

土 木 研 究 所 資 料

第 361 号

笛 吹 川 中 央 道 橋 の 架 設
に 関 す る 水 理 模 型 実 験
報 告 書

昭 和 43 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

は じ め に

本報告は、関東地方建設局より委託をうけて実施した笛吹川、重川、日川の三川合流点にかかる中央道の橋脚の水理現象を移動床模型により実施したものである。

この笛吹川の三川合流部は、勾配は約 $1/100$ 程度であり、それに加えて合流部の流況の複雑さから橋脚に対する水あたりの角度が変化し、基礎が洗掘されることが懸念されていた。

実験の結果、その規模がほぼ明らかになったのでここに報告するものである。

河川研究室 室 長 土 屋 昭 彦 技官

研究員 星 畑 国 松 技官

目

次

I	実験の概要	1
	〔1〕 実験の目的および方針	1
	〔2〕 実験の概要	1
II	実験結果	7
III	結論	28

I 実験の概要

(1) 実験の目的および方針

橋梁が河川に設置された場合、前面で水をせきあげて橋脚背水を生じ、側面を波うって下流に複雑な後流を発生する。このとき、前頭付近の河床を著じる洗掘して、橋脚の安定を危くする。

橋脚軸と洪水時の流水方向のなす角度が増大すると、この洗掘量がますます増加し、後流も大きくなる。今橋梁を架設しようとしている笛吹山三川合流点は勾配は急であり、また合流点の特徴として支川の流量型の相違により種々な流況が表われ、橋梁におよぼす影響も異なってくる。

本実験は、このような橋脚設置に伴う橋脚自身の洗掘および橋脚が河川に与える影響を把握する目的で、笛吹川三川合流模型の2^{Km}21地点に橋脚を放置し、移動床実験により解明しようとするものである。

このために以下の2点を中心にして検討した。

- (1) 橋脚軸と洪水時流線との角度が小さければ、橋脚周辺の洗掘も小さくなり、かつ河川に与える悪影響も小さくできるものと考えられる。このような考えより洪水時の流線に注意する。
- (2) 実験によって生じた最大洗掘深をおさえ、構造物設計の基礎とする。

(2) 実験の概要

(1) 模 型

表 - 1 模型水理量縮率

模型は、橋梁の洗掘と合流部の水理現象の把握の両者を加味して、1/40の縮尺を採用した。

その場合、諸水理量の縮率は表-1の通りである。

模型製作は、昭和38年度に実施した横断測量図を

諸 元	次 元	縮 率	備 考
長さ、水深	L	n 1/40 = 0.025	
時 間	T	n ^{1/2} 1/√40 = 0.1581	
流 速	L T ⁻¹	n ^{1/2} 1/√40 = 0.1581	
流 量	L ³ T ⁻¹	n ^{5/2} 1/40 ^{5/2} = 1/10119	
圧力強度	ML ⁻¹ T ⁻²	n 1/40 = 0.025	
流量係数	—	1/1 = 1.0	
粗度係数	L ^{-1/3} T	n ^{1/6} 1/40 ^{1/6} = 0.5407	

基準にして、平面図、航空写真を参考に作成した。

模型範囲は、笛吹川 1.9Km ~ 3.8Km、重川 0 ~ 1.2Km、日川 0 ~ 0.75Km をとり、中央道橋梁はこの最下流部2^{Km}21に設置した。模型全図は図-1にかかげる通りである。

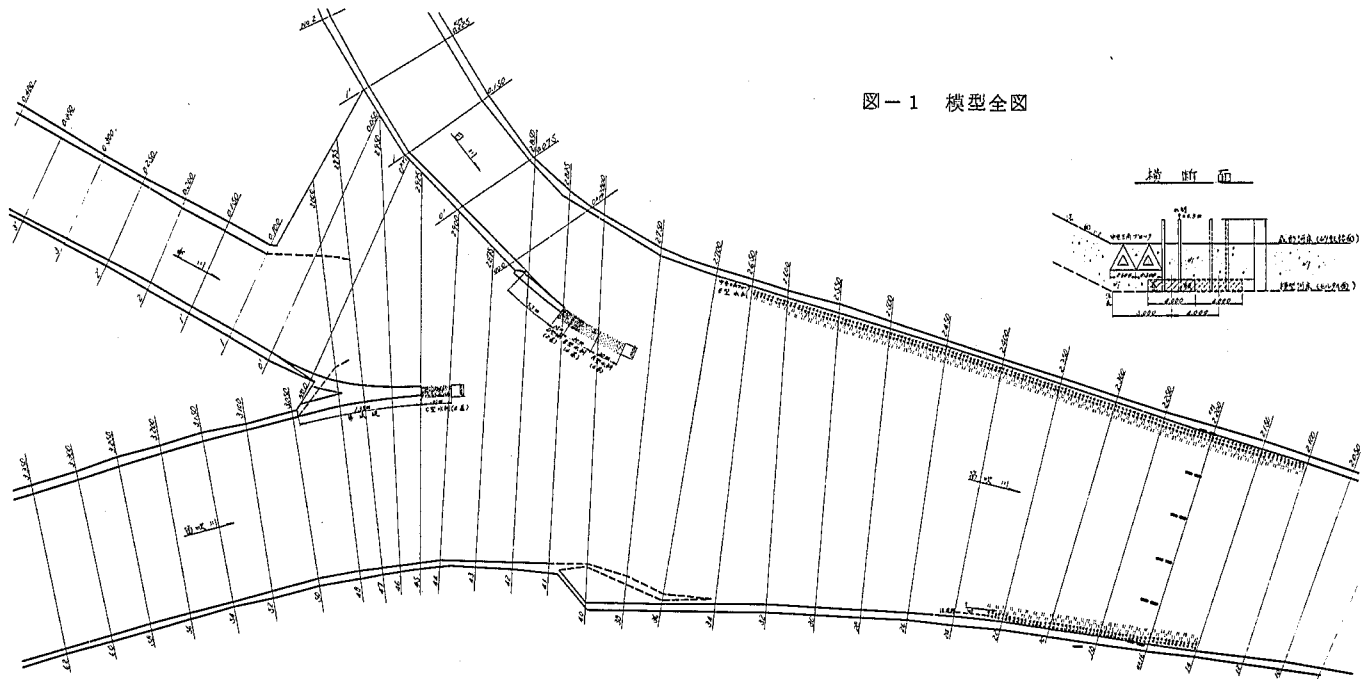
この平面図は、本実験の全ケースに対応するものではないが、代表平面図として記載する。

橋梁は事務所より示された図にもとづき、図-2の通りの橋脚を、図-1の位置に設置した。

橋脚軸の方向は、洪水時流線との角度を決定するものであり、洗掘に対しても河川に対する影響からも最も重要なものであるが、この地点は川中の縮小する地点に位置するため、流線と橋脚軸を完全に一致させることが困難であるが、河道の中心線にあわせて設置した。

模型河床はすべて昭和38年河床にあわせて、10cm(現地の4cm)の砂を敷いて作成したが、

図-1 模型全圖



断面図

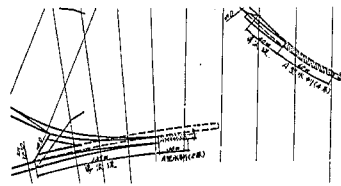
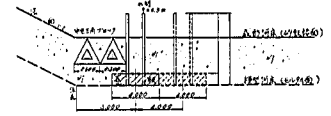


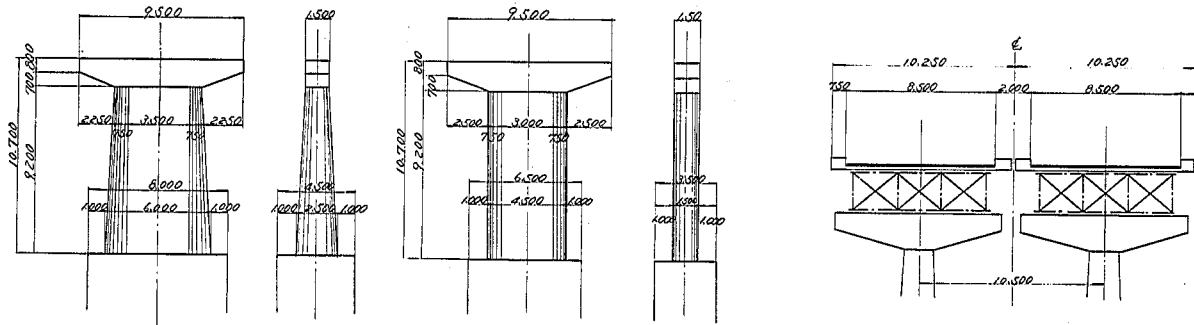
图-2 中央道橋

固定

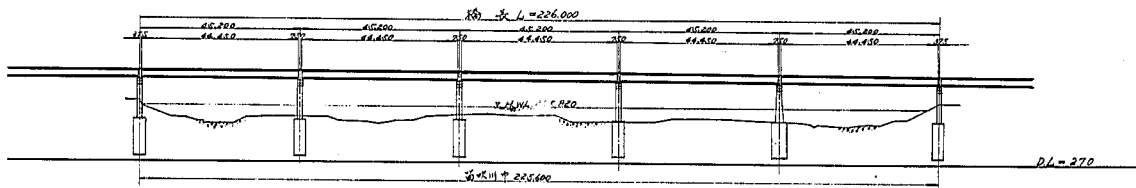
可 動

 $S = 1:200$

中 員 構 成



側面図

$$S = 1:500$$


周辺の構造は多少異なっている所もある。

これらは、笛吹川三川合流点の調整策として検討されたものであるが、実験1～3については図-1の下図のごとき導流堤を設置し、合流点下流の水制は設置しなかった。実験4～5は図-1の合流点の導流堤および周辺に水制を設置して実施したが、この案は笛吹川三川合流点調整案とみなされるものである。

導流堤構造は、表-2にのべる通りである。

表-2 導 流 堤 構 造

	笛 吹 川 導 流 堤	日 川 導 流 堤
№1	不透過，非越流型延長 200 m	不透過，非越流型延長 100 m
№2	不透過，非越流型延長 135 m A型水制巾員 4.5 m，延長 30 m	不透過，非越流型延長 40 m A型水制巾員 4.5 m，延長 30 m
№3	不透過，非越流型延長 135 m C型水制巾員 11 m，延長 30 m	不透過，非越流型延長 40 m C型 30 m，B型 30 m，A型（巾員各 11 m）
№4, 5	同 上	C型のうち 15 mを非越流型とし，15 mをB型に近いD型とする。

(2) 実験用砂

三川合流点附近の河床粒径は、平均粒径で 60 μ m ～ 80 μ m に当り、砂分から巨礫まで巾広い範囲で含まれている。

模型の河床材料の選定は、移動床実験において最も重要な問題である。

固定床においては、相似則がはっきりしており実験結果を通して実物の現象を適確に表わすことができるが、移動床においては、流砂量、河床形状等の相似性が悪く、したがって粒度係数が変化し、水深、流速等も精度が悪い。

本実験の場合は、混合粒径特性の影響はあまりわかっていないので、平均粒径についてだけ考えることとしたが、平均粒径が大きいので模型砂の選定はかなり容易である。

即ち、この粒径では砂運は発達せず、発生する河床形状は平坦と砂堆であり、現地においても砂堆が発生している。

この場合、河床形状に砂運が発生すると安息角等から現地との相似が達成されないから、砂運の発生しない粒径を選定する必要がある。

この粒径としては、過去の研究から粒径がほぼ 1 μ m 以上の場合には砂運が発生しにくいことがわかっている。

次に流砂量の相似としては、まずその前提の限界掃流力の相似を考える。70 μ m の現地粒径の限界掃流力を用いて 1/40 模型での粒径を算定すると、模型粒径は約 2.3 μ m となり、これは

河床形状の条件とも合致するのである。

故に、この粒径を対象として模型砂を物色することとしたが、選定の結果この粒径に最も近い表-3、図-3の砂を選定した。

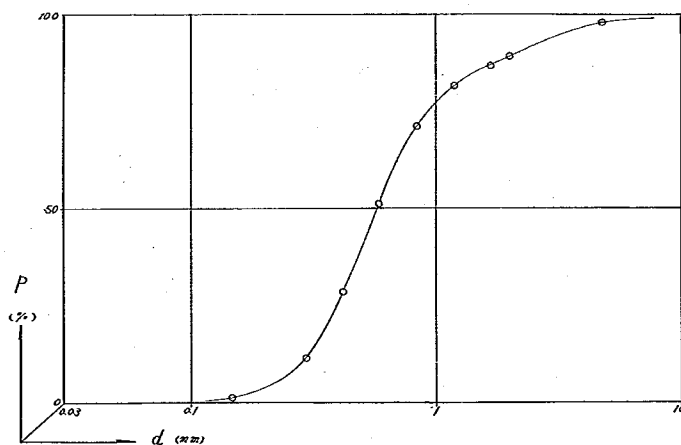
表-3 試料砂の平均粒径の算出

篩の目 $d(mm)$	止まつた重量 (gr)	P (%)	遞減 百分率	d_n	ΔP	$d_n \cdot \Delta P$
4.76	100	2.15	97.85	4.76	2.15	10.234
2.00	410	8.83	89.02	3.38	8.83	29.85
1.68	103	2.22	86.80	1.84	2.22	4.09
1.19	242	5.21	81.59	1.435	5.21	7.48
0.84	488	10.51	71.08	1.015	10.51	10.67
0.59	928	19.98	51.10	0.715	19.98	14.29
0.42	1,047	22.54	28.56	0.505	22.54	11.38
0.297	787	16.94	11.62	0.358	16.94	6.06
0.149	480	10.33	1.29	0.223	10.33	2.30
0.088	42	0.90	0.39	0.118	0.90	0.11
残	18	0.39	0	0.044	0.39	0.02
	4,645	100.00			100.00	96.484

○ d_n を算術平均にとる。

$$\circ \quad d_n = \frac{\sum d_n \cdot \Delta P}{\sum \Delta P} = \frac{96.484}{100.00} \div 0.96 mm$$

図-3 試料砂粒径加積曲線図



(3) 実験水理量

実験流量は過去の流量履歴を調べ、合流点におよぼす影響の度合を考慮して行なわなければならない。

しかし、笛吹川の上流部については、過去の流量記録はほとんどないため、計画高水流量を中心に表-4の3定流をまず選定した。

表 - 4 実 験 流 量 単位 m^3/s

流量番号	笛吹川	重 川	日 川	合計流量	摘 要
I	1,400	350	300	2,050	計 画 流 量
II	500	620	600	1,720	支川最大流量
III	700	150	150	1,000	小洪水流量
IV	600	300	300	1,200	" (流域面積比)

I型は本川の計画高水流量およびそのピーク時の支川の合流量であり、II型は支川最大流量に対して本川流量を減じたものであり、III型は計画流量の配分で流量を半減して小洪水に対する影響を調べたものである。IV型は小洪水流量で、流量配分をほぼ流域比にとったものである。

最近の出水と比較すると、昭和34年8月、36年6月の各出水はほぼIII型の配分率であり、40年9月はII型の配分率に近い。

(4) 実験ケース

実験は、以上の条件のもとに表-5のケースについて実施した。合流点附近の複雑な流況を検討するためには、表-4の各流量型に対する実験を詳細に行なうことが望ましいが、時間や経費の点から実施することは困難であるため、両岸に流れの集中するIII型を中心に実験を実施し、I、II型についてはIII型の実験終了後に通水し流況を観察した。

表 - 5 実 験 ケ ー ス

実験番号	模 型 条 件	流量番号	備 考
1	表-2 参照	II	実験終了後にI,
2	"	III	II型の実験を実施
3	"	III	
4	" , 両岸に水制装置	III	
5	" , "	IV	

Ⅱ 実験結果

橋脚に関する実験は方針にものべたように、流況と橋のまわりの洗堀の両者から検討される。

〔1〕橋脚上流部の流況

実験流況の代表例として、実験 4 と 5 の流況図をかかげる。他の実験においても流況は同様であるが、合流部の砂堆の発達の方の微妙な差異により流況はやや異なっている。

上流部の流況はこれらの図にみられるごとく、まず第 1 に左岸側の流勢が強く、深ぼれを呈し、次に右岸部の流勢は、上流から右岸沿いに流下するものは強くないが、 $2^{\text{km}}700$ 附近から $2^{\text{km}}350$ 附近へまわりこむ斜め流れをうけて深ぼれを呈し、右岸沿いに流下する。

中央部の流れは、砂堆上の流れで水深浅く、流勢も弱いものである。

流量が大であるⅠないしⅡ型の流量型の実験においては左右岸にきわだった流れは生じず全体として一様に流下していくことが認められた。

〔2〕橋脚部の流況

橋脚の名称を左岸部より第 1、第 2、と数え、最右岸を第 6 橋梁と呼ぶ。このうち第 1 と第 6 は橋台となり護岸線の内側に入って洗堀にさらされないようにしている。橋脚への流れを見ると、橋脚部の流れは合流点に位置する砂洲の動向によって変化するが、全体として、Ⅰ、Ⅱの流量配分においては川巾全体を流水が流れ橋脚軸と水流の角度としては特に問題ないが、Ⅲの流量型においては流れが左右に片より橋脚軸と水流の角度をみると、第 2 橋脚が左からの水当りをうけ、第 5 橋脚は右からの水当りをうけている。中央部の第 3、第 4 橋梁の流れは水深も浅く問題がないようにうかがえた。

橋脚軸と水流の角度からいうとこの方向は修正をほどこしたいものであるが、この橋脚設置位置は、川巾が縮小している部分に位置しているため左右岸から異なった方向で水当りをうけるのもある程度やむを得ないこととも思われる。

この流況の代表例として、実験 3、4、5 の 3 ケースの流跡線図を図 - 4 ~ 6 にかかげる。

この図の下に図 - 7 ~ 9 の河床等高線図をいれると橋梁附近の水路中央部まで砂堆がのびており、水流が左右岸にかたよっており左右岸の速い流れが、中央にむけて流れる様子がわかる。この流れ方からみると、第 2 橋梁は速い流れの中に位置して橋脚周辺の流れの集中現象が認められるが、第 5 橋脚については橋脚の左端まで中央からの州がのびて、右岸側を中心に流れており橋脚による集中現象はそれほど認められないようである。

図-4 終了時の流跡線図
(計画修正第2案～移動床)実験No. 3

$Q = 700 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H = 77 \sim 200 \text{ cm}$
 2.21m以上は移動床

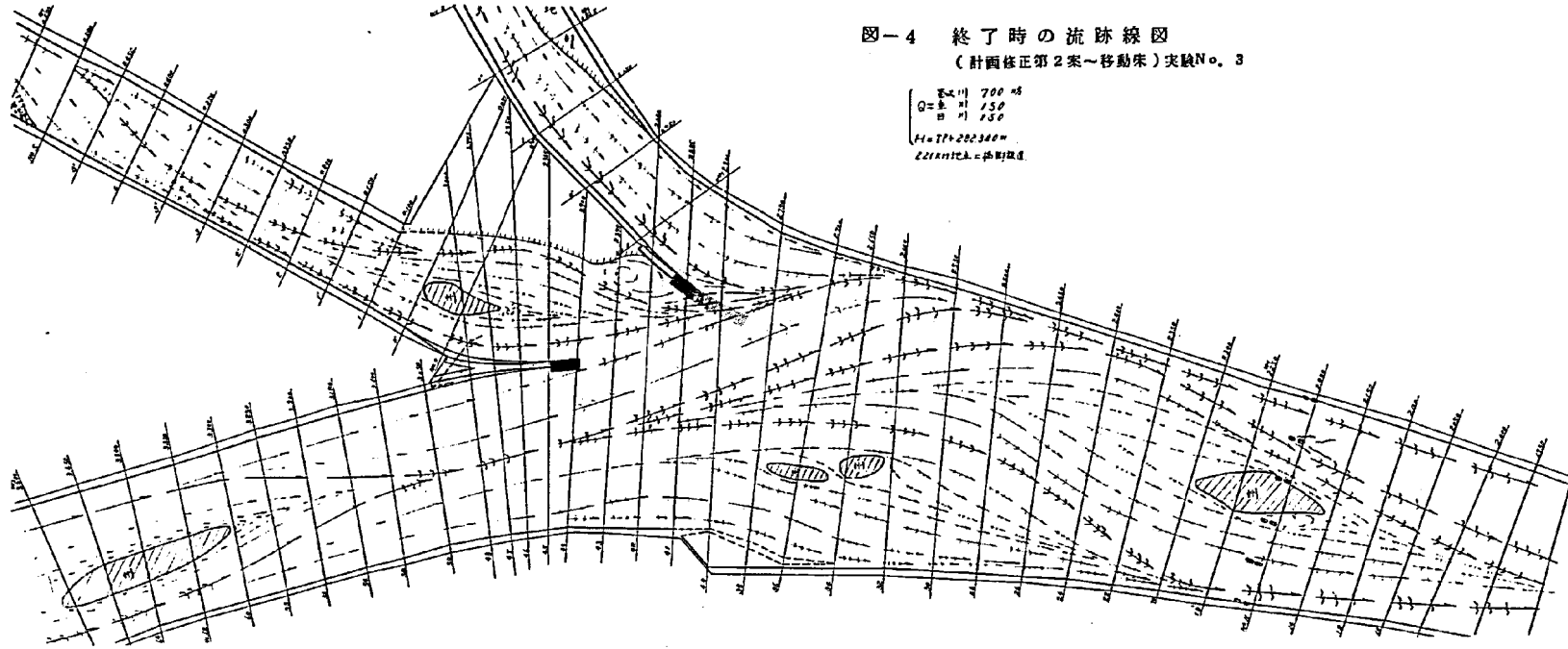
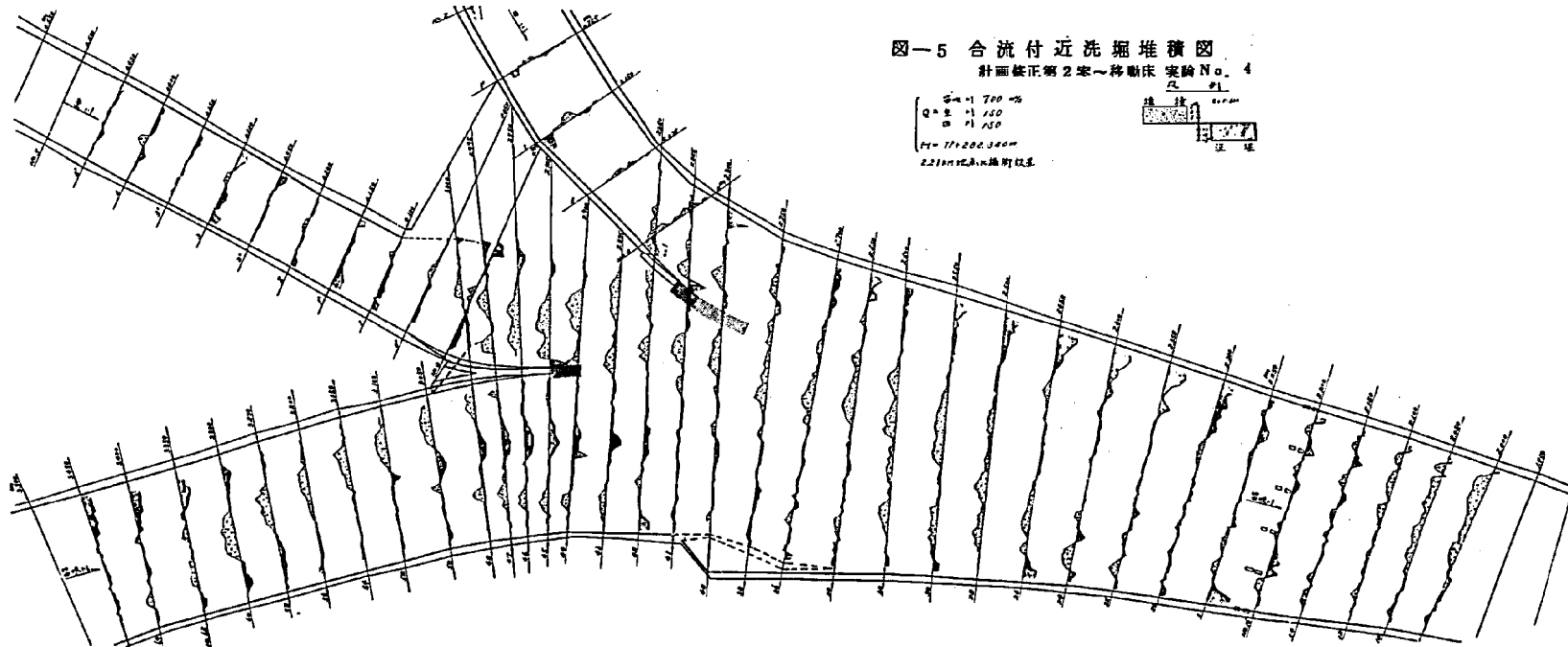


図-5 合流付近洗掘堆積図
計画修正第2案～移動床 実験No. 4

$Q = 700 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H = 77 \sim 200 \text{ cm}$
 2.21m以上は移動床



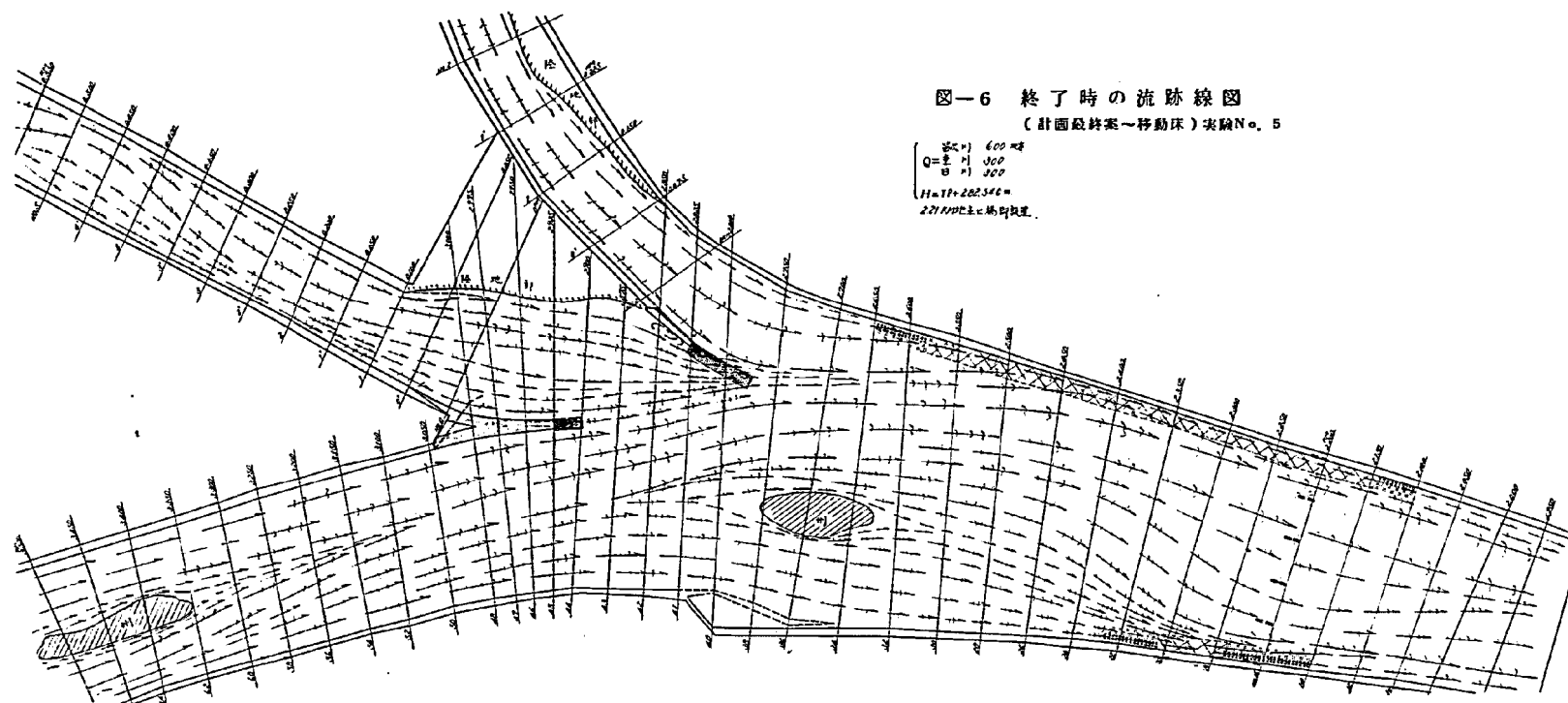


図-6 終了時の流跡線図

(計画最終案～移動床)実験No. 5

$Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H = 1.1 \sim 2.0 \text{ m}$
 2.71 m/s 主に渦が形成

図-7 河床等高线图

(計画修正第2案~移動末)実験 No. 3

$$\begin{aligned} Q &= \text{管吹}} 700 \text{ m}^3/\text{s} \\ &\quad \text{重}} 150 \\ &\quad \text{白}} 150 \\ H &= TP + 282.340 \text{ m} \end{aligned}$$

2.21 KM地点に橋脚設置

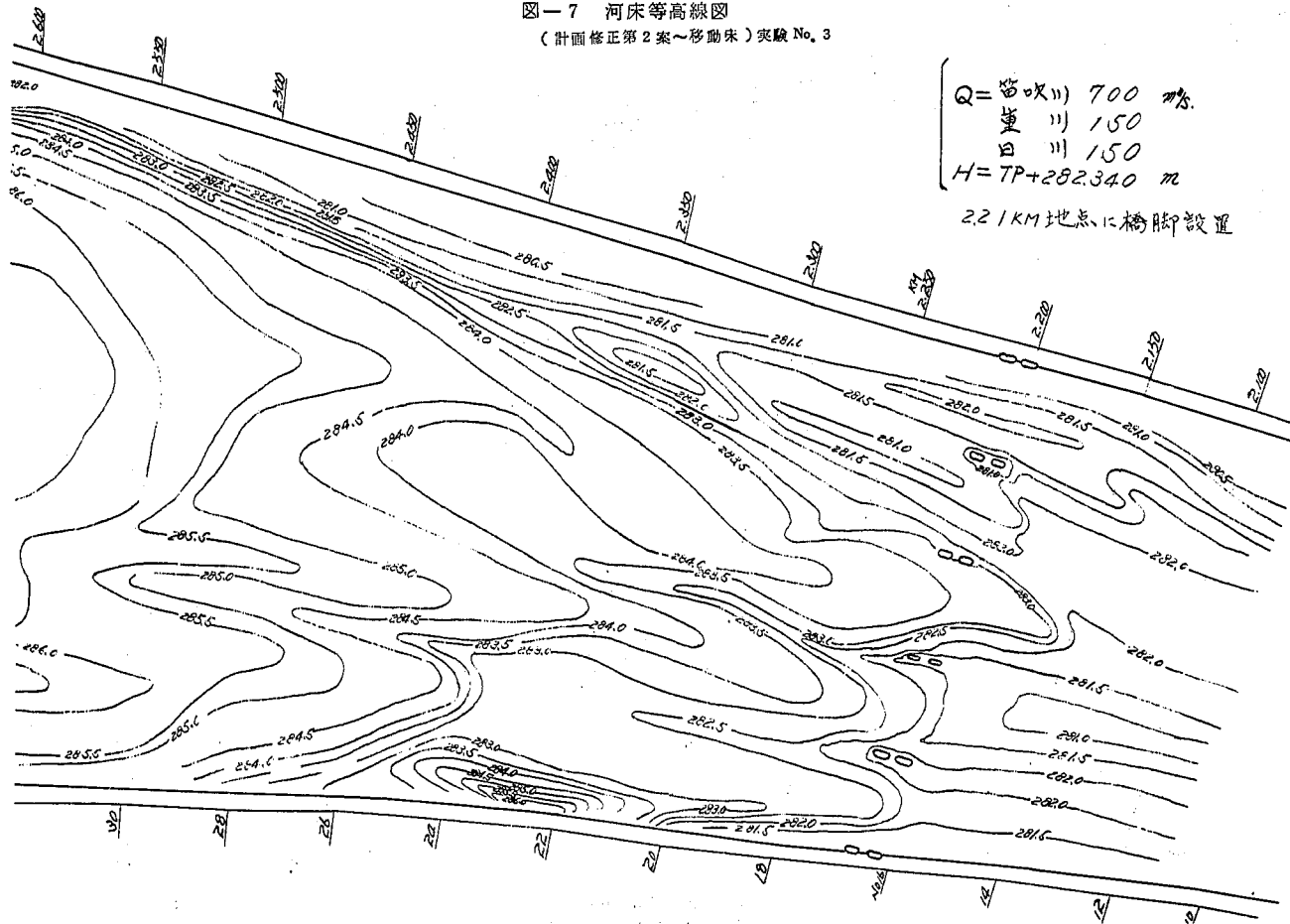


図-8 河床等高線図
(計画最終案～移動床)実験 No. 4

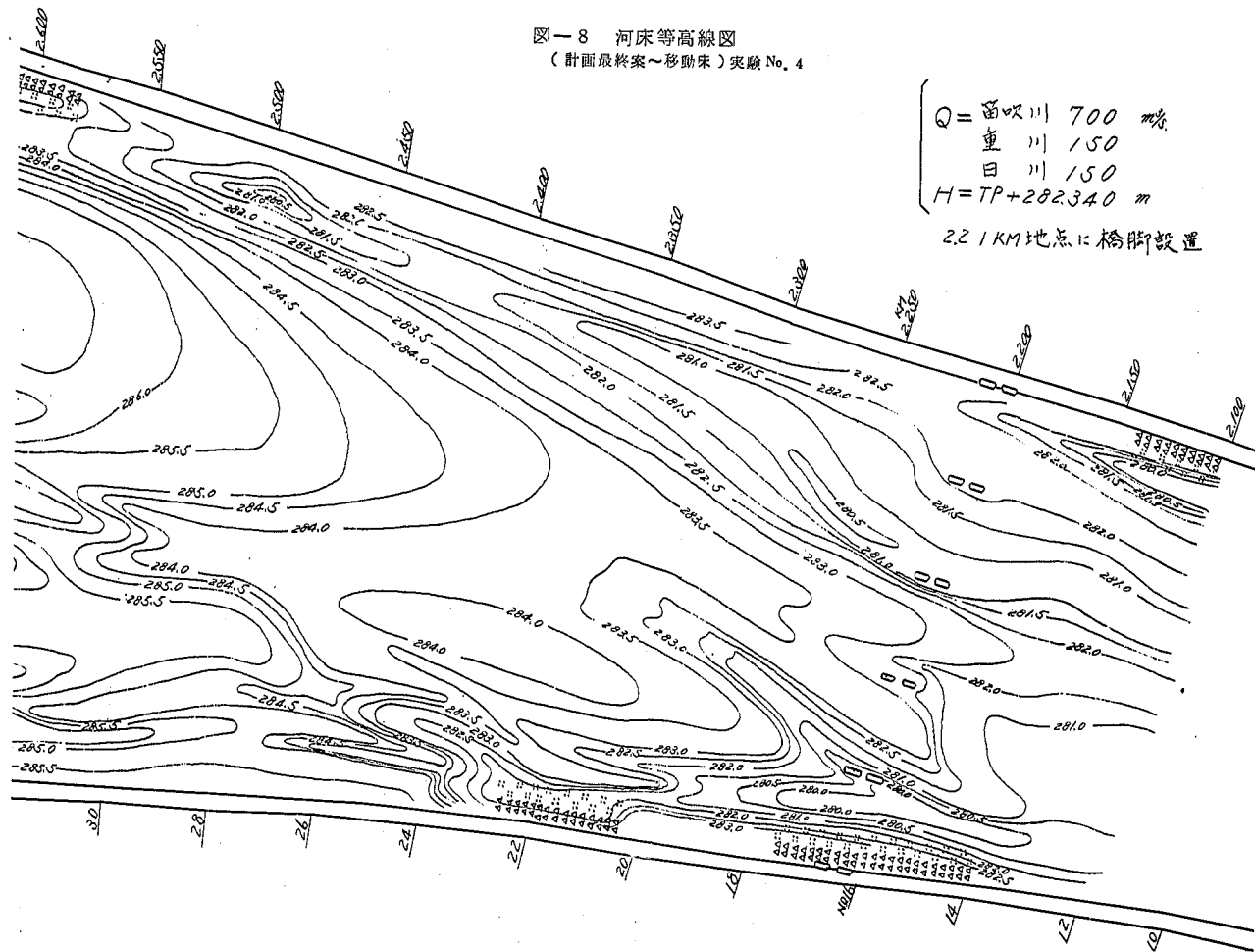
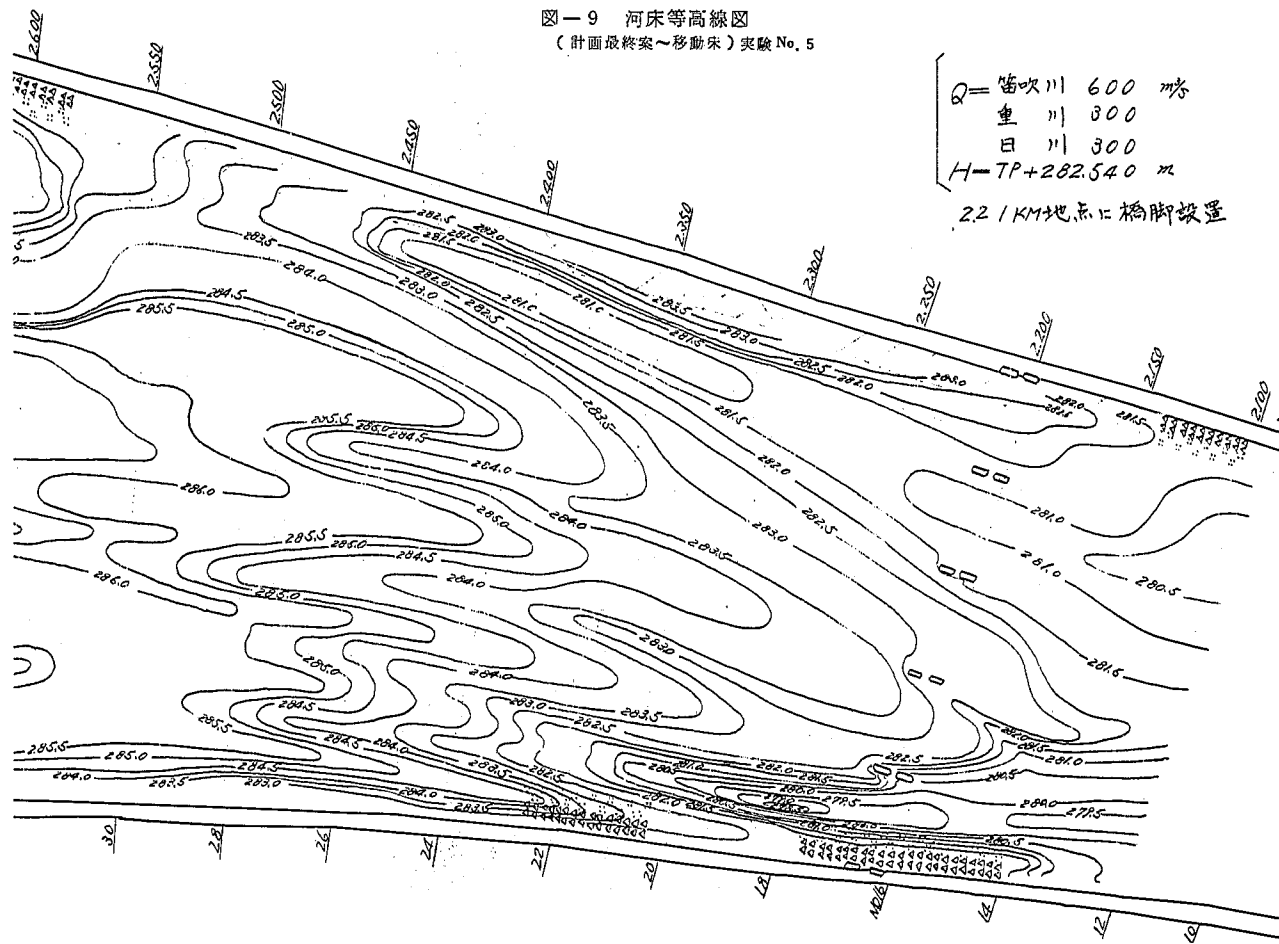


図-9 河床等高線図
(計画最終案~移動床)実験 No. 5



以上の流況を写真にみると、以下の通りである。

写真1 実験Ⅵ 1 に対する実験開始後約 55 分の流況で、左岸側にはげしい流れがみられる。

写真2 同上に対する終了時の河床形で左岸側にみおがみられ、他地点においても橋脚の周りに局部洗堀がみられる。

写真3 実験Ⅵ 1 , 水制設置時の左岸側の流れ、

写真4 実験Ⅵ 4 の終了時の河床形、第2と第3橋脚の間に流水の中心が移行したことからかんがえる。(下流からの写真)

写真5 実験Ⅵ 5 の終了時の河床形、左岸側の深ぼれが大きい。

写真6 実験Ⅵ 5 の1の流況、全体に流れている状態からうかがえる。

写真7 実験Ⅵ 5 の1の終了時の河床形

写真8 実験Ⅵ 5 の2の流況、全体におだやかである。

写真9 実験Ⅵ 5 の2の終了時の河床形

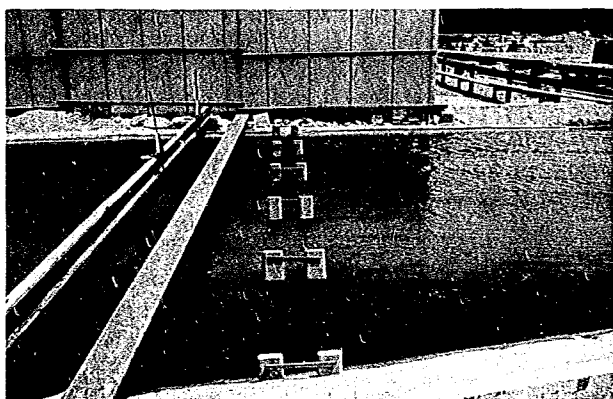


写真1 実験Ⅵ 1 に対する実験開始後約 55 分の流況で、左岸側にはげしい流れがみられる。

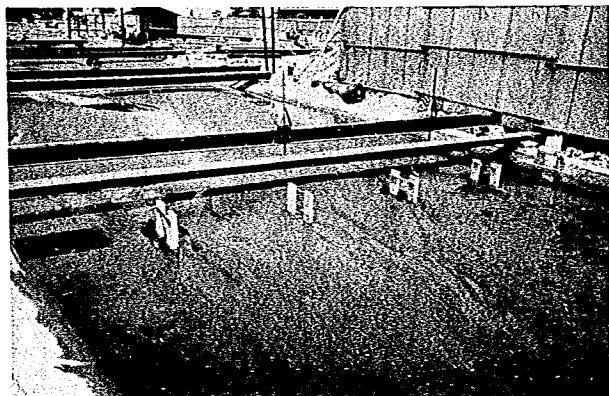


写真2 同上に対する終了時の河床形で左岸側にみおがみられ、他地点においても橋脚の周りに局部洗堀がみられる。

写真3 実験6 1, 水制設置
時の左岸側の流れ,

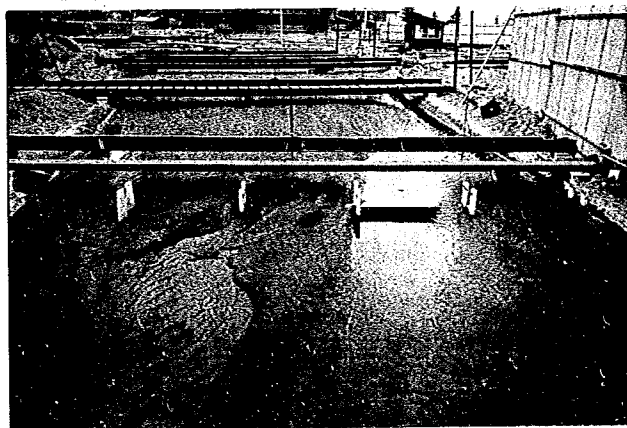
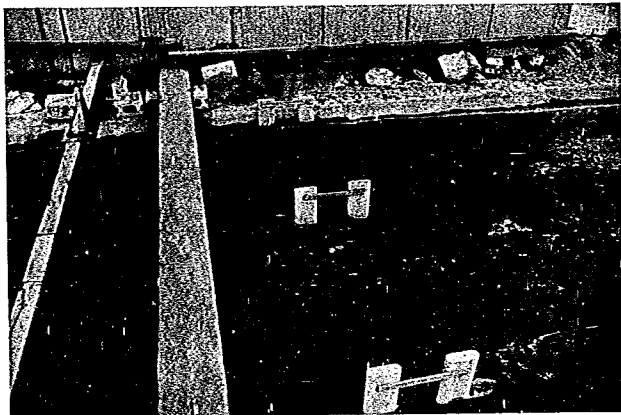


写真4 実験6 4 の終了時の
河床形, 第2と第3
橋脚の間に流水の中
心が移行したことか
ら考える。
(下流からの写真)

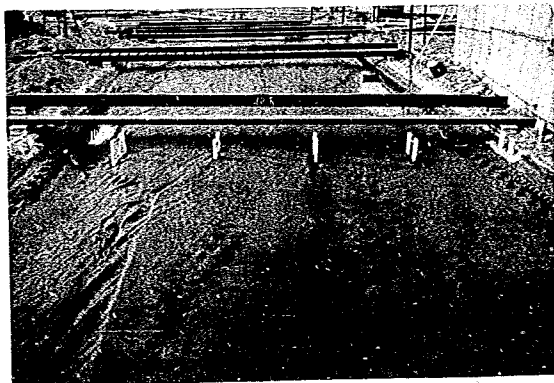


写真5 実験6 5 の終了時の
河床形, 左岸側の深
ばれが大きい。



写真6 実験5の1の流況、
全体に流れている状
態がうかがえる。

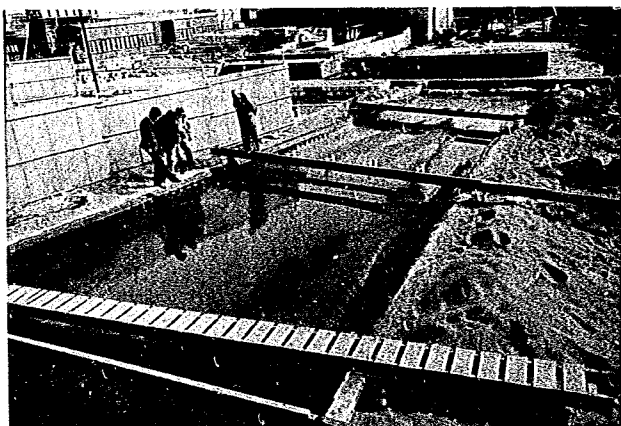


写真7 実験5の1の終了
時の河床形

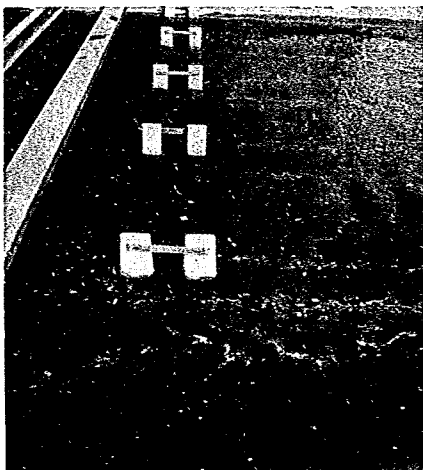


写真8 実験5の2の流況、
全体におだやかであ
る。

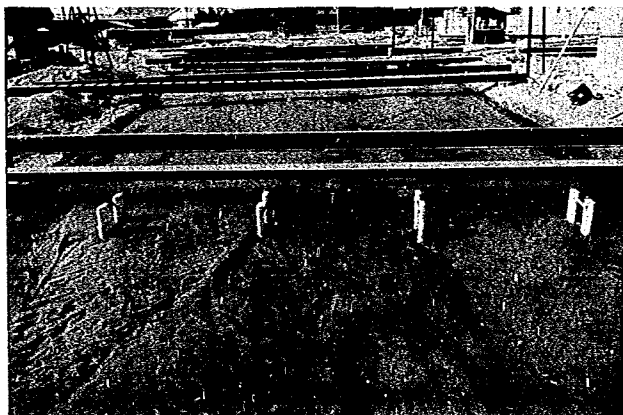


写真9 実験Ⅵ5の2の終了時の河床形

以上の通りで、橋脚に対する問題としては、流量の小さいⅢ型の流量時に問題が最も多く、ⅠⅡ型についてはほとんど問題がないことがうかがえる。

(3) 橋脚周辺の洗掘

実験Ⅵ1～Ⅵ5に対する橋脚周辺の洗掘状況を、昭和38年河床と比較し、同年の河床との洗掘堆積図を作成した。

これらは、図-10～14の通りである。(この図は実験終了後の堆積形状であり、通水停止後も流れは急に終らず、しばらく流れが続く。この間に実験中の洗掘形状がうめもどしをうけていくことが認められた。本実験においては、実験中の値の詳細はわからないが、実験中にスケールをあてたケースで比較すると約1mのうめもどしを最後にうけており、これらの洗掘にプラスしなければならない。)

これらの図から、第4橋脚は洗掘にほとんどさらされないが、他橋脚は最大3.0～3.5mの洗掘をうけていることがわかる。この図をもとに橋脚の中心点の横断をとり、昭和38年河床と共に記すると図-15の通りである。

この図には上下流2つの橋脚部横断のうち、各橋脚につき洗掘の大きい方の横断をとった。この地点の水位は各ケース共ほとんどかわらず、283.7mであった。

最後のⅥ5のみ283.85mである。

橋脚の周辺の洗掘に対する既往の研究をみると、動的平衡の場合、Andru等により

$$Ds/h = 1.8$$

ここに h : 橋脚の影響をうけない部分の水深

Ds : 水面からはかった最大洗掘深

という結果を得ているが、この場合いかがであろうか。

図一10 橋脚基礎周囲洗掘図

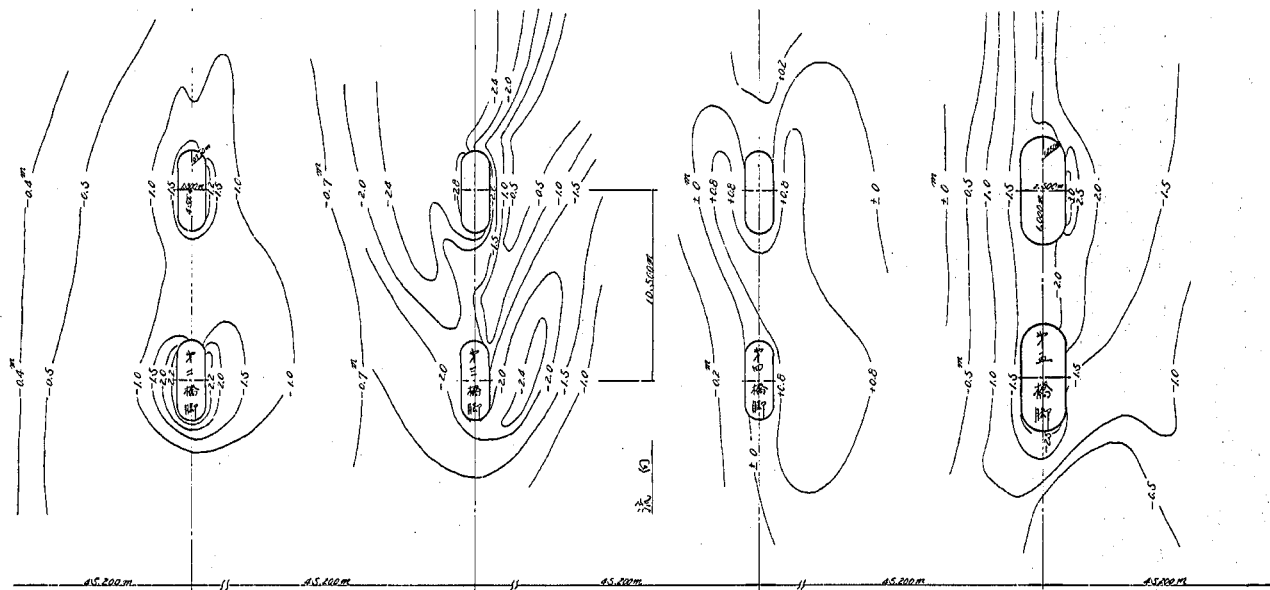
(計画最終家～移動床)実験No. 1

Q = 洪水川 700 m/s
 土 川 150
 日 川 150

H = TP + 202.340 m.

2.21 KM地点に橋脚設置.

註: 在来河床と基準にした洗掘堆積コンター.



図一 11 橋脚基礎周洗掘図

(計画最終案～移動床)実験 No. 2

Q = 高吸川 600 mm

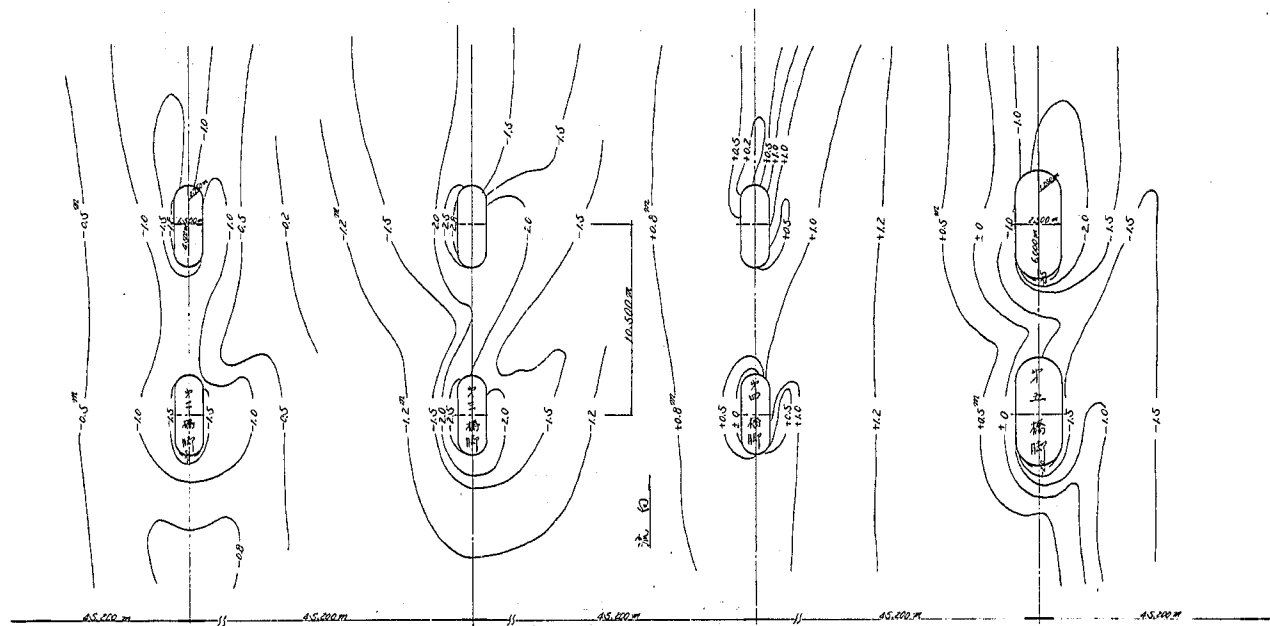
土 川 300

日 川 300

H = TP + 282.340 m

2.2 / K732 基に橋脚設置

注：左来河床と基準にした沈下堆積コーナー。



図一 12 橋脚基礎周囲洗堀図
(計画修正第2案～移動床)実験 No. 3

$Q = \text{嵩川} \quad 700 \text{ 噸}$
 $\text{量} \quad \text{川} \quad 150$
 $\text{日} \quad \text{川} \quad 150$
 $H = TP + 282.340 \text{ m.}$
 2.2 / KM 地盤に橋脚設置。

注：在床河床と基準にした洗堀堆積コンター。

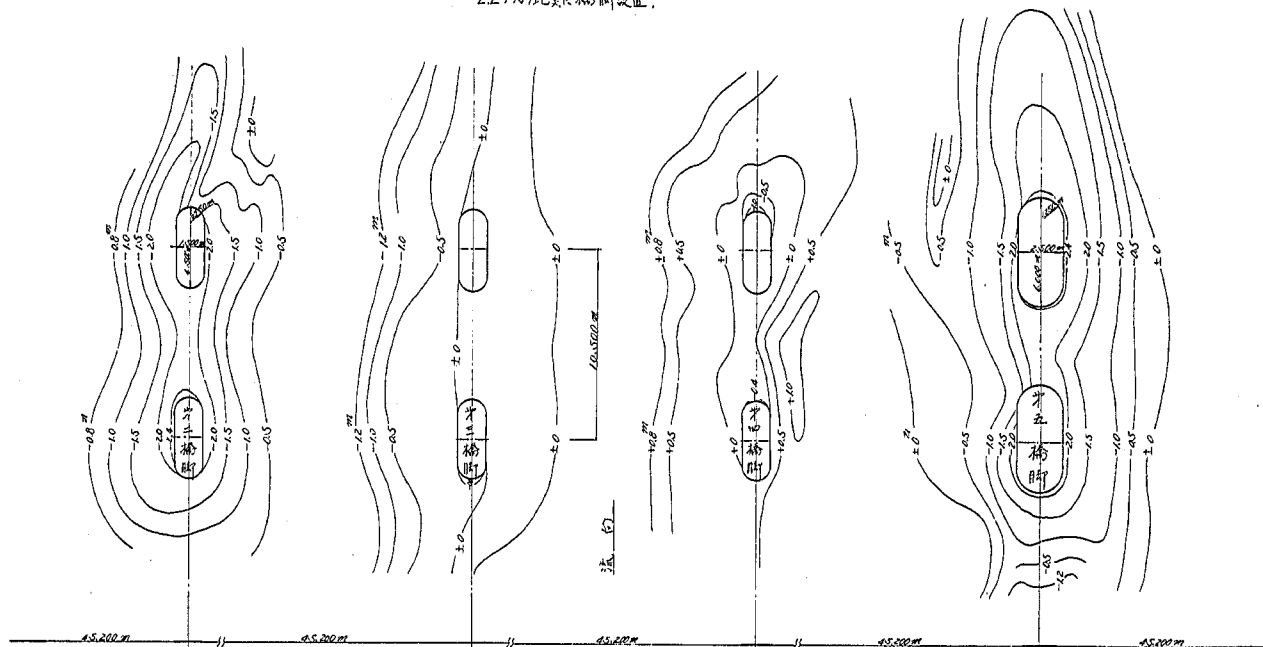


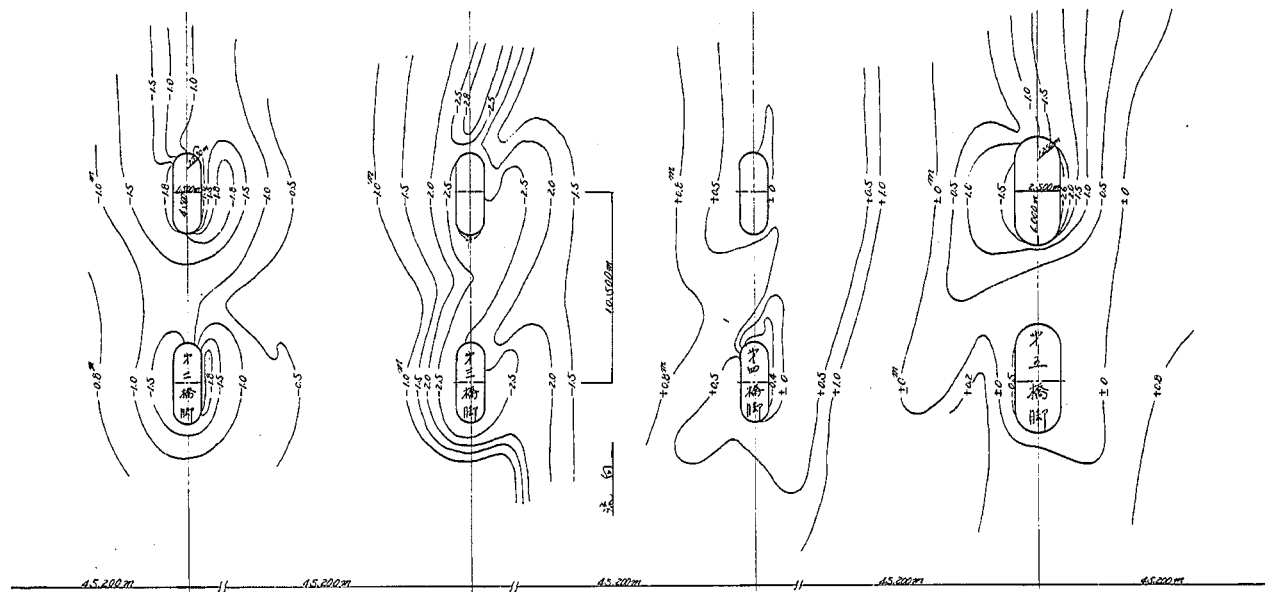
図-13 橋脚基礎周囲洗堀図

(計画修正第1案～移動床)実験 No. 4

Q=高吹川 700 噸
 壺川 150
 日川 150
 $H = TP + 202.340 \text{ m}$

2.2 KM地点に橋脚設置。

注：左米河床を基準にした洗堀堆積コンター。



図—14 橋脚基礎周囲洗堀図

(計画案～移動床)実験 No. 5

Q = 笛吹川 700 m/s

① 川 150

② 川 150

H = TP + 202.340 m

2.2 / KM 地長に橋脚設置.

註: 在来河床と基準にした洗堀, 埋積コンター.

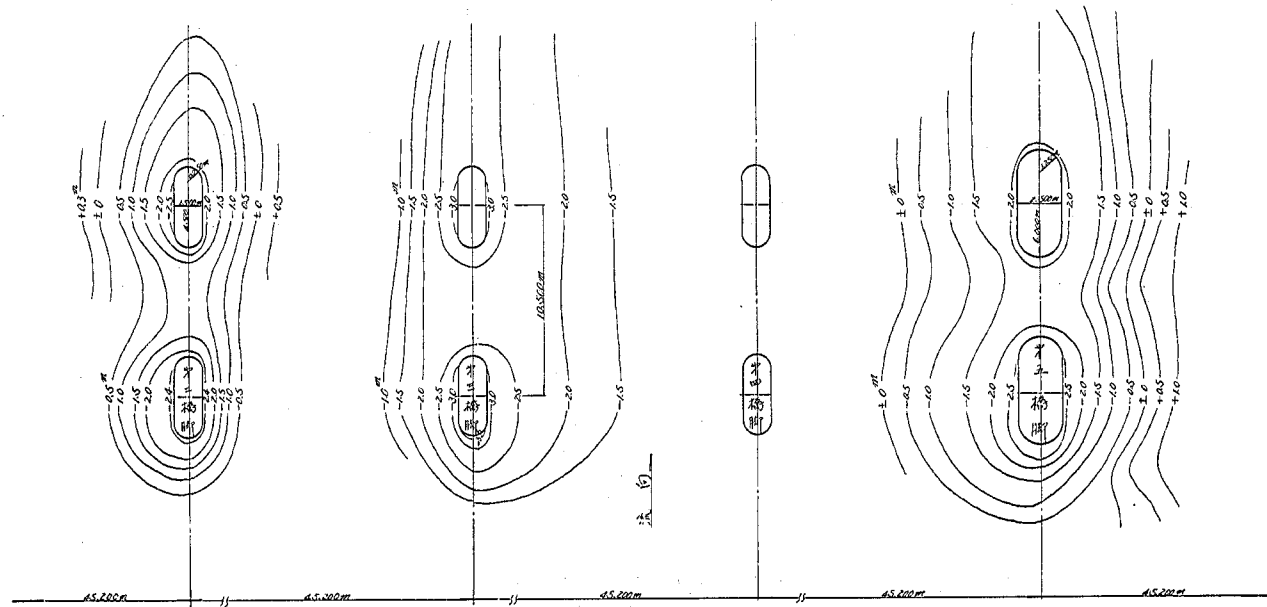
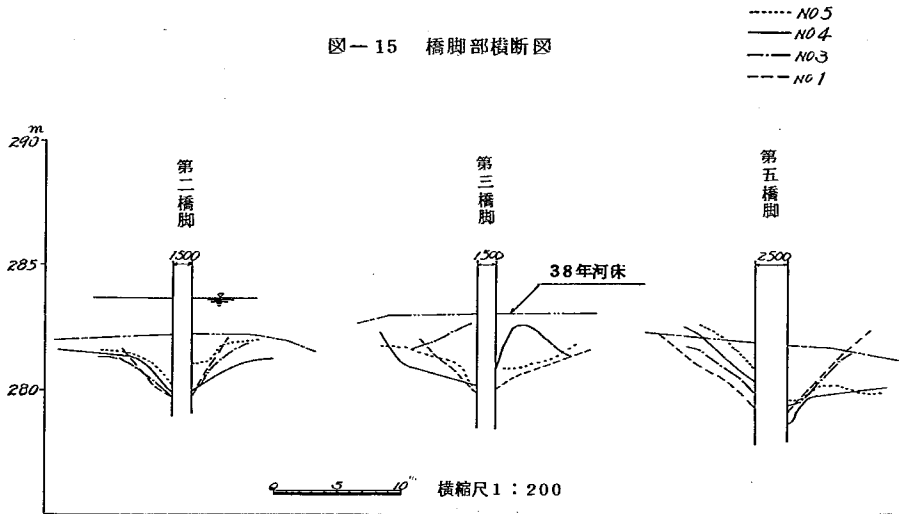


図-15 橋脚部横断面図



橋脚部の洗掘の生じ方を考えてみると、まず始めに橋脚の存在によって橋脚の周辺の単位巾流量が増大し、掃流砂量が平均場より大きくなり、バランスするために洗掘深が増大していく。この過程に2次流等の影響が入ってくる。

図-15をみると、橋脚の左右の掘れ方が一様でなく、第2、第3橋脚は左岸側の洗掘が大きく、第5橋脚は右岸側に大きい。この洗掘の仕方は、流況に対応するものであり、各橋脚ごとに橋脚の流れにおよぼす影響はことなる。

各橋脚についてみると、第2橋脚については各ケースでそれほど洗掘の仕方が変化していない。左岸側の水深は約2mとおさえられ、洗掘深は図の洗掘深に埋もどし分の1mを加えると約5mとなり、 $Ds = 1.8h$ よりはかなり大きくでる。第5橋脚については、左右岸への水制設置の有無によりその流れはかなり変化しているが、最終形状の水制ありについては、 $h \approx 3.7$ 、 $Ds = 6.0$ （埋もどし1mをプラス）となり $Ds = 1.8h$ よりやや小さい。

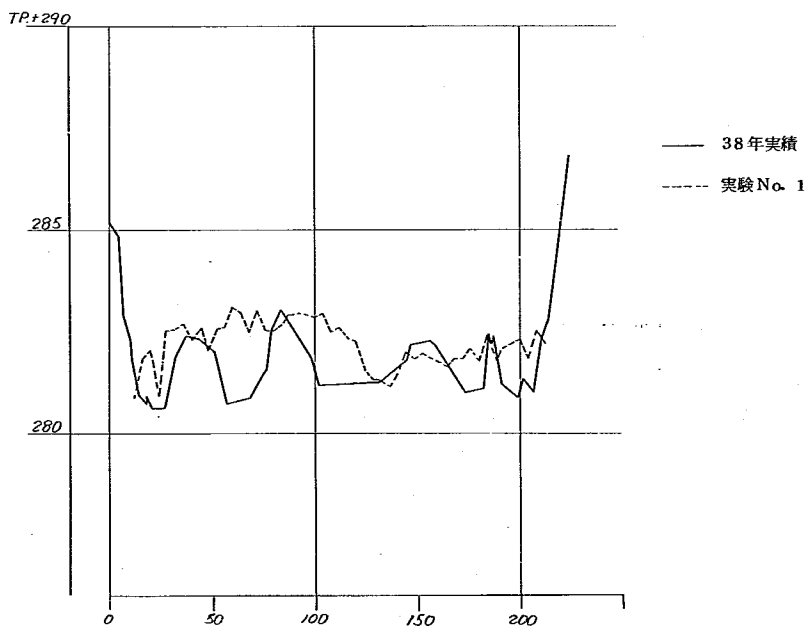
以上のごとくで、本実験においては洗掘深を水深を用いて表示することは困難であるが、最も危険な橋脚は左右岸に近い、第2と第5橋脚であり、これらの橋脚の洗掘は左右岸の流れの集中により、深ぼれが生じているわけで、このような横断面の特徴の上で論じなければならないものである。

実験 4, 5 等でみると, 第 5 橋脚の流れはほとんど右岸側に集中し, 左岸部は洲をおしだしており, 水深が非常に小さく, 橋脚による集中現象はそれほど認められない。最後に, この洗堀深を 2^K 200 地点の横断面図の深堀れと比較すると, 図 16 ~ 18 の通りで橋脚部に最大洗堀が生じている。

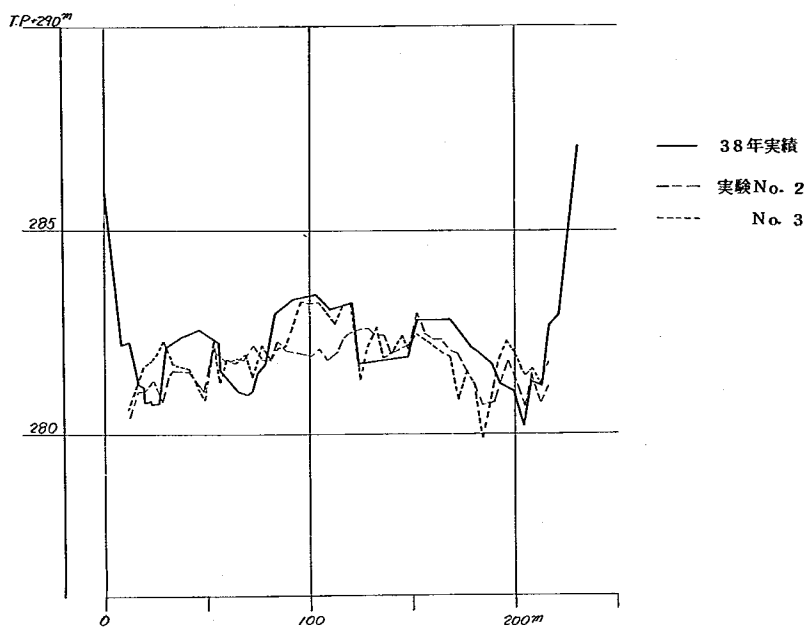
実験流量 I, II 型については, 橋脚地点の水位が約 50 cm 上昇し, III 型と同様の流況をとれば III 型よりもさらに洗堀されることが考えられる。

しかし, この流量型については, 河床測定を実施しなかったが, 流れに大きな偏流はなく全川巾を流れ, 流向も橋脚軸に近く, 橋脚附近の洗堀も小さくなっていることが認められた。

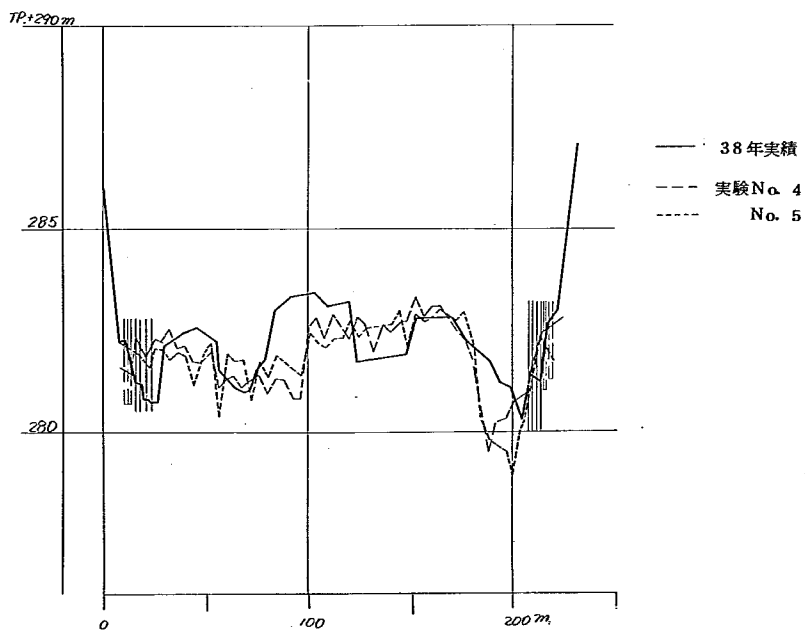
図-16 洗堀, 堆積横断面図 (笛~No. 14)



図一17 洗堀、堆積横断面 (笛~No. 16)



図一18 洗堀、堆積横断面 (笛~No. 16)



Ⅲ 結 論

以上の実験を通して以下のことが結論される。

1. 合流点下流の流れは、主として左右岸に強い流れが集中し、第2、第3橋脚には左岸からの流れがあたり、第5橋脚には右岸側から流勢がむかう。
2. 流量型についてはⅠ、Ⅱ型の洗堀はⅢ型、Ⅳ型に比し小さいことが認められた。
3. Ⅲ、Ⅳ型についての実験後の洗堀状況は図-15に見られる通りであり、通水中の洗堀梁はこの値より約 1^m 程度深く、昭和38年河床より約 4^m の洗堀が予想される。