高時間的縦断変化図

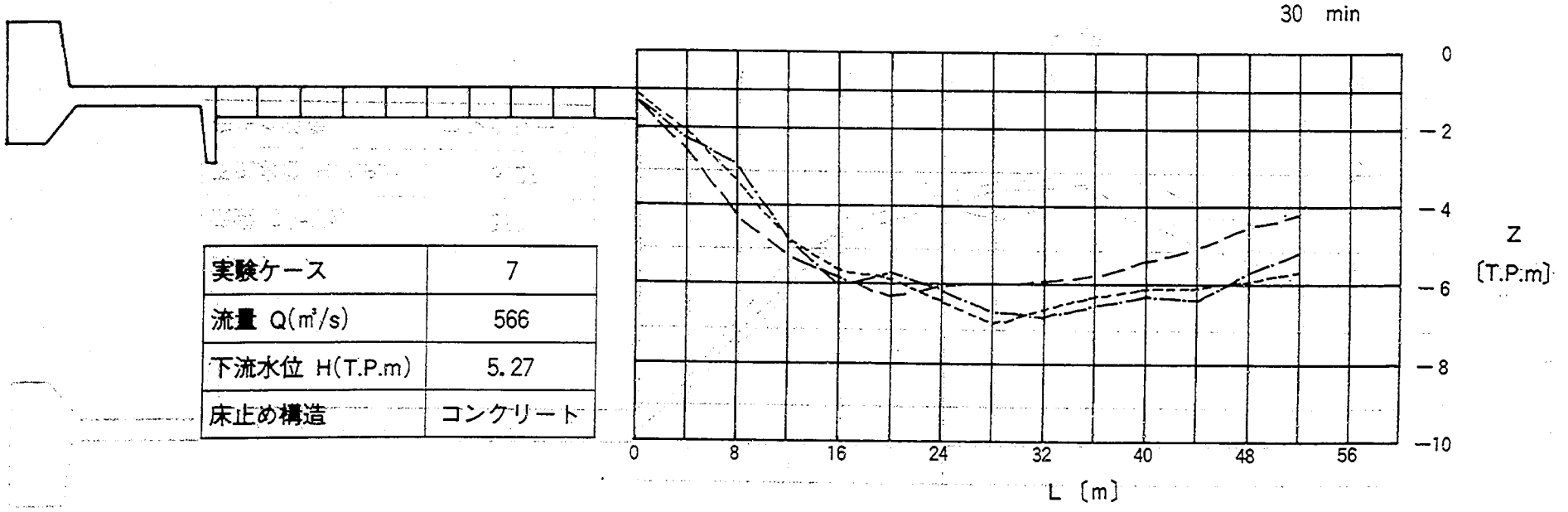


付図−64 (1)　河床高時間的縦断変化図

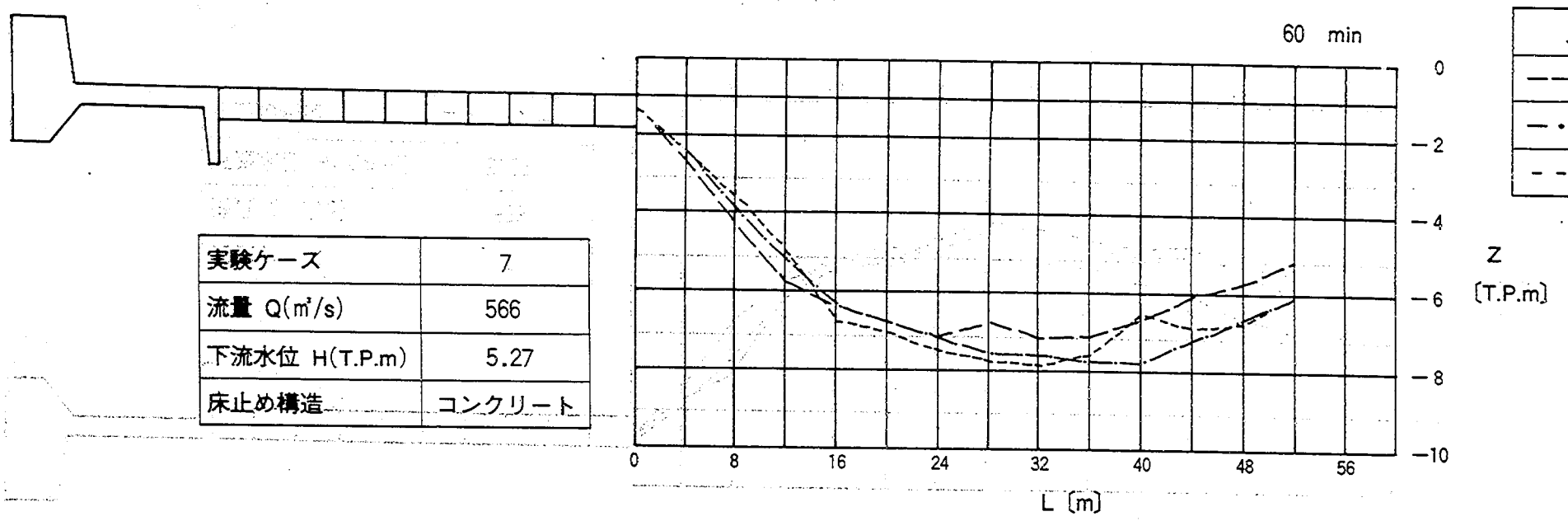


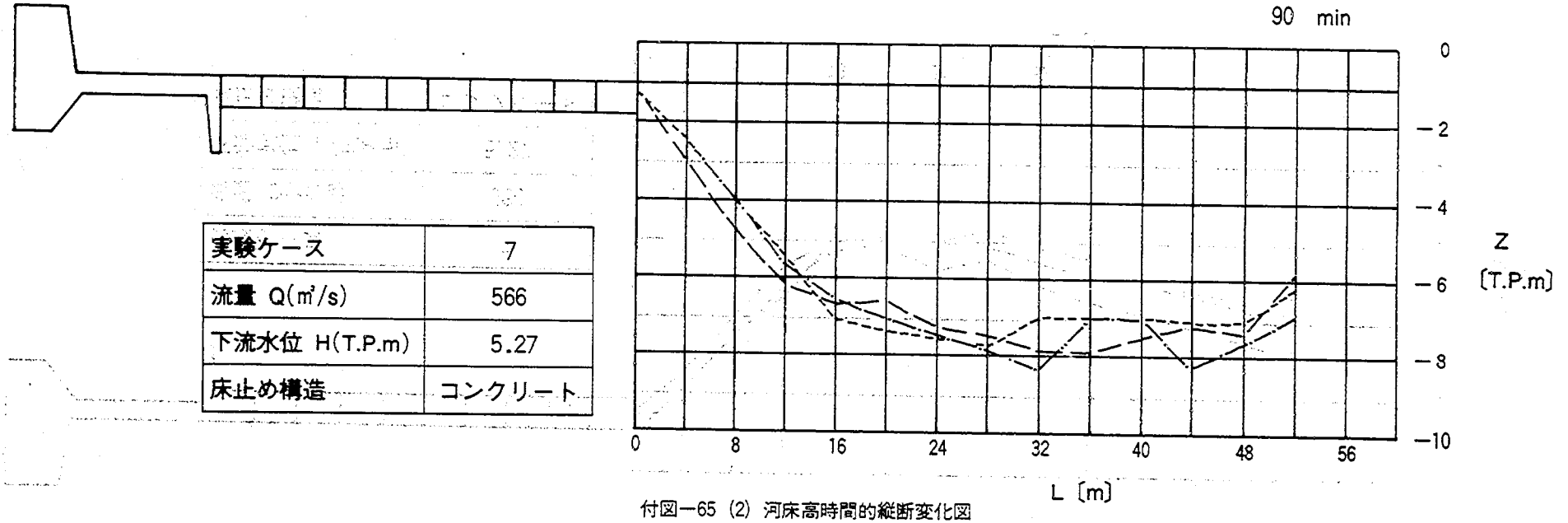
付図−64 (2)　河床高時間的縦断変化図



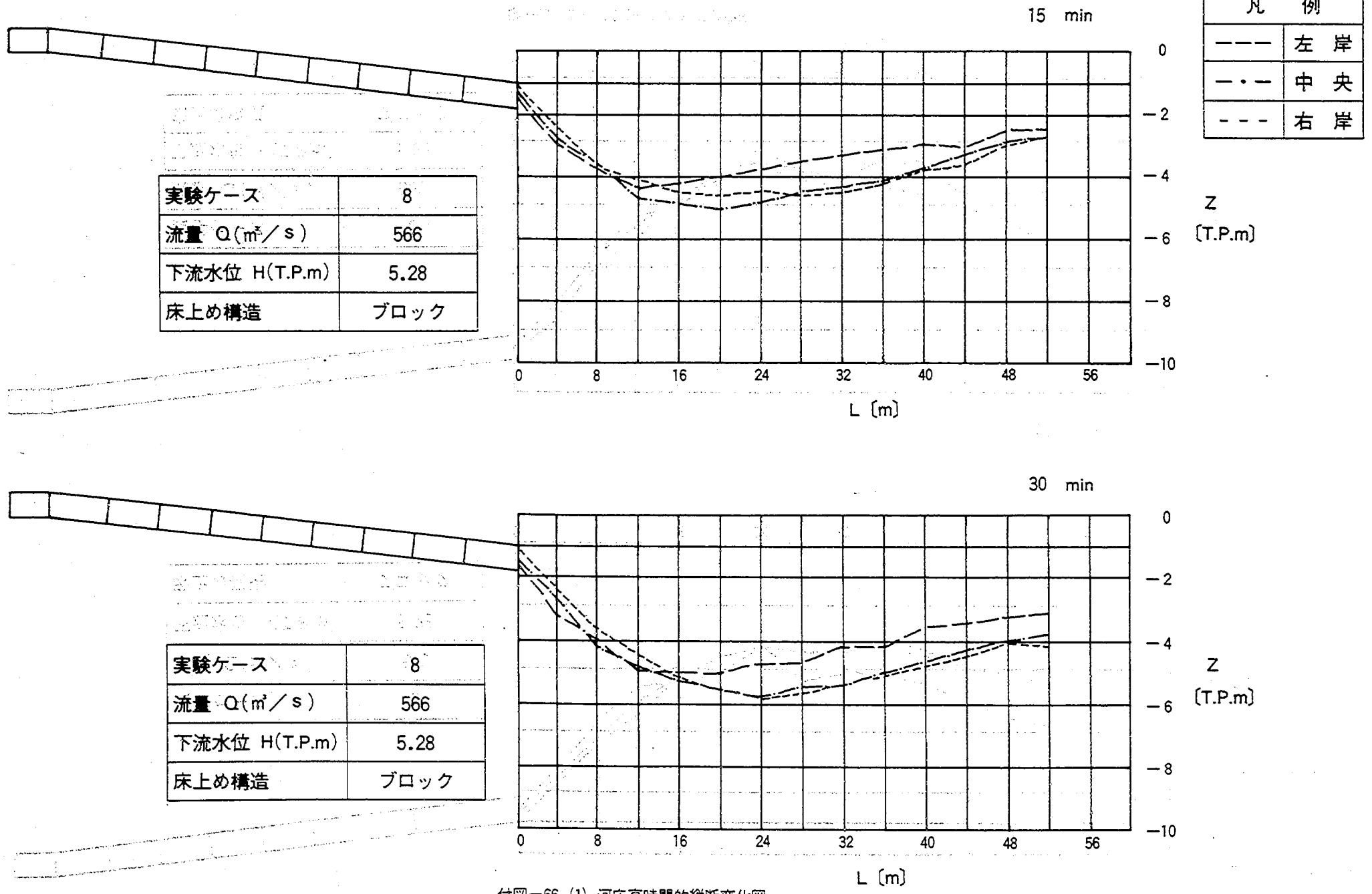


付図−65 (1)河床高時間的縦断変化図

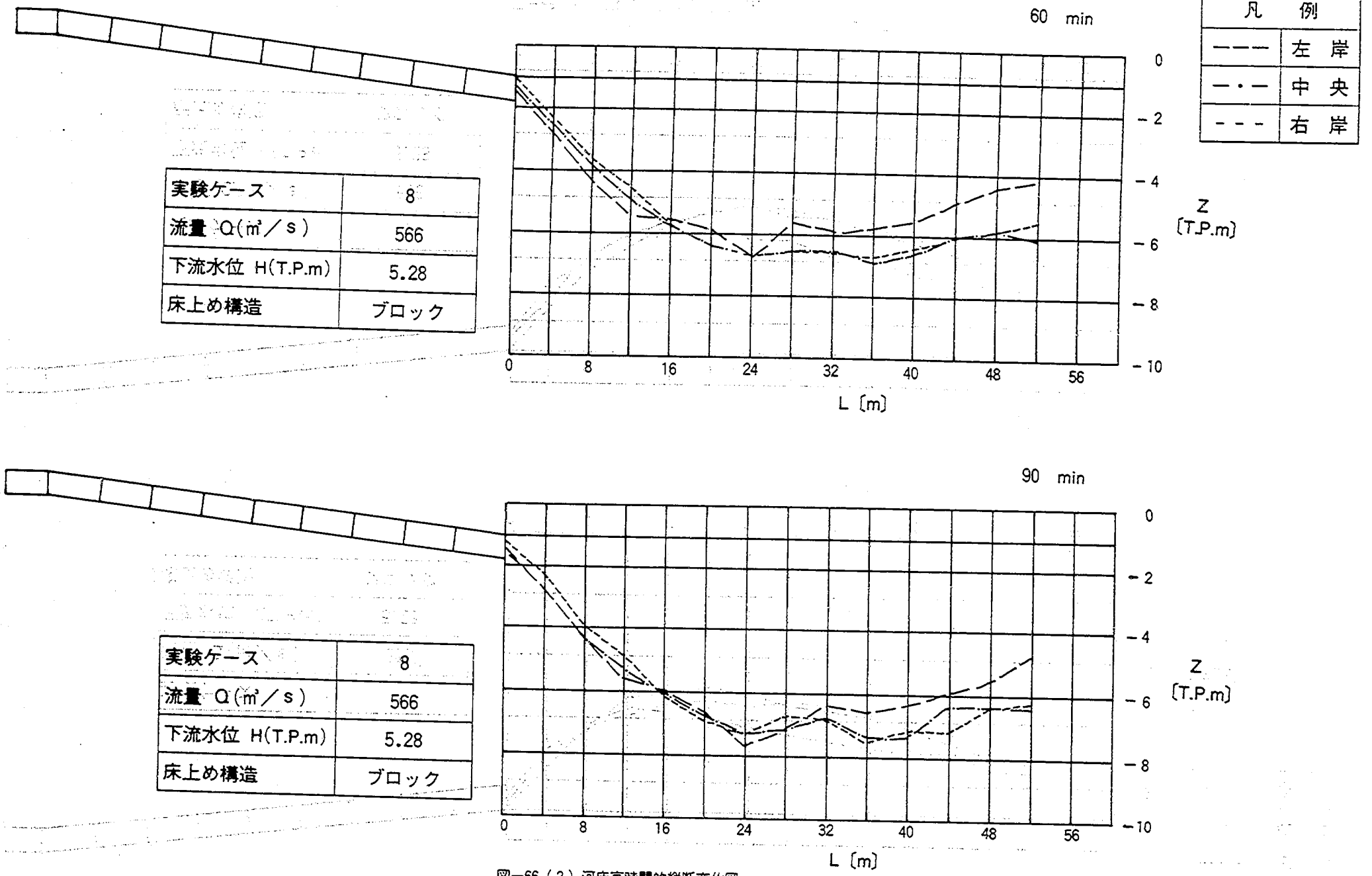




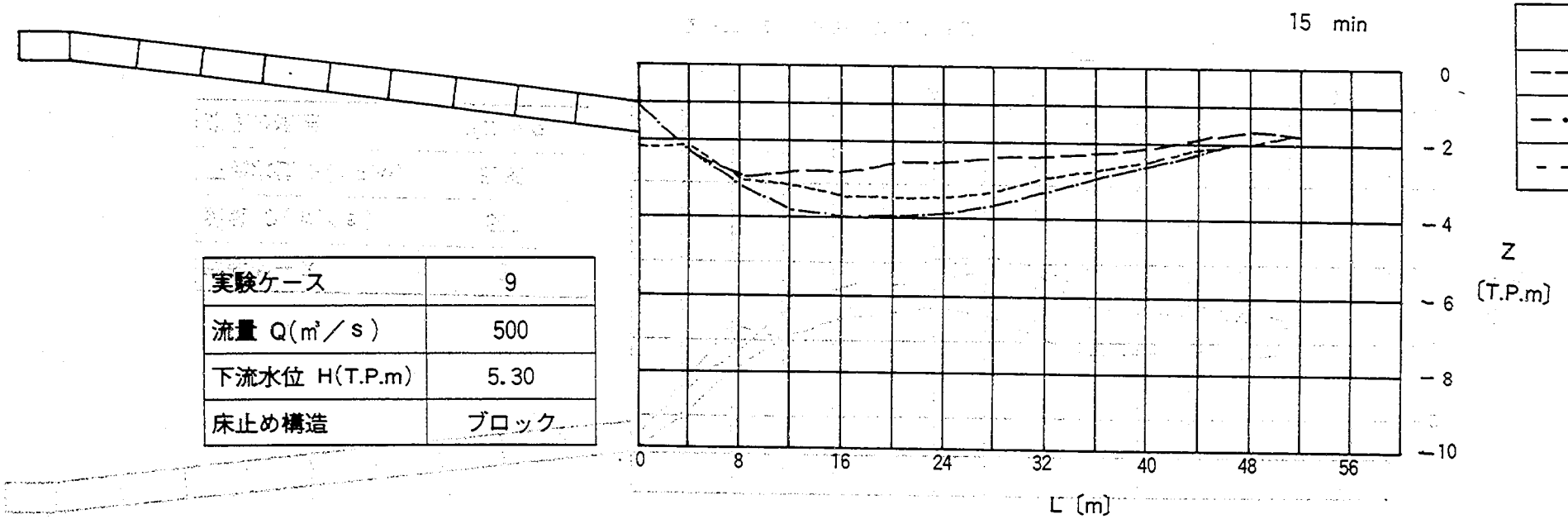
付図−65 (2) 河床高時間的縦断変化図

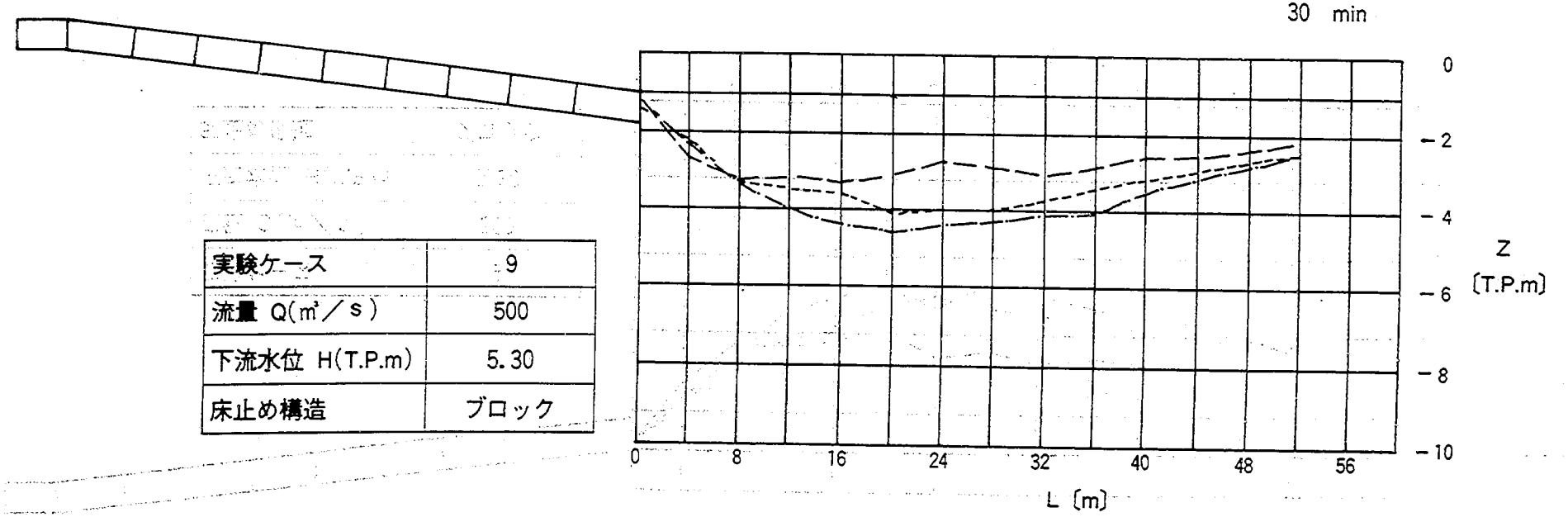


付図−66 (1) 河床高時間的縦断変化図

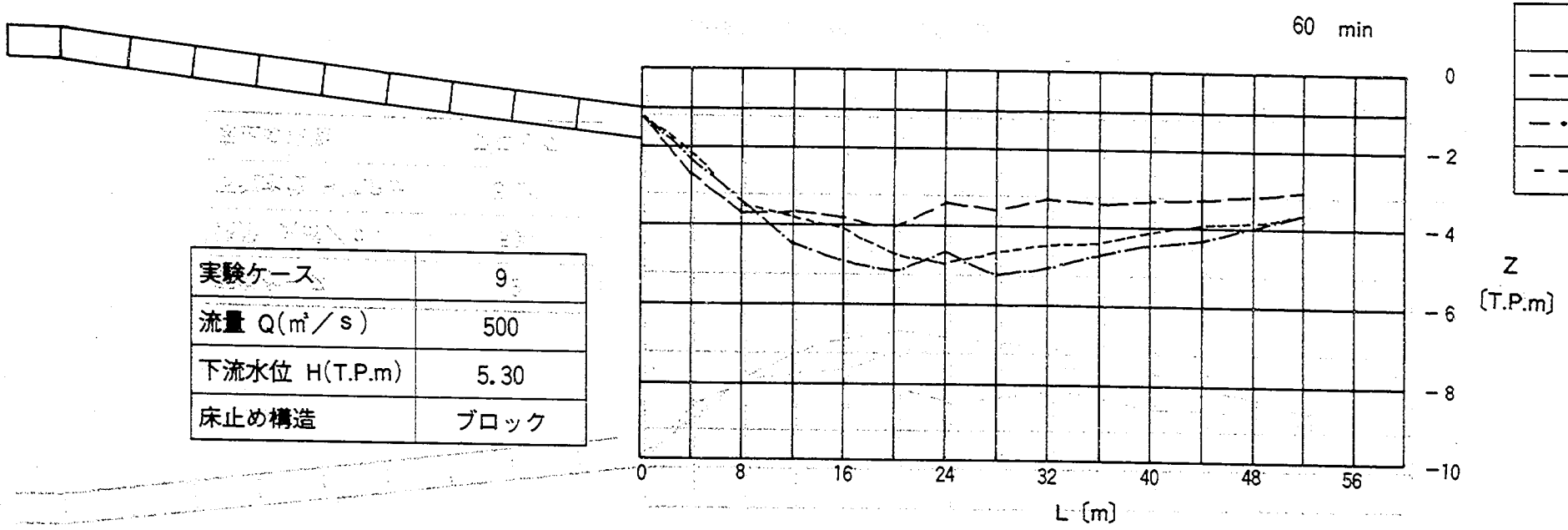


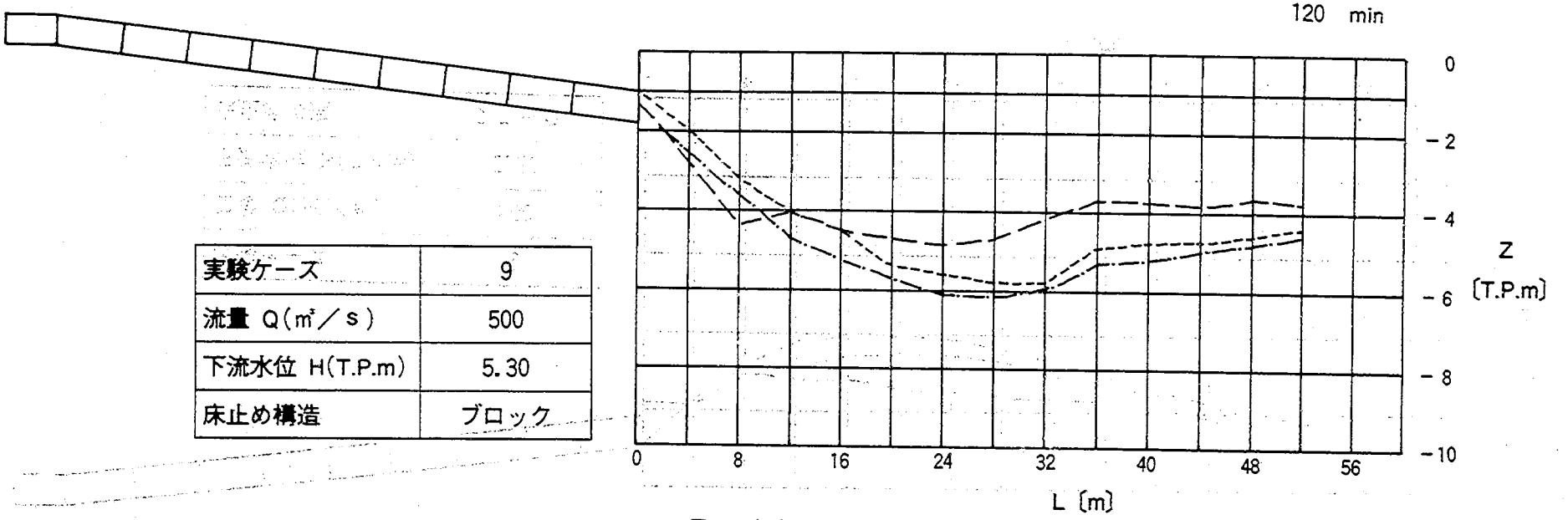
図－66（２）河床高時間的縦断変化図



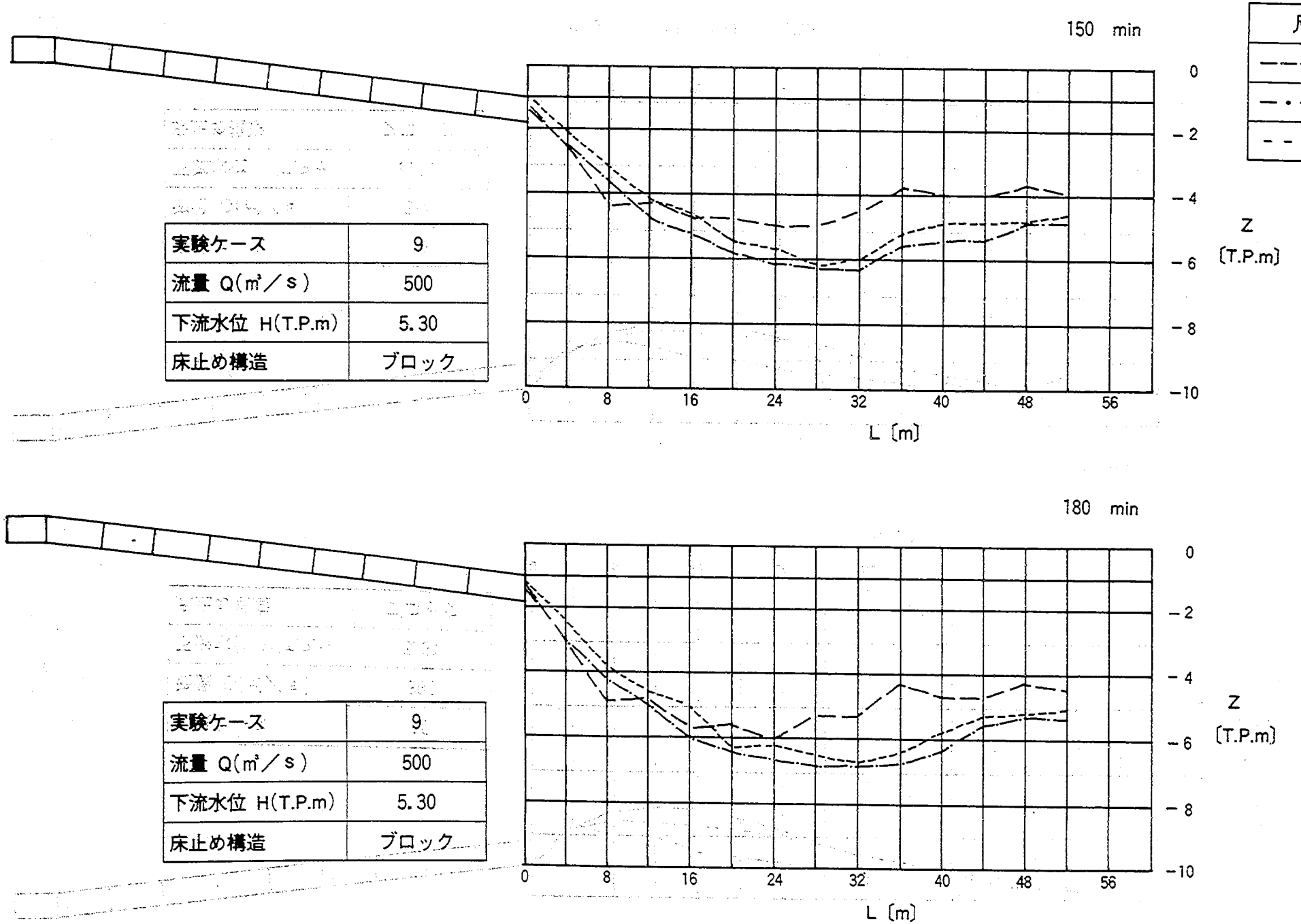


図−67（1）河床高時間的縦断変化図

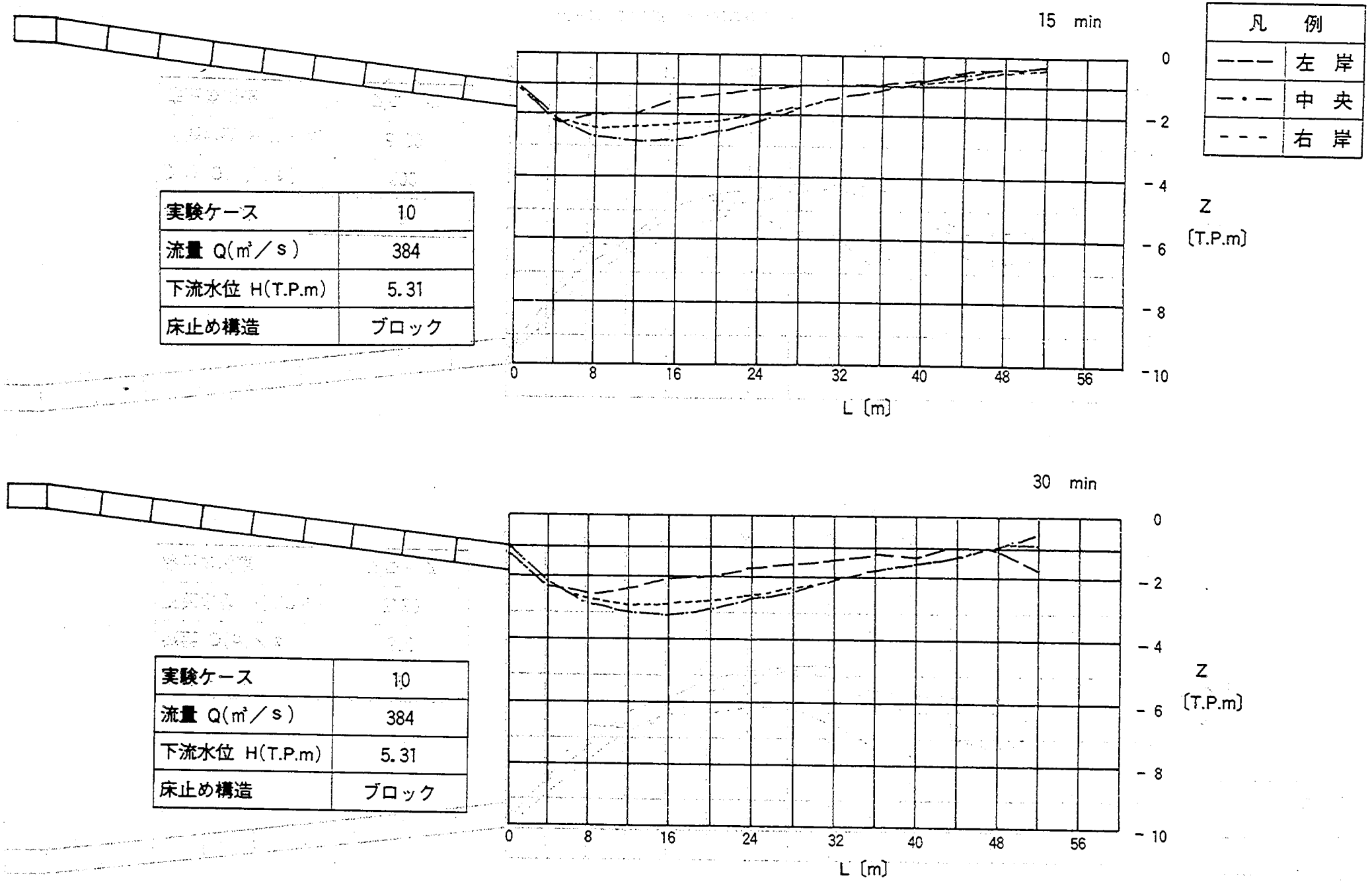




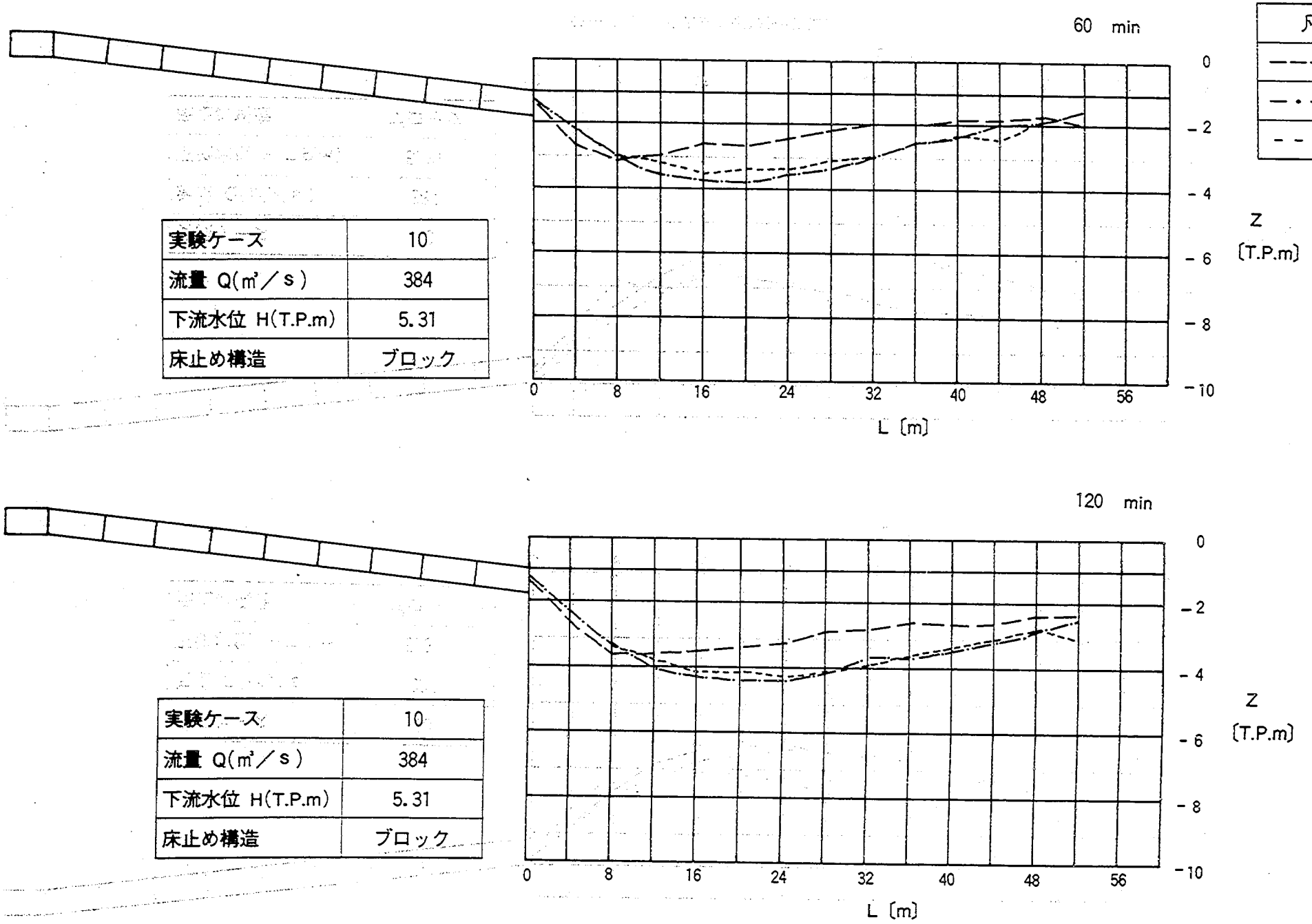
図−67（2）河床高時間的縦断変化図



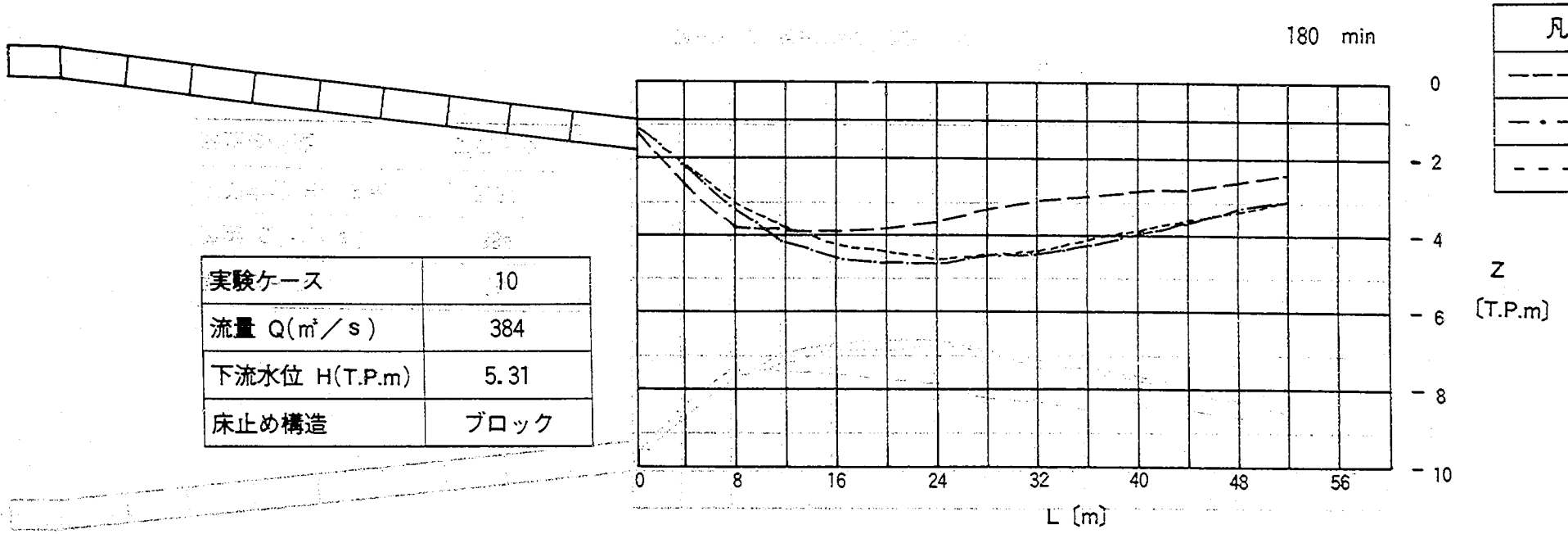
図−67（3）河床高時間的縦断変化図

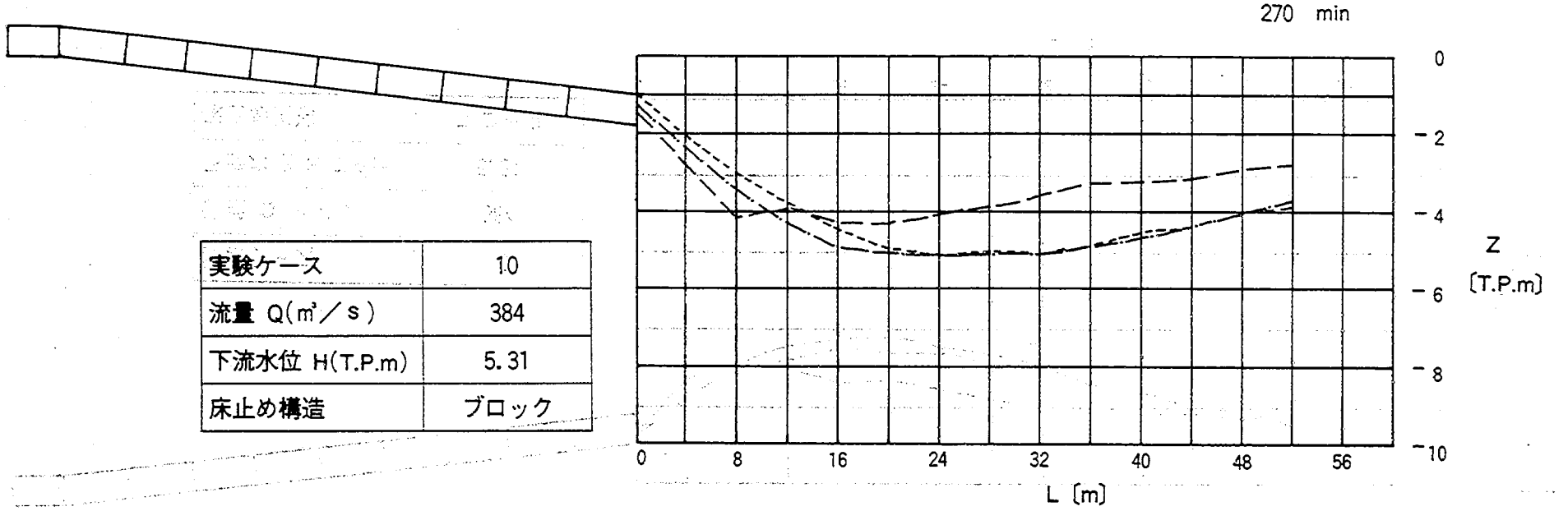


図—68（1）河床高時間的縦断変化図

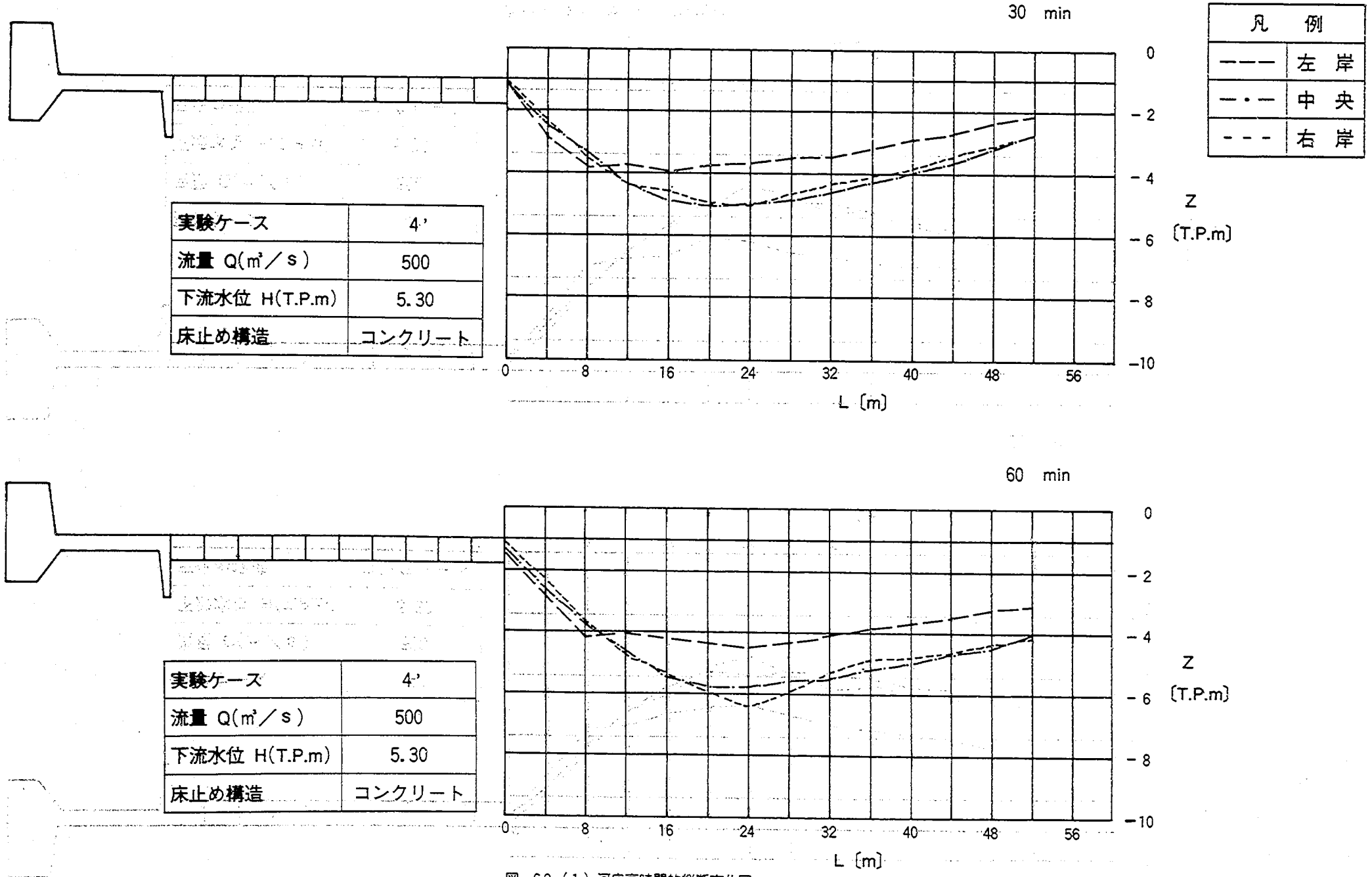


図—68（2）河床高時間的縦断変化図

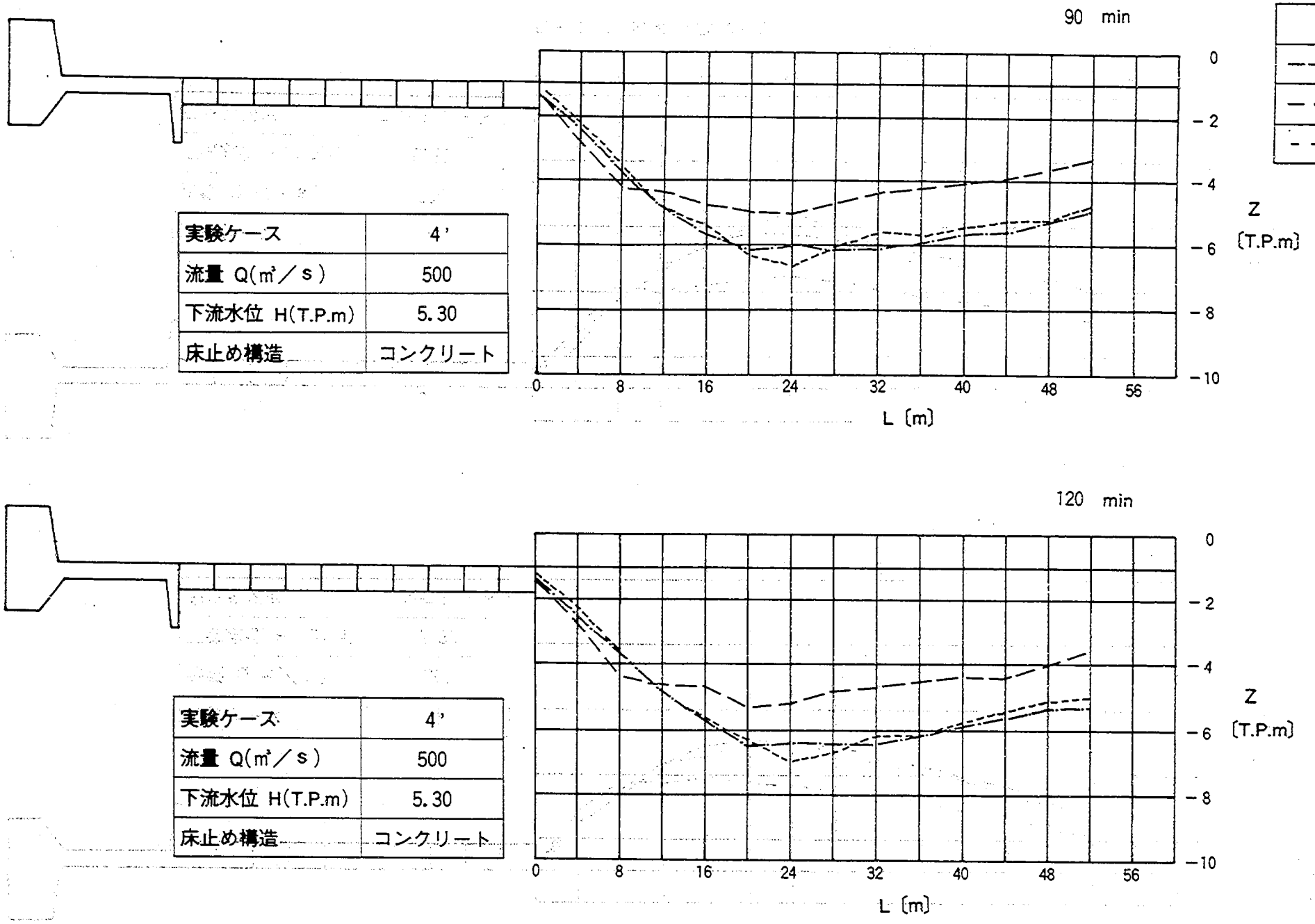




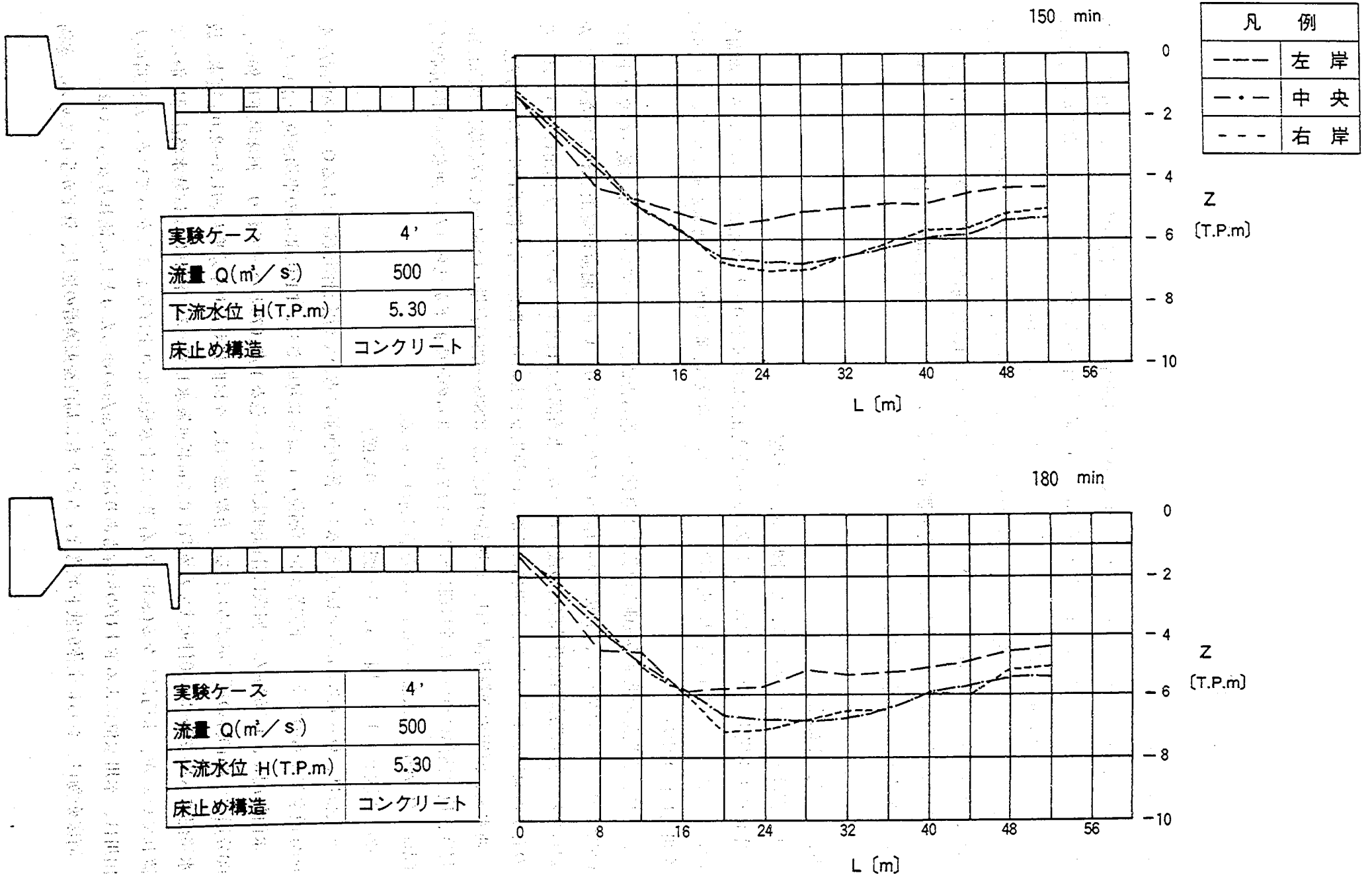
図—68（3）河床高時間的縦断変化図



図−69（1）河床高時間的縦断変化図



図−69（2）河床高時間的縦断変化図



図—69（3）河床高時間的縦断変化図

第5章　計画河道実験

5．1　検討方法

計画高水流量3,200m³/sに対応するために、床止め工を全て撤去し、河積確保のために有堤部の中水敷掘削と低水路掘削、放水路の低水路掘削、両岸拡幅を行うものとした。この時、有堤部低水路についてはその法線形の改修も合わせ行うものとした（図－5．1）。

実験による検討では、全体模型の検証がQ＝1,258m³/sで行われていること、暫定河道との比較を行い、問題点などを検討したいことから、Q＝1,258m³/sを120分間通水し、これに暫定計画流量Q＝2,200m³/sを重ね60分通水して、所定の測定を行った。さらにその後計画高水流量Q＝3,200m³/sを60分通水して問題点の把握を行った。

5．2　実験結果

(1)　実験P－1a（図－5．2～図－5．6参照）

床止め工を撤去したことにより、水位に縦断的変化点はなくなり一様の流れとなっている。水面勾配は1/1,200と計画河床勾配に比べ急になっている。水位は、通水120分で河床が低下することに伴い、全川的に低下する。

流れは、有堤部の低水路掘削と改修により法線に沿った流れとなっている。中水敷への乗り上げはCS82より上流では両岸に、下流では右岸のみに生じており、いぜん偏流が解消されていないことが知られる。放水路部分は低水路内の流れとなり、水衝部などは生じていない。大山川については、その有する流量が小さいこと、本川による堰上げ効果などもあり、問題となる箇所は生じなかった。

通水後、河床の洗掘状況では、有堤部の水衝部（CS83～CS85左岸・CS81～CS77右岸）で約3.0m程度、放水路部については全区間にわたり約2m～3mの河床低下が見られた。通水後の平均河床勾配は1/1,700と、水面勾配に近づいた値を示している。

(2)　実験P－1b（図－5．7～図－5．10参照）

本実験は、Q＝1,258m³/sを120分通水した後の河道に重ねて暫定計画流量であるQ＝2,200m³/sを60分通水したものである。下流端水位（潮位）は流量に対応させ、T.P.0.68mの平均潮位を用いた。

水面勾配は、1,258m³/sと同様に計画河床勾配より急な1/1,070となっており、河床低下に伴い、60分通水で約10cmの低下が認められる。有堤部では、全区間にわたり中水敷に約1.5～2.0m冠水、放水路部でもNo.30～No.40付近まで高水敷に0.5m程度冠水している。流れはほぼ低水路法線に沿って流れているが、水衝部となるCS81～77右岸では中水敷に乗り上げる流れとなっている。左支川の大山川は、本川水位による堰上げの影響もあり流速0.5m/sのゆったりとした流れとなっている。

河床変動は、さらに全体的低下が進行するとともに局所洗掘箇所の拡大、低下が生じている。水衝

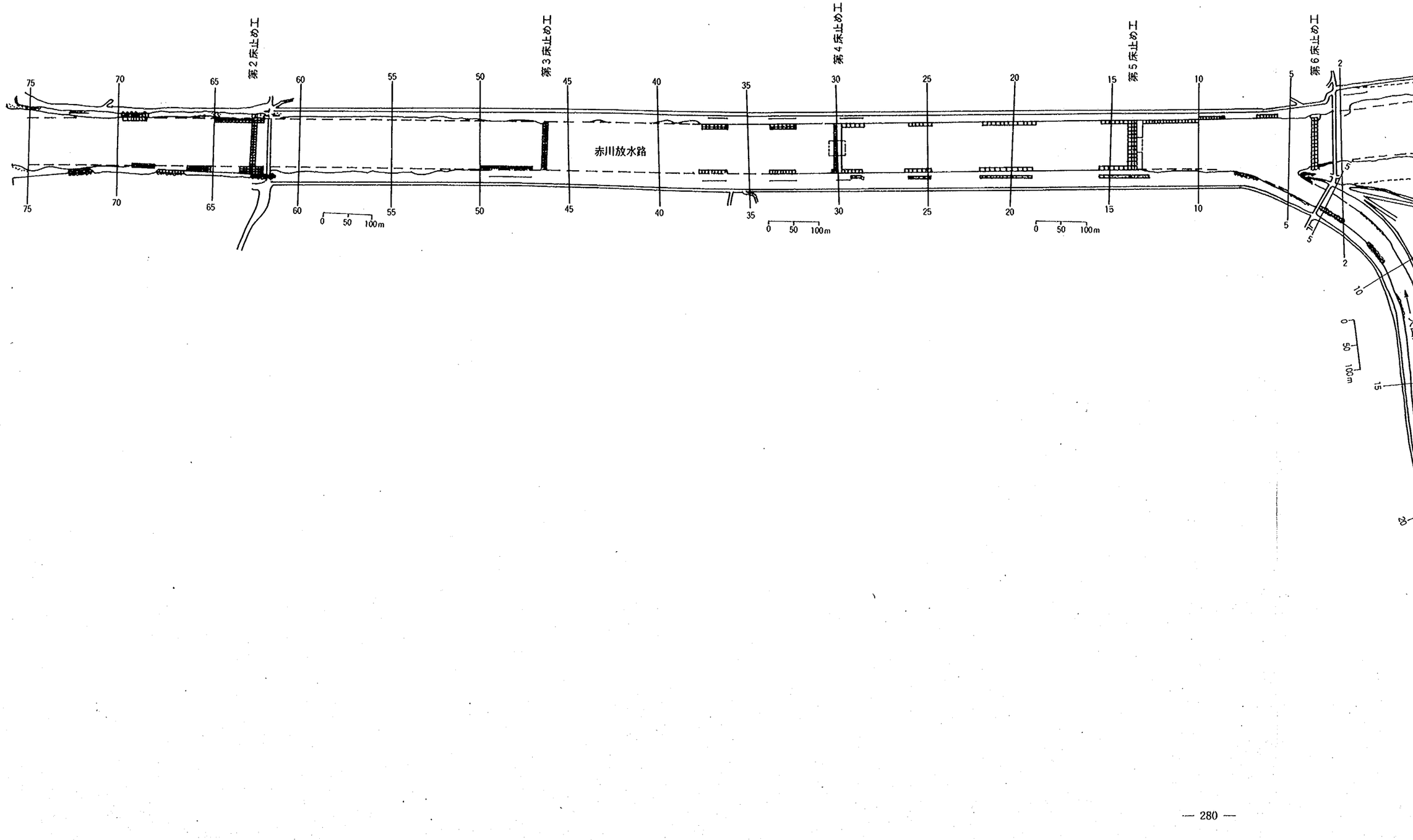
部となっているCS87左岸では、その洗掘範囲がCS83付近まで拡大し、CS81～77右岸では洗掘深が４ｍ程度になるとともに、その対岸に1.0～2.0ｍの堆積を生じさせている。また、新川橋の橋脚まわりで約7.0ｍ、袖浦橋の橋脚まわりで4.0ｍの洗掘が生じている。大山川橋の橋脚まわりについて洗掘は認められなかった。

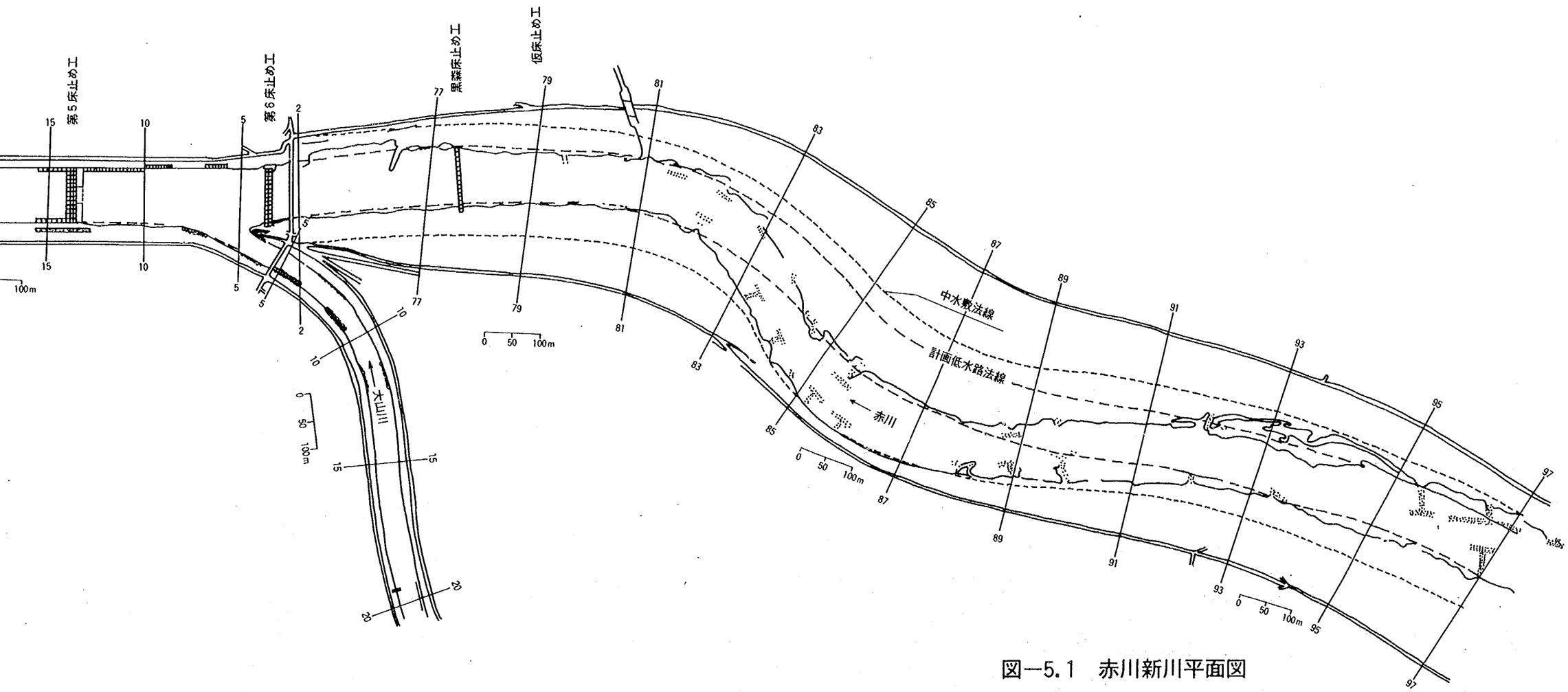
(3) 実験Ｐ－１ｃ（図－５．６、図－５．11～14、写真.５、写真.６参照）

Ｐ－１ｂに重ね計画高流量Ｑ＝3,200㎥/sを60分通水した。

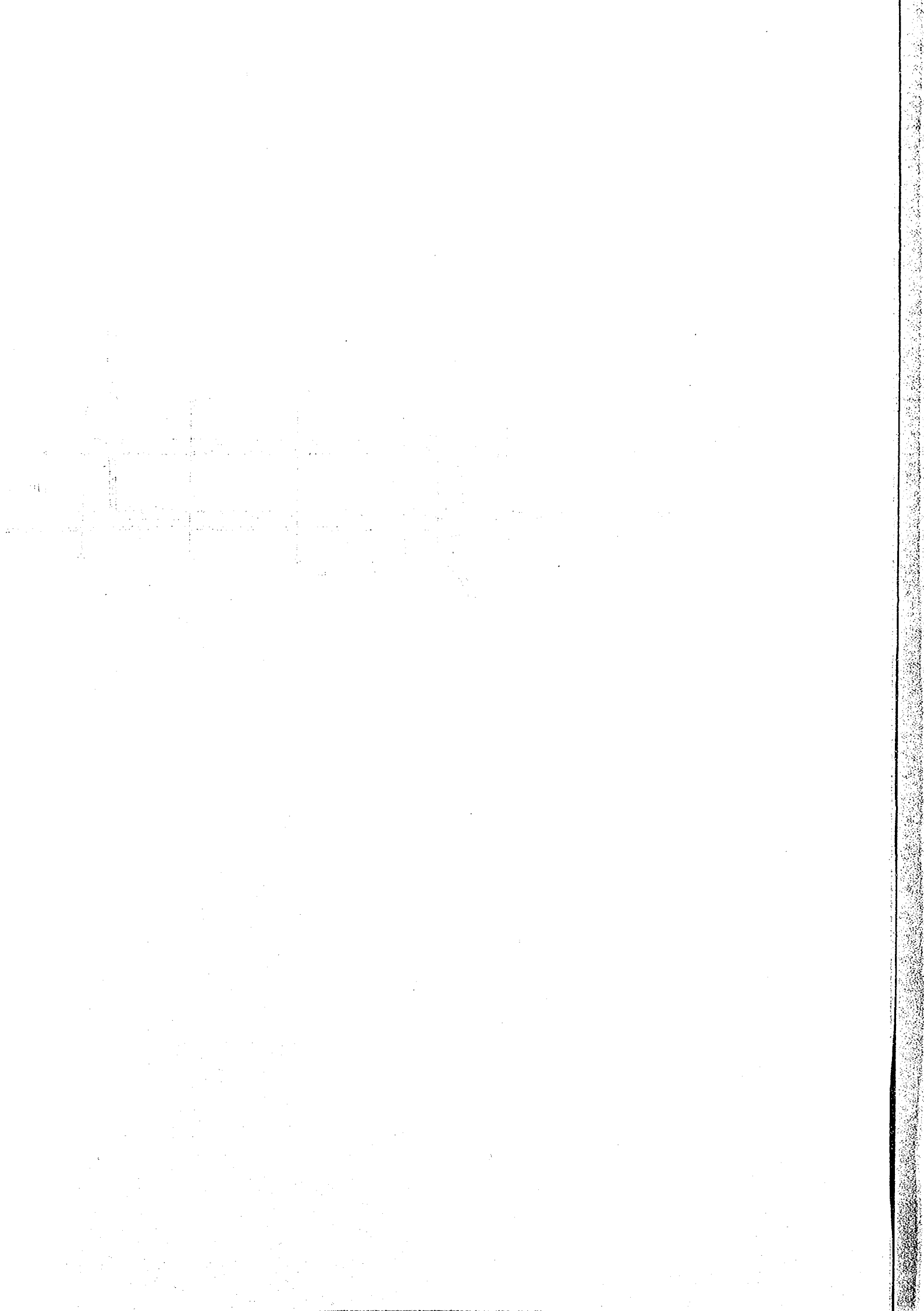
水面勾配は１/940ともっとも急となっている。流れは、有堤部右岸はCS89より上流、左岸はCS85より上流で高水敷まで冠水し、中水敷との境界付近で乱れた流れとなっている。主流は、河床低下の影響もあり低水路に沿った流れとなっている。放水路部では、河床がほぼフラットになっており、砂れき堆などの発生がないことから直線的流れとなり、水衝部などの発生には致っていない。河床の変動は、有堤部の水衝部CS87～CS85左岸では３ｍ以上の洗掘が生じ、一部で模型床版が露出してしまった。CS81～77右岸でも床版が出てしまい、３ｍ～５ｍ以上の洗掘が生じると考えられる。放水路部では全体的河床低下が進行し、計画河床高より平均河床で２ｍ～2.5ｍ低くなっている。この河床はＰ－１ｂと比べそれ程の変動が見受けられないことから、河床が安定していると考えられる。

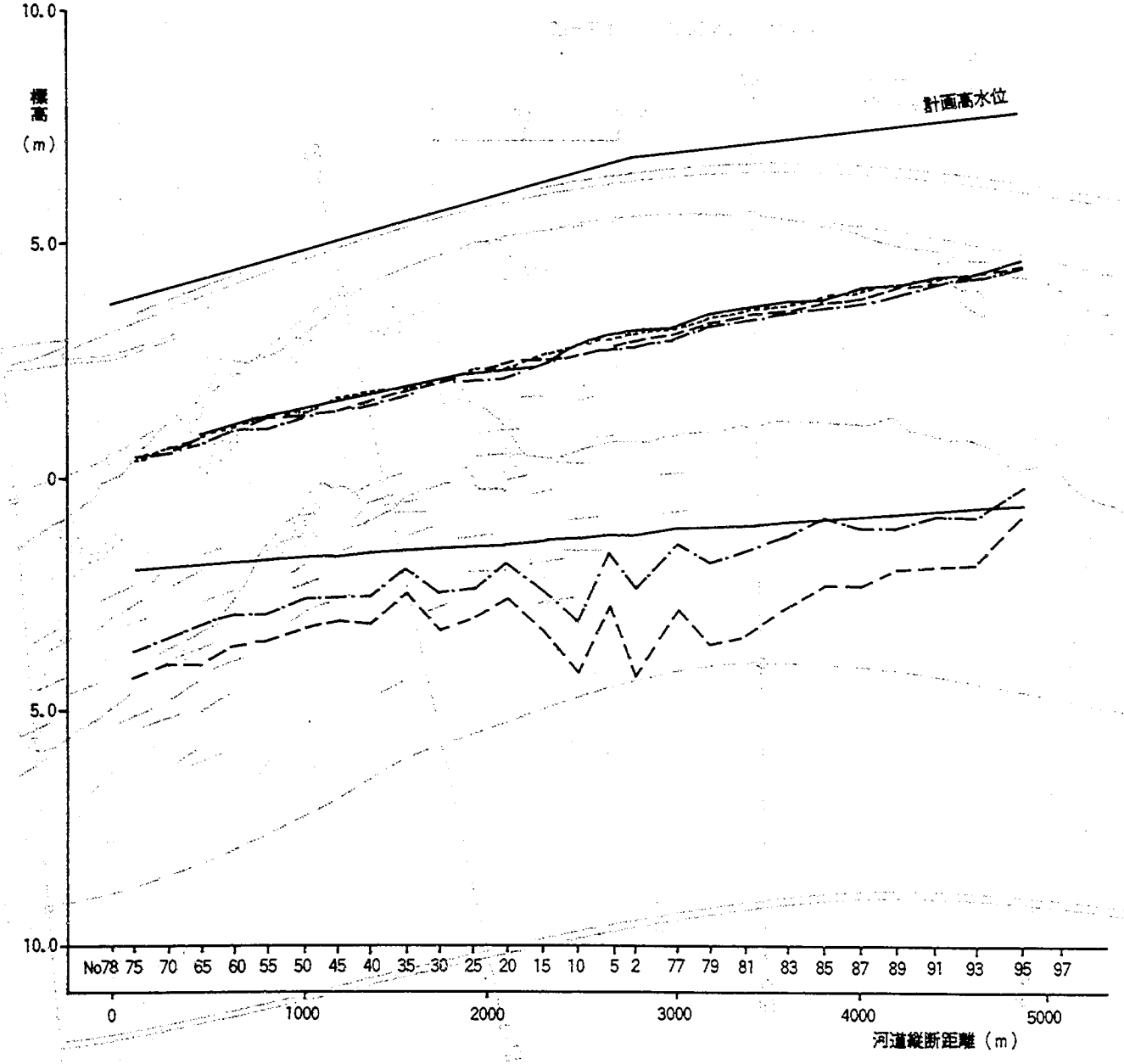
流量規模が大きくなったことから、有堤部と放水路部の河道特性の違いが明瞭となり、河床勾配に表われている。平均河床勾配は、有堤部において１/2,250、放水路部では１/1,583と有堤部の方がゆるくなっており、その変移点とも言える大山川との合流点下流No.10付近においても約1.2ｍ、勾配１/145の落差を形成している。


第２床止め工
第３床止め工
第４床止め工
第５床止め工
第６床止め工
赤川放水路
75
70
65
60
55
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
2
0 50 100m



図—5.1　赤川新川平面図



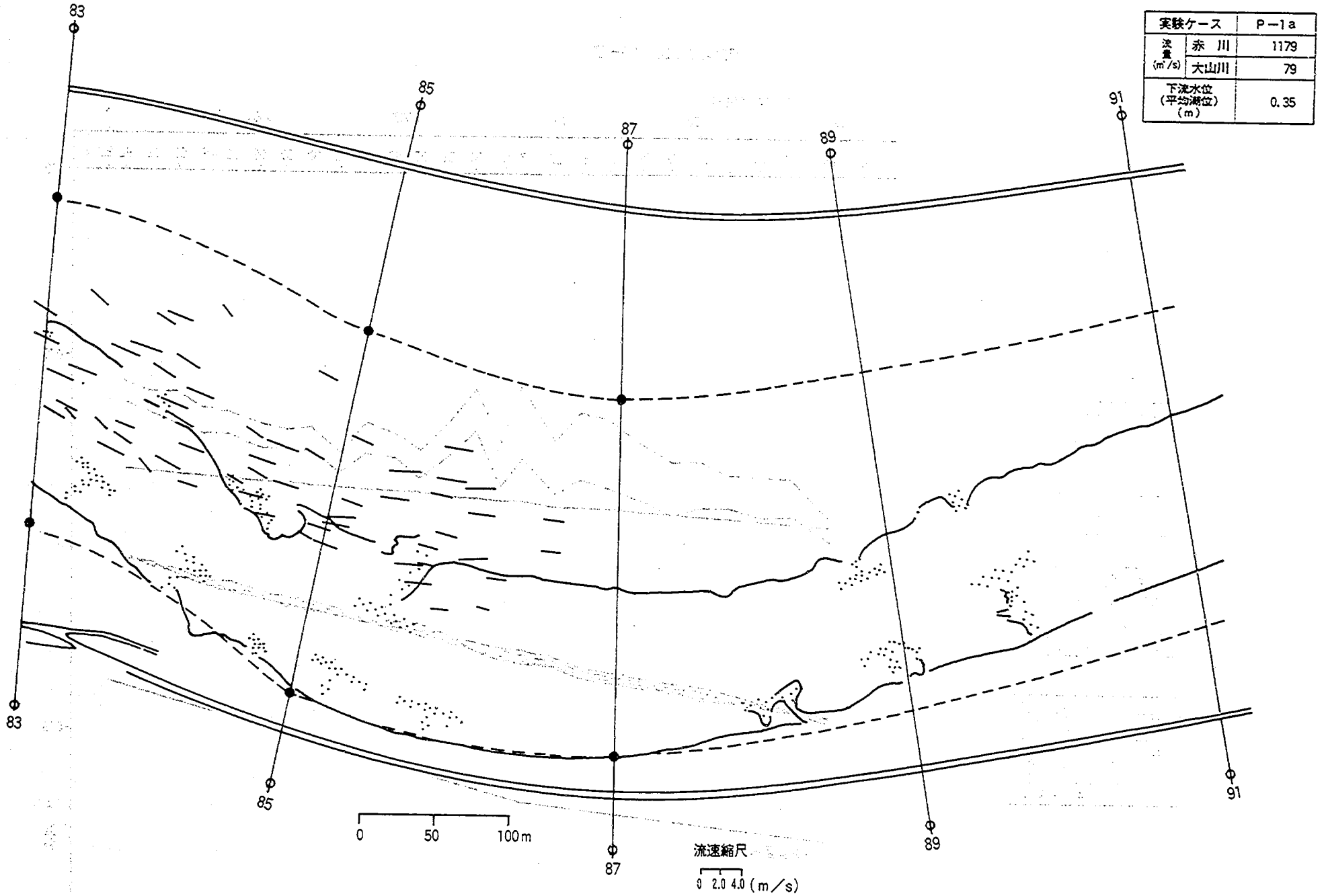


実験ケース		P−1a
流量 (m³/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35

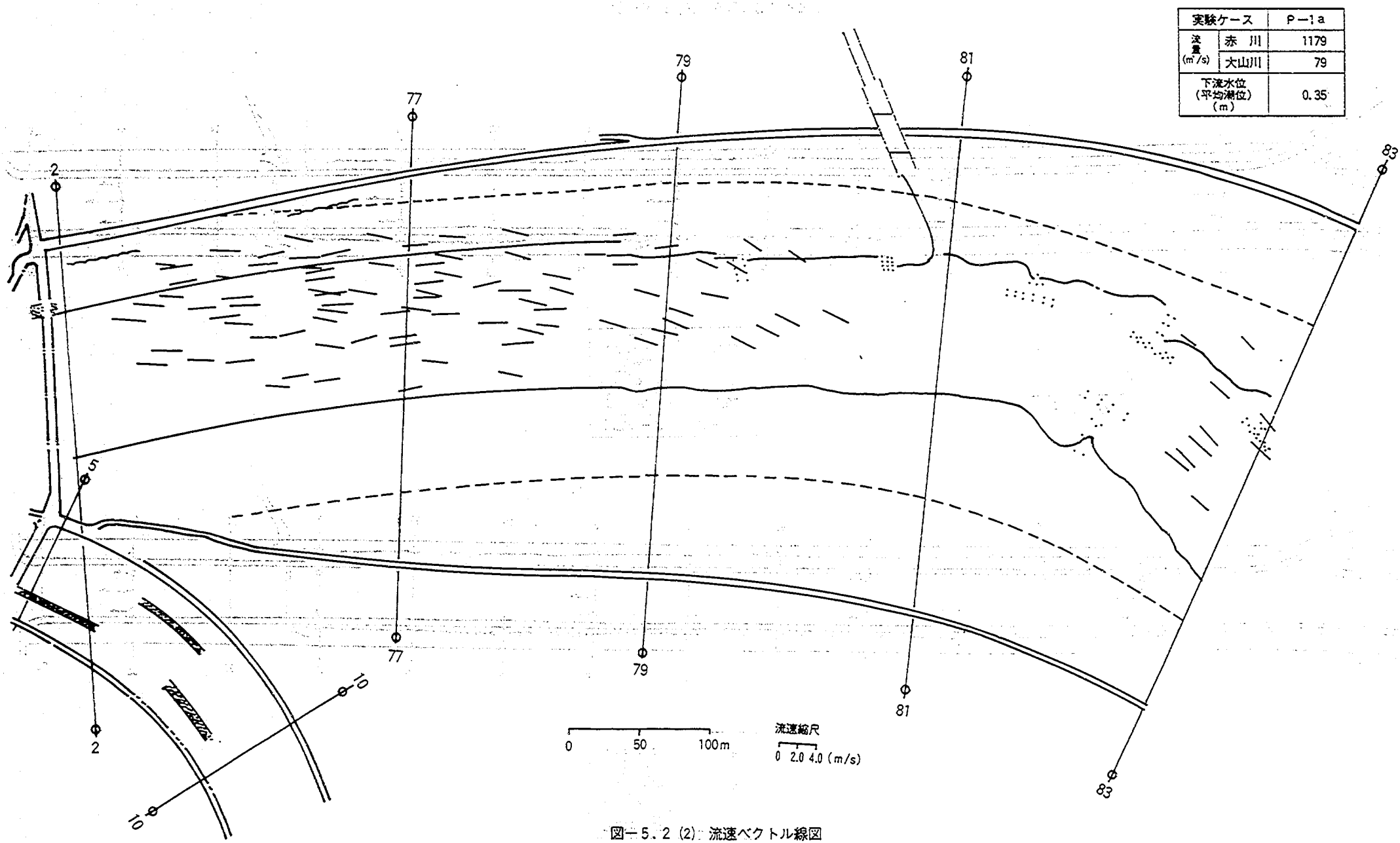
凡例	河床高	
——	通水前	
·····	通水後	最深
- - -		平均

凡例	
——	30分
·····	60分
----	90分
- - -	120分

図−5.2　河床高縦断図

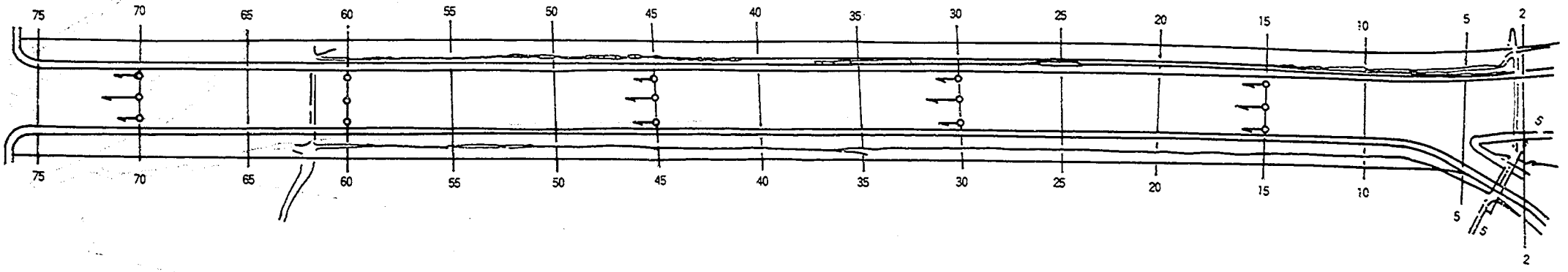


図－5.4（1）流速ベクトル線図



図−5．2 (2) 流速ベクトル線図

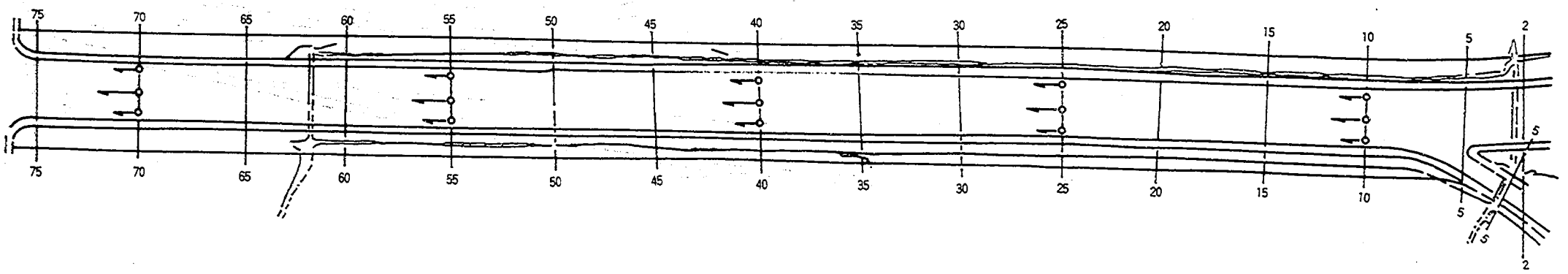
実験ケース		P−1a
流量 (m^3/s)	赤　川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）（m）		0.35



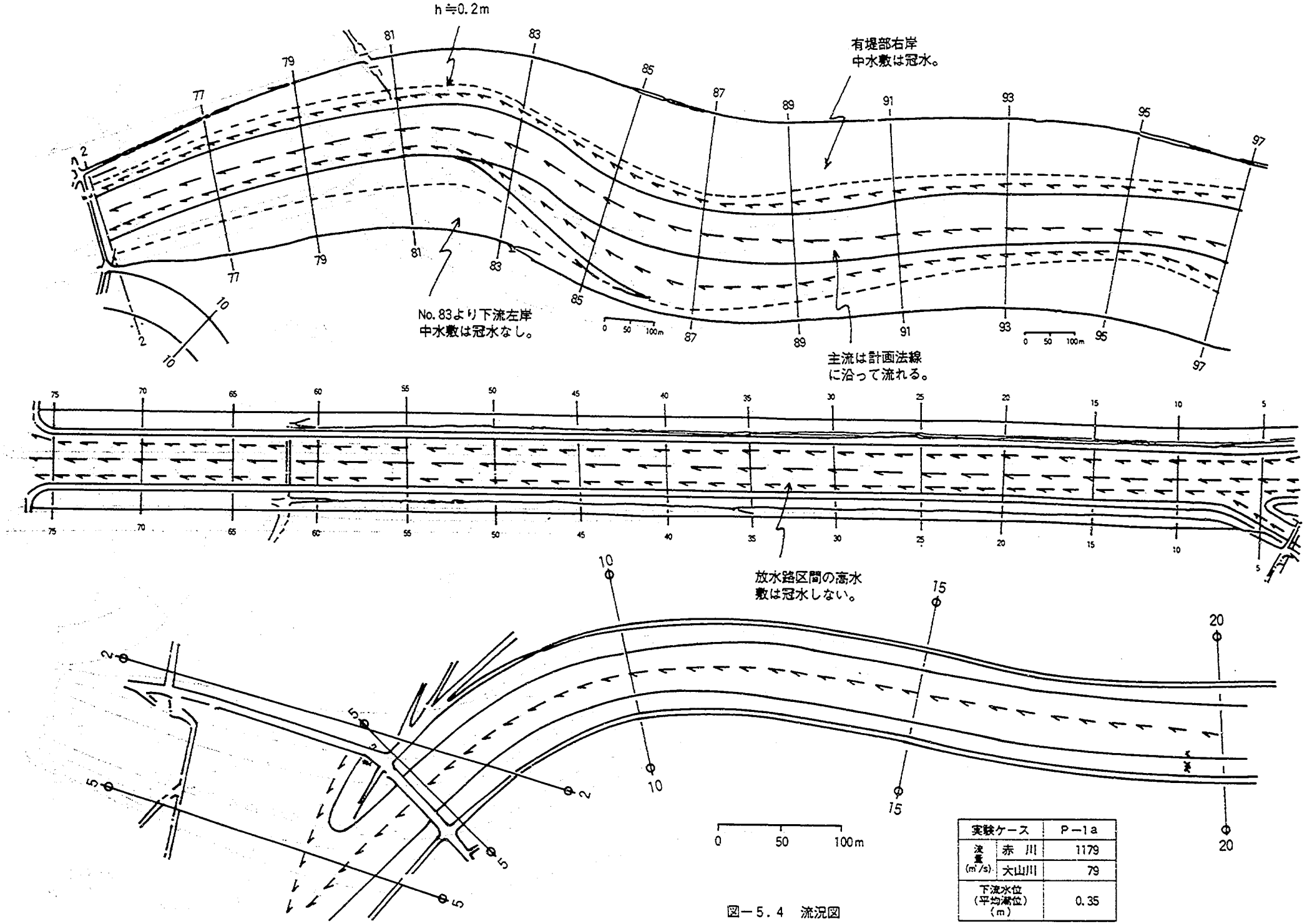
実験ケース		P−1b
流量 (m^3/s)	赤　川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

流速縮尺

0　50　100m

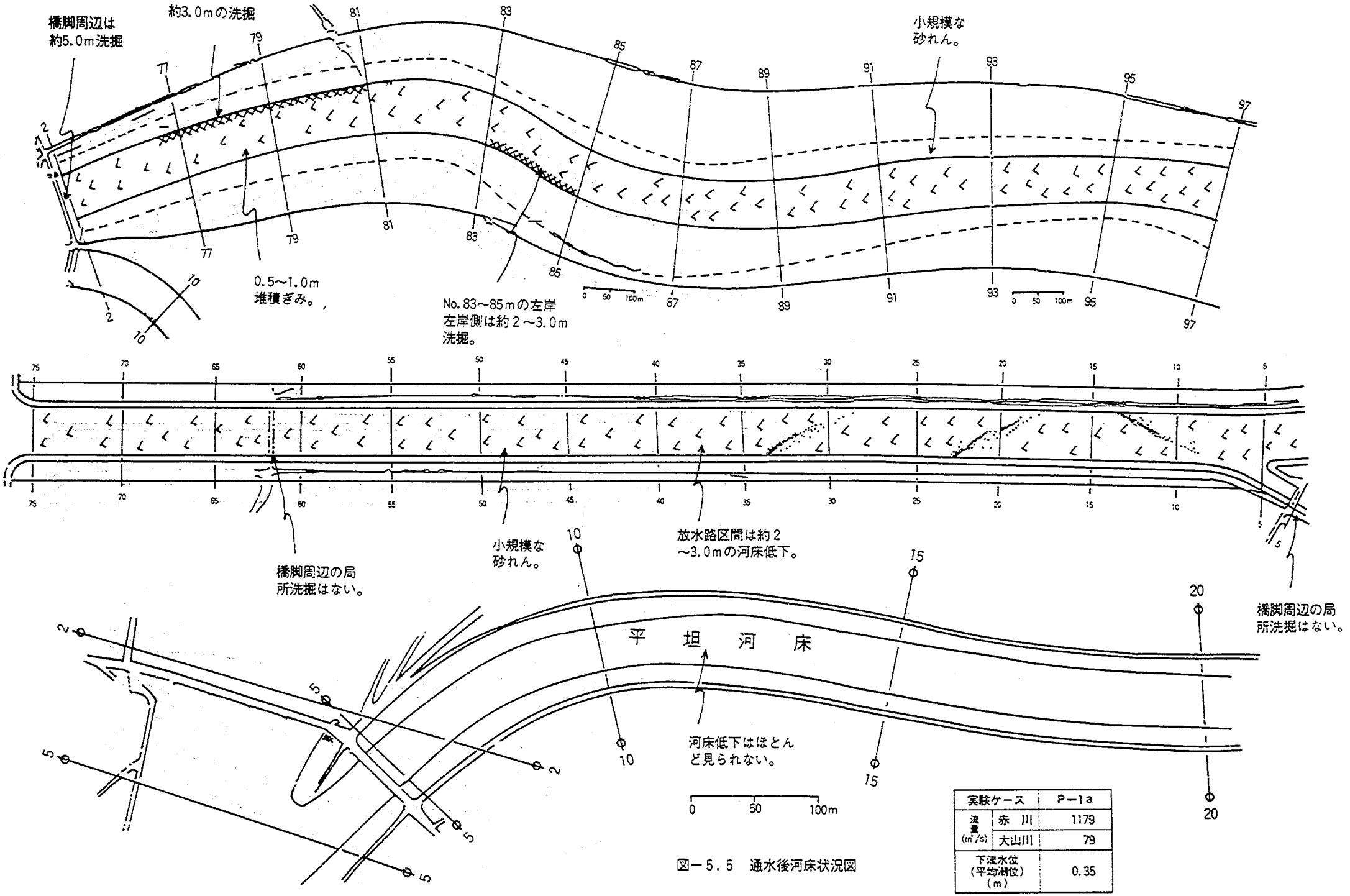


図−5．3 (3)　流速ベクトル線図

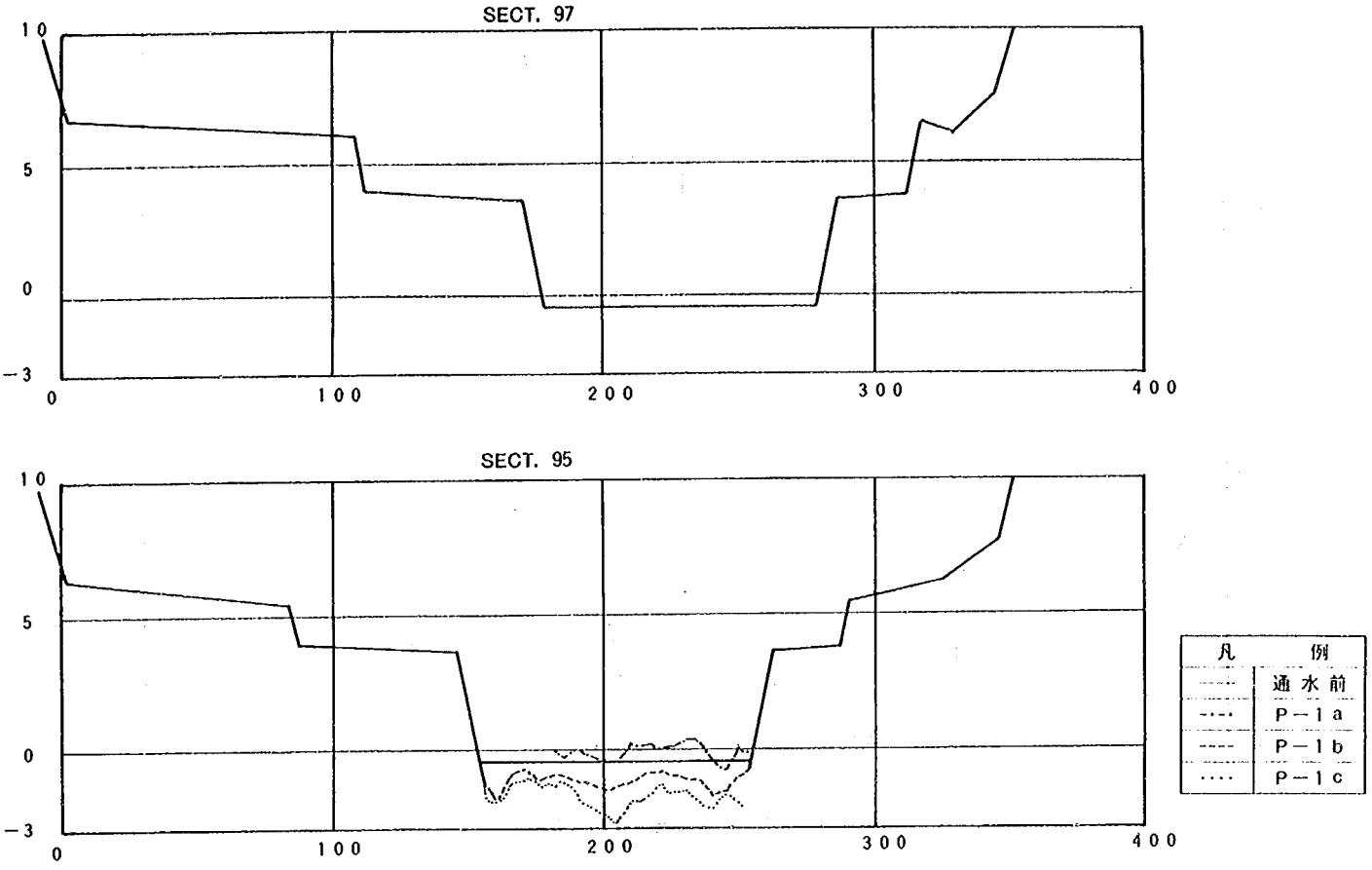


実験ケース		P−1a
流量 (m³/s)	赤川	1179
	大山川	79
下流水位（平均潮位）(m)		0.35

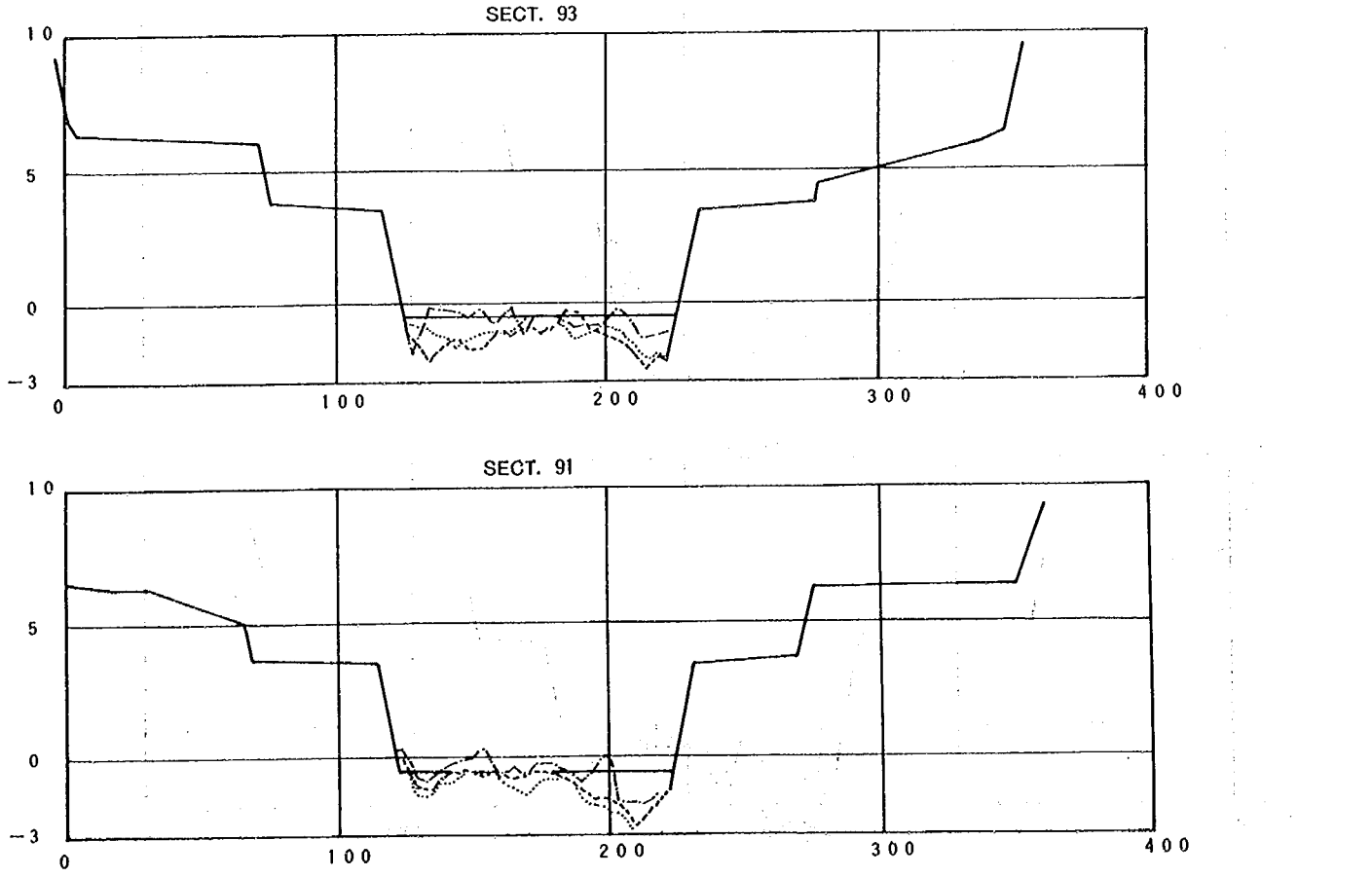
図−5.4 流況図



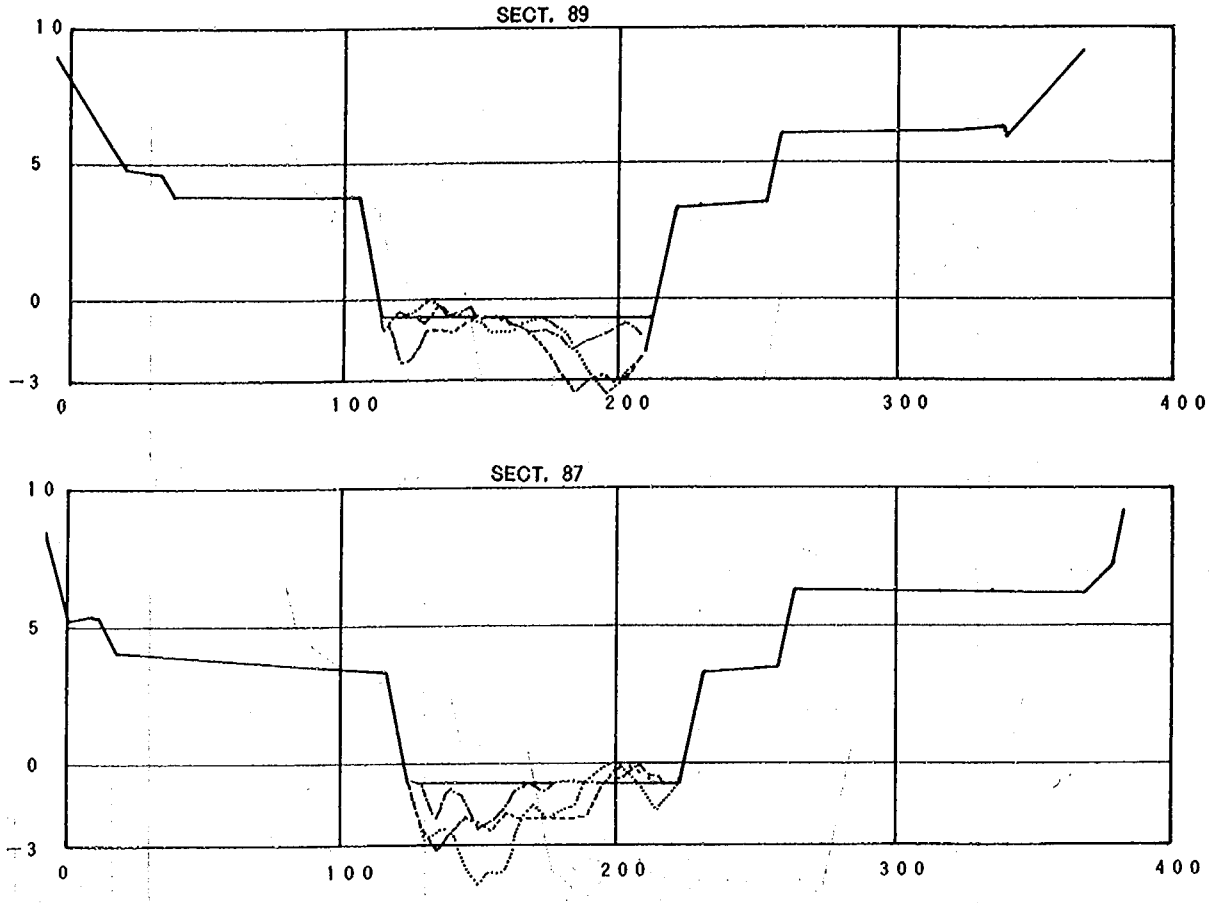
図－5.5　通水後河床状況図



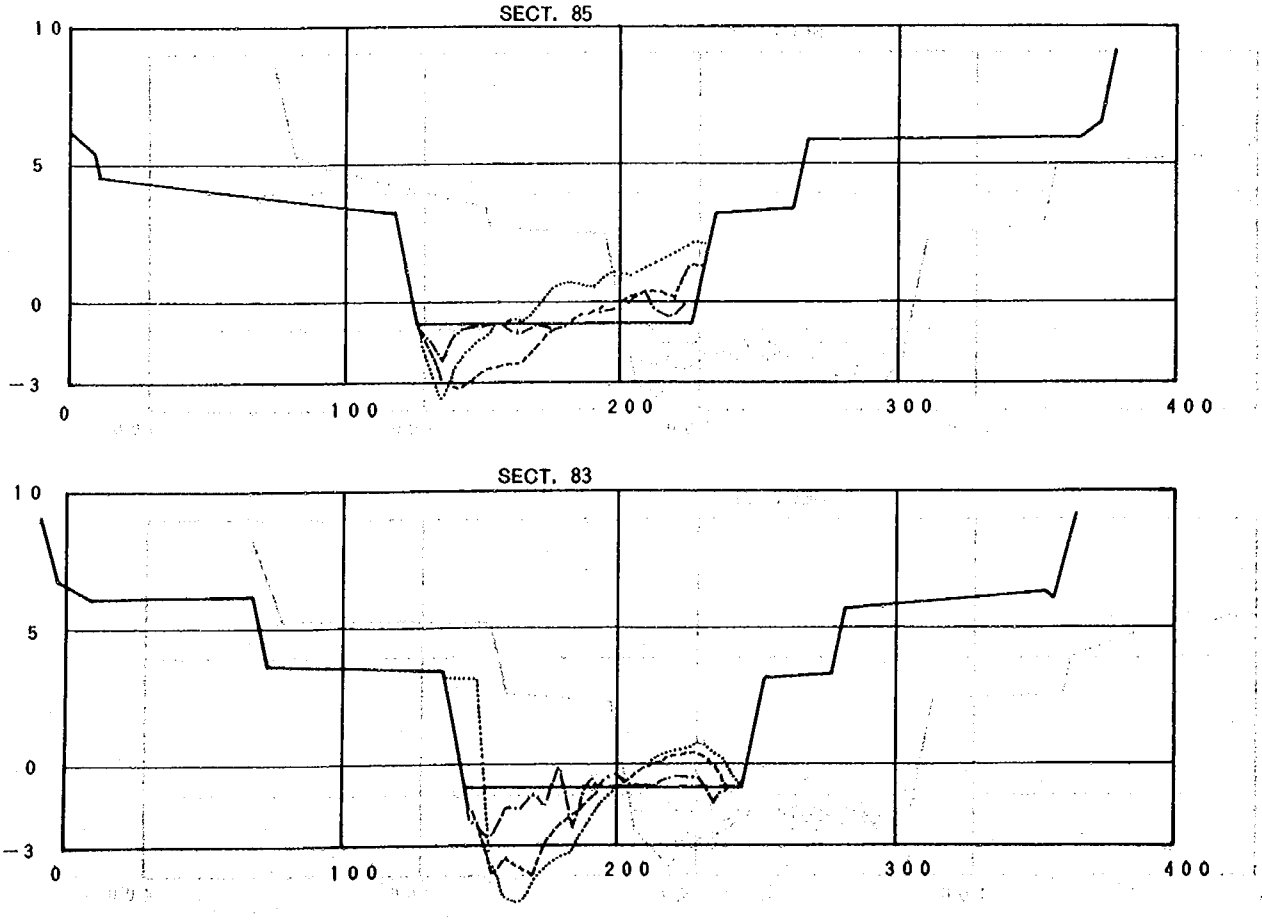
図−5.6（1）河床変動横断図（有堤部）



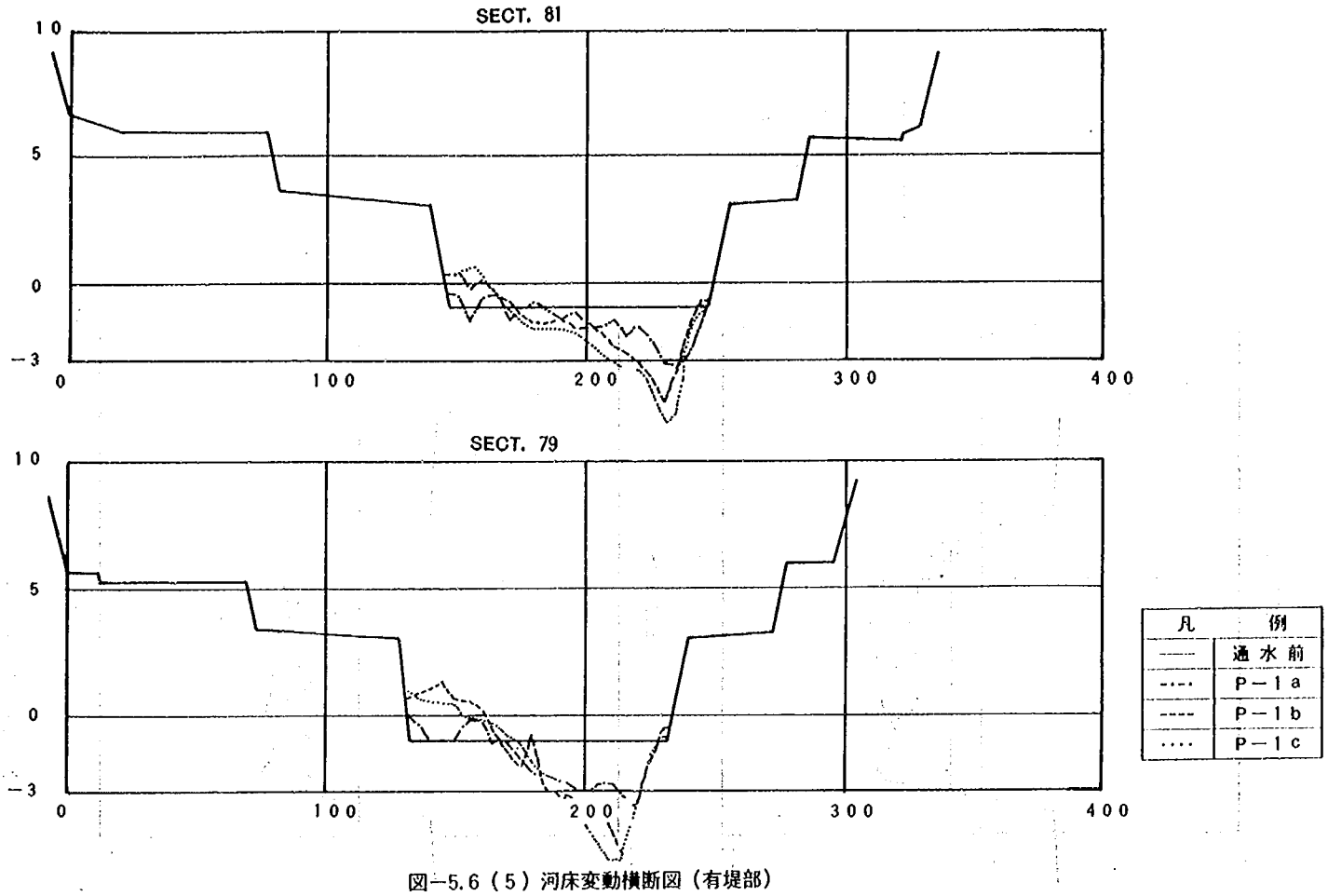
図−5.6（2）河床変動横断図（有堤部）



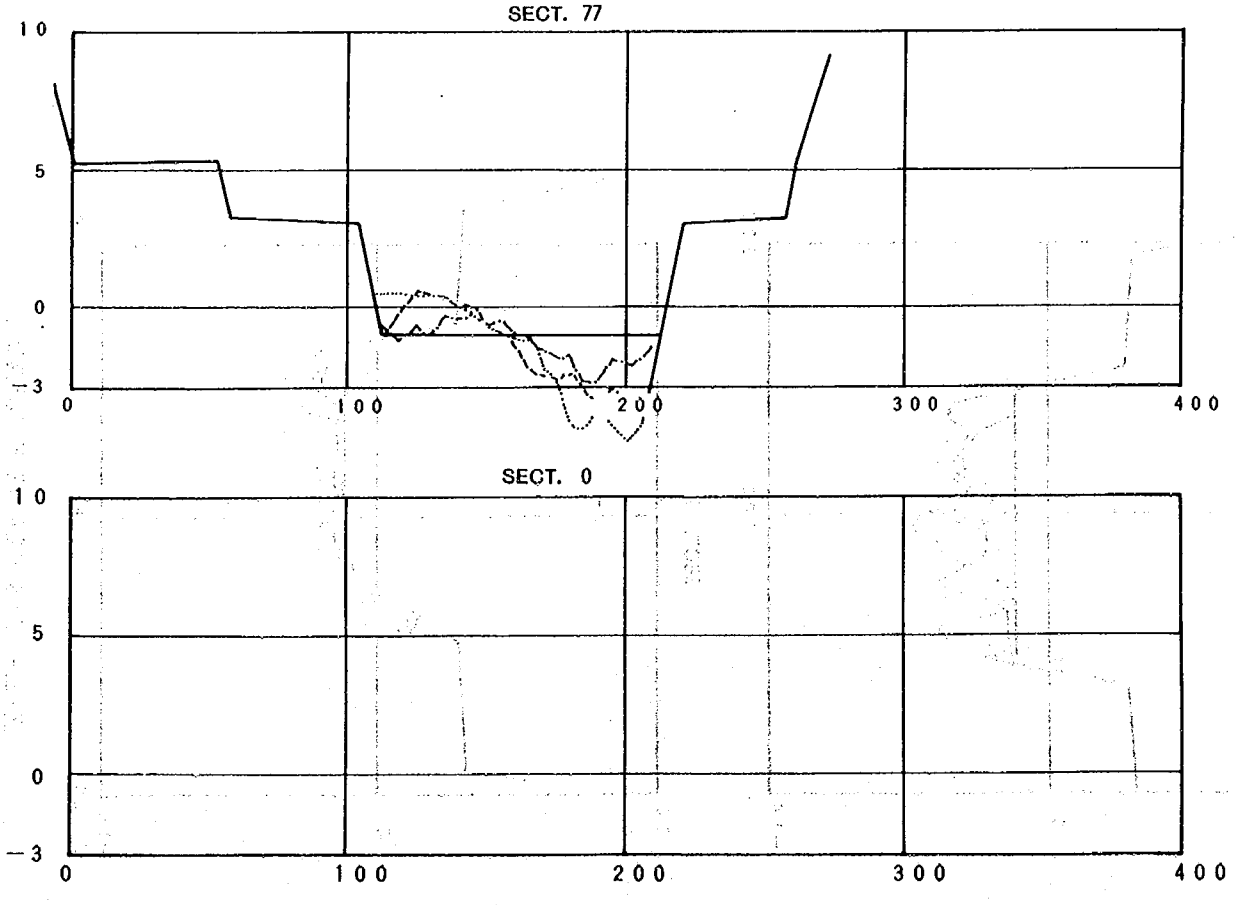
図−5.6（3）河床変動横断図（有堤部）



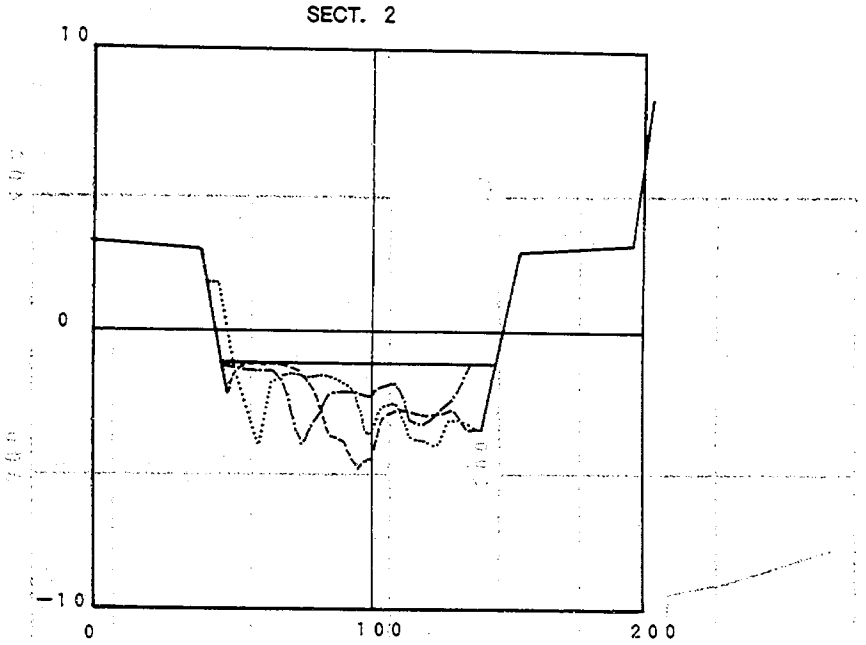
図−5.6（4）河床変動横断図（有堤部）

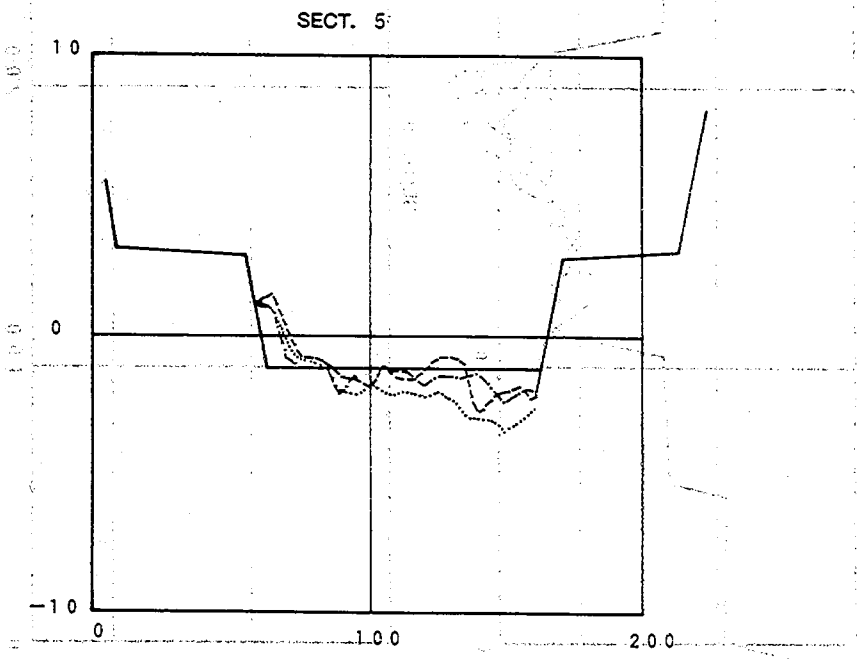


図−5.6（5）河床変動横断図（有堤部）

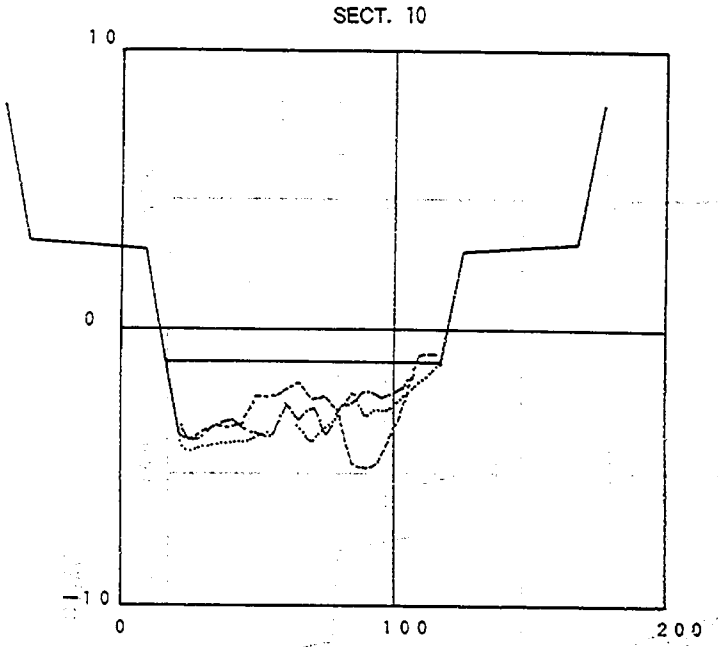


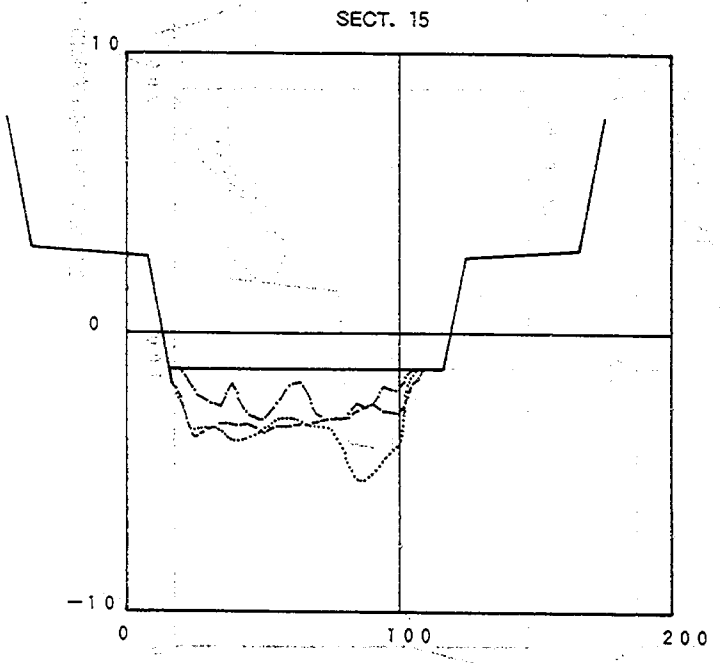
図−5.6（6）河床変動横断図（有堤部）





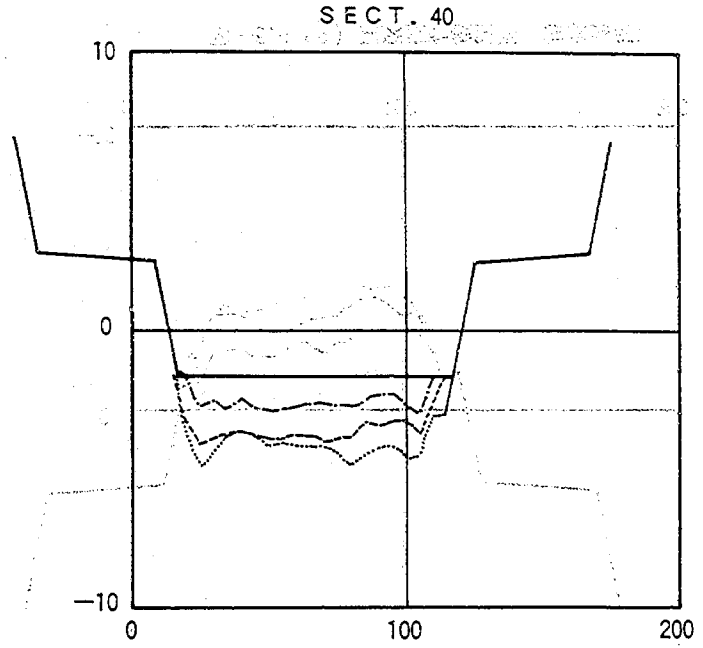
図−5.6（7）河床変動横断図（放水路部）

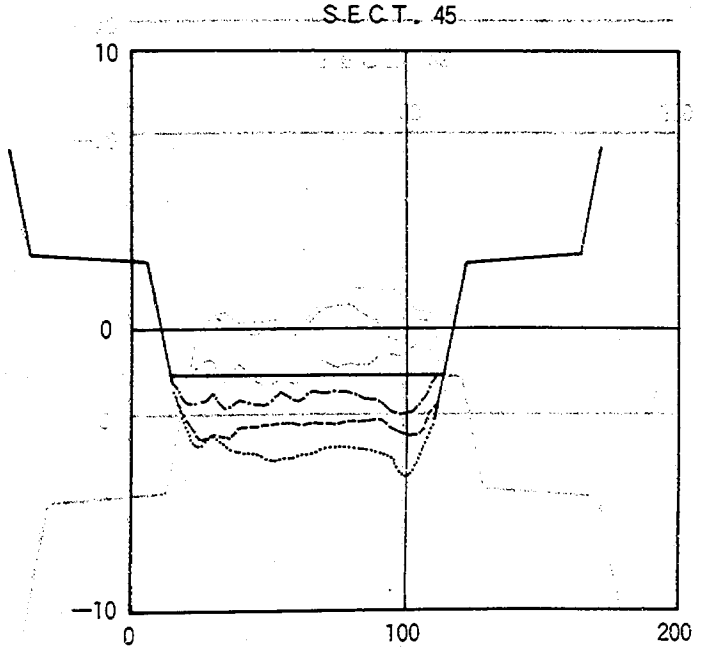




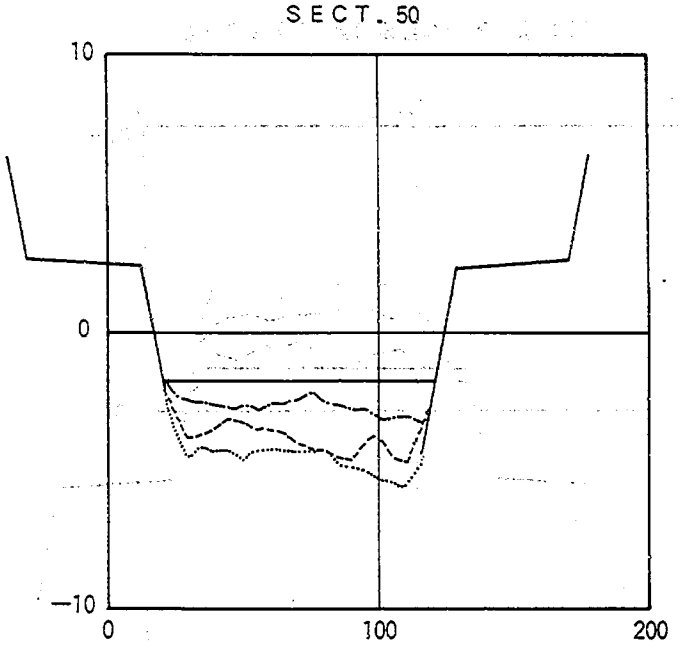
凡	例
——	通水前
----	P−1a
----	P−1b
····	P−1c

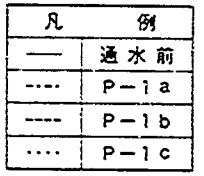
図−5.6（8）河床変動横断図（放水路部）

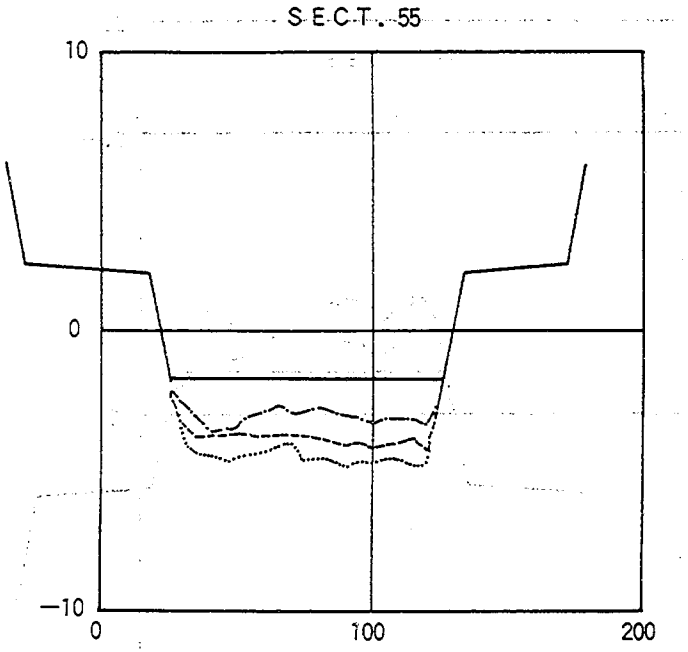




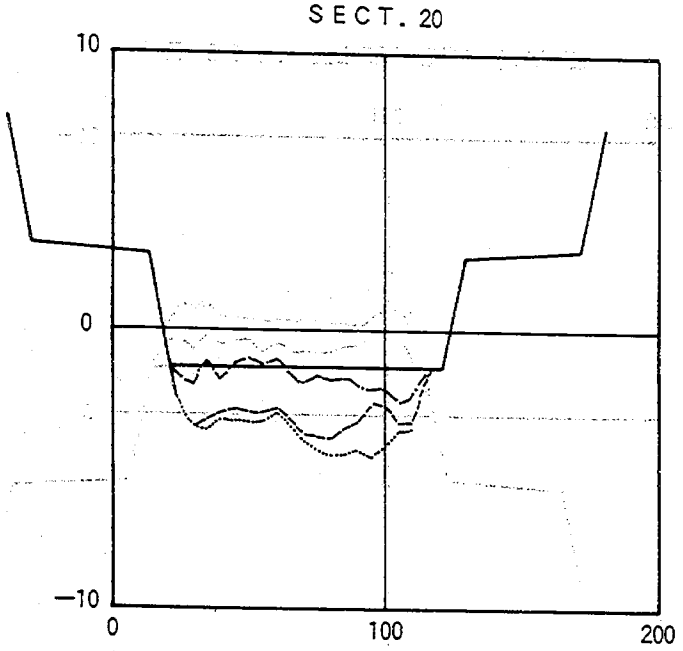
図—5.6 (11) 河床変動横断図 (放水路部)

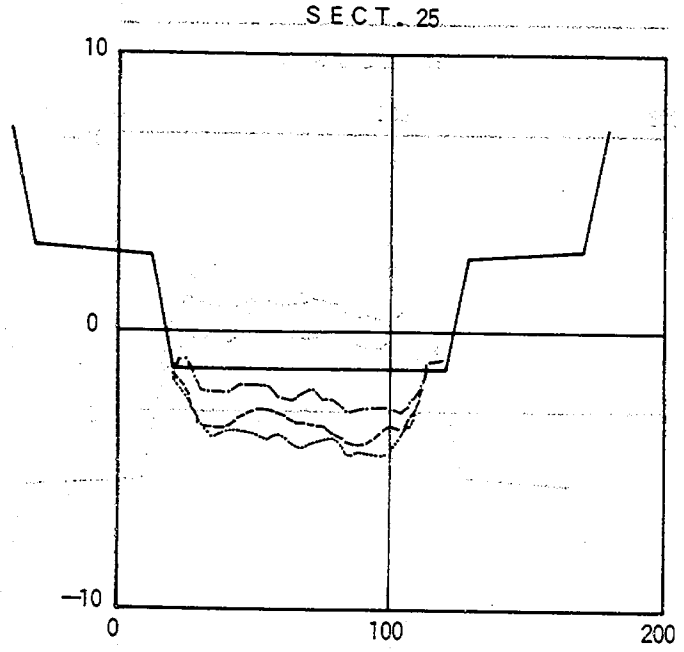




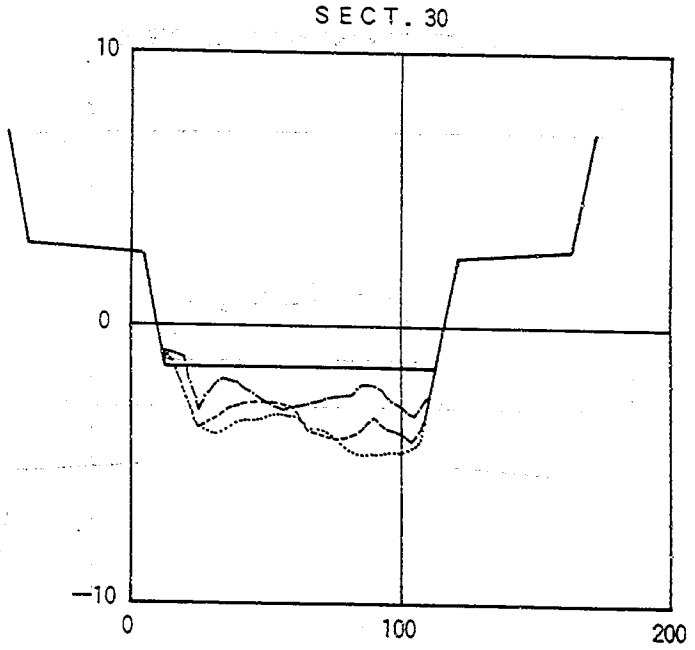


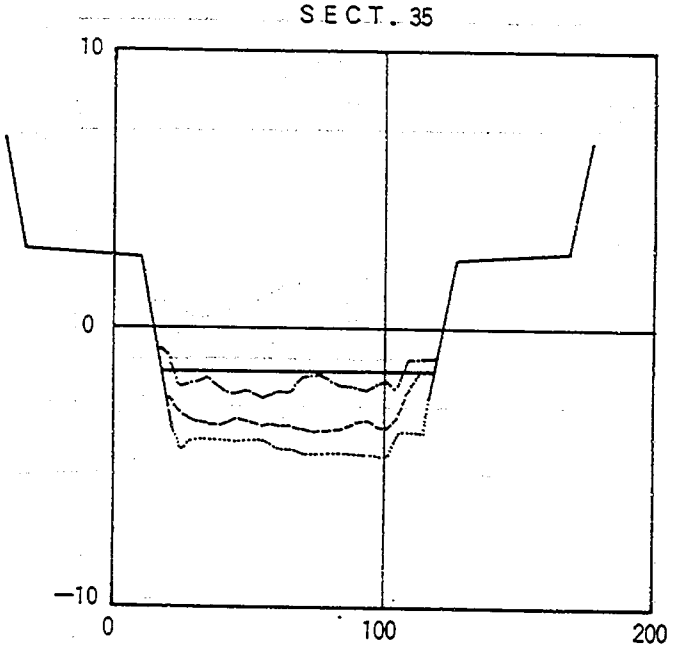
図—5.6 (12) 河床変動横断図 (放水路部)





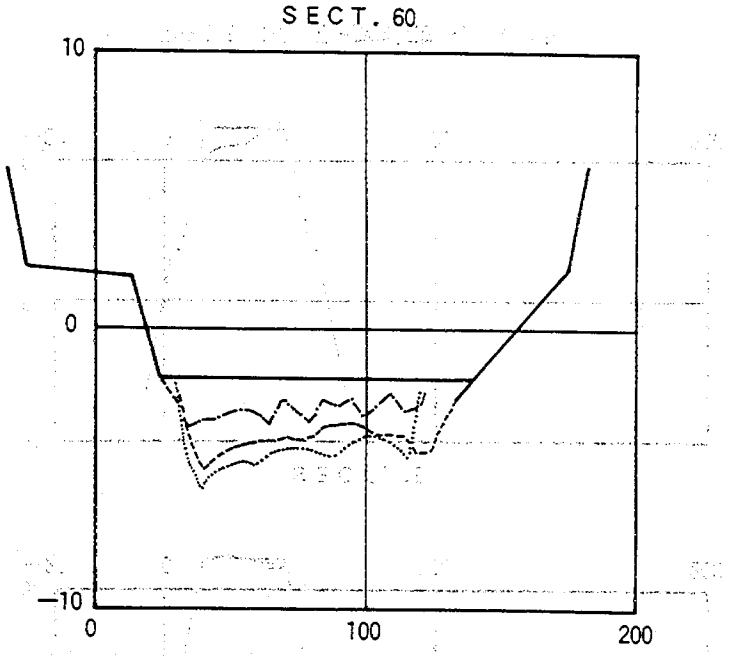
図—5.6（9）河床変動横断図（放水路部）

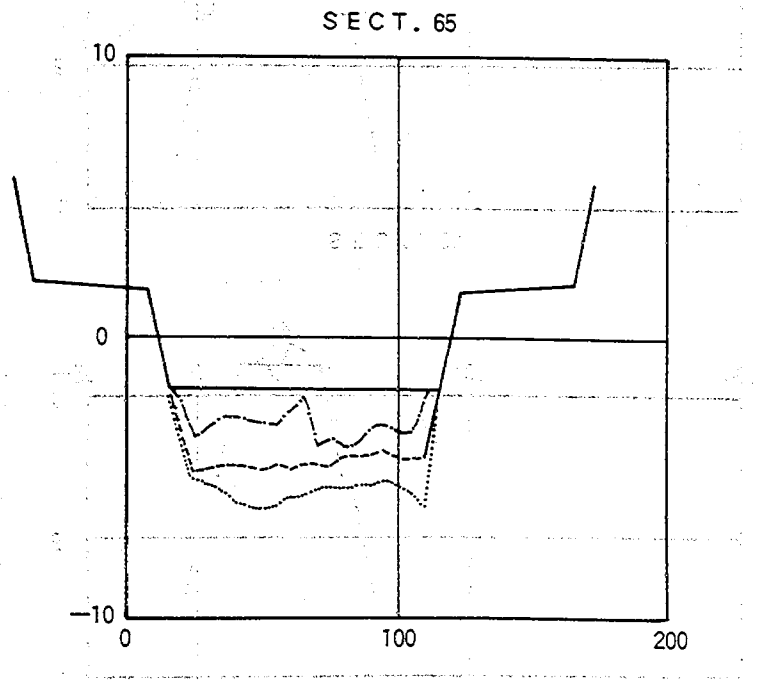




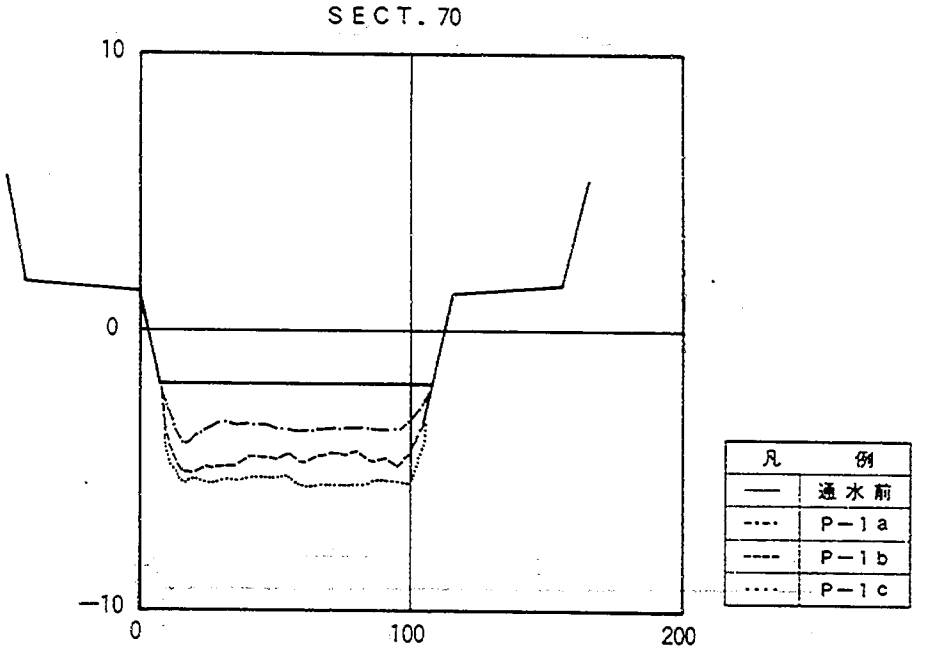
凡	例
——	通水前
----	P−1a
-----	P−1b
····	P−1c

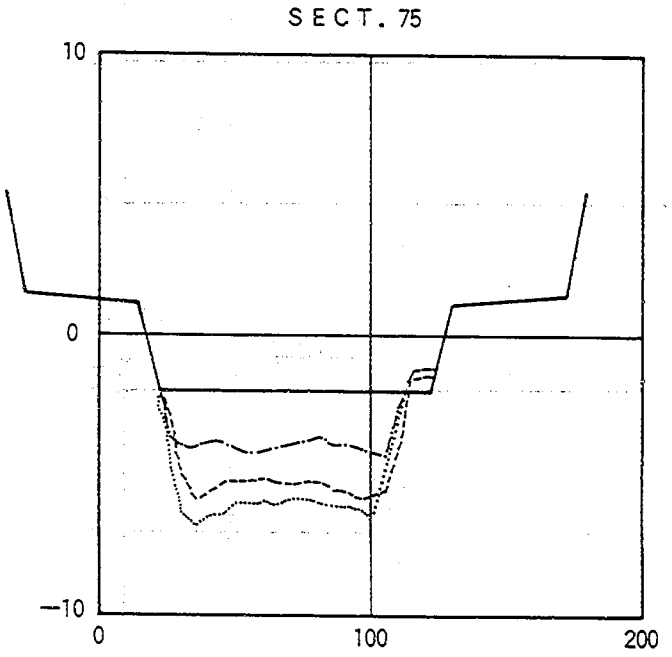
図—5.6（10）河床変動横断図（放水路部）



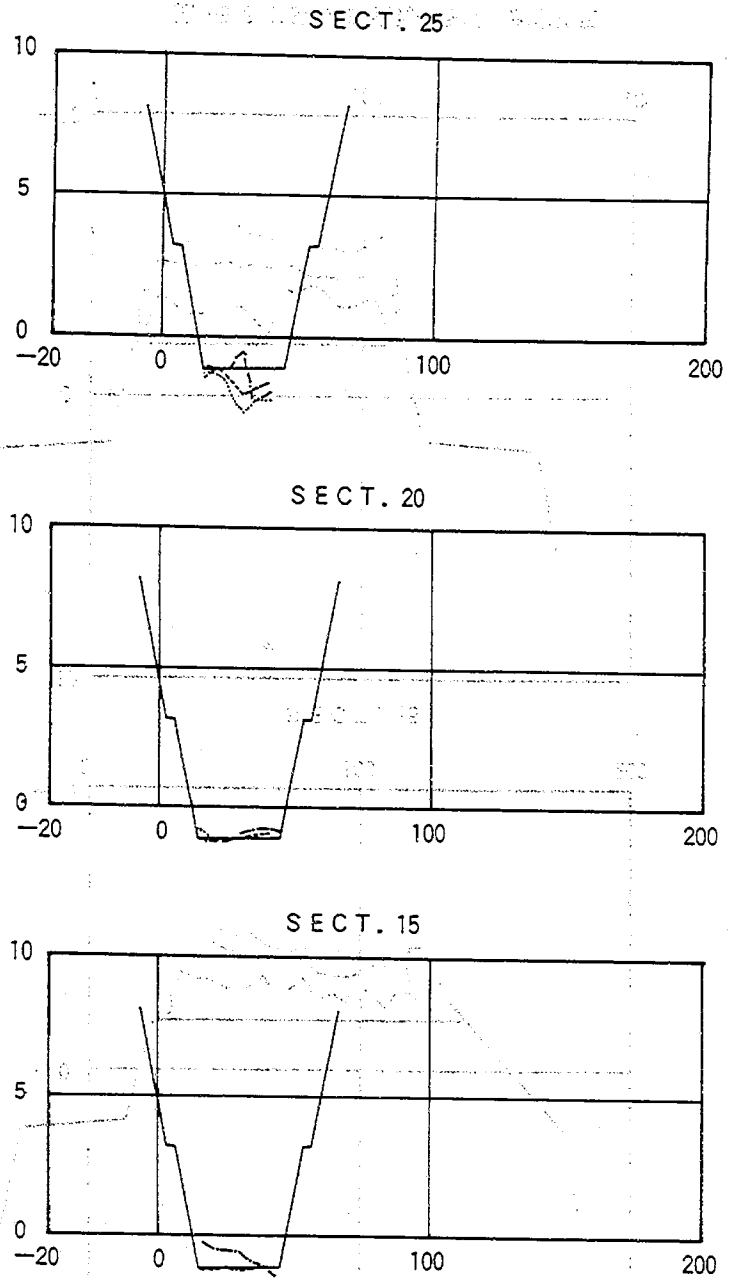


図—5.6 (13) 河床変動横断図 (放水路部)

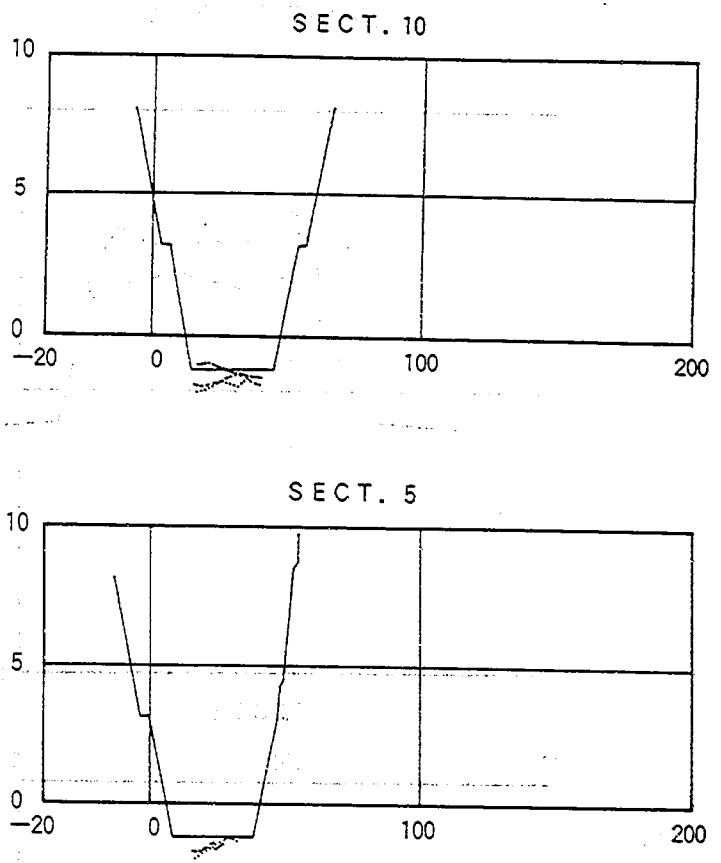




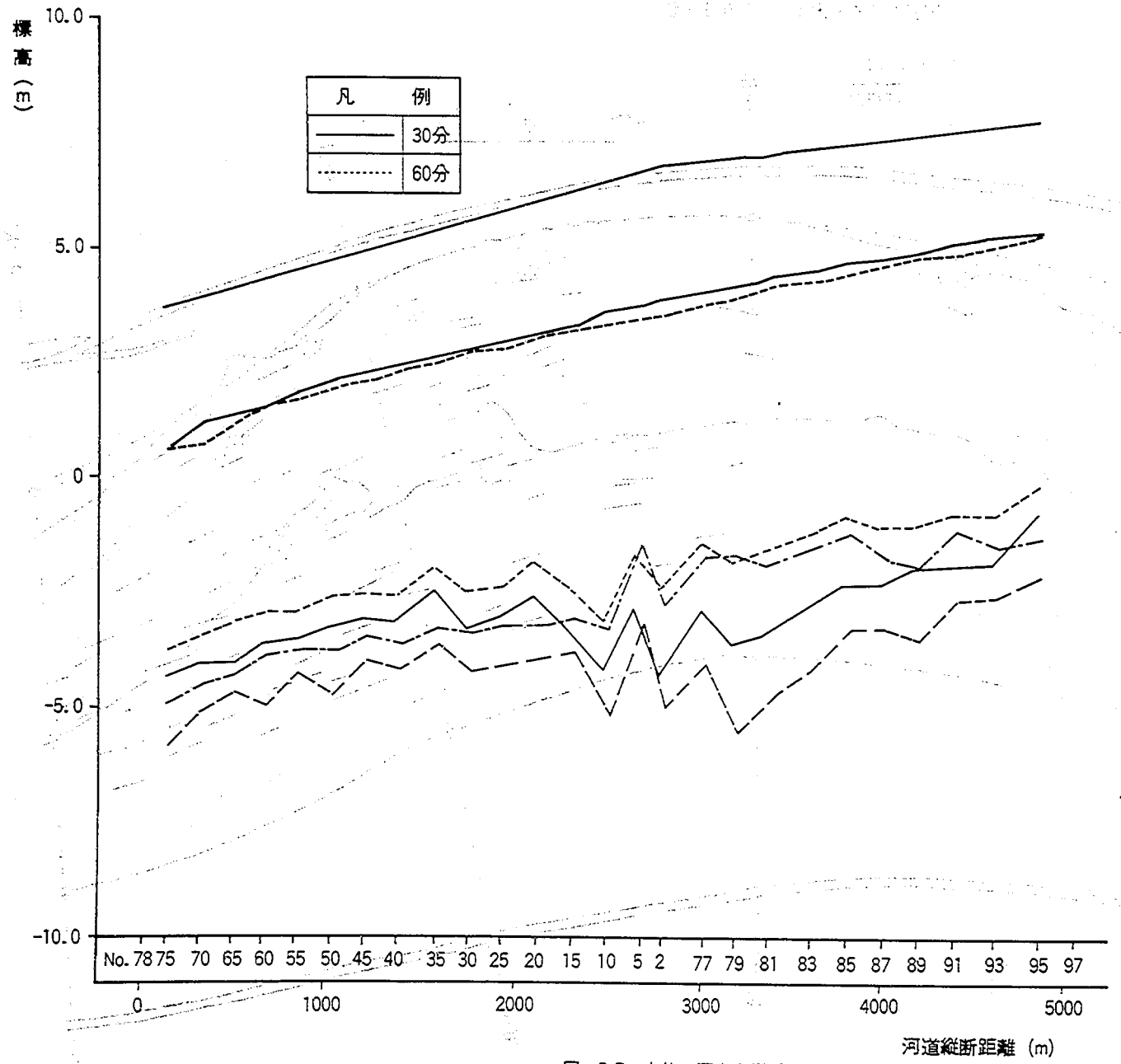
図—5.6 (14) 河床変動横断図 (放水路部)



図—5.6 (15) 河床変動横断図 (大山川)



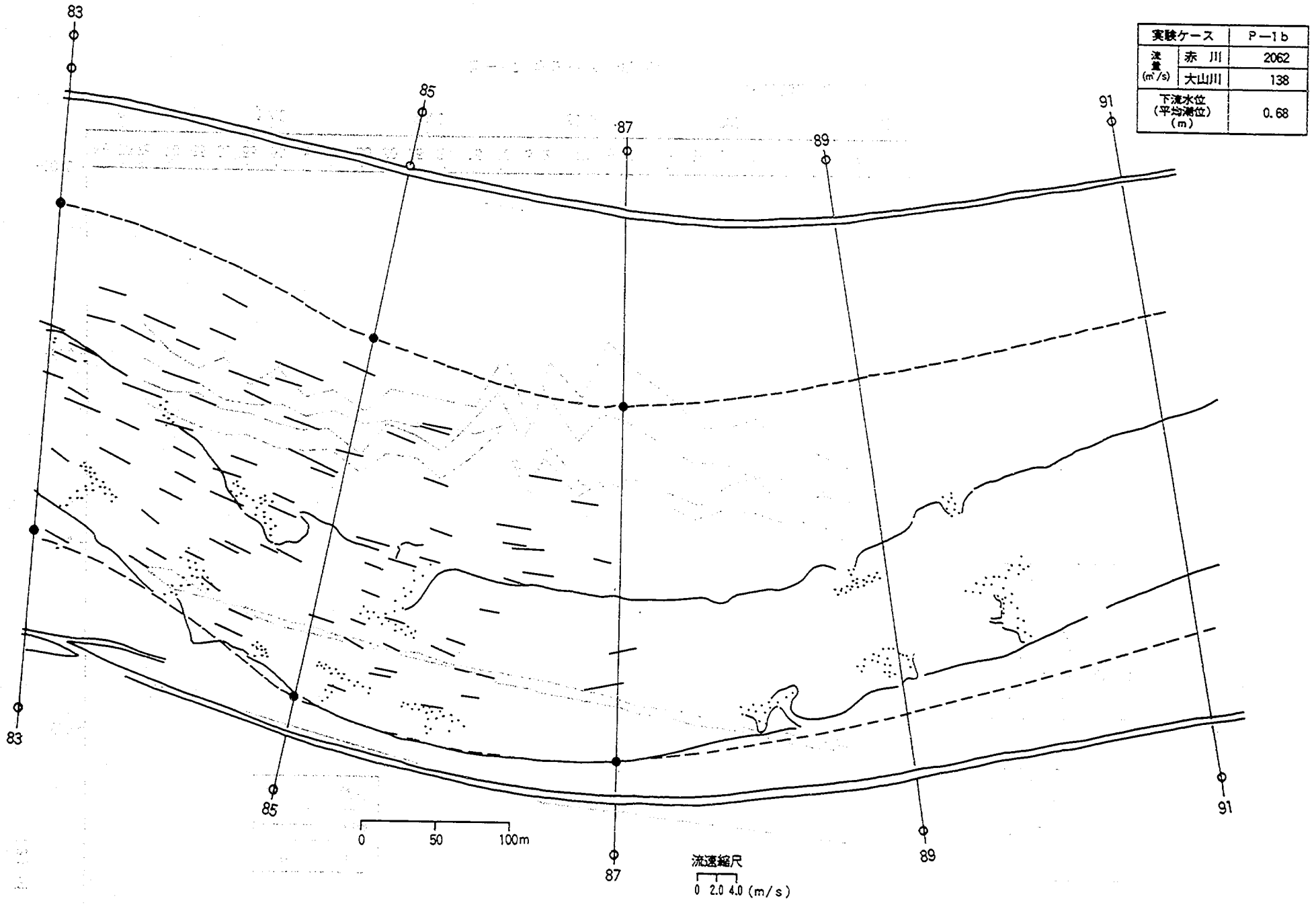
図—5.6 (16) 河床変動横断図 (大山川)



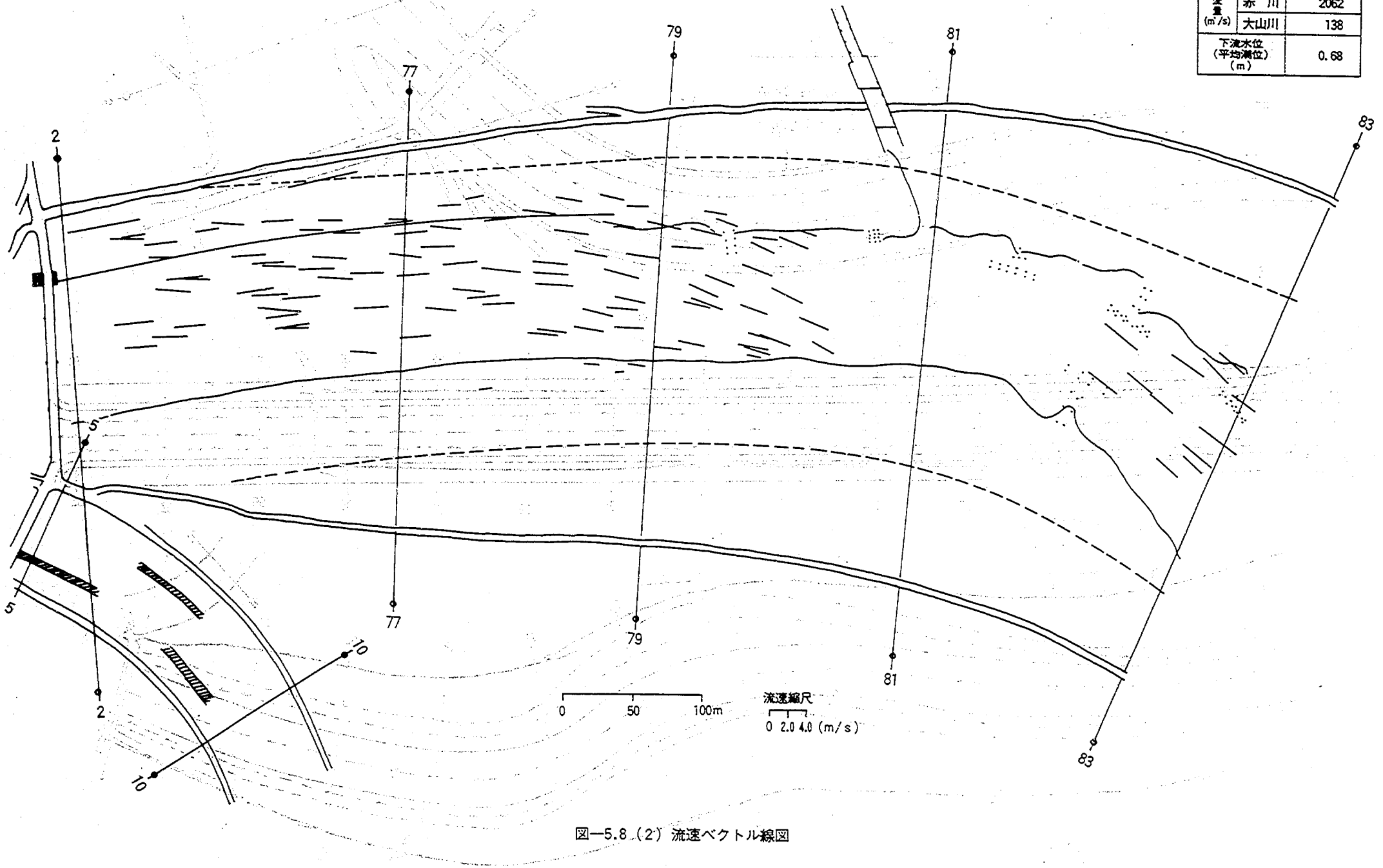
実験ケース		P－1b
流量（m³/s）	赤川	2062
	大山川	138
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

凡例	河床高	
———	通水前	最深
·····		平均
— —	通水後	最深
—·—		平均

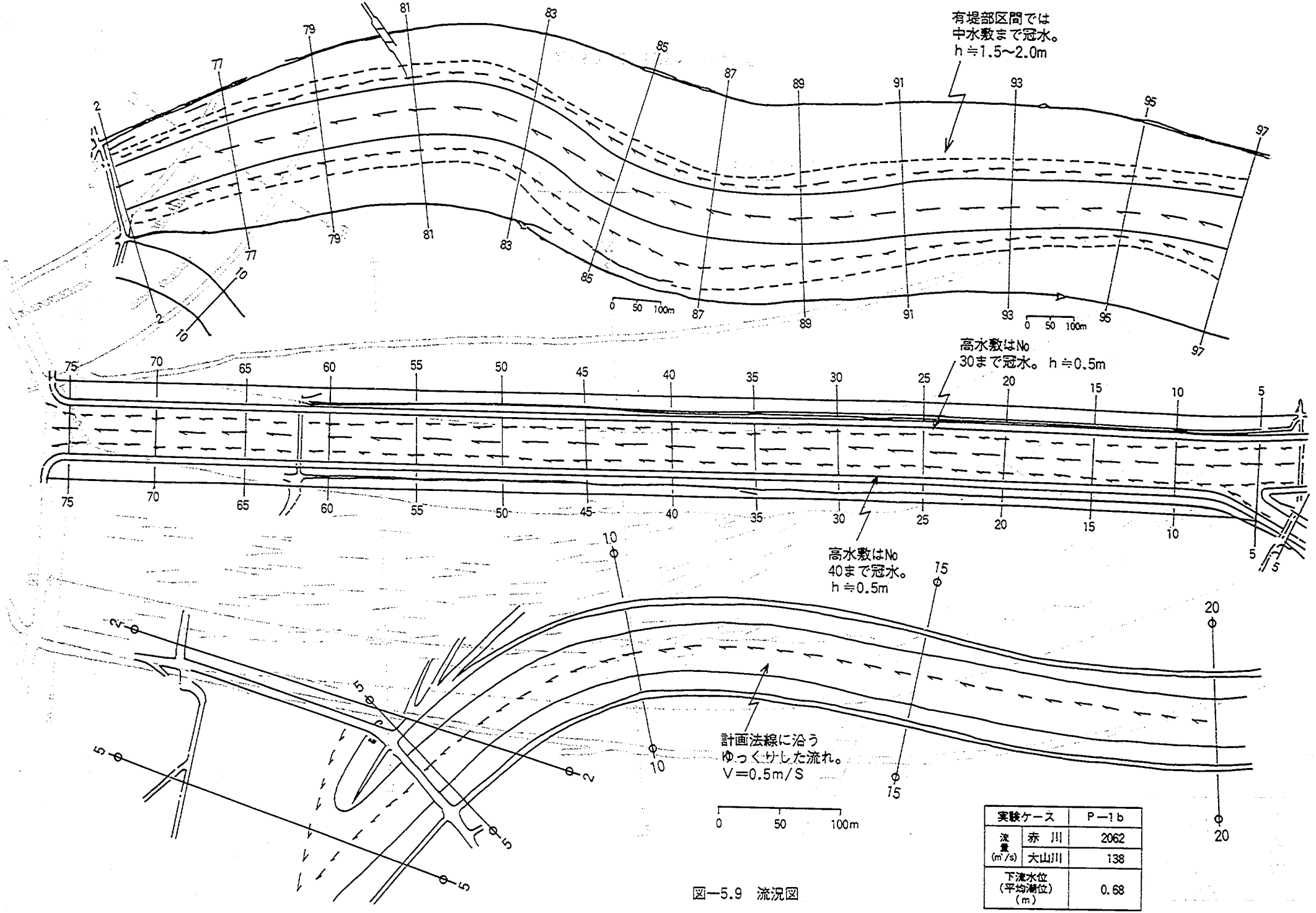
図－5.7　水位・河床高縦断図



図―5.8（1）流速ベクトル線図

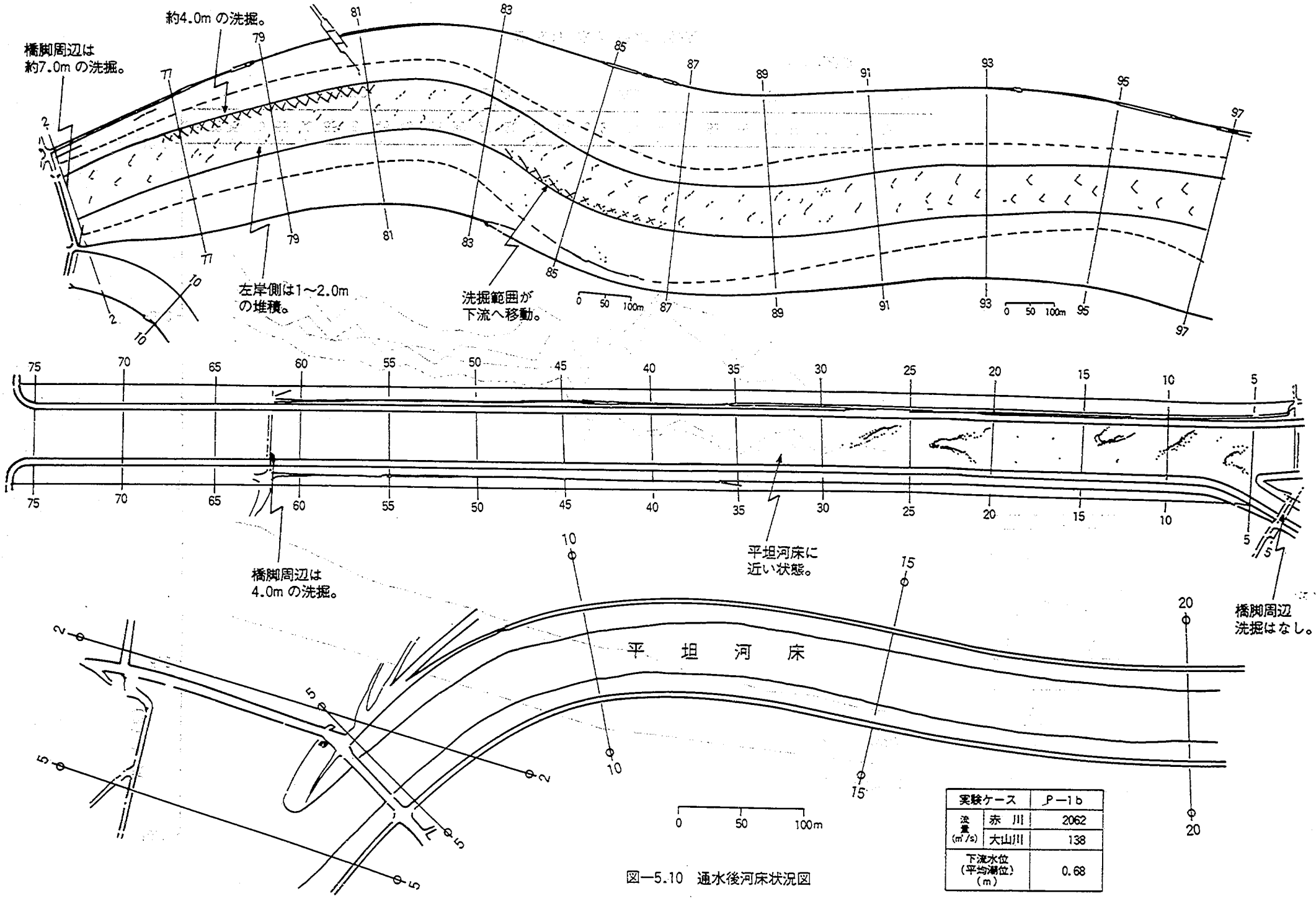


図—5.8 (2) 流速ベクトル線図



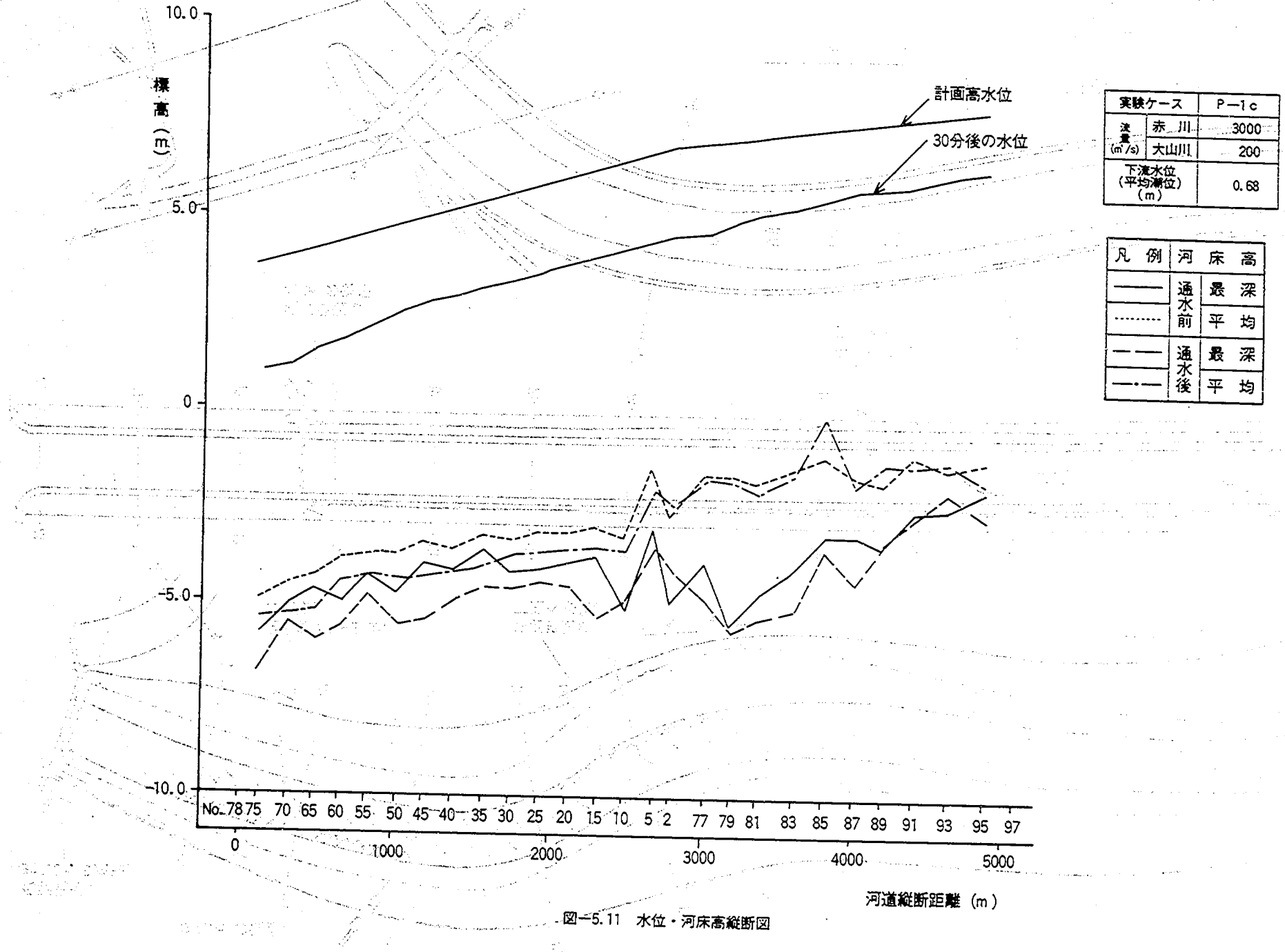
実験ケース		P—1b
流量 (m³/s)	赤川	2062
	大山川	138
下流水位 (平均潮位) (m)		0.68

図—5.9 流況図



実験ケース		P－1 b
流量 (m³/s)	赤 川	2062
	大山川	138
下流水位 (平均潮位) (m)		0.68

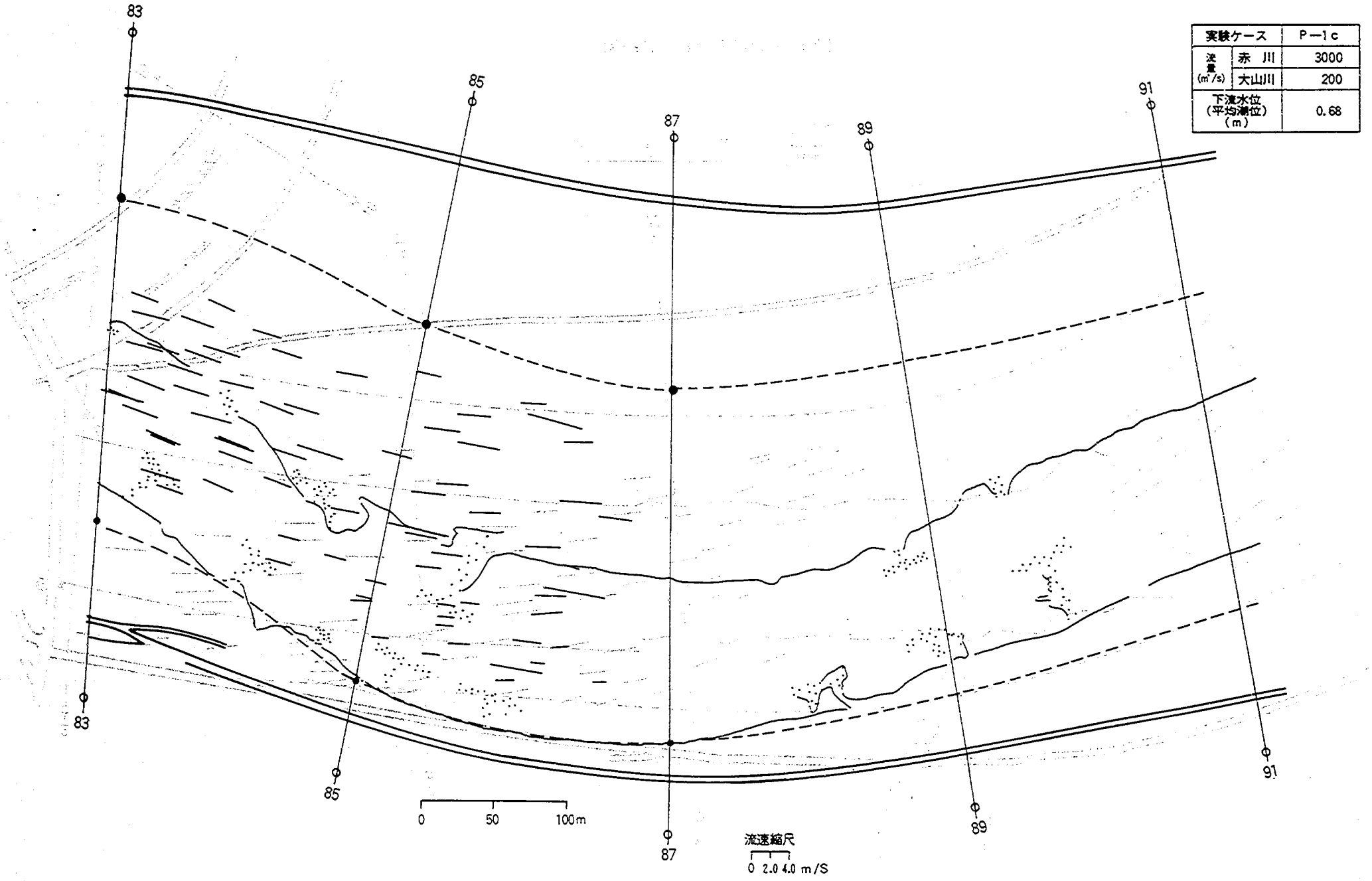
図—5.10 通水後河床状況図



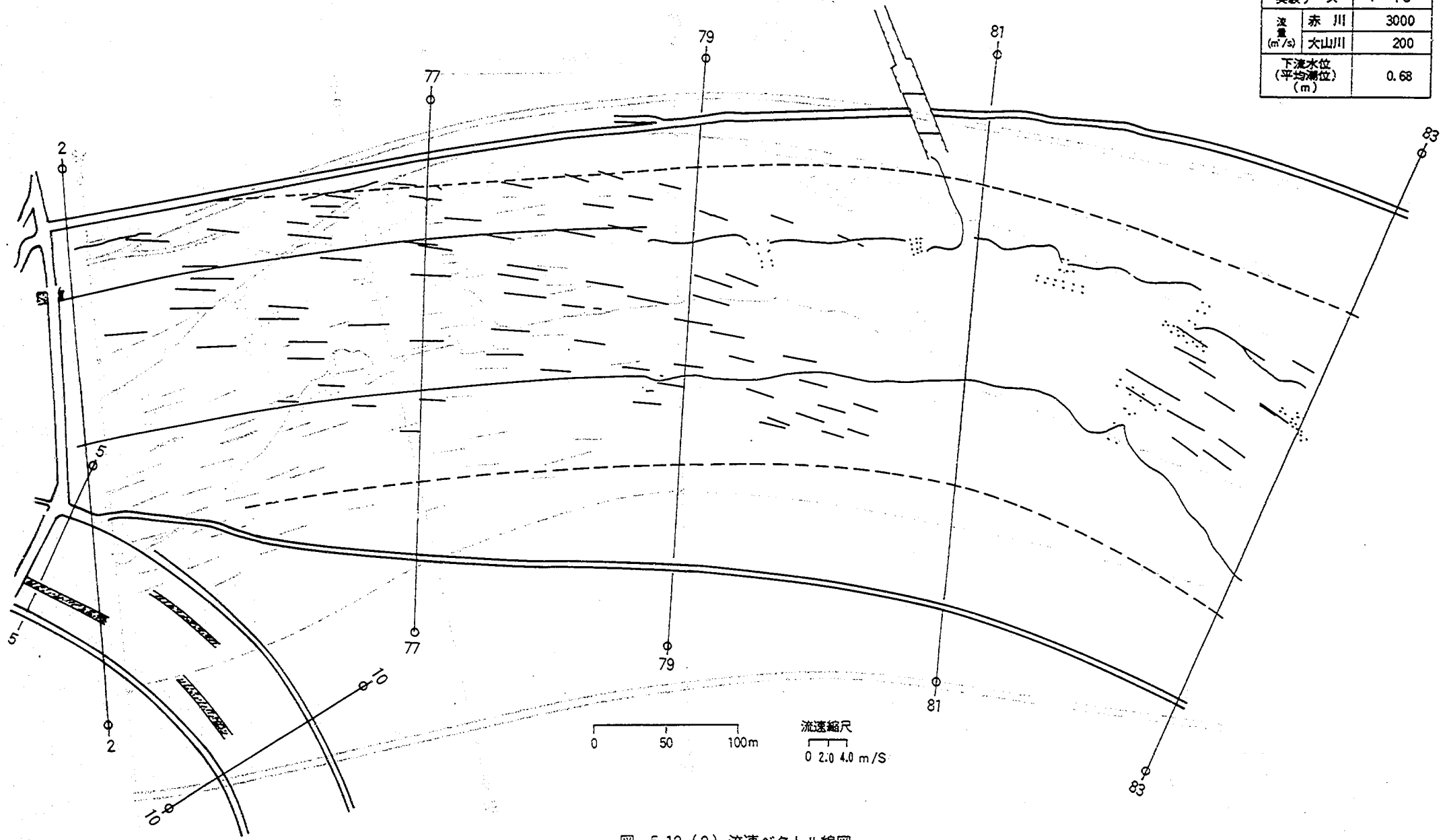
実験ケース		P−1c
流量（m³/s）	赤川	3000
	大山川	200
下流水位（平均潮位）（m）		0.68

凡例	河床高	
———	通水前	最深
·····		平均
— —	通水後	最深
—·—		平均

図−5.11　水位・河床高縦断図

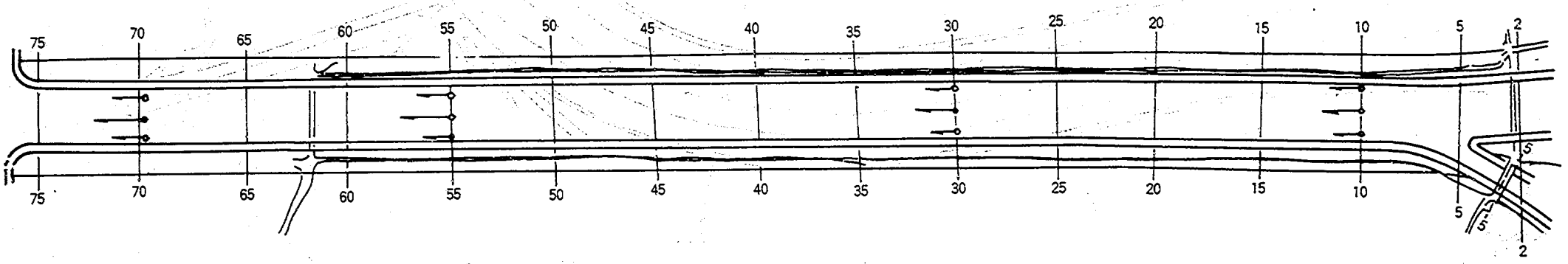


図—5.12（1）流速ベクトル線図



図—5.12（2）流速ベクトル線図

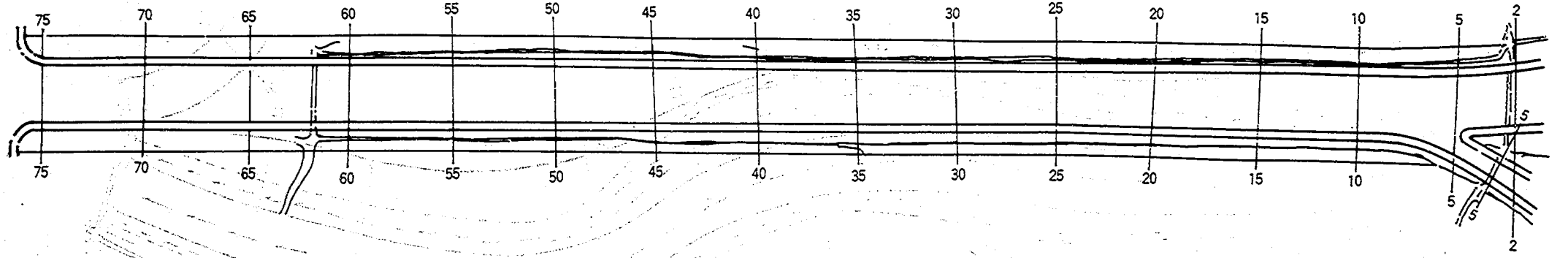
実験ケース		P−1c
流量 (m³/s)	赤　川	3000
	大山川	200
下流水位（平均潮位）(m)		0.68



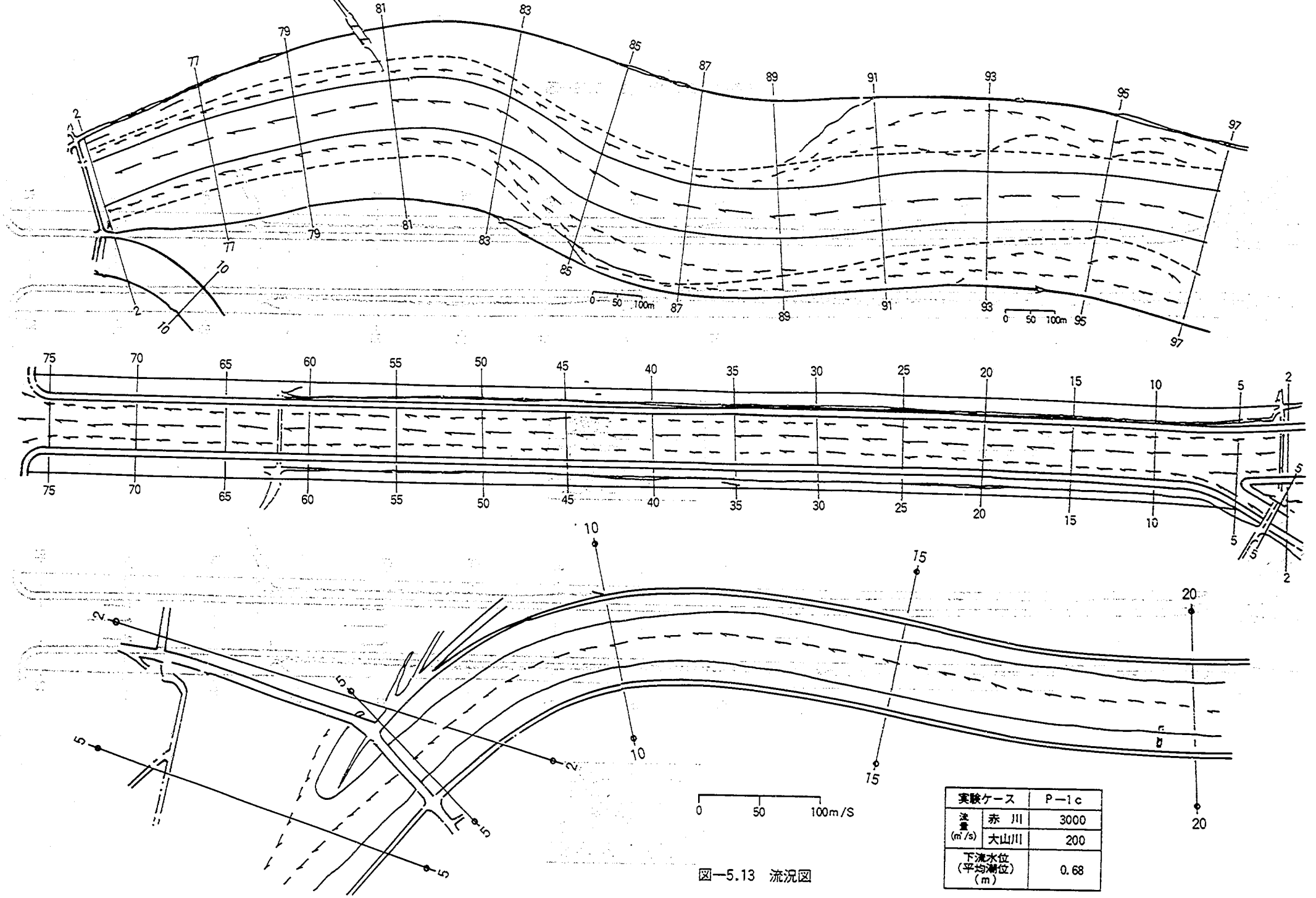
実験ケース		
流量 (m³/s)	赤　川	
	大山川	
下流水位（平均潮位）(m)		

流速縮尺

0　50　100m/S

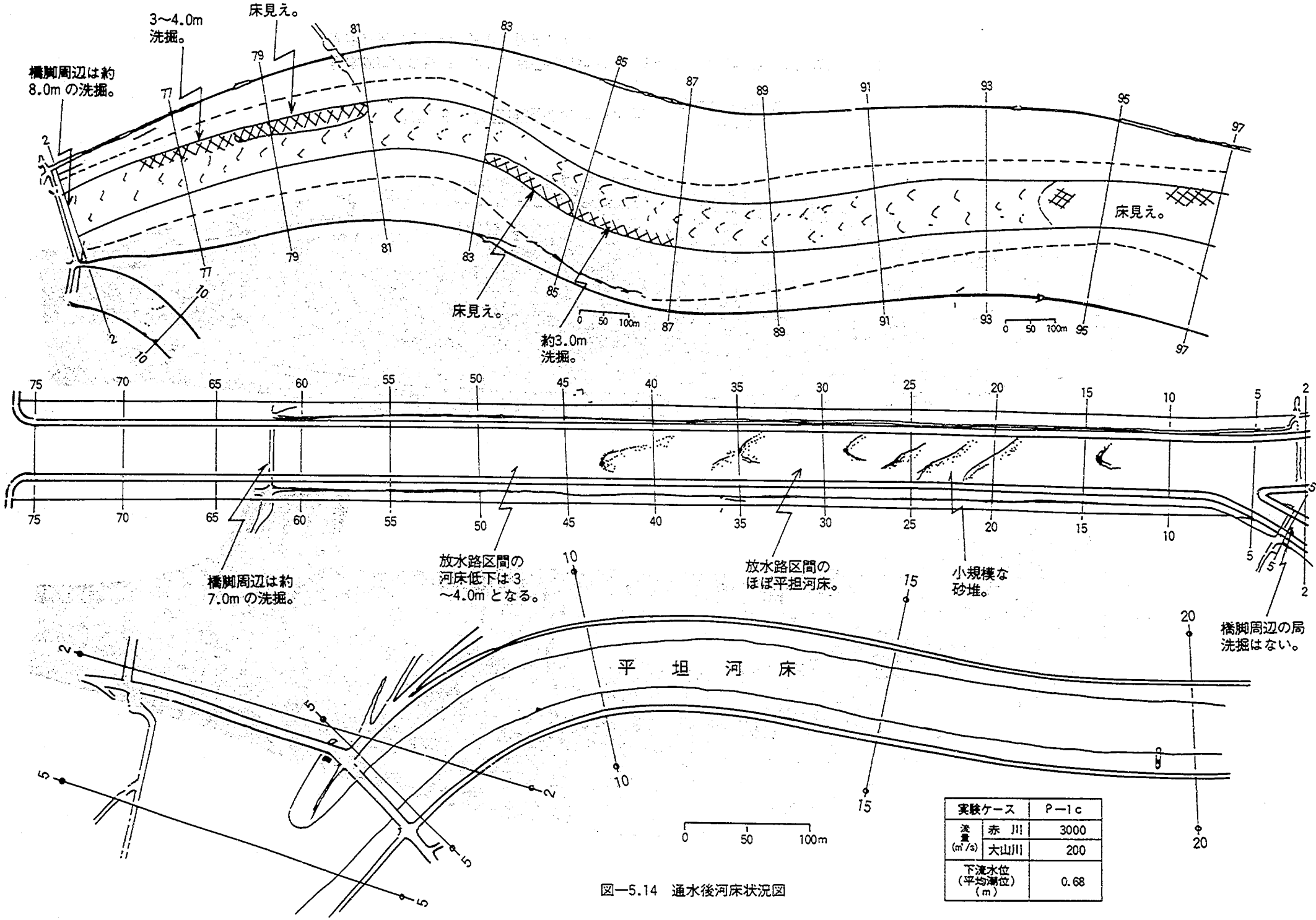


図—5.12（3）流速ベクトル線図



実験ケース		P－1 c
流量 (m³/s)	赤　川	3000
	大山川	200
下流水位（平均潮位）(m)		0.68

図－5.13　流況図



実験ケース		P－1c
流量 (m³/s)	赤 川	3000
	大山川	200
下流水位 (平均潮位) (m)		0.68

図—5.14 通水後河床状況図

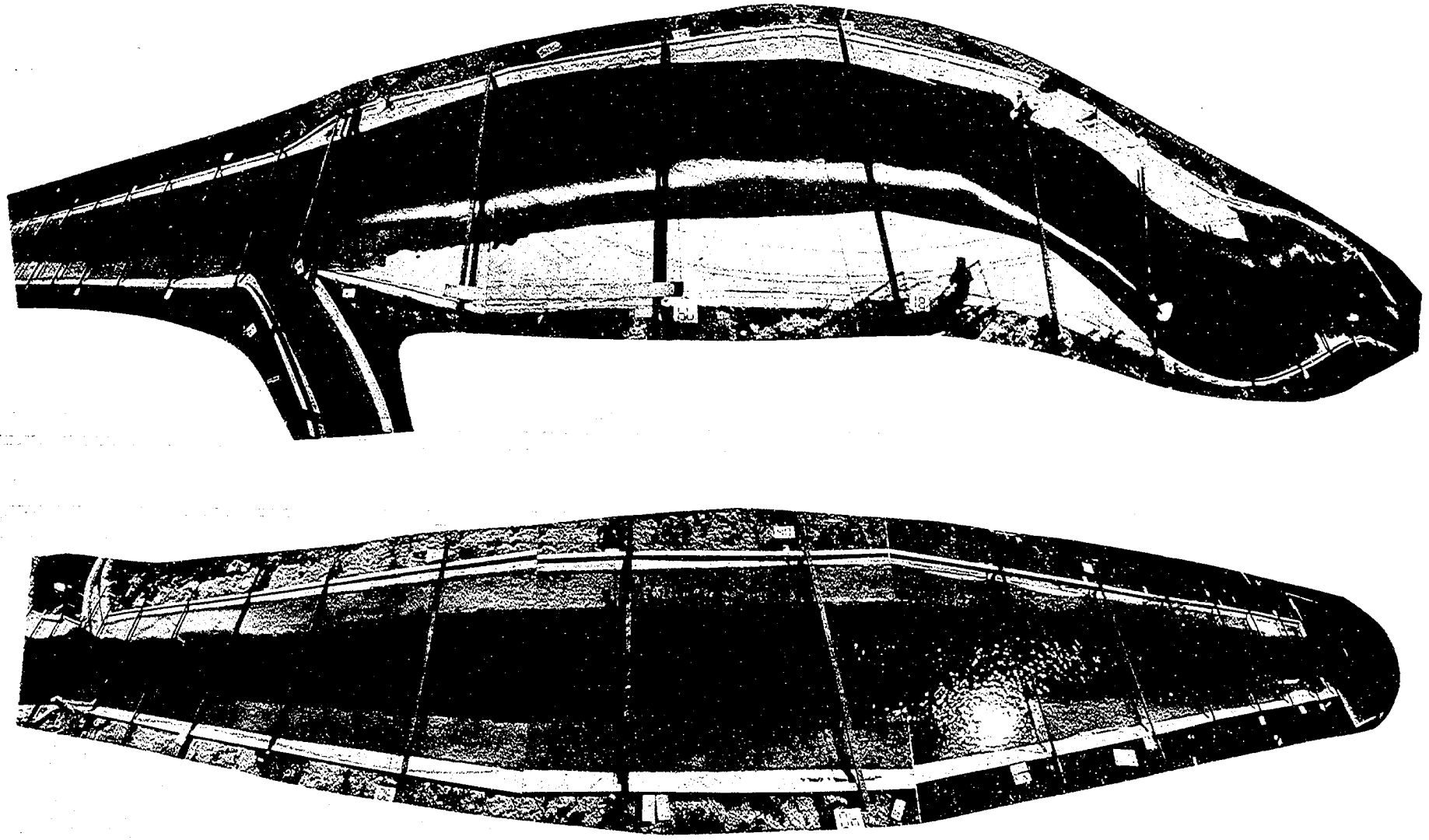


写真. 5　計画河道における流況　　P－1 c
Q＝3,200㎥/s

低水路法線の改修により、若干蛇行が弱まるものの、まだ水衝部を形成している。
放水路部は直線的に流れ、問題はない。

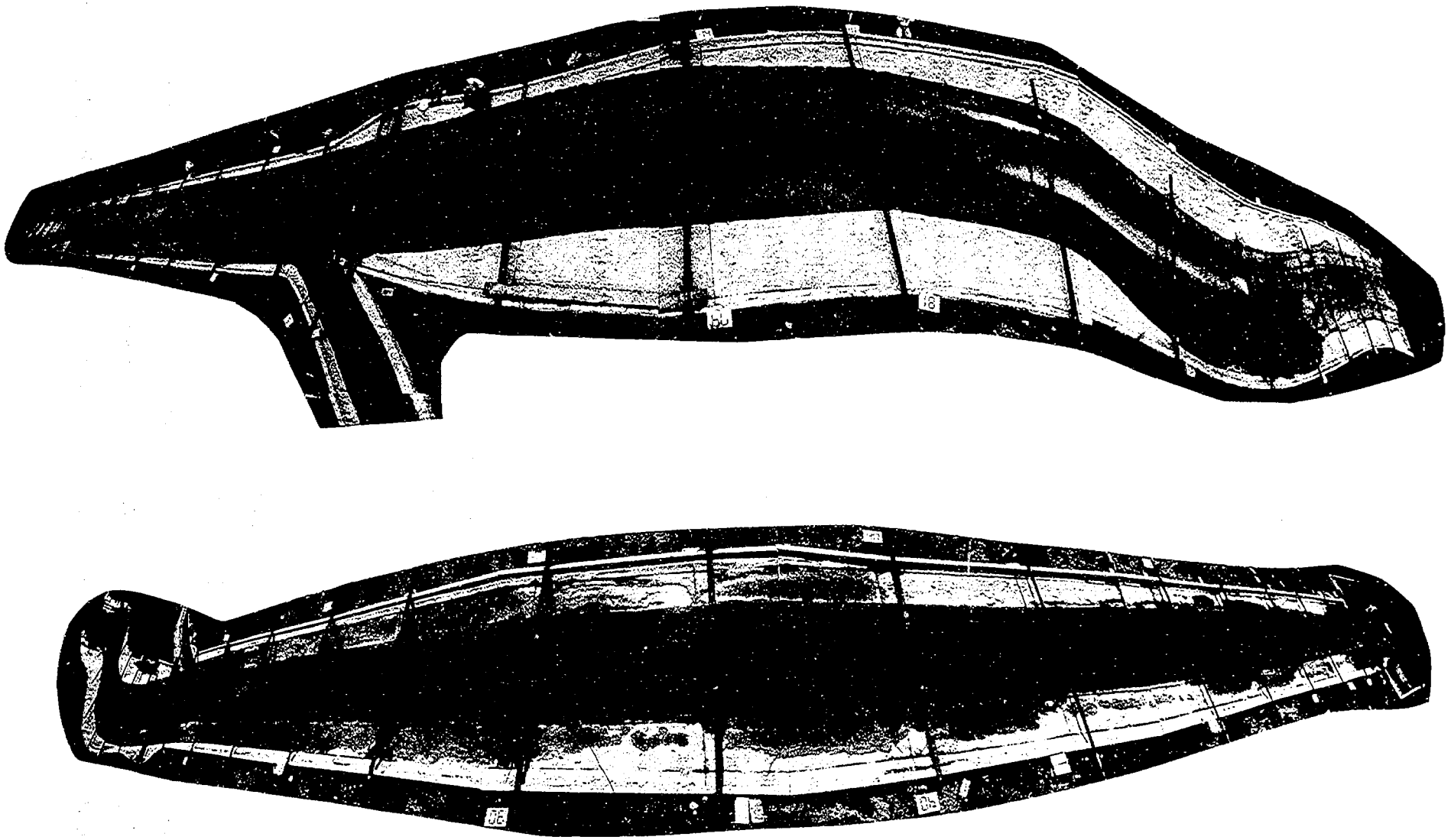


写真. 6　計画河道の河床状況　　P－1 c
Q＝3,200㎥/s

流れの蛇行により形成された水衝部において洗掘が生じており、保護工が必要である。
放水路部は全川的河床低下が認められた。

第6章　結　　論

(1) 検証実験

検証実験は、昭和33年7月出水による河床変動の再現を目標とし、実験流量、通水時間、河口条件（砂州の有無）、床止め工（第三床止め工の破損状況）などを種々変えて、6種類11ケースの実験を行い検討した。その結果、河口部分を移動床とし、第3床止め工が破損した条件で、昭和33年7月出水のピーク流量1,258m³/sを定流で2時間（模型値）通水することによって、現地床止め工下流の洗掘状況を再現できることが分った。

(2) 暫定河道

現在の床止め工6基を撤去して、仮床止め工を設置した暫定河道に、検証で用いた昭和33年7月出水ピーク流量Q＝1,258m³/sを2時間通水した後、さらに暫定計画流量であるQ＝2,200m³/sを1時間通水して検討を行った。これより、河床変動の把握を行い、さらに仮床止め工の構造を検討し、仮床止め工護床工など対策工の検討を行った。

結果

①仮床止め工上流の有堤部において、低水路がわん曲していることに起因する流れの片寄りが認められ、CS87～CS85断面の左岸へ集中したのち、CS81～CS79断面では低水路右岸沿いに流下する。

②有堤部の偏流の影響により、仮床止め工下流でも右岸寄りの流れとなっている。

③放水路部においては、砂れき堆などの発生もなく、河床がフラットであることから、偏流はなく、直線的流れとなっている。

④左支川の大山川は、流量が本川に比べ小さいことから、赤川本川の水位により堰上げられ、ゆるやかな流れとなっており、問題となる点はない。

⑤有堤部において偏流が生じていることから、水衝部となる低水路護岸沿いに局所洗掘が生じており、対策工が必要である。対策工としては根固め工（幅10m）を採用した結果、洗掘量の軽減はほんどないものの、洗掘位置を河道中央に移動させる効果が認められた。

⑥仮床止め工下流では、上流での偏流の影響を受け、流れが右岸に寄ることから下流護床工右岸に局所洗掘が生じている。このため、護床工の範囲を河道中央から右岸についてCS77まで延長することが望ましい。

⑦放水路については、流れに偏寄りがなく、河床低下が全川的に生じる結果になっている。このため、護岸対策として放水路全川の左右岸に幅5m程度の根固め工を設けることが望ましい。

⑧大山川については、流れがゆるやかなことから、河床変動は生じていないが、合流点付近において赤川本川の河床が低下することによる段差が認められ、対策が必要と考えられる。

⑨床止め工の構造については、コンクリート構造、ブロック構造について下流の局所洗掘、上下流の

水位などで比較をおこなったが、有意な差は認められなかった。

(3) 段階施工時実験

段階施工時実験では、仮床止め工を設置した後、現在の床止め工上流側三基（第５、第６、黒森床止め工）を撤去した河道に、暫定河道実験同様に、Q＝1,258m³/s を２時間通水した後、暫定計画流量Q＝2,200m³/s を１時間通水し検討を行った。この場合、床止め工三基（第２、第３、第４床止め工）が残存していることから、第４床止め工より上流は暫定河道実験に比べ堰上げにより水位が上昇している。これにより、仮床止め工は完全に潜り越流状態となり、堰上げによる影響は有堤部まで及んでいる。水位が上昇していることから流速が減じ、河床変動、局所洗掘が抑制される。このことから、第４床止め工上流については暫定河道実験で提案した対策工を設けることで十分と考えられる。

(4) 抽出模型実験

抽出模型実験では、暫定河道時に設置される仮床止め工の構造詳細について検討を行った。これより、床止め工下流の護床工上の流速と局所洗掘深との関係を把握した。すなわち、床止め工下流の局所洗掘は通水開始から１時間（模型値）程度で著しく進行し、以降その進行は純くなることが知られた。同水理条件において、床止め工構造をコンクリート構造と、ブロック構造とで比較すると、下流の局所洗掘深はブロック構造の方が軽減される。しかし、護床工部分の屈とう性が模型で再現されていないことなどから、その差は有為なものとはいいがたい。実験では直接的にQ＝1,258m³/s あるいはQ＝2,200m³/s 等価の検討を行えなかったが、実験結果より推測するにQ＝1,258m³/s では12m程度洗掘される可能性がある。

(5) 計画河道実験

計画河道実験は、現在の床止め工６基を撤去、暫定時の仮床止め工も撤去、低水路掘削、有堤部低水路法線の改良、中水敷の掘削、放水路部低水路掘削、左右岸高水敷拡幅を行った河道に、Q＝1,258m³/sを２時間通水した後、暫定計画流量Q＝2,200m³/s、計画高水流量3,200m³/sを重ね、それぞれ１時間通水し、検討を行った。その結果、上流有堤部の低水路法線が改良されてはいるが、偏流が解消されるに至っておらず、水衝部における洗掘はまぬがれない。このことから、低水路を維持するために両岸への低水護岸の設置、さらに水衝部となるCS93～88右岸、CS88～82左岸、CS82～77右岸に幅10mの根固め工の設置が必要である。放水路についても、河床低下が著しいので両岸への低水護岸の設置および前面に５mの根固め工の設置が必要である。

Copyringht © 1988 fiscal year 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 writhout the written permission of the Director General of P.W.R.I
この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写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。