

土 木 研 究 所 資 料

第335号

水無川放水路模型実験報告書

昭和42年12月

建設省土木研究所

水無川放水路模型実験報告書

河川部河川研究室 室 長 土 屋 昭 彦
研究員 星 畑 国 松

目 次

I まえがき	1
II 水無川の概要	1
III 模型実験の目的と方針	5
(1) 目 的	5
(2) 方 針	5
IV 実験基礎条件の検討	6
(1) 分水点の検討	6
(2) 放水路縦断形状	7
(1) 縦断勾配	7
(2) 粗度係数	7
(3) キャビテーションに対する検討	10
(4) 水路形状と水理諸量	12
(5) 縦断形状	12
V 模型実験による放水路の水理設計	18
(1) 模型実験の概要	18
(2) 相 似 律	18
(3) 上流呑口部の実験	20
(1) 模型製作	20
(2) 実 験	27
(4) 下流部実験	51
(1) 隧道より台形水路への移行部	52
(2) 彎曲部のとりつけ	56
(3) 模型製作	56
(4) 実 験	56
VI 実験結果の結論	105
VII あとがき	106

I ま え が き

本書は土木研究所が熊本県より依頼をうけて、昭和41年度および42年度に実施した水無川
の分流計画案に関する実験結果の報告書である。

その内容は延長1100mの放水路に対して、呑口の性状、隧道および台形水路部の性状およ
び球磨川接続部の性状について、模型を用いて水理学的に検討を行い、放水路の設計資料とする
ものである。

II 水 無 川 の 概 要

水無川は八代市街地部を貫流、球磨川の北岸を西下し、不知火海に流れる二級河川である。

流域は八代市に属し、流域面積は山地部15.6Km²、計画高水流量200^m/sである。

本河川は、下流に下り八代市街地部を含む八代平野を流下するが、この地区は数次に亘る干拓
の結果平地となつた地区で堤内地は低く、洪水時に氾濫すれば自然排水は期待できないところで
ある。

このようにこの下流地区の縦断勾配は緩で、河積も小さく、上流からの流出土砂による堆積も
あり流下能力は50^m/s以下と考えられる。下流部の流路延長は約10Kmあり、この流量を計画
高水流量200^m/sと比較すれば、河川改修の必要性および困難さがせまってくるが、事実、昭
和38年、39年、40年と連続する被害は八代市街地のほとんど全域に亘り冠水する状況とな
り、特に工場群に対する被害が甚しい状況である。

水無川の現況は以上の通りであり、市街部であり、緩流地域であるという状態のもとで、現流
下能力50^m/sを200^m/sに改修する計画を、現河道の拡巾によつて実現することは非常に困
難であり、山地流域部の流出量を新設水路によつて直接球磨川に放流させようという改修計画案
は秀れた解決策として取りあげられてきた。

今回、ここにとりあげられた計画案も、それらの一つであり、新設水路延長約1100m、内
隧道800mをもつて、水無川中宮地先より、豊原地区球磨川8.3Km地点に放流させようとする
ものであり、分水計画は次の通りである。

1. 分流点計画高水量 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ のうち、 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ を水無川に孔あきダムで放水し、他を新川に放流する。

(当初は $200 \text{ m}^3/\text{s}$ を新川に放流し、現河道の $50 \text{ m}^3/\text{s}$ は余裕とみなしていた。)

2. 低水流量は全量現河道に流下させる。

また、主要諸元としては、

1. 放水路入口河床高約 21 m 、放水口球磨川計画河床高 3.665 m である。
2. 放水口上流 50 m 地点に農業用水路があり、その地点の河床高は 7.2 m より下げられない。
3. そのため少なくとも、用水路地点においては段落ち部を設けなければならない。

等々であり、放水路延長とその間の落差より考えるとかなりの急勾配水路となり、慎重な検討が要望されるところである。

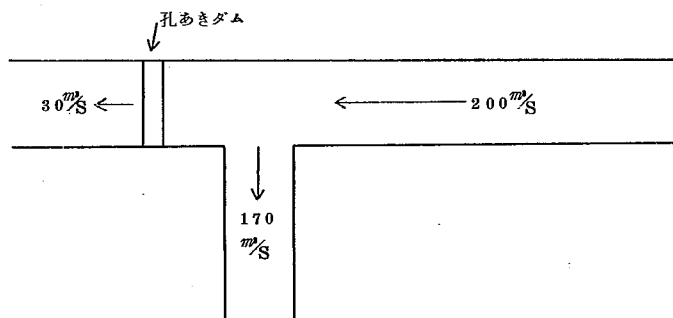


図 - 2

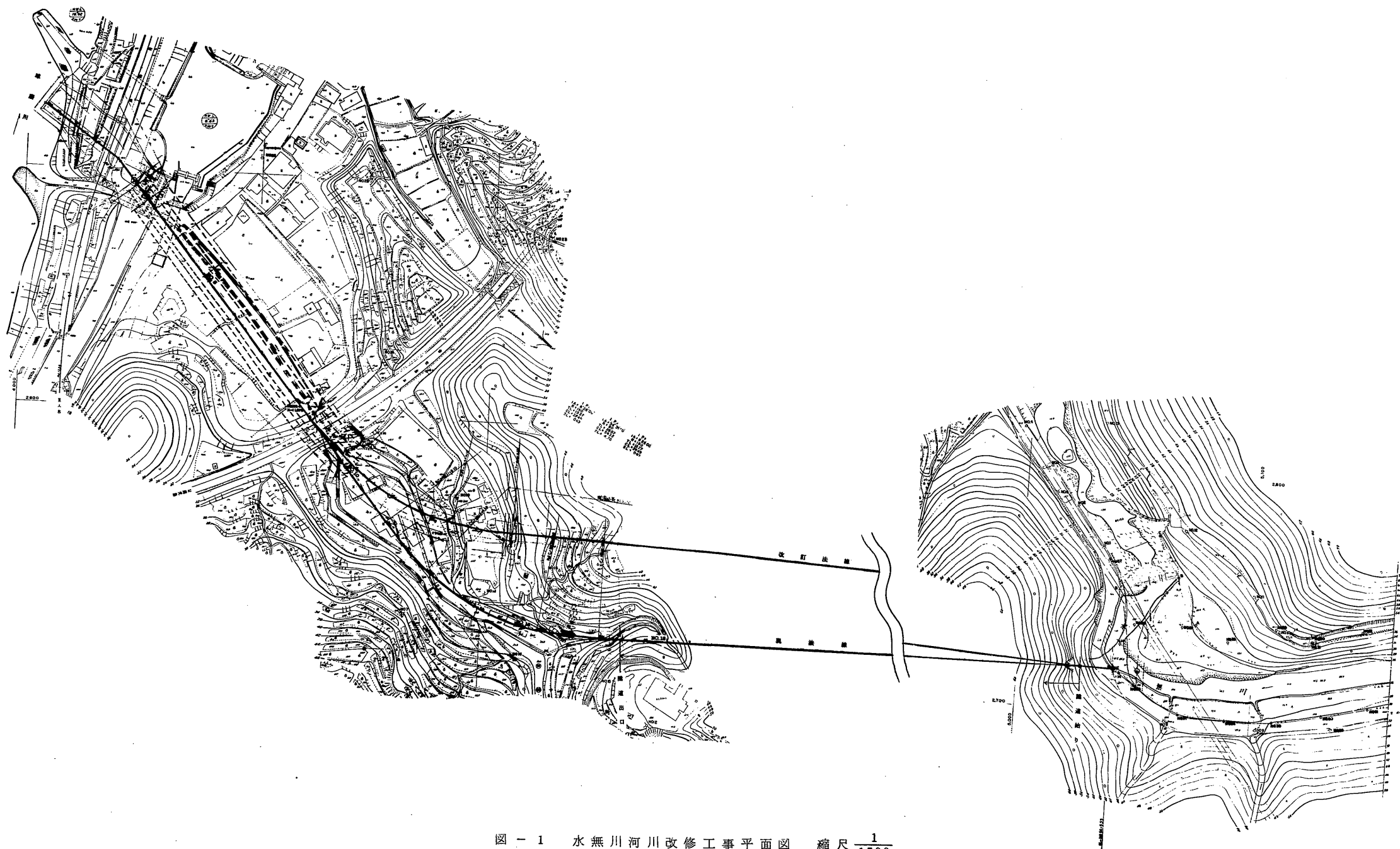


図 - 1 水無川河川改修工事平面図 縮尺 $\frac{1}{1500}$

Ⅲ 模型実験の目的と方針

(1) 目的

前述のごとく、水無川の通水能力不足を解決するために、隧道800mを含む放水路計画が立案されたが、水路延長および総落差はそれほど動かないものとしても、水路勾配と落差工の組み合わせを考えると種々の可能性が考えられる。本研究は、これらの可能性を水理計算および模型実験の手法を用いて、分流計画を水理的に検討し、計画の分流化を満足する維持容易で最良な分流設計を行うことを目的とするものである。

(2) 方針

以上の目的を達成するために検討すべき問題を更に具体的に示すと

1. 本川との分流点計画
 2. 放水路河道の流速の設定
 3. 放水路総延長約1100mに対する落差約20mであることより、非常な急勾配となり、落差工その他のエネルギー減殺法の検討
 4. 球磨川への放水口のエネルギー減殺
- 等があげられ、まず2と3のかさね合せを中心としながら詳細な検討を行い、またその検討に維持の難易を加えて比較案を立案し、これらの案について1および4の問題点を模型実験の手法も加えて検討する。

これらの方針をさらに掘りさげて、次のような設計基準を作成した。

この案は、熊本県の当初計画によつてすでに決定されていたものに加えて、建設省河川局、熊本県および土木研究所の三者の協議により決定せられたものである。

1. 分流点上流の計画高水流量 $200\text{ m}^3/\text{s}$ のうち $170\text{ m}^3/\text{s}$ を新川放水路に分流し、水無川現河道には $30\text{ m}^3/\text{s}$ 流水するものとする。
2. 分水点下流現河道に孔あきダムを設置する。
3. 低水流量は現河道に全量流すものとする。
4. 河道は開水路部分は、コンクリート三方張水路とし、隧道区間は全面コンクリート巻立とする。
5. トンネルの閉塞防止対策（流木対策）を検討すること。
6. 孔あきダムの天端高は隧道のみ口天端より約2.0m高くする。
7. 異常出水の場合、ダムのクレストまで水位が上つた場合の隧道およびその下流部の流下能力を算定し、下流部の安全対策をたてること。

Ⅳ 実験基礎条件の検討

Ⅲの方針を具体化して計画案を設定するために県案を中心にしながら、簡単な検討を行う。

〔1〕 分水点の検討

ここでは、計画高水流量、低水流量の配分および流送土砂の配分が問題となる。

熊本県案としては、分流点下流約30mの旧取水堰地点に孔あきダムを設置し、その排水には土砂吐を兼ねるものとして敷高は放水隧道敷高EL.23mより1m下りとしてEL.22mに設定されている。

分水点においては、計画流量配分を確実にを行うために構造物として種々の案が考えられるが、隧道で放水する場合には現河道側に孔あきダムを設定することは、最も確実な方法であると考えられる。

次に流送土砂の面より考えると、本川下流は掃流力が不足しており、また放水路は、方針でのべたように全川に亘ってコンクリート巻立てとなつてゐるが、既往の実績によれば、コンクリートは予想外に流送土砂に弱いということが報告されている。これらを総合すると、本川も放水路も、両方とも土砂流入の少いことが望ましいが、出水中の土砂の動きからみると、当然新放水路への土砂排出が多くなるものと考えられる。また、本川へ低水流量を全量ながすという点より考えると、ある程度の土砂は積極的に流すという観点に立たなければならないものと考えられる。

ただ、放水路口敷高と、現計画河床との間には1mの落差があるから、この河横の堆積状況を常に検討して、ここで維持しゆんせつが行われれば最も望ましい。放水路について、流砂が問題となるのは、全川的な摩耗だけでなく、とくに段落部が問題で、ここでは水流のローラーがおこつてゐるが、このローラーに石が入ると床板の摩耗がいちじるしいことが懸念される。しかし、実際に土砂により摩耗していく現象およびその対策については明らかにされていない。

対策としては、コンクリートにかわつて全面を石張りや鉄板張りにする案、また、コンクリートにアンビルトップをまぜて、表面をかたくする案などが考えられているが、石張りは施工が不適当な場合容易に破壊されあまり好ましくない。また、鉄板や、アンビルトップは工事費が増大する。

以上、問題点はかりをのべてきたが、本川下流および放水路の維持より考えると、放水路入口附近及びダム下流の現河道で維持しゆんせつを行うことが最も容易な方法であり、洪水時の堰上げ背水効果より考えると十分なし得ることと考えられる。通水後の放水路の摩耗状態を監視して実施することが必要であろう。

分水点の実施案としては、一応県案により行う。排水口の形状は、ベルマウス形状を考える。

(2) 放水路縦断形状

(1) 縦断勾配

水無川分派点の隧道のみ口の河床高は、EL. 2.2 m であり、放水口の段落ち部上流側河床高は EL. 7.2 m 以上が必要であるから、この区間の延長 1100 m における平均勾配は 1/74 である。従つて、この勾配をもつと緩やかにする為には、中間に段落ちを設ける必要があり、県案では図-3 に示す如く隧道部延長 795 m を 1/100 の勾配とし開水路部 280 m では 3 つの段落ちを設け、水路勾配を 1/100 にしている。

この案では、段落ち部での流速減殺が十分に行なわれないと、落下した水流が加速され勾配を緩にした意味がない。従つて段落ちを設ける場合は 1 箇所とし、十分エネルギー減殺を図る方が得策であろう。

また、フルード数が 1 に近い流水では、射流と常流の遷移が生じ易くなり、水路壁の摩擦等による粗度の変化や、流量の変化により跳水を生じて、水面形が不安定になり、水路にも悪影響を与えることが考えられるので、なるべく不安定領域を持たないことが望ましく、そのためには、常流、もしくは射流の何れかの領域に入っていることが必要である。

以上の考察からこの場合の縦断形としては、大きくは段落ちを設ける場合と設けない場合にわけられ、

- 1) 段落ち部を設けない場合は、河床勾配を設計流速以下になるように考慮する。
- 2) 段落ち部を設定する場合は、河床勾配をできるだけ緩くして、懸案点を段落ち部一ヶ所に局限して、水路全体の維持を容易にする。

が考えられる。

以上の考え方に対して更に検討を進めるために粗度係数やキャピテーションの問題について若干の考察を試みた。

(2) 粗度係数

既往の研究^{*1}によれば、射流時においても、流速分布の対数法則が成立することが認められ、これらの関係は、

$$\frac{u_m}{u_*} = A_r - \frac{1}{K} + \frac{23}{K} \log_{10} \frac{R}{ks} \quad \text{..... (1)}$$

ここに u_m : 平均流速, u_* : マサツ速度, A_r : 定数, K : カルマン定数, R : 径深,

ks : 相当粗度

と表わされる純水の場合は、 $K=0.4$ と表わされ、 A_r は常流時は 8.5 とされている。射流時には表面波の影響によりやや小さくなるとのことであるが、フルード数の小さい間は、ほぼこれらの値で近似しうるのである。

*1 吉川・三井洞井川星山放水路の水力試験報告、土研所報 103 号

須賀 射流時における流量公式の検討、土研所報 115 号

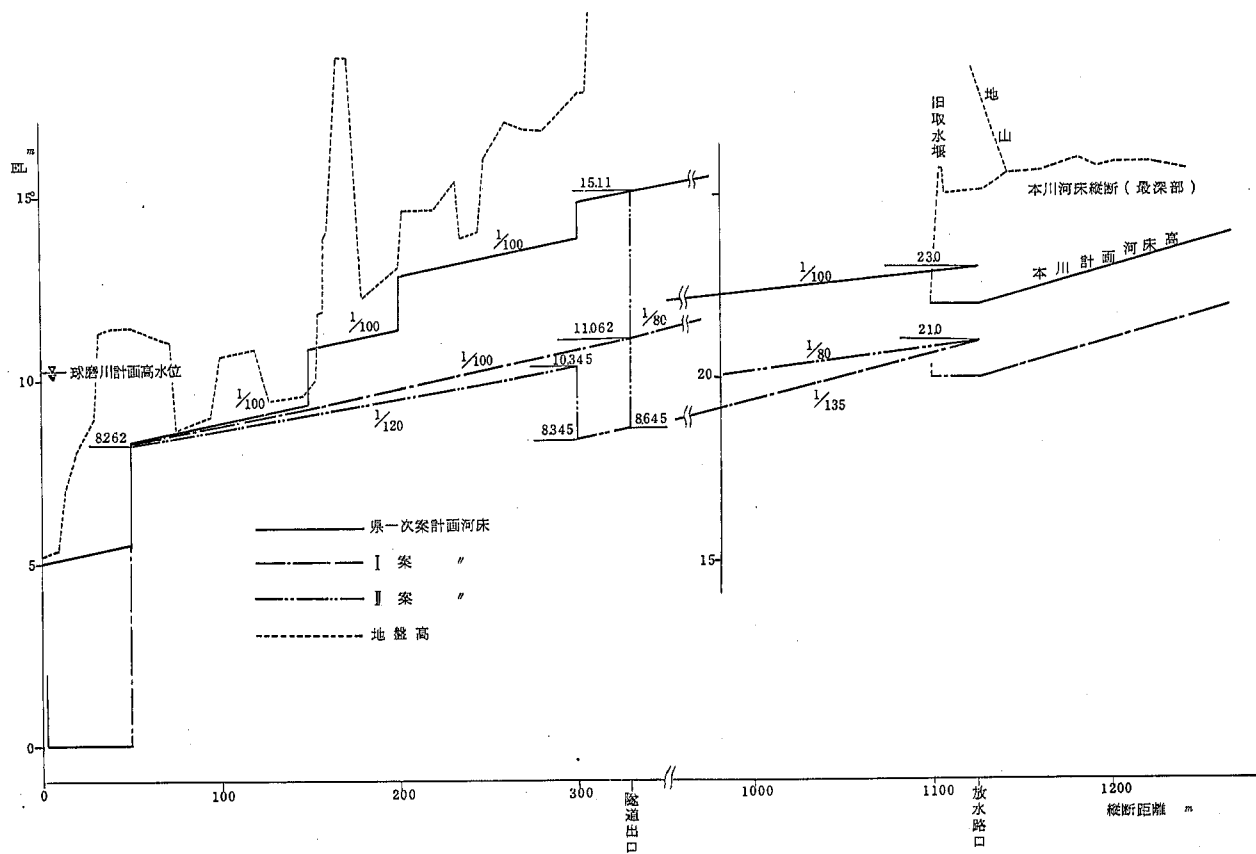


図 - 3 水無川改修計画縦断図

この関係を用いると、マンシングの粗度係数は、

$$n = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{\sqrt{g}} \frac{1}{6.0 + 5.75 \log \frac{R}{k_s}} \quad (2)$$

ここに、 n : マンシングの粗度係数、 g : 重力の加速度
と表わされる。

コンクリートに対する相当粗度 k_s としては、

滑らかなコンクリート $k_s = 0.03 \sim 0.08 \text{ cm}$

粗い // $0.1 \sim 0.3 \text{ cm}$

程度とされているが、この値を用いて(1)式により粗度係数 n を求め、また粗度係数の変化に対するこの相当粗度の変化を算定し、粗度係数の変化の度合を推定することを試みる。

算定すると、これらは表-1、および表-2の通りに示される。

表 - 1

$k_s \text{ (m)}$	$R \text{ (m)}$	R/k_s	$6.0 + 5.75 \log \frac{R}{k_s}$	$R^{\frac{1}{6}}$	n
0.0003	1.0	3333	26.25	1	0.0122
	2.0	6667	28.0	1.12	0.0128
	3.0	10000	29.0	1.2	0.0132
0.0008	1	1250	23.75		0.0135
	2	2500	25.5		0.0141
	3	3750	26.5		0.0145
0.001	1	1000	23.25		0.01375
	2	2000	24.95		0.0143
	3	3000	25.95		0.0148
0.002	1	500	21.5		0.0149
	2	1000	23.25		0.0154
	3	1500	24.2		0.0159
0.003	1	333	20.5		0.0156
	2	667	22.25		0.0161
	3	1000	23.25		0.0165

表 - 2

n	$R \text{ (m)}$	$R^{\frac{1}{6}}$	$R^{\frac{1}{6}}/\sqrt{g \cdot h}$	$\log \frac{R}{k_s}$	R/k_s	$k_s \text{ (cm)}$
0.02	1.0	1	15.95	1.7304	53.8	1.86
	2.0	1.12	17.86	2.0626	116.0	1.72
	3.0	1.2	19.14	2.2852	19.3	1.55
0.025	1.0	1	12.77	1.1774	15.1	6.62
	2.0	1.12	14.30	1.4435	27.1	7.38
	3.0	1.2	15.33	1.6226	41.9	7.15

この表の結果をみると、 $n=0.015$ 程度のコンクリートが $n=0.02$ になるまでには表面の粗さが現在の 6~7 倍にならなければならず、平均的に摩耗していく場合としては、 $0.015 \sim 0.02$ 程度の粗度係を想定すればよく、局部的に k_s が 6~7 cm 程度になると跳水なども問題となつてこよう。また、この程度に表面があればと、当然、維持修繕を行わねばなるまい。

(3) キャビテーションに対する検討

流速が低い間は問題とならないが、流速が速くなつてくると、河床上に凸起とか勾配急変があるとその後方で空洞が生じ、そこにおいて材質の潰蝕がおこつてくる。

この現象は、ベルヌーイの式を用いると、

$$\frac{v_0^2}{2g} + P_0 = \frac{v^2}{2g} + P \quad (3)$$

において、 v_0, P_0 を一様流水の流速および圧力（水圧+大気圧）とし、 v, P をキャビテーション発生点とすると(3)式右辺の P は、その水温の蒸気圧 P_d となり、(3)式は、

$$\frac{P_0 - P_d}{\gamma_0 / 2g} = \frac{v^2}{V_0^2} - 1 = k \quad (4)$$

と書き改めることができる。この式の右辺を k とおくと、 K はキャビテーション発生の難易を示すところからキャビテーション係数と呼んでいる。

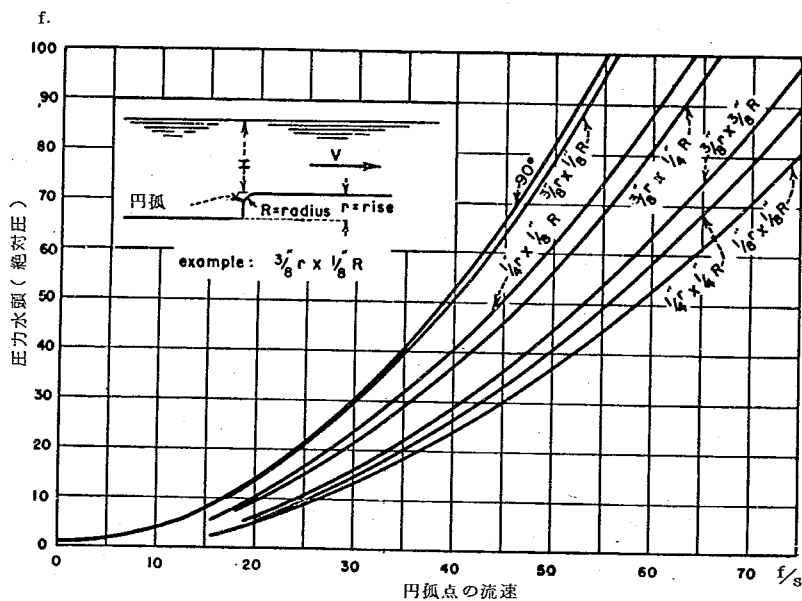
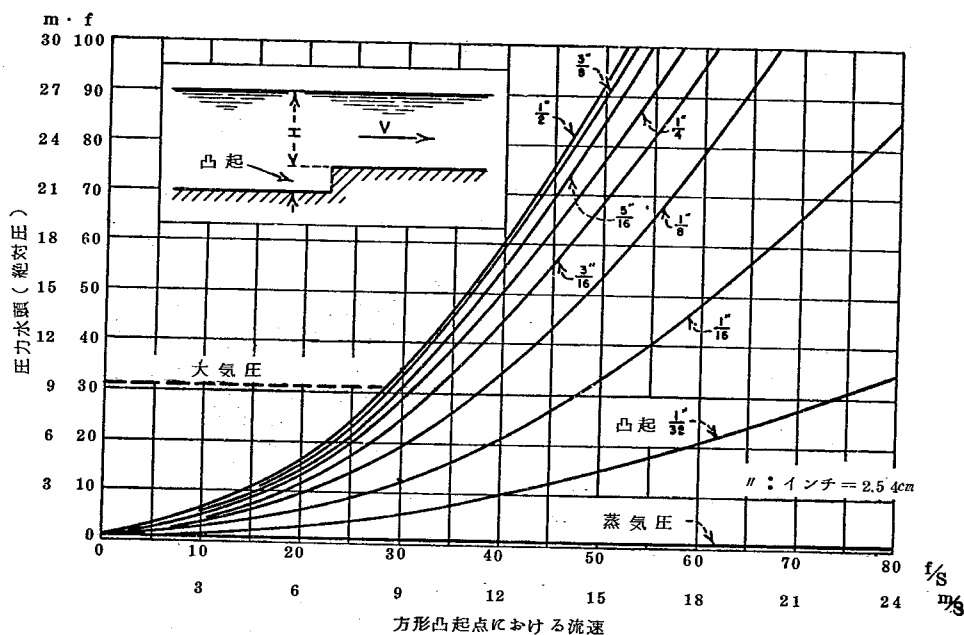
(4)式からある初期水圧 P_0 に対しては、 V_0 が大きいと k が小さくなり、ちよつとした河床の変化によつて流速が早くなつてもキャビテーションが発生し、また V_0 が小さいと k が大きくなりキャビテーションが発生しにくいことがわかる。米国の Bureau of Reclamation においては種々な凸起に対するキャビテーション発生の限界を実験時にもとめて図-4~6の様に示している。

図-4 は方形の凸起が河床上にある場合で、 $8m/s$ 程度の流速では大気圧程度、即ち水深 0 の状態においてもキャビテーションは発生しないが、流速が $10m/s$ 程度になると凸起が $\frac{3}{16} \times 2.5 = 0.47cm$ 程度の場合は水深がなくてもよいが、 $\frac{1}{2} \times 2.5 = 1.25cm$ 程度の凸起になると $1.1^f \times 0.3 = 3.3m$ 程度の水深がなければキャビテーションが発生することになる。

図-5 は方形の凸起を丸めた場合であるが、この場合は、条件がかなり緩和されて、丸みの曲率半径が $R = 8mm$ 程度あれば、 $10m/s$ の流速では水深がなくてもキャビテーションが発生しなくなる。

また、図-6 は正方凸起を是正して、斜面でつないだもので、2割勾配程度にすると $12m/s$ 程度までキャビテーションはおこらないことがわかる。

以上、凸起の形状とキャビテーション発生の問題をみてきたが、この関係をもちいて、おこりやすいコンクリート面の凸起の形状を考察することによつて、キャビテーション面から



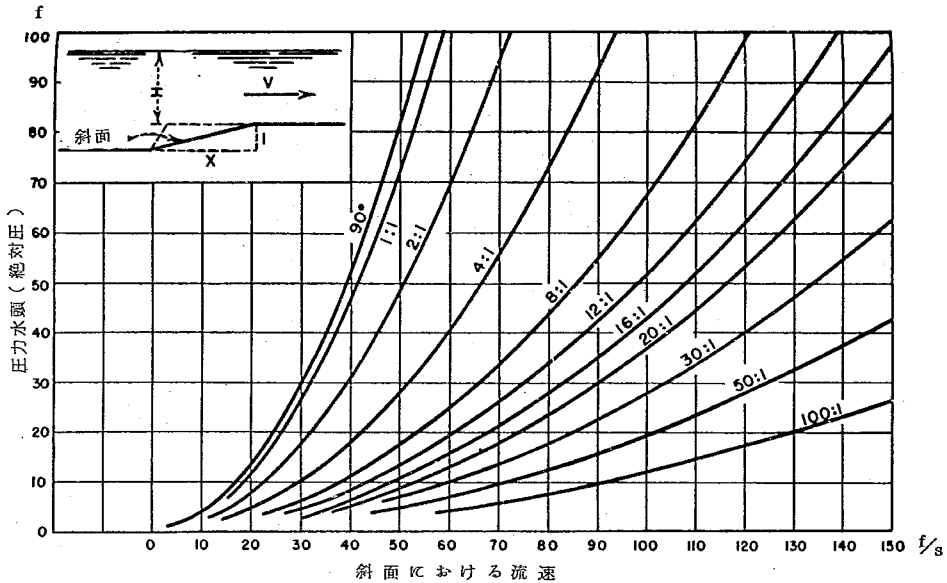


図 - 6 斜め凸起の場合

のコンクリート張り水路の設計流速を設定することができる。

以上の検討より考えると、設計流速としては 8m/s 程度にできれば望ましいが、一応上限として 10m/s を設定する。設計流速としては、この他土砂混入の効果は考えなければならぬが一応、この 10m/s をキャビテーションに対して設定する。

(4) 水路形状と水理諸量

県案の標準馬てい形 $2R = 6.5\text{m}$ および台形水路底巾 6.0m 、法面勾配 5 分について粗度係数を種々かえて、生起する流速とその流速を生ぜしめる等流勾配の関係を調べてみる。結果は表 - 3, 4, 図 - 7 ~ 10 の通りである。

(5) 縦断形状

以上の検討のもとに縦断形状を構成する。

基礎資料は、次の如くである。

放水路口河床高 : $\text{E.L. } 21.0\text{m}$

隧道延長 : 795m

台形水路延長 : 280m

台形水路端河床 : $\text{E.L. } 7.2\text{m}$ 以上 (用水路のため)

球磨川取付段落部延長 : 50m

下流端球磨川水位 : 計画高水位 : 102.57m

計画河床高 : 3.665m

これに対して次の 2 案を設定した。

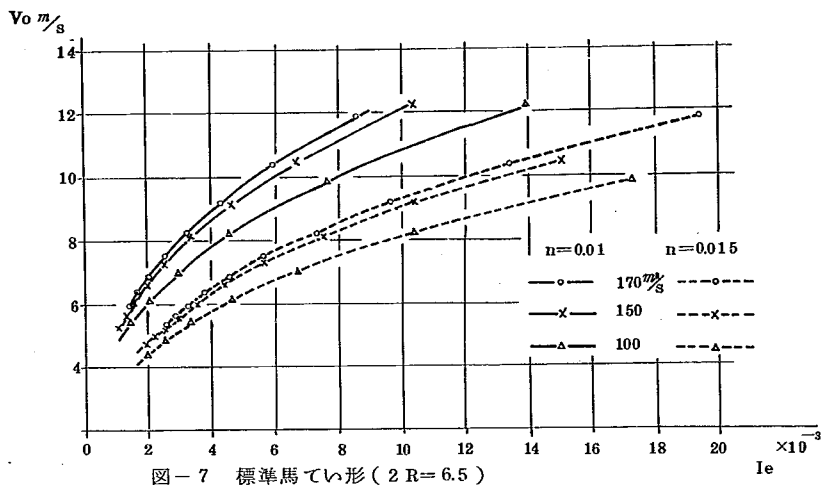


図-7 標準馬てい形 ($2R=6.5$)
等流流速 V_0 ~ 等流勾配 I_e 関係図

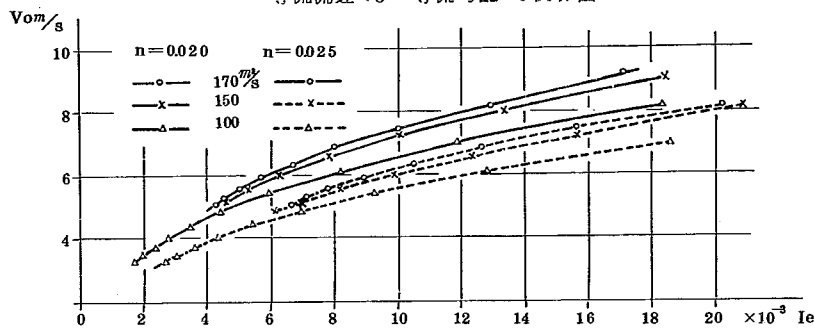


図-8 標準馬てい形等流流速 V_0 ~ 等流勾配 I_e 関係図

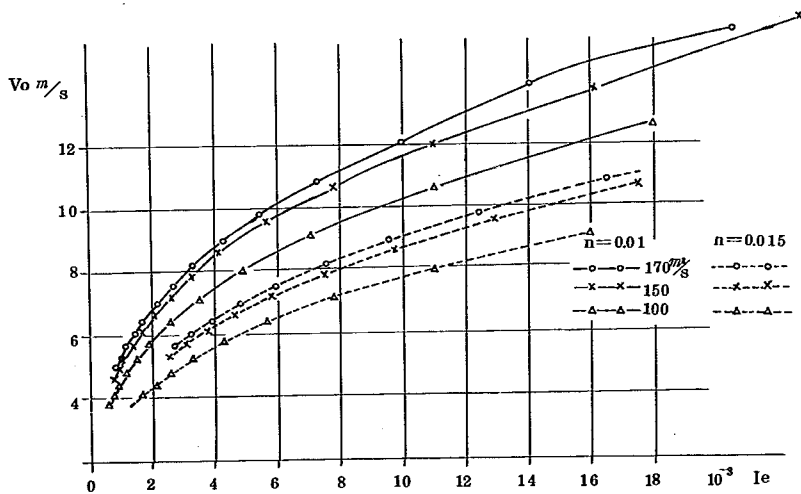


図-9 台形水路等流流速 V_0 ~ 等流勾配 I_e 関係図
(底巾 6.0, 法面勾配 5 分)

表-3 標準馬てい形断面特性

H/r	H	A	R	B	$\sqrt{\frac{B}{A}}$	$V_o \text{ m/s}$	Q = 100 m ³ /s			
							I _e		10 ⁻³	
							n=0.010	n=0.015	n=0.020	n=0.025
2.0	6.5	35036	1648			2.84	0.42	0.94	1.68	2.62
1.9	6.175	34413	1878	2.84	10.9	2.91	0.36	0.82	1.44	2.28
1.8	5.85	33304	195	3.91	9.14	3.00	0.37	0.83	1.48	2.31
1.7	5.525	31909	1986	4.65	8.2	3.13	0.40	0.89	1.60	2.46
1.6	5.2	30314	1992	5.21	7.56	3.30	0.44	0.98	1.76	2.71
1.5	4.875	2855	1976	5.64	7.05	3.50	0.49	1.11	1.96	3.09
1.4	4.55	2666	1943	5.97	6.61	3.75	0.58	1.31	2.32	3.63
1.3	4.225	24685	1898	6.21	6.24	4.05	0.70	1.57	2.80	4.36
1.2	3.9	22635	1833	6.38	5.9	4.42	0.87	1.96	3.48	5.44
1.1	3.575	20555	1758	6.48	5.58	4.87	1.12	2.51	4.48	6.97
1.0	3.25	18442	167	6.5	5.27	5.42	1.48	3.34	5.92	9.27
0.9	2.925	1633	1575	6.49		6.12	2.05	4.61	8.20	12.81
0.8	2.6	14238	1462	6.34		7.02	2.97	6.69	11.88	18.57
0.7	2.275	12147	1339	6.27		8.23	4.59	10.33	18.36	28.70
0.6	1.95	10108	1202			9.89	7.65	17.22	30.60	47.83
0.5	1.625	8101	1046			12.34	13.90	32.27	55.6	89.63
0.4	1.3	6158	0871							
0.3	0.975	4267	0666							
0.2	0.65	2461	0432							

表-4 台形水路断面特性および

H	A	$\sqrt{\frac{A}{B}}$	Vo	Q=100 m ³ /s				Vo
				I _e ×10 ⁻³				
				n=0.01	n=0.015	n=0.02	n=0.025	
1.0	6.5		1538	32.4	73.0	129.8	202.8	
1.2	7.92		1263	18.0	40.6	72.2	112.6	
1.4	9.38		1066	11.0	24.7	43.9	68.5	16.0
1.6	10.86		919	7.1	16.0	28.5	44.5	13.79
1.8	12.42		805	4.9	11.0	19.6	30.4	12.08
2.0	14.0	4.14	714	3.5	7.8	13.9	21.7	10.71
2.2	15.6	4.32	640	2.6	5.7	10.1	15.9	9.60
2.4	17.3	4.48	579	1.9	4.3	7.6	12.0	8.68
2.6	18.95	4.67	527	1.5	3.3	5.9	9.2	7.90
2.8	20.7	4.82	483	1.2	2.6	4.6	7.2	7.24
3.0	22.5	4.95	444	0.9	2.1	3.7	5.7	6.67
3.2	24.3	5.09	411	0.8	1.7	3.0	4.7	6.17
3.4	26.2	5.23	382	0.6	1.4	2.5	3.8	5.73
3.6	28.1	5.35						5.34
3.8	30.0	5.48						5.00
4.0	32.0	5.60						4.69
4.2	34.0	5.71						4.41

および水理特性 (2 R = 6.5 m)

Vo	Q = 150 m ³ /s				Vo	Q = 170 m ³ /s			
	I e × 10 ⁻³					I e × 10 ⁻³			
	n=0.010	n=0.015	n=0.020	n=0.025		n=0.010	n=0.015	n=0.020	n=0.025
4.28	0.94	2.12	3.77	5.89	4.85	1.21	2.72	4.84	7.56
4.36	0.82	1.84	3.27	5.12	4.94	1.05	2.36	4.20	6.56
4.50	0.83	1.87	3.32	5.20	5.10	1.07	2.40	4.28	6.69
4.70	0.88	1.99	3.54	5.53	5.33	1.14	2.56	4.56	7.13
4.95	0.98	2.20	3.91	6.10	5.61	1.26	2.83	5.04	7.88
5.25	1.11	2.5	4.44	6.96	5.95	1.43	3.21	5.72	8.94
5.63	1.31	2.94	5.23	8.16	6.38	1.68	3.78	6.72	10.50
6.08	1.57	3.54	6.29	9.82	6.89	2.02	4.55	8.08	12.63
6.63	1.96	4.40	7.82	12.23	7.51	2.51	5.65	10.04	15.69
7.30	2.51	5.65	10.04	15.68	8.21	3.24	7.28	12.96	20.25
8.13	3.34	7.51	13.35	20.86	9.22	4.29	9.65	17.16	26.81
9.19	4.61	10.38	18.45	28.83	10.41	5.93	13.33	23.68	37.00
10.54	6.68	15.04	26.74	41.79	11.94	8.59	19.32	34.36	53.70
12.35	10.33	23.25	41.33	64.58					
14.84	17.22	38.75	68.89	107.63					
18.52	32.27	72.60	129.07	201.66					

水理特性 (底巾 6 m, 法面勾配 5 分)

Q = 150 $\frac{m^3}{s}$				Vo	Q = 170 $\frac{m^3}{s}$			
Ie $\times 10^{-3}$					Ie			
n=0.01	n=0.015	n=0.02	n=0.025		n=0.01	n=0.015	n=0.020	n=0.025
			456.4					
			253.4					
24.7	55.5	98.7	154.2					
16.1	36.1	64.2	100.2	15.65	20.6	46.3	82.3	128.7
11.0	24.7	43.9	68.5	13.69	14.1	31.7	56.4	88.1
7.8	17.5	31.2	48.7	12.1	10.0	22.5	40.0	62.6
5.7	12.9	22.9	35.8	10.9	7.3	16.5	29.3	45.8
4.1	9.7	17.2	26.9	9.83	5.5	12.45	22.2	34.6
3.3	7.5	13.3	20.7	9.0	4.3	9.6	17.1	26.7
2.6	5.86	10.4	16.3	8.22	3.3	7.53	13.4	21.0
2.1	4.67	8.3	13.0	7.56	2.7	6.0	10.7	16.7
1.7	3.77	6.7	10.5	7.0	2.2	4.85	8.6	13.5
1.4	3.09	5.5	8.6	6.48	1.7	3.92	7.0	10.9
1.1	2.55	4.5	7.1	6.05	1.5	3.28	5.8	9.1
1.0	2.13	3.8	5.9	5.67	1.2	2.73	5.0	7.6
0.8	1.79	3.2	5.0	5.31	1.1	2.5	4.4	6.9
0.7	1.52	2.7	4.2	5.0	0.9	2.12	3.8	5.9

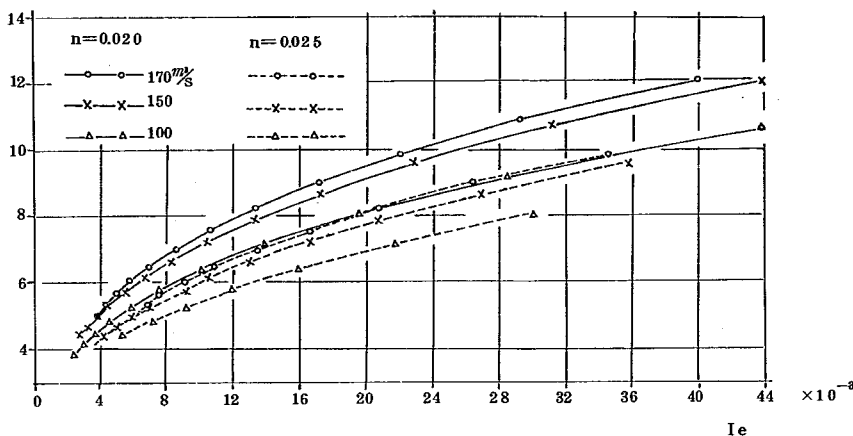


図-10 台形水路等流流速 V_o ~ 等流勾配 I 関係図

〔Ⅰ案〕 隧道の断面は直径 6.5 m の標準馬てい形とし、河床勾配を $1/80$ とする。開水路は、台形断面とし底巾 6 m のり勾配を 5 分とし河床勾配は $1/100$ とする。その結果水路部では段落ちを設けない。台形水路端河床高は 8.262 m とする。

この案について、隧道および開水路に生ずる平均流速は、流量および粗度係数の変化に対して表-5の如くなる。

表-5 平均流速〔Ⅰ案〕

m/s

		隧 道				開 水 路			
粗度係数 n		0.010	0.015	0.020	0.025	0.010	0.015	0.020	0.025
流 量	100		8.85	7.1	6.05	10.3	7.85	6.4	5.45
	150		9.80	7.9	6.6	11.7	8.75	7.15	6.05
	170	11.95	10.20	8.1	6.9	12.1	9.1	7.35	6.30

〔Ⅱ案〕 隧道及び開水路の断面形はⅠ案と同じとし、隧道部の河床勾配を $1/135$ とする。開水路部は $1/120$ とし、隧道と開水路の間に高さ約 6.46 m の段落ちを設け十分エネルギー減殺を行う。台形水路端河床高はⅠ案と同様 8.262 m である。

この案では、生起する流速は表-6の通りであり、Ⅰ案に比べ隧道部の流速がかなり減少し、土砂輸送による摩耗に対してもかなり安全性が高くなる。

表-6 平均流速〔Ⅱ案〕

		隧 道				開 水 路			
粗度係数 n		0.01	0.015	0.020	0.025	0.01	0.015	0.02	0.025
流 量	100	9.72	7.3	5.9	5.00	9.65	7.35	5.95	5.1
	150	10.9	8.1	6.5	5.4	11.0	8.25	6.65	5.55
	170	11.3	8.3	6.65	5.45	11.35	8.55	6.95	5.85

(3) 球磨川取付け段落部の検討

この部分は、用水路上からの段落部につづく球磨川への放流水を減勢する水路延長 50 m の部分である。

この部の段落は、用水路上の河床高が最低 E.L. 7.20 m におさえられているためぜひとも必要な部分である。

エネルギー減殺の方法としては、ウォータークッションによる方法と減勢工を用いる方法の二者が考えられるが、ウォータークッションとする場合は、減勢地の河床高を深くとらねばならず、球磨川水位より考えると施工が大規模になるので、減勢工を用いる方法を採用することとし、形状は実験的に定めるものとした。

V 模型実験による放水路の水利設計

Ⅳの諸検討により、放水路の概略の設定がなされたがこれらの設定を確かめるために模型実験を行った。

(1) 模型実験の概要

模型は土木研究所 35 番実験室に水無川改修工事平面図 ($S=1/500$)、縦断面図 (縦 $1/200$ 、横 $1/2000$)、横断面図 ($S=1/200$) を用いて製作された。模型の範囲は、水無川 $151m$ 、放水路のうち隧道 $795m$ 、台形水路 $280m$ 、球磨川取付け段落部 $50m$ を含めて $1,276m$ であるが、これを設定した模型縮尺 $1/20$ で作成すると模型長として $63.8m$ が必要となり、実験施設の制限上一つにまとめることは困難であり、隧道勾配は $1/80$ と設定すると射流となり、隧道全長を取り入れる必要がないので、上流呑口部 (水無川 $151m$ 、隧道 $120m$) と下流部 (隧道 $50m$ 、開水路 $330m$) の二つに分割して製作した。

その概要は次の通りである。

模型の縮尺 水平、鉛直方向共に実物の $1/20$

模型河床 上流呑口部のうち、水無川の部分はモルタル仕上げとし、その他は木製で表面は合成樹脂の塗装を実施した。

実験はまづ〔Ⅰ案〕について実施し、上流部分流点及び下流段落ち部及び開水路部について成案を得た。次に〔Ⅱ案〕の中間段落ち部について実験を行ったが、本報告は〔Ⅰ案〕についてのものである。また、隧道のみ口についても若干の修正実験を実施中である。

(2) 相似律

河川の模型としては、水深が小さいときには粘性が問題となり、レイノルズの相似則も考えなければならないが、 $1/20$ 程度の縮尺においては重力と慣性力が支配的となり、したがって実物と模型においてこれらの力が相似すると考えたフルードの相似則がとられる。基本量の縮率は次の通りである。

表 7

基本量	次元	縮率	
長さ、深さ	L	n	1 : 20
時間	T	$n^{1/2}$	1 : $20^{1/2} = 1:4.4721$
流速	LT^{-1}	$n^{1/2}$	1 : $20^{1/2} = 1:4.4721$
流量	L^3T^{-1}	$n^{5/2}$	1 : $20^{5/2} = 1:1788.854$
粗度係数	$L^{-1/3}T$	$n^{1/6}$	1 : $20^{1/6} = 1:1.6476$

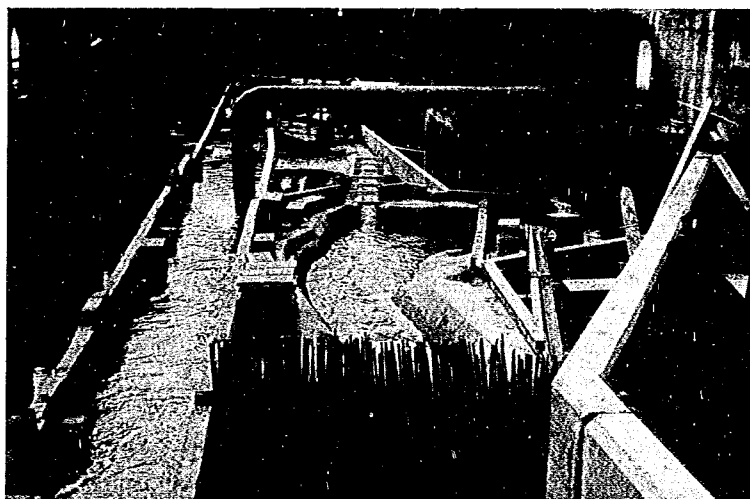


写真 - 1 上流部全景



写真 - 2 下流部全景

(3) 上流 呑口 部 実験

上流部の問題については、Ⅳの〔1〕の分水点の検討においてのべた。ここでは、

1. 計画高水流量時の流量配分を放水路 $170\frac{m^3}{s}$, 現河道 $30\frac{m^3}{s}$ とする。
2. 放水路入口の流入をスムーズにする。
3. 現河道への放水はベルマウス型排水口より行う。
4. 水無川は排水口敷高をB.L. 9.5 m として $1/70$ 勾配で上流にのぼり、放水路敷高は排水口敷高より 1.5 m 上げて 21 m とする。
5. 孔あきダムの位置は現ダムより上流へ 1.8 m の地点とする。

として、水無川の法線形状を考えて製作し、流況を観察しながら修正を加えていくこととした。

(1) 模 型 製 作

模型は、本川より放水路にスムーズに流入することを考え、平面形状を図-11のように作製した。

即ち、現河道法線形状を考え、隧道入口をA点に設置し、左岸側は隧道法線を直線で 20 m 延長し、水無川法線となめらかにつなぎ、右岸側はA点より直線で 3.4 m 延長し、 $r=10.0\text{ m}$ の曲線半径でひきのばし、水無川左岸堤につづけた。水無川は、当初孔あきダムを現せきの位置に設けることとし排水口敷高を 19.5 m として、上流に $1/70$ 勾配でのぼった。かなりの掘削をしなければならない。横断形状は、同図のように敷巾を $\phi 5$ の 18 m から $\phi 2$ の 10 m まで漸縮し、その上流は 10 m 巾とした。法面勾配は1割とした。横断形状は図12~17の通りである。

放水路敷高と水無川本川の間には約 1 m の落差があるが、同平面図のように本川の川なりに沿わせ、放水路に対しては斜めにとりつけた。すりつけ勾配は3割である。隧道へのとりつけの縦断面は平面図の切断D線で示され、図-18の通りである。

放水路へのとりつけ横断は、隧道入口より 10 m 地点の横断を図-19のB図とし、その地点より隧道断面Aへとすりつけていった。

この状況において実験を実施したところ、流況として特に支障がないが、施工を考慮して、B点までの左岸側の法面が直であつたのをわずかに傾斜させて同図の破線のごとく修正した。

排水口の形状は第1回実験においては、流量配分のみを考えて断面形は特に考えず、流況および水理量の検討を行い後にベルマウス型とした。ベルマウス形状としては、土砂排出を考慮して、方形とした。

方形ベルマウスにおいて問題となるのは、隅角部において発生する負圧の問題で、これらについては種々の研究*2が行われている。

*2 堰堤放水管に関する研究(6)

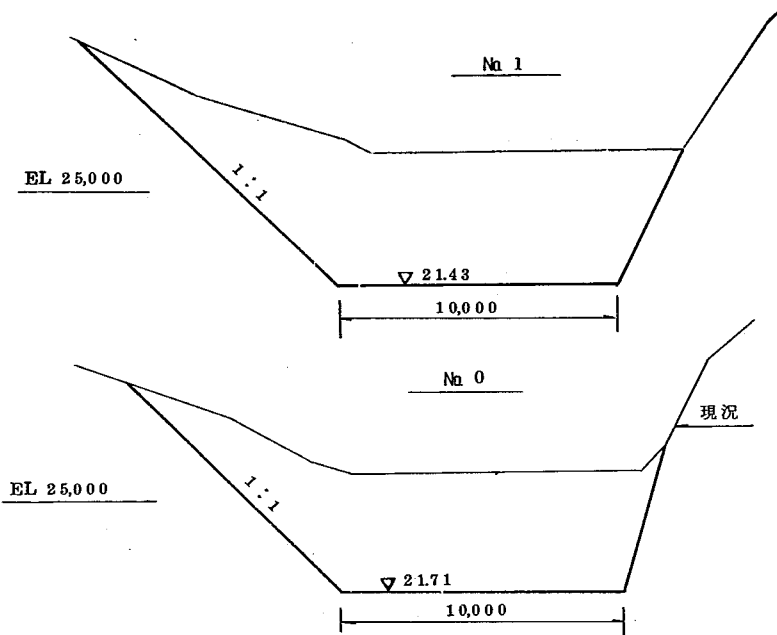


圖-12 模型製作橫断面圖 $S = \frac{1}{200}$

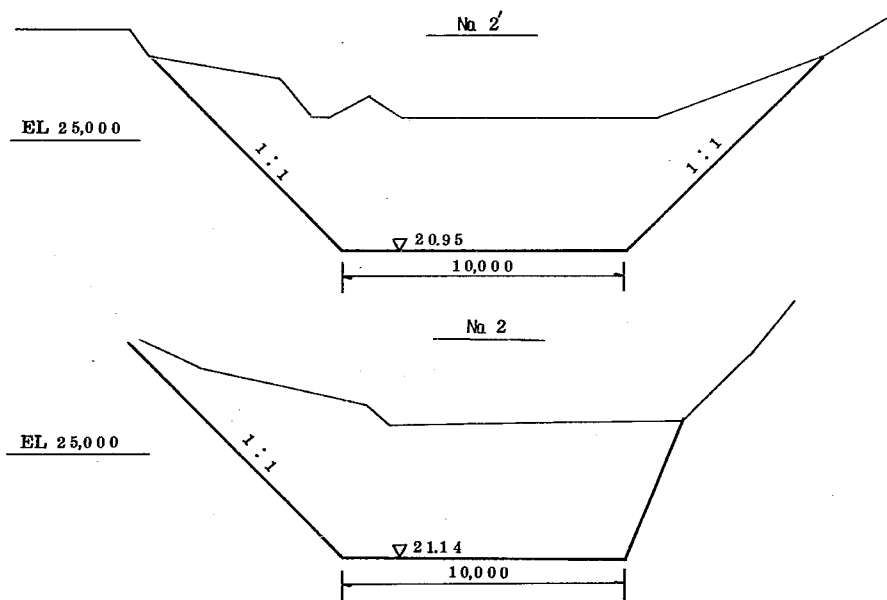


圖-13 模型製作橫断面圖 $S = \frac{1}{200}$

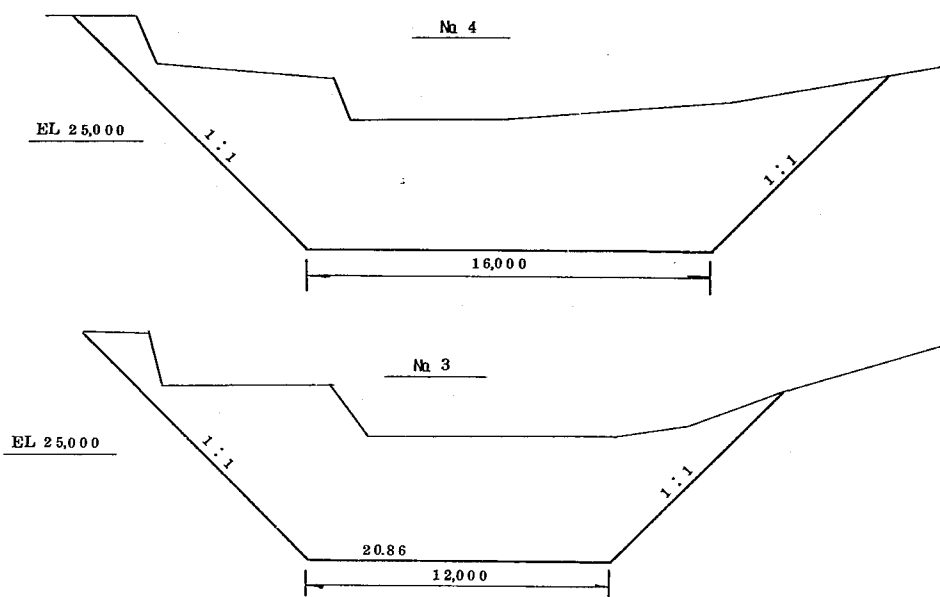


图-14 模型製作横断面图 $S = \frac{1}{200}$

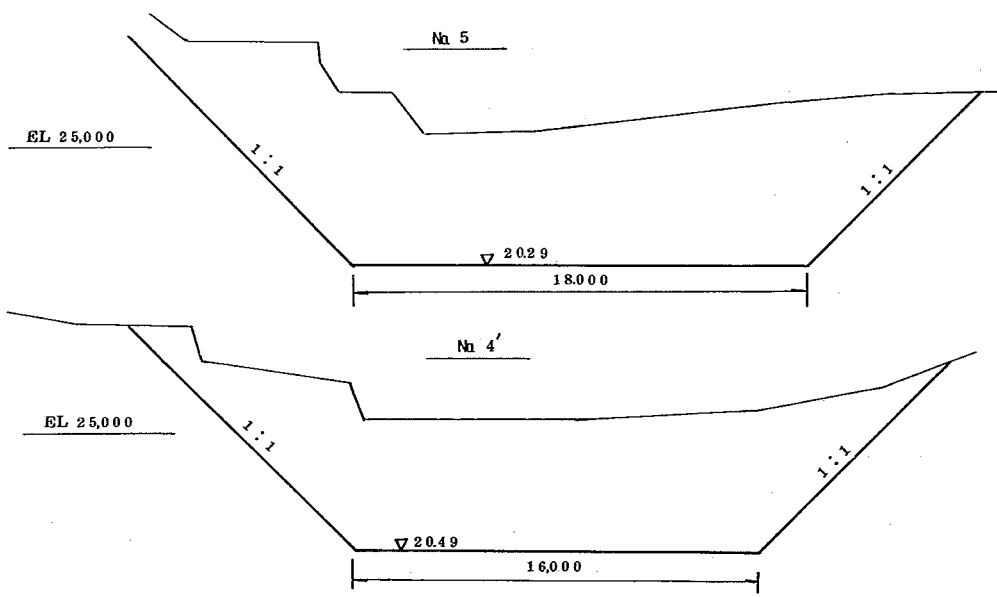


图-15 模型製作横断面图 $S = \frac{1}{200}$

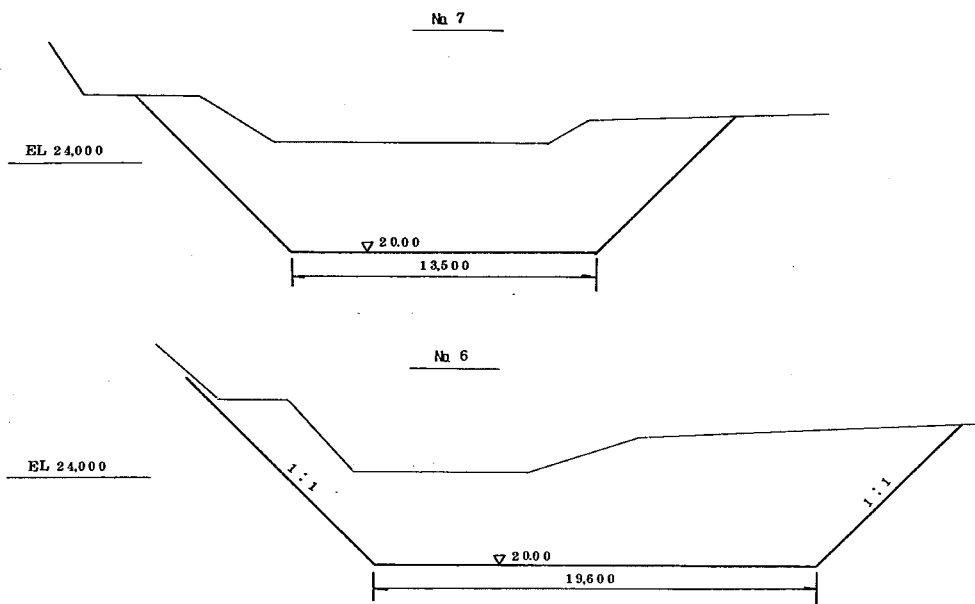


图-16 模型製作横断面图 $S = \frac{1}{200}$

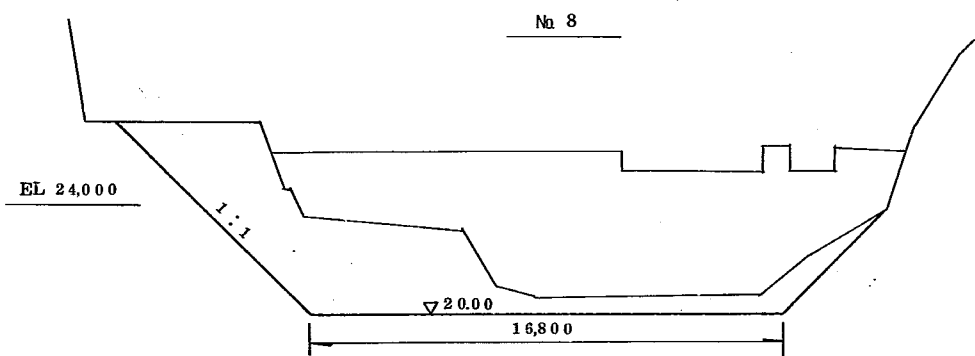


图-17 模型製作横断面图 $S = \frac{1}{200}$

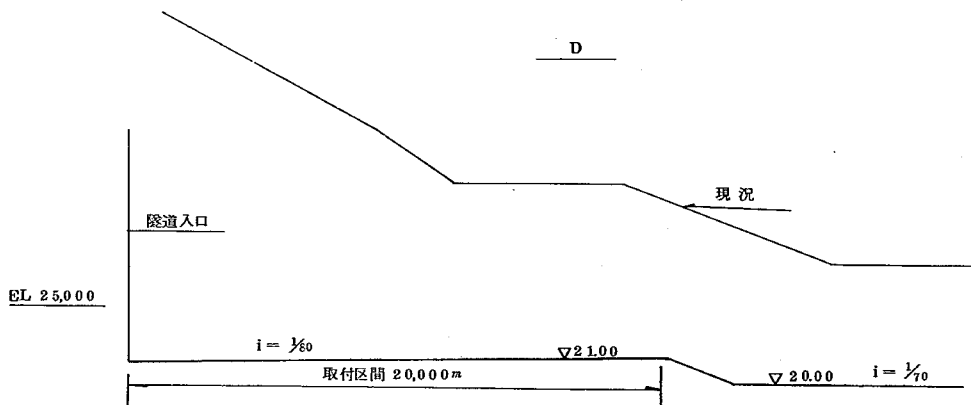


図-18 模型製作横断面図 $S = \frac{1}{200}$

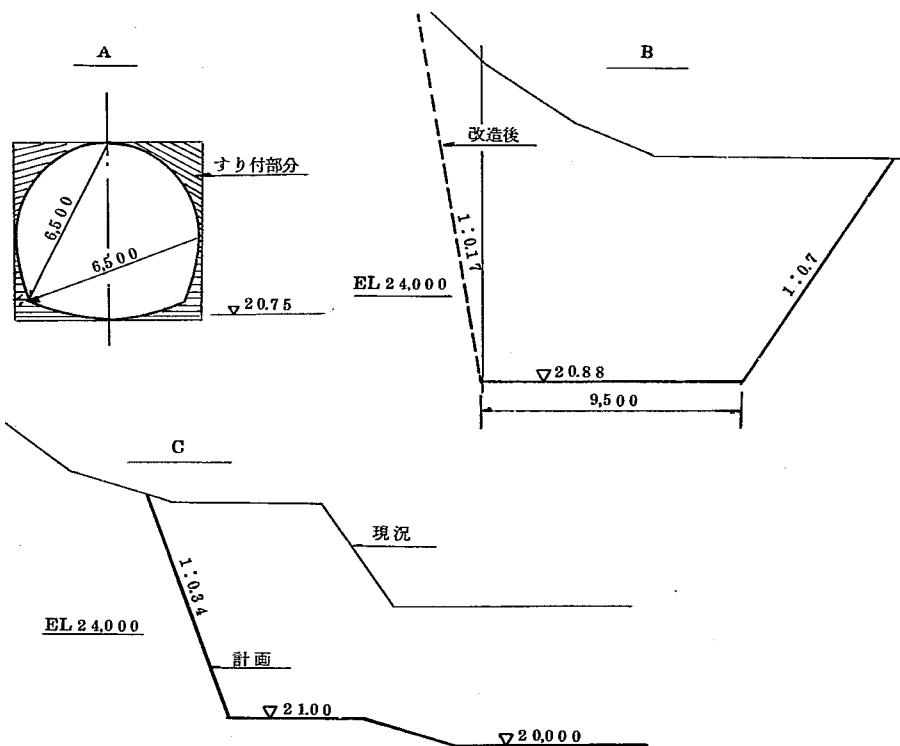


図-19 模型製作横断面図 $S = \frac{1}{200}$

ここでは、同書にもとづいて四半円の隅取りを行つた。

次は設定する断面形であるが、土砂吐きを円滑に行うために出口部断面の基本形を横長として、流出率を検討の結果 $C = 0.9$ を想定し、

$$Q = C \cdot f \cdot A \cdot \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (5)$$

より、 $Q = 3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $H = 7 \text{ m}$ 、 $f = 0.96$ （すみ切り断面の補正）として $A = 3 \text{ m}^2$ 、 $2 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ の長方形断面を設定した。

ベルマウス形状としては、同書の C I 型を用い、

$$\frac{X^2}{a_0^2} + \frac{Y^2}{\left(\frac{a_0}{4}\right)^2} = 1 \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 X はベルマウス出口断面を基点として上流側を正とする流下方向の座標であり、 Y は長径および短径の出口断面からのずれを示す。

a_0 としては、長径の方をとり $a_0 = 2 \text{ m}$ を用いた。

ベルマウス管全体としては、このベルマウス部 2 m につづいて、ベルマウス下流端から管の出口までベルマウス下流端の形状がつづくが、この長さは孔あきダム形状から定まるもので、ここでは一応 4 m を想定した。ベルマウスの形状は図-20 に示す。

(2) 実 験

以上の模型において、流量を $5.0 \text{ m}^3/\text{s} \sim 20.0 \text{ m}^3/\text{s}$ まで $5.0 \text{ m}^3/\text{s}$ きざみの実験を行い、水位および流速の測定を行つた。

測定位置は図-21 に示す通りである。

実験の順序は以下の通りである。

1. まず、孔あきダムの排水口の形状を固定せずに、分流量の割合を流量 $20.0 \text{ m}^3/\text{s}$ について隧道 $17.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 、水無川 $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ となるようなオリフィスとして設定した。この時のダム位置は現せき位置とした。流量 $20.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下についてはオリフィスの形を固定して分流させて、流況を観察し、隧道入口の形状を決定した。排水口の形状は後に別途検討することとした。
2. 次に上流よりの土砂によつて隧道入口部が推積した場合の流況を観察するため、図-11 の 6 断面より 6a 断面までの区間の河床高を 1.0 m 上げた場合（すなわち隧道勾配基点と同じ高さ）について、河床に模型粒径で $1.0 \text{ mm} \sim 3.0 \text{ mm}$ の移動しない砂利を敷均して実験を行つた。
3. さらに、水無川の河床材料の移動状況を観察するために、最初の固定床上において、上流から模型で 3 mm の粒径のほぼ均一砂を補給して堆積状況を観察した。
4. 孔あきダムの排水口形状をオリフィスからベルマウスに改め、本川への土砂排出を容易ならしめるため、ダム位置を 1.8 m 上流へ移し、排水口の流出係数、水面形の測定および流況を観察した。

以上の実験結果を説明すると次の如くである。

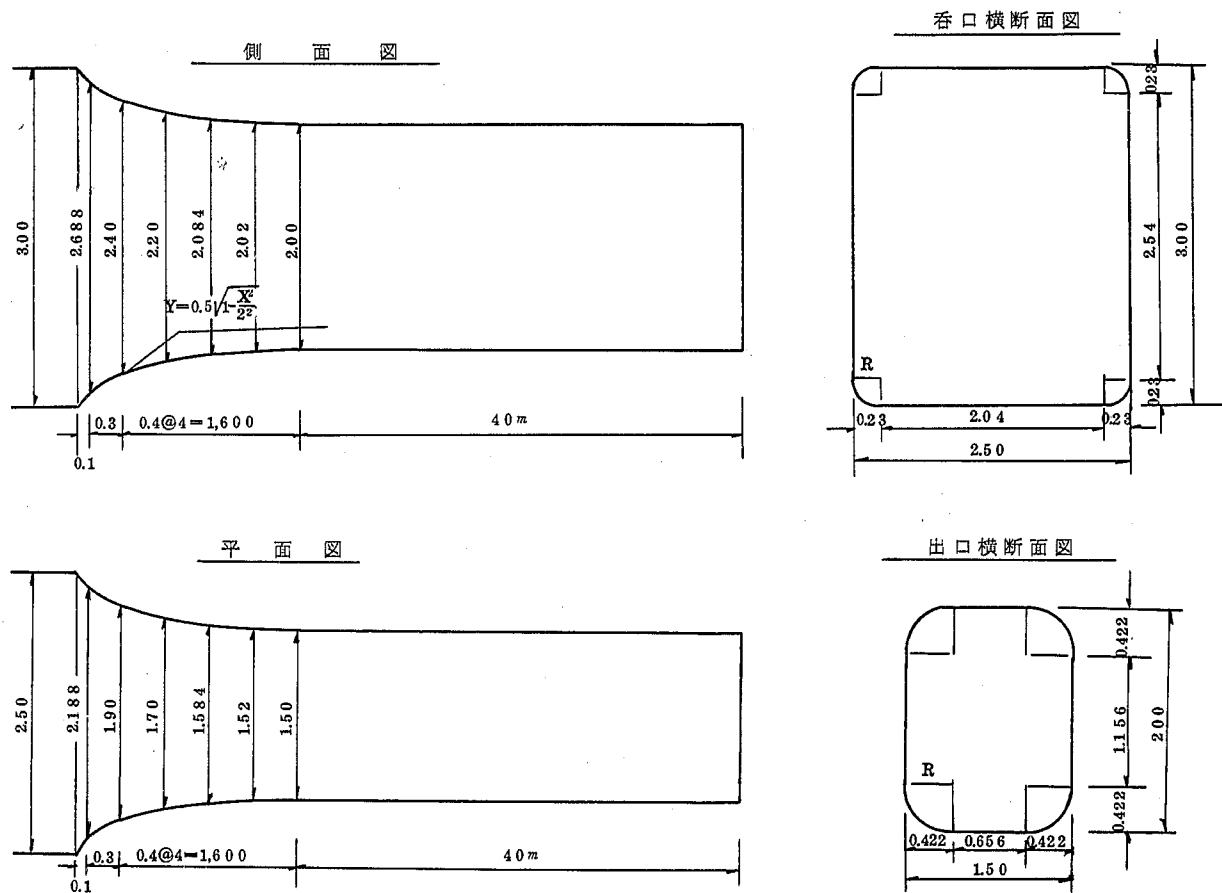


図-20 ベルマウス放水孔構造図

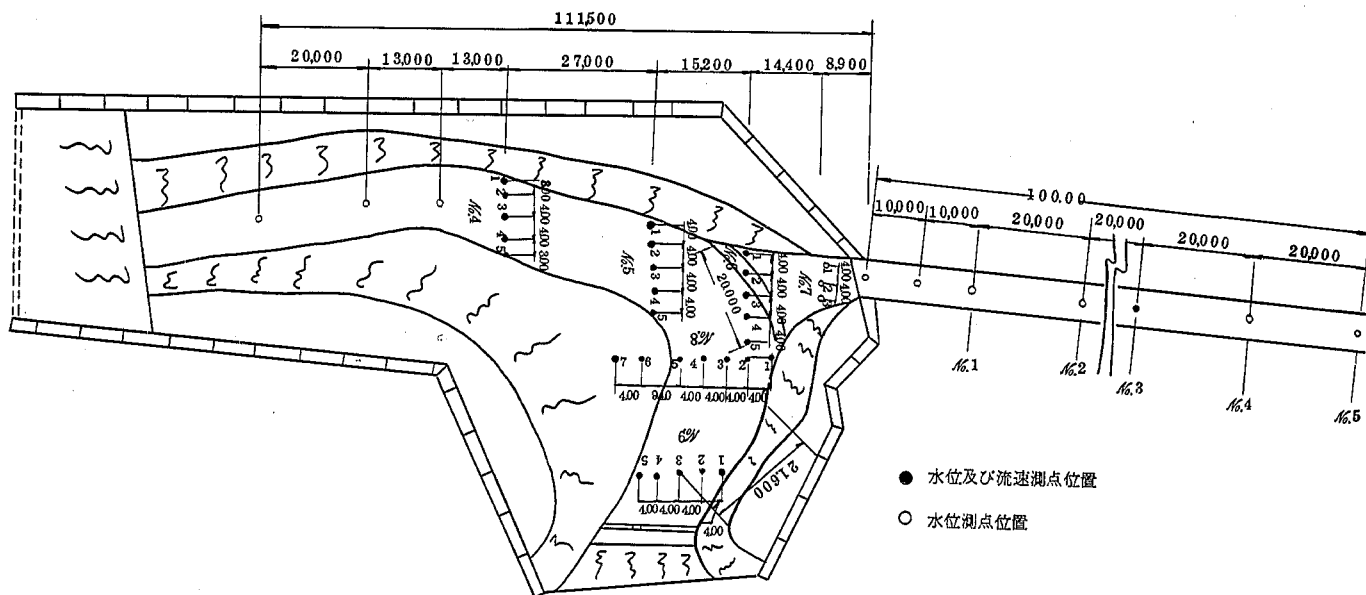


图-21 水位及び流速測点位置 $S = \frac{1}{50}$

(a) 固定床実験 1

1 について、流量 $1.76 \frac{m^3}{s}$ ⁴¹、 $1.56 \frac{m^3}{s}$ 、 $1.13 \frac{m^3}{s}$ について実験した。いずれの流量についても $\Lambda 4$ 付近までは主流が水路中央を流下し、 $\Lambda 8$ より下流においては、左岸側にゆるい流れがあり、現在右岸側からでている砂州部に明らかな逆流がみとめられる。隧道への流入部は、左岸側に主流がかたよっているが、全体としてスムーズに流入しており、この程度では良好と認められた。

次にこれらの流況を $Q = 2.0 \frac{m^3}{s}$ について詳細にみると以下のごとくである。

流速は、図-22、23に各側点の流速分布図、図-24、25等流速線図を示す。これより、流入部の流速は、 $2 \sim 2.5 \frac{m}{s}$ であり、 $\Lambda 4$ で流心がほぼ中央にあり、 $\Lambda 5 \sim 6$ にかけて左岸側により、 $\Lambda 7$ においてもなお左岸より高流速があるが、かなり一様分布になつて隧道に流下していることがわかる。排水口に向う流れは、左岸よりで最大 $0.7 \sim 0.8 \frac{m}{s}$ と急減し、さらに右岸側では逆流をおこしている。この流況を図示すると、図-26の通りである。

この下流部の逆流は、分流および下流部の広巾員によつてひきおこされるものと考えられ、低水の取水および流下してきた土砂の排砂を考えると、排水口はなるべく左岸側に近づけた方がよいと思われる。

(b) 固定床実験 2

前述のごとく、河床に堆砂した場合の流況の変化を調べるために、 $\Lambda 6$ より上流を 1 m 上昇させた場合について実験を行つた。結果は、流速が(a)の場合より 20% 前後早くなり、その速度水頭の関係で水位が 0.1 m 程度低くなつた。流況はほとんど変化が認められないが、 $\Lambda 6 \sim \Lambda 7$ の流速分布をみると左岸よりの流線がやや改善されたようである。流量および流況は図27~31に示す通りである。

(c) トンネル呑口部の改造

原案について流況を観察した結果、流況としては支障はないが、トンネル呑口部において主流が左岸側によつて流れているので、これを改善するためトンネル入口部から上流 1.0 m 間の左岸の側壁を垂直につけていたのを図-32の破線のように $EL30 \text{ cm}$ の線を $\theta = 7^\circ$ で後へひき、その分だけの法勾配をつけた。この横断は図-18のBに併記する。

流況を観察したところ、ほとんど変化はみられず、これでトンネル取付部は良好なものとした。

(d) 移動床実験

水無川の分流点は、分流開始時は固定床実験の通りの河床を示すが、その後は次第に堆積し穴あきダムの流出口への水みちが低水時に確保出来るか否かが問題となる。

この実験は、この堆積の仕方をしらべるために行つたもので、通常の移動床実験と

⁴¹ 量水標のH-Q曲線が変化していたため、後に修正した値

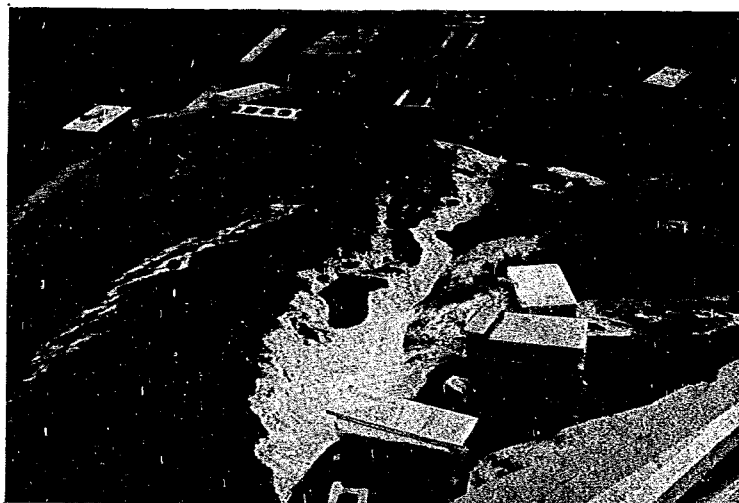


写真-3 固定床 $Q=156 \text{ m}^3/\text{s}$ (隧道 $Q=132 \text{ m}^3/\text{s}$, 本川 $Q=24 \text{ m}^3/\text{s}$)

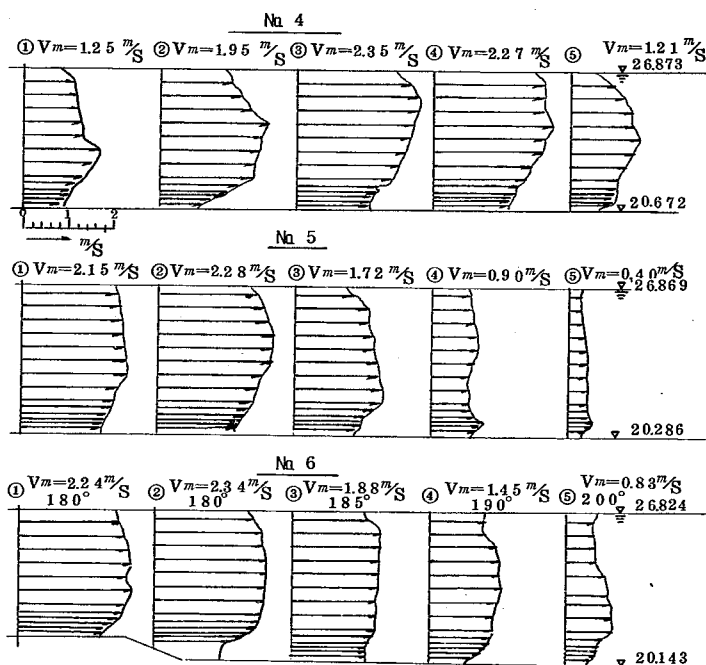


図-22 固定床 $Q=176 \text{ m}^3/\text{s}$ (トンネル $Q=149.6 \text{ m}^3/\text{s}$
本川 $Q=26.4 \text{ m}^3/\text{s}$) 流速分布図

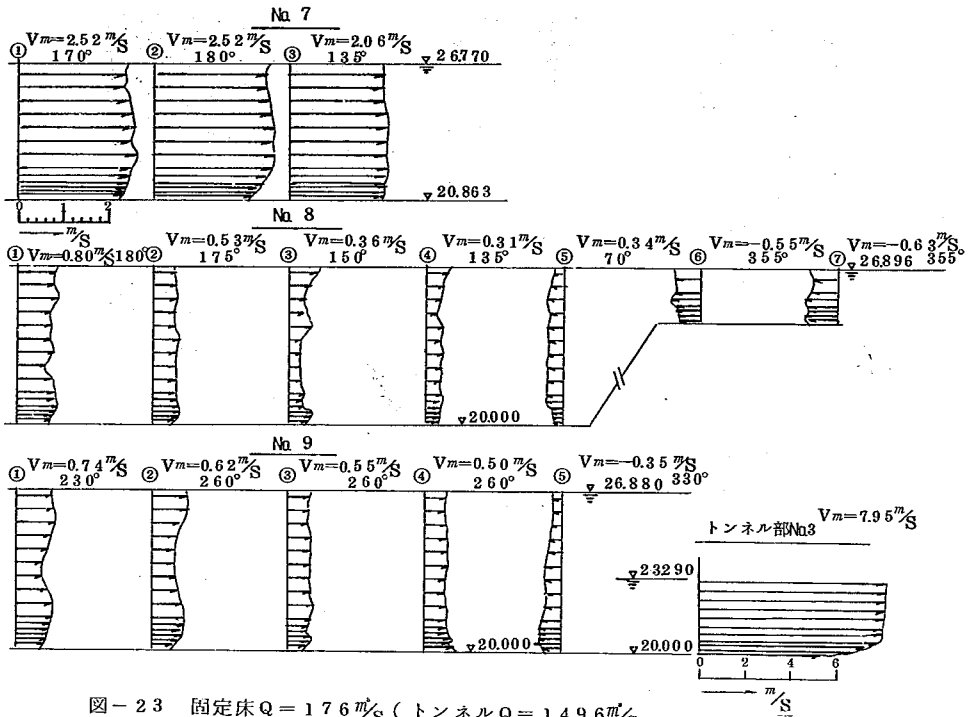


図-23 固定床 $Q = 176 \text{ m}^3/\text{s}$ (トンネル $Q = 149.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 本川 $Q = 26.4 \text{ m}^3/\text{s}$) 流速分布図

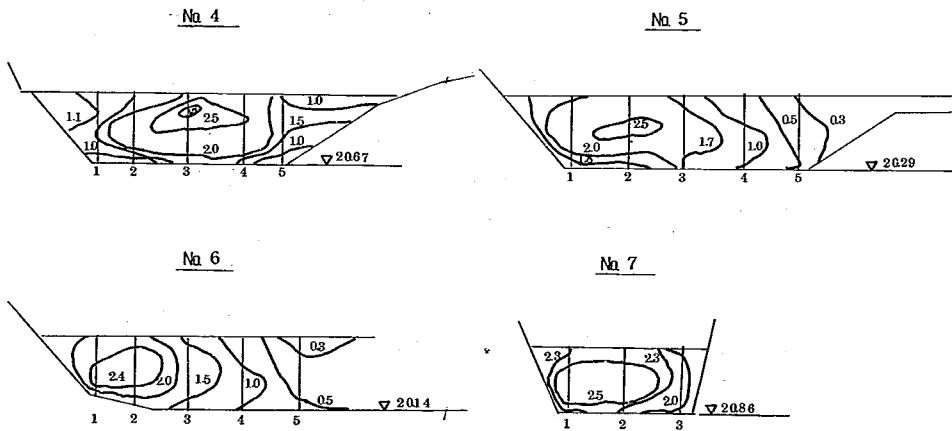


図-24 固定床 $Q = 176 \text{ m}^3/\text{s}$ 等流速線図

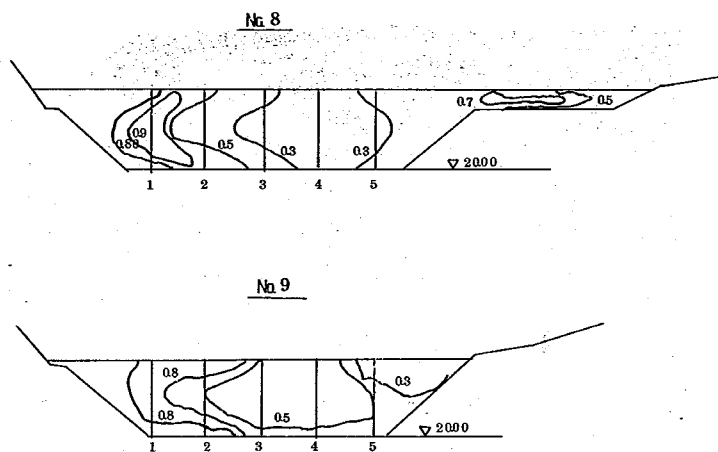


图-25 固定床 $Q = 176 \text{ m}^3/\text{s}$ 等流速线图

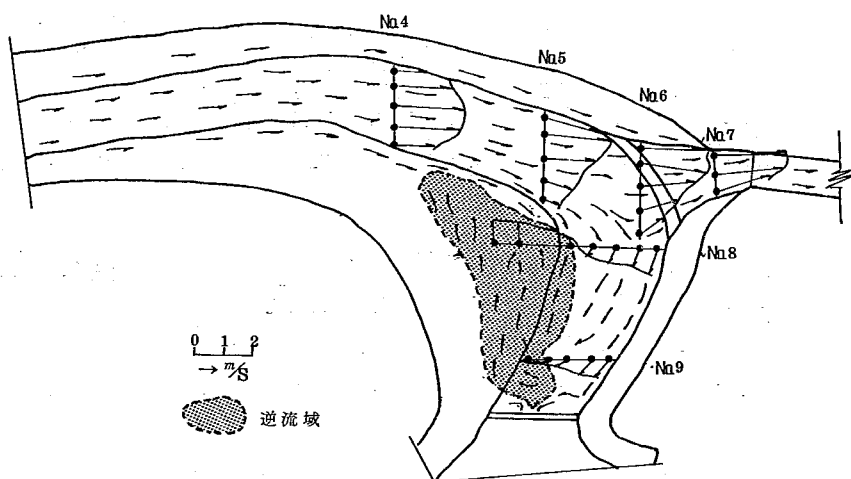


图-26 固定床 $Q = 176 \text{ m}^3/\text{s}$ 流况图



写真-4 砂利床 $Q=156 \text{ m}^3/\text{s}$ (隧道 $Q=132 \text{ m}^3/\text{s}$,
本川 $Q=24 \text{ m}^3/\text{s}$)

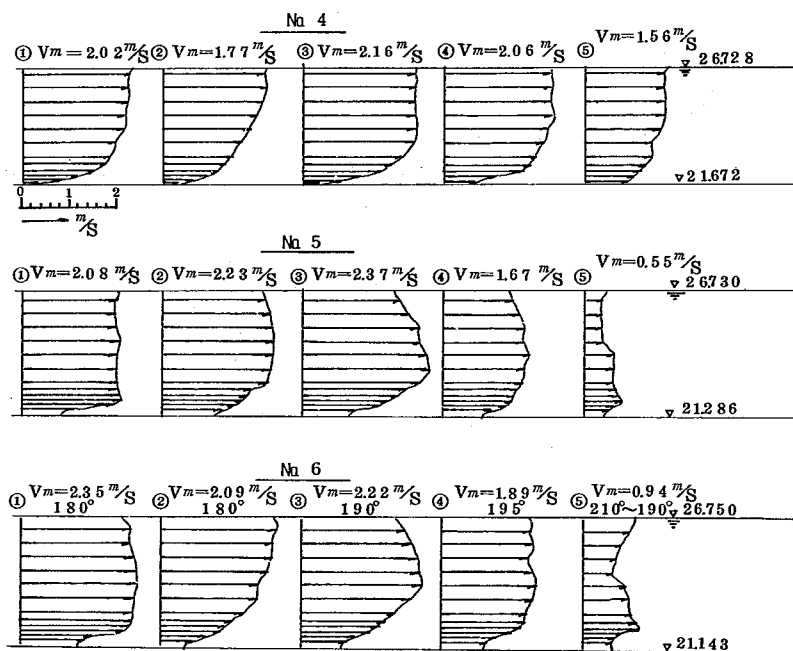


図-27 砂利床 $Q=176 \text{ m}^3/\text{s}$ (トンネル $Q=149.6 \text{ m}^3/\text{s}$,
本川 $Q=26.4 \text{ m}^3/\text{s}$) 流速分布図

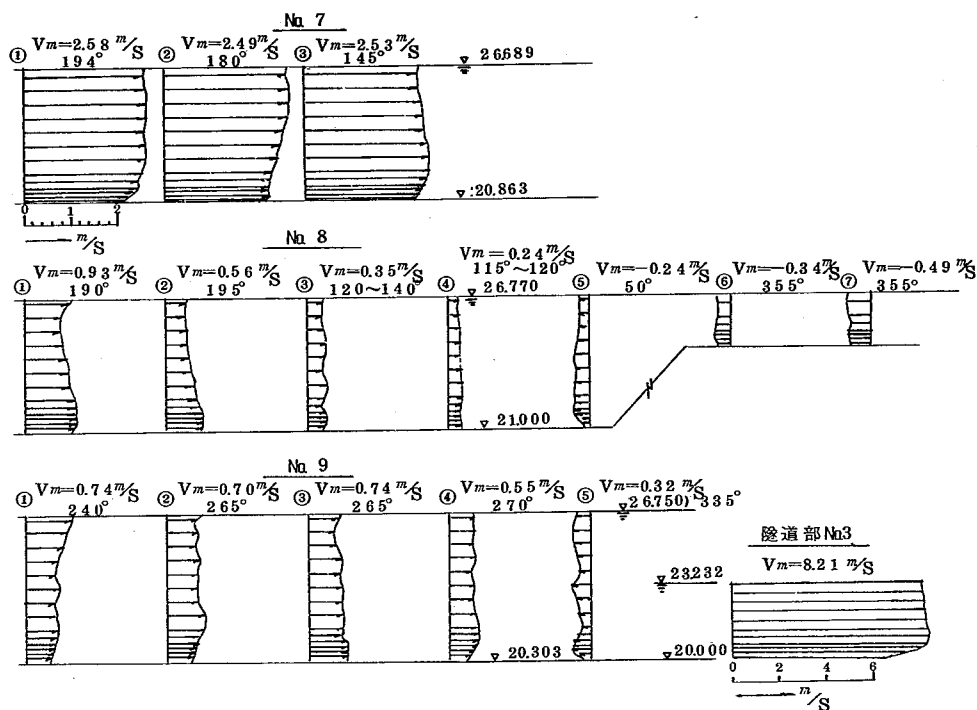


图-28 砂利床 $Q = 176 \text{ m}^3/\text{s}$ 流速分布图

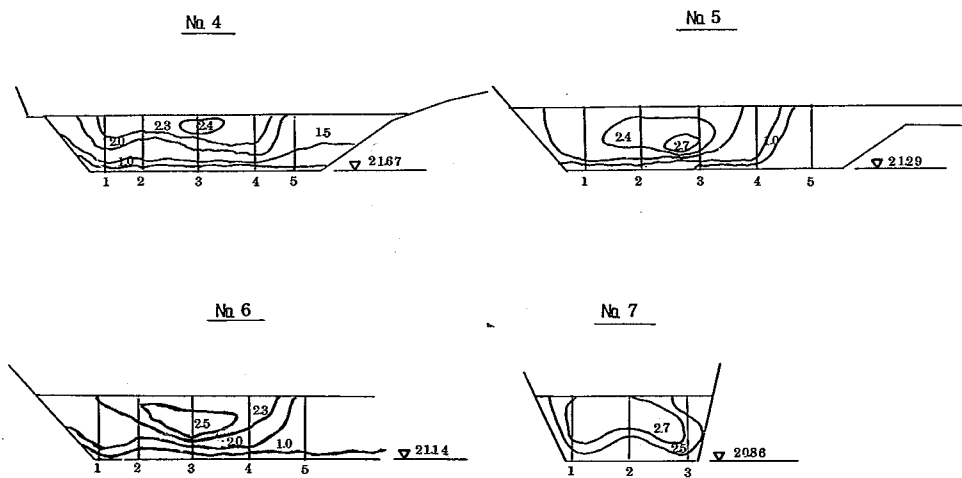


图-29 砂利床 $Q = 176 \text{ m}^3/\text{s}$ 等流速线图

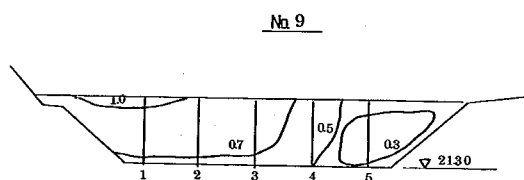
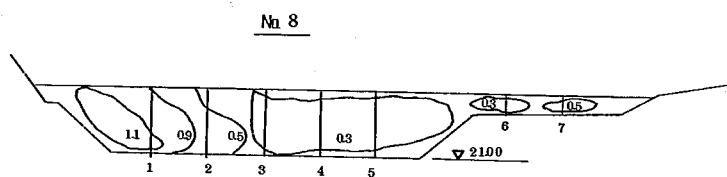


図-30 砂利床 $Q = 176 \text{ m}^3/\text{s}$ 等流速線図

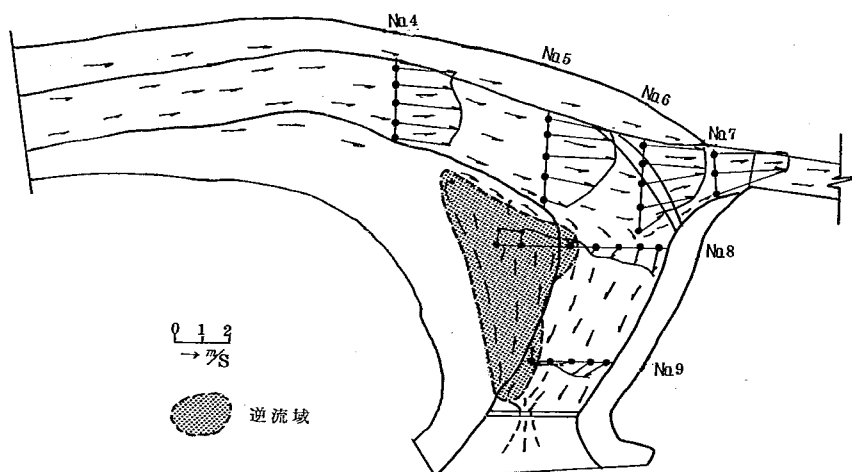


図-31 砂利床 $Q = 176 \text{ m}^3/\text{s}$ 流況図

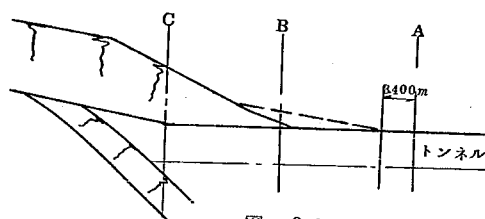


図-32

は異なるものである。

実験は、まず図-11に示す測点 $\phi 0 \sim \phi 2$ の間に平均粒径約 3 mm （現地で約 6 cm ）の粒径を $\phi 0$ 付近で厚さ 1.0 mm 、 $\phi 2$ 付近で 0 m に敷き均して $176 \frac{\text{mm}^3}{\text{s}}$ の通水を始めた。

砂利の移動に伴い、上流から補給をつづけ砂利の移動状況を観察した。砂利は、 Δ の堆砂と同様、前面に段丘状をなす堆砂形状をしつゝ流下する。

模型時間40分後では測点 $\phi 4$ から下流4m附近までの区間で約2.4mの高さに堆積しており、測点 $\phi 4$ から下流8.0m附近までわずかではあるが堆砂はのびている。

実験をさらに継続し、模型時間2時間前後では、トンネル入口 $\phi 7$ 上流4.0m附近まで堆砂がのび、その後は実験を続行しても堆積は進行せず、測点 $\phi 7$ の上流4.0m附近より下流に移動した砂利はそのまま隧道へ流下していく。排水口の方へは、少しずつのびていくが、ほぼ安定した形状が認められたので、2時間40分で実験を終了した。実験結果は、図-33、34に示す通りである。

この実験は、粒径が現地の粒径 $\phi 1$ （表-8～13）よりもやゝ大きく、時間の対応も明らかにできないが、分流点における最終的な堆砂状況については、かなりの資料を与えるものと考えられる。

即ち、分流点附近の堆砂が大きく、低水流量が本川の方へ流れずに隧道の方へ流入してしまう可能性がある。実験結果では、分派点の右岸側の河床がまだ低く、低水流量は本川へ流入しているが、この辺の堆砂状況は、実験精度からいつてそのまま現地へ適用するのは危険である。また、分派点附近の側壁はモルタル製であり、流速が速い所から堆砂が防たげられていることも考えられる。最悪の場合には、維持掘削も考えられるがダムまでの距離は25mであるから掘削量は僅かである。

また分派点より少し上流にせきを設け取水管を穴あきダムまで引くことも考えられるが、隧道の流入部を改良して堆砂の少ない形状を求めるのが望ましい。これについては、別途考慮することとする。

(c) ダム排水口の流量係数の測定

実験に際しては、まず隧道をしめきり、ベルマウス型排水口の $H-Q$ curveを測定し、次に隧道を開き、上流からの流量から排水口へ入る流量をさしひいて隧道に流入する分流量を求めた。

排水口の $H-Q$ カーブおよび流出係数は表-14および図-35の通りである。

$$Q = C_a \cdot A \sqrt{2gH}$$

Q : 流量, C_a : 流出係数, A : 出口断面積, $H = h - 2.050$

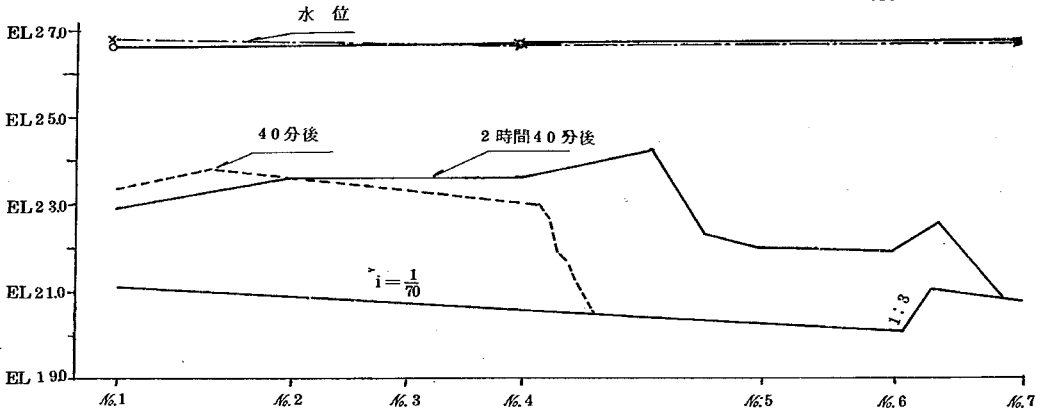
$\phi 1$ この資料は、現地粒径の巨礫を除いて測定したもので、 $\phi 1 \sim \phi 3$ の地点においても径1m

程度の巨礫がみられる。

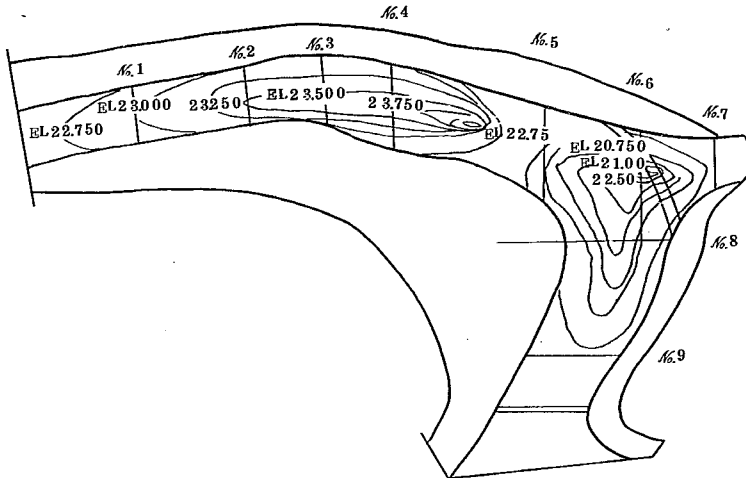
水 位 表

時間 \ 測 点	№. 1	№. 4	№. 7
40 分後	26.770	26.680	26.669
2 時間 40 分後	26.670	26.700	26.717

×---× 40分後
○---○ 2時間40分後



図一 3 3 移動床 ($Q=176 \text{ m}^3/\text{S}$ 水位及び堆砂状態)



図一 3 4 移動床 2 時間 40 分後スケッチ図

表-8 水無川粒度分布 Ⅱ

フルイ の 目 き (mm)	フルイ残留 重 (kg)	重量百分率 (%)	累加重 百分 率 (%)	フルイ の 目 き (mm)	フルイ残留 重 (g)	重量百分率 (%)	累加重 百分 率 (%)
100							
80							
60							
50							
40	1108	9.59	9.59				
30	598	5.18	14.77				
25	772	6.68	21.45				
20	978	8.47	29.92	1.2	1149	9.95	90.48
15	720	6.23	36.15	0.6	628	5.44	95.92
10	1685	14.59	50.74	0.3	224	1.94	97.86
5	1928	16.69	67.43	0.15	25	0.22	98.08
2.5	1513	13.10	80.53		223	1.92	100
合 計				合 計	11551	100	

粒 度 曲 線 図

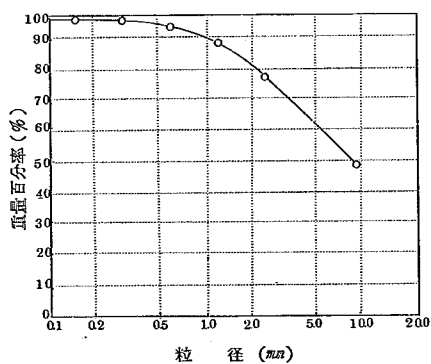
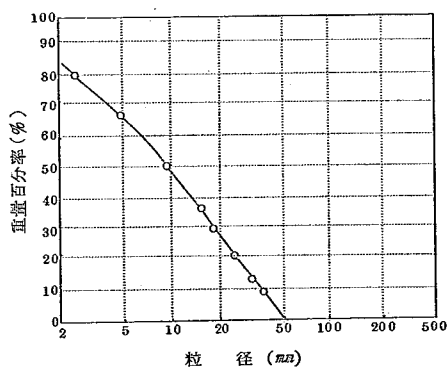


表-9 水無川粒度分布 表2

フルイ の 目 き (mm)	フルイ残留 重 (Kg)	重量百分率 (%)	累加重 百分 率 (%)	フルイ の 目 き (mm)	フルイ残留 重 (g)	重量百分率 (%)	累加重 百分 率 (%)
100							
80	2634	9.54	9.54				
60	2074	7.51	17.05				
50	1179	4.27	21.32				
40	1952	7.07	28.39				
30	1420	5.14	33.53				
25	1914	6.93	40.46				
20	1858	6.73	47.19	1.2	2456	8.90	86.23
15	988	3.58	50.77	0.6	1708	6.19	92.42
10	2394	8.67	59.44	0.3	1573	5.70	98.12
5	2401	8.70	68.14	0.15	345	1.25	99.37
2.5	2538	9.19	77.33		174	0.63	100
合 計				合 計	27608	100	

粒 度 曲 線 図

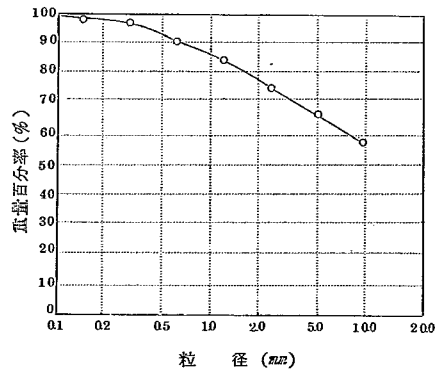
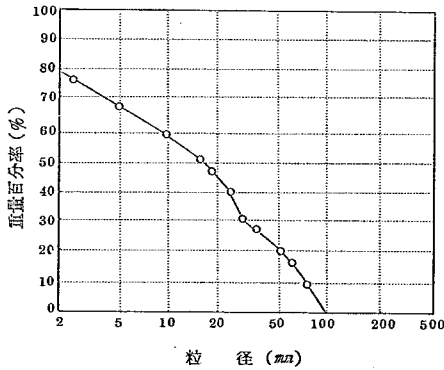


表-10 水無川粒度分布 表3

フルイ目 の 開 き (mm)	フルイ残留 重 (kg)	重量百分率 (%)	累加重量 百分率 (%)	フルイ目 の 開 き (mm)	フルイ残留 重 (g)	重量百分率 (%)	累加重量 百分率 (%)
100							
80	5076	21.65	21.65				
60	1076	4.59	26.24				
50	541	2.31	28.55				
40	1124	4.79	33.34				
30	643	2.74	36.08				
25	1526	6.51	42.59				
20	1225	5.22	47.81	1.2	1839	7.84	86.04
15	1788	7.62	55.43	0.6	1224	5.22	91.26
10	1724	7.35	62.96	0.3	1717	7.32	98.58
5	1786	7.62	70.58	0.15	117	0.50	99.08
2.5	1786	7.62	78.20		258	0.92	100
合 計				合 計	23450	100	

粒 度 曲 線 図

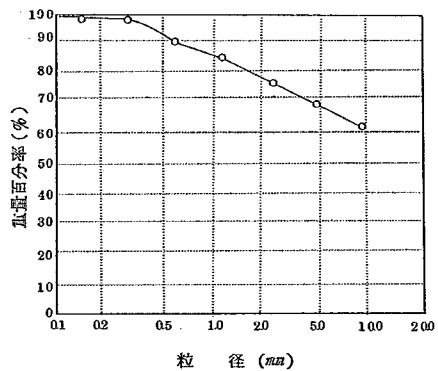
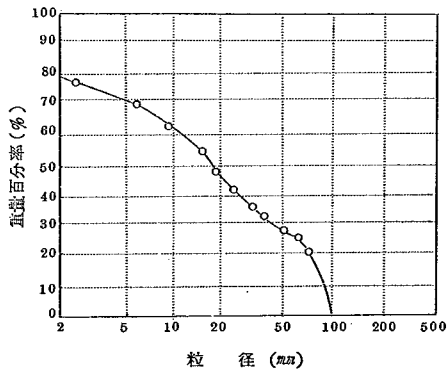


表-11 水無川粒度分布 表 4

フルイ の 目 き (mm)	フルイ残留 重 (kg)	重量百分率 (%)	累加重 百分 率 (%)	フルイ の 目 き (mm)	フルイ残留 重 (g)	重量百分率 (%)	累加重 百分 率 (%)
100	1659	7.26	7.26				
80	1950	8.54	15.80				
60	2113	9.34	25.14				
50	1532	6.71	31.85				
40	1654	7.24	39.09				
30	1189	5.21	44.30				
25	1231	5.39	49.69				
20	1395	6.11	55.80	1.2	1627	7.12	88.82
15	788	3.45	59.25	0.6	990	4.33	93.15
10	1689	7.39	66.64	0.3	906	3.97	97.12
5	1760	7.71	77.35	0.15	63	0.28	97.40
2.5	1678	7.35	81.70		618	2.60	100
合 計				合 計	22842	100	

粒 度 曲 線 図

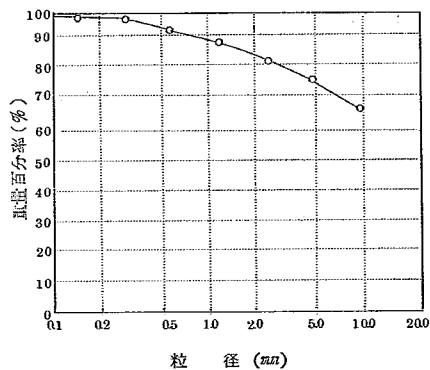
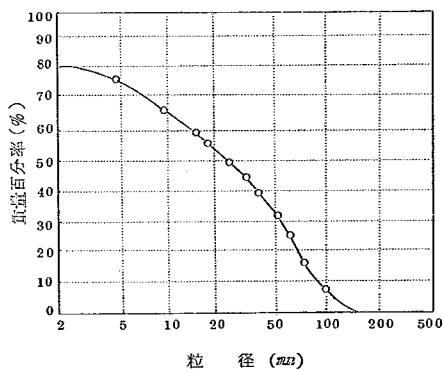


表-12 水無川粒度分布 表5

フルイ の 目 き (mm)	フルイ残 留 量 (kg)	重量百分 率 (%)	累加重量 百分率 (%)	フルイ の 目 き (mm)	フルイ残 留 量 (g)	重量百分 率 (%)	累加重量 百分率 (%)
100							
80	3129	12.43	12.43				
60	2546	10.12	22.55				
50	2638	10.48	33.03				
40	2821	11.21	44.24				
30	2313	9.19	53.43				
25	2142	8.51	61.94				
20	1825	7.25	69.19	1.2	743	2.95	95.79
15	1011	4.02	73.21	0.6	596	2.37	98.16
10	2200	8.74	81.95	0.3	306	1.22	99.38
5	1762	7.00	88.95	0.15	49	0.19	99.57
2.5	980	3.89	92.84		104	0.43	100
合 計				合 計	25165	100	

粒 度 曲 線 図

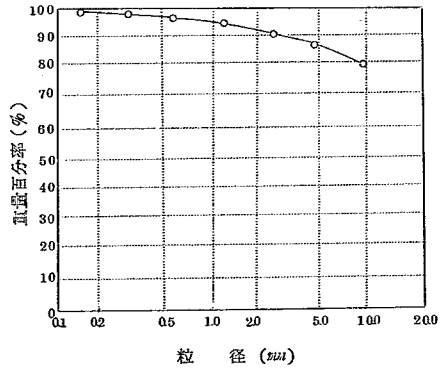
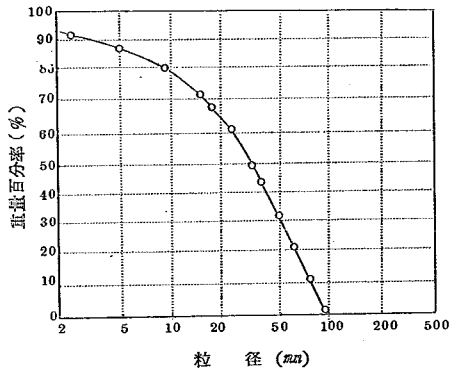


表-13 水無川粒度分布 表6

フルイ の 目 き (mm)	フルイ残留 重 (kg)	重量百分率 (%)	累加重量 百分率 (%)	フルイ の 目 き (mm)	フルイ残留 重 (g)	重量百分率 (%)	累加重量 百分率 (%)
100	3546	13.90	13.90				
80	1069	4.19	18.09				
60	1088	4.27	22.36				
50	2274	8.92	31.28				
40	3121	12.24	43.52				
30	1209	4.74	48.26				
25	1535	6.02	54.28				
20	1543	6.05	60.33	1.2	1718	6.74	93.13
15	968	3.80	64.13	0.6	1083	4.25	97.40
10	1856	7.28	71.41	0.3	434	1.70	99.10
5	2001	7.85	79.26	0.15	122	0.48	99.58
2.5	1823	7.15	86.41		72	0.42	100
合 計				合 計	25506	100	

粒 度 曲 線 図

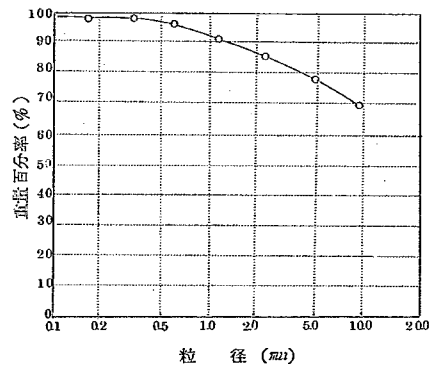
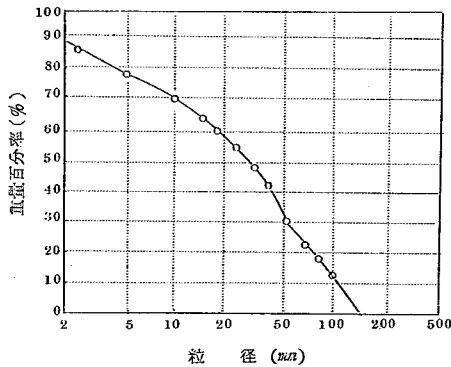




写真-5 分水点河床図

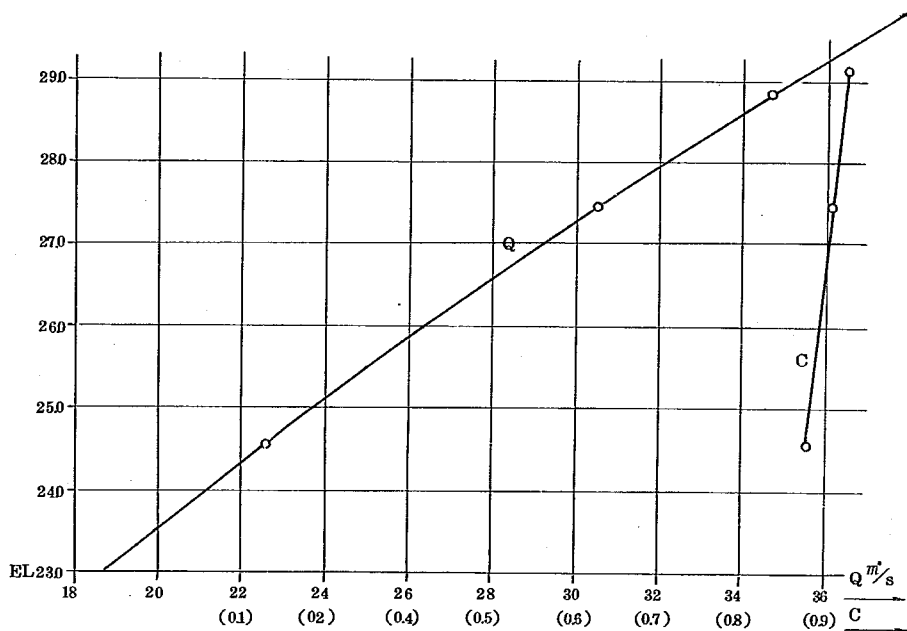


図-35 孔おきダム H~Q 曲線および流出係数

流量 $200\text{ m}^3/\text{S}$ を流すと、分流比は $169.3\text{ m}^3/\text{S}$ 対 $30.7\text{ m}^3/\text{S}$ と当初設定の $170:30$ とほぼ等しい値が得られた。

(f) 固定床実験 3 および問題点の検討

以上の結果に従い、この形状のもとに $200\text{ m}^3/\text{S} \sim 50\text{ m}^3/\text{S}$ までの 50

m^3/S ビッチの実験を実施し、水面形を測定した。

流況については、排水口位置が上流へ約 18 m 移動したため、排水口前面の遊水面積が縮少し、逆流量が少くなり、隧道への流入もなめらかになつたようである。

測定は水位のみとし、流速測定は実施しなかつた。

測定結果は、表-15~18 および図-36~39 に示す。

エネルギー線を見ると、 $Q=50 \sim 100\text{ m}^3/\text{S}$ では隧道入口部はなめらかに入っているが、 $Q=150\text{ m}^3/\text{S}$ になるとやや急な損失が認められ、 $Q=200\text{ m}^3/\text{S}$ においては 0.20 m 程度の損失が認められる。

次に、表-3 の標準馬てい形断面の水利特性表の係より、実験流量 $200\text{ m}^3/\text{S}$ 、 $150\text{ m}^3/\text{S}$ 、 $100\text{ m}^3/\text{S}$ に対する放水路流量を用いて、限界水深をもとめると、

$$Q=200\text{ m}^3/\text{S} \rightarrow Q_{\text{放}}=169.3\text{ m}^3/\text{S}, H/r=1.37, H=4.45\text{ m}, v=6.5\text{ m}/\text{S}$$

$$Q=150 \quad 123.1 \quad H/r=1.46 \quad H=3.72, v=5.73\text{ m}/\text{S}$$

$$Q=100 \quad 77.2 \quad H/r=0.87 \quad H=2.83, v=4.9\text{ m}/\text{S}$$

この水深を実験結果表-17~19 と比較すると、この値は隧道入口とそれより下流 5 m の水深の中間の値であり、隧道入口では限界水深が生じておらず、限界水深はそれよりやや下流に生じていることがわかる。

いま、この限界水深が隧道入口で発生したものとして各流量のエネルギー水位を計算すると、

$$(\text{数高}) (\text{水深}) (v^2/2g)$$

$$Q=200\text{ m}^3/\text{S} \rightarrow H_e=20.75+4.45+2.16=27.36$$

$$Q=150\text{ m}^3/\text{S} \quad H_e=20.75+3.72+1.67=26.14$$

$$Q=100\text{ m}^3/\text{S} \quad H_e=20.75+2.83+1.22=24.80$$

となり、隧道入口のエネルギー水位とは、それぞれ $Q=200\text{ m}^3/\text{S}$ で約 30 cm 、 $150\text{ m}^3/\text{S}$ で 14 cm 、 $100\text{ m}^3/\text{S}$ で 5 cm 程度少くでているだけで、エネルギーとしてはほぼ等しいが、水深はそれぞれ 100 cm 、 60 cm 、 30 cm ずつ実績より少い。このことより上流水無川の計画高水位の設定としては、この程度の検討より一応隧道入口地点において限界水深が生ずるものとしてその数値にこの程度の損失水頭を設けておけばよいが、安全に洪水を流下させるという面より考えると限界水深がその下流に生じるものと

表-14

$Q (\text{m}^3/\text{S})$	$A (\text{m})$	$H (\text{m})$	Ca
22.54	2.881	4.078	0.875
30.59	//	6.994	0.907
34.70	//	8.630	0.926

表-15 $Q=200 \frac{m^3}{s}$ (トンネル $Q=169.3 \frac{m^3}{s}$, 本川 $30.7 \frac{m^3}{s}$) 各測点の水位およびエネルギー水位

測 点	河床高	水 深	水 位	断 面 積	平均流速	$\frac{v^2}{2g}$	$H + \frac{v^2}{2g}$
㌖ 4	20.672	7.020	27.692	156.925	1.274	0.083	27.775
㌖ 6	20.143	7.454	27.597				
取 水 堰	19.200	8.336	27.536				
㌖ 7	20.863	6.649	27.512	76.464	2.214	0.250	27.762
トンネル入口より 上流6.000m	20.825	6.525	27.350				
上流4.000m	20.800	6.308	27.108				
上流2.000m	20.775	5.983	26.758				
トンネル入口	20.750	5.452	26.202	31.551	5.366	1.469	27.671
トンネル入口より 下流5.000m	20.688	4.204	24.892	24.553	6.895	2.426	27.318
下流10.000m	20.625	4.090	24.715	23.833	7.104	2.575	27.290
㌖ 1	20.500	3.784	24.284	21.893	7.733	3.051	27.335
㌖ 2	20.250	3.708	23.958	21.406	7.909	3.191	27.149
㌖ 3	20.000	3.698	23.698	21.342	7.933	3.211	26.909
㌖ 4	19.750	3.570	23.320	20.522	8.250	3.473	26.793
㌖ 5	19.500	3.404	22.904	19.443	8.708	3.869	26.773

表-16 $Q=150 \frac{m^3}{s}$ (トンネル $Q=123.1 \frac{m^3}{s}$, 本川 $Q=26.90 \frac{m^3}{s}$) 各測点の水位およびエネルギー水位

測 点	河床高	水 深	水 位	断 面 積	平均流速	$\frac{v^2}{2g}$	$H + \frac{v^2}{2g}$
㌖ 4	20.672	5.642	26.314	118.482	1.266	0.082	26.396
㌖ 6	20.143	6.120	26.263				
取 水 堰	19.200	7.014	26.214				
㌖ 7	20.863	5.277	26.140	55.936	2.201	0.247	26.387
トンネル入口より 上流6.000m	20.825	5.200	26.025				
上流4.000m	20.800	4.960	25.760				
上流2.000m	20.775	4.692	25.467				
トンネル入口	20.750	4.304	25.054	25.165	4.892	1.221	26.276
トンネル入口より 下流5.000m	20.688	3.510	24.198	20.132	6.115	1.908	26.106
下流10.000m	20.625	3.424	24.045	19.547	6.298	2.024	26.069
㌖ 1	20.500	3.246	23.746	18.416	6.684	2.279	26.025
㌖ 2	20.250	3.110	23.360	17.532	7.021	2.515	25.875
㌖ 3	20.000	2.950	22.950	16.492	7.464	2.842	25.792
㌖ 4	19.750	2.876	22.626	16.015	7.687	3.015	25.641
㌖ 5	19.500	2.776	22.276	15.371	8.009	3.273	25.549

表-17 $Q=100 \frac{m^3}{s}$ (トンネル $Q=77.2 \frac{m^3}{s}$ 本川 $22.8 \frac{m^3}{s}$) 各測点の水位およびエネルギー水位

測 点	河 床 高	水 深	水 位	断 面 積	平均流速	$\frac{v^2}{2g}$	$H + \frac{v^2}{2g}$
㌖ 4	20.672	4.119	24.791	76.202	1.312	0.088	24.879
㌖ 6	20.143	4.633	24.776				
取 水 堰	19.200	5.472	24.672				
㌖ 7	20.863	3.914	24.777	41.880	1.924	0.189	24.966
トンネル入口より 上流6.000m	20.825	3.766	24.591				
上流4.000m	20.800	3.604	24.404				
上流2.000m	20.775	3.400	24.175				
トンネル入口	20.750	3.100	23.850	17.467	4.420	0.997	24.847
トンネル入口より 下流5.000m	20.688	2.626	23.314	14.405	5.359	1.465	24.779
下流10.000m	20.625	2.596	23.221	14.212	5.432	1.505	24.726
㌖ 1	20.500	2.450	22.950	13.273	5.816	1.726	24.676
㌖ 2	20.250	2.270	22.520	12.116	6.372	2.072	24.592
㌖ 3	20.000	2.178	22.178	11.538	6.691	2.284	24.462
㌖ 4	19.750	2.056	21.806	10.773	7.166	2.620	24.426
㌖ 5	19.500	2.050	21.550	10.735	7.191	2.638	24.188

表-18 $Q=50 \frac{m^3}{s}$ (トンネル $Q=31.1 \frac{m^3}{s}$ 本川 $18.9 \frac{m^3}{s}$) 各測点の水位およびエネルギー水位

測 点	河 床 高	水 深	水 位	断 面 積	平均流速	$\frac{v^2}{2g}$	$H + \frac{v^2}{2g}$
㌖ 4	20.672	2.408	23.080	39.491	1.266	0.082	23.162
㌖ 6	20.143	3.071	23.214				
取 水 堰	19.200	3.880	23.080				
㌖ 7	20.863	2.416	23.200	24.885	1.250	0.080	23.280
トンネル入口より 上流6.000m	20.825	2.504	23.329				
上流4.000m	20.800	2.280	23.080				
上流2.000m	20.775	2.130	22.905				
トンネル入口	20.750	1.920	22.670	9.923	3.134	0.501	23.171
トンネル入口より 下流5.000m	20.688	1.674	22.362	8.404	3.701	0.699	23.061
下流10.000m	20.625	1.606	22.231	7.987	3.894	0.774	23.005
㌖ 1	20.500	1.494	21.994	7.318	4.250	0.922	22.916
㌖ 2	20.250	1.346	21.596	6.433	4.834	1.192	22.788
㌖ 3	20.000	1.308	21.308	6.206	5.011	1.281	22.589
㌖ 4	19.750	1.210	20.960	5.634	5.520	1.555	22.515
㌖ 5	19.500	1.214	20.714	5.658	5.497	1.542	22.256

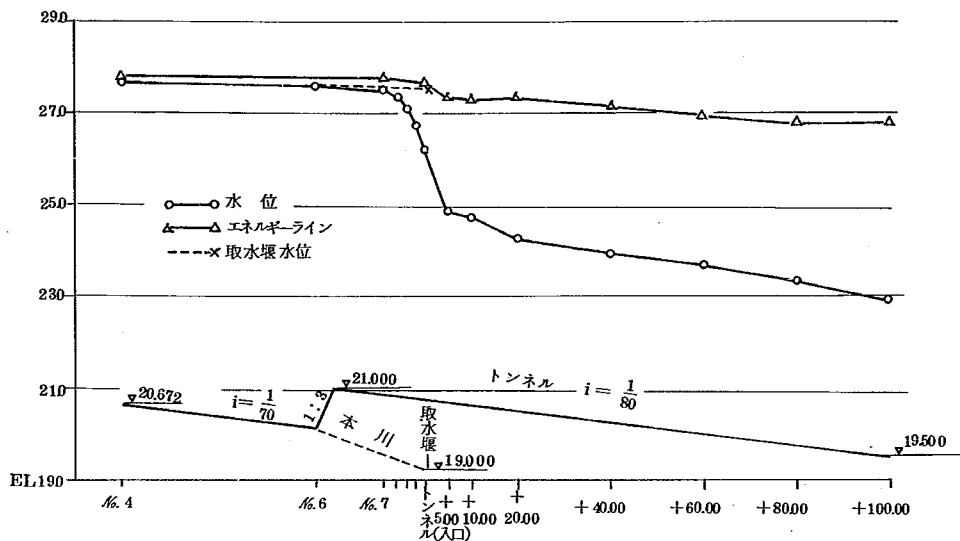


図-36 $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ (トンネル $Q = 169.3 \text{ m}^3/\text{s}$, 本川 $30.7 \text{ m}^3/\text{s}$)
水位縦断面図およびエネルギーライン

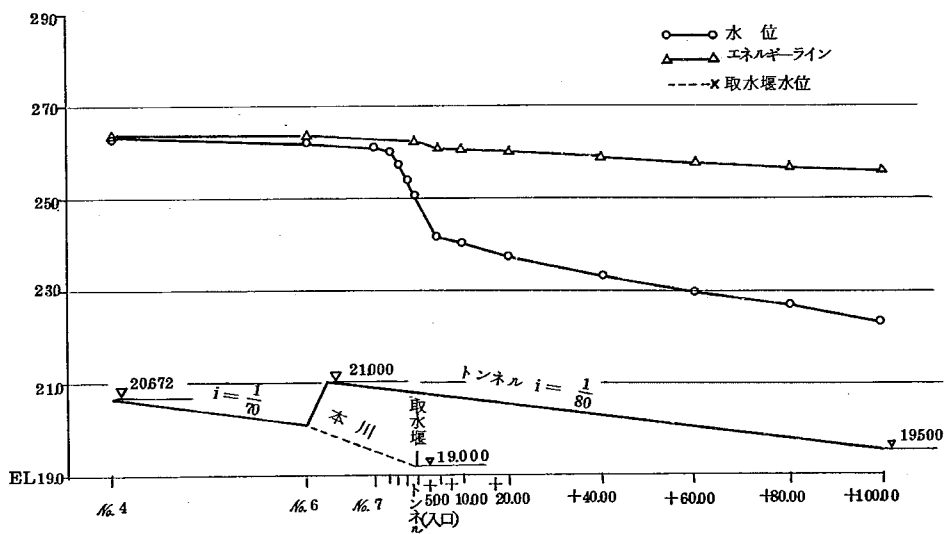


図-37 $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ (トンネル $Q = 123.1 \text{ m}^3/\text{s}$, 本川 $26.90 \text{ m}^3/\text{s}$)
水位縦断面図およびエネルギーライン

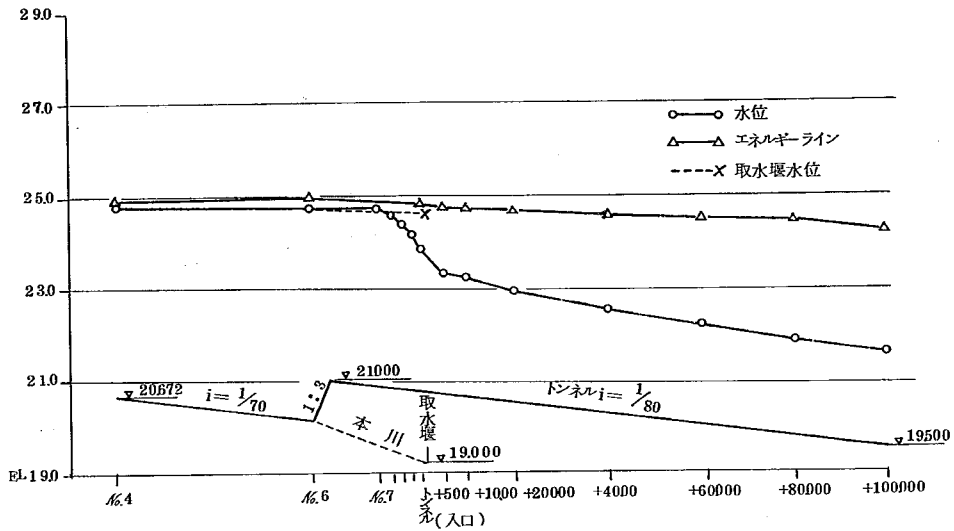


図-38 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ (トンネル $Q = 77.2 \text{ m}^3/\text{s}$, 本川 $22.8 \text{ m}^3/\text{s}$)
水位縦断面図およびエネルギーライン

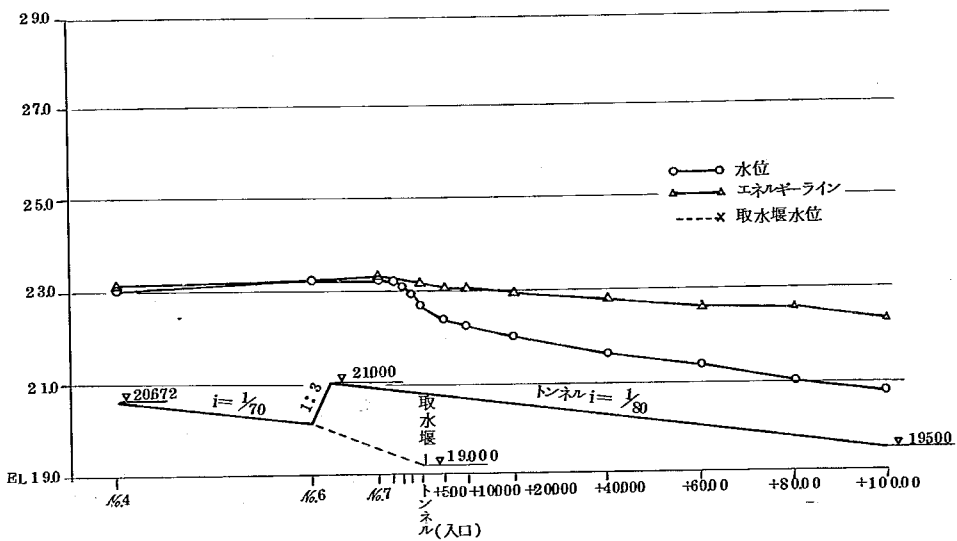


図-39 $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ (トンネル $Q = 31.1 \text{ m}^3/\text{s}$, 本川 $18.9 \text{ m}^3/\text{s}$)
水位縦断面図およびエネルギーライン

考えなければならないことがわかる。

次にⅣの〔2〕の方針の6, 7より, ダムの天端高を放水路隧道呑口の天端より2m上げるものとして, 隧道の流下能力を検討する。

この設定は, 呑口の水位が上昇した場合に, 隧道の呑口がつまりずに自由表面をもつて, 流水が隧道を流下するための条件をなすものであるが, この条件よりダム天端高を設定するためには, まず隧道呑口の天端高を設定しなければならない。しかし, 隧道呑口の天端高は, 結局隧道の流下能力を設定するものであり, 簡単に定められないので, まず, エネルギー水位という面から隧道入口で限界水深が生じるものとして, 呑口部上流の水位(≡エネルギー水位)と流下流量との関係を調べてみる。

この値は, 表-3の各水深およびその断面において, $V = \sqrt{g \frac{A}{B}}$ の流速で流れるものとして計算できる。

このように計算すると, $H_e = 28.86 (H/r = 1.6)$ で $229 \text{ m}^3/\text{s}$, 29.7 cm ($H/r = 1.7$) で $262 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下させうることになり, 本川孔あきダムからの流出と合わせるとそれぞれ $264 \text{ m}^3/\text{s}$ $294 \text{ m}^3/\text{s}$ を流下させる能力をもつ。次に隧道天端高については, 本実験の隧道位置では, 導水部分での加速が充分でなく, 隧道部に入つての水面低下が大きく, かなりの余裕をとる必要がある。また, 流入部の断面形状を改良することによつて, この水面低下を隧道の入口より上流へ移すことも可能である。この案については現在実験を実施中である。

〔4〕下流部実験

隧道部および下流部の問題については, Ⅳの〔2〕の縦断形状の項においてのべた。

ここではこれらの結果を踏しゆうし, まずⅠ案について,

1. 上流隧道入口の河床高は E.L. 23 m から 21 m とする。
2. 隧道勾配は $1/80$ とする。(延長 795 m)
3. 下流台形部分は $1/100$ として, 農業用水路端部の河床高を 8.262 m とする。(延長 280 m)
4. 隧道断面は $2r = 6.5 \text{ m}$ の標準馬蹄形とする。
5. 台形断面は底巾 6 m で, 法は 5 分勾配とする。
6. 球磨川への取りつけは, ウォータークッションを考慮し, 充分減殺して放流するものとする。

以上のような基礎条件のもとに下流部の実験を実施し, 流況を観察しながら修正を加えていくこととした。

ただこの場合、射流の流水においては、水路形状が変化したり、水路の中に彎曲部がある場合には、常流のように水路形状に流れが追いつかず、交叉波が発生するという知識がある。

この水無川放水路の場合においては、まず隧道断面から台形断面への移行があり、次に交角 $50^{\circ}55'47''$ の彎曲部がある。まず、これらについての断面形を考えよう。

(1) 隧道より台形水路への移行部

射流における水路拡大部は、高速流で流れが入ってきた場合、拡大部があまり急激につくられていると、流れの主要部分が境界面にそわなくなる。

このような境界面としては、

$$\frac{Z}{b_1} = \frac{1}{2} \left(\frac{x}{b_1 F_1} \right)^{3/2} + \frac{1}{2} \dots\dots\dots (7) \bullet 1$$

ここに、 b_1 : 接近流の水路巾、 Z : 水路中心からはかつた横方向の座標

F_1 : 接近流のフルード数、 x : 出口断面からはかつた長さ方向の座標

ととるとなめらかに拡大部にすりつくことがわかつている。

また下流側水路に接近する場合は、(7)式の途中から反転させ下流側水路巾 b_2/b_1 に接続させる。

この場合は、 $n = 0.015, Q = 150 \text{ m}^3/\text{S}, I = 1/80$ の条件のもとに、 b_1, F_1 を求めると、

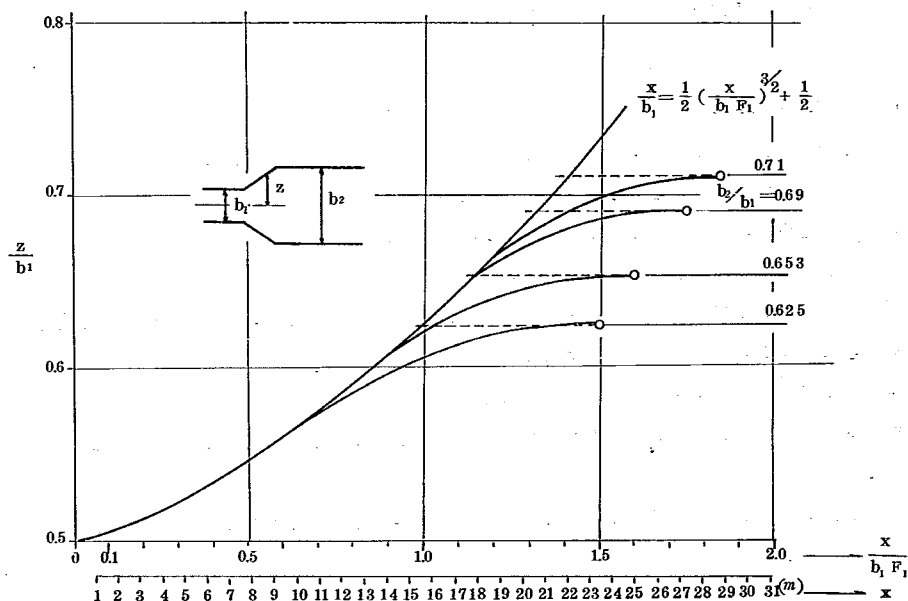


図-40 隧道取付曲線図

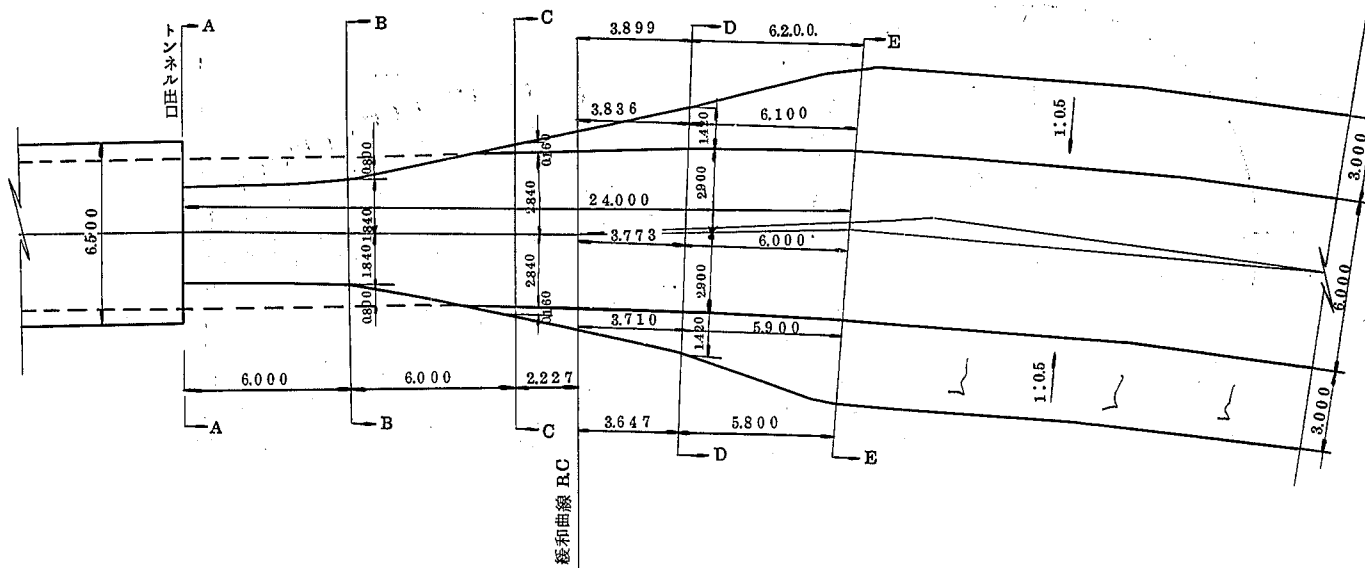
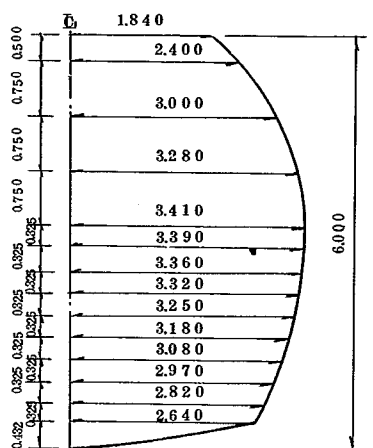
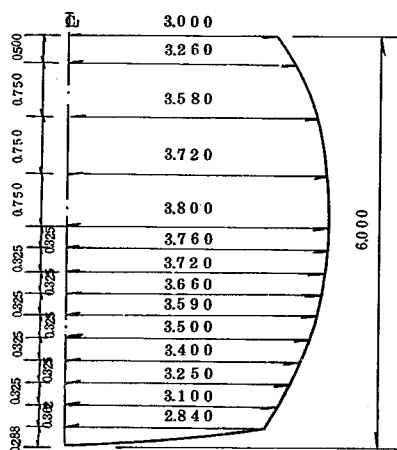


図-41 トンネル出口漸拡部取付平面図 $S = 1/50$

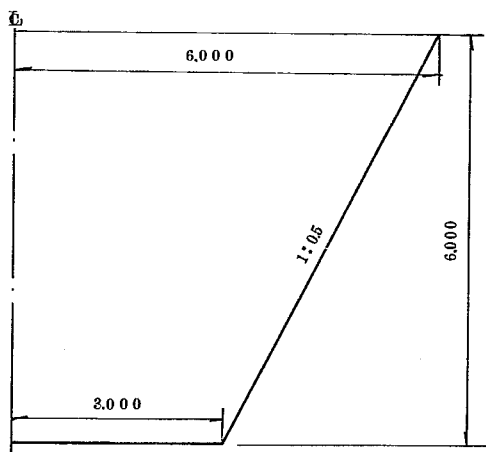
B - B



C - C



E - E



渐扩部取付实测断面图 $S = 1/80$

$b_1 = 6.367, F_1 = 2.06$ となり,

(7)式は図-40のように表わされる。これより、図-41および図-42のように隧道から台形水路にとりつけた。

(2) 彎曲部の取りつけ,

射流水路の彎曲部においては、台形水路は不適切であるとされている。その理由としては^{*1}

1. 流量が変化すれば、極大および極小水位を生じる位置が変化する。
2. 曲線部外壁上の水深が非常に大きくなる。
3. 高い堤防ならびに広い用地を必要とする。

零々とされているが、本実験においては彎曲部外壁が山腹にあたるため、施工上の便宜を考えて台形とした。

さて、彎曲部のじょう乱の除去については、盛りあげ、多数の案内羽根、緩和曲線および斜めのシル等の多数の案があるが、緩和曲線がもつとも多くつかわれているようである。即ち、半径 r_c の単曲線の前後に、長さが $b/\tan\theta$ で半径が $2r_c$ である他の単曲線をいれることによつて、彎曲線のじょうらんが直線部に伝わらないということで、この θ を求めることが眼目になる。

この場合も、長方形断面として $r_c = 90m$, $Q = 150m^3/S$ に対する近似的な $b/\tan\theta$ を求めると、緩和部の長さは $\theta = 26.703m$ となる。この θ を緩和区間長として、 $R_c = 90m$ のまわりに、 $R = 180m$ でとりつける。

(3) 模型製作

以上のような検討の後に、図-43の通りに、模型製作を行つた。段落部は、当初 $10m$ に設定しておき、後に修正していくこととし、底巾は $8m$ で5分勾配とし、段落部から $20m$ で 16° 中心線をゆすり、また、球磨川への合流の仕方を考慮して、その地点より5の割合で川巾をひろげた。

台形部の粗度変化に対する検討としては、サン粗度を導入するものとする。

(4) 実験

以上の模型において、流量 $170m^3/S$ および $100m^3/S$ に対して実験を行い水位および流速の測定を行つた。

測定位置は、図-44、45に示す。ただ、交叉波が生ずる場合はこれ以外の点についても測定し、水面形がおさえられるようにした。

実験の順序は以下の通りである。

1. まず、台形水路 $1/100$ の部分については、図-43の平面および縦断形に対して 100 および $170m^3/S$ 実験を行いその観測の問題点について検討を行い、次に粗度変化として、模型において $5mm$ 方形のサンを $5 \sim 10cm$ ピッチにとりつけて実験を行う。

*1 洞井川星山防水路の水理試験報告。土木研究所報告 103号

Technical drawing of a sewerage system, showing a plan view and a longitudinal section.

Plan View (Top):

- Shows a curved sewer line with manholes numbered No. 1 to No. 17.
- Includes a rectangular building with a "送水管" (water pipe) and "整流格子" (flow straightening grid).
- Dimensions: (3000), (1800), (2000) プラスチック, 50000, 16930, 53315, 26703, 10949, 19052, 140000, 6000, 10624, 6000.
- Curvature labels: R=16000 (上流緩和曲線 A.C.), R=9000 (下流緩和曲線 B.C.), R=18000 (下流緩和曲線 E.C.).
- Angle: $1A=50^{\circ}55'47''$.
- Scale: $A-A \ S=\frac{1}{200}$, $B-B \ S=\frac{1}{400}$, $C-C \ S=\frac{1}{400}$, $D-D \ S=\frac{1}{400}$.

Longitudinal Section (Bottom):

- Shows the sewer line on a series of supports.
- Dimensions: (3000), (1800), (2000) プラスチック, 50000, 280000, 110.62, $i=\frac{1}{80}$, $i=\frac{1}{400}$.
- Ground level: $\nabla 110.62$.
- Bottom elevation: $\nabla 110.62$.
- Scale: $i=\frac{1}{400}$.

Cross-sections:

- A-A:** Circular sewer line with diameter 1,000 mm. Dimensions: 6200, 6500, 3250, 6500, 2754, 5348, 0.576.
- B-B:** Triangular sewer line with base 6000 and height 12000. Slope 1:05.
- C-C:** Triangular sewer line with base 6000 and height 12000. Slope 1:05.
- D-D:** Rectangular sewer line with width 6000 and height 10624. Slope 1:05.

但し、寸法は現地換算である。

但し、寸法は現地換算である。
()内の数字は模型以外の構造物の
実寸法である。

图-43 下流部模型图 $S=1/1000$

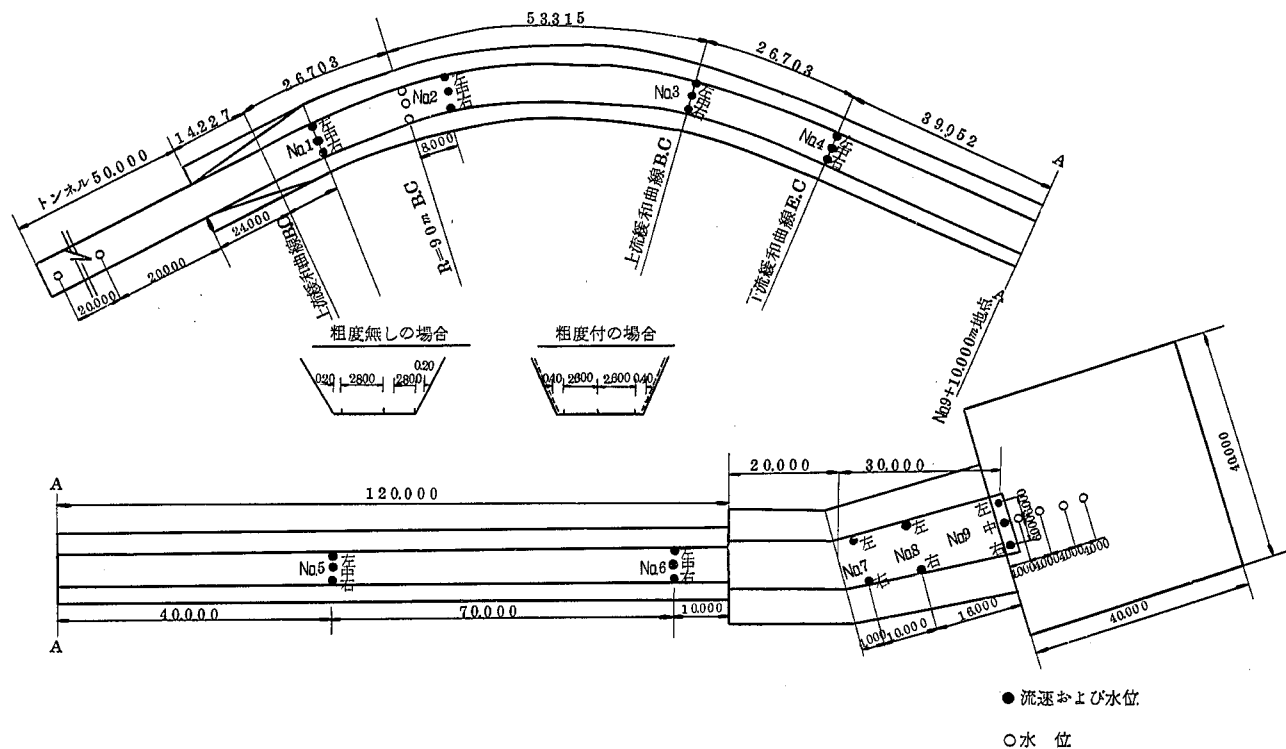


図-44 流速および水位測定位置図

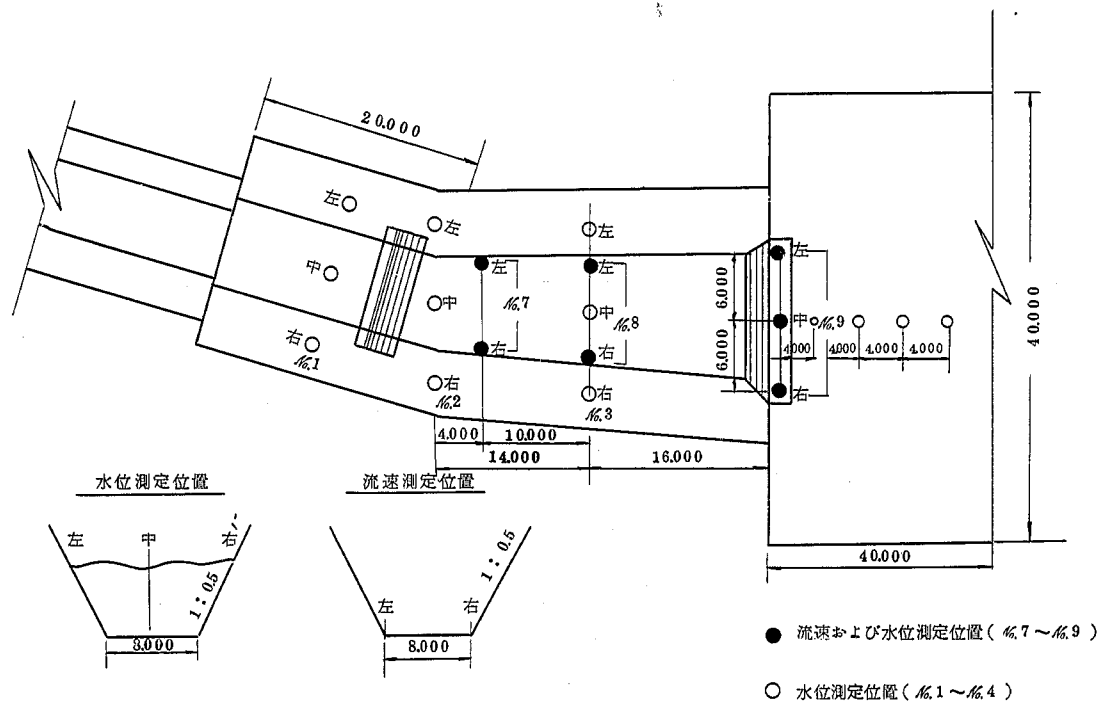


図-45 段落部水位および流速測定位置図

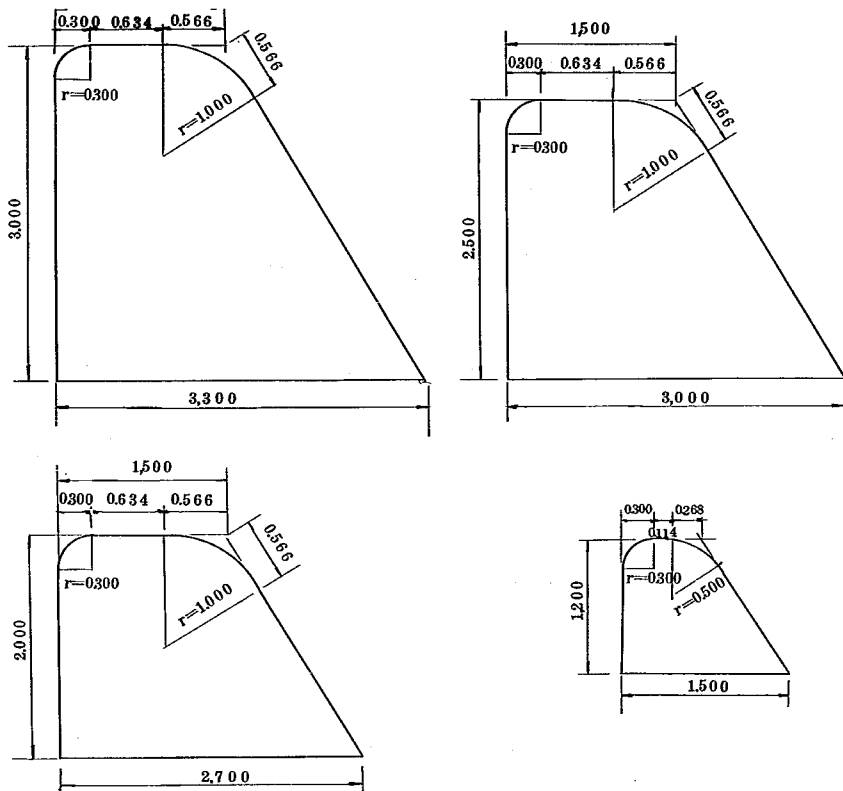


図-46 シル模型各種形状 $S = \frac{1}{50}$

この場合、サンのとりつけは鹿児島本線で分離し、全線にとりつけた場合と、鹿児島本線川の上流にのみとりつけた場合の二通りとした。

2. 段落部実験については、台形型の各種シル図46および鋼管パイルに対して1の実験ケースとも関連させ、最適のものを選ぶものとする。

〔a〕台形水路実験1（粗度づけなし）

流量 $170 \text{ m}^3/\text{S}$ および $100 \text{ m}^3/\text{S}$ について実験を行った。

まず隧道からの出口の流況をみると、じょう乱がかなり規制されているようであるが、図-47 水面形図-48 流況図、表-19, 20 にみるごとく、出口部で低下背水^{*1}が生じ、緩和曲線の終りまでに大きな交叉波が生じている。その下流側はじょうらんはかなり減少しているが、なお小さなじょうらんが生じている。この傾向は、 $170 \text{ m}^3/\text{S}$, $100 \text{ m}^3/\text{S}$ の両者に共通である。

*1 低下背水は1つには巾の広がりにより、1つは実験の隧道区間長の不足によると考えられるが、この場の交叉波は前者および曲率の影響の両者によつて生じたもので、加速不足の影響は少ないものと考えられる。

表-19 $Q=170 \frac{m^3}{s}$ 各測点の水位およびエネルギー水位

測 点		河 床 高	水 深	水 位	断 面 積	平均流速	$\frac{v^2}{2g}$	$H + \frac{v^2}{2g}$
トンネル出口より 上流40.00m		11.562	3.480	15.042	19.937	8.527	3.710	18.752
20.00m		11.312	3.560	14.872				
トンネル出口		11.062	3.434	14.496	19.638	8.657	3.824	18.320
下流7.00m	左	10.992	3.018	14.010				
	中	"	3.076	14.068				
	右	"	3.026	14.018				
上流緩和曲線BC	左	10.920	2.638	13.558				
	中	"	3.078	13.998				
	右	"	2.806	13.726				
トンネル出口より 下流24.00m	左	10.822	2.750	13.572	18.568	9.156	4.277	17.601
	中	"	2.426	13.248				
	右	"	2.480	13.302				
34.00m	左	10.722	2.796	13.518				
	中	"	2.562	13.284				
	右	"	1.982	12.704				
R=90m BC	左	10.653	2.808	13.461				
	中	"	2.416	13.069				
	右	"	2.236	12.889				
下流8.00m	左	10.573	2.852	13.425	18.219	9.331	4.442	17.526
	中	"	2.480	13.003				
	右	"	2.250	12.823				
下流14.80m	左	10.505	2.864	13.369				
	中	"	2.672	13.177				
	右	"	2.014	12.519				
R=90m 中心	左	10.386	3.154	13.540				
	中	"	2.360	12.746				
	右	"	2.132	12.518				
R=90m BCより下流 36.00m	左	10.293	2.632	12.925				
	中	"	2.608	12.901				
	右	"	2.268	12.561				

測 点		河 床 高	水 深	水 位	断 面 積	平 均 流 速	$\frac{v^2}{2g}$	$H + \frac{v^2}{2g}$
下流緩和曲線BC	左	10.120	3.200	13.320	18.740	9.072	4.199	16.891
	中	"	2.370	12.490				
	右	"	2.146	12.266				
下流緩和曲線 BCより 下流16.00m	左	9.960	2.534	12.494				
	中	"	2.386	12.346				
	右	"	2.662	12.622				
下流緩和曲線EC	左	9.853	2.678	12.531	18.202	9.340	4.451	16.813
	中	"	2.564	12.417				
	右	"	2.286	12.131				
" 下流10.00m	左	9.753	2.868	12.621				
	中	"	2.406	12.159				
	右	"	2.420	12.173				
底9+10.00m	左	9.662	2.436	12.098	18.937	8.977	4.112	16.369
	中	"	2.664	12.326				
	右	"	2.686	12.348				
下流6.00m	左	9.602	2.298	11.900				
	中	"	2.692	12.294				
	右	"	2.698	12.300				
" 下流20.00m	左	9.462	2.918	12.380				
	中	"	2.438	11.900				
	右	"	2.322	11.784				
" 下流30.00m	左	9.362	2.588	11.950				
	中	"	2.664	12.026				
	右	"	2.424	11.786				
" 下流42.00m	左	9.242	2.370	11.612				
	中	"	2.532	11.774				
	右	"	2.788	12.030				
" 下流50.00m	左	9.162	2.530	11.692	18.430	9.224	4.341	16.045
	中	"	2.670	11.832				
	右	"	2.426	11.588				
" 下流60.00m	左	9.062	2.850	11.912				
	中	"	2.500	11.562				
	右	"	2.404	11.466				

测 点		河 床 高	水 深	水 位	断 面 积	平均流速	$\frac{v^2}{2g}$	$H + \frac{v^2}{2g}$
下流缓和曲线EC 下流 7 0.0 0 m	左	8.962	2.410	11.372				
	中	"	2.640	11.602				
	右	"	2.688	11.650				
K9+1 0.0 0 m 下流 7 4.0 0 m	左	8.922	2.342	11.264				
	中	"	2.612	11.534				
	右	"	2.522	11.444				
" " 下流 8 0.0 0 m	左	8.862	2.436	11.298				
	中	"	2.576	11.438				
	右	"	2.736	11.598				
下流 8 6.0 0 m	左	8.802	2.782	11.584				
	中	"	2.550	11.352				
	右	"	2.492	11.294				
下流 9 6.0 0 m	左	8.702	2.666	11.368				
	中	"	2.580	11.282				
	右	"	2.488	11.190				
下流 110.00 m	左	8.562	2.542	11.104				
	中	"	2.542	11.104				
	右	"	2.746	11.308				
下流 124.00 m	左	8.422	2.894	11.316				
	中	"	2.550	10.972				
	右	"	2.398	10.820				
下流 130.00 m	左	8.362	2.780	11.142	18.714	9.084	4.210	15.141
	中	"	2.536	10.898				
	右	"	2.390	10.752				
下流 140.00 m	左	8.262	2.114	10.376				
	中	"	2.322	10.584				
	右	"	2.340	10.602				

表-20-Q=100 m³/s 各測点の水位およびエネルギー水位

測 点		河 床 高	水 深	水 位	断 面 積	平均流速	$-\frac{v^2}{2g}$	$H + \frac{v^2}{2g}$
トンネル出口より 上流40.00m		11.562	2.600	14.162	14.238	7.023	2.516	16.678
上流20.00m		11.312	2.524	13.836				
トンネル出口		11.062	2.408	13.470	13.002	7.691	3.018	16.488
トンネル出口より 下流7.00m	左	10.992	2.362	13.354				
	中	"	2.308	13.300				
	右	"	2.162	13.154				
上流緩和曲線BC	左	10.920	1.878	12.798				
	中	"	1.820	12.740				
	右	"	2.050	12.970				
トンネル出口より 下流24.00m	左	10.822	1.886	12.708				
	中	"	1.740	12.562	12.256	8.159	3.396	15.997
	右	"	1.712	12.534				
上流緩和曲線BC より下流20.00m	左	10.720	2.104	12.824				
	中	"	1.808	12.528				
	右	"	1.490	12.210				
R=90m BC	左	10.653	2.026	12.679				
	中	"	1.676	12.329				
	右	"	1.740	12.393				
" 下流8.00m	左	10.573	1.870	12.443				
	中	"	1.886	12.459	12.529	7.981	3.250	15.637
	右	"	1.686	12.259				
" 下流16.00m	左	10.493	2.442	12.935				
	中	"	1.702	12.195				
	右	"	1.520	12.013				
" 下流22.00m	左	10.433	2.192	12.625				
	中	"	1.800	12.233				
	右	"	1.524	11.957				
" 下流28.00m	左	10.373	1.900	12.273				
	中	"	1.894	12.267				
	右	"	1.608	11.981				

测 点		河 床 高	水 深	水 位	断 面 积	平均流速	$\frac{v^2}{2g}$	$H + \frac{v^2}{2g}$
R=90m BC	左	10.323	2.070	12.393				
下流3 3.0 0 m	中	"	1.720	12.043				
	右	"	1.856	12.179				
"	左	12.253	2.116	12.369				
下流4 0.0 0 m	中	"	1.794	12.047				
	右	"	1.578	11.831				
下流緩和曲線BC	左	10.120	2.336	12.456	12.992	7.697	3.023	15.016
	中	"	1.780	11.900				
	右	"	1.502	11.622				
"	左	10.050	1.860	11.910				
下流7.0 0 m	中	"	1.744	11.794				
	右	"	1.860	11.910				
"	左	10.000	1.710	11.710				
下流1 2.0 0 m	中	"	2.000	12.000				
	右	"	1.884	11.884				
"	左	9.920	2.036	11.956				
下流2 0.0 0 m	中	"	1.712	11.632				
	右	"	1.844	11.764				
下流緩和曲線EC	左	9.853	2.288	12.141	12.882	7.763	3.075	14.787
	中	"	1.760	11.613				
	右	"	1.528	11.381				
"	左	9.803	2.004	11.807				
下流5.0 0 m	中	"	1.822	11.625				
	右	"	1.552	11.355				
"	左	9.733	1.766	11.499				
下流1 2.0 0 m	中	"	1.842	11.575				
	右	"	2.128	11.861				
底9 + 1 0.0 0 m	左	9.662	1.680	11.342	13.237	7.555	2.192	14.478
	中	"	1.952	11.614				
	右	"	2.080	11.742				
"	左	9.642	1.756	11.398				
下流 2.0 0 m	中	"	1.994	11.636				
	右	"	1.864	11.506				

测 点		河 床 高	水 深	水 位	断 面 积	平 均 流 速	$\frac{v^2}{2g}$	$H + \frac{v^2}{2g}$
下流緩和曲線BC 下流 1 1.0 0 m	左	9.552	2.336	11.888				
	中	"	1.784	11.336				
	右	"	1.712	11.264				
A6 9 + 1 0.0 0 m 下流 2 0.0 0 m	左	9.462	1.660	11.122				
	中	"	1.346	11.408				
	右	"	1.894	11.356				
" " 下流 2 7.0 0 m	左	9.392	1.718	11.110				
	中	"	1.810	11.202				
	右	"	2.062	11.454				
" " 下流 4 0.0 0 m	左	9.262	2.120	11.382				
	中	"	1.838	11.100				
	右	"	1.596	10.858				
" " 下流 5 0.0 0 m	左	9.162	1.902	11.064	13.197	7.577	2.929	13.990
	中	"	1.784	10.946				
	右	"	2.012	11.174				
" " 下流 6 0.0 0 m	左	9.062	1.702	10.764				
	中	"	1.924	10.986				
	右	"	1.992	11.054				
" " 下流 6 9.0 0 m	左	8.972	2.092	11.064				
	中	"	1.754	10.726				
	右	"	1.836	10.808				
" " 下流 8 0.0 0 m	左	8.862	1.858	10.720				
	中	"	1.988	10.850				
	右	"	1.862	10.724				
" " 下流 8 6.0 0 m	左	8.802	1.864	10.666				
	中	"	1.834	11.636				
	右	"	1.854	10.656				
" " 下流 100.0 0 m	左	8.662	2.064	10.726				
	中	"	1.880	10.542				
	右	"	1.750	10.412				
" " 下流 110.0 0 m	左	8.562	1.944	10.506				
	中	"	1.822	10.384				
	右	"	1.864	10.426				

测 点		河 床 高	水 深	水 位	断 面 积	平 均 流 速	$-\frac{v^2}{2g}$	$H + \frac{v^2}{2g}$
站9+10.00 m 下流120.00 m	左	8.462	1.856	10.318				
	中	"	1.858	10.320				
	右	"	1.886	10.348				
" 下流130.00 m	左	8.362	1.998	10.360				
	中	"	1.826	10.188	12.898	7.753	3.067	13.290
	右	"	1.758	10.120				
" 下流140.00 m	左	8.262	1.760	10.022				
	中	"	1.696	9.958				
	右	"	1.672	9.934				

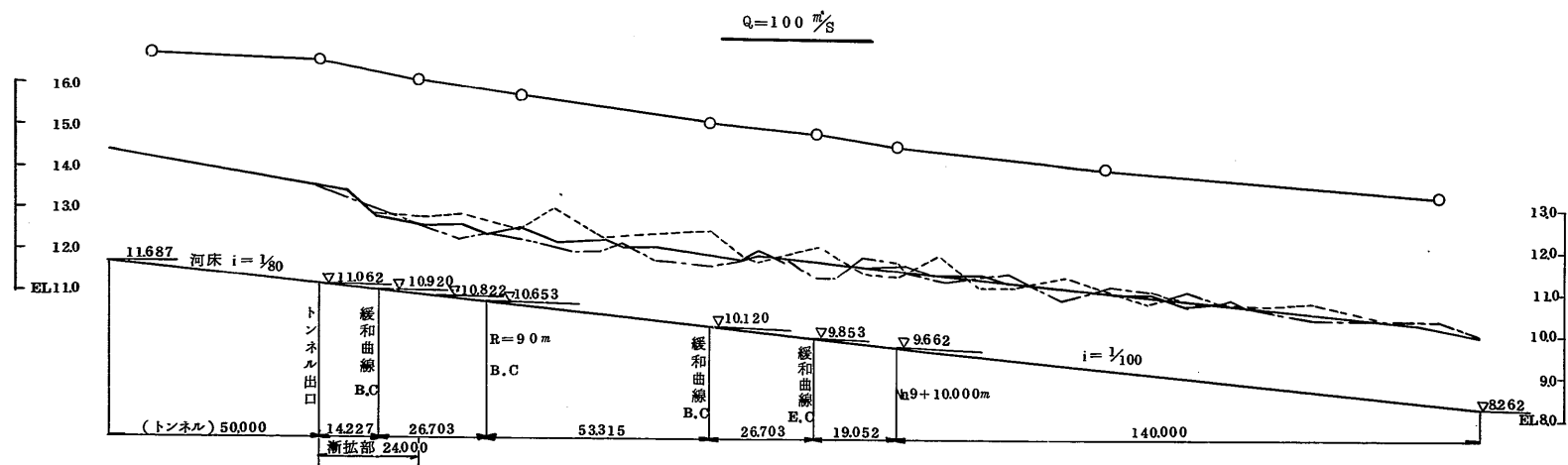
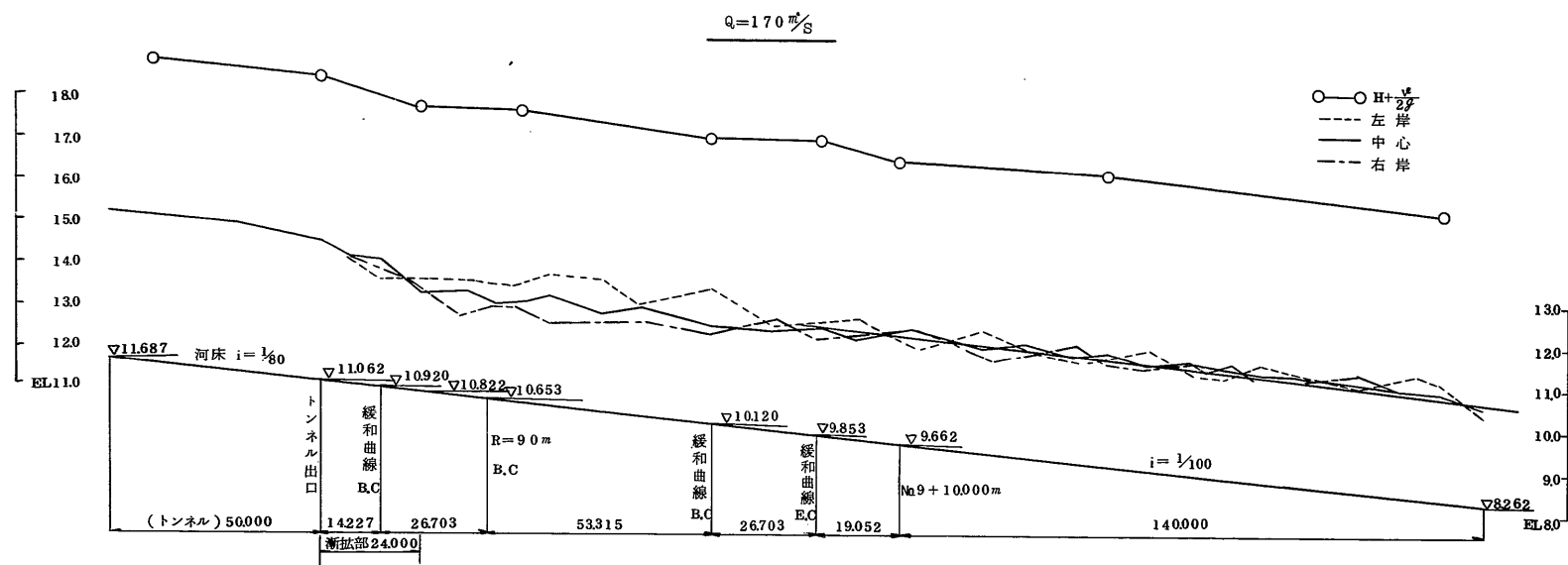


図-47 $170 \frac{m^3}{s}$, $100 \frac{m^3}{s}$ 水位縦断面図およびエネルギーライン

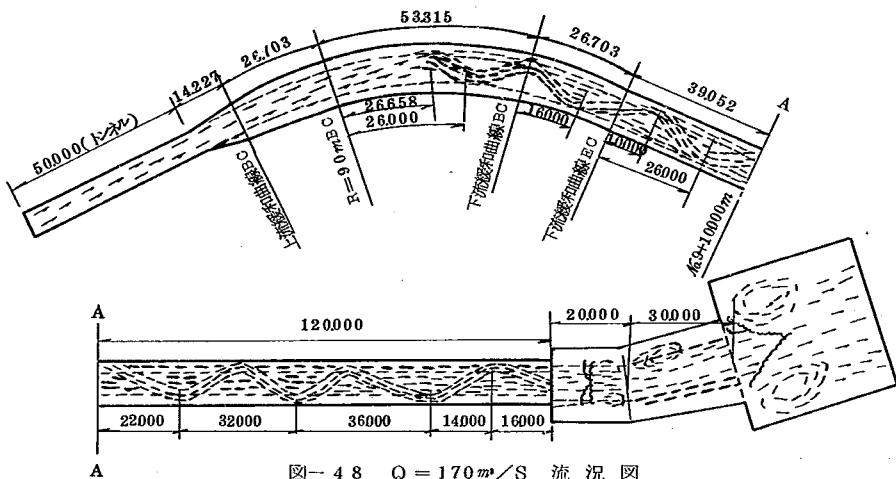


図-48 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{S}$ 流況図

流水中に手をいれて流速をしらべると、左岸側は非常にはやく、右岸側は大変遅いことがわかる。

エネルギー線を見ると、隧道からの出口で急な減少をみせているが、その下流部ではほぼ等しい勾配をなしているように思われる。

次に流速分布については、図-49～52、表-21～22 に示される通りで、 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{S}$ については測点 ㊦1～㊦4 の彎曲部において中央から左岸にかけて $10 \text{ m}/\text{S}$ 以上の高速流が生起しており、 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{S}$ についても $9 \text{ m}/\text{S}$ 以上の流速が生じている。この流速を表-9の全水深を平均値で流れた場合と比較すると、表-23にみられる通りである。各側線での最大流速は、平均流速より約2割程度大きいことがわかる。また最大流速を生じる位置は、㊦1～㊦3にかけては、中央部に生じており、それより下流については左岸にうつっている。側線上での流速の差を各測点の平均流速について比較すると、表-24に示される通りで、はつきりと流速の差および流心の移行がうかがえる。

台形水路の粗度係数をみると、図-47の下流部について、河床に平行な線をひいて、 $h = 2.5 \text{ m}$

$$n = \frac{A}{Q} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (A = 18125, P = 1159, R = 1.56, I = \frac{1}{100})$$

$$n = \frac{18125}{170} \times 1.34 \times 0.1 = 0.0143$$

同様に、 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{S}$ については $h = 1.85$ より、 $n = 0.0139$

となり、ほぼ竣工時の粗度に対応していよう。したがって実河川においても、この程度の流速が生起するものと考えられる。

以上より平均流速としては、流速はそれ程大きくはないが、流速分布をみると $11 \text{ m}/\text{S}$ におよぶものが表われており、この流速はコンクリート水路としても検討を要するよう

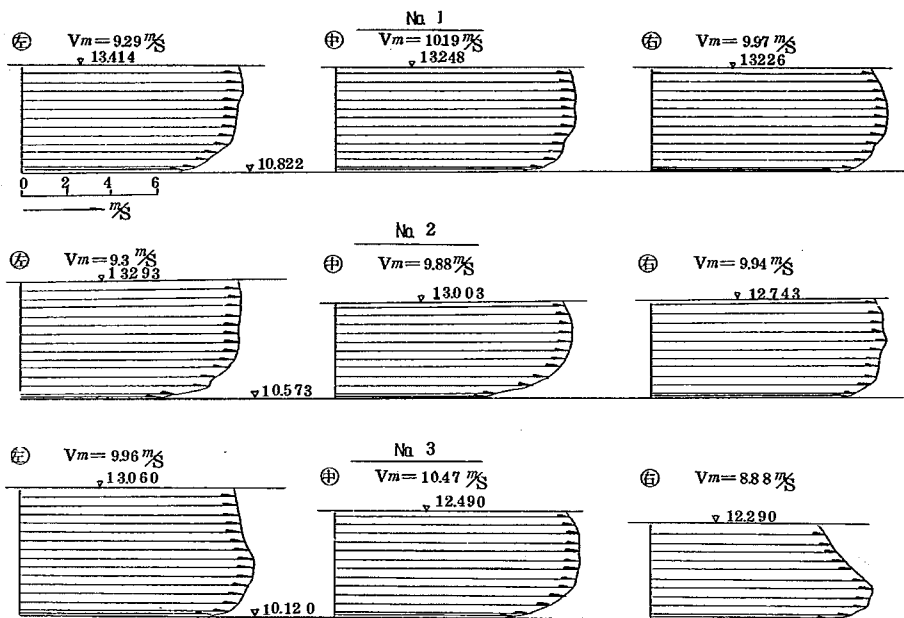


图-49 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$ 流速分布图

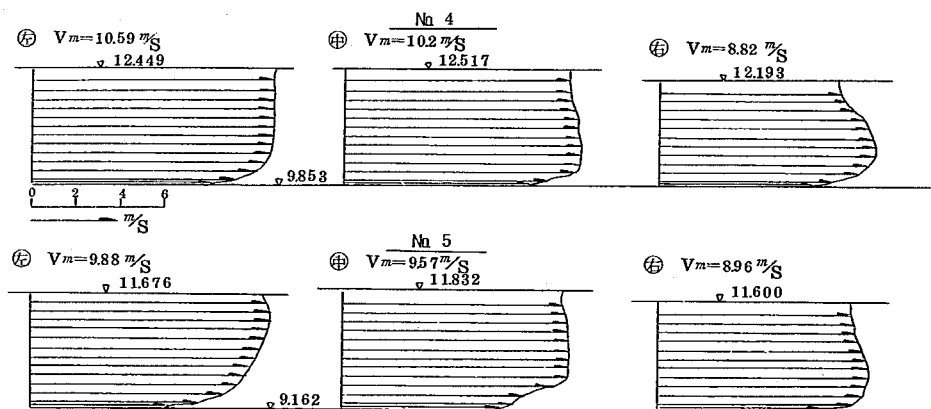


图-50 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$ 流速分布图

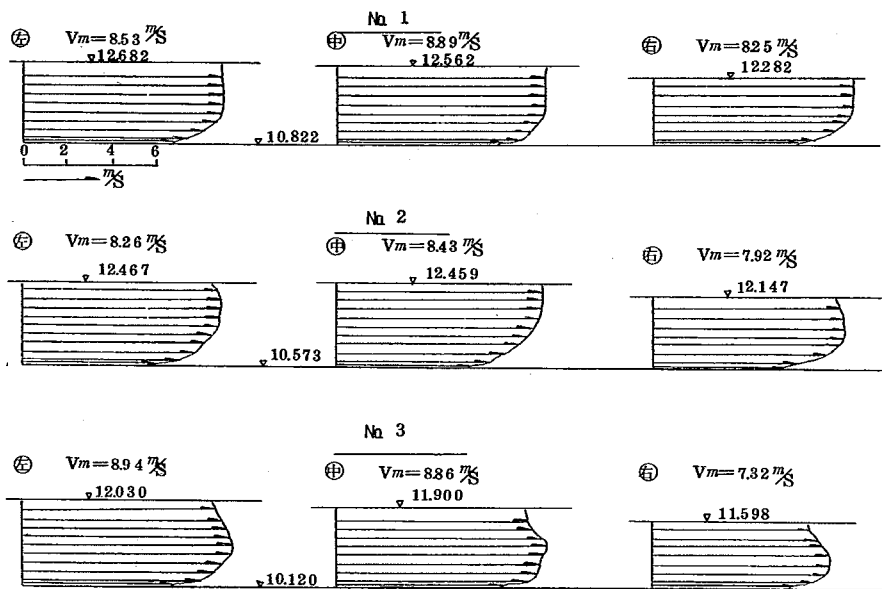


图-51 $Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$ 流速分布图

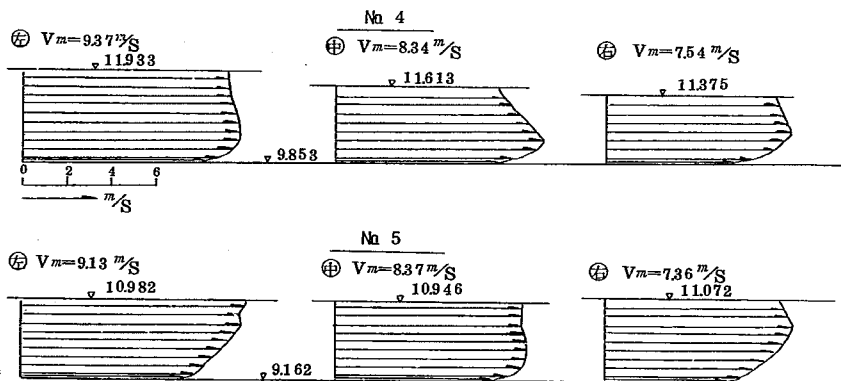


图-52 $Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$ 流速分布图

表-2 1 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$ 流速分布

	№ 1			№ 2		
	左	中	右	左	中	右
0.02	6.10	7.10	7.90	6.20	6.51	8.01
0.12	7.26	8.45	8.32	7.15	7.60	8.60
0.32	8.40	9.70	9.40	8.40	8.80	9.30
0.52	8.80	10.20	9.85	8.70	9.63	9.99
0.72	9.22	10.20	9.85	9.30	10.10	10.03
0.92	9.50	10.20	10.30	9.70	10.30	10.21
1.12	9.61	10.60	10.40	9.75	10.40	10.23
1.32	9.75	10.60	10.50	9.80	10.45	10.30
1.52	9.85	10.60	10.45	9.80	10.45	10.30
1.72	9.85	10.60	10.40	9.79	10.45	10.23
1.92	10.0	10.60	10.30	9.78	10.50	10.20
2.12	9.95	10.50	10.00	9.81	10.25	10.10
2.32	9.80	10.45	9.90	9.70		
2.52				9.60		
平均流速	9.29	10.19	9.97	9.30	9.88	9.94
水深	2.529	2.426	2.404	2.720	2.430	2.170

	№ 3			№ 4		
	左	中	右	左	中	右
0.02	8.20	7.85	7.92	8.09	8.15	6.90
0.12	9.05	8.95	8.80	9.22	9.35	7.90
0.32	9.70	9.89	9.50	10.23	10.15	8.75
0.52	10.05	10.25	9.70	10.60	10.40	9.15
0.72	10.20	10.45	9.70	10.75	10.50	9.40
0.92	10.30	10.60	9.30	10.80	10.50	9.50
1.12	10.35	10.80	9.00	10.85	10.40	9.40
1.32	10.38	10.80	8.60	10.90	10.30	9.20
1.52	10.40	10.80	8.30	10.90	10.30	8.95
1.72	10.28	10.80	7.90	10.95	10.25	8.60
1.92	10.02	10.80	7.60	10.80	10.20	8.00
2.12	9.90	10.70		10.79	10.20	8.00
2.32	9.70	10.40		10.50	10.00	
2.52	9.60					
2.72	9.40					
平均流速	9.96	10.469	8.88	10.59	10.2	8.82
水深	2.940	2.370	2.170	2.596	2.664	2.340

	№ 5		
	左	中	右
0.02	6.25	6.70	8.40
0.12	7.65	7.89	8.60
0.32	8.95	7.90	9.10
0.52	9.30	9.55	9.13
0.72	9.60	10.00	9.40
0.92	9.80	10.00	9.40
1.12	10.15	10.00	9.10
1.32	10.40	10.00	8.90
1.52	10.55	10.00	8.79
1.72	10.75	10.00	8.70
1.92	10.80	10.00	8.69
2.12	10.80	10.00	8.65
2.32	10.49	10.00	
平均流速	9.88	9.57	8.96
水深	2.514	2.670	2.438

表-22 $Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$ 流速分布

	№ 1			№ 2		
	左	中	右	左	中	右
0.02	6.82	7.10	5.90	5.30	5.70	5.85
0.12	7.40	7.90	7.00	6.90	6.85	6.80
0.32	8.30	8.65	7.85	7.80	7.50	7.80
0.52	8.55	8.95	8.35	8.19	8.00	8.19
0.72	8.80	9.20	8.65	8.45	8.40	8.20
0.92	8.80	9.20	8.80	8.65	8.75	8.30
1.12	8.90	9.20	8.85	8.70	8.90	8.35
1.32	8.90	9.20	8.90	8.90	9.01	8.20
1.52	8.90	9.20		8.80	9.10	
1.72				8.50	9.12	
平均流速	8.53	8.89	8.25	8.26	8.43	7.92
水深	1.860	1.740	1.460	1.894	1.086	1.574

	表 3			表 4		
	左	中	右	左	中	右
0.02	6.89	7.39	6.40	8.55	7.20	5.80
0.12	7.95	8.90	7.06	8.90	8.10	6.55
0.32	8.75	8.90	7.60	9.40	8.90	7.40
0.52	8.95	8.90	7.70	9.60	9.08	7.90
0.72	9.08	9.10	7.68	9.60	8.85	8.10
0.92	9.20	9.10	7.45	9.55	8.49	7.90
1.12	9.20	9.00	7.00	9.50	8.10	7.60
1.32	9.11	8.70	6.50	9.40	7.60	7.50
1.52	8.90	8.50		9.30	7.40	
1.72	8.70			9.30		
1.92	8.50			9.10		
平均 流速	8.94	8.86	7.32	9.37	8.34	7.54
水 深	1.910	1.780	1.478	2.080	1.760	1.522

	表 5		
	左	中	右
0.02	7.50	7.00	5.00
0.12	7.80	7.65	5.70
0.32	8.20	8.40	6.35
0.52	8.60	8.55	7.10
0.72	8.90	8.55	7.55
0.92	9.20	8.50	7.80
1.12	9.40	8.40	8.10
1.32	9.60	8.31	8.15
1.52	9.55	8.31	8.05
1.72	8.90	8.30	7.80
平均 流速	9.13	8.37	7.36
水 深	1.820	1.784	1.910

表-23 平均流速～最大流速比較表

地点 流量 流速	170m ³ /S		100m ³ /S	
	平均流速	最大流速	平均流速	最大流速
点1	9.156	10.6	8.159	9.2
点2	9.331	10.5	7.981	9.12
点3	9.072	10.8	7.697	9.2
点4	9.34	10.95	7.763	9.6
点5	9.02	10.80	7.7	9.6

適用地点点1：トンネル出口より下流24m

点2：R=90m B Cより下流8m

点3：下流緩和曲線B C

点4： // // E C

点5： // // // より下流60m

表-24 側線平均流速の比較表

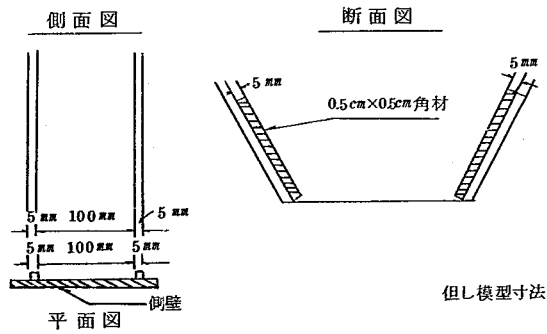
	Q=170m ³ /S			100m ³ /S		
	左	中	右	左	中	右
点1	9.29	10.19	9.97	8.53	8.89	8.25
点2	9.30	9.88	9.94	8.26	8.43	7.92
点3	9.96	10.47	8.88	8.94	8.86	7.32
点4	10.59	10.2	8.82	9.37	8.34	7.54
点5	9.88	9.57	8.96	9.13	8.37	7.36

に考えられる。

この問題に対処する方法として次の側壁に粗度をつけた場合を検討する。

(b) 台形水路実験2（粗度づけ実験）

粗度変化に対応する流況の変化を調べるため、また、何らかの対策によつて側壁に粗度づけを行つた場合の流況の変化を調べるため、右図に示すような模型寸法で0.5×0.5m角の角材をとつつけた。



実験は、

(1) トンネル出口下流 24.0 m (陰道から台形水路への移部) 地点より $\#9+100$ m 間に 2.0 m 間隔にサン粗度をとりつけた場合。

(2) トンネル出口下流 24.0 m より全川にサン粗度をとりつけた場合について実施した。

結果は、(1)については、図-53~59に、(2)については、図-60~62に示す。

(2)については、 $\#9+100$ mより上流は(1)の場合と変化しないため、それより下流のみを示してある。

結果を粗度づけなしと比較すると、水位は緩和曲線 BC までは、(a)の実験結果とほぼ等しく、 $R=9.0$ m BC では(b)実験が約 0.4 m 程度高く、それより下流で急激に水位が上り、下流緩和曲線 EC あたりでは、 $Q=170$ m³/S で約 1.1 m、 $Q=100$ m³/S で約 0.9 m 水位上昇している。

流速では側線 $\#1$ ではほぼ流速等しく、 $\#3$ で約 2 m/S、 $\#4$ で約 3 m/S 程度流速が減じている。流況をみると、図-54 に示されるように $R=9.0$ m BC 下流 8 m で 1 つ交叉波があたっているが、その下流では消失し、水面の動揺は見られなくなった。

全水路に粗度つけた場合の下流部の水面形が安定した部分で流速を計算すると、

$$Q=170 \text{ m}^3/\text{S} \text{ では } h=3.85 \text{ m} \text{ で、 } n=0.026$$

$$Q=100 \text{ m}^3/\text{S} \text{ では } h=2.70 \text{ で、 } n=0.024$$

となり、粗度係数の面からも粗度づけの効果の大きいことがわかり、適切に施工されると大きな効果を上げるものと考えられる。

このサン粗度は、ほぼ縮尺倍の構造物をコンクリート壁からだすことに相当しようが、この効果がこれだけ大きいということは、流れが射流であるため速い流れが直接この構造物に突当るまで、この構造物の影響を直接うけず、突き当たった時点においてその速度水頭分をほとんど失うことに起因するものと考えられる。

ただ、この場合これだけの効果をだすためには、工作物にかかるこの力に対して工作物が安全でなければならず、特に最初の数本にかかる力は大きいため、キャビテーション等を考えても維持は非常に困難になることが想定される。

(c) (a)、(b)よりの結論

以上(a)、(b)の実験結果をみると、(a)は平均流速だけなら問題がないが、流速分布をみるとかなり高速となり、コンクリート水路としても維持がかなり困難になることが懸念され、(b)については、流速減殺の効果は大きいが工作物の維持が問題となると考えられる。したがって、Ⅱ案などの流速減殺策が次の問題となる。これについては別報に記す。

(d) 台形水路への左支川の流入

陰道からでて、彎曲する部分で計画高水流量 10 m³/S の左支川が流入する。この問題については実験を実施しなかつたが、高速流の彎曲部で側壁に開口部を設けると問題が

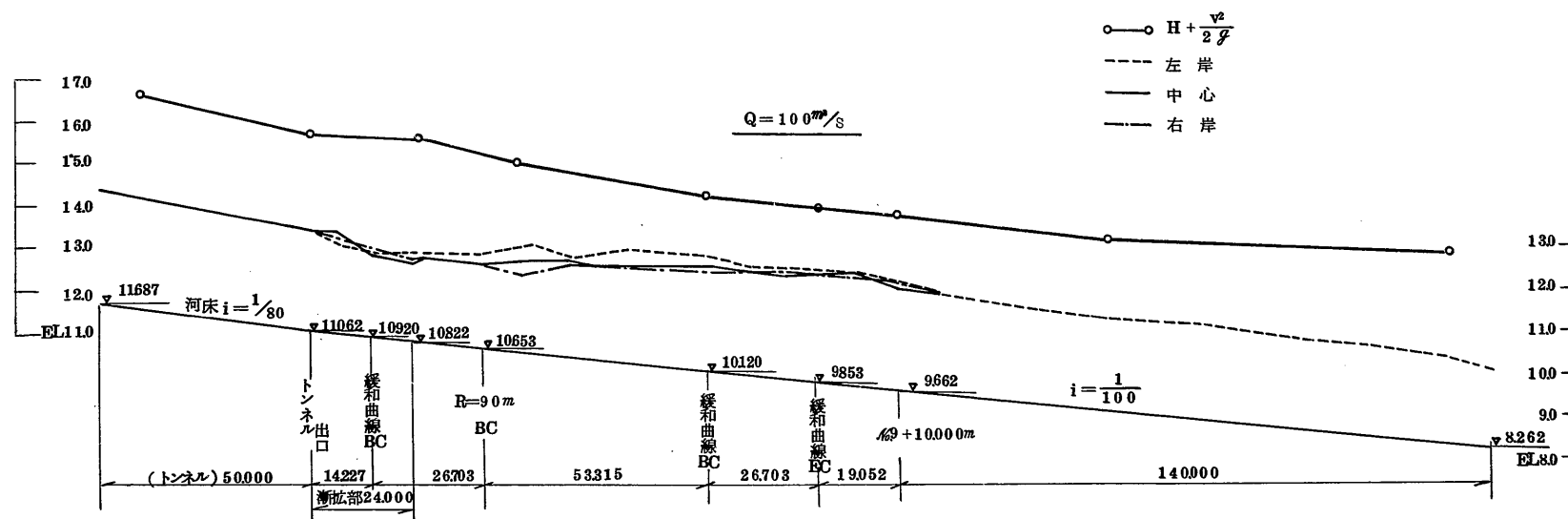
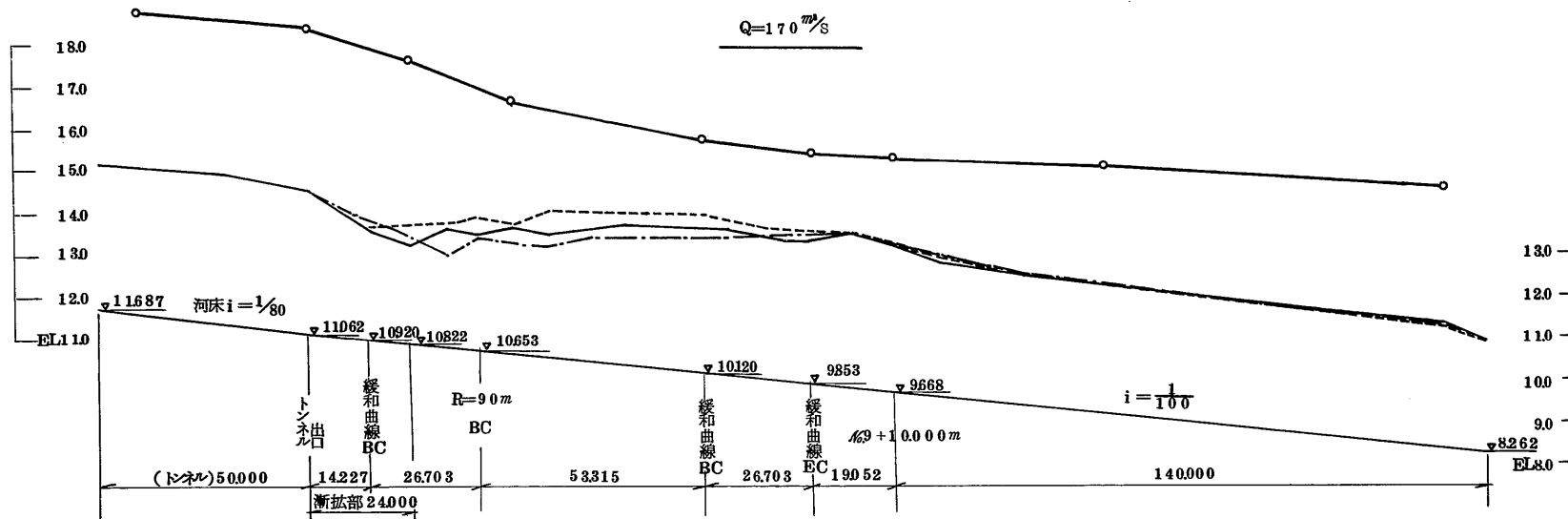


図-53 $Q=170 \text{ m}^3/\text{s}, 100 \text{ m}^3/\text{s}$ (粗度をトンネル出口より下流 24.00 m 地点より
 $1\% + 10.00 \text{ m}$ 間に付けた場合) 水位縦断面図およびエネルギーライン

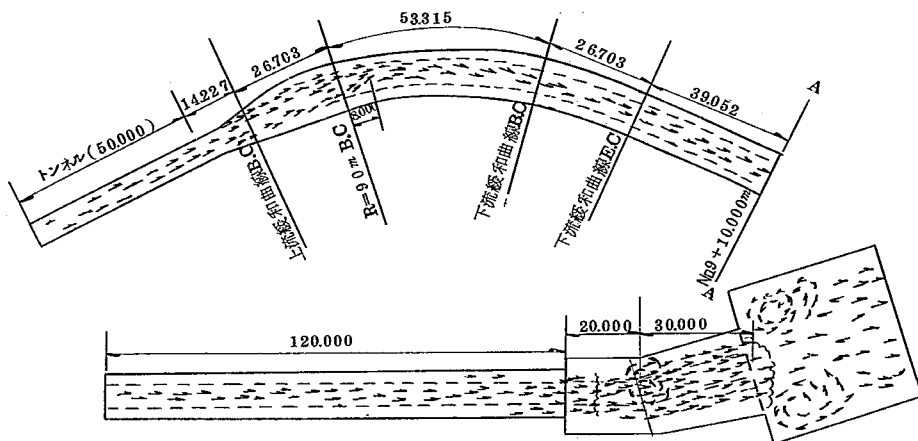


図-54 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$ (粗度をトンネル出口より下流 24,000m 地点より $\Delta H = 10,000 \text{ m}$ 間に付けた場合) 流況図

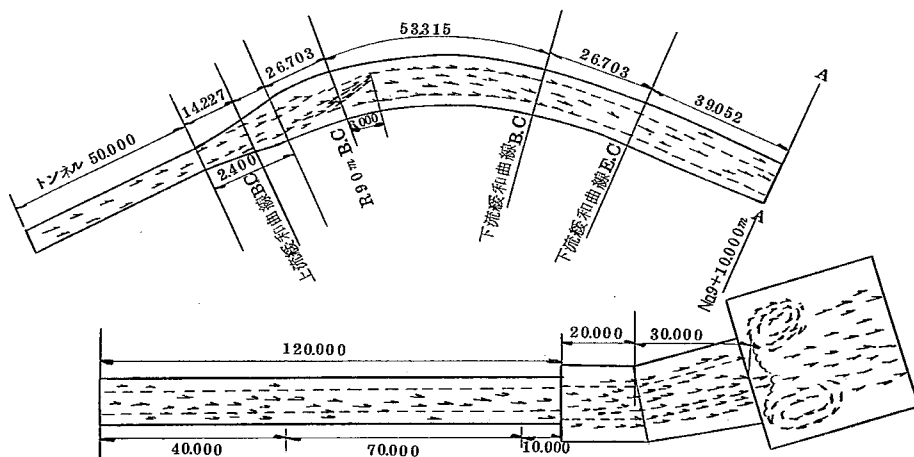


図-55 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ (粗度をトンネル出口より下流 24,000m 地点より $\Delta H = 10,000 \text{ m}$ 間に付けた場合) 流況図

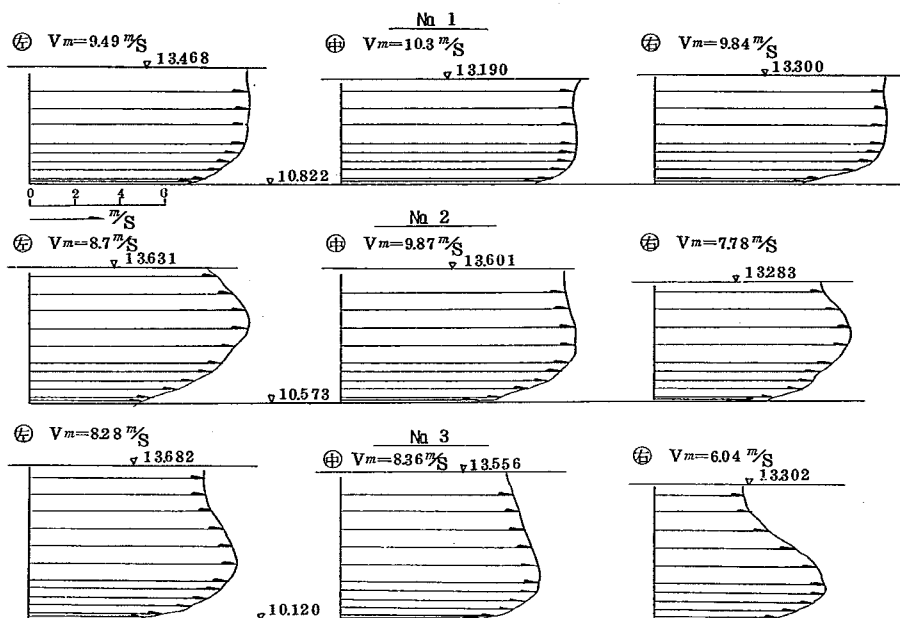


図-56 $Q=170 \text{ m}^3/\text{s}$ (粗度をトンネル出口より下流24.00m地点より
169+10.00m間隔に付けた場合(200m間隔)) 流速分布図

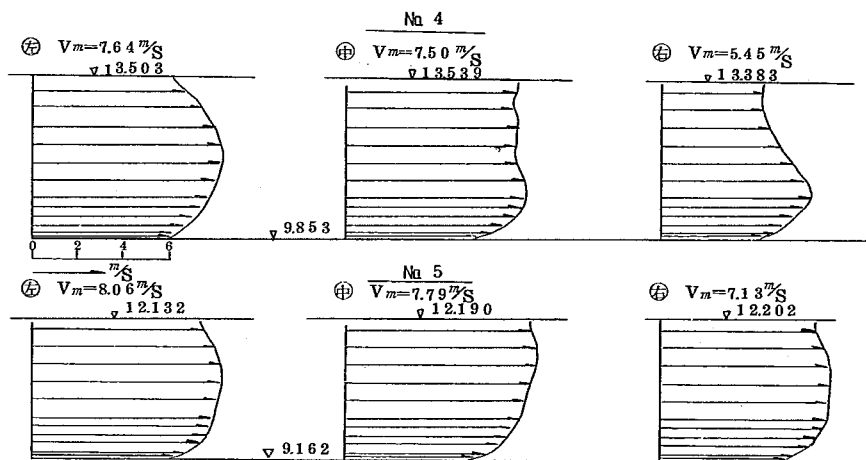


図-57 $Q=170 \text{ m}^3/\text{s}$ (粗度をトンネル出口より下流24.00m地点より
169+10.00m間隔に付けた場合(200m間隔)) 流速分布図

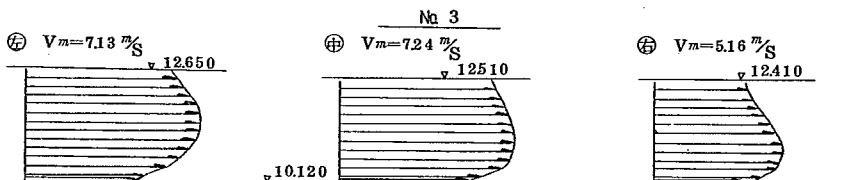
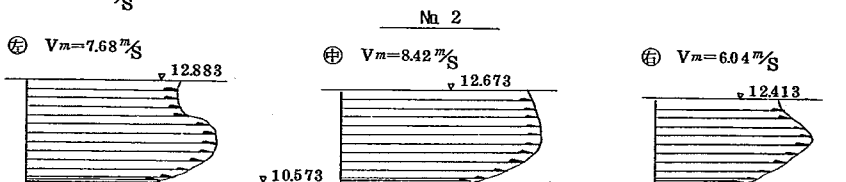
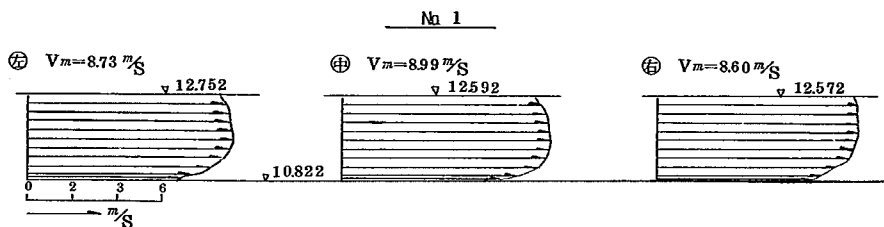


図-58 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ (粗度をトンネル出口より下流 24.00 m 地点より) 流速分布図
 №9 + 10.00 m 間に付けた場合 (2.00 m 間隔)

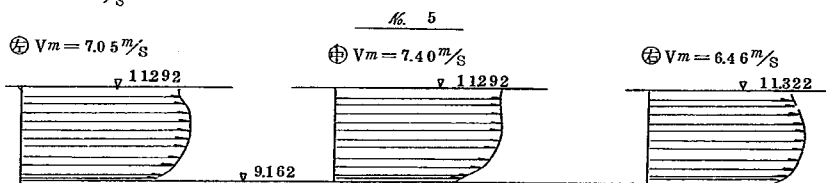
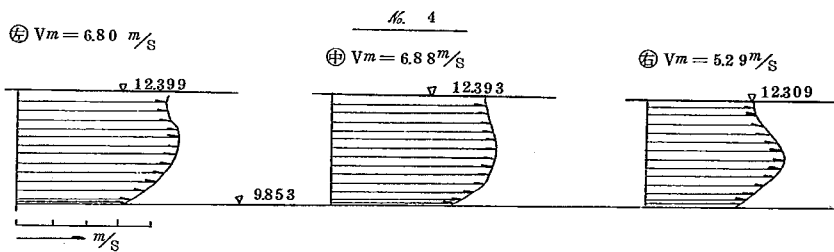
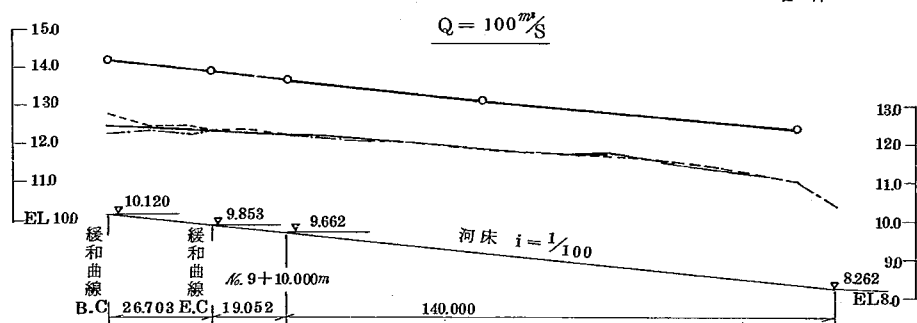
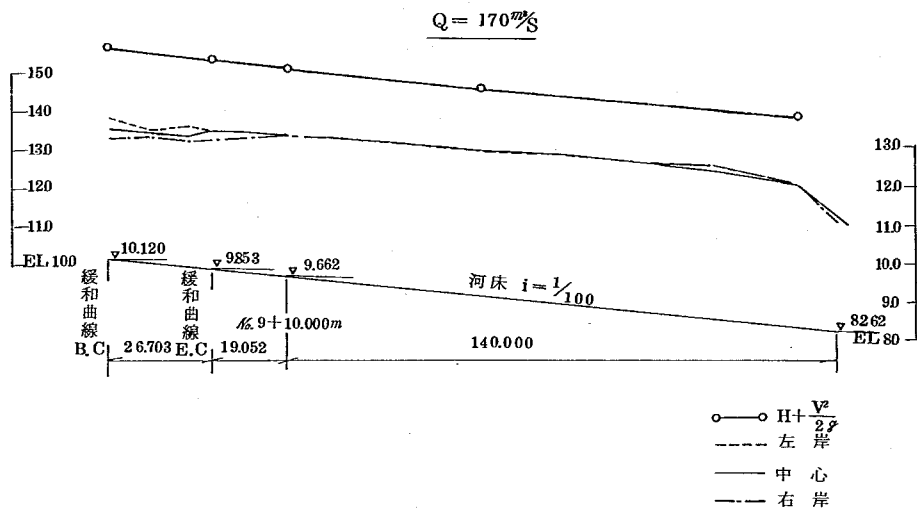


図-59 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ (粗度をトンネル出口より下流 24.00 m 地点より) 流速分布図
 №9 + 10.00 m 間に付けた場合 (2.00 m 間隔)



備考 下流緩和曲線より上流は影響はなく測定は省略した

図-60 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$ (全水路に粗度を付けた場合水位縦断面図
およびエネルギーライン)

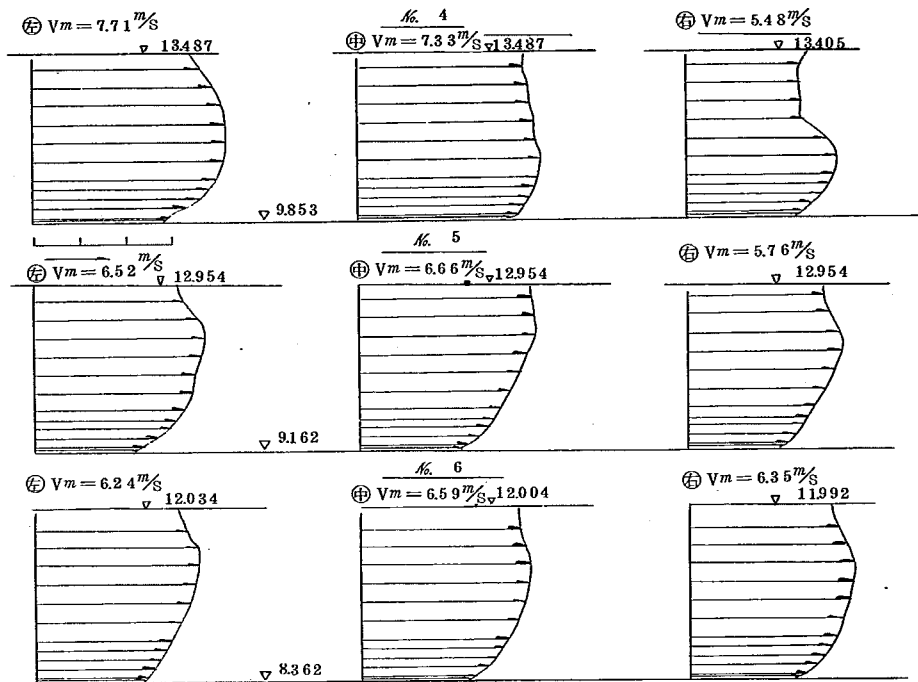


図-61 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$ (全水路に粗度を付けた場合) 流速分布図

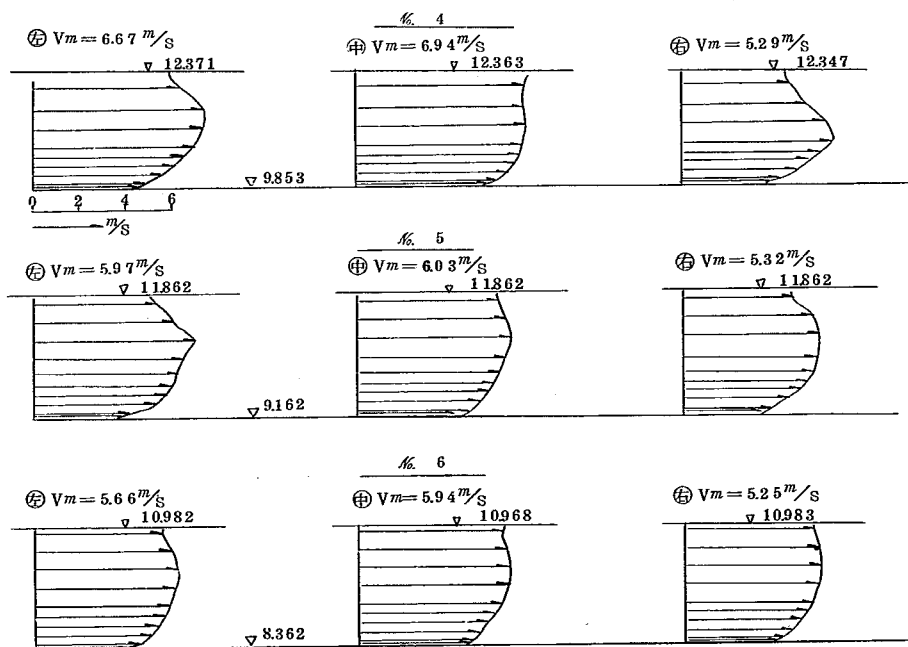


図-62 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ (全水路に粗度を付けた場合) 流速分布図

多いので、この左支川は、台形水路の上部から落ち込むように設定する。左支川の合流点での河床高は、台形水路河床高+彎曲部左岸の最大水深+0.5 mとする。

(e) 球磨川取つけ段落部実験

この部分は、上流のもつている高エネルギーを減殺して、十分減速した流れを球磨川に流すための部分である。段落部の形状は、図-37に示す通り、段落上流部河床高をEL.8.262 mとし、これを-1.0 mまで落下させ、下流側でウォーターグッションのために、または現河床高にすりつけるために、段落点から5.0 m下流でEL.3.0 mまで上げ、球磨川に放流する。

ここでの検討事項は、

(1) 減勢プールの敷高の決定。これはできれば高い方がよい。

(2) 一応基本形状を図-37のように設定して、減殺工作物の検討を行う。

の2点である。この問題について、図-46の種々の台形型シルおよび径1 mの鋼管パイプについて実験を行った。

測定は一応図-45のように設定した。流速は今少し前の方で測定したかったが、流況から困難であった。

シル位置は、ほぼ落下水脈の落ちる地点にとりつけて、減殺の効果を出そうとした。シル位置は、段落点から下流に向つての距離で表わす。流量は170 m³/Sと100 m³/Sを流した。

実験結果を概観すると、まず、

(1) 減勢プールの形状が、段落点下流2.0 mから左へ曲つているため、右岸の側壁寄りに主流がかたより、左岸の一部に逆流がみられる。最大流速もほとんど右岸の側壁よりに生じた。

(2) 台形型のシルについては、シル前面のローラーは非常に大きく、減殺の効果は大きいと考えられるが、シルをこえる流水は非常に大きく、その力が側壁にぶつкаると、水面の乱れが非常に大きくなる。この乱れは、下流側水深が大きくなり、EL.8.0 m以上になつても大きく脈打ち、球磨川への合流は良好におこなわれているが、問題である。

(3) シル高を3.0から2.5、2.0と低下させた場合について流況を比較するシル高が低くなるにつれて最大流速が大きくなり、水面の乱れもやゝ大きいようである。

(4) シル高1.2 mを1.2.0 m、1.6.0 m、2.0.0 mの三ヶ所につけた場合は、全体として流速がおちているが、シルをこえた水流が次のシルをこえる過程で強い上向の分速度を持ち、水面の乱れを消すことが困難である。

(5) これらの代表として、シル高3.0 m、シル位置1.4.0 mについての測定結果を図63~図-70、表-2.5~2.6、写真6に示す。

写真6は下流水位がEL.4.0 mのものであり、水面の乱れが非常に大きいことがわかる。

- (イ) 以上台形型シルの問題点は、水面の乱れの大きさと、シル前面の大きなローラーに象徴される流水のエネルギーで、シルの場合は、このエネルギーを一つでうけることになるため、土砂をまきこんでいる場合は、このローラーでコンクリート河床をみがきあげることになり、純水の場合に効果の多いこの方法もこの場合には採用することは困難と思われる。
- (ロ) 次に径 1.0 m、高さ 3.0 m の鋼管パイルの減勢杭の場合であるが、この場合、図-71 のように段落地点から 14.0 m 位置を基点として、縦断方向に 6 m の千鳥に配置して流況を観察したところ、水面形、および流速分布の両者とも非常に良好な結果を示したので、同図のように球磨川合流地点の高さを 1 m 低下させ、後に減勢地の河床高をこの状態で 1 m 上昇させ、EL.0.0 m で実験したが良好な結果を得た。
- (ハ) 測定位置は、杭設置の関係から図-72 に示す位置で測定した。図-71 の配置に対する、 $Q=170\text{ m}^3/\text{S}$ 、 $100\text{ m}^3/\text{S}$ に対する測定結果を図73~78、表-27~31、写真7に示す。写真7は、下流水位 5 m の $Q=170\text{ m}^3/\text{S}$ に対するもので写真6に比してかなり減衰されていることがわかる。図-77、78 は河床に土砂が堆積した場合の効果をみようとしたものである。
- (ニ) 次に、(イ)の流況がよいので、河床を 1 m 上昇させて EL.0 m として、第一線の減勢杭のうける力を弱めるために、杭高を 2 m とし、他は 3 m のままで、図-79 の配置で実験を実施した。結果は図-80、表 32、写真8に示す通りで、(イ)とほぼ同様な良好な結果が表われた。
- (ホ) 以上の実験を通して、(ロ)(ハ)の状態、図79の配置を計画案としうるが、この場合球磨川水位が低い場合は土砂の堆積はそれ程ないであろうが、球磨川本川水位が高いときには、土砂がほとんど堆積することとなり、この地点は通常は球磨川の背水をうけていて維持しゆんせつができないだけに問題となるであろう。これについては、本川水位が高い場合は減勢池がなくつても減勢効果が十分発揮され、また低いときには、堆積させた土砂を十分下流までもつていくであろうからほぼ問題は解決されるものと考えられる。
- (ヘ) また、減勢池の河床維持の問題であるが、コンクリート表面を土砂をもつた流れ（ここでは径 1 m 程度の石が早い速さで動く）が洗うとかなり早く崩壊していくことが心配される。この対策としては河床上にブロックを捨石する方法と鋼板で保護する等の2つの方法が考えられる。ブロックの捨石の場合は現河床より 1 m 程度深く河床を設定し、その上にブロックを設置する。鋼板を張る場合は、河床および側壁を河床から 3 m 程度まで保護することが望ましい。
- (ヘ) 段落部としては、いま一つ、河床とともに落地点の側壁が最も破壊されやすい。リの状態の場合は、落下水脈が直接側壁にあたることはないが、落地点附近は十分の保護を考えるべきものと考えられる。

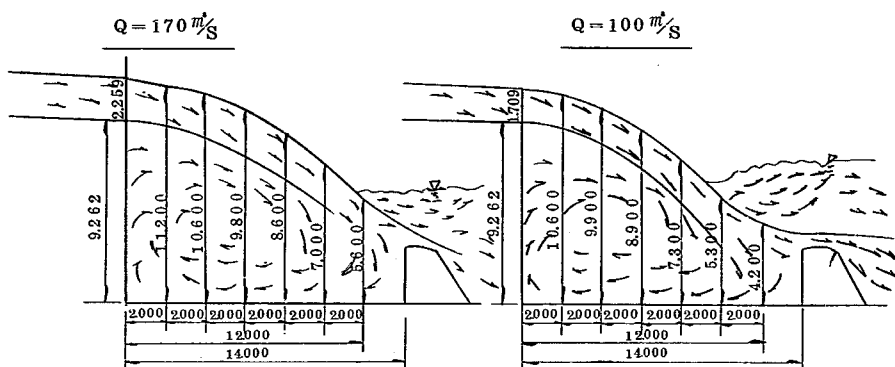


図-63 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$, $100 \text{ m}^3/\text{s}$, 水面形状

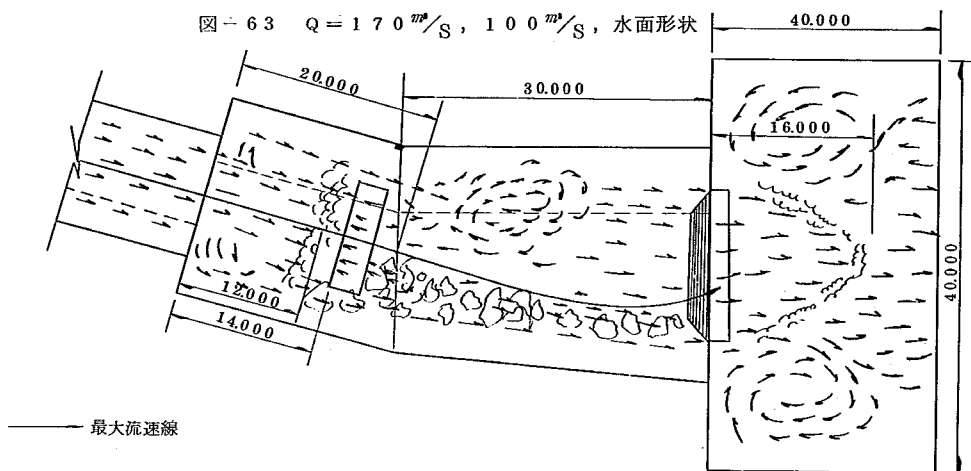


図-64 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$ 一般平面流況図 (下流水位 4.00 m の場合)

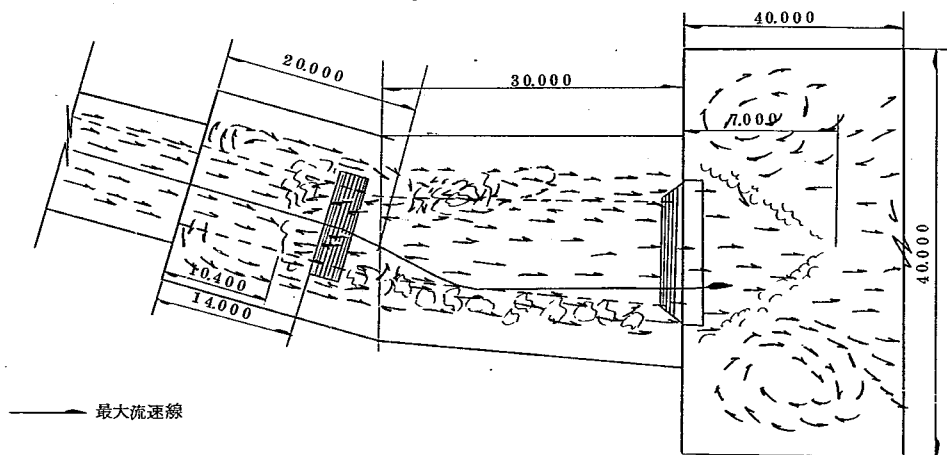
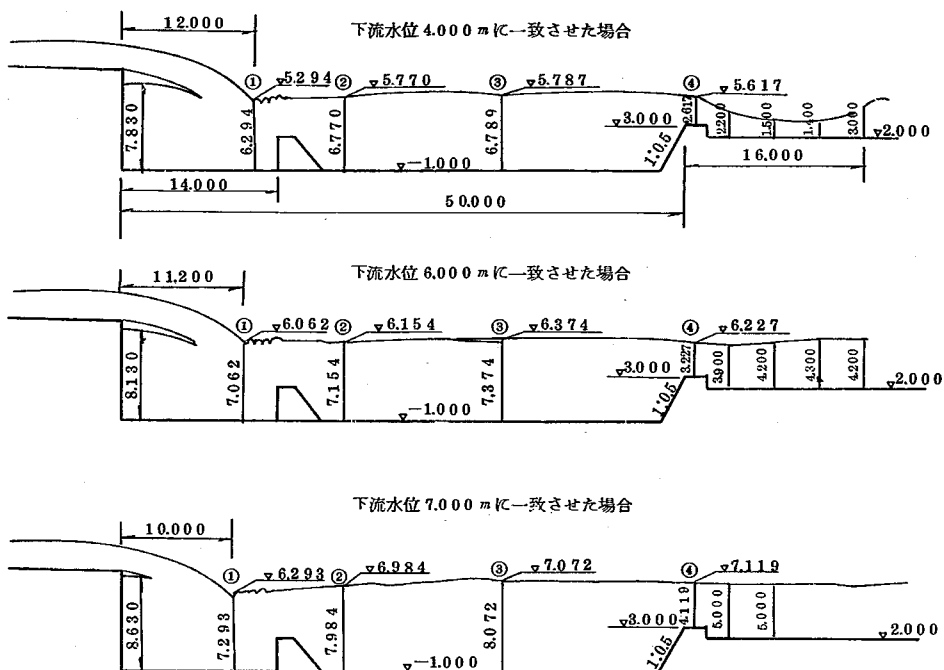


図-65 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ 一般平面流況図 (下流水位 4.00 m の場合)



但し図面の水位は平均水位である。

図-66 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$ シル位置 14.00 m シル高 3.00 m 水位縦断面図

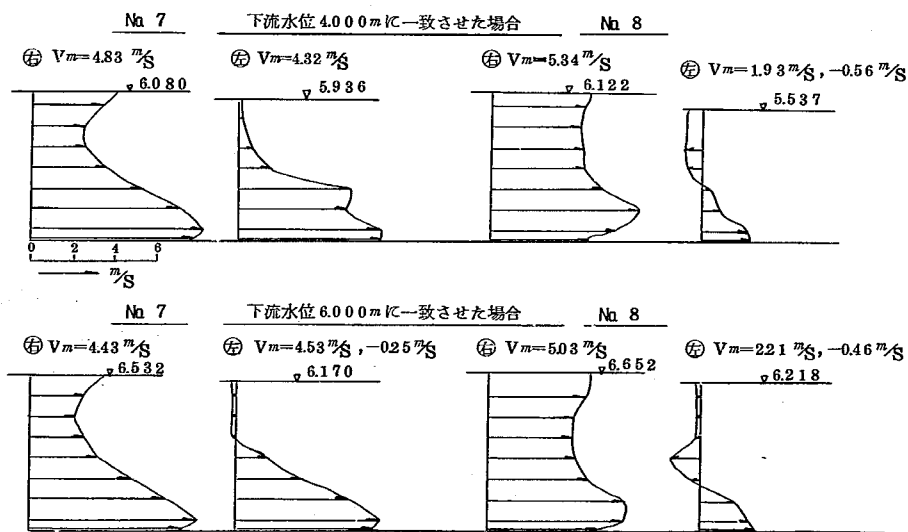


図-67 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$ シル位置 14.00 m シル高 3.00 m 流速分布図

下流水位 7.000m に一致した場合

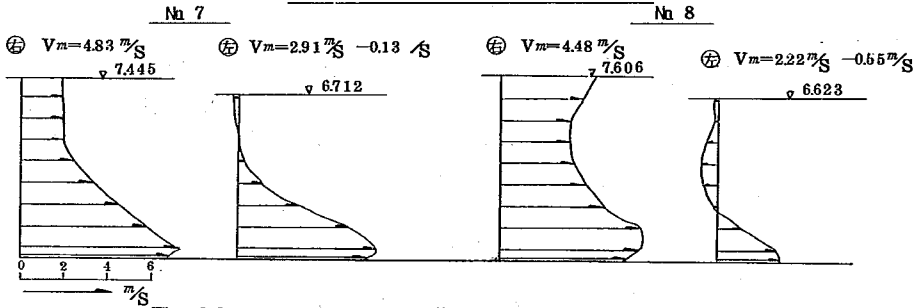


図-68 $Q=170$ / シル位置 14.00m シル高 3.00m 流速分布図

下流水位 4.000m に一致させた場合

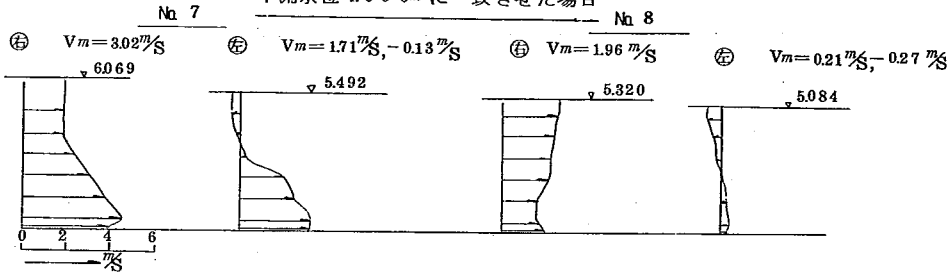


図-69 $Q=100$ / シル位置 14.00m シル高 3.00m 流速分布図

下流水位 7.000m に一致させた場合

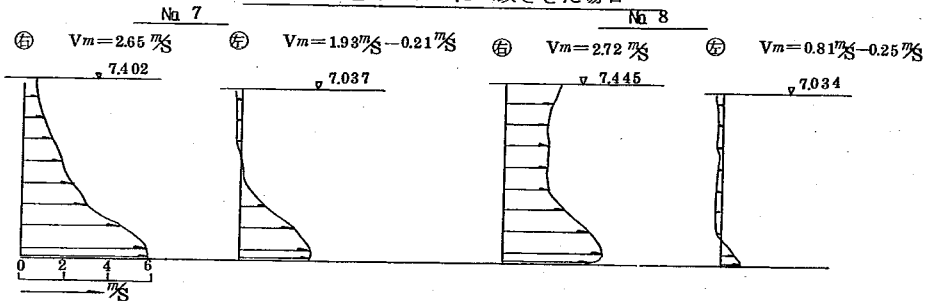


図-70 $Q=100$ / シル位置 14.00m シル高 3.00m 流速分布図

表-25 $Q=170 \frac{m^3}{s}$ シル位置14.00mシル高3.00m流速分布

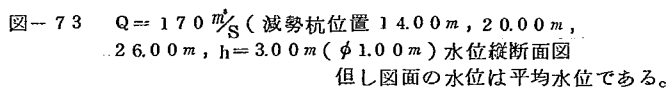
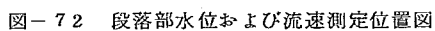
	下流水位4.000mに一致させた場合				下流水位6.000mに一致させた場合	
	No. 7		No. 8		No. 7	
	右	左	右	左	右	左
0.02	7.30	6.90	4.80	2.83	6.90	6.44
0.52	8.20	7.11	6.12	2.21	7.75	6.90
1.52	7.20	5.20	7.30	0.80	6.60	5.25
2.52	5.45	5.29	5.60	0.27	5.20	3.20
3.52	3.70	1.60	4.20	-0.56	3.40	1.54
4.52	2.80	0.56	4.20	-0.56	2.70	-0.25
5.52	2.55		5.63		2.00	-0.25
6.52	3.40				2.65	-0.25
平均流速	4.83	4.32	5.37	-0.56	4.43	4.53 -0.25
水深	7.080	6.936	7.044	6.537	7.532	7.170

	下流水位6.000mに一致させた場合		下流水位7.000mに一致させた場合			
	No. 8		No. 7		No. 8	
	右	左	右	左	右	左
0.02	5.15	2.62	6.85	5.90	5.75	2.70
0.52	6.50	2.40	7.60	6.40	6.40	2.70
1.52	6.60	1.40	5.90	5.20	6.45	1.25
2.52	4.90	-0.54	4.60	2.80	4.95	-0.26
3.52	4.00	-1.54	3.55	1.06	4.05	-0.84
4.52	3.90	-0.54	2.50	0.26	3.40	-0.84
5.52	3.95	-0.25	2.00	0	3.15	-0.56
6.52	4.40	-0.25	1.95	0	3.40	-0.26
7.52			1.95	-0.25	3.85	-0.25
平均流速	5.03	2.21 0.46	4.83	2.91 -0.125	4.48	2.22 -0.551
水深	7.652	7.218	8.445	7.712	8.606	7.623

表-26 $Q=100\text{ m}^3/\text{s}$ シル位置14.00mシル高3.00m流速分布

	下流水位4.000mに一致させた場合				下流水位6.000mに一致させた場合	
	No. 7		No. 8		No. 7	
	右	左	右	左	右	左
0.02	4.04	3.30	2.04	0.26	4.50	3.35
0.52	4.60	3.20	1.56	0.26	4.50	2.73
1.52	3.87	2.22	1.40	0.26	4.50	2.00
2.52	3.20	2.00	2.12	0	3.70	0.84
3.52	2.40	0.26	2.04	-0.26	2.00	0.84
4.52	1.80	0	2.30	-0.26	1.30	0.84
5.52	1.80	-0.26	2.43	-0.60	0.90	0
6.52					1.60	-0.25
平均流速	3.02	1.71	1.96	$\frac{0.21}{-0.34}$	2.37	$\frac{1.35}{-0.125}$
水深	7.069	6.492	6.320	6.084	7.469	7.294

	下流水位6.000mに一致させた場合		下流水位7.000mに一致させた場合			
	No. 8		No. 7		No. 8	
	右	左	右	左	右	左
0.02	2.70	0.86	5.80	3.30	3.85	1.06
0.52	3.40	0	5.82	3.30	4.45	0.56
1.52	2.35	-0.26	4.60	2.40	3.85	-0.25
2.52	1.40	-0.26	2.90	1.06	2.90	-0.25
3.52	1.40	0	2.20	0	2.15	-0.25
4.52	1.90	0	1.95	0	1.60	-0.25
5.52	2.30	0	1.30	-0.25	1.85	-0.25
6.52	2.55	-0.20	0.90	-0.25	1.85	-0.25
7.52			0.60	-0.25	2.15	-0.25
平均流速	2.24	$\frac{0.43}{-0.155}$	2.65	$\frac{1.93}{-0.208}$	2.72	$\frac{0.81}{-0.25}$
水深	7.540	7.220	8.402	8.037	8.445	8.034



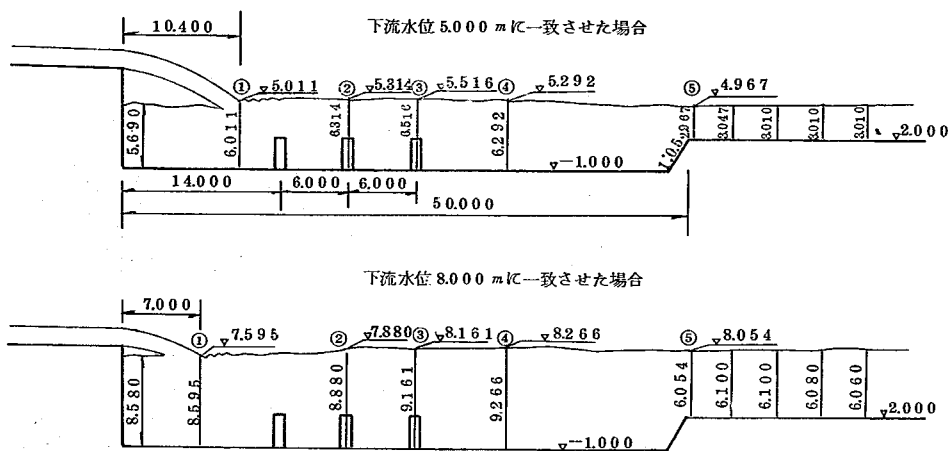


図-74 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$ (減勢杭位置 14.00 m, 20.00 m, 26.00 m, $h = 3.00 \text{ m}$ ($\phi 1.00 \text{ m}$)) 水位縦断面図

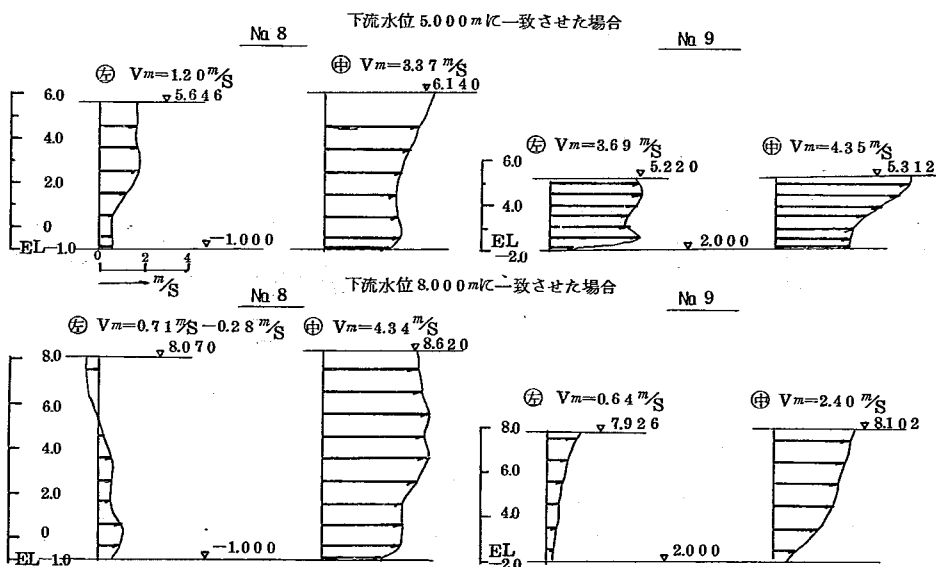


図-75 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$ (波勢杭位置 14.00 m, 20.00 m, 26.00 m, $h = 3.00 \text{ m}$ ($\phi 1.00 \text{ m}$)) 流速分布

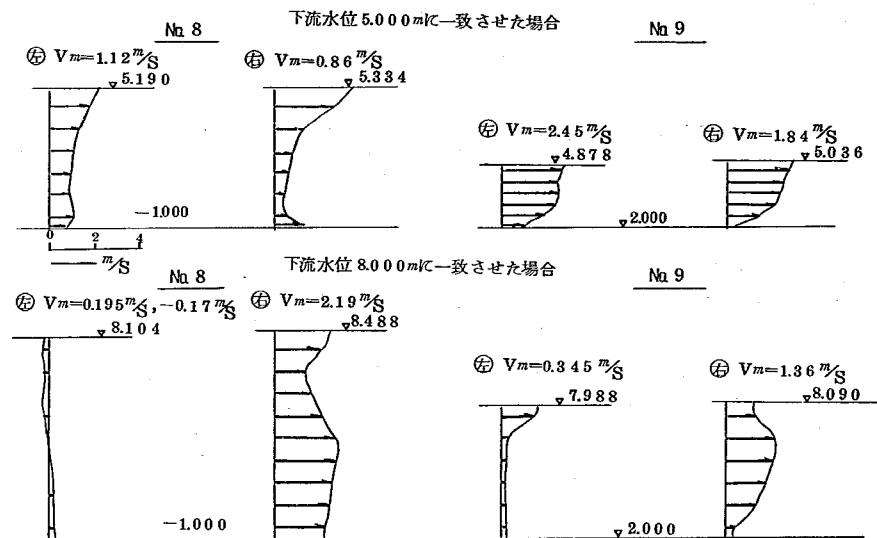


図-76 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ (減勢杭位置 14.00 m, 20.00 m, 26.00 m, $h = 3.000 \text{ m}$ ($\phi 1.00 \text{ m}$)) 流速分布図

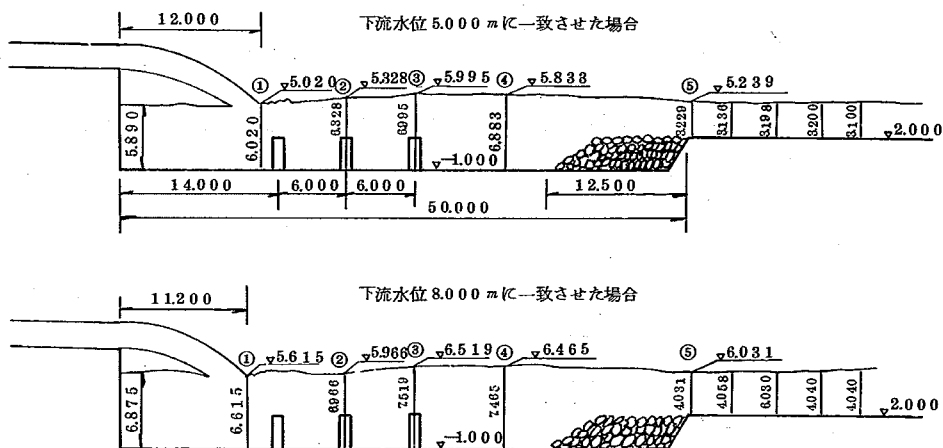


図-77 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$ (減勢杭位置 14.00 m, 20.00 m, 26.00 m, $h = 3.00 \text{ m}$ ($\phi 1.00 \text{ m}$)) 下流へ土砂を堆積させた場合水位縦断面図

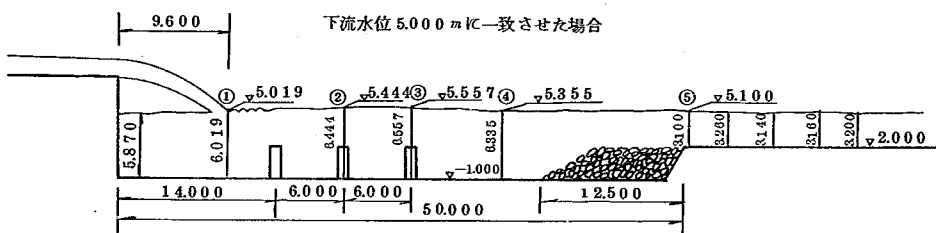


図-78 $Q = 100 \frac{m^3}{s}$ (減勢杭位置 14.00 m, 20.00 m, 26.00 m, $h = 3.00$ ($\phi 1.00$ m)) 下流へ土砂を堆積させた場合水位縦断面図

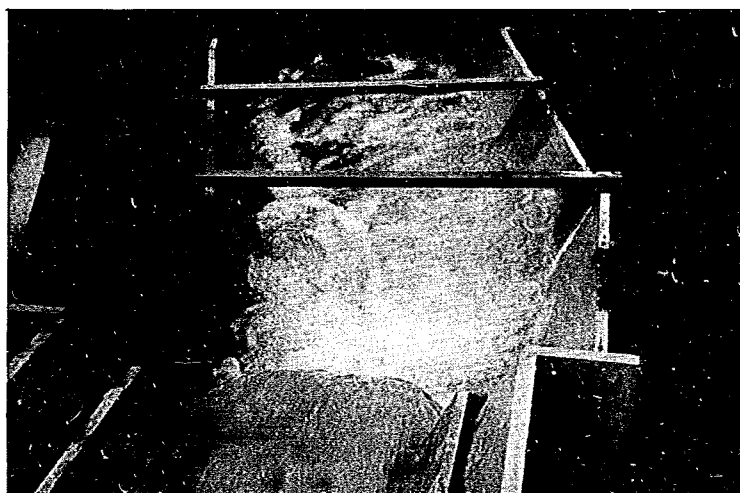


写真-7

表-27 $Q=170 \frac{m^3}{s}$ (減勢杭位置 14.00m, 20.00m, 26.00m $h=3.00m$ ($\phi 1.00m$)) 各測点の水位

测 点		No. 1			No. 2			No. 3			No. 4			No. 5			球 磨 川			
		左	中	右	左	中	右	左	中	右	左	中	右	左	中	右	4.00 地点	8.00 地点	12.00 地点	16.00 地点
河 床 高		-1.000												2.000			2.000			
球磨川下流 水 位		5.000																		
水深	最低	5.730	5.724	5.706	6.460	6.520	6.540	6.298	6.500	7.250	6.418	6.594	6.810	2.990	3.098	3.120				
	最高	6.554	6.134	6.058	7.480	6.460	7.070	6.680	6.880	8.018	6.874	7.010	7.468	3.450	3.442	3.504				
	平均	6.142	5.929	5.882	6.970	6.490	6.085	6.489	6.690	7.634	6.646	6.802	7.139	3.220	3.270	3.312	2.876	3.154	3.100	3.000
水位	最低	4.730	4.724	4.706	5.460	5.520	5.540	5.298	5.500	6.250	5.418	5.594	5.810	4.990	5.098	5.120				
	最高	5.554	5.134	5.058	6.480	5.460	6.070	5.680	5.880	7.018	5.874	6.010	6.468	5.450	5.442	5.504				
	平均	5.142	4.929	4.882	5.970	5.495	5.085	5.489	5.690	6.634	5.646	5.802	6.139	5.220	5.270	5.312	4.876	5.154	5.100	5.000
球磨川下流 水 位		8.000																		
水深	最低	8.010	8.238	8.238	8.254	8.394	8.450	8.390	8.610	9.190	8.940	9.010	9.490	5.870	5.900	6.000				
	最高	8.464	8.598	8.644	8.620	8.882	8.910	8.910	9.026	9.866	9.200	9.380	9.750	5.980	6.180	6.204				
	平均	8.237	8.418	8.441	8.437	8.638	8.680	8.650	8.818	9.528	9.070	9.195	9.620	5.925	6.040	6.102	6.070	6.000	6.000	6.000
水位	最低	7.010	7.238	7.238	7.254	7.394	7.450	7.390	7.610	8.190	7.940	8.010	8.490	7.870	7.900	8.000				
	最高	7.464	7.598	7.644	7.620	7.882	7.910	7.910	8.026	8.866	8.200	8.380	8.750	7.980	8.180	8.204				
	平均	7.237	7.418	7.441	7.437	7.638	7.680	7.650	7.818	8.528	8.070	8.195	8.620	7.925	8.040	8.102	8.070	8.000	8.000	8.000

表-28 $Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$ (減勢杭位置 14.00m, 20.00m, 26.00m $h=3.00\text{m}$ ($\phi 1.00\text{m}$)) 各測点の水位

測 点		No. 1			No. 2			No. 3			No. 4			No. 5			球 磨 川			
		左	中	右	左	中	右	左	中	右	左	中	右	左	中	右	400 地点	800 地点	1200 地点	1600 地点
河 床 高		-1.000												2.000			2.000			
球磨川下流水位		8.000																		
水 深	最低	5.682	5.652	5.682	6.030	5.916	6.358	6.100	6.164	6.710	6.028	6.100	6.128	2.870	2.782	2.936	2.932			
	最高	6.402	6.114	6.242	6.536	6.264	6.780	6.424	6.590	7.110	6.480	6.480	6.538	3.084	2.992	3.136	3.162			
	平均	6.042	5.883	6.109	6.283	6.090	6.569	6.262	6.377	6.910	6.254	6.290	6.333	2.977	2.887	3.036	3.047	3.010	3.010	3.010
水 位	最低	4.682	4.652	4.682	5.030	4.916	5.358	5.100	5.164	5.710	5.028	5.100	5.128	4.870	4.782	4.936	4.932			
	最高	5.402	5.114	5.242	5.536	5.264	5.780	5.424	5.590	6.110	5.480	5.480	5.538	5.084	4.992	5.136	5.162			
	平均	5.042	4.883	5.109	5.283	5.090	5.569	5.262	5.377	5.910	5.254	5.290	5.333	4.977	4.887	5.036	5.047	5.010	5.010	5.010
球磨川下流水位		8.000																		
水 深	最低	8.330	8.414	8.608	8.534	8.700	8.914	8.796	8.896	9.376	8.954	9.090	9.328	5.932	5.994	5.970				
	最高	8.688	8.750	8.778	8.890	8.950	9.290	8.978	9.266	9.656	9.254	9.320	9.648	6.062	6.174	6.190				
	平均	8.509	8.582	8.693	8.712	8.825	9.102	8.887	9.081	9.516	9.104	9.205	9.488	5.997	6.084	6.080	6.100	6.100	6.080	6.060
水 位	最低	7.330	7.414	7.608	7.534	7.700	7.914	7.796	7.896	8.376	7.954	8.090	8.328	7.932	7.994	7.970				
	最高	7.688	7.750	7.778	7.890	7.950	8.290	7.978	8.266	8.656	8.254	8.320	8.648	8.062	8.174	8.190				
	平均	7.509	7.582	7.693	7.712	7.825	8.102	7.887	8.081	8.516	8.104	8.205	8.488	7.997	8.084	8.080	8.100	8.100	8.080	8.060

表-29 $Q=170 \frac{m^3}{s}$ { 波勢杭位置 14.00m, 20.00m, 26.00m, h=3.00m($\phi 1.00m$) } 流速分布

下流水位 5.000 m に一致させた場合						下流水位 8.000 m に一致させた場合					
測 点 測定水深	No. 8		測 点 測定水深	No. 9		測 点 測定水深	No. 8		No. 9		
	左	右		左	右		左	右	左	右	
0.02	0.56	2.72	0.02	1.38	3.40	0.02	0.56	3.70	0.26	0.56	
0.52	0.56	3.40	0.52	4.04	3.36	0.52	1.05	3.64	0.26	1.05	
1.52	0.56	3.15	1.02	3.70	3.47	1.52	1.25	3.64	0.56	2.30	
2.52	1.25	3.04	1.52	3.59	3.87	2.52	0.56	3.60	0.56	2.80	
3.52	1.68	3.36	2.02	3.80	5.00	3.52	0.56	4.26	0.82	2.97	
4.52	1.68	3.64	2.52	4.32	5.71	4.52	0.56	4.81	0.82	3.20	
5.52	1.68	4.27	3.02	4.00	6.00	5.52	0.26	5.17	1.35	3.54	
						6.52	0	4.94			
						7.52	0	4.62			
						8.52	-0.56	4.45			
平均流速	1.20	3.37	平均流速	3.69	4.35	平均流速	0.71 -0.28	4.34	0.637	2.395	
水 深	6.646	7.140	水 深	3.220	3.312	水 深	9.070	9.620	5.926	6.102	

表-30 $Q=100 \frac{m^3}{s}$ { 波勢杭位置 14.00m, 20.00m, 26.00m, h=3.00m($\phi 1.00m$) } 流速分布

下流水位 5.000 m に一致させた場合						下流水位 8.000 m に一致させた場合					
測 点 測定水深	No. 8		測 点 測定水深	No. 9		測 点 測定水深	No. 8		No. 9		
	左	右		左	右		左	右	左	右	
0.02	0.56	1.38	0.02	0.56	0.26	0.02	0.26	2.12	0.26	0.26	
0.52	1.05	0.56	0.52	2.02	1.54	0.52	0.26	2.30	0.26	1.38	
1.52	0.82	0.26	1.02	2.52	2.21	1.52	0	2.36	0.26	1.68	
2.52	0.82	0.56	1.52	2.52	2.36	2.52	0	2.60	0.26	1.90	
3.52	1.05	0.56	2.02	2.60	2.52	3.52	0	2.80	0.26	2.02	
4.52	1.38	1.25	2.52	2.72	2.90	4.52	0	2.72	1.54	1.25	
5.52	1.90	2.64				5.52	-0.26	2.12			
						6.52	0	1.68			
						7.52	-0.26	1.25			
						8.52	-0.26	2.02			
平均流速	1.12	0.86	平均流速	2.45	1.84	平均流速	0.195 -0.17	2.19	0.365	1.36	
水 深	6.190	6.334	水 深	2.878	3.036	水 深	9.104	9.488	5.998	6.990	

表-31 $Q=170 \frac{m^3}{s}$ (減勢杭位置14.00m, 20.00m, 26.00m $\times$ 3.00m(ϕ 1.00m))

下流へ土砂を堆積させた場合各測点の水位

测点	No. 1			No. 2			No. 3			No. 4			No. 5			球磨川				
	左	中	右	左	中	右	左	中	右	左	中	右	左	中	右	400 地点	800 地点	1200 地点	1600 地点	
河床高	-1.000												2.000			2.000				
球磨川下流水位	7.000																			
水深	最低	7.134	7.288	7.254	6.980	7.310	7.450	7.570	7.764	8.700	7.690	7.810	8.358	4.732	4.780	4.840				
	最高	7.754	7.714	7.642	7.540	7.670	7.950	7.940	8.036	9.484	8.080	8.114	8.726	4.992	5.010	5.040				
	平均	7.444	7.501	7.448	7.260	7.490	7.700	7.755	7.900	9.092	7.885	7.962	8.542	4.862	4.895	4.940	4.870	4.960	5.000	5.000
水位	最低	6.134	6.288	6.254	5.980	6.310	6.450	6.570	6.764	7.700	6.690	6.810	7.358	6.732	6.780	6.840				
	最高	6.754	6.714	6.642	6.540	6.670	6.950	6.940	7.036	8.484	7.080	7.114	7.726	6.992	7.010	7.040				
	平均	6.444	6.501	6.448	6.260	6.490	6.700	6.755	6.900	8.092	6.885	6.962	7.542	6.862	6.895	6.940	6.870	6.960	7.000	7.000
球磨川下流水位	8.000																			
水深	最低	8.260	8.204	8.406	8.040	8.450	8.430	8.710	8.740	9.240	8.986	9.112	9.556	5.826	5.876	6.004				
	最高	8.540	8.580	8.746	8.690	8.804	9.260	8.804	9.198	9.864	9.158	9.456	9.776	6.054	6.196	6.260				
	平均	8.400	8.392	8.576	8.365	8.627	8.845	8.757	8.969	9.552	9.072	9.284	9.666	5.940	6.036	6.132	6.120	6.150	6.050	6.055
水位	最低	7.260	7.204	7.406	7.040	7.450	7.430	7.710	7.740	8.240	7.986	8.112	8.556	7.826	7.876	8.004				
	最高	7.540	7.580	7.746	7.690	7.804	8.260	7.804	8.198	8.864	8.158	8.456	8.776	8.054	8.196	8.260				
	平均	7.400	7.392	7.576	7.365	7.627	7.845	7.757	7.969	8.552	8.072	8.284	8.666	7.940	8.036	8.132	8.120	8.150	8.050	8.055

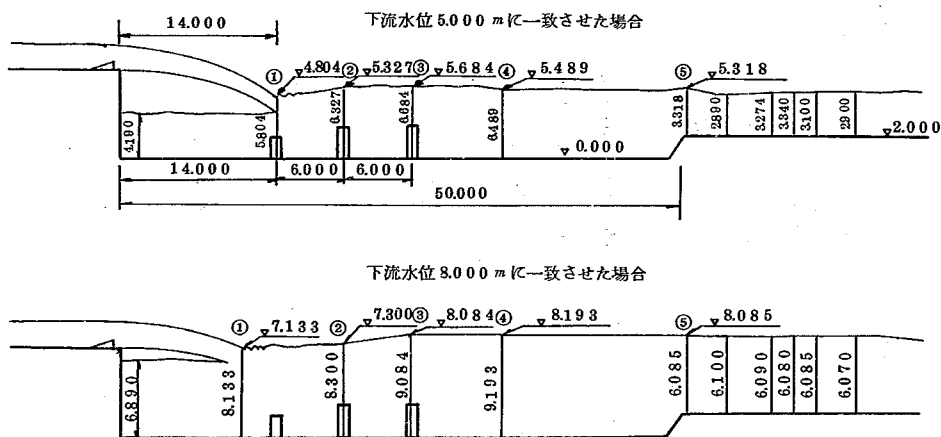
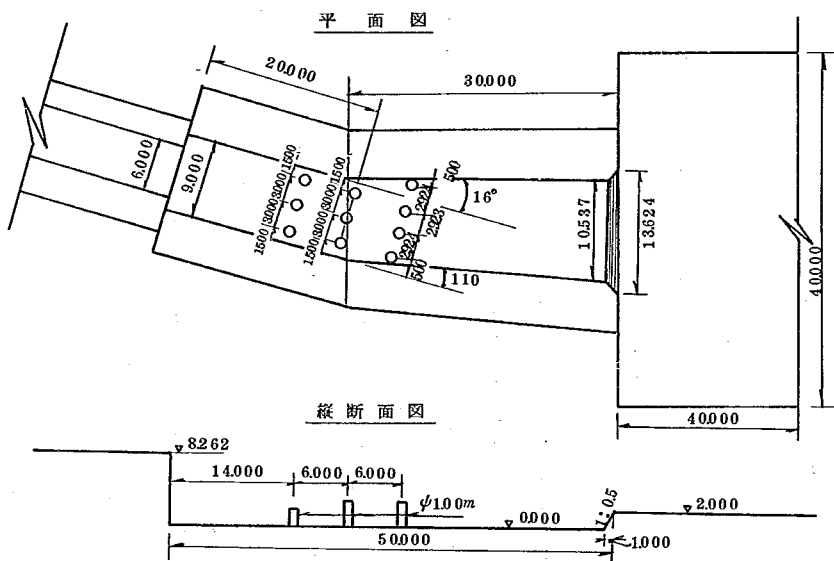


表-32 $Q=170 \frac{m^3}{s}$ シュートブロック(0.80×1.60×1.00=2本)を付けた場合各測点の水位

測 点		No. 1			No. 2			3			No. 4			No. 5			球 磨 川				
		左	中	右	左	中	右	左	中	右	左	中	右	左	中	右	400 地点	800 地点	1000 地点	1200 地点	1600 地点
河 床 高		0.00												2.000			2.000				
球磨川下流 水 位		5.000																			
水深	最低	4.400	4.620	4.440	4.564	4.844	5.488	5.696	5.346	5.756	5.310	4.810	5.412	3.120	3.192	3.250					
	最高	5.220	4.914	5.230	5.484	5.354	6.234	5.216	5.860	6.232	5.710	5.760	5.930	3.446	3.430	3.470					
	平均	4.810	4.767	4.835	5.024	5.099	5.861	5.456	5.603	5.994	5.510	5.285	5.671	3.283	3.311	3.360	2.890	3.274	3.340	3.100	2.900
水位	最低	4.400	4.670	4.440	4.564	4.844	5.488	5.696	5.346	5.756	5.310	4.810	5.412	5.120	5.192	5.250					
	最高	5.220	4.914	5.230	5.484	5.354	6.234	5.216	5.860	6.232	5.710	5.760	5.930	5.446	5.430	5.470					
	平均	4.810	4.767	4.835	5.024	5.099	5.861	5.456	5.603	5.994	5.510	5.285	5.671	5.283	5.311	5.360	4.890	5.274	5.340	5.100	4.900
球磨川下流 水 位		8.000																			
水深	最低	6.750	6.990	6.800	6.458	7.118	7.258	7.230	7.680	8.418	7.800	7.940	8.290	5.830	6.000	6.058					
	最高	7.360	7.570	7.328	7.628	7.538	7.798	7.926	8.202	9.048	8.224	8.366	8.540	6.124	6.196	6.300					
	平均	7.055	7.280	7.064	7.043	7.328	7.528	7.578	7.941	8.733	8.012	8.153	8.415	5.977	6.098	6.179	6.100	6.090	6.080	6.085	6.070
水位	最低	6.750	6.990	6.800	6.458	7.118	7.258	7.230	7.680	8.418	7.800	7.940	8.290	7.830	8.000	8.058					
	最高	7.360	7.570	7.328	7.628	7.538	7.798	7.926	8.202	9.048	8.224	8.366	8.540	8.124	8.196	8.300					
	平均	7.055	7.280	7.064	7.043	7.328	7.528	7.578	7.941	8.733	8.012	8.153	8.415	7.977	8.098	8.179	8.100	8.090	8.080	8.085	8.070

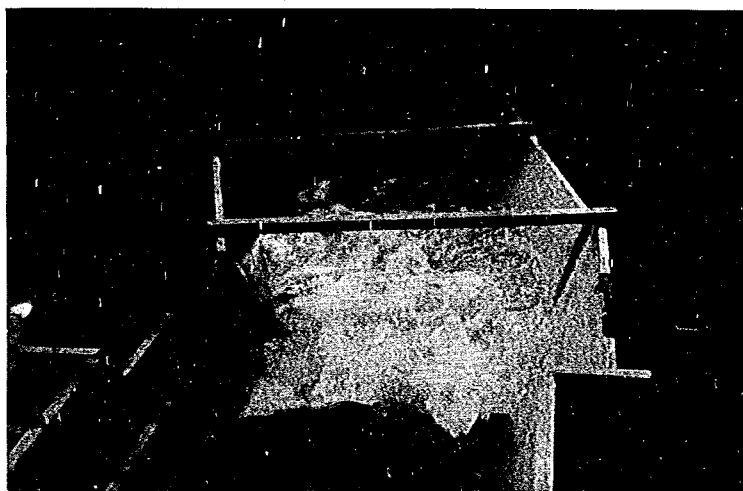


写真 - 8

Ⅵ 実験結果の結論

以上の水無川放水路案に対する実験結果を要約すると、

1. 水無川放水路案に対する縦断形状は、図-3の通りⅠ案およびⅡ案とする。本報告はⅠ案に対する結果のみを報告するもので、Ⅱ案および本報告でのべた問題点については別途報告する。
2. 放水路呑口部の形状は図-11、下流台形水路形状は図-43、放水路断面は、隧道は $2r = 6.5\text{ m}$ の標準馬てい形とし、台形水路は底巾 6.0 m 、法面勾配5分とする。
3. 上流呑口部の水面形は、計画高水流量 $200\text{ m}^3/\text{s}$ について図-36の通りである。
4. 水無川本川への排水口の形状は、図-20の通りのベルマウス型とし、排水口の水位一流量曲線は図-35の通りである。この形状によつて、放水路および水無川本川の分流比は $170\text{ m}^3/\text{s} : 30\text{ m}^3/\text{s}$ となる。
5. 放水路呑口の形状は高水の流下という点からは良好であるが、隧道入口部の水位に余裕が少いため、その余裕を考慮するか、現在実験中の改良案を採用するかのはずれがほしい。
6. 低水流量を本川へ全量流下させるためには、隧道入口部の堆積が問題であり、適切な維持を加えなければならない。したがつて隧道の流入部を改良して堆砂の少ない形状を求めることが望ましく、この点については別途報告する。
7. Ⅰ案については、放水路内流速は、表-24にみられるごとく、彎曲部左岸側に速い流速があり、維持上かなり困難が予想される。
8. Ⅰ案の台形水路のサン粗度は、移行部の維持が困難であるため実施しない。
9. 縦断形を修正したⅡ案においては、流速がかなり軽減されるが、これらについては別途報告する。
10. 球磨川取付け段落部については、図-79の銅管パイル案によつて良好な結果が認められる。
11. 段落部は、球磨川水位が高いときには上流からの土砂堆積するが、この土砂は水位が低いときにフラッシュされるものと考えられる。
12. 放水路には高速流が発生するため、竣工後の維持管理には特に注意していただき、特に流量と水路状態の変化を十分観測されたい。

Ⅶ あ と が き

本実験は、昭和41年度、42年度に熊本県より依頼をうけて土木研究所、河川研究室において実施したものであり、実験および解析の担当者は下記のものである。

この報告は、Ⅰ案、Ⅱ案のうち一部についてしか報告できなかった。本報水路計画についての最終的な設計案については、報告書その2においてのべるものとする。

河川研究室長 土 屋 昭 彦

研 究 員 星 畑 国 松