



Title	河川の自浄作用に関する研究 : 石狩川の流下時間と浄化速度恒数の推定について
Author(s)	丹保, 憲仁; Tambo, Norihito; 森, 貞雄 他
Citation	北海道大學工學部研究報告, 26, 43-68
Issue Date	1961-07-30
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/40682
Type	departmental bulletin paper
File Information	26_43-68.pdf



河川の自浄作用に関する研究

——石狩川の流下時間と浄化速度恒数の推定について——

本報文を種々の研究において常に御指導をたまわつた、敬愛する、故理学博士大蔵武教授の靈に捧げる。

衛生工学 第一講座

助教授 丹保憲仁

助手 森貞雄

A Study on the Self-purification of the Ishikari River

Norihito TAMBO

Sadao MORI

Abstract

The time of flow-down of a water mass in the Ishikari is estimated from the discharge data observed at several stations located along the river. By combining these results and the data of water quality of the river, "the Coefficient of Purification" is obtained. The coefficients of purification, in the present case, are about 4 times as high as the so called deoxygenation constants obtained by beaker tests of the river water. These deoxygenation constants of the river are in a good coincidence with the results reported by Phelps.⁶⁾

1. 緒 言

諸産業の規模の拡大・技術革新更に人口の増大集中は、用水にあつては量的に大量の需要増加、質的には水質向上、廃水にあつては急増大量の処理、質的には水質の複雑悪化と云つた具合に、技術的に行政的に容易ならざる様相を呈して来る。

国力の高揚は生産力の向上に直結しているのであり、生産力の向上には用水源の確保と廃水道の整備が恰も人間の生命の基盤である摂取と排泄の機能のように絶対不可欠のものである。

この用水と廃水の接触の場が公共水域である河川であり、用水道兼廃水道の使命を強いられているのであるから、両利用者側から夫々要望の出るのも当然であり、これらの要望に沿つて河川水質の規制が計られる。

今日まで河川の水質に関する幾多の貴重な研究がなされて来ているが、従来の研究は主として化学的・生物学的考察にのみ着眼点を置いて居り、河川の諸水流量で代表される河川工学的・河川物理学的考慮に乏しく、甚だしきは全く無視するに近いものさえあつてこれら方面の重要性を十分に認識することが望まれる。

河川の水質を論ずるに当り、廃出される水質水量(廃水負荷量)等と共に河川の自浄作用を究めなければならない。廃水側の水質規制もさることながら、用水側の要望する用水源としての河川水質の保持は現段階では主として自浄作用に依存していることからその解析は重要となつて来る。もとより自浄作用は化学的、生物学的、物理学的諸因子の函数であり非常に解析の難しい問題であるが、ここでは主として流量を中心とした河川の水流量の意義を、用廃水、自浄作用の問題と結びつけて論ずることとする。

2. 目 的

種々の廃水の河川流入に対する水質面からの規制を行なう場合、ある時点での水質の推定が実用精度内で可能であれば、用水廃水両側面の合理的有機的河川水利用に大へん有利となる。河川のあらゆる時点での実測水質資料の入手は全く不可能である事から、諸代表観測値からの水質推定は重要な意義を有して来る。

既存の取水施設にあつては、河川の如何なる条件下で如何なる時にどんな水質であるかが推定出来れば目途とする許容水質範囲内の水を得ることの可否が知られよう。又取水施設の新設に際してその立地条件には位置的考察と同時に水質的考察も含まるべきものであるから、地点の選定の場合、用途許容値内の水質の確保が必須の条件となろう。この場合選定候補地点での用水源の水質の推定が可能であれば位置決定に重要な指針となる。

汚染源に於ける汚染水の河川への流入の様式は各種処理場・産業の型態・規模により種々異なつた時間周期の現象である。従つて隣接地点での時間と汚染物質濃度(総量)との関係は半波整流の如き周期函数曲線分布となり、用水側はその位相の間隙をぬつて取水出来れば有利なことは論をまたない。しかし、実際の場合汚染源に隣接した取水点は考えられないし、又汚染源の流入時間間隔更に汚染源からの距離に応じたその地点地点までの拡散の度合によつて、種々の異つた汚染物質濃度(総量)～時間分布曲線が考えられ、大部分の場合は明確に位相の間隙は存在しないであろう。しかし、用水側は当然分布曲線の極小部をねらつた取水をなすべきであろう。

この間隙部分若しくは極小部分が所定点に何時到達するかと云つた事を常に把握出来るのでなければ、かかる考察は机上の空論にすぎなくなる。

自浄作用を検討するに当り問題となるのは、汚染物質濃度(総量)と浄化速度恒数及び浄化開始後の時間の三つであるが、第一の項目が化学的・生物学的・生物化学的手法と廃水量とで比較的短時間で把握出来るのに対し、後二者を河川の地点との関連に於て表現することは

多大の労力を必要とし、特に長期間を要する難事であることは、河川の同一流況が再現し難いものだけに現在まで十分に検討し尽されず質的諸資料の適切な利用の途を閉ざしていた。

自浄作用の推定における流下時間等の水文量の不可欠な必要性を概述するに、見かけの自浄作用は希釈・汚染物質の減衰・沈積等に分担されているのであるが、その大小の質的なものを左右する要因は汚染物質の浄化速度で表され、狭義の自浄作用として汚染物質濃度を対象として論議される。

一般に汚染物質の浄化速度は時間の函数であり次の如く表される¹⁾。

$$\frac{dm}{dt} = -\bar{K}m \quad (2.1)$$

m : 汚染物質の濃度

t : 浄化に関与する時間

\bar{K} : 浄化速度恒数

かくの如く、個々汚染物質、R.I.、及び BOD、COD の残量は浄化開始後の時間 t の指数函数、即ち t を独立変数とする減少函数として一般に表示される。

上流水質より下流水質を推定すること、逆に下流水質より上流水質を推定することは、河川の両面からの利用に重大な指針となるものであるが、それらの推定は時間なる変数を包含した汚染物質濃度～時間分布や自浄作用の解析によつて始めて可能となるのであるから、正しい流下時間の把握が必要となつて来る。

よつて著者等は石狩川の中流部を対象として流下時間の解析を試みた。

3. 流下時間の解析

1° 流下時間解析に必要な資料

(1) 河川全長平面図

河川幅、水位観測点間距離、支流、流域土地利用等の事項の測定調査に必要であるが、更に河況の詳細な判断の可能な航空写真の使用が望ましい。本例では、北海道開発局石狩川治水事務所より 1:10,000 の航空写真 (アジャ航空測量株式会社 34.7 作製) を借用使用した。

(2) 河川横断面図

河川横断面、水深等の事項の把握に必要である。

(3) 河川縦断面図

河底勾配、水面勾配等の事項の把握、更に流下時間解析の区間別け等の参考とする。

(4) 河川改修計画書

河川流量分配率を考察して流量観測を欠いた水位観測点の流量の推定に用いた。

以上(2)~(4)までの資料はいずれも北海道開発局河川課から借用使用した。

(5) 各観測点水位・流量表

各区間の流量，水位，水面勾配等の事項の把握に必要であり，本例では開発局河川課算出の水位—流量公式，この公式の算出していない点については，本資料と(4)の資料とによつて式を誘導した。(後述)

(6) 河川表面流速

既存の資料がないので，35年8月21日～25日の低水時に北海道立衛生研究所と自衛隊の協力を得て，浮子による表面流速測定を行なつた。これが唯一の実測定値である。

2° 流量観測を欠く点における水位よりの流量推定

水位観測資料のみで，既存の水位—流量公式のない点の公式の誘導を概述する。

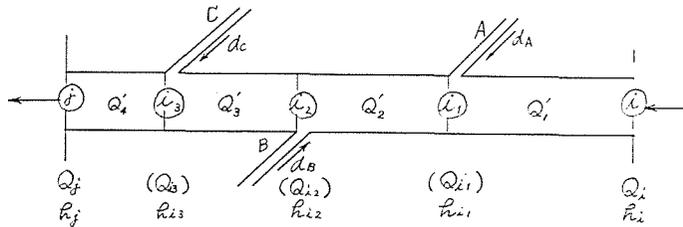


図 - 1

図-1 に於いて

- i, i_1, i_2, i_3, j : 各観測点の表示
- $h_i, h_{i_1}, h_{i_2}, h_{i_3}, h_j$: 各観測点の水位
- $Q_i, Q_{i_1}, Q_{i_2}, Q_{i_3}, Q_j$: 各観測点の流量
- Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 : 各区間の流量
- A, B, C : 支流の表示
- d_A, d_B, d_C : 支流の流量分配率

とする。

各観測点の流量の中，()を附したものが観測値として存在していないものとしこれを計算する。

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= Q_i, & Q_4 &= Q_j, \\ Q_{i_1} &= Q_2 = Q_i + (Q_j - Q_i) \frac{d_A}{d_A + d_B + d_C} \\ Q_{i_2} &= Q_3 = Q_i + (Q_j - Q_i) \frac{d_A + d_B}{d_A + d_B + d_C} \\ Q_{i_3} &= Q_4 = Q_i + (Q_j - Q_i) \frac{d_A + d_B + d_C}{d_A + d_B + d_C} \\ &= Q_j \end{aligned} \right\} \quad (3.1)$$

実際の計算に当つては， $h_i \sim h_j$ の夫々は低水時のみを対象とし，しかも安定した日のもの(従つて $Q_i \sim Q_j$ も安定した日のもの)を用いる。後述の浮子による表面流速の実測は，低水時

のもので、高水時にまでこれを及ぼすことは不適當である。

実際計算例について述べると次のようである。図-2 に於いて、橋本町の流量に空知川合流の影響する砂川水位観測点の流量を算定する。

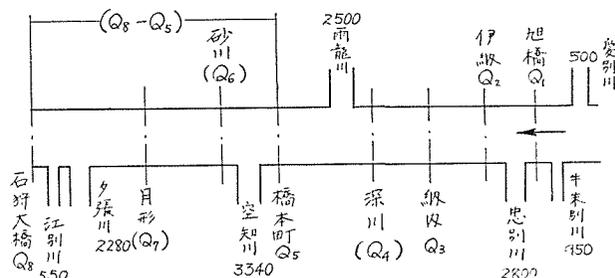


図-2 石狩川支流の流量配分図

図-2 に於いて (Q_4) , (Q_6) , (Q_7) が観測値を欠く。

$$Q_4 = Q_3 \text{ (観測値)}$$

$$Q_6 = Q_5 + (Q_8 - Q_5) \frac{3,340}{550 + 2,280 + 3,340}$$

$$= Q_5 + 0.5413 (Q_8 - Q_5)$$

$$= Q_5 + 4Q$$

(3. 2)

$$Q_7 = Q_6 \text{ (計算値)}$$

(3. 2) に従つて安定水位時の砂川の流量を推定算出すると表-1 のようになる。

表 - 1

年月日	Q_8 m ³ /sec	Q_5 m ³ /sec	$Q_8 - Q_5$ m ³ /sec	$4Q$ m ³ /sec	Q_6 m ³ /sec	h_6 m
34. 4. 3	801.30	433.77	367.53	198.94	632.71	17.56
4. 14	661.94	258.38	403.56	218.45	476.83	17.24
4. 30	1,360.00	564.80	791.62	428.50	993.30	18.21
5. 7	501.35	266.78	234.57	126.97	393.30	17.21
5. 21	374.69	200.87	173.82	94.09	302.46	16.60
6. 19	182.69	64.59	118.10	63.93	128.49	15.80
6. 25	214.74	56.53	158.21	85.64	142.17	15.60
7. 6	256.62	80.78	169.54	91.77	172.55	15.80
7. 18	189.19	134.10	155.09	83.95	218.05	16.41
8. 25	228.29	105.76	122.53	66.33	172.09	16.05
9. 4	343.08	172.55	170.53	92.31	264.86	16.50
9. 14	345.90	177.12	168.78	91.36	268.48	16.50
9. 26	286.61	146.38	140.23	75.91	222.29	16.40
10. 10	271.41	109.34	162.07	87.73	197.07	16.35
10. 30	318.26	122.36	195.90	106.04	228.40	16.55
11. 6	296.98	138.14	158.84	85.98	224.12	16.49
11. 23	294.38	132.11	162.26	87.83	229.94	16.53
12. 29	331.94	93.68	238.26	128.97	222.65	16.50

3° 各観測点の水位—流量公式

旭橋, 伊納, 納内, 橋本町, 石狩大橋の各点については北海道開発局の測定結果による算定がある。

その一般式は, i 観測点に於いては次のようである。

$$Q_i = S_i(h_i + z_i)^2 \tag{3.3}$$

Q_i : 流 量

h_i : 水 位 (標高)

S_i, z_i : 観測点によつて決る係数

深川, 砂川, 月形の各点については, 2°の方法で求めた流量と既存の水位資料より水位—流量公式を (3.3) のように最小自乗法によつて求めた。

1. 旭 橋	$Q_1 = 114.16 (h_1 - 104.38)^2$	}	(3.4)
2. 伊 納	$Q_2 = 79.95 (h_2 - 88.30)^2$		
3. 納 内	$Q_3 = 72.44 (h_3 - 54.10)^2$		
4. 深 川	$Q_4 = 59.34 (h_4 - 46.00)^2$		
5. 橋 本 町	$Q_5 = 74.68 (h_5 - 20.81)^2$		
6. 砂 川	$Q_6 = 56.65 (h_6 - 14.28)^2$		
7. 月 形	$Q_7 = 26.18 (h_7 - 2.45)^2$		
8. 石狩大橋	$Q_8 = 57.53 (h_8 + 1.59)^2$		

4° 区間別け・区間諸量の表示, 区間距離

計算を行なうに際し, 河川を等速定流広矩形水路で置き換える方法を用いるために, 近似性をなるべく高め得るように河川を小区間に分割する。河況 (河底勾配) の変化が少なく支流の影響のない場合については隣接の水位観測点間を一区間とした。他の場合は, 河況の大きく変る点, 交流の合流点を区間の境とした。本例石狩川中流部に於いては上記の点を考慮して図-3の如く区間けし, その諸量は上流区間より順に I, II~VII を附して表示する。

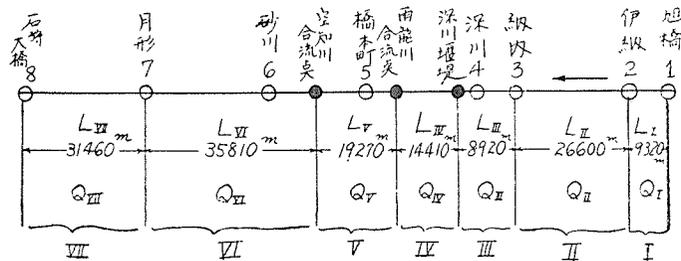


図-3 区間別け, 区間と区間諸量の表示

5° 浮子による表面流速の測定

流下時間を計算で求める際に河状によつて理想的な状況を望むことが出来ず、計算式に種々の補正を加えなければならない。そのための資料として流下時間を実際に測定し、理論式より求めた値に対する補正係数を知ることが必須の条件となる。そのために次のような測定を石狩川で実際に行なつた。

流下時間の実測方法としては、i) トレーサー利用、ii) 浮子利用の二法が主用されているが 50 m³/sec 以上の大流量を有する石狩川に於いて、トレーサーを用いることは、経済上全く不可能であることから本研究では浮子法を用いることとした。

長大な河川の流下中に水深が種々変化して行くため表面浮子を用いて水深の変化による影響をさけた。

上流部の急流区間では合計 500 個の 10×10×2 cm の色分けした木片を浮子として用い、常に河川中に数十個存在するようにして橋上から投入し、次の観測点で先頭の浮子の到着と同時に補充投入し常に最先端群の流達時間を用いて表面流下時間とした。

深川以下では河川が大きくなり小浮子の陸上よりの確認の困難な事と、河川に接近する道路・橋の数が投入区間設定に不十分な事から、流下していく浮子を二隻の舟で追跡することとした。

川が広いと、部分的な滞流によつて正しい流下時間の測定がさまたげられる事をふせぐため、原則として横断方向の等間隔に 5 個以上の浮子が一直線に並んで流れるようにし、ある区間で遅れたものは後部の舟が水中より回収し、前の舟は常に新しい浮子を補充する事とした。

広い川で発見を容易にするために浮子に図-4 のような白い三角旗を立てた。そのために風による影響を受けることが多くなるので、水中に抵抗体として 20 cm 幅のビニール袋に水を満し底に小石を入れたものを水中に吊下げて水流による力を充分受けさせて転倒を防ぐようにした。

浮子の流下追跡は早朝より日没とし、上流端より下流端まで 5 日間を要したが、この間降雨は見られず河況は安定して居り断続による問題はなかつた。

唯低水時の測定であるため、この資料の使用は流水が低水敷を流下する場合にのみ限られるべきである。

この観測値を V_s (表面流速) とすると、河川の平均流速 (トレーサーを流した時の peak の到達による流速) V は次式で表わされる。

$$V = \lambda V_s \quad (3.5)$$

ここで λ は Wagner によると 0.64~0.97 の値をとると言われている。本測定では実測値と計

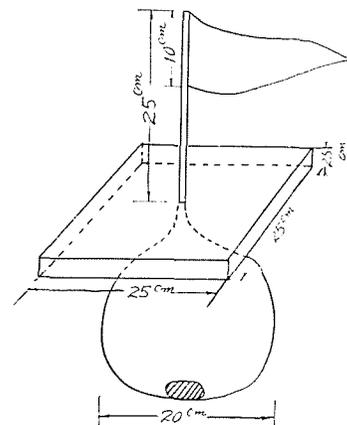


図-4 浮子

算値を比較対照し、柏村等³⁾が空知川で行なつたトレーサーによる測定値を参考にして決定した。IV区間では非常に瀬が多く、 λ はほとんど1の値を示した外、水深の増大と共に大きくなる傾向を有している。

測定当時の各観測点の流量は表-2のようである。

表面流速測定資料、区間流量は表-3のようである。

区間流量として観測点流量を適用するに当つては、区間に支流川の影響のない場合は上流端観測点のものを用い(例 $Q_I=Q_1$)、これらの影響や取水の影響の無視出来ない区間にあつては、その影響の及ぶ距離が過半を占める場合これら流入流出流量を観測値として包含した下流側の観測点流量を用いた。(例 $Q_{III}=Q_4$)

表-2

観測点	測定年月日 (1960)	流量 (m ³ /sec)
1. 旭橋	8. 21	22.10
2. 伊納	8. 21	43.78
3. 納内	8. 21	79.87
4. 深川	8. 22	74.44
5. 橋本町	8. 22	76.18
6. 砂川	8. 23	130.88
7. 月形	8. 23	104.72
8. 石狩大橋	8. 24	278.96

表-3

区間	区間距離 (m)	流下所要時間 (hr: min)	表面流速 V_s (m/sec)	区間適用 観測点流量	区間流量 (m ³ /sec)
I. 旭橋-伊納	9,320	1: 57	1.328	Q_1	22.10
II. 伊納-納内	26,600	4: 53	1.513	Q_2	43.78
III. 納内-深川堰堤	8,920	2: 25	1.030	Q_3	74.44
IV. 深川堰堤- 雨竜川合流点	14,420	4: 21	0.992	Q_4	74.44
V. 雨竜川合流点- 空知川合流点	19,270	6: 40	1.147	Q_5	76.18
VI. 空知川合流点- 月形	35,810	10: 25	0.803	Q_6	130.88
VII. 月形-石狩大橋	31,400	15: 33	0.562	Q_7	104.72

6° 水面勾配算定式

今観測点 i と観測点 j にはさまれた区間の水面勾配 I_{ij} に関与する上流部の水位を h_i 、下流部の水位を h_j 、区間距離を L_{ij} とすると (3.3) より

$$\left. \begin{aligned} h_i &= \left(\frac{Q_i}{S_i} \right)^{1/2} + z_i \\ h_j &= \left(\frac{Q_j}{S_j} \right)^{1/2} + z_j \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

従つて水面勾配は次の如くなる。

$$I_{ij} = \frac{h_i - h_j}{L_{ij}} = \frac{1}{L_{ij}} \left\{ \left(\frac{Q_i}{S_i} \right)^{1/2} + z_i - \left(\frac{Q_j}{S_j} \right)^{1/2} - z_j \right\}$$

$$\begin{aligned}
 &= \left(\frac{1}{L_{ij}^2 S_i} \right)^{1/2} Q_i^{1/2} - \left(\frac{1}{L_{ij}^2 S_j} \right)^{1/2} Q_j^{1/2} + \frac{(z_i - z_j)}{L_{ij}} \\
 &\equiv p Q_i^{1/2} - q Q_j^{1/2} + r \\
 &\equiv g(Q_i, Q_j)
 \end{aligned} \tag{3.7}$$

(但し、 p, q, r は区間によつてきまる定数、 g は Q_i と Q_j によつてきまる函数を表わす。)
 (3.7)より水面勾配は流量資料のみの函数となる。

又水面勾配は図-5のような各区間に別けて求めた。但し、 I_{ij} は区間番号(I~VII)に関係なく、観測点*i*の流量 Q_i と観測点*j*の流量 Q_j を使用して水面勾配を求めた事を示すものである。

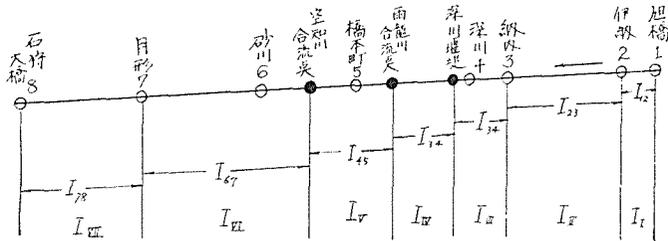


図-5 各区間水表勾配

(3.4), (3.7), 図-3より各区間の水面勾配算定式は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned}
 &\text{区間 I (旭橋—伊納)} \\
 &I_I = 1.004 \times 10^{-5} Q_1^{1/2} - 1.200 \times 10^{-5} Q_2^{1/2} + 1.72532 \times 10^{-3} \\
 &\text{区間 II (伊納—納内)} \\
 &I_{II} = 0.420 \times 10^{-5} Q_2^{1/2} - 0.442 \times 10^{-5} Q_3^{1/2} + 1.22932 \times 10^{-3} \\
 &\text{区間 III (納内—深川堰堤)} \\
 &I_{III} = 1.300 \times 10^{-5} Q_3^{1/2} - 1.436 \times 10^{-5} Q_4^{1/2} + 0.73009 \times 10^{-3} \\
 &\text{区間 IV (深川堰堤—雨竜川合流点)} \\
 &I_{IV} = 1.300 \times 10^{-5} Q_3^{1/2} - 1.436 \times 10^{-5} Q_4^{1/2} + 0.73009 \times 10^{-3} \\
 &\text{区間 V (雨竜川合流点—空知川合流点)} \\
 &I_V = 0.467 \times 10^{-5} Q_4^{1/2} - 0.415 \times 10^{-5} Q_5^{1/2} + 0.86827 \times 10^{-3} \\
 &\text{区間 VI (空知川合流点—月形)} \\
 &I_{VI} = 0.403 \times 10^{-5} Q_6^{1/2} - 0.593 \times 10^{-5} Q_7^{1/2} + 0.35892 \times 10^{-3} \\
 &\text{区間 VII (月形—石狩大橋)} \\
 &I_{VII} = 0.621 \times 10^{-5} Q_7^{1/2} - 0.419 \times 10^{-5} Q_8^{1/2} + 0.12842 \times 10^{-3}
 \end{aligned} \right\} \tag{3.8}$$

(3.8)に表-2の $Q_1 \sim Q_8$ を入れると、表面流速測定時の各区間の水面勾配が表-4のように求められる。

表 4

区	間	水面勾配
I. 旭	橋一伊 納	0.00169
II. 伊	納一納 内	0.00122
III. 納	内一深 川 堰 堤	0.00072
IV. 深 川 堰 堤	一雨竜川合流点	0.00072
V. 雨竜川合流点	一空知川合流点	0.00087
VI. 空知川合流点	一月 形	0.00034
VII. 月	形一石 狩 大 橋	0.00012

7° 流下時間の解析

解析に必要な諸資料の中、河川幅、平均水深等は、航空写真・河川縦横断面図等を参照して求める。

河川幅については実測値と計算に用いる値の間に次の関係がある。

$$B_0 = \alpha B \quad (3.9)$$

B : 航空写真による実測河川幅

B_0 : 計算に用いる補正河川幅

α : 河川幅補正係数

平均水深についても同様に次の関係がある。

$$H_0 = \beta H \quad (3.10)$$

H : 河川を等速常流と考えた時の平均水深

H_0 : 計算に用いる補正平均水深

β : 平均水深補正係数

α , B_0 , β , H_0 については後述する。

(方 法)

Bazin の平均流速公式を基本式として用いる。

$$V = CR^{1/2}I^{1/2} \quad (3.11)$$

V : 平均流下速度

R : 径 深

$$C = \frac{87}{1 + \gamma/R^{1/2}}$$

(γ は河況によつてきまる常数で、本論では $\gamma=1.3^3$) とした。)

I : 水面勾配

(3.11) に於いて河川を広矩形断面と仮定すると流量は次式で表わされる。

$$Q = B_0 H_0 V = CB_0 H_0^{3/2} I^{1/2} \quad (3.12)$$

ここで

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\tau}{H_0^{1/2}}} \quad (3.13)$$

しかし、 H_0 自体が C の値なしに求まらないので、 C の決定には次式による平均水深 H を目安とする。

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{Q}{\lambda V_s B} \\ C &= \frac{87}{1 + \frac{\tau}{H^{1/2}}} \end{aligned} \right\} \quad (3.14)$$

この場合 C は H_0 を用いた値と等しくはならないが、その誤差は僅少で充分実用出来る値を示し、又それに対する補正が B_0 、 H_0 の計算の際に含まれて来る。

次に河川を等速定常流と仮定すると次式が成立する。

$$V = C \sqrt{\frac{Q}{V \cdot B_0}} I \quad (3.15)$$

$$B_0 = \frac{C^2 Q I}{V^3} \quad \left(\frac{B_0}{B} = a \right) \quad (3.16)$$

(3.16) を (3.12) に入れて

$$H_0 = \left(\frac{Q}{C B_0 I^{1/2}} \right)^{2/3} \quad \left(\frac{H_0}{H} = \beta \right) \quad (3.17)$$

a 、 β は実際の複雑な河川断面を広矩形断面、不等速不定常流を等速常流と仮定したこと、更に C の計算に H を用いたことに対する補正を夫々河川幅 B 平均水深 H に分担せしめる係数である。従つて、河況の安定した区間で定常流と考えられる区間については、 $a \doteq 1$ 、 $\beta \doteq 1$ となる場合もある。

対象とした石狩川中流部については、上流部に於いて流水部は実際の河川幅よりも可成小さく浅瀬・中洲等の発達も見られて、 $a < 1$ 、 $\beta > 1$ 、中流部では $a \doteq 1$ 、 $\beta \doteq 1$ 、下流部では $a > 1$ 、 $\beta < 1$ となる傾向が大體認められた。

(3.12)、(3.17) より

$$\begin{aligned} V &= C H_0^{1/2} I^{1/2} \\ &= C \left(\frac{Q}{C B_0 I^{1/2}} \right)^{1/3} I^{1/2} \end{aligned} \quad (3.18)$$

今観測点 i と観測点 j にはさまれた区間に低水時 Q_{ij} なる流量のある場合の流下時間を求める。区間諸量を添字 ij を附して表わすと、

$$\begin{aligned}
 T_{ij} &= \frac{L_{ij}}{V_{ij}} = \frac{L_{ij}}{C_{ij} \left(\frac{Q_{ij}}{C_{ij} B_{0ij} I_{ij}^{1/2}} \right)^{1/3} I_{ij}^{1/2}} \\
 &= \left(\frac{L_{ij} B_{0ij}^{1/3}}{C_{ij}^{2/3}} \right) Q_{ij}^{-1/3} I_{ij}^{-1/3} \quad (3.19)
 \end{aligned}$$

ここで各区間流量には観測点流量が適用されるのであるから $Q_{ij}=Q_i$ と考えると (3.19) は

$$\begin{aligned}
 T_{ij} &= \left(\frac{L_{ij} B_{0ij}^{1/3}}{C_{ij}^{2/3}} \right) Q_i^{-1/3} \cdot \{g(Q_i, Q_j)\}^{-1/3} \\
 &\equiv K_{ij} \{Q_i \cdot g(Q_i, Q_j)\}^{-1/3} \quad (3.20)
 \end{aligned}$$

従つて、該当区間に関与する二つの流量が得られれば、表面流速実測時と類似した流況の時、本測定では低水敷内を水が流下する時の流下時間は K 値を同一値にとつて推定することが出来る。

そこで K 値、即ち C 、 B_0 が低水敷内の如何なる水位流量の変動にまで用い得るかが問題となつて来る。 C 、 B_0 の附加的補正には更に実測的検討を要する。

更にこの区間の上流端観測点 i の水位 h_i と下流端流量 Q_j との関係を最小自乗法により (3.3) の形で求めると次のようになる。

$$Q_j = S' (h_i - z')^2 \quad (3.21)$$

(3.21) に (3.6) の h_i を入れると

$$\begin{aligned}
 Q_j &= S' \left\{ \left(\frac{Q_i}{S_i} \right)^{1/2} + z_i - z' \right\}^2 \\
 &= S' \left\{ \frac{Q_i}{S_i} + 2(z_i - z') \left(\frac{Q_i}{S_i} \right)^{1/2} + (z_i - z')^2 \right\} \\
 &= \frac{S'}{S_i} Q_i + \frac{2(z_i - z') S'}{S_i^{1/2}} Q_i^{1/2} + S' (z_i - z')^2 \\
 &= \xi Q_i + \eta Q_i^{1/2} + \theta \quad (3.22)
 \end{aligned}$$

(ξ 、 η 、 θ は区間に関与する二つの水位流量公式によつてきまる係数)

(3.20) の Q_j に (3.22) を入れると流下時間は次のようになる。

$$\begin{aligned}
 T_{ij} &= K_{ij} \{Q_i \cdot g(Q_i, \xi Q_i + \eta Q_i^{1/2} + \theta)\}^{-1/3} \\
 &\equiv KG(Q_i) \quad (3.23)
 \end{aligned}$$

(G は Q_i のみの函数)

従つて (3.23) を用いて、この区間の理論的流下時間が推定出来る。

8° 流下時間算定式 (1) (二観測点の流量による)

例として区間 I (旭橋—伊納) についての流下時間算定式を求めてみる。

$$B_I = 100 \text{ m}$$

航空写真で 200 m 間隔に実測した値の中、最高度数のものを以つて代表的河川幅とした。

$$H_1 = 0.50 \text{ m}$$

本来は(3.14)に従って求めるべきであるが本区間は比較的上流部であるため流水部分は真の河川幅より可成少なく流況も複雑であるため、河川全幅にわたって等速定常流と仮定して計算を進める場合、実際の場合と可成違った結果が予想されるので、低水時の真の流水部の平均水深と思われるものを河川横断面図より求めた。

$$\lambda = 0.75$$

この係数の決定因子として水深、水深と河川幅の比、更に河床の状態等が考慮されるが本区間では0.50 mなる水深と柏村等³⁾のトレーサーによる空知川の流下時間の研究結果を参照してこの値を用いた。

$$Q_1 = Q_1$$

$$I_1 = I_{12}$$

(3.5)より

$$V_1 = \lambda_1 V_{s1} = 0.75 \times 1.328 = 0.996 \text{ (m/sec)}$$

(3.14)より

$$C = \frac{87}{1 + \frac{1.3}{(0.50)^{1/2}}} \cong 30$$

(3.16)と実測日の諸測定値より

$$B_{01} = \frac{C_1^2 Q_1 I_1}{V_1^3} = \frac{30^2 \times 22.10 \times 0.00169}{(0.996)^3} \cong 34 \text{ (m)}$$

$$\alpha = \frac{B_{01}}{B_1} = \frac{34}{100} = 0.34$$

河川幅について $\alpha_1=0.34$ なる補正値をとつたのは、この区間では前述のように河川幅は大きいが流心は偏流し、実際に水の流れている部分は全幅に比して著しく小さい事から容易に理解出来る。

(3.17)より

$$H_{01} = \left(\frac{Q_1}{C_1 B_{01} I_1^{1/2}} \right)^{2/3} = \left(\frac{22.10}{30 \times 34 \times 0.04115} \right)^{2/3} \cong 0.65 \text{ (m)}$$

$$\beta_1 = \frac{H_{01}}{H_1} = \frac{65}{50} = 1.3$$

$\alpha_1 < 1$, $\beta_1 > 1$ なることは河川上流部の特徴を示している。

以上で求めた諸量で区間平均流下速度を求めると

$$V_1 = C_1 H_{01}^2 I_1^{1/2} = 30 \times 0.8062 \times 0.04115 = 0.995 \text{ (m/sec)}$$

$$\left(\text{検算: } \lambda_I = \frac{V_{sI}}{V_I} = \frac{0.995}{1.328} = 0.75 \right)$$

よつてこれらの C_I , B_{0I} , 更に L_I を用いて本区間の低水時流量に対する流下時間の算定式を求めると次のようになる。

(3.20) より

$$\begin{aligned} T_I &= \left(\frac{L_I B_{0I}^{1/3}}{C_I^{2/3}} \right) Q_I^{-1/3} I_I^{-1/3} \\ &= \left(\frac{9,320 \times 34^{1/3}}{30^{2/3}} \right) Q_I^{-1/3} I_{12}^{-1/3} \\ &= 0.8687 Q_I^{-1/3} (1.004 \times 10^{-5} Q_I^{1/2} - 1.200 \times 10^{-5} Q_2^{1/2} + 1.72532 \times 10^{-3})^{-1/3} \text{ (hr)} \end{aligned}$$

以下区間 I と全く同様にして流下時間算定式に必要な諸量を実測値と計算より求める。I~VII については表-5 のような諸量の値をとる

表 - 5

区 間	B m	α	B_0 m	H m	β	H_0 m	C	V_s m/sec	λ	V m/sec
I	100	0.34	34	0.50	1.3	0.65	30	1.328	0.75	0.996
II	80	0.56	45	0.80	1.05	0.84	35	1.513	0.75	1.135
III	100	1.04	104	0.85	0.96	0.82	36	1.030	0.85	0.876
IV	80	1.34	107	1.00	0.76	0.76	38	0.922	1.00*	0.922
V	100	0.95	95	0.78	1.06	0.83	36	1.147	0.85	0.975
VI	140	1.36	190	1.29	0.74	0.95	40	0.803	0.90	0.727
VII	150	1.11	166	1.38	0.93	1.25	41	0.562	0.90	0.506

* IV 区間で $\lambda=1$ としたのは、瀬が多く又大きな支流の流入等もあつて流速の水深方向の相違が比較的少いと思われるからである。

表-3, 表-5, (3.8), (3.20) によつて各区間の流下時間算定式を求め一括すると次のようになる。

区間 I (旭橋—伊納)

$$T_I = 0.8687 Q_I^{-1/3} (1.004 \times 10^{-5} Q_I^{1/2} - 1.200 \times 10^{-5} Q_2^{1/2} + 1.72532 \times 10^{-3})^{-1/3}$$

区間 II (伊納—納内)

$$T_{II} = 2.4562 Q_2^{-1/3} (0.420 \times 10^{-5} Q_2^{1/2} - 0.442 \times 10^{-5} Q_3^{1/2} + 1.22932 \times 10^{-3})^{-1/3}$$

区間 III (納内—深川堰堤)

$$T_{III} = 1.0687 Q_4^{-1/3} (1.300 \times 10^{-5} Q_3^{1/2} - 1.436 \times 10^{-5} Q_4^{1/2} + 0.73009 \times 10^{-3})^{-1/3}$$

区間 IV (深川堰堤—雨竜川合流点)

$$T_{IV} = 1.6813 Q_4^{-1/3} (1.300 \times 10^{-5} Q_3^{1/2} - 1.436 \times 10^{-5} Q_4^{1/2} + 0.73009 \times 10^{-3})^{-1/3}$$

区間 V (雨竜川合流点—空知川合流点)

$$T_V = 2.2823 Q_5^{-1/3} (0.467 \times 10^{-5} Q_4^{1/2} - 0.415 \times 10^{-5} Q_5^{1/2} + 0.86827 \times 10^{-3})^{-1/3}$$

(3.24)

区間 VI (空知川合流点—月形)

$$T_{VI} = 4.8893Q_6^{-1/3} (0.403 \times 10^{-5}Q_6^{1/2} - 0.593 \times 10^{-5}Q_7^{1/2} + 0.3589 \times 10^{-3})^{-1/3}$$

区間 VII (月形—石狩大橋)

$$T_{VII} = 4.0393Q_7^{-1/3} (0.621 \times 10^{-5}Q_7^{1/2} - 0.419 \times 10^{-5}Q_8^{1/2} + 0.12842 \times 10^{-3})^{-1/3}$$

(単位はいずれも hr)

9° 流下時間算定式 (2) (一観測点の流量による)

(3.22) にしたがって隣接する二観測点の下流側の流量を上流側の観測点の流量で表わすことが可能であれば諸計算に便利である。8°の方法に比して精度は劣るが諸水質の推測の場合概略の流下時間を知るに有用である。

今一例として旭橋流量 Q_1 で伊納流量 Q_2 を表わしてみる。勿論、水位、流量資料については前述の通り安定時の観測値を用いなければならない。表-6 は旭橋水位 h_1 と伊納流量 Q_2 との関係を示す。

表 - 6

年 月 日	h_1 (m)	Q_2 (m ³ /sec)	年 月 日	h_1 (m)	Q_2 (m ³ /sec)
34. 3. 21	104.95	77.57	34. 8. 30	105.13	108.51
4. 13	105.32	144.63	9. 4	105.23	116.09
4. 27	105.70	218.98	9. 15	105.13	90.68
5. 17	105.52	178.69	9. 26	105.06	84.00
5. 25	105.31	146.79	10. 4	105.00	90.68
6. 6	105.00	95.86	10. 12	104.88	68.41
6. 15	104.90	84.00	10. 29	104.93	69.89
6. 27	104.72	46.79	11. 5	104.93	80.75
7. 11	105.25	148.96	11. 13	105.00	94.12
7. 17	105.00	87.31	11. 28	104.82	57.09
8. 4	104.86	42.02	12. 18	104.80	69.89

h_1 と Q_2 の関係を (3.3) に従って求めると、次のようになる。

$$Q_2 = 61.78(h_1 - 103.82)^2$$

これに (3.6) を入れると

$$\begin{aligned} Q_2 &= 61.79 \left\{ \left(\frac{Q_1}{114.16} \right)^{1/2} + 104.38 - 103.82 \right\}^2 \\ &= 61.79 \left\{ \frac{Q_1}{114.16} + 2 \times 0.56 \left(\frac{Q_1}{114.16} \right)^{1/2} + 0.56^2 \right\} \\ &= 0.541 Q_1 + 6.476 Q_1^{1/2} + 19.374 \end{aligned}$$

全く同様にして本研究の計算に必要な観測点流量を上流から順に、隣接上流観測点流量で表わすと次のようになる。

$$\left. \begin{aligned}
 Q_2 &= 0.541 Q_1 + 6.476 Q_1^{1/2} + 19.374 \\
 Q_3 &= 0.878 Q_2 + 6.439 Q_2^{1/2} + 11.802 \\
 Q_4 &= 0.887 Q_3 + 1.208 Q_3^{1/2} + 0.411 \\
 Q_5 &= 3.358 Q_4 - 40.874 Q_4^{1/2} + 124.371 \\
 Q_7 &= 1.453 Q_6 - 7.430 Q_6^{1/2} + 9.515 \\
 Q_8 &= 0.684 Q_7 + 8.816 Q_7^{1/2} + 25.348
 \end{aligned} \right\} \quad (3.25)$$

各区間の流下時間算定式に關与する二つの流量の中，上流観測点流量に (3.4) を用い，下流観測点流量に (3.25) を用いると，一つの流量の函数である理論流下時間算定式が導かれる。

$$\left. \begin{aligned}
 T_I &= 0.8687 Q_1^{-1/3} \{1.004 \times 10^{-5} Q_1^{1/2} \\
 &\quad - 1.200 \times 10^{-5} (0.541 Q_1 + 6.476 Q_1^{1/2} + 19.374)^{1/2} + 1.72532 \times 10^{-3}\}^{-1/3} \\
 T_{II} &= 2.4562 Q_2^{-1/3} \{0.420 \times 10^{-5} Q_2^{1/2} \\
 &\quad - 0.442 \times 10^{-5} (0.878 Q_2 + 6.439 Q_2^{1/2} + 11.802)^{1/2} + 1.22932 \times 10^{-3}\}^{-1/3} \\
 T_{III} &= 1.0687 \{0.887 Q_3 + 1.208 Q_3^{1/2} + 0.411\}^{-1/3} \times \{1.300 \times 10^{-5} Q_3^{1/2} \\
 &\quad - 1.436 \times 10^{-5} (0.887 Q_3 + 1.208 Q_3^{1/2} + 0.411)^{1/2} + 0.73009 \times 10^{-3}\}^{-1/3} \\
 T_{IV} &= 1.6813 \{0.887 Q_3 + 1.208 Q_3^{1/2} + 0.411\}^{-1/3} \times \{1.300 \times 10^{-5} Q_3^{1/2} \\
 &\quad - 1.436 \times 10^{-5} (0.887 Q_3 + 1.208 Q_3^{1/2} + 0.411)^{1/2} + 0.73009 \times 10^{-3}\}^{-1/3} \\
 T_V &= 2.2823 \{3.358 Q_4 - 40.874 Q_4^{1/2} + 124.371\}^{-1/3} \times \{0.467 \times 10^{-5} Q_4^{1/2} \\
 &\quad - 0.415 \times 10^{-5} (3.358 Q_4 - 40.874 Q_4^{1/2} + 124.371)^{1/2} + 0.86827 \times 10^{-3}\}^{-1/3} \\
 T_{VI} &= 4.8893 Q_6^{-1/3} \{0.403 \times 10^{-5} Q_6^{1/2} \\
 &\quad - 0.593 \times 10^{-5} (1.453 Q_6 - 7.430 Q_6^{1/2} + 9.515)^{1/2} + 0.35892 \times 10^{-3}\}^{-1/3} \\
 T_{VII} &= 4.0393 Q_7^{-1/3} \{0.621 \times 10^{-5} Q_7^{1/2} \\
 &\quad - 0.419 \times 10^{-5} (0.684 Q_7 + 8.816 Q_7^{1/2} + 25.348)^{1/2} + 0.12842 \times 10^{-3}\}^{-1/3}
 \end{aligned} \right\} \quad (3.26)$$

(3.26) を流量一流下時間曲線に描くと，図-6～図-12 のようになる。

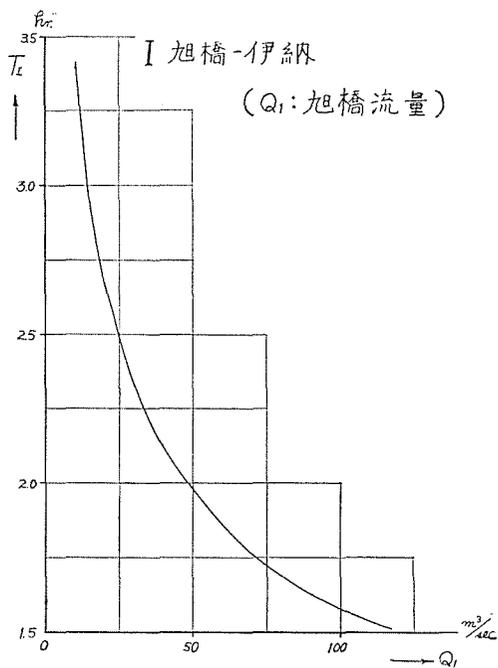


図-6

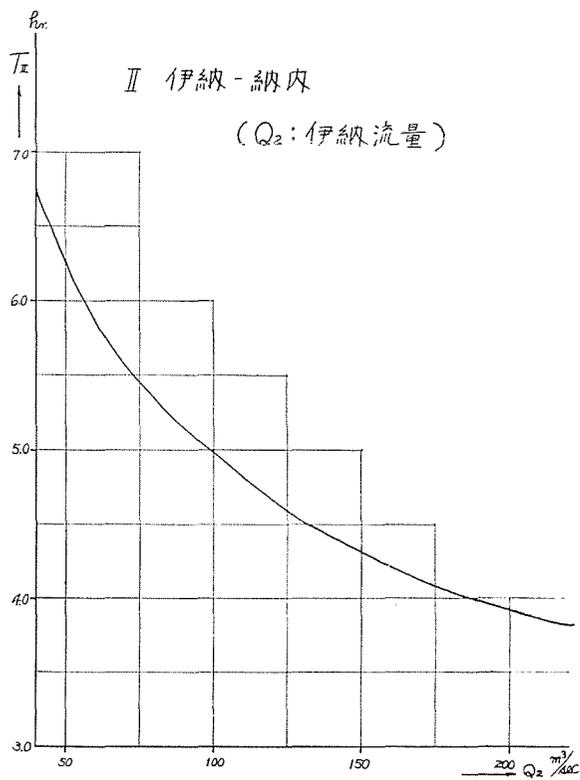


図-7

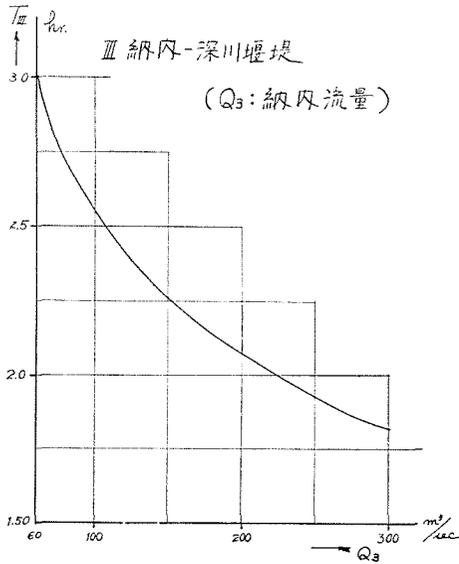


図-8

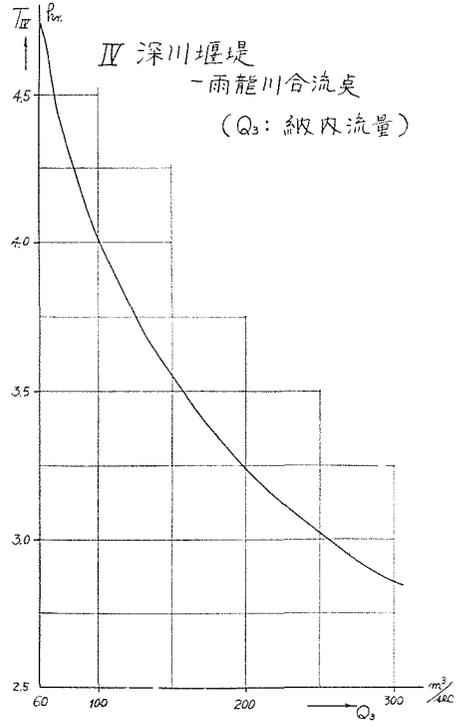


図-9

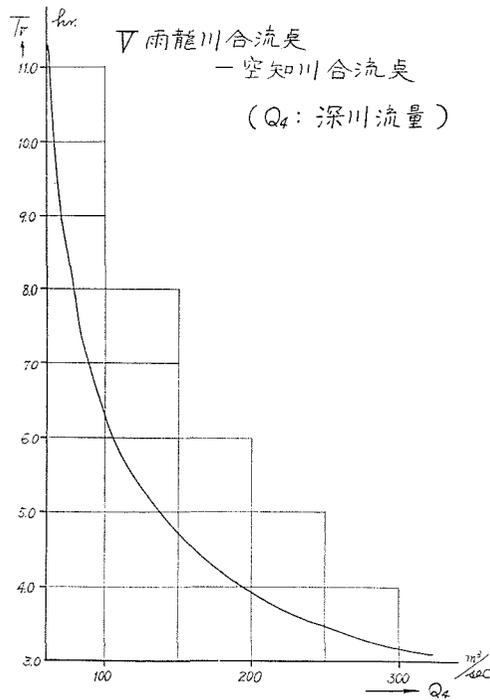


図-10

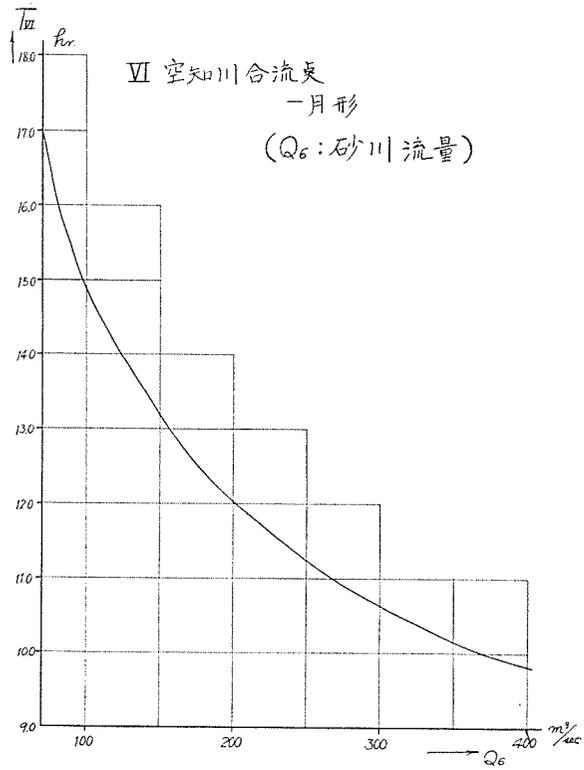


図-11

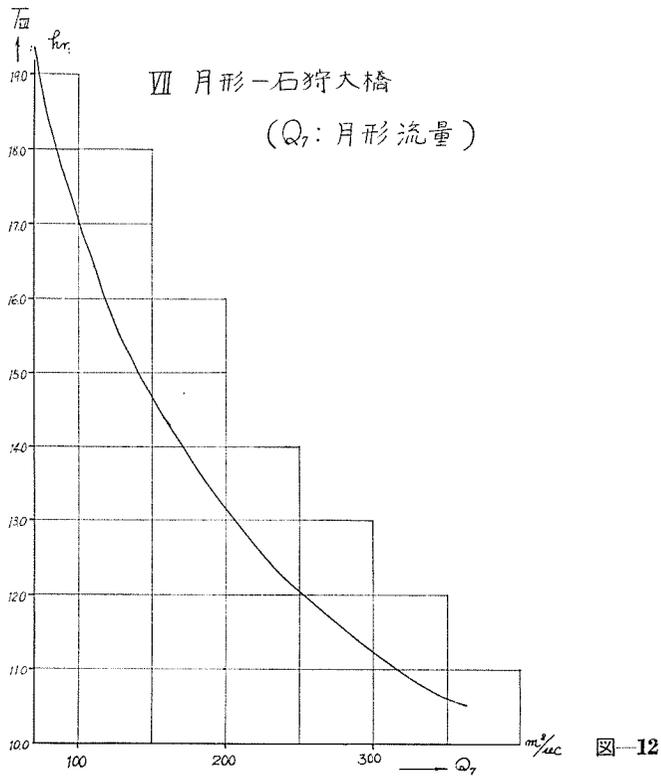


図-12

10° 流下時間計算例

河川の水質調査をする場合の採水時に、該区間の流下時間の推定は、その採水点をなるべく流量水位観測点の近くに選定することによつて可能となる。しかるに過去の河川水質資料とその当時の流下時間を用いて解析を行なう場合、その用いられる流下時間の算出は水位流量資料として既存している当時の流量、つまり上下二つの流量を用いて求める方がより正確で望ましい。

今一例として、34年度の水質観測日の流下時間を後者の方法で求めてみると表-7のようになる。尚、雨竜川合流点—橋本町は定められた区間ではないが、水質資料の整理上の理由で求めたものである。

表 - 7

間 区	34年 9月10日 hr : min	9月29日 hr : min	10月9日 hr : min	11月10日 hr : min	12月10日 hr : min	35年 3月10日 hr : min	6月29日 hr : min	10月27日 hr : min
I. 旭 橋—伊 納	1:43	1:37	2:13	2:07	2:32	2:41	1:42	3:05
II. 伊 納—納 内	4:49	4:38	5:39	5:08	5:19	7:04	4:11	6:38
III. 納 内—深川堰堤	2:03	2:01	2:14	2:06	2:13	2:08	1:59	2:42
IV. 深川堰堤— 雨竜川合流点	3:14	3:11	3:31	3:19	3:29	4:32	3:07	4:13
(雨竜川合流点—橋本町)	(3:14)	(3:23)	(3:25)	(3:15)	(3:21)	(4:10)	(3:04)	(3:48)
V. 町雨竜川合流点— 空知川合流点	4:05	4:34	4:52	4:23	4:31	5:37	4:08	5:08
VI. 空知川合流点— 月 形	10:13	10:18	10:10	11:14	10:47	11:12	10:20	11:18
VII. 月 形—石狩大橋	11:02	10:00	13:28	11:32	11:52	17:15	11:43	14:36
旭 橋—石狩大橋累計	37:09	36:19	42:07	39:49	40:43	53:29	37:10	47:40

4. 流下時間を考慮した水質の解析 (特に有機性汚染について)

1° 河水自浄の基本式

河水中に放流された有機性汚染物質はその廃水の種類、河川中有機物を分解する生物の種類と量、水温等の汚濁物質を含有する水の条件、酸素の補給の程度、沈澱・吸着をする物質の量の多少によつて浄化速度は異なるが、定常的な状況下に於いては(2.1)式に表わすような変化を示す。

河川中に於いては(2.1)式に示されるような脱酸素恒数 k と沈澱吸着による係数 k' の二つを考えねばならないので

$$m = m_0 e^{-(k+k')t} = m_0 e^{-Rt} \quad (4.1)$$

m_0 : 初期汚染物質濃度

t : 浄化を開始してからの時間

m : t 時間後の汚染物質濃度

\bar{K} : $(k+k')$ 河川水の浄化速度係数又は自浄係数

このような式は水槽中の汚水の浄化のような場合には直ちに適用出来るが、河川中に於いて観測される濃度は (4.1) 式に示されるような一次反応による浄化減少のみでなく単なる河水による希釈も入つて来る。

今 図-13 に示すような河を考へて最上流端から流入して来る全汚染物質量を M_0 とすると (4.1) 式は図の各区間で次のように変形される。

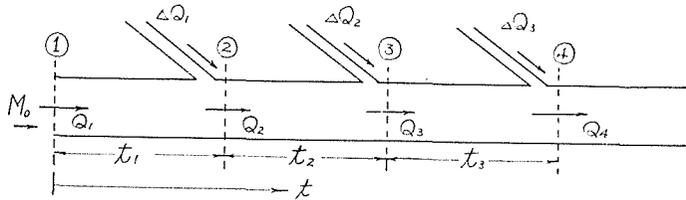


図-13

$$\left. \begin{aligned}
 &\text{区間 1—2} \\
 &m = \frac{M_0}{Q_1} e^{-\bar{K}t} \\
 &\text{区間 2—3} \\
 &m = \left(\frac{M_0}{Q_1} \right) e^{-\bar{K}t_1} \cdot \frac{Q_1}{Q_2} e^{-\bar{K}(t-t_1)} = \frac{M_0}{Q_2} e^{-\bar{K}t} \\
 &\text{区間 } i-j \\
 &m = \frac{M_0}{Q_i} e^{-\bar{K}t}
 \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

$$Q_{im} = M = M_0 e^{-\bar{K}t} \quad (4.3)$$

ここで

M_0 : 考へる最初の区間に流入して来る全汚染物質量 (例 Total BOD)

Q_i : $i-j$ 区間の流量

ΔQ_i : $i-j$ 区間に流入する量 ($i-j$ 区間での変化量)

t_i : $i-j$ 区間の流下時間

t : 考へる最初の断面 (図の断面 ①) からの流下時間

この事から全汚染物質量の増減も同じ係数 \bar{K} を有する同型の函数で表わされる。水量の変化する河川に於ける自浄作用は (4.3) を用いて計算され、希釈の効果を更に加えて考へることが正しい。

我々は先に汚染物質濃度の示標として BOD₅ を用いた場合、同一物質同一河況に於いては河川中に於いて問題となる濃度の範囲内で \bar{K} は定数であることを確め (一次反応である)、これを浄化速度恒数として単なる脱酸素恒数と分離して考へた¹⁾。

定常状態の河川に於いては (4.3) を直ちに基本式として計算・算定を行なう事が可能であるが、汚染源からの汚濁物質の排出が非定常の場合に於いては河川中における拡散による濃度の減少 (稀釈作用と同様見かけの自浄作用と考えられる) が見られる。

この場合、縦方向の拡散のみが卓越していると考えたと非定常状態の基本式は次のように表わされる。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} = D \frac{\partial^2 M}{\partial x^2} - \bar{K}M \quad (4.4)$$

種々の初期条件を与えて解くことによつて拡散による見かけの浄化を含めた時間 t の後の全汚染物質質量を得る。(この問題については次報にのべる)

(4.4) の解は次のように与えられる⁴⁾。

$$\frac{M}{M_0} = \frac{1}{\sqrt{\pi Dt}} \exp(-\bar{K}t) \\ \times \int_{-\xi}^{+\xi} \left[\frac{1}{2} + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2 \pi^2} \{1 - (-1)^n\} \cos \frac{n\pi}{\xi} y \right] e^{-\frac{(y-x)^2}{4Dt}} dy$$

ここで

D : 河川の縦方向拡散係数

n : $+\xi \sim -\xi$ の幅で放流された廃水を n 区分する

x : 流水の流下と共に流下する移動座表

y : 原点に対する上下流方向への距離

2° 河川の浄化速度恒数 \bar{K} の推定

例を石狩川中流部にとり (旭川～滝川間), 着目する汚染量として BOD_5 を用い (4.1), (4.3) 式中の反応恒数を求める。

解析の例に用いる石狩川は、旭川市内に流入して来る以前は本支流とも非常に清浄であつて中流部に於ける汚染は牛朱別川え放流されている K 社のパルプ廃液がその主体をなしているものと考えられ、この外旭川市の都市下水、G アルコール工場の廃液等が更に若干加わつて来ている。K 社よりの廃液は黒褐色を呈し、パルプ臭を發し、白い泡沫を伴なつて流下し、伊納の下流部に至つても未だ肉眼的に認められる。

この区間は汚染の流入が近似的に点源と考えられる場所であり解析に適した河況と考えられる。

(註) 解析を進めるに當つて BOD_5 を示標として用いることとしたが、酸素がいずれの時点に於いても殆んど飽和に近い石狩川のような場合、酸素消費量が果して河川に及ぼす害の示標となり得るかどうかと云つた点に問題があり、 BOD_5 を發現する物質そのものの量と性質及びその害と云つた事に未だ本質的な疑問が残つているが、一般に考えられる有機物の量的示標として適当なものがないので使用した。

資料としては1959年～1960年にわたつて北海道立衛生研究所、及び当衛生工学教室が主になつて行なつた水質調査の一部を使用した。

採水は旭橋、伊納、納内、橋本町（滝川）、雨竜橋の5個所とし、16時、12時、14時、16時の4回河川の横断数個の断面で行ない、分析した。これらの資料を用いて次に示すような方法によつて解析し、同一水塊と考えられるものの各地点での水質を推定した。

1959年9月29日の例を示すと次のようである。

(旭 橋)

10時の左、中、右岸三点の平均のBODは28.0 ppm、流量が90.4 m³/secであるから、この時の Total BOD = 28.0 g/m³ × 90.4 m³/sec = 2,530 g/sec。

(伊 納)

この日の旭橋—伊納間の流下時間は表-7によれば1時間37分であるから、旭橋を10時に通過した水塊の伊納地点の推定通過時刻は、(10時)+(1時37分)=11時37分、そこで近い観測値の10時BOD 7.5 ppmと12時BOD 8.1 ppmの値を用いて比例配分により11時37分のBODを推定すると

$$\begin{aligned} \text{BOD (11時37分)} \\ = 7.5 + (8.1 - 7.5) \times \frac{97}{120} = 8.0 (\text{ppm}) \end{aligned}$$

そこでこの時の Total BOD = 8.0 g/m³ × 126 m³/sec = 1008 g/sec。

(納 内)

この日の伊納—納内間流下時間は4時間38分であるから、旭橋を10時、伊納11時37分に通過した水塊は推定16時15分に納内を通過する。しかし、納内の水質資料は16時までしかないので推定を行なうことが必要となつて来る。

納内16時のBOD = 7.9 ppm、同一水塊（納内16時通過）が伊納を通過したのは11時22分と推定されその時の伊納のBODは7.9 ppmであつたと考えられる。（伊納の10時と12時の資料から）。そこで納内を16時に通過した水塊と、16時15分に通過した水塊は7.9:8.0の濃度の違いがある事が伊納の資料から推定出来るので納内16時15分のBOD = 7.9 × $\left(\frac{8.0}{7.9}\right)$ = 8.0 ppmが推定される。この時の Total BOD = 8.0 g/m³ × 174 m³/sec = 1388 g/sec。

(橋本町（滝川）)

この日の納内—橋本町間の流下時間は8時間35分で推定の同一水塊通過時間は24時50分であるが、資料にこのような水塊を得ることは出来ない。しかしBODの時間変動はこの辺の地点では可成小さくなつていたので、資料中の最大値を用いて推定の基準とする。（水質基準枠の作製のためには厳しい側であるが絶対量は殆んど変化がない）BODは3.2 ppmであり、Total BOD = 3.2 g/m³ × 234 m³/sec = 749 g/secである。

雨竜川よりの流入総量は約230 g/secと考えられる。

表 - 8

年月日		旭橋	伊納	納内	橋本町	水温	備考
1959年 9月10日	所要 流下時間	0	hrs 1.72	hrs 6.53	14.53	15°~18°C	
	Total BOD		g/sec 22.90	11.40	11.50		
9月29日	所要 流下時間	0	1.62	6.25	14.50	11°~15°C	
	Total BOD		25.30	10.05	13.90		
10月9日	所要 流下時間	0	2.27	7.65	16.35	10°~14°C	
	Total BOD		10.30	13.00	8.75		
11月10日	所要 流下時間	0	2.11	7.20	15.25	2.5°~4.0°C	
	Total BOD		17.30	11.70	10.30		
12月10日	所要 流下時間	0	2.54	7.85	16.90	0.5°~1.0°C	
	Total BOD		18.80	27.60	5.00		
1960年 3月10日	所要 流下時間	0	2.68	9.72	20.58	0.5°~2.0°C	
	Total BOD		16.70	8.90	10.90		
6月29日	所要 流下時間		0	4.18		14°~°C	2回観測値伊納 納内閘のみにつ いて行なう。
	Total BOD			11.00 (14.20)	890 (11.00)		
10月27日	所要 流下時間	0	3.01	6.67	18.47	5°~7°C	
	Total BOD		3.20	5.90	4.50		

同様の手法により他の観測日についても流下時間を考慮し同一水塊を推定して資料の整理を行なうと表-8 のようである。

これらの数値を用いて次式によつて \bar{K} の計算を行なつた。

$$\bar{K} = \frac{n \sum (t \log_{10} e \cdot \log_{10} m) - \sum t \log_{10} e \cdot \sum \log_{10} m}{n \sum (t \log_{10} e)^2 - (\sum t \log_{10} e)^2} \quad (4.6)$$

ここで

n : 関与する地点数

t : 所要流下時間

m : この場合は Total BOD の値

表-9 の (1) 欄は旭橋, 伊納, 納内, 橋本町の四点を用い, (2) 欄は旭橋を除く三点を用いて計算したものである。

表-9 より明らかなように, 旭橋の資料を用いたものはその下流三点を用いたものに比してほとんどいずれも大きな値を示している。この事は, 旭橋で 10 時の採水時には通常非常に濃度の高い廃液の検出が見られる時間で, これが流下するにつれて縦方向拡散を受けるため見かけの自浄作用が大きく見えるわけで, 10月9日, 10月27日の例ではこのような現象はなくな

表 9

単位 (1/hr)

		34年 9月10日	9月29日	10月9日	11月10日	12月10日	35年 3月20日	6月29日	10月27日
\bar{K} 1/hr	(1)	+0.0337	+0.0620	+0.0585	+0.0402	+0.0555	+0.0136		+0.0252
	(2)	+0.0307	+0.0316	+0.0755	+0.0252	+0.544	-0.0053	+0.0507 +0.0611	+0.0514

つている。この事は、これらの値を横軸に時間、縦軸に Total BOD の対数をとつ取つたグラフにプロットしてみると旭橋の部分は直線からはずれ、(4.1) の関係を満たさずに明らかに拡散の影響を強く受けている事を示している。そのため、直線関係の成立する比較的拡散の影響を受けぬと見られる下流三点の値を用いるのが良いと思われるが、この値とて拡散の影響を含んでいることは確かであり、又観測が2時間間隔であるためその間の変動を正しくとらえられず資料にばらつきがあつて温度係数等の精確な計算には用いられず、単に自浄の程度を推定するに止まる。

(註) 本計算で明らかなように縦方向拡散を無視して、単に数回、数箇所程度の採水で河水を論ずることは無暴に近い。

3° 石狩川中流部に於ける自浄力

2° に示したように自浄力の大小を浄化速度恒数を用いて表わすことが出来るとすると、6~10月の水温が10°Cを上廻り時期に於いては、 $\bar{K} = +0.03 \sim 0.07$ (1/hr) 即ち $\bar{K} = +0.72 \sim 1.68$ (1/day) 平均して $\bar{K} = +0.05$ (1/hr) = +1.20 (1/day) しかし水温が3°C程度にまで低下する11月になると $\bar{K} = +0.025$ (1/hr) = +0.577 (1/day) と低下し、冬を越し上流部が氷に閉ざされて居り生物活動も休止している3月にあつてはほとんど自浄作用を期待することが出来ず、かえつて途中から徐々加わる汚染が見出されて(夏期は自浄力に比して微少なため無視され得る) 来ている。

これらの \bar{K} を月別に図に示すと図-14 のようになる。(12月は個々の測定値のばらつきが多く使用しない)。

神山、丹保⁵⁾ は同じ石狩川の水を用いビーカー試験によつて酸素飽和の条件下で河水の浄化速度恒数をしらべたが、8月の河水20°Cで $k = +0.02$ (1/hr) = +0.48 (1/day), 11月の河水で20°Cで $k = +0.008$ (1/hr) = +0.192 (1/day), 4°Cで $k = +0.007$ (1/hr) = +0.168 (1/day), 3月の河水で1°Cで $k = +0.003$ (1/hr) = +0.072 (1/day) を得た。

この値はいずれも \bar{K} に比して1/2以

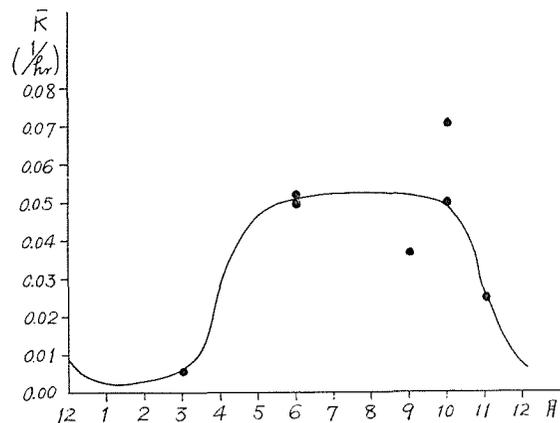


図-14 月別浄化速度恒数

下であつて \bar{K} の構成因子の中の k' の要素の大きいことを示すが、又同時に 図-14 の実測値よりの推定曲線の正当性を定性的に証明するものである。

Phelps⁶⁾ 等は脱酸素恒数として $k_1 = +0.1$ (10 を底として) = $+0.23$ (e を底として) (1/day) なる値を示しているが、石狩川に於いても吸着沈澱等による影響を考えない k のみでは非常に近い値を示す。(冬期を除く) しかし、実際河川の水質推定に当つては $\bar{K} = (k + k')$ が用いられるべきことは論を待たない。

これらの値から、5~10 月は $\bar{K} = +0.05$ (1/hr), 4, 11, 12 月は $\bar{K} = +0.025$ (1/hr), 1, 2, 3 月は自浄力に期待しないと云つた概略の数字を考えることが出来る。

これらの値を流量年表から求められる長年月の資料を基として、各月の代表値(平均流量、最低流量等)を用いて所要地点の代表的な水質の値を推定することが出来る。これらについては紙面の関係で次報に述べたい。

後 記

本研究は衛生工学第一、第二講座連合で行なつた石狩川調査の資料を用いて行なわれたもので、連日にわたつて観測に分析に苦勞を共にした神山助教授、松本、井上、砂川助手、小沢駒形技術員との共働勞作である。

本研究は文部省試験研究費(代表林教授)並びに北海道科学補助金を受けたものである事を記し併せ謝する。

参 考 文 献

- 1) 神山桂一・丹保憲仁：衛生工学，第5号，p. 1~p. 19 (昭35, 10).
- 2) 土木学会：水理公式集，昭和32年版。
- 3) 柏村正和：北電報告書(空知川流下時間の研究)，p. 57~p. 83 (昭32, 1).
- 4) 岩井重久外3名：京大衛生工学科創立記念論文集。
- 5) 神山桂一・丹保憲仁：衛生工学，第6号，p. 13~21 (昭36, 5).
- 6) E. B. Phelps：Stream Sanitation, John Wiley and Sons, Inc. 1953.