

河口閉塞にともなう河道内水位の解析的研究

榎 木 亨*・小 舟 浩 治**

1. 緒 言

著者らは、ここ数年河口閉塞にともなう河道内の水位変動を実験的に検討し、波と流れが共存する場合の河口の水位変動が、砂洲による流れのせき上げ量、波の質量輸送にともなう水位上昇量および浸入波高の 1/2 の和として表わされることを明らかにした^{1),2)}。この場合、河口地形と波の入射方向によって、波と流れが直接干渉する場合と、しない場合とにわけて考察を進めている。

本研究は、この基礎的な実験結果に基づき、主として、沿岸漂砂のため河口地形が蛇行し、波の入射方向と河川流の流出方向とがほぼ直角となり、波と流れが直接干渉しない場合における、上述の河道内の水位上昇の原因となる個々の要素に対する水位上昇について、理論的考察を行ない、先に報告した実験値との比較を行なったものである。さらに本研究において波と流れが直接干渉する場合の個々の水位上昇量については、波と流れが直接干渉しない場合を参照して関係する無次元量を抽出し、その相互関係を実験値を用いて再整理したものである。

2. 理論的考察（波と流れが直接干渉しない場合）

先に述べたように、河口の水位全変動量 Δh （静水面からの変動量）は、上述の波と流れの干渉する場合としない場合とによって、次式のように表わすことができる。

波と流れが干渉しない場合；

$$\Delta h = \Delta h_q + \Delta h_w + \frac{1}{2}H$$

波と流れが干渉する場合；

$$\Delta h = \Delta h_q + \Delta h'_w + \frac{1}{2}H'$$

ここに、 Δh_q は流れの砂洲によるせき上げ量、 Δh_w は流れのない場合の波の質量輸送にともなう静水位上昇量、 $\Delta h'_w$ は波と流れの干渉しあう場合の波の質量輸送にともなう水位上昇量、 H および H' は波と流れが干渉しない場合と、する場合の浸入波高である。

この式からわかるように、波と流れが干渉しない場合は波と流れが共存

していても全水位上昇量は波および流れを別々にとりあげて解析したものとの和として表わすことができる。

したがって本論文ではまず波と流れが干渉しない場合について理論的考察をすすめる。

解析に用いたモデル砂洲は前報告

と同様 図-1 に示すようなもので、河道内の水位変動を扱う代表点として河川と海との接合点を選び、この地点を河口原点と呼ぶこととする。

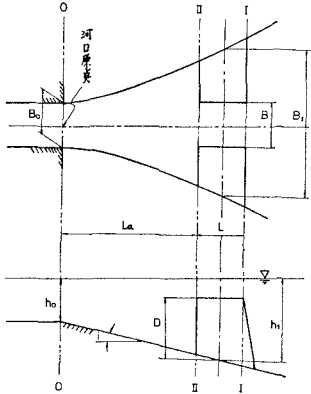


図-1 河口砂洲モデル

(1) 流れの砂洲によるせき上げ量 Δh_q について

砂洲開口部の流れは開水路の縮流として取り扱えるであろう。野田³⁾は、石原・志方⁴⁾の運動量理論を用いてこの縮流にともなう上流側の水位変動を論議しているが、ここでは断面 O—I 間（図-1 参照）にエネルギー式を適用すると、河川流量 Q と断面 O—I の水位差 Δh_q の間に次の関係が成立する⁵⁾。

$$Q = CA_1 \sqrt{2g(\Delta h_q - h_f + f_0 V_0^2 / 2g)} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 A_1 , A_0 ；それぞれ断面 I および O の通水断面積、 h_f ；断面 O—I 間の摩擦損失、 V_0 ；断面 O の平均流速、 f_0 ；断面 O におけるエネルギー補正係数。

上式の h_f はマンニングの平均流速公式を用いれば、次式で表わされる。

$$h_f = \frac{n_1^2 L_a}{A_0 A_1 (R_0 R_1)^{2/3}} + \frac{n_2^2 L}{A_1^2 R_1^{4/3}} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 n_0 , n_1 ；断面 O—II, II—I 間の粗度係数、 L_a , L ；断面 O—II, II—I 面間の距離、 $R_0 : R_1$ ；断面 O—I における径深である。

式 (1), (2) より Δh_q は次式で与えられる。

$$\Delta h_q = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{C^2 A_1^2} + \frac{n_0^2 L_a}{A_0 A_1 (R_0 R_1)^{2/3}} + \frac{n_1^2 L}{A_1^2 R_1^{4/3}} - \frac{f_0}{A_0^2} \right) \dots \dots \dots (3)$$

* 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学部

** 正会員 運輸省港湾技術研究所

式(3)を用いて図-1の場合のせき上げ量を算定するにあたっての問題点は、⑨ 流量係数をいかに決定するか?、⑩ A および A_0 をいかに仮定するかがあげられる。この場合、砂洲開口部からの流出は無限水域への流出であるから、断面Ⅰの水深を潮位に等しいとして $A_1=Bh_1$ として求めた。また流量係数 C については geological survey の実験値⁵⁾があるが、この流量係数は、開口幅収縮比 (B_0/B_1) と O 断面の Froude 数 $F_{r0}=V_0/\sqrt{gh_0}$ によって左右されるはずである。この geological survey の与えた流量係数と著者らの実験値から逆算した値と比較したのが表-1であって、両者はきわめてよく一致していることがわかる。

表-1 流量係数 C の比較

A/A_1	Q (l/sec)	C (g. s の値)	C (実験値)
1/8	2	0.77	0.78
	4	0.87	0.91
1/4	2	0.73	0.78
	4	0.75	0.75
	6	0.78	0.79

一方、閉塞が進んで、完全に閉塞した場合には、広頂せきの越流として扱おうと、流量 Q と越流水頭 Δh_q の間には次式が成立する。

$$Q=\sqrt{2g} \cdot m \cdot b \cdot \Delta h_q^{3/2} \quad (4)$$

ここに、 b ；越流幅、 m ；越流係数である。

(2) 流れのない場合の波の質量輸送にともなう水位上昇量 Δh_w について

波の質量輸送にともなう水位上昇量 Δh_w は、波の質量輸送によるいそ波帯の全体的な水位上昇量 δ_1 と砂洲を越えて侵入した水が砂洲によってせき上げられて河道内に湛水して生ずる上昇量 δ_2 の和と考えられる。もちろん、砂洲がない場合には、 $\delta_2=0$ となり、また完全閉塞の場合には、 $\delta_1=0$ となるであろう。

a) δ_1 の算定

いま、一様な勾配の平行等深線を持つ海浜に、単位峰幅あたり M なる平均容積を持つ波が入射する場合を考えると、いそ波帯の波であることから波を孤立波理論を用いればその質量輸送速度は⁶⁾、

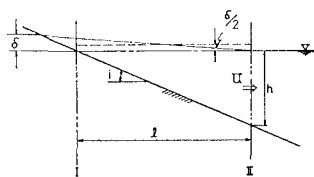
$$U=(M/hT_e)\cos\alpha \quad (5)$$

ここに、 T_e ；相当周期、 h ；水深、 α ；波の入射角

$$M=4h^2/\sqrt{H/3h}$$

$$T_e=2\pi/m\sqrt{gh}, \quad m=\sqrt{3H/h^2} \quad (6)$$

一方、波の質量輸送により生じたいそ波帯の水面の上昇は、逆に冲向きの流れを生ずる。いま図-2に示すいそ波帯内の

図-2 δ_1 算定の説明図(一般海岸の場合)

任意の断面Ⅰ、Ⅱを考え、水面の上昇量を断面Ⅰ—Ⅱ間で平均し、 $\delta/2$ の上昇が生じているとすれば、断面Ⅰ—Ⅱ間の運動量方程式において底面に働く摩擦力を無視すると、

$$W\sin\theta=\frac{1}{2}wh^2+\rho U'^2h$$

ここに、 W ；断面Ⅰ、Ⅱ間に含まれる水の重量

w ；水の単位重量、 $\sin\theta\equiv i=h/l$

ρ ；水の密度

U' ；水位上昇にともなう生じる冲向きの流速

が成立し、

$$W=w\left(\frac{lh}{2}+\frac{\delta}{2}l\right) \quad (l: \text{断面Ⅰ、Ⅱ間の距離})$$

を上式に代入すると、 U' は次式のように求められる。

$$U'=g\delta/2 \quad (7)$$

平衡状態においては、いそ波帯内の任意の断面で、式(6)、(7)で与えられる質量輸送速度および離岸流の流速の絶対値が等しいと考えると、 $U^2=U'^2$ とおけば、

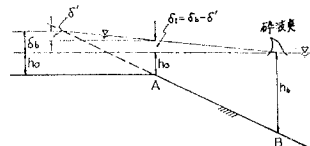
$$\delta=(8H^2/\pi^2h)\cos^2\alpha \quad (8)$$

いま、砕波点における静水位を基準とし、その基準面が沖における静水面にほぼ等しいと仮定すれば、孤立波の砕波限界 $h_b=1.28H_b$ を式(8)に適用すると、汀線における水位上昇量 δ_b は次式で与えられる。

$$\delta_b=0.633H_b\cos^2\alpha_b \quad (9)$$

この δ_b は汀線 ($h=0$) での水位上昇量であり、ある一定水深を有する

河口においては、図-3のように、 $\delta_b-\delta'=\delta_1$ なる水位上昇しか示さないと考えられる。この δ' は式(8)

図-3 δ_1 算定の説明図
(河口における場合)

を導くに当たっての任意断面Ⅱを図-3のA地点と考えれば、その静水面を基準とした水位上昇が与えられるわけであるから、A点における波高を知れば式(8)に基づいて δ' を求めることができる。

したがって、 δ_1 は、

$$\delta_1=0.633H_b\cos\alpha_b-\frac{8}{\pi^2}\cdot\frac{H^2}{h}\cos\alpha \quad (10)$$

で求められる。いま、 α_b 、 α もまた砕波点およびその後であるから $\cos\alpha_b\equiv 1$ 、 $\cos\alpha\equiv 1$ とし、孤立波の砕波条件 $H_b/h_b=0.78$ を代入すると、

$$\frac{\delta_1}{H_b}=0.633\left[1-\left(\frac{H}{H_b}\right)^2\left(\frac{h_b}{h}\right)\right] \quad (11)$$

という関係を得る。

ただし上式におけるA点の水深は δ_1 だけ増加しているので図-2におけるA点の静水深 $h_0+\delta_1$ として求めなければならない。またこの場合、 δ_1 の算定において

は H_b および A 地点の波高 H の算定がきわめて重要となることはいうまでもない。本論文においては H_b の算定に当っては、河底地形による波の屈折を考慮して、孤立波理論を用いて求められる次式を用いている。

$$\frac{H_b}{H_0} = \frac{\sqrt[3]{b_0/b_b}}{3.29 \sqrt[3]{H_0/L_0}} \quad (12)$$

ここに、 b_0 、 b_b は、沖波および砕波の直交線間の距離である。

また式 (12) 中の b_0/b_b は $b_0/b_b = \cos \alpha_0 / \cos \alpha_b$ (α_0 ；沖波の入射角、 α_b ；砕波点の入射角) で与えられ、砕波点の入射角は、ほぼ 0 に近いことから、 $\cos \alpha_b \approx 1$ とすれば、

$$\frac{H_b}{H_0} = \frac{\sqrt[3]{\cos \alpha_0}}{3.29 \sqrt[3]{H_0/L_0}} \quad (13)$$

で与えられる。

一方、図-3 の A 点における波高の算定に当っては、砕波形の波高変化として海底勾配の影響を考慮した図-4 に示す堀川らの実験結果⁷⁾を用いることとした。

b) δ_2 の算定

砂洲をこえる越波量の算定式はまだ十分確立されたものは提案されていない。ここでは、砂洲前面に到達する波が砕波であるため、波を孤立波の波形に近似し、越波量が波形の砂洲の天端高より上部の水容積に比例するととして求めた次式⁸⁾を越波量公式として採用することとした。

$$V \left/ \left(\frac{4}{\sqrt{3}} H^{1/2} \cdot h^{3/2} \right) \right. \\ = \beta \left\{ \left(1 - \frac{R_c}{H} \right)^{1/2} - \frac{R_c}{H} \operatorname{sech}^{-1} \left(\frac{R_c}{H} \right)^{1/2} \right\} \quad \dots (14)$$

ここに、 V ；単位幅、1 周期当りの越波量、 R_c ；静水面より砂洲の天端高さ、 β ；定数で Beach Erosion Board

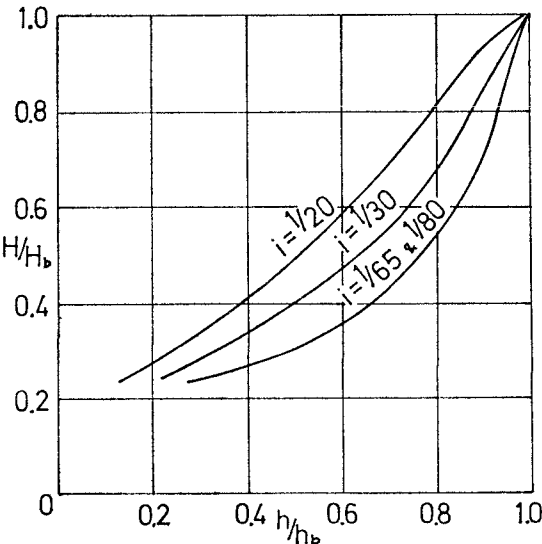


図-4 砕波後の波高変化
(流れのない場合) (堀川らより⁷⁾)

では実測値と比較して 0.5 という値を得ている。

式 (14) より砂洲がほぼ静水面と同じ高さの場合 ($D/h=1.0$, D ；砂洲の高さ) は、

$$V = 0.5 \times \frac{4}{\sqrt{3}} H^{1/2} \cdot h^{3/2} \quad (15)$$

で与えられる。

したがって、砂洲の幅を S として、越波が砂洲の全幅にわたって生ずるものとする、単位幅当りの越波量 Q は、

$$Q = VS/T \quad (16)$$

で与えられる。この式 (14) で与えられる越波量を河川流と同様に取り扱い、式 (3) あるいは式 (4) によって Δh_q を求め、この $\Delta h_q = \delta_2$ として δ_2 を求めることができる。

式 (15) および式 (16) を用いて、 δ_2 を求める場合にもやはり砂洲前面の波高 H (水深 h_1 における) が問題となるが、砂洲がない場合の波高が実測によって求められない場合は、二次元実験によって得られた図-4 に示す堀川の実験結果を用いて算定しなければならない。なおこの波高変化に関する二次元の結果を河口地形のような三次元の場合に適用する場合は、波の発散、収れんがあるのでその点を留意して求めねばならない。

(3) 流れと直接干渉しない場合の浸入波高について
河道内の浸入波高については流れと直接干渉しない場合と流れのない場合とを同じに取り扱うことができない。

すなわち流れと直接干渉しないような角度で波が斜めから入射し、上述の (2) のような水位上昇を生じて河口付近になると波は屈折して波の入射方向はほぼ流れの方向と対向するようになる。

屈折後流れと対向して河道内に浸入する波はきわめて小さく、この場合の浸入波高は発達した河口砂洲を乗り越えて河道内に浸入する波が主なるものとなることは、前報告の実験結果¹⁾においても明らかにしている。この場合の河道内の浸入波は河口砂洲を離岸堤を考えた場合の伝達波高として運輸省で求められた次式⁹⁾に基づいて求めることができる。

$$\frac{H_T}{H_I} = 0.5 \left[1 - \sin \frac{\pi}{4.4} \left(\frac{R_c}{H_I} + 0.4 \right) \right] \quad (17)$$

ここに、 H_T ；伝達波高、 H_I ；入射波高、 R_c ；砂洲の静水面上の高さである。

しかしながら、十分発達した河口砂洲が存在する場合は、この越波にともなう伝達波高もきわめて小さく、このような場合 $H \approx 0$ となることが多い。

(4) 流れのない場合の浸入波高について

流れのない場合の河道内の浸入波高は、河口砂洲を乗り越えて浸入する波がほとんどないとすると、通過断面

積の縮小された場合の伝達波として取り扱うことができる。

本論文においては河口地点では、すでに波は砕波後の波として取り扱っているので波を微小振幅長波として開口部を通過する速度を Bernoulli の定理から求め、開口部背面における流量の連続性から伝達波高を求めた林・服部¹⁰⁾らの理論が適用できるものと考えられる。

すなわち、砂洲開口部直後伝達波高 H_T と入射波高 H_I の比は、

$$\frac{H_T}{H_I} = 4 \left(\frac{h_1}{H_I} \right)^\varepsilon \cdot [-\varepsilon + \sqrt{\varepsilon^2 + (H_I/2h_1)^2}] \dots\dots\dots (18)$$

$$\varepsilon = C_w \frac{B}{B_1} / \sqrt{1 - \left(\frac{B}{B_1} \right)^2}$$

ここに、 C_w は波が開口部を通過する際の流量係数であり、他の記号は図-1を参照されたい。

3. 理論的考察の実験的検証

実験は前報告とまったく同様で、河口地形は河口原点から河川軸上 2.7 m 沖までは $i=1/90$ 、それより沖側は $i=1/15$ の海底勾配を有し、河口原点より沖 1.25 m の地点に固定砂洲を設置している。図-1に対応する実験諸量は表-2に示すとおりである。

表-2 実験諸量 (図-1に対応する)

B_1 (cm)	B_0 (cm)	B/B_1	h_1 (cm)	h_0 (cm)	L_a (cm)	L	i	H_0/L_0	α (°)
100	30	$\frac{0}{1}, \frac{1}{4}, \frac{1}{2}, \frac{1}{3}$	5.4	4.0	110	30	1/90	0.022	20

なお河川流量は 0~6 l/sec の間で4種類、波高は 2.6~5.9 cm の間で4種類に変化させている。

(1) Δh_q の検証

流れのみの場合の水位算定に当って問題となる流量係数は表-1に示したように実験値から逆算した値と、geological survey の値はきわめてよく一致しているが、

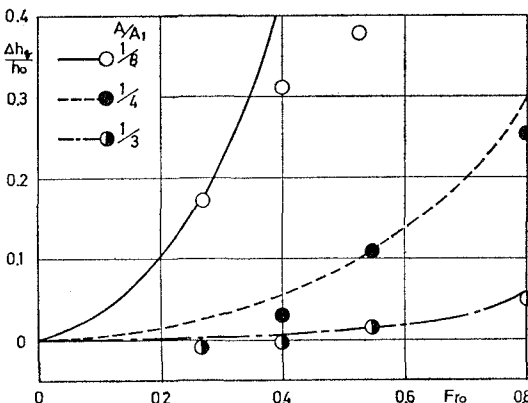


図-5 流れのせき上げ量の計算値と実験値の比較 (部分閉塞の場合)

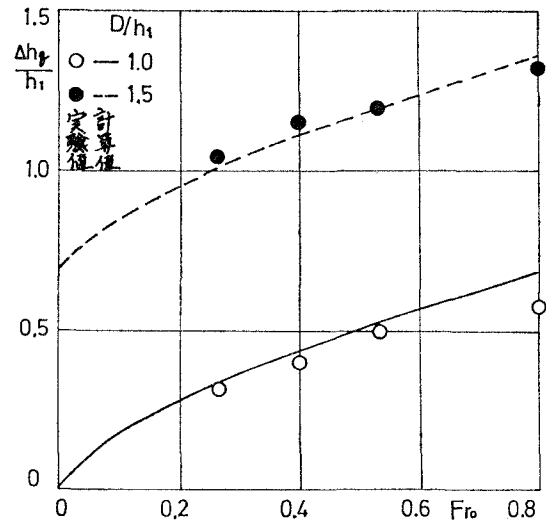


図-6 流れのせき上げ量の計算値と実験値の比較 (完全閉塞の場合)

この geological survey の C の値を用いて、式(3)より求めた計算曲線と実測値とを比較したのが、図-5であって ($n_1=0.014$, $n_2=0.014$ と仮定) この図によると A/A_1 が $1/4$ より大きい開口幅を有する場合は計算値と実験値とがよく一致しており、十分河口砂洲による流れのせき上げ量 Δh_q は、式(3)で算定できるものといえる。

一方、 A/A_1 が $1/8$ 程度に開口幅が狭くなると、流量の大きい場合 (Fr_0 が大きい場合) 実験値は計算値とはずれてくる。これは開口幅が狭いため閉塞砂洲の上部を越流して流出する部分が生じるためと考えられ、広頂せきの越流として取り扱った完全閉塞の状態に近づいていく。完全閉塞の場合の流れのせき上げ量の計算値 ($m=3.7$ と仮定) と実験値との比較を行なったのが図-6であり、計算値と実験値とが十分よく一致することがわかる。したがって、砂洲による流れのせき上げは開口幅がきわめて狭くて砂洲を部分越流する場合を除いて、式(3)および式(4)で計算することができよう。

(2) Δh_w の検証

a) δ_1 の検証

砕波後の波高変化を示す図-4および式(13)で示す H_b を用い、 h に砂洲設置水深の h_1 を用いて式(10)により求めた δ_1 の計算曲線を示したのが図-7であり、図中 $i=1/15$ の著者らの実験結果を示した。なお著者の実験値においては、砂洲のない場合の実験値が少ないため、砂洲の波によるせき上げ効果の小さい開口幅の比較的広い、せきの高さ (D) が静水面以下の値も同時に示してある。図-4中に $i=1/15$ の砕波後の波高変化がないため計算値との正確な比較をすることはできないが、

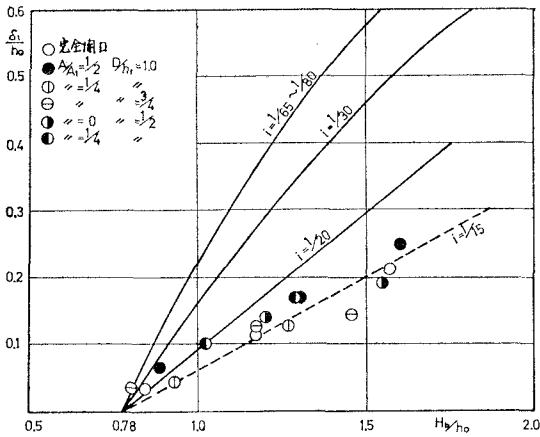


図-7 δ_1 の計算値と実験値との比較

ほぼ $i=1/20$ の計算値と同様の傾向をもつことから、式 (10) によって求めるものと考えられる。

b) δ_2 の検証

式 (15), (16) および式 (3) によって求められる δ_2 の開口部断面積の変化にともなう変化を求めたのが図-8である。図-8からもわかるように、この δ_2 による水位上昇は開口部断面積が十分に閉塞された状態でないと現われないことがわかる。しかしながら河口閉塞の著しい場合には図-7と比較してもわかるように δ_1 と同程度の水位上昇量をもたらすことが明らかである。

なお実験においてはこの δ_2 のみを取りだして観測することができないため、河口に砂洲がない場合に観測された水位上昇量を δ_1 と考え、この δ_1 に図-8のように計算された δ_2 を加えた値を Δh_w の算定値として Δh_w の実験値との比較をしたものが図-9である。図中の実線・点線、一点鎖線は上述の計算値である。この図によると、 Δh_w が δ_2 のみによって生じる完全閉塞の場合に

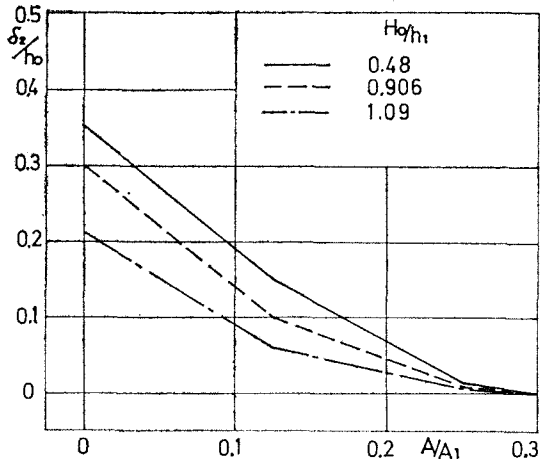


図-8 河口断面積の変化にともなう δ_2 の変動

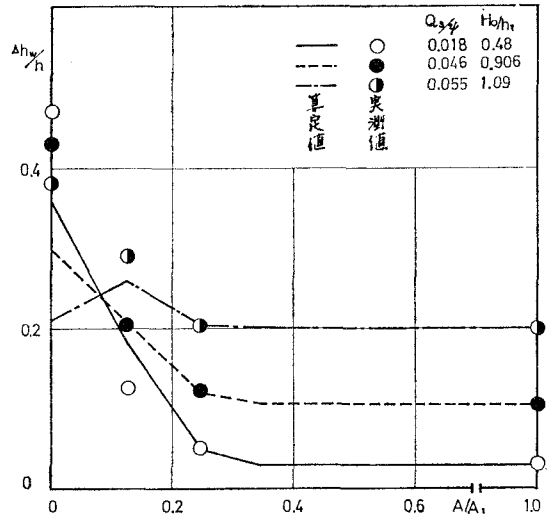


図-9 Δh_w の算定値と実験値の比較

は、越波量の算定誤差により実験値の方が大きくなっているが、その他の場合にはよく一致しており、流れの影響をうけない場合の波の質量輸送による水位上昇 Δh_w は δ_1 と δ_2 の和として十分算定できることが検証できる。

(3) 流れのない場合の浸入波高の検証

河口砂洲の開口幅の変化にともなう浸入波高の変化を式 (18) の算定値と比較したのが図-10であって、実験値は砂洲のない場合の波高を入射波高として、砂洲の発達にともなう変化する河道内伝達波高との比で表わし

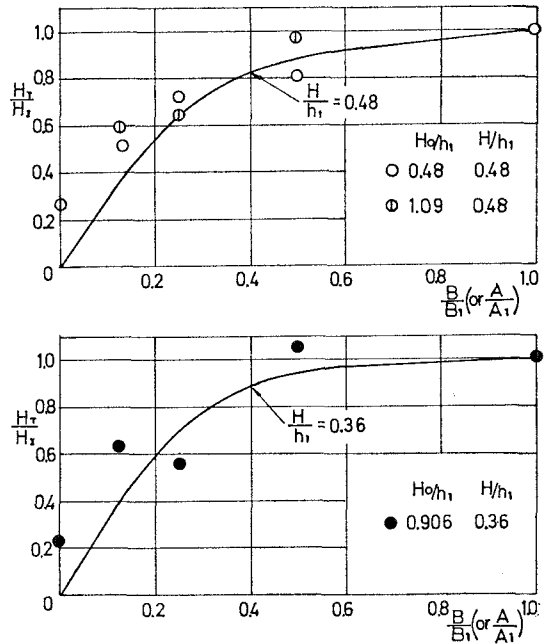


図-10 開口幅の変化にともなう浸入波高の変化 (流れのない場合)

である。図中の曲線は実験値の H/h_1 に相当する値を式(18)に代入して求めたものであり、波が開口部を通過する際の流量係数 C_w は1.0として計算されている。計算値は微小振幅波として取り扱っているため、完全閉塞($B/B_1=0$)の場合、伝達波高は0となるのに対し、実験値は $D/h_1=1$ (D : 砂洲の高さ)の場合で、完全閉塞の場合でも伝達波高が存在している。そのためか、計算値よりも全般に実験値の方が大きい伝達波高を示しているが、式(18)は開口幅の変化にともなう伝達波高の変化を十分よく説明しているものといえる。

4. 流れと波が直接干渉する場合の水位上昇量について

2章で述べたように、流れと波が干渉しあう場合であっても、流れのせき上げ量 Δh_q は2.(1)で述べた値で算定できるが、波の質量輸送による水位上昇量 $\Delta h_w'$ および侵入波高 H' は2.(2)および2.(4)で述べた流れがない場合を直接適用することはできない。以下この $\Delta h_w'$ および H' について考察を加えておこう。

(1) $\Delta h_w'$ について

流れのある場合の $\Delta h_w'$ は波と流れの干渉作用のため、2.(2)で述べたように解析的に求めることはできない。しかしながら、同様に δ_1 および δ_2 の和として考えた場合、 δ_1 は式(11)に示すように与えられるので式(11)の h に砂洲発地点の水深 h_1 を代入して、

$$\frac{\delta_1}{H_b} = 0.633 \left[1 - \left(\frac{H}{H_b} \right)^2 \left(\frac{h_b}{h_1} \right) \right] \quad \dots\dots\dots (19)$$

で与えられる。

また δ_2 も式(14)、(15)および式(16)で求められる砂洲の越波量を用いると、式(3)から近似的に次式が求められる。

$$\frac{\delta_2}{H_b} = K \left(1 - \frac{B}{B_1} \right)^2 \times \frac{H}{H_b} \cdot \frac{h_1}{L_0} \left[\frac{1}{C^2} + \frac{A_1}{A_0} \right] \quad \dots\dots\dots (20)$$

ここに K : 定数。

式(20)中の C は前述のように $F_{ro} = \frac{Q}{A_0} / \sqrt{gh_0}$ と A_0/A_1 の関数である。したがって、式(19)および(20)における水深 h_1 における波高 H が判明すれば計算によって求められるはずであるが、後述するように現在のところ、まだ砕波後の波高変化におよぼす流れの効果が十分解析されていないので計算によって求めることは容易でない。

(2) 流れのある場合の侵入波高の変化について

侵入波高におよぼす流れの効果は、④ 砂洲設置地点への入射波高におよぼす効果、⑤ 開口部から河道内へ伝達する場合の波高変化におよぼす効果にわけて考えることができる。

a) 入射波高におよぼす流れの効果

単純に流れがある場合の波と、流れがない場合の波(添字 s で表わす)に対するエネルギーの保存則を考えると、

$$H_s^2 C_{gs} = H^2 (C_g + v) \quad \dots\dots\dots (21)$$

が成立する。ここに、 C_{gs} 、 C_g は波の群速度、 v は流れの流速である。なおここでは砕波後を取り扱っているため、群速度は波速に等しいとする。

式(21)および流れのない場合の砕波点と任意点とのエネルギー保存則から、

$$\frac{H^2}{H_b^2} = \left(\frac{H_s}{H_{bs}} \right)^2 \times \frac{(1+v/C_b)}{(1+v/C)} \quad \dots\dots\dots (22)$$

が得られる。ここに添字 b は砕波点の値を示す。

式(22)において、流れのある場合の波速 C および C_b も微小振幅長波と考え、さらに流れによって水深がほとんど変わらないとすると、

$$\frac{H^2}{H_b^2} = \left(\frac{H_s}{H_{bs}} \right)^2 \times \frac{1+F_{rb}}{1+F_r} \quad \dots\dots\dots (23)$$

で表わされる。式(23)中の F_{rb} は砕波点の位置が波高の絶対値によって変化すると、流れの拡散のため明確に計測することはできないが、著者らの流れのない場合の砕波高と流れのある場合の砕波高を比較した場合、その値がほとんど変化しないことから、 F_{rb} の効果はきわめて小さいと考えられる。したがって、式(23)は次式のように近似できる。

$$\frac{H}{H_b} = \left(\frac{H_s}{H_{bs}} \right) \times \frac{1}{\sqrt{1+F_r}} \quad \dots\dots\dots (24)$$

式(24)中の H_s/H_{bs} に図-4の砕波後の波高変化($i=1/65 \sim 1/80$)を用いて、砂洲設置水深におけるFroude数の効果を求めたのが図-11の曲線であり、図中に砂洲のない場合の実験値をプロットした。

計算曲線は一般に実験値よりも大きく表われているの

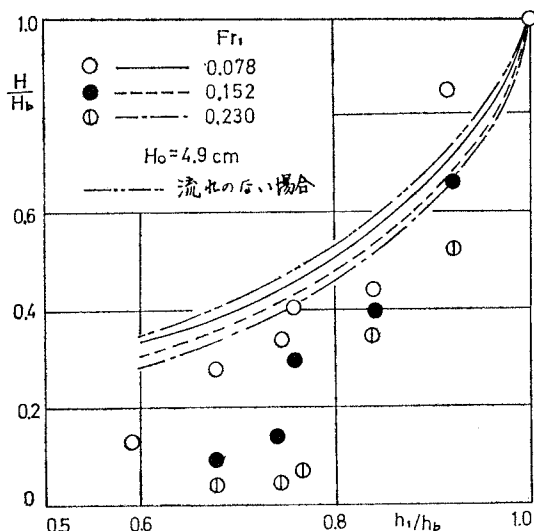


図-11 入射波高におよぼす流れの影響

は、図-4 が二次水路の結果で、周辺への発散がないのに対して、著者らの実験値はこの発散のため、流れがない場合でも図-4 の曲線より減衰度が大きいこと、および計算が微小振幅として取り扱い、底部摩擦その他の考慮がされていないためと考えられる。さらに、計算曲線において、流れの影響はきわめて微弱であり、流れの強さと、波の強さとの相対的な力関係が導入されていないのに対し、実験値の方は流れの影響も波高の小さい場合ほど大きく表われており、今後さらにこれらの点を考慮して式(24)を改めていかなければならない。

b) 開口部から河道内への伝達される波高におよぼす流れの効果

上述の a) の考察からしても開口部において流れが存在する場合には式(18)が成立することにはきわめて疑問が残る。また流量係数 C_w も流れの強さによって当然変化するものと推定され、本論文では十分な検討を加えられなかったが、2.(4) の手法を参照してさらに詳細な検討を加えて後日報告したい。

5. 結 語

以上著者らは昨年度までの実験的な研究成果に基づき主として波と流れが直接干渉しない場合、あるいは流れおよび波が別々に河口にやってきた場合の水位上昇について理論的考察を行ない、その適用性を検証した。さら

に流れと波が直接干渉しあう場合についても考察を行ない、理論的解析を行なうに際しての問題点を提起した。

今後このような問題点についてさらに検討を加えていくこととしたい。

参 考 文 献

- 1) 榎木 亨：河口閉塞にともなう河道内水位の変化について，第15回海岸工学講演会講演集，1968，pp. 195～202.
- 2) 榎木 亨・小舟浩治：河口水位変化に及ぼす導流堤の効果について，第16回海岸工学講演会講演集，1969，pp. 131～135.
- 3) 野田英明・木村 晃：河口閉塞に関する研究(1)，京大防災研究所年報，Vol. 13，昭45.3，pp. 427～444.
- 4) 石原藤次郎・志方俊之：開水路急縮部の水理学的性状に関する研究，土木学会論文集，第138号，昭42.2，pp. 30～38.
- 5) Ven Te Chow; Open Channel Hydraulics, 1959, pp. 476～492.
- 6) 石原藤次郎・本間 仁：応用水理学(中Ⅱ)，丸善，1958，pp. 541～546.
- 7) 堀川清司・Chin-Tong Kuo：A Study on Wave Transformation inside Sub Zone, Coastal Eng, Vol. 10, 1966, pp. 217～233.
- 8) 近藤叔郎・佐藤 功：防波堤天端高と越波に関する研究，技術資料，土木学会北海道支部，19号，1963.
- 9) 土木学会：海岸保全施設設計便覧，昭44.7，p. 242.
- 10) 林 泰造・服部昌太郎・白井増次郎：透過性鋼管防波堤の水理，第13回海岸工学講演会講演集，1966，pp. 97～101.