

海岸土砂収支と海浜変形

土 屋 義 人

1 緒 言

海岸には波浪などによる莫大なエネルギーが供給され、海岸が実に地球上でもっとも活動的な場所となっており、変化に富んだ美しい海岸もこのエネルギーの所産にほかならない¹⁾。このような過程において海浜は、一般に長期間において比較的安定な状態へと移行しようとしているが、人類の発展は河川流域の開発から沿岸海洋の利用へと進展し、自然の環境に大きなひずみを余儀なくしてきた。とくに最近では、各種の海洋構造物の築造や河川からの流送土砂量の減少などによる漂砂源の変化が著しく、わが国各地の海岸で海岸侵食が助長されてきている。

これら人類の発展に伴う環境変化が海浜にあたる影響は、いつに漂砂源の変化による海岸土砂収支の不均衡によるものが少なくない。ただ河川の流況の変遷に伴う流送土砂の変化は、一般に急激に生ずるものではなく、また流送土砂の変化による海岸侵食も同様であるが、とくに重要なことはその影響が必ず起こることがある。このような観点で、水収支の問題と同様に、山地から海岸に至る土砂収支が大きな研究課題となっていることは周知のとおりである。この小文において述べる海岸土砂収支の問題もこの観点に立つものであって、できれば河川などの漂砂源の変化との関係を詳述すべきであるが、現在各方面において精力的な調査が始められたところであって、いまだみるべき成果はえられていないようであるので、ここでは、主として著者の手もとにある資料から、この問題を実例によって解説し、海浜変形の将来予測の重要性を強調する次第である。

2 海浜変形の原因と海岸土砂収支

1966年の水工学の研修会において、岩垣博士²⁾が海浜変形の原因について詳細に論じているので、ここではその考え方の概要と若干の考察をすることにして、海岸土砂収支の基本的な考え方を述べることにする。

(1) 海浜変形の連続式²⁾

いま、図-1に示すように、 x 軸を海岸に沿ってとり、 y 軸をそれに直角方向、 z 軸を鉛直上向きにとることにして、単位幅当り単位時間の漂砂量の x 方向の成分を q_x 、 y 方向の成分を q_y とすれば、漂砂量と海底の変動との間の土砂保存則は、次式であらわされる。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) = 0 \quad \dots (1)$$

ここに、 λ は海底土砂の空隙率を100で割ったものである。また、 z の代わりに水深 h を

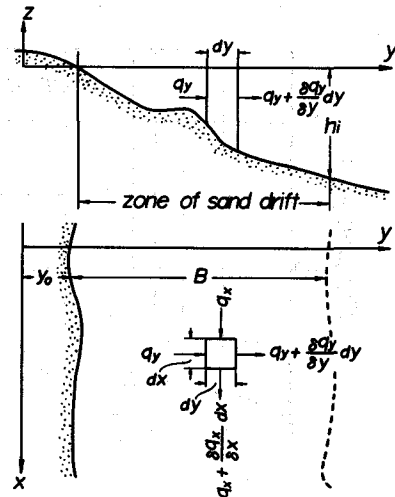


図-1 海浜変形の基礎式を導く説明図

用いると、(1)式は次式となる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} - \frac{1}{(1-\lambda)} \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) = 0 \quad \text{----- (2)}$$

これから、海底地形の変動は、海岸に沿って移動する漂砂量の沿岸方向変化 $\partial q_x / \partial x$ と沖方向変化 $\partial q_y / \partial y$ の両者に起因することがわかる。

ところが、これらのうち後者の海岸に直角の沖方向変化による海底地形変動は、Shepard ら³⁾ によるカリフォルニア海岸またはわが国では新潟海岸などの実測結果から、主として季節的変動として知られている。すなわち、通常の高浜では、冬期季節風による風波によって高浜は侵食され、汀線は後退するが、夏期にはうねりによって堆積し、汀線は前進してもとにかえる。しかしながら、この事実は海底および高浜を構成する土砂のうち、波浪によって移動する漂砂について考えられることであって、たとえば高浜またはがけを構成するすべての土砂については、その粒度組成を考慮する必要がある。図-2は大潟海岸および東播海岸において漂砂源における土砂と海底または汀線

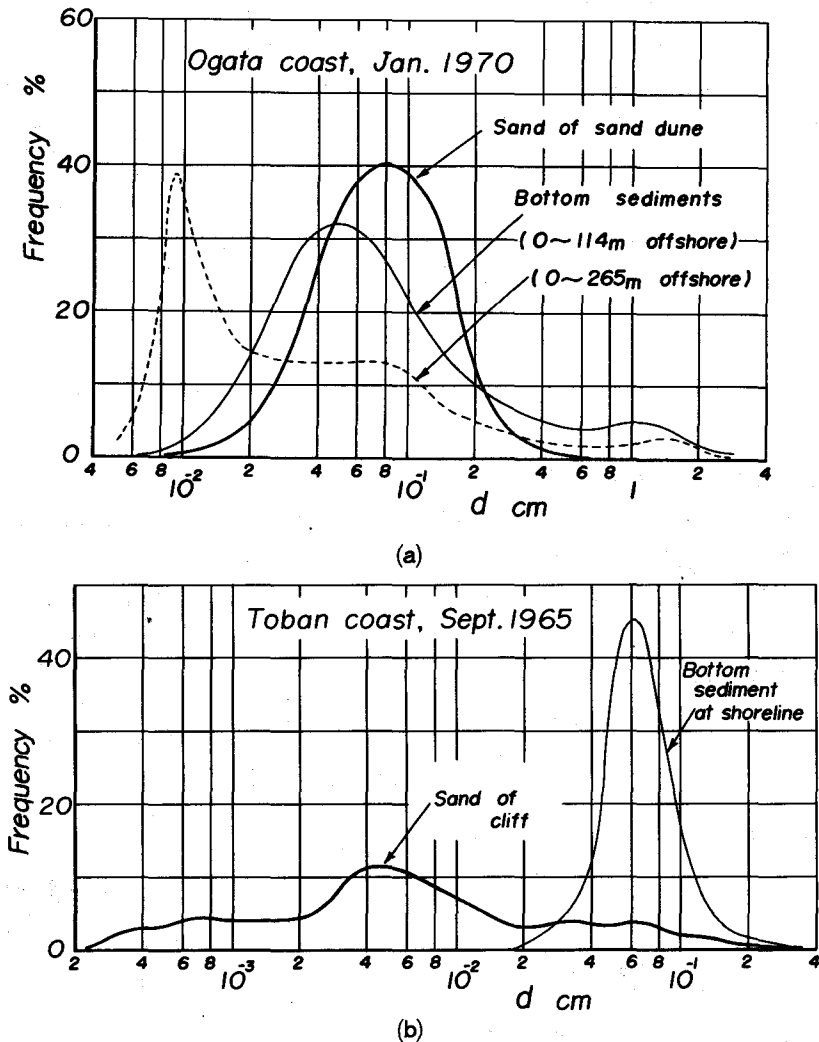


図-2 漂砂源からの土砂の海岸漂砂への移行の実測

における底質特性を比較したものである。前者では砂丘地からの土砂が次第に沖方向に輸送され、細粒のものは必ずしも季節変化に伴わないようであり、また後者はがけからの土砂が波および潮流によって輸送された場合を示すが、これから土砂のうち細粒のものの大部分は海岸漂砂に寄与していないことがわかる。かように、漂砂源からの土砂の海岸漂砂への移行機構は、その粒度組成においてはほとんど不明であるので、ここでは主として、沿岸漂砂による海浜変形について考察するが、海岸土砂収支の観点からは、前述した沖方向への漂砂の移動についても考えなければならぬ。

(2) 海浜変形の連続式の変形と海岸土砂収支

海岸漂砂の供給源すなわち漂砂源というまでもなく河川からの流送土砂を主体とするが、ときには海がけも大きな漂砂源となる場合も少なくない。したがって、ここでは岩垣博士にならって、(1)式を漂砂帯全域について積分した連続式を考える。

まず、(1)式において季節変化を省略することにして $\partial q_y / \partial y = 0$ とし、(1)式を漂砂帯の幅 B にわたって積分すれば、平均水深 $\bar{h}$ を用いて次式がえられる。

$$\frac{h_i}{B} \frac{\partial y_0}{\partial t} = \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} - \left(1 - \frac{\bar{h}}{h_i}\right) \frac{\partial h_i}{\partial t} - \frac{1}{(1-\lambda)B} \frac{\partial Q_x}{\partial x} \quad \text{----- (3)}$$

ここに、 h_i ；漂砂の移動限界水深および Q_x ；沿岸漂砂量である。

(3)式は漂砂帯全域に対する漂砂の連続式であるから、海岸に河川やがけなどより土砂が流入する場合には、その流入土砂量のうち海浜変形に直接寄与するものを $Q_R(x, t)$ とすれば、次式が成立する。

$$\frac{h_i}{B} \frac{\partial y_0}{\partial t} = \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} - \left(1 - \frac{\bar{h}}{h_i}\right) \frac{\partial h_i}{\partial t} - \frac{1}{(1-\lambda)B} \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{1}{B} Q_R(x, t) \quad \text{----- (4)}$$

ただし、 $Q_R(x, t)$ が河川からの漂砂源のように、1地点より流入する場合には、(4)式右辺第4項は $(1/B^2) Q_R(t) \delta(x-x_0)$ とあらわされる。ここに、 δ はDiracの δ 関数であり、 $x = x_0$ において流入するものとする。

海岸土砂収支を考える場合には、当然その粒度組成を考慮すべきことはいうまでもないが、図-2に示したように、河川からの流送土砂または海がけからの供給土砂のうち海浜変形に寄与する部分がかわらないので、図-3には河川およびがけなどの漂砂源からの土砂収支とその過程における外力および現象との関係を模式的に示す。

(3) 海浜変形の原因

海浜変形の連続式である(4)式に基づけば、汀線の後退の要因は4つに分けられる。すなわち、(1) $\partial \bar{h} / \partial t$ としてあらわされる海浜断面の変化によるもの、(2) $\partial h_i / \partial t$ であらわれる源砂の移動限界水深の変化によるもの、(3) $\partial Q_x / \partial x$ すなわち沿岸漂砂の非一様性に基づくものおよび(4) $Q_R(x, t)$ として式示されている漂砂源の変化によるものであるが、

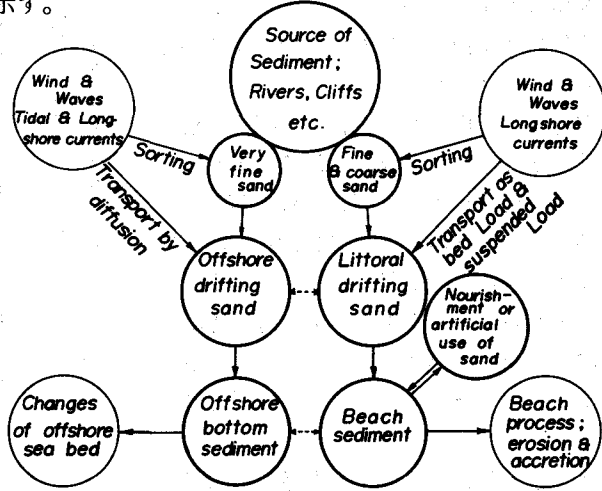


図-3 海岸土砂収支図の試み

このうちもっとも大きく影響するものは一般に漂砂の非一様性と漂砂源の変化によるものであろう。岩垣博士はこれらの原因を含めて海浜変形の原因を漂砂の非一様性として述べられたが、ここでは説明の都合上前述した4つに分けた。

前述した要因に対して、実際上どのような原因によって具体的に海浜変形を生ずるかを列挙すれば、つぎのとおりである⁴⁾。

a. 河川からの流送土砂の変化など漂砂源の変化 これにはさらに海砂や浜砂れきなどの採取なども含まれ、前述した要因(3)および(4)に対応する。

b. 海岸構造物の築造による漂砂のしゃ断 港湾をはじめとする各種構造物による沿岸漂砂の非一様性をもたらす直接原因であって、要因(3)に対応する。

c. 波浪および流れなどの外力の長期的変化 自然的または人為的な外的要因の変化による場合であって、要因(1)、(2)および(3)に相当する。

3 漂砂源の変化と海浜変形

前述したように、海岸土砂収支の観点での漂砂源の変化としては、河川からの流送土砂の変化や海岸構造物による沿岸漂砂のしゃ断など、その量と質に変化をきたすものが少なくないが、ここでは最近におけるいくつかの実例をあげて、海浜変形との関係を具体的に説明しよう。

(1) 河川からの流送土砂の変化による海浜変形

わが国の水力開発は戦後急速に進展し、図-4に示すように、15m以上のダムによる総貯水量は1955年ころより急増して現在に至っているが、同図に示す堆砂量および堆砂率などの経年変化とあわせて検討すると、過去約15年間に年平均約7,000万 m^3 の堆砂を示している⁵⁾。このようなダム堆砂など河川における流送土砂の阻止は、最近の砂利採取の問題とあいまって、河床低下の原因ともなり、またさらに河川の漂砂源としての機能を低下せしめ、海岸侵食の原因となりつつある。このような河川からの流送土砂の変化は量と質との両面に及び、それに伴うわが国の海岸侵食の現状を定量的に把握することはきわめて困難であるが、一般的な傾向としては新潟海岸や皆生海岸などをはじめとして、かような漂砂源の変化による河口デルタの縮小による海岸侵食として考えられるであろう。

その典型的な1例として、新潟海岸の海浜変形を例示する⁶⁾。新潟海岸は信濃川からのぼう大な流送土砂によって形成された河口デルタであるが、洪水対策として1909年に開さく工事が始められ、1931年には大河津分水が完成し、洪水および流送土砂の大部分が寺泊の新信濃川河口に排出されるようになり、信濃川河口付近では海岸侵食が著しくなったのである。

図-5には、1904年の海岸線を最近におけるものと比較して示してあるが、図-6に示

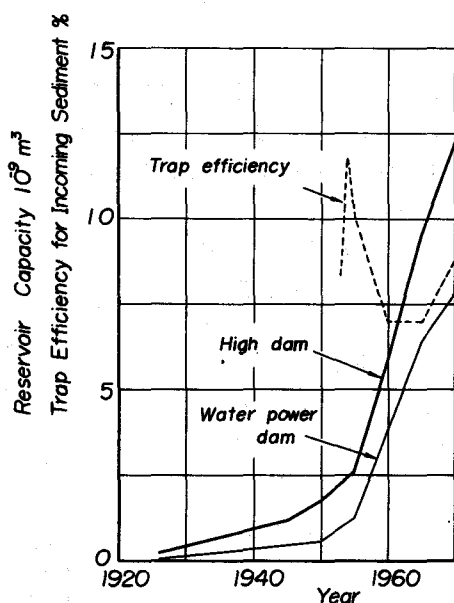


図-4 わが国の総貯水量、堆砂量および堆砂率などの経年変化

すように汀線が急激に後退したことがわかる。ただし、図-6における汀線変化の基準は1887年であり、また図中に新潟港の西防波堤基部より西海岸に沿う距離を示し、大きいまる印で汀線の後退量をあらわしてある。新潟は1950年ころより地下天然ガスの採取が盛んとなり、そのため地盤沈下を起こして、海岸侵食が促進された。したがって、信濃川の流送土砂の急変に伴う海浜変形を考察するためには、地盤沈下の影響を除去する必要があるが、適切な分離は困難であって、いまだ定量的にはわかっていない⁶⁾。ここでは、図-7に示すように、西防波堤の基部を基準とした西海岸に沿う地盤沈下の変化比を求めて、1等三角点の沈下量で補正し、これを用いて海底勾配を1/100および1/50と仮定して地盤沈下による汀線変化を推定することにした。図-8(a)および(b)はそれぞれ以上のような方法によって推定した結果であり、また図-6には小さいまる印で対応した汀線の経年変化を示した。これらの図から、海岸侵食は西防波堤基部すなわち漂砂の上手側から始まり、次第に西側に拡大していったことおよび1933年より実施された海岸侵食防止工事の効果をかなり評価できることがわかる。

一方、このような西海岸の侵食は防波堤の延長に伴って冬期波浪の集中を余儀なくしたと思われるが、図-9に示すように大河津分水による流送土砂の新信濃川河口に形成されたデルタの発達をみると、流送土砂の急変が海岸侵食の主原因となったことがよくわかるであろう。

なお、図-10に示す皆生海岸の侵食は、日野川からの流送土砂の変化に基づく河口デルタの縮小に起因するものと考えられるが、現在土砂収支の立場から調査が実施されていることをつけ加えておきたい。

(2) 海岸構造物の築造による海浜変形⁷⁾

漂砂源の変化をもたらす1つの人為的要因は、海岸構造物の築造である。わが国の

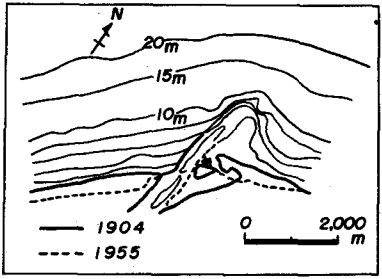


図-5 新潟海岸の地形変化

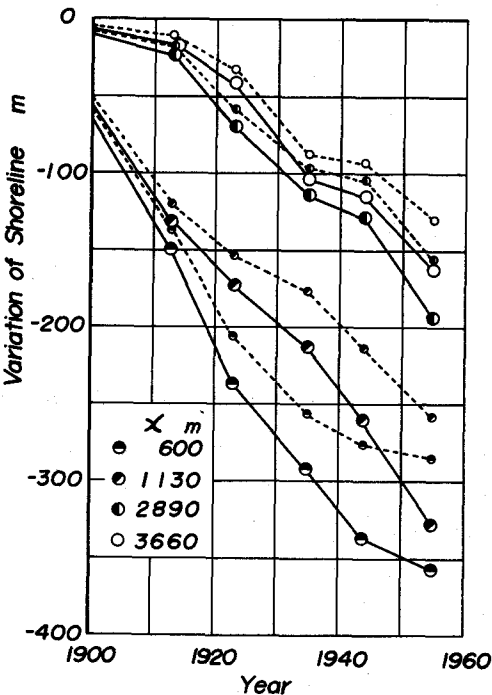


図-6 新潟西海岸における汀線の経年変化

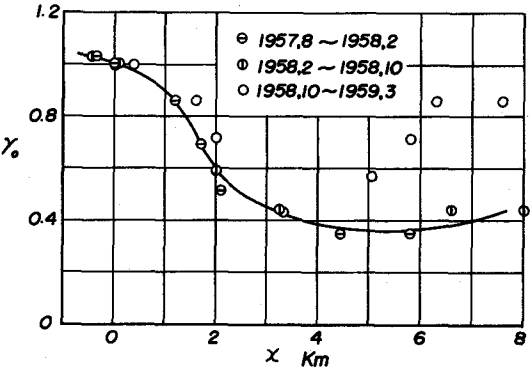
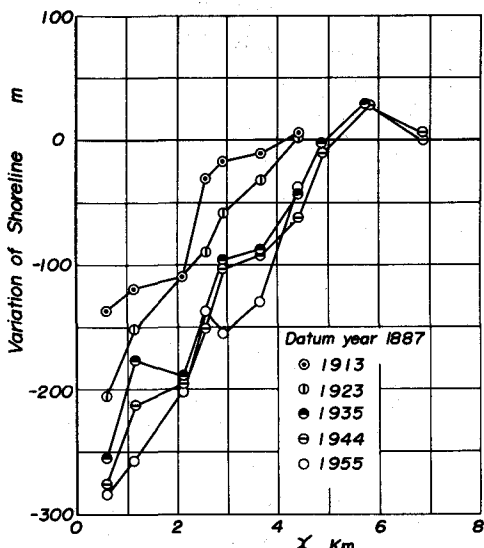
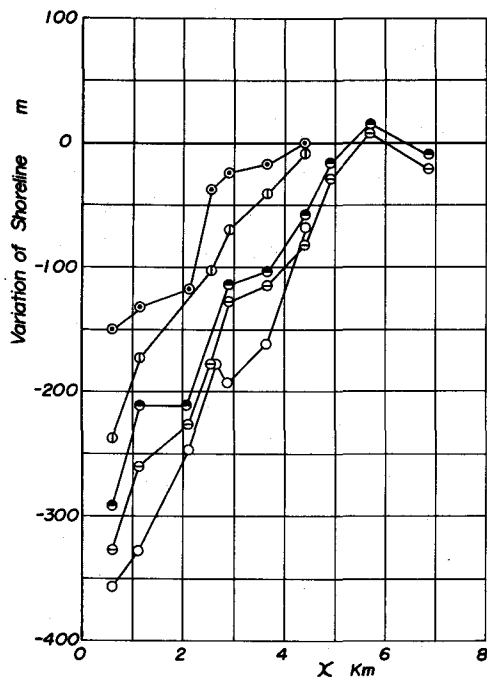


図-7 新潟西海岸における地盤沈下の変化比の距離的变化



(a)



(b)

図-8 沈盤沈下による汀線変化を考慮した新潟西海岸の侵食状況

ように、冬期季節風による波浪と台風による波浪とが来襲するところでも、一般に沿岸漂砂の卓越方向が明確になっている場合が少なくない。かような海岸に構造物を築造すると、漂砂をしゃ断することになって、下手側の海岸侵食を助長することになり、ときにはその影響はかなり広範囲に及ぶ。

図-11に示す下新川海岸の東端には宮崎漁港があり、1951年ころよりその改修が進められ、東防波堤の延長工事などが進められた。この海岸には漂砂源として東より境川、笹川、小川があり、西端には黒部川があるが、ここでとりあげる下新川海岸の東部では境川の寄与がもっとも大きい。この海岸における波浪エネルギーの方向分布には、NW~NNW およびNNE~NE方向の2つの主方向があり、後者であらわされるよりまわり波とよばれるかなり長周期の波浪が卓越する。したがって、全般的な沿岸漂砂の方向はEよりWに向いているため、宮崎漁港は下新川海岸の漂砂の上

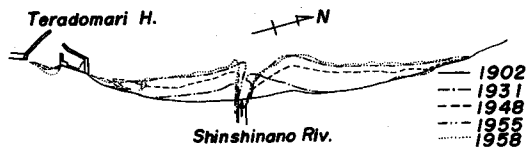


図-9 新信濃川河口におけるデルタの発達

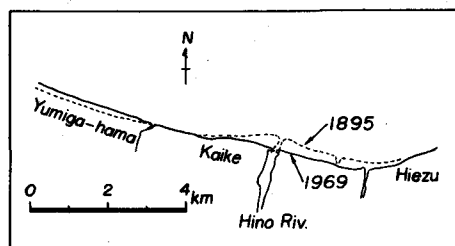


図-10 皆生海岸における海岸侵食状況

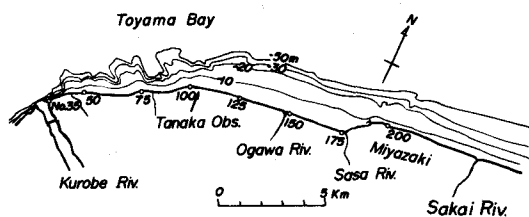


図-11 下新川海岸の概況図

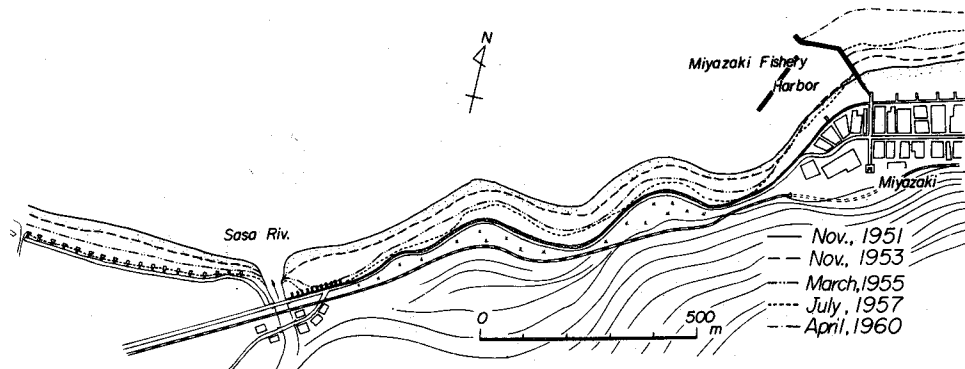


図-12 下新川海岸の東部における汀線変化

手側に位置している。この海岸は古くより侵食海岸として知られていたが、漁港の改修によって沿岸漂砂が断されると、その影響は漂砂の下手側の広範な隣接海岸に及び、図-12に示すように、汀線の後退を促進する結果となったのである。この漁港の西側の海岸には1950年ころまで砂浜が存在したが、汀線後退箇所は順次西側へと移り、現在では岩盤の海底となっている。図-13は東防波堤の延長と笹川の左岸および右岸の汀線後退量との関係を示したものであるが、両者の対応が明確であり、漂砂の上手側にある右岸の方が左岸より後退の程度が著しいこともわかる。図-14は笹川河口付近より西側の黒部川河口付近までの海岸について、1958年を基準とした汀線後退量 y_0 および侵食土砂量 Q_1 の沿岸方向分布を示したものである。これらの結果から、汀線の後退が漂砂の上手側より順次下手側に及び、その範囲はかなり広域となることがわかる。図-13において笹川河口より西側のある範囲では侵食が著しく、それより西側では局所的に侵食・堆積をくり返していることがわかるので、宮崎漁港の影響を検討するために、この侵食範囲の全累加侵食量の経年変化を図-15に示す。1957年以前の結果がないうえに、波浪資料が欠けているために、明確なことはわからないが、1958年ころより侵食が急激に進んでいるようにみうけられる。図中に示した直線によって平均侵食量をあらわせば、 $5.6 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{year}$ となる。

(3)式において、近似的に

$$\partial \bar{h} / \partial t = (1 - \bar{h} / h_d) \partial h_d / \partial t = 0$$

と仮定して、これが海岸侵食の過程において成立するものとし、 x について積分すれば、次式がえられる。

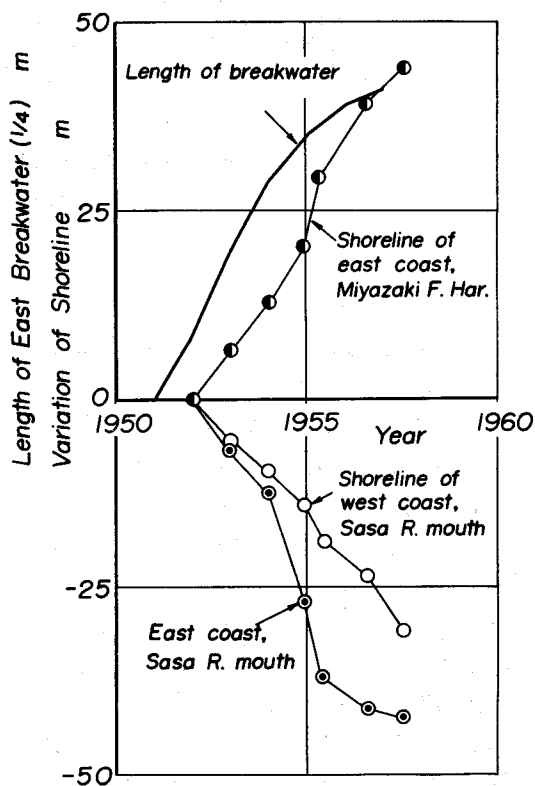


図-13 宮崎漁港の東防波堤の延長と笹川付近の汀線後退量との関係

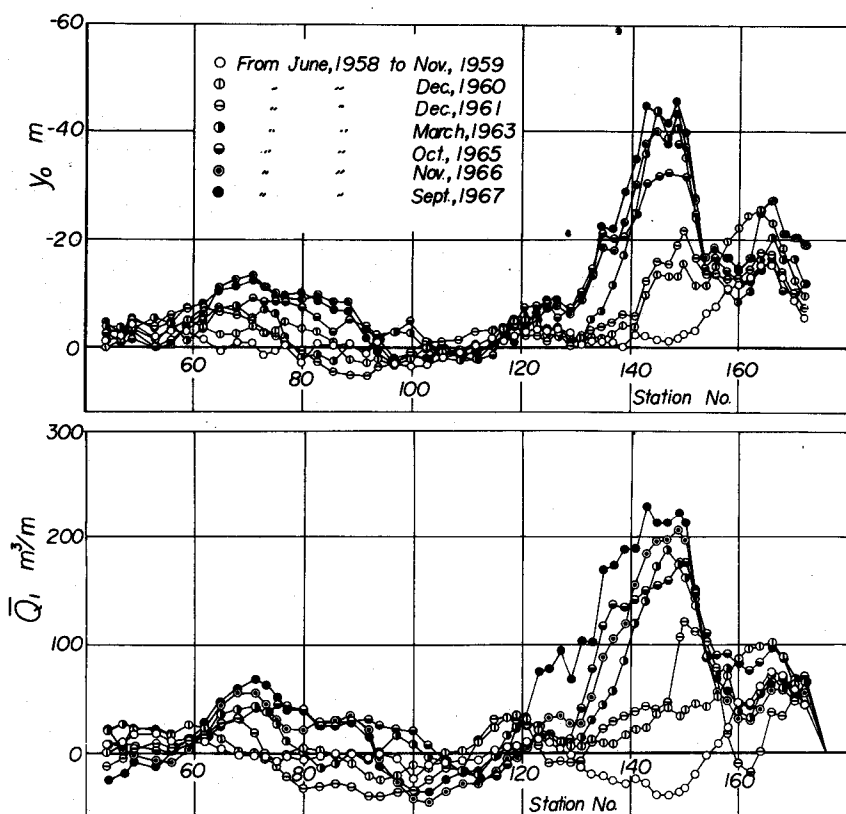


図-14 下新川海岸の東部海岸の侵食土砂量および
汀線変化量の沿岸方向分布

$$\bar{Q}_x = \bar{Q}_0 + \int_0^x (1-\lambda) \frac{\partial \bar{Q}_1}{\partial t} dx \quad \text{---(5)}$$

ここに、 $\frac{\partial \bar{Q}_1}{\partial t}$ は年平均の各地点の侵食量であり、 $\bar{Q}_x$ はかような方法によって算出される年平均の沿岸漂砂量をあらわし、基準点 $x=0$ において $\bar{Q}_x = \bar{Q}_0$ とする。宮崎漁港によって沿岸漂砂が完全にしゃ断されているとすれば $Q_0=0$ とおけるので、図-13の結果を用いて下新川海岸の沿岸漂砂量の沿岸方向分布を計算することができる。図-16は各年ごとに沿岸漂砂量を推定した結果であって、図中には1958年より1967年までの平均値についても示してある。このように沿岸漂砂量は波浪特性に対応して局所的にかなり変動するが、前述した9年間の平均値としては、最大 $5 \sim 6 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{year}$ となつてさきに示した侵食量にほぼ一致している。ただし、以上の考察では、笹川および小川からの流送土砂の影響を省略したが、建設

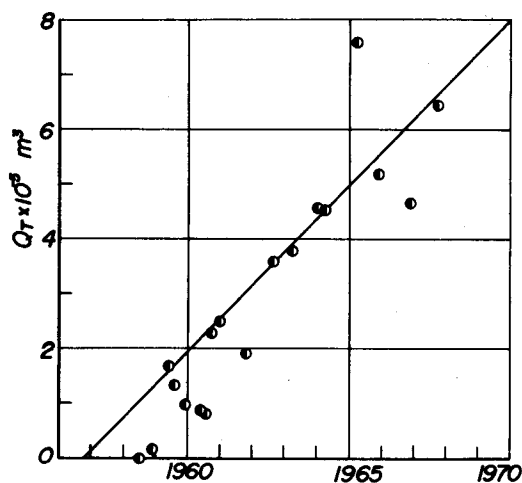


図-15 下新川海岸の全累加侵食量の経年変化

省の調査によれば、後者の年平均掃流土砂量は約 $1,500\text{m}^3/\text{year}$ であり、前者はさらに少ないと考えられるので、漂砂源としての寄与はあまり大きくないと思われる。

一方、宮崎漁港の東海岸における堆積土砂量と砂利採取量などから、沿岸漂砂量を推定すると約 $2.8 \times 10^4\text{m}^3/\text{year}$ 程度であるので、前者した侵食量の約 $1/2$ はこの海岸の自然的な侵食によるものであり、約 $1/2$ が東防波堤の延長による人為的な原因と推定される。かように、沿岸漂砂の人為的なしゃ断による影響は、その下手側のかかなり広範囲の海岸侵食として現われるので、海岸土砂収支の立場から十分広域的な漂砂対策を講ずることが大切であるといわなければならない。

なお、以上のような沿岸漂砂のしゃ断による海浜変形は、砂浜海岸に築造された港をはじめとして、防砂堤や離岸堤などによる実例として知られているとおりである。

(3) 外力の長期的変化による海浜変形

漂砂源に大きな変化がない場合でも、海岸に来襲する波浪特性が長期的に変化すると、沿岸漂砂が変わって海浜変形を起こす。ここでは、その典型的な例とはいえないが、直江津港の場合をとりあげて説明しよう。

図-17は1955年からの直江津港の変遷を示したものであり、また図-18は西防波堤基部の関川左岸付近における汀線変化を示したものである。この直江津港海岸には、流域面積約 950km^2 の関川が流入し、河口港としての港であったが、1920年(図-18においてaと表示す)に河口右岸導流堤工事を着工し、1938年(b)に河口安定化工事が完了した。1946年(c)に第2次大戦後の工事が開始され、河港分離工事が1955年(d)に着工され、1960年(e)に完了している。同時に、1960年(f)より西防波堤の延長工事が開始され、本格的な直江津港の改修が進められている。図-18には、関川からの漂砂源の変化を検討するために、砂防ダム群について、その堤高 H_d および堤長 L_d か

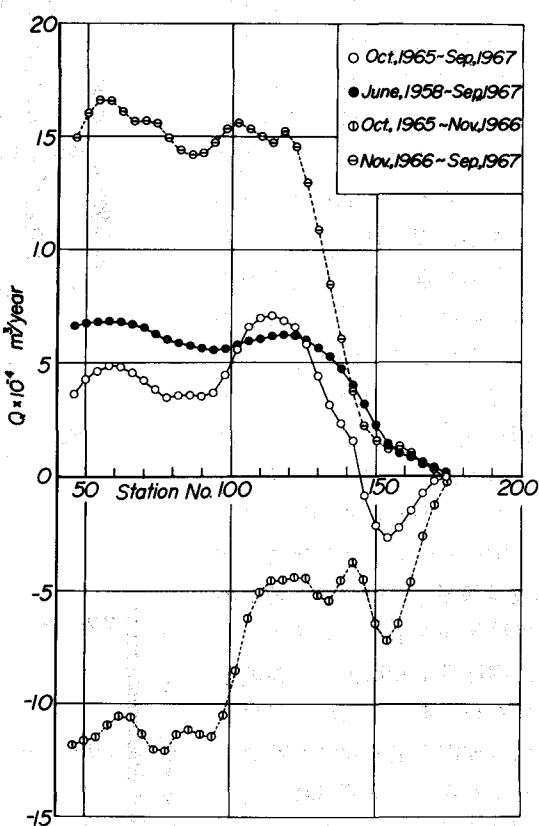


図-16 下新川海岸における沿岸漂砂量の分布

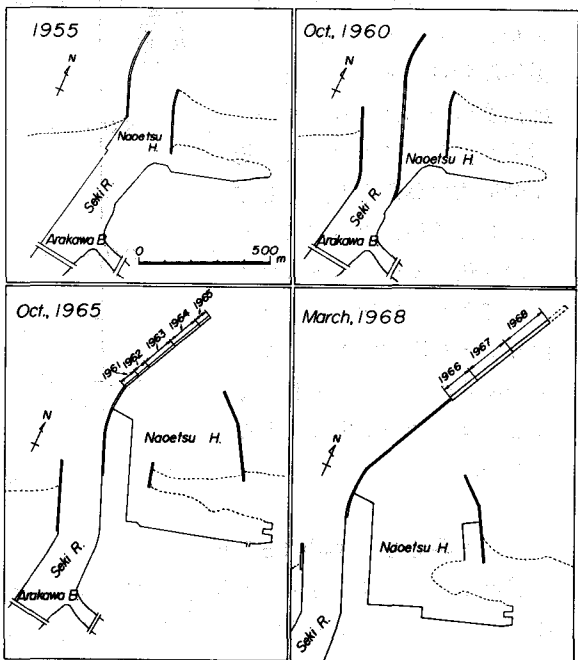


図-17 直江津港の変遷図

ら算出される堆砂量に関係する量 $H_a^2 L_a$ を求め、またその累加量 $\Sigma H_a^2 L_a$ を計算して図示してある。西海岸の汀線は、1900年ころより順次後退してきたが、1950年ころとくに西防波堤の延長工事とともに急激に進展したことがわかる。砂防ダム群による貯砂がどの程度この汀線変化に寄与しているかは明確ではないが、図-19に示すように、西防波堤の延長とは密接に関係してきたことがわかる。ただし、図中において、1965年ころ防波堤基部付近における若干の堆積傾向を示しているのは、港内埋没土砂によって養浜したためである。この海岸における波浪の主方向はNWであることから、季節風時の波浪が防波堤によって集中され、それに伴う沿岸流が防波堤の延長とともに著しく発達し、沿岸漂砂量が増大するために、海浜変形が助長されたものと考えられる。このように、海岸構造物の築造など主として人為的な条件によって波浪条件が変化する場合の実例はきわめて多く、当然あらかじめ侵食防止対策が施されるが、その侵食の定量的な予測となるといまだ困難な場合が少なくない。

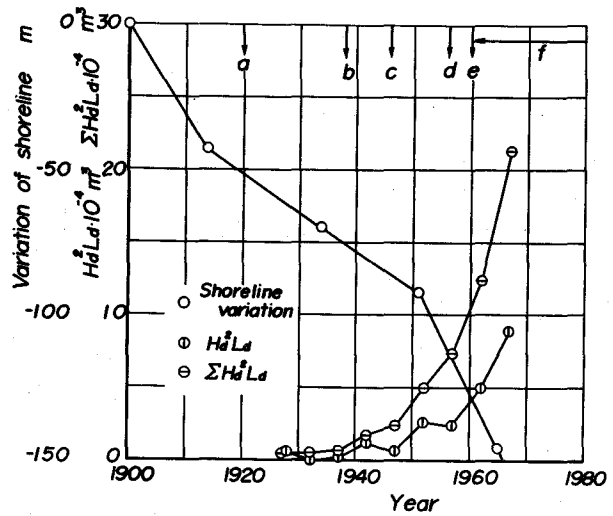


図-18 直江津港西海岸の汀線変化と
関川砂防ダム堆砂量の変遷

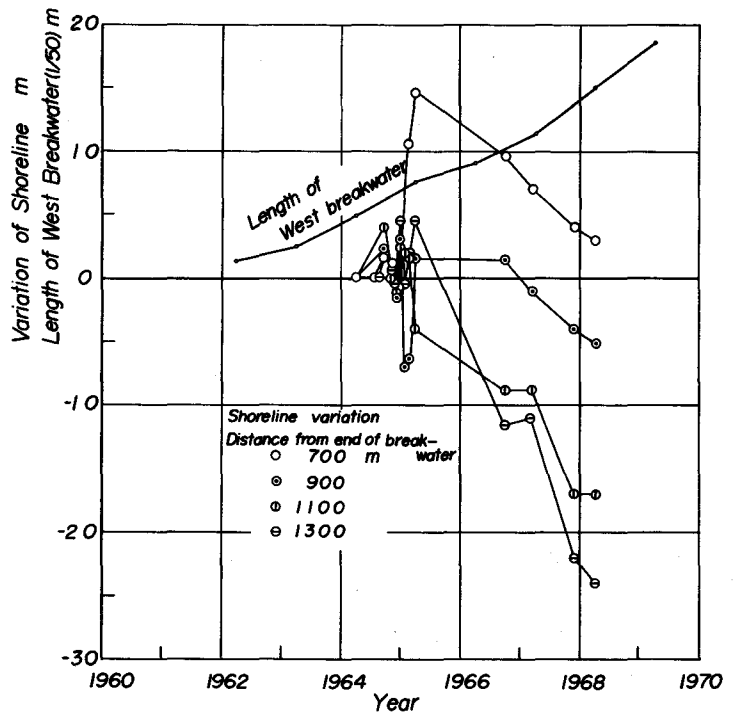


図-19 直江津港西海岸の汀線変化と
西防波堤の延長との関係

4 海浜変形の数学的モデル

前述したように、海岸土砂収支の取扱い是一般にきわめて困難であるが、ここでは沿岸漂砂に主体を置いて簡単な海浜変形のモデルについて述べ、漂砂源の変化による海浜変形の機構を説明してみたい。ただし、海浜変形機構の理論的研究には、Grijm⁸⁾ および Bakker-Edelman⁹⁾ らの取扱いと

Pelnard-Considère および Bakker^{10),11)}のものがあるが、前者はすでに岩垣博士²⁾によって紹介されているので、ここでは拡散型の方程式に基づく後者の方法を若干展開した取扱いを述べる。

(1) 基礎的な関係式

沿岸漂砂による海浜変形の連続式は、前述したように(3)または(4)式によってあらわされるので、これらの式に基づく限り、海浜変形に伴う海浜形状、沿岸漂砂量、漂砂の移動限界水深などを明らかにしておかなければならない。

a. 海浜形状 (3)式における平均水深の時間的变化を式示するためには、

$$h=f(y, t) \text{ ----- (6)}$$

であらわされる海浜形状を知る必要がある。その場合、波の特性に応じた海底の平衡勾配に関する実験的研究は数多いが、とくに必要なのは季節的变化を除いた海浜変形過程における形状特性である。このような海浜過程において、海岸が侵食または堆積する場合のそれぞれについて(6)式に対応した普遍的な関係を見出すことが要求される。

b. 沿岸漂砂量 沿岸漂砂に関する取扱いには、一般に2つの方法がある。その1つはCaldwell¹²⁾にはじまる波浪の沿岸方向のエネルギーフラックスと沿岸漂砂量とを関係づけようとするものであり、いま1つは岩垣・樫木¹³⁾またはBijker¹⁴⁾らのように河川の流砂法則と沿岸流の特性とを結び付けようとするものである。

沿岸方向の波浪のエネルギーフラックス F_l は、

$$F_l = (E C_g)_0 \sin \alpha_0 \cos \alpha_0 \text{ ----- (7)}$$

であらわされるので、これが沿岸漂砂量 Q_x に比例するとすれば、次式がえられる。

$$Q_x = K (E C_g)_0 \sin \alpha_0 \cos \alpha_0 \text{ ----- (8)}$$

ここに、 $(E C_g)_0$ は碎波点における波浪のエネルギーフラックス、 α_0 は碎波点での波向をあらわし、 K は比例定数である。ただし、沿岸漂砂量 Q_x は、底質の比重を考慮するために通常この表示において水中重量であらわされる。Komar^{15),16)}はトレーサーを用いた漂砂量の実測結果を検討して、図-20に示すようにこの関係の妥当性を確かめている。ただし、この場合エネルギーフラックスの計算には、波浪のエネルギー E として、

$$E = \frac{1}{8} \rho g H_{rms}^2 \text{ ----- (9)}$$

を用い、群速度 C_g の計算にはエネルギースペクトルのピーク周波数を用いているために、従来の実測値に対して約1/2倍になっている。

沿岸漂砂の移動機構には、2つの形態が考えられる。その1つは図-21(a)に示すように波浪によって発生する沿岸流によるものであり、それは沿岸流速の分布と対応する。他の1つは、図-21(b)に示すようにいわゆるswash transport とよばれるもので、漂砂の沿岸方向へのじぐざく運動 (saw-tooth movement) に原因する。Komar¹⁶⁾はこのような2つの漂砂の移動機構に対して、radiation stress に基づいたエネルギー的な考察から、これら

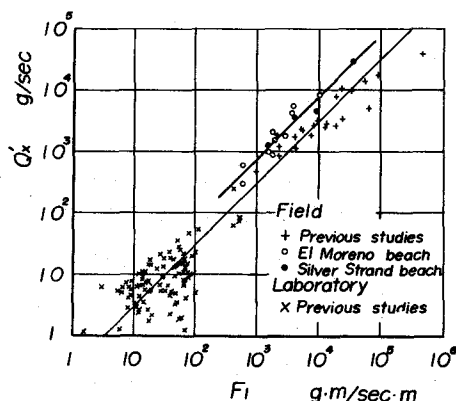


図-20 沿岸漂砂量と沿岸方向のエネルギーフラックスとの関係

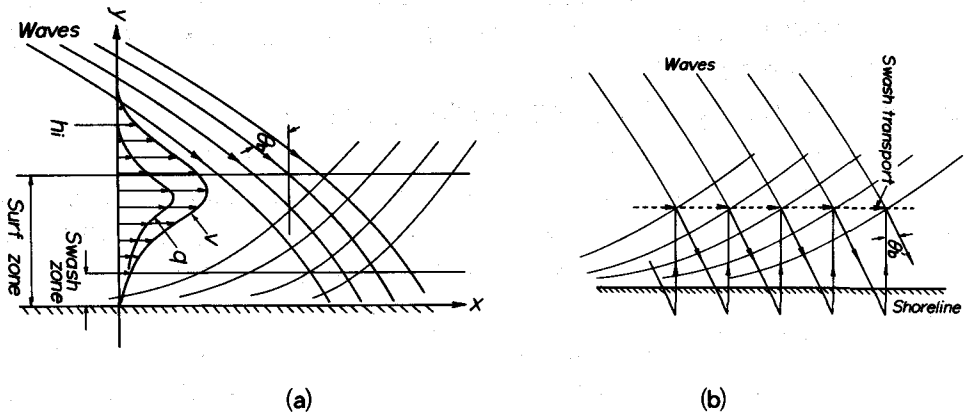


図-21 沿岸漂砂の移動機構

いずれの漂砂の形態に対しても近似的に(7)式の関係が成立すると述べている。しかしながら、以上のようなエネルギー的な考え方によれば、沿岸漂砂に及ぼす底質特性の影響を直接導入することができないので、最近土屋¹⁷⁾は図-21に示した沿岸漂砂機構に基づいて最近の沿岸流および波のその上の理論と流砂法則を結びつけた1つの試みを進めて、沿岸漂砂量の表示に一定程度のみとおしをえている。

沿岸流速の分布を考慮しない沿岸流速公式と流砂法則とから沿岸漂砂量を表示する試みは、すでに岩垣ら¹³⁾または Bijker¹⁴⁾ によって行なわれ、前者は Kalinske-Brown 型の流砂量式を、また後者は Einstein の式を用いている。ここではすでに実測結果とも比較されている岩垣ら¹³⁾ の表示を示す。

$$\frac{Q_x}{H_o \sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d^3}} = 1.97 \left(\frac{H_o}{L_o} \right)^{2/3} \left\{ \frac{H_o}{(\sigma/\rho - 1) d} \right\}^2 K_b^{11/3} \beta^{4/3} (\sin \alpha_b)^{4/3} \cos \alpha_b \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 H_o ；沖波波高、 L_o ；沖波波長、 K_b ；砕波点における屈折係数、 σ/ρ ；底質の比重、 d ；底質の粒径および β ；砕波点から汀線までの平均海底勾配である。ただし、(10)式は岩垣らの提案した式を若干変形してある。この表示から明らかなように、無次元沿岸漂砂量 $Q_x / H_o \sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d^3}$ に対して、波形勾配、波高・粒径比、屈折係数および海底勾配の影響のほか、砕波点での波向の寄与がわかる。

c. 漂砂の移動限界水深 わが国では、この研究がかなり進み種々の実験式が提案されているが、それらはいずれも波による移動限界であって、一般に次式のようにあらわされる。

$$\frac{H_o}{L_o} = \alpha \left(\frac{d}{L_o} \right)^n \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L} \right) \left(\frac{H_o}{H} \right) \dots \dots \dots (11)$$

ここに、 H および L は水深 h_i における波高および波長であり、また H_o および L_o は沖波に対するものをあらわし、 d は底質の粒径である。ただし、実験定数 α および n は各公式によって異なる。堀川ら¹⁸⁾ は梶浦¹⁹⁾ による波動の乱流境界層理論に基づいて移動限界を検討し、次式を提案している。

1) 層流境界層または滑面乱流境界層の場合

1) 層流境界層または滑面乱流境界層の場合

$$\frac{H_o}{L_o} = \left\{ \frac{2(\sigma/\rho - 1)}{\pi B} \right\}^{1/(2+A)} \left(\frac{d}{L_o} \right)^{(1+A)/(2+A)} \left(\frac{d}{\delta} \right)^{-A/(2+A)} \left(\sin h \frac{2\pi h_t}{L} \right) \left(\frac{H_o}{H} \right) \quad \text{----- (12)}$$

2) 粗面乱流境界層の場合

$$\frac{H_o}{L_o} = \left\{ \frac{(2)^{(1+A)}(\sigma/\rho - 1)}{\pi B} \right\}^{1/(2+A)} \left(\frac{d}{L_o} \right)^{(1+A)} \left(\sin h \frac{2\pi h_t}{L} \right) \left(\frac{H_o}{H} \right) \quad \text{----- (13)}$$

ただし、 $\delta = (\nu T / \pi)^{1/2}$ (ν : 動粘性係数) であり、また式中の定数 A および B は表-1 であたえられる。

表-1 定数 A および B の値

区 分	$-A$	$\log_{10} B$	備 考
層 流	1.00	1.075	$\frac{H_o}{L_o} \leq 160 \left(\frac{d}{L_o} \right) \left(\frac{\delta}{d} \right) \left(\sin h \frac{2\pi h_t}{L} \right) \left(\frac{H_o}{H} \right)$
滑面乱流	0.74	0.508	$> 160 \left(\frac{d}{L_o} \right) \left(\frac{\delta}{d} \right) \left(\sin h \frac{2\pi h_t}{L} \right) \left(\frac{H_o}{H} \right)$
粗面乱流	0.53	0.322	$\leq 120 \left(\frac{d}{L_o} \right) \left(\sin h \frac{2\pi h_t}{L} \right) \left(\frac{H_o}{H} \right)$
	0.45	0.176	$> 120 \left(\frac{d}{L_o} \right) \left(\sin h \frac{2\pi h_t}{L} \right) \left(\frac{H_o}{H} \right)$

前述したように、沿岸漂砂による海浜変形を取扱う場合の漂砂の移動限界水深には、波浪の直接作用のほか沿岸流の影響を考える必要がある。Bijker¹⁴⁾ はこれらを考慮した底面せん断応力の表示をあたえて沿岸漂砂量の推定を行なうことを試みているが、それは次式であらわされる。

$$\tau_o = \left\{ 1 + \frac{1}{2} \left(\alpha \frac{U_{max}}{U} \right)^2 \right\} \tau_1 \quad \text{----- (14)}$$

ここに、 τ_o は沿岸流と波浪による底面せん断応力の最大値、 τ_1 は沿岸流速 v による底面せん断応力、 U は波浪による底面付近の最大水粒子速度であり、また α は実験定数であって、抵抗係数 f によって近似的に $\alpha = 0.0575 f$ であらわされる。一方、Longuet-Higgins²⁰⁾ は radiation stress を考慮した沿岸流の理論において、底面せん断応力を次式によってあらわしている。

$$\tau_o = \frac{\rho}{\pi} f u_{max} v \quad \text{----- (15)}$$

このように、波浪の作用を考慮した沿岸流による底面せん断応力の表示は、必ずしも明確ではないが、ここではこれらの式によって漂砂の移動限界を推定することを考えよう。図-22 は層流境界層理論を用いて計算された野田²¹⁾ の波による漂砂の移動限界の表示であるが、図中には限界掃流力に関する岩垣²²⁾ の理論曲線も示してある。波による移動限界の場合には、乱れの効果が導入されていないので直接両者の比較はできないが、一樣な流れの場合に対して、境界層が時間的、または場所的に発達

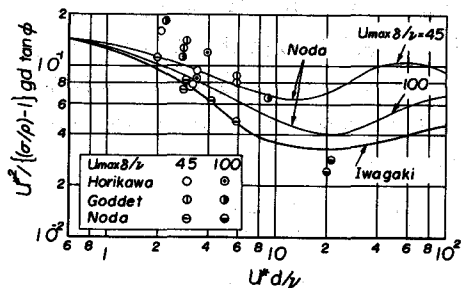


図-22 漂砂の移動限界の無次元表示

する場合には、その程度をあらわす無次元量たとえば Reynolds 数 $u_{max}\delta/\nu$ または抵抗係数が付加される。したがって、もし $u_{max}\delta/\nu$ の影響が著しくない範囲を対象とするならば、(14)式または(15)式中の沿岸流速としてたとえば Longuet-Higgins²⁰⁾ の理論式を適用することによって、近似的に漂砂の移動限界水深を推定することができる。

(2) 基礎的な関係式

前述した諸関係を用いれば、沿岸漂砂に基づく海浜変形をいちおう計算することができることになる。しかし、沿岸漂砂量などの表示式を直接(3)または(4)式に代入し、波浪の回折や屈折効果を導入するときわめて複雑な関係式になってしまうので、ここでは Pelnard-Considère にならった近似的な方法¹⁰⁾を示す。

いま、ある基準となる初期状態からの海浜変形が十分小さいものとすれば、図-23に示す座標に対して、沿岸漂砂量の変化を次のようにあらわすことができる。

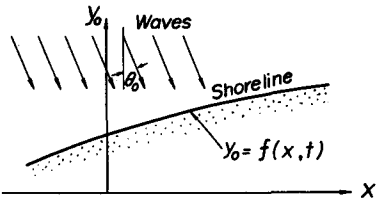


図-23 海浜変形と波向の変化

$$Q_x = Q_{x0} - \left(\frac{\partial Q_x}{\partial \alpha} \right)_0 \frac{\partial y_0}{\partial x} + \dots \dots \dots (16)$$

したがって、(16)式を(3)式に代入すれば、海浜変形に伴う汀線変化をあらわす次式がえられる。

$$\frac{\partial y_0}{\partial t} = A_x \frac{\partial^2 y_0}{\partial x^2} + B_x \frac{\partial y_0}{\partial x} - C_x \dots \dots \dots (17)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} A_x &= \frac{1}{(1-\lambda) h_i} \left(\frac{\partial Q_x}{\partial \alpha} \right)_0, & B_x &= \frac{1}{(1-\lambda) h_i} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial Q_x}{\partial \alpha} \right)_0 \\ C_x &= \frac{1}{(1-\lambda) h_i} \left(\frac{\partial Q_x}{\partial x} \right)_0 - \frac{B}{h_i} \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} - \frac{B}{h_i} \left(1 - \frac{\bar{h}}{h_i} \right) \frac{\partial h_i}{\partial t} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (18)$$

初期条件は、 $t=0$ において、

$$y_0 = f(x) \dots \dots \dots (19)$$

としてあたえられ、また境界条件は海浜条件によって定められるはずである。

(3) 基礎方程式の応用と海浜変形の予測

前述したように、海浜変形に伴う海浜形状の変化など不明な点が少なくないが、ここではできるだけ簡単な仮定のもとに、(17)式による海浜変形の特性について考察してみたい。

a. 海岸構造物の築造による海浜変形

いま簡単のために、図-24に示すように海浜変形に伴って海浜断面が変化しないものとし、水深も一定 h_i であると仮定して、防波堤による漂砂のしゃ断による海浜変形を取り扱う。この場合には、

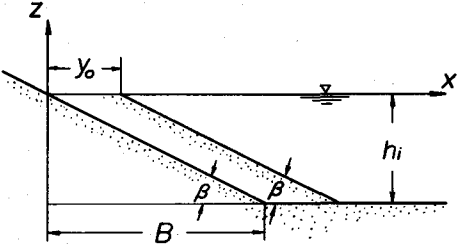


図-24 海浜変形の簡単なモデル

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial t} - \left(1 - \frac{\bar{h}}{h_i} \right) \frac{\partial h_i}{\partial t} = 0 \dots \dots \dots (20)$$

であり、さらに直線状の海浜で防波堤による波の回折が省略されるものとすれば、(17)式において $B_x = C_x = 0$ となり、次式がえられる。

$$\frac{\partial y_0}{\partial t} = A_0 \frac{\partial^2 y_0}{\partial x^2} \quad (21)$$

ただし、(18)式における A_x または(21)式における A_0 は(10)式のような沿岸漂砂量式を用いる限りではいずれも一般に適当な波向の範囲に対して正として取扱うことができるので、以下ではこの立場で考察する。

さて、波向 θ_0 で定常に波が侵入する場合には、 A_0 は定数であるので、もっとも簡単な場合について防砂堤近傍による海浜変形を対象として、初期および境界条件を次式であらわす。

$$\left. \begin{aligned} t=0 \text{ において, } y_0 &= 0 \\ x=0 \text{ において, } \partial y_0 / \partial x &= \theta_0 (Q_x = 0) \\ x=\pm\infty \text{ において, } y_0 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

これらの条件を満足する(21)式の解を求めるために、

$$\left. \begin{aligned} \eta_0 &= y_0 / h_i, \quad \xi = x / h_i, \quad \tau = \bar{Q}_0 t / h_i^3 \\ Q_x &= \bar{Q}_0 f(\alpha), \quad A_0 = \frac{1}{(1-\lambda)} \left(\frac{df(d)}{d\alpha} \right)_0 \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

であらわされる諸量を導入すれば、次式のような解がえられる。

$$\eta_0 = \theta_0 \left\{ 2 \sqrt{\frac{A_0 \tau}{\pi}} e^{-\xi^2 / 4 A_0 \tau} - \xi \operatorname{erfc} \left(\frac{\xi}{2 \sqrt{A_0 \tau}} \right) \right\} \quad (24)$$

ただし、

$$\operatorname{erfc} p = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_p^\infty e^{-p^2} dp \quad (25)$$

また、任意の海浜形状 $f(x)$ からの変形は、(22)式の代りに、

$$\left. \begin{aligned} t=0 \text{ において, } y_0 &= f(x) \\ x \rightarrow \pm\infty \text{ において, } y_0 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

とした(21)式の解であらわされ、次式であたえられる。

$$\eta_0 = \frac{1}{2 \sqrt{\pi A_0}} \int_{-\infty}^\infty \frac{f(\xi)}{\sqrt{\tau}} e^{-\frac{(x-\xi)^2}{4 A_0 \tau}} d\xi \quad (27)$$

(24)式によれば、防砂堤付近では漂砂の上手側では堆積し、下手側では洗掘され、防砂堤の近傍では、

$$\eta_0 \sim \theta_0 \sqrt{A_0 \tau} \quad (28)$$

であらわされることがわかる。図-25には(24)式の計算結果を示すが、いうまでもなく以上の理論には、防砂堤による回折の効果が導入されていないので、防砂堤近傍の海浜形状は実際と一致しない。Bakker ら¹⁰⁾はこの回折の効果を第1次近似として導入する方法を示したので、ここではその方法にしたがって若干の考察を行なう。

いま波の回折効果が海浜変形に伴ってあまり変化せず、その海浜変形に及ぼす効果は、初期状態における波の回折作用によって評価できるものとする。そうすれば、回折作用による定常的な変形 $\bar{y}_0$ と非定常的な変形 y'_0 とわけて、次式を仮定できる。

$$y_0 = \bar{y}_0(x) + y'_0(x, t) \quad (29)$$

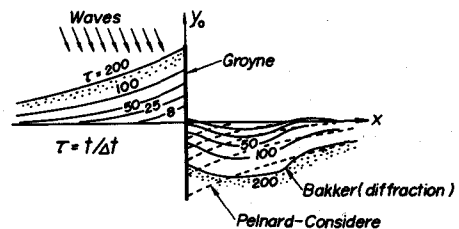


図-25 防砂堤による海浜変形

これを(17式)に代入すれば、定常的な変形に関する基礎式として、

$$A_x \frac{d^2 \bar{y}_0}{dx^2} + B_x \frac{d \bar{y}_0}{dx} - C'_x = 0 \quad (30)$$

がえられる。ただし、

$$C'_x = \frac{1}{(1-\lambda) h_i} \left(\frac{\partial Q_x}{\partial x} \right)_0 \quad (31)$$

また、非定常な変形については、次式がえられる。

$$\frac{\partial y'_0}{\partial t} = A_x \frac{\partial^2 y'_0}{\partial x^2} + B_x \frac{\partial y'_0}{\partial x} - C''_x \quad (32)$$

ここに、

$$C''_x = -\frac{B}{h_i} \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} - \frac{B}{h_i} \left(1 - \frac{\bar{h}}{h_i} \right) \frac{\partial h_i}{\partial t} \quad (33)$$

これらの変形のうち前者はいわゆる安定な海浜形状をあらわし、主として波の回折効果によって決定される。Bakker ら¹⁰⁾は防砂堤による波の回折に対して Putnam ら²³⁾の近似解を用い、さらに図-24に示した海浜変形のモデルに基づき(30)および(32式)によって防砂堤の周辺における海浜変形を数値計算して、図-25に実線で示すような結果をえている。このように、回折効果を導入すると、防砂堤から漂砂の下手側の変形をかなり修正することができる。

b. 波浪条件の変化による海浜変形

外力の長期的変化によっても海浜変形が起こることを述べたが、ここでは波浪条件が比較的単純に変化する場合について考察する。図-24のような海浜変形のモデルにおいて、漂砂の移動限界水深 h_i および波向が時間的に変化しても(20式)の関係が近似的に成立するものとすれば、(21式)における A_0 は時間 t のみの関数としてあたえられ、次式がえられる。

$$\frac{\partial y_0}{\partial t} = A_0(t) \frac{\partial^2 y_0}{\partial x^2} \quad (34)$$

ここに、 $A_0(t)$ は波向、波高および周期が時間的に任意に変化する場合に対して(23式)によってあたえられるものである。初期および境界条件として(22式)を適用すれば、(32式)の解はつぎのようにあらわされる。

$$y_0(x, t_1) = v_0 \left[2 \sqrt{\frac{t_1}{\pi}} e^{-x^2/4t_1} - x \operatorname{erfc} \left(\frac{x}{2\sqrt{t_1}} \right) \right] \quad (35)$$

ここに、

$$t_1 = \int_0^t A_0(t) dt = \int_0^t \frac{1}{(1-\lambda)} \left(\frac{\partial Q_x}{\partial x} \right)_0 \frac{1}{h_i} dt \quad (36)$$

ただし、海浜変形のモデルが図-24であらわされない任意の場合には、一般に(17式)において $\partial h_i / \partial t$ などの項が時間の関数として残ることになる。

Bakker ら¹⁰⁾は波向 θ_0 が、

$$\theta_0 = \bar{\theta}_0 \sin(2\pi/T_0)t \quad (37)$$

で変化する場合を取扱って次式をえている。

$$y_0 = \frac{\bar{\theta}_0}{2\sqrt{2}\pi} A_0 e^{-(2\pi/\lambda_0 x) \cos\{(2\pi/T_0)t - (2\pi/\lambda_0)x\}} \quad (38)$$

ここに、 T_0 は1つの storm の期間に相当し、また A_0 は次式であらわされる。

$$A_0^2 = 4\pi T_0 \left(\frac{\partial Q_x}{\partial a} \right)_0 \quad \text{----- (39)}$$

この結果によると、**図-26**に示すような防砂堤の場合には、一般に局所的に洗掘されたあと若干埋めもどされることになって、ちょうど砂れんが波向と反対方向に伝播するような経過をたどる。このように、防砂堤などの海岸構造物の周辺における海浜変形を取扱うには、波浪条件の変化を考慮して、最大の変形量を推定することが大切といわなければならない。

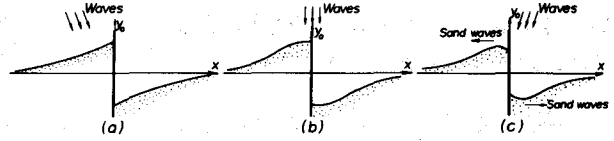


図-26 波向の変化による防砂堤周辺の海浜変形

c. 流出土砂量の変化による海浜変形

海岸には一般に数個の河川が流入し主たる漂砂源となっているが、その場合には(4)式右辺第4項が $\sum (1/B^2) Q_{R_i}(t) \delta_i(x-x_{oi})$ のように変形されて、それぞれの流送土砂の海浜変形への寄与が検討される。ここでは簡単な場合として、1つの河川から流送土砂量 $Q_R(t)$ が流入する場合を取扱うが、ここに $Q_R(t)$ は河川からの全流送土砂のうち海浜変形に影響する粒度組織をもつものとする。

前述した場合と同様に、海浜変形のモデルとして**図-24**を適用し、波浪特性が一定である場合には、基礎式は次式であたえられる。

$$\frac{\partial y_0}{\partial t} = A_0 \frac{\partial^2 y_0}{\partial x^2} + \frac{1}{B^2} Q_R(t) \delta(x-x_0) \quad \text{----- (40)}$$

まず直線状の海岸に形成されるデルタ地形の発達過程を考えることにすれば、初期および境界条件は次式であらわされる。

$$\left. \begin{array}{ll} t=0 & \text{において, } y_0=0 \\ x=\pm\infty & \text{において, } y_0=0 \end{array} \right\} \quad \text{----- (41)}$$

(40)式の解は次式であらわされる。

$$y_0(x, t) = \frac{1}{B^2} \int_0^t \frac{Q_R(t')}{2\sqrt{\pi A_0} \sqrt{(t-t')}} e^{-\frac{(x-x_0)^2}{4A_0(t-t')}} dt' \quad \text{----- (42)}$$

さらに、流送土砂量が一定であれば、 $Q_R(t) = Q_{R_0}$ とし、また

$$\eta_0 = y_0/h_i, \quad \xi = x/h_i, \quad \xi_0 = x_0/h_i, \quad \tau = A_0 t/h_i^2 \quad \text{----- (43)}$$

であらわされる無次元量を導入すれば、次式のように変形される。

$$\eta_0 = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \bar{Q}_{R_0} \sqrt{\tau} \left[e^{-(\xi-\xi_0)^2/4\tau} - \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{|\xi-\xi_0|}{\sqrt{\tau}} \operatorname{erfc} \left\{ \frac{|\xi-\xi_0|}{2\sqrt{\tau}} \right\} \right] \quad \text{----- (44)}$$

ここに、

$$\bar{Q}_{R_0} = \frac{Q_{R_0}}{B^2 \sqrt{A_0} h_i} \quad \text{----- (45)}$$

図-27(a)に(44)式の概略を示したが、十分大きい τ に対しては、海浜変形は $\sqrt{\tau}$ に比例して、進展し、それは $\bar{Q}_{R_0}$ が大きいほど著しく、とくに漂砂帯の幅および沿岸漂砂量の波向に対する変化率 $(\partial Q_x / \partial a)_0$ が大きくなるとデルタ地形は発達せず、流送土砂は沿岸方向に輸送されることになる。

図-9に示した新信濃川の河口デルタの発達過程はかような特性をあらわしているものと考えられるが、定量的な比較には沿岸漂砂量の評価が重要であろう。

つぎに、河川からの流送土砂量の変化による海浜変形について考察しておこう。**図-27(b)**に示す

ように、最初河川からの流送土砂量が $Q_R(t)$ であって、そのときに形成されるデルタ地形が(42)式であらわされていたとする。それが河川流域の条件によって $Q_R(t) \rightarrow Q'_R(t)$ ($Q_R > Q'_R$) に変化した場合のデルタの縮小による海浜変形を考える。そうすれば、基礎式および境界条件は次式であらわされる。

$$\frac{\partial y_o}{\partial t} = A_o \frac{\partial^2 y_o}{\partial x^2} + \frac{1}{B^2} Q'_R(t) \delta(x - x_o) \quad (46)$$

ただし、

$$\left. \begin{array}{l} t=0 \quad \text{において,} \quad y_o = f(x) \\ x = \pm \infty \quad \text{において,} \quad y_o = 0 \end{array} \right\} \quad (47)$$

であり、ここに $f(x)$ は流送土砂量 $Q_R(t)$ によって形成されたデルタ地形の形状であって(42)式であらわされるものとし、 $t=0$ において $Q_R(t) \rightarrow Q'_R(t)$ に変化したと考える。そうすれば、(27)および(42)式を用いて、海浜変形は次式であらわされる。

$$y_o(x, t) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{f(\xi)}{2\sqrt{\pi A_o t}} e^{-\frac{(x-\xi)^2}{4A_o t}} d\xi + \frac{1}{B^2} \int_0^t \frac{Q'_R(t')}{2\sqrt{\pi A_o} \sqrt{(t-t')}} e^{-\frac{(x-x_o)^2}{4A_o(t-t')}} dt' \quad (48)$$

さらに簡単のために、 $Q_R(t) = Q_{R_0}$ および $Q'_R(t) = Q'_{R_0}$ としていずれも一定であるとすれば、(46)式はかなり簡単化され、図-27(b)に示すように、 Q'_{R_0}/Q_{R_0} に関係し、 $Q'_{R_0}/Q_{R_0} \leq 1$ の場合には汀線は退するが、 Q'_{R_0} が全沿岸漂砂量に等しいときにはある平衡状態に達する可能性がある。

5 結 語

以上海岸土砂収支の立場から、海浜変形の問題について、主として若干の実例の解説と海浜変形の簡単なモデルについて述べた。河川流域の高度開発において流れの制御は比較的成功してきたといえるが、河川での土砂流送の制御はその下流域のみならず、海岸における土砂収支の観点からなされなければならない。幸い1972年度より、石原藤次郎先生を代表者とする特別研究として、山地から海岸に至る土砂収支の研究が進められているが、これを機会に漂砂源の変化による海浜変形の予測に関する研究を大いに推進し、河川からの流送土砂の変化による海岸地形の推移の究明と河川における土砂流送の制御を根本的に検討すべきであると思われる。

本文において述べたことは、若干の実例のほか、かなり模型的な海浜変形機構の解析であって、いまだ十分な検討や実験または実測結果との比較も行なわれていないが、このような方法によればある程度海浜変形の予測の可能性が見出されないかと考えた次第である。このような立場から、海浜変形の将来予測法の確立に対して、いささかでも参考にされれば望外の喜びといわねばならない。

最後に、本文のなかにはいまだ未発表のものもあり、その後の詳細な検討の結果を省略したところもあって、十分意をつくせない点のあることを付記したい。この原稿をかくにあたって、図面の整理に熱心に助手していただいた芝野照夫助手に深謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 石原藤次郎：海岸工学の現況，海岸工学研究発表会論文集，1954，pp. 1-7.

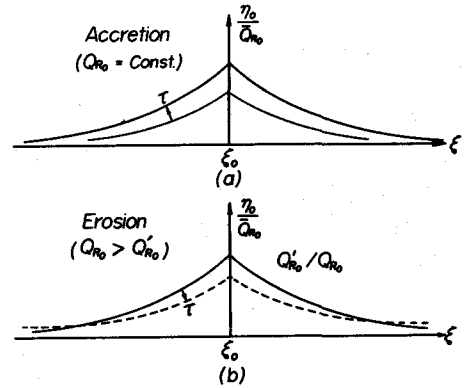


図-27 流送土砂による河口デルタ地形の発達

- 2) 岩垣雄一：海岸侵食論，1966年度水工学に関する夏期研修会講義集，B. 海岸・港湾コース，1966，pp. 17-1-17.
- 3) Shepard, F. P. : Beach Cycles in South California, Beach Erosion Board, Tech. Memo. No. 20, 1950.
- 4) 矢野勝正：水災害の科学，技報堂，1971，p. 676.
- 5) 石原藤次郎，芦田和男：土砂の流出，流送とそれに伴う自然環境変化—総論的問題—，第9回自然災害科総合シンポジウム論文集，1972，pp. 7-10.
- 6) 新潟県土木部：新潟海岸の欠損について，1960，pp. 161.
- 7) 土屋義人，芝野照夫：下新川海岸における沿岸漂砂量の推定，第9回自然災害科学総合シンポジウム論文集，1972，pp. 35-38.
- 8) Grij m, W. : Theoretical Forms of Shorelines, Proc. 9th Conf. on Coastal Engg., 1964, pp. 219-235.
- 9) Bakker, W. T. and Edelman, T. : The Coastline of River Deltas, Proc. 9th Conf. on Coastal Engg., 1964, pp. 199-218.
- 10) Bakker, W. T., Klein, E. H. J. and Ross, A : The Dynamics of a Coast with a Groyne System, Proc. 12th Conf. on Coastal Engg., 1970, pp. 1001-1020.
- 11) Bakker, W. T. : The Dynamics of a Coast with a Groyne System, Proc. 11th Conf. on Coastal Engg., 1968, pp. 492-517.
- 12) Caldwell, J. M. : Wave Action and Sand Movement near Anaheim Bay, California, Beach Erosion Board, Tech. Memo. No. 68, 1956.
- 13) Iwagaki, Y. and Sawaragi, T. : A New Method for Estimation of the Rate of Littoral Sand Drift, Coastal Engg. in Japan, Vol. 5, 1962, pp. 67-79.
- 14) Bijker, E. W. : Littoral Drift as Function of Waves and Currents, Proc. 11th Conf. on Coastal Engg., 1968, pp. 415-435.
- 15) Komar, P. D. and Inman, D. L. : Longshore Sand Transport on Beaches, Jour. Geophy. Res., Vol. 75, No. 30, 1970, pp. 5914-5927.
- 16) Komar, p. D. : The Mechanics of Sand Transport on Beaches, Jour. Geophy. Res., Vol. 76, No. 3, 1971, pp. 713-721.
- 17) 土屋義人：沿岸漂砂の機構と沿岸漂砂量式について，(未発表).
- 18) 堀川清司，渡辺 晃：波による砂移動に関する一考察，第13回海岸工学講演会講演集，1966，pp. 126-134.
- 19) Kajiura, K. : A Model of the Bottom Boundary Layer in Water Waves, Bull. Earthq. Res. Inst., Univ. of Tokyo, Vol. 46, 1968, pp. 75-123.
- 20) Longuet-Higgins, M. S. : Recent Progress in the Study of Longshore Currents, Waves on Beaches, Edited by Meyer, R. E., Academic Press, 1972, pp. 203-248.
- 21) 野田英明：海岸漂砂に関する基礎的研究，京大学位論文，1970，p. 166.
- 22) 岩垣雄一：限界掃流力に関する基礎的研究，(1)限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文集，第41号，1956，pp. 1-21.
- 23) Putnam, J. A. and Arthur, R. S. : Diffraction of Water Waves by Breakwater, Trans. AGU, Vol. 29, No. 4, 1948, pp. 481-490.