

土 木 研 究 所 資 料

第 344 号

球磨川豊原地区模型実験報告書

(その 1)

昭和 43 年 3 月

建設省土木研究所

は し が き	1
1. 実 験 目 的	2
2. 実験区間およびその概要	2
3. 模 型 の 製 作	2
4. 測 定 方 法	4
5. 相 似 律	4
6. 検 証 実 験 I	5
7. 検 証 実 験 II	11
8. 本実験の準備および実験方法	32
9. 予 備 実 験	44
10. 本実験 実験結果と検討	53
11. 結 語	132

図 表 目 次

図-1	球磨川模型平面図	3
図-2	検証実験Ⅰ	7
表-1	粗度係数計算表(低水路)	8
図-3	エネルギー線図(検証実験)	9
表-2	粗度係数計算表(高水敷)	10
図-4	記 号	11
図-5	実験方法の模式図(検証実験Ⅱ)	12
図-6	水位縦断面図(検証実験Ⅱ)	13
図-7	現地H-Qと実験値の比較	14
図-8	現地分流量と実験値の比較(検証実験Ⅱ)	15
図-9-1	萩原H-Qと実験値の比較	16
図-9-2	各種操作による萩原水位の変化	18
図-10	H-Q曲線の比較(検証実験Ⅱ)	19
表-3-1~2	実験ケース一覧表(検証実験)	20~23
表-4-1~4	水位一覧表	24~31
表-5	豊原地区の河床材料	43
図-11	本川下流端水位関係図	34
図-12	前川不等流計算水位縦断面図(出水後の断面)	35
図-13	前川4k400H-Q(出水後の断面)	36
図-14	前川不等流計算水位縦断面図	37
図-15	前川4k400H-Q曲線図	38
図-16	前川洪水不等流計算	39
表-6-1~2	掃流砂量計算表	46~49
表-7	予備実験H-Q数値表	50
図-17	模型の分流量調節法	41
図-18	模型の下流端水位調節法	42
図-19	本川流量と分流量(予備実験)	51

図-20	ゲート上の越流水深	52
表-8	本実験実験ケース一覧表	55
表-9	水位縦断数値表	56
図-21-1~6	本川水位縦断図	58~63
図-22-1~6	遊水池の流況図	64~69
図-23-1~6	流況図	70~75
表-10-1~4	流速・流向数値表	76~83
図-24-1~8	流速分布図	84~91
表-11-1~2	流量計算書	92~95
図-25	ピア-水位測定位置図	102
表-12	低水路および高水敷の流量	96
表-13	球磨川堰、新前川堰H-Q数値表	103
図-26-1~2	堰H-Q曲線(旧前川堰有、無)	104
図-27-1~2	堰H-Q曲線(旧前川堰有、無)	106
図-28-1~2	萩原水位と他の水位との関係	108
図-29	堰の水位	100
図-30-1~2	堰操作方針説明図	110
図-31	(計画)ハイドログラフ	113
図-32	球磨川堰、新前川堰下流水叩き流速分布図	115
図-33	球磨川堰、新前川堰下流流速分布図	115
図-34	新前川堰下流流速分布図	116
表-14-1,-2	ゲート操作表	112
表-15	流速・流向数値表(旧前川堰上流側)	118
図-35	旧前川堰上流側流速分布図	117
図-36	新前川堰放流時、時間一流速曲線	119
図-37-1,-2	両堰完成後の $Q_o \sim Q_K$ および $Q_o \sim Q_M$	123
図-38	分流量曲線の比較	125
図-39-1~6	滞砂状況図	126~131

は し が き

球磨川水系は昭和40年7月、前線性の豪雨による未曾有の高水を契機として従来の河道計画が大々的に再検討された。

その結果、下流部豊原地区についても計画高水流量が $7000\text{m}^3/\text{s}$ 、本川および前川への計画分流量がそれぞれ $4000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $3000\text{m}^3/\text{s}$ と増加改訂されたのをはじめ、計画高水流量の安全流下と分流計画を実現するための種々の計画が樹てられるに至つた。

彎曲部左岸高水敷を水路としてより有効に利用する計画、球磨川堰・新前川堰の建設（昭和42年6月竣工）および本川下流部の掘削計画などがそれである。

このような大巾な改修計画により河道が現状から変化する場合には豊原地区ならびにその上下流の流況や河床に当然従来とは異なつた変化が現われるであろう。この新しい河川の動きを正しく予測しておくことは、今後の長期的河川計画や種々の対策を講ずる上に特に基盤となる重要なことであろう。

土木研究所鹿島試験所構内に新設された球磨川豊原地区の模型を用いて水理実験を行ない、上記の計画が実施された後の豊原地区河道の水理量のは掘および計画実施に附随して生じる諸問題の実験的検討に努めた。ここに昭和41年度実験実施分について報告する次第である。

本実験は2ヶ年間で終了することを予定しており、昭和41年度は現地計画の進行順序に合わせる意味で、模型製作、検証実験、球磨川堰・新前川堰完成後の河道での実験および、本川下流が計画断面まで河道掘削がなされた場合の実験を、それぞれ旧前川堰の存置・撤去の両場合について行なつている。左岸高水敷の有効利用計画および分岐部突堤の問題に関しては昭和42年度実験終結を待つて報告する予定である。

本報告は其の1が検証実験と球磨川堰・新前川堰完成後の状態における実験となつており、其の2には本川下流を計画断面に掘削した後の状態での実験になつている。

1. 実験目的

この一連の実験は、球磨川豊原地区が、はしがきて述べたような各種の計画の実現後において、計画高水流量の快流と計画分流の達成を実験的に確認することを最終の目的とする。しかし豊原地区は次に述べるように複雑な水理構造をしており、その特性を把握するのすら容易でない。そこで、本編（其の1）は豊原地区河道の流れの特性を把握することに費すことにし、検証実験と、現状断面に球磨川堰・新前川堰が完成した河道での実験を行なっている。

2. 実験区間およびその概要

ここにいう豊原地区は、球磨川最下流部にあたり、9k200地点より5k400地点までの河道区間を称している。右派川前川は分流点より下8(4k300)地点までが含まれる（図-1模型略図参照）。

豊原地区は平面的にも立体的にも非常に複雑な水理構造をなしている。平面的には急彎曲部と左岸の広い高水敷および本川と前川との分流点の存在であり、水理的には計画高水こう配が約1/1000であることから分かるように大きな流速が生じており、また急彎曲部のため流れは約130度の方向変化を受けると共に7k0地点より下流の右岸に水衝部があり、そのすぐ下流で分流されている。流量の大部分は割合せまい低水路（右岸沿い）に集中することから古来その対策に意が用いられて来たようである。流砂量は上流にダムや堰があるため比較的少ないようであり、低水路の河床変動には顕著なものはないとされている。前川は本川6k400付近で分派するが、新前川堰建設以前は、分派点（旧前川堰）まで感潮した。水理構造物については彎曲部右岸に大規模な水制群が置かれ、相当の水はね作用をなしているものと考えられる。また前川流入口に旧前川堰（固定堰）があり、新しく球磨川堰・新前川堰が建設された。橋梁ビアーは鹿児島本線鉄橋と萩原橋のものがあり、用水構造物としては、新旧両遙拝堰やその他さまざまなものがある。

3. 模型の製作

図-1に示すように模型区間は上流端が9k200、下流端は本川5k400、前川下8(4k300)である。製作に使用した平面図は昭和40年3月測量1/600平面

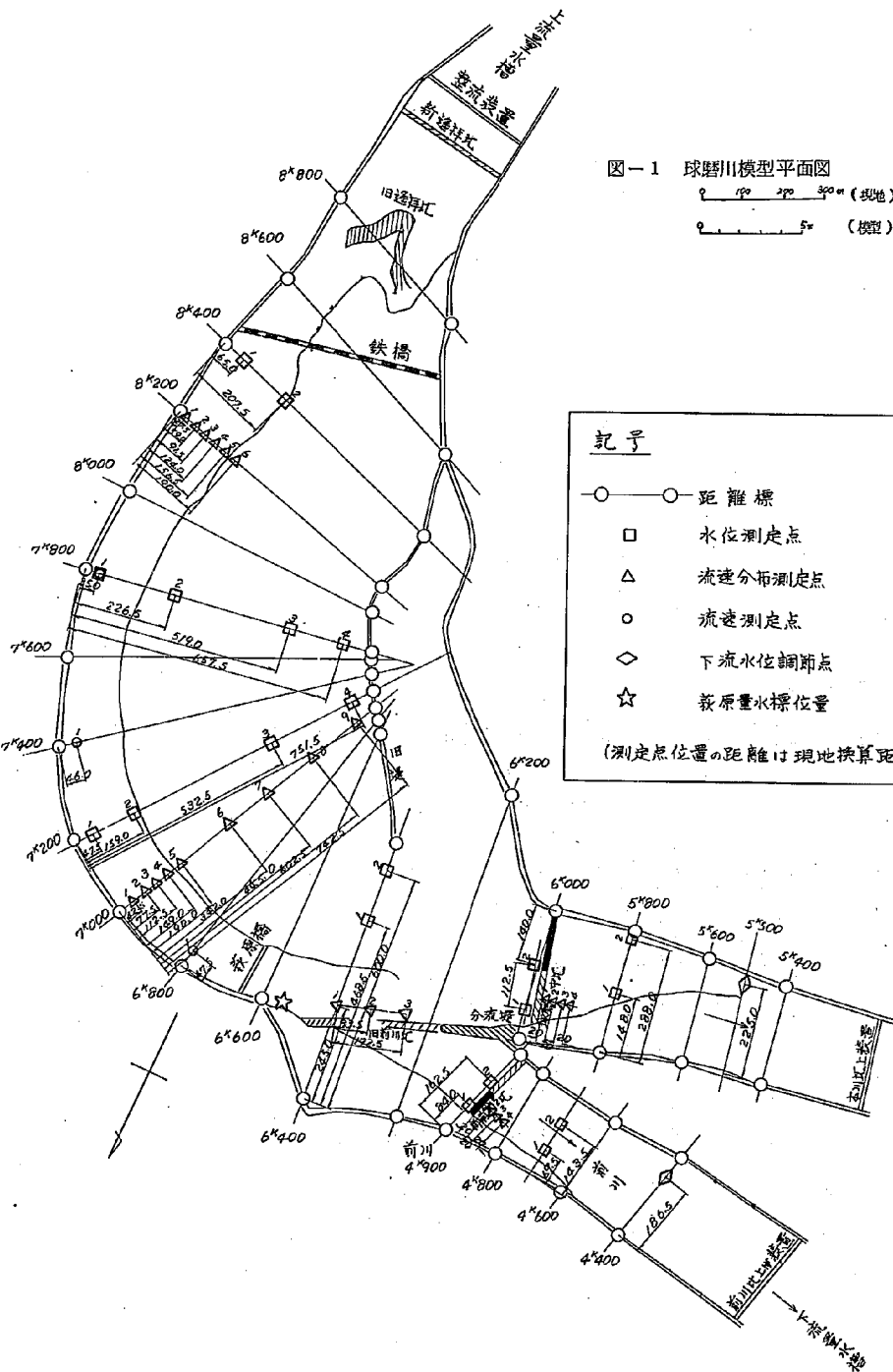


図-1 球野川模型平面図

0 100 200 300 (現地)

0 500 (模型)

記号

- 距離標
- 水位測定点
- △ 流速分布測定点
- 流速測定点
- ◇ 下流水位調節点
- ☆ 裁原量水標位置

(測定点位置の距離は現地換算距離である。)

図と昭和35年測量1/2500平面図とを併用、横断図は昭和41年度測量成果である。

模型縮尺 水平鉛直とも1/50

河 床 固定床モルタル仕上げ

量水設備 上流量水槽、前川下流端量水槽（ともに四角堰）

模型状態 検証実験と本実験で違っている。

なお図-1には水位・流速等の測点をも記してあり各測点には河床紙（銅紙）を埋設してある。

4. 測定方法

流 量 上流量水槽（四角堰）

分 流 量 前川下流端量水槽（四角堰）

水 位 ポイントゲージ

流 速 ビトー管およびプロベラ式流速計

流 況 流向計および補助粉末（銀粉等）

5. 相似律

現地と模型のフルード数を等しいとおくFroude法則を用いて

$$\frac{v_p}{\sqrt{g_p h_p}} = \frac{v_m}{\sqrt{g_m h_m}}$$

であるから模型の諸種の量の換算率は次の通りである。

水 深 $h = h_p/h_m = 50$

距 離 $\ell = \ell_p/\ell_m = 50$

面 積 $a = a_p/a_m = 2,500$

流 速 $v = v_p/v_m = h^{\frac{1}{2}} = 7.07$

流 量 $Q = Q_p/Q_m = \ell^{\frac{5}{2}} = 17,680$

時 間 $t = t_p/t_m = \ell^{\frac{3}{2}} = 7.07$ （固定床の場合）

粗度係数 $n = n_p/n_m = \ell^{\frac{1}{3}} = 1.919$

水面こう配 $I = I_p/I_m = 1$ （歪み1）

サフィックスは P：現地量、 m：模型量である。

6. 検証実験 I

(1) 実験方法

モルタル河床では一般に粗度係数の値が小さいので、河床に突起物を付けたりして現地の粗度係数に対応する粗らさに調節して（粗度付け）、現地と力学的な相似関係をもたせる作業が行なわれる。この一連の作業を検証実験と呼んでいる。現地資料として種々の流量に対する縦断水位資料がある場合には、模型においてその縮尺された水位を再現することによって検証実験は完了し、また粗度係数の資料しかない場合には模型において、その粗度係数に対応する模型粗度係数を与えることによって検証は終わるのが普通である。

本検証実験では、本川流量 $1250 \text{ m}^3/\text{s}$ と $7112 \text{ m}^3/\text{s}$ （昭和40年7月出水）の痕跡水位資料があり、また粗度係数は実験区間内では 0.034 とされているので、先ず痕跡水位に一致せしめるべく粗度付けを行ない、ほぼ水位の合致した段階で粗度係数を計算によつて求めるという方法をとつた。

ところが $1250 \text{ m}^3/\text{s}$ における水位記録は、模型の $8\text{k}0 \sim 8\text{k}2$ 付近の河床が昭和40年出水後非常に高くなつており、検証に耐え得ないことが判明したので（実験データ略）、前述の $7112 \text{ m}^3/\text{s}$ と $n_p = 0.034$ とから検証実験を行なわねばならなくなつた。

一般に低水路と高水敷の粗度係数は異なり高水敷の方が大きいのが普通である。豊原地区の場合高水敷の粗度係数は低水路よりかなり大きいと予想されるのみならず同地区の高水敷は低水路より面積が広く、流れに与える影響は小さくない。したがつて低水路・高水敷を同じ粗度石配置にするのは問題である。また豊原地区の平面的広がりのため、低水路・高水敷を含めた断面での粗度係数の算出は容易でない。ところが $n_p = 0.034$ という値が、分流点より下流の河道での計算値であつて、それを豊原地区まで延長して用いているという性質上、豊原地区低水路の粗度係数が $n_p = 0.034$ であると考えることができる。そして高水敷の粗度は別途に考慮する必要がある。

そこで検証実験の方針としては、本川流量が $7000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度で低水路を流れるであろうと推察される流量すなわち $4000 \sim 5000 \text{ m}^3/\text{s}$ を用いて低水路の粗度付けを行なつて粗度係数を計算し、それが $n_p = 0.034$ ($n_m = 0.0177$) になるまで粗度を調整し、しかる後高水敷に適当な粗度を付け痕跡水位と一致せしめることとした。

(2) 昭和40年7月出水($Q_p=7,112\text{ m}^3/\text{s}$)による検証

模型下流端の条件としては痕跡水位と分流量とが考えられるが、痕跡水位の方が精度が高いので前者を採用し実験中下流端水位としては本川5k5左岸T.P. 5.81m 前川4k4左岸T.P. 5.60mに保つことにした。この時の副条件が分流量であつて本川分流量 $Q_K=2,118\text{ m}^3/\text{s}$ 、前川分流量 $Q_M=4,994\text{ m}^3/\text{s}$ である。出水時になるだけ近い河道条件にするため旧前川堰左岸側を流失状態にし、同付近は出水直後の測量断面に模型を改造している。No.1水制は流失していたので設置しなかつた。

粗度調整によつて最終的に得られた水位縦断面図は図-2に示す通りで、痕跡と比較してあるが、ほぼ良好な結果を得ることができた。この時の分流量は本川 $2,216\text{ m}^3/\text{s}$ (指示条件は $2,118\text{ m}^3/\text{s}$)、前川 $4,896\text{ m}^3/\text{s}$ (同 $4,994\text{ m}^3/\text{s}$)であつた。これは上の分流量の条件と異なるが、差が5%以内なので実験誤差として無視した。この場合の粗度石の配置は次のようであつた。

低水路………粒径5mmの砂利を10~15粒まとめて、セメントペーストで、横断方向20cm、縦断方向10cmの間隔の千鳥型に配置接着した。

高水敷………粒径約4cmの碎石を縦横30cm間隔の格子状に配置。

低水路および高水敷の粗度は、それぞれ様な配置である。低水路粗度を決定するには、直線的な区間として、6k800~8k400間を選び、低水路と高水敷の境界をシートで止水して $Q_p=4,000\text{ m}^3/\text{s}$ を低水路だけで流し、水位測定結果より計算によつて求めた。予めこの区間の死水域の大きさを測定しておきH~A、B図を作成し、区間距離 Δx は1/2,500平面図より求めた。こうして計算した粗度係数が表-1で、この区間の粗度係数は平均値が $n_p=0.034$ となり満足すべき値を得た。またこの区間のエネルギー線を示せば図-3のようになる。

粗度の計算式は図-4の記号を用いて次のようである。

$$\frac{v_1^2}{2g} + H_1 = \frac{v_2^2}{2g} + H_2 - h_l \quad (1)$$

$$h_l = \frac{n^2}{2} \left(\frac{v_1^2}{R_1^{\frac{4}{3}}} + \frac{v_2^2}{R_2^{\frac{4}{3}}} \right) \Delta x \quad (2)$$

次に高水敷の粗度算定には高水敷の中央部で割合流速の早い場所を選んで、両側

図-2 検証実験 I 実験 No. 4

昭和40年7月3日出水の検証

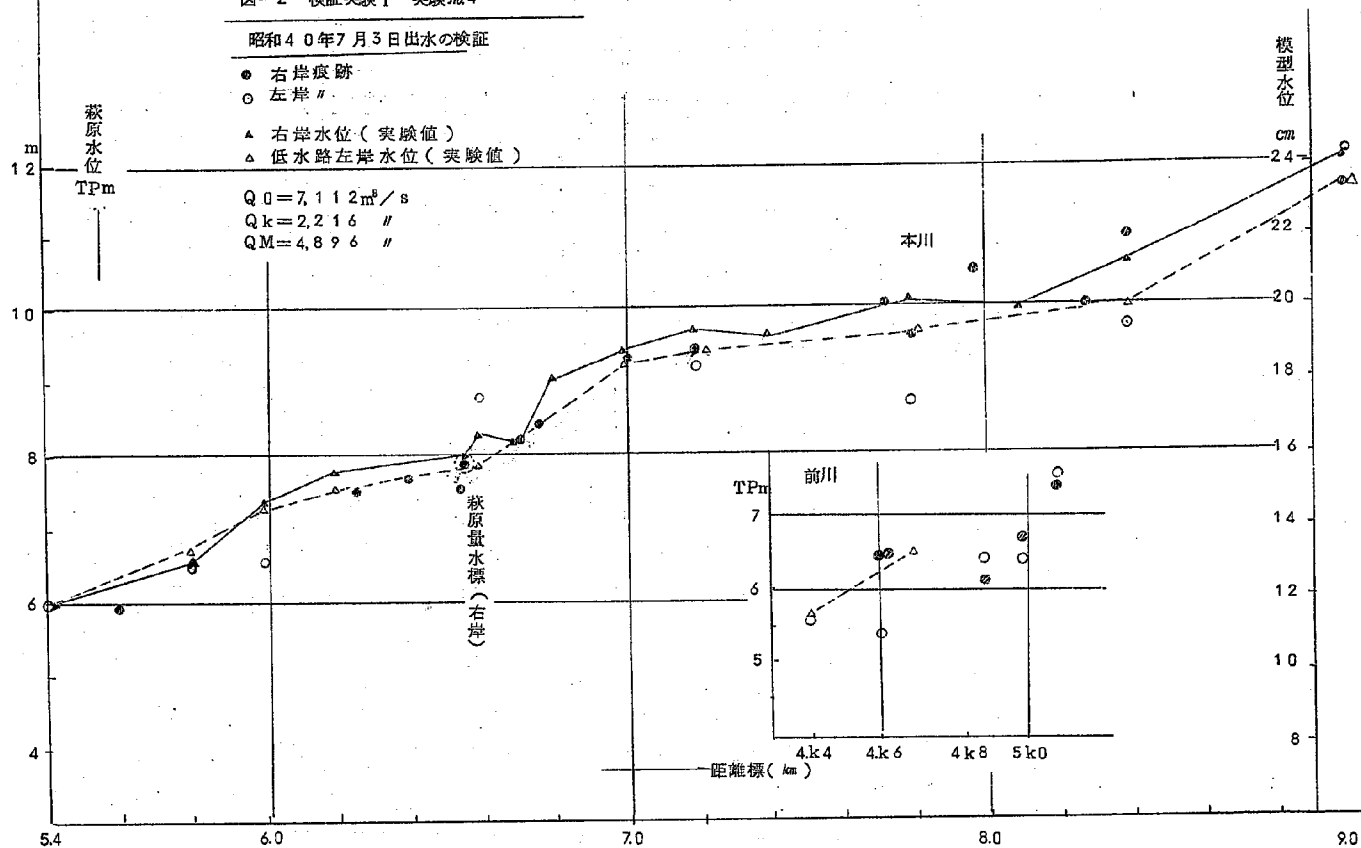


表-1 粗度係數計算表(低水路)検証実験I

断面	① $\bar{H}$	② A	③ R	④ Q	⑤ $Q = \frac{Q}{A}$	⑥ v^2	⑦ $\frac{v^2}{2g}$	⑧ $\bar{H} + \frac{v^2}{2g}$	⑨ $\Delta\left(\bar{H} + \frac{v^2}{2g}\right)$	⑩ $\Sigma\Delta\left(\bar{H} + \frac{v^2}{2g}\right)$	⑪ $R^{\frac{4}{3}}$	⑫ $v^2 + R^{\frac{4}{3}}$	⑬ $\frac{v^2}{R^{\frac{4}{3}}}$	⑭ $\Delta\alpha$	⑮ $\left(\frac{v^2}{R^{\frac{4}{3}}}\right)\Delta\alpha$	⑯ $\Sigma\left(\frac{v^2}{R^{\frac{4}{3}}}\right)\Delta\alpha$	⑰ $n^2 = \frac{9}{15} \left(\frac{10}{15}\right)$	⑱ n
6.8	7.188	1065	7.79	4000	3.755	14.096	0.719	7.907	0.191		15.443	0.912						
6.9	7.544	1213	6.31	"	3.297	10.870	0.554	8.098			11.660	0.932	0.922	100.0	92.2		0.002071	0.0455
7.0	7.799	1390	7.17	"	2.877	8.277	0.422	8.221	0.123		13.826	0.598	0.765	102.5	78.4		0.001568	0.0396
7.1	7.783	1228	5.84	"	3.257	10.608	0.541	8.324	0.103		10.517	1.008	0.803	92.5	74.3		0.001386	0.0372
7.2	8.050	1372	6.67	"	2.915	8.500	0.369	8.419	0.095		12.556	0.677	0.843	102.5	86.4		0.001010	0.0332
7.3	8.060	1326	5.77	"	3.017	9.100	0.464	8.524	0.105		10.349	0.879	0.778	122.5	95.5		0.001102	0.0332
7.4	7.953	1094	4.93	"	3.656	13.369	0.682	8.635	0.111		8.391	1.593	1.236	105.0	129.8		0.000855	0.0292
7.5	8.108	1226	5.71	"	3.263	10.645	0.543	8.651	0.016		10.206	1.043	1.318	107.5	141.7			0.0106
7.6	8.144	1010	5.05	"	3.960	15.685	0.800	8.944	0.293		8.664	1.810	1.427	85.0	121.3		0.001890	0.0491
7.7	8.346	1075	4.71	"	3.721	13.845	0.706	9.052	0.108		7.895	1.754	1.782	92.5	164.8		0.001872	0.0256
7.8	8.876	1482	5.30	"	2.699	7.285	0.372	9.248	0.196		9.240	0.788	1.271	95.0	120.7		0.001624	0.0403
8.0	9.054	1304	4.94	"	3.067	9.409	0.480	9.534	0.286		8.413	1.118	0.953	196.3	187.1		0.001529	0.0391
8.2	9.290	1190	5.22	"	3.361	11.299	0.576	9.866	0.332		9.055	1.248	1.183	217.5	257.3		0.001290	0.0359
8.4	9.450	1196	5.57	"	3.344	11.186	0.571	10.021	0.155		9.873	1.133	1.191	183.8	218.9		0.000708	0.0266
																	平均値	0.0342

図-3 エネルギー線図 検証実験 I

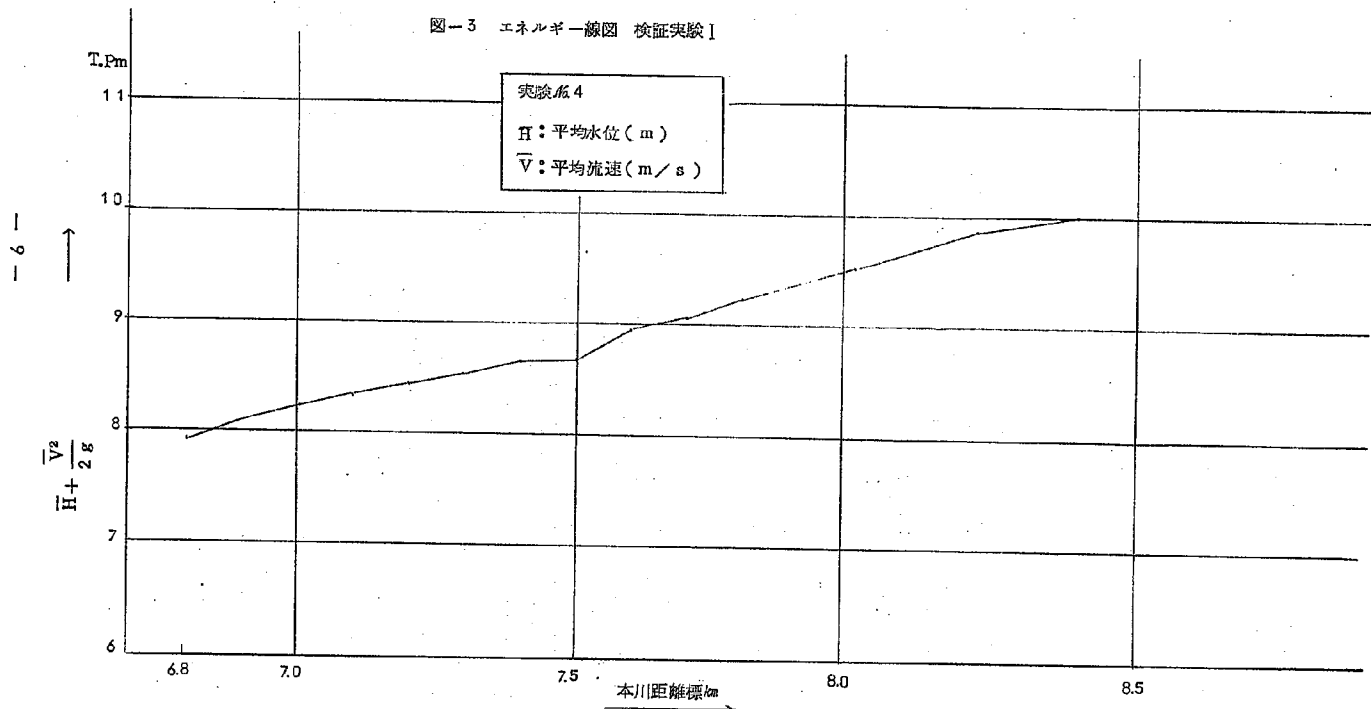


表 - 2 高水級粗度計數計算 検証実験 I

断面	① $\bar{H}$	② A	③ R	④ Q	⑤ $v = \frac{Q}{A}$	⑥ v^2	⑦ $\frac{v^2}{2g}$	⑧ $\bar{H} + \frac{v^2}{2g}$	⑨ $\Delta\left(\bar{H} + \frac{v^2}{2g}\right)$	⑩ $\Sigma\Delta\left(\bar{H} + \frac{v^2}{2g}\right)$	⑪ $R^{\frac{4}{3}}$	⑫ $v^2 + R^{\frac{4}{3}}$	⑬ $\sqrt{\frac{v^2}{R^{\frac{4}{3}}}}$	⑭ Δx	⑮ $\left(\frac{v^2}{R^{\frac{4}{3}}}\right) \Delta x$	⑯ $\Sigma\left\{\left(\frac{v^2}{R^{\frac{4}{3}}}\right) \Delta x\right\}$	⑰ $n^2 = \frac{⑨}{⑮} \left(\text{or } \frac{⑩}{⑯} \right)$	⑱ n
断面 5	9.47	570.8	3.61	2281.0	3.996	15.968	0.814	10.284			5.538	2.883						
断面 4	9.98	665.8	4.04	"	3.426	11.737	0.598	10.578	0.294		6.434	1.824	2.353	100.0	235.3		0.001249	0.0353
断面 3	10.44	761.9	4.48	"	2.994	8.964	0.457	10.897	0.319		7.385	1.215	1.518	"	151.8		0.002101	0.0458
断面 2	10.77	1037.6	5.40	"	2.198	4.831	0.246	11.016	0.119		9.474	0.509	0.861	"	86.1		0.001382	0.0371
断面 1	10.96	1440.8	6.08	"	1.583	2.506	0.127	11.087	0.071		11.097	0.225	0.367	"	36.7		0.001934	0.0439
																	平均值	0.0405
	H右	H左																
断面 5	9.61 ^m	9.32 ^m																
断面 4	9.99	9.96																
断面 3	10.46	10.42																
断面 2	10.73	10.81																
断面 1	10.95	10.96																

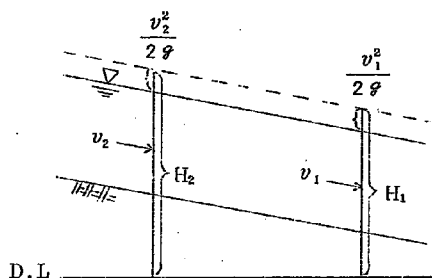


図 - 4 記 号

をシートで止水した直線的な水路（長さ10m、巾約3m）を設定し、その水路内断面を通る流量は流速分布を積分して求め、上と同様の方法で計算した。高水敷粗度計算表を表-2に示す。かなりバラツキはあるが、これは水位測定間隔（ Δx 、模型で2m）が短かいために水位測定の誤差によるものと思われる。高水敷の粗度係数の平均値は $n_p = 0.0405$ と求められた。 $n_p = 0.0405$ という値については、現地資料と合わせるわけには行かず根拠のうすいものであるが、低水路よりいく分大き目であること、水理公式集の粗度係数推定法から見てもほぼ妥当であること、出水時の航空写真による流況と見比べてもほぼ問題がないこと、および低水路粗度との相互作用で、図-2のような水位を得られることから推察して、高水敷の粗度係数は、この程度であろうと結論された。

7. 検証実験Ⅱ

(1) 実験目的

検証実験Ⅰによつて高水時の粗度についてほぼ満足すべき結果を得たが、なお低水時や中小出水時については、その粗度の作用の程度が不明である。実験では $1000\text{m}^3/\text{s}$ 程度の流量を流すので、このような場合にも現地と相似な模型が望まれる。そこで豊原地区における代表的な水位の示標である萩原水位～流量曲線（萩原 $H \sim Q$ ）が検証実験Ⅰの終了後の粗度付き河床で満足されるか否かを検討した。

(2) 実験方法

検証実験Ⅰの終了後の模型河道に旧前川堰左岸流失部と仮1水制とを復旧して、

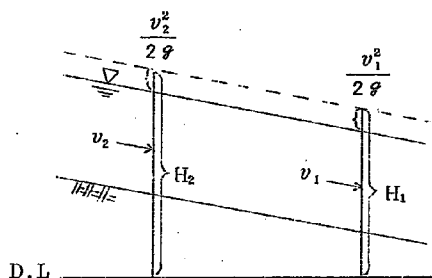


図 - 4 記 号

をシートで止水した直線的な水路（長さ10m、巾約3m）を設定し、その水路内断面を通る流量は流速分布を積分して求め、上と同様の方法で計算した。高水敷粗度計算表を表-2に示す。かなりバラツキはあるが、これは水位測定間隔（ Δx 、模型で2m）が短かいために水位測定の誤差によるものと思われる。高水敷の粗度係数の平均値は $n_p=0.0405$ と求められた。 $n_p=0.0405$ という値については、現地資料と合わせるわけには行かず根拠のうすいものであるが、低水路よりいく分大き目であること、水理公式集の粗度係数推定法から見てもほぼ妥当であること、出水時の航空写真による流況と見比べてもほぼ問題がないこと、および低水路粗度との相互作用で、図-2のような水位を得られることから推察して、高水敷の粗度係数は、この程度であろうと結論された。

7. 検証実験Ⅱ

(1) 実験目的

検証実験Ⅰによつて高水時の粗度についてほぼ満足すべき結果を得たが、なお低水時や中小出水時については、その粗度の作用の程度が不明である。実験では $1000\text{m}^3/\text{s}$ 程度の流量を流すので、このような場合にも現地と相似な模型が望まれる。そこで豊原地区における代表的な水位の示標である萩原水位～流量曲線（萩原 $H\sim Q$ ）が検証実験Ⅰの終了後の粗度付き河床で満足されるか否かを検討した。

(2) 実験方法

検証実験Ⅰの終了後の模型河道に旧前川堰左岸流失部と仮1水制とを復旧して、

1000, 2000, 3000, 3920 (警戒水位相当流量)、5000, 6000 および $7000 \text{ m}^3/\text{s}$ の計7種の流量を流した。河口潮位はT.P. 1.60mという条件にした。下流端水位は図-5に示す方法で求め、実験前にポイントゲージで設定しておき、下流の堰上げ装置を調節してその水位になるように操作した。その後分流量と水位を測定した。

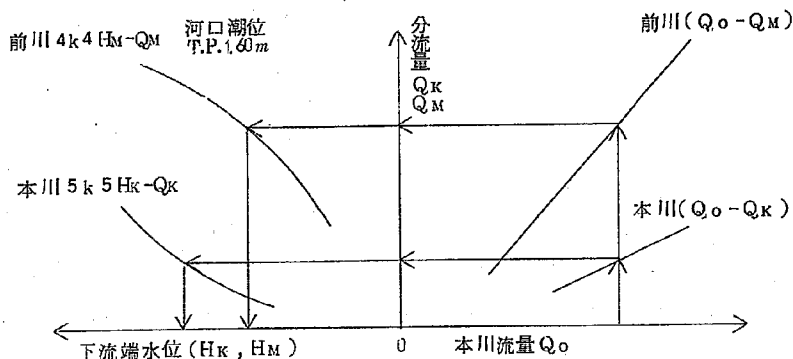


図-5 実験方法の模式図(検証実験Ⅱ)

(3) 実験結果および検討

実験で得られた水位縦断面図を図-6に示し、このときの本川および前川の下流端水位と分流量の関係を図-7に、また現地分流量曲線と模型での分流量曲線との比較を図-8で行なっている。図-7で実験値はすべて2つの $H \sim Q$ 曲線上にあるべきであるが、実験誤差(流量測定誤差、水位測定誤差および不等流計算誤差)のために、なかなか思うようには分流量を調整できなかった。しかしさらに分流量と下流端水位との微調整を繰り返せば、もう少し曲線に近づけることが可能である。

このようなデータから模型は、少なくとも分流量と本川および前川の下流端の水位(境界条件となる)に関して現地との相似性をほぼ満足させていることが分かる。このような模型で得られた萩原 $H \sim Q$ 曲線と現地のそれとを比較したのが図-9-1である。実験値は $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度までは現地との対応が見られるが、流量が増すにつ

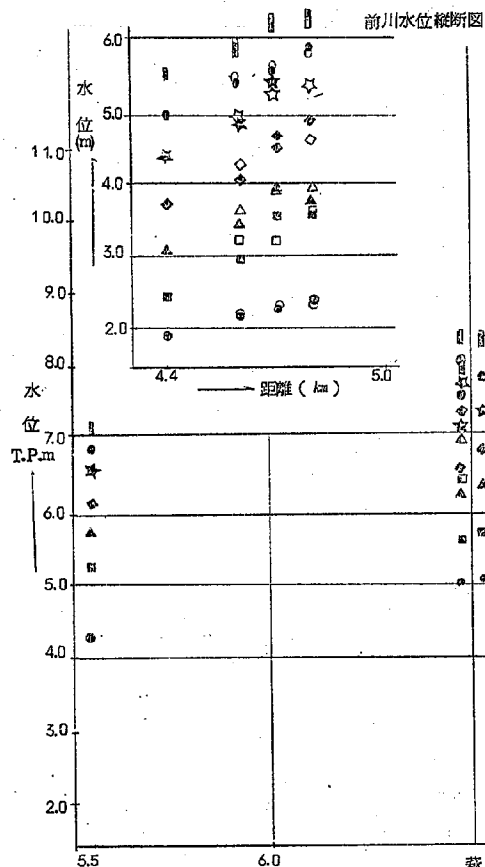


図-6 水位縦断面図

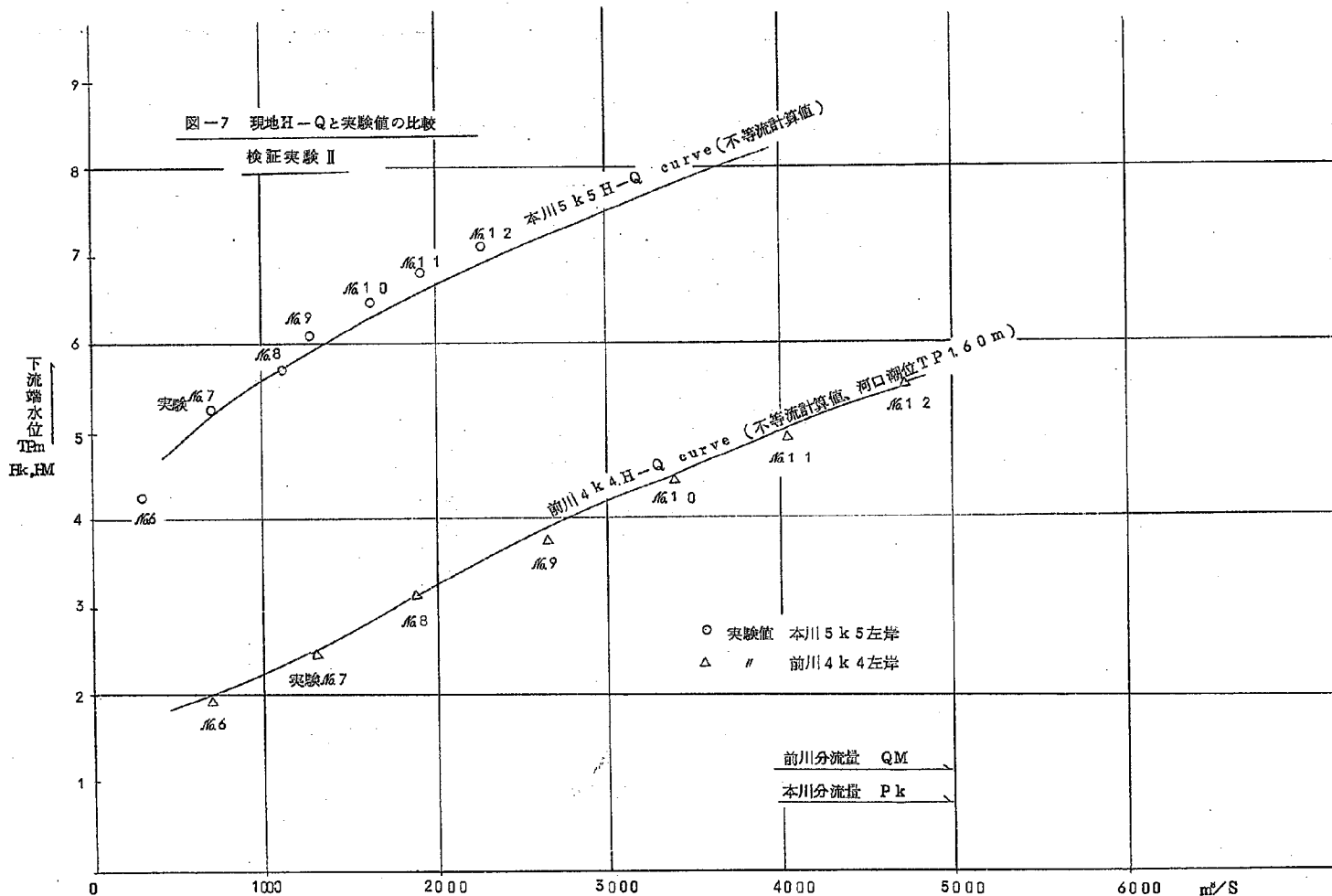
検証実験 II

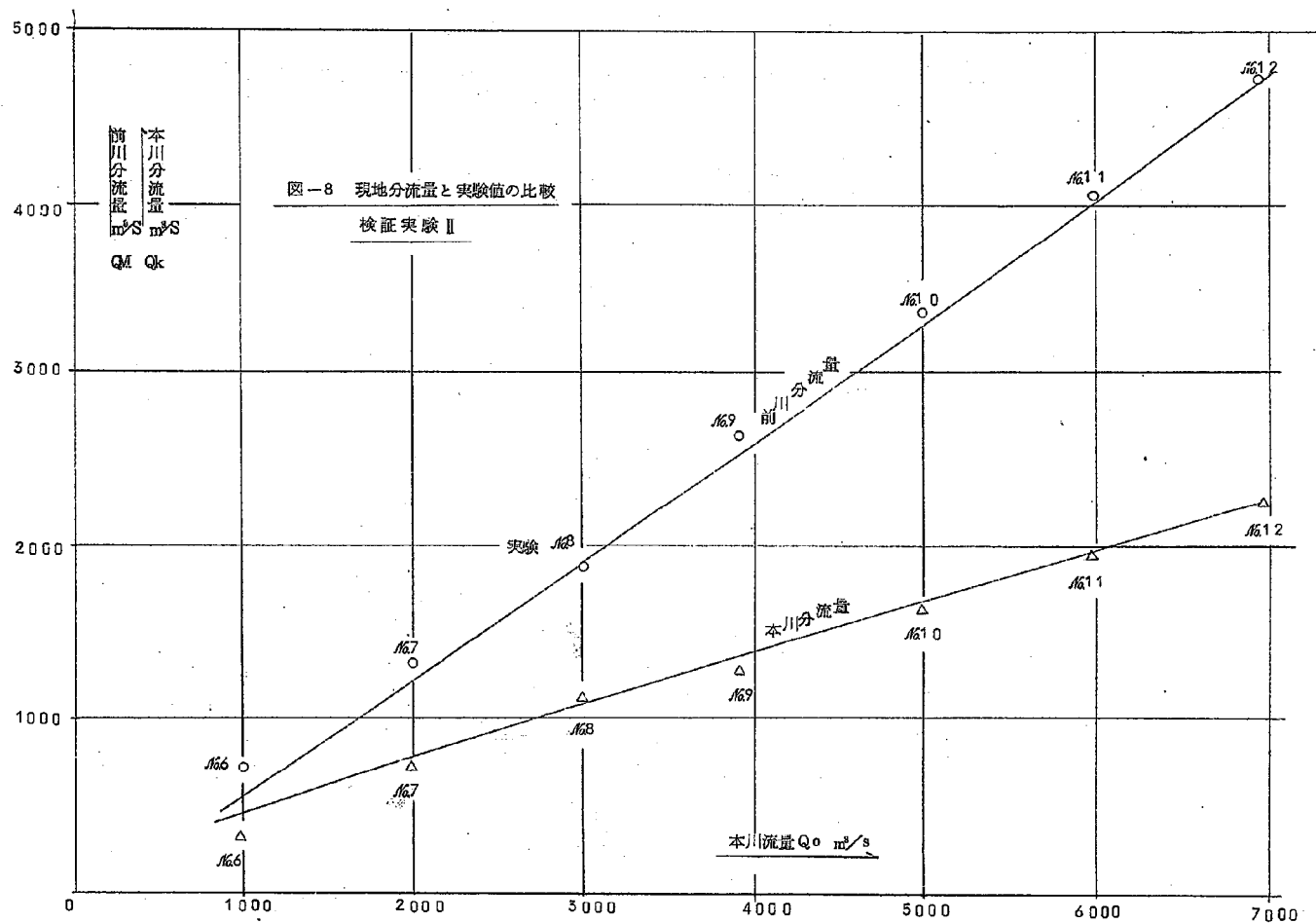
実験号	流量 Q (cm ³ /s)	分流量 q (cm ³ /s)	下水位 (T.P.m)	記号
No. 6	1,000	球磨川 293	4.25	右
		前川 707	1.91	左
No. 7	2,000	球磨川 692	5.25	右
		前川 1,308	2.43	左
No. 8	3,000	球磨川 1,120	5.71	右
		前川 1,880	3.10	左
No. 9	3,920	球磨川 1,277	6.10	右
		前川 2,643	3.72	左
No. 10	5,000	球磨川 1,624	6.51	右
		前川 3,376	4.58	左
No. 11	6,000	球磨川 1,934	4.82	右
		前川 4,066	4.93	左
No. 12	7,000	球磨川 2,263	7.13	右
		前川 4,737	5.50	左

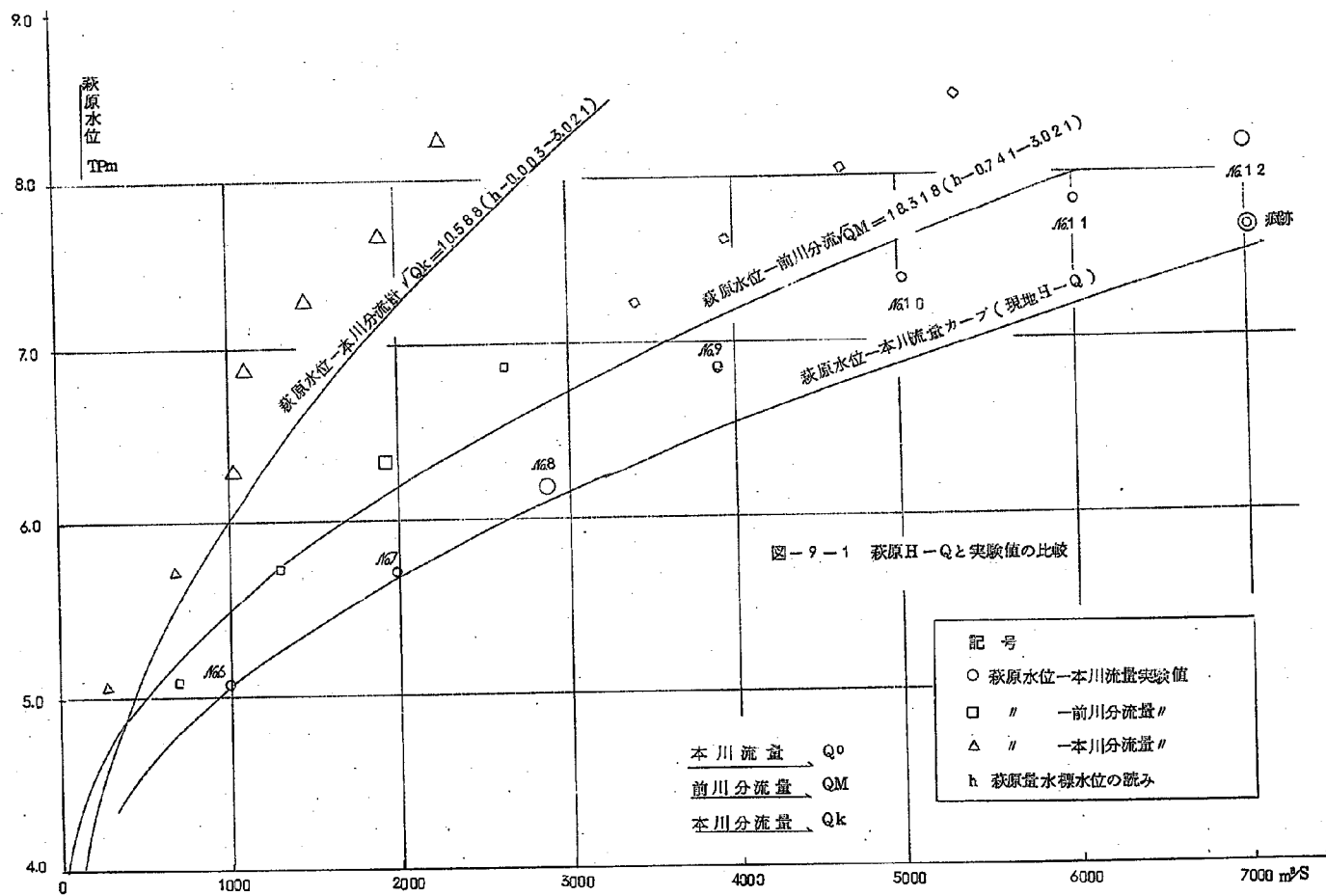
距離 (km)

8.0

9.0







れて次第に離れてゆき、 $7000 \text{ m}^3/\text{s}$ では模型と現地との水位差は 80 cm にもなり（模型で 1.6 cm ）、曲線の傾向も現地のもので相当異なっているようである。

こうした違いは、模型の粗度係数が大きすぎることによつても起こり得るが、しかし粗度石によつて調整しうる水位をはるかに上まわるものである。そこでこの原因は粗度石ではなくて、他のものに起因するものと考えられる。したがつて下記の項目について模型をチェックしてみた。何故このような項目に目を付けたかは、容易に分かるため、その詳細については省略する。

(イ) 流況改善のため模型で水流にとつて大きな抵抗となつてゐる場所を除くこと。

(ロ) T.P. 160 m という河口潮位が高すぎるのか。

(ハ) 旧前川堰の越流係数が小さいのか。

(ニ) 萩原量水標付近の低水路を流れる流量が、現地よりも多いためか。

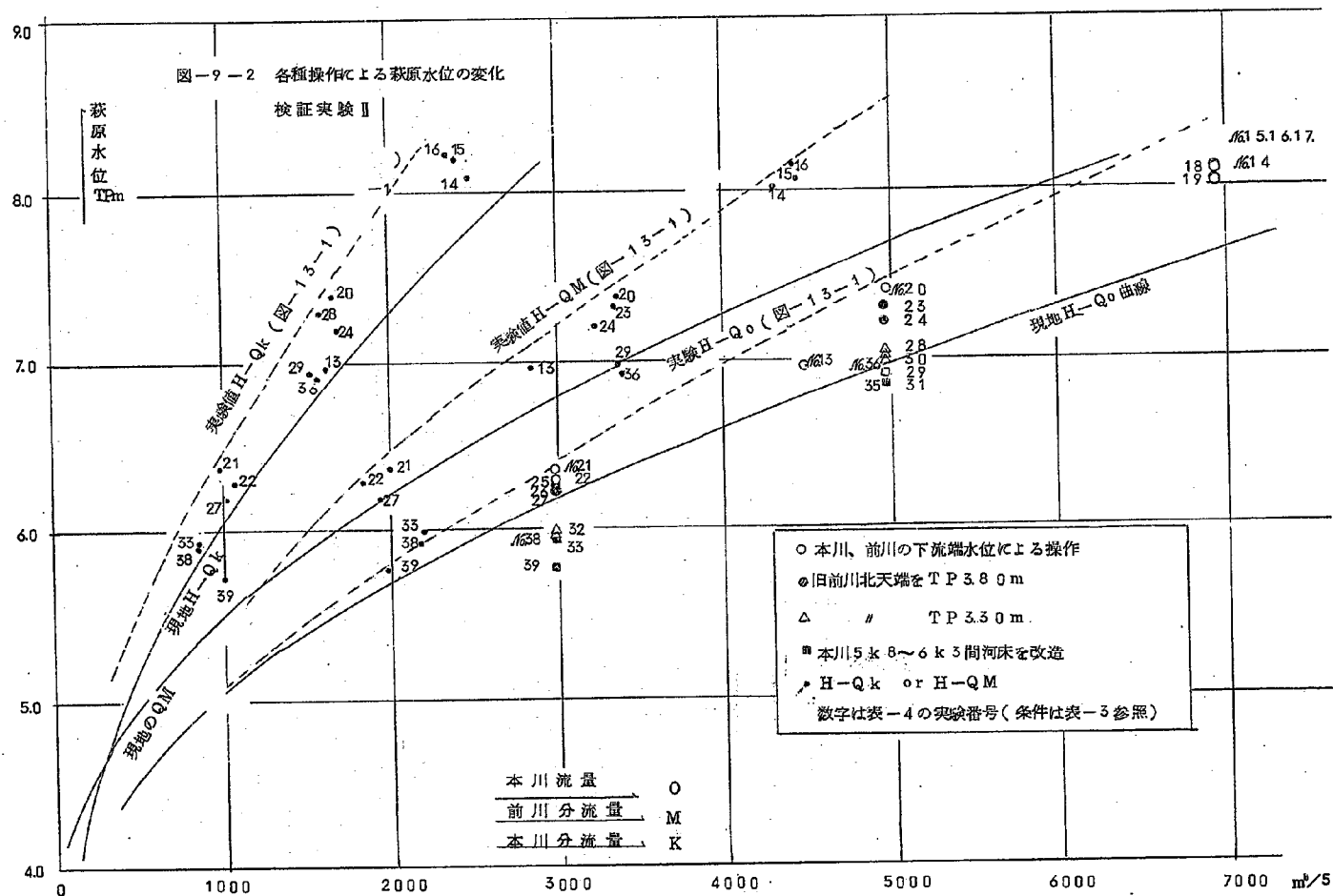
(ホ) 昭和40年7月出水によつて、本川の流下能力が極端に落ちたのか。

(ヘ) 水位測点のチェック

(ト) 模型のチェック

(チ) 仮1水制の撤去

以上のような項目について実験を行なつてみたところ図-9-2に示す結果を得た。この図を見ても分かるように、各種の操作によつて確かに萩原水位を低下させることは可能であるが、その $H \sim Q$ 曲線は図-9-1の実験曲線を平行に低下させたに過ぎないことが明らかで、現地 $H \sim Q$ 曲線の傾向に近ずけることはできなかつた。したがつて現模型で図-9-1の現地 $H \sim Q$ 曲線を満足させることはほぼ不可能と考えられ、また粗度石については、 $7112 \text{ m}^3/\text{s}$ での検証を満足させていることから、それに帰すべき問題ではないと結論できる。そこで別の面から模型と現地とを比較してみた。それには昭和40年7月出水の痕跡、昭和35年頃の萩原 $H \sim Q$ 曲線および同年頃の分流量曲線が参考になると考えられる。痕跡水位は図-9-1の右端に2重丸に示す点にくるが、この痕跡を記録した最大流量時には旧前川堰左岸部が流失しており、もし旧前川堰左岸が流失していなければ恐らく水位はさらに高くなつてゐる筈である。この点において現地 $H \sim Q$ 曲線は矛盾している。次に昭和35年当時の $H \sim Q$ 曲線と現地 $H \sim Q$ および実験値との比較を試みたのが図-10である。同図には現地 $H \sim Q$ 曲線の得られた資料をも記入してある。これによれば昭和35年頃の萩原 $H \sim Q$ は実



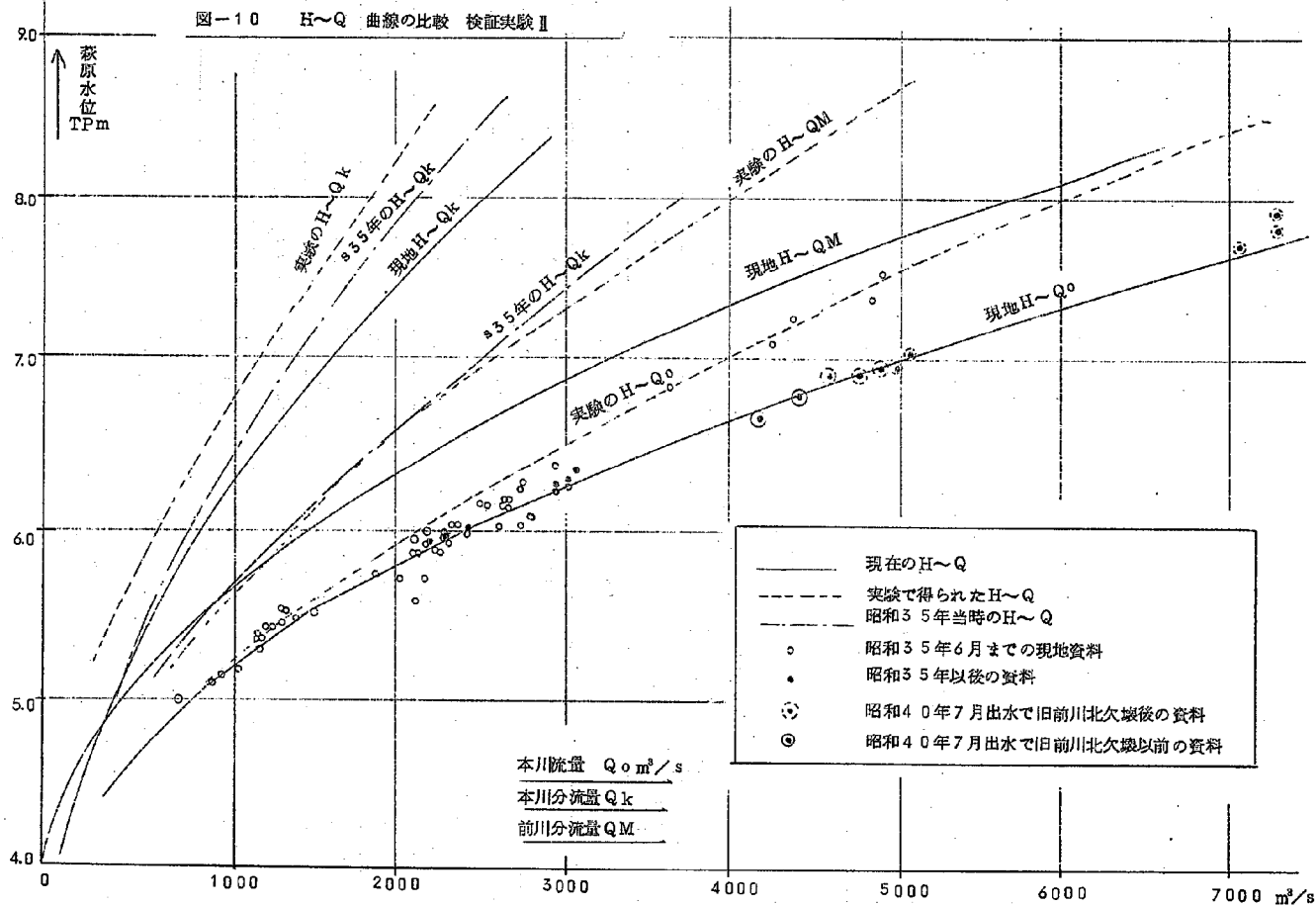


表-3-1 実験ケース一覧表 検証実験

実験番号	流量 m^3/s	分流量 m^3/s		下流水位 T.P.m		
		球磨川	前川	球磨川	前川	
1	1250	455	795	4.72		
2	1250	455	795	4.72		
3	4000	1021	2979	4.87	4.15	
4	7112	2215	4897	5.81	5.60	
5	4000					
6	1000	293	707	4.25	1.91	
7	2000	692	1308	5.25	2.43	
8	3000	1120	1880	5.71	3.10	
9	3920	1277	2643	6.10	3.72	
10	5000	1624	3376	6.51	4.38	
11	6000	1934	4066	6.82	4.93	
12	7000	2263	4737	7.13	5.50	
13	4500	1640	2860	4.73	4.08	
14	7000	2510	4490	5.57	5.50	
15	7000	2422	4578	7.13	4.00	
16	7000	2386	4614	7.03	5.10	
17	7000	2386	4614	7.03	4.50	
18	7000	2423	4577	7.05	4.07	
19	7000	2500	4500	5.57	4.01	
20	5000	1685	3315	6.37	4.50	
21	3000	1003	1997	5.56	3.23	

模 型 の 状 態	摘 要	
旧前川堰復旧後の状態 粗度付けなし		検証実験Ⅰ
河床に 5mm の砂利をセメントペーストで付ける。		"
低水路の粗度を一つおきにけずり取つて半分に減らす。(横方向 20cm、縦方向 10cm 間隔の千鳥に並べる) 遊水池への流入部をシートで止水する。	粗度係数計算	"
B. Ⅲ の修正 河床紙再測量を行う		"
国道 3 号線より上流の旧堤に沿つて巾約 3m、長さ約 12m の水路をシートで作り、7.8k の低水路にブロックを入れて水路に堰上げる。	粗度係数計、流速測定 高水敷の粗度検討	"
低水路の粗度を一つおきにけずり取つて半分に減らす (横方向 20cm、縦方向 10cm 間隔の千鳥に並べる)		検証実験Ⅱ
○ "		"
"		"
"		"
"		"
"		"
"		"
"		"
前川の下流水位、分流量較原量水標の水位を H-Q 曲線に合うまで本川下流水位を下げる。		"
"		"
○ 本川下流水位を合わせ前川の下流水位を 0.50m 下げる。		"
本川下流水位を合わせ前川下流水位 0.50m 下げる。		"
本川下流水位を合わせ前川下流水位 1.00m 下げる。		"
本川下流水位を合わせ前川下流水位 1.5m 下げる。		"
本川、前川共下流水位 1.50m 下げる。		"
本川、前川共下流水位を合わせる。		"
"		"

表-3-2 実験ケース一覧表 検証実験

実験番号	流量 m^3/s	分流量 m^3/s		下流水位 T.P.m		
		球磨川	前川	球磨川	前川	
22	3000	1091	1909	4.68	3.13	
23	5000	1615	3385	6.380	4.490	
24	5000	1730	3270			
25	3000	908	2092	5.700	3.110	
26	3000	976	2024	5.200	3.110	
27	3000	1020	1980		3.110	
28	5000	1465	3535	6.130	4.690	
29	5000	1555	3445	5.240	4.610	
30	5000	1465	3535	6.130	4.190	
31	5000	1555	3445	5.240	4.110	
32	3000	800	2200	5.290	3.440	
33	3000	860	2140	4.370	3.380	
34	5000	1520	3480	6.200	4.640	
35	5000	1690	3310	5.380	4.490	
36	5000	1585	3415	6.270	4.090	
37	5000	1720	3280	5.41	3.96	
38	3000	856	2144	5.36	3.39	
39	3000	1010	1990	4.57	3.23	

模 型 の 状 態	摘 要	
本川下流水位1.00m下げ、前川下流水位合わせる		検証実験Ⅱ
旧前川堰々高をT.P.4.00mよりT.P.3.80mに下げる。		"
模型の狀態は実験Ⅱ23と同じ 本川下流端ゲートを倒し、本川下流端を射流の狀態にした時		"
旧前川堰々高をT.P.4.00mよりT.P.3.80mに下げる。		"
実験Ⅱ23と同じ狀態 本川下流端だけを下流端水位のH-Q圖より0.50m下げた時		"
実験Ⅱ23と同じ狀態 本川下流端のゲートを倒し本川下流端を射流の狀態にした時		"
旧前川堰々高をさらに50cm下げてT.P.3.30mにする。		"
模型の狀態 実験Ⅱ28と同じ 本川下流水位を下流端水位のH-Q圖より1.00m下げた値に合わせる		"
実験Ⅱ28と同じ 前川下流端水位のみを0.50cm下げる。		"
実験Ⅱ28と同じ 本川、前川とも下流端水位をそれぞれ1.00m、0.50m下げる。		"
旧前川堰々高をさらに50cm下げてT.P.3.30mにする。		"
実験Ⅱ28と同じ 本川下流端水位を1.00m下げる		"
旧前川堰々高T.P.3.30m本川5.8k~6.3k間を計画断面に改造		"
模型の狀態Ⅲ34と同じ 本川下流端水位のみ1.00m下げる		"
実験Ⅲ34と同じ 前川下流端水位のみ0.50m下げる。		"
模型の狀態実験Ⅲ34と同じ 本川、前川とも下流端水位をそれぞれ1.00m、0.50m下げる		"
旧前川堰々高T.P.3.30m本川5.8k~6.3k間を計画断面に改造		"
実験Ⅲ34と同じ 本川下流端水位を1.00m下げる		"

表 - 4 - 1 水 位 一 覽 表

突 験 番 号	検 証 突 験 I					検 証 突 験 II													
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10	No. 11	No. 12	No. 13	No. 14	No. 15	No. 16	No. 17	No. 18	No. 19
流 量 (m ³ /s)	1250	1250	4000	7112	4000	1000	2000	3000	3920	5000	6000	7000	4500	7000	7000	7000	7000	7000	7000
分 流 量 (m ³ /s)	球磨川	455	455	1021	2215		293	692	1120	1277	1624	1934	2263	1640	2510	2422	2386	2386	2423
下流水位 (T.P.m)	前 川	795	795	2979	4897		707	1306	1880	2643	3376	4066	4737	2860	4490	4578	4614	4614	4577
	前 川	4720	4720	487	581		425	525	571	610	651	682	713	473	557	713	703	703	705
	前 川			415	560		191	243	310	372	438	493	550	408	550	500	510	450	407
9.0k	右				11.94														
	左				11.55														
8.4k	用水路																		
	右				10.47														
	中 (1)																		
	中 (2)																		
	左				9.90														
	旧 堤																		
8.3k	右					6.70	7.36	8.18	8.74	9.35	9.68	10.03							
	左										9.17	9.46							
8.2k	右					6.69	7.31	8.10	8.73	9.12	9.68	9.99							
	中																		
	左	6.835	6.985																
	高 敷								8.15	8.74	9.15	9.53							
8.1k	右				9.84	6.57	7.35	7.92	8.45	8.90	9.48	9.76							
	高 敷						7.07	7.68	8.17	8.77	9.18	9.52							
8.0k	右																		
	中 (1)																		
	中 (2)																		
	左																		
	右			8.82	9.91														
7.8k	中 (1)																		
	中 (2)																		
	左	5.700	6.000	8.91	9.45														
	高 敷 左																		
	旧 堤 上																		
7.7k	右			8.33															
	中 (1)																		
	中 (2)																		
	左			8.25															

[illegible]

表 - 4 - 2 水 位 一 覽 表

突 驗 番 号	檢 証 突 驗 I					檢 証 突 驗 II													
	筋 1	筋 2	筋 3	筋 4	筋 5	筋 6	筋 7	筋 8	筋 9	筋 10	筋 11	筋 12	筋 13	筋 14	筋 15	筋 16	筋 17	筋 18	筋 19
流 量 (m ³ /s)	1250	1250	4000	7112	4000	1000	2000	3000	3920	5000	6000	7000	4500	7000	7000	7000	7000	7000	7000
分 流 量 (m ³ /s)	球磨川	455	455	1021	2215		293	692	1120	1277	1624	1934	2263	1640	2510	2422	2386	2386	2423
下 流 水 位 (T.P.m)	前 川	795	795	2979	4897		707	1308	1880	2643	3376	4066	4737	2860	4490	4578	4614	4614	4577
	球磨川	4.720	4.720	4.87	5.81		4.25	5.25	5.71	6.10	6.51	6.82	7.13	4.73	5.57	7.13	7.03	7.03	7.05
	前 川			4.15	5.60		1.91	2.43	3.10	3.72	4.38	4.93	5.50	4.08	5.50	5.00	5.10	4.50	4.07
6.8k	右			7.38	8.89														
	左			6.97															
6.7k	右				8.01		5.09	5.81	6.33	6.86	7.38	7.94	8.45						
	高敷左							6.97	7.45	8.02	8.44	8.76							
6.6k	右				8.13		5.08	5.74	6.28	6.73	7.30	7.75	8.22						
	左				7.69														
	高敷左							6.99	7.47	8.00	8.54	8.72							
	旧堤上																		
萩 原	右	5.265	5.300		7.84		5.07	5.72	6.36	6.88	7.39	7.85	8.32	6.93	8.07	8.19	8.20	8.20	8.09
	左																		8.06
6.5k	右						5.01	5.64	6.23	6.57	7.17	7.58	7.97	6.76	7.85				
	左																	7.89	7.72
	高敷左							6.44	6.98	7.35	7.74	8.03	8.54	7.51	8.29				
6.4k	右													6.85	7.82				
	中														8.02	8.13	8.12	8.05	7.92
	左													6.88	7.95				
	高敷左													6.92	7.96				
6.3k	右													6.93	8.04				
	中														8.05	8.12	8.09	8.16	7.98
	左													6.86	7.87				
6.2k	右				7.63									6.86	7.92				
	中														7.96	8.09	8.06	8.02	7.93
	左				7.40									6.73	7.76				
6.1k	右													6.65	7.67				
	中														7.77	7.75	7.80	7.89	7.63
	左													6.41	7.45				
6.0k	右				7.14									6.45	7.45				
	中														7.60	7.62	7.68	7.65	7.28
	左				7.09									6.32	7.38				

[illegible]

表 - 4 - 3 水 位 一 覽 表

		検 証 突 験 II																			
突 験 番 号		№20	№21	№22	№23	№24	№25	№26	№27	№28	№29	№30	№31	№32	№33	№34	№35	№36	№37	№38	№39
流 量 (m³/s)		5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
分 流 量 (m³/s)	球磨川	1685	1003	1091						1465	1555	1465	1555	800	860	1520	1690	1585	1720	856	1010
	前 川	3315	1997	1909						3535	3445	3535	3445	2200	2140	3480	3310	3415	3280	2144	1990
下流水位 (T.P.m)	球磨川	6.37	5.56	4.68						6.130	5.240	6.130	5.240	5.290	4.370	6.200	5.380	6.270	5.410	5.360	4.570
	前 川	4.50	3.23	3.13						4.690	4.610	4.190	4.110	3.440	3.380	4.640	4.490	4.090	3.960	3.390	3.230
2.0k	右																				
	左																				
	用水路																				
	右																				
	中 (1)																				
8.4k	中 (2)																				
	左																				
8.3k	旧堤上																				
	右																				
8.2k	左																				
	中																				
	左																				
	高敷左																				
8.1k	右																				
	高敷左																				
8.0k	右																				
	中 (1)																				
	中 (2)																				
	左																				
7.8k	右																				
	中 (1)																				
	中 (2)																				
	左																				
	高敷左																				
7.7k	旧堤上																				
	右																				
	中 (1)																				
	中 (2)																				
	左																				

[illegible]

表 - 4 - 4 水 位 一 覽 表

実験番号	検 証 実 験																	
	No.20	No.21	No.22	No.23	No.24	No.25	No.26	No.27	No.28	No.29	No.30	No.31	No.32	No.33	No.34	No.35	No.36	No.37
流量(m ³ /s)	5000	3000	3000	5000	5000	3000	3000	3000	5000	5000	5000	5000	3000	3000	5000	5000	5000	3000
分流量(m ³ /s)	1685	1003	1091	1615	1730	908	976	1020	1465	1555	1465	1555	800	860	1520	1690	1585	1720
前川	3315	1997	1909	3385	3270	2092	2024	1980	3535	3445	3535	3445	2200	2140	3480	3310	3415	3280
下流水位(T.P.m)	6.37	5.56	4.68	6.380		5.70	5.20		6.130	5.240	6.130	5.240	5.290	4.370	6.200	5.380	6.270	5.410
前川	4.50	3.23	3.13	4.490		3.11	3.11	3.04	4.690	4.610	4.190	4.110	3.440	3.380	4.640	4.490	4.090	3.960
6.8k	右																	
	左																	
6.7k	右																	
	高敷左																	
6.6k	右																	
	左																	
	高敷左																	
	旧堤上																	
萩原	右	7.37	6.35	6.28	7.270	7.170	6.270	6.240	6.190	6.995	6.910	6.960	6.880	5.955	5.920	6.950	6.815	6.900
	左		6.28	6.26														
6.5k	右																	
	左	6.87	6.26															
	高敷左																	
6.4k	右								6.945				6.050		6.775			
	中	7.27	6.30	6.26											6.665			5.850
	左								6.990				5.960		6.870			
	高敷左																	
6.3k	右																	
	中	7.25	6.31	6.18											6.865			5.845
	左																	
6.2k	右		6.31	6.25					6.995				5.970					
	中	7.18													6.840	6.665		5.855
	左		6.32	6.19					6.865				5.980					
6.1k	右																	
	中	7.02	6.12	5.85											6.795			5.845
	左																	
6.0k	右								6.600				5.680					
	中	6.91	6.03	5.78											6.775	6.565		5.845
	左																	

[illegible]

験で得られた $H \sim Q$ とまづたく一致していることが分かる。また昭和35年の分流量資料も実験値の方により近いことが分かる。これに反して現地 $H \sim Q$ は昭和35年の $H \sim Q$ あるいは実験の $H \sim Q$ よりも、同一流量に対して水位が低いことおよび傾向(こう配)が異なることが特徴である。水位が低下した説明として一応、前川筋の疏通能力が大きくなつたためといわれているが、図-9-2に示した実験系14~19(本川および前川の模型下流端水位を低下させた操作)から見れば、この説明は根拠が薄いものと考えられる。また現地 $H \sim Q$ は図-10に示したように一出水でしかも旧前川堰が欠損しているという異常な状態におけるデータを重視して得られたものと十分考えられる。非常に残念ながら、これを模型で確認していない。

以上に述べた模型実験のチェックならびに過去のデータとの比較検討により、図-9あるいは図-10に示す現地 $H \sim Q$ 曲線は、旧前川堰が完全な状態にあつては、起り得ないと十分反証できるものと考えられる。したがつて現地 $H \sim Q$ 曲線は昭和35年頃よりほぼ変化がなく、実験で得られた程度の $H \sim Q$ である可能性が強い。

新しく萩原 $H \sim Q$ 曲線の不一致という問題が起つてきたために検証実験Ⅱの目的である粗度石配置の良否の検討が薄らいだが、萩原 $H \sim Q$ についての上の考察により、粗度石配置の適正さも同時に確認できたと考えてよい。よつて現在の模型および実験値は、模型の上下流端における境界条件および模型河道は現地との相似性を保つていとみて大過ないであろう。これで検証実験を終了することとし、図-2および図-9を得た模型河道に旧前川堰左岸部を復旧し、61水側の萩原水位に対する影響は小さいことが実験で分かつたので撤去したまま、今後の実験を進めることとした。なお検証実験Ⅰ、Ⅱの実験条件を総括して表-3に、その時の水位の数値表を表-4に示した。

8. 本実験の準備および実験方法

(1) 不等流計算

模型下流端水位を決めるために不等流計算を実施した。計算式は前述の(1)、(2)式である。

(2) 本川下流端水位の決定

本川の不等流計算は既に八代工事々務所が実施されており図-11が得られている。

本川下流端水位は、はじめ模型下流端の5k400で与える予定であつたが、流れが沈砂池に流入する際に波が発生し水位が明確に測定できないので、5k500地点左岸を、下流端水位の調節点とした。この場合5k400地点と5k600地点の計算水位の平均値をもつて5k500水位とした。本地点では河口潮位の影響は消失している。なお既往の5k500地点のH~Q曲線と計算値と比較してみると、かなりの差が見られることが分かった。これは昭和40年出水を境として、河床が相当変動している結果と見られる。

(3) 前川下流端水位の決定

不等流計算に用いた条件は次の通り、

河口潮位	T.P.3.10m(A種), T.P.1.60m(B種), T.P.0.00m(C種)
出発点	1k600地点
流量	$Q_M=500, 1000, 1500, 2000, 2500, 3000 \text{ m}^3/\text{s}$
粗度係数	$n=0.030(1.6\text{k} \sim 3.2\text{k}), n=0.034(3.2\text{k} \sim 4.6\text{k})$
断面特性	昭和40年7月出水後の測量断面

計算結果を図-12に示す。河口潮位がC種の場合については計算していない。B種潮位の場合4k0地点で計算上射流が生じ模型下流端に近いことであり好ましくないものと思われる。そのため4k付近の計算区間を短かくして計算してみたがやはり射流が生じる結果を得た。計算上射流の生ずる原因は4k0断面の断面積の小さいことと3k8断面のその大きいこと(急拡)によることは明らかである。4k0断面は昭和40年7月出水後に局部的堆積によつて断面積が急減したものといわれる。ところで過去に同付近に射流の生じた記録もないし実際上もまず起こり得ないと思われるので、射流が現われないように計算するには4k0断面の堆積を一時的なものとみて、断面積を大きく仮定することおよび3k8断面の死水域を明確にする必要がある。なおこの時得られた前川4k4地点のH~Q曲線を図-13に示す。

そこで4k0を含めて上流区間については出水以前のH-A、Rを、下流では現状(出水後)のそれという河道を想定して不等流計算を実施した。実際、射流を生ずるような断面は、一出水でたちまちその堆積砂が掃流されると考えられるので、4k4断面のH~Q曲線を求めるという目的に対しても、上のような仮定が許されるであろう。このような変則的な断面で計算した水位縦断面図を図-14に、4k4断面H~

水位
TP

図-11

本川下流端水位関係図 (不等流計算による)

(潮位に無関係)

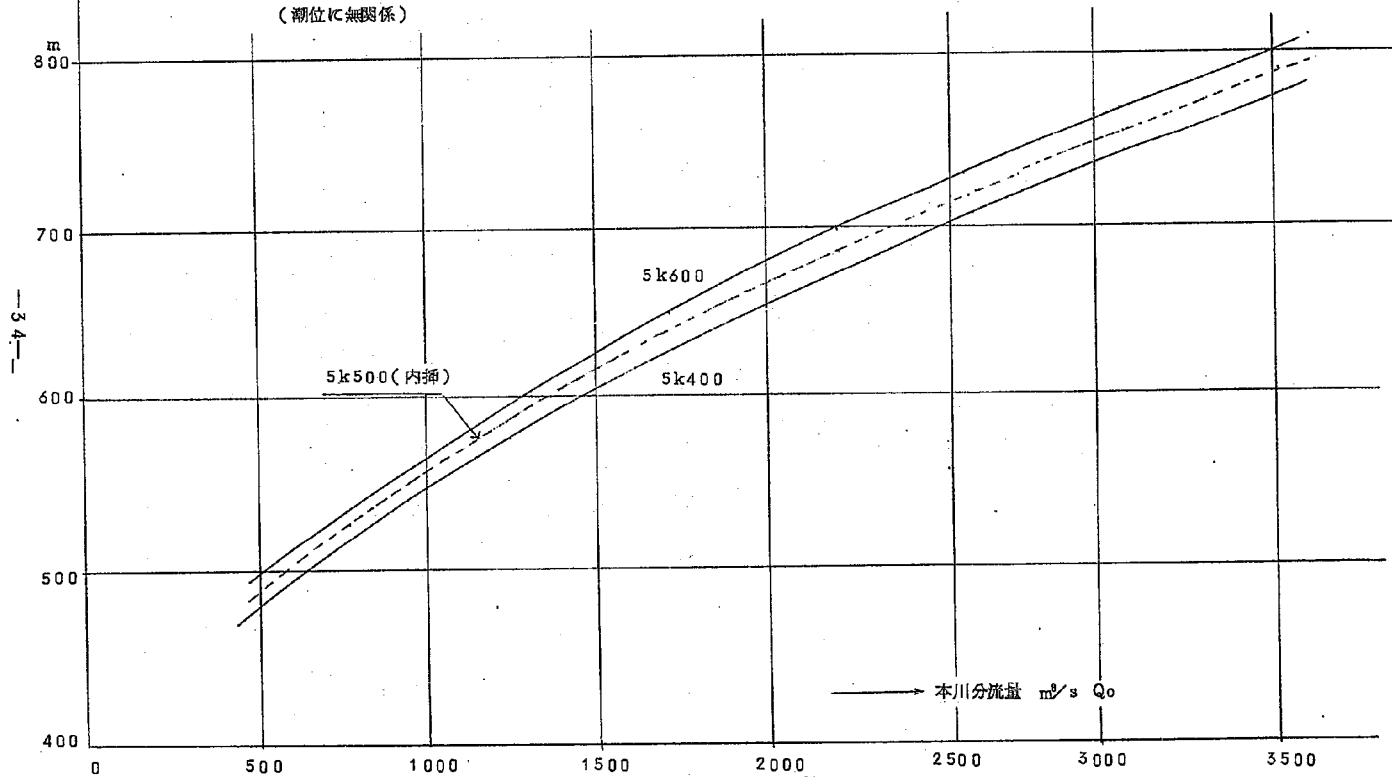


図-12 前川不等流計算水位縦断(出水後の断面)

图中Sの記号はその断面で射流が起こることを示す。

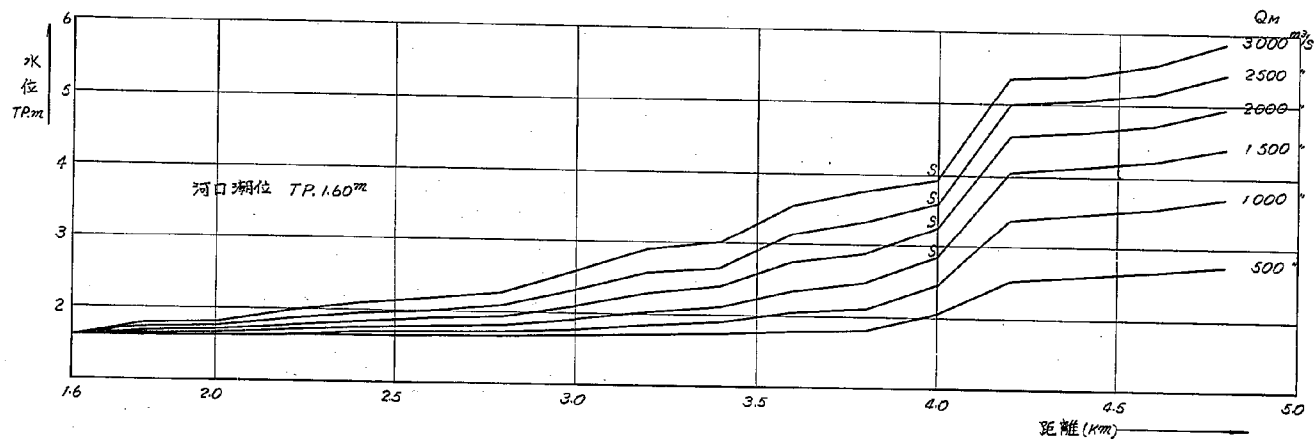
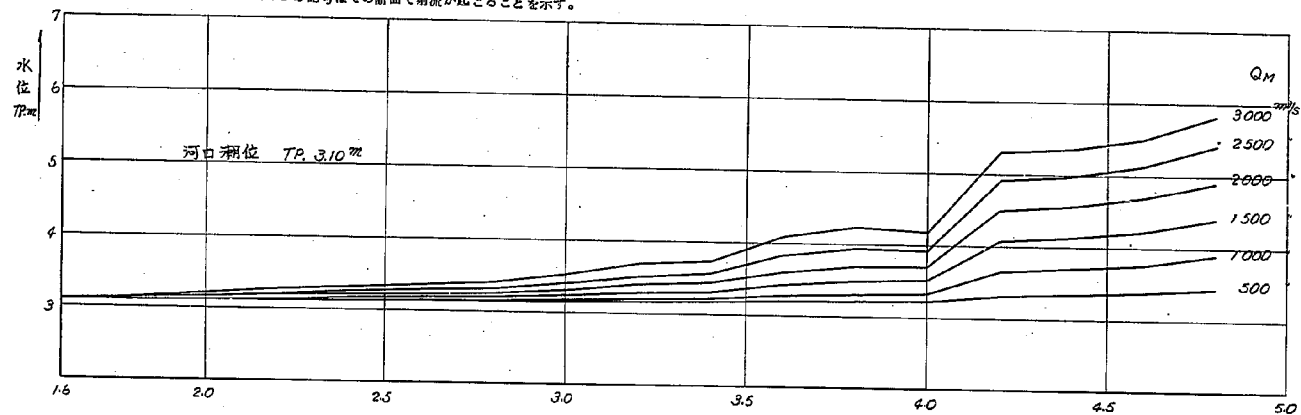


図-13 前川4k4 H-Q
(出水後の断面)

$n = 0.030$ (3k2より下流)

$n = 0.034$ (" 上流)

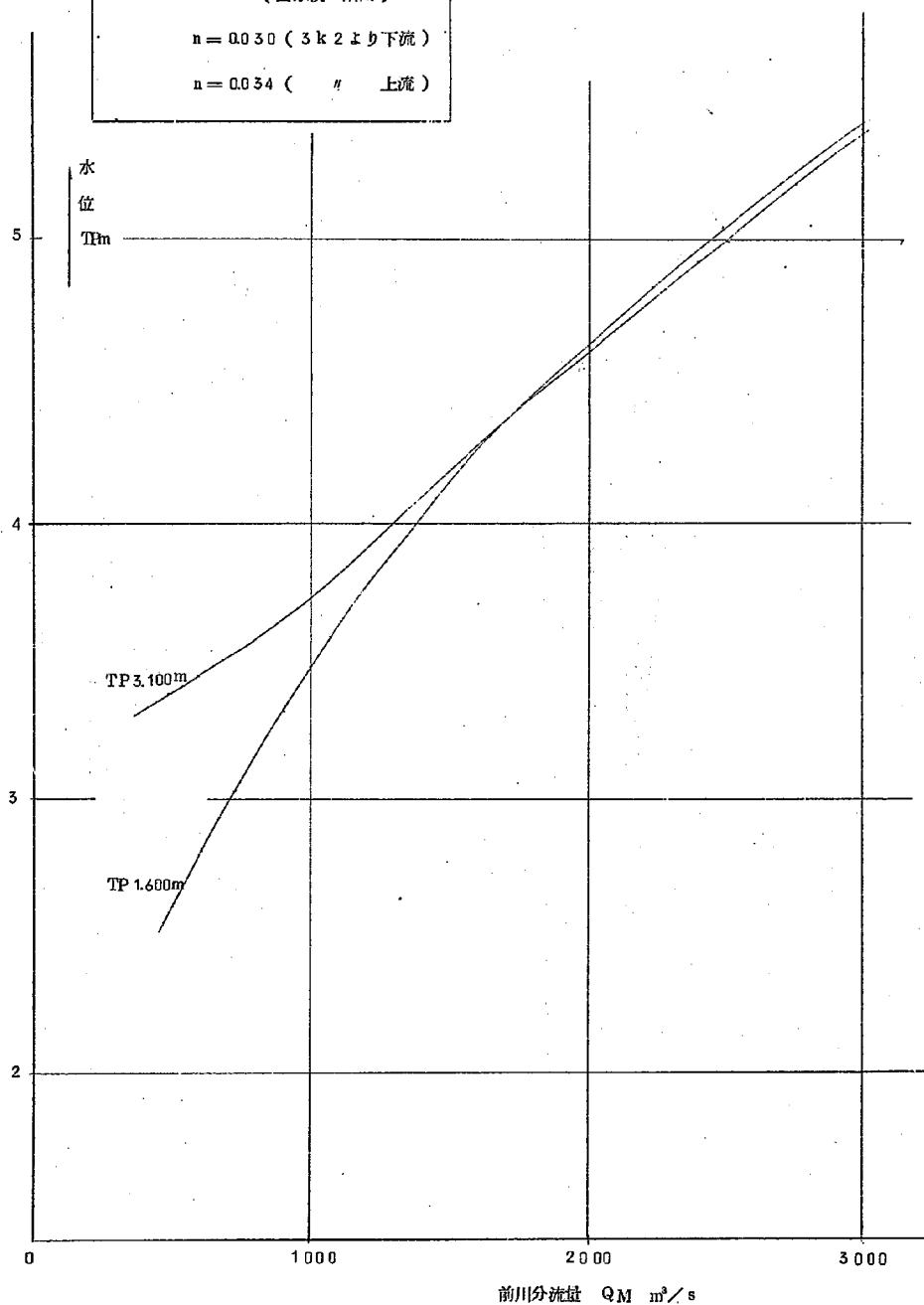
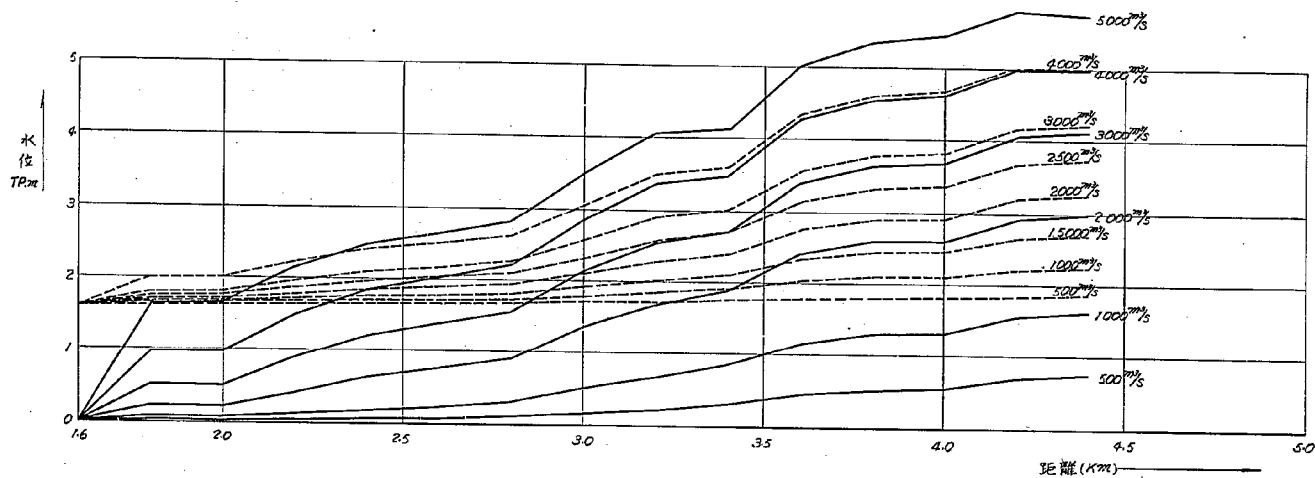
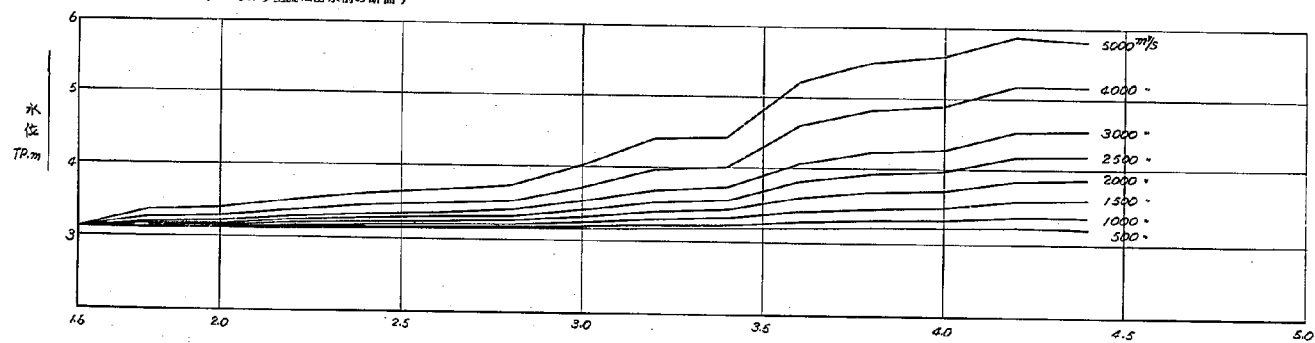


図-14 前川不等流計算水位縦断面図
(3kmより上流は出水前の断面)



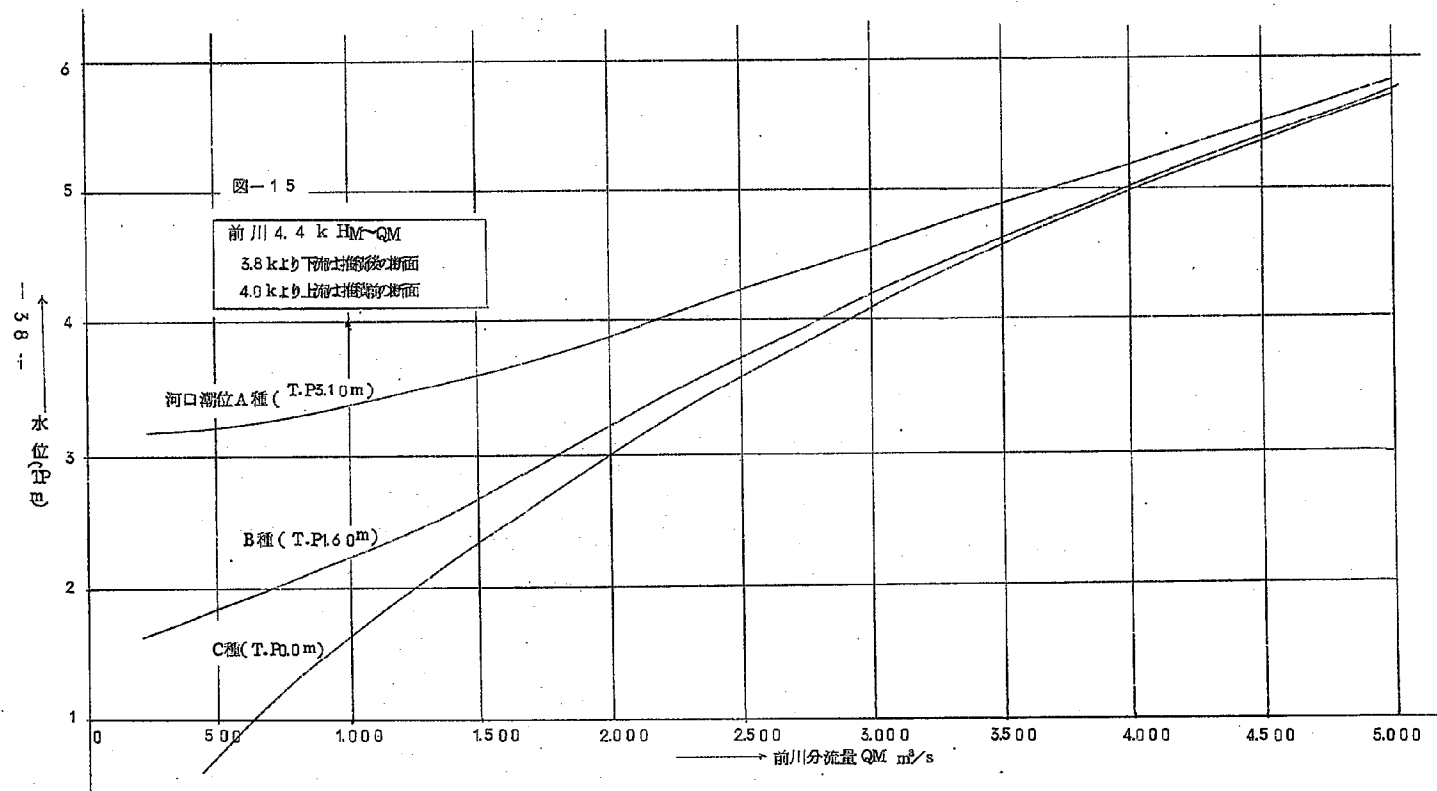
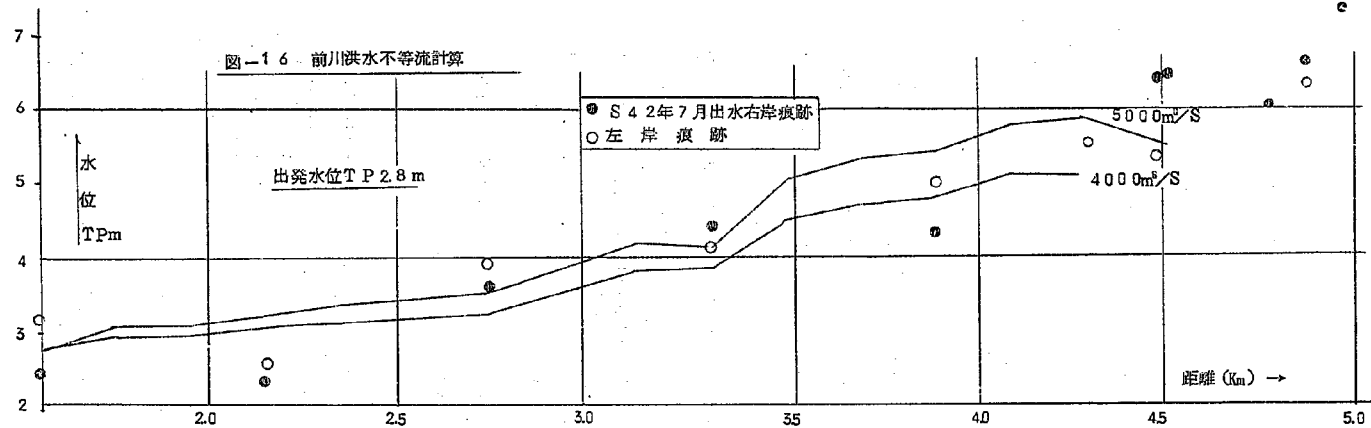
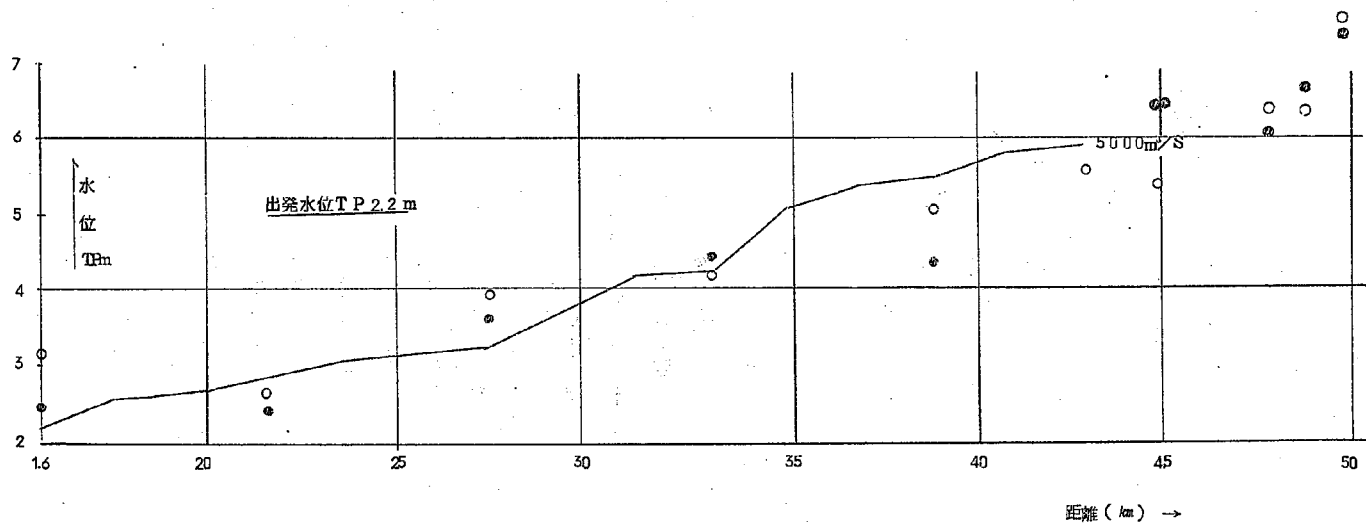


圖-16 前川洪水不等流計算



—39—



Q曲線を図-15に示す。なおこの場合には射流を生じていない。図-12および図-13と比較するとかなりの差違が見られるが、実験の水位としては図-15を用いることにした。

(4) 昭和40年7月出水の前川不等流計算

本川の粗度係数およびH-A, Rは実流量に対して、既に検討されていると思われるので、ここでは前川についてその粗度係数と、H-A, Rを検討する目的で、7月出水の不等流計算を行なった。使用したH-A, Rは3k8より下流は出水後のもの、4k0を含めて上流は出水以前のものである。上流の出水後の断面特性を使用するのは図-12に見られるように4k2の水位が急上昇するので、好ましくないと考えられ計算は実施していない。

不等流計算の出発水位としては1k6地点の左右岸の痕跡水位の平均値T.P. 2m 80と出水ピーク時の推定水位T.P. 2m 20とし流量は $Q_M=5,000\text{ m}^3/\text{s}$ (ピーク時流量の近似値)とし、他に $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ をも計算してみた。粗度係数は前述の通りである。

計算結果は図-16に示すようで、出発水位や流量あるいはH-A, Rにいくつか疑問が残るが、全体の傾向は痕跡と類似であり、この計算に使用した条件には、結果を大きく誤らせるような問題はないと思われる。したがって(3)で述べたように4k0地点の堆積はむしろ異常な状態であると判断され、図-14および図-15を得たH-A, Rを使用してよいことが確認できたと思われる。ただこのように4k4地点の水位が河床変動によって変化する可能性のあることは、固定床での実験では注意すべきで、実験の下流端水位に巾を持たせておく配慮が必要と考えられた。

(5) 模型下流端水位の合わせ方

検証実験Ⅱの場合には現地観測の分流量曲線から、図-5の方法で模型下流端水位を決定し、設定することができた。しかし後述の予備実験や本実験の場合には、現河道に琢磨川堰・新前川堰が設置されるので、分岐部の従来の分流量曲線が変化することが予想される。したがって今後の実験では分岐部の自然分流量作用と模型下流端のH~Q曲線を満足させるという方法をとって現地と相似な分流量状態にしなければならない。それには次のような実験上の配慮が必要である。

図-17のようなモデルを考え、ある一定の河口潮位の時に一定量 Q_0 が分岐部に

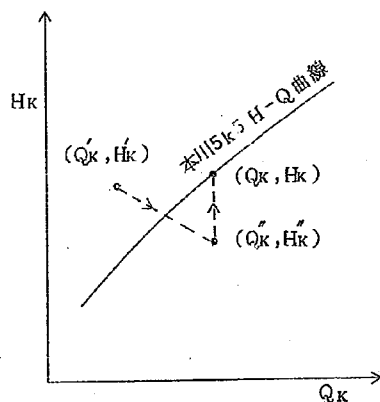


図 - 1 8

そうして水位と分流量が安定した後の位置が同図の (Q''_k, H''_k) とする。この点も $H \sim Q$ 曲線上に乗らなければ H''_k を上げてやるなどして次第に $H \sim Q$ 曲線に近づける。このような操作を繰り返して求める (Q_k, H_k) を得ることができる。(II) の場合も同様である。

この方法の確実性は検証実験 I に付随した実験においても確かめられ水位および分流量の収束は割合早かつた。ただ $H \sim Q$ 曲線上で水位および分流量が安定せず、僅かに分流量曲線に乗らない場合がある。これは不等流計算あるいは実験誤差の範囲内にあると思われたので気にとめなかつた。以上のようにして分流特性を $H \sim Q$ 曲線に拘束できたことになる。予備実験や本実験の分流量および水位はすべてこのようにして求められたものである。

(6) 流砂実験の方法

分岐部に到達した掃流砂がどのように分流され、どこに堆積するか、また、球磨川堰・新前川堰の上流および下流の堆積傾向はどうであろうかということを調べるため流砂実験を行なつた。これは厳密な意味での移動床実験ではなくて、モルタル河床に現地と相似な砂を模型の 6 k 8 断面より投入し掃流させたものである。この実験方法では、給砂した砂とモルタル河床面との摩擦の機構が現地と異なっているし、また給

砂した砂が堆積する場所は分かるが、河床面が掘れることはないなどといったことから、あくまで便宜的なものである。しかし給砂した砂の運動を短時間に簡単に知るには非常に便利である。

昭和35年6月の河床材料調査結果によると豊原地区河道の低水路の各断面の平均粒径 $\bar{D}_m$ は

$$\bar{D}_m = \frac{\sum_{P=0}^{P=100} \bar{D} \cdot \Delta P}{\sum_{P=0}^{P=100} \Delta P}$$

のようにして求めると次表(表-5)のようになる。ここに $\bar{D}$ は粒径を、 ΔP は $\bar{D}$ の粒径の占める重量%を表わす。表-5の値を単純に平均すると豊原地区の低水路の平均粒径 $\bar{D}_m = 3.24 \text{mm}$ を得る。

断 面	$\bar{D}_m$	断 面	$\bar{D}_m$
5 k 5	3.9.3	8 k 0	3.5.3
5 k 8	2.5.9	8 k 5	2.9.6
6 k 0	4.1.6	8 k 8	2.8.5
6 k 5	4.3.0	前川 4 k 4	3.4.2
7 k 0	1.6.9	" 4 k 9	4.1.3
7 k 5	2.1.3		

表-5 豊原地区の河床材料

河床の砂礫の掃流を支配する代表的なパラメーター τ_o/τ_c (τ_o は河床の剪断力、 τ_c は砂礫の限界掃流力)をとつて、この値を現地と模型で等しくなるような模型に流す砂の流径を決めれば、現地と模型の力学的相似性が期待される。限界掃流力については岩垣公式を用いると、このような条件を満たす砂の粒径は $d_m = 0.095 \text{ cm}$ と計算される。次に給砂量を求めるには掃流砂に関する土研公式を用いることにすれば、現地の単位巾あたりの流砂量 q_{BP} は

$$q_{BP} = A_p h_P^{\frac{3}{2}} \varphi_P (n_P) F_P (\tau_o/\tau_c) \quad (3)$$

$$A_p = \left[\frac{\rho(g_1)^{\frac{3}{2}} (\sigma/\rho)}{\sigma g \{(\sigma/\rho) - 1\}} \right]_P \quad (4)$$

模型では

$$q_{Bm} = A_m h_m^{\frac{3}{2}} \varphi_m(\Pi_m) F_m(\tau_o/\tau_c) \quad (5)$$

相似律の項を参照すると

$$\frac{q_{BP}}{q_{Bm}} = \left(\frac{A_p}{A_m} \right) \cdot \left(\frac{h_p}{h_m} \right)^{\frac{3}{2}} \left(\frac{\varphi_p}{\varphi_m} \right) \left(\frac{F_p}{F_m} \right) = 105.6 \quad (6)$$

となる。したがって現地の掃流砂量 q_{BP} が分かれば模型における給砂量は容易に分かる。そこで断面が整正で流量が殆んど低水路のみで流れる 8 k 0 断面を選んで、 $Q_o = 6000, 5000$ および $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の掃流砂量を計算した。水位は実験値を用いている。また 7 k 6 断面でも同様の計算を行なったが、低水路流量が不明のため、 Q_o のすべてが低水路の流れると仮定してあるので、流速や流砂量の計算結果が実際より大きく計算されている筈である。これらの計算結果を表-6-1、表-6-2 に示す。実験では $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ で砂を流したので、この場合に給砂すべき量は

$$q_{Bm} = q_{BP}/105.6 = 179/105.6 = 0.017 \text{ cm}^3/\text{sec} \cdot \text{cm}$$

となる。これを模型河巾のものに換算すると(河巾 267 m)

$$q_{Bm} = 0.020 \text{ cm}^3/\text{sec} \cdot \text{cm} \text{ として}$$

$$Q_{Bm} = B_m \cdot q_{Bm} = (267 \times 100 \times \frac{1}{50}) \times 0.020 = 0.64 \ell/\text{分}$$

が給砂すべき量となる。しかし実際にこの $Q_{Bm} = 0.64 \ell/\text{分}$ を給砂すると給砂量が少なくて、堆積の様子のはつきりするには長時間を要し不便であるので、実際にはこの 2 倍～3 倍の量を流して実験時間を短かくした。またこの実験では $Q_o = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ を用いたが、球磨川豊原地区の支配流量を決定し直す必要があると思われる。

9. 予備実験

検証実験も終了したので本実験を行なうに当たり、新前川堰および球磨川堰を所定の位置に設けた。球磨川堰を設ける場合、現河床が堰敷高より相当高いので本川 5 k 8 ～ 6 k 3 間を計画断面程度に模型を改造して球磨川堰を取り付けた。

球磨川堰と新前川堰の建設により水理量がどの程度変化したが、また本実験での堰可動部ゲートの開閉流量をいくりにしたらよいかなどを見るため、本実験に先だつて簡単な予備実験を行なった。

(1) 予備実験の実験ケースおよび実験結果

予備実験の実験ケースおよび水位・分流量の測定結果を表-7に示す。流量を変えて6ケースを行なっている。

(2) 実験結果の検討

図-19は予備実験で得られた本川流量と本川分流量および前川分流量との関係を示すもので、図中の実線は検証実験Ⅱのときの分流量曲線(図-8)と同じものである。表-7の備考欄にこの時の堰可動部ゲートの操作(この操作は第1次案ともいうべきゲート操作方法に基いている)を示してあるが、ゲートを開閉しても分流量曲線自体は検証実験Ⅱの段階と殆んど変化しないようである。また球磨川堰および新前川堰建設による分流量曲線の変化は、図中の実線と比べてもごく僅かであるが、前川分流量曲線は勾配がゆるくなり本川の方は勾配が大きくなるという傾向を見せている。

警戒水位相当流量は、警戒水位がT.P. 6 m 5 2 1(萩原水量標水位)で不変だとすれば、その水位での流量は $3,620 \text{ m}^3/\text{s}$ となつた。以前のH~Q曲線(図-9の実線)より見ると、その警戒水位相当流量は $3,920 \text{ m}^3/\text{s}$ であつた。なお旧前川堰を撤去した場合には $4,410 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験値45)であつた。

次に堰操作方法についてであるが、第1次案ともいうべき操作の骨子は次のようであつた。すなわち高水流量約 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で球磨川堰可動部ゲートを全開し、つづいて萩原水量標水位が警戒水位を越えた場合に新前川堰ゲートを全開しようとするものであり、中小出水では、より多く本川へ流そうとする趣旨のものであつた。

図-20には球磨川堰・新前川堰のゲートを全閉しておいて、 $Q_0=1,000, 2000$ および $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の時のゲート直上流の水位(本川6 k 0左右岸水位、前川4 k 9左右岸水位)を縦軸に、各分流量を横軸にとつて実験値をプロットしたものである。ところで両堰ゲートとも越流型であつてある水深以上の越流を許していない。図-20よりみれば、球磨川堰ゲートの許容越流水深を 0.7 m にとつた場合には、 $Q_K=270 \text{ m}^3/\text{s}$ で許容越流水深となり、前川堰の許容越流水深 2.5 m では $Q_M=1,300 \text{ m}^3/\text{s}$ である。図-19の分流量の実験値から見ると $Q_K=270 \text{ m}^3/\text{s}$ に対応する本川流量は $Q_0=600 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、 $Q_M=1,300 \text{ m}^3/\text{s}$ に対しては $Q_0=2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ であつて、それぞれの流量に対して球磨川堰および新前川堰のゲートの一部および全体を開放してやる必要がある。したがつて第1次案の堰操作よりはるかに小さい流量でゲート操作を行なわねばならないような結果を得た訳である。ゲート4連のうち半分を開放し

表-6-1 土研式による 掃流砂量計算(その1) 断面8.0Km

計算断面特性	H	Q m ³ /s	断面図より Am ²	B m	平均水深 h=(A+B)/m	平均流速 v=(Q/A) ^{1/3}
8.0Km	10578	6000	1710	269	6.36	3.508
	10200	5000	1610	268	6.01	3.105
	9892	4000	1530	267	5.72	2.614

河床砂の粒度組成

粒径の範囲mm

重量%

平均粒径 3.2.4mm

掃流砂量計算(その2)

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
	v	I e	n	R=h	τ_0/ρ	U*	U* ³
	cm/s		m ^{-1/3} . s	cm	cm ² /s ²	$\sqrt{⑤}$	⑥ ³
	3508	0.00121	0.034	636	754.16	27.46	20.7×10 ³
	3105	0.00102	0.034	601	600.75	24.51	14.7×10 ³
	2614	0.00077	0.034	572	431.63	20.77	8.9×10 ³

	河床勾配	エネルギー勾配	水面勾配		粗度係数		
	I _o	I _e	I		n m ^{-1/3} s		
	0.00071	0.00121	0.00133		0.034		
	0.00071	0.00102	0.00108		0.034		
	0.00071	0.00077	0.00078		0.034		

$$q_B (\sigma/\rho - 1) g \left/ \left(\frac{\tau_0}{\rho} \right)^{\frac{3}{2}} \right. = \varphi F(\tau_0/\tau_c)$$

or

$$q_B = \frac{(\sigma/\rho) \varphi F(\tau_0/\tau_c)}{(\sigma g / U_* \tau_0) \{ (\sigma/\rho) - 1 \}}$$

$$n \geq 0.025 m^{-1/3} s \quad \varphi = 0.62$$

$$n \leq 0.025 m^{-1/3} s \quad \varphi = 0.62 (40n)^{-3.5}$$

$$I_e = n^2 v^2 / R^{\frac{4}{3}} \quad (\div n^2 v^2 / h^{\frac{4}{3}})$$

$$= I + (I_o - I) \times \frac{v^2}{qR}$$

$$n = R^{\frac{2}{3}} \times I_e^{\frac{1}{2}} / v$$

⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬ q _{BP}	⑭ Q _{BP}
平均粒径	岩垣公式	τ_0/τ_c	$F(\tau_0/\tau_c)$	φ	⑦×⑪×⑬÷1617	掃流砂量
d m cm	$\frac{U_*^2 \times c}{cm^2/s^2}$	⑤÷⑨	グラフより		$\frac{cm^3}{s \cdot cm}$	$\frac{⑬ \times B(cm) \times 10^{-6}}{cm^2/s}$
3.24	262.1	2.8773	0.88	0.62	6.99	0.1880
3.24	262.1	2.2929	0.80	0.62	4.52	0.1211
3.24	262.1	1.6468	0.52	0.62	1.79	0.0478

表一 6-2 土研式による 掃流砂量計算(その1) 断面 7.6 Km

計算断面特性	H	Q m ³ /s	断面図より Am ²	Bm	平均水深 h=(A+B)m	平均流速 v=(Q+A)/s
7.6 Km	9.930	6000	1533	236	6.50	3.914
	9.710	5000	1485	236	6.30	3.367
	9.548	4000	1450	236	6.15	2.759

河床砂の粒度組成

粒径の範囲mm

重量%

平均粒径 3.2.4mm

掃流砂量計算(その2)

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
	v	I e	n	R=h	τ_0/ρ	U*	U* ³
	cm/s		m ^{-1/3} ·S	cm	cm ² /s ²	$\sqrt{⑤}$	⑥ ³
	3.914	0.00146	0.034	650	930.02	30.49	28.3×10 ³
	3.367	0.00113	0.034	630	697.66	26.41	18.4×10 ³
	2.759	0.00078	0.034	615	470.11	21.68	10.2×10 ³

河床勾配	エセルダ-勾配	水面勾配	粗度係数		
I _o	I _e	I	n m ^{-1/3} · s		
0.00071	0.00146	0.00169	0.034		
0.00071	0.00113	0.00122	0.034		
0.00071	0.00078	0.00079	0.034		

$$q_B (\sigma/\rho - 1) g / \left(\frac{\tau_o}{\rho} \right)^{3/2} = \varphi F(\tau_o/\tau_c)$$

or

$$q_B = \frac{(\sigma/\rho) \varphi F(\tau_o/\tau_c)}{(\sigma g / \sqrt{\tau_o}) (\sigma/\rho - 1)}$$

$$n \cong 0.025 m^{-1/3} s \quad \varphi = 0.62$$

$$n \cong 0.025 m^{-1/3} s \quad \varphi = 0.62 (40n)^{-3.5}$$

$$I_e = n^2 v^2 / R^3 (\cong n^2 v^2 / h^3)$$

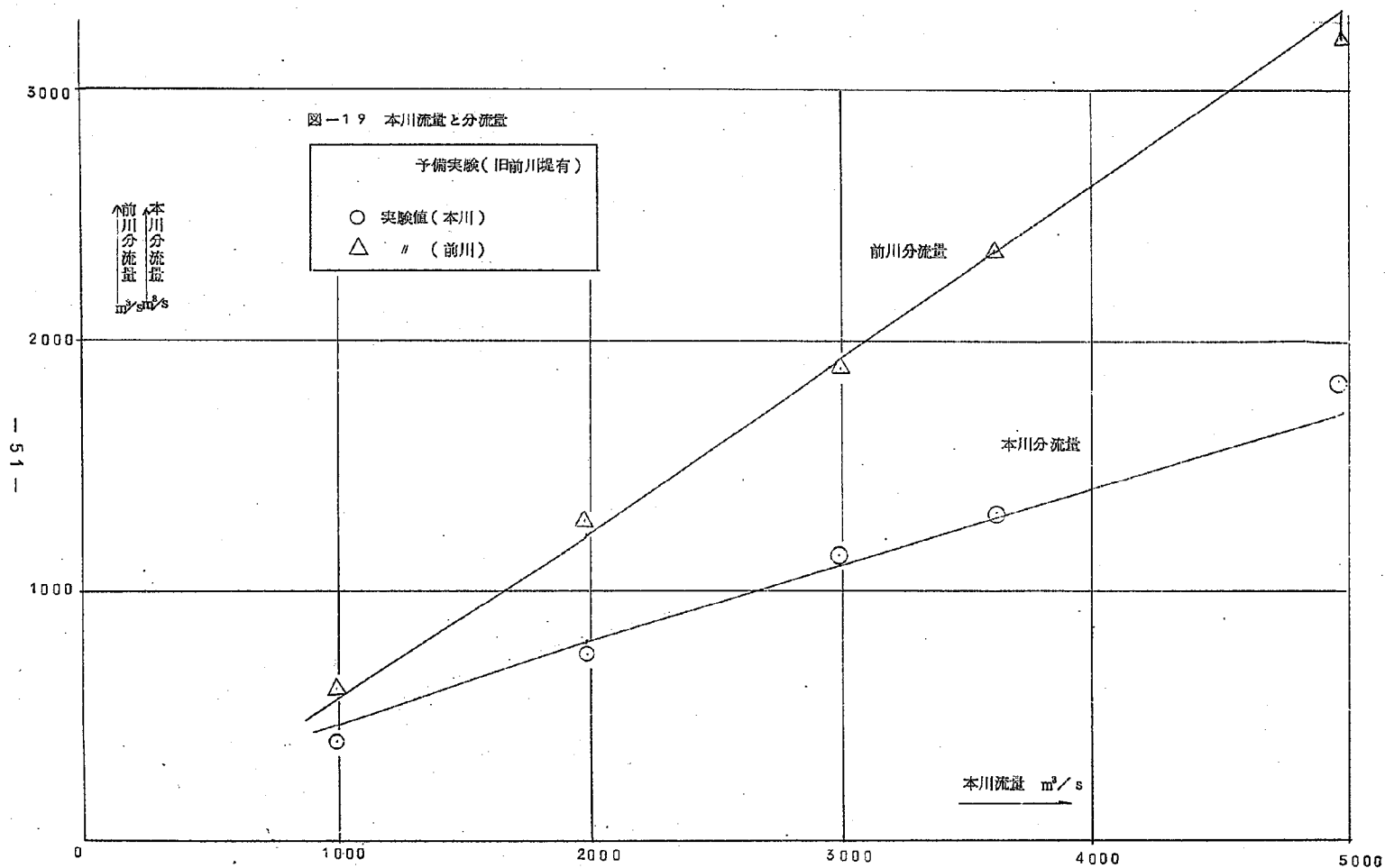
$$= I + (I_o + I) \times \frac{v^2}{qR}$$

$$n = R^{2/3} \times I_e^{1/2} / v$$

⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬ Q _{BP}	⑭ Q _{BP}
平均粒径	岩塩公式	τ_o/τ_c	$F(\tau_o/\tau_c)$	φ	⑦×⑪×⑬÷1617	掃流砂量
d m cm	$\frac{U^2 \times c}{cm^2/s^2}$	⑤ ÷ ⑨	グラフより		$\frac{cm^3}{s \cdot cm}$	$\frac{⑬ \times B (cm) \times 10^{-6}}{cm^2/s}$
3.24	262.1	3.5483	0.94	0.62	10.20	0.2407
3.24	262.1	2.6618	0.84	0.62	5.93	0.1399
3.24	262.1	1.7936	0.62	0.62	2.42	0.0571

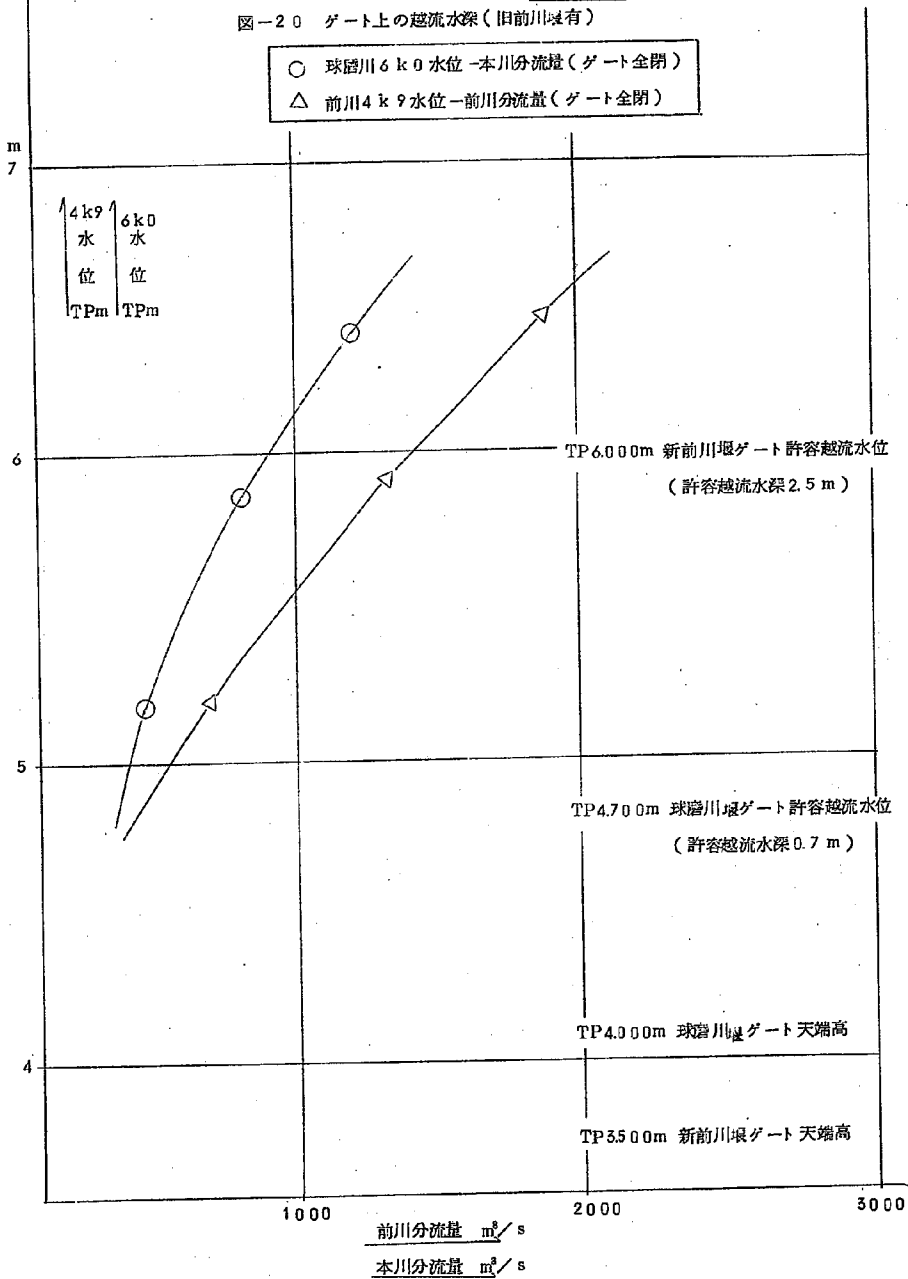
表-7 予備実験 H-Q 数値表

実験番号	本川流量 Qo	旧前川堰有無	球磨川 4.0 k 水位			前川 4.9 k 水位			球磨川堰ピア-水位			新前川堰ピア-水位			下流水位		萩原水位	分流量		備考
			No. 1 (右岸)	No. 2 (左岸)	平均	No. 1 (右岸)	No. 2 (左岸)	平均	右岸	左岸	平均	右岸	左岸	平均	球磨川 5.5 k	前川 4.4 k		球磨川	前川	
40	1000	有	T.P.m 5.180	T.P.m 5.130	T.P.m 5.155	T.P.m 5.195	T.P.m 5.160	T.P.m 5.178							T.P.m 4.680	T.P.m 1.940	T.P.m 5.085	m ³ /s 390.0	m ³ /s 610.0	球磨川堰全閉 新前川堰全閉
41	2000	"	5.955	5.870	5.913	5.995	5.930	5.963							5.210	2.460	5.845	738.0	1262.0	球磨川堰全閉 新前川堰全閉
42	3000	"	6.545	6.440	6.493	6.580	6.600	6.590							5.730	3.080	6.395	1138.0	1862.0	球磨川堰全閉 新前川堰全閉
43	3620	"													5.910	3.580	6.521	1287.0	2333.0	球磨川堰全閉 新前川堰全閉
44	5000	"													6.500	4.390	7.170	1805.0	3195.0	球磨川堰全閉 新前川堰全閉
45	4410	無	6.590	6.535	6.563	6.985	6.785	6.885							5.970	4.610	6.521	1332.0	3078.0	球磨川堰全閉 新前川堰全閉



TP7.734m 計画高水位

図-20 ゲート上の越流水深(旧前川堤有)



てやつたり、あるいは球磨川堰ゲートを全開後においては、上に求めた流量は幾分増すことができる。このような場合の流量は予備実験では測定していないので、次の本実験で測定し、詳細な検討を加える。後の本実験では、この実験で得られた結果をもとに、 $Q_0=600\text{ m}^3/\text{s}$ で球磨川堰を全開、 $Q_0=2000\text{ m}^3/\text{s}$ で新前川堰を全開するという方針をとつた。

なお以上は最終的な結論ではないが、第1次案よりもはるかに小さい流量で操作を行なわねばならないことおよびゲート操作回数がふえたことに問題があると思われる。

10. 本実験——実験結果と検討

(1) 実験ケース

表-8に本実験の実験ケースおよび測定項目等をまとめて示した。

(2) 縦断水位測定結果

表-9に水位数値表を、図-21-1~21-6にグラフでそれぞれ実験結果を示した。水位測点の位置・測点番号は図-1に示してある通りである。図-21-6には計画高水位と流量 $7000\text{ m}^3/\text{s}$ の水位とを比較してあるが、 $6\text{ k } 0$ 付近および $6\text{ k } 8 \sim 8\text{ k } 4$ 間で計画高水位をいくらか越えていることに注意せねばなるまい。一連のグラフを見て分かるように萩原量水標と $7\text{ k } 2$ 間に大きな水面勾配が生じており、彎曲部と同付近の水制によるエネルギー損失が大きいことを示し、また $7\text{ k } 2$ より上流では背水効果が相当効いているようである。模型下流端水位を多少上下しても、その影響は $7\text{ k } 2$ 断面より上流には伝播しない性質も観察された。また流量が小さい間では、萩原量水標水位と本川 $6\text{ k } 0$ 水位とを比較すると、下流 $6\text{ k } 0$ の水位の方が高い場合があり、萩原付近の水流の速度水頭が $6\text{ k } 0$ までにおいて高度水頭に変化することが原因と考えられる。したがって $6\text{ k } 0$ 付近は水流が非常にゆるやかであり、古来土砂堆積ヶ所であつたことが頷かれる。

(3) 流況に関する測定結果

(1) 左岸高水敷の流況

図-22-1~22-6(旧前川堰有)、図-23-1~23-6(旧前川堰無)に左岸高水敷部の死水域(表面は流れているが河床付近は激む場所を含む)の大きさ、形状および位置を、高水敷に低水路流量が流入するヶ所、流れの方向

(表面流跡線)および左岸旧堤越流状況について実験中に観察したことをスケッチした。

(2) 彎曲部低水路水制周辺の流れ

相当の河積を持つ不透水制のため水はね作用、エネルギー損失効果がともに大きく、特に $\phi 2$ 水制および $\phi 3$ 水制で著しい。流速は測定していないが水制上下流の遮蔽域内では相当の流速緩和効果が現われており、 $\phi 2$ の水制の上下流の水位差は $7000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、 1 m 近くになると思われる。

(3) 突堤周辺の流れ

突堤先端には同心円状の定常波が発生し、周辺に沿ってかなりの流速が生じている。特に前川側には突堤の側面に流れが巻きこみ河床洗掘を誘うような複雑な流れが生じている。

(4) 低水路流量および高水敷流量

現在の低水路および高水敷を通る流量がどれほどなのか皆目見当もつかないのが実状である。そこで断面不整のため流量計算誤差がかなりあると思われたが、流速分布測定結果から、低水路流量と高水敷流量とを求めてみた。流量は $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ と $7000 \text{ m}^3/\text{s}$ で、旧前川堰の有る場合と無い場合について測定している。流速分布測点は図-1に示すが、流量が低水路に集中している $8 \text{ k } 2$ 断面と高水敷にも流れている $7 \text{ k } 0$ 断面に、計15点で測定した。流向は流速分布から流量を計算する際の流速の補正のために測定したものである。測定された流速およびその流向の数値を表-10-1~10-4に示した。表中の流向の角度は横断面に直角な流下方向を 0 度とし、それより右まわりの角度で示したが、その数値を見れば、流向は各横断方向にほぼ直角と考えてよい。またそれらを図で示したのが図-24-1~24-8の流速分布図で図中に条件を記入してある。流速分布図より各流速測点の支配面積を求めて、その測点の平均流速との積から、その支配面積内を流下する流量を計算したものが表-11-1、11-2の流量計算書である。 $8 \text{ k } 2$ 断面は流量がほぼ低水路のみで流下する断面と考えたのであるが、結果的にはその上流部よりすでに高水敷に流入する流れがあることおよび実験誤差のため、基本流量と計算流量とは必ずしも一致しなかつた。しかしその誤差はいずれも 5% 以内であつた。 $7 \text{ k } 0$ 断面は、測点 $\phi 1 \sim \phi 5$ が低水路に、 $\phi 6 \sim \phi 9$ が高水敷にある。この際誤差は最大 8% (実験 $\phi 51$)で、平均は

表 - 8 本 実 験 実 験 ケ - ス - 覧 表

実験 案件 実験 番号	流 量 Qom ³ /s	河 口 潮 位	旧前 川堤 の有 無	突 堤 (導流堤)	堰の開閉状態		備 考	測 定 項 目					移 動 床 実 験				摘 要
					球磨 川堰	新前 川堰		水位	流速	流速 分布	流向	流況	給砂方法	給砂量	給砂場所	実験時間	
46	200	C種	有	現 状	全閉	全閉		○				○					
47	500	A	"	"	"	"		○				○					
48	2000	"	"	"	全開	"		○				○					
49	2000	"	"	"	"	全開		○				○					
50	3620	"	"	"	"	"	警戒水位相 当流量	○				○					
51	5000	"	"	"	"	"		○		○	○	○					
52	7000	"	"	"	"	"		○	○	○	○	○					
53	200	C	無	"	全閉	全閉		○				○					
54	500	A	"	"	"	"		○				○					
55	2000	"	"	"	全開	"		○				○					
56	2000	"	"	"	"	全開		○				○					
57	4410	"	"	"	"	"	警戒水位相 当流量	○				○					
58	5000	"	"	"	"	"		○		○	○	○					
59	7000	"	"	"	"	"		○	○	○	○	○					
60	4000	"	有	"	"	"								0.64ℓ/min	本川 6k800	180分	
61	"	"	"	"	"	"								前川 0.64ℓ/min 本川 0.64ℓ/min	本川 6.2k 前川 5.1k	120分	
62	"	"	"	"	"	"							前川5.1k以下7cm 巾30cmで敷きつめる			60分	
63	"	"	無	"	"	"								0.64ℓ/min	本川 6k8	180分	
64	"	"	"	"	"	"								前川 1.28ℓ/min	前川 5.1k	120分	
65	"	"	"	"	"	"							新前川堰から前川 5.1kまで敷きつめる			60分	

※河口潮位 A種=T.P.3.10m

C種=0

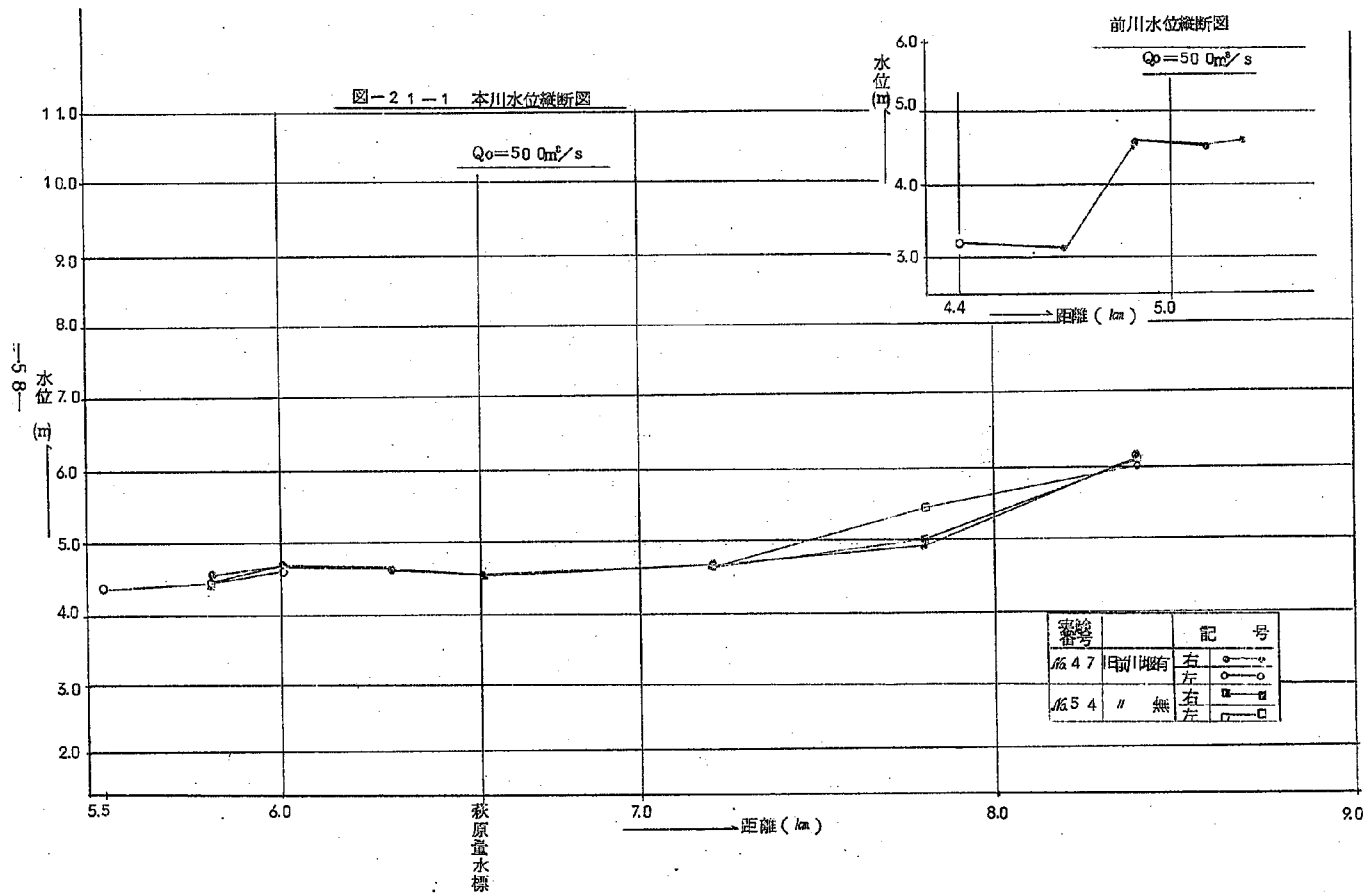
※旧前川堰有(存置) 無(撤去)

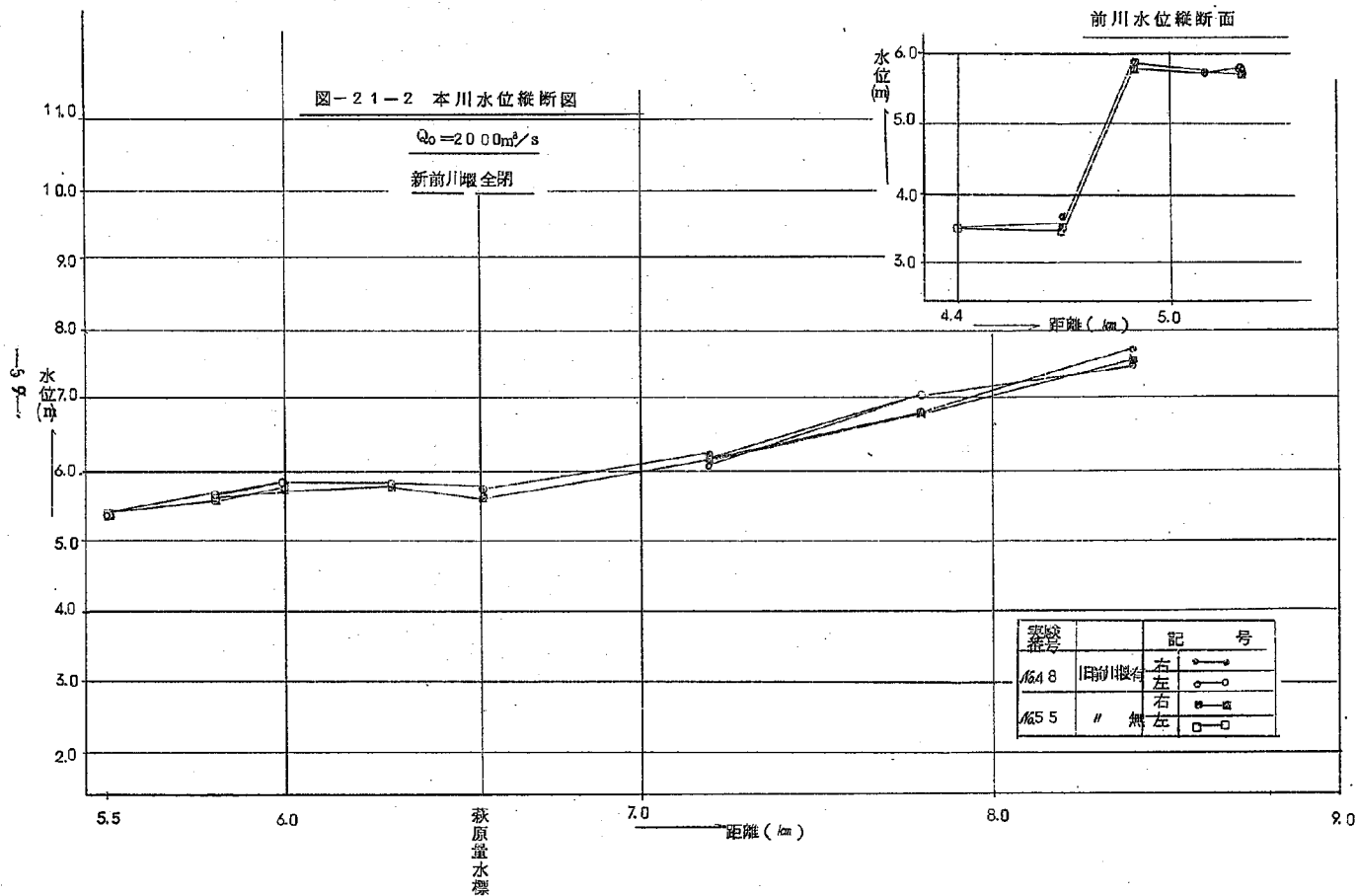
○印 測定

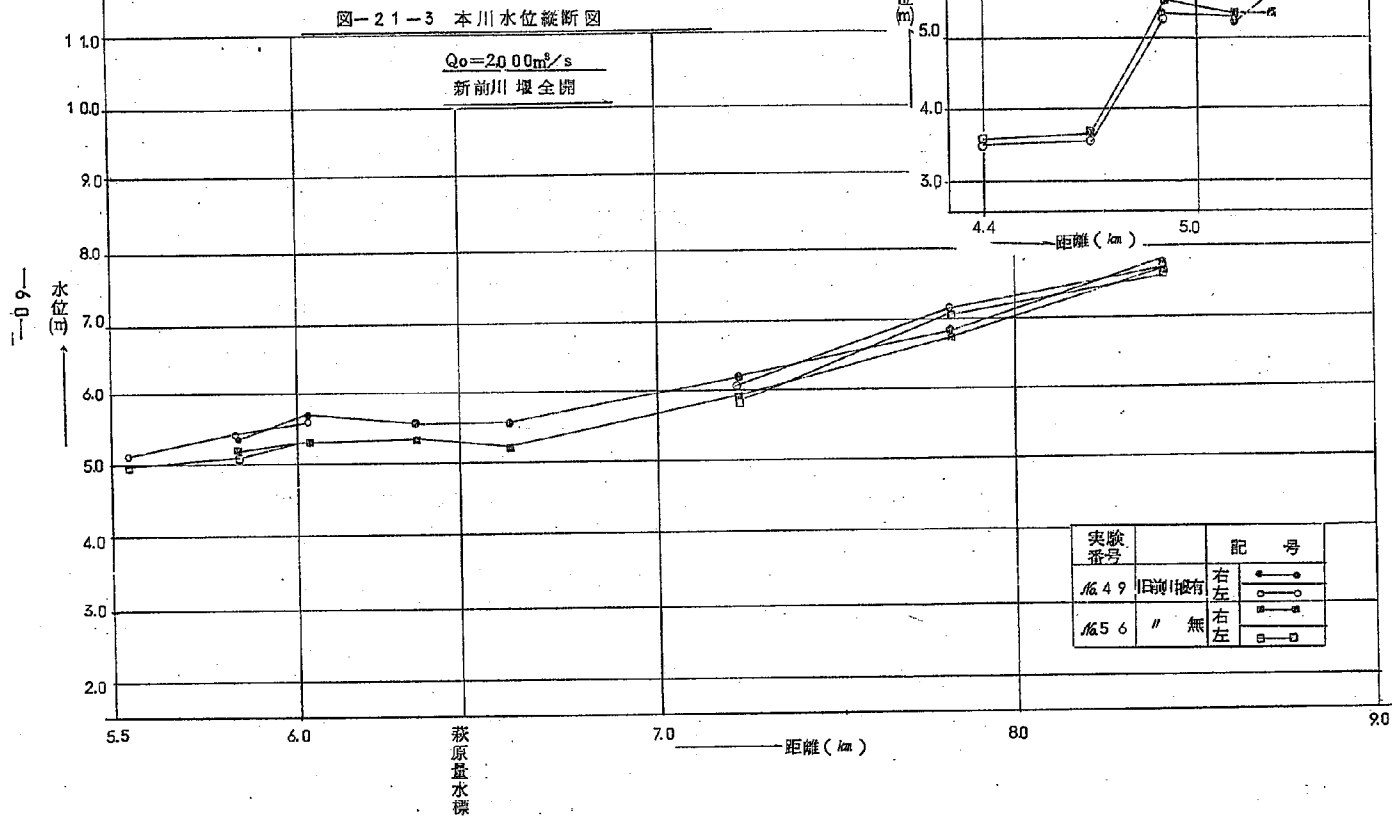
表 - 9 水位観測断面数値表 (底 46~52 旧前川堰有, 底 53~59 無)

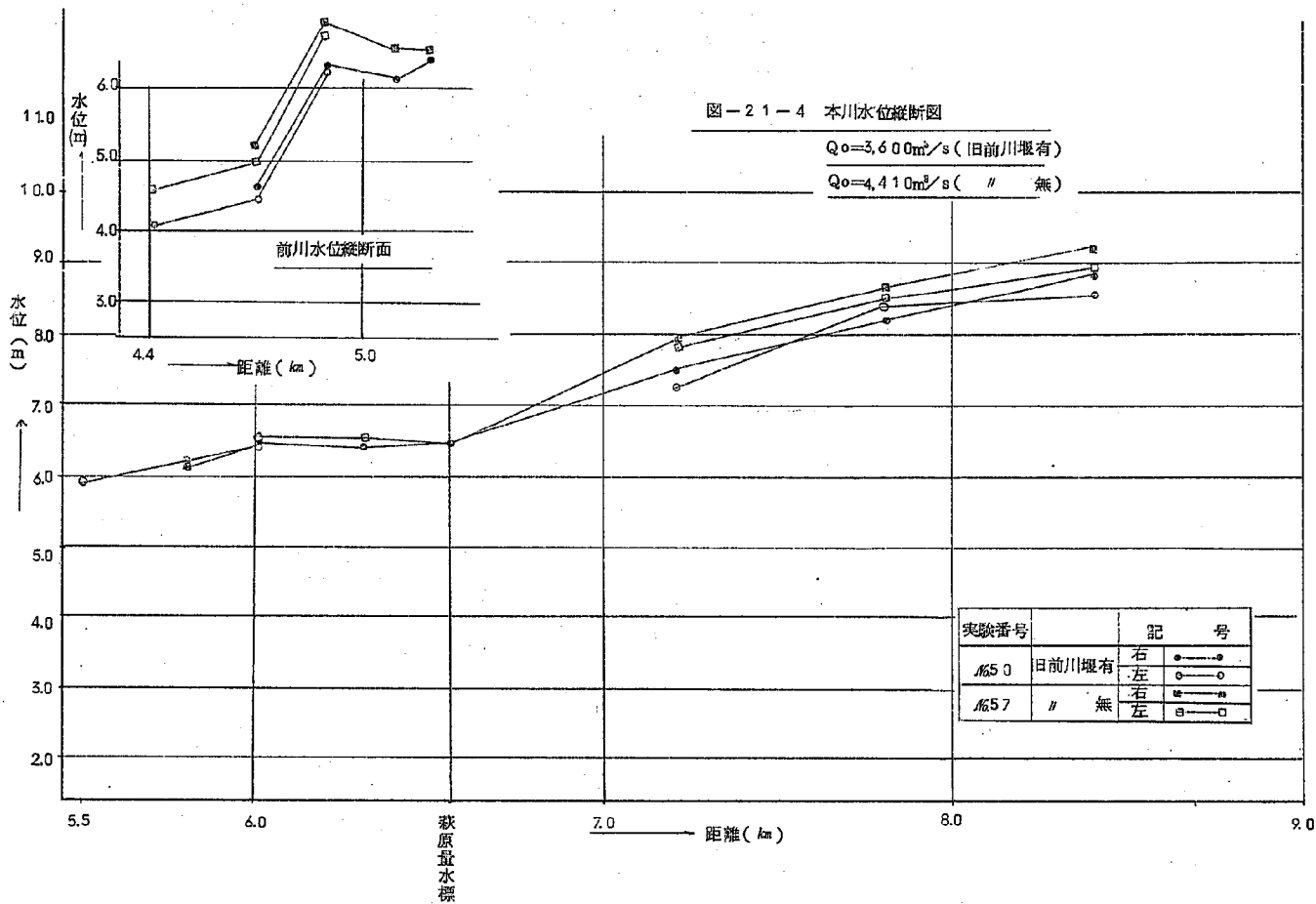
測 点	実験 条件	底 46	底 47	底 48	底 49	底 50	底 51	底 52
		m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s
		$Q_{P0}=200$ $Q_x=85.2$ $Q_y=114.8$	$Q_{P0}=500$ $Q_x=217$ $Q_y=283$	$Q_{P0}=2,000$ $Q_x=816$ $Q_y=1,184$	$Q_{P0}=2,000$ $Q_x=731$ $Q_y=1,269$	$Q_{P0}=3,620$ $Q_x=1,340$ $Q_y=2,280$	$Q_{P0}=5,000$ $Q_x=1,797$ $Q_y=3,203$	$Q_{P0}=7,000$ $Q_x=2,535$ $Q_y=4,467$
		球磨川堰 全開 新前川堰 全開	球磨川堰 全開 新前川堰 全開	球磨川堰 全開 新前川堰 全開	球磨川堰 全開 新前川堰 全開	球磨川堰 全開 新前川堰 全開	球磨川堰 全開 新前川堰 全開	球磨川堰 全開 新前川堰 全開
球磨川下流水位		T.P.m 4.110	T.P.m 4.350	T.P.m 5.310	T.P.m 5.200	T.P.m 5.980	T.P.m 6.490	T.P.m 7.150
前川下流水位			3.190	3.455	3.490	4.095	4.700	5.475
8.4k 底 1			6.165	7.785	7.770	8.875	9.620	10.420
底 2			6.095	7.590	7.630	8.630	9.355	10.090
7.8k 底 1			4.930	6.860	6.805	8.260	8.925	10.055
底 2			5.465	7.120	7.140	8.455	9.150	10.220
底 3							8.775	9.505
底 4							8.730	9.475
7.2k 底 1			4.700	6.260	6.205	7.560	8.655	9.635
底 2			4.640	6.180	6.095	7.315	8.465	9.480
底 3							8.690	9.415
底 4							8.625	9.280
萩原量水標		4.230	4.560	5.745	5.585	6.521	7.150	8.105
6.4k 底 1							7.185	8.010
底 2							6.885	7.660
旧前川 球磨川 前川 5.2		4.310	4.650	5.785	5.605	6.445	6.955	7.835
6.0 底 1		4.360	4.675	5.800	5.755	6.535	7.130	8.040
底 2		4.315	4.675	5.795	5.635	6.470	7.030	7.935
5.8 底 1			4.520	5.570	5.440	6.155	6.765	7.475
底 2			4.445	5.605	5.490	6.265	6.815	7.595
前川 5.1k		4.135	4.540	5.750	5.235	6.185	6.745	7.610
前川 4.9k 底 1		4.155	4.605	5.835	5.320	6.370	7.180	8.090
底 2		4.135	4.585	5.870	5.210	6.240	6.780	7.735
前川 4.7k 底 1			3.100	3.650	3.640	4.645	5.385	6.290
底 2			3.110	3.585	3.570	4.470	5.135	6.235
球磨川堰 ビアー 右		4.300	4.650	5.750	5.650	6.300	6.850	7.650
左		4.300	4.650	5.750	5.625	6.500	7.000	7.600
前川 堰 ビアー 右		4.100	4.550	5.650	3.800	4.800	5.600	7.000
左		4.150	4.550	5.500	4.150	5.000	5.700	6.250

底 53	底 54	底 55	底 56	底 57	底 58	底 58
$Q_{Po}=200 \frac{m^3}{s}$	$Q_{Po}=500 \frac{m^3}{s}$	$Q_{Po}=2000 \frac{m^3}{s}$	$Q_{Po}=2000 \frac{m^3}{s}$	$Q_{Po}=4140 \frac{m^3}{s}$	$Q_{Po}=5000 \frac{m^3}{s}$	$Q_{Po}=7000 \frac{m^3}{s}$
$Q_x=48$	$Q_x=208$	$Q_x=833$	$Q_x=586$	$Q_x=1332$	$Q_x=1553$	$Q_x=2215$
$Q_M=152$	$Q_M=292$	$Q_M=1167$	$Q_M=1414$	$Q_M=3078$	$Q_M=3447$	$Q_M=4785$
球磨川堰 全開	球磨川堰 全開	球磨川堰 全開	球磨川堰 全開	球磨川堰 全開	球磨川堰 全開	球磨川堰 全開
新前川堰 全開	新前川堰 全開	新前川堰 全開	新前川堰 全開	新前川堰 全開	新前川堰 全開	新前川堰 全開
T.P.m 4.050	T.P.m 4.330	T.P.m 5.330	T.P.m 5.000	T.P.m 5.970	T.P.m 6.220	T.P.m 6.880
	3.180	3.450	3.575	4.610	4.850	5.670
	6.115	7.670	7.675	9.265	9.745	10.345
	6.075	7.535	7.570	8.980	9.300	10.035
	5.015	6.795	6.695	8.725	9.080	10.085
	5.480	7.075	7.040	8.600	9.245	10.140
					8.710	9.455
					8.630	9.400
	4.685	6.160	5.905	8.000	8.450	9.560
	4.640	6.125	5.825	7.865	8.240	9.175
					8.600	9.345
					8.555	9.260
4.120	4.525	5.610	5.225	6.521	6.800	7.730
					6.940	7.765
					6.615	7.805
4.210	4.635	5.730	5.355	6.590	6.850	7.780
4.210	4.630	5.625	5.365	6.590	6.880	7.685
4.230	4.585	5.680	5.365	6.535	6.825	7.650
	4.495	5.525	5.230	6.255	6.590	7.260
	4.400	5.475	5.145	6.260	6.570	7.335
4.185	4.580	5.735	5.355	6.600	6.890	7.730
4.205	4.600	5.805	5.505	6.985	7.175	8.155
4.210	4.640	5.960	5.450	6.785	7.140	7.900
	3.100	3.510	3.655	5.230	5.455	6.605
	3.135	3.465	3.585	5.000	5.350	6.435
4.150	4.500	5.600	5.350	6.500	6.700	7.500
4.150	4.600	5.600	5.250	6.400	6.700	7.500
4.150	4.550	5.550	4.000	5.400	5.850	6.900
4.150	4.600	5.550	4.250	5.600	5.850	6.800









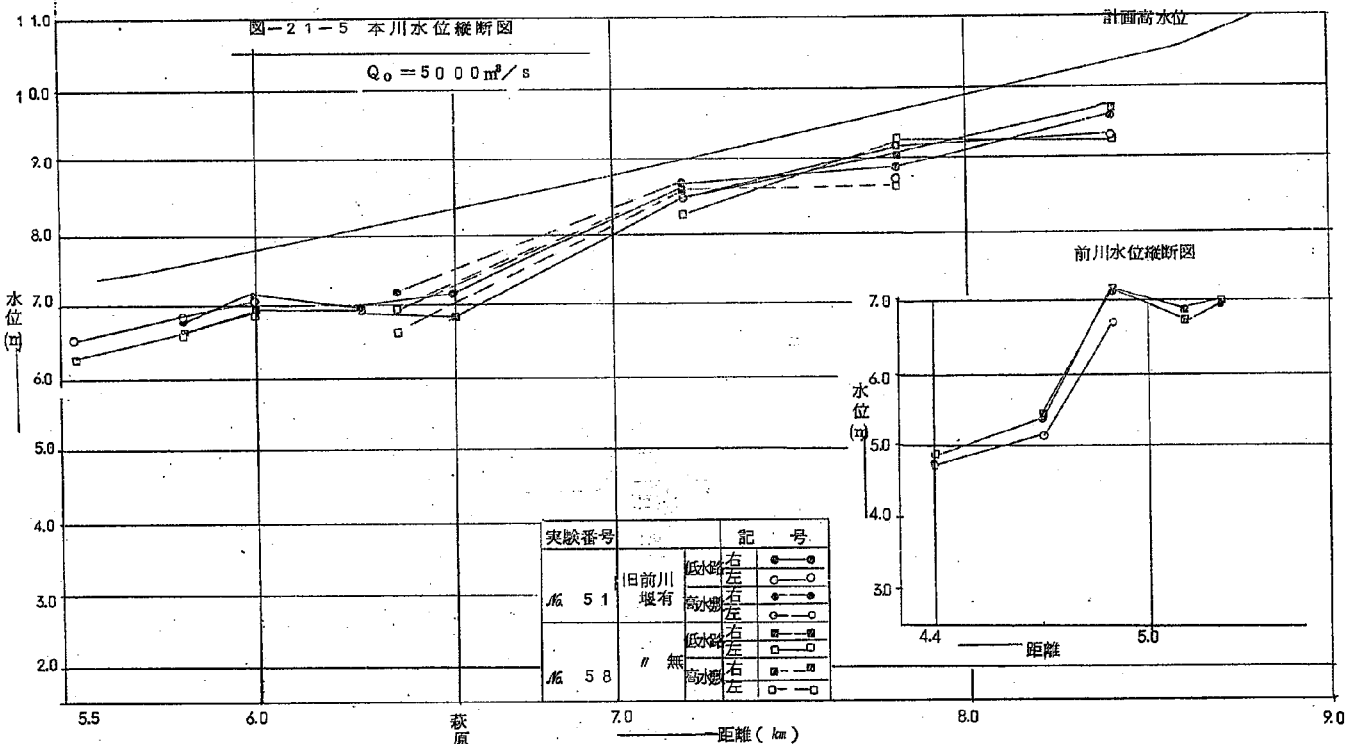


図-21-6 本川水位縦断面図

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$

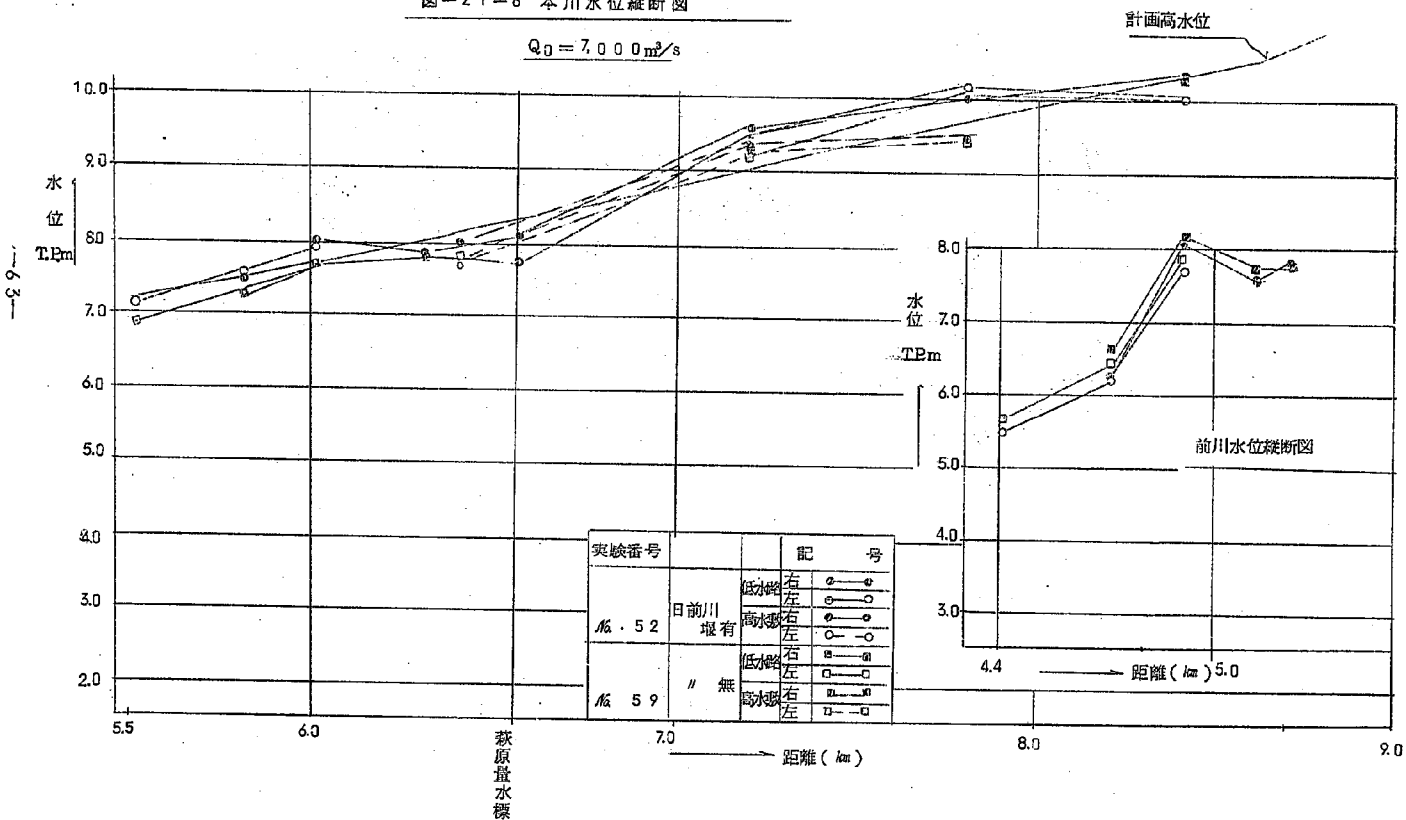


図-22-2 遊水池の流況図実験47

旧前川堰有

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

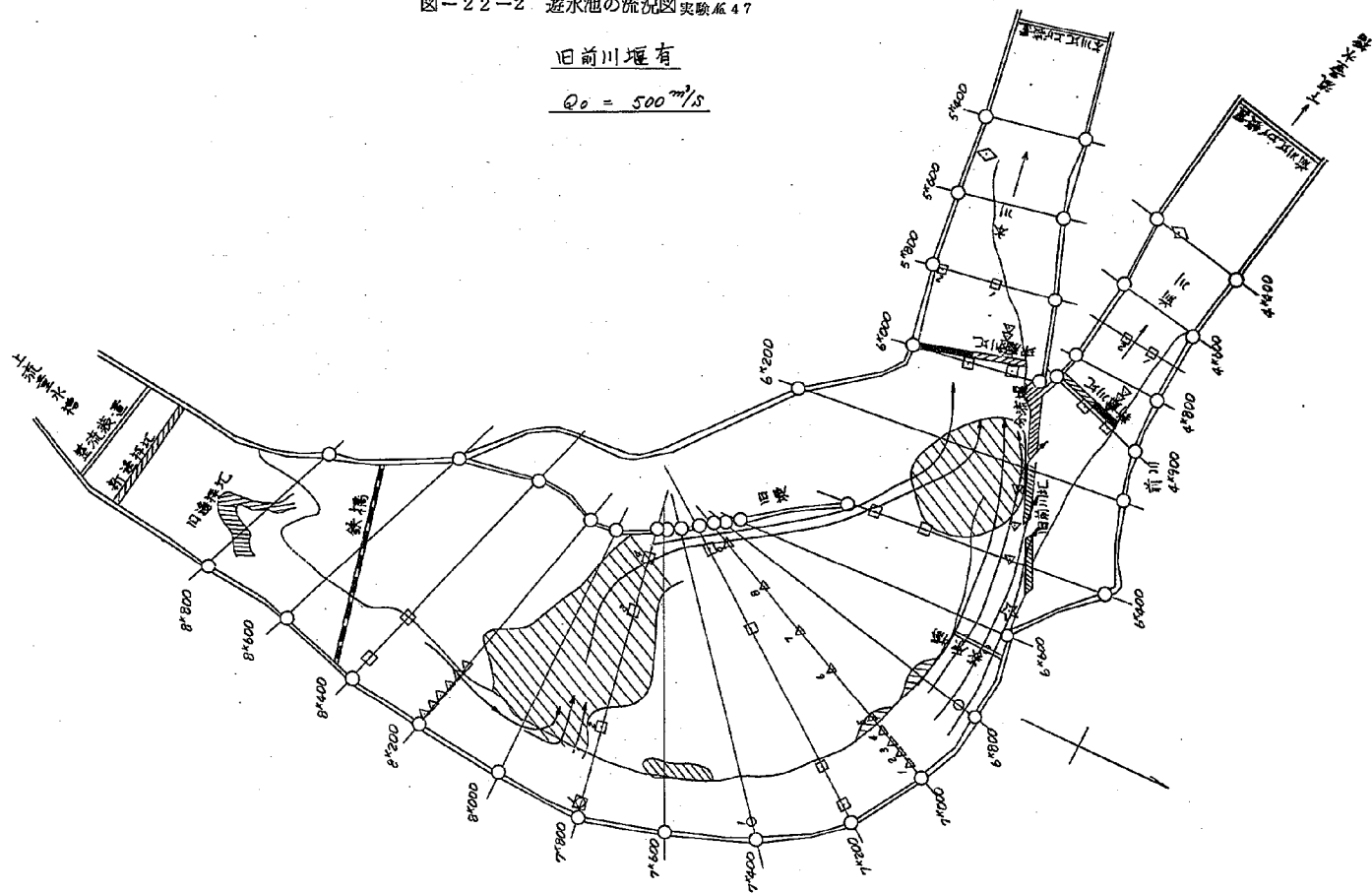


図-22-4 遊水池の流況図 実験筋50

旧前川堰有

$$Q_0 = 3,620 \text{ m}^3/\text{s}$$

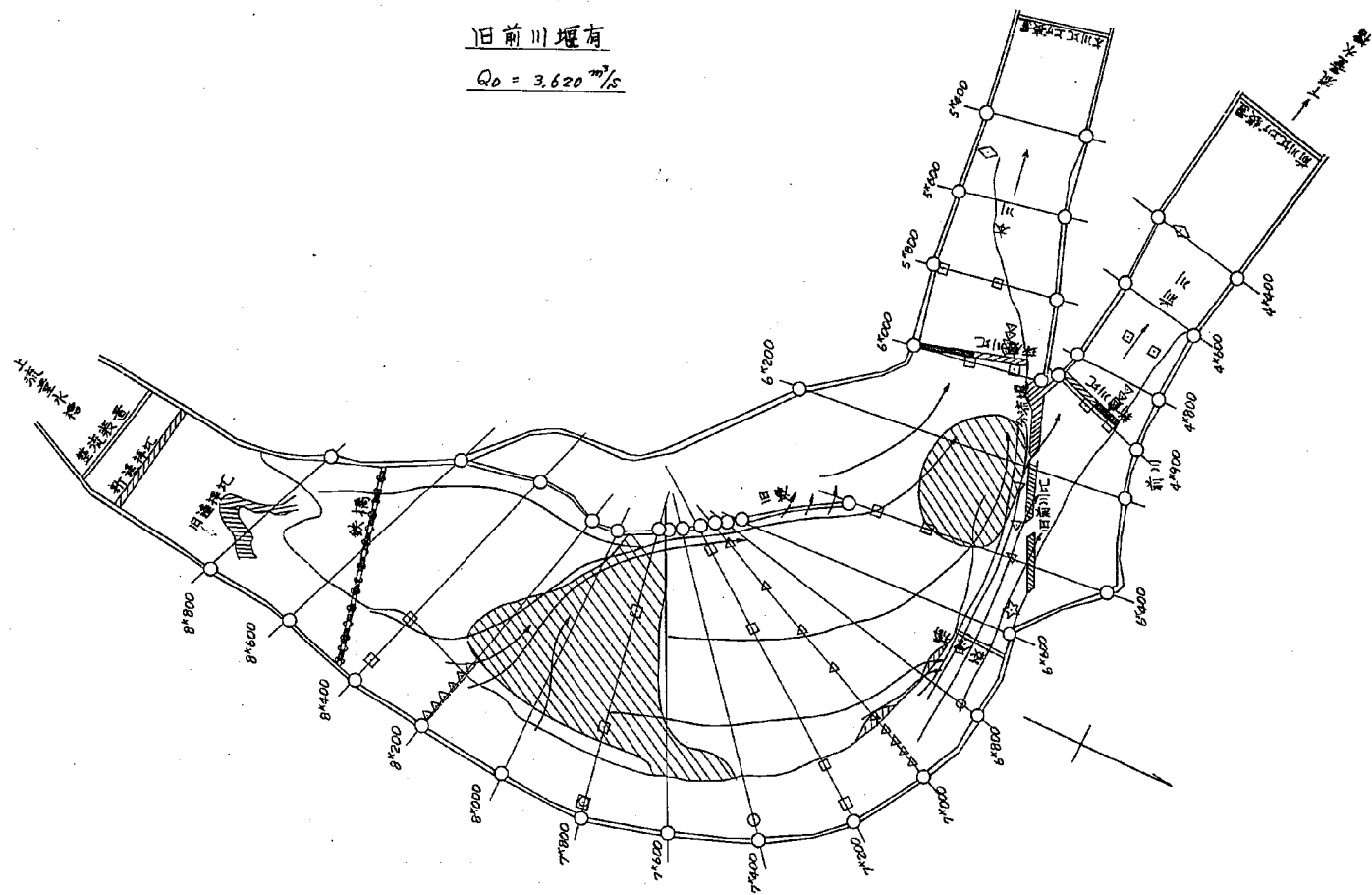


図-22-6 遊水池の流況図 実験底52

旧前川堰有

$$Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$

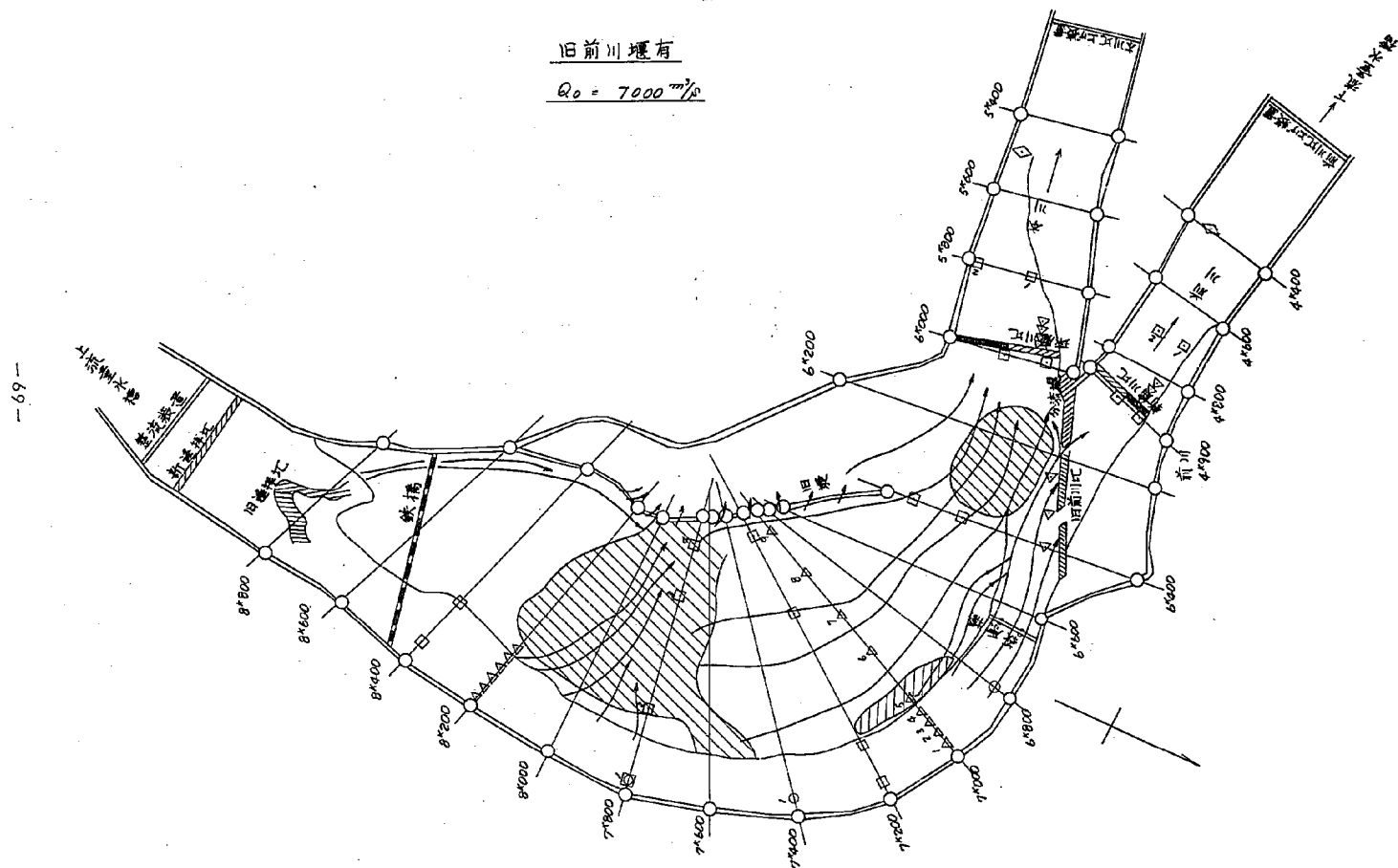


图-23-2 流況图

無堰川前旧

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

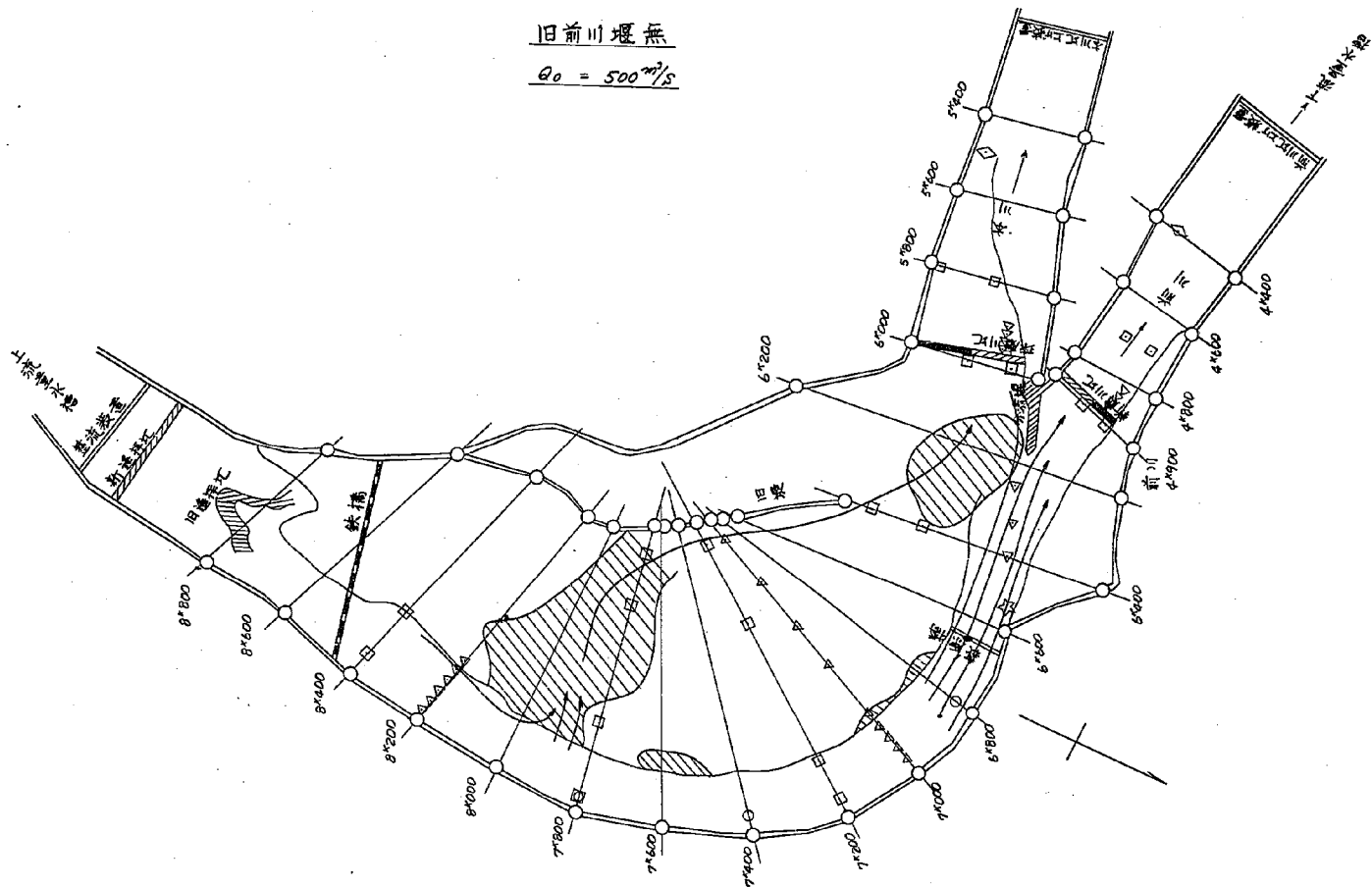


图-23-3 流況图 突嘴 655

旧前川堰無

$Q_0 = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 新前川堰全閉

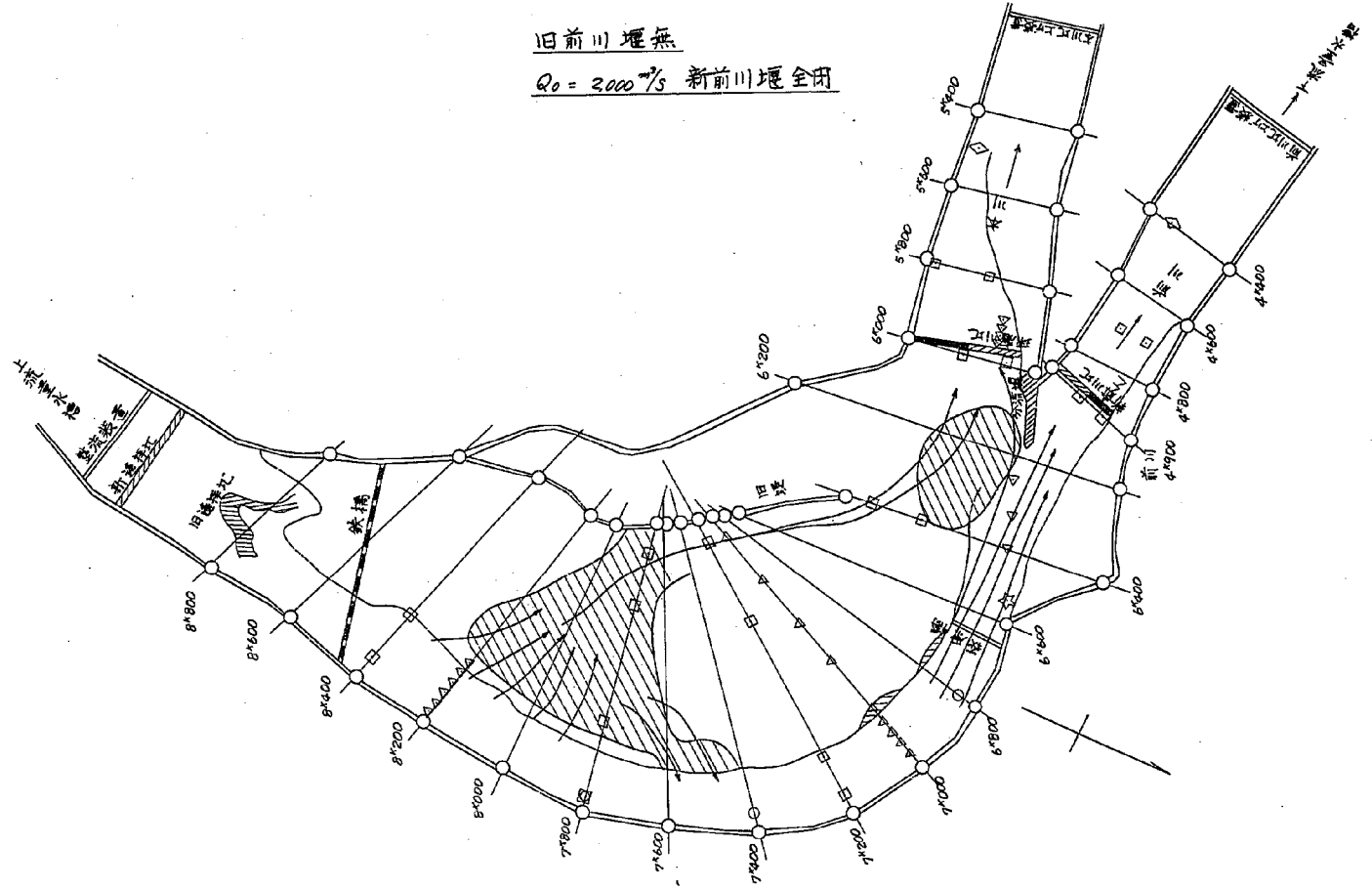
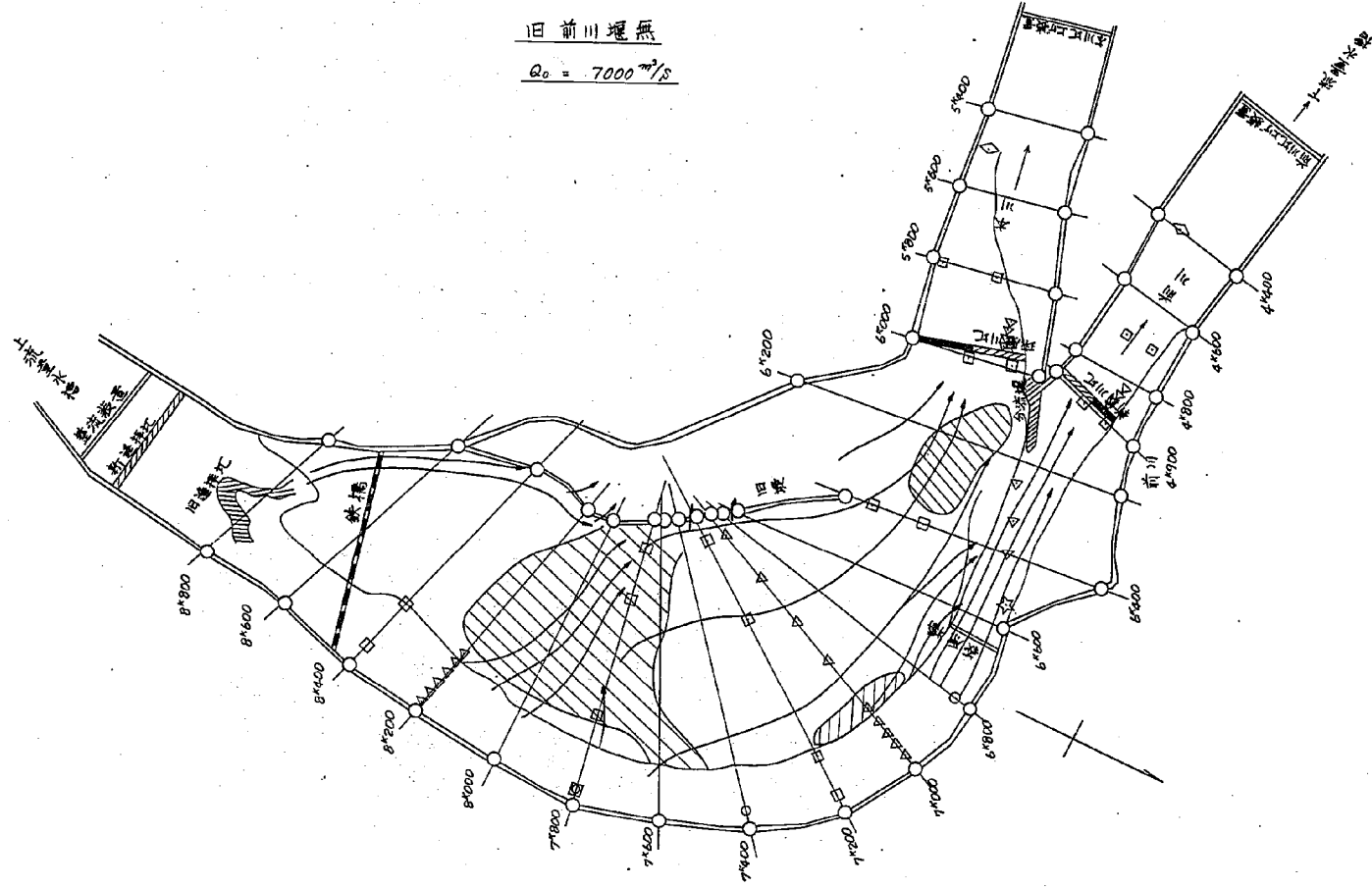


图-23-6 流況図 実験 No. 59

旧前川堤無

$$Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$



[illegible][illegible]

表 - 10 - 1 流速, 流向数值表

旧前川堰有

$$Q_0 = 5000 \text{ m}^3/\text{s}$$

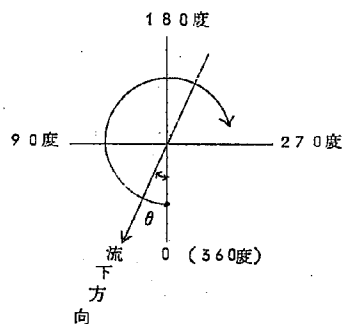
实验 5.1

單位 (現地換算數値)

(水位又は河床高)	流速
T. P. m	m/s
測点の標高	流向
T. P. m	度

测定断面 测点	球磨川堰下流				新前川堰下流			
	1	2	3	4	1	2	3	4
1								
2								
3								
4								
5								
6								
7								
8								
9								
10								
11								

测定断面 测点	旧前川堰下流		
	1	2	3
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			



測定断面	8.2 K											
測点	1		2		3		4		5		6	
1	(10.135) 5.480 9.315 359	(10.170) 4.808 10.030 352	(10.040) 5.192 9.520 355	(10.090) 5.346 8.675 354	(9.215) 6.394 8.925 352	(9.480) 6.003 8.270 352						
2	8.315 356 4.900	9.030 352 4.455	8.520 355 4.808	7.675 354 4.808	7.925 5.954 6.925 354	7.270 352 5.699						
3	7.315 356 4.540	8.030 352 4.200	7.520 355 4.023	6.675 354 4.596	6.925 5.876 5.925 354	6.270 352 5.480						
4	6.315 356 4.257	7.030 352 3.903	6.520 355 3.903	5.675 354 4.023	5.925 5.374 5.374 354	5.270 351 5.238						
5	5.315 356 3.834	6.030 352 3.559	5.520 355 3.559	4.675 354 3.925 3.599	4.925 4.540 4.540 354	4.270 351 4.850						
6	4.315 356 (3.565) 3.429	5.030 352 3.055	4.520 355 (3.770) 2.100	4.175 354 4.175 354	3.925 4.108 (3.175) 4.108	3.270 351 (2.520) 4.370						
7	3.815 356 —	4.030 352 (3.280) 2.496	4.020 355 —	—	3.425 —	3.51 —						
8	—	3.530 352 —	—	—	—	—						
9	—	—	—	—	—	—						
10	—	—	—	—	—	—						
11	—	—	—	—	—	—						

表-10-2 流速, 流向数値表

旧前川堰有

$Q_0 = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$

実験値 5.2

単位(現地換算数値)

水位又は河床高 T.P.m	流 速 m/s
測定の高 T.P.m	流 向 度

測定断面	7. 0 K																	
測 点 順	1		2		3		4		5		6		7		8		9	
1	(9.520) 9.370	4.144 7	(9.505) 9.085	3.924 18	(9.325) 9.150	4.144 15	(9.220) 9.095	3.663 4	(9.1750) 8.500	0.700 358	(9.165) 8.345	2.100 8	(9.150) 8.875	2.397 4	(9.185) 8.835	1.109 28	(9.235) 8.725	2.574 15
2	8.370	4.108 7	8.085	3.924 18	8.150	4.023 16	3.663 4	3.663	0.859 7.500	3.663 358	(7.595) 7.845	1.778 8	2.298 4	2.298	1.109 28	1.109	8.725	2.574 15
3	7.370	4.108 7	7.085	3.924 14	7.150	3.903 16	3.705 4	3.705	1.109 6.500	1.109 358	7.845	8	7.875 4	7.875	2.835 28	2.835	7.725	2.574 15
4	6.370	4.081 7	6.085	3.769 14	6.150	3.705 8	3.599 4	3.599	0.859 5.500	0.859 358			(7.125) 7.375	2.162 4	(7.185) 7.335	1.109 28	6.725	2.524 15
5	5.370	4.023 0	5.085	3.736 3	5.150	3.564 8	3.599 4	3.599	0.859 4.500	0.859 20							5.725	2.524 25
6	4.370	3.960 0	4.085	3.599 3	4.150	3.634 8	3.663 4	3.663	(3.750) 4.000	0.859 20							4.725	2.397 25
7	3.370	3.834 0	3.085	3.169 3	3.150	3.429 8	3.599 4	3.599									3.725	2.213 25
8	2.370	3.736 347	2.085	3.055 0	2.150	3.169 8	2.524 4	2.524									2.725	2.162 24
9	1.370	3.634 347	1.085	2.885 0	1.150	2.885 3	(1.345) 1.595	1.563 358									1.725	2.100 24
10	0.370	3.246 347	0.085	2.425 349	0.150	2.100 354											(0.975) 1.225	1.980 24
11	(-0.380) -0.130	2.496 347	(-0.665) -0.415	1.711 349	(-0.600) -0.350	1.778 354												

测定断面	球 摩 川 堰 下 流								新 前 川 堰 下 流							
测点	1		2		3		4		1		2		3		4	
1	(8.090) 6.915	1.711 345	(8.100) 6.935	1.778 343	(8.050) 6.875	1.711 342	(8.020) 7.190	1.853 368	(5.980) 5.830	1.853 10	(4.675) 5.875	4.081 350	(4.685) 5.875	3.866 5	(4.650) 5.485	4.081 3
2		1.711 5.915		1.711 345		1.711 342		1.853 368		3.705 10		4.257 350		3.903 5		4.257 3
3		2.496 4.915		1.711 343		1.711 342		1.913 368		7.035 10		5.238 350		4.257 5.54		4.318 3
4		2.100 3.915		1.711 343		1.711 342		1.913 368		7.539 18		5.238 350		4.900 3.54		4.318 3
5		1.980 2.915		1.563 345		1.711 342		1.853 368		7.441 18		5.819 350		4.900 3.54		4.318 3
6		1.209 1.915		1.209 343		1.400 342		1.711 368		6.894 18		4.925 350		4.540 3.54		4.207 3
7		(1.165) 1.415		(1.185) 343		(1.125) 1.400		(1.440) 1.645		(0.080) 5.258		(0.125) 4.925		(0.125) 4.023		(-0.265) 3.207
8																
9																
10																
11																
测定断面	旧 前 川 堰 上 流															
测点	1		2		3											
1	(8.220) 7.720	5.699 268	(7.860) 7.635	5.614 288	(8.025) 7.660	3.564 280										
2		5.699 6.720		5.614 268		5.834 282										
3		5.657 5.720		5.556 281		4.023 277										
4		5.614 4.720		5.522 279		3.988 280										
5		5.487 3.720		5.487 279		3.960 280										
6		5.374 2.720		5.409 279		3.903 280										
7		5.096 1.720		5.238 272		3.564 280										
8		4.808 0.720		5.144 273		3.132 280										
9		4.646 -0.280		4.900 273		2.885 275										
10		4.144 -1.280		4.695 275												
11		3.500 -2.280		3.903 273												
12		(-3.050) -2.780														

[illegible]

表-10-3 流速, 流向数值表

旧前川堰無

$$Q_0 = 5.000 \text{ m}^3/\text{s}$$

單位(現地換算數值)

水位又は河床高 T. P. m	流 速 m/s
測点の標高 T. P. m	流 向 度

[illegible]

测定断面	球 摩 川 堰 下 流								新 前 川 堰 下 流							
测 点 底	1		2		3		4		1		2		3		4	
1	(7.700)	1.563	(7.720)	1.853	(7.650)	1.711	(7.650)	1.980	(6.035)	1.853	(6.840)	3.599	(6.850)	3.599	(6.900)	4.540
	7.415	3.53	7.435	3.36	7.375	3.39	7.440	2.039	5.850	3.60	6.375	3.52	6.375	3.47	6.485	2
2		1.563		1.980		1.778		2.039		3.564		4.483		4.313		4.617
	6.915	3.53	6.935	3.36	6.875	3.39	7.190	4	4.830	3.60	5.875	3.52	5.875	3.47	5.485	2
3		1.563		1.980		1.778		2.039		7.507		4.646		4.426		4.568
	5.915	3.53	5.935	3.36	5.875	3.39	6.190	4	3.830	3.60	4.875	3.52	4.875	3.47	4.485	2
4		1.643		1.913		1.711		1.980		8.253		5.144		4.774		4.646
	4.915	3.53	4.935	3.36	4.875	3.39	5.190	4	2.850	3.60	3.875	3.52	3.875	3.47	3.485	2
5		1.563		1.853		1.778		1.853		7.763		5.699		5.096		4.695
	3.915	3.53	3.935	3.36	3.875	3.39	4.190	4	1.830	3.60	2.875	3.52	2.875	3.47	2.485	2
6		1.563		1.563		1.563		1.778		7.441		5.699		5.374		4.674
	2.915	3.53	2.935	3.36	2.875	3.39	3.190	4	0.830	3.60	1.875	3.52	1.875	3.47	1.485	2
7		1.492		1.400		1.400		1.711		(0.080)	6.859		5.614		5.167	4.646
	1.915	3.53	1.935	3.36	1.875	3.39	2.190	4	0.330	3.60	0.875	3.52	0.875	3.47	0.485	2
8	(1.165)	1.400	(1.185)	1.512	(1.125)	1.400	(1.440)	1.643			(0.125)	4.483	(0.125)	4.774	(-0.265)	3.283
	1.415	3.53	1.435	3.36	1.375	3.39	1.690	4			0.375	3.52	0.375	3.47	-0.015	2
9																
10																
11																

测定断面	旧 前 川 堰 下 流			
测 点 底	1		2	
1	(7.795)	5.556	(7.780)	4.483
	7.575	2.75	7.515	2.78
2		5.487		4.646
	6.575	2.75	6.815	2.78
3		5.409		4.596
	5.575	2.75	5.815	2.78
4		5.215		4.483
	4.575	2.75	4.815	2.78
5		5.063		4.398
	3.575	2.75	3.815	2.78
6		4.695		4.513
	2.575	2.75	2.815	2.78
7		4.483		4.165
	1.575	2.75	1.815	2.78
8		4.257		4.023
	0.575	2.75	0.815	2.78
9		3.988		3.736
	-0.425	2.75	-0.185	2.78
10		3.521		3.408
	-1.425	2.75	-1.185	2.78
11		3.255		(-1.935)
	-2.425	2.75	-1.685	2.78
12		(-3.175)		2.425
	-2.925	2.75		2.75

[illegible]

表-10-4 流速流向数值表

旧前川堰無

$$Q_0 = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$$

実験 No. 59

單位(現地換算數值)

(水位又は河床高) T. P. m	流 速 m/s
測 点 の 標 高 T. P. m	流 向 度

[illegible]

测定断面	球 摩 川 堰 下 流								新 前 川 堰 下 流							
测 点 顺	1		2		3		4		1		2		3		4	
1																
2																
3																
4																
5																
6																
7																
8																
9																
10																
11																

测定断面	旧 前 川 堰 下 流					
测 点 顺	1		2		3	
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
11						

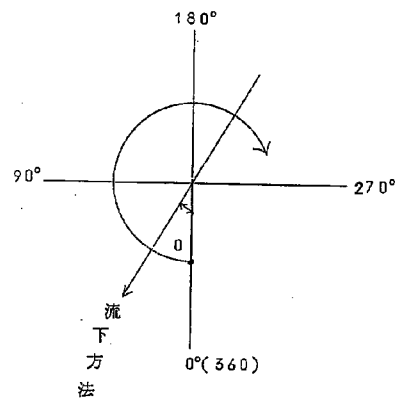


図-24-1 流速分布図 測定断面8k2

旧前川堰有

$Q_0=5,000\text{m}^3/\text{s}$ 実験値51

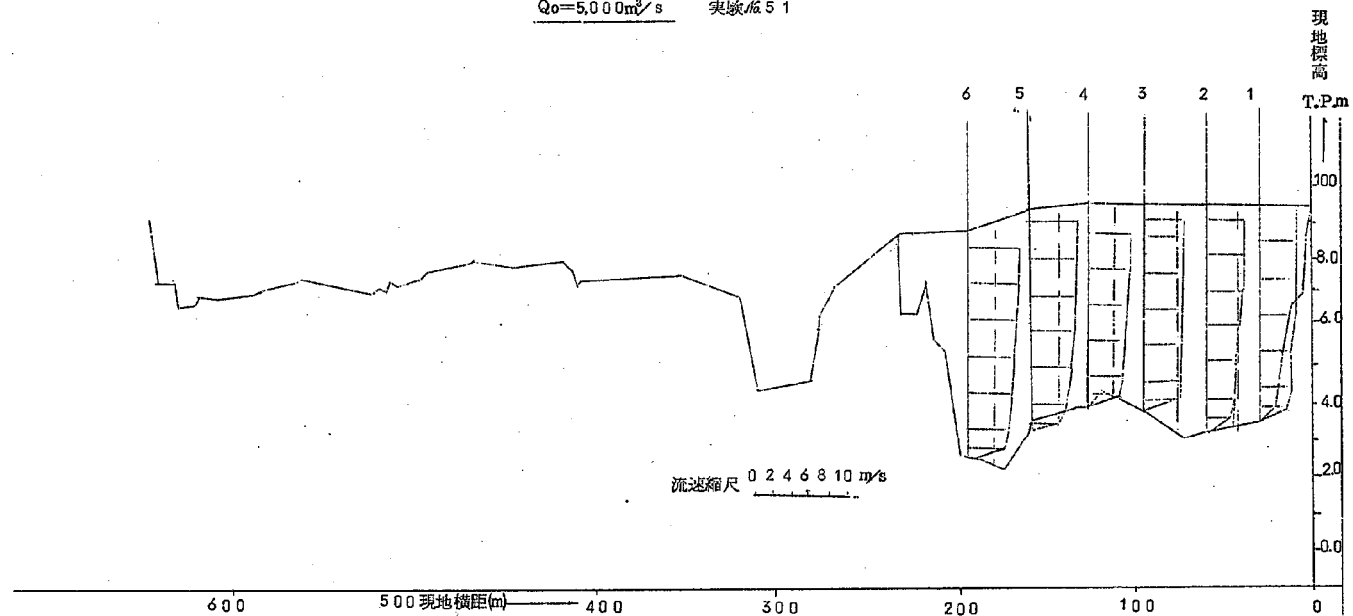


图-24-2 流速分布图 测定断面7 k 0

旧前川堰有 実験No 51

$Q_0 = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$

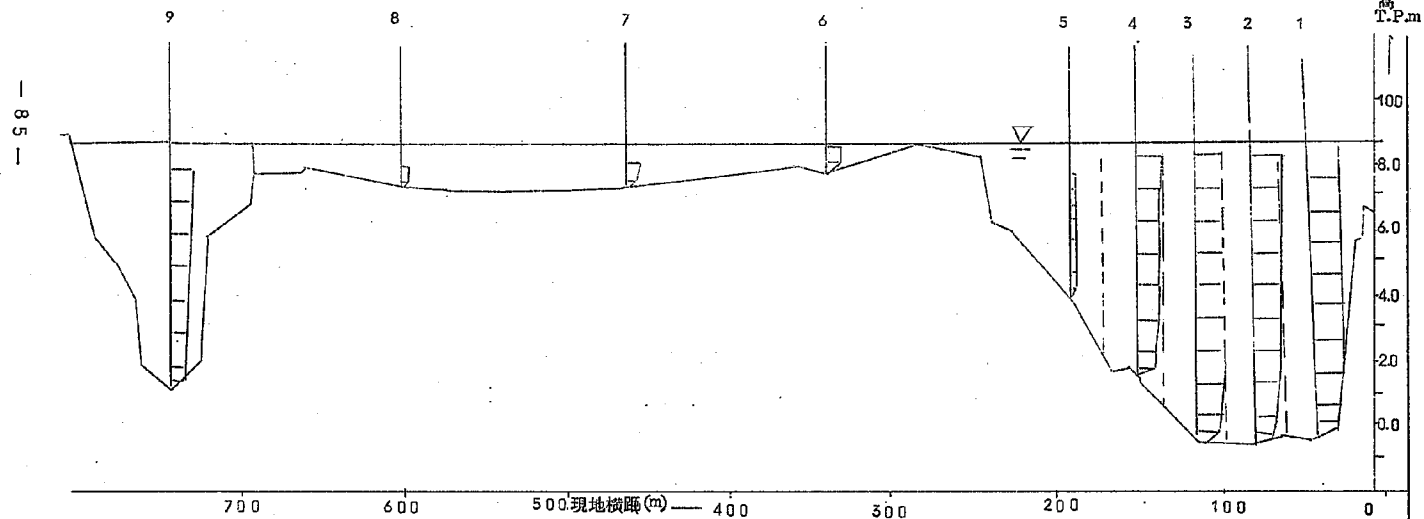


図-24-3 流速分布図 8k2

$Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$ 旧前川堰有 実験 No. 52

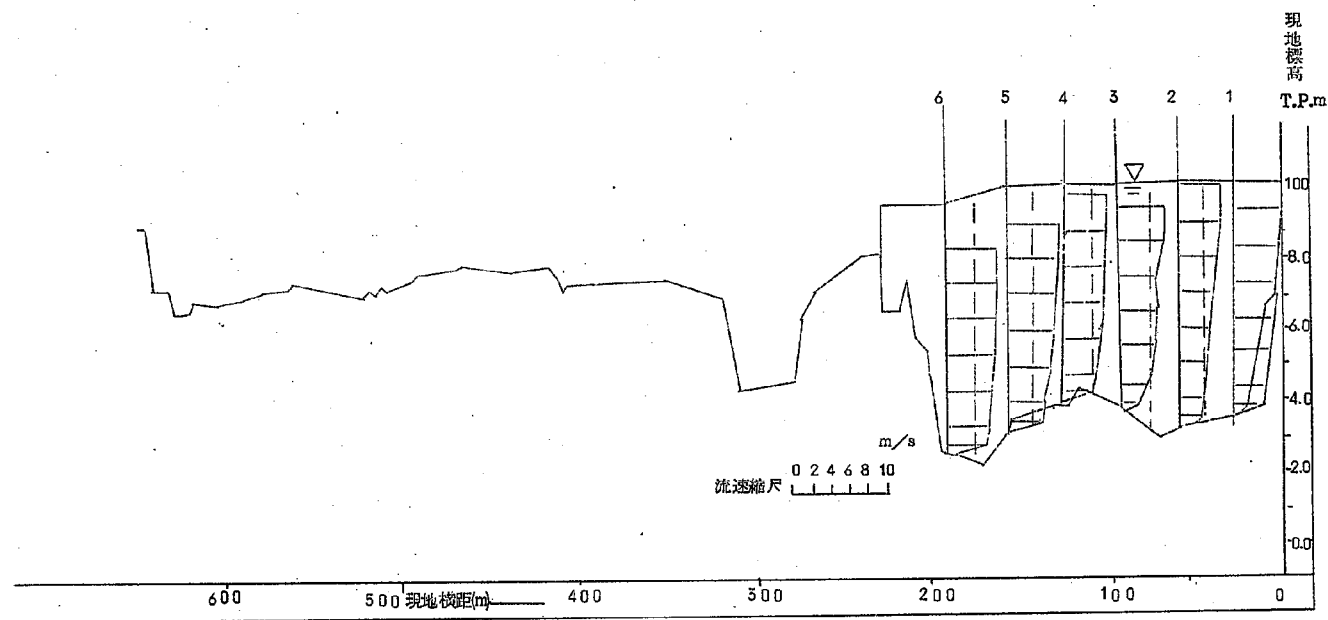
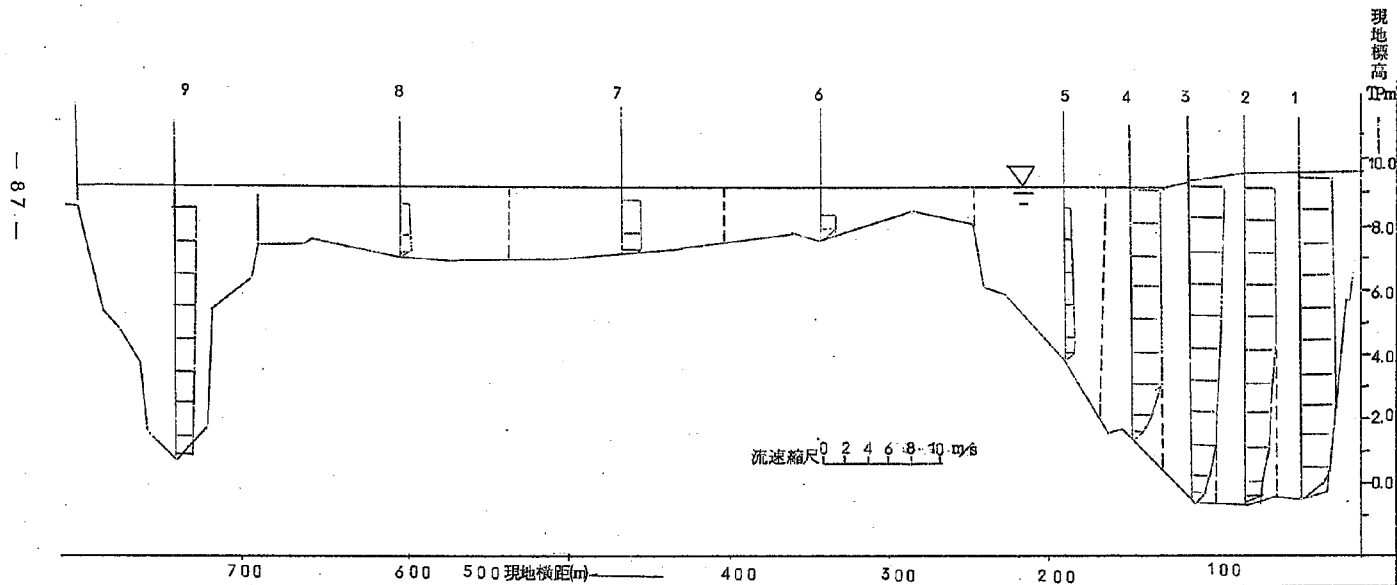


図-24-4 流速分布図 7k0

$Q0=7,000\text{m}^3/\text{s}$ 旧前川堰有 実験流52



图—24—5 流速分布图 测定断面8.k2

旧前川堰 無 実験No.58

$Q_0 = 5.000 \text{ m}^3/\text{s}$

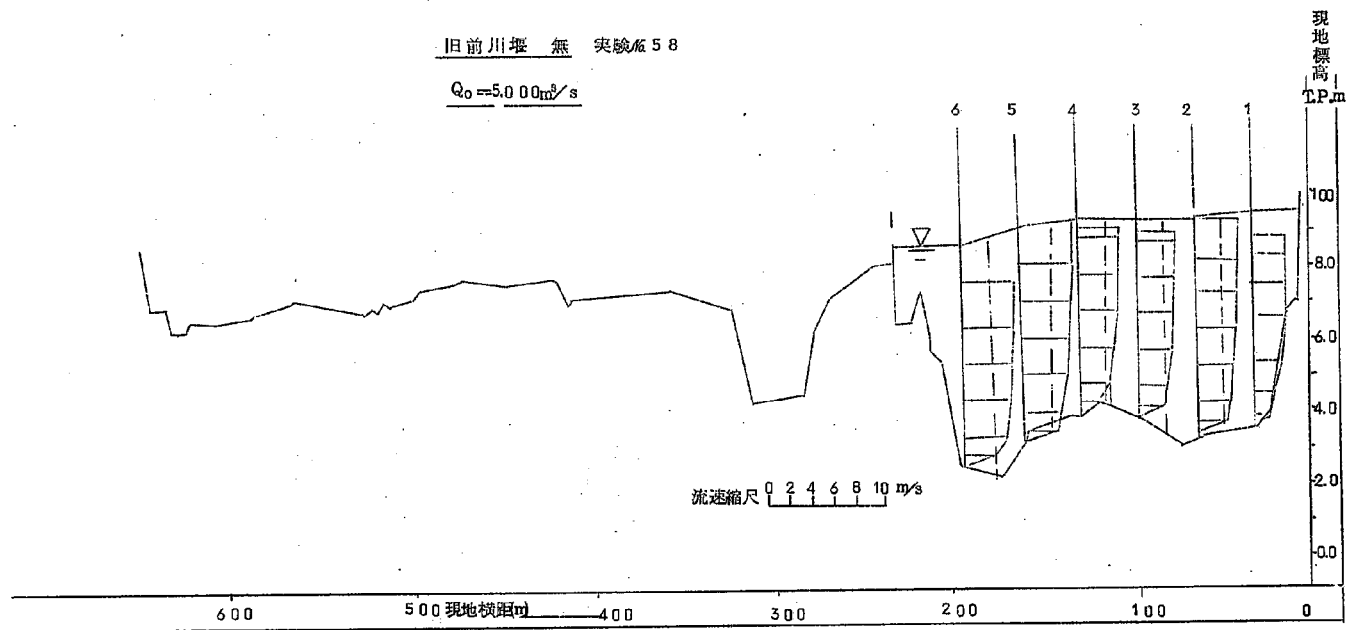


図-24-6 流速分布図 測定断面 7.k0

旧前川堰無 実験 No.58

$Q_0 = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$

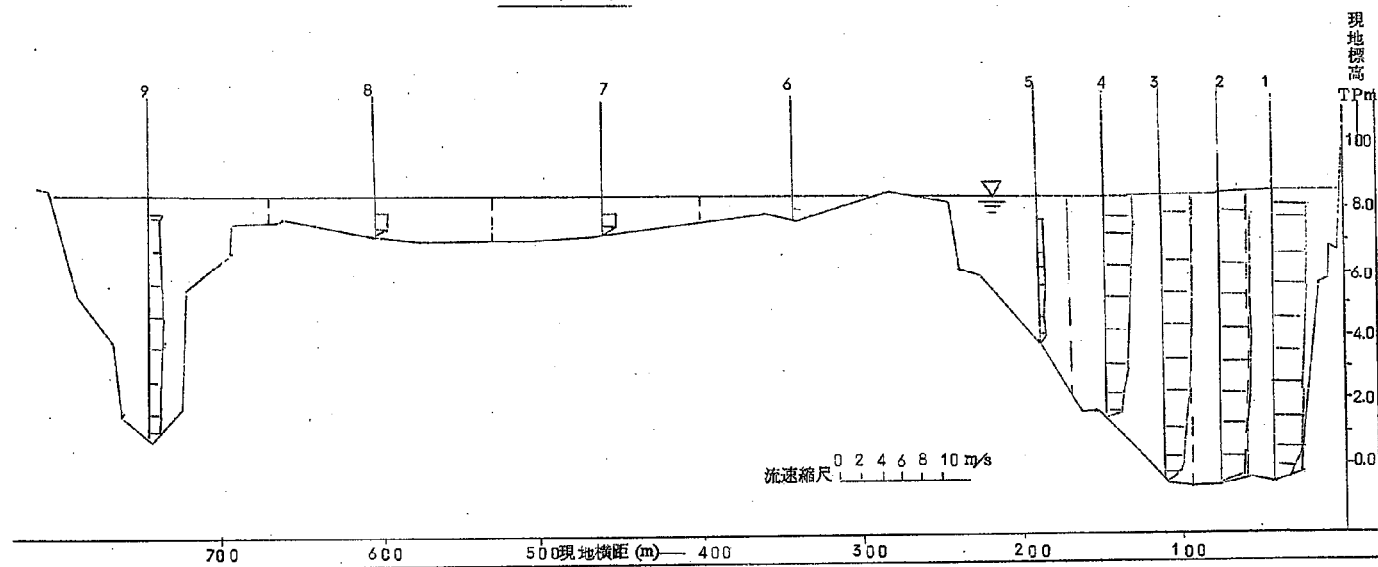


図-24-7 流速分布図 8k2

$Q_0=7,000\text{m}^3/\text{s}$ 旧前川堰無 実験底59

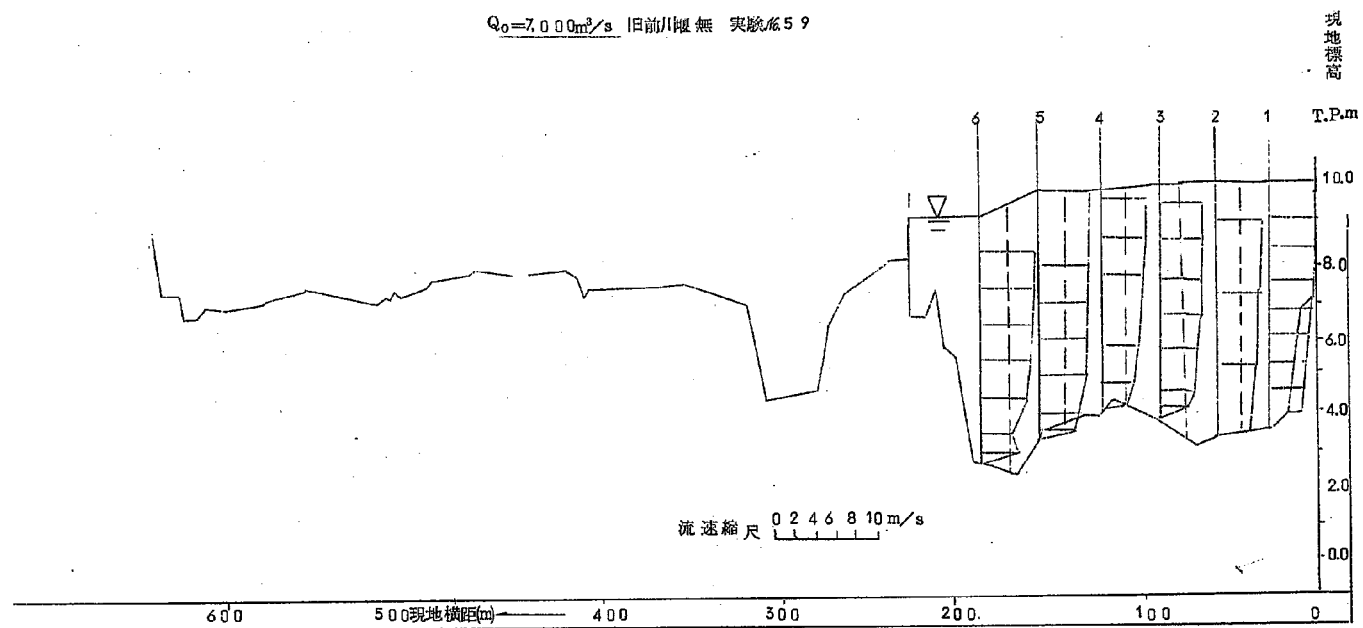
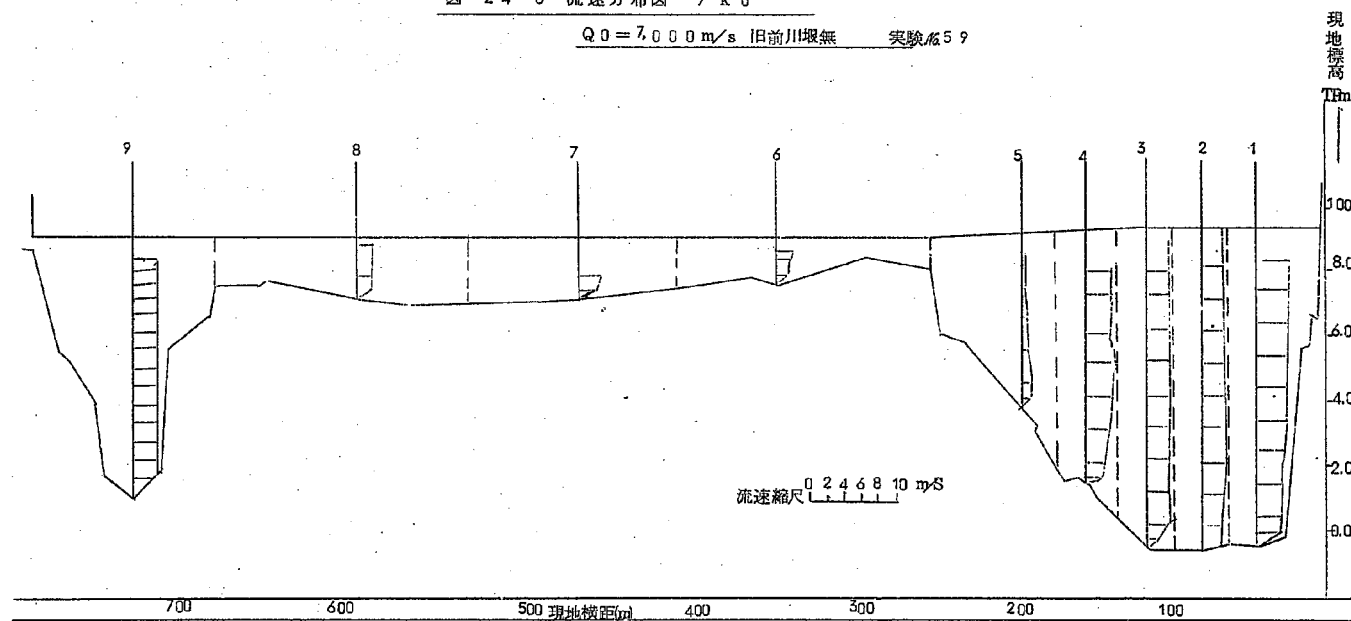


図-24-8 流速分布図 7 k 0

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 旧前川堰無 実験 No. 59



$$8.k_2 \quad Q_0 = 5000 \text{ m}^3/\text{s}$$

测点	1		2		3		4		5		6		合 計
测点高	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	流 量
1	4.381		4.304		4.529		4.761		5.596		5.602		
2	4.008		4.247		4.472		4.711		5.561		5.560		
3	3.945		4.019		4.303		4.506		5.272		5.280		
4	3.888		3.962		4.415		4.050		5.132		5.000		
5	3.271		3.447		4.008		3.677		4.736		4.761		
6	3.195		2.925		3.691		3.183		4.190		4.440		
7	2.698		2.486		3.271				3.551		3.922		
平均流速	3.627	195.5	3.627	193.8	4.098	179.5	4.148	168.2	4.777	193.8	4.938	222.7	
流 量		709		703		736		698		926		1100	4872

表-11-1 流 量 計 算 書

旧 前 川 堤 有

実験係 51, 57

単位

流 速 m/s (角度を修正し断面に直角な流速)

断面積 m^2

流 量 m^3/s

$$7.k_0 \quad Q_0 = 5000 \text{ m}^3/\text{s}$$

测点	1		2		3		4		5		6		7		8		9		合 計
测点高	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	流 量
1	4.085		3.826		3.949		3.088		0.494		1.680		1.551		0.704		2.262		
2	4.085		3.677		3.807		3.088		0.494		1.819		1.390		0.573		2.198		
3	4.059		3.859		3.918		3.109		0.494								1.959		
4	4.001		3.739		3.818		3.067		0.495								1.975		
5	3.696		3.760		3.537		2.948		0.495								1.748		
6	3.703		3.513		3.334		2.751										1.693		
7	3.562		3.400		3.067		2.297										1.575		
8	3.406		3.124		2.863		2.161										1.289		
9	3.063		2.522		2.379														
10	2.518		2.099		1.997														
平均流速	3.618	354.2	3.352	302.7	3.257	288.8	2.814	264.5	0.494	273.6	1.750	65.4	1.471	159.6	0.639	174.8	1.837	449.9	
流 量		1281		1015		941		744		135		114		235		112		826	5403

8. k₂ Q₀ = 7,000 m³/s

测点	1		2		3		4		5		6		合 计
测点高	修正流速	断面面积	修正流速	断面面积	修正流速	断面面积	修正流速	断面面积	修正流速	断面面积	修正流速	断面面积	
1	5.479		4.761		5.172		5.317		5.396		5.945		
2	5.132		5.047		4.881		5.116		6.208		5.949		
3	4.888		4.412		4.790		4.782		5.954		5.644		
4	4.529		4.159		4.008		4.571		5.876		5.413		
5	4.247		3.865		3.888		4.001		5.574		5.174		
6	3.825		3.326		2.959		3.579		4.540		4.790		
7	3.421		3.025		2.092				4.108		4.516		
8			2.472										
平均流速	4.503	222.7	3.883	223.0	3.970	200.2	4.561	192.3	5.494	217.9	5.319	264.5	
流 量		1003		866		795		877		1197		1406	6144

2. k₀ Q₀ = 7,000 m³/s

测点	1		2		3		4		5		6		7		8		9		合 计
测点高	修正流速	断面面积	修正流速	断面面积	修正流速	断面面积	修正流速	断面面积	修正流速	断面面积	修正流速	断面面积	修正流速	断面面积	修正流速	断面面积	修正流速	断面面积	
1	4.113		3.732		4.003		3.654		0.700		2.080		2.391		0.979		2.486		
2	4.077		3.732		3.867		3.654		0.858		1.761		2.292		0.979		2.486		
3	4.077		3.807		3.752		3.696		1.108				2.157		0.979		2.438		
4	4.050		3.657		3.669		3.590		0.858								2.288		
5	4.023		3.731		3.529		3.590		0.807								2.172		
6	3.960		3.594		3.599		3.654		0.807								2.006		
7	3.834		3.165		3.596		3.597										1.975		
8	3.640		3.055		3.138		2.522										1.918		
9	3.541		2.885		2.881		1.562										1.809		
10	3.163		2.425		2.088														
11	2.432		1.680		1.768														
平均流速	3.719	422.4	3.224	332.6	3.245	326.3	3.280	295.0	0.856	329.5	1.921	182.0	2.280	241.6	0.979	274.6	2.175	527.2	
流 量		1571		1072		1059		968		282		350		551		269		1147	7269

$$8^{k_2} \quad Q_0 = 5000 \text{ m}^3/\text{s}$$

測点	1		2		3		4		5		6		合 計
測点高	補正流速	断面積	補正流速	断面積	補正流速	断面積	補正流速	断面積	補正流速	断面積	補正流速	断面積	流 量
1	3.828		4.790		4.551		4.823		5.771		5.828		
2	3.828		4.628		4.551		4.620		5.727		5.795		
3	3.828		4.466		4.241		4.543		5.501		5.571		
4	3.596		4.387		4.065		4.177		5.172		5.512		
5	2.959		3.914		3.783		4.776		4.749		5.035		
6	2.576		3.442		3.125		3.115		4.102		4.213		
7	1.894		3.121		2.514		1.777		3.572		3.767		
平均流速	3.187	193.2	4.107	188.4	3.833	175.6	3.976	162.6	4.942	189.9	5.090	217.3	
流 量		616		774		673		646		938		1106	4753

表 - 1.1 - 2 流量計算表

旧前川堰無

実験 No. 58, 59

単位

流 速 m/s (角度を補正し断面積に直角な流速)

断面積 m^2

流 量 m^3/s

$$7^{k_0} \quad Q_0 = 5000 \text{ m}^3/\text{s}$$

測点	1		2		3		4		5		6		7		8		9		合 計
測点高	補正流速	断面積	補正流速	断面積	補正流速	断面積	補正流速	断面積	補正流速	断面積	補正流速	断面積	補正流速	断面積	補正流速	断面積	補正流速	断面積	流 量
1	4.019		4.081		3.886		3.358		0.830		0.758		1.776		1.321		1.525		
2	4.019		4.019		3.732		3.282		0.830				1.708		1.316		1.393		
3	3.990		3.990		3.627		3.233		0.956								1.356		
4	3.962		3.844		3.564		3.052		0.676								1.212		
5	3.945		3.888		3.389		2.977		0.956								1.354		
6	3.755		3.819		3.199		2.728										1.161		
7	3.649		3.620		3.083		2.156										1.002		
8	3.508		3.395		2.793		1.806										0.821		
9	2.994		2.909		2.373												0.712		
10	2.310		2.564		1.908														
平均流速	3.615	364.0	3.613	288.6	3.155	296.6	2.824	254.2	0.850	251.0	0.758	54.9	1.742	142.7	1.319	163.2	1.168	44.4	
流 量		1316		1043		936		718		213		42		249		215		519	5251

$$8^{k_2} \quad Q_0 = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$$

测点	1		2		3		4		5		6		合 計 流 量
测点高	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	
1	5.066		5.242		5.010		5.397		6.242		6.160		
2	5.172		5.063		5.265		5.327		6.009		6.166		
3	5.089		4.919		5.012		5.019		5.716		5.934		
4	4.790		4.756		4.789		4.776		5.757		5.726		
5	4.241		4.410		4.471		4.471		5.490		5.472		
6	3.705		3.825		4.218		3.750		4.850		3.579		
7	3.470		3.394		3.564		2.985		4.106		4.248		
8	0												
平均流速	4.505	216.3	4.516	226.0	4.618	198.5	4.532	177.5	5.453	217.9	5.326	256.7	
流 量		974		1021		917		804		1188		1367	6271

$$7^{k_0} \quad Q_0 = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$$

测点	1		2		3		4		5		6		7		8		9		合 計 流 量
测点高	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	修正流速	断面積	
1	4.136		3.835		3.914		3.585		0.697		2.397		2.822		1.916		2.458		
2	4.019		3.748		3.748		3.620		0.487		1.772		2.388		1.861		2.486		
3	3.962		3.668		3.668		3.078		0.689		1.510				1.671		2.388		
4	3.864		3.748		3.442		3.550		0.854								2.388		
5	3.844		3.667		3.352		3.487		1.100								2.284		
6	3.864		3.510		3.346		2.994		0.986								2.068		
7	3.403		3.447		2.959		2.361										2.068		
8	3.416		3.161		2.789		2.213										2.068		
9	2.994		2.698		2.909												0.487		
10	2.486		2.425		1.400														
11																			
平均流速	3.599	417.4	3.391	326.4	3.153	323.2	3.111	282.3	0.802	323.2	1.893	153.7	2.605	233.7	1.816	266.8	2.077	506.7	720.2
流 量		1502		1107		1019		878		259		291		609		485		1052	

5%程度の誤差内にあるように思われる。旧前川堰が有る場合(表-11-1)について7k0断面の低水路および高水敷の流量を計算すると、 $Q_0=5,000\text{ m}^3/\text{s}$ (実験値51)では低水路流量(測点61~5までの和)は $4,116\text{ m}^3/\text{s}$ 、高水敷流量は $1,287\text{ m}^3/\text{s}$ (66~9の和)である。誤差を重みをつけて比例配分すれば補正流量は低水路 $3,810\text{ m}^3/\text{s}$ ($5,000\text{ m}^3/\text{s}$ の76.2%)、高水敷 $1,190\text{ m}^3/\text{s}$ (23.8%)である。 $Q_0=7,000\text{ m}^3/\text{s}$ (実験値52)では低水路 $4,952\text{ m}^3/\text{s}$ 、高水敷 $2,317\text{ m}^3/\text{s}$ である。同じく補正すると低水路 $4,770\text{ m}^3/\text{s}$ ($7,000\text{ m}^3/\text{s}$ の68.2%)、高水敷 $2,230\text{ m}^3/\text{s}$ (31.8%)となる。まとめて表にすれば次の表-12のようになる。

表 - 12

旧前川 堰の有無	実験 値	Q m^3/s	7.0 k断面の実験 流量 m^3/s		誤 差 m^3/s	補正流量 m^3/s		Q ₀ に対する流量比%		備 考
			低水路	高水敷		低水路	高水敷	低水路	高水敷	
有	51	5000	4,116	1,287	+403 (8.1%)	3,810	1,190	76.2	23.8	
	52	7,000	4,952	2,317	+269 (3.8%)	4,770	2,230	68.2	31.8	
無	53	5000	4,226	1,025	+251 (5.0%)	4,024	976	80.4	19.6	
	59	7,000	4,765	2,437	+202 (2.9%)	4,631	2,369	66.2	33.8	

旧前川堰が無い場合には後述のように前川分流量が、ある場合に比べて増加するのであるが、この影響は、7k0断面の低水路および高水敷を流れる流量配分を殆んど変化させないようである。数字の違いはほぼ実験誤差の範囲内にある。これらの算定の中には平均5%の誤差が含まれているが、低水路および高水敷の流量に関しては、ほぼこの程度の流量と見てよいと思われる。なお、他の断面での流速測定値については報告書第2編および第3編で再び検討してみる積りである。

(5) 彎曲部低水路右岸の流速について

彎曲部低水路右岸の護岸や水制の維持はきわめて重要な問題であるが、そのためには同所に発生する流速を知ることが必要であろう。本実験に関しては、図-24-1~図-24-8および表-10-1~10-4で護岸近くの流速分布を知ることができる。なお他の断面の護岸付近の流速分布は第2編の報告書により多くの測定結果をのせる。

(6) 球磨川堰・新前川堰に関する問題

(i) 堰操作について

予備実験で堰操作の大略をつかんだが、本実験でさらに多くの水位資料をもとに、堰操作の方針を考えてみる。はじめに水位測点について考察し、次に操作開始時期について考察する。

堰操作の基準は一般的にはある場所の水位や流量である。豊原地区の場合、球磨川堰および新前川堰の上流の到るところで、河口潮位による水位変動は見られないので、ある地点の水位と流量の関係は、急激な河状変化がない限りにおいて、ほぼ1対1の対応をなすと考えられる。したがって現地においてつかみやすい水位を堰操作の基準に選んでよいであろう。しかし当然堰に非常に関係の深い水位測点を選ぶべきであつて、次のような測点が考えられる。

萩原量水標準水位

6 k 3 0 0 水位 (分流点の共通水位)

堰直上流水位

ビアー水位

萩原量水標準水位は豊原地区における代表的な水位観測点であり、6 k 3 0 0 水位は本川・前川ともに共通な水位と考えられる。また堰直上流水位は堰の越流水深（ひいては許容越流水深）を決定する水位であり、ビアー水位は測定しやすいこともあるが、いろいろな意味で重要な水位であろう。

実験水位測点としては上の4カ所を選び、堰直上流水位は、図-25に示すように、越流による水面の曲率が消失する点を選ぶと、球磨川堰では17.5 m、新前川堰では22.5 mそれぞれ堰固定部より上流の2点となる。ビアー水位測点はビアー付近の水位の変化が大きいため、どの点を測点に選ぶかによつてH~Q曲線が大きく変わる恐れがある。実験では一般的な位置として、図-25に示す位置にメジャーを埋めこんで水位を測定した。

表-9より上の各点の水位を抽出して表にしたのが、表-13の球磨川堰・新前川堰H~Q数値表である。同表で球磨川6 k 0 水位、前川4 k 9 水位と書いてあるのは厳密には横断線上の水位でなくて図-25の測点のことを指している。表-13より図-26-1（旧前川堰有）、図-26-2（旧前川堰無）の両堰H~Q曲線

を作図した（ついでであるが、前川4 k 9水位は下流端水位の影響を受けず分流量 Q_M と1対1の対応関係が成立することが実験的に分かっている）。図-27-1、図-27-2も同様である。図-26、図-27は予備実験で概略的に決めたゲートの操作方針で操作した場合の分流量と水位の関係を示すもので、曲線が途中で折れているのはゲートを全開したために水位が低下したものである。例えば図-31-1について説明すると、実験版46、47のデータでは両堰のゲートを全閉しており、版48では球磨川堰ゲートのみ全開（新前川堰全閉）、また版49～52では両堰ゲートとも全開である。新前川堰ゲートを全開（版49）した時の4 k 9水位および新前川堰ピアー水位の降下が顕著であり、本川の水位は殆んど変化しない。実験版48では球磨川堰ゲートを全開しているから、実際には版46、47と1本の曲線で結ぶのは無理であろう。

堰の越流量は一般に越流水深の関数で表わされ、この場合にも適用できるであろうから、球磨川堰については6 k 0水位が、前川堰については4 k 9水位が基本となるべき水位であることに異存はないであろう。すなわち他の如何なる点も、これらの水位との1対1の対応関係があつてはじめて水位測点としての資格を得ることができる訳である。

次に図-26-1と図-26-2すなわち旧前川堰の有無に対する堰の $H \sim Q$ 曲線を比較してみよう。両図を重ね合わせると、4 k 9水位 $\sim Q_M$ および新前川堰ピアー水位 $\sim Q_M$ のそれぞれ2つの曲線はまったく一致し、6 k 0水位 $\sim Q_K$ および球磨川堰ピアー水位 $\sim Q_K$ の曲線は僅かであるが一致しないことが分かる。このことは旧前川堰の有無によつて堰を通る流れの水量に大きな変化がないことを表わしている。すなわち新前川堰では、旧前川堰の有無によらずに、接近流速やフルード数に大きな変化がないことを意味しており、他方球磨川堰では、旧前川堰があれば無い時に比べて接近流速が幾分大きいことを意味している。このような結果は、接近流速を考えずに図-26のような $H \sim Q$ 曲線を作ることが可能すなわち各分流量によつて接近流速が一定であることを示していると思われる。

次に萩原水位と上の各水位測点との相関を調べて見よう。表-13より各水位測点の水位と萩原水位を抽出して作図したのが図-28-1（旧前川堰有）、図-28-2（旧前川堰無）である。両図ともゲート操作によつてかなりの水位変化が見ら

れることは図-26、27と同じであるが、割合きれいな曲線で描かれ1対1の関係があるものと見てよい。このことは萩原水位をゲート操作の基準水位に考えることができることを示している。もつとも6k0水位や4k9水位の方がゲート操作により直接的な水位であることに変わりはない。図-28-1と図-28-2とを比べると球磨川6k0水位と萩原水位との関係は旧前川堰の有無によらず、殆んど変化しないが、前川4k9との関係は相当異なり同一の萩原水位に対して50cm程度の水位変化が見られる。しかし縦軸にとつた萩原水位は、検証実験Ⅱにおいて現地H~Q曲線と一致していないので、これらの図をそのまま利用することはできないと思われる。今後の現地流量観測によつて萩原H~Qを適確につかんでおくことが必要であろう。また表-9より分岐点の代表水位と考えられる6k3水位と分流量(図-27)および6k3水位と各測点水位との関係を調べてみるのも興味深いであろうが、現地でこのような点の水位を測定することが困難と思われるので考察していない。以上球磨川堰・新前川堰のゲート操作のための水位測点について考察してきたが、水位測点は次の4つに集約されると考えられる。

- (i) ビアー水位
- (ii) ビアー上流水位(本川6k0、前川4k9)
- (iii) 萩原水位
- (iv) 6k3水位

上の4つの測点で注意すべきことをあげてみよう。

(i)のビアー水位による方法は現地にも測定は簡単であるが、ビアーのどの位置に量水標を設けるかによつて図-26の曲線が大きく変わってくる点に問題がある。これは水位とフルード数によつてビアーを通る流れの水面形がビアーに沿つて複雑に変化することが原因である。しかしある位置に量水標を設けて下流で分流量を実測してH~Q曲線を作成(Calibration)すれば問題はない。

(ii)ビアー上流水位による方法は、もつとも基本的な方法と考えられ許容越流水深を見るにも都合がよい。現地に実験で選んだような測点(図-25)に量水標を設けることができれば、実験結果図-26をそのまま利用できよう。但し同測点付近の河床が土砂堆積によつて計画断面より大きく変わるようなら実験結果をそのまま利用することは無理で、順次修正することが必要であろう。

(Ⅲ)の萩原水位による方法は現在の量水標をそのまま利用できて便利であるが、上述のように $H \sim Q$ をチェックする必要がある。

(Ⅳ)の方法は現地に量水標を設置することが困難であつて、測点としての価値がない。

正確な分流量を予知できる方法は(Ⅰ)(Ⅱ)(Ⅲ)の併用であらうと考えられる。そのためには下図のようなCo-axial-Methodを採用し、現地観測資料によつてこれらの曲線を絶えず修正してゆくのである。

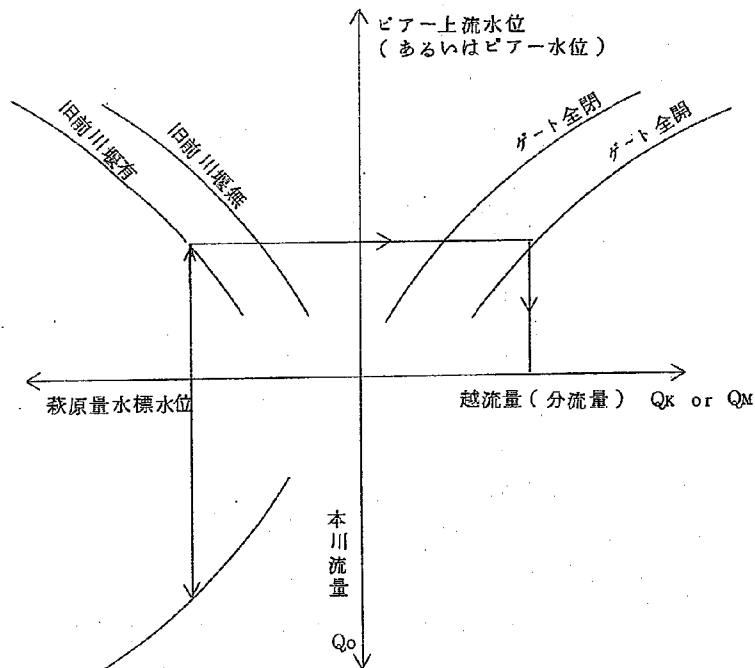


図 - 29

次に本実験の結果に予備実験の結果を加えて堰操作の方針について、もう少し詳しく調べて見よう。

図-30-1、図-30-2は図-26と図-20(予備実験)とを合わせて作成したもので、簡単のため水位は本川では6k0水位を前川では4k9水位を用い

ている。なお球磨川堰ゲートのみ全開の場合のデーターは1つしかないので、図中の破線は想定して描いたものである。

ゲートは球磨川・新前川堰とも常に4門ずつ操作することにした場合のゲート操作について考えてみる。予備実験の結果より、ゲート操作は第一次案と違つてゲート天端上の越流水深によつて規制されることが明らかとなつた。許容越流水深をゲート天端高に加えてこれを許容越流水位と仮称すると(一般的ではない)、この水位は球磨川堰でT.P. 4.70m、新前川堰でT.P. 6.00mである。実際にはゲート上の水位と堰直上流の水位(本川6k0水位、前川4k9水位)とは等しくなく、後者の方が一般に低いと考えられるが、ここでは一応堰直上流の水位がそれぞれT.P. 4.70m、6.00mとなつた時を操作水位と考えておく。

先づ図-30-1(旧前川堰有)について考えてみよう。出水時水位(あるいは流量)が徐々に上昇する時球磨川堰および新前川堰のゲートは全閉されているから、水位と分流量の関係は曲線①(本川)および④(前川)に沿つて増加する。 $Q_K = 210 \text{ m}^3/\text{s}$ (本川分流量)にて球磨川堰はゲート許容越流水位となるから球磨川堰ゲートを4門とも全開する必要がある。すると $h_K \sim Q_K$ (h_K :本川6k0水位)の関係は②の曲線をたどり、 $h_M \sim Q_M$ (h_M :前川4k9水位)は⑤の曲線をたどる筈である。球磨川堰ゲート全開による h_K および h_M の降下は非常に小さい。さらに流量が増加し h_M が⑤の曲線に沿つて高くなると、 $Q_M = 1330 \text{ m}^3/\text{s}$ で新前川堰も許容越流水位となるから、新前川堰ゲートを全開してやらねばならぬだろう。新前川堰ゲートをも全開すると、本川は③を前川は⑥のそれぞれの曲線を満足しながら、水位および分流量が増加することになる。前川堰ゲートの全開によつて両川とも著しく水位が低下し、特に前川の水位低下が甚だしい。予備実験で得られた結果と同様に、第1次案よりも相当小さな流量でゲート操作を行なわねばならないように、操作回数の増加することは止むを得ないようである。 Q_K および Q_M を後述の図-38-1を用いて本川流量 Q_0 に変換して堰操作をまとめると、次の表-14-1のようである。図-30-2についても同様の議論がなりたつので省略し、結果を表-14-2に示す。なお萩原水位によつても同様の表を作成することができよう。

図-25 ピアー水位測定位置図

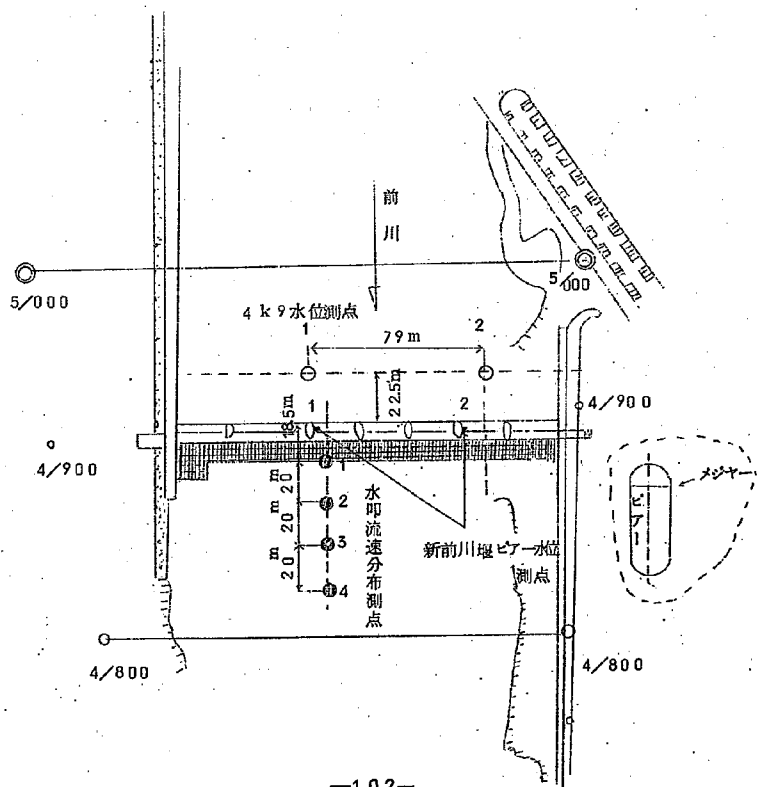
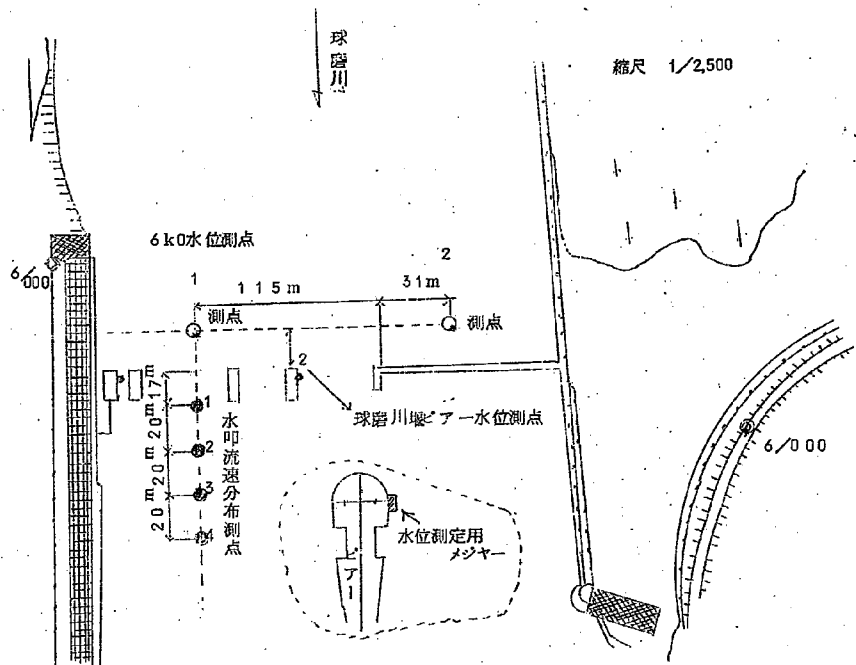


表 - 1 3 球磨川堰・新前川堰 H - Q 数値表

実験 番号	板 流 原 量 Qo	旧前 川堰 有無	萩原 水位	6.3k 水位	球磨川6.0k水位			前川4.9k水位			球磨川堰ピア-水位			新前川堰ピア-水位			下流水位		分 流 量		備 考
					左 1 (右岸)	左 2 (左岸)	平均	左 1 (右岸)	左 2 (左岸)	平均	右岸	左岸	平均	右岸	左岸	平均	球磨川 5.5 k	前 川 4.4 k	球磨川	前 川	
46	m/s 200	有	m 4.230	m 4.310	T.P.m 4.360	T.P.m 4.315	T.P.m 4.338	T.P.m 4.155	T.P.m 4.135	T.P.m 4.145	T.P.m 4.300	T.P.m 4.300	T.P.m 4.300	T.P.m 4.100	T.P.m 4.150	T.P.m 4.125	T.P.m 4.110		m/s 85.2	m/s 114.8	球磨川堰全閉 新前川堰 "
47	500	"	4.560	4.650	4.675	4.675	4.675	4.605	4.585	4.595	4.650	4.650	4.650	4.550	4.550	4.550	4.350	3.190	217.0	283.0	球磨川堰全閉 新前川堰 "
48	2000	"	5.745	5.785	5.800	5.795	5.798	5.835	5.870	5.853	5.750	5.750	5.750	5.650	5.500	5.575	5.310	3.455	816.0	1184.0	球磨川堰全開 新前川堰全開
49	2000	"	5.585	5.605	5.755	5.635	5.695	5.320	5.210	5.265	5.650	5.625	5.637	3.800	4.150	3.975	5.200	3.490	731.0	1269.0	球磨川堰全開 新前川堰 "
50	3620	"	6.521	6.445	6.535	6.470	6.503	6.370	6.240	6.305	6.300	6.500	6.400	4.800	5.000	4.900	5.980	4.095	1340.0	2280.0	球磨川堰全開 新前川堰 "
51	5000	"	7.150	6.995	7.130	7.030	7.080	7.180	6.780	6.980	6.850	7.000	6.925	5.600	5.700	5.650	6.490	4.700	1797.0	3203.0	球磨川堰全開 新前川堰 "
52	7000	"	8.105	7.835	8.040	7.935	7.988	8.090	7.735	7.913	7.650	7.600	7.625	7.000	6.250	6.625	7.150	5.475	2533.0	4467.0	球磨川堰全開 新前川堰 "
53	200	無	4.120	4.210	4.210	4.230	4.220	4.205	4.210	4.208	4.150	4.150	4.150	4.150	4.150	4.150	4.050		48.0	152.0	球磨川堰全閉 新前川堰 "
54	500	"	4.525	4.635	4.630	4.585	4.608	4.600	4.640	4.620	4.500	4.600	4.550	4.550	4.600	4.575	4.330	3.180	208.0	292.0	球磨川堰全閉 新前川堰 "
55	2000	"	5.610	5.730	5.625	5.680	5.653	5.805	5.960	5.883	5.600	5.600	5.600	5.550	5.550	5.550	5.330	3.450	833.0	1167.0	球磨川堰全開 新前川堰全閉
56	2000	"	5.225	5.355	5.365	5.365	5.365	5.505	5.450	5.478	5.350	5.250	5.300	4.000	4.250	4.125	5.000	3.575	586.0	1414.0	球磨川堰全開 新前川堰 "
57	4410	"	6.521	6.590	6.590	6.535	6.563	6.985	6.785	6.885	6.500	6.400	6.450	5.400	5.600	5.500	5.970	4.610	1332.0	3078.0	球磨川堰全開 新前川堰 "
58	5000	"	6.800	6.850	6.880	6.825	6.853	7.175	7.140	7.158	6.700	6.700	6.700	5.850	5.850	5.850	6.220	4.850	1553.0	3447.0	球磨川堰全開 新前川堰 "
59	7000	"	7.730	7.780	7.685	7.650	7.668	8.155	7.900	8.028	7.500	7.500	7.500	6.900	6.800	6.850	6.880	5.670	2215.0	4785.0	球磨川堰全開 新前川堰 "

図-26-1 堰 H~Q 曲線

旧前川堰 有

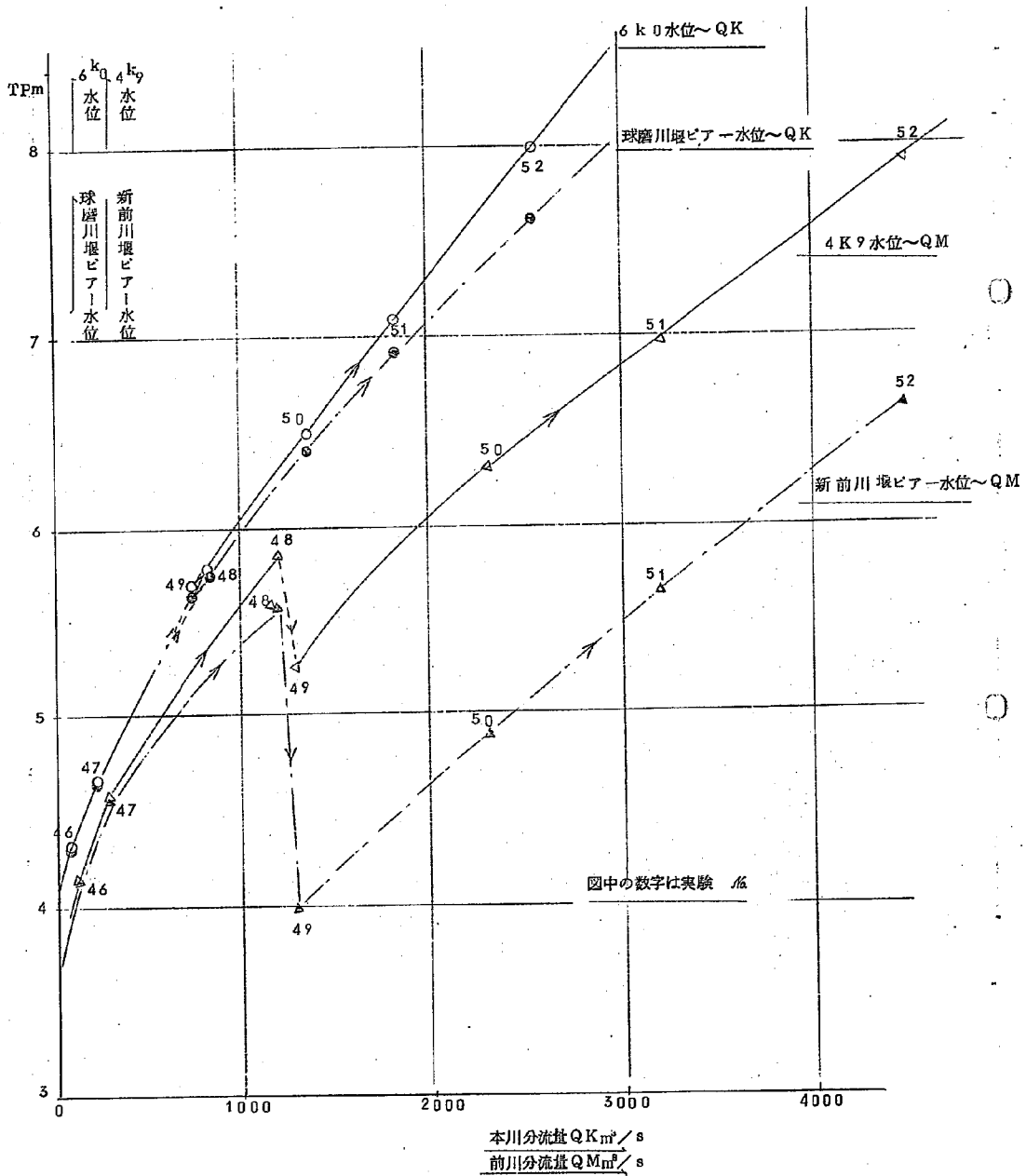


図-26-2 堰 H-Q 曲線

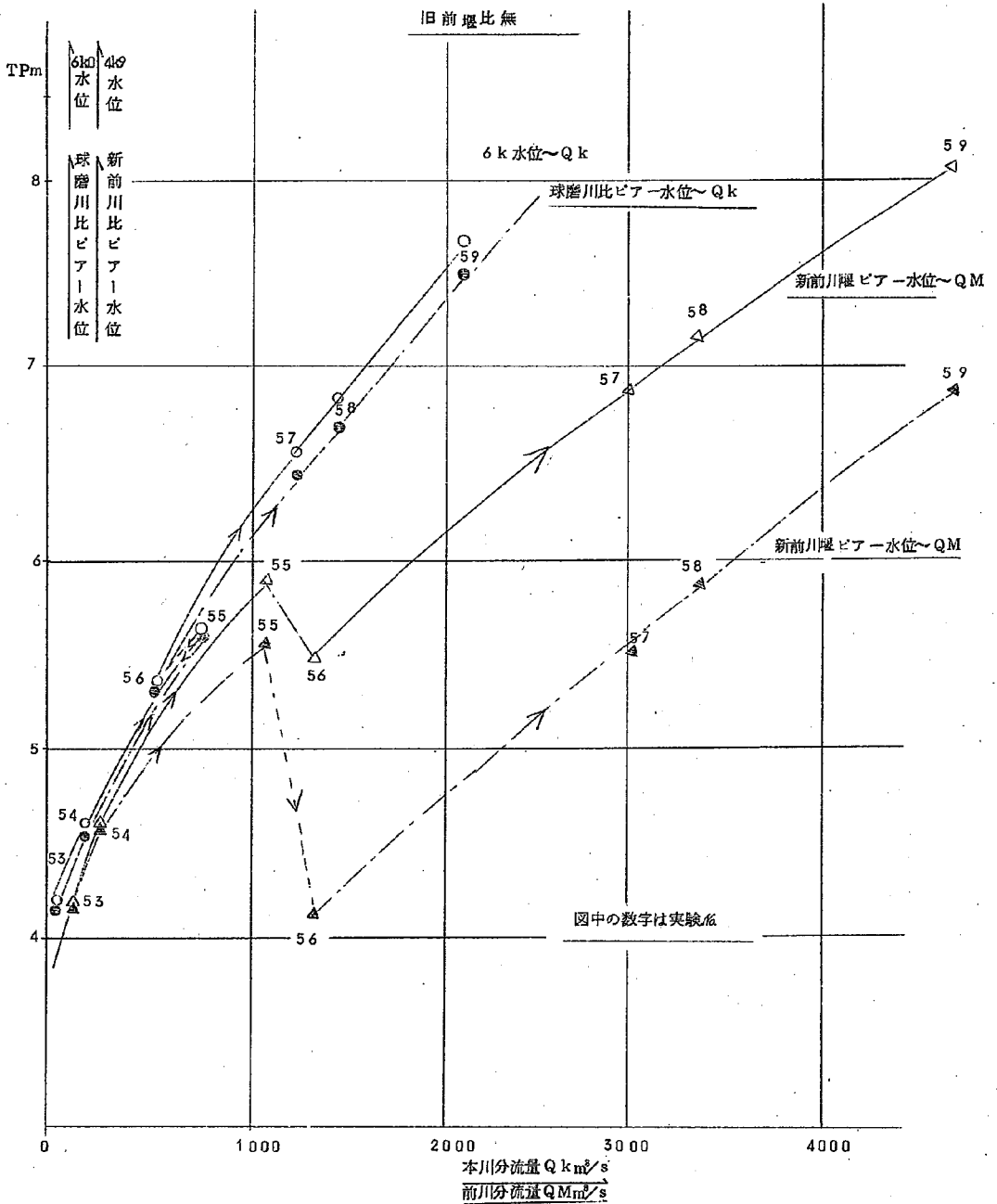


図-27-1 堤II~Q曲線

旧前川堤 無

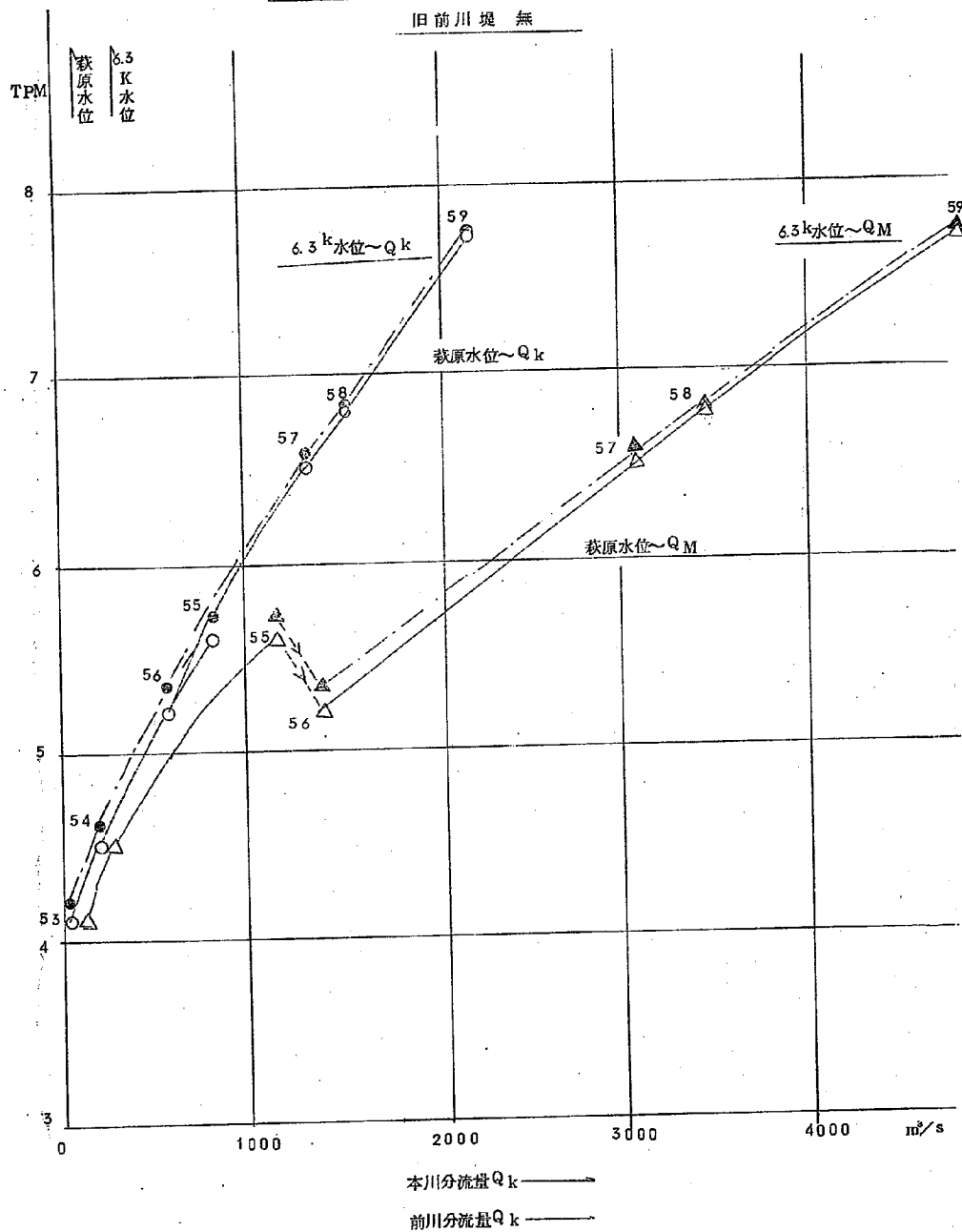
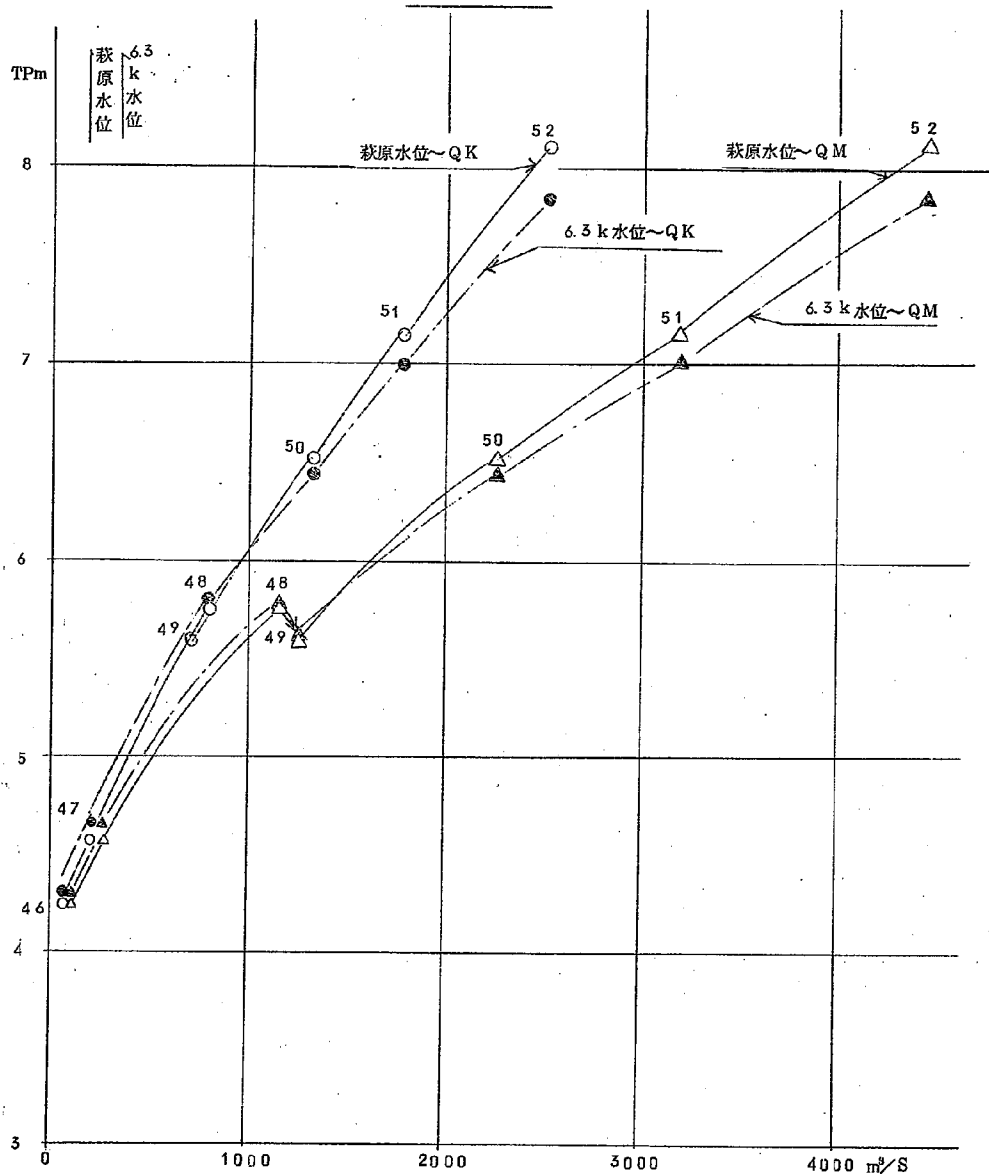


圖-27-2 堤 H~Q 曲線

旧前堤比 有



本川分流量 Q_k ———

前川分流量 Q_M - - - - -

—107—

図-2 6-1 萩原水位と地の水位との関係

旧前川北有(図中の数字は実験番号)

萩原水位
T.P.m

新前川堰ビアー水位
50
51
52

前川4k9水位
46
47
48

球磨川堰ビアー水位
50
51
52

球磨川6k0水位

(T.P.m)

球磨川6k0水位
球磨川堰ビアー水位
前川4k9水位
新前川堰ビアー水位

図-28-2 萩原水位と他の水位との関係

旧前川堰無(図中の数字は実験番号)

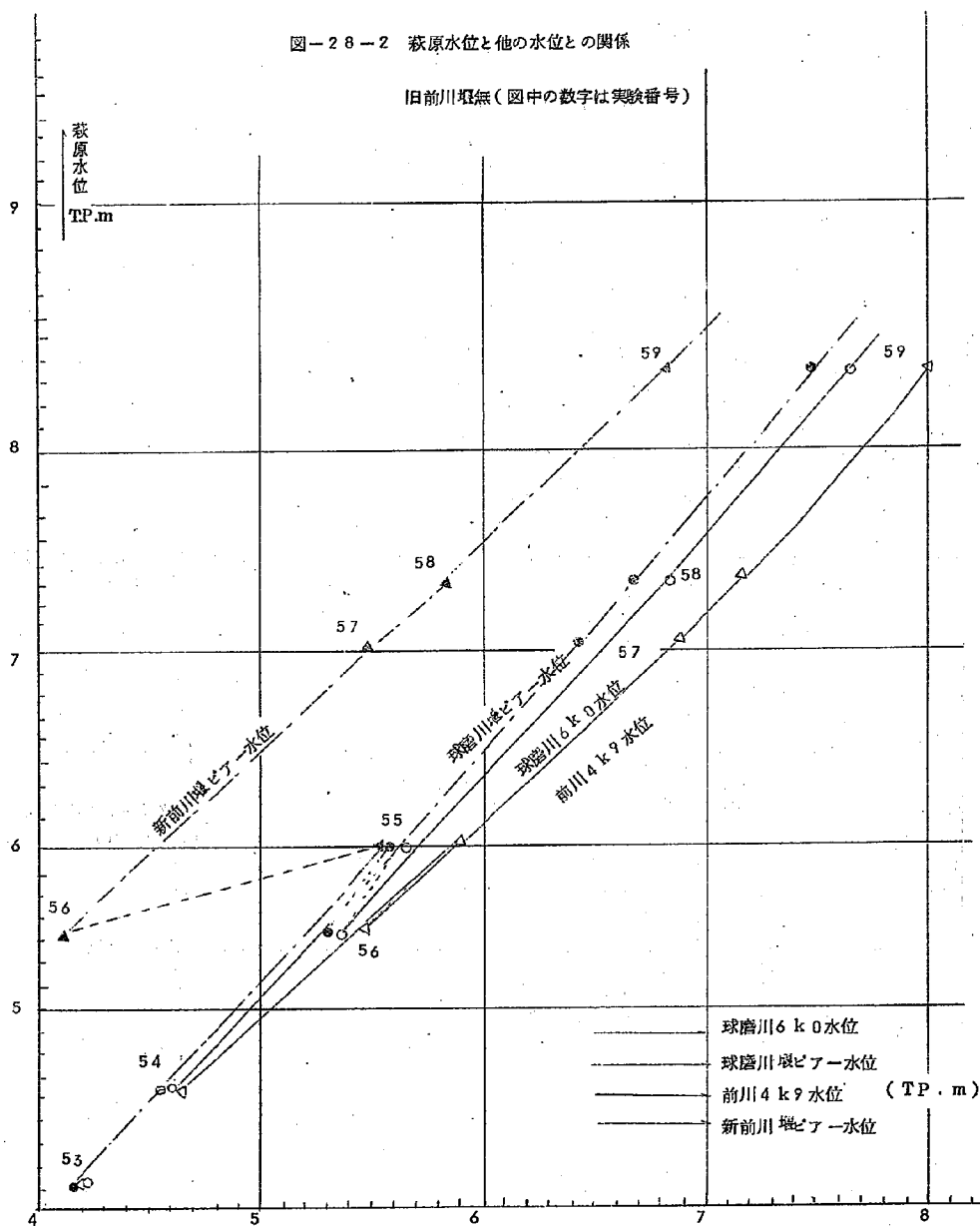


図-30-1 堰操作方針説明図

旧前川堰 有

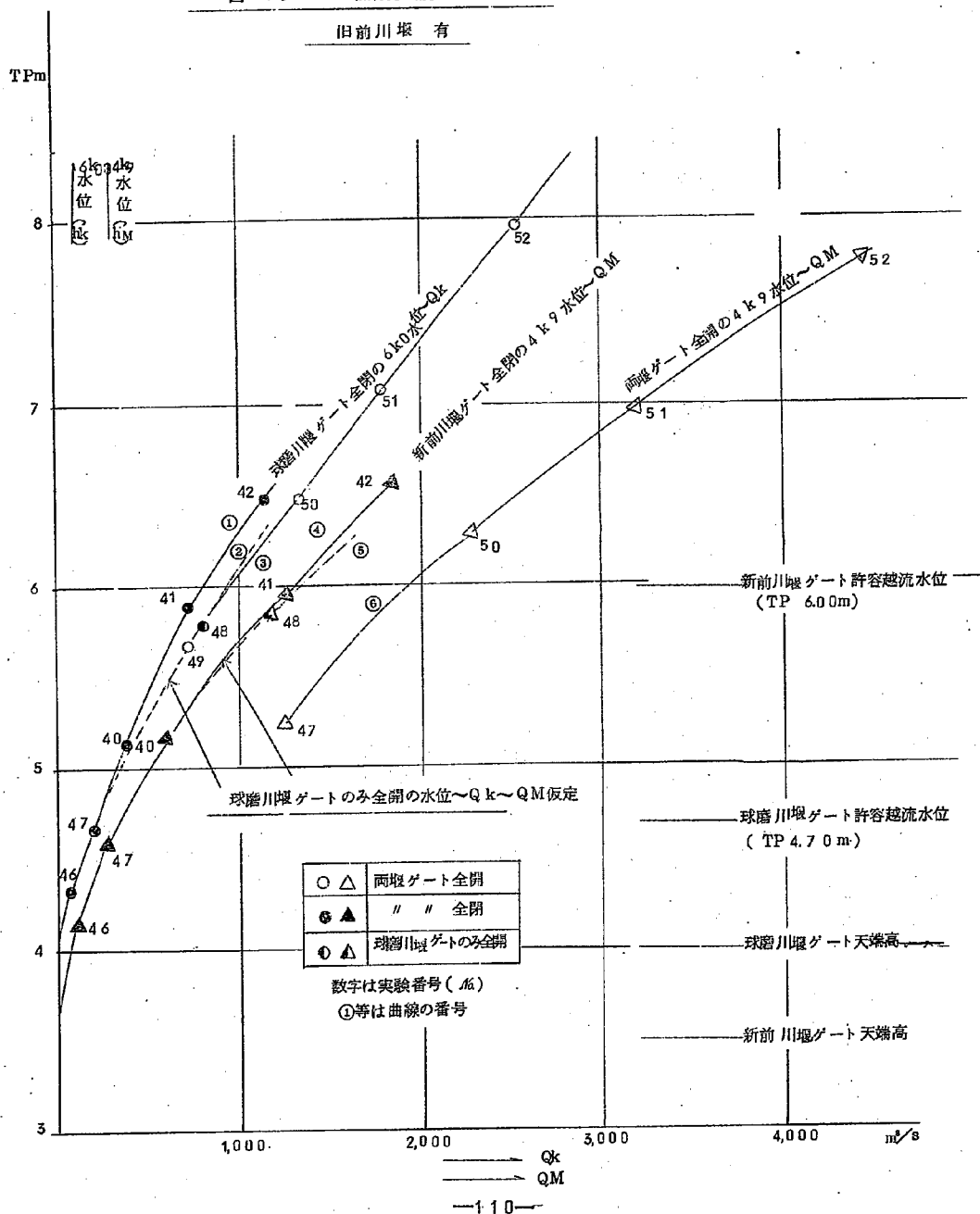


図-30-2 堰操作方針説明図

旧前川堰無

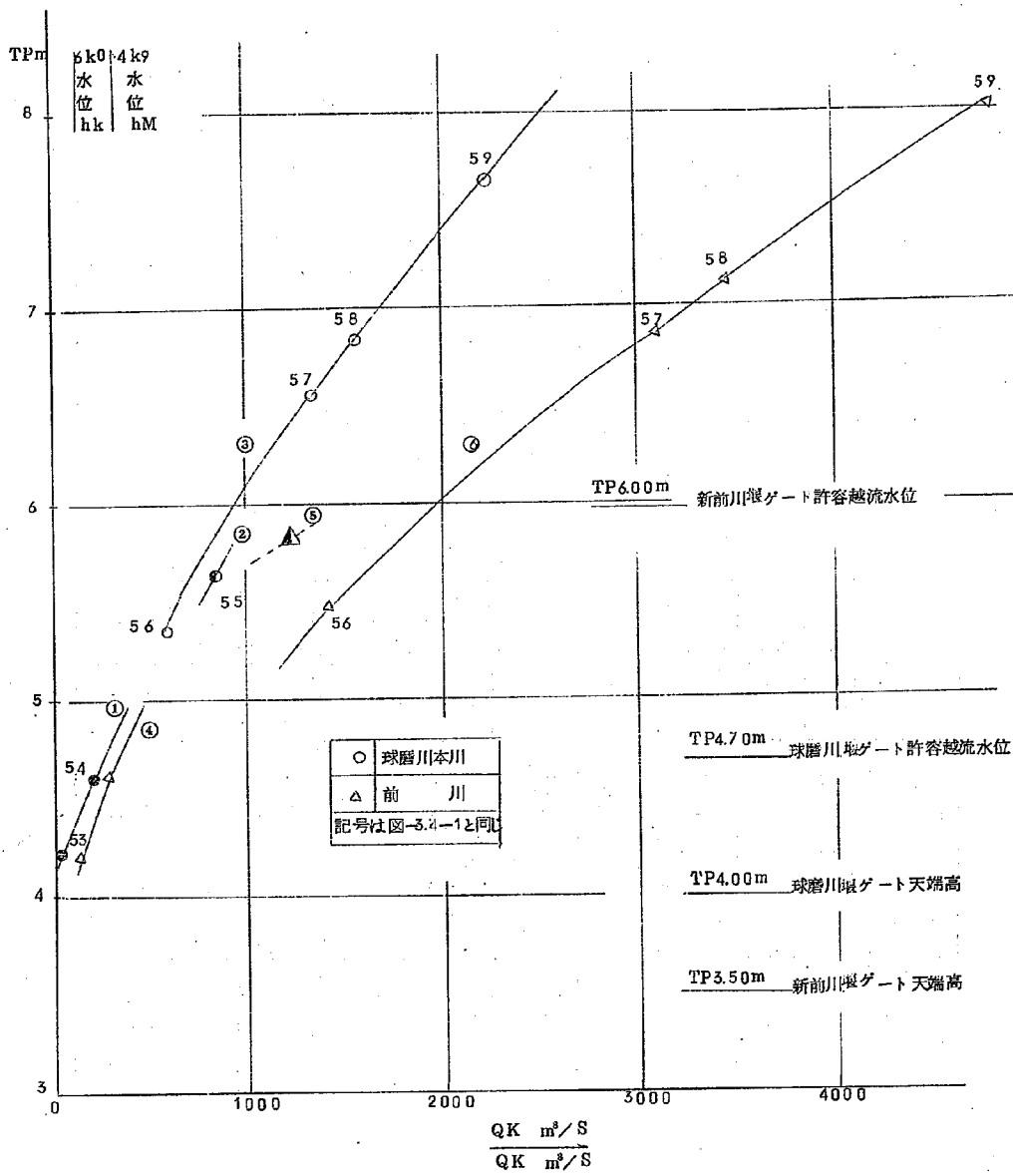


表-14-1 ゲート操作表 旧前川堰有

流量 $Q \text{ m}^3/\text{s}$	水位		分流量 m^3/s		ゲート操作		h ~ Q		摘要
	h _K	h _M	Q _K	Q _M	球磨川堰	新前川堰	h _K ~Q _K	h _M ~Q _M	
↓	T.P.m —	T.P.m —	—	—	全 閉	全 閉	図-34-1の ①の曲線	図-34-1の ④の曲線	
520	4.70	—	210	(310)	全開操 作開始	全 閉	②	⑤	
↓	—	—	—	—	全 開	全 閉	②	⑤	
2,220	—	6.00	(890)	1,330	全 開	全開操 作開始	③	⑥	
↓	—	—	—	—	全 開	全 開	③	⑥	

表-14-2 ゲート操作表 旧前川堰無

流量 $Q \text{ m}^3/\text{s}$	水位		分流量 m^3/s		ゲート操作		h ~ Q		摘要
	h _K	h _M	Q _K	Q _M	球磨川堰	新前川堰	h _K ~Q _K	h _M ~Q _M	
↓	T.P.m —	T.P.m —	—	—	全 閉	全 閉	図-34-2の ①の曲線	図-34-2の ④の曲線	
560	4.70	—	240	320	全開操 作開始	全 閉	②	⑤	
↓	—	—	—	—	全 開	全 閉	②	⑤	
2,220	—	6.00	(910)	1,290	全 開	全開操 作開始	③	⑥	
↓	—	—	—	—	全 開	全 開	③	⑥	

ゲート操作は現実には2連ずつしか開閉できないので(開閉速度30 cm/分、揚程7~8 m)、よほどシャープな計画ハイドログラフでない限り残り2連のゲート上の水深が許容越流水深を越えることはないと思われる。これについては、ゲート開放にともなう水位低下の大きい前川堰については問題とならないが、球磨川堰の場合、そのような事態が起こりうる。そのためには図-31の計画ハイドログラフで、

$$h_{K0} + \int_0^{\delta t} \frac{dh_K}{dt} \leq T.P. 47.0 \text{ m} \quad (7)$$

となればよい。ここに h_{K0} はゲート操作開始時の水位、 δt はゲート2連開閉に要する時間であり、ゲート操作によつて h_K が変化しないものと仮定すれば左辺の積分は δt 時間内のハイドログラフの立ち上り高さとなる。もう少し正確に計算するには、ゲートを一連および2連開放する時の流量係数を知らねばならない。

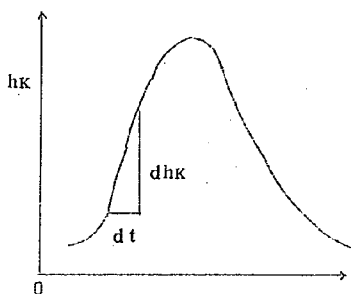


図-31 (計画)ハイドログラフ

なお出水規模が小さくかつそのハイドログラフも緩慢な場合でゲートを4連とも開放する必要がない場合があるが、その際には適宜に判断せねばならぬだろう。

(4) 堰の流量係数について

球磨川堰ゲート上の流れはゲート全閉でも全開でも常にもぐり堰となる。他方前川堰は図-15の下流端水位を与えた場合は常に完全越流になることが観察された。流量係数としては堰本体が固定部および可動部とからなるため種々の定義によるものが考えられ、例えば固定部のもの、可動部のもの、1スパンのゲート全開時全閉時および全体のもの等があるが、それらの流量係数は、2次元実験でないと求

まらないようである。2次元実験は実施していない。

(f) 堰上下流の流況・水叩きの流速分布

球磨川堰付近の流れは非常にゆるやかであるが、新前川堰では流勢が強くて跳水を生じており、下流のバツフルビアで減勢され白い泡が生じている。図-32および図-33には球磨川堰・新前川堰下流の水叩きの流速分布を示す。測点は図-1あるいは図-25に示す通りである。流速分布の数値表は表-10-2、表-10-4に記入してある通りである。但し図-33の新前川堰下流の流速分布はバツフルビアを設けない時の流速分布であつて跳水の性質であるように、下層の水の流速が大きく、下流60m程度まで流速分布が膨れているが、下流80mになると分布は一様化されており、最大流速は 8.3 m/s にまで達している。ところで下流にバツフルビアを設けると図-34の測定値を得た。乱れが激しく速度変動の大きいところでは最大の流速で代表させてある。バツフルビアを設けると底面付近の流速が大巾に減少し表面流速が増加している。このような流速分布に対して現地ではピア下流約80mまで護床工(平十字ブロックと六脚ブロック)を施してある。

球磨川堰下流の場合には大きい流速は生じておらず、平均流速は $1.3\sim 2.0\text{ m/s}$ 程度で水叩き程度上問題はないであろう。その他ピアの背水効果等については検討していない。

(7) 旧前川堰に関する問題

(i) 旧前川堰の越流状況

流量が小さい間は堰にほぼ直角方向に越流するが、 $Q_0=7000\text{ m}^3/\text{s}$ 程度では旧前川堰右岸部で堰軸に対して約37度、左岸部で約24度の角度で越流するようである。また前川右岸の護岸に沿つてかなり早い流れが生じている。越流した流れは非常に乱れており新前川堰までその乱れが続いている。なお旧前川堰を撤去した場合には、萩原橋の少し下流で発生した波が定常波となつて前川堰まで続いている。

(ii) 堰操作に伴う旧前川堰上流側の流速変化

本川流量が $7000\text{ m}^3/\text{s}$ の定常状態において、図-1に示す旧前川堰本川側の3点における流速分布を図-35に、その数値表を表-15に示す。3点とも堰より12.5m離れた点で、最大の流速の方向のものを測定し、流向の堰軸に対する角度

図-32 球窓川堰、新前川堰下流水叩き流速分布図 実験係52

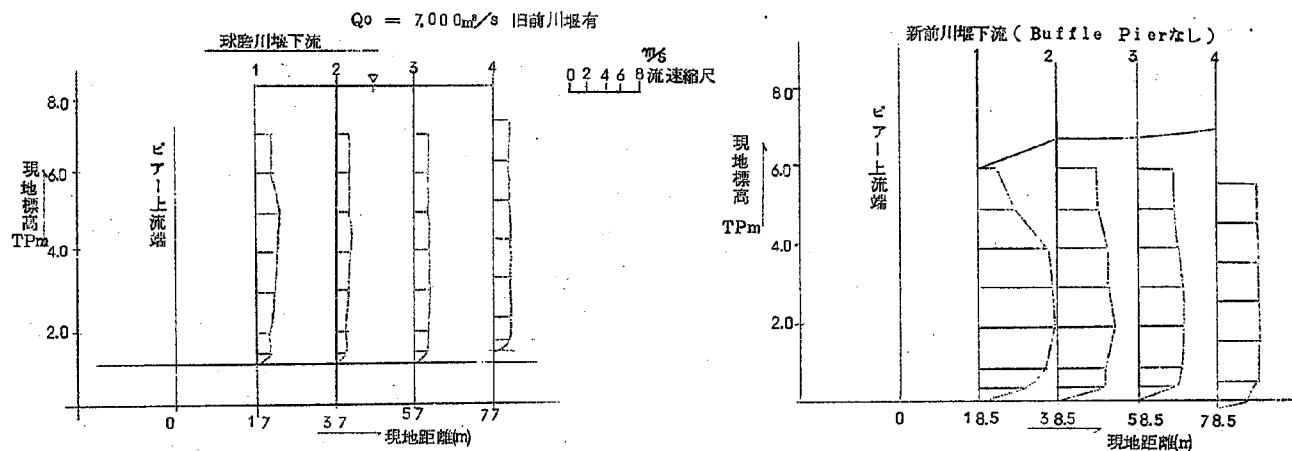


図-33 球窓川堰、新前川堰下流流速分布図 実験係59

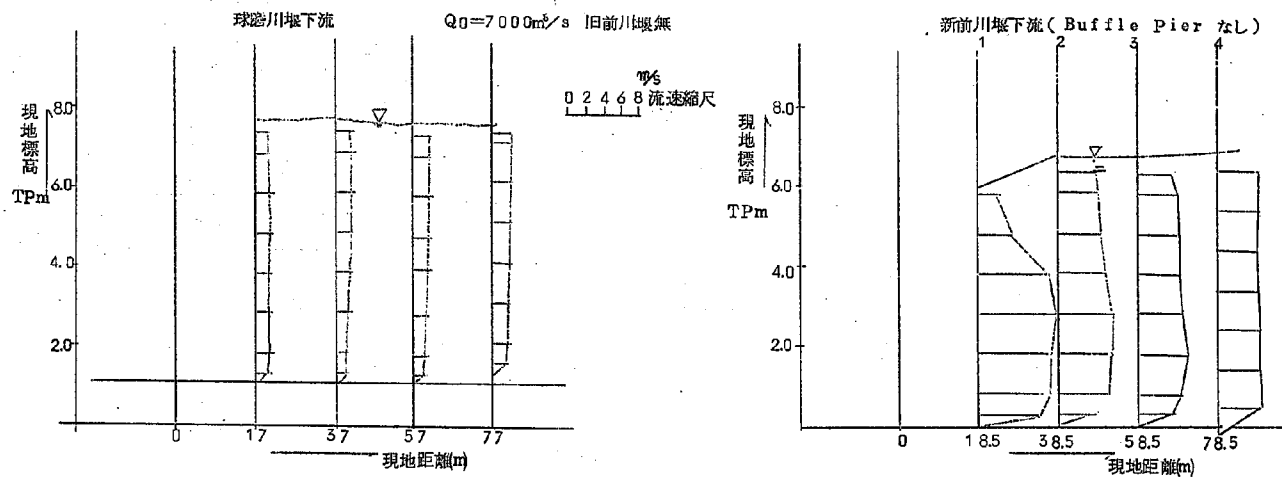
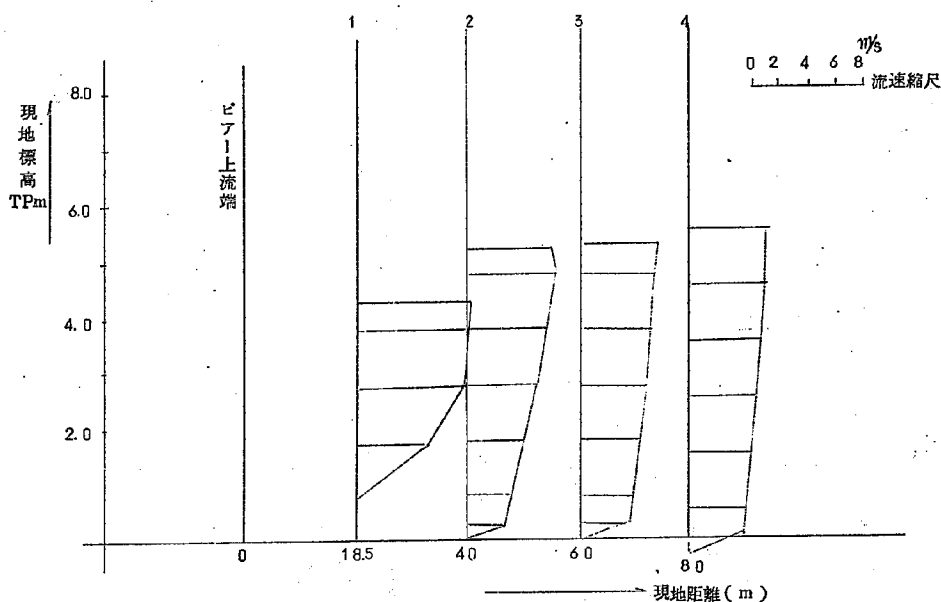


図-3 4 新前川堰下流、流速分布図 実験番号 59

Baffle Pier あり $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_M = 4,785 \text{ m}^3/\text{s}$ 旧前川堰無



流速数値表 (図-3 4 の数値)

単位 m^3/s

	点 1	点 2	点 3	点 4
1	8.386	6.222	5.556	5.374
2	8.253	6.416	5.445	5.167
3	7.792	5.918	5.096	4.822
4	5.308	4.950	4.674	4.540
5	0	4.023	4.200	4.228
6	0	3.005	3.866	3.769
7	—	2.524	3.470	3.521

图-35 流速分布图

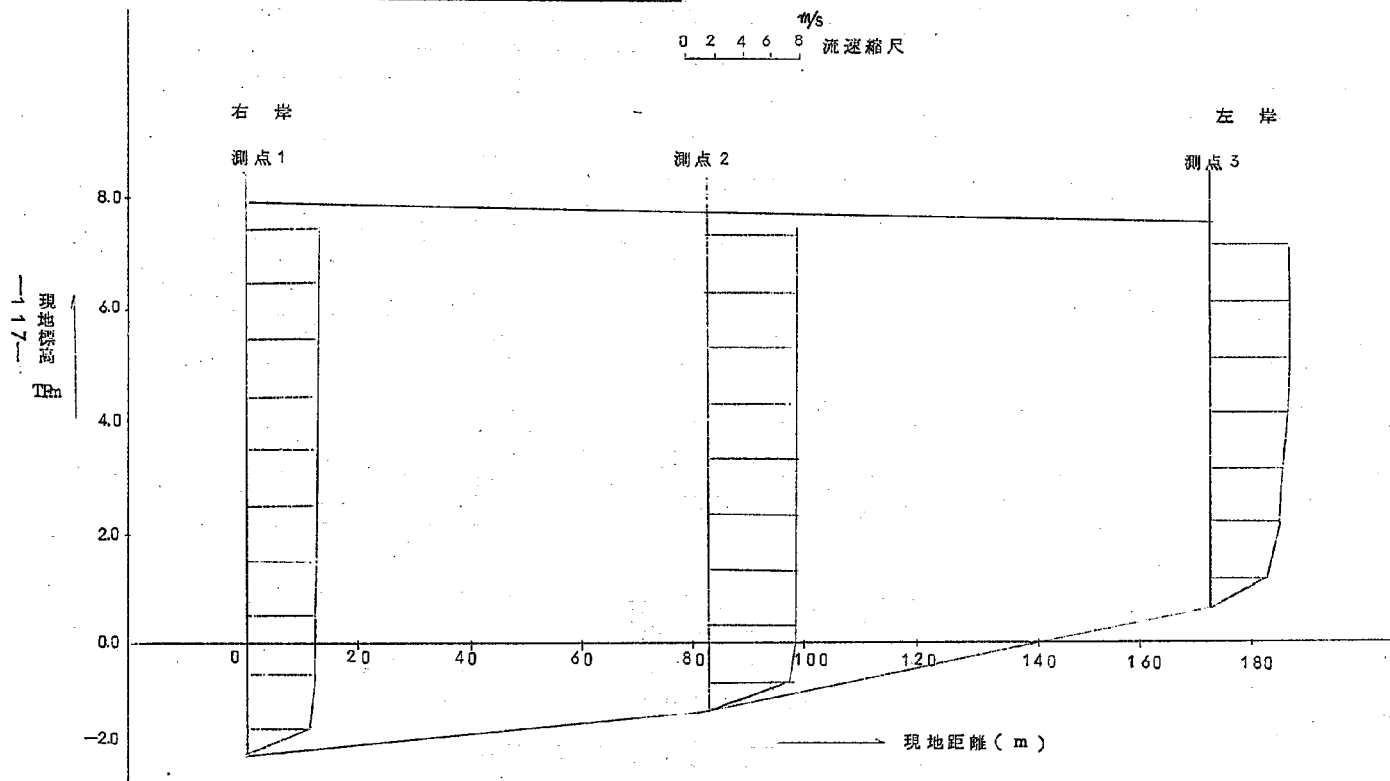
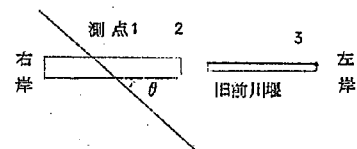


表 - 1 5 流速, 流向数值表 旧前川堰有

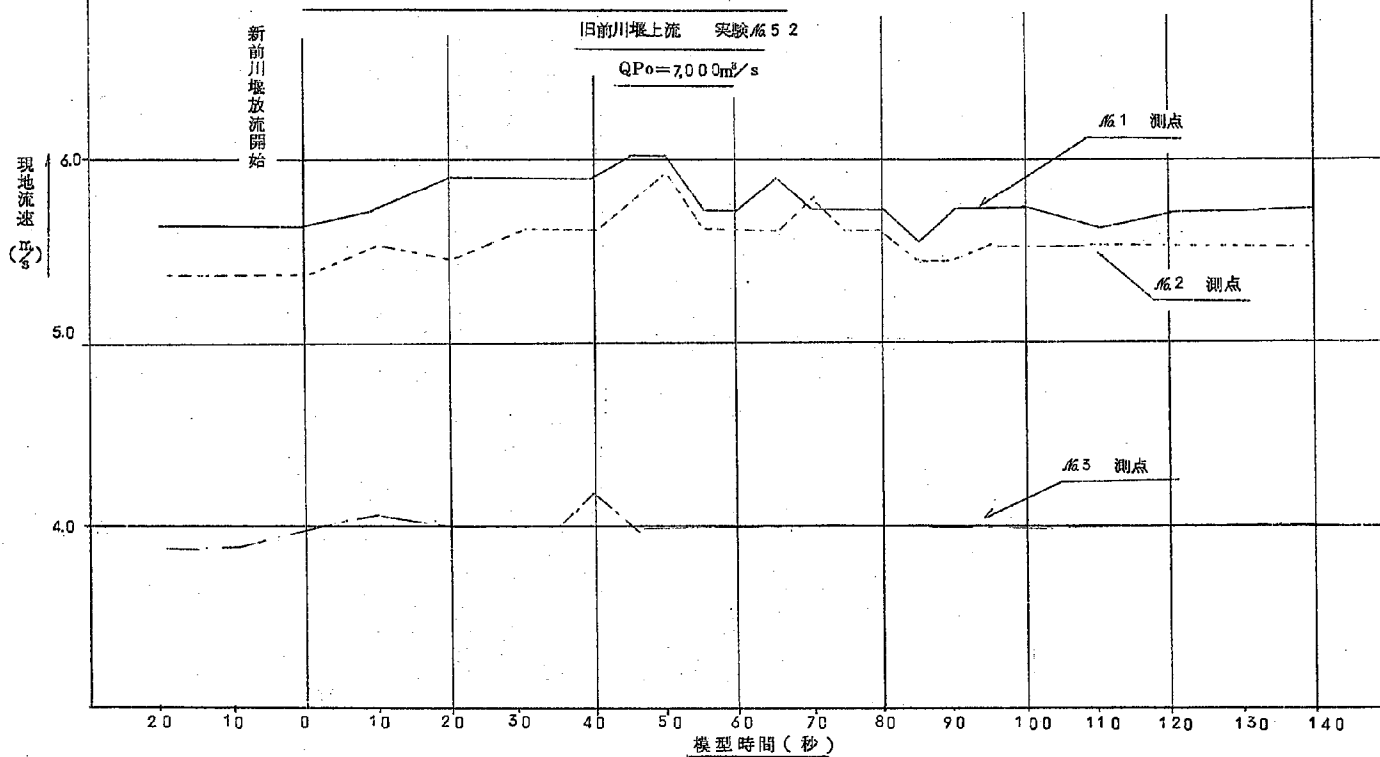
$$Q_0 = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_M = 3.769 \text{ "}$$

$$Q_K = 3.232 \text{ "}$$

	1		2		3	
	標 高 (T.P.m)	流速 m/s 流向 θ°	標 高 (T.P.m)	流速 m/s 流向 θ°	標 高 (T.P.m)	流速 m/s 流向 θ°
1	(7.980)	5,614	(7.660)	6,529	(7.495)	5,556
	7.560	37	7.360	26	7.095	24
2		5,522		6,377		5,522
	6.560	37	6.360	26	6.095	24
3		5,409		6,377		5,480
	5.560	37	5.360	23	5.095	24
4		5,332		6,338		5,285
	4.560	37	4.360	23	4.095	18
5		5,192		6,300		5,120
	3.560	37	3.360	23	3.095	16
6		5,120		6,280		4,659
	2.560	37	2.360	20	2.095	16
7		4,998		6,122	(0.595)	3,866
	1.560	23	1.360	18	1.095	16
8		4,875		5,883		
	0.560	23	0.360	18		
9		4,747	(-1.140)	5,487		
	-0.440	23	(-0.640)	16		
10	(-1.940)	4,257				
	-1.440	23				

図-36 新前川堰放流時、時間-流速曲線



は表-15に記してある。

ところで新前川堰ゲートを開放する時、旧前川堰と新前川堰間の水面こう配が急増し、水流の加速運動の結果、旧前川堰上流の流速が増えるであろうということから、旧前川堰の安全に懸念が持たれていた。そこで本川流量 $7000\text{ m}^3/\text{s}$ の時、新前川堰ゲートを同時に4連解放し、上と同じ3点の流速変化を測定した。測定にはプロベラ型流速計を用い、測定高さは水面より、水深の3割だけ下がった所で一点測定した。その結果が図-36である。図中の0が開放を開始した時間で、ゲートを約2秒(模型時間)かけて全開している。ゲート開放にともなうて徐々に流速が増加することが認められるが、増加分の最大値は元の流速の約7%であつて懸念するに足りないと結論してよいと思われる。

(8) 分流機構

豊原地区分流部の場合には、上流が彎曲部で流れが右岸側に偏流し、また旧前川堰の存在および撤去の効果があつて分流機構を解析することは容易ではない。そこで実験で得られた分流量曲線を、球磨川堰・新前川堰着工前および完成後で、旧前川堰の有無の場合を比較し、主に旧前川堰の有無による分流量曲線の変化を見るに留めておく。

図-37-1(旧前川堰有)、図-37-2(旧前川堰無)は、球磨川堰・新前川堰完成後の分流量曲線を示してある。また各図ともゲートを操作しない場合した場合を分け、もちろん模型下流端の条件は図-11、図-15を満足させてある。図-38には球磨川堰・新前川堰着工以前の分流量曲線、完成後で旧前川堰の有る場合および旧前川堰の無い場合の分流量曲線を比較してある。これらは流量の大きいところでのデータで、球磨川堰・新前川堰ゲートを全開の場合のものである。

(9) 流砂実験の結果

前述の実験方法で、表-8の実験条件で実験を行なつた。図-39-1~図-39-6に各実験ケース毎の実験終了後の砂の堆積の状況をスケッチし、図中に固定床面からの堆積深さを記してある。

図-39-1は流砂量計算通りに給砂したのであるが、実験時間3時間での総給砂量は 115 g であり、量が少ないので明確な堆積状況はつかみ得ない。給砂した砂の運動をみると(給砂場所は6k8断面)、6k8~6k5間は流速が大きく完全に掃

流されるが、6 k 5 付近から河床の掃流力が徐々に減少し、堆積しはじめる。堆積の様子は同図の通りで、萩原橋左岸側ビアーから突堤（導流堤）の方へ延びている。このような帯状の領域は河床の掃流力と砂の限界掃流力とがほぼ等しいような領域である。何故ならこの帯状の領域より右岸側に流されてきた砂は、非常に早い速度で旧前川堰右岸側を飛び越えて前川筋を流下する。また帯状の領域より高水敷側は水流の激んだ領域（図-23-1~6）であり、掃流力が小さく砂を運搬できないからである。砂の動きは、この帯状の領域内を移動するのが顕著で、突堤に達すると水流によつて捲き上げられて突堤のすぐ前の旧前川堰を越流して、突堤下流側に堆積する。本川方向へのびた堆積の下流への移動はごく僅かであり、さらに実験を続けて水を流しても図-39-2、図-39-3の程度しか変形しない。したがつて本川の方へは給砂した砂の中に含まれてはごく小さな砂が掃流されるのみで、平均粒径程度の砂はまったく流れないといつても過言ではなからう。他方前川へ流入した砂は、突堤周辺に僅かに堆積したのみで他はすべて下流沈砂池まで流下した。以上のような考察から分流点付近における河床の掃流力と平均粒径の限界掃流力との大小の分布はほぼ図のようになると思われる。給砂した砂量と堆積量との量的な比較は行なっていない。

図-39-2は本川6 k 2、前川5 k 1にてそれぞれの場所で 0.64 l/m の給砂をしたのであるが、本川では給砂した砂の殆んどが給砂点に堆積し、僅かに球磨川堰まで縞状に流れた形跡があり、下流沈砂池の砂量も僅かであつた。他方前川に給砂した砂は給砂量が多めであるので、すべてを掃流できずに、とくに、堰直上流および右岸側の掃流力が小さい所に堆積を生じていたが、時間が経過すれば全部流される性質のものであつた。左岸側は突堤に沿つて河床掃流力が小さく砂が移動してこなかつた。この時新前川堰を越えてかなりの量の砂が流下したが、途中にはどどまらずに沈砂池まで達した。なお本川6 k 2より上流の砂は、図-39-1で堆積している砂が、この実験で移動し変形したものであるが形状そのものには大して変化はない。

図-39-3は前川5 k 1断面に巾30 cm（現地量15 m）厚さ7 cm（現地量3.5 m）帯状に砂を敷きつめて1時間通水したのであるが、砂は砂連の移動する原理と同じ原理で移動し、新前川堰を相当量越流している。さらに長時間水を流せばこれらの砂は、左岸部付近のものを除いて、すべて下流に掃流されてしまうものと思われる。なお6 k 2より上流の砂は図-39-2の砂がさらに変形したものである。

図-39-4は旧前川堰を撤去した後に6k8断面より $0.64\ell/\text{min}$ の砂を給砂したものである。この時本川は6k2より下流の砂をとり除いた外は、すべて図-39-3の堆積状況から実験を開始している。旧前川堰を撤去しても依然として分流点には図-39-1に見られるような堆積が生じている。前川流入口部付近は掃流力が多いので砂はすべて掃流されてしまい、比較的掃流力の小さい堰直上流に堆積する。しかしもし給砂量が少なければ、この場所に堆積した砂は、時間がたつにつれて下流に掃流される性質のものである。

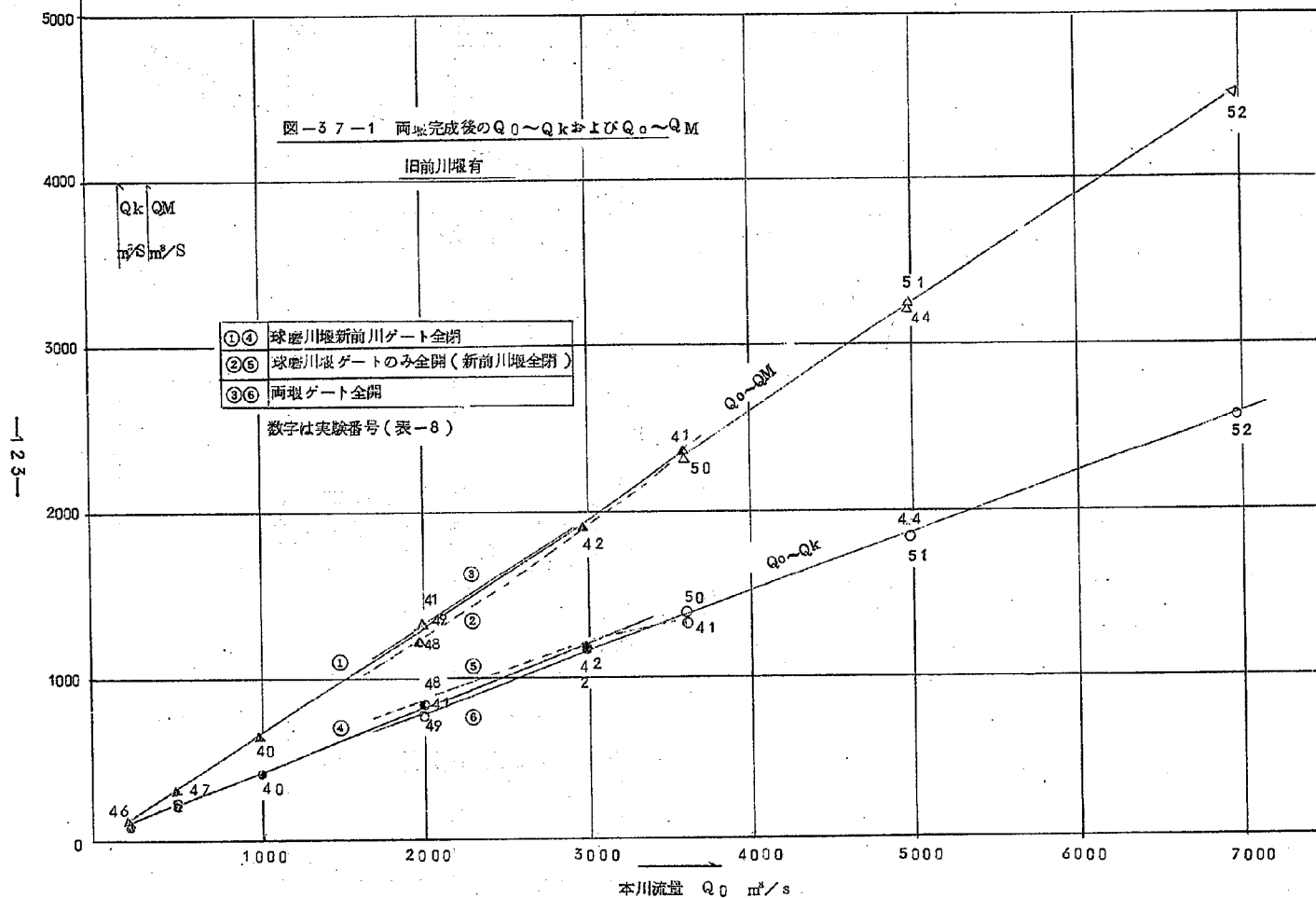
図-39-5は前川5k1で $1.28\ell/\text{min}$ を給砂したものである。給砂量が多いため実験時間内に掃流できずに新前川堰上流に堆積している。前述のような推論に従えば、河床の掃流力は、砂の限界掃流力と比べて同図のような分布をするであろう。砂の堆積ヶ所は砂の限界掃流力と同程度の掃流力が作用している所と考えられる。新前川堰ピア一付近には同図に示すように半円状の洗掘が常に生じ、また本川6k2より上流の砂は図-39-4の砂が変形したものである。

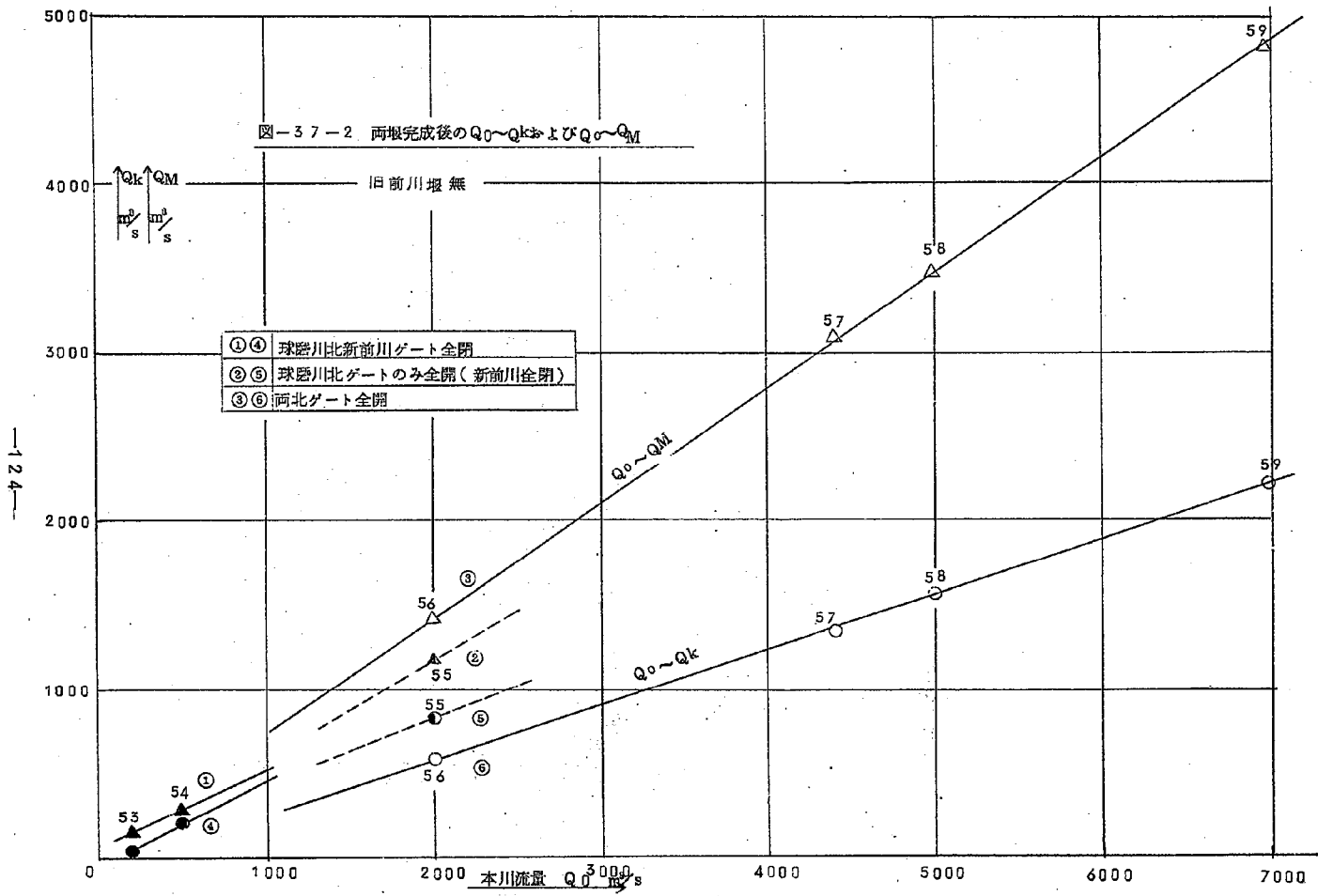
図-39-6は新前川堰上流に河床がT.P. 2.00mとなるよう砂を敷いて1時間通水したのであるが、時間がたつにつれて量が減つてゆき、下流4k7付近に僅かに堆積するが、ほとんどすべて洗砂池にまで流下した。さらに長時間通水すればこの堆積はすべて消失するものと思われる。

以上の実験により次のようなことが明らかであろう。

- (i) 分岐部本川側には図-39-1のような堆積傾向がある。
- (ii) 分流後の本川を流下する砂量は極度に小さく、ほとんど突堤付近に堆積する。
- (iii) 本川左岸側は掃流力が小さく、小さな粒径のものが堆積するであろう。
- (iv) 新前川堰上流には堰の固定部(高さT.P. 2.00m)と同じ高さまで堆積することがあり得る。新前川堰を越える流砂量は相当に大きいので、固定部前面の堆積量は出水継続時間が主要なパラメータである。
- (v) 新前川堰ピア一上流部には、半円状の洗掘傾向がある。
- (vi) 平均粒径から外れる粒径の砂利は、その粒径と図-40の河床掃流力の分布および出水継続時間とから適正に判断すれば、大体の堆積場所を推論しうる。

このような流砂実験によつてもなお、旧前川堰が掃流砂を抑止する効果および旧前川堰の有無による流砂量配分の機構はよく分からないので、今後の実験では量的な把握の可能な実験を行ないたいと考えている。





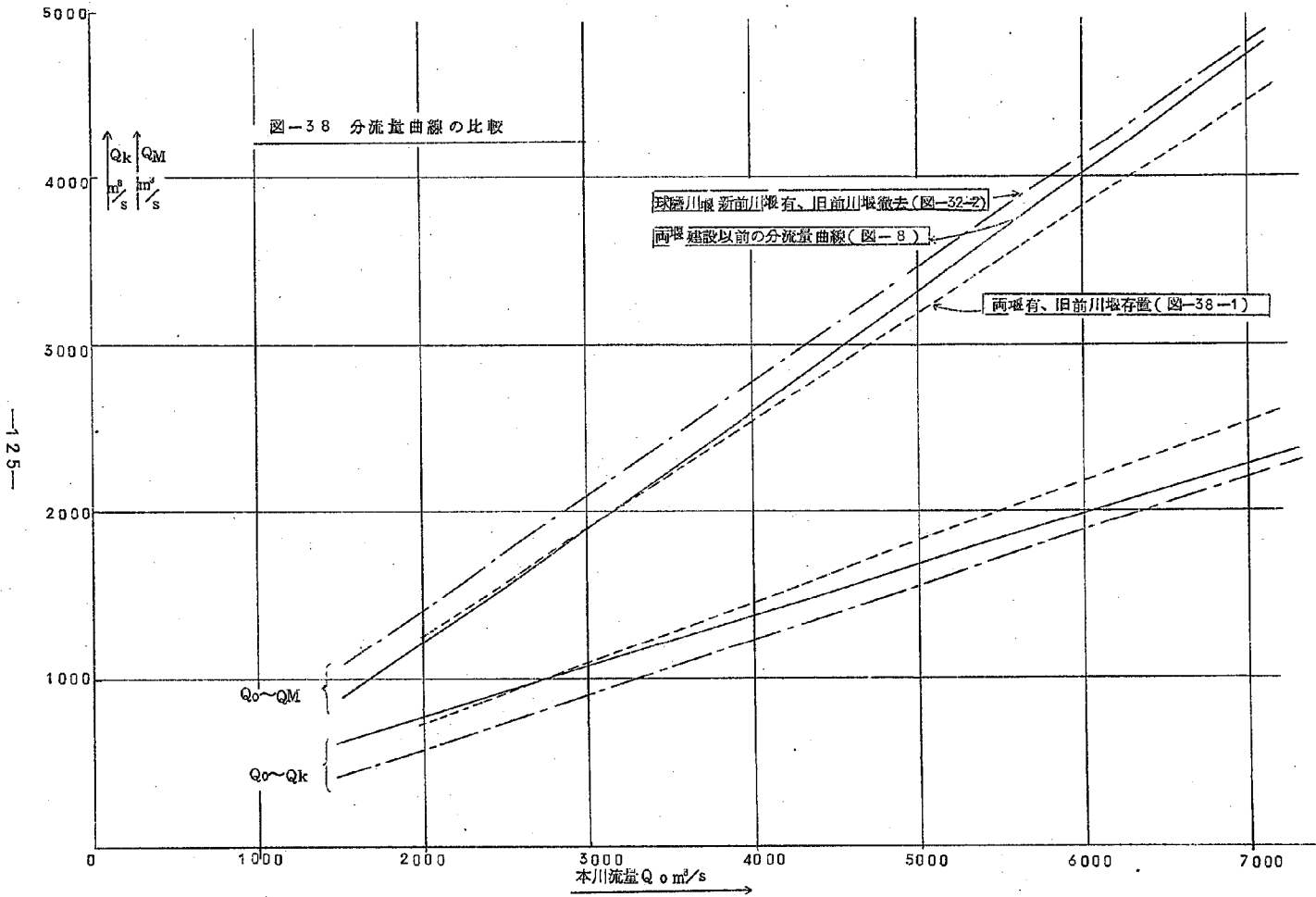


図-39-1 滞砂状況図

実験箱60

旧前川堤有

流量 $Q_0 = 0.00075$

給砂 $Q_B = 0.65 \frac{g}{min}$ (模型)

時間 $T = 180分$ (模型)

$S = 1/2500$

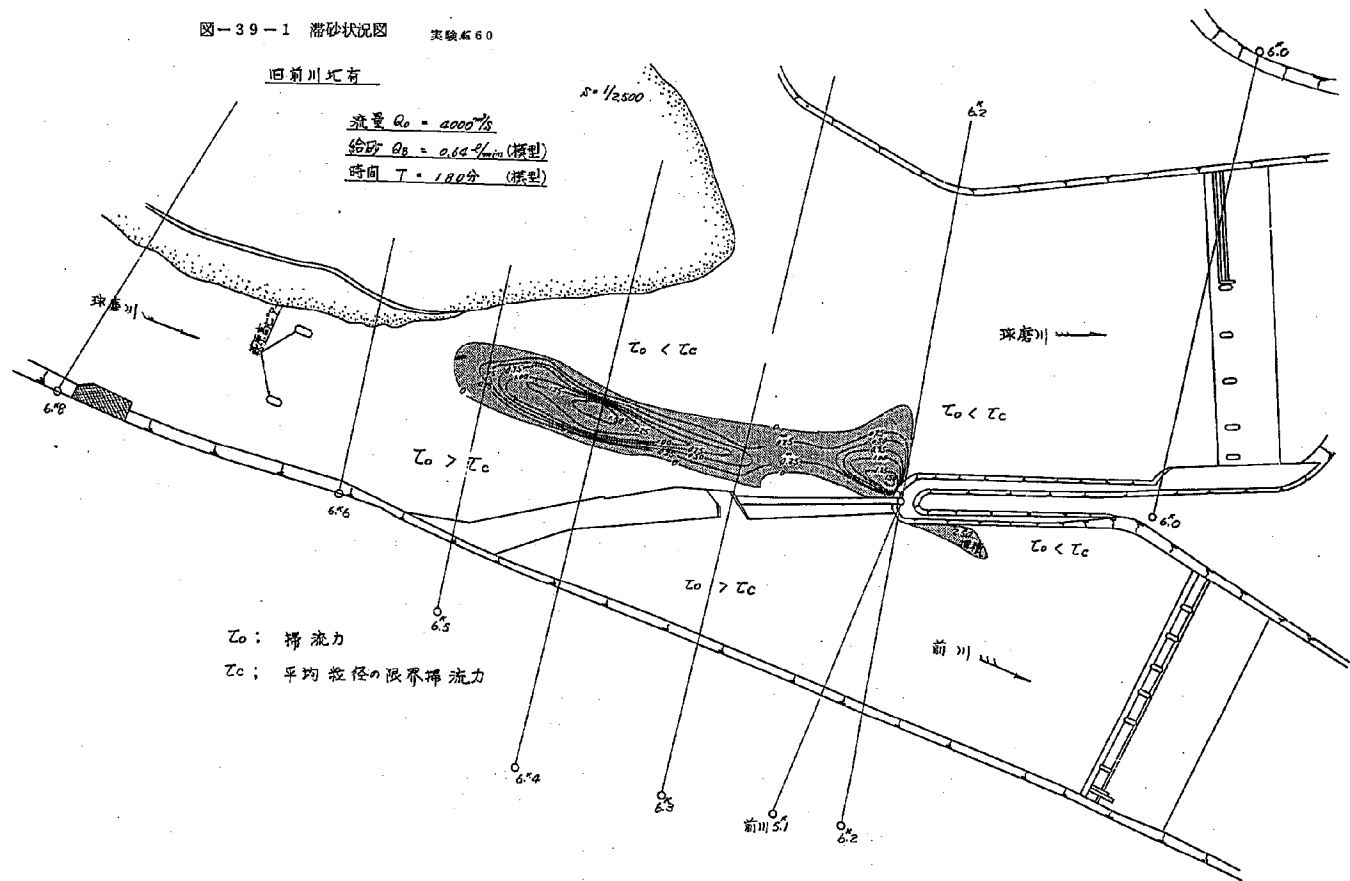


図-39-2 滞砂状況図

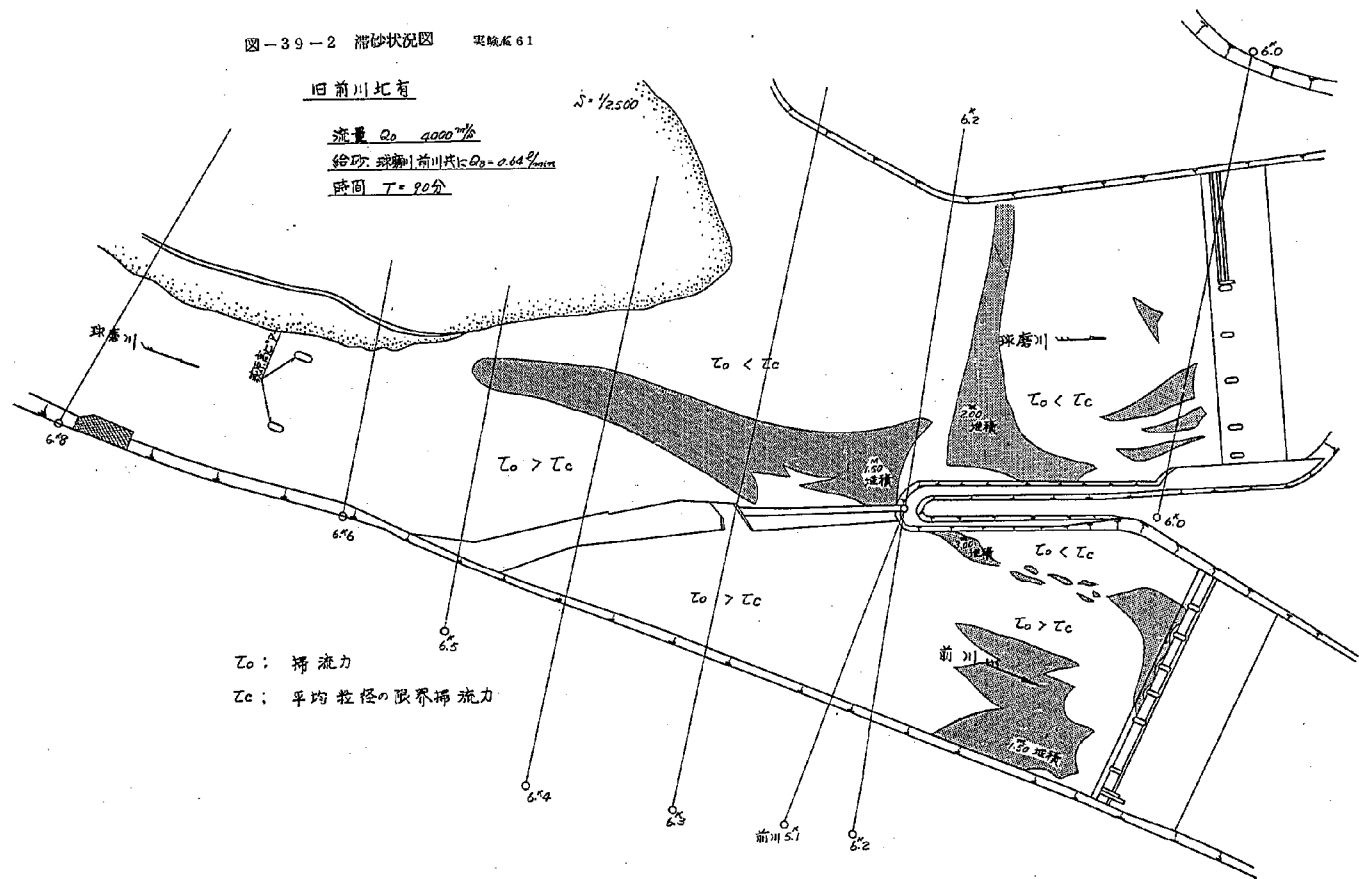
実験艇 61

旧前川北有

流量 $Q_0 = 9000 \text{ m}^3/\text{s}$

給砂 砂量1前川状に $Q_0 = 0.64 \%$

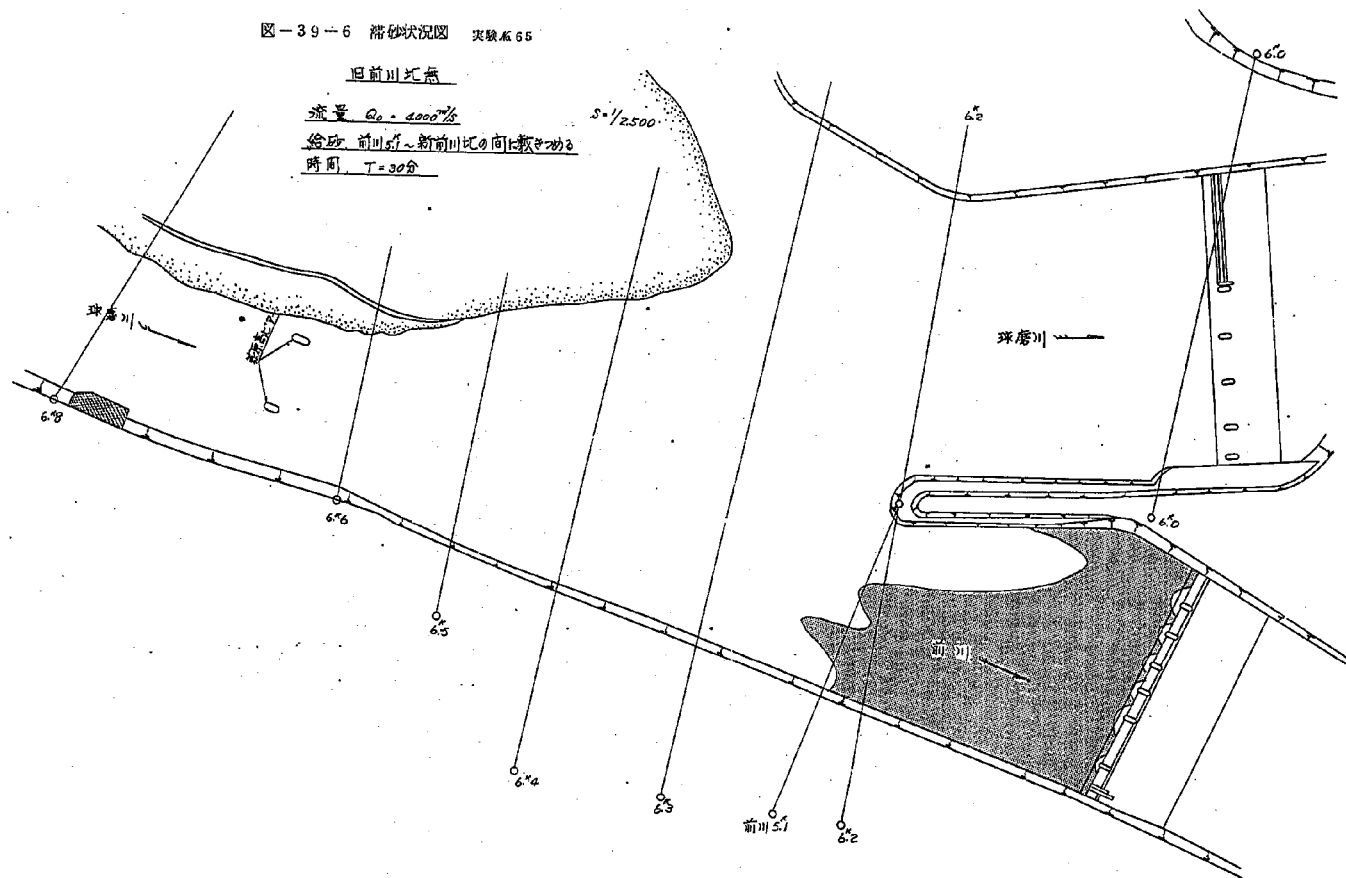
時間 $T = 90 \text{ 分}$



τ_0 : 掃流力

τ_c : 平均粒径の限界掃流力

図-39-6 滞砂状況図 実験系65



11 結 語

昭和40年7月出水と萩原量水標H~Q曲線とで検証実験を行ない、現状河道の各種の水理量のは握に努めた。昭和40年7月出水は、ほぼ満足すべき検証を行なうことができたが、萩原H~Qを検証できなかつた。これについては、現地H~Qは異常な状態に対するものであると結論された。模型下流端水位および分流量に対して、現地と相似な模型が得られた。

以上の検証実験の外に本実験で種々の水理現象が明らかとなり、初期の目的はある程度達成されたと考えられる。その中で特に基本的なことをあげれば次のようである。

- (I) 計画高水流量では6k0付近および6k8~8k4間で計画高水位を越える。
- (II) 分流点本川側では水面勾配が負となり流速が極度に減ずる。
- (III) 低水路右岸沿いの流速、横断方向の流速分布および横断面内の流量分布がある程度明らかとなつた。
- (IV) 堰操作については予想よりはるかに小さい流量でゲートの開閉操作を行なわねばならないようである。これは主としてゲートの許容越流水深で限定されたものである。
- (V) 流砂実験によれば、分流部付近のおおよその河床剪断力の分布が判明した。

最後に、この実験は土屋河川研究室長、山口鹿島試験所長の指導の下に、馬場・林両技官が実験を担当した。実験整理および報告書作成にあたり協力をいただいた鹿島試験所の皆様に深く感謝いたします。

以 上