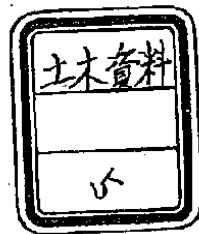


黒部川愛本堰堤洪水流出量 水理模型実験報告

昭和40年2月



建設省土木研究所

1. ま え が き	1
2. 実 験 項 目	1
3. 模 型 製 作	1
4. 諸 量 の 測 定 方 法	2
5. 実 験 上 の 各 種 の 条 件	2
6. 実 験	9
7. 実 験 結 果 の 考 察 お よ び 結 論	22
8. あ と が き	25

研究部 ダム
整理番号 10.3
台帳登記 40.3.22(印)

1. ま え が き

黒部川は流路延長85 Km、流域面積682 Km²、そのうち667 Km²が山地部という本邦有数の急流河川であり、その計画洪水流量は昭和12年改修工事に着手した当時4,200 m³/sと決定され今日に至っている。

その後、昭和27年7月1日に梅雨前線の影響によって未曾有の大洪水が起り各所に破壊を生じて多大の災害をひき起した。

愛本堰堤においても水位の上昇がはなはだしく、操作職員が退避したため堰堤の操作が不能になるという事態が生じた。

洪水の後、痕跡水位などから従来用いられていた水位流量曲線によつて洪水の最大流量は約4870 m³/sと考えられたが、その後各種の資料を総合し、水位流量曲線を再計算して洪水の最大流量を求めた結果、約4,300 m³/sと推定された。

その後前記洪水時の各種資料の整理と、洪水の最大流量を最終的に決定するに際して、計算による推定値と対比させるため、および今後の愛本堰堤の操作や資料の蒐集のために模型実験を行なうこととなり、北陸地方建設局黒部工事事務所から当土木研究所ダム水理研究室に依頼があつたものである。

2. 実 験 項 目

実験項目は次の3つである。

- i) 昭和27年7月1日洪水の痕跡水位から当時の最大流量を求めること。
- ii) 愛本堰堤において今後の操作および流量記録の蒐集のために水位流量曲線を作成すること。
- iii) 模型実験の値と現場の値とを比較検討することが出来るように、現場で直接観測することの出来る表面流速についての資料をまとめること。

3. 模 型 製 作

実験用の模型は建設省土木研究所篠崎分室ダム水理実験場内に製作された。

模型の縮尺は施設の都合上縦横とも1/45とし、製作範囲は上流側はダ

△軸から当初は約150m、のちに約280m、下流側は約250mの範囲である。なおダム軸は黒部川河口から13.421Kmの位置にある。

製作材料は河道部は砂利や砂などを中詰にしたモルタル仕上げとし、堰堤および取水口などの堰堤構造物は木付鈹仕上げとし、ビニール塗装で仕上げを行なった。

なお模型の実物に対する縮率を表-1に示す。

表-1 模型諸元の実物に対する縮率

諸 元	次 元	縮 率	
長さ、水深	L	1:m	1:45
時 間	T	$1:m^{1/2}$	1:6.708
流 速	$L T^{-1}$	$1:m^{1/2}$	1:6.708
流 量	$L^3 T^{-3}$	$1:m^{5/2}$	1:13584.1
粗度係数	$L^{-1/3} \cdot T$	$1:m^{1/6}$	1:1.886

模型製作区間の平面図、堰堤正面図および堰堤橋脚横断面図を図-1～3に示し、製作された模型を写真1～6に示す。

4. 諸量の測定方法

水位および水深の測定には1/10mm読みの水位測定器を使用し、流速の測定にはピトー管を使用した。ピトー管の係数は1.0とし流速水頭(h)を測定し、 $v = \sqrt{2gh}$ として求めた。

流量は模型の上流端にある鋭縁矩形堰の越流深を水位測定器によつて測定し、沖公式(水理公式集・土木学会発行)によつて算出した。

5. 実験上の各種の条件

実験を行なうについて当初考えていた各種の条件を以下に示し、それぞれに対する検討結果をその後に示す。

条件(I) 洪水痕跡水位

昭和27年7月1日洪水の痕跡水位としては右岸側取水口ゲ-

ト操作室上流側壁面に残された水位（図-1および写真6参照）をとることとする。この水位は $EL13.775m$ である。

条件(II) 洪水当時の堰堤構造物中の各種ゲートの状態

実験に際して堰堤構造物中の各種ゲートは当然昭和27年7月1日洪水時と同じ状態にしておく必要がある。その状態を各々について示すと、中央部ローリングゲートは全開（ゲート下端は $EL13.679m$ ）、流木路および魚道は角落しが入っておりその天端高はそれぞれ $EL13.102m$ および $EL13.115m$ である。

さらに左右岸の取水口のゲートは全閉である。

条件(III) 下流の水位

下流水位はダム軸から約220m下流の横断の位置（図-1参照）において $EL12.906m$ という記録を使用する。

条件(IV) 河道の粗度

堰堤附近の流量に影響のある堰堤上流部の粗度係数の値が明確でないため、堰堤上流部の狭さく部が露出岩および石張りであることを考慮して粗度係数(n)の値を $n = 0.035$ とすること。さらに粗度の違いによる流量の変化について検討するため、粗度を任意に変化させて検討を行なうこと。

条件(V) 堰堤構造物の改造について

現在の愛本堰堤は昭和27年7月1日洪水当時から若干改造されているため前記洪水時の最大流量を求める際はその点に考慮を払う必要があること。

条件(VI) 今後、愛本堰堤において使用する水位流量曲線を作成する際は愛本橋左岸側橋台部に設置してある自記電水標の位置（図-1参照）における水位によることとし、流速の資料は愛本橋の上流側の直下の横断面（ダム軸より43m上流）におけるものとする。

なお愛本橋の上流側の直下の横断面図を図-4に、また同図から求めた同横断面における水位断面積関係曲線および水位径深関係曲線を図-5に示す。

以上の条件をもとにして模型実験を行なったが、その結果前記の条件の

中で実験の目的にそわないもの、修正を要するもの、つづくわたる必要のある条件などがあることがわかった。

その要点を以下に示す。

条件(i)に対して

昭和27年7月1日洪水時の最大流量を調査するために、当時の痕跡水位の資料のうち、右岸側取水口ゲート操作室上流側壁面に残された水位を用いることにしたわけであるが、模型実験の流況を見ると愛本橋下の流速はかなり大きく、さらに左岸側より右岸側の方が大きい。したがって愛本橋の橋台が河心へ突出していることによる縮流も左岸側よりも右岸側が顕著にあらわれている。そのため右岸側の橋台の上下流部における水位差ははなはだしく、さらに直下流にある痕跡水位の残されている取水口ゲート操作室の影響もあつて痕跡水位の位置における水位は非常に不安定でありかつ水位の変動量も大きいことがわかったので、この位置の痕跡水位を用いることは不適當であると判断した(写真8および11参照)。

したがって実験の対称とする痕跡水位は愛本橋左岸側橋台の自記量水標が設置してある位置の痕跡水位を用いることとし、前記の右岸側取水口ゲート操作室上流側壁面の痕跡水位は参考にとどめることとした。この愛本橋左岸側橋台の自記量水標の位置における痕跡水位はEL138.52mでその時の量水標の読みは9.5mであつた。

なお痕跡水位としては、愛本堰堤右岸側橋脚部の右岸側の上流部(図-1参照)に当時設置してあつた量水標の読みが27尺5寸(8.33m)という記録があるが、この量水標の零点が確認出来なかつた。しかし、この水位が前記の自記量水標の位置における水位とほぼ等しかつたという記録があるので、これを参考記録として利用することとした。

条件(ii)に対しては変更はない。

条件(iii)に対して

実験開始当時は昭和27年7月1日洪水時の流況についての予想が出来なかつたため下流水位の影響を考慮することになっていたが、模型実験の流況を見ると堰堤の下流は水叩き保護工の終端附近まで完全に射流状

態になっており、下流水位を測定した横断面において左右岸の堤防を越流しない程度（ $EL133m$ 以下）の水位では上流への影響は全くないことがわかった。いいかえれば下流の水位を任意に上下しても堰堤部の流況には全く変化はない。したがって、条件(Ⅲ)は考慮する必要はない。条件(Ⅳ)に対して

最初製作したモルタル仕上げの模型河道について粗度係数を測定した結果、 $n=0.050$ という値になり条件(Ⅳ)に示された $n=0.035$ よりもかなり大きいことがわかった。粗度係数の値が大きいことに対する検討は後の粗度係数の測定のとこでふれることにし、粗度の違いによる流量への影響を調べるため、モルタル河床の上に径 $5\sim10mm$ の豆砂利を散布しセメントペーストではりつけて粗度を大きくした。この時の粗度係数の値は測定の結果 $n=0.064$ であり、実験にはこの $n=0.050$ および 0.064 の2通りの粗度係数の値を用いて検討することとした。

条件(Ⅴ)に対して

現在の愛本堰堤は昭和27年7月1日洪水のうちに改造が施され、左右岸取水口ゲート操作室附近のバラベツトが取付られたということであったので実験開始当初の模型にはバラベツトのない状態で実験を行なった。しかし実験の途中でこの改造は昭和27年7月1日以前に施されたものであることがわかったので実験の前半はバラベツトなしで後半はバラベツトを取付けて実験を行なった。（バラベツトの位置は図-1参照）

なお改造されたバラベツトの下端の標高は約 $EL135.6m$ および $135.4m$ であるので水位がこれ以下の場合は、バラベツトの有無は資料には全く関係がない。

条件(Ⅵ)に対しては変更はない。

つけくわえる条件として

条件(Ⅶ) 上流部の河床勾配について

模型実験における水位を痕跡水位に合わせて洪水時の最大流量を求めた結果約 $3,000m^3/s$ という値となり、推定値の $4,300m^3/s$ とは大きな相違のあることがわかった。その原因について種々検討した結果堰堤から上流側の模型製作範囲が充分でないために、上流からの接近流速が

不足しているのではないかという疑問が生じた。これは当初製作した模型には堰堤から上流側を約150m 取り入れたわけであるが、黒部川は愛本堰堤上流附近で約1/100程度の急勾配であるため、この程度の範囲では充分な接近流速を与えることが出来ないのではないかということである。その時の模型には堰堤の上流側150m よりさらに上流部は、検定堰から落下した水脈を完全に減勢し整流して模型水路に流入させるために、最上流端に整流壁を設け、その下流約130m の区間を逆勾配の河道にして模型河道に接続させてあつた。一般の河川実験においては減勢および整流のため、模型にとり入れた範囲から上流に適當な長さの逆勾配あるいは水平な河道を設けるのが普通であるので本実験もこのような処置をとつたものである。

上記の疑問に対するため当初逆勾配にしていた河道部の勾配を原河床の勾配(1/145)に等しくするために現場からの資料によつて模型の改造を行なつた。この時の資料は黒部川河口から13.6Km(ダム軸から179m上流)と13.8Km(ダム軸から379m上流)の横断面であつたが、模型には場所的な制約があり、ダム軸から280m上流までしか余裕がなかつたため13.7Km(ダム軸から279m上流)の横断面を上記の2断面から平均して求めて模型を製作した。

また、さらに接近流速を増すため、上記の区間を原河床勾配よりも急勾配(1/43)にした模型、愛本橋橋台による縮流を緩和するために橋台の上下流の隅角部にモルタルで45°にすりつけるような袖壁を取付けた模型、その上、模型最上流端の整流壁をとり除いた模型について実験を行ない、これら一連の実験によつて接近流速が不足しているのではないかという疑問を解明することにした。

条件Ⅷ) 左右岸取水ロゲート操作室の窓について

実験開始当初は左右岸の取水ロゲート操作室の窓ガラス等の破損によつて建物から流出した流量はわずかなものと考え、これらは無視する予定であつたが実験の進行につれ、洪水の最大流量の値が当初の推定値を大巾に下回ることがわかつたため、窓の部分の模型にとり入れて建物からも流出できるように改造して実験を行なつた。(写真4,5および6を

参照)

各種の模型についてその条件を表-2に示し、河床勾配の変化についての詳細と粗度係数の測定およびその取扱いについて以下に示す。

表-2 模型の種類とその条件

模型	上流部河床勾配	粗度係数	取水口ゲート 操作室窓	パラベット	愛本橋橋 合袖壁	上流端 給流壁
(A)	逆勾配	0.050 (モルタル)	無	無	無	有
(B)	原河床勾配 ($\frac{1}{145}$)	"	"	"	"	"
(C)	"	0.064 (豆砂利 はりつけ)	"	"	"	"
(D)	"	0.050 (モルタル)	有	"	"	"
(E)	"	"	"	有	"	"
(F)	急勾配 ($\frac{1}{45}$)	"	"	"	"	"
(G)	"	"	"	"	有	"
(H)	"	"	"	"	"	無

註) この中で模型 (E) が現場の状況と最もよく一致している。

◎ 上流部の河床勾配について

各種の模型にとり入れたる通りの上流部河床勾配の詳細を、河床縦断面図およびダム軸から 179m および 279m 上流の 2 横断面における断面図に示すと図-6 および図-7 となる。

ここで河床縦断面図は堰堤中央径間の中心線を上流に向つて延長した断面におけるものである。

粗度係数について

粗度が流量におよぼす影響について検討するため、河床をモルタル仕上げにしたものと、その上に豆砂利をはりつけたものの 2 通りについて実験を行なつたが、これらの河床材料を使用した場合の河道の粗度係数の測定法を次に示す。

粗度係数の値 (n) の測定には manning の平均流速公式を利用する

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

ここで

$$\begin{cases} v: \text{平均流速} \\ I: \text{エネルギー勾配} & -I = d \left(H + \frac{v^2}{2g} \right) / dx \\ & (H \text{はEL表示の値、} x \text{は流れの方向にとる}) \\ R = \text{径深} \end{cases}$$

測定のため河道に任意に3断面を選び、上流から断面1、断面2および断面3とし、各断面における水位（EL表示）、平均流速、径深をそれぞれ H_1 、 v_1 、 R_1 、 H_2 、 v_2 、 R_2 および H_3 、 v_3 、 R_3 とし、断面1と断面2の距離を Δx_1 、断面2と断面3の距離を Δx_2 として前記の式を変形し、さらに階差式の形で表わすと下の式になる。

$$n^2 = \frac{H_1 - H_3 + \frac{1}{2g}(v_1^2 + v_3^2)}{\frac{1}{2} \left[\frac{v_1^2 \Delta x_1}{R_1^{4/3}} + \frac{v_2^2 (\Delta x_1 + \Delta x_2)}{R_2^{4/3}} + \frac{v_3^2 \Delta x_2}{R_3^{4/3}} \right]}$$

測定区間は出来るだけ河道の変化の少ない区間を選ぶことが必要なので図-1に示す底2~4の3断面によつて測定した。その結果を表-3に示す。

表-3 粗度係数値測定表

河床材料	断面番号	平均水位 H (EL+m)	断面積 A (m ²)	径深 R (m)	平均流速 V (m/s)	粗度係数 n
モルタル	2	14.0093	1320	6.92	2.273	0.050
	3	13.9863	973	7.92	3.083	
	4	13.8731	573	7.54	5.240	
豆はり砂つけ	2	14.0271	1348	7.04	2.226	0.064
	3	13.9977	983	7.96	3.052	
	4	13.8764	574	7.55	5.226	

註) いずれも流量は $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、上流部河床勾配は原河床勾配 ($1/145$) であり、平均水位は横断方向に3点（図-1参照）測定した結果の平均値である。

これを見ると粗度係数値の小さいモルタルの場合でさえ $n=0.050$ と当初予定していた $n=0.035$ より相当大きな値を示している。

しかしながら一般にモルタル面の粗度係数として与えられている値は大きくても $n=0.015$ であり、これを実物に換算すると $n=0.015 \times 451/6 = 0.028$ となつて $n=0.035$ の条件は充分に満足するはずである。それにもかかわらず実験による測定結果が $n=0.050$ という値を示すということは、この値が単にモルタル表面の滑らかさを示すものではなくて、河道の彎曲や狭さくなどの断面の不整による影響が含まれているものと考えられる。したがつて実験上の粗度係数を $n=0.035$ という値にすることは不可能であると考えられ、また前記のようにモルタルの粗度係数値 $n=0.015$ を実物に換算した値が $n=0.028$ になることを考えれば、モルタル面をなんらかの方法でもつと滑らかにすることにも疑問があるので、粗度係数の値が当初の予定より大きいことは河道の不整によるものと考えてこのまま実験を進める以外に方法がない。

なお水面形の測定の際、測定値に1mmの測定誤差があると算出された粗度係数の値に10%程度の影響をおよぼすが、実際の測定に際してはその程度の測定誤差は止むを得ないことを附記しておく。

6. 実 験

実験は前記の条件に対応した8通りの模型(A)~(H)に対して下記の項目について測定を行なつた。

- I) 昭和27年7月1日洪水時の最大流量を求めるのに際し、種々の条件についての検討を行なうため、各模型についてそれぞれ水位流量曲線を作成すること。水位の測定位置は愛本橋左岸側橋台の自記量水標の位置とし、参考のために愛本堰堤右岸側橋脚部の右岸側上流部の洪水当時量水標が設置してあつた位置の水位についても測定すること。
- II) 今後の資料にするため、現在の状態の模型について愛本橋下の流速分布および表面流速を測定すること。

その結果を以下に示す。

- 1) 昭和27年7月1日洪水の最大流量の測定

各種の模型について水位と流量の関係を測定し、昭和27年7月1日洪水の最大流量を求めた結果を以下に示す。

i) 模型(A)

上流部河床勾配 ———— 逆勾配
粗度係数 ———— 0.050 (モルタル)
取水口ゲート操作室窓 ———— なし
バラベツト ———— なし

測定された水位と流量の関係を図-8と表-4に示す。

これによると愛本橋左岸側橋台自記量水標位置の痕跡水位 $EL138.52m$ における流量は約 $2,900 m^3/s$ である。この時の愛本堰堤右岸側橋脚部の水位は $EL138.37m$ で約 $15m$ の差がある。

ii) 模型(B)

上流部河床勾配 ———— 原河床勾配
粗度係数 ———— 0.050 (モルタル)
取水口ゲート操作室窓 ———— なし
バラベツト ———— なし

表-4 水位流量関係表

模 型 (A)

流 量 (m^3/s)	愛本橋左岸側 橋台部の水位 ($EL+m$)	堰堤右岸側橋 脚部の水位 ($EL+m$)
357	129.44	129.55
691	131.08	130.68
1077	132.50	132.67
1438	134.19	134.11
1733	135.12	135.16
2012	135.99	135.74
2280	136.80	136.51
2490	137.22	137.04
2664	137.73	137.48
2854	138.39	138.19
3036	138.94	139.04
3180	139.58	139.78
3350	140.09	140.16

測定された水位と流量の関係を図-9と表-5に示す。

これによると洪水の最大流量は愛本橋左岸側橋台自記量水標位置の痕跡水位 $EL138.52m$ によれば約 $2,900 m^3/s$ であり、右岸側取水口ゲート操作室上流側壁面痕跡水位 $EL137.75m$ によれば約 $3,350 m^3/s$ となる。

上流部の勾配を変化させた影響を見るために模型(A)について

表-5 水位流量関係表

模 型 (B)

流 量 (m^3/s)	愛本橋左岸側 橋台部の水位 ($EL+m$)	堰堤右岸側 脚部の水位 ($EL+m$)
515	129.88	129.13
722	131.23	130.21
1150	133.09	133.14
1440	134.49	134.44
1930	136.02	135.52
2025	136.14	135.75
2360	136.94	136.54
2560	137.60	137.05
3100	139.39	139.40
3300	140.03	139.98

表-6 水位流量関係表

模 型 (C)

流 量 (m^3/s)	愛本橋左岸側 橋台部の水位 ($EL+m$)	堰堤右岸側 脚部の水位 ($EL+m$)
289	129.48	128.85
673	131.60	130.33
1069	132.94	132.27
1428	134.32	134.29
1741	135.35	135.10
1977	136.00	135.91
2228	136.61	136.36
2416	137.21	136.95
2627	137.69	137.48
2805	138.15	138.07
2977	138.61	138.72
3120	139.14	139.27
3345	139.87	140.11

求められた愛本橋左岸側橋台上流部自記量 水標の位置における水位と流量の関係を図-9の中に×印で記入している。

これを見ると上流部の河床勾配を逆勾配から原河床勾配に変えた影響はほとんど認めることが出来ない。したがって前記の勾配の変化は流量には影響しないと考えてよいであろう。

Ⅲ) 模型C)

- 上流部河床勾配 —— 原河床勾配 (1/145)
- 粗度係数 —— 0.064 (豆砂利はりつけ)
- 取水口ゲート —— なし
- パラベツト —— なし

測定された水位と流量の関係を図-10と表-6に示す。

これによると洪水の最大流量は愛本橋左岸側橋台自記量水標位置の痕跡水位 $EL138.52m$ によると約 $2,930m^3/s$ であり、右岸側取水口ゲート操作室上流側壁面痕跡水位 $EL137.75m$ によると約 $3,350m^3/s$ となる。

粗度を変化させた影響を見るために模型Ⅲについて求められた水位と流量の関係を図-10の中に×印で記入している。

これを見ると模型Ⅲよりも、模型Ⅳの方が粗度が大きいから同一流量に対する水位は模型Ⅳの方が大きくなるはずであるにもかかわらず、両者はほとんど一致しており、中には逆の傾向を示しているものさえある。模型実験において2mm程度の測定誤差があると実物では9cm、すなわち約10cm程度は測定誤差として止むを得ないものと考えれば流量に対する粗度の変化の影響はないと考えてよいであろう。

IV) 模型Ⅳ

上流部河床勾配 ————— 原河床勾配 (1/145)
 粗度係数 ————— 0.050 (モルタル)
 取水口ゲート操作室窓 — あり
 バラベツト ————— なし

測定された水位と流量の関係を図-11と表-7に示す。

この模型は前の模型Ⅲの状態に操作室の窓を取りつけたものであり、流況を見てもあらたに設けた窓から大量の水が流出している様子はなく、愛本橋左岸側橋台自記量水標位置の痕跡水位から求められた洪水最大流量は約 $3,000m^3/s$ となり模型Ⅲよりもわずかに大きな値を示している。

V) 模型Ⅴ

上流部河床勾配 ————— 原河床勾配 (1/145)
 粗度係数 ————— 0.050 (モルタル)
 取水口ゲート操作室窓 — あり
 バラベツト ————— あり

測定された水位と流量の関係を図-12と表-8に示す。

この模型Ⅴは昭和27年7月1日洪水時と全く同じ状態(その後の

表-7 水位流量関係表
模 型 (D)

流 量 (m^3/s)	愛本橋左岸側 橋台部の水位 ($BL+m$)	堰堤右岸側橋 脚部の水位 ($BL+m$)
136	128.98	128.13
163	129.10	128.27
478	129.74	128.93
527	129.82	129.03
623	130.63	129.64
800	131.63	130.63
901	131.76	131.21
1116	132.63	132.49
1299	133.33	133.10
1460	134.20	133.93
1550	134.52	134.32
1760	135.24	134.94
2000	136.01	135.67
2245	136.57	136.14
2479	137.04	136.73
2710	137.68	137.39
2948	138.37	138.19
3150	139.01	139.11
3345	139.70	139.56
3374	140.06	139.93
3432	140.07	140.15

表-8 水位流量関係表
模 型 (E)

流 量 (m^3/s)	愛本橋左岸側 橋台部の水位 ($BL+m$)	堰堤右岸側橋 脚部の水位 ($BL+m$)
136	128.98	128.13
163	129.10	128.27
478	129.74	128.93
527	129.82	129.03
623	130.63	129.64
800	131.63	130.63
901	131.76	131.21
1116	132.63	132.49
1299	133.33	133.10
1460	134.20	133.93
1550	134.52	134.32
1760	135.33	135.01
2002	136.06	135.77
2217	136.59	136.18
2443	137.21	136.73
2629	137.61	137.31
2808	138.07	137.93
3012	138.74	138.70
3093	139.05	139.21
3142	139.38	139.38
3274	139.92	139.86
3283	139.97	139.87
3388	140.29	140.15

改造がないので現在の状態でもある)である。模型(D)と異なるところは堰堤左右岸のバラベットの取付けられている点であるが、取付けられたバラベットの下端が $BL13.54m$ および $13.56m$ であるから、これ以下の水位に対しては全く模型(D)の場合と同様である。

バラベットの取付けの影響を見るため模型(D)による水位と流量の関係を図-12の中に×印で記入してある。これらと比較すると $BL137.0m$ 附近から同一流量に対する水位は模型(D)の方が高くなっていることがわかる。このため愛本橋左岸側橋台自記量水標位置の痕跡水位による洪水最大流量は約 $2,960m^3/s$ 、また右岸側取水口ゲート操作室上流側壁面洪水痕跡水位によると $3,300m^3/s$ と若干小さくなっている。この程度の水位においては愛本橋左岸側橋台上流部の自記量水標の位置における水位と愛本堰堤右岸側橋脚部に設置してあった量水標の位置

における水位はほとんど一致していることがわかる。

vi) 模型(F)

上流部河床勾配	———	急勾配 (1/43)
粗度係数	———	0.050 (モルタル)
取水口ゲート操作室窓	———	あり
バラベツト	———	あり

測定された水位と流量の関係を図-13と表-9に示す。

この模型(F)が模型(D)と異なるところは上流部の勾配が原河床勾配 (1/145) よりもさらに急になったもので、その勾配は約 1/43 である。

上流部河床勾配の変化が流量におよぼす影響を見るために模型(D)による水位と流量の関係を図-13の中に×印で記入してある。これを見ると模型(F)と模型(D)との間に部分的には大小があるが、全体として見ると特に上流部の河床勾配が変化しているために流量が大きく変化したということは認められない。したがって模型(A)と模型(D)と比較した時と同じように、上流部の河床勾配の変化は流量に影響しないと考えてよいであろう。

vii) 模型(G)

上流部河床勾配	———	急勾配 (1/43)
粗度係数	———	0.050 (モルタル)
取水口ゲート操作室窓	———	あり
バラベツト	———	あり

愛本橋橋台上下流部の隅部にすりつけのための45°の袖壁を設ける。

測定の結果を図-14および表-10に示す。

この模型(G)が模型(D)と異なる点は橋台の上下流部にすりつけのための45°の袖壁を設けたことである(図-14参照)。これは橋台による縮流を緩和して愛本橋上下流の水位差を小さくするためであるが、図-14の中に×印で記入された模型(D)による水位と流量の関係はほとんど差はない。ただ下流側の水位が上るため、右岸側取水口ゲート操作室上流側壁面痕跡水位による洪水最大流量は約 $3,200 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、

表-9 水位流量関係表

模 型 (F)

流 量 (m^3/s)	愛本橋左岸側 橋台部の水位 (EL+m)	堰堤右岸側橋 脚部の水位 (EL+m)
248	128.99	128.05
331	129.26	128.55
790	131.51	130.80
1229	133.09	133.18
1600	134.33	134.79
1870	135.31	135.73
1985	136.06	135.92
2450	137.14	136.72
2690	137.72	137.20
2963	138.78	138.48
3169	139.64	139.39
3366	140.31	140.06

表-10 水位流量関係表

模 型 (G)

流 量 (m^3/s)	愛本橋左岸側 橋台部の水位 (EL+m)	堰堤右岸側橋 脚部の水位 (EL+m)
270	129.11	128.49
710	130.99	130.64
872	131.67	131.41
1368	133.71	133.92
1608	134.53	134.73
2154	136.23	136.22
2760	137.91	137.62
3242	139.76	139.65
3360	140.38	140.05

模型(G)の場合の $3,300 m^3/s$ より若干減少している。

VII) 模型(F)

模型(G)の状態を上流端の整流壁を取りはずしたもの。

測定結果は表-11に示す。なお比較のため図-14の中に◎印で記入してある。これを見ると上流端の整流壁をはずしても流量にはほとんど影響はない。

- 2) 今後の資料にするための現在の状態の模型について愛本橋下の流速分布および表面流速の測定

現在の愛本堰堤は模型(F)と全く同じであるので模型(F)について愛本橋上流側直下断面(ダム軸から上流側43m)において、流速分布と表面流速を測定した。測定点は堰堤中央箇所中心線の延長上とその点から左

表-11 水位流量関係表

模 型 (d)

流 量 (m^3/s)	愛本橋左岸側 橋台部の水位 ($EL+m$)	堰堤右岸側橋 脚部の水位 ($EL+m$)
1000	132.16	131.92
1655	134.92	134.77
2000	135.92	135.57
2500	137.30	136.93
3000	138.75	138.44
3500	140.83	140.60

右に15.75m寄った点の計3点(図-1参照)である。

なお堰堤のゲート開度は昭和27年7月1日洪水の時と同じ状態である。

1) 流速分布測定

流量を $1,000m^3/s$ 、 $2,000m^3/s$ および $3,000m^3/s$ の3通りに変化させて測定した結果を図-15(a)、(b)、(c)および表-12に示す。

これを見ると $1,000m^3/s$ の場合は左岸側の $5.4m/s$ 、右岸側の $4.7m/s$ にくらべて中央部は $7.3m/s$ とかなり差があることがわかる。これに対して $2,000m^3/s$ および $3,000m^3/s$ の場合には中央部の流速がかえって小さくなっており右岸側の方が中央よりも大きくなっていることがわかる。

表-12 愛本橋下流速分布測定値表

流量	位置	標高 EL+m	河床からの高さ m	流向 角度	流速 m/sec	摘要
$Q=1000\text{m}^3/\text{sec}$	(1)	127.40	0	0	0	河床
	() 左岸側 ()		0.05	0	3.31	
			1.80	0	5.40	
			3.60	0	4.83	
			4.15	0	4.13	
		131.79	4.29	0	5.03	水面
	(2)	127.32	0	0	0	河床
	() 中 央 ()		0.05	0	4.01	
			1.80	0	7.11	
			3.60	0	7.30	
			4.19	0	7.22	
		132.01	4.69	0	7.12	水面
	(3)	128.16	0	0	0	河床
	() 右岸側 ()		0.05	0	3.13	
			1.80	0	4.03	
			3.60	0	4.66	
			3.82	0	4.89	
		132.16	4.00	0	5.14	水面
$Q=2000\text{m}^3/\text{sec}$	(1)	127.50	0	0	0	河床
	() 左岸側 ()		0.05	0	4.36	
			2.70	0	5.31	
			5.40	0	5.39	
			7.73	0	5.07	
		135.53	8.03	0	5.18	水面
	(2)	127.32	0	0	0	河床
	() 中 央 ()		0.05	0	3.51	
			2.70	0	5.81	
			5.40	0	5.96	
			7.97	0	6.13	
		135.71	8.39	0	6.10	水面
	(3)	128.16	0	0	0	河床
	() 右岸側 ()		0.05	0	3.19	
			2.70	0	6.02	
			5.40	0	6.10	
			7.28	0	6.31	
		136.04	7.51	0	5.79	水面

流量	位置	標高 EL+m	河床からの高さ m	流向 角度	流速 m/sec	摘要
$Q=3000\text{m}^3/\text{sec}$	(1)	127.40	0	0	0	河床
	() 左岸側 ()		0.05	0	4.75	
			3.60	0	6.71	
			7.20	0	6.25	
			10.22	0	4.56	
		138.05	10.65	0	5.42	水面
	(2)	127.32	0	0	0	河床
	() 中 央 ()		0.05	0	3.98	
			3.60	0	6.05	
			7.20	0	6.20	
			10.57	0	6.64	
		138.32	11.00	0	6.54	水面
	(3)	128.16	0	0	0	河床
	() 右岸側 ()		0.05	0	4.34	
			3.60	0	6.87	
			7.20	0	6.94	
			9.69	0	6.93	
		138.16	10.00	0	6.30	水面

このことはある程度以上に水位が上昇すると河道の狭さく、あるいは堰堤構造物による断面の縮少によるせき上げ背水の影響によつて流速が逆に減少するものと考えられる。また右岸側の流速が最大になっているのは上流側の河道の彎曲の影響で流心が右岸側にかたよつているものと考えられる。このことは愛本橋左右岸橋台の縮流の現象が右岸側の方が顕著であることを裏づけるものである。

昭和27年7月1日洪水時の最大流量にほぼ等しいと見られる $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の流速を見ると左岸側で最大 6.7 m/s 、中央部で 6.6 m/s 、右岸側で 6.9 m/s となつてゐる。

II) 表面流速測定

模型実験によつて得られた資料を実物について検討するには実物で直接観測の出来る表面流速の値を利用するのが都合がよい。そのため上記の測定点における表面流速を測定した。その結果を図-16及び表-13に示す。

これを見ると水位の低い時は中央で 8.2 m/s 程度の流速が表われている。その時左岸側は 6.6 m/s であるのにくらべて右岸側は 4 m/s 余りとかかなり小さい。これは上流部の河道の彎曲のために水位の低い時は流心がかなり左岸側にかたよつてゐるからであろう。

さらに水位が上ると、右岸側の流速は増加の割合がかなり落ちてはゐるもののやはり大きくなる傾向を示しているが中央及び左岸側は流速が急に減少している。上下流の河道の状態に大きな変化がなく断面形に特別な変形がないような一般の河川においては、水位の上昇によつてもなつて流速は増加するのが普通であるが、この資料は全く異なつた性質を示している。これは流速分布測定の際にも述べたが、ある程度水位が上昇すると河道の狭さく、および堰堤構造物による断面の縮少によるせき上げ背水のために流速が減少しているものと考えられる。右岸側の流速は比較的小さいため、その影響も小さいものと考えられる。

さらに水位が上昇するとふたたび流速が増加し始めるが、前記のせき上げ背水の影響でその増加の割合は非常に小さく左岸側などはほとんど一定に近い。BL139.0m 以上になると中央部は減少する傾向を

示しているがこの理由についてはのちに述べる。

表面流速を平均流速と比較検討するため、模型図について求めた水位流量曲線（図-12）と愛本橋下の水位断面積曲線（図-5）とか

表-13 愛本橋下、水位表面流速関係表

水 位 (EL+m)	流 量 (m^3/s)	(1) (左岸側) (m/s)	(2) (中 央) (m/s)	(3) (右岸側) (m/s)
128.56	150	2.26	4.13	0.44
128.66	163	2.47	4.87	0.99
129.21	280	3.50	6.80	2.50
129.99	455	6.31	7.78	4.15
130.86	665	6.49	8.18	4.15
131.44	798	5.73	7.77	4.41
132.26	994	5.03	7.13	5.14
132.78	1118	4.70	6.77	4.89
133.81	1361	4.73	5.35	4.79
134.16	1452	4.60	5.84	5.44
134.96	1656	4.99	6.04	5.79
135.36	1770	4.97	6.13	5.60
135.84	1928	5.14	6.10	5.81
136.14	2000	5.18	6.10	5.79
136.66	2200	5.16	6.35	5.96
137.16	2437	5.14	6.48	6.20
137.54	2625	5.03	6.61	6.34
138.04	2800	5.18	6.77	6.40
138.71	3000	5.42	6.54	6.30
139.31	3150	5.31	6.49	6.12
139.61	3297	5.29	6.39	6.49
140.41	3390	5.37	6.23	6.58

註) 模型図による。

ら計算によつて平均流速を求めた。その結果を図-17および表-14に示す。

さらに比較のため中央部における表面流速を図-17中に再掲し更正係数（平均流速／表面流速）を求めたものも合わせて示している。

表-14 愛本橋下、水位-断面積-流量-平均流速表
(模型(E)による)

水 位 (自記量水深) $H(\text{EL}+m)$	断 面 積 $A(m^2)$	流 量 $Q(m^3/s)$	平均流量 $V(m/s)$
128.21	-	-	-
129.21	63	340	5.40
129.71	83	480	5.78
130.21	103	590	5.73
130.71	125	680	5.44
131.21	148	780	5.27
132.21	196	980	5.00
133.21	245	1220	4.98
134.21	294	1470	5.00
135.21	343	1740	5.07
136.21	392	2070	5.28
137.21	442	2440	5.52
138.21	491	2860	5.82
139.21	548	3120	5.69
140.21	610	3360	5.51

この平均流速を見ると水位の低いところで、表面流速ほどはげしくはないがやはり、水位の上昇にともなう流速の減少がはつきりと認められる。さらにEL138.0m程度になるとふたたび流速が減少していることが認められるが、これは全開されたローリングゲートの下端に水面が接触し始める水位であり、ローリングゲートによつて堰堤部における流下断面積が制限されるための、せき上げ背水によるものと考

えられ、前に述べた中央部の表面流速が同じ傾向を示していたことも同じ理由によるものと考えられる。

更正係数について見ると水位の低い、せき上げ背水の影響で流速が減少する過渡的な範囲においては0.7前後の変化した値を示しているが、EL134m以上になると0.85~0.87の安定した値を示している。

なお実験の途中黒部工事事務所において、洪水中に浮子の流下による表面流速の観測を行ないその資料を得る事が出来たので下表に示した図-16の中に◎で示す。

表-15 現場観測による表面流速

観測年月日	昭和39年7月8日	
	1	2
時刻	11時13分~11時17分	11時59分~12時05分
水位(m)	4.70 ~ 4.50	4.50 ~ 4.60
• (EL+m)	133.72~133.52	133.52~133.62
流下時間 (sec)	12.9 12.8 13.8 } 平均 13.03	13.7 13.4 13.2 } 平均 13.43
表面流速(m/s)	6.14	5.96

註) 流下距離は80m、流下位置は川の中央線上である。

実験の資料と現場観測による資料の比較の際、特に注意しなければならないことは、実験の資料は1つの流量に対して流況が安定したのちにとつたものであるが現場においてそういう状態における資料を取るのは、なかなか困難であるということである。すなわち量水標の読みが同じ値を示していても流量が刻々増加している時と減少している時とでは表面流速の値は相当異なつていと考えられる。したがつて現場観測を行なつて資料を比較する場合は流況が出来るだけ安定した状態に近い時、すなわち洪水がピークにあると思われる時に観測を行なうことが必要である。

さらに愛本橋上流側直下の断面における表面流速の横断方向の分布を調査した結果を図-18に示す。この場合の流量は1,000、2,000 お

よび $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

7. 実験結果の考察および結論

(1) 昭和27年7月1日洪水の最大流量について

昭和27年7月1日洪水の最大流量を求めるために最初に行なつた実験において、当時の痕跡水位から求めた流量は約 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ となり計算による推定値 $4,300 \text{ m}^3/\text{s}$ とかなりの開きがあるため種々検討を行なつた結果、上流からの接近流速が不足しているのではないかという疑問が生じた。これに対する検討のため上流部の河床勾配を逆勾配、原河床勾配 ($1/145$) および急勾配 ($1/43$) の3通りに変化させ、その上に模型上流端の整流壁までとりはずした模型について実験を行なつたわけであるが、その結果上流部の勾配の変化は愛本堰堤附近における水位と流量の関係にはほとんど影響がないことがわかつた。

この理由として考えられることは愛本橋附近は上流部にくらべて約 $1/2$ 程度の河巾に狭さくされ、さらに下流の愛本堰堤の橋脚あるいはゲートなどの構造物によつて断面が縮少されるためのせき上げ背水の影響によつて流速が減少し、上流部の流速の変化の影響がなくなるのではないかということである。このせき上げ背水による流速の減少はそのあと行なつた表面流速の測定結果にはつきりあらわれている。

また粗度の影響についても前記のように $R=0.050$ および 0.064 の2通りに変化させた結果、水位と流量の関係にはほとんど影響ないことがわかつた。これは上に記した背水現象のために粗度の影響はあまりないのであろう。

したがつて愛本橋附近の水位と流量の関係には上流部の勾配の変化、あるいは粗度の変化はあまり影響がなく局所的な地形の変化あるいは河道の狭さくおよび愛本堰堤の構造物による断面収縮のための背水などの影響力が支配的なものであると考えられる。

上記の理由から昭和27年7月1日洪水の最大流量を調査するための模型としては、他の模型に比較して最も当時の状態に近い模型(Ⅱ)によることとする。この模型において測定された表面流速の値が現場観測によ

る表面流速の値とはほぼ一致していることもこの模型の妥当性を示しているものとする。

模型(B)において求めた水位流量曲線を用いて愛本橋左岸側橋台上流部自記量水標の位置における痕跡水位から流量を求めると約 $2,960 \text{ m}^3/\text{s}$ 、右岸側取水口ゲート操作室上流側壁面の痕跡水位によれば約 $3,300 \text{ m}^3/\text{s}$ となつてゐる。後者の痕跡水位の位置は前にも述べた様に愛本橋右岸側橋台による縮流の影響、あるいは操作室の建物による影響などで非常に水位が不安定であり、かつ変動もはげしいため、実験の資料として使用するの是不適当であると判断し、参考にとどめることにしたわけであるがこの壁面に残された痕跡を、当時の最高水位時における波頂によつて記録されたものと考えれば、実験においてはほぼ安定した水位について記録された前記の $3,300 \text{ m}^3/\text{s}$ という値はもう少し下回るべきであろう。

以上今回当研究室で行なつた実験の結果を総合して検討した結果、昭和27年7月1日洪水の最大流量は約 $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ であつたと考える。

なお模型(B)の状態では $2,700$ 、 $2,960$ 、 $3,300$ 、 $4,300 \text{ m}^3/\text{s}$ の各流量を流した時の堰堤附近の流況写真を写真7～20に示す。

この値を計算による推定値 $4,300 \text{ m}^3/\text{s}$ と比較すると、その差が $1,300 \text{ m}^3/\text{s}$ となり約30%の相違があることになる。これについて若干の考察を加えた結果を以下に示す。

まず $4,300 \text{ m}^3/\text{s}$ という推定値の根拠であるが、これは北陸電力KKが堰堤建設当時、堰の計算（計算式・計算方法など一切不明）を行なつて求めた水位と流量の関係によつて求められた値であり実際による裏付けはない。

また $4,300 \text{ m}^3/\text{s}$ という流量が愛本橋下を痕跡水位で流れるとすると、愛本橋下の流下面積が約 510 m^2 であるから、平均流速は約 8.4 m/s となる。実験によると流量が $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の時の最大流速は約 6.9 m/s であり、水位と流量の関係から計算で求めた平均流速は約 5.8 m/s である。したがつて平均流速が 8.4 m/s となるには最大流速は 10 m/s 以上になるはずである。愛本堰堤附近が狭さくしていること、堰堤構造物による断面の縮小、さらにそれらによる、せき上げ背水の影響などを考えれば最大 10 m/s という流速は一寸予想することが出来ない値である。

さらに模型実験によつて $4,300 \text{ m}^3/\text{s}$ を流した時の流況写真が写真 17～20 に示してあるが、洪水当時の記録によれば、この様な流況はとても想像することは出来ない。以上の理由から推定値の $4,300 \text{ m}^3/\text{s}$ という値には若干疑問があるのではないかと考える。

(2) 現在の愛本橋左岸側橋台上流部自記量水標の位置における水位と流量の関係

堰堤構造物は昭和27年7月1日洪水から現在まで改造されていないので、現在の愛本橋左岸側橋台上流部自記量水標の位置における水位流量曲線は前の実験において模型(Ⅱ)について求められたものをそのまま利用出来る。

模型(Ⅱ)の愛本橋左岸側橋台自記量水標の位置の水位流量曲線を図-19 に再掲し、比較のために愛本堰堤において、従来用いられていた、水位流量曲線を併記する。これを見ると計算による推定曲線と今回の実験曲線とは全く勾配が異なっており、E L 135 m、流量 $1,700 \text{ m}^3/\text{s}$ 附近で交差しているが前記の様に推定曲線の根拠が不明であるため、この理由について検討することは出来ない。

なお表面流速の資料を現場の資料と比較する際に述べたようにこの水位流量曲線を使用する場合は、次のことに留意せねばならない。すなわち模型実験について得られた資料は常に流況が安定している状態におけるものであるから、現場の流況が不安定な状態すなわち水位が刻々増加あるいは減少している状態の下で得られた資料は実験時とは条件が異なるので直接比較することは出来ない。しかし実際問題として現場において流況を安定させることは不可能であるから出来るだけ安定に近い状態の時、すなわち洪水のピークの時の資料を適用していただきたい。

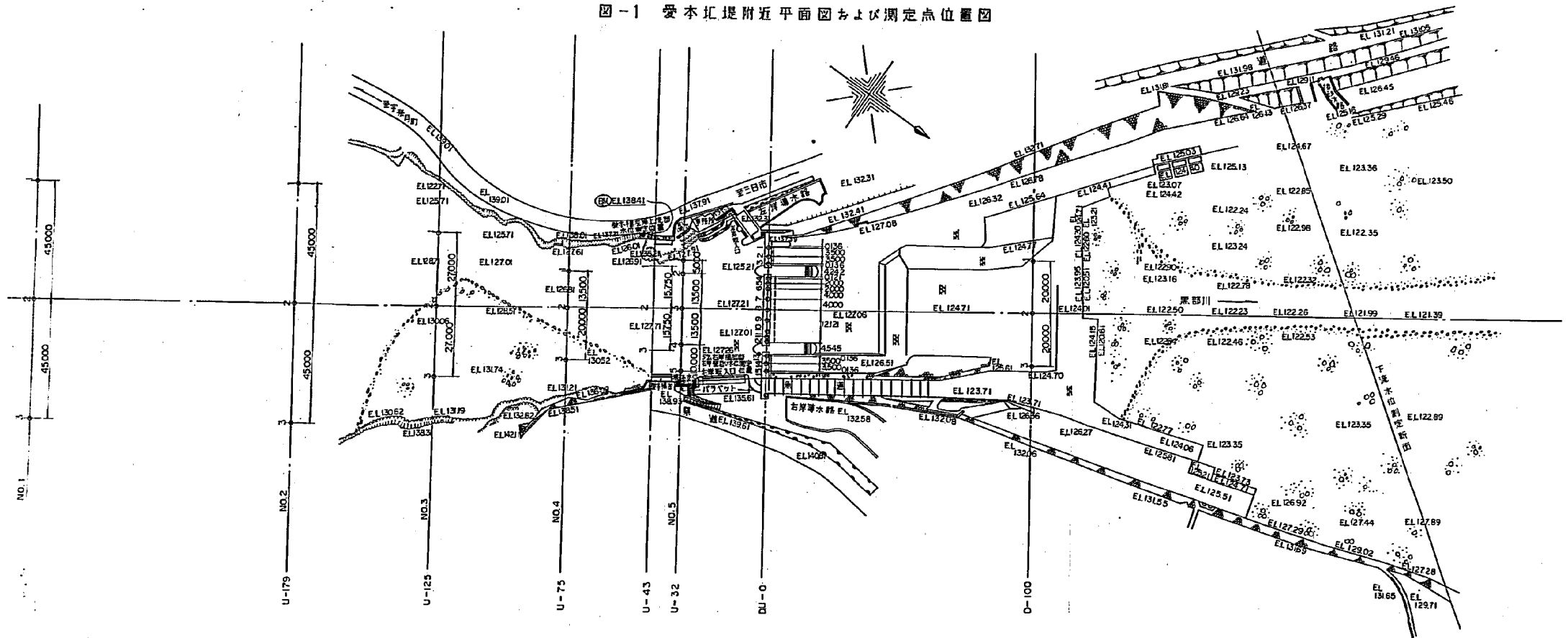
(3) 表面流速について

実験による資料を現場観測による資料と比較検討するために愛本橋上流側直下の断面における表面流速を測定した。これらの結果については流速測定の項を参照していただきたい。

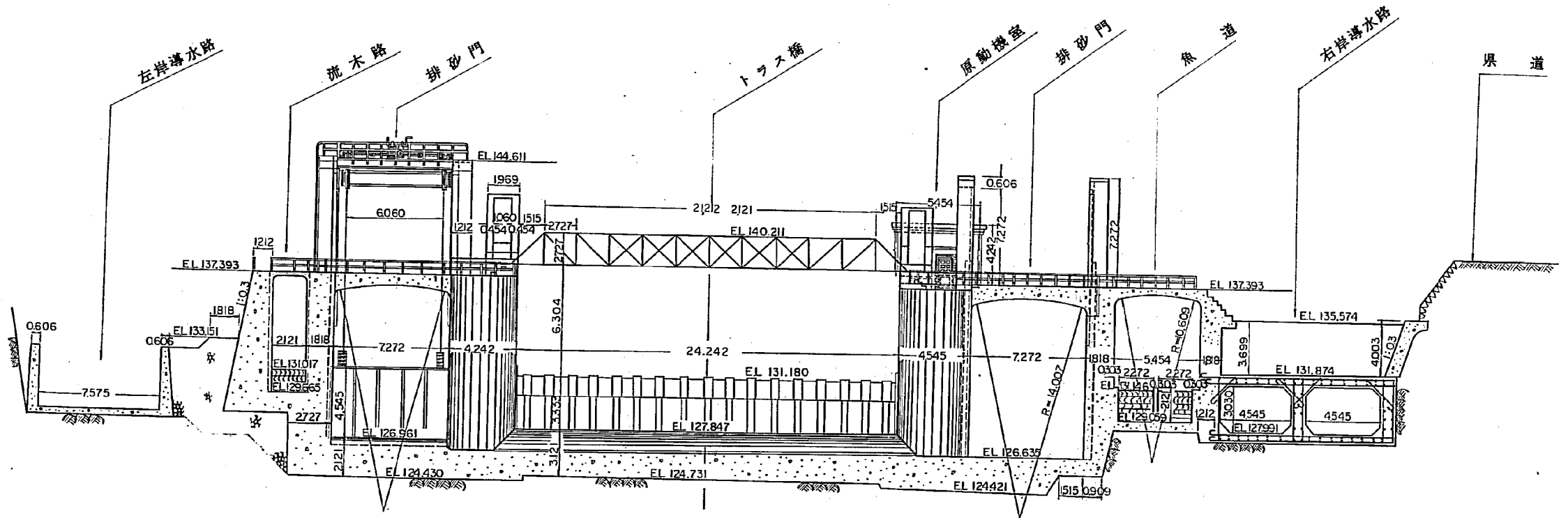
8. あとがき

本実験は昭和39年10月8日から12月7日までの2ヶ月間、土木研究所の指導のもとに建設技術研究所に依頼して行なつた。また本実験の模型製作に関して必要な、愛本堰堤附近の地形図は前記業者が北陸地建黒部工事事務所からの依頼によつて作成したものである。なおその際建設省側と北陸電力側の標高のくい違いがあり、実験中は全て北陸電力側の標高を用いたが本報告書に記載しているものは全て建設省側で使用している標高に修正してある。

図-1 愛本氈堤附近平面図および測定点位置図



圖一 2 愛本堰堤正面圖



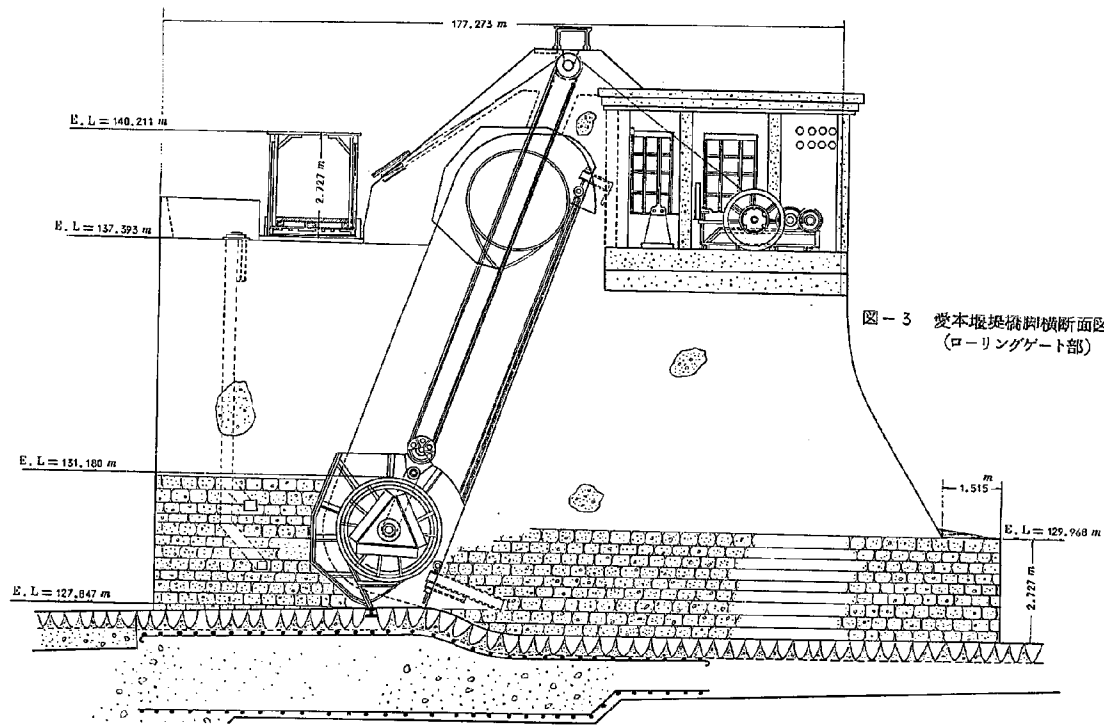
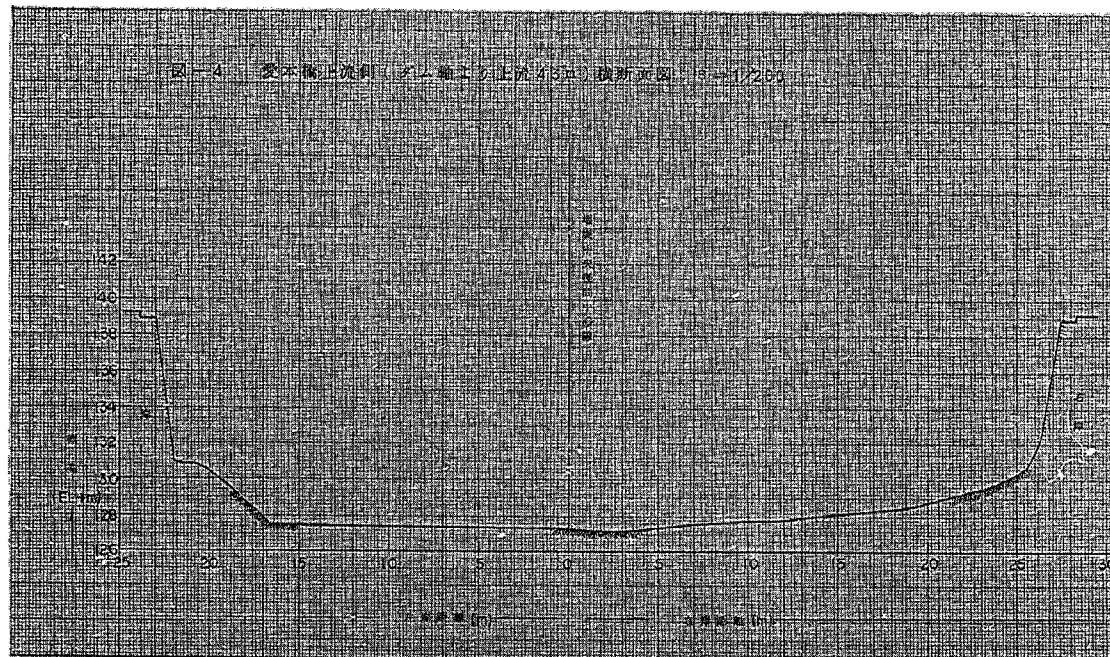


図-3 愛本堰換槽脚横断面図
(ローリングゲート部)

図-4 受水停止後側（ダム堤上より左45m）掘削断面 9-1/200



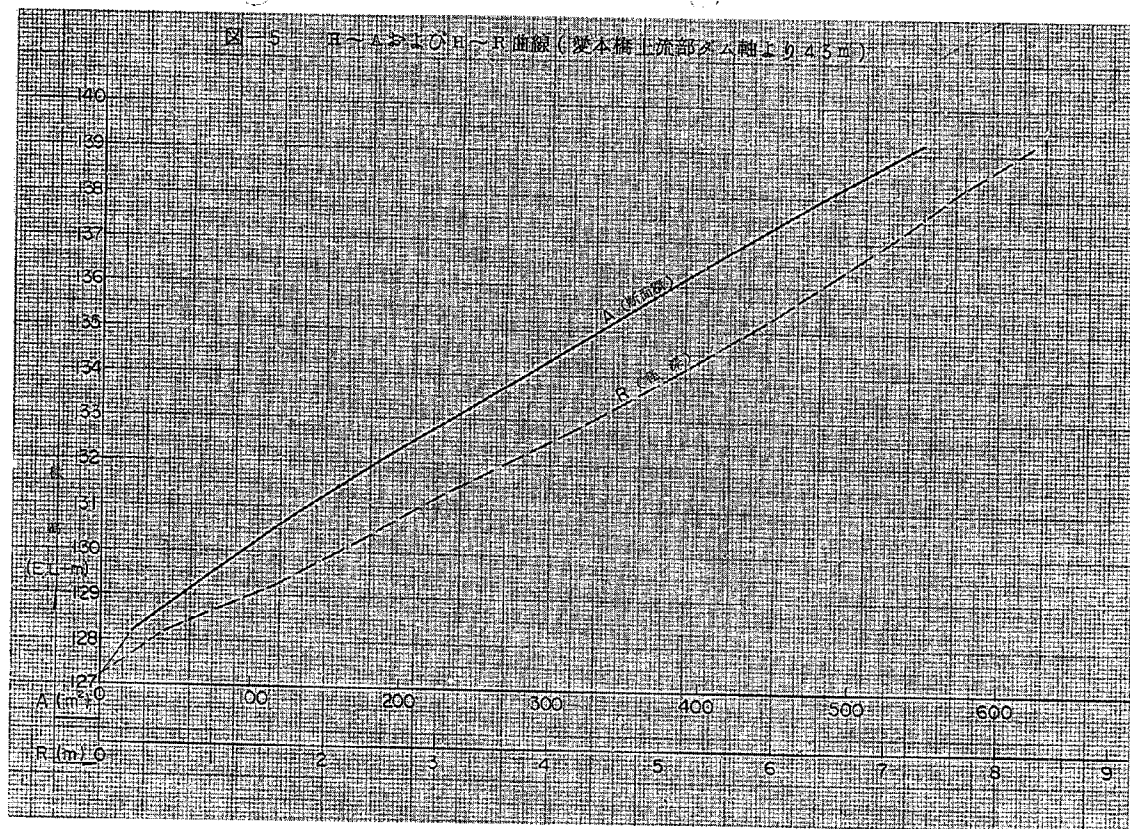


図-6 堰堤中央径間中心線延長上河床縦断面図

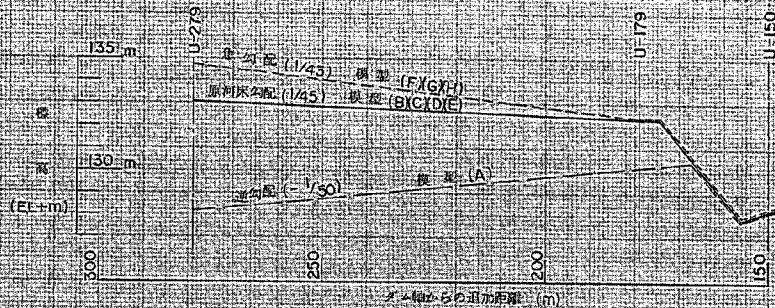
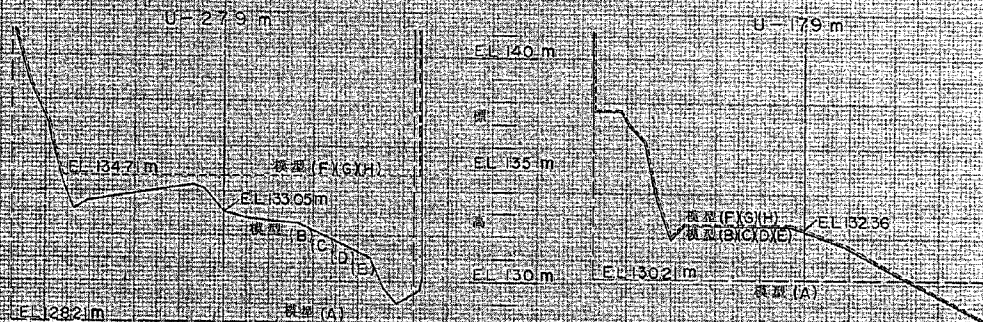


図-7 堰堤上流179mおよび279mの河床横断面形比較図



圖一 8 水位流量曲線 模型 (A)

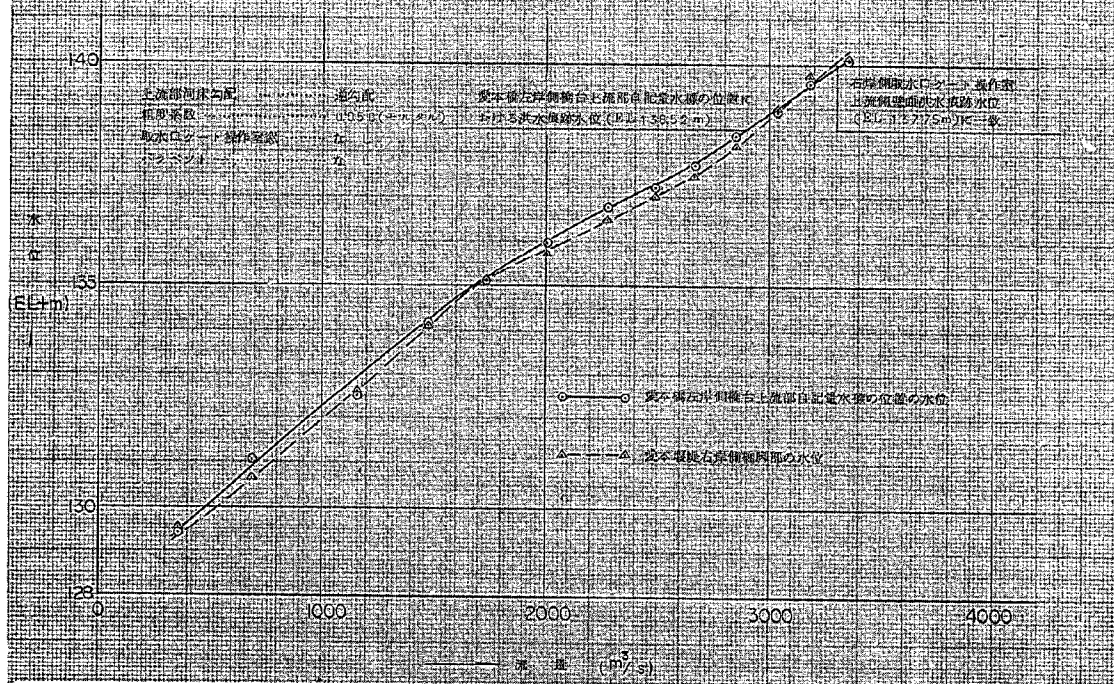


図-9 水位流量曲線 模型(B)

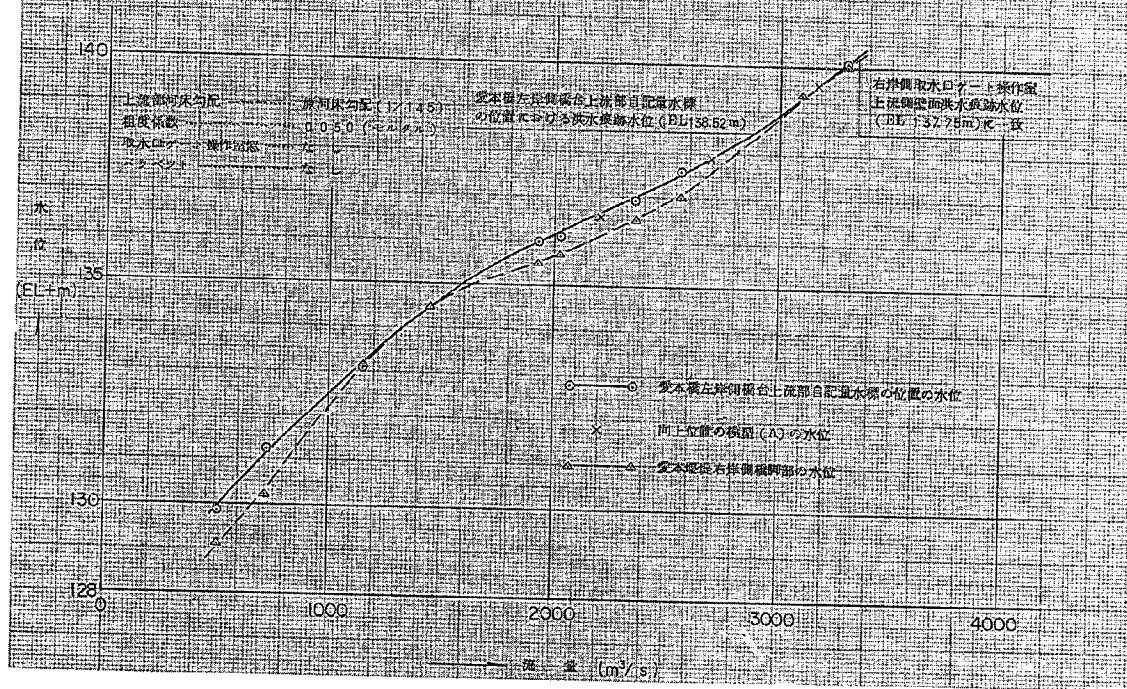


図 10 水位流量曲線 模型 (C)

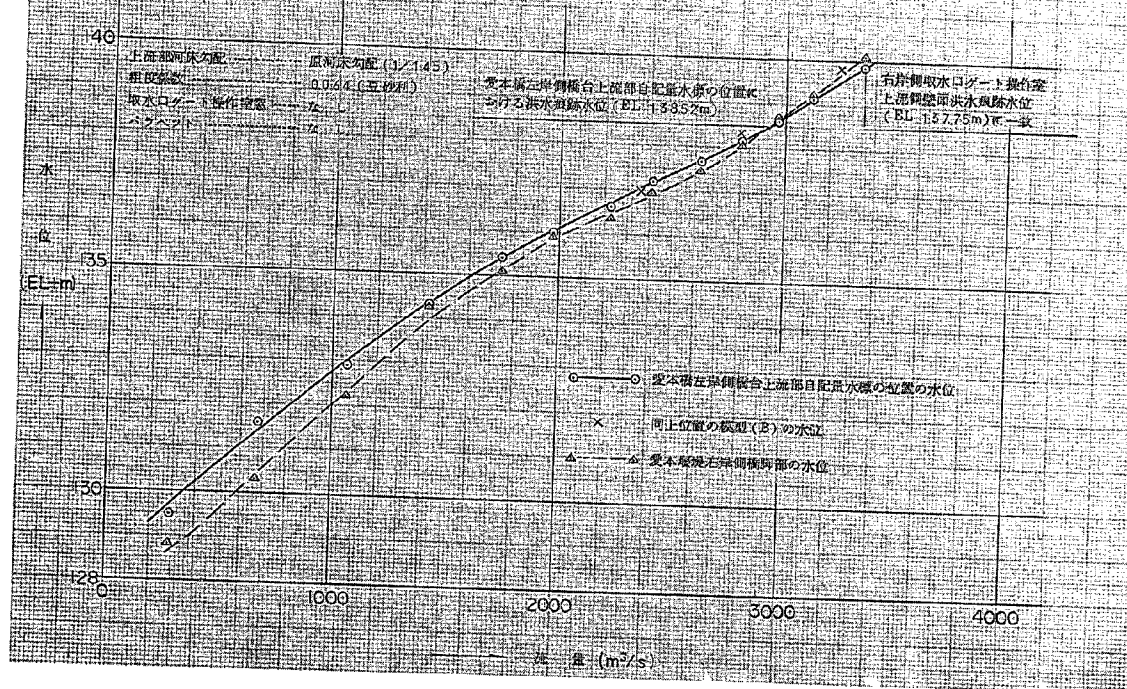


図-1 水位流量曲線 (模型 D)

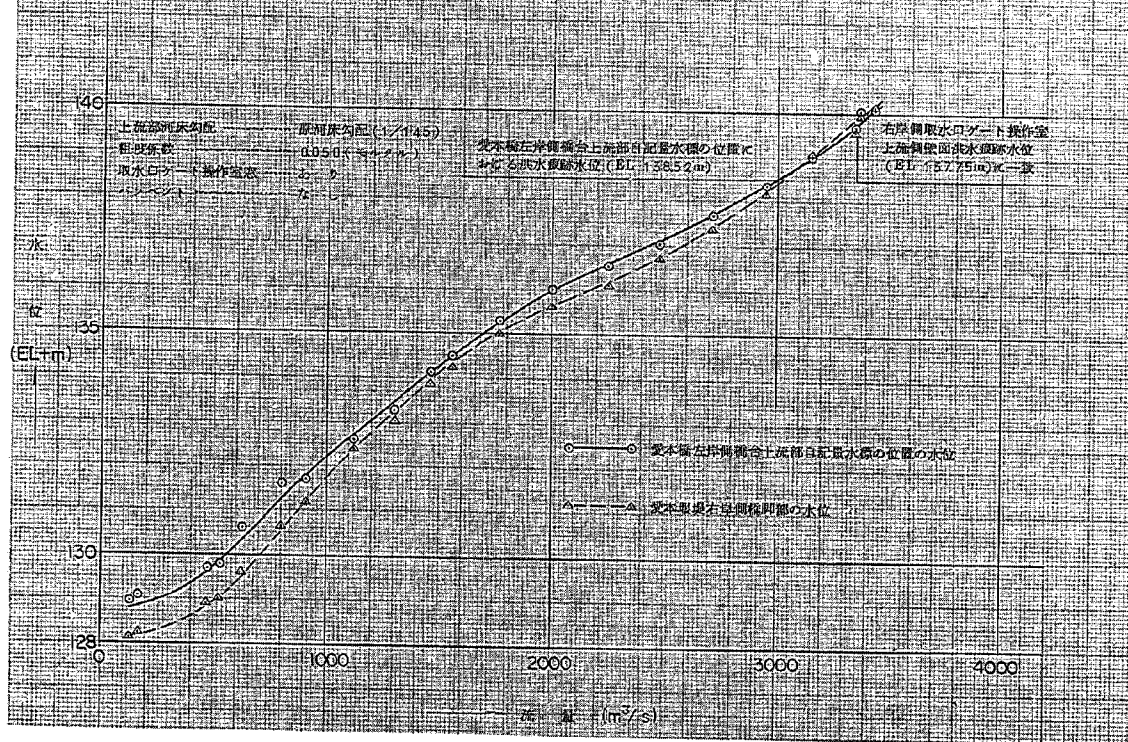


図 12 水位流量曲線 模型 (B)

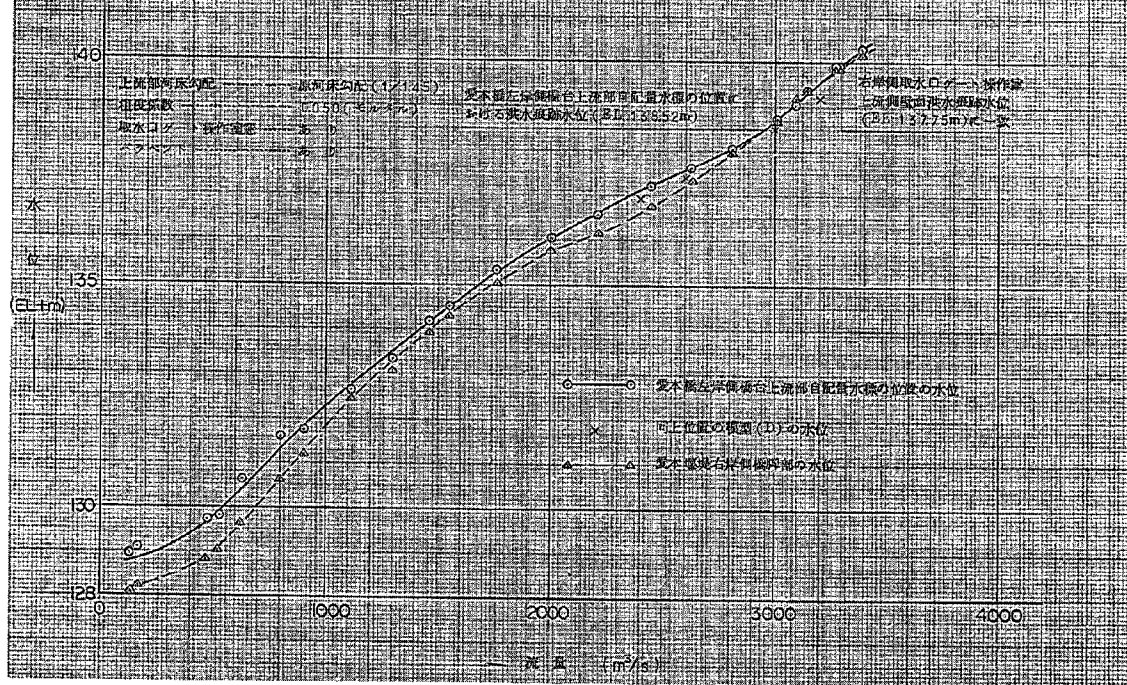
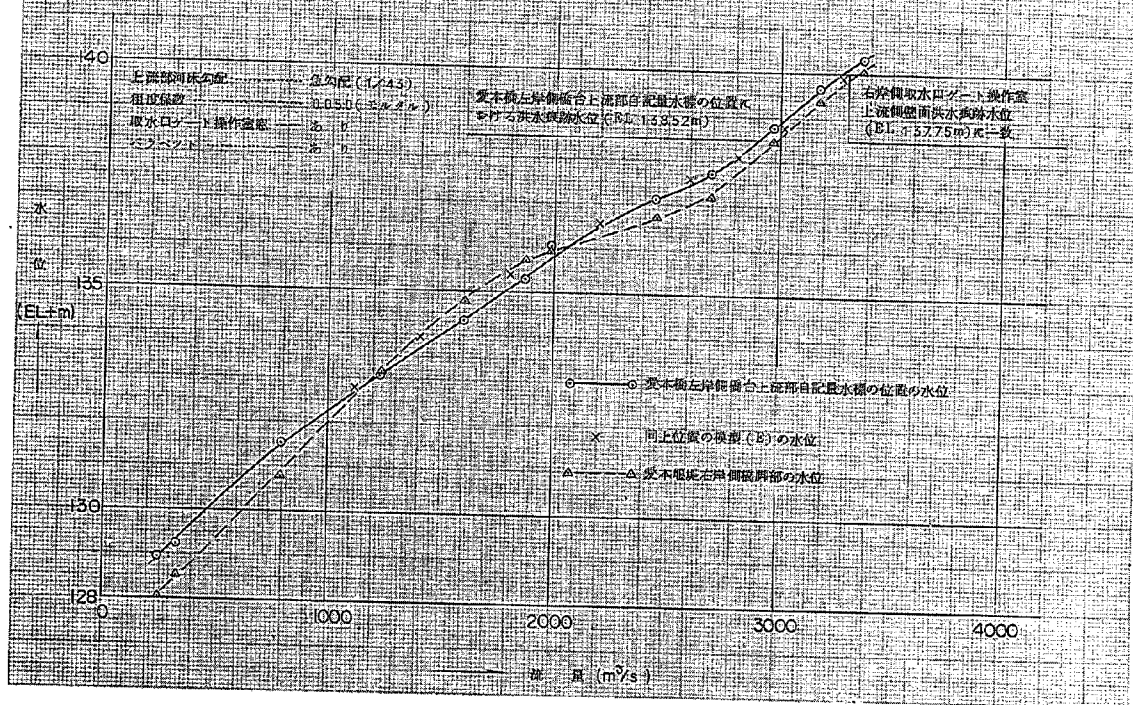


図-13 水位流量曲線 模型 (F)



图一-15 爱本橋下流速分布图

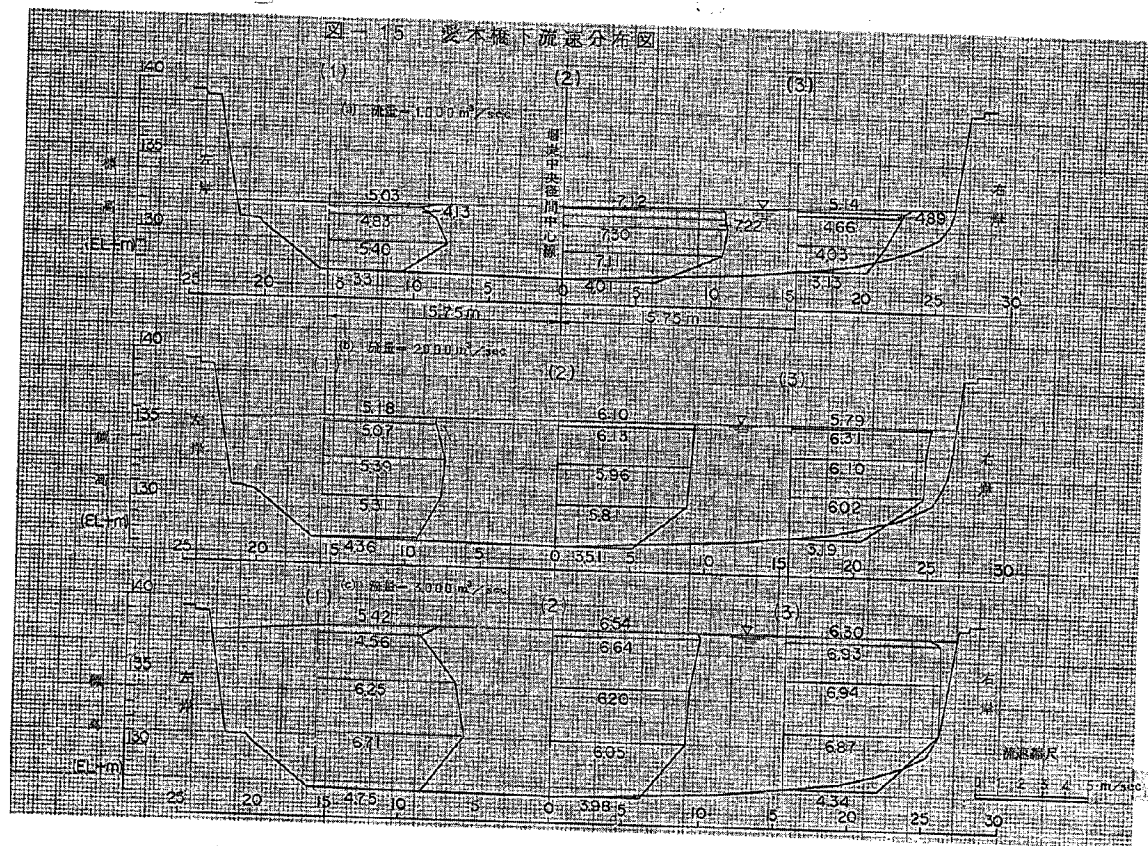


図 1.6 基本橋下水位表面流速曲線 模型 (E) による

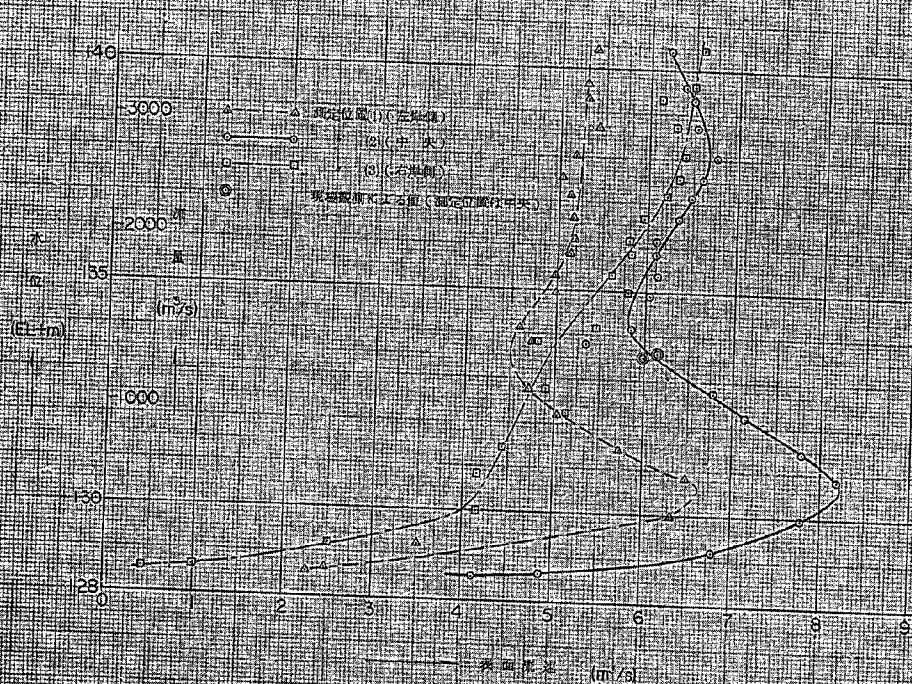
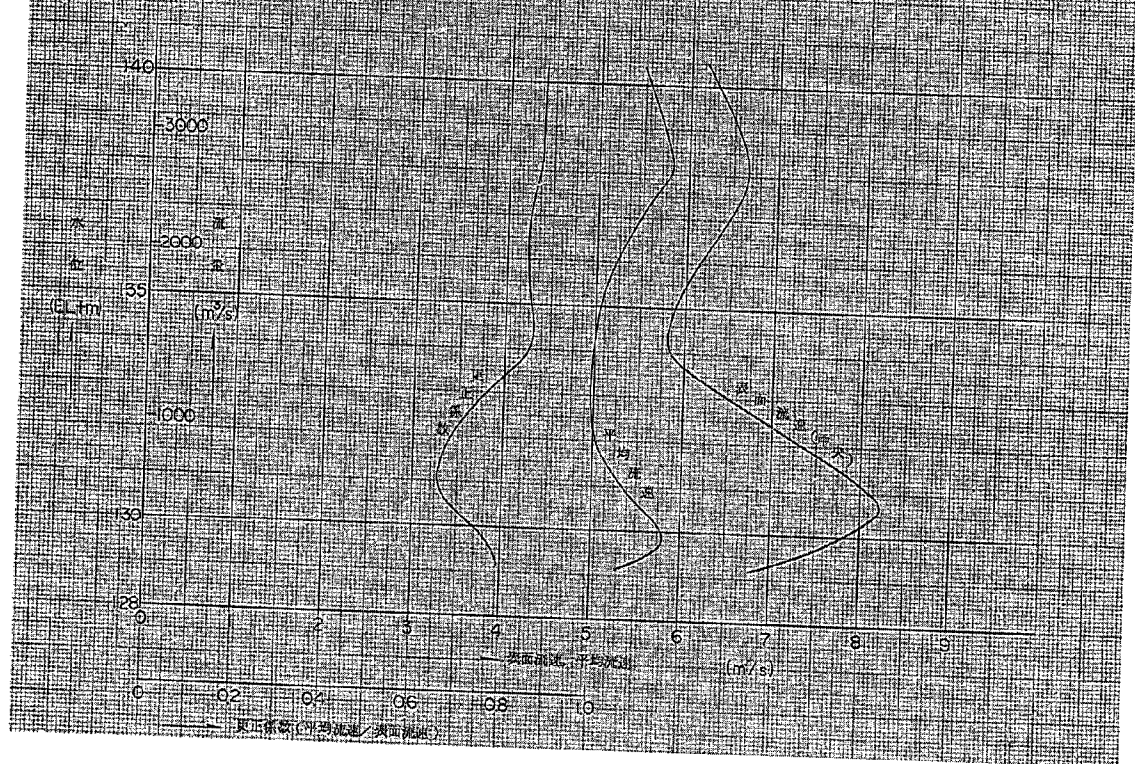


图 1.7 变不恒定，表面流速，平均流速与修正系数图 模型(五) (C2.6)



図一 8 受水橋下(ダム軸より45m)水位一表面流速曲線図

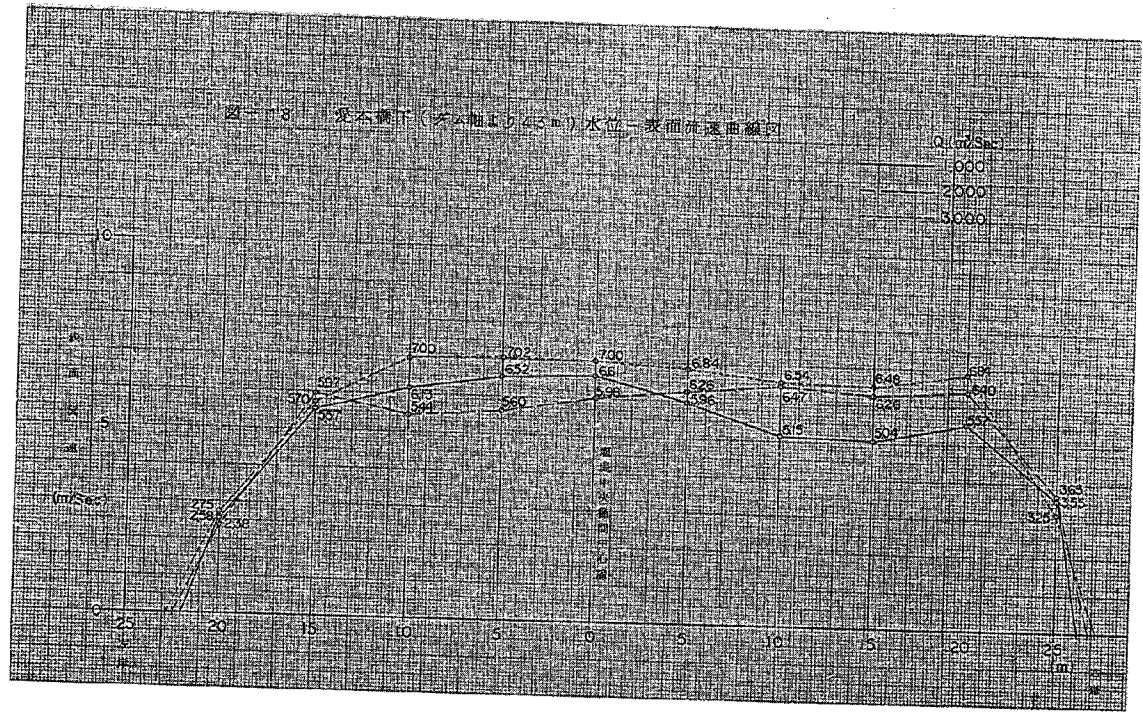
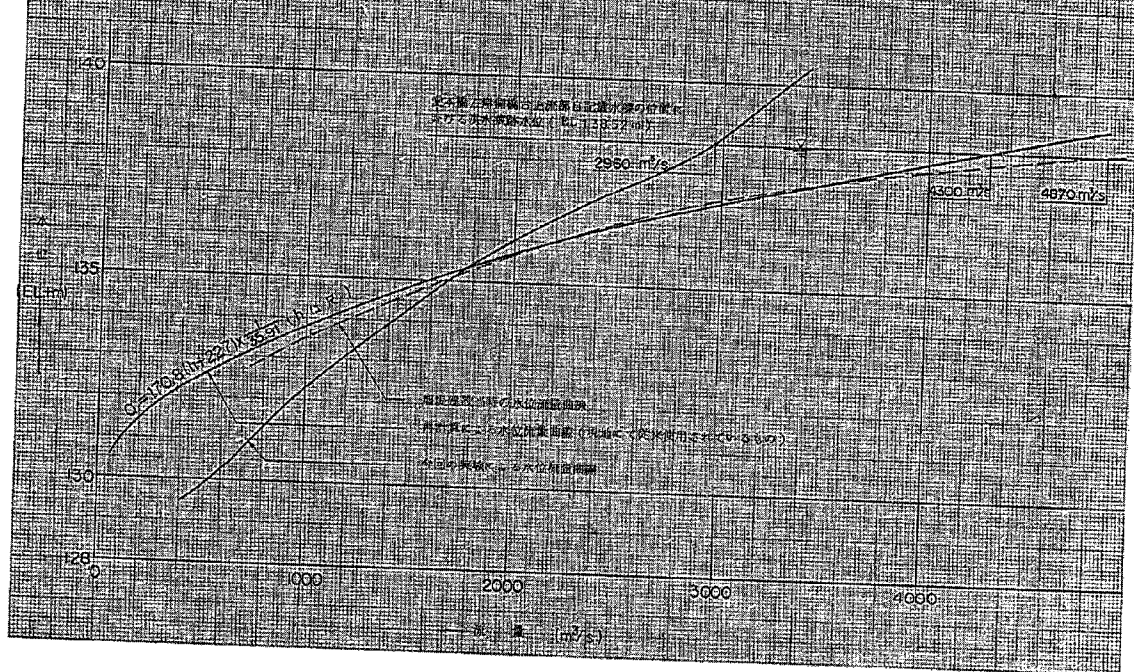


図 12 水位流量曲線



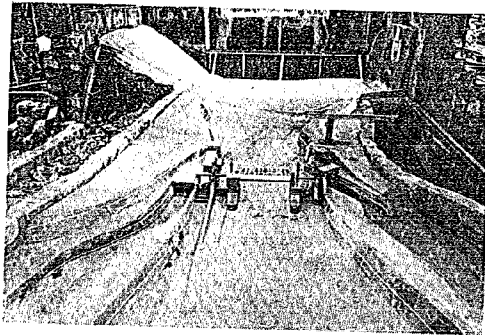


写真-1 ダム及河川全景を下流上部より 模型(A)

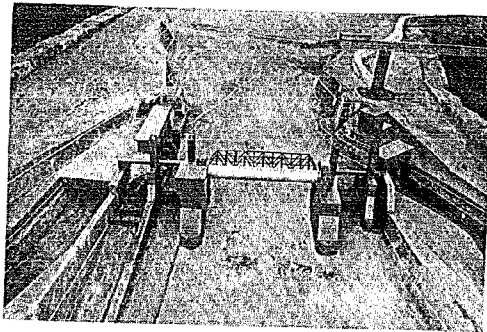


写真-2 ダム及上流河川部を下流上部より 模型(A)

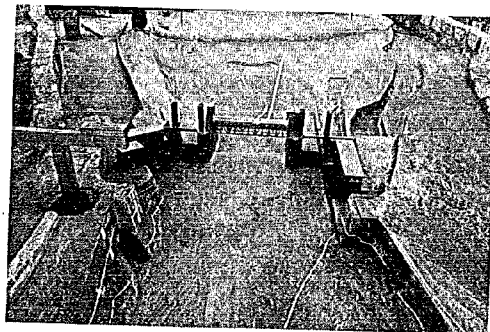


写真-3 ダム及河川全景を上流上部より 模型(A)

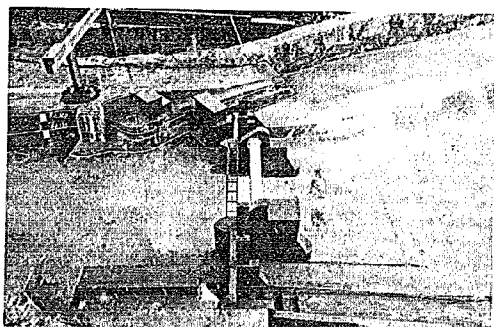


写真-4 ダム及左岸側を右岸上部より 模型(A)

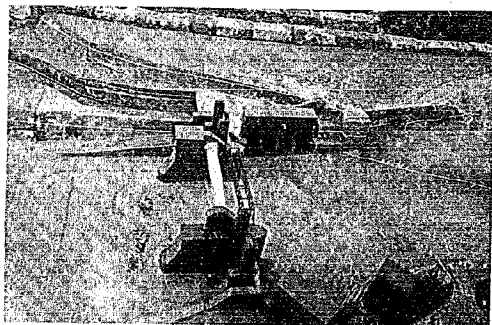


写真-5 ダム及右岸側を左岸上部より 模型(A)

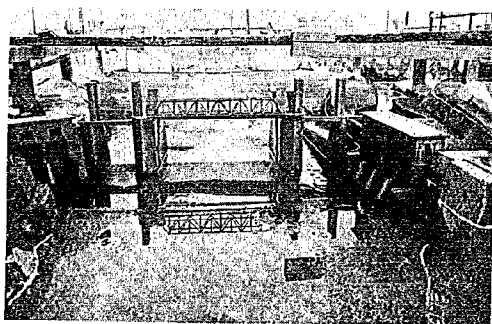


写真-6 左右取水口操作室窓開放状態を上流より
(右岸操作室上流端の白線は
痕跡・水位 E.L=137.75) — 模型(B)

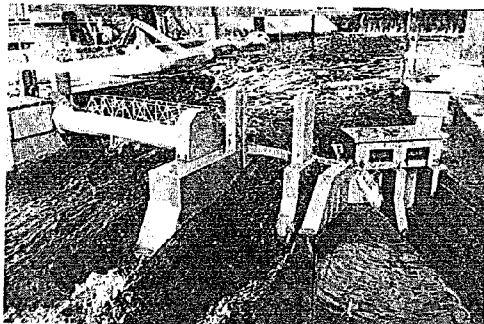


写真-7 ダム直下流部流況を左岸下流より
($Q=2700\text{ m}^3/\text{s}$)

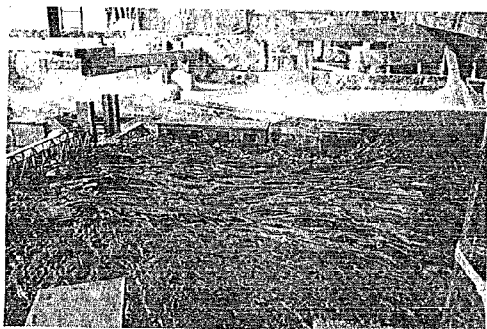


写真-8 ダム直上流部流況を左岸より ($Q=2700\text{ m}^3/\text{s}$)

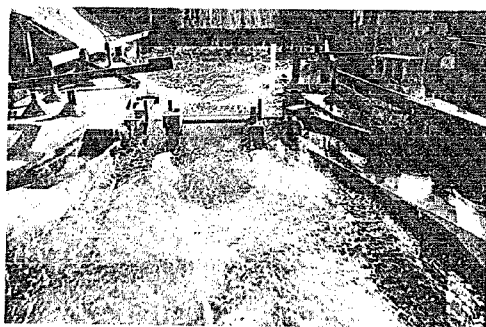


写真-9 ダム下流部流況を下流上部より
($Q=2950\text{ m}^3/\text{s}$)

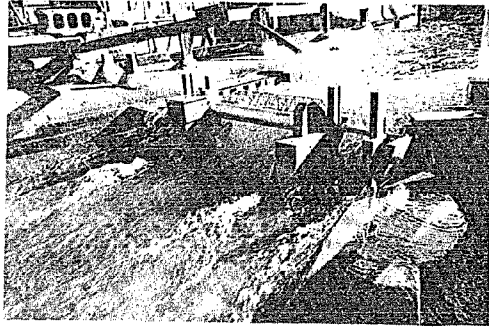


写真-10 ダム下流部流況を左岸下流より
($Q=2950 \text{ m}^3/\text{s}$)



写真-11 ダム上流部流況を左岸上部より
($Q=2950 \text{ m}^3/\text{s}$)



写真-12 ダム上流部流況を右岸上流上部より
($Q=2950 \text{ m}^3/\text{s}$)

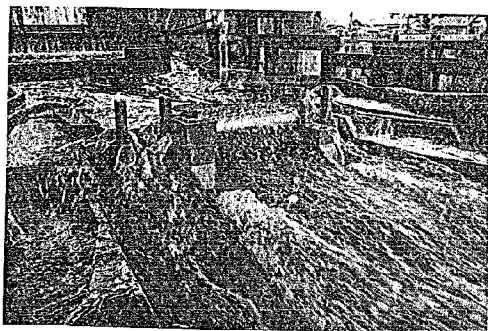


写真-13 ダム直下流部流況を右岸下流より
($Q=3300\text{ m}^3/\text{s}$)

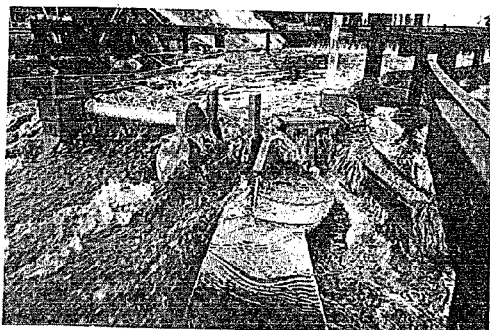


写真-14 ダム直下流部流況を左岸下流より
($Q=3300\text{ m}^3/\text{s}$)

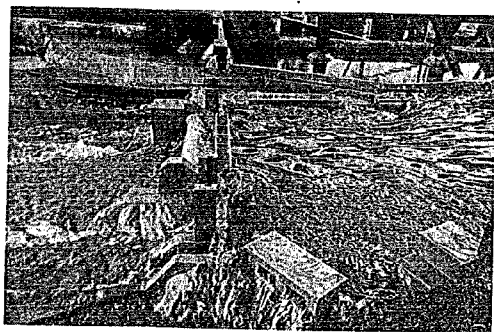


写真-15 ダム上、下流部流況を左岸上部より
($Q=3300\text{ m}^3/\text{s}$)



写真-16 ダム上流部流況を右岸上流より
($Q=3300\text{ m}^3/\text{s}$)

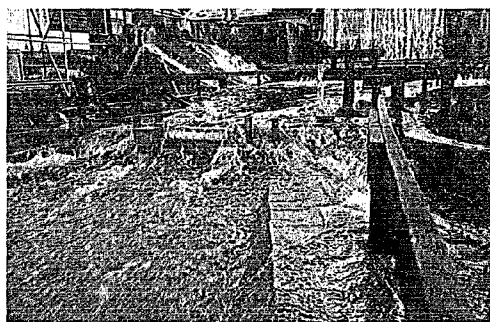


写真-17 ダム下流部流況を左岸下流より
($Q=4300\text{ m}^3/\text{s}$)



写真-18 ダム下流部流況を左岸上部より
($Q=4300\text{ m}^3/\text{s}$)

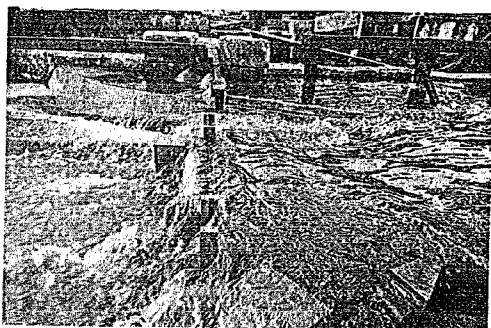


写真-19 ダム上下流部流況を左岸上部より
($Q=4,300 \text{ m}^3/\text{s}$)



写真-20 ダム上流部流況を右岸上流部より
($Q=4,300 \text{ m}^3/\text{s}$)

黒部川愛本堰堤洪水流出量水理模型実験

報 告 書

昭和 39 年 12 月

株式会社 建設技術研究所

黒部川發本堰洪水流出量水理模型実験

報告書

昭和39年12月

建設技術研究所

目 次

[1]	実験目的	3
[2]	模型の製作	3
[3]	諸量の測定方法	4
[4]	実験	5
(1)	下流水位との関係	5
(2)	標高について	5
(3)	模型状態の種類	6
i)	上流の河床勾配	7
ii)	上流河床の傾度	7
iii)	取水口橋作業室の冠水の問題	8
iv)	バラベットの有無	8
v)	發本橋の橋台の形状	8
(4)	種々なる模型状態による水位流量測定とその結果	9

i) 第1号模型の場合 ----- 9

ii) 第2号模型の場合 ----- 11

iii) モルタル河床の粗度係数測定 ----- 12

iv) 第3号模型の場合 ----- 14

v) 第4号模型の場合 ----- 15

vi) 第5号模型の場合 ----- 15

vii) 第6号模型の場合 ----- 16

viii) 第7号模型の場合 ----- 17

(5) 水位・流量に関する各資料の検討 ----- 17

i) 実験結果について ----- 17

ii) 従来の測定値について ----- 19

(a) 水位・流量曲線によるもの ----- 19

(b) 計量によるもの ----- 22

iii) 洪水流量に対する結論 ----- 24

(6) その他に関する ----- 29

i) 安本橋下の流速測定 ----- 29

ii) 安本橋下の表面流速測定 ----- 31

記: 流量 $2700 \text{ m}^3/\text{s}$ のときの、ダム附近の流速及び水位推定高度 ----- 32

図及び表の目次 ----- 32

(1) 実験目的

黒部川の計画洪水流量は、改修工事の着手当時（昭和12年）に、4200%と決定され、現在に至っているものである。

その途中、昭和24年7月1日に、校岡前線の影響により、大洪水となり、各所に、堤防の決壊を生じ、根本ダムに於いても、水位の上昇は激しく、従来夏の退避により、ダムの操作は不能となる事態が生じた。

その洪水痕跡により、洪水から使用している水位流量曲線とともに、この流量を、4819%と推定した。

その後、当時の流量を推計するため、本調査が進められている。降雨量から計算的に、当時の洪水量を求めたのは、

資料が不十分であったが、ダム地帯にあり、その洪水時の最も水位の痕跡も、一応記録が残っているのを、模型実験により、ダムの流下能力をシミュレート、併せて将来の洪水時の流量を推定するための資料を求めようとしたものである。

(2) 模型の製作

本実験用模型は、建設省土木研究所藤崎分室ダム水理研究室の実験場に製作されたもので、その概要は次の通りである。

模型の縮尺は、縦横共に、必ず、クハ軸より、上下流河形は

当所を別途に請負て実際に平面図および縦、横断面図と基本、同図

とコニフリートアローで図み、丸タル板片、砂利、砂等

正中詰にして、表面をタルタル仕として製作した。

又、クハおよび、取水口は、設計寸法に従い、木炭詰めとし

とした。（図-1-3参照）

なお、模型の尺物に対する相似関係は、フルード法則に従う

ものとして扱い、以下本報も取り扱うのは、従て次表に

より尺物に換算したものである。

模型諸量の尺物に対する縮率

諸 元	次 元	縮 率
長さ・水深	L	$1 : 0.622$
時間	T	$1 : 0.197$
流速	LT^{-1}	$1 : 0.199$
流量	L^2T^{-1}	$1 : 0.00028$
流速係数	—	$1 : 1$

[3] 諸量の測定方法

水位、又は、水深については、 $\frac{1}{10}$ 丸径みの水位測定器と

使用し、流速は、ピトー管を使用して、流速水頭 (h) と測

定し、ピトー管の係数 C は 1.0 とし、 $v = \sqrt{2gh}$ で計算した。

流量は、模型の上下流にある鋭縁矩形堰によつて求めた。

[4] 実験

(1) 下流水位の関係

実験計画当初、まだ洪水時の流況が判らなかつたので、モアリ堰となる場合を考へ、昭和27年7月1日の洪水時にあり下流水位の最高の痕跡を、黒部川工事事務所へ調査して貰ふ結果、ダム軸下流13.2m横断位置において、

E.L. 129.85mということが判つた。

然し、実験では、ダム下流水門保護工の終端まで完全に射流で、 $\phi = 43.80\%$ にて、前記位置の水位を、人為的に

~~E.L. 129.85m~~ E.L. 129.85m 程度に上げて、水門上に洪水位置が通上

ることになるので、この実験では、下流水位は関係ない。

ものとし、模型下流端の水位調節装置は、いつも最低に下り下状態で測定を行った。

(2) 標高について

模型製作の資料は、昭和27年2月、当所へ、別途、黒部川工事事務所より請負つて測量した結果を用いた。

その測量成果の標高基準は、同ダムの、上部通路天端右岸側

(図-1参照)にある北陸電力のB.M.によつた。

測量当時、そのB.Mの標高数値が確認できなかったのて

同電カドクのダム構造物図中に記入されたその位置の構造物天端高を仮に使用した。

この値は、同図中の標高の記入された他の場所数点との相対的標高差を検測した結果では、殆んど差異のないことを確認できた。

一方、このB.M高と、建設省設置の奥本橋左岸橋台にあるB.Mとの標高差を測定し、その値 $E=138.202m$ と出しておいたところ、建設省

B.Mの標高は、 $E=138.413m$ として後來扱われているという

ことで、その差が大きいので、北陸電力と、高野川工事事務所として、別々の標高基準を用いているかを分うまいが、実験

の上では、北陸電力B.Mによることにし、この報告書に記載の標高は、すべて、同B.M基準の標高で示している。

(3) 攪型状態の種類

攪型が、一灰完成（第一号攪型）をした時の最初の実験

結果が、後來想定されていた洪水量より著しく小さかったのて、

吐出量を多少とも小さくする方向の省略や、間違いのないよう

に、昭和7年7月1日洪水当時の状態についても、しめしは、

現地と照合し、数次にわたって、模型の部分的改造を行つた。

次に、それらの改造の要夫を列記する。

1) 上流の河床勾配

最初、ダム軸上流 150 m までの河床形を、実測値に基づいて作り、それより上流の河床形は、省略しても、影響が少ないものと考え、第 1 回の実験（第 1 号模型）を行つたが、従来の推定洪水量より明らかに小さい値が出て、模型と流端における流速が小さいための影響ではないかという懸念を生じ、更に上流の平均河床勾配の資料の交付を受け、上流 272 m まで、現地の平均河床勾配になるように、改造し、

（第 2 号模型）後、更に現地の平均河床勾配より急り勾配に改造した模型（第 3 号模型）でも実験を行つた。

ii) 上流河床の粗度

モルタル仕上りのままの粗度係数を算出したところ、既に指示された現地河川の粗度係数、 $n = 0.035$ 、と大きく上回っていたが、これは、河床のモルタル面の滑らかさの問題ではなく、断面形変化の状況と、水面形の複雑さから生ずるものと考えられる。そこで、更に粗度を増して（第 4 号模型）流量への影響を検測した。

④ 取水口操作室の窓の問題

取水口操作室の淡水水位は、窓より高いので、ガラスが破れて流入し、反対側の窓から流下して下であらうことは、考えうるが、流量としては、微小で忽略しても、差支えないものと、最初考えて、窓は開鎖状態の模型によって実験を行ったが、従来推定流量に較べて流量が甚しく小さいので、流量の増大と思われることは、小さくとも進んで改良して、測定を行ったものである。(第4号模型)

⑤ パラベツトリ有無

左右岸取水口操作室附近のパラベツトは、27号の大洪水の時は、設けてなかったということであった。

そこで先ずその状態(第1号~第4号模型)で実験を行ったが、その後訂正連絡があり、その当時既に設けてあったということでも、以後二小を取付け(第5号模型~第7号模型)実験を行った。

⑥ 受本物の橋台形状

同じような現象から、橋台が両岸から突出しているため、流れを阻害しているという点に着目し、その影響程度を知るため、橋台の上下流に平面形で、斜の壁で片に取付け

(橋台が台形状になる)改造を行って(第7号模型実験を行った)

これ等の模型状態を表示すれば下表の通りである。

模 型 状 態					
番 号	上流河床形状	河床材料	操作状態	バースト	流況観測点
1	逆勾配	モルタル	閉鎖	なし	なし
2	現地と同	・	・	・	・
3	・	豆砂利	・	・	・
4	・	モルタル	開放	・	・
5	・	・	・	有	・
6	逆勾配	・	・	・	・
7	・	・	・	・	有

(4) 様々な模型状態による水位流量測定とその結果

i) 第1号模型の場合

この模型(1)は上流部はダムよりかなり遠く正規に現地に合致。それ

より上流部は実験には影響微小と考え整流装置まで河床は

図-7に示す(A)の逆勾配とした。この模型における壅水橋下

左岸上流部水位測定位置及び右岸橋脚部(右岸岸壁沿い)

水位測定位置の水位と流量の関係をダム下流の附属ゲート

を全開し(但しローリングゲート下流は、E.L.132.45m)

又流木路々に乗送は面港を駆け上りた状態での天端高は

右々 $E.L. 131.805m$ 、 $E.L. 131.835m$ (である) 左岸取水口ロゲート

は金門全開で測定した結果図-8に示すような2曲線を得

たが、昭和27年7月1日の出水時における右岸取水ロゲ-

ート操作室上流端壁の水位痕跡 $E.L. 132.540m$ に略一致した時

受水橋下土岸及びダム右岸橋脚の水位は実験測定によると

双方天路 $E.L. 141.100m$ で、右岸痕跡より $2.560m$ も高くな

っており、又この実験水位は当時の痕跡からの現地推定水位

よりもかなり異なったものとなっている。尚この時の実験

流量は $Q=3,500\text{ m}^3/\text{sec}$ 程となつてゐるが、この流量は、操作室

上流端の痕跡水位 $E.L. 132.540m$ に水位が一致と判断される

とこの値で表すように痕跡水位として、受水橋上

流側測水所水位 $E.L. 132.31m$ と推定することに決めたので

この値は実験進行中の仮定値である。北陸電力は洪水痕

跡により以前から使用していた水位流量曲線(図-6と参照)

をまねおして新設したものの(のり)をもとに、この流量を

$Q=4,867\text{ m}^3/\text{sec}$ と推定し、又同北陸電力が出水後ダムの沈降が

と推定され、この根拠として流量曲線の検討に依り

調査解析の結果 $Q=4,300 \text{ m}^3/\text{sec}$ と算出した。又建設省黒部
工事事務所における調査計算の結果は $Q=4,281 \text{ m}^3/\text{sec}$ で北陸
電力の $Q=4,300 \text{ m}^3/\text{sec}$ と略同一値を示している。これらの
値に比べて実験値は略、 $20\sim 25\%$ 程小さな流量と出ている。
以上のように計算・出流量と実験算出流量との差異が
非常に大きく、又流況状態も、詰りに閉っていた、洪水当
時の現地状態とかなりの異なりを見せており模型製作に誤
りがあるのではないかと懸念されたが模型を更に調査した
が誤りもなく、この為、水直に対する流出量の小さいのは
ダム軸より上流 150m の地点から更に上流部の河床勾配を
省略して逆勾配の状態にしてあったので、接近流速が小さく
それが、原因かと考え、その改造を行うことにした。

ii) 水直模型の場合

この模型は前掲のようにダム上流の河床勾配の一部省略
を改の現地勾配に合わせたもので、その改造のため現地は
依頼して黒部河口より、 13.6km (ダム軸より 177m) $\sim 13.2\text{km}$
(ダム軸より $177\text{m} \times 74\text{m}$ 軸間、略 13.2km) の河床断面図を保持して改造を行った。なお、 13.8km
の地形は丁丁に模型上流端に設けた整流装置より上流となり

取り入れる事が出来ず、これらの断面より、 13.7km の断面

を平均的に割出し、これを模型最上流端地形と見做した。

これは図-7に示す(B)の通りで、この改造模型により、前回

同様水位～流量の関係を測定した結果は図-9及表-3

に示す通りで、これを先の測定曲線の図-8と比較すると、

流量 $Q=1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下では、同一流量に対し水位は両方共

低くなっている。流量がそれより大となると受水槽下左岸

では、橋台及び張出し部への流れの衝突が大となり水面が

隆起し水位は部分的に高くなっている。ダム右岸橋脚下部

では、水位は逆に前回より低くなっている。流量 $Q=1,200 \text{ m}^3/\text{sec}$

附近及び $Q=2,300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 附近では、双方の水位は殆んど接近

した値となっている。

④ モルタル河床の粗度係数測定

ダム上流は、断面形状変化が甚だしく、水面の乱れも水位

測定位置、区間等によつて、大よく相違し、粗度係数の算

出には適しないと思われるが、一般模型のモルタル河床の

いまの状態に粗度係数の測定計算を行つた。射流部や整流

装置の直下流部を避けたダム軸より上流が $100 \sim 179 \text{ m}$ の区間

にある断面1～5について、次式により計算した。

$$n^2 = \frac{H_1 - H_2 + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}}{\frac{1}{2} \left(\frac{V_1^2}{R_1^3} + \frac{V_2^2 \cos(\alpha_2) + V_1^2 \sin^2}{R_2^3} \right)}$$

但し、 $H(E.G + m)$ ----- 水位

V (m/sec) ----- 平均流速

R (m) ----- 径深

ΔX (m) ----- 区間距離

$2g$ ----- 12.6

尚、添字の大きさを上流側とする。

結果は、表-1 に示す通り、摘要欄のニセルの $n=0.050$

で、これは指示値の 0.035 より大きい。

モデルの n は大きくて、0.015 程度であり、 $\frac{1}{15}$ の模型の

この粗度係数と実物に換算すると、 $\frac{0.015}{(\frac{1}{15})^2} = \frac{0.015}{0.00444} = 0.038$

となる。然るに前記のように、 $n=0.050$ という結果、得

たことは、モデル面の滑らかさの問題だけでなく、横断形

や、水面形状、特にダム位置の断面狭径により、堰上着

水の状態を呈し、水面勾配が逆勾配になつてゐること等

が大きい原因と考えられ、河床面を滑らかにしても

0.035 の n を得ることは期待できない。

(4) オノ号模型の場合

モルタルのままでも既に粗度係数が大きいところへ更に
豆砂利をほりつけ、粗度係数の変化が水位と流量の関係

にどの程度に影響するものかを知るために径5mm~10mmの

豆砂利をセメントペーストにより、モルタル河床に散布は

り付け、逆に粗度を小さくした。その結果は表-2、に示

す。摘垂欄の二重丸の $n=0.064$ でモルタル河床の時より、

0.014小さくなった。この状態で水位と流量の関係を測

定した結果は、図-10及び表-3に示す通り、粗度を大

にした影響が認められない。よって以後は豆砂利を除去し

て少しでも指示された粗度に近いモルタル河床で実験するこ

とにした。尚、オノ号〜オノ号模型による測定結果を見

ると測定値のバラツキが相当大きく、特に流量の小さい時

甚だしい。これは、模型にかける水面の動揺が甚だしく

測定に際し、その平均高を視察判定するに大なる困難が

あり、その為に測定値のバラツキ(誤差)を生じているものと

考えられ、前記ケースの模型の差を生ずる水位・流量へ

の影響は、この誤差の分だけあって拒絶すべきものと思

られる。

Ⅱ オ4号模型の場合

以上のように従来、の推定値に対し尚大なる流量差があるのを更に調査した結果、昭和27年7月1日の洪水時には、左右岸取水ロゲート操作室窓等の破損等より流下したものがかなりあったとの事であり、図面及び写真により、洪水時における破損等による流下部分を推定し、

考慮する事にした。尚、洪水時には左右岸取水ロ操作室附近におけるパラベートは洪水當時には存在せず、その後設置されたという現地側の説明であった。この下の実験同様、今回の操作室窓^(窓)開けの測定もパラベートなしの状態で行った。この測定結果は図-11

及び表-4に示す通りであり、破損窓等からの流下量は大きく見て $160 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下と考えられるので従来、の推定値とは依然大きく離れている。

Ⅲ オ5号模型の場合

前項実験終了後、オ4号模型にパラベートを追加したもの、第5号模型とし、この状態での測定結果は図-12及び表-5に示す通りで、水位の高いと

き、(5.438)以上) 流量が幾分減少を示しているようである。

なお、この第5号模型実験は、現状、及び、洪水当時と同一状態は、同じであり、

従来からの使用関係曲線と比較、及び、将来の洪水時の流量を算出するための

資料として、従来から使用の流量・流速・断面関係曲線と共に、これに対する

今回の実験による関係曲線を、図-4.5.12 表-4から算出し、図-4.5.13 表-4にまとめ、

(Ⅶ) 第6号模型の場合、

これは、模型河床の縦断面勾配とことさらに、現地勾配ト多には場合の一致は、

ダム上バ軸より177m地、及び、上流河床縦断面勾配と変えての受本橋

左岸上流部と、ダム右岸河部部(大)位置における流量・水位の関係曲線

の測定は、図-4.5.14に示す(A)及び(B)についての比較では、先に記述の面

大まな変りは見うけられたが、模型上流端(177m断面)で、既に相当の流

速とあって流入する方が、より妥当と考え、今回は再度、更に接近流速を大

くして流量増加の検討をするため、同図(1)の河床形に模型を改造して測

定を行った、その結果は、図-4.5.15 表-4に示す通りで、河床勾配正規(B)の

場合の図-4.5.12と比較して、全体的傾向としては大きく変うす、部分的には、

$Q \approx 1200 \sim 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 区間で、受本橋と、ダム測定位の水位が、

逆となり、更に流量が大となるにつれ、(B)の時は、

両測定値が接近してゐたが、今回は、幾分水位差が見られる

(4) 生ナリ版型の場合

これは橋台の流束に対する抵抗を減ずるため、実際より
 十分許容して改定を加えた場合で、その実験結果は図
 -12 表-6 に示す通りで、図-12 と比べると、部分
 的には若干変化しているが、全体的には殆んど同一曲線
 状態と見做せる。直井取水口操作室上流部取水痕跡

は、 $132.540m$ に一致した揚り流束は全く変っていない。

(5) 水位・流量に関する各資料の検討

i) 実験結果について

以上のように部分的に状態を変えた各種の版型による
 流量と定水橋台・橋上流所制水所水位との関係曲線、
 本と集めて図-16 に示した。これで見ると流量の小さい
 い場合から大きい場合にかけて、各版型は流量に

$200\%sec$ 以内の範囲の差で一致しており、水面抵抗の低

め、測定値にバラつきがあるのは危ない。ために版型

形状の差による流出量の違いを指出することはできないが

た水、これらの曲線群の平均値を考えると、各版型

の近い程度で、左右と異なる。したがって決定的な原因は

この平均曲線が「正しい」ということが示される

それは、河床断面勾配、河中、橋台の突出、ゲムの埋柱等、構造物に支配された結果で、河床の粗度、上流の付近流速、定かたう、越流、パラメータの有無等は太勢に殆んど影響はないことが知られる。北陸電力「従来使用の水位・流量曲線」と同図に併記して見ると流量 $4700 \text{ m}^3/\text{sec}$ 附近「交又し全く似つかぬ形をしている。この曲線に対し、

愛宕橋左岸橋台上流側測水所における昭和27年7月9日の水位記録（現地で推定したもの）E.L. 138.310mの流量 $4,300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 及び $4,817 \text{ m}^3/\text{sec}$ （この建設当時のH-Q曲線による）

は従来の推定値と異なっていた。今、その水位を今回の実験結果（平均曲線）にあてはめると流量 = $2,929 \text{ m}^3/\text{sec}$ となる。

尚、実験では当初、左取水口操作室上流側壁に印された、昭和27年7月9日の洪水痕跡水位 E.L. 138.54mに水位の達した時の流量を実験流量と見做したが、その流量

の場合、愛宕橋左岸橋台上流側測水所位置における実験水位はE.L. 146.70m程度になり、この水位になると、洪水最高時に

「愛宕橋桁下約20~30cmはあふれていた」という事実も、異議には

図水1所から、后と、う記録に反することとなる。

その他洪水時の写真による状況等から判断して、水口ロ
操作室と流側の痕跡水位に合った時の流量より、受本橋
三井橋台上流側の測水所の記録水位、EL. 137.3/m に一致
し、仮にこの流量のすべ信頼であるということになり、

その後、この水位で洪水流量を定めることにした。

第 7 模型に部分的な改造を加えた 7 種の状態における流
量と水位の関係を表せば表-8 の通りである。

図-17 は 7 種の模型に於ける流量とダム右岸橋脚の右岸壁沿いの
測水所水位との関係曲線を集めたもので、図-18 は、こゝろ 7 種の
平均と前記の受本橋左岸橋台上流側測水所水位 7 種の平均曲線
と右岸側取水口操作室上流端痕跡水位測定位置における模型状態
第 7 型で EL. 136.50m から EL. 141.00m 区間における水位曲線の 3 曲線を
と比較したもので、こゝろの関係数値は表-8~10 に示す通りで
ある。

II) 従来の推定値についての検討

(A) 水位-流量曲線によるもの

これは、(1) 水位-流量断面積(受本橋位置) (四)

(2) 水位 - 平均流速図

と云つて作成したもののようである。これによると前掲の

ような大きな流量が出るのでこれについて調べて見ると、

上記の図については作成経路が判らないうが、水位に対して

平均流速が一次式で表わされ直線的に増大しているとは大

に疑問となる。流速を観察すると、流れはゲハの橋脚に

よって河床が狭められ、ゲハ上流は堰上げ背水の状態とな

り、右左間からの流出は活水器貯水池の出口から奔流す

るような状態と見えている。これは図-27の線断水位でも

判るが模型状態系ノ型へ第7型各々についての水位 - 流量

曲線図において右岸大型橋脚部水位と三井愛平橋橋台上流

測水所水位とが流量の大きい場合殆んど近似していること

からも説明される。その為、実験流量から算出した平均流

速と水位の関係は図-15に示すように、水位の變化に対して

流速は約5~6%の範囲に僅かな変化も見えてゐる。

これは断面縮小による水位堰上げが原因と考えられる。

そこでこの点を明らかに知るため、もつと極端な断面縮小

の場合の平均流速と実験的に求めて見た。その一つは

中央のローリとゲートの至間 $24.5 \times 2m$ だけ開いて起る
 排砂門、魚道、流水路等を全く閉鎖した場合、但つて
 は、左右の排砂門だけ開いて、他は凡て全閉した場合であ
 る。その結果は図-19、表-11に種の水位に対する平均流速の
 増大は僅少で断面狭帯が大きいほど上流の水位堰上げ
 が多くなり、平均流速は小さくなっている。最大流量時
 の水位と一た考えられる通過 $Q = 139,500 m^3$ のときの各場合の
 平均流速を図から求め、各主橋幅員間の中(約 $500m$)に対す
 る河中の縮小率を算出し、その関係を図-20にプロット
 して見た。これと共に、従来の水位-平均流速曲線から求
 めた平均流速と、河中の縮小のない場合として同図にプロ
 ットして見ると、前つて文と違つた曲線となっている。
 これから考えると、従来の使用の水位-流量関係の元とな
 っている、水位-平均流速関係は河中の狭帯による影響が無視
 されているものと推定される。

大工は実験による水位-流量から算出した水位-平均流速
 との比較であるが、定常橋位を上げける極端流速をロート

管で測定した結果は図-21、表-12、13に示すに、ほぼ実験流量

より算出した平均流速と一致している。

概算によれば図-23の $Q=200\text{ sec}$ の場合より所定4測定の

流速の平均値は 5.85 sec 、図-17の位置値 13.5 m の場合と大體

近い。これがダム中心線延長より定常水位間の表面に近いもの

流速をロープで測定した結果を示す図-24表-14の試験

結果に対し、不合理を示してはいない。

(表面流速であること及び中の方向が表に近い一帯である

ため、平均流速より若干大きい値を示している。)

(4) 計算によるもの

先に記述の通り、昭和工事々務所において、S.27年7月1日

の決水量を、調査計算により、 $Q=428\%$ (北陸電力の

調査稚橋の $Q=430\%$ と同一値と見做す)と算出しているが、

計算者 (奥本北堤における流下能力の検討……S.32年1月)に

よると、堰上流の太湖床が、堰頂に達してゐるとした濕り

Maxの公式を用いて計算しており、流量係数は、物部水理

学を参考にして計算し、

$\frac{2}{3}C = 0.42 \sim 0.57$ より、その最大値 0.57 を採用、 $C = 0.855$ と仮定

して、 $\frac{2}{3}C = 0.57$ より、その最大値 0.57 を採用、 $C = 0.855$ と仮定

最小値の 0.42 と採ると、 $C = 0.137$ 、 $\frac{2}{3} \cdot C \cdot \sqrt{2g} = 1.257 \text{ 及 } 3.3 \text{ 等}$

比率的に流速は

$$Q = \frac{1.257}{2.507} \times 4.281 = 2.1745 \frac{\text{m}^3}{\text{sec}} \text{ となり、実験値と接近する。}$$

接近流速小頂 $h_a (= 12\frac{1}{2}\%)$ は、ローリング・テスト部の

中央至間について、トライアル計算で、3.12 m と算出し、

他の至間にもこれを適用しているが、これは、橋脚を無視し

ているので、橋脚部より上流の全断面の平均流速かう求める

べきであり、又、流量係数にも、銳縁孔、又は鋭と見做すも

ので、橋脚部による有効流速断面の収縮かう生ずる係数が、

考慮されている。

又、流水路、及、魚道かうの流下量計算によると、全流量

の 4% 程と出ているが、魚道では、流水も横越流の状態で

近く、計算には、これらも考慮していない。

Ⅱ 橋が流出量に対する結論

以上の資料を判断し、昭和27年7月1日の洪水量の推定には、模型実験の結果が最も信頼できと思われる。但し、流下路、

河道の閉塞、天候、各河間の敷高、その他構造物の閉塞等

は等回-2に手付通りで、前記洪水時の最高水位が安本橋

左岸橋台に流側側水時で、 $139.31m$ としたときの排水量

は、 $2,128 m^3/sec$ で、若しその時の河道置の水位に於て、前記

と異なる新し、記録が発見された場合は、実験曲線がその水

位に相当する排水量を求めればよい。

一方計算による推定流量は、公式の選定、係数のとり方

にかなりの差があるため、その値は信頼し難い。先に(非河)

累加工事事後計算し、R.Wex の W_{max} の W_{max} の公式(4)

の、河各三間の敷高、閉塞、天候高等が不明確であるため、そ

の後確認された資料(回-2)により、上流水位を $139.31m$ とし

て、(4)の式より、(4)の式より、上流水位を $139.31m$ とし

る間敷高とを引いて、水位と求めて、同じ計算を行うと

$Q = 5,445 m^3/sec$ とになり、(4)の式より大きくなる。

計算過程は次ページ

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C \cdot \sqrt{2g} \left[(H_0 + h_a)^{\frac{3}{2}} - h_a^{\frac{3}{2}} \right]$$

$$h_a = \frac{Q^2}{2g} = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{\frac{2}{3} C} \right)^2 \quad H = H_0 + h_a \quad H = \frac{3}{2} H_0$$



白川 $\frac{2}{3}C = 0.42 \sim 0.57$ (2.9) $C = 0.63 \sim 0.80$ (1.5)

$C = 0.85$ と仮定する. $\therefore \frac{2}{3}C \sqrt{2g} \approx 2.50$

要する橋台と汽船の底跡水深 $EL = 127.210m$

昭和27年7月1日洪水時の各経河段流水高さ(6区間中)

区間	分區・水位・水深	分區・水位・水深	区間中
10-12 砂門・土砂部	EL = 128.136	128.62	20.242
21-22 砂門・土砂部	127.750	127.47	7.272
23-24 砂門・土砂部	127.620	127.77	7.272
25-26 魚道	131.806	131.62	5.444
27-28 流水部	131.735	132.47	6.121

流量算出

(1) ロ - リンズ・T = ト部

接近流水頭は、表附水位を基に、トライアングルにより算出

$$H_0 = \text{表附水位} - \text{流水高さ} = 129.310 - 128.636 = 10.674m$$

最初 $h_a = 2.000m$ と仮定する。

$$Q = 2509 \times 24.292 \times \left\{ (10.674 + 2.000)^{\frac{3}{2}} - 2.000^{\frac{3}{2}} \right\} = 60.822 \times (45.701 - 2.854) = 2572.317 m^3/s$$

$$h_a = \frac{1}{19.6} \left(\frac{2572.317}{24.292 \times 10.674} \right)^2 = 3.576m$$

建設技術研究所

$$Q = 2509 \times 24.242 \times \left\{ (10.674 + 3.576)^{\frac{3}{2}} - 3.576^{\frac{3}{2}} \right\} = 60.9232 \times (53.725 - 6.7623) = 2860.527 \frac{\text{kg}}{\text{sec}}$$

$$h_a = \frac{1}{17.6} \left(\frac{2860.527}{24.242 \times 71.55} \right)^2 = 3.478 \text{ m}$$

$$Q = 2509 \times 21.212 \times \left\{ (10.674 + 3.478)^{\frac{3}{2}} - 3.478^{\frac{3}{2}} \right\} = 56.8232 \times (53.3515 - 6.3423) = 2847.085 \frac{\text{kg}}{\text{sec}}$$

$$h_a = \frac{1}{17.6} \left(\frac{2847.085}{21.212 \times 71.55} \right)^2 = 3.504 \text{ m}$$

$$Q = 2509 \times 27.242 \times \left\{ (10.674 + 3.504)^{\frac{3}{2}} - 3.504^{\frac{3}{2}} \right\} = 66.8232 \times (53.3853 - 6.5591) = 2848.119 \frac{\text{kg}}{\text{sec}}$$

$$h_a = \frac{1}{17.6} \left(\frac{2848.119}{27.242 \times 71.55} \right)^2 = 3.504 \text{ m}$$

$$\therefore Q_1 = 2848.119 \frac{\text{kg}}{\text{sec}}$$

$$h_a = 3.504 \text{ m}$$

以下、各互角共同値を使用す。

(2) 排砂門 左岸側

$$Q_2 = 2509 \times 7.272 \times \left\{ (11.560 + 3.504)^{\frac{3}{2}} - 3.504^{\frac{3}{2}} \right\} = 18.2754 \times (38.447 - 6.5591) = 947.079 \frac{\text{kg}}{\text{sec}}$$

(3) 排砂門 右岸側

$$Q_3 = 2509 \times 7.272 \times \left\{ (11.560 + 3.504)^{\frac{3}{2}} - 3.504^{\frac{3}{2}} \right\} = 18.2754 \times (38.447 - 6.5591) = 947.079 \frac{\text{kg}}{\text{sec}}$$

(4) 魚道

$$Q_4 = 2509 \times 5.454 \times \left\{ (7.504 + 3.504)^{\frac{3}{2}} - 3.504^{\frac{3}{2}} \right\} = 13.871 \times (36.6417 - 6.5591) = 411.656 \frac{\text{kg}}{\text{sec}}$$

(5) 杭木路

$$Q_5 = 2509 \times 21.212 \times \left\{ (7.375 + 3.504)^{\frac{3}{2}} - 3.504^{\frac{3}{2}} \right\} = 5.3216 \times (35.8826 - 6.5591) = 156.048 \frac{\text{kg}}{\text{sec}}$$

$$\Sigma Q = 2848.119 + 947.079 + 947.079 + 411.656 + 156.048 = 5310.076 \frac{\text{kg}}{\text{sec}}$$

然し、この計算では、係数Cの値を、0.855とし、 $C = 0.13 \sim 0.855$ と

されている。数値を採っていることになり。

(鋭縁堰公式では、同形の公式に対し、 $C=0.63$ の1/2を示している)

そこで、W.C.C.の公式を用い、 $C=0.63$ を採り、且つ、両側

の中の収縮係数をとり入れ、なお渠道は、略、直角方向に

越流し、流木路は斜に左岸取水口の橋脚の障害を受けて、流入

するので、前者に対しては、50%減、後者に対しては、30%

減と見做して、再計算した結果は、 $Q=3.207 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、

実験値と接近している。計算過程を次に示す。

接近流速は、堰本橋々下断面にて計算を行う。

根拠水位 $E.L.=139.310 \text{ m}$ に対する流積断面は、 $A=568 \text{ m}^2$ である(現状断面)

流量を $Q=3.210 \text{ m}^3/\text{s}$ に仮定し

$$V = \frac{3.210}{568} = 0.563 \text{ m/s} \quad h_a = \frac{V^2}{2g} = \frac{0.563^2}{19.6} = 0.016 \text{ m}$$

$$\therefore H (\text{水深}) = 139.310 + 0.016 = E.L. 139.326 \text{ m}$$

	$H = H_0 + h_a$	$h_a = H_0 + \frac{1}{2} H$	μ	$(h_a + h_1)^{3/2} = B_1$
(1)	$12.724 = 10.674 + 0.016$	4.24	0.10	$6.29 \times 0.10 = 0.629$
(2)	$13.610 = 11.560 + 0.016$	4.55	0.11	$6.57 \times 0.11 = 0.723$
(3)	$13.936 = 11.886 + 0.016$	4.65	0.11	$6.70 \times 0.11 = 0.737$
(4)	$7.554 = 7.504 + 0.016$	3.18	0.18	$5.23 \times 0.18 = 0.941$
(5)	$7.425 = 7.375 + 0.016$	3.10	0.15	$5.19 \times 0.15 = 0.779$

$$Q_1 = 1.859 \times (24.242 - 0.63) (12.724 - 0.016)^{3/2} = 1.859 \times 23.612 \times 42.57 = 1868.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 1.859 \times (7.272 - 0.75) (13.610^{\frac{3}{2}} - 2.05^{\frac{3}{2}}) = 1.859 \times 6.542 \times 47.12 = 573.1 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_3 = 1.859 \times (7.272 - 0.75) (13.936^{\frac{3}{2}} - 2.05^{\frac{3}{2}}) = 1.859 \times 6.542 \times 50.10 = 606.4$$

$$Q_4 = 1.859 \times (5.554 - 0.75) (7.554^{\frac{3}{2}} - 2.05^{\frac{3}{2}}) \times 0.5 = 1.859 \times 4.804 \times 26.57 \times 0.5 = 111.5$$

$$Q_5 = 1.859 \times (2.121 - 0.75) (7.425^{\frac{3}{2}} - 2.05^{\frac{3}{2}}) \times 0.7 = 1.859 \times 1.371 \times 26.07 \times 0.7 = 45.5$$

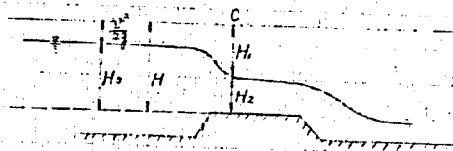
$$\Sigma Q = 3,207.1 \text{ m}^3/\text{sec}$$

仮定流量と一致と見做す。

次に係数を1.0として差支えないといわれる底頂堰の公式で、水位、中間の収縮、魚道、水路の扱い方を前同様にして計算した。結果は $Q = 3,068 \text{ m}^3/\text{sec}$ となり、更に実験値と接近している。

底頂堰公式による場合、(物部処理による)。

構造物によって河中を狭くされて又口から急流し、下流に削流を好むするような障害物(勾配について)がない流況であるから、この公式の適用は妥當と考へられる。



$$Q = C \frac{2}{3} H b \sqrt{2g} \frac{3}{2} H = 1704 C b \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad \text{但し } C=1 \text{ とする。}$$

接近流速は受本橋の下断面にて計算を行う。

1 痕跡水位 $EL = 197.910 \text{ m}$ に対する流積断面は、 $A = 508 \text{ m}^2$ とおす(現状形状)。

流量を $Q = 3,070 \text{ m}^3/\text{sec}$ に仮定し。

$$U = \frac{3.070}{50.8} = 6.05 \text{ m/sec}$$

$$R_d = \frac{U^2}{2g} = \frac{6.05^2}{19.6} = 1.87 \text{ m}$$

$$\therefore H (\text{水深}) = 13.310 + 1.87 = 15.180 \text{ m}$$

	$H = H_1 + R_d$	$L \approx H_1 - \frac{1}{3}H$	μ	$(R_1 + L)\mu = B$
(1)	$12.544 = 10.674 + 1.87$	4.19	0.10	$6.06 \times 0.10 = 0.606$
(2)	$12.430 = 11.560 +$	4.43	0.11	$6.35 \times 0.11 = 0.699$
(3)	$12.756 = 11.886 +$	4.58	0.11	$6.45 \times 0.11 = 0.710$
(4)	$9.371 = 7.501 +$	3.12	0.18	$4.99 \times 0.18 = 0.898$
(5)	$7.245 = 7.075 +$	3.08	0.15	$4.95 \times 0.15 = 0.743$

$$Q_1 = 1.704 \times 1.0 \times (24.272 - 0.61) \times 12.544^{\frac{3}{2}} = 1.704 \times 23.662 \times 44.4 = 1,787.9 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_2 = 1.704 \times 1.0 \times (7.272 - 0.70) \times 13.430^{\frac{3}{2}} = 1.704 \times 6.572 \times 49.3 = 552.1$$

$$Q_3 = 1.704 \times 1.0 \times (7.272 - 0.71) \times 13.756^{\frac{3}{2}} = 1.704 \times 6.562 \times 51.0 = 570.3$$

$$Q_4 = 1.704 \times 1.0 \times (5.444 - 0.70) \times 9.371^{\frac{3}{2}} \times 0.5 = 1.704 \times 4.54 \times 28.6 \times 0.5 = 111.0$$

$$Q_5 = 1.704 \times 1.0 \times (2.121 - 0.74) \times 7.245^{\frac{3}{2}} \times 0.7 = 1.704 \times 1.381 \times 23.1 \times 0.7 = 46.3$$

$$\Sigma Q = 3,067.6 \text{ m}^3/\text{sec}$$

仮定流量と一致と見做す。

(計算は計算尺を使用した)

(6) その他の測定

1) 食本橋下の流速測定

S. 27. 7. 1 日洪水時の各ゲート開放状態で食本橋下(橋台と法側橋脚)において流量 $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$, $2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$, $3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の3種について

2. 左右岸取水口操作室附近のバラベットの取付けと無い場合と有る場合について流速測定を行った。測定位置は、 Y 軸の

り上流 40m となり、ダム中心延長線上と、それより左右岸に 15.750m 離れた所の地点で水深方向は適當な間隔で行った。

尚、 $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時は水位も低くバラベツト、着無に付関係ない。結果は図-21~23、表-12.1a. に示す通りである。

$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ では左右岸の $4.0 \sim 5.5 \text{ m/sec}$ に比べ中央部では 7.0 m/sec 以上となり、左右岸側より中央部に向う傾向をもつて流下するが

$Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ になると流況は真直に流下するようになり、受水橋より上流部で部分的な水位の上昇が見られ、又橋台が岸より

突出している急縮流が見られる。横断方向の流速は中央と右岸では 6.0 m/sec 程で略同じ、左岸では測点位置が橋台部に接近している関係もあり、又縮流が大きく流速は 1.0 m/sec 程小さく、 5.0 m/sec 前後と

なっている。尚バラベツト着無の関係では水位に付大きく変

りはなく、これは、測定精度の問題による事と、又、設置されている場合でも、その後部の Wall とか、道路の一段と高くなっている関係等により、ほゞはよく変化してゐるためと見られる。

流速も、全体的には変化ない。

$Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ は、横断方向には流速は、略同じ大ききで、

發分右岸側が大き。

$Q = 2000 \text{ } \text{m}^3/\text{s}$ の時より、全体的に平均して、概 $1.8 \text{ } \text{m}^3/\text{s}$ 程流速は大きく、又、水位も、 0.3 m 程上昇している。

バラベート有無の関係では、殆んど変りはない。

以上、これらの流速は、先の水位—流量測定値により、愛本橋下、流槽断面にて算出した平均流速と殆んど接近したものである。

II) 愛本橋下の表面流速測定

5. 27年7月1日、洪水時の右岸側開放状態下、愛本橋下（上流端は $4-45 \text{ m}$ ）において、ダム中に延長線と、

それより左、右岸に、 15.750 m 隔った所の2地点で、種々なる流量に対しての、表面流速（水面より僅かに低く、ピトー管の先端、冠水する程度のところ）は、ピトー管により測定は、

され、図-15に示す、 Q の曲線により流量に対する愛本橋左岸上流部水位を算出し、水位—表面流速の関係とした。

又、 $E.L = 13.5 \text{ m}$ より高くでは、バラベート有、無の両方につき、測定を行った。

結果は、図-24、表-14に示す通りであるが、傾向は、図-15

にあり、最大は、右岸のローリングアーク間であり、

$U_{\max} = 2.9 \text{ m/sec}$ であり、左右共、横断方向では、ローリング

アーク間界で流速は大きく、水位は低くなっている。

ローリングアーク間の最下部では、中央で、 $U_0 = 6.5 \text{ m/sec}$

横断方向で、 2.2 m/sec となり、全体的には、 $1.2 \sim 2.0 \text{ m/sec}$ 範囲にある。

D-100 m 断面では、流速は、横断方向全体的に乱流射流で、

ローリングアーク間中央部が、水位は一垂高く、下流に向う

に下流が、平面的に、左右に拡散する。

左右の排砂区間の流れも同様のため、橋脚下流部では、終端より僅か下流より流速の千差により、拡散状を呈している。

河床では、 $U_b = 2.0 \sim 1.0 \text{ m/sec}$ 、水面では、 $U_{10} = 1.5 \text{ m/sec}$ 程である。

なお、この実験は、ダム軸より下流約 220 m 地点において、

S. 27 年 7 月 1 日の洪水痕跡水位に概略合せて行った。

実際には、水位としては、かなりこれより低いはずであるが、

乱流射流の終端が、ダム軸より下流 130 m 附近に位置しており、

今回の測定最下流端断面 D-100 m では、洪水痕跡水位には

ほとんど影響はない。

水位検断も上記と同流況で、ダムすべ延長線より、下流は

7.6軸より 277m 下流は 150m までの区間につき測定を行な

結果は、図-29、表-18に示す通りであるが、最上流端

より 277m の測定値は、整定液面に接近して、この影響を受け
て、水位は幾分高くなっている。

測定水位より河床高を引いた各断面における水深を併せ
記載した。

獲魚の多い魚群中の状況等は表-18に掲げた通り、流量

$Q = 2,700 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、2,928 m^3/sec 、3,300 m^3/sec の 4 種の増減を示している。

2,700 m^3/sec の時は、7.6軸より 7.6m 距離のラステルに水面が達した程度で

洪水、2,928 m^3/sec の時は、左岸橋左岸橋の上流側の測点所位置の水位が

同測点の推定底跡水位より 138.90m となる流量、3,300 m^3/sec の時は右岸取水口

操作室を過ぐる痕跡水位記号位置より水位よりも下流跡水位より 138.50m

に達した時の流量、4,300 m^3/sec の時は、一応従来の推定流量と流況増減の各

流況を示す。4,300 m^3/sec の時は右岸取水口の操作室を越え越え洪水

いる。3,300 m^3/sec の時は 7.6-7.7-5-1 の上を僅かに越え越え洪水

当時の目撃者の記述、又は当時の写真との比較より、当時の流量が略

推定 2,230 m^3/sec と思ふ。

図・表の目次

頁

図 - 1	受本ダム附近平面図及測定点位置図	38
図 - 2	受本ダム正面図	39
図 - 3	受本ノハ物御横断面図 (ローリング・ゲート部)	40
図 - 4	受本橋上台上流部(ダム軸より上流部)横断面図	41
図 - 5	A、B 曲線 (受本橋上流部ダム軸より 43 m)	42
図 - 6	受本橋下流流量曲線 (現地にて従来より使用の物)	43
図 - 7	ダム上流 150 m 及び 179 m より上流河床形比較図	44
表 - 1	粗度係数測定要数表 (モルタル河床時)	45
表 - 2	粗度係数測定要数表 (三砂利河床時)	46
図 - 8	流量 - 水位関係図 (第1模型形状 A モルタル河床)	46
図 - 9	流量 - 水位関係図 (第2模型形状 B $n = 0.05$ 三砂利河床)	47
図 - 10	流量 - 水位関係図 (第3模型形状 B $n = 0.014$ 三砂利河床)	48
表 - 3	流量 - 水位関係表	49
図 - 11	流量 - 水位関係図 (第4模型形状 B $n = 0.014$ モルタル河床 操作要書用放水路 パラペット付)	50
図 - 12	流量 - 水位関係図 (第5模型形状 B $n = 0.014$ モルタル河床 操作要書用放水路 パラペット付)	51
表 - 4	流量 - 水位関係表	52

表-5	流量-水位關係表	52
圖-13	流量-水位關係圖 (本橋左岸取水部、モルタル河床、橋脚右岸取水部、パライト河床)	54
圖-14	流量-水位關係圖 (本橋左岸取水部、コンクリート河床、橋脚右岸取水部、パライト河床)	55
表-6	流量-水位關係表	56
圖-15	雙本橋下、断面積-平均流速-流量曲線圖	57
表-7	雙本橋下、断面積-平均流速-流量表	58
圖-16	雙本橋下、流量-水位關係圖(雙本橋左岸流水部水位關係圖)	59
圖-17	右岸部、流量-水位關係圖(右岸部、流水部水位關係圖)	60
圖-18	雙本橋下及右岸部、右岸取水部、流量-水位關係圖	61
表-8	雙本橋下、流量-水位關係數值表	62
表-9	右岸部、流量-水位關係數值表	63
表-10	右岸取水部、流量-水位關係數值表(右岸部、流水部水位關係圖)	63
圖-19	雙本橋下、水位-平均流速曲線圖	64
表-11	雙本橋下、断面積-流量-平均流速表	65
圖-20	河中ノ縮小部と平均流速ノ關係	66
圖-21	雙本橋下、流速分布圖 ($Q=1000\%$)	67
圖-22	雙本橋下、流速分布圖 ($Q=2000\%$, パライト河床)	68
圖-23	雙本橋下、流速分布圖 ($Q=2000\%$, パライト河床)	69

表—12 曼木橋下 流速分布測定値表 (ハズメ川)-----70

表—13 曼木橋下 流速分布測定値表 (ハズメ川)-----71

圖—24 曼木橋下 水位—表面流速曲線圖-----72

表—14 曼木橋下 水位—表面流速測定値表-----73

圖—25 流速分布圖 U-32断面 (9m軸)上流32m)-----74

圖—26 流速分布圖 荻砂門怪間 (9m軸)-----75

圖—27 流速分布圖 口-1/T/T-1怪間 (9m軸)-----76

圖—28 流速分布圖 D-100断面 (9m軸)下流100m)-----77

表—15 流速分布測定値表-----78

表—16 流速分布測定値表-----79

表—17 流速分布測定値表-----80

圖—29 水位 水深 縦断面圖 (9m中大橋長線上)-----81

表—18 水位 水深 縦断面測定値表 (9m中大橋長線上)-----82

索引-----80~90

图 1. 本ダム附近平面及测定点位置图, S=1:1000

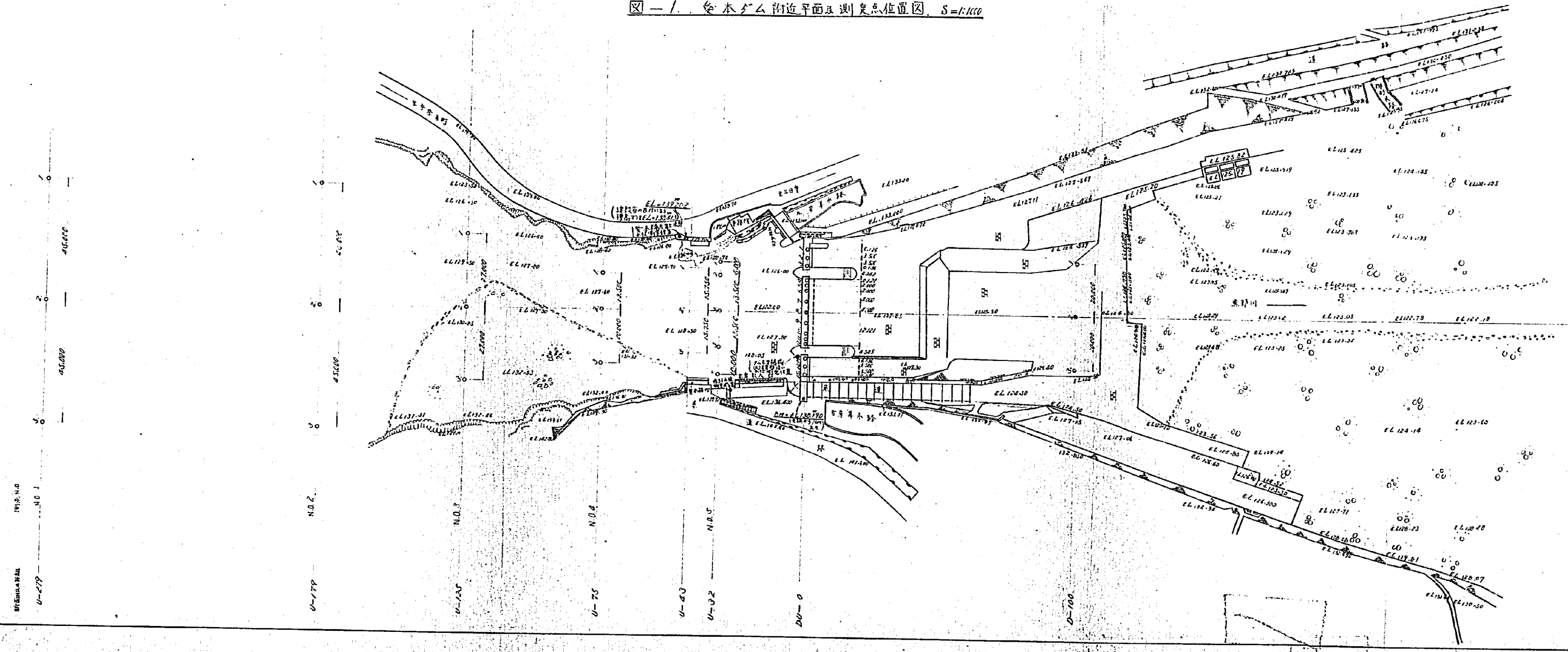
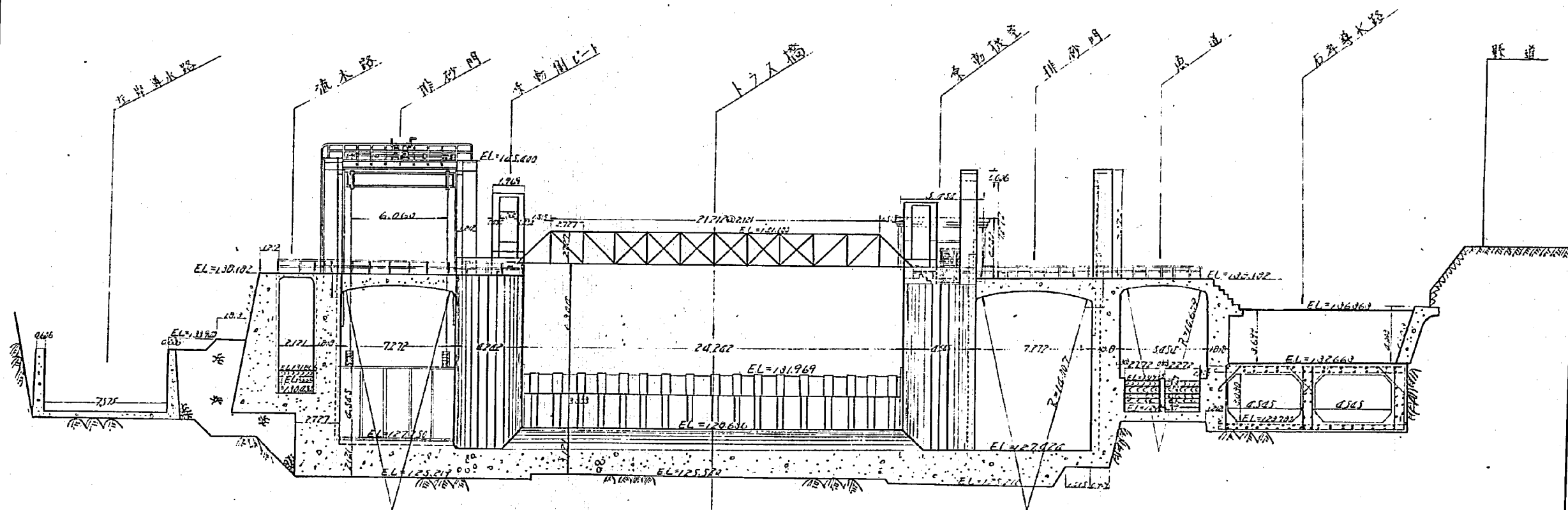


图-2 变本 9M 正面图 $S=1:200$



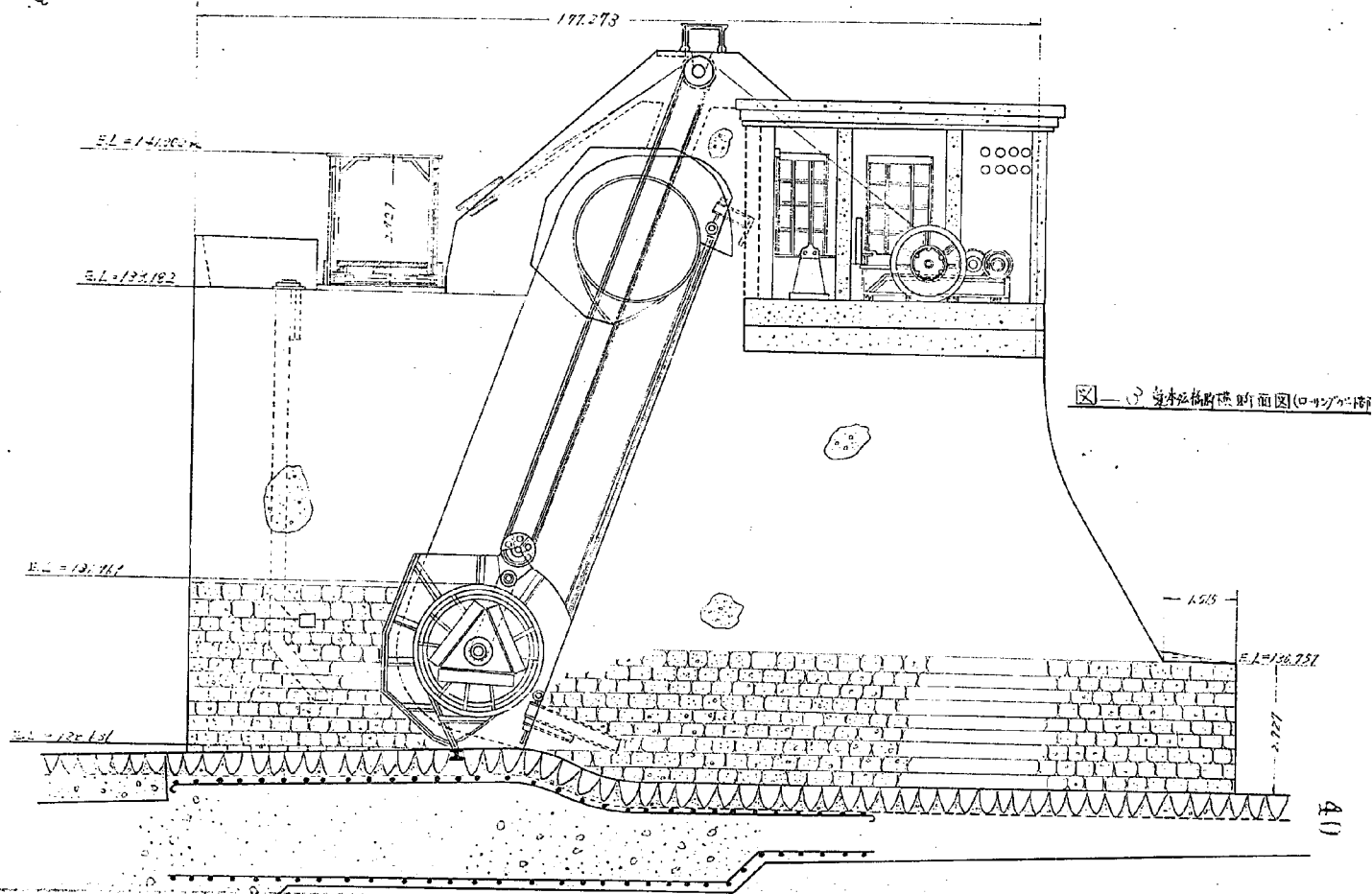


图 1-1 水闸结构断面图 (0+275~3+180)

图-4 梁木桥上流路部 (7.2m幅5.5m深) 横断面图 $S=1/200$

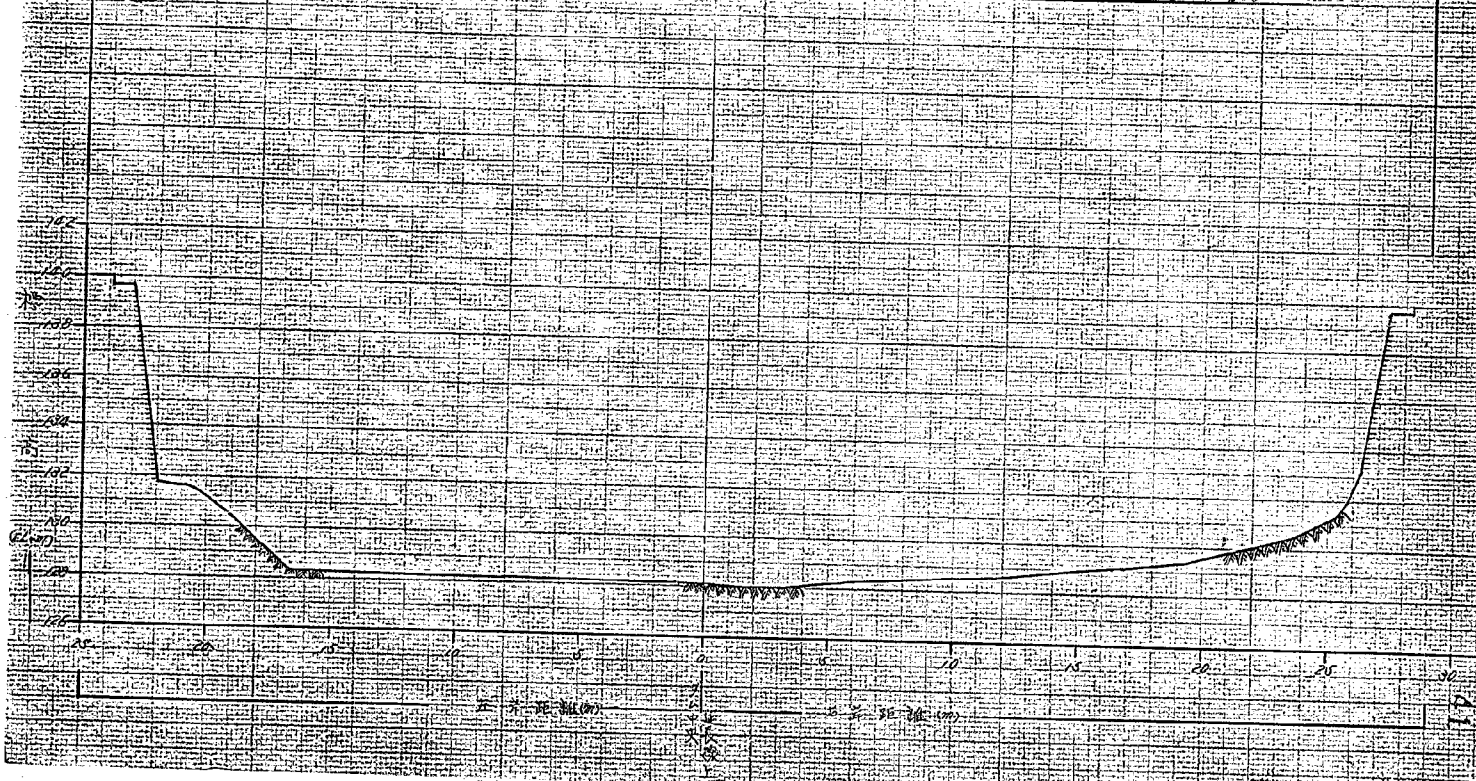
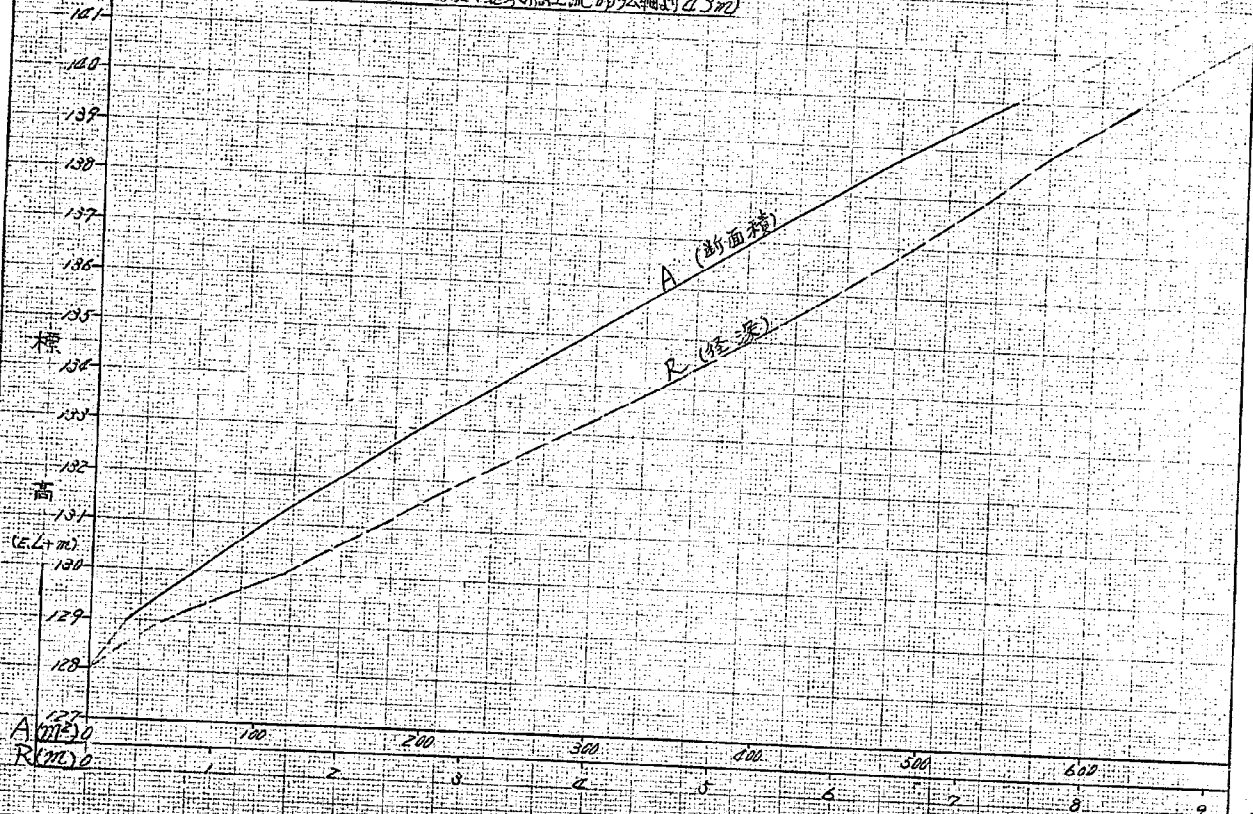
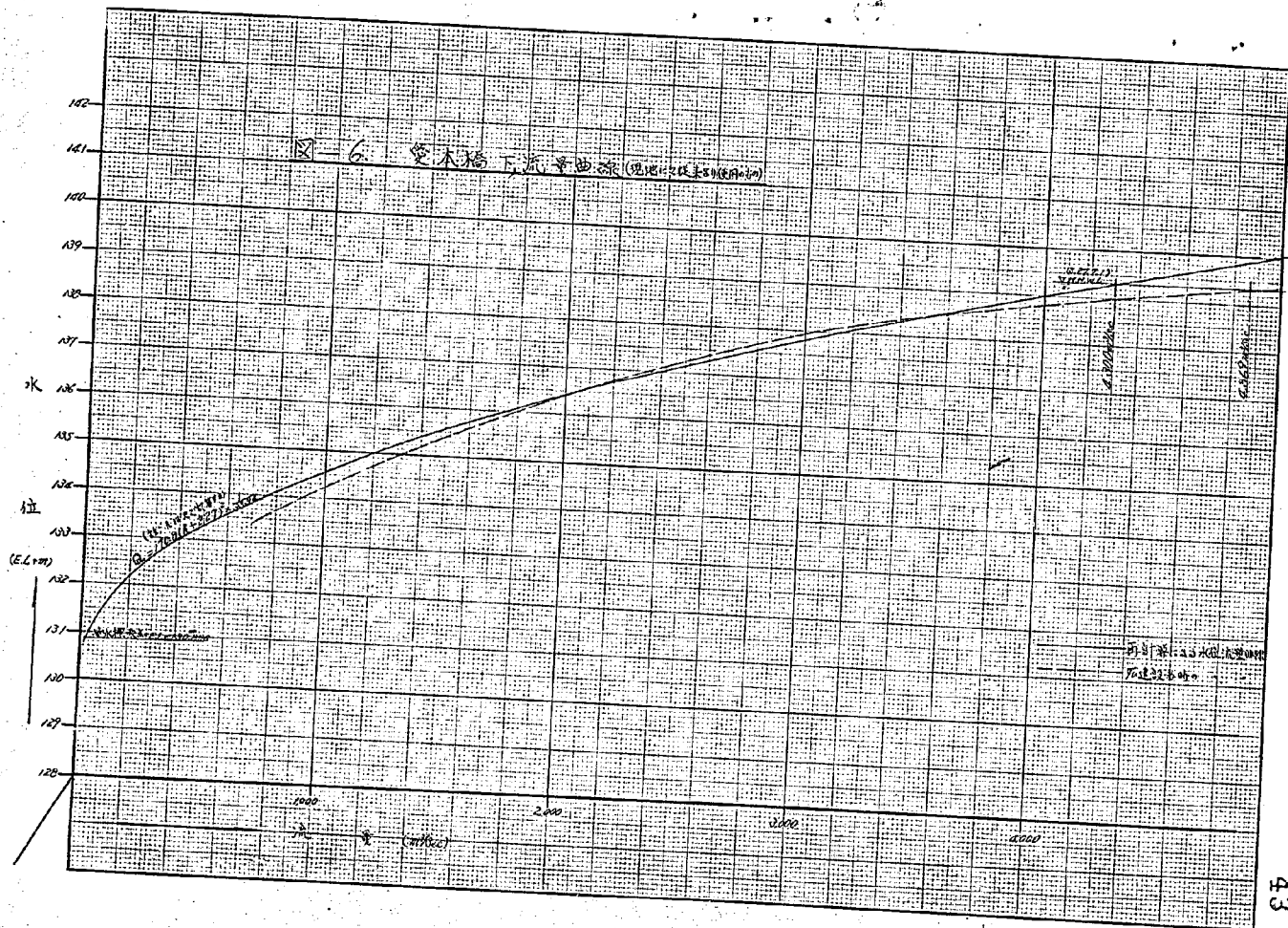


圖-5. A ~ R 曲線 (總木橋上流部以軸利 2.5m)





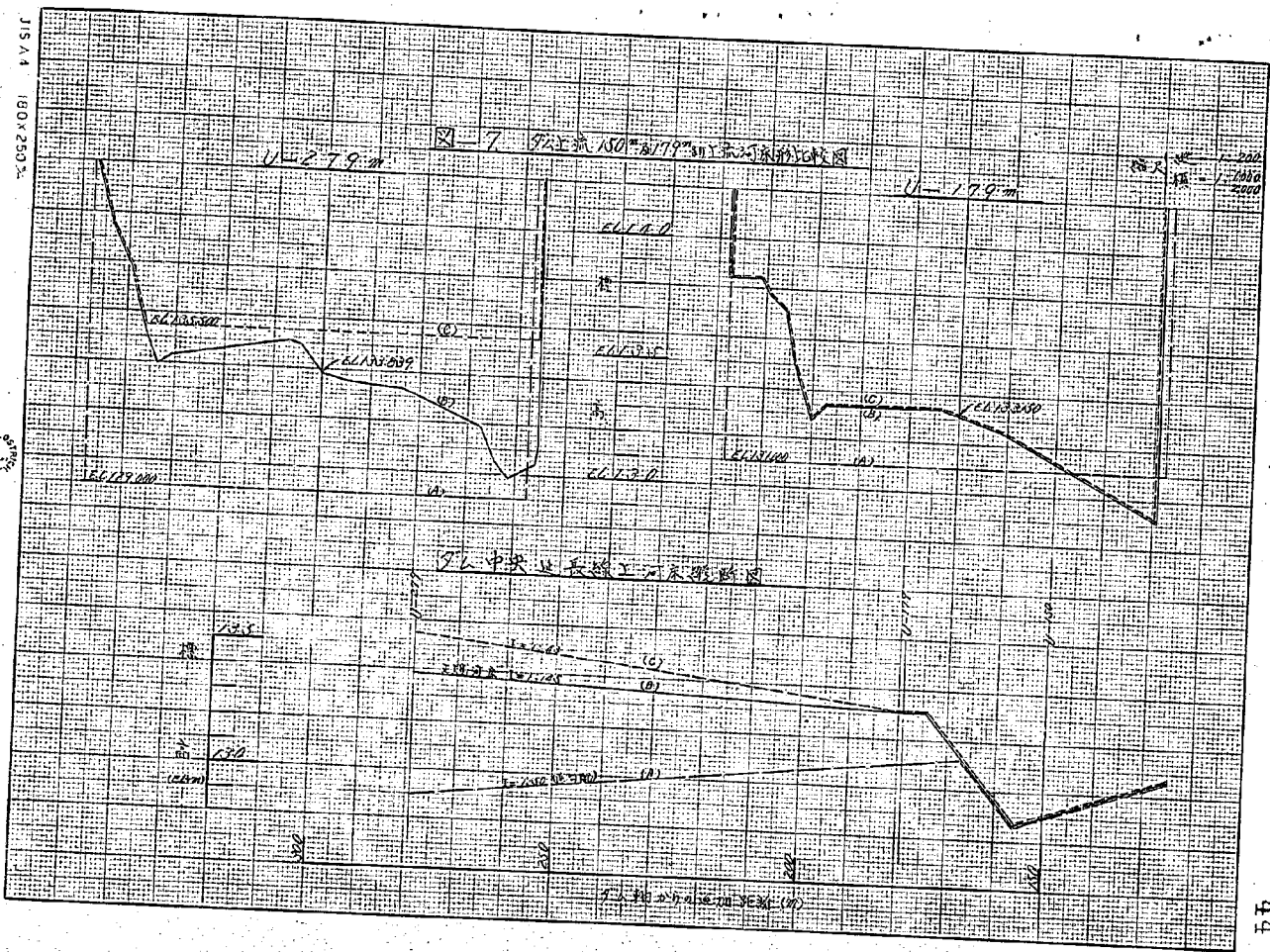


表-1 粗度係数測定要数表

(モルタル河床時)

断面 番号	平均水位 (H)	断面積 (A)	径深 (R)	平均流速 (V)	水深 (H ₂)	粗度係数 (n)	摘 要
N0	EL+77	m ²	m	m/sec	EL+77		
5	139.580	515.0	7.065	5.792	140.151	0.08911	1区間用公式①
4	139.520	572.5	7.540	5.240	141.921	0.04538	$= \frac{af \cdot H_2 (V_1^2 - V_2^2)}{(V_1^2) \left(\frac{V_1}{R_1} + \frac{V_2}{R_2} \right)}$
3	140.652	973.0	7.920	3.683	141.132		2区間用公式②
2	140.882	1,326.0	6.920	2.273	141.146	0.02002	$= \frac{H_2 - H_1 + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}}{\frac{V_1}{R_1} + \frac{V_2}{R_2}}$
1	141.078	1,358.0	7.070	2.200	141.225		3使用 (但: V ₁ , R ₁ 3区間用, V ₂ , R ₂ 2区間用)
5	139.520	518.0	7.065	5.792	140.151		2区間用公式②
4	139.520	572.5	7.540	5.240	141.921	0.07986	$= \frac{H_2 - H_1 + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}}{\frac{V_1}{R_1} + \frac{V_2}{R_2}}$
3	140.652	973.0	7.920	3.683	141.132		3使用
4	139.520	572.5	7.540	5.240	141.921		
3	140.652	973.0	7.920	3.683	141.132	0.05042	◎ 全 上
2	140.882	1,326.0	6.920	2.273	141.146		
3	140.652	973.0	7.920	3.683	141.132		
2	140.882	1,326.0	6.920	2.273	141.146	0.09356	全 上
1	141.078	1,358.0	7.070	2.200	141.225		

表-2 粗度係数測定要数表

(豆砂利河床時)

断面 番号	平均水位 (H)	断面積 (A)	径深 (R)	平均流速 (V)	水深 (H ₂)	粗度係数 (n)	摘 要
N0	EL+77	m ²	m	m/sec	EL+77		
5	139.765	557.0	7.180	6.527	140.357	0.08038	1区間用公式①
4	139.553	576.0	7.550	5.226	140.947	0.06370	$= \frac{af \cdot H_2 (V_1^2 - V_2^2)}{(V_1^2) \left(\frac{V_1}{R_1} + \frac{V_2}{R_2} \right)}$
3	140.765	983.0	7.960	3.052	141.241	0.06058	2区間用公式②
2	141.000	1,343.0	7.065	2.226	141.313	0.02077	$= \frac{H_2 - H_1 + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}}{\frac{V_1}{R_1} + \frac{V_2}{R_2}}$
1	141.630	1,370.5	7.195	2.173	141.591		3使用 (但: V ₁ , R ₁ 3区間用, V ₂ , R ₂ 2区間用)
5	139.765	557.0	7.180	6.527	140.357		2区間用公式②
4	139.553	576.0	7.550	5.226	140.947	0.07706	$= \frac{H_2 - H_1 + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}}{\frac{V_1}{R_1} + \frac{V_2}{R_2}}$
3	140.765	983.0	7.960	3.052	141.241		3使用
4	139.553	576.0	7.550	5.226	140.947		
3	140.765	983.0	7.960	3.052	141.241	0.06006	◎ 全 上
2	141.000	1,343.0	7.065	2.226	141.313		
3	140.765	983.0	7.960	3.052	141.241		
2	141.000	1,343.0	7.065	2.226	141.313	0.15353	全 上
1	141.630	1,370.5	7.195	2.173	141.591		

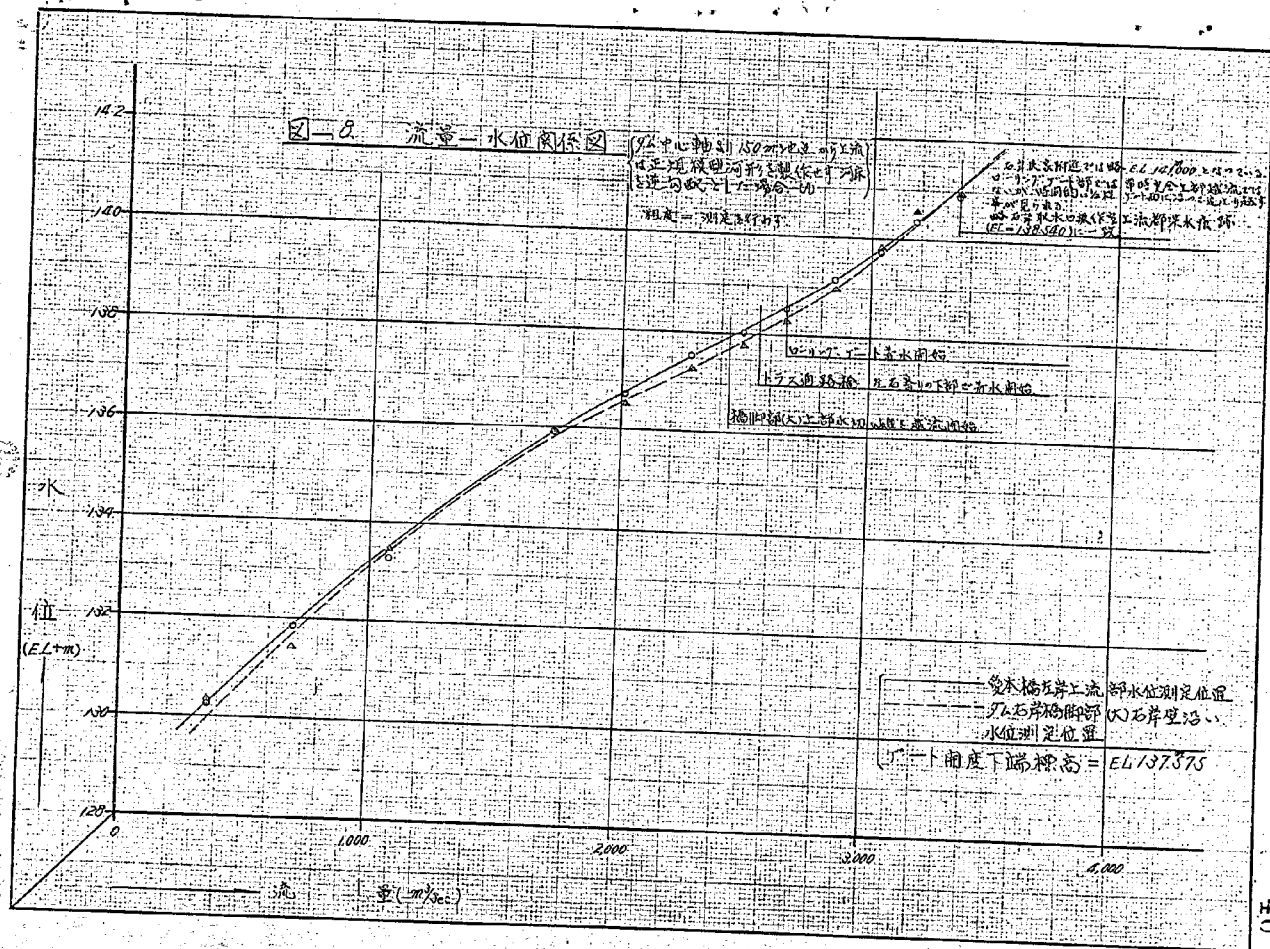


図-10. 流量-水位関係図

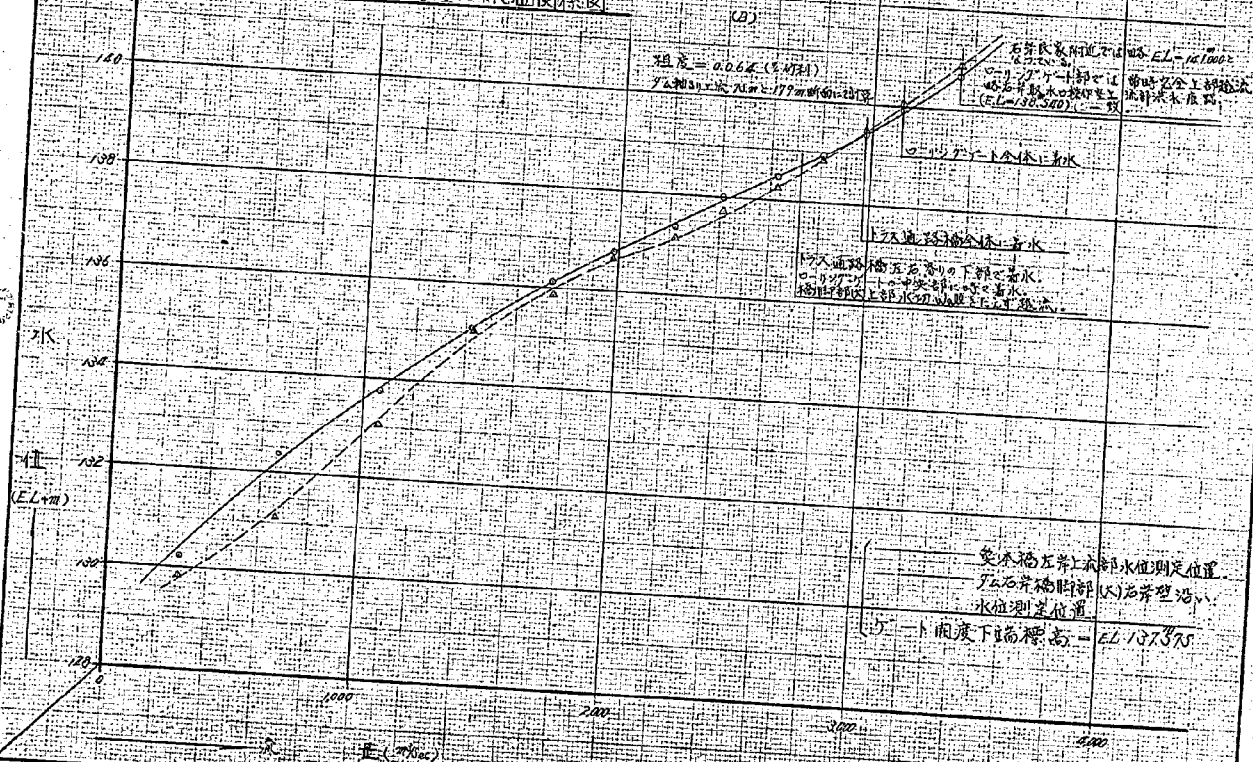


表-3 流量—水位関係表

左側計150m地点の上流に設置した観測所				右側計150m地点の上流に設置した観測所			
流量	水深	水深	摘要	流量	水深	水深	摘要
No	m ³ /Sec	EL+M	EL+M	No	m ³ /Sec	EL+M	EL+M
1	957	130.232	130.350	1	515	130.660	129.917
2	691	131.070	131.070	2	722	132.010	130.997
3	1077	132.232	132.063	3	1150	133.877	133.927
4	1438	134.980	134.903	4	1489	135.281	135.232
5	1793	135.907	135.907	5	1930	136.807	136.307
6	2412	136.775	136.532	6	2025	136.933	136.537
7	2280	137.585	137.297	7	2360	137.724	137.333
8	2090	138.008	137.822	8	2560	138.386	137.837
9	2660	138.518	138.265	9	3100	140.182	140.186
10	2850	139.170	138.976	10	3300	140.821	140.771
11	3036	139.732	139.826	11			
12	3180	140.366	140.569	12			
13	3350	140.876	140.907	13			
14				14			
15				15			

粗度 = 測定を行わず

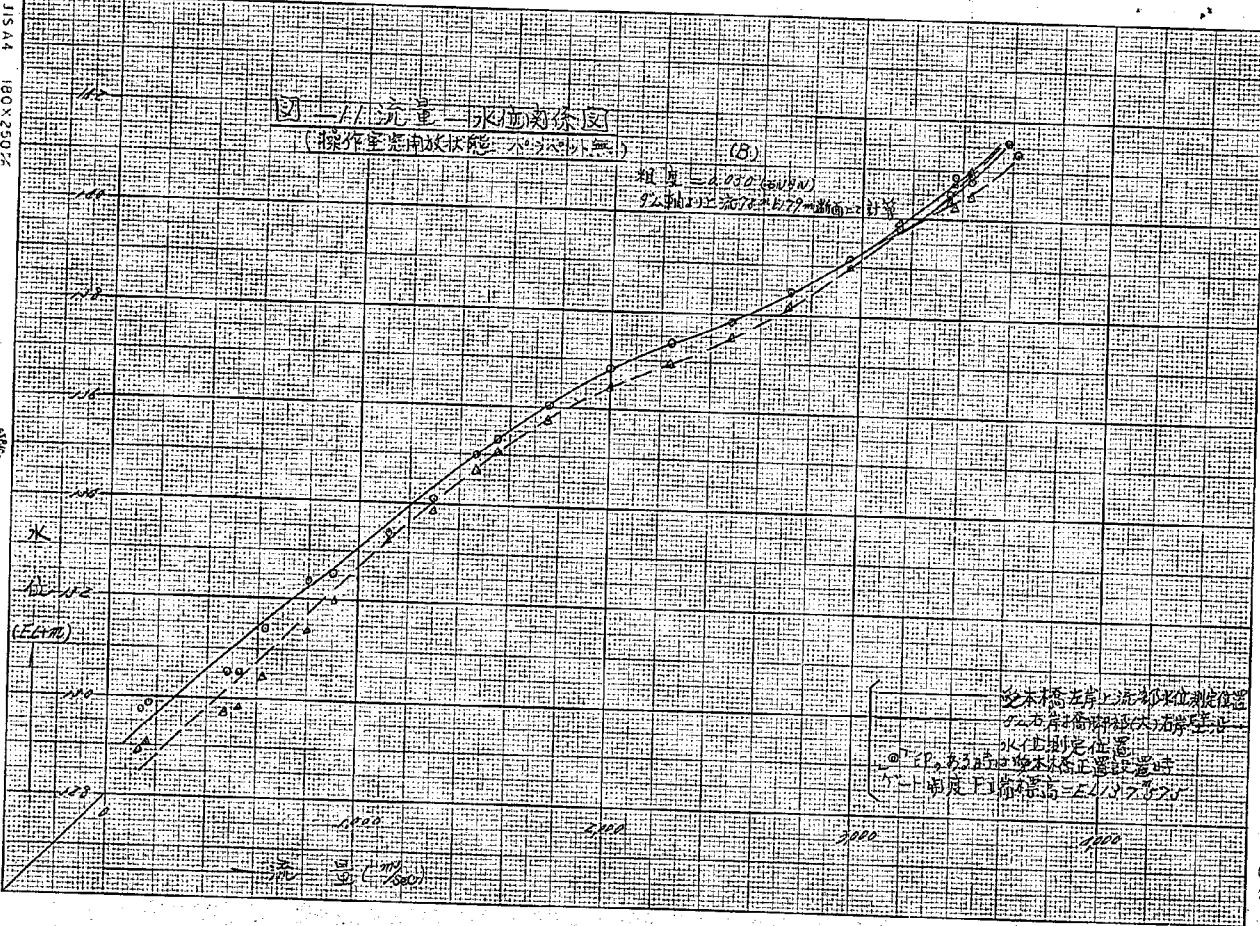
粗度 = 0.050 (七ヶ丘)

粗度 = 0.062 (9ヶ所)

図-11 流量-水位関係図
(操作室空南放状態 水・砂・土・無)

(B)

粗度 = 4.030 (mm)
92.4mm 以上 72.4mm 以下 80mm 以下



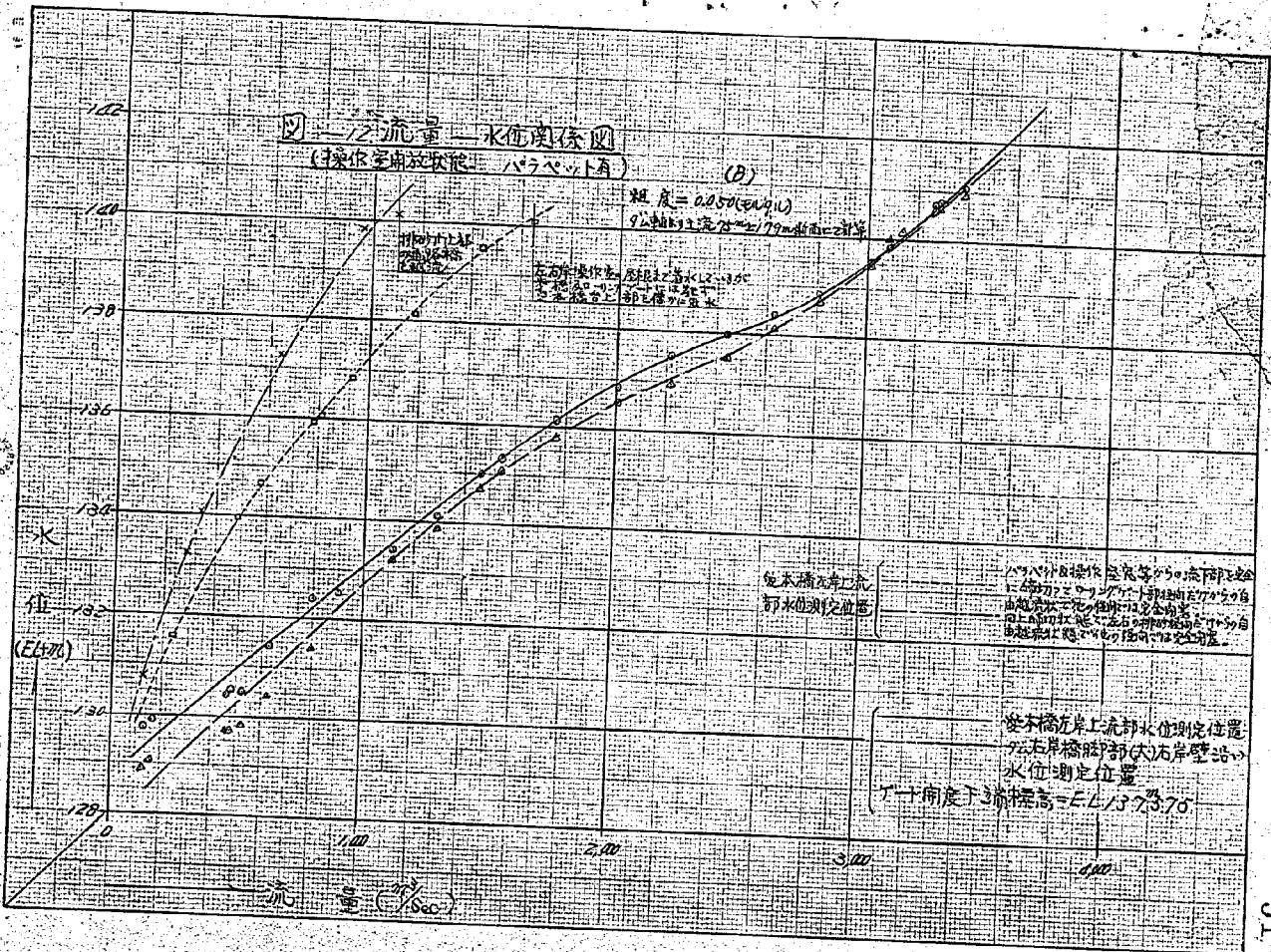
④ 流量—水位関係図

(橋梁支那放牧能—パラベット有)

(D)

粗度 = 0.050 (EQUIL)
92.4m x 3.75m x 2.79m 断面 = 2.7m

左岸橋脚部、右岸橋脚部、中央橋脚部、
各橋脚部、各橋脚部、各橋脚部、
各橋脚部、各橋脚部、各橋脚部、
各橋脚部、各橋脚部、各橋脚部、



観測橋上流
部水位測定位置

パラベット橋脚部、各橋脚部、
各橋脚部、各橋脚部、各橋脚部、
各橋脚部、各橋脚部、各橋脚部、
各橋脚部、各橋脚部、各橋脚部、

観測橋上流部水位測定位置
左岸橋脚部、右岸橋脚部、
水位測定位置

7-10m 低下橋脚部、E.L. 137.70

表-4 流量-水位関係表 (B)
操水室空用放状態

坡度=0.050(モルタル)

ダム軸上流から177断面に計算

No	パラベント無			摘要	パラベント有			摘要
	流量 m ³ /Sec	橋脚 側水面標高 E.L+M	橋脚 水面標高 E.L+M		流量 m ³ /Sec	橋脚 側水面標高 E.L+M	橋脚 水面標高 E.L+M	
1	136.0	129.766	129.918		136.0	129.766	129.918	
2	163.0	129.890	129.962		163.0	129.890	129.962	
3	450.0	130.053	129.715		450.0	130.053	129.715	
4	478.0	130.529	129.715		478.0	130.529	129.715	
5	557.0	130.611	129.818		557.0	130.611	129.818	
6	623.0	131.420	130.026		623.0	131.420	130.026	
7	800.0	133.019	131.020		800.0	133.019	131.020	
8	901.0	133.550	131.996		901.0	133.550	131.996	
9	1110.0	133.018	133.270		1110.0	133.018	133.270	
10	1299.0	134.116	133.891		1299.0	134.116	133.891	
11	1460.0	134.989	134.218		1460.0	134.989	134.218	
12	1550.0	135.303	135.106		1550.0	135.303	135.106	
13	1760.0	136.033	135.722		1760.0	136.033	135.722	
14	2000.0	136.798	136.060		2000.0	136.798	136.060	
15	2200.0	137.256	136.833		2200.0	137.256	136.833	
16	2479.0	137.820	137.518		2479.0	137.820	137.518	
17	2710.0	138.067	138.179		2710.0	138.067	138.179	
18	2948.0	138.160	138.976		2948.0	138.160	138.976	
19	3150.0	139.299	139.903		3150.0	139.299	139.903	
20	3305.0	140.295	140.353		3305.0	140.295	140.353	
21	3375.0	140.762	140.262	受水橋設置	3375.0	140.762	140.262	受水橋設置
22	3370.0	140.852	140.722	受水橋設置せず	3370.0	140.852	140.722	受水橋設置せず
23	3432.0	140.771	140.656	受水橋設置	3432.0	140.771	140.656	受水橋設置
24	3432.0	140.937	140.939	受水橋設置せず	3432.0	140.937	140.939	受水橋設置せず

表-5 流量—水位関係表

測定 番号	(A) ハラハートと操作を怠りからの流下部と完全に 切れてしまう傾向を左の0.0の値を記入し他の傾向 は空白に記す。			(B) ハラハートと操作を怠りからの流下部と完全に 切れてしまう傾向を左の0.0の値を記入し他の傾向 は空白に記す。		
	流 量	変本橋台 左岸側水面標高	摘 要	流 量	変本橋台 左岸側水面標高	摘 要
NO	m ³ /sec	EL + m		m ³ /sec	EL + m	
1	240	131.650		123	130.745	
2	485	135.985		287	132.230	
3	579	134.670		340	134.026	
4	750	135.947		647	137.202	
5	810	136.051		960	139.858	
6	940	136.820		1100	140.155	
7	1180	138.157				
8	1441	139.511				
9	1650	140.100				
10						
11						
12						
13						
14						
15						

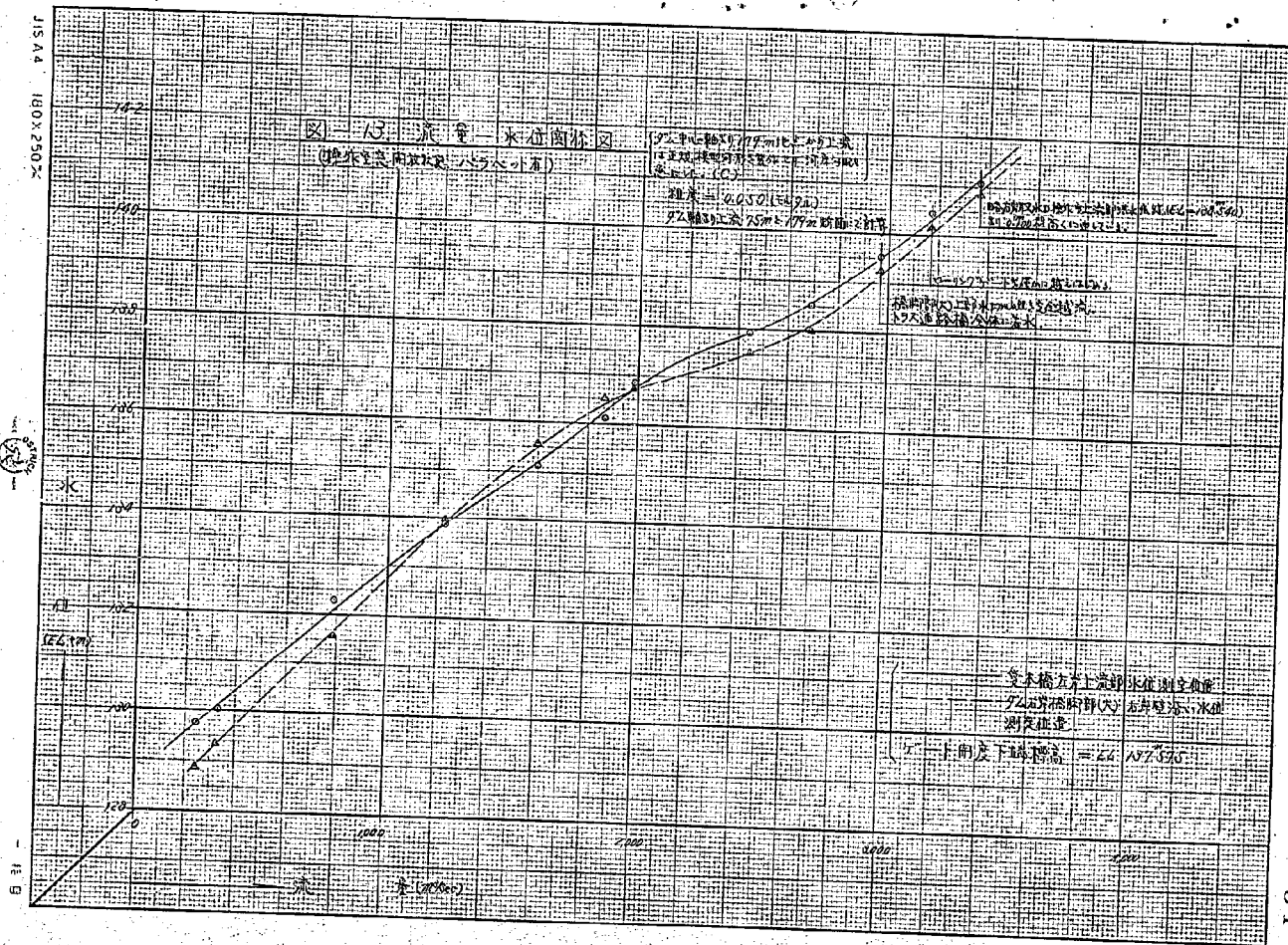


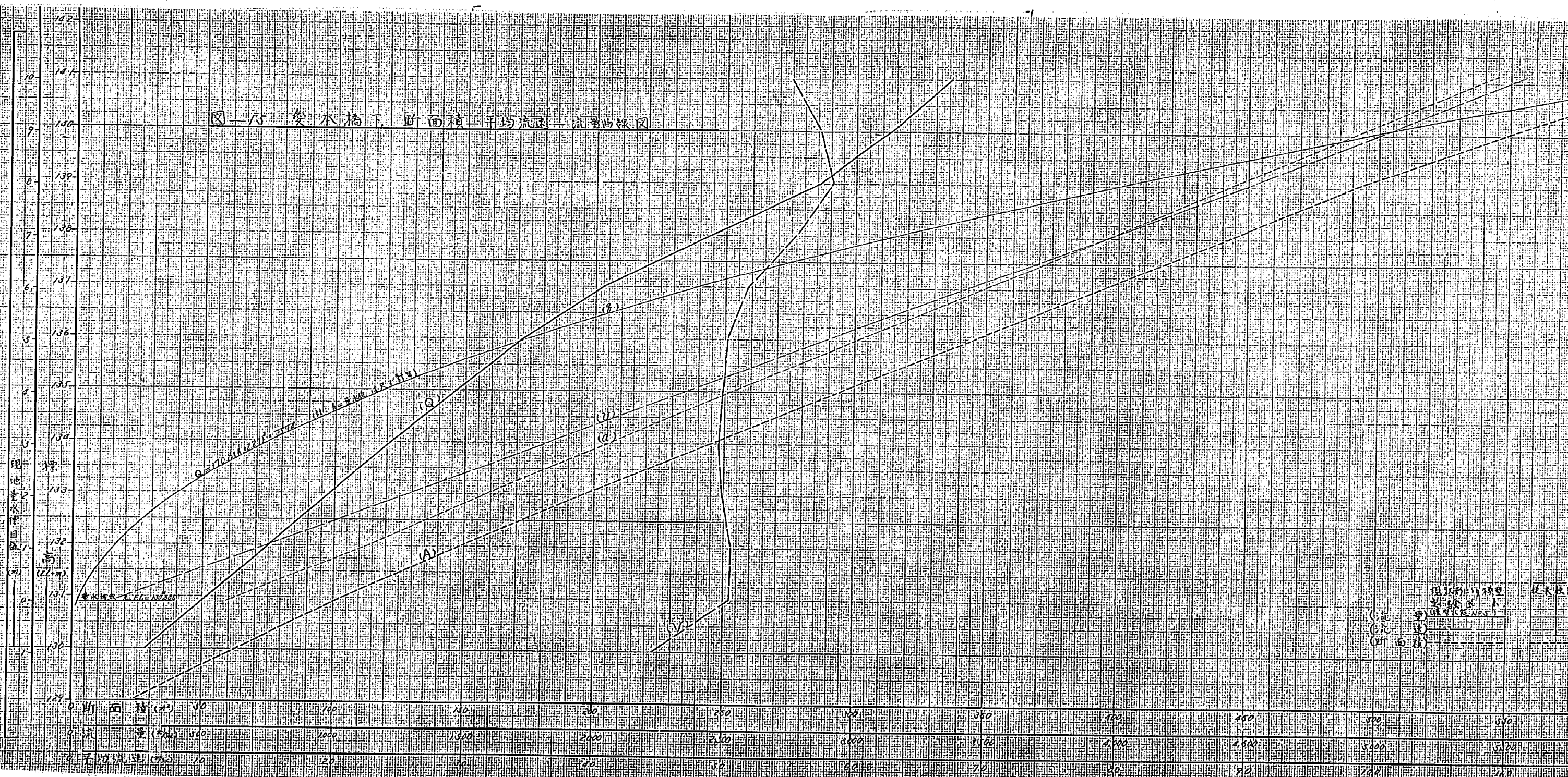


表-6. 流量 — 水位関係表

(C)

測定 番号	ハラベット用. 操体室迄. 開放状態. ゲート閉内水位は 5.277.1日. 洪水時状態.				ハラベット用. 操体室迄. 開放状態. ゲート閉内水位 5.277.1日. 洪水時状態. 変水橋. 右. 上. 水位. 右. 上. 水位. 右. 上. 水位.			
	流 量	変水橋. 右. 左. 側. 水面. 標高	5.277.1日. 洪水時 内. 水面. 標高	備 考	流 量	変水橋. 右. 左. 側. 水面. 標高	5.277.1日. 洪水時 内. 水面. 標高	備 考
NO.	m ³ /Sec	EL + m	EL + m		m ³ /Sec	EL + m	EL + m	
1	248	129.782	128.641		270	129.895	129.179	
2	331	130.050	129.327		710	131.780	131.430	
3	790	132.300	131.587		872	132.063	132.202	
4	1229	133.882	133.967		1368	134.494	134.712	
5	1400	135.119	135.583		1408	135.517	135.520	
6	1870	136.100	136.518		2154	137.018	137.005	
7	1985	136.850	136.768		2760	138.697	138.404	
8	2450	137.932	137.504		3242	140.585	140.434	
9	2690	138.508	137.986		3360	141.167	140.854	
10	2963	139.545	139.268					
11	3169	140.429	140.177					
12	3366	141.095	140.852					
13								
14								
15								

图 15 变水橋下断面顶平均流速—流量曲线图



15 安木橋下 断面積 平均流速 流量曲線図

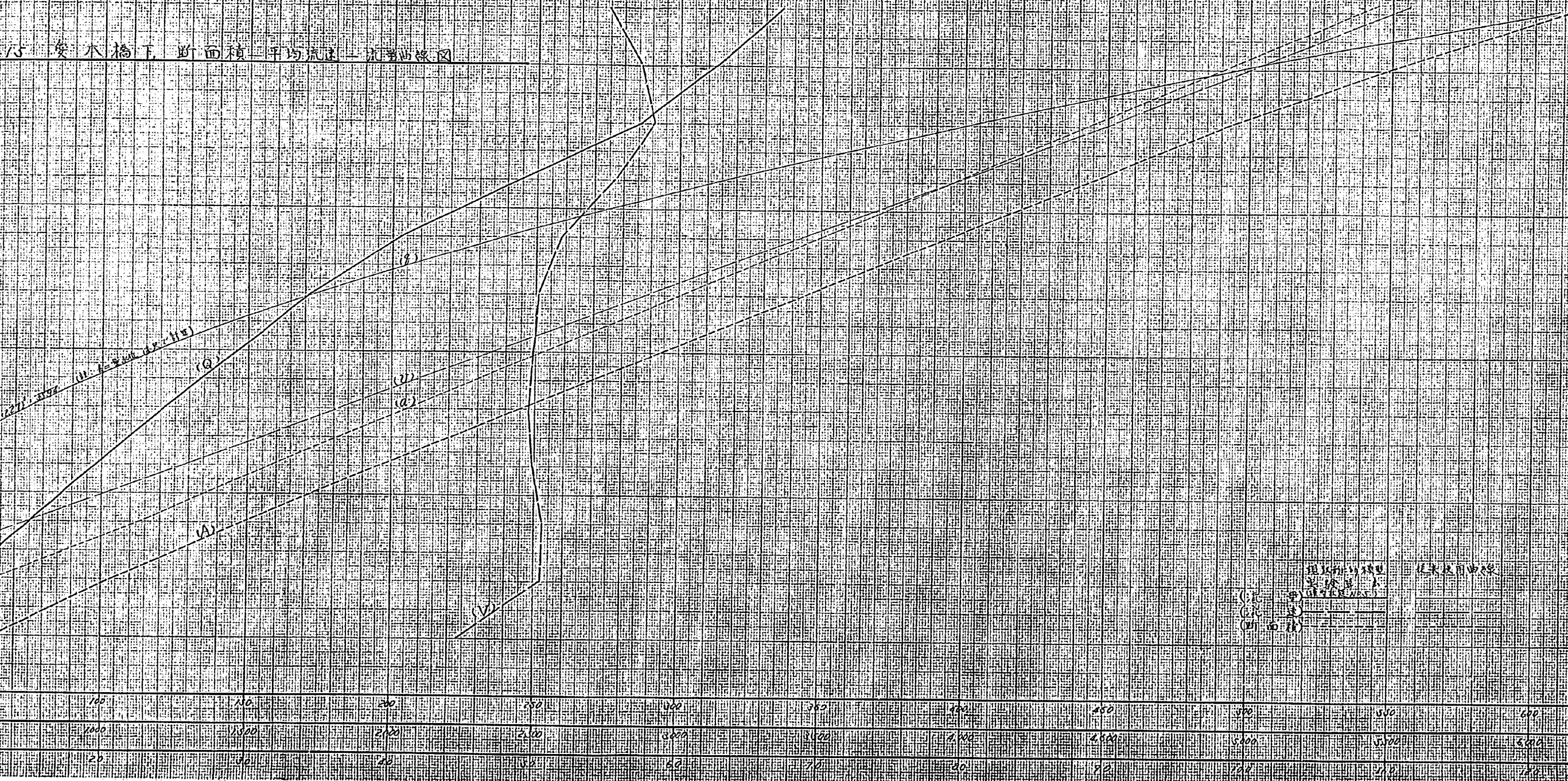


表-7 受水橋下断面積—平均流速—流量表

探検点見開状況

(B)

粗度 = 0.050 (cm/gul)

ダム脚上流75mと179m断面に2計算

No	受水橋上 水面標高 H(L+m)	バラベツトあり (模範状態 No.5)			現地で從來より使用のもの		
		受水橋下 断面積 A (m ²)	流 量 Q (m ³ /Sec)	受水橋下 平均流速 V (m/Sec)	受水橋下 断面積 a (m ²)	流 量 q (m ³ /Sec)	受水橋下 平均流速 v (m/Sec)
1	129.000	—	—	—	—	—	—
2	130.000	6280.0	280.0	4.459	—	—	—
3	131.000	10300.0	520.0	5.049	62.771	33.242	0.425
4	132.000	14840.0	750.0	5.054	110.288	167.874	1.495
5	133.000	19645.0	980.0	4.989	157.804	405.922	2.565
6	134.000	24495.0	1215.0	4.960	205.321	747.382	3.635
7	135.000	29375.0	1465.0	4.987	252.837	1122.264	4.725
8	136.000	34285.0	1720.0	5.017	300.354	1740.558	5.775
9	137.000	39225.0	2030.0	5.175	347.670	2322.273	6.845
10	138.000	44195.0	2450.0	5.544	395.387	3147.404	7.915
11	139.000	49145.0	2860.0	5.820	442.903	4005.946	8.985
12	140.000	54085.0	3115.0	5.717	490.420	4967.913	10.055
13	141.000	610.000	3455.0	5.500	537.936	6022.289	11.125
14	142.000						
15	143.000						

(注: 受水橋梁点 15 E L = 130.886)

图-16 变本桥下流量—水位关系图 (变本桥五孔桥)



图 17 9% 部 流量—水位关系图

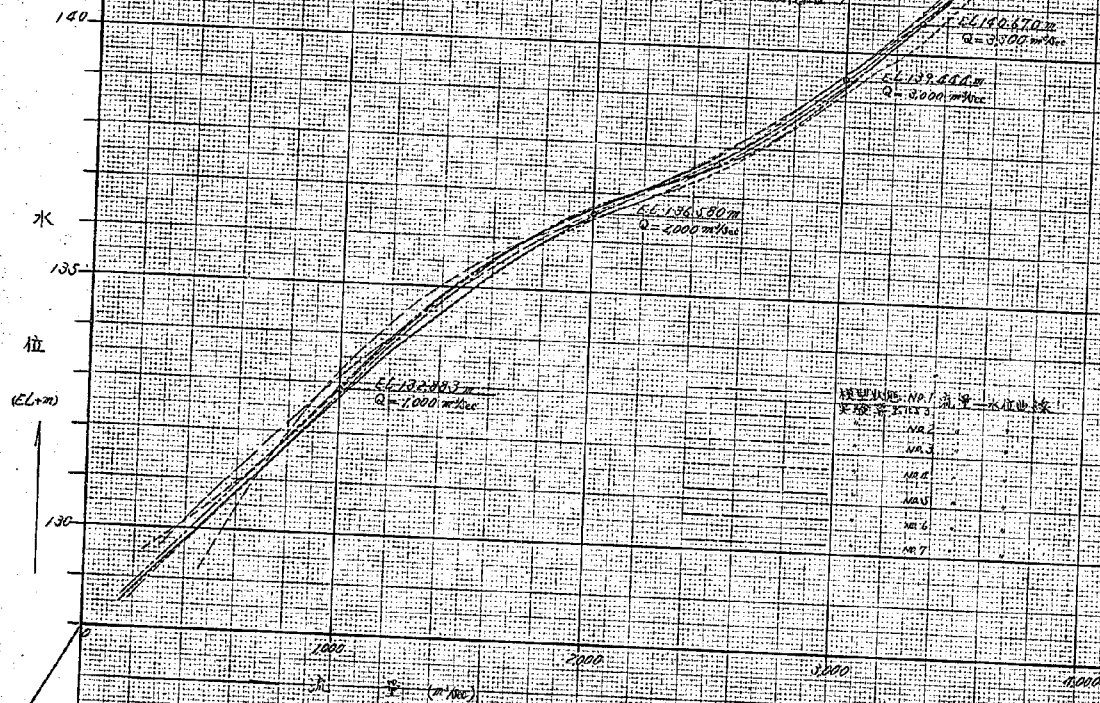


表-8 受木橋下流量—水位關係數值表

測量 番号	流量 (cm^3/sec)	水位 ($\text{K.L} + \text{m}$)							
		11根型取	2	3	4	5	6	7	平均
1	250	129.76	—	130.25	129.85	129.87	129.77	129.80	129.83
2	500	130.27	130.52	131.46	131.00	130.95	130.85	130.89	130.94
3	750	132.12	132.05	132.55	132.03	132.00	131.95	131.98	132.07
4	1,000	133.22	133.35	133.67	133.07	133.07	132.98	133.07	133.20
5	1,250	134.23	134.50	134.49	134.15	134.15	133.95	134.07	134.22
6	1,500	135.15	135.45	135.38	135.15	135.15	135.11	134.98	135.16
7	1,750	135.98	136.25	136.16	136.08	136.10	135.75	135.84	136.02
8	2,000	136.75	136.95	136.85	136.84	136.95	136.77	136.68	136.82
9	2,250	137.46	137.66	137.50	137.38	137.57	137.22	137.23	137.46
10	2,500	138.13	138.25	138.15	137.89	138.07	138.04	137.82	138.05
11	2,750	138.95	139.00	138.78	138.55	138.65	138.75	138.60	138.74
12	3,000	139.68	139.80	139.48	139.37	139.49	139.63	139.55	139.57
13	3,250	140.35	140.69	140.48	140.25	140.55	140.65	140.60	140.55
14	3,500	141.71	141.67	141.55	141.33	141.75	141.80	—	141.63

表-9. 流量—水位关系数值表.

[illegible]

表—10. 石岸取水口部 流量—水位関係値表
(No. 7. 模型狀態 1:50)

測 定 順 序	流 量 (m^3/sec)	水 位 6.6 + m	備 考
1	2.660	136.730	5.27.71日洪水時一様流量時
2	2.865	137.058	水位 = 6.6 138.500 m
3	3.000	137.100	
4	3.235	138.080	
5	3.315	138.449	二水位計を本橋で連続流す
6	3.420	138.755	
7	3.580	138.971	
8	3.690	139.187	
9	3.815	139.488	
10	3.920	139.664	
11	4.060	140.181	
12	4.160	140.609	

JIS A4 180X250 mm



図 19 食本橋下水門平均流速曲線図

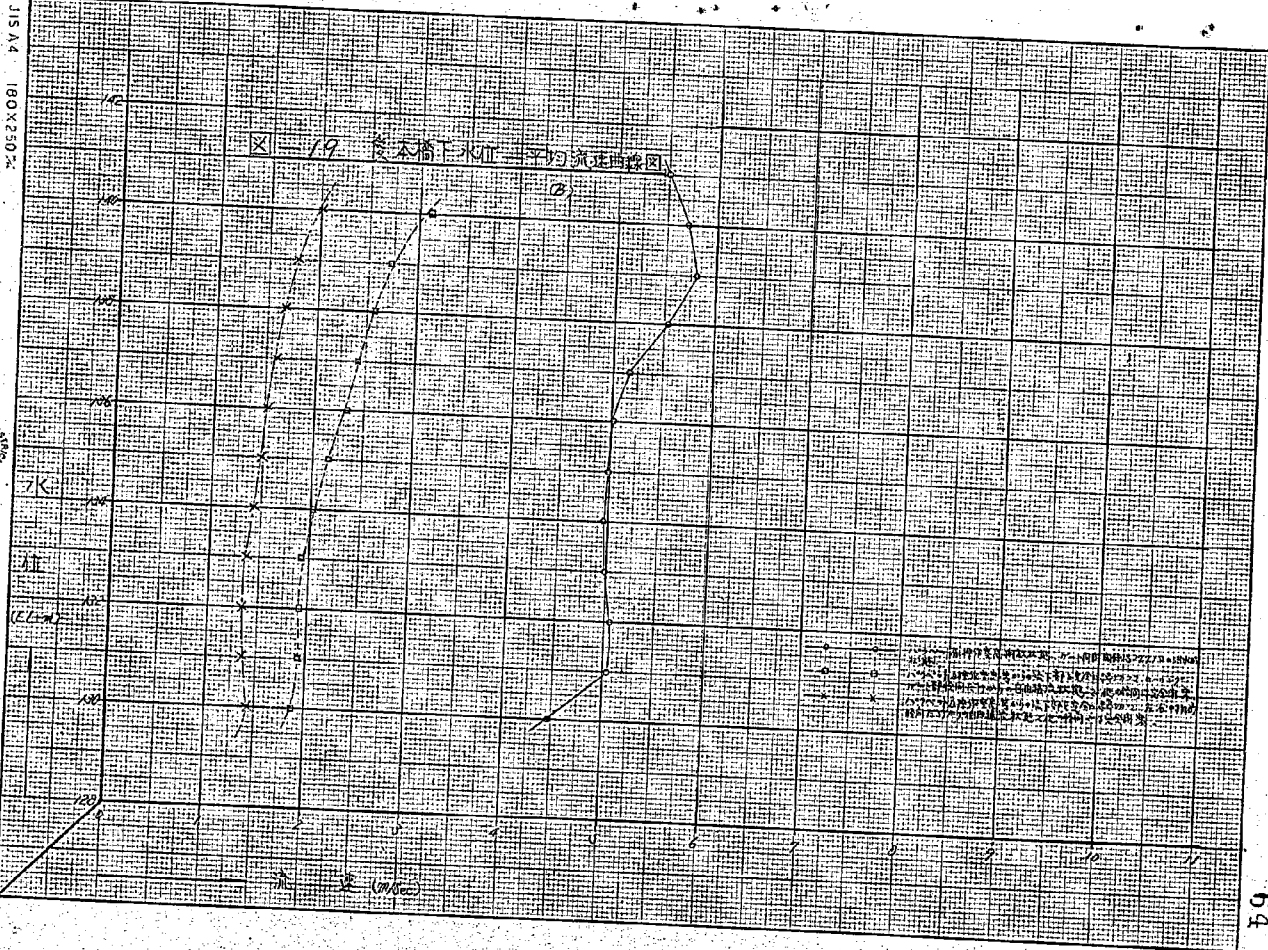
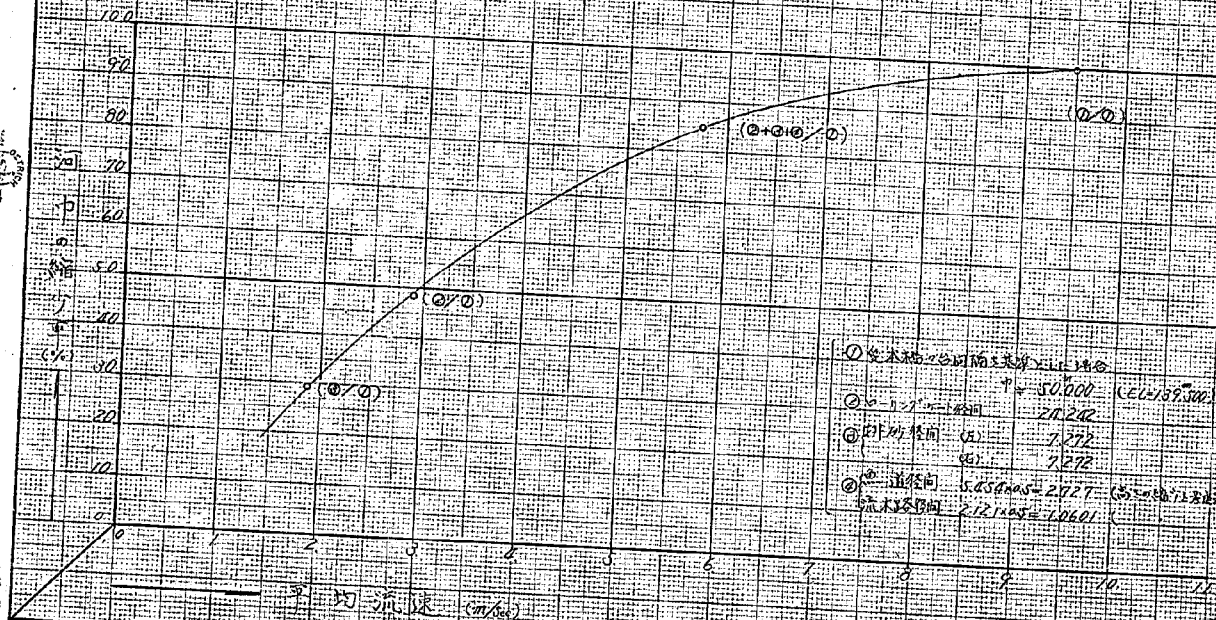


表-11 受水橋下、脚面積 — 流量 — 平均流速表

(B)

測定 取号	受水橋上 水面標高	受水橋下 脚面積	ハナマツ上流橋を基準とする ゲート内川内水位 5.777m 水位状況		ハナマツ上流橋を基準とする ゲート内川内水位 5.777m 水位状況		ハナマツ上流橋を基準とする ゲート内川内水位 5.777m 水位状況	
			流 量	受水橋下 平均流速	流 量	受水橋下 平均流速	流 量	受水橋下 平均流速
NO	H(m)	A(m ²)	Q(m ³ /sec)	V(m/sec)	Q(m ³ /sec)	V(m/sec)	Q(m ³ /sec)	V(m/sec)
1	12.000							
2	13.000	6.2800	2.80	4.459	1.18	1.879	9.0	1.439
3	13.100	10.3000	5.20	5.049	1.96	1.903	14.0	1.359
4	13.200	14.3400	7.50	5.254	2.85	1.920	20.0	1.348
5	13.300	18.4350	9.80	5.389	3.82	1.945	27.0	1.374
6	13.400	22.4950	1.215	5.410	5.00	2.041	35.0	1.429
7	13.500	29.3750	1.465	5.957	6.36	2.165	43.6	1.484
8	13.600	34.2850	1.720	5.017	7.90	2.304	52.6	1.534
9	13.700	39.2250	2.030	5.115	9.58	2.447	63.5	1.619
10	13.800	44.1950	2.450	5.544	11.40	2.579	74.8	1.692
11	13.900	49.1450	2.860	5.820	13.28	2.723	87.6	1.782
12	14.000	54.0350	3.135	5.717	15.54	3.116	102.0	2.006
13	14.100	61.0050	3.355	5.560				
14	14.200							
15	14.300							

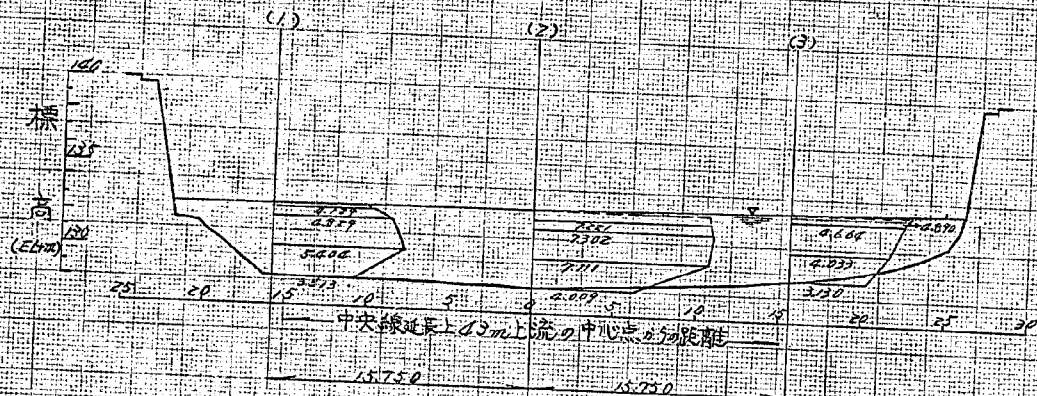
図-20 河中の縮少率と平均流速の図表



- ① 変断面の断面比尺の決定
 - ② 断面比尺の決定
 - ③ 断面比尺の決定
 - ④ 断面比尺の決定
- $Q = 50.000$ (L/s) $CE = 139.500$
 $Q = 20.242$
 $Q = 7.272$
 $Q = 7.272$
 $Q = 5.056$ (L/s) $CE = 20.27$ (L/s) $CE = 139.500$
 $Q = 2.121$ (L/s) $CE = 10.00$ (L/s) $CE = 139.500$

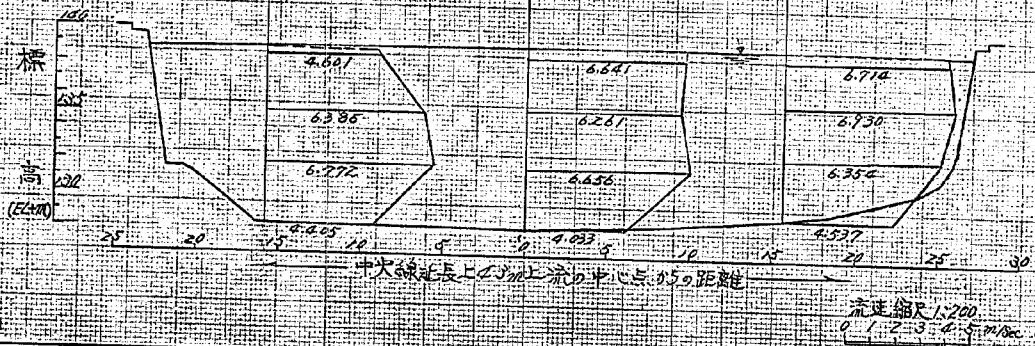
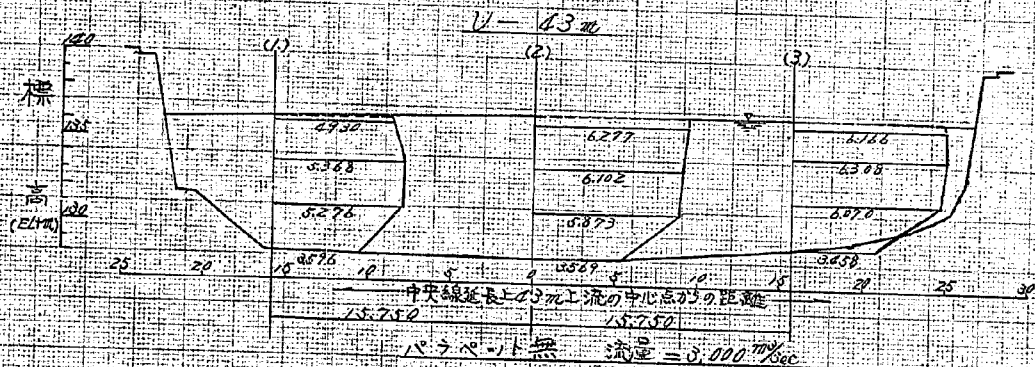
図-21. 安本橋下流速分布図(縦断面) $\frac{V}{V_{max}}$
 流量 $= 1,000 \text{ m}^3/\text{Sec}$

$V = 4.3 \text{ m}$

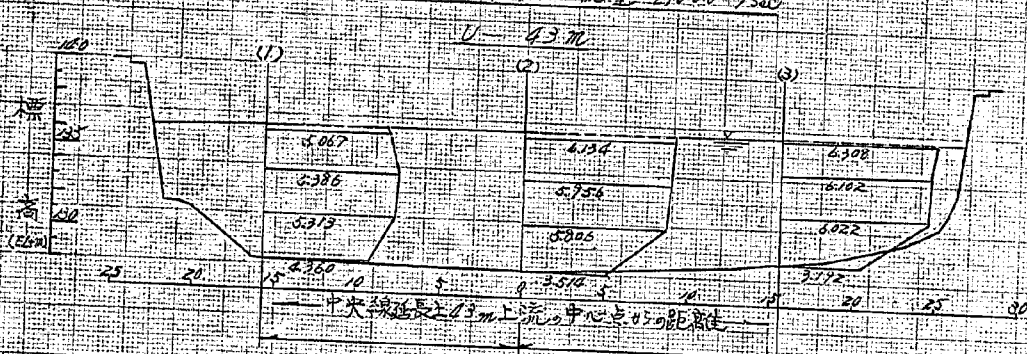


流速縮尺 1:200
 0 1 2 3 4 5 m/sec

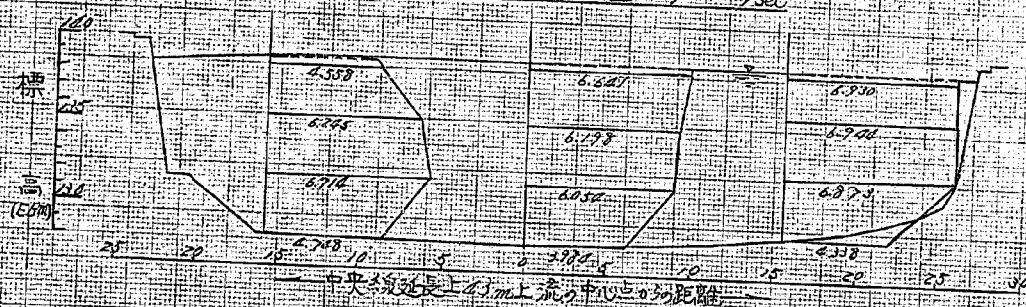
四-22 愛本橋下流速分布図 断面比尺 = 1/100
 パラベット無 流量 = 2,000 m³/sec



④ - 20 橋本橋下流況分布図 縮尺横=1/300
 パラペット有 流量=2,000 m³/sec



パラペット有 流量=3,000 m³/sec



流況縮尺 1:200
 0.1 1.2 3.4 5 m/sec

表-12 橋本橋下流速分布測定値表

ペラベット器

註 中央線延長1.5m上流
で中心点及び中心点の左右
1.5mの場所とする。

流量	岸別	標高 EL+m	河床断面 m	流向 角度	流速 m/sec	摘要	流量	岸別	標高 EL+m	河床断面 m	流向 角度	流速 m/sec	摘要
1.000 m ³ /sec	左岸	128.292	0	0	0	河床	3.000 m ³ /sec	左岸	128.292	0	0	0	河床
		0.050	0	0.312					0.050	0	0.405		
		1.800	0	5.404					3.600	0	6.772		
		3.600	0	4.829					6.750	0	6.385		
	中央	4.185	0	4.185				中央	10.062	0	4.621		
		10.2577	0.285			水面			10.804	10.512			水面
		128.112	0	0	0	河床			128.112	0	0	0	河床
		0.050	0	4.009					0.050	0	4.035		
	右岸	1.800	0	7.111					3.600	0	6.638		
		3.600	0	7.302					7.200	0	6.261		
		4.185	0	7.251					10.810	0	6.681		
		10.2797	4.685			水面			10.881				水面
2.000 m ³ /sec	左岸	128.940	0	0	0	河床	5.000 m ³ /sec	左岸	128.789	0	0	0	河床
		0.050	0	3.130					0.050	0	4.517		
		1.800	0	4.033					3.600	0	6.382		
		3.600	0	4.662					6.750	0	6.930		
	中央	3.816	0	4.840				中央	9.531	0	6.714		
		132.965	3.976			水面			10.065	10.110			水面
		128.292	0	0	0	河床							
		0.050	0	3.540									
	右岸	2.706	0	5.276									
		3.600	0	5.368									
		7.250	0	4.930									
		136.002	7.730			水面							
3.000 m ³ /sec	左岸	128.112	0	0	0	河床	7.000 m ³ /sec	左岸					
		0.050	0	3.504									
		2.700	0	5.223									
		3.600	0	6.102									
	中央	7.719	0	6.277									
		136.379	8.487			水面							
		128.789	0	0	0	河床							
		0.050	0	3.458									
	右岸	2.700	0	6.070									
		3.600	0	6.308									
		7.250	0	6.106									
		136.864	7.795			水面							

表-13 受本橋下流速分布測定値表

パラペット有 註; 中央線延長上43m上流
 の中心点及び中心点より
 15.75mの場所とする。

流量	岸別	標高 E.L.+m	河床高 m	流向 角度	流速 m/sec	摘要	流量	岸別	標高 E.L.+m	河床高 m	流向 角度	流速 m/sec	摘要
1000 m ³ /sec	左岸	128.272	0	0	0	河床	1000 m ³ /sec	左岸	128.272	0	0	0	河床
			0.050	0	3.313					0.050	0	3.768	
			1.800	0	5.406					3.600	0	6.710	
			3.600	0	8.829					7.200	0	6.245	
	中央	132.577	4.205		5.129	水面		中央	132.577	10.647		6.558	水面
		128.112	0	0	0	河床			128.112	0	0	0	河床
			0.050	0	4.009					0.050	0	3.986	
			1.800	0	7.111					3.600	0	6.056	
	右岸		3.600	0	7.002			右岸		7.200	0	6.183	
			4.155	0	7.221					10.566	0	6.681	
		132.777	4.635			水面			132.777	10.998			水面
		128.769	0	0	0	河床			128.769	0	0	0	河床
2000 m ³ /sec	左岸		0.050	0	3.120		2000 m ³ /sec	左岸		0.050	0	4.338	
			1.800	0	4.033					3.600	0	6.823	
			3.600	0	4.664					7.200	0	6.944	
			3.816	0	4.841					9.693	0	6.930	
	中央	132.945	3.796			水面		中央	132.945	9.996			水面
		128.772	0	0	0	河床							
			0.050	0	4.360								
			2.710	0	5.313								
	右岸		5.400	0	5.386			右岸					
			7.257	0	5.067								
		136.319	8.027			水面							
		128.112	0	0	0	河床							
3000 m ³ /sec	左岸		0.050	0	3.518		3000 m ³ /sec	左岸					
			2.760	0	5.806								
			5.400	0	5.953								
			7.963	0	6.126								
	中央	136.090	8.386			水面		中央					
		128.769	0	0	0	河床							
			0.050	0	3.190								
			2.700	0	6.053								
	右岸		5.400	0	6.103			右岸					
			7.276	0	6.308								
		136.863	7.506			水面							

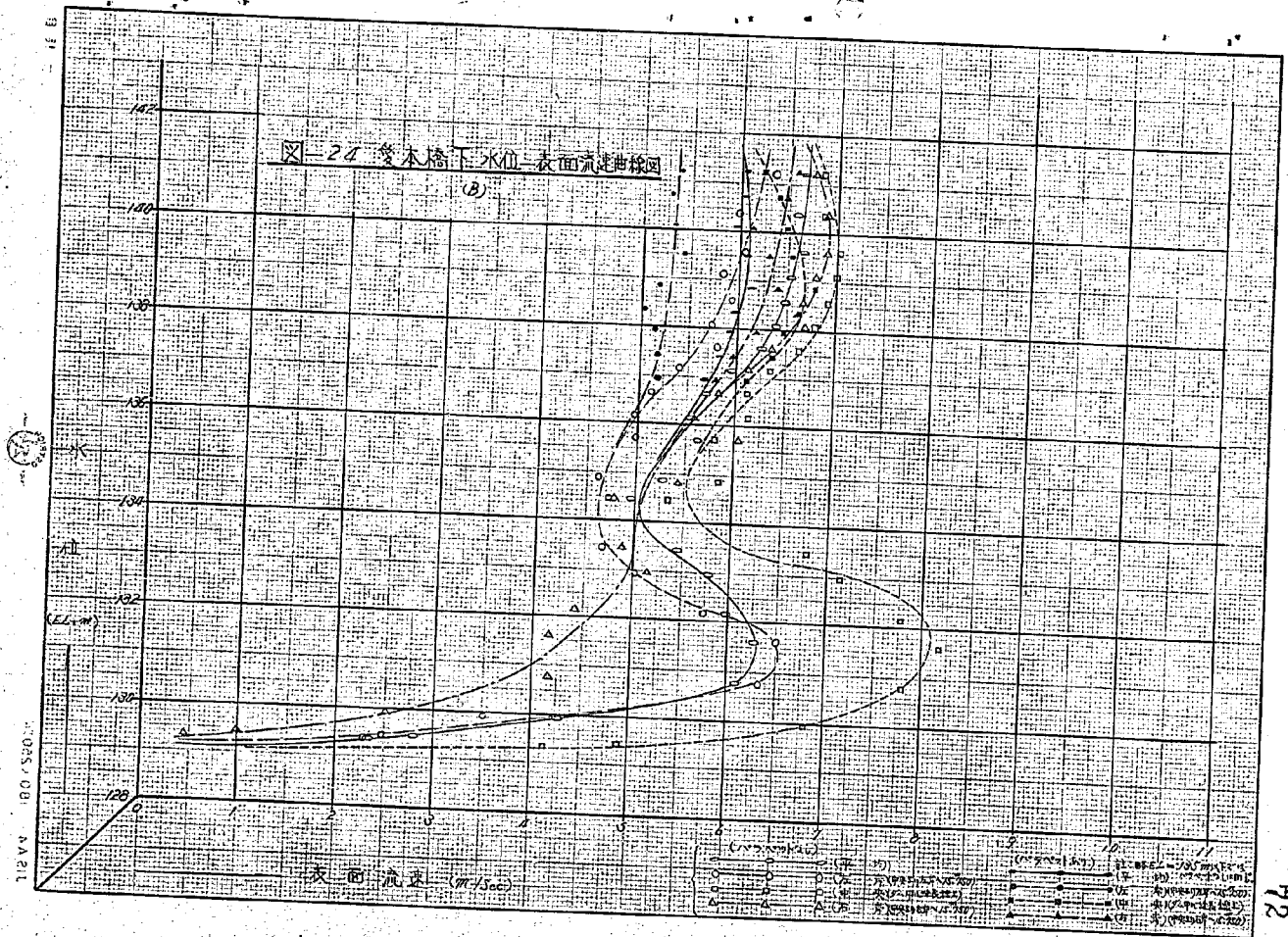


表-14. 急水橋下 水位一表面流法測定値表 (B)

水位 (EL+mm)	流量 (m³/sec)	パラベットなしの状況					パラベットありの状況					備考
		左岸	中央	右岸	平均		左岸	中央	右岸	平均		
129.850	1.50	2.257	4.129	0.443	2.276							
129.950	1.63	2.463	4.870	0.990	2.775							
130.000	2.80	3.500	6.801	2.500	4.268							
130.790	4.55	5.308	7.782	4.152	6.081							
131.650	6.65	6.492	8.175	4.152	6.272							
132.230	7.98	5.748	7.770	4.465	5.971							
132.950	9.94	5.028	7.125	5.144	5.766							
133.570	11.14	4.645	6.772	4.890	5.452							
134.600	13.61	4.727	5.249	4.789	4.955							
134.950	14.52	4.601	5.840	5.440	5.294							
135.750	16.56	4.289	6.038	5.727	5.605							
136.150	17.70	4.970	6.134	5.600	5.568							
136.630	19.28	5.144	6.102	5.866	5.684							
136.930	20.00											
137.180	21.49	5.404	6.329	6.102	5.948	5.182	6.102	5.789	5.691			
137.450	22.00											
137.600	24.70	5.789	6.611	6.354	6.252	5.163	6.354	5.956	5.824			
137.950	24.27											
138.050	25.70	5.721	6.767	6.670	6.393	5.184	6.476	6.198	5.939			
138.330	26.25											
138.550	27.55	5.924	6.901	6.656	6.493	5.028	6.611	6.329	5.983			
138.830	28.00											
139.100	29.50	5.824	7.000	6.787	6.537	5.182	6.772	6.400	6.118			
139.500	30.00											
139.600	31.01	6.054	7.014	6.887	6.652	5.023	6.537	6.300	6.087			
140.100	31.50											
140.750	32.97					5.313	6.492	6.119	5.975			
140.800	33.00	5.973	6.859	6.073	6.568	5.294	6.305	6.492	6.057			
141.200	33.90											
141.700	34.60	6.339	6.859	6.758	6.652	5.368	6.230	6.580	6.059			

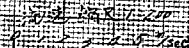
$$Q = 2700 \text{ m}^3/\text{sec}$$


图-26 流速分布图 (砂门径向(92轴)) 纵尺 1:100

$Q = 2.700 \text{ m}^3/\text{sec}$

$DV = 0$ 剖面

左岸

右岸

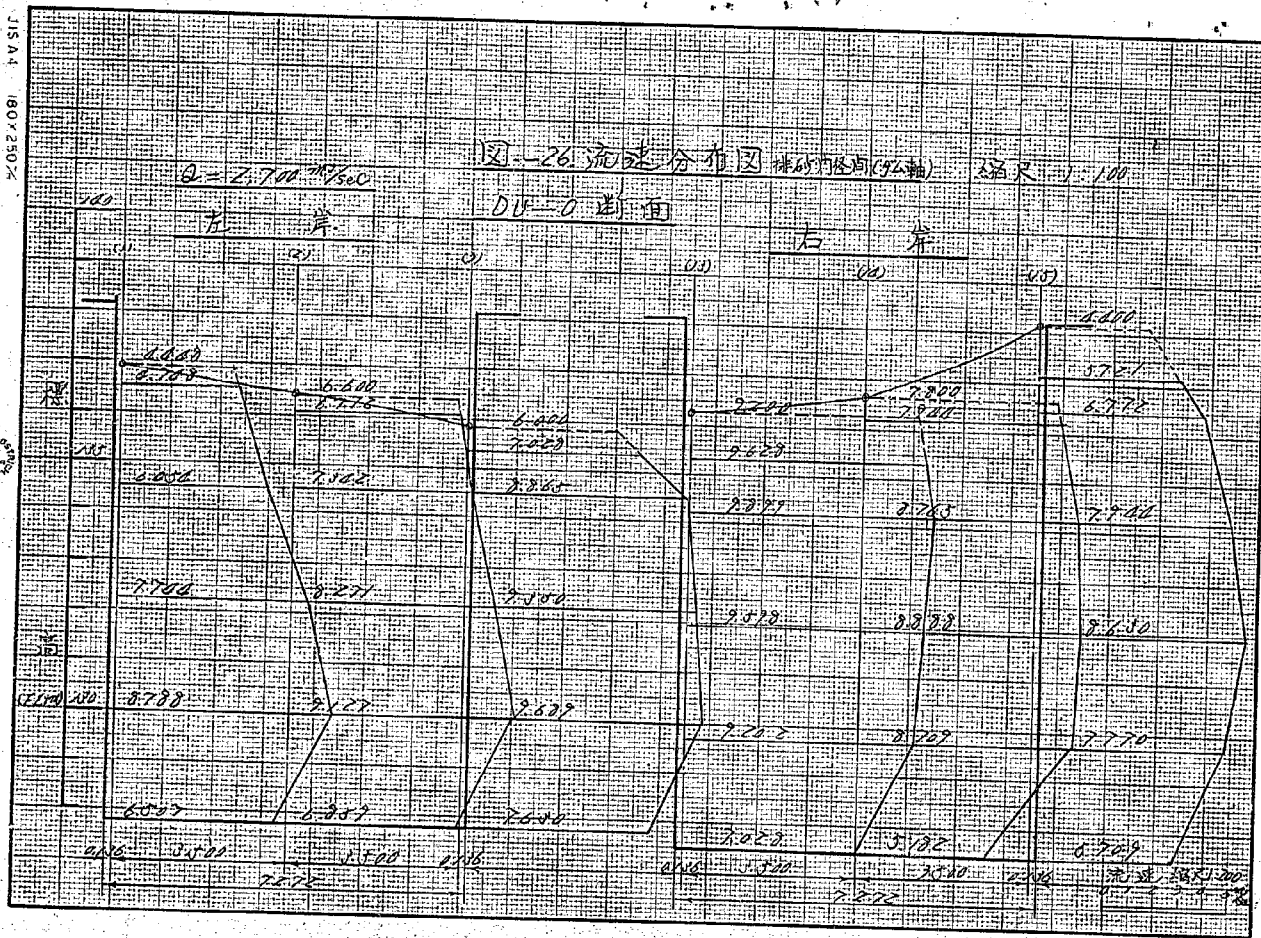




図-28. 流速分布図 100断面(260m) (100m)

縮尺 = 縦 1:200
横 1:500

$Q = 2,700 \text{ m}^3/\text{sec}$

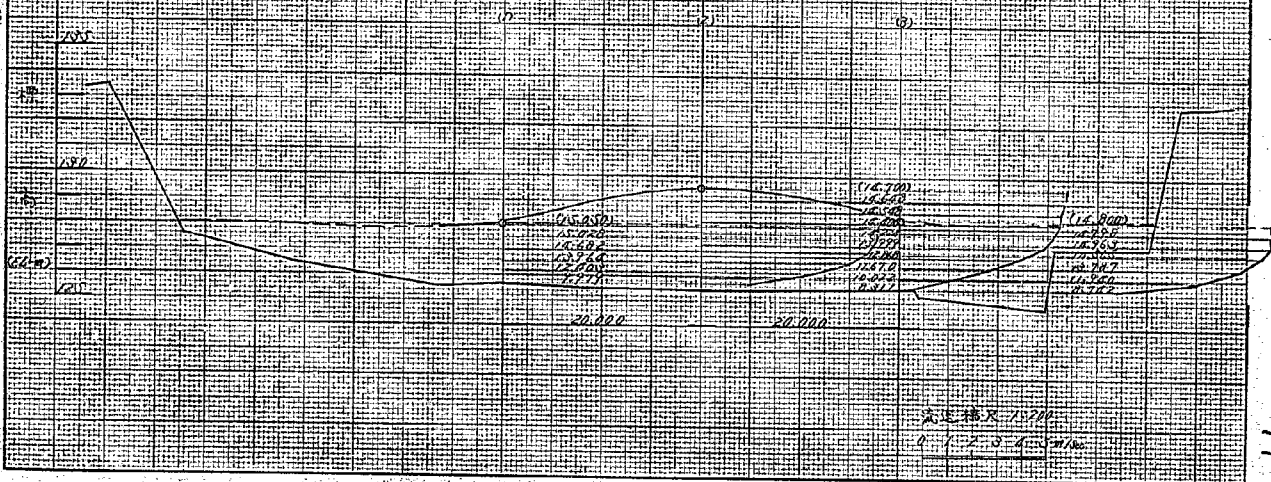


表-15 流速分布測定値表

$$Q = 2,700 \frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$$

注：流向を示す角度は横断線に直角に下流に向う角度
 0°とし右廻りに90°の角度を90°とし、左廻りを270°
 または流速はメートルで表した。

測点	標高 E.L. m	水深 m	流向 角度	流速 m/sec	摘要	測点	標高 E.L. m	水深 m	流向 角度	流速 m/sec	摘要
1	128.550	0	0	0	河床	1	127.750	0	0	0	敷高
		0.050	0	4.057				0.050	0	4.507	
		2.250	0	6.261				2.250	0	3.783	
		4.500	0	5.950				4.500	0	7.760	
		6.750	0	4.739				6.750	0	6.054	
		8.500	0	4.413				8.775	0	4.768	
	137.866	8.966	0	(3.100)	水面		136.860	9.115	0	(4.548)	水面
2	128.550	0	0	0	河床	2	127.750	0	0	0	敷高
		0.050	0	4.405				0.050	0	6.859	
		2.250	0	6.476				2.250	0	9.127	
		4.500	0	6.882				4.500	0	8.271	
		6.750	0	6.867				6.750	0	7.042	
		9.000	0	6.190				8.925	0	6.772	
	137.765	9.650	0	(6.180)	水面		136.868	8.618	0	(6.600)	水面
3	128.279	0	0	0	河床	3	127.750	0	0	0	敷高
		0.050	0	5.705				0.050	0	7.630	
		2.250	0	6.930				2.250	0	9.689	
		4.500	0	7.028				4.500	0	9.350	
		6.750	0	7.152				6.750	0	8.265	
		9.000	0	7.022				7.650	0	7.028	
	137.806	9.527	0	(7.350)	水面		135.805	8.055	0	(6.000)	水面
4	128.661	0	0	0	河床	4	128.036	0	0	0	敷高
		0.050	0	5.721				0.050	0	7.969	
		2.250	0	7.308				2.250	0	8.318	
		4.500	0	7.515				4.500	0	7.920	
		6.750	0	7.857				6.750	0	7.719	
		8.100	0	8.030				7.875	0	7.421	
	136.860	8.596	0	(8.200)	水面		137.812	8.676	0	(7.200)	水面
5	128.100	0	0	0	河床	5	128.636	0	0	0	敷高
		0.050	0	5.670				0.050	0	7.086	
		2.250	0	7.740				2.250	0	8.050	
		4.500	0	7.578				4.500	0	7.969	
		6.750	0	7.425				6.750	0	7.604	
		7.500	0	1.771				8.525	0	7.258	
	135.705	7.659	0	(1.700)	水面		137.070	8.860	0	(7.000)	水面

表-16. 流速分布測定値表

$$Q = 2,700 \frac{m^3}{sec}$$

断面番号	測点番号	標高 E. 2+70	水深 m	流向 角度	流速 m/sec	摘要
DU-0	6	128.636	0	0	0	敷高
			0.050	0	7.002	
			2.250	0	8.055	
			4.500	0	8.175	
			6.750	0	7.900	
			8.100	0	7.697	
		137.650	8.920	0	(7.500)	水面
	7	128.636	0	0	0	敷高
			0.050	0	6.600	
			2.250	0	7.382	
			4.500	0	7.719	
			6.750	0	7.087	
			8.525	0	7.039	
		137.650	9.018	0	(7.100)	水面
	8	128.636	0	0	0	敷高
			0.050	0	6.250	
			2.250	0	7.605	
			4.500	0	7.857	
			6.750	0	7.705	
			8.550	0	7.857	
		137.639	8.700	0	(8.050)	水面
	9	128.636	0	0	0	敷高
			0.050	0	6.772	
			2.250	0	7.023	
			4.500	0	6.801	
			6.750	0	7.032	
			8.550	0	7.062	
		137.638	8.302	0	(7.000)	水面
	10	128.636	0	0	0	敷高
			0.050	0	7.000	
			2.250	0	7.706	
			4.500	0	7.605	
			6.750	0	7.280	
			8.775	0	6.670	
		137.718	9.102	0	(6.000)	水面
DU-0	11	128.636	0	0	0	敷高
			0.050	0	7.111	
			2.250	0	7.920	
			4.500	0	7.578	
			6.750	0	7.040	
			8.775	0	6.522	
		137.707	9.171	0	(6.000)	水面
	12	128.636	0	0	0	敷高
			0.050	0	6.861	
			2.250	0	7.088	
			4.500	0	7.083	
			6.750	0	7.509	
			8.550	0	7.068	
		137.769	9.113	0	(7.000)	水面
	13	127.628	0	0	0	敷高
			0.050	0	7.028	
			2.250	0	9.202	
			4.500	0	9.598	
			6.750	0	9.377	
			7.875	0	9.628	
		136.217	8.793	0	(9.200)	水面
	14	127.628	0	0	0	敷高
			0.050	0	5.182	
			2.250	0	8.709	
			4.500	0	8.888	
			6.750	0	8.765	
			8.775	0	7.900	
		136.613	9.187	0	(7.800)	水面
	15	126.628	0	0	0	敷高
			0.050	0	5.709	
			2.250	0	7.770	
			4.500	0	8.680	
			6.750	0	7.966	
			9.000	0	6.772	
			9.675	0	5.721	
		135.707	10.603	0	(6.000)	水面

表-17. 流速分布測定値表

$$Q = 2,700 \text{ m}^3/\text{sec}$$

测点	高程	坡度	流向	流速	摘要	测点	高程	坡度	流向	流速	摘要
125.668	0	0	0		河床	125.668	0	0	0		河床
	0.050	0	9.919								
	0.050	0	12.605								
	0.900	0	15.968								
	1.050	0	16.682								
	1.800	0	15.028								
128.035	2.367	0	(0.050)		水面						
125.650	0	0	0		河床						
	0.050	0	8.311								
	0.050	0	10.022								
	0.900	0	11.670								
	1.050	0	12.863								
	1.800	0	13.999								
	2.250	0	14.228								
	2.700	0	14.000								
	3.150	0	12.568								
	3.600	0	14.668								
	4.100	0	(4.700)		水面						
125.582	0	0	0		河床						
	0.050	0	8.762								
	0.050	0	11.780								
	0.900	0	13.787								
	1.050	0	14.565								
	1.800	0	16.965								
	2.250	0	16.778								
128.035	2.777	0	16.800		水面						

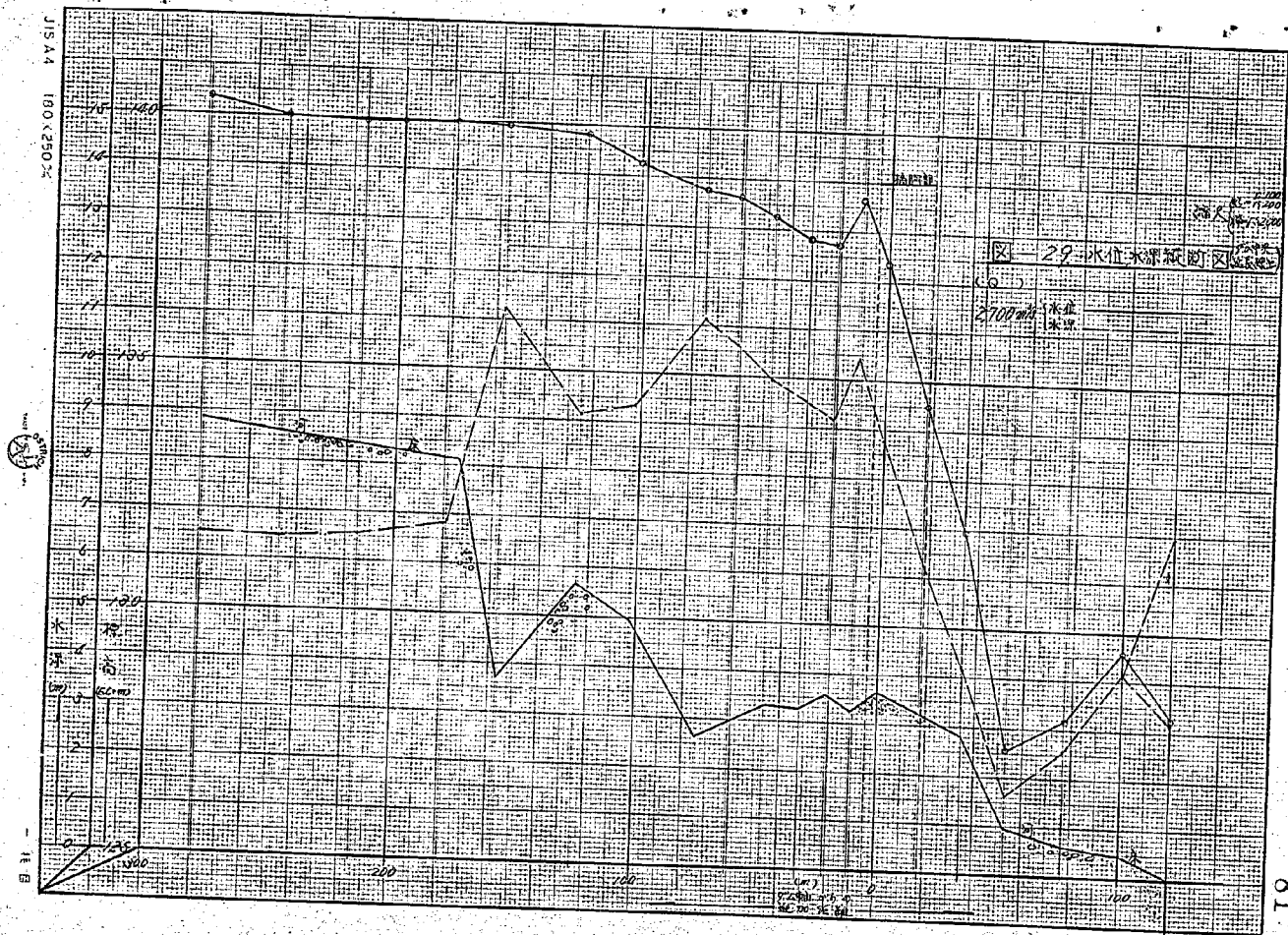
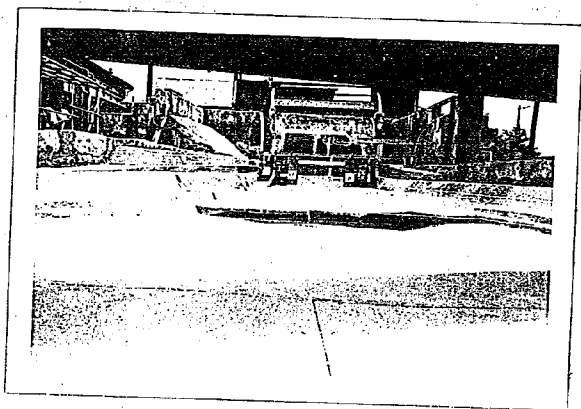
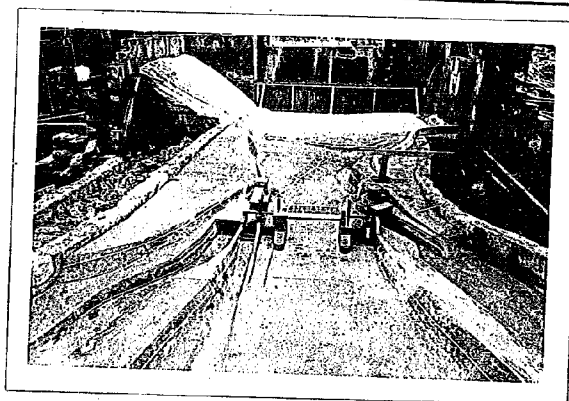


表-16 水位、水深、流速测定数值表 (三门峡站)

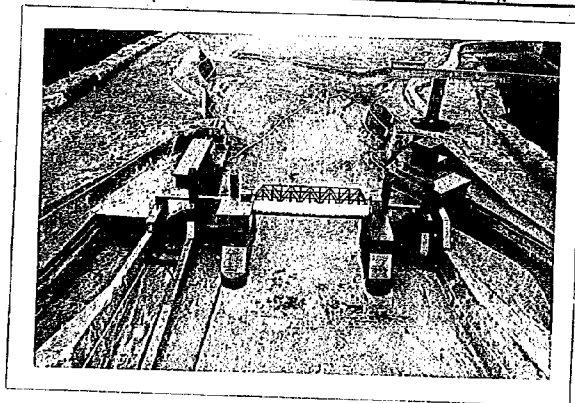
测点	距轴心距离 m	河床 高程 EL+m	Q = 2700 m³/sec	
			水位 EL+m	水深 m
278.000	133.839	140.355	6.516	
287.000	133.614	140.075	6.464	
215.000	133.402	139.975	6.573	
179.000	133.150	139.985	6.838	
174.500	133.100	—		
156.500	129.679	139.940	11.261	
125.000	130.673	139.800	9.135	
102.000	129.917	139.259	9.342	
75.000	127.617	138.746	11.129	
60.500	127.986	138.620	10.634	
46.200	128.301	138.269	9.968	
32.000	128.279	137.806	9.527	
21.200	128.571	137.720	9.149	
10.500	128.207	137.616	10.509	
0	128.636	137.389	8.753	
170.00	128.229	137.448	6.269	
34.000	127.802	137.942	6.140	
53.000	128.966	127.568	1.602	
76.500	128.615	128.167	2.552	
100.000	128.050	129.599	6.149	
120.000	128.050	128.225	3.175	
"	121.500	"	6.925	



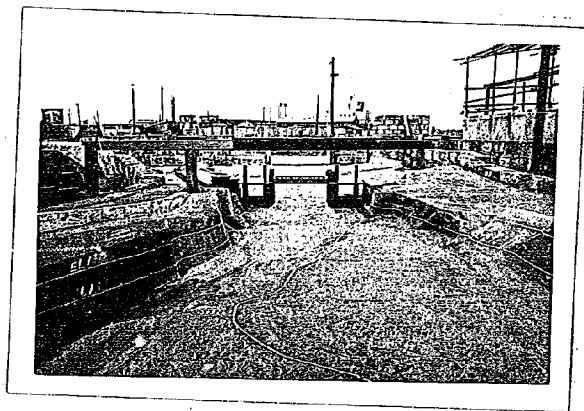
写真—1 ダム及下流河川全景と下流より



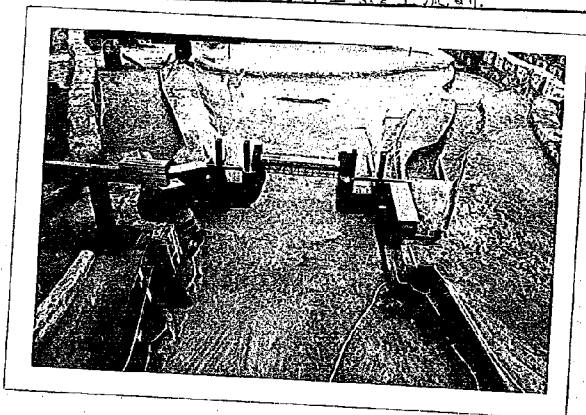
写真—2 ダム及河川全景と下流上部より



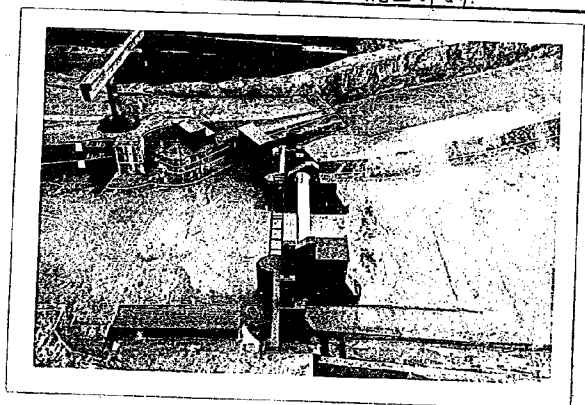
写真—3 ダム及上流河川部と下流上部より



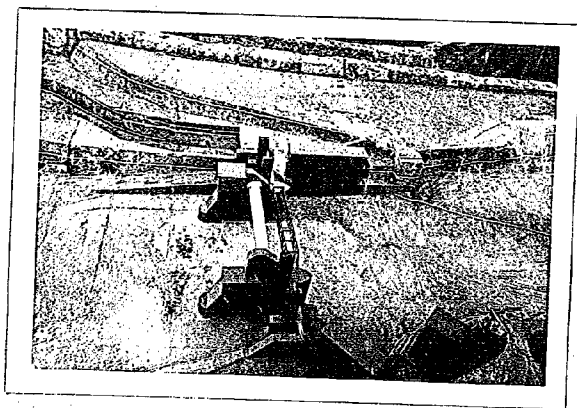
写真—4. ダム及上流河川全景と下流部。



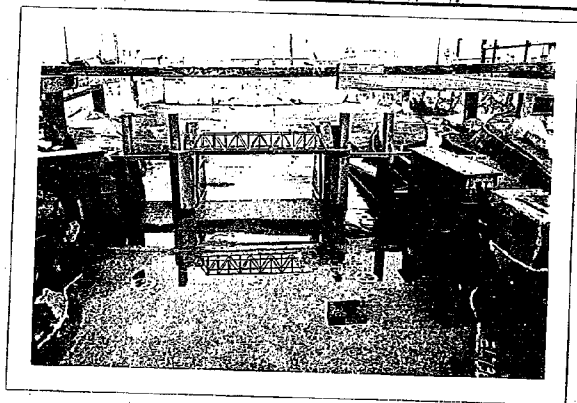
写真—5. ダム及河川全景と上流上部部。



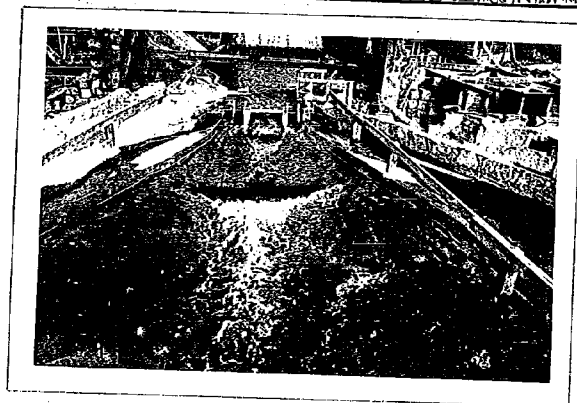
写真—6. ダム及左岸側と右岸上部部。



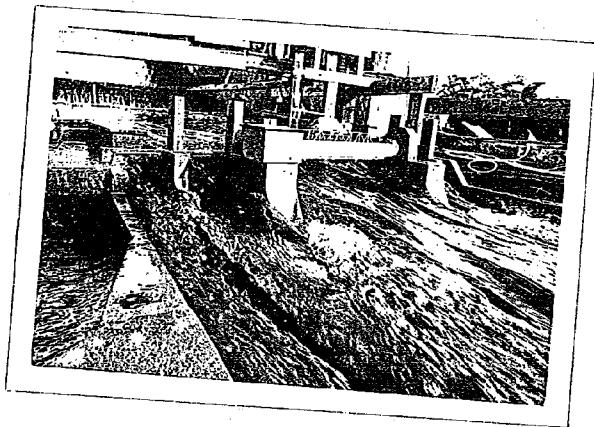
写真—7 9m及右岸側と左岸上部より



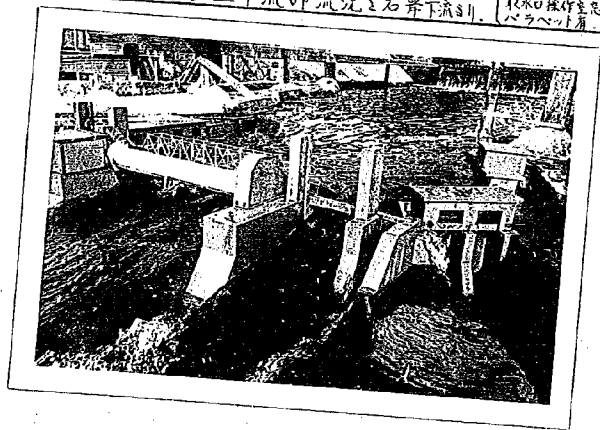
写真—8 左右取水口操作室を南放収能主上流より (右岸操作室上流より0.00m (左岸) 取水口操作室を南放収能主上流より 50-138.550m)



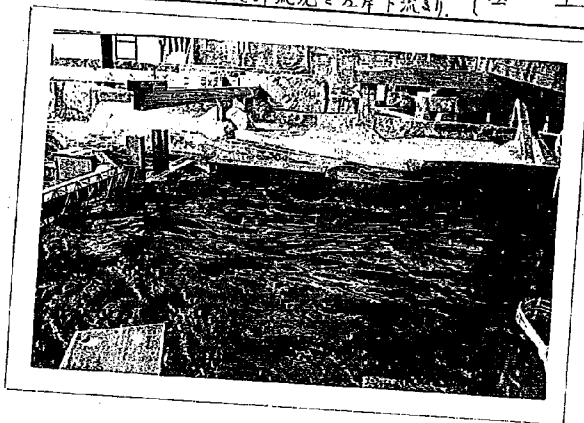
写真—9 9m下流部流況と下流上部より $Q=2,700 \text{ m}^3/\text{s}$
取水口操作室を南放収能主上流より
50-138.550m



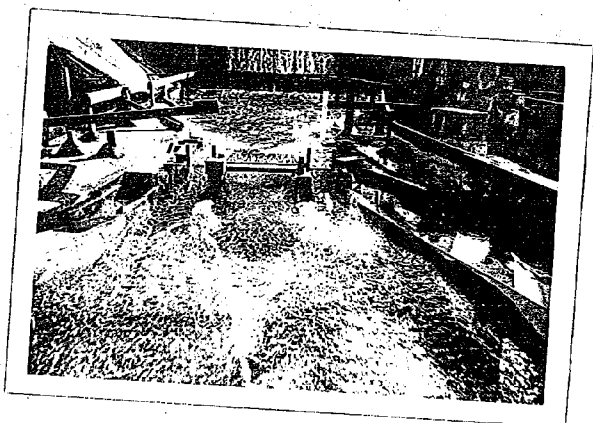
写真—10. 7m直下流部流況と右岸下流部。 $Q=2700 \text{ m}^3/\text{s}$
取水口操作量は開放状態。
パラベット岸。



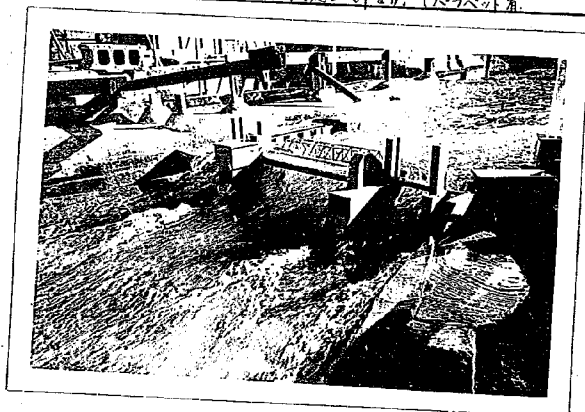
写真—11. 7m直下流部流況と左岸下流部。 [全 上]



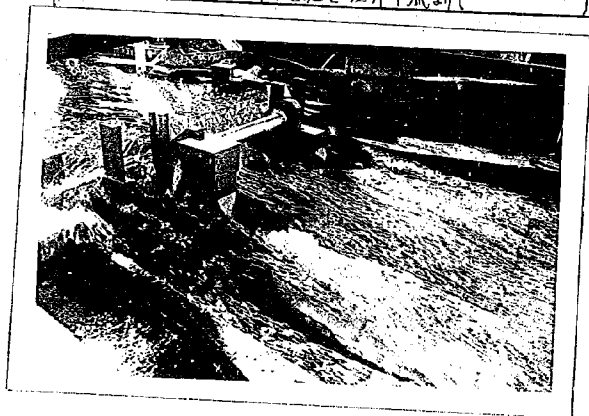
写真—12. 7m直上流部流況と左岸部。 [全 上]



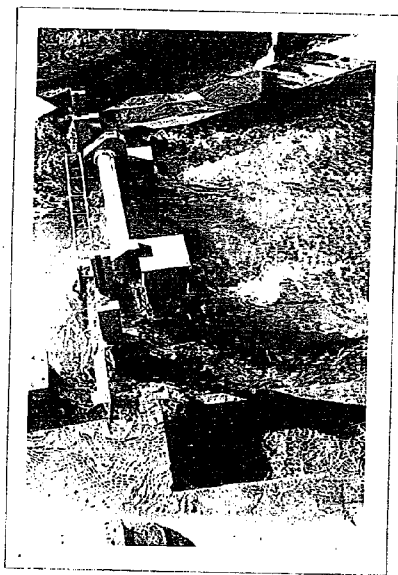
写真—13. 下流部流況と下流上部より
 $Q = 2928 \text{ m}^3/\text{s}$
 取水口側作業区間取水時
 パラバット直



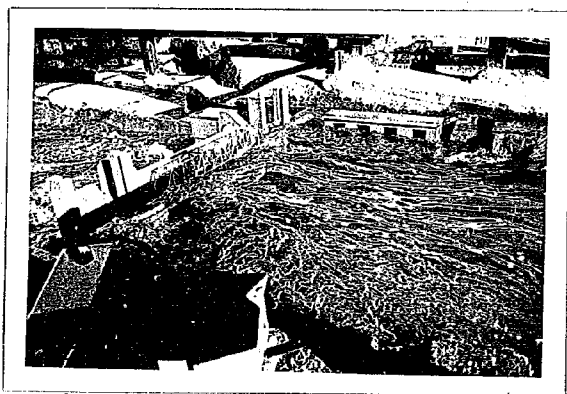
写真—14. 下流部流況と左岸下流部(全上)



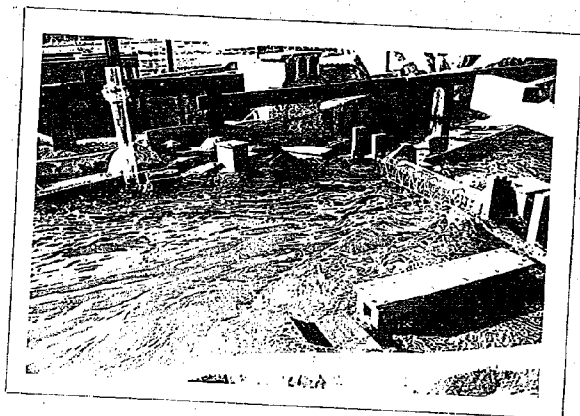
写真—15. 下流部流況と右岸下流部(全上)



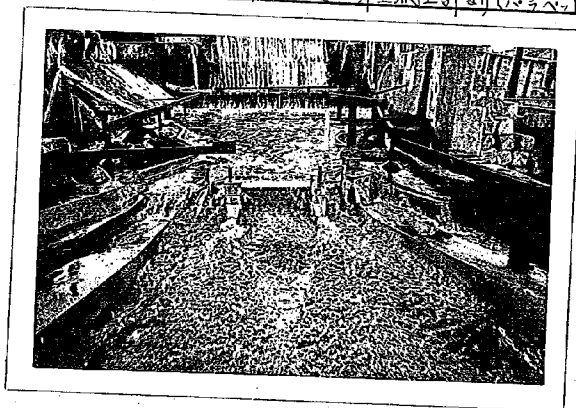
写真—16. ダム上下流部流況、右岸上部30. Q=2920 m³/sec
取水口操作量は開放状態
ハッチベツ有



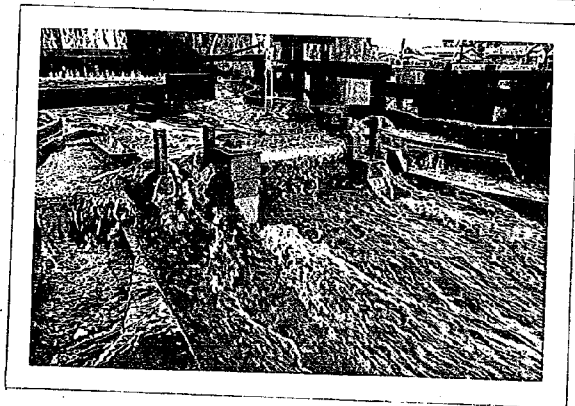
写真—17. ダム上流部流況と左岸上部30. 全 上



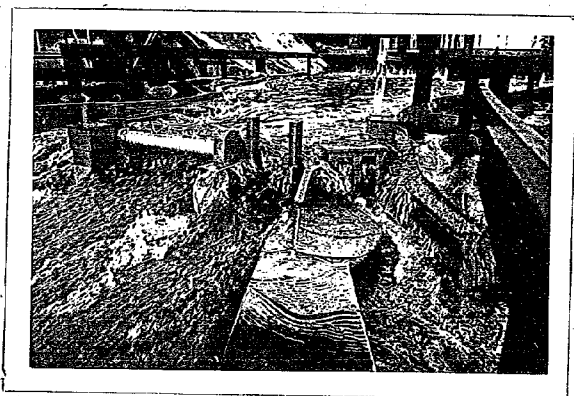
写真—18. ダム上流部流況を右岸上流上部より
 $Q=2,928 \text{ m}^3/\text{sec}$
 取水口操作室窓内観状
 バラベツアリ



写真—19. ダム下流部流況を下流上部より
 $Q=3,300 \text{ m}^3/\text{sec}$
 取水口操作室窓内観状
 バラベツアリ

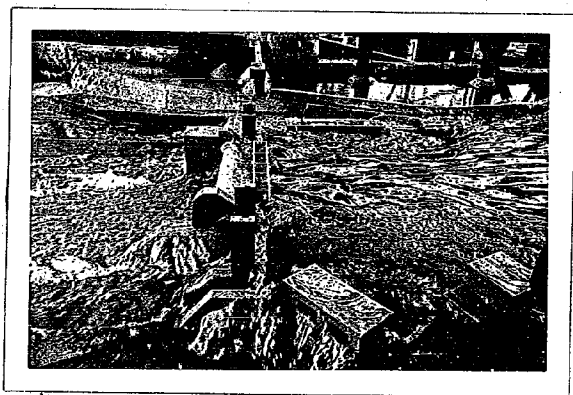


写真—20. ダム下流部流況を右岸下流部より
 全上



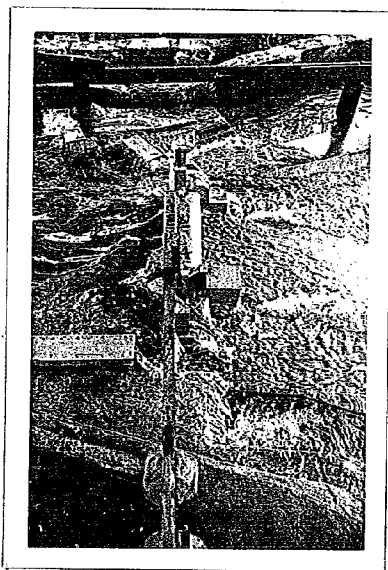
写真—21 9m直下流部流況と左岸下流部

$Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$
取水口操作量は開放状態
ハヤベツト部



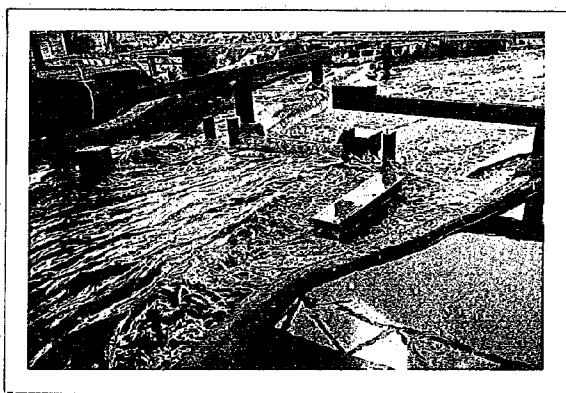
写真—22 9m上下流部流況と左岸上部

全工

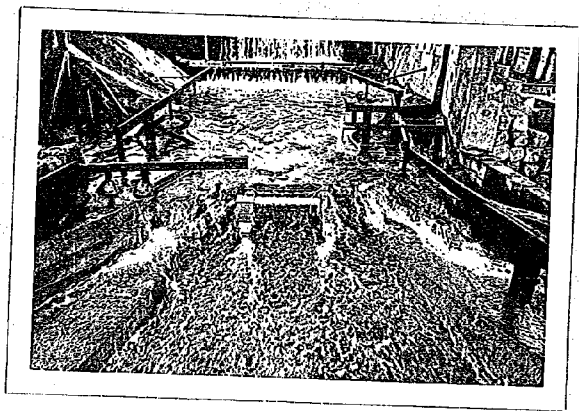


写真—23. ダム上下流部流況と右岸上部Δ

$Q=0,300 \text{ m}^3/\text{sec}$
取水口操縦室を開放状態
ハシベ閉鎖

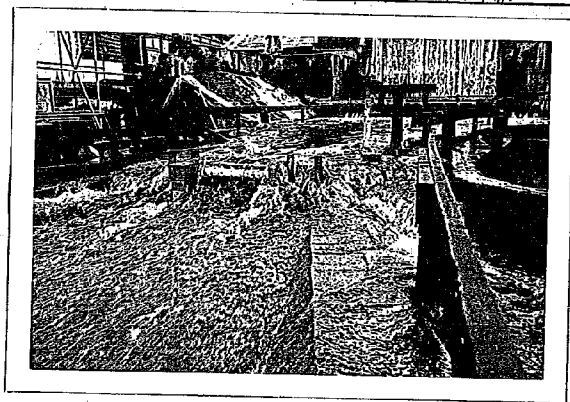


写真—24. ダム上流部流況と右岸上流Δ [全 上.]



写真—25. 流況全景と下流上部より

$Q = 4,300 \text{ m}^3/\text{sec}$
取水口操作室を背景に
バレーゲート前



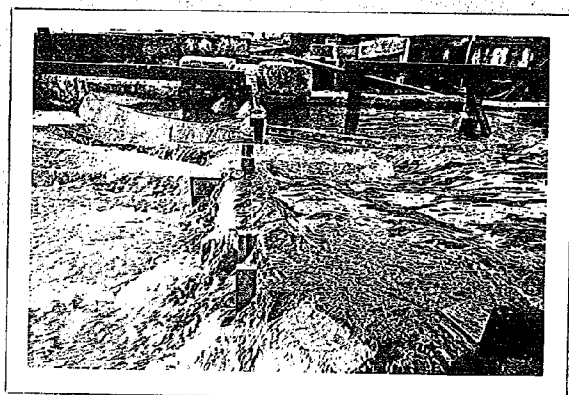
写真—26. 9m下流部流況と左岸下流より

全 上



写真—27. 9m上下流部流況と左岸上部より

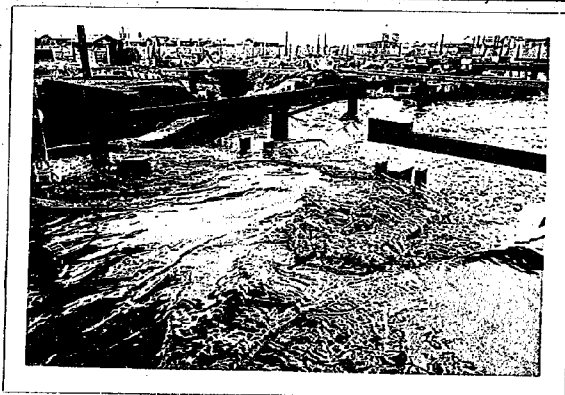
全 上



写真—28 9m上下流部流況と左岸上部より
 $Q=4,300 \text{ m}^3/\text{sec}$
 取水口操作室迄開放状態
 (バケット止)



写真—29 9m上流部流況と左岸上流上部(全上)



写真—30 9m上流部流況と右岸上流上部(全上)