

土研

I S S N 0386-5878

土 研 資 料 第1425号

土 木 研 究 所 資 料

淀川大堰水理模型実験報告書(その1)

—毛馬排水機場排水遡上拡散実験—

昭和53年10月

建設省土木研究所

鹿島試験所

ま え が き

淀川水系工事実施基本計画は、昭和46年に大幅に改訂された。この改訂による流量増加分の処理を行うために新河道計画がたてられ、これに伴いほぼ9.4k地点にある長柄可動堰の改築が計画された。同時期に毛馬排水機場の建設が旧淀川分流点に計画され、排水と取水とを分離するために、長柄可動堰は約400m上流(9.8k付近)に移設されることになった。大堰は現在その第一期工事として右岸側3門分が昭和49年10月に完成して、その後附帯工事の進捗状況によって左岸側3門分の工事を実施しようとしている。しかし、大堰完成前に毛馬排水機場が完成し、現河道に暫定的に排水を行うことが予定されており、そのため付近の取水への影響を事前に把握し、必要な処置をとることが検討された。本報告書では完成が間近になっている毛馬排水機場からの排水の影響について土木研究所鹿島試験所で行った実験結果を報告するものである。

目 次

ま え が き

第 1 章 概 要	1
第 1 節 淀川大堰計画の概要	1
第 2 節 大阪高潮対策事業の概要	1
第 3 節 毛馬排水機場について	3
第 2 章 実 験 概 要	8
第 1 節 実 験 目 的	8
第 2 節 模型について	8
第 3 節 相 似 律	11
第 4 節 実 験 方 法	19
第 5 節 実 験 ケ ー ス	20
第 3 章 実 験 結 果 と 考 察	27
第 1 節 実 験 結 果	27
第 2 節 実 験 結 果 の 考 察	43
第 4 章 ま と め	45
あ と が き	48

第1章 概 要

第1節 淀川大堰計画の概要

淀川は距離標 9.8 k 付近において旧淀川を分流しており、この地点には分流量調節のための洗堰舟運のための閘門が設置されている。また、その下流の 9.4 k 付近には本川水位の維持および分流のための長柄可動堰がある。淀川の工事実施基本計画は昭和 46 年 3 月に改訂され、基準地点枚方 (26.0 k) での計画高水流量が $6,950 \text{ m}^3/\text{s}$ から $12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ へととなった。この流量増加分の処理を行うため河道計画がたてられ、①河床掘削、②低水路幅の拡幅、③低水路法線形の整正、を行うこととなった。この河道計画に伴って長柄可動堰の改築が計画されたが、同時期に大阪府において、大阪高潮対策事業の一環として排水機場の建設が旧淀川分流点に計画された。このため、取水と排水との完全分離ということから長柄可動堰は約 400 m 上流に建設され、排水を淀川大堰の下流側へ、大堰上流には従前の機能を持つ新しい水門・閘門を設置することとなった。

第2節 大阪高潮対策事業の概要

大阪湾の最奥部に位置する大阪市は、古くから港湾都市として繁栄してきたが、その地形的条

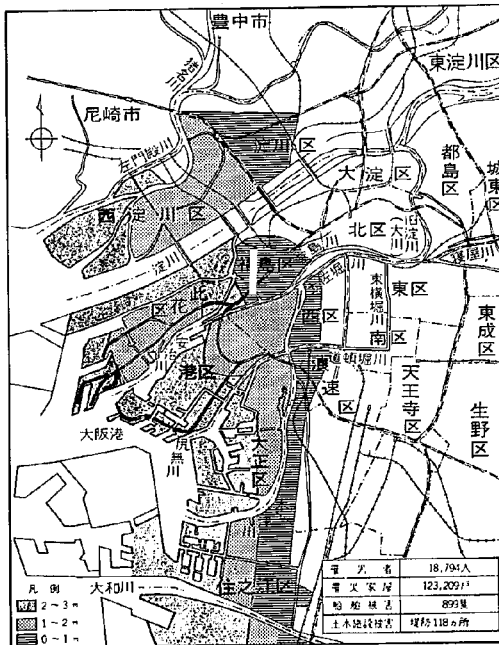


図1・1 ジェーン台風の浸水区域図

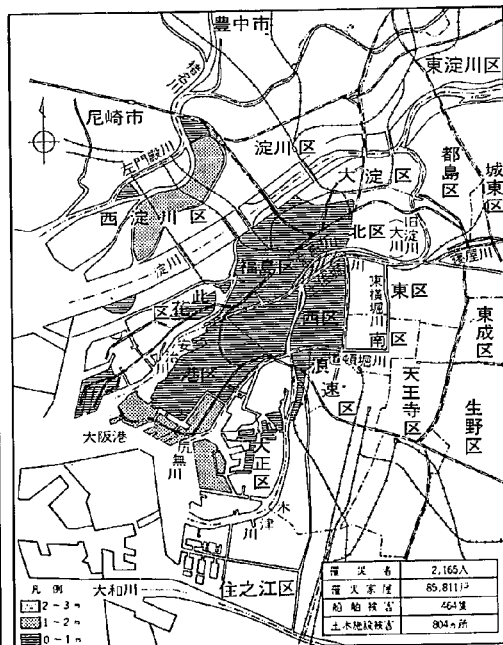


図1・2 第2室戸台風の浸水区域図

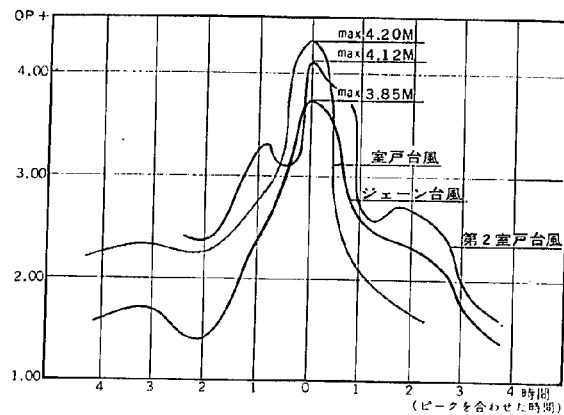


図1・3 三大台風の潮位曲線

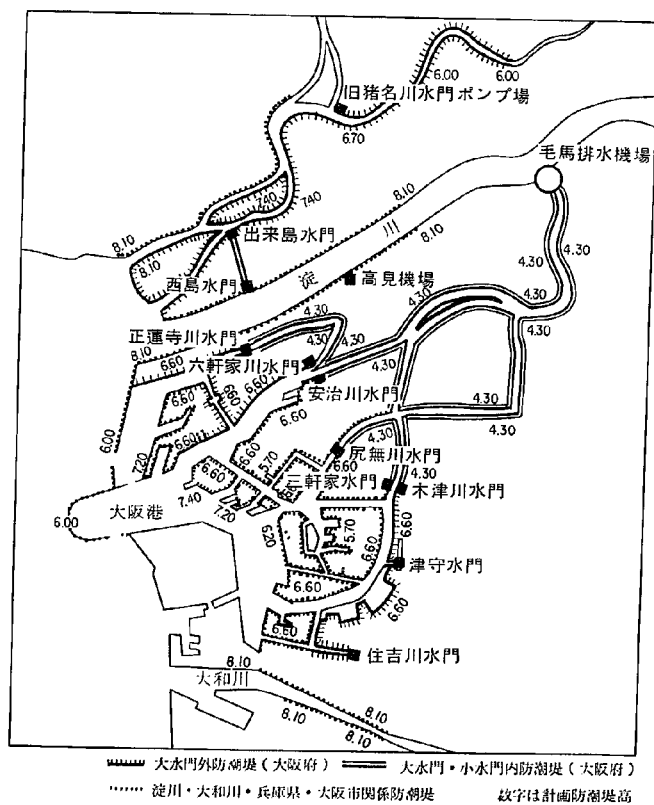


図1・4 高潮対策事業計画図

表 1・1 大阪に來襲した三大台風比較表

種別 \ 台風名	室戸台風	ジェーン台風	第2室戸台風	伊勢湾台風 (名古屋)
観測年月日	S.9.9.21	S.25.9.3	S.36.9.16	S.34.9.26
中心気圧	954.3mb	970.3	937.3	958.5
進行速度	60km/h	58	50	75
最大風速	42.0m/sec	28.1	33.3	37.0
瞬間最大風速	60m/sec	44.7	50.6	45.7
最高潮位 (O.P.+)	4.20m	3.85	4.12	(T.P+) 3.9m
潮位偏差	2.92m	2.37	2.45	3.55

件のために高潮現象の起りやすい地域でありいままで何回となく台風による高潮の被害を受けてきた。大阪府の高潮対策事業はジェーン台風による被害を契機として本格的に開始され、市内河川、運河沿いに防潮堤が建設された。その間地盤沈下、第2室戸台風による高潮被害等があったが、昭和39年度までには過去のどの高潮にも耐える施設が完成した。しかし、産業・経済・文化などの高度発展に対処するために昭和40年度より計画目標を、伊勢湾台風級の台風が満潮時に大阪湾を最悪のコースで縦断したと仮定しても安全な施設の整備を基本方針として事業が実施されることになった。この場合に、市内河川上流部における防潮堤の嵩上げ(1.5m以上)が必要となり、市内の橋梁を全面的に架け替えなければならなくなったが、交通事情その他のことよりほとんど不可能なことである。そこで、従来の防潮堤防方式による小ブロックごとの防潮体制を発展させ、防潮水門を併用した大ブロックによる防潮体制とした。そして、昭和45年度には、3大アーチ型防潮水門が完成し、第一線の防潮ラインができ、現在内水排除用毛馬排水機場の建設やその他の工事が進められている。

第3節 毛馬排水機場について

西大阪一帯を流れる市内河川の安治川、尻無川、木津川などの上流は、淀川・大和川その他流域面積224km²に及ぶ寝屋川流域へと連なっている。寝屋川の中流域は通称東大阪といわれ、近年の産業、経済の発展に伴う大阪市の過密化により衛星都市として急速に開発が進み、流出も急激に増加の傾向にある。しかし高潮時に各河川に設置されている防潮水門を閉鎖すると、上流河川からの流出、市街地からの排水の流下を遮断するため、大阪市内河川水位が上昇し河道内貯溜限界の150万m³を超えると市内河川の氾濫が想定される。そこで内水排除用の排水機場が大川上流の毛馬地点に計画された。この排水機場は城北運河を通じて大阪市内河川水を淀川に排水するものであり高潮時の内水排除だけではなく寝屋川の洪水をカットすること(約200m³/s)もでき、その意義は大きなものである。

排水機場は淀川距離標 9.8 k 地点左岸側より分流している大川の分流点に建設され、幅 107 m (水路部 84 m) 長さ 225 m (躯体部 120 m) の大規模な構造物で、機場内部には口径 4 m の立型可動翼軸流ポンプ 6 台が据えつけられる。ポンプの容量は大阪における降雨の既往最大値であるジェーン台風の降雨を計画対象として次式により求められ 330 m³/s と大規模なものである。

$$\text{ポンプ容量} = \frac{\text{高潮時計画全流出量} - \text{水門内計画貯溜量}}{\text{計画水門閉鎖時間}}$$

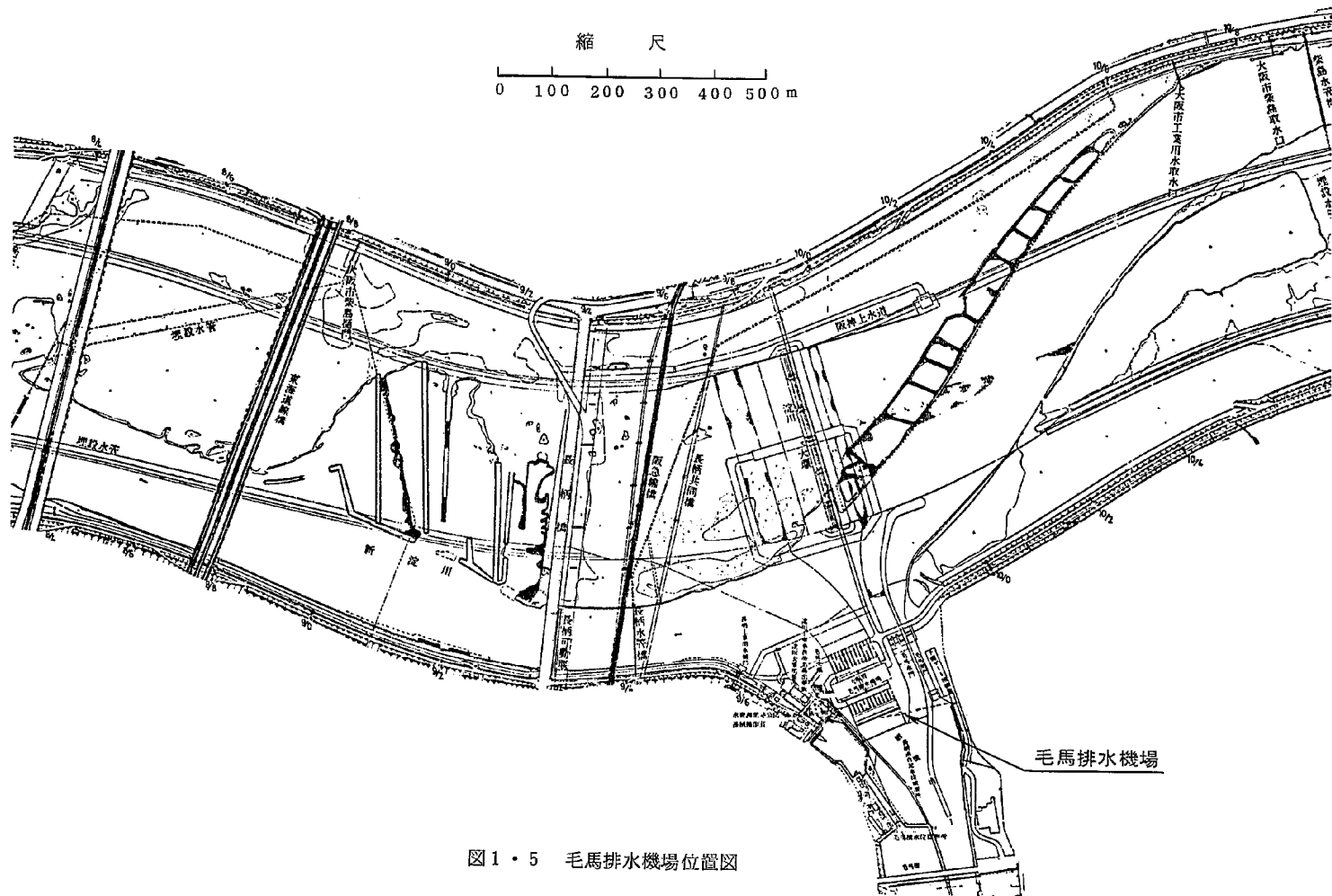


図1・5 毛馬排水機場位置図

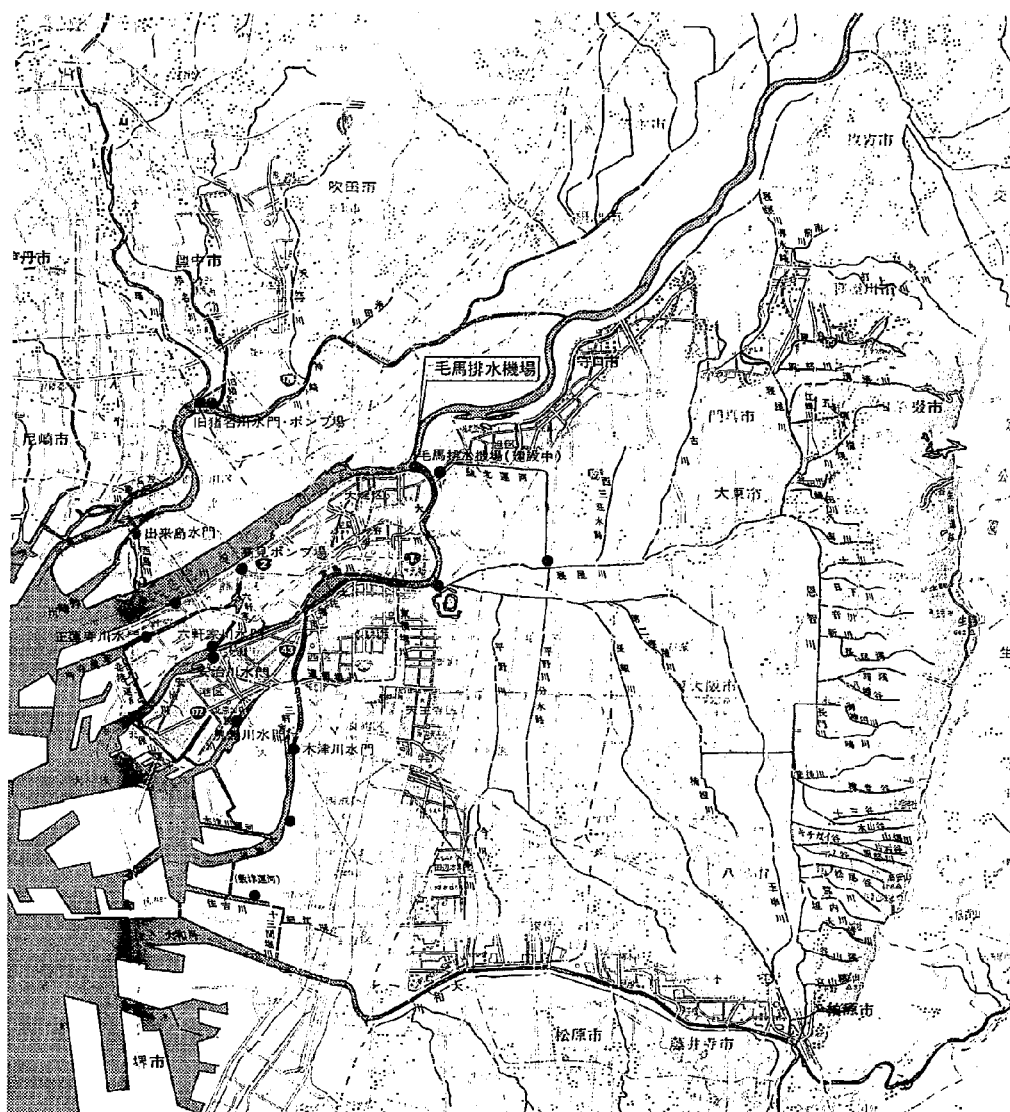


图 1 · 6 毛馬排水機場排水区域图

第2章 実験概要

第1節 実験目的

淀川大堰の完成以前に大阪府の毛馬排水機場が完成し、暫定的に運転を開始する（排水流量 $110\text{ m}^3/\text{s}$ 、2機分）。排水機場の運転は、大阪湾が高潮時に寝屋川流域の各河川に設置されている防潮水門を閉じるための大阪市内河川水位の上昇による氾濫をなくすため河川水の排除を行う目的と、寝屋川水系の洪水カットを行う目的を持っている。

近年大阪周辺の人口、産業の集中化に伴い、大阪市内の中小河川は水質低下が甚だしくなり、その汚濁度はかなり厳しいものと思われる。また、河川の維持流量が少ないため希釈、拡散、流下能力が小さく河川水は停滞気味である。一方潮汐による河水の往復運動も河川浄化にそれほど大きい期待はできないとされている。

ところで、淀川大堰が完成すれば毛馬排水機場からの排水は大堰下流に排水され問題はないが、大堰完成以前には排水が現状河道に排水されるためそれが上流に遡上拡散することが考えられる。排水が上流に遡上拡散した場合に問題となるのは、排水が取水に混入する場合である。とくに排水が混入しやすいと考えられるのは、排水機場直上流の水門内に取りつけられる取水口（取水量 $2.5\text{ m}^3/\text{s}$ ）である。そこで、本実験は、排水が上流に遡上拡散する程度とそれが取水に与える影響を検討するものであり、もし、排水による影響がでる場合には、排水と取水との完全分離を行うため現低水路仮締切工等の対策工も考えられている。排水が取水に影響をおよぼすとした場合に考えられる状況は、①排水と本川側の流水との密度差による遡上拡散、②本川側の流れにより排水口付近に渦が発生し、それに運ばれて拡散する、③取水により排水が吸上げられる等があると思われ、以上のような事についてそれぞれ実験的検討を行った。

第2節 模型について

排水実験に使用した模型は、淀川大堰について実験を行う模型と同じ模型である。模型は淀川距離 7.2 k ～ 12.8 k 区間と旧淀川の一部とを、鉛直水平共に $1/50$ の歪なしで作られている。模型河床は移動床（石炭粉）部分と固定床部分（モルタル）とにわかれており、大

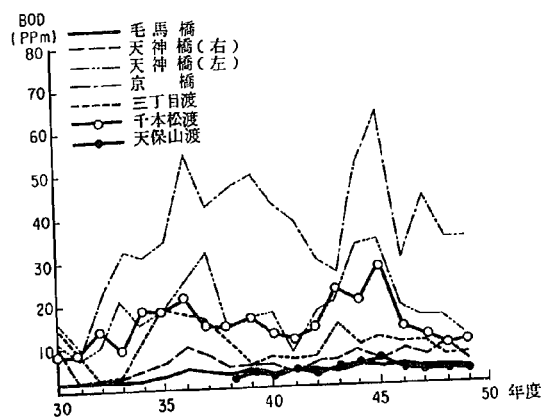


図2・1 大阪市内主要河川BOD経年変化図

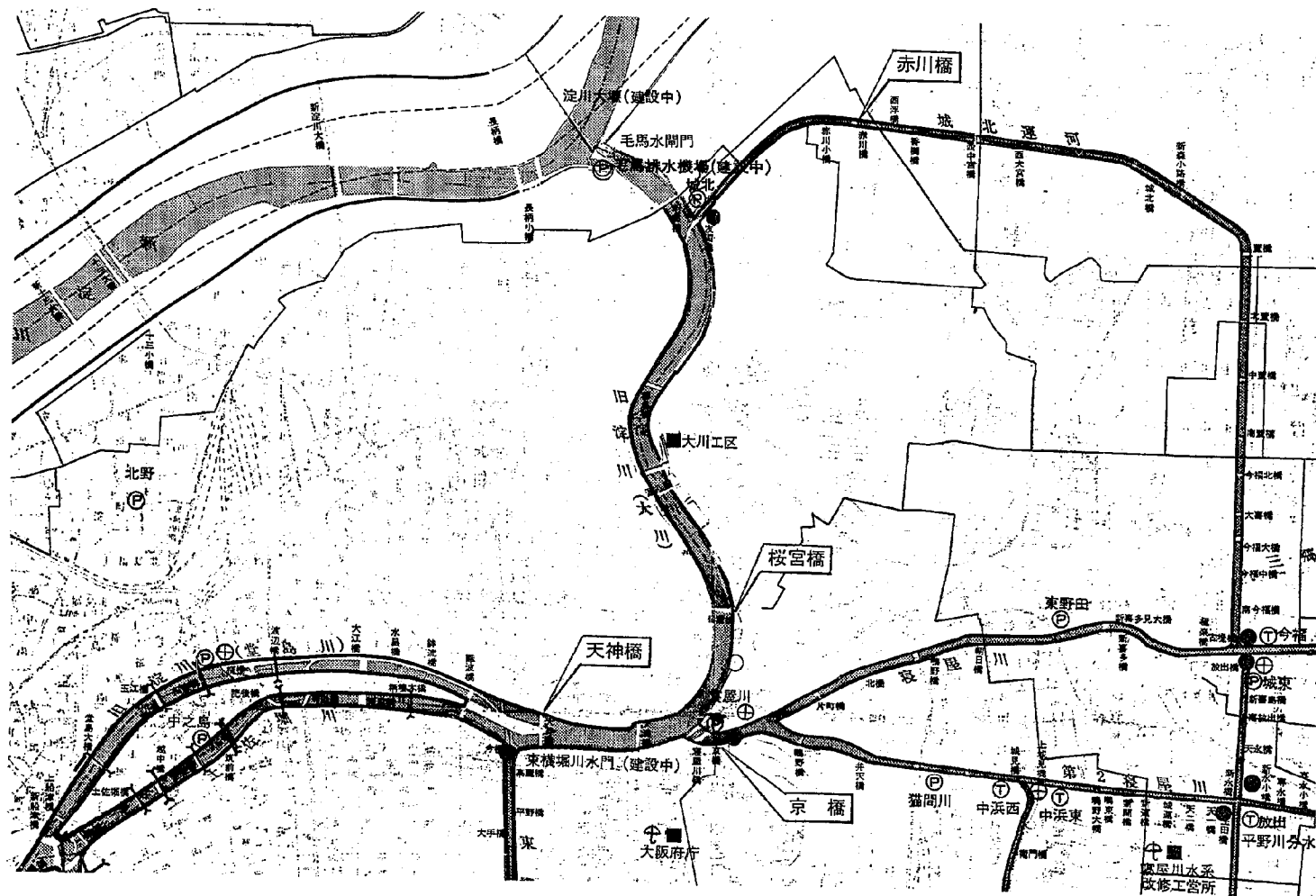


図 2・2 水質調査位置図

表-2・1 旧淀川水質調査結果表(平常時)

地点	日 時		2月23日 10時	14時	18時	22時	2月24日 2時	6時	10時
	項 目								
京橋(寝屋川)	採水時刻	時:分	10:00	14:00	18:00	22:00	2:00	6:00	10:00
	水 深	m	5.00	3.70	4.20	4.60	3.60	5.10	4.40
	比 重	2割	0.9984	0.9987	0.9982	0.9986	0.9986	0.9982	0.9983
		8割	0.9985	0.9987	0.9982	0.9987	0.9987	0.9983	0.9983
	蒸発残留物	ppm	172	401	129	456	424	138	143
桜宮大橋(大川)	採水時刻	時:分	10:25	14:20	18:20	22:20	2:25	6:25	10:25
	水 深	m	3.60	2.90	3.50	3.20	2.50	3.40	3.50
	比 重	2割	0.9982	0.9982	0.9983	0.9983	0.9982	0.9982	0.9983
		8割	0.9982	0.9982	0.9982	0.9983	0.9982	0.9982	0.9984
	蒸発残留物	ppm	123	118	112	113	118	120	117
天神橋(堂島川)	採水時刻	時:分	10:32	14:25	18:15	22:30	2:25	6:20	10:25
	水 深	m	3.20	3.30	3.90	3.60	3.00	3.80	4.20
	比 重	2割	0.9983	0.9983	0.9982	0.9983	0.9984	0.9983	0.9982
		8割	0.9983	0.9983	0.9982	0.9984	0.9983	0.9984	0.9982
	蒸発残留物	ppm	161	204	121	167	145	152	121
天神橋(土佐堀川)	採水時刻	時:分	10:52	14:40	18:30	22:45	2:40	6:30	10:40
	水 深	m	5.20	4.20	4.70	4.70	3.90	4.70	4.90
	比 重	2割	0.9982	0.9984	0.9983	0.9985	0.9984	0.9984	0.9983
		8割	0.9983	0.9985	0.9983	0.9986	0.9985	0.9984	0.9984
	蒸発残留物	ppm	155	299	132	332	268	227	133
赤川橋(城北運河)	採水時刻	時:分	10:00	14:00	18:00	22:00	2:00	6:00	10:00
	水 深	m	3.40	2.70	3.20	3.10	2.50	3.10	3.50
	比 重	2割	0.9983	0.9984	0.9983	0.9984	0.9984	0.9982	0.9982
		8割	0.9984	0.9984	0.9984	0.9984	0.9984	0.9983	0.9982
	蒸発残留物	ppm	118	118	113	126	132	128	125

④ 比重は20℃の水温で測定した値である。(C(20/4))

堰付近と現低水路が移動床となっている。河川構造物については、模型範囲内にある長柄可動堰、淀川大堰をはじめ各橋梁、旧淀川との分流点にある排水機場、水門、閘門等の施設が設置されている。また、水制や根固工等は碎石や小砂利を用いて作られている。模型にはその附帯施設として本川上流に本川の流量調節用の量水槽、導水路、整流槽があり下流には沈砂池、水位調節用の堰上げ装置、帰還水路がある。また、旧淀川には排水流量設定用の小型量水槽が設置されている。

第3節 相 似 律

3・1 概 要

模型実験は、現地において起こる様々な複雑な現象を、現地の一部分を縮尺した模型に再現し、目的にかなった解を得ようとするものである。そこで、現地の現象を忠実に模型上に再現させたり、実験結果を現地に適用するためには、模型と現地との両者間において、それぞれ幾何学的、力学的相似律が成立しなければならない。

幾何学的相似は、現地地形を所定の縮尺で模型上に再現させるということであり、それぞれ同一区間の長さの比が同一でなければならない。力学的相似の条件は、ニュートンの運動方程式 $m\alpha = \Sigma F$ より導かれる。力 F は、一般的に、圧力、粘性力、重力、表面張力、弾性力よりなる。実験においての外力も同様であるが、模型縮尺が大きい場合にはこの外力の中では重力が卓越していると考えられることができる。

3・2 一様流体の一次元流れの力学的相似律

一様流体の流れを、一次元の場合について考えてみると、流れの運動方程式と連続式はそれぞれ次式で与えられる。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} - i + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{n^2 \cdot v^2}{h^{\frac{4}{3}}} = 0 \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (2.2)$$

ここに、	n : マニングの粗度係数	g : 重力加速度
	v : 流速	t : 時間
	h : 水深	x : 河道方向距離
	Q : 流量	A : 断面積

現地と模型の両方の流れが相似であるためには、(2.1)式の名成分(各項)の占める大きさ(割合)が、他方の流れにおいてもまったく同一であることが要求される。すなわち両者の流れにおいて(2.1)式の各項の大きさの比が同一であることが必要である。現地と模型とにおける比(現地量/模型量)を表わすのに添字 r をつけることにすれば、上の要件は

$$\frac{v_r}{g_r \cdot t_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{v_r^2}{g_r \cdot x_r} = \frac{n_r^2 \cdot v_r^2}{h_r^3} = \text{const} \quad (2.3)$$

となる。便宜上これに x_r/h_r を乗じると次式のようなになる。

$$\frac{v_r}{g_r \cdot t_r} \cdot \frac{x_r}{h_r} = 1 = i_r \frac{x_r}{h_r} = \frac{v_r^2}{g_r \cdot x_r} \cdot \frac{x_r}{h_r} = \frac{n_r^2 \cdot v_r^2}{h_r^3} \cdot \frac{x_r}{h_r} \quad (2.4)$$

(2.4) 式の第4項を整理すると $v_r^2/g_r \cdot h_r$ となり、これはフルード数 (F) の比を表わすものである。そして (2.4) 式から鉛直縮尺 h_r 、水平縮尺 x_r を既知量 ($x_r=50, h_r=50$) として諸物理量の縮尺を求める式は次のようになる。

$$\text{水面勾配} \quad i_r = h_r \cdot x_r^{-1} = 1 \quad (2.5)$$

$$\text{断面積} \quad A_r = x_r \cdot h_r = 2,500 \quad (2.6)$$

$$\text{流速} \quad v_r = h_r^{\frac{1}{2}} = 7.07 \quad (2.7)$$

$$\text{流量} \quad Q_r = x_r \cdot h_r^{\frac{3}{2}} = 17,677.7 \quad (2.8)$$

$$\text{時間} \quad t_r = x_r \cdot h_r^{-\frac{1}{2}} = 7.07 \quad (2.9)$$

$$\text{粗度係数} \quad n_r = x_r^{-\frac{1}{2}} \cdot h_r^{\frac{2}{3}} = 1.92 \quad (2.10)$$

3.3 排水路上拡散の相似則について

排水機場からの排水と本川側の流れでは、排水の密度の方が大きいことが予想される。そのためここでは二流体が図2.3のように境界面を形成して流れる二層流とした場合の相似則を検討する。簡単のため一次元の場合を考えると次の基礎方程式で支配されると考えている。

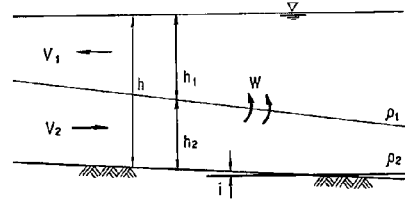


図2.3 二層流図

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v_1}{\partial t} - i + \frac{\partial h_1}{\partial x} + \frac{\partial h_2}{\partial x} + \alpha \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v_1^2}{2g} \right) + i_{f1} = 0 \quad (2.11)$$

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v_2}{\partial t} - i + \frac{\partial (1-\epsilon)h_1}{\partial x} + \frac{\partial h_2}{\partial x} + \alpha \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v_2^2}{2g} \right) + i_{f2} = 0 \quad (2.12)$$

$$\frac{\partial h_1}{\partial t} + v_1 \frac{\partial h_1}{\partial x} + h_1 \frac{\partial v_1}{\partial x} = W \quad (2.13)$$

$$\frac{\partial h_2}{\partial t} + v_2 \frac{\partial h_2}{\partial x} + h_2 \frac{\partial v_2}{\partial x} = -W \quad (2.14)$$

(2.11) 式, (2.12) 式は運動方程式であり、第6項の i_{f1}, i_{f2} はそれぞれ次式によって表わされる摩擦勾配である。

$$i_{f1} = \frac{\tau_i}{\rho_1 g h_1}, \quad i_{f2} = \frac{(\tau_b - \tau_i)}{\rho_2 g h_2} \quad (2.15)$$

また τ_i, τ_b は

$$\tau_i = f_i \frac{\rho}{2} (u_1 - u_2) |u_1 - u_2|, \quad \tau_b = f_b \rho_2 u_2 |u_2| \quad (2 \cdot 16)$$

と表わされ f_i は境界面の摩擦抵抗係数, f_b は底面の摩擦抵抗係数である。また ε, ρ はそれぞれ次のように表わされる。

$$\varepsilon = \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_1} \div \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_2} \ll 1.0, \quad \rho = \frac{1}{2} (\rho_1 + \rho_2) \quad (2 \cdot 17)$$

(2・11) 式, (2・12) 式において現地と模型との比を求め添字 r をつけて表わせればそれぞれ次のようになる。

$$\frac{u_{1r}}{t_r} = i_r = \frac{h_{1r}}{x_r} = \frac{h_{2r}}{x_r} = \frac{u_{1r}^2}{x_r} = i_{f1r} = \text{const} \quad (2 \cdot 18)$$

$$\frac{u_{2r}}{t_r} = i_r = \frac{(1 - \varepsilon)_r h_{1r}}{x_r} = \frac{h_{2r}}{x_r} = \frac{u_{2r}^2}{x_r} = i_{f2r} = \text{const} \quad (2 \cdot 19)$$

(2・18) 式に x_r/h_{1r} を乗じ (2・19) 式には x_r/h_{2r} を乗じると

$$\frac{u_{1r}}{t_r} \frac{x_r}{h_{1r}} = i_r \frac{x_r}{h_{1r}} = 1 = \frac{h_{2r}}{x_r} \frac{x_r}{h_{1r}} = \frac{u_{1r}^2}{x_r} \frac{x_r}{h_{1r}} = i_{f1r} \frac{x_r}{h_{1r}} \quad (2 \cdot 20)$$

$$\frac{u_{2r}}{t_r} \frac{x_r}{h_{2r}} = i_r \frac{x_r}{h_{2r}} = \frac{(1 - \varepsilon)_r h_{1r}}{x_r} \frac{x_r}{h_{2r}} = 1 = \frac{u_{2r}^2}{x_r} \frac{x_r}{h_{2r}} = i_{f2r} \frac{x_r}{h_{2r}} \quad (2 \cdot 21)$$

になり, (2・20) 式の第3項と第4項を整理すると $1 = h_{2r}/h_{1r}$ となる。これは $h_{1r} = h_{2r}$ であるから h_{1r} と h_{2r} とを h_r と書きなおす。また, (2・20) 式の第1項と第3項, (2・21) 式の第1項と第4項より $u_{1r} = u_{2r}$ となり, u_{1r} と u_{2r} とを u_r と書きなおすと (2・20) 式と (2・21) 式は以下のようになり両式は同じ形となる。

$$\frac{u_r}{t_r} \frac{x_r}{h_r} = i_r \frac{x_r}{h_r} = 1 = \frac{u_r^2}{x_r} \frac{x_r}{h_r} = i_{f1r} \frac{x_r}{h_r} \quad (2 \cdot 22)$$

$$\frac{u_r}{t_r} \frac{x_r}{h_r} = i_r \frac{x_r}{h_r} = (1 - \varepsilon)_r = 1 = \frac{u_r^2}{x_r} \frac{x_r}{h_r} = i_{f2r} \frac{x_r}{h_r} \quad (2 \cdot 23)$$

第1項は時間に関する項であり, 二層流の遡上が最終形状に達して定常状態となった場合の遡上範囲を求めるにはこの項は無視してもさしつかえない。第2項は河床 (水面) 勾配に関する項でありその縮率は模型の歪度 (h_r/x_r) と同じとなることがわかる。(2・23) 式において第3項と第4項より現地と模型が相似になるためには $(1 - \varepsilon)_r = 1$ が必要である。 ε は (2・17) 式で表わされ実験においては二流体の密度を現地と同一にすれば ($\varepsilon_r = 1$) その条件が満たされる。第5項について整理をすると第5項は $u_r^2/h_r = 1$ となりフルードの相似則が出てくる。第6項は摩擦勾配を表わし両式が成り立つためには

$$i_{f1r} = i_{f2r} = \frac{h_r}{x_r} \quad (2 \cdot 24)$$

となる必要がある。そこで (2・15) 式と (2・16) 式を用いて摩擦勾配の現地と模型の比を求めると

$$i_{f1r} = \frac{f_{ir} \cdot \rho_r \cdot (u_1 - u_2)_r^2}{\rho_{1r} \cdot g_r \cdot h_{1r}} = \frac{f_{ir} \cdot u_r^2}{h_r} \quad (2 \cdot 25)$$

$$i_{f2r} = \frac{f_{ir} \cdot \rho_{2r} \cdot u_{2r}^2 - f_{ir} \frac{\rho_r}{2} (u_1 - u_2)_r^2}{\rho_{2r} \cdot g_r \cdot h_{2r}} \quad (2 \cdot 26)$$

今 $u_2 \ll u_1$ であるから u_2 を無視すると (2・26) 式は

$$i_{f2r} = \frac{f_{ir} \cdot \rho_r u_{1r}^2}{\rho_{2r} \cdot g_r \cdot h_{2r}} = \frac{f_{ir} \cdot u_r^2}{h_r} \quad (2 \cdot 27)$$

となり、フルード則より $u_r = h_r^{\frac{1}{2}}$ とおくと i_{f1r} 、 i_{f2r} は

$$i_{f1r} = \frac{f_{ir} \cdot h_r}{h_r} = f_{ir} \quad (2 \cdot 28)$$

$$i_{f2r} = \frac{f_{ir} \cdot h_r}{h_r} = f_{ir} \quad (2 \cdot 29)$$

になり、(2・24) 式と (2・28) 式、(2・29) 式より

$$i_{f1r} = i_{f2r} = \frac{h_r}{x_r} = f_{ir} \quad (2 \cdot 30)$$

となり、境界面の摩擦抵抗係数の比は、無歪模型 ($h_r/x_r = 1$) を用いることにすると、 $f_{ir} = 1$ となる必要がある。

一方 (2・13) 式、(2・14) 式は連続方程式であり両式の現地、模型の比を求め添字 r をつけてあらわすと以下ようになる。

$$\frac{u_{1r} \cdot h_{1r}}{x_r} = \frac{h_{1r} \cdot u_{1r}}{x_r} = W_r \quad (2 \cdot 31)$$

$$\frac{u_{2r} \cdot h_{2r}}{x_r} = \frac{h_{2r} \cdot u_{2r}}{x_r} = W_r \quad (2 \cdot 32)$$

両式の第1項と第2項とは同じである。また、運動方程式より $h_{1r} = h_{2r} = h_r$ 、 $u_{1r} = u_{2r} = u_r$ とおけることより

$$\frac{h_{1r} \cdot u_{1r}}{x_r} = \frac{h_{2r} \cdot u_{2r}}{x_r} = \frac{h_r \cdot u_r}{x_r} = W_r \quad (2 \cdot 33)$$

になる。第4項の W_r は上下二層間に混合がある場合の下層から上層への連行量の比を表わす。連行量は次式のように表わされることより連行係数 E が現地、模型において相似となれば二層間に混合がある場合の相似が満足される。

$$W = E \cdot u_1 \quad (2 \cdot 34)$$

この比を求めると、

$$W_r = E_r \cdot u_r \quad (2.35)$$

となる。そこで、どのような条件のもとで連行係数 E の相似が満足されるかを以下において検討してみる。混合が乱れによっておこる場合に、その拡散の問題に対して一般に次のように定義されるリチャードソン数がある。

$$R_i = \frac{-\frac{g}{\rho} \left(\frac{\partial \rho}{\partial y} \right)}{\left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2} = \frac{\Delta \rho}{\rho} \frac{g \cdot h}{u^2} = \varepsilon \frac{1}{(F)^2} = \frac{1}{(F_1)^2} \quad (2.36)$$

連行係数 E は一般に乱流の場合においては広範囲にわたってこのリチャードソン数の関数で表わされており、従来の研究成果より

$$E = E(R_i) = \alpha / R_i \quad (2.37)$$

α …… 定数

とされる場合が多いので、これより連行係数 E の現地模型の比 E_r を求めると

$$E_r = [E(R_i)]_r = \alpha_r / R_{i,r} = 1 / R_{i,r} \quad (2.38)$$

となる。 R_i は二層流の場合 (2.36) 式より内部フルード数 F_1 の 2 乗の逆数 ($R_i = 1/F_1^2$) と表わされこれを用いて (2.38) 式を書きなおすと、

$$E_r = \frac{1}{R_{i,r}} = F_{1,r}^2 = \left(\frac{u_1}{\sqrt{\varepsilon \cdot g \cdot h_1}} \right)_r^2 = \left(\frac{u_1^2}{\varepsilon \cdot g \cdot h_1} \right)_r = \frac{u_r^2}{\varepsilon_r \cdot h_r} \quad (2.39)$$

となる。上式と (2.35) 式を用いて (2.33) 式を書きなおすと、

$$\frac{h_r \cdot u_r}{x_r} = W_r = E_r \cdot u_r = \frac{u_r^2}{\varepsilon_r \cdot h_r} \cdot u_r \quad (2.40)$$

となりこの式を整理すると以下の式となる。

$$\frac{h_r}{x_r} = E_r = \frac{u_r^2}{\varepsilon_r \cdot h_r} \quad (2.41)$$

運動方程式より求められた $\varepsilon_r = 1$, $u_r^2/h_r = 1$ の条件のもとで (2.41) 式は

$$\frac{h_r}{x_r} = E_r = \frac{u_r^2}{\varepsilon_r \cdot h_r} = 1 \quad (2.42)$$

となる。従って連行係数 E の相似性が満足されるためには、 $\varepsilon_r = 1$, $u_r^2/h_r = 1$ の他に $h_r/x_r = 1$ の条件が必要で、これは前に設定した実験条件と異なるものではない。なお、この場合連行係数の比 E_r は $E_r = 1$ となる。以上、運動方程式および連続方程式における相似則の検討を

行い現地と模型とが相似となる場合の条件が求められた。

3・4 排水遡上距離・下層密度の相似性について

第3・3項において二層流の実験で現地と模型とが相似となる条件が得られた。その条件は以下に示すようである。

$$(v/\sqrt{h})_r = 1$$

$$\varepsilon_r = 1$$

$$(x/h)_r = 1$$

$$f_{ir} = 1$$

この条件は、現地と模型とが相似となるために必要な条件であり、この条件が満足されなければ模型上の現象が現地と相似にならない。ところが境界面抵抗係数 f_i は、現在のところ粘性を考慮した内部波の安定限界を知るうえで重要なパラメーターとなるクーリガン数 $\Psi = R_0 \cdot F_1^2$ あるいはレイノルズ数の関数として表わされており、この場合 $h_r = 1$ でなければ $f_{ir} = 1$ は成り立たない。したがって排水によるくさび状の遡上を考える場合くさびの形状を現地と模型で相似にすることは困難であるので、本実験では形状はともかく、排水が遡上した場合の遡上距離およびその範囲の相似性が満足するような方法 ($L_r = x_r$ となる方法) を以下に検討してみる。

下層流 (排水) の遡上距離 L はスカイフ・シェーンフェルド (Schijf・Schonfeld) より次式が与えられている。

$$L = \frac{h_0}{2\bar{f}_i} \left(\frac{1}{5F_0^2} - 2 + 3F_0^{\frac{3}{2}} - \frac{6}{5} F_0^{\frac{3}{4}} \right) \quad (2.43)$$

$$F_0 : u_0/\sqrt{\varepsilon \cdot g \cdot h_0} \quad h_0 : \text{くさび先端の全水深} \quad \bar{f}_i : \text{二層間の平均抵抗係数}$$

この式より現地と模型との遡上距離の比 L_r を求めると以下の式となる。

$$L_r = \frac{h_r}{2\bar{f}_{ir}} \left(\frac{1}{5F_0^2} - 2 + 3F_0^{\frac{3}{2}} - \frac{6}{5} F_0^{\frac{3}{4}} \right)_r \quad (2.44)$$

現地と模型とが相似となるための条件として求められた $\varepsilon_r = 1$, $u_r^2/h_r = 1$, $f_{ir} = 1$ を代入すると、(2.44) 式は

$$L_r = h_r \quad (L_r = x_r) \quad (2.45)$$

となり、排水遡上距離の縮尺は水平縮尺と同じになる。しかし、境界面の摩擦抵抗係数 f_i は前述したようにクーリガン数の関数形として

$$f_i = 0.35 \Psi^{-0.5} \quad (10^2 < \Psi < 10^6) \quad (2.46)$$

のように表わされており現地の場合 (2.46) 式より求めることができる。しかし、本模型の場合は Ψ 値がかなり小さく、(2.46) 式の実験および実測値の範囲外であるため、そのまま適用が可

能であるか疑問である。そこで模型における抵抗係数は、塩水くさび全長にわたって実験値にもっとも近くなるようなくさび形状を得る値を試行法によって求めた椎貝の式

$$f_i = \frac{28}{R_e} \quad (0 < R_e < 2000) \quad (2.47)$$

が本模型の範囲内であるので、これを適用することにする。よって現地(P)と模型(m)の f_i の比 f_{ir} は

$$f_{ir} = \frac{0.35}{(F_1^2 \cdot R_{e1})_P^{0.5}} \frac{R_{e1m}}{28} \quad (2.48)$$

となり、この式を整理すると

$$\begin{aligned} f_{ir} &= \frac{0.35}{\left(\frac{v^3}{\varepsilon \cdot g \cdot y}\right)_P^{0.5}} \cdot \frac{\left(\frac{vh}{\nu}\right)_m}{28} \\ &= \frac{0.35 \cdot \varepsilon_P^{0.5} \cdot g_P^{0.5} \cdot \nu_P^{0.5}}{v_P^{1.5}} \cdot \frac{v_P \cdot h_P}{28 \cdot \nu_P \cdot h_r^{1.5}} \end{aligned} \quad (2.49)$$

ここで $g_P = 9.8$, $\nu_P = 10^{-6}$ および $v_P = Q_P / B_P \cdot h_P$ を代入すると

$$\begin{aligned} f_{ir} &= 39.131 \frac{B_P^{0.5} \cdot h_P^{0.5}}{Q_P^{0.5}} \frac{h_P \cdot \varepsilon_P^{0.5}}{h_r^{1.5}} \\ &= 39.131 \frac{B_P^{0.5}}{Q_P^{0.5}} \frac{h_P^{1.5} \cdot \varepsilon_P^{0.5}}{h_r^{1.5}} \end{aligned} \quad (2.50)$$

となる。ここで、 B_P , h_P を一定とし $f_{ir} = 1$ とするためには、現地量の ε , Q の条件が変化することにつれて h_r (鉛直縮尺) を変えなければならない。しかし、実験を行うに当り実験条件の変化と共に模型の縮尺を変えて実験を実施することは困難である。このため (2.44) 式の L_r は、

$$L_r = \frac{h_r}{f_{ir}} \quad (2.51)$$

となる。しかし、本模型においては、 f_{ir} の値の範囲は 1 より小さくなり、したがって $L_r > h_r$ となる。 $\varepsilon_r = 1$ の条件のもとでは、連行係数等を見捨てて歪模型とする方法等をとらないかぎり $L_r = h_r$ を達成することは無理である。そこで、排水遡上距離の縮尺を、水平縮尺と同値にする ($L_r = x_r$) 方法として、本実験では $\varepsilon_r \approx 1$ を用いることにした。ただし、この場合に、排水遡上の縦断形、連行量等の条件は、相似にならない。

実験で使用した排水密度は、実験ケース表 (表 2.6) および実験中の測定結果 (表 2.7) に示されている。 $\varepsilon_r \approx 1$ として実験を行うため、まず実験の排水密度が現地の排水密度のどの程度の値に相当するかを以下で検討した。

その計算は、(2.44) 式を用いて行う。模型値を与えて模型の遡上長 L_r を求め、つぎに ε_P を仮定して L_P を求める。 $L_r = h_r$ となるまでこの手法を繰り返して最終的に ε_P を決定した。河道形

状は、川幅が170m、水深が4mの水平床矩形水路と仮定をし、計算の対象流量は少ない方が適上しやすいので、実験における本川の最少流量である50m³/sとした。この場合模型の R_e 数を計算すると、2000以下であることより模型の f_i を求める式は(2.47)式を用いた。また、現地の R_e 数、クーリガン数を求めてみると、 R_e 数は2000以上であり、クーリガン数は約4.056であることより、現地の f_i を求める式は、(2.46)式を用いた。なお、(2.44)式の $\bar{f}_{i,r}$ は、適上したくさび全体の平均値の f_i の比として表わされている。(2.47)式より求められる模型の f_i は全体の平均値となっている。しかし、(2.46)式より求められる現地の f_i は、くさび各点の関数形として表わされている。そこで、ここでは排水が適上した場合の先端の f_i を全体の平均値と仮定して計算をした。模型の ε に対する現地の ε を求めた結果を表2.2に示す。この結果、排水適上長の縮尺と水平縮尺とが同値($L_r = x_r$)となるための現地の ε は、模型の ε の約1/10となり、模型の排水密度に比べて現地の密度は小さな値となる。

表2.2 $L_r = x_r$ となる場合の排水密度比較表

水温20℃

模型排水密度 ρ_{2m}	1.01	1.03	1.06
模型 ε_m	0.01165	0.03084	0.05827
現地排水密度 ρ_{2p}	0.9994	1.0020	1.0088
現地 ε_p	0.001142	0.00376	0.01045

$$\varepsilon = \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_2} \quad \rho_1 = 0.99823$$

大阪市内河川の平常時水質調査結果によると、水温が20℃の場合の密度は、最低値が0.9982、最高値が0.9987で全体の平均値は0.99834とされており、20℃の清水の密度

0.99823と比べて平均値は0.00011大きな値となっている。しかし、排水機場が運転を行うような条件下における資料がないので、実験において対象とすべき排水の密度を的確に決定できない。そこで、大阪市内河川よりの排水に土粒子が浮遊していると仮定し、その密度を浮遊砂量別に求めると表2.3になる。今、毛馬排水機場の排水中に浮遊している土粒子の量を最大で500ppm(重量)と推定すると表2.3より排水密度は、20℃で0.9985となり、清水と仮定した本川の密度と比べて0.00027大きな値であり、その時 ε は0.00031と計算される。

現地排水の ε は、浮遊土砂量より最大0.00031になると推定されるが、これを $L_r = x_r$ となる条件のもとで求められた現地相当の ε と比較してみると、推定された ε の方が小さな値となる。ここで、排水適上長の比 L_r を現地は $\varepsilon = 0.00031$ 、模型はそれぞれ表2.2の ε を用いて求めると表2.4になる。現地の排水の中に浮遊砂が500ppm含まれているとした場合には、実験で得られる排水の適上距離は、現地で適上する距離より相当大きな値となり、実験結果は安全側の解を得ることになる。現地排水の浮遊砂量がさらに大きくなれば表2.4において L_r が x_r に接近することになると考えられる。

表 2・3 浮遊土砂による排水密度表

本川(清水)の 密度($\rho_{本}$)	4℃	1.00000				
	20℃	0.99823				
排水中に含まれる 土砂重量濃度	ppm	0	100	300	500	1,000
排水の密度 ($\rho_{排}$)	4℃	1.00000	1.00006	1.00019	1.00031	1.00062
	20℃	0.99823	0.99829	0.99842	0.99854	0.99885
$\varepsilon_p = \frac{\rho_{本} - \rho_{排}}{\rho_{排}}$	4℃	0	0.00006	0.00019	0.00031	0.00062
	20℃	0	0.00006	0.00019	0.00031	0.00062

表 2・4 現地模型の排水遡上距離の比(L_r)表

水温 20℃			
模型排水密度 (ρ_m)	1.01	1.03	1.06
排水遡上距離の比 (L_r)	$0.091x_r$	$0.032x_r$	$0.017x_r$

現地排水密度 = 0.99854 (浮遊土砂量 500 ppm)

現地模型の本川密度 = 0.99823

第4節 実験方法

本実験の河床はモルタルによる固定床で行っても良いのであるが、本模型で淀川大堰についての実験・検討を行うために模型の河床を石炭粉による移動床としてある。実験を行うに当たりその作業は、通水前の河床整形から始まり模型内への灌水作業、実験条件設定作業(通水作業)、そして最後に排水作業と一貫した内容よりなっている。

河床整形は、移動床部分について行い現地河床を模型上に現わすものである。作業は、距離標 0.2 k ビッチの断面ごとに昭和 48 年度横断面図から横断指示書を作り、それに従って幅約 10 cm の河道断面形(基準帯)を作る。この基準帯が出来たら次に各断面間の整形を行う。整形は基準帯間において原則として直線変化としているが複雑な部分や排水機場周辺等は、平面図や等深線図を参考にして作業を進めた。なお排水機場前面の河床は、排水庭高(O.P.-3.0 m)より高い部分を排水庭高と同じ高さの O.P.-3.0 m までカットした。河床整形が完了したら通水を開始するのであるが、実験初期における河床の異常変動を防ぐために先ず下流端からポンプを用いて模型内に水を徐々に灌水させる。模型内に十分に灌水したら次に実験条件(水理量)の設定を行う。実験条件の設定は、現地現象を模型上に忠実に再現するために重要な作業である。本実験にお

る条件の設定は、本川流量、排水流量、長柄地点水位、下流端水位がありそれぞれ所定の値に設定をしなければならない。本川流量は、模型上流にある刃形堰（ 60° 三角堰）を設置した量水槽にて必要な流量を送水管のバルブ操作によって与えた。排水流量は、越流幅25cmの四角堰が取付けられた量水槽で設定し、排水の比重は水性ペイント（白色原液比重1.6）を2倍に薄めて与え同時に本川側の流れとの区別を出来る様にした。模型における排水比重の与え方を概略図2・4に示す。下流端水位の設定は7.4k地点河道中央において模型下流の堰上げ装置を操作する事により合わせた。また、長柄堰上流の水位は長柄堰を操作して9.7k地点で所定の水位になる様にした。

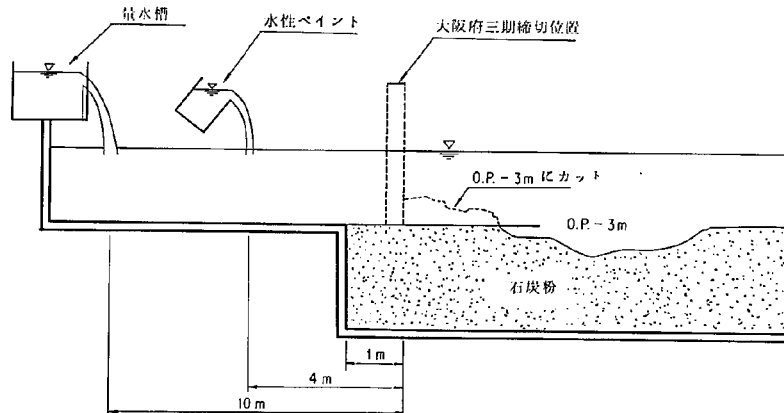


図2・4 模型排水機場放流システム一般図

実験における測定は、目視による流況観察、模型上空約20mの位置に係留した気球に吊り下げたカメラによる写真撮影と地上よりの写真撮影を行い排水の遡上拡散現象を捉えた。実験は、それぞれの現象が安定するまで行い、排水の遡上拡散の最終形状を求めた。

第5節 実験ケース

排水の遡上拡散に影響を与えるものとしては、本川流量、排水流量、排水の比重、大堰、長柄堰の開閉状況、堰上下流の水位、取水流量等の水理条件の他、低水路河床形状、排水機場周辺の平面形状等多くの支配現象がある。実験では、これらの条件のうち、排水流量、長柄堰上下流の水位を同一条件とし、他の条件をそれぞれ変えて実験を行った。排水流量は、排水機場完成後暫定的に現低水路へ排水される $110\text{m}^3/\text{s}$ とし、長柄堰下流水位は7.4k地点で大阪湾満潮位のO.P.2.2mを与え、長柄堰上流では9.7k地点において取水のための維持水位であるO.P.2.5mになるように長柄堰を調節して（流量が多く調節が不可能な場合は長柄堰全開）与えた。淀川の流量はその流況（表2・5）や死水域や渦の発生の可能性等を考えて $50\text{m}^3/\text{s}$ から $600\text{m}^3/\text{s}$ までの範囲

表 2・5 枚方地点平均流況表

	m ³ /s			
	最 小	渴 水	低 水	平 水
昭和27～50年	73.46	115.5	162.8	217.2
昭和50年	94.90	128.15	216.3	258.7

表 2・6 排水実験ケース表

No	本川流量 m ³ /s	排水流量 m ³ /s	取水流量 m ³ /s	排水密度	河床形状	排水口状 形 状	法線形状 形 状	平面図
1-1	70	110	0	1.01	昭和48年度測量河床	6機幅	現状と異なる	図 2.5
-2	70	110	0	1.03	"	"	"	"
-3	200	110	0	1.03	"	"	"	"
-4	330	110	0	1.03	"	"	"	"
-5	50	110	0	1.03	7,000m ³ /s 2時間通水後	"	現状と同じ	図 2.6
-6	50	110	0	1.03	昭和48年度測量河床	"	"	"
-7	100	110	0	1.01	"	上流側 2機幅	"	"
-8	200	110	0	1.01	"	"	"	"
-9	400	110	0	1.01	"	"	"	"
-10	600	110	0	1.01	"	"	"	"
-11	50	110	2.5	表 2.7	昭和51年度測量河床	"	"	図 2.7 図 2.8
-12	70	110	2.5	表 2.7	"	"	"	"

- 7.4k地点水位 O.P. 2.2 m
- 9.7k地点水位 O.P. 2.5 m …… 長柄堰にて調節
- 排水比重は、水性ペイント注入後河床付近より採水して求めた。ただ、水性ペイントは水にやや溶けにくいという性質上注入後鉛直方向に様な濃度分布にはならず下層が濃く上層が薄い分布形になってしまう。

表 2-7 実験排水密度表 (No 1-11, 1-12)

採 水 位 置	密 度	
水 深 中 央	1.0004	1.0034
河 床 付 近	1.0263	1.066

○排水は、排水機場出口において横断方向の中央付近で採水

の流量を流した。排水については、2種類の排水密度を水性ペイントを用いて与えた。実験は、これらの条件の他、水門内で行っている取水の影響、低水路河床高、排水機場周辺の平面形状等についても考慮をして全12ケース行った(表2・6)

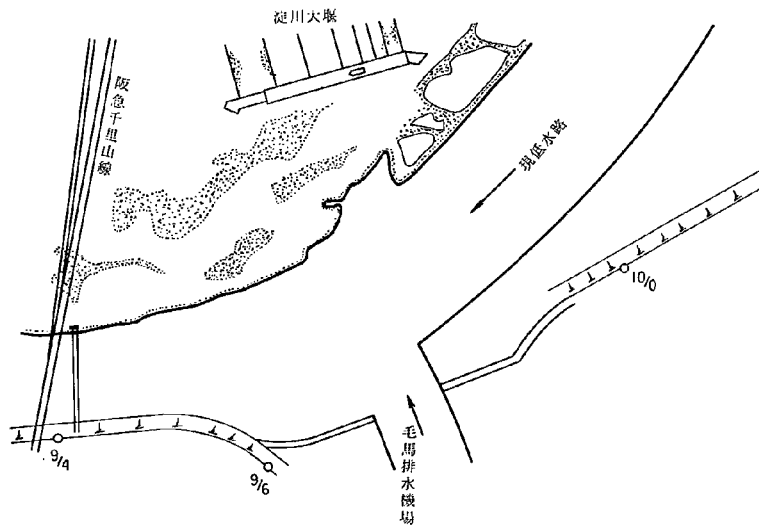


図 2・5 排水実験河道平面図 1

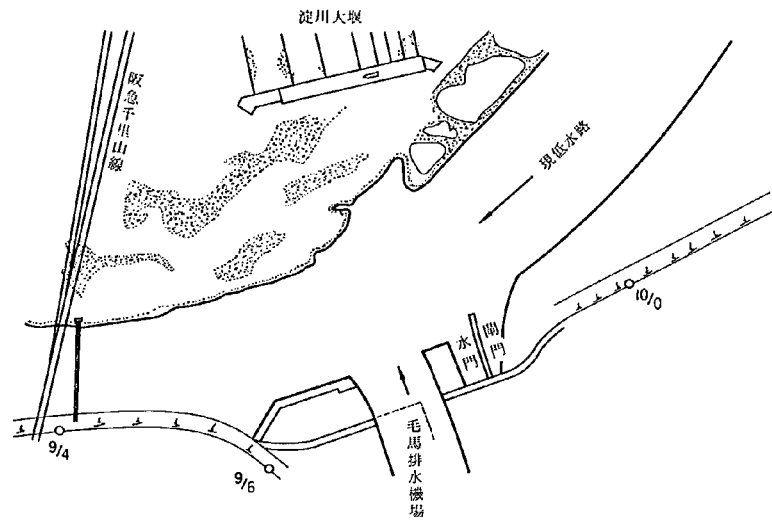


図 2・6 排水実験河道平面図 2

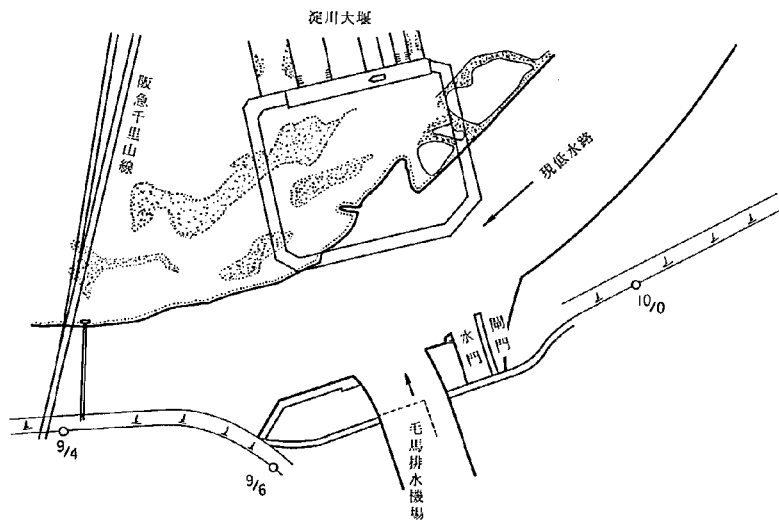


図 2・7 排水実験河道平面図 3

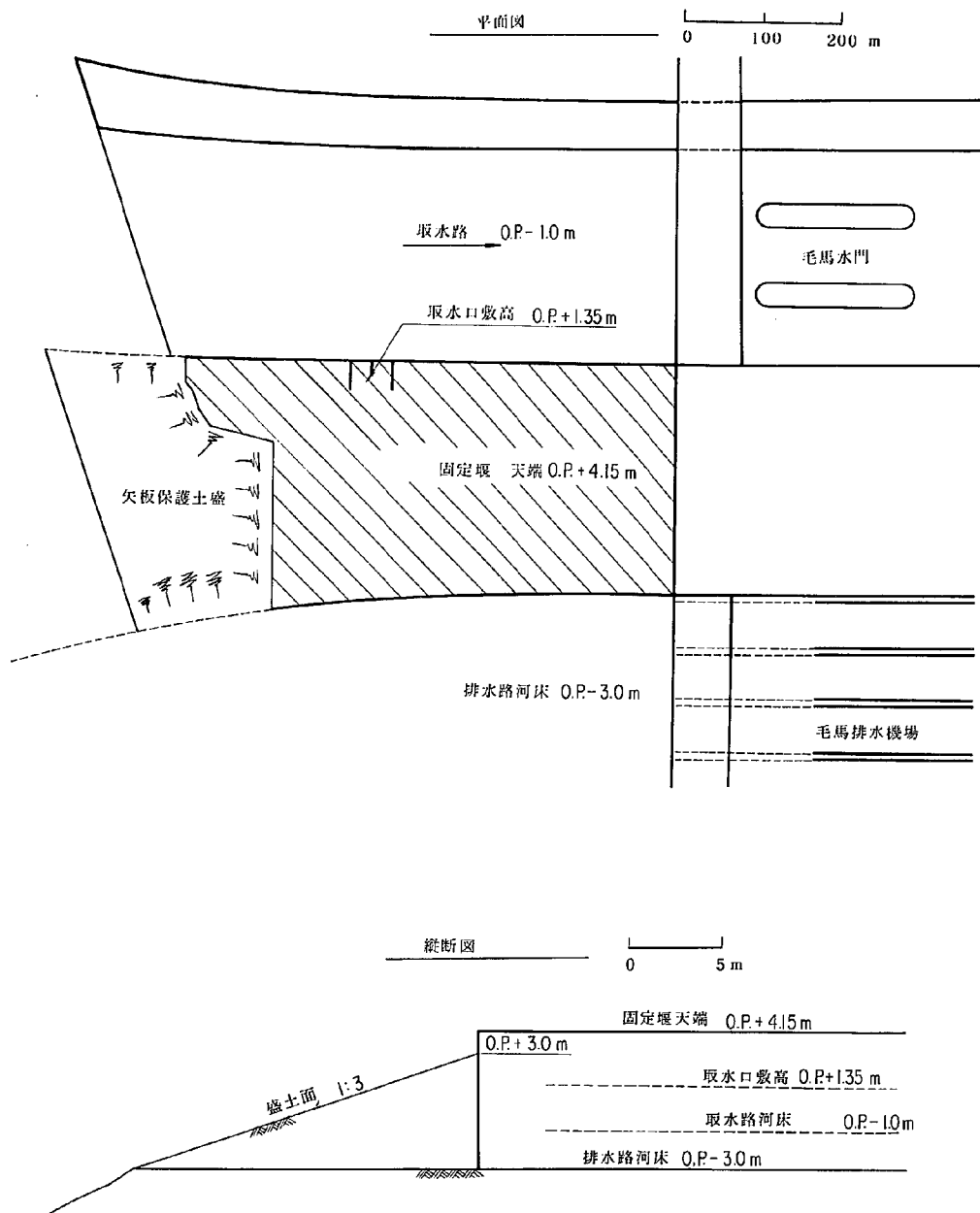


図 2・8 排水実験固定堰先端部概要図

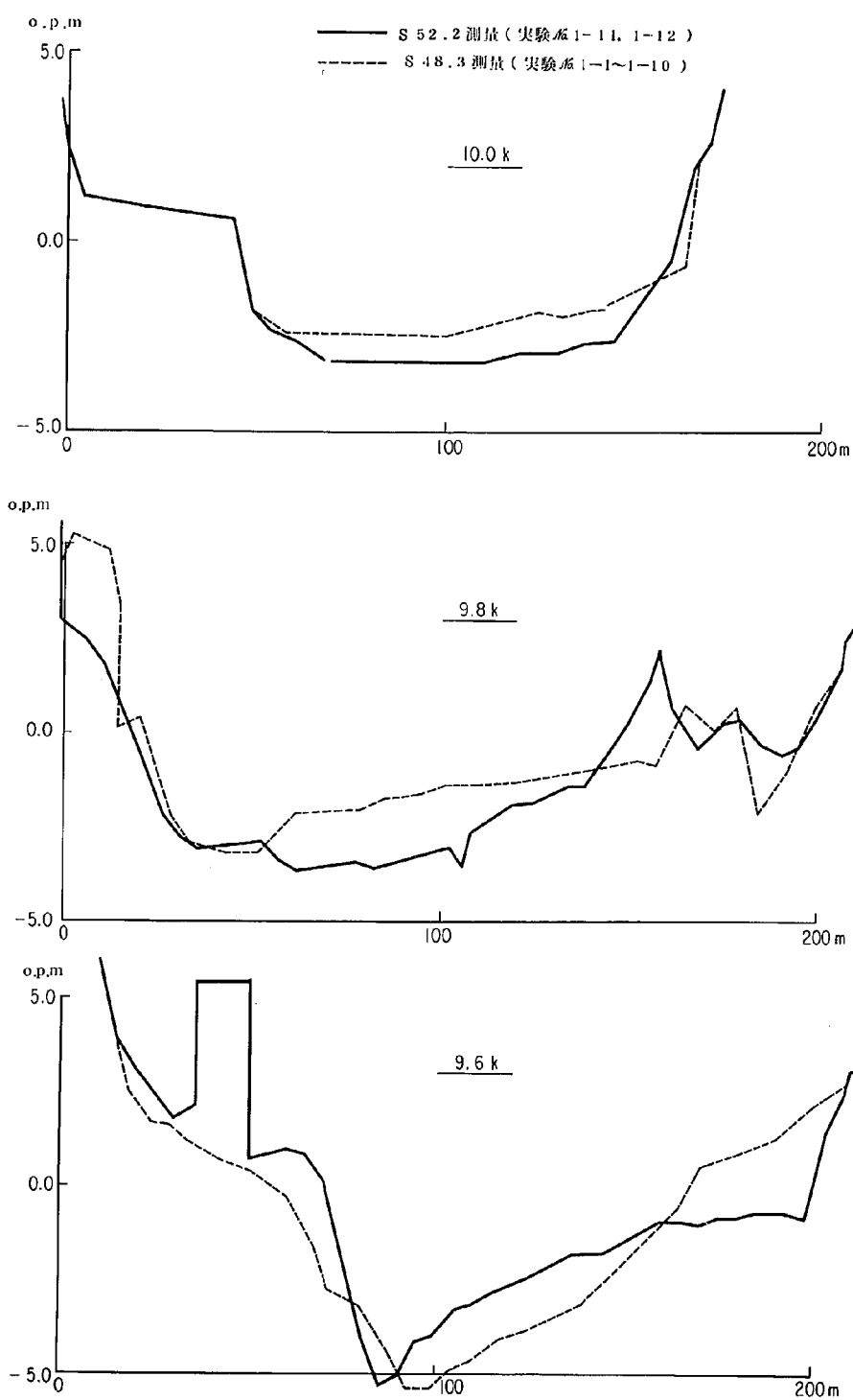


图 2 · 9 横断形比較図



圖 2 · 1 0 等 深 線 圖

第 3 章 実験結果と考察

第 1 節 実験結果

○ No 1-1 (写真 3・1・1~5, 図 3・1)

排水機場前面における低水路内への排水の拡散は、排水機場側から現低水路幅の 2/3 位まで拡がる。しかし、本川側の流れがあるために、排水は、それ以上対岸へは拡がらず下流へ押し流されてしまい、排水機場より上流への遡上は見られない。排水機場の上流およびその前面においては、排水を上流へ運ぶ様な渦の発生もなくスムーズな流れとなっている。しかし、河道内で渦の発生が全然ないということではなく、排水機場下流の左岸側で排水機場から 9.6 k 付近までの間に大きな渦が見られた。ただし排水機場下流の法線形について、模型では大阪府の三期仮締切を考慮していないためその場所へ渦が発生しやすい状態となっている(図 2・5, 図 2・6)。現地においてはその場所がスムーズな法線形となるためこの様な大きな渦の発生はないものと思われる。排水機場下流の低水路内での排水の拡散は、長柄堰までの間において横断方向に徐々に拡がり、長柄堰下流では低水路内全幅に拡散している。この実験では排水が上流へ遡上して行く様子が見られなかったことより判断して、排水が上流での取水に影響を与える事はないと思われる。なお、実験写真で排水機場の対岸に染料が達しているがこれは、水面に浮かんだものが風によって運ばれたものであり流れによって拡散したものではない。そこで実験では、途中から浮遊物が風によって拡散するのを防止するため、排水機場出口の水面に板を浮かべた(写真 3・1・4~5)。以後の実験においても、水面の浮遊物が拡散するものを防ぐため同様の方法をとった。

○ No 1-2 (写真 3・2・1~2, 図 3・2)

実験 No 1-1 では排水の遡上がなく取水に影響をあたえないと思われる結果であった。そこで、本実験では排水の密度を No 1-1 より大きくしその他は同一条件として実験を行い、密度の相違による影響を観察するものである。実験の結果排水機場からの上層、中層の流れは No 1-1 と同じ様に排水機場前面で現低水路の約 2/3 まで拡散するが、本川の流れによって下流へ押し流されてしまう。しかし、河床面付近の流れの一部排水が低水路左岸沿いに河床面をうよううな形状(楔状)になって遡上するのが見られた。遡上した排水の横断方向の幅は、左岸より 30~40 m で、その先端は 10.0 k 付近まで達しており、排水の遡上距離は排水機場上流端より約 200 m 上流となっている。図 3・2 の遡上範囲は、ほぼ最終的な形状であるが、実験中排水の先端が上下流に長周期で振動する現象が見られた。なお模型で排水機場上流の現低水路左岸法線形が現地と異なる所(模型法線形図 2・5, 現地法線形図 2・6)があるが、この違いによる排水遡上への影響は少ないと思われる。模型では、排水機場上流にある水門、閘門が写真 3・2・2 のように石炭粉で付近の高水敷の高さまで埋められており、排水が水門内へ遡上および拡散して取水口に吸い込まれるかどうか

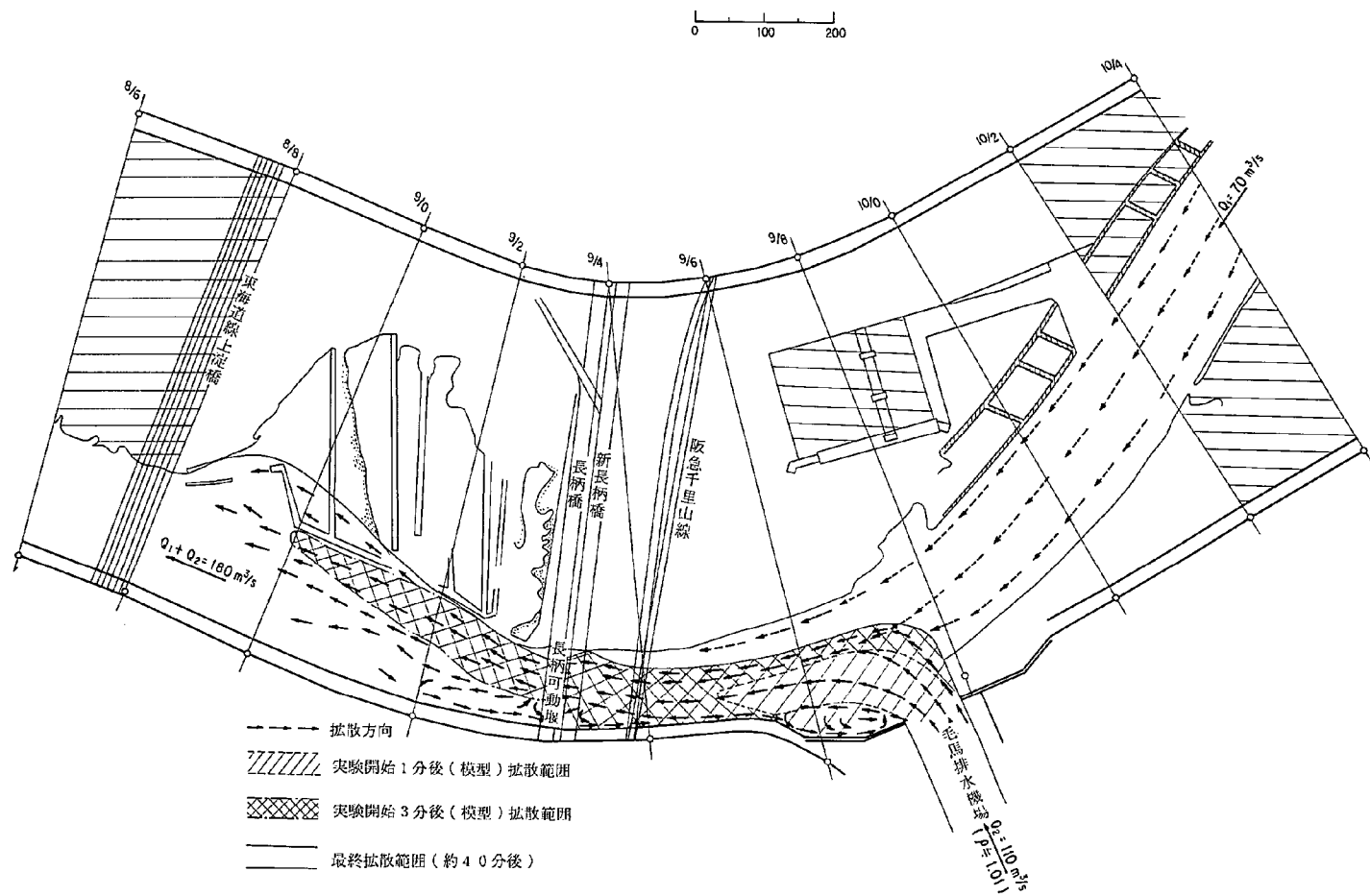


図3・1 排水実験流況図(実験No.1-1)

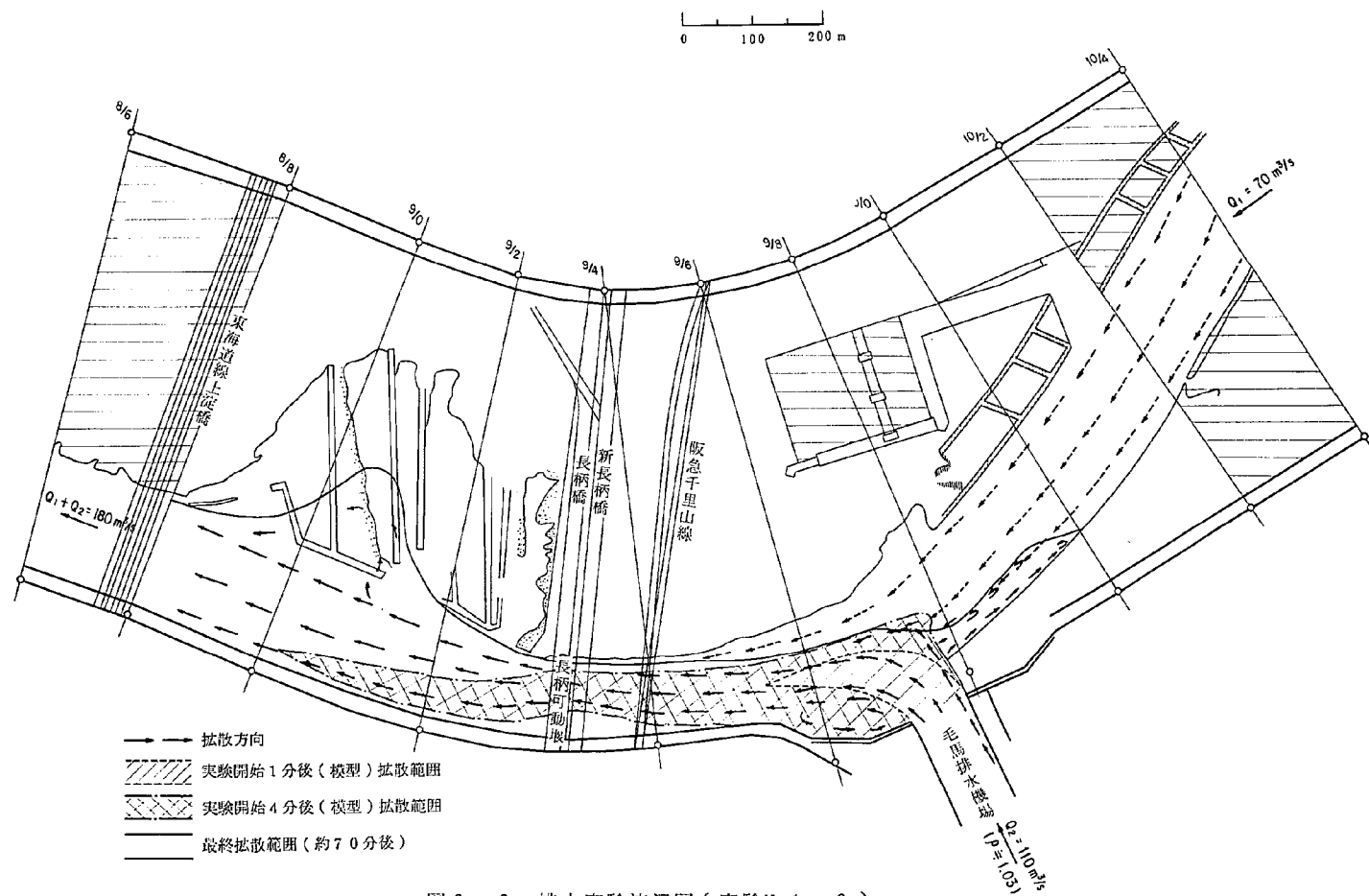


図 3・2 排水実験流況図 (実験 No. 1 - 2)

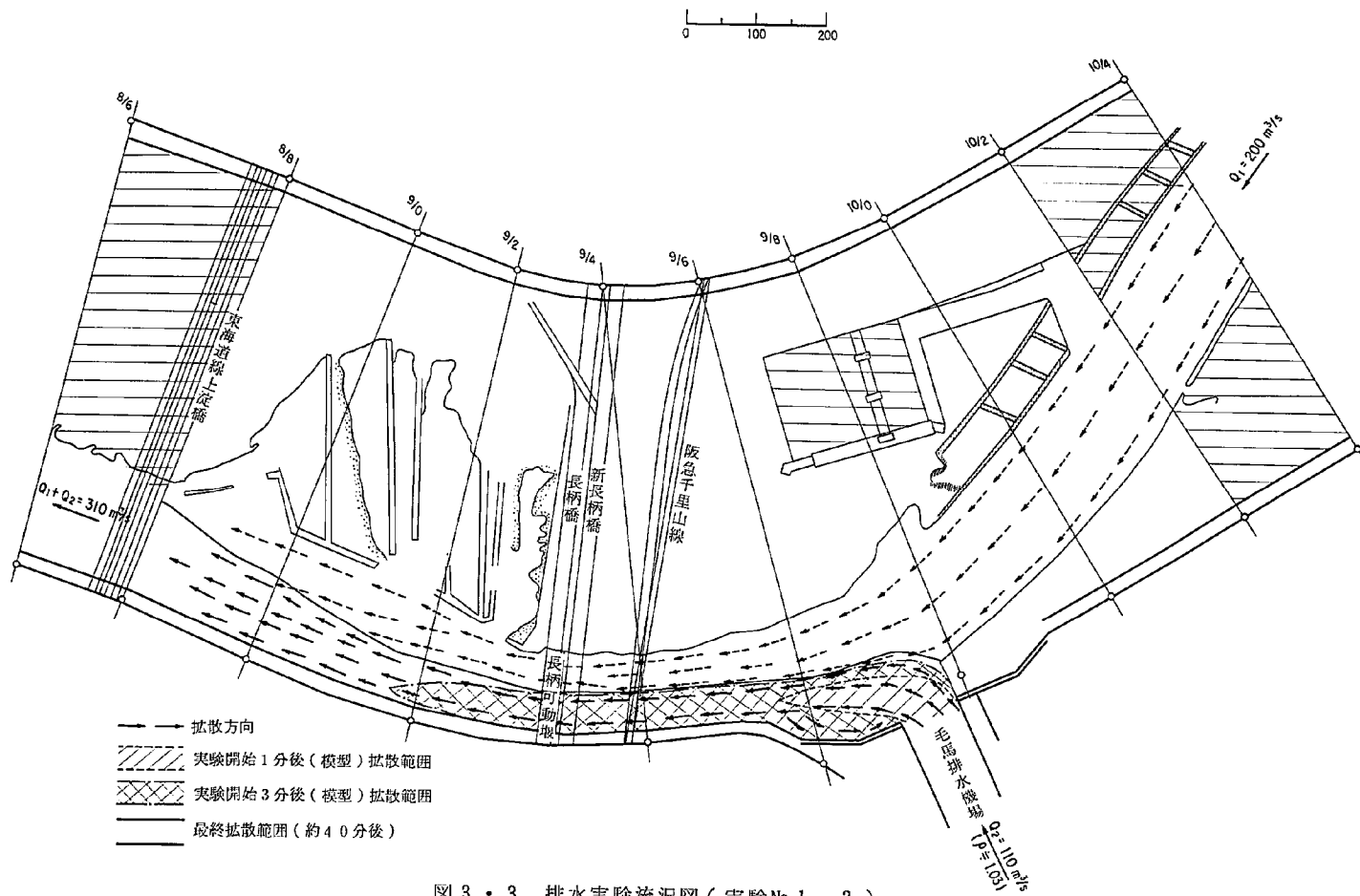


図 3・3 排水実験流況図 (実験 No. 1 - 3)

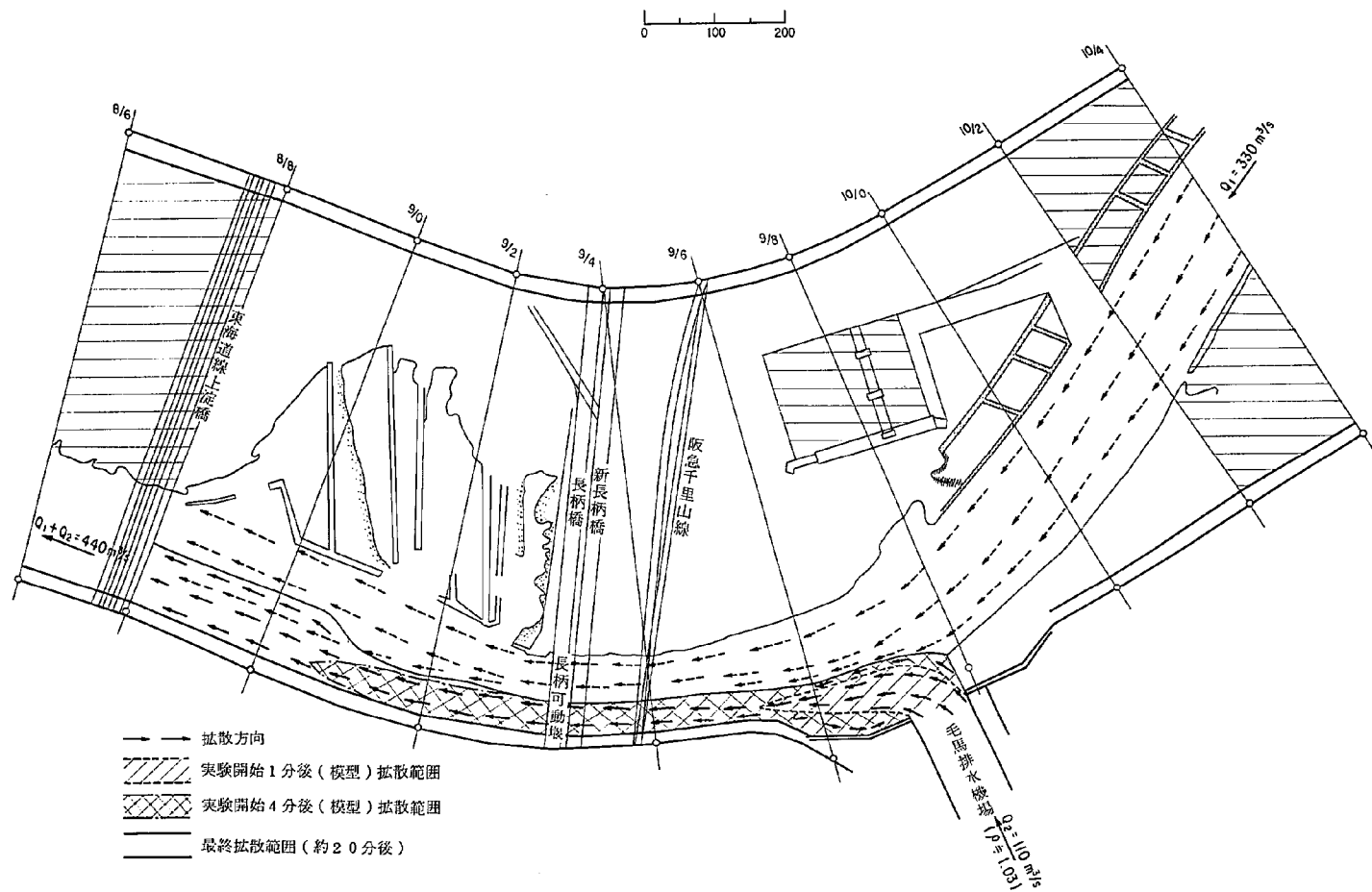


图 3 · 4 排水实验流況图 (实验 No. 1 - 4)

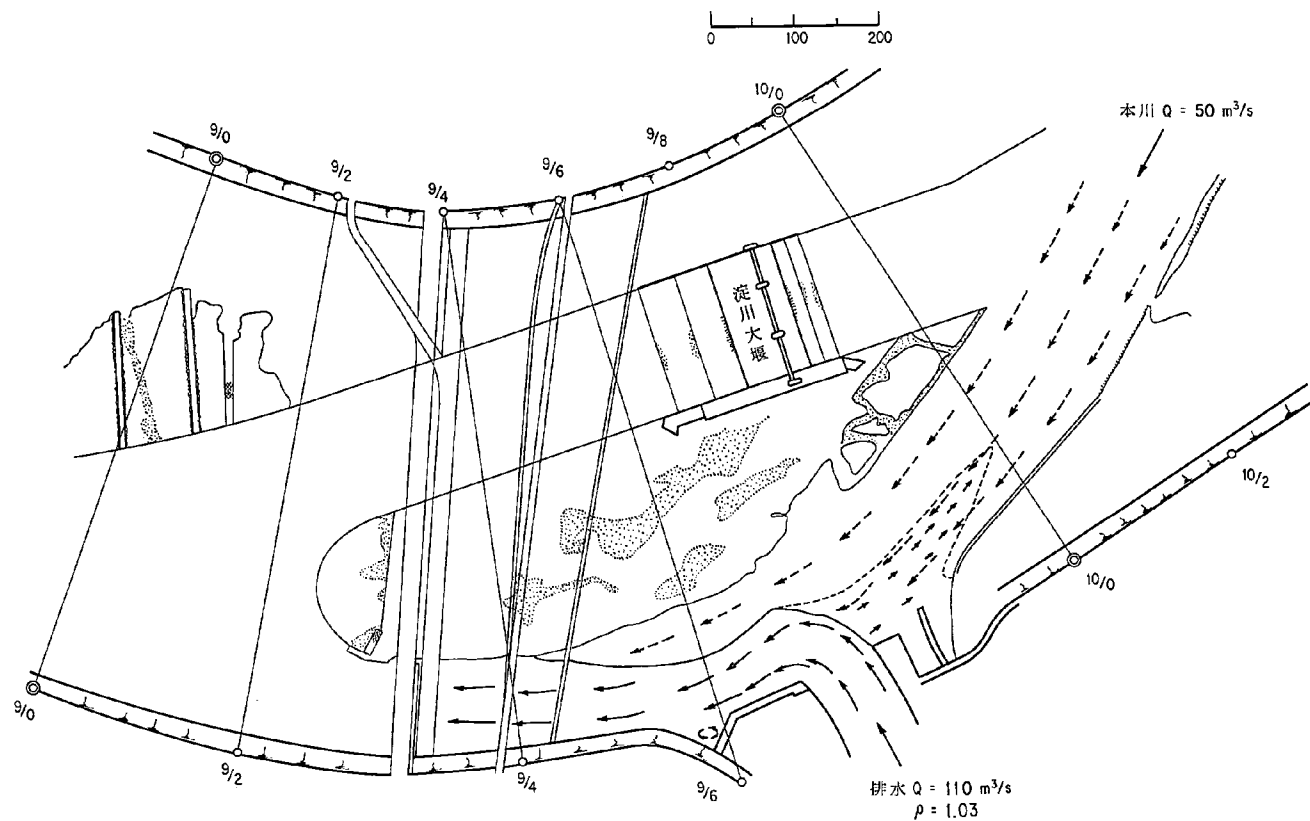


図 3・5 排水実験流況図 (実験 No 1 - 5)

かの判断は難しい。排水機場下流での拡散や渦の発生等については、No. 1-1 とほぼ同様の結果であり排水密度の相違による変化は見られなかった。

○ No. 1-3 (写真 3・3・1～3, 図 3・3)

○ No. 1-4 (写真 3・4・1～3, 図 3・4)

両ケースとも実験の結果はほぼ同様であり、本川側の流量が多いために No. 1-2 の様な排水の遡上は見られない。排水機場から現低水路へ流出した排水の流出幅は No. 1-1, 1-2 の様に大きなものではない。そして流水後は本川の流れにより下流へ押し流されてしまう。排水機場前面の流れは排水を上流に運ぶ様な渦の発生もなくスムーズな流況となっている。排水機場下流左岸側には、No. 1-1, 1-2 と同様な渦の発生が見られたが、本実験においても排水の流出を阻害するほどのものではない。排水機場より下流での排水の横断方向への拡散は、現低水路の左岸側から約 1/2 の範囲までであり、本川流量が $70 \text{ m}^3/\text{s}$ の時の結果に比べてその範囲が狭くなっている。

○ No. 1-5 (写真 3・5・1～3, 図 3・5)

本実験は、淀川大堰に関する実験を行った後の河床を用いて行った。実験では本川流量 $7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を模型時間で 2 時間通水したことによって河床面上には河床波（砂 鏈）がうろこ状に発生しており、河床面は通水前に比べて凹凸がかなり見られる。しかし、通水前後の河床を平均河床高で比較した場合ほとんど変化がない（図 3・6）。この様な河床形状において行った実験の結果は、今までの実験と比べて河床波による流況の大きな変化や渦の発生等は見られなかった。しかし、排水がうろこ状に発生した河床波の谷伝いに遡上し、その先端は 10.0 k 付近にまで達している。排水は低水路の中央よりやや左岸側を横断方向に約 50 m の幅に広がって遡上しており、その広がり上流に向かうにしたがってやや狭くなる。遡上した排水は、排水機場より流出した排水のうち河床付近の下層部分である。それより上層部分の排水は、排水機場前面では低水路の左岸側から

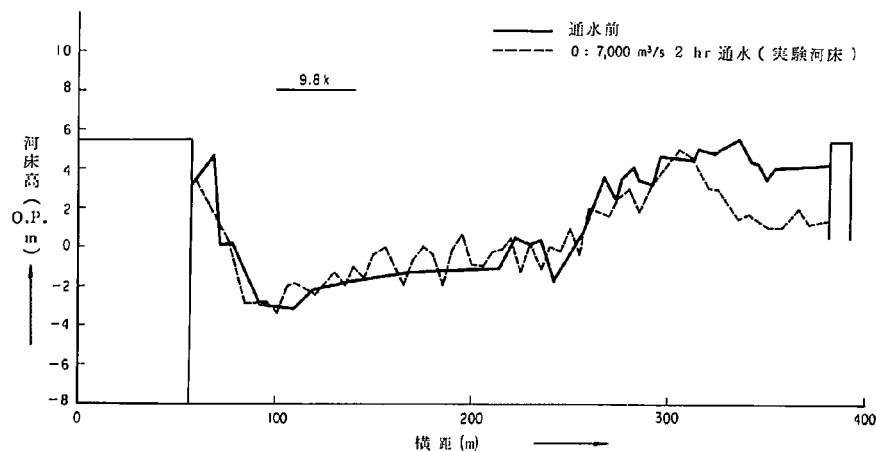


図 3・6 通水後河床比較図（実験 No. 1-5）

2/3 まで拡散するが、本川側の流れがあるためにそれ以上右岸側への拡散は進まず下流へ押し流されてしまう。排水機場下流での排水の横断方向への拡散は、下流に向かうにしたがって徐々に右岸側へ拡がり 9.4 k 付近までにはほぼ低水路全幅に拡がる。なお遡上した排水は取水口のある水門内にも拡散していることより、この様な状態では排水が取水に混入することも考えられる。

○ Na 1-6 (写真 3・6・1, 図 3・7)

本実験における水量の条件は Na 1-5 の実験と同じであるが、低水路内河床は昭和 48 年度測量の河床に整形されており Na 1-5 の河床のような河床波はなく平坦な河床となっている。実験の結果、排水機場からの流れのうち河床面付近の流れは遡上しているが、中層より下層にかけての流れは低水路の右岸側近くまで達しているものの、本川側の流れにより下流へ流されてしまう。排水は、低水路中央付近の河床面をほうような形状で横断方向に 100 m 位の幅に拡がって遡上しており、その先端は排水機場上流端より約 60 m 上流に達している。遡上した排水の上流端は、取水口のある水門より上流に達しているが、排水が低水路中央付近から水門の方へ拡散する様子は見られず、このことより実験では取水への影響はないものと判断される。また、排水機場周辺において、渦の発生は見られず本実験では渦による排水の拡散は起こらない。排水機場より下流における排水は、本川の流れと混合してほぼ低水路全幅に拡散している。

○ Na 1-7 (写真 3・7・1 ~ 2, 図 3・8)

○ Na 1-8 (写真 3・8・1 ~ 2, 図 3・9)

○ Na 1-9 (写真 3・9・1 ~ 2, 図 3・10)

○ Na 1-10 (写真 3・10・1 ~ 2, 図 3・11)

排水が上流に遡上拡散し取水に影響を与えると考えられる一つに、つぎのものがある。すなわち、排水機場前面およびその上流において渦が発生し、それによって排水が上流へも拡散する現象である。渦が発生するのは、排水機場と水門との間にある固定堰、水門と閘門との間にある隔壁等の低水路内にある構造物や、低水路法線形、低水路河床高等の低水路形状の影響によるものが考えられる。また、本川側流量の変化によって渦の発生も変わると思われる。そこで本実験では、渦発生の有無を確かめるために本川側流量 $100 \text{ m}^3/\text{s} \sim 600 \text{ m}^3/\text{s}$ について実験を行った。実験の結果全ケースとも排水機場周辺の低水路内の流況はスムーズな流れとなっており、懸念された渦の発生は見られなかった。しかし、本実験で排水機場からの排水の流出口を上流側の 2 機幅として実験を行ったため、排水をしていない残りの下流側 4 機分の前面に渦が見られた。しかし、これは本川側の流れによって発生したものではなく排水の流れによって発生したものと思われる。この渦は、排水機場の排水室内において閉じた鉛直軸渦を形成しており、排水を上流に遡上させるほどのものではない。また、排水機場周辺の流況を悪くする様なものでもないと思われる。本川側の流れが強いことや排水密度が小さいことのために排水の遡上は見られず、排水は下流へ押し流されてしまう。排水機場下流での排水の拡散幅は、本川流量が増えるにしたがって左岸側に押し寄せられて狭くなる傾向である。

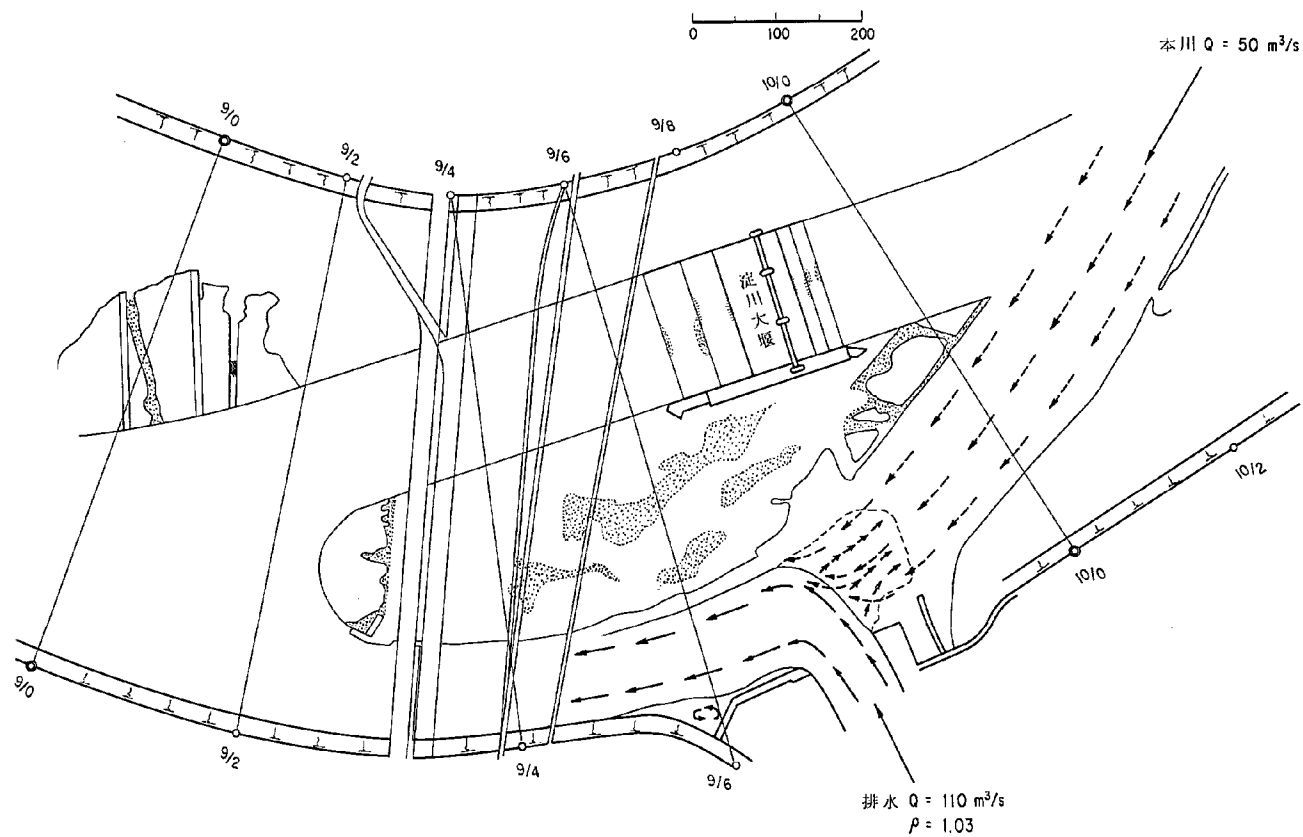


图 3 · 7 排水実験流況図 (実験 No. 1 - 6)

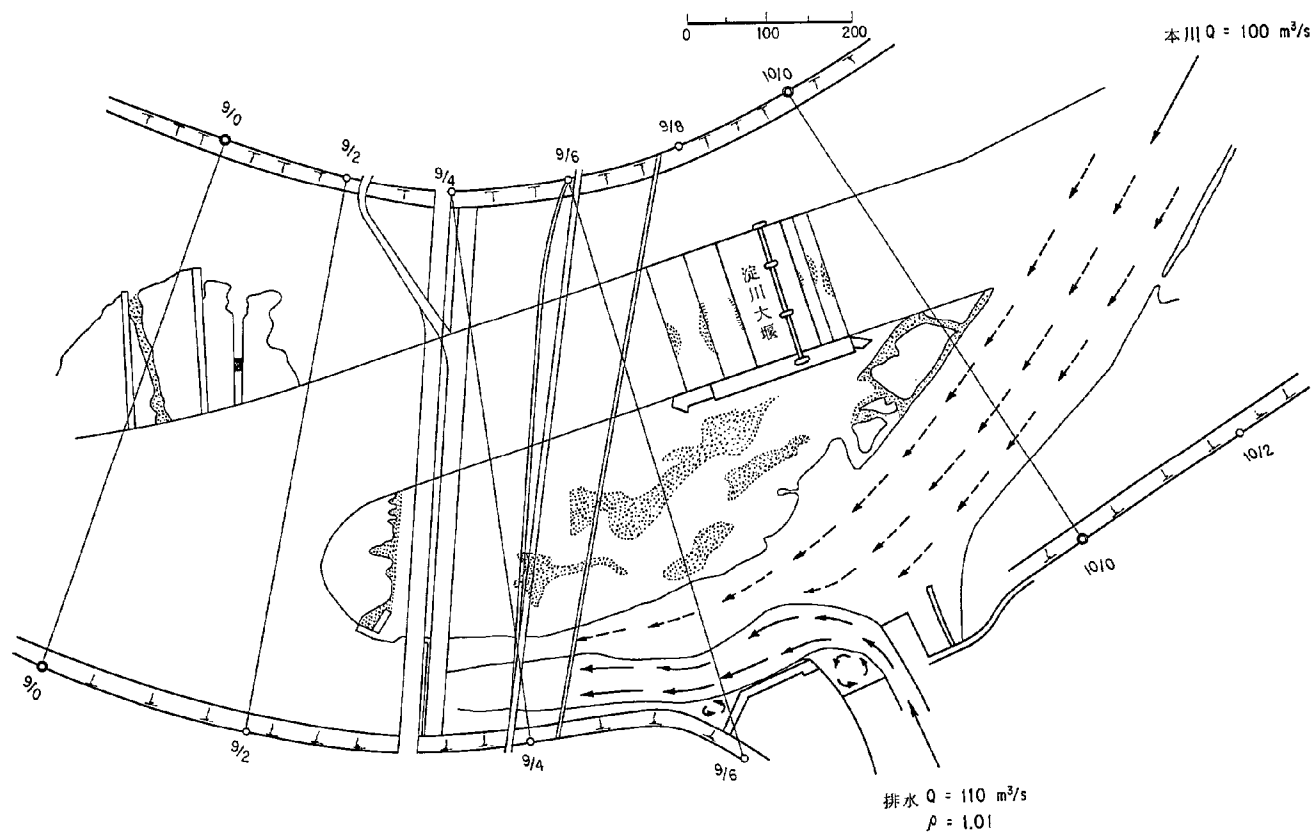


図 3・8 排水実験流況図 (実験 No. 1 - 7)

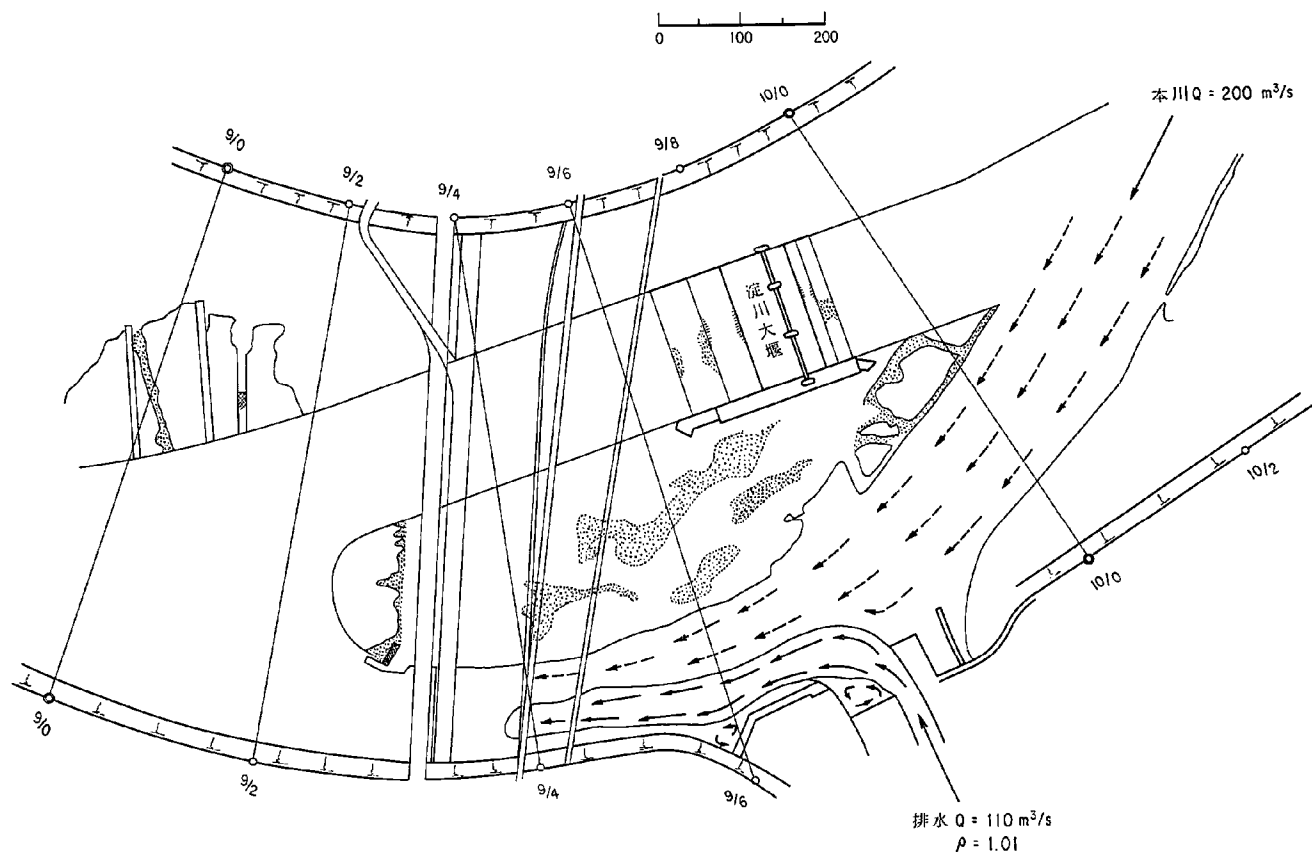


図 3・9 排水実験流況図 (実験 No. 1 - 8)

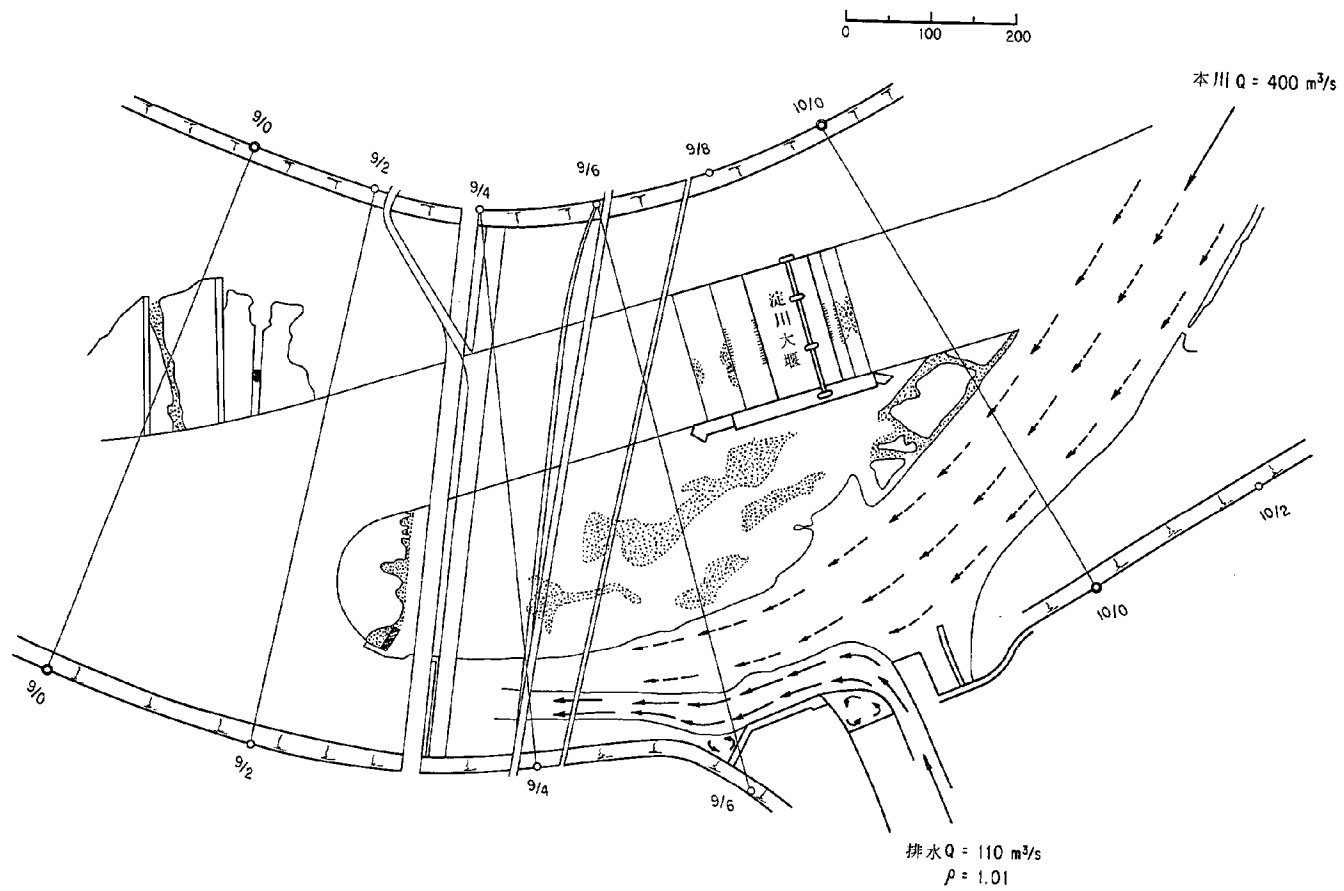


図 3・10 排水実験流況図 (実験 No. 1 - 9)

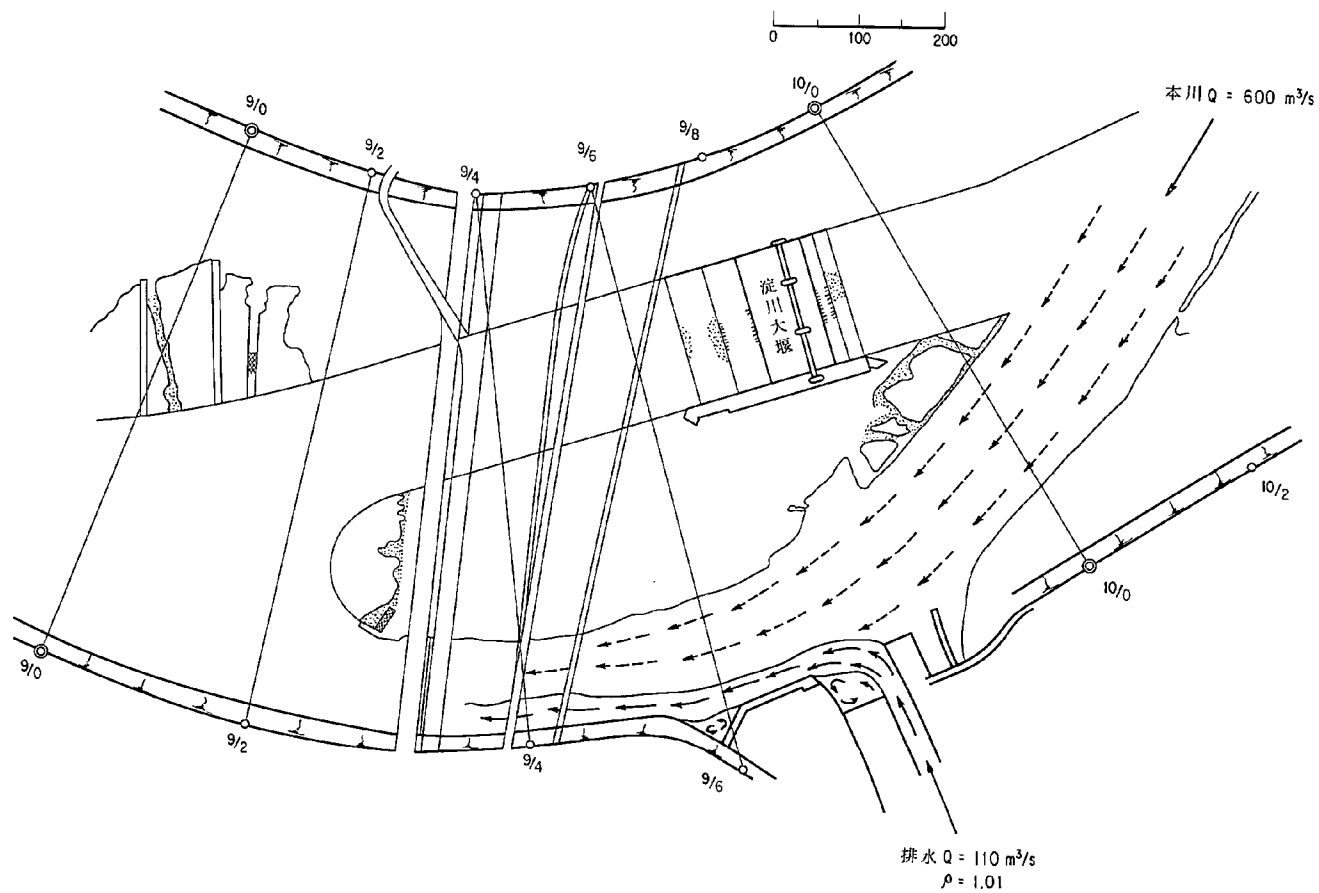


図 3・11 排水実験流況図 (実験 No. 1 - 10)

○ No 1-11 (写真3・11・1～5, 図3・13)

○ No 1-12 (写真3・12・1～3, 図3・14)

本実験の河道形状は、今までの河道形状と異なる形状として実験を行った。まず、本実験における排水機場および固定堰前面の河床は、昭和51年度測量結果を参考にして整形をした。また、固定堰前面形状を今後の計画に合わせた形状として矢板前面を盛土で保護をした。その他、現低水路右岸側には大堰建設工事のための二期仮締切が張り出している。ところで、今までの実験においては、水門に設置されている取水口からの取水の効果を見逃して実験を行ってきたが、今回の2ケースは取水を行い、取水による吸い込みの影響の検討と、今までの河道形状との相違(表3・1)による排水の遡上の比較を行う目的で実施した。このような条件においては排水の遡上は両ケース共見られる。その遡上形状は今までの実験で見られたものと同様に、排水機場からの下層の流れ(特に河床付近)が河床面をうような楔状となって低水路の最深部に沿って上流へ遡上する。排水機場からの中・上層の流れは、低水路全体に拡散するものの、本川側の流れによって下流へ押し流されてしまい上流への遡上は見られない。排水遡上の最終形状は、本川流量 $50\text{ m}^3/\text{s}$ の場合には排水の先端は、排水機場上流端より約70m上流に達しており、本川流量 $70\text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、約10m上流に達している。しかし取水口のある水門のところへ排水が遡上拡散していく様子は見られず排水が取水に直接影響をおよぼすことはないと思われる。なお、実験中に楔状となった排水の上流端が上下流に長周期で振動するのが見られ、実験条件のわずかな変化によ

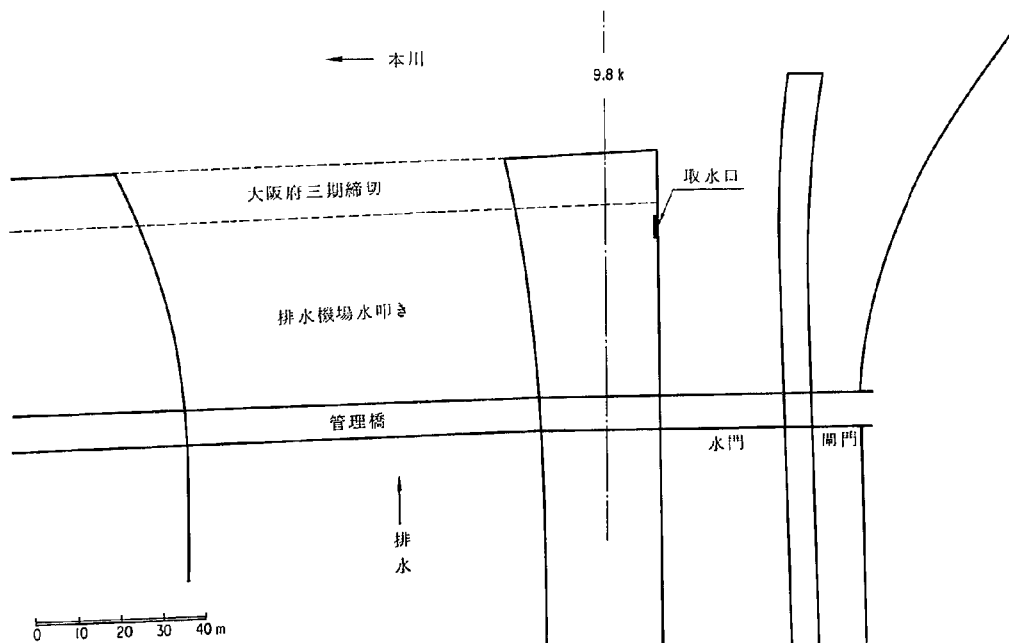


図3・12 排水機場周辺平面図

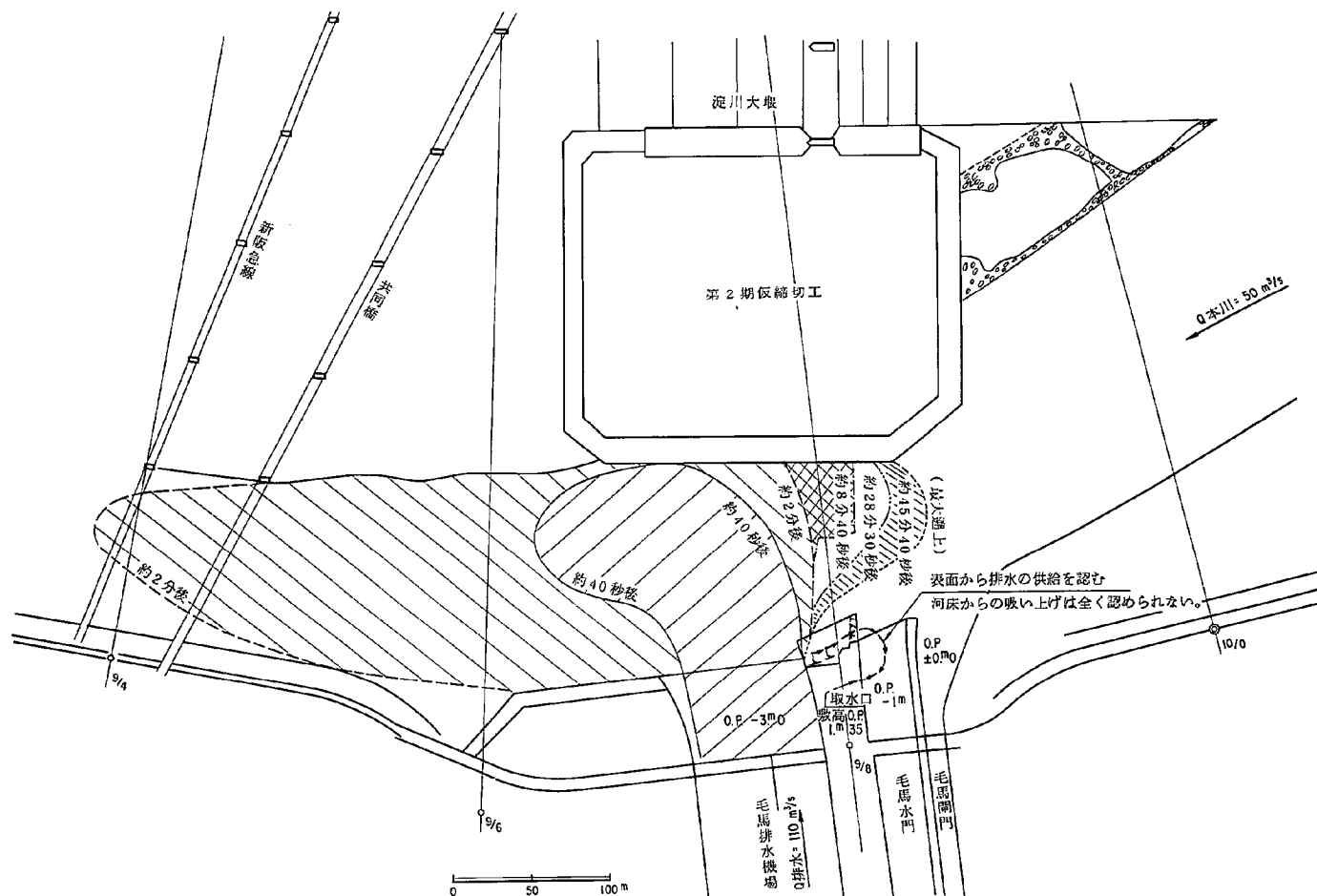


図3・13 排水実験流況図（実験No.1-11）

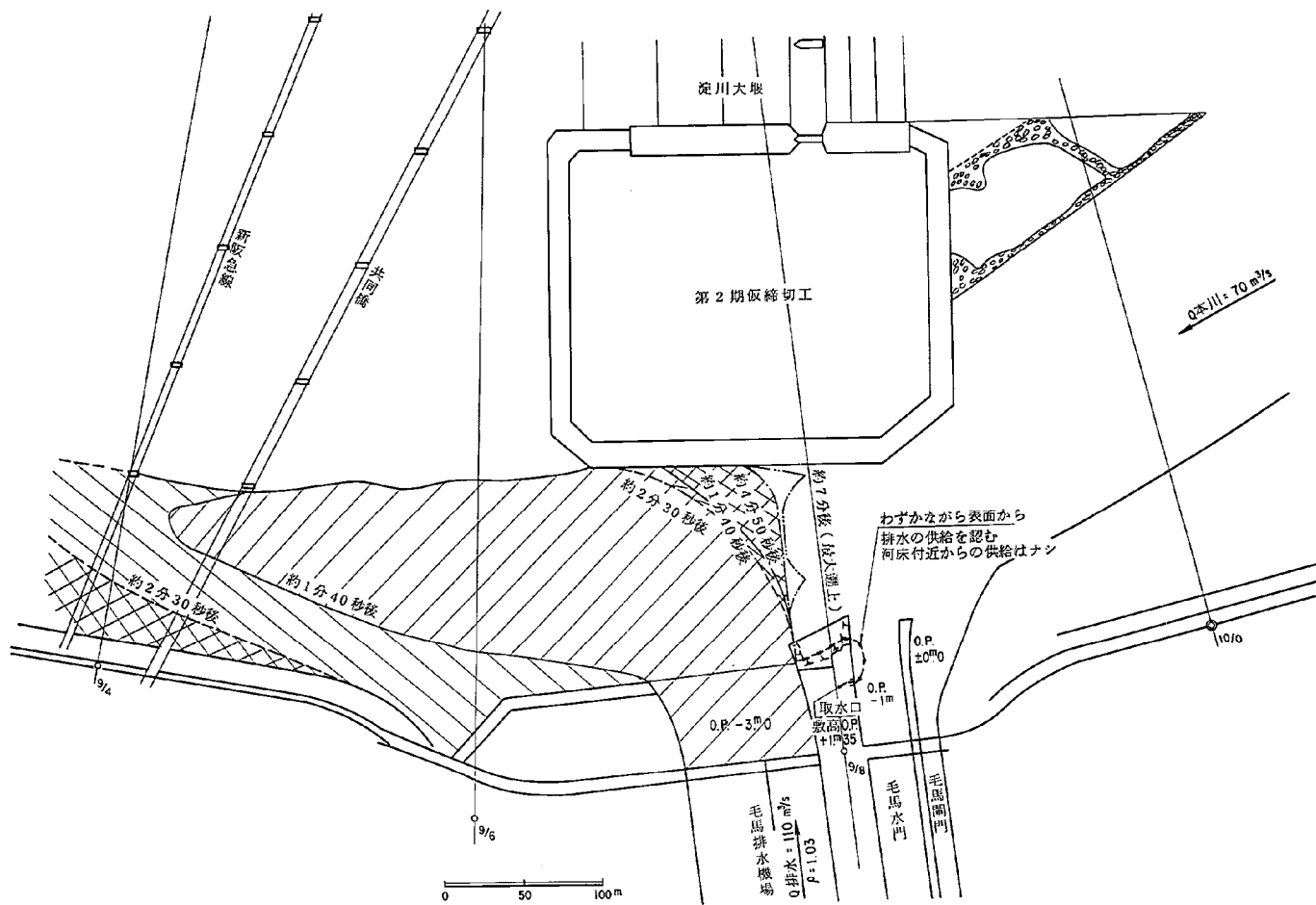


図 3.1 4 排水実験流況図 (実験No.1 - 1 2)

り発生するものと思われる。取水をすることにより遡上した排水が取水口に吸い上げられるようなことはなく、また、排水の遡上形状を変えることもなかった。このことより取水による排水の吸いあげはないものと思われる。ただし、取水口へ排水がまったく吸い込まれないということ

表 3・1 実験河道形状比較表

	No 1-10まで	No 1-11, 12
整 形 断 面	S 4 8年度測量 図 2.9	S 5 1年度測量 図 2.9
固定堰前面形状	図 3・12	図 2.8
現低水路内構造物	ナ シ	大堰建設のための 二期仮締切
取 水	ナ シ	アリ (2.5 ml/s)

はなく、固定堰前面の盛土部分で表面波によって、上流へ拡散した排水の一部が盛土部分の水際沿いに水門側にまで到達し取水口に吸い込まれるのが見られた。吸い込まれた排水量の測定は行っていないが、目視によると微量であり有害物質等が含まれていないかぎり取水に与える影響はあまり大きいものではないと思われる。また、実験中に風によって表層の薄いペイントがかなり上流まで運ばれ、水門内にも拡散し、取水口に吸い込まれるのが見られたが、取水に大きな影響を与えるほどのものではないと思われる。

第 2 節 実験結果の考察

以上実験を行った全 12 ケースについてそれぞれ観測された現象を報告した。実験で排水が遡上したケースはいずれも排水が低水路最深部の河床面をはうような形状で遡上している。これは、当初相似則のところで排水が遡上する条件として与えた二流体の流れとなっている。

ところで、実験結果をそれぞれケース別に比較してみると矛盾していると思われるものがある。その 1 は、実験 No 1-2 と No 1-6 を比べた場合である。No 1-2 の本川流量が $70 \text{ m}^3/\text{s}$ であるのに対して No 1-6 は $50 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、また No 1-2 の排水機場より上流の法線形がやや現地と異なるが No 1-6 は現地と同じであるという点に相違があるが他の条件は同じである。単純に本川流量のみを見て排水遡上長を比較すると本川流量の多い No 1-2 の方が本川流量の少ない No 1-6 の方より上流に遡上している。また、No 1-2 の実験結果を No 1-11, No 1-12 等の実験結果と比べても同様に No 1-2 の遡上長が大きく、他の実験結果とやや異なっている。この原因としてはペイント濃度の僅かの違い（実験誤差）などが考えられる。また No 1-5, No 1-6 のように河床形状の違い（河床波の有無）により排水遡上現象が異なる結果が得られたことを考えると、河床整形後の河床高が No 1-2 においてはやや低かったのではないかとも思われる。排水用密度を大きくするためペイント混合について付言すれば鉛直方向に一樣な濃度とならず下層が濃く上層が薄くなるためその分布形の相違があると思われる点である。

大堰建設のための二期仮締切が現低水路に張り出した状態では、現低水路をそれまでの状態より狭めることになる。この場合、この部分で流積が小さくなるため、本川の流水はやや流速が速くなり、そのため排水はそれまでの形状より上層に遡上しにくくなるものと思われる。しかし、

実験の結果を比較した場合 (No 1-6 と No 1-11) あまり明確な差はなく、ほぼ同様の遡上長となっている。

第4章 ま と め

1. 排水実験の各ケースについて排水の遡上、低水路内の渦の発生、取水への影響についてまとめると表4・1のようになる。

表4・1 排水実験結果一覧表

実験 No	排水遡上	渦の発生	取水への影響	水 理 条 件		
				排水流量	本川流量	排水比重
1 - 1	○	○	○	110 m ³ /s	70	1.01
- 2	●	○	●	"	70	1.03
- 3	○	○	○	"	200	"
- 4	○	○	○	"	330	"
- 5	●	○	●	"	50	"
- 6	●	○	○	"	50	"
- 7	○	○	○	"	100	1.01
- 8	○	○	○	"	200	"
- 9	○	○	○	"	400	"
- 10	○	○	○	"	600	"
- 11	●	○	○	"	50	表2.7
- 12	●	○	○	"	70	"

● ア リ ○ ナ シ

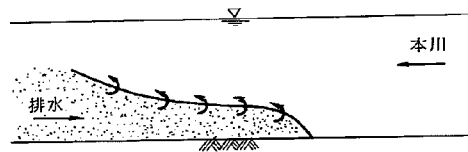


図4・1 排水遡上形状一般図

2. 本実験で実施した河道形状、水理量の範囲においては、排水機場や水門前面の低水路において、排水機場上流の水門付近まで排水を運ぶような渦の発生は見られなかった。
3. 排水が上流へ遡上するのは、本川側と排水との密度差により発生した密度流によるもので、排水は河床面をはうような楔状になって低水路の最深部を遡上する（図4・1）。
4. 排水の遡上が発生しやすい条件は、本川流量が少なく、排水の密度が大きい場合である。
5. No. 1 - 5 の結果では河床に発生した河床波の谷伝いに排水が10.0 k 付近まで遡上した。また、

水門内での排水の拡散も見られたことより低水路内河床が低下した場合には、それにそって排水がかなり上流にまで遡上すると思われる。このような場合には、取水に排水が吸い込まれ悪影響を与えることも考えられる。

6. 実験において、遡上した排水の先端が上下流に振動する現象が見られた。現地では実験のようなほぼ完全な定常状態にはないと思われ、遡上した排水の先端が振動することが十分考えられる。また、各条件の微妙な変化により、それまで遡上していなかった排水が遡上することも考えられる。

7. 二期仮締切が現低水路内に張り出すことにより排水の遡上長に与えるはっきりとした影響は見られなかった。また、実験を行った本川流量では、二期仮締切による死水域および渦の発生も見られず、直接的に排水の遡上に与える影響はないものと思われる。

8. 取水による排水の吸い上げは、排水が実験No. 1-11, No. 1-12のように低水路中央付近を遡上している場合は起こらないと思われる。

9. 上流に遡上した排水は河床面をはうような楔状になっている。それに対して水門内での取水は表面付近での取水なので取水による吸い上げ現象は発生しにくいと思われる。

10. 実験では遡上した排水が直接取水口に吸い込まれることはなかった。しかし、固定堰前面の盛土部分で風によって発生した小さな水面波によって排水機場側の排水が拡散し、これが盛土部分に当る水面波によってこの水際沿いに水門にまで達しており取水口に吸い込まれるのが見られた。

11. この他、実験で水面に浮かんだ薄い膜状の水溶性ペイントが風によって上流に運ばれ取水口に吸い込まれる現象が見られた。このことより排水中に水面上に浮くような物質が含まれている場合には、排水をしている時の風向きによっては上流にこのような物質が運ばれ取水口に吸い込まれることも有り得ると思われる。

12. 10, 11で取水口へ吸い込まれた排水は、目視観察によると取水量に比べて微量であり、排水中に有害物質が含まれていなければ、大きな影響は与えないものと思われる。

13. 今までの実験結果より判断して、排水が遡上することは考えられるが、それによって直接取水に悪影響を与えることはないと思われる。しかし、河床高の低下、排水流量の増加、付近の施設の変化等があった場合には排水が取水に影響を与えることも考えられる。特に排水機場から水門にかけての渦の発生や低水路河床高の低下は、大きな影響をおよぼすものと思われる。

14. 排水が上流に遡上する場合に低水路の中央および、右岸側を遡上するのであれば上流に遡上しても取水に大きな影響を与えないものと思われる。しかし、左岸側を排水が遡上する場合には、取水口に近いくともあり取水に影響を与えることも考えられる。

15. この一連の実験で二流体の密度差が比較的大きい場合の排水の楔状遡上を重点的に見てきた。密度差が現地より大きければ確かに楔状遡上距離については安全側の実験を実施してきたといえる。しかし、楔からの排水連行（上層への混入）という現象を考えれば、密度差が大きいことは

連行量の少ない実験となっているともいえる。したがって現地では上層へ連行された排水の上層内での拡散現象についても検討しておかねばならない。一般にそうした拡散実験は今回の実験以上に困難な面があり、また連行された排水は直ちに鉛直方向の上層内で一様に混合されるものではなく、むしろ中間層（その密度も上層下層の中間）として上層と下層との中間に存在するとされている。終局的には中間層から上層へ拡散混合される。したがって水面へ到達し、それが取水に影響をおよぼすようになるのは楔先端からかなり下流側と考えられる（その距離については今のところ計算方法なし）。相当上流に遡上する場合の楔は、低水路幅の $\frac{1}{2}$ ～ $\frac{1}{4}$ 程度の舌状の侵入であり、この侵入経路が左岸より離れておれば、取水に影響をおよぼすようになる距離は一層大きくなる。実験における楔の侵入形状などから見てこうして連行拡散した排水成分が直接取水口に到達するとは思われなかった。上層下層がほぼ完全に混合してしまうのは実験では排水口より下流であった。

この種の連行拡散の他に直接排水の一部が前述したように、盛土部分に沿って波により上流へ運ばれる拡散がある。この上流への拡散を喰いとめる方法は二、三あるが、悪影響をおよぼすとは考えられないことは前述のとおりである。

16. 現低水路仮締切工について排水の遡上から検討すると、河床高が昭和48年度、昭和51年度程度で、水量が実験で検討した場合より悪くならなければ（排水流量の増加、排水密度の増加、本川流量の減少、水位の上昇）、排水が遡上したとしても取水に悪影響を与えないと思われる。また少量の排水が混入しても許されるならば現低水路仮締切工は必要ないと考えられる。しかし、河床高の低下や排水機場周辺に渦を発生するような新たな施設等が計画実施されれば排水が取水に影響を与えることが考えられ、注意しなければならない。

あ と が き

本報告書は、昭和51年度と昭和52年度に土木研究所鹿島試験所において実施された模型実験結果を取りまとめ報告したものである。

実験を行うに当って各種の資料を提出していただいた淀川工事事務所の方々、幾多の困難な問題を解決されながら実験を行っていただいた建設技術研究所の大迫恭朗氏、実験及び資料の整理、検討に協力をいただいた鹿島試験所諸氏、また、実験の御指導をいただいた元鹿島試験所研究員高橋隆氏および二層流の相似性の検討で教示していただいた高橋晃研究員に感謝の意を表わします。

昭和53年10月

前鹿島試験所所長 馬 場 亨
鹿島試験所所長 馬 場 洋 二
鹿 島 試 験 所 小 川 良 市

参 考 文 献

- 1) 土木研究所資料(第700号) 旧淀川河川排水模型実験報告書 昭和46年11月
- 2) 大阪高潮対策事業概要 大阪府土木部都市河川課
- 3) 毛馬排水機場の概要 大阪府土木部都市河川課
- 4) 旧淀川水質調査作業報告書 株式会社応用地学研究所
- 5) 密度流の諸問題 岩崎敏夫 水工学シリーズ66-16 土木学会水理委員会 1966年8月
- 6) 水理公式集 昭和46年改訂版 土木学会編

写真集

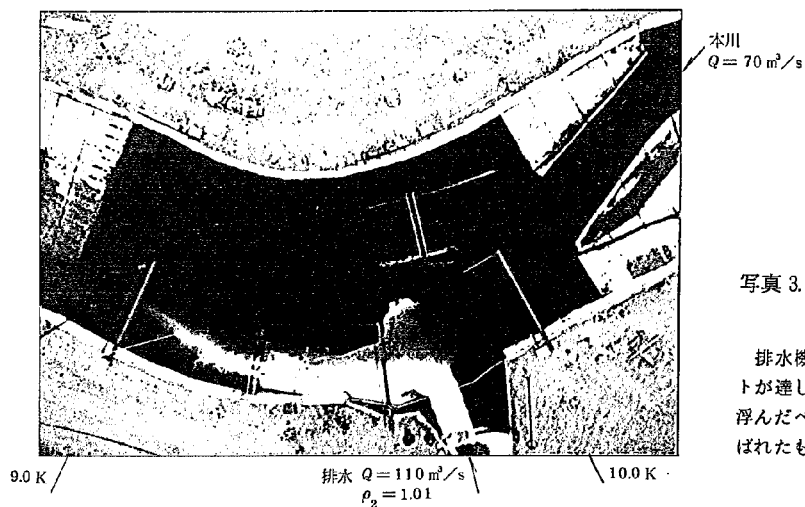


写真 3.1.1 実験No 1 - 1
(3 分 11 秒後)

排水機場対岸側に水性ペイントが塗られているがこれは水面に浮んだペイントが風によって運ばれたものである。

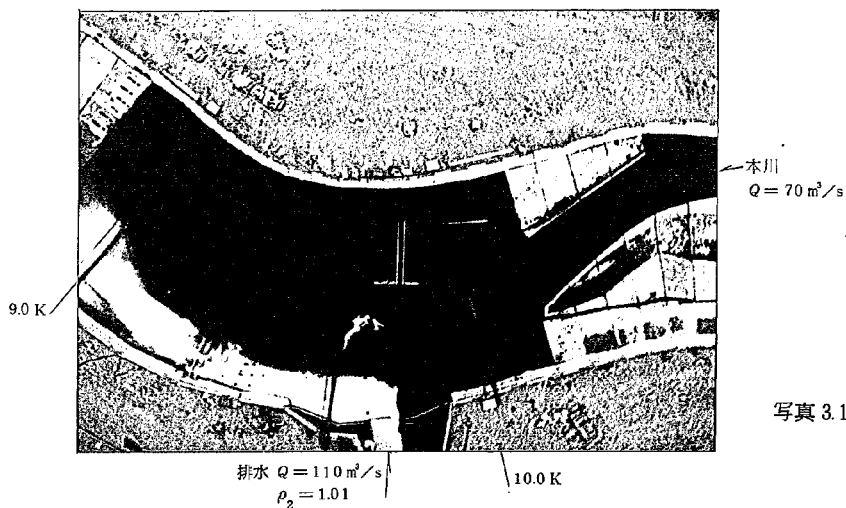


写真 3.1.2 実験No 1 - 1
(9 分 21 秒後)

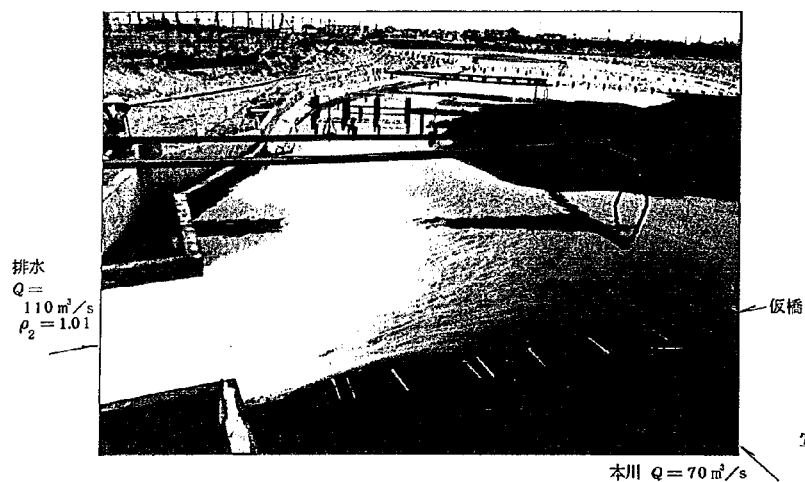


写真 3.1.3 実験No 1 - 1

本川
 $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$

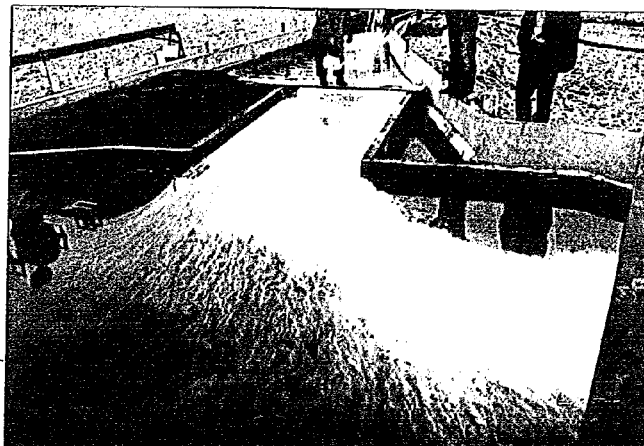


写真 3.1.4 実験No 1 - 1

水面に浮いた水性ペイントが風によって排水機場対岸側（写真手前側）に運ばれている。

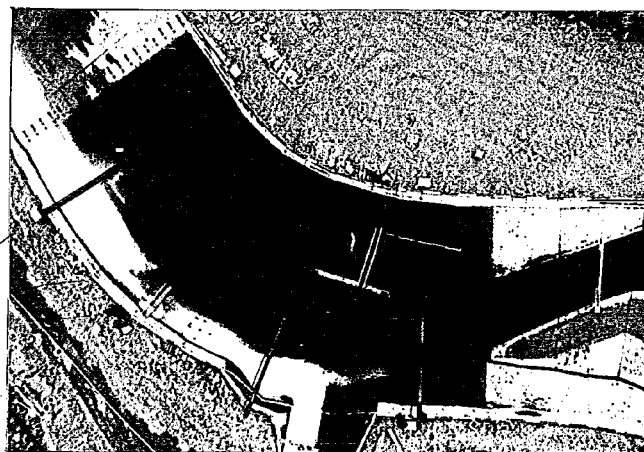
本川
 $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$



写真 3.1.5 実験No 1 - 1

水性ペイントが水面に浮いて拡散するのを防ぐために排水機場出口に板を浮かべた状況。

9.0 K

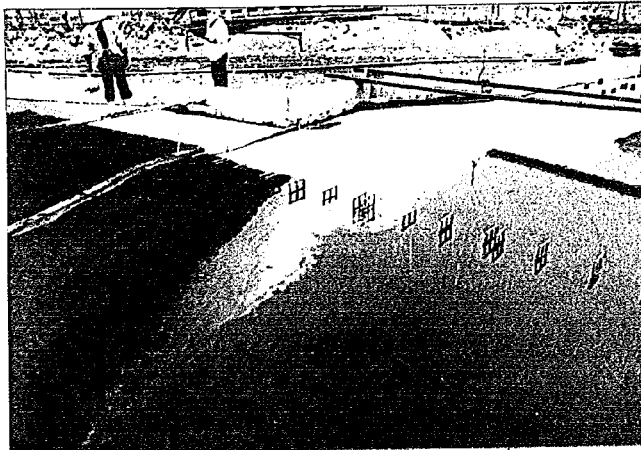


本川
 $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 3.2.1 実験No 1 - 2
(40分後)

排水機場からの排水が低水路左岸側を遡上しているのが見られる。

排水
 $Q = 110 \text{ m}^3/\text{s}$
 $\rho_2 = 1.03$



仮橋

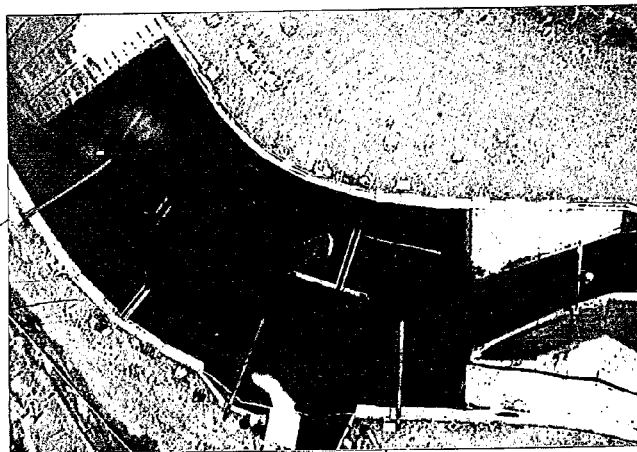
写真 3.2.2 実験No 1 - 2

低水路左岸側の河床付近を排水が遡上している。

高水敷 ← 低水路

本川 $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$

9.0 K



本川
 $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$

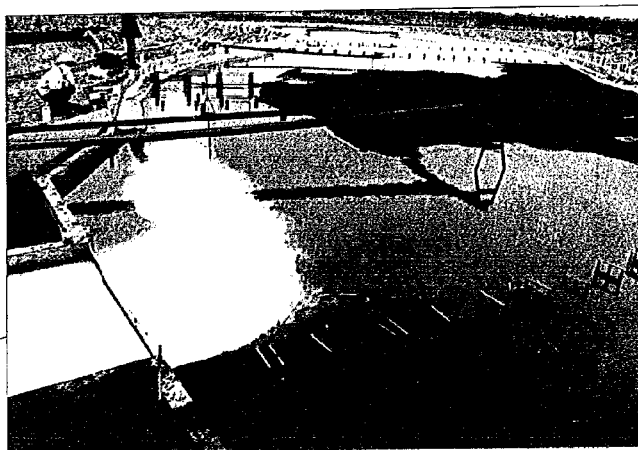
写真 3.3.1 実験No 1 - 3

排水開始直後

排水 $Q = 110 \text{ m}^3/\text{s}$
 $\rho_2 = 1.03$

10.0 K

排水
 $Q = 110 \text{ m}^3/\text{s}$
 $\rho_2 = 1.03$



仮橋

本川
 $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 3.3.2 実験No 1 - 3

左岸側は排水、右岸側は本川の流れと分かれている。

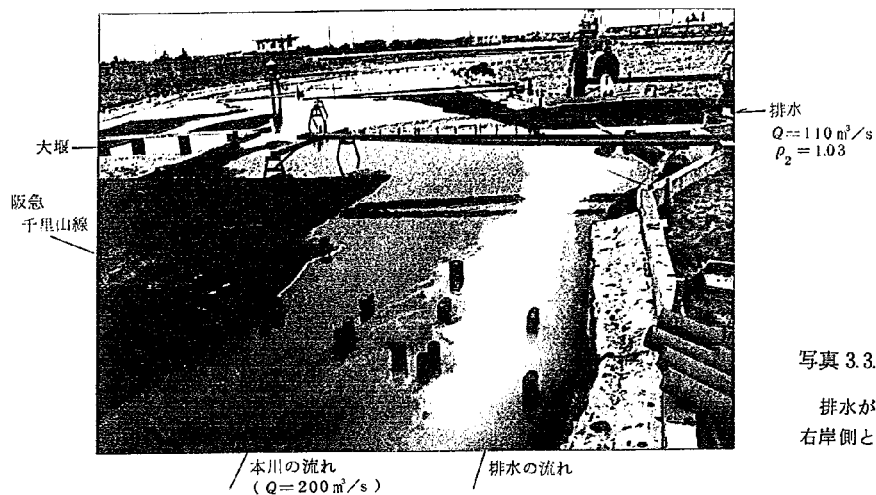


写真 3.3.3 実験No 1 - 3

排水が左岸側，本川の流れが
右岸側と分離して流れている。

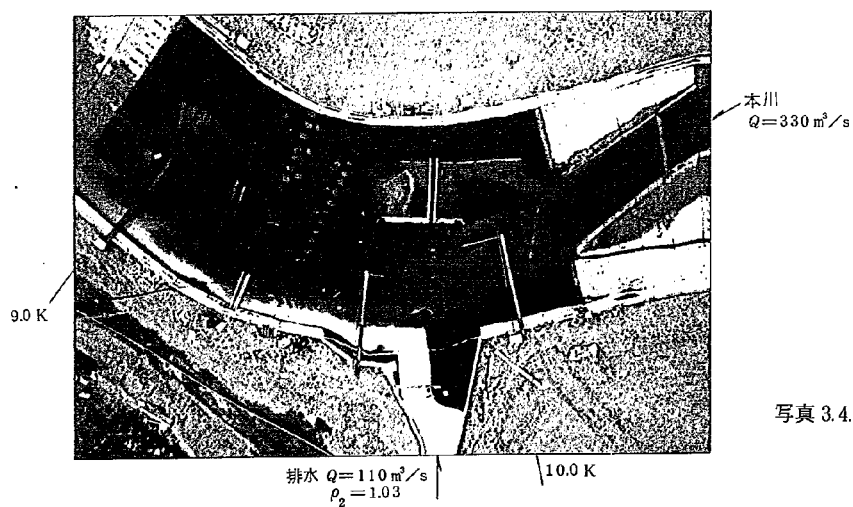


写真 3.4.1 実験No 1 - 4
(20 分後)

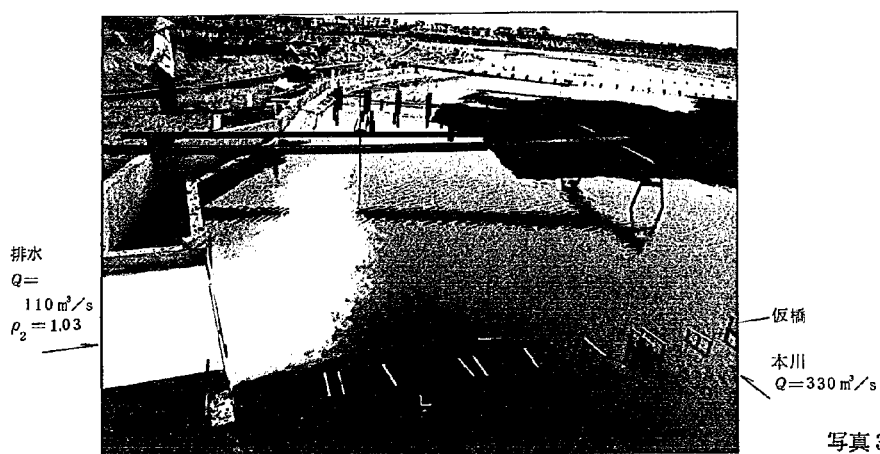


写真 3.4.2 実験No 1 - 4

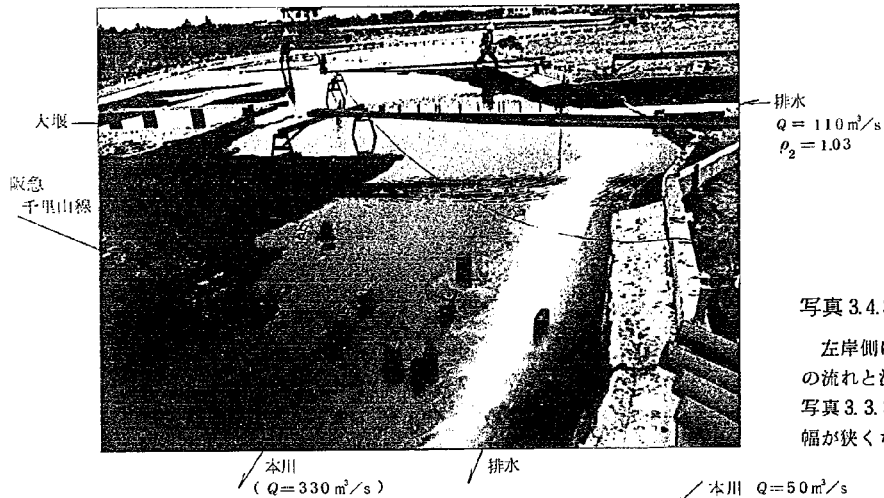


写真 3.4.3 実験No 1 - 4

左岸側に排水，右岸側に本川の
流れと流れが分離している。
写真 3.3.3 に比べて排水の拡散
幅が狭くなっている。

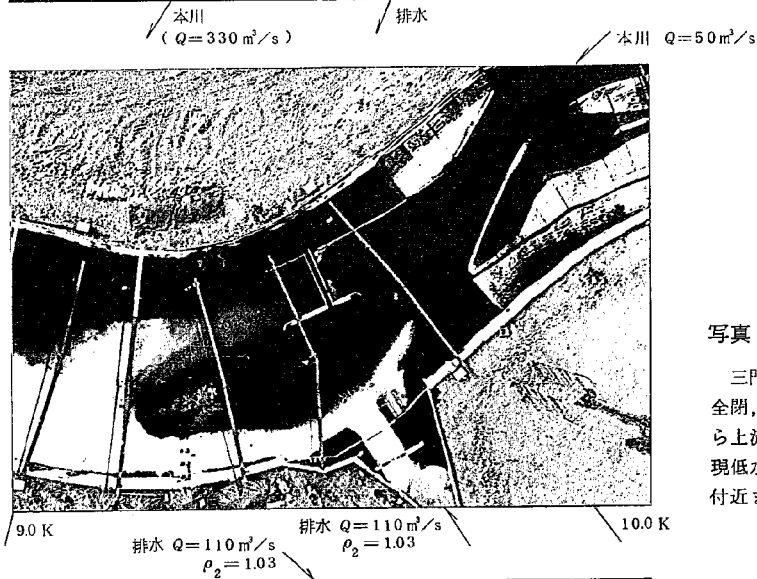


写真 3.5.1 実験No 1 - 5

三門暫定低水路完成，大堰は
全閉，排水が暫定低水路下流か
ら上流へ遡上している。また，
現低水路内においても約 10.0K
付近まで遡上している。

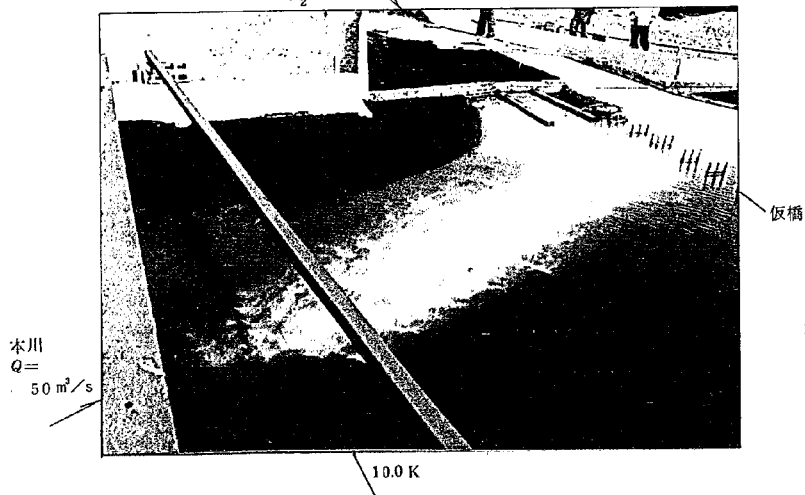
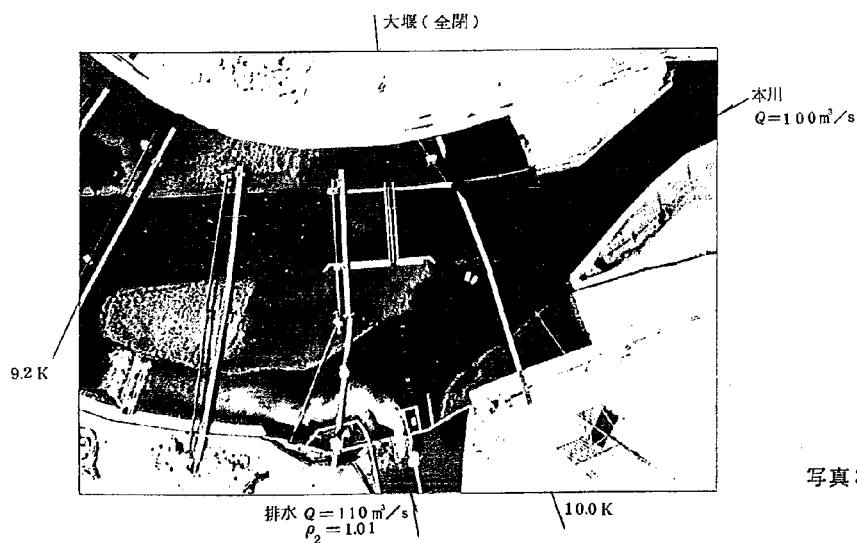
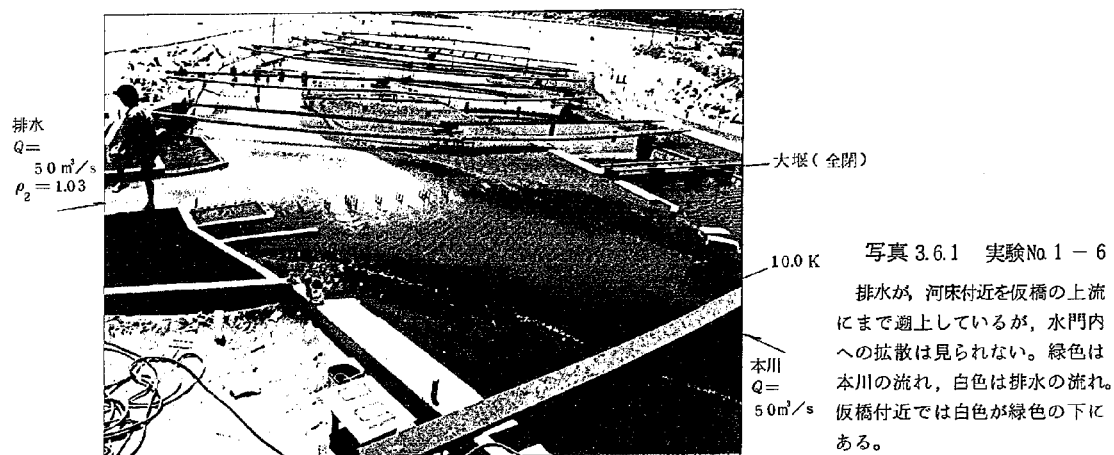
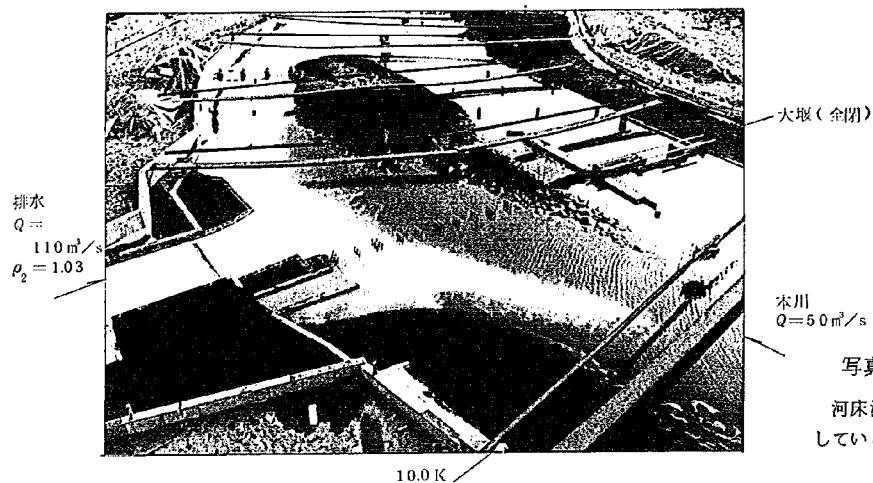
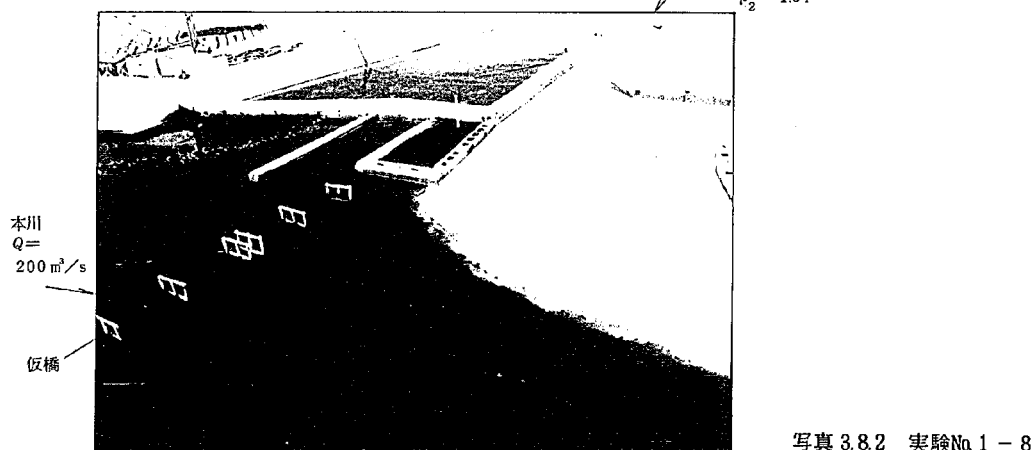
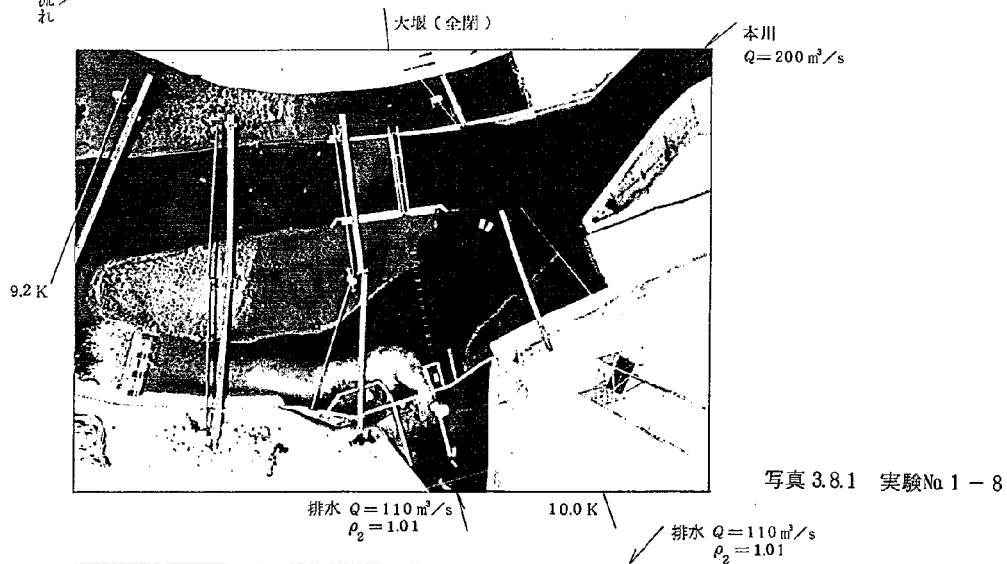
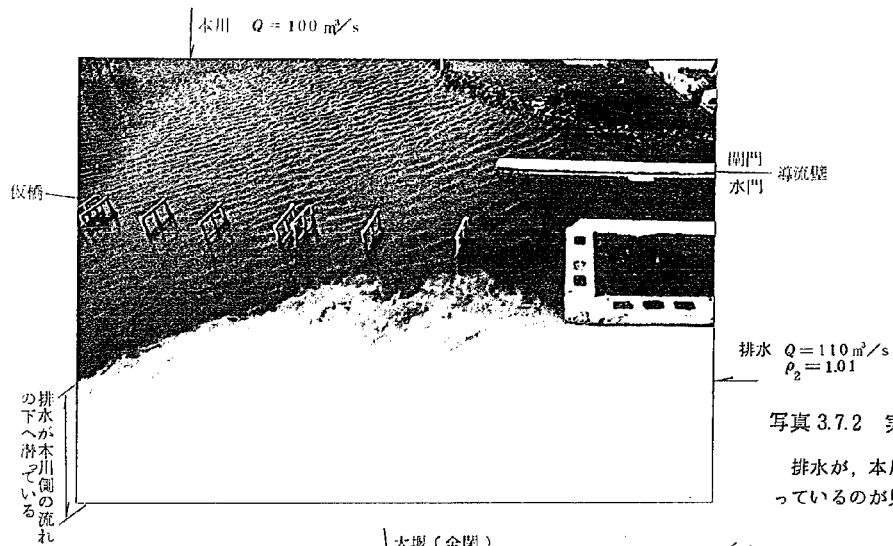


写真 3.5.2 実験No 1 - 5

排水機場からの排水が河床波
の谷伝いに遡上している。水門，
閘門内への拡散も見られる。





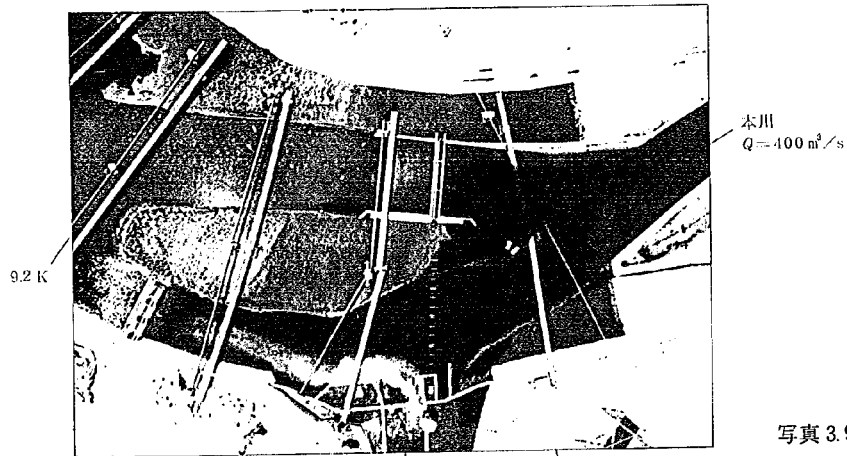


写真 3.9.1 実験No 1-9

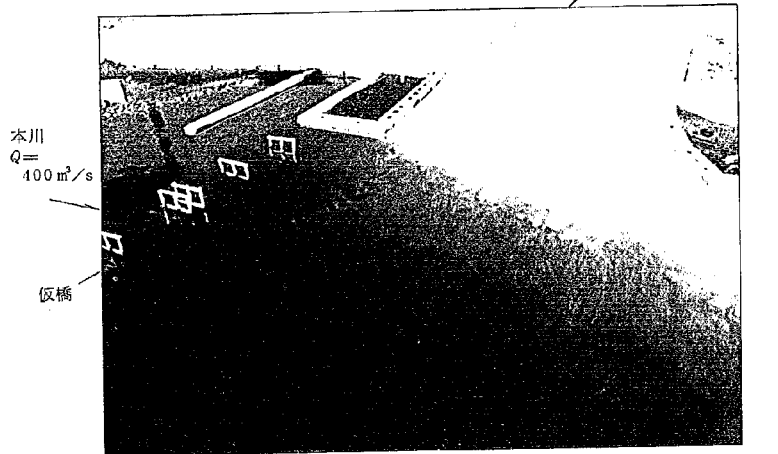


写真 3.9.2 実験No 1-9

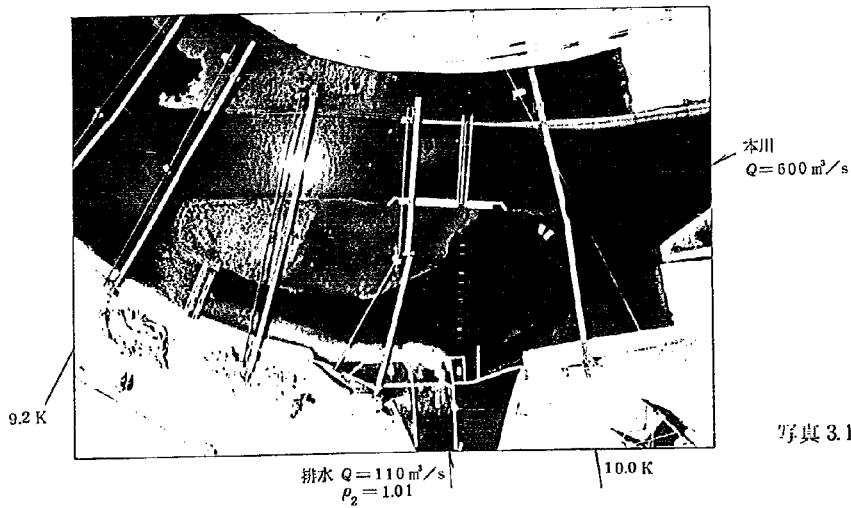


写真 3.10.1 実験No 1-10

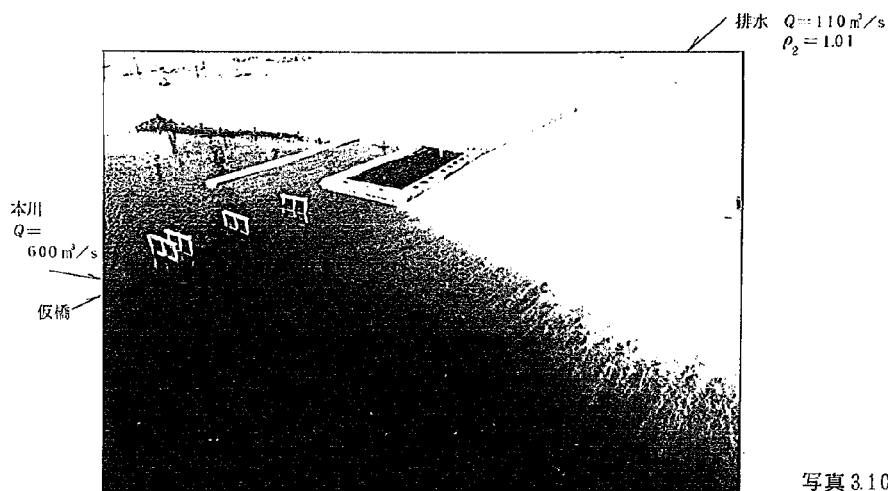


写真 3.10.2 実験 No 1-10

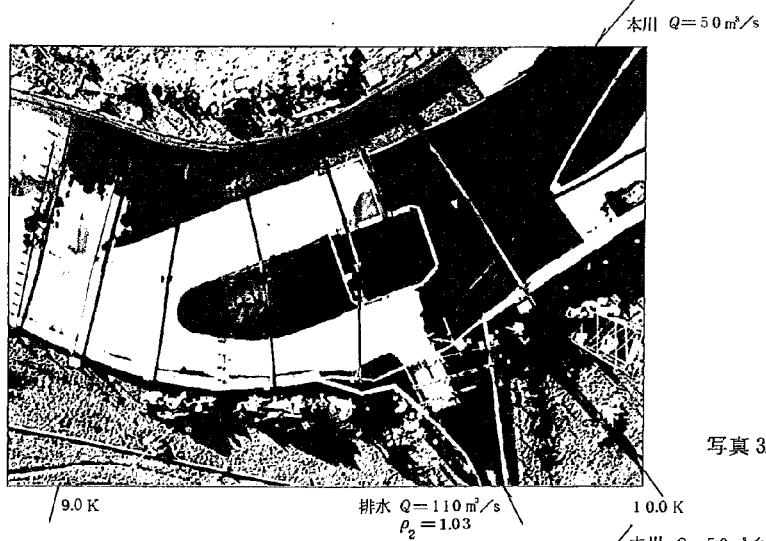


写真 3.11.1 実験 No 1-11
(4分47秒後)

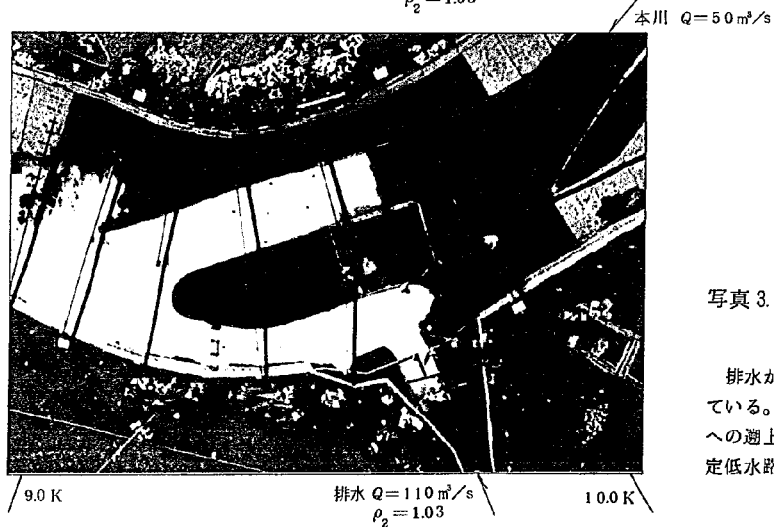
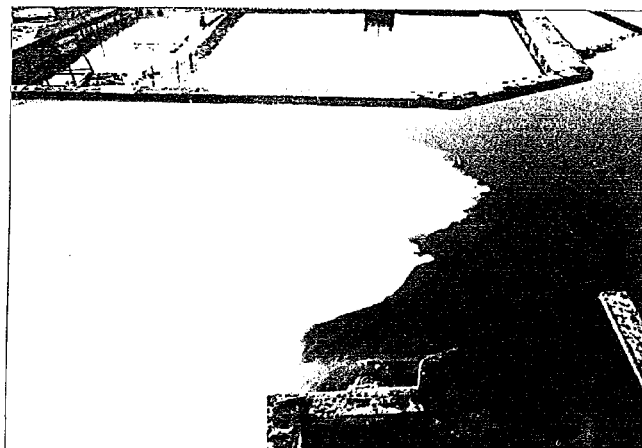


写真 3.11.2 実験 No 1-11
(45分40秒後)

排水が低水路中央部に遡上している。しかし、水門のところへの遡上は見られない。また、暫定低水路内へも遡上が見られる。



本川
 $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 3.11.3 実験No 1-11

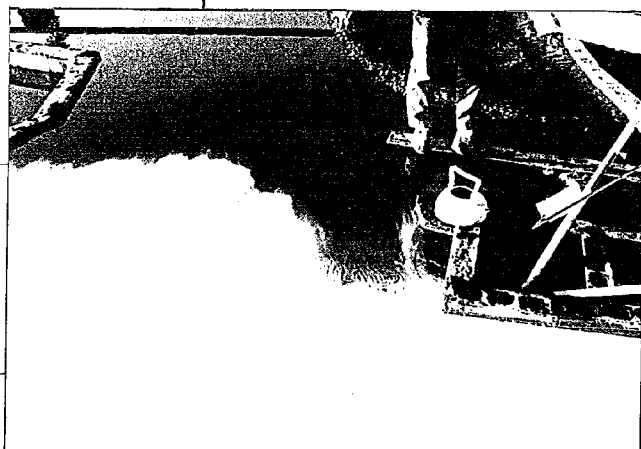
排水が河床付近を遡上している。

排水 $Q=110 \text{ m}^3/\text{s}$
 $\rho_2=1.03$

本川 $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$

取水口
($Q=2.5 \text{ m}^3/\text{s}$)

水門



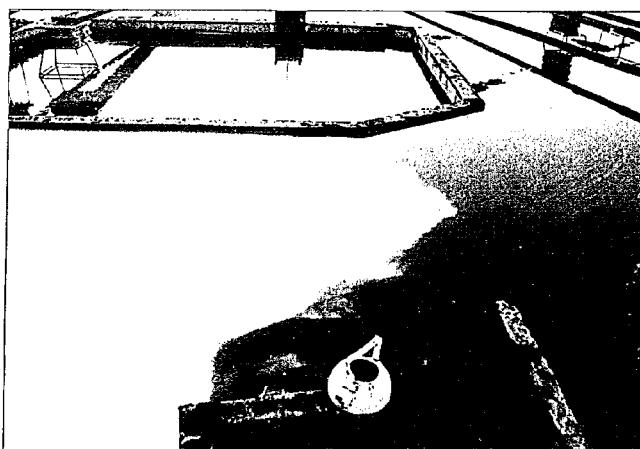
この区間 排水が下層 本川の
流れが上層となっている

取水口
($Q=2.5 \text{ m}^3/\text{s}$)

水門

排水 $Q=110 \text{ m}^3/\text{s}$
 $\rho_2=1.03$

写真 3.11.4 実験No 1-11



本川
 $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 3.11.5 実験No 1-11

排水機場より上流に遡上している排水は下層部分である。水面に浮かんだペイントが風によって上流に拡散している。また、それが取水口に吸いとまれるのが見られる。

排水 $Q=110 \text{ m}^3/\text{s}$
 $\rho_2=1.03$

取水口
($Q=2.5 \text{ m}^3/\text{s}$)

水門

開門
逆流壁

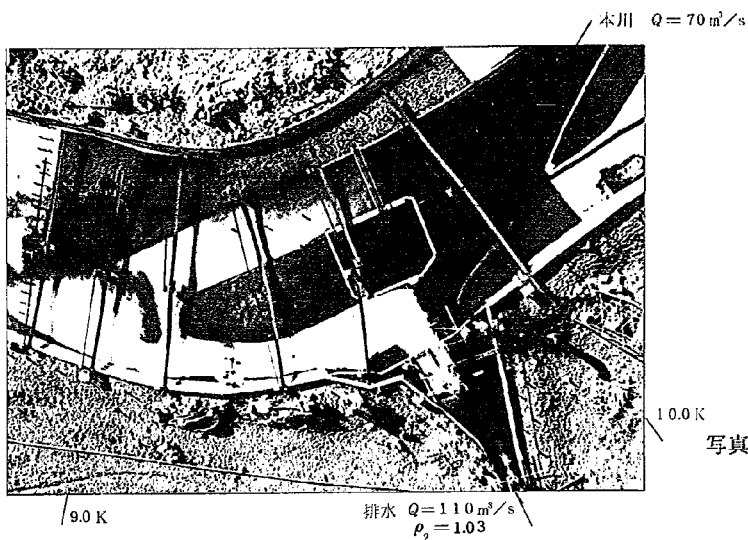


写真 3.12.1 実験No 1-12
(45分40秒後)

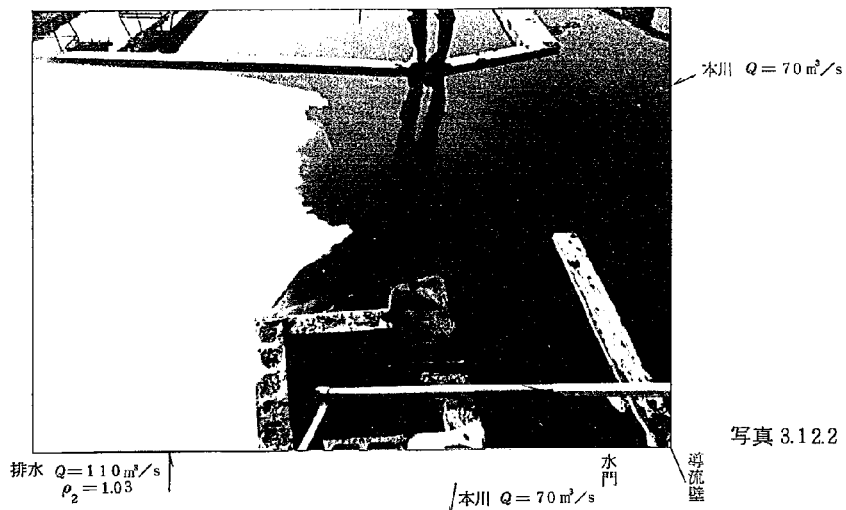


写真 3.12.2 実験No 1-12

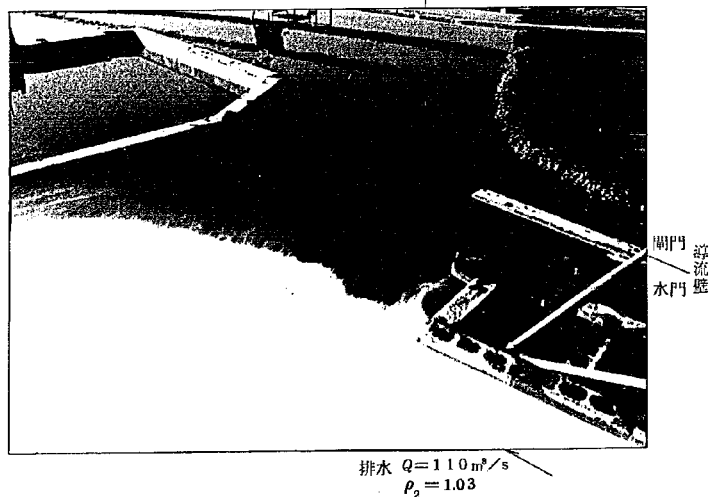


写真 3.12.3 実験No 1-12

排水機場と水門の間にある固定堰前面の盛土部分水ぎわで排水の拡散が見られ、それが上流へも拡散しており水門内にも排水が入っている。