

防潮堤開口部の流速計算についての一考察

宇野 木 早 苗*・磯 崎 一 郎**

1. はしがき

台風時の異常な高潮を減少させるため、また波浪を防御することを兼ねて、最近、大防潮堤を構築する計画が提案され、一部にはまさに実施されんとするものもある。その際最も効果的に高潮を防ぐためには、防潮堤を海湾のどの部分におくべきか、また開口部の幅はどの程度まで拡げ得るかなど、多くの問題が提起される。これを数値計算によって解こうとするとき問題になる一つの点は、台風時のように大きい外力が加わっているとき、防潮堤開口部の流れをどのように求めるかということである。これについて簡単な考察を加えたので報告する。なお、計算結果にもとづいて防潮堤の効果を述べるとともに、防潮堤付近の水利をよく理解するために運動方程式の各項の大きさを調べてみる。計算には、八幡製鉄所付置の IBM 7070 型電子計算機を使わしてもらった。また既存の研究を利用して、防潮堤位置や開口部の広さが異なるための影響や、防潮堤による湾内の潮汐の変化についてもごく簡単にふれるつもりである。

2. 計算方法

図-1 に示すような、幅 l なる開口部をもった防潮堤を考える。これは x 軸に平行なので、開口部付近の流れは主として y 方向で、これを v^* とする。しかるとき開口部では流れが強いので、慣性項が重要になり、運動方程式は

$$\frac{\partial v^*}{\partial t} + v^* \frac{\partial v^*}{\partial y} = -g \frac{\partial(\zeta - \zeta_0)}{\partial y} + \frac{\mu}{\rho_w} \frac{\partial^2 v^*}{\partial z^2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

で表わされるであろう。 ζ は海面の静水位 ($z=0$) からの上昇量、 ζ_0 は水柱の高さで表わした気圧変化量、 g は重力加速度、 μ はうず粘性係数、 ρ_w は水の密度である。 z は鉛直下方を正にとる。慣性項には $u^*(\partial v^*/\partial x)$ なる項もあるが、これはあとで示すように $v^*(\partial v^*/\partial y)$ にくらべてはるかに小さいので無視できる。宮崎は式 (1) を用いて、伊勢湾、東京湾¹⁾、大阪湾などについて計算し、興味ぶかい有益な結果を得ている。

一方において、外力および摩擦力がなく、定常である場合には、式 (1) は $v^*(\partial v^*/\partial y) = -g \cdot (\partial \zeta / \partial y)$ となる。これを積分すれば、 $v^* = \pm \sqrt{2g|\zeta_1 - \zeta|}$ が得られる。 ζ_1 は防潮堤の外側の流れがほとんどない地点での潮位である。符号は $(\zeta_1 - \zeta)$ の正負に應ずる。実際には底面や側面の摩擦および縮流などの影響があるので、この式を修正して

$$v^* = \pm K \sqrt{2g|\zeta_1 - \zeta_2|}, \quad (\text{符号は } \zeta_1 \geq \zeta_2 \text{ に応ずる}) \dots\dots\dots (2)$$

の形が一般に使われている。 ζ_1 と ζ_2 は開口部の直前および直後の潮位で、 ζ_1 から ζ_2 に向う流れを正とする。 K は水路および障壁の状況によって異なる係数 (discharge coefficient) で通常、経験や実験によって定められる。

さて、防潮堤開口部の流れがきわめて強く、 $v^*(\partial v^*/\partial y)$ が $\partial v^*/\partial t$ にくらべていちじるしく大きく、かつ相対的に外力が弱い場合には、式 (2) を適用することが許されるであろう。もしこれが許されれば計算はかなり楽になる。よって台風高潮の場合に式 (1) と式 (2) によって計算をなし、結果を比較することになろう。

式 (1) を 図-1 のような格子網を用いて具体的に数値計算するには、つぎのようにする。 v^* は深さによって違うはずであるが、ここでは平均流速と考え、単位幅あたりの表面から海底までの流量を $MY^* = v^* \cdot h_{i,j}$ とする。 $h_{i,j}$ は開口部の水深である。 Δs を格子幅 (3 km)、 $MY_{i,j-1} = h_{i,j-1} \cdot v_{i,j-1}$ 、かつ $h_{i,j-1} \div h_{i,j}$ として、式 (1) を海底まで積分すれば、つぎのように近似される。

$$\frac{\Delta MY^*}{\Delta t} + \beta \frac{MY^*}{h_{i,j}} \frac{MY^* - MY_{i,j-1}}{\Delta s} = -gh_{i,j} \frac{\Delta(\zeta - \zeta_0)}{\Delta s} + \frac{\tau_s^{(y)}}{\rho_w} - \frac{\tau_b^{(y)}}{\rho_w}$$

ここで $\tau_s^{(y)} = (-\mu \cdot \partial v^*/\partial z)_{z=0}$ は風が海面におよぼす応力 τ_s の y 成分、 $\tau_b^{(y)} = (-\mu \cdot \partial v^*/\partial z)_{z=h}$ は海底摩擦 τ_b の y 成分であって、これらのベクトルは式 (6) で表わされている。 β は平均流速で表現したために生じた係数であるが、ここでは簡単のため 1 と置いた。いま

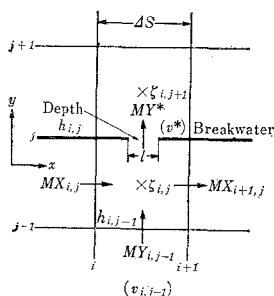
$$n = \Delta s / l, \quad MY_{i,j} = \frac{1}{n} MY^* \quad \dots\dots\dots (3)$$

なる量を使うと

$$\frac{\Delta MY_{i,j}}{\Delta t} + \frac{MY_{i,j}}{h_{i,j}} \frac{(nMY_{i,j} - MY_{i,j-1})}{\Delta s} = -\frac{gh_{i,j}}{n} \frac{(\zeta - \zeta_0)_{i,j+1} - (\zeta - \zeta_0)_{i,j}}{\Delta s} + \frac{\tau_s^{(y)}}{n\rho_w} - \frac{\tau_b^{(y)}}{n\rho_w} \quad \dots\dots\dots (4)$$

これから必要な微差式が求まる (防潮堤以外では $n=1$ とすればよい)。一方において開口部をふくむ連続方程式は 図-1 の記号を用いると

図-1



* 正員 理博 気象研究所海洋研究部

** 気象研究所海洋研究部

$$\frac{d\zeta_{i,j}}{dt}(\Delta s)^2 = MX_{i,j} \cdot \Delta s - MX_{i+1,j} \cdot \Delta s + MY_{i,j-1} \cdot \Delta s - MY_{i,j} \cdot l$$

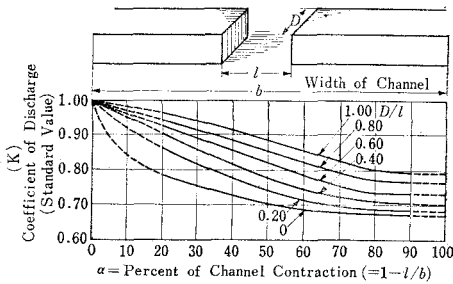
となる。よって式(3)を用いると

$$\frac{d\zeta_{i,j}}{dt} = - \left(\frac{MX_{i+1,j} - MX_{i,j}}{\Delta s} + \frac{MY_{i,j} - MY_{i,j-1}}{\Delta s} \right) \dots\dots\dots(5)$$

となり、形式的には開口部以外に成り立つ式がそのまま使えることになる。

つぎに式(2)を用いる場合問題になるのは、比例常数 K の値であるが、ここでは U.S. Geological Survey の実験結果を参考にしよう²⁾。これには防潮堤開口部の種々なる形式についての結果が詳細に整理されているが、その基本例について要約したものを図-2に示す。図には水路の幅を b 、開口部の幅を l 、防潮堤の奥行を D として、 l/b 、 D/l の関数として K の値が示されている。いま問題にしている防潮堤の場合には $l/b \ll 1$ 、すなわち $\alpha \approx 100\%$ 、またおそらく $D/l \ll 1$ であるから、この実験図表では K は 0.7 に近い値である。われわれは $K=0.7$ と 0.8 の 2 通りについて計算を試みることにする。

図-2 流出係数 K の実験値
(Ven Te Chow, 1959 による)



防潮堤以外の海域では、慣性項を無視し、流量ベクトルを $\mathbf{M}$ とすれば、運動方程式として

$$\frac{\partial \mathbf{M}}{\partial t} = -g(h+\zeta) \text{grad}(\zeta - \zeta_0) + \frac{\tau_s}{\rho_w} - \frac{\tau_b}{\rho_w}$$

が採用され、連続の式は次式で与えられる。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \text{div } \mathbf{M}$$

風の応力 τ_s と、海底摩擦 τ_b はつぎのように考える。

$$\tau_s = \rho_a l^2 \mathbf{W}[\mathbf{W}], \quad \tau_b = -\frac{1}{2} \tau_s + \frac{3\mu \mathbf{M}}{(h+\zeta)^2} \dots\dots\dots(6)$$

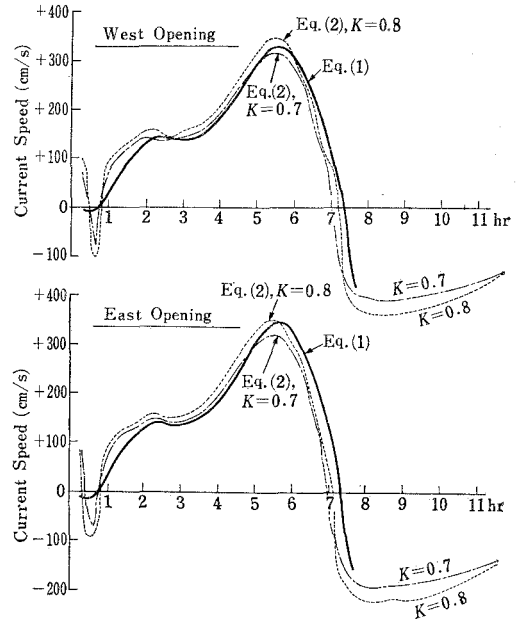
ρ_a は空気の密度、 $\mathbf{W}$ は風のベクトル、摩擦係数 $r^2 = 2.6 \times 10^{-3}$ を用いた。境界条件としては、海岸では $\mathbf{M}=0$ 、湾口では $\zeta = m\zeta_0$ (m は比例常数) とする³⁾。ただし開口部以外の防潮堤においては、のり線方向には流れがないとする。

3. 計算結果

計算モデルとして、東京湾で起こりうる最も大きい高潮を想定して、伊勢湾台風級の台風が、東京湾に顕著な高潮をもたらした大正6年10月1日の台風と同じコー

スをとる場合を考える。これは駿河湾の沼津付近に上陸して、東京の北方を北東に抜けるコースである。防潮堤の位置は図-8に示されるように、川崎南部と木更津北方を結ぶ線であって、東京湾のほぼ中央にある。これには東と西に2つの開口部があり、いずれも500mの幅と20m程度の水深をもっている。このモデルは、宮崎の仮定したものをそのまま踏襲したものである¹⁾。

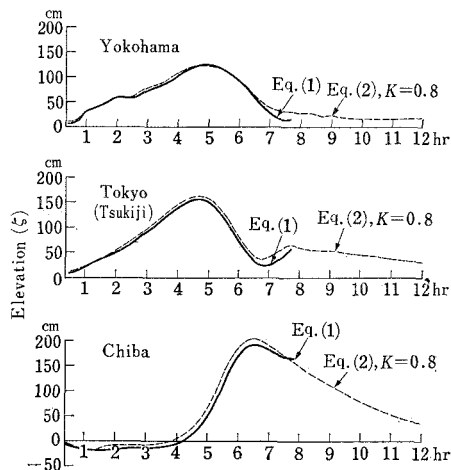
図-3 防潮堤開口部の流速の計算値 ($m=1.5$)



式(1)および式(2)にしたがって計算した場合の、開口部の流速を図-3に示す。この図から両者の結果はかなりよく一致していることが認められる。たとえば西開口部の最大流速は、直接式(1)より求めたものは328 cm/secであるが、式(2)による場合は、 $K=0.7$ のときは315 cm/sec、 $K=0.8$ のときは344 cm/secであって、前者は後の2者の中間にある(この計算は $m=1.5$ の場合)。おそらく $K=0.75$ 程度にすればピークの値はほとんど一致するであろうが、この付近での K の値の変化は、結果をそれほど大きく左右しないことは注意すべきことである。なお最大流速になる前、すなわち湾口から湾奥に向う流れが卓越しているときには、式(2)によるものが式(1)によるものより大きく、最大流速以後においては逆の傾向が認められる。これは慣性項の微差のとり方にも関係していると思われる。

図-4に湾内3点の潮位の変化を示す。開口部の流速条件を式(1)または式(2)で与えても、湾内の潮位分布はほとんど同じであることがわかる。 $K=0.7$ の場合は図中の $K=0.8$ の曲線にほとんど重なり、図示しえないほどよく一致している。もちろん実測値が得られないから計算の妥当性を明らかにすることはできないが、台風

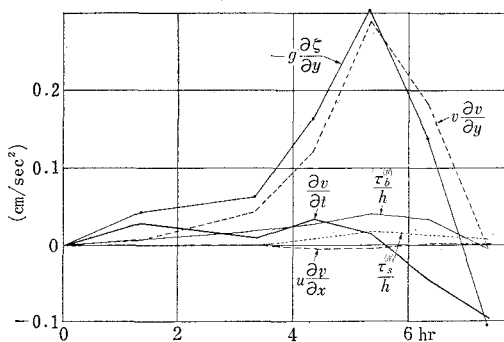
図-4 防潮堤がある場合の潮位変化(式(1)と式(2)によるものの比較, $m=1.5$)



時の高潮のように大きな外力が働いている場合でも、開口部については式(2)のような簡単な形を用いても大して誤りでないことが理解できた。なお、また K の値を求めるのに水理実験のほかに、このような数値実験によることも有効な方法であろう。

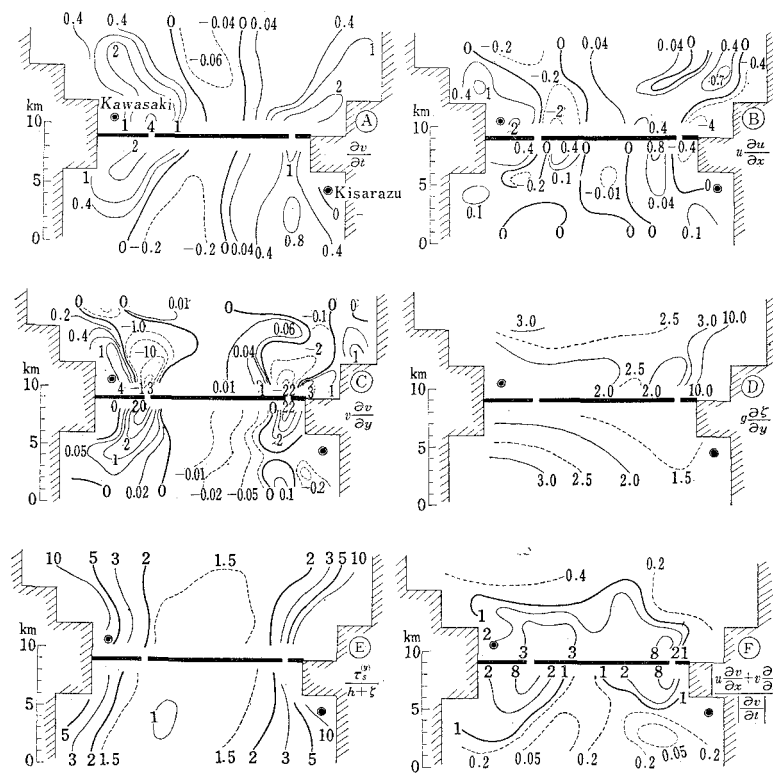
つぎに開口部付近の水理をよく理解するために、運動方程式中の各項の大きさを調べてみる。図-5 に東開口部における y 方向の成分 $\partial v/\partial t$, $u(\partial v/\partial x)$, $v(\partial v/\partial y)$,

図-5 防潮堤の東開口部における各項の時間的变化 ($m=1.0$)



$-g(\partial\zeta/\partial y)$, $\tau_s^{(y)}/h$, $\tau_b^{(y)}/h$ の時間変化が示されている。水面傾斜による圧力傾度 $-g(\partial\zeta/\partial y)$ と慣性項 $v(\partial v/\partial y)$ がほとんど同じ大きさ(最大値は約 0.3 cm/sec^2)であって、ほかの諸項にくらべていちじるしく大きいことが注目をひく。これらにくらべて風の応力 τ_s/h , 摩擦 τ_b/h の効果はかなり小さいといえる。気圧傾度 $g(\partial\zeta/\partial x)$ はここに示さなかったが、これも水面傾斜による項にくらべてはるかに小さい。一方同じ慣性項でも、 $u(\partial v/\partial x)$ は $v(\partial v/\partial y)$ にくらべて無視できるほど小さい。すなわち、これらの小さな諸項の影響が $-g(\partial\zeta/\partial y)$ と $v(\partial v/\partial y)$ の差となって現われ、この差が流出係数 K の値を

図-6 防潮堤付近における運動方程式中の各項の分布 (A~F), ① は慣性項と局所微分の比 (単位: 10^{-2} cm/sec^2)



規定している。西開口部についても東開口部とまったく同じ事情が認められる。

以上のことから、慣性項と水面傾斜の項のバランスに修正を施した式(2)の結果が、式(1)によく一致するということが当然理解できるわけである。

防潮堤付近の各項の水平分布は図-6 に示される。これは開口部の流れが最も強い時刻におけるものである。文献 3) によると岸に近いところを除けば一般に慣性項は小さくて、局所微分 $\partial v/\partial t$ にくらべて無視できることが量的に示された。図-6 からも防潮堤を少しはなれると、慣性項は局所微分、外力、圧力傾度にくらべていちじるしく小さいことが認められる。そこで防潮堤開口部の影響が直接的にどこまでおよんでいるかを知るために、慣性項と局所微分の比を求め、この分布を図-6 の F に示しておいた。いま

の条件では、開口部の影響は数 km の範囲までおよび、これより先では慣性項は無視できることがわかる。なお、その影響は、流れがやってくる防潮堤の前面より、後面の流れ去る方向に広くおよんでいる。

しかしながら、実際に数値計算を行なう場合、式(1)の特に慣性項の微差のとり方に問題がある。すなわち、500 m 幅の開口部の現象をとり扱うのに 3 km 幅の格子を用いており、また、 v^* として平均流速を考えていることなどのために、かなり荒っぽい取り扱いになっている。また式(6)の特に海底摩擦の与え方も十分でない。これらの問題については今後検討を加えるつもりであるが、式(1)と式(2)による計算結果の一致から、大勢はそう間違っていないと考えられる。

4. 防潮堤の効果

防潮堤がある場合とない場合の、数地点の潮位変化を図-7にかかげる。考えている防潮堤位置と開口部の大きさ(図-8)では、それを設けたことによって、一番奥の千葉においては最高潮位は 90 cm 近く減少し、途中の東京方面とすぐ背後の川崎では 30 cm ほど減少する。しかし防潮堤の外側では流れが阻止されるため水位が高まるが、横浜と木更津の例からわかるように、その増加量はそれほど大きくない。また防潮堤を設けたため、湾内の振動の模様はかなり異なることは、宮崎がすでに指摘したとおりである⁷⁾。図-8は潮位と流れの水平分布を両ケースについて比較したものであるが、防潮堤に

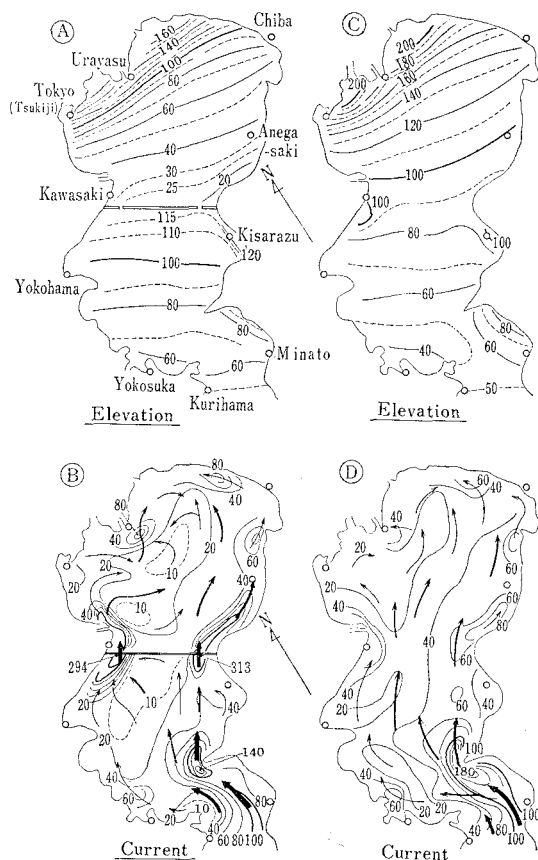
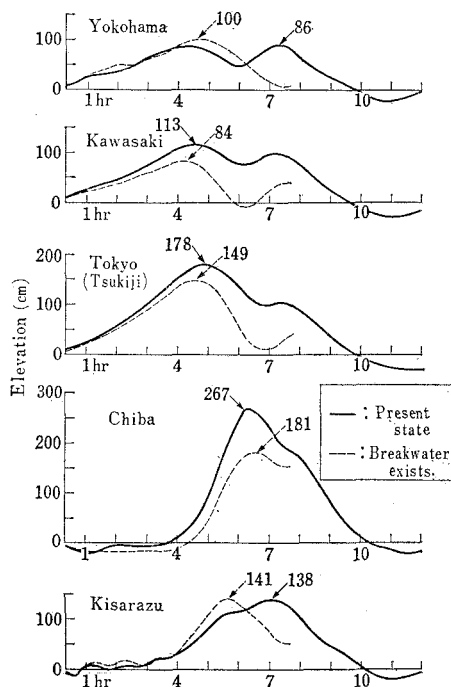
よって流れが阻止されているありさま、また、そのため防潮堤の外と内とで大きな潮位差が生じていることが、明瞭に認められる。

なお、まったく同じ条件で計算した結果がすでに公表されているが⁹⁾、その値はここで得たものといくぶんの違いが認められる。たとえば開口部の最大流速は 50 cm/sec 程度と報告されているが、われわれの場合は数倍大きく約 3 m/sec である。また図-3に見られるような、後半の湾口に向う強い流れもありよく出ていない。したがって潮位の方にも相違が生じ、防潮堤を設けたため、千葉では 1.6 m、築地では 0.5 m の潮位の減少が期待できるとされているが、ここで得た値より大きく目である。なぜ、このような差が生じたかは明らかでない。

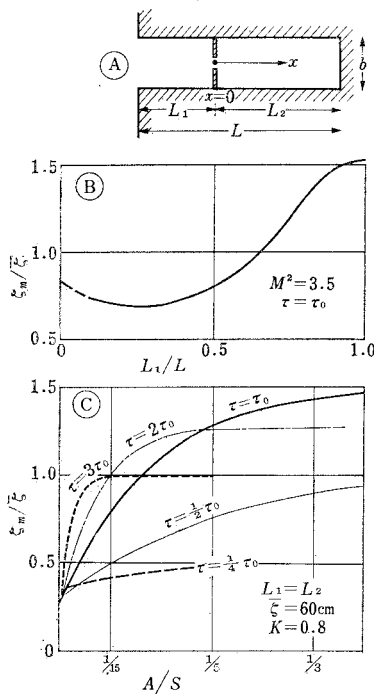
つぎに、防潮堤の位置および開口部の断面積(A)を変えた場合の効果についてふれる。現状にそくした数値計算は未実施なので、ここでは水深(h)と幅の一樣な矩形湾(図-9(A)断面積S)について梶浦が得た興味ぶかい結果を引用して、大略の概念を得ることにする⁹⁾。防潮堤は湾口から L_1 のところにあり、運動は一次元、開口部を除いて線形とし、特性曲線の方法で解が求めら

図-8 防潮堤のある場合(A,B)とない場合(C,D)の潮位(cm)と流れ(cm/sec)の分布、台風中心位置は東京 NE 方約 50 km ($m=1.0$)

図-7 防潮堤のある場合(破線)とない場合(実線)の潮位の比較($m=1.0$)



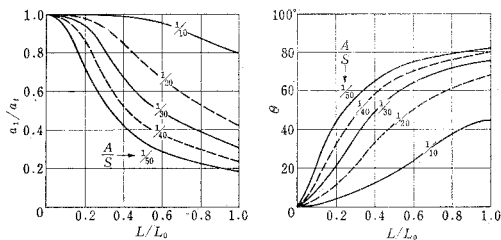
図—9 ④モデル湾, ⑤湾奥潮位と防波堤位置との関係, ⑥湾奥潮位と防波堤開口部の広さとの関係(梶浦, 1961 による)



の潮位を低める効果は弱くなる。たとえば防波堤が湾奥から $1/10 L$ 程度の距離にあるときには、効果はほとんどなくなる。図—9 ⑥ は防波堤が湾の中央にあるときの、開口部断面積 A の効果を示したもので、断面積が小さいほど当然その影響は大きくなっている。しかし、これは風の継続時間 τ に関係していて、それが長いと開口部をかなり狭くしないことには、防波堤の効果は期待できない。なお、図中の τ_0 は防波堤がない場合の湾の自由振動の基本周期である。一方において、防波堤の設置は湾内の潮汐にかなりの変化を与えるはずである。水深と幅が一樣な一次元の場合に R. W. Love が近似解を得ているので⁵⁾、その結果を利用する。彼は防波堤が湾口にある場合を考え、開口部の流速は式(2)によって求めた。この非線形の効果により高調波成分がでてくるが、Love の結果では、これらは潮汐周期の基本振動にくらべて、かなり小さいので、ここでは基本振動についてのみ考える。外海に面した防波堤外側の潮汐振幅を a_t 、湾奥の基本振動の振幅を a_i 、位相のおくれを θ とする。なお防波堤が湾奥でなく湾内にある場合には、 a_t として防波堤のすぐ外側の値をとれば、やはり同じ結果が利用できるであろう。ただしこの場合には、 a_t は防波堤の位置によって当然異なり、問題は複雑になる。

さて東京湾 ($L_0 \approx 60 \text{ km}$) を対象とし半日周潮を考える。防波堤から湾奥までの距離を L としたとき、 L および A (開口部断面積) の関数としての振幅と位相が、

図—10 防波堤がある場合の湾奥の潮汐基本振動の振幅 (a_i) と位相の遅れ (θ) ($a_t = 1 \text{ m}$, $S = 24 \text{ km} \times 20 \text{ m}$, $L_0 = 60 \text{ km}$, $K = 0.8$ の場合)



Love の結果を使って計算され、図—10 に示されている。現在の仮定では $L/L_0 \approx 0.5$, $A/S \approx 1/20$ の程度であるから、湾奥振幅は防波堤外側(湾口ではない)の約 $3/4$ 程度に減少し、満干の潮時は約 1.5 時間開口部外側よりおくれることになる。ただし、この付近では A/S のわずかな変化が、結果をかなり大きく左右する。さらに潮汐周期より短い長周期波の振舞についても防波堤は密接な関係をもっている⁶⁾。このように防波堤は湾内の潮汐(および長周期波)に対してもかなりの影響をおよぼし、さらに非線形のため潮汐と高潮の相互作用が開口部付近や浅海部に生ずるので、防波堤の効果についてはあらかじめ綿密な検討が必要である。なお、ここで引用した文献は水深と幅の一樣な一次元のモデルであり、かつ高潮と潮汐の干渉については何もふれないので、定性的には有益であるが、現実の複雑な地形と外的条件の場合に、量的にそのまま適用することは問題であろう。これについては計算機による数値計算を準備中である。

終りに臨み、しばしば有益なご助言をいただいた気象庁の宮崎正衛博士と地震研究所の梶浦欣二郎博士、および東大工学部の本間 仁教授と堀川清司助教授に厚くお礼申し上げる。さらに、IBM 7070 型電子計算機を使用する機会を与えられた八幡製鉄KKの関係者の方々に、心から感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 宮崎正衛：東京湾高潮に対する防波堤効果の計算について、産計資料第 217 号, pp. 171~183 (1961).
- 2) Kindsvater, C.E., Carter, R.W. and Tracy H.J.: Computation of peak discharge at contractions, U.S. Geological Survey, Circular No. 284 (1953); Ven Te Chow (1959): Open-channel hydraulics (McGraw-Hill Book Comp., Inc.) Chapter 17, pp. 480.
- 3) 宇野木早苗・磯崎一郎：高潮の数値実験による二、三の結果について、第 9 回海岸工学講演会講演集 (1962).
- 4) 梶浦欣二郎：湾内の高潮に対する防波堤の効果、東京港高潮対策に関する研究、中間報告書、資料 2. (未印刷) (1961).
- 5) Love, R.W.: Tidal response of a bay with a constricted opening to the sea. A Thesis for Master of Science, A. and M. College of Texas, pp. 66 (1959).
- 6) Miles, J. and Munk, W.: Harbor paradox. Proc. of A.S.C.E. WW 3, pp. 111~130. (1961).