

厚真ダム余水吐放水路模型水理実験

柳 本 孝 治*

目 次

まえがき

§ 1 厚 真 ダ ム

§ 2 実験の目的

§ 3 模型の概要

§ 4 設計案による実験

§ 5 改良案による実験

〔1〕 越 流 係 数

〔2〕 余水吐の流木よけによる影響

〔3〕 側溝内の流況

〔4〕 放水路内の流況

〔5〕 余水吐の限界排水量

〔6〕 減 勢 工

a) フリップバケットおよびジェットの流れ

b) 移動床による実験

§ 6 結 論

ま え が き

本実験は、室蘭開発建設部によって直轄かんがい排水事業厚真地区計画の一環として建設中の厚真ダムの余水吐について、その水理学的機能を実験的に検討し、設計の基礎資料とするものである。

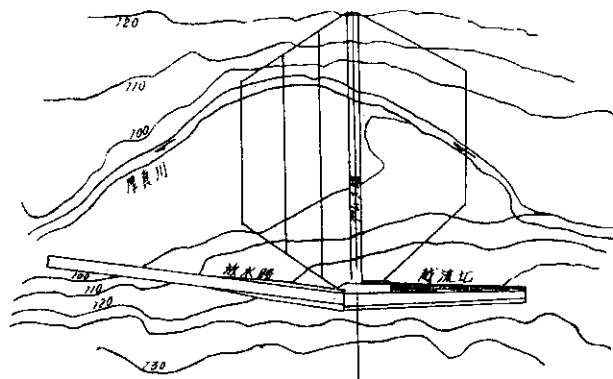
この余水吐では、放水路先端部において衝撃波の発生を防ぐため、セキのように水路底をセキ上げている。これは側溝水路の水位をそれだけ上昇させる欠点ともなるが、適当な高さを与えることにより、側溝水路よりの乱れた流れを緩和させる効果のあることがわかった。

§ 1 厚 真 ダ ム

厚真ダムは、厚真川に沿った既成水田1260町歩の用水不足の解消と、新規開田約650町の用水確保を計るとともに、洪水を排除して、米穀の増産と農業経営の安定を期する目的のため、厚真町市街地より約20km上流、上幌内地区に新設される中心コア式土石えん堤である。ダムの規模は高さ38.2m、堤頂長222m、集水面積52km²により10,080,000m³の貯水を可能にしようとするものである。

*河川研究室

余水吐は図—1のように堤体の左岸に位置し、その全長は380m、水路幅員5~10mの横越流式シュートスピルウェイで、その計画洪水量は450m³/sである。



図—1 厚真ダム平面図

§ 2 実 験 の 目 的

実験の目的は大別すると次の5項目である。

〔1〕 越流部形状の検討

越流係数は越流部形状によって大きく左右される。したがって越流係数と越流水深との関係について検討する。

〔2〕 放水路断面積の検討

設計案における水路断面を検討し、最大洪水量に対する経済的断面を決定する。

〔3〕 限界排水量の把握

厚真ダムの異常洪水量は530m³/sを採用しているが、これは余水吐の疎通能力を示すものではない。したがって実験により水路断面積によって流しうる流量を求める。

〔4〕 中小流量時におけるフリップバケット内の流況
流量がごく少ない場合、フリップバケット内で跳水を起こし、一定の流量以上にならないとジェットを放出しない。また同一流量であっても、増水時と減水時では同じ流況を呈するとは限らない。したがって、実験によりその流況を検討するとともに限界流量を求める。

〔5〕 減勢工の検討

フリップバケットによるジェットの流況を検討するとともに、移動床により下流河床の洗掘の傾向についても検討する。

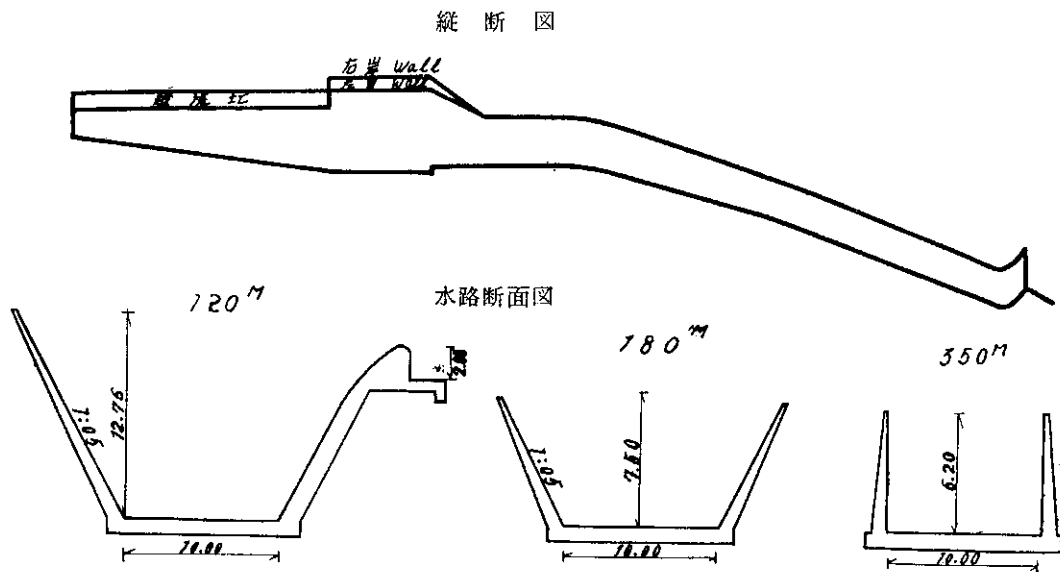
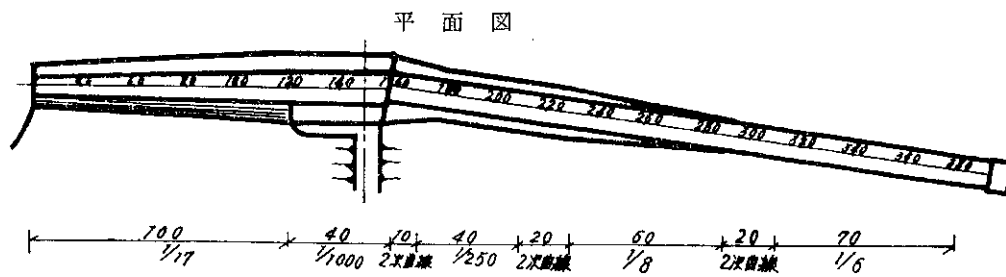


図-2 余水吐定規図 (単位 m)

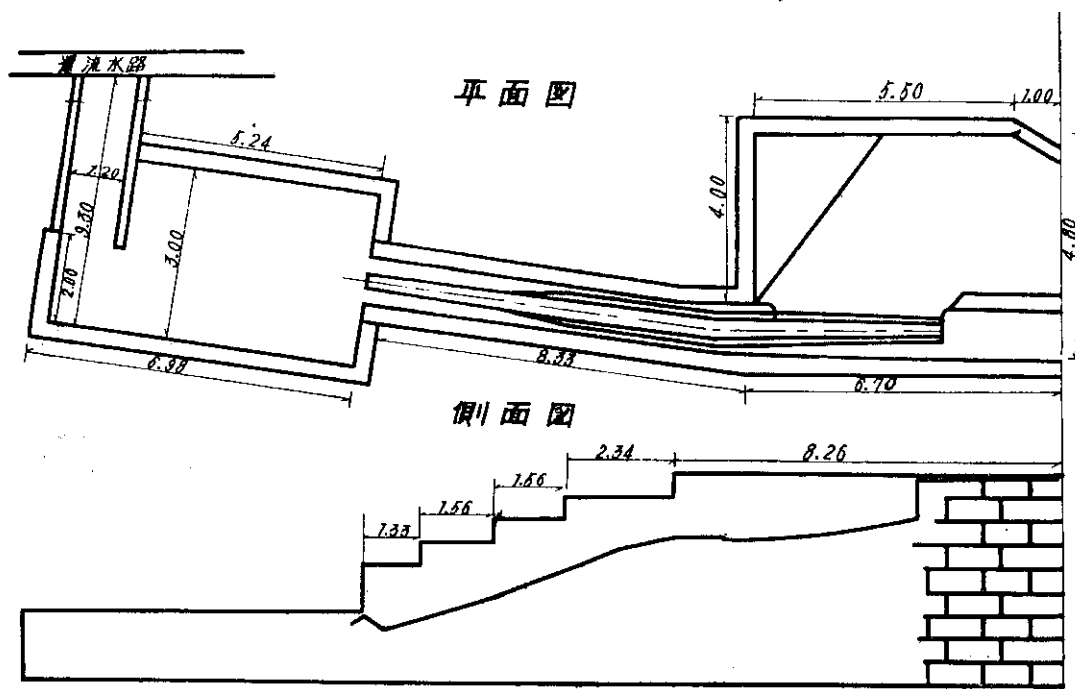


図-3 模型一般図 (単位 m)

§ 3 模型の概要

模型は図-3にみられるように、全長約600m (模型換算20m) を取入れ、下流河川約150mの部分について

では移動床に置換えられるような構造とした。縮尺は縦横とも 1/30 とし、軽量ブロック2列積みの外壁の中に模型を製作した。模型表面はすべてモルタル仕上げとし湛水部岩盤線などの部分はその表面に砂、小砂利などを

吹きつけて粗度を調整した。

水位および流速の測定にはポイントゲージ、ピトー管を使用し、実験判定の補助資料として写真撮影を行なった。

通水流量は異常洪水量 530 m³/s, 設計洪水量 450 m³/s のほかに, 設計洪水量の $\frac{1}{2}$ にあたる 225 m³/s を選定流量として採用した。

実験の相似率としてはすべてフルードの相似法則を採用したが, この場合の水理量の縮尺率は表-1 のとおりである。

表-1 縮 尺 率

基 本 量	縮 尺 率	
長さまたは水深	1/n	1/30
面 積	1/n ²	1/900
体 積	1/n ³	1/27,000
流 速	1/n ^{$\frac{1}{2}$}	1/5.477
流 量	1/n ^{$\frac{5}{2}$}	1/4,929.6
粗 度	1/n ^{$\frac{1}{6}$}	1/1.763

§ 4 設計案による実験

図-3 の模型により, 洪水の疎通能力および減勢工の機能など, その水理条件を検討した結果設計案について次の3点の改良を行なった。

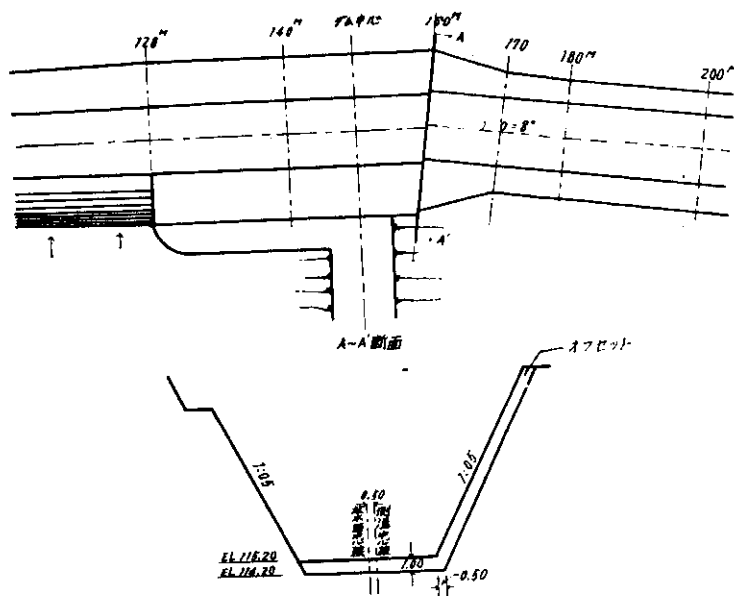


図-4 放水路の移動と取付け部

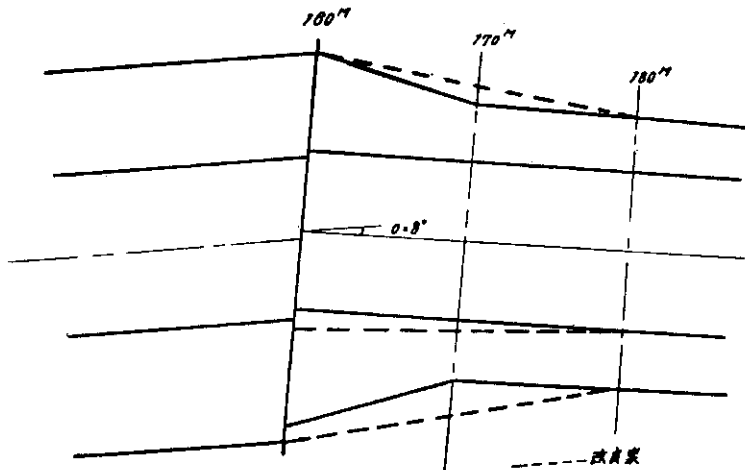


図-5 右岸のすり付けと側壁の嵩上げ

〔1〕 放水路右岸オフセットの除去

設計案においては, 図-4 のように放水路 160m 地点で右岸側へ8度の角度で屈曲した形をとり, また 1.0m 水路底をセキ上げている結果, 放水路全体が左側へ 0.5 m 移動しており, その分だけ水路右岸へオフセットを設けてある。このオフセットは上流側溝部分の水面をより上昇させるとともに, この点では右岸側に縮流を生じて水位が盛り上がり, 下流の流況に悪影響を及ぼすことが明らかとなった。したがって, この右岸側オフセットは除去することとしたが, その後の水路のすり付きの形状については, 図-5 のように20mのすり付き区間をとることによりそれによる影響がほとんどないことがわかった。

〔2〕 放水路側壁の嵩上げ

設計案においては, 測点 170 付近において設計流量 450 m³/s では側壁高が不足である。したがって, 図-5 のように測点160~180を結ぶ高さに側壁を嵩上げた。

〔3〕 フリップバケット先端形状の変更

設計案におけるフリップバケットの形状は図-6 のとおりであって, その先端形状は水平となっている。この場合ジェットのスナップがこの先端部分に付着し, 引かれる水脈のあるのがみうけられた。したがって, この先端形状は水面に対して直角とした。

§ 5 改良案による実験

〔1〕 越流係数

本余水吐においては標準越流頂を採用している。一般に高いダム の流量曲線は(1)式で表わされるが, 接近流速が比較的大きくなると(2)式のような形をとるのが普通である。

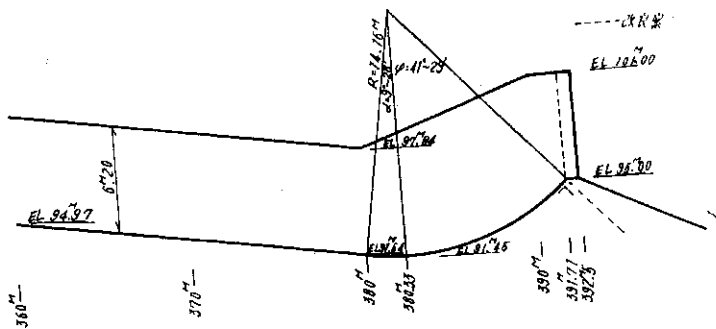


図-6 フリップバケットの型状とその改良図

$$Q = C \cdot B \cdot H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (1)$$

$$Q = C \cdot B \cdot \left(H + \frac{Va^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (2)$$

$$C = \frac{H}{a + bH} \dots\dots\dots (3)$$

〔2〕 余水吐の流木よけの影響について

この余水吐においては流木除去のための作工物が考慮されており、その配置、構造は図-9のとおりである。模型においては実物 1/30 のフロートを結続させて実

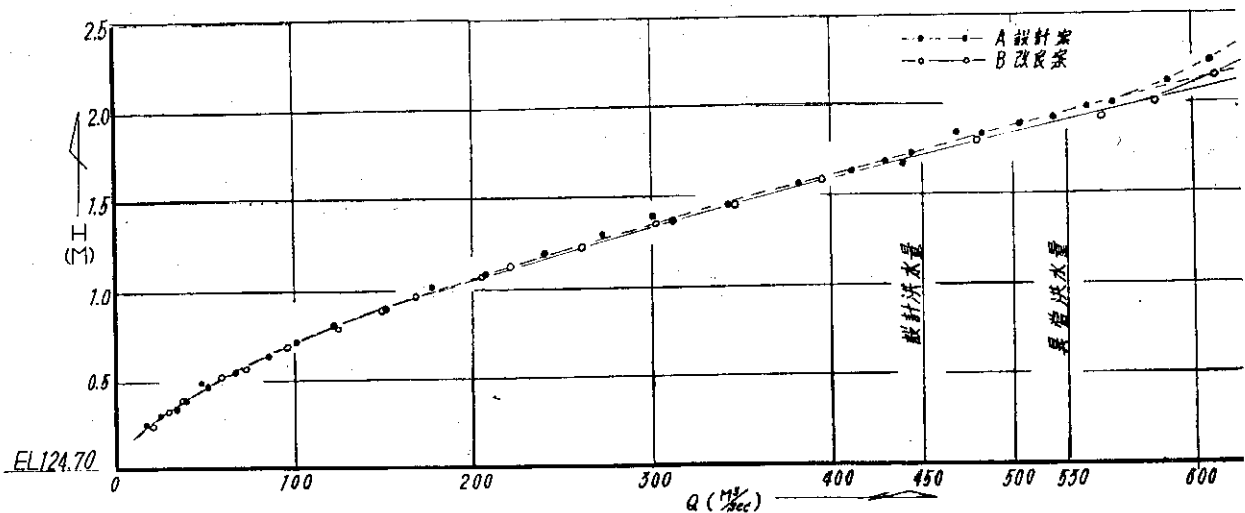


図-7 水位流量曲線

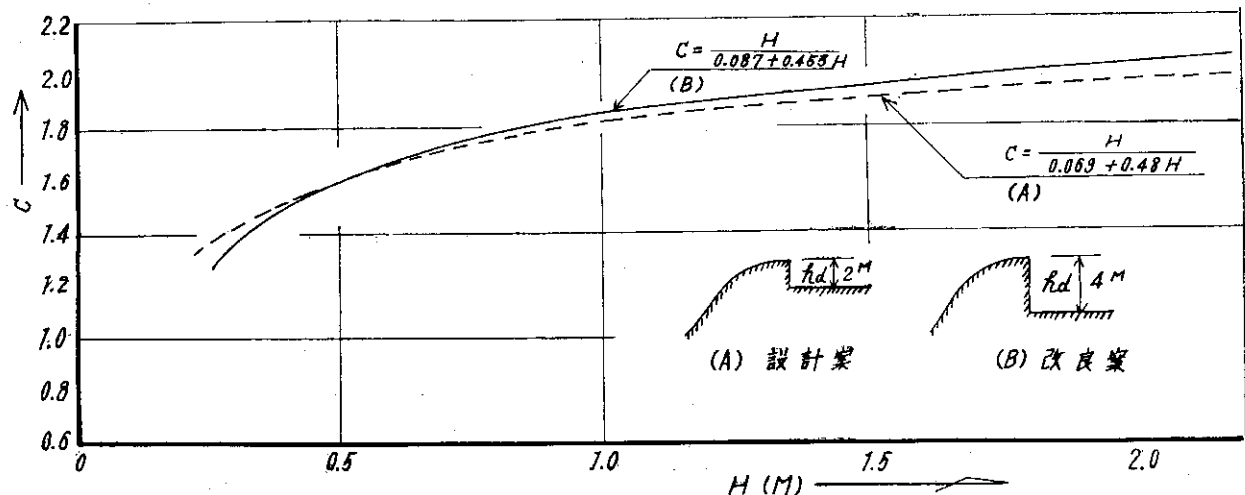
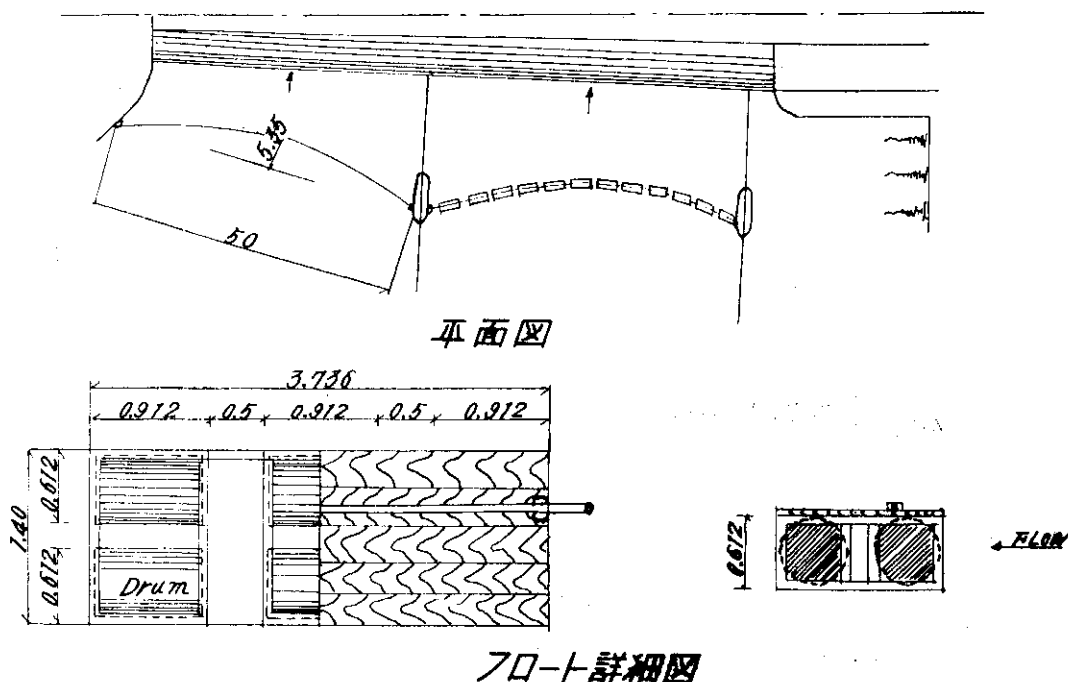
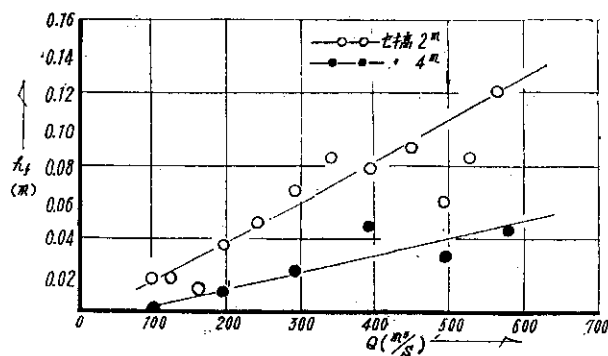


図-8 越流係数曲線



図—9 流木よけ配置図(単位 m)



図—10 流木よけによる水位上昇曲線

験を行なった結果、流木よけ設置による貯水池内の水位上昇は図—10のとおりである、

実験においては流量が大きくなるにつれて、フロートの上流側は水中に潜るような状態を呈し、そのため、貯水池内の水位上昇を実際よりもかなり大きくしていると考えられるが、この流木よけに相当量の流木が漂着した状態を考慮してそのままの値をプロットした。図—10より明らかなように、セキ高4mのほうは2mの場合に比較して1/2以下の値を示しており、それだけダム水位は低下する。流木よけの下流側(ダム天端側)は閉鎖されていないため、風の影響でダム天端側へ漂着した流木はこの下流側より流出するものが見うけられた。したがって、流木よけを下流へ延長するか、または閉鎖したほうが効果的である。

〔3〕側溝水路内の流況

余水吐側溝水路の流れは一般水路の流れとは著しく異

なっている。横越流が完全越流をなす場合は、流入する水脈が水路底をほぼ直角に横断して左岸壁にそって盛り上がる。したがって、越流水脈の厚みだけ側溝内の有効断面積が減少することになると考えられる。一方上流より流下する流れは、この横方向の水脈により攪乱されて下流向きのラセン流となり、下流断面においては横越流の落下エネルギーが大きいいためその拡乱度も大きくなり、その水面は不安定な状態となる。

左岸壁への越流水脈の盛り上がりは、選定流量程度の流量では最も著しく、流量がきわめて少ないか、または完全越流の限界に近い530 m³/sでは水面はやや横方向に水平に近くなる。

図—12はピート管によりその差圧の負になる限界点を求めることにより、水路底を横断する越流水脈の厚さを水路中央において測定したもので、左岸壁への盛り上がる水脈の厚さも同一とすれば、450 m³/s通水時における上流側断面での有効断面積はほぼ70%、下流端の断面ではほぼ85%である。

さらに流量が増加すると、上流端より不完全越流となり、順次下流へと伝ってゆくが、この変化時の流量はほぼ560 m³/sである。この付近の流量では微妙であって、同一流量であっても衝撃などにより完全越流と不完全越流の状態を繰返す。したがって、この変化時の流量は多少の幅があると思われる。

写真—7は側溝上流端における流況を示したもので、設計流量に対してその形状は妥当なものと思われる。

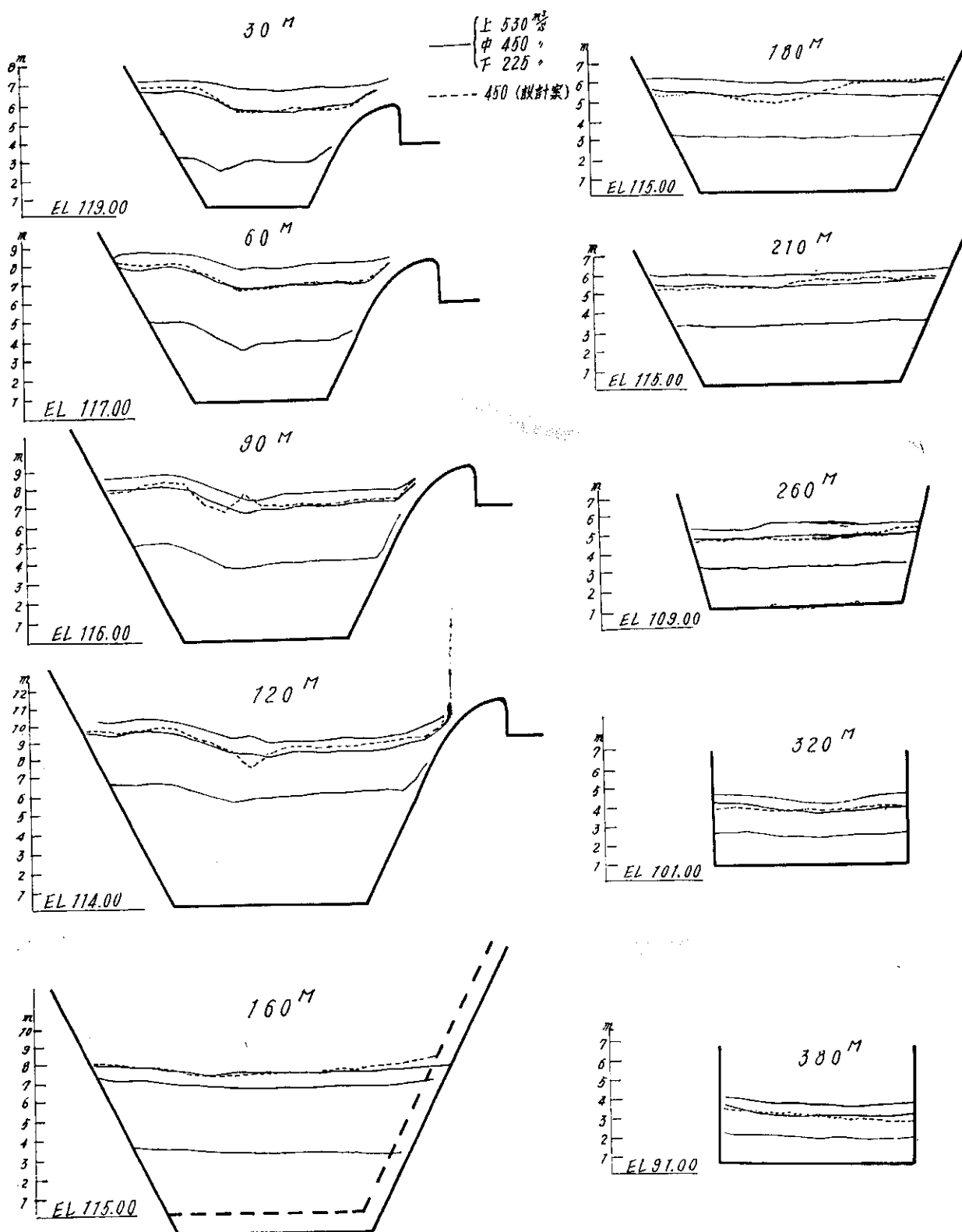


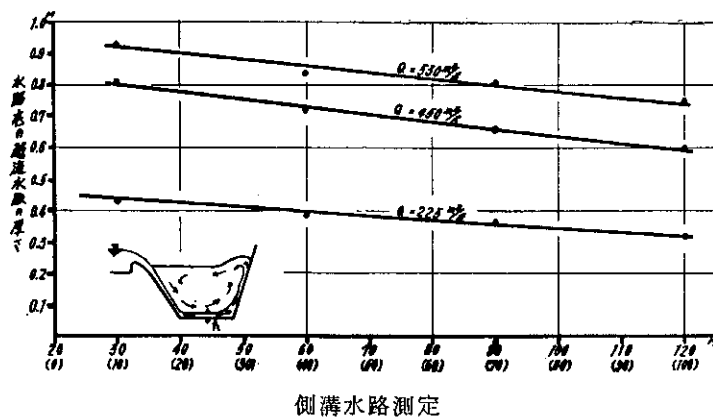
図-11 水路横断水位 (改良案)

〔4〕 放水路内の流況

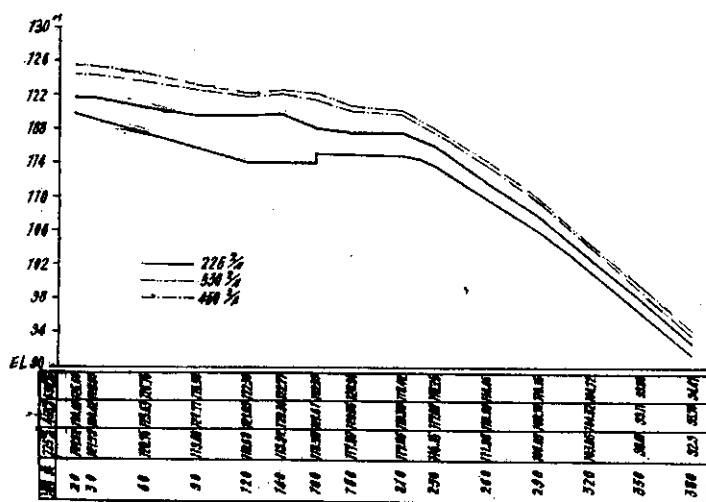
放水路内の流況は測点 160 における右岸オフセットを除去したことによりかなり改善された。

水位および流速を図-11~14, 表-2~4 に示すが,

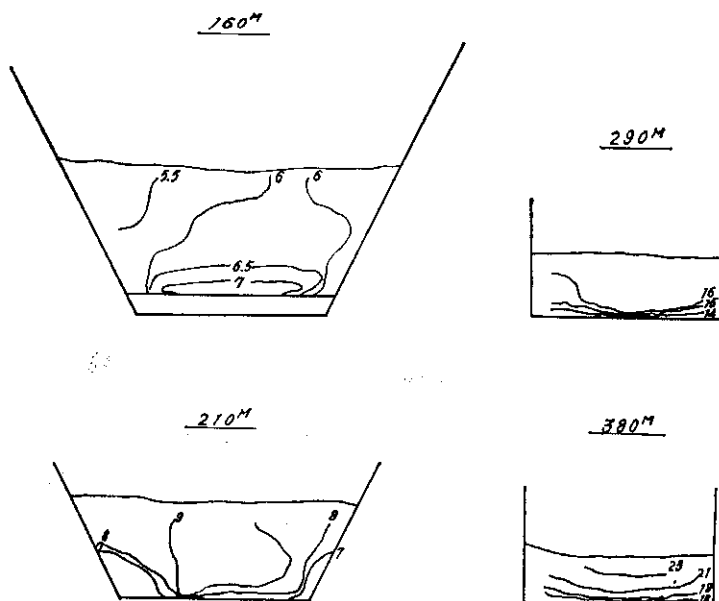
測点 160 より下流における横断水位は各流量ともにほぼ水平な水面形となり, またオフセットの除去により, この点の通水断面積がそれだけ増加したので, 水位の低下が側溝水路下流にまでおよんでおり, それだけ洪水の疎



図一12 側溝水路底横断水脈の厚さ



図一13 水路中心水位 (改良案) 単位 m



図一14 流速分布図 $Q=450 \text{ m}^3/\text{s}$
(改良案) 単位 m/sec

通能力が増大したものと考えられる。

一方図4のように測点160においては、1.0 m の水路底のセキ上げがあるため、側溝水路と放水路の接続部分ではプール状態となり、側溝水路より流下する乱れた流れがこの区間で緩和されているようである。

この傾向は選定流量以下の流量では著しいが、設計洪水流量時においても下流断面における流速分布がほぼ左右等しい形をしていること、またこの場合、異常洪水時においても衝撃波の発生をみなかったことから、側溝水路からの乱れた流れをかなり緩和しているものと考えられ、セキ上げ高1.0 m はほぼ妥当なものと思われる。

図一15, 16は余水吐の余裕高を測定したもので、改良案では側溝上流端において約1.0 m、測点230より下流においてはほぼ2.5 m とかなり余裕のあることを示している。

〔5〕 余水吐の限界排水量

アースダムの余水吐における限界排水量は、余水吐の構造上流しうる最大流量による水位とダムの危険水位を等しくするのが経済的である。横越流型式の余水吐では高いダムと違って越流部における下流水位が大きな影響を与えるもので、 $H \sim Q$ 曲線の不連続になる点がほぼ放水路の限界流量と考えられ、その限界流量はほぼ $560 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

ダムの余裕高を1.5 m と考えて貯水池水位 EL 127.50 m の極限排水量は $708 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度である。

〔6〕 減勢工

a) フリップバケットおよびジェットの流れ

比較的流量が小さい場合はフリップバケット上で跳水現象を起こす。写真一8に示すように、ごく小さな流量ではほぼ測点370付近に跳水前線があってその水面はほぼ水平である。この場合には完全にエネルギーの殺滅が行なわれており、その流量はほぼ $35 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下である。

流量が増加するにつれて跳水前線は次第に下流へ移り、その水面形は逆勾配の傾斜を増すとともに、その水面は白い泡で蔽われてくる。この場合はエネルギーの殺滅は不完全である。

表—2 横断流速測定値
Q=225 m³/s 改良案 単位 m/sec

測定カ所 160M

距離	高さ	0.1m	0.3m	1.0m	2.0m	3.0m	4.0m
左岸	8 m					5.06 ^{7.2}	3.40 ^{7.3}
	6	4.04 ^{5.6}	5.36 ^{5.7}	5.31	4.39	4.92	3.80
	4	6.42	5.84	5.40	4.84	4.92	4.39
	2	6.42	6.02	5.33	5.06	4.92	4.58
	0	6.58	5.96	5.13	5.14	4.99	4.73
	2	6.36	5.20	5.20	4.84	4.73	4.92
	4	6.02	5.37	5.26	5.06	4.39	4.99
	6	6.42 ^{5.7}	5.31 ^{5.8}	4.99	5.06 ^{6.7}	4.21 ^{6.7}	5.13 ^{7.8}
右岸	8				4.99	4.29	4.49
平均流速		6.3705	5.55	5.23	4.92	4.72	4.49

測定カ所 210M

距離	高さ	0.1m	0.3m	1.0m	2.0m	3.0m
左岸	6 m			4.47	5.60	7.16
	4	5.40	6.57	7.16	7.30	7.40
	2	6.47	7.39	7.49	7.35	7.30
	0	6.42	7.35	7.49	7.45	7.44
	2	5.84	7.05	7.45	7.35	7.35
	4	5.14	6.37	7.05	7.15	7.49
右岸	6				4.21	6.41
平均流速		5.85	6.94	6.85	6.63	7.23

測定カ所 290M

距離	高さ	0.1m	1.0m	2.0m
左岸	4 m	12.93	14.51	15.12
	2	12.22	14.49	15.22
	0	12.08	14.79	15.50
	2	12.17	14.57	15.62
右岸	4	10.93	13.28	15.18
平均流速		12.07	14.33	15.33

測定カ所 380M

距離	高さ	0.1m	1.0m	2.0m
左岸	4 m	14.24	17.80	21.94
	2	14.97	18.83	22.77
	0	15.73	19.70	23.49
	2	15.53	19.26	23.14
右岸	4	14.22	17.23	21.63
平均流速		14.94	18.56	22.58

表—3 流速測定値
Q=450 m³/s 改良案 単位 m/sec

測定カ所 160M

距離	高さ	0.1m	0.3m	1.0m	2.0m	3.0m	4.0m	5.0m	6.0m
左岸	8 m					6.08			
	6		3.96	5.47	5.78	5.60	5.33	5.12	4.84
	4	6.59	7.00	6.53	6.08	5.72	5.60	5.00	5.47
	2	5.72	7.44	6.64	6.25	6.08	6.14	6.02	5.84
中心	0	5.65	7.63	6.59	6.36	6.20	6.25	6.02	5.90
	2	6.42	7.49	6.74	6.31	5.78	6.14	5.96	5.96
	4	5.47	7.05	6.69	6.20	6.02	6.02	5.96	5.96
	6		4.62	4.99	5.72	5.96	5.96	5.78	5.65
右岸	8								
平均流速		5.97	6.46	6.23	6.10	5.92	5.91	5.78	5.65

測定カ所 210M

距離	高さ	0.1m	0.3m	1.0m	2.0m	3.0m	4.0m
左岸	6 m			5.26	6.64	8.09	8.05
	4	6.63	7.86	5.20	8.72	8.34	8.88
	2	7.99	9.04	9.00	9.04	9.08	9.19
中心	0	7.73	8.93	9.11	9.08	9.16	9.08
	2	7.20	8.76	9.19	9.11	9.08	8.96
	4	6.63	8.22	8.88	9.04	8.99	8.72
右岸	6			6.02	5.96	7.82	7.99
平均流速		7.24	8.56	7.53	8.22	8.71	8.70

測定カ所 290M

距離	高さ	0.1m	0.3m	1.0m	2.0m	3.0m
左岸	4 m	13.06	13.15	15.39	15.66	16.32
	2	13.28	15.70	16.35	16.23	16.19
中心	0	13.39	16.16	16.69	16.32	16.37
	2	12.32	15.30	16.54	16.39	16.35
右岸	4	9.73	12.69	15.97	16.09	16.32
平均流速		12.36	14.60	16.19	16.14	16.31

測定カ所 380M

距離	高さ	0.1m	0.3m	1.0m	2.0m
左岸	4 m	10.87	16.62	20.46	21.97
	2	13.71	19.02	22.20	23.17
中心	0	14.38	19.95	22.71	23.65
	2	20.97	18.16	22.29	23.55
右岸	4	11.73	14.97	20.00	21.99
平均流速		14.32	17.75	21.53	22.86

表—4 流速測定値
Q=530 m³/s 改良案 単位：m/sec

測定カ所 160M										
距離	高さ	0.1m	0.3m	1.0m	2.0m	3.0m	4.0m	5.0m	6.0m	7.0m
左岸	8 m							3.27	4.69	5.26
	6	3.67	3.37	5.65	6.02	5.66	5.53	5.46	5.33	5.26
	4	6.59	7.30	6.79	6.25	5.78	5.59	5.72	5.65	5.78
	2	7.99	7.16	6.64	6.53	6.24	6.20	6.08	6.13	6.08
中心	0	7.96	7.24	6.53	6.47	6.53	6.42	7.30	6.25	6.08
	2	7.63	7.34	6.69	6.42	6.42	6.42	6.25	6.08	6.13
	4	7.00	7.20	6.69	6.47	6.25	6.25	6.31	6.08	5.96
	6	4.91	3.37	5.72	6.31	6.25	6.20	6.42	5.96	5.96
右岸	8							5.84	5.84	5.84
平均流速		6.54	6.14	6.39	6.35	6.17	6.09	5.85	5.78	5.81

測定カ所 210M								
距離	高さ	0.1m	0.3m	1.0m	2.0m	3.0m	4.0m	5.0m
左岸	6 m			8.05	7.73	8.43	8.43	8.64
	4	8.22	8.51	9.39	9.30	9.24	9.11	8.73
	2	9.24	9.39	9.50	9.31	9.19	9.31	9.08
中心	0	9.54	9.42	9.50	9.50	9.42	9.31	9.19
	2	9.08	9.31	9.50	9.58	9.42	9.39	6.39
	4	8.60	9.31	9.47	9.47	9.34	9.19	9.27
右岸	6			8.30	7.16	8.68	8.47	8.31
平均流速		8.94	9.19	9.10	8.87	9.10	9.04	8.97

測 定 力 所 290M						
高さ		0.1m	0.3m	1.0m	2.0m	3.0m
距離						
左岸	4 m	12.69	14.20	15.41	16.35	16.05
	2	13.76	15.81	16.55	17.38	17.05
中心	0	14.32	16.32	16.64	17.25	17.05
	2	12.26	15.77	16.57	17.11	16.66
右岸	4	12.67	14.12	16.06	15.69	15.94
平均流速		13.32	15.24	16.25	16.75	16.55

測 定 カ 所 380M					
高さ		0.1m	0.3m	1.0m	2.0m
距離					
左岸	4 m	12.72	15.71	19.34	21.59
	2	14.30	19.21	21.81	23.16
中心	0	14.89	19.88	22.22	23.35
	2	14.53	19.73	22.90	22.91
右岸	4	12.76	15.56	20.76	21.89
平均流速		13.84	17.82	21.24	22.58

さらに、流量を増加すると75.4 m³/sに至って跳水は洗い流されてジェットを放出するが、ジェットの放出状態より次第に流量を減らして行くと、36.5 m³/sになるまで跳水状態とはならない。したがって36.5~75.4 m³/sの間の流量においては、洪水の増水時と減水時とは異なった流況を呈する。

図—17はジェットを左岸側より写真撮影して、その軌跡を図に示したもので、実線は軌跡の外側、破線はその内側を示す。

図—18のようにフリップバケット先端を原点とし、水平方向をx、垂直方向をy、その放出角度をθ、そしてジェットの放出速度をV。とするとき、空気中におけるエネルギーの損失を無視すれば、その軌道は次式で表わされる。

$$y = x \tan \theta - \frac{g x^2}{2V_0^2 \cos^2 \theta} \dots \dots \dots (4)$$

フリップバケット先端中央における流速を図—19に示すが、その流速を用いて(4)式によりその軌道を計算すると表—5のとおりで、図—17の外側の軌跡によく一致する。これはV。の値としてその最大流速を使用しているから妥当な結果であると考えられる。また移動床の実験によりその飛躍距離を求めると、流量450 m³/sのとき56mと良好な値を示している。

b) 移動床による実験

減勢工下流における洗掘状態の実験は種々行なわれているが、模型と実際河川の状態を力学的に相似にすることは不可能に近い。したがって一般には一定粒径の砂利を用いての移動床により、その洗掘の傾向を定性的にみる実験が多いようである。

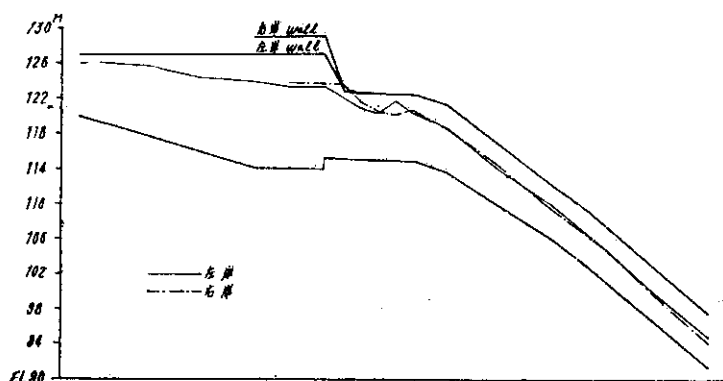
本実験においては現地河床の高さを平均EL 90.00mと考えて5~10%粒径の砂利を均一に敷きつめ、通水時間は予備実験により洗掘がほぼ完了すると思われた5分間として観測を行なった。

写真—12はその洗掘深を等高線により示したもので、外側の等高線はEL 91.00mを示し、その間隔はすべて1.0mである。

写真でも知られるように、ジェットの落下点は相当洗掘されているが、ある程度洗掘されるとウオタークッションとなり、それ以上は洗掘されず、模型における最大洗掘深は30cm程度であった。

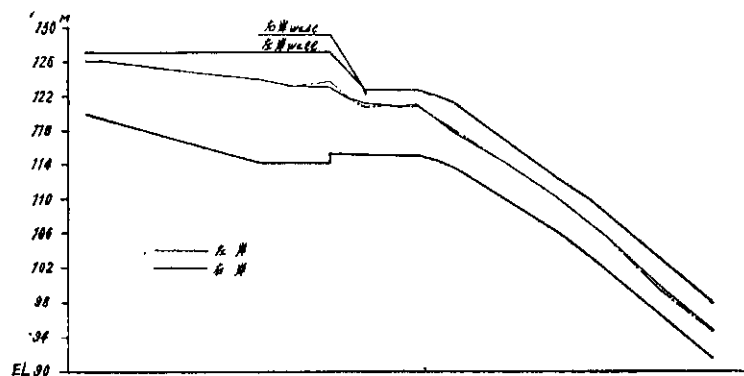
また、洗掘の始点は放水路末端よりほぼ20m下流であることから、この洗掘が放水路末端まで及ぶことはないものと考えられる。

ジェットの落下点において、ウオタークッションとなっても下流はかなり乱流となるので、下流河川の右岸側



Q (m³/s)	225	450	530	外側	内側
225	4.00	3.98	4.00	3.98	4.00
450	4.00	3.98	4.00	3.98	4.00
530	4.00	3.98	4.00	3.98	4.00
外側	4.00	3.98	4.00	3.98	4.00
内側	4.00	3.98	4.00	3.98	4.00

図-15 側壁余裕高 $Q=450 \text{ m}^3/\text{s}$
(設計案) 単位 m



Q (m³/s)	225	450	530	外側	内側
225	4.00	3.98	4.00	3.98	4.00
450	4.00	3.98	4.00	3.98	4.00
530	4.00	3.98	4.00	3.98	4.00
外側	4.00	3.98	4.00	3.98	4.00
内側	4.00	3.98	4.00	3.98	4.00

図-16 側壁余裕高 $Q=450 \text{ m}^3/\text{s}$
(改良案) 単位 m

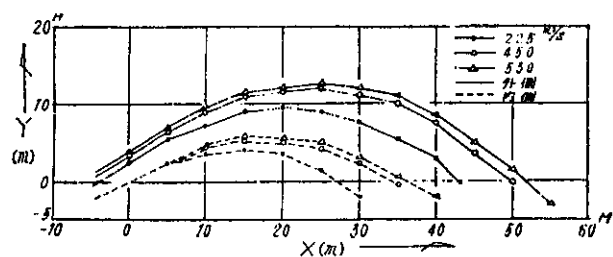


図-17 ジェットの放射軌跡

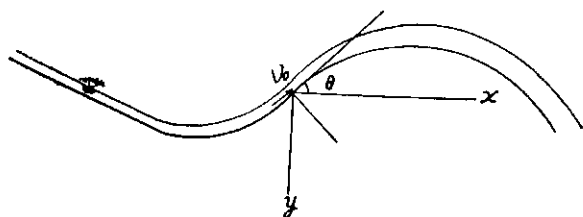


図-18

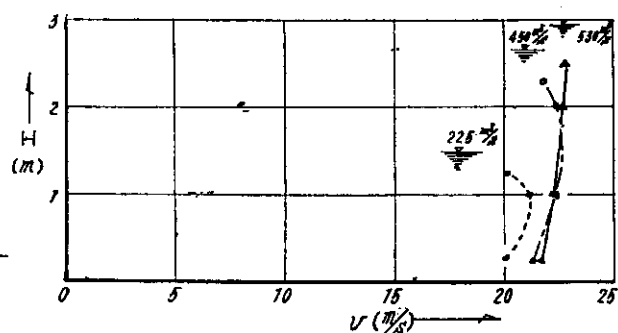


図-19 フリップバケット先端流速(水路中央)

表 - 5

Q (m³/s)	V (m/s)	X (単位 m)											
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	
225	21.2	3.94	6.90	8.90	9.92	9.98	9.06	7.17	4.32	0.50	-4.30		
450	22.4	3.98	7.06	9.26	10.56	10.98	10.50	9.14	6.88	3.74	-0.30		
530	22.7	4.00	7.15	9.46	10.92	11.54	11.31	10.24	8.32	5.56	1.95	-2.50	

はかなり洗掘されるものと思われるが、地形的に山間部で人家もないことからあまり問題はない。

一方、洪水の増水時において、 $75.4 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の流量ではジェット流とならないで、水面より露出している放水路末端法面に沿って落下する。したがって、この法じ

りの保護工は十分に行なう必要がある。

§ 6 結 論

以上模型実験より明らかにされた点を列記すると次のとおりである。

1. セキ高 4 m のほうが越流係数は大きくなる。
2. 流木よけ設置による貯水池内の水位上昇は、セキ高 4 m のほうが 2 m の場合よりも小さく 1/2 以下である。
3. 側溝上流端の形状は妥当なものと思われる。
4. 測点 160 の右岸オフセットは除去したほうがよい。
5. オフセットを除去した後、20 m の区間で側壁をすり付けるとそれによる影響はほとんどない。
6. 測点 170 付近では側壁高が不足である。
7. 水路底のセキ上げ高 1.0 m はほぼ妥当である。
8. 本余水吐の限界排水量は $708 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度である。
9. フリップバケットによるジェットの放出限界流量

は、流量が増加するとき $75.4 \text{ m}^3/\text{s}$ 、減水時においては $36.5 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

10. フリップバケットの先端形状は水面に直角としたほうがよい。

11. ジェットの落下点がかかなり洗掘されても、それが放水末端にまで及ぶことはないものと思われる。

12. 放水路末端の法じり保護工は十分に行なう必要がある。

実験を終るにあたり、終始御援助を戴いた室蘭開発建設部厚真ダム建設事務所の各位に深甚なる謝意を表する。

付 表 — 1

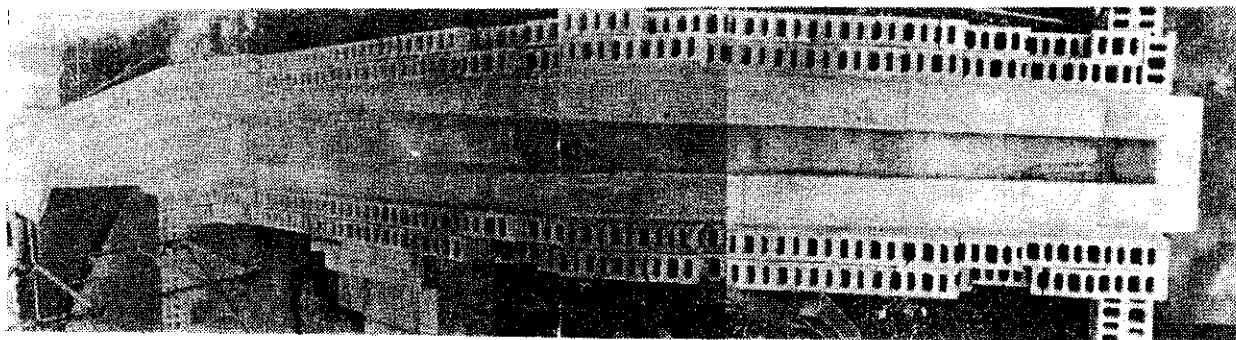
測 点 距 離	横 断 水 位 測 定 値 $Q = 225 \text{ m}^3/\text{sec}$ 改 良 案 (単位 m)														
	21m	30m	60m	90m	120m	140m	160m	180m	210m	230m	260m	290m	320m	350m	380m
左 岸															
↑															
8					7.5		7.4								
7					120.55	119.78	118.62								
6				6.4	120.78	120.48	119.85	118.61	118.17	117.98	116.40				
5		4.6			120.94	120.62	119.84	118.47	118.13	117.94	116.36	5.5			
4	122.64	122.09	121.94		120.96	120.42	119.80	118.42	118.11	117.94	116.35	112.00	4.8	1.5	4.6
3	122.65	122.00	121.58		120.70	120.13	119.74	118.37	118.04	117.87	116.28	112.05	107.91	103.28	98.15
2	122.04	121.28	120.82		120.15	119.77	119.70	118.26	118.02	117.81	116.20	111.99	107.99	103.26	98.11
1	121.83	121.67	120.44		120.15	119.77	119.70	118.26	118.02	117.81	116.20	111.99	107.99	103.26	98.11
中心 0	121.82	121.79	120.76		119.60	119.44	119.84	118.26	117.97	117.83	116.17	111.98	108.06	103.14	98.10
1	121.90	121.97	120.84		119.60	119.44	119.84	118.26	117.97	117.83	116.17	111.98	108.06	103.14	98.10
2	121.85	121.87	120.91		119.68	119.92	118.28	117.89	117.85	116.15	111.98	108.09	103.06	98.01	92.96
3	122.00	121.93	120.93		119.83	119.76	118.30	117.95	117.89	116.23	111.93	108.03	103.04	98.05	93.01
4	123.62	122.65	121.30		119.90	119.79	118.28	117.91	117.90	116.32	111.95	107.95	103.12	98.00	92.92
5			123.21		119.94	119.84	119.76	118.23	117.95	117.91	116.34	112.06	107.92	103.30	97.95
6					119.97	119.90	119.68	118.23	118.05	117.98	116.37	112.11	107.88	103.43	97.98
7					119.97	119.93	119.70	118.29	118.11	118.07	116.42	112.14	107.96	103.48	98.06
8					120.05	119.99	119.65	118.31	118.12	117.81	116.45	112.14			
9					121.99	119.91	119.69	118.29		6.4	6.3				
右 岸					120.90	119.67	118.29			117.86	116.46				
							8.2								
							118.29								

付 表 — 2

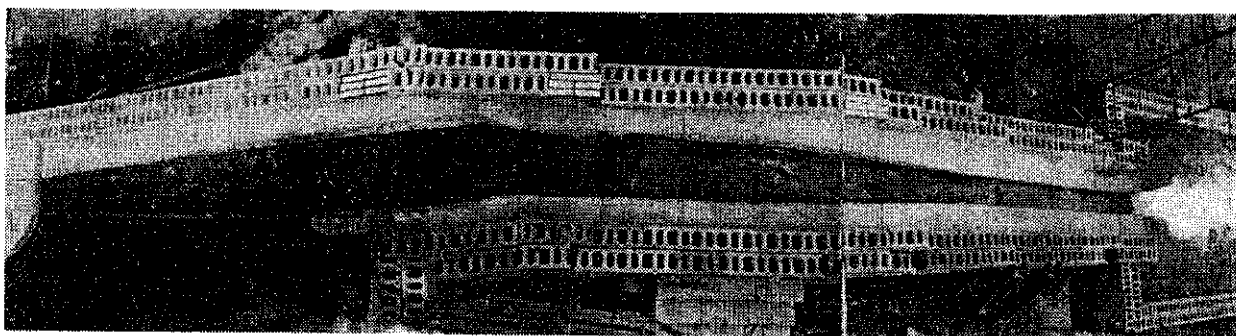
測 点 距 離	横 断 水 位 测 定 值 $Q=450\text{m}^3/\text{sec}$ 改 良 案 (单位 m)														
	21m	30m	60m	90m	120m	140m	160m	180m	210m	230m	260m	290m	320m	350m	380m
左 岸															
↑ 9					8.6 122.84	8.8 122.36	8.7 122.27								
8				122.84	122.93	122.30	122.09	120.46	120.22						
7			124.76	122.90	123.15	122.22	122.04	120.32	120.13	6.9 117.31					
6	5.4 125.42	5.7 125.49	124.77	123.11	123.11	122.29	122.04	120.37	120.10	117.43	5.9 113.54				
5	125.36	125.46	124.89	123.05	123.02	122.08	121.89	120.33	120.08	117.53	113.55	109.61	4.5 104.88	4.8 99.14	4.8 94.30
4	125.50	125.50	124.83	122.75	122.66	122.03	121.85	120.17	120.02	117.57	113.55	109.57	104.77	98.95	94.06
3	125.42	125.35	124.57	122.37	122.28	121.88	121.73	120.14	119.96	117.55	113.55	109.56	104.88	99.01	93.94
2	124.99	125.02	124.19	121.82	121.55	122.03	121.62	120.24	119.96	117.54	113.67	109.52	104.58	99.10	93.83
1	124.56	124.45	123.66	121.57	121.28	122.22	121.61	120.31	119.92	117.61	113.81	109.68	104.39	99.22	93.84
中心 0	124.49	124.42	123.63	121.77	121.33	122.34	121.61	120.36	119.91	117.69	113.89	109.72	104.32	99.11	93.78
1	124.53	124.44	123.78	121.90	121.58	122.48	121.63	120.30	119.93	117.68	113.83	109.66	104.32	99.04	93.82
2	124.60	124.43	123.81	121.85	121.59	122.38	121.62	120.19	119.97	117.78	113.69	109.52	104.40	98.96	93.76
3	124.67	124.58	123.92	121.96	121.70	122.29	121.65	120.16	119.93	117.67	113.60	109.40	104.40	98.74	93.96
4	124.67	124.67	123.92	121.92	121.71	122.36	121.64	120.11	119.95	117.67	113.48	109.47	104.83	98.93	94.02
5	125.31	124.81	123.97	121.87	121.78	122.25	121.58	120.04	119.93	117.65	113.54	4.2 109.46	104.74	4.7 98.96	4.7 94.22
6	125.89	125.54	123.98	121.93	121.92	122.19	121.67	120.11	119.97	117.57	5.9 113.61				
7			125.03	121.95	121.91	122.23	121.80	120.13	120.11	117.51					
8				123.17	122.04	122.22	7.9 121.91	7.5 120.05							
↓ 9					8.9 123.57	122.29									
右 岸															

付 表 — 3

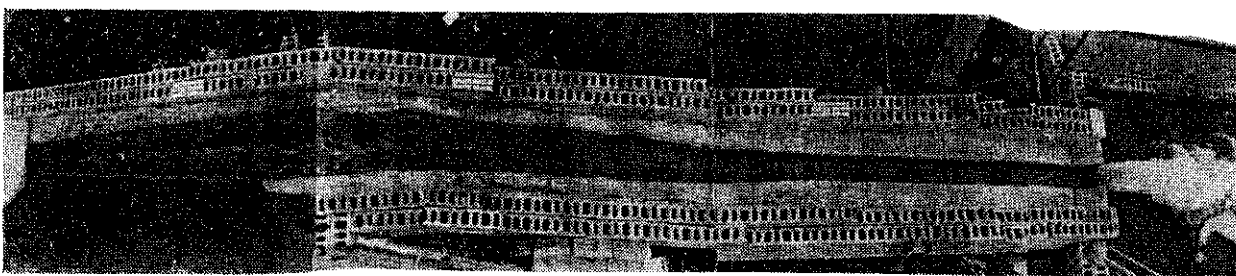
測 点 距 離	横 断 水 位 測 定 值 $Q=530\text{m}^3/\text{sec}$ 改 良 案 (单位 m)														
	21m	30m	60m	90m	120m	140m	160m	180m	210m	230m	260m	290m	320m	350m	380m
左 岸															
↑ 10							122.91								
9					123.65	122.83	122.96								
8			7.3 125.38	124.44	123.73	122.80	122.78	121.02	120.53						
7			125.52	124.50	123.78	122.91	122.75	121.04	120.55	120.88					
6	5.8 125.88	126.06	125.56	124.61	123.77	122.94	122.67	120.98	120.52	120.97	117.15				
5	125.94	126.07	125.59	124.65	123.65	122.81	122.55	120.94	120.50	121.13	116.99	4.8 113.16	4.5 105.29	4.7 102.85	98.04
4	125.97	126.06	125.44	124.45	123.43	122.71	122.42	120.90	120.51	121.10	116.99	113.14	105.24	102.65	97.91
3	125.94	125.99	125.33	124.07	123.02	122.54	122.16	120.78	120.47	121.02	117.02	113.11	105.24	102.74	97.64
2	125.83	125.83	124.98	123.68	122.88	122.54	122.33	120.71	120.41	121.09	116.99	113.00	105.11	102.77	97.47
1	125.54	125.53	124.56	123.23	122.12	112.76	122.36	120.83	120.45	121.10	117.45	113.08	104.93	102.97	97.49
中心 0	125.60	125.57	124.75	123.34	122.39	122.77	122.39	120.94	120.42	121.26	117.46	113.15	104.72	102.80	97.47
1	125.48	125.54	124.68	123.45	122.41	122.89	122.41	120.95	120.49	121.28	117.36	113.15	104.72	102.76	97.50
2	125.57	125.53	124.57	123.43	122.35	122.86	122.39	120.89	120.49	121.30	117.15	112.97	104.87	102.67	97.46
3	125.62	125.71	124.89	123.56	122.50	122.68	122.31	120.78	120.45	121.24	117.05	113.00	105.12	102.58	97.61
4	125.58	125.61	124.84	123.63	122.56	122.54	122.39	120.76	120.44	121.18	117.15	113.11	105.32	102.59	97.64
5	125.55	125.67	124.85	123.62	122.52	122.49	122.37	120.78	120.47	121.19	117.15	4.7 113.13	105.33	102.57	97.80
6	125.94	125.78	124.88	123.56	122.59	122.50	122.37	120.72	120.50	121.23	5.8 117.11				
7		126.19	125.08	123.64	122.60	122.47	122.39	120.84	120.54	121.03					
8			125.78	124.22	122.88	122.54	122.49	120.87	120.48						
9				123.19	123.64	122.59	122.61								
↓ 10					124.92		122.53								
右 岸															



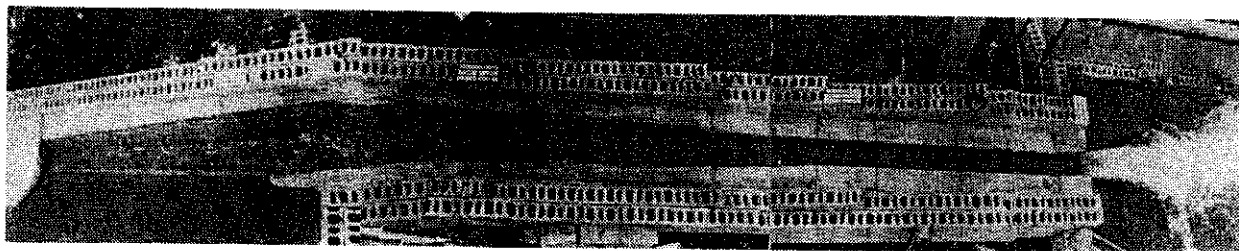
写真一 設計案



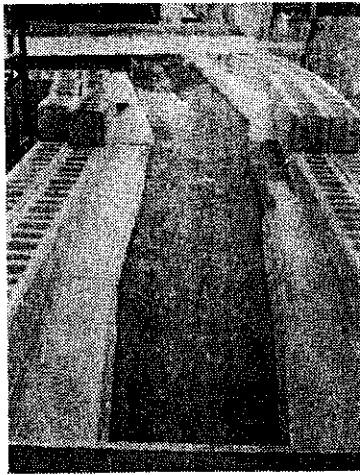
写真二 $Q = 450 \text{ cm}^3/\text{s}$ (設計案)



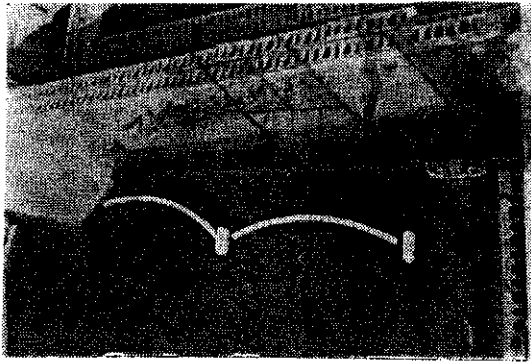
写真三 $Q = 450 \text{ cm}^3/\text{s}$ (改良案)



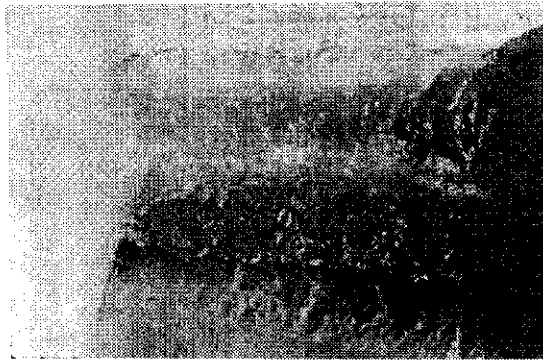
写真四 $Q = 530 \text{ cm}^3/\text{s}$ (改良案)



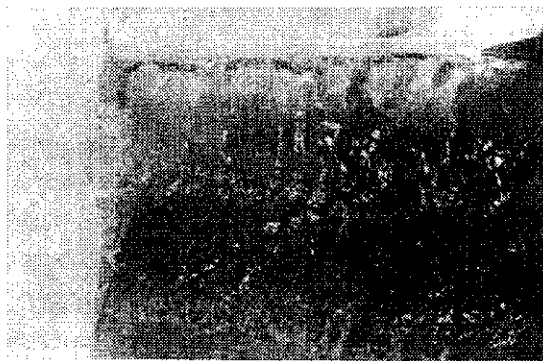
写真—5 $Q = 530 \text{ m}^3/\text{s}$ (設計案)



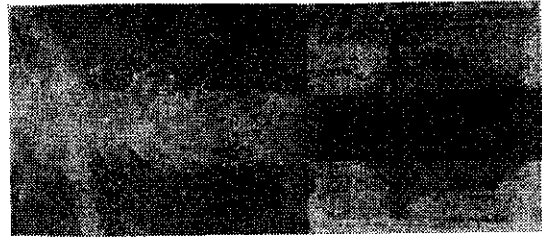
写真—6 流木よけ設置状況



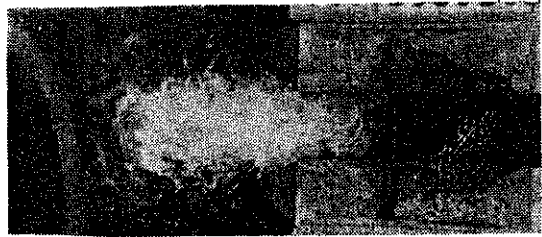
写真—7~1 側溝上流端流況
 $Q = 450 \text{ m}^3/\text{s}$



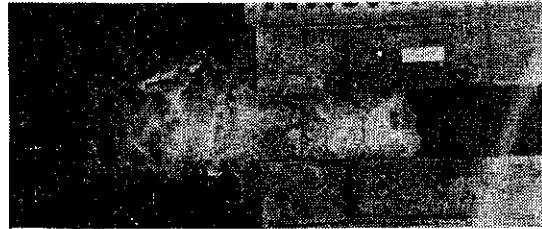
写真—7~2 側溝上流端の流況
 $Q = 530 \text{ m}^3/\text{s}$



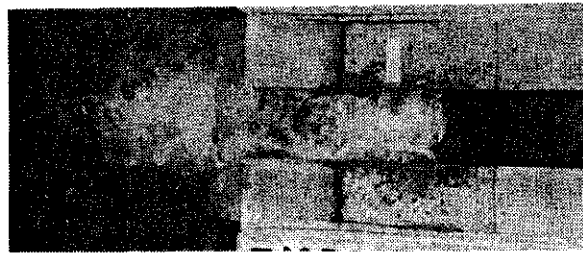
⑦ $Q = 75.4 \text{ m}^3/\text{s}$



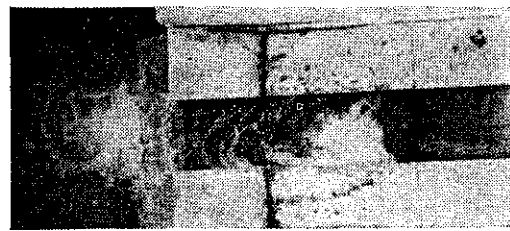
⑥ $Q = 75.4 \text{ m}^3/\text{s}$



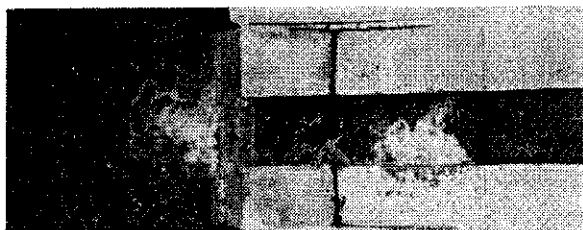
⑤ $Q = 68.0 \text{ m}^3/\text{s}$



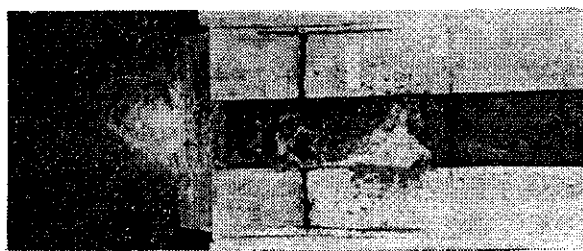
④ $Q = 53.2 \text{ m}^3/\text{s}$



③ $Q = 37.5 \text{ m}^3/\text{s}$

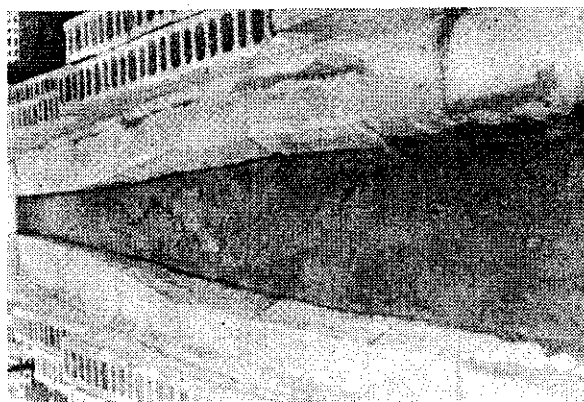


② $Q = 30.1 \text{ m}^3/\text{s}$

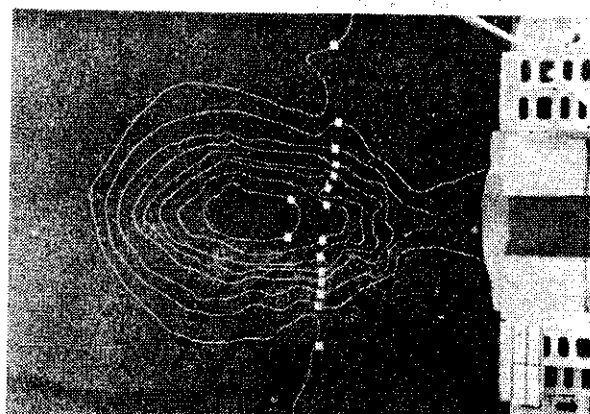


① $Q = 23.7 \text{ m}^3/\text{s}$

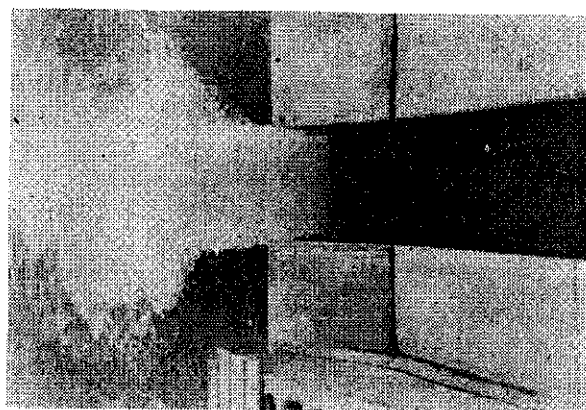
写真—8 中小流量時におけるフリップバケットの流況 (改良案)



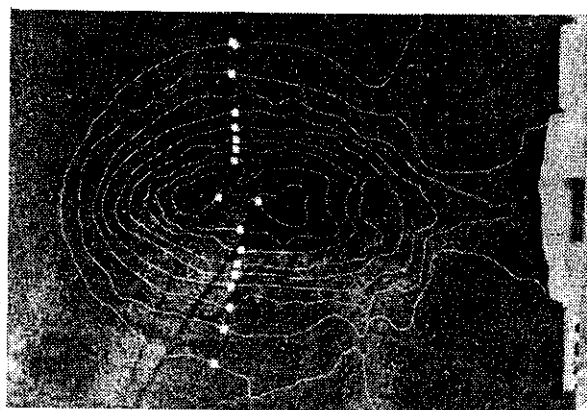
写真—9 $Q = 450 \text{ m}^3/\text{s}$ (改良案)



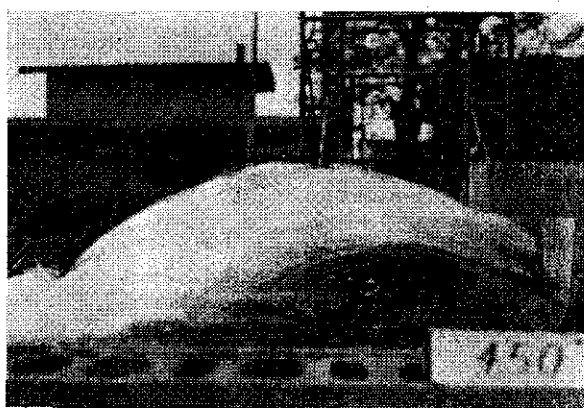
写真—12~1 下流河床の法堀状況
 $Q = 225 \text{ m}^3/\text{s}$



写真—10 $Q = 450 \text{ m}^3/\text{s}$ (改良案)



写真—12~2 $Q = 450 \text{ m}^3/\text{s}$



写真—11 $Q = 450 \text{ m}^3/\text{s}$ (改良案)



写真—12~3 $Q = 530 \text{ m}^3/\text{s}$