

BG モデルを応用した砂嘴の発達予測

Model for Predicting Evolution of Sand Spit Applying BG Model

芹沢真澄¹・宇多高明²

Masumi SERIZAWA and Takaaki UDA

A model for predicting three dimensional topographic changes of a sand spit was developed by applying the BG model proposed Serizawa et al. (2006), which was originally developed based on the study of Bagnold (1964). The model was applied to the experimental results regarding the three dimensional deformation of a compound sand spit by Uda and Yamamoto (1991). Predicted changes were in good agreement with the experimental results, and the effectiveness of the model was confirmed.

1. まえがき

砂嘴に代表されるような大きな海岸線曲率を持ち、海浜変形に応じて波浪場が大きく変化する場における海浜変形予測は、従来のモデルでは予測が困難であった。3次元海浜変形の予測は困難なことから、既往研究は汀線変化に注目した研究がほとんどである。Ashuton ら (2001) は、海岸線に対する沖波の入射角が 45° を超える場合海岸線は不安定となり、小さな擾乱から砂嘴が発達することを示し、砂嘴の汀線の平面的変化予測を行った。この方式では海岸線を x, y 方向の微小なメッシュに区分し、一方向的に土砂が流されていく状況を再現している。しかし波浪場と漂砂量を決定論的に結び付けたものではない。渡辺ら (2002) は、砂嘴が波浪場の変化を伴いながら変形する場合の汀線変化の予測モデルを開発した。このモデルは直交曲線座標系を用い、この座標系上で沿岸漂砂量を求めて汀線変化を予測するものであり、時間的に変化する汀線形状から、与えられた海浜勾配をもとに海底地形を作成・更新するという手法が用いられている。しかしこの研究も3次元的海浜変形を漂砂量式から決定論的意味で予測するモデルではない。そこで、本研究は芹沢ら (2006) の BG モデル (BaGnold 概念に基づく海浜変形予測モデル) を発展させ、宇多・山本 (1991) の複合砂嘴の形成に関する移動床模型実験結果を検証データとしてこの種の予測が可能なモデルを構築する。

2. 複合砂嘴の形成に関する水理模型実験結果

宇多・山本 (1991) は、土砂堆積域の水深を十分浅く

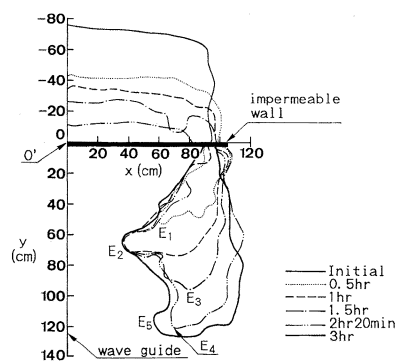


図-1 実験による砂嘴の汀線変化

し、かつ波の屈折を促進するため、波の入射方向と直角方向に1/15勾配で傾斜した海底斜面を設けて移動床実験を行った。実験には幅10m、長さ20mの平面水槽が用いられ、中央粒径0.28mmの砂で模型が作られた。まず造波板と平行に不透過板を設置し、その沖側には砂の供給源となる矩形状の砂浜が設けられた。この砂浜の平坦部の高さは水面上8cm、海浜勾配は1/2である。この砂浜に $H_0'=3.0\text{cm}$ 、 $T=0.8\text{s}$ の波を作用させた。実験では、この砂浜がほぼ侵食されきるまで約3時間波を作用させた。図-1には汀線変化を示す。不透過板前面の汀線はほぼ平行に後退する一方で、早くも $t=0.5\text{hr}$ において不透過板背後において鉤状砂嘴が形成され始め、 $t=1\text{hr}$ ではそれがさらに発達した。これに伴い砂嘴の先端は E_1 から E_2 へと導波板に接近している。 $t=1.5\text{hr}$ には $t=1\text{hr}$ までに形成された鉤状砂嘴において、 $X=80\text{cm}$ 付近から新しい砂嘴が伸び、 E_2 と E_3 の2箇所に先端を有する砂嘴となった。 $t=2\text{hr } 20\text{min}$ には分枝した砂嘴は導波板と平行にさらに伸びた。 $t=3\text{hr}$ では新しい砂嘴の先端は導波板側へ屈曲し、その先端は E_5 に達し、砂嘴先端が E_2 と E_5 の2箇所にある複合砂嘴が形成された。

1 正 会 員

海岸研究室(有)

2 正 会 員 工 博

(財)土木研究センター理事なごさ総合研究室長
兼日本大学客員教授理工学部海洋建築工学科

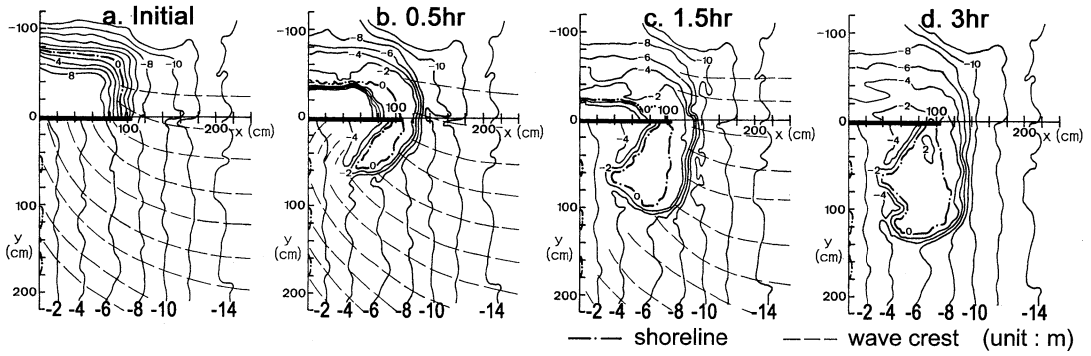


図-2 初期地形を含む地形変化

図-2には地形変化をまとめて示す。不透過板の沖側には砂浜があり、背後には1/15勾配斜面が広がる。この斜面の存在により、入射波が不透過板背後で回折・屈折していることが破線で示す波峰線形状から見て取れる。不透過板の沖側から削られた砂は、回折波により不透過板先端を回り込んでその背後へ運ばれて堆積し、導波板側に屈曲した鉤状砂嘴が形成された。時間経過とともに不透過板背後での堆積土砂量が増加し、 $t=3\text{hr}$ では複合砂嘴が発達した。

3. 予測モデル

砂嘴は上手側からの沿岸漂砂の供給条件に依存してそれ自身の姿を大きく変え、その結果として波浪場も大きく変わる。すなわち砂嘴の伸長とともにその背後の波の遮蔽域も時々刻々姿を変える。このため、波浪場の計算と地形変化の計算は繰り返し行う必要がある。本研究ではこのような計算が可能なモデルを構築した。平面座標 (x, y) を取り、時刻 t における各点の地盤高 $Z(x, y, t)$ を解くべき変数とし、地形変化は、波による地形変化の限界水深 h_c とバーム高 h_R の間で起こるとして、漂砂式には芹沢ら(2006)のBGモデルを発展させた式(1)~(5)を用いた。

$$\vec{q} = C_0 \frac{P}{\tan \beta_c} \left\{ K_n \left(\tan \beta_c \vec{e}_w - b \vec{\nabla} Z \right) + (K_s - K_n) \sin \alpha \tan \beta \vec{e}_s \right\} \quad (-h_c \leq Z \leq h_R) \quad (1)$$

$$b = \left| \vec{e}_w \cdot \vec{e}_n \right| = |\cos \alpha| \quad (2)$$

$$C_0 = \frac{1}{(\rho_s - \rho)g(1-p)} \quad (3)$$

$$P = \rho u_m^3 \quad (4)$$

$$u_m = \frac{H}{2} \sqrt{\frac{g}{h}} \quad (5)$$

式(1)~(5)の各変数の定義は以下の通りである。

$\vec{q} = (q_x, q_y)$: 砂輸送フラックス, $Z(x, y, t)$: 地盤高, n および s : 等深線直角方向(岸向き)および平行方向にとった局所座標, $\vec{e}_n$: 等深線直角方向(岸向き)の単位ベクトル, $\vec{e}_s$: 等深線平行方向の単位ベクトル, $\vec{\nabla} Z = \tan \beta \vec{e}_n = (\partial Z / \partial x, \partial Z / \partial y)$: 地形の勾配ベクトル, $\tan \beta \vec{e}_s = (-\partial Z / \partial y, \partial Z / \partial x)$, $\vec{e}_w = (\cos \theta_w, \sin \theta_w)$: 波向の単位ベクトル, θ_w : x 軸と波向のなす角, α : 波向と等深線直角方向のなす角, $\tan \beta = |\vec{\nabla} Z|$: 海底勾配, $\tan \beta_c$: 平衡勾配, K_s : 沿岸漂砂量係数, K_n : 岸沖漂砂量係数, h_c : 波による地形変化の限界水深, h_R : バーム高, C_0 : 水中重量表示から体積表示への換算係数, ρ : 海水の比重, ρ_s : 砂の比重, p : 砂の空隙率, h : 水深, g : 重力加速度, u_m : 波動流速振幅, H : 波高である。

式(1)は、漂砂フラックスを波向方向成分(波動作用)、等深線直角沖向き成分(重力作用)、等深線平行方向成分(沿岸流作用)の和で表している。式(1)の物理的意味を調べるため、式(1)の $\vec{q}$ を式(6)とおき、 $\vec{e}_n$ および $\vec{e}_s$ との内積をとって、岸沖漂砂成分 q_n および沿岸漂砂成分 q_s を求めると式(7)および式(8)が得られ、さらに海底勾配が平衡勾配に等しいとの条件下では式(8)は式(9)となる。

$$\vec{q} = q_n \vec{e}_n + q_s \vec{e}_s \quad (6)$$

$$q_n = \vec{e}_n \cdot \vec{q} = C_0 K_n P \left[\cos \alpha \left(\frac{\cos \alpha}{|\cos \alpha|} - \frac{\tan \beta}{\tan \beta_c} \right) \right] \quad (7)$$

$$q_s = \vec{e}_s \cdot \vec{q} = C_0 K_s P \sin \alpha \left\{ \frac{\tan \beta}{\tan \beta_c} + \frac{K_n}{K_s} \left(1 - \frac{\tan \beta}{\tan \beta_c} \right) \right\} \quad (8)$$

$$q_s \approx C_0 K_s P \sin \alpha \quad (\because \tan \beta \approx \tan \beta_c) \quad (9)$$

これらの式より明らかなように、式(1)は、海底勾配が平衡勾配に一致するとき岸沖漂砂 q_n は0(式(7))、波向が等深線直角方向となるとき沿岸漂砂 q_s が0となり(式(8), (9))、これらの条件からのズレがあると漂砂が

発生するという、等深線変化モデル（芹沢ら，2002）および従来の BG モデル（芹沢ら，2006）と同様の安定化機構を有する．さらに式(1)は $\tan \beta \rightarrow 0$ （水平床）の極限では，波向方向成分のみとなる．式(1)と，芹沢ら（2006）の漂砂量式との主な相違点は，沿岸・岸沖漂砂の強度バランスを考慮するために，波向反転指数に代えて沿岸漂砂係数 K_s と岸沖漂砂係数 K_o の比を用いたことである．また式(2)で表される係数 b は Dronkers（2005）にならない導入したもので，重力効果が波起源の等深線直角方向流速成分の強度に比例する，と仮定したことに相当する．この係数の導入により，芹沢ら（2006）のように波向方向に測った海底勾配ではなく，斜面直角方向に測った海底勾配が平衡勾配に一致したときに岸沖漂砂が 0 となる．したがって $b=1$ と置けば芹沢らと同じになる．

結局，式(1)の $\{ \}$ 内第1項は，沿岸・岸沖漂砂の強度が等しい場合（ $K_s=K_o$ ）の漂砂を表し，第2項は強度が異なる（ $K_s>K_o$ ）場合に付加される沿岸漂砂を表す．第2項は，波の往復運動で波向が完全に反転せずズレ角をもつことで生じる沿岸漂砂，つまり第1項のみでは不足する沿岸流の作用による沿岸漂砂を表す．

また，式(1)の漂砂強度 P は，Bagnold の energetics approach の概念より，波のエネルギー逸散率 Φ に比例すると考えることができる．芹沢ら（2006）では砕波点の波エネルギーを用いて定式化した，本研究では局所波浪諸元と結び付けることとした．これは，Bailard and Inman（1981）がエネルギー逸散率の瞬間値 Φ_i に対して， $\Phi_i = \tau u_i = \rho C_f u_i^3$ （ τ ：底面せん断応力， u_i ：瞬間流速， C_f ：抗力係数）として，瞬間流速の3乗に比例した形を仮定していることになったものである．本研究では，瞬間流速の代わりに波の底面振動流速 u_m を用いて， Φ が波の底面振動流速 u_m の3乗に比例すると仮定することとし，漂砂強度 P は u_m の3乗に比例させ，その比例係数は式(1)の沿岸漂砂係数 K_s と岸沖漂砂係数 K_o に含めることにして比例係数=1と置き， P を式(4)で与えた．また，式(4)の計算に必要な u_m については，砕波も含めた平面波浪場の計算より得られた各点の波高 H から微小振幅長波理論による関係式(5)より求める．

一方，平面波浪場の計算には Dally ら（1984）の砕波モデルを組み込んだエネルギー平衡方程式を用い，屈折，砕波変形と，島や構造物による波の遮蔽を考慮した計算を行う．ただし汀線および陸上部では最小水深 $h_o=1\text{m}$ を持つ水域と見なし，またバーム高より標高の高い地点ではエネルギーを0と置く．この波浪場を用いて漂砂式・連続式で地形変化を計算するが，地形変化に伴う波浪場の変化も大きいことから，地形変化10ステップ毎に波浪場の再計算を行った．また h_c は波高 H に比例させて与え，宇多・河野（1996）による h_c と砕波波高との関係式を

表-1 計算条件

計算内容	宇多・山本（1991）の複合砂嘴形成実験模型の100倍スケールで計算
初期地形	不透過壁の沖側で盛土養浜
波浪条件	入射波： $H_i=3.0\text{m}$ ， $T=8\text{s}$ ，波向 $\theta_i=0^\circ$
バーム高	$h_R=2\text{m}$
波による地形変化の限界水深	$h_c=2.5H$ （ H は波高）
平衡勾配	$\tan \beta_e=1/5$
安息勾配	$\tan \beta_a=1/2$
漂砂量係数	沿岸漂砂量係数 $K_s=0.15$ ，岸沖漂砂量係数 $K_o=0.2K_s$
計算メッシュ	$\Delta x=\Delta y=5\text{m}$
計算時間間隔	$\Delta t=0.005\text{hr}$
計算ステップ数	10000 ステップ
境界条件	岸沖端： $q_x=0$ ，左右端： $q_y=0$ ，不透過壁： $q=0$
波浪場の計算法	エネルギー平衡方程式（Karlssohn, 1969） （砕波減衰項：Dally ら（1984）のモデル） ・入射波スペクトル：光易型方向関数（合田，1990） ・周波数分割数 $N_f=1$ ・方向分割数 $N_\theta=8$ ・方向集中度 $S_{max}=75$ ・砕波係数： $K=0.17$ ， $\Gamma=0.5$ ・最小水深 $h_o=1.0\text{m}$ ・地盤高 $Z \geq$ バーム高 h_R の地点および構造物上ではエネルギーを0と置く．
	・波浪計算の挿入ピッチ：地形計算10ステップ毎． ・エネルギー平衡方程式の数値計算方法では間瀬ら（1999）を参照した（回折項は付加していない）．
その他	

参考に，各点の波高 H の2.5倍で与えた（式(10)）．

$$h_c = KH \quad (K=2.5) \quad (10)$$

海浜変形の数値計算は， (x, y) 座標上で式(1)の漂砂式と連続式（式(11)）を解いて求めるものである．安息勾配を越えた場合の重力による土砂の落ち込みによる海浜断面の崩壊に対する漂砂量算定法，および，バーム近傍と h_c 近傍での漂砂量の扱いは芹沢ら（2003）と同様である．

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = -\nabla \cdot \vec{q} \quad (11)$$

4. 砂嘴の変形予測

宇多・山本（1991）による複合砂嘴の形成に関する移動水理模型実験と同様な条件を与え，本モデルにより複合砂嘴の形成予測を行った．宇多・山本の実験結果は小規模模型実験であるが，本研究ではその100倍スケールを対象とした．なお時間の倍率はフルード則に従い10倍とした．図-3(a)は初期地形を示す．実験と同様，不透過壁の沖側に砂の供給源を置き，不透過壁の裏側には波の入射方向と直交する勾配1/15の斜面を考える．この条件のもとで入射波高3m，周期8sの波を入射させる．また h_R は2m， h_c は2.5H，平衡勾配は1/5とした．また $X=400\text{m}$ には不透過壁を置いた．表-1には計算条件を一括して示す．

図-3(b)～図-3(g)には波作用後1000，2000，4000，6000，8000，10000ステップの計算結果を示す．1000ステップ

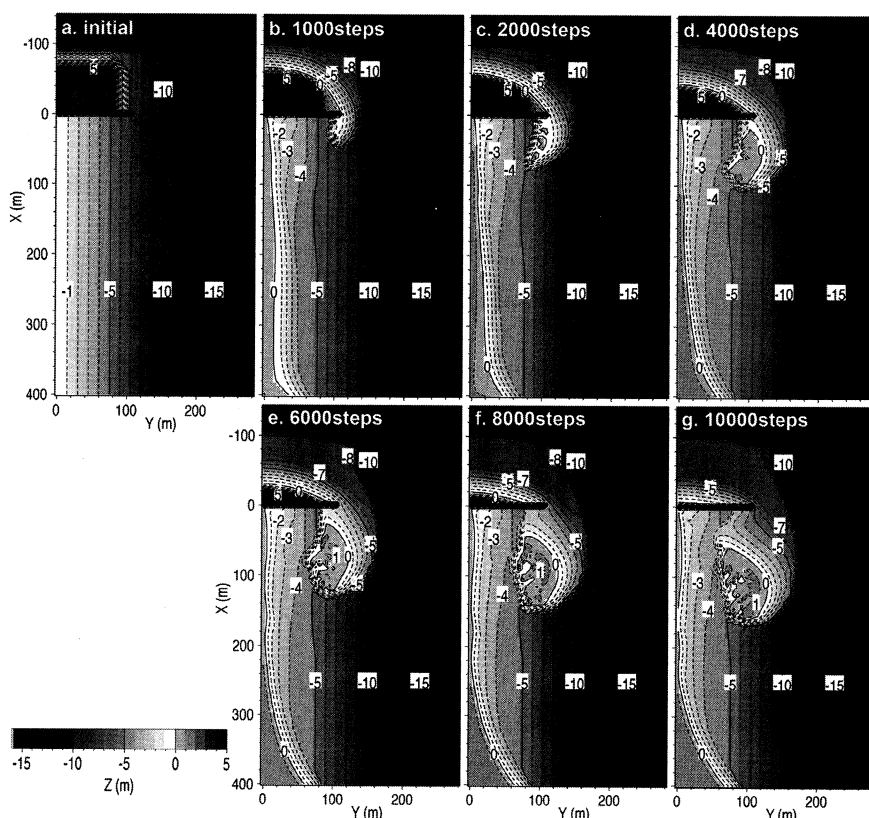


図-3 初期地形および波作用後1000, 2000, 4000, 6000, 8000, 10000ステップの計算結果

においては、不透過壁の右端において波の進行方向に沿って沿岸漂砂が運ばれ、不透過壁の裏側へと砂が侵入し始める。2000ステップになると鉤状砂嘴が発達し、不透過壁の延長線と砂嘴の等深線との交点付近が最も張り出す。これに対して不透過壁の沖側では砂が運び去られた結果侵食平坦面が形成される。これと対照的に、砂嘴に沿っては砂が深部にまで安息勾配を保ちつつ落ち込むため密に並んだ等深線形状となる。また h_c 付近の等深線もまたY軸方向に前進するため h_c 以深への砂の落ち込みも生じるが、ここに堆積してできた部分も再び侵食されるため、砂の落ち込み区域の限界線が沖合に残される。この線は砂嘴本体と斜めに交差している。2000ステップでの砂嘴形状は、図-2に示した $t=0.5\text{hr}$ の実験結果の特徴をよく再現している。4000ステップでは、すでに砂の供給域にあった砂の大半が不透過壁の裏側へと運ばれ、不透過壁の沖側の砂浜の規模は縮小するが、対照的に砂嘴の規模は増大している。実験結果のように不透過壁の背後に汀線が完全には張り付く点は再現されていないが、これを除けば4000ステップの砂嘴形状は図-2における $t=1.5\text{hr}$ の砂嘴形状とよく似ている。6000ステップでは、不透過壁の沖側にあった大部分の砂が背後へと運ばれた結果、砂嘴の規模がさらに増大している。砂嘴の発達とともに

Y軸方向への等深線の突出と水深の大きな場所への砂の落ち込みが続く。また不透過壁の右端では汀線付近の等深線は不連続になる。しかし水面下では砂移動が可能のため、砂嘴の発達は続く。4000ステップまでは全体として等深線が半円状であったが、6000ステップでは砂嘴部分での膨らみが大きくなって半円形からずれる。また砂嘴先端では2つの尖りが形成され、複合砂嘴の特性を示し始めるが、この状態は実験における $t=3\text{hr}$ の結果とほぼ一致する。8000ステップでは、不透過壁を境として沖側の砂浜と砂嘴とが大きく切り離され、不透過壁と砂嘴の間が切れて砂嘴は島になる。10000ステップでは新たに形成された水路から波が侵入するため、砂嘴本体の伸長方向と逆方向に細長い小規模砂嘴が発達し始める。

図-4は計算結果に基づく汀線変化を示したものがあるが、6000ステップまでの計算結果は図-1に示した実験による砂嘴の伸長過程とよく似た変化となっている。以上より、本モデルによれば宇多・山本の砂嘴形成に関する模型実験の結果の特徴をうまく再現できることが分かった。

5. 霞ヶ浦浮島周辺の湖底地形との比較

宇多ら(2007)は、霞ヶ浦南東部にある浮島砂嘴の地形特性を調べた。図-5は浮島砂嘴の2002年測定の深浅図

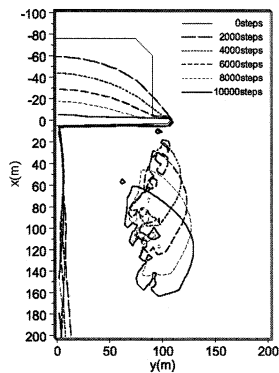


図-4 汀線変化

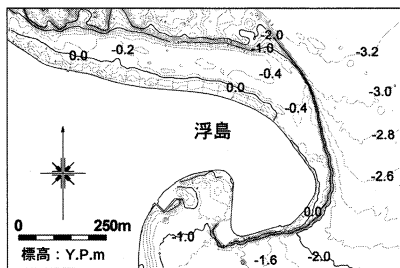


図-5 浮島砂嘴の深浅図 (2002年測量)

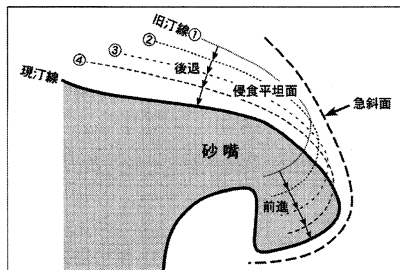


図-6 砂嘴の変形の模式図

である。砂嘴先端部の汀線は大きく屈曲し、その先端には砂が堆積して鳥の嘴のような尖りがある。砂嘴沖の湖底地形に注目すると、砂嘴の汀線とやや斜行しつつ -0.4m から -3.0m の間に勾配が $1/5$ と急な湖底斜面が走っており、ちょうど砂嘴の外縁を縁取っている。これと対照的に、この急斜面の陸側には -0.2m から -0.4m の緩やかな勾配の平坦面が存在している。砂嘴先端の地形は東向きの沿岸漂砂が堆積してできたものであるが、その際現況汀線に沿って沿岸漂砂が運ばれたのではなく、図-6の模式図に示すように変形前の汀線は現況汀線と大きく交差し、砂嘴が変形する際、湖面下の波による地形変化の限界水深 (h_c) より深い場所には急斜面が、また h_c 付近には侵食平坦面が残されたためこのような地形となったと考えられるとした。以上の結果は、本研究での予測結果と非常によく一致している。

6. まとめ

芹沢ら (2006) の BG モデルを基本とし、宇多・山本 (1991) の複合砂嘴の形成に関する移動床模型実験結果を検証データとして、複合砂嘴の3次元的地形変化の予測が可能なモデルを構築した。砂嘴の形状予測は、両端を固定壁で区切られた一般的境界条件を持つ海岸における海浜変形よりも高度な技術を要するが、これが予測可能になったことで、BG モデルの適用範囲が広がったと筆者らは考えている。今後、このモデルを河口砂州の変形予測などに適用していきたいと考えている。

参考文献

- 宇多高明・山本幸次 (1991) : 複合砂嘴の形成過程に関する実験的研究, 地形, Vol.12, pp.357-365.
- 宇多高明・河野茂樹 (1996) : 海浜変形予測のための等深線変化モデルの開発, 土木学会論文集, No.539/II-35, pp.121-139.
- 宇多高明・木暮陽一・平野一彦・大内香織・三波俊郎・熊田貴之 (2007) : 霞ヶ浦浮島地区における湖浜再生に関する検討, 水工学論文集, 第51巻, pp.1325-1330.
- 合田良實 (1990) : 港湾構造物の耐破設計, 鹿島出版会, pp.303.
- 芹沢真澄・宇多高明・三波俊郎・古池 鋼・熊田貴之 (2002) : 海浜縦断形の安定化機構を組み込んだ等深線変化モデル, 海岸工学論文集, 第49巻, pp.496-500.
- 芹沢真澄・宇多高明・三波俊郎・古池 鋼 (2003) : 等深線変化モデルの拡張による $x-y$ メッシュ上の水深変化の計算法, 海岸工学論文集, 第50巻, pp.476-480.
- 芹沢真澄・宇多高明・三波俊郎・古池 鋼 (2006) : Bagnold 概念に基づく海浜変形モデル, 土木学会論文集 B, Vol.62, No.4, pp.330-347.
- 間瀬 肇・高山知司・国富将嗣・三島豊秋 (1999) : 波の回折を考慮した多方向不規則波の変形計算モデルに関する研究, 土木学会論文集, No. 628/II48, pp.177-187.
- 渡辺宗介・芹沢真澄・宇多高明・小河正基 (2002) : 著しく大きな海岸線曲率を持つ海岸における地形変化予測手法の開発, 海岸工学論文集, 第49巻, pp.501-505.
- Ashuton, A., A.B. Murray and O. Arnault (2001): Formation of coastline features by large-scale instabilities induced by high angle waves, Nature, 414, pp. 296-300.
- Bagnold, R. A. (1963): Mechanics of Marine Sedimentation, in The Sea, M. N. Hill (editor), Vol. 3, pp. 507-528, New York, Wiley.
- Bailard, J. A. and D.L. Inman (1981): An energetics bedload model for a plane sloping beach: Local transport, J. Geophys. Res., Vol.86, C3, pp. 2035-2043.
- Dally, W. R., R.G., Dean and R.A. Dalrymple (1984): A model for breaker decay on beaches, Proc. 19th ICCE, pp. 82-97.
- Dronkers, J (2005): Dynamics of coastal systems, World Scientific Publishing, Singapore, pp. 519.
- Inman, D. L. and Bagnold, R. A. (1963): Littoral Processes, in The Sea, M.N. Hill, (editor), Vol.3, pp. 529-533, New York, Wiley.
- Karlsson, T (1969): Refraction of continuous ocean wave spectra, Proc. ASCE, Vol.95, No.WW4, pp. 471-490.