

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第2655号

土 木 研 究 所 資 料

皆生海岸の沖合部の侵食実態とその予測手法

昭和63年7月

建設省土木研究所
河川部海岸研究室

Copyright © (1988) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

皆生海岸の沖合部の侵食実態とその予測手法

海岸研究室 室長 宇多高明
研究員 村井禎美
山本幸次

要旨

皆生海岸で生じている沖合部の侵食の実態を明らかにした。また、その海浜変形を予測するための海浜変形予測モデルを新たに開発した。このモデルは沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮したものであり、離岸堤周辺の3次元海浜変形の予測が可能である。更に、沖合部の侵食制御の可能性を調べるために、移動床水理模型実験を行い、数種の対策工の効果を調べた。

キーワード：皆生海岸, 沖合部の侵食, 海浜変形予測モデル, 移動床水理模型実験, 対策工。

は　　じ　　め　　に

皆生海岸は、鳥取県西部に位置する弓ヶ浜半島の総称であり、東側に漂砂の供給源となる日野川を有する。同海岸の東側から中央部にかけては、昭和の初期から海岸線が後退し、我が国有数の侵食海岸となった。このため、昭和22年から海岸保全事業が行われ、昭和35年からは建設省直轄工事として海岸保全施設の整備が始められた。昭和46年からは全国に先駆けて離岸堤の建設が始まり昭和61年度末まで23基の離岸堤が完成した。これらの施設整備により、最近では汀線の前進が見られ侵食対策工として効果を上げている。しかし、離岸堤設置区域の中央部から西側では、沖合の水深5～7m付近で侵食が進み問題となっている。そこで、建設省中国地方建設局倉吉工事事務所では、この侵食の対策を検討している。

本研究は倉吉工事事務所の依頼により行われたものであり、皆生海岸沖合部の侵食の実態を明らかにするとともに、その海浜地形変化を予測する新しいモデルの開発を行った。更に、沖合部の侵食制御の可能性を調べるために、移動床模型実験を行い、数種の対策工の効果を調べた。

目 次

はじめに

第1章 まえがき	1
第2章 皆生海岸の概要	2
2.1 地域の概要	2
2.2 波浪特性	3
2.3 地形変化特性	6
第3章 皆生海岸沖合部の地形変化とその予測	7
3.1 目 的	7
3.2 皆生海岸の沖合部の地形変化実態	7
3.3 3次元海浜変形予測モデル	13
3.4 実測値と計算結果の比較	16
3.5 結 論	18
第4章 水理模型実験	20
4.1 目 的	20
4.2 実験方法	20
4.3 実験結果	23
4.4 結 論	33
第5章 結 論	34
第6章 あとがき	35

第1章 ま え が き

鳥取県西部に位置する皆生海岸は、我が国有数の侵食海岸であり、古くから種々の海岸侵食対策工事が行われてきた。昭和46年からは全国に先駆けて離岸堤が建設され始め、昭和61年度末までに23基の離岸堤が完成した。これらの離岸堤の建設により、最近では再び汀線の前進が見られるようになった。しかし、離岸堤が建設された区域の中央から西側では沖合の水深5～7m付近で侵食が進み、問題となっている。

ここでは上記の問題点を検討することを目的とする。具体的には、まず、離岸堤設置区間の沖合やその東西に位置する離岸堤未設置区間の沖合で生じている地形変化の実態を明らかにした。このような地形変化は他の海岸でも生じうる可能性があり、その変化を数値シミュレーションによって予測可能とすることは海岸工学上極めて重要な課題である。そこで、皆生海岸全体で生じている地形変化を予測する数値モデルの開発を行った。最後に、皆生海岸の両三柳工区の突堤群（測線No.32～40）沖合の侵食実態を移動床水理実験により再現し、また海域制御構造物をその対策工として設置した場合の効果と影響について移動床水理実験により検討した。

第2章 皆生海岸の概要

2.1 地域の概要

鳥取県西部に位置する皆生海岸は、美保湾に臨む弓ヶ浜半島の総称で、淀江漁港から日野川河口を経て境港に至る延長約18kmの海岸である（図2.1）。背後地として13万人都市米子市を控え、弓ヶ浜半島の基部に日野川、その左岸には皆生温泉を有しており、大山とともに優れた観光地となっている。

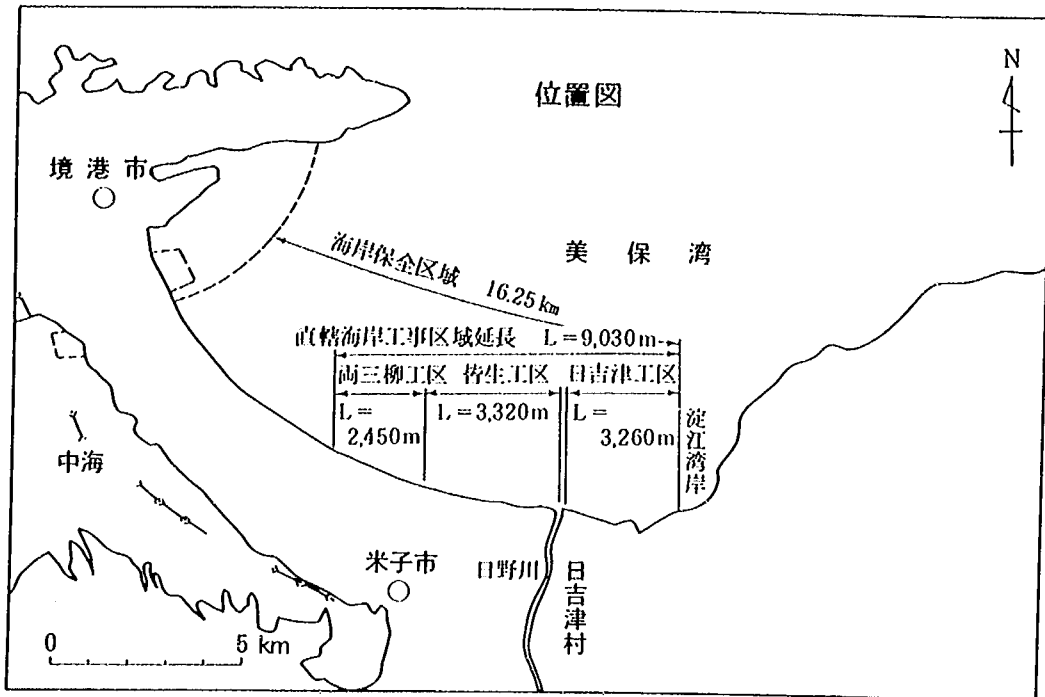


図2.1 皆生海岸位置図

弓ヶ浜半島は、日野川河口から北西に伸びた幅4 km、長さ18 kmの砂州である。明治初期から大正にかけての約50年間の資料によれば、日野川からの土砂流出により全域にわたって汀線が前進していたが、大正12年をピークに皆生温泉付近より汀線の後退が始まり、現在の護岸ができるまでに、最大約300 m 汀線が後退した。

海岸保全施設としては昭和12年の風浪災害に伴って翌年に突堤工を施工したのが最初である。その後も侵食が進んだため、昭和22年より鳥取県において、突堤、護岸等が施工された。建設省直轄工事区域としては、昭和35年度に皆生工区、日吉津工区を、更に昭和52年に両三柳工区が編入され侵食対策が進められた（図2.1）。

皆生工区では、昭和35年以降直轄編入とともに突堤、護岸等の工事が継続されたが昭和36年冬期風浪により皆生温泉前の護岸の基礎が洗掘され、一部が破堤した。その後、45年の冬期風浪により県施工の護岸が崩壊した。このように前浜が消失し侵食が進んだため、昭和46年から離岸堤が建設され現在12基が完成し侵食対策工として十分な効果を上げている。日吉津工区では突堤、護岸工事が行われていたが、侵食や

護岸等の被災が生じたため、昭和55年から離岸堤が建設され、昭和58年度末までに4基が完成した。両三柳工区は昭和52年に直轄海岸となり、昭和53年以降突堤が建設され現在8基が完成している。

2.2 波浪特性

皆生海岸では、日吉津海象観測所で風向風速、波高、波向の観測が行われている。昭和57年5月11日～61年1月16日の欠測期間を除く152日間の観測データをもとに波向別の波高出現率を調べた。全年を通してのデータを図2.2に、春期（3～5月）、夏期（6～8月）、秋期（9～11月）、冬期（12～2月）のデータをそれぞれ図2.3～図2.6に示した。全年を通してみるとNNE方向から入射する波が約42%と最も多く、次いでNE方向から入射する波（約33%）が多く、NNE方向およびNE方向から入射する波が皆生海岸では卓越することがわかる。季節ごとに見ると、春と夏にはNNE方向よりもNE方向の出現率が高い。一方、秋と冬にはNNE方向の出現率ははるかに高くなっている。波高を比較してみると、春と夏には波高が0.5 m以下の出現率が50%以上を占めるが、秋と冬には波高が0.5 m以上の出現率が70%を越えている。

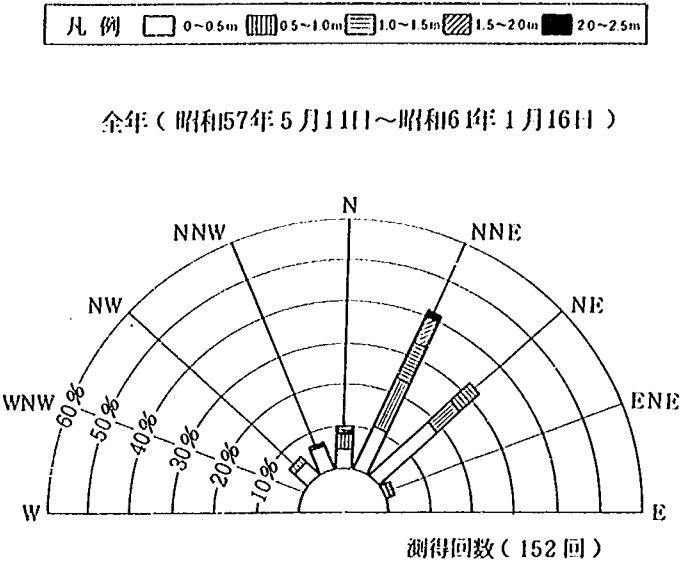


図 2.2 波向別波高出現率（全年）

表2.1に昭和54年から62年まで9年間の波高周期別出現率を示す。波高別に見ると、0.5 m以下の波高の出現率が約50%と支配的であり、2.0 mを越える波高の出現率は3%と少ない。周期別に見ると、0～5 secの波が約25%であり、9 sec以上の波は約10%と少ない。このデータから5～9 secの波が大半を占めることがわかる。

また、参考データとして皆生海岸の計画波浪の一覧を表2.2に示す。

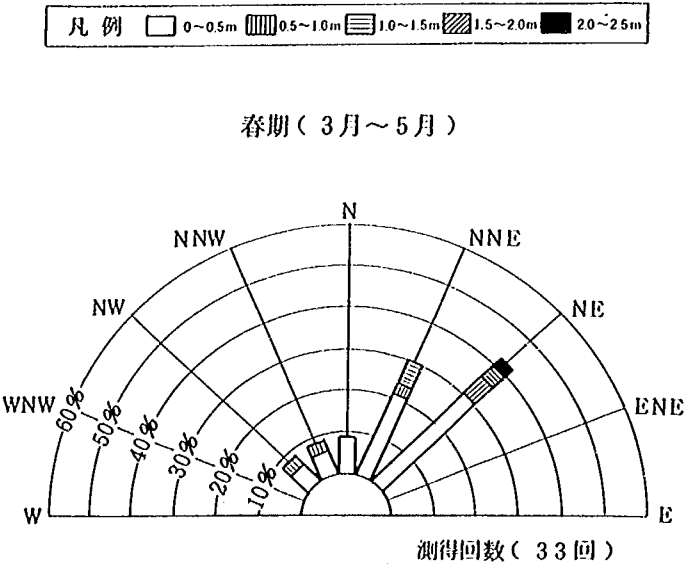


図 2.3 波向別波高出現率（春期）

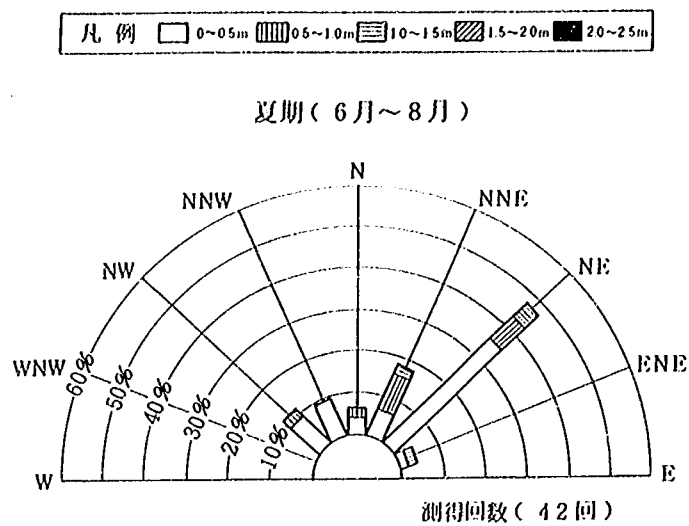


図 2.4 波向別波高出現率 (夏期)

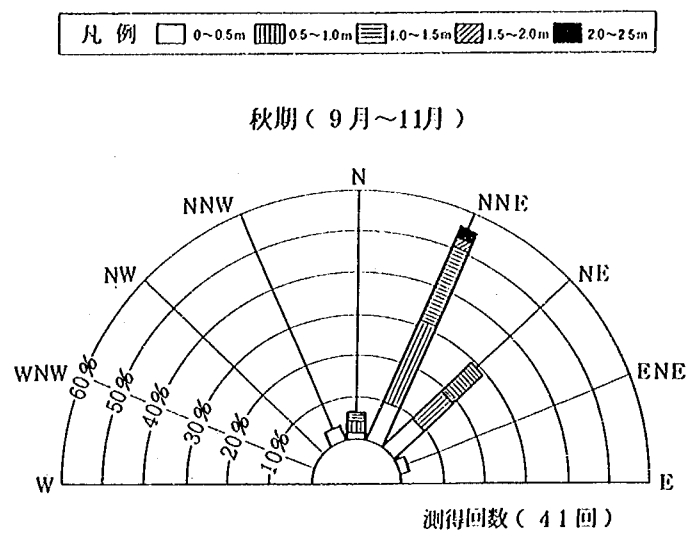


図 2.5 波向別波高出現率 (秋期)

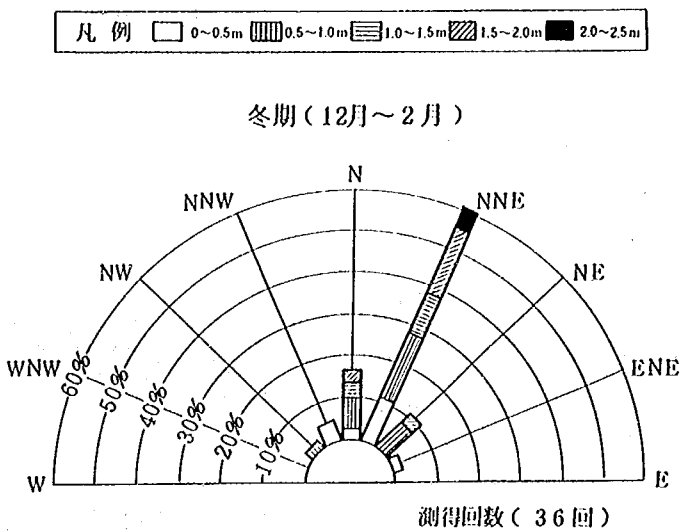


図 2.6 波向別波高出現率 (冬期)

表 2.1 波高・周期別出現率

波高(m) \ 周期(s)	0~3	3~4	4~5	5~6	6~7	7~8	8~9	9~10	10~11	11~12	12~13	13~14	14~15	15~16	16以上	波高計
0.00 ~ 0.25	6899		77	535	918	509	229	107	56	39	21	8	4	2	1	9405
0.26 ~ 0.50			353	1647	1976	1125	414	115	37	12	5	1		1		5686
0.51 ~ 0.75			84	860	1268	1248	554	173	42	5	2	1	1			4238
0.76 ~ 1.00			29	406	673	1012	668	248	58	6	3					3103
1.01 ~ 1.25			17	169	388	639	613	289	94	25	2	1				2237
1.26 ~ 1.50			9	44	214	384	460	302	124	24	8	2				1571
1.51 ~ 1.75			1	40	129	195	275	276	134	34	7	2				1093
1.76 ~ 2.00				17	76	118	157	208	118	35	9	3				741
2.01 ~ 2.50				3	55	115	136	192	121	71	27	7				727
2.51 ~ 3.00				1	10	39	58	57	41	26	10	8				250
3.01 ~ 3.50						10	26	23	14	10	11	14				108
3.51 ~ 4.00					1	2	12	13	5	13	3					49
4.01 ~ 4.50						1	3	2	3	3	2	1				15
4.51 ~ 5.00								4	2							6
5.01 ~ 5.50																
5.51 ~ 6.00																
6.01 ~ 6.50																
周 期 計	6899		570	3722	5708	5397	3605	2009	849	303	110	48	5	3	1	29229

表 2.2 計 画 波 浪

計 画 風		潮 位		波		
対 岸 距 離	1,000 km	高 極 潮 位	T. P. 0.978 m	発生年月日	既往最大	計 画
		既往最高潮位	T. P. 0.858 m		S 45. 1. 31	
最大平均風速	12m/sec	朔望平均満潮位	T. P. 0.379 m	波 高		
		“ 干潮位	T. P. 0.016 m			
吹 続 時 間	18 hr	既往最大偏差	0.42 m	波 形 勾 配	0.043	0.030
		平 均 潮 位	T. P. 0.168 m			
風 向	北 東	境 港 検 潮 所		周 期	9.5 sec	10 sec

2.3 地形変化特性

図 2.7 は昭和23年に米軍によって撮影された空中写真をもとに定められた海岸線形状と54年撮影時のそれとを比較したものである。日吉津、皆生、両三柳工区では約150m 海岸線が後退している。一方、直轄区域西端から境港に至る区間では海岸線が前進しており、その最大前進量は約80mに達する。このように皆生海岸での経年的な地形変化としては、日野川を中心にその東西で侵食、直轄区域西端から境港にかけては堆積傾向を示す。この地形変化の原因としては、①日野川の流出土砂量が減少し、供給土砂量と沿岸漂砂量との均衡が失われたこと、②美保湾の地形特性として、湾口がNE方向に開いているため、NE およびE方向の風により、西向きの沿岸流が生じ、土砂が西に運ばれることなどが考えられる。

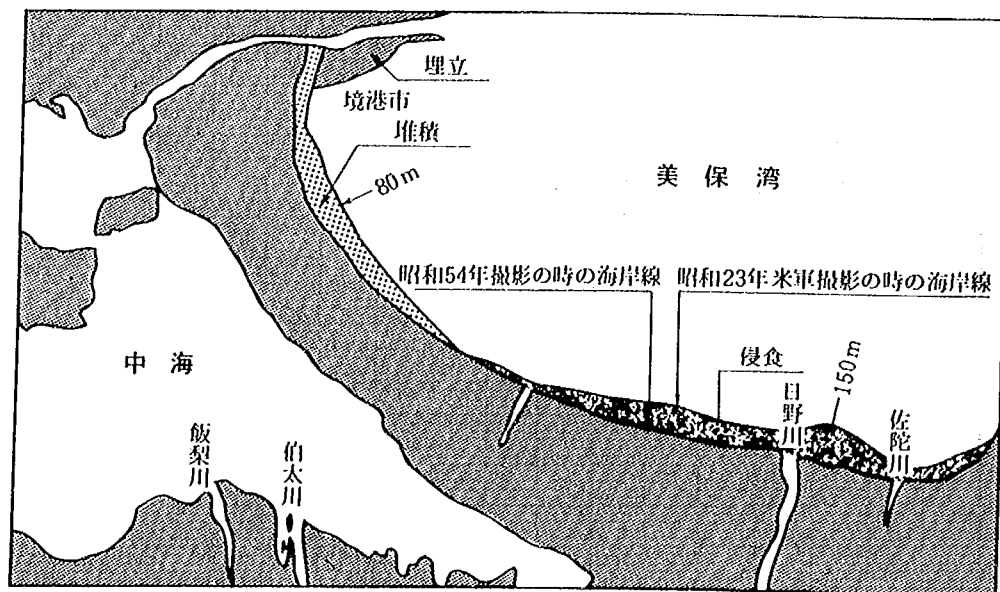


図 2.7 汀 線 変 化 図

参考文献

- 1) 石橋正穂・太田安英・岸田正人：皆生海岸の離岸堤について，海岸，No. 24，pp.172～181，1984.

第3章 皆生海岸沖合部の地形変化とその予測

3.1 目 的

皆生海岸では1971年より海岸侵食対策として12基の離岸堤が設置された。その後離岸堤背後には大きなトンボロが発達し、前浜の復元がなされた。一方、前浜部には確かに土砂が堆積したものの、より広域での地形変化に着目すると、離岸堤設置区間の沖合やその東西に位置する離岸堤未設置区間の沖合では水深8 mまでの範囲に著しい侵食、堆積が生じていることが明らかにされている。¹⁾ このような地形変化の原因と将来の動向を知るとは、皆生海岸の将来の姿を考える際本質的に重要である。

また、このような地形変化は他の海岸でも生じうる可能性があるが、その変化を数値シミュレーションによって予測可能とすることは海岸工学上極めて重要な課題である。そこで本研究では、まず皆生海岸全体で生じている地形変化の実態を明らかにし、次いでその変化を予測する数値モデルの開発を行った。このモデルは、汀線変化モデルを発展させたものであって、沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮し、沖合の代表等深線を変数として海浜断面形の変化をも予測できる特徴を有している。²⁾

3.2 皆生海岸の沖合部の地形変化実態

(1) 等深線距離の時間的、空間的变化

最初に、皆生海岸におけるT. P. 0 m～-10 mの等深線距離の変化量（1971年または1972年を基準として1986年までの変化量）の沿岸分布を図3.1に示す。日野川河口の右岸に位置する日吉津工区では、T. P. -4 m～-8 mの等深線距離が大きく後退した。この場合、T. P. -5 m～-7 mの等深線距離の変化量はほぼ同量である。このことは、この区間の等深線がほぼ平行移動しつつ後退したことを意味している。一方、T. P. -3 m以浅では局所的に堆積、侵食は見られるものの、全体的には著しい侵食、または堆積は見られない。日吉津工区の東端には淀江漁港があり、そこでは沿岸漂砂の移動は阻止されている。また、沖合のT. P. -10 m以浅はほぼ平坦であって、沖合への土砂損失は考えられないこと¹⁾から、日吉津工区の侵食原因は、冬期風浪に起因する西向きの沿岸漂砂によって日野川河口を通過して西向きに土砂が流出し、それを償う土砂供給が存在しなかったためと考えられる。

日野川左岸の皆生工区では日吉津工区と地形変化状況が大きく異なっている。T. P. -1 m以浅では1971年以降建設された12基の離岸堤の効果によりトンボロが形成されたために、等深線形が鋸状になっている。離岸堤群の沖合では測線No.15を境に、その東(右)側では等深線が大きく前進し、逆にその西(左)側では後退している。等深線の後退域の西側の境界は測線No.56（日野川河口左岸より西に約7.7 km地点）付近にある。等深線の著しい後退は、T. P. -5 m～-8 mの水深で見られる。これらの水深でのみ著しい後退が見られる点は、日吉津工区の場合と良く似ている。

両三柳工区以西では全般に堆積傾向にある。結局、皆生工区のNo.15以西での侵食は上手(東)側からの沿岸漂砂が離岸堤群位置で阻止されたため生じたものと考えられる。離岸堤群の西側の自然海岸区域では沿岸漂砂量には変化はなかったが、東側からの供給土砂量が減少したため侵食が生じたわけである。したが

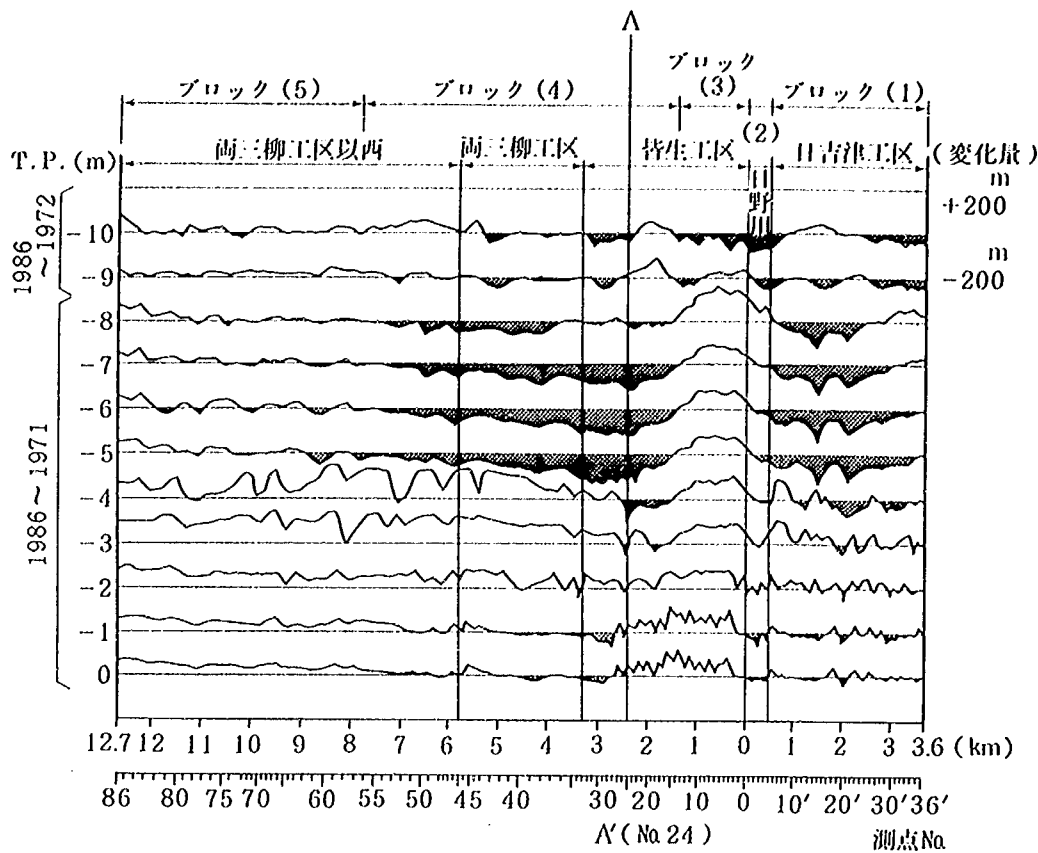


図 3.1 T. P. 0 m ~ -10 m の等深線距離の変化量の沿岸分布 (1971 年 ~ 1986 年)

って当海岸の海浜変形モデルの作成においては、離岸堤群の沿岸漂砂阻止効果のモデルが必要である。

図 3.1 は、1971 年または 1972 年を基準として 1986 年までの等深線の変化を調べることににより求められた。一般に、古い深浅測量データは測量精度が低く、かなり大きな誤差を含んでいる可能性がある。したがって 2 組の深浅図の比較のみから地形変化を論ずることはやや危険である。そこで、以下では 1982 年と 1986 年のデータを用いて同様な比較を行った。結果を図 3.2 に示す。図 3.1 の場合と比較すると、等深線距離の変化量の絶対値は小さい。しかしながらその特性は図 3.1 と良く似ている。例えば、日吉津工区の T. P. -4 m ~ -3 m では等深線が後退しており、また、皆生工区の No.15 以西の T. P. -4 m ~ -8 m の範囲でも等深線の後退が見られる。ただし、T. P. -4 m の等深線は図 3.1 では広い範囲で前進傾向を有していたが、図 3.2 では後退傾向に転じている。注目すべき変化として、皆生工区の No.15 より日野川河口の区間では T. P. -4 m ~ -7 m の間で土砂の堆積は見られず、逆にわずかながら侵食傾向に変化したことである。これは離岸堤沖の西向きの沿岸漂砂は単に通過するのみであって離岸堤沖には土砂は堆積しなかったことを表わしている。

以上の点より、離岸堤沖の地形変化のモデル化に際しては、初期には土砂が堆積するが、時間の経過とともに次第に安定化し、やがて、離岸堤沖に土砂が通過するようにモデル化を行う必要がある。

次に、等深線距離の変化ではなしに、各等深線位置の海底面の鉛直変位を図 3.3 にまとめた。1971 年の深浅データをもとに、T. P. -5 m ~ -8 m の等深線位置の海底面が時間の経過とともに変化した状況を表わしている。全体的変化状況は、図 3.1、3.2 の等深線距離の変化と良い対応を示す。日吉津工区、皆

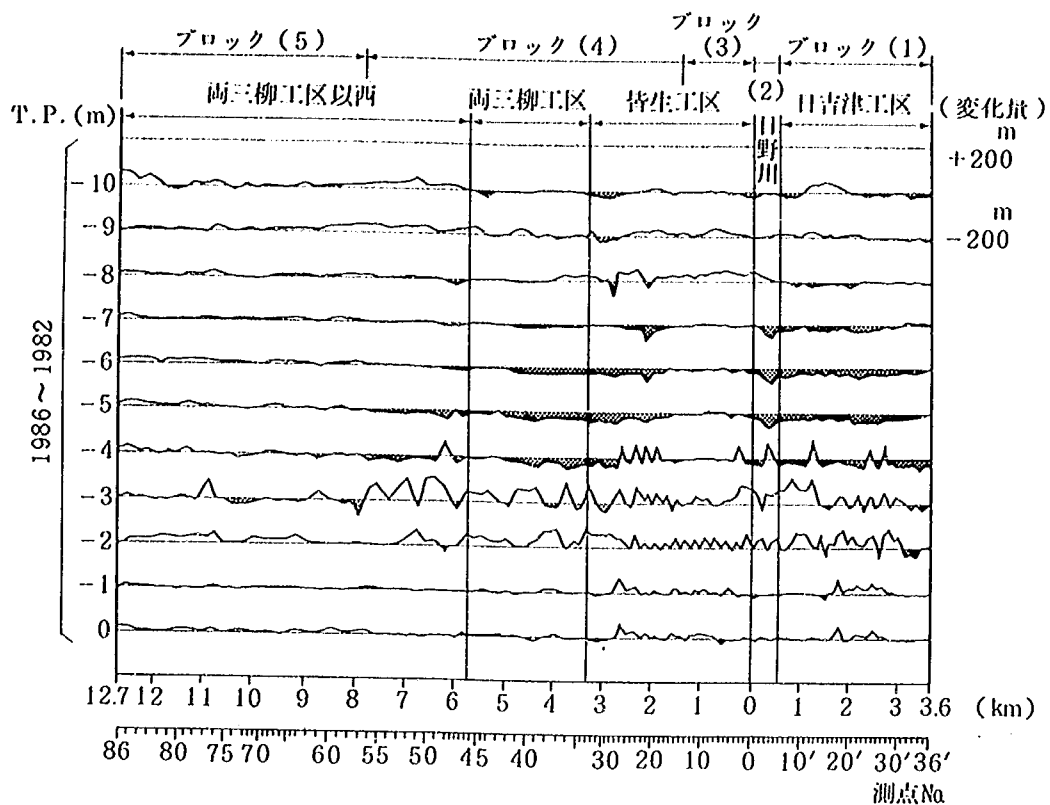


図 3.2 T. P. 0 m ~ -10 m の等深線距離の変化量の沿岸分布 (1982 年 ~ 1986 年)

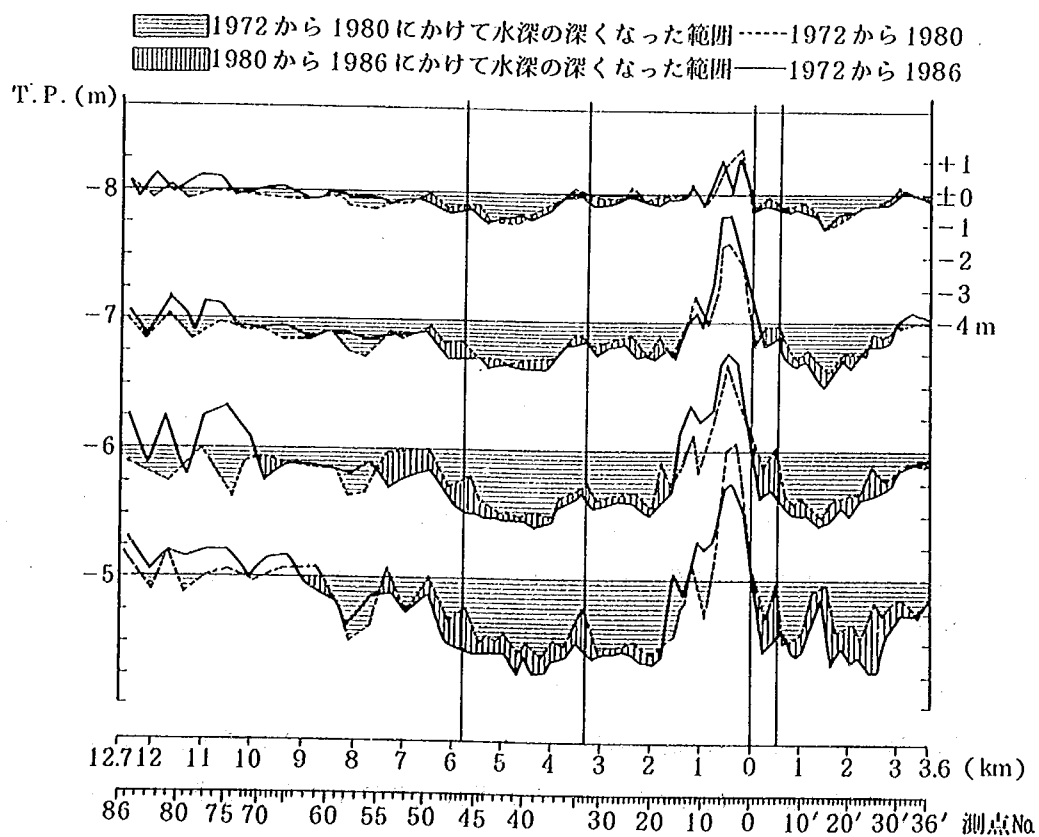


図 3.3 各等深線位置での海底面の鉛直変化量の沿岸分布

生工区のNo.15以西で海底が深くなった。また、1971年より1980年までの侵食状況は、1980年以降も続いていることは明らかである。さらに、興味ある点として、各水深は侵食されて、結局水深約8 mまで深くなっていることである。すなわちT. P. -7 mでは平均約1 m地盤高が低下し、T. P. -6 mでは約2 m地盤高が低下した。全体として侵食された区域の沖側の限界水深はT. P. 約-8 mにあることになる。

(2) 代表的断面形状の変化と底質の水深方向分布

等深線距離の変化において、

顕著な地形変化の見られた測線を代表的に選んで海浜断面形の変化を調べた(図3.4)。代表断面としては、日吉津工区の侵食域よりNo.14'を、皆生工区の堆積域よりNo.6を、同工区の侵食域よりNo.30を、また両三柳工区の侵食域よりNo.38を選んだ。これらの測線は、沖合部の大規模な侵食、堆積区域のはぼ中央に位置している(図3.1参照)。このため典型的な断面変化が見られると推測される。

測線No.14'ではT. P. 約-4 m~-9 mの範囲で著しい侵食が見られる。T. P. -2 m~-4 mの間では逆に堆積し、T. P. -2 m以浅では侵食が起きた。しかしながら海浜形状に著しい変化が見られる意味ではT. P. -4 m以深での侵食が特徴的で

ある。皆生工区のNo.6ではT. P. -9 m以浅で全体的に土砂が堆積しており、侵食域とは違った特徴を示している。測線No.30および38断面の変化は日吉津工区のNo.14'と特徴が良く似ており、T. P. 約-2 m以浅で侵食が生じ、その沖のT. P. -2 m~-4 mの間では堆積が、さらにT. P. -4 m~-8 mの間では大規模な侵食が見られる。

沖合の侵食域は、既に述べたように沿岸方向に広がっており、しかも侵食の程度は年々著しくなっている(図3.3参照)。これらの点より、図3.4に示した断面変化は主として沿岸漂砂の不均衡によって生じたものであって、侵食が生じる場合と堆積が生じる場合とで沿岸漂砂量の分布が違うために海浜断面形の変化特性が変わったものと考えられる。すなわち土砂が堆積する場合、海面下では単調な変化が生ずるが、

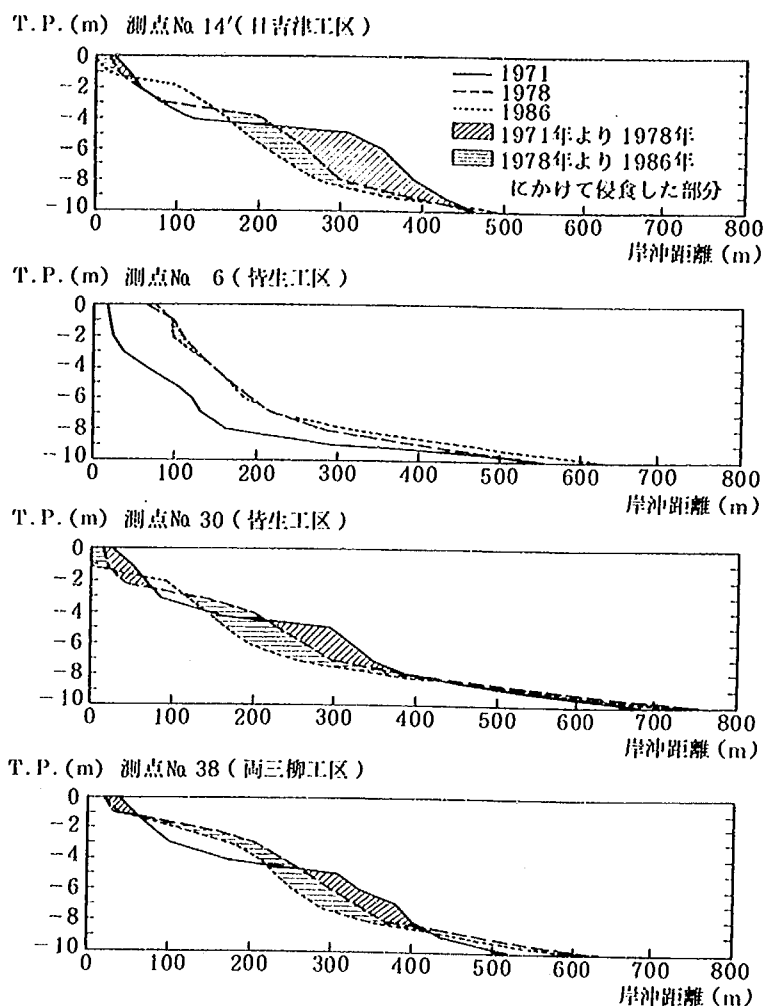


図3.4 代表測線における海浜断面形の変化

侵食される場合は T. P. $-4\text{ m} \sim -8\text{ m}$ の範囲で著しい変化が生ずると考えられる。したがって海浜変形モデルの作成においては沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮しなければならない。

次に、皆生工区における地形変化と底質特性との関係について底質採取データをもとに考察する。皆生工区の侵食が最も著しい測線 No. 24 に沿う底質中央粒径の水深分布（図 3.5）によると、汀線付近には粗な粒径があるが、水深の増加とともに粒径は約 0.12 mm と小さくなる。ところが T. P. 約 -8 m において再び粗な粒径が見出され、しかも多数の測点で粗な粒径が見出されている。これらの測点の離岸距離は約 330 m より 490 m まで大きく異なっている。沖合の T. P. -8 m に粗な粒径が見出された理由は次のようである。

沖合では近年侵食が進み、T. P. -5 m より -8 m に近づいている。海浜が侵食された結果、水深が深くなった訳である。T. P. -8 m より浅い部分では現在も侵食が進んでいるが、T. P. 約 -8 m 付近の平坦面上ではこれ以上侵食が進まない状況になっている。すなわち T. P. 約 -8 m が移動限界水深となっている。侵食により形成された平坦面上では比較的粗な底質が残され、アーマールコートが形成されていると考えられる。³⁾

(3) 沿岸漂砂量の推定

図 3.1 において著しい侵食の見られた皆生工区の No. 15 より、侵食区域の西側端 (No. 56) までの土砂量の減少割合を調べるために、海浜土砂量変化の累積値を求め、図 3.6 に示した。No. 15 より No. 56 の間で 1974 年から 1986 年までの 12 年間に 82 万 m^3 の土砂量が減少した。また、各年の変化を見ると、経年的に単調に侵食量が増加している。このような地形変化は、沿岸漂砂に

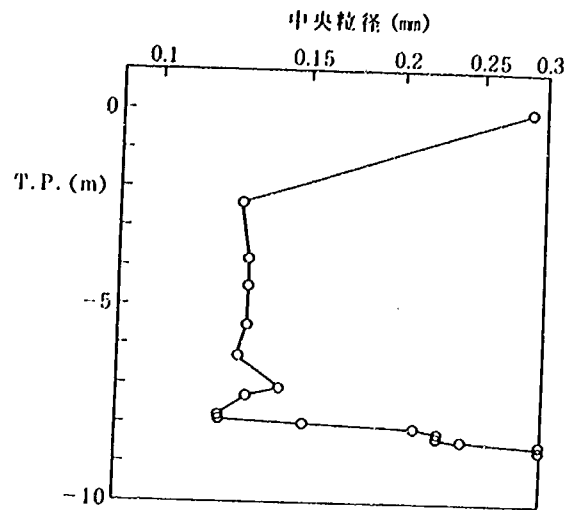


図 3.5 底質中央粒径の水深方向分布
(測線 No. 24)

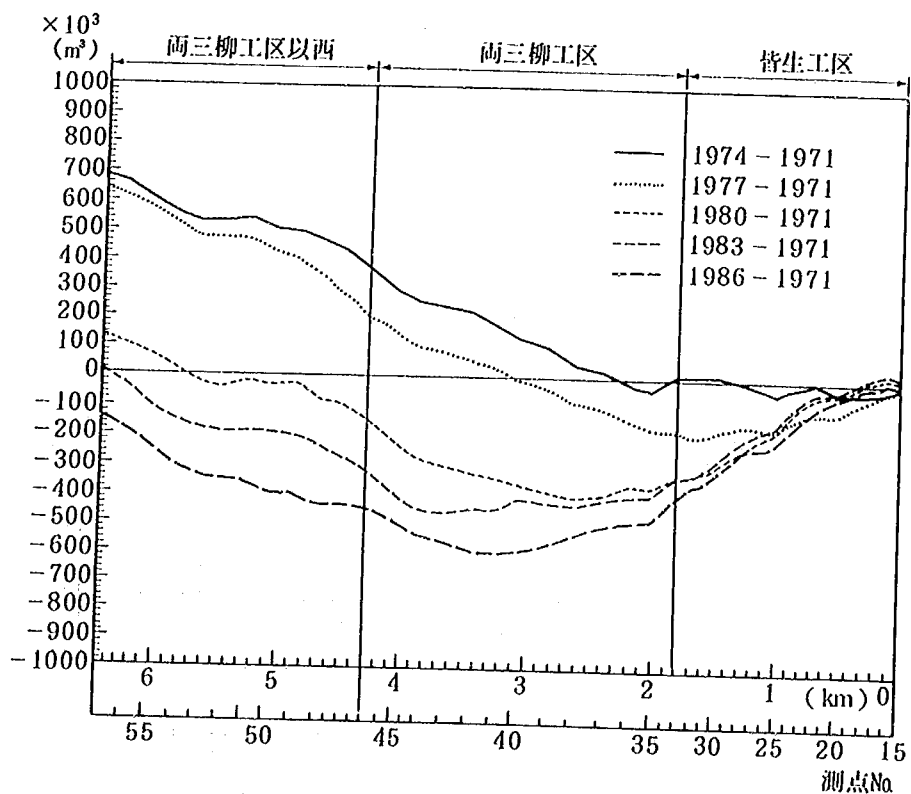


図 3.6 日吉津工区 (No. 36' ~ No. 5') における海浜土砂量の経年変化

よって経年的に土砂量が減少したことを表わしていると考えられる。

次に、各地域ごとの土砂量の経年変化を調べた。図 3.1 に示すように沖合の海浜変化特性に注目して皆生海岸を 5 つのブロックに分割し、各々のブロックにおける T. P. 0 m ~ -8 m の間の土砂量を求め、その経年変化を調べた (図 3.7)。図 3.7 では古い深淺測量図は誤差が多く含まれている事を考慮して、経年的におよそ一定の割合で増加 (または減少) している期間での、土砂量の平均的な変化割合を算出して示した。

さらに、過去に推定された日野川からの流出土砂量も考慮して、図 3.7 をもとに皆生海岸の土砂収支の模式図を作成した (図 3.8)。調査対象区域の東端 (測点 No. 36') には淀江漁港があり、沿岸漂砂の移動は阻止されているため、ここでは沿岸漂砂量を 0 とおいた。以上より、日野川左岸地点 (No. 0) では東方より約 6.7 万 m^3/yr の土砂が西方へ向けて流出することがわかる。ただし、土砂量の算出の際、沖合の限界水深は漂砂の限界水深と考えられる T. P. -8 m としたのに対し、岸側については算出水深を 0

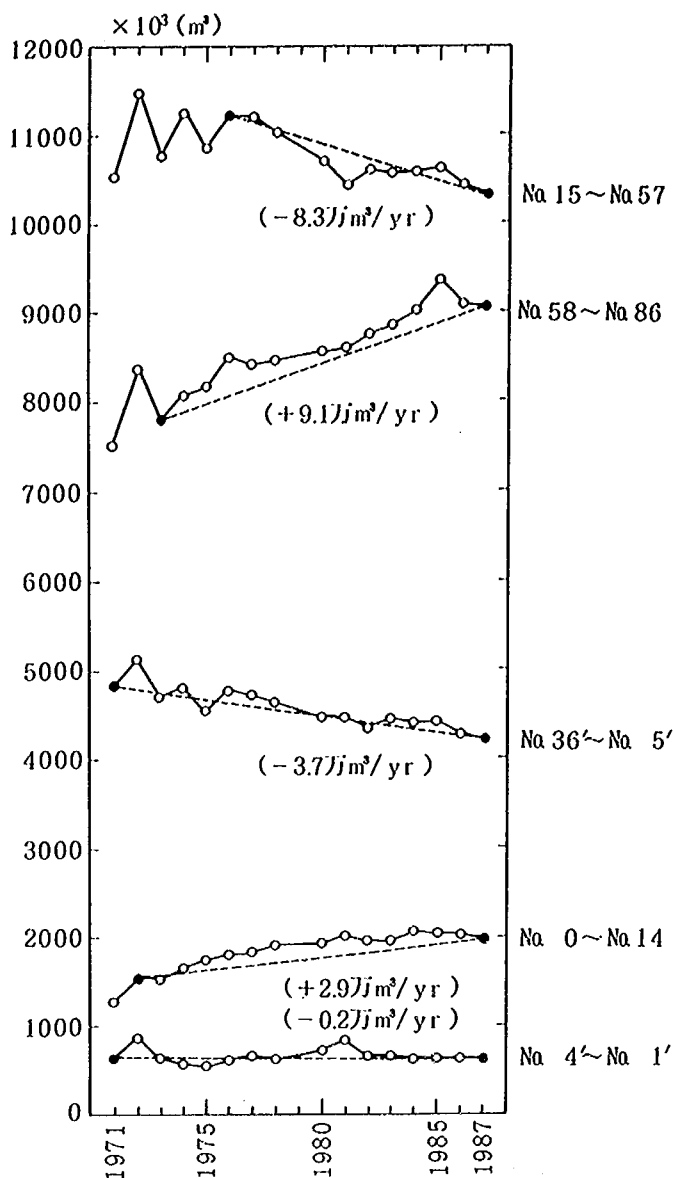
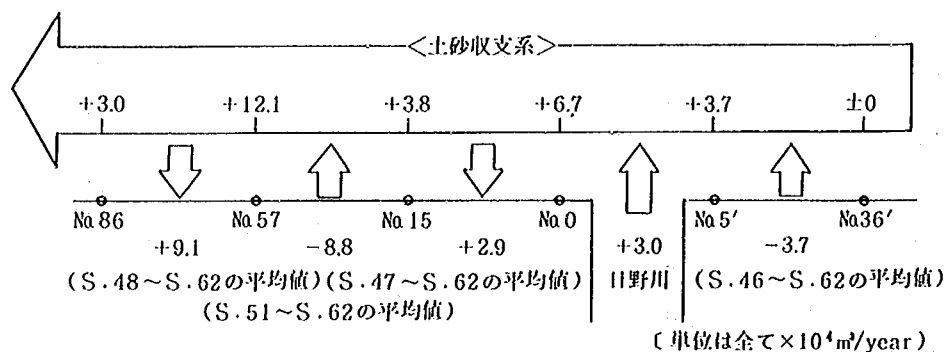


図 3.7 各ブロックごとの土砂量の経年変化



(海底土量の算出範囲は T. P. 0 m ~ T. P. -8 m)
(日野川流出土砂量は S. 44 ~ S. 49 の推定値)

図 3.8 土砂収支の様式図

mとしている。しかし、実際は陸上部の波の打ち上がり点まで漂砂は存在すると考えられるので、土砂量の計算には多少の誤差が含まれる可能性がある。しかし、測量が汀線までしか行われていないため、土砂量計算は T. P. 0 m ～ 8 m の範囲でのみ行った。

3.3 3次元海浜変形予測モデル

3.3.1 基本モデル

前節で述べた地形変化を予測可能なモデルを作るためには、離岸堤の効果を適切にモデル化することが最も重要である。まず、離岸堤ができると、砕波による沿岸流の形成機構そのものが変化し、沿岸流が消えると考えられる。その機構は次のようである。皆生海岸の第1, 2号離岸堤周辺で行われた海浜流観測によると、高波浪時、離岸堤の開口部から強い離岸流が発達する⁴⁾。この流れの存在はその流向が沿岸流とほぼ直交するために沿岸流の発達を阻害すると考えられる。離岸堤群へ波が入射すると、離岸堤の波浪減殺効果によりまずエネルギーの減衰が生じ、沿岸方向のエネルギーフラックス自体が小さくなる。また、残されたエネルギーは離岸流の形成に利用され、結局沿岸流の発達が阻害されると考える。

上述の推論の下に以下考察する。砕波水深 h_b 、離岸堤の設置水深を h' とする。 h_b と h' の相対関係が重要である。 $P = (h_b - h') / h_b$ とおく。 $P \leq 0$ のとき、すなわち離岸堤を砕波点沖に設置する場合、上述の仮定により沿岸流が消えるため、沿岸漂砂量 (q^*) は0となる。 $0 < P \leq 1$ のとき漂砂量は存在し、漂砂量は自然海岸での値を q^*_0 とすると、 $q = P q^*_0$ となると仮定する。離岸堤の沖側に土砂が堆積すると離岸堤の設置水深 h' は小さくなり、この結果通過漂砂量は大きくなる。このモデル化では従来の 1-line モデルのように“汀線”をパラメータにすることはできない。何故ならば、図3.1に示したように汀線変化は沖合部の地形変化を良く代表するとは考えられないからである。代わりに経験的意味において沖合部の地形変化を良く代表する T. P. -5 m の等深線距離 (y_{-5}) を用いる。

y_{-5} が変化するとき、漂砂量の水深方向分布に比例して各等深線が移動すると考えれば砕波点位置も変化する。これにより、砕波線と波峰線とのなす角が変化する。波峰線と砕波線が平行となれば海浜は安定する。

沿岸方向に x 軸をとり、時間を t としたとき、計算の基本式は次のようである。

$$\frac{\partial q^*}{\partial x} + h_k \frac{\partial y_{-5}}{\partial t} = 0 ; (k = 1, 2) \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$q^* = F \left(- \frac{\partial y_b}{\partial x} - \tan \theta \right) \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

$$q^* = \int_0^{h_c} p(z) dz \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

$$F = \frac{1}{8} \alpha w_o (H^2 Cg)_b \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに、 q^* : 沿岸漂砂量、 h_k ($k = 1, 2$): 沿岸漂砂の移動高 ($k = 1$ は侵食域、 $k = 2$ は堆積域を表わす)、 y_{-5} : T. P. -5 m の等深線距離、 y_b : 基準点より砕波点までの沖向き距離、 θ : 波の入射角、

$(H^2 Cg)_b$: 砕波点におけるエネルギーフラックス, w_0 : 水の単位体積重量, α : 係数, $p(z)$: 沿岸漂砂量の水深方向分布, h_c : 沿岸漂砂量の沖側限界を定める水深である。 q^* は波の特性と離岸堤の設置水深によって定まる。計算上、 y_{-6} が予測されると、与えられた漂砂量の水深方向分布により各水深ごとの等深線の変化量や、砕波点位置が求まる。その結果、式(3.2)の右辺が計算されるから、新たな条件の下での漂砂量 q^* を用いて y_{-6} の変化の予測が可能となる。漂砂量の水深方向分布は侵食される場合と堆積の生ずる場合とで変化させる。これらの分布形は断面形変化図などをもとに経験的に定めることができる。この方法によれば3次元的地形変化の予測が可能である。

3.3.2 モデルの適用

計算範囲は、沖合で顕著な海浜地形変化の見られた日野川左岸 (No.0) からNo.57までの範囲とする。

最初に波浪条件の設定を行う。波浪条件の設定に際しては、生じている現象の本質的部分の理解を容易にするために、計算の厳密さは多少犠牲にしてできるだけ単純な条件を仮定する。すなわち、入射波の条件として単一の波高・周期の波が同一方向から入射するとし、場所的、時間的变化は小さいとする。また、エネルギーフラックスの面より見れば皆生海岸で漂砂が活発な時期は冬期風浪時と考えられるから、冬期を中心として波を作用させ、他の時期の地形変化は十分小さいとして無視する。皆生海岸の日

吉津観測所の1982年～1986年まで5ケ年の波浪観測データをもとに、月平均の有義波高・周期を求めると表3.1のようである。確かに冬期間は波高が高く、最も高い波高は1月の1.13mである。エネルギーフラックスはオーダー的に見ると波高の5/2乗に比例するので、1月の波高を代表値と考えれば3月～8月の波は無視できそうである。しかし9月、10月はかなり波高が高い。そこでこの2ヶ月間の波高が10月にのみ作用すると仮定して、波高値を5/2乗した値を加算して平均値を求めると $H_{1/3} = 0.98 \text{ m}$ となった。結局、毎年10月から2月まで5ヶ月間のみ波が作用することとし、この期間で単純平均値を求めると、 $H = 1.02 \text{ m}$, $T = 7.4 \text{ sec}$ となる。ただし周期は9月～2月の単純平均とした。

表 3.1 月平均の有義波高・周期 (1982年～1986年)

月	$H_{1/3} \text{ (m)}$	$T_{1/3} \text{ (sec)}$
1	☆ 1.13	☆ 8.1
2	☆ 0.93	☆ 7.7
3	0.58	7.3
4	0.20	3.7
5	0.39	3.7
6	0.37	4.2
7	0.25	5.4
8	0.52	5.4
9	☆ 0.69	☆ 6.8
10	☆ 0.77	☆ 6.3
11	☆ 0.98	☆ 7.5
12	☆ 1.09	☆ 7.8

次に砕波点付近の波向については、同時期に皆生温泉の清風荘の屋上において目視観測されたデータのうち、冬期風浪時を良く代表すると考えられる1月の測定値の5ケ年平均値 $\theta = 4.6^\circ$ を用いた。

上述の波浪条件に対し、波の変形計算を行うと、砕波水深 $h_b = 1.8 \text{ m}$, 砕波波高 $H_b = 1.5 \text{ m}$ となる。式(3.4)の係数 α は計算により定めることとし、ここでは、 $\alpha = 0.09$ と仮定した。

ところで、砕波水深 h_b は、離岸堤の設置水深 h' との関係より、離岸堤位置における沿岸漂砂の阻止率を決定する際の重要なパラメータであるが、これについては2,3の試算を行った結果、上述の計算値より

多少大きめの $h_b = 2.5\text{ m}$ を与えた時最も実測値との適合度が良好であった。そこで以下では $h_b = 2.5\text{ m}$ とした。

計算区域の両端の境界条件として漂砂量を与える必要がある。そこで図 3.8 をもとに東端 (測点 No. 0) では西向きに $6.7\text{ 万 m}^3/\text{yr}$, また、西端 (測点 No. 57) では西向きに $12.1\text{ 万 m}^3/\text{yr}$ と設定した。

沿岸漂砂量分布と漂砂の移動高は、T. P. $0\text{ m} \sim -8\text{ m}$ の等深線の変化量と断面積の変化を調べて経験的な意味より設定する。

まず、漂砂量の水深方向分布を定めるために、 y -とほかの等深線距離の変化量との相関を侵食域、堆積域ごとに調べた。堆積域では最も顕著な特性を示す No. 6 断面のデータを用いて検討し、1971 年からの変化量を求めて相関分析を行った。その結果、0.85 以上の相関係数となるのは T. P. $-3\text{ m} \sim -7\text{ m}$ の等深線の変化量との相関の場合であった。その回帰係数を図示すると図 3.9 (a) の黒丸印となった。また、T. P. -2 m の等深線も相関係数が 0.75 以上であったため、その回帰係数を図 3.9 (a) に白丸印で示した。T. P. -2 m では離岸堤のトンボロ形成の影響が含まれると考えられるので、推定精度はやや低いこと、また、図 3.4 の地形変化を考慮すると、T. P. -5 m の等深線の変化を 1 とした時の各等深線の変化は図 3.9 (a) の実線で示す分布形にほぼ近似される。海浜地形が徐々に変化しても、沿岸漂砂量の水深方向分布にあまり変化がないと仮定すれば、結局図 3.9 (a) は漂砂量の水深方向分布を近似することになる。

まったく同様に、代表的侵食断面として No. 30 を選んで相関分析を行い、相関係数 0.75 以上の点の回帰係数を図示すると、図 3.9 (b) となる。図 3.4 を参照すると T. P. -9 m や、汀線位置での地形変化は小さいから、結局漂砂量の水深分布は実線のように近似される。得られた各漂砂量分布の特性は次のようである。堆積時の漂砂量分布としては、T. P. $0 \sim -8\text{ m}$ で一様の分布を持ち、T. P. -9 m 以深では 0 となる。したがって、堆積する場合は T. P. $0\text{ m} \sim -8\text{ m}$ の各等深線とはほぼ平行に前進することになる。次に、侵食時の漂砂量分布としては、T. P. $-5\text{ m} \sim -7\text{ m}$ でピークを持ち、T. P. -9 m 以深では 0 となり、T. P.

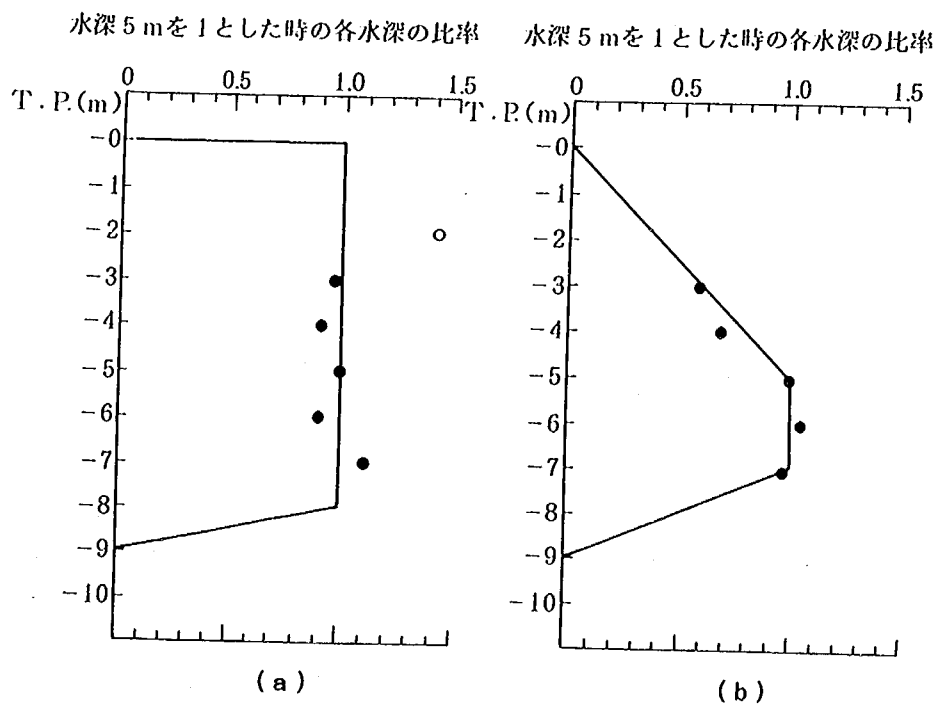


図 3.9 沿岸漂砂量の水深方向分布

— 4 m以浅では水深が浅くなるにつれ、漂砂量分布も小さくなる。したがって、侵食される場合はT. P. — 5 m— 7 mで後退する割合も最も大きく、水深が小さくなるにつれ、後退量も減少する。

最後に、移動高を設定する。代表的堆積断面 (No. 0 ~ No. 12) と侵食断面 (No. 20 ~ No. 35) について、T. P. — 5 mの等深線距離の変化量 (Δy_{-5}) と断面積変化量 (ΔA) の相関解析を行った。この結果、堆積時は各断面で平均して回帰係数が 9.0 m、侵食時には回帰係数が 6.0 mとなった。回帰係数は移動高に等しいから結局、堆積時で $h_1 = 9.0$ m、侵食時で $h_2 = 6.0$ mとなった。

3.4 実測値と計算結果の比較

作成されたシミュレーションモデルを用いて、1号離岸堤の建設された1971年を初期値として、最新の深浅測量成果の得られる1986年まで15年間の現地海浜の変動を対象として再現計算を行った。

最初に、1971年を基準として1986年までのT. P. — 5 mの等深線距離の変化量の沿岸方向分布に関し、実測値と予測値の比較を図3.10に示す。実測値によれば、No. 12より東(右)側の区域では等深線が経年的に前進し、それより西(左)側では等深線が後退した。予測値はこれらの特徴を良く再現していることは明らかである。とくに図中に示した離岸堤設置区間での沿岸方向になだらかな等深線形は良く再現されていると言える。

次に、T. P. — 5 m等深線の経年的変化ではなく、T. P. 0 m— 8 m間の1 mおきの全等深線の1971年より1986年までの変化量の空間的分布を調べた (図3.11)。計算期間内の最大変化量の生じている時期

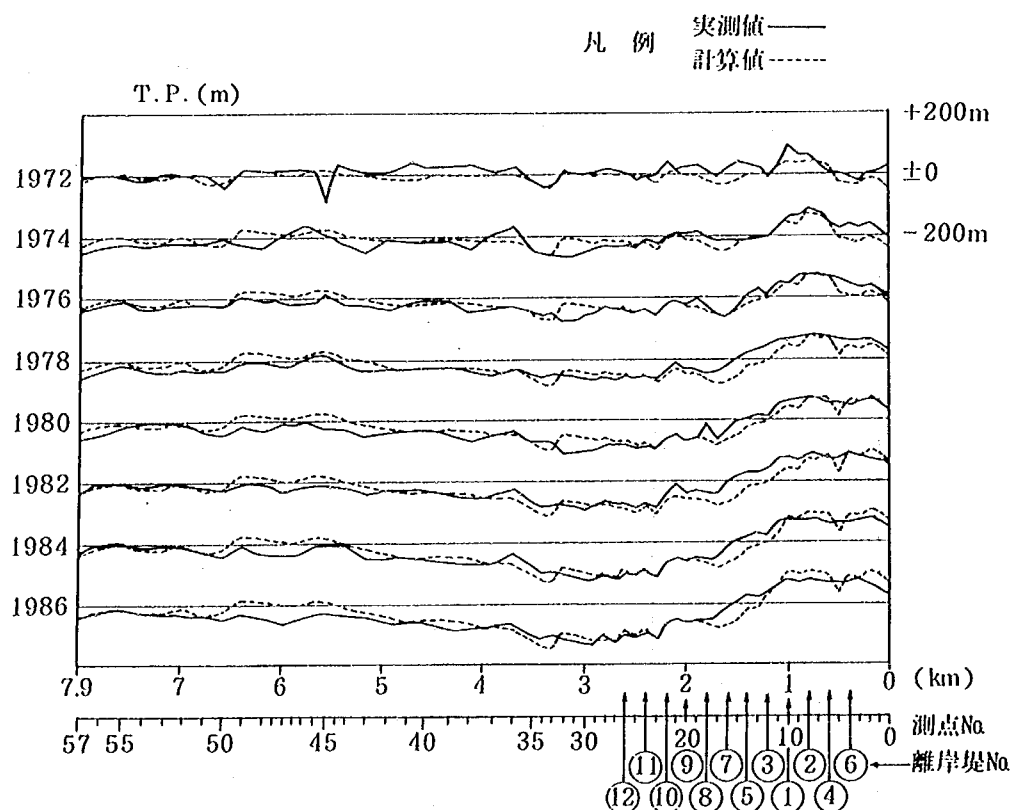


図3.10 T. P. — 5 mの等深線変化量の経年変化 (実測値と計算値の比較)

の比較を行うことになる。図によると、T. P. $-8\text{ m} \sim -5\text{ m}$ までの範囲の等深線位置の変化はかなり良く予測されている。これは、T. P. -5 m の等深線距離の変化とT. P. -6 m , -7 m , -8 m のそれらとが良い相関を示していたことから当然の結果である。一方、T. P. $-2\text{ m} \sim -4\text{ m}$ の等深線の変化に関しては予測値と実測値との差違が大きくなる。T. P. $-2\text{ m} \sim -4\text{ m}$ の等深線距離の変化は、T. P. -5 m のそれとの相関がもともと低かった。したがって、このような差違が生じたわけである。この差を生じた原因としては、T. P. $-2\text{ m} \sim -4\text{ m}$ の間には、バー、トラフ地形が生じ易く、したがって沖合部の等深線の一体的な動きと異なった結果が得られたと考えられる。さらに、実測のT. P. -1.0 m の等深線は離岸堤背後に形成されたトンボロ形状を表わしているが、計算ではこの現象はモデル化されていないので再現することはできない。しかし、離岸堤群の下手(西)側の汀線形はほぼ再現されている。

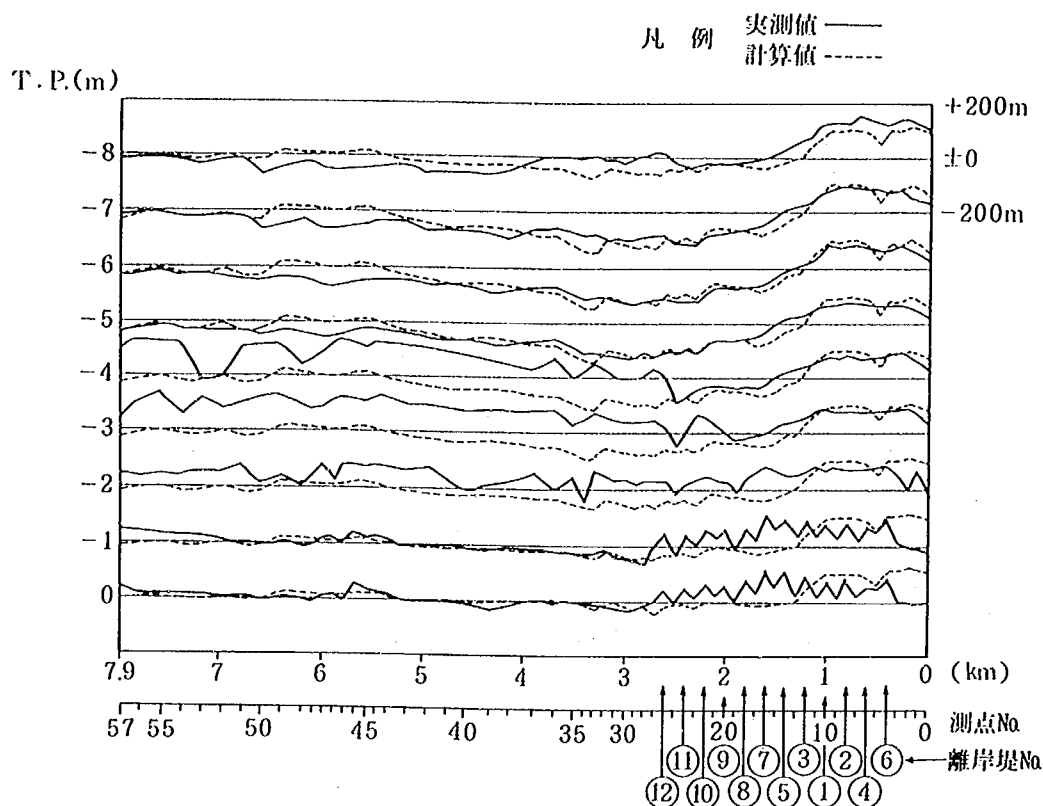


図 3.11 1971年から1986年までの等深線の変化(実測値と計算値の比較)

最後に、海浜断面形状の変化の予測結果を図 3.12 に示す。代表断面として堆積域より 2 断面 (No. 6, No. 10) と侵食域より 2 断面 (No. 30, No. 38) が選ばれている。これらの測線のうち、No. 10 を除く各測線の実測断面は既に図 3.4 に示した。No. 6 の断面形を比較すると、堆積域の断面形は良い精度で予測されていることが明らかである。一方、侵食域に関しては、例えば No. 30 の断面を比較すると、T. P. $-4\text{ m} \sim -8\text{ m}$ の沖合部の侵食、T. P. -2 m 以浅での侵食とも良い再現性を有している。ただし、T. P. $-2\text{ m} \sim -4\text{ m}$ の間では図 3.11 の場合と同様な理由により一致度はあまり高くない。以上の結果より、本モデルにより離岸堤による沿岸漂砂の阻止効果がほぼ適切にモデル化されたと判断できる。

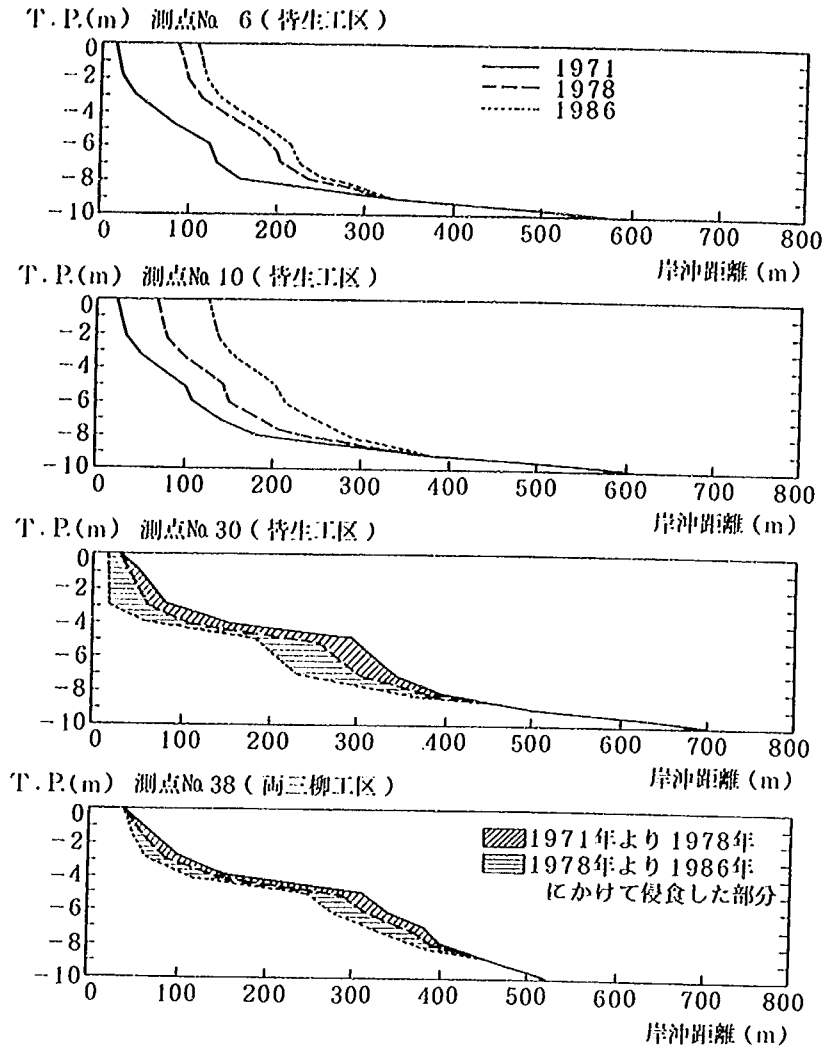


図 3.12 代表断面における断面形の変化予測

3.5 結 論

本研究によって得られた結果を要約すると次のようである。

- ① 皆生海岸の日吉津工区、両三柳工区および皆生工区の一部では、沖合のT. P. $-4\text{ m} \sim -8\text{ m}$ の間で著しく侵食が進み、海底が深くなっている。また、皆生工区の沖合では過去T. P. -8 m 以浅において大量の土砂堆積が見られたが、最近では土砂堆積は生じておらず、ほぼ安定している。
- ② 侵食域ではT. P. -8 m まで深くなり、平坦化している。ここでは粗粒化が進んでいる。
- ③ 海浜断面形の比較によると、侵食域ではT. P. $-5\text{ m} \sim -8\text{ m}$ 間での地形変化が著しい。一方、堆積域ではT. P. $0\text{ m} \sim -9\text{ m}$ の間ではほぼ一様な変化が生じている。さらに、この地形変化データより、沿岸漂砂量の水深方向分布 (図 3.9) が算出された。
- ④ 沖合のT. P. -5 m の等深線位置を変数とし、沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮した1-lineモデルを開発した。計算値と実測値とを比較すると、T. P. -5 m の等深線の時空間的变化、侵食・堆積域の海浜断面形両者において計算値は実測値を良く再現しうることが明らかになった。

参考文献

- 1) 石橋正穂・宇多高明・岸田正人・清水生一：皆生海岸における海浜地形変化の解析，第30回海岸工学講演会論文集，pp. 234～238，1983.
- 2) 河野 宏・宇多高明・藪崎義之・水野益宏：富士海岸の侵食実態と地形変化予測，第33回海岸工学講演会論文集，pp. 287～291，1986.
- 3) 宇多高明・酒井佳治・竹渕 勉：アーマーコートによる安定海浜の形成，第34回海岸工学講演会論文集，pp. 421～425，1987.
- 4) 梶 太郎・宇多高明・陶山幸夫・中村正敏：離岸堤周りの海浜流と漂砂の現地観測，第34回海岸工学講演会論文集，pp. 382～386，1987.

第4章 水理模型実験

4.1 実験の目的

第3章で明らかにしたように皆生海岸の沖合部（水深5～7m）では侵食が進んでいる。そこで、ここでは皆生海岸の両三柳工区の突堤群（測線No.32～40）沖合の侵食実態を移動床水理実験により再現し、海域制御構造物をその対策工として設置した場合の効果と影響について検討する。

4.2 実験方法

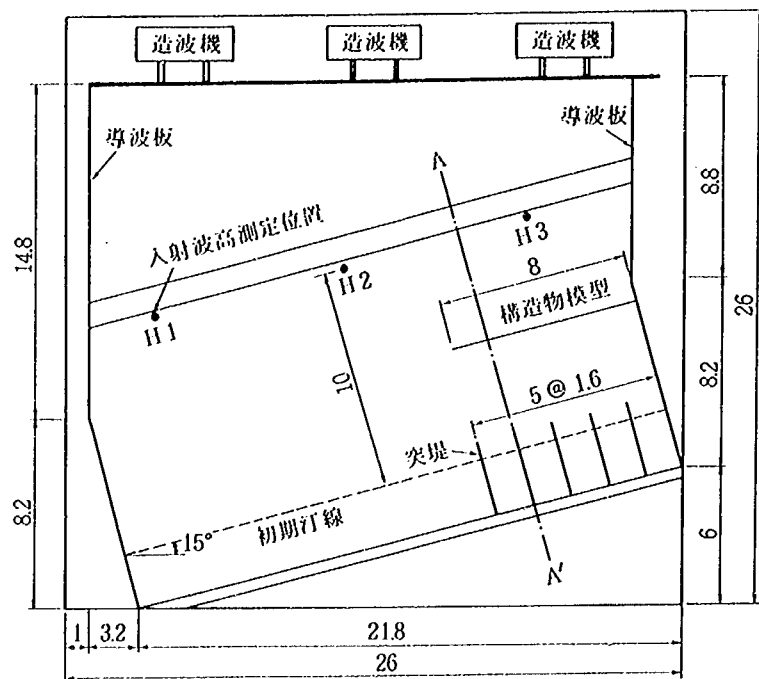
模型実験を行うに際しては模型のスケールを定めることが最初に必要なとなる。漂砂現象に関しては相似則が確立していないので、現象の相似性を完全な形で満足させることはできない。そこで、本研究では波の屈折・回折現象の相似が成立するように、フルード相似により長さと時間スケールを決定した。この場合の長さのスケール比（ ℓ_m/ℓ_p ）、時間スケール比（ T_m/T_p ）は縮尺をSとしたとき次式により定められる。

$$\ell_m/\ell_p = S \quad (4.1)$$

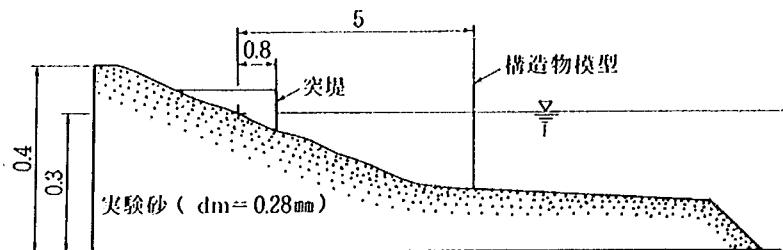
$$T_m/T_p = \sqrt{S} \quad (4.2)$$

ここに、 ℓ 、 T はそれぞれ水平スケール、時間スケールであり、添字mは模型、pは現地を表わす。

実験縮尺は $S = 1/50$ とし、幅26m、長さ26mの平面水槽を用いて実験を行った（図4.1）。海浜模型は、皆生海岸において侵食も堆積も生じていない中立的断面の測線No.12～15の平均海浜断面形状を参考に図4.2に示す断面形状とし、沿岸方向に一様に整形した。底質は、中央粒径



(a) 平面図



(b) A-A'断面

単位：模型m

図4.1 平面水槽の形状

0.28mmの粒度調整砂を使用した。波浪条件は、周期を $T = 1.13 \text{ sec}$ （現地で8.0 sec）とし、底質の移動限界水深と底質粒径との関係²⁾を考慮し、地形変化が水深16cm（現地で8 m）まで生じるように、沖波波高を $H_0 = 6.5 \text{ cm}$ （現地で3.25m）に設定した。この現地換算の波高は実測値（表 2.1 参照）と比較するとかなり高い値である。実験に用いた底質の粒径は現地の底質粒径とあまり変わらない。このため実測波高を式（4.1）にしたがって縮小した場合、底質が動きにくく、漂砂の移動限界水深は浅くなる。そこで移動の限界水深が現地沿岸とほぼ同様となるよう実験波高は高くした。さらに、沿岸漂砂を卓越させた条件とするために、砕波波向を $\theta_b = 10^\circ$ に設定し、スネルの法則に基づき汀線を造波板に対し 15° 傾けた（図 4.1）。また、両三柳工区には突堤群が存在するために、沿岸漂砂の上手側 $x = 0 \sim 8 \text{ m}$ （現地で $x = 0 \sim 400 \text{ m}$ ）の範囲には先端水深4 cm（現地で2 m）の不透過の突堤を1.6 m（現地で80m）間隔で5基設置した（図 4.1）。

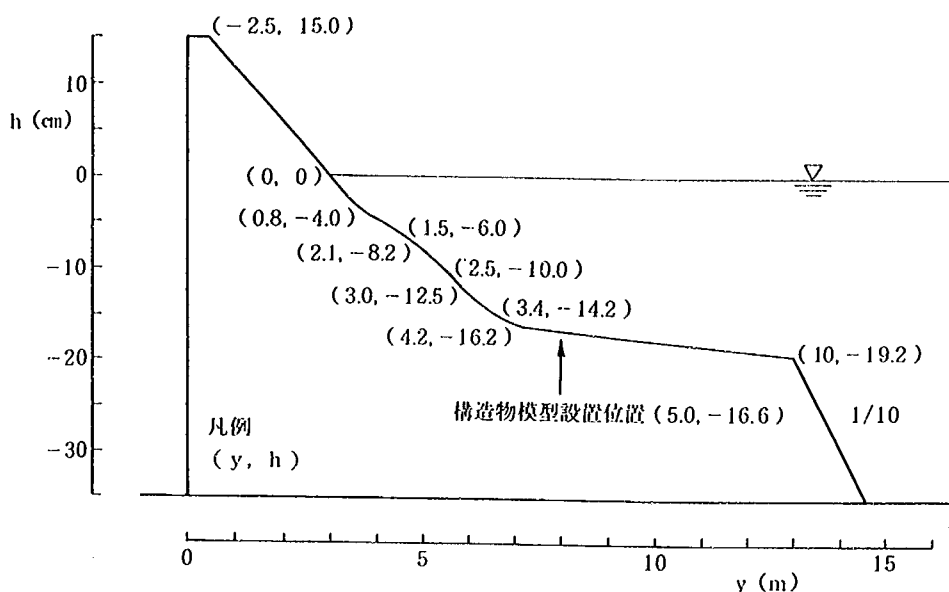


図 4.2 海浜模型断面図

実験は3ケース行った。ケース①は、皆生海岸の離岸堤沖で生じている地形変化の再現実験、ケース②はその対策工として海域制御構造物の模型①（PBS工法）を用いた実験、ケース③は、模型②（根入れ式鋼板セル）を用いた実験とした。模型①、②の概要を図 4.3、4.4 に示す。模型①、②は、汀線から5 m（現地で250 m）沖合に設置した。この位置の水深は、16.6 cm（現地で8.3 m）である。また、模型①、②の沿岸方向の長さは8 m（400 m）とした。波の作用時間および模型①、②の設置時刻は、ケース①において地形形状を測定し、その変化状況から決めた。測定は入射波高、砕波波高、波高分布、流況および海浜形状について行った。

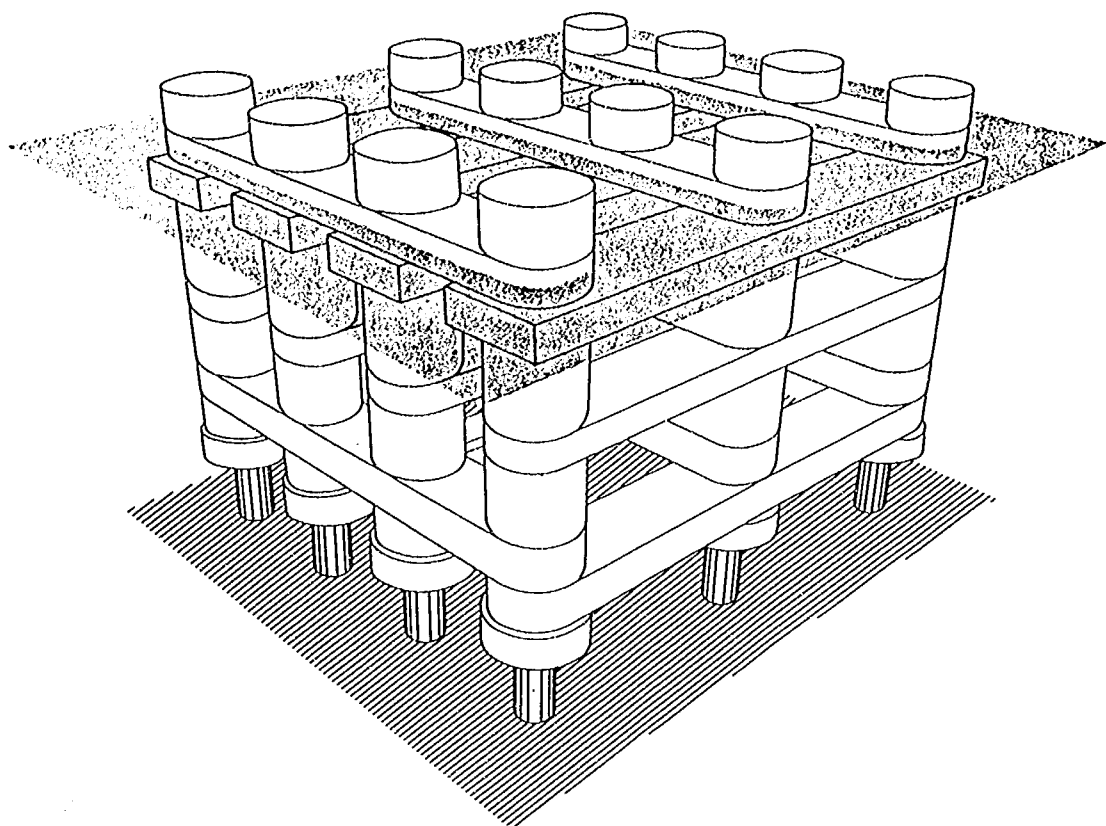


図 4.3 P B S工法概要図

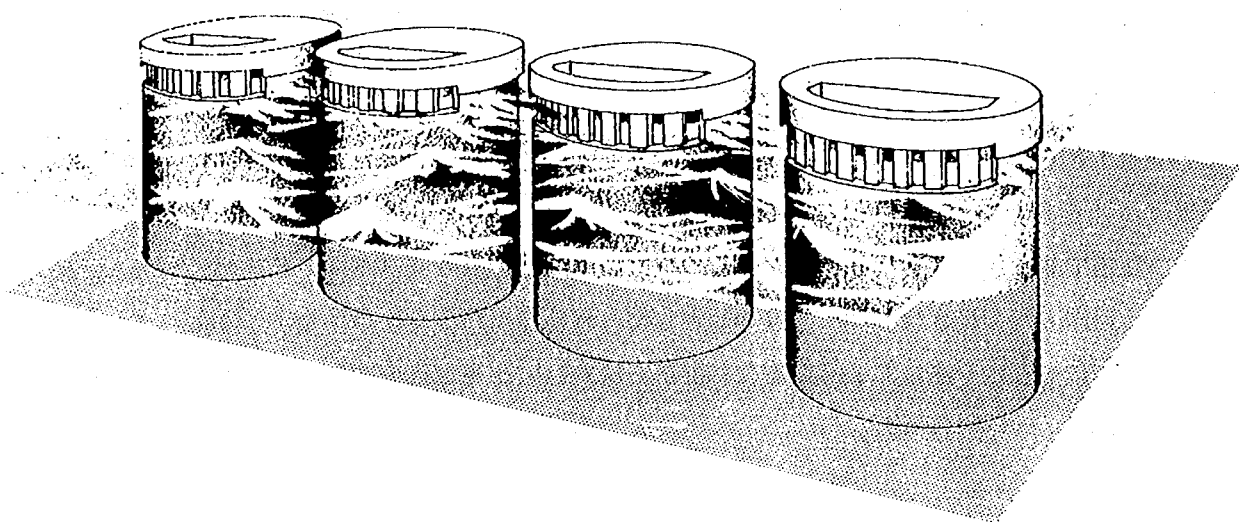


図 4.4 銅板セル工法概要図

4.3 実験結果

実験結果は、基本的に模型値を現地海岸に換算した値を用いて示す。ただし実験時の波の作用時間については測定値をそのまま表示した。

(1) 入射波の条件

各ケースの各測定時刻における実験波浪を表 4.1 に示す。入射波は、汀線から 500 m（模型で 10 m）沖合の水深 9.6 m（同 19.2 cm）に設定した測線上の 3 地点で測定した。測定値より求めた換算沖波波高は、 $H_0' = 2.8 \sim 3.9$ m とばらついているが、平均的に見ると $H_0' = 3.4$ m であり、設定値の $H_0' = 3.25$ m にほぼ近い値となった。周期については、周期設定上の誤差のため $T = 7.7 \sim 7.8$ sec と多少短い、設定値の $T = 8.0$ sec とほぼ等しい値となった。各ケースを比較するとほぼ同様な実験波が得られている。このことから 3 ケースの実験は同様な波浪条件のもとで行えたと考えられる。

表 4.1 実験波測定結果

ケース No.	構造物名	時間 (hr)	換算沖波波高(m)				周期 T (s)
			H 1	H 2	H 3	H_0'	
1	構造物無し	0	5.0	3.1	3.7	3.9	7.8
		1	3.3	3.2	3.8	3.4	7.8
		3	2.6	3.8	3.5	3.3	7.8
		6	2.9	3.4	3.4	3.2	7.8
2	PBS工法模型	0	3.2	3.7	3.4	3.4	7.8
		3	3.7	3.4	3.0	3.4	7.7
		6	3.8	3.6	3.8	3.7	7.7
3	根入れ式鋼板 セル工法模型	0	3.3	3.7	3.1	3.4	7.8
		3	3.4	3.7	3.6	3.6	7.8
		6	4.0	1.3	3.0	2.8	7.8

(2) ケース①

砕波波高の沿岸方向分布を図 4.5 に示す。砕波波高は $H_b = 2.5 \sim 4.5$ m の間でばらつきはあるものの、海域制御構造物を設置していないため、沿岸方向にはほぼ一定値を有する。また、各測定時間においてもほぼ同様な分布形が得られた。砕波波高の平均値は約 3.8 m である。

次に、初期状態の海底地形を等深線図として示す（図 4.6）。各等深線はほぼ平行で、沿岸方向に一様である。図 4.6 に示された海底地形に波を作用させてから 1 時間後の地形を図 4.7 に示す。初期状態の地形と比較すると、 -4 、 -3 m の等深線が $x = 200 \sim 750$ m の範囲で最大約 25 m 岸側に移動しているが、全体的に地形変化は小さい。このように実験波を 1 時間作用させたのみでは顕著な地形変化が見られなかったため、更に 2 時間波を作用させた。

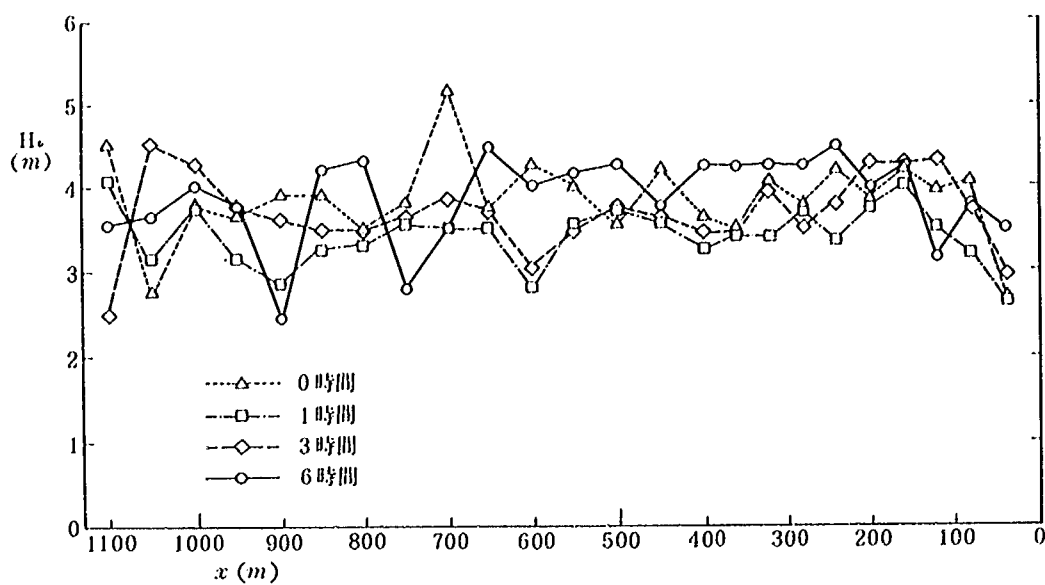


図 4.5 碎波波高分布図 (ケース①)

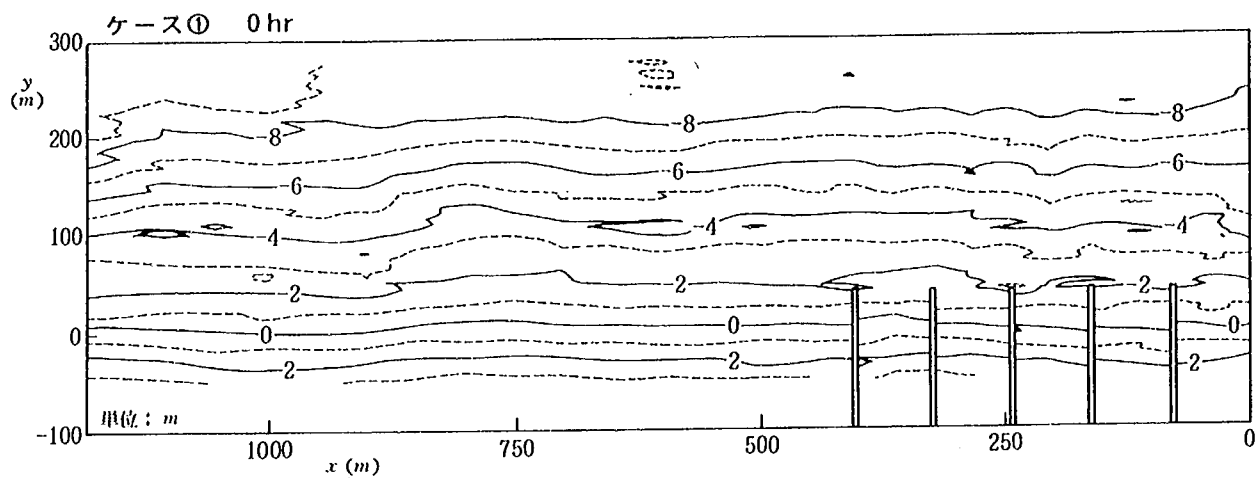


図 4.6 等深線図 (ケース①, 初期)

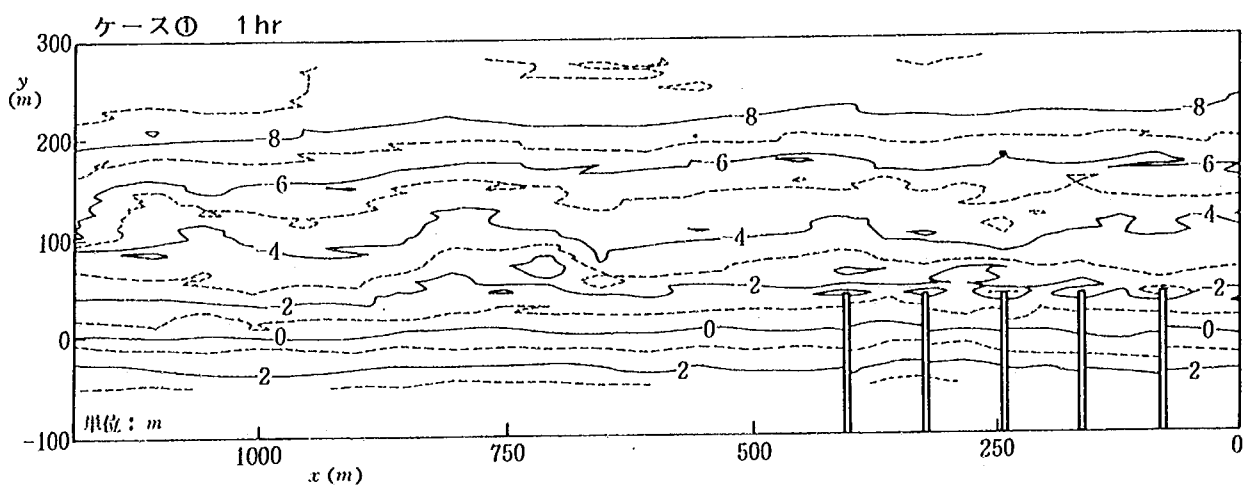


図 4.7 等深線図 (ケース①, 1 hr)

3 時間後の海底地形を図 4.8 に示す。3 時間後の地形においては -4 , -3 m の等深線が初期に比べて、 $x = 0 \sim 750$ m の範囲で最大約 40 m 岸側へ移動し、特に -6 m と -4 m の間の等深線間隔が大きく広がった。一方、左側の側壁に近い $x = 1,000$ m の範囲では底質が堆積したため逆に等深線の前進が見られる。 -3 m ~ -4 m ではかなり著しい変化が見られたが、それより岸側の区域での地形変化は大きくない。そこで更に 3 時間波を作用させて、初期状態に比較して顕著な地形変化を生じさせることにした。

波を作用させてから 6 時間後の地形を図 4.9 に示す。陸上部の $+2$ m の等高線に着目するとこれはほぼ直線で、 $+2$ m 以上では地形変化は生じていないことがわかる。また、 -8 m の等深線もほぼ直線であり、 -8 m 以深でも地形変化は生じていない。主な地形変化は -8 m $\sim +2$ m の間で生じたことが明らかである。突堤群周辺の地形変化を調べると、 $x = 80 \sim 400$ m の区域で、各突堤間に挟まれた $+1$ m ~ -2 m の等深線形には大きな変化はない。この理由は、突堤群（先端水深 -2 m）により左(西)方向への沿岸漂砂の移動が阻止されたためである。 $x = 80 \sim 700$ m の区域において、最も地形変化の生じている水深は突堤

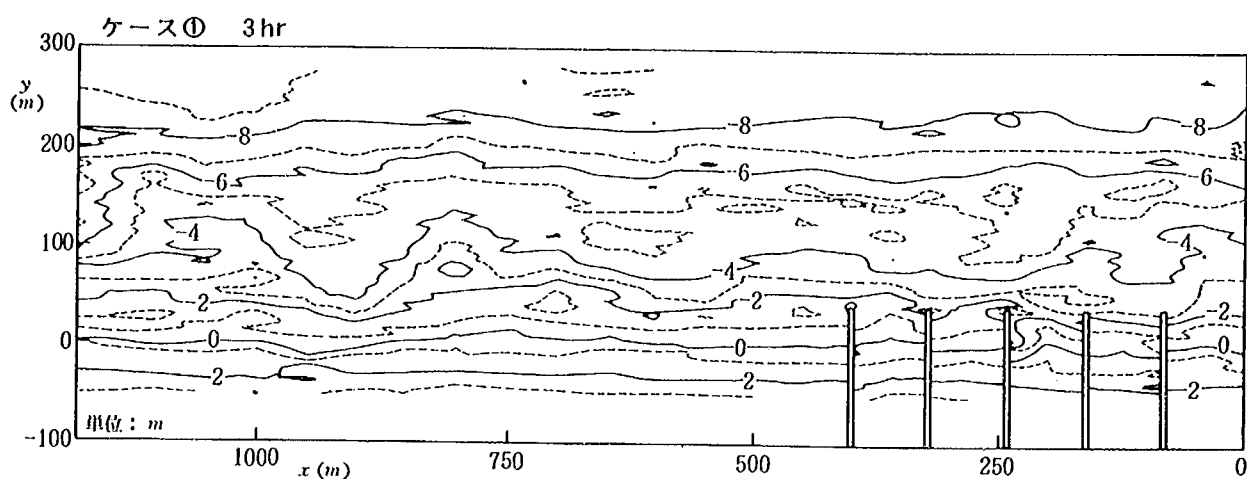


図 4.8 等深線図 (ケース①, 3 hr)

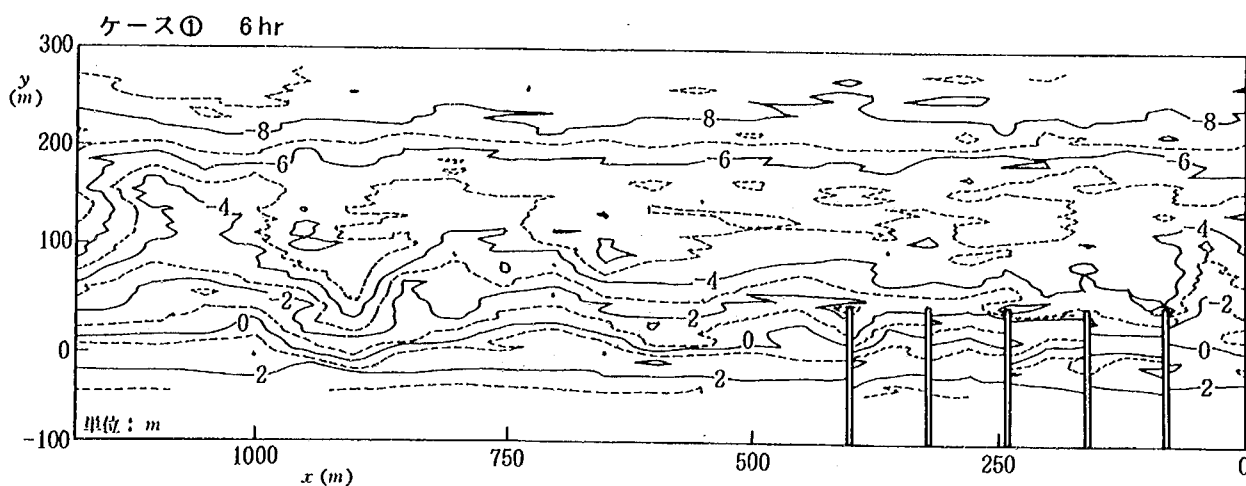


図 4.9 等深線図 (ケース①, 6 hr)

群沖の $-3\text{ m} \sim -5\text{ m}$ である。 -3 m の等深線は初期において、突堤先端より約 25 m 沖合に位置していたが、6時間後にはほぼ突堤先端まで移動した。また -4 m の等深線も突堤先端から約 60 m 沖合に位置していたが、6時間後には岸方向に平均約 35 m 移動し、突堤先端より約 25 m 沖へと接近した。しかも、 -4 m の等深線と突堤間の距離は漂砂の上手側（右側）に位置する突堤ほど狭くなっている。一方、 -6 m の等深線に関しては、初期状態に比べ約 40 m 沖方向へ移動しており、 $-3 \sim -4\text{ m}$ の等深線の動きと逆モードの変化が見られる。これは、沖向き漂砂による地形変化が生じたことを意味する。

左端の突堤の近傍に位置する $x = 280$ 、 360 m 測線の各測定時の断面図を図4.10に示した。6時間後の断面形に顕著なように、確かに沖向き漂砂による地形変化が表われているが、 $-2\text{ m} \sim -4\text{ m}$ の侵食量は -5 m 以深の堆積量よりはるかに大きく断面内で土砂量の均衡がとれていない。このことからこの侵食が主として沿岸漂砂によって生じたことがわかる。更に、著しい地形変化は主として沖合の $-2\text{ m} \sim -6\text{ m}$ の範囲で生じたこと、また、各断面とも経時的に単調に侵食が進んだことがわかる。

皆生海岸の沖合部の侵食は主に $-5 \sim -7\text{ m}$ 付近で生じているが、実験では $-2 \sim -6\text{ m}$ の範囲での侵食となり、地形変化の見られる水深は実験の場合やや浅い。しかし、侵食の生ずる水深は若干浅くなったが、現地海岸の離岸堤設置水深（ $-3 \sim -4\text{ m}$ ）より深い部分の侵食実態はほぼ再現できたと考えられる。

ケース①の0, 1, 3, 6時間後の地形を比較すると、1時間後ではほとんど地形変化が生じていないことか

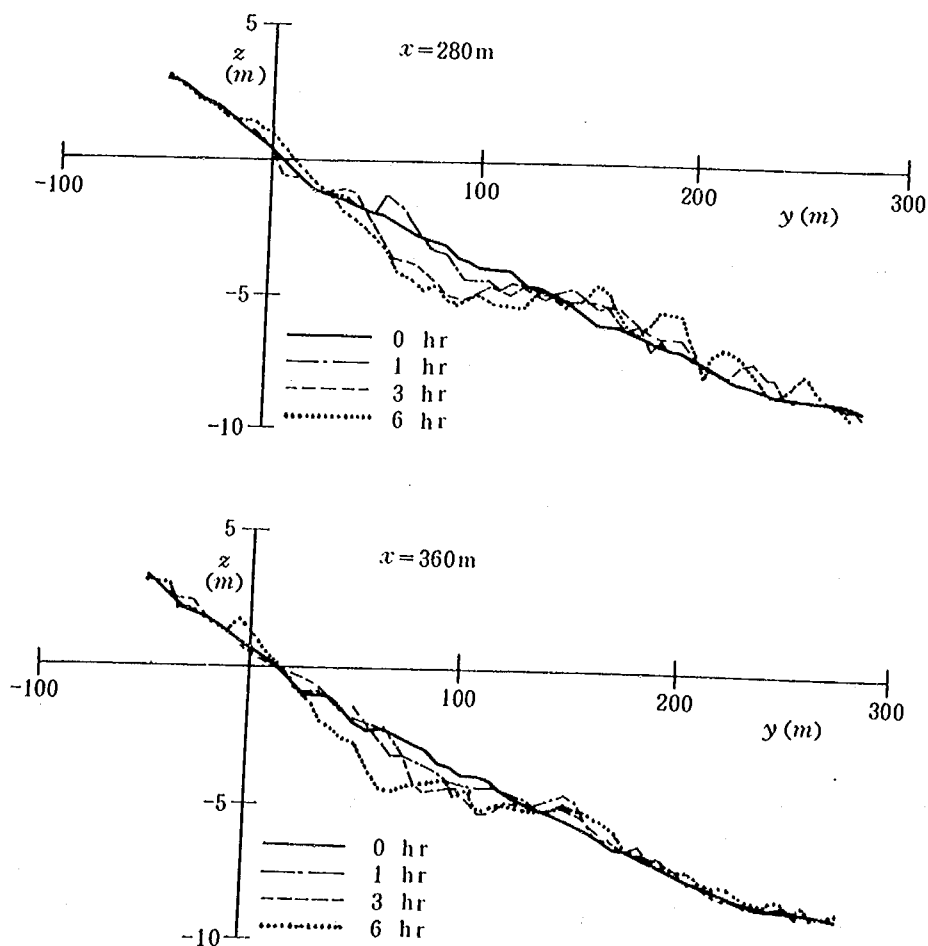


図4.10 海浜断面図（ケース①）

らケース②, ③では1時間後には地形を測定しないことにした。模型①, ②の設置は, 比較的地形変化の生じた3時間後に行い, 3~6時間の地形変化をケース①と比較することにより, 侵食防止効果と周辺への影響を調べた。

(3) ケース②

PBS工法を用いた模型①を3時間後に設置した場合の砕波波高の沿岸方向分布を図4.11に示す。初期の砕波波高分布は, 右側の側壁近傍を除くと沿岸方向にほぼ一定であり, ケース①と同様な分布形である。その後模型①を初期汀線から250 m沖合に設置してから波を作用させた3, 6時間後, 模型設置範囲 ($x = 0 \sim 400$ m) の砕波波高は $H_b = 1.0 \sim 2.0$ m となった。模型設置範囲で, 0時間と3, 6時間の測定時の砕波波高の比をとるとほぼ $1 : 0.4$ となり, 模型①の消波効果はかなり高いことがわかる。模型①の設置範囲外の砕波波高の平均値は, 0, 3, 6時間目においてほとんど差はないが, 3, 6時間の測定時にはばらつきが大きくなっている。これは模型①から発生した散乱波の影響と考えられる。分布形としては模型①の背後ではほぼ一様に小さい波高で, 模型①の左端 ($x = 400$ m) で急激に波高が大きくなり, $x > 400$ m の範囲ではほぼ一様な分布形となっている。

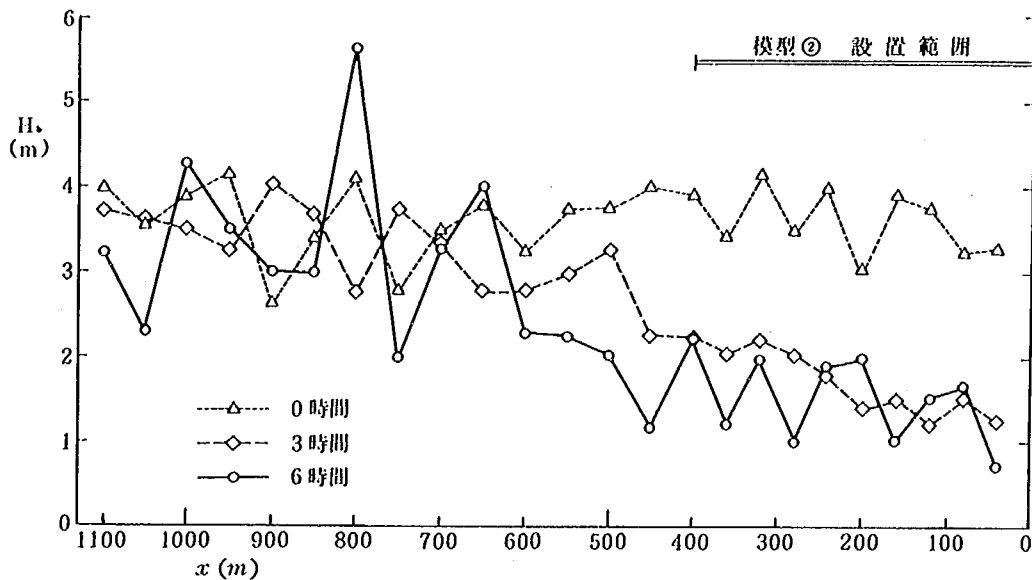


図4.11 砕波波高分布図 (ケース②)

図4.12に示した3時間後の等深線図では, ケース①と地形変化がほぼ同じになっている。すなわち, $-6 \sim -2$ mの等深線が $x = 0 \sim 750$ mの範囲で岸側に移動している。

ケース②の波作用後6時間の海底地形を図4.13に示す。突堤群の沖合ではケース①ほどの侵食は生じていない。例えばケース①で大きく後退した -3 , -4 mの等深線を比較する。 -3 mの等深線は, ケース①の6時間後にはほぼ突堤先端に位置していたが, ケース②では突堤先端の約15 m沖合に位置している。また $x = 80 \sim 160$ mの範囲における -4 mの等深線は初期状態とほぼ同じ位置にあり, ほとんど後退していない。これは, 3時間後に模型①を設置したため, 3~6時間の間は侵食が生じ得なかったことを示している。このことは, 3時間後の等深線図 (図4.12) と6時間後の等深線図 (図4.13) との比較, 図4.14

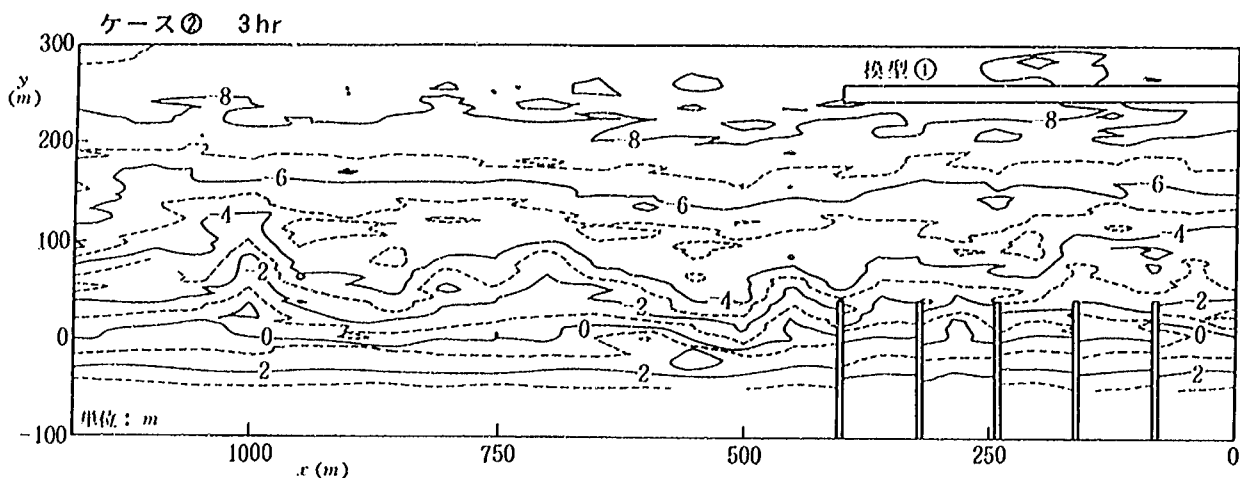


図 4.12 等深線図 (ケース②, 3 hr)

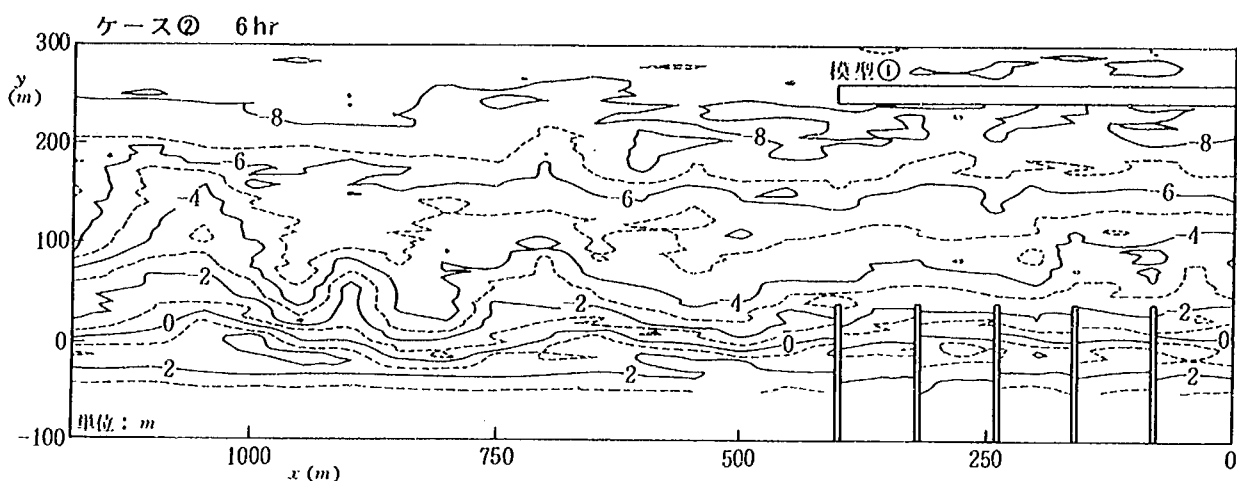


図 4.13 等深線図 (ケース②, 6 hr)

に示す $x = 280, 360$ m 測線の断面図からもわかる。しかし、構造物設置範囲外の $x = 400 \sim 750$ m の範囲では侵食が進んだ。この範囲ではケース①に比較して、 $-2 \sim -4$ m の等深線は約 20 m も後退し、その付近が急勾配になった。また、3 時間後の等深線図 (図 4.12) と比較しても等深線は約 15 m も岸側に移動している。これは模型①を設置し、突堤群の範囲 ($x = 0 \sim 400$ m) の沖合の侵食を防止し、下手側への沿岸漂砂の供給を阻止したために、逆に下手側では漂砂のバランスがくずれて侵食が助長されたことを表わす。

最後に波作用後 6 時間に測定した海浜流の流況を図 4.15 に示す。模型①の背後では、全体として左向き (現地では西向き) の流れが生じている。また、模型①の左端には左斜め岸向きの強い流れが生じている。 $x = 400 \sim 500$ m の汀線付近には測定値がないが、観察によれば、この付近では強い反時計回りの循環流が生じていた。この循環流は、図 4.11 に示したように碎波波高が沿岸方向に急激に変化することが発生原因と考えられる。この循環流と $x = 550$ m 付近に見られる左向きの流れにより、 $x = 400 \sim 750$ m の範囲

でケース①に比較して著しく侵食が進んだと考えられる。

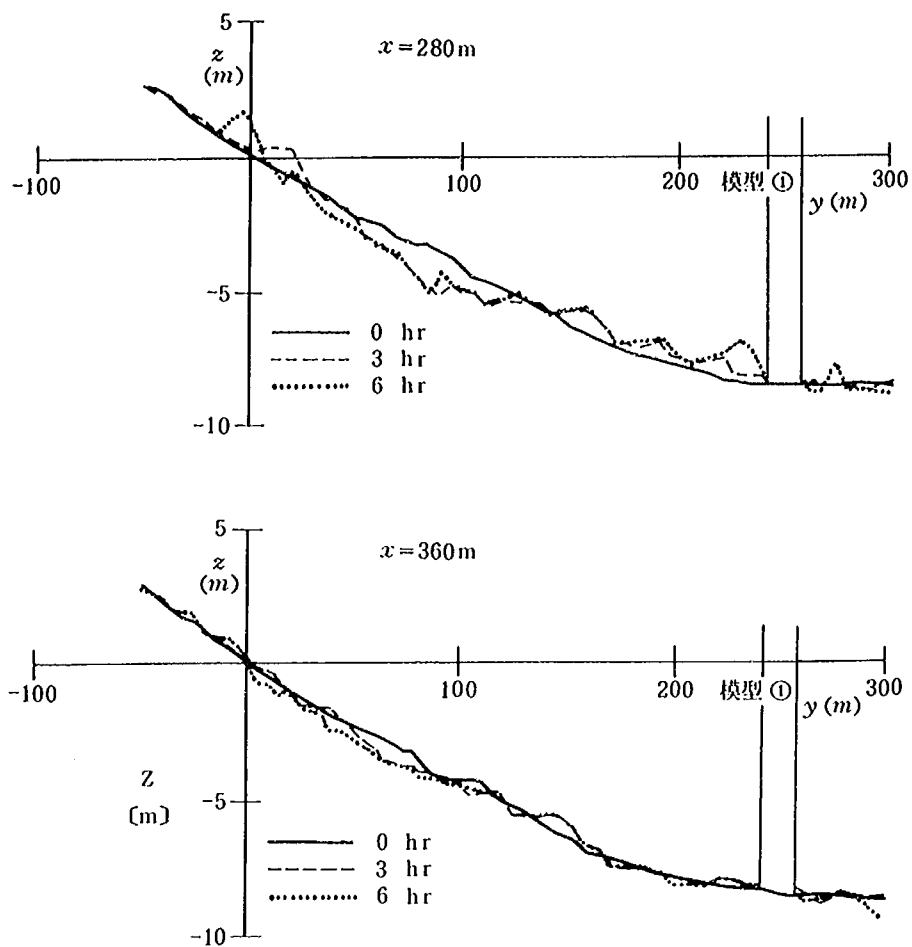


図 4.14 海浜断面図 (ケース②)

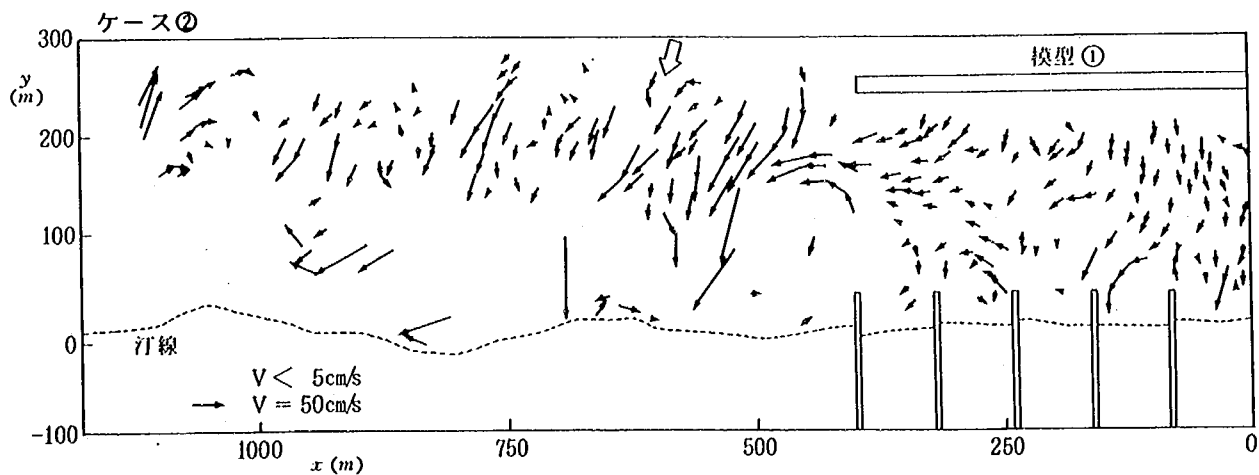


図 4.15 流況図 (ケース②, 6 hr)

(4) ケース③

模型②（鋼板セル）を用いた場合の砕波波高の沿岸方向分布を図 4.16 に示す。ケース①，②と同様に初期状態での砕波波高の値は $H_b = 2.5 \sim 4.0$ m となった。模型②を設置してから波を作用させた後の 3, 6 時間では，模型設置範囲の砕波波高は，ケース②と同様に低減し， $x = 0$ m で $H_b = 1.0$ m， $x = 400$ m で $H_b = 2.0$ m となり，その間は徐々に波高が高くなる分布形となった。ケース②の模型設置範囲の砕波波高は，模型設置範囲外の砕波波高の約 40% と一定であったが，模型設置範囲外では砕波波高が急激に高くなる分布形であった。これに対し，ケース③では，模型設置範囲内から範囲外にかけて砕波波高が徐々に高くなる傾向がある。

最初に模型設置時の海浜形状を図 4.17 に示す。海浜形状はケース②（図 4.12）とほぼ同様な特徴を有している。同様に 6 時間後の等深線図を図 4.18 に示す。ケース②と同様に突堤群の沖合ではケース①ほどの侵食は生じていない。-3 m の等深線は，ケース①の 6 時間後にはほぼ突堤先端に位置していたが，このケースでは突堤先端の約 15 m 沖合に位置している。また -4 m の等深線は， $x = 80 \sim 200$ m では初期状

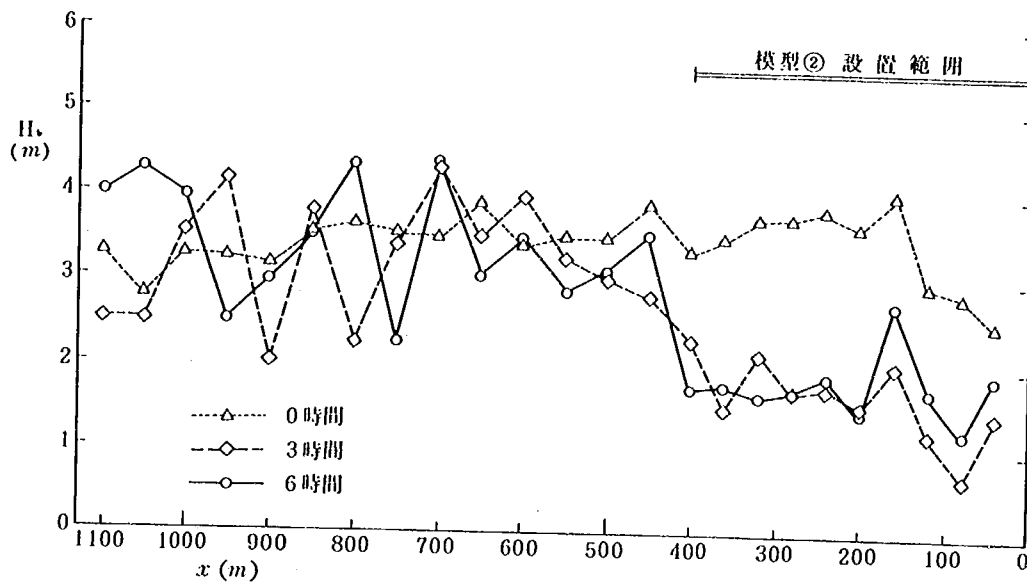


図 4.16 砕波波高分布図（ケース③）

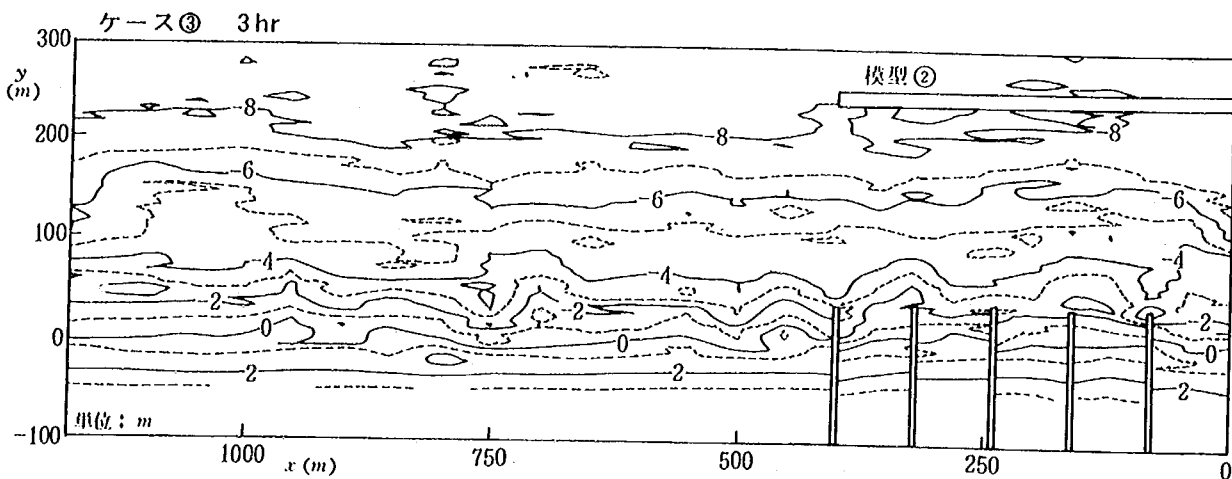


図 4.17 等深線図（ケース③，3 hr）

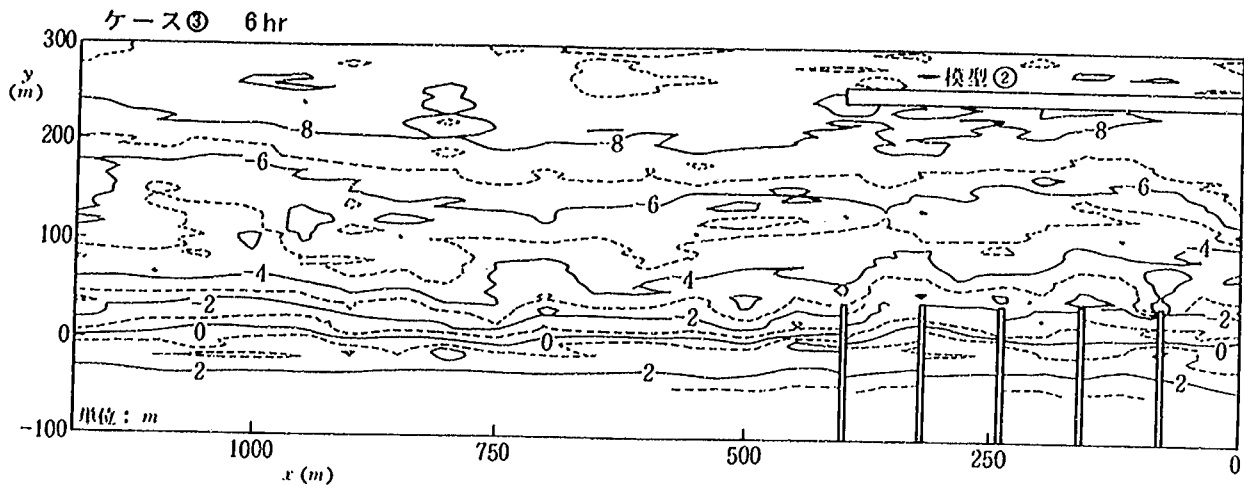


図 4.18 等深線図 (ケース③, 6 hr)

態とはほぼ同じ位置にありほとんど後退していない。しかし、海域制御構造物設置範囲外の $x = 400 \sim 750$ m の範囲では侵食が進んだ。この範囲ではケース①に比較して、 $-2 \sim -4$ m の等深線は約 15 m も後退している。

図 4.19 に $x = 280, 360$ m の測線の断面図を示す。 $x = 280$ m 断面では 3 時間後までに -5 m ~ 汀線までの間が侵食されたが、3 ~ 6 時間にかけてはほとんど断面変化は見られない。これは 3 時間後に構造物が設置され、波浪が減衰することにより地形変化が生じなくなったことを意味する。

最後に、6 時間後における海浜流の流況を図 4.20 に示す。模型②の背後では、ケース②と異なり右向き（東向き）の流れが生じており流速もケース②と比較すると速い。一方、ケース②で見られた模型左端からの左斜めに向いた向岸流は見られない。また、このベクトル図からはケース②で見られたような $x = 400 \sim 550$ m にかけての循環流も生じていないと推定される。

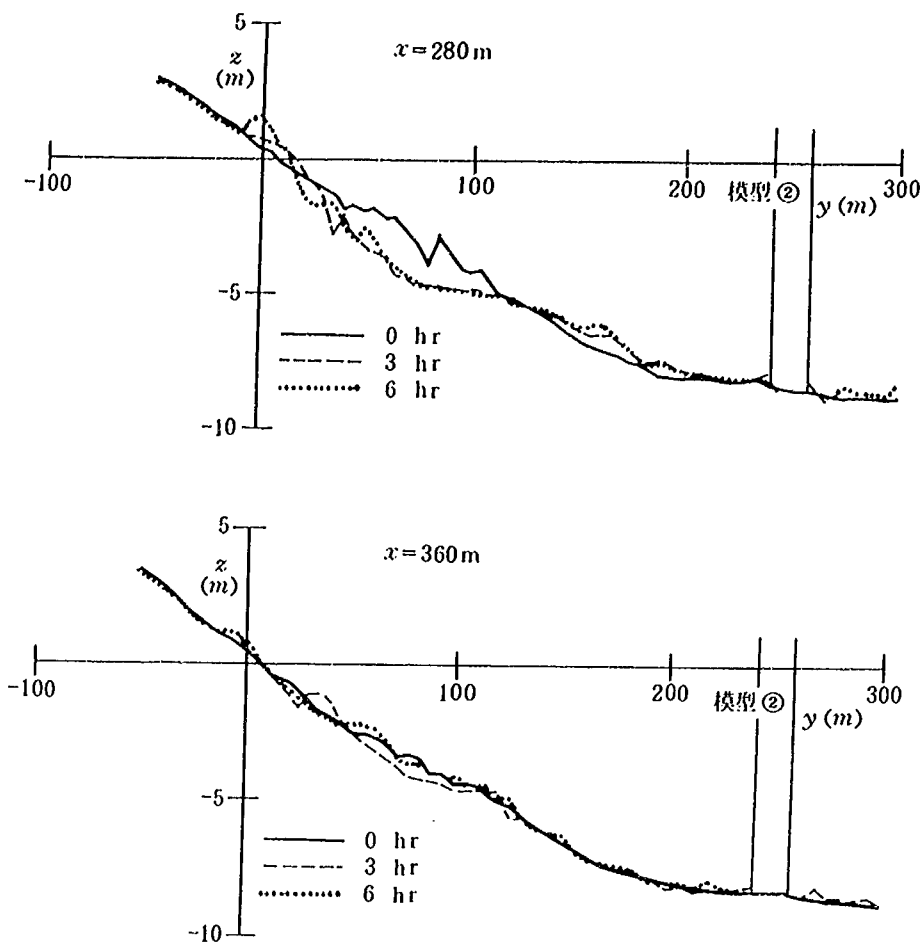


図 4.19 海浜断面図 (ケース③)

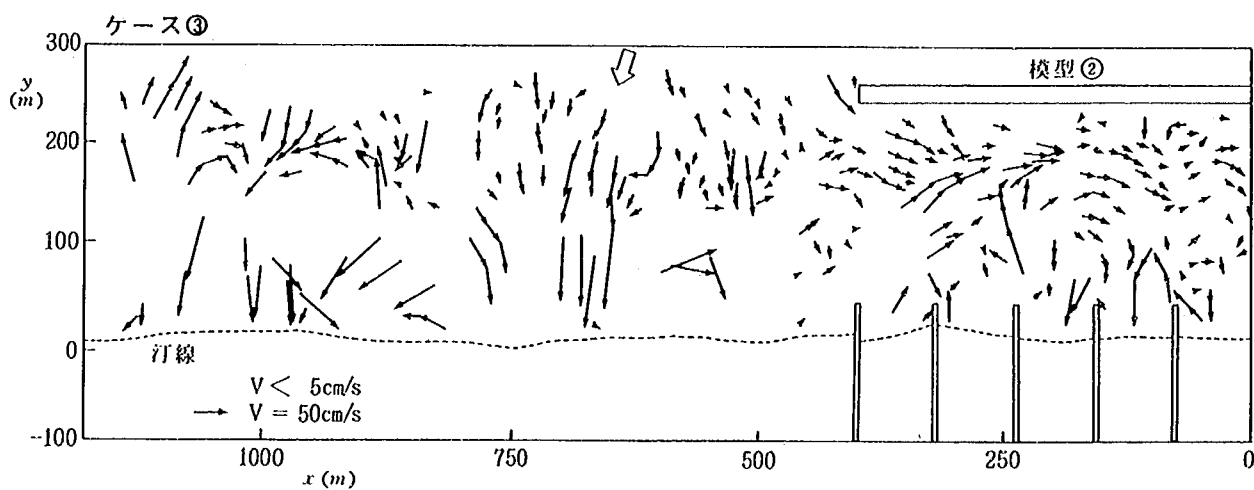


図 4.20 流況図 (ケース③, 6 hr)

4.4 結 論

皆生海岸の沖合部（－5 ～－7 m）で進んでいる侵食の対策工を検討するために移動床平面実験を行った。実験結果によると、侵食の実態はほぼ再現することが可能であった。また、その対策工として海域制御構造物（P B S工法，鋼板セル工法）を設置してそれらの効果について検討した結果，これらの構造物によれば沖合の侵食を防止することはできるが，沿岸漂砂の下手側の侵食を助長してしまうことが指摘された。結局，沿岸漂砂の卓越する海岸において海域制御構造物を侵食防止のために設置する場合，他の構造物（例えば突堤や離岸堤）の場合と同様な配慮が必要であり，当該箇所のみ注目すると，沿岸漂砂下手側の侵食は助長されてしまうことに留意すべきである。

参考文献

- 1) 宇多高明・古川博一・筒井保博：離岸堤模型実験報告書，土木研究所資料，第2219号，115 p.，1985.
- 2) 佐藤昭二・田中則男：水平床における波による砂移動について，第9回海岸工学講演会講演集，pp. 95～100，1962.

第 5 章 結 論

本研究によって得られた結果を要約すると次のようである。

- ① 皆生海岸の日吉津工区、両三柳工区および皆生工区の一部では、沖合の T. P. - 4 m ~ - 8 m の間で著しく侵食が進み、海底が深くなっている。また、皆生工区の沖合では過去 T. P. - 8 m 以浅において大量の土砂堆積が見られたが、最近では土砂堆積は生じておらず、ほぼ安定している。
- ② 侵食域では T. P. - 8 m まで深くなり、平坦化している。ここでは粗粒化が進んでいる。
- ③ 海浜断面形の比較によると、侵食域では T. P. - 5 m ~ - 8 m 間での地形変化が著しい。一方、堆積域では T. P. 0 m ~ - 9 m の間ではほぼ一様な変化が生じている。さらに、この地形変化データより、沿岸漂砂量の水深方向分布 (図 3.9) が算出された。
- ④ 沖合の T. P. - 5 m の等深線位置を変数とし、沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮した 1-line モデルを開発した。計算値と実測値とを比較すると、T. P. - 5 m の等深線の時空間的变化、侵食・堆積域の海浜断面形両者において計算値は実測値を良く再現しうることが明らかになった。
- ⑤ 皆生海岸の両三柳工区の海岸を対象として移動床模型実験を行った。この実験によれば沖合部の侵食実態はほぼ再現することができた。また、その対策工として海域制御構造物 (PBS工法, 鋼板セル工法) を設置した場合の効果と影響を実験的に調べた。これらの構造物を設置することにより、沖合の侵食を防止することは可能であるが、通常の海岸構造物の場合と同様に沿岸漂砂の下手側の侵食を助長してしまうことが指摘された。沿岸漂砂の卓越する海岸において海域制御構造物を設置する場合、下手側への影響が出るので十分な検討を必要とする。

第6章 あ と が き

本研究では、皆生海岸の侵食実態を現地データをもとに明らかにし、更にこれらのデータをもとに3次元的海浜地形変化を予測可能な数値モデルを開発した。今後は、このモデルを用いて皆生海岸の地形変化の将来予測を行い、沖合部の侵食区域が更に拡大するのかどうか、また拡大するとすればその時の海浜断面形はどのようになるかなどの点について検討する必要がある。その場合、離堤周辺の局所的現象にのみ注目するのではなく、皆生海岸全体の変化を知る点に重点を置いて検討を進めるべきである。

本研究では実態データの解析や数値モデルの作成以外に、移動床水理模型実験を行い、海域制御構造物（PBS工法、鋼板セル工法）を用いて海岸の侵食を防止する方策についても検討した。実験は限られた条件の下で行われたために、一般的な議論を展開するまでには至らなかった。しかし、皆生海岸では周知のように西向きの沿岸漂砂が卓越しており、このような海岸に構造物を設置すれば結局は構造物の下手側に著しい地形変化をもたらすことになる。種々の構造物の計画検討においては、この点を十分配慮する必要がある。

最後に、本研究を進めるに際して倉吉工事事務所の調査課より多くの現地資料の提供を受け、また資料整理にも多くの助力をいただいた。ここに記して謝意を表します。

皆生海岸の沖合部の侵食実態と
その予測手法

ISSN0386-5873
土木研究所資料 第2655号
昭和63年7月(1988年)

要旨

皆生海岸で生じている沖合部の侵食の実態を明らかにした。また、その海浜変形を予測するための海浜変形予測モデルを新たに開発した。このモデルは沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮したものであり、離岸堤周辺の3次元海浜変形の予測が可能である。更に、沖合部の侵食制御の可能性を調べるために、移動床水理模型実験を行い、数種の対策工の効果を調べた。

キーワード：皆生海岸，沖合部の侵食，海浜変形予測モデル，移動床水理模型実験，対策工。

郵便はがき

40円切手
をはって
下さい

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部海岸研究室行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2655号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

土木研究所資料第2655号

