

捷水路に関する研究 (その2)

——月形捷水路付近における流砂能力の平面的分布——

土木試験所次長 技 官 古 谷 浩 三
水 工 研 究 室 技 官 服 部 博

要 旨

河川における流砂能力の解析には、これまで河川の流砂量の近似計算法¹⁾を用いて、河道の各断面を計算単位と考えたいわば一次元の場合について行われている²⁾。本文はこれを押し進めて、河道の横断方向をも考慮したいわば二次元の場合について解析を試みたものである。しかし月形捷水路を例にとり、2, 3の出水時における流砂能力の平面的分布を求め、さらにこの結果を用いて月形捷水路を中心としたこの付近の河床の変動状況を推定したものであつて、捷水路の河道におよぼしている影響あるいは効果などについて、かなりの解析結果を得た。

I. 概 説

月形捷水路は、石狩川本流約 58 km 地点(河口からの滞筋距離)に位置し、昭和 30 年 11 月通水したもので、石狩川においては比較的新しい捷水路である。また多数の捷水路が施工された石狩川中流部においては上流部に位置し、現在も河床の変動が著しく行われている。さらに旧河道距離 4.0 km、新河道距離 1.3 km で石狩川においては中位の捷水路である(写真)。



写真 空から見た石狩川(月形捷水路付近) —石狩川水治事務所提供—

計算の対象とした河道横断面図は昭和 31 年実測のものを用い、月形捷水路(1.3 km)を中心とした上、下流約 1 km 余り、すなわち 55.5 km から 59.5 km の区間をとつた。断面分割は最下流端の 55.5 km を No. 1 地点とし、平均 200 m 間隔で新河道を通り、最上流端の 59.5 km を No. 18 として 18 区分し、また旧河道は 200~400 m 間隔で No. A 地点から No. O 地点まで 15 区分し、計 33 断面に分割した。なお便宜上 No. 1 地点から No. 8 地点までを下流部、No. 8~No. 11~No. 15 地点の区間を新水路、No. 15 地点から No. 18 地点までを上流部、No. 8~No. J~No. 15 地点の区間を旧水路と呼び、これらを表-1 および図-1 に示す。

表-1 月形捷水路分割区分表

名称	断 面	測 点 (km)	断 面 間 滞 筋 距 離 (m)	名称	断 面	測 点 (km)	断 面 間 滞 筋 距 離 (m)
下 流 部	No. 1 地点	55.5		旧 水 路	No. 8 地点	56.8	
	// 2 //	55.7	200		// A //	0.6	200
	// 3 //	55.9	200		// B //	0.8	180
	// 4 //	56.1	200		// C //	1.0	210
	// 5 //	56.3	230		// D //	1.2	210
	// 6 //	56.5	245		// E //	1.4	210
	// 7 //	56.7	245		// F //	1.6	200
	// 8 //	56.8	125		// G //	1.8	220
新 水 路	// 9 //	57.2	510	新 水 路	// H //	2.0	180
	// 10 //	57.3	100		// I //	2.2	190
	// 11 //	57.5	190		// J //	2.4	240
	// 12 //	57.7	170		// K //	2.6	220
	// 13 //	58.0	330		// L //	3.0	400
	// 14 //	58.3	300		// M //	3.4	420
上 流 部	// 15 //	58.5	320	上 流 部	// N //	3.8	410
	// 16 //	58.7	140		// O //	4.0	240
	// 17 //	59.0	260		// 15 //	58.5	320
	// 18 //	59.5	550				

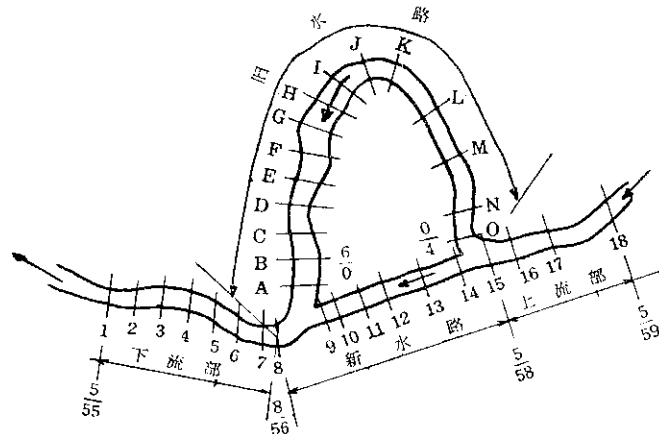


図-1 月形捷水路断面分割図

本計算に用いた実測資料はつぎの三つである。

- (1) 昭和 31 年測量河川横断図
- (2) No. 1 地点および No. 16 地点における昭和 31 年実測水位流量曲線図
- (3) 新水路 No. 13 地点および旧水路 No. J 地点における昭和 33 年実測流速測定値

これらの資料を利用して計算する順序、方法を述べると

i) No. 1 地点の水位流量曲線図を使用し、対象流量に対する各地点の水位を不等流計算で求め、No. 16 地点の流量曲線図でチェックする。

ii) 各断面を横断方向に分割し(上流部、下流部は8区分、新水路、旧水路は6区分)、全河道を網の目状に細分する。分割方法はNo.1地点の分割をもととして、流線追跡の方法を応用する。

iii) 上述により求めた網の目ごとに流砂量を対象流量別に求める。

iv) これをもとに等流砂量線図(地形図のContour lineに相当する)を描き、出水時における流砂能力を判定して、河床の変動状況を推定する。

計算流量は調査による実測記録および石狩川治水事務所の観測資料より検討し、1,800, 1,000, 400 m³/secの三種類とした。

No.1地点における昭和31年の日水位図²⁾によると、1,800 m³/secは年に5回前後起る小洪水であり、400 m³/secはやや支配流量に相当する。なおこの中間として年に10回程度起る1,000 m³/secを選んだ。

ここにいる支配流量とは、「ある期間の出水後における河床状態が形成されるのに最も影響を与えた流量」と考えているが、河床はそのときの水利条件に対して常に動的な平衡状態に向つて変動していると考えられるので、その期間の支配流量を見出すことは非常にむずかしい。したがつてここでは一応簡単に「その期間の全掃流砂量の平均値に対応する流量」と考え、年間の支配流量を求めるに対しては、日流量とそれに対応する掃流砂量の相乗積により年間掃流砂量を求め、それを算術平均した掃流砂量とそれに対応する流量として計算する。前述の日水位図および55.5 km地点における掃流砂量の値から年間の総流砂量を計算すると128×10⁷ kg、平均値は40.7 kg/secであり、これに対応する流量は約500 m³/secである。なおこの年における最多流量は250 m³/secである。

II. 流線追跡法による横断分割幅の計算

1. 水位の不等流計算

不等流計算はF. Escoffierによる図解法³⁾を用いたが、これは断面特性曲線を一度作成すれば、後は任意の流量ならびに起点水位に対してすみやかに水面形を求め得る特徴を持っている。新水路と旧水路とに流量を配分する方法は図-1において対象流量に対応する水位を、No.1地点よりNo.8地点までさかのぼり、両水路に分流する流量をそれぞれ仮定してそれぞれの水面形を求め、No.15地点において両者の合致した場合の配分流量をもつて定めた。なお旧水路には小支川須部都川が流入しているが、本流流量に影響を与えるほどではないのでこの流入を無視する。この結果、新水路と旧水路の分流比は、 $Q=1,800$ m³/secのときは6:4、 $Q=1,000$ m³/secのときは7.5:2.5、 $Q=400$ m³/secのときは9:1となつた。このように流量が多種におよぶ計算を必要とするときは、F. Escoffierの図解法は大変便利である。

計算の結果、得られた各断面の水位を示せば、表-2のようになるが、粗度係数 $n=0.027$ として全区間一定とした。

しかし特性函数 F は、区間距離 l と径深 R の函数であるから、 l あるいは R の取り方により特性曲線が二つの曲線式で結ばれ、一見して不連続かと思われるほど極端に曲線が反対方向に転ずる結果になることがある。石狩川の中流部について $\alpha=1$ $n=0.027$ として矩形断面を仮定し、特性函数 F_2 と R 、 l の関係を図示すると図-2のようになる。これより $l=100$ mあるいは $l=800$ mの場合は一個の曲線式で描かれるが、 $l=200\sim600$ mの場合は二個の曲線式で描かれているようである。これは径深 R のピッチを詳細にとることにより処理できるが、計算数が増しあまり好ましくない。図-2より l が小さいか、あるいは逆に相当大きくとることにより、不自然な曲線をさけることができそうである。この点をすこし検討してみる。

F. Escoffierによる特性関係式は次式のとおりである³⁾。

$$F_1 = \frac{\alpha}{2gA_1^2} + \frac{l}{2C_1^2 R_1 A_1^2}, \quad F_2 = \frac{\alpha}{2gA_2^2} - \frac{l}{2C_2^2 R_2 A_2^2} \quad (1), (2)$$

ここに

表-2 不等流計算水位表

地 点	水 位 (m)			地 点	水 位 (m)		
	$Q=1,800$ (m^3/sec)	$Q=1,000$ (m^3/sec)	$Q=400$ (m^3/sec)		$Q=1,800$ (m^3/sec)	$Q=1,000$ (m^3/sec)	$Q=400$ (m^3/sec)
No. 1	9.80	7.70	5.50	No. A	10.06	8.00	5.74
" 2	9.85	7.72	5.52	" B	10.05	8.00	5.75
" 3	9.90	7.78	5.54	" C	10.06	8.00	5.75
" 4	9.96	7.86	5.62	" D	10.07	8.01	5.76
" 5	9.97	7.88	5.67	" E	10.10	8.03	5.77
" 6	10.04	7.93	5.69	" F	10.11	8.04	5.78
" 7	9.98	7.92	5.70	" G	10.13	8.05	5.79
" 8	10.04	7.99	5.73	" H	10.14	8.06	5.80
" 9	10.00	8.00	5.73	" I	10.13	8.07	5.81
" 10	9.96	7.90	5.73	" J	10.14	8.08	5.82
" 11	9.98	7.92	5.76	" K	10.16	8.08	5.82
" 12	10.08	8.03	5.84	" L	10.21	8.11	5.83
" 13	10.24	8.21	5.98	" M	10.23	8.12	5.85
" 14	10.20	8.29	6.03	" N	10.27	8.20	5.86
" 15	10.38	8.38	6.16	" O	10.36	8.28	5.88
" 16	10.32	8.46	6.23				
" 17	10.47	8.53	6.39				
" 18	10.64	8.69	6.74				

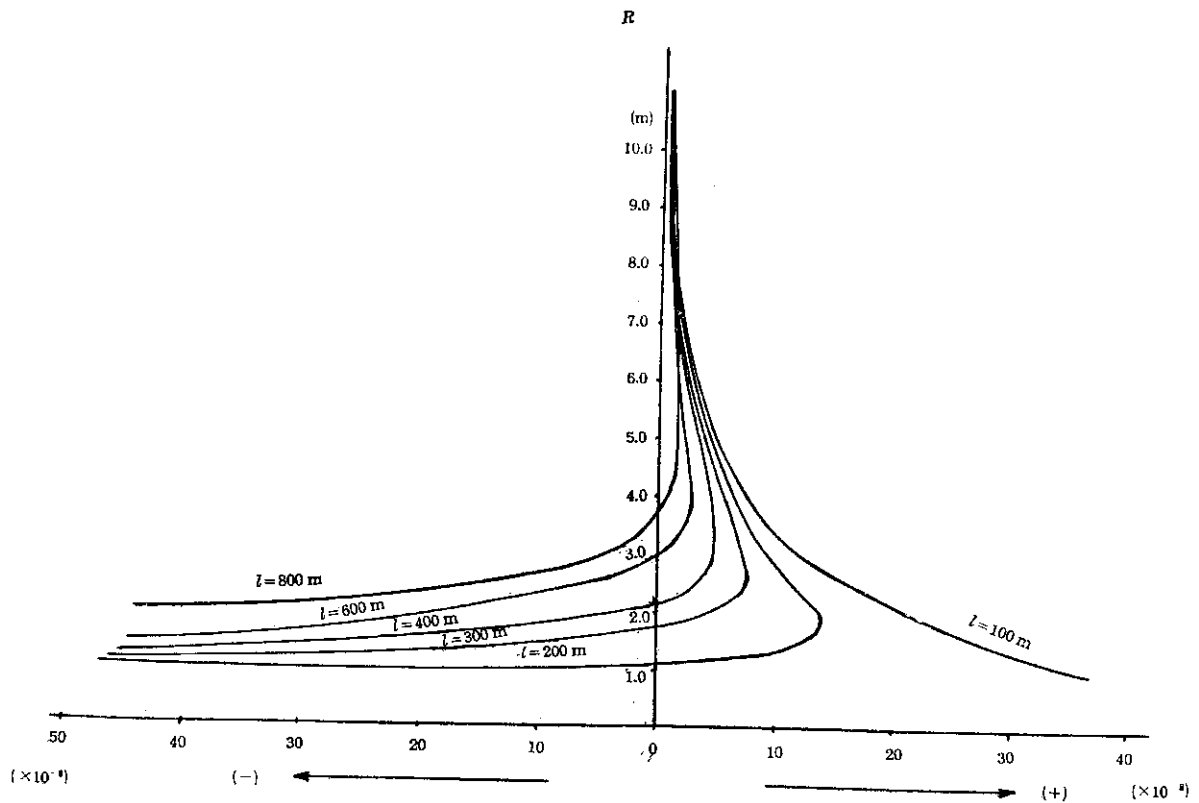


図-2 特性関数 F_2 と R, l の関係

F : 特性函数 A : 流水断面積
 g : 重力の加速度 α : 流速分布状態に関連する運動量の流速分布に対する補正係数 ≈ 1
 C : Che'zy の常数 R : 径 深
 l : 断面間の距離

いま問題となるのは F_2 の値であり、 F_2 がいかなる場合にも正の値をとるような l の値は次のようになる。

$$F_2 = \frac{\alpha}{2gA_2^2} - \frac{l}{2C_2^2 R_2 A_2^2} \geq 0 \quad (3)$$

$$l \leq \frac{\alpha \cdot 2C_2^2 R_2 A_2^2}{2gA_2^2}$$

$$\alpha = 1, \quad C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad \text{とすれば}$$

$$l \leq \frac{\left(\frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}}\right)^2}{g} \quad (4)$$

また F_2 がいかなる場合にも負の値をとる l の値は

$$l \geq \frac{\left(\frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}}\right)^2}{g} \quad (5)$$

上式によつて明らかなように、特性函数 F はいずれも径深 R の函数であるから、作成しようとする特性曲線図の R の範囲、すなわち最小径深 $R_{\min}$ と最大径深 $R_{\max}$ を式 (4) および式 (5) に代入し得られた l を使用すればよい。

$$l \leq \frac{\left(\frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}}_{\min}\right)^2}{g} \quad (6)$$

$$l \geq \frac{\left(\frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}}_{\max}\right)^2}{g} \quad (7)$$

このとき式 (6) を使用すれば F_2 は正の値で、また式 (7) を使用すれば F_2 は負の値で与えられるから、不等流計算の内容によつてどちらの l を採用すればよいかを決定するとよい。すなわち相当長い河道区間にわたつて水面形を追跡するときには式 (7) を、また本文のように短区間について計算するときには式 (6) を使用するとよい。

前記の矩形断面より、石狩川中流部における R と l の関係を求め参考までにこれを図示すると 図-3 のようになる。

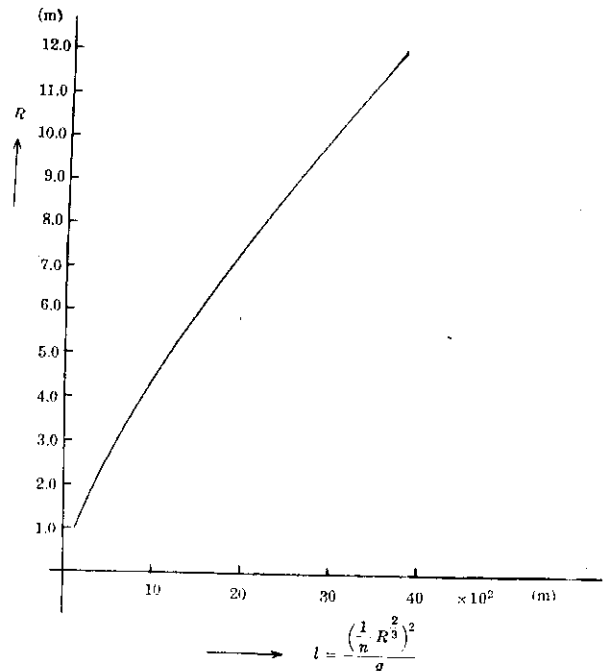


図-3 区間距離 l と径深 R の関係

2. 横断方向の分割幅の計算

河道を網の目状に分割するのに、縦断方向には No. 1~18, No. A~O の計 23 断面をとることとしたが、横断方向には下流部および上流部を 8 分割、また新水路および旧水路は 6 分割することとし、分割幅の算出は流線追跡の方法を応用することにする。

いま $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合を例にとり計算してみる。まず出発点である No. 1 地点の断面形を 図-4 に示し、実測による水理量を 表-3 に示す。

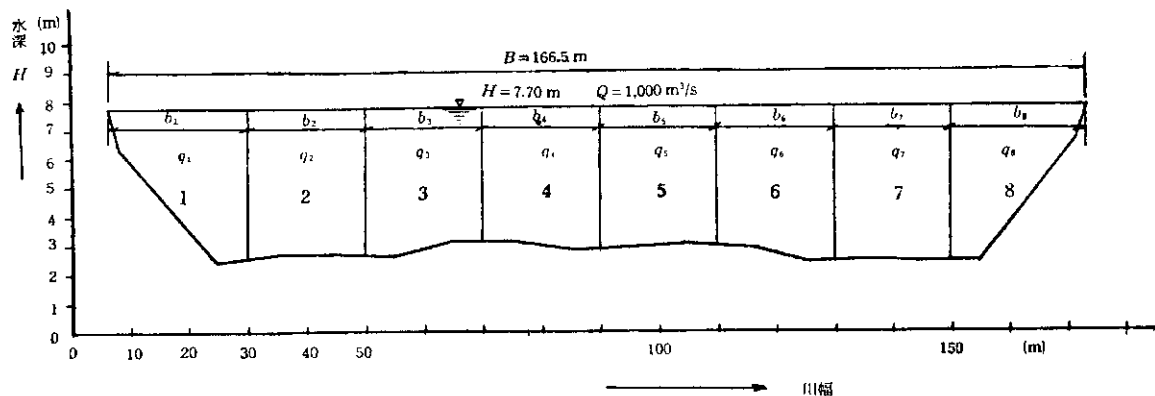


図-4 No. 1 地点 $\left(\frac{5}{55}\right)$ 横断面

表-3 No. 1 地点実測水理量

区 分	分 割 断 面								計
	1	2	3	4	5	6	7	8	
b	23.5	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	23.0	166.5
h	4.1	5.0	4.8	4.7	4.7	5.0	5.3	4.00	
a	84.1	100.5	96.6	94.7	95.2	100.8	105.2	81.0	758.1
v	0.81	1.02	1.22	1.25	1.37	1.35	1.71	1.40	
q	67.8	100.7	118.1	118.0	136.5	166.3	179.2	113.4	1,000.0

b : 川幅 (m) a : 流積 (m²) q : 流量 (m³/sec) h : 水深 (m) v : 流速 (m/sec)

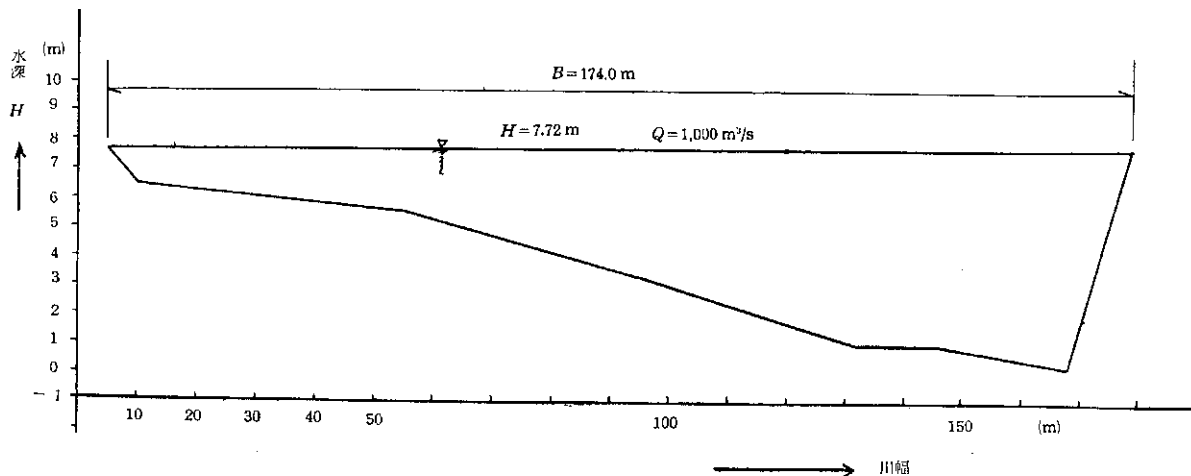


図-5 No. 2 地点 $\left(\frac{7}{55}\right)$ 横断面

No. 2 地点の断面形を示すと図-5 のとおりであり、既知量は $H = 7.72$ m, $B = 174.0$ m と各点における水深 h である。分割流量 $q_1 \sim q_8$ は連続の条件から変化しないので、No. 2 地点におけるこれらの $q_1 \sim q_8$ に対応する分割幅 $b_1 \sim b_8$ を求める。

井田氏による不等流計算の方法は、水位 H と下式で示される函数値 Φ および Ψ との関係を図式に描き、水位を求めるものであるが⁴⁾、ここで水位 H をパラメーターとして、分割幅 b と Φ および Ψ との関係が同じく図上に描けるはずである。この図を用いることにより No. 1 地点における Φ の値と常流の場合の $\Phi_1 = \Psi_2$ の関係に

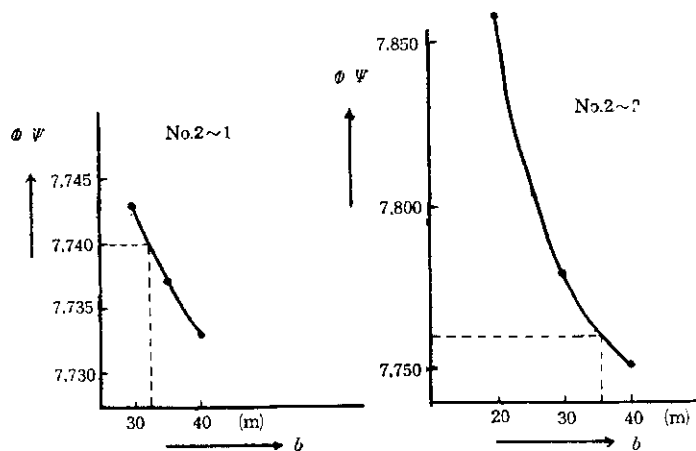


図-6 No. 2 地点 Ψ の特性曲線図

よつて、No. 2 地点のこの値に應ずる分割幅 b の値を容易に求めることができる。その 1 例を 図-6 に示す。

$$\phi = z + h + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2gA^2} + \frac{l_\phi}{2} \frac{Q^2}{C^2RA^2} \quad (8)$$

$$\psi = z + h + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2gA^2} - \frac{l_\psi}{2} \frac{Q^2}{C^2RA^2} \quad (9)$$

ここに

l_ϕ : 任意断面に近接して相隣る上流断面までの距離

l_ψ : 任意断面に近接して相隣る下流断面までの距離

z : 基準面よりの河床高

h : 水 深

参考として表-3 より No.1 地点における ϕ を求め表-4 に示す。

表-4 No. 1 地点 ϕ の値

断面	h	b	q	l_ϕ	ϕ	断面	h	b	q	l_ϕ	ϕ
1	4.1	23.5	67.8	200	7,740	5	4.7	20.0	136.5	200	7,824
2	5.0	20.0	100.7	200	7,760	6	5.0	20.0	166.3	200	7,864
3	4.8	20.0	118.1	200	7,789	7	5.3	20.0	179.2	200	7,886
4	4.7	20.0	118.0	200	7,794	8	4.0	23.0	113.4	200	7,823

表-5 No. 2 地点分割幅計算表

b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6	b_7	b_8	B
33.0 m	35.5 m	24.0 m	18.0 m	14.0 m	16.5 m	17.0 m	17.0 m	175.0 m

この方法により順次 $b_1 \sim b_8$ までの値を求めると表-5 のようになる。

さて第 1 節の不等流計算により求められた No. 2 地点の $H = 7.72$ に対する川幅は $B = 174.0 \text{ m}$ であり、上の計算値とほとんど合致する。これより No. 1 地点から No. 2 地点の流線は 図-7 に示すようなものと考えてよいであろう。

同様の方法で上流側へ流線を追跡していくわけであるが、新水路と旧水路の合流部は次のような考え方で処理し計算を進めて行つた。

下流部最上流端の No. 8 地点において新水路へ $750\text{ m}^3/\text{sec}$, 旧水路へ $250\text{ m}^3/\text{sec}$ の比率で分れるのであるから, No. 8 地点において得られた分割川幅 b が占める $750\text{ m}^3/\text{sec}$ および $250\text{ m}^3/\text{sec}$ の川幅を求め, これを B_1 および B_2 とするならば, B_1, B_2 をさらに 6 等分し, それぞれ新水路および旧水路へ前述と同様の方法で流線を追跡していく。ただし流量の配分はこの点における実測値がないので, 昭和 33 年実測せる新水路 (No. 13) および旧水路 (No. J) の資料を参考にして分割流量をきめた。これを 表-6 および 図-8 に示す。

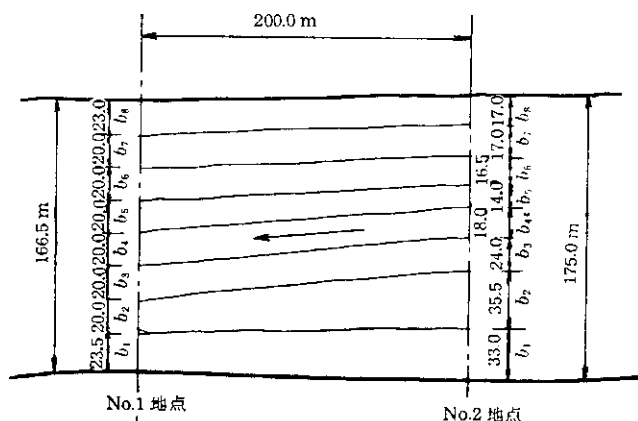


図-7 No. 1 地点～No. 2 地点間の流線図

表-6 合流部 b, q 計算表

区 分	分 割 断 面									
	1	2	3	4	5	6	7	8	計	
下 流 部	b	32.0	24.0	16.0	24.0	22.0	21.0	30.0	17.0	186.0
	q	67.8	100.7	118.1	118.0	136.5	166.3	179.2	113.4	1,000.0
新 水 路 (No.8 地点の再出発値)	b	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	—	—	120.0
	q	111.5	130.0	151.0	146.5	135.5	75.5	—	—	750.0
旧 水 路 (No.8 地点の再出発値)	b	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	—	—	66.0
	q	17.4	32.3	39.8	47.2	54.7	58.6	—	—	250.0
新 水 路	b	11.0	10.0	10.0	9.0	10.0	19.0	—	—	69.0
	q	111.5	130.0	151.0	146.5	135.5	75.5	—	—	750.0
旧 水 路	b	44.0	36.0	38.0	36.0	28.0	28.0	—	—	210.0
	q	17.4	32.3	39.8	47.2	54.7	58.6	—	—	250.0

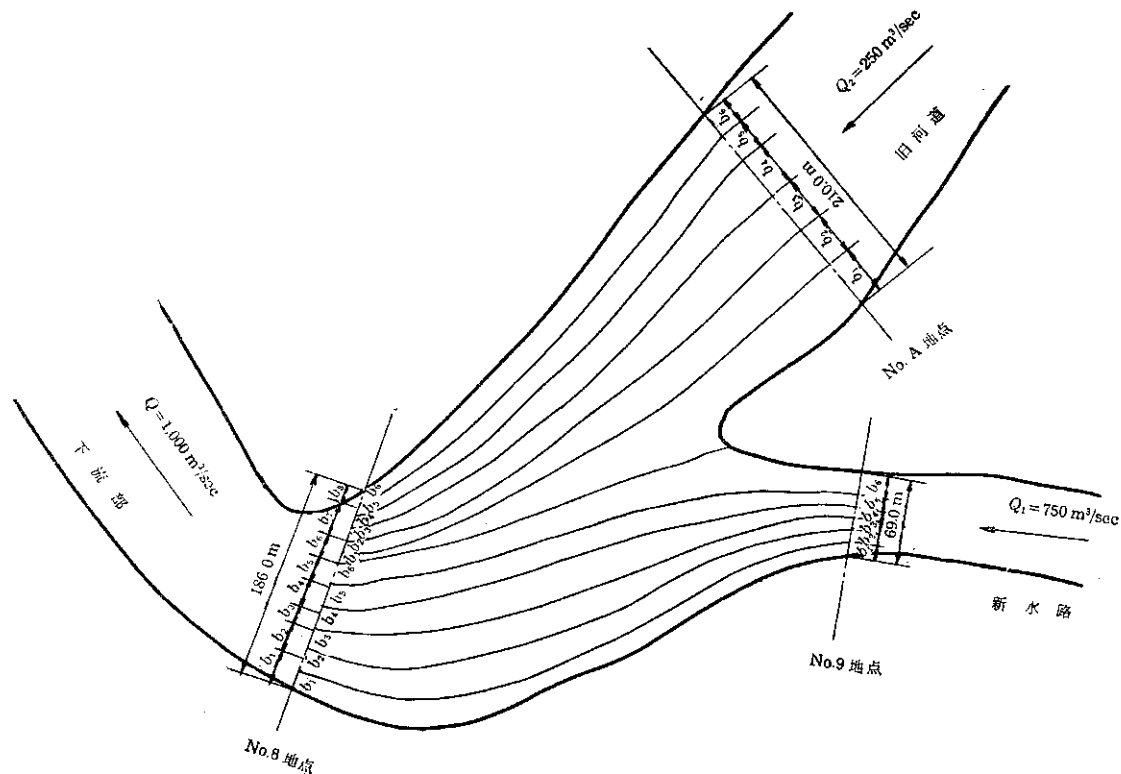


図-8 合流部流線追跡図

また分流部における合成は、新水路の6分割分と旧水路の6分割分を2分割にまとめてこれを加え、計8分割としてこれらをそれぞれNo. 14地点とNo. O地点から上流部のNo. 15地点に向つて流線を追跡した。これを表-7および図-9に示す。

表-7 分流部 b, q 計算表

区 分		分 割 断 面								計
		1	2	3	4	5	6	7	8	
新 水 路	b	17.0	10.0	10.0	10.0	10.0	18.0	—	—	75.0
	q	115.0	130.0	151.0	146.5	135.5	75.5	—	—	750.0
旧 水 路	b	19.0	17.0	30.0	31.0	30.0	17.0	—	—	144.0
	q	17.4	32.3	39.8	47.2	54.7	58.6	—	—	250.0
新 水 路 (No. 14 地点の再出発値)	b	17.0	10.0	10.0	10.0	10.0	18.0	—	—	75.0
	q	111.5	130.0	151.0	146.5	135.5	75.5	—	—	750.0
旧 水 路 (No. J 地点の再出発値)	b	—	—	—	—	—	—	66.0	78.0	144.0
	q	—	—	—	—	—	—	140.8	109.2	250.0
上 流 部	b	16.0	19.0	14.0	20.0	27.0	40.0	23.0	30.0	189.0
	q	111.5	130.0	151.0	146.5	135.5	75.5	140.8	109.2	1,000.0

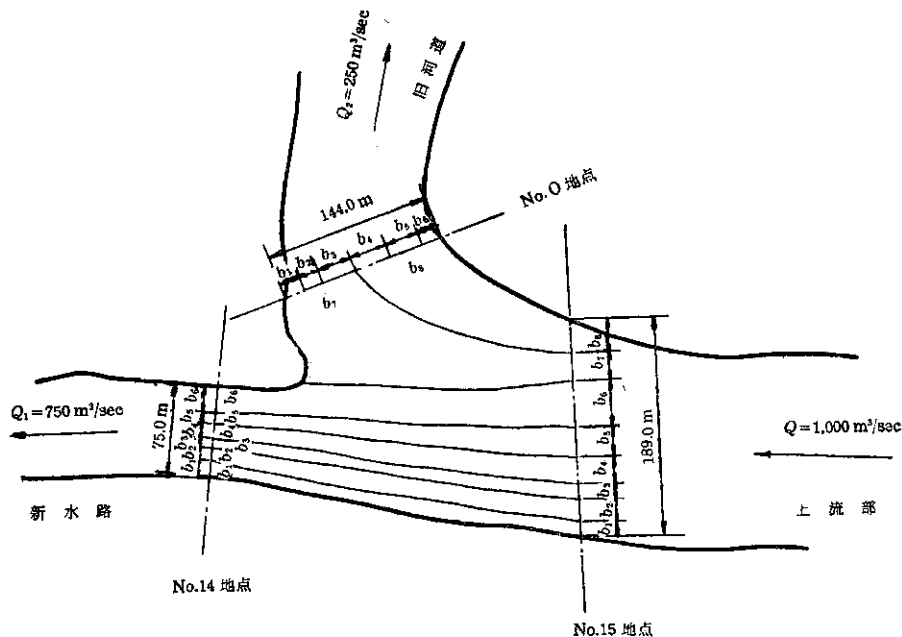


図-9 分流部流線追跡図

III. 流砂能力の平面的分布

1. 概 説

河道を変化させる主原因となるものは土砂の移動であり、土砂の移動は流水が原因である。したがつて河川は与えられた河道と流水条件のもとに常に動的な平衡状態に向つて動いていると考えられている。石狩川に関する在来までの研究^{2), 5)}によると、月形捷水路が現在もつとも流砂の移動がはげしく行われていることが判明している。ある出水期間における河床の変動状況を定量的に把握するには、前章において求めた分割断面ごとに流砂量を計算し、各断面間の流砂量の差と出水時間との相乗積により変動量を求めることができるが、いまの場合各流量に対する分割断面ごとの流砂量を算出し、これから得られる流砂量の比較から流砂能力の定量的な勢力分布を求め、河床の移動方向を推定しようとするものである。

2. 流砂能力分布図の作成

河川における流砂量の運搬型式を大別すると、浮遊流砂量と掃流流砂量の二つに分けることができる。前者は河道断面全体にわたって浮遊しながら運ばれ、河口付近あるいは貯水池などで河床付近の粒径が非常に小さいときは、河床を形成する重要な要素となるが、それ以外のところでは河床の安定を支配するものは掃流流砂であると考えられている⁶⁾。月形捷水路付近における浮遊流砂の平均粒径は約 0.05 mm であり、一方掃流流砂の平均粒径は約 3.5 mm であるから、この場合両者を区別して考えてもさしつかえないと思う。よつて月形捷水路付近の河床の安定を支配するものは掃流流砂と考え、浮遊流砂は対象外とした。

掃流流砂量は次式によつて与えられる⁷⁾。

$$q_B = \frac{w\sqrt{g}}{b^2} \frac{n^3 q^3}{h^{\frac{7}{2}}} \quad (10)$$

ここに

- q_B : 任意の河幅に対する単位時間当りの掃流砂量 (kg/sec)
- q : 任意の河幅に対する単位時間当りの流量 (m^3/sec)
- b : 河 幅 (m)
- h : 水 深 (m)
- w : 水の単位重量 (kg/m^3)
- n : 粗度係数 ($\text{sec}/\text{m}^{\frac{1}{3}}$)、式 (10) においては $n \geq 0.025$ と仮定してある
- g : 重力の加速度 (m/sec^2)

前章までに得られた値を式 (5) に代入し分割断面ごとに流砂量を求めると横断方向の分布がわかる。一例として No. 1 地点における分布を図-10 に示す。

これは篠津頭首工地点における一例であるが、横断方向にかなりはつきりと分布の状態が現われている。なお流量の差異による流砂量の分布傾向は変わらないが、流量の大なるほど分布の傾向が極端に現われるようである。

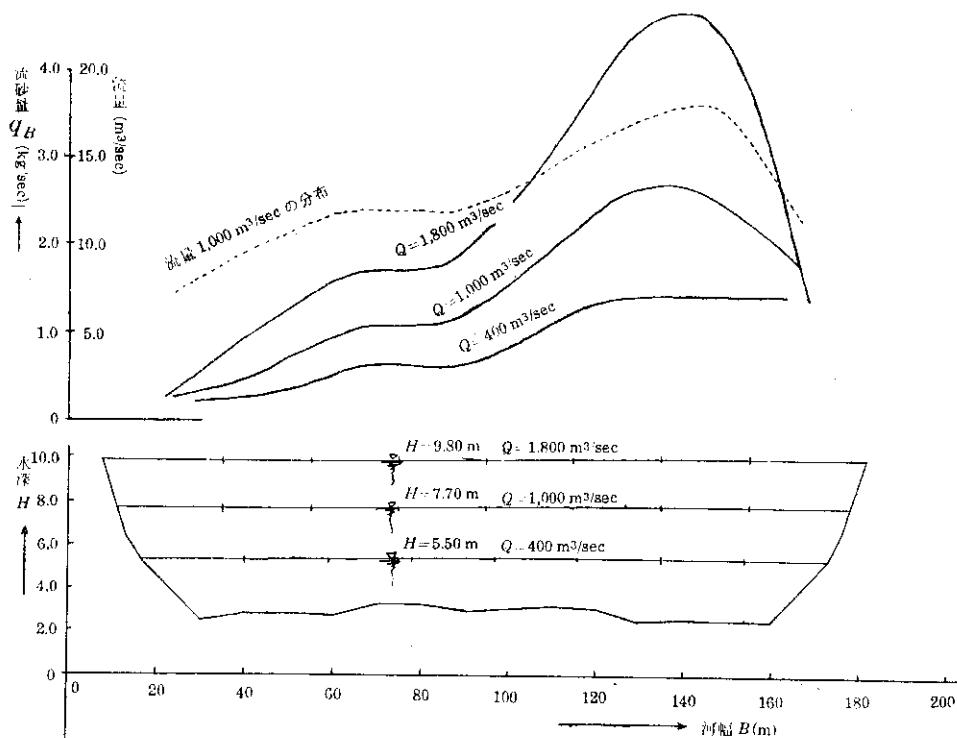


図-10 流砂量の横断分布 (No. 1 地点)

同様の方法で各地点の分割断面ごとに流砂量を求めて等流砂量線を描くことができ、これが流砂能力の勢力分布を示しているとみれば、これによつて河床の将来変動をある程度推定できると思う。 $Q = 400, 1,000, 1,800$ m^3/sec のときの流砂能力の分布図を示すと 図-11 (a), (b), (c) のようになる。

図上における数値の単位は kg/sec である。これらの値は本流では $0.5 \text{ kg}/\text{sec}$ 刻みにとつたが旧水路の流砂量は本流と比べ非常に小さいため、これを点線で描き単位の間隔も小さくとつた。流量が $1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ 位になると本流、旧河道とも同じ数値単位で等流砂量線を描けるが、流量が $400 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合の order は本流に対して旧

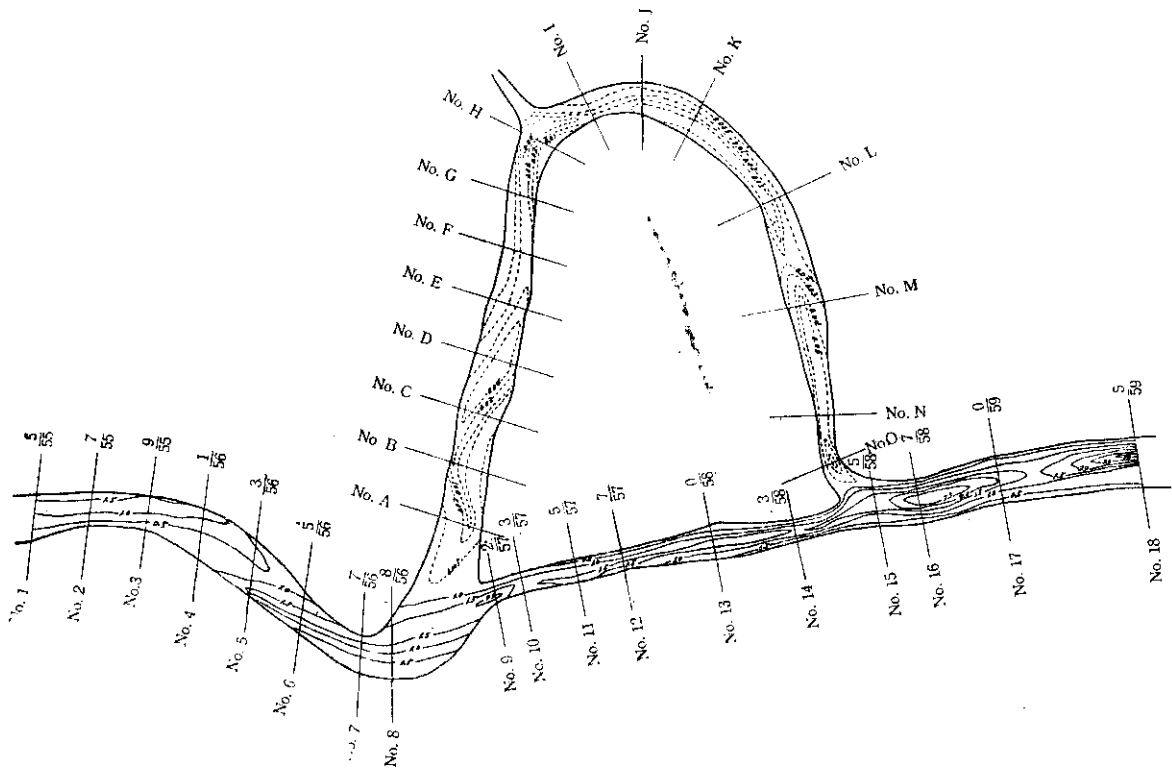


図-11 (a) 流砂能力分布図 $Q = 400 \text{ m}^3/\text{sec}$ (単位 : kg/sec)

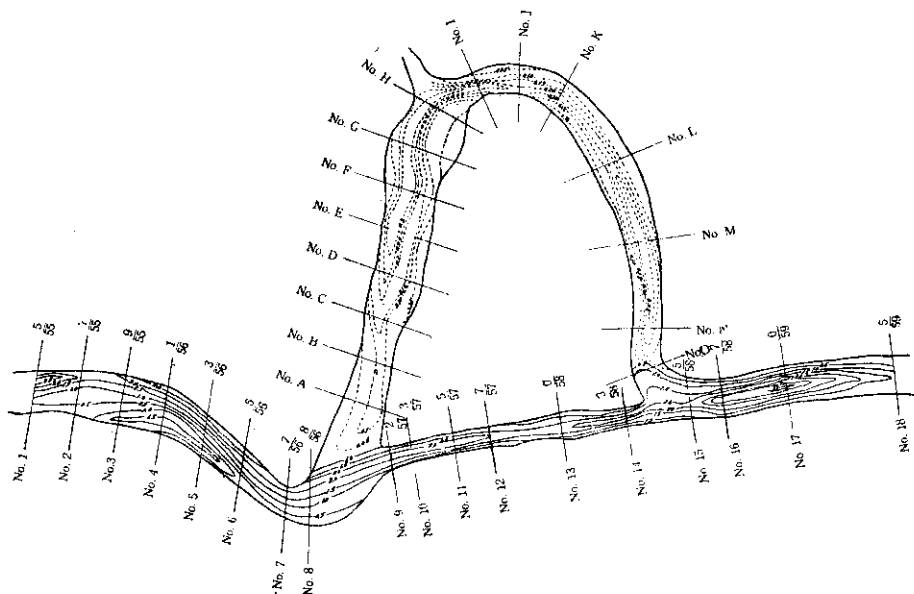


図-11 (b) 流砂能力分布図 $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ (単位 : kg/sec)

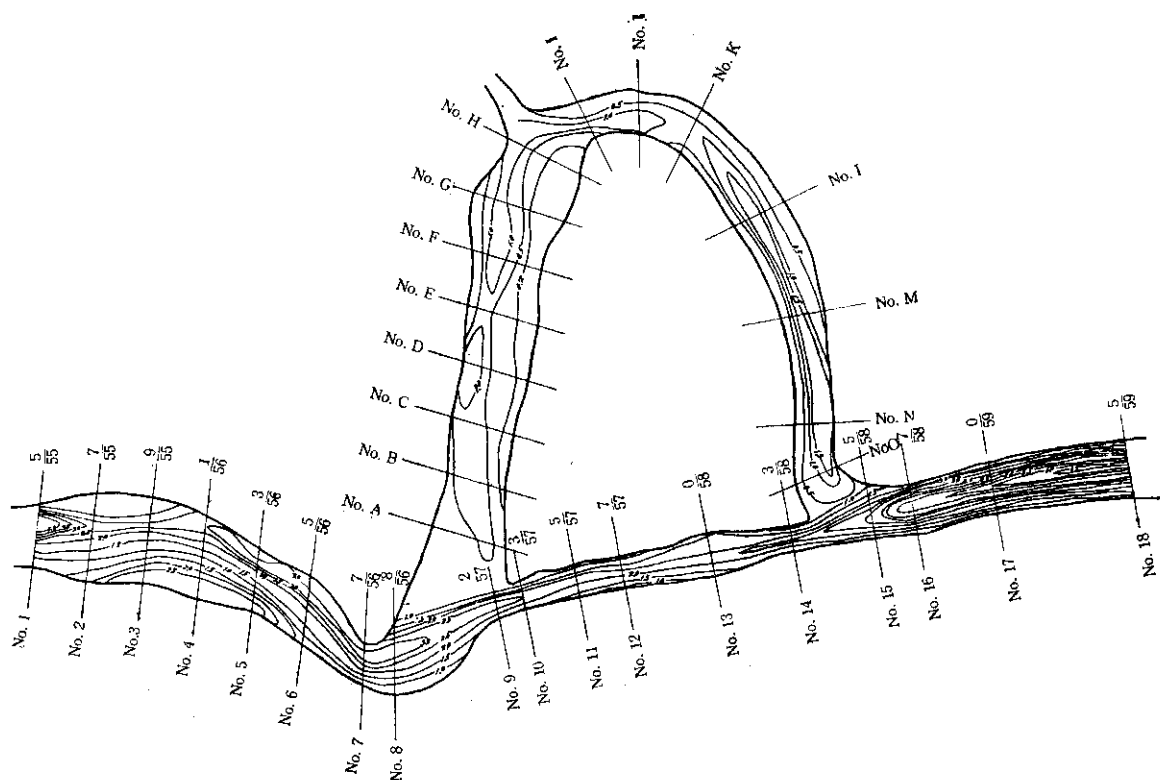


図-11 (c) 流砂能力分布図 $Q=1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ (単位: kg/sec)

河道は約 $1/100$ であり, $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は約 $1/10$ となる。

3. 流水の洗掘力に関する考察——河床移動状況の推定——

(1) 下流部 ($\frac{5}{55} \sim \frac{8}{56}$)

流量が $400, 1,000, 1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ のいずれの場合も No. 7 地点 ($\frac{7}{56}$) の右凸岸部は掃流砂量が大きく (洗掘力大), 新水路からの流れがそのまま凸部にぶつかり流下するものと思われる。しかし流量の大なるときはいくらか旧河道からの流れの影響を受け, 凸部より少し川の中央部方向に流心が寄るようである。またいずれの場合も, No. 8 地点 ($\frac{8}{56}$) の凹部は堆積を起す現象にあり, 流れを直接受けることがないから今後河岸が浸蝕されることはおそくないものと思われる。

つぎに流水の洗掘力の状態を観察してみると, 流量の大小により差異があらわれている。すなわち $Q = 400 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は 図-12 (a) に示すように, 凸部を経た流心はそのまま No. 5 地点 ($\frac{3}{56}$) 付近の左岸に集中し, そこで反転して No. 4 地点 ($\frac{1}{56}$) の右岸にぶつかりそのまま右岸沿いに進んでいく。 $400 \text{ m}^3/\text{sec}$ が支配流量であるならば, 今後下流部の河道は 図-12 (a) に示す洗掘力の中心線の方法に移動していくものと推定してよいであろう。

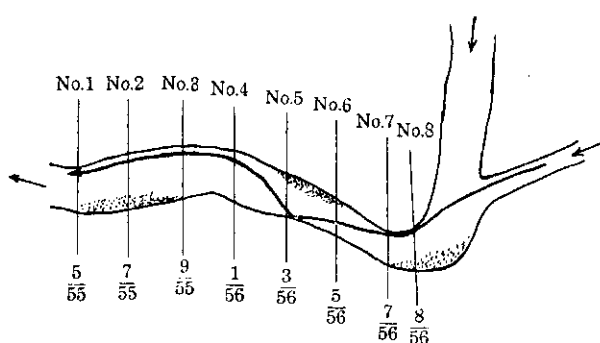


図-12 (a) 洗掘力中心線 ($Q=400 \text{ m}^3/\text{sec}$)

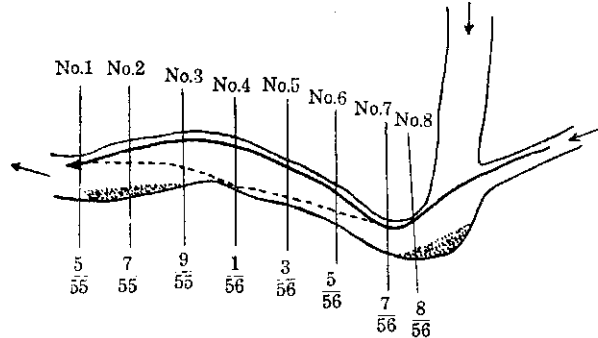


図-12 (b) 洗掘力中心線 ($Q=1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$)

$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は 図-12 (b) に示すように流心の蛇行半径が大となり、No. 8 地点 $\left(\frac{8}{56}\right)$ の凸部より右岸沿いに進んで流下していくが、一部の勢力は $Q = 400 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合と同様に凸部から右岸にぶつかり折れて進むようである。しかし変曲点は $Q = 400 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合より下流部に後退し、No. 4 地点 $\left(\frac{1}{56}\right)$ の左岸に移動するようである。

$Q = 1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合と同様洗掘力の中心は No. 8 地点 $\left(\frac{8}{56}\right)$ 凸部を回り、右岸沿いに No. 4 地点 $\left(\frac{1}{56}\right)$ まで行き、そこで左側に折れ、No. 1 地点 $\left(\frac{5}{55}\right)$ のダム予定地点では川のやや中央寄りに移っていく。また一部の勢力は凸部から No. 4 地点 $\left(\frac{1}{56}\right)$ 左岸にわかれ、そこで右折して流下していく。変曲点は $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合より少しく後退するようである。これを 図-12 (c) に示す。

洗掘力の中心を 3 種の流量別に比較してみると 図-13 のようになる。

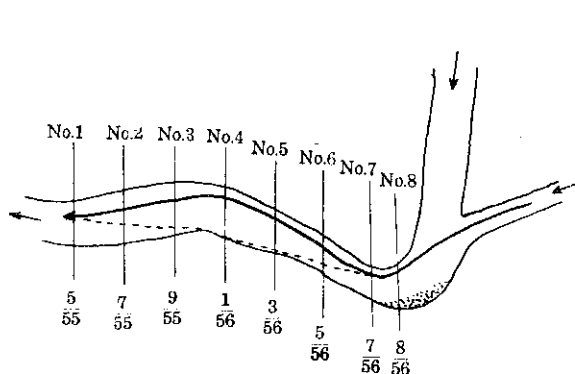


図-12 (c) 洗掘力中心線 ($Q = 1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$)

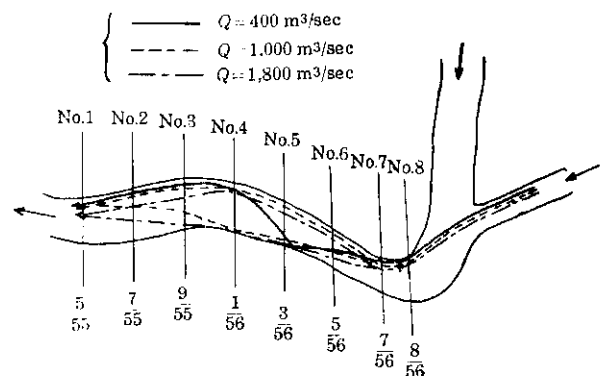


図-13 洗掘力中心線

(2) 新水路 $\left(\frac{2}{57} \sim \frac{3}{58}\right)$

直線部であるから洗掘力の進行方向が屈折するのは認められない。川の中央が掃流能力大で両岸にいくにしたがい少なくなっているが、河道の縦方向には流量の大小により差異が認められる。すなわち流量小 ($400 \text{ m}^3/\text{sec}$) なるときは河道の中間に洗掘力の最大があるが、流量が大きくなるにしたがい中間より上流と下流の方に移つてゆき、中間部はむしろ堆積現象を呈するようである。さらに流量が大 ($1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$) きくなると最大部は遠くなり、新水路全体が縦断的にはほぼ等しい掃流能力を持つようになる。これらのことから、流量小なときは短い河道の中で洗掘部と堆積部が区別されるが、流量が大なるにしたがい河道全般がほぼ等しい力で掃流が行われているといえよう。

(3) 旧水路 (No. A ~ No. O)

旧河道の現状は低水敷内に堆積された土砂の中を滞筋が通り、大きな出水以外流水はこの滞筋内を流れている。したがって旧河道は、低水敷内にさらに低水敷と高水敷が有するような状態である。

旧水路において流量の差異により顕著に認められる現象は、流量の小なときは洗掘力中心線の屈曲半径が小さく——したがって屈曲数が多い——流量が大なるに従い屈曲半径が大きくなつていく。これは流量が小さく、流水が低水敷内の低水敷 (滞筋) のみを流れているときはその河状に支配されているが、流量が大きくなり、流水が低水敷内の高水敷に相当する部分を通れるようになると流況は一変し、低水敷を通れる流水も高水敷を通れる流水の影響を受けて、河床の洗掘状況も異つてくるためと思われる。

旧水路の流砂量の値は本流に較べて order が非常に小さいから、洗掘、堆積の現象はあまり著しくなく、 $Q = 1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合を除き本流の等流砂量線とは別個に観察する必要がある。また旧水路には須部都川という支川が入っているため、滞筋にある程度の影響を与えるであろうから、等流砂量線で図示される分布と現状とはかならずしも一致するとは言い難い。しかし今の場合支川の流入は無視して扱っている。

(3) 上流部 $\left(\frac{5}{58} \sim \frac{5}{59}\right)$

捷水路の上流側は従来まで経験的に、河道の短縮により水面勾配急となり、したがって流速は増大し河床は洗掘されるといわれている。図-11 (a), (b), (c) の分布図によると、いずれの場合も上流部に大きな洗掘力が存在し、上記の事象を立証している。縦断的にみて流量小 ($400 \text{ m}^3/\text{sec}$) になるときは、洗掘力の中心は二つに分かれ洗掘部と堆積部が区別されているが、流量が $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ になるとこれらが一つにまとまり、両者の中央部に洗掘力の最大が移動する。さらに流量が大 ($1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$) となると、洗掘力の最大部は上流側に移動し、この勢力範囲が大きく上流、下流に及ぼしている。すなわち捷水路上流部における流砂能力の状態は、流量が増加するにしたがい個々に存在していた洗掘力の中心が大きく合成され、等流砂量線で示される流砂能力の勢力範囲が増大し、それが徐々に上流部に移行していくと言えよう。

む す び

河川における流砂量の近似計算法を用い、河道の横断方向をも考慮したいわば二次元の場合について、流砂能力の解析を月形捷水路付近を例にとり行つた。計算流量として $400, 1,000, 1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の三種を選び、河道を縦断方向に分割して各断面の不等流水位を求め、さらに流線追跡の方法を応用して各断面を横断方向に分割し、平面的にみて河道を網の目状に分割して各分割断面ごとの流砂量を計算した。しかして等流砂量線を描き、これより河床の移動状況を考察したが、これをまとめると以下のとおりである。

1. 捷水路の合流部である No. 8 地点 $\left(\frac{8}{56}\right)$ の右岸凸部はいずれの流量の場合も洗掘力が集中するため河床の洗掘は増大し、このため河岸は徐々に後退するものと思われる。また同地点左岸凹部は堆積を起すであろう。

2. 流量小なるときは No. 5 地点 $\left(\frac{3}{56}\right)$ 右岸、No. 2 地点 $\left(\frac{7}{55}\right)$ 左岸付近に堆積現象を起すが、流量が増すに従いこの二地点における堆積現象は消滅するようである。

3. 捷水路下流部における洗掘力の中心は、流量小なるときは No. 5 地点 $\left(\frac{3}{56}\right)$ 左岸に一度ぶつかりそこから右折して進むが、流量が大なるに従い右岸沿いに進むようである。しかし一部の勢力は流量小なるときと同様左岸にぶつかるが、変曲点は下流部へ徐々に後退する。

4. 新水路内の洗掘力は、流量小なるときは河道内の中間部に洗掘力の中心があり、上流端および下流端は幾分堆積のみである。しかし流量が大なるにしたがい洗掘力の中心は上流端および下流端に移行し、中間部は堆積状態となり、さらに流量が増大すると河道全般がほぼ等しい力で掃流が行われているようである。

5. 旧河道は、流量小なるときは洗掘力中心線の屈曲半径が小さく、したがって屈曲数が多いが、流量大なるにしたがい屈曲半径が大きくなっていく。しかし流砂量は本流と較べて非常に小さいから、河道の変動に大きな影響を与えるとは思われない。

6. 捷水路上流部は流量小なるときは洗掘部と堆積部が区別されているが、流量が増すにしたがい洗掘部が上流部の中間で一つに合成され、さらに流量が増すにしたがい、この洗掘力の中心は上流側に移動してゆくようである。流砂量は他と較べて非常に大きく、したがって河床の低下が予想される。

参 考 文 献

- 1) 佐藤清一：河道の設計について；土木学会誌，第42巻，第4号（1957）。
- 2) 山岡勲，谷口雅宥，植原茂次：石狩川中流部における河床変動に関する一考察——流砂量の観点からみた奈井江，江別間河床の将来移動，とくに月形における篠津運河頭首工の影響について——北海道開発局土木試験所月報，第57号（1958）。
- 3) 土木学会編：水理公式集，p. 23（1957）。
- 4) 土木学会編：水理公式集，p. 24（1957）。
- 5) 山岡勲，谷口雅宥：捷水路に関する研究（その1）——北海道開発局土木試験所月報，第64号（1958）。
- 6) 佐藤清一，吉川秀夫，芦田和男：河床砂礫の掃流運搬に関する研究（1）——建設省土木研究所報告，第98号の2（1956）。