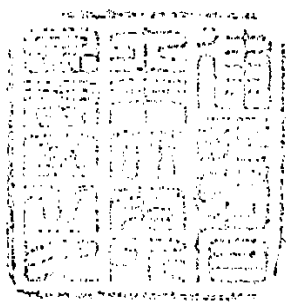
土木研究所報告　第百二十四号　昭和四十年二月

土木研究所報告

第124号

河川の分流に関する研究（8）
——狩野川放水路の水理機能設計（その2）——……吉川秀夫，丸野　喬…(1)

狩野川放水路河口部模型実験報告（第2報）……吉川秀夫，木下武雄…(21)



昭和40年2月

建設省土木研究所

河川の分流に関する研究（8）

——狩野川放水路の水理機能設計（その2)——

（昭和37年3月）

吉川秀夫*
丸野喬**

目次

Ⅰ 概要……(1)
Ⅱ 研究の目的……(2)
Ⅲ 水理計算による分流機構の検討……(2)
〔1〕基準水位流量曲線……(2)
（1）本川側水位流量曲線……(2)
（2）放水路始端水位流量曲線……(3)
（3）水理計算法……(3)
Ⅳ 模型実験による分流点の水理設計……(3)
〔1〕模型実験の概要……(3)
（1）模型……(3)
（2）相似律……(4)
（3）検証実験……(4)
（4）模型と実験との換算率……(4)
（5）実験の種類……(4)
〔2〕模型実験による検討……(6)
〔3〕分派点の水理設計……(18)
（1）決定された最良案に対する模型実験による検討……(19)
Ⅴ 結語……(20)

Ⅰ 概要

狩野川分流計画の概要についてはすでに土木研究所報告101号に述べられているので省略するが，以前の研究の完了後，昭和33年9月に伊豆地方を襲った狩野川台風により，当初の計画高水流量の約2倍の4,000m³/s程度の出水があり，そのために計画が変更になったために再度，新計画に対処するための水理実験を行った。

すなわち新計画高水流量は4,000m³/sに改訂され，新

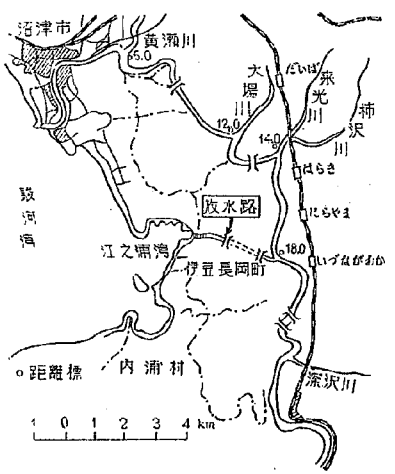


図-1 狩野川平面図

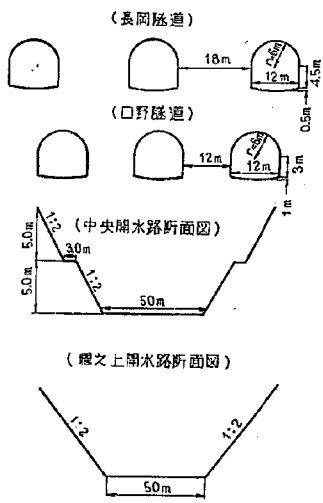


図-2 放水路断面図

* 河川部長 工博
** 派遣研究員 中部地建沼津工事事務所勤務

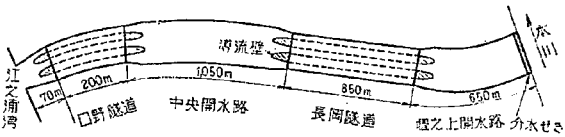


図-3　放水路略図

放水路に2,000m³/sの流量を分流する計画となり，このために放水路途中二カ所にある隧道はそれぞれ3本宛に変更され，また放水路の開水路断面形も若干変更され，また縦断形も修正された。一方本川の計画高水流量が960m³/sから2,000m³/sに改訂されたため，本川の河道掘削および築堤にも変更をきたした。

また，分流開始流量は従前どおり200m³/sと計画された。

II　研究の目的

前述したように計画洪水流量4,000m³/sの中2,000m³/sを分流し，分流開始流量を200m³/sとするために主として分流口に設けるせきおよび分流付近の形状を模型実験によって水理設計することにある。検討事項をあげると，

①　せきの設置箇所。

表-1　不等流計算支川流入量河口水位表

距離標	支川計画流量		支川計画配分		支川流入口	
	流量	出発水位	流量	出発水位	流量	出発水位
0.2～5.0	3,590	3,250	3,590	3,250	2,000	0.98
5.0～12.4	2,790	(計画高水位)	2,790	(計画高水位)	2,000	
12.4～14.0	2,420		2,420		2,000	
14.0～17.6	2,100		2,100		2,000	
17.6 以上	2,000		2,000		2,000	
0.2～5.0	2,590	1.46	1,795	0.46	1,000	0.0
5.0～12.4	1,790		1,395		1,000	
12.4～14.0	1,420		1,210		1,000	
14.0～17.6	1,100		1,050		1,000	
17.6 以上	1,000		1,000		1,000	
0.2～5.0	2,090	1.10	897.5	0.0	500	0.0
5.0～12.4	1,290		697.5		500	
12.4～14.0	920		605		500	
14.0～17.6	600		525		500	
17.6 以上	500		500		500	
0.2～5.0	1,790	0.46	359	0.0	200	0.0
5.0～12.4	990		279		200	
12.4～14.0	620		242		200	
14.0～17.6	300		210		200	
17.6 以上	200		200		200	

②　分流開始流量を200m³/sとするせき高

③　流量配分が計画通り（4,000m³/sの洪水流量に対し2,000m³/sを分流する）行われるに必要なせき幅。

④　分流量を人為的に調整するために設ける水門の設置箇所およびその構造。

⑤　放水路取付法線形状。

⑥　せき下流に設ける水叩の施工必要範囲。

以上列記した諸点を実験により検討し最良な分流形状を得ようとするものである。

III　水理計算による分流機構の検討

〔I〕　基準水位流量曲線

（I）　本川側水位流量曲線

分流点直下流の17.6km断面の水位流量曲線を不等流計算により求めた。なお，不等流計算は下記の基準にしたがって分流点（No. 11）まで行った。

i）　出発水位（表-1参照）

河口において計画流量の時…計画高水位　DL+3.25m

流量1,000m³/s以下…+0m

以上の他…収斂水位

ii）　支川の流入量（図-4，5参照）

a　計画の流量配分率で流入が行われると仮定した場合。

b　支川の流入を考慮しない場合。

c　あらゆる本川流量に対して支川から常に計画洪水量だけの流入があると考えた場合。

iii）　粗度係数0.035（所報101号P.116参照）

iv）　河道条件

昭和34年実測の平均200m毎の横断図と計画断面との2種の断面を使用した。図-5のa，b，c曲線は前述のii）に相当する。図からわかる様に支川流入量の条件如何によって分流点水位に影響をおよぼすので固定せきの

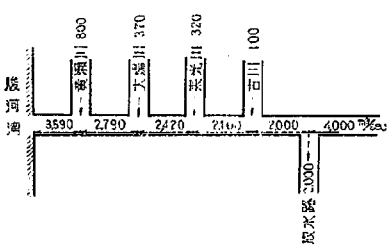


図-4　計画流量配分図

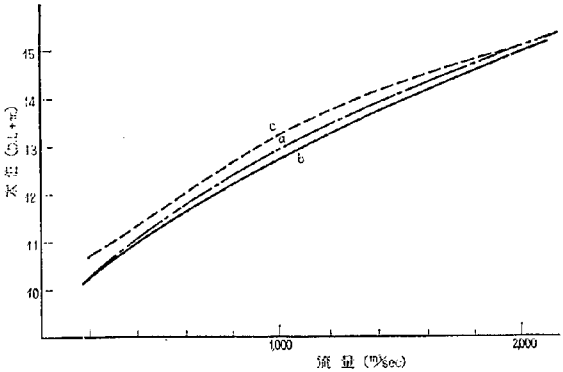


図-5　No. 17.6km 断面の水位流量曲線（計画断面）

高さの決定および計画洪水流量に対する計画の流量配分を如何なる支川流入条件で行うかが問題となる。その点について下記の理由から基準水位流量曲線をａ曲線に選んだ。

ａ　分流開始流量 200m³/s は漁業補償の面から定められたものでこのためには永年的な頻度を考えるべきものであるのでその時にはａ曲線が最も平均的なものを表わすと考えられる。

ｂ　計画洪水に対する放水路への流量配分は本川下流の河積不足を補う立場から前述の（１）ii）ａの条件で計画配分が可能である様に設計し，それにｂの条件で分派が行われ本川に計画流量以上流れても支川の流入がないので下流の流量が計画流量を突破することは考えられない。

（２）　放水路始端水位流量曲線

河口より出発して No. 2 断面の水位流量曲線を基準としたが実験途中から開水路の一部断面変更で新たに途中から不等流計算を行ない No. 4 の水位流曲線を求め（後半はせきの後退により水位調整は No. 4 で行なう）これを基準とした。（図-6参照）

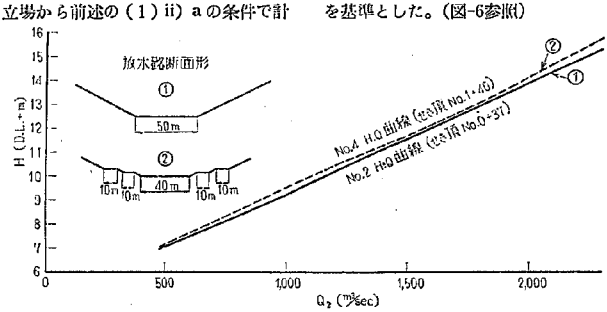


図-6　狩野川放水路 No. 2（実験Ａ），No. 4（実験Ｂ）*H. Q* 曲線

（３）　水理計算法

流量配分を計画通り行なうに必要なせき幅を実験に先立ち，計算により検討した結果は図-7の如き水位，越流量曲線が得られた。これによってせき幅は約 100m 程度必要であることが判った。なお，越流は横越流とみて接近流速は無視した。

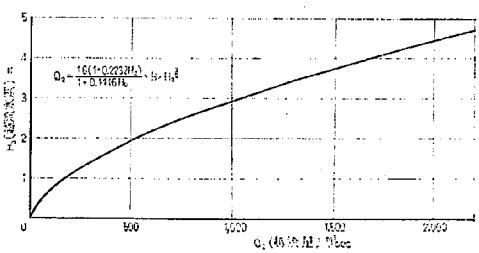


図-7　狩野川放水路越流せき，水位—越流量曲線

Ⅳ　模型実験による分流点の水理設計

〔１〕　模型実験の概要

（１）　模　型（図-8参照）

模型縮尺：水平鉛直方向共に 1/60

模型範囲：本川，距離標 17.2～18.8km 約1,600m

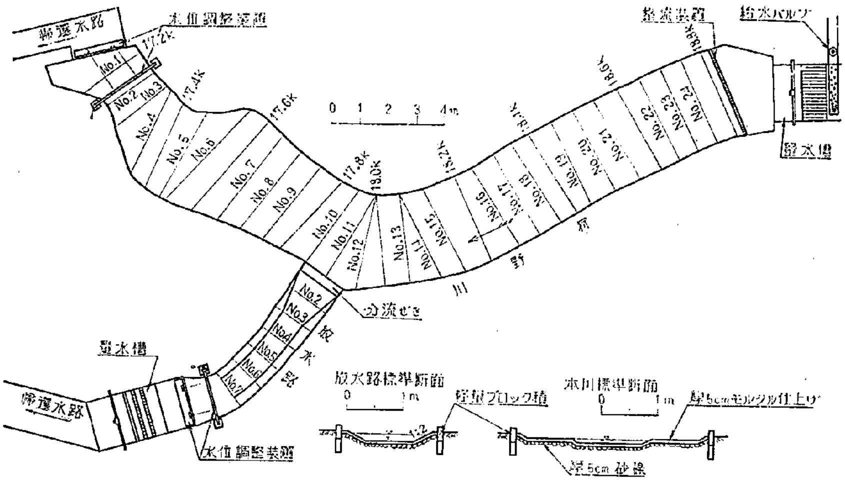


図-8 狩野川分流ぜき水理実験模型図

放水路 No. 0~No. 7 約350m

模型河床：固定河床，モルタル仕上げ。

測定方法：流量…放水路側せき幅0.75mの矩形鋭ぜきを設け，これにより流量測定。

水位…ポイントゲージにより測定。

流速…ピトー管により測定。

水位調節方法：模型末流（本川 17.2km 点，放水路 No.7直下流点）にせき上げ板を設けこれにより調節する。

せき上流河床高：せき上流の本川左岸高水敷は本川低水路の平均高 D.L+7.4m に掘削したものを河床高とする。

本実験において本川河床形状は本来ならば計画断面にすべきであるが，下記の理由により先ず現状断面で製作し，これについての実験完了後計画断面についても実験を行う方針とした。

i）分流口が湾曲水路の外側に存在するため右岸の高水敷を削った計画断面にしても流心それ自体大きく変化することも考えられず，よって分流量に及ぼす変化は少いであろうと想像される。

ii） また，分流点付近右岸の高水敷を削って計画断面にしてもこの部分は死水域に近い状態であるので将来堆砂によって現状に近い断面にもどる可能性が強い。

（2） 相 似 律

開水路の実物と模型との流れが力学的に相似になるために下記の条件を満足させた。

$v=l^{1/2}$ $C=1$ $q=l^2v=l^2l^{1/2}=l^{5/2}$

ただし，$l=l_n/l_m$ l_n，l_m は実物と模型との長さに関する量

$v=v_n/v_m$ v_n，v_m は実物の模型の流速

$C=C_n/C_m$ C_n，C_m 〃 のghezy 係数

$q=Q_n/Q_m$ Q_n，Q_m 〃 の流量

（3） 検証実験

河床粗度を 0.035 とするためにモルタル仕上げ河床上に平均径約 5mm の豆砂利をセメントペーストにまぶして撒布し固着させた。結果は，図-9，表-2に示すように製作された模型は実物に対して相似であると考えてよいと思われる。

（4） 模型と実物との換算率

長さの換算率 $l_n/l_m=60$

流速 〃 $v_n/v_m=7.746$

流量 〃 $Q_n/Q_m=27,885.5$

（5） 実験の種類

i） 実験A（図-10，11，12参照）

○放水路下流断面…底幅50m堤防法こう配2割

○せき頂の位置……放水路断面番号 No.1 より 13m 上流点（現堤防天端）に放水路中心線に対して直角に設けた。

○せき高……………固定ぜき D.L+10.6m（放水開始流量 200m³/s の相当水位）可動ぜき D.L+8.0m

○せきの形状………固定ぜき縦断形は設計水頭 5.4m でバロルド方式により設計し，可動ぜき縦断形は設計水頭 8.0m で同様行う。

① I型

せき幅……100m

表-2 検 照 実 験 結 果 数 表

断面番号	断面間距離	計算水位		モルタル河床 Q_0=1,000m³/s			粗度調整後 Q_0=2,000m³/s			同左			同 Q_0=4,000m³/s		
		現状断面	計画断面	水位	エネルギー高	粗度係数(n)	水位	エネルギー高	n	水位	エネルギー高	n	水位	エネルギー高	n
							(下流端水位現状断面)			(下流端水位計画断面)			(下流端水位任意)		
17.2k		m	m												
	230(m) (226.5)														
17.4k		15.77	14.92	13.350	13.489		15.77	15.953		14.920	15.174		16.929	17.429	
	147 (171.5)								(0.0198)			(0.0143)			
17.6k		15.96	15.085	13.368	13.460		15.856	15.971		15.038	15.192		16.952	17.260	
	195 (196)								0.0471			0.0394			0.0511
17.8k		15.91	15.09			(0.0365)	15.894	16.159		15.034	15.948		17.070	17.726	
	200.5								(0.0123)			(0.0151)			(0.0243)
18.0k				13.488	13.665		15.974	16.176		15.182	15.463		17.350	17.852	
	215.5					0.0330			0.0382			0.0408			0.0458
18.2k				13.564	13.843		16.092	16.352		15.446	15.786		17.716	18.272	
	196					0.0244			0.0285			0.0308			0.0255
18.4k				13.68	13.994		16.208	16.459		15.640	15.980		17.888	18.442	
	206					0.0193			0.0301			0.0320			0.0329
18.6k				13.776	14.065		16.328	16.597		15.862	16.206		18.106	18.669	
平均						0.0256			0.0360			0.0358			0.0388

註 数値は実物に換算したもの。

断面 17.4k～17.6k 区間は下流せき上げの影響でまた 17.8k～18.0k 区間は分流せき上流側の河床形を改造した影響をうけ算出した。粗度係数は信頼できない。

上表の n の平均値にはそれを除いてある。

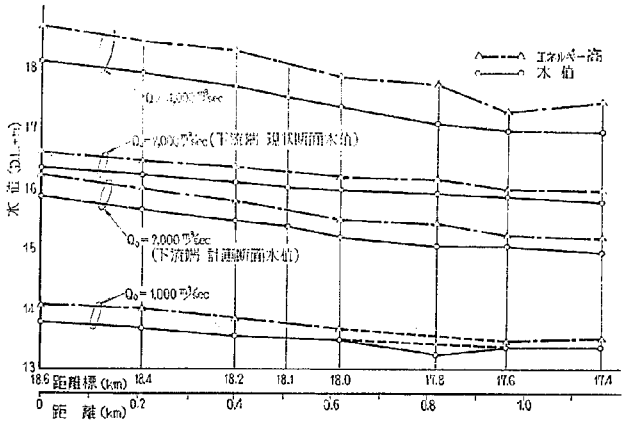


図-9　検照実験縦断水位およびエネルギー高図

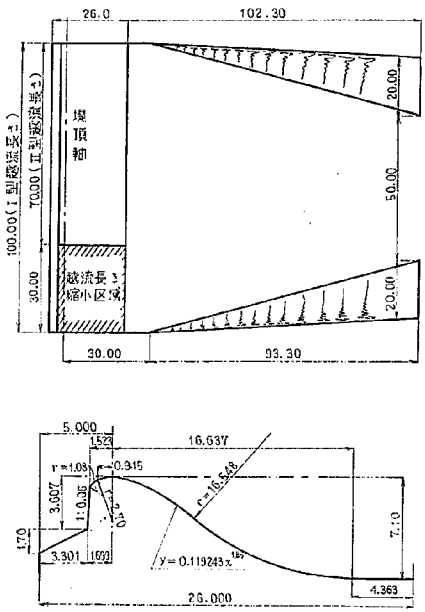


図-10　分流ぜき形状図（I型，II型）

② II型

せき幅……計画通りの流量配分を得るせき幅（70m）

③ III型

II型の固定ぜきに一部可動ぜき（せき高 D.L+8.0m せき左岸部）を設けた型。

ii）実験B（図-13，14，15，16参照）

○放水路下流断面…底幅18mで12mと13mの小段，後に再度断面変更により底幅40mで10mと10mの小段。

○せき頂の位置……放水路断面番号 No. 1^{+40m}（No. 1より下流40m）に放水路中心線に対して直角に設けた。

○せき高……固定ぜき D.L+10.6m，可動ぜき D.L+8.0m

○せきの形状……実験Aに同じ

① I型

せき幅……100m

② II型

せき幅……計画通りの流量配分を得るせき幅（72m）

③ III型

II型の固定せきに一部可動ぜき（せき高 D.L+8.0m 左岸部）を設けた型。

なお，Q_0：総流量，Q_1：本川残流量，Q_2：分流量をそれぞれあらわす。

〔2〕 模型実験による検討

i）実験A

① I型

1. 流量配分について

このI型実験においては計画通りの流量配分状態となるせき幅を求めるため行ったもので流量配分のみ測定した。結果は図-17に示したように Q_0=4,000m³/s で本川下流断面（17.6k）の水位を現状断面計算水位に合わせた状態では Q_1=1,690m³/s，Q_2=2,310m³/s，計画断面計算水位では Q_1=1,820m³/s，Q_2=2,180m³/s となり，計画配分状態とならず分流量が多くなる。

② II型

I型のごとくせき幅100mでは分流量が計画より多くなるのでせき幅を下流側（放水路右岸側）より徐徐に縮

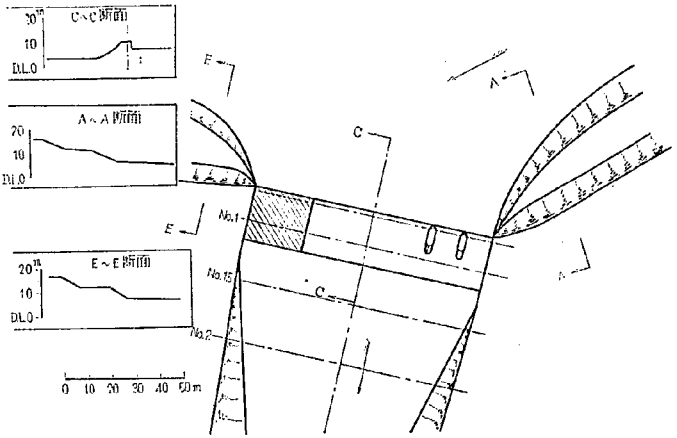


図-11　分流ぜき取付部形状図

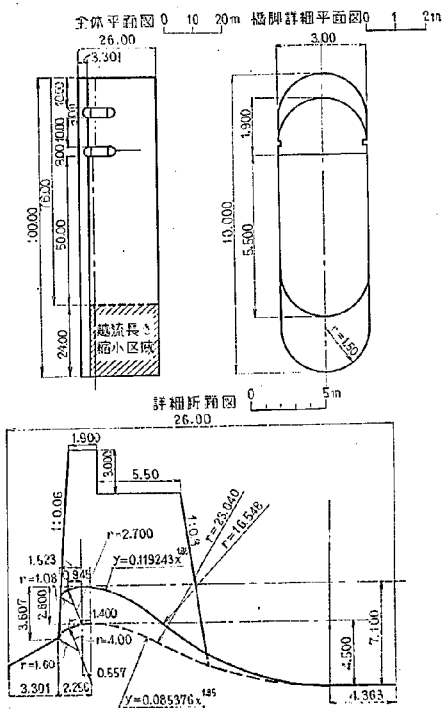


図-12　分流ぜき形状図（III型）

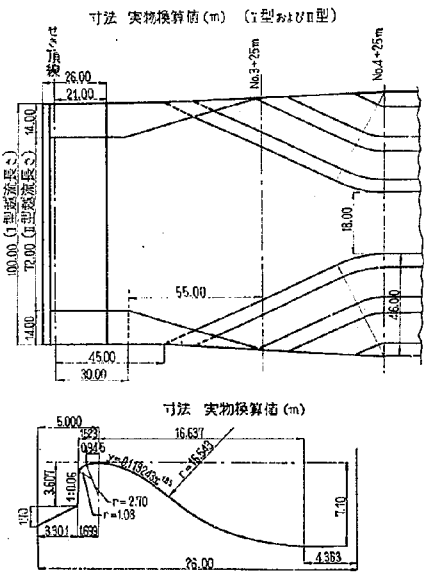


図-13　分流ぜきおよび下流取付け形状図

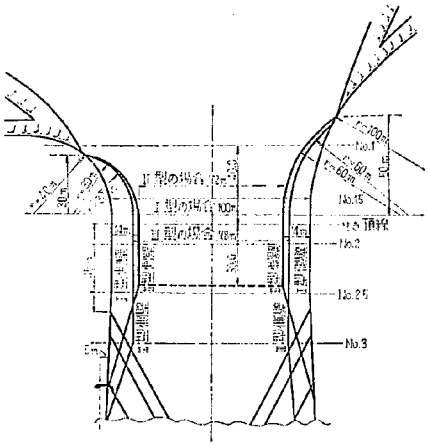


図-14　分流ぜき上・下流取付形状（II型）
側壁比較 { I型(固定ぜきのみ長さ100m)
III型（橋脚部省略）

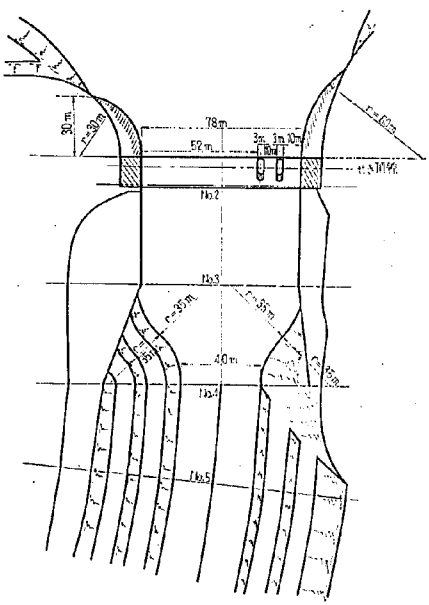


図-16　分流ぜき上・下流取付形状図（III型）

少していった結果大体せき幅70mで計画通り分流することが明らかとなり，よってせき幅は70mとした。放水路木川取付および放水路はI型のままでせきのみ縮少した。

1．流量配分について

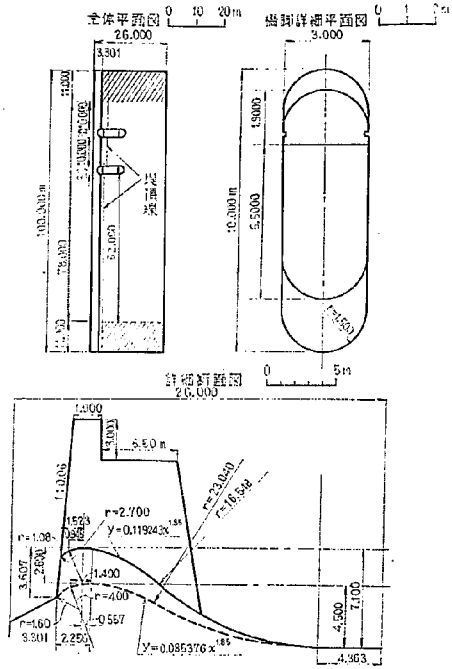


図-15　分流ぜき形状図（III型）

図-18に示したように現状断面計算水位においては $Q_1=1,840m^3/s$，$Q_2=2,160m^3/s$ と分流量が幾分大となるが計画断面計算水位では $Q_1=1,985m^3/s$，$Q_2=2,015m^3/s$ となり大体計画に近い流量配分状態となった。

2．溢流状況について

少流量においてはもちろん完全溢流であり $Q_2=2,000m^3/s$ の場合もどうにか完全溢流の状態となった。せき頂上の流向は少流量程，せきの軸方向に対してほぼ直角（やや中心方向に向う）であるが，流量が増加するにしたがい鋭角（右岸方向に向う）で流入する。せき頂の水位は左岸より20m付近から左岸にかけて低下する。この現象は流量の大小に関係なく見られる。なお，分流開始は計算通り $200m^3/s$ では越流しなかった。

3．水位について（図-19，20参照）

本川の縦断的な水位曲線をみると大流量（$Q_0=4,000m^3/s$ および $3,00m^3/s$）時には18.2km付近より水位は急激に低下し18.0km点で最低に達する。その後，水位は再び上昇し，DE点で最高に達してまた低下し17.8kmより下流は正常水位となる。一方少流量においても大流量時の水位状態と大差ないが，ただ，最初の水位低下が18.2km点よりやや下流の18.1km付近で起ることが多

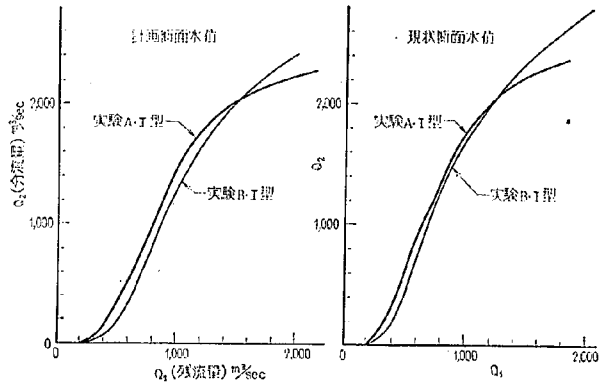


図-17　分流量 (Q_2) と本川残流量 (Q_1) I型

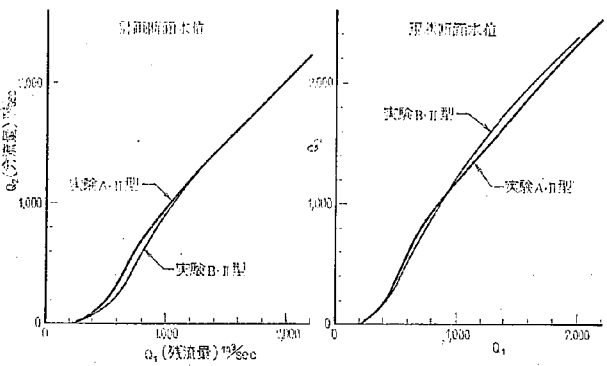


図-18　分流量 (Q_2) と本川残流量 (Q_1) II型

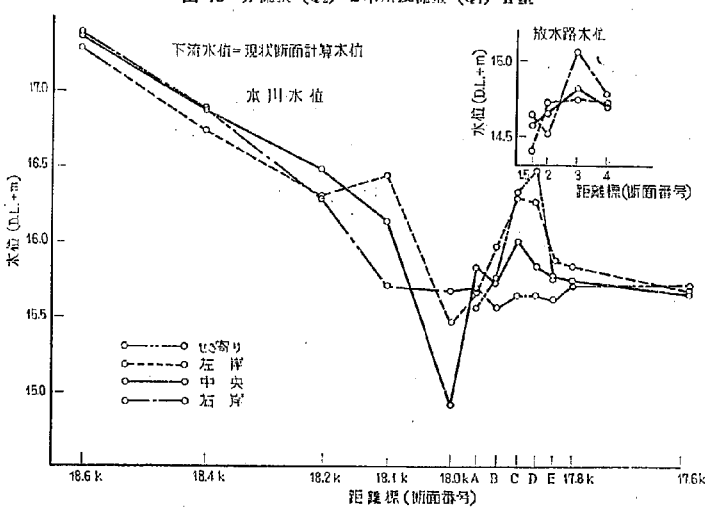


図-19　水位縦断図 Q_0=4,000m³/sec (II型)

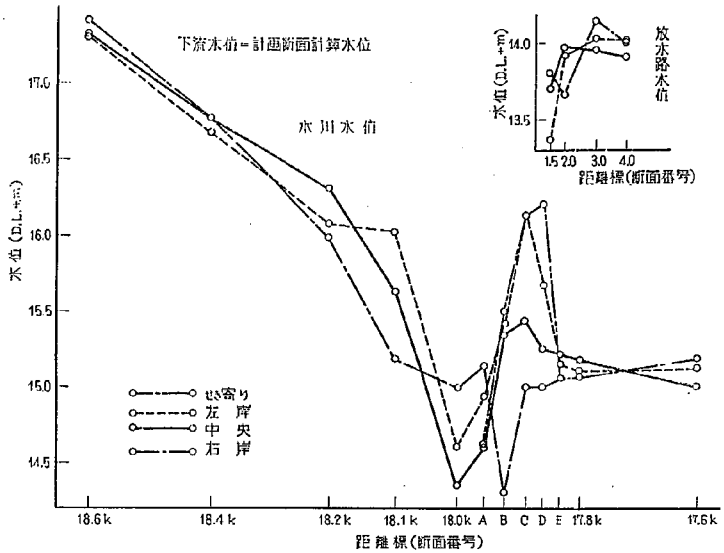


図-20　水位縦断図 Q_0=4,000m³/sec（Ⅱ型）

少異る程度である。

次に分流部の横断方向水位は Q_0=4,000m³/s, 3,000 m³/s においてはせき直上流部は別として概して右岸部より左岸部の方が水位が高い。

Q_0=2,000m³/s では水平かあるいは中央部水位が幾分低くなる。

Q_0=1,000m³/s では右岸高水敷の存在等により右岸水位が左岸に比べ大となる。

4. 流況について（図-21参照）

ⓐ 死水域の発生位置および大きさ

Q_0=4,000m³/s, 3,000m³/s 等の大流量時には17.8km より 17.4km にかけての本川右岸部分（河幅の約1/3）に大きな死水域が発生する。Q_0=2,000m³/s 以下では分流せき左右岸の直上流（取付部）にも死水域の発生をみる。Q_0=1,000m³/s 以下では高水敷は大部分露出し，流れは低水路部分のみとなる。

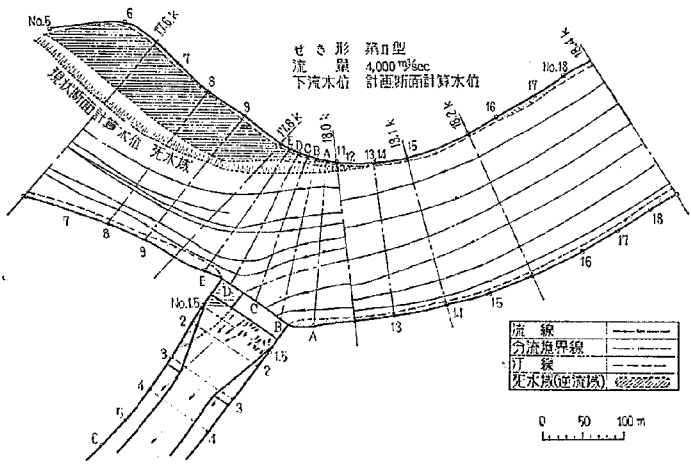


図-21 分流せき付近流向図

一方，放水路側はせき右岸の縮少部下流はもちろん死水域（計画分流される事を目的に便宜的にせきを縮少しただけのことであるので，この死水域は問題ない）となり，流心は右方に寄り右岸流となる。また，少流量時には一門極端で右岸寄りの流れのみとなり左岸部は死水域に近い状態を呈す。

ⓑ　流線について

Q_0=4,000m³/s時の表面流線測定結果を図-21に示した。分流境界線は 18.0km 点で左岸から河幅の約1/3付近に存在する。

③　Ⅲ型

Ⅱ型の実験の結果，固定ぜきではせき幅70mで計画分流することが明らかとなったが固定ぜきだけでは人為的に流量配分を調節できないので，この固定ぜき70mの1部を可動ぜき（水門）に置換えることにより上記の問題を解決させることとした。

人為的な流量配分調節の必要理由として下記の2つが上げられる。

ⓐ　中小洪水時においてもなるべく多くの流量を放水路に分流させ，本川下流の内水被害を防止する。

ⓑ　将来河床変動（堆砂洗掘等）による水位変動が考えられ，よって固定ぜきのみでは分流量に変化をきたす。

また，水門をどの位置に設置するかが問題となるが，溢流水が右岸に傾く（流心が右岸に寄る）ことから溢流の均一性を考え水門はせき左岸部に設けることとした。次に水門の径間および数も問題となるが，一応径間10mのものを2門設けることとした。この場合3mのpierが2コ入る関係でせき右岸 30m 縮少部分を 24m とした。

1.　流量配分について

Q_1，Q_2 の関係曲線は図-22（1）に示したごとくなるがこれはゲート全開の状態で実験したためもちろんⅡ型に比べ分流量は大となる。

水門操作は計画断面計算水位では Q_0≒3,640m³/s から，現状断面計算水位では Q_0≒3,400m³/s から開始することが必要となる。

なお，水門を設けたことによる分流量の増加は図-22（2）に示すように中，大流量時には 150～190m³/s となる。

2.　溢流状況について

ⓐ　せき頂流向

固定ぜき部分における流向は流量に関係なく鋭角（右方向）で流入するが可動ぜき部分では一定しない。

ⓑ　せき頂水位（図-23，24参照）

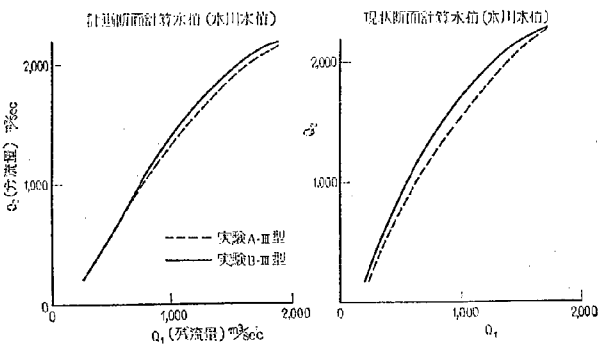


図-22（1）　分流量（Q_2）と本川残流量（Q_1）Ⅲ型

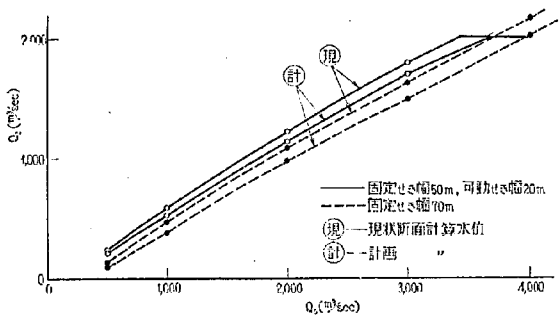


図-22（2）　Q_0－Q_2 曲線（実験A－Ⅱ，Ⅲ型）

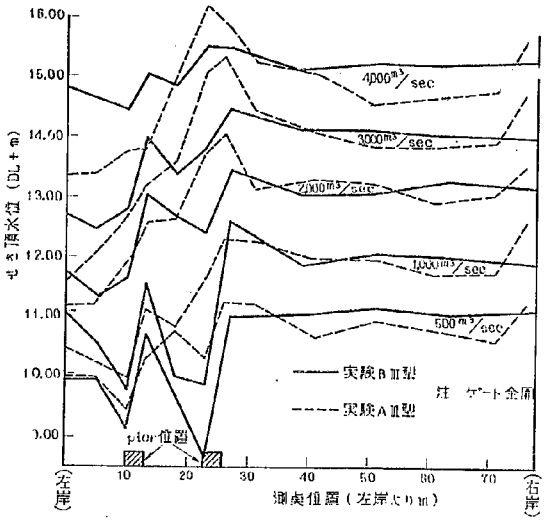


図-23（1）　せき頂横断水位（計画断面計算水位）

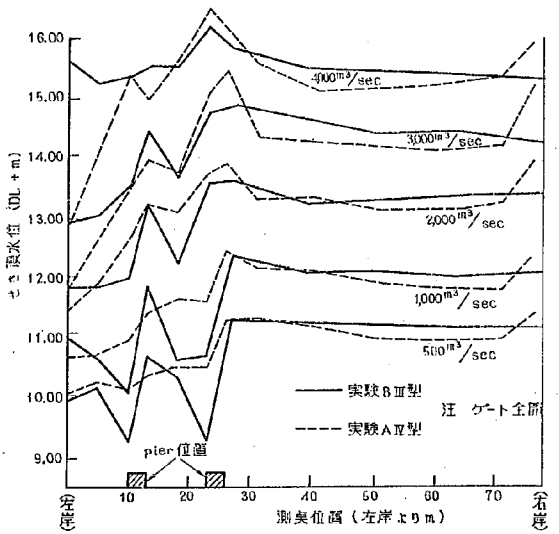


図-23（2）　せき頂横断水位（現状断面計算水位）

固定せき部分の水位の変動はさほど大きくないが右岸寄りの pier 部分では流水の衝突により著しい水位の上昇をみる。可動せき部分では左岸に向う程大きな水位降下を示す。

◎　露出射流

固定せき下流は溢流量の如何を問わず露出射流は小さいが可動せき下流は少流量時（Q_0=500m³/s 前後）にはせき頂より下流30m付近まで露出射流が伸びる。

3.　水位について

本川縦断水位はⅡ型と大差ない。横断水位もⅡ型と同様分流付近は大流量時には左岸寄りが高く少流量になるにしたがい右岸寄水敗の影響で右岸寄りが高くなる。しかし水位は分流量が増加するためかⅡ型より全般に低くなる。

4.　流況について（図-25参照）

死水域の発生位置および流線はⅡ型と大差ない。溢流後の流れはⅡ型と同様右岸寄りの流れと，一方左岸可動せき部分からの流れが新たに生じる。（水門は全開）なお，Q=4,000m³/s では可動せきからの溢流水は下流水位が高くなり潜り状態となって流れは減速され右岸流のみ完全越流となる。

5.　流速について

流速については放水路せき下流のみを測定して水叩施工必要長の検討資料とした。例えば Q_0=4,000m³/s（Q_s=2,300 m³/s）の場合の河床上 3m（約3割）の位置の平面的に見た流速分布は 図-26 のようになる。この図で明らかなように右岸部が左岸部に比べ高流速がより下流にのび不均一な流速分布を示している。

図-27は各流量（Q_0=4,000m³/s, 3,000 m³/s, 2,000m³/s, 1,000m³/s, 500m³/s）における各点の河床部流速の中，その最大値を平面図に示した平面流速分布図である。この図によりせき下流の水叩必要長が容易に検討できよう。

6.　堆砂状況について

本実験においては固定河床で実験を行なったが，特に本実験のごとく湾曲部に分流口をもつ水路は堆砂あるいは分水路への土砂の流入等が大きな問題となってくる。そこで本川部における堆砂および放水路への土砂の流入状況を定性的な実験（適当量の砂を本川上流部より投下し，その堆砂状態を見る）により検討してみることとした。結果は 図-28 に示したようにせき上流部分に三角状に堆砂し放水路へは可動せき部分より極微量流入する程度であった。

上述のごとくせき上流部に三角状に堆砂するということはこの分流付近の流れが湾曲水路に見られるように螺線流となり下層流と上層流（表面流）とが異った流れ方

(流向)をしているためと考えられる。

7. 水門操作について

III型において本川上流より計画洪水流量(Q_0=4,000m³/s)が出た場合，前述したように水門を全開にしておいては計画通りの流量配分が行われず分流量が多くなるのでこれを水門によって操作する必要がある。そこで計画洪水流量が出た場合ゲート開度をいくらにすれば計画分流するかを測定し結果を図-29に示した。結局計画断面計算水位ではゲート開度は約4.4m現状断面計算水位では約3.6mにする必要がある。

以上によりせきをNo.1より上流13.0m(No.0+37)に設けた場合III型が大体妥当な形状と見ることができる。

ii) 実験B

実験Bとしてはせきの位置を放水路中心線に沿って下流に移動しNo.1より下流40m(No.1+40m)をせき頂としたもので実験Aより53m下流に移動したことになる。なお，放水路の本川への取付形状は図-14に示したとおり，また放水路断面形はあらたに図-13のごとく改正されたのでこの形状に改造製作し，実験に際してもあらたに計算したNo.4のH—Q曲線を求め，これを基準水位とした。

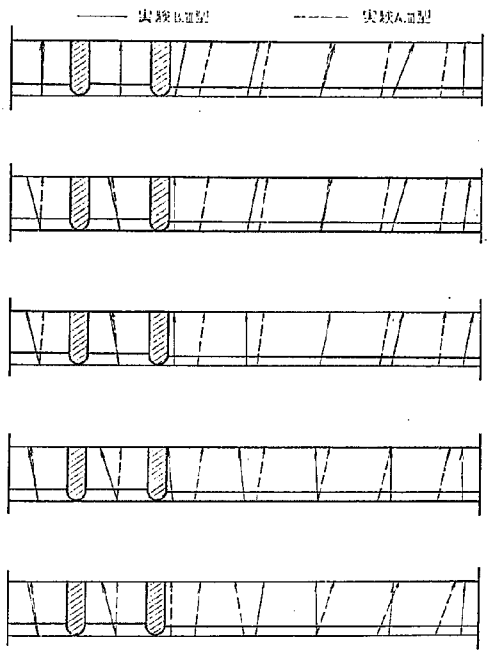


図-24 せき頂流向比較図

① I型

1. 流量配分について

実験A，I型の結果と比較すると図-17のごとくなりQ_2が2,000m³/s以内では実験A，I型の方が全体的に一定量(計画断面で約60m³/s)多くなる。

② II型

結局I型のせき幅100mでは予知したとおり分流量が多過ぎるため，せき幅を縮少したわけであるが実験A，II型のごとく右岸部のみ縮少せず放水路中心線に対し左

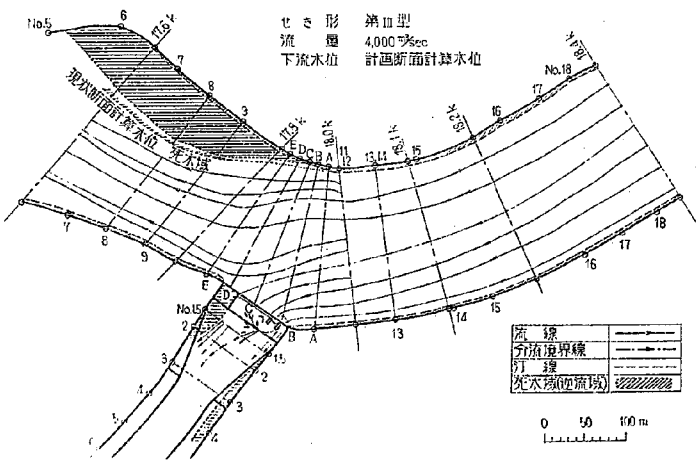


図-25 分流せき付近流向図

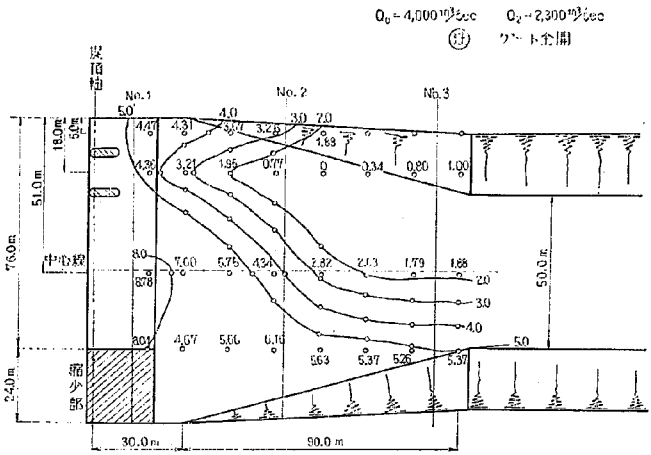


図-26　せき下流流速分布図　(河床上3剰)

⑰　ゲート全開

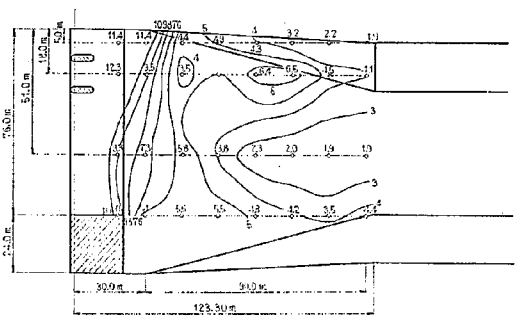


図-27　河床最大流速分布図

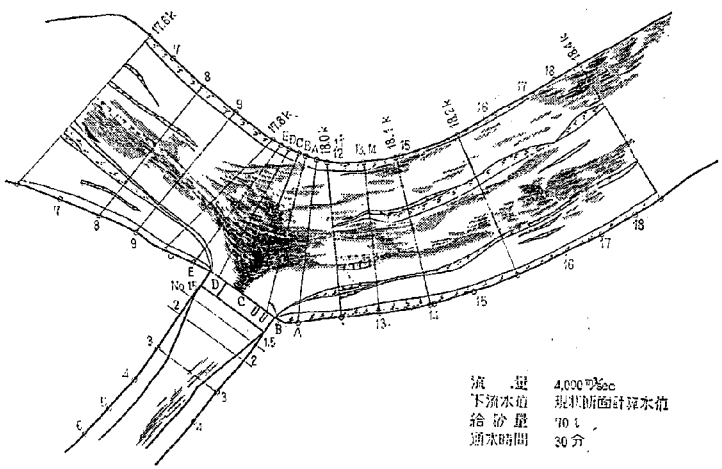


図-28　分流ぜき付近の堆砂状況図 (III型)

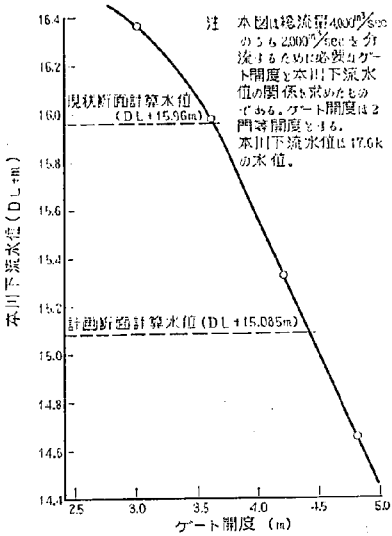


図-29　下流水位とゲート開度

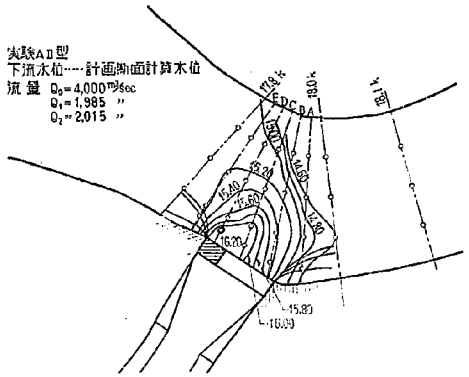


図-30　水位等高図

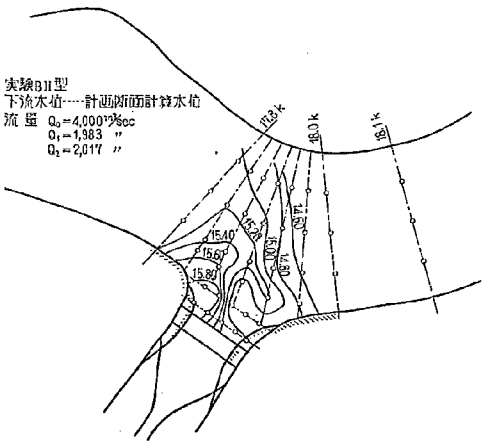


図-31　水位等高図

右等しく縮少していった結果約72mで計画分流することとなりこの形状で実験を進めた。なお，本川取付形状は図-14のとおり。

1．流量配分について

図-18の実験A，II型との Q_1-Q_2 曲線比較図で明らかなように Q_0 が少流量時には実験Aの方が多少分流量が多くなるが大体曲線は一致する（計画断面の場合）

2．溢流状況について

大流量時におけるせき頂流向は右岸部ではやや右方向，左岸部ではやや左方向に傾くが溢流量が少くなるにしたがい，全体が左方向の流向を示し実験A，II型の状態とはかなり異った様相を呈する。

3．水位について

分流付近の水位，状態は図-30，31のようになり実験A，II型と比較し，せきを下流に引いたことによる水位状態の変化が明らかである。すなわち，せきを引くことにより流水がせき右岸直上流の曲線部にまともに衝突するためこの部分の水位は局部的に高くなる。

4．流況について

⑧　死水域の発生位置および大きさ

死水域の発生状態は実験A，II型と大差ないが相異する点は左岸せき直上流部に流量が多い場合でも小さな死水域のできることである。これはせきを下流に引いたことのほか，本川への取付形状に原因しておこると考えられる。

⑤　流線について

大流量では実験A，II型と大差なく，少流量時にせき上流の流れが異って来る。

③　III型

実験A，III型と同様II型の固定せきの左岸部に径間10mの水門を2門設けたものである。なおここで再度放水路下流断面が変更され，底幅40mで10mと10mの小段となる。

1．流量配分について

図-22（1）の Q_1-Q_2 曲線に示したように分流量は実験A，III型に比べやや大となる。本川が計画断面水位では $Q_0\fallingdotseq3{,}600\text{m}^3/\text{s}$ で分流量が約 $2{,}000\text{m}^3/\text{s}$ となるので $Q_0\fallingdotseq3{,}600\text{m}^3/\text{s}$ 以上から水門操作が必要となる。一方，現状断面水位の場合は $Q_0\fallingdotseq3{,}300\text{m}^3/\text{s}$ 以上から水門操作が必要となる。

2. 溢流状況について

ⓐ せき頂流向

実験B，Ⅱ型の場合とは大流量時には大差ないが少流量時にはⅡ型と異り，大体せきに直角な流れとなる。（ただし，可動せき部分では左方向の流れとなる。）また，実験A，Ⅲ型と比較した場合，AⅢ型では流量に関係なく右方向の流れとなるがこのBⅢ型では上述したように小流量時にはせき軸に直角となり流れは多少良好となる。（図-24参照）

ⓑ せき頂水位

固定せき部分の水位高はAⅢ型と大きな違いはないが可動せき部分において実験Aは左岸に向う程，水位は著しく低下（特に大流量時）するが実験Bでは水位低下の程度が小さい。実験Aとのせき頂水位比較を図-23に示す。

3. 水位について

図-32，33に示したように実験B，Ⅱ型の場合と同様右岸せき上流の水位は流水の衝突により上昇する。なお，せき上流左右岸の水位状態を測定比較すると図-34のごとくなり右岸水位が左岸水位に比べ著しく高い。（約2m）

4. 流況について

本川における死水域の発生状態はせき左岸直上流の死水域を除けば実験A，Ⅲ型と同様，放水路側も同様に Q_0=4,000m³/s（Q_2≒2,300m³/s，この Q_2 の値は実験A，Bに共通）では可動せきからの溢流水

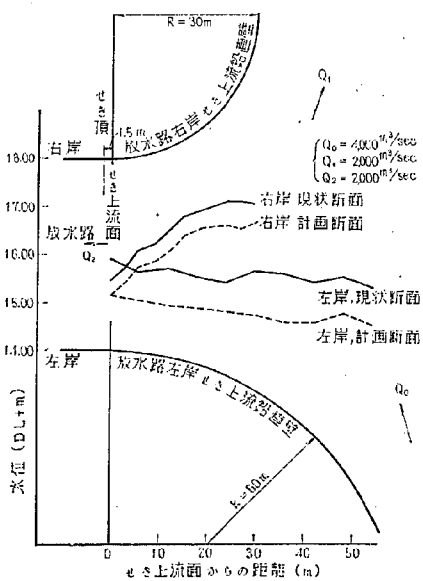


図-34　せき直上流左右岸水位比較図

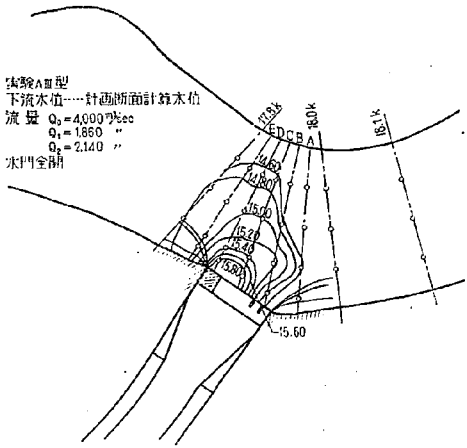


図-32　水位等高図

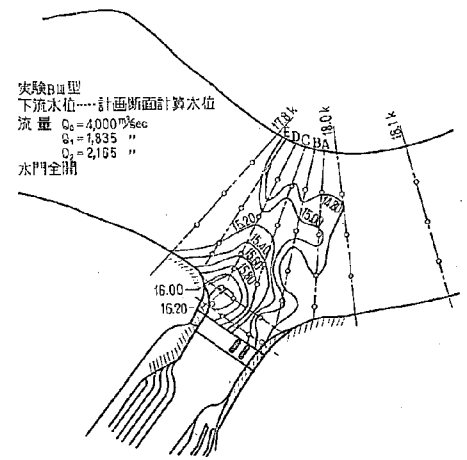


図-33　水位等高図

勢の消滅により右岸寄りの流れがより大となる。しかし Q_0=3,000m³/s 以下では左右岸寄りの流れが存在し，中央部は死水もしくは逆流の状態にさえなる。また Q_0=500m³/s 程度では可動せきからの流れのみとなる。

5. 流速について

流速測定は放水路せき下流のみについて行なった。図-35は Q_0=4,000m³/s（Q_2≒2,300m³/s，ゲート全開）の時の河床上3m（約水深の2.5割）位置の流速分布を示したもので実験A，Ⅲ型の図-26に比べ分布状態は非常に良好となる。（流水の右偏現象が緩和される）これは放水路下流断面の変更とそれによる水位の上昇（50～70m上昇）およびせきを下流に引いた事等が原因しているよ

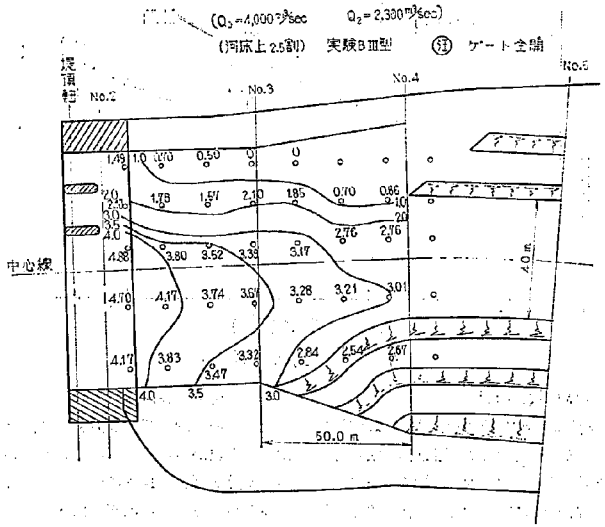


図-35 せき下流流速分布図

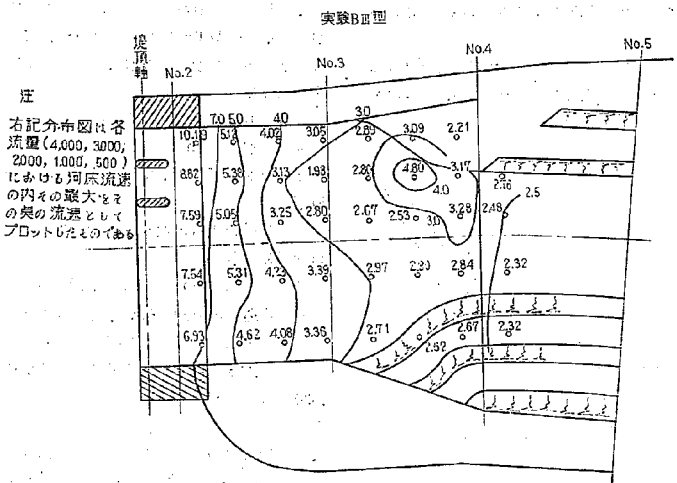


図-36 せき下流部流速分布図(河床最大流速)

うに思われる。また，図-36に示す河床部最大流速分布図においても実験A，III型に比べ状態は非常に良好となる。

6. 水門操作(2門共，等開度操作)

図-37は水門開度と総流量との曲線を表わしたもので計画断面水位では Q_0 が3,600m³/sを越えると同時に分流量も計画流量(Q_2=2,000m³/s)を越えるので Q_0=3,600m³/sより水門操作が必要となる。その時の開度は約5.55mで Q_0 の増加にしたがい開度を小さくしてゆき Q_0=4,000m³/sでは約3.5mにすれば計画配分する。現状断面水位においても同様 Q_0=3,300m³/sより水門操作を行いその開度は約5.5m，Q=4,000m³/sで約2.45mにする必要がある。

7. 堆砂について

実験Aと同様せき上流部に三角状に堆砂し，放水路への流入は僅少。

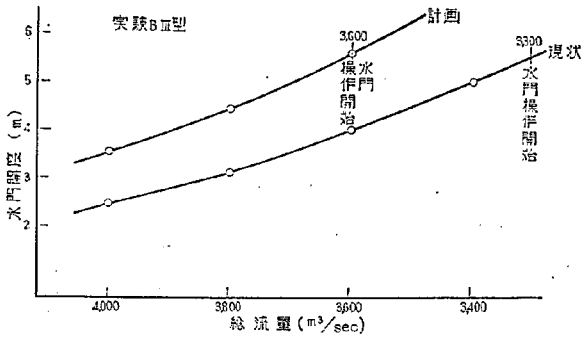


図-37　水門開度，総流量曲線

8.　せき上流右岸壁形状の検討

せき左岸上流部の岩盤は非常に高く壁を鉛直に施工することは割合容易であるが一方せき右岸上流部は逆に岩盤低く壁を鉛直に施工することは非常に困難であるため図-38のごとき法こう配を付けて（せき直上流は鉛直でせき頂上流約30m付近で1割5分の法こう配となるように徐徐にこう配を付けてゆき，その後は適当に堤防，高水敷にすりつける）流量配分および水位の変化状態を観察した。

流量配分は鉛直の場合とほとんど変化なく，水位は鉛直の場合と比べ部分的に高くなるがその上昇度合は小さい。

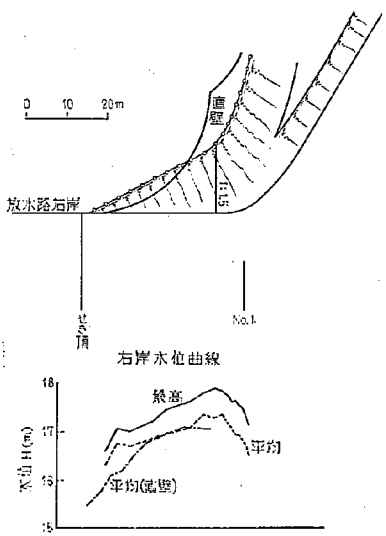


図-38　せき右岸形状変化による水位変化比較図

9.　流木対策について

流木処理に関しては本実験では大きな問題点として取上げる必要がある。なぜなら，放水路自体，途中にトンネル部分が存在（長岡隧道≒850m，口野隧道≒200m）するため，放水路に流木が流入した場合，その流木によりトンネル入口が閉塞される危険性が考えられるからである。

しかし，その対策としてどのような方法を行うかが問題となるが模型実験においては分流付近直上流に水制のごとき構造物を設けて流木はなるべく本川下流に流す方法を取った。

なお，実験は下記の条件で行った。

a　流木は5mm×5mm×90mm(平均)の木片を使用。

b　流木投下は18.2km点で行い河幅全体に均等に投下。

c　左岸の構造物設置点は18.0km点を入れた上流30m間隔の4点。

d　Q_0=4,000m³/s の状態で行う。

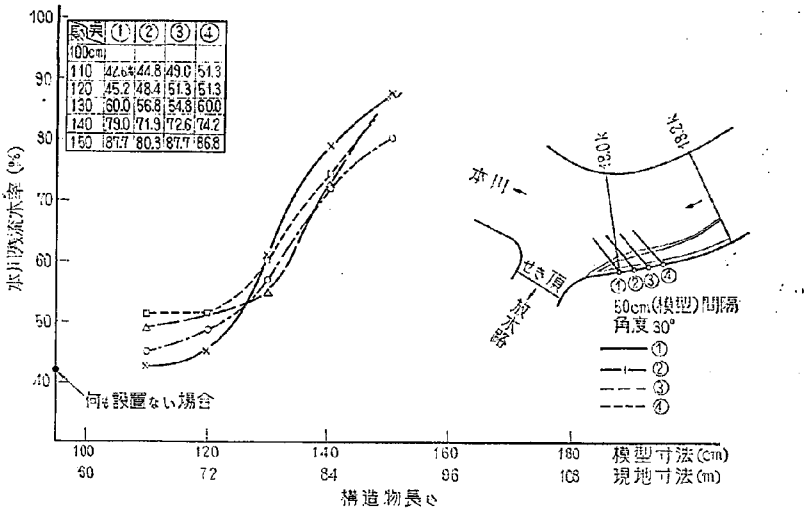
e　構造物の方向は横断方向を基準（0°）にして下流方向に20°，30°，45°で行う予定であったが20°では流木の衝突が大きく，また45°では構造物が長くなり過ぎ大体30°が適当であったので方向は30°で行うこととした。

f　構造物の水中に入れる深さは大体3cm（現地で約2m）程度にすれば流木が構造物の下をくぐりぬけることもほとんどないのでこの状態で行った。

実験結果は図-39に示す。構造物も何も設けない場合約60%弱の流木が放水路に流入することとなるが例えば放水路への流木流入率30%以下におさえるためには約80m（現地寸法）以上の長さの構造物を設けることが必要となる。

〔3〕 分派点の水理設計

以上実験の結果，最良案として実験B，Ⅲ型を得た。そこでこれらの結果を検討し結論も兼ねることとする。



長さ	①	②	③	④
100cm				
110	42.6	44.8	49.0	51.3
120	45.2	48.4	51.3	51.3
130	60.0	56.8	54.8	60.0
140	79.0	71.9	72.6	74.2
150	87.7	80.3	87.7	86.8

図-39　流　木　対　策　関　係　図

(1)　決定された最良案に対する模型実験による検討

最良案，実験B，III型について各項目別に説明する。

1.　流量配分について

図-40 に示したように水門を2門設けることにより約 200m³/s 分流量が多くなり，よって1門で大体 100m³/s 多くなるであろうと考えられる。水門を全開の状態にした場合，分流量 Q_2 は約 2,300m³/s と計画以上の分流が行われるが，これはゲート操作によって容易に計画分流が可能である。せきの設置箇所の相違（放水路中心線を基準とした前後移動）による流量配分におよぼす影響は実験A，Bを比較してもわかるようにほとんどない。

また，せき右岸上流壁の形状について現地施工上の問題から鉛直および法こう配を付けた場合につき実験した結果，分流量にはさほど影響しなかった。よってこの部分は多少の形状変化では流況等にやや影響するが，分流量にはそれ程影響しない事が明らかとなった。

2.　せき下流水叩必要長

図-36 に表わしたごとく河床部分の最大流速をもとに水叩の長さが検討できるわけで流速 4m/s 以上の部分に水叩が必要であればせき頂より大体 50m 付近まで，また，5m/s 以上の場合はせき頂より 35m 付近まで必要となる。

3.　護岸について

本川側において特にせき右岸上流部分は流木がまともに衝突し，かつ水位の上昇をみるので充分保護する必要がある。一方，放水路においては特に大流量時は右岸寄りの流れが大となるため一応考慮しておく必要があろう。

4.　分流点の取付について

せき左岸取付形状は 図-14 のごとく行って，別に指摘

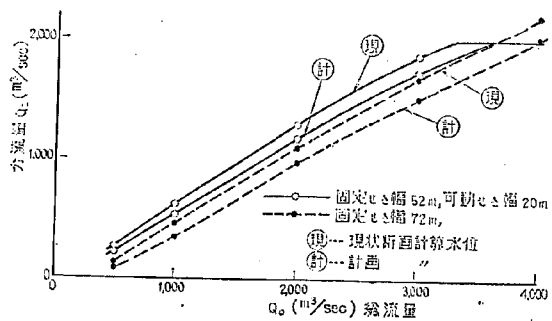


図-40　Q_0—Q_2 曲線（実験B—II，III型）

する程の欠点は見当らなかったので問題無いが，右岸取付形状は，現地施工の面で法こう配を付けることが必要となった。そこでこう配を付けて水理的な可否を検討した結果前述したようにさほど大きな差異はなかったのでこう配を付けてもそれ程問題は無いと考えられる。なお，左岸取付部は多少死水域が発生するため，堤防を多少堤外地に出すことも可能。

5. 堆砂について

堆砂に関しては定性的な実験を行なった結果，せき上流部に三角状に堆砂し，投下砂量の増加にしたがい大体比例的に堆砂量も増える様相を呈した。しかし，実験自体定性的なもので，定量的にどうなるかは本実験だけでは考察しかねる。

6. 流木処理について

流木処理に関しては前述のごとく分流点直上流左岸部に水制のごとき構造物を設けて行なったが，構造物が非常に長く必要となり現地施工が非常に困難と思われるため一応参考資料にとどめることとし，今後他の方法をいろいろ調査検討してみる必要がある。

V 結 語

以上実験により検討の結果，一応実験B，III型が最良案として得たが，なお今後に残る問題点としては流木処理，堆砂等があげられる。

狩野川放水路河口部模型実験報告（第2報）

（昭和39年5月）

吉　川　秀　夫*
木　下　武　雄**

要　旨：
狩野川放水路計画に伴う放水路第二トンネル出口部と海とを連絡する遷移区間の水路，ならびに放流水の海に及ぼす影響について模型実験を行なった結果についての報告である。

目　次

1. まえがき……（1）
2. 2次元模型実験……（2）
〔1〕 1-1 型……（2）
〔2〕 1-2 型……（2）
〔3〕 1-3 型……（2）
〔4〕 1-4 型……（7）
3. 3次元模型実験……（7）
〔1〕 概　　説……（7）
〔2〕 模型形状一覧……（7）
〔3〕 各模型形状についての考察……（9）
i） 2-1, 2-2, 2-3 型のグループ……（10）
ii） 2-4, 2-5, 2-6, 2-7, 2-8, 2-9, 2-10, 2-11 型のグループ……（10）
iii） 2-12, 2-13, 2-14 型のグループ……（13）
iv） 2-15, 2-16 型のグループ……（17）
v） 2-17, 2-18 型……（18）
vi） 2-19, 2-20 型……（19）
vii） 2-21 型……（20）
4. 結　　論……（22）
5. 資　料　編……（23）

1. まえがき

狩野川が貫流する田方平野は標高 6～13 m の低い沖積地で，その生成は地質学的にきわめて新しい世代に属しており，また下流の沼津市地先には狭さく部があるので，この平野は盆地状の地形となっている。このため，往時より少しの降雨でも直ちに広範囲のたん水を招くのが例となっていた。かような事情から堤防も局部的に小規模のものが設けられたばかりで，流路も大出水によりしばしば変遷したことが伝えられている。放水路は当地方の宿願であって，伊豆代官江川太郎左衛門も江間から口野に抜ける計画をまとめている。

明治初年および同末期から大正3年頃にかけて沿川の水害はますますはげしくなってきたが，この間地元民の発意による放水路計画，あるいは本川改修との比較検討が数次にわたって行なわれた。また，湿地や放水路口での漁業被害について，耕作農民と漁民を説得し，また受益地域の住民を組織化し，さらに，県，帝国議会および政府に対して，陳情することも強く行なわれた。しかし放水路工事に要する巨額の費用の確保や補償解決の見通しは暗く，昭和2年に着手した直轄改修工事は本川改修方式により発足した。

本川改修工事は着着進み，昭和23年頃には約75%を竣功したが，この間（昭和13年，同16年，同23年）の出水による被害はなおはなはだしく，また流送土砂による河積の減少が目立ち，このため昭和24年に至り計画を再検討して放水路を設けることになった。

狩野川放水路の模型実験はこれまでに何回か行なわれて，それぞれの段階で有意義な結論をえてきた。そして，狩野川放水路の工事も着着と進行してきた。その途上において計画流量の改訂が行なわれたり，その他この放水路をとりまく環境も変化した。

その結果，放水路，口野トンネルから放出される流出

* 河川部長 工博　** 河川部 水文研究室長

のエネルギーが大きいので，これを害のない形で海へ放流する方法の再検討の必要が生じた。この実験はその調査のための模型実験で，この実験を行なうに当って，トンネル出口部の断面特に敷高，開水路の平面形および橋の形状は既定であった。それで各種の放水路の縦断形，減勢構造物および海底形状について，水位流速分布等を調べ，減勢効果，河床の安定性等を調べた。この実験の結論は大へん急がれた。

それで，実験を2段に分け

（1）　2次元模型で早急に放水路の縦断形状をきめる

（2）　3次元効果の検討をすることにした。

調査の方法は，あらゆる場合についてあらゆる水理要素を測定し，比較検討するという方法はとらず，大局的な形をきめ代表的条件で単純に測れる水理要素によって1案を作り，それとの比較において，よりよい形状を選ぶという方法をとった。

以下は，そのような考え方の骨子を記述し，記録された水位流速等の資料は資料編として別にまとめた。

2.　2次元模型実験

2次元実験においては放水路河床，ならびに海底形状の改造により，エネルギーを減少させることを目的とする。

放水路および構造物（バッフルピアおよびシルの形状，数等）を各種検討することによって，エネルギーを消費させ，海へ放流する様子を観測測定した。

海底形状を変えるという意味は通水後，海底が洗掘された場合を想定することで，その場合の流況を観察する。

模型形状

模型に縮尺 1/30 で，水路幅 30 cm 現地水路の中，幅 9.0 m を抽出したことになる。模型全長 700 cm～1,095 cm（改造形状により異なる）。

この実験は下記の 1-1 型，1-2 型，1-3 型，1-4 型の4種の形状について実験した。

〔1〕 1-1 型

模型の形状は図-1.1 に示すように上流はトンネル部でこう配は 1/400，長さは現地に換算して 75 m（模型で 2.5 m）ある。その下には急こう配の河床をつけ，長さ 15 m（現地）で T. P.－4 m まで落とす。それ以後は T. P.－4 m の平坦部を 30 m（現地）とりつけ，1割の逆こう配で河床を T. P.－3 m まで上げて延長する。

海の部分の海底を T. P.－3 m と仮定したため，このような形状になったのである。

このような河床は杉板製，側面はガラス製の水路に 2,000 m³/s の水（模型では 101.4 l/s）を流した結果，トンネル内では水位が大分低くなった。

また，潮位（下流端水位）は T. P. 0 m よりずっと高くなった。

〔2〕 1-2 型

前実験で不備であった部分を改造し，実験した。

模型改造形状はトンネル部 1/400 こう配河床で起る流水の乱れを正し，水位を計画水位に合わせるため，さらに模型上で 2 m，現地に換算して 60 m 上流へ水路を延長した。そのためトンネル部河床は 135 m（現地）となった。その延長した水路上に粗度を調整することを目的として，模型寸法 1.5×1.5 cm の角材を 20 cm 間隔に 8 個取り付けて水位の上昇をさせて，上記の条件を満足するようにした。

図-1.2 のように，T. P.－3 m の平坦部の長さを現地約 50 m とし，その末端に段落部を設けて，以下を T. P.－8 m の平坦部とし，その長さを現地 37.5 m とした。

これは 1-1 型模型では海の部分に高流速の部分ができて，いずれ洗掘されることが予想されたので，T. P.－8 m まで河床が低下すれば，そこで河床は安定するかと思ったのである。

しかし，流量 2,000 m³/s ではひどい波立ちのため，潮位の値に合わせることさえ不可能であった。

〔3〕 1-3 型

1-1 型，1-2 型では，このように水位の調節ができなかった。これは水のもつ比エネルギーが大きすぎること

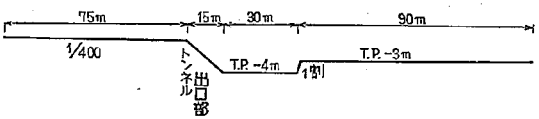


図-1.1　1-1 型　模型

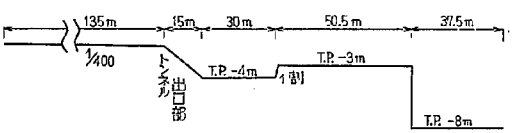


図-1.2　1-2 型　模型

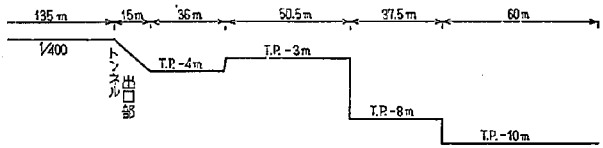


図-1.3　1-3 型　模型

を意味し，1-1 型，1-2 型ではとうてい河床の安定は望めないことがわかった。また，3 次元的な川を 2 次元模型に押し込めているための無理も考えられた。

それで，図-1.3 のように T. P.−8 m 河床の終端にさらに段落部を設け，T. P.−10 m，長さ 60 m とする。そこまで洗掘されれば流況が安定するかと思われたわけである。そして，この T. P.−10 m の部分は長さ：幅を 10：1 の割で下流へ向け漸拡した。この結果，不十分ではあるが下流の潮位を所定の値に調節することができた。

さらに減勢工として，T. P.−3 m 河床始端に，上流面に 1：1 の斜面をなす高さ 0 m，1 m，2 m のシルを取り付けた。

1）実験流量

流量は 2 種について実験した。（1）2,000 m³/s，（2）2,000 m³/s から漸次，流量を減じたとき，T. P.−4 m 河床上に生じていた跳水が消え射流となったときの流量。もし，跳水が最後まで存在した場合は，1,000 m³/sec。

2）バッフルピアとシル

おのおのの測定位置は −4 m の平坦河床の上流端を原点として，上流方向を負，下流方向を正とした。

−4 m 河床上その 15 m の位置に，高さ 1.6 m，幅 1.11 m のバッフルピアを等間隔に取り付けた。（図-1.3.1 参照）この状態で T. P.−3 m 河床先端（30 m）に上流面 1：1 のこう配をもつシル（高さ 0 m，1 m，2 m）を取り付けた場合，潮位 0 m および −1 m の場合について実験を行なった。

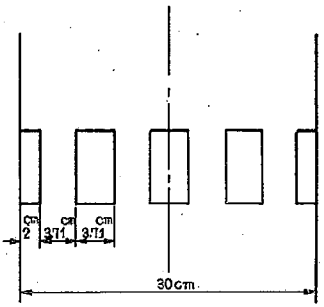


図-1.3.1　バッフルピア配置平面図（模型）

減勢構造物が最も役割を果たすのは，上下流の比エネルギー差が大きい場合であるから，潮位は高い方をとらず，平均潮位として T. P. 0 m，干潮位として T. P.−1 m をとった。

3）水　位

水位測定結果は図-1.3.2，1.3.3，1.3.4，写真-3～10 に示した。

シル高 0 m および 1 m の場合は，流量を少なくしても −4 m 河床上で射流とならなかったので，実験流量は 2,000 m³/sec および 1,000 m³/sec とした。

シル高 2 m の場合は 2,000 m³/sec ではガラス張り水路よりあふれてしまうため，測定不能であった。また流量を少なくしたとき，851 m³/sec で跳水が消え，射

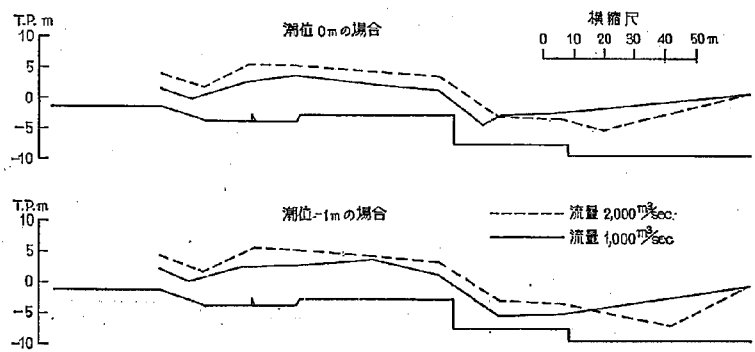


図-1.3.2　シル高 0 m の 1-3 型　模型における水位縦断

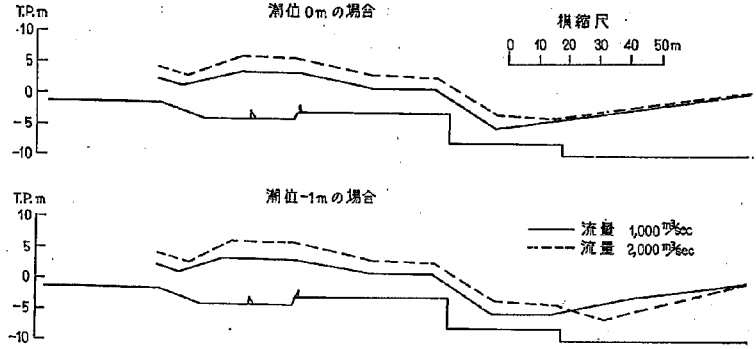


図-1.3.3 シル高 1m の 1-3 型 模型における水位縦断

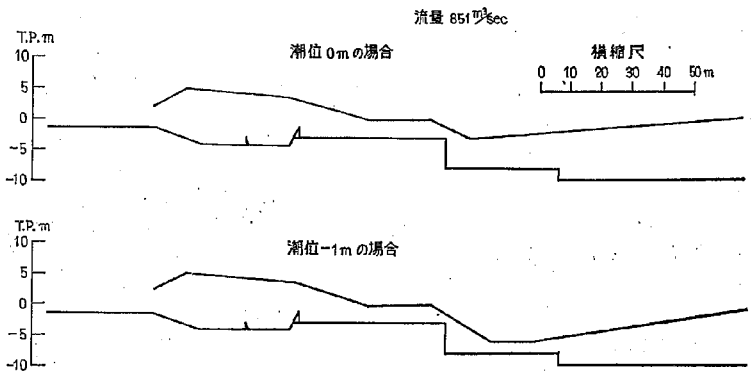


図-1.3.4 シル高 2m の 1-3 型 模型における水位縦断

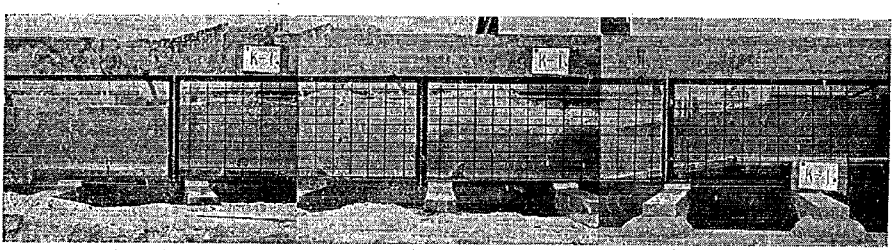


写真-1 1-3型 模型における流況（流況 2,000 m³/sec, 潮位 −1 m, シル高 0 m の場合）

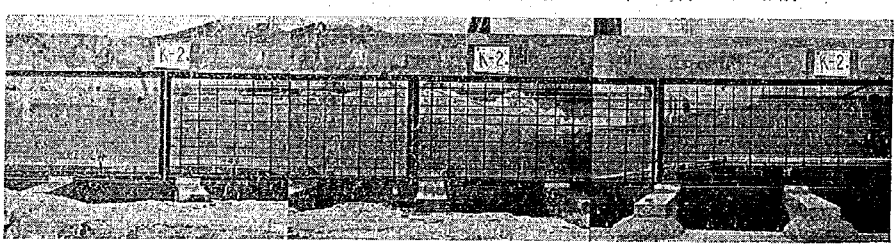


写真-2 1-3 型 模型における流況（流量 2,000 m³/sec, 潮位 0 m, シル高 0 m の場合）

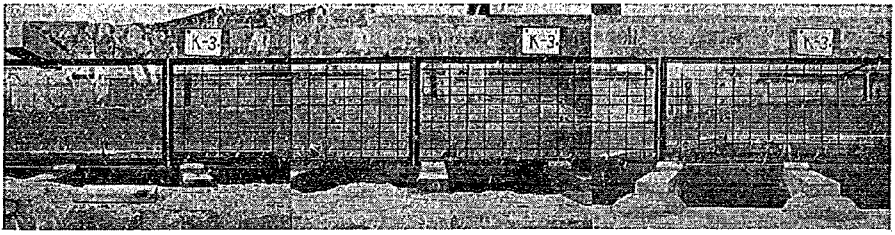


写真-3　1-3 型 模型における流況（流量 1,000 m³/sec，潮位 −1 m，シル高 0 m の場合）

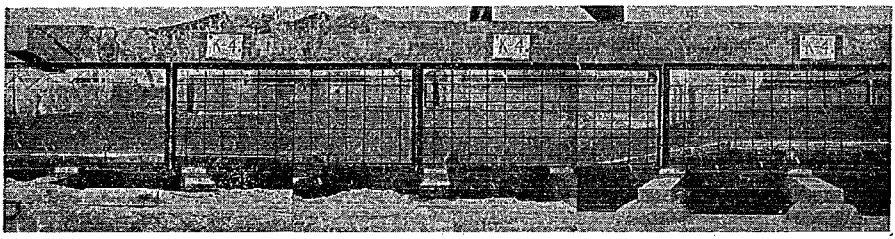


写真-4　1-3 型 模型における流況（流量 1,000 m³/sec，潮位 0 m，シル高 0 m の場合）

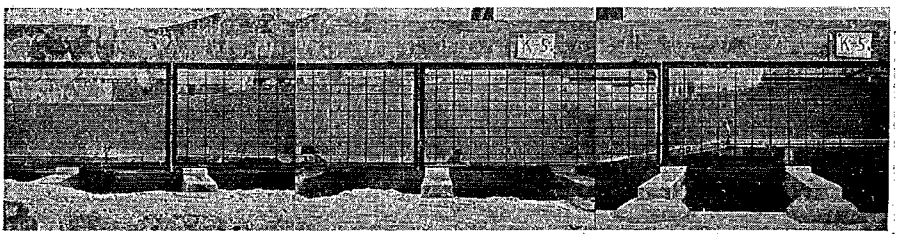


写真-5　1-3 型 模型における流況（流量 2,000 m³/sec，潮位 −1 m，シル高 1 m の場合）

写真-6　1-3 型 模型における流況（流量 2,000 m³/sec，潮位 0 m，シル高 1 m の場合）

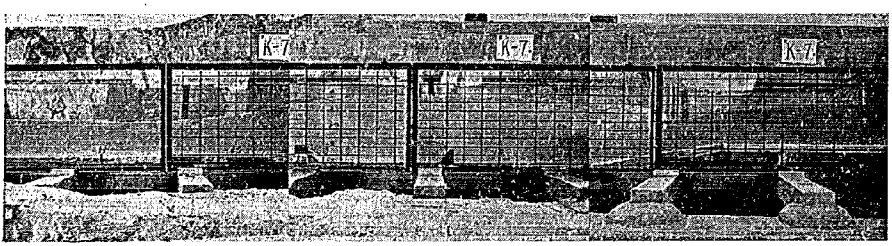


写真-7　1-3 型 模型における流況（流量 1,000 m³/sec，潮位 −1 m，シル高 1 m の場合）

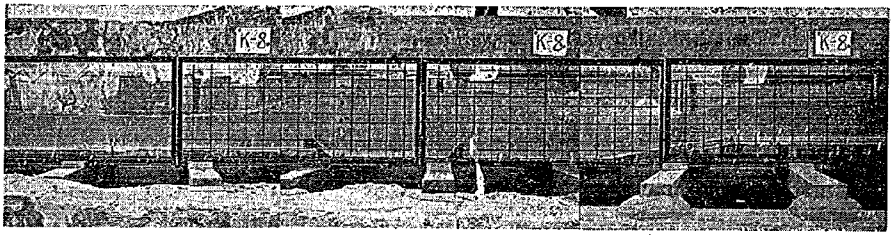


写真-8　1-3 型　模型における流況（流量 1,000 m³/sec，潮位 0 m，シル高 1 m の場合）

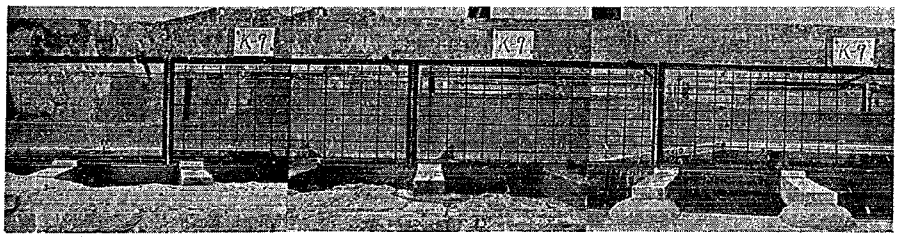


写真-9　1-3 型　模型における流況（流量 815 m³/sec，潮位 −1 m，シル高 2 m の場合）

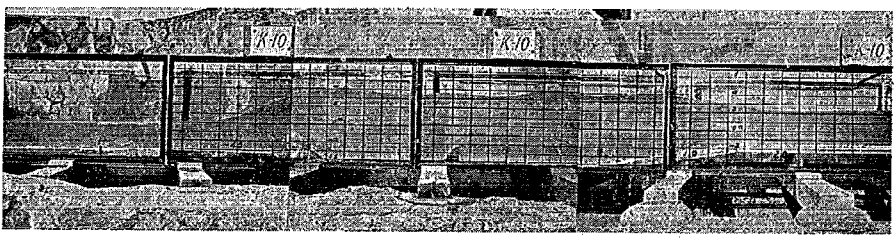


写真-10　1-3 型　模型における流況（流量 815 m³/sec，潮位 0 m，シル高 2 m の場合）

流となったので，この流量で水位を測定した（写真 9～10）。

現地の川幅を 36 m と仮定しているので，2,000 m³/sec，1,000 m³/sec のとき限界水深はそれぞれ 6.8 m，4.3 m となる。この値を考慮して，図-1.3.2，図-1.3.3 をみると，トンネル出口で限界水深より若干低い射流となっていて，バッフルピアの前面で第 1 の跳水をおこす。その後，T. P.−3 m の平坦部の上を流れる水は平坦部の末端近くで再び限界水深を作って段落部へおちこむ。

ここで第 2 の跳水をおこす。

トンネルの出口 T. P.−1.5 m の限界水深と T. P.−3 m 平坦部末端の限界水深で比べると，明らかにこの差は 1.5 m である。すなわち第 1 跳水では 1.5 m しかエネルギーは減りえない。

シルを設けてもこの第 1 跳水で減るエネルギーには大きな期待がもてないばかりか，シルを高くすると，この跳水はもぐってしまい，しかもシルをこえる流れの水位・比エネルギーともに大きくなって良好な結果といえない。実際シルを 2 m にすると，実験水路をあふれるような水位になってしまった。

限界水深時の比エネルギーは 2,000 m³/sec，1,000 m³/sec の場合それぞれ 10.2 m，6.4 m であるから，T. P.−3 m の平坦部末端で限界水深になったとして，ここの比エネルギーは T. P.+7.2 m，3.4 m となる。

これを海へはいるところの第 2 跳水で減勢するために

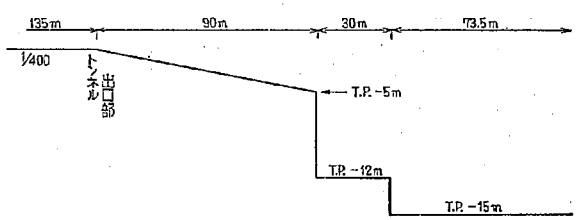


図-1.4　1-4型模型

は，かなり大規模な減勢工を必要とするわけである。

この 1-3 型においては水位が T. P. 5 m 近くまで上るため護岸や橋梁に心配が生じる。T. P. −4 m，−3 m の平坦部をそれぞれ T. P. −5 m，−4 m に下げる案もあり，その比較は 3 次元模型で行なうが，結果としては著しいちがいはない。

〔4〕 1-4 型

図-1.4 に示すごとく，前模型とまったく異なった形状である。1/400 こう配トンネル部までは前模型と同様である。その終端は T. P. −1.5 m で，ここから急な一様のこう配の河床とし 90 m で T. P. −5 m となるようにした。ここで T. P. −12 m すなわち 7 m の段落部を設けた。その先 30 m は水平で，さらに，T. P. −15 m すなわち段落部を設けた。

対象流量は 2,000 m³/sec で，流況の概略を目視によって調査した。

前述の方法は跳水によって何らかの減勢を意図したのであるが，この 1-4 型の検討は，減勢は主目的とはなりえず，橋梁等に障害なく流量を流下せしめることが主目的である。

流下の点は十分に満足されるので，副目的である減勢を 2，3 検討してみたが，いずれも良好な結果ではなかった。

3. 3 次元模型実験

〔1〕 概　説

3 次元実験においては放水路形状，海底形状をいろいろに変えて水位，流速を測定し，流況を観察した。

放水路の形状については，多くの場合 2 次元実験における 1-4 型を 3 次元化した模型を用いた。はじめは T. P. −5 m までの施工が困難視されていたので 1-3 型が有望で，1-4 型は有力ではなかったが，その後の調査で施工上の問題は一応除かれ，他方流水が橋梁の下を容易に通過する形状の方が望ましいと思われたので，1-4 型を採用したのである。くり返して記せば，このタイプは減勢せず流下させるので，当然流末処理に焦点が合わせられた。

海底形状については，洗掘された後の状態を想定したり岩礁の掘削を考えたりした。

模型の縮尺は 1/40 である。

測定流量は 2,000 m³/sec および 1,000 m³/sec の二種。2,000 m³/sec は計画高水流量である。

下流端の水位条件，すなわち潮位は T. P. −1 m，0 m，+1 m の 3 種について行なった。

朔望平均満潮位，平均潮位，朔望平均干潮位である。潮位，流量等実験条件組み合せの数は必要に応じて増減した。

〔2〕 模型形状一覧

3 次元模型の平面形状はほぼ一定で，縦断形状を各種変化させて調査を行なった。既設のトンネル道路等を変更することは実際上大へん困難であるため，平面形状はあまり変えなかった。ただ未建設の左岸延長の海岸護岸は予定線を 10 m ほど引いた。また，右岸延長の岩礁の手前の護岸のり線は現地形と一致しないが，これは前回の模型実験において行なわれたものをそのまま流用したものである。あまり凹凸があると，流れに不規則な乱れが生じるので，この方が望ましいと思われたからである。この点については最後に検討を加えた。以下にのべる各種の場合は，縦断形状を各種操作したものである。この模型実験を行なった時点においては，この範囲の検討しか許されなかったということである。最有力案の形は 2-21 型である。

2-1 型

図-2.1 に示すごとく，トンネル出口部 No. 55_{+10} における河床高 T. P. −1.44 m，No. 57_{+0} における河床高 T. P. −5.0 m，その間を直線で結ぶ。No. 57_{+0} に段落を設け，海底を T. P. −15 m として平坦面にした。T. P. −15 m 以深の海では現状海底型状とした。2 次元模型 1-4 型に対応する形で海を深くしたのは，ここまで洗掘されるかどうかという究極状態を 2 次元模型から類推したのである。

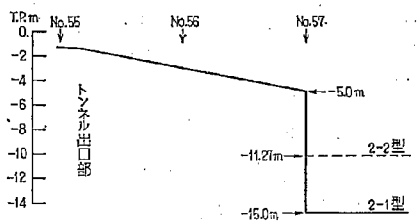


図-2.1　2-1 型，2-2 型 縦断図

2-2 型

2-1 型とほぼ同様であるが，段落部よりの海底を T. P. −15 m とせずに，T. P. −11.3 m とした。図-2.1 参照，点線。したがって，T. P. −11.3 m 以深の海では現状の海底とした。これは 2-1 型，すなわち −15 m まで洗掘される以前の状態を検討し，このような状態で洗掘が止るかどうかをみた。

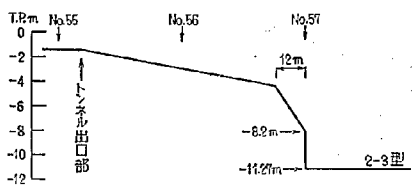


図-2.2　2-3 型 縦断図

2-3 型

2-2 型の段落部の直壁にこう配をつけたもので，水流の有効な拡散を意図したが成功ではなかった。(図-2.2)

2-4 型

図-2.3 のように，トンネル出口部 No. 55_{+10} で T.P. −1.44 m，No. 55_{+30} で T.P. −5 m とし直線で結ぶ。ここから No. 56_{+10} まで T.P. −5 m の平坦部とし，No. 56_{+10} で 1 割ののりで 1 m 上げ (T.P. −4 m)，No. 57_{+0} まで平坦部とした。段落部以下は 2-2 型と同じ。

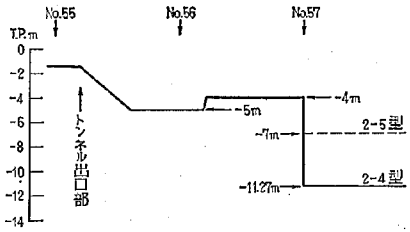


図-2.3　2-4 型，2-5 型　縦断図

これは 1-3 型の長所を 2-2 型にとり入れようとしたものである。

2-5 型

2-4 型をさらに検討する意味で海底の平坦部を T.P. −7 m とした。つまり，T.P. −7 m まで洗掘された状態で落ちつくかどうかを調べるのが目的である。(図-2.3 参照)

2-6 型

このような縦断形の長所は 2 次元模型で述べたように，水路内で若干の減勢ができることである。それで図-2.4 のように，縦断形を変えて検討してみた。トンネル出口部 No. 55_{+10} で T.P. −1.44 m，No. 56_{+40} で T.P. −5 m とし直線で結ぶ。ここから No. 57_{+30} まで T.P. −5 m の平坦部とし，No. 57_{+30} から No. 57_{+40} までの 10 m 区間を 1 m 上げて T.P. −4 m とした。なお，この 10 m 区間は平面形としては放水路横断線に対し 20° 左にふった形とした。上述以外は 2-5 型と同一である。

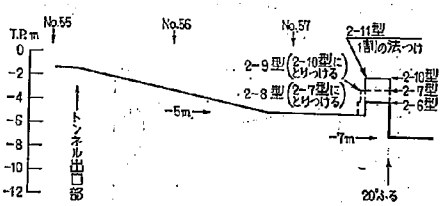


図-2.4　2-6 型，2-7 型，2-8 型，2-9 型，2-10 型，2-11 型　縦断図

2-7 型

2-6 型において，No. 57_{+30} から No. 57_{+40} までの 10 m 区間をさらに 1 m 高く，すなわち，T.P. −3 m とした。他は 2-6 型と同じである。このようなシルを立てることにより，減勢効果を有効にしようとした。

2-8 型

2-7 型のシル前面に図-2.5 のような階段を設けた場合，水流がいきなり上へとび上ることを防ぐために設けた。

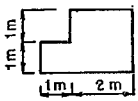


図-2.5　シルにとりつける階段

2-9 型

2-7 型のシルをさらに 1 m 上げて T.P. −2 m とした。2-8 型にとりつけた階段をそのままとりつけた。どこまで水位が上昇し，橋梁に対してどのような悪影響を及ぼすかを調べることを目標とした。

2-10 型

2-7 型のシルをさらに 1 m 上げて T.P. −2 m としただけの場合。

2-8 型にとりつけた階段はとりつけない。

2-11 型

2-10 型のシルの上流側に 1 割のこう配をつけた場合。

2-12 型

図-2.6 のようにトンネル出口部 No. 55_{+10} における河床高 T.P. −1.44 m，No. 57 で T.P. −5 m，その間を直線で結ぶ。これは 2-1 型と同じである。それから，次にのべる段落部までは T.P. −5 m の平坦部とする。放水路中心線上の No. 57_{+40} を通る横断線から 20° 左へふった線を段落部とする。段落部以下は岩盤面をもって河床とする。これは現地の施工が着着と進み，この形に結論が集約されてきたため，前記の各型の長所をとってこの型をあげた。段落部以下を深く掘ったことも，岩盤まで洗掘された状態を想定してそれに対する対策を講じようとしたためである。

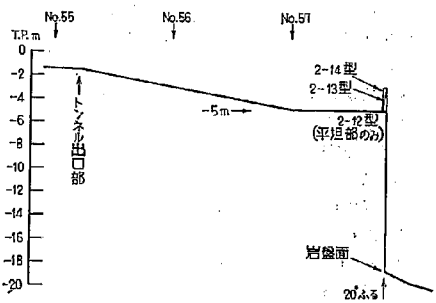


図-2.6　2-12 型，2-13 型，2-14 型　縦断図

2-13 型

2-12 型の段落部の上に，高さ幅 2 m，上流面を 1 割

こう配のほぼ三角形のバッフルピアを10本とりつけた。これは流れを横断面に有効に広げ，バッフルピアを越えた流れと，その間を通りぬけた流れとの間にマサツを生ぜしめることを目標にした。

この型は実際問題として以上のうちの最良の型となり，これの改良型を各種検討した。そのうち最有力の2-21型はこの2-13型の右岸延長の岩礁をT.P.−4mまで掘削した場合である。

2-14型

2-12型の三角形のバッフルピアの代りに，縦横2m，高さ3mの長方形の柱をたてた。2-13型に対する比較実験である。

2-15型

図-2.7のようにNo.57までは上の2-12型と（もちろん2-1型，2-13型とも）同じで，これ以後は次のようにする。No.57放水路中心線より20°左へふった補助線上，No.57から20m先で補助線に直角に段落部を設ける。それまでの平坦部はT.P.−5m。

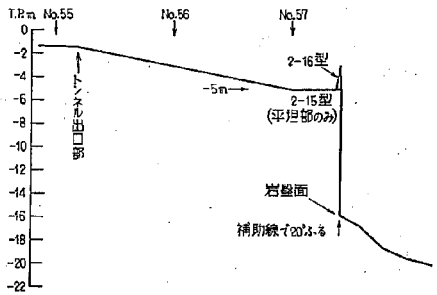


図-2.7　2-15型，2-16型　縦断図

海は岩盤面を河床としている。

これは段落部をケーソンでおさえるとしたとき，工費節約のためケーソンを小さくですませるには，この段落部をどこまで上流へ移せるかを検討することを目的とする。

2-16型

2-15型の段落部の上に，2-13型と同型のほぼ三角のバッフルピアをとりつけた場合である。

2-17型

図-2.8のように2-15型において，平坦部をT.P.−5.6mまで下げた場合。トンネル出口部からNo.57まできた直線の斜面をさらにNo.57$_{+15}$まで延長した。そのため平坦部は2-15型より狭くなっている。これは現地の施工状況から類推して，放水路河床掘削がT.P.−5mよりもっと深くまで可能であることがわかったので，しからば，T.P.−5m平坦面をもっと下げて，水理的によりよい効果があらわれないかを調べたものである。

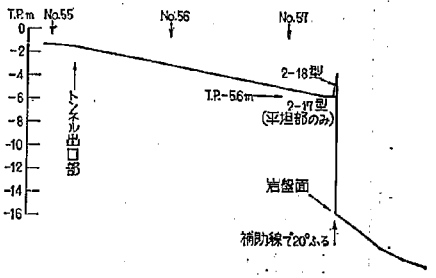


図-2.8　2-17型，2-18型　縦断図

2-18型

2-17型の段落部の上に2-13型と同型のほぼ三角のバッフルピアをとりつけた場合である。

2-19型，2-20型

図-2.9のように2-13型において，段落部と放水路中心線との交点No.57$_{+40}$を中心として，左岸側を下流へ10°ふった場合を2-19型，右岸側を下流へ10°ふった場合を2-20型と名づけた。

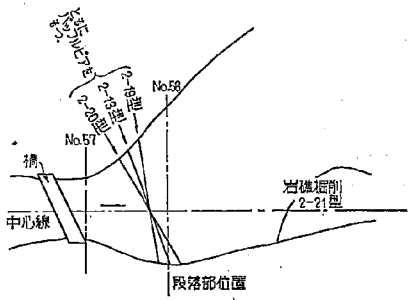


図-2.9　2-19型，2-20型，2-21型　平面図

放水路中心線No.57$_{+40}$における横断線を，左へ10°ふったものが2-19型，20°ふったものが2-13型，30°ふったものが2-20型となる。ケーソンを入れる向きを変えることによって，水理的な有効性を判定しようとしたものである。

2-21型

2-13型で右岸延長の海の岩礁をT.P.−4mまで切除した場合。

2-13型をより効果あらしめるための検討最有力案。

〔3〕 各模型形状についての考察

各模型形状の検討は時間的制約があったので，水位について大よその見当をつけて有力案をえらび出し，次に流速について調べ，流況を観察し，その中からさらに改良案を作って各種の測定をした。

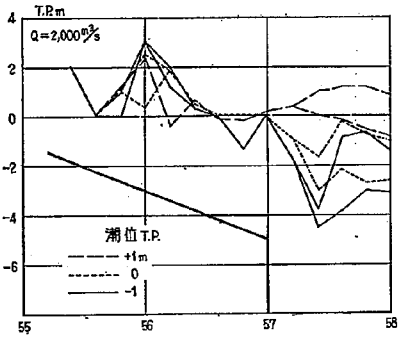


図-3.1　2-1 型模型の水位縦断

i）2-1, 2-2, 2-3 型のグループ

これらの各型は，トンネルから出た水流を橋の下は安全に通過させ，海へはいったところで跳水させることを目標にした。ところが実験してみると，図-3.1 に見るように十分な跳水はせず，衝撃波の重なったような乱れた形の波であった。

これは流れが段落部において，河底におち込まないで表面を走って行くためと，断面の拡大が有効に働かないばかりか，逆流を誘発して有効断面が縮小したためと思われる。それを解決するのが 2-3 型である。段落部に斜面をつけて流れを深部へ突入させた。しかし，このように，高速流を深部へ入れることは海底をいかなる形で防護するかが問題となり，2-3 型を廃案した。

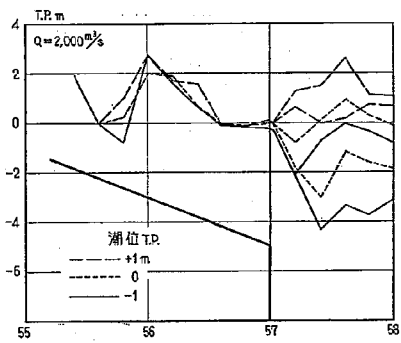


図-3.2　2-2 型模型の水位縦断

2-1 型　（特徴：段落部 No. 57 で T. P. −5 m，海は T. P. −15 m）

潮位による変化にはあまり著しくない。2,000 m³/sec で放水路内に衝撃波が発生し，No. 56～No. 57 の川幅拡大部からも衝撃波が発生し，段落部の水面は波立って水位の変動が大きい。水面を見ただけではどこに段落部があるのかわからないほどである。すなわち，流れの主流は段落部をこえて表面に集中していることを示す。

潮位 T. P. +1 m では No. 58 付近で固定した跳水状の波立ちがあったのに，潮位が T. P. 0 m となると波状跳水に変わった。この結果から，海の部分は T. P. −15 m という水深が小々変化しても結果は変わらないだろうと思われたので，模型にコンクリートブロックを敷き並べたものが 2-2 型である。

2-2 型　（特徴：段落部 No. 57 で T. P. −5 m，海は T. P. −11.3 m）

2-1 型に比べて，著しく変わった流れではない。ということは，2-1, 2-2 の型によるちがいよりも表面の波立ちによる変動の方が顕著である。

ただ，目視結果および，図-3.2 においても若干みられるが，2-2 型の方が波だちがはげしい。逆流は 2-1 型よりも若干はげしいようであったが，この型を改良して，より細かい調査を行なうために，このグループの検討はこれで終わる。

ii）2-4, 2-5, 2-6, 2-7, 2-8, 2-9, 2-10, 2-11 型のグループ

これらの各型は減勢効果をねらっている。すなわち，放水路内で第 1 の減勢，段落部で第 2 の減勢を考えている。ところが，これらの場合はいずれも放水路内の水位が高まり，橋にかかるおそれがある。また，現場の施工の進捗と関連して考えると 2-4, 2-5 型は不適当とされ，また 2-7, 2-8, 2-9, 2-10, 2-11 型についてはこのような 2～3 m のシルを段落部にこしらえることは構造上無理があるので不適当とされた。

2-4 型　（特徴：放水路内で T. P. −5 m に下げてから T. P. −4 m に戻す。海は T. P. −11.3 m）

1-3 型の改良案である。水面形は 1-3 型と似ている。流量 2,000 m³/sec で No. 56 付近の第 1 の跳水，海へはいった所の No. 57+10 の第 2 の跳水は，ともに明瞭にあらわれている。しかも，橋の下は水位が低くなってい

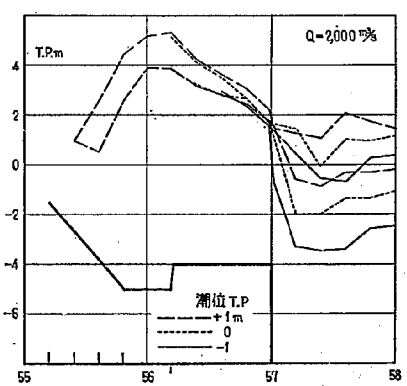


図-3.3　2-4 型　模型の水位縦断

る。形としては大へん望ましいが，波やしぶき等を考えると注意をする必要があることは事実である。しかし，第１の跳水で一度常流化するので，衝撃波は消えるので，水面型は2-1型等のような不規則さは割に少ない。

潮位のちがいは第２跳水より上流には及ばないが海の部分の波立ち方は潮位の低いものほど波立ちがひどい。

流量 1,000 m³/s の場合には，第１跳水はいずれも安定して行なう。しかし第２跳水は潮位 T.P.－1 m のときに跳水し，＋1 m のときに跳水しない。

下流側の水圧が上流からの運動量に優ってしまうからであろう。

2-5 型（特徴：放水路内で T.P.－5 m に下げてから T.P.－4 m に戻す。海は T.P.－7 m）

この型は2-4型の海の部分がもっとも浅くても2-4型と著しくは変わらないのではないかとの想定の下に行なわれた。

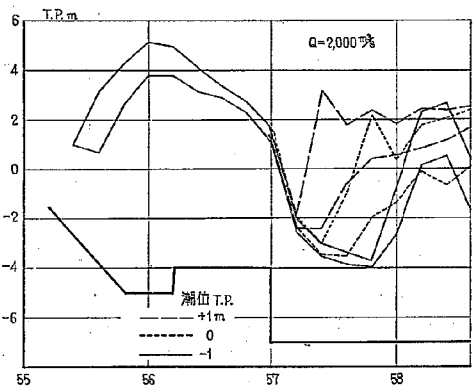


図-3.4　2-5 型　模型の水位縦断

水面型は2-4型と似ている。No. 56 付近の第１跳水は2-4型とほとんど同じである。海へはいった所の第２跳水は2-4型に比べ波立ちが大きい。

特に流量 2,000 m³/s で潮位 T.P.－1 m では露出射流があらわれている。潮位 T.P.＋1 m ではきれいに跳水している。これは海の部分が T.P.－7 m の河床では洗掘をうける可能性が大きいことを示している。ゆえに，河床は －7 m の高さでは安定しないであろうというのがこの結論である。

流量 1,000 m³/s では第１跳水はやはり安定して行なう。第２跳水は潮位 T.P.－1 m のときに跳水し，＋1 m では跳水しない。2-4型と同じである。

2-6 型（特徴：放水路内で T.P.－5 m に下げてから段落部近くの 10 m だけ T.P.

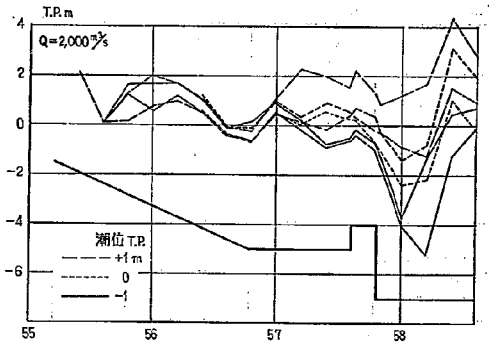


図-3.5　2-6 型　模型の水位縦断

－4 m とする。海は T.P.－7 m）

この型は2-2型と2-5型の両者の長所をとるべく考案した折ちゅう案である。

ところが，2,000 m³/s においては放水路内は射流となり衝撃波が起って水位縦断は上下に波立っている。

段落部の下では2-5型でのべたような第２跳水は中心部でおこっているが，両側ではおこっていない。

潮位 T.P.＋1 m では射流上の流れのまま No. 57_{+30} のシルをこえて，海へはいり No. 58_{+10} のあたりの河道中央に波立った跳水を作っていた。

流心は右側寄りであったが，右岸側の海の部分に幅の狭まくて強い逆流が生じた。左岸側は広い範囲でゆっくり逆流している。

潮位 T.P. 0 m，－1 m では No. 57_{+30} のシルをこえて海へはいった流れは跳水した。両側に逆流を生じていたが，潮位が低いほど逆流域は狭くなっていた。

流量 1,000 m³/s の場合は若干複雑である。

潮位 T.P.＋1 m では第１の跳水は No. 56_{+10} の

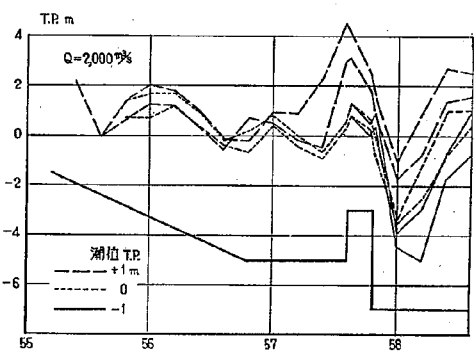


図-3.6　2-7 型　模型の水位縦断

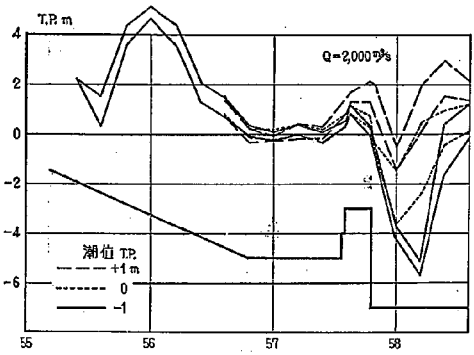


図-3.7　2-8 型　模型の水位縦断

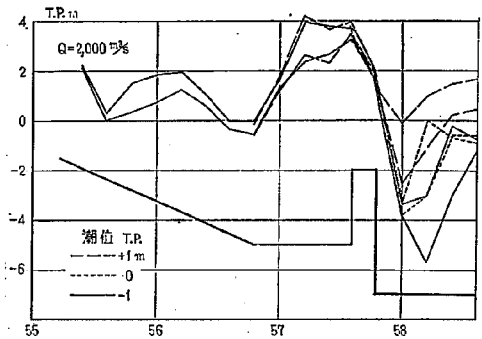


図-3.9　2-10 型　模型の水位縦断

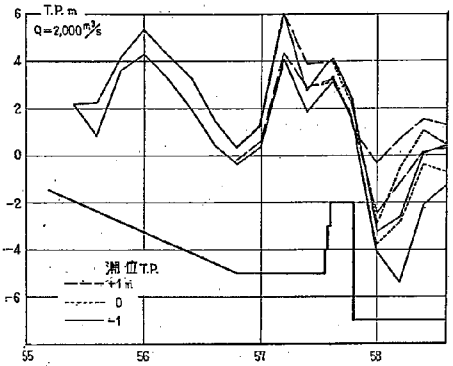


図-3.8　2-9 型　模型の水位縦断

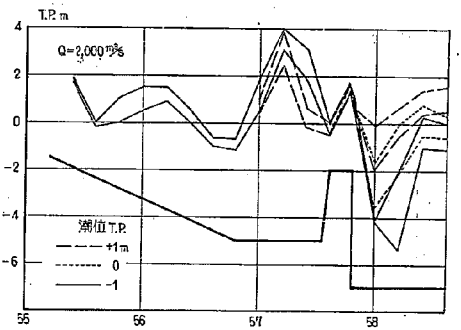


図-3.10　2-11 型　模型水位の縦断

あたりで，水路の右岸寄りに生じた。これは川幅が狭められた結果と衝撃波とが重畳してできた跳水である。それから再びフルード数は1に近づき，No. 57_{+30} のシルをこえてはあまり波立っていない。

潮位が T. P. 0 m，−1 m と下がるにつれて，放水路内の第1跳水の位置は No. 56_{+35}，No. 57 と下がる。

海の部分は潮位の下がるほど波立ちがはげしくなり波状跳水となる。

この型は No. 57_{+40} 以下の海の部分の水深が浅すぎるために，いろいろの障害がおこるので，この点の検討とシルを大幅に改良することが重要であると思われた。第1に，他の条件は変えないでシルの高さ，形状を変えて調査した。この改良案は 2-7～2-11 型で，高さはいずれも 2-6 型よりも高い。

2-7 型のシルに切り込みを入れたものが 2-14 型で，上流側にこう配をつけたものが 2-13 型である。ともにシルというよりはバッフルピアという方が適切な構造物である。第2には，海底を岩盤面で検討したものが 2-12 型以降である。これは流速，底質の状況からみて，最も深く洗掘されたと仮定し

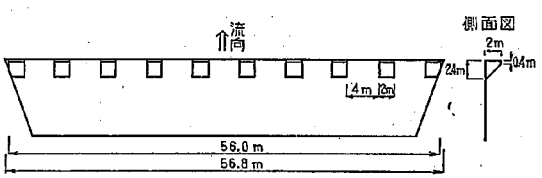


図-3.11　2-13 型バッフルピア

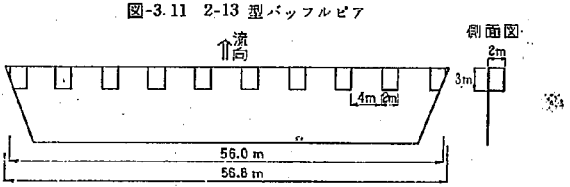


図-3.12　2-14 型バッフルピア

て，流末，すなわち，段落部の位置・構造をきめようとしたものである。

2-7, 2-8, 2-9, 2-10, 2-11 型

2-7, 2-8 型はシル上面が T.P. −3 m, 2-9, 2-10, 2-11 型は T.P. −2 m である。これは高すぎて，放水路内の水位を高め，またシルに大きな動水圧がかかると思われる。2,000 m³/s の流量でみると，放水路の内では 2-7 型は水面があまり波立たないが，2-8 型では跳水があらわれる。また，No. 58 の海の部分では両者跳水する。

しかし，この程度の跳水では減勢効果としては著しくないので，さらにシルを上げた。2-9, 2-10, 2-11 型では，放水路内で2つ跳水する。

はじめの跳水は No. 55_{+40} のあたりでおこり，川幅が狭まくなったためと考えられる。2-9 型で顕著で，2-10, 2-11 型では衝撃波の干渉のような形をしているところをみると不安定なものらしい。あとの跳水は，シルによるせき上げ効果の跳水で，安定しているが大きくはない。海へはいってからの No. 58 の跳水はいずれの場合も著しい。No. 58 の跳水以下については潮位によっても影響されるがここでは詳述しない。

これら構造物は何を目的としているかをふり返ってみると，減勢をねらっているわけである。しかし，流れを放水路中を安全に流すことは，そのことと相反するわけで，両者の妥協点をみいだすのが，この 2-11 型までの目的であった。それは明瞭に見つけることができなかったので次の型に進んだ。

iii) 2-12, 2-13, 2-14 型 のグループ

2-1 型のように橋の下を安全に通過させることを第1に考えた。川幅のひろがった海の

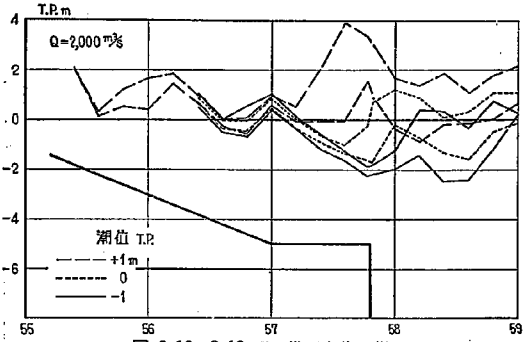


図-3.13　2-12 型　模型水位の縦断

写真-11　2-12 型　（流量 2,000 m³/sec，潮位 T.P. 0 m，写真中央にうすく段落部が見える）

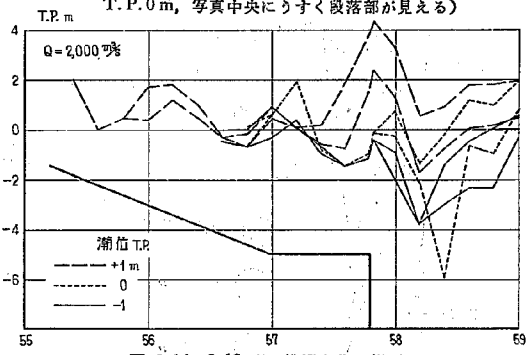


図-3.14　2-13 型　模型水位の縦断

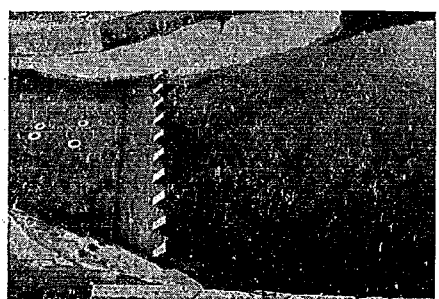


写真-12　2-13 型模型　段落部とバッフルピア

写真-13　2-13型（流量 2,000 m³/sec T.P. 0 m）

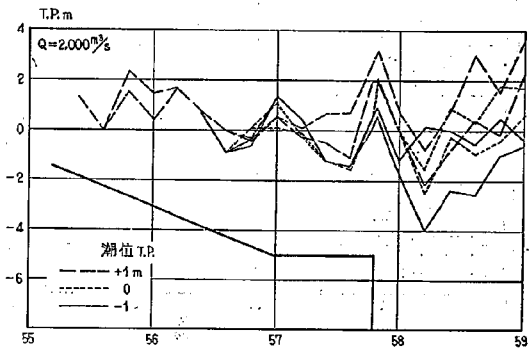


図-3.15 2-14 型 模型水位の縦断

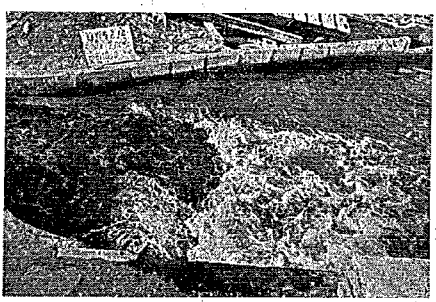


写真-14 2-14 型 (流量 2,000 m³/sec, 潮位 T.P.0 m, 右岸4本のバッフルピア後方では完全にはく離している)

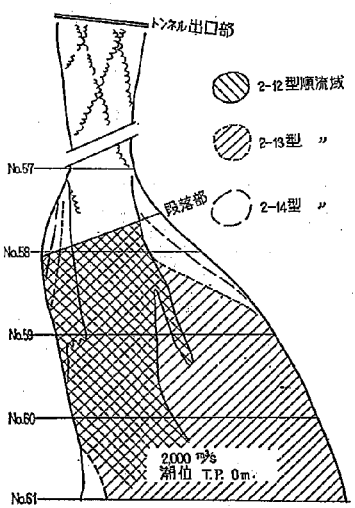


図-4 流況スケッチ

中 No. 57_{+40} あたりでケーソンを入れて放水路流末の河床をまもることにした。そのケーソンの上面を平坦にしたものが 2-12 型である。図-3.11, 3.12 のような, ほぼ三角柱のバッフルピアをつけたものを 2-13 型, 直方体のバッフルピアをつけたものを 2-14 型とした。

バッフルピアの目的は, 流れを広がらせて逆流を防止し, 断面を効果的に使い, 局部的な高速流を防止すること, さらに, はね上げた流れとピアの間隙を落ちた流れとの間にせん断応力を生じさせて, 減勢させることである。この 2-12 型以降の型については水位, 流速の詳細な資料を資料編にまとめて集録してある。

2-12 型 (特徴: 2-1 型に類似, T.P. −5 m の平坦部が広く海の部分が岩盤面)

2,000 m³/s についてみると, 放水路内では衝撃波ができて No. 56 あたりで水面がもり上っている。海へはいっても潮位によっていくらかの違いはあるが 1,000 m³/s についてみると, 放水路の中で跳水するがあとは水面は全体に小波が立っているだけで, 段落部の存在が水面形だけからはわからない程度である。

2-13 型 (特徴: 2-12 型にほぼ三角のバッフルピアをつける)

2,000 m³/s でも 1,000 m³/s でも放水路内は 2-12 型と同じといえる。2,000 m³/s では衝撃波が卓越し, 1,000 m³/s では跳水をおこし, その位置は潮位によってきまる。

段落部においても, 2,000 m³/s では衝撃波ができ, 水面には波ができているが, 跳水はしていない。1,000 m³/s では水面は全体に小波が立っている程度で特に著しい変化はない。

2-14 型 (特徴: 2-12 型に四角のバッフルピアをつける)

放水路の中の模様は他の場合と同じ。この型はバッフルピアにおいて著しく異なる。ひと口にいえば, 右岸寄りに大きな波立ちを生じる。

潮位 T.P. +1 m ではあまり著しくないが, 0 m, −1 m と下がるにつれて右岸より4本のバッフルピアの下流側に空洞現象をおこす。そうして, その下流側に跳水状の波立ちを生じる。それは潮位 T.P. −1 m の方が著しい。そのため逆流は左岸に少しあるだけであまり目だたなくなる。

流況スケッチ (資料編に集録してあるが, 比較のためまとめたのが図-4 である) によれば, 2-12 型, 2-13 型, 2-14 型の順に順流域が広くなる。模型上に糸をはって座標の目じるしとして表面流線をえがいたスケッチ

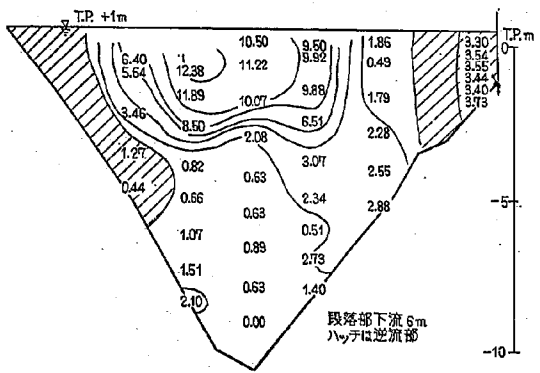


図-5.1 2-12 型 流量 2,000 m³/sec, 潮位 T.P. +1 m

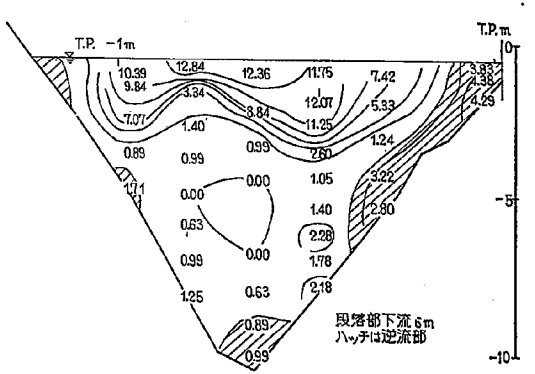


図-5.2 2-12 型 流量 2,000 m³/sec, 潮位 T.P. −1 m

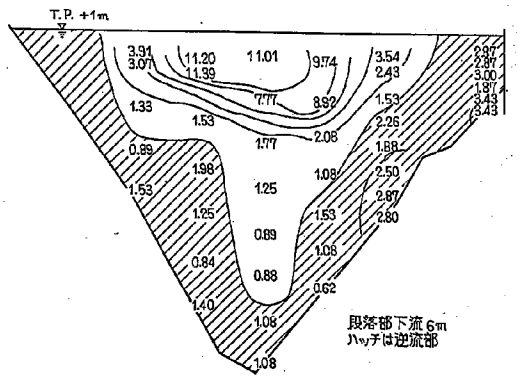


図-5.3 2-13 型 流量 2,000 m³/sec, 潮位 T.P. +1 m

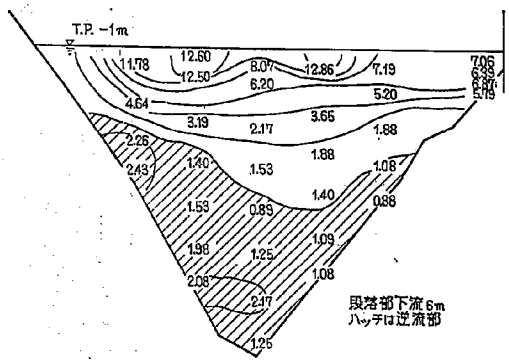


図-5.4 2-13 型 流量 2,000 m³/sec, 潮位 T.P. −1 m

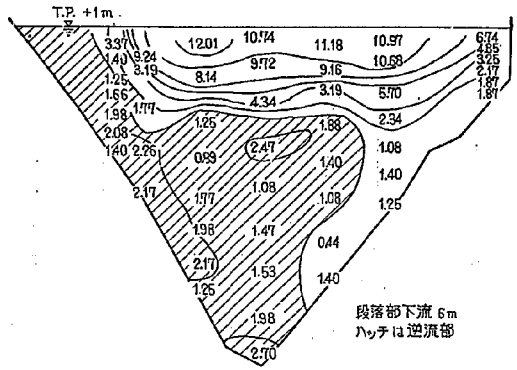


図-5.5　2-14 型 流量 2,000 m³/sec，潮位 T.P. +1 m

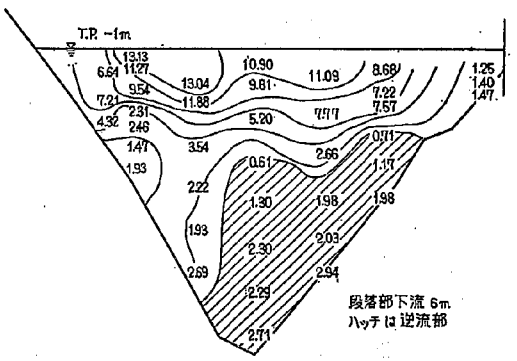


図-5.6　2-14 型 流量 2,000 m³/sec，潮位 T.P. −1 m

からとったものである。表面流線なので，これから深部についてに論じられないが No. 59 の前後，左岸寄りに 2-12～2-14 型どれでも大きなわき上りが生じていた。これは潮位 T.P. 0～−1 m の場合に著しかった。このわき上りは右岸延長の岩礁 No. 60 付近にぶつかった流れが海底へもぐって左岸へ向け流れ No. 58～No. 60 でわき上っているためである。これは流速分布図にもあらわれている。この原因となっている岩礁をとり除けば，この点は大いに改良されるわけで，2-21 型を考えついた理由の一つはここにある。

流速測定は 2,000 m³/s を対象に段落部下流 6 m（現地）はなれた断面，No. 59，No. 60 両断面について潮位 T.P. +1 m，−1 m で行なわれた。

詳細は資料編にゆずり（図-5.1～図-5.6 にまとめた）段落部下流 6 m 断面の流速分布をみよう。段落部にケーソンを入れた場合，安定性を論ずるには，この断面が好都合である。これには，流速の絶対値を記入し，逆流領域にハッチをつけた。断面方向の流れは順流とみなした。したがって，ハッチと無ハッチ領域の境界では流速は 0 ではない。しかし，概略の傾向としてはこれでわかる。

潮位 T.P. +1 m でみると，2-12，2-13 型に両岸に逆流域ができている。底層では 2-12，2-13 型の底層は順逆のちがいはあるが流速はたかだか 2 m 程度である。

潮位 T.P. −1 m でみると 2-13，2-14 型で底層に逆流が出ていて，表面は順流領域が広がっている。

2-12 型は表面に高流速の領域がある。先にバッフルピアを設ける案として考えた利点——流水の有効な拡散はこの潮位 T.P. −1 m の場合によくあらわれている。

以上のこと，およびこの他の流量についてや断面について調べたことを勘案して，2-13 型をこれまであげた諸型のうちの最有力案とした。しかし，資料編，図-37 (3)，(4) でみられるとおり，潮位 +1 m では流心が右岸に寄る場合と中央を流れる場合とがある。

以下はこの 2-13 型と比較してよりよいものがないか

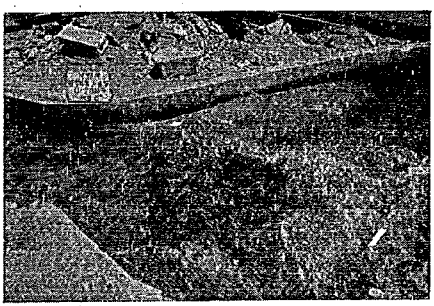


写真-15　2-16 型 流量 2,000 m³/sec，潮位 T.P. 0 m

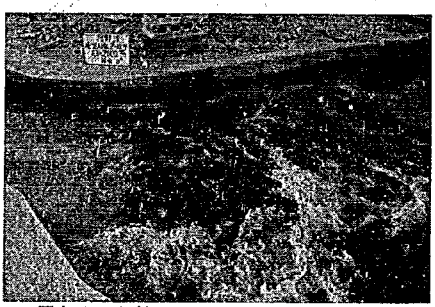


写真-16　2-18 型 流量 2,000 m³/sec，潮位 T.P. 0 m

を検討して行なった。

iv） 2-15, 2-16 型のグループ

2-13 型において具体的な施工として，放水路河床の末端をケーソンで固定することにしたが，ケーソンをなるべく小さくしたい。そのためには放水路河床の末端を岩盤の比較的浅い上流へ移動するか（2-15, 2-16 型）ケーソンの上端の高さを低くするか（2-17, 2-18 型）が良い方法である。

こうすることによって，水理的に 2-13 型より悪くはならないか。もっと積極的に，水理的にも改良型といえる型はないか。

ここであげる 2-15 型は，バッフルピアなしの場合として，2-12 型に，2-16 型はほぼ三角のバッフルピアのある場合として 2-13 型に対応するものである。基準としての 2-13 型よりよくなっているか否かの検討のため，ここでは主として 2-16 型について述べよう。（資料編の図を参照）

2-16 型　（特徴：T. P. −5 m の平坦面が小さい。ほぼ三角のバッフルピア）

流量 2,000 m³/s では全体の流心は右岸へ寄る。大へん速い流れが右岸ぞいにできて逆流は左岸だけに生じる。

2-15 型では，潮位3とおりについて，右岸にも逆流があるからバッフルピアをつけて，流水を一様に広げるという効果は 2-16 型のような場合（段落部が上流へ寄った場合）にその効果を発揮しているようである。

潮位が T. P. +1 m から下がるにつれ，段落下流の水面は波だちがくずれて跳水に近くなる。

流速分布図でみると流量 2,000 m³/s で，潮位 T. P. +1 m のときは 12 m/s 程度の表層流が生じている。これは 2-13 型に比べて著しくは増加していない。しかし，潮位 T. P. −1 m のときには右岸から 10 m の地点で12 m/s，中央部では 14 m/s に及ぶ流速である。

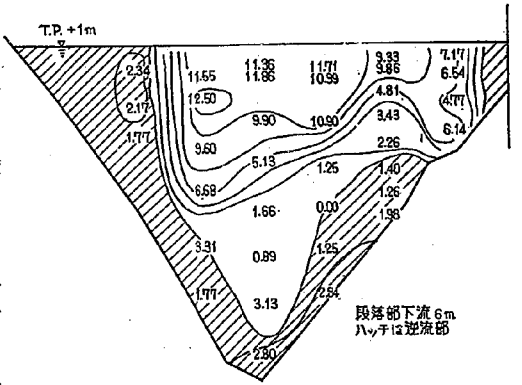


図-5.7　2-18 型 流量 2,000 m³/sec，潮位 T. P. +1 m

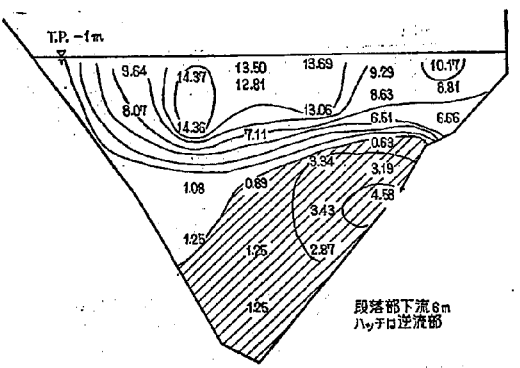


図-5.8　2-18 型 流量 2,000 m³/sec，潮位 T. P. −1 m

底層でも速いので，これは河床防護に大へん困難を来たす可能性がある。段落部をはなれると，流れは一様になるので問題はないが，その絶対値，特に河床付近の値はあまり小さくはない。以上の傾向は 2-15 型でもいえることで，潮位 T. P. −1 m のときの右岸の高流速の傾向は 2-15 型の方が著しい。ゆえに，2-16 型（2-15 型も）はケーソンを小さくするという意味はあっても，以

写真-17　2-19 型 流量 2,000 m³/sec，潮位T. P. 0 m

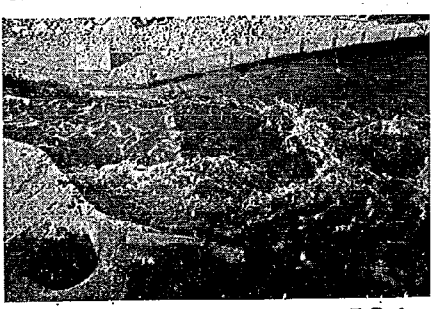


写真-18　2-20 型 流量 2,000 m³/sec，潮位T. P. 0 m

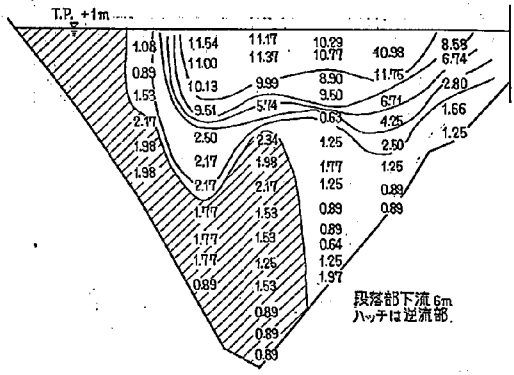


図-5.9　2-21 型 流量 2,000 m³/sec，潮位 T.P. +1 m

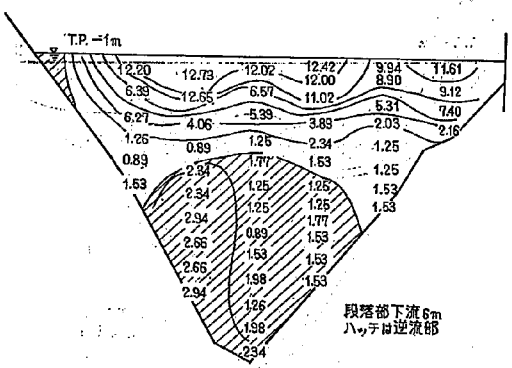


図-5.10　2-21 型 流量 2,000 m³/sec，潮位 T.P. −1 m

上のような欠点もあるので，この比較案は基準の 2-13 型より好ましいとはいえない。

v）2-17，2-18 型

前にものべたように 2-12，2-13 型とのちがいは段落部の平坦面を T.P. −5.6 m とした点である。これは工事の進み方をみると締切工が成功したので，より深く掘削できる可能性が明らかになった。もし，河床を低くできたら何か利点があるだろうか。河床につづくケーソンの構造安定性には低い方が望ましいだろう。では，どこまで深くできるかというと，トンネル出口部よりの放水路の河床こう配は変えられないため，そのこう配を延長し，T.P. −5 m の平坦部を小さくして，その分だけ下げた。その位置が T.P. −5.6 m となった。

ここであげる 2-17 型はバッフルピアなしの場合として 2-12 型に，2-18 型はほぼ三角のバッフルピアのある場合として 2-13 型に対応するものである。基準としての 2-13 型よりよくなっているかの検討のため，ここでは主として 2-18 型について述べよう。

2-18 型（特徴：平坦面は T.P. −5.6m，ほぼ三角のバッフルピア）

流況スケッチでは各流量，各潮位とも 2-13 型とあまりちがわない。2,000 m³/s，潮位 T.P. +1 m で右岸に狭まくて強い逆流ができること，それが潮位が T.P. 0 m 以下になると消えてしまい左岸の大きい逆流だけになること。流量 1,000 m³/s では，左岸の逆流だけであること。この場合，潮位 T.P. −1 m では右岸延長の岩礁をよけて通るように流れることなど 2-13 型と同じである。

2-17 型ではこの 2-18 型より各流量各潮位に対して，逆流域が大きく，有効断面が小さい。ゆえに，ほぼ三角のバッフルピアは効果があると結論できるであろう。

流速分布を見ても 2-18 型は 2-13 型とあまりちがっていない。むしろ局部的に流速の大きいところがみつけられている。それで，特に 2-18 型のように，平坦部を T.P. −5.6 mまで下げねばならない理由は見あたらない

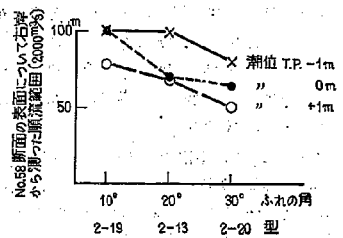


図-6.1

ので，2-13 型でよいことにしよう。トンネル出口部からの放水路の河床こう配を強くして，水理的に最も好ましい高さをきめることも不可能ではなかったが，施工の問題とからんで，その検討は行なわなかった。

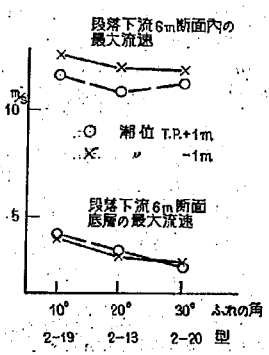


図-6.2

vi） 2-19, 2-20 型

以上のような考察によって 2-13 型は極めて有力案とされた。これは放水路流末の断面を左へ（反時計まわりに）20° ふったものであった。20° とは平面形状から視察によってきめた角度で，最良の角度は何度かという問題がおこってくる。それに答えるべく調査したのがこの節の内容である。

この検討は，ケーソンの入れる向きによって工費，安定性についての相違にも関係してくるもので，比較考察として重要である。

縦断形状については従来のままで，2-13 型が放水路中心線の No. 57_{+40} を中心として 20° 反時計まわりにふったのに対し，2-19 型は同じ点を中心として 10° ふった場合，2-20 型は 30° ふった場合である。

流況スケッチから 2-19, 2-13, 2-20 型をみていこう。流量 2,000 m³/s について右岸からの順流範囲を縦軸にふれの角の横軸にとったのが図-6.1 である。水路全幅は 100 m である。

第1にいえることは，ふれの角が大きくなるほど順流範囲が狭くなる。すなわち，右岸に流れが吸いよせられるように片寄って，左岸に大きな逆流域ができる。第2には，潮位が高いほど順流範囲は狭くなる。

他の型においても潮位が高いほど順流範囲は狭くなることが認められている。

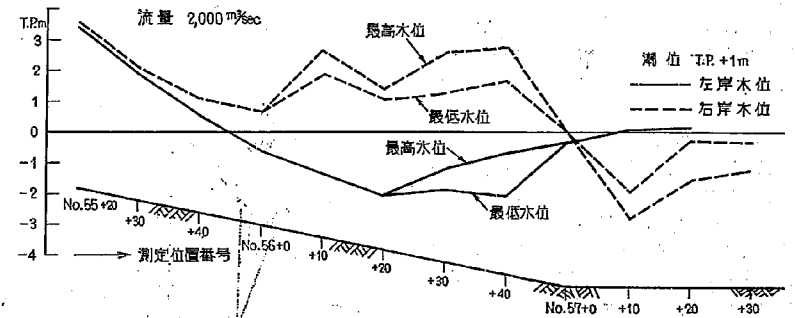


図-7.1 放水路内両壁沿い水位縦断

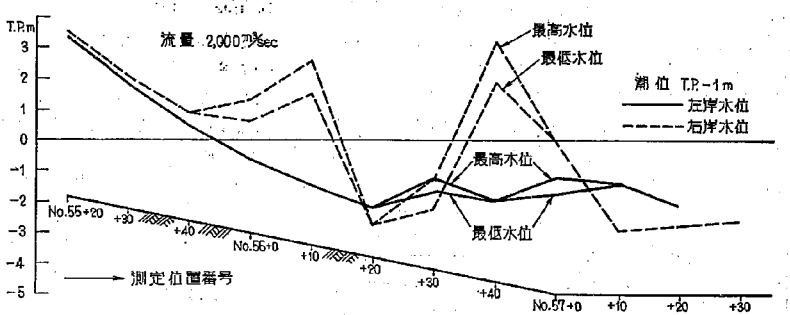


図-7.2 放水路内両壁沿い水位縦断

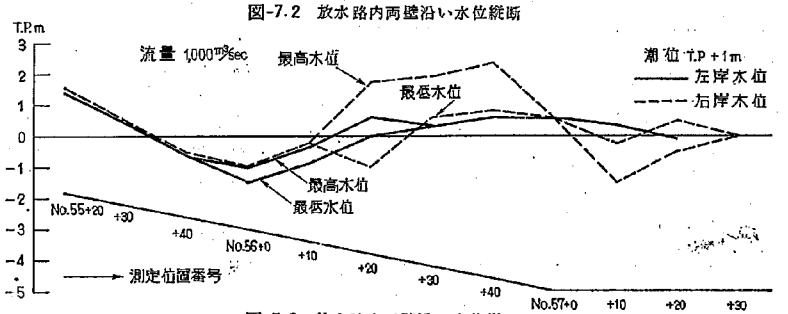


図-7.3 放水路内両壁沿い水位縦断

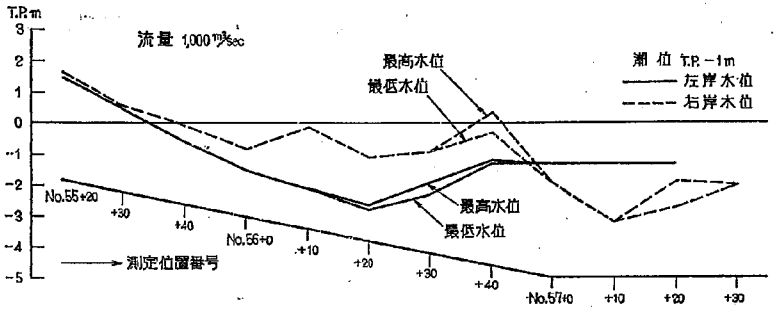


図-7.4 放水路内両壁沿い水位縦断

以上の傾向は他の断面でも同様にいえることである。No. 57_{+10} の断面が広がるあたりで衝撃波が発生して段落部のやや下流で干渉するのは，いずれの模型形状でも同じである。

潮位が T.P.−1 m 近くなると，その衝撃波はなくなって，段落部下流に跳水に近い波立ちができる。これも段落部の向きにはあまり関係していないようである。ただバッフルピアは三角で，段落部に対して直角についている 2-20 型ともなると，ピアに斜めから水流が当ることになり，バッフルピアの効果を上げるためには向きを考慮する必要がある。

流速分布についてみよう。段落部下流 6 m といっても 2-19, 2-13, 2-20 型では向きがちがうので場所的にはよく比較できない。詳細は資料編にゆずって，まず，段落部下流 6 m の断面内の最大流速をとってみた。図-6.2 である。これには，その断面の底層の最大流速（順，逆流を問わず）も記入してある。ただし，これは両岸の局部的な高流速のところは除いてある。

この結果をみると，2-20 型（ふれの角大）の方が流速が低くてよさそうである。しかし，右岸ぞいの高速流は 2-20 において著しい。これらの点を総合してみると，2-19, 2-13, 2-20 型では，特にこれがよいという積極的な比較は不可能である。ただ，2-20 型は右岸に高速の流れが当るし，2-19 型は底層の流速がいくらか速いところをみると 2-13 型がよいのではないかと思われる。

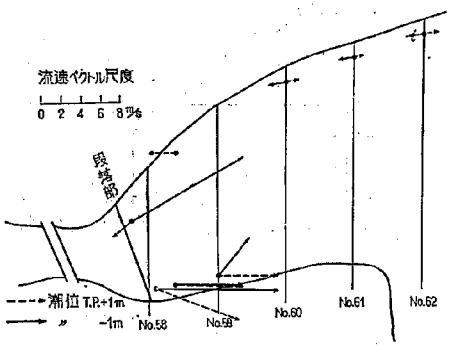


図-9 2-21 型，2,000 m³/sec，岸ぞい測点における最大流速ベクトル

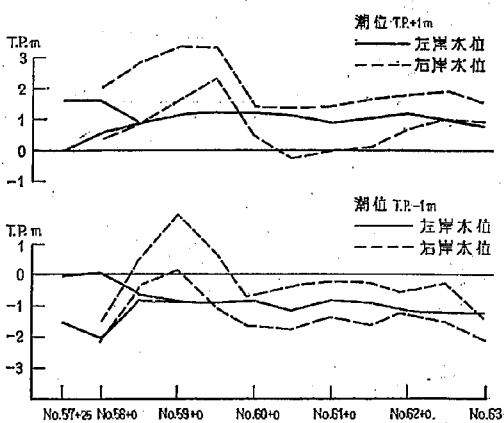


図-8 段落部下流海部両岸の水位

vii) 2-21 型

こうして最終案となった 2-13 型について，さらに，改良を加える。それは右岸延長上の岩礁をある程度掘削した場合，左岸側に生じるわき上がりと逆流も減り，海の中の流況も安定するのではないかと予想した。こうして T.P.−4 m まで岩礁を切りとり，後については適当な緩和曲面をつけたが 2-21 型である。

流況スケッチについて見ると，2-13 型より左岸延長の逆流は若干広くなっている。特に潮位の低い場合に著しい。これは岩礁を掘削する前の 2-13 型では潮位の低い場合には岩礁に当って流心が左へはねられていたのに

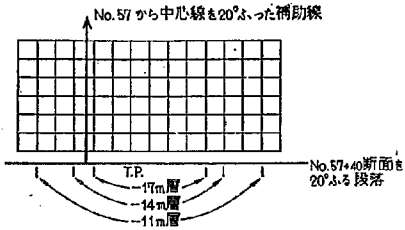


図-10.1　洗掘実験（2-21 型）
立方体の埋設地点は右の各格子点である。（各層によって異なることを示す。）方眼は 3 m。

2-21 型では岩礁がないため，流心が放水路からまっすぐになったためと解せられる。その傾向は流速分布をみれば，さらに一層よくわかる。すなわち，2-21 型は 2-13 型は比べ，高流速部分が右へ寄っている。といっても，最大流速同士で比べても優劣はないし，底層の流速についても 2 m/s を越える流速が 2，3 あらわれている点もよく似ている。ただ，No. 59 などにおける流速をみると，2-21 型の方が岩礁掘削の影響が効いているためか，全般に流速が落ちている。また，複雑な底層の逆流や横断方向の流れがなくなっている。さらに 2-13 型でみられた流れの不安定が，2-21 型では消えている。

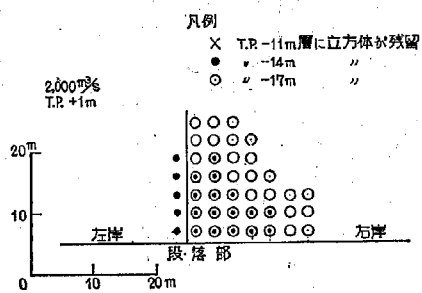


図-10.2　流量 2,000 m³/sec，潮位 T.P. +1 m

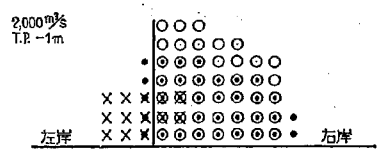


図-10.3　流量 2,000 m³/sec，潮位 T.P. −1 m

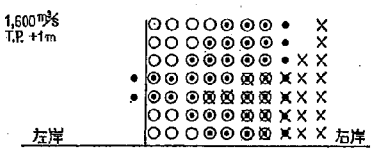


図-10.4　流量 1,600 m³/sec，潮位 T.P. +1 m

それで，2-13 型でも十分に有力案といえるが，それをさらに岩礁掘削によって改良した 2-21 型の方がより望ましい型であると結論される。

2-21 型における諸検討

(a) 放水路内の両岸の水位

岩礁を掘削したか否かは，放水路内の水位には，ほとんど影響をもたない。それで，中心線ぞいの水位については，2-13 型のデータによって十分あらわされる。

ここでは 2,000 m³/s の場合，衝撃波が両岸にあたって波立った水位はどこまで達するか，または（1,000 m³/s の場合）跳水でどこまで岸ぞいの水位が上がるかを調べた。図-7.1～図-7.4 によると，3 m をいくらか越す程度で 2,000 m³/s，1,000 m³/s のいずれの場合も橋にはかからない。しかし，トンネル出口部の導流壁の形状，河床粗度，過大流量等によっては衝撃波の位置および大きさの変わることも考えられる。さらに細かい波立ち等に関してはここで用いている相似律では十分表わしえないと思われる。

(b) 海の部分の岸ぞいの水位と流速について

海中の部分の護岸を設計するに当って，その水位と流速が必要である。（図-8 参照）左岸はゆるい逆流域であるのでほぼ海の潮位に一致している。しかし，右岸は流心が近よっているので波立っていて，特に，No.59 あたりでは潮位 T.P. +1 m で 3 m をこす水位を示している。これは段落部をこえて大きく波打った水面のもり上がり

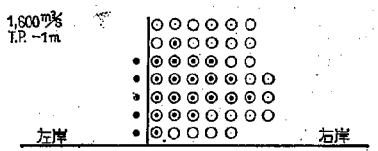


図-10.5　流量 1,600 m³/sec，潮位 T.P. −1 m

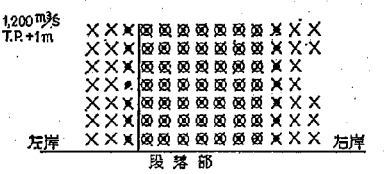


図-10.6　流量 1,200 m³/sec，潮位 T.P. +1 m

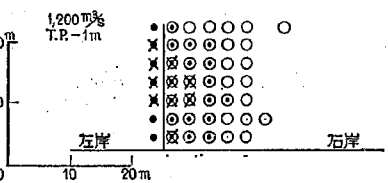


図-10.7　流量 1,200 m³/sec，潮位 T.P. −1 m

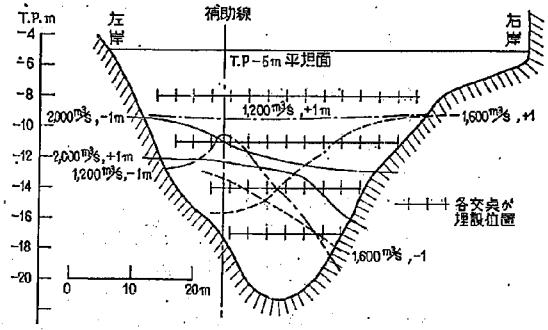


図-11　段落部直下における立方体の残存状況

に当る位置であるからである。岸ぞいの流速はどうだろうか。流量 2,000 m³/s について岸から 10 m はなれた測点で鉛直線上で測った何点かの測定値のうちの最大流速値をベクトル的にあらわしたのが図-9 である。

右岸の No. 58～No. 59 のあたりで流速が速いのは前から述べたとおり，流心がこちらに寄っているための現象である。No. 60 より遠くなると，流速はずっと落ちる。左岸は一般に流速が小さい。上のような意味での最大流速で 2.5 m/s 以下。底層ではそれ以下となっている。それゆえ，左岸については段落部のすぐそばを除いては流速としては 1～2 m/s を考えておけばよかろう。

(c) 洗掘実験について

放水路流末の段落部下流側は岩盤面をモルタル河床として実験していることは前に述べたとおりである。ところが，段落部にはケーソンを設置することになっていて，それより下流は実際は岩片を交えたシルト質の堆積物で岩盤はおおわれている。出水があった場合の流れは実物と模型とが異なることは明らかである。実際の洪水のときに放水路の流量変動はかなりはげしいことが予想される。そのとき段落部下流側で急激な洗掘が行なわれて，流況がはげしく変動するであろう。その詳細を時間的に追跡することは不可能であるので，ある一定時間内にどのような形に掘れるか調べることにする。

実験方法としては 2-21 型模型において，段落部から No. 59_{425} までの間に砂を敷き，砂の上面を T. P. −5 m とした。すなわち，ケーソンの上面と同じ高さまで堆積していると仮定した。砂の平均粒径は粒度分布において通過百分率 50% で 0.29 mm, 65% で 0.32 mm であるから幾何学的に実物に換算すれば 12 mm 程度になる。通水中の洗掘深を知るために段落部下流の砂の中に木製で 1 枚 1.0 cm（模型上）の立方体に番号をつけて，4 層にわたり約 300 個を，1 層内では 3 m（現地）の方眼を引いてそこへ埋設した。(図-10.1 参照)。

標高 T. P. −8 m　立方体個数 105 個
標高 T. P. −11 m　立方体個数 91 個
標高 T. P. −14 m　立方体個数 63 個
標高 T. P. −17 m　立方体個数 49 個

砂の表面にはビニールシートをかぶせて通水しはじめ，放水路からの流量が所定の値になってからシートをとって 10 分通水し水を止めた。10 分は現地に直すと 63 分となる。止水後，立方体を発掘して，この時間内にどこまで洗掘されたかを知る。

流量は 2,000，1,600，1,200 m³/s をとった。潮位は T. P. +1 m，−1 m である。2,000 m³/s は計画高水流量であることはいうまでもないが，後の 2 者はバッフルピアのあたりで露出射流となっている流量を潮位 T. P. +1 m，−1 m について調べたところほぼ 1,600 m³/s 1,200 m³/s となっていたところからきめた。

結果は図-10.2～図-10.7 のとおりであるが，それをとりまとめると次のようにいえる（図-11 参照），2,000 m³/s では潮位が低い方があまり洗掘されない。これは 2-21 型の流速分布からもわかる傾向で，潮位が高いと落ち込むような傾向になり，潮位が低いと表面を流れ去っていくような傾向である。潮位 T. P. +1 m で右岸が掘れているという傾向も流速分布と一致している。

1,600 m³/s になると，潮位 T. P. +1 m で左岸側が掘れ −1 m で右岸側が掘れ，この右岸側は段落部直下で T. P. −17 m も掘れている。1,200 m³/s では潮位 T. P. +1 m では 11 m は安泰であるが，−1 m ではやはり右岸側が T. P. −17 m も掘れるので，このような状態は十分注意しなければならない。

4. 結　論

与えられた情況の下では 2-13 型さらにそれを改良した 2-21 型が最もよい。この型は放水路はトンネル出口部から一定こう配で No. 57 で T. P. −5 m とし，それから T. P. −5 m の平坦部を設ける。

No. 57_{440} の横断面を 20° 反時計まわりにふった線をもって段落部を作り，以下は岩盤面まで洗掘されたとする。なお，右岸延長の岩礁は T. P. −4 m まで掘削する方がよい (2-21 型)。

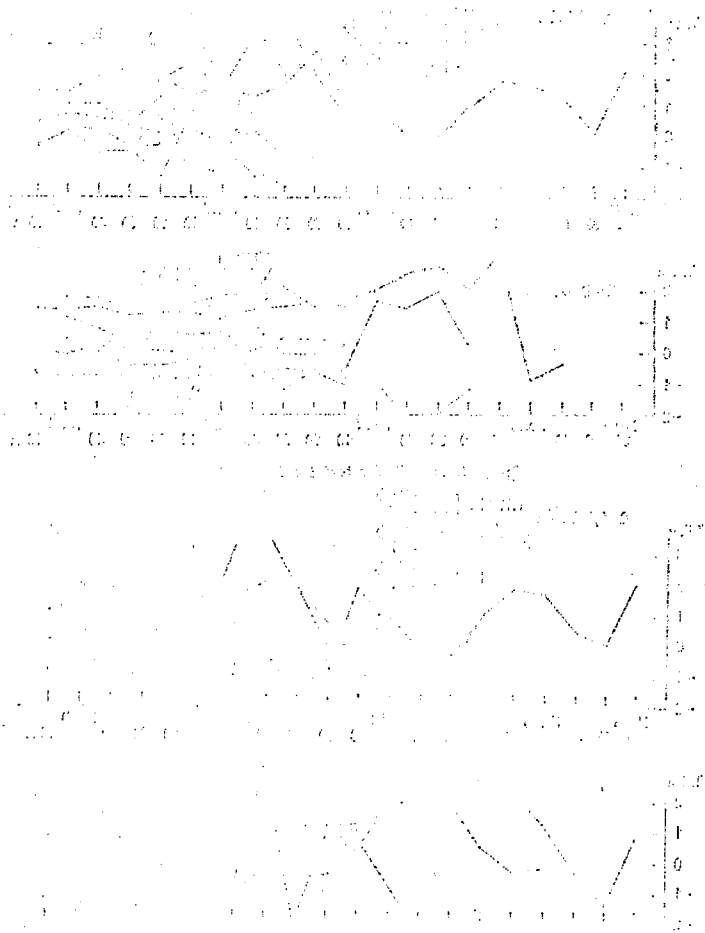
段落部上にはほぼ三角柱のバッフルピアをとりつける。この型の利点は，放水路内は害のない水位で流れくだる。段落部下流側では流れが集中したり，横方向に流れたりしないで，断面を有効に使って流れる。したがって，流末部の構造物の維持も容易であろう。

海の中の流況は水位，流量によって変わるが全般的に安定し，海岸部の護岸に悪い影響は与えない。

参考文献

吉川，芦田，丸田，丸野
狩野川放水路河口部模型実験報告　土木研究所報告 Vol. 108

5 資 料 編



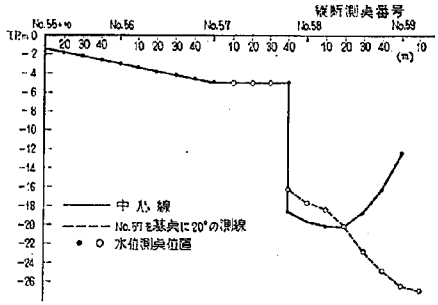


図-1 2-12 型, 2-13 型, 2-14 型模型河床縦断

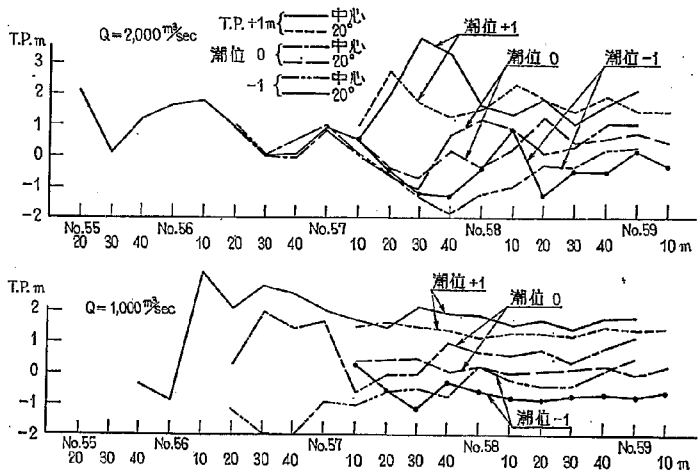


図-2 2-12 型模型における水位縦断図

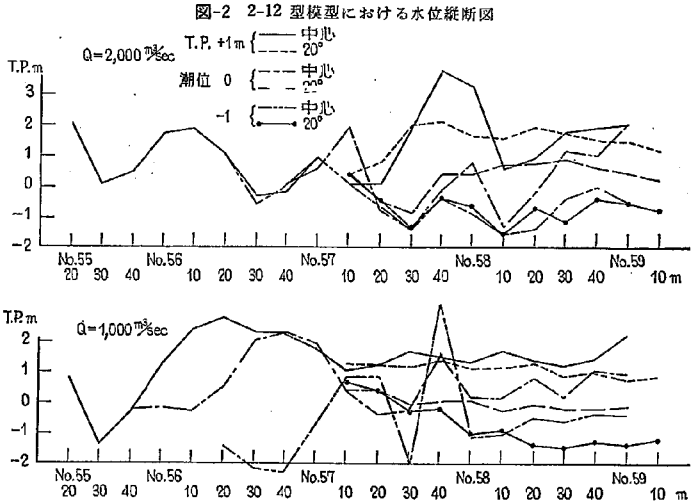


図-3 2-13 型模型における水位縦断図

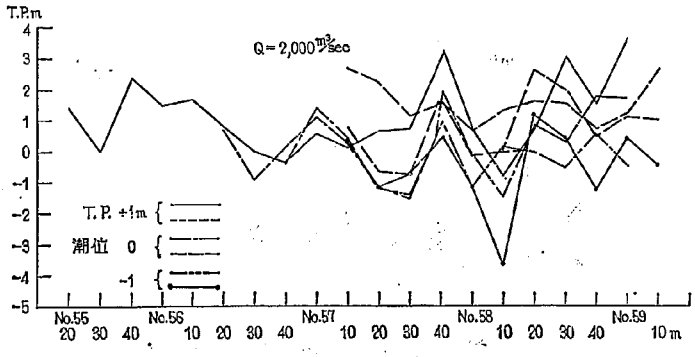


図-4　2-14 型模型における水位縦断図

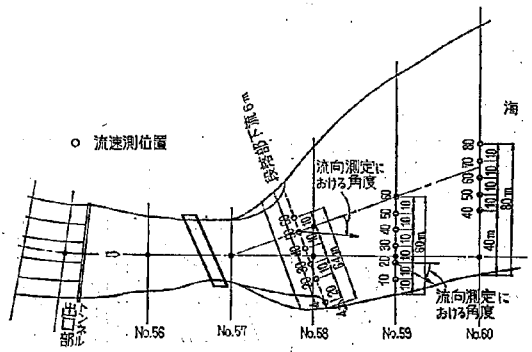


図-5　2-12 型，2-13 型，2-14 型　流速測定位置平面図

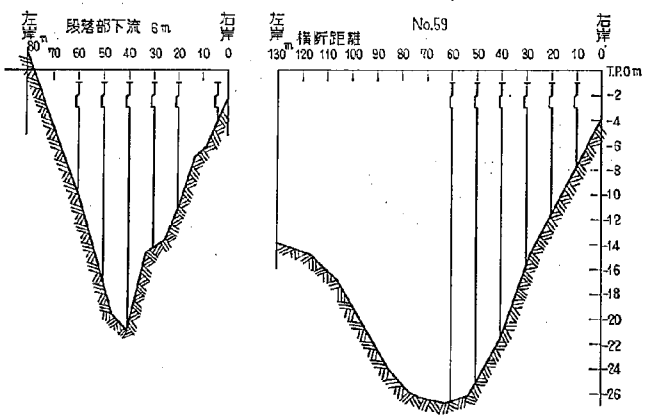


図-6(1)　流速測定位置横断図

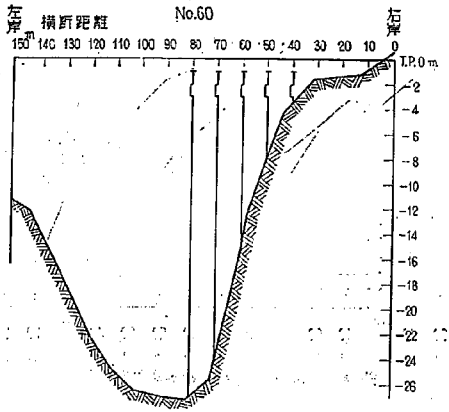


図-6(2) 流速測定位置横断図

Q＝2,000m³/sec 潮位 +1m
段落部下流 6m

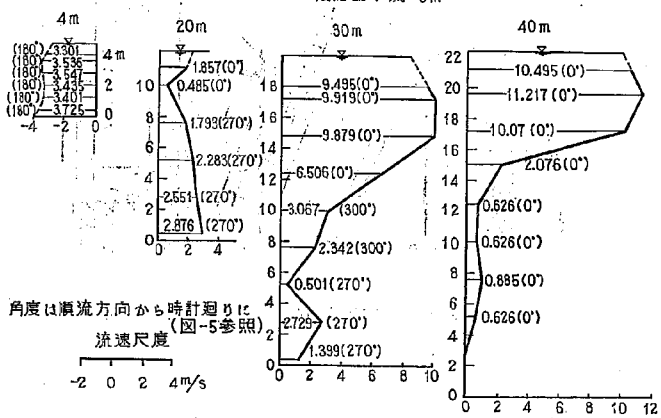


図-7(1) 2-12 型における流速図

Q=2,000m³/sec 潮位 +1m
段落部下流 6m

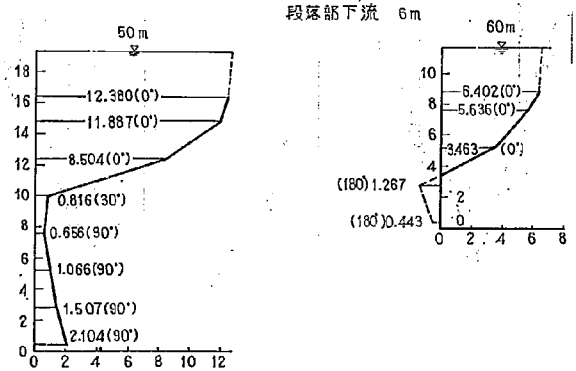


図-7(2) 2-12 型における流速図

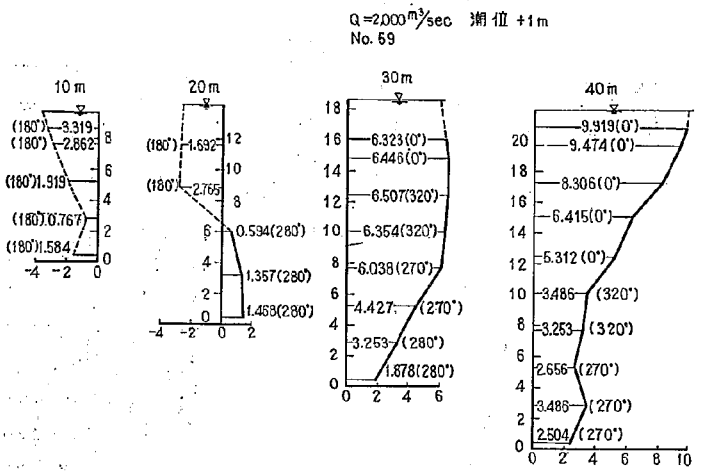


図-7(3)　2-12 型における流速図

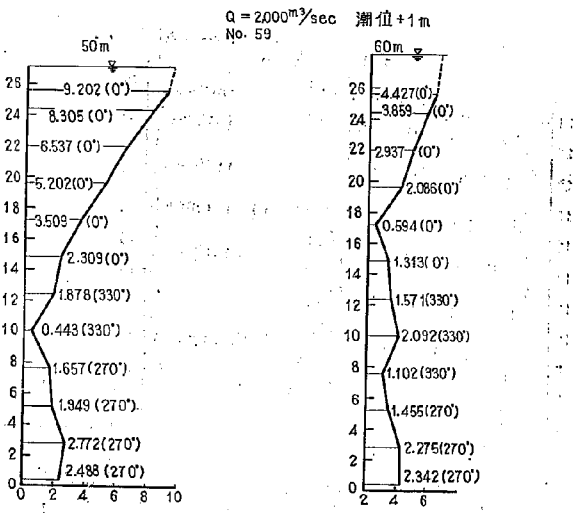


図-7(4)　2-12 型における流速図

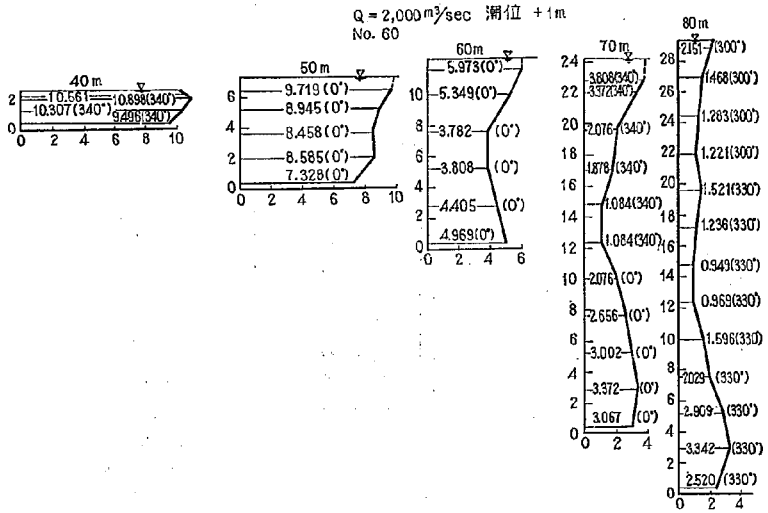


図-7(5) 2-12 型における流速図

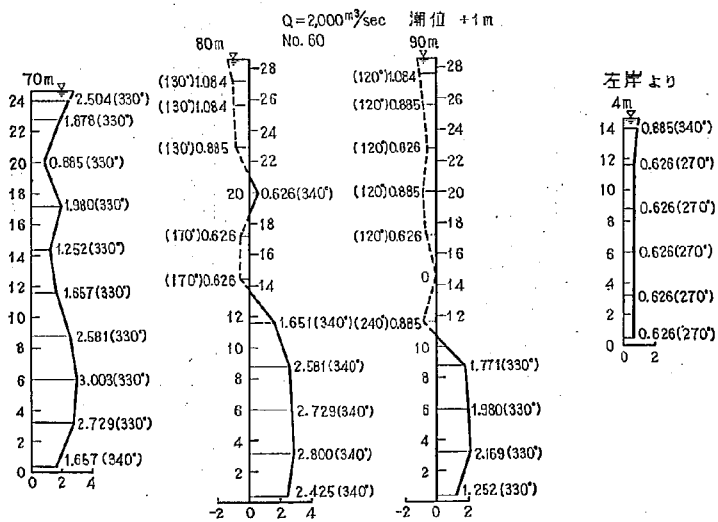


図-17(6) 2-16 型における流速図

Q＝2,000m³/sec　潮位　−1m
段落部下流　6m

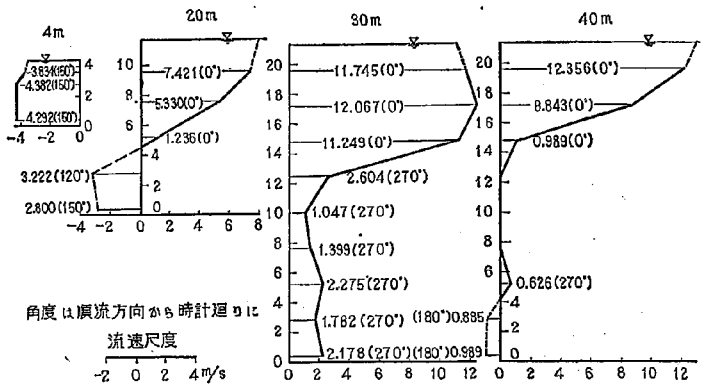


図-8(1)　2-12 型における流速図

Q＝2,000m³/sec　潮位　−1m
段落部下流　6m

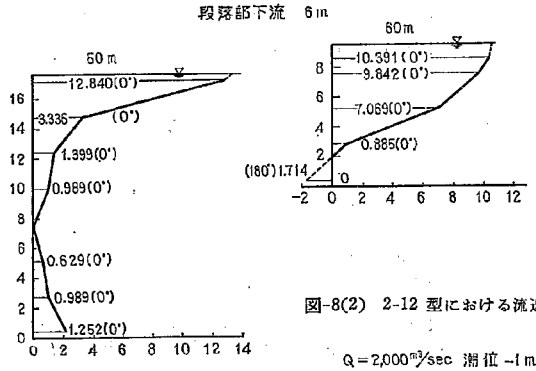


図-8(2)　2-12 型における流速図

Q＝2,000m³/sec　潮位　−1m
No. 59

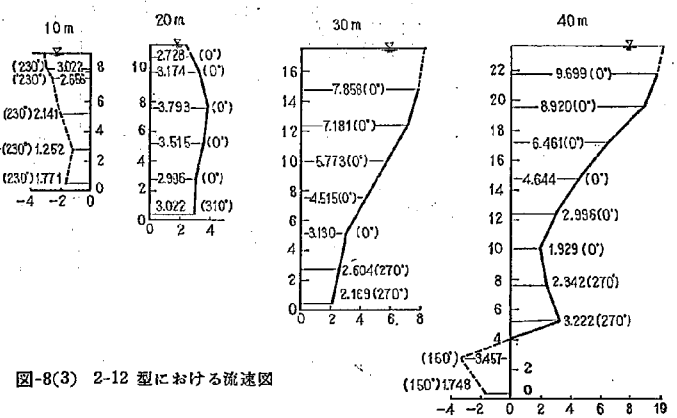


図-8(3)　2-12 型における流速図

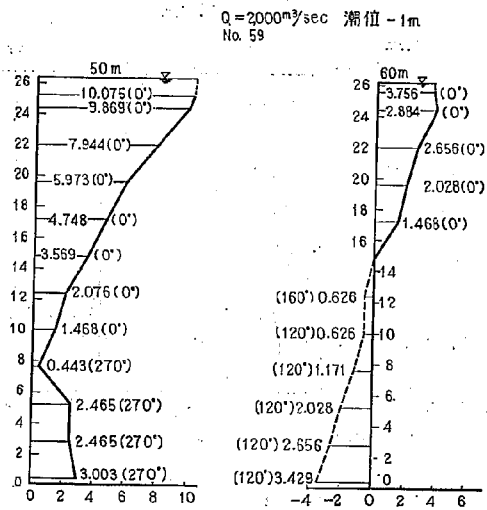


図-8(4) 2-12 型における流速図

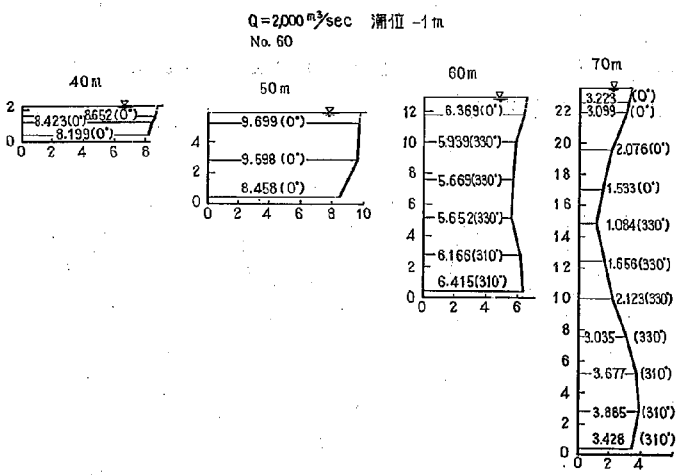


図-8(5) 2-12 型における流速図

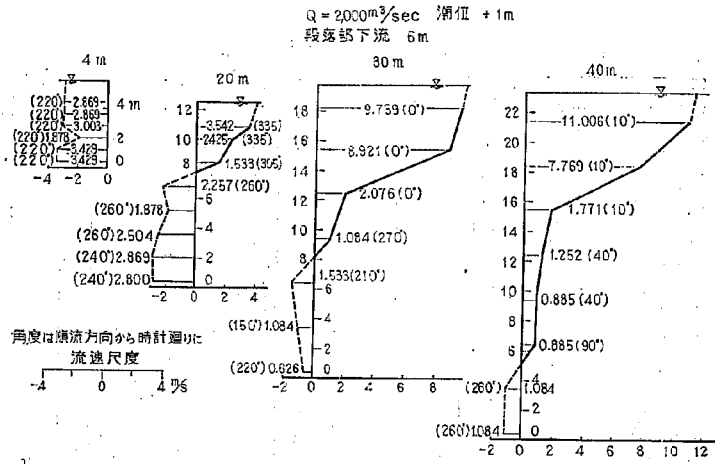


図-9(1)　2-13 型における流速図

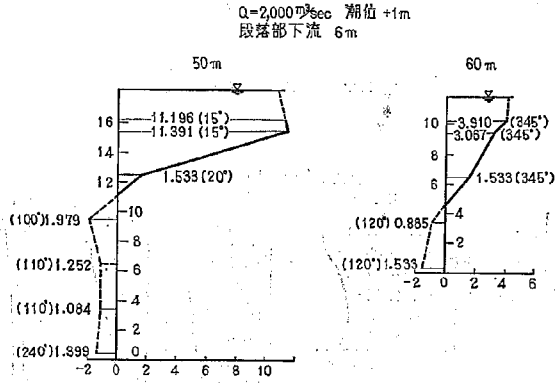


図-9(2)　2-13 型における流速図

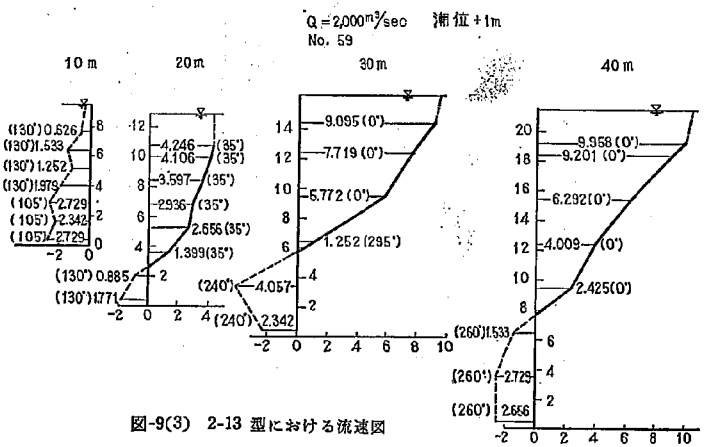


図-9(3)　2-13 型における流速図

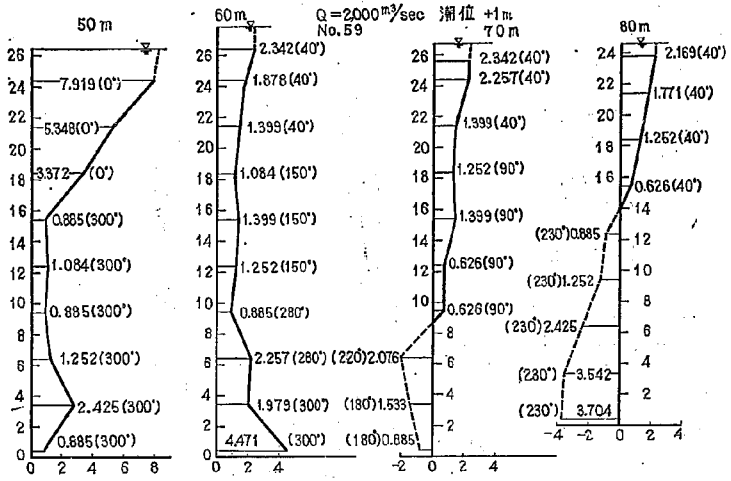


図-9(4) 2-13 型における流速図

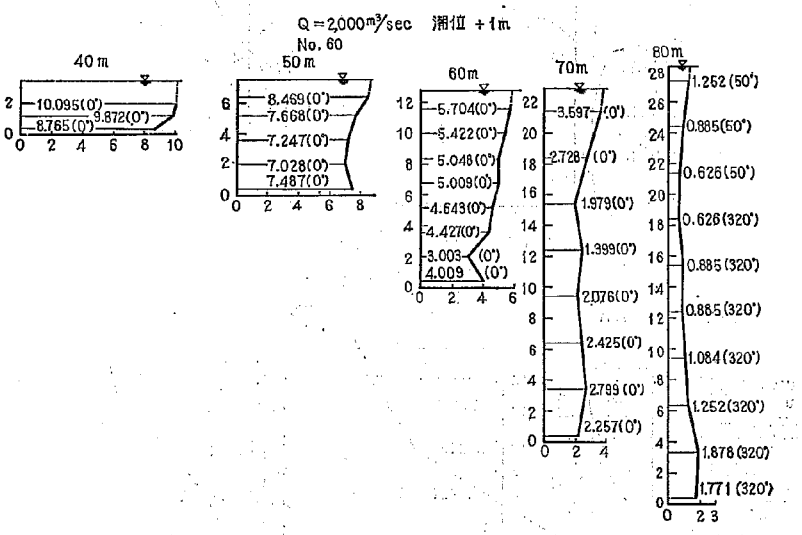


図-9(5) 2-13 型における流速図

Q＝2,000 m³/sec　潮位 -1m
段落部下流　6m

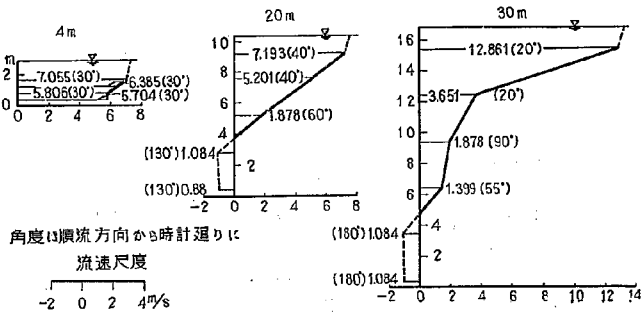


図-10(1)　2-13 型における流速図

Q＝2,000 m³/sec　潮位 -1m
段落部下流　6m

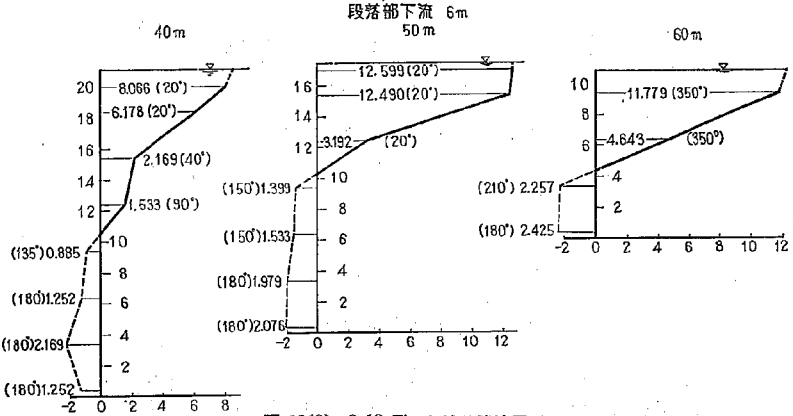


図-10(2)　2-13 型における流速図

Q＝2,000 m³/sec　潮位 -1m

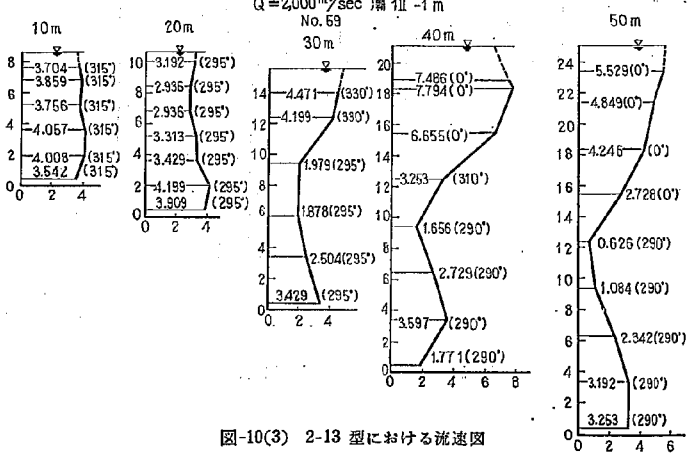


図-10(3)　2-13 型における流速図

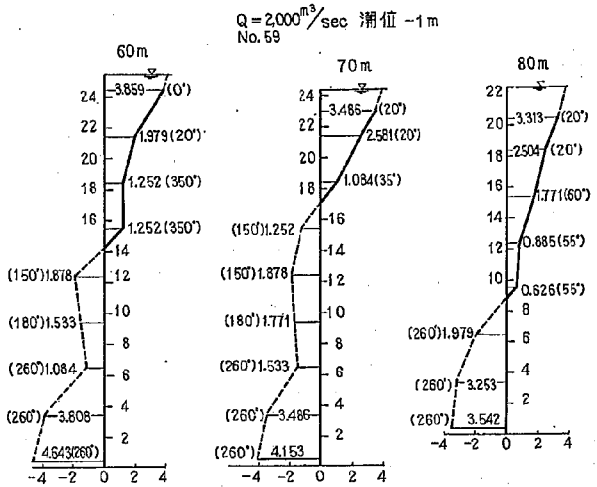


図-10(4) 2-13 型における流速図

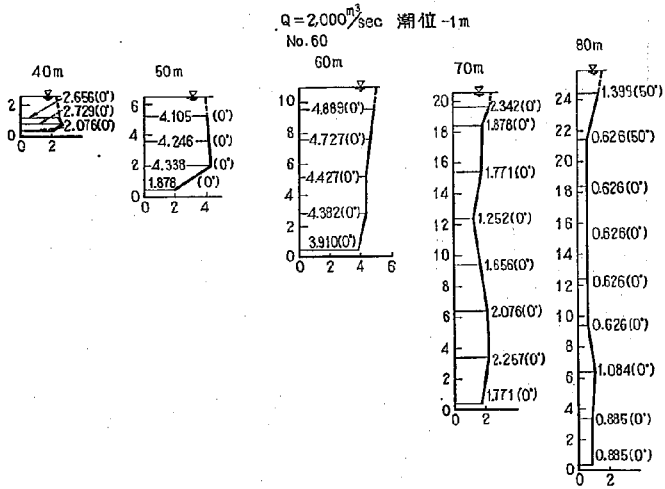


図-10(5) 2-13 型における流速図

Q＝2,000㎥/sec　潮位 +1m
段落部下流 6m

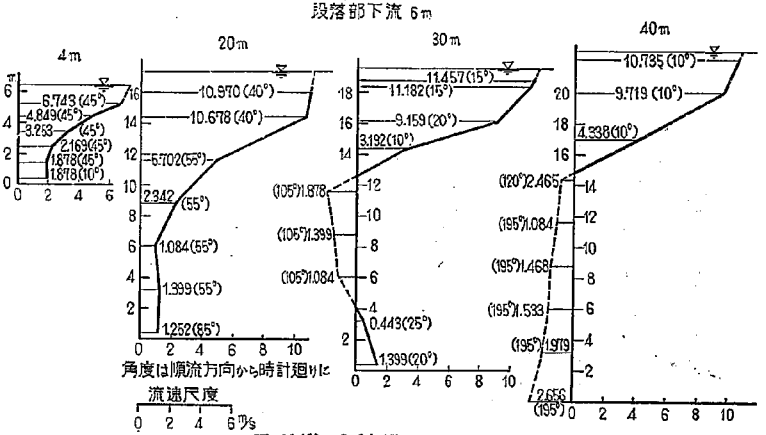


図-11(1)　2-14 型における流速図

Q＝2,000㎥/sec　潮位 +1m
段落部下流　6m

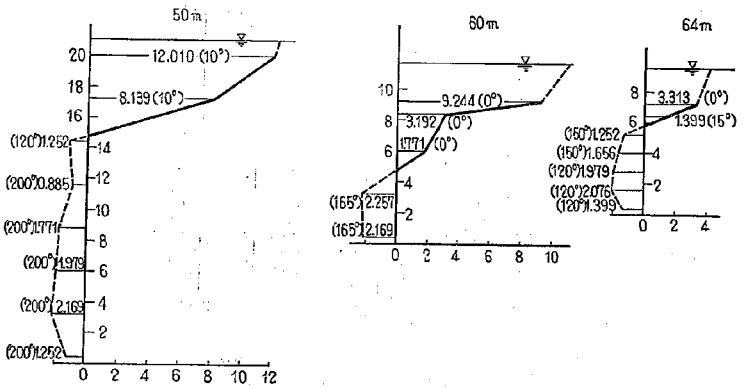


図-11(2)　2-14 型における流速図

Q＝2,000㎥/sec　潮位 −1m
段落部下流 6m

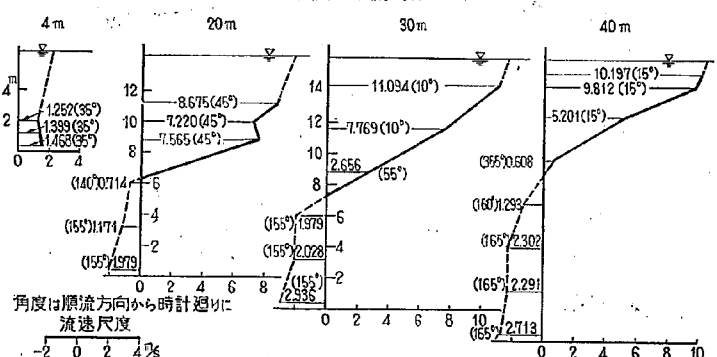


図-12(1)　2-14 型における流速図

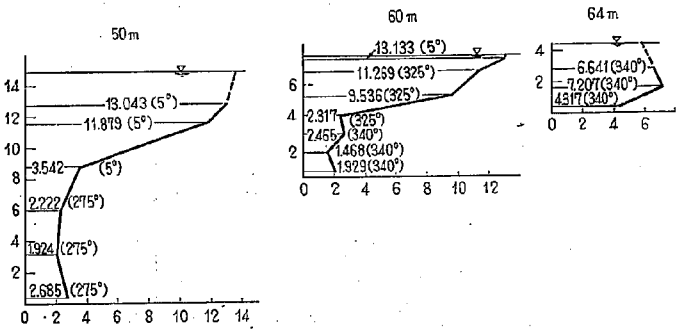


図-12(2) 2-14 型における流速図

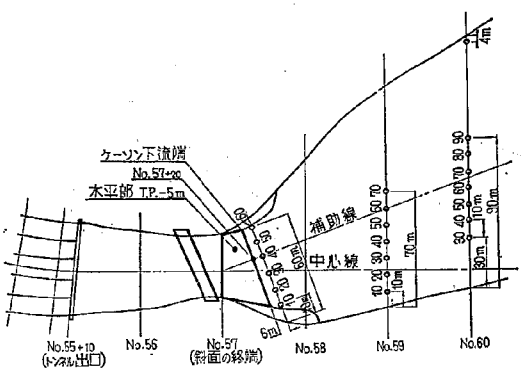


図-13 2-15 型, 2-16 型流速測定位置平面図

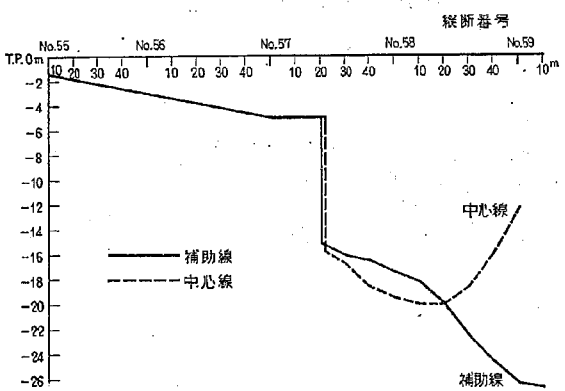


図-14 模型河床縦断

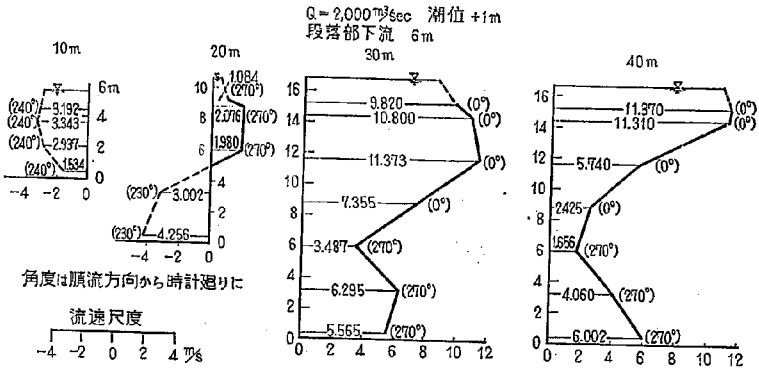


図-15(1)　2-15 型における流速図

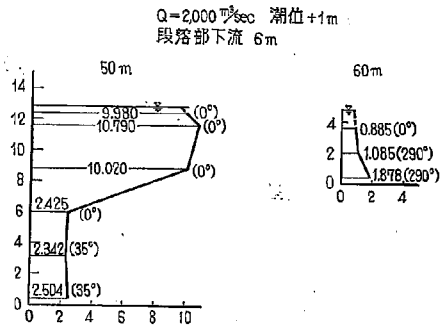


図-15(2)　2-15 型における流速図

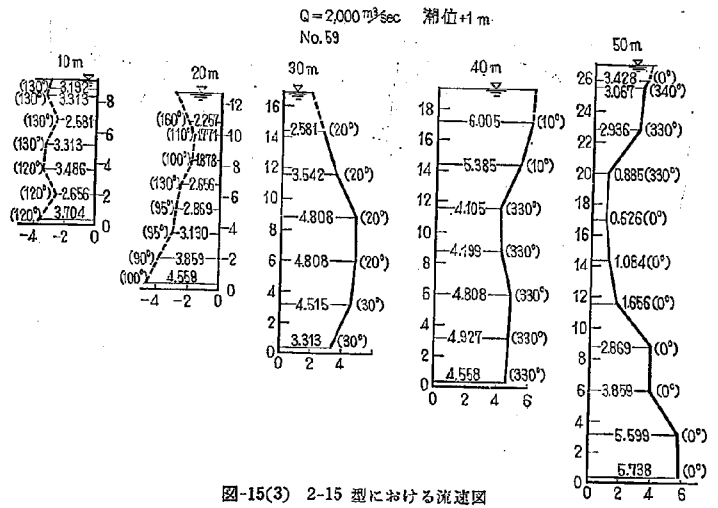


図-15(3)　2-15 型における流速図

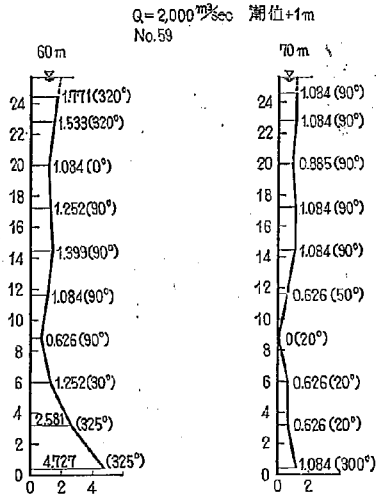


図-15(4) 2-15 型における流速図

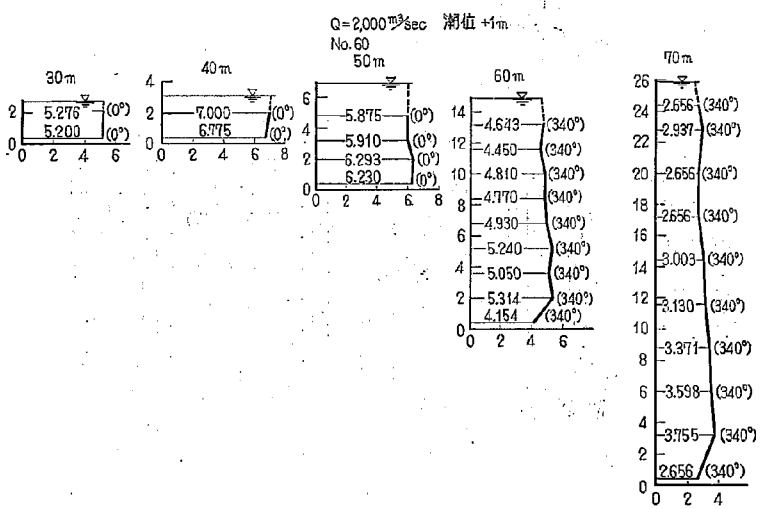


図-15(5) 2-15 型における流速図

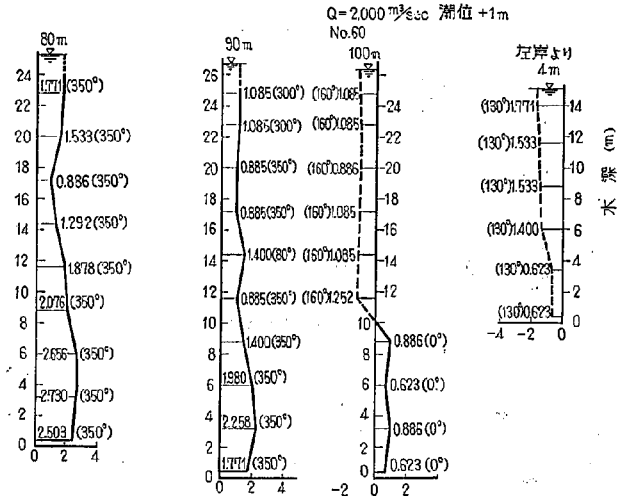


図-15(6)　2-15 型における流速図

Q = 2,000 m³/sec　潮位 −1 m
段落部下流　6m

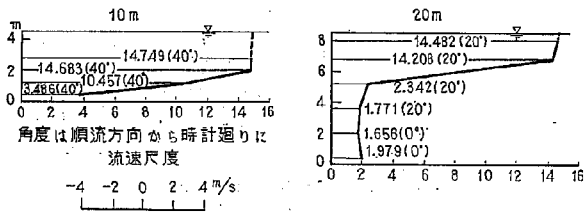


図-16(1)　2-15 型における流速図

Q=2,000 m³/sec　潮位 −1m
段落部下流　6m

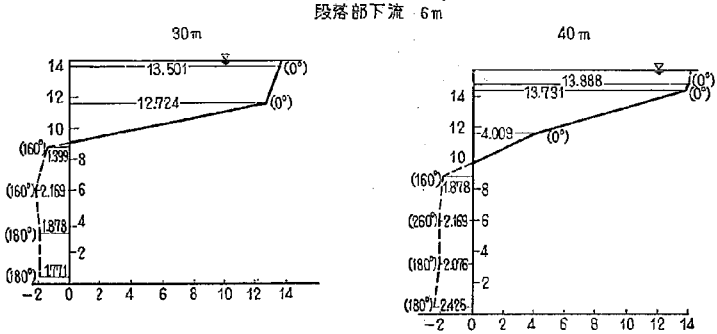


図-16(2)　2-15 型における流速図

Q=2,000㎥/sec 潮位 −1m
段落部下流 6m

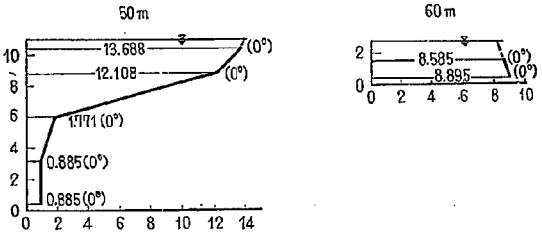


図-16(3) 2-15 型における流速図

Q=2,000㎥/sec 潮位 −1m
No.59

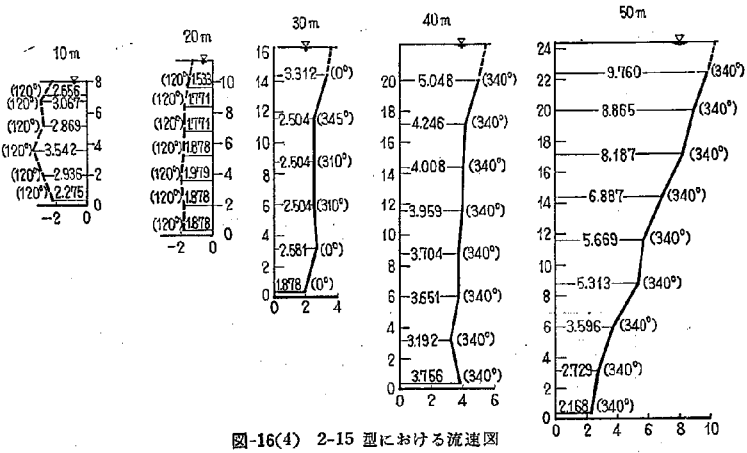


図-16(4) 2-15 型における流速図

Q=2,000㎥/sec 潮位−1m
No.59

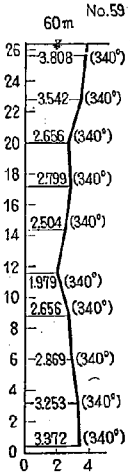


図-16(5) 2-15 型における流速図

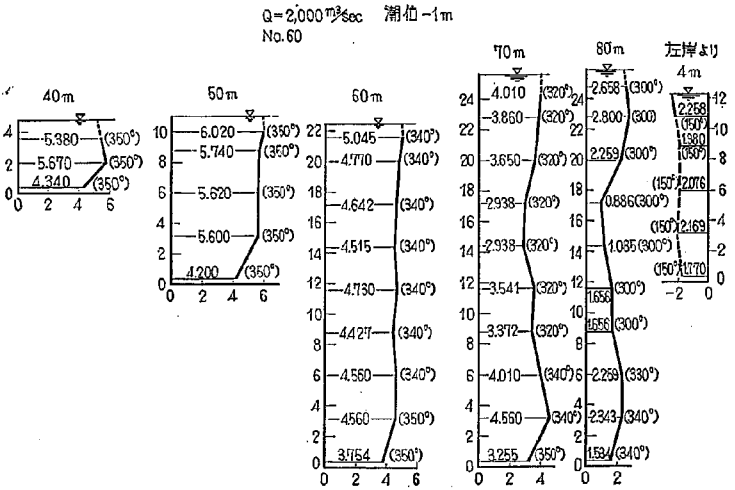


図-16(6)　2-15 型における流速図

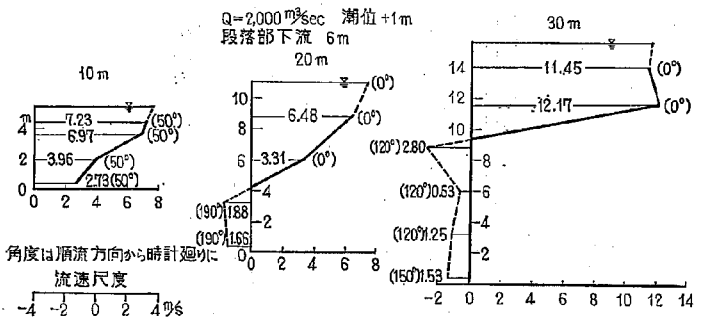


図-17(1)　2-16 型における流速図

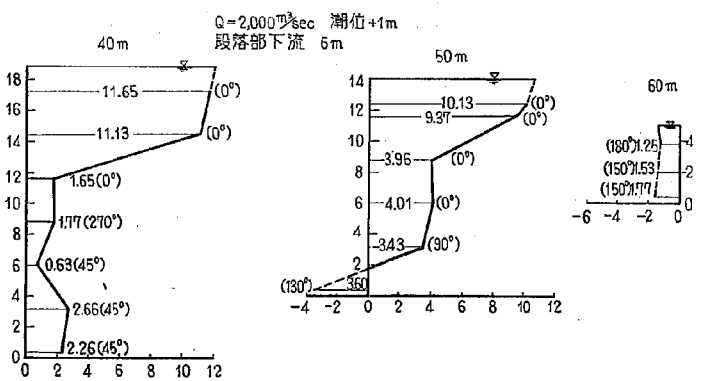


図-17(2)　2-16 型における流速図

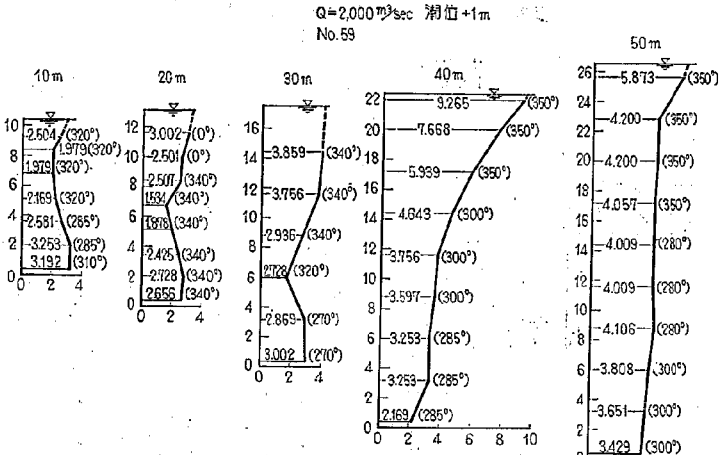


図-17(3) 2-16 型における流速図

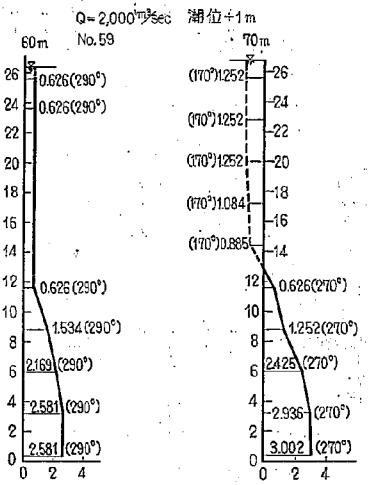


図-17(4) 2-16 型における流速図

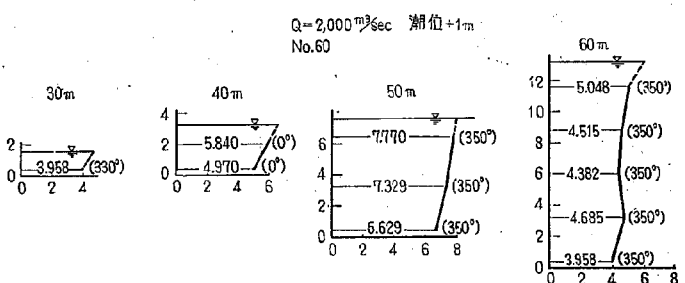


図-17(5) 2-16 型における流速図

図-17(6) は48ページ 図-7(5) の後に記載されている。

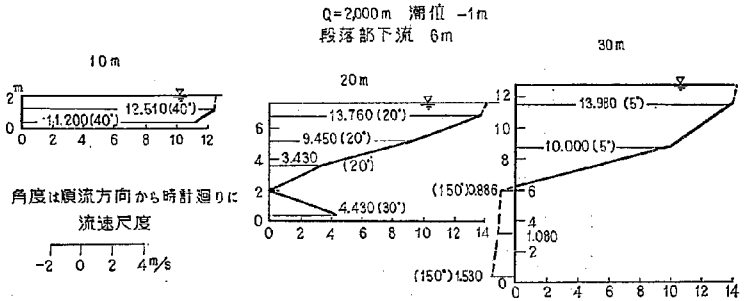


図-18(1)　2-16 型における流速図

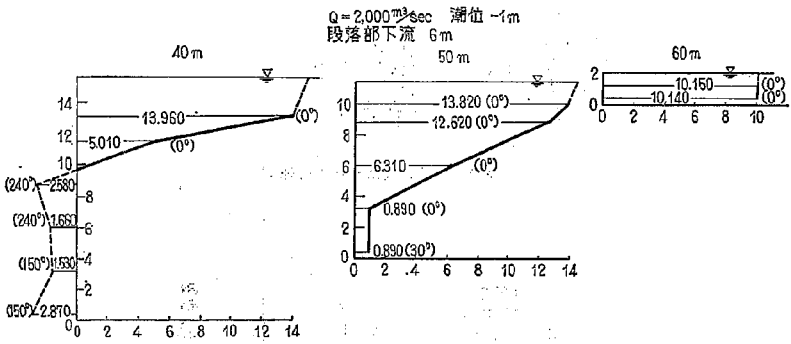


図-18(2)　2-16 型における流速図

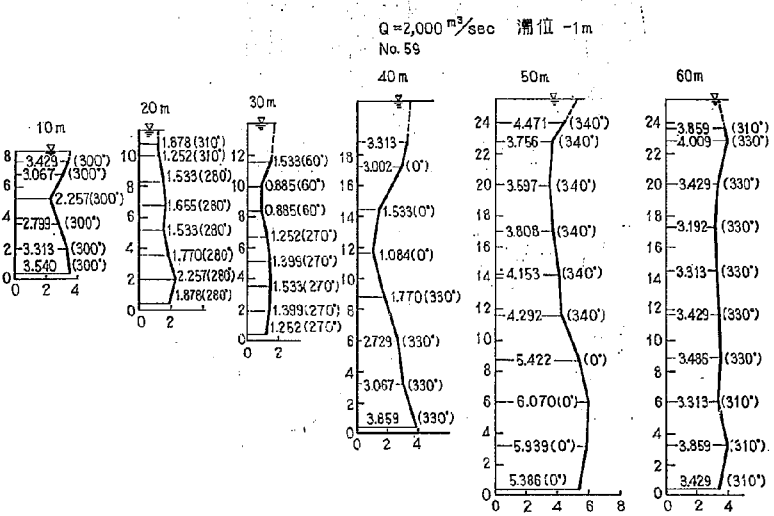


図-18(3)　2-16 型における流速図

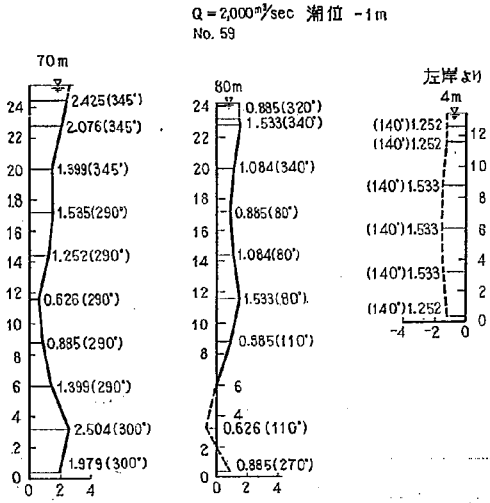


図-18(4) 2-16 型における流速図

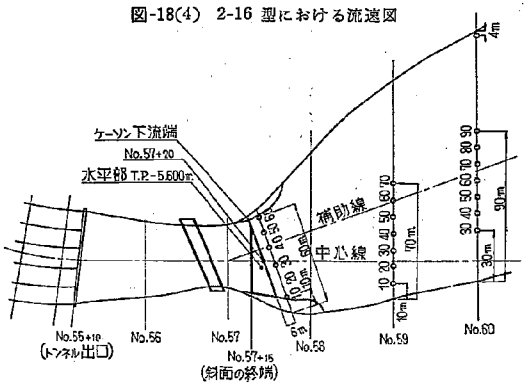


図-19 2-17 型, 2-18 型流速測定位置平面図

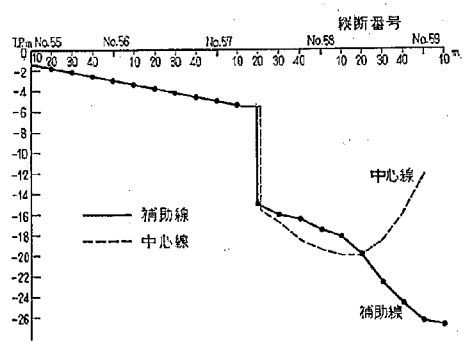


図-20 模型河床縦断

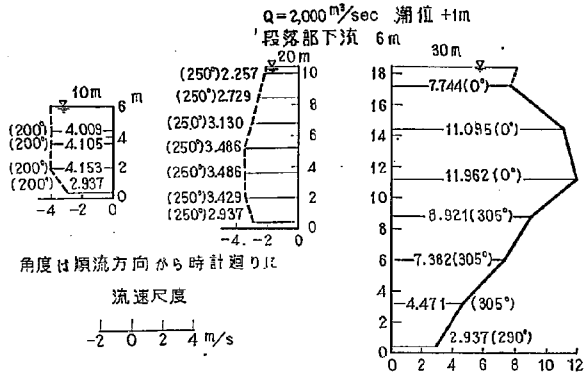


図-21(1)　2-17 型における流速図

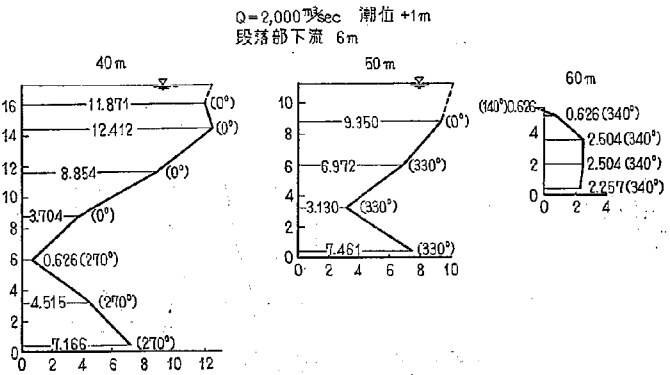


図-21(2)　2-17 型における流速図

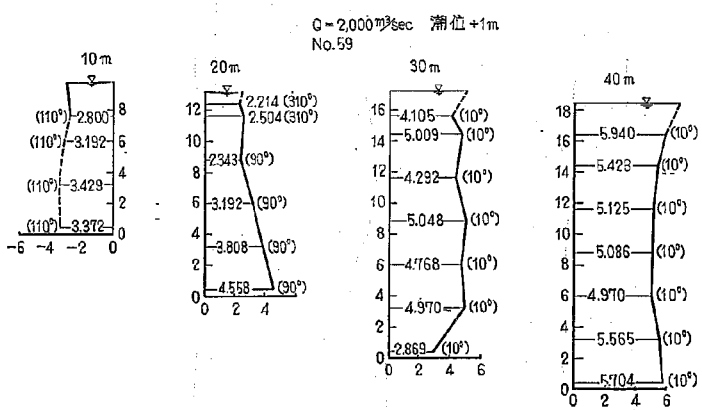


図-21(3)　2-17 型における流速図

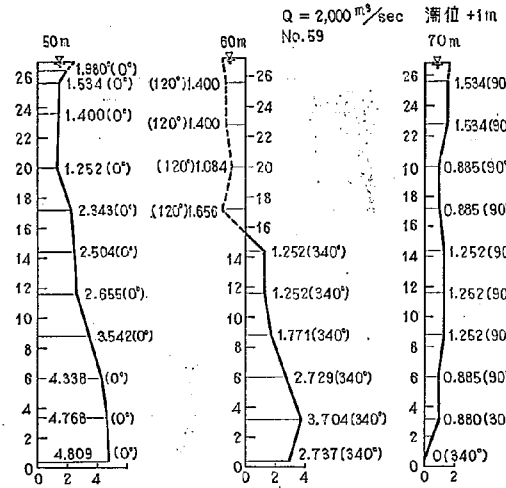


図-21(4) 2-17 型における流速図

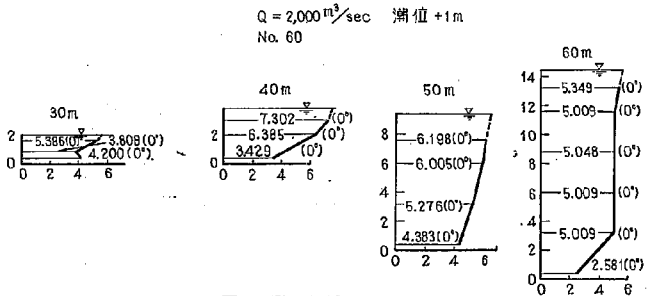


図-21(5) 2-17 型における流速図

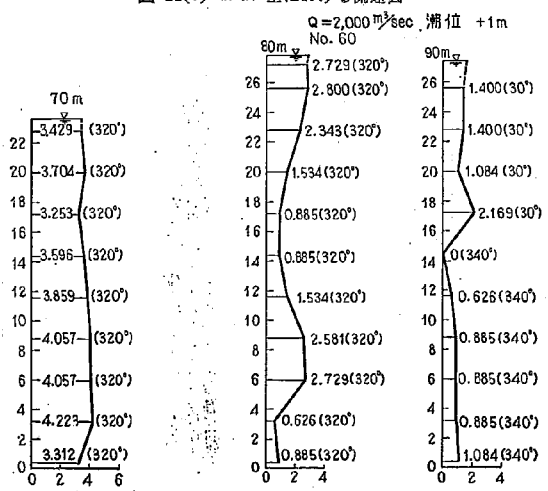


図-21(6) 2-17 型における流速図

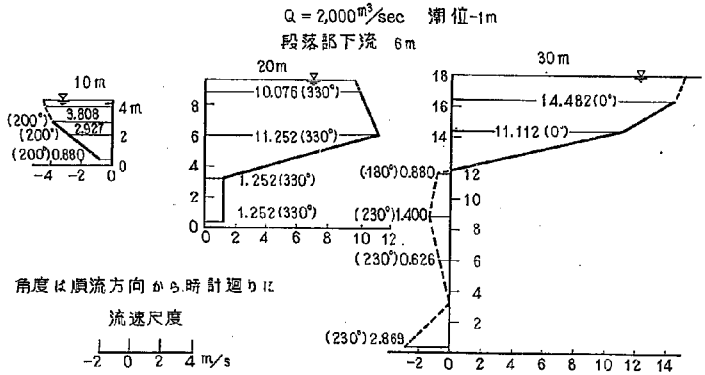


図-22(1)　2-17 型における流速図

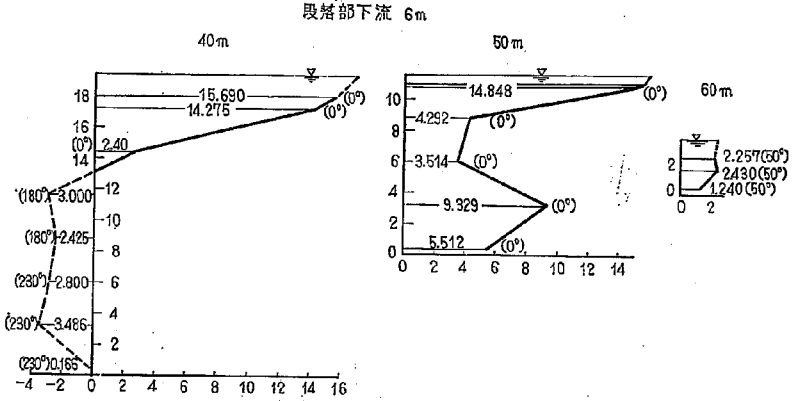


図-22(2)　2-17 型における流速図

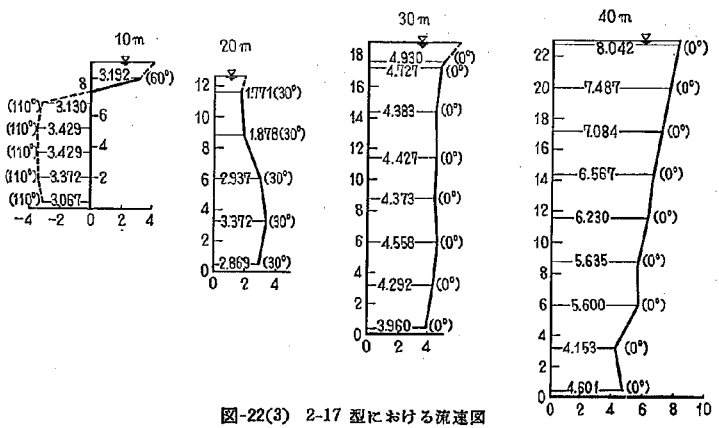


図-22(3)　2-17 型における流速図

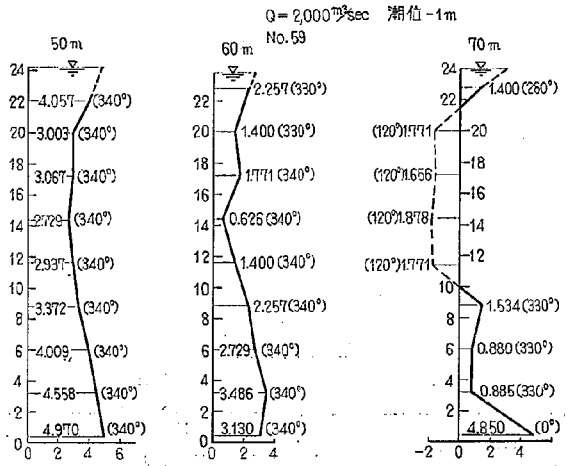


図-22(4) 2-17 型における流速図

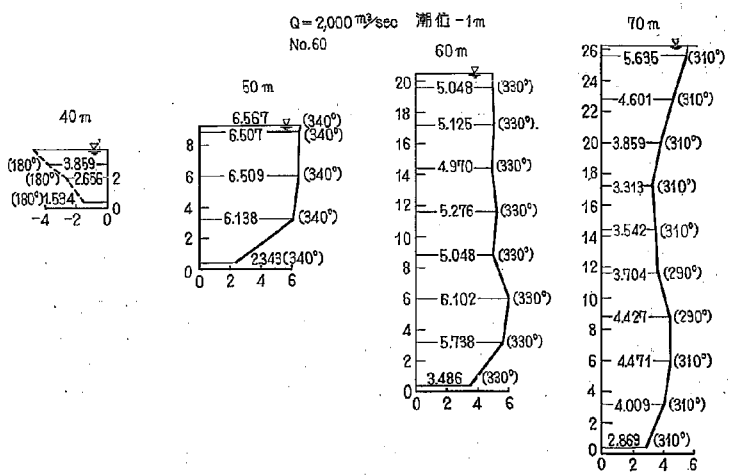


図-22(5) 2-17 型における流速図

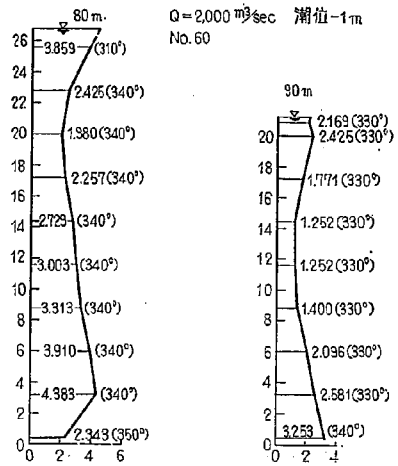


図-22(6)　2-17 型における流速図

Q＝2,000 m³/sec　潮位 +1m
段落部下流　6m

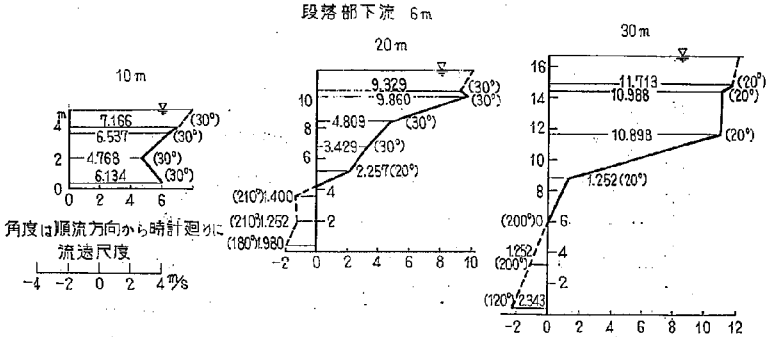


図-23(1)　2-18 型における流速図

Q＝2,000 m³/sec　潮位 +1m
段落部下流　6m

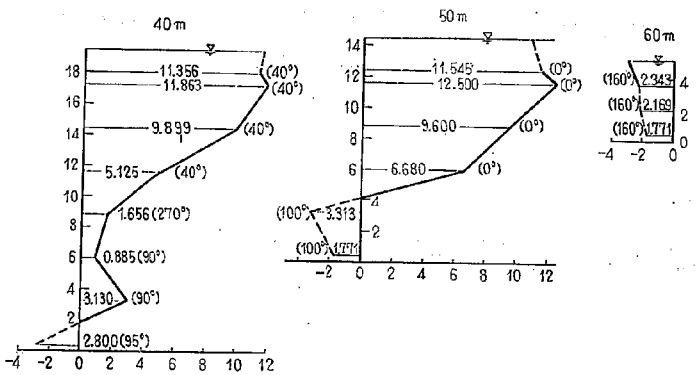


図-23(2)　2-18 型における流速図

Q= 2,000 m³/sec 潮位 +1m
No.59

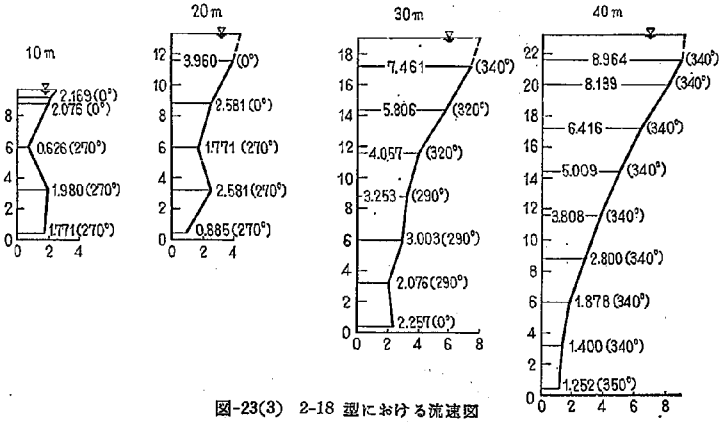


図-23(3) 2-18 型における流速図

Q= 2,000 m³/sec 潮位 +1m
No.59

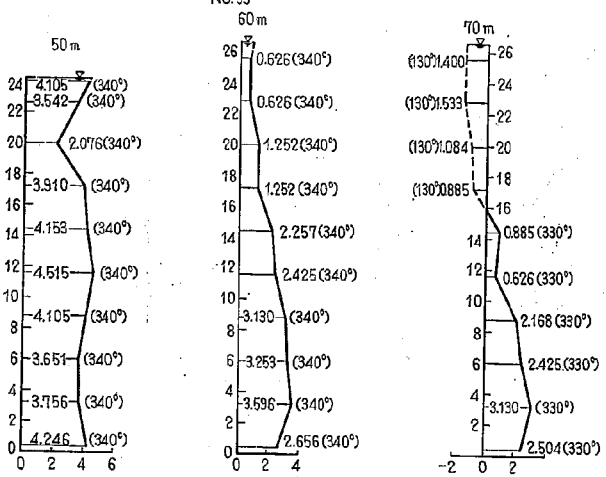


図-23(4) 2-18 型における流速図

Q= 2,000 m³/sec 潮位 +1m
No.60

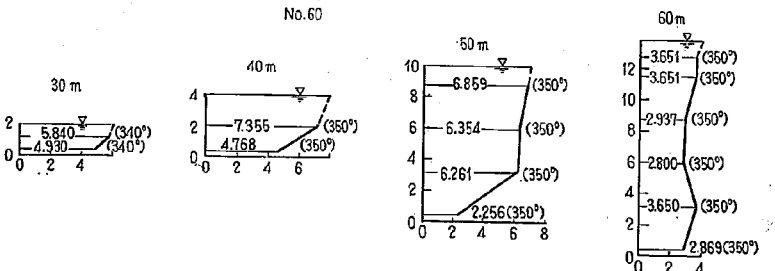


図-23(5) 2-18 型における流速図

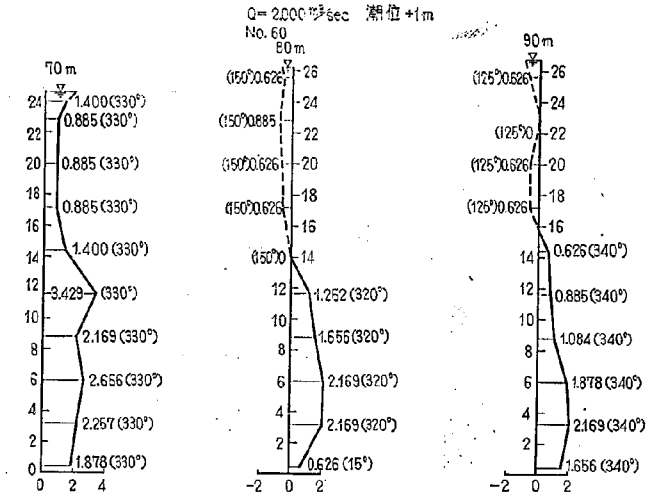


図-23(6)　2-18 型における流速図

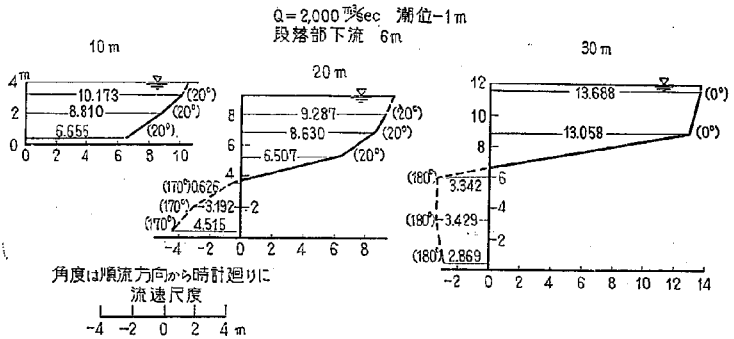


図-24(1)　2-18 型における流速図

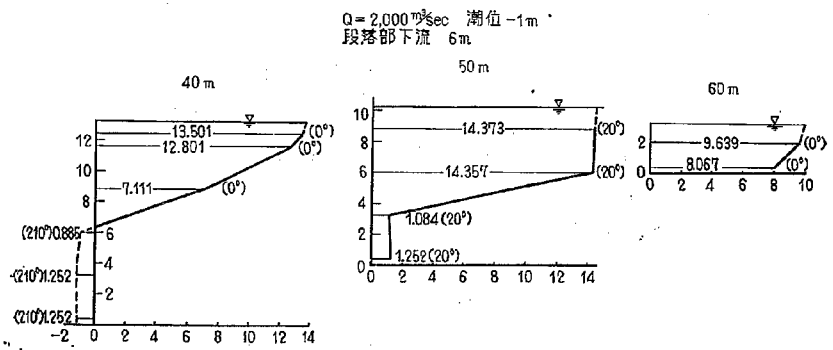


図-24(2)　2-18 型における流速図

Q=2,000㎥/sec 潮位 −1m
段落部下流 6m

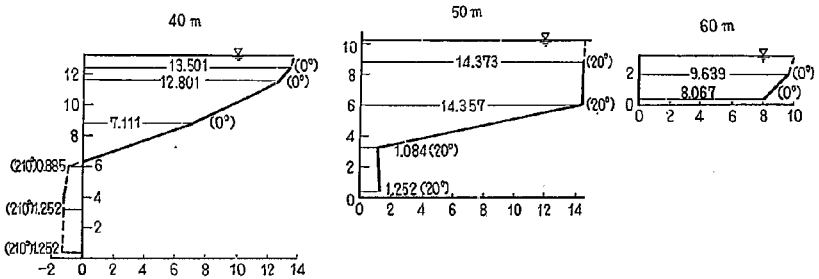


図-24(3) 2-18 型における流速図

Q=2,000㎥/sec 潮位 −1m
No. 59

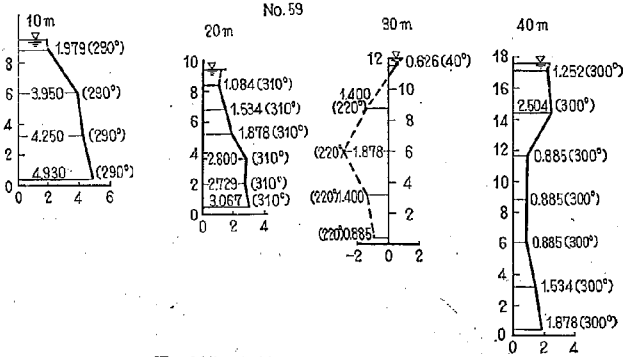


図-24(4) 2-18 型における流速図

Q=2,000㎥/sec 潮位 −1m
No. 59

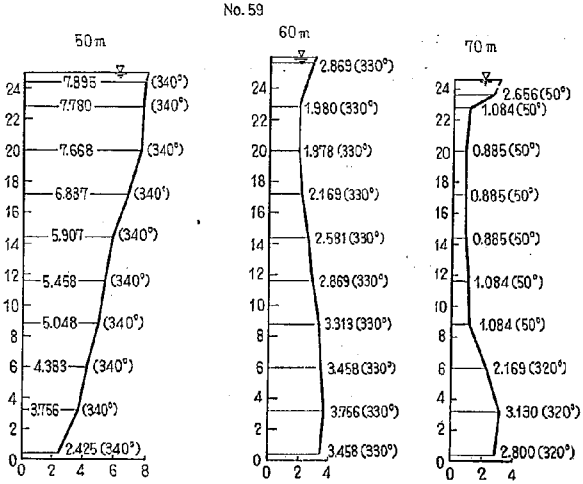


図-24(5) 2-18 型における流速図

Q＝2,000 m³/sec　潮位 −1m
No.60

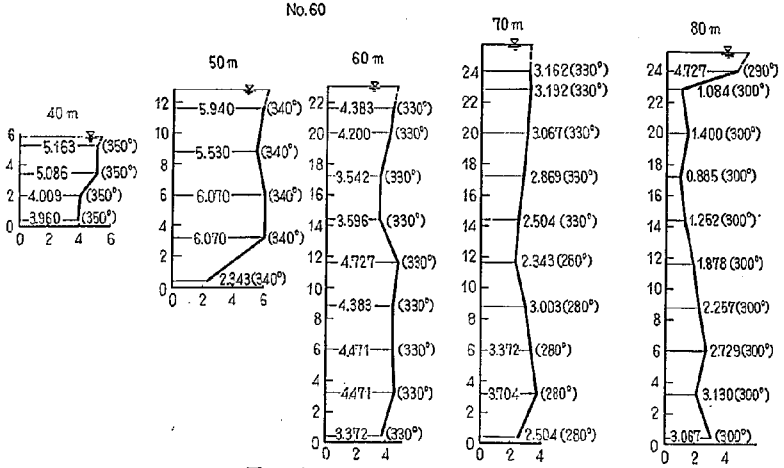


図-24(6)　2-18 型における流速図

Q＝2,000 m³/sec　潮位 +1m
段落部下流　6m

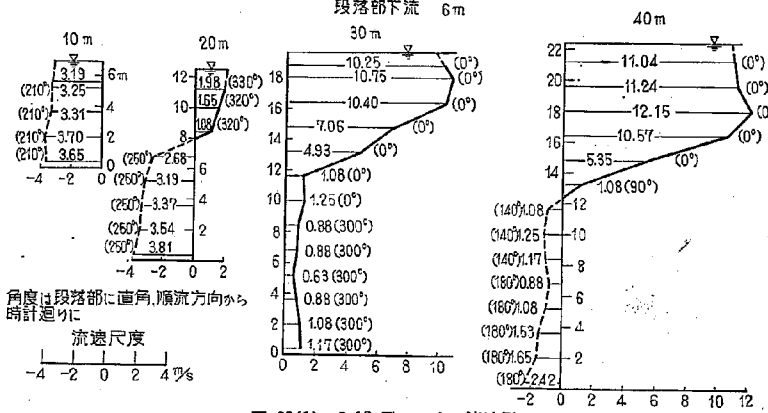


図-25(1)　2-19 型における流速図

Q＝2,000 m³/sec　潮位 +1m
段落部下流　6m

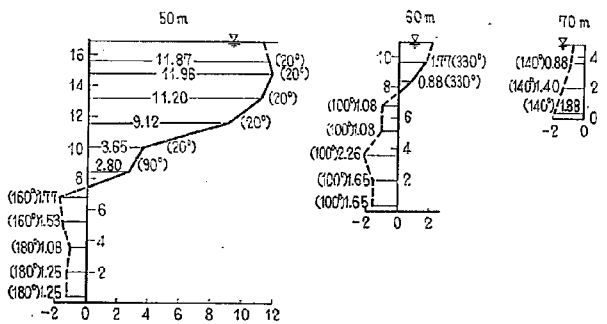


図-25(2)　2-19 型における流速図

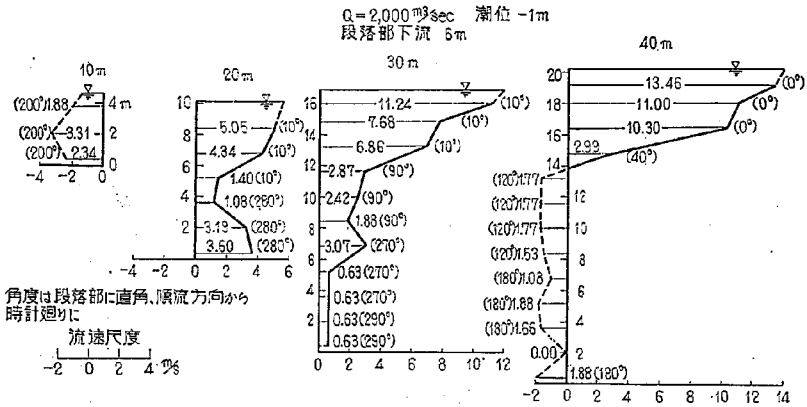


図-26(1)　2-19 型における流速図

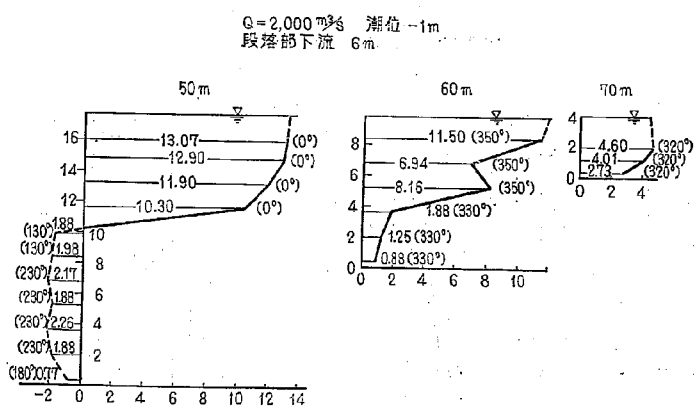


図-26(2)　2-19 型における流速図

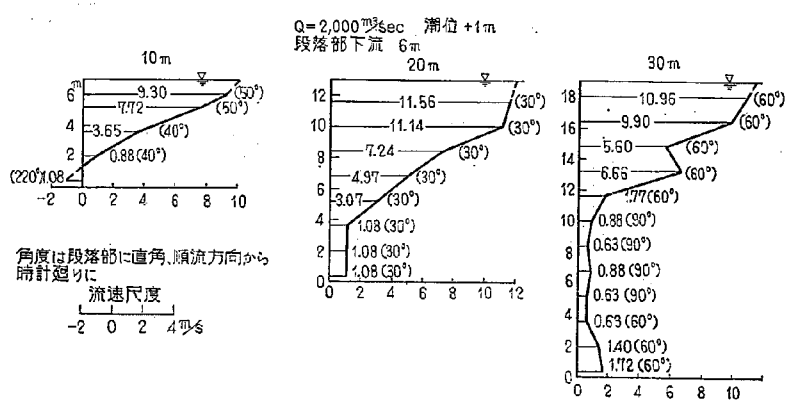


図-27(1)　2-20 型における流速図

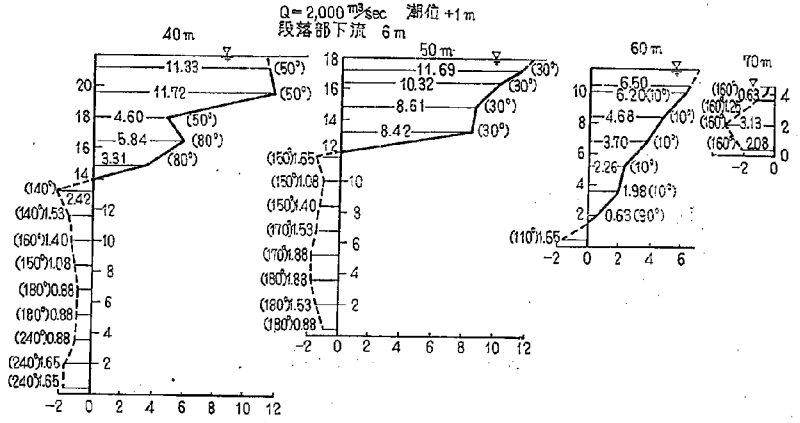


図-27(2)　2-20 型における流速図

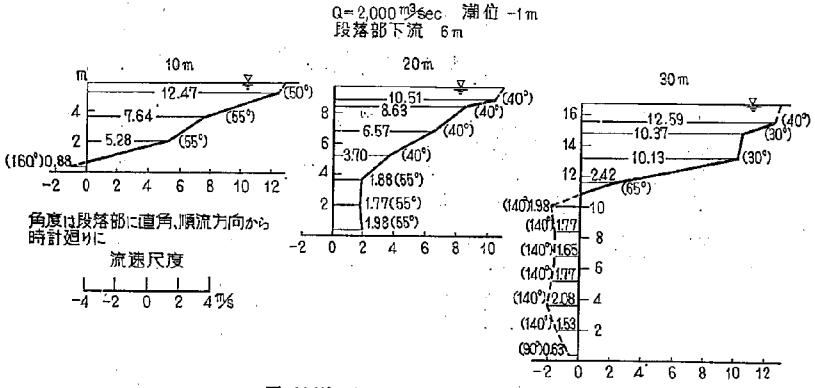


図-28(1)　2-20 型における流速図

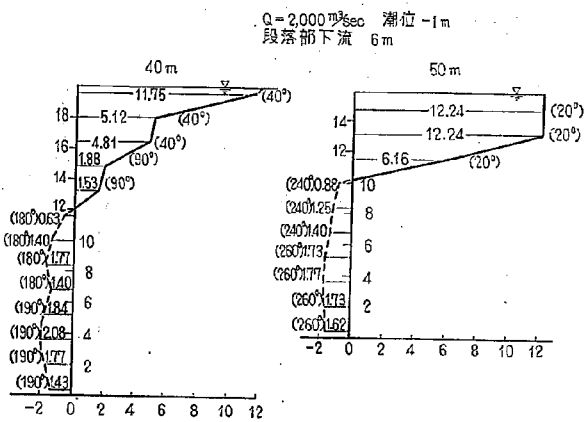


図-28(2)　2-20 型における流速図

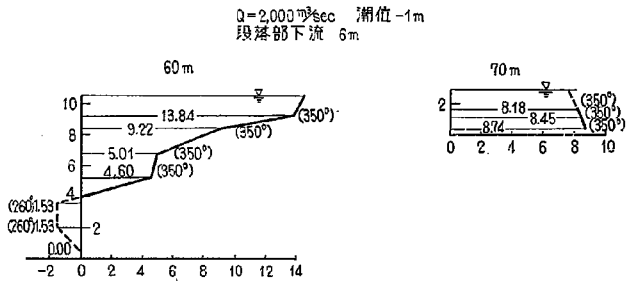


図-28(3) 2-20 型における流速図

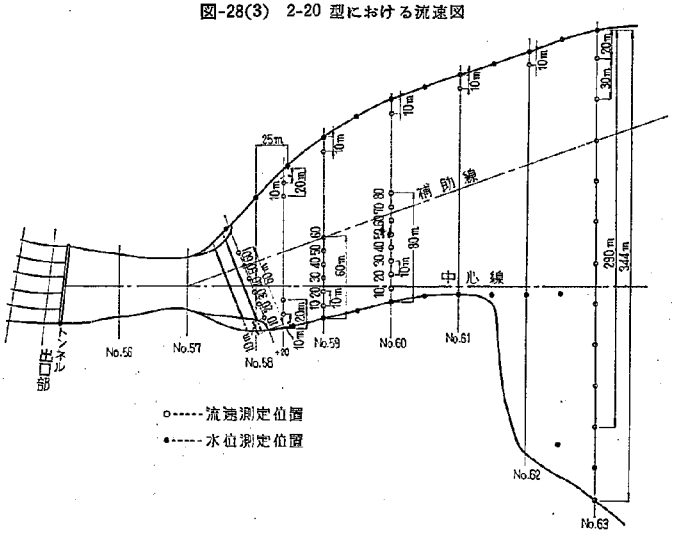


図-29 2-21 型における流速，水位測定位置平面図

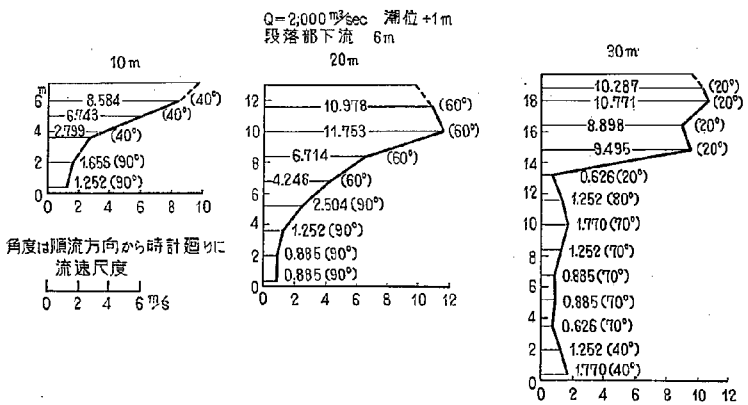


図-30(1) 2-21 型における流速図（岩礁掘削T. P. −4m）

Q＝2,000 m³/sec　潮位 +1m
段落部下流　6m

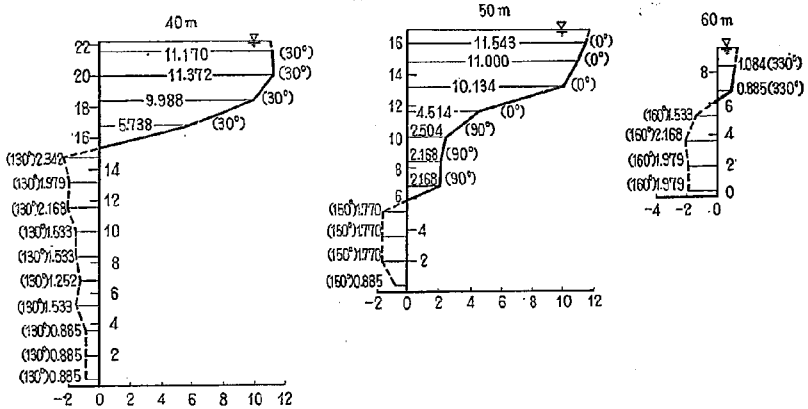


図-30(2)　2-21 型における流速図

Q＝2,000 m³/sec　潮位 +1m
No.59

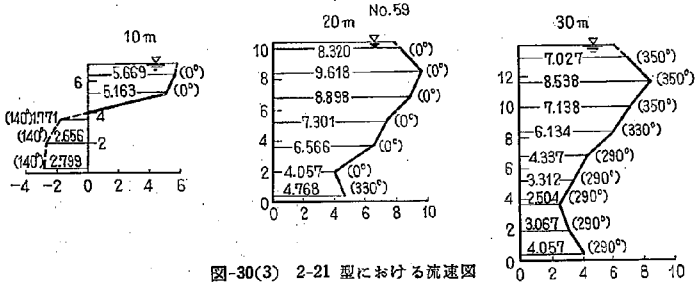


図-30(3)　2-21 型における流速図

Q＝2,000 m³/sec　潮位 +1m
No.59

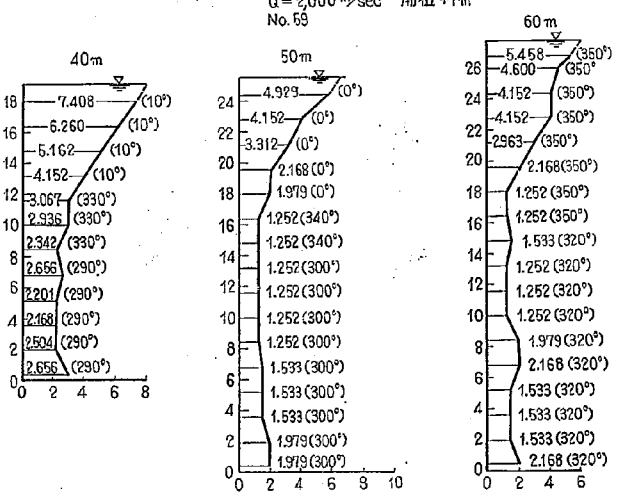


図-30(4)　2-21 型における流速図

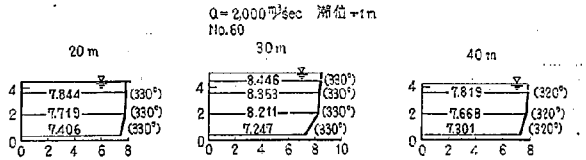


図-30(5) 2-21 型における流速図

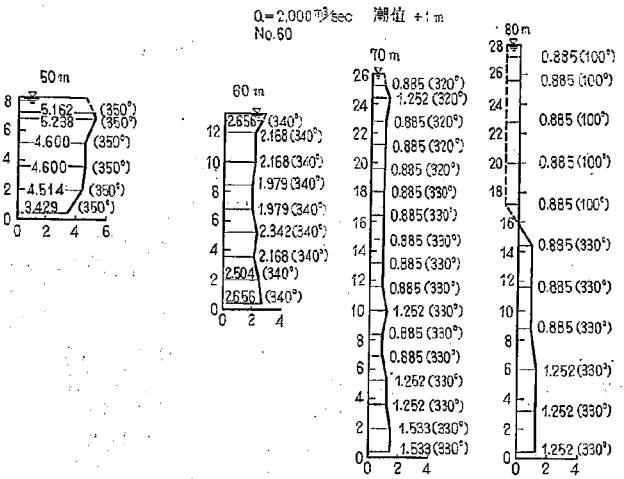


図-30(6) 2-21 型における流速図

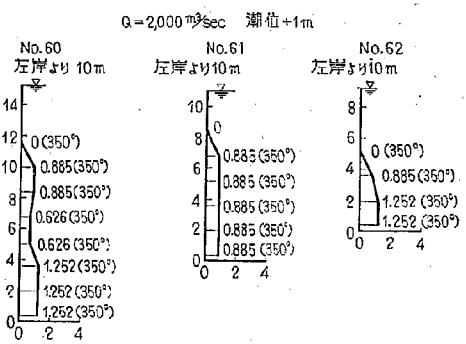


図-30(7) 2-21 型における流速図

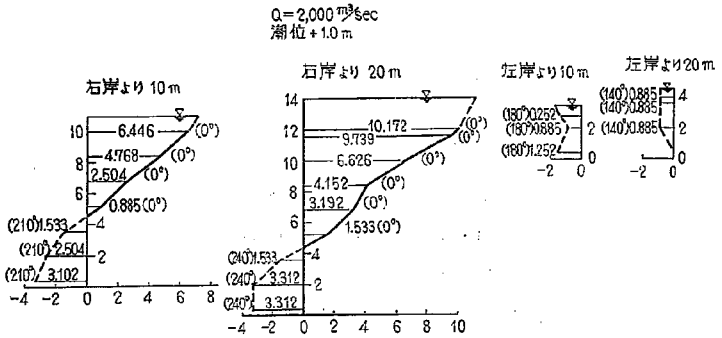


図-30(8)　2-21 型における流速（No. 58+20 両岸近くの流速）

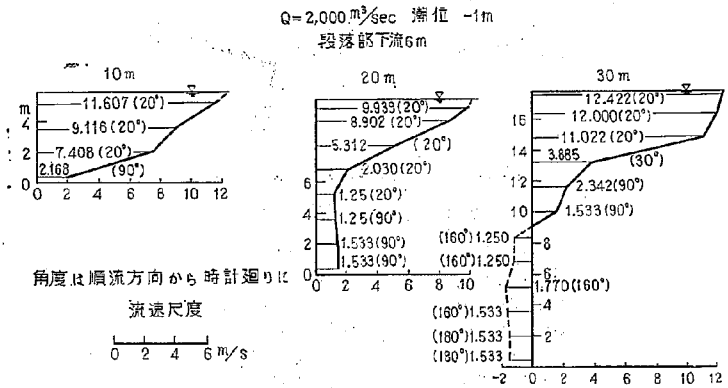


図-31(1)　2-21 型における流速図

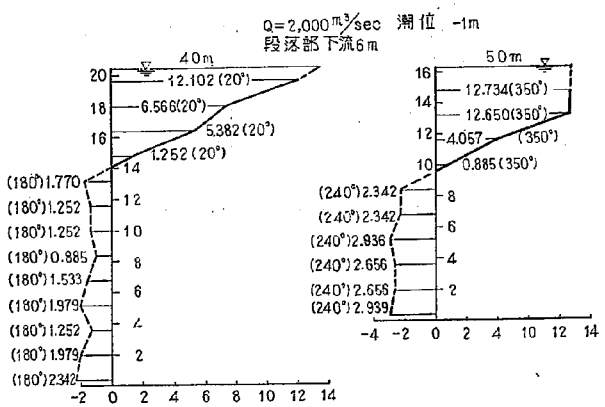


図-31(2)　2-21 型における流速図

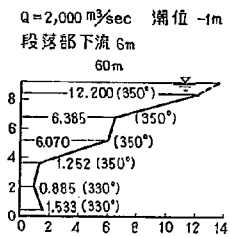


図-31(3) 2-21 型における流速図

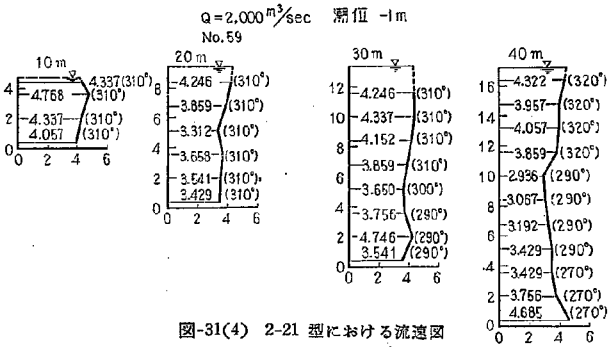


図-31(4) 2-21 型における流速図

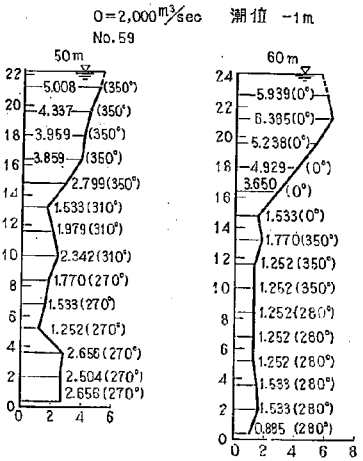


図-31(5) 2-21 型における流速図

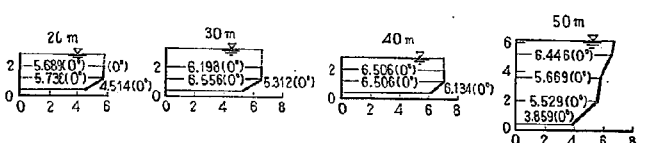


図-31(6) 2-21 型における流速図

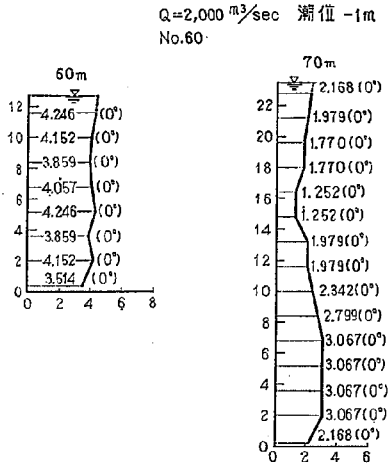


図-31(7)　2-21 型における流速図

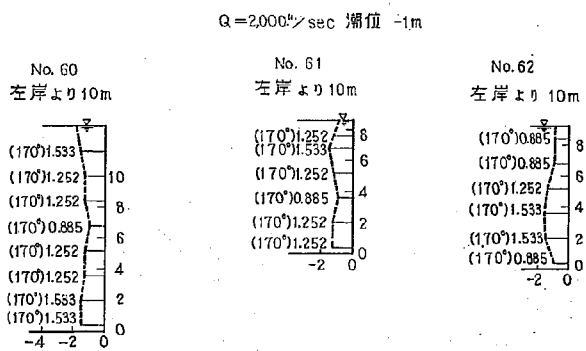


図-31(8)　2-21 型における流速図

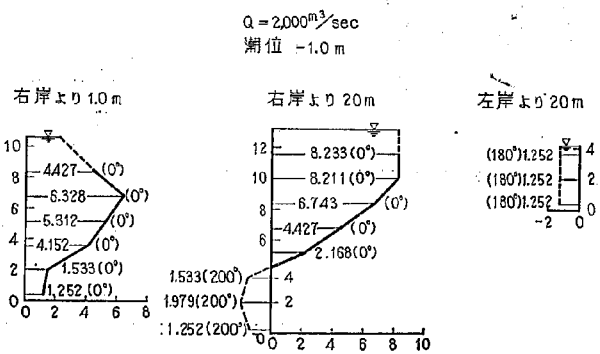


図-31(9)　2-21 型における流速図（No. 58+20 両岸近くの流速）

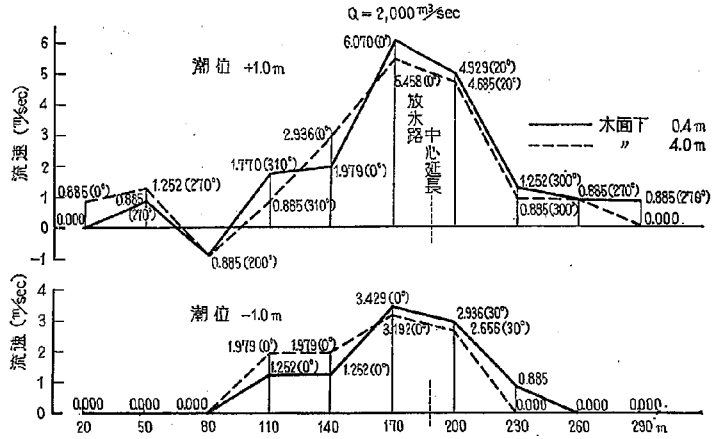


図-32 2-21 型 No. 63 表層流速

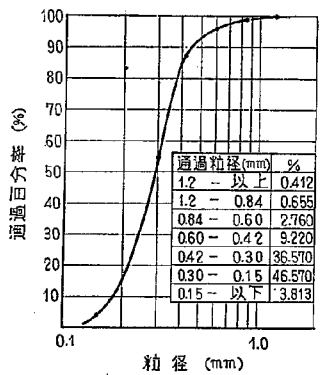


図-33 洗掘実験に使用した砂の粒度分析曲線

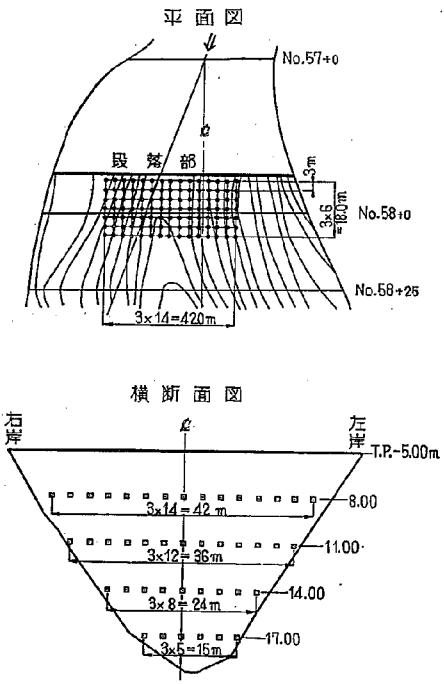


図-34 段落部下流側洗掘実験の標識立方体配置図

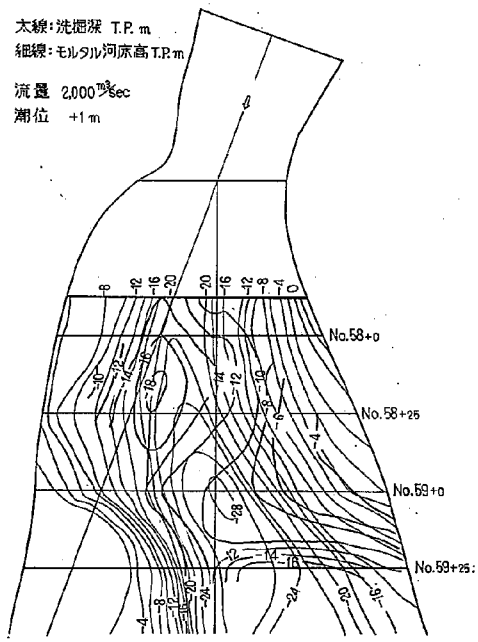


図-35(1)　段落部下流側はどこまで洗掘されるか。
10分（模型で）通水後の河床高

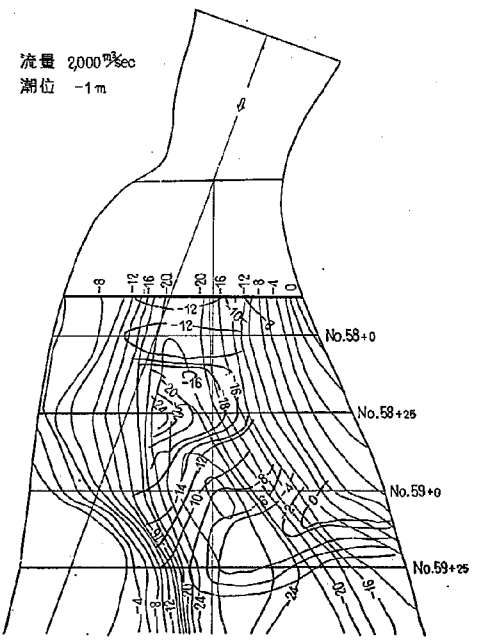


図-35(2)

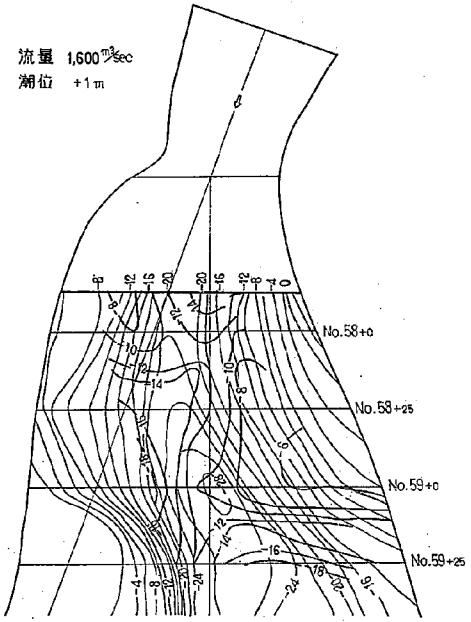

流量 1,600m³/sec
潮位 +1m
No.58+0
No.58+25
No.59+0
No.59+25

図-35(3)

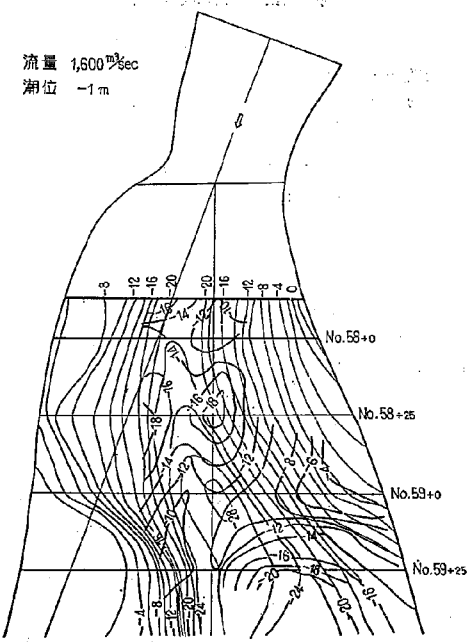

流量 1,600m³/sec
潮位 −1m
No.58+0
No.58+25
No.59+0
No.59+25

図-35(4)

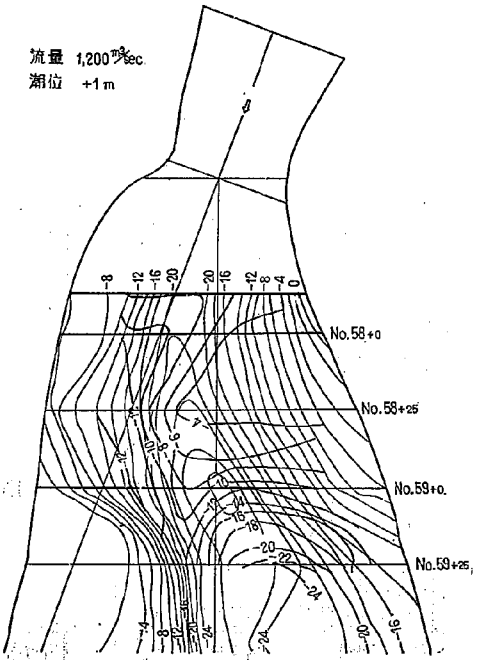

流量 1,200m³/sec
潮位 +1m
No.58+0
No.58+25
No.59+0
No.59+25

図-35(5)

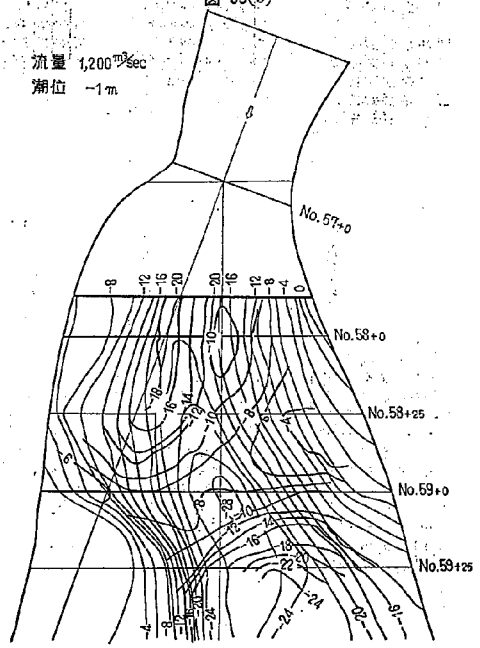

流量 1,200m³/sec
潮位 −1m
No.57+0
No.58+0
No.58+25
No.59+0
No.59+25

図-35(6)

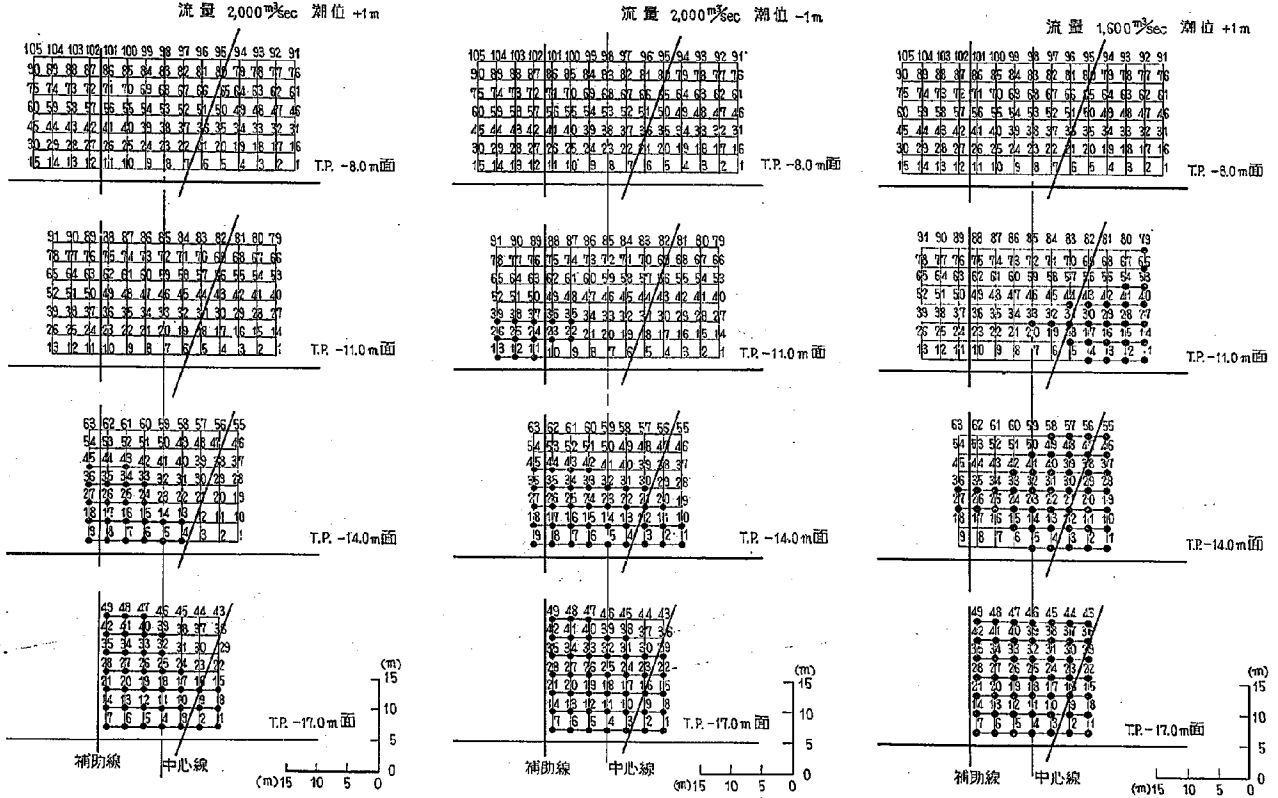


図-36 段落部下流側はどこまで洗掘されるか。黒丸は10分(模型で)通水後残存した標識立方体

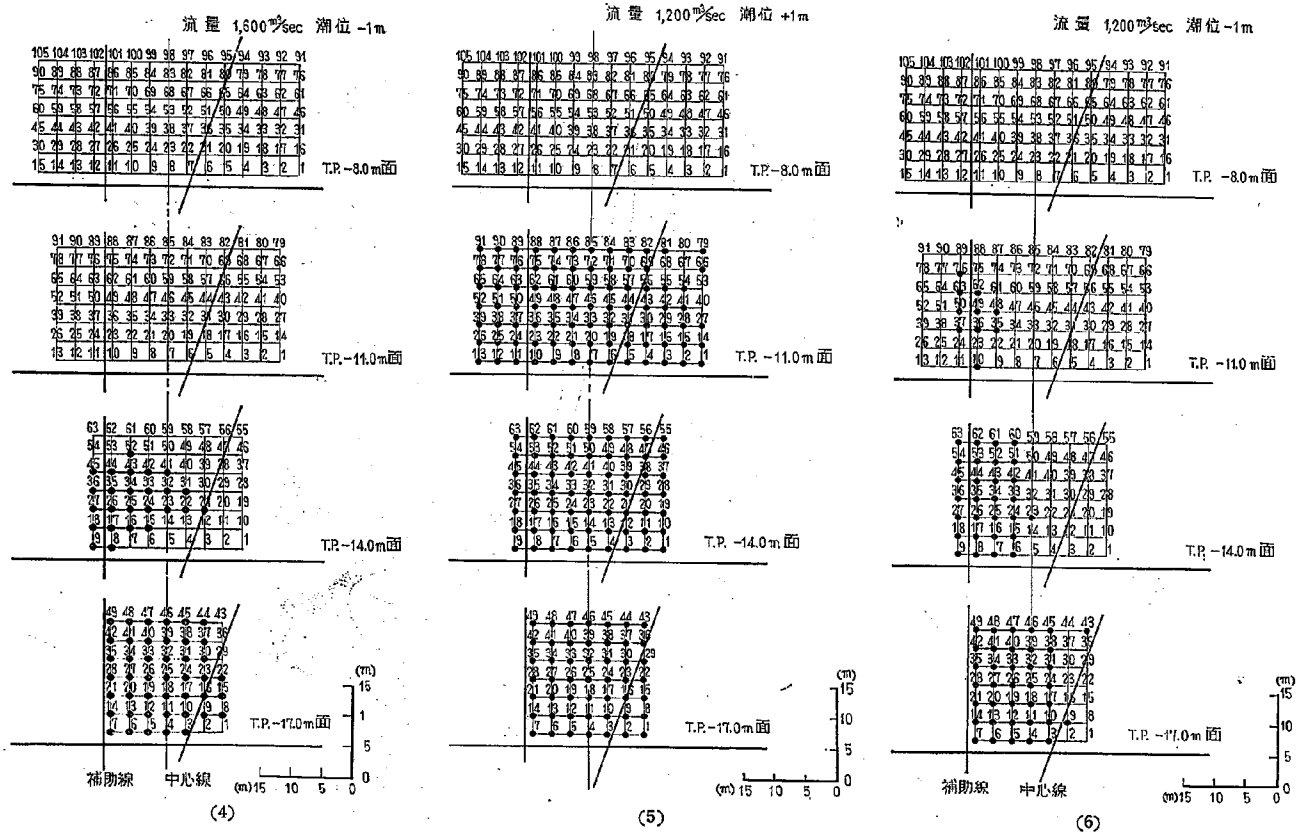


図-36 段落部下流側はどこまで洗掘されるか。黒丸は10分（模型で）通水後残存した標識立方体

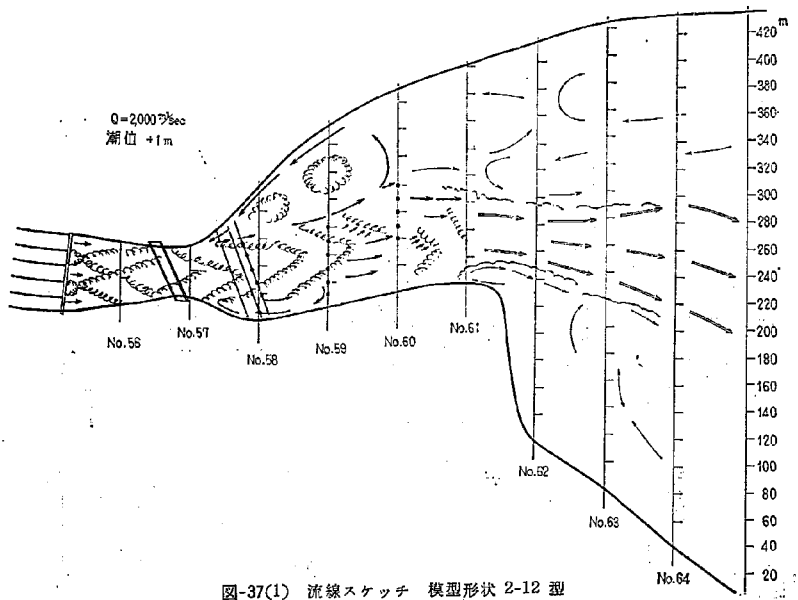


図-37(1) 流線スケッチ 模型形状 2-12 型

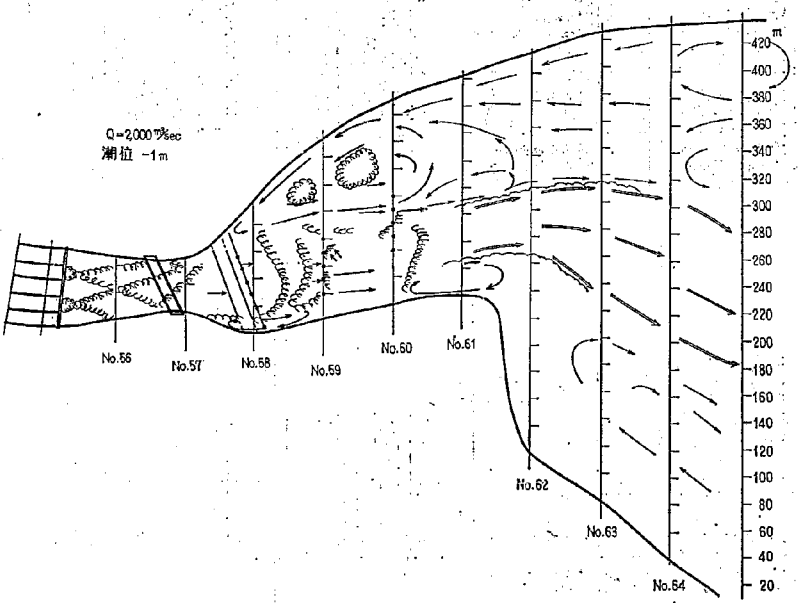


図-37(2) 流線スケッチ 模型形状 2-12 型

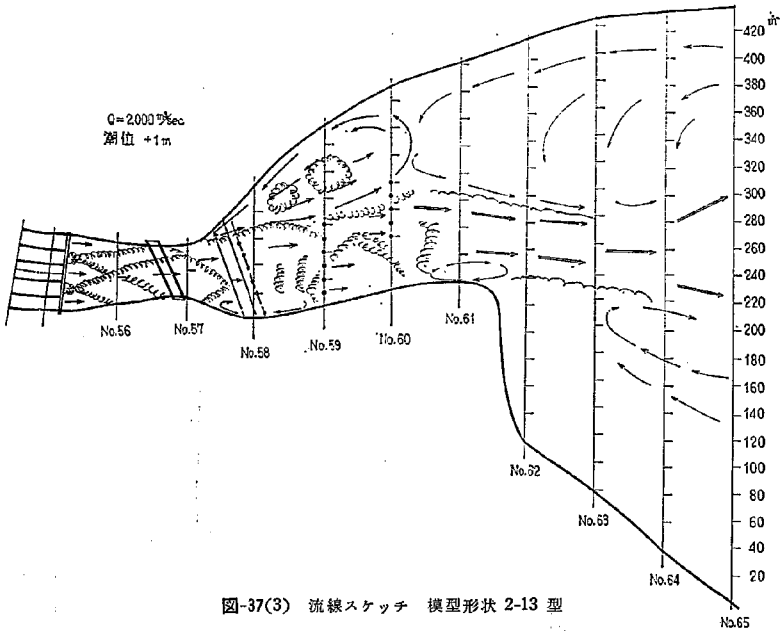


図-37(3)　流線スケッチ　模型形状 2-13 型
（No. 58 右岸に逆流が生じた場合）

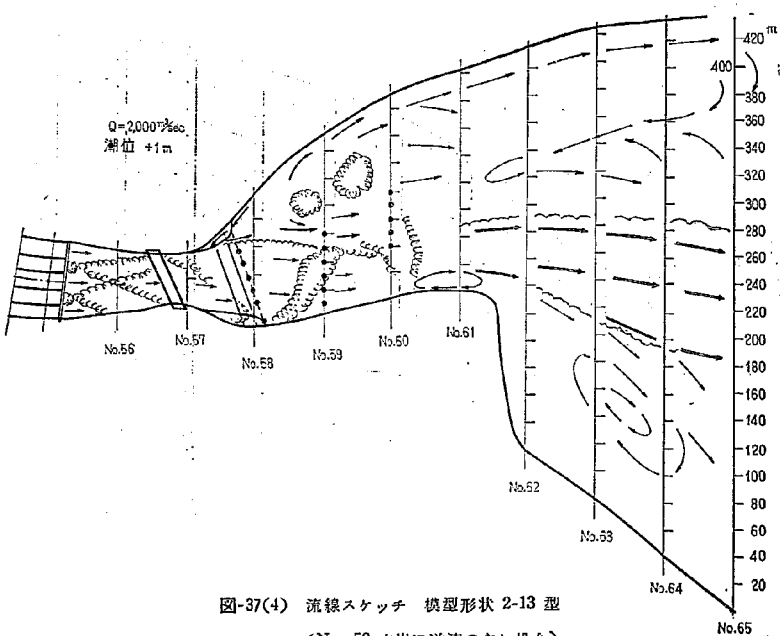


図-37(4)　流線スケッチ　模型形状 2-13 型
（No 58 右岸に逆流のない場合）

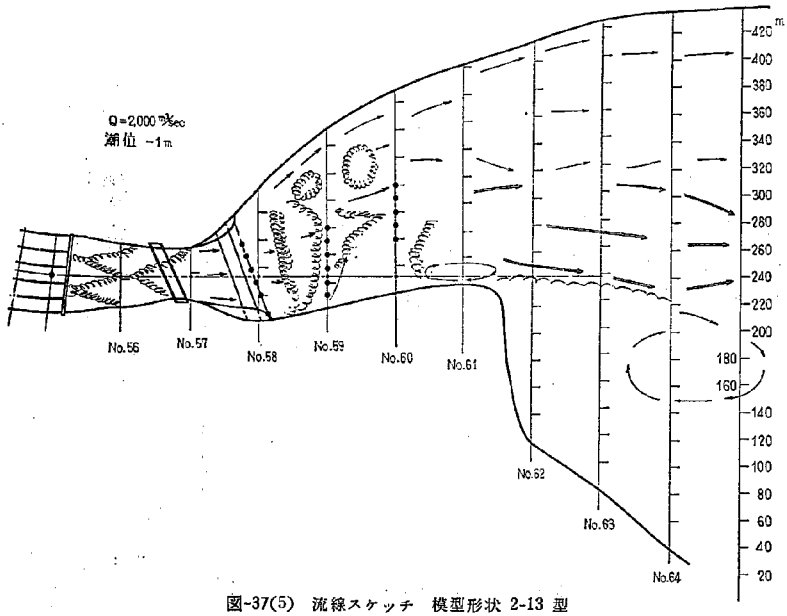


図-37(5) 流線スケッチ 模型形状 2-13 型

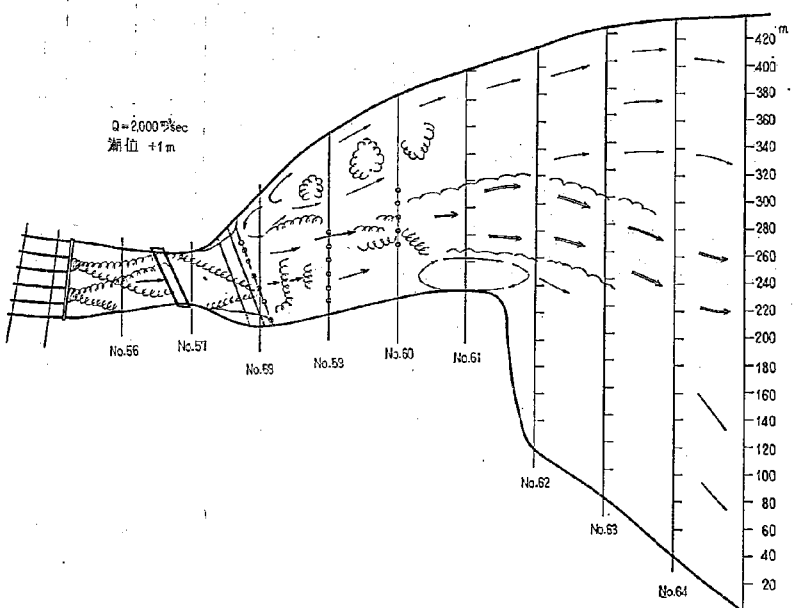


図-37(6) 流線スケッチ 模型形状 2-14 型

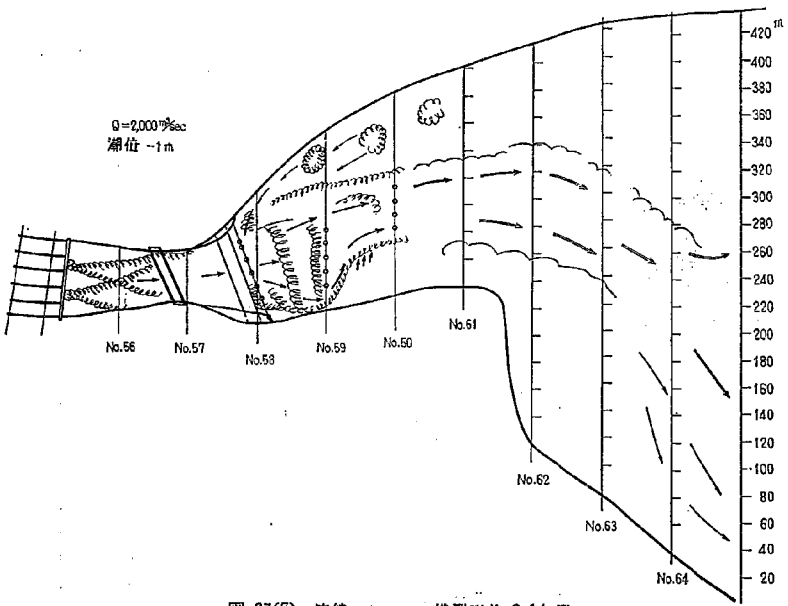


図-37(7)　流線スケッチ　模型形状 2-14 型

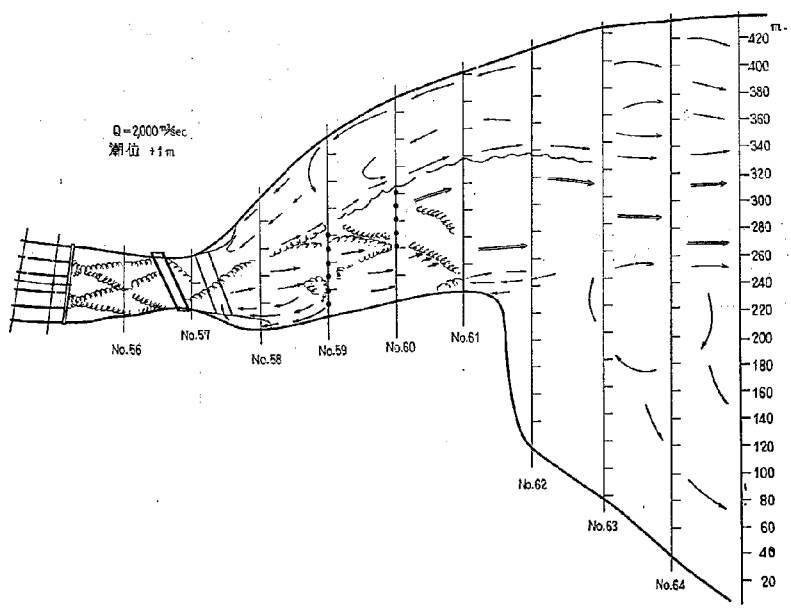


図-37(8)　流線スケッチ　模型形状 2-15 型

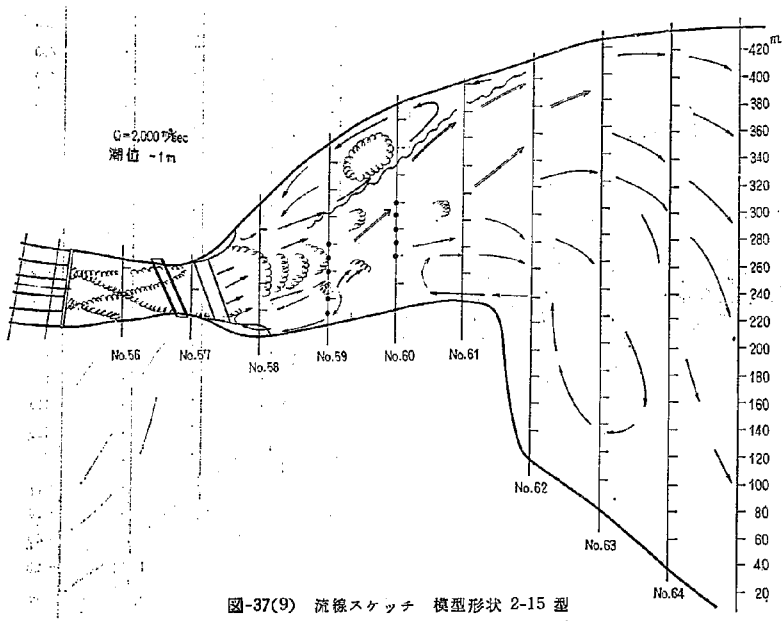


図-37(9) 流線スケッチ 模型形状 2-15 型

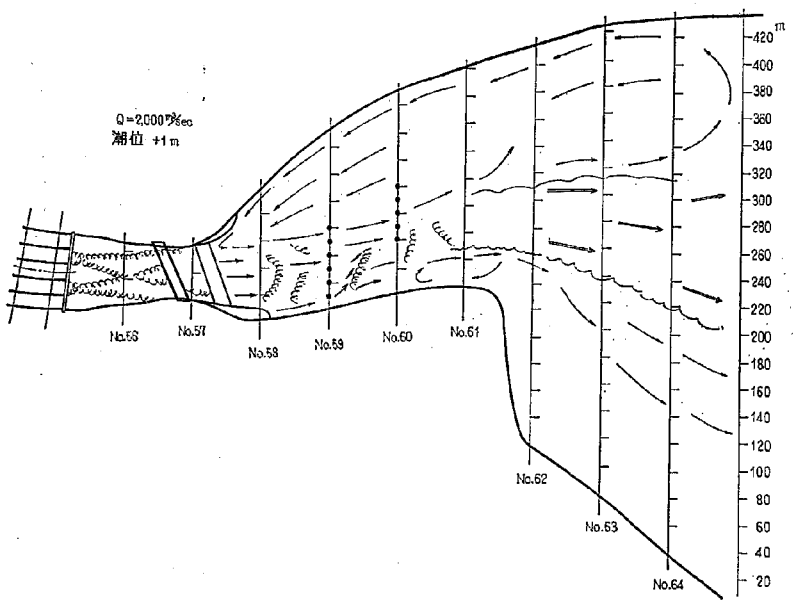


図-37(10) 流線スケッチ 模型形状 2-16 型

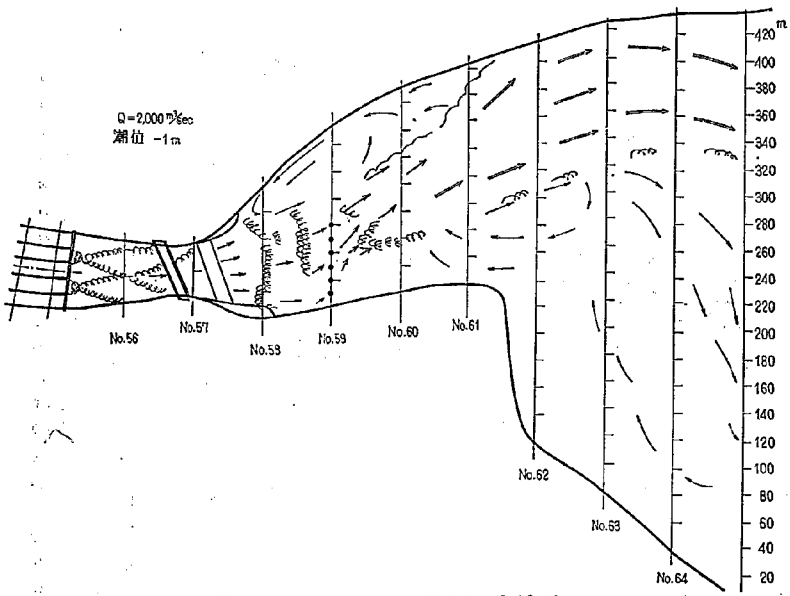


図-37(11) 流線スケッチ　模型形状 2-16 型

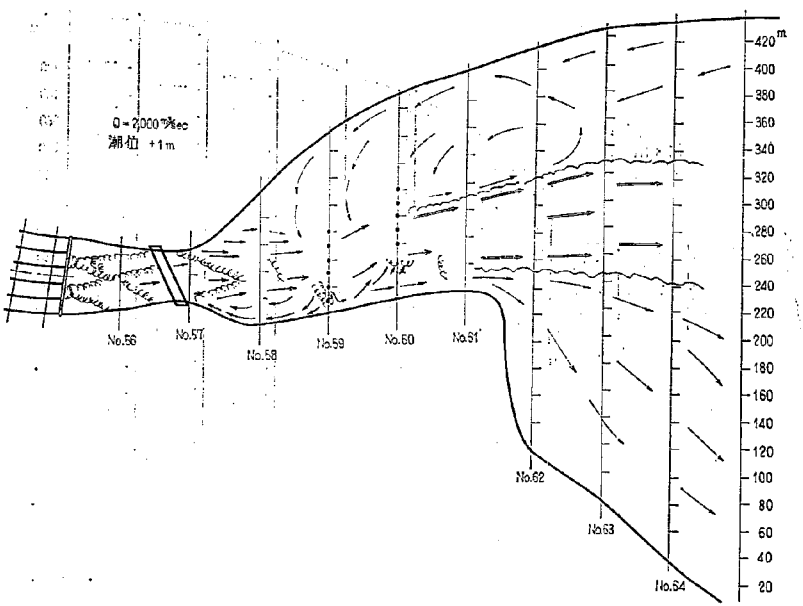


図-37(12) 流線スケッチ　模型形状 2-17 型

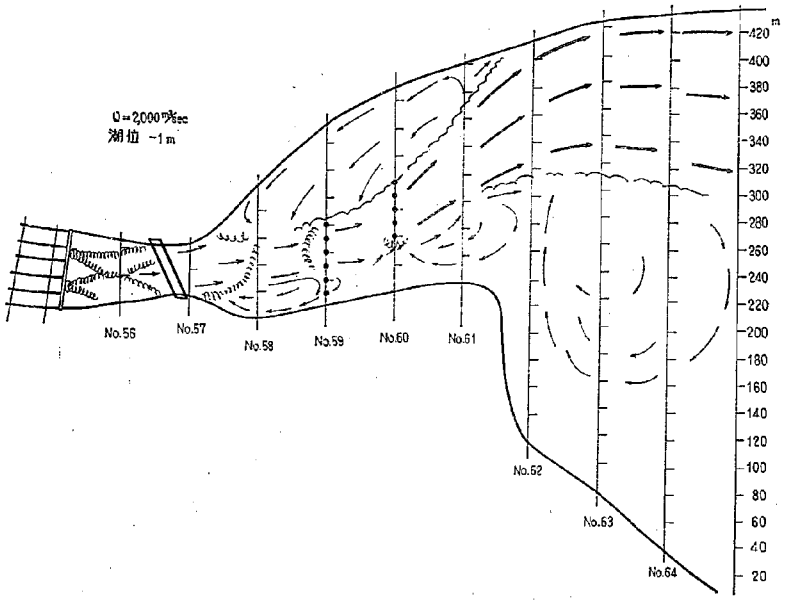


図-37(13) 流線スケッチ　模型形状 2-17 型

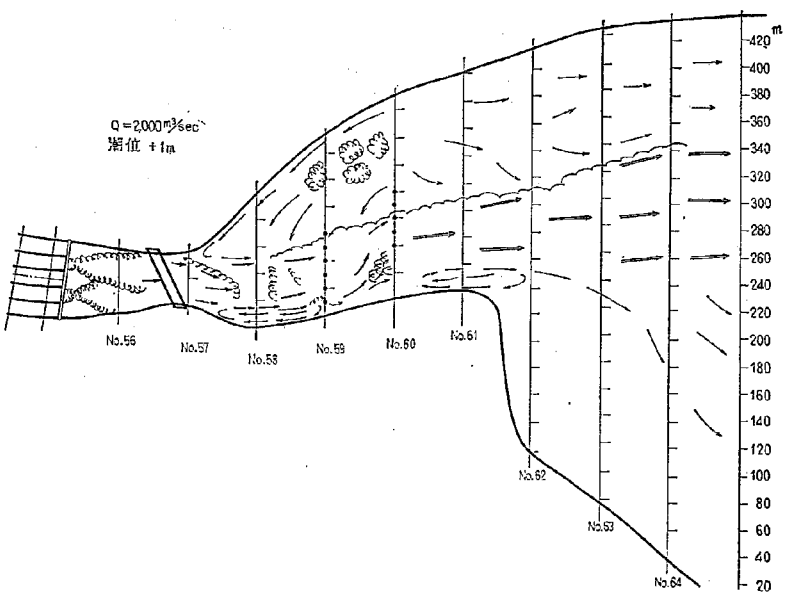


図-37(14) 流線スケッチ　模型形状 2-18 型

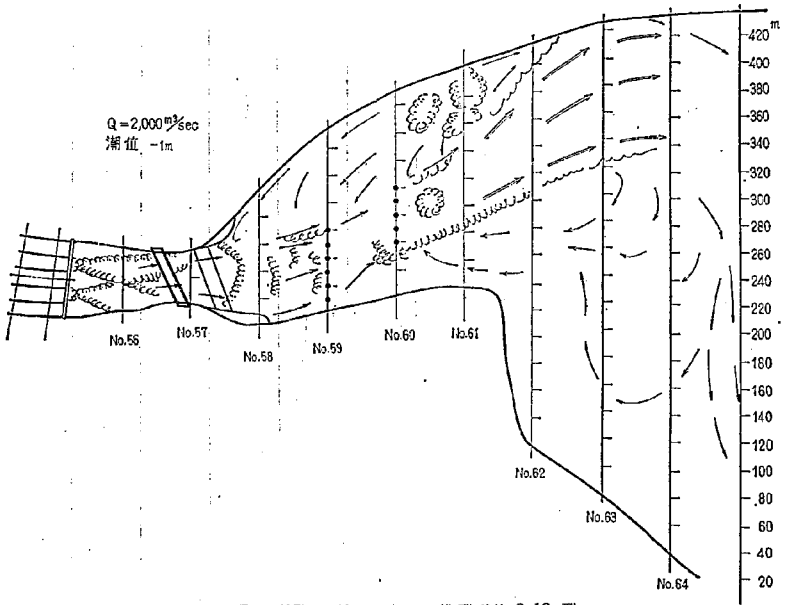


図-37(15) 流線スケッチ　模型形状 2-18 型

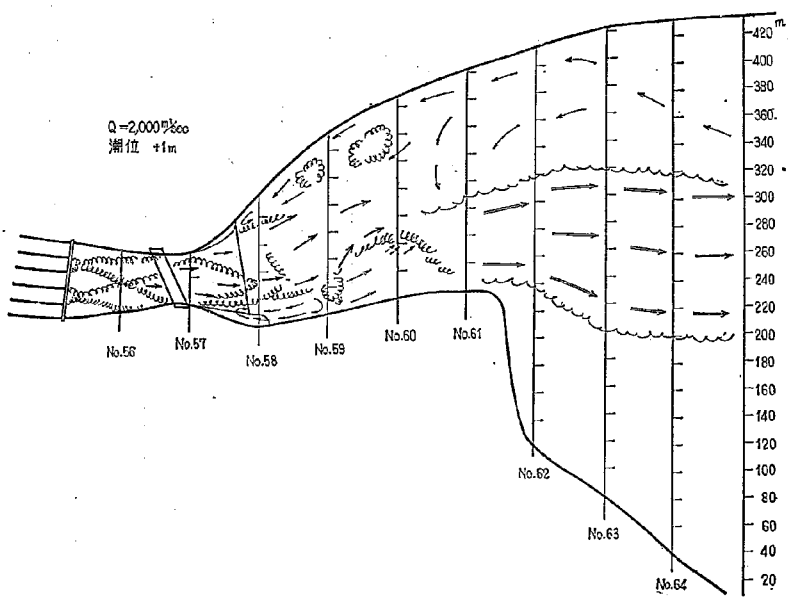


図-37(16) 流線スケッチ　模型形状 2-19 型

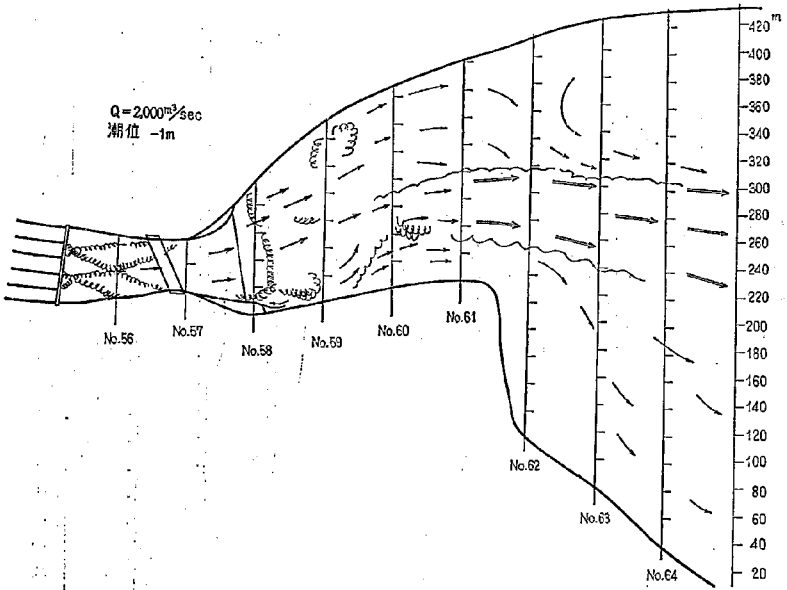


図-37(17) 流線スケッチ 模型形状 2-19 型

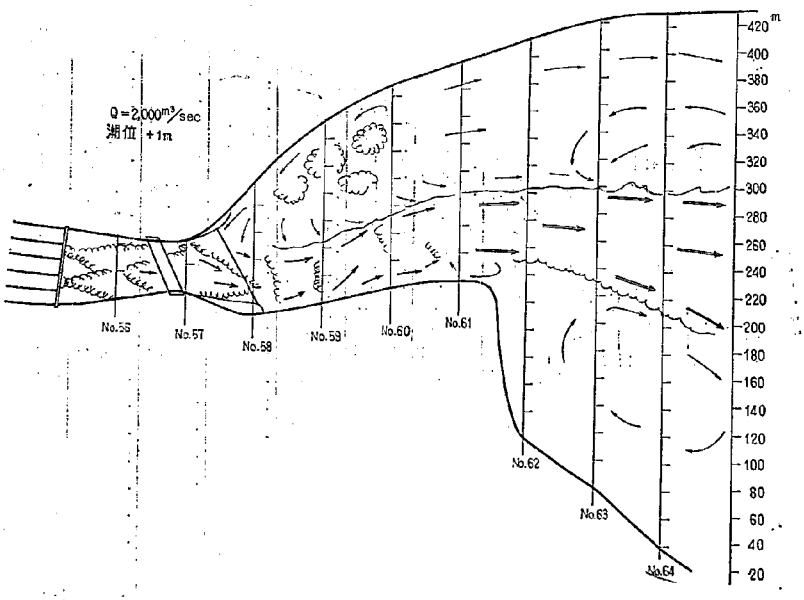


図-37(18) 流線スケッチ 模型形状 2-20 型

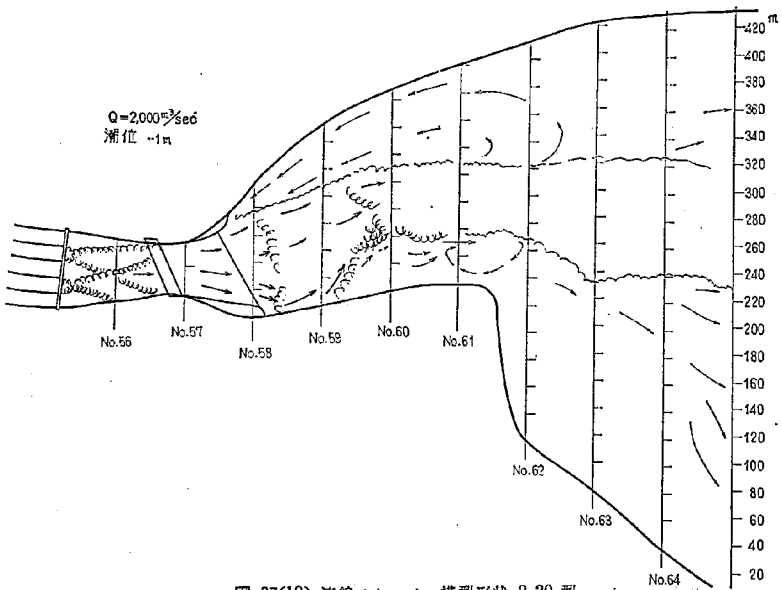


図-37(19) 流線スケッチ　模型形状 2-20 型

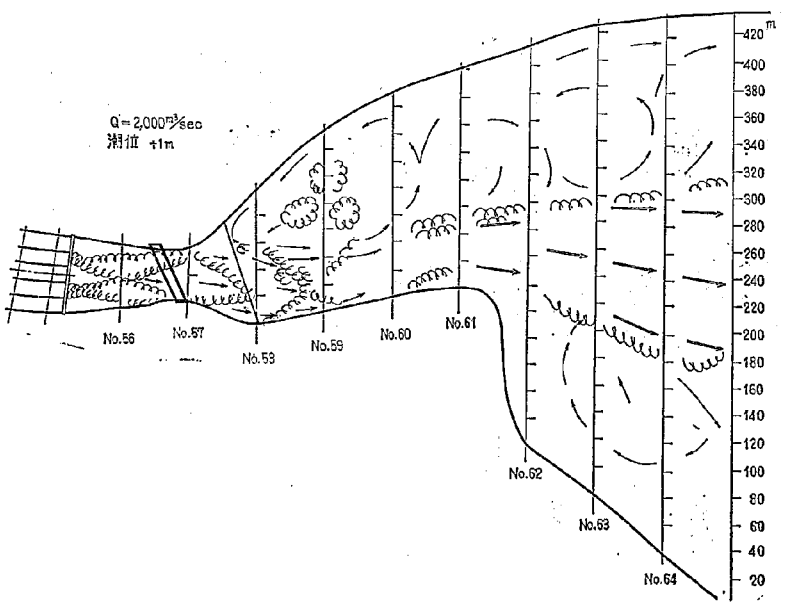


図-37(20) 流線スケッチ　模型形状 2-21 型（右岸岩礁掘削 T.P −4.0 m）

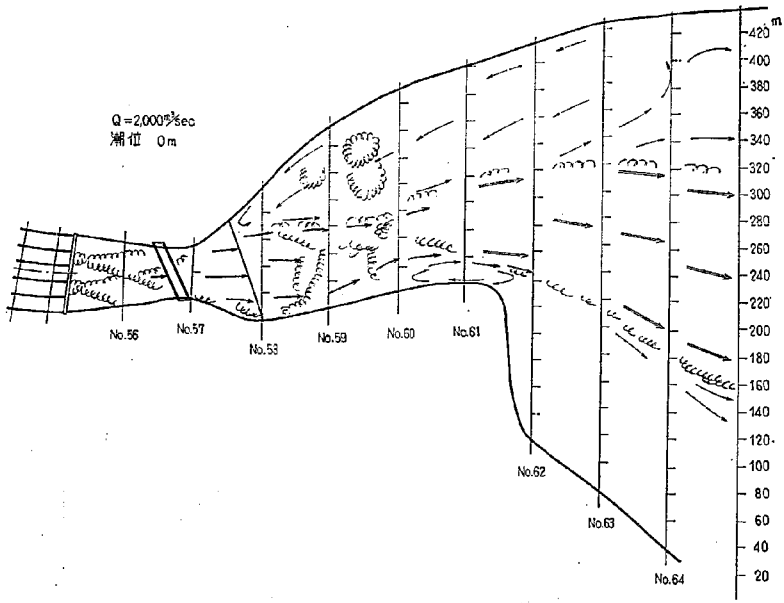


図-37(21) 流線スケッチ 模型形状 2-21 型 (右岸岩礁掘削 T.P −4.0 m)

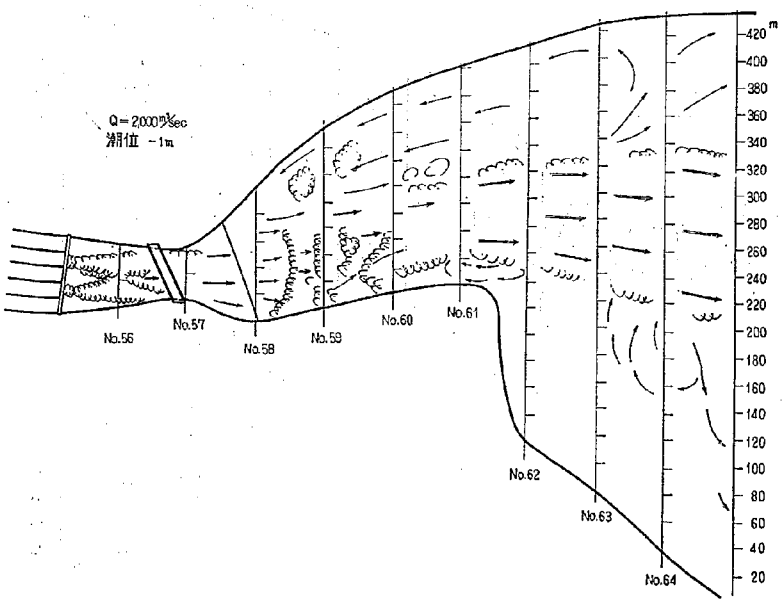


図-37(22) 流線スケッチ 模型形状 2-21 型 (右岸岩礁掘削 T.P −4.0 m)

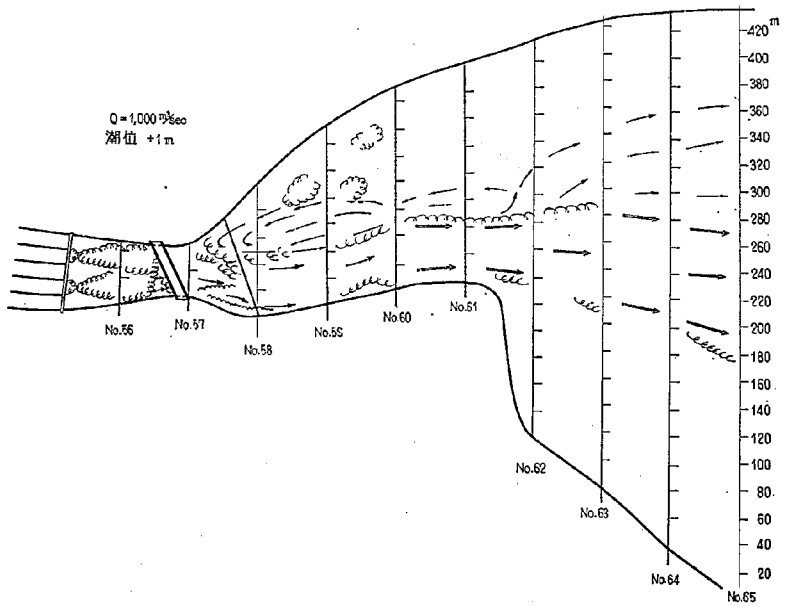


図-37(23) 流線スケッチ　模型形状 2-21 型（右岸岩礁掘削 T.P－4.0m）

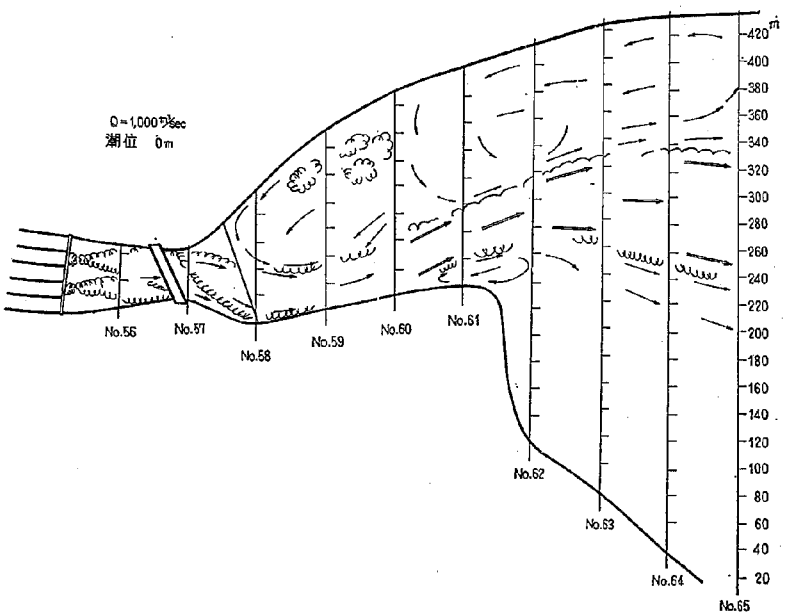


図-37(24) 流線スケッチ　模型形状 2-21 型（右岸岩礁掘削 T.P－4.0m）

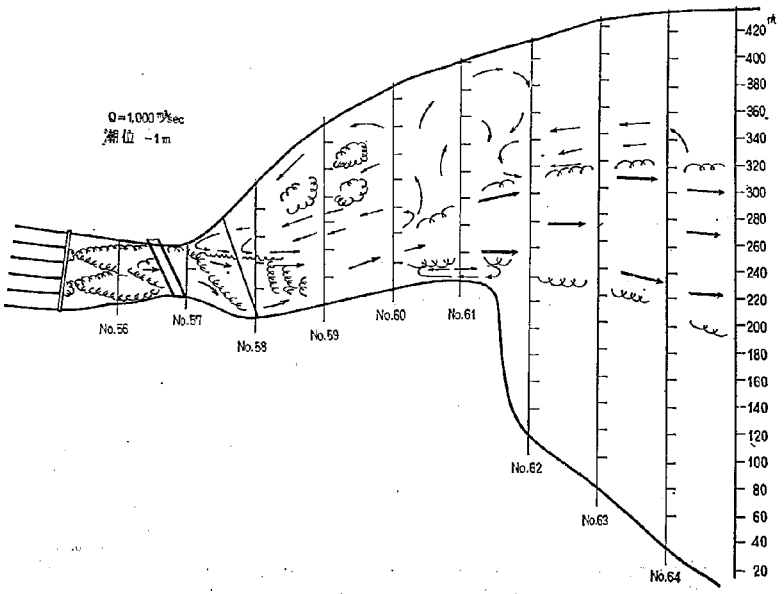


図-37(25) 流線スケッチ 模型形状 2-21 型 (右岸岩礁掘削 T.P −4.0 m)

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction
Vol. 124, February 1965

CONTENTS

1. H. Kikkawa and T. Maruno
Researches on the Diversion of River (8)
——Functional Design of the Diversion of the
Kano River 2 nd Report—— ..... (1)

2. H. Kikkawa and T. Kinosita
The Report of Model Test of the River Mouth of
the Kano River Diversion ..... (21)