

筑後川の塩分遡上について

加藤 治・戸原 義男・長 裕幸
(土地改良学教室)
昭和59年 5月12日受理

Study on Run-up of Sea Water in the Chikugo-River

Osamu KATO, Yoshio TOHARA and Hiroyuki CHO
(Laboratory of Irrigation and Drainage Engineering)

Received May 12, 1984

Summary

The Chikugo River is the tidal river whose water depth in the estuary changes about 6 meters at spring tide, and its tidal zone extend for about 20km from the river-mouth. As increase of water level of the river by run-up of sea water makes it easy to take the fresh surface water for agricultural irrigation.

This paper presents the methods in order to simulate the diffusion of salinity in the river by using the one-dimensional equation of motion, the one-dimensional continuity equation and the one-dimensional equation of diffusion, and the results of numerical simulation are confirmed with the field observations. As a result, the roughness coefficient of Manning formular was $n = 0.030 \sim 0.035$, and the coefficient of diffusion in the downstream of Chikuge River was $D = 100 \sim 300 \text{ m}^2/\text{sec}$ at spring tide.

結 言

筑後川は流域面積が $2,860\text{km}^2$ 、幹線河川の流量長が 143km の九州第一の河川である。

筑後川は河川勾配、地質及び流域の状況から夜明ダムから上流を上流部、夜明ダムから久留米市瀬ノ下までを中流部、瀬ノ下から河口までを下流部とよんでいる。下流域は河成及び海成によって干陸化された広大な水田地帯であるため、用水確保にはこの地域特有の淡水(アオ)取水をおこない、これをクリークに貯留して用水不足を補ってきた。この淡水取水に依存している水田面積は約 1700ha といわれており、筑後川中・下流域での本川掛りの水田面積の約40%にもなっている。

淡水の利用は感潮河川の表層水を取水するものであるから、河川の表層塩分濃度が重要な問題である。従って、筑後川下流域において、どの程度の河川流量に対して塩分濃度の許容値以下が何時間続くかを知ることが重要となる。従来、このことは現地の利用者の勘に頼ってきたが、最近、筑後川の再開発、クリークの統廃合が計画され、淡水取水にとっては厳しい環境となってきた。

本研究は、淡水取水にとって厳しい条件である比較的低水量で大潮時の塩分遡上の程度をシミュレートする手法を現地観測結果を踏まえて検討したものである。

1. 水位および塩分濃度の現地観測

筑後川下流部（河口から瀬ノ下までの約26km 区間にわたって、観測日を瀬ノ下流量の安定した大潮時を選び、表1-1の日時に24時間にわたり河川水位と塩分濃度を観測した。

表1-1 観測日時および瀬ノ下流量

57年	10/16 13:00~10/17 12:00	72.3m ³ /sec
57年	12/14 14:00~12/15 13:00	47.2
58年	2/28 16:00~3/1 15:00	65.1
58年	11/7 15:00~11/8 14:00	54.3
58年	11/21 15:00~11/22 14:00	50.0

1-1 河川水位の観測

河川水位は次の8地点(図1-1,表1-2参照)②紅粉屋,③諸富,④鐘ヶ江大橋,⑤青木島,⑥六五郎橋,⑦天建寺橋,⑧上鶴堰,⑨瀬ノ下において1時間毎に測定した。

1-2 塩分濃度の観測

塩分濃度は次の7地点(図1-1,表1-2参照)①河口,②紅粉屋,③諸富,④鐘ヶ江大橋,⑤青木島,⑥六五郎橋,⑦天建寺橋において1時間毎に採水し、電導度計で測定した。電導度と濃度の関係は較生曲線より次式で換算する。

$$C = 0.001R_0^2 + 0.611R_0 - 0.243 \quad \dots\dots (1-1)$$

ここにCは濃度g/l(‰), R₀は25°C換算の電気電導度(mv/cm)である。

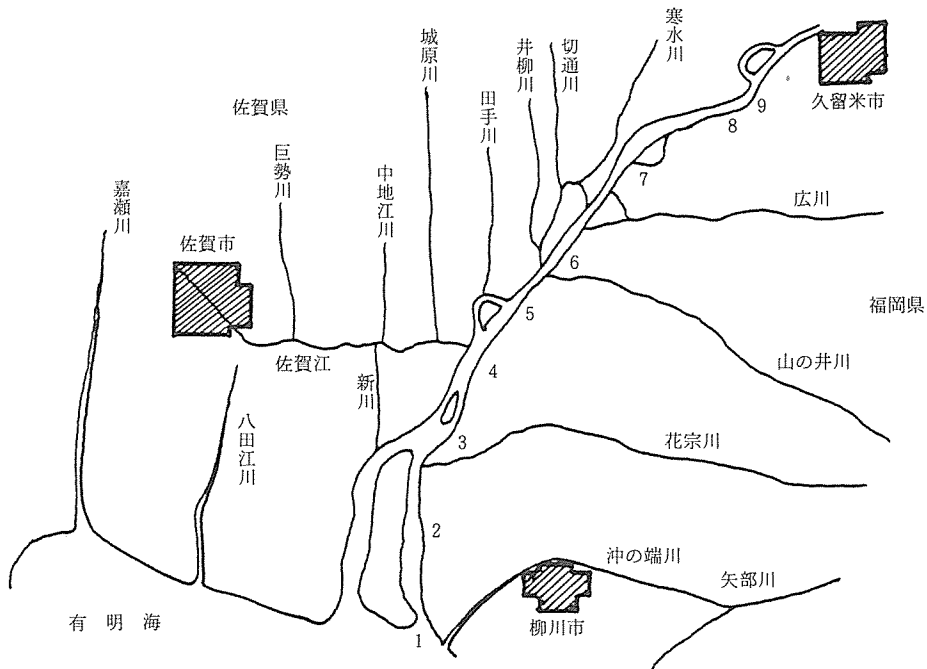


図1-1 筑後川下流域略図

表1-2 観測地点名

番号	地点名	距離標	水位観測	塩分測定
1	筑後川河口	-1/500	-	○
2	紅粉屋	2/900	○	○
3	諸富	6/900	○	○
4	鐘ヶ江大橋	9/800	○	○
5	青木島	12/500	○	○
6	六五郎橋	15/000	○	○
7	天津寺橋	18/700	○	○
8	上鶴北	23/600	○	-
9	瀬ノ下	25/500	○	-

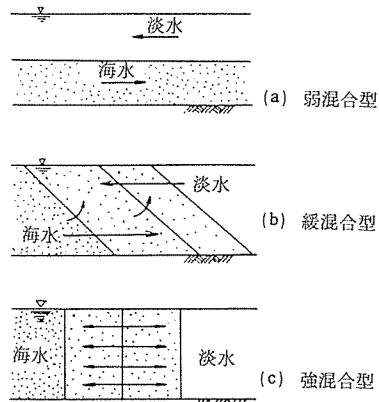


図2-1 塩分の遡上形態

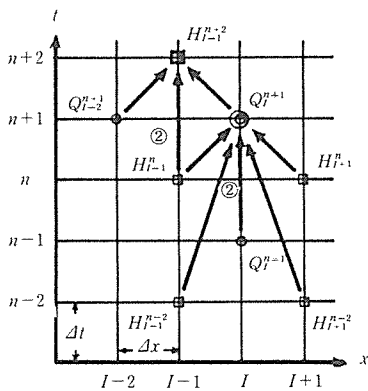
2. 解析方法

一般に感潮河川における塩分の遡上形態は3種類（弱混合型，緩混合型，強混合型）がある。それを図2-1に示す。

筑後川の淡水（アオ）取水で問題になるのは河川の濁水時が大潮と重なった場合である。筑後川は干満差が6mにも達する有明海を河口としているため，大潮時には強混合型になっているものと思われる。この型は図2-1に示すように，顕著な塩水楔が存在せず，鉛直方向の濃度勾配が小さい。そこで断面一様流でしかも断面平均濃度とした一次元解析手法を用いることが出来る。

2-1 筑後川の不定流計算

筑後川は図1-1で示すように途中，大中島で本流と支流に分流し，若津附近で合流し乾角で再び筑後川と早津江川に分流して有明海に至るため，合流分流を含んだ不定法解析が必要である。



○水位計算点 □流量計算点

図2-2 Leap Frog法による計算メッシュ

2-2 本流の計算方法

不定流の基礎方程式は次の運動方程式と連続の式で表わされる。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{v}{gA} g + \frac{\partial h}{\partial x} - i_0 + \frac{n^2 v |v|}{R^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots (2-1)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial (vA)}{\partial x} = q \quad \dots\dots (2-2)$$

ここに v : 流速, g : 重力の加速度, h : 水深, n : Manning の粗度係数, i_0 : 河床勾配, A : 流積, q : 横からの流入量, R : 径深である。

解析は水位 (H) と流量 ($Q = Av$ で計算) でおこなうから (2-1), (2-2) に $Q = Av$, $\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} - i_0$

の関係を代入すると

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{2Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} + \left(1 - \frac{Q^2 B}{gA^3}\right) \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots (2-3)$$

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \dots\dots (2-4)$$

ここに B : 水面幅
と変形される。(2-3), (2-4)を差分化して H, Q を求めればよい。ここでは Leap Frog法を用いる。この方法は図2-2に示すように流量 Q と水位 H がそれぞれ $2\Delta x$ ごとの断面で計算され、しかも一断面では Q か H かのいずれか一方だけが求められる。また時間的にも $2\Delta t$ の間隔で Q, H が交互に計算される。これは水位点を河口に流量点を上流端(瀬ノ下)の流量観測点にとれば境界条件の適用が容易となる。

2-3 分合流点の計算法¹⁾

分合流点での計算は図2-3に示すように分合流点で流量計算断面になるように計算区間を分割する。そして(2-3)を簡略化した運動方程式(2-5)と分合流点で各流路の水位が等しい条件(2-6)および流量の連続の式(2-7)より流量を求めればよい。

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots (2-5)$$

$${}_n H_D = {}_n H_U = {}_n H_B \quad \dots\dots (2-6)$$

$${}_{n+1} Q_D = {}_{n+1} Q_U \pm {}_n Q_B \quad \dots\dots (2-7)$$

2-4 初期条件の設定

河口水位を満潮時の水位に設定し、上流端で与える流量は途中での貯留はないものとして河口まで一様とした不等流計算をおこない各断面の水位を求める。ただし、分合流点ではそれぞれ河道の河床勾配に応じた流量配分をおこなう。

図2-4において Δx 離れた1-2区間におけるエネルギー方程式は

$$\left. \begin{aligned} E_1 &= h_1 + Z_1 + \frac{Q^2}{2gA_1^3} + \Delta h_f \\ E_2 &= h_2 + Z_2 + \frac{Q^2}{2gA_2^3} \end{aligned} \right\} \quad (2-8)$$

$$\Delta h_f = n^2 \frac{Q^2}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{1}{A_2^2 R_2^{4/3}} \Delta x / 2 \quad \dots\dots (2-9)$$

となる。(2-8), (2-9)により河口での水位 h_1 が与えられれば $E_1 = E_2$ となる E_2 を求めることができる。この手法で逐次上流に向かって計算をすすめれば各断面の水位を求めることができる。

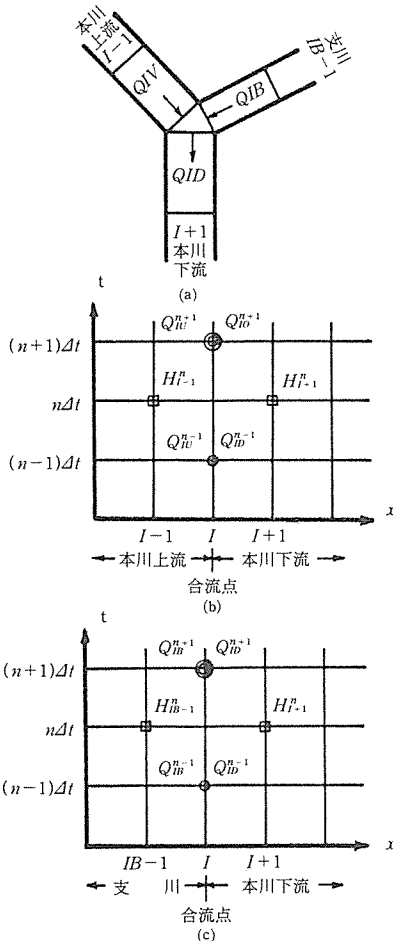


図2-3 分合流地点の計算メッシュ

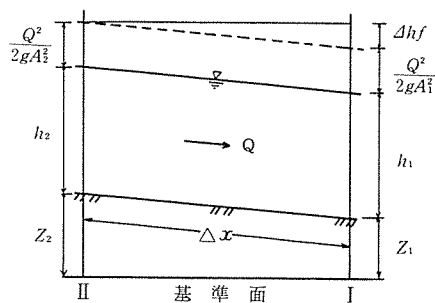


図 2-4 エネルギー方程式の記号

2-5 境界条件

前述の様に境界条件としては下流端（河口部）で水位，上流端（瀬ノ下）で流量が必要である。

2-5-1 下流端（河口部）での水位

一般に河口部での水位を実測することは非常にむずかしい。しかし有明海湾奥部には、佐賀大学農学部所有の海象観測塔が設置されているので、ここでの実測値を用いることができる。しかし、欠測あるいは器機の故障等で思わぬ異常値がでたときに、それを確かめる手段が必要である。その

手法として調和解析を用いる。これは次の方法による。

潮汐は普通約半日を周期とした現象で、主として月および太陽の引力によって生じる。しかし、月や太陽は一定の運動をせず、常に地球との距離や天頂角を変えている。その為これらの引力によって生じる潮汐も複雑に変化する。そこで、この複雑な潮汐現象はいくつかの仮想天体によって生じる規則正しい分潮の合成されたものとみなし解析する⁵⁾。

分調の高さは

$$H_i = h_i \cos [(V_o + u)_i + n_i t - K_i] \quad \dots\dots (2-10)$$

となる。

ここに H_i ：分潮の振幅， n_i ：角速度， K_i ：遅角， $(V_o + u)_i$ ：引数で各年月日の値が各分調毎に日本標準時（東経135°）について海上保安庁より発表されている。従って実際の潮汐は

$$H = \sum_{i=1}^n H_i = \sum_{i=1}^n h_i \cos [(V_o + u)_i + n_i t - K_i] \quad \dots\dots (2-11)$$

で計算できる。分潮の数は非常に多いが主要なものの三池港における常数を表 2-1 に示す。（三池港の調和常数 h_i, K_i は1951年1月1日より352日間の調和分解によって求められたものである。）

表 2-1 三池港における調和常数および $(v_o + u)$ の値

記号	名 称	角 速 度 (度/時)	振 幅 (cm)	遅 角 (Ki)	$(v_o + u)_i$			
					57. 10	57. 12	58. 2	58. 11
M 2	主太陰半日周潮	28.9841042	155.38	259.28	51.3	4.0	292.4	116.3
S 2	主太陽半日周潮	30.0000000	68.09	294.96	0.0	0.0	0.0	0.0
K 1	日月合成日周潮	15.0410686	28.96	218.66	270.1	330.3	31.4	301.0
N 2	主太陰長円潮	28.4397295	28.28	258.13	170.3	46.1	244.4	101.5
Sa	太陽年周潮	0.0410686	20.73	139.19	189.0	249.2	310.3	219.4
K 2	日月合成半日周潮	30.0821373	19.16	287.66	0.4	120.6	242.8	61.7
P 1	主太陽日周潮	14.9589314	8.75	221.59	81.0	20.8	319.7	50.6
L 2	副太陰日周潮	29.5284789	5.76	245.63	112.2	144.6	165.8	326.9
V 2	主太陰出差潮	28.5125831	5.08	241.11	345.8	328.2	274.9	249.4
Mf	太陰半月周潮	1.0980331	4.88	55.92	300.7	108.4	302.5	298.6
Q 1	主太陰楕率潮	13.3986609	4.42	185.21	264.3	79.8	216.9	164.1
Ssa	太陽半年周潮	0.0821373	4.02	352.68	18.1	138.3	260.5	78.7
J 1	小太陰楕率潮	15.5854433	1.89	244.81	147.0	284.2	75.4	312.2
Mm	太陰月周潮	0.5443747	1.53	119.68	241.0	318.0	48.0	14.8
Msf	日月合成半月周潮	1.0158958	0.97	218.60	308.7	356.0	67.6	243.7
M 1	副太陰楕率潮	14.4966939	0.74	233.36	26.3	16.2	353.1	302.5
S 1	気象日周潮	15.0000000	0.56	133.26	180.0	180.0	180.0	180.0

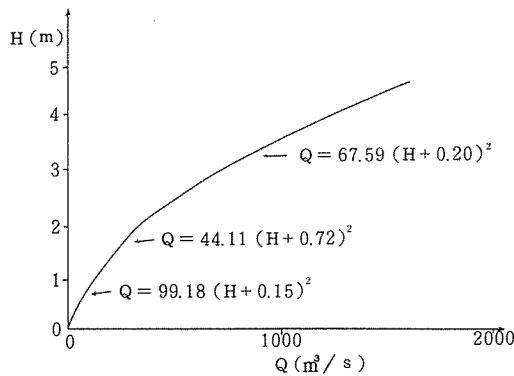


図2-5 瀬ノ下地点での水位(H)-流量(Q)曲線
 流では鉛直および河幅方向の流速分布が存在しているため、流速差によって断面平均濃度の拡散効果が一様流の場合よりも著しく増大する。

いま断面内の各点における流速、濃度を

$$\left. \begin{aligned} u &= \bar{u} + u' = U + \bar{u} + u' \\ c &= \bar{c} + c' = C + \bar{c} + c' \end{aligned} \right\} \dots\dots (2-12)$$

で表わす。ただし、 \bar{u} , \bar{c} : それぞれ時間的平均速度および時間的平均濃度, U, C : それぞれ断面平均流速および断面平均濃度, u', c' : それぞれ乱れ速度成分および乱れ濃度成分, \bar{u}, \bar{c} : それぞれ断面平均値からの偏りを示す。(図2-6参照)

分子拡散を無視し、流れ方向(x軸)に垂直な単位面積を単位時間に通る濃度フラックスの時間平均値は

$$\frac{\bar{q}_x}{\rho} = \bar{u}\bar{c} + \overline{u'c'} = (U + \bar{u})(C + \bar{c}) + \overline{u'c'} \dots\dots (2-13)$$

となる。さらに、濃度フラックスの断面平均をとると断面平均の \bar{u} , \bar{c} は0であるから

$$\frac{\langle \bar{q}_x \rangle}{\rho} = UC + \langle \bar{u}\bar{c} \rangle + \langle \overline{u'c'} \rangle \dots\dots (2-14)$$

となる。ここに $\langle \rangle$ は断面平均値を示す。

また拡散物質の保存則は

$$\begin{aligned} \frac{\partial(AC)}{\partial t} &= -\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\langle \bar{q}_x \rangle}{\rho} A \right) \\ &= -\frac{\partial}{\partial x} \{ A(UC + \langle \bar{u}\bar{c} \rangle + \langle \overline{u'c'} \rangle) \} \dots\dots (2-15) \end{aligned}$$

となる。ここにAは流積である。

(2-14)の右辺第2項、第3項はそれぞれ移流分散および乱れによる拡散を表わし、Boussinesqの記述を用いて、

$$\left. \begin{aligned} \langle \bar{u}\bar{c} \rangle &= -D_L \frac{\partial C}{\partial x} \\ \langle \overline{u'c'} \rangle &= -D_t \frac{\partial C}{\partial x} \end{aligned} \right\} \dots\dots (2-16)$$

で定義する。ここに D_L : 移流分散係数, D_t : 乱れの拡散係数である。

なお三池港における平均海面と東京湾中等潮位との差は20cmであるので三池港の実際の潮候曲線は(2-11)に20cm加えればよい。

計算では表2-1の18分潮を用いておこなった。

2-5-2 上流端(瀬ノ下)における流量不定流計算における上流側境界条件は瀬ノ下地点の流量で与える。瀬ノ下での流量は水位Hと流量Qとの関係(図2-5)で求められる。

2-6 拡散方程式

一般に河川の流れはセン断流である。セン断

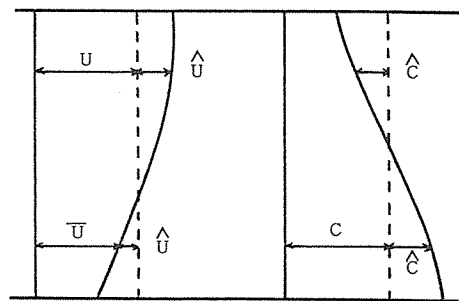


図2-6 流速分布、濃度分布の記号

(2-15), (2-16) より

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \{ A(D_L + D_t) \frac{\partial C}{\partial x} \} \quad \dots\dots (2-17)$$

がえられる。

2-6-1 移流分散係数, 乱れの拡散係数の概念

移流分散係数 D_L , 乱れの拡散係数 D_t の理論的研究は Taylor が円管内の乱流についておこなっている⁴⁾。この手法を Elder が開水路にも応用し²⁾, 深さ方向にだけ流速分布をもつ広長方形開水路の D_L , D_t として

$$\left. \begin{aligned} D_L &= 5.86 hu_* \\ D_t &= 0.068 hu_* \\ D &= D_L + D_t = 5.93 hu_* \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (2-18)$$

を提案している。ここに h : 水深, u_* : 摩擦速度 ($=\sqrt{gRI}$, g : 重力の加速度, R : 径深, I : 水面勾配) である。また, D は $D_L + D_t$ でこれを以後拡散係数とよぶことにする。この結果より, 移流分散係数 D_L が乱れによる拡散係数 D_t の約90倍になっていることがわかる。また Yotsukura & Fiering は数値計算により

$$D = D_L + D_t = 13.0 hu_* \quad \dots\dots (2-19)$$

を提案している⁶⁾。

しかし, 一般に河川で実測された拡散係数は $D/hu_* = 10^3 \sim 10^4$ にも及ぶことがあり, (2-18), (2-19) で得られる値は小さすぎる。そこで Fisher は河川の河幅方向の流速分布が鉛直分布のそれにくらべて, はるかに拡散に寄与するものと考え, 深さ方向の速度変化を無視して,

$$D_L = -\frac{1}{A} \int_0^B \bar{q}(z) dz \int_0^z \frac{dz}{D_{tz} h(z)} \int_0^z \bar{q}(z) dz \quad \dots\dots (2-20)$$

を求めた⁶⁾。ここに A : 流積, Z : 河幅方向の座標, $h(z)$: 水深, また $\bar{q}(z)$ は,

$$\bar{q}(z) = \{ \bar{u}_m(z) - U \} h(z) = \bar{U}(z) \cdot h(z) \quad \dots\dots (2-21)$$

で表わされるもので, $\bar{u}_m(z)$ は一鉛直線上の平均流速である。

横方向の拡散係数 D_{tz} としては Elder の実験式 $D_{tz} = 0.23 hu_*$ を用いている。また, Fisher は (2-20) の近似式として time scale の考えから

$$D_L = 0.30 \bar{u}^2 l^2 / (u_* R) \quad \dots\dots (2-22)$$

を求めた。ここに \bar{u}^2 : \bar{u} の2乗の断面平均, l : 断面内の最大流速点と最も遠い岸までの距離である。

(2-18), (2-19) に比較して (2-22) は横(幅)方向の scale を表わす l が導入されているので実際河川への適合度が高いと考えてよい。

強混合型の感潮河川における拡散問題も一般的には (2-17) を周期的に変化する流速などの水理的条件を与えて, 非常な係数をもつ式として解くことになる。即ち水理的な条件から, 任意断面 x における u , A , D_L , および D_t の変化を与えて (2-17) を解くことができれば, 感潮部における塩分濃度の推移を知ることが原理的には可能である。しかし, 実際の河川では, 前節の不定流解析で u , A は求まるが D の変化, すなわち, \bar{u}^2 , l , u_* は時間的に変化しており, 各時刻における流速分布を求めていくことは困難である。

そこで本研究では, 数種の拡散係数 D を仮定して, 拡散方程式の数値解を求めた。その値が実測値と大局的に一致するものを筑後川の拡散係数の平均的な値と見なすことにする。

2-6-2 拡散方程式の階差式

(2-15), (2-16) と $D = D_L + D_t$ よりえられた次式

$$\frac{\partial(AC)}{\partial t} + \frac{\partial(AuC)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(AD \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad \dots\dots (2-23)$$

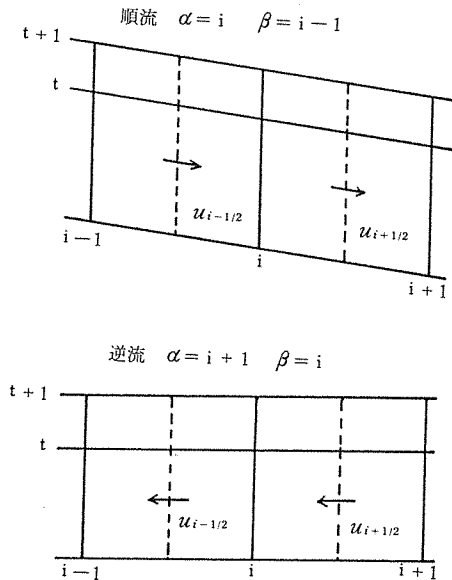


図2-7 拡散方程式の計算メッシュ

を階差式に展開すると図2-7から、

$$\begin{aligned} \frac{\partial(AC)}{\partial t} &\cong \frac{{}_t C_i - {}_{t+1} C_i}{\Delta t} \\ \frac{\partial(AuC)}{\partial x} &\cong \frac{{}_t A_{i-1/2} {}_t u_{i+1/2} {}_t C_\alpha - {}_t A_{i-1/2} {}_t u_{i-1/2} {}_t C_\beta}{2\Delta x} \\ \frac{\partial}{\partial x} \left(AD \frac{\partial C}{\partial x} \right) &\cong \frac{{}_t A_{i-1/2} {}_t D_{i+1/2} ({}_t C_{i+1} - {}_t C_i)}{\Delta x^2} \\ &\quad + \frac{{}_t A_{i-1/2} {}_t D_{i-1/2} ({}_t C_{i-1} - {}_t C_i)}{\Delta x^2} \quad \dots\dots (2-24) \end{aligned}$$

式中の α, β は順流, 逆流によって図2-7のように変わる。これらを(2-23)に代入して ${}_{t+1} C_i$ を計算すればよい。

3. 筑後川の水位, 流量の解析

筑後川の水位, 流量を解析するため, 河口から瀬ノ下までの計算断面を図3-1のようにとる。計算断面は400m間隔とし, 断面番号, 河口からの累加距離を図示した。

まず紅粉屋から瀬ノ下までの8ヶ所の実測結果を用いて粗度係数 n を決定する。この時, 下流端の境界条件は, 河口から4.4kmの紅粉屋(断面番号: 11)で与える。上流端の流量は2-4-2で述べた瀬ノ下におけるH-Q曲線により計算する。この場合, 若干問題なのは, 図3-2

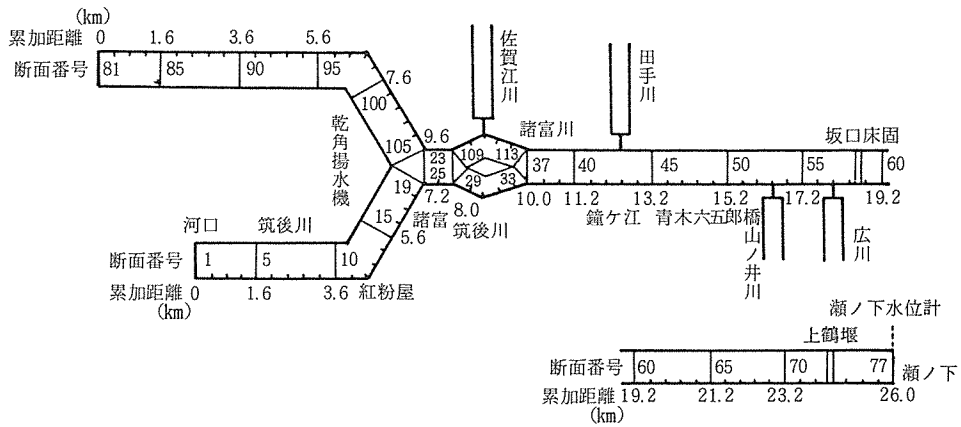


図3-1 筑後川計算断面

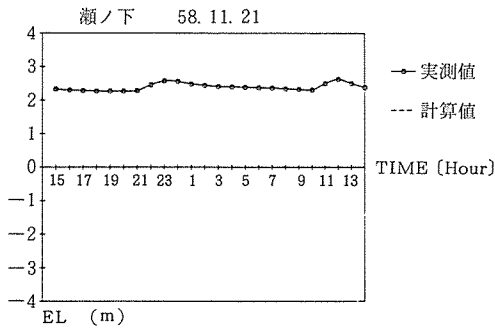


図3-2 瀬ノ下地点での水位の実測値

に示す様に、大潮の場合、満潮時に水位の増加がみられることである。これは流量の増加を意味しているのではなく遡潮によるセキ上げの影響である。そこで流量の計算はセキ上げの影響のない時間帯の水位を用いておこなう。採用した流量を表1-1に示す。

$n=0.025, 0.030, 0.035, 0.040, 0.045$ の5通りで不定流解析をおこない、実測値と比較した結果、時点57.10.16, 時点57.12.14, および時点58.2.28では $n=0.035$ が時点58.12.7 および

時点58.12.21では $n=0.030$ が最適であった。この結果、筑後川下流部の粗度係数としては $n=0.030\sim 0.035$ であるといえる。

図3-3に時点58.11.7の河口から16km地点の計算値 ($n=0.030$ を用いる) と実測値の比較を示す。

つぎに塩分濃度の拡散解析には河口からの流速が必要であるので2-4-1で計算された水

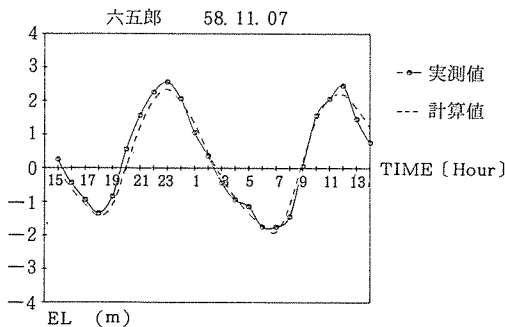


図3-3 河口から16km地点(六五郎橋)における計算水位と実測値の比較

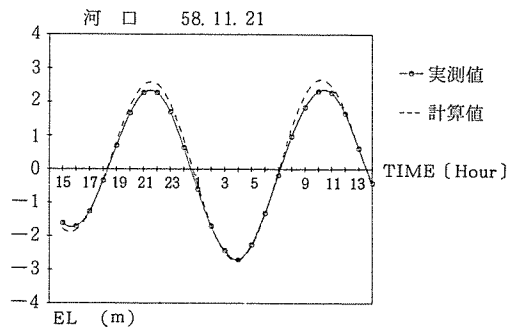


図3-4 河口部における計算潮位と実測潮位の比較

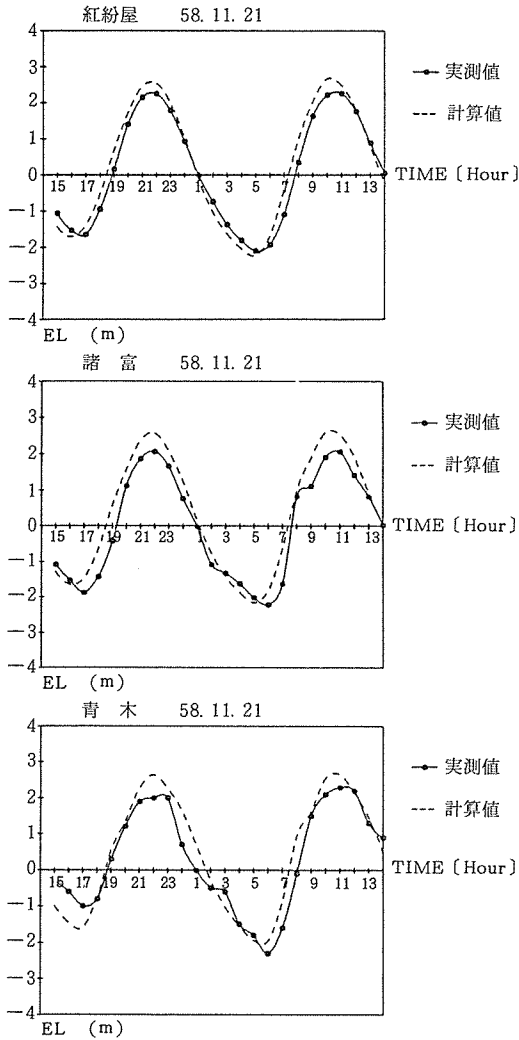


図3-5 河道部の計算水位と実測水位の比較

位を河口条件とし、上述の粗度係数を用いて不定流解析をおこなう。図3-4に時点58.11.21の計算潮位と佐賀大学農学部海象観測塔による実測結果を示している。

これから得られた各地点における計算水位と実測水位の一例を図3-5に示す(時点58.11.21)。

本研究で使用した河道のH-A曲線は昭和48年に作成されたものである。筑後川が運び出す土砂は有明海の干潟を10数cm/年発達させるといわれていることから、河道の状況は年々変化している。このことを考えれば図の計算値は実測値を比較的よく示していると考えてよい。

4. 塩分濃度解析

時点58.11.21の表層(水面下0.5m)と底層の塩分濃度及び水位の経時変化を図4-1に示す。(河口)

図から明らかなように、表層と底層とでは満潮時にやや差があるものの濃度差は僅かであることがわかる。淡水取水を考慮して表層を解析する。拡散方程式(2-23)の境界条件および初期条件はいずれも実測の塩分濃度を用いる。河道の流速および流積は不定流解析の結果を用いる。拡散係数は河口から8km地点(筑後川と早津江川との分流点)までとそれより上流側の2つの区間に分けて考えることにする。

その結果、各観測日毎の拡散は表4-1のようになった。また表中に流量、潮差および河口における最大、最小塩分濃度を合せて示している。しかし、流量、潮差と拡散係数との相関は、はっきりしない。

一般に感潮河川では潮差が大きい程拡散係数も大きくなるが、川内川の実測では大潮時100m²/secに対して中潮時350m²/secとなることもあり、拡散係数の推定のむつかしさを物語っている。

これらの拡散係数を用いた計算値を実測値と比較したものの一例を図4-2に示す。この図は時点58.11.21の濃度と距離の関係を示したもので満潮時に若干の差がでるが、それ以外は比較的よく合っている。図4-3に時間-距離-塩分濃度の実測値と計算値とを比較して示している。

前述の様に塩分濃度は電気電導度を換算して求めるが、電気電導度はセンサーの少しの汚れに対しても相当の数値の変動を示すことを考えれば、計算値は実測値をほぼ満足するものであ

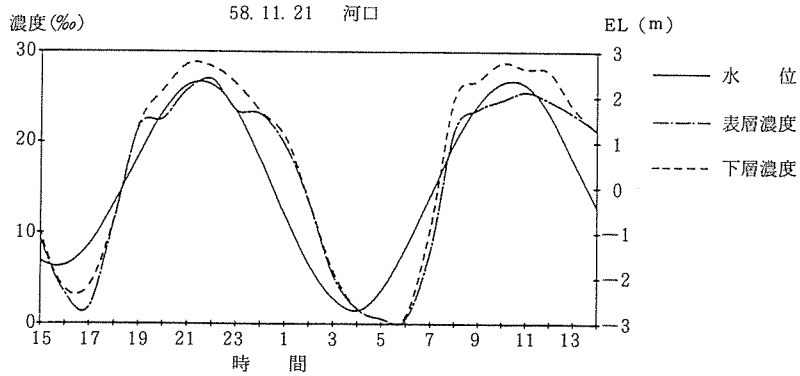


図 4-1 表層と底層の塩分濃度及び水位の経時変化

表 4-1 推定拡散係数および潮差，濃度条件

観測日時	拡散係数		流量 m ³ /s	潮差 m	塩分濃度(‰)	
	河口～8km	8km～26km			最大	最小
57. 10. 16	300	300	72.3	4.83	25.2	0.7
57. 12. 14	100	100	47.2	4.53	12.8	0.2
58. 2. 28	150	150	65.1	5.62	20.4	0.4
58. 11. 7	300	80	54.3	4.98	24.5	0.4
58. 11. 21	300	80	50.0	5.26	27.0	0.55

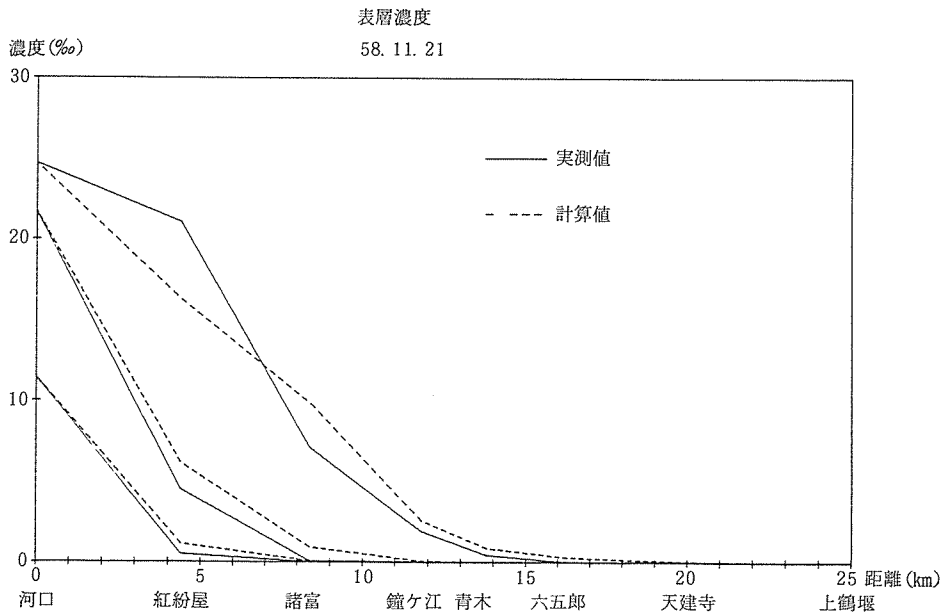


図 4-2 塩分濃度と距離との関係

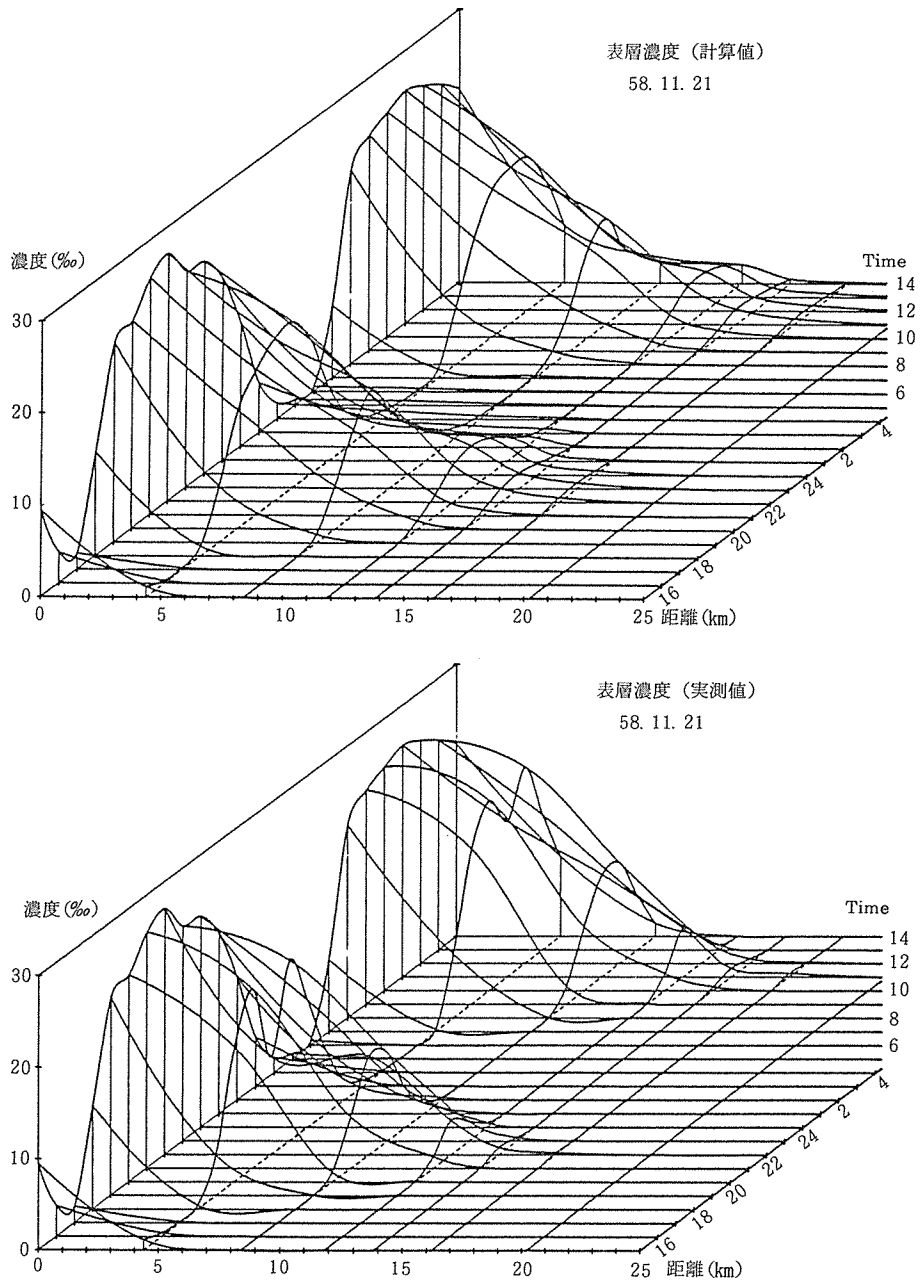


図4-3 時間-距離-塩分濃度の計算値と実測値との比較

ると考えることができ、淡水取水可能時間等の予測に充分利用出来るものと思われる。

結 語

筑後川の塩分遡上を運動方程式、連続の式および拡散方程式を用いてシミュレート、実測値と比較した結果、次のことが明らかとなった。

1. 筑後川下流部の粗度係数は $n=0.030\sim 0.035$ である。
2. 境界条件の河口での水位としては三池港における調和解析による潮位で代表させることができる。
3. 一般に流量観測点は感潮域を外れは点とすべきだが、瀬ノ下は大潮時には水位が変動するので、潮の影響を受けない時間帯で水位測定をする必要がある。
4. 大潮時の筑後川河口部の拡散係数は $100\sim 300\text{m}^2/\text{sec}$ である。

これらの結果を用いれば各地点の塩分濃度をシミュレートすることができる。

ただ拡散方程式で解析する場合、河口での境界条件として最小値(干潮時)は 0.5‰ (500ppm) 程度でよいが最高値(満潮時)は、河川流量だけでは推定できない(表4-1)。また初期条件をどのように決めるかが今後の問題である。

謝 辞

この研究をするに当り九州農政局筑後川水系調査事務所には多大の御協力を頂いた。また24時間観測に協力してくれた当時の学生諸君に感謝の意を表する。

摘 要

筑後川は河口の水位が大潮時に6mも変化する感潮河川で、感潮域は河口から20数kmにも達する。本川では、この遡上を利用して表層の淡水を取水し、農業用水に利用している。

本研究は低水量、大潮時の塩分遡上の時間的変化を運動方程式、連続の式および拡散の方程式を用いてシミュレートする方法を述べ、それによってえられた計算値が実測値とよく合うことを確かめた。そして河口部における Manning の粗度係数は $n=0.03\sim 0.035$ で、また、河口部での拡散係数が $D=100\sim 300\text{m}^2/\text{sec}$ であることが明らかとなった。

参 考 文 献

- 1) Balloffet (1969) : One-dimensional analysis of flood and tides in open channels, *Proc. A. S. C. E.*, HY4, 1429-1451.
- 2) Elder, J.W. (1959) : The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow. *J. Fluid Mec.* 5, 544-560.
- 3) Fisher, H. B. (1967) : The mechanics of dispersion in natural streams. *Proc. A. S. C. E.*, HY6, 187-216.
- 4) Taylor, G. I. (1954) : The dispersion of matter in turbulent flow through a pipe. *Proc. Roy. Soc., A.* 233, 446-468.
- 5) 山本正昭(1971) : 潮位推算, 農業土木試験場抜報F, 6, 86-96.
- 6) Yotsukura, N and M. B. Fiering (1964) : Numerical solution to a dispersion equation. *Proc. A. S. C. E.* HY5.