

浦臼第一揚水機場取水口水理模型実験

柳本孝治* 永沼 清* 小川芳昭**

目 次

まえがき	(3) 取水口前庭の流速分布
§ 1 浦臼取水と水理条件	(4) 河床材料と移動最大粒径
§ 2 実験の目的	(5) 洪水時における取水口付近の河床変化
§ 3 模型の概要	(6) 流入土砂の限界粒径
§ 4 実験結果と考察	(7) 流入土砂量
(1) 取水口形状と取水量	
(2) 濁水時における取水口前庭部分の河床変化	§ 5 む す び

まえがき

自然取水方式を採用する場合の取水口においては、人為的に取水位を調節することができない。したがって本川の水位が低下しても計画取水量が確保できること、取水口付近に多量の土砂が堆積しないこと、また取水の際に土砂が多量に流入しないことなどが設置条件として考えられる。

本実験ではこのような見地から取水口の本川に対する角度、導流壁の線形、洪水時の取水口付近の河床変化などについて検討を加えた。

§ 1 浦臼取水口と水理条件

浦臼取水口は石狩川中流部右岸に展開する浦臼地区の既成水田の水不足を解消するとともに、新規開田を進めて営農の安定化を図るため、石狩川河口より 82.4 km 上

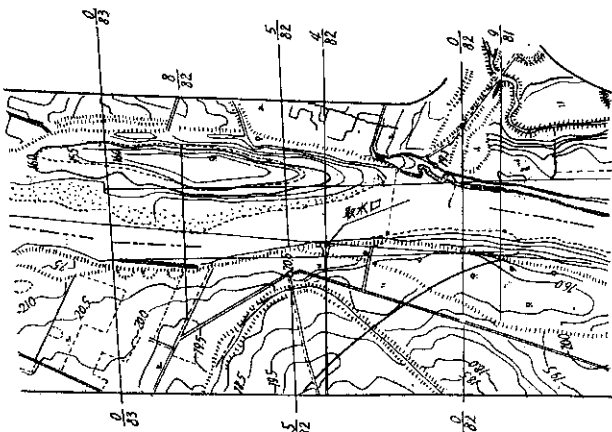


図-1 取水口予定地点石狩川平面図

流地点に計画されたもので、自然取水方式が採用されている(図-1参照)。

取水口計画地点の濁水位は、過去の水位資料から EL 12.64 m と推定されている。この水位における河川流量を求めるため、昭和 39 年度測量の河川横断面図を用い、奈井江大橋より $\frac{0}{83}$ km 地点まで 6 種類の流量について不等流計算を行なった(図-2,3参照)。その結果より $\frac{9}{81}$ km

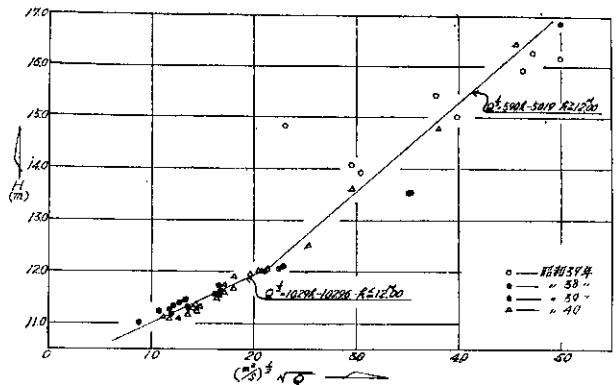


図-2 奈井江大橋(77 km)地点における水位と流量

地点の水位～流量曲線を求めて実験流量に対する模型下流端水位とした。たま取水口地点($\frac{4}{82}$)の水位～流量曲線を作り、この水位～流量曲線から EL 12.64 m の流量を求め濁水量を 83.7 m³/s と想定した(図-4参照)。

奈井江大橋地点($\frac{0}{77}$)における過去4年間の水位資料から河川流量を求めると表-1のとおりである。

また現地における水理条件は次のとおりである。

- (1) 取水口付近の粗度係数は模型区間の低水路に対し

* 河川研究室 ** 河川研究室長

表-1 取水口地点の河川流量

最低流量	80 m ³ /s
渴水量	92 m ³ /s
平水量	214 m ³ /s
豊水量	377 m ³ /s
約1年周期洪水	2,500 m ³ /s

0.023

- (2) 低水路を満流する程度の洪水量, 3,000 m³/s
- (3) 1年に1回生起するような洪水量, 2,500 m³/s
- (4) 渴水量, 83.7 m³/s (取水口地点の水位 EL 12.64 m)
- (5) 取水量, 3.42 m³/s (代播時)~2.53 m³/s (普通時)
- (6) 1.0 m の河床低下を見込む

§ 2 実験の目的

本実験の目的を大別すると次の3項目である。

- (1) 取水能力の検討

将来河床低下が1.0 m あっても渴水時に計画取水量を確保できるようにする。

- (2) 取水口付近の河床変化

導流壁近辺, 取水口前面の洗掘, 堆積の現象を渴水時および洪水時について検討する。

- (3) 取水口への接近流速と流入土砂の限界粒径

取水口前庭の接近流速を測定し, 取水口への流入土砂の限界粒径を推定する。

§ 3 模型の概要

実験にあたり, 模型の縮尺はその目的と実物における

図-3 模型区間の水位と流量

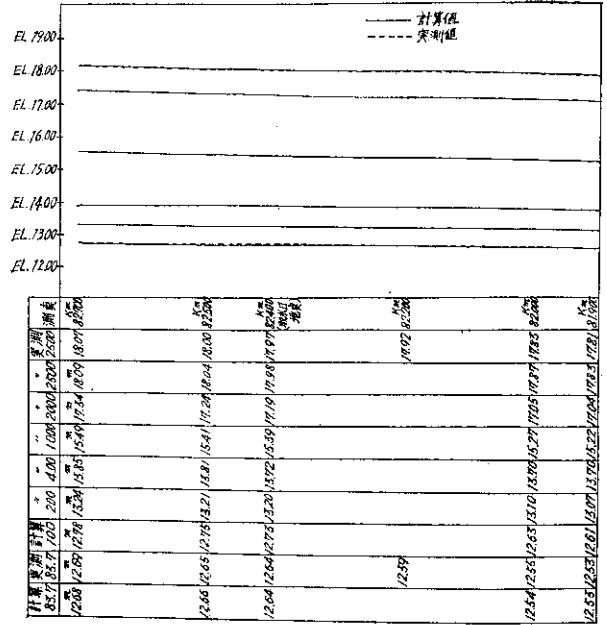


図-3 模型区間の水位と流量

対象流量の範囲によって決定されるが, 相似率が成立するようにしなければならない。したがって場合によっては縦, 横の縮尺を変えて模型をひずませることもある。

涌口取水口計画地点では渴水量が 83.7 m³/s, また1年に一度生ずるような洪水量が 2,500 m³/s であって実験流量の幅が広いこと, 実験施設および使用可能面積などを勘案して2種の縮尺を採用した。すなわち渴水量を対象とした模型の縮尺は縦 $\frac{1}{10}$, 横 $\frac{1}{50}$ とし, 洪水量を対象とした模型は縦, 横ともに $\frac{1}{50}$ の縮尺とした。

取水口計画付近の河状 (図-1 参照) は大体直線水路と

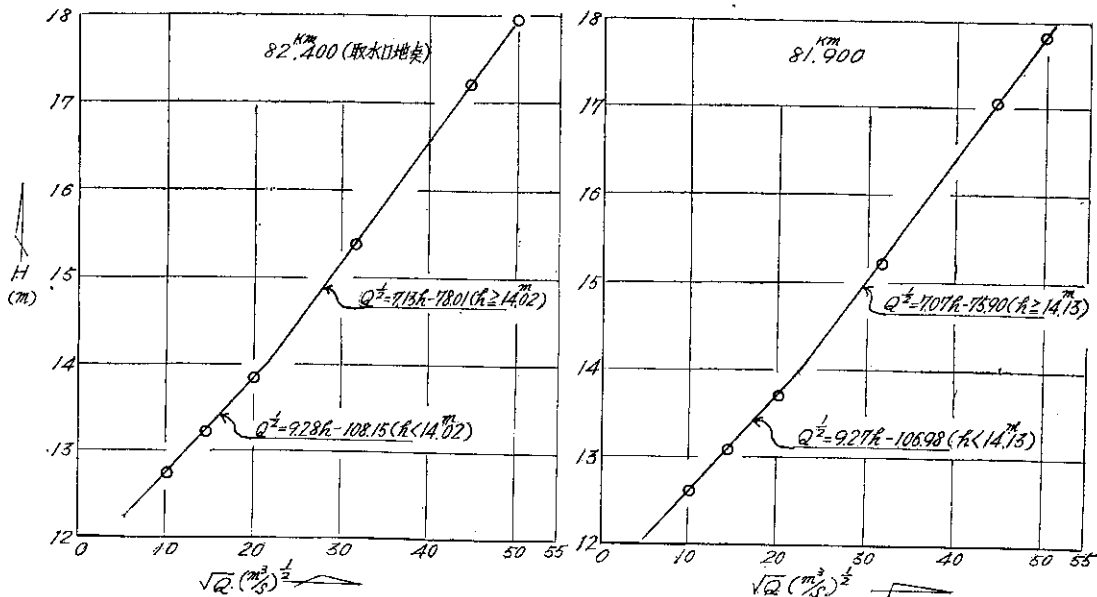


図-4 $\frac{4}{82}, \frac{9}{81}$ km 地点の水位と流量

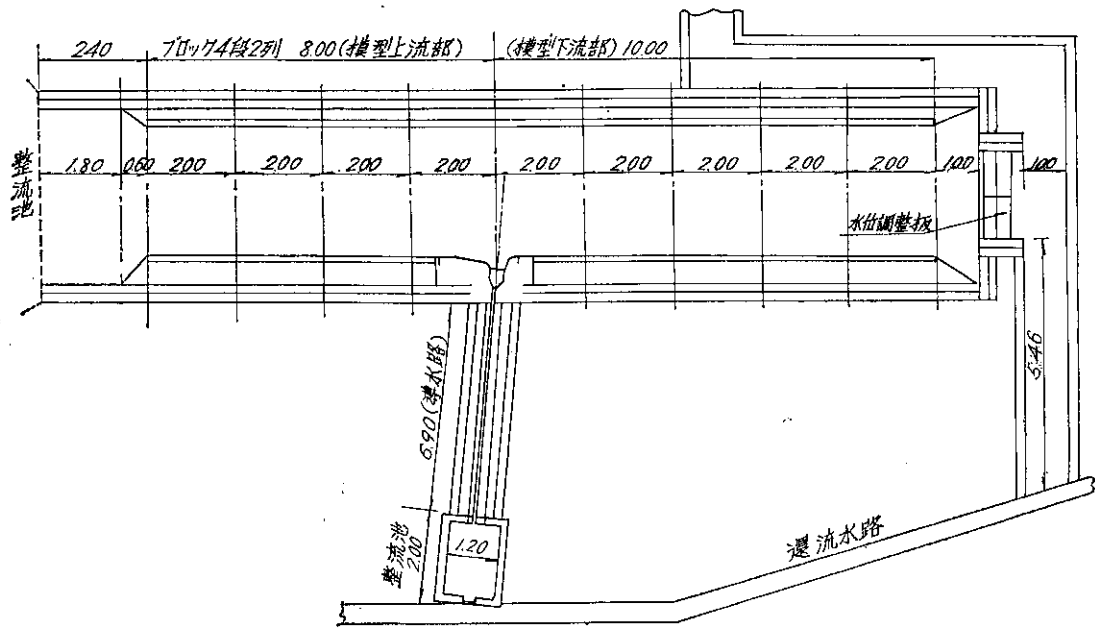


图-5 浦白取水口模型，平面图 单位：m

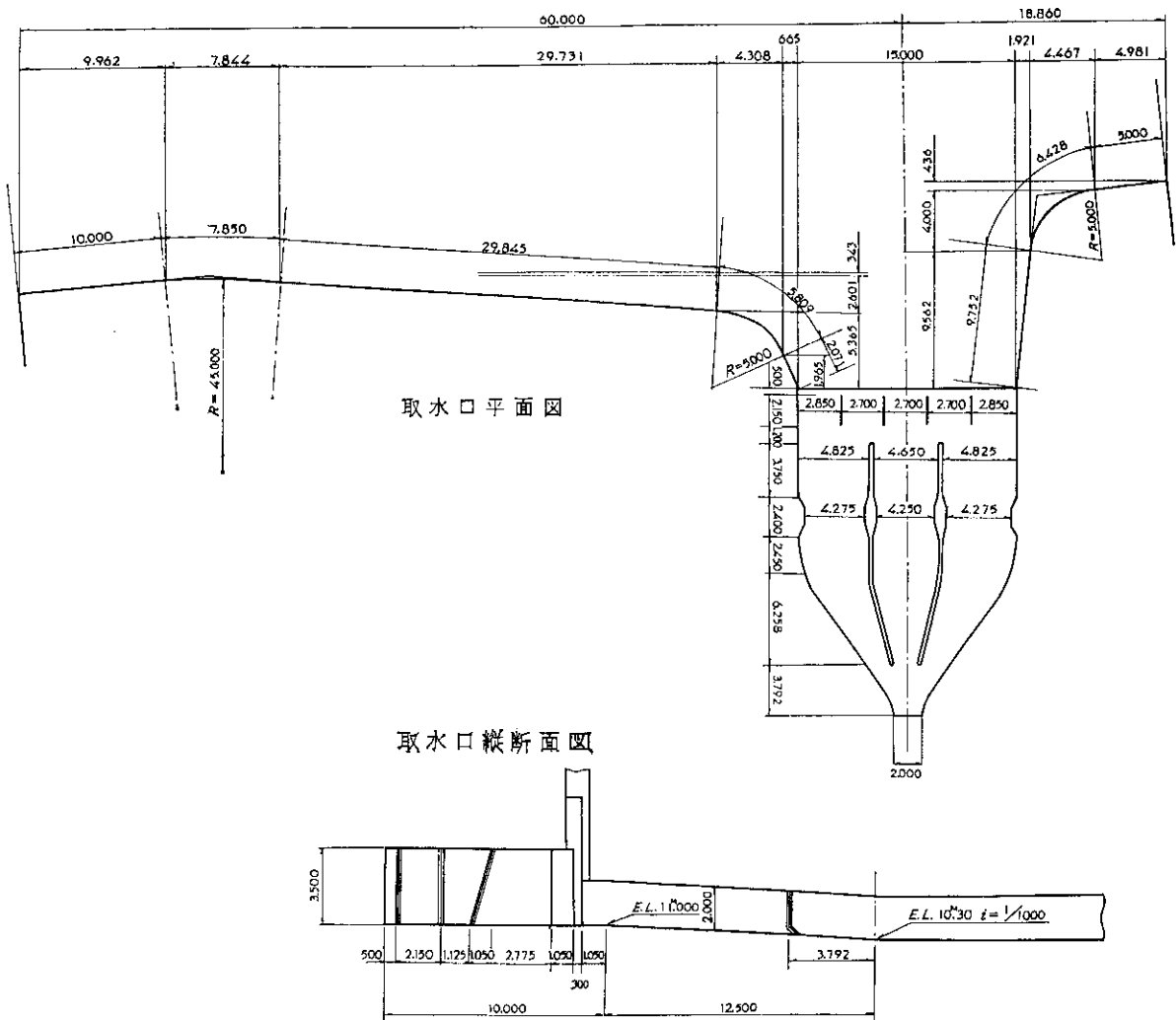


图-6 取水口詳細图（原案）单位：m

みてよく、その流心もほぼ中央付近にあるものと判断される。しかしこの付近の河川横断面は0.5 km 間隔のものしかなく模型を作る際、河状を詳細に再現することは困難である。また湧水量を対象とした模型では縦、横の縮尺を変更することなどを考慮し、対象区間の諸量を平均化して矩形水路に置きかえ製作した。

模型の範囲は流心方向には $\frac{9}{81} \sim \frac{8}{82}$ km 区間とし、低水敷を限度として、図-5 にみるように導水路を含めた。外壁は軽ブロックを用い、本川水路は砂および型板により規整してモルタル仕上げの固定河床とした。

実物と模型の相似律として Froude の相似法則を適用すると模型における基本量の換算比は表-2のとおりである。

表-2の1 湧水量を対象とした模型

基本量	縮	尺
長さ	l	1: 50
高さ	h	1: 10
面積	l^2	1: 2,500
流速	$h^{\frac{1}{2}}$	1: 3.162
流量	$h^{\frac{3}{2}} \cdot l$	1: 1,581
粗度	$h^{\frac{2}{3}} \cdot l^{-\frac{1}{2}}$	1: 0.656

表-2の2 洪水量を対象とした模型

基本量	縮	尺
長さまたは高さ	a	1: 50
面積	a^2	1: 2,500
流速	$a^{\frac{1}{2}}$	1: 7.071
流量	$a^{\frac{3}{2}}$	1: 17,677.5
粗度	$a^{\frac{1}{3}}$	1: 1.92

なお実験流量は湧水量である $83.7 \text{ m}^3/\text{s}$ と低水路をほぼ満流する $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の2種とした。

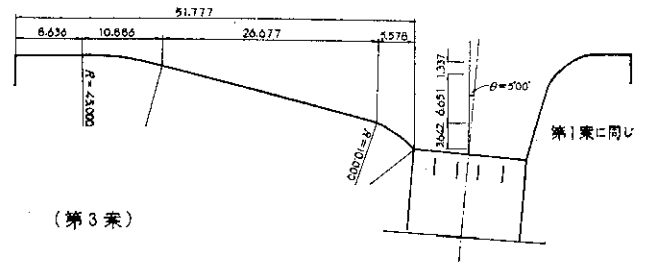
§ 4 実験結果と考察

(1) 取水口形状と取水量

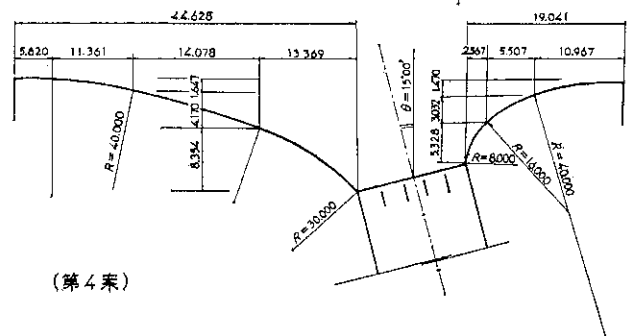
浦日取水口の導流壁と取水口の設計寸法は図-6に示すとおりであるが、導流壁線形と取水口の角度を変えて図-7に示す4つの形状、すなわち設計案を第1案とし、第1案の上流側導流壁と取水口との接続線形を緩和した第2案、取水口と導水路の接合点を軸として取水口角度を上流側へ20度変え、上下流導流壁の線形をも変えた第3案、取水口角度は第3案のままに取水口を河道方向へ約3 m 近づけた第4案(ここで上流側導流壁先端

(第1案) 図-6に同じ

(第2案)



(第3案)



(第4案)

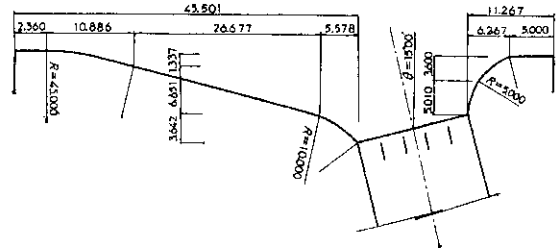


図-7 実験における取水口の形状

位置と取水口敷幅、敷高については変更ない) について実験を行なった。

湧水時における取水口への流入流線を図-8に示すが、いずれの場合も上流側導流壁と取水口との接続部分で流速の低下する区域がみられ、その範囲は第2案の場合が最も小さく、第4案、第1案、第3案の順序で大きくなるようである。

一方取水口前面水位と取水量との関係は図-9に示すとおりで、取水口角度を上流側へ向けた第3、第4案で取水量が小さくなっており、下流側導流壁の線形が大きく影響しているようである。

スクリーンによる損失水頭3 cm を考慮しても計画取水量の確保は各案ともに可能であるが、第2案の場合が最も余裕のある取水量を示している。

(2) 湧水時における取水口前庭部分の河床変化

湧水時における取水口前庭部分の河床変化をみるために、取水口前面に EL 11.00 m まで石炭粉を敷きつめてその傾向を調べた。その結果を図-10に示す。

上流側導流壁と取水口との接続部前面、および取水口上流側では各案とも堆積の傾向にあるが、第3案の場合

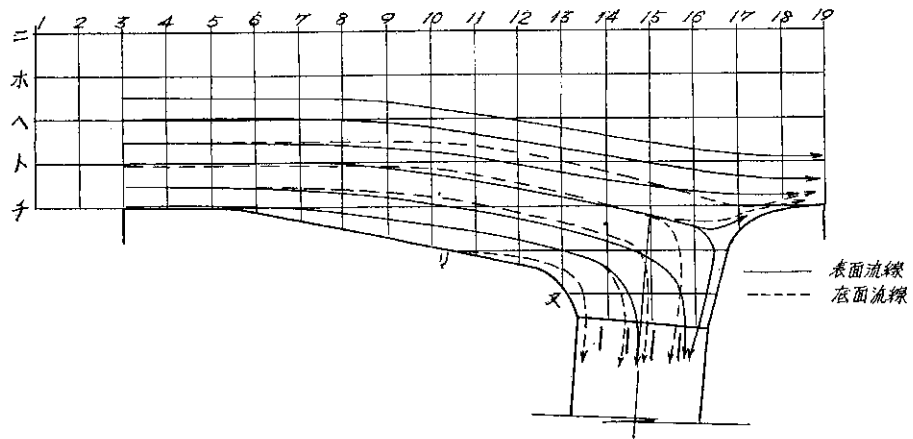


図-8の1 流況スケッチ図 (第1案)

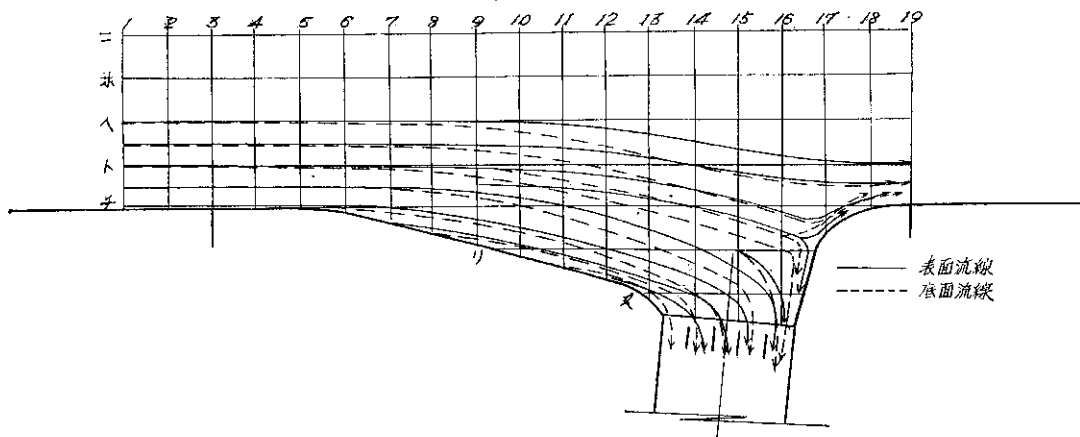


図-8の2 流況スケッチ図 (第2案)

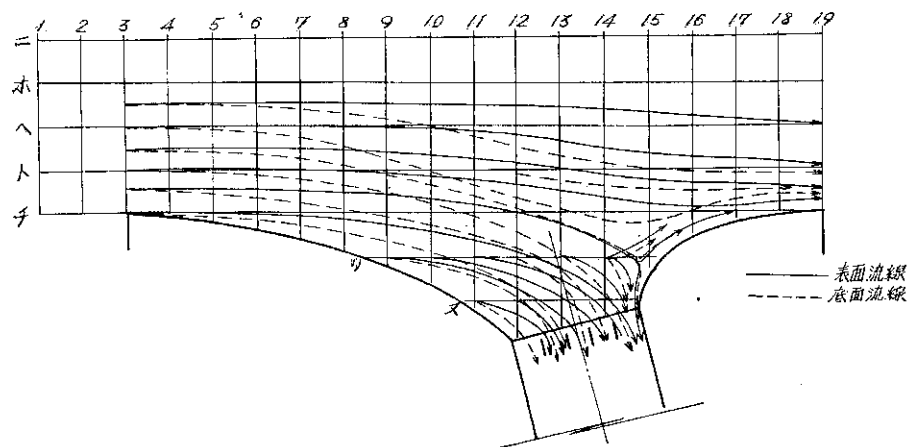


図-8の3 流況スケッチ図 (第3案)

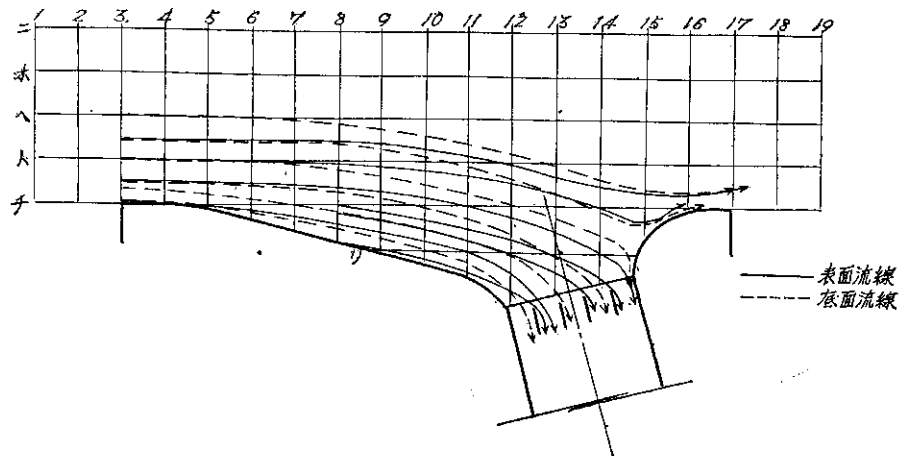


図-8の4 流況スケッチ図 (第4案)

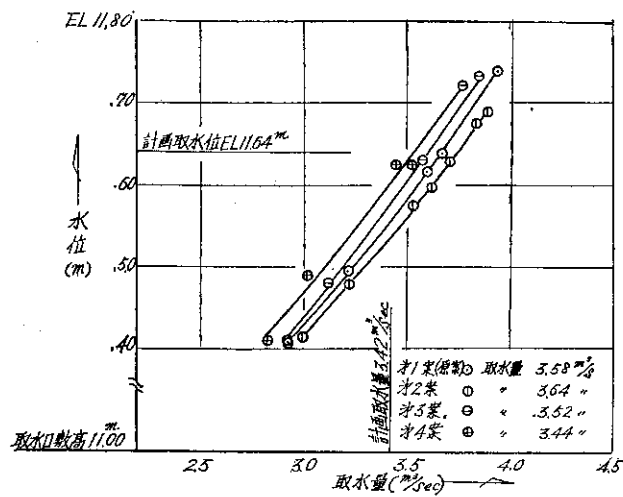


図-9 河川水位と取水量

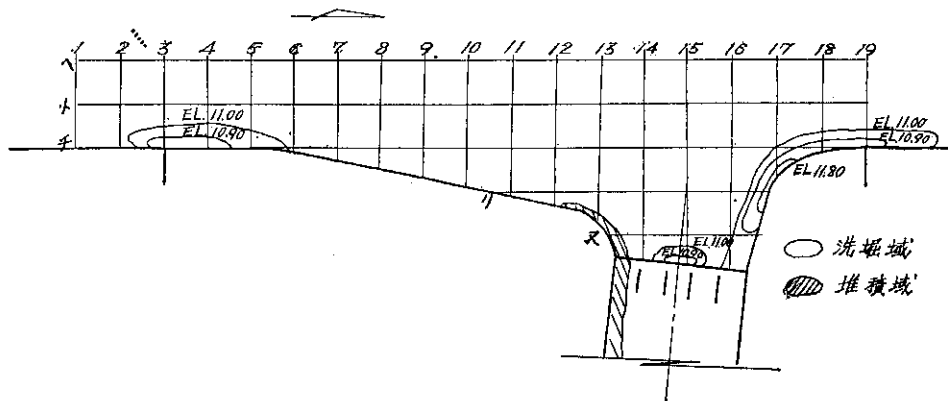


図-10の1 取水口前庭の河床変化 (第1案 $Q=83.7 \text{ m}^3/\text{s}$)

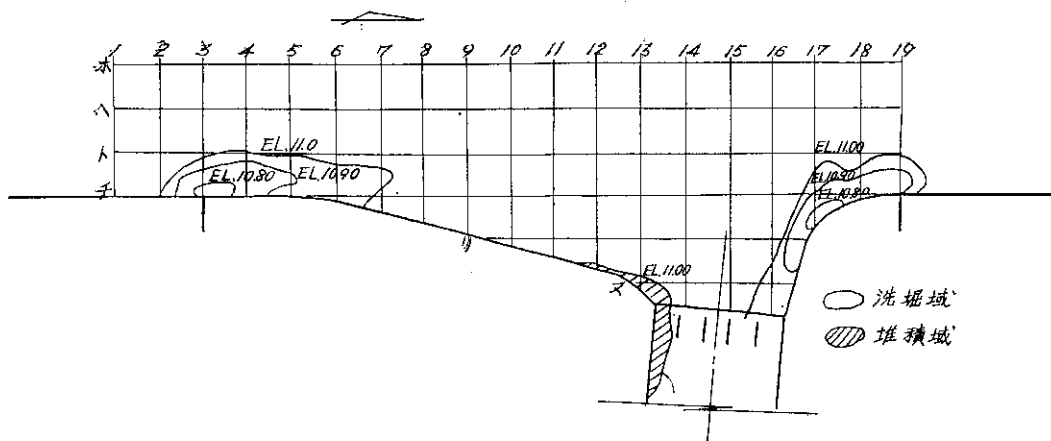


図-10の2 取水口前庭の河床変化 (第2案 $Q=83.7 \text{ m}^3/\text{s}$)

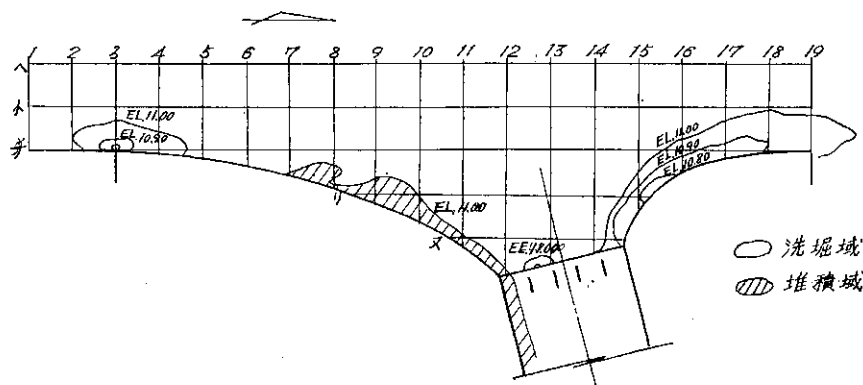


図-10の3 取水口前庭の河床変化 (第3案 $Q=83.7 \text{ m}^3/\text{s}$)

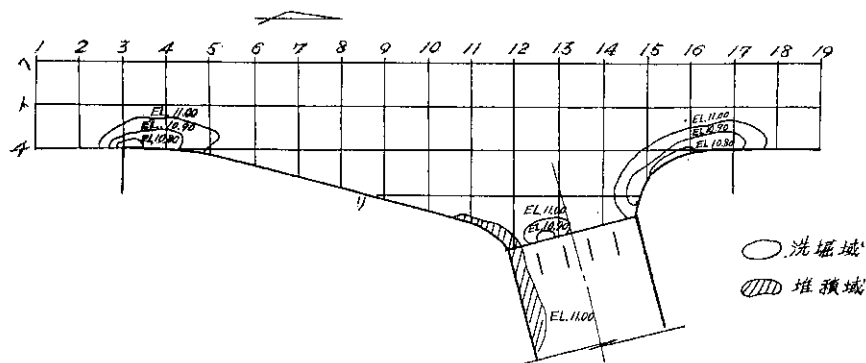


図-10の4 取水口前庭の河床変化 (第4案 $Q=83.7 \text{ m}^3/\text{s}$)

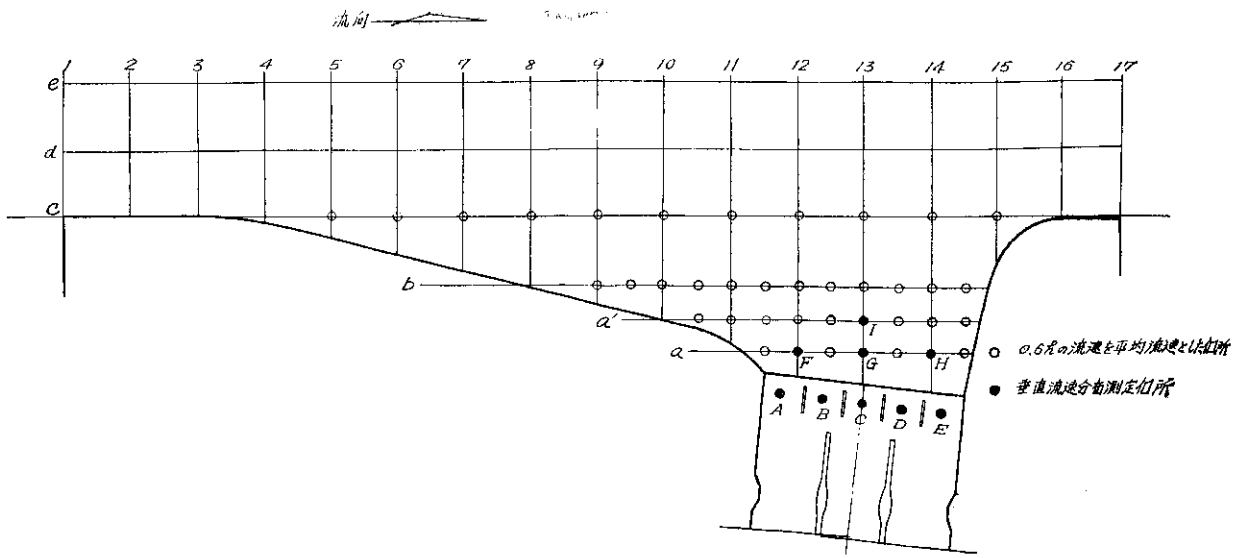


図-11 取水口前庭付近の流速測定位置

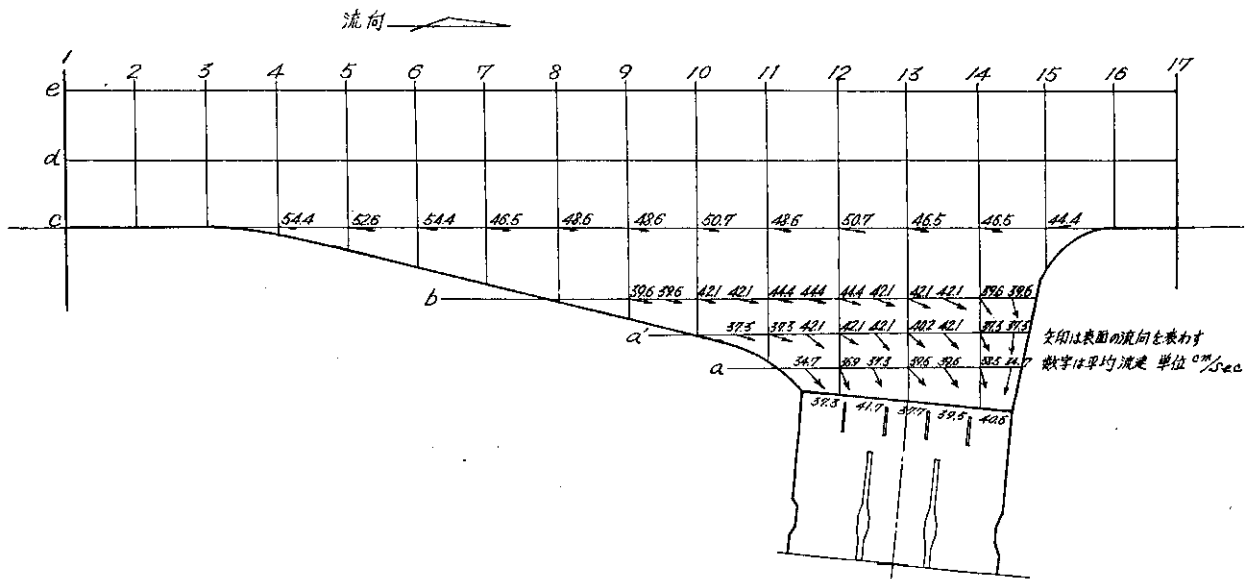


図-12 取水口前庭付近の平均流速分布 (河川流量 $83.7 \text{ m}^3/\text{s}$ 取水量 $3.42 \text{ m}^3/\text{s}$)

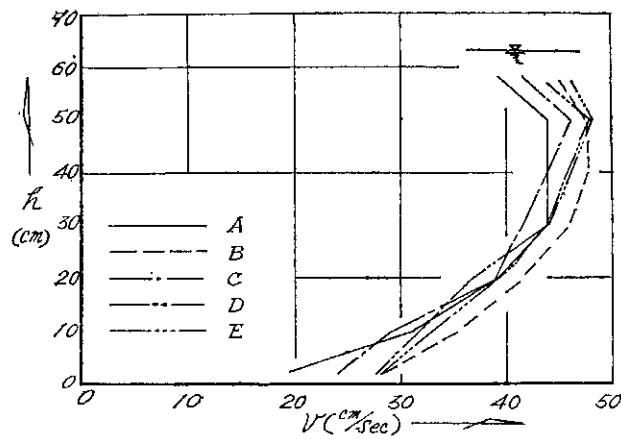


図-13 取入口の流速分布

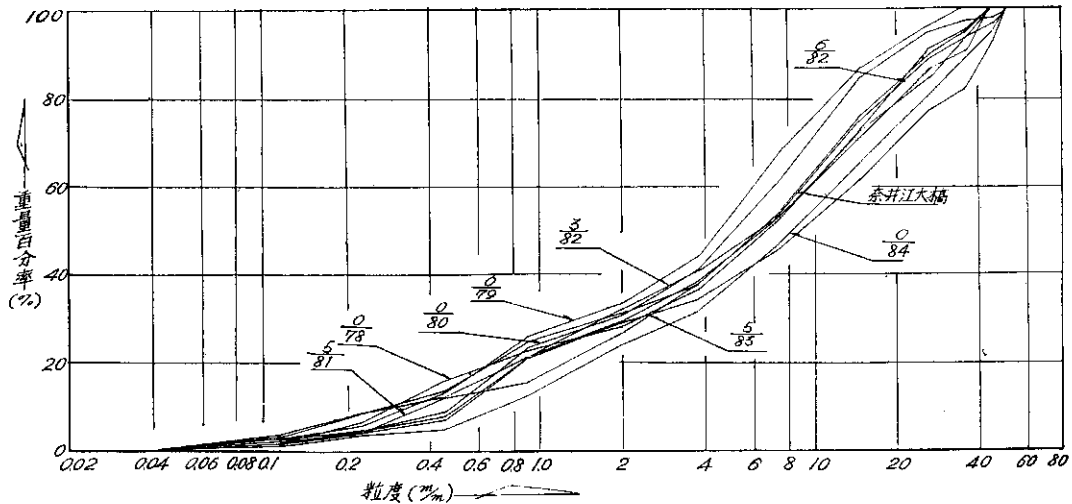


図-14 河床材料フルイ分曲線

は堆積が上流側導流壁の中間あたりまで及ぶ。

一方上流側導流壁の先端と下流側導流壁直前では洗掘の傾向を示しているが、各案ともあまりその差はないようである。

(3) 取水口前庭の流速分布

取水口への接近流速は濁水時に最も大きくなることが予想され、土砂の堆積があるときにはさらに増加すると考えられる。

本実験では第2案の形状について、取水口前面に砂を敷きつめ、その高さを取水口敷高と同じくして前庭部の流速を測定した。測定位置は図-11、平均流速分布を図-12に示す。

取水口前庭部の流速は上下流壁近辺で小さな値を示しているほかはほぼ均一な値を示している。

また取水口 A~E 点における垂直流速分布 (図-13参照) 図をみると、B、E 点での流速が大きくなってはいるが、平均流速であり差がないので各ゲートからの流入量の不均衡はあまりないといえよう。

(4) 河床材料と移動最大粒径

取水口地点を中心とした石狩川上下流の河床材料を採集して、その粒度分析を行なったがその結果を図-14、表-3に示す。採集地点ごとの d_m (平均粒径) を縦断方向に平均すると、

$$d_m = 0.20 \times 10^{0.02226x} \dots \dots \dots (1)$$

ここに d_m : 縦断方向に平均された平均粒径 (mm)

x : 河道距離 (km) (ただし $90 > x > \frac{60}{2}$)

で与えられる (図-15 参照)。 (1) 式より取水口地点の d_m を求めると 13.8 mm となる。

河川流量と移動最大粒子の関係は岩垣公式が適用できるとして、それを変形した次式より求めると表-4 のとおりである。

$$I_t = 8.26 \times 10^{-2} d_m / R \text{ (m単位)} \dots \dots \dots (2)$$

ここに I_t : 限界掃流勾配

R : 径 深

d_m : 平均粒径 (ただし $d_m > 0.303^{\text{cm}}$ 以上に適用)

表-3 河床材料フルイ分表

採取点 (籽程)	採取量 (kg)	通 過 重 量 百 分 率 (%)													平均 粒径 (mm)
		0.075	0.149	0.297	0.59	1.20	2.73	4.76	9.52	19.10	31.70	38.10	50.00	80.00	
奈井江大橋(76.8k)	29.7	0.3	2.7	8.2	13.7	24.5	31.0	37.6	53.3	74.2	88.9	92.9	100		12.7
0/78	29.8	0.2	1.6	6.3	15.5	22.8	28.0	36.3	51.5	72.8	71.0	95.1	100		12.7
0/79	30.9	0.2	2.8	5.7	12.5	26.0	33.0	43.8	66.7	86.4	95.9	100			8.9
0/80	35.6	0.5	1.6	4.6	8.8	23.1	30.4	41.2	60.2	84.4	94.5	97.0	98.1	100	10.2
5/81	34.6	0.4	1.6	3.9	6.8	15.5	26.1	37.9	53.5	75.4	89.6	94.4	100		12.7
3/82	27.1	0.3	1.1	3.8	6.6	20.9	31.5	40.7	53.6	70.6	86.4	90.3	100		13.6
6/82	33.6	0.4	3.6	8.5	12.1	21.1	29.1	38.6	52.5	72.1	84.2	92.9	96.4	100	13.7
5/83	31.1	0.9	2.5	4.2	7.2	20.6	28.4	34.6	45.2	61.7	77.3	82.2	92.5	100	17.5
0/84	34.0	0.3	0.9	3.1	4.7	12.8	24.1	31.8	46.3	65.0	80.4	88.5	94.4	100	16.4

表-4より、1年に一回生起する程度の洪水で3 cm 径のものが移動し、濁水量では0.3 cm 径のものまでしか移動しないことがわかる。

(5) 洪水時における取水口付近の河床変化

取水口地点の現河床高と取水口敷高を比べると、河床のほうが0.6 mほど高い。そのため実験では取水口より前方約30 m、取水口中心より上下流方向へ約15 mの範囲で河床を取水口敷高 EL 11.00 m まで掘削した。第2案について、流量は3,000 m³/s を通水し、上流より砂を流下させて取水口付近の河床変化を調べた。その結果は図-16に示すとおりで、取水口前面から上流側導流壁に沿

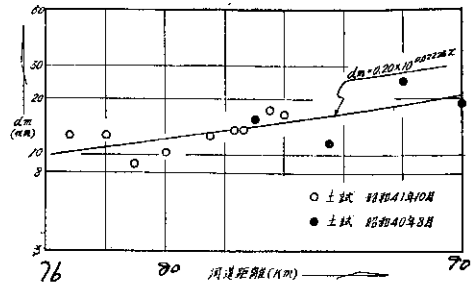


図-15 河床材料と河道距離

表-4 河川流量と最大掃流粒径

流量 (m ³ /s)	水深 (m)	平均流速 (m/s)	水面勾配	最大掃流粒径(%)	取水割合(%)	備考
83.7	0.99	0.57	2.5×10 ⁻⁴	3.0	4.1	濁水量
200	1.56	0.83	2.5×10 ⁻⁴	4.7	1.6	平水量
400	2.16	1.16	2.6×10 ⁻⁴	6.8	0.9	豊水量
1,000	3.73	1.54	3.0×10 ⁻⁴	13.6		
2,000	5.56	1.87	3.8×10 ⁻⁴	25.6		
2,500	6.30	1.97	3.8×10 ⁻⁴	29.0		約年1回周期洪水

って堆積が予想される。取水口前面の堆積深は模型上では1 cm 程度であって、通水時間を延長してもあまり増加しないことから、維持困難になるような堆積はないと考えてよいようである。一方上流側導流壁の先端と下流側導流壁の直前では砂の堆積がみとめられなかった。したがってこの部分では濁水量による実験結果と同様に洗掘されるものと考えられる。

(6) 流入土砂の限界粒径

取水口へ流入する土砂の限界粒径を推定するために(3)と同一条件下で取水口前庭の測点F~Iで垂直流速分布を測定した。ここでは河床面に働く摩擦速度を推定するため、近似的に次のような資料整理を行なった。

まず実験による流速測定値を次式に代入して摩擦速度の平均値を求める。

$$\frac{U}{U_*} = 8.5 + 5.75 \log \frac{Z}{K_s} \dots \dots \dots (3)$$

ここに U: Z点における流速

Z: 河床からの高さ

K_s: 相当粗度 (ここでは ≒ d_m)

U_{*}: 摩擦速度

(3)式より求めた U_{*}² = U_{*c}² とおき、岩垣の実験公式から流入土砂の限界粒径を求め表-5に示した。その結果、取水口付近で移動する土砂の限界粒径は1.1 mm程度で、それよりも大きな粒子の流入はないものと推定される。

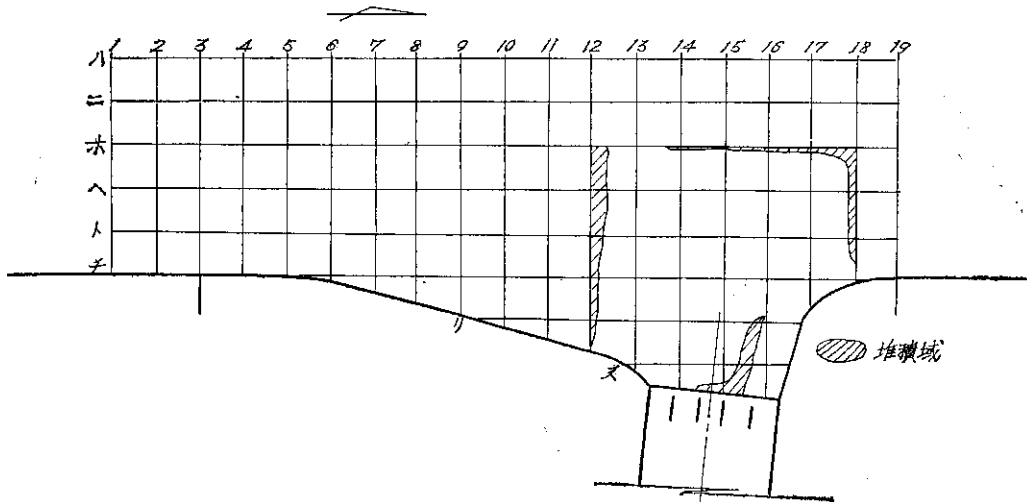


図-16の1 洪水時における取水口前庭への堆積傾向 (第2案 Q=3,000 m³/s 5分後)

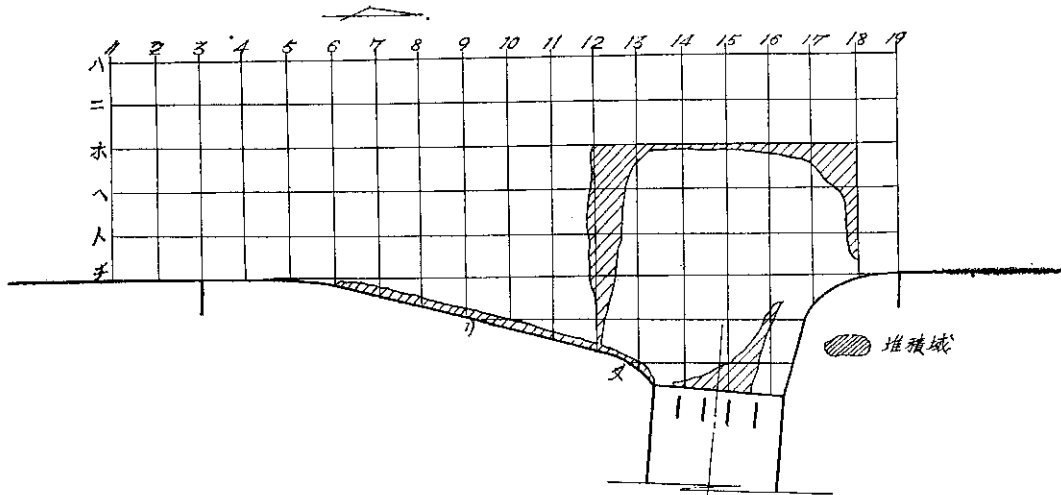


図-16の2 洪水時における取水口前庭への堆積傾向 (第2案 $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 15分後)

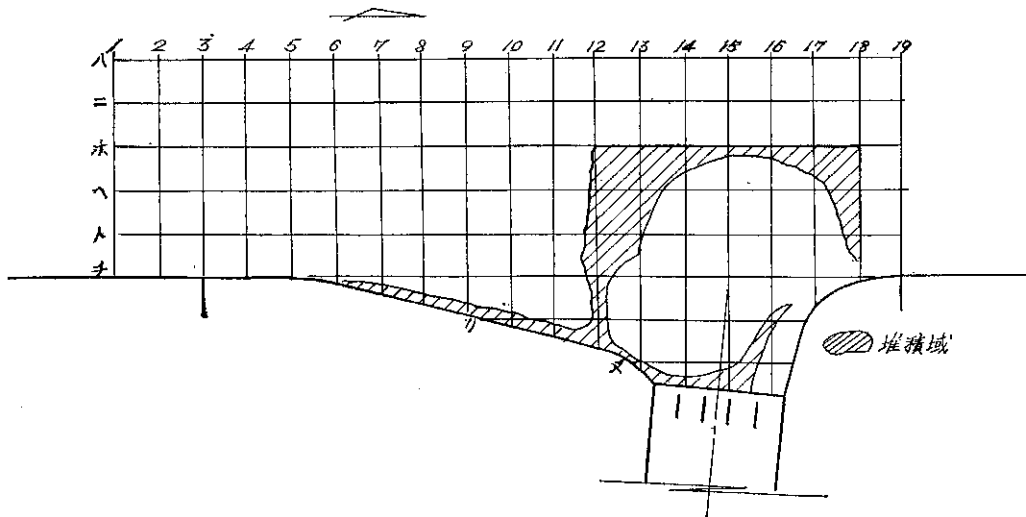


図-16の3 洪水時における取水口前庭への堆積傾向 (第2案 $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 30分後)

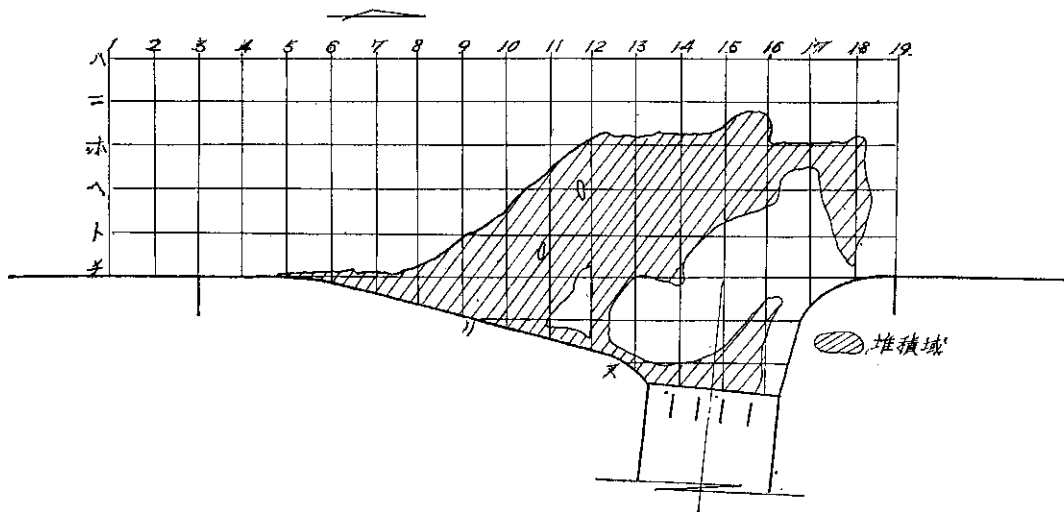


図-16の4 洪水時における取水口前庭への堆積傾向 (第2案 $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 60分後)

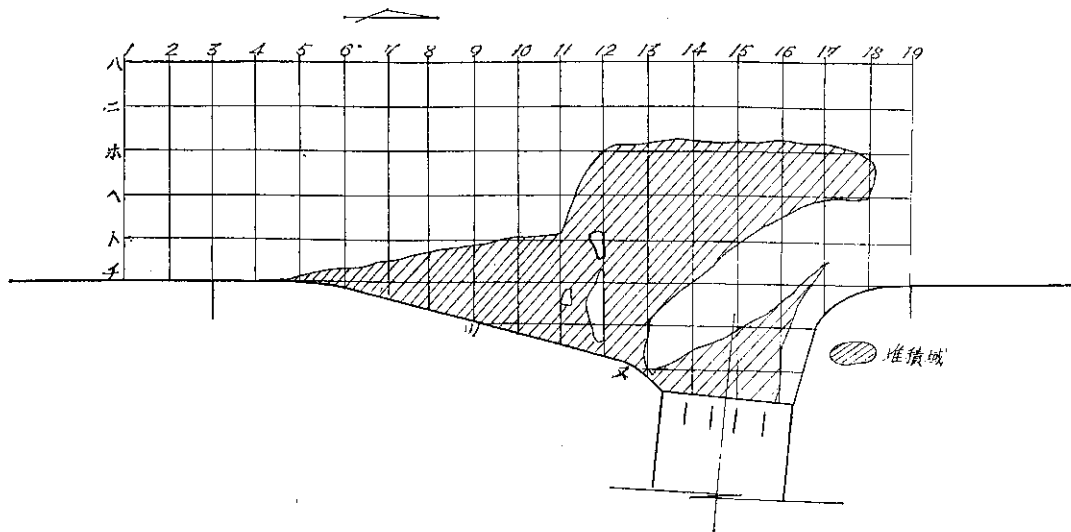


図-16の5 洪水時における取水口前庭への堆積傾向 (第2案 $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 90分後)

(7) 流入土砂量

流水によって土砂が輸送される場合、その運搬形式としては浮遊によるものと掃流によるものがある。ここでは計画取水量 $3.42 \text{ m}^3/\text{s}$ を取水する場合、取水口へ流入する土砂量を浮遊、掃流砂量の両者から推定計算する。

古谷、服部は昭和30~35年までの6年間の石狩川における浮遊砂量の観測結果から、奈井江大橋地点(77km)の浮遊流砂量を次式であたえている。

$$Q_s = 5.18 \times 10^{-4} Q^{1.99} \dots \dots \dots (4)$$

ここに Q_s : 単位時間当たりの浮遊流砂量 (kg/sec)

Q : 流量 (m^3/sec)

(4)式は浮遊流砂量の観測地点に相当する式であるからそのまま、取水口地点に使用することには問題があるが、古谷、服部の報告によれば、石狩川における浮遊流砂の粒径は0.1~0.01%程度であり、その垂直分布もほぼ直線分布と考えてよく、また取水口地点から奈井江大橋間

の河床材料の分析結果(図-14参照)をみると、0.1%以下の粒子が河床材料全体に占める割合は3%以下であるので、対象流量を濁水量から豊水量程度とすると、浮遊流砂の大部分は Wash load とみてよいようである。したがって、ここでは、(4)式より取水口地点の浮遊流砂量を求め、取水口より流入する浮遊砂量は本川流量に対する取水量の割合に比例するものとして求めて表-6に示した。

掃流による土砂の運動機構に対しては、流れの方向に働く抵抗力を主として考えるものと、砂粒に働く乱れによる揚圧力を考えるものに分けられるが、ここでは後者である佐藤・吉川・芦田公式を用いた。

単位幅、単位時間当たりの掃流砂量 q_B は次式で求められる。

$$q_B = \varphi \cdot F \frac{(\tau_0/\rho)^{3/2}}{(\sigma/\rho - 1)g} \dots \dots \dots (5)$$

ここに φ : $n \geq 0.025$ に対して $\varphi = 0.62$

表-5 接近流速と流入土砂の限界粒径

F			G			H			I		
底面 よりの 位置 (m)	実測 流速 (m/sec)	分布式 より算出 した U_* (cm/sec)	底面 よりの 位置 (m)	実測 流速 (m/sec)	分布式 より算出 した U_* (cm/sec)	底面 よりの 位置 (m)	実測 流速 (m/sec)	分布式 より算出 した U_* (cm/sec)	底面 よりの 位置 (m)	実測 流速 (m/sec)	分布式 より算出 した U_* (cm/sec)
0.03	0.27	2.568	0.03	0.30	2.885	0.03	0.27	2.568	0.03	0.31	2.971
0.1	0.31	2.305	0.1	0.36	2.685	0.1	0.31	2.305	0.1	0.35	2.581
0.2	0.35	2.286	0.2	0.41	2.702	0.2	0.35	2.286	0.2	0.41	2.702
0.3	0.35	2.143	0.3	0.41	2.533	0.3	0.38	2.335	0.3	0.41	2.533
0.4	0.41	2.425	0.4	0.43	2.525	0.4	0.46	2.738	0.4	0.46	2.738
0.5	0.46	2.651	0.5	0.43	2.445	0.5	0.46	2.651	0.5	0.46	2.651
0.57	0.44	2.462	0.57	0.43	2.340	0.56	0.46	2.609	0.57	0.41	2.304
平均		2.406	平均		2.588	平均		2.50	平均		2.640
限界掃流 砂粒径	0.105 cm		限界掃流 砂粒径	0.119 cm		限界掃流 砂粒径	0.114 cm		限界掃流 砂粒径	0.122 cm	

$$n \leq 0.025 \text{ に対して } \varphi = 0.62 \left(\frac{1}{40n} \right)^{3.5}$$

τ_0 : 掃流力
 σ : 砂粒子の密度
 ρ : 水の密度
 g : 重力の加速度
 F : τ_0/τ_c の関数値

(5)式のFの値は $\tau_0/\tau_c \leq 0.8$ のとき0となり、 q_B は0となるので、 $\tau_0/\tau_c > 0.8$ の範囲にある粒径、流量について

表-6 浮遊砂量

Q (m³/s)	取水口地点 Qs		取水割合	取水口へ流入する Qs	
	kg/sec	m³/hr		m³/hr	m³/day
83.7	2.3309	3.1665	0.041	0.1298	3.1158
100	3.2684	4.4401	0.032	0.1421	3.4100
150	7.0619	9.5933	0.023	0.2207	5.2955
200	12.1968	16.5692	0.016	0.2651	6.3626
400	45.5322	61.8551	0.009	0.5567	13.3601

表-7の1 掃流砂量 (佐藤・吉川・芦田公式)

粒径範囲	%	平均粒径 (cm)	τ_c/ρ (cm/s)²	τ_0/τ_c				
				Q=83.7	Q=100	Q=150	Q=200	Q=400
5.00 > d ≥ 3.81	6.7	4.365	353.13	0.0155	0.0111	0.0067	0.0037	0.0013
3.81 > d ≥ 3.17	6.3	3.475	281.13	0.0208	0.0139	0.0084	0.0046	0.0016
3.17 > d ≥ 1.91	14.0	2.461	199.09	0.0275	0.0196	0.0119	0.0065	0.0023
1.91 > d ≥ 0.95	18.3	1.347	108.97	0.0503	0.0358	0.0217	0.0118	0.0042
0.95 > d ≥ 0.48	13.4	0.675	54.61	0.1004	0.0714	0.0434	0.0236	0.0084
0.48 > d ≥ 0.27	9.4	0.360	29.12	0.1890	0.1345	0.0817	0.0445	0.0159
0.27 > d ≥ 0.12	9.3	0.180	12.00	0.4567	0.3250	0.1975	0.1075	0.0383
0.12 > d ≥ 0.06	11.7	0.085	4.68	1.1709	0.8333	0.5064	0.2756	0.0983
0.06 > d ≥ 0.03	3.2	0.042	2.92	1.8767	1.3356	0.8116	0.4418	0.1575
0.03 > d	5.8	0.015	1.76	3.1136	2.2159	1.3464	0.7330	0.2614

表-7の2

Q	d	i_B, q_B	cm³/s·cm	m³/hr	m³/day	流入水深 h(m)
			$\Sigma i_B, q_B$	Q_B	Q_B	
83.7	0.085	0.00009				
83.7	0.042	0.00014				
83.7	0.015	0.00035	0.00058	0.00313	0.07517	0.64
100.0	0.085	0.00001				
100.0	0.042	0.00003				
100.0	0.015	0.00018	0.00022	0.00119	0.02851	0.73
150.0	0.042	0				
150.0	0.015	0.00003	0.00003	0.00016	0.00389	0.93

表-8 流入土砂量 (取水量 3.42 m³/s)

Q (m³/s)	Qs (m³/day)	Q _B (m³/day)	Q _T (m³/day)
83.7	3.116	0.075	3.191
100	3.410	0.029	3.439
150	5.300	0.004	5.304
200	6.363	0	6.363
400	13.360	0	13.360

て Q_B を求めると表-7に示すとおりである。

以上の結果を集約すると表-8に示すとおりで、渇水時で 3.2 m³/day、豊水時には 13.4 m³/day 程度の流入土

砂量となるが、そのほとんどが粒子の小さな浮遊砂であることから、取水口内の堆砂はそう多くないと推定される。

§ 5 む す び

以上の実験により明らかにされた点を総括すると、

- 1) 渇水時の取水量などを考慮すると、どの型も必要量は取水できるが、第2案が最もすぐれている。その取水量は 3.64 m³/s である。
- 2) 第2案取水口では各ゲートからの流入量はほぼ均一である。
- 3) 取水口地点における河床材料の平均粒径は 13.8% であり、本川内で渇水時に移動する粒径は 3% 程度と推定される。
- 4) 洪水時には取水口前面から上流側導流壁に沿って堆積が予想され、上流側導流壁先端と下流側導流壁直前では洗掘の傾向にある。
- 5) 取水口へ向かって移動する土砂の最大粒径は 1.1% 程度であってその量は非常に少ない。
- 6) 取水口への流入土砂はそのほとんどが浮遊砂であって、その量は渇水時で 3.2 m³/day 程度である。

浦臼取水口の実験は昭和41年7月~10月まで4ヵ月にわたり行なったもので、札幌開発建設部浦臼出張所各位の御協力を戴いたことを明記して、感謝の意を表する。

参 考 文 献

- (1) 札幌開発建設部： 国営かんがい排水事業浦臼地区
全体計画書
- (2) 土木学会： 水理公式集
- (3) 森，柳本： 鶴川頭首工水理模型実験，土木試験所
月報第 129 号
- (4) 出口，川合： 最上川草薙頭首工の水理模型実験，
農業土木学会誌第 33 卷，第 3 号
- (5) 古谷，服部： 石狩川の浮遊流砂に関する研究，土
木試験報告第 25 号
- (6) 山岡，谷口，植原： 石狩川中流部における河床変
動に関する一考察，土木試験所月報第 57 号

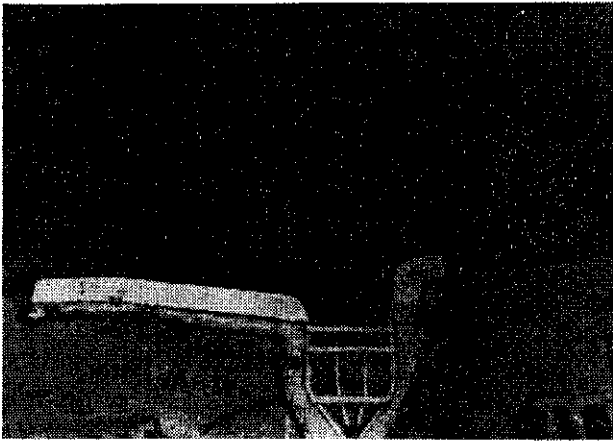


写真-1 濁水時の取水状況（第1案）

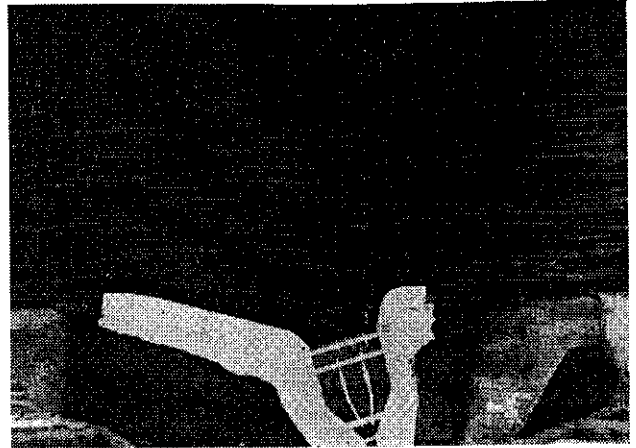


写真-4 濁水時の取水状況（第4案）



写真-2 濁水時の取水状況（第2案）

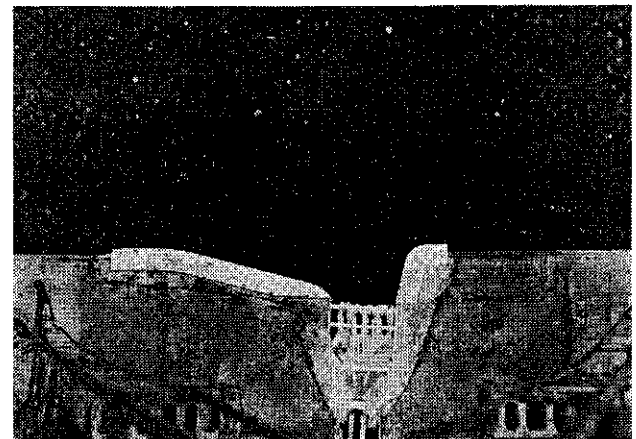


写真-5 濁水時における取水口付近の
河床変化（第2案）



写真-3 濁水時の取水状況（第3案）

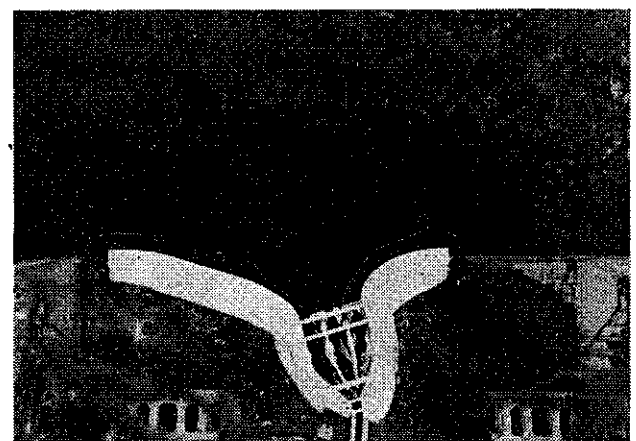


写真-6 濁水時における取水口付近の
河床変化（第3案）

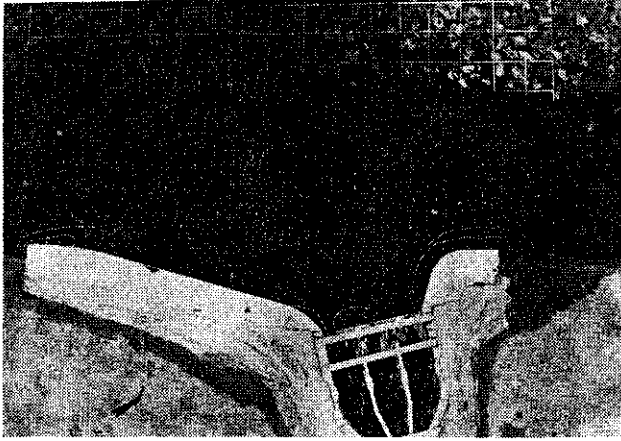


写真-7 濁水時における取水口付近の河床変化 (第4案)

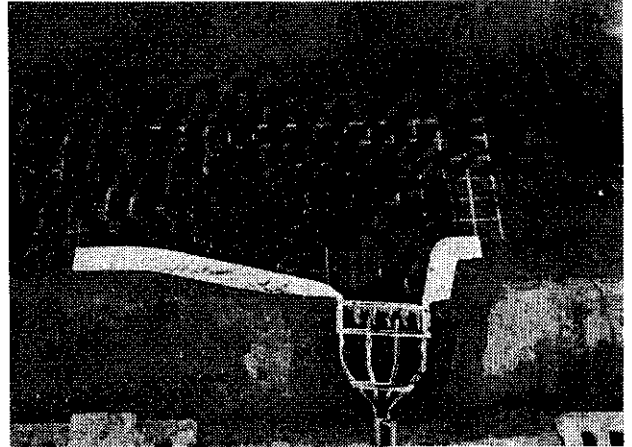


写真-9 洪水時における取水口付近の河床変化 (第2案 $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 60分後)

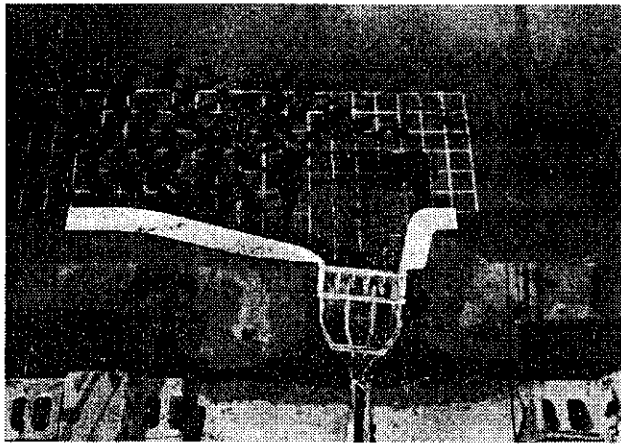


写真-8 洪水時における取水口付近の河床変化 (第2案 $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 15分後)

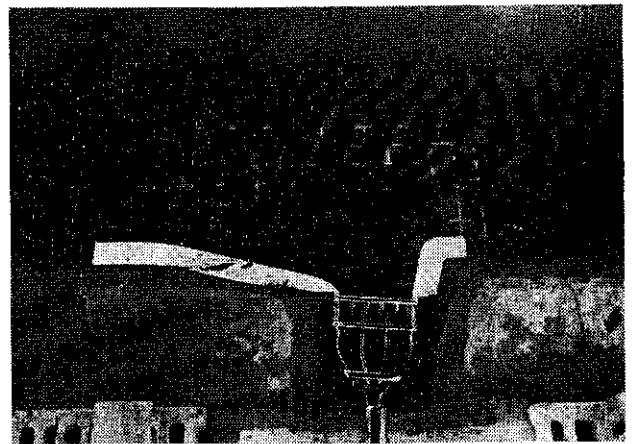


写真-10 洪水時における取水口付近の河床変化 (第2案 $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 90分後)