

河川潮汐の研究(2)

宇野 木 早 苗*

要 約 一次元線形の場合の海域を含めた河川潮汐の近似解を求め、各種要素の影響を調べる。その際背水曲線を河口距離の陽関数で表わす試みを行なう。つぎに現実に即して、非線形性と湾・デルタ等の複雑な地形を考慮した数値計算を述べ実測と比較する。さらに、河川流量の増大は大きな河川潮汐の減少を生じ、減少の度合は河川内に入るほど顕著になることを示す。これは感潮域の設計潮位を考える際、十分留意すべきことである。河口域の潮汐を含む水理計算では、境界条件を水深 10 m以上の海側に設ける必要があることも示される。

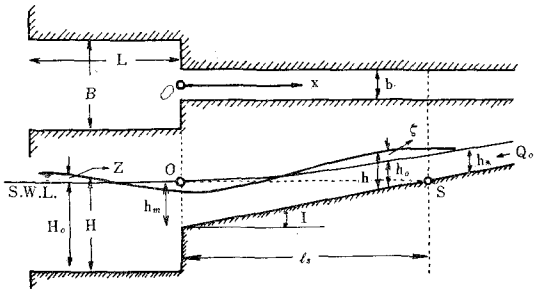
1. 一次元線形の河川潮汐の理論

前報¹⁾において、河川潮汐は海域の静水面の延長が河床と交わる「静水面交点」より下流で卓越し、それより上流では微弱なることを、木曾三川を例にとりて示した。したがって基本状態は岡本²⁾の仮定した等流とは異なり、水深は背水曲線で与えられ取り扱いが面倒になる。そこで前報では数値解を求めたが、ここでは見通しをよくするため、簡単な条件下の解析解を求める。

(1) 基本式

図-1 に示すように、長さ L 、幅 B 、平均水深 H_0 の矩形湾の奥に、幅 b 、河床勾配 I の河川があるものとする。河口から静水面交点 S までの距離を l_s 、河口水深を h_m とすれば、 $I=h_m/l_s$ である。河川流量 Q_0 を流したときの定流水深を $h_0(x)$ 、等流水深を h_* とする。本節では添字 0 は定流、* は等流、 m は河口に関する量を意味する。河口に座標原点をおき、上流に向かって x 軸をとる。湾域と河川域における水深を H, h 、流速を U, u

図-1 モデル河川、S は静水面交点



とし、密度と運動は深さに関し一様とすれば、基本式は

$$\frac{\partial U}{\partial t} = -g \frac{\partial H}{\partial x}, \quad \frac{\partial H}{\partial t} = -H \frac{\partial U}{\partial x} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -g \left(\frac{\partial h}{\partial x} + I \right) - \mu u, \quad \frac{\partial h}{\partial t} = - \frac{\partial}{\partial x} (hu) \dots\dots\dots (2)$$

で表わされる。河川域には速度に比例する抵抗が考慮されている。波の 1 周期間のエネルギー損失が、この抵抗形による場合と、Manning の式による場合とで等しいとすれば、 $\mu=8 \text{ gn}^2 v_{\text{amp}}/3 \pi h^{4/3}$ の関係がある。 v_{amp} は周期流の振幅、 n は粗度係数である。例として、 $v_{\text{amp}}=0.4 \text{ m/sec}$ 、 $h=3 \text{ m}$ 、 $n=0.03$ とすれば $\mu=7.0 \times 10^{-4} \text{ sec}^{-1}$ となる。一方半日潮では、角速度 $\sigma=1.4 \times 10^{-4} \text{ sec}^{-1}$ であって、水深が浅く流れが強い河川潮汐の場合には、 μ は σ にくらべかなり大きい値をとることが多い。

(2) 背水曲線 (基本状態)

湾内の定流を $-U_0$ 、河川内のを $-u_0$ とすれば、 $U_0=Q_0/BH_0$ 、 $u_0=Q_0/bh_0$ である。一方等流流速は $u_*=Q_0/bh_*=gI/\mu$ となる。定流の方程式は式 (2) より

$$\frac{dh_0}{dx} = -I \left(1 - \frac{h_*}{h_0} \right) \dots\dots\dots (3)$$

となるので、積分すれば背水曲線として次式を得る。

$$\frac{Ix}{h_*} = \frac{h_m - h_0}{h_*} - \log \frac{h_0 - h_*}{h_m - h_*} \dots\dots\dots (4)$$

h_0 は x の陰関数で不便なので、逐次近似で陽関数の形に変換する。 $\epsilon=(h_m-h_*)/h_*$ 、 $\delta=(h_0-h_*)/h_*$ 、 $\Delta=\exp(-Ix/h_*)$ とおけば (4) より $h_0/h_*=1+\epsilon \Delta \exp(\epsilon-\delta)$ 。

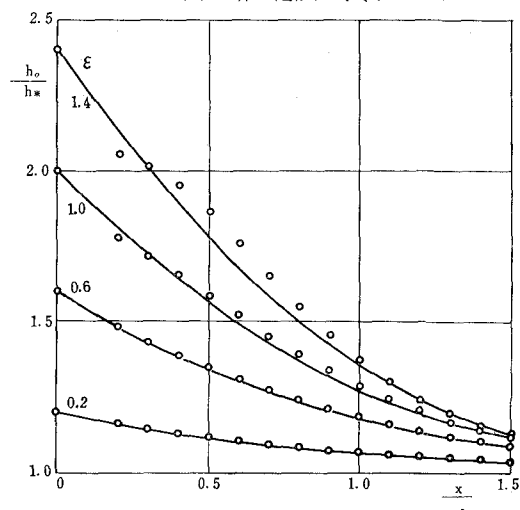
$$\begin{aligned} \therefore \delta = \frac{h_0}{h_*} - 1 = \epsilon \Delta \left\{ 1 + (\epsilon - \delta) + \frac{1}{2!} (\epsilon - \delta)^2 \right. \\ \left. + \frac{1}{3!} (\epsilon - \delta)^3 + \dots \right\} \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

さて第 1 近似として $\delta_1=\epsilon \Delta$ を考え、式 (5) の右辺の δ に代入し、 ϵ^2 の項までとれば、第 2 近似として $\delta_2=(1+\epsilon)\epsilon \Delta - (\epsilon \Delta)^2$ を得る。これをさらに式 (5) に代入し ϵ^3 の項までとれば $\delta_3=(1+\epsilon+\epsilon^2/2)\epsilon \Delta - (1+2\epsilon)(\epsilon \Delta)^2 + 3(\epsilon \Delta)^3/2$ 。

$$\begin{aligned} \therefore \frac{h_0}{h_*} = 1 + \delta_3 = 1 + \epsilon \left(1 + \epsilon + \frac{\epsilon^2}{2} \right) e^{-\frac{Ix}{h_*}} \\ - \epsilon^2 (1 + 2\epsilon) e^{-\frac{2Ix}{h_*}} + \frac{3}{2} \epsilon^3 e^{-\frac{3Ix}{h_*}} \dots\dots\dots (6) \end{aligned}$$

* 正会員 理博 東海大学教授 海洋学部

図-2 背水曲線、実線は厳密解、式(4)による、
白丸は第3近似、式(6)による



が求まる。以下同様にして任意の精度まで展開できる。 ϵ^n の項までとったときの誤差は $\epsilon^{n+1}d/n!$ の程度である。厳密解と近似解の比較が図-2になされているが、 ϵ が1を大きく越えなければ、少数項でかなりよく表現できる。

(3) 河川内の潮汐波

$u = -u_0 + v$, $h = h_0 + \zeta$ (図-1) として式(2)に代入し、微小項を省略すれば変動量の式は次式となる。

$$\frac{\partial v}{\partial t} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \mu v, \quad \frac{\partial \zeta}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x} (h_0 v) \dots (7)$$

$e^{i\sigma t}$ に比例する時間項を取り v を消去すれば、 $c_0(x) = \sqrt{gh_0}$ として

$$\frac{d^2 \zeta}{dx^2} + \frac{1}{h_0} \frac{dh_0}{dx} \frac{d\zeta}{dx} + \frac{\sigma(\sigma - i\mu)}{c_0^2} \zeta = 0 \dots (8)$$

いま

$$\zeta(x) = h_0^{-1/2} \Phi(x) \dots (9)$$

とおき、さらに $N_* = 1/k_* h_*$, $k_* = 2\pi/\lambda_* = \sigma/c_*$, $c_* = \sqrt{gh_*}$ を使い、かつ式(3)を考慮すれば式(8)は

$$\frac{d^2 \Phi}{dx^2} + P \Phi = 0, \quad P(x) = \frac{\sigma^2}{c_0^2} \left(1 - \frac{i\mu}{\sigma} - G \right) \dots (10), (11)$$

$$G(x) = \left(\frac{N_* I}{2} \right)^2 \frac{h_*}{h_0} \left(1 - \frac{h_*}{h_0} \right) \left(\frac{3h_*}{h_0} - 1 \right) \dots (12)$$

$P(x)$ の変動が小さい場合には、漸近解を与えるWKBの近似解法が適用できる³⁾。しかるとき、

$$\Phi(x) \sim P^{-1/4} e^{\pm i\xi}, \quad \xi(x) = \int^x P^{1/2} dx \dots (13)$$

が求まる。いま $\alpha_0(x) = \left[\frac{1}{2} \left\{ \sqrt{(1-G)^2 + \left(\frac{\mu}{\sigma} \right)^2} + (1-G) \right\} \right]^{1/2}$, $\beta_0(x) = \left[\frac{1}{2} \left\{ \sqrt{(1-G)^2 + \left(\frac{\mu}{\sigma} \right)^2} - (1-G) \right\} \right]^{1/2}$ を用いれば

$$P = \frac{\sigma^2(\alpha_0^2 + \beta_0^2)}{c_0^2} e^{-i\theta_0}, \quad \theta_0(x) = \tan^{-1} \frac{\mu}{\sigma(1-G)}$$

となるので、式(9)、(13)より

$$\zeta(x) \sim \{h_0(\alpha_0^2 + \beta_0^2)\}^{-1/4} \cdot e^{\pm i\sigma \int_0^x \frac{\beta_0}{c_0} dx} \cdot e^{i \left\{ \pm \sigma \int_0^x \frac{\alpha_0}{c_0} dx + \frac{\theta_0}{4} \right\}}$$

が得られる。しかし $\zeta|_{x=\infty} = 0$ より複号中-のみが意味がある。よって河口の値 h_m , $\alpha_{0,m}$, $\beta_{0,m}$, $\theta_{0,m}$ を用うれば河口潮位

$$\zeta(0, t) = a_m e^{i(\sigma t - S)} \dots (14)$$

に対し

$$\zeta(x, t) = a_m \left(\frac{h_m}{h_0} \right)^{1/4} \left(\frac{\alpha_{0,m}^2 + \beta_{0,m}^2}{\alpha_0^2 + \beta_0^2} \right)^{1/4} \cdot e^{-\sigma \int_0^x \frac{\beta_0}{c_0} dx} \cdot e^{i \left\{ \sigma \left(t - \int_0^x \frac{\alpha_0}{c_0} dx \right) - S + \frac{1}{4} (\theta_0 - \theta_{0,m}) \right\}} \dots (15)$$

が求める解になる。解の中で h_0 の $-1/4$ 乗に比例する項は、摩擦や部分反射がないときの Green の法則⁴⁾にしたがう波高変化を表わす。

(4) 河床勾配が非常にゆるやかな場合

式(15)の議論は別に譲り、ここでさらに条件を簡単にし、河床勾配 I が非常に小さく、波長もそれほど大きくなく、 $G(x)$ が1にくらべ無視できる場合を取り扱う。したがって断面変化に伴う部分反射は無視できることとなる。そのとき P , θ_0 , α_0 , β_0 等は

$$P(x) = \frac{\sigma^2}{c_0^2} \left(1 - \frac{i\mu}{\sigma} \right), \quad \theta = \tan^{-1} \frac{\mu}{\sigma},$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{2} \left\{ \sqrt{1 + \left(\frac{\mu}{\sigma} \right)^2} + 1 \right\}},$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{2} \left\{ \sqrt{1 + \left(\frac{\mu}{\sigma} \right)^2} - 1 \right\}}$$

の値に替わる。かくして式(15)はつぎのようになる。

$$\zeta(x, t) = a_m \left(\frac{h_m}{h_0} \right)^{1/4} e^{-\sigma \beta \tau} e^{i[\sigma(t - \alpha \tau) - S]} \dots (16)$$

$$\tau(x) = \int_0^x \frac{dx}{c_0(x)} \dots (17)$$

つぎにこの τ に対する v を求めると、式(7)より

$$v(x, t) = \frac{\sigma c_0 a_m}{h_0} \left(\frac{h_m}{h_0} \right)^{1/4} e^{-\sigma \beta \tau} e^{i[\sigma(t - \alpha \tau) - S - \tau]} \dots (18)$$

ただし

$$\omega(x) = \left[\alpha^2 + \left\{ \beta - \frac{N_0 I}{4} \left(1 - \frac{h_*}{h_0} \right) \right\}^2 \right]^{1/2} / \left\{ 1 + \left(\frac{\mu}{\sigma} \right)^2 \right\}^{1/2}$$

$$r(x) = \frac{\pi}{2} - \theta_1 - \theta, \quad N_0(x) = \frac{1}{k_0 h_0} = \frac{c_0}{\sigma h_0}$$

$$\theta_1(x) = \tan^{-1} \left[\alpha \left\{ \beta - \frac{N_0 I}{4} \left(1 - \frac{h_*}{h_0} \right) \right\} \right]$$

流れは水位にくらべ、位相が $r(x)$ 遅れる。河口における ζ の振幅は a_m , v の振幅は $v_{amp,m} = \omega_m c_m a_m / h_m$ なので、河川内での振幅変化は

$$\frac{\zeta_{amp}}{a_m} = \left(\frac{h_m}{h_0} \right)^{1/4} e^{-\sigma \beta \tau} \dots (19)$$

$$\frac{v_{\text{amp}}}{v_{\text{amp},m}} = \sqrt{\frac{h_m}{h_0}} \cdot \frac{\omega}{\omega_m} \cdot \frac{\zeta_{\text{amp}}}{a_m} \dots\dots\dots (20)$$

で与えられる。なお $\sqrt{h_m/h_0}$ は式 (6) を用いて展開できるので、

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{1}{\sqrt{g h_m}} \int_0^x \sqrt{\frac{h_m}{h_0}} dx \\ &= \frac{x}{\sqrt{g h_m}} \left[1 + \frac{1}{4} (2 + \varepsilon + \varepsilon^2) \varepsilon \frac{h_m}{I x} (e^{-\frac{I x}{h_m}} - 1) \right. \\ &\quad \left. - \frac{7}{16} (1 + 2\varepsilon) \varepsilon^2 \frac{h_m}{I x} (e^{-\frac{2 I x}{h_m}} - 1) \right. \\ &\quad \left. + \frac{29}{48} \varepsilon^3 \frac{h_m}{I x} (e^{-\frac{3 I x}{h_m}} - 1) \right] \dots\dots\dots (21) \end{aligned}$$

となる。

(5) 海域を考慮した解

海域においても $U = -U_0 + V$, $H = H_0 + Z$ (図-1) とおいて式 (1) に代入し、微小項を省略すれば

$$\frac{\partial V}{\partial t} = -g \frac{\partial Z}{\partial x}, \quad \frac{\partial Z}{\partial t} = -H_0 \frac{\partial V}{\partial x} \dots\dots\dots (22)$$

が得られる。河口と湾口の境界条件は

$$x=0: Z=\zeta, \quad H_0 B V = h_0 b v \dots\dots\dots (23)$$

$$x=-L: Z = a e^{i\sigma t} \dots\dots\dots (24)$$

である。 $V, Z \propto \exp(i\sigma t)$, $C = \sqrt{g H_0} = \sigma/K$ のとき

$$Z(x) = E e^{i K x} + F e^{-i K x},$$

$$V(x) = \frac{C}{H_0} \{-E e^{i K x} + F e^{-i K x}\}$$

これらの式と式 (16), (18) を式 (23) に代入すれば、

$$E, F = \frac{a m e^{-i S}}{2} (1 \mp r e^{-i r m}), \quad r = \frac{\omega_m b c m}{B C}$$

ただし、 $r_m = r(0)$ 。河口の振幅と位相は式 (24) から

$$a_m = \frac{a}{\Gamma \cos KL}, \quad S = \tan^{-1} \frac{r \cos r_m \tan KL}{1 + r \sin r_m \tan KL} \dots\dots\dots (25), (26)$$

$$\Gamma = \{(1 + r \sin r_m \tan KL)^2 + (r \cos r_m \tan KL)^2\}^{1/2} \dots\dots\dots (27)$$

で与えられる。 $Z(x)$ と $V(x)$ に $e^{i\sigma t}$ を乗じ実数部をとれば、 $Z = a \cos \sigma t$ の湾口潮位に対して

$$Z(x, t) = \frac{a}{\Gamma \cos KL} \{\cos Kx \cdot \cos(\sigma t - S) + r \sin Kx \cdot \sin(\sigma t - S - r_m)\} \dots\dots\dots (28)$$

$$V(x, t) = \frac{a C}{\Gamma H_0 \cos KL} \{\sin Kx \cdot \sin(\sigma t - S) + r \cos Kx \cdot \cos(\sigma t - S - r_m)\} \dots\dots\dots (29)$$

となる。これに対し河川内では、式 (16), (18) から

$$\zeta(x, t) = \frac{a}{\Gamma \cos KL} \left(\frac{h_m}{h_0} \right)^{1/4} e^{-\sigma \beta \tau} \cos(\sigma t - \sigma \alpha \tau - S) \dots\dots\dots (30)$$

$$v(x, t) = \frac{a \omega c_0 h_m^{1/4}}{\Gamma h_0^{5/4} \cos KL} e^{-\sigma \beta \tau} \cos(\sigma t - \sigma \alpha \tau - S - r) \dots\dots\dots (31)$$

が得られる。なお、式 (28) を入射波と反射波に分解し、それらの振幅を $Z_{i,\text{amp}}$, $Z_{r,\text{amp}}$ とすれば、入射波、反

射波、透過波の振幅の間にはつぎの関係がある。

$$Z_{r,\text{amp}}/Z_{i,\text{amp}} = \{(1 - r \cos r_m)^2 + (r \sin r_m)^2\}^{1/2} / \{(1 + r \cos r_m)^2 + (r \sin r_m)^2\}^{1/2} \dots\dots\dots (32)$$

$$a_m/Z_{i,\text{amp}} = 2 / \{(1 + r \cos r_m)^2 + (r \sin r_m)^2\}^{1/2} \dots\dots\dots (33)$$

(6) 考察

ここでは河床勾配が非常にゆるやかで、波長はあまり長くないときの解 (16) を対象にする。とくに μ/σ , l_s/l_* , h_m/h_* をパラメーターにして、河口距離に伴う振幅の減衰を考える。図-3 の上段は、 μ/σ の影響を示したもので、 μ/σ の値が5以上になると摩擦のみによっても減衰が顕著になることが認められる。図中の実線と破線は h_m/h_* が 1.2 と 2.4 の場合を比較したもので、 h_m/h_* の値が大きくなると減衰の度合は小さくなるが、考えている範囲内ではその差異はあまり大きくはない。一方 l_s/l_* の影響は図-3 の下段に示される。この比が

図-3 河口距離に伴う振幅の減少, (19) による

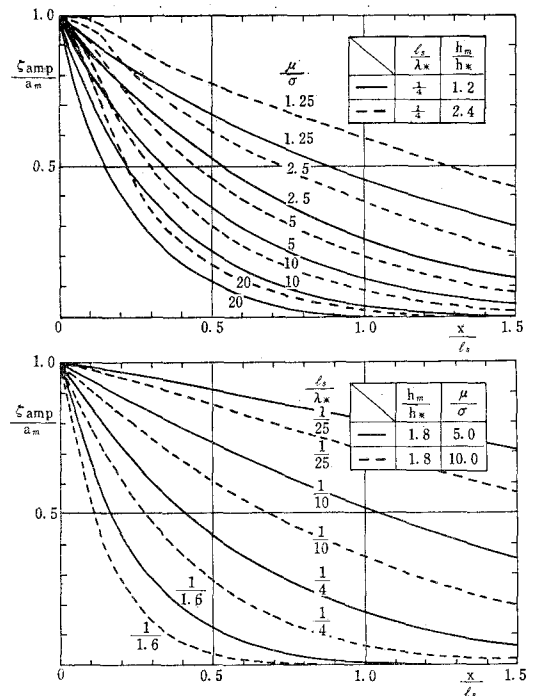
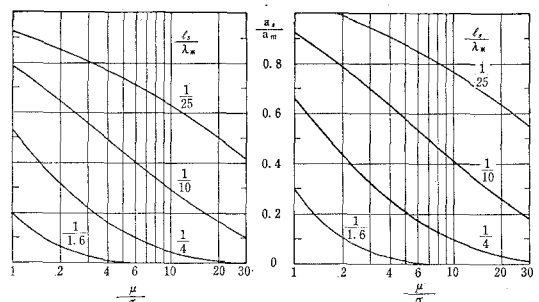


図-4 静水面交点の振幅, $h_m/h_* = 1.2$ (左), 2.4 (右)



小さいと減衰は小さいが、波長が静水面交点の河口距離のオーダーに近づくと減衰は著しい。

つぎに静水面交点の振幅に注目する(図-4)。上の結果に対応して、 μ/σ や l_s/λ_* が大きいと、この点の振幅は小さい。たとえば木曾三川を念頭に置き、 $l_s=30$ km, $h_m=3$ m, $h_*=1.25$ m, $\mu=7 \times 10^{-4} \text{ sec}^{-1}$ と仮定し、半日潮を考えれば、 $h_m/h_*=2.4$, $\mu/\sigma=5$, $l_s/\lambda_*=1/5.2$ となるので、静水面交点の潮汐は河口の約 30% に減少する。ところが現実の減衰は上記よりもっと大きい。これは式(16)の理論では考慮されてない断面変化に伴う部分反射や、非線形の効果加わるためである。これらを含めた場合は、数値計算に頼るのが早道である。ともあれ通常の場合には、前報¹⁾のデータ解析や数値解析の諸結果から理解できるように、静水面交点より上流では、河川潮汐は微弱と考えてよい。

2. 二次元非線形の河川潮汐の数値計算

河川流量が多いと河口付近の潮汐が著しく小さいことが、木曾三川の場合に明瞭に認められた¹⁾。このことは感潮域の水位を考える際、流量が多いと非線形性を考慮する必要があること、潮汐や洪水の計算にあたって河口に直接境界条件を置くのは問題であること、などを教えている。さらに感潮域に地形変化があれば、その影響は海域にもおよぶはずである。これらを理解するには、当然海域を計算領域に含めねばならないが、非線形性や現実の複雑な地形条件を考慮して解析解を求めるのは困難なので、数値計算によることにする。

(1) 基本式と差分式

海域と河川域とを連続して計算するのであるが、河川域は簡単のため一次元と見なし、前報のやり方にしよう。さて、海域の x, y 軸を擾乱がない場合の水面におき、鉛直上方に z 軸をとる。 $z=\zeta(x, y, t)$ が海面を、 $z=-h(x, y)$ が海底を表わす。底から海面までの積分流量を M_x, M_y とし、水深を $H=h+\zeta$ とすれば、平均流速は $\bar{u}=M_x/H$, $\bar{v}=M_y/H$ となる。しかるとき基本の運動と連続の方程式は⁵⁾

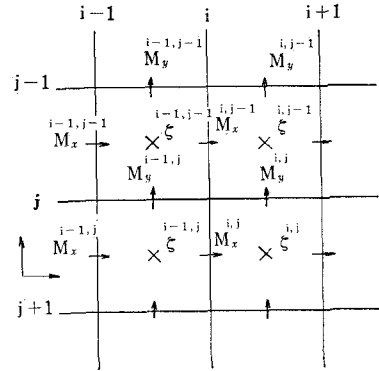
$$\frac{\partial M_x}{\partial t} + H \left\{ \frac{\partial \bar{u}^2}{\partial x} + \frac{\partial (\bar{u}\bar{v})}{\partial y} \right\} = -gH \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} \quad (34)$$

$$\frac{\partial M_y}{\partial t} + H \left\{ \frac{\partial (\bar{u}\bar{v})}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}^2}{\partial y} \right\} = -gH \frac{\partial \zeta}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} \quad (35)$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = -\frac{\partial M_x}{\partial x} - \frac{\partial M_y}{\partial y} \quad (36)$$

である。ここで τ_x と τ_y は海底摩擦 τ の x, y 成分である。摩擦は河川域との連続を考えて、ある水深 h_c より浅い海域では Manning の式を用い $\tau = \rho g n^2 \bar{v} |\bar{v}| / H^{1/3}$ とし、 h_c より深い海域では $\tau = \rho f_b \bar{v} |\bar{v}|$ と仮定する。いまは摩擦係数 $f_b=0.0026$, $h_c=5$ m を用いる。

図-5



$f_b = g n^2 / H^{1/3}$ の関係から、水深 5 m のところでは $n=0.0213$ を用いたことに相当する。

基本式を差分式に変換するための格子網の中で、潮位および流速成分を計算する場所を図-5に示す。 M_x, M_y を求める点の平均水深を h_x, h_y とする。格子間隔を Δs , 時間間隔を Δt とし、 $S_x = (\Delta t / \Delta s) M_x$, $S_y = (\Delta t / \Delta s) M_y$ で表わされる S_x と S_y を用い、主要部分については中央差分を適用すると、式(34)~(36)は

$$S_x^{i,j}(t+\Delta t) = K_x^{i,j} S_x^{i,j}(t) - G_x^{i,j} H_x^{i,j} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \cdot \left\{ \zeta^{i,j} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) - \zeta^{i-1,j} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \right\} + R_x^{i,j} \quad (37)$$

$$S_y^{i,j}(t+\Delta t) = K_y^{i,j} S_y^{i,j}(t) - G_y^{i,j} H_y^{i,j} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \cdot \left\{ \zeta^{i,j-1} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) - \zeta^{i,j} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \right\} + R_y^{i,j} \quad (38)$$

$$\zeta^{i,j} \left(t + \frac{3}{2} \Delta t \right) = \zeta^{i,j} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) - S_x^{i+1,j}(t+\Delta t) + S_x^{i,j}(t+\Delta t) - S_y^{i,j}(t+\Delta t) + S_y^{i,j+1}(t+\Delta t) \quad (39)$$

のように変換される。ただし

$$K_x^{i,j} = 2/T_x^{i,j-1}, \quad K_y^{i,j} = 2/T_y^{i,j-1},$$

$$G_x^{i,j} = \frac{g}{2} \left(\frac{\Delta t}{\Delta s} \right)^2 / T_x^{i,j}, \quad G_y^{i,j} = \frac{g}{2} \left(\frac{\Delta t}{\Delta s} \right)^2 / T_y^{i,j},$$

$$R_x^{i,j} = \frac{\Delta t}{8 \Delta s} (\bar{u}^{i,j+1} - \bar{u}^{i,j-1}) (S_y^{i-1,j} + S_y^{i,j} + S_y^{i,j+1} + S_y^{i,j+1}) / T_x^{i,j},$$

$$R_y^{i,j} = \frac{\Delta t}{8 \Delta s} (\bar{v}^{i-1,j} - \bar{v}^{i+1,j}) (S_x^{i,j-1} + S_x^{i,j} + S_x^{i,j+1} + S_x^{i,j+1}) / T_y^{i,j},$$

$$T_x^{i,j} = 1 + \{ 4 f_b h_c^{1/3} / 2^{5/3} (H_x^{i,j})^{4/3} \} \{ (4 \bar{u}^{i,j})^2 + (\bar{v}^{i-1,j} + \bar{v}^{i,j} + \bar{v}^{i,j+1} + \bar{v}^{i+1,j+1})^2 \}^{1/2}$$

$$+ \frac{\Delta t}{4 \Delta s} \{ \bar{u}^{i+1,j} - \bar{u}^{i-1,j} + \bar{u}^{i,j-1} - \bar{u}^{i-1,j} + \bar{v}^{i-1,j} + \bar{v}^{i,j} - \bar{v}^{i,j+1} - \bar{v}^{i+1,j+1} \},$$

$$T_y^{i,j} = 1 + \{ 4 f_b h_c^{1/3} / 2^{5/3} (H_y^{i,j})^{4/3} \} \{ (\bar{u}^{i,j-1} + \bar{u}^{i+1,j-1} + \bar{u}^{i,j} + \bar{u}^{i,j+1})^2 + (4 \bar{v}^{i,j})^2 \}^{1/2}$$

$$+ \frac{\Delta t}{4 \Delta s} \{ \bar{v}^{i,j-1} - \bar{v}^{i,j+1} + \bar{v}^{i,j-1} - \bar{v}^{i,j+1} \\ + \bar{u}^{i+1,j-1} + \bar{u}^{i+1,j} - \bar{u}^{i,j-1} - \bar{u}^{i,j} \}$$

これらは海底摩擦に Manning の式を用いた場合で、同じ粗度係数に対して $f/f_0 = (H/h_0)^{-1/3}$ の関係を利用している。水深が h_0 より大きい場合にも同様な差分式が求まる。高潮防波堤の開口部における計算については、文献 5) を参照されたい。

(2) 計算条件

具体例として木曾三川をとり上げる。河川の影響範囲が不明なので、時間の節約も考慮して、まず河川と伊勢湾全体を粗い格子で計算し、つぎにこの結果を使って狭い範囲を細かい格子で計算する。広域計算の範囲と格子は海域と河川域について図-6 と 7 の左欄に、狭域計算におけるものは図-6 と 7 の右欄に示される。計算安定を考え、広域では $\Delta s = 3200 \text{ m}$, $\Delta t = 100 \text{ sec}$, 狭域では $\Delta s = 800 \text{ m}$, $\Delta t = 40 \text{ sec}$ を使用する。計算は昭和 40 年 11 月 24 日 14 時から 26 日 15 時までの 50 時間である。河川流量は揖斐、長良、木曾の順に、66, 128, 231 m^3/sec で平水時に相当する。 n の値を決めるため、 n の値

図-6 海域の格子網、左は広域計算用、右は狭域計算用(左図の点線の範囲)

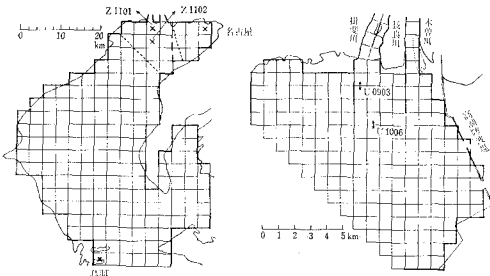
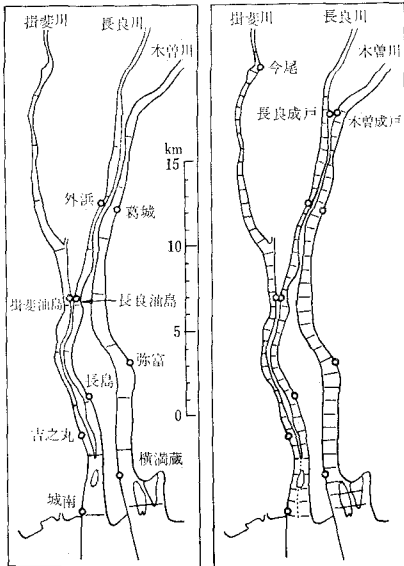


図-7 河川域の格子網、左は広域計算用、右は狭域計算用



の異なる 5 例について補助計算をし、実測潮位と比較して、揖斐と木曾では $n=0.027$, 長良では $n=0.025$ を採用する。

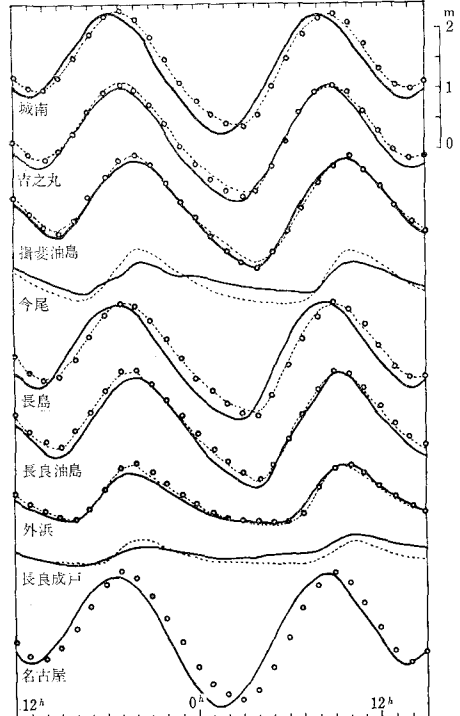
境界条件: 広域の場合には、湾口には鳥羽の実測潮位または任意の周期波を与え、河川上流端では河川流量を流すことにする。一方狭域の境界には、広域の計算潮位を利用するが、細かい値が必要なので、距離および時間に関しそれぞれ二次式を仮定し内挿する。陸岸、高潮防波堤、揖斐と木曾の両導流堤では横断流を 0 とする。

初期条件: 広域、狭域とも静止の状態から計算を開始する。そのため、当初水平水面が河川上流端におよぶように全域の初期水位を与える。計算開始とともに、漸次に湾口水位を下げながら潮汐変動を加え、河川上流端では少量ずつ河川水を流し、適当な時間後に正常な水面と河川流量に達するようにする。

(3) 潮位の計算結果

広域、狭域の両計算値と実測潮位を比較した図-8 によれば、下流部では実測と計算とはかなりよく一致している。上流部では計算が大き目だが、これは河川全域に同一粗度係数を用いたので、 n の値が上流で小さすぎるによる。また広域、狭域ともほぼ同様な値が得られ、3.2 km の格子間隔でも大略満足できることを示す。一方名古屋では、潮差は大体一致しているが、潮時に遅れが見られる。数百 m の開口幅に対し、3.2 km の格

図-8 揖斐・長良川筋における実測潮位(実線)、広域計算潮位(白丸)、狭域計算潮位(点線)の比較、1965 年 11 月 25 日 12 時—26 日 15 時



子を用いているためかも知れない。図-9 は湾口から感潮域上限までの水面勾配を示したものである。計算値と実測値の一致は良好である。低潮時には、海域では水面は奥に向かって低くなり、河川域では急激に上昇し対照的である。しかるに高潮時には、水面勾配はゆるやかで、全域ほとんど同じ満潮位である（前報の図-3 c 参照）。

(4) 流れの計算結果

この計算期間には流れの実測がないので、他期間の実

図-9 高潮時および低潮時における水面勾配、白丸と黒丸は実測値、実線と破線は計算値（長良川）

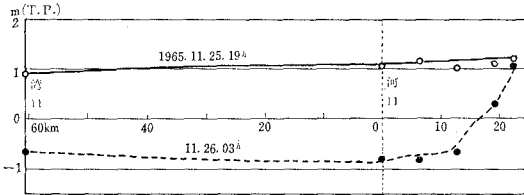


図-10 断面の流量変動量の比較 I：損斐伊勢大橋、II：長良伊勢大橋、IIIとIV：損斐長良大橋

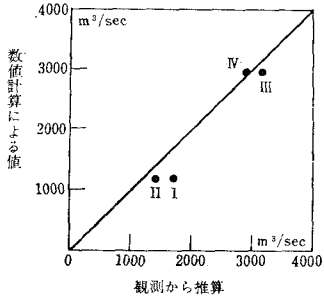
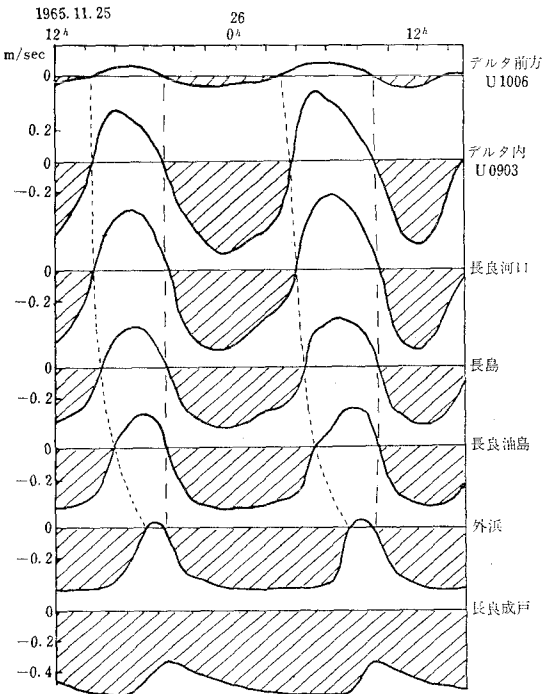


図-11 流速の時間変化、斜線部は下げ潮



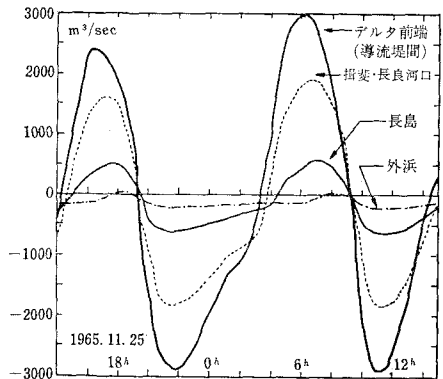
測値から類推して計算値と比較する。そのため近似的に、潮流変動量（上げ潮と下げ潮のピークの差）と潮差は比例すると仮定する。そこで、揖斐・長良川筋において断面流量が観測されている4例において、計算期間中の吉之丸の潮差と、観測期間中の吉之丸の潮差の比を求め、観測時の流量に乘じ、これを計算期間中の実際の潮流変動量と見なす。このようにして求めた実測流量と計算流量の比較を 図-10 に示す。粗い仮定ではあるが、一応満足できる計算結果といえよう。

図-11 は計算に基づいて、デルタ前面から長良川筋に沿っての流速変化を描いたものである。波形のひずみは上流に向かうほど大きく、かつ潮位よりひずみの程度が大きい。また上げ潮から下げ潮への転流は、河口から上流までほぼ同時だが、下げ潮から上げ潮への転流は、河口から上流にかけ相当に大きな時間の遅れが見られる。これは図-9 の高低潮時の水面勾配の相違から理解できることである。

なお図において、河口距離約 20 km の外浜から上流では、河川流が潮汐流より卓越し、転流は見られず海水自体は到達できない。事実塩分通上区域を調べると（第1報の表-1 参照）、長良川では小潮時には 10 km、大潮時には 15 km となっている。ただしこれは塩分 20 p.p.m. に注目した場合であるから、薄いものはもう少し上流まで来ているであろう。潮汐が小さく、河川流が大きいほど、転流の極限点は下流に下がり、塩分通上域も短くなる。したがって、転流が認められなくなる地点が、塩分通上の上限を決める一つの目安になると考えられる。もちろん実際に問題となる塩分濃度は、もっと下流になるであろうが、混合拡散や塩水くさびの影響なども含め、今後検討していきたい。

各点での流量変化を比較したのが 図-12 に与えられる。前記の2回の転流における位相の特徴が明瞭に見分けられる。また平水時には、下流域の流動は圧倒的に潮汐流に支配されていることが理解できる。この点は十分念頭におかねばならない。しかし洪水時には、両者は同じオーダーに達し、顕著な干渉現象が生ずる。これをつ

図-12 流量の時間変化（上げ潮が正）

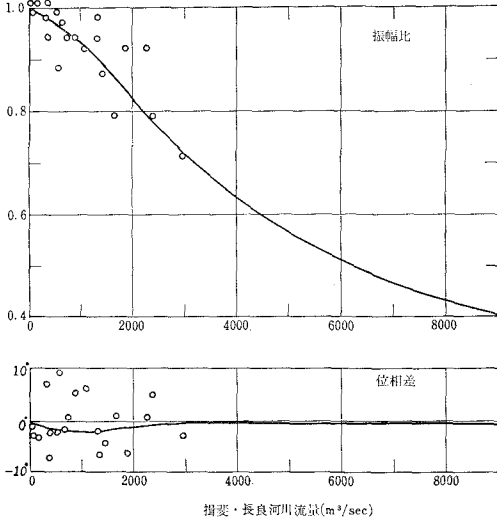


ぎに検討する。

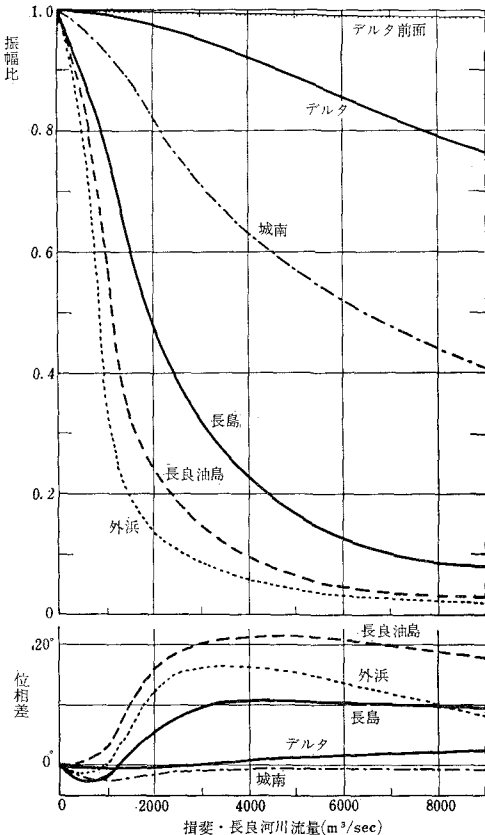
3. 河川流と潮汐流の相互作用

河川流が潮汐流におよぼす影響を知るため、前報では

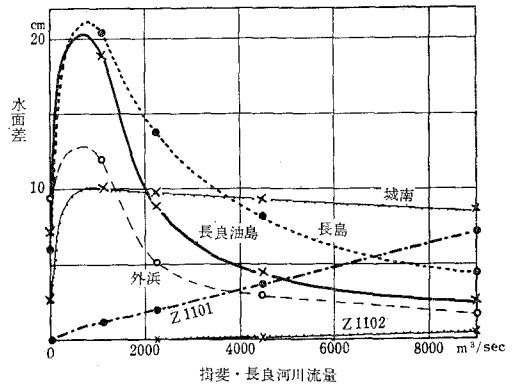
図一13 河口(城南)における半日潮振幅の河川流量に伴う変化、流量0に対する振幅比(上)と位相差(下)、実線は理論、白丸は観測



図一14 長良川筋における半日潮の河川流量に伴う変化、流量0に対する振幅比(上)と位相差(下)



図一15 平均水面と定流水面の差



一様幅、一様勾配のモデル河川について種々検討したが、現実の解析結果を量的に説明するために、ここでは前節の数値計算の方法を適用する。揖斐、長良、木曽の流量比を 4 : 5 : 10 に定め、5 例について計算した。最大流量としては計画洪水量に近い(4 000, 5 000, 10 000) m^3/sec を用いる。湾口振幅は 80 cm に固定する。計算値には調和分析を施す。

揖斐・長良河口の城南における半日潮の、流量に伴う変化を図一13 に示す。前報の実測結果も同図に載せてある。種々の原因で実測値の散らばりは大きい、減少の傾向はかなりよく計算と一致している。計画洪水量に近い場合には、微小流量にくらべ、潮差は実に6割も小さくなっている。さらに、河川内の各点の結果を示した図一14 によれば、河口から上流に向かうほど潮汐減少が顕著になることが明瞭に認められる。たとえば平水時には潮差が河口とあまり変わらない長島においては、計画洪水量の頃には、平水時の1割以下の潮差しか見られない。位相も流量に応じて変化するが(図一13, 14 下段)、その程度は比較的小さい。流量増大につれて、最初急に遅れが大きくなるが、その後の変化は小さい。

また干渉の結果前報にも指摘したように、平均水面は定流水面より高くなる。図一15 によれば、その高まりは流量増加とともに最初急であるが、その後は基本の潮汐が小さくなるので、高まりも減少する。河川内のある地点で最大の水位差が生じ(前報の図一15 参照)、いまの場合、長島付近で最大になり、約 20 cm に達する。

以上の結果は感潮域の設計潮位を考える際、十分留意すべきことである。計画洪水量の頃には、干渉による平均水面の高まりは小さく、潮汐は減少するので、安全側に作用することになる。なお河口域の設計潮位に関しては、高潮、津波、波浪等と河川流の相互作用についても同様に考慮すべき点が多い⁶⁾。また、図一14 によれば、水深 10 m 以上のデルタ前面では、河川流量の影響は小さくなっている。よって本報のように必ずしも湾全体を計算領域にする必要はなく、水深 10 m 以上の海域に適当な境界潮位を与えれば、誤差は小さくなるであろう。

第1報のモデル河川の境界水深も10mであった。

謝辞：資料につきご厚意を賜った木曾川下流工事事務所の関係官各位に深く感謝の意を表する。また、研究費の一部は文部省の科学研究費によることを付記し謝意を表する。

参考文献

- 1) 宇野木早苗 (1968)：河川潮汐の研究 (第1報)，第15回海岸工学講演会講演集，pp. 226～235.

- 2) 岡本元治郎 (1940)：河川における潮汐，地球物理，4，pp. 62～80.
 3) 寺沢寛一編 (1960)：数学概論，応用編，岩波書店，第2章 WKB 法，p. 205.
 4) Lamb, H. (1932)：Hydrodynamics, 6th edition, Cambridge, p. 274.
 5) 宇野木早苗・磯崎一郎・大塚 伸 (1964)：東京湾における高潮の推算 (1)，第二港湾建設局
 6) 宇野木早苗 (1969)：河口域の設計潮位に関する一考察，第6回災害科学総合シンポジウム講演論文集，p. 107

第 4 回	海岸工学講演会講演集 (1957 年版) (平版)	B 5 判 254 頁	実費 300 円
第 11 回	海岸工学講演会講演集 (1964 年版)	B 5 判 286 頁	〃 1500 円
第 12 回	海岸工学講演会講演集 (1965 年版)	B 5 判 257 頁	〃 1500 円
第 14 回	海岸工学講演会講演集 (1967 年版)	B 5 判 336 頁	〃 2500 円
第 15 回	海岸工学講演会講演集 (1968 年版)	B 5 判 372 頁	〃 3500 円

COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. 1	(1958)	B 5 判	147 頁	実費 250 円
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. 2	(1959)	B 5 判	122 頁	〃 300 円
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. 3	(1960)	B 5 判	303 頁	〃 500 円
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. 4	(1961)	B 5 判	122 頁	〃 700 円
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. 5	(1962)	B 5 判	162 頁	〃 1200 円
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. 6	(1963)	B 5 判	134 頁	〃 1200 円
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. 7	(1964)	B 5 判	150 頁	〃 1200 円
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. 8	(1965)	B 5 判	152 頁	〃 1200 円
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. 9	(1966)	B 5 判	180 頁	〃 1200 円
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. 10	(1967)	B 5 判	180 頁	〃 1200 円
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. 11	(1968)	B 5 判	198 頁	〃 1200 円

昭和 44 年 11 月 25 日印刷
 昭和 44 年 11 月 30 日発行

第 16 回海岸工学講演会講演集 定 価 3000円

© 編 集 者 東京都新宿区四谷一丁目 土木学会海岸工学委員会

発 行 者 羽 田 巖 東京都新宿区四谷一丁目

発 行 所 社団法人 土 木 学 会 東京都新宿区四谷一丁目

電話 (351) 5138 番 (代表)・振替口座東京1628 番