

感潮河川の水位変動

神 田 徹

1. 河川感潮部の水位

河川と海の接点である河口部では、河川流と河口から遡上する波との相互干渉、河口密度流、河口部の sedimentation、乱流拡散、河口流出など、河川上・中流部あるいは海域では見られない固有の水理現象が存在する。各現象の水理機構や工学上の問題に関して近年研究が進められてきたが¹⁾、今後さらに検討を要する課題も少なくない。

本稿では、感潮河川における流れと波の干渉としての水位変動について述べるが、一般にその水位変動の形態は変動を生じさせる要因によって差異があり、ここで扱うのはその一部に過ぎない。水位変動の主たる要因は、河川流および海から侵入する波の時間的・空間的变化であり、河川流については流下する流れが定常である場合と洪水流のような非定常の場合があり、侵入波については周期の長短により風波から潮汐波まで様々の波がある。また、台風時などでは感潮域の水面に作用する風のせん断力も水位変動に対する外力となる。さらに、これらの要因で生ずる水位変動に感潮部の河道形状が影響して、閉塞域に近い形状の河口部では副振動現象が起こることもある。このような種々の要素によって駆動される水位変動のうちで、本文では河川は一様河道と仮定し、河川流としては定常流と洪水流を、侵入波としては潮汐波、高潮に対応する時間オーダーの周期の波を対象として、その水位変動特性を解析的方法および数値シミュレーションによって調べる。

感潮部の治水対策において最も危険なケースである洪水と高潮の同時生起を考慮に入れて、河川流と河口潮位の組合せを示せば図-1のようである。水位Ⅰは常時（あるいは干潮時）の潮位④と低水時の河川流量③による定常状態の水位（等流あるいは不等流水位）、水位Ⅱは潮位④と洪水ハイドログラフ⑥による最高水位、水位Ⅲは河川流量③と高潮の潮位変動⑤による最高水位、水位Ⅳは洪水⑥と高潮⑤が同時生起した場合の最高水位、水位Ⅴは洪水ピーク流量⑦と河口での高潮のピーク水位⑧に対する定常不等流水位である。感潮河川の堤防設計に必要な計画水位はこれらの水位をもとに定めなければ

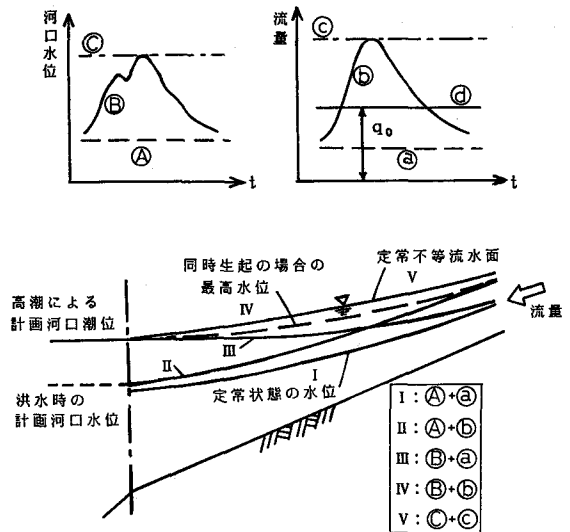


図-1 河川感潮部の水位

ばならないが、従来はⅡとⅢの水位の交点より上流側はⅡの水位を、交点より下流側はⅢの水位を採用し、両者を接合した折れ線の水位を計画水位とする方法がとられている。これは、洪水と高潮が同時に生起することが極めて稀で、通常は洪水時の最大流量が感潮部を流下する時刻は高潮による河口での最高潮位の時刻よりかなり遅れるとされているからである。しかし近年、流域の都市化とともに出水の遅れが著しく短くなっていること等を考慮すれば、台風時に両者が短い時差で生起する確率も無視することはできず、その場合の水位Ⅳも計画水位となり得るであろう。ただし、この最高水位の高さは洪水と高潮の生起時差によって変化する。また、計画上、最も安全側の水位は水位Ⅴと考えられるが、この水位が水位Ⅳと比べてどれ程の水位差があるかということも、同時生起を考慮した計画水位の決定にあたっては定量的に評価する必要がある。

上述の各水位は、計画洪水ハイドログラフ⑥と計画高潮潮位⑧が定まれば各河川について数値計算によって求めることができる。しかし、個別の条件に対する実用的な計算結果を得ることと共に、各水位が河川流量、河口潮位、河道条件とどのような関係にあるかを一般的に把握することも重要である。本文では以上の観点から、特にⅢ、Ⅳの水位に着目してその特性を基礎的に検討した結果を示す。2節および3節では、河口で水位変動が生ずる以前の河川水位がそれぞれ、等流状態である場合、堰上げ背水である場合についてⅢの水位の特性を述べ、4節ではⅣの水位とⅡ、Ⅲの水位との水位差が洪水と高潮の生起時差によってどのように変化するかを示す。

高潮、潮汐の河川遡上に関してはわが国では古くから研究が行われており、そのいくつかを以下に挙げる。

高潮の河川遡上に関しては、ジェーン台風、第二室戸台風と戦後相次ぐ高潮災害を被った大阪市内河川に対して高潮遡上に関する水理実験が矢野²⁾、速水³⁾、岩垣⁴⁾らによって実施され、防潮堤の天端高や防潮水門設置に伴う高潮堰上げ高が検討された。高潮の河川遡上を理論的に扱った研究としては、市栄⁵⁾はラプラス変換を用いた理論を提示し、矢野⁶⁾は遡上流の抵抗が流速の1乗に比例する場合についてRiemann積分法を用いて解を求めている。また、矢野ら⁷⁾は大阪市内河川を対象として、潮汐遡上と上流からの放流がある場合の水位変動について理論的・実験的研究を行っている。その後、電子計算機の発達に伴い数値計算が多用され、複雑な境界条件に対しても実用的な解が得られるようになった。この数値計算をもとに端野・神田ら⁸⁾は洪水と高潮が同時に生起した場合の感潮部の水位上昇特性を検討し、小西ら⁹⁾、¹⁰⁾は実河川を対象として、風の効果を考慮する場合および洪水と高潮が同時生起する場合について数値解析を行っている。また、実験室水路において高潮あるいは長周期波の遡上特性を検討した実験的研究¹¹⁾、¹²⁾もある。

河川潮汐に関しては、さらに古くからの研究がある。楠¹³⁾は摩擦抵抗が流速の1乗に比例すると仮定し、潮汐による水位上昇が河川の水深に比して微小であるとした場合を、岡本¹⁴⁾はそれが微小でない場合をそれぞれ理論的に解析し、吉川¹⁵⁾はそれらの解の比較を試みている。宇野木¹⁶⁾、¹⁷⁾は実河川での観測と数値計算を行い、さらに一次元線形理論により解析解を求めている。また、吉川¹⁸⁾、木下¹⁹⁾らは感

潮部の水位・流量観測をもとにその変動特性を調べている。

2. 感潮部の水位変動に関する基礎的検討

2.1 基礎方程式とその解析解

河川上流端の流量を一定とし、下流端（河口）の水位が長周期の変動をする場合を考える。すなわち、図-1において河口水位⑧と上流端流量④（④、⑥を含めた任意の流量 q_0 ）の組合せである。

河道内の洪水を一次元流として扱えば、基礎方程式は次式で与えられる。ただし、河水と海水の密度差の影響は無視する。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - i + \frac{n^2 v |v|}{h^{4/3}} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (h v)}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

ここに、 h ：水深、 v ：断面平均流速、 i ：河床勾配（ $i < 0$ ）

図-2において $i = -I$ 、 n ：Manningの粗度係数。河道は一樣な広幅長方形断面水路とし、下流端を原点として上流へ向かって x 軸をとる。

高潮あるいは潮汐による河口潮位の変動を想定して、境界条件を次のように与える。

$$\left. \begin{aligned} h(0, t) &= \frac{A_0}{2} \left\{ 1 - \cos \left[\frac{2\pi}{T} t \right] \right\} + h_0 \\ h(\infty, t) &= h_0, \quad q(\infty, t) = q_0 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここに、 A_0 ：河口における水位変動（波）の波高、 T ：波の周期、 h_0 ：単位幅流量 q_0 に対する等流水深、 q ：単位幅流量； $q = vh$ （ q, v は順流のとき負の値）、 q_0 ：無限上流端の流量（一定）

なお、高潮は上式で表わされるような周期性の波ではないが、trough付近を除けば周期波と単一波に対する解は殆ど一致するので、この周期波による解析から高潮による水位変動の基本的な性質を知ることができる。

式(1)において慣性項（第1項および第2項）を省略すれば、

$$v = \pm \frac{h^{2/3}}{n} \left(\pm i \mp \frac{\partial h}{\partial x} \right)^{1/2} \quad (\text{複号同順}) \quad (4)$$

また、等流に対しては、

$$v_0 = -\frac{1}{n} h_0^{2/3} (-i)^{1/2} \quad (5)$$

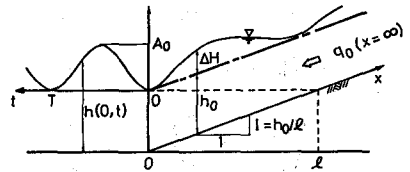


図-2 感潮河川の水理量と
河口水位変動

ここに、 v_0 : 等流流速、 h_0 : 等流水深

慣性項省略の近似をすれば、式(2)、(4)から水位変動に関する基礎式が次のように得られる。

$v \geq 0$ に対して

$$\frac{\partial h}{\partial t} \pm \frac{5h^{2/3}}{3n} \left(\pm i \mp \frac{\partial h}{\partial x} \right)^{1/2} \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{h^{5/3}}{2n} \left(\pm i \mp \frac{\partial h}{\partial x} \right)^{-1/2} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (\text{複号同順}) \quad (6)$$

式(6) (ただし、 $v < 0$) に摂動法を適用して近似解を求める。まず、 h を次のように摂動展開する。

$$h = h_0 (1 + \varepsilon y_1 + \varepsilon^2 y_2 + \varepsilon^3 y_3) \quad (7)$$

ここに、 $\varepsilon = A_0 / (2 h_0)$

式(7)を式(6)に代入し、 ε 、 ε^2 、 ε^3 の係数をゼロとおけば、それぞれ以下の方程式が得られる。

第一次近似項 y_1 に関する方程式：

$$\frac{\partial y_1}{\partial t} + \omega \frac{\partial y_1}{\partial x} - \mu \frac{\partial^2 y_1}{\partial x^2} = 0 \quad (8)$$

第二次近似項 y_2 に関する方程式：

$$\frac{\partial y_2}{\partial t} + \omega \frac{\partial y_2}{\partial x} - \mu \frac{\partial^2 y_2}{\partial x^2} = \Gamma_2(x, t) \quad (9)$$

第三次近似項 y_3 に関する方程式：

$$\frac{\partial y_3}{\partial t} + \omega \frac{\partial y_3}{\partial x} - \mu \frac{\partial^2 y_3}{\partial x^2} = \Gamma_3(x, t) \quad (10)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{5}{3} v_0, \quad \mu = \frac{h_0 v_0}{2i} \\ \Gamma_2(x, t) &= \frac{5}{3} \mu \left(\frac{\partial y_1}{\partial x} \right)^2 + \frac{5}{3} \mu y_1 \frac{\partial^2 y_1}{\partial x^2} - \frac{2}{3} \omega y_1 \frac{\partial y_1}{\partial x} + \frac{5}{3} \frac{\mu^2}{\omega} \left(\frac{\partial y_1}{\partial x} \right) \left(\frac{\partial^2 y_1}{\partial x^2} \right) \\ \Gamma_3(x, t) &= \frac{10}{9} \mu y_1 \left(\frac{\partial y_1}{\partial x} \right)^2 + \frac{5}{9} \mu y_1^2 \left(\frac{\partial^2 y_1}{\partial x^2} \right) + \frac{1}{9} \omega y_1^2 \left(\frac{\partial y_1}{\partial x} \right) \\ &\quad + \frac{25}{9} \frac{\mu^2}{\omega} y_1 \left(\frac{\partial y_1}{\partial x} \right) \left(\frac{\partial^2 y_1}{\partial x^2} \right) + \frac{25}{6} \frac{\mu^3}{\omega^2} \left(\frac{\partial y_1}{\partial x} \right) \left(\frac{\partial^2 y_1}{\partial x^2} \right) + \frac{25}{18} \frac{\mu^2}{\omega} \left(\frac{\partial y_1}{\partial x} \right)^3 \\ &\quad + y_2 \left(-\frac{2}{3} \omega \frac{\partial y_1}{\partial x} \right) + \frac{5}{3} \mu \left(\frac{\partial^2 y_1}{\partial x^2} \right) \\ &\quad + \frac{\partial y_2}{\partial x} \left(-\frac{2}{3} \omega y_1 + \frac{10}{3} \mu \frac{\partial y_1}{\partial x} + \frac{5}{3} \frac{\mu^2}{\omega} \frac{\partial^2 y_1}{\partial x^2} \right) \\ &\quad + \frac{\partial^2 y_2}{\partial x^2} \left(\frac{5}{3} \mu y_1 + \frac{5}{3} \frac{\mu^2}{\omega} \frac{\partial y_1}{\partial x} \right) \end{aligned}$$

境界条件式(3)は次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} y_1(0, t) &= 1 - \cos \tau t, \quad y_2(0, t) = y_3(0, t) = 0 \\ y_1(\infty, t) &= y_2(\infty, t) = y_3(\infty, t) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

ここに,

$$\tau = 2\pi / T$$

式(8), (9), (10) を式(11)のもとで解けば, y_1 , y_2 , y_3 が次のように与えられる²⁰⁾。

$$y_1 = \exp\left(\frac{\omega}{\mu}x\right) - \exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right)x\right\} \cos(\tau t - q_1x) \quad (12)$$

$$\begin{aligned} y_2 = & \frac{13}{6} \left\{ \exp\left(\frac{\omega}{\mu}x\right) - \exp\left(\frac{2\omega}{\mu}x\right) \right\} + D_0 \left[\exp\left(\frac{\omega}{\mu}x\right) - \exp\left\{2\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right)x\right\} \right] \\ & + D_1 \left[\exp\left\{\left(\frac{3\omega}{2\mu} - p_1\right)x\right\} - \exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right)x\right\} \right] \cos(\tau t - q_1x + \theta_1) \\ & + D_2 \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_2\right)x\right\} \cos(2\tau t - q_2x + \theta_2) - \exp\left\{2\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right)x\right\} \cos(2\tau t - 2q_1x + \theta_2) \right] \end{aligned} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} y_3 = & D_{01} \left\{ \exp\left(\frac{\omega}{\mu}x\right) - \exp\left(\frac{2\omega}{\mu}x\right) \right\} + D_{02} \left\{ \exp\left(\frac{\omega}{\mu}x\right) - \exp\left(\frac{3\omega}{\mu}x\right) \right\} \\ & + D_{03} \left[\exp\left(\frac{\omega}{\mu}x\right) - \exp\left\{2\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right)x\right\} \right] + D_{04} \left[\exp\left(\frac{\omega}{\mu}x\right) - \exp\left\{2\left(\frac{\omega}{\mu} - p_1\right)x\right\} \right] \\ & - D_{11} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right)x\right\} - \exp\left\{\left(\frac{3\omega}{2\mu} - p_1\right)x\right\} \right] \cos(\tau t - q_1x + \theta_{11}) \\ & + D_{12} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right)x\right\} - \exp\left\{\left(\frac{5\omega}{2\mu} - p_1\right)x\right\} \right] \cos(\tau t - q_1x + \theta_{12}) \\ & + D_{13} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right)x\right\} - \exp\left\{3\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right)x\right\} \right] \cos(\tau t - q_1x + \theta_{13}) \\ & - D_{14} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right)x\right\} \cos(\tau t - q_1x + \theta_{14}) - \exp\left\{\left(\frac{\omega}{\mu} - p_1 - p_2\right)x\right\} \cos\left\{\tau t - (q_2 - q_1)x + \theta_{14}\right\} \right] \\ & + D_{21} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_2\right)x\right\} \cos(2\tau t - q_2x + \theta_{21}) - \exp\left\{2\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right)x\right\} \cos(2\tau t - 2q_1x + \theta_{21}) \right] \\ & - D_{22} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_2\right)x\right\} \cos(2\tau t - q_2x + \theta_{22}) - \exp\left\{2\left(\frac{\omega}{\mu} - p_1\right)x\right\} \cos(2\tau t - 2q_1x + \theta_{22}) \right] \\ & + D_{23} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_2\right)x\right\} - \exp\left\{\left(\frac{3\omega}{2\mu} - p_2\right)x\right\} \right] \cos(2\tau t - q_2x + \theta_{23}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + D_{31} \left[\exp \left\{ \left(\frac{\omega}{2\mu} - p_3 \right) x \right\} \cos (3\gamma t - q_3 x + \theta_{31}) - \exp \left\{ 3 \left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1 \right) x \right\} \cos (3\gamma t - 3q_1 x + \theta_{31}) \right] \\
& - D_{32} \left[\exp \left\{ \left(\frac{\omega}{2\mu} - p_3 \right) x \right\} \cos (3\gamma t - q_3 x + \theta_{32}) - \exp \left\{ \left(\frac{\omega}{\mu} - p_1 - p_2 \right) x \right\} \cos \left\{ 3\gamma t - (q_2 + q_1)x + \theta_{32} \right\} \right] \quad (14)
\end{aligned}$$

ここに,

$$\begin{pmatrix} p_1 \\ q_1 \end{pmatrix} = \left[\left\{ \sqrt{\left(\frac{\omega}{2\mu} \right)^4 + \left(\frac{\gamma}{\mu} \right)^2} \pm \left(\frac{\omega}{2\mu} \right)^2 \right\} / 2 \right]^{1/2}$$

$$\begin{pmatrix} p_2 \\ q_2 \end{pmatrix} = \left[\left\{ \sqrt{\left(\frac{\omega}{2\mu} \right)^4 + \left(\frac{2\gamma}{\mu} \right)^2} \pm \left(\frac{\omega}{2\mu} \right)^2 \right\} / 2 \right]^{1/2}$$

$$\begin{pmatrix} p_3 \\ q_3 \end{pmatrix} = \left[\left\{ \sqrt{\left(\frac{\omega}{2\mu} \right)^4 + \left(\frac{3\gamma}{\mu} \right)^2} \pm \left(\frac{\omega}{2\mu} \right)^2 \right\} / 2 \right]^{1/2}$$

D_i ($i = 0, 1, 2$), D_{ij} ($i = 0, 1, 2, 3; j = 1, 2, 3, 4$), θ_{ij} ($i = 1, 2, 3; j = 1, 2, 3, 4$) は ω, μ, γ の関数 (文献 20) 参照)。

よって, 式(7)から水深 h は次のように与えられる。

$$h = h_0 + \frac{A_0}{2} y_1 + \frac{A_0^2}{4h_0} y_2 + \frac{A_0^3}{8h_0^2} y_3 = h_0 + \Delta H \quad (15)$$

$$\Delta H \equiv h - h_0 = \frac{A_0}{2} y_1 + \frac{A_0^2}{4h_0} y_2 + \frac{A_0^3}{8h_0^2} y_3 \quad (16)$$

流速 v は, 式(4)から次のように与えられる。

$$\begin{aligned}
v = & -\frac{1}{n} \left(h_0 + \frac{A_0}{2} y_1 + \frac{A_0^2}{4h_0} y_2 + \frac{A_0^3}{8h_0^2} y_3 \right)^{2/3} \\
& \cdot \left(-i + \frac{A_0}{2} \frac{\partial y_1}{\partial x} + \frac{A_0^2}{4h_0} \frac{\partial y_2}{\partial x} + \frac{A_0^3}{8h_0^2} \frac{\partial y_3}{\partial x} \right)^{1/2} \quad (17)
\end{aligned}$$

2.2 水位波形の伝播

式(12)の y_1 の第1項は平均水位, 第2項はそれからの変動水位であり, 式(13)の y_2 の第1項および第2項は非振動項, 第3項は基本周波数の振動項, 第4項は倍周波数の振動項であり, 式(14)の y_3 にはさらに3倍周波数の振動項も含まれている。これら各項の大きさを比べたものが図-3で, 上図は式(16)における第一次近似項 $(A_0/2) y_1$ と第二次近似項 $(A_0^2/4h_0) y_2$ を, 下図は第二次近似項の各項の値を示す²¹⁾。上図のとおり第二次近似項の波は第一次近似項の波より速く進み, これが前面が急に, 後面が緩やかになるという波形の変化をもたらしている。これは下図のように第二次近似項に含まれる倍周波数の波が基本周波数の波よりも大きな波速をもつためである。第三次近似項は相対的には値は小さいが, さらに波速の大きな3倍周波数の波を含むので, 波形の変化に寄与する。特に波高 A_0 が大きい場合は, 式(15)あるいは(16)からわかるように高次の項の値が大きくなるので, この第三次近似項も無視することができない。

つぎに, 各時刻の水面形を示せば図-4のようである。ここに, 河口で最低水位(変動波形の trough)となる時刻を $t=0$ としている。点線は上記の解析解(式(16))を, 実線は基礎方程式(1), (2)の数値解(4点陰型式差分解²²⁾)を表わす。この図からわかるように, ある時刻における水面形の crest がそのまま, その地点の最高水位とはならない。3時に河口($x=0$)で波の crest が現われた後, 4時30分に河口から少し上流地点で, また6時に河口から10km余り上流地点で波の crest が現われているが, これらの crest はそれぞれ, その地点での3時の水位, 4時30分の水位よりも低い。つまり, 各地点での最高水位の生起時刻は水位波形の crest の発生時刻とはかなりの時差がある。

それゆえ, 通常の長波などでは波動論によって波速が求められ, それがほぼ最高水位の伝播速度を表わすのであるが, 感潮部のように遡上波の波長に比べて十分長くない水域では最高水位の生起時刻(あるいは伝播速度)は長波理論による波速からは求めることができない。長周期の水位変動が感潮部を伝播するときの最高水位の現われ方にはこのような特色がある。

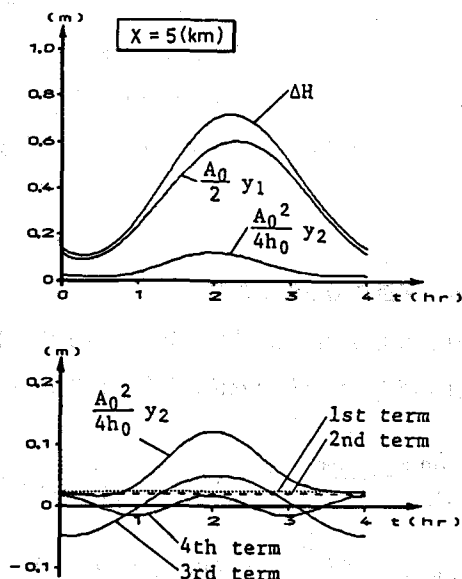


図-3 各項の大きさ

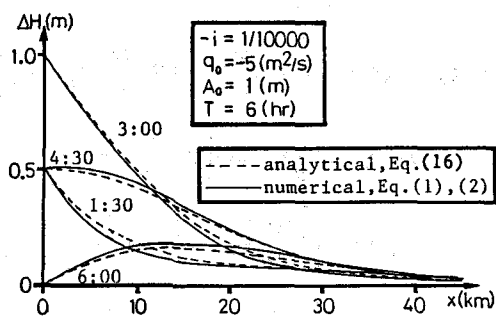


図-4 各時刻の水面形

図-5は、河口および河口から10km上流地点の水位—流量曲線を示す。洪水流の $h-q$ 曲線と違って右下がりであり、しかも時計回りの楕円形状のループを描いている。これは感潮河川での実測結果^{18), 19)}と同じ傾向である。このような性質が影響して感潮部の水位—流量曲線は水理条件により複雑に変化するので、非感潮部のように観測水位から流量を単純には推算することができない。

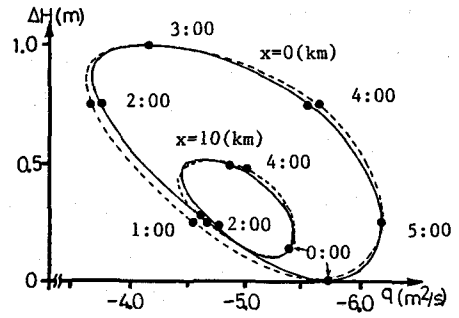


図-5 水位—流量曲線

2.3 河道に沿う最高水位

河道各地点の最高水位は式(15)を計算すれば求めることができるが、この式において右辺各項の位相のずれを無視すれば最高水位の近似式が次式のように得られる。

$$\frac{\Delta H_{\max}}{A_0} = \frac{h_{\max} - h_0}{A_0} = \frac{1}{2} y_{1,\max} + \frac{A_0}{4h_0} y_{2,\max} + \frac{A_0^2}{8h_0^2} y_{3,\max} \quad (18)$$

$$y_{1,\max} = \exp\left(\frac{\omega}{\mu} x\right) + \exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} \quad (19)$$

$$y_{2,\max} = \frac{13}{6} \left\{ \exp\left(\frac{\omega}{\mu} x\right) - \exp\left(\frac{2\omega}{\mu} x\right) \right\} + D_0 \left[\exp\left(\frac{\omega}{\mu} x\right) - \exp\left\{2\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} \right] \\ + D_1 \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} - \exp\left\{\left(\frac{3\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} \right] + D_2 \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_2\right) x\right\} - \exp\left\{2\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} \right] \quad (20)$$

$$y_{3,\max} = D_{01} \left\{ \exp\left(\frac{\omega}{\mu} x\right) - \exp\left(\frac{2\omega}{\mu} x\right) \right\} + D_{02} \left\{ \exp\left(\frac{\omega}{\mu} x\right) - \exp\left(\frac{3\omega}{\mu} x\right) \right\} \\ + D_{03} \left[\exp\left(\frac{\omega}{\mu} x\right) - \exp\left\{2\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} \right] + D_{04} \left[\exp\left(\frac{\omega}{\mu} x\right) - \exp\left\{2\left(\frac{\omega}{\mu} - p_1\right) x\right\} \right] \\ + D_{11} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} - \exp\left\{\left(\frac{3\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} \right] - D_{12} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} - \exp\left\{\left(\frac{5\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} \right] \\ - D_{13} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} - \exp\left\{3\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} \right] + D_{14} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} - \exp\left\{\left(\frac{\omega}{\mu} - p_1 - p_2\right) x\right\} \right] \\ + D_{21} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_2\right) x\right\} - \exp\left\{2\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} \right] - D_{22} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_2\right) x\right\} - \exp\left\{2\left(\frac{\omega}{\mu} - p_1\right) x\right\} \right] \\ + D_{23} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_2\right) x\right\} - \exp\left\{\left(\frac{3\omega}{2\mu} - p_2\right) x\right\} \right] \\ - D_{31} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_3\right) x\right\} - \exp\left\{3\left(\frac{\omega}{2\mu} - p_1\right) x\right\} \right] + D_{32} \left[\exp\left\{\left(\frac{\omega}{\mu} - p_3\right) x\right\} - \exp\left\{\left(\frac{\omega}{\mu} - p_1 - p_2\right) x\right\} \right] \quad (21)$$

上式に含まれるパラメータは、河川流量、河床勾配、粗度係数、河口水位変動の波高、その周期である。粗度係数を $n = 0.025$ に固定して、他の 4 つのパラメータが最高水位に及ぼす影響を調べたものが図-6 である。この図から明らかに、河川流量が大きく、河床勾配が緩いほど最高水位は高く、より上流まで河口水位の影響が及ぶ。これは、式(18)に含まれる減衰係数 ($\omega / 2 \mu - p_1$ など) が小さくなるためである。また、河口水位変動の波高が大きく、周期が長いほど最高水位は高い。

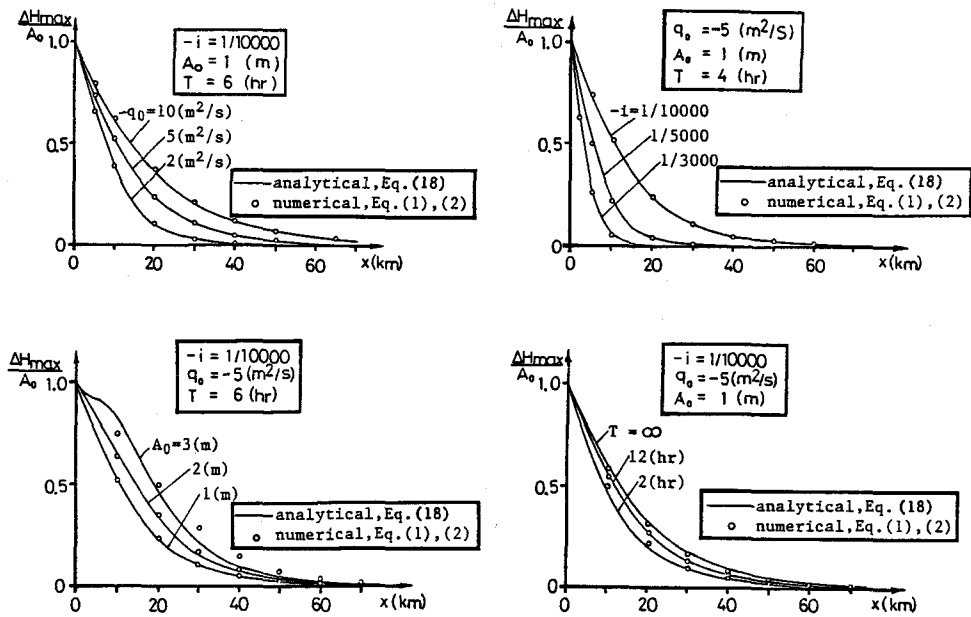


図-6 最高水位と各パラメータの関係

2.4 不定流の最高水位と定常不等流水位の関係

上述の不定流計算による最高水位と、河口水位を水位変動のピーク水位に保った場合の定常不等流水面とは、どの程度の水位差があるかを調べる。すなわち、図-1 において河口水位③と流量④に対する最高水位と河口水位③と流量④に対する不等流水位とを比較する。

表-1 は両者の水位差の平均的な値： $\eta = [(\Delta H_{st} - \Delta H_{max})^2]^{1/2} / \Delta H_{st}$ を示す。ここに、 ΔH_{st}

表-1 定常不等流水面と最高水位の水位差

計算 条件	計 q_0 (㎡/s)	5	1	2	10	5		5			5		
	— i	1/10000	1 / 10000			1/5000	1/3000	1 / 10000			1 / 10000		
	A_0 (m)	1	1			1		0.5	2	3	1		
	T(hr)	6	6			6		6			2	4	12
η (%)	近似式	18.2	22.5	19.7	17.2	12.2	5.9	19.1	17.0	18.2	27.6	21.9	11.9
	数値解	14.8	16.9	15.9	13.6	11.5	6.1	15.4	11.2	6.0	19.3	17.1	9.6

は等流水面を基準とした定常不等流水面の高さ、 $\bar{H}$ は河口から $x=50$ (km) 地点までの間の平均を意味する。上段が式(18)で $T \rightarrow \infty$ として得られる定常不等流水深の近似式と最高水位の近似式(18)との差、下段が数値計算結果による水位差であり、いずれのケースも $\overline{\Delta H_{st}} > \overline{\Delta H_{max}}$ である。すなわち、不等流水位は不定流の最高水位より常に高く、単位幅流量 q_0 が $1 \sim 10$ (m^3/s) の範囲では20%近くの水位差が生じることがある。各パラメータの影響は、河床勾配が緩く、波高が小さく、周期が短いほど水位差は大きい。河床勾配が緩いときは感潮区間は上流まで伸び、そのため河口の最高水位が感潮部上限に到達するのに長時間を要し、その間に最高水位は減衰する。また、周期が短い場合は河口での高い水位の継続時間が短いため最高水位の減衰が強く²¹⁾、不等流水面との差が大きくなるものと考えられる。この結果から、堤防設計などに必要な計画水位の決定の際、不等流水位を採用すれば安全側であるが、水理条件によっては安全度が過大となる場合もあるので、一般に不定流の最高水位をも併せて検討する必要がある。

3. 感潮部における高潮の遡上特性

前節では、等流水深の流れに正弦波形の水位変動が重なり、またそれに伴う河道内の流れが順流のみの場合を扱った。本節では現実の多くの感潮河川のように平常時は堰上げ背水の水面形で流れている河川を対象として、河口で高潮による潮位変動を与えてその河川遡上特性を調べる^{23), 24)}。この場合には一般に河口から海水が侵入し、それに伴い河道内に逆流が生ずる。解析法は数値シミュレーションによった。

3.1 感潮部での高潮の伝播

対象とした河川は図-7のように河床勾配 $1/3000$, $n = 0.025$ で、高潮の影響が無視できる河口から50kmの地点を最上流端とした。境界条件として、上流端 (point 1) で一定流量 (単位幅流量) q_f を、河口 (point 51) で図-8の高潮潮位を与える。この境界条件のもとで、基礎方程式(1), (2)を4点陰型式差分法²²⁾によって解く。

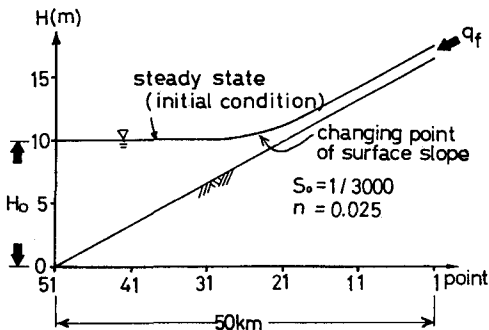


図-7 定常状態の水面形

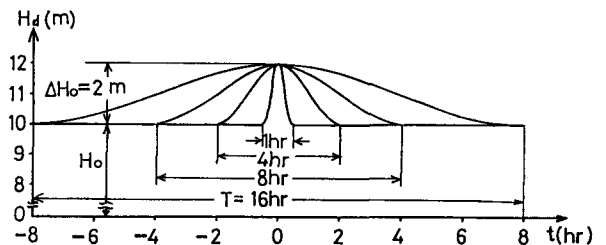


図-8 河口での高潮潮位

図-9は継続時間 T の異なる各高潮の遡上時の水面形を示したものである。 ΔH は初期・定常水面を基準にした水位で、 ΔH_0 は河口における最大潮位偏差（高潮波高）である。河口水位がピークのときの時刻を $t=0$ としている。高潮継続時間が短い場合（ $T=1, 4$ h）は、ある波高（波の crest）をもつ波が感潮域を伝播し、その上流端付近で伝播速度が小さくなるとともに波高も急激に減衰していく。高潮継続時間が長くなれば、 $T=8$ （h）に見られるように河口水位のピーク時（ $t=0$ ）にすでに上流側で河口以上に水位が上昇しており、これは波の伝播とは呼びにくい水位変動である。さらに継続時間が長くなれば（ $t=16$ h）、水位は殆ど水平に上昇・下降する。

図-10は継続時間が比較的短い $T=1, 4$ （h）の高潮について、最高水位付近の波形変化を示したものであり、図中の一点鎖線は波の crest、 $A(x_0, y_0)$ を、破線は最高水位、 $B(x_1, y_1)$ を連ねた線である。 $T=1, 4$ （h）のいずれも、波の crest が各点での最高水位とならないことがわかる。これは波高が一定でないことによるもので、 $T=1$ （h）のように波高が減衰する場合は波の crest よりも先に最高水位が現われ、 $T=4$ （h）のように波高が増大する場合は波の crest の通過後に最高水位となる。このような波の crest と最高水位との関係は洪水波（通常、波高の減衰のみ）についても示されているが²⁵⁾、高潮の河川遡上時には継続時間の増大とともに両者の間に顕著な差が生ずることが図において明白である。

それゆえ、前節でも述べたとおり河道に沿う最高水位の変化（減衰あるいは増大）と波高（波の crest の高さ）の変化（減衰あるいは増大）とは区別する必要がある。

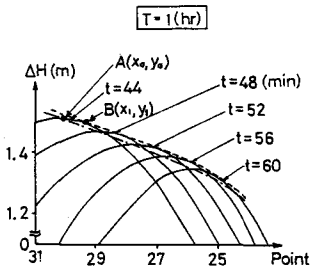


図-10 波の crest と最高水位

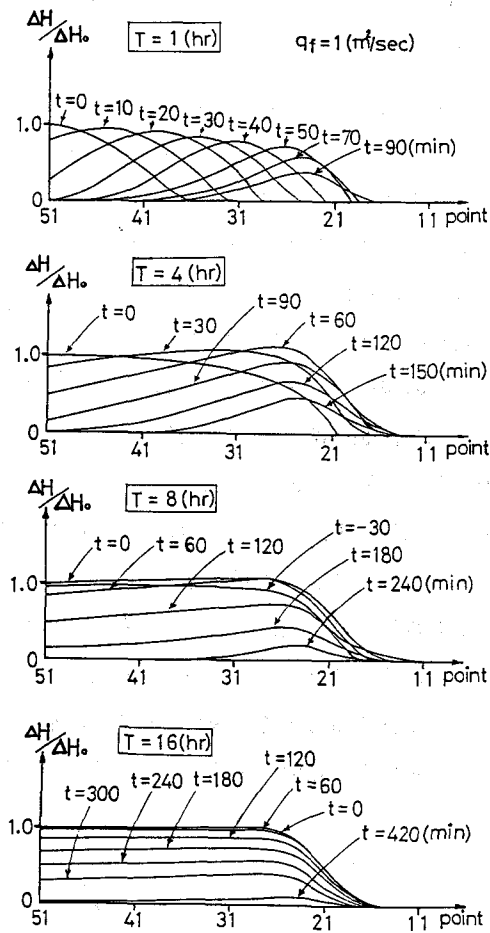
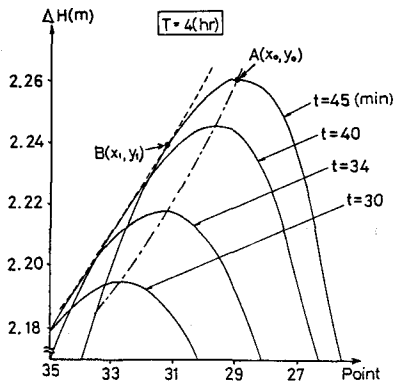


図-9 高潮遡上時の水位変動



水位変動に伴い河道内の流速は図-11のように変化する。各地点で水位が上昇するとともに流速は減小して逆流（ v が負）が生じている。水位上昇量と逆流流速の位相は一致せず、水位変化率（水位上昇速度、下降速度）が流速に強く関係している。

上述のように感潮部での高潮の遡上は、十分長い水域における長波の伝播とは異なる挙動を示す。この高潮の伝播に関して、最高水位、波の crest および逆流の流量ピークがそれぞれ各地点を通過する時刻を示せば図-12のようである。波の crest は前述のとおり、遡上とともに波高が減衰する場合（ $T = 1 \text{ h}$ ）は最高水位よりも後の時刻に、増大する場合（ $T = 4 \text{ h}$ ）は前の時刻に現われるが、流量ピークは最高水位よりも先に伝播し、両者の時間差はほぼ一定である。これは上流へ向かう流動とともに最高水位が伝播することを意味しており、洪水が河道を流下する場合と類似の伝播特性である。

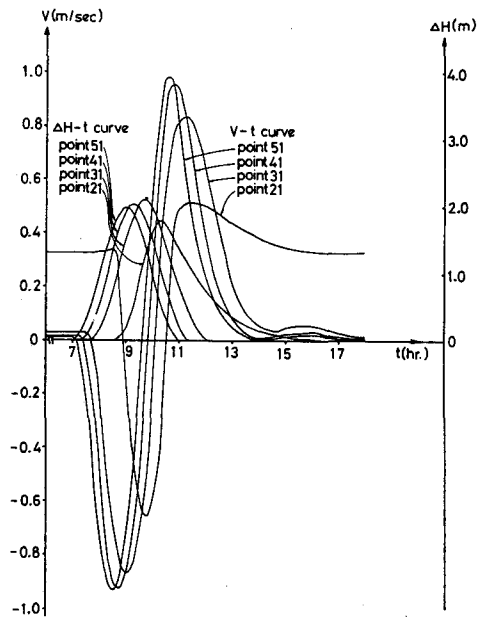
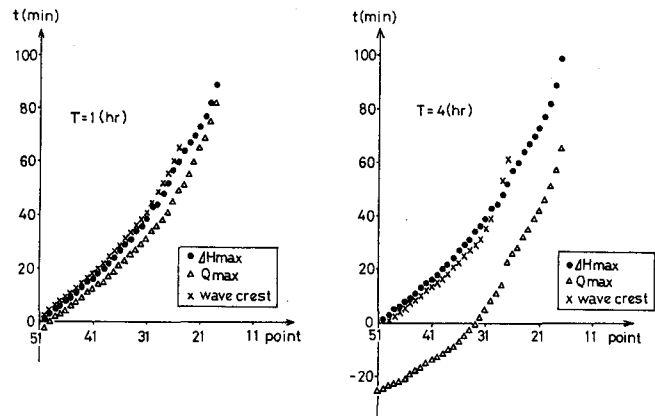


図-11 水位と流速の経時変化

図-12 最高水位、波の crest、逆流流量ピークの伝播



3.2 河道に沿う最高水位

図-13は各地点の最高水位（最大水位上昇量 ΔH_{max} ）と高潮継続時間の関係（河川流量は一定： $q_f = 1 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を、図-14は最高水位と河川流量の関係（高潮継続時間は一定； $T = 4 \text{ h}$ ）を示したものである。図-13における破線は $T = 1, 4 \text{ (h)}$ の場合の波高変化（図-9に認められる）を示す。 $T = 16 \text{ (h)}$ の最高水位は、河口水位を高潮のピーク水位に保った定常状態の水位に近い。また $T = 1 \text{ (h)}$

の最高水位より、 $T \rightarrow 0$ に近づけば遡上に伴う水位の減衰が大きくなることがわかる。 $T = 4, 8$ (h) のとき、 $T = 16$ (h) よりも水位は高くなる。すなわち、水位が最も高くなるような高潮継続時間があり、そのとき感潮域の上流部では河口の最大潮位偏差以上の水位上昇が起こる。図-14の河川流量との関係についても同様に、河川流量がある

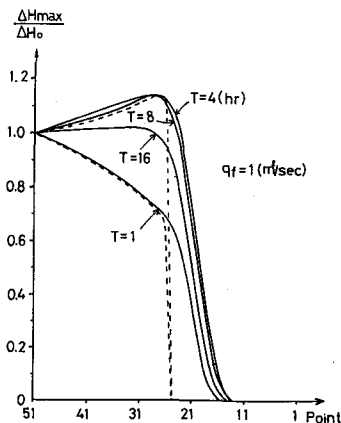


図-13 最高水位と高潮継続時間の関係

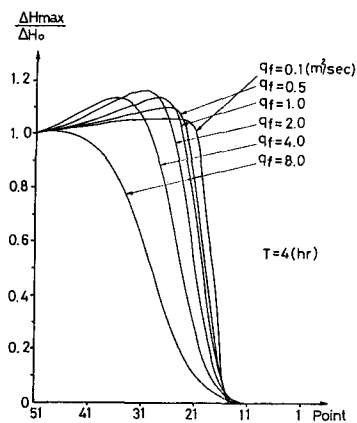


図-14 最高水位と河川流量の関係

値（このケースでは $q_f = 1 \sim 4 \text{ m}^3/\text{s}$ ）のとき、河川流量がゼロの場合（ $q_f = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ の水位とほぼ同じ）よりも高い水位が現われ、さらに流量が増せば（ $q_f = 8 \text{ m}^3/\text{s}$ ）減衰が大きくなる¹¹⁾。前節で扱った流れでは、最高水位と河口水位変動の周期あるいは河川流量とは単純な関係にあり、周期および流量の増加とともに最高水位は高くなった。本節のような感潮部では水深が大きく、河川流速が小さいので、河口潮位の上昇による背水効果だけでなく、逆流が生じ海水侵入があることも河道内の水位上昇に関係すると考えられる。そこで、水位上昇と河道内流動の関係を調べてみると以下のようなのである。

図-15は各地点における水深および流量の経時変化の例を示す。

ここでは、流れが下流へ向かう場合に流量は正としているので、負の流量は逆流が生じていることを意味する。斜線の部分は、逆流した水が各地点の上流側に溜まる体積を表わす。すなわち、この体積を q^* とすれば

$$q^* = \int_{t_1}^{t_2} \{ q_f - q(x, t) \} dt \quad (22)$$

ここに、 q_f : 河川流量（一定）、 $q(x, t)$: 高潮侵入時の x 地点の流量、 t_1 : 逆流（ q_f を基準として）開始時刻、 t_2 : 終了時刻

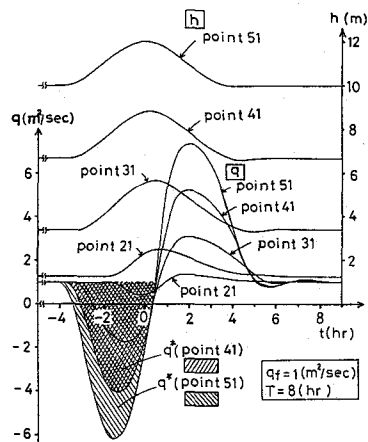
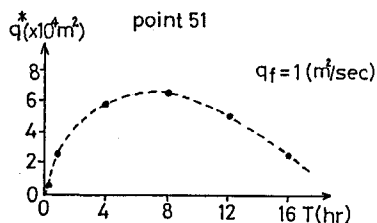
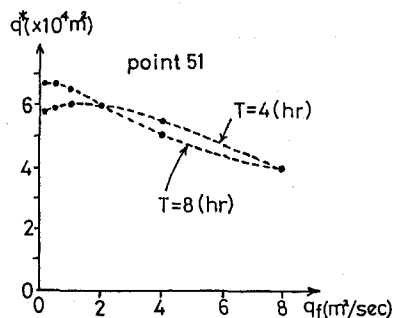


図-15 水深と流量の経時変化

この q^* と高潮継続時間の関係を図-16に、 q^* と河川流量の関係を図-17に示す。図において q^* が最大値をとるような継続時間および河川流量が存在することがわかる。これらの関係はそれぞれ、上述の最高水位と継続時間の関係、最高水位と河川流量の関係とよく対応していると見なせよう。この対応関係および図-9にみら



図—16 q^* と高潮継続
時間の関係



図—17 q^* と河川流量
の関係

れる水位上昇の形態からすれば、高潮に伴う逆流水が河道内に貯留されることにより感潮部の平均水位が上昇する、ということが最高水位の現われ方の基本になっていると考えられる。

以上の結果より、高潮対策の眼目である河川水位の低下という目的に対しては、河口から侵入する海水量が極力少なくなるように流れの制御を行うべきである。侵入水量は水位上昇速度とその上昇継続時間に関係し、侵入（逆流）が起きているのは水位のピークを若干過ぎた時刻までである。

4. 洪水と高潮の同時生起による河川水位変動

4.1 台風性降雨と高潮の同時生起性

洪水流と高潮潮上が河道内で同時に起これば、各々が単独に生起する場合の最高水位（図—1のⅡ、Ⅲの水位）より高い水位（図—1の水位Ⅳ）が生ずることは言うまでもないが、このような洪水と高潮の同時生起は従来かなり稀であった。大阪を例にとれば、大阪湾を北上し近畿地方に來襲した比較的大規模な台風については、大阪湾の長軸を基準にして西側を通過する台風がいわゆる‘高潮性台風’、東側を通過する台風が‘雨台風’と大別され、台風の通過経路によって降雨量と高潮潮位偏差にかなり明確な差異があるとされている。その結果、大洪水と高潮が重なるという事態が避けられたのであり、これは治水対策上まことに好都合な自然現象の特性であるといえよう。しかし、過去の実績記録といえども大規模な高潮の生起頻度は極めて少ないので、統計学的判断の上からもそれらは十分な資料と言えない。それゆえ、治水計画にあたって過去の（少数の）資料のみから洪水と高潮の同時生起確率を過少評価することがあってはならない。また、異常に大規模な高潮あるいは洪水でなくとも、両者の同時生起によって河川水位が上昇する結果、大規模な高潮や洪水がそれぞれ単独に生起する場合よりも危険な高水位が生ずる可能性もある。以下では、河川水位について述べる前に、大阪における台風性降雨と高潮の同時生起の特性を示そう。

1900～1980年の期間に、大阪湾を中央とする東経 $128^{\circ}\sim 140^{\circ}$ 、北緯 $28^{\circ}\sim 40^{\circ}$ の領域を通過した約460個の台風について、端野ら^{8), 26)}は台風の諸特性、大阪港の検潮記録、大阪管区气象台での降雨

観測記録などを調べ、最大潮位偏差と台風性降雨の同時生起性の実態に関して以下の結果を得ている。

まず、最大潮位偏差 $\eta_{\max}$ が 1 m 以上であった主な台風の経路は 図-18 のようであり、殆どが大阪湾の長軸より西側を通過している。特に、過去に大災害をもたらした高潮はすべて台風中心が大阪湾を通過したのちに $\eta_{\max}$ が発生している。この $\eta_{\max}$ 発生時の台風位置を、 $\eta_{\max}$ の大きさをパラメータとして示したものが 図-19 である。 $\eta_{\max}$ の各値に対する台風の分布は 図中に示すようにほぼ楕円形であり、大きな潮位偏差を生ずる台風位置ほどその領域が限られることがわかる。また、これらの楕円形の長軸が大阪湾の長軸とはほぼ直交していることが、高潮発生に対する西側通過台風の位置的関係の特徴づけているといえる。

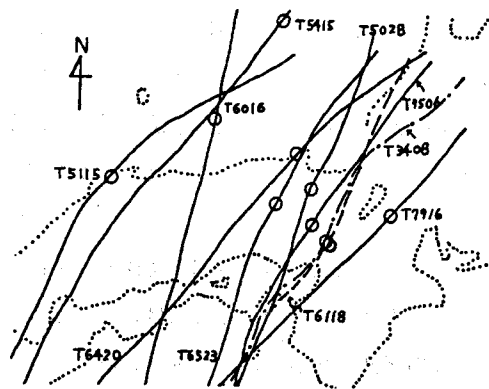


図-18 主な台風の経路（○印は $\eta_{\max}$ 発生時の台風位置を示す）

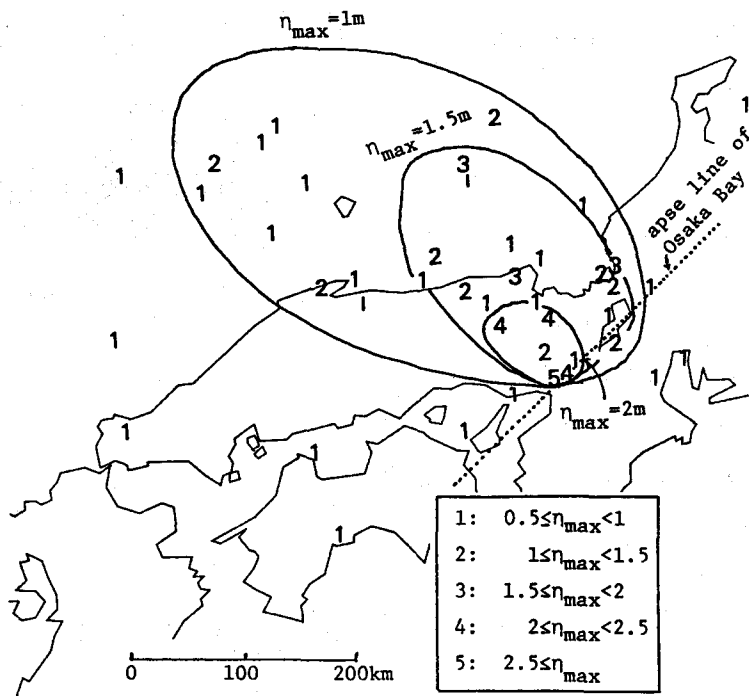


図-19 $\eta_{\max}$ 発生時の台風位置分布

つぎに、ピーク雨量 r_p (mm/h) をパラメータとして r_p 発生時の台風位置を示したものが図-20である。上述の $\eta_{\max}$ に対する台風位置と比べて位置はかなりランダムで、大阪湾長軸の東側であるか西側であるかという通過経路には関係は少ないようである。これは、降雨が局地的な気象条件、個々の台風の積乱雲の分布状態や包含水蒸気量など、多くの複雑な要因に支配されていることによると思われる。

さて、洪水と高潮の同時生起に関係するのは $\eta_{\max}$ と r_p の発生時差とその時差における $\eta_{\max}$ と r_p の量的な相関性であるが、まず前者に関して発生時差 τ のヒストグラムを示せば図-21のようである。

r_p の発生時刻が $\eta_{\max}$ のそれより早いとき正の時差としているが、全体的には時差ゼロを中心にして左右はほぼ対称な分布である。ただし、 $\eta_{\max}$ 発生時の台風位置から大阪湾長軸までの垂直距離 L を $L = 100$ km 以下と以上で分け、かつ通過経路を東・西別に分ければ、分布の様相はかなり異なる。このような差異はあるものの、台風の総数 101 個のうち $\tau = \pm 2$ (h) 以内である個数は 41% を占め、特に $\eta_{\max}$ が 1 m 以上の殆どの台風はこの時差の範囲に含まれている。

つぎに、 $\eta_{\max}$ と r_p の量的な相関関係を τ をパラメータとして示せば図-22のようである。図中の数字は時差 (h) を、○印は負の時差を示す。 $\eta_{\max}$ がかなり大きな値の台風は時差 τ が小さく同時生起性が強い。その場合、 $\eta_{\max}$ が 1 m を超えるもの (室戸、ジェーン、第二室戸台風など) では r_p は小さく、このことが従来、異常高潮時には洪水の同時生起は考慮しないとする主たる根拠とな

っている。しかしながら、 $\eta_{\max}$ の全範囲にわたり、各 $\eta_{\max}$ に対する r_p の上限値は $\tau = \pm 1$ (h)

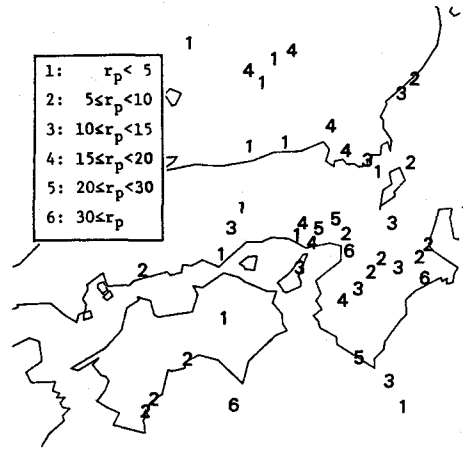


図-20 r_p 発生時の台風位置分布

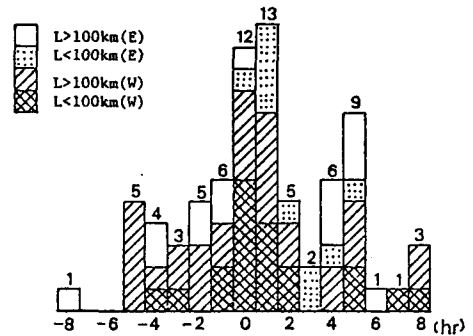


図-21 $\eta_{\max}$ と r_p の発生時差分布

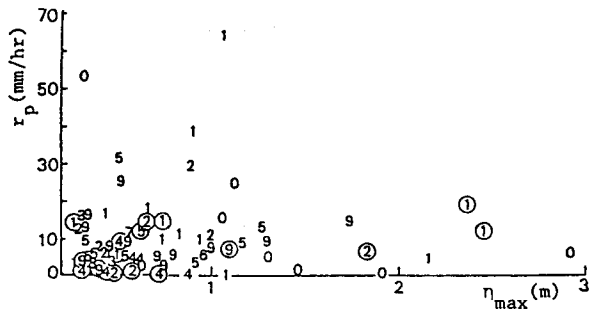


図-22 $\eta_{\max}$ と r_p の関係

以内の台風によるものであることは注目すべきである。これは、感潮河川流域において降雨に対する流出の遅れ時間が非常に短くなれば、洪水は高潮による水位上昇にそれほど遅れることなく河道を流下する事態が生じ得ることを意味する。以下ではこの場合に着目して、河道に沿う最高水位の特性を示す。

4.2 洪水・高潮の同時生起効果

感潮河川において、(i) 河口水位を一定として洪水が流下する場合、(ii) 河川上流端流量を一定として高潮が遡上する場合、(iii) 洪水と高潮がある時差で生起する場合、の各々について河道に沿う最高水位を模式的に示せば図-23のようである。

図における $\Delta H_{\max}$ はいずれも、洪水あるいは高潮が河道内に現われる以前の定常状態の水面を基準とした最高水位（水位上昇量）である（天文潮による水位変動はここでは除外している）。

$\Delta H_{f,\max}$ は上記 (i) の場合（図-1の水位Ⅱに対応する）であり、感潮部での最高水位の減衰が著しい。一方、 $\Delta H_{s,\max}$ は (ii) の場合（水位Ⅲに対応する）で、最高水位は水平に近いので定常水面形の勾配急変点から上流へ行くにしたがい $\Delta H_{s,\max}$ は減少する。 $\Delta H_{fs,\max}$

は (iii) の場合（水位Ⅳに対応する）であり、 h^* が洪水と高潮の同時生起効果を表わす水位上昇量である。すなわち、

$$h^* = \Delta H_{fs,\max} - \max(\Delta H_{f,\max}, \Delta H_{s,\max}) \quad (23)$$

上流端での洪水ピーク流量の時刻と河口での高潮ピーク水位の時刻の時差を τ とすれば、 h^* は一般にこの時差 τ と地点 x の関数で、特に $\tau \rightarrow \pm\infty$ のとき $h^* \rightarrow 0$ である。この h^* が x 、 τ によりどのように異なるかを数値実験により調べた。計算法は前節と同様に4点陰型式差分法を用い、式(1)、(2)に対する数値解を得た。図-23の河道において、境界条件として河道上流端（point 1）で単位幅流量 q_f を、下流端（point 31）で水位 H_0 を与える。 q_f および H_0 は次のような正弦波形とした（図-24）。

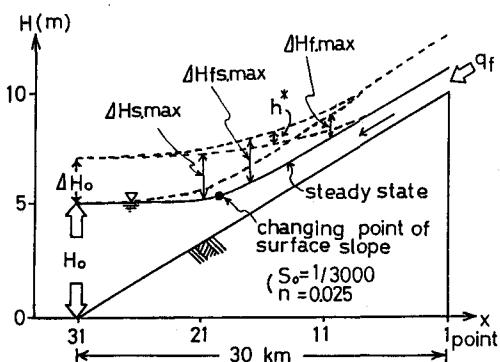


図-23 河道に沿う最高水位

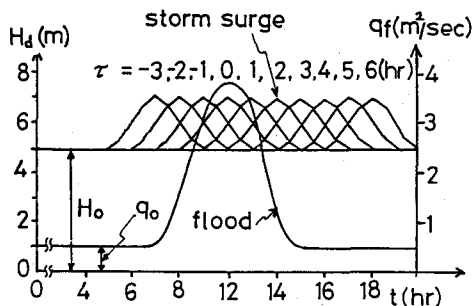


図-24 河道上流端の洪水流量と
河口での高潮潮位

$$\left. \begin{aligned} q_f &= \begin{cases} a_f \sin \{ (t - c_f) \pi / b_f \} + a_f + q_0 & (t_f^i \leq t \leq t_f^e) \\ q_0 & (t < t_f^i, t > t_f^e) \end{cases} \\ H_d &= \begin{cases} a_s \sin \{ (t - c_s) \pi / b_s \} + a_s + H_0 & (t_s^i \leq t \leq t_s^e) \\ H_0 & (t < t_s^i, t > t_s^e) \end{cases} \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

ここに、 q_0 、 H_0 ：初期定常状態における流量、水深、 t^i ：洪水流量あるいは河口水位の上昇開始時刻、 t^e ：下降終了時刻、 a 、 b 、 c ：定数

洪水流のみの場合は $H_d = H_0$ （一定）とし、高潮遡上のみの場合は $q_f = q_0$ （一定）とする。また、両者が同時生起する場合は上・下流端で q_f と H_d を図のように時差 τ だけずらせて与える。

計算結果の一例として、 $\tau = 2$ (h) の場合の各時刻の水面形を示せば図-25 のようである。これらの水面形から図-23 の h^* を求め、いくつかの τ の値について示したものが図-26 である。図中の矢印は、流下する洪水のピーク水位と遡上する高潮のピーク水位が会う地点（単独に生じた場合の計算結果による）を示す。両者が出会う地点（換言すれば時差）に応じて $h^* > 0$ である河道区間が移動するが、定常水面形の勾配急変点付近（point 17～19）で常に h^* は最大値をとり、またその勾配急変点付近で両者が出会う時差（ $\tau = 1 \sim 2$ h）のときに h^* が長い区間にわたって大きな値をとることがわかる。上・中・下流の代表地点について時差 τ による h^* の相違をみれば、上・中流の point 14、19では各々

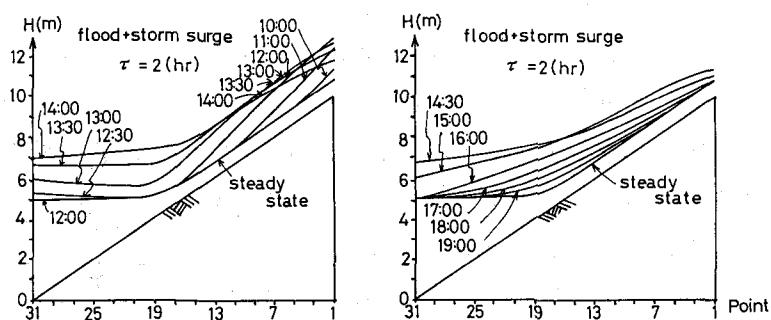


図-25 洪水・高潮の同時生起時の水面形

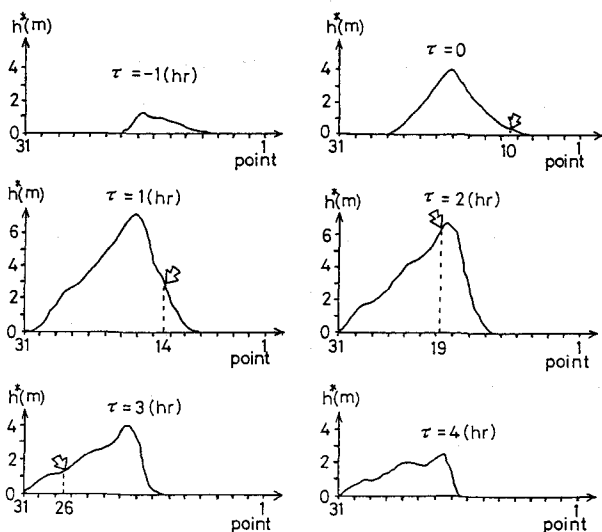


図-26 河道に沿う h^* と時差 τ の関係

の地点で洪水と高潮のピーク水位が合うような時差のときに h^* は最大となる。しかし、下流側の point 26 ではその地点で両者が合うような時差で h^* は最大とならず、上述のように定常水面形の勾配急変点付近で両者が会い下流部全域にわたって水位が高くなる場合の方が h^* は大きくなる。

下流地点のこのような特性は、高潮により生じた河道内の流動現象に関係していると考えられる。図-27 は $\tau = 2$ (h) の場合の水深 h —流量 q の関係を示したものである²⁷⁾。洪水と高潮の両方の影響を受ける中流部 (point 19) では h — q 曲線は 8 の字を描いており、さらに高潮の影響が強い下流部 (point 26) では時計回りの偏平なループを描き、しかも逆流が長時間続く。これは、河口から流入した海水と上流からの流れが河道内に貯留されることを意味する。この貯留作用が下流部の水位上昇に影響するものと考えられる。

このような貯留作用および 3 節の結果をもとに、上述の水位特性、すなわち特定の時差のときに下流部の全域で水位が上昇する機構について 1 つの推論を下げば次のとおりである。ある継続時間の高潮が感潮部を遡上しているとき、河道内の貯留作用を最大にするような流量が河道を流下しているという状況が、その時差の場合に生ずる、ということである。少なくとも、河川流量の大きさおよび高潮継続時間の長さによって

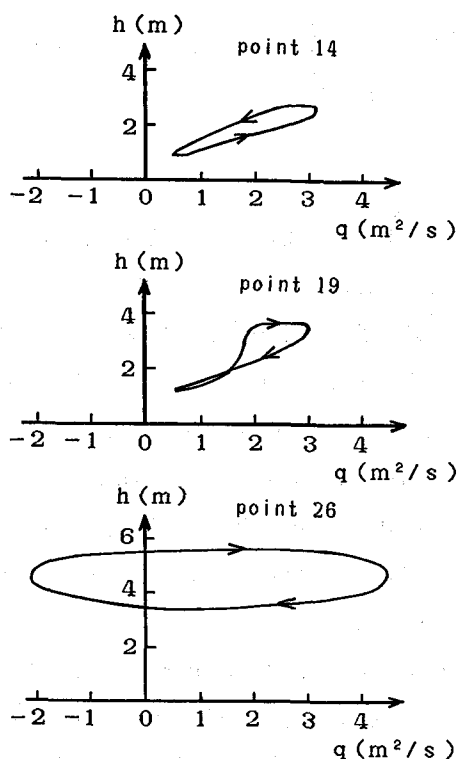


図-27 水深—流量曲線

高潮遡上時の最高水位の現われ方が微妙に変化することが、洪水・高潮の生起時差が水位上昇に影響を及ぼすことの基本的要因であろう。

5. あとがき

以上、感潮河川の水位変動に関して、河口で長周期の水位変動のみがある場合とさらに洪水が同時生起する場合に対する解析結果をそれぞれ示した。前者においては河川流量、水位変動の周期等と河道に沿う最高水位の関係を調べたが、河口での水位上昇速度が大きく、逆流によって海水侵入が生ずる場合にはその海水総侵入量が最高水位に密接に関係することがわかった。しかし、この逆流発生や海水総侵入量を規定する水理条件については、より一般的な検討が今後必要である。後者においては、定常水面形の勾配急変点付近で洪水と高潮が合うような時差のときに河川下流部の広い範囲で大きな水位上昇が生ずることを示し、それを逆流水の貯留作用によるものと推論した。

これらの結果が示唆するように、感潮部の水位変動は、洪水・高潮によって引き起こされる流れの挙

動と関連させて解析することによりその特性を明らかにすることができると考えられる。また、水位変動を制御するために防潮水門が設置された河川があるが、この水門の操作は本文で扱っている流れにさらに人為的变化を加えることであるから、河川水位はより複雑な挙動をする。台風時の感潮河川においては、本文で対象とした水理現象のほかに、水面に作用する風の効果、遡上段波、河道形状の影響などを考慮に入れる必要がある。それらの知見を治水施設の計画・管理に役立て、治水安全度の一層の向上をはからねばならない。

〔参 考 文 献〕

- 1) 土木学会水理委員会河口部の水理現象小委員会：河口部の水理現象と関連する諸問題，土木学会論文集，第363号／Ⅱ－4，1985.
- 2) 矢野勝正：大阪市内河川を遡上する高潮の実験的研究，大阪港湾技術調査会第4部会報告書，1954.
- 3) Hayami, S., K.Yano, S.Adachi and H.Kunishi: Experimental studies on meteorological tsunamis travelling up the rivers and canals in Osaka City, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Bull. No.9, 1955.
- 4) 岩垣雄一・中村重久：大阪市内河川の高潮遡上に関する実験，第14回海岸工学講演会講演集，1967.
- 5) Ichiye, T.: On the abnormal high waters in rivers, Oceanographical Magazine, Vol.5, No.1, 1953.
- 6) 矢野勝正：高潮の河川遡上に関する理論，京大防災研究所年報，第4号，1961.
- 7) 矢野勝正・足立昭平・奥田節夫・樋口昭夫・大同淳之：寝屋川模型実験－鴻池堰操作の基本方式，京大防災研究所創立5周年記念論文集，1956.
- 8) 端野道夫・神田 徹・北澤聖司・横山真至：台風性降雨と高潮の同時生起性に関する研究，土木学会論文集，第357号／Ⅱ－3，1985.
- 9) 小西達男・木下武雄：高潮の河川遡上に関する研究，国立防災科学技術センター報告，第31号，1983.
- 10) 小西達男・木下武雄：高潮の河川遡上に関する研究（Ⅱ），国立防災科学技術センター報告，第34号，1985.
- 11) 神田 徹・横山真至・林 達郎：河川を遡上する高潮特性の実験的研究，土木学会関西支部年次学術講演会，1984.
- 12) 今本博健・澤井健二・上田伸三：下流水位の時間変化が水面形に及ぼす影響について，土木学会関西支部年次学術講演会，1985.
- 13) 楠 宗道：感潮水路の水流に就いて，土木学会誌，17－3，1931.
- 14) 岡本元治郎：河川に於ける潮汐，地球物理，4－1，1940.
- 15) 吉川秀夫：感潮河川の計算，土木学会論文集（臨時増刊），1949.

- 16) 宇野木早苗：河川潮汐の研究（第1報），第15回海岸工学講演会講演集，1968.
- 17) 宇野木早苗：河川潮汐の研究（第2報），第16回海岸工学講演会講演集，1969.
- 18) 吉川秀夫・松岡昂昭：感潮河川に関する研究—利根川感潮部についての調査研究—，土木研究所報告，第85号，1953.
- 19) 木下武雄：超音波により連続的に観測された洪水・潮汐等の流量変化の不定流としての挙動，国立防災科学技術センター報告，第27号，1982.
- 20) 神田 徹・浜村吉昭・村岡めぐみ：感潮河川の計画高水位に関する基礎的検討，第31回水理講演会論文集，1987.
- 21) Kanda, T. and Y. Hamamura: Storm surges running up the river of uniform flow, Journal of Hydrosience and Hydraulic Engineering, Vol.4, No.1, 1986.
- 22) 昭和60年版 水理公式集，土木学会，1985，pp.211～214.
- 23) 神田 徹・横山真至：河川を遡上する高潮の水理特性，建設工学研究所報告，第26号，1984.
- 24) Kanda, T.: Concurrence of flood flow and invasion of storm surge in the tidal river, Proc. of 21st Congress of IAHR, 1985.
- 25) Henderson, F. M.: Open Channel Flow, Macmillan Pub. Co., Inc., 1966.
- 26) 端野道夫・北澤聖司：台風性降雨と高潮の同時生起性に関する基礎的研究，徳島大学工学部研究報告，第29号，1984.
- 27) 神田 徹・横山真至：河川洪水位に及ぼす高潮の影響，第20回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，1983.