



土木研究所資料 第676号

鈴鹿川分流模型実験報告書

昭和46年3月

建設省土木研究所

本報告書は、昭和43年度より昭和45年度にわたって、中部地方
建設局からの依頼により、鈴鹿川の分流点機構に関する水理模型実験
を実施したもので、ここに、その結果をまとめて報告するものである。

河川研究室長 土 屋 昭 彦

篠崎試験所長 川 村 幸 司

篠崎試験所 馬 場 亨

目

次

1. は じ め に	1
2. 実 験 概 要	1
2-1 実 験 の 方 針	1
2-2 計 画 の 概 要	4
2-3 実 験 方 法	4
3. 検 証 実 験	7
3-1 粗度係数の検討	7
3-2 模型粗度の調整	9
4. 本 実 験	10
4-1 現状による分流実験	10
4-2 旧堤撤去による分流実験	18
4-3 暫定(1)河道による分流実験	20
4-4 暫定(2)河道による分流実験	30
4-5 計画河道による分流実験	31
4-6 計画河道での移動床実験	45
5. 結 語	52

図 , 表 一 覧 表

図 - 1	鈴鹿川分流点附近平面図	2
図 - 2	計画河道図 平面図, 縦断図	5
図 - 3	測定点位置図	6
図 - 4	痕跡追跡結果図	7
図 - 5	検証実験結果図	11
図 - 6	横断図 (分流点附近)	12
図 - 7	現状 - 分流量測定図	14
図 - 8	現状 - 水位測定図	14
図 - 9	現状 - 流向測定図	16
図 - 10	現状 - 流速分布測定図	20
図 - 11	旧堤撤去 - 分流量測定図	22
図 - 12	暫定(1) - 分流量測定図	24
図 - 13	暫定(1) - 水位測定図	24
図 - 14	暫定(1) - 流向測定図	25
図 - 15	暫定(1) - 流速分布測定図	25
図 - 16	暫定(2) - 分流量測定図	30
図 - 17	計画 - 分流量測定図	31
図 - 18	河状別分流量比較図	32
図 - 19	計画 - 水位測定図	33
図 - 20	計画 - 流向測定図	39
図 - 21	計画 - 流速分布測定図	44
図 - 22	粒度分布図	46
図 - 23	河床変動測定図 - 平面図	47
図 - 24	河床変動測定図 - 横断図	48
図 - 25	橋脚周辺洗堀図 - 縦断図	53

表-1	実験ケース一覧表	3
表-2	実績洪水と計算値との流量配分比較表	8
表-3	粗度係数計算結果表	9
表-4	模型水理諸元の縮率	9
表-5	河状別分流量比較表	32
表-6	計画-水位測定結果表	34
表-7	限界流量表	55

写真1~6	現状-流況	15
写真7~9	旧堤撤去-流況	23
写真11~14	暫定(1)-流況	28
写真15~25	計画-流況	41
写真26~35	移動床-河床変動状況	50

1. は じ め に

鈴鹿川は、流路延長が約41 Km、流域面積が約320 Km²、その中、平地部が140 Km²、改修区間内の河床勾配は、1/800～1/500、河床材料は $d_{50} = 3 \sim 5$ mm、となっており、急流で、しかも細粒径の砂河川であるという特性をもっている。

鈴鹿川は、5 Km 地点で南川を分派させているが、従来の基本計画では南川への流量配分はなく、予裕分とされていた。その基本計画高水流量は $Q = 2,300 \text{ m}^3/\text{s}$ （高岡地点）であった。

その後、 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に近い出水が数回あって、基本計画高水流量の再検討にせまられ、高水流量を基準地点の高岡で $Q = 3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ に改訂した。

しかし、鈴鹿川は分流点下流での改修が大体完成されており、疎通能力に限界があって南川への分流を計画せざるをえない状況となったため、南川を含む全川の河道計画を行ない、模型実験によって分流点の設計を検討しようとしたものである。（図-1 参照）

本実験は、鈴鹿川の河道改修にともなう各種の河道条件について検討をしている。

2. 実 験 概 要

鈴鹿川の計画高水流量の流量増にともない、南川の積極的利用となった河道計画は、現状の分流点が自然分流の形式をとっていることから、できるだけ現状と同じ方式の分流点にするよう計画し、自然分流が無理な場合には、分流せきを設置する分流点構造が考えられた。

本実験は、その主旨にしたがって改修計画実施上の各段階における河状について、固定床模型を用いて検討し、計画河道の場合には移動床でも検討することとした。

2-1 実験の方針

本実験は、計画河道における分流点の処理について検討を行なうことを主目的としているが、その他にも次のような検討を加えることとした。

- ① 現状での分流状況を把握する。
- ② 旧堤（中堤）を撤去した場合の分流状況。
- ③ 本川、南川の堤防だけを計画とした場合。
- ④ 本川は全て計画断面、南川は堤防だけを計画とした場合。
- ⑤ 全川計画断面とした場合の分流状況。
- ⑥ 計画河道における低水路、分流点の維持に関する問題。

以上の①～⑥は、固定床模型で、⑥は、低水路部分を移動床とした模型によって実験を行

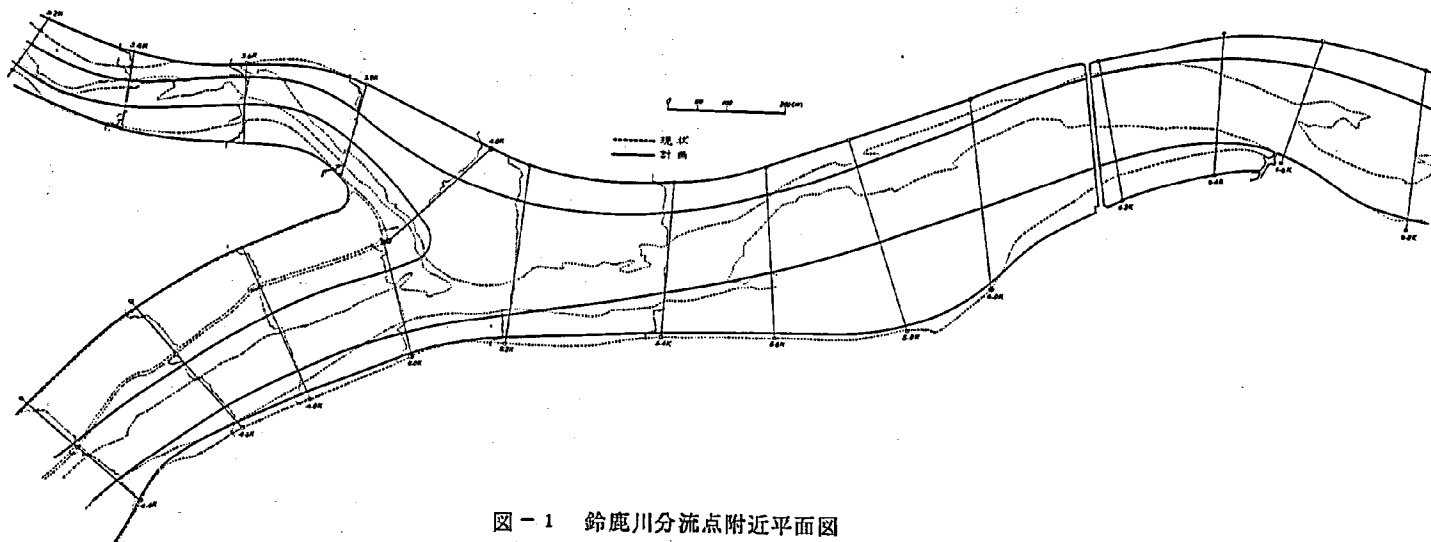


图-1 铃鹿川分流点附近平面图

なうこととした。表-1に実験ケース一覧表を示してある。

表-1 実験ケース一覧表

模型別	総流量	測定					測定断面							
		分流量	水位	流向	流速	河床動	水位		流向		流速		河床変動	
							本川	南川	本川	南川	本川	南川	本川	南川
現 状	1,000	○	○	○			Na60 ◇55 ◇50 ◇45 ◇40 ◇38 ◇36 ◇34 ◇32 ◇30 ◇26	Na105 ◇101 ◇99 ◇95 ◇93	Na55 }	Na105 }	Na36 ◇34	Na105 ◇101		
	2,000	○	○	○										
	3,200	○	○	○	○				Na26	Na93				
	4,000	○	○	○	○									
旧 堤 撤 去	1,000	○												
	2,000	○												
	3,200	○												
	4,000	○												
暫 定 (1)	1,000	○	○				Na60 ◇55 ◇50 ◇45 ◇40 ◇38 ◇36 ◇34 ◇32 ◇30 ◇26	Na105 ◇101 ◇99 ◇95 ◇93	5/4 }	4/0 }	Na36 ◇34	Na105 ◇101		
	2,000	○	○											
	3,500	○	○	○	○				4/6	Na93				
	4,000	○	○	○	○									
暫 定 (2)	500	○												
	1,500	○												
	2,500	○												
	3,900	○												
計 画	500	○	○	○			6/6 6/4 6/2 6/0 5/8 5/6 5/4 5/2 5/0-75 4/8 4/6	3/8 3/6 3/4	5/8 }	4/0 }	5/2 5/0-75	4/0 3/8 3/7 3/6	Na58 6/0 5/8 5/6 5/4 Na42 ◇40 5/2 Na38 ◇37 ◇36 ◇35 ◇33	4/0 Na103 ◇102
	1,500	○	○	○		○								
	2,500	○	○	○	○				4/6	3/4				
	3,900	○	○	○	○	○								

2-2 計画の概要

計画河道を設定した骨子は、流量増分を、(1)河床を下げる(1m程度)こと、(2)南川に分流することによって処理しようとするもので、現状河道での諸検討の結果、次のように導き出されている。(図-2参照)

- ① 流量配分は、基準地点(6.6 Km)での計画流量 $Q_0 = 3,900 m^3/s$ (確率 $1/150$)、南川への分流量 $Q_2 = 1,200 m^3/s$ 、内部川合流点下流(本川) $Q_1 = 3,500 m^3/s$ とする。
- ② 計画粗度係数 $n = 0.035$ とする。
- ③ 河床勾配は現河床勾配に合わせ、本川 $0 \sim 2.6$ Km 間 $I = 1/1,000$ 、 $2.6 \sim 5.8$ Km 間 $I = 1/700$ 、 $5.8 \sim 12.2$ Km 間 $I = 1/570$ 、南川 $0 \sim 4.0$ Km 間 $I = 1/720$ 、とする。
- ④ 河巾(堤防間)は、本川 $250 m$ 、南川 $130 m$ とする。
- ⑤ 低水路巾は、本川の流れ点より上流で $130 m$ 、分流量より下流で $100 m$ 、南川は $40 m$ とする。
- ⑥ 高水敷には、 $1/200$ の横断勾配を付ける。
- ⑦ 低水路断面は、年 $2 \sim 3$ 回、高水敷利用区域は年 1 回程度の流下断面とし、低水路の深さを分流量の上流で $1.5 m$ 、下流で $2.0 m$ とする。
- ⑧ 南川への分流量は、自然分流量構造とする。

2-3 実験方法

実験方針で示したように、現状模型の製作を行ない、順次模型改造を行ないながら、その都度、分流量、水位、流向、分流量点附近流速分布の測定を行なった。

流向は河床に $50 m$ (模型 $1 m$) の方眼を設け、分流量点を中心とする範囲で、色素の流下する流線の追跡をした。

水位は、 16 断面を選定し、 1 断面内 $3 \sim 5$ 点の測定点を設け、 $1/10 mm$ 読み水面測定器で測定し、平均値として求めた。

流速は、分流量点の 4 断面について、光電管式小型流速計を用いて測定した。

流量は、模型流頭部の矩形せきで総流量を測定し、分流量は南川流末部に設けた矩形せきで測定した。したがって、分流量後の本川流量は、両者の差引となる。

下流端条件は、本川 4.4 Km、南川 3.6 Km 断面での水位～流量曲線と与え、模型下流端に設けた水位調節板によって操作した。

測定点、測定範囲等は図-3に示してある。

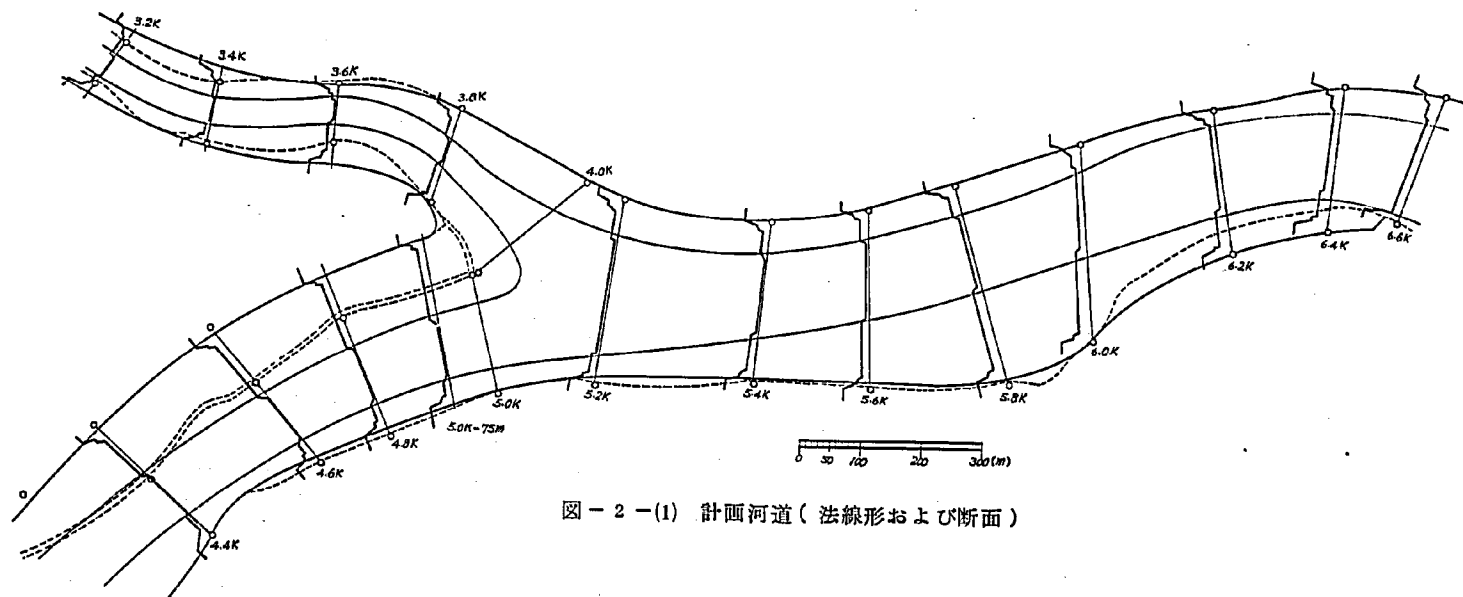


図-2-(1) 計画河道（法線形および断面）

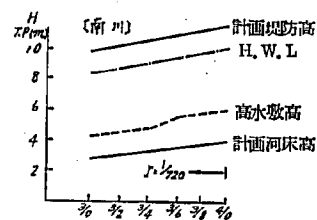
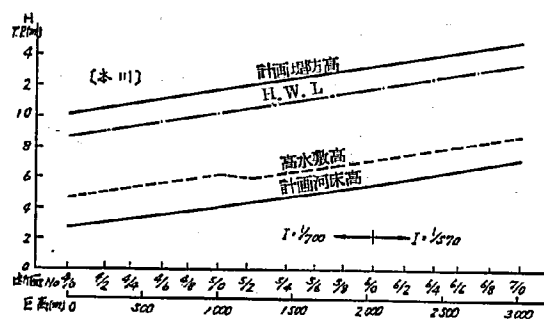


図-2-(2) 縦断面図

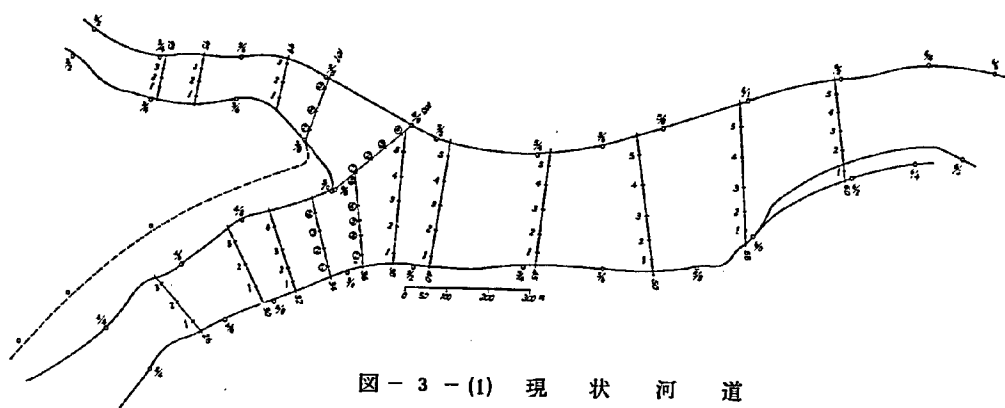


圖 - 3 - (1) 現 狀 河 道

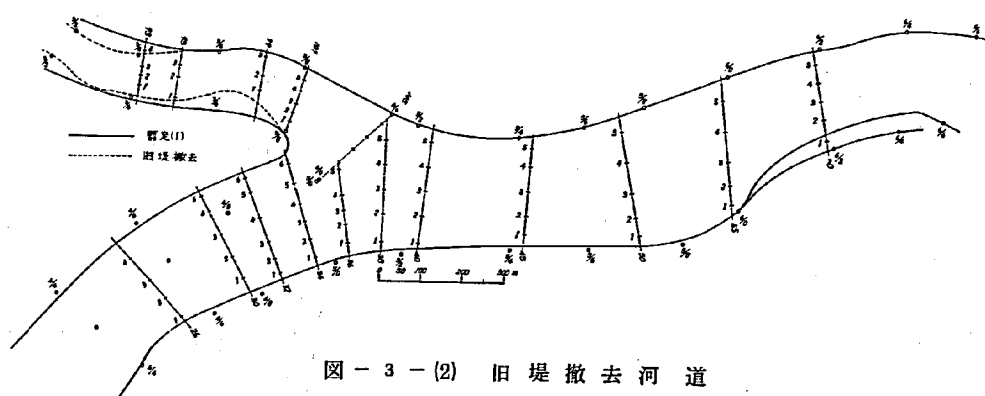


圖 - 3 - (2) 旧堤撤去河道
暫定河道 (1)

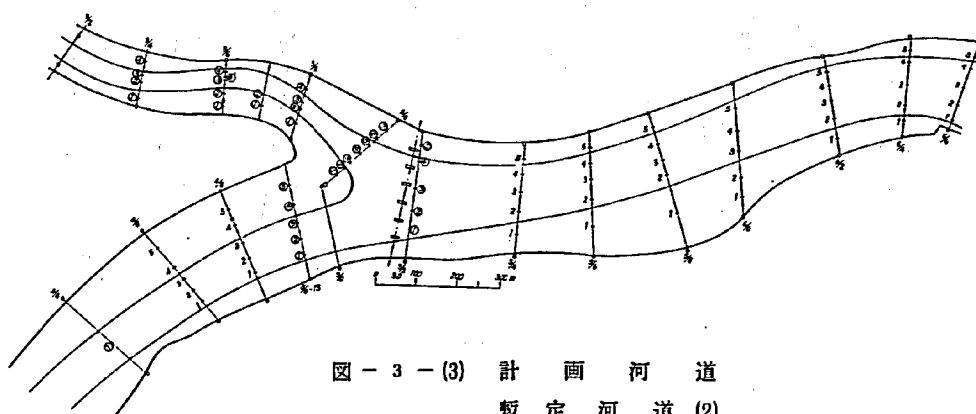


圖 - 3 - (3) 計 画 河 道
暫定河道 (2)

3. 検証実験

3-1 現状河道の粗度係数について

鈴鹿川の洪水観測資料は、基準地点での記録が多く、痕跡資料は2洪水（昭和34年8月14日、昭和34年9月27日）だけだったので、この資料にもとづいて、昭和34年および昭和42年測量の断面を用いて追跡を行なうこととした。

痕跡は、本川が5Km～12Km間、南川が0.8Km～3.8Km間にあるが、追跡計算は本川3.2Kmより、南川0.6Kmより行なった。

その結果は、本川粗度係数 $n = 0.025 \sim 0.035$ 、南川粗度係数 $n = 0.035 \sim 0.040$ 、であった。図-4参照。

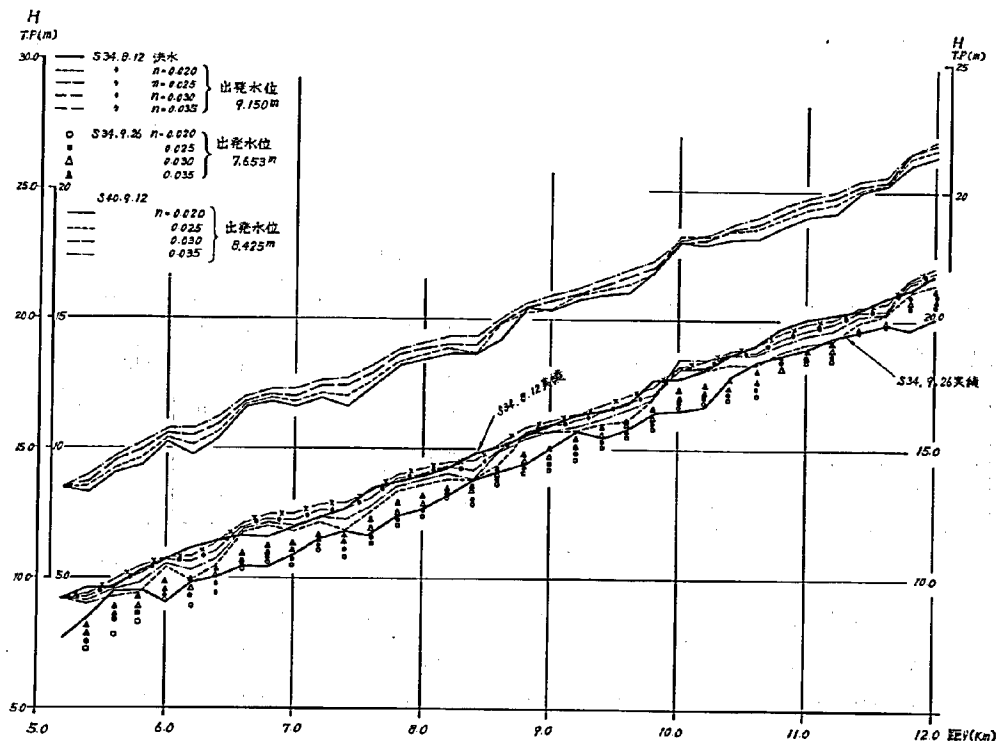


図-4-(1) 鈴鹿川不等流計算

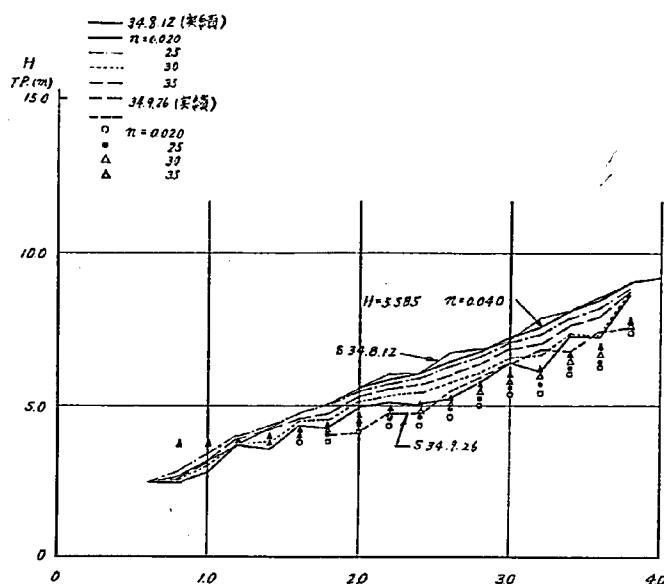


図-4-(2) 南川不等流計算

さらに、本川粗度係数 $n = 0.03$ 、南川粗度係数 $n = 0.040 \sim 0.035$ ($n = 0.040$ は 2.0 Km より上流部とする) としたときの分流点での水位～流量曲線から流量配分を求めてみると、表-1 のようで、大体実績洪水に一致している。

痕跡追跡の結果、本川と南川とでは粗度係数にかなりの差がみられるが、河床勾配、河床材料の構成はほとんど同程度であ

表-2 実績洪水と計算値との比較

出水年月日	本川基準 地点流量 (m^3/s)	南川観測 地点流量 (m^3/s)	昭和34年断面		昭和42年断面	
			本川流量	南川流量	本川流量	南川流量
S34. 8.14	1,838	(1,206) 632	1,218	620	1,250	658
S40. 9.17	1,684	(1,156) 528	1,124	560	1,104	580
S34. 9.27	942	(621) 321	662	280	622	320

って、そんなに大きな差となるようには思われない。その点については十分な説明がされなかったが、全川的にみて粗度係数は $n = 0.035$ 程度ではないかと考えられる。

また、河床材料、勾配、径深から粗度係数の算定^{*}をすると表-2 のようになる。

この計算は、洪水痕跡の追跡を行なった2つの出水について、測量年度の異なる断面を用いて計算したもので、径深は本川 5.2～6.6 Km、南川 1.0～3.8 Km の区間の平均値、勾配はその区間の平均水面勾配としている。

* 河道の設計法(4)-河川の粗度について-土木技術資料1-7

表-3 粗度係数計算結果

Q (m^3/s)		S 4 2 年断面	S 3 4 年断面	S 4 2 年断面		S 3 4 年断面	
				I	R(m)	I	R(m)
1,838	本川 5.2~6.6 K	0.0365	0.0379	1/540	3.27	1/540	2.92
	南川 1.0~3.8 K	0.0362	0.0376	1/500	2.95	1/500	2.77
1,684	本川 5.2~6.6 K	0.0418	0.0419	1/570	2.49	1/570	2.04
	南川 1.0~3.8 K	0.0423	0.0423	1/520	2.15	1/520	2.12

その結果は、本川と南川との差、断面年度のちがいの差にはあまり関係なく、流量による差がかなりある値となり、しかも意外に大きな値をいづれも示している。しかし、この計算値からただちに鈴鹿川、南川の粗度係数を決定することはできないが、砂河川にしては大きい値となることを示している。

実測資料が少ないこともあって、以上の検討から粗度係数を断定するのは困難と思われるが、高岡基準点での流量が $2,000 m^3/s$ 以上の場合には、大体粗度係数 $n = 0.035$ とみてよいと考える。

3-2 模型粗度の調整

模型は、昭和43年9月測量の横断に基づいて、主としてモルタル仕上げの固定床模型として作製しており、その範囲は、図-1に示したとおりである。また模型の縮尺は、水平、鉛直方向共に $1/50$ としている。

したがって、模型の相似律は慣性力が支配的な流れとなることからフルードの相似則に従うことになる。模型に関する諸量の縮率は表-4のようになる。本報告書で取扱っている数値は全て実物に換算したもので表している。

表-4 模型水理諸元の縮率

諸 元	次 元	縮 率	
長さ, 水深	L	$1/e$	$1/50$
流速	LT^{-1}	$1/e^{1/2}$	$1/7.07$
流量	$L^3 T^{-1}$	$1/e^{5/2}$	$1/17,700$
時間	T	$1/e^{1/2}$	$1/7.07$
粗 度 係 数	$L^{-1/3} \cdot T$	$1/e^{1/6}$	$1/1.92$

フルード則にしたがう相似関係は、固定床の場合、相似律がよく成立つことが証明されているところで、水位、流速分布の相似がえられれば、現地と模型との間で水理諸現象の相似関係は成立することになる。そのための手段として、粗度係数を相似させることになるが、粗度係数を合わせるには①痕跡水位実測資料に基づくもの、②流量観測から算出したもの、③水位観測所間の水位追跡により算出したもの、④計画粗度によるもの、などのうちから一手法を選択して模型の粗度調整が行なわれる。

本実験の場合は、計画河道については計画粗度係数を用い、その他の場合には、痕跡水位の追跡計算結果による粗度係数を用いることとした。

また移動床における相似関係は、河床材料の特性の影響によって、粗度係数、掃流力、流砂量等が同時に相似律を満足しえないので限界掃流力の相似から河床材料の平均粒径を合わせることにし、特に検証実験は行なわなかった。

各模型での検証実験結果については、図-5に示した。各区間の値は不等流式からの逆算値である。

計画、暫定(2)模型の場合は計画粗度係数 $n = 0.035$ を、その他の模型は痕跡水位からの推定値一本川 $n = 0.030$ 、南川 $n = 0.040$ を目標にして粗度調整を行なったが、結果に示されているように若干のばらつきがある。完全に粗度を合せるにはかなりの時間を要するし、粗度係数そのものも平均的にとりあつかっていることなどを考慮し、流況から判断して、これ以上の調整は打ち切ることにした。なお粗度係数の算出されていない区間は、その上下流と同等の粗度付けをしている。

4. 本 実 験

4-1 現状分流実験

鈴鹿川の現状河道は、図-3、6にみられるように分流点下流本川4.4Km附近が狭く部となっており、流積は分流点附近に比して約1/2で、その下流では改修が進められたことによって断面が大きくなっている。したがって、4.4Km附近の隘路のために本川流下能力はかなり制約されている。

4-1-1

現状の分流は、図-7に示すような実験結果がえられた。図は、基準地点での流量=総流量 Q_0 に対する分流量 Q_2 および本川残流量 Q_1 との関係を表したものである。

この結果から従来の計画高水流量 $Q_0 = 2,300 m^3/s$ の場合の分流量は、 $Q_1 = 1,500 m^3/s$ 、 $Q_2 = 800 m^3/s$ となり、南川の流下能力が $800 m^3/s$ 程度であるから、妥当な分

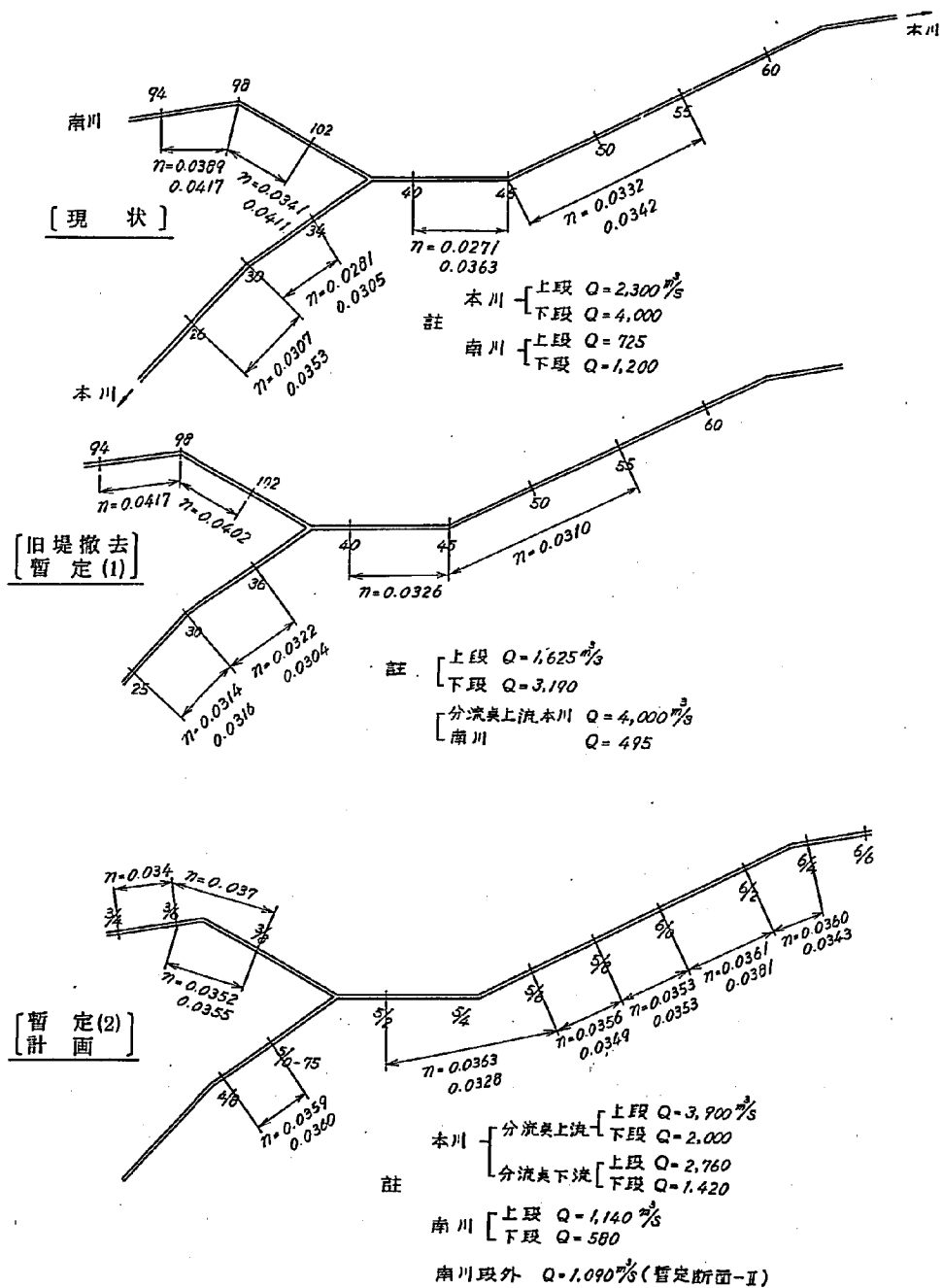


図 - 5 検証実験結果図

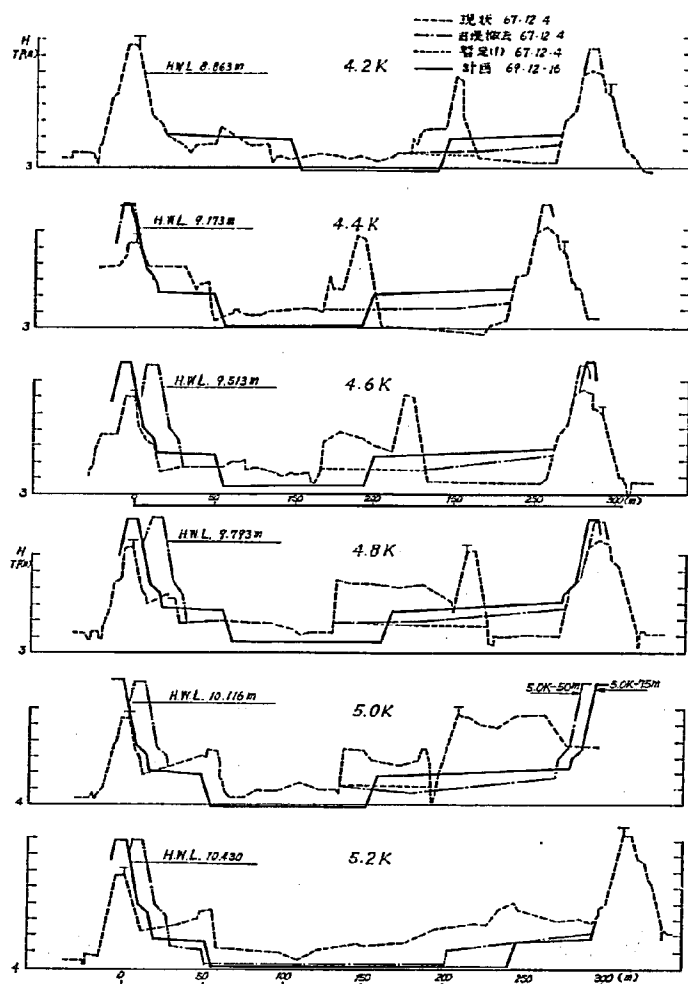


図 - 6 - (1) 鈴 鹿 川

流比であることを示している。また、昭和34年出水の実績をみると、 $Q_0 = 1,838 \text{ m}^3/\text{s}$ で $Q_2 = 632 \text{ m}^3/\text{s}$ を分流しているが、実験値からは $Q_2 = 650 \text{ m}^3/\text{s}$ を分流していることになり分流比はよく一致しているとみてよい。

さらに総流量を増加していくと、分流点下流の本川右岸堤（通称中堤）から狭さく部のために越流をするようになる。その限界は総流量 $Q_0 = 2,800 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。このときの分流量は約 $950 \text{ m}^3/\text{s}$ となるので、本川、派川ともに危険な状態となる。

実験では現地の状況が無視して、総流量 $Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ まで増加させて測定している

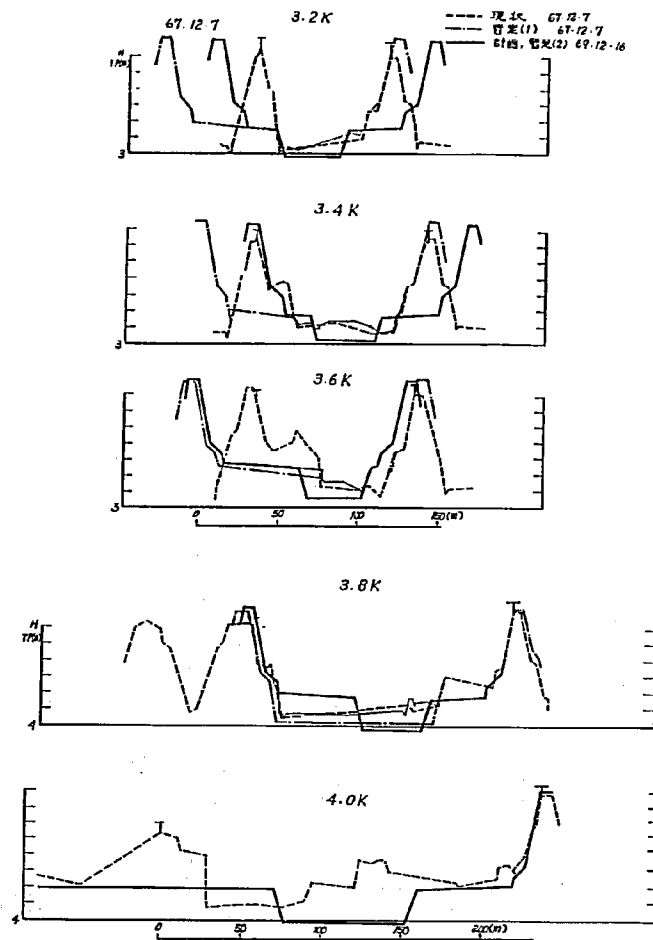


図 - 6 - (2) 南 川

が、この場合の分流量 $Q_2 = 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。

4 - 1 - 2

水位測定結果は、図-8のようである。

水位縦断は、4.4 Km 断面の影響で 0.5 m 以上のせき上げ背水を生じ、分流点でも若干のせき上げをおこして分流しているのがみられる。No 55 断面での水位低下は No 60 のすぐ上流に鈴鹿橋があり、断面狭さく、湾曲などの影響が重って流速が大きくなるために水位低下を示していると思われる。

H.W.L. からみて、分流点より上流では最大 $Q_0 = 3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の流下能力と考えられ、分流点下流の本川は中堤を越流してしまうが、 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度は流下しうる。しか

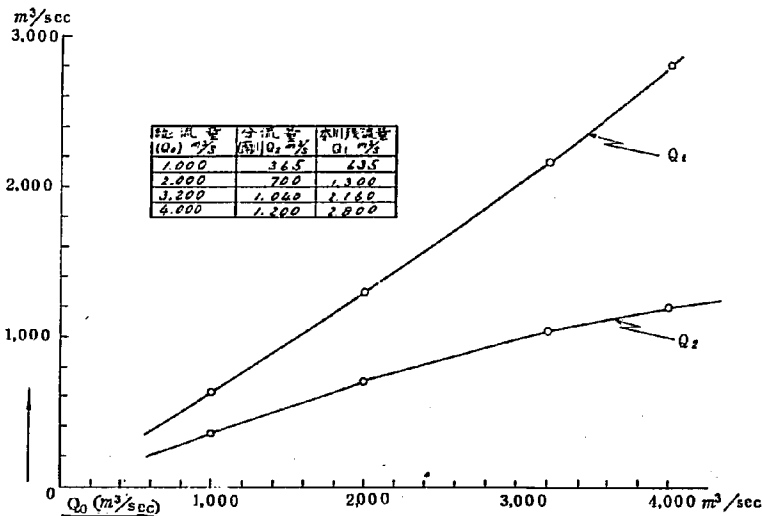


図-7 総流量(Q_0)と分流量(Q_2)及び本川残流量(Q_1)図
(現状による)

し、中堤を基準とし余裕高を1mとすれば、総流量 $Q_0 = 2,000 m^3/s$ 以上の流下能力は望めない。

また、南川では左岸堤防高からみて、 $800 m^3/s$ 位が最大流下能力であって、余裕高を考慮すれば総流量 $Q_0 = 2,000 m^3/s$ のときの分流量 $Q_2 = 700 m^3/s$ が限界である。

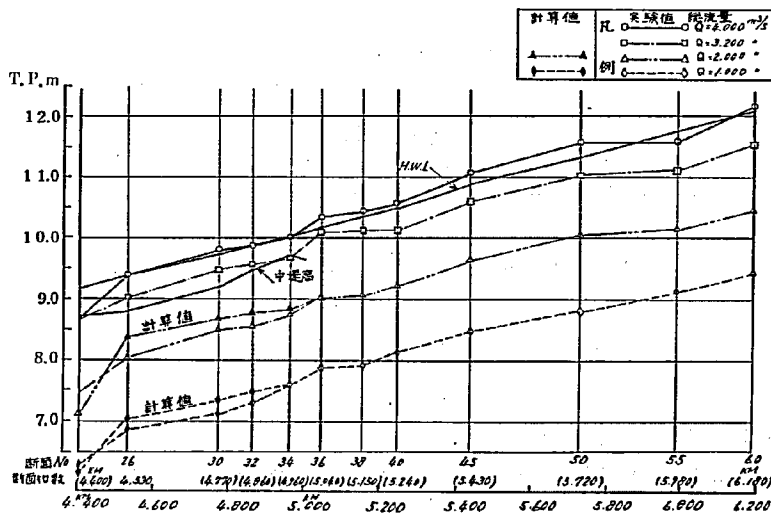


図-8-(1) 本川水位縦断面
(現状による)

したがって、現状では $Q_0 = 2,000 m^3/s$ 以上の流量を流下させることは不可能となる。

4-1-3

流況は、流向図(図-9)のようである。

(写真1~6参照)
総流量 $Q_0 = 1,000 m^3/s$ と $Q_0 = 2,000 m^3/s$ の流況は大

体同じで、断面Na

55~Na45間の左岸側には断面の拡がりによって死水域が生じ、右岸のNa50附近からは、湾曲流の影響によって流れは左岸側へ集中していく傾向をとるため、右岸沿いの流れは、高床部上をか

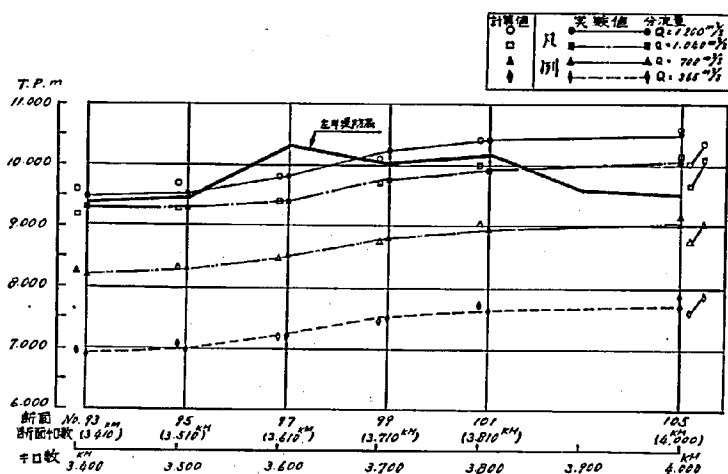


図-8-(2) 南川水位縦断面
(現状による)

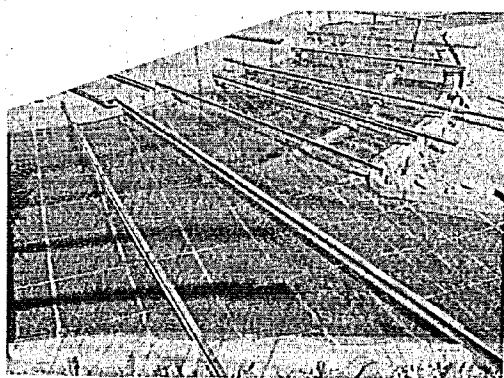


写真-1 分流点附近、本川筋の流況
4.0 Km 右岸より下流をみる

沿った流れも少ない。

総流量 $Q_0 = 3,200 \text{ m}^3/\text{s}$ と $Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ とは同じ流況を示し、分流点より上流での流れは小流量の場合と同様の傾向を示した。この傾向は、No 50 から下流の右岸へ土砂堆積を生じさせる要因となっている。分流境界は中堤のせき上げ効果が大きくなるために、南川寄りにおかれ、南川への流入を容易にしているが、呑口右岸側にはかなり大きい死水域またはそれに近い流れを生じさせている。

なり小さな流速と
なって流下し、分
流点附近では剝離
状となって後流域
を生じさせている。

南川の呑口は、
かなり大きな断面
をもっているが、
上流の湾曲流のた
めに分流点から左
岸沿いにほとんど
流れが集中するの
で有効巾が非常に
小さくなる。呑口
からの流れは、左
岸法線形状に影響
されてNo 97、

96断面の右岸に
水衝部をつくり、
左岸側の高床部の
ために縮流状とな
って流下する。

本川側は、左岸
への偏流によって、
分流点への水衝り
は小さく、中堤に

“現状”による流況
実験条件

$$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 1,300 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 700 \text{ m}^3/\text{s}$$

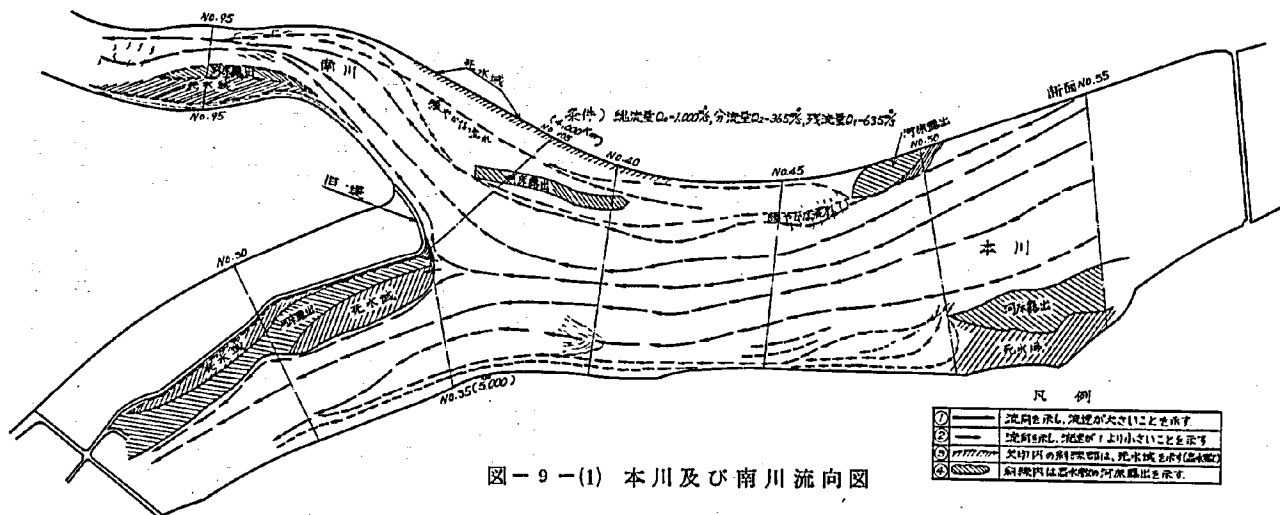


図-9-(1) 本川及び南川流向図

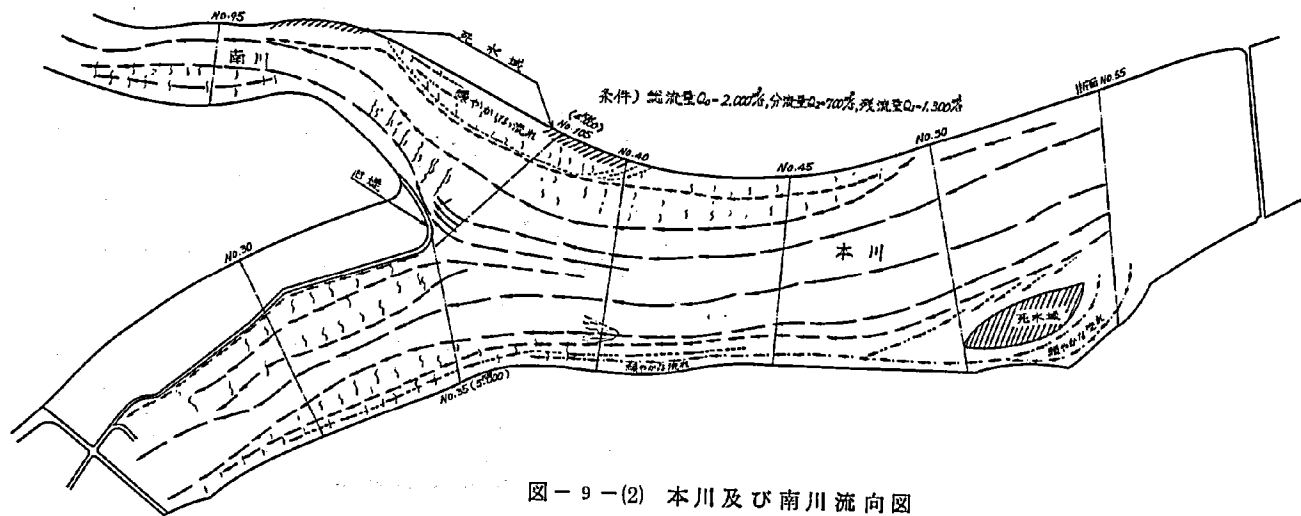
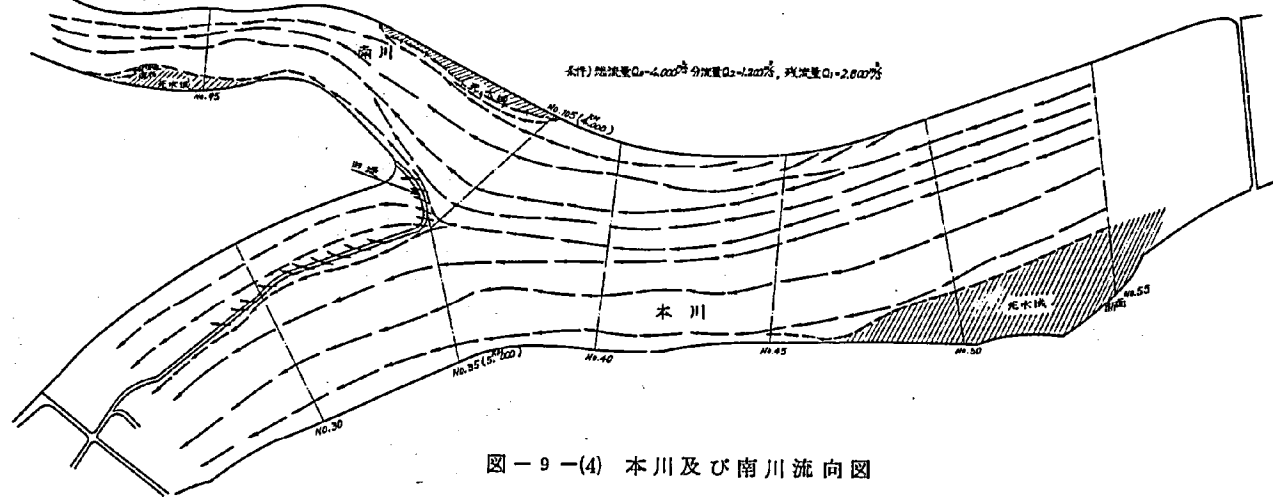
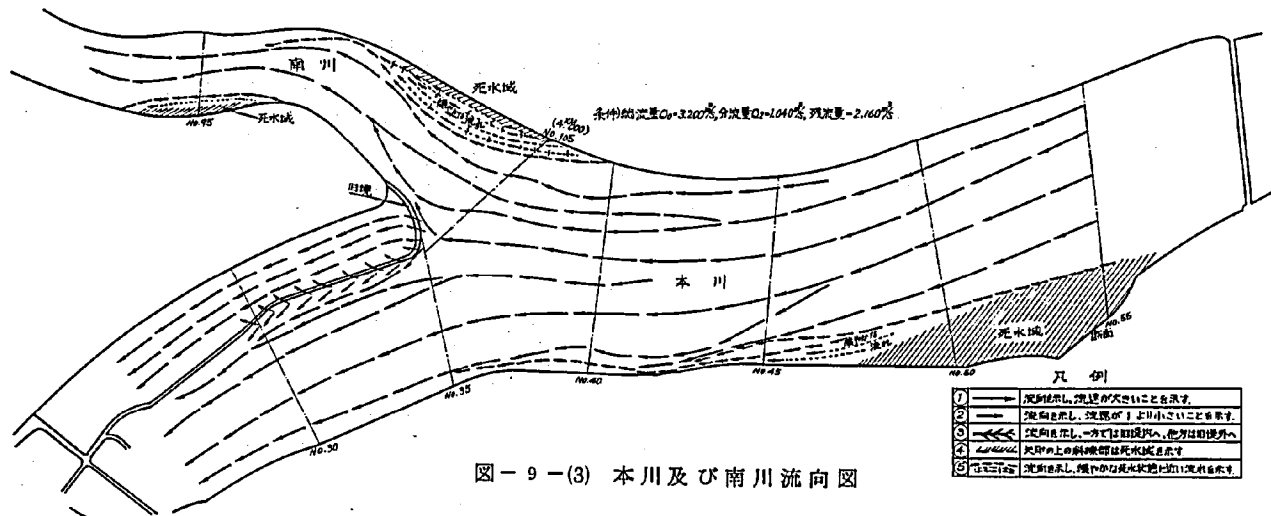


図-9-(2) 本川及び南川流向図



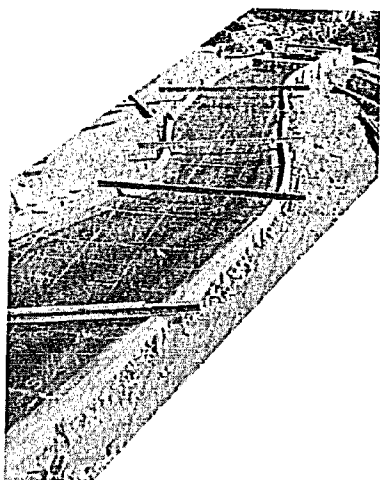


写真-2 分流点から南川筋の流況
4.0 Km 右岸より下流をみる

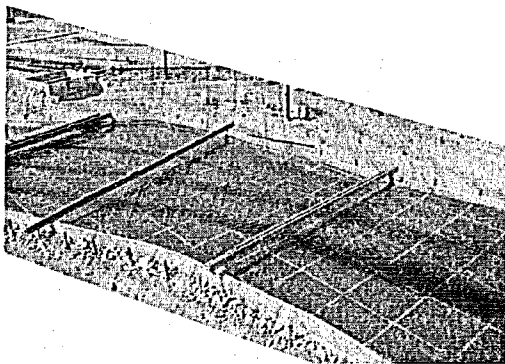


写真-3 5.8 Km ~ 5.2 Km 附近の流況
5.2 Km 右岸より上流をみる

“現状”による流況
実験条件

$$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 1,300 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 700 \text{ m}^3/\text{s}$$

“現状”による流況
実験条件

$$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 1,300 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 700 \text{ m}^3/\text{s}$$

中堤の高さは、
H.W.L. に比べて
もかなり低くでき
ているので、 Q_0
= 3,200, 4,000
 m^3/s を通水する
と、分流点だけか
らではなく大部分
のところから越水
する。

4-1-4

流速分布は、分
流点附近の4断面
で $Q_0 = 3,200 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合に参考
資料として測定を
行なった。その結
果は図-10のよ
うであった。

本川筋は大体断
面内一様分布の状
態を示しているが、
南川筋は左岸側へ
の偏りがみられ、
左右岸の流速差は
 1 m/s となっ
ている。

4-2 旧堤（中堤）撤去による分流実験

分流点より下流の本川堤はすでに引堤堤防が完成しているので、旧堤は撤去されるばかりとなっている。撤去の条件としては、分流点下流の流下能力との関連で決められることとなり、撤去時点での河道処理との関係が問題となってくる。

そこで、旧堤を撤去し、その他は現状とした場合についての分流実験を行なった。

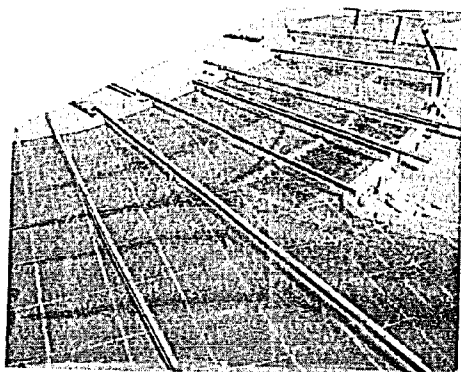


写真-4 分流点附近から本川筋の流況

“現状”による流況
実験条件

$$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 2,800 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$$

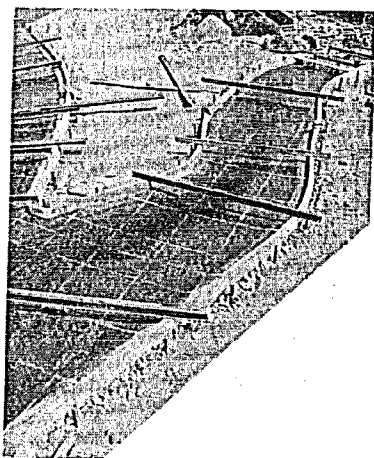


写真-5 分流点から、南川筋の流況

“現状”による流況
実験条件

$$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 2,800 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$$

旧堤撤去の方法は、
平水位を基準にして
取りはらうようにし
た。

分流点附近は断面
No 35 (5.0 Km)
の河床高 = T.P.

5.15m で、その下
流は断面No 20での
河床高 = T.P. 3.90
mとNo 35の高さを
結ぶ勾配でカットし
た。旧堤と引堤堤防
との間は、築堤の際
に若干掘削されて河
床が低くなっている
が、埋め戻しはしな
い状態にしている。

南川は現状断面の
ままとしているの
で、現状とのちがいは、
単に旧堤が取りはら
われた状態となっ
ていることである。図

- 6 参照。

分流量測定結果は、図-11のようである。

現状実験の流況から知られるように、分流点の上流河道線形は主流が左岸側へ偏る傾向を強め、分流しにくい状況を示していた。また、分流量は旧堤が狭く部をつくっているためにかんがりの流量が確保されているのがみられた。したがって、旧堤を撤去した場合には本川の流積が大きくなり、本川流量は増大することが予想されたところで、実験結果もそのことをよく示している。

総流量 $Q_0 = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合をみると、現状に比して（現状では旧堤を越

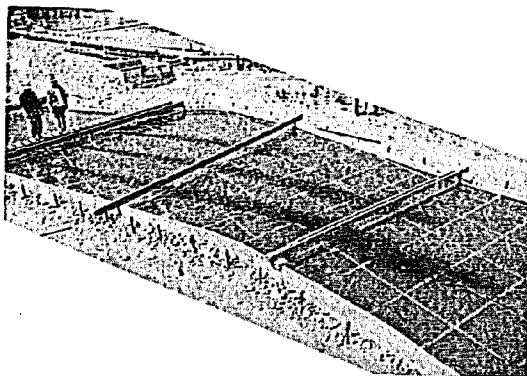


写真-6 5.8 Km ~ 5.2 Km 附近の流況
5.2 Km 右岸より上流をみる

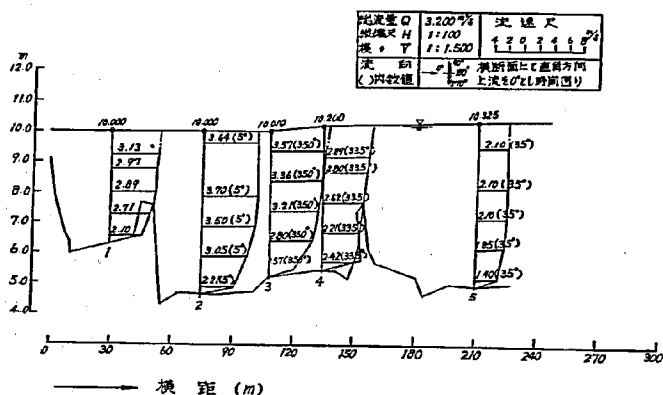


図-10-(1) 本川流速分布図 断面No 3 6

$Q_2 = 540 m^3/s$ となる。

したがって、 $Q_0 = 2,800 m^3/s$ 以下の出水では、本川側、南川側ともに安全が確保される。流況の測定は行なっていないが、小流量の出水初期には分流点から本川右岸の低河床部へ落ち込む流れを生ずる外には特に悪い流況は観察されなかった。(写真7~9参照)

また、南川の引堤をしてみたが、分流量はあまり変らなかった。

4-3 暫定河道(1)による分流実験

この実験は、図-3, 6からも知られるように分流点より下流の河道を4-2の場合に比

流しない流量)分

流量は約1/2に

“現状”による流況
実験条件

減少し、 $Q_0 =$

3,200 m^3/s ,

$Q_0 = 4,000 m^3/s$

4,000 m^3/s の場

$Q_1 = 2,800 m^3/s$

合も約60%の分

$Q_2 = 1,200 m^3/s$

流量となっている。

また、旧計画高

水流量 $Q_0 = 2,300$

m^3/s での分流は、

本川流量 $Q_1 =$

1,860 m^3/s , 南川

流量 $Q_2 = 440 m^3/s$

となり、本川下流

の流下能力 =

2,700 m^3/s に比

して、内部川の合

流(400 m^3/s)を

考慮しても余裕は

ある。流下能力に

対応する限界の総

流量を求めると

$Q_0 = 2,840 m^3/s$

となり、分流量は

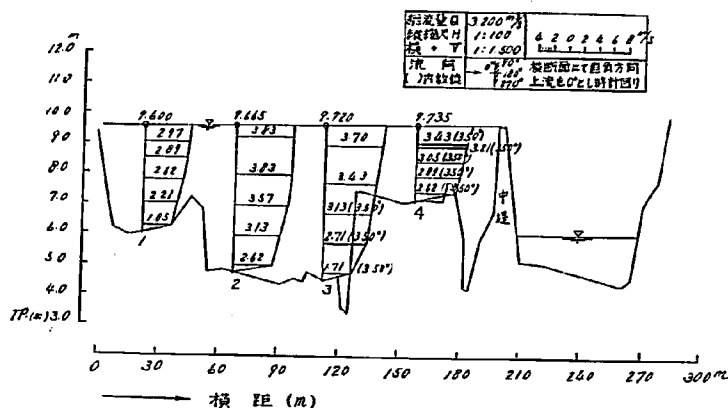


図-10-(2) 本川流速分布図 断面No.34

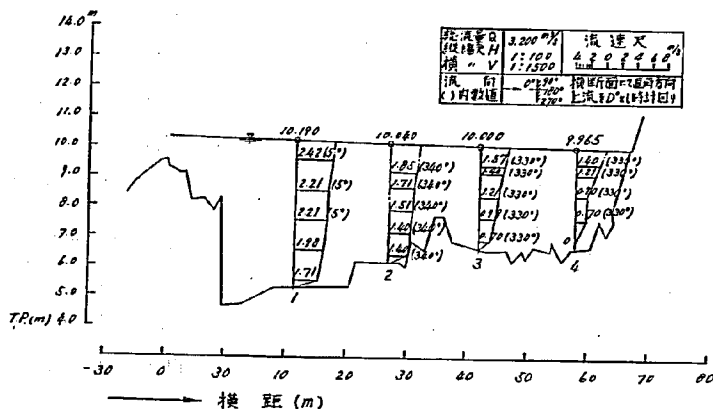


図-10-(3) 南川流速分布図 断面No.105 (4.000 Km)

増加したことが現われており、 Q_0 が大きくなるほど本川右岸の埋め戻した河床の影響が大きくなることを示している。

総流量 $Q_0=2,300\text{ m}^3/\text{s}$ での分流は、 $Q_1=1,730\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_2=570\text{ m}^3/\text{s}$ となり、流下能力から限界の総流量を求めると $Q_0=3,100\text{ m}^3/\text{s}$ で分流量は $Q_0=800\text{ m}^3/\text{s}$ 位となる。

したがって、許容できる流量は、南川への分担を大きくしたことによって、旧堤撤去だけの場合より約 $300\text{ m}^3/\text{s}$ 増加した。

4-3-2

水位測定結果は、図-13のようである。

本川筋は、旧堤が撤去されたために分流点より下流の水位が約1 m低下し、分流点の上

して若干変化させたもので、本川左岸堤は全川の計画堤（最終計画堤と異なるが）とし、右岸側は旧堤と引堤堤防間の掘削されている部分を埋め戻した状態にし、他の河床は現状のままとした。南川は河床を現状として引堤をした形状にしている。

したがって、旧堤の撤去だけの状態より南川への分流量を増し、本川側の負担を軽減させるような河道条件としている。

4-3-1

分流量測定結果は、図-12に示した。

この結果から分流量は $50\sim200\text{ m}^3/\text{s}$

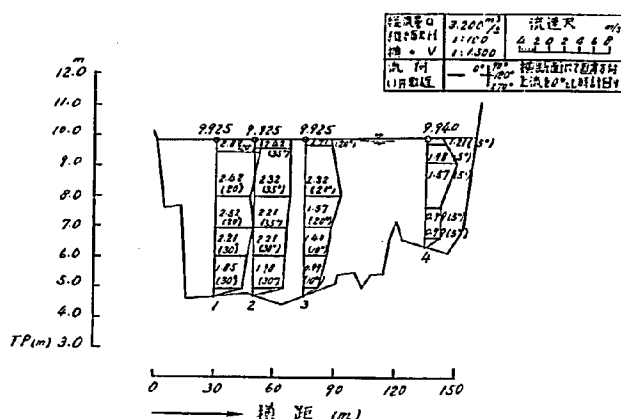


図-10-4) 南川流速分布図 断面No101 (3.810 Km)

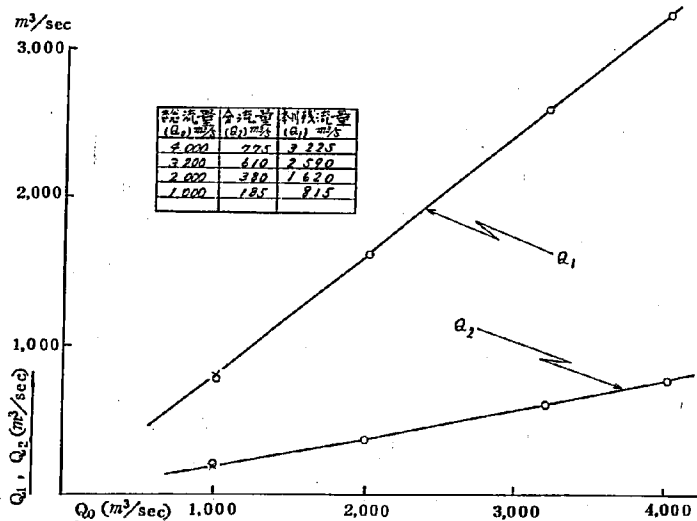


図-11 総流量(Q_0)と分流量(Q_2)と分流量(Q_2)及び本川
残流量(Q_1)図 (旧堤撤去による)

$Q_0 = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は、低水路に沿って流れ、南川の断面No 97, 95で断面がしぼられているため射流に近い状態が若干発生するが、他には問題となるような流況はみられなかった。

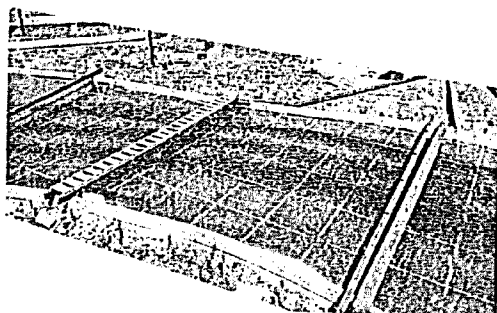
$Q_0 = 3,500$, $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の測定結果は、ほとんど同様の流況を示し、分流境界から左

流まで影響をおよぼしているが、断面No 4 5から上流は現状とほとんど変わらない水位を示している。

H.W.L. からみると分流点より上流では $Q_0 = 3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の流下能力があり、分流点下流でもかなりの余裕がみられ、流下能力の限界である $Q_1 = 2,300 \text{ m}^3/\text{s}$ が流下しても充分な余裕となっている。

南川筋は、引堤にともない高水敷が低くなったため若干流積が増加し、本川と同様に水位低下がみられ、 $Q_0 = 3,100 \text{ m}^3/\text{s}$ で $Q_2 = 800 \text{ m}^3/\text{s}$ を分流する場合には、現堤でも約 1 m の余裕高をとることができ、引堤堤防からは 2 m 以上の余裕高がとれる。また余裕高を 1.5 m とすれば、約 $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の流下能力が期待できることになる。

4-3-3 流向測定結果は、図-14のようである。



“旧堤撤去”による流況

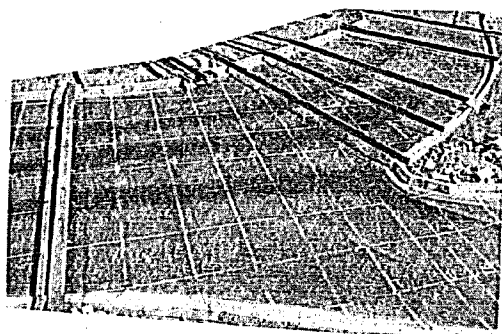
実験条件

$$Q_0 = 3,200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 2,600 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$$

写真-7 5.6 Km ~ 5.2 Km 附近流況



“旧堤撤去”による流況

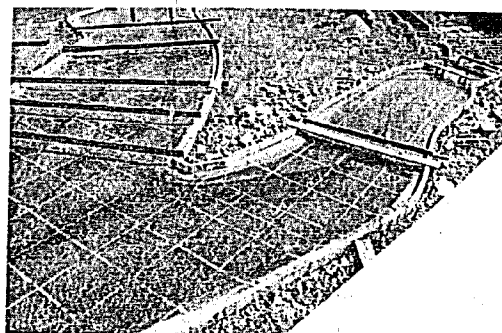
実験条件

$$Q_0 = 3,200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 2,600 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$$

写真-8 分流点附近から本川筋の流況



“旧堤撤去”による流況

実験条件

$$Q_0 = 3,200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 2,600 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$$

写真-9 分流点附近から下流の流況

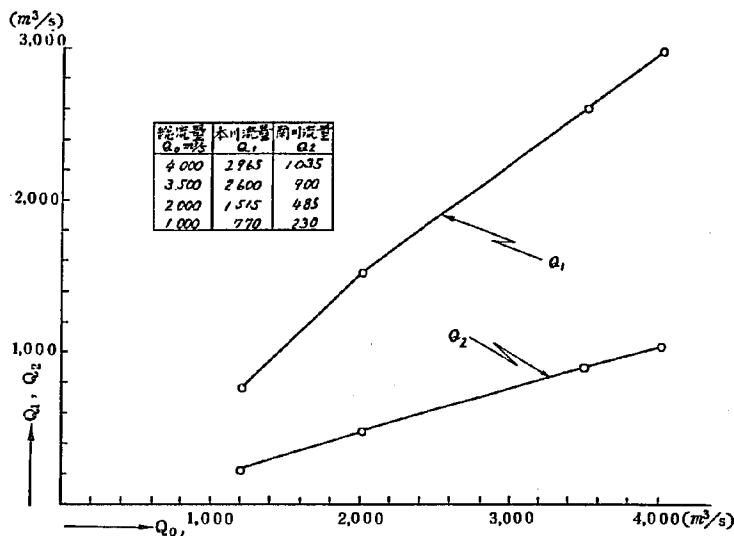


図-12 総流量 Q_0 と分流量 Q_2 及び本川残流量 Q_1 図
(暫定(1)による)

岸側は湾曲 のために流速が大きく、右岸側は小さい。特に堤防沿にはさらに小さくなる。分流点附近は水位低下の影響でかなり流速は大きくなるが、主流が中央から左岸寄りにあるので、分流点への水衝りがほとんどなく、本川の右岸堤沿いの流れも小さい。

分流点から南川へ流入する左岸沿いの流れは、高水敷上を流下するため部分的にフルード数が

大きくなる ($Fr = 0.8$) 流況を生じ、低水路護岸の維持上問題となる。

橋脚による影響は、橋脚の方向がよく流線に一致しているので分流点への影響はみられない。(写真10 ~ 14 参照)

なお、分流点附近の4断面で流速分布の測定をしているので、図-15

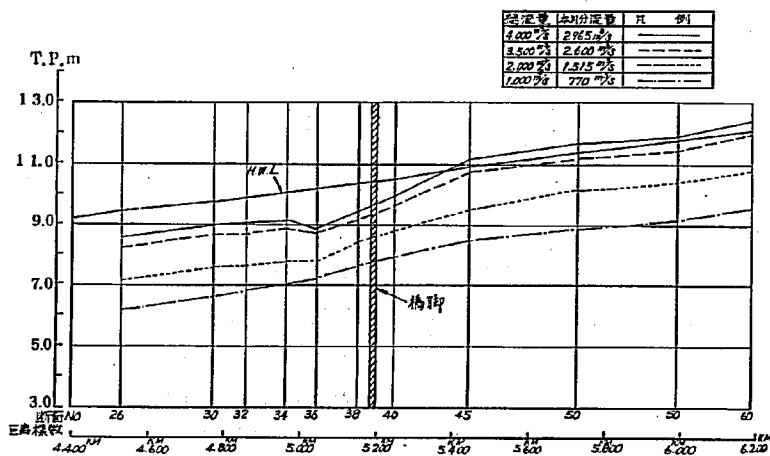


図-13-1) 本川水位縦断面図
(暫定(1)による)

に示した測定結果を参照されたい。

(暫定(1)による)

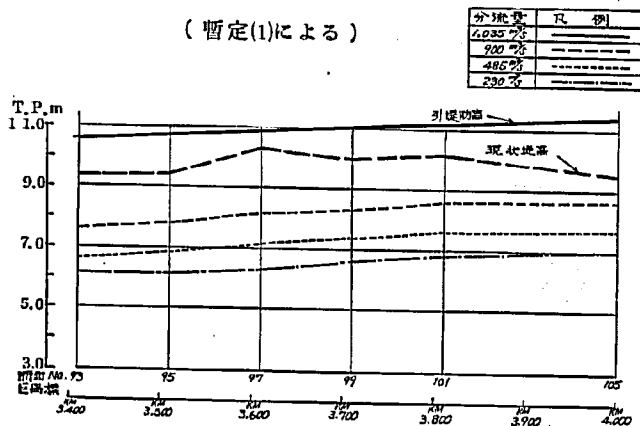


圖-13-(2) 南川水位縱斷圖

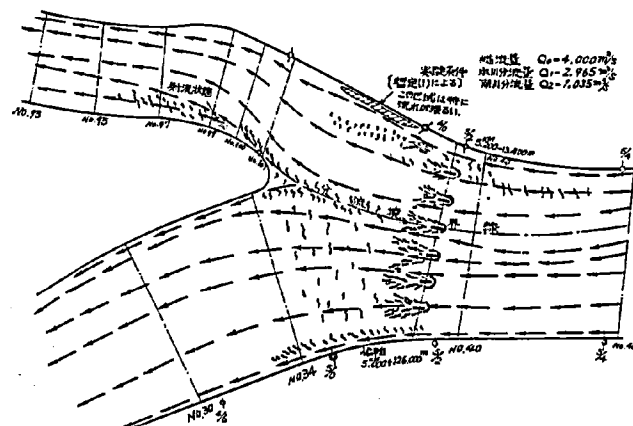


図-14-(1) 本川及び南川分流点附近流向図

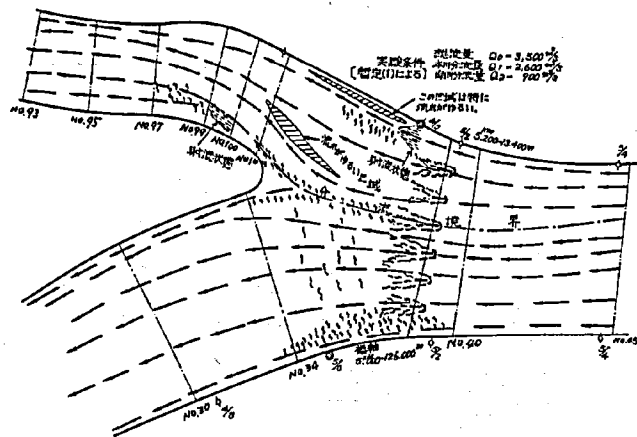


図-14-(2) 本川及び南川分流点附近流向図

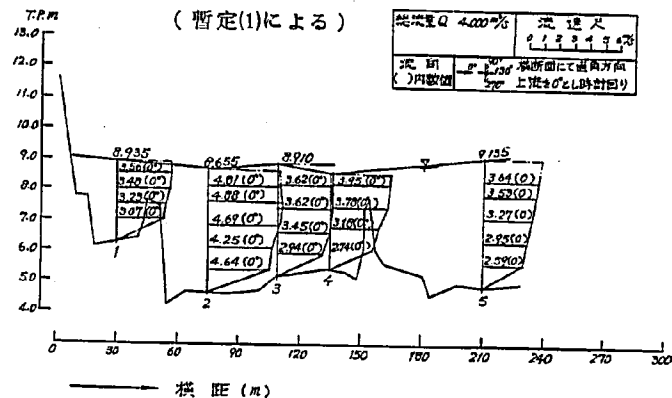


图-15-(1) 本川流速分布图 断面No. 36

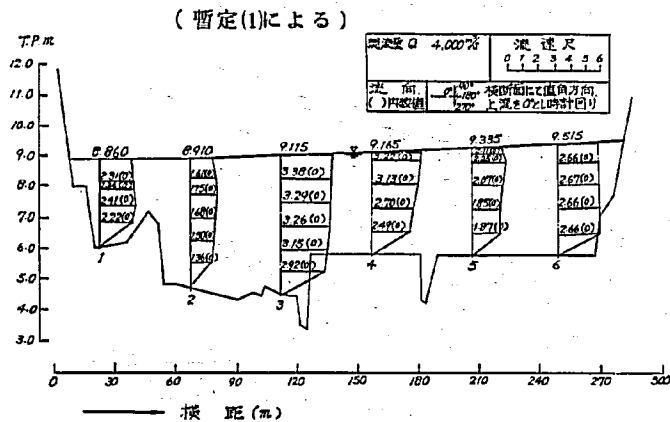


図-15-(2) 本川流速分布図 断面No.34

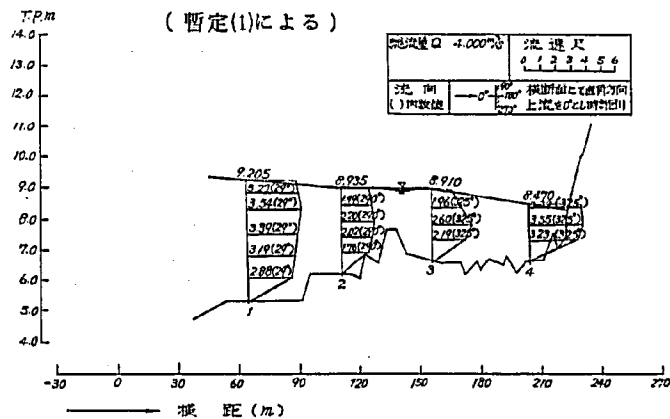


図-15-(3) 南川流速分布図 断面No.105 (4.000 Km)

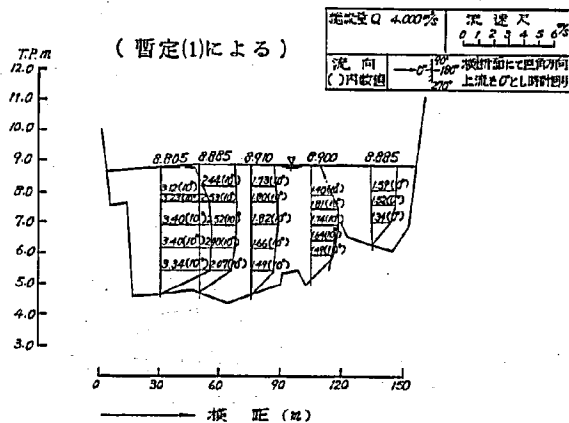


図-15-(4) 南川流速分布図 断面No.101

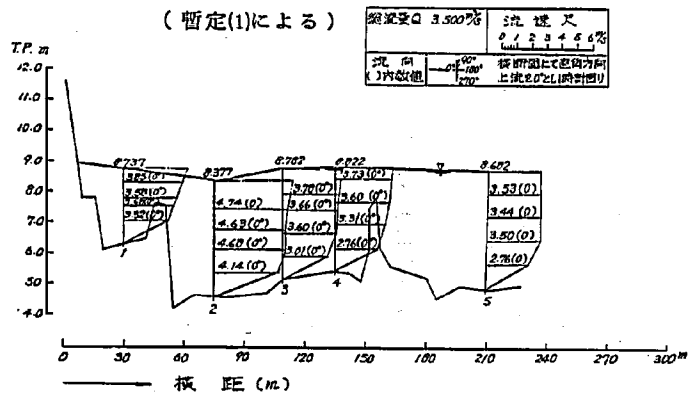


図-15-(5) 本川流速分布図 断面No.36

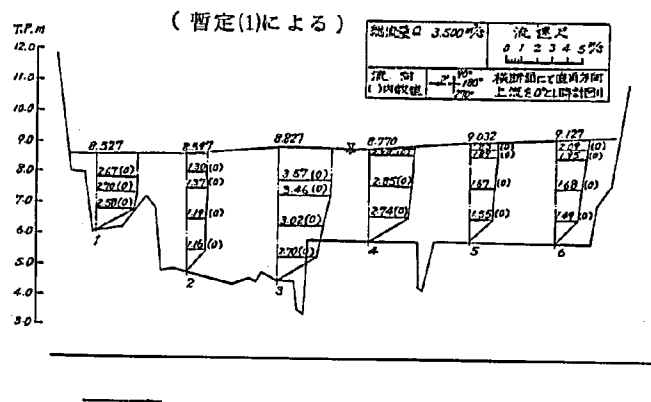


図-15-(6) 本川流速分布図 断面No.34

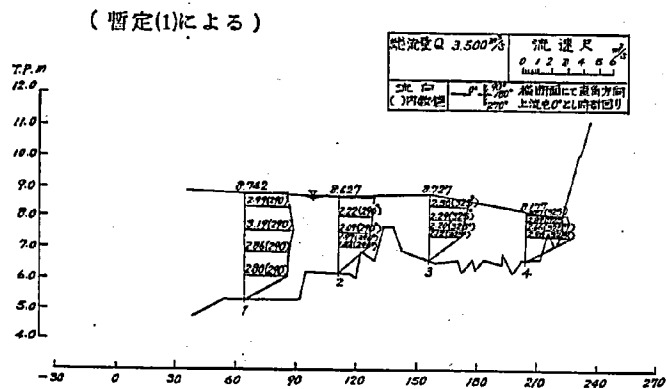


図-15-(7) 南川流速分布図 断面No.105 (4.000Km)

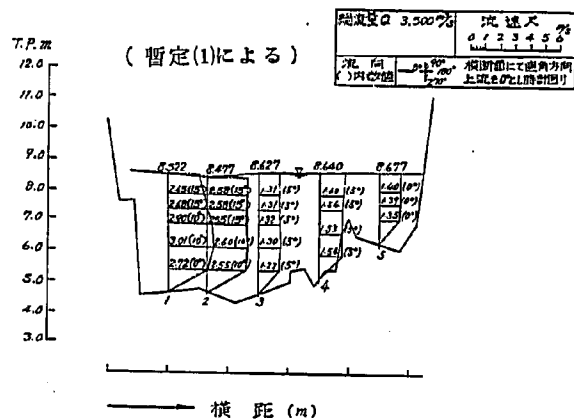
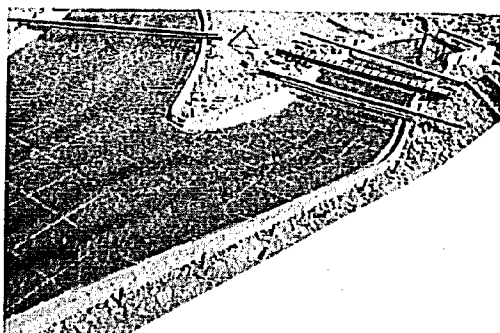


図-15-(8) 南川流速分布図 断面No.101



“暫定(1)”による流況

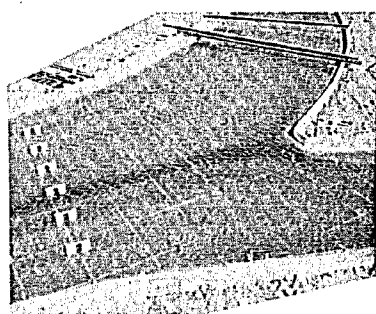
実験条件

$$Q_0 = 4.000 m^3/s$$

$$Q_1 = 2.965 m^3/s$$

$$Q_2 = 1.035 m^3/s$$

写真-10 分流点附近より下流の流況



“暫定(1)”による流況

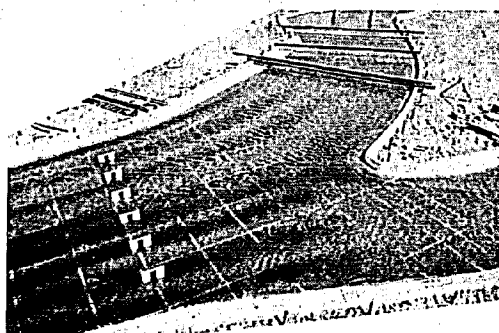
実験条件

$$Q_0 = 4.000 m^3/s$$

$$Q_1 = 2.965 m^3/s$$

$$Q_2 = 1.035 m^3/s$$

写真-11 分流境界



“暫定(1)”による流況

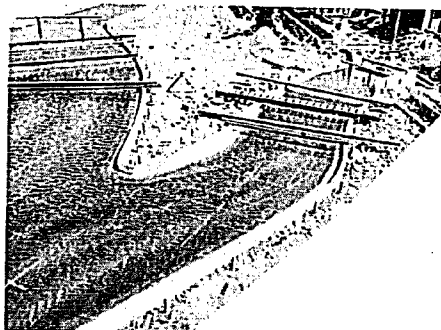
実験条件

$$Q_0 = 4.000 m^3/s$$

$$Q_1 = 2.965 m^3/s$$

$$Q_2 = 1.035 m^3/s$$

写真-12 分流点附近から本川筋の流況



“暫定(1)”による流況

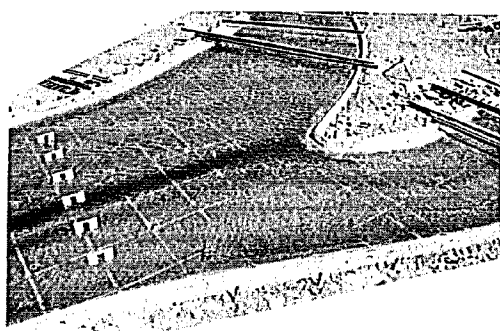
実験条件

$$Q_0 = 4.000 m^3/s$$

$$Q_1 = 2.965 m^3/s$$

$$Q_2 = 1.035 m^3/s$$

写真-13 分流点附近より南川筋の流況



“暫定(1)”による流況

実験条件

$$Q_0 = 4.000 m^3/s$$

$$Q_1 = 2.965 m^3/s$$

$$Q_2 = 1.035 m^3/s$$

写真-14 分流境界

4-4 暫定河道(2)による分流実験

この実験での河道条件は、本川が全て計画断面となり、南川は堤防、高水敷が計画断面で低水路を現状河床となった状態を想定したもので、図-3, 6のとおりである。

測定は、分流量だけとし、その結果は図-16に示した。

計画高水流量

$$Q_0 = 3,900 \text{ m}^3/\text{s}$$

に対する分流量は

$$Q_2 = 1,083 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$(Q_1 = 2,817$$

$$\text{m}^3/\text{s}) \text{ となり、内}$$

部川合流点より下

流河道が計画断面

となった場合の流

下能力は

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

(内部川合流量

$$800 \text{ m}^3/\text{s}) \text{ であ}$$

るから、この河道

での計画流量は本

川の疎通能力を

$$1,17 \text{ m}^3/\text{s} \text{ 上まわ}$$

ることになる。し

たがって、流下最

大流量は

$$Q_0 = 3,730 \text{ m}^3/\text{s}$$

となり、この場合

の分流量は

$$Q_2 = 1,030 \text{ m}^3/\text{s}$$

となる。

また、内部川合

流点下流が改修さ

れず、流下能力が

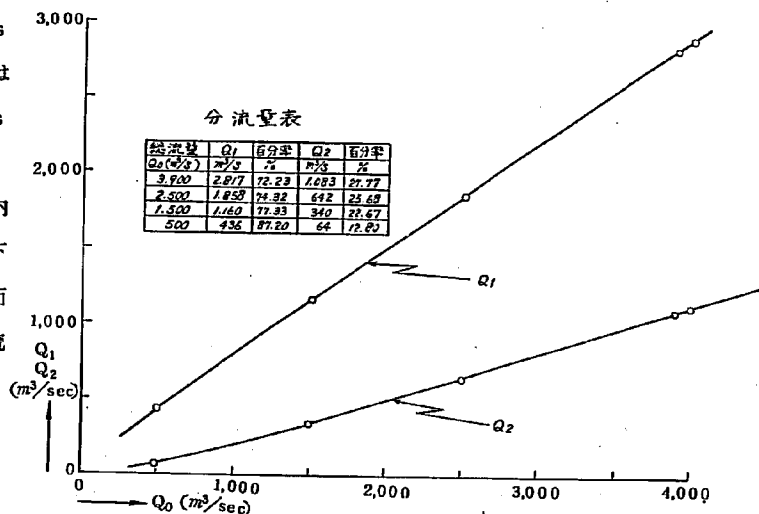


図-16-(1) 総流量 (Q_0) と本川 (Q_1) 及び南川 (Q_2) との関係図 (暫定(2)による)

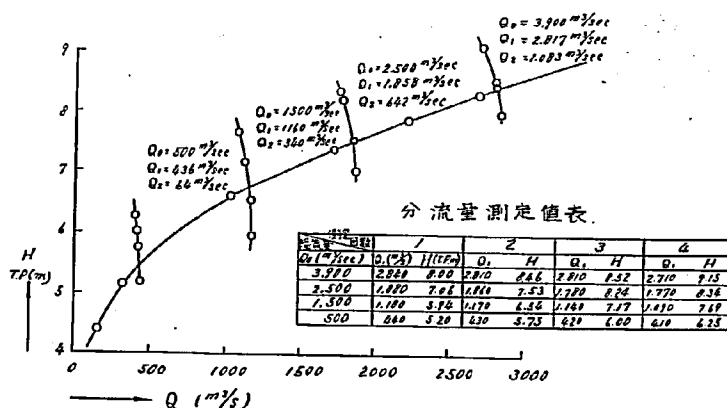


図-16-(2) 本川 44 K水位と残流量関係曲線 (暫定(2)による)

2,700 m^3/s である場合には、先記「暫定(1)」の分流量との差があまりないので、ほとんど同じ流量 ($Q_0 = 3,150 m^3/s$) となる。

南川は低水路を現状河床としているので、小流量のときには分流しにくい状態となり、年1回の出水 $Q_0 = 500 m^3/s$ では、分流量 $Q_2 = 6.4 m^3/s$ で分流比がかなり小さくなる。大流量になるとほとんど影響はない。

以上の実験結果から、旧堤を撤去し、内部川合流点より下流河道を計画断面にして疎通能力を上げ、南川は引堤して堤防の補強をする程度の河道処理をすれば、計画高水流量に近い流量 (3,600 m^3/s 位) を流下しうることがわかる。

4-5 計画河道による分流実験

計画河道は、先記の「計画の概要」、図-3、6に示したような平面形状、断面形状となっている。

また、名阪ルートの橋脚は「橋脚実験」で配置したとおりに設置し、鈴鹿橋は現状の高さで設置した。高岡橋、本郷橋は省略している。

4-5-1

合流量の測定結果は、図-17のようである。

各分流量は、前記「暫定(2)」に比して、100 m^3/s 前後増加し、分流比は大体30%となっている。

計画高水流量に対する分流量は $Q_2 = 1,200 m^3/s$ で、計画流量配分 ($Q_2 = 1,208 m^3/s$) によく一致しているとみられ、きわめて適切な河道設計であったことを示している。

しかし、分流点附近の低水敷

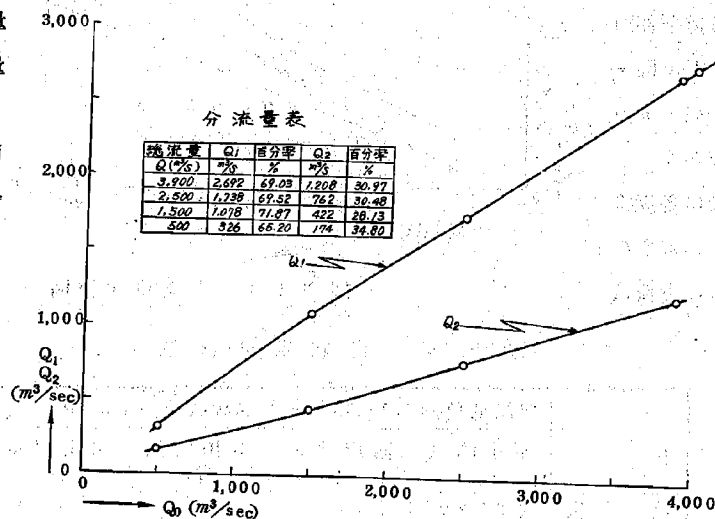


図-17-1(1) 総流量 (Q_0) と本川 (Q_1) 及び南川 (Q_2) との関係図 (計画による)

は、とくに南川の
 谷口では、流
 況からみても土
 砂堆積が充分予
 想されるところ
 で、大出水後の
 分流比はかなり
 変化すると思わ
 れる。その影響
 は、「暫定(2)」
 の実験からも予
 測されるように、
 大流量ではあま
 りないが、小流
 量ほど大きくひ
 びいてくる。

計画高水流量
 に対する分流量
 を、河道条件別
 に示すと、図一
 18、表-5の
 ようである。

すでに各実験
 からみえてきた
 ように、分流量

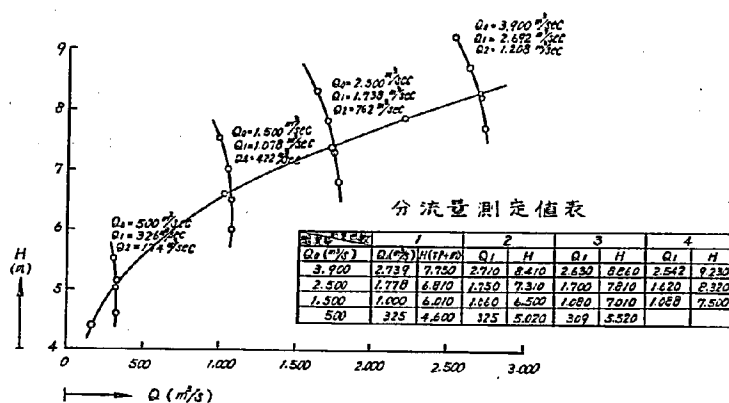


図-17-(2) 本川44KM水位と残流量関係曲線
 (計画による)

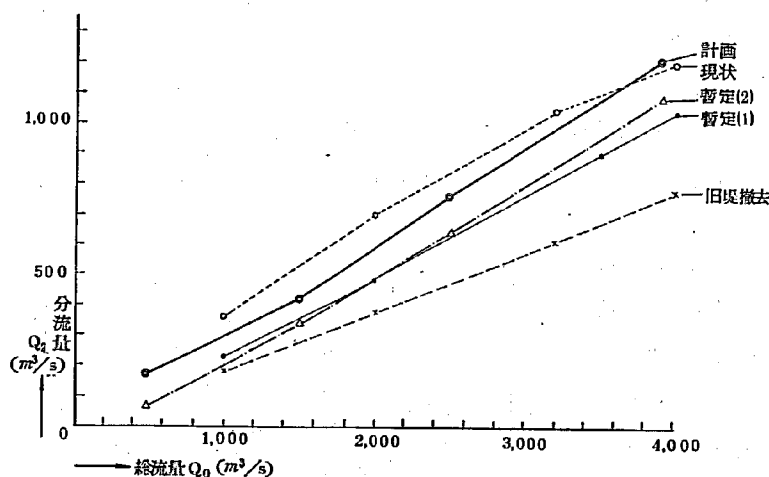


図-18 分流量比較図

表-5 河状別分流量

	総流量 $Q_0 = 3,900 \text{ m}^3/\text{s}$		総流量 $Q_0 = 2,300 \text{ m}^3/\text{s}$	
	本川流量 Q_1	南川流量 Q_2	本川流量 Q_1	南川流量 Q_2
現 状	(2,720)	(1,180)	1,500	800
旧堤撤去	3,140	760	1,860	440
暫定(1)	2,890	1,010	1,735	565
暫定(2)	2,820	1,080	1,720	580
計 画	2,692	1,208	1,600	700

の差は「旧堤撤去」の場合を除き $200 \sim 300 \text{ m}^3/\text{s}$ となっていることがこの表からも知られ、比較的現状に近い分流比となっている。

現状は、 $30 \sim 35\%$ の分流比を示し、本川下流の狭さく部の影響があらわれており、旧堤が撤去されると分流比は 20% 位に低下し、本川側に著しく流下してしまうことがわかる。「暫定(1)」「暫定(2)」の分流比は 25% 程度で、両者の流積は大体同じであることを示している。計画の分流比は 30% 位で、現状より大体 5% 程度小さくなっているようにみられるが、この計画河道での自然分流方式は計画分流量を分派することができる。

4-5-2

水位測定結果は、図-19、表-6に示した。

本川水位は、

各流量とも大体等流状態で流れるが、分流点附近、 5.6 Km 断面、 6.2 Km 断面では、断面変化の影響によって、せき上げ背水となる現象が若干みられる。

新橋橋脚によ

るせき上げはな

いとみてよい。

計画高水流量 $Q_0 = 3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ の水位は、H.W.L.に比べてかなり低い値を示し、 6.2 Km より上流では $0.5 \sim 0.7 \text{ m}$ の、下流では $0.8 \sim 1.0 \text{ m}$ の余裕がある。

$Q_0 = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ は、大体年1回の出水流量であるが、分流点より上流の高水敷は低水敷から 1.5 m の高さとなっているので、 0.5 m 位の冠水があることになる。この低水路での流下能力としては、 $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度と思

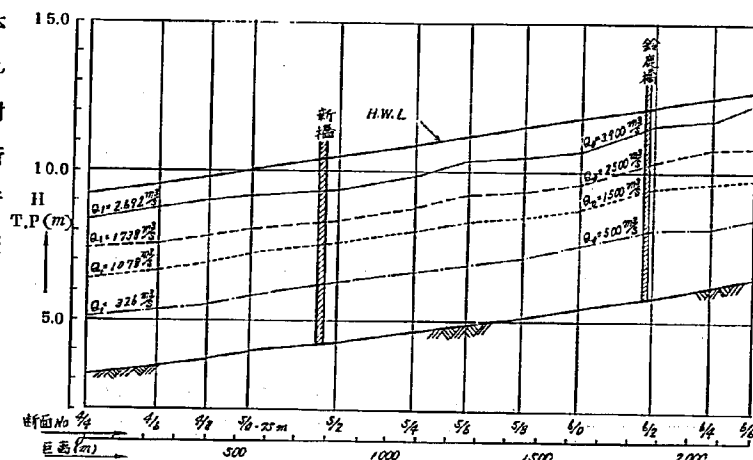


図-19-(1) 水位縦断面図(計画による)

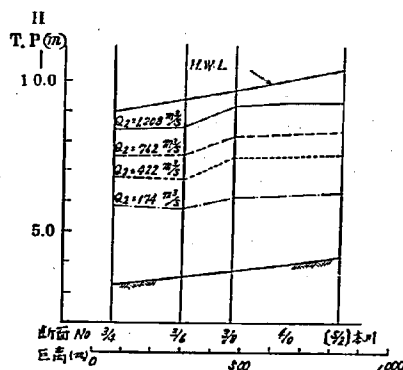


図-19-(2) 南川水位縦断面図(計画による)

表 - 6 - (I) 水位測定値表 (本 川)

実験条件 測点番号 断面K標	$\Sigma Q = 3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 2,692 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 1,208 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{4.4} = T.P + 8,310 \text{ m}$					
	1	2	3	4	5	平均水位
6.6	11,675	12,100	12,650	12,500	12,550	12,295
6.4	11,200	11,350	11,825	12,100	12,150	11,725
6.2	11,375	11,475	11,700	11,775		11,581
6.0	10,625	10,675	10,825	10,750	10,650	10,705
5.8	10,575	10,350	10,560	10,525	10,440	10,490
5.6	10,400	10,375	10,340	10,385	10,375	10,375
5.4	9,900	9,845	9,760	9,850	9,810	9,833
5.2	9,300	9,275	9,450	9,375	9,325	9,345
5.0	9,100	9,125	9,150	9,225	9,350	9,190
4.8	8,900	8,975	9,050	9,050	9,100	9,015
4.6	8,700	8,650	8,750	8,800	8,850	8,750

水 位 測 定 値 表 (南 川)

実験条件 測点番号 断面K標	$\Sigma Q = 3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 2,692 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 1,208 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{3.6} = T.P + 8,480 \text{ m}$					
	1	2	3	4	5	平均水位
3.8	9,125	9,175	9,200	9,225		9,181
3.6	下 流 端 水 位					8,480
3.4	8,400	8,350	8,350	8,405		8,376

表 - 6 - (2) 水位測定値表 (本 川)

実験条件 測点番号 断面 K 標	$\Sigma Q = 2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 1,738 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 762 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{4.4} = T.P + 7,395 \text{ m}$					
	1	2	3	4	5	平均水位
6.6	10,350	10,825	11,100	10,950	11,050	10,855
6.4	10,300	10,225	10,450	10,750	10,800	10,800
6.2	10,200	10,250	10,400	10,450	10,525	10,365
6.0	9,550	9,575	9,650	9,650	9,675	9,620
5.8	9,450	9,325	9,225	9,400	9,300	9,340
5.6	9,250	9,200	9,250	9,225	9,175	9,220
5.4	8,875	8,800	8,700	8,800	8,725	8,780
5.2	8,300	8,425	8,400	8,325	8,350	8,360
5.0	7,975	7,975	8,075	8,125	8,225	8,075
4.8	7,800	7,800	7,875	7,825	7,850	7,830
4.6	7,550	7,475	7,525	7,575	7,675	7,560

水 位 測 定 値 表 (南 川)

実験条件 測点番号 断面 K 標	$\Sigma Q = 2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 1,738 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 762 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{3.6} = 7,575 \text{ m}$					
	1	2	3	4	5	平均水位
3.8	8,200	8,200	8,200	8,200		8,200
3.6	下 流 端 水 位					7,575
3.4	7,500	7,550	7,475	7,475		7,500

表 - 6 - (3) 水位測定値表 (本川)

実験条件 測点番号	$\Sigma Q = 1.500 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 1.078 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 4.42 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{1.4} = T.P + 6.650 \text{ m}$					
断面 K 標	1	2	3	4	5	平均水位
6.6	9,275	9,800	9,850	9,950	9,875	9,750
6.4	9,425	9,425	9,750	9,750	9,725	9,615
6.2	9,300	9,400	9,475	9,575	9,525	9,455
6.0	8,650	8,675	8,875	8,700	8,850	8,750
5.8	8,525	8,500	8,500	8,500	8,325	8,470
5.6	8,400	8,275	8,375	8,325	8,300	8,335
5.4	8,025	8,050	7,950	7,875	7,925	7,965
5.2	7,550	7,625	7,600	7,600	7,575	7,590
5.0	7,075	7,200	7,250	7,350	7,450	7,265
4.8	6,800	6,925	6,950	6,950	6,925	6,910
4.6	6,550	6,650	6,625	6,700	6,800	6,665

水位測定値表 (南川)

実験条件 測点番号	$\Sigma Q = 1.500 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 1.078 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 4.22 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{3.8} = T.P + 6.720 \text{ m}$					
断面 K 標	1	2	3	4	5	平均水位
3.8	7,500	7,450	7,475	7,475		7,475
3.6	下 流 端 水 位					6,720
3.4	6,800	6,825	6,750	6,750		6,781

表 - 6 - (4) 水位測定値表 (本 川)

実験条件 測点番号 断面 K 標	$\Sigma Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 326 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 174 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{1.4} = T.P + 5.080 \text{ m}$					
	1	2	3	4	5	平均水位
6.6	8.275	8.375	8.400	8.500	8.550	8.120
6.4	8.050	8.150	8.100	8.150	8.175	8.125
6.2	8.100	8.050	8.075	8.100	8.175	8.100
6.0	7.555	7.500	7.575	7.550	7.600	7.556
5.8	7.075	7.125	7.175	7.050	7.175	7.120
5.6	6.900	6.875	6.900	6.875	6.850	6.880
5.4	6.725	6.625	6.600	6.600	6.600	6.630
5.2	6.250	6.275	6.300	6.325	6.325	6.295
4.9	5.800	5.800	5.825			5.808
4.8	5.500	5.450	5.600			5.517
4.6	5.325	5.300	5.350			5.325

水 位 測 定 値 表 (南 川)

実験条件 測点番号 断面 K 標	$\Sigma Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 326 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 174 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{3.6} = T.P + 5.775 \text{ m}$					
	1	2	3	4	5	平均水位
3.8	6.225	6.100	6.100	6.125		6.138
3.6	下 流 端 水 位					5.775
3.4	5.850	5.800	5.825	5.800		5.819

われる。また分流量より下流の高水敷は 2.0 m としているので、 $Q_0 = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合 ($Q_1 = 326 \text{ m}^3/\text{s}$) には冠水しない。分流量前面の高水敷は、5.0 Km - 7.5 m と 3.8 Km との高さを結んだ敷高としているので、一部分の冠水がある。

鈴鹿橋桁下高は、T.P. 13.3 m であって、実験水位の差は約 1.7 m、H.W.L. との差は約 1.2 m となり、高岡橋桁下高は、T.P. 13.7 m で、実験水位との差は約 1.4 m、H.W.L. との差は約 1.0 m となっているので、両橋の余裕高は再検討の必要がある。

南川の水位は、呑口の断面が大きく、3.6 Km 断面から一様断面となる河道へとつつけられる河状のために、3.6 Km 附近が縮流部となり、3.8 Km で水位上昇を生じ、本川のような等流状態では流下しない。この水面形からみて呑口の土砂堆積は避けられないものと思われる。

計画分流量に対する水位は、H.W.L. より低い値となり、0.5 m 以上の余裕をもっている。また分流量 $Q_2 = 174 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q_0 = 500 \text{ m}^3/\text{s}$) では、3.6 Km 断面附近を除いて、高水敷はほとんど冠水する。低水路の流下能力は大体 $80 \text{ m}^3/\text{s}$ 位と推定され、これは総流量 $Q_0 = 230 \text{ m}^3/\text{s}$ の分流量に相当するのではないと思われる。

3.4 Km 断面の水位が、高めにあらわれているのは、3.6 Km 断面で下流端条件を与えているためで、3.6 Km の水位は、等流深より若干低いので下流の水位変化が多少あったとしても、あまり影響しないため、実験は下流の水位が高めの状態で下流端条件を満足させたものと考えられる。したがって、3.4 Km 断面の水位は等流深からみて、0.2 ~ 0.3 m 位低い水位になると思われる。

4-5-3

流向測定結果は、図-20に示した。(写真15~25参照)

図から知られるように、 $Q_0 = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合を除き他の流量の場合(高水敷上を流れる流量の場合)には、ほとんど同じ傾向の流況を示している。

5.8 Km 附近は河道線形の影響で主流が左岸側へ偏る傾向のため左岸の流線は低水路線形とは一致せず、「払い」となっている高水敷上へも曲流していく。その高水敷上の流れは 5.4 Km ~ 5.2 Km 附近から再び低水路内に流れ込み、低水護岸が危険となる可能性が大きく、ことに新橋脚(右岸より第6基)附近は、橋脚による影響もあって流速が大きくなるため、低水護岸、根固め工には十分な配慮が必要である。

分流量上流の右岸側の流れは、全般的に流速が小さく、法線形によく一致して流下しているが、計画高水流量の場合だけが、5.2 Km 附近から剝離を生じ後流域を南川呑口附近までつくっている。

分流量附近は、主流が左岸へ偏っているために、本川の法線形が反向曲線になっている

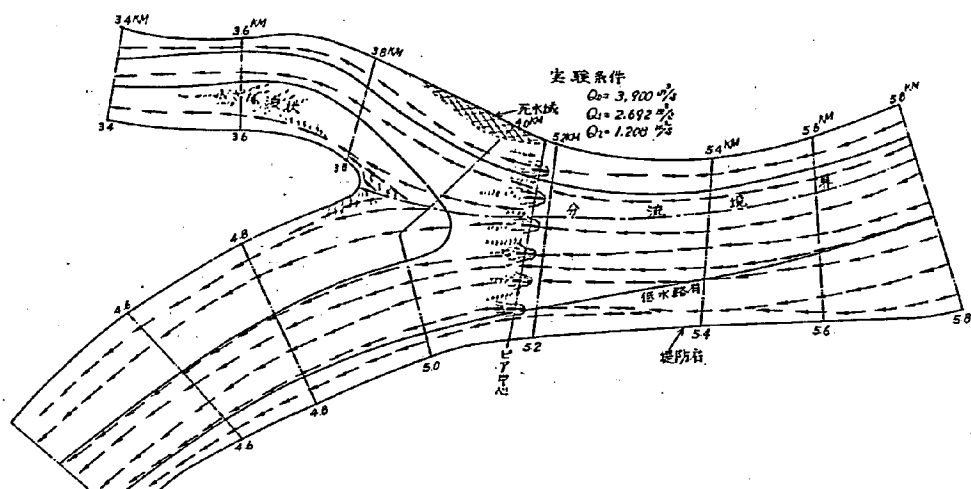


图 - 20 - (1) 分流点附近流向图

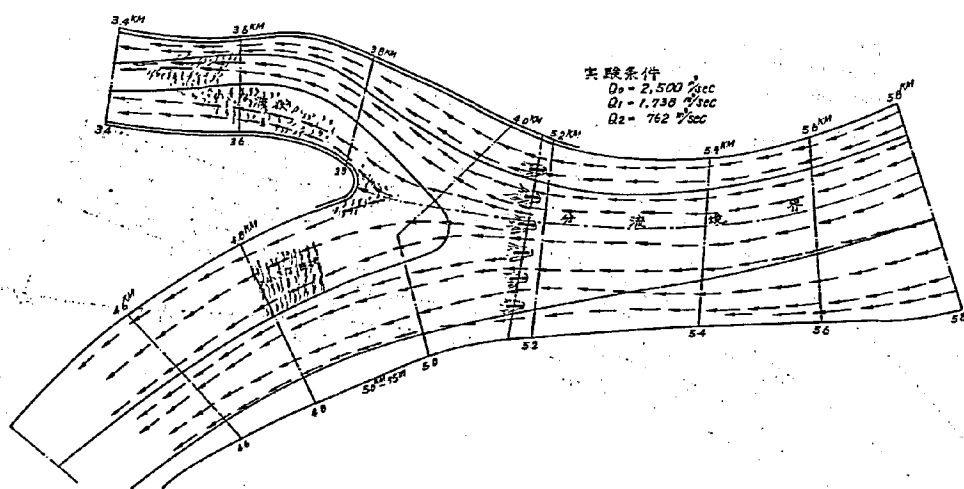


图 - 20 - (2) 分流点附近流向图

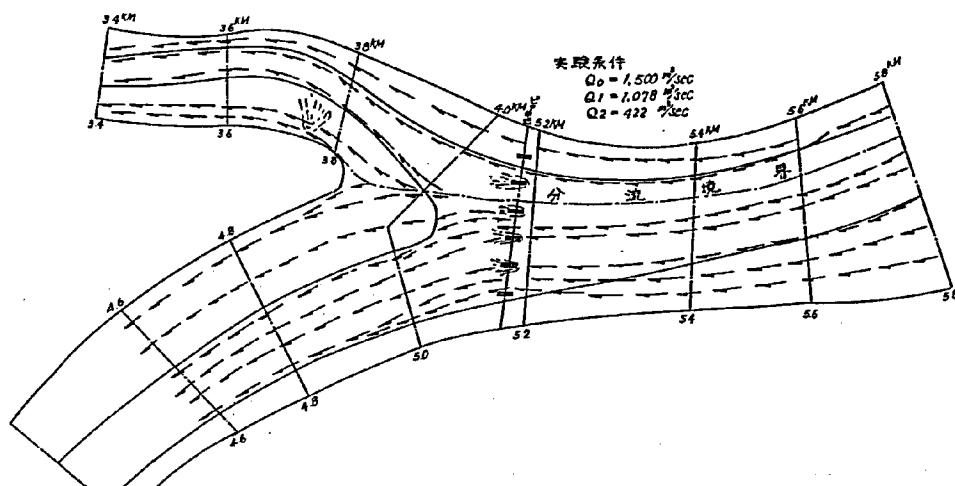


图 - 20 - (3) 分流点附近流向图

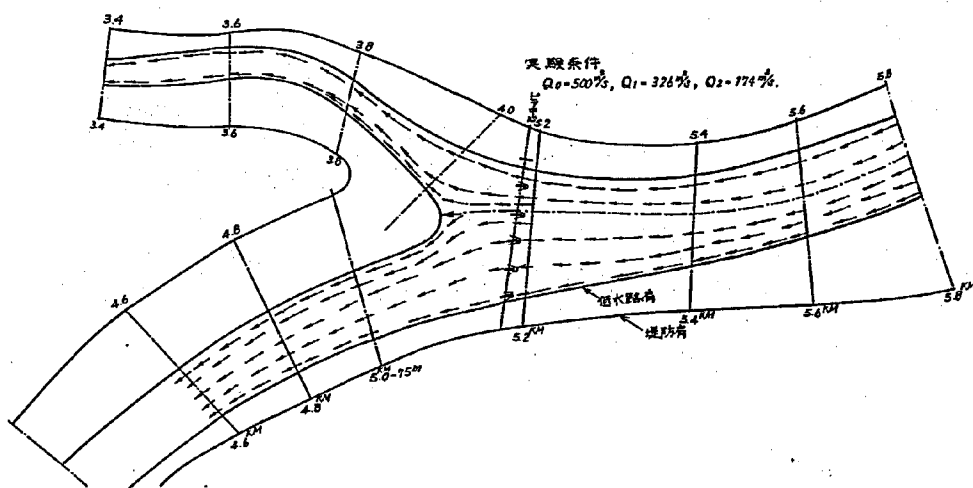
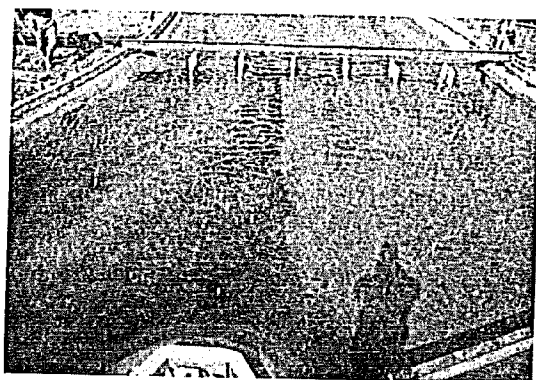


图 - 20 - (4) 分流点附近流向图

にもかかわらず、分流点への水衝りはほとんどなく、分流境界に沿った流れは法面を道上的ような流況はみられない。また高水敷が上流へかなり突出した線形になっているが、先端での水衝は少く、低水護岸への影響はあまりないものと思われる。しかし高水敷上での流れが $2.0 \sim 2.5 \text{ m/s}$ の流速を示すので、分流点附近に土砂堆積の傾向が強いとみられるとはいえ、高水敷上、低水護岸裏は土砂堆積の進行しない間では洗堀のおそれがあるので、高水敷上の保護工を河床組度と極端な差がない程度のもので施工しておくことが望ましい。

新橋橋脚は、「鈴鹿川橋橋脚水理模型実験^{*}」で行ったと同じ配置にした。若干橋脚への水衝りが強まるのもあったが、大体流線に沿っているとみてよく、流況への悪影響は与えない。

分流点下流本川側は、ほとんど法線形に従って流下し、低水路中央が流心となっている。高水敷上の流れは $Q_0 = 2.500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になると 2 m/s 以上の流速となるので、河床材料



計画河道による流況①
実験条件

写真-15 分流点より
上流の流況

$Q_0 = 3.900 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_1 = 2.692 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_2 = 1.208 \text{ m}^3/\text{s}$



写真-16 分流点附近と分流境界

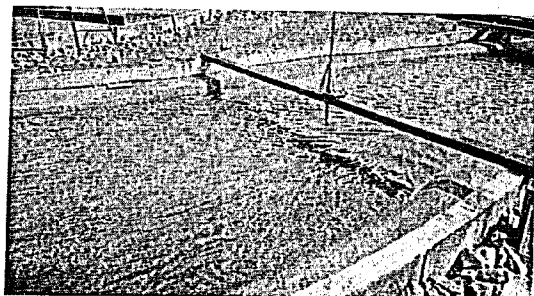


写真-17 南川 3.6 Km 附近流況

* 昭和44年度実験，昭和45年3月報告書

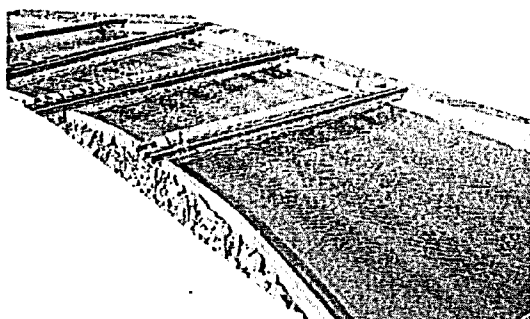
からみて維持上の対策が必要と思われる。

南川側は、左右岸側ともによく線形に沿って流れているが、分流点上流の流況の影響によって、右岸側が流速が小さく、低水路から左岸側の流速が大きくなっている。ことに左岸高水敷上は、4.0 Km～3.6 Km間が、その下流の高水敷より0.5 m高くなっているため、分流点から流入してくる主流はフルード数の大きい流れを生じさせる。したがってこの附近の高水敷保護工、低水護岸等は特に充分な考慮が必要となるが、高水敷の下流へのとりつけ方は現計画のように急激な変化で行わず、分流点から3.2 Kmまで位の区間ですりつけるような高さとすることも必要であると考える。

総流量 $Q_0 = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、高水敷に冠水する部分があるが流れはみられず、ほとんど低水路内だけの流れとなり、法線形に沿った流況を示している。

4-5-4

流速分布は、 $Q_0 = 3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の2流量について分流点附近の断面で測定を行なった。その結果は、図一



計画河道による流況②

実験条件

写真-18 分流点上流 5.8

Km～5.2 Km附近流況

5.2 Km右岸よりみる

$$Q_0 = 2,500 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 1,738 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 762 \text{ m}^3/\text{s}$$

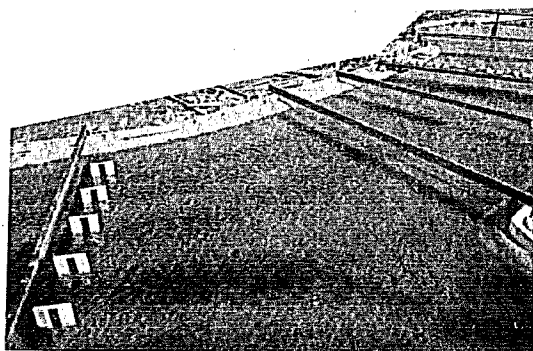


写真-19 分流点附近と本川筋の流況

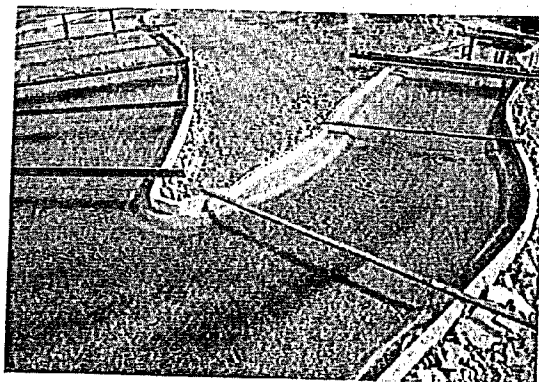


写真-20 分流点から南川筋の流況

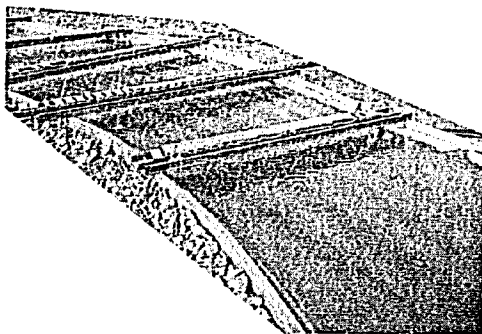


写真-21 分流点より上
流 5.8 Km ~ 5.2
Km 附近流況

計画河道による流況③
実験条件
 $Q_0 = 1,500 m^3/s$
 $Q_1 = 1,078 m^3/s$
 $Q_2 = 422 m^3/s$

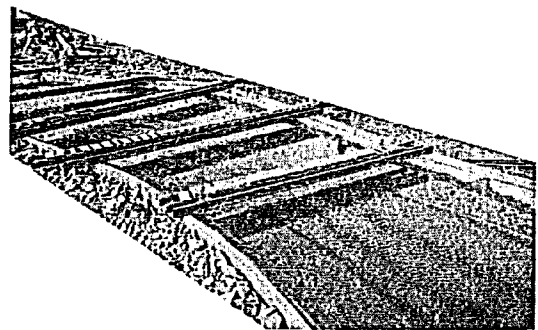


写真-24 分流点上
流 5.8 Km
~ 5.2 Km
附近流況

計画河道による流況④
実験条件
 $Q_0 = 500 m^3/s$
 $Q_1 = 326 m^3/s$
 $Q_2 = 174 m^3/s$

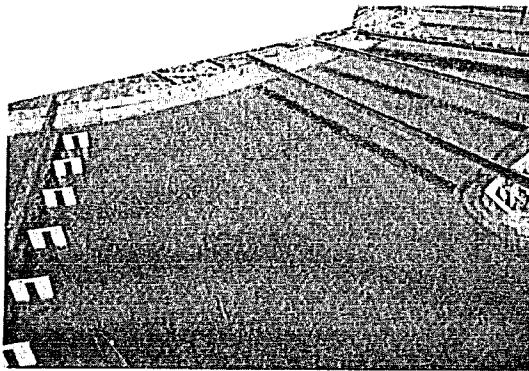


写真-22 分流点附近と本川筋の流況

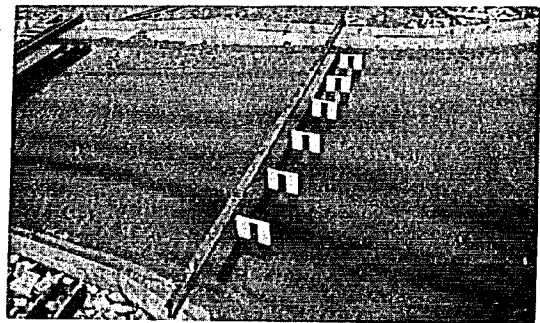


写真-25 分流点附近流況
高水敷上はほとんど
流れない。

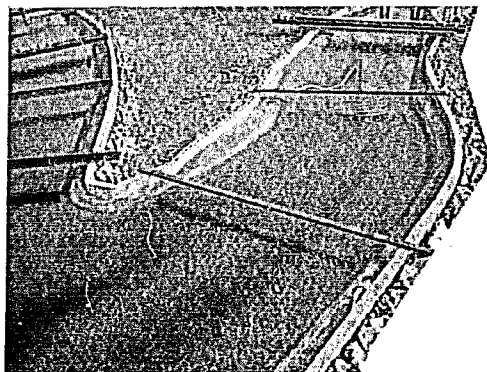


写真-23 分流点より南川筋流況

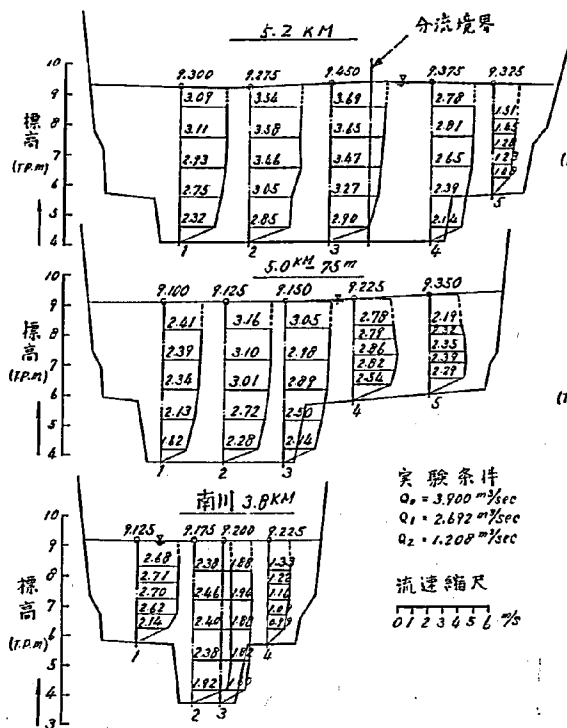


図-21-(1) 流速分布図
(計画による)

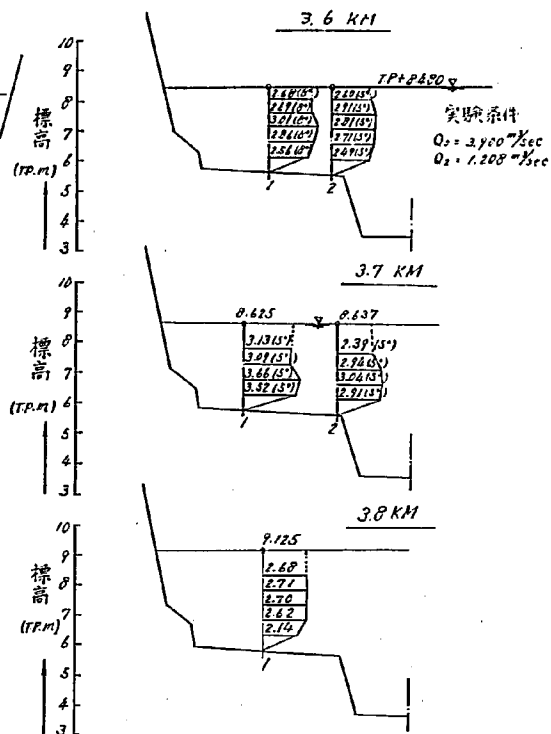


図-21-(2) 南川左岸高水敷上における
流速分布図 (計画による)

21のとおりである。

流況図からも知られるように、その2
流量の流況はほとんど変わらないことを
示しているが、流速分布からも同様の傾
向となっていることをあらわしている。

分流点より上流断面5.2 Kmでは、主
流が中央から左岸側にあることを示し、
分流境界の右岸側流速とは1 m/sに近
い差がみられ、高水敷上はさらに小さく
なっている。

分流境界の左右の分布状況は、分流点

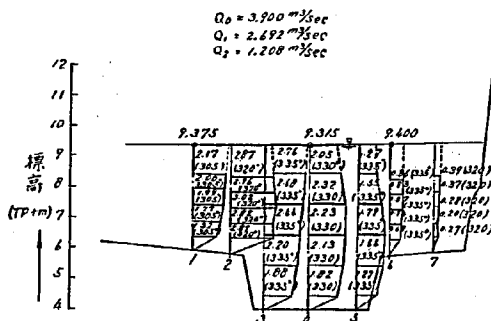


図-21-(3) 流速分布図(4.0 Km)
南川 (計画による)

直下流断面の 5.0 Km - 7.5 m
 (本川), 4.0 Km, 3.8 Km
 (南川) の流速にそれぞれよく
 類似している。分流点に向う流
 速は, 4.0 Km (断面) の測点
 1 が大体表示していることにな
 るが, 最大流速は 2 m/s 程度
 で比較的小さな値となっている。
 測点 2 は低水路に近い高水敷上
 にあり, 河床急変部のために流
 速が大きくなるものと思われ,
 測点 3 は, 低水路法線と流向と
 が平行ではなく低水護岸で遮え
 ぎられるような流れとなるため
 に流速が測点 2 より小さくあら
 われるものと思われる。

分流点から本川側の流れは,
 5.2 Km 断面の流速分布からみ
 て, 高水敷上の流速が大きくな
 るようにみられるが, 5.0 Km
 - 7.5 m 断面では低水路に沿っ
 て主流があり比較的小さい流速
 (河床附近 $v = 2.3 \sim 2.5 \text{ m/s}$)
 を示している。また南川側の流
 れは, 左岸側に偏っているため
 に高水敷上の流速が大きくなる
 傾向にあり, 3.8 Km 断面の流
 速分布からも知られるとおり,
 低水路より若干大きな流速を示
 している。その高水敷床流速は
 大体 2 m/s 程度であるが,
 3.7 Km, 3.6 Km 断面の高水敷

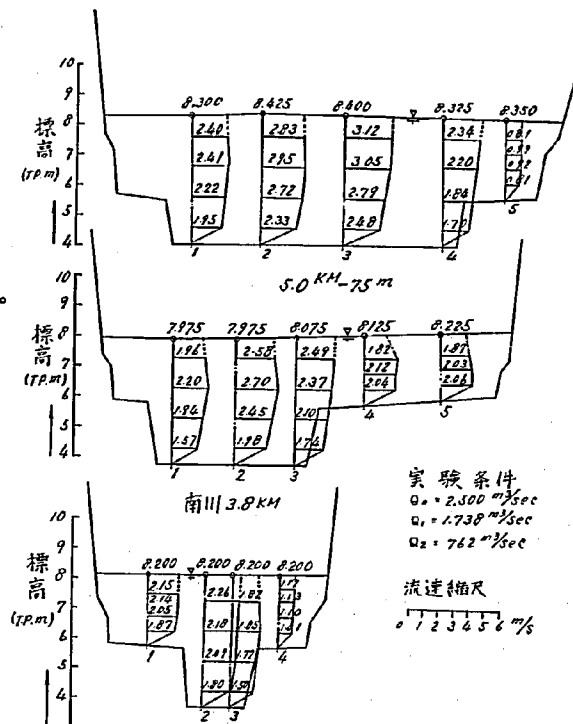


図-21-(4) 流速分布図
 (計画による) 5.2 Km

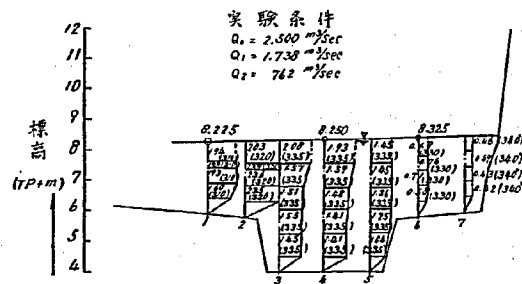


図-21-(5) 流速分布図 (南川 4.0 Km)
 (計画による)

上では、3.4 Kmで敷高が0.5 m低くなるために急勾配でとりつけられている関係上、流速が著しく増加し、高水敷、低水護岸の維持上かなり困難となることが予想される。

したがって、流況でも記述したように、分流点附近の高水敷上は、 2 m/s 以上、局所的には 3 m/s 以上の流速が生ずるので、適切な保護工を必要とする。

4-6 計画河道における移動床実験

移動床実験は、計画低水路および分流点附近河床の変動がどのようにあらわれるのか、また維持上どのような問題があるのか等を検討するために行なったもので、模型は移動床部分を低水路だけとし上流端を6.2 Km、下流端を本川筋4.8 Km、南川筋を3.8 Kmとする範囲にした。

河床材料は昭和42年調査結果から平均的な粒度分布を求めると、 $d_{50} \approx d_m = 3.0 \text{ mm}$ となり、限界掃流力の相似から縮率で模型の河床材料を求めると、 $d_m = 0.06 \text{ mm}$ となる。しかし実験では取得できる最少粒径のものを選んだが、 $d_m = 0.26 \text{ mm}$ であって約4倍の粒径のものとなった(図2.2参照)。この粒径の限界掃流力比をみると大体1.5倍であるから浮遊砂量

に対してはかなりの影響があるものと思われるが、掃流砂量に対してはあまり影響がないと考えられるので、そのまま使用することとした。

上流からの補給砂は、6.2 Km, Na 5 8 断面間の河床変動が極端に変化しないように河床状態をみながら補給した。

実験は、流量を洪水波形でなく定常流として与え、一定時間の通水後に河床変動測定を行なっている。

通水時間は、移動床の相似律から時間縮率を求めると大体 $T_M = T_p \cdot 1/20$ となるが、実験に使用した河床材料では砂鏈や砂堆が発生し粗度係数が場所的に大きく変化するため相似関係がくずれてしまう。このことは過去の実験でも多く経験したところである。また、洪水波形、洪水継続時間が明らかでないこともあって、河床変動が動的平衡に近い状態になる時間として2時間の通水をする事としたので、測定結果は定量的な判断は不可能となる。

河床変動の測定は $Q_0 = 1.500 \text{ m}^3/\text{s}$ (縮率1/10)、 $Q_0 = 3.900 \text{ m}^3/\text{s}$ のそれぞれ通水後

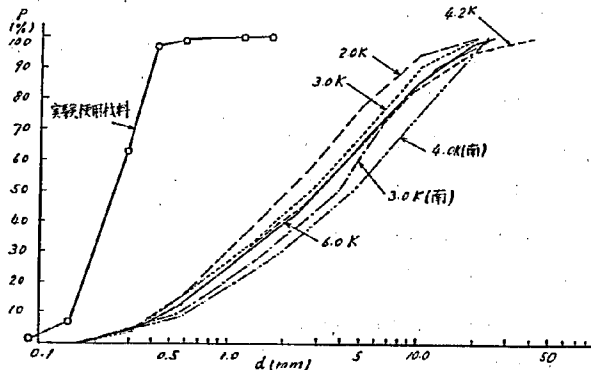


図-2.2 鈴鹿川下流部河床材料粒度分布曲線(S42調査)

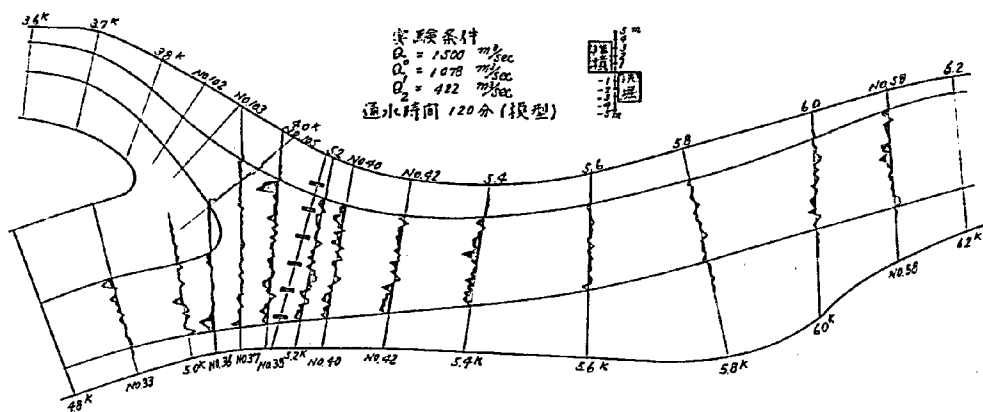


図-23-(1) 洗堀、堆積関係平面図

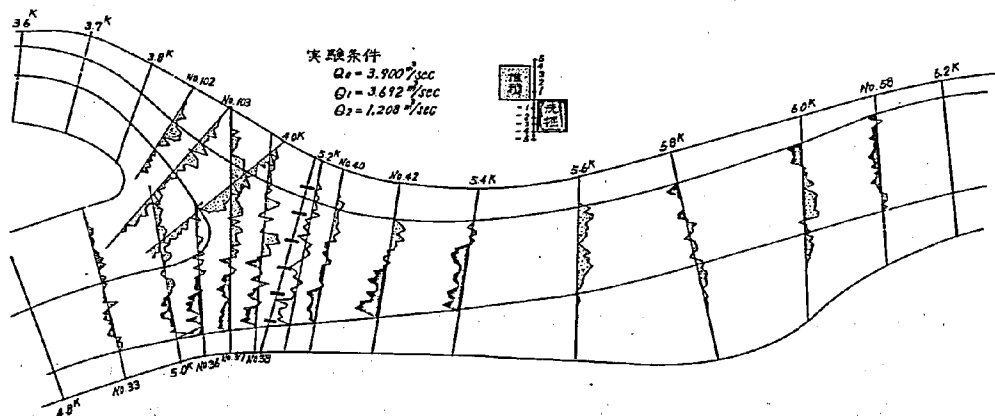


図-23-(2) 洗堀、堆積関係平面図

に 5 m 間隔で河床高の測定を行なった。 $Q_0 = 1.500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は計画河床に成形した状態で通水しているが、 $Q_0 = 3.900 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には $1.500 \text{ m}^3/\text{s}$ の変動測定後にひきつづいて通水している。

測定結果は、図-23, 24 に示したようで、図-23 の平面図に表示しているのは、計画河床高を基準として堆積、洗堀量を示している。

まず、 $Q_0 = 1.500 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した場合をみると、通水開始後数分間で砂澱が発達し、本川は不規則で比較的大きなものが、南川は規則的で小さなものが発生する。流砂は浮流状態

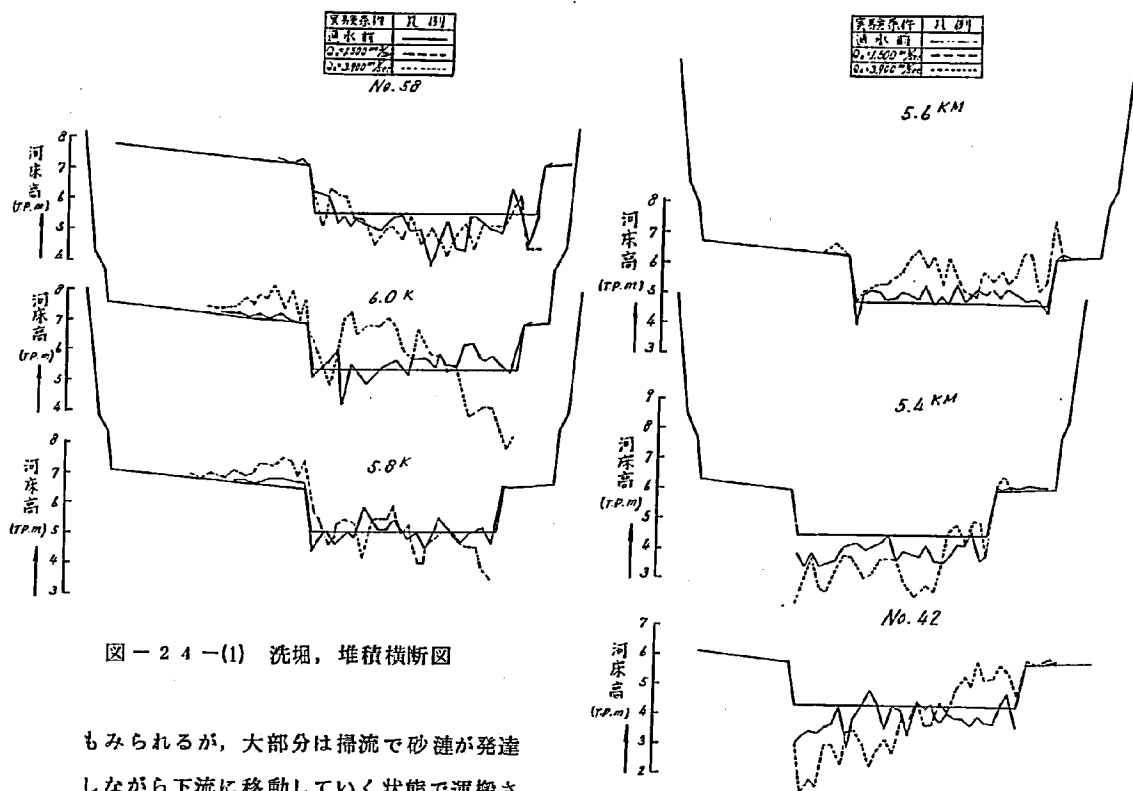


図-24-(1) 洗堀, 堆積横断図

もみられるが, 大部分は掃流で砂漣が発達しながら下流に移動していく状態で運搬される。流況は固定床実験とほとんど変らない。

図-24-(2) 洗堀, 堆積横断図

Na 5 8断面附近は, 狭さく部の下流となっているため洗堀傾向が大きくあらわれ, 6.0 Km~5.4 Km間では堆積傾向が強い。この区間の左岸高水敷には流況でもみられたように偏流の影響によって土砂が運搬され堆積される。また湾曲流の水裏となる右岸高水敷上にも時間の経過につれて堆積されてくる。

5.4 Km断面からは流積が小さくなるために洗堀される傾向が強くなる。とくに左岸高水敷から低水路へ流入してくる流れのために左岸低水路護岸沿いは, Na 3 6まで洗堀されているので根入れ, 根固め等には充分配慮されなければならない。

分流点附近は堆積傾向を示しているが, 大きな堆積とはなっていない。流砂は本川側をほとんど流れ, 南川へは流入していかない状態で, 南川の計画河床高は維持されている。高水敷先端の水衝りは小さく, 洗堀されない。高水敷上には細砂が法面をこえて堆積してくるので, 低水護岸は維持されると思われる。

橋脚周辺の河床は, 大体水深と同程度の洗堀深となり, その範囲は小さい。

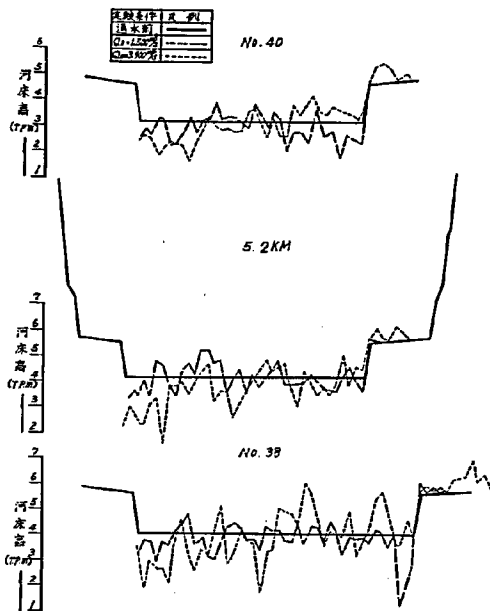


図-2 4-(3) 洗掘, 堆積横断面図

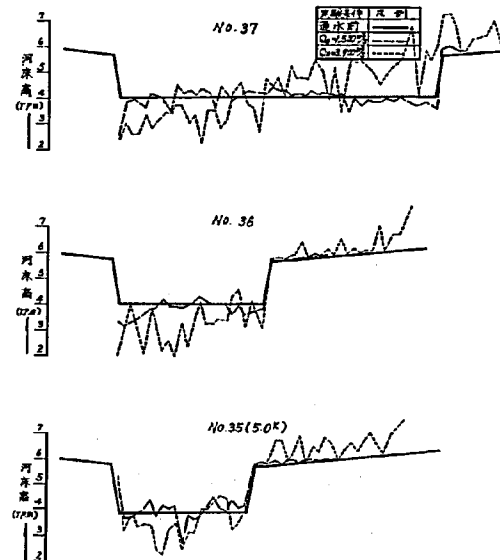


図-2 4-(4) 洗掘, 堆積横断面図

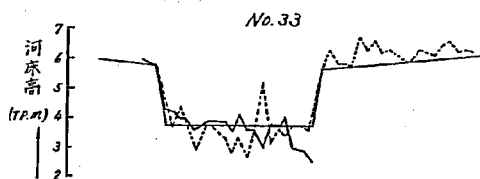


図-2 4-(5) 洗掘, 堆積横断面図

この流量での河床変動は全般的に小さく、
最大洗掘, 堆積高は大体 1 m 程度とされる。
(写真-2 6 ~ 3 0 参照)

$Q_0 = 3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した場合には、
浮遊状態の流れがはげしくなり、通水中の
河床変動は全く観察されない。通水開始後

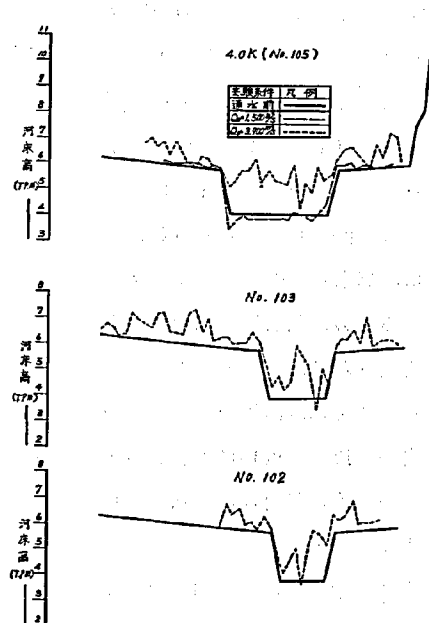


図-2 4-(6) 洗掘, 堆積横断面図

数分間で、大きな砂礫が発達し、5 Km 附近の粗度係数の増大、河床上昇のために、分流点下流本川側の水位上昇があって分流量は $Q_2 = 1.280 \text{ m}^3/\text{s}$ 、計画分流量より $80 \text{ m}^3/\text{s}$ 増加し、その後、南川の呑口に堆積が多くなるにしたがって、計画流量に一致していく。分流量が一定となるのは実験終了時に近かった。

河床変動の形は、 $Q_0 = 1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合とよく類似しており、No 58 附近、6.0 Km、5.8 Km の右岸側が洗掘傾向で、左岸側の高水敷は拡がりのために、堆積をおこす。5.6 Km 附近は若干せき上げ背水となっている断面で堆積する傾向にある。5.4 Km より下流は左岸側に主流があって、本川筋は分流点下流まで河床低下を生ずる。5.4 Km ~ 5.2 Km 間は $Q_0 = 1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ でもみられたように、高水敷上の流れが落ち込んでくるため、低水護岸法線はかなり洗掘される。5.6 Km より下流の右岸側では湾曲流の影響で堆積傾向が分流点に近いほど強まって、砂洲の発達の規模は、現状河床程度までになる。

分流点附近では、本川低水路が河床低下となっているが、高水敷、南川側はかなり大きい堆積となっ

移動床実験①

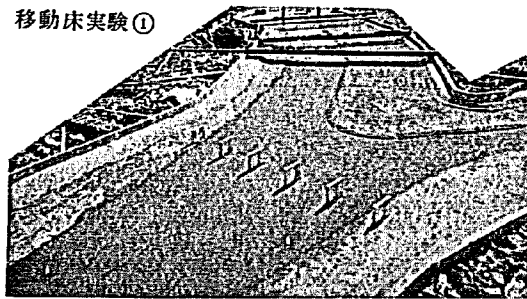


写真-26 分流点附近の河床成形状況

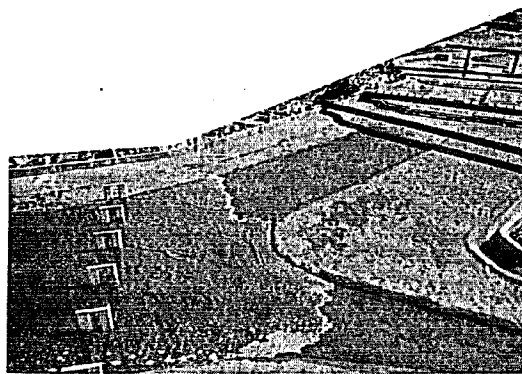


写真-27 通水開始時の分流点流況

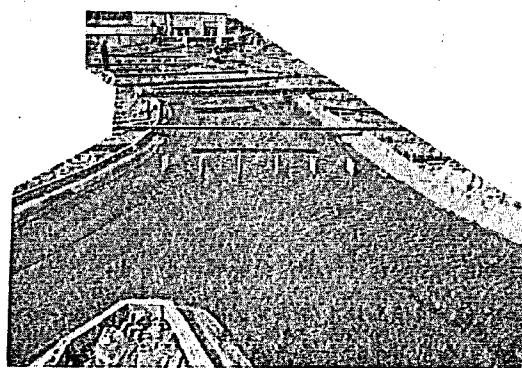


写真-28

移動床実験②

分流点より上流をみる。

$Q_0 = 1,500 \text{ m}^3/\text{s}$

2時間通水後の河床状況

ている。ことに南川の呑口低水路は高水敷高まで堆積し低水路の判別がつかない位となっている。この規模の出水後は、小流量の場合に分流しない状態となるが、計画分流量は確保されているので、維持のための河状整成は、中小洪水の分流比変化が与える影響を検討して判断することが必要である。

分流点高水敷先端は洗掘される状況がみられなかった。先端の法面が堆砂で埋没するのは比較的早く、法面が埋ってからの高水敷上への流砂は急速に多くなり堆積を促進させる。このことからみて、分流点附近の低水護岸、高水敷は、計画高水流量をむかえた場合、先端部法面への堆積が高水敷と同じ高さになるまでの間が危険状態となる可能性が強く、その後は流砂が低水路から連続し、急増するので、ほとんど洗掘されないとみられる。また先端部の低水護岸を省略し一部分設けないこととしても、出水初期に高水敷先端周辺は流送されて低下するかも知れないが、堆積傾向が大きいのですぐその高さは回復するものと思われる。したがって計画の高水敷先端はかなり上流まで張り出している形状となっているが、分流点への水衝りは弱く、堆積傾向が強いことから

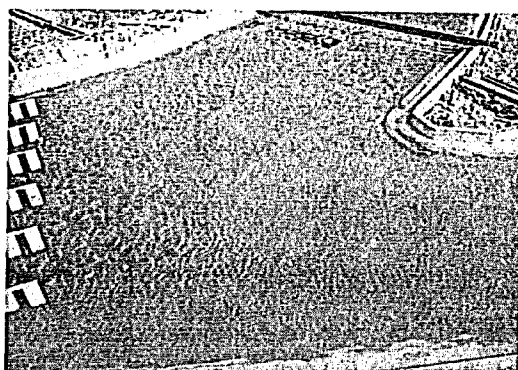


写真-29 分流点附近河床

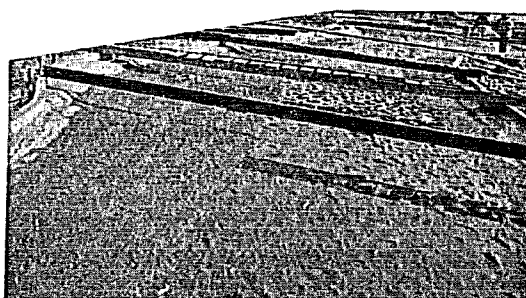


写真-30 6.2Kmから下流をみる。

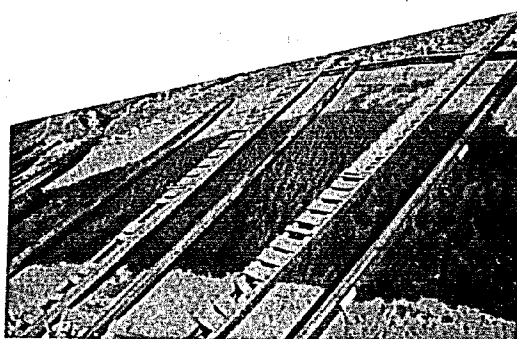


写真-31 5.6Km
より上流の河床

移動床実験③
 $Q_0 = 3,900 \text{ m}^3/\text{s}$
 2時間通水後の河床状況

みてあまり意味はないものと思われる。

本川と南川との高水敷取付け円弧は、半径を大きくし、分流点に近い法線形にしてもよいと考えられる。

分流点下流の本川側は、低水路で幾分河床低下を示し、高水敷上では堆積となっているが、分流点からの流砂は少なく、No 3 3断面より下流の高水敷はむしろ洗堀される可能性を含んでいる。南川側は、分流点から 3.7 Km 附近までの低水路、右岸高水敷上にほとんど堆積してしまうので、3.6 Km より下流への流砂は非常に少なくなりあまり堆積はみられない。

3.8 Km ~ 3.6 Km 間の左岸高水敷上は、「流況」でも述べたように、敷高が不連続にとりついているために流速が大きくなるところで、この実験でも堆積は全くみられず、洗堀のおそれが充分示されている。(写真 3 1 ~ 3 5 参照)

この区間の保護工を最小限でおさえるために、低水路を左岸側へ寄せることが考えられるが、流況、計画分流量、河床変動にはほとんど影響がないと思われるので、低水路を移すことは支障ないものとする。

橋脚周辺の洗堀は、上流からの

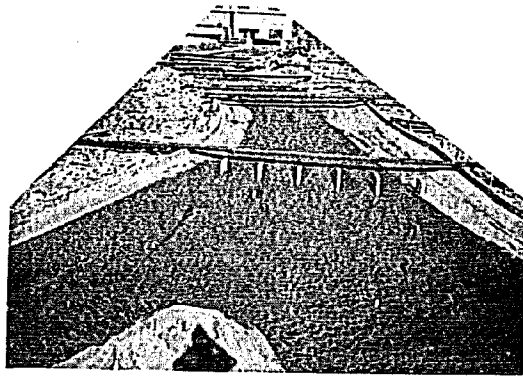


写真-3 2 分流点より上流をみる。

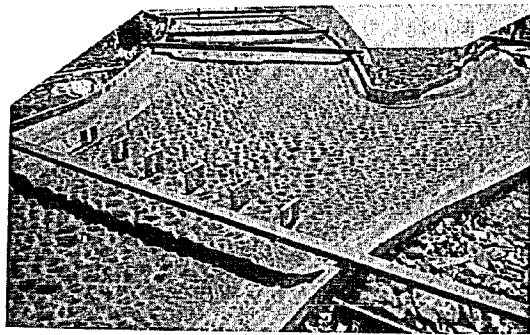


写真-3 3 5.6 Kmより下流をみる。

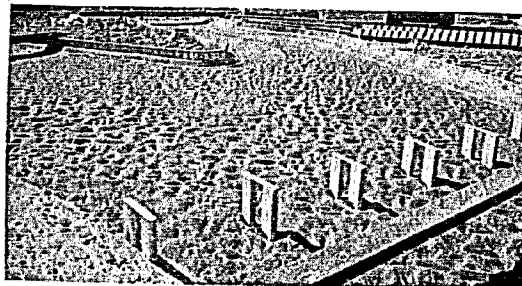


写真-3 4 5.2 Kmより下流をみる。

供給砂が多いために、 $Q_0 = 1.500 \text{ m}^3/\text{s}$ と同程度になっている。(図-24参照)

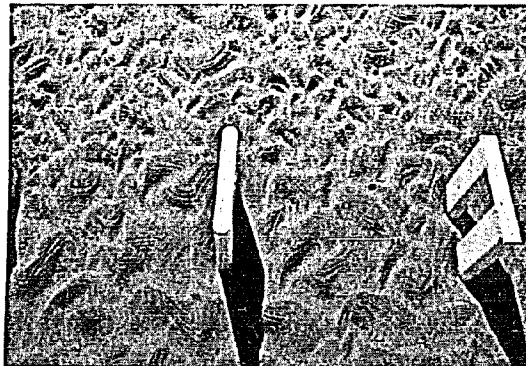


写真-35
橋脚周辺の状況上流側よりみる。

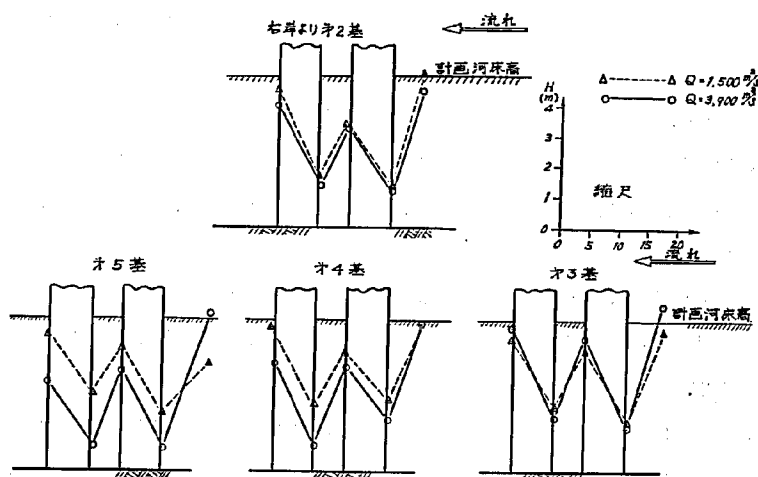


図 - 2 5

5. 結 語

以上の実験結果を要約すると次のようである。

(1)

- ① 分流実験は“現状”“旧堤撤去”“暫定(1)”“暫定(2)”“計画”の河道について固定床

供給砂が多いために、 $Q_0 = 1.500 \text{ m}^3/\text{s}$ と同程度になっている。(図-24参照)

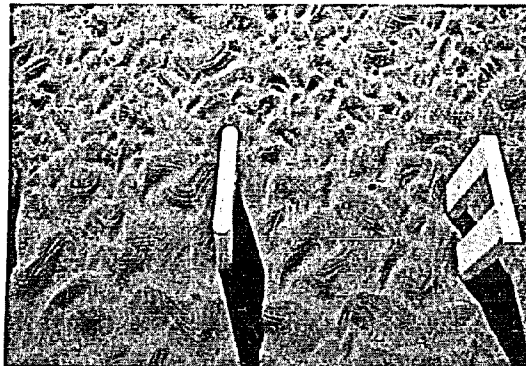


写真-35
橋脚周辺の状況上流側よりみる。

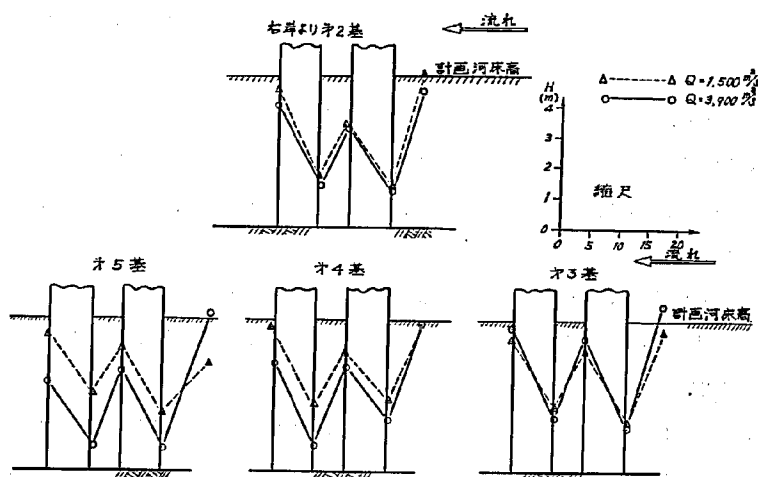


図 - 2 5

5. 結 語

以上の実験結果を要約すると次のようである。

(1)

- ① 分流実験は“現状”“旧堤撤去”“暫定(1)”“暫定(2)”“計画”の河道について固定床

模型で行なった。

- ② 移動床実験は計画河道の場合で、低水路部だけを移動床として行なった。
- ③ 模型縮尺は $1/50$ で、範囲は本川筋 $4.2\text{Km} \sim 6.8\text{Km}$ 、南川筋 $3.2\text{Km} \sim$ 分流点とし、現状模型は昭和43年9月測量の結果に基いて作製した。
- ④ 計画粗度係数は $n=0.035$ 、現状の粗度係数は、本川 $n=0.030$ 、南川 $n=0.035 \sim 0.040$ (2.0Km より上流 $n=0.040$)と推定される。模型はこの粗度に合わせた。
- ⑤ 計画高水流量は $Q_0=3,900\text{ m}^3/\text{s}$ で、流量配分は $Q_1=2,700\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_2=1,200\text{ m}^3/\text{s}$ である。
- ⑥ 分流点の構造は、自然分流方式とする。

〔II〕

- ① 現状の場合、南川の疎通能力からみて、旧計画高水流量 $Q_0=2,300\text{ m}^3/\text{s}$ (分流量 $Q_2=800\text{ m}^3/\text{s}$) が限界であり、南川の余裕高を考慮すれば、 $Q_0=2,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上は流下できない。
- ② 旧堤撤去の場合、総流量 $Q_0=2,300\text{ m}^3/\text{s}$ では $Q_2=440\text{ m}^3/\text{s}$ を分流する。本川下流の疎通能力からみて $Q_0=2,840\text{ m}^3/\text{s}$ が限界で分流量は $Q_2=540\text{ m}^3/\text{s}$ となる。
- ③ 暫定河道(1)の場合、 $Q_0=2,300\text{ m}^3/\text{s}$ に対する分流量は $Q_2=570\text{ m}^3/\text{s}$ である。流下能力からの限界流量は $Q_0=3,100\text{ m}^3/\text{s}$ で、 $Q_2=800\text{ m}^3/\text{s}$ を分流する。
この流量では、本川、南川ともに余裕高がとれる。分流点上流の流下能力は、 $Q_0=3,500\text{ m}^3/\text{s}$ 程度である。
- ④ 暫定河道(2)の場合、 $Q_0=3,900\text{ m}^3/\text{s}$ に対して $Q_2=1,083\text{ m}^3/\text{s}$ を分流するが、本川下流の疎通能力は $Q_1=3,500\text{ m}^3/\text{s}$ であるから、計画高水流量は流下しえない。
限界流量は $Q_0=3,730\text{ m}^3/\text{s}$ で、 $Q_2=1,030\text{ m}^3/\text{s}$ を分流する。
また、内部川合流点下流が現状のときは、 $Q_0=3,150\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流下はできない。
- ⑤ 旧堤を撤去する場合の河道処理については、表-7に示した限界流量(基準地点流量 Q_0)から検討すればよいものとする。
- ⑥ “旧堤撤去”では、内部川合流点下流が現状であれば $Q_0=2,840\text{ m}^3/\text{s}$ 、下流が計画河道の場合には $Q_0=3,340\text{ m}^3/\text{s}$ が限界流量となる。
- ⑦ “暫定(1)”では、内部川合流点下流が現状のとき $Q_0=3,100\text{ m}^3/\text{s}$ 、計画のとき $Q_0=3,640\text{ m}^3/\text{s}$ が限界流量となる。
- ⑧ “暫定(2)”では、内部川合流点下流が現状のとき $Q_0=3,150\text{ m}^3/\text{s}$ 、計画のとき $Q_0=3,730\text{ m}^3/\text{s}$ が限界流量となる。
- ⑨ 流況はいずれの場合も同じ傾向を示し、分流点上流の河道線形の影響によって左岸側へ

表 - 7 限 界 流 量 表

	内部川下流 = 現状			内部川下流 = 計画		
	Q_0 (m^3/s)	Q_1	Q_2	Q_0 (m^3/s)	Q_1	Q_2
現 状	2,300	1,500	800			
旧堤撤去	2,840	2,300	540	3,340	2,700	640
暫 定 (1)	3,100	2,300	800	3,640	2,700	940
暫 定 (2)	3,150	2,300	850	3,730	2,700	1,030
計 画				3,900	2,700	1,200

流れが偏るため、分流点への水衝りはほとんどみられない。“暫定(1)”“暫定(2)”では分流点附近の南川左岸高水敷上には高流速を発生するので、保護工が必要となる。その他には問題となる流況はみられなかった。

〔Ⅲ〕

- ① 計画河道の場合、計画高水流量に対する分流量は $Q_2 = 1,208 m^3/s$ であった。この計画河床での自然分流方式は、計画流量配分が可能である。
- ② $Q_0 = 3,900 m^3/s$ の水位は、本川、南川ともに H.W.L を越さない。0.5 ~ 1.0 m の余裕がみられる。
- ③ 分流点への水衝はないとみてよい。
- ④ 分流点前面の高水敷上は、2.0 ~ 2.5 m/s の河床流速がみられるので、低水護岸裏の洗掘防止が必要となる。
- ⑤ 計画法線形は大体流線に一致しているが、5.4 Km ~ 5.2 Km の左岸側は高水敷からの流込みがあるので、低水護岸の根入れ、根固め、橋脚（第 6 基）根入れ等には十分な配慮を必要とする。
- ⑥ 南川 3.8 Km ~ 3.6 Km 左岸高水敷上は、3 m/s 位の流速が発生するので、充分保護する必要がある。高水敷の下流との接続は分流点から一様勾配でとりつける方が望ましい。また保護面積を少なくするために低水路を左岸側へ寄せても支障はないと考える。
- ⑦ 鈴鹿橋、高岡橋の余裕高は再検討の必要がある。
- ⑧ 新橋橋脚の影響はほとんどみられない。
- ⑨ 移動床実験は、 $Q_0 = 1,500 m^3/s$ 、 $3,900 m^3/s$ の 2 流量で、2 時間（模型値）の通水により行なった。

$Q_0 = 1,500 m^3/s$ の場合、流送土砂が少なく河床変動は全般的に小さかった。大体の傾向は、6.2 Km ~ 6.0 Km 間で洗掘、6.0 Km ~ 5.4 Km 間で堆積、5.4 Km ~ 5.3 Km (5 Km

150)間で洗堀，分流点附近は若干堆積，南川はほとんど変動なし，分流点下流本川はやや洗堀の状態となっている。

$Q_0 = 3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合，変動傾向は $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合とほとんど同じで変動が大きくあらわれる。分流点附近は，本川低水路が洗堀，高水敷から南川側が堆積とはっきり区分され，南川呑口は低水路が全く埋没される。5.4 Kmより下流の右岸側には現状と同等規模の堆積が生ずる。

- ⑩ 6.2 Km～5.9 Km 右岸，5.4 Km～5.0 Km 左岸は流れの集中により洗堀（2 m程度）されるので，充分な保護工を施す必要がある。
- ⑪ 分流点上流の高水敷は，流速を減少させ，分流点への水衝を緩和させる効果をもっている。計画線形では，高水敷先端が，分流点より上流約160 mとなっており，低水護岸，高水敷の維持は可能とみられるが，高水敷の効果，維持上の点を考慮すれば100 m程度でよいと思われる。
- ⑫ 流況は固定床の場合とほとんどかわらない。
- ⑬ 計画分流量は維持することができた。
- ⑭ 橋脚周辺の洗堀は，2流量とも大体同程度で，3～4 m位となっている。また洗堀される範囲は小さく，下流への影響はほとんどない。

以 上