

# 水面にパイプ孔を有する透過堤の波浪誘起導水量に関する理論的解析

小田 一 紀\*・真栄平宜之\*\*・山上 雅 実\*\*\*・田 中 彬 夫\*\*\*\*

## 1. 緒 言

内湾の停滞性水域内に位置する港湾や漁港などはその周辺水域全体が汚濁し、夏期には底層付近でしばしば貧酸素状態が発生している。また、停滞性水域内の河口付近に位置する中小港湾や漁港では出水時に大量の有機物が流入し、港内水が短時間のうちに貧酸素状態になり、底生生物や移動できない生け簀内の魚類などが死滅してしまう事態も起こっている。このような事態に対しては、上嶋ら（1989）が提案しているような潮汐を利用した広域的な流動制御によって港内外の海水交換を高めるなどの抜本的な水質改善を図る必要があるが、小規模ながら波浪を利用して港内に DO 値の高い鉛直・水平流動を誘起し、水質を改善する方策も考えられる。

このような観点から、岡本ら（1985）は弁式有孔堤の、道下ら（1988）は鉛直管の水面振動を利用した海水交換防波堤の水理特性を、また猿川ら（1993）は消波ブロック被覆型有孔堤の、八尋ら（1995）は縦スリットなどの消波工付き有孔堤の海水交換機能についてそれぞれ室内実験によって研究している。さらに、山本ら（1994）は現地漁港で潜堤付き孔空き防波堤の海水導入機能に関する実物実験を行っている。

以上の研究は、透過波を最小限に抑えるためにすべて流出口が下方あるいは水中にある場合を対象としているが、筆者らは波エネルギーを効率よく利用するため水面に水平な円孔を有するパイプ式透過堤をとりあげ、その水理特性と曝気特性を理論と実験によって、さらに海水導入特性を実験的に研究してきた（小田ら、1990, 1995）。その結果、海水導入特性に関しては、本透過堤が比較的波高の小さな波に対しても多量の海水導入量が得られること、堤体単位長さ当たりの一周平均流量  $\bar{q}$  が、主として入射波高およびパイプ間隔に支配されることなどが明らかとなった。

本研究では、波浪によって誘起される導水流量（パイプ式透過堤の堤体単位長さ当たりの一周時間平均流量

$\bar{q}$ ）を理論的に予測する手法を提示するとともに、導水流量に及ぼす波特性とパイプ設置条件の影響を計算結果に基づいて検討する。

## 2. 理 論

### 2.1 段波モデル

透明アクリル樹脂を用いてパイプ内の流体運動を観察したところ、堤体前面の重複波ないしは部分重複波の水面上昇に伴ってパイプ内に正の段波が、下降に伴って負の段波が形成され、何れも岸方向に伝搬していくことが確認された。そこで、本研究ではパイプ式透過堤のパイプ沖側開口端に段波理論を適用して導水流量の予測を試みる。ただし、ここではパイプが間隔  $d$  で堤体の法線方向に一様に設置されている場合を対象とし、現象を 2 次元に取り扱う。

いま、堤体のパイプ開口端に段波が生じると考え、段波の諸元を図-1 に示すように定義する。パイプ開口端に位置する段波前面を挟んで直ぐ前方に断面 I を、直ぐ後方に断面 II をとる。水平床上を波速  $\omega$  で断面 II から断面 I（岸側）に向かって段波が伝搬するものとする。このとき、各断面における流速と断面積をそれぞれ  $v_1, A_1$  および  $v_2, A_2$  とすると、流体の連続式および運動量方程式はそれぞれ式（1）および式（2）で表される。ただし、流速は断面内で一様と仮定する。

$$A_2(\omega - v_2) = A_1(\omega - v_1) \cdots \cdots (1)$$

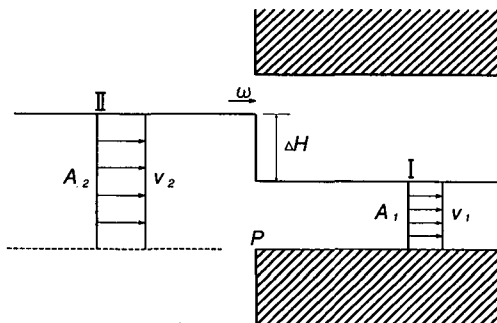


図-1 パイプ開口端への段波理論の適用

\* 正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科  
 \*\* 工修 (株)建設技術研究所  
 \*\*\* 工修 大阪市立大学工学部 大学院工学研究科  
 \*\*\*\* (株)クボタ鉄管研究所

$$\rho A_1(\omega - v_1)(v_2 - v_1) = \int_{A_2} p_2 dA_2 - \int_{A_1} p_1 dA_1 \dots (2)$$

ここで、 $p_1$  および  $p_2$  はそれぞれ断面 I および断面 II における圧力を表す。

段波の波高  $\Delta H$  が微小で、且つ圧力に静水圧分布を仮定すると式 (2) は近似的に次のように書くことができる。ただし、断面 II の水位が断面 I の水位より低くなる時、すなわち負の段波になるときは  $\Delta H$  は負にとるものとする。

$$A_1(\omega - v_1)(v_2 - v_1) = g\Delta H A_2 \dots (3)$$

式 (1) および式 (3) から  $v_2$  を消去すると段波の波速  $\omega$  は式 (4) のように表すことができる。

$$\omega = v_1 + \sqrt{\frac{g\Delta H}{A_1/A_2(1 - (A_1/A_2))}} \dots (4)$$

$\omega$  が求まると  $v_2$  は式 (1) から次式のように与えられる。

$$v_2 = v_1 + \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right) \sqrt{\frac{g\Delta H}{A_1/A_2(1 - (A_1/A_2))}} \dots (5)$$

ここで、 $A_2, v_2$  をパイプ開口端断面 P における量として  $A_p, v_p$  で表すと、パイプ内に流入する流量は  $Q = A_p v_p$  で与えられるので、結局、入射波一周期当たりの時間平均流量  $\bar{Q}$  は次式で求められる。

$$\bar{Q} = \frac{1}{T} \int_0^T A_2 v_2 dt \dots (6)$$

パイプが堤体の法線方向に一樣な間隔  $d$  で設置されている場合を対象としているので、堤体単位長さ当たり、入射波一周期当たりの時間平均流量  $\bar{q}$  は

$$\bar{q} = \frac{1}{Td} \int_0^T A_2 v_2 dt \dots (7)$$

ところで、パイプ開口端における沖側水位（入射波と反射波の合成波の水面位置）が図-2(a) に示すようにパイプの上端より上にあるときはパイプ内に自由水面がなくなり、管路的流れとなり、また、図-2(b) に示すように下端より下にあるときはパイプ内の水は沖側に自由落下するので、そのような場合は前述の段波の理論式は適用できなくなる。そこで、図-2(a) のような場合はパイ

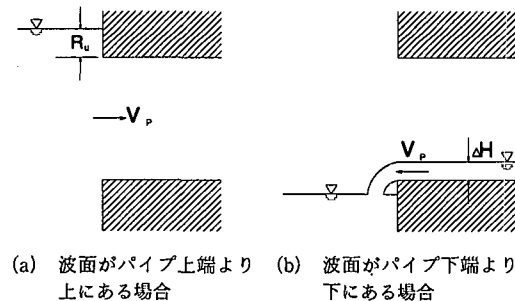


図-2 波面がパイプ断面外に位置する場合の取り扱い方

プ開口端付近の流れを管路的流れとして扱い、 $v_p$  を近似的に式 (8) で計算する。

$$v_p = \sqrt{v_u^2 + \alpha 2gR_u} \dots (8)$$

ここに、 $v_u$  はパイプ開口端における沖側水面がパイプ上端に達したときの、式 (5) で計算したパイプ開口端における沖側流速をとり、以後沖側水面がパイプ上端より下がるまで一定値をとるものとする。 $R_u$  は図-2(a) に示すようにパイプ上端よりの水面上昇量を表す。 $\alpha$  は管路流れの不完全さを補正するための係数で、以後の計算では  $\alpha = 0.1$  とした。

一方、図-2(b) のような場合は、実際にはパイプ開口端における岸側水位はほとんどパイプの下端に近い状態（すなわち、 $\Delta H \approx 0$  とみなせる状態）になっているので、近似的に

$$v_p = 0 \dots (9)$$

とする。

2.2 エネルギーフラックスの保存式

パイプ式透過堤からの波の反射率を求めるのに図-3 に示すように沖側断面 O とパイプ沖側開口端断面 P との間にエネルギーフラックスの保存式を適用する。すなわち、堤体単位長さ当たりの入射波、反射波およびパイプ沖側開口端から岸側に流出する段波のエネルギーフラックスをそれぞれ  $(EC_g)_i, (EC_g)_r$  および  $W_p$  とすると、これらの間には式 (10) の関係が成り立つ。ただし、パイプ開口部を除く堤体壁面は不透過とする。

$$(EC_g)_i = (EC_g)_r + W_p \dots (10)$$

ここで  $W_p$  は次式で与える。

$$W_p = \frac{1}{Td} \int_0^T \int_{A_p} p_p v_p dA_p dt \dots (11)$$

式中、 $T$  は波周期、 $d$  はパイプ間隔（一樣）、また  $p_p, v_p$  および  $A_p$  はそれぞれパイプ沖側開口端における段波の圧力、流速および断面積を表す。計算では、パイプ沖側開口端における段波の圧力  $p_p$  に静水圧分布を仮定する。

もし、パイプ沖側開口端断面 P と岸側断面 Q との間になんらのエネルギー損失もなければ透過波のエネルギーフラックス  $(EC_g)_t$  はパイプ沖側開口端から岸側に流出する段波のエネルギーフラックス  $W_p$  に等しくなり、近似的に次式のようにおける。

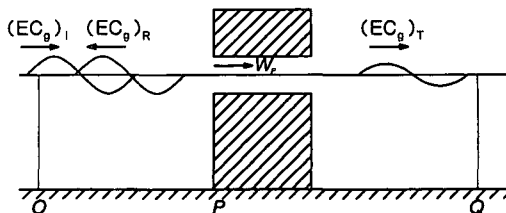


図-3 エネルギーフラックスの保存

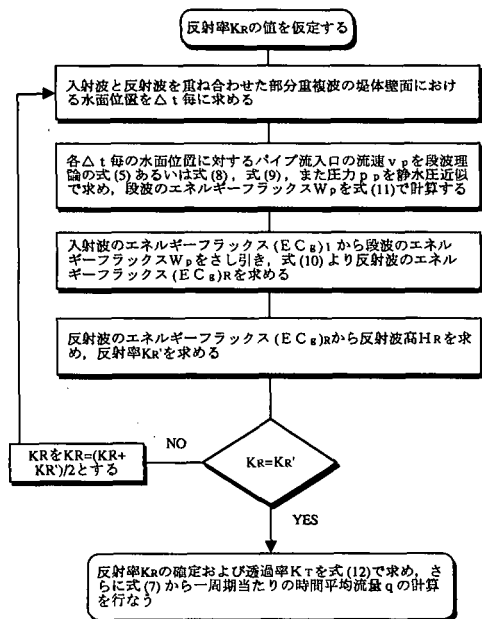


図-4 反射率、透過率および導水流量の計算フロー

$$(EC_p)_T = W_p \dots\dots\dots (12)$$

### 2.3 計算の手順

パイプ式透過堤の反射率、透過率および導水流量（一周期当たりの時間平均流量  $\bar{q}$ ）を図-4に示す計算フローに従って求める。

## 3. 理論の検証

以上の理論の妥当性を検証するため、理論による計算結果を実験結果と比較した。実験は、長さ 50 m、幅 1.0 m、高さ 1.5 m の 2 次元造波水槽の中に、堤体幅 0.5 m、高さ 1.5 m の矩形断面の鋼製模型を水路幅一杯に設置して行った。パイプは、その直径を  $D=0.1$  m とし、その中心軸が静水面に一致する位置に設けた（後述する  $R_u/D=0.5$  に相当する）。水深は  $h=1.0$  m と一定にし、入射波の周期  $T$ 、波高  $H_i$  およびパイプの設置間隔  $d$  は変化した。導水流量の計測方法など実験方法の詳細については既に発表した小田ら（1995）の論文を参照されたい。

図-5(a)～(c) は実験と同じ条件を与えて前述の理論から計算した結果を実験結果と比較したものである。同図 (a) は、 $T=2.53$  s の場合について、堤体単位長さ当たり、入射波一周当たりの時間平均流量  $\bar{q}$  と  $H_i$  との関係を相対パイプ間隔  $d/D$  をパラメータとして比較している。この図から、 $d/D$  によって程度の差は見られるものの、何れの場合も、計算値は、波高が比較的小さい範囲では実験値よりやや大きめの値を示し、波高が大きくなると逆に実験値よりやや小さめの値を示しているが、全般的に計算値は概ね実験値と一致しているといえる。

計算値と実験値との差については、前者は、段波理論の運動量方程式にパイプ開口端における流入抵抗を考慮していないことが主たる原因であり、後者は、波高が大きくなり、沖側水面がパイプ上端より上がったときの流入流速を式 (8) で計算したことが主たる原因であると考えられる。パイプ開口端沖側の波面がパイプ上端より上がったときのパイプ開口端付近の流れは、気泡が混入したり、水面とパイプ天井面との間に空気塊が入ったりすることもあり、管路流れと開水路流れの境界領域的流

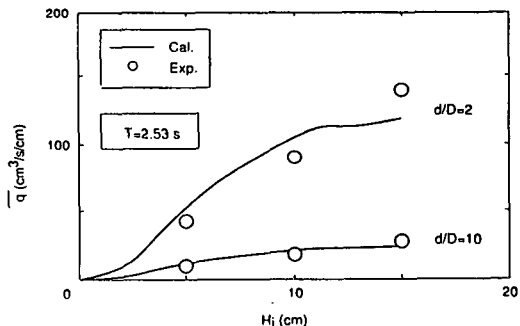
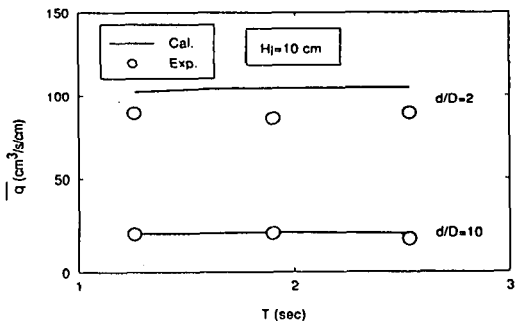
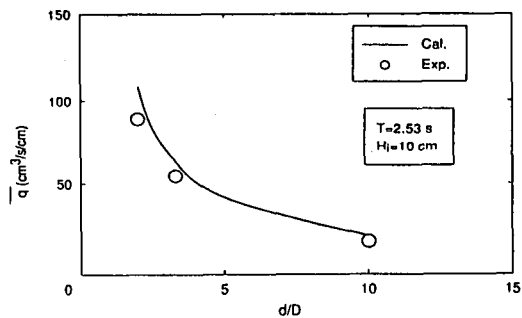
(a)  $\bar{q}$  と  $H_i$  の関係(b)  $\bar{q}$  と  $T$  の関係(c)  $\bar{q}$  と  $d/D$  の関係

図-5 計算値と実験値の比較

れを呈するので、その正確な理論化は容易ではない。

図-5(b) は、 $H_i=10$  cm の時の  $\bar{q}$  と  $T$  の関係について、 $d/D$  をパラメータとして計算値と実験値を比較したものである。この図から、まず、計算値が、 $d/D$  の如何に関わらず、 $\bar{q}$  が波の周期  $T$  の影響をほとんど受けないという実験値の傾向をよく表していることがわかる。また、 $d/D=10$  のときの  $\bar{q}$  と  $T$  の関係に関して計算値は実験値とよく一致しているが、 $d/D=2$  のときは計算値は実験値よりやや大きめの値を示すことがわかる。これは、前述の、パイプ開口端において流入抵抗を無視した影響がパイプの設置間隔が狭くなるほど大きく現れるためであると考えられる。

また、図-5(c) は、 $T=2.53$  s、 $H_i=10$  cm のときの  $\bar{q}$  と  $d/D$  の関係について計算値と実験値を比較したものである。この図から、計算値は実験値よりやや大きめの値を示しているが、概ね、計算値は実験値と一致しているといえる。

以上のことから、本理論はパイプ式透過堤の海水導入特性を予測する理論としてほぼ妥当なものであると認められる。

#### 4. パラメトリック解析

##### 4.1 相対導水量

ここでは、本理論によって予測されたパイプ式透過堤の海水導入量を相対導水量  $V/V_0$  を用いて表し、これと波浪条件およびパイプ設置条件との関係を議論する。ここで、相対導水量とは、堤体単位長さ当たりの入射波の山の部分の総水量  $V_0=LH_i/2\pi$  を一周期間の海水導入に寄与する基準水量として採用し、これに対してパイプ式透過堤によって港内側に導入される一周期間の全導水量  $V=\bar{q}T$  の比  $V/V_0(=2\pi\bar{q}T/LH_i)$  を意味する。

##### a) 相対波高 $H_i/D$ の影響

図-6 は、パイプ設置条件としてパイプ直径・水深比を  $D/h=0.1$ 、相対パイプ間隔  $d/D=2$ 、相対静水面高  $R/D=0.5$  (図-9 参照) の場合について、相対導入水量  $V/V_0$  と相対波高  $H_i/D$  との関係を表したものである。この図から、何れの水深・波長比  $h/L$  の場合でも  $H_i/D$  が大きくなるとともに  $V/V_0$  は  $H_i/D$  にほぼ比例して急速に大きくなるが、 $H_i/D=0.7\sim 0.9$  あたりでピークに達し、やがて  $H_i/D$  の増大とともに緩やかに減少していく傾向が見られる。このことから、設計対象波が与えられた場合に、海水導水量を最大にする最適なパイプ直径は対象波高の約 1.1~1.4 倍に採ればよいことがわかる。

このピーク値は  $h/L$  が大きいほど大きな値を示す傾向が認められ、短周期波ほど効率良く海水導入ができると言える。しかし、絶対量から言うと周期の長い波ほど導水量は大きくなるので、実用的な観点から言うと必ず

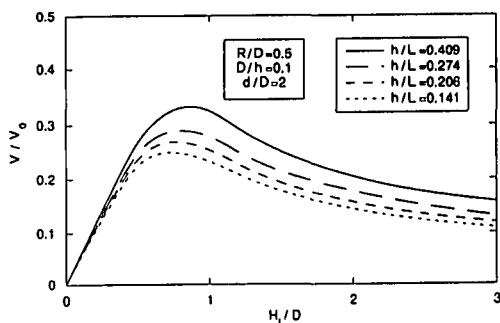


図-6  $V/V_0$  に及ぼす  $H_i/D$  の影響

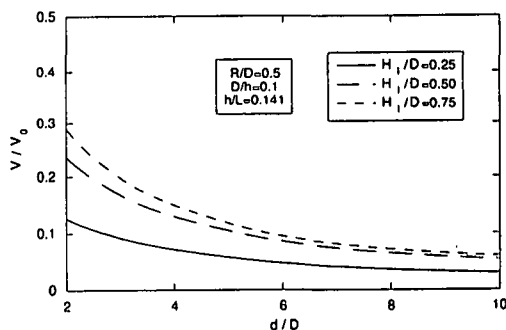


図-7  $V/V_0$  に及ぼす  $d/D$  の影響

しも  $V/V_0$  だけでは議論できない点に注意を要する。なお、上で見出された傾向は、パイプ直径・水深比、相対パイプ間隔、および相対静水面高の値にほとんど関係なく、同じであることが認められた。

##### b) 相対パイプ間隔 $d/D$ の影響

図-7 は、 $D/h=0.1$ 、 $h/L=0.141$ 、 $R/D=0.5$  の場合について、相対導水量  $V/V_0$  と相対パイプ間隔  $d/D$  との関係を表したものである。この図から、何れの  $H_i/D$  の場合でも、当然のことではあるが、 $V/V_0$  は  $d/D$  が小さくなるほど単調に大きくなる傾向が見られる。このような傾向は前述の、相対波高  $H_i/D$  の影響の場合と同様に、パイプ直径・水深比、相対パイプ間隔、および相対静水面高にほとんど関係なく、同じであることが認められた。このような結果から判断すれば、海水導水量を大きくするにはできる限りパイプ間隔を小さくとり、密に配置すればよいと考えられるが、逆に透過波が大きくなる問題が生じる。すなわち、最適なパイプの設置間隔は許容透過波高に依存することとなる。

##### c) 相対静水面高 $R/D$ の影響

図-8 は、 $D/h=0.1$ 、 $d/D=2$ 、 $T=2.53$  s ( $R/D=0.5$  のとき  $h/L=0.409$ ) の場合について、相対導水量  $V/V_0$  と相対静水面高  $R/D$  との関係を表したものである。なお、静水面高  $R$  の定義を図-9 に示す。図-8 によると、 $H_i/D$  が何れの場合も、 $V/V_0$  は  $R/D$

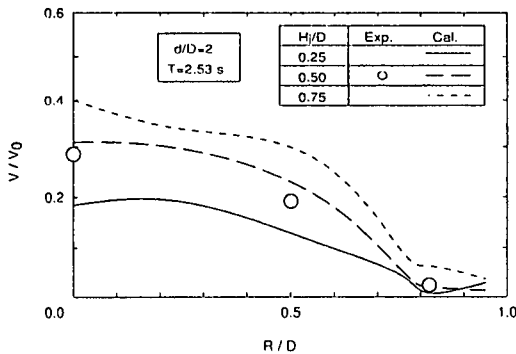
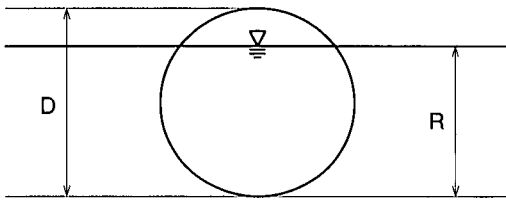
図-8  $V/V_0$  に及ぼす  $R/D$  の影響 ( $D/h=0.1$ )

図-9 静水面高の定義

の増大とともに緩やかに減少し、 $R/D=0.8\sim 1.0$  の範囲で 0 に収束する傾向が見られる。ただし、 $R/D=0.8\sim 1.0$  の範囲では、特に、パイプ内の流れが管路流れと開水路流れの境界領域の流れを呈しやすいので、計算値の信頼性に多少難点があると考えられる。念のために、 $H_i/D=0.5$  の場合について実験を行った結果、同図に示すように、 $R/D=0\sim 0.8$  程度の範囲において計算値は実験値とほぼ一致することが確認された。この結果から、海水導水量を大きくするには、パイプの設置位置をパイプ口下端が静水面に一致するように決めるのが良いといえるようであるが、潮汐によって静水面の位置が変動することもあることを考慮して最適位置を決める必要がある。

## 5. 結 論

本研究によって得られた主な知見は以下のようにまとめられる。

1) 段波理論を基礎とするパイプ式透過堤の海水導入量の予測理論は、これによって得られた堤体単位長さ当たりの一周時間平均導水流量  $\bar{q}$  の計算値が実験値と概ね一致したことによりその妥当性が検証された。

2) 本理論の計算結果によれば、堤体単位長さ当たり、

一周期当たりの相対導水量  $V/V_0$  は一般に相対波高  $H_i/D$  の増大とともに  $H_i/D$  にほぼ比例して急速に増大するが、 $H_i/D=0.7\sim 0.9$  あたりでピークに達し、やがて  $H_i/D$  の増大とともに緩やかに減少していく。このことから、設計対象波が与えられた場合に、海水導水量を最大にする最適なパイプ直径は対象波高の約 1.1~1.4 倍に採ればよいといえる。

3) 一方、相対導水量  $V/V_0$  は、当然のことながら相対パイプ間隔  $d/D$  が小さいほど大きくなる。このことから海水導水量を大きくするにはできる限りパイプ間隔を小さくとり、密に配置することが望ましいといえるが、透過波は逆に大きくなる問題が生じる。すなわち、最適なパイプの設置間隔は許容透過波高によって決められるといえる。

4) 相対導水量  $V/V_0$  は相対静水面高  $R/D$  の増大とともに緩やかに減少し、 $R/D=0.8\sim 1.0$  の範囲で 0 に収束する傾向が見られる。この結果から、海水導水量をできるだけ大きくするにはパイプ設置位置はパイプ口下端ができるだけ静水面に位置するようにするのが良いが、潮位による静水面の変動を考慮して最適位置を決める必要がある。

## 参 考 文 献

- 上嶋英機・橋本英資・田辺弘道・宝田盛康・山崎宗広 (1989): 大阪湾停滞水域の流況改善技術に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 36 巻, pp. 839-843.
- 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.
- 小田一紀・天野健次・大東秀光・鈴木 隆・田中彬夫 (1990): パイプ式透過堤の水理特性および曝気特性に関する研究, 海岸工学論文集, 第 37 巻, pp. 559-563.
- 小田一紀・真栄平宜之・中西昭人・田中彬夫 (1995): 波浪によるパイプ式透過堤の海水導入特性, 海岸工学論文集, 第 42 巻, pp. 1116-1120.
- 道下 勲・国栖広志・葛原 徹 (1988): 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, pp. 577-581.
- 猿川 弦・水野雄三・笹島隆彦・木村克俊・高橋哲美 (1993): 消波ブロック被覆型有孔堤の海水交換特性に関する研究, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp. 971-975.
- 八尋順司・石崎崇志・倉田克彦 (1994): 有孔堤の海水交換機能に関する実験, 関西支部年次学術講演会講演概要集, II-99.
- 山本 順・武内智行・中山哲蔵・田畑真一・池田正信 (1994): 志賀島外港の導水工による環境改善効果に関する現地調査, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp. 1096-1100.