

海水交換型防波堤に関する水理特性について

Sea Water Interchange by Crenellated Caisson Breakwaters

水野 雄三*・谷野 賢二**・木村 克俊***

Yuzo Mizuno, Kenji Yano and Katsutoshi Kimura

Abstract

A New type caisson structure, which has a horizontal gutter on its side wall perpendicular to the breakwater alignment, can form a pipe for water interchanging between in and outer sea. This structure is named Crenellated Breakwater after its small holes on the front wall. In the present paper, hydraulic characteristics of crenellated breakwaters and their effects on water interchange are revealed by the results of model tests in a wave flume and numerical calculations.

(Keywords) Caisson Breakwaters, Sea Water Interchange, hydraulic model test

1. まえがき

近年港湾に対しては、物流や生産の拠点という本来の機能に加えて、一般市民のための快適な水辺空間の創出、あるいは水産業との協調といった新たな要請が強まっている。港内空間はこうしたニーズに応えることのできる高いポテンシャルを有しており、各地での沿岸域開発の拠点となっている。港内の静穏海域はこうした利用の適地である反面、閉鎖性が高い場合が多く、水質の保全が必要となる。このため海水交換を促進できる港湾構造物の開発が求められている。

防波堤に海水交換機能を持たせることは港内の海水浄化対策として有効であり、これまで各種の形式が提案され、現地に建設された事例も多い。本研究で対象とした有孔堤もそのひとつで、その特長は通水孔を水中に設けることにより、海水交換の機能をもちながら港内への伝達波高を抑えられることである。高ら¹⁾はこの構造形式を通常の多孔式ケーソン (Perforated Caisson) と区別して、水中部に並ぶ小窓が城壁の銃眼に似ていることから、これをCrenellated Breakwater (銃眼防波堤) と名付けた。そしてその伝達波特性を水理実験によって明らかにしている。現地での施工においては、ケーソンの側面に切り欠きを設けることで、連続する2函の接合部に容易に通水部を形成できる。このため通常のケーソン式混成堤の断面形状を変えずに済む利点がある。北海道の瀬棚港では有孔堤の建設が進められており、現地観測によって管内発生流の基本特性が明らかにされている²⁾。

有孔堤による海水交換機能を高めるためには、波浪により生ずる通水管内の流れの方向を制御し、一方向流を発生する必要がある。流向制御の方法としては、通水管の構造形式を工夫する方法と堤体前面に水位上昇を生じさせる方法が考えられる。前者としては、岡本ら³⁾による弁方式、中村ら⁴⁾による孔口の形状効果を利用する方法、道下ら⁵⁾による鉛直管の固有振動を利用する方法などが提案されている。一方、後者の水位上昇を発生させる方法として、山本ら⁶⁾は前面に潜堤を設ける二重堤を提案している。筆者らは通常の消波ブロック被覆堤のブロック内の水位上昇に着目し、この外力を利用して有孔堤による一方向流の発生の可能性を示した²⁾。本報告では、消波ブロック被覆型有孔堤の水理特性を実験によって明らかにするとともに、簡単な数値計算を行って、モデル港湾における海水交換効果を検討する。

2. 有孔堤の管内流速の基本特性

2. 1 管内流速の振幅と位相差

管路の流軸方向に x 座標をとると、長さ l の管路内の非定常流の基礎式は以下のように表わされる。

$$\frac{1}{g} \frac{du}{dt} dx + (1 + f_T) \frac{u^2}{2g} - p = 0 \quad \text{式(1)}$$

ここに、 u は管内流速、 g は重力加速度、 p は流体の圧力、 ρ は流体の単位体積重量、 f_T は系全体の損失係数であり、以下のように定義される。

$$f_T = f \cdot \frac{l}{4R} + f_0 \quad \text{式(2)}$$

ここに、 f はDarcy-Weisbachの管内の摩擦損失係数、 f_0 は管の出入口での損失係数、 R は径深である。外力と

* 正会員 北海道開発局 開発土木研究所 水工部 港湾研究室長 (〒062 札幌市豊平区平岸1条3丁目)

** 正会員 北海道開発局 開発土木研究所 水工部 水産土木研究室長

*** 正会員 北海道開発局 開発土木研究所 水工部 港湾研究室 主任研究員

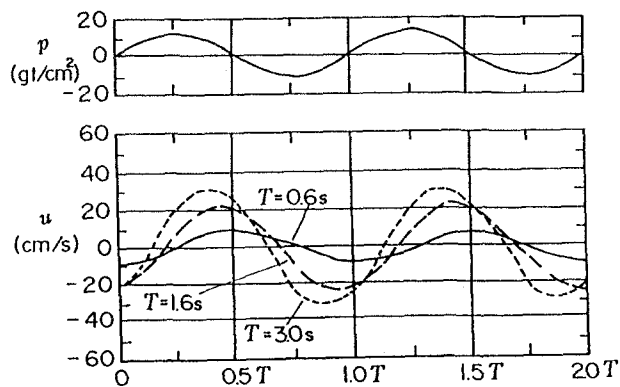


図-1 管口圧力と管内流速の時間変化（周期の影響）

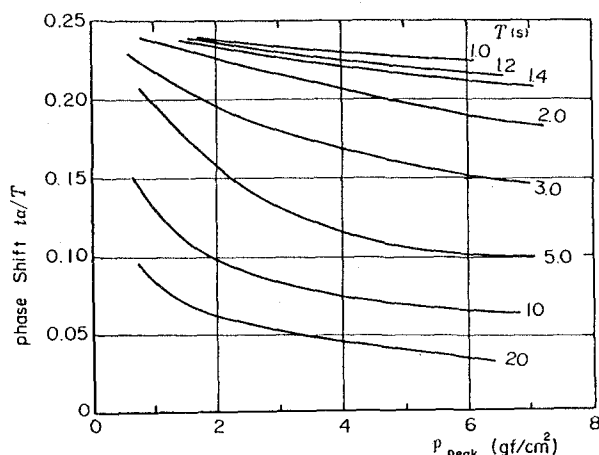


図-3 管口圧力と位相差の関係

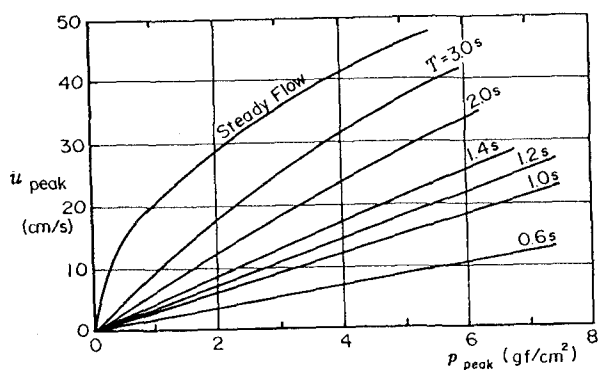


図-2 管口圧力と管内流速の関係

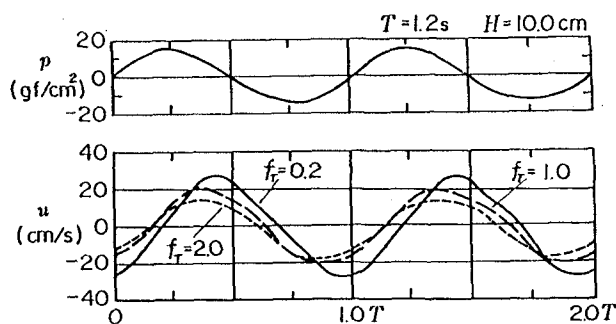


図-4 管口圧力と管内流速の時間変化
（損失の影響）

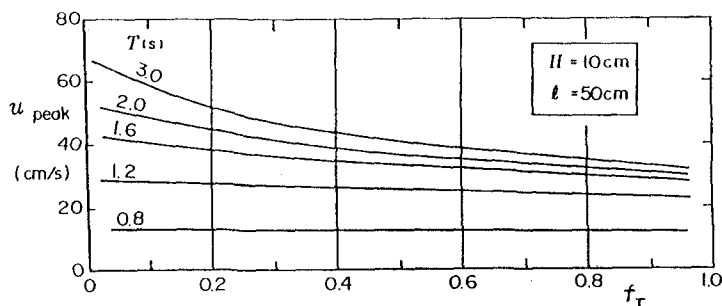


図-5 損失と管内流速の関係

しては波動による管口圧力 p の時間変化を微小振幅波理論で与えている。なお、港内への波高伝達波は微小と仮定し、港内側の管口圧力は一定とした。

図-1 は、同一の管内圧力のピーク値に対して、周期を変化させたときの流速振幅の時間変化を示している。なお、堤体の構造条件は後述する模型実験に合わせており、総損失 f_T は一定としている。ここでは周期が短くなるほど水の運動が圧力変化に追従できないため、管内流速が小さくなるとともに、両者の位相差が大きくなる。図-2 は管口圧力の振幅 p_{peak} と管内発生流速のピーク値 u_{peak} の関係を、波の周期をパラメータにとって表したもので、極値としては定常流（ $T \rightarrow \infty$ ）をとったものである。波の周期が短くなるにつれて発生流速が減少する傾向が示されている。図-3 は流速波形と圧力波形の位相差 t_a を示しており、圧力変動のピーク値が大きいほど位相差が小さくなる傾向がある。図-4 は $T=1.2\text{s}$ 、 $H=10\text{cm}$ において、系全体の損失 $f_T (= f + f_e)$ を変化させた場合の流速 u の時間変化を示している。損失が大きくなるほど、流速振幅が小さくなるとともに、圧力変動に対する位相遅れが小さくなる。図-5 および図-6 は、系全体の損失 f_T と流速振幅および位相差の

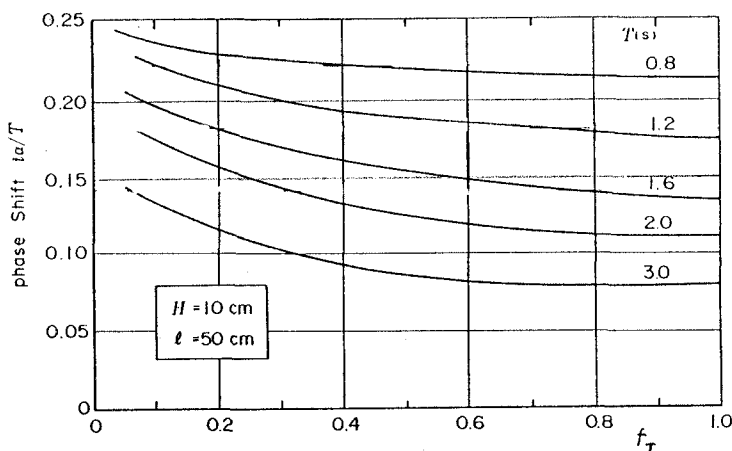


図-6 損失と位相差の関係

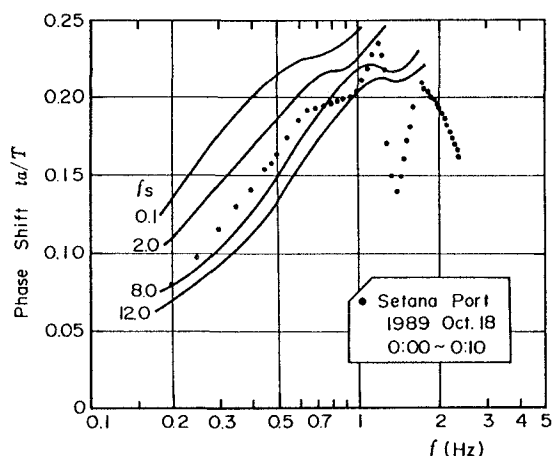


図-7 位相差の周波数応答

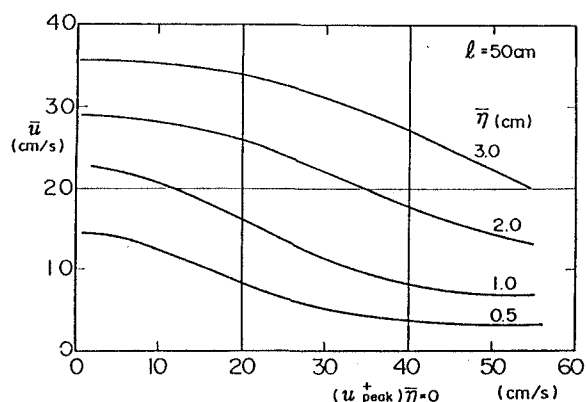


図-8 流速振幅と平均流速の関係

の値は流速振幅によって異なる。すなわち、定常流に上乘せられた正側の流速は負側より損失が大きい、流速振幅が大きい場合には、平均流速が水位上昇に相当する定常流速よりも小さくなる。図-8は一周期分の平均流速 $\bar{u}$ と波動による正の流速振幅 $(u_{peak}^+)_{\bar{\eta}=0}$ の関係を水位上昇量 $\bar{\eta}$ をパラメーターとして表したものである。同一の波高でも流速振幅 $(u_{peak}^+)_{\bar{\eta}=0}$ が大きい周期が長い場合には、水位上昇による一方向流速が減衰することを意味する。

3. 消波ブロック被覆型有孔堤の水理特性

3. 1 実験方法

実験は2次元造波水路（長さ15m、幅0.8m、高さ1m）を用い、水路床勾配を1/100とした。この水路は平面水槽の一部を仕切ったもので、両端が開放されているため、通水管からの水の流入に伴う堤体背後の水位上昇を避けることができる。

堤体模型は図-9に示す消波ブロック被覆堤である。なお、模型縮尺は1/40としている。防波堤の長さ ℓ が50cmの場合を基本形状とし、この他に防波護岸とその背後の水域を通水管で結ぶことを想定して、 $\ell = 120\text{ cm}$ 、200cmのケースも行っている。

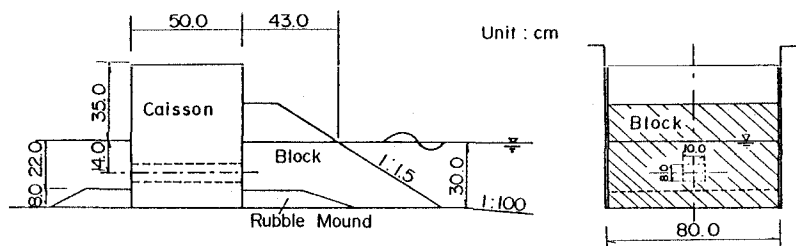


図-9 実験模型

直立部の天端は越波による背後水域の擾乱を防ぐために、通常より高くしている。図の右側の正面図に示すように、通水管は縦8cm、横10cmの矩形断面（開口率4.5%）とし、水路中央の水深14cm

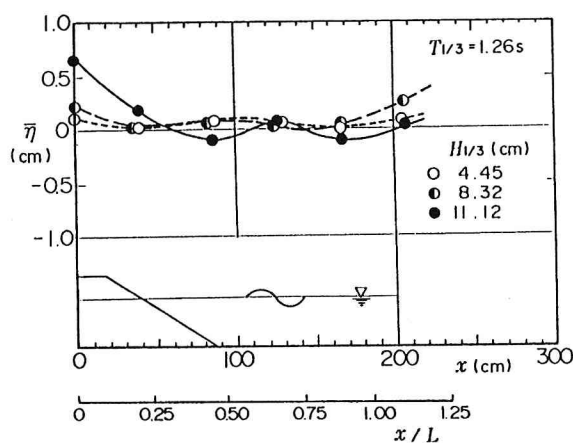


図-10 防波堤前面の平均水位の空間分布

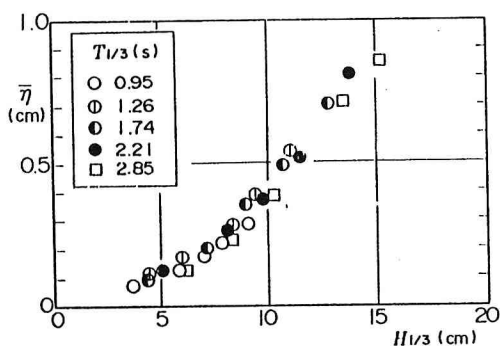


図-11 消波ブロック内の水位上昇高さと波高の関係

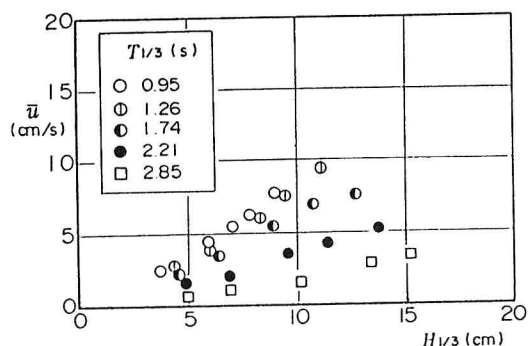


図-12 平均流速と波高の関係

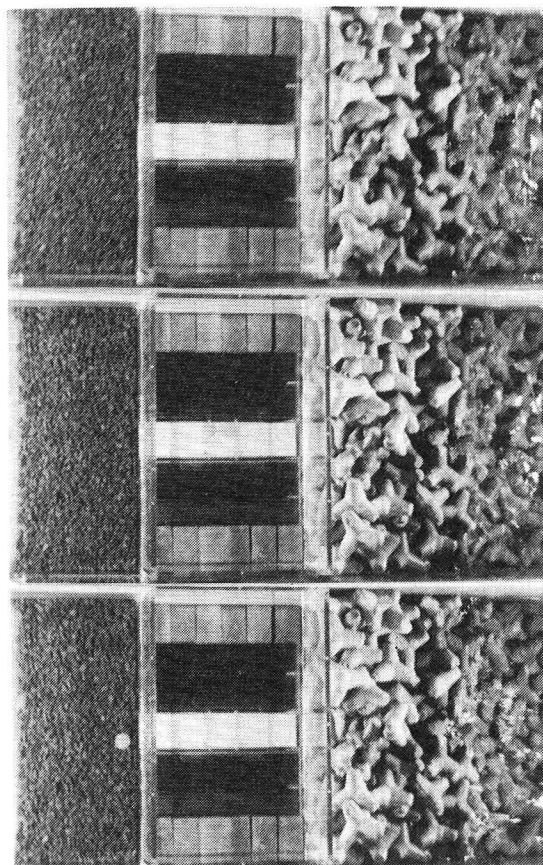


写真-1 管内の水の移動状況

の位置に1箇所設けた。通水管内の流速を超音波式流速計で測定するとともに、消波ブロック内の水位をサーボ式波高計で測定した。また堤体前面に容量式波高計を設置して平均水位の変化を調べた。

実験は不規則波を基本とし、1波群120～150波を標準とした。なお、定性的性質の把握や可視化を目的として規則波による実験も行っている。実験波の周期は $T_{1/3} = 0.95 \sim 2.85$ sの5種類に変化させ、波高は $H_{1/3} = 5 \sim 12$ cmの非碎波領域を対象としている。

3. 2 消波ブロック内の水位上昇と管内流

図-10は $T_{1/3} = 1.26$ sの場合の防波堤前面の平均水位 $\bar{\eta}$ の空間分布で、波高ごとに記号を変えている。消波ブロックの中に位置する直立壁直前の水位は静水面より常に高く、その大きさは波高とともに増大する傾向がある。平均水位の空間分布は静水位付近を脈動しており、佐伯ら⁷⁾の実験結果と同様に、重複波の腹で上昇、節で下降する傾向がみられる。ただし波高の大きな $H_{1/3} = 11.1$ cmでは、消波ブロック内の水位が上昇し、前面の平均水位が全体的に低下している。図-11は周期をパラメーターとして、波高と消波ブロック内の水位上昇の関係を示している。波高とともに水位上昇は大きくなり、周期による差は小さいことがわかる。

こうした水位上昇によって港外から港内に向かう流れが卓越する。写真-1は管内の流れを可視化したものである。波の条件は $T = 1.26$ s、 $H = 4.9$ cmの規則波で、水と同じ比重に調整したフロートの動きを調べた。3枚の写真はそれぞれ、フロート投入後2秒、7秒、15秒後のもので、管内での一方向流の発生を確認できる。図-12は波高と平均流速の関係を、周期をパラメーターとして表したものである。周期が長い場合には先に述べたように、発生流速の振幅が大きいことが平均流速が伸びない理由と考えられるが、現地での常時波浪は比較的周期

の短い場合が多いので、海水交換効果は十分期待できると考えられる。

3. 3 管の長さが平均流速に及ぼす影響

これまでは防波堤を想定した検討であったが、防波護岸背後の海水面の浄化を目的とした場合には、管路長が長くなる。こうした場合の平均流速に関する検討結果を図-13に示す。実験において管路長 l を基本形状の50cmのほかに125cmおよび200cmの合計3種類に変化させているが、管路長による平均流速の変化が小さい。定常流の計算結果に示されるように、管路長が増すことにより損失が増えるけれども、波浪の場合には管路長が増すとともに流速振幅が小さくなり、前述した平均流速の減衰が生じにくくなるのが主な理由と考えられる。

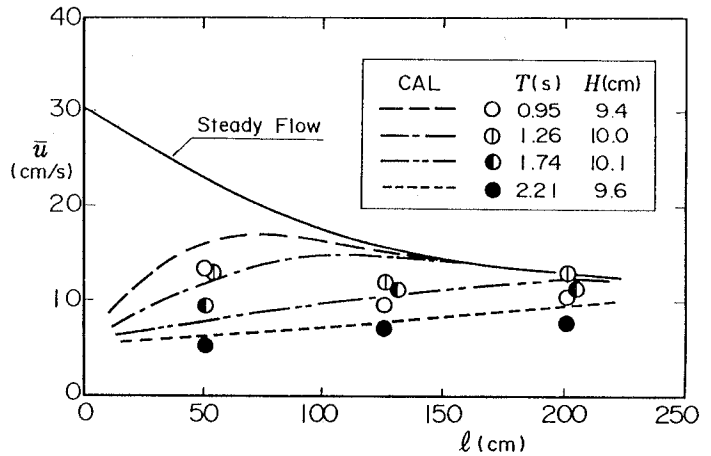


図-13 管の長さと平均流速の関係

4. 海水交換の平面効果

4. 1 数値シミュレーションの概要

消波ブロック被覆型有孔堤によって生ずる一方向流れを、港内の閉鎖水域の海水交換に利用する方法に関する検討を行った。対象とした港形は図-14のような矩形とし、港の幅や奥行きをパラメーターとして、表-1に示す6港形の計算を行った。なお沖側防波堤には、通水孔を15m間隔で設けた。

流れの解析では、粘性非圧縮流体の運動方程式と連続の式を水深方向に平均して得られる2次元モデルを用いる。基礎方程式を以下に示す。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} [(\zeta + h) u] + \frac{\partial}{\partial y} [(\zeta + h) v] = 0 \quad \text{式(3)}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - f v + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \lambda \left\{ \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right\} + \frac{g u \sqrt{u^2 + v^2}}{(\zeta + h) C^2} = 0 \quad \text{式(4)}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} - f u + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} - \lambda \left\{ \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right\} + \frac{g v \sqrt{u^2 + v^2}}{(\zeta + h) C^2} = 0 \quad \text{式(5)}$$

$$\lambda = A_* (\Delta s)^{4/3}$$

ここに、

x, y : 直交座標

t : 時間

g : 重力加速度

u, v : x 方向、 y 方向の流速成分の鉛直方向平均流速

h : 水深

ζ : 平均水面からの水位

表-1 港形条件

$b(a)$	150	300	450	600
150	A	B	C	-
300	D	-	E	F

解析はA.D.I.法により行い、タイムステップ Δt は6s、空間格子間隔は $\Delta x = \Delta y = 15m$ とした。

波浪条件は波高 $H_{1/3} = 2.8m$ 、周期6sで、有孔堤の実験条件では $u = 4.9cm/s$ （現地換算 $0.31m/s$ ）の平均流速が得られる場合に相当する。なお、最初の40分間の発生流速の時間変化は2次曲線で近似している。

4. 2 港形による海水交換特性

図-15は定常状態における港内外の流況ベクトルである。タイプBのように海岸線に沿って細長く港域が広がる場合には港内に反流が生じず、港内水はすべて港口から流出するパターンになっている。一方、タイ

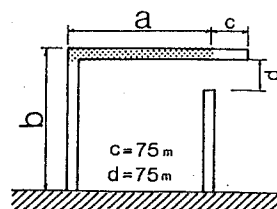


図-14 計算を行った港形

ブDのように、海岸線から沖側に細長く伸びた港形の場合には、港奥部で反流が生じるため港内外の循環流の発達を抑制している。

図-16は、港内水の残存率と防波堤からの流入量の関係を示している。沖方向の港長が短いタイプA、B、Cでは、海岸線方向の港幅にかかわらず良好な海水交換効果を期待できる。一方、港長が長く港幅が狭いタイプDの場合には港内水量を上回る流入があっても港内に滞留域が生じる。しかしながら、同じ港長で海岸線方向の港幅を広げたタイプEおよびFでは十分海水効果が期待できる。

5. 結論

消波ブロック被覆型有孔堤の水理特性を明らかにするとともに、こうした構造を採用した場合の海水交換効果を示した。主要な結論は以下のとおりである。

- ①消波ブロック被覆堤のブロック内の水位上昇特性を明らかにし、この効果によって港内側への管内流速が卓越することを示した。
- ②管内の流速振幅に及ぼす波浪条件や管内損失の影響を数値計算で示した。系全体の損失を適切に選ぶことにより、現地条件の管内流速を数値計算によって求められる。
- ③比較的小規模で海岸線に沿って細長く伸びた港形の場合には、外防波堤を消波ブロック型有孔堤構造にすることにより、港内全域を対象とした海水交換が可能である。

参考文献

- 1)高 隆二・木村 弘：Crenellated Breakwaterの伝達波、第19回海岸工学講演会論文集、1972年11月、pp.205～210。
- 2)柳瀬知之・谷野賢二・水野雄三・梅沢信敏・桑原伸司：有孔堤の海水交換機能に関する研究、第38回海岸工学講演会論文集、1991年11月、pp.856～860。
- 3)岡本 博・森下敏夫：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、1985年11月、pp.540～544。
- 4)中村 充：水産土木工学－漁場造成・海洋環境・エンジニアリング、工業時事通信社、1977年、pp.69～70。
- 5)道下 勲・国栖広志・葛原 徹：鉛直管の水面固有振動を利用した海水交換防波堤の水理特性、第35回海岸工学講演会論文集、1988年11月、pp.577～581。
- 6)山本正昭、中泉昌光、間返本文、森口朗彦：海水導入を目的とした潜堤付孔空き防波堤の開発、海洋開発論文集Vol. 7、1991年6月、pp.137～142。
- 7)佐伯 浩：海岸構造物近傍の波の変形、土木学会水工学シリーズ、1981年7月、B-4-1～27。

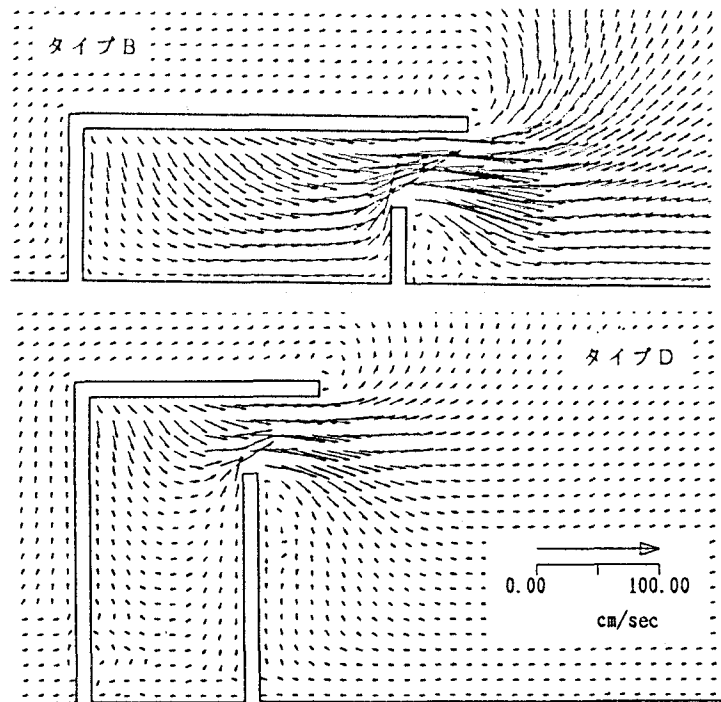


図-15 流況ベクトル図

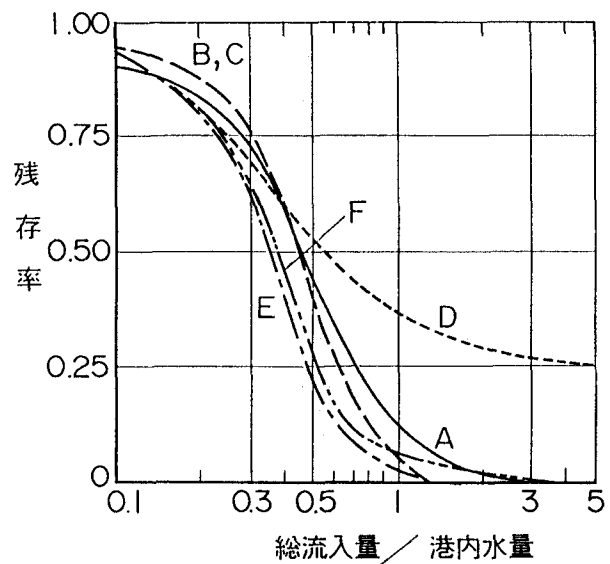


図-16 港内水の残存率