

断面変形を伴う人工リーフ上での波浪変形計算について

太田隆夫*・小林信久**・木村 晃***

本研究は、新たに開発された時間平均型波浪変形計算モデルを用い、捨石で構成された人工リーフ上での適用性を、堤体断面の変形が生じる場合も含めて検討したものである。このモデルは、時間平均された連続式、運動量方程式およびエネルギー方程式にもとづくもので、計算結果として水位および透過性堤体内外の流速の平均値・標準偏差が得られる。水理実験においては、人工リーフ模型に不規則波を作用させ、堤体周辺の水位、流速および堤体の断面形状を計測した。計算と実験の結果の比較により、堤体の断面形状が変化した場合も含めて、計算モデルの適用性が確認された。

1. はじめに

近年、砂浜の侵食防止などを目的に人工リーフの施工が多数行われている。人工リーフを含む透過性構造物周辺の波浪変形計算については、緩勾配方程式を用いたもの(泉宮・遠藤, 1989; Somchai ら, 1990), Boussinesq 方程式によるもの(磯部ら, 1991; 喜岡ら, 1994), Navier-Stokes 方程式にもとづいたもの(樺山ら, 1990) など、種々の数値計算モデルが提案されており、碎波変形を含めた計算が可能となってきた。それらは時間発展型モデルであり、時々刻々の水面波形や流速を得ることができるが、一般に長時間の計算を必要とする。一方、最近では、海岸工学の分野でも性能設計の重要性が認識されるようになり、海岸構造物の長期間にわたる変形(移動)と機能変化などに関する研究が行われるようになってきた。既に波浪変形計算と構造物の変形予測を組み合わせた手法(荒木ら, 2000, 2001; 伊藤ら, 2000, 2001)も提案されているが、数十年におよぶ構造物の耐用期間を対象とできるものにはなっていない。特に捨石構造物の長期間にわたる変形の予測を最終的な目的に据え、本研究では第 1 段階として、新たに開発された時間平均型の波浪変形計算モデルに着目し、水理模型実験との比較を行うことによって、堤体断面が変形する場合も含めた人工リーフにおける適用性を検討する。

2. 数値計算モデル

本研究で用いる数値計算モデルは、Kobayashi ら(2005)によって提案された断面 2 次元のモデルで、時間平均された連続式、運動量方程式およびエネルギー方程式に基づくものである。運動量方程式およびエネルギー方程式は、それぞれ式(1), (2)のように表される。

$$\frac{dS_{xx}}{dx} = -\rho g \bar{h} \frac{d\bar{\eta}}{dx} - \tau_b \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{dF}{dx} = -D_B - D_f - D_r \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 S_{xx} : ラディエーション応力, ρ : 水の密度, g : 重力加速度, $\bar{h}$: 平均水深, $\bar{\eta}$: 平均水位, τ_b : 底面でのせん断応力, F : エネルギーフラックス, D_B : 碎波によるエネルギー逸散率, D_f : 底面摩擦によるエネルギー逸散率, D_r : 透水層の抵抗によるエネルギー逸散率である。微小振幅波理論により S_{xx} と F を次式のように与える (Battjes・Stive, 1985)。

$$S_{xx} = \rho g \sigma_\eta^2 (2n - 0.5), \quad F = \rho g n C_p \sigma_\eta^2 \dots \dots \dots (3)$$

ここに、

$$n = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{2k_p \bar{h}}{\sinh(2k_p \bar{h})} \right], \quad C_p = \frac{g T_p}{2\pi} \tanh(k_p \bar{h}) \dots \dots \dots (4)$$

であり、 σ_η : 水位の標準偏差, n : 群速度と位相速度 C_p の比, k_p : ピーク波数, T_p : ピーク周期である。

時間平均された τ_b とそれに関連する逸散率 D_f を、水平流速の平均値 $\bar{u}$ と標準偏差 σ_u によって表すために、 u が正規分布に従うこととエルゴード性を仮定すると、式(5)を得る (Kobayashi ら, 1998)。

$$\tau_b = \frac{1}{2} \rho f_b \sigma_u^2 G_2(u_*), \quad D_f = \frac{1}{2} \rho f_b \sigma_u^3 G_3(u_*), \quad u_* = \frac{\bar{u}}{\sigma_u} \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 f_b : 底面摩擦係数であり、関数 G_2 , G_3 は

$$G_2(r) = (1+r^2) \operatorname{erf}\left(\frac{r}{\sqrt{2}}\right) + \sqrt{\frac{2}{\pi}} r \exp\left(-\frac{r^2}{2}\right) \dots \dots \dots (6)$$

$$G_3(r) = (3r+r^3) \operatorname{erf}\left(\frac{r}{\sqrt{2}}\right) + \sqrt{\frac{2}{\pi}} (r^2+2) \exp\left(-\frac{r^2}{2}\right) \dots \dots \dots (7)$$

と与えられる。 σ_u は、線形長波理論にもとづく σ_η との関係により式(8)で与えられる (Kobayashi ら, 1998)。

$$\sigma_u = \sqrt{g \bar{h}} \sigma_\eta, \quad \sigma_* = \frac{\sigma_\eta}{\bar{h}} \dots \dots \dots (8)$$

* 正会員 博(工) 鳥取大学助手 工学部社会開発システム工学科
** Ph.D. デラウェア大学教授 応用海岸研究センター
*** 正会員 工博 鳥取大学教授 工学部社会開発システム工学科

時間平均および鉛直方向に積分された連続式

$$\sigma_u \sigma_\eta + \bar{u} \bar{h} + \bar{v} h_p = 0 \quad (9)$$

および式(8)により, $\bar{u}$ は次式のように表される.

$$\bar{u} = - \left(\sqrt{g\bar{h}} \sigma_u^2 + \frac{\bar{v} h_p}{\bar{h}} \right) \quad (10)$$

ここに, $\bar{v}$: 透水層内の平均水平流速, h_p : 透水層厚である.

透水層内の流れについて, 水平方向の運動量方程式で慣性項を無視すると, 水平方向の圧力勾配と透水層の抵抗との局所的なつり合いは, 式(11)のように表される.

$$-g \frac{\partial \eta}{\partial x} = \alpha v + \beta |v|v \quad (11)$$

ここに, α : 層流抵抗係数, β : 乱流抵抗係数であり, van Gent (1995) は振動流実験にもとづき, 以下のような式を提案している.

$$\alpha = \alpha_0 \frac{(1-n_p)^2}{n_p^2} \frac{\nu}{D_{n50}^2}, \quad \beta = \beta_1 + \frac{\beta_2}{\sigma_v} \quad (12)$$

ここに,

$$\beta_1 = \frac{\beta_0(1-n_p)}{n_p^2 D_{n50}}, \quad \beta_2 = \frac{7.5\beta_0(1-n_p)}{\sqrt{2} n_p^2 T_p} \quad (13)$$

n_p : 捨石の空隙率, ν : 水の動粘性係数 ($=0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$), D_{n50} : 捨石の代表粒径, σ_v : 透水層内の水平流速 v の標準偏差であり, 経験的なパラメータ α_0 , β_0 に対しては, 1000と1.1を用いている. 透水層の抵抗によるエネルギー逸散率 D_r は, Wurjanto・Kobayashi (1993) にならって

$$D_r = \rho h_p \left(\alpha \bar{v}^2 + \beta |\bar{v}| \bar{v}^2 \right) \quad (14)$$

と与える. v が正規分布に従うこととエルゴード性を仮定すると, 式(14)は

$$D_r = \rho h_p \left[\alpha \sigma_v^2 (1 + v_*^2) + \beta \sigma_v^3 G_3(v_*) \right], \quad v_* = \frac{\bar{v}}{\sigma_v} \quad (15)$$

と表される. 同様に式(11)の時間平均をとり, 式(12)を用いると

$$-g \frac{d\bar{\eta}}{dx} = \bar{v} \left[\alpha + 1.64(\beta_1 \sigma_v + \beta_2) \right] \quad (16)$$

を得る. ここで, $|v_*| < 1$ で $G_3(v_*) \approx 1.64 v_*$ であること (Meigs ら, 2004) を用いている. σ_v については, 式(11)を線形化し, η を波数 k_p の規則波で与えることにより, 次のような近似式を得る.

$$\alpha \sigma_v + \beta C_v \sigma_v^2 = g k_p \bar{h} \sigma_v \quad (17)$$

ここに,

$$C_v = \frac{G_3(v_*)}{1 + v_*^2} \quad (18)$$

である. 式(17)で右辺の値が与えられると σ_v が求められ, さらに $d\bar{\eta}/dx$ が既知であれば式(16)より $\bar{v}$ が得られる.

砕波によるエネルギー逸散率については, Battjes・Stive (1985) の式を用いて与える.

$$D_B = \frac{\rho g a Q H_B^2}{4 T_p}, \quad \frac{Q-1}{\ln Q} = \left(\frac{H_{rms}}{H_m} \right)^2, \\ H_m = \frac{0.88}{k_p} \tanh \left(\frac{\gamma k_p \bar{h}}{0.88} \right) \quad (19)$$

ここに, a : 経験的な係数, Q : 砕波した波の出現確率, H_B : D_B を求めるための波高, H_{rms} : rms 波高 ($=\sqrt{8} \sigma_\eta$), H_m : 砕波限界波高, γ : 砕波帯内での水深波高比 (定数) である. また, $0 \leq Q \leq 1$ に対して $H_{rms} < H_m$ でなければならない. Battjes・Stive (1985) は $a \approx 1$ としているが, これは1波長にわたって一様に分布する bore のエネルギー逸散を仮定したものであり, エネルギー逸散が局所的に集中して生じるような場合には合理的ではないと考えられる. ここでは, 線形長波の波長と斜面の水平距離との比により, 次式のように与える.

$$a = \frac{T_p S_b \sqrt{g}}{b \sqrt{\bar{h}}} \geq 1 \quad (20)$$

ここに, S_b : 底面勾配, b : 係数である. 式(20)の右辺の値が1より小さい場合は, $a=1$ として用いる. また, 岸向きに水深が減少する領域で $S_b > 0$ とする. 極浅海域では $H_{rms} > H_m$ となり, この場合には $Q=1$, $H_B=H_{rms}$ として D_B を求める. さらにこの領域では, 式(8), (10), (17) の $\sigma_v = \sigma_\eta / \bar{h}$ が大きくなり, 求められた σ_u , $\bar{u}$, σ_v , $\bar{v}$ の絶対値も過大となる. これらは局所的に線形長波理論を用いたことによるものであるが, $\sigma_v = \sigma_{vc} = \gamma / \sqrt{8}$ の場合には $\sigma_v = (\sigma_v \sigma_\eta / \bar{h})^{0.5}$ を用いて低減することができる.

3. 水理模型実験

不規則波の作用による人工リーフ堤体の断面変化と, それに伴う水理機能の変化を調べる実験 (実験I), および2.で述べた数値計算モデルの適用性を検討するた

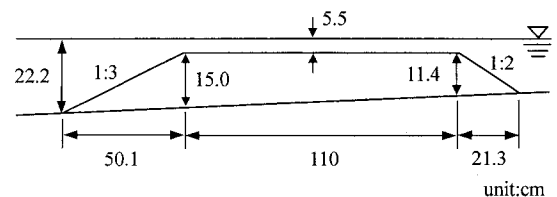


図-1 人工リーフ模型 (初期断面)

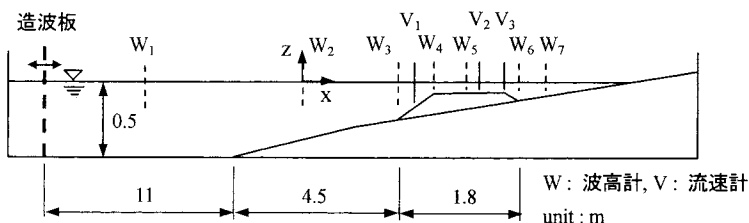


図-2 実験装置 (実験Ⅱ)

めの実験（実験Ⅱ）を行った。不規則波造波水槽（長さ29m、幅0.5m、高さ0.75m）に1/30（一部1/20）勾配の斜面を置き、その上に碎石を用いた人工リーフ模型を設置した。無作為抽出した100個の標本から求めた碎石の密度は 2.7 g/cm^3 、代表粒径（ D_{n50} ）は2.5cmである。人工リーフの初期断面諸量および作用させる不規則波の諸元は、野口ら（2002）による人工リーフの現地調査結果をもとに1/36スケールで設定した。人工リーフの初期断面に関しては、天端幅110cm、沖側法勾配1:3、岸側法勾配1:2、堤脚水深22.2cm、天端水深5.5cmとした（図-1）。不規則波の期待スペクトルとしてJONSWAPスペクトル（集中度パラメータ $\gamma_c=3.3$ 、 $T_p=2.0 \text{ s}$ ）を用い、サンプリング間隔0.05s、24000個分のデータを1ケース分（20分間）の造波信号とし、異なる波形の60ケース（20時間）分の信号データを作成した。これらの信号データをもとに、設計波から推定した有義波高（約11.5cm）とほぼ等しくなるように不規則波を造波して、合計20時間分の波を人工リーフ模型に作用させた。堤体の断面形（岸沖方向）の測定にはレーザー変位センサを用い、実験Ⅰにおいては波を20分間作用させるごとに3測線で堤体断面を測定してその平均をとり、さらに移動平均により平滑化して断面形とした。このデータから天端高（天端水深）、堤体の変形量を表すパラメータ $S=A_e/D_{n50}^2$ （ A_e ：侵食面積）などを求めた。また、一様水深部（水深50cm）に3本、リーフの前後各1本の波高計を設置して水位を計測し、このデータより反射率と波高伝達率を求めた。実験Ⅱでは、初期断面の状態から、不規則波を1時間分作用させるごとに3測線で堤体断面を計測し、それらの平均を断面形とした。また断面計測直後の20分間で、7本の波高計と3本の電磁流速計により水位と水平流速（岸沖方向）を計測した。図-2に実験Ⅱの実験装置を示す。流速計の設置水深は、 V_1 が9cm、 V_2 と V_3 が2cm（何れも測定部中央の水深）である。実験Ⅰにおいても、スロープおよび人工リーフ堤体の設置位置は同じである。

4. 実験結果および計算結果との比較

図-3に実験Ⅰにおける堤体断面の変化を示す。縦軸

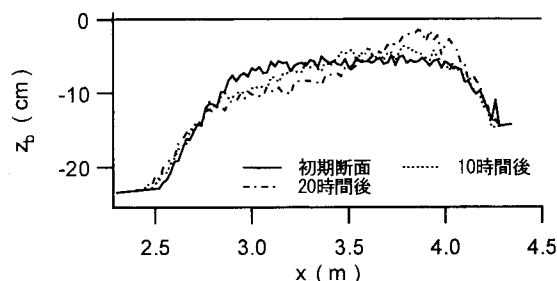


図-3 人工リーフの断面変化 (実験Ⅰ)

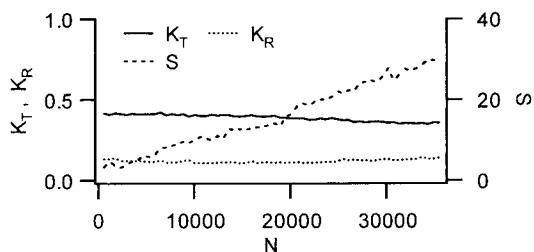


図-4 反射率, 波高伝達率, 変形パラメータの変化 (実験Ⅰ)

は水深である。波の作用時間が増すにつれて、前法肩から天端中央あたりまでが侵食され、天端中央から岸側に堆積することがわかる。この堆積部分の高さは徐々に増加し、その位置は波の作用により岸側へ移動していくことが観察された。図-4に変形量を表すパラメータ S 、波高伝達率 K_T および反射率 K_R の変化を示す。横軸は上述の造波信号より求めた累積波数である。 S はほぼ単調増加、 K_T は天端高の増加によりわずかに減少、 K_R はほぼ一定であることがわかる。これらの結果は、これまでも指摘されている（たとえば、荒木、2000）ように、天端高が初期断面より低くならない間は、人工リーフ堤体の変形が波高伝達率および反射率に及ぼす影響は小さいことを示している。

図-5に実験Ⅱでの堤体断面変化を示す。図-3との比較により、同様の形状変化を生じていることがわかる。初期断面は図-1に示した形状を用い、その他は実験で得られた断面形を多角形で近似して堤体形状を与え、数値計算を行った。計算においては、さらに透水厚層、

$x=0$ での $\bar{\eta}$ および H_{rms} を入力し、 x 方向の計算点間隔を $\Delta x=1\text{ cm}$ とした。図-6は初期断面における、 $\bar{\eta}$, σ_{η} , $\bar{u}$, σ_u の実験値(●)と計算値を比較したものである。計算値については、パラメータ γ , f_b , β_0 を変えた4ケースを示した。その他のパラメータ、係数については、 $\alpha_0=1000$, $C_v=1.9$, $n_p=0.5$, $b=3$ としている。図より、 $\beta_0=1$ のケースを除いて実験値と計算値はよく一致していることがわかる。ただし、 $\bar{u}$ および σ_u の計算値は断面平均値である。この結果から、 $f_b=0.01$, $\beta_0=5$, $\gamma=0.6$, 0.7 として堤体変形後に対する計算を行うこととした。図-7, 8に10時間後および20時間後の断面形状における実験値(●)と計算値を示す。これらの図にお

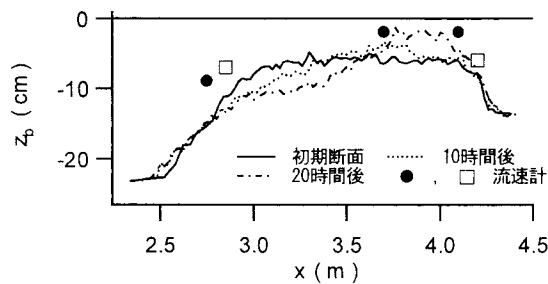


図-5 人工リーフの断面変化(実験II)

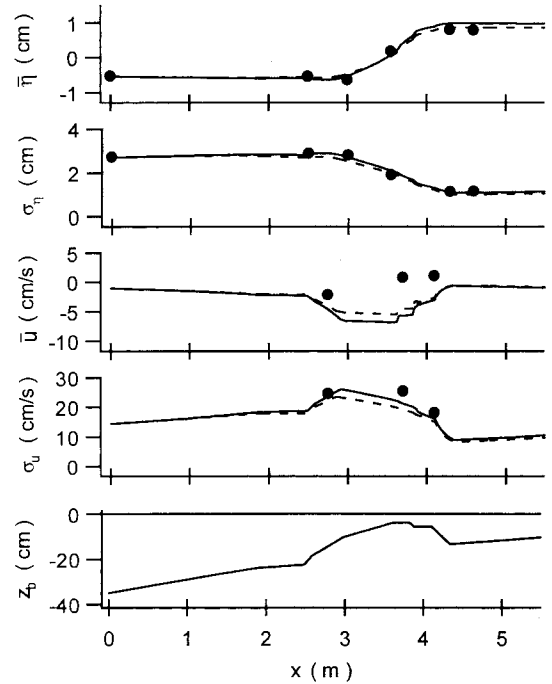


図-7 水位および流速の平均値・標準偏差の比較
(10時間後、実線： $\gamma=0.7, f_b=0.01, \beta_0=5$ 、破線： $\gamma=0.6, f_b=0.01, \beta_0=5$)

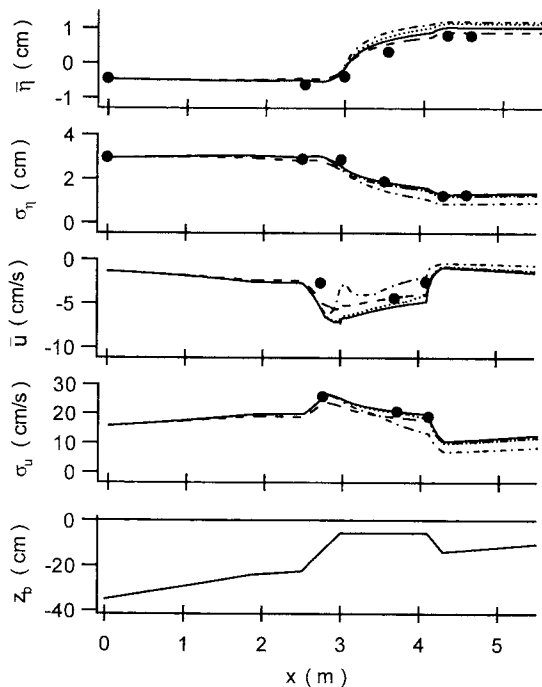


図-6 水位および流速の平均値・標準偏差の比較
(初期断面、実線： $\gamma=0.7, f_b=0.01, \beta_0=5$ 、点線： $\gamma=0.7, f_b=0.05, \beta_0=5$ 、破線： $\gamma=0.6, f_b=0.01, \beta_0=5$ 、一点鎖線： $\gamma=0.7, f_b=0.01, \beta_0=1$)

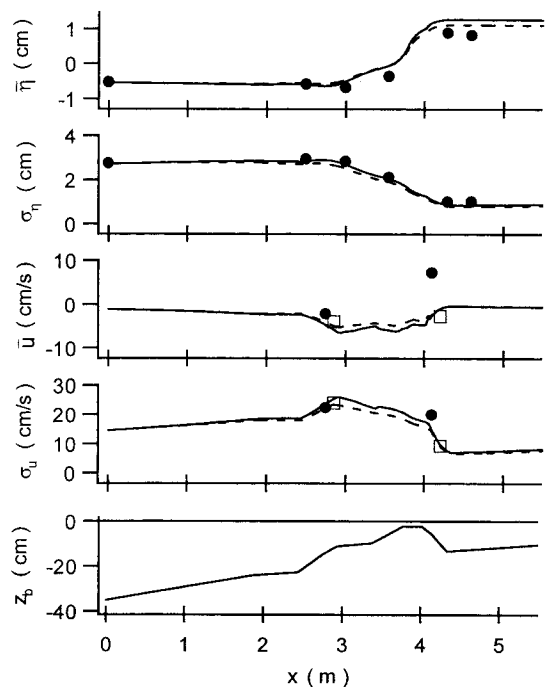


図-8 水位および流速の平均値・標準偏差の比較
(20時間後、実線： $\gamma=0.7, f_b=0.01, \beta_0=5$ 、破線： $\gamma=0.6, f_b=0.01, \beta_0=5$)

いて両者の一致は概ね良好であるが、天端上堆積部の頂部およびその背後での $\bar{u}$ に差異が見られる。図-5 の●は流速計の位置を示しているが、天端上の2点については、天端上の堆積部により沖向きの流れが阻害される一方、砕波による岸向きの速い流れは堆積部上を通過していくことから、 $\bar{u}$ が正值（岸向き）となっている（ただし、 $x=3.7\text{ m}$ に設置した流速計は、水深不足のため10時間後以降計測不能）。一連の実験終了後に図-5 の□で表した位置で流速を測定して、図-8 の□で示す結果が得られた（堤体断面は20時間後のものとほぼ同じ）。堆積部背後の法面近傍では $\bar{u}$ が負値となっており、この付近に染料を注入したところ堤体に流入していくのが見られた。実験においては、天端上の堆積部が大きくなるにつれその上を通過する戻り流れ（沖向き）が弱まり、それとバランスするように沖向きの浸透流が強くなると考えられ、式(16)で求められる $\bar{v}$ は過小であることが推測される。

5. おわりに

長期間にわたる捨石構造物の変形を予測することを目的に、本研究では新たに開発された時間平均型波浪変形計算モデルの、断面変形を伴う人工リーフにおける適用性を検討した。捨石で構成される人工リーフ模型を用いて水理実験を行い、堤体周辺の水位、水平流速および堤体の断面形を測定した。水位および水平流速の平均値・標準偏差について計算値と実験値を比較した結果、断面が変形した場合に流速の平均値で差異が見られるものの、数値モデルは十分に適用可能であることが確認された。今後は、この波浪変形計算モデルを用いて、捨石構造物の変形予測モデルを構築していく予定である。

参 考 文 献

- 荒木進歩(2000): 断面変形に伴う水理機能変化と動的応答を考慮した捨石構造物の設計に関する研究, 大阪大学博士学位論文, 122p.
- 荒木進歩・藤原由康・宮崎敏弘・出口一郎(2000): 個別要素法を用いた捨石潜堤の断面変形計算, 海岸工学論文集, 第47巻, pp. 761-765.
- 荒木進歩・小竹康夫・金澤 剛・松村章子・出口一郎(2001): VOF法と個別要素法の連成解析による傾斜捨石護岸の変形予測, 海岸工学論文集, 第48巻, pp. 931-935.
- 泉宮尊司・遠藤雅人(1989): 潜堤および透過性構造物のある海浜における波動場解析, 海岸工学論文集, 第36巻, pp. 638-642.
- 磯部雅彦・芝 和彦・Eric Cruz Cruz・渡辺 晃(1991): 透過潜堤による非線形波浪変形について, 海岸工学論文集, 第38巻, pp. 551-555.
- 伊藤一教・東江隆夫・勝井秀博(2000): DEM法とVOF法を用いた粒状体構造物の破壊シミュレーション, 海岸工学論文集, 第47巻, pp. 746-750.
- 伊藤一教・樋口雄一・東江隆夫・勝井秀博(2001): 個別要素法に基づく捨石のランダム性を考慮した潜堤の変形予測手法, 海岸工学論文集, 第48巻, pp. 806-810.
- 喜岡 渉・甲斐宏典・平岡慎司(1994): 透水層上の長波方程式と透過潜堤への適用性について, 海岸工学論文集, 第41巻, pp. 711-715.
- 神山 勉・阿部宣行・鹿島遼一(1990): ポーラスモデルによる透過性構造物周辺の非線形波動解析, 海岸工学論文集, 第37巻, pp. 554-558.
- Somchai Rojanakamthorn・磯部雅彦・渡辺 晃(1990): 透過潜堤上における波の砕波変形計算法, 海岸工学論文集, 第37巻, pp. 549-553.
- 野口賢二・鳥居謙一・人見 寿・笛田俊治・丸山 準・岸田弘之・山崎真嗣(2002): 人工リーフと緩傾斜堤に関する平成13年全国実態調査, 海岸工学論文集, 第49巻, pp. 921-925.
- Battjes, J.A., and M.J.F. Stive(1985): Calibration and verification of a dissipation model for random breaking waves, J. Geophys. Res., 90(C5), pp. 9159-9167.
- Kobayashi, N., M.N. Herriman, B.D. Johnson and M.D. Orzech (1998): Probability distribution of surface elevation in surf and swash zones, J. Waterw., Port, Coastal, Ocean Eng., 124(3), pp. 99-107.
- Kobayashi, N., L.E. Meigs, T. Ota and J.A. Melby(2005): Irregular breaking wave transmission over submerged porous breakwater, J. Waterw., Port, Coastal, Ocean Eng., accepted
- Meigs, L.E., N. Kobayashi and J.A. Melby(2004): Cobble beaches and revetments, Proc. 29th ICCE, in press
- van Gent, M.R.A. (1995): Porous flow through rubble-mound material, J. Waterw., Port, Coastal, Ocean Eng., 121(3), pp. 176-181.
- Wurjanto, A., and N. Kobayashi(1993): Irregular wave reflection and runup on permeable slopes, J. Waterw., Port, Coastal, Ocean Eng., 119(5), pp. 537-557.