

有孔堤の海水交換機能に関する研究

柳瀬 知之*・谷野 賢二*・水野 雄三*
梅沢 信敏**・桑原 伸司***

1. ま え が き

近年、ウォーターフロント開発への要請が高まるなかで、港湾においては各地でマリン・タウン・プロジェクト（MTP）計画が推進され、港湾を核とした快適な水辺空間の創出が図られている。一方漁港では、増養殖を中心とした管理型漁業を積極的に推進するため、出荷調整用の蓄養水面整備への要請が高まっている。いずれの場合も港内の比較的静穏な海域が利用の対象となるが、こうした海域では閉鎖性も強まるため水質の悪化を招きやすい。このため海水交換可能な防波堤が求められている。

海水交換型防波堤としては、これまで種々の形式が考案され、現地で実際に建設された例も多い。本研究で対象とした有孔堤もそのひとつで、通水孔が水中にあるため港内への伝達波を抑えられることや、構造が比較的簡単であることにより、通常の混成堤の断面形状を変えずに採用できる利点がある（高ら，1972）。このため有孔堤は、外海に面した第一線防波堤にも適した海水交換法として有望な構造形式である。

有孔堤の設計においては流れの方向を制御することが重要である。岡本ら（1985）は弁による構造を提案している。しかしながら海中部に弁を設置することは施工や維持管理上困難な点が多く、現地で施工するには至っていない。本研究では弁を用いず、孔口形状を変化させることおよび堤体前面に消波ブロックを設置することにより管内の流れを制御する方法を検討した。管内発生流速については、簡単な数値計算と2次元水理模型実験を実施してその基本特性を把握した。さらに瀬棚港で建設中の有孔堤を用いて現地観測を行い、計算や実験結果の検証を行ったのでここに報告する。

2. 検 討 方 法

2.1 数値計算の概要

水深が一樣な海底に設置された有孔堤の2次元のモデ

ルを考える。図-1に示すように、領域Ⅰに入射した波は堤体前面で反射するが、波浪エネルギーの一部は管路（領域Ⅱ）を通じて領域Ⅲへ伝播する。

いま、座標系として静水面に原点、水平に x 軸、鉛直上方に z 軸をとり堤体幅を s 、水深を h 、管路の中心軸の水深を z_p とすると、管路における非定常流（乱流）のエネルギー方程式は、

$$\frac{\beta}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{u^2}{2g} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\Omega}{g} + \frac{p}{\rho g} \right) + \frac{d}{dx} h_L = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

である。ここに u ：管内流速、 g ：重力加速度、 p ：流体圧、 h_L ：領域Ⅱの表面抵抗による損失水頭、 Ω ：力のポテンシャル（ $z_p = \Omega/g$ ）、 ρ ：流体の単位体積重量であり、 α ：エネルギー係数、 β ：運動量係数である。近似的に $\alpha=1$ 、 $\beta=1$ として $x=0 \sim s$ まで積分し、孔口形状による損失および摩擦抵抗損失を Darcy-Weisbach の式によって考慮すると次式を得る。

$$\frac{1}{g} \frac{du}{dt} dx + f \frac{s}{4R} \frac{u^2}{2g} + (1+f_e) \frac{u^2}{2g} - \left(\frac{p_1}{\rho g} - \frac{p_3}{\rho g} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに R ：径深、 f ：Darcy-Weisbach の摩擦抵抗係数、 f_e ：管路の出入口にでの損失係数、 p_1 、 p_3 ：管路の出入口における平均流体圧力であり、波動による圧力により与えられる。なお防波堤に働く圧力は完全反射を仮定し、時間変化は微小振幅波理論および Tadjbakhsh ら（1960）による有限振幅波3次近似理論を用いている。ただし、領域Ⅲ側では伝達波高が微小であり、水面変化がないものと仮定して $p_3/\rho g = z_p$ とした。

上式は解析的には解けないので、常微分方程式の数値

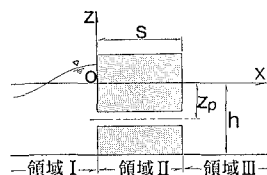


図-1 領域分劃図

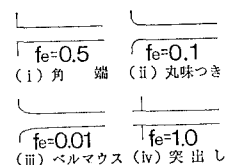


図-2 孔口損失係数

* 正会員 北海道開発局 開発土木研究所 水工部 港湾研究室
** 正会員 北海道開発局 港湾部 空港課
*** 正会員 北日本港湾コンサルタント株式会社 技術部 環境・水理課

方向性の2点が重要である。発生流速の絶対値を示すパラメーターとして流速振幅 U を以下のように定義する。

$$U = |u_p^+| + |u_p^-| \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 u_p^+ 、 u_p^- はそれぞれ波の進行方向（正方向）およびその反対方向（逆方向）の流速のピーク値である。方向性を示すパラメーターとしては、次式で示す平均流速 $\bar{u}$ を用いる。

$$\bar{u} = (1/T) \int_0^T u(t) dt \dots\dots\dots (4)$$

ここで T は1波ごとの周期、 $u(t)$ は時刻 t における流速を示す。

3.2 管内流速の振幅

(1) 波の周期の影響

図-5 は反射型の管内流速の振幅と波高の関係を示している。ここでは通水管設置水深 d を 11cm とし、波の周期を種類に変化させている。計算曲線は孔口が丸味つきの場合を対象としている。

同一の波高に対しては周期が長いほど発生流速が大きい。計算結果は周期の短い $T=0.79$ sec では実験結果にはほぼ一致しているが、周期が長い側では実験値よりもやや大きめの値となる。また有限振幅性を考慮した場合には、波の峰での波圧波形が歪むため、波高が大きいほど微小振幅波による流速振幅よりも小さくなる。しかしながらこの傾向は実験結果には明瞭に現れていない。

(2) 孔口形状の影響

前出の図-5 には、反射型 ($d=11$ cm) の $T=1.26$ sec についての、孔口形状を変えた場合の管内流速と波高の関係を示している。波高が $H=5$ cm 程度までのデータには孔口形状の影響は現れないが、波高が大きい場合には角端では、ベルマウスや丸味つきに比べて、流速振幅がやや小さい傾向が認められる。図中の計算曲線は丸味つきの場合を対象としているが、計算では孔口形状

の差が流速振幅ほとんど現れなかった。

(3) 通水管設置水深の影響

図-6 は反射型で孔口を角端とした場合の、通水管設置水深の影響を示している。波の周期を $T=1.26$ sec としたときの有限振幅波による数値計算結果とともに実験結果をプロットしている。

通水管の設置水深が大きいほど、管内の流れの起動力となる圧力勾配が小さくなるため、発生流速が小さくなる。計算結果ではこの傾向が明確に現れている。しかしながら、実験結果で $d=11$ cm と 19cm の結果を比較しても両者の差は明確ではない。なお $d=3$ cm の場合は流速振幅としては大きくなっているが、これは空気を連行した水塊が移動するためである。こうした現象は港内のじょう乱を誘発するとともに、孔内に空気圧縮力を伴った衝撃的な波力を発生させるなどの問題が考えられる。

3.3 発生流速の方向性

(1) 規則波実験結果

山本ら (1988) は、有孔堤の前面に潜堤を設けることにより水位上昇を発生させ、港外から港内への流れを発生させることを提案している。前面の水位上昇量は流速の方向性を決める重要なファクターであり、水位上昇量 $\bar{\eta}$ は次式で定義される。

$$\bar{\eta} = (1/T) \int_0^T \eta(t) dt \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 T は波の周期、 $\eta(t)$ は時刻 t における水位を示す。図-7 は前面の平均水位の上昇 $\bar{\eta}$ が、平均流速 $\bar{u}$ に及ぼす影響を示す計算結果である。なお計算条件は、反射型で孔口は丸味つきとし、作用波は $T=1.26$ sec、 $H=10$ cm である。たとえば波高の 10% に相当するわずか 10mm の平均水位の上昇によっても、およそ 15cm/sec の平均流速の変位が生ずる。この条件での流速振幅 U は 60cm/sec 程度であり、流速の方向性が平均水位の変化に大きな影響を受けることがわかる。

図-8 は反射型と消波型の平均流速 $\bar{u}$ と波高の関係を示している。同図には不規則波実験結果も示してあるが、これについては (2) で検討する。規則波実験では

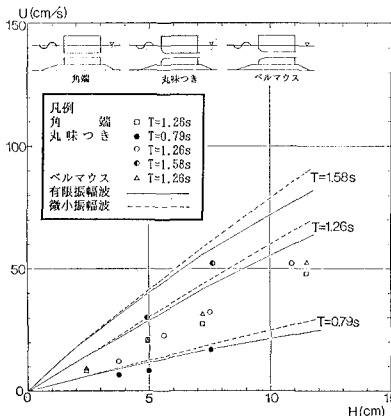


図-5 流速振幅の周期特性

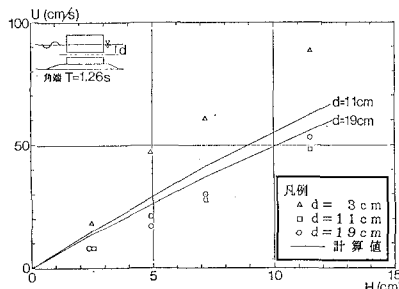


図-6 通水管設置水深の影響

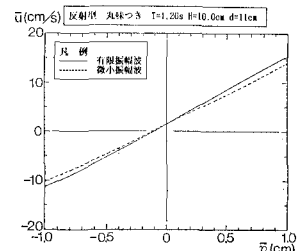


図-7 平均水位の変化の影響

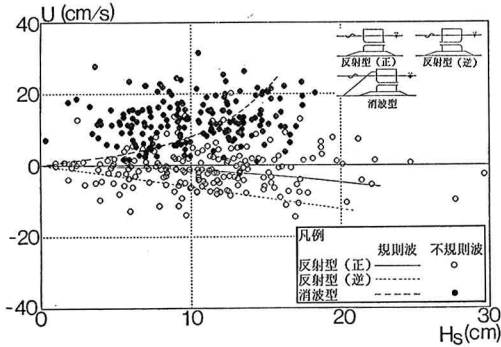


図-8 構造条件による平均流速特性

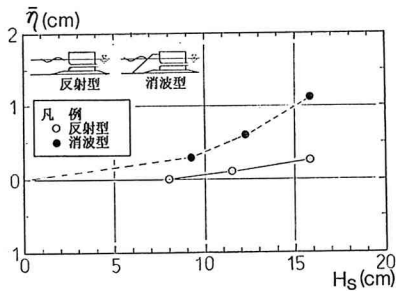


図-9 構造の違いによる前面平均水位変化特性

孔口形状を丸味つきとし、反射型については港外側が丸味の場合（正配置）と、ケーソンの向きを逆にして丸味が港内側になる場合（逆配置）の2ケースについて検討した。なお、消波型については正配置のみとした。平均流速のデータは規則波実験においても変動性があるため、図には実験結果の平均的な傾向を曲線で示してある。正配置では両方向の流れが均衡し、波高が大きくなるにつれ若干逆流が卓越する。これに対し逆配置にした場合には、逆流が大きく卓越する。

一方、消波型では常に正流が卓越し、波高が大きいかほど平均流速は増大する傾向にあることがわかる。図-9は正配置における、消波型と反射型の平均水位の上昇量 $\bar{\eta}$ を、波高に対してプロットしたものである。消波型の場合には $\bar{\eta}$ が大きく正の値をとり、このことが正方向の流れを卓越させる大きな原因となっているものと考えられる。

(2) 不規則波実験結果

平均流速の傾向を確認するために正配置を対象として、消波型と反射型の比較を行った。定常状態となったおよそ150波を対象として波別解析を行い、その結果を前出の図-8に示してある。なお、不規則波の場合の1波ごとの波高は、前面での水位波形から推定したものである。これによると反射型では平均流速が零付近にデー

タが散らばっているのに対し、消波型は平均流速がほとんど正側に偏っている。

消波ブロック被覆堤におけるケーソン前面の水位や波圧に関しては、耐波安定性の観点からはこれまで数多く議論されてきたが、有孔ケーソンと組み合わせた場合の管内流速特性について検討された例はほとんどない。今回の実験結果は非常に限られたケースではあるが、前面の水位や波圧の特性が有孔堤を用いた流れの制御に利用できる可能性を示すものと考えられる。

4. 現地観測

4.1 観測概要

現地観測は北海道南部日本海側に位置する瀬棚港において平成元年度に実施した。図-10に調査位置図、図-11に堤体構造断面図を示す。瀬棚港の有孔堤は写真-1に示すようにケーソンの側面に切り欠を設け、2函並べることにより通水管が形成される構造となっている。孔口形状は丸味つき採用している。

現地観測では延長180mの防波堤の端から60m地点を測定対象とした。通水管には写真-2に示すように

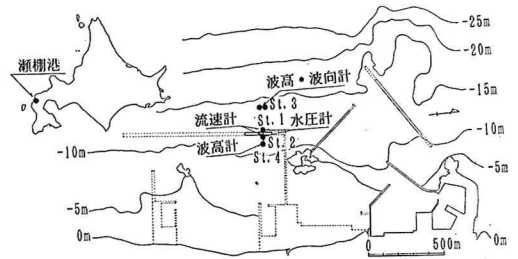


図-10 調査位置図

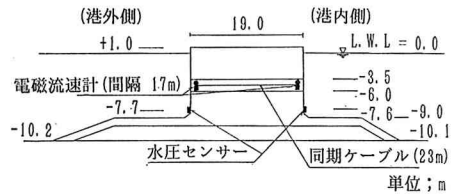


図-11 堤体構造断面図

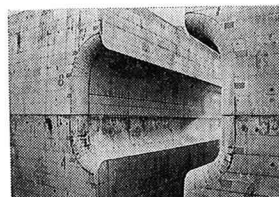


写真-1 FD上のケーソン

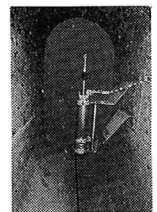


写真-2 流速計設置状況

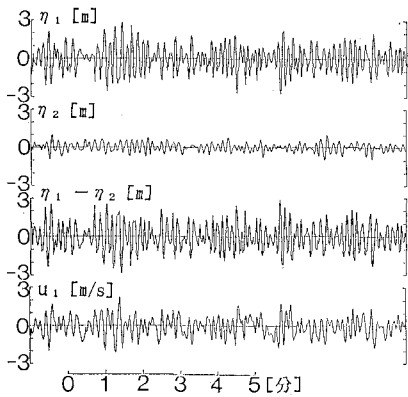


図-12 観測データの一例
(1989. 10. 18 0:00~0:10)

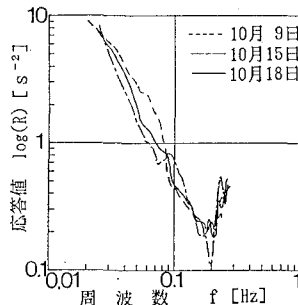


図-13 流速振幅の応答値

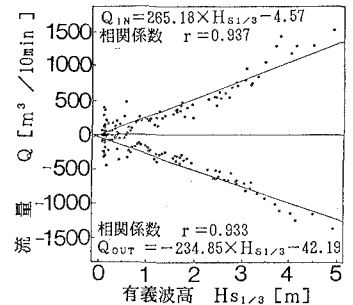


図-14

電磁流速計(時定数 0.5 sec, ±300 cm/s 測定可)を管の沖側と岸側の2箇所に設置して通水管内流速を測定するとともに、堤体前後に水圧計を設置して水圧(波高)を同時に測定した。測定条件は4時間おきにサンプリング間隔 0.5 sec で、連続10分間の計測を行った。

4.2 現地観測結果

現地観測は1989年10月3日~21日まで行った。図-12は測得されたデータの一例である。前面水位 η_1 、背面水位 η_2 および管内流速 u を示してある。 η_2 の変動は観測当時延長 180 m の島堤であったため回折波が作用したと、天端が低かったため越波の影響を受けたことが理由と考えられる。このため前後の水位差 $H_s = \eta_1 - \eta_2$ を求めて示してある。

図-13 は時系列データを用いたクロススペクトルを計算し、前後の水位差 H_s と流速振幅 U の応答を計算したものである。なお解析にあたっては、有義波周期の異なる表-2に示す3データを抽出した。

3 ケースいずれについても右下がりの曲線となり、低周波側で応答値が高いことがわかる。これは実験結果で同一波高に対しては周期が長いほど管内発生流速が大きいことに対応している。

図-14 は観測1ケース分である10分間の正負それぞれの流量 Q と前後の水位差を補正した有義波振幅 $H_{s1/3}$

の関係を示したものである。このデータにはバックグラウンドの潮流成分も含まれているが、実線で近似している実測値の平均的な傾向は正逆方向の流量がほぼ均衡しており実験結果の傾向と一致する。

5. 結 論

有孔堤の基本的な水理特性を数値計算と模型実験により明らかにするとともに、瀬棚港で建設中の有孔堤を用いて現地観測を実施した。本研究で得られた主要な結論は以下の通りである。

①管内発生流速の振幅におよぼす波の周期や通水管設置位置の影響を実験的に明らかにした。

②反射型では丸味を沖側にした場合は管内流速が正逆はほぼ均衡した往復流となるのに対し、これを逆にすると港外側への平均流が卓越する。また消波ブロック被覆型の有孔堤では、前面の水位上昇による影響が大きいため、港内側への平均流が卓越する。

③管内発生流速の振幅におよぼす周期の影響や平均流速の方向性について模型実験結果は現地観測の傾向と一致した。

最後に、現地観測にあたって北海道開発局 函館開発建設部 瀬棚港湾建設事業所には多大なご協力を得た。ここに記し謝意を表する。

参 考 文 献

- 高 隆二・木村 弘 (1972): Crenellated Breakwater の伝達波, 第19回海岸工学講演会論文集, pp. 205-210.
- 岡本 博・森下敏夫 (1985): 海水交換機能を持つ弁式有孔堤について, 第32回海岸工学講演会論文集, pp. 540-544.
- 山本正昭・中泉昌光・岡辺本文 (1988): 海水導入を目的とした潜堤付防波堤の開発(I), 水産土木 第10号, pp. 39-55.
- Tadjbakhsh, I. and J. B. Keller (1960): Standing surface waves of finite amplitude, Jour. of Fluid Mech., Vol. 8, pp. 442-451.

表-2 解析に使用した現地データの諸元

日 時	最大波		有義波		備 考
	$H_{\max}$	$T_{\max}$	$H_{1/3}$	$T_{1/3}$	
10月9日8時	3.7m	6.5s	2.7m	7.0s	比較的大きな波浪
10月15日0時	0.3m	5.0s	0.2m	5.7s	静穏時
10月18日0時	5.2m	8.5s	3.5m	8.0s	激浪時