

# 静岡海岸で観測された sand body の移動とその発生機構

宇多高明<sup>1</sup>・山本吉道<sup>2</sup>・板橋直樹<sup>3</sup>・山路功祐<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 建設省土木研究所河川部河川管理総括研究官(〒305 茨城県つくば市旭一番地)

<sup>2</sup>正会員 工博 (株)アイ・エヌ・エー海岸環境部(〒112 東京都文京区関口1-44-10)

<sup>3</sup>正会員 工修 (株)アイ・エヌ・エー海岸環境部(同上)

静岡海岸で1983年から1993年に実施された深浅測量のデータを解析した結果、離岸堤周辺を約233 m/yrの速度で下手側へ移動する sand body の存在が明らかになった。この種の現象が、海浜縦断面形の時空間的变化も含めて定量的意味から観測されたのは初めてであり、この伝播モードは非常に興味深い現象である。本研究では、離岸堤の岸側と沖側の砂の動きをそれぞれ個別にモデル化して、砂が離岸堤付近を通過する場合の時間遅れを考慮できる等深線変化予測モデルを開発し、かつこのモデルが静岡海岸で観測された新しい現象を説明できることを示した。このモデルにより再現された sand body の伝播速度は230 m/yrであり、現地観測値とよく一致している。

**Key Words :** sand body, field observation, numerical model, longshore sand transport, detached breakwater

## 1. ま え が き

近年、我が国では全国各地で海岸侵食が進んできている。例えば筆者ら<sup>1),2)</sup>の行った現地海岸における海岸侵食の実態データの分析によると、著しい海浜変形の多くは沿岸漂砂の場所的不均衡によって生じており、それをもたらすのは防波堤などによる沿岸漂砂の連続性の阻止、河川・海食崖からの供給土砂量の減少、あるいは大規模防波堤の建設に伴う波浪場の変化などである。これらのいずれのケースにおいても、海浜変形の基本原理由体は明らかであるが、地形変化の外的要因である沿岸漂砂量の量的評価やその分布形に関しなお未解明な点が多く残されており、特に、海岸に離岸堤やヘッドランドなどの侵食対策施設が設置されたことによる沿岸漂砂の移動機構の変化などについてはいまだ研究は十分ではない。そして、このことが侵食対策時における海浜変形予測の精度低下を招いており、予測精度の向上のためには、この種の問題点を明らかにすることが是非とも必要とされている。また各種対策施設の効果を定量的に予測可能なモデルの構築も最適案の検討を進める上で必要とされる。

本研究では、上述の3要因による海浜変形のうち、特に河川からの流出土砂量の急減による海浜変形に着目し、現地海岸の実例として駿河湾に面する静岡海岸を選び、安倍川の流出土砂の急減によって著しく侵食された

海岸が近年における流出土砂量の増加により再び堆砂していく過程の分析を通じて、上記の問題について考察する。この静岡海岸の海浜変形に関して、筆者ら<sup>3)</sup>は、その原理は未解明であるものの、安倍川からの流出土砂が海岸線に沿って土砂の集合体(以下、sand body と呼ぶ)を形成しつつ沿岸漂砂の下手方向へと移動していくことを実態論的に見出した。また、土屋<sup>4)</sup>も豊島ら<sup>5)</sup>、筆者ら<sup>3)</sup>の現地データをもとに、静岡海岸における波動性を有する erosional wave について論じている。

この現象は、その汀線変化に着目すれば、Thevenot・Kraus<sup>6)</sup>が最近論じている longshore sand waves、すなわち波状の汀線がその形を保ちつつ沿岸方向に伝播する現象の一種に分類できる。一方、longshore sand waves についてはこれ以外にも様々な名称で呼ばれてきている<sup>6)</sup>。Sonu<sup>7)</sup>は cusp-type sand waves と、Bruun<sup>8)</sup> および Grove et al.<sup>9)</sup>は migrating sand humps と、Inman<sup>10)</sup>は accretion & erosion waves と、さらに Verhagen<sup>11)</sup>は単に sand waves と呼んでいる。これらの研究の中で、とくに Inman による accretion & erosion waves は、突堤などの海岸構造物の新たな設置や、海岸への漂砂源である河川からの供給土砂量が洪水により急激に増加する際に発生し、それが弱い拡散を伴いながら沿岸方向に伝播するとした。静岡海岸では、sand body の移動現象の見られる前の、1970年代初頭から1983年頃までは erosion waves が発生し、それが沿岸方向に伝播した<sup>12),13)</sup>

が、これについては Inman による erosion waves とまったく同一な現象である。静岡海岸では erosion waves が去ったあと、侵食された海岸には護岸と大量の消波工・離岸堤が設置され、前浜はほとんど完全に失われた。sand body の移動はその後に始まった。したがって sand body の先端部が到達して初めて土砂の堆積が見られるという、特徴ある変化を示した。過去の研究ではいずれの場合も沿岸方向には連続的に砂浜が続く海岸線において、sand waves が沿岸方向に伝播するものであるために、この点において本研究で対象とする longshore sand waves は他と著しい違いを有している。そして本研究の場合はいくつもの波があるのではなく、あたかも唯一の soliton が弱い拡散を伴いながら沿岸方向に伝播することから、他との区別をつけて sand body の移動現象と呼んで、その発生機構について考察する。

ところで、longshore sand waves に関する研究は、いずれの場合にも汀線の変化に主眼が置かれ、それを生じさせたであろう海底地形の変化を十分細かな精度で調べ上げた研究は見あたらず、その面で今後の調査が待たれる<sup>6), 10)</sup>のが一般的状況であったが、本研究では現象のスケールに対し、時間的・空間的に十分細かな間隔で行われた深淺測量データの分析を通じ、まずその実態を明らかにする。

一方、longshore sand waves に関する理論的研究としては、Inman<sup>10)</sup>と同じ考え方のもとで、Thevenot・Kraus<sup>6)</sup>が示したように、汀線変化に関する移流項を含んだ拡散型の方程式を数値的に解く方法があり、実際米国ニューヨーク州のサザンプトンビーチでの longshore sand waves の伝播をうまく説明している。しかしこの研究は汀線変化の予測モデルであって、3次元的海浜変形を予測する水準には達していない。さらに、本研究の対象である静岡海岸では、多数の離岸堤が設置されており、それらが sand body の移動現象と深く結び付いていると考えられるために、離岸堤による沿岸漂砂阻止のモデル化をも必要とされる。このことから本研究では沿岸漂砂量の水深方向分布を仮定することにより3次元的海浜地形変化の予測の可能な等深線変化モデル<sup>11)</sup>をさらに拡張するとともに、静岡海岸への適用を図る。そして静岡海岸での sand body の移動現象がこの数値モデルにより再現可能なことを示し、sand body の移動現象の理論的解明を進める。

## 2. 静岡海岸での sand body の移動現象の実態

### (1) 静岡海岸の概況

静岡海岸は Fig.1 に示すように駿河湾西岸に位置し、安倍川河口より北東側へ伸びる延長 7.8 km の砂浜海岸である。Fig.2 には静岡海岸とその北東側に続く清水海

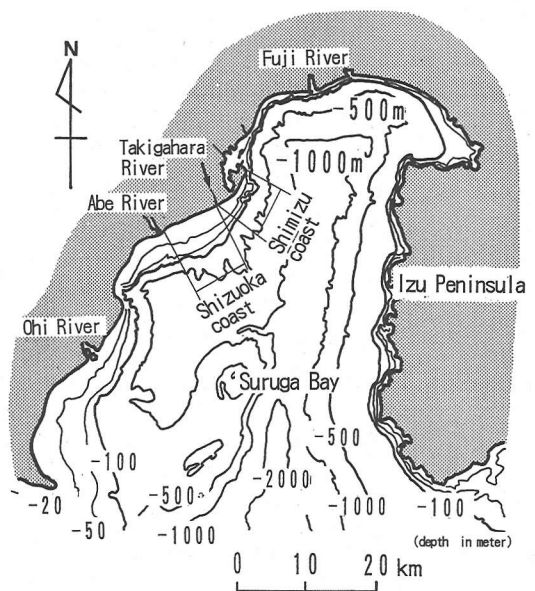


Fig.1 Location of Shizuoka coast in Suruga Bay.

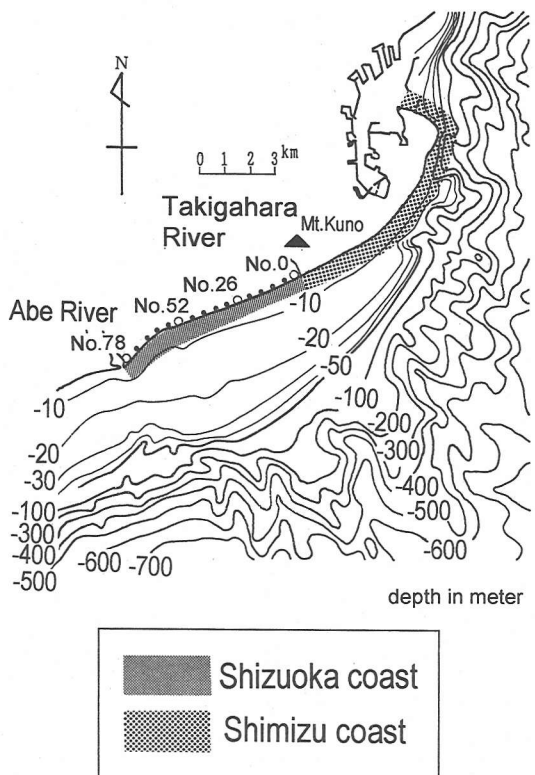


Fig.2 Sea bottom contours of Shizuoka and Shimizu coasts and alignment of measuring lines.

岸沖の海底地形を示す。静岡海岸は清水海岸とともに汀線付近は急深である。また沖合の水深 10 m~30 m の間には勾配が 1/150 と緩い大陸棚が広がっているが、三保松原の先端部での海底勾配は約 1/5 と非常に急となる<sup>12), 13)</sup>。縄文海進時には久能山の一部も侵食されて三保松原砂嘴の形成土砂の一部を供給したと考えられるが、現海水準では砂嘴への唯一の土砂供給源は安倍川である。安倍川においては 1968 年以前に河道での砂利採取が広範に行われ、このため河川流下土砂量が急減し、河口近くより著しい海岸侵食が発生し、侵食区域は次々と北東側へ広がった<sup>5), 12), 13)</sup>。現在では、海岸侵食の最も著しい箇所は三保松原の先端部にまで迫っている<sup>15)</sup>。また、静岡海岸に続く清水海岸へと流れた沿岸漂砂は、その多くが三保松原の北東端より海底谷へと流出している。本研究で取り上げる区間は、Fig.2 に示すように安倍川河口より東北東方向に 7.8 km 離れた測線 No.0 より、安倍川河口の No.78 までの区間である。ここに、測線間隔は 100 m である。静岡海岸ではこれらの測線に沿って毎年 1 回深浅測量が行われてきている。本研究ではまずこれらのデータの分析を進める<sup>3)</sup>。なお、1989 年 2 月 20 日に安倍川河口より沿岸方向に 1 km 間隔の 9 地点で行われた海浜材料調査によると、静岡海岸の汀線付近の海浜材料の中央粒径は、平均で 7.5 mm である。

## (2) 静岡海岸の汀線変化と海浜縦断面形の変化

深浅測量データをもとに、1983 年を基準とした汀線変化図を作成したのが Fig.3 である。図中、右端の No. 78 が安倍川河口左岸に位置し、沿岸距離の原点は、河口より東北東 7.8 km 地点に定めてある。また、図の上段には各種侵食対策施設（離岸堤、護岸、突堤、消波工、導流堤）の概略の位置を示す。主な汀線変化は、静岡海岸の漂砂源である安倍川の河口近傍より始まった。当初は浜川の導流堤を境界として、それ以南で集中的に堆砂が進んだが、1990 年以降堆砂域は浜川の導流堤の北側へと急速な広がりを示した。しかも、北側への堆積区域の広がりと同時に、当初汀線が顕著に前進していた区域（例えば、1987 年における No. 66~No. 70 の区間）では、逆に汀線は急速に後退し、全体として土砂の集合体（sand body）が緩やかに変形しつつ北側へ移動した特徴が見られる。そして、1993 年には sand body の先端部が到達したと考えられる No. 38 より北側では、それ以南と比較して汀線はほとんど動きが見られず、この付近では護岸と消波ブロックで固められた状態にあって、前浜もないことから、海浜は侵食されきり移動すべき土砂がないことを示している。さらに、sand body 先端の 1984~1993 年での移動速度を Fig.3 から計算すると、233 m/yr となる。

この sand body の移動に伴う海浜縦断面形の変化を、

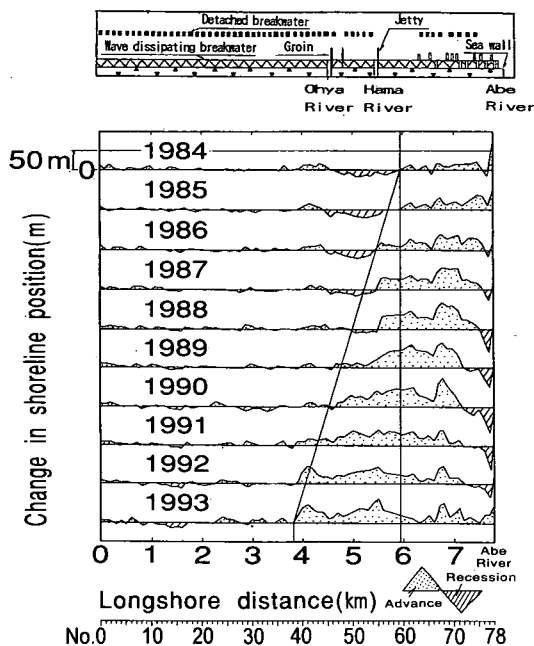


Fig.3 Change in shoreline position on Shizuoka coast (reference year : 1983).

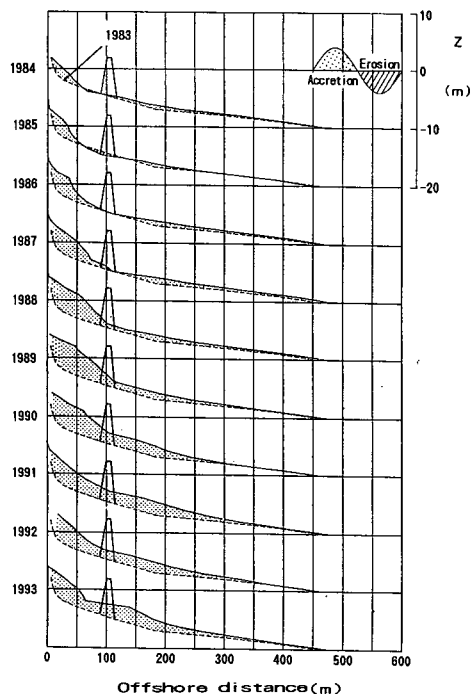


Fig.4 Change in longitudinal profile along measuring line No.67 on Shizuoka coast.

特徴的な変化の見られた 3 断面について調べてみる。まず、1988 年までに大きく汀線が前進したが、その後は

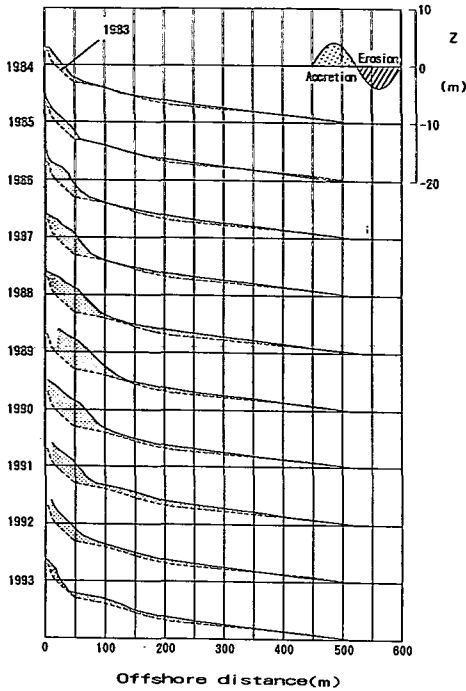


Fig.5 Change in longitudinal profile along measuring line No.62 on Shizuoka coast.

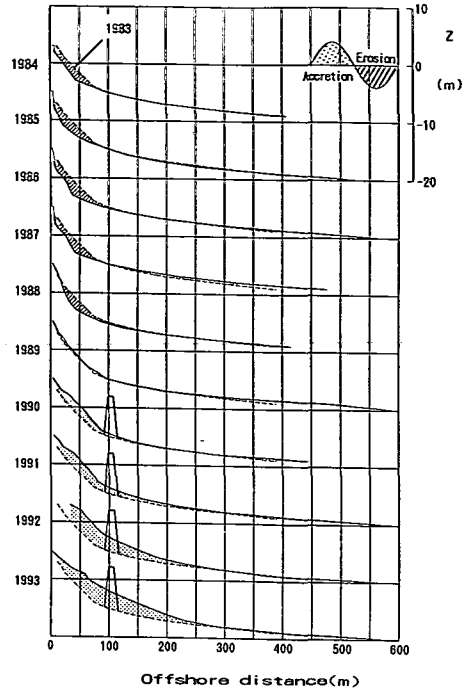


Fig.6 Change in longitudinal profile along measuring line No.53 on Shizuoka coast.

後退傾向に転じた区域で、離岸堤の間にある No. 67 と、離岸堤のない No. 62, そして浜川河口導流堤の北側で近年に著しい前進傾向を示す区域で離岸堤の間にある No. 53 を選ぶ。

Fig.4 には No. 67 の縦断面形変化を示す。1988 年まではほぼ  $-4\text{ m}$  以浅で堆砂が急速に進み、その後は沖合の  $-7\text{ m}$  以浅の広い区域で堆砂が生じた。この区域では水深約  $3\text{ m}$  に離岸堤が設置されていることを考慮すると、1988 年までは離岸堤の岸側域で堆積し、この区域が満杯状態となったあと、沿岸漂砂が離岸堤の沖合を通過するようになり、その部分の堆砂を促進したと考えられる。1983 年～1993 年の変化で見ると、この断面では顕著な地形変化はほぼ  $-7\text{ m}$  以浅で見られる。

Fig.5 に示す No. 62 の断面変化では、1989 年までに  $-4\text{ m}$  以浅で大量の土砂が堆積したが、その後は侵食傾向に転じた。この断面でも地形変化はほぼ  $-7\text{ m}$  以浅で見られるが、 $-5\text{ m}$ ～ $-7\text{ m}$  の間の海底面の変動は小さく、離岸堤間に位置する No. 67 における  $-5\text{ m}$ ～ $-7\text{ m}$  での著しい土砂堆積と顕著な相違を示す。

Fig.6 に示す測線 No. 53 では、1988 年までは  $-5\text{ m}$  以浅で侵食が進んだが、1989 年には土砂が堆積して 1983 年の断面形とほぼ一致し、その後大きく堆積して 1993 年には  $-7\text{ m}$  以浅の広い区域で大量の土砂が堆積している。

離岸堤近傍の No. 53 と、近傍には離岸堤のない No. 62 とでは堆砂状況に大きな違いが見られるので、Figs.5,6 より断面形を詳細に調べてみる。まず、Fig.5 で最も堆積量の多い時期である 1989 年の断面において、 $y=100\text{ m}$  付近の海底勾配は  $1/15$  である。一方、Fig.6 の 1993 年の断面において  $y=150\text{ m}$  付近の海底勾配は  $1/25$  であり、離岸堤を通る断面ではそうでない断面より緩やかな海底勾配を形成しつつ土砂が堆積することがわかる。

以上に述べた海浜変形は断面内で侵食・堆積が一方向的に進むことから、沿岸漂砂によるものと言える。沿岸漂砂に起因する海浜変形では、汀線変化量 ( $\Delta y$ ) と海浜断面積の変化量 ( $\Delta A$ ) の間にはほぼ線形な関係が成立することはよく知られている。そこで本研究でも同様な検討を行うと Fig.7 となる。なお、海浜断面積の算出時の積分範囲の陸側限界は T.P. +4 m, 沖側限界は Fig.4～Fig.6 の海浜断面変化図をもとに T.P.  $-7\text{ m}$  とし、沿岸方向には著しい汀線変化の見られる No. 36～No. 78 を対象範囲とした。  $\Delta A(\text{m}^2)$  と  $\Delta y(\text{m})$  の間には相関係数 0.88 で次式が成立する。

$$\Delta A = 7.7\Delta y + 24 \quad (1)$$

$\Delta A$ ,  $\Delta y$  の回帰係数は漂砂の移動高 ( $h$ ) に等しいから、 $h$  は  $7.7\text{ m}$  となる。なお、式 (1) では  $\Delta y=0$  の場合でも小さな断面積変化が生じることになるが、これは海

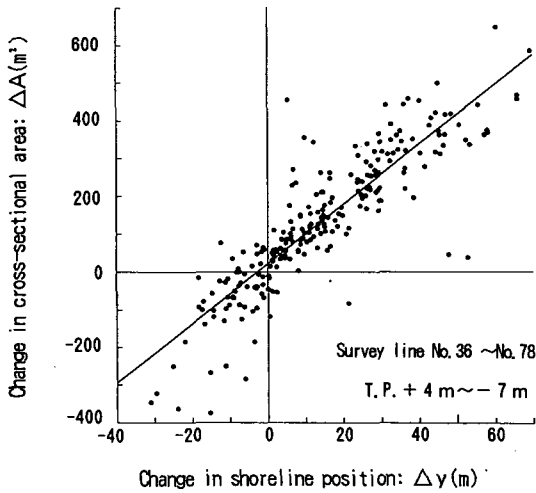


Fig.7 Relationship between change in cross-sectional area of the beach and change in shoreline position.

浜の汀線付近でごくわずかな土砂堆積が生じる場合、堆積中心が陸側に片寄ることにより生ずるものである。

$\Delta A$  と  $\Delta y$  の間にかなり良い相関関係が成立するのは沿岸漂砂による海浜変形であることから当然である。しかし、Fig.4~Fig.6に見たように、この海岸では離岸堤が設置されており、その影響が海浜縦断面変化に現われる。すなわち、離岸堤の岸側で土砂が満杯となると、その沖合で堆積が起こる。そこで Fig.7 のように全断面積変化量と汀線変化量の関係を調べるだけでなく、水深ごとの断面積変化について詳細に検討し、離岸堤がプロファイル変化に及ぼす影響について検討する必要がある。

### (3) 沿岸漂砂量と sand body の重心点の移動速度

静岡海岸の海浜変形では、土砂堆積に伴い海底勾配がかなり大きく変化することが見いだされたので、この点に関し詳細な検討を試みる。断面積変化量の指標として、離岸堤の岸端水深に相当する T.P. -3m と T.P. +5m 間と、顕著な土砂移動の見られる限界水深に相当する T.P. -7m ~ T.P. +5m 間の海浜断面積の変化量を求め、それらの時空間変化を調べた。Fig.8 に両者の結果を示す。なお、Fig.8 の上段には流入河川と離岸堤群の位置を示す。

2種類の断面積変化量の時空間変化は、Fig.3 に示した汀線変化と非常によく似た変化を示し、時間経過とともに沿岸方向に堆積区域が広がっている。しかし、安倍川河口より供給された土砂の堆積が明瞭な形で始まった1986年~1988年では-7m以浅の断面積変化量の中での-3m以浅での断面積変化量の占める割合が相対的に大きかったが、sand body が移動した例えば1993年

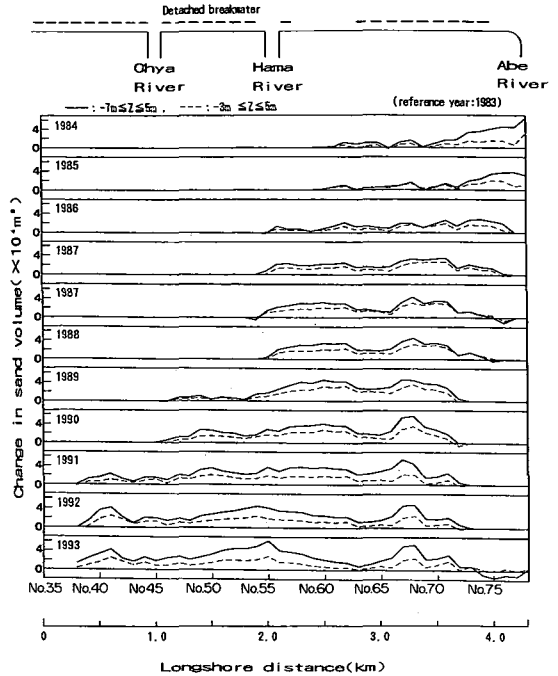


Fig.8 Spatial and temporal change in cross-sectional areas of the beach shallower than T.P. -3m and -7m.

Table 1 Integration region of sand volume and location of center of gravity of sand body.

Measured year	Integration region	Longshore distance of accretion zone(m)	Longshore distance(m) of center of gravity from No.78
1984	No. 60~No. 78	1,800	471
1985	No. 60~No. 78	1,800	508
1986	No. 55~No. 76	2,100	997
1987	No. 55~No. 76	2,100	1,247
1988	No. 55~No. 75	2,000	1,376
1989	No. 46~No. 72	2,600	1,586
1990	No. 46~No. 72	2,600	1,773
1991	No. 38~No. 72	3,400	2,078
1992	No. 39~No. 72	3,300	2,263
1993	No. 38~No. 78	4,000	2,373

の場合には-3m以浅での断面積の占める割合が低下している。このことは、離岸堤より岸側での土砂量が増加しにくくなったとしても、離岸堤より沖合の区域では土砂の堆積が進んでいることを意味する。

Fig.8 に示したように-7m以上の海浜土砂量は経年的に増加しているが、顕著な土砂量の増加の見られる沿岸方向の範囲は測定年ごとに限られている。そこで各年ごとに Table 1 に示す範囲を定め、その中で海浜土砂量の変化を算出し、前浜面積の変化とともに土砂量の経年変化としてまとめると Fig.9 になる。これによると、多少の変動はあるものの1983年より1993年までの10年間の平均で、 $10 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{yr}$  の割合で総土砂量が増加していることがわかる。この地区は全体に北東向きの沿岸漂砂が卓越しており、現在、唯一の土砂供給源は安倍川である。また、土砂が堆積して形成された sand body

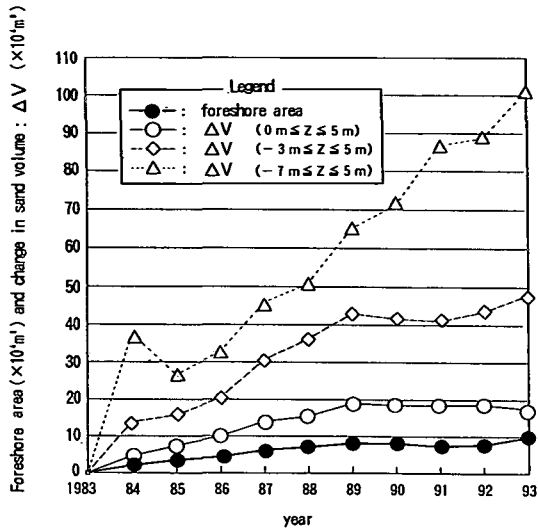


Fig.9 Time change in sand volume and foreshore area of the beach (reference year : 1983).

の先端部より北東側では護岸や消波工がむき出しに並んでおり、海浜変形は見られず、事実上漂砂移動量は0と見なせる。したがって、Fig.9に示す全堆積土砂量の増加割合は、安倍川河口より当地区に供給される沿岸漂砂量に等しい。宇多ほか<sup>12)</sup>は、静岡海岸の北東に広がる清水海岸での沿岸漂砂量を、海浜地形変化量の経年変化にもとづき約  $13 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{yr}$  と推定した。静岡・清水海岸が侵食される以前には、全域でほぼ同一の沿岸漂砂量があったと考えられるので、当地区での漂砂量も約  $13 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{yr}$  と仮定される。1983年以降の漂砂量はこれと比較すると約77%となっている。また、Fig.9に示す前浜面積とT.P.0m以高および-3m以高の全土砂量は1989年までは増加したが、その後はほぼ一定値を保っている。このことは離岸堤より岸側での土砂量変化で見ると堆砂は止まったように見えるが、実際には沖合部で堆砂が続いていることを意味している。

Fig.10には、前浜の堆積域の重心点および各水深以高の堆積域の重心点のNo.78(安倍川河口)からの沿岸距離の経年変化を示す。これによると、Fig.9において-7m以浅での急激な土砂堆積に応じた重心点の移動が起きた1983年~1984年の期間を除けば、いずれの場合もsand bodyの重心点はほぼ単調に北側へ移動しており、重心移動速度の平均値は235 m/yrとなる。また、3種類の積分範囲いずれの場合も重心移動速度が同一であることは、深さ方向にいずれの場所でもほぼ同様な重心移動速度を有していたことを意味する。一方、Fig.9に示した離岸堤より岸側の海浜土砂量は1989年にほぼ飽和状態となったのに対し、重心点はいずれの部分でも

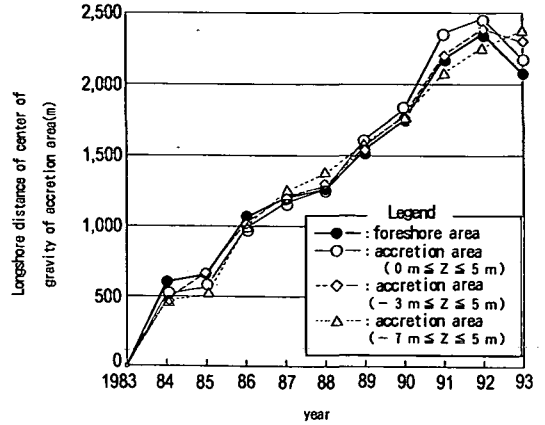


Fig.10 Movement of center of gravity of sand body.

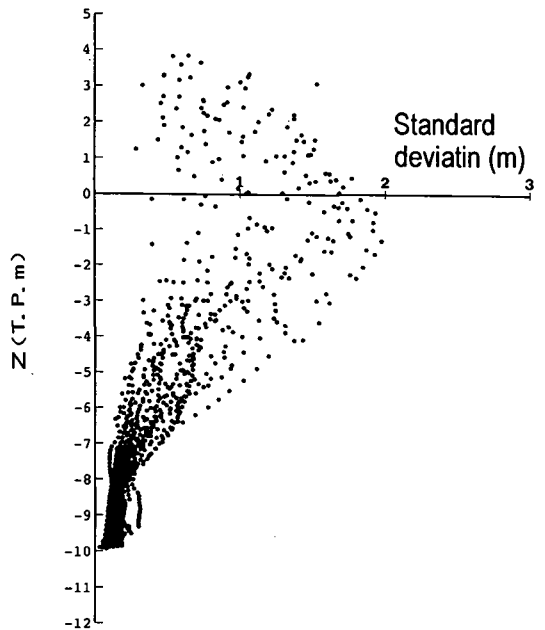


Fig.11 Depth change in variation of water depth.

ほぼ同一速度で移動している。このことは、離岸堤の岸側の土砂量は変わらないものの、それらも全体として沖合の土砂と同一速度で移動していることを意味している。宇多ほか<sup>12)</sup>は、汀線変化より同じ地区の離岸堤建設以前の erosion wave の位相速度を0.5~0.8 km/yrと推定した。この値と比較すると、離岸堤群の設置により、伝播速度が0.47~0.29倍まで低下したことがわかる。

#### (4) 水深変動量の水深方向分布

各測線毎に平均水深からの水深変動量を算出し、標準偏差を求めてその水深方向分布を描くとFig.11となる。

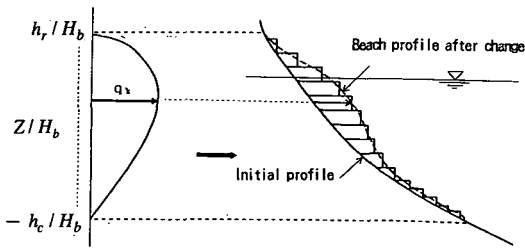


Fig.12 Schematic view of longitudinal profile change.

水深変動量は  $-1 \sim -2$  m の間で最大の約 2 m となり、そより陸側、海側に単調に減少する分布形となる。そして、標準偏差はほぼ  $-7$  m で 0.2 m 程度の水深によらない一定値を示す。この標準偏差は深浅測量の限界精度を与えると考えられる。このことは、この海岸における波による移動限界水深が約 7 m にあることを意味している。

### 3. 等深線変化モデルによる sand body の移動現象の再現

#### (1) 等深線変化モデルの基本

宇多・河野<sup>14)</sup>は、沿岸漂砂量の水深方向分布を仮定することにより等深線の時空間変化を予測可能なモデルを開発した。このモデルでは、汀線付近が急勾配でパー・トラフの存在しない海岸を対象として、自然海浜と突堤、護岸、防波堤等の構造物の効果が取り入れられている。しかし、多数の現地海岸にあるような、砕波帯に設置された透過性の離岸堤のモデリングは行われていない。このことから、本研究では特に透過性離岸堤のモデル化を試みた。

前節で明らかにしたように、静岡海岸では汀線付近が急勾配でパー・トラフが見られず、したがって、海浜変形は離岸堤の周辺部においても沿岸漂砂の作用によってのみ生じていると判断される。このことから、本研究の対象とする静岡海岸での sand body の移動現象の再現には、沿岸漂砂による地形変化の予測を行う等深線変化モデルの適用が可能と考えられる。等深線変化モデルでは、Fig.12 に示すように、沿岸漂砂量の水深方向分布を仮定することにより海浜縦断面形の変化を含む 3 次元的地形変化予測を行うことができる。

モデルの基礎式は次のようである。まず、Savage 型公式を用い、砕波点における波の入射角が十分小さいと仮定すると、式 (2) が成立する。

$$Q = F_0 \left( \tan \alpha_0 - \frac{\partial y_s}{\partial x} \right) \quad (2)$$

ここに、 $Q$ : 全沿岸漂砂量、 $F_0$ : 波のエネルギーフラッ

クスに依存する漂砂量係数、 $\alpha_0$ : 砕波点における入射角であり、 $x$  は沿岸方向距離、 $y_s$ :  $x$  軸と直角沖向きに測った汀線の位置である。衆知のように式 (2) は、海浜プロフィールが時・空間的に平行移動するという仮定のもとで成立している。そして漂砂量は汀線のみと波の入射角の関係によって支配されている。

次に、 $n$  本の等深線に区分された範囲を考え、 $k=1, \dots, n$  に対応する水深における漂砂量を  $q_k$  とし、等深線距離  $y_k$  と  $q_k$  の間に式 (2) とのアナロジーにより同種の関係が成立するとすれば式 (3) となる。

$$q_k = F_{0k} \left( \tan \alpha_0 - \frac{\partial y_k}{\partial x} \right) \quad (3)$$

ここに、 $F_{0k} = F_0 \cdot \mu_k$ 、 $\sum \mu_k = 1$  である。式 (3) は、各等深線と入射波向との関係によって各層の漂砂量が支配されると仮定していることから、各層の漂砂量を水深方向に積分した全漂砂量は式 (4) となる。

$$\sum q_k = F_0 \left( \tan \alpha_0 - \sum \mu_k \frac{\partial y_k}{\partial x} \right) \quad (4)$$

ここで、とくに平行等深線海岸の場合には  $\frac{\partial y_k}{\partial x} = \frac{\partial y_s}{\partial x}$  が成立するので、 $Q = \sum q_k$  となるが、それ以外の場合には一般に  $\frac{\partial y_k}{\partial x} \neq \frac{\partial y_s}{\partial x}$  であるから  $Q \neq \sum q_k$  であって、汀線変化モデルでの全漂砂量と、等深線変化モデルで得られる全漂砂量は同一とはならない。

したがって、等深線変化モデルにおいては、各等深線は汀線変化モデルのように平行移動する必要がなく、このことによって、例えば離岸堤の沖合を沿岸漂砂が通過するということが可能となる。なぜなら、汀線が砕波波向と直角になったとしても、沖合の等深線に対しては斜め入射となり、その部分での沿岸漂砂の移動が可能となるからである。

$\mu_k$  は各水深ごとの漂砂量を与える係数であり、沿岸漂砂量の水深方向分布を与えることにより式 (5) を用いて計算される。

$$\mu_k = \int_{z_k}^{z_{k+1}} \xi(z) dz / \int_{-h_c}^{h_r} \xi(z) dz \quad (5)$$

ここに、 $z$  は静水面を基準とした鉛直上方距離、 $h_r$  は陸上部において波による土砂移動が生じる限界の高さ、 $h_c$  は移動限界水深である。一方、漂砂量の連続式より、

$$\frac{\partial q_k}{\partial x} + h_k \frac{\partial y_k}{\partial t} = 0; \quad k=1, \dots, n \quad (6)$$

が成立する。ここに、 $h_k$  ( $k=1, \dots, n$ ) は各等深線によって代表される地形変化に関する漂砂の移動高であり、式 (7) で与えられる。

$$h_k = Z_k - Z_{k-1} \quad (7)$$

$\xi(z)$  の関数形が与えられれば、 $\mu_k$  が式 (5) で計算されるから式 (3)、(6) を連立させて解くことにより、各水深ごとの等深線の変化量が計算される。さらに沿岸

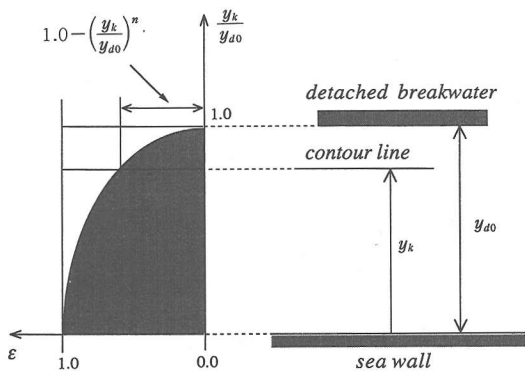


Fig.13 Definition of obstruction rate of littoral transport due to detached breakwater.

漂砂量の水深方向分布は、陸上部で遡上波によって生じる限界の高さと移動限界水深の間で分布形を有するとすれば、現地および実験データより次式のように仮定される。

$$Z^* = Z/H_b, h_c^* = h_c/H_b \quad (8)$$

と置くとき、 $-h_c \leq Z \leq h_r$  では

$$\xi(Z^*) = 2/h_c^{*3} (h_c^*/2 - Z^*) (Z^* + h_c^*)^2 \quad (9)$$

$Z < -h_c$  および  $Z > h_r$  では

$$\xi(Z^*) = 0 \quad (10)$$

と仮定される。計算に際しては碎波点における波高と波向を求めなければならないが、波浪場の予測については種々の方式がある。前報<sup>14)</sup>では放物型モデルを用いたが、ここでは、不規則波を対象として屈折、浅水、回折変形を計算する Karlsson<sup>16)</sup> のエネルギー平衡方程式の数値計算法を用いる。この時、碎波減衰については高山ほか<sup>17)</sup> を用いて算出し、碎波指標には合田の指標<sup>18)</sup> を用いる。本研究では透過性の離岸堤を扱うために、離岸堤部分では波の透過率の2乗に比例した波浪エネルギー輸送を仮定してモデル化した。

## (2) 離岸堤のモデリング

離岸堤がない場合、沿岸漂砂量の水深方向分布は式(9)、(10)で与えられる。離岸堤がある場合にも、碎波点が離岸堤より岸側にある場合にはこれらの式がそのまま使えるが、碎波波高が低下しているために顕著な沿岸漂砂移動の生じる範囲は狭くなる。一方、碎波点が離岸堤より沖となる場合には、新たなモデリングが必要とされる。なぜなら、碎波点が離岸堤の岸側より沖合へと移動する状況下では、すでに離岸堤の背後に舌状砂州が発達している。そして離岸堤は透過性であるために舌状砂州が離岸堤に完全につくまで伸びたトンボロとはならず、舌状砂州と離岸堤の間には海水面が残される。この

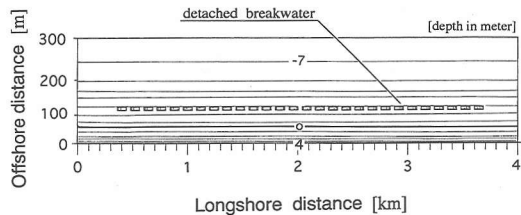


Fig.14 Model beach for movement of sand body

時、舌状砂州は突堤と同様沿岸漂砂の移動を阻止するが、舌状砂州と離岸堤の間の水域では依然として漂砂の通過が可能である。そこで、離岸堤沖での沿岸漂砂の水深方向分布は離岸堤沖での碎波波高を用いて式(9)、(10)より算出し、離岸堤より岸側での漂砂阻止量については、これらの式で与えられる漂砂量に漂砂の阻止率( $\epsilon$ )を乗じて算出する。沿岸漂砂の阻止率は、舌状砂州の断面形状に比例すると単純に考えることができるので、護岸から離岸堤までの沖向き距離を  $y_{d0}$ 、護岸から各等深線(陸上部の等高線を含む)までの距離を  $y_k$  とするとき、

$$\epsilon = 1.0 - \left(\frac{y_k}{y_{d0}}\right)^n \quad (11)$$

と仮定する(Fig.13参照)。ここに、漂砂の阻止率( $\epsilon$ )が1.0に等しいときは離岸堤背後を通過する漂砂量は0であって、宇多ほか<sup>14)</sup>が示した不透過突堤の場合に相当する。一方、 $\epsilon=0.0$ では離岸堤背後を通過する漂砂量は自然海岸の場合と全く同様であって、全ての漂砂は通過する。

## (3) モデルの適用

Fig.3において、顕著な形で sand body の移動が見られた区域の延長は、安倍川河口から約4 kmである。しかも安倍川河口はFig.2に示したように河口デルタを形成しているため汀線がかなり突出しているが、その区域では sand body の移動は明瞭ではなく、河口の北東側のほぼ平行等深線を持つ区域で顕著な移動が見られる。また、sand body の発生機構を調べる上で、現象をできるだけ単純化することが現象の本質的理解に到達し易いことから、本研究では平行等深線を仮定して計算を行う。ただし、sand body の移動を調べる上で離岸堤の存在は重要なので、離岸堤のモデリングには十分注意する必要がある。Fig.14には初期地形のコンターを示す。汀線より急深で、沖合はフラットな海底地形である。なお、この海岸線に沿っては海岸護岸と消波ブロックが設置されており、初期形状より等深線は後退できない条件となっているので、初期地形で与えられる等深線形状を後退限界とする。この仮定の妥当性は、Fig.5に示した測線 No.62 の海浜縦断面形の変化において、土砂堆積と



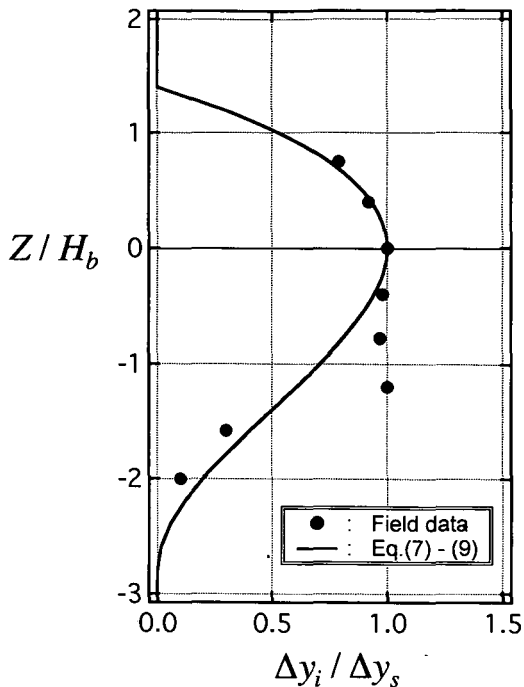


Fig.15 Depth change in littoral transport rate.

ともに汀線が大きく前進したが、再び侵食されてもとの鉛直上方に凹状の海浜縦断面形に復元したことから理解されよう。また、Fig.14では海岸線に沿って堤長80mの離岸堤を40m間隔で28基設置してある。実際には静岡海岸の離岸堤は経年的に設置されてきているが、ここでは単純化のため初期から離岸堤を設置する。数値計算には差分法を用い、Fig.14に示す区域を10m間隔で差分して計算を行う。また、離岸堤の透過率は0.4と設定する。

波浪条件については、気象庁の石廊崎観測所における1976年～1991年の観測結果<sup>19)</sup>から、地形変化に顕著な影響を及ぼす高波浪として、2%の出現率である有義波高3.0mの波を選び、周期は同観測結果をもとにした波高・周期の相関から9sとする。計算においては、1年間の波浪の入射エネルギー量が実測値とほぼ等しくなるように、上述の高波浪の継続時間を1年間で27日と定める。また、波向については、安倍川河口の南西2.5kmに位置する用宗漁港での観測によると卓越波向がSSEである<sup>20)</sup>ことから、SSEとする。なお地形変化計算のタイムステップは10minとするが、地形が変化すると波の場も変化するので、波浪場の計算も繰り返す必要がある。繰り返し時間間隔は地形変化の状況を考慮して設定されるべきであるが、ここでは、長期的かつ比較的緩やかな地形変化の計算を行うことから、繰り返し時間を1年のオーダー(27日)より十分短い3日とした。

Table 2 Flood discharge of Abe River.

DATE	Daily average of flood discharge [m <sup>3</sup> /s]	Maximum flood discharge [m <sup>3</sup> /s]
Aug. 2, 1982	1,129	} 3,857
Aug. 3, 1982	1,466	
Sep. 12, 1982	1,723	} 2,981
Aug. 2, 1983	1,731	
July. 2, 1985	1,523	—
Aug. 10, 1990	1,005	—
Sep. 2, 1991	1,396	2,511

これは、地形変化計算では430ステップに相当する。

静岡海岸における近似的な沿岸漂砂量の水深方向分布は、次のようにして与えられる。まず、宇多・河野<sup>14)</sup>に述べたように、等深線の水平方向変位量を汀線変化量で規準化すれば沿岸漂砂量の水深方向分布が近似的に求められる。そこでこの手法を用いて離岸堤のない自然海岸断面の測線No.62において、1983年を基準として1989年までの等深線の水平変位を求め、汀線変化量で割って規準化した。なお、測線No.62の1989年の断面データを見ると(Fig.5参照)、T.P.-5m以深では水深変動量はごくわずかであるが、海底勾配が小さいため等深線距離の変化量が過大なることを考慮して、ここでは計算範囲の沖合限界をT.P.-5mまでとした。次に、式(8)～(10)において、沿岸漂砂の水深方向分布が実際のものに良く一致するように(Fig.11参照)、 $h_r=4.0$ m、 $h_c=7.0$ mと仮定するとFig.15が得られる。黒丸印で示す実測値と、式(8)～(10)で与えられる分布形とはほぼ対応を示し、静岡海岸でも式(8)～(10)で沿岸漂砂量の水深方向分布が近似されることが分かる。また、Fig.15によると、自然海浜部の沿岸漂砂量は汀線付近でピークを持ち、海側・陸側に単調に減少する分布形となる。このような沿岸漂砂の水深方向分布は、鹿島海岸<sup>14)</sup>や西湘海岸<sup>20)</sup>で得られた分布形と非常によく類似している。実際の計算では陸域・海域とも1m間隔のコンターの変形予測を行う。

モデル計算においては安倍川からの流出土砂量を境界条件として入力する必要がある。河川からの流入土砂量は洪水規模に大きく依存する。そこで、河口より4.7km上流に位置する手越流量観測所の1980年以降の洪水記録<sup>21)</sup>を調べた。規模の大きい洪水として、例えば日流量平均が1000m<sup>3</sup>/s以上の洪水を選ぶと、1980年～1993年の間、Table 2のように7回の洪水が発生しており、特に1982年9月12日には最大流量3857m<sup>3</sup>/sの洪水が発生したが、その後は規模の大きい洪水はあまり発生していない。以上より、境界条件として、まず $X=$

4.0 km から全漂砂量として実測値をもとに  $10 \times 10^4$   $m^3/yr$  の一定値を与え、式 (9) により各等深線ごとの漂砂量に分配した。一方、 $x=0.0$  km は通過境界とした。ケース①は、離岸堤背後における沿岸漂砂の阻止率を式 (11) の指数  $n$  を  $n=1.0$  としたものである。このケースによると、sand body の移動速度が実測値と比較して過大な結果を与えるため、ケース②では指数を  $n=1.6$  とした。一方、実測の sand body の移動ではその移動後、漂砂の上手側の区域では汀線が再び後退傾向を示した。これは、河口からの土砂供給が規模の大きい洪水がなかったため大きく減少したためと考えられる。そこでケース③では河口からの土砂供給を3年間で打ち切った。土砂供給期間を3年としたのは、Table 2 において、規模の大きい洪水が発生したのが1982年～1985年であることによる。

以上の条件のもとで等深線変化モデルにより離岸堤周辺の地形変化計算を行うと、時間経過とともに離岸堤沖での等深線の局所的突出量が大きくなり、屈折後においてもなお砕波点における波の入射角が十分に小さいという条件を満足しない場合がでてくる。この場合、その周辺では局所的な不安定が生じる恐れがある。そこで、sand body の先端部の局所的形状の再現は多少犠牲にして、計算の安定性を高めるために、等深線と砕波点における波峰線とのなす角 ( $\theta$ ) が  $30^\circ$  以上となる場合には、その上限値として  $30^\circ$  と設定する。一般に沿岸漂砂量は  $\sin 2\theta$  に比例し、 $\sin 2\theta$  は  $\theta=45^\circ$  の場合に最大値を有する。そこでこの極限状態で  $\theta=30^\circ$  とおくと、それにより漂砂量は約13% 過小評価となる。したがって上述の仮定のもとでは離岸堤部を通過する沿岸漂砂量が小さめとなると同時に、sand body の先端部の沖への突出量がやや過大となることを意味する。

#### (4) 計算結果

最初にケース①の地形変化について述べる。Fig. 16 にはケース①の地形変化を示す。 $x=4.0$  km から土砂が供給され、そこから漂砂の下手側にある離岸堤群を土砂が通過していくが、土砂は明らかに sand body として下手側へと移動し、河口から流入した土砂が下手側へと急速に拡散する状況は示していない。波による漂砂の機構は従来のように砕波に伴う沿岸漂砂であるが、海域に離岸堤群があるために砂の拡散が抑えられ、sand body としての移動が見られる。この場合の sand body の先端部の移動速度は  $360$  m/yr であり、実測で得られた sand body の先端部の移動速度である  $233$  m/yr より56% 過大な値となった。

この原因として、計算で設定した離岸堤背後の漂砂阻止率が過小（すなわち漂砂の通過率が過大）であったと考えられるので、ケース②では式 (11) の指数  $n$  を  $n=$

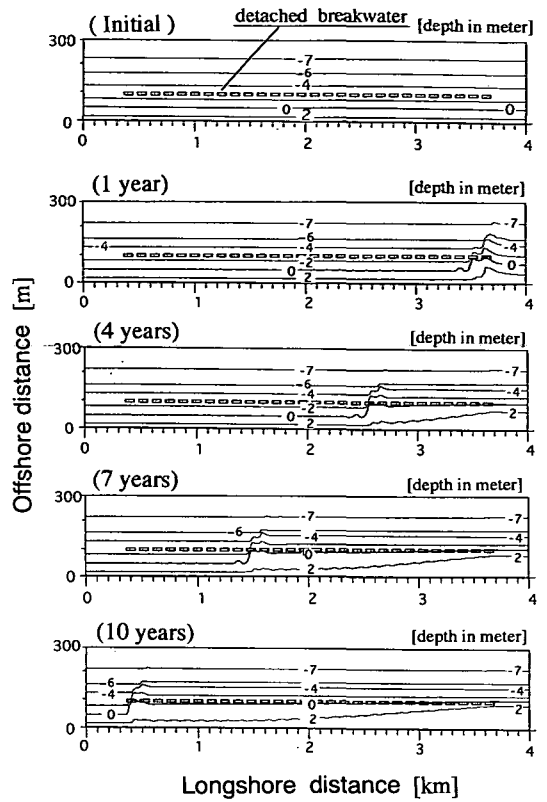


Fig.16 Predicted beach changes (case ①).

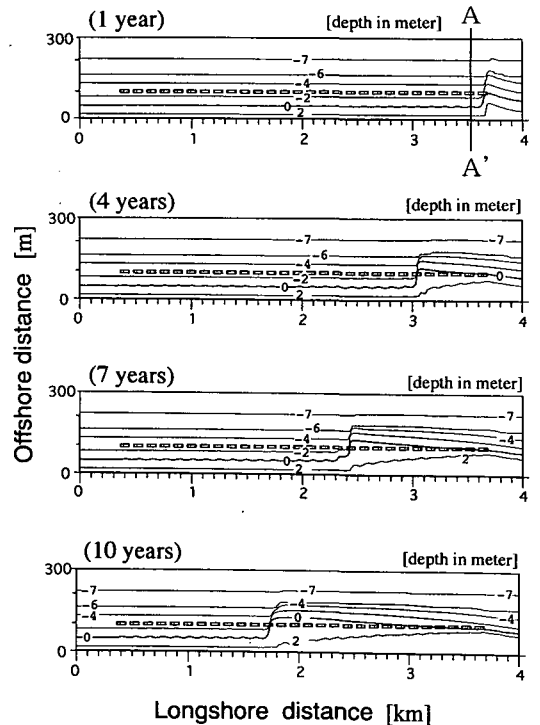


Fig.17 Predicted beach changes (case ②).

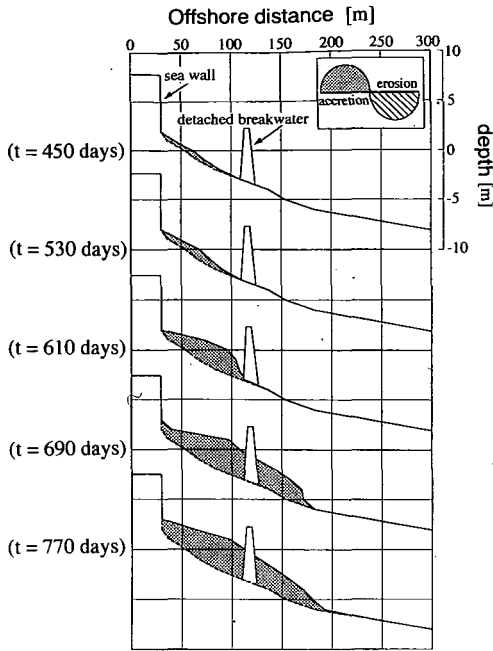


Fig.18 Predicted beach profile changes (case ②).

1.6として離岸堤背後での漂砂の阻止率を大きくした。計算結果を Fig.17 に示す。ケース①とよく似た海浜変形であるが、sand bodyの先端部の移動速度は230 m/yrとなり、観測結果の233 m/yrとほぼ一致する結果が得られた。また、離岸堤の岸側での漂砂阻止量が小さくなったため、T.P.2 mの等深線の前進量が大きくなった。

Figs.16, 17 に示す地形変化においては、任意断面の変化は漂砂の上手側の断面変化が時間とともに移動するのみであるから、1断面の変化を示せば十分である。そこで、Fig.17 に A-A' で示す離岸堤の中央を通る断面の経時変化を Fig.18 に示す。

初期には離岸堤の岸側で集中的な堆砂が起り、護岸と離岸堤の間の区域での堆砂が満杯となると離岸堤の沖で堆砂が進むことがよく分かる。また、770日後の海浜縦断面図に示されるように、舌状砂州が十分発達しているが、この段階でも離岸堤背後の前浜上を沿岸漂砂は通過することができる。そのため前浜の前進区域は沿岸方向に広がる。離岸堤の沖での堆砂状況は Fig.4~Fig.6 に示した静岡海岸での観測結果と良い対応を示す。

Fig.19 には沿岸漂砂量の流入期間を3年で打ち切ったケース③の地形変化を示す。なお、離岸堤岸側の漂砂の阻止率はケース②と同様とした。ケース②では漂砂の上手側より連続的に砂が供給されるため、一度堆積した所では再び侵食されることはなかったが、ケース③では3年間で漂砂の供給が再び絶たれるため、一度堆積した

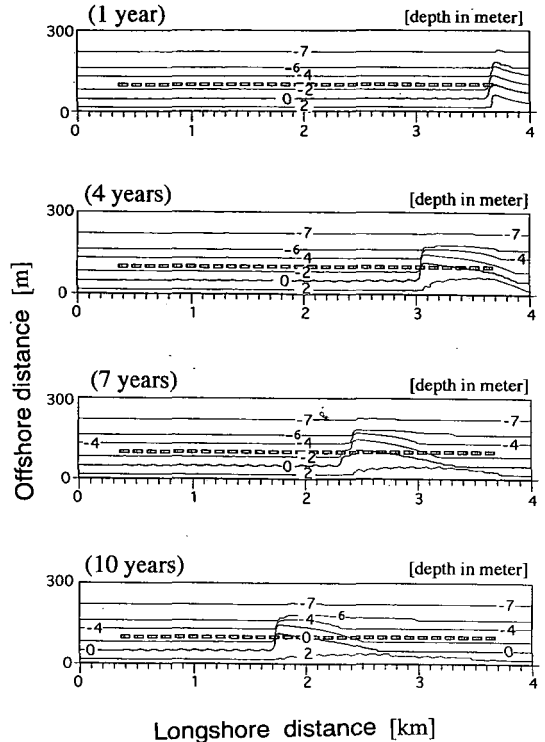


Fig.19 Predicted beach changes (case ③).

区域でも時間経過とともに再び侵食される。実際、静岡海岸で観測された sand body では、一度堆積した区域でも再び侵食されていることから、ケース③の結果は実測値により近いと言えよう。

#### 4. 離岸堤のもつ沿岸漂砂阻止機能の再検討

前節では沿岸方向に複数基の離岸堤が設置された状態において、沿岸漂砂が上手側から連続的、あるいは間欠的に供給された場合、土砂移動が sand body の移動として現われることを明らかにした。しかし、離岸堤が複数基存在するために、個々の離岸堤のもつ沿岸漂砂阻止機能は十分明らかではない。また、離岸堤の設置水深は全て3.5 mと一定であるために、離岸堤の設置水深が沿岸漂砂の阻止に及ぼす影響なども不明である。このことから、静岡海岸において sand body の移動を再現し得たのと同じ諸条件を用い、離岸堤の基数を1基に限定し、大部分の海域には離岸堤が設置されていない条件下において、離岸堤の設置水深を3.5 mとした場合と、これより浅い2.0 mとした場合について計算を行った。Fig.20 には計算範囲と離岸堤の位置を示す。等深線の形状は前節の場合と同様であるが、沿岸方向の計算範囲は600 mとしている。Table 3 には計算ケースを示す。

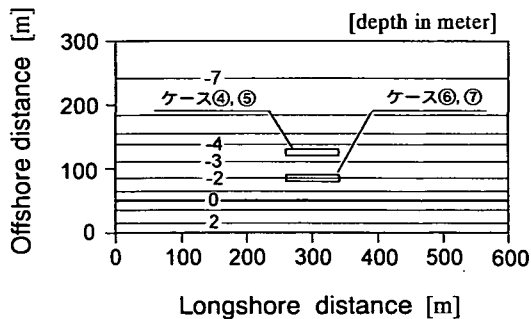


Fig. 20 Model beach to examine beach changes around single detached breakwater.

Table 3 Additional cases of prediction of beach changes.

case	depth of detached breakwater [m]	sand supply
④	3.5	continuous
⑤	3.5	intermittent
⑥	2.0	continuous
⑦	2.0	intermittent

ケース④, ⑤は離岸堤の設置水深が3.5 mで、前節の場合と同様であるが、ケース⑥, ⑦の設置水深は2 mである。また漂砂の供給は $10 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{yr}$ の沿岸漂砂を連続的に供給する場合がケース④, ⑥であり、この漂砂量を3年で打ち切るのがケース⑤, ⑦である。

Fig. 21には、ケース④の計算結果を示す。水深3.5 mに設置された離岸堤により、左方向へ向かう沿岸漂砂が阻止され、離岸堤周辺の等深線が経時的に前進する。この場合、とくに1年目の等深線形状に明瞭に表われているが、Fig. 15の漂砂量分布から理解されるように、漂砂量は汀線付近で最も大きく、それより沖側、陸側に減少するので、等深線の顕著な前進が生ずる時期に時間的なズレが発生している。すなわち汀線の動きと比較して陸上の2 mの等高線や、沖合の-5, -6 mの等深線は遅れて前進が生じている。しかしながら時間経過とともに離岸堤による沿岸漂砂の阻止効果が著しくなり、3年後では離岸堤が突堤のような機能を果して沿岸漂砂を著しく阻止し、離岸堤から漂砂上手(右)側区域の等深線が前進する。さらに4年、7年目となると、沿岸漂砂の供給が続く限り離岸堤の漂砂阻止効果により離岸堤の右側区域での前浜は維持される。しかし、3年目までに離岸堤による漂砂阻止により急速に前進した離岸堤沖の等深線も、離岸堤沖が浅くなった結果通過漂砂量が大きく

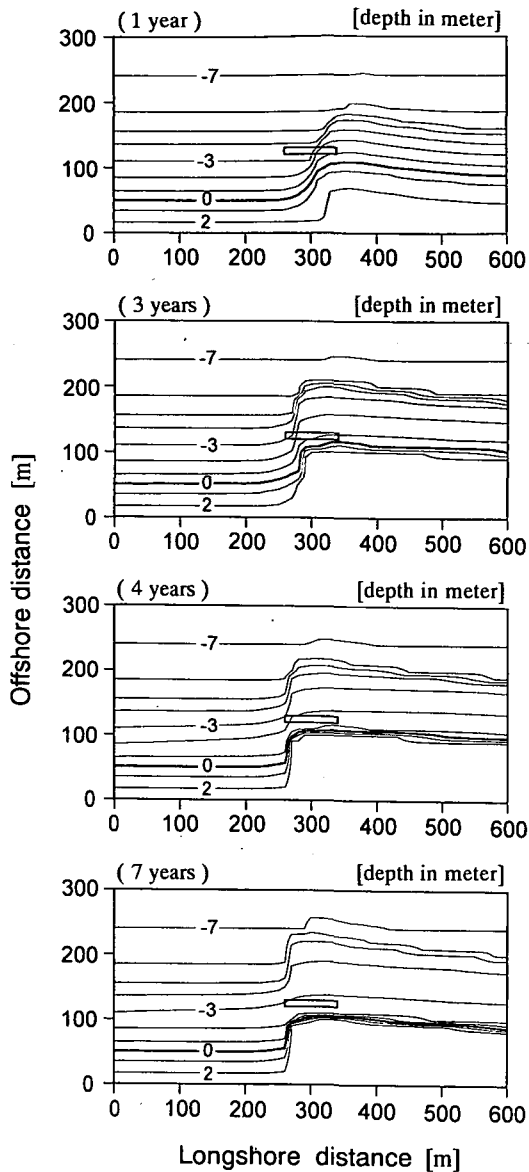


Fig. 21 Predicted beach changes (case ④)

なり、前浜形状には変化は見られないものの、離岸堤沖では等深線の緩やかな後退が生じる。

同様にして Fig. 22には漂砂の供給を3年間で打ち切ったケース⑤の計算結果を示す。3年目までの計算結果は Fig. 21に示すケース④の場合と同一であるが、漂砂の供給を打ち切ってから1年が経過した、初期から4年後では、漂砂の上手側の等深線が後退し、7年後には離岸堤より浅い海域の等深線は初期とまったく同じ平行等深線となる。陸上部の2 mの等高線と、離岸堤沖で土砂が沖方向に移動して堆積した部分を除いてはほぼその状態にもどる。初期の平行等深線は、汀線付近は消波

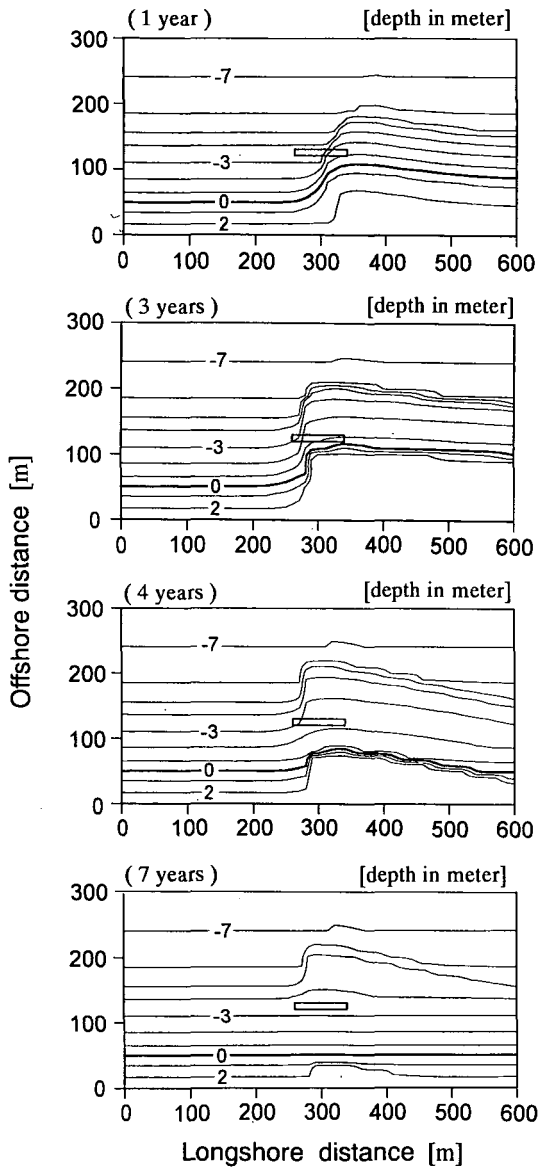


Fig.22 Predicted beach changes (case ⑤)

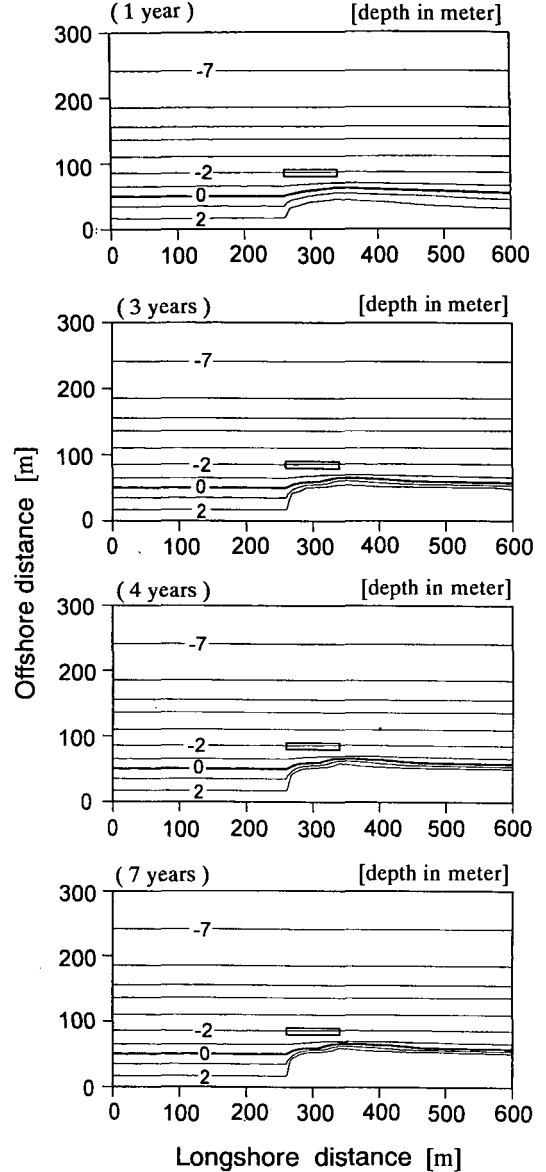


Fig.23 Predicted beach changes (case ⑥)

ブロック等で覆われ、前浜がまったく存在しない状況にあるから、沿岸漂砂の供給が絶たれれば、離岸堤背後部を除いて再び侵食海岸へと戻ることを意味する。

次に、離岸堤の設置水深を2mと浅くしたケース⑥、⑦の計算結果について述べる。Fig.23には、ケース⑥の計算結果を示す。漂砂を連続的に供給したが、設置水深のみが異なるケース④の結果 (Fig.21) と比較すると、離岸堤が砕波帯内に含まれ、沿岸漂砂の阻止効果が小さいために、地形変化は離岸堤より岸側のごく浅い部分に限られる。離岸堤沖では等深線の形状が初期状態と同様沿岸方向にまったく平行であることは、離岸堤設置後も

設置前と同様に沿岸漂砂が通過していることを表わしている。

Fig.24は、ケース⑦の計算結果である。3年間で沿岸漂砂の供給を打ち切った条件であるが、このケースでは7年後には全ての等深線が初期状態とまったく同一になり、初期の堆積も全て消失している。

以上のように、設置水深の小さい離岸堤は、沿岸漂砂の阻止効果が小さく、堆砂効果が長続きせず、沿岸漂砂の供給量の変動するとすぐに離岸堤設置前の状態に戻ってしまうことがわかる。

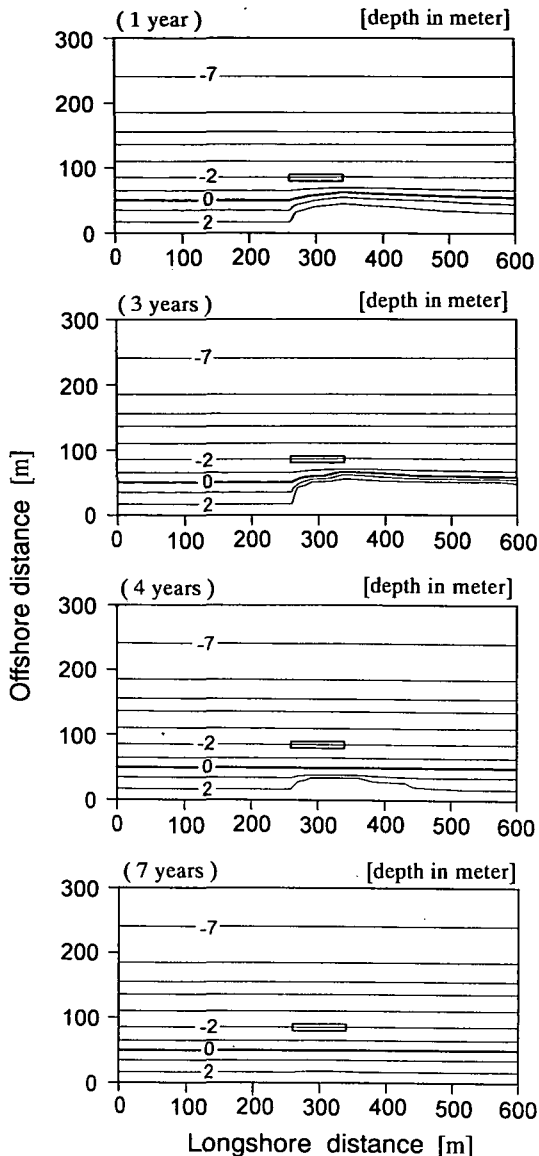


Fig.24 Predicted beach changes (case ⑦)

## 5. 考 察

本研究では、静岡海岸の現地海浜データの分析を通じて sand body の移動現象を見出し、さらに等深線変化モデルによりその発生機構について検討した。これによる、sand body の移動原理は次のとおりである。まず、離岸堤群のある海岸に上手側より沿岸漂砂が供給され、それが離岸堤群を一基ずつ通過して行く際、個々の離岸堤の背後に土砂が堆積する。その離岸堤背後の堆積量が十分大きくなると沿岸漂砂は離岸堤沖を通過し、下手方向に移動するが、この間に時間遅れが生じる。結果とし

て数多くの離岸堤が設置されている場合、sand body としての移動現象が生じ、それはあたかも孤立波が伝播していくかの状況を呈するものである。一方、すでに明らかにされている静岡海岸での侵食区域の移動 (erosion wave) の移動速度<sup>12)</sup>と比較して、sand body の移動速度は 0.47~0.29 倍と小さいが、このことは、離岸堤が沿岸漂砂の下手側への土砂供給からみるとそれを妨げていることを意味する。現在、静岡海岸の北東側に位置する清水海岸では激しい侵食にさらされているが、安倍川河口から清水海岸への供給土砂の移動速度は大きく減少していることから、静岡海岸の sand body の先端より清水海岸の侵食の著しい地先までの 8.2 km 間 (そこには対策工として静岡海岸と同様離岸堤が設置されている) を sand body が移動するには、さらに約 30 年が必要となる。このことは、清水海岸での侵食対策には、今後ほぼ 30 年間にわたって上手側からの供給土砂を期待することなしに検討を進めるべきことを示唆している。この間は漂砂の供給量は小さいから、清水海岸で砂浜を維持するには清水海岸へ土砂が到達するまで養浜を行う必要があると考える。

また、本研究で指摘される他の重要な点は、離岸堤による沿岸漂砂の阻止効果により、離岸堤の漂砂上手側で前浜が確保されている場合でも、沿岸漂砂の供給が不足する場合、その部分は動的平衡状態を失うために急速に侵食が進んでしまうことである。全国各地で沿岸漂砂の供給が減少している海岸が多いが、このような海岸ではたとえ離岸堤が設置されていたとしても、その離岸堤の上手側の区域も含んで侵食が進むことに注意を喚起する必要がある。

本研究で sand body の移動現象が見られ、等深線変化モデルによる現象再現の行われた静岡海岸は、汀線付近の勾配が約 1/10 と急勾配であるが、沖合の海底勾配は約 1/150 と非常に緩やかである。このためバーやトラフは存在しておらず、これが沿岸漂砂量の水深方向分布を仮定する等深線変化モデルの適用上有効であった。したがって、緩勾配海岸でバー・トラフの発達するような海岸への当モデルの利用は現況では困難である。この点は今後の検討課題として残されている。また、離岸堤沖で局所的に等深線が突出した部分での波浪場をより高い精度で予測する手法の開発が望まれる。

## 6. 結 論

本研究の主要な結論は以下に要約される。

- ① 静岡海岸での 1983 年~1993 年の海浜変形では、土砂の集合体 (sand body) が変形しつつ沿岸漂砂の下手方向へ移動する現象が見い出された。sand body の重心点の移動速度は 235 m/yr であり、この値は同じ地区で

離岸堤が設置される以前の erosion wave の位相速度と比較して 0.47~0.29 倍であった。

② この sand body 域では 1983 年~1993 年の 10 年間に  $10 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{yr}$  の土砂が堆積した。静岡海岸の土砂供給源は安倍川のみであり、また sand body の先端を越えた土砂流出はごくわずかと考えられるので、この堆積量は安倍川から当区域へ流入する漂砂供給量に等しい。また、この漂砂量は著しく侵食される以前の漂砂量の推定値  $13 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{yr}$  の約 77% である。

③ 平均水深に対する水深変動量の標準偏差を求め、水深方向分布としてとりまとめた。これによると標準偏差は  $-1 \sim -2 \text{ m}$  の間で最大の  $2 \text{ m}$  を示し、それより海側・陸側に単調に減少し、 $-7 \text{ m}$  でほぼ 0 となった。したがって  $-7 \text{ m}$  は当海岸における移動限界水深に等しい。

④ 規準化された等深線距離の水深方向分布より、沿岸漂砂量の水深方向分布を算定した。自然海岸部での沿岸漂砂量は、汀線付近で最大値をとり、そこより海側・陸側に単調に減少する特性を示し、この分布形は等深線変化モデルにおいて仮定されている分布形と一致した。

⑤ 従来、自然海浜および突堤、護岸、防波堤周辺での地形変化予測の利用に限られていた等深線変化モデルを、砕波帯内に設置された透過性離岸堤の周辺での地形変化予測への利用も可能なように拡張した。これにより、現在のところ急勾配海岸への適用に限られてはいるものの、等深線変化モデルは一般に海岸に設置されている全ての構造物周辺での地形変化予測への利用が可能となった。

⑥ このモデルを静岡海岸で観測した sand body の移動現象の再現に応用し、sand body の移動現象が、海岸線に沿って設置された離岸堤群の存在と、この海岸への土砂供給源である安倍川での洪水の発生に起因することを明らかにした。すなわち、上手側から漂砂が離岸堤群へと流入すると、初期には離岸堤の岸側で堆砂が進み、離岸堤の岸側領域が満杯になるまで堆積し、その後離岸堤の沖合で堆砂が進むため、沿岸漂砂が離岸堤群のある場所を通過しにくいことが sand body の移動現象の見られた主要因である。

⑦ 離岸堤が 1 基のみの条件下で、離岸堤の設置水深を  $3.5 \text{ m}$ 、 $2 \text{ m}$  と変えた場合の海浜変形の予測計算を行った。これにより、離岸堤の設置水深が小さい場合沿岸漂砂阻止効果が小さく、例えば沿岸漂砂の供給量が時間的に変動する場合、急速にその堆砂効果が失われてしまうことが明らかになった。

#### 参考文献

1) Uda, T. : Beach erosion in Japan and its classification, *Coastal Sediments '91*, Vol.2, pp.1856-1870, 1991.

- 2) 宇多高明：日本の海岸侵食，第 29 回水工学に関する夏期研修会講義集，pp.B-3-1~B-3-20, 1993.
- 3) 宇多高明，鈴木忠彦，大石守伸，山本吉道，板橋直樹(1994)：静岡海岸の沿岸漂砂量およびその分布形の評価，海岸工学論文集，第 41 巻，pp.536-540, 1994.
- 4) 土屋義人：海岸侵食の波動性について (1) —静岡海岸の場合—，海岸工学論文集，第 42 巻，pp.551-555, 1995.
- 5) 豊島 修，高橋 彌，鈴木 勲：静岡海岸の侵食特性について，第 28 回海岸工学講演会論文集，pp.360-364, 1981.
- 6) Thevenot, M. M. and N. C. Kraus : Longshore sand waves at Southampton Beach, New York : observation and numerical simulation of their movement, *Mar. Geol.*, 126, pp.249-269, 1995.
- 7) Sonu, C. J. : Collective movement of sediment in littoral environment, *Proc. 11th Coastal Eng. Conf.*, ASCE, New York, pp.378-398, 1968.
- 8) Bruun, P. : Migrating sand waves or sand humps, with special reference to investigations carried out on the Danish north coast sea, *Proc. 5th Coastal Eng. Conf.*, ASCE, New York, pp.269-295, 1954.
- 9) Grove, R. S., Sonu, C. J. and Dykstra, D. H. : Fate of massive sediment injection on a smooth shoreline at San Onofre, California, *Proc. Coastal Sediments '87*, New York, pp.531-538, 1987.
- 10) Inman, D. L. : Accretion and erosion waves on Beaches, *Shore & Beach*, Vol.55, No.3 and 4, pp.61-64, 1987.
- 11) Verhagen, H. J. : Sand waves along the Dutch coast, *Coastal Eng.*, 13, pp.129-147, 1989.
- 12) 宇多高明，山本幸次，河野茂樹：砂嘴地形周りの海浜変形—三保松原を例として—，地形，Vol.12, No.2, pp.117-134, 1991.
- 13) Uda, T. and K. Yamamoto : Beach changes around a sand spit—the example of Mihono-matsubara sand spit—, *Coastal Eng.in Japan*, Vol.35, No.1, pp.112-128, 1992.
- 14) 宇多高明，河野茂樹：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, 1996.
- 15) 宇多高明，鈴木忠彦，山本幸次，板橋直樹：三保松原の危機的海岸侵食状況，海岸工学論文集，第 40 巻，pp.441-445, 1993.
- 16) Karlsson, T. : Refraction of continuous ocean wave spectra, *Proc. of ASCE*, Vol.95, No.WW4, pp.437-448, 1969.
- 17) 高山知司，池田直太，平石哲也：砕波および反射を考慮した波浪変形計算，港湾技術研究所報告，第 30 巻，第 1 号，pp.21-67, 1991.
- 18) 合田良実：砕波指標の整理について，土木学会論文報告集，第 180 号，pp.39-49, 1970.
- 19) 気象庁：気象庁波浪観測資料，第 1 号~第 15 号，1976~1991.
- 20) 宇多高明，川崎俊太，見附敬三：西湘海岸小八幡値地区に建設された突堤の漂砂阻止率の検討，海岸工学論文集，第 42 巻，pp.671-675, 1995.
- 21) 建設省河川局編：流量年表昭和 57 年~平成 3 年。(1995.9.29 受付)

# FIELD OBSERVATION OF MOVEMENT OF SAND BODY DUE TO WAVES AND VERIFICATION OF ITS MECHANISM BY NUMERICAL MODEL

Takaaki UDA, Yoshimichi YAMAMOTO, Naoki ITABASHI  
and Kosuke YAMAJI

The analysis of beach survey data collected from 1983 to 1993 on the Shizuoka coast showed the existence of a sand body propagating to downcoast by the velocity of about 233 m/yr around detached breakwaters. A numerical model predicting the movement of sand body was developed. Sand movement in the shoreward and offshoreward regions of detached breakwater is modeled separately and time lag requiring for littoral drift to pass through the location of detached breakwater was taken into account. Predicted velocity of this sand body was 230 m/yr and it agreed well to observed one. Predicted profile changes around detached breakwaters quantitatively agreed well with the observed ones.