

離岸堤の設計に関する技術的課題

曾我部 隆 久

矢 島 道 夫

1. はじめに

離岸堤は一般には汀線にはば平行に、汀線より沖合に設置される海岸構造物である。その機能は来襲波浪を減殺して、背後海浜への波浪の影響を小さくすることと、トンボロの発生を促し、沿岸漂砂を止めて、堆砂を図ることにある。従来主として海岸侵食対策工法として用いられて来たが、近年レクリエーションを目的とした人工海浜の造成や、のり、わかめ等の養殖海面利用のため築造されるケースも増加しており、天端高が水面下にある場合の潜堤とともに設計、施工の件数が増加している。昭和54年度海岸統計（建設省河川局編）によると、全国で離岸堤は1,720基 170,673 mに達しており、最近の10年間で倍増した。これは離岸堤の効果が認められ、突堤や護岸では海岸保全効果が思わしくない場合や、人工海浜、海面利用の要請に応じて施工件数が増加したものと考えられる。

しかしながら、離岸堤の設計についての技術は確立したとはいえず、多くの課題が今後に残されたまま、実用上試行錯誤的な設計がなされている面がある。本論ではこれらの技術的課題のなかから、①離岸堤に必要な目的と機能を発揮するための配置はどうすればよいか、②構造上透過式の異形ブロック堤が多く採用されるが、ブロックの安定計算に問題はないか、③離岸堤の性質上砕波帯など海底変動の激しい所に設置されるが、有効な洗掘防止工はどうしたらよいか、の3点について、従来の研究の経過を顧みながら、現在行なわれている方法と課題を述べ、また筆者が経験した事例を紹介しながら、設計する人々へ何んらかの参考を供することと、今後、研究が進展することを願ってとりまとめてみた。もとより浅学の者故、学問的、系統的まとめにはなり得ないがいささかでも講師の勤めを果したい。

2. 離岸堤の配置

(1) 来襲波浪を減殺し、背後海浜への影響を小さくする目的の場合には、まず離岸堤（潜堤）によって背後の伝達波がどうなるかを知る必要がある。この点に関する研究は十分とはいえないにしても、模型実験を主として多く行なわれ、実用的にはさほど問題はないと思われる。潜堤ではJ. W ジョーンソン¹⁾ら、中村²⁾らや堀川³⁾らの実験があり、潜堤の天端幅を主に田中⁴⁾ら、また不透過の混成堤では合田^{5), 6)}ら、の実験がある。消波ブロック被覆堤では近藤⁷⁾らの実験式、消波ブロック堤では沼田の実験式⁸⁾、服部⁹⁾らの実験と現場観測¹⁰⁾、久保¹¹⁾らの実験式があり、それぞれ利用できる。しかし堤背後で伝達波がどう伝播するか、斜め入射の場合はどうかはあまり明確ではなく、一応の目安とし

て堤背後は伝達波が一様に伝播すると仮定し、開口部等からの回折波がある場合には、この回折波と伝達波をエネルギー合成して波浪を評価している。

伝達波の周期については、不透過堤の場合短くなる傾向があるが、透過堤の場合は、入射波の波形勾配にもよるがあまり変化せず、波高だけが低減して伝播するようであり、また不規則波による実験や現場観測が少ないため、伝達波のスペクトルの変化は定かではない。従って、波形勾配を小さくすることにより背後海浜の安定が図れると思われるが、伝達波高（通常入射波高の30～50％程度に押える）を考慮するだけで波形勾配まで、設計上当初から考慮することは現在行われていない。堤長が入射波の波長の1/2以下では両端の回折波により遮蔽効果がないので、単堤の場合少なくとも堤長は設計対象波長の1/2以上にする必要がある。離岸距離については、背後に護岸などある場合、その護岸の洗掘を招いたり、離岸堤背後の水位上昇により越波が増大するので汀線から沖合に、沖波波長の1/5～1/10以上離す必要がある¹²⁾。しかし離岸距離が大きくなるにつれて回折による遮蔽効果は小さくなるので、離岸距離は堤長以下が望ましい。群堤とする場合は開口部の背後は特に侵食を受け易く、副堤を配置する場合もある。

(2) トンボロの発生を促し、沿岸漂砂を止めて、堆砂をはかる場合を扱った水理実験は多くはなく、榎木¹³⁾、足立¹⁴⁾ら、篠原¹⁵⁾ら、川口¹⁶⁾らがある。これらは平面模型で移動床によるものであるが、縮尺や底質の相似律、測定の大困難などが重さなって、定量的には扱い難い。しかしトンボロのおおよその発生限界、その形状については、示唆を与えている。篠原らの実験では図-1のように離岸距離 X が堤長 B の1.75倍まではトンボロが発生したが2.0および2.5倍では汀線が前進するが、二つのカスプ状のピークがある偏平な形となる。またモミのオガクズを使用したサウバージ(Sauvage¹⁷⁾)の実験では堤長と沖波波長が等しい場合のトンボロ発生限界は離岸距離が堤長の1.25倍となっている。川口¹⁶⁾らは図-2のようにトンボロ形状を分類

し、開口幅との関係を表-1のように整理した。海浜の侵食防止のためにはAおよびB型が望ましく、離岸距離が短いほど開口幅を狭くする必要があるとしている。しかし堆砂能力が大きいのは開口部の幅が比較的広い1/2堤長～堤長の場合であり、堆砂量はA型、B型はむしろ他の型より少ない結果となるなど堆砂量を水理実験によって再

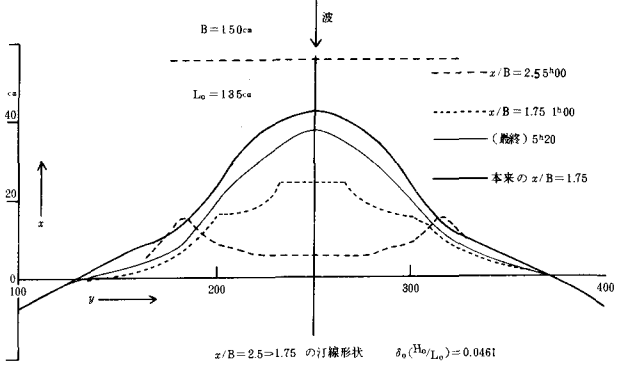


図-1 トンボロの形状

現させることが非常に困難であることを示している。一方現地のカースタディは表-2に示すように相当数あり、中でも豊島による他の研究¹⁸⁾を含めた一連の実証的研究は、離岸堤工法の普及、設計法の確立に大きく貢献している。

設計の手順としては、波浪、砕波帯幅、漂砂の方向、海底地形等と設計条件から、海浜や水面利用、景観などを考慮し、①離岸堤設置位置、②離岸堤の長さ・間隔、③天端高、④構造を決定すればよい。離岸堤一基の長さは離岸堤設置位置と汀線との距離の1.5～3倍、開口幅は離岸堤の長さの1/3～1/5倍を1つの目安とする。浜幅が狭いために、20～30mの局所侵食が背後地や背後構造物に問題となる場合や、消波目的を兼ねる場合は連続堤が望ましく、開口部には副堤を設ける場合がある。一般的に設置位置が汀線に近いほど堤長を短く、また開口幅を狭くする方が有効である。なお豊島はトンボロ形成を目的とした離岸堤では表-3に示す値を提唱しており、漁港海岸事業設計の手引(昭和54年度版全国漁港協会)も豊島の提唱したものに準拠している。構造としては透過性の良い構造を原則とし、波力や基礎の吸出し・沈下などに対し十分安全になるよう設計する。天端高は堆砂機能に大きく関係することが知られており、 $H.W.L + \frac{1}{2}H$ 1/3 + 沈下等に対する余裕高程度とし、異型ブロック堤の天端高は転落の危険も考慮しブロック3箇並び以上とするのがよい。

(3) 以上離岸堤の目的に応じた配置については、経験的に実施され、効果をあげていると思われるが、明確な理論による裏付けはなく、実施状況を見ながら進められているのが現状である。図-3は豊島¹⁸⁾がまとめたものであるが、トンボロの発生と離岸距離や堤高の関係は明らかでなく、同一の設置位置でも堆砂しないものがあり、海象条件、地形条件、底質材料、周辺構造物の条件等複雑に作用して現象が発生するものと考えられる。大規模な計画では水理実験により、定性的な傾向を知り実施するが、水理実験は費用と時間を必要とする上、必ず現場と類似という保証はない。近年、数値シミュ

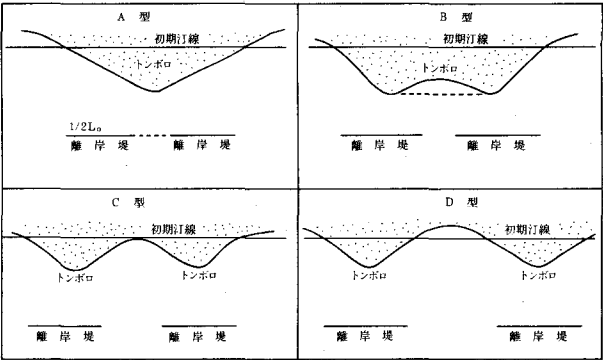


図-2 開口幅変化によるトンボロ形状

表-1 開口幅とトンボロ形状

開口幅(B)	離岸距離 L_0				離岸距離 $0.73 L_0$				離岸距離 $0.46 L_0$			
	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
0	○	—	—	—	○	—	—	—	○	—	—	—
$1/8 L_0$	○	—	—	—	○	—	—	—	—	○	—	—
$1/5 L_0$	○	—	—	—	—	○	—	—	—	○	—	—
$1/4 L_0$	—	○	—	—	—	○	—	—	—	—	○	—
$1/2 L_0$	—	—	○	○	—	—	—	○	—	—	—	○
L_0	—	—	—	○	—	—	—	○	—	—	—	○

海岸侵食防止効果のある開口幅の限界と離岸距離

離岸距離	開口幅(A,B,C型)	開口幅(A,B型)
L_0	$1/2 L_0$ 以下	$1/4 L_0$ 以下
$0.73 L_0$	$1/4 L_0$ 以下	$1/4 L_0$ 以下
$0.46 L_0$	$1/4 L_0$ 以下	$1/5 L_0$ 以下

L_0 = 群堤2基 → 長さ

表－２ 離岸堤の効果等に関するケース・スタディー

研 究 者	年次	ケース・スタディー 箇所	備 考
1. 豊 島	1968	新潟市金衛町, 大阪府二色海岸	第15回海岸工学講演会
2. 豊 島	1969	新潟市金衛町	第16回 〃
3. 安藤・佐久間・田村・野田	1972	鳥取県皆生海岸	第19回 〃
4. 豊島・坂本	1972	新潟市金衛町, 島根県仁摩町馬路海岸, 石川県松任美川海岸	第19回 〃
5. 片山・入江・川上	1973	新潟市新潟海岸	第20回 〃
6. 久宝・戸巻	1974	北海道留萌市小平海岸	第21回 〃
7. 豊島・定道	1974	鳥取県皆生海岸	第21回 〃
8. 久宝・戸巻	1975	北海道留萌市小平海岸	第22回 〃
9. 久宝・戸巻	1976	同 上	第23回 〃
10. 豊 島	1977	鳥取県皆生海岸	第24回 〃
11. 井上・島田	1977	兵庫県竹野海岸	第24回 〃
12. 上 森	1979	高知市久技海岸	第26回 〃

表－３ 離岸堤の配置の設計指針（豊島による）

	1. 汀 線 前 方 式	2. 小 水 深 方 式 施工時水深1.0m以下	3. 中 水 深 方 式 施工時水深2.0m以上	4. 大 水 深 方 式 通常の荒天時の砕波帯の沖 側
採 択 基 準	①堆砂造成海浜が比較的小規模でよい。 ②現在の汀線維持でよい。 ③堤脚洗掘防止, 越波防止 ④汀線付近が急勾配	①遠浅海岸または比較的潮差大 ②堆砂の範囲規模比較的小 ③海底が比較的浅い平坦な岩盤で沖合に砂がある。	①汀線付近が急勾配で1, 2の方式がとれない。 ②底位移動が顕著で堆砂が十分期待できる。 ③水深2～4.0mが比較的平坦	①汀線付近が急勾配で1, 2の方式がとれない。 ②利用上水域を確保する。 ③砕波帯の海底変動大で沈下, 洗掘をさける。 ④遮蔽効果, 砕波の促進を目的とする。
一 基 の 長 さ	$(2 \sim 3) L$	$(3 \sim 5) L$ 又は 60～100 m	$(2 \sim 6) L$ 又は 60～200 m	設置水深・波の回折水面利用等を考慮してきめる。
開口部幅	$\approx 1 L$	$1 L$ 又は 10～30 m	$1 L$ 又は 20～50 m	
備 考	外洋に面する急深の海岸では一基の長さ50～100 m程度, 間隔を20～30 mとして試行し様子をみる。	潮差が大きく, 満潮時波長の長い波の来襲するところは長さを大きめにする。	一基のみ設ける場合は $(3 \sim 10) L$ 又は 100～300 m程度とする。	

レーションによる海浜変形の予測が試みられているが¹⁹⁾、ほとんど one line theory と呼ばれる一次元の汀線モデルであり、沿岸漂砂量のみ扱い、沖岸方向漂砂量の定式化が未完了なため、離岸堤の配置として重要な沖岸方向漂砂量を扱えない。今後離岸堤の漂砂の捕捉率、トンボロ形成に重要な役割を果たす離岸堤背後の流れの効果等も把握し、モデルの再現性を高めていく必要がある。

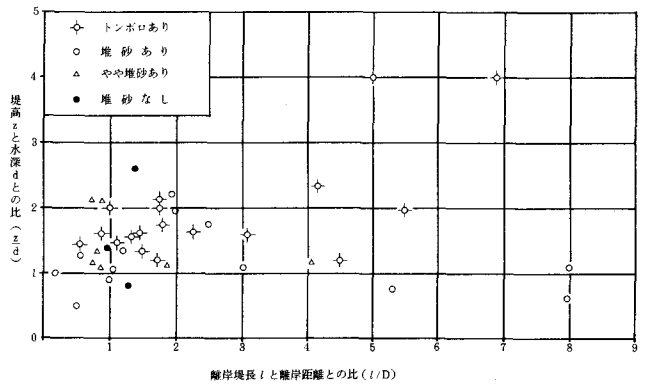


図-3 島堤の堆砂効果と設置位置

ある。現場では、離岸堤の背後の過度の堆砂のため、海水浴や漁船の係船に支障が出たり、トンボロにより急勾配の所が出来て海水浴が危険になったりすることもあり、離岸堤を設置した場合の背後の地形形状を事前にかなり正確に予測する必要がある。今後の研究が待たれる所である。なお近年養浜工や人工海浜の建設の要請も強く、離岸堤、潜堤を計画建設する機会も増加してきており、かかる場合の配置については海浜の安定と反する場合も生じるので、このような場合の配置も今後の検討課題である。

3. 離岸堤消波ブロックの安定

(1) 斜面構造物の表のり面の消波ブロックの安定は、基本的にはブロック個体に作用する波力とそれに対応する抵抗力によって定まる。しかし個体に働く波力や抵抗力を求めるのが困難なため、安定限界重量を実験的に定める手法がとられている。安定限界重量の研究は欧米において捨石堤で古くから行われ²⁰⁾、1958年ハドソンが提案した式²¹⁾があり、

$$W = \frac{\gamma_r H_3}{K_b (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

ここに S_r 、 γ_r は捨石又はブロックの比重と単位体積重量、 $\cot \alpha$ はのり勾配、被害率によって定まる K_b 値は多数の現場観測と広範囲の模型実験によるもので、広く、捨石堤、消波ブロック被覆混成堤、ブロック堤に妥当なものとして用いられてきた。各種の異型ブロックの安定に関する水理実験は多いが、いずれもこのハドソン公式で安定限界重量を評価し、式中の無次元の定数 K_b 値を見出したものである。

(2) 後述の徳島海岸（里浦地区）1号離岸堤では、設計波 $H_{1/3} = 4.2\text{m}$ に対しハドソン式により必要ブロック重量を 9.7 t とし 12 t 型（実質重量 11.5 t ）を使用した。しかしながら $H_{1/3} = 2.8\text{ m}$ 、 $T_{1/3} = 8.0\text{ sec}$ と推定される来襲波で、汀線側肩部のブロックが転落した。また再度 $H_{1/3} = 5.4\text{ m}$ 、 $T_{1/3} = 7.9\text{ 秒}$ （小松島港観測値水深 21.0 m S.G.W の最大値）の波でさらに大きい同様の被害を受けた。そこで

筆者らは不規則波による二次元の水理実験を行い、ブロックの安定について考察してみた（詳報は第29回海岸工学講演会で発表予定）のでここに一部を紹介する。水理実験は二次元水槽を用い、フルードの歪みなし相似則に従うものとして、縮尺1/25の被災堤断面でプレットシュナイダー光易型の不規則波を用いて行った。被害の認定はブロック1個長以上移動ないし転落したブロックにより行い、被害率(D)は(被害ブロック個数/総ブロック個数)×100%とした。堤の被害は現地の被害と酷似しており、越波による衝撃圧と水位上昇による揚圧力により汀線側の肩ブロックから移動し、漸次進行して遂に単独で転落したり、下層ブロックとかみ合ったまま転倒を起した。このような現象が順次沖側のブロックへと拡がって行くのが観察された。不規則波の中心周期は、現地換算で8秒、9秒、10秒で行い、便宜上ハドソン公式により K_D 値と被害率の関係をプロットしたものが図-4である。これによれば K_D 値1~3で被害の出現がみられ、 K_D 値2~4では $D=5\%$ 程度となった。これは通常異型ブロックの設計に用いる K_D 値7~10に比べてかなり小さい（規則波で被害率0~1%は不規則波では5%以下に相当させる）。また明らかに長周期の影響がでており、竹田によるハドソン式の検討²²⁾では、周期の違いによる安定限界波高の違いがそれほど大きくないという結論となっており、これと異なっている。周期又は波長の項はハドソン式には含まれていないので、周期の長い波は同一波高の短周期の波より大きな破壊力を及ぼすという他の実験²³⁾もあり注意を要する。いずれにせよ直立壁で支えられた異型ブロックの安定と全断面異型ブロック積みが多い離岸堤では同種のブロックが同じ K_D 値を与えるのは疑問であり、波の周期による安定も含め、このような場合の異型ブロックの合理的な安定評価法の一層の研究が望まれる。また今回の水理実験に当たり、各種異型ブロック水理実験で使用する被害の認定法と被害率の算定法の調査をしたが、表-4に示すようにかなり異なり、出来れば設計上は共通の基準で評価されることが望ましい。

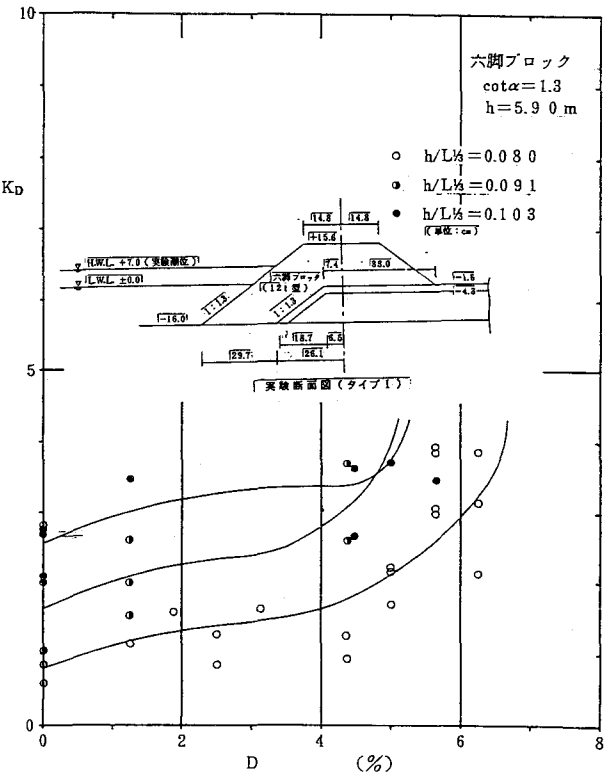


図-4 K_D 値と被害率の関係(タイプI)

表－4. 水理実験における異形ブロック安定性評価法

研究機関・研究者	ブロック移動状況の分類	被害（率）
建設省 土木研究所	①全く動かない。②それぞれが傾いたり沈下したりして全体的に配列が乱れる。③不安定なものが振動し、不安定なものが脱落することがある。④全体的に振動し、少しずつ脱落してゆく。⑤全体が大きく振動し、大部分が脱落する。	移動限界は④として、④以上の個数÷全体個数
運輸省 神戸調査 設計事務所	①動揺…ブロックが寄波、引波で上下、左右に移動するが波の作用後元に戻る。 ②変形…ブロックが隣のブロックの端にのったり、ブロック自身の向きが変わったりする。 ③移動…変形の進んだ状態で隣のブロックにのる場合又はブロックの位置が半分以上変位。 ④転落…移動の進んだ状態でブロックの位置が1ブロック個長以上変位又は転落。	移動限界を④として④の個数÷全体個数 参考に②、③、④も計算
運輸省港湾 技術研究所	①動揺…激しく動揺しても元の位置に留るもの、若干移動しても結果的に元に戻るもの、半回転して向きを変えたもの。 ②移動…当初位置より1個分程度以上移動したもの。	②の個数÷全体個数
T 社		ブロック1個以上移動、転落した場合で、なおかつ全体個数の1%以上ある場合
C 社	①微動…波の作用中は動いているが波の作用後元に戻る。 ②移動…微動と転落の中間で沈下も含む。 ③転落…ブロック長の1個以上の変位又は転落した場合。	③で被災率を計算し、20～30%差引いて採用
N 社		ブロックが正規の状態からはみ出した個数÷全体個数
G 社		乱積…転落個数÷全体個数 整積…数個一緒に動く場合 単独では被災としない。
M 社	A…動かない、B-1…ブロックが少し振動、B-2…ブロックがかなり振動、C-1…少数の不安定な位置のブロックの脱落（転倒）移動、C-2…かなりのブロックが脱落（転倒）するが断面の変化は少ない、D…多数のブロックが脱落（転倒）移動し断面がかなり変化	C-1、C-2、Dを被災とする。
Robert D Caven D. Donald Davidson (Coastal Engineer- ing 1978)		$D = A_2 / A_1 \times 100\%$ A ₁ …波作用前の平均被覆断面積 A ₂ …波作用後ブロックが移動した部分の平均断面積

4. 洗掘防止対策

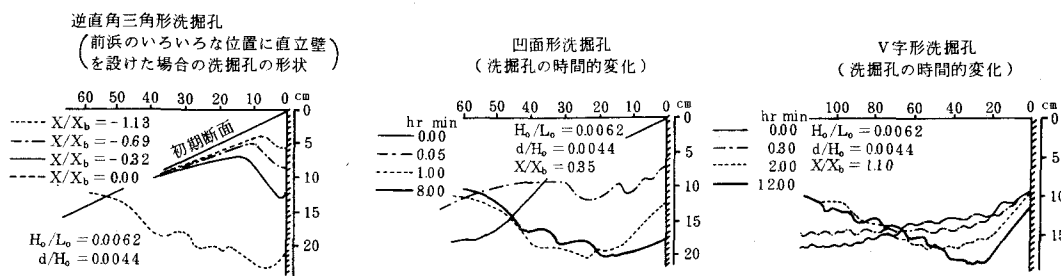
(1) 海岸構造物の洗掘現象の発生は衆知のとおりであり、数々の研究がなされている。しかし洗掘に対し有効で、かつ経済的な対策や防止工を当初から自信をもって設計することは現在のところ相当困難である。洗掘におよぼす要因は、波浪特性、海底地形、底質材料、構造物の設置位置や形状と構造等複雑に関係し合い、その現象の性格上、現場観測の例は数少なく、特に海象がじょう乱中の観測はほとんど不可能である。造波水路を用いた構造物脚部の洗掘に関する二次元の実験的研究は表－5のように多くの研究者によってなされ、この種の現象の機構については明らかになりつつある。しかし洗掘の条件を規定する物理諸量の関係はいまだ明確でなく、定性的傾向の理解には有効であるが、定量的に取扱って問題に対処することができない。

表－5 海岸構造物脚部の洗掘、吸出し沈下に関する水理実験

研 究 者	発表年	実 験 対 象 (構造物)	備 考
1. 本間, 酒匂	1958	潜堤の洗掘	第 5 回海岸工学講演会
2. 本間, 堀川	1959	潜堤の沈下(逆T型, 有効ブロックテトラ)	第 6 回 〃
3. 本間, 堀川, 安川	1960	護岸根固工の沈下	第 7 回 〃
4. 細井, 富永	1961	土研ブロックによる護岸根固工の沈下	第 8 回 〃
5. 佐藤, 田中, 入江	1966	直立壁前面の洗掘	第13回 〃
6. 加川, 中山	1966	混成堤の洗掘, アスファルトマットの効果	第13回 〃
7. 細 井	1967	堤防前面の洗掘	第14回 〃
8. 榎 木	1967	消波工を有する傾斜堤	第14回 〃
9. 細井, 荒川	1968	堤防前面の洗掘	第15回 〃
10. 富永, 坂本	1969	海岸堤防の根固工の沈下	第16回 〃
11. 榎木, 高畑	1971	傾斜壁もどり流れによる洗掘効果	第18回 〃
12. 野田, 岩佐	1972	直立壁の洗掘	第19回 〃
13. 杉江, 大島	1972	潜堤前面の洗掘	第19回 〃
14. 沼田, 和田	1973	護岸根固工前面の洗掘	第20回 〃
15. 榎木, 出口	1974	波の質量輸送が洗掘に及ぼす効果	第21回 〃
16. 菅原, 長野, 樋口	1976	離岸堤の沈下	第23回 〃
17. 平 山	1980	離岸堤先端部の洗掘	第27回 〃

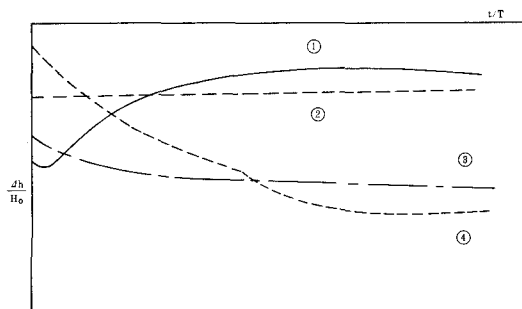
(2) 佐藤²⁴⁾らによると直立壁前面脚部の洗掘孔のパターンは図－5のように3種類に分けられるとされている。逆三角形型は堤体前面において水平軸をもつ渦、凹面形型は堤前面において形成される重被波により洗掘され、V字形は堤体より少し沖側の洗掘とつり合うよう堤脚部の砂が沖に移動して形成される。

洗掘現象の進行状況は榎木²⁵⁾らによると4つの型がある。図－6のように、①急激に掘れたのち埋戻しが生ずる。②急に掘れたのちそのままの状態が続く。③急激に掘れた後徐々に掘れる。④初めか



図－5 直立壁前面における洗掘孔の形状

ら徐々に掘れる。また佐藤²⁴⁾らによると、正常海浜及び暴風海浜での最大洗掘深や最終洗掘深は図－7のごとく分布し、洗掘現象の進行状況の型は正常海浜では最大洗掘深を示す所とその近傍が上記③型、それより岸側が主として①型、沖側はすべて④型、②型は一般に①型の陸側となっている。暴風風海浜では極大値を示す付近が③型、その中間が①型、最終砕波点付近の③型を示す位置の岸側では②型となる。図－7での構造物近傍の最大洗掘深(Δh)は(0.5～2.5)倍の沖波波高(H_0)となっているが、実験は規則波による二次元的なものに対し、現地は不規則な波や流れの存在する平面の場であり、洗掘に影響を与える波の反射や透過特性が構造物によって大きく違うため、この値



図－6 洗掘現象の進行状況

は設計上のある程度の指針を与えるものとして取扱う必要がある。また野田²⁶⁾がとりまとめ報告しているように実験による考察では、堤体を砕波点より沖側に設置した場合は堤体前面に発達する部分重複波の質量輸送、岸側の場合は堤体前面のもどり流れが、堤脚部の洗掘に支配的である。

(3)一方マクロ的ではあるが現場観測データは、条件の違いはあっても設計上参考となる。図－8、図－9は防波堤堤頭部周辺と側面の水深と洗掘率との関係を田中²⁷⁾が整理したもので、堤頭部で洗掘率が最大となっているのは水深3～5 m付近(砕波帯)に堤頭部が位置している時である。防波堤側面のものは鹿島港のみであるが、黒丸印の水深7.0 mの地点は、防波堤屈曲部である。海岸線に直角に出ている防波堤直部では水深2.0 m程度で最大となり、それよりも浅くても深くても洗掘深は小さい。また洗掘深測定前15日間の観測された有義高 $H_{1/3}$ の最大値と洗掘深との関係では、洗掘深の最大はほぼ有義波高程度となっている。図－10は運輸省新潟調査設計事務所がまとめたもので、防波堤の港外側のデータで実際の洗掘量は大部分2.0～4.0 mに分布しており、水深の40%以下となっている。また設計波の波長が大きくなると洗掘量水深比も大きくなる傾向にある。図－11は表－2の5の片山らによって調べられた新潟海岸の異型ブロック積離岸堤周辺の洗掘状況である。これによると離岸堤沖側約100 m附近における最大洗掘深は約20 cmであり堤体に近づくにつ

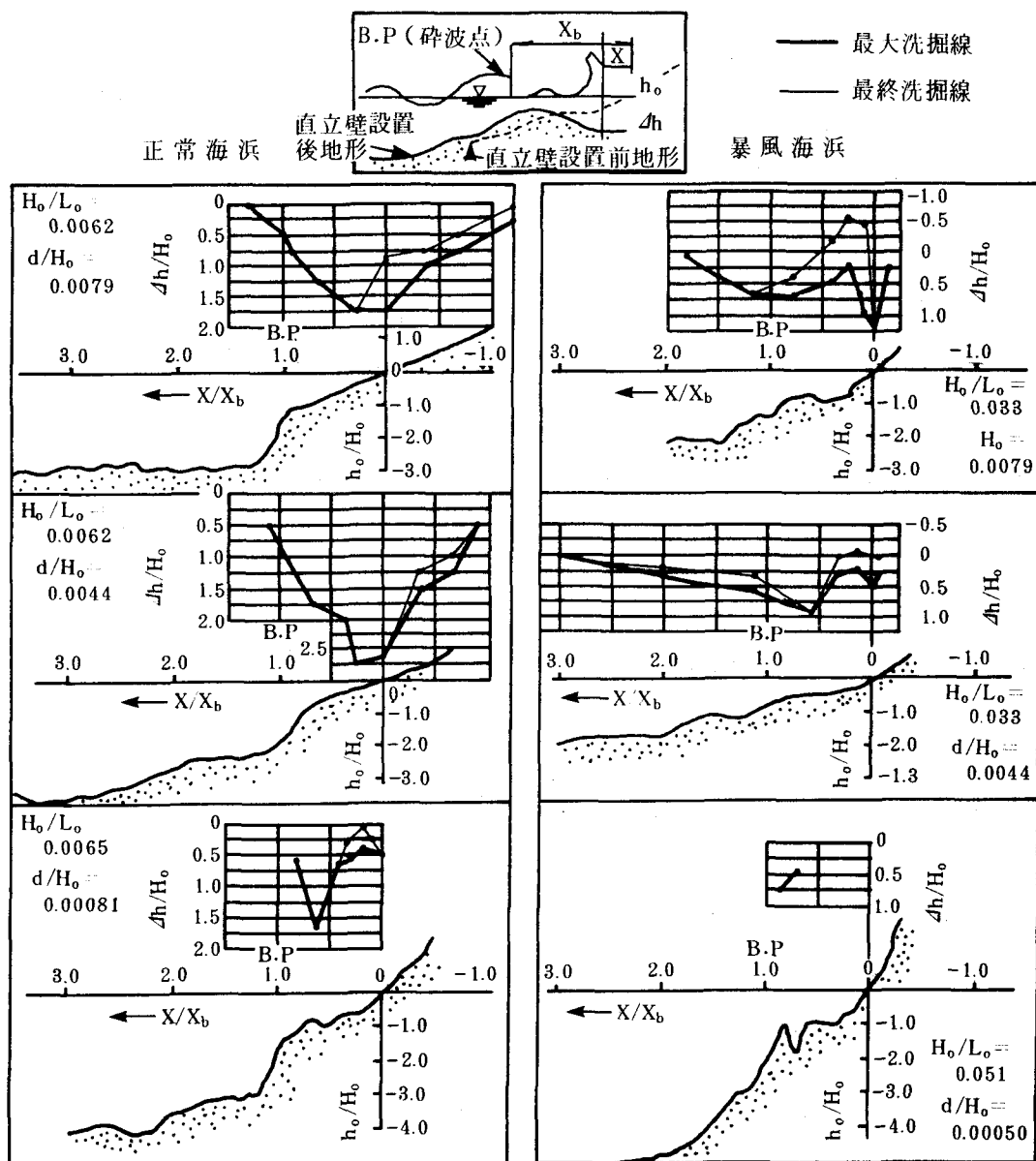


図-7 直立護岸の場合の最大洗掘深と最終洗掘深の海浜断面に沿う分布

れて洗掘量は大きくなり、のり先附近の最大洗掘は約2.0 mとなっている。また堤体が大きく沈下し、天端高が-2.0 mの潜堤と化した時はのり先部は約4.0 mの洗掘を生じた。この天端高が洗掘に及ぼす影響については縮尺1/100の二次元実験によって原因の考察を行っている。それによると離岸堤内外の水位差が天端高が高い場合が少なく、堤内の水位上昇にともなう堤体を通しての沖向きの流れが砂の洗掘・流出を起こしたことが報告されている。

防波堤のデータはほとんど不透過の混成堤のもので、透過式で設置位置も異なる離岸堤とはやや異

なると考えられる。現段階ではこれ等の値と、離岸堤設置位置における海底変動値も参考にして、設計上の洗掘深さをきめるしか方法がない。

今後、洗掘の機構の解明とその条件を規定する物理諸量との関係が一層明らかになり、合理的に洗掘量が推定できるようになることが待たれる。

(4) 洗掘防止工に関する研究は洗掘現象の研究が前述のとおりであるのでなお一層少なく、洗掘防止工はほとんど経験的に今日まで実施されている。従って現場条件に応じて有効で、かつ経済的に設計する合理的な方法はない。海岸堤防や護岸に関する根固工の研究として、異型ブロックを対象とした細井²⁸⁾ら(表-5の4)、消波ブロック混成堤捨石マウンド下面のアスファルトマットについての加川ら(表-5の6)、傾斜堤のり面の形状に関して樫木(表-5の8)、根固工の底質の流出を防げるフィルター効果に関して富永(表-5の10)、異型ブロックの離岸堤について突起付きビニールマットの効果について菅原ら(表-5の16)の水理実験がある。洗掘防止の考え方は波や流れのエネルギーを減殺し、反射率を小さくして、戻り流れの流速を減じること、何らかの方法で地盤表面を被覆し底質が流出するのを防ぐことにある。そこで具体的方法として堤部のり先を主に捨石、フトンかご、各種ブロック、そだ沈床や各種マット類、あるいはこれ等を組み合わせて被覆し、合わせて波力を減殺させることが実施されている。海岸堤防等について、図-12(樫木提唱)²⁹⁾、図-13(豊島提唱)³⁰⁾、また防波堤について図-14(新潟調査設計事務所内規)があり、離岸堤についても

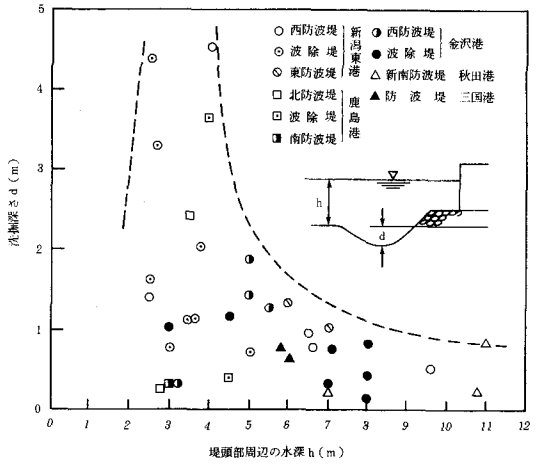


図-8 防波堤堤頭部における洗掘深と水深との関係

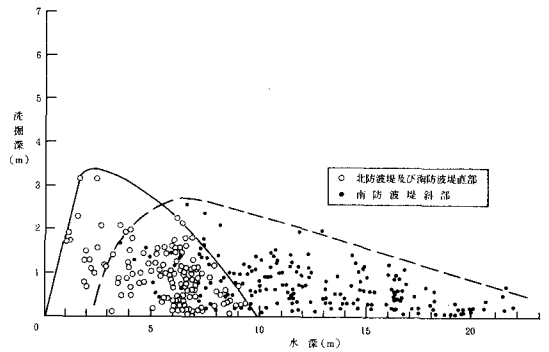


図-9 防波堤の側面洗掘深と水深との関係(鹿島港)

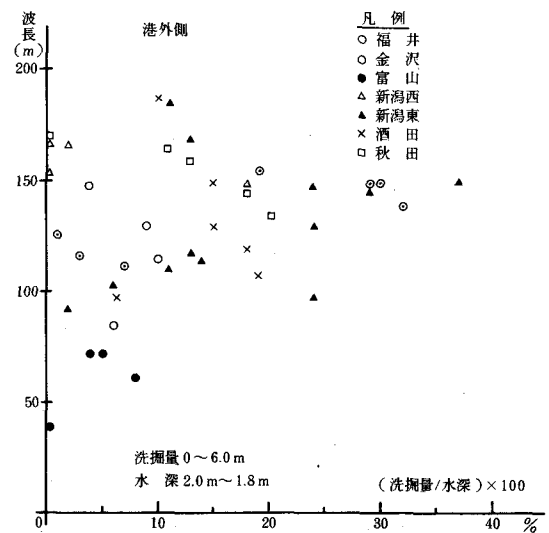


図-10 設計区間別設計波波長と(洗掘量/水深)の関係

吸出し防止用の矢板施工を除けばこれらの考えは適用できよう。しかし具体的な諸元、寸法については類似の条件で成功している例を参考として、出来るだけ経済的にきめることとなる。筆者らは図-15のように、床掘をして捨石をグラベルマットとした断面が、床掘、捨石置換の施工の困難さはあるが、有効な工法と考えている。後述の徳島海岸、高知港(図-16

参照)で実績がある。いずれにせよ実施例を根気よく観測し、データーを収集して各種条件毎の整理を行えば防止工法の合理的な選定ができると思われるので今後の研究に期待したい。

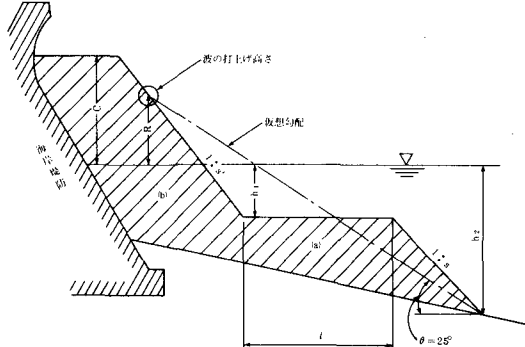
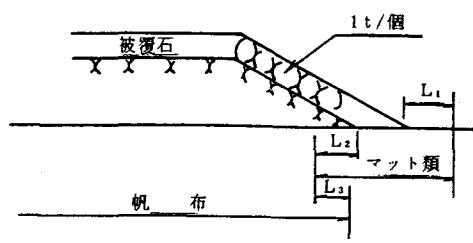


図-12 洗掘防止とブロックの安定断面

(1) 被覆石の場合



(2) 異形ブロックの場合

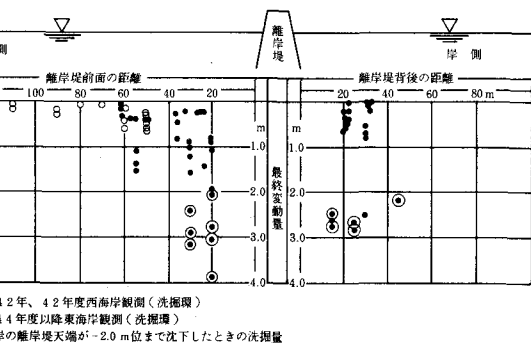
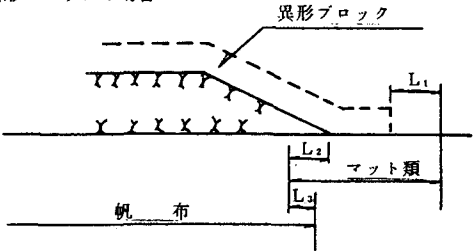


図-11 離岸堤周辺における洗掘状況(新潟海岸)

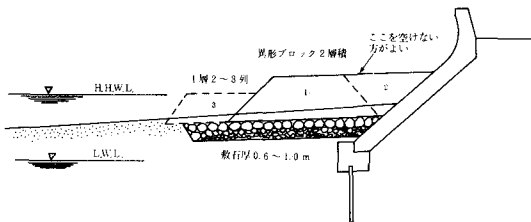
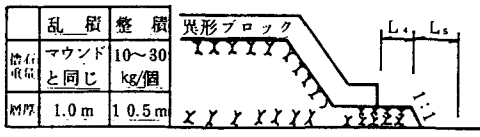


図-13 異形コンクリートブロックによる標準的根固工

(3) グラベルマットの場合



	港 外 側	港 内 側
L ₁	5.0 m 以上	3.0 m 以上
L ₂	2.0 "	2.0 "
L ₃	2.0 "	2.0 "
L ₄	2.0 m 以上	
L ₅	3.0 m 以上	

図-14 混成堤洗掘吸出し防止工

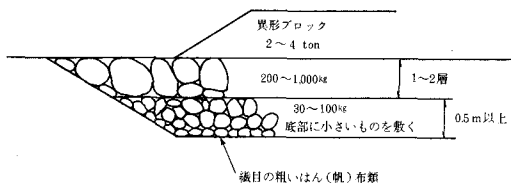


図-15 砂面被覆層の構成

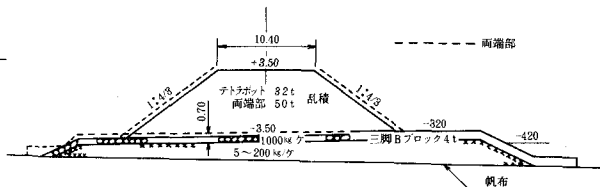


図-16 高知港T型突堤横堤標準断面図

5. 徳島海岸(里浦地区)における事例

本章では、離岸堤の配置、異形ブロックの安定、及び洗掘防止工の問題について、運輸省第三港湾建設局が徳島海岸(里浦地区)に設置した離岸堤を事例にとりあげて検討する。1号離岸堤は、台風7813号によって異形ブロックが転落するという被災を受け、その後水理模型実験によって、異形ブロックの安定を検討した。また、54年以降1号堤と2号堤の開口部が洗掘を受けたが、これは離岸堤の配置の問題である。また、当離岸堤群では洗掘防止工として、沖側で床掘りを行ってマウンドを作るとともに、岸側にはマウンド下に合成樹脂マットを敷設した。離岸堤設置後の深浅測量結果等から、これらの対策工の効果をみることにする。

(1) 本離岸堤計画の概要

a) 当海岸の特徴

当海岸は、徳島県の北部に位置し、旧吉野川と小鳴門海峡との間の延長約4kmの海岸である。かつては吉野川水系から排出される大量の土砂によって、豊かな砂浜が形成されていたが、戦後侵食が進み昭和50年頃には汀線は防潮堤の基部まで後退した。

図-2に示すように、北側ほど海底勾配は急になっているが、平均すると汀線付近で1/20~1/35、汀線より約200m離れた地点で1/50程度である。底質の中央粒径 d_{50} は、汀線付近で平均0.34mm、水深-5、-10mで各々平均0.17、0.10mmである。当海岸での高波浪は、太平洋から紀伊水道を経て侵入する波が主であり、回折や屈折の影響で北へゆくほど高波高となる。また、蛍光砂調査等の結果からみると北東方向に卓越した流れが存在する。

b) 離岸堤計画の概要

昭和38年から施工がはじめられた突堤群だけでは侵食を防止できず、47年から徳島県が南側から離岸堤工事に着手し、55年度末までに5基完成している。運輸省では52年度北側から着工し、現在7基の内5基が完成している。また、53年度1号離岸堤背後に、延長100mの突堤を設置した。

これらの離岸堤の形状、配置、及び構造等については、次のような考え方によって計画されている。

設置位置；汀線から200~300m、水深-3~-4m。この地点は、 $H1/3 = 2 \sim 3m$ の波の砕波位置にあたること、また汀線から200m付近に海底のバーがあり、これより岸側に設置することが望

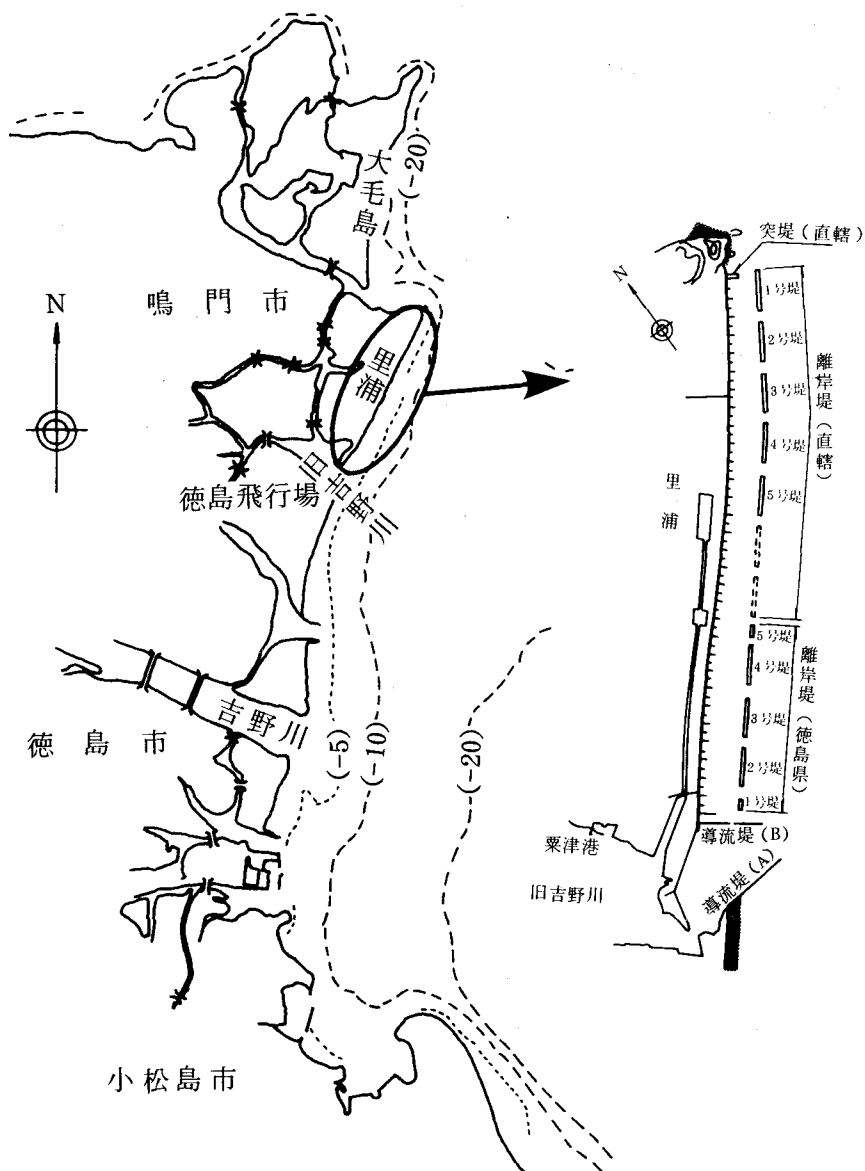


図-17 徳島海岸（里浦地区）位置図

ましい。しかし漁業補償の関係で、離岸堤内の海域を広くとる必要から、このように決定された。配置；離岸堤一基の長さは、汀線からの設置距離の1.5～3倍として300m、開口幅は離岸堤長さの1/3～1/5として70mとした。

天端高さと天端幅；天端高 $=H.W.L + \frac{1}{2} \times (\text{堤体位置での荒天時の有義波高}) + (\text{沈下に対する余裕高}) = 1.80\text{m} + \frac{1}{2} \times 4.1 + (\text{余裕高}) = 4.00\text{m}$ とした。天端幅は、消波ブロック3列並びとして、約7.5m。

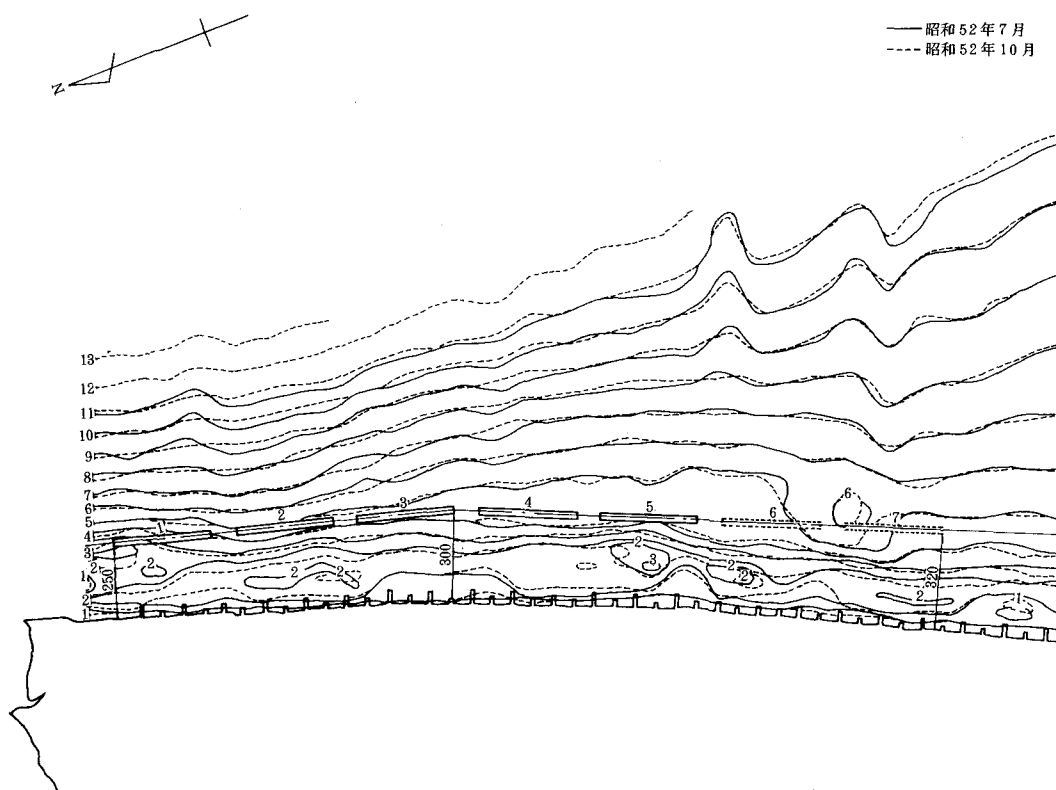


図-18 離岸堤計画と深浅図

設計波高；第二室戸台風をS.M.B法によって推算し，沖波 $H_o = 5.0$ m， $T_o = 10$ sec。規則波の屈折と浅水変形によって，1号堤の設計波高 $H_{1/3} = 4.2$ m。波向はSE。

ブロックの所要重量；以下のようにHudson公式より，1号離岸堤では12 t型の（堤頭部では16 t型）の異形ブロックを使用した。

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} = \frac{2.3 \times (4.2)^3}{7.2 \times (2.233 - 1)^3 \times 1.3} = 9.7 \text{ t}$$

洗掘対策；過去の深浅測量の結果をみて，離岸堤前面は過去の最大洗掘深さまで床掘置換することとした。また，岸側は洗掘防止マットを敷設した。

以上の検討の結果，運輸省で施工する離岸堤の配置，及び構造は図-18，図-19に示すものとされた。

(2) 7813号台風による被災

a) 被災状況とその時の海象

53年8月の台風13号によって、
 図-20に示すように1号離岸堤の最上段の汀線側肩部の異形ブロックのほとんど全長にわたって散乱するという被害を受けた。その日の実測最大波高 $H_0=2.85$ mを沖波として、離岸堤付近の波高を推定すると、 $H1/3 \approx 2.8$ m（実測周期 $T1/3=8$ sec）となり、設計波高ほどの波は発生していないと考えられる。当時2号離岸堤が施工途中であったが、2号堤は、不規則波の変形計算より設計波高 $H1/3=4.8$ mとして16t型異形ブロックを用いていたこともあり、ほとんど被害を受けなかった。

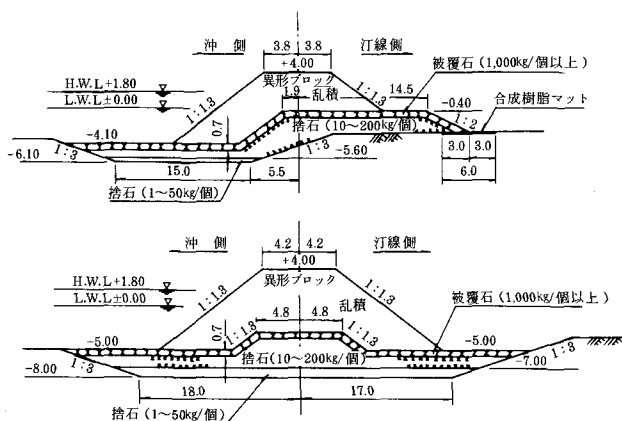
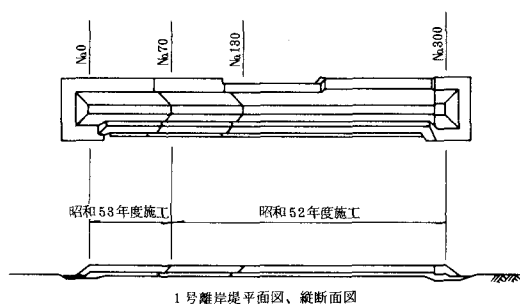


図-19 一号離岸堤の構造

b) 不規則波における離岸堤の安定実験

前述したように、被災した1号離岸堤は規則波の考え方に基づいて設計されていた。離岸堤の安定に関係するのは、波高、周期の不規則性にあると考え、被災の状況を再現し、原因を究明するため、前述のように不規則波による水理模型実験を実施した。得られた結論の要点は以下のとおりである。

- 模型実験においても、天端の汀線側肩部のみに被害が集中し、現地堤の被災が再現された。設計波より小さな波であっても越波が生じ、水位上昇による揚圧力によりかみ合わせが悪化した際に、越波による衝撃圧が作用することによってブロックの移動・転落が発生する。
- 規則波を用いた模型実験結果に基づく現行の設計方法には幾つか問題がある。波の不規則性を考えると、ハドソン式に用いる K_D 値は、幾分小さく見積って実質上ブロック重量を増加させる必要がある。また、越波によって被害が発生することをみると、堤天端高は低く見積もられている。天端高を上げるか、天端幅を広げて対処する。

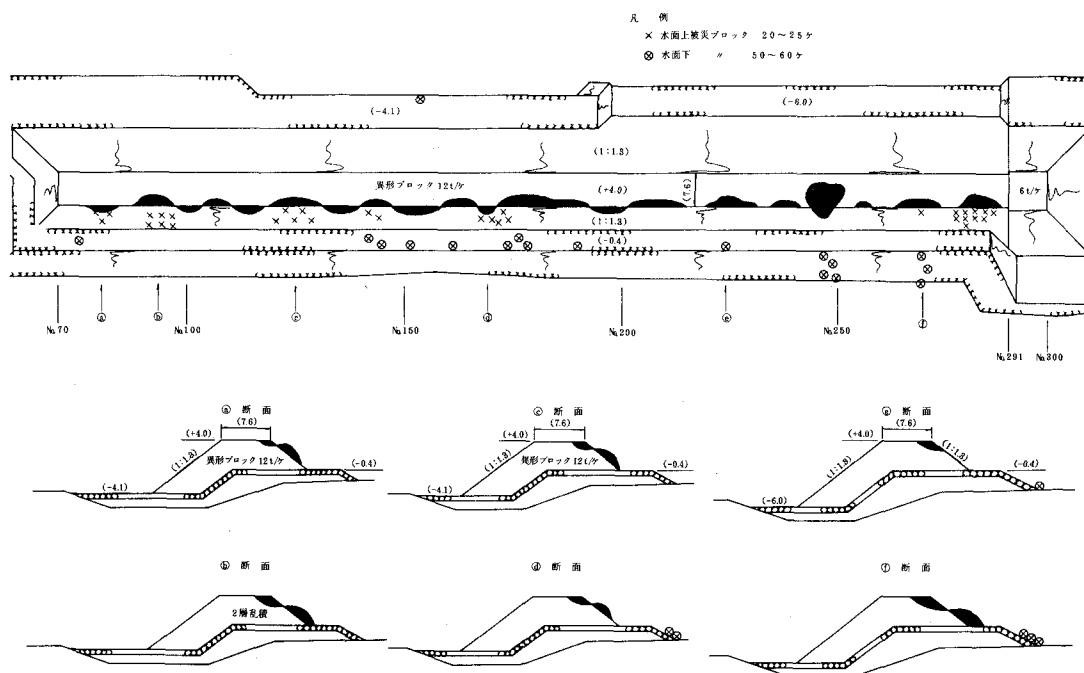


図-20 7813号台風による被災状況

以上の検討の結果、1号堤の復旧は堤背後を16t型ブロックとするとともに、ブロック間のかみ合わせのよい積み方をした。

(3) 開口部の洗掘

3号離岸堤がほぼ完成した54年秋頃から、2箇所の開口部が洗掘されはじめた。

a) 洗掘状況

図-21に、1号堤と2号堤の開口部における洗掘の推移、図-22に55年12月段階の同場所の等深線を示す。図に示すように、開口部は壺状に洗掘され、当初5m程度であった水深が徐々に、最大10m程度まで低下している。

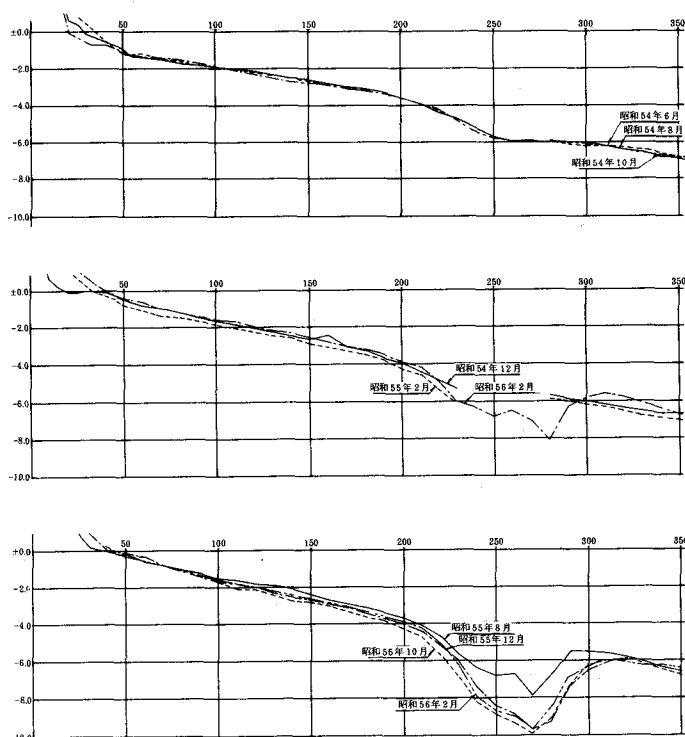


図-21 開口部の洗掘の推移

表 - 6 開

洗掘が進行している期間の気象じょう乱と、洗掘の進行をみると、表-6に示すように、洗掘量は気象じょう乱による波高よりも、その回数とある程度の相関を有する。また、平常時において埋め戻されることはなく、最大-10m洗掘されたところではほぼ安定しているように見える。

b) 洗掘の原因と対策

このような開口部の洗掘は、図-23に示す概念図のような機構で発生したと推定される。すなわち、気象じょう乱時に、沖波が浅海域に入って砕波領域に近くなると、波による質量輸送が生じ、それが砕波すると陸側へ向う流れに変わり、離岸堤内を透過する。さらに、越波や北方向へ卓越した流れの影響等で、離岸堤群と突堤に囲まれた閉鎖水域の水位は上昇する。その結果、水面勾配が生じ、そのバランスが維持できなく

期 間	開口部での最大変化量（護岸から250～300m地点）			
	1号・2号堤開口部		2号・3号堤開口部	
	No. 22	No. 23	No. 41	No. 42
54. 6 ～ 8 (6/20)	m 0	—	m -0.1	—
54. 8 ～ 10	0	— (-1.5)	-1.0	—
54. 10 ～ 12	岸側 沖側 +0.9 -0.4	—	岸側 沖側 +0.9 -0.9	—
54. 12 ～ 55. 2	-0.9 (一部-1.4)	—	-0.2 (一部-2.0)	—
55. 2 ～ 6 (7/13～16)	-1.6	-2.2	-1.2	—
55. 6 ～ 8 (7/13～16) (9/2～4)	+1.8	-1.0	+0.3	+0.9
55. 8 ～ 10 (9/2～4) (10/23)	—	-2.0	-1.3	-1.4
55. 10 ～ 12 (10/23) (12/4～6)	-2.2 (55.8～12) の変化量	+0.5	+0.2	+0.8
55. 12 ～ 56. 2	-0.5	岸側 沖側 -0.3 +0.5	0	+0.9

口部の洗掘推移と気象じょう乱の関係

波 浪 (1 気象じょう乱のうち最大波)										
月 日	天 気 図 型	里 浦			小 松 島			蒲 生 田 岬		
		時	H 1/3 (m)	T 1/3 (sec)	時	H 1/3 (m)	T 1/3 (sec)	時	H 1/3 (m)	T 1/3 (sec)
		(DW - 15.0 m)			(USW - 24.0 m)			(SGW - 15.0 m)		
6. 7	—	(≤ 0.5)			2 ^H	1.06	4.4	欠		
8. 21	7911号うねり	14 ^H	1.3	11.2	欠			8/22 12 ^H	1.7	15.4
8. 27	日 本 海 底 気 圧	4 ^H	0.9	5.8	欠			10 ^H	1.9	9.3
9. 4	7912号	12 ^H	1.5	7.3	欠			12 ^H	2.8	10.3
9. 30	7916号	22 ^H	3.1	14.1	(18-22 ^H 欠) 14 ^H	1.24	5.5	20 ^H	8.0	17.3
10. 19	7920号	欠			12 ^H	1.65	7.4	12 ^H	7.4	21.0
11. 10	南岸低気圧	18 ^H	1.7	12.0	16 ^H	1.24	7.7	18 ^H	2.1	12.2
12. 19	寒 冷 前 線	20 ^H	1.4	7.0	16 ^H	1.31	5.2	12/20 4 ^H	1.7	9.0
1. 3	南岸低気圧	欠			6 ^H	1.0	10.3	10 ^H	0.51	12.5
3. 9	二 低 つ 玉 気 圧	12 ^H	1.6	7.0	12 ^H	1.8	11.4	18 ^H	2.52	11.3
3. 29	瀬 戸 内 低 気 圧	(≤ 0.2)			18 ^H	1.58	9.7	3/30 4 ^H	1.54	11.3
4. 19	寒 冷 前 線	欠			4 ^H	1.0	8.5	4/20 24 ^H	1.80	9.7
4. 27	二 低 つ 玉 気 圧	欠			22 ^H	1.51	13.6	24 ^H	2.73	11.0
5. 9	南岸 "	欠			8 ^H	1.12	14.9	12 ^H	1.94	11.3
5. 21	8003号	欠			欠			24 ^H	3.17	14.1
6. 7	—	欠			16 ^H	1.09	7.7	欠		
7. 14	—	14 ^H	1.2	5.8	16 ^H	1.10	9.7	欠		
8. 4	8010号	4 ^H	1.2	12.1	欠			24 ^H	1.28	14.9
9. 11	8013号	欠			欠			8 ^H	7.07	17.7
10. 14	8019号	欠			8 ^H	1.23	8.2	14 ^H	2.06	18.1
10. 25	二 低 つ 玉 気 圧	2 ^H 4 ^H	0.8 0.8	8.5 9.1	2 ^H	1.55	10.8	24 ^H	1.71	10.1
11. 21	南岸低気圧	16 ^H 24 ^H	1.0 1.0	8.5 9.1	20 ^H	1.33	10.0	18 ^H	1.08	10.3

なると、溜まった海水は狭い開口部に集中し、大きな流速となって沖合に流れ出す。その流れによって開口部が洗掘されることになる。開口部を有する離岸堤を設置した場合、開口部の洗掘は程度の差はあれ、避けられない問題である。しかし、他の離岸堤をみても、これほどの洗掘の例はなく、本計画では基本的に開口幅が狭かったのではないかと判断された。

56年春にこのような事実をふまえて、対策が検討された。最大-10mまで洗掘されてはほぼ安定していること、現状では離岸堤本体に影響が及ぶことはないと考えられることから、洗掘された斜面を捨石で被覆することとされた。その後、対策工の施工が遅れ、57年冬季となったがそれまでの間、洗掘が進行することはなかった。

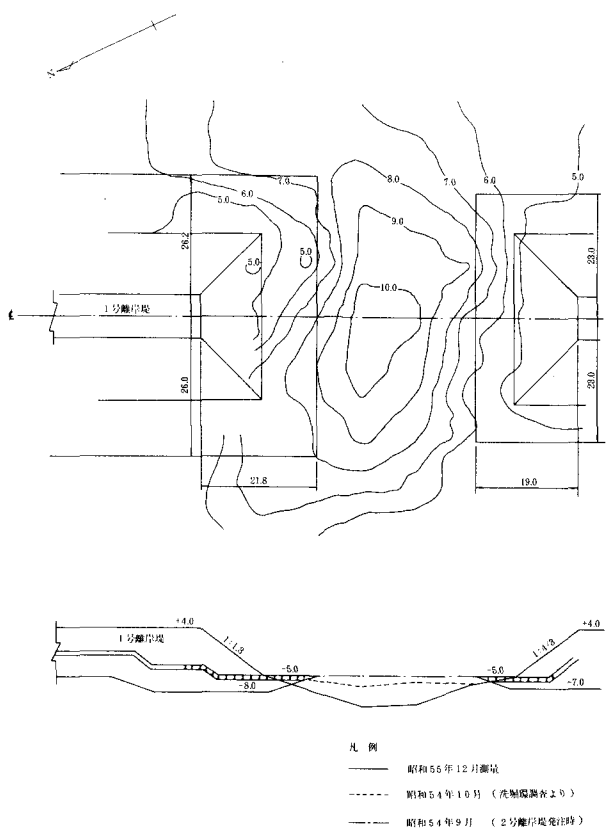


図-22 開口部の洗掘状況

(4) 洗掘防止対策の効果

離岸堤の設計上、特に重要なのが基礎の洗掘である。図-19に示すように本離岸堤では、前もって洗掘を見越し、堤頭部と沖側を約2m床掘りし、そこを捨石で置換え、その上を1,000kg以上の石で被覆している。こうすることによって、置換部が洗掘、崩壊しても本体に影響を与えない構造としている。また岸側は洗掘マットを敷設している。

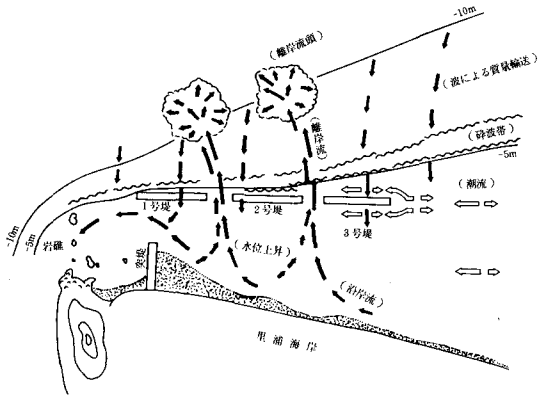


図-23 離岸堤周辺での流れの概念図

1号離岸堤設置後における堤中央部の横断の経時変化を図-24に示す。これをみると、堤沖側は54年10月から55年2月にかけて約70cm程度侵食され、その後8月まで堆積傾向が続き、元の水深に戻っている。そして、その後はほぼ安定しているように見受けられる。また、堤岸側は数10cmの侵食と堆積を繰り返しているが、ほぼ安定した形状を示している。53年3月、3号離岸堤の完成

直後に、堤中央部で法線直角方向に、沖側と岸側に洗掘環を設置し、洗掘状況を調査した。その結果によると、堤背後は台風時にさえも全く洗掘されておらず、逆に一年間で50 cm程度が堆積している。沖側については、すぐ前面が台風通過時に1.2 mほど洗掘された跡がみられる。しかし、一年後にはほぼ1.0 m堆積しており、安定した深さを維持している。最大洗掘深さは-6.4 mと予想されるが、前面の被覆石天端が-6.1 mであり、床掘り置換による洗掘防止対策の効果によって、離岸堤全体にまず影響することにはなかった。

堤背後に敷設した洗掘防止マットの効果を調べるためマット敷設後1～2年後、潜水夫に突棒を持たせてマットの状態を調査した。図-25はその結果を示したものである。全体的傾向として、マットは垂れ下り、その上に砂が堆積している。垂れ下りは、この部分が洗掘を受けたことを示しており、その際マットは洗掘を最小限におさえる効果を発揮したものと考えられる。

以上のように、本離岸堤で採用した洗掘防止対策は十分な効果を有していると判断され、特に開口部の洗掘に際して堤全体の安定を保つのに大きく寄与している。

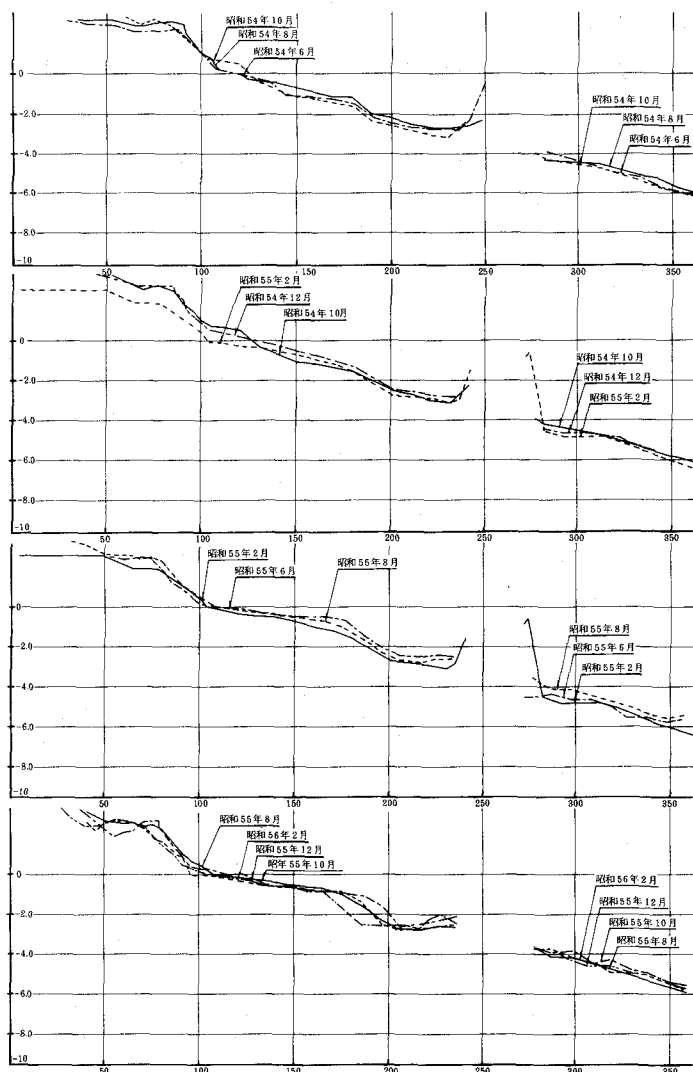


図-24 離岸堤中央部での水深変化

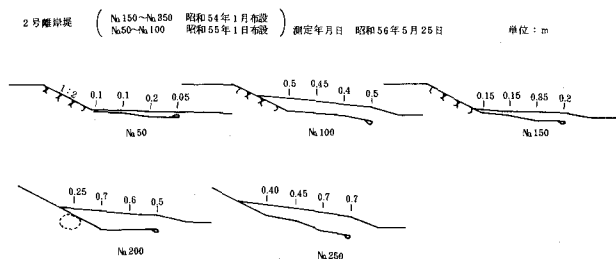


図-25 洗掘防止マットの現況

あとがき

筆を置くに当って、はしがきの意図を十分説明し得なかったが、技術的課題の一端は紹介し得たと思う。取り上げた問題はほとんど現象の基本方程式が確立されておらず、今後もその確立はむずかしい。しかも実験の相似則が成立しない現象を含んでいる。従って現地の現象の観測、データの収集が多量の困難を伴うけれども非常に重要である。そして模型実験により関係要因を必要最小限のケースで押え、現地のデータに照合させつつ、現地現象を再現し得る係数値を求め、現象の解明と対策を進める方法しかないであろう。諸兄の御協力による前進を期待している。

参 考 文 献

- 1) J. W. Johnson ら : The Damping Action of Submerged Breakwaters Trans. Am. Gu 1951.
- 2) 中村 充・白石英彦・佐々木泰雄 : 潜堤による消波について, 第13回海岸工学講演会講演集 pp. 76~79 1966.
- 3) 堀川清司・小森修蔵 : 潜堤による風波の減衰機構について, 第15回海岸工学講演会講演集 pp. 340~349 1968.
- 4) 田中則男 : 天端幅の広い潜堤の波浪減殺および砂浜安定効果について, 第23回海岸工学講演会論文集 pp. 152~157 1976.
- 5) Goda, Y. : Reanalysis of laboratory data on wave transmission over breakwaters, Rept. Port and Harbour Res. Inst Vol. 8 No. 3 pp. 3~18 1969.
- 6) 合田良実・鈴木康正・岸良安治 : 不規則波実験とその特性について, 第21回海岸工学講演会論文集 pp. 237~242 1974.
- 7) 近藤倅郎・佐藤 功 : 防波堤天端高に関する研究, 北海道開発局土木試験所月報, 第117号 pp. 1~5 1964.
- 8) 沼田 淳 : ブロック堤の消波効果に関する実験的研究, 第22回海岸工学講演会論文集 pp. 501~505 1975.
- 9) 服部昌太郎 : 沿岸開発と波浪制御 1975年度水工学に関する夏期研修会講義集 pp. B2-1~B2-24 1975.
- 10) Thornton, E. B. and R. J. Calhoun : Spectral resolution of breakwater reflect waves. ASCE Vol. 98, No. WW4 pp. 443~460 1972.
- 11) 久保弘一・井田康夫 : 捨石背後の伝達波高について, 第20回海岸工学講演会論文集 pp. 49~54 1973.
- 12) 佐藤昭二・入江 功・佐々木克博 : 海岸堤防のり先洗掘防止工法に関する実験的研究 港研資料 No. 117 1974.

- 13) 榎木 亨：沿岸漂砂に及ぼす海岸構造物の影響（第1報），第4回海岸工学講演会講演集 pp. 51～58 1957.
- 14) 足立昭平・小合彬生：港湾埋没に関する実験的研究，第5回海岸工学講演会講演集 pp.81～86 1958.
- 15) 篠原謹爾・池田 茂：離岸堤による海浜変形の特性，第13回海岸工学講演会講演集 pp.146～150 1966.
- 16) 川口 毅・杉江正文：離岸堤の配置に関する研究，第19回海岸工学講演会論文集 pp.77～81 1972.
- 17) Sauvage de Sainte Marc, M.G. and Vincent M.G.: Transport Littoral Formation de Fleches et de Tombolos: Proc. 5th Conference Coastal Engg. pp. 296～328 1954.
- 18) 豊島 修：離岸堤の統計的考察，第17回海岸工学講演会論文集 P.P.323～330 1970，離岸堤工法の設計指針，第18回海岸工学講演会論文集 pp.155～159 1971.
- 19) 例えば，橋本 宏：離岸堤による隣接海岸への影響予測モデル，第21回海岸工学講演会論文集 pp. 181～185 1974.
- 20) 例えばCastro E: Diques de Escollena, Revita de Obras Publicas April 1933. 消波用異型ブロック文献調査委員会，土木学会誌 49-4 1964. 4月参照
- 21) Hudson R. Y.: Laboratory Investigation of Rubble Mound Breakwaters Proc. of A.S.C.E. WW Vol. 85 No. 3 Paker No. 2171 Sept. 1959.
- 22) 竹田英章：消波ブロック構造の安定，土木学会第17回水工学に関する夏期研修会講義集 Bコース 1981.
- 23) 1) 佐藤清一・細井正延・木村俊晃・三井 宏：捨石およびテトラポッドの移動限界，第5回海岸工学講演会講演集 pp.183～187 1958.
2) 運輸省港湾技術研究所水工部防波堤研究室：鹿島工業港捨石防波堤安定実験，防波堤研究室資料 No. 17 1963.
- 24) 佐藤昭二・田中則男・入江 功：直立壁堤脚部の波による二次的洗掘実験，港研報告 Vol. 5 No. 11 1966，同じく第13回海岸工学講演会講演集 pp. 156～161 1966.
- 25) 榎木 亨・川崎芳一：海岸堤防堤脚部の洗掘について，京大防災研究所年報 第4号 1960.
- 26) 野田英明：海浜変形と海岸構造物：土木学会，第16回水工学に関する夏期研修会講義集 Bコース 1980.
- 27) 田中則男：砂浜港周辺における海底および海浜の変化，昭和49年度港湾技術研究所講演会講演集 1974.
- 28) 細井正延・富永正照：土研式ブロックを用いた海岸堤防の根固工について，第8回海岸工学講演

会講演集 pp.86～90 1961.

29) 岩垣雄一・樫木 亨：海岸工学，大学講座土木工学 25. 共立出版 pp.372 1979.

30) 豊島 修：現場のための海岸工学 高潮編 森北出版 pp.272 1969.