

海岸侵食について

土 屋 義 人

1. 緒 言

河川流域の開発のみならず、海岸の利用に伴って、わが国をはじめとする諸国では、海岸侵食が大きな問題となり、海岸保全が最近とみに重要視されてきたことは、周知のとおりである。同時に、海岸の環境維持の観点からも、このことがとりあげられるようになってきた。このためには、海岸侵食を予測する方法を確立し、その防止対策を究明する必要があることはいうまでもない。

これまで、諸外国の海岸侵食の現状を見聞する機会を得てきたが、とくに国連技術専門家としてインドネシアの土工研究所に滞在したときには、河川流域の開発に伴う海岸侵食の助長がいかに激しいものであるかを知ることができた¹⁾。また、同時に西オーストラリア大学に客員教授として滞在したときにみたこの国の海岸は、わが国をはじめとする諸外国とかなり相違して、広大な土地の豊かさとともに、対照的な美しい自然の海岸に魅せられ、また美望の感が大きかった。

本小文では、ここ数年来考えてきた海岸漂砂の問題としての海浜変形の予測と考えられるその防止対策について述べてみたい。

2. 海岸侵食の予測

2.1 海浜変形のスケール

海岸に及ぼす自然の主要な外力は、高潮、津波および波浪などに代表されるが、海浜変形の主原因²⁾は漂砂源としての河川からの流出土砂の変化、沿岸漂砂の阻止、海岸構造物による海況の変化、地形上の原因および地盤沈下などである。これらのうち、本文では主として波浪を主たる外力とした場合の海浜変形について考察することにしたい。

一般に、波浪は台風や季節風などによって発生するが、他の自然現象と同様に、季節変化をはじめとする経時的な変化をすることが多い。たとえば、わが国の日本海沿岸では、波浪の統計的な特性は主として季節風によって左右されるため、平均波高の月別変化においては、冬季節風時をピークとする季節変化をするし、また太平洋沿岸では一般に台風および季節風に対応して、冬期のほか夏期にもピークが現われる季節変化をみることが多い³⁾。このような事実は、たとえば米国の太平洋および大西洋沿岸の海岸においても見出されている。このような変化に加えて、異常波浪の発生を余儀なくされることは当然といえる。

海岸はこのような波浪の特性と人類の生活圏としての反作用とによって、さながら生物（いきもの）のように変動している。Fig. 1 はその一例として汀線の変化から、海浜変形のスケールを説明する。まず、海浜変形には、その長期的変化のほか季節変化と短期的変化すなわち異常な海浜変化とその変動とが考えられる。この図に示した海浜変形のうち、季節変化については1950年 Shepard が Scrips beach の調査で、また最近では Johnson が Bolinas bay, California での調査結果から述べているように、多くの海岸についてその存在を見出すことができる。しかし、これは通常たとえば海岸侵食の範ちゆうではなく、もしこれらの季節変化やより短期的な変化をくり返ししながら、図のように、そこに1つの長期的な傾向が存在し、それが侵食傾向にあれば海岸侵食、また堆積傾向にあれば堆積が起こりつつあるといわれる。その長期的傾向からの変動において、とくに異常なものは異常な海浜変形といわれ、それは当然侵食および堆積に対してそれぞれ考えられるであろう。Fig. 2 は汀線位置の経年変化を示したものの一例であるが、その測量期間がこうした統計解析を行うためには十分ではない。しかし、図中に示した長期的傾向から、この海岸の侵食傾向を知ることができる。Fig. 3 にはこの場合の長期的傾向からの変動量の生起確率を検討した結果を示してあるが、もち

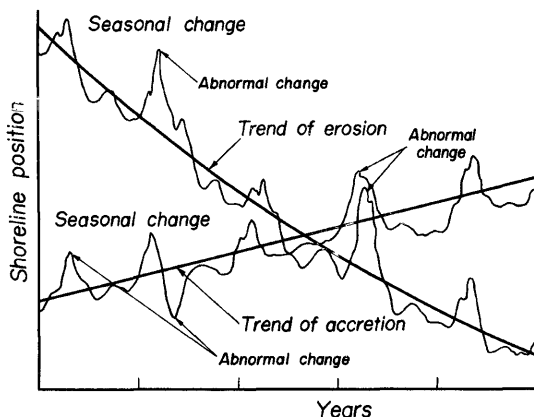


Fig. 1. Changes of shoreline related to beach erosion.

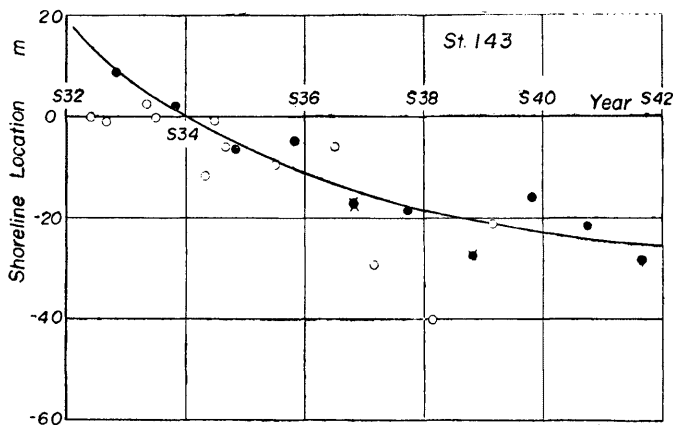


Fig. 2. Historical change of shoreline position at Shimoniikawa coast facing Japan Sea.

ろん統計年数が十分でない上に、測量日の不統一など統計解析上の必須条件が必ずしも満足されていない。しかし、確率過程の1つとして、この海浜変形を取扱う可能性のあることがわかるであろう。Sonu はこうした海浜変形における確率過程を考察し、6種の基本の海浜断面の推移を明らかにしている。少なくともその長期的傾向とともにそれからの変動特性を究明していく必要がある。最近、Purpura⁴⁾ は米国の東部海岸の保全に当たって立法された Coastal Construction Setback Line の考えは、前述した海浜変形の特性のみならず自然海浜の消波機能と関連して、きわめて適切な方法といえる。すなわち、この考えは自然海浜の機能から、その背後地を守り海岸侵食を防止しようとするものである。この setback line は多分前述した海浜変形の統計解析によって、return period を考慮し、背後地の経済的評価とあいまって決定されるであろう。いいかえれば、海浜変形の予測の目的は、その長期的傾向のみならずその変動特性の量的な予測といってもよいであろう。

2.2 海浜変形の基礎方程式

いま、Fig. 4 に示すような座標系を用いれば、海浜変形の連続式は、岩垣⁵⁾ によって次式が与えられている。

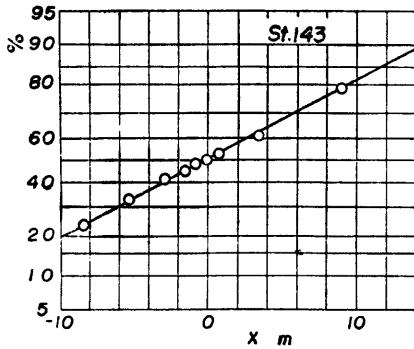


Fig. 3. Occurrence probability of variation in shoreline position at Shimoniikawa coast.

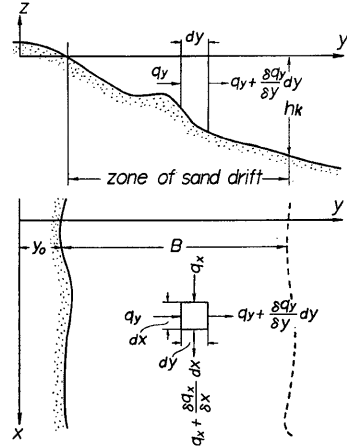


Fig. 4. Co-ordinate system used.

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

ここに、 h ；水深、 q_x および q_y ；それぞれ沿岸および沖方向漂砂量、および λ ；海底土砂の空隙率を100で割った値である。漂砂量 q_x および q_y が、もし波の変形特性との関係で、時空間座標の関数として、またさらには海浜変形との関係で与えることができれば、所要の初期および境界条件のもとに (1) 式を解けば、海浜変形を原理的には予測することができる。しかし、後述するように、漂砂の機構とくに沖方向漂砂については、いまだ定式化がなされていないので、ここでは主として (1) 式に基づく一次元解析法について述べよう。

前述した海浜変形のうち、主として長期的変化について考えることにし、季節変化を省略して $\partial q_y / \partial y = 0$ と考え、漂砂帯の幅 B にわたって (1) 式を岩垣にならって積分すれば、平均水深 $\bar{h}$ を用いて次式が得られる⁶⁾。

$$\frac{h_k}{B} \frac{\partial y_0}{\partial t} = \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} - \frac{h_k}{B} \left(1 - \frac{\bar{h}}{h_k} \right) \frac{\partial B}{\partial t} - \frac{1}{(1-\lambda)B} \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{1}{B^2} Q_R(t) \delta(x-x_0) \quad (2)$$

ここに、 h_k ：漂砂の移動限界水深および Q_x ；沿岸漂砂量であり、また $\delta(x-x_0)$ は Dirac の δ 関数で、 $x=x_0$ に河川などの漂砂源 $Q_R(t)$ があるものとする。

さらに、Pelnard-Considere⁷⁾ にならって、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して、沿岸漂砂量 Q_x が、

$$Q_x = Q_{x_0} - \left(\frac{\partial Q_x}{\partial \theta_B} \right)_0 \frac{\partial y_0}{\partial x} + \dots \quad (3)$$

と展開できるものとすれば、(2) 式は次式のように変形される。

$$\frac{\partial y_0}{\partial t} = A_x \frac{\partial^2 y_0}{\partial x^2} + B_x \frac{\partial y_0}{\partial x} - C_x \quad (4)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} A_x &= \frac{1}{(1-\lambda)h_k} \left(\frac{\partial Q_x}{\partial \theta_B} \right)_0, \quad B_x = \frac{1}{(1-\lambda)h_k} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial Q_x}{\partial \theta_B} \right)_0 \\ C_x &= \frac{1}{(1-\lambda)h_k} \left(\frac{\partial Q_x}{\partial \theta_B} \right)_0 + \frac{B}{h_k} \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} - \left(1 - \frac{\bar{h}}{h_k} \right) \frac{\partial B}{\partial t} + \frac{1}{h_k B} Q_R(t) \delta(x-x_0) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

であり、また初期条件は $t=0$ において、 $y_0=f(x)$ として与えられ、境界条件は海浜の条件によって定めら

れるはずである。このように、基礎方程式を表示すれば、任意の沿岸漂砂量式に対して適用できる解を求めることができる。

2.3 漂砂機構

漂砂に関する研究は、これまで数多くなされ、その力学的基礎もかなり明らかになってきた。けれども、水工学におけるこの種の現象は、ここで取扱う漂砂のほか、流砂、飛砂などとして、それらの研究の歴史は長く、数多くの公式が提案されてきたことは周知のとおりであるが、それらは流体による粒子群の輸送現象としての同じ力学の範ちゆうに入るにもかかわらず、いまだ統一的な見解が得られていないのは、むしろ残念である。著者はこの方面の研究を若干進めてきたので、その概要を述べながら、その考えを述べる。

(1) 漂砂の移動限界、周知のように、流砂および飛砂の場合には、通常限界掃流力といわれ、その移動限界が研究されてきた。一方、漂砂の移動限界については、波による境界層の理論の進展とあいまって、とくにわが国においてこの方面の研究がなされ、信頼すべき実験公式が提案されてきた。けれども、流砂、飛砂および漂砂の移動限界を統一的に表示しようとする試みは、Komar⁹⁾のものだけのように思われる。Fig. 5 は、これまで発表された流砂、飛砂および漂砂の移動限界の実験結果を無次元限界掃流力 $u_*^*/(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi$ と砂粒の Reynolds 数 u_*^*d/ν との関係で図示したものである。ここに、 u_*^* ；限界摩擦速度、 d ；砂粒の大きさ、 σ および ρ ；それぞれ砂粒および流体（一般に水または空気）の密度、 $\tan \phi$ ；砂粒の静止摩擦角、 ν ；流体の動粘性係数、および g ；重力の加速度である。図中の曲線は限界掃流力に関する、Shields および岩垣⁹⁾の実験および理論曲線を示し、後者ではいわゆる遅へい係数を 0.4 として計算したものである。また、図中に示した漂砂の移動限界の実験値は、測定された波の特性から、波による底面摩擦係数に関する Jonsson¹⁰⁾の図表を用いて計算されたものであり、 u_*^*d/ν の値の大きい範囲のものは同様な方法による Komar の計算値である。

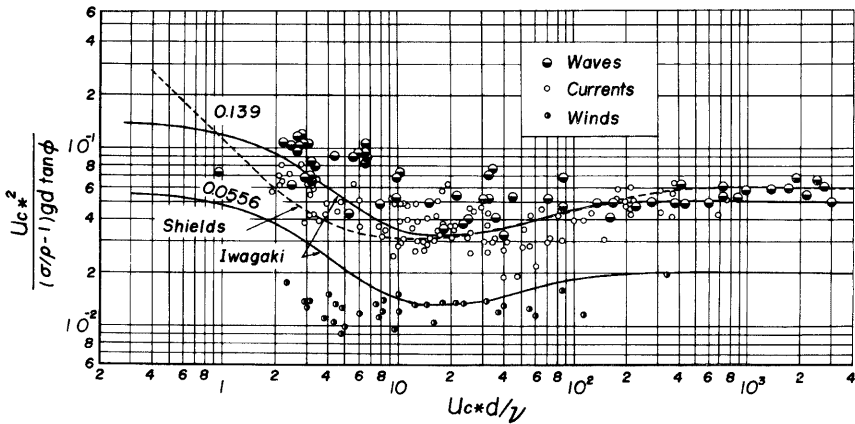


Fig. 5. Threshold of sediments by running water, winds and waves.

この図によれば、まず流砂と飛砂ではその移動限界において約 2.5 倍の差があったが、これは著者らの研究によれば、砂粒の密度と流体のそれとの比 σ/ρ に大きく依存することから、砂粒の移動限界時のよう動における仮想質量力の効果ではないかと考えられている。漂砂の移動限界はむしろ流砂のそれにきわめて近く図示され、このような統一的な表示を有意義にしていることがわかる。いうまでもなく、波による加速度の影響の存在を無視するわけではないが、この表示からすればあまり著しくないといいてもよいであろう。一方、飛砂の場合には、その湿潤状態によって、移動限界が大きく左右されるが、著者ら¹¹⁾は砂粒間に含まれる含水比による表面張力の効果として考え、理論的につぎの表示式を導いた。

$$\tau_c^* = A^2 \left\{ \frac{\sin(\varphi - \beta)}{\cos \varphi} \right\} \left\{ 1 + \frac{2\sqrt{3}}{5} \alpha_0 \frac{\sin 2\varphi}{\sin(\varphi - \beta)} T_k \right\} \quad (6)$$

ここに,

$$T_k = \sqrt{\frac{\sigma}{\rho}} \frac{T \sqrt{w} \cos \xi}{(\sigma - \rho) g d^2}, \quad \tau_c^* = \frac{u_c^{*2}}{(\sigma/\rho - 1) g d \tan \varphi} \quad (7)$$

であり, w ; 含水比 (%), ξ ; 砂粒と水との接触角で通常 $\cos \xi \approx 1$, T ; 表面張力, および α_0 ; 10^{-2} の order の実験定数である。Fig. 6 はこの関係を潤湿砂の移動限界に関する実験および実例結果と比較したものであるが, 両者はよく一致することがわかるとともに, (7) 式で表わされる無次元量の意義を評価することができよう。

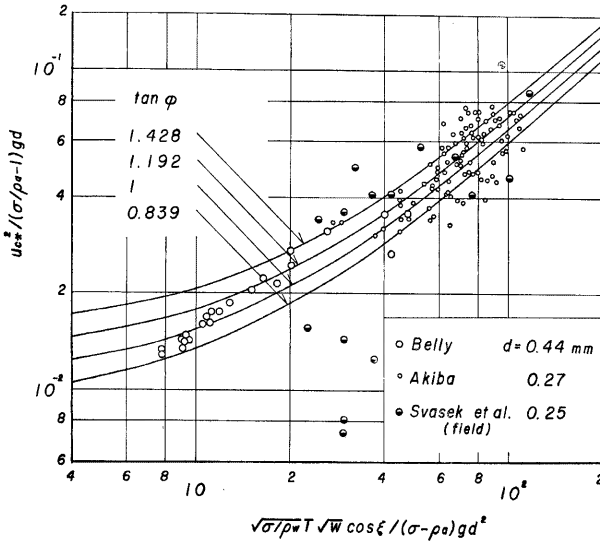


Fig. 6. Threshold of wetted sediments by winds.

(2) 漂砂量則 前述したように, 流砂, 飛砂および漂砂の機能は, それらの基本的な力学機能は同じであろうと考えられる。一般に, これらの輸送現象では, その取扱いの都合上, 掃流および浮遊の2つに分けられるが, ここではこうした統一的な試みの第1歩として, 砂粒が主として saltation によって支配されているようないわゆる掃流現象を対象とする。このように考えると, 砂粒の運動方程式から, その特性を比較的系統的に流砂のみならず飛砂に対して適用可能な手法で, その定式化を行うことができる。そして, その扱いは saltation による砂粒の跳躍高さや距離などの分布特性まで拡張することができる。著者¹²⁾は河田らと協同してこの方面の研究を進め, 砂粒の運動機構に基づいて, いわゆる saltation layer に対する運動量則の適用から, 結局つぎのような流砂・飛砂量則を理論的に誘導することができた。

$$\frac{q}{u^* d} = \frac{e}{1-e} (\tan \beta_m) \left\{ 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{\rho}{\sigma} \right) \right\} \left[(1+e) - (1-e) \sqrt{1 + \frac{8}{3(1-e) \lambda C_D A_r^2 \tau^*}} \right] (\tau^* - \tau_c^*) \quad (8)$$

ここに, $\tau^* = u^{*2} / (\sigma/\rho - 1) g d \tan \varphi$, q ; 単位幅当りの流砂・飛砂量, e ; 砂粒の反発係数, β_m ; 砂粒の飛び出し角度, C_D ; 砂粒の抗力係数, A_r ; 流速分布の対数法則における定数および λ ; 砂粒の飛高と飛距離の比で表わされる定数である。

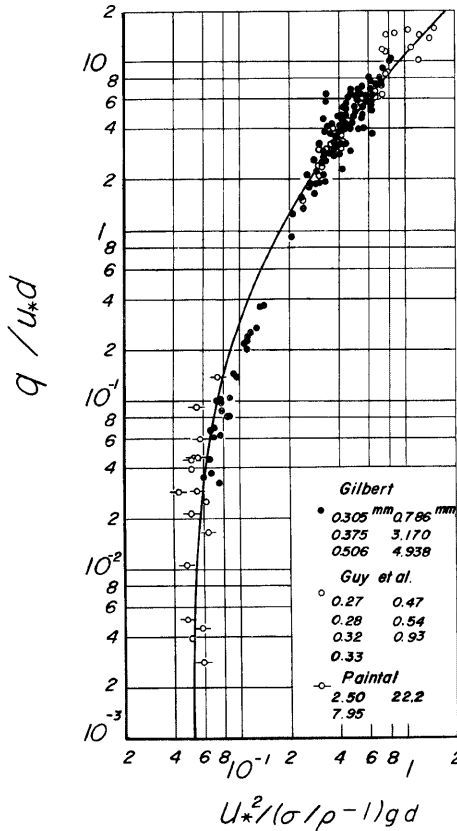


Fig. 7. Applicability of sediment transport law to plane bed data of running water.

次式で与えられる。まず、連続方程式は、

$$\frac{\partial}{\partial t}(h+z) + \frac{\partial}{\partial x}(uh+q) = 0 \quad (9)$$

で表わされ、運動方程式は次式で与えられる。ここに、 h ；水深であり、また u ；流速である。

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_h \rho(1-\bar{c})u dz + \frac{\partial}{\partial x} \int_h \rho(1-\bar{c}) u^2 dz = \rho gh \tan \beta - \rho(1-c_m)gh \frac{\partial}{\partial x}(h+\eta) \cos \beta - \tau_b - R \quad (10)$$

$$\sigma \left(1 - \frac{u_1}{u_m}\right) \frac{\partial q}{\partial t} + \sigma(u_m - u_1) \frac{\partial q}{\partial x} + \sigma \left(c_1 + \frac{\partial u_m}{\partial x}\right) q = -\sigma g \frac{q}{u_m} \frac{\partial}{\partial x}(h+\eta) \cos \beta + \tau_b - \tau_e + R \quad (11)$$

ここに、いわゆる interaction force R は近似的に、

$$R = \frac{3}{4} \alpha_i C_D \rho \frac{1}{\{1 + (1/2)(\rho/\sigma)\}d} \frac{(u - u_m)^2}{u_m} q \quad (12)$$

Fig. 7 はこの流砂・飛砂量則をいわゆる plane bed の河床形態における流砂の実験結果と比較したものであるが、前述した4つの定数は砂粒の saltation の特性から定めたものを適用してある。また、同様な比較がいわゆる upper regime の流砂量に対してもなされたが、いずれも砂粒の saltation の特性から定められた定数によって計算された(8)式とむしろおどろくべきほど一致することがわかった。なお、dune bed の場合に対しては、有効掃流流の概念を適用して摩擦速度を推定すれば、この流砂量則が十分な適用性をもつことも確かめられている。

一方、飛砂の場合には、周知のように数多く行われた実験値がそれらの実験者ごとの測定方法によって大きく異なっているの、確実に測定される方法で飛砂量に関する実験を風洞を用いて行い、(8)式の飛砂量則と比較した結果が Fig. 8 である。この場合には、飛砂の場合の砂粒の saltation の特性に基づいて、前述した定数を定めたが、 τ^* の小さい範囲を除いて、この飛砂量則の適用性はきわめて良好であることがわかる。そして、これらの実験値および飛砂量則は、従来のすべての実験値のほぼ平均的な傾向とも一致している。

さて、この理論的な流砂・飛砂量則の誘導は、さらに運動量保存則を適用して、非定常の一般の場合に拡張された¹³⁾が、その基礎方程式は流体・砂粒系の一次元二層流に対して

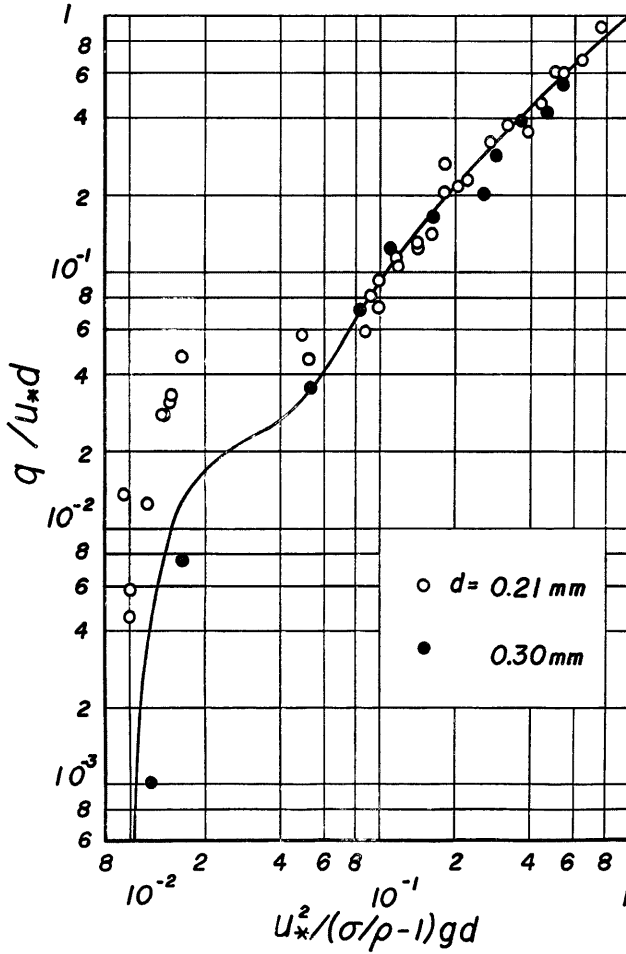


Fig. 8. Applicability of sediment transport law to blown sand.

で与えられ、また u_m は砂粒の平均速度、 α_i は実験定数であって、後述する非平衡状態の飛砂に関する実験から $\alpha_i = 0.08$ 程度であることがわかった。

これらの諸式の適用例の1つとして、流れが近似的に等流と考えられる場合の非平衡状態の飛砂・流砂則を考察することにすれば、その基礎式は(11)式より次式で与えられる。

$$\sigma(u_m - u_i) \frac{dq}{dx} + \sigma c_i q = \tau_b - \tau_c + R \quad (13)$$

境界条件は $x=0$ において $q=0$ で与えられるので、(13)式の解は次式で表わされる。

$$\frac{q}{q_0} = 1 - \exp(-\lambda x) \quad (14)$$

ここに、

$$\lambda = \frac{1}{2} \left(\frac{\rho}{\sigma} \right) \frac{1}{u_m(u_m - u_1) \{1 + (1/2) (\rho/\sigma)\}} \left[\left(\frac{1}{e} - 1 \right) (\cot \beta_m) \frac{1}{\tau^*} - \frac{3}{2} \alpha_i C_D (A_r - u_m)^2 \right] \quad (15)$$

であり、また q_0 は平衡状態における飛砂・流砂量である。Fig. 9 は飛砂に関する実験結果と (14) 式とを比較したものであるが、この場合 (15) 式において $\alpha_i = 0.08$ とした理論曲線は実験値とよく一致することが確かめられた。従来より流砂に関する研究は数多いが、このような非平衡状態の飛砂・流砂量則を統一的に定式化できることを示すことができたのは、saltation に基づくこの取扱いがはじめてといてよいであろう。さらに、これらの方程式系をもとにして、飛砂・流砂における床面の不安定性の理論を展開することができる。従来、Kennedy をはじめ多くの研究者が、流砂量式を適当に修正してなんらかの表示で流砂現象の非平衡性を導入することを余儀なくされたが、著者らの理論¹³⁾ では直接不安定性限界を取扱うことができ、その結果は流砂のみならず飛砂の場合に対しても適用可能であることがわかっている。

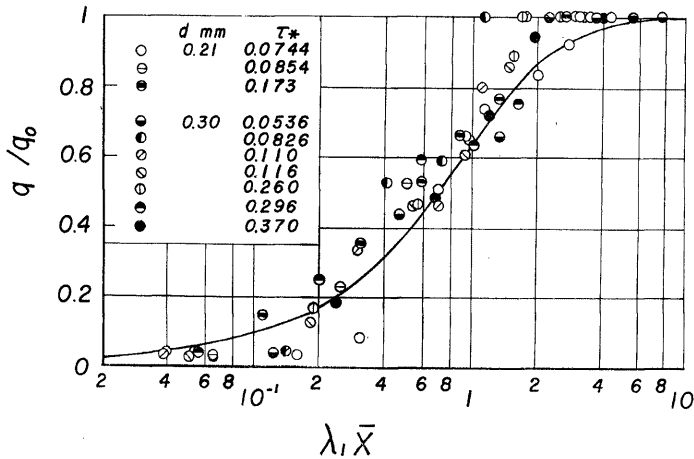


Fig. 9. Applicability of non-equilibrium sediment transport law to blown sand.

以上述べた飛砂・流砂量則をもとにして、漂砂機構について考察すれば、つぎのようである。一般に、沿岸漂砂を究明するためには、砕波機構との関連において進めるべきであり、その漂砂機構は非常に複雑であるが、大局的につぎのように考えることにする。底質は波の作用によって、一般に滑動・跳躍などの運動をするけれども、それは大局的には往復運動であり、それが沿岸流によってその方向に運搬されるものと考えれば、沿岸漂砂の1つのモデルを試みることができる。Einstein¹⁴⁾ にならって、流体によって輸送される底質の運動はたとえば流砂量則によって普遍的に表わされるものとし、前述した著者らの飛砂・流砂量則を適用すれば、波による底質の平均濃度 $\bar{c}$ は、近似的に次式で与えられる。

$$\bar{c} = c_0 \left(\frac{\rho}{\sigma} \right) \left(1 - \frac{\tau^*}{\tau_c^*} \right) \quad (16)$$

ここに、 c_0 は τ^* によってわずかに変化するが、近似的には 0.2 程度の値である。ただし、この場合の τ^* は次式で与えられるものとする。

$$\tau^* = (\tau/\rho)/(\sigma/\rho - 1)gd, \tau/\rho = (1/2)f\bar{u}^2 \quad (17)$$

ここに、 f は摩擦係数であって前述の Jonsson の研究によって推定されるものとし、また $\bar{u}$ は波による最大水粒子速度で、近似的に次式で表わす。

$$\bar{u} = \begin{cases} \alpha \sqrt{gh}, \quad \alpha = \frac{1}{2} \left(\frac{L}{T\sqrt{gh}} \right)_B \left(\frac{H_B}{h_B} \right); & 0 \leq Y \leq 1 \\ \frac{1}{2} \left(\frac{H}{H_0} \right) \left(\frac{L}{L_0} \right) \left(\frac{H_0 L_0}{T h} \right); & 1 \leq Y < \infty \end{cases} \quad (18)$$

ここに、 H_0 および L_0 ；沖波の波高および波長、 H_B および h_B ；砕波点における波高および水深である。

そうすれば、沿岸流の理論として Longuet-Higgins のものを適用して、単位幅当りの沿岸漂砂量 q は、次式で表わされる。

$$\frac{q}{\sqrt{gh_B d}} = \begin{cases} \left(\frac{5\pi}{16} \right) c_0 \left(\frac{\alpha}{f} \right) \left(\frac{\rho}{\sigma} \right) \left(\frac{h_B}{d} \right) (\tan \beta \sin 2\theta_B) (1 - R^2 F_r^2 Y) Y V(Y); & 0 \leq X \leq 1 \\ \left(\frac{5\pi}{16} \right) c_0 \left(\frac{\alpha}{f} \right) \left(\frac{\rho}{\sigma} \right) \left(\frac{h_B}{d} \right) (\tan \beta \sin 2\theta_B) \left(1 - \frac{F_r^2}{Y} \right) Y V(Y); & 1 \leq X < \infty \end{cases} \quad (19)$$

ここに、 $V = v/v_B$, $Y = y/y_B$, v ；沿岸流の流速、 v_B ；砕波点における沿岸流の基準流速、 y ；汀線より沖方向の座標、 y_B ；砕波点までの距離、 $\tan \beta$ ；海浜の平均勾配、 θ_B ；砕波点における波の入射角、 $V(Y)$ ；Longuet-Higgins の理論で与えられる無次元沿岸流流速であり、さらに R および F_r は次式で表わされる。

$$R = \frac{1}{2} \left(\frac{H_B}{H_0} \right) \left(\frac{L_B}{L_0} \right) \left(\frac{H_0}{H} \right) \left(\frac{L_0}{L} \right), \quad F_r^2 = 16\pi \left(\frac{h_B}{H_B} \right)^2 \left(\frac{L_0 h_B}{L_B^2} \right) \left(\frac{u_c^2}{f g h_B} \right) \quad (20)$$

Fig. 10 は (19) 式によって沿岸漂砂量の沖方向分布を計算したものであり、比較のために沿岸流の流速分布も示してある。これによれば、沿岸漂砂量は沿岸流速より若干沖側で砕波点に近いところで最大となり、このことは図中に示した実験値と比較してよく一致している。

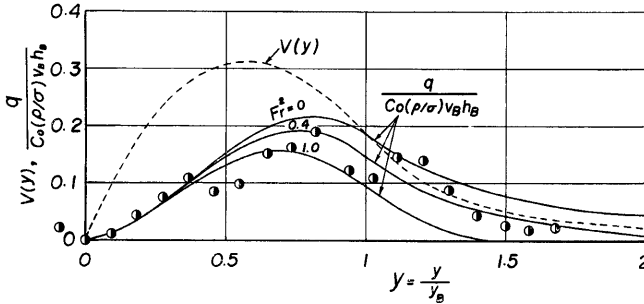


Fig. 10. Offshore distribution of longshore currents and sand transport rate ($R^2=0.5$ and $P=0.2$ in Longuet-Higgins' formula).

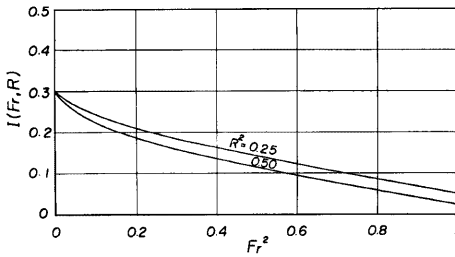
つぎに、全沿岸漂砂量 Q は、(19) 式を汀線から底質の移動限界水深まで積分して、次式のように表わされる。

$$Q = c_0 \left(\frac{\rho}{\sigma} \right) h_B^2 \sqrt{gh_B} \sin 2\theta_B I(R, F_r) \quad (21)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} c_0 &= (5\pi/16) c_0(\alpha/f) \\ I(R, F_r) &= a_0 - b_0 F_r^2 - c_0 (R F_r)^{a_0} + d_0 (R F_r)^2 \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

であり、また Longuet-Higgins の沿岸流理論において $P=0.2$ の場合、 $a_0=0.298$, $b_0=0.124$, $c_0=0.373$, $d_0=0.207$ および $\alpha_0=1.11$ となる。ただし、この理論においては、いわゆる swash transport を考慮していないので、これを加味するため前述の積分は汀線まで行うことにした。(22) 式で与えられる $I(R, F_r)$ の特性を Fig. 11 に示す。現地海岸では、一般に $F_r \approx 0$ であり、したがって $I(R, F_r) \approx 0.3$ で一定に近いが、実験

Fig. 11. Change of $I(R, F_r)$ with R and F_r .

においては $F_r \approx 0.2 \sim 1$ 程度と広範囲に変わり、 $I(R, F_r)$ の値もかなり小さくなるものと考えられる。もし、 $I(R, F_r)$ が一定であれば、全沿岸漂砂量は波のエネルギーフラックスの沿岸方向成分に比例することになり、Komar¹⁵⁾ の最近の再確認と一致することになる。このことは、またこの事実が主として現地海岸での実測値について成立し、底質粒径によってあまり変わらないが、実験値は一般に小さく表わされ、非常に散乱することとも対応するわけである。このような取扱いによれば、沿

岸漂砂量が全沿岸流量に比例することになるので、さらに任意の流れの場合における漂砂量則の実用的表示を試みることもできるであろう。

2.4 海浜変形の予測

前述した一次元解析法による海浜変形の予測について、具体的な例をあげて考察しよう。

(1) 海岸構造物の築造による海浜変形 いま簡単のために、海浜変形に伴って海浜断面が変化しないものとし、底質の移動限界水深 h_k も一定であると仮定すれば、(4) 式は近似的につきのように表わされる。

$$\frac{\partial y_0}{\partial t} = A_0 \frac{\partial^2 y_0}{\partial x^2} \quad (23)$$

ただし、 $A_0 = A_x$ であって、 $A_0 > 0$ となるような座標系で適用するものとする。

さて、波向 θ_B で定常に波が侵入する場合には、 A_0 は定数であるので、もっとも簡単な一様海浜における防砂堤近傍の海浜変形を対象とすれば、初期および境界条件は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} t=0 & \quad \text{において, } y_0=0 \\ x=0 & \quad \text{において, } \partial y_0 / \partial x = \tan \theta_{B_0} (Q_x=0) \\ x=\pm\infty & \quad \text{において, } y_0=0 \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

これを満足する (23) 式の解を求めるに当って、任意の沿岸漂砂量式に対して適用できるため、

$$\left. \begin{aligned} \eta_0 &= y_0/h_k, \xi = x/h_k, \tau = Q_0 t/h_k^3 \\ Q_x &= Q_0 f(\theta), A_0 = \frac{1}{(1-\lambda)} \left(\frac{df}{d\theta} \right)_0 \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

とすれば、次式のような解が得られる。

$$\eta_0 = \theta_{n_0} \left[2 \sqrt{\frac{A_0 \tau}{\pi}} e^{-\xi^2 / 4 A_0 \tau} - \xi \operatorname{erfc} \left(\frac{\xi}{2 \sqrt{A_0 \tau}} \right) \right] \quad (26)$$

ただし、

$$\operatorname{erfc} p = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_p^\infty e^{-p^2} dp \quad (27)$$

また、任意の海浜形状 $g(x)$ からの変形は、次式で表わされる。

$$\eta_0 = \frac{1}{2\sqrt{\pi} A_0} \int_{-\infty}^\infty \frac{g(\xi)}{\sqrt{\tau}} e^{-\frac{(\xi-\zeta)^2}{4 A_0 \tau}} d\zeta \quad (28)$$

Fig. 12 は (26) 式による海浜変形の特性を図示したものの一例である。これから漂砂の上手側では次第に堆積し、下手側では侵食されていくことがわかるが、この計算では防砂堤による波の回折の効果を入れていないので、後者の傾向は実際と一致しない。さらに、詳細には (4) 式において、 A_x のみならず B_x などを加えて、波の変形特性をあらわに導入して計算する必要があるが、それも可能である。

(2) 河口デルタの発達・縮小による海浜変形 河川は一般に漂砂源であって、河口モデルの発達や縮小

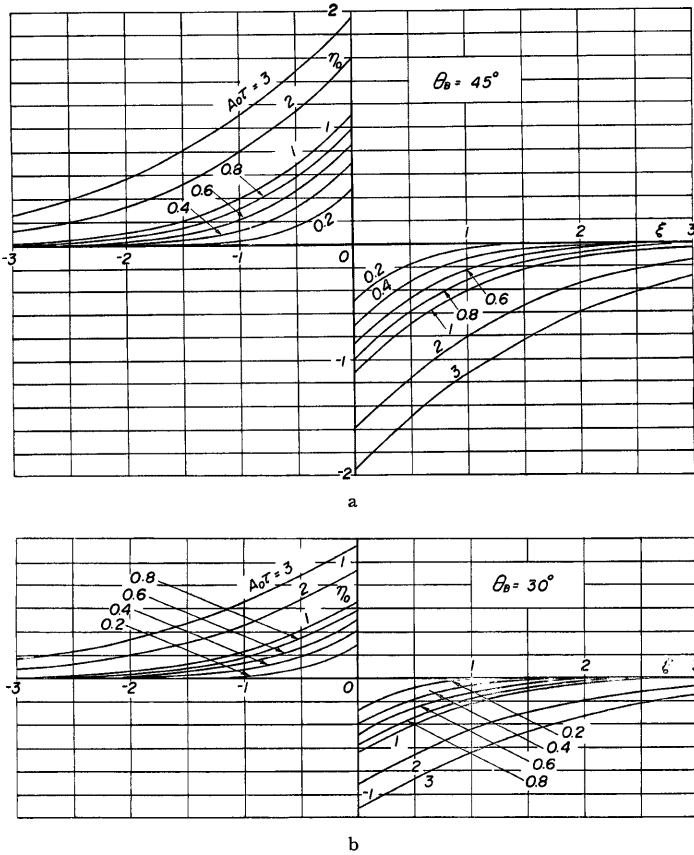


Fig. 12. Change of shoreline by a groin.

はその流送土砂量に依存する。このような場合の海浜変形の予測は、わが国で最近とくに問題になってきていることは周知のとおりである。いま、簡単のために、波の特性が一定で、(23)式がそのまま適用できるものとすれば、(2)式からその基礎式は、次式で与えられる。

$$\frac{\partial y_0}{\partial t} = A_0 \frac{\partial^2 y_0}{\partial x^2} + \frac{1}{B^2} Q_R(t) \delta(x - x_0) \quad (29)$$

まず、直線状の海岸に形成される河口デルタの発達過程を考えれば、初期および境界条件は次式で与えられる。

$$\left. \begin{array}{l} t=0 \quad \text{において, } y_0=0 \\ x=\pm\infty \quad \text{において, } y_0=0 \end{array} \right\} \quad (30)$$

この解は、簡単に次式で与えられる。

$$y_0(x, t) = \frac{1}{B^2} \int_0^t \frac{Q_R(t')}{2\sqrt{\pi A_0(t-t')}} e^{-\frac{(x-x_0)^2}{4A_0(t-t')}} dt' \quad (31)$$

さらに、河川からの供給土砂量が一定であれば、 $Q_R(t) = Q_{R_0}$ とし、また $\xi_0 = x_0/h_k$ とすれば、次式のように変形される。

$$\eta_0 = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \bar{Q}_{R_0} \sqrt{\tau} \left[e^{-\frac{(\xi-\xi_0)^2}{4\tau}} - \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{|\xi-\xi_0|}{\sqrt{\tau}} \operatorname{erfc} \left(\frac{|\xi-\xi_0|}{2\sqrt{\tau}} \right) \right] \quad (32)$$

ここに,

$$\bar{Q}_{R_0} = \frac{Q_{R_0}}{B^2 \sqrt{A_0 h_k}} \quad (33)$$

なお、河口デルタの縮小を考察するために、最初河川からの給供土砂量が $Q_R(t)$ であって、そのときに形成されたデルタ地形が (31) 式で表わされたとし、それが河川流域の条件によって、 $Q_R(t) \rightarrow Q_{R'}(t)$ ($Q_R > Q_{R'}$) に変化した場合を取扱う。そのときの解は、次式で表わされる。

$$\eta_0(x, t) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{F(\xi)}{2\sqrt{\pi A_0 t}} e^{-\frac{(x-\xi)^2}{4A_0 t}} d\xi + \frac{1}{B^2} \int_0^t \frac{Q_{R'}(t')}{2\sqrt{\pi A_0(t-t')}} e^{-\frac{(x-\xi_0)^2}{4A_0(t-t')}} dt' \quad (34)$$

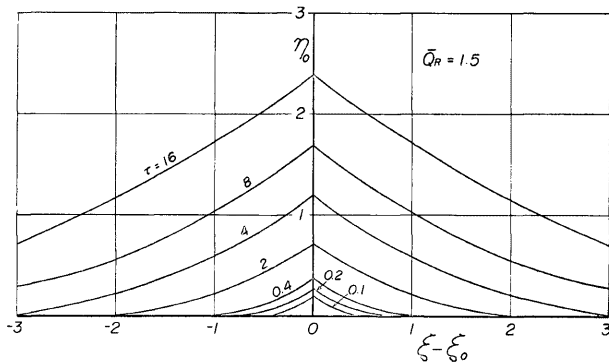


Fig. 13. Growth of river mouth delta in case of constant sediment supply ($Q_R = 1.5$).

Fig. 13 は (32) 式に基づいて、河口デルタの発達過程を計算した結果の一例であるが、もし波向によるデルタの形状の変化を論じる必要がある場合には、海浜変形に伴う波の変形を考慮する必要がある。数値計算によれば、そのような計算も可能であろう。つぎに、Fig. 14 には、(34) 式で $Q_{R'}(t)$ を一定とした場合の河口モデルの縮小過程を計算した結果の一例を示す。図中に示した計算条件は、 $\bar{Q}_R = 10$ または 1 で、それぞれ $\tau_0 = 2$ または 24 までデルタが発達した直後、 $\bar{Q}_R \rightarrow \bar{Q}_{R'}$ ($\bar{Q}_R/10$) まで減少した場合の縮小過程に対応している。まず、 $\bar{Q}_R$ が大きい場合には、当然のことながら急激にデルタは発達するが、それが $\bar{Q}_{R'}$ に減少すると、デルタの先端付近から急激に縮小しはじめ、双峯形のデルタ地形を形成しつつ変形する。これに対して、 $\bar{Q}_R$ があまり大きくなく、かつデルタ形成期の時間を長くとった場合には、(b) に示すようにその変形は比較的緩やかで、著しい双峯形の地形は見られない。これらは、河口デルタの発達・縮小の過程の一部を説明するものであって、さらに詳細な実験との対比を経て、現地海岸への適用を試みていく必要があろう。

なお、以上述べた一次元解析法による海浜変形の予測法には、海浜断面形状の一般化、沿岸漂砂量則の究明などさらに検討すべき問題も少なくないが、簡便さからいって、海浜変形に伴う波の変形計算とあいまって展開すれば、現実海岸への適用も可能である。また、沿岸漂砂のみならず沖方向漂砂の究明とあいまって、沿岸流の数値計算と (1) 式とを連立させて、より一般的に海浜変形の予測法を確立していく必要があろう。

(3) 飛砂による海浜変形 飛砂に関しては、従来港湾埋没や河口閉塞で問題になったが、最近でもなお海浜変形として、とくにオーストラリアの南部の海岸では大きな問題となっている。ここでは、海浜変形の 1 つとして、飛砂による変形予測について述べる¹⁶⁾。白良浜は毎年 3 月より 4 月の季節風による飛砂によって、Fig. 15 に示すように海浜が変形する。一次元解析法によれば、飛砂による汀線に直角方向の海浜変形の連続式は、(1) 式と同様に次式で与えられる。

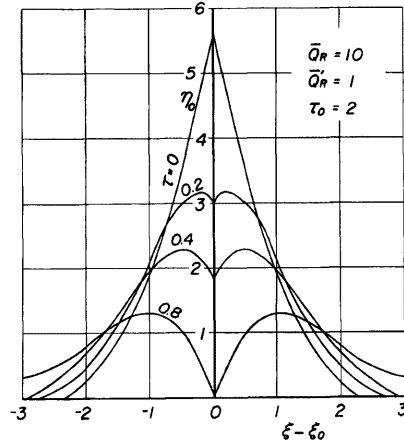
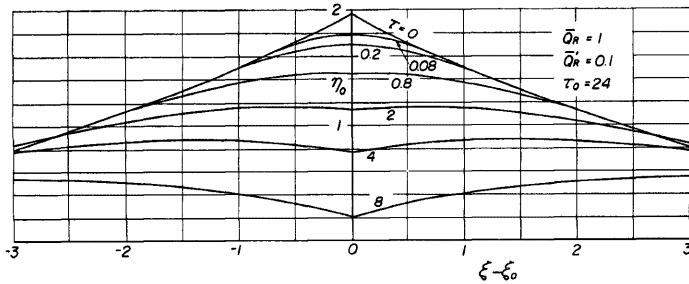
(a) $\bar{Q}_R = 10$ (b) $\bar{Q}_R = 1$

Fig. 14. Reduction process of river mouth delta due to decrease of sediment supply.

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \quad (35)$$

ここに、 y は汀線よりの浜に沿う距離、および q は (8) 式による飛砂量則であり、この場合海浜に沿う汀線に直角方向の風速分布から、摩擦速度が推定されるものとする。さらに、詳細には非平衡状態の飛砂として取扱う必要があり、この場合には (10)、(11) および (12) 式から直接計算するか、あるいは飛砂量則として近似的に (14) 式を用いることにすればよい。

Fig. 16 には、これらの方法によって各風向別に海浜変形を計算し、実測値と比較してあるが、図中には平衡および非平衡状態の飛砂量則を用いて計算した結果をそれぞれ示してある。また、 y_0 は浜幅を表わす。この結果から、汀線付近で波のそ上による海浜の変形を除けば、飛砂による海浜変形の始点をはじめ全体的にかなり一致することがわかる。ただし、 $y/y_0 > 0.8$ の範囲では、海岸堤防に沿う強い風のため、局所的に洗掘されるため、図に示した海浜砂の連続性が成立しないものと考えられる。こうした取扱いは、海浜上の風速分布さえ一般的に推定できれば、さらに 2 次元的な予測法に拡張することができるであろう。

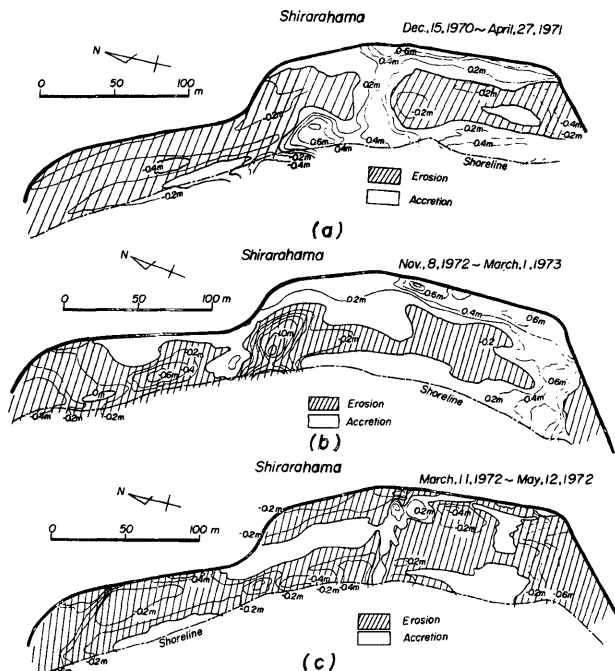


Fig. 15. Beach change by blown sand at Shirara-hama.

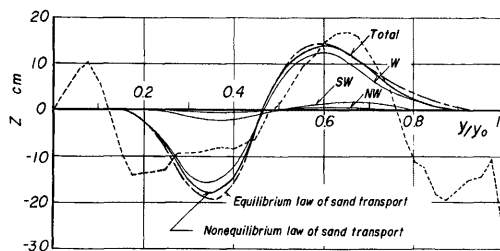


Fig. 16. Comparison between theoretical prediction of beach change by blown sand and observed at Shirara-hama.

3. 海岸侵食の制御・防止

海岸侵食防止の工法については、わが国のみならず諸外国において、各種の方法が実施されてきたが、ここではこれらの分類と若干の考察のあと、侵食制御・防止法の展望について簡単に述べてみたい。

3.1 工法の分類

Per Brunn¹⁷⁾ は海岸保全工法をその機能について Table 1 のように分類している。すなわち、突堤 (groins) は沿岸漂砂量を制御しようとするものであるが、その漂砂の下手側への影響はときに著しい。そして、沖方向漂砂の卓越する場合には適さないことも周知のとおりである。護岸 (sea walls) は一般に地盤

Table 1 Various coastal protection measures. (after Per Brunn, 1972)

Protection measures	Large Scale	Small Scale	Effect	Influence on neighbouring shores
Groins	*	**	May stop or decrease shoreline recession but not if offshore erosion continues	Adverse, often very severely
Sea Walls	**	**	Stop erosion where they are built but do not stop offshore erosion	May to some extent become adverse
Shore parallel breakwater	*	**	Will probably stop erosion and build up beach where they are erected	Adverse, often very severely
Artificial nourishment	**		Widens beaches Provides full protection if well maintained	Beneficial

* less attractive solution

を被覆して侵食を防ぐわけであるが、波浪が護岸に達するようになれば、反射波による沖方向漂砂を発生し、侵食を助長することになる。この傾向は、とくにわが国の最近の海岸侵食においてみられることであり、さらにこの過程において海浜の勾配が次第に急になることは特記すべき事実である¹⁷⁾。

つぎに、離岸堤をはじめとする沿岸構造物 (shore parallel breakwater) は、とくにわが国において離岸堤工法として発展し、最近海岸保全の最良工法の1つとして考えられてきた¹⁸⁾。離岸堤によるトンボロ地形の成長が、沿岸漂砂のみならず向岸漂砂に依存する場合もあるようであり、その大きな特徴になっている。しかし、海岸水理学的に究明すべき点が少なくなく、またわが国のようにコンクリートブロックを用いたかなり大規模な構造物の場合には、その前面の海底地形の変動が期待され、その安定な海浜の確保への影響が問題になるように思われる。

養浜 (artificial nourishment) は、可能であれば海岸保全の最良工法の1つであろう。とくに、河口港、堀込港湾をはじめ各種の海岸構造物による沿岸漂砂の阻止に対しては、sand bypassing は最良の方法といてよい。自然海浜の消波機能を生かし、人為的な漂砂阻止を人為的に bypassing して漂砂の連続性を確保せしめることは、少なくとも原理的に得策であるといえる。

3.2 侵食制御・防止法に関する考察

海岸には、波の過程を経て莫大なエネルギーが到達し、変化に富んで美しい海岸も、また白砂の海浜もこのエネルギーの所産といわれる¹⁹⁾。このように考えると、海浜は本来比較的には安定であるはずであるが、人間活動に伴って、海浜変形を余儀されてきたのである。海浜の消波機能はきわめて高く、各種の消波構造が究明されてきた現在、まずこれに優さるものはないであろう。Per Brunnの海岸保全の考え方に関する諸説の冒頭には、1500年代のオランダの築堤の本から、つぎの言葉を引用している。

“Water shall not be compelled by any fortse (force), or it will return that fortse onto you”

この立場から、自然海浜の機能を生かした工法について考察することにした。まず、その第1はいうまでもなく養浜であって、漂砂の連続性を確保すべく sand bypassing して、海岸保全をはかることは、可能な限り最良の方法というべきであろう。

第2には、Silvester²⁰⁾のいう headland defense system をあげたい。これは前述の離岸堤工法に近いものかもしれないが、その考え方はかなり相違する。これは headland に囲まれたいわゆる pocket beach の安定性に着目したものであって、侵食性海岸をそのような安定海浜群によって構成せしめようとするものであ

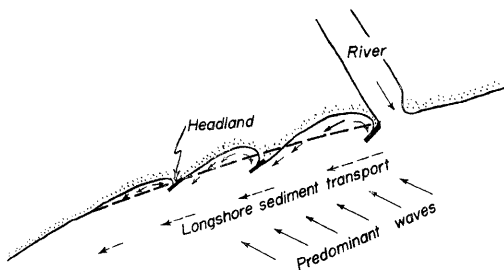


Fig. 17. An attempt to stabilize coast near river mouth by headland defense system.

らとともに数年来、わが国をはじめオーストラリア、マレーシアなどの自然海岸を対象として、その平面形状の特性を調べてきた。Fig. 18 はその一例であって、図中 y_{max}/l_B は pocket beach の両端を結ぶ線と浜中央部の汀線までの距離と浜の延長との比で、浜の偏平の程度を表わす、および θ は主たる漂砂の下手側の浜端部の角度で、偏平な浜ほど小さくなる。これから、pocket beach の規模が諸外国のように 100km 以上に及ぶものから、わが国のように 500 m 前後のものであっても、その平面形状の相似性を確認することができる。一方、pocket beach における漂砂機構を究明するために、その底質特性の分布を調べてきたが、今後こうした安定な海岸形状とその変化の予測を試みる必要があろう。しかして、安定な自然海岸群によって、海岸保全を試みることも可能な工法であって、すでに Silvester の指導によってシンガポールの東部海岸に実施されてよい結果を収めている²³⁾。

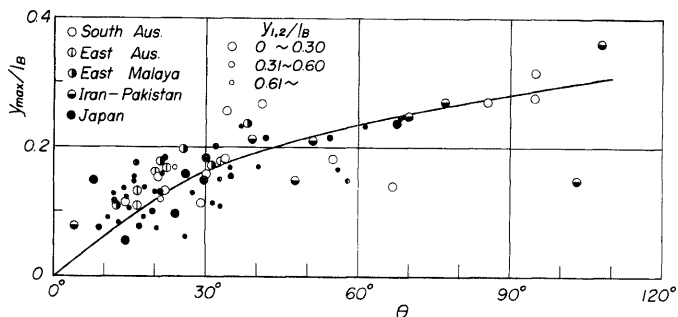


Fig. 18. Characteristics of pocket beach.

つぎに第 3 は、砕波帯または swash zone における漂砂機構を変えて、自然海岸のままで侵食制御をする試みであって、すでにオーストラリア国立大学の Chappell は現地実験で、また Machemehl ら²³⁾ は実験的に sub-sand filter system の機能について研究し、その可能性を確かめている。これは漂砂帯における透水性を人為的に増して、down rush 時の漂砂の堆積を助長せしめるものであり、最近著者らもこの基礎実験を進めている。

4. 結 言

以上、海岸侵食と題して特別講演した内容をもとに、ここ数年来研究してきた成果を中心として述べた。著者は、この方面の研究において、2つの大きな目標をもってきた。その 1 つは、飛砂・流砂の統一理論と

る。Fig. 17 は河口付近の侵食制御に対して示したこの考えであり、3つの headland によって形成される3つの安定な海岸によって、その延長を増し、波浪の単位長さ当りのエネルギーを減少させることがポイントであろうと著者は考えている。もちろん、このためには安定な海岸形状の究明によってその設計法の確立が要求されるし、またこの工法の弱点の 1 つは headland の維持にあるであろう。前者に関しては、芝野

それに加えて漂砂機構の解明であり、流体中での砂移動の問題である。その2はこの立場から海浜変形の予測法の確立とその自然海浜の機能を生かした海岸保全工法の開発であるといえよう。

この目標に対して、いまなお道遠く、十分な成果は得られていないが、この小文が今後の研究のはげみになればと著者自身が感じている次第である。

最後に、これらの研究を進めるに当たって、熱心にご協力いただいた河田助教授、安田岐阜大学講師および芝野助手らに深謝したい。

参 考 文 献

- 1) Tsuchiya, Y., M. Yahya and Syamusudin: On the Kedung-Semat beach, central Java with special reference to beach erosion problems, UNDP, OTC/SF Project INS-70/527, Inst. Hyd. Eng., Indonesia, 1976, pp. 43.
- 2) 土木学会：海岸保全施設設計便覧, 1969, p. 145.
- 3) 土屋義人・井上雅夫・芝野照夫：海岸波浪の地域特性, 第25回海岸工学講演会論文集, (投稿中).
- 4) Purpura, J. A.: Establishment of a coastal setback line in Florida, Proc. 13th Coastal Eng. Conf., 1972, pp. 1599-1615.
- 5) 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, 1966, pp. 17-1-17.
- 6) 土屋義人：海岸土砂収支と海浜変形, 1973年度水工学に関する夏期研修会講義集, B, 1973, pp. B-3-1-14.
- 7) たとえば, Bakker, W. T., E. H. J. Klein and A. Ross: The dynamics of a coast with a groyne system, Proc. 12th Conf. on Coastal Eng., 1970, pp. 1001-1020.
- 8) Komar, P. D. and M. C. Miller: Sediment threshold under oscillatory Waves, Proc. 14th Coastal Eng. Conf., 1974, pp. 756-775.
- 9) 岩垣雄一：限界掃流力に関する基礎的研究 (1), 土木学会論文集, 第41号, 1956, pp. 1-21.
- 10) Jonsson, I. G.: Wave boundary layer and friction factors, Proc. 10th Conf. on Coastal Eng., 1966, pp. 127-148.
- 11) 河田恵昭・土屋義人：飛砂における砂粒の移動限界と飛砂量に及ぼす含水比の影響, 土木学会論文報告集, 第249号, 1976, pp. 95-100.
- 12) 土屋義人・河田恵昭：砂粒の saltation に基づく飛砂量則について, 第19回水理講演会論文集, 1975, pp. 7-12.
- 13) 土屋義人・河田恵昭：Mechanics of sediment transport by saltation (投稿準備中).
- 14) Einstein, H. A.: Sediment transport by wave action, Proc. 13th Coastal Eng. Conf., 1972, pp. 933-952.
- 15) Komar, P. D.: Beach sand transport; distribution and total drift, Proc. ASCE, Vol. 103, No. WW2, 1977, pp. 225-239.
- 16) 土屋義人・河田恵昭・芝野照夫・林 省造：白良浜の海浜過程について, 第22回海岸工学講演会論文集, 1975, pp. 343-348.
- 17) 土屋義人・芝野照夫：下新川海岸の海浜過程について, 第20回海岸工学講演会論文集, 1973, pp. 483-488.
- 18) Toyoshima, O.: Design of a detached breakwater system, Proc. 14th Conf. on Coastal Eng., 1974, pp. 1419-1431.
- 19) 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.
- 20) Silvester, R.: Headland defense of coasts, Proc. 15th Conf. on Coastal Eng., 1976, pp. 1394-1406.
- 21) 土屋義人・芝野照夫・十河耕一：Pocket beach の平面形状について, 第25回海岸工学講演会論文集, (投稿中).
- 22) Chew, S. Y., P. P. Wong and K. K. Chin: Beach development between headland breakwaters, Proc. 14th Conf. on Coastal Eng., 1974, pp. 1399-1418.

- 23) Machemehl, J. L., T. J. French and N. E. Huang: New method for beach erosion control, Proc. Civil Eng. in the Oceans, ASCE, 1976, pp. 142-160.

BEACH EROSION AND ITS PREDICTION

By *Yoshito* TSUCHIYA

Synopsis

Recently methods of prediction and prevention of beach erosion have been so strongly expected that a brief report on this problem is herein described from the view point of the mechanics of sediment transport by fluid motion. A synthetic attempt is made to the mechanics of sediment transport such as the sediment threshold, rates of sediment transport and longshore sand drift, and momentum equations of sediment transport, on the basis of the mechanics of saltation of sand grains. From this, a new formulation of longshore sand drift is made by use of this sediment transport law and the theory of longshore currents by Longuet-Higgins.

A theoretical, one-dimensional approach is also made for prediction of beach changes by coastal structures and due to decrease of sediment input from a river. It should be noted that this approach is practically applicable for the prediction of beach change, but two-dimensional ones can be still expected owing to the existence of offshore and onshore sand transport in nearshore zones.

In addition, some comments on beach erosion control are described for new applicable methods such as headland defense and sand filter systems, based on the intensive functions of natural sandy beaches in wave energy dissipation.