

新しい海岸保全システム

榎 木 亨

1. はじめに

わが国の海岸保全施設は昭和31年に設定された海岸法によると、高潮対策施設と侵食対策施設に大別され、それぞれの施設として海岸堤防、護岸、防波堤、水門・こう門、樋門・樋管、突堤、離岸堤、人工養浜等の構造物に分類され、海岸保全施設整備事業、高潮対策事業、侵食対策事業、災害復旧助成事業、局部改良事業、海岸環境整備事業等の事業により各地で施工されてきている。これらの施設は単一構造物（例えば海岸堤防のみ）での施工カ所も多いが、その後の海岸状況の変化に伴い2種類あるいは3種類の組合せ工法（例えば海岸堤防と離岸堤、離岸堤と人工養浜など）で海岸線の保全をはかっている海岸も多い。これらの海岸施設の伸び率の経年変化をみてみたのが図-1¹⁾であって、昭和45年以降の離岸堤の急速な伸び率が注目される。しかし離岸堤を含む堤防の前面の多量の消波ブロックの投入は海と人との分離をひきおこし、海の利用という面では大きなマイナスとなっている。

近年この海岸線の環境整備、海と人とのふれあいが叫ばれる様になり、魅力ある海岸環境の保全、親水性のある海岸の創造に海岸事業も大きく変わりつつあり、新しい工法として、以下の各種工法が提案され、各地で計画あるいは試験工事が開始され始めている。^{1)~5)}

- ① 緩傾斜堤工法^{1), 5)}
- ② ヘッドランド工法²⁾
- ③ 面的防禦工法（人工リーフを含む）⁵⁾
- ④ サンドバイパス工法^{2), 4)}

しかしながらこれらの工法はまだわが国においては全く新しい工法であり数多

くの技術的課題を残している。と同時にある海岸を防御するのにどのような工法が最適であるかを決定するのに、いかなるシステムで考えればよいかも未だ十分討議されていない。本論文はまず上述の工法決

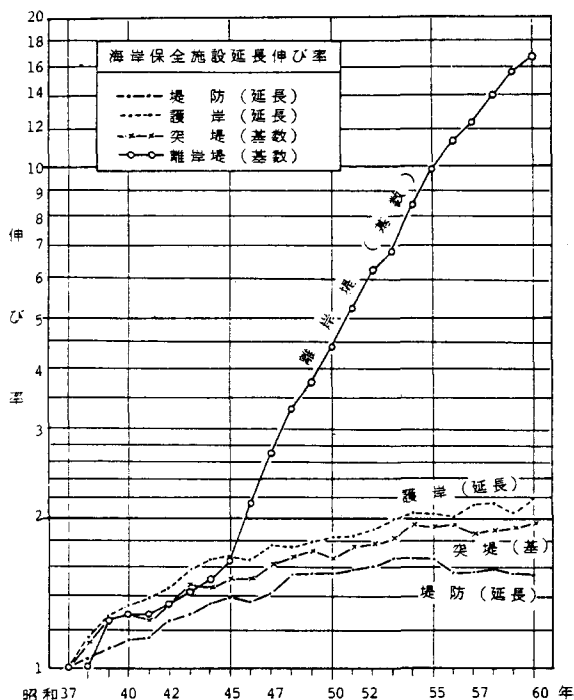


図-1 海洋保全施設の伸び率の経年変化
(豊島より¹⁾)

定を如何に考えるべきかを，海岸侵食の防止工法を例にとりあげて述べ，ついで上記の新しい工法についての特徴と技術課題について論じていくこととする。

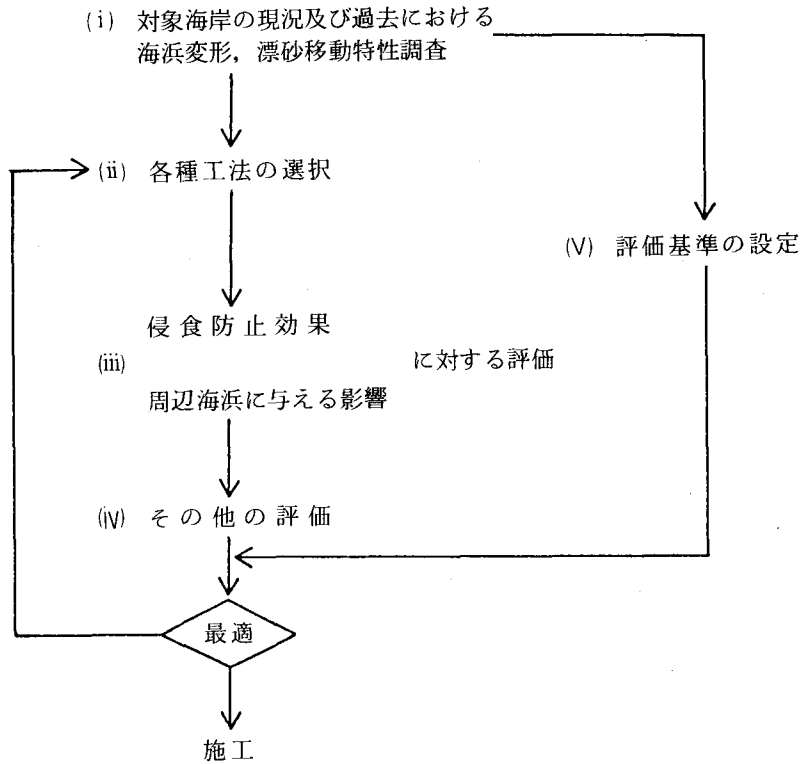
2. 海岸侵食防止工法の最適化システム

図－2は海岸侵食防止工法の最適工法を選ぶための流れ図である。この図に基づいていかなるデータを必要とし，どのような解析を進めて行くべきかについて説明していこう。

(i) 対象海岸の現況及び過去における海浜変形，漂砂移動特性の調査

この調査はいわゆる対象海岸の特性を把握するための調査で，どういう波浪が来襲し，どのような漂砂が生じ，その結果いかなる地形変化が生じているかを知るためのものである。そのためにはいかなる資料が必要であり，またその資料を用いてどのような項目を解析しなければならないかを列挙すると次のような項目があげられる。

(a) 深浅測量データ：A－L特性の検討，経験的固有関数法等による統計解析とそれに基づく漂砂特性（岸沖漂砂，沿岸漂砂等）の推定



図－2 海岸侵食の最適工法を選出流れ図

- (b) 気象データ（風向，風速，降雨量）：風向，風速の頻度分布及び時系列解析並びにそれに基づく波浪推算
- (c) 海象データ：波浪（波高，波向，周期），潮位の発生頻度及びそれらの結合確率と代表波浪の決定
- (d) 底質に関するデータ：岸沖及び沿岸方向の粒径分布及び鉱物組成分布
- (e) 河川流出量（流量，流砂量）：降雨，水位，流量及び流砂量
- (f) 水質に関するデータ

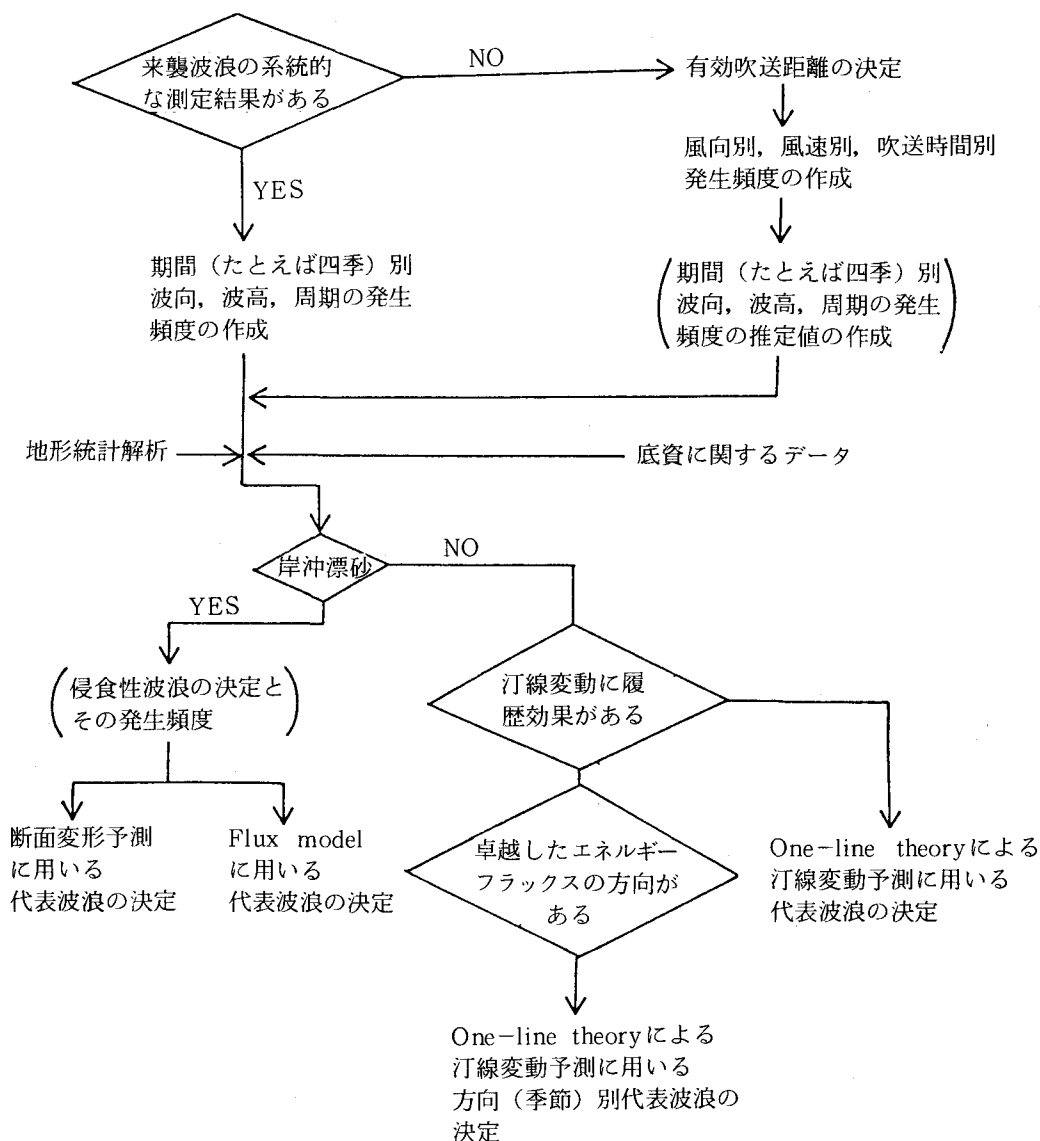


図-3 気象・海象データの解析の流れ図（代表波浪決定）

以上の項目のうち (b) (c) の項目は関連があり、その代表波浪の決定は図- 3 に示す様な流れ図に従って行う。

なお、この図において Flux model , one-line theory model は後述する地形シミュレーションのモデルであり地形統計解析は上述の (a) の深浅測量データーに基づく解析であって、例えば従来行われているのに経験的固有関数法⁶⁾がある。

(ii) 各種工法の選択

図- 2 の流れ図における (ii) の各種工法の選択は、(1) において明らかにされた漂砂移動の特性ごとに選定しなければならない。いま制御を対象とする漂砂移動別に適用されるべき工法を分類したのが表- 1 である。なお表- 1 は漂砂の方向別でもって工法を選定しているが、さらに細かく浮遊漂砂、掃流漂砂といった漂砂の移動形態も考慮して工法の選定をすることが望ましい。また表- 1 には、その工法の制限機能及び設計条件等もとりあげて示したが、新しい工法については今後さらに十分な検討を必要としよう。

つぎに上記工法の漂砂移動制御の効果を検討することが必要であることはいうまでもないが、この時同時に、図- 2 の (iii) の周辺海浜に与える影響も予測し評価することが望ましい。

(iii) 侵食防止効果と周辺海浜に与える影響予測

侵食防止効果の確認と周辺海浜に与える影響を予測するに当って、現在用いられている方法は次の三つである。

表- 1 漂砂移動別の適用される工法

制御の対象とする漂砂移動	工 法	考えられる制御機能	決定すべき設計条件
沿岸漂砂	突堤及び突堤群 Head- land	沿岸流速の低減及び 沿岸漂砂の捕捉 沿岸方向エネルギー フラックスの低減及び 沿岸流速の低減	堤長、堤間隔、施工順序 堤構成材料 堤長、間隔、方向
沿岸 + 岸沖漂砂	離岸堤及び離岸堤群	波浪回折効果及び 海浜流系の変形	設置位置、堤長、開口幅
岸沖 + 沿岸漂砂	海岸堤防、護岸	沿岸流速の低減及び return flow の低減	設置水深、勾配、法勾配、 法線形状
砂の補給	Sand by- pass 養浜 面的防御を含む 併用工法		バイパスの方法、位置、 メンテナンス 位置、断面、平面形状、養浜砂 粒径、養浜砂流出防止法

(a) 地形変動モデルに基づく数値シミュレーションによる方法 (numerical modeling)

① 汀線変化モデル (one line model), 水深変化モデル (multi-line model⁷⁾) による等深線, 汀線の変化予測

② Flux-modelによる局所漂砂量を用いた水深変化予測⁸⁾

(b) 水理模型実験による方法 (physical model); 移動床モデル⁹⁾

(c) 物理・数値モデルによる方法 (hybrid model)

(b)の方法は模型の相似率から考えて, 任意の模型砂の選択が困難であり, 一方(a)の方法では侵食防止工法の構造物による局所的な波の変形が十分予測できないため, 波の変形あるいは海浜流の変化のみを固定床の模型実験で予測し, その値を用いて地形変動の数値シミュレーションを行うのが(c)の方法である。

また(a)の数値シミュレーションによる方法を用いる場合①の one line モデルを用いるのか②の Flux モデルを用いるのかについては図-4の流れ図に従って判断すればよい。

以上の手法を用いて地形変動を予測するためには, 図-5に示す流れ図に基づいていずれかを選定すればよからう。しかしながら, この図において問題となるのは地形の再現性における精度の問題である。

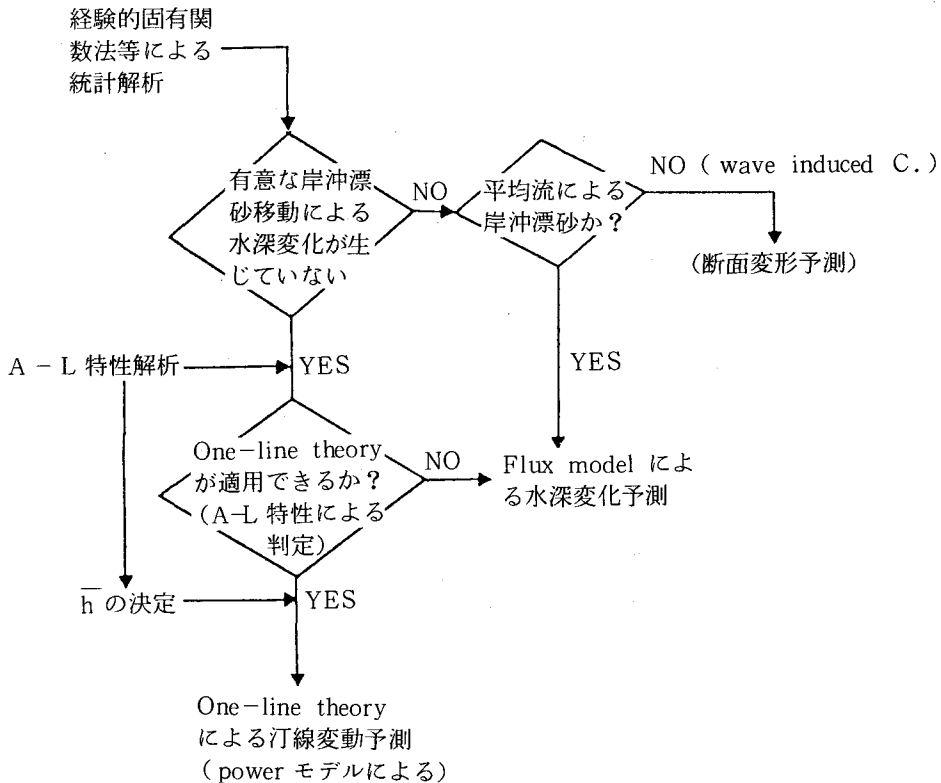
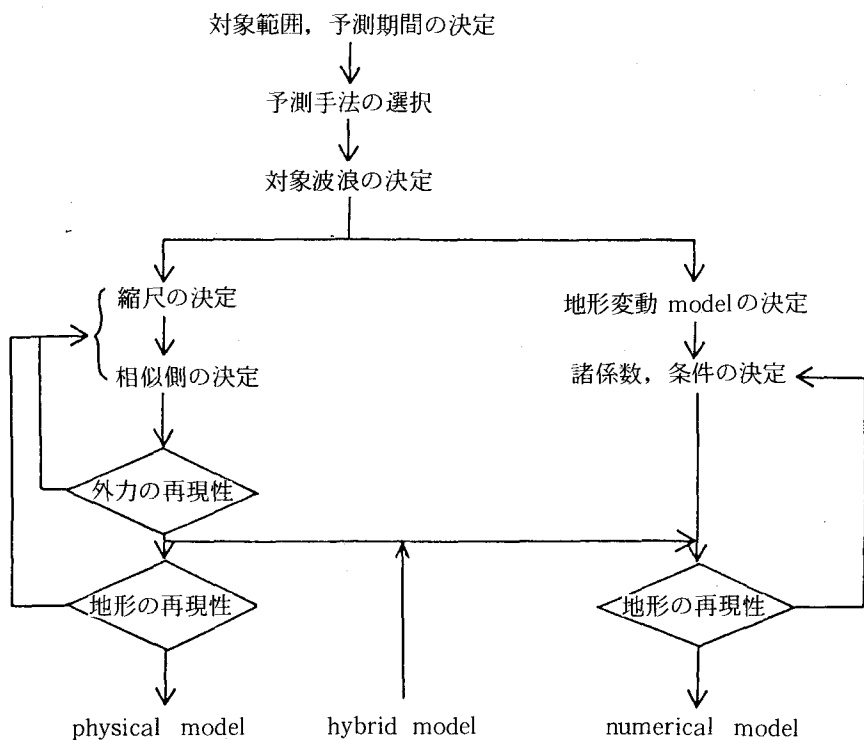


図-4 数値シミュレーションモデルの選定のための流れ図



図－5 地形変動予測のための流れ図

現在この精度については十分な検討が行われておらず、定量的な評価が全くなされていないといっても過言ではない。今後に残された大きな課題といえよう。

(Ⅳ) (Ⅴ) その他の評価及び評価基準

その他の評価あるいは評価基準となるものとしては、

- (a) 構造物の安全性, 施工性
- (b) 工 費
- (c) 景 観
- (d) 耐用年限
- (e) 水質変化 (にごり等)
- (f) 漁業関連

等があげられるが、現在のところまだ体系化されてはおらず、ケースバイケースで決められていることが多い。

3. 緩傾斜堤工法

従来施工されてきた、わが国の海岸堤防あるいは海岸護岸は鉛直堤に近い構造が多く、そのため越波高さにおいても、また前面の砂浜の侵食に対しても悪影響を及ぼすことが数多く報告されている。そのため近年、反射波を弱める目的で緩傾斜堤の採用が提案されてきている。表－2はわが国における緩傾斜堤の施工例を調べたものであり、施工年次が極めて新しいためその変遷は十分明らかではないが、昭和59年と61年の3年の間に3割勾配（1：3）の堤防が急増していることがわかる。

では緩傾斜堤はどの程度防災効果を示すのであろうか？ まず波の打ち上げ高さに関しては数多くの研究者が実験を行っているが、その多くは不透過滑面（コンクリート張りを想定）に対する結果である。豊島ら¹⁰⁾の実験結果（1：0.5～1：3勾配）によると、のり先水深と波高の比（ h/H_0 ）が1以下の場合には、のり勾配が緩やかになると打ち上げ高さは小さくなっているが、 h/H_0 が2.0になると逆に大きくなることを指摘している。また $h/H_0 = 0$ の場合においても1：2.0の勾配で最大の相対打ち上げ高さ R/H_0 （ここに R は静水面からの打ち上げ高さ）を示すことも指摘している^{注)}。したがって緩傾斜堤にすることによって波の打ち上げ高さを減少せしめることができるとは断言できない。しかしながら、この打ち上げ高さは緩傾斜堤に近年よく用いられるブロック張り堤にすると、のり面が滲透性粗面となり、各種の実験結果によると不透過滑面の結果の0.45～0.65倍の打ち上げ高さに低減されるようである。

一方、堤防前面における海浜断面変化に及ぼす緩傾斜堤の効果について検討してみる。

この種の研究成果は未だ極めて数少ない^{11), 12)}。不透過滑面傾斜堤に対する出口¹²⁾の実験結果によると、まず堤脚部に発生する局所洗掘の発生に関しては明らかに傾斜堤の方が直立堤に比して発生しにくいことが認められた。しかし、局所洗掘の規模（洗掘深及び洗掘孔の長さ）に関してはのり面勾配との間に明確な関係は見出されていないが、橋本らの実験¹¹⁾によると、堤防設置位置が浅い場合には、洗掘深さは法勾配が急になるほど大きくなることが報告されている。

表－2 緩傾斜堤の採用数（豊島より¹⁾）

のり勾配 年度	2割	2.5割	3割	4割	5割	8割	10割	計
昭和59年度	26	6	26	1	—	1	—	60
昭和61年度	30	1	80	8	1	1	2	123

（建設省海岸課資料・建設省所管分）

（注） Hunt の実験式 $R/H_0 = \tan \vartheta / \sqrt{H_0/L_0}$
（ここに $\tan \vartheta$ は法面勾配）によると R はのり面勾配に比例する。

つぎに緩傾斜堤の前浜回復機能については、出口¹²⁾は堆積性の波浪^{注)}によって堤防前面に生じる堆積量を比較することによりその効果を検討している。

図-6は初期海浜勾配 $S = 1/20$ ($d_{50} = 0.05\text{cm}$ の模型砂で構成) 上の碎波帯内に緩傾斜堤 ($\tan 20^\circ = 0.364 \approx 1:3$) を設置し堆積性の波 ($H_0 = 6.0\text{cm}$, $T = 1.28\text{sec}$) を作用させた場合の堤防前面地形の初期地形と比較した堆積域の体積 V_{dep} の設置位置別の変化を示したもので、同時に自然海浜の場合及び直立堤を設置した場合も比較のため示してある。これ

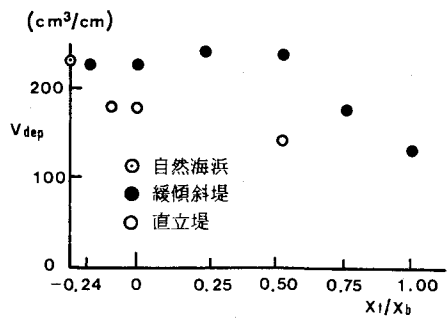


図-6 前浜の回復機能 (出口より)

によると $X_i/X_b < 0.5$ (ここに X_i は汀線より堤防の設置距離, X_b は汀線より碎波点までの距離) という浅い領域に緩傾斜堤を設置した場合は自然海浜と同程度の前浜回復機能を示すのに対し, $X_i/X_b > 0.5$ の場合は自然海浜の60%程度しか回復機能は示さないこと, また直立堤の場合は緩傾斜堤よりいずれの位置においても前浜回復機能は低いことがわかるであろう。図-6はある特定の底質に対して, ある特定の波浪を作用させたものであるから, あくまで定性的な傾向しか結論づけられないけれども, この点からでも直立堤に比して緩傾斜堤は防災効果があると判断できよう。さらに緩傾斜ブロック張り堤の場合, 既に施工されている静岡海岸, 北海道海岸, 高知海岸においては, 前面に堆砂が進んでいることが豊島¹³⁾から報告されている。図-7はブロック張り緩傾斜堤の実例を示す。

4. 面的防御工法

面的防御工法とは潜堤あるいは離岸堤と養浜工との併合工法であって, 図-8に示すように従来の潜堤 (離岸堤) 及び海岸堤防は断面的にみると線的防御法であるのに対し, この工法は潜堤とその背後の養

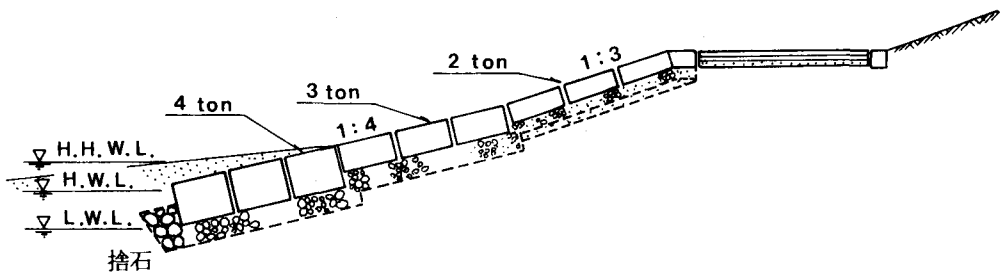


図-7 ブロック張り緩傾斜堤の実例

注) ここでいう堆積性の波浪とは, 砂村らの提案した次式を満足する波の特性をいう。
 $(H_0/L_0) S^{0.27} (d/L_0)^{-0.67} < 18$ (ここに S は海浜勾配, d は底質粒径, L_0 は沖波の波長を示す)

浜した浜部での消波効果を期待しての工法であり、図-8に示すようにその間の面的な防災機能を利用することから面的防御工法と呼ばれている。この潜堤の天端の広い場合を人工リーフ工法と呼ぶが、この場合、背後に養浜をする場合もまたしない場合もある。また潜堤背後の養浜工は一般に $1/10 \sim 1/20$ といった

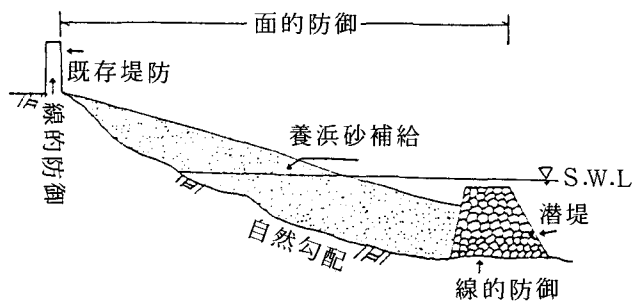


図-8 面的防御工法の概念図

緩勾配の海浜に造成することが多い。人工リーフのみで施工されている例は新潟海岸の建設省直轄海岸で現在試験的に施工されており、また潜堤の背後に養浜をしている例としては兵庫県の淡路島における慶野松原海岸の試験工事があり、現在計画中的のものとしては大阪府の新関西国際空港の対岸に造成される南大阪湾岸整備事業の埋立地前面に約3kmにわたって施工される緩傾斜護岸と呼ばれるものがあげられる。これらは未だ全く試験工事の段階でその効果については明らかではないが、実験室の段階で明らかにされた防災効果について述べておこう。

(i) 越波量低減効果

この面的防御工法は既設の海岸堤防前面に施工され、離岸堤に代わる消波機能を期待することが多い。

この越波量の低減効果を明らかにするためには、潜堤及びそれに続く養浜工上の波浪変形を確実に算定する手法が確立されなければならない。したがって近年この潜堤及び養浜工を含めた人工リーフ上の強制碎波に伴う波高変化の算定法に対する研究が数多く行われてきている。^{14)~16)} 著者らは碎波後の波高変化予測モデルに Battjes¹⁷⁾ が提案した Bore model を採用し、人工リーフによる強制碎波に対する碎波条件に合田の碎波条件¹⁸⁾ を修正したものを用いて予測する手法を提案した。¹⁹⁾ すなわち碎波条件式

$$\frac{H_b}{L_0} = A \{ 1 - \exp \{ -1.5 \pi h_b / L_0 (1 + \tan^{4/3} \theta) \} \} \quad \dots\dots\dots (1)$$

において、合田らはAが限界波形勾配を支える常数として0.12~0.17という値を与えているのに対し、強制碎波の場合は、

$$A = a (h_s/h) + b \quad \dots\dots\dots (2)$$

で支え、(2)式のa、bを人工リーフ設置の場合以下の様にして定めた。

- ・リーフ先端部より岸側で碎波する場合

$$\left. \begin{aligned} a &= -2.18 (h/L_0) + 0.451 \\ b &= 0.107 + 0.21 (h/L_0) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

- ・リーフ先端部より沖側で碎波する場合

$$a = 0, \quad b = 0.197 - 0.28 (h/L_0) \quad \dots\dots\dots (4)$$

なお(1)～(4)式において H_b : 碎波波高, h_b : 碎波水深, L_0 : 沖波波長, $\tan \theta$: 海底勾配, h はリーフ先端部の水深, h_s はリーフ先端部の海底からリーフ天端までの高さを示す。

また Battjes の示した Bore model において, 単位面積当りの平均エネルギー逸散率の計算においては, その算定式の係数に岩垣, 間瀬らが提案した実験式を用いて計算している。その計算結果と実験結果とを示したのが図-9であって, 両者十分良い一致がみられる。

つぎに問題となるのが人工リーフによる越波量の低減効果ならびにその算定方法である。

図-10は自然海浜に直立堤を設置した場合の多くの研究者の越波量を再整理して表わしたものであり, 黒抜きのデータは重複波領域の場合, 白抜きの場合は碎波領域に堤防が設置された場合の越波量を表わしている。なお図中の $\tan \theta$

は海底勾配, H_i 及び h_i は海岸堤防の前面での波高及び水深, H_e は平均水位の

上昇を考慮した水面からの堤防の天端高さ, q は $q = Q/\sqrt{g L_i H_i^2}$ で示される無次元越波量で, Q は単位幅, 単位時間当りの越波量である。また同図に前面に人工リーフ模型(固定床)を設置した場合の実験値も併せて示してある(—印)。

自然海浜上に堤防を設置した場合の越波量変化は明らかに碎波領域の無次元越波量が重複波領域のそれと比較して大きい。しかし人工リーフで強制碎波せしめた場合の越波量は人工リーフ通過途中で碎波したものが再成波となって進行し堤防に衝突する様であって, 図でもわかる様に重複波領域の値と碎波領域の値の中間的な値をとり遷移領域の越波量とみなすことができる。

著者らはこの様な越波量を算定する式として吉川²⁰⁾らの提案した越波量推算式

$$q = \frac{Q}{\sqrt{g L_i H_i^2}} = \frac{4\sqrt{2}}{3} m k^{\frac{3}{2}} \int_{t_1/T}^{t_0/T} \left\{ F(t/T) - \frac{H_e}{k H_i} \right\} d(t/T) \quad \dots\dots (5)$$

における $k = \eta_{\max} / H_i$ に対して上記の自然海浜の重複波領域に対する実験式(式6), 自然海浜の碎波領域に対する実験式(式7)及び人工リーフ設置時の実験式(式8)を提案した。

・自然海浜の重複波領域の $k = k_c$

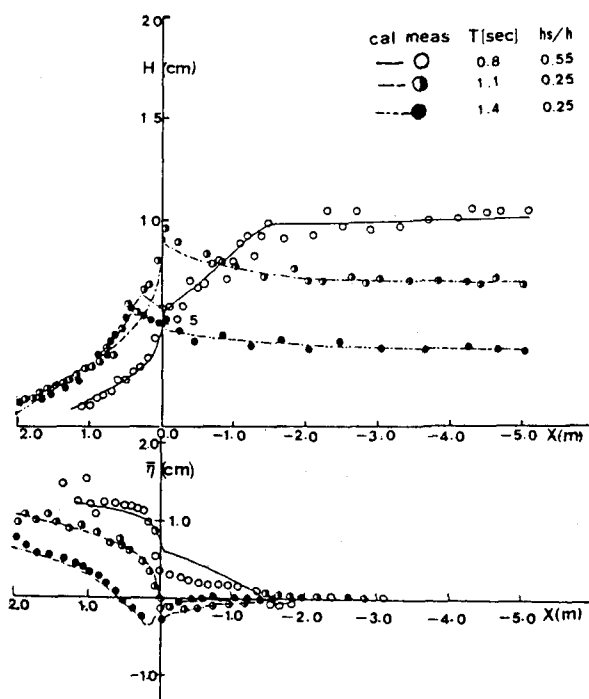


図-9 人工リーフ上の波高変化 ($h_s / h \leq 0.55$)

$$k_c = 0.594 (H_c/H_i) + 0.59 \quad \dots\dots\dots (6)$$

・ 自然海浜の碎波領域の $k = k_b$

$$k_b = 0.620 (H_c/H_i) + 0.877 \quad \dots\dots\dots (7)$$

・ 人工リーフ設置時に対する $k = k_r$

$$k_r = 0.64 (H_c/H_i) + 0.73 \quad \dots\dots\dots (8)$$

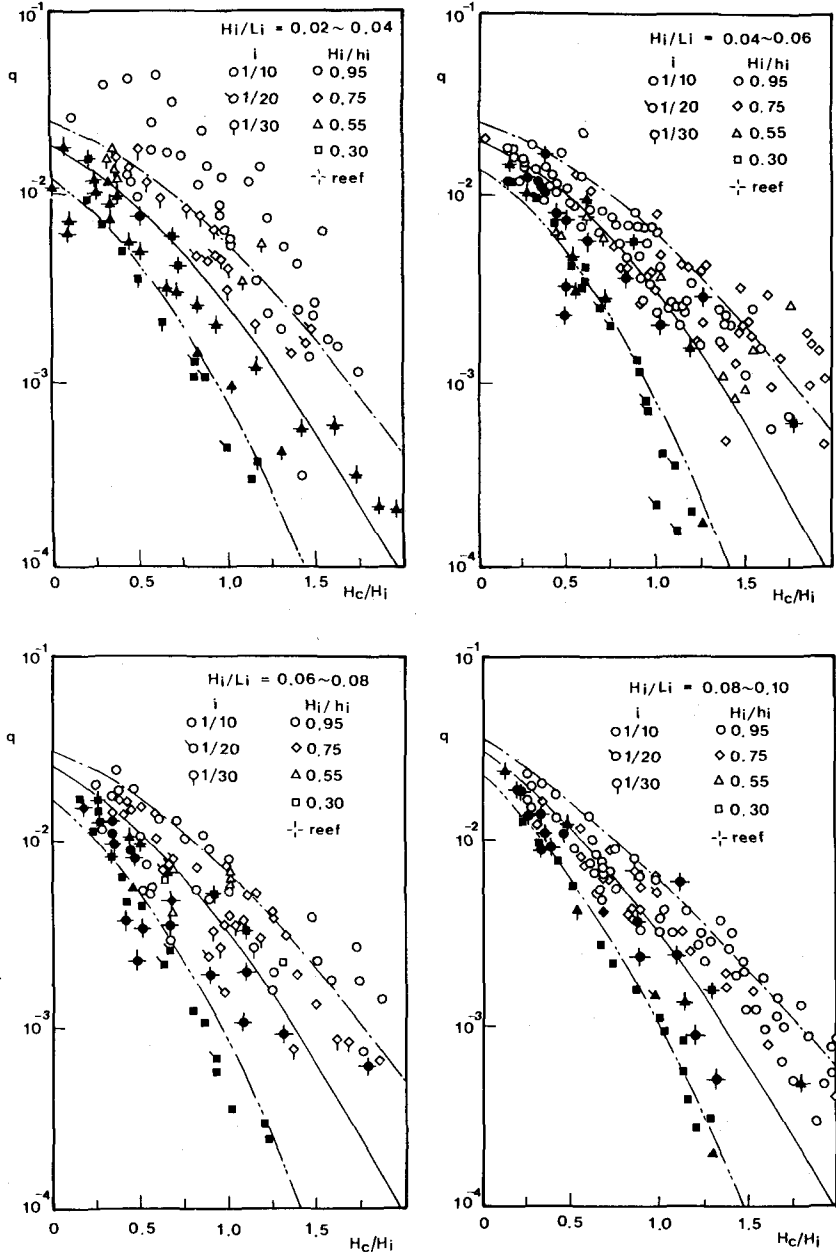


図-10 自然海浜及び人工リーフ設置による越波量の変化

なお(5)式において m は越流係数で0.5という値をとり、 $F(t/T)$ は越波時の水位変動量 η の時間変化、 $\eta_{\max}$ は越波時の堤防前面の最大水位上昇量、 t_0 及び t_1 は $\eta = \eta_{\max}$ 及び $\eta = H_c$ になる時刻を表わす。實際上(5)式の $F(t/T)$ の決定は極めて困難であり、著者らは $F(t/T)$ として正弦波を仮定し $F(t/T) = \sin(2\pi t/T)$ を与え計算している。

図-10の二点鎖線及び一点鎖線は(5)式中の k に(6)式(7)式で示す k_c 及び k_b を用いて自然海浜に海岸堤防を設置した場合の越波量を求めた計算値であり、実線は(5)式中の k に(8)式を用いて求めた人工リーフ設置時における越波量の計算結果である。

(ii) 潜堤の背後養浜砂の岸沖漂砂制御機能

先に述べた様に面的防御工法の防災機能は、沖側に設置された幅広の潜堤とその背後に設置された養浜砂(人工リーフ)との組合せによる複合効果を期待したものである。それ故、人工養浜海浜の極端な変形は避けるべきであり、特に潜堤を越えて人工養浜の沖側への流出は極力阻止しなければならない。そのためには潜堤の設置水深 h 、潜堤の天端高さ h_s 、潜堤の天端幅 B をいかに決定するか、養浜砂の粒径をどの程度に選ぶかといった二次元的な問題及び潜堤の平面的配置をどの様にするかといった三次元的な問題点が設計において極めて重要な項目となろう。

このうち顕著な養浜砂の離岸方向が生じない h 、 h_s 及び B を決定する方法については砂村²⁰⁾、田中²¹⁾、宇多²²⁾らによって研究されているが、上記潜堤の諸元を定量的に提案するまでには到っていない。著者ら¹⁹⁾は先に述べた人工リーフ上の波浪変形過程を用いて人工養浜砂の離岸方向移動の発生限界から上記潜堤の諸元の決定を試みた。この結果、人工養浜砂の侵食、堆積の傾向は h_s/h の値によって多少のばらつきはあるが、次式によって判定できることがわかった。

$$u^*/w_0 \begin{cases} < \\ > \end{cases} (0.6 \sim 0.5) \begin{matrix} \text{堆積} \\ \text{侵食} \end{matrix} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに w_0 は養浜砂の沈降速度であり、 u^* は摩擦速度で、次式で求められる値である。

$$u^{*2} = \frac{1}{2} f_w u_{bm}^2 \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここに f_w はJonsson²³⁾の提案した摩擦係数であり、 u_{bm} は底部最大水粒子速度で、碎波後の場合、wave set-up $\bar{\eta}$ を考慮すれば次式で与えられる。

$$u_{bm} = \frac{H}{2} \sqrt{\frac{g}{h + \bar{\eta}}} \quad \dots\dots\dots (11)$$

また、 f_w はSwart²⁴⁾により次の様な近似式が与えられている。

$$f_m = \exp \{ -5.977 + 5.213 (a_m/K)^{-0.194} \} \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$a_m = \frac{TH}{4\pi} \sqrt{\frac{g}{h + \bar{\eta}}} \quad (\text{水粒子の軌道：長波近似}) \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$K = 2d_{90}, \quad (\text{粗度：Kamphuisの近似})^{25)} \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに d_{90} は粒径の粒径加積曲線における90%粒径を示す。

また潜堤直背後の洗掘は潜堤で強制碎波させる以上まぬがれることはできない。そこで著者らはこ

の洗掘防止工として局部洗掘をうける箇所に図-11に示すような被覆工を施工し防止することを考えた。いまこの被覆工の天端幅を X_p （潜堤天端幅を含む）とすれば、この X_p の決定方法が問題となる。現在この X_p の決定法については理論的なものは何もないが、著者らは強制砕波による多くは巻き波砕波となることに注目し、図-12に示すような

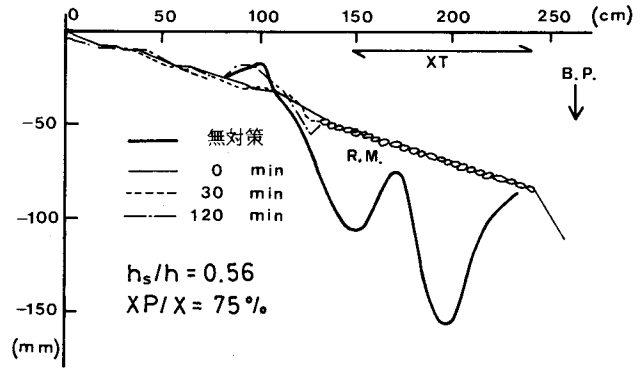


図-11 洗掘防止工の効果

splash が静水面と交わる点 X_s' に密接な関係があるものとして考察を加えた。

Galvin²⁶⁾の一樣勾配上での実験によると上述の X_{pg} 及び X_s' は次式で与えられている。

$$\left. \begin{aligned} X_{pg} &= (4.0 - 9.25 S) H_b \\ X_s' &= X_{pg}, \quad S = \tan \theta \quad (\text{海浜勾配}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

したがって、図-12に示すように潜堤の沖側の法肩から splash が水面に到達するまでの距離 X_T は次式で与えられる。

$$X_T = 2 \{ (4.0 - 9.25 S) H_b - (h_b - h + h_s) \} \dots\dots\dots (16)$$

図-11に示すような洗掘の防止工の一連の実験において $X_T > X_p$ の場合には人工養浜によるリーフはほぼ安定であるのに対し、 $X_T < X_p$ の場合には被覆工背後においても、やはり洗掘が生じていることが確認されたが、このことから、被覆工の長さ X_p は次式を満足するように設計されねばならない。

$$X_p \geq X_T \dots\dots\dots (17)$$

なお図-11において太い実線は被覆工のない場合の洗掘状況を示し、図中 X_T は(16)式で求められた X_T の長さを示す。

以上、面的防御工法の効果及び維持面での問題点について述べてきたが、実際の施工に際しては上記の2次元的な検討のみならず3次元的な問題点、特に養浜砂の残留率等に対する検討を十分行わなければならない。この点については一部出口²⁷⁾がとりまとめているが尚今後さらに検討を必要としよう。

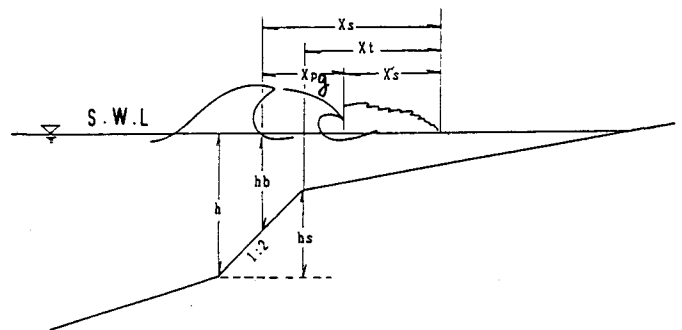


図-12 強制砕波の乱れた領域

5. ヘッドランド工法（岬工法）

海岸侵食の原因が漂砂の非一様性に起因することは、多くの教科書あるいは参考書²⁸⁾に解説されている通りである。したがって、漂砂の連続性を確保される様にすることが海岸侵食防止対策につながるわけで、ここで取り上げるヘッドランド工法及び次節に述べるサンドバイパス工法いずれもこの基本概念に基づくものである。このうちヘッドランド工法は沿岸漂砂量の制御において砕波水深を変えないで砕波角だけを変化させる方法で、具体的には来襲波浪に対する海岸線の向きを変えてやる工法である。この工法はSilvester²⁹⁾によって提案され、その後土屋ら^{30), 31)}との協同研究によって拡張され、昭和61年度から茨城県の大野鹿島海岸で試験工事が実施されている。

このヘッドランド工法による安定海浜の形成条件については

- (a) 波浪特性の影響
- (b) ヘッドランドの設置位置の影響
- (c) 侵食土砂量の変化

などを土屋ら³¹⁾はあげている。そして、それらについて詳細な実験的研究を行っているが、それらの結果、一般的にはヘッドランドは局所的な波の反射が起こらない構造とし、自然の小さな岬を作ることを考え、その設置方向は所要の砕波角より若干上手側に傾けて、海底地形の変化に応じられるようにした方がよいと結論づけている。²⁾ なお上記安定海浜の形成条件については参考文献を参照されたい。

6. サンドバイパス工法

漂砂の連続性を確保するための別工法としては、このサンドバイパス工法があげられる。海岸侵食対策の基本は土砂補給にありと田中³²⁾は述べているが、その点からすれば、このサンドバイパス工法は最も基本に忠実な工法といえよう。

この工法で最も問題となるのが海岸に供給される土砂を何処から得るかということである。一般に海岸侵食が発生する近傍には、その発生する構造物が建設され、それによって漂砂上手側に異常な堆積が生じていることが多い。現在わが国においてこの工法がとられている箇所はまだ数カ所にすぎないが、いずれもこの侵食海岸の近傍に堆積した土砂をもってサンドバイパスの土砂にあてている様である。ここでは既にサンドバイパス工法が行われている京都府の天の橋立海岸^{33), 34)}及び静岡県の大井川港北側の侵食海岸³⁵⁾での、この工法の適用に際しての検討項目を紹介しておく。

(a) 天の橋立海岸の例（昭和54～56年度）

- ① 波浪エネルギーと漂砂量の関係：次の数値シミュレーションを行う場合に必要となる事項で、漂砂量は深淺測量結果より推定し、波浪エネルギーは日置港の実測記録より波浪変形計算を行って算定。
- ② 湾口モデル波浪エネルギーの推定：天の橋立に来襲する年間波浪エネルギーを把握するため、経ヶ岬の観測データーと日置港の観測データーの相関をとり、湾口における各月のモデル波浪エネルギーを算定した。

③ 海浜変形のモデル化：突堤間の地形変動モデルを，下手側突堤が満砂になるまでは入射角に直角に前進し，満砂後は汀線角が変化する。また浜は海底勾配 $1/10$ で平行に前進，後退をする。（one line theory）

④ 実施方策の検討：バイパス量及び投入地点の差異に伴って，その後の地形は相異なるが，その予測を数値シミュレーション（上記波浪条件，波浪エネルギーと漂砂量の関係に基づいて）を行い，投入量，投入地点を決定した。（年間 4000m^3 の投入量）

(b) 大井川港北岸の例（昭和58，59年）

① 土砂投入方法の検討：年間 60000m^3 を1カ月に投入する場合と年間 120000m^3 を2カ月にわけて投入する場合の効果及びサンドバイパスシステム（陸上採取—陸上運搬—陸上投入，陸上採取—海上運搬—海上投入，海上採取—海上運搬—海上投入）の検討。

② 投入カ所の複数化の問題：1箇所による集中投入と複数の投入箇所にわけた場合の海浜の復元効果の検討。

③ 砂捕捉構造物の検討：駿河湾の場合，漂砂下手側に海底谷が存在し，バイパス土砂が海底谷に落ち込んでしまうため，流出土砂防止のための補助構造物として，突堤，離岸堤，潜突堤を考え，それぞれの土砂制御機能を検討した。（水理実験及び数値シミュレーションによる）

7. 結 語

以上述べてきた様に近年特に従来の海岸防災対策工法とは異なった新しい対策工法が，建設省，運輸省によって試験的に施工され，目下その効果を検討中であるが，その根本理念は背後陸地と海の隔絶感をなくし，かつ防災機能を発揮せしめようとするところにある。また現在，盛んに Water front の利用ということがいわれているが，この様な沿岸防災工法と漁業の魚卵稚子の育成場との関係を明確にし，漁業振興にもつながる新しい防災対策の発展を願うものである。

参 考 文 献

- 1) 豊島 修：海岸侵食対策，海岸実務講義集，海岸協会，昭61，pp. 61-70.
- 2) 土屋義人：海岸侵食制御について，海岸実務講義集，海岸協会，昭60，pp. 11-22.
- 3) 橋本 宏：海岸保全のための新工法，海岸21，海岸協会，1981，pp. 136-142.
- 4) 尾崎 晃：砂浜欠損の防止工法とその適用性に関する研究，文部省科学研究費自然災害特別研究成果，No. A-59-1，昭59，pp. 75-122.
- 5) 長谷川寛・鹿島遼一・清水隆夫：海岸保全対策の事例調査，電力中央研究所報告，昭61，pp. 51-55.
- 6) 橋本 宏・宇多高明：経験的固有関数による海浜地形変化の解析，土木学会論文報告集第305号，1981，pp. 59-71.

- 7) 西村仁嗣：海浜変形の数値シミュレーション，第14回水工学に関する夏期研修会講義集，(B)1978，
pp. B-5-1 - B-5-14.
- 8) 樫木 亨：漂砂研究の動向，海岸実務講義集，海岸協会，1986， pp. 11-20.
- 9) 樫木 亨：移動床模型実験の相似率，第20回水工学に関する夏期研修会講義集(B)，1984， pp. B
-5-1 - B-5-14.
- 10) 豊島 修：現場のための海岸工学（高潮編），森北出版，1969， pp. 128-129.
- 11) 橋本 宏・田中茂信・筒井保博：緩傾斜堤の局所洗掘と沿岸漂砂への影響，第30回海講，1983，
pp. 249-253.
- 12) 出口一郎：緩傾斜堤，前出文献4)， pp. 56-74.
- 13) 豊島 修：緩傾斜堤の効果，海岸災害ニュース，文部省科学研究費自然災害特別研究(1)，1987，
pp. 10-12.
- 14) 河野二夫・永松一甫・喜屋武忠：リーフ上の波の変形に関する現地調査，第25回海講，1978，
pp. 146-150.
- 15) 高山知司・神山 豊・菊池 治：リーフ上の波の変形に関する研究，港湾技術研究所資料，No. 278，
1977.
- 16) 佐藤道朗・羽田好勝・中江周作・古江秀雄：ステップ型リーフ上での波の変形に関する実験的研究，
第32回海講，1985， pp. 85-89.
- 17) Battjes, J. A. and J. P. F. M. Janssen : Energy loss and set-up due to breaking
of random waves, Proc. of 16th Conf. on Coastal Engng, 1978, pp. 569-587.
- 18) 合田良実：浅海域における波浪の碎波変形，港湾技術研究所報告，Vol. 14， No. 3，1975.
- 19) 朴 相吉：面的防御工法における海岸防災効果に関する基礎的研究，大阪大学博士論文，1987.
- 20) 砂村継夫：養浜工法，前出文献4)， pp. 75-91.
- 21) 田中則夫：天端幅の広い潜堤の波浪減殺及び砂浜安定効果について，第23回海講，1976，
pp. 152-157.
- 22) 宇多高明・田中茂信・筒井保博：人工リーフによる波浪と漂砂の制御，第31回海講，1984，
pp. 340-344.
- 23) Jonsson, T. G. : Wave boundary layers and friction factors, Proc. of 10th Conf.
on Coastal Eng., 1967, pp. 127-148.
- 24) Swart, D. H. : Offshore sediment transport equilibrium beach profiles, Delft Univ.
Hydraulic Lab., pub. 131, 1974.
- 25) Kamphuis, J. W. : Friction factor under oscillatory waves, Proc. ASCE, J. Waterways,
Harbor and Coastal Eng. Div. Vol. 101, W W 2, 1975, pp. 135-144.
- 26) Galvin, G. T. : Breaker travel and choice of design wave height, Proc. of ASCE,

WW2, 1969.

- 27) 出口一郎：面的防禦工法における養浜砂の残留率について，海岸災害研究ニュース，1987，
pp. 19-24.
- 28) 例えば 樫木 亨：漂砂と海岸侵食，森北出版，1982.
- 29) Silvester, R. : Headland defense of coasts, Proc. 15th Coastal Eng. Conf., ASCE,
1976, pp. 1394-1406.
- 30) 土屋義人・R. Silvester・芝野照夫：安定海浜工法による海岸侵食制御について，第26回海講，
1979, pp. 191-194.
- 31) 土屋義人・芝野照夫・西 照毅：安定海浜の形成に関する実験的研究，第29回海講，1982，
pp. 274-278.
- 32) 田中則男：海岸侵食対策の今後のあり方，第32回海講シンポジウム概要集，1985, pp. 25-28.
- 33) 矢島道夫・上蘭 晃・矢内常夫・山田文雄：天の橋立におけるサンドバイパス工法の適用，第29回
海講，1982, pp. 304-308.
- 34) 今西伸之：天の橋立復元工事について，第2回港湾技術報告会概要集，沿岸開発技術センター，
昭60, pp. 92-112.
- 35) 堤 博志：駿河海岸におけるサンドバイパス工法，第23回海洋災害研究ニュース，文部省自然災害
特別研究，1987, pp. 13-18.