

土木研究所資料

沿岸漂砂制御実験報告書

昭和62年7月

建設省土木研究所
河川部海岸研究室

Copyright © 1987 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、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

沿岸漂砂制御実験報告書

海岸研究室 宇多高明
小俣 篤
山本幸次

要 旨

海岸侵食の対策として突堤、離岸堤群により沿岸漂砂を制御する方法について移動床模型実験により検討した。その結果より急勾配海岸における突堤、離岸堤群の諸元と沿岸漂砂制御効果の関係を明らかにした。また移動床模型実験での地形測定の精度を検討し、測定条件の設定法を示した。

キーワード：海岸侵食，突堤，離岸堤，沿岸漂砂，移動床模型実験，沿岸漂砂制御効果，
地形測定精度

目 次

1. はじめに	1
2. 沿岸漂砂制御実験	2
2.1 まえがき	2
2.2 実験方法	2
2.3 直線海浜の全沿岸漂砂量	5
2.4 突堤による沿岸漂砂制御	6
1) 実験結果	6
2) 汀線形状	10
3) 制御効果	10
2.5 離岸堤による沿岸漂砂制御	11
1) 実験結果	11
2) 汀線形状	17
3) 制御効果	19
2.6 結 論	20
3. 移動床模型実験での地形測定の精度	22
3.1 まえがき	22
3.2 全沿岸漂砂量の算定	22
3.3 総地形変化量 T_v と累積地形変化量 E_v の支配要因	24
3.4 誤差の評価について	30
3.5 結 論	32
4. あとがき	33
付 録	35

1. は じ め に

近年、我が国では侵食傾向を持つ海岸が多くなり大きな問題となっている。海岸侵食の原因は種々考えられるが、主なものとして河川からの流出土砂量の減少、防波堤等の構造物による沿岸漂砂の阻止があげられる。河川からの流出土砂量の減少等により、供給土砂量と沿岸漂砂量とのバランスが崩れて生じる海岸侵食の対策としては、海岸全域にわたって沿岸漂砂量そのものを制御し、供給土砂量とのバランスをとる方法が考えられる。従来の侵食対策としては突堤・離岸堤等が多く用いられている。しかし、その諸元、間隔、配置等は経験的に決められている。突堤・離岸堤などの沿岸漂砂量制御効果を定量的に検討した研究は少なく、設計に取り入れることができないのが現状と考えられる。特に海岸全域にわたり沿岸漂砂量を減少させるための手法を論じた研究はほとんどない。そこで本研究では沿岸漂砂量制御を考え、それらの効果を移動床模型実験によって検討した。本報告書では、まず突堤、離岸堤による沿岸漂砂制御に関する移動床模型実験の結果について述べ、次に沿岸漂砂量測定に問題となる移動床模型実験での地形測定の精度を検討した結果について述べる。

2. 沿岸漂砂制御実験

2.1 まえがき

河川からの流出土砂量の減少等により供給土砂量と沿岸漂砂量とのバランスが崩れて生じる海岸侵食の対策としては、海岸全域にわたって沿岸漂砂量そのものを制御し、供給土砂量とのバランスをとる方法が考えられる。本研究では突堤、離岸堤により沿岸漂砂量を制御し、沿岸漂砂の連続性を確保するための方法を検討する。突堤による沿岸漂砂の制御については、これまで多くの研究が行われている^{1),2),3)}。これらの研究は、数基の突堤を設置した海浜を対象とした実験に基づいている。しかし、突堤の諸元や波、地形の条件と突堤の沿岸漂砂制御効果との関係は明らかにされていない。Bakkerは、全沿岸漂砂量が Q_0 の直線海浜に突堤群を設置したときの汀線変化を示している¹⁾。この場合、上手と下手境界での全沿岸漂砂量 Q は Q_0 のままであり、突堤設置領域の Q とに差を生じる。この差に応じて突堤間の汀線変化に加え突堤群の効果による設置領域全体スケールの汀線変化が生じている。突堤設置領域が広ければ、突堤群中央部では境界の影響が生じず、そこでの Q も一定 ($Q=Q_r$) となる。しかし、 Q_r と上手、下手境界での Q とに差がある限り地形は変化し、 Q_r の一定領域は次第に狭くなる。このように、突堤によって制御される沿岸漂砂量は、突堤設置範囲境界での沿岸漂砂量にも影響される。このとき、境界での全沿岸漂砂量が Q_r と一致していれば、突堤間の海浜は動的に安定した状態に保たれる。突堤の諸元、波、地形の条件で決まる突堤の沿岸漂砂制御効果は構造物を設置していないときの全沿岸漂砂量 Q_0 と Q_r の比較より判断する必要がある。河川等からの供給土砂量が Q_0 から Q_s に減少した海浜における沿岸漂砂制御について考える。動的に海浜を安定化するためには、その海岸の波や地形条件のもとで制御される全沿岸漂砂量 Q_r が Q_s と等しくなる諸元を持つ突堤群を施工すればよい。このためには与えられた波や地形の条件のもとで、突堤群の諸元で定まる全沿岸漂砂量 Q_r を求めておく必要がある。ここでは、波、地形の条件を固定して、突堤の諸元と沿岸漂砂制御効果との関係を実験より求める。実験は突堤の堤長と透過性を変えて行った。離岸堤についても同じ考え方で実験を行った。離岸堤の場合は特に開口幅の影響に着目した。実験は現地への適合性を考えて、沿岸漂砂による地形変化が比較的現地と類似する急勾配海岸を対象として行った。

2.2 実験方法

実験は図-2.1に示す幅18m、長さ20.7mの平面水槽、および図-2.2に示す幅26m、長さ26mの平面水槽を用い、現地海岸の1/50縮尺を想定して行った。波浪条件はエネルギー平均な波浪を想定し、換算沖波波高を $H'_0 = 3.0$ cm、周期を $T = 1.39$ sec とした。海浜模型は中央粒径 0.22mm の粒度調整砂を用いて、沿岸方向に一樣な 1/10 斜面の断面形に製作した。碎波波向 θ_b が約 10° となるように汀線は造波板に対し $13^\circ 40'$ 傾けた。測定は入射波高、碎波波高および海浜地形について行った。全沿岸漂砂量の沿岸方向分布は海浜地形の測定結果から求めた。地形測定は、汀線に垂直な測線を 50cm ピッチに配置し、導波板の間を全域にわたり測定した。構造物設置範囲では測線間隔を細かくしてある。岸沖方向の測点間隔は 10cm である。岸沖方向については、地形変化の生じていない部分まで測定した。予備実験において

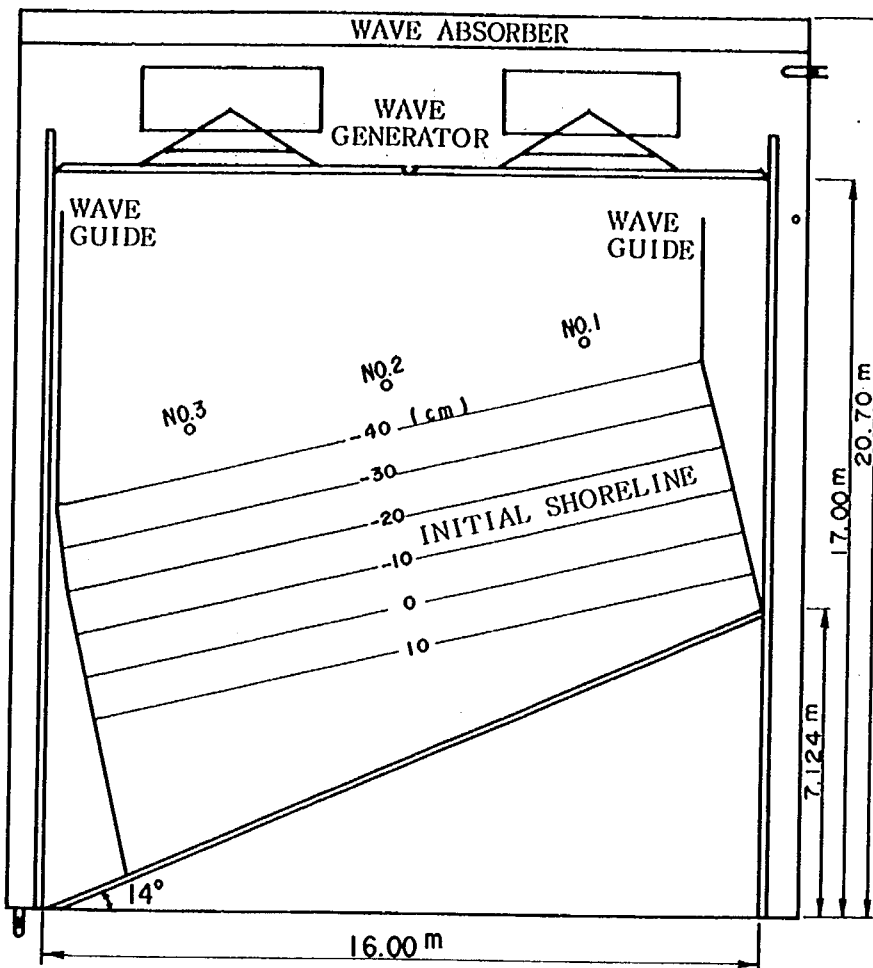


図-2.1 実験水槽 1

は構造物のない直線海浜における全沿岸漂砂量 Q_0 を求めた。ケース G 1 ~ G 3 では突堤群を設置した場合（表-2.1）、ケース D 1 ~ D 6 では離岸堤群を設置した場合（表-2.2）について実験を行った。突堤・離岸堤の設置状況を図-2.3 に示す。構造物には不透過堤と透過堤を用いた。不透過堤は合板を、透過堤は 240 g の異形ブロックを用い製作した。模型の形状を図-2.4 に示す。一様勾配の海浜斜面に波を作用させると、岸沖方向の漂砂による海浜変形が生じる。この海浜変形は初期において著しいため、実験では 10 分間波を作用させた状態を初期地形として突堤・離岸堤を設置した。

突堤群、離岸堤群は、中央部で一定な全沿岸漂砂量 Q_r を得るためには広い範囲に設置した方がよい。一方、全沿岸漂砂量の測定の精度を向上させるためには長時間波を作用させた方がよい。この場合には、構造物設置範囲の上手、下手側と導波板の間のスペースを広くする必要がある。このような制約のもとに、今回の実験では水槽の大きさや実験時間を考慮して突堤、離岸堤の設置基数を 3 基とし、 Q_r は Q の分布形や地形変化を参考として求めた。波を作用させ、汀線位置の測定により構造物設置範囲の汀線変化がほぼなくなった時間（ t_1 ）を定め、 t_1 から導波板の影響が生じる直前の時間（ t_2 ）までを、構造物の設置範囲の海浜が動的に安定した状態とした。 t_1 と t_2 時間の海浜地形の測定結果より、各ケースの全沿岸漂砂量 Q の沿岸方向分布を求め Q_r を算出する。沿岸漂砂制御効果は、予備実験の全沿岸漂砂

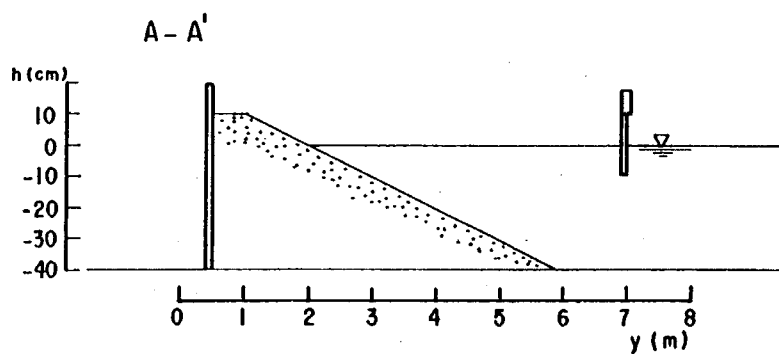
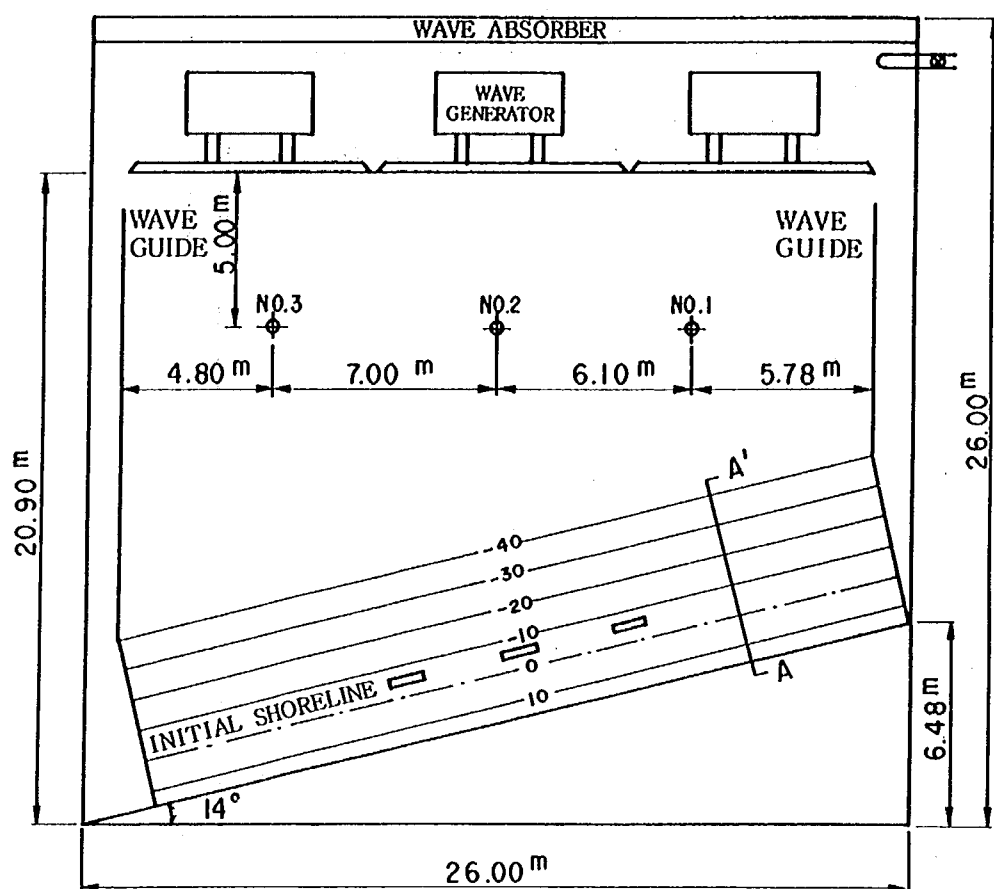


図-2.2 実験水槽 2

表-2.1 突堤の実験ケース

ケース	汀線からの長さ ℓ_r (m)	間隔 W_g (m)	形式
G 1	0.5	2.0	不透過
G 2	0.25	2.0	不透過
G 3	0.5	2.0	透過

表-2.2 離岸堤の実験ケース

ケース	堤長 B (m)	開口幅 W_d (m)	離岸距離 ℓ_d (m)
D1	1.2	1.2	0.5
D2	1.2	2.4	0.5
D3	1.2	3.6	0.5
D4	1.2	1.2	0.8
D5	1.2	2.6	0.75
D6	0.2	3.4	0.5

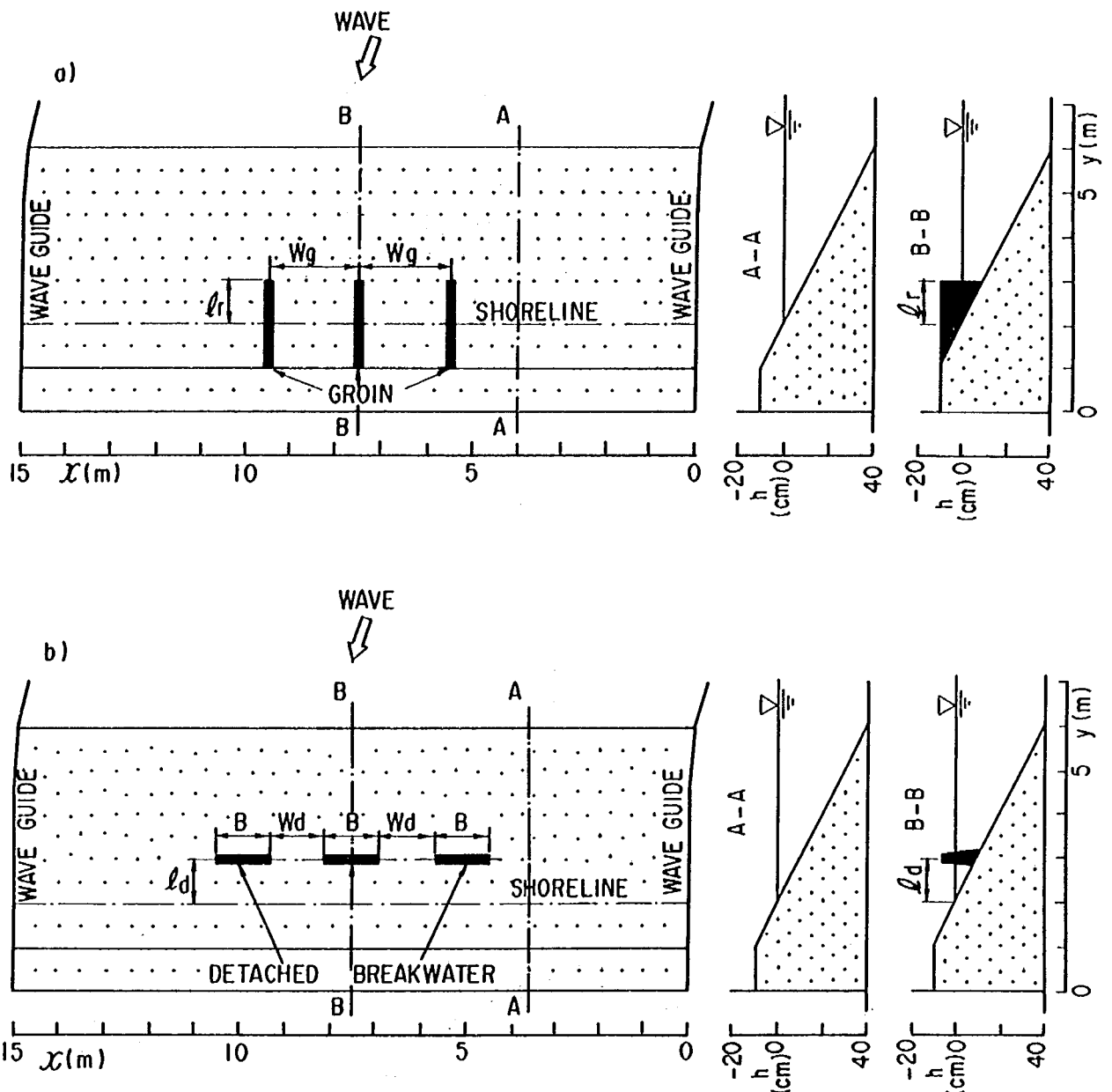


図-2.3 突堤・離岸堤の配置状況

量 Q_0 と Q_r との比 $R = Q_r / Q_0 \times 100(\%)$ より求めた。ここで、 R は構造物群を設置したときの、構造物のない場合に対する沿岸漂砂の通過率であり、 R が小さいほど沿岸漂砂制御効果は大きい。

2.3 直線海浜における全沿岸漂砂量

予備実験では構造物のない直線海浜における全沿岸漂砂量を求めた。波の作用時間 Δt は2時間である。全沿岸漂砂量 Q の沿岸方向分布を図-2.5に示す。

水槽中央部($5.5\text{ m} \leq x \leq 7.5\text{ m}$)では導波板の影響はなく全沿岸漂砂量はほぼ一定であり、その平均値は $Q = 39.5\text{ l/hr}$ である。この値が構造物のない直線海浜における全沿岸漂砂量 Q_0 となる。

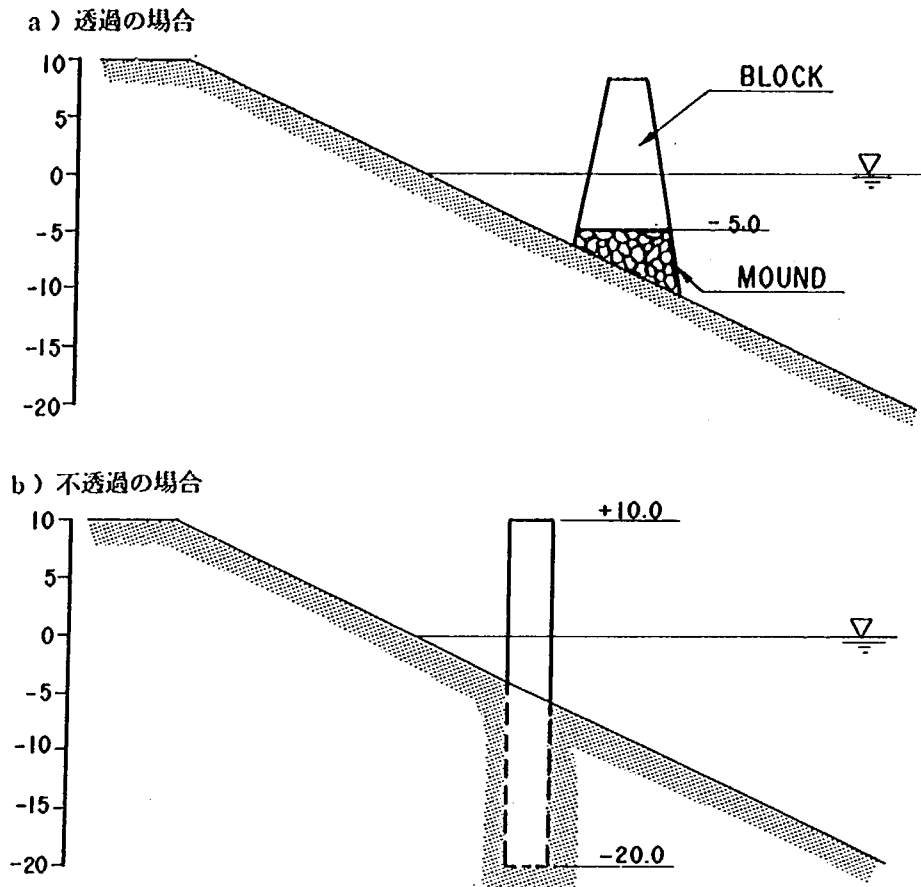


図-2.4 模型断面

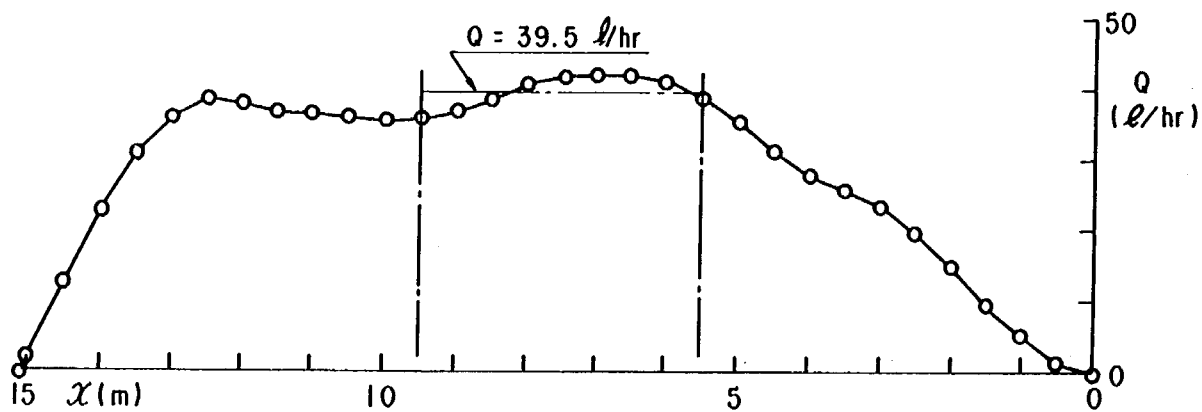


図-2.5 直線海浜の沿岸漂砂量分布

2.4 突堤による沿岸漂砂制御

1) 実験結果

突堤群の実験は表-2.1に示したように3ケース行った。図-2.6にケースG1での全沿岸漂砂量の沿岸方向分布を示す。ケースG1で設置した突堤は不透過堤であり、汀線からの長さは平均砕波帯幅 X_b と同じ50cmである。 $x = 5 \sim 7$ mの範囲ではほとんど沿岸漂砂は存在しない。図-2.7に示す時刻 t_2 の等深線図を見ると、 $x = 0 \sim 5$ mの範囲では-4~6 cmの等深線が波の入射方向にほぼ直角に変形し

ている。このことから、突堤上手の地形がほぼ安定し、その下手への供給砂がほとんどなくなっているものと考えられる。そこで、 $x=5\sim7$ mのデータは無視し、 Q_r は $x=7\sim9$ mの平均値の 3.5 l/hr とした。 R は 8.9% になる。図-2.7によると -4 cmから 4 cmまでの等深線は、各突堤の上手側と下手側で大きな段差を生じている。しかし、水深 6 cmの等深線での段差は大きくない。また、水深 8 cm以深の等深線はほぼ直線で等間隔となっている。この突堤群は不透過堤で堤長が汀線から砕波点までの距離 X_b と同じであるため沿岸漂砂のほとんどを遮断し、水深 6 cm以深においてわずかな沿岸漂砂が突堤先端を回り込んでいるものと考えられる。

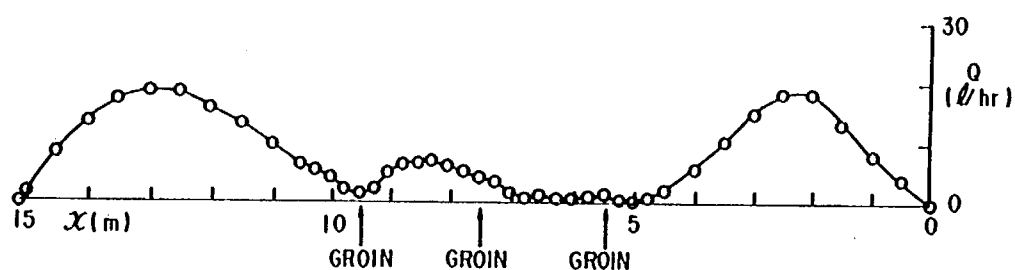


図-2.6 ケースG1の沿岸漂砂量分布

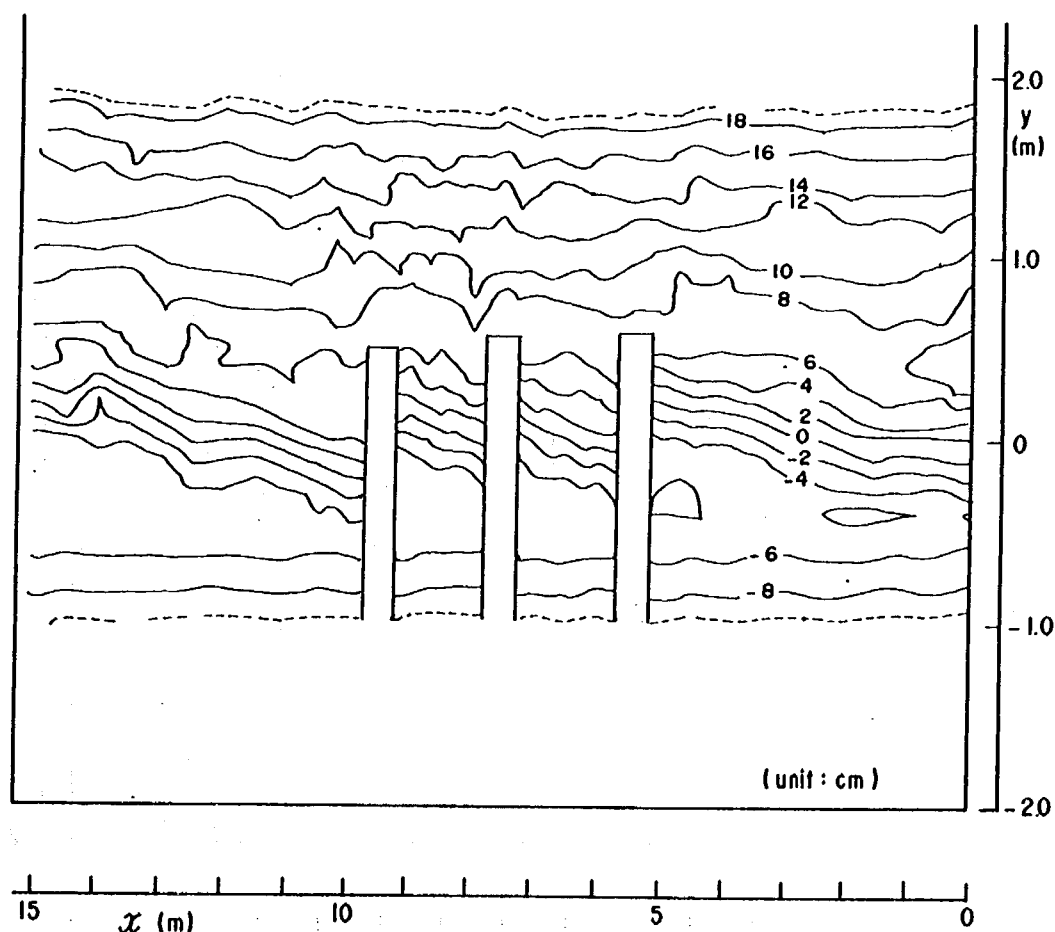


図-2.7 ケースG1の等深線図

ケース G 2 は、不透過で汀線からの長さが X_b の $1/2$ (25cm) の突堤を設置したケースである。全沿岸漂砂量の沿岸方向分布を図-2.8に示す。このケースでは突堤の設置範囲の Q はほぼ一様に分布しており、その平均値を求めると $Q_r = 15.0 \text{ t/hr}$ である。 R は 38.0% になる。

図-2.9にケース G 2 の時刻 t_2 における等深線図を示す。ケース G 1 と比較すると 2 cm 以浅の等深線は突堤先端の近くに位置している。また、4 cm の等深線は各突堤先端を回り込むような形状を示す。

6 cm の等深線はやや変形しているがほぼ直線形状になっている。これらのことから、ケース G 2 では波の打ち上げ高から水深 2 cm までの沿岸漂砂は遮断するが、水深 4 cm 以深では沿岸漂砂が突堤先端を回り込んでいいるものと考えられる。

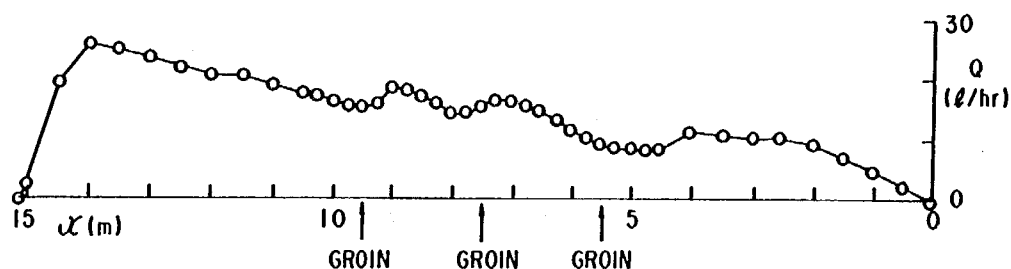


図-2.8 ケース G 2 の沿岸漂砂量分布

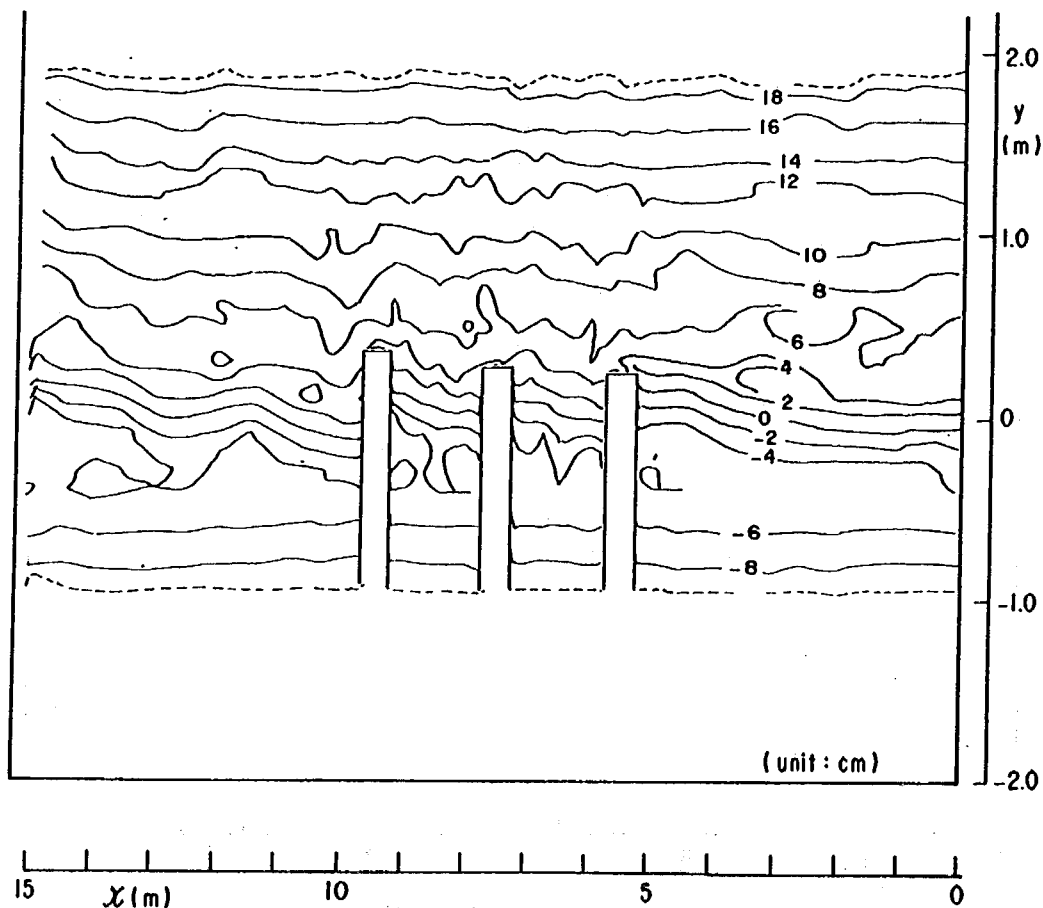
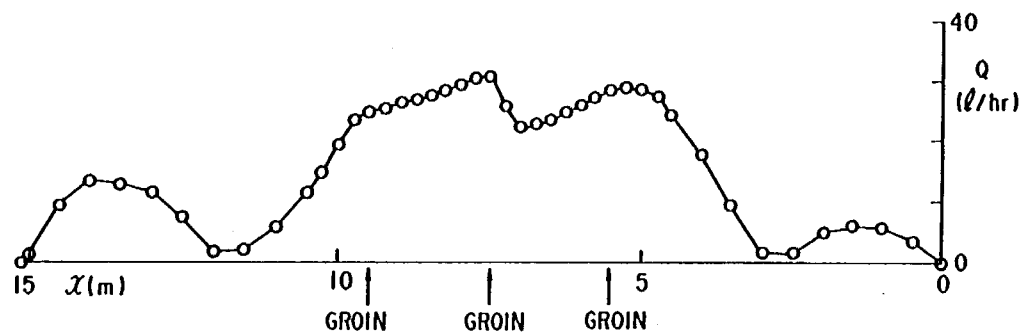


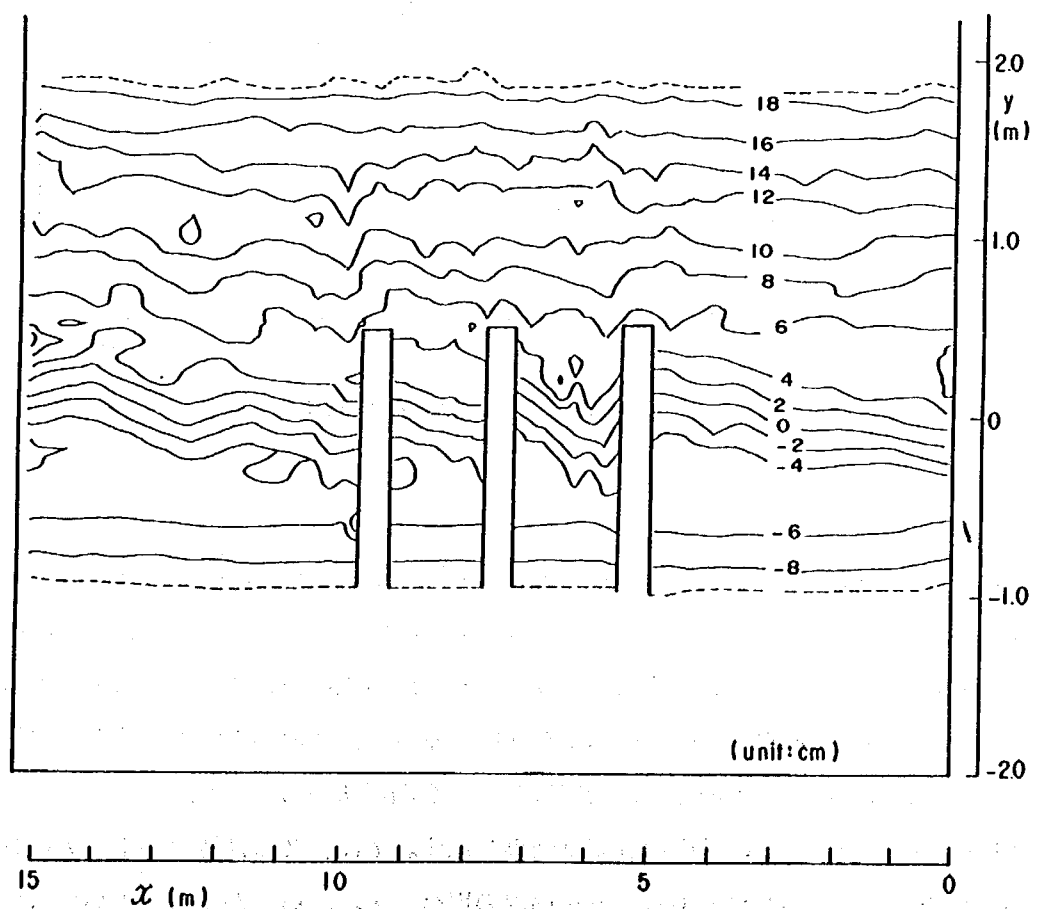
図-2.9 ケース G 2 の等深線図

ブロック積みの透過堤で汀線からの長さが X_b と同じ50cmの突堤を設置したのがケース G 3 である。全沿岸漂砂量の沿岸方向分布を図一 2.10 に示す。突堤の設置範囲の全沿岸漂砂量の平均値は $Q_r = 26.7 \text{ } \ell/\text{hr}$ であり、 $R = 67.6 \%$ となる。ケース G 1 と同様に堤体が碎波帯のほぼ全域を遮断しているにもかかわらず、 R は 7.6 倍であり、ケース G 2 に比べても 1.8 倍となっている。

ケース G 3 の時刻 t_2 における等深線図を図一 2.11 に示す。同じ堤長のケース G 1 に比べると 4 cm 以浅の等深線は、各突堤の上手側と下手側であまり大きな段差は生じていない。また、6 cm の等深線はほぼ直線であり、ケース G 2 に見られるような突堤先端を回り込むような地形変化は生じていない。以上のことから、ケース G 3 の突堤群の場合には、透過堤であるため沿岸漂砂の多くが堤体を通して



図一 2.10 ケース G 3 の沿岸漂砂量分布



図一 2.11 ケース G 3 の等深線図

とがわかる。実験時の観察でも、打ち上がった波が砂を伴って堤体を通り流れている様子が確認された。この流れは突堤上手と下手の地盤高の差によって生じる。このことから、透過堤の場合は堤内を通り流れる漂砂によりその制御効果が支配されるものと考えられる。

2) 突堤間の汀線形状

ケース G 1 ～ G 3 の時刻 t_2 における突堤間の汀線形状を図-2.12に示す。突堤間において砂の流入がなければ、突堤間の汀線は砕波点での波の入射方向に直角となり、海浜は沿岸漂砂の生じない静的に安定な状態となる。ここで汀線角度 (θ_s) を初期汀線と時刻 t_2 の汀線とがなす角度とする。図によると、ケース G 1、G 2 で θ_s は約 6° 、ケース G 3 で約 4° となっている。初期汀線に対する砕波波向 θ_b は約 10° であり、突堤間の汀線は砕波位置での波の入射方向に直角となっていない。不透過堤と透過堤とを比較すると、突堤間の沿岸漂砂量が多い透過堤の場合に θ_s が小さくなることからわかる。

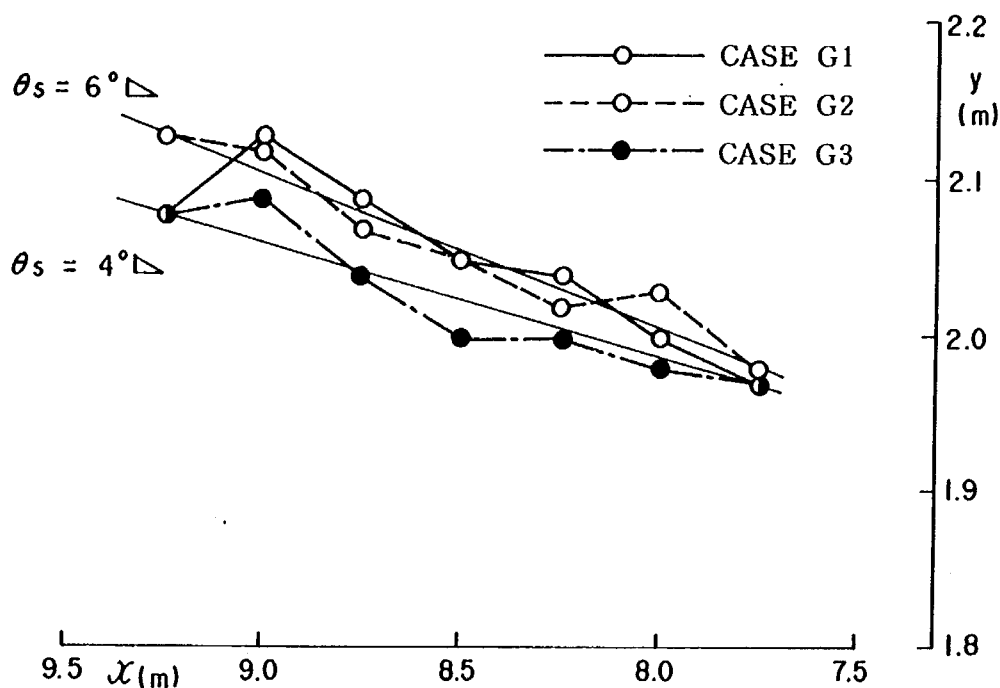
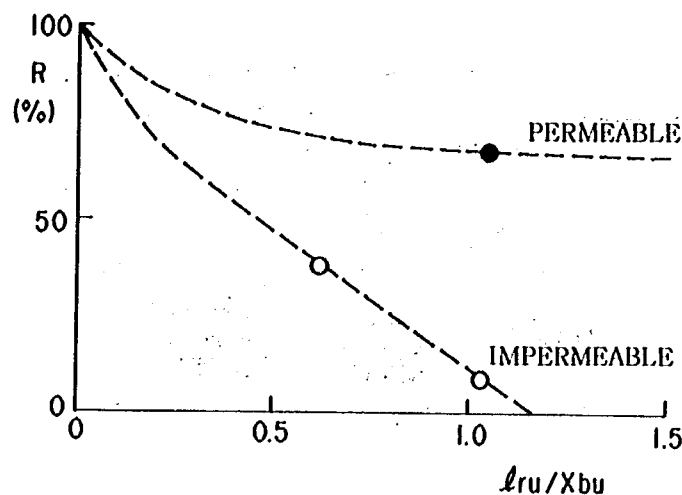


図-2.12 突堤間の汀線形状

3) 突堤群による沿岸漂砂制御

急勾配海岸では砕波した波があまり減衰せず前浜をはい上がるため、汀線付近から波の打ち上げ領域においてもかなりの沿岸漂砂が存在する。これは、沿岸漂砂によって生じる侵食や堆積による断面変化がその領域で大きいことからわかる⁵⁾。よって、波の打ち上げ領域においても突堤の沿岸漂砂制御効果があるため、突堤による沿岸漂砂制御効果を評価する場合、波の遡上限界の位置を堤長の基準位置とする必要がある。波の遡上限界の位置は初期状態での断面形状から求めた。

図-2.13にケース G 1 ～ G 3 の沿岸漂砂制御効果を示す。 l_{ru} 、 X_{bu} は波の遡上限界位置を基準とした突堤長および砕波点までの距離である。不透過堤の場合、 l_{ru}/X_{bu} が十分大きい場合には R は 0 % になり、 l_{ru}/X_{bu} が 0 に近づくにつれ R は 100 % に近づく。透過堤においては堤体を通り流れる漂砂が多



図一 2.13 突堤の沿岸漂砂制御効果

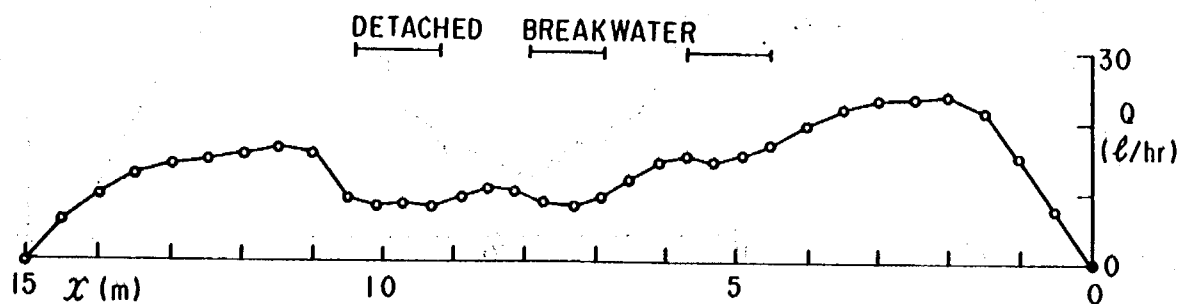
く、ある程度の長さ以上では R はほとんど変わらなくなるものと考えられる。ケース G 3 の堤長は X_{bu} と等しいため、このときの R をほぼその一定値とみなすことができる。以上のことから推定すると、急勾配海岸における突堤の沿岸漂砂制御効果は図中破線で示す傾向があると考えられる。緩勾配海岸においても汀線付近より陸側での沿岸漂砂量が多いことは、固有関数から求まる沿岸漂砂量の岸沖分布形⁶⁾や現地観測⁷⁾ からわかる。しかし、緩勾配海岸では汀線より沖側での沿岸漂砂量が多い。よって、全沿岸漂砂量に占める汀線より陸側の沿岸漂砂量の割合は、急勾配海岸より小さくなる。このため、緩勾配海岸では十分に堤長が長くないと、沿岸漂砂制御効果は小さいものと考えられる。実験は突堤間隔、波形勾配、底質を一定の条件で行った。これらの沿岸漂砂制御効果に対する影響については別途検討する必要がある。

2.5 離岸堤群による沿岸漂砂制御

1) 実験結果

離岸堤群の実験は表一 2.2 に示したように 6 ケース行った。

ケース D 1 は堤長、開口幅ともに 1.2 m で離岸距離が X_b と同じ 50 cm のケースである。図一 2.14 に全沿岸漂砂量の沿岸方向分布を示す。上手の離岸堤背後 ($x = 5$ m) で Q が大きくなっている。これは上手からの大きな供給量によるものと考えられる。図一 2.15 に示す等深線でも、上手側の離岸堤背後のト



図一 2.14 ケース D 1 の沿岸漂砂量分布

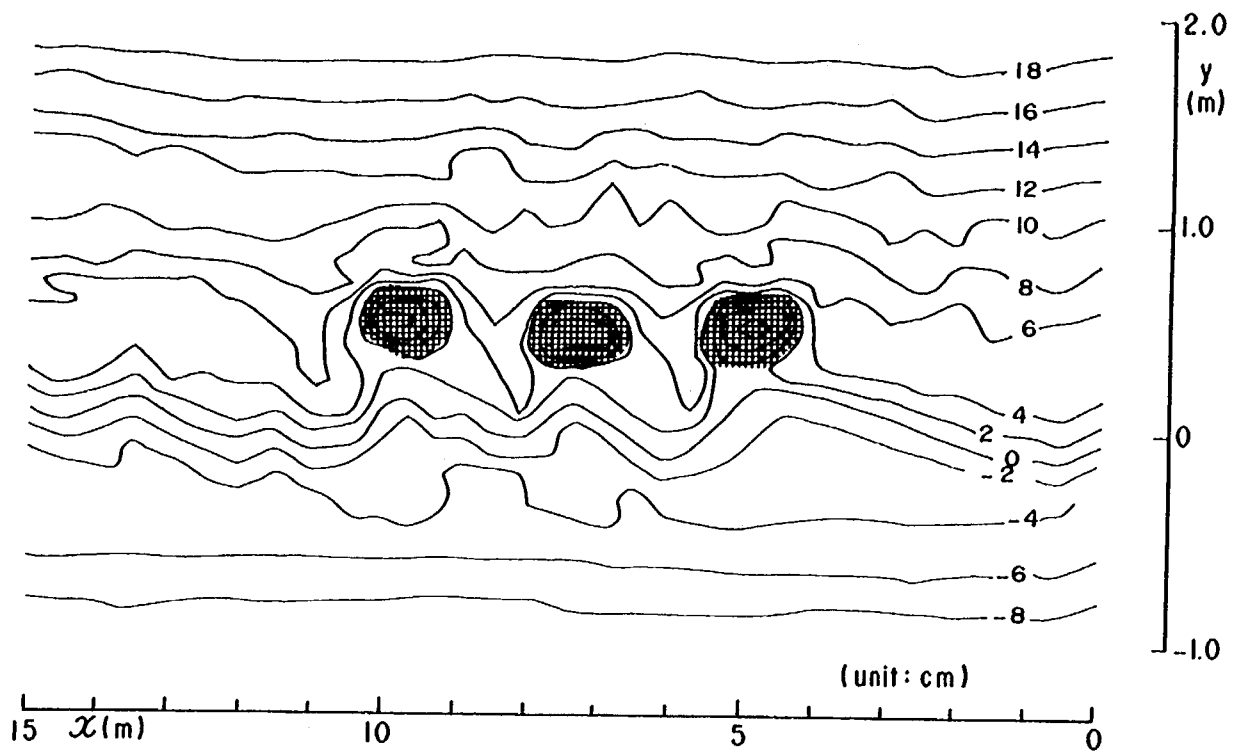


図-2.15 ケースD1の等深線図

ンボロが最も大きくなっている。そこで、 Q_r としては $x=6\sim11.5$ mでの平均的な値を採用した。 $Q_r=10.1\ell/\text{hr}$ であり、 $R=25.6\%$ になる。図-2.15を見ると、各離岸堤背後にトンボロが形成され2cmの等深線が堤体に達する程度まで堆積している。

ケースD2はケースD1の開口幅を2倍にしたケースである。全沿岸漂砂量の沿岸方向分布を図-2.16に示す。図によると、 $x=10$ m付近で Q は極小となり、 $x=14$ mまで増加して $x=18$ mまでの間はほぼ一定値となっている。この分布が生じた理由は図-2.17に示す等深線図を見ると明らかである。すな

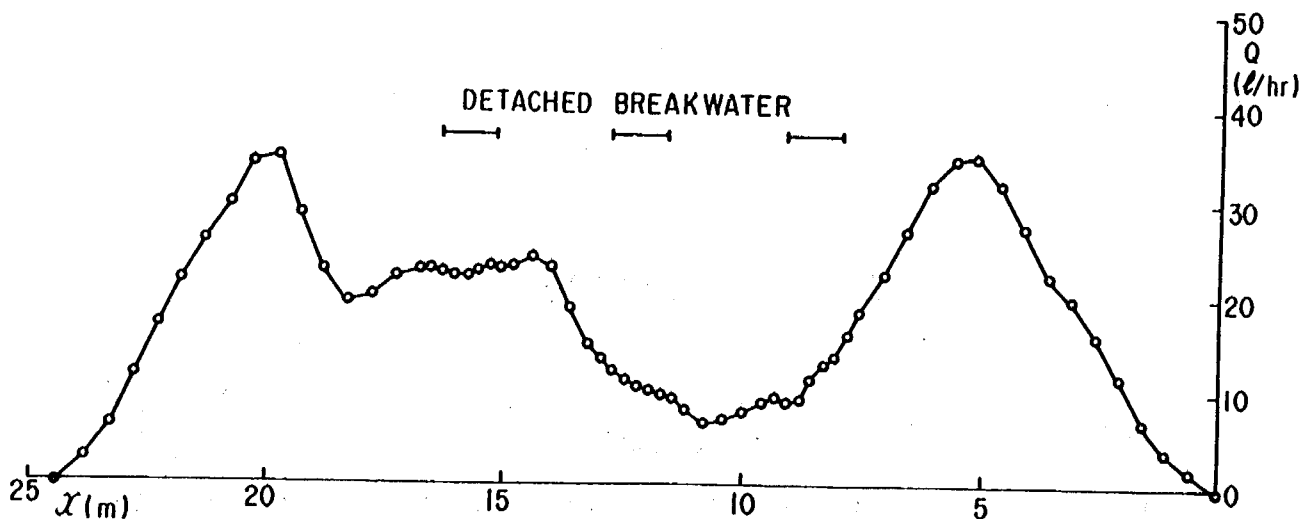


図-2.16 ケースD2の沿岸漂砂量分布

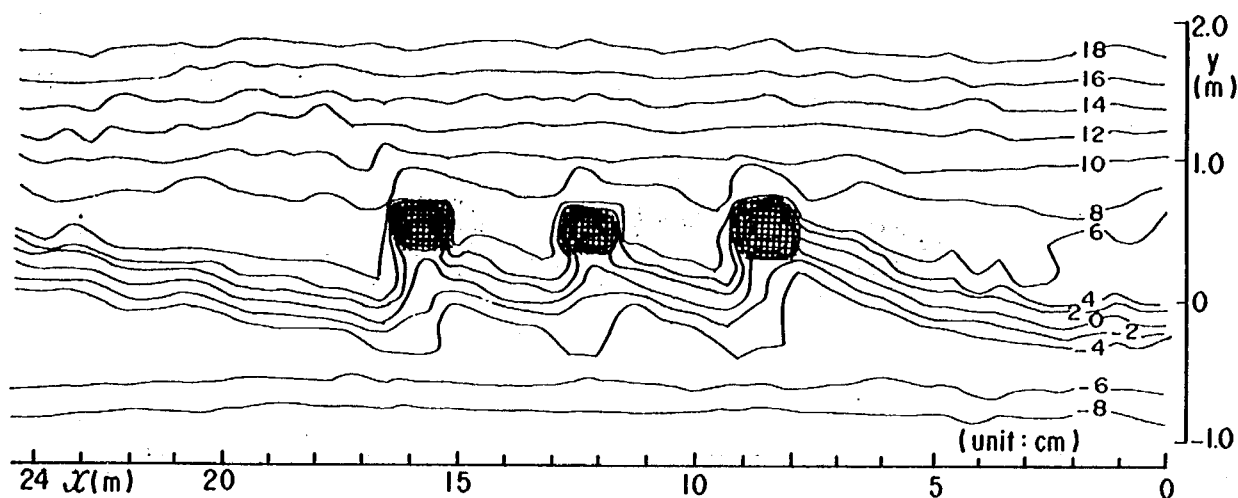


図-2.17 ケースD2の等深線図

わち、上手側の離岸堤ではトンボロが堤体にまで達し、他の2つのトンボロに比べかなり大きくなっている。そのため下手への漂砂がほとんど抑えられ、中央の離岸堤背後で Q が小さくなったと考えられる。これは、上手からの供給量が大きく、さらに波を作用させる時間が長すぎたためである。中央と下手のトンボロ形状はほぼ等しく、 Q_r は $x = 14 \sim 17\text{m}$ での平均的な Q を採用して 22.6 l/hr とした。 $R = 55.2\%$ である。

ケースD3は開口幅をさらに広くケースD1の3倍にしたケースである。設置範囲が広がったため波を作用させる時間が限られた。そのため、図-2.18に示す全沿岸漂砂量の分布形は一様にならず波打った形状となっている。図-2.19に示す等深線図によると三基の離岸堤背後の地形はほぼ同様なものである。そこで、 Q_r としては $x = 7 \sim 18\text{m}$ での Q の平均値 26.0 l/hr を採用した。 $R = 65.8\%$ になる。

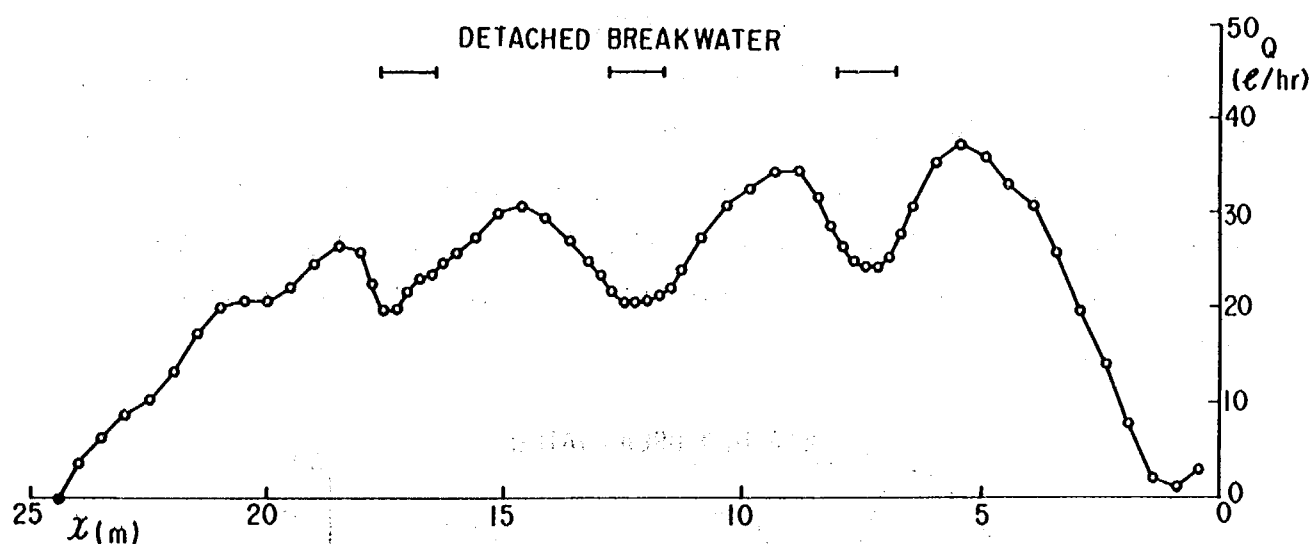


図-2.18 ケースD3の沿岸漂砂量分布

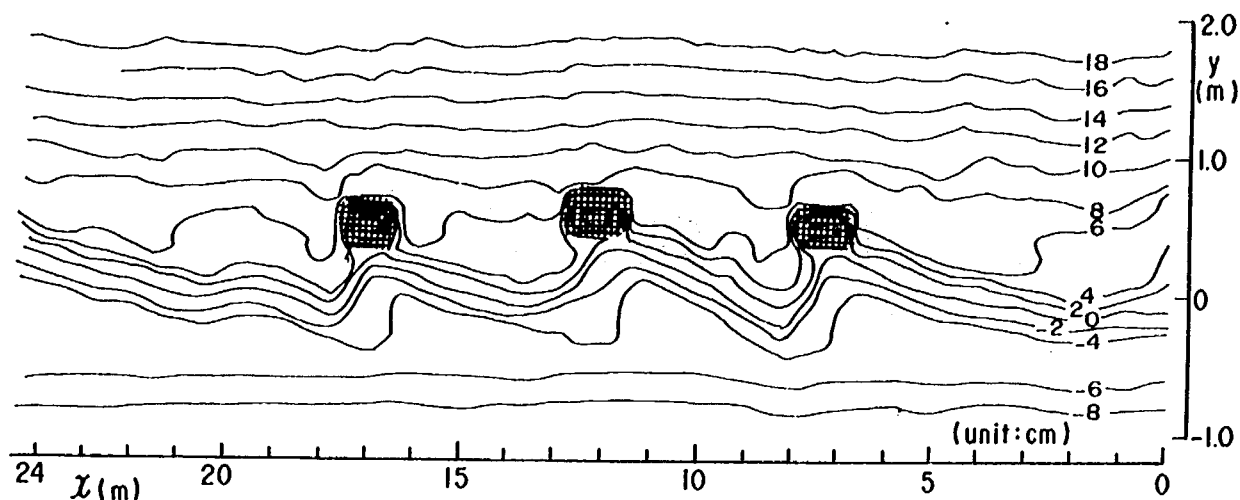


図-2.19 ケースD3の等深線図

堤長、開口幅がともに1.2 mでケースD1と等しく、離岸距離を0.8 mに広くしたのがケースD4である。全沿岸漂砂量の沿岸方向分布を図-2.20に示す。 $x = 8 \sim 9$ mにかけて極端に Q が大きくなっている。この原因は明らかでない。図-2.21に示す等深線図によると、 $x = 8 \sim 9$ mの開口部では6～8 cmの等深線が深く岸側に入り込む一方で、 $x = 9.5$ mの離岸堤端では4～10 cmの等深線が沖側に突出している。このことから、この開口部では下手に傾いた強い離岸流が発生していたことが推定される。この離岸流が、 $x = 8 \sim 9$ mでの Q を大きくしたものと考えられる。この離岸流がケースD4の群配置に固有なものかはわからないが、 $x = 10$ mでは Q が小さくなっていること、 $x = 4.5 \sim 7.5$ mでは Q がほぼ一様な分布をしていることから、 $x = 8 \sim 9$ mの Q は無視して Q_r を判定した。 $x = 4.5 \sim 7.5$ mでの Q の分布より $Q_r = 9.1 \text{ l/hr}$ になり、 $R = 23.0 \%$ である。

これまで述べてきた各ケースの等深線を見ると、明瞭な変化を示すのは6 cm以浅の等深線である。水深6 cmの以浅の領域ではほとんどの砂移動が生じているものと考えられる。離岸距離0.5 mでは設置水深は5 cmであり、砂移動のほとんどが生じる領域の岸側になる。一方、離岸距離0.8 mでは設置水深は8 cmになり、この領域は離岸堤の岸側になる。図-2.21の等深線図では、2 cmの等深線以浅のトンボロ形状は、同じ堤長、開口幅で離岸距離の小さいケースD1（図-2.15）とあまり変わらない。しかし、4 cmの等深線以浅ではケースD4でのトンボロの方が尖鋭であり開口部の湾入も大きく、離岸距離が大きくなった影響が出ている。このことから、ケースD1に比べケースD2の方がやや制御効果が高い結果が出たことは妥当なものと考えられる。

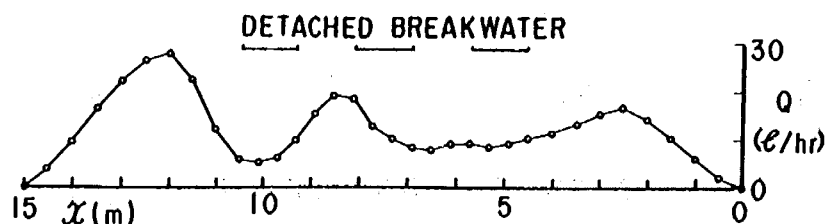


図-2.20 ケースD4の沿岸漂砂量分布

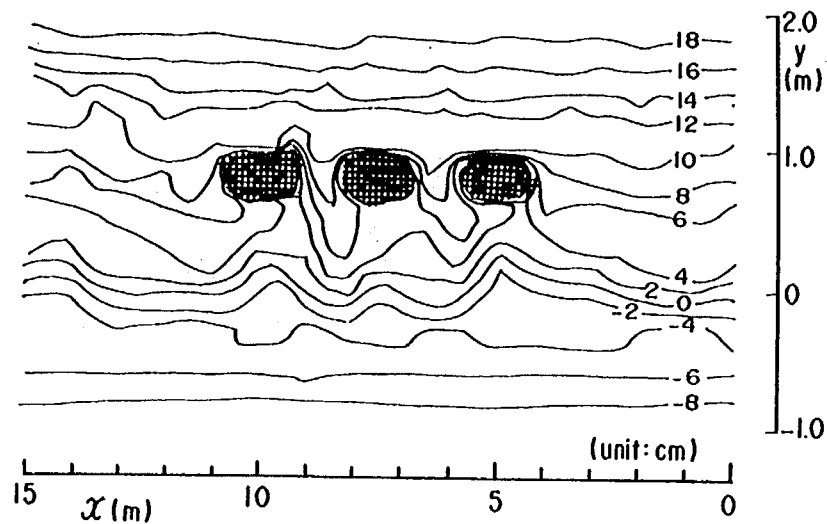


図-2.21 ケースD4の等深線図

ケースD5はケースD4と堤長、離岸距離が等しく、開口幅を3倍にしたケースである。また、ケースD3と堤長、開口幅が等しく、離岸距離が大きくなっている。全沿岸漂砂量の沿岸方向分布を図-2.22に示す。ケースD3(図-2.18)と同じく、開口部で Q が大きく分布形は波打っており、下手に向かって Q が減少している。これもケースD3と同じく実験手法上の問題によるものである。本来ならば設置基数をさらに増やし、波の作用時間も長くする必要がある。図-2.23に示す等深線図によると、三基の離岸堤背後の地形はほぼ等しく、ケースD3と同じく設置範囲の平均的な Q を Q_r とした。 $Q_r = 12.2 \text{ l/hr}$ となり、 $R = 30.9\%$ である。ケースD3に比べ R は約半分になる。等深線図によると、6cmの等深線が大きく変形しておりトンボロはケースD3に比べ尖鋭になっている。この場合もケースD4とケースD1の比較と同じく、離岸距離が大きくなったことにより、制御効果が高くなったものと考えられる。

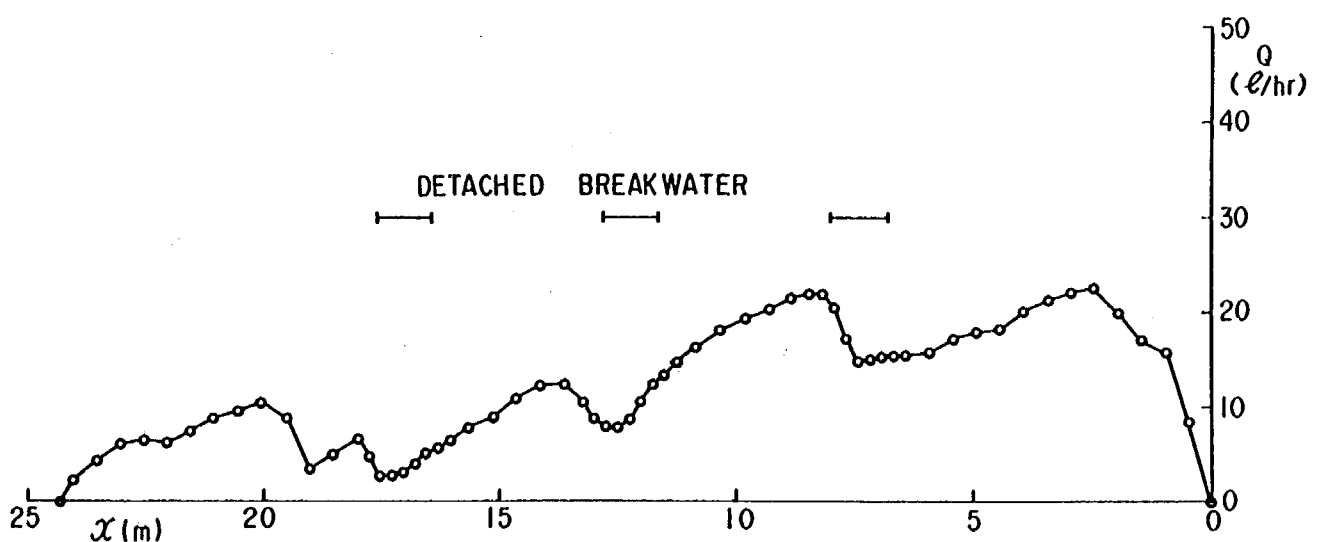


図-2.22 ケースD5の沿岸漂砂量分布

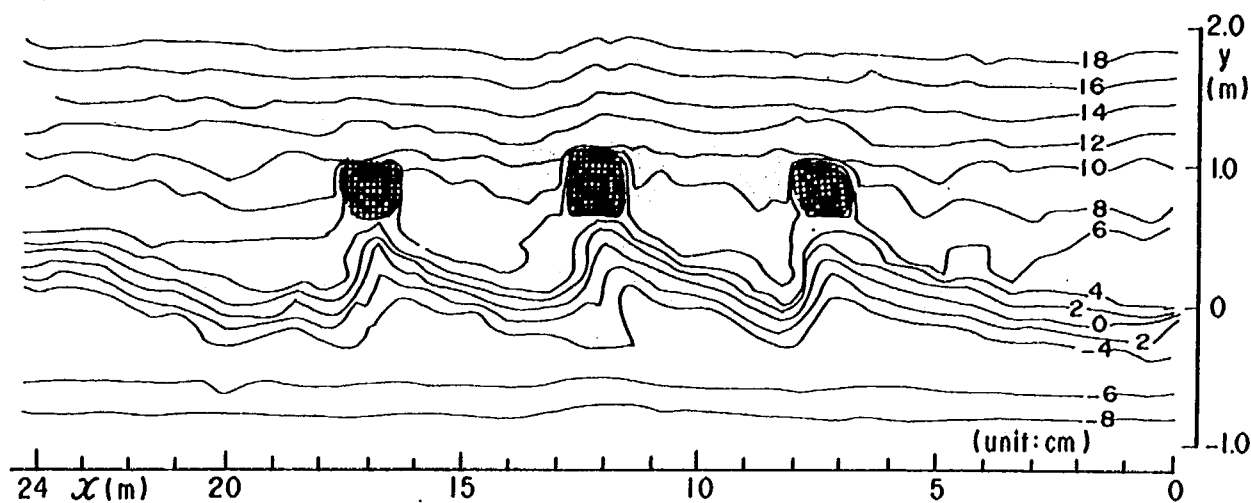


図-2.23 ケースD5の等深線図

ケースD6は堤長を0.8 mと短くし、開口幅をその3倍の2.4 mと広くしたケースである。離岸距離はケースD1～D3と同じ0.5 mである。全沿岸漂砂量の沿岸方向分布を図-2.24に示す。ケースD2と同じく上手側の離岸堤背後で Q が極端に小さくなっている。図-25に示す等深線図にも明らかなように、ケースD2と同様に上手側離岸堤背後でのトンボロが大きく、下手への供給が減少したものと考えられる。ここでは、 Q_r を $x=13\sim17$ mでの Q の平均的な値として $30.9 \ell/\text{hr}$ とした。 R は78.2%になる。

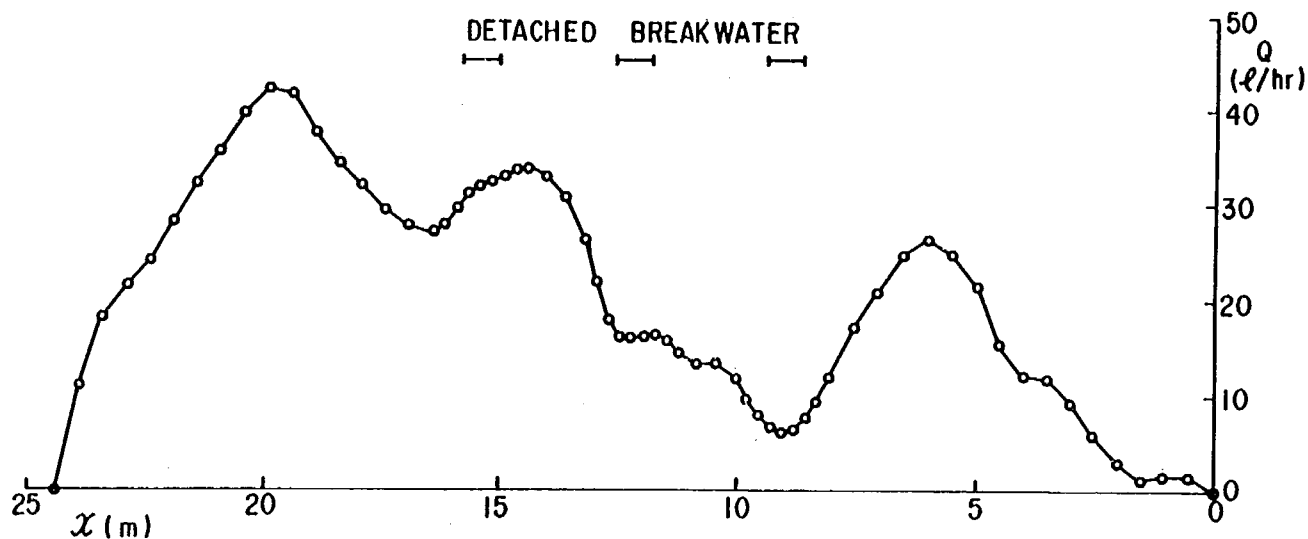
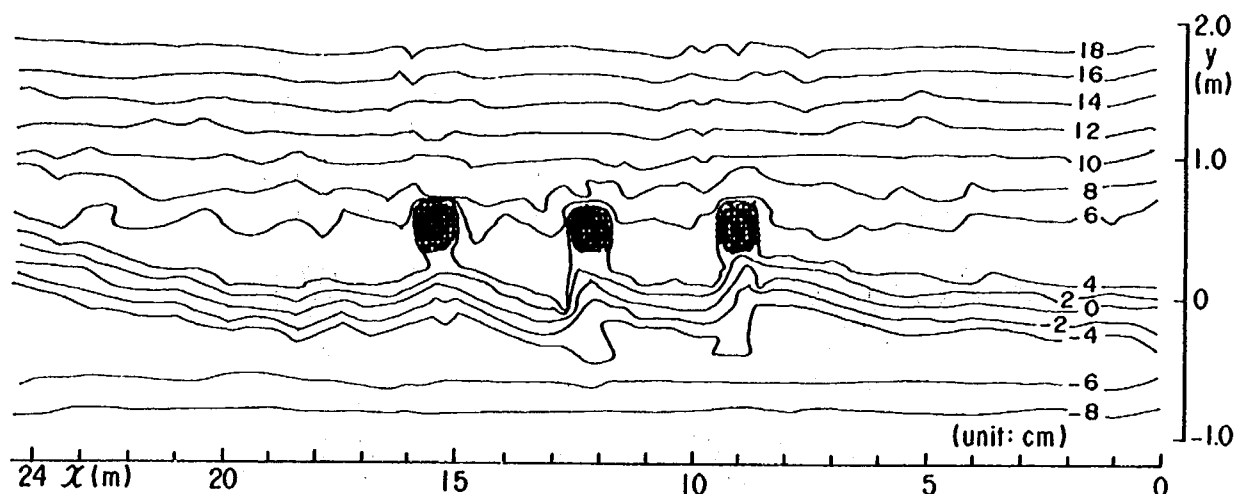


図-2.24 ケースD6の沿岸漂砂量分布

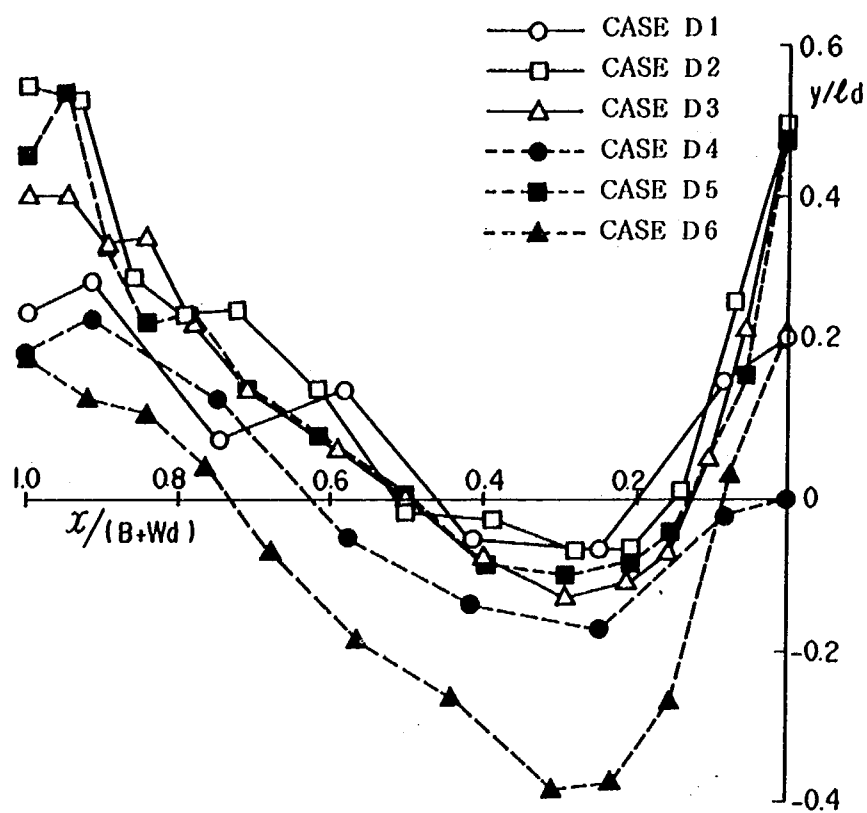


図一 2.25 ケース 6 の等深線図

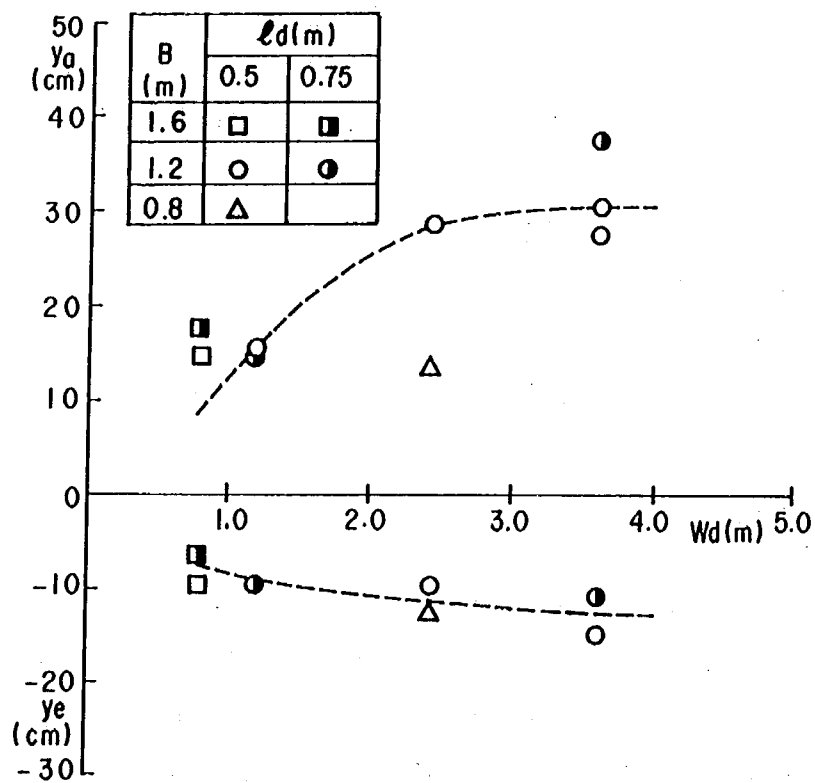
2) 離岸堤間の汀線形状

離岸堤を施工する場合、開口部での汀線の後退量が問題となる。そこで、開口部での汀線形状に着目して、各ケースの離岸堤中心位置間の無次元汀線形状を示したのが図一 2.26 である。沿岸方向は離岸堤中心位置間の距離 ($B + W_d$) で、岸沖方向は離岸距離 ℓ_d で無次元化している。汀線の最大後退位置はどのケースでもほぼ等しく、上手の離岸堤中央から無次元距離にして 0.3 程度の位置にあることがわかる。また、開口幅の広いケース D2, D3, D5 ($B/W_d \geq 2$) の汀線形状はほぼ等しく、 $B/W_d = 1$ のケース D1 と D4 の汀線形状もほぼ等しい。その無次元汀線形状は開口幅が小さい方が扁平なものとなっている。なお、ケース D4 ではケース D1 に比べ上手側の汀線の前進が少ない。ケース D4 の汀線形状は図一 2.21 の等深線図における下手側の離岸堤間のものである。等深線図では中央のトンボロが他の 2 つに比べ小さい。この原因は明らかでないが、中央のトンボロが他の 2 つと同程度に発達していれば、図一 2.21 のケース D4 の上手側もケース D1 と同程度に前進するものと考えられる。以上のことより、無次元汀線形状は離岸距離にほとんど影響されず、開口幅により決まることがわかる。ケース D6 ($B/W_d = 3$) は開口幅の広いケースと形状そのものは等しいが、全体が岸側に平行移動している。

次に初期汀線を基準とした汀線の最大前進量 y_a と、最大後退量 y_e を図一 2.27 に示す。図には表 2.2 に示したケース以外に、 $B = 1.6$ m のデータも示した。まず y_a についてみる。 $B = 1.2$ m、 $\ell_d = 0.5$ m の場合は、開口幅が広がるほど y_a は大きくなり、ある程度 W_d が大きくなると y_a は一定になる傾向をもつ。また堤長の影響も大きく、 $W_d = 2.4$ m では堤長が 1.5 倍になると y_a は約 2.2 倍になっている。 W_d が小さい場合には、離岸距離 ℓ_d は y_a に影響せず、 W_d が大きい場合には、 ℓ_d が大きいほど y_a も大きくなっている。これらのことは前述のように、 W_d が大きくなると離岸堤背後への供給砂量が増え、 ℓ_d が増すとトンボロが発達するスペースが広くなることに対応すると考えられる。 y_e はほぼ W_d のみに支配されることがわかる。 y_e の W_d による変化は大きなものではないが、 W_d が大きくなるほど y_e も大きくなる傾向がある。



圖一 2.26 無次元化汀線形狀



圖一 2.27 最大汀線前進後退量

実験では入射波向、周期は固定されており、これらの効果を明らかにできない。土屋らはヘッドランドにはさまれた海浜での汀線形状に波向および周期が影響するとしている。土屋らの実験は静的な安定海浜を対象としており、汀線はフック形状になっている⁹⁾。今回対象とした実験での汀線はフック形状になっておらず、トンボロの先端から最大汀線後退位置までの距離も土屋らの結果よりかなり小さい。そのため、開口部での入射波の屈折は小さく、周期による影響はヘッドランドの場合に比べ小さくなると考えられる。また、離岸堤は波を透過させるため、透過波が制御効果、さらには汀線形状に影響するものと考えられる。

3) 離岸堤による沿岸漂砂制御効果

離岸距離 l_d による沿岸漂砂の通過率 R の変化を図-2.28に示す。 l_d は初期汀線から砕波点までの距離 X_b で無次元化した。図によると開口幅一定のもとでは l_d/X_b が大きいほど R は小さくなり、制御効果が高くなる。 l_d/X_b による R の変化は開口幅が広い方がかなり大きい。図-2.29は横軸に W_d/X_b をとったものである。沿岸漂砂の通過率 R は離岸距離を一定にとると W_d/X_b が大きいほど大きくなり、その増加率は離岸距離が短いほど大きい。また、データは1つしかないが、堤長の影響も大きく $W_d/X_b = 4.8$ 、 $l_d = 0.5$ m のとき堤長が 1.2 m から 0.8 m に変わることで R は約 1.4 倍と大きくなっている。実験条件の範囲では離岸堤による沿岸漂砂制御効果は、開口幅が狭いほど、離岸距離が大きいほど、さらに堤長が長いほど高いことがわかる。

現在施工されている離岸堤の多くは $W_d/B < 1$ 、堤長が 50 ~ 100 m、設置水深が 5 m 未満のものである⁹⁾。模型にすると堤長は 1 ~ 2 m、設置水深は模型での離岸距離に換算すると 1 m になる。特に開口幅の広い離岸堤に着目しているため W_d/B は大きい、他の条件は一般に施工されている範囲のものとなっている。前節で述べたように波と堤体の条件は限られているが、現地における離岸堤諸元と波と

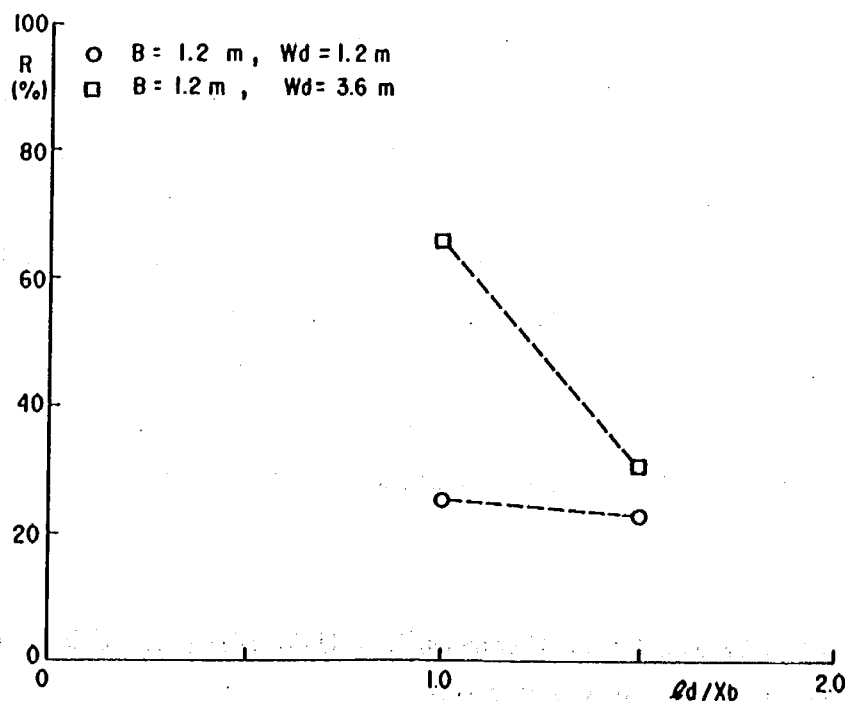


図-2.28 離岸距離による沿岸漂砂制御効果

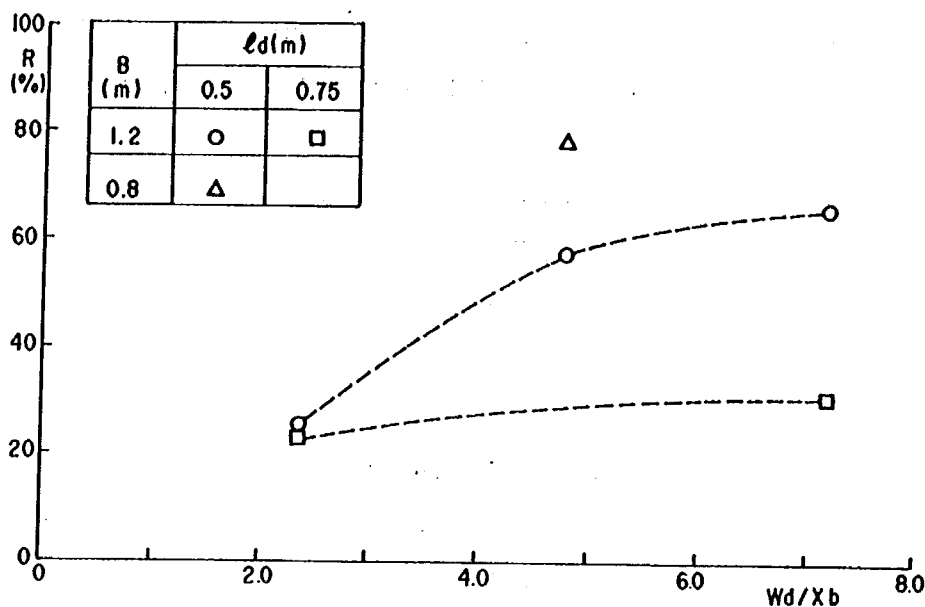


図-2.29 開口幅による沿岸漂砂制御効果

の相互関係はさほど広範なものではないと考えられる。また、周期による離岸堤の沿岸漂砂制御効果への影響はあまり大きくない。砂浜海岸は長期にわたって波にさらされており、砂嘴の先端などを除いては碎波角が大きな海岸はほとんどみあたらない。これらのことから、図-2.28、2.29に示す結果は、一般に施工される離岸堤の急勾配海岸における沿岸漂砂制御効果を示すものと考えられる。

開口幅が広い場合、図-2.29によると離岸距離を大きくすることで、沿岸漂砂制御効果を高くすることができる。この場合、開口部で汀線が大きく後退する一方、離岸堤背後への砂の供給が大きいのでトンボロ状の地形も大きくなる。そのため汀線に対する碎波角が小さくなり沿岸漂砂量が減少するものと考えられる。すなわち、ヘッドランド工法⁸⁾に近い状態になる。このことから、静的な安定海浜 ($R=0$) の形成条件について考えてみる。図-2.28では l_d/X_b が大きいほど R は小さい。 l_d がある程度以上大きくなると沿岸漂砂の制御効果が低くなり、 R は増加する傾向になると考えられる。よって R は最小値をもつ。開口が大きいほど離岸距離を大きくすることで R は小さくできる。これらのことから、 R が最小となる l_d の値は、開口幅が広いほど大きくなり、そのときの R も小さくなると推定される。これは、屈折と回折の効果によって開口部の汀線が碎波点における波の入射方向に直角になる、すなわち Q_r が減少して R が小さくなるためには、ある程度大きな離岸距離と開口幅が必要になることになる。この場合、堤長が短ければ離岸堤背後の沿岸漂砂量を減少できずトンボロが発達しない。堤長に十分な長さがなければ、 l_d や W_d を大きくしても R は小さくならない。このように、堤長、開口幅、離岸距離の条件が静的な安定海浜を形成するための重要かつ適切な条件であることがわかる。

2.6 結 論

突堤、離岸堤を群として設置した場合の急勾配海岸における沿岸漂砂制御効果を、碎波波向が約 10° の条件で実験により検討し、以下の結論が得られた。

- ① 突堤については、不透過堤の場合、堤長が短くとも波打ち帯の沿岸漂砂を遮断するため沿岸漂砂制御効果があり、堤体の先端が砕波点までのものは約9割程度の沿岸漂砂量を抑えることができる。透過堤の場合、堤体を通過する沿岸漂砂によってその効果が支配される。透過堤では堤体の透過性が沿岸漂砂制御効果を支配する要素となる。
- ② 突堤間の汀線角度 θ_s は不透過堤より透過堤の方が小さくなる。
- ③ 一般に施工される離岸堤の場合、沿岸漂砂制御効果は開口幅が狭いほど、離岸距離が大いほど高い。この傾向は実験条件での諸元範囲に適用できるものである。
- ④ 汀線の最大前進後退量は開口幅が広いほど大きくなる。最大前進量は開口幅に強く支配され、開口幅が広い場合には離岸距離が大きくなるとその値も大きくなる。最大後退量はほぼ開口幅だけに支配される。また最大後退量の生じる位置は、上手側離岸堤中央より約0.3 ($B+W_d$) の位置になる。

参 考 文 献

- 1) Bakker, W. T. : The dynamics of a coast with a groyne system, Proc. 11th Conf. Coastal Eng., pp. 493~517, 1968.
- 2) Huisbergen, C. H., Bakker, W. T. and van Bochove, G. : Experimental verification of groyne system, Proc. 16th Coastal Eng., pp. 1439~1458, 1976.
- 3) 榎木亨・出口一郎：突堤の沿岸漂砂捕捉機能に関する研究，第29回海岸工学講演会論文集，pp. 279~283, 1982.
- 4) 宇多高明・小俣篤・山本幸次：海岸移動床平面実験における地形測定の精度の検討，第31回水理講演会論文集，pp. 749~754, 1987.
- 5) 武内達夫・宇多高明・中島秀樹・青山春男：駿河海岸における海浜地形変化の解析，第31回海岸工学講演会論文集，pp. 360~364, 1984.
- 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，pp. 59~71, 1981.
- 7) 香取完和：吹き流し式トラップによる漂砂観測，NERC Rep. No 17, TR-82-1, 第7回合同総合現地観測報告書，海岸環境工学研究センター，pp. 110~117, 1983.
- 8) 土屋義人・芝野照夫・西蔦照毅：安定海浜の形成に関する実験的研究，第29回海岸工学講演会論文集，pp. 274~278, 1982.
- 9) 清治真人・田中茂信・宇多高明：離岸堤の効果と安定性，第33回海岸工学講演会論文集，pp. 432~436, 1986.

3. 移動床模型実験での地形測定の精度

3.1 まえがき

海岸移動床平面実験において沿岸漂砂量を測定する場合、地形測定から間接的に全沿岸漂砂量を算定する方法が用いられる。沿岸漂砂量測定にトラップを用いれば、沿岸漂砂量の岸沖分布形も一応は求めることができる。しかし、トラップによる沿岸漂砂量の測定の問題点として、漂砂量の岸沖、沿岸成分の分離が困難であること、浮遊砂と掃流砂とを区別して測定できないこと、さらにトラップを設置すると漂砂への影響が生じることが挙げられる。このため、トラップによる精度の良い沿岸漂砂量の測定は難しい。地形測定による方法では沿岸漂砂量の岸沖分布形を求めることはできない。また、移動床全域を測定しなければならない。しかし、確実に全沿岸漂砂量を求めることができるため、多くの場合この方法が用いられる。

地形測定は岸沖方向に設定される測線を沿岸方向に適切に配置して行われる。2回の地形測定より地形変化量を求め、この結果から土砂の収支を算出し全沿岸漂砂量が求められる。この場合、理想的には水槽全域での土砂収支はゼロとなるが、一般には有限値となる。これは、測量や測点の配置から生じる誤差によるものであり、全沿岸漂砂量に誤差を生じることになる。しかし、このような地形測定結果より算定される全沿岸漂砂量の誤差についてはほとんど論じられていない。

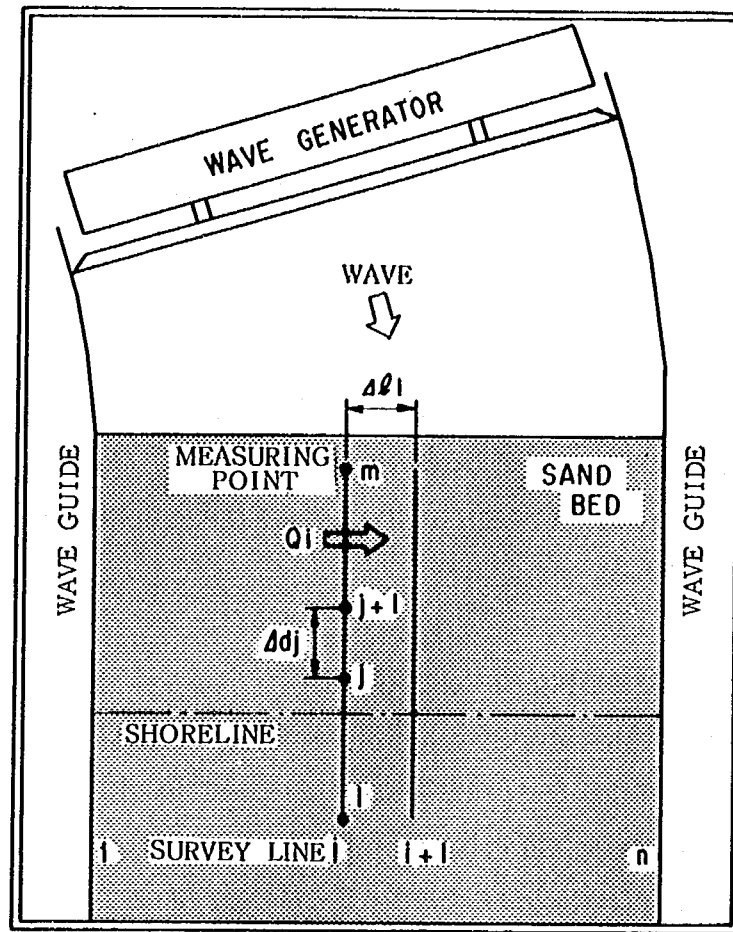
ここでは、地形測定結果より算定される全沿岸漂砂量の精度を左右する地形測定の精度について検討する。そのために、地形測定の誤差の支配要因を明らかにし、信頼性の高い地形測定を行うための方針を示す。

3.2 全沿岸漂砂量の算定

解析に用いたデータは、土木研究所で行った海岸移動床平面実験のものである。実験条件を表-3.1に示す。地形測定は、沿岸方向間隔50cm（構造物周辺など地形変化の大きいところでは25cm）の岸沖測線を設置して行った。その岸沖測線 i ($i=1\sim n$) 上には、原則として10cmピッチで測点を設けた。ただし、地形急変化点も測点とする。この測線 i 上の測点 j ($j=1\sim m$) で基準高さからの深さ（測定深） $h_{i,j}$ を測定した（図-3.1参照）。地形測定時刻 k における全沿岸漂砂量は次の方法で算定する。時刻 k から時刻 $k+1$ までの測定時間間隔 Δt での各岸沖測線の断面積変化量 $A_{i,k}$ は、次式で表わされる。以下時刻添え字 k は省略する。

表-3.1 実験条件

ケース	実験名	沿岸方向測定 距離 W (m)	岸沖方向測定 距離 B (m)	実験波高 H_o (cm)	前浜勾配	底質粒径 d_{50} (mm)
A	砂捕捉構造物水理模型実験	9.4	3	3.0	1/7	0.28
B	沿岸漂砂制御水理模型実験1	15	4	3.3	1/10	0.22
C	富士海岸水理模型実験	24	5	5.5	1/9	0.24
D	沿岸漂砂制御水理模型実験2	24	4	3.3	1/10	0.22



図－ 3. 1 測線・測点の設定

$$A_i = \sum \frac{(h_{i,j,k} - h_{i,j,k-1}) + (h_{i,j+1,k} - h_{i,j+1,k-1})}{2} \cdot \Delta d_j \quad (3-1)$$

ここで、 Δd_j ($j=1 \sim m-1$) は測点間隔である。また、各測線間の体積変化量 V_i ($i=1 \sim n-1$) は近似的に次式で求める。

$$V_i = \frac{A_i + A_{i+1}}{2} \cdot \Delta l_i \quad (3-2)$$

ここで、 Δl_i ($i=1 \sim n-1$) は測線間隔である。よって、測線 i の断面を通過した全沿岸漂砂量 Q_i は測線 i 上手での総地形変化量 V_e より

$$Q_i = -\frac{V_e}{\Delta t} = -\frac{1}{\Delta t} \sum V_p \quad (3-3)$$

となる。同様に測線 i 下手での総地形変化量 V_a より

$$Q_i = \frac{V_a}{\Delta t} = \frac{1}{\Delta t} \sum V_p \quad (3-4)$$

となる。理想的には V_e と V_a の絶対値が一致し、式(3-3)と式(3-4)で求まる Q_i は一致するはずであるが、実際には誤差を生じ水槽内での土砂の収支があわなくなる。この誤差量(累積地形変化量)を E_v とおく。また、総地形変化量を T_v とおくと、 E_v 、 T_v は次式で表される。

$$E_v = V_e + V_a = \sum V_i \quad (3-5)$$

$$T_v = \sum |V_i| \quad (3-6)$$

地形測定の精度の評価は総地形変化量 T_v に対する累積地形変化量 E_v の大きさに判断できるものと考えられる。そこで、 T_v および E_v を支配する要因について検討した。なお r 回の地形測定からは rC_2 ケース分の T_v と E_v が計算される。以下の検討に用いたデータは表-3.1 に示した実験の地形測定から求めた 147 ケース分のものである。

3.3 総地形変化量 T_v と累積地形変化量 E_v の支配要因

沿岸漂砂が卓越する海岸移動床実験の場合、沿岸漂砂が連続している区間の地形変化量は図-3.2 に示すように中央部での全沿岸漂砂量 Q_c と測定時間間隔 Δt で決まる。すなわち、沿岸漂砂上手側の総堆積量は $Q_c \cdot \Delta t$ であり、総地形変化量 T_v は $2 Q_c \cdot \Delta t$ となる。例えば、実験水槽中央部で全沿岸漂砂量 Q_c がほぼ一定であれば、 T_v は Q_c と Δt で決まることになる。 Δt と T_v の関係の一例を図-3.3 に示す。この実験は離岸堤、突堤等の構造物に関するものであり、水槽中央部で Q_c はほぼ一定である。構造物の影響の違いがデータのばらつきとして表われているが、 T_v がほぼ Δt に依存していることがわかる。以上のことより、 T_v は実験での波浪、底質、構造物の条件によって決まる全沿岸漂砂量と測定時間間隔にほぼ比例して決まることがわかる。

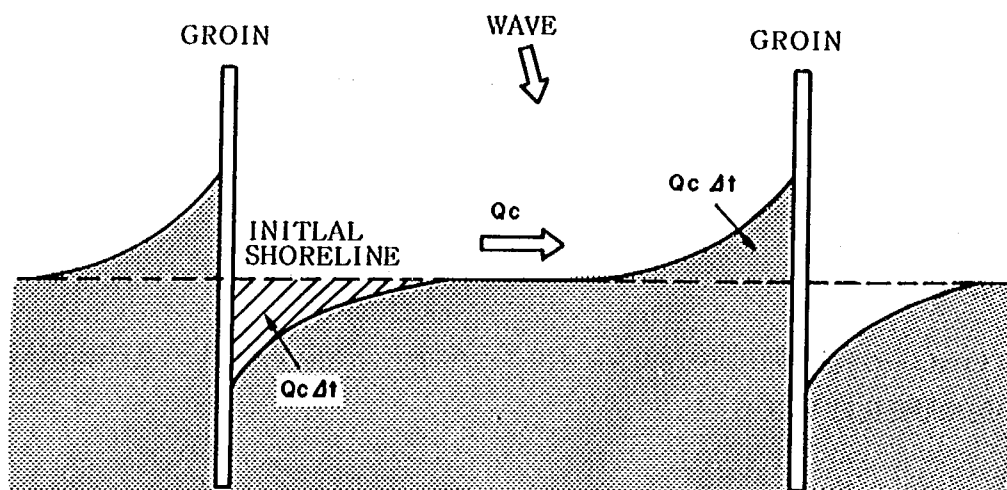


図-3.2 地形変化の概念

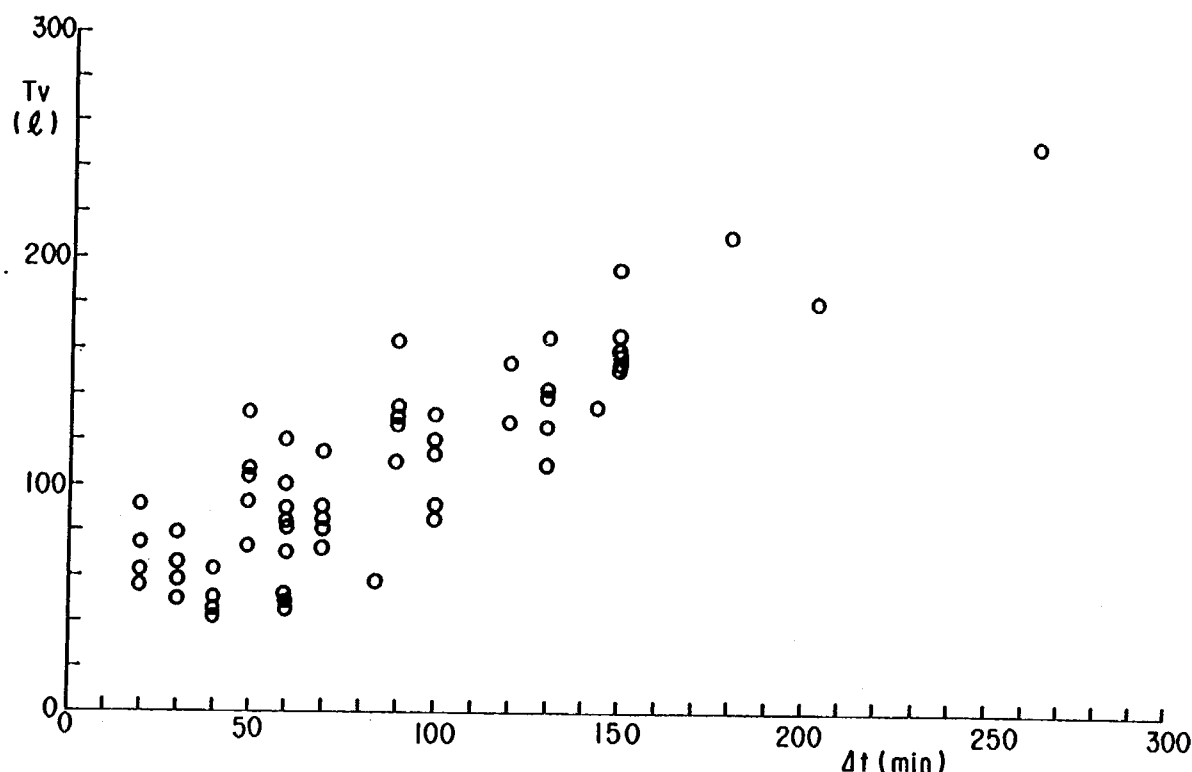
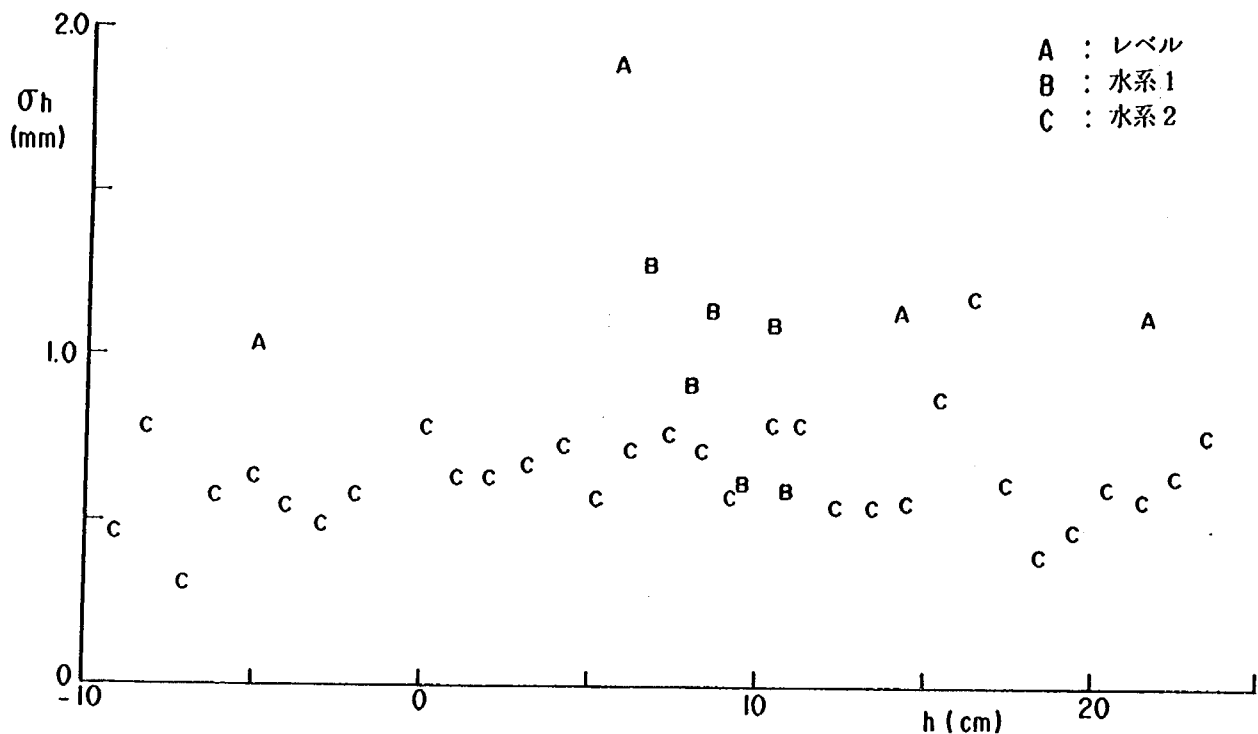


図-3.3 Δt と T_v の関係の一例 (実験ケース A)

次に E_v について考える。各測点では、基準高さから地表面までの距離 (測定深 h) をレベルや水平に張った水系により定規を用いて測定する。20回の繰り返し測定から計算した測定深の標準偏差 σ_h を図-3.4に示す。図の横軸には測定深 h をとってある。Aがレベルと定規、BとCが水平に張った水系と用いて測定した結果である。Bでは水系を毎回張り直し、Cでは水系を張ったままで繰り返し測定を行った。測定回数が少ないためデータはばらついているが、 σ_h は測定深の大きさによらずほぼ一定であり、どの測定法でも 1 mm 程度の値であることがわかる。本来、測線間隔、測点間隔、測定深の誤差は独立でないが、ここではこれらを独立変数と仮定して式 (3-1)、(3-2)、(3-5) に基づいて誤差の伝播計算を行った。このときの各変数の標準偏差 σ_x を 1 mm と 2 mm とした 2 ケースの計算を行った。計算条件と結果を表-3.2に示す。独立性の仮定は、移動床地形があまり変化にとんだものでなければ妥当なものと考えられる。実験で実際に生じる E_v は 10~30 ℓ 程度の値である。測定深の誤差から計算される E_v の標準偏差は表-3.2によると σ_x が 1 mm で 8 ℓ、2 mm にしても 17 ℓ 程度であり、測定深の精度だけでは E_v の支配要因として十分ではないことがわかる。よって、他に E_v を大きくする要因があるものと考えられる。

表-3.2 誤差伝播計算結果

実験ケース	σ_x (mm)	σ_{E_v} (ℓ)
A	1	6.4
B	1	8.5
A	2	12.9
B	2	17.0



図一 3.4 測定深の標準偏差

誤差の要因としては測定領域の広さ、リップル、構造物の影響、砂の締め固めの変化が挙げられる。次にはこれらについて検討する。

① 測定領域の広さ

地形変化が生じる全領域について地形測定を行わなければ、完全な砂の収支を把握することはできない。そのためには、沿岸方向は側壁で区切られた領域を、岸沖方向は陸側と沖側の砂移動が生じていない位置までの領域を測定する必要がある。陸側についてはバームの陸端や浜崖を含んだ領域までを測定すればよい。沖側については少なくとも有意な地形変化が生じる領域までを測定する必要がある、no-motion 領域までを測定することが望ましい。実測断面の例を図一 3.5 に示す。この例のように測定は移動の生じていない領域まで行われ、その部分での測定誤差は 1 mm 以内である。このように測定領域の広さはどの実験でも十分なものであり、 E_v の大きな支配要因とはならない。

② リップル

今回データとして用いた実験では、砕波点より沖に波長 7 cm、波高 2 cm 程度のリップルが形成された。地形測定や地形変化量計算を容易にするため、測定は岸沖方向に 10 cm ピッチで行われ、リップルは測定上無視されることになる。リップルは一度形成されると大きく変形することはないが、数 mm の変形や測定位置のずれにより、大きな誤差を生じる可能性がある。そこで、リップル上を 2 cm 以下の間隔で 2 断面について測定し、10 cm ピッチで測定した場合と比較した。その結果を図一 3.6 に示す。図一 3.6 a) の場合、10 ピッチの測定ではリップルのほぼ中央部を測定し、b) の場合ではリップルの頂部を多く測定している。リップルの生じる領域は測線長の 3 ~ 5 割程度を占め、かなりの誤差を生じさせることがわかる。10 cm の測定との違いは断面積にして 13.7 cm^3 と -5.9 cm^3 であり、50 cm の測線

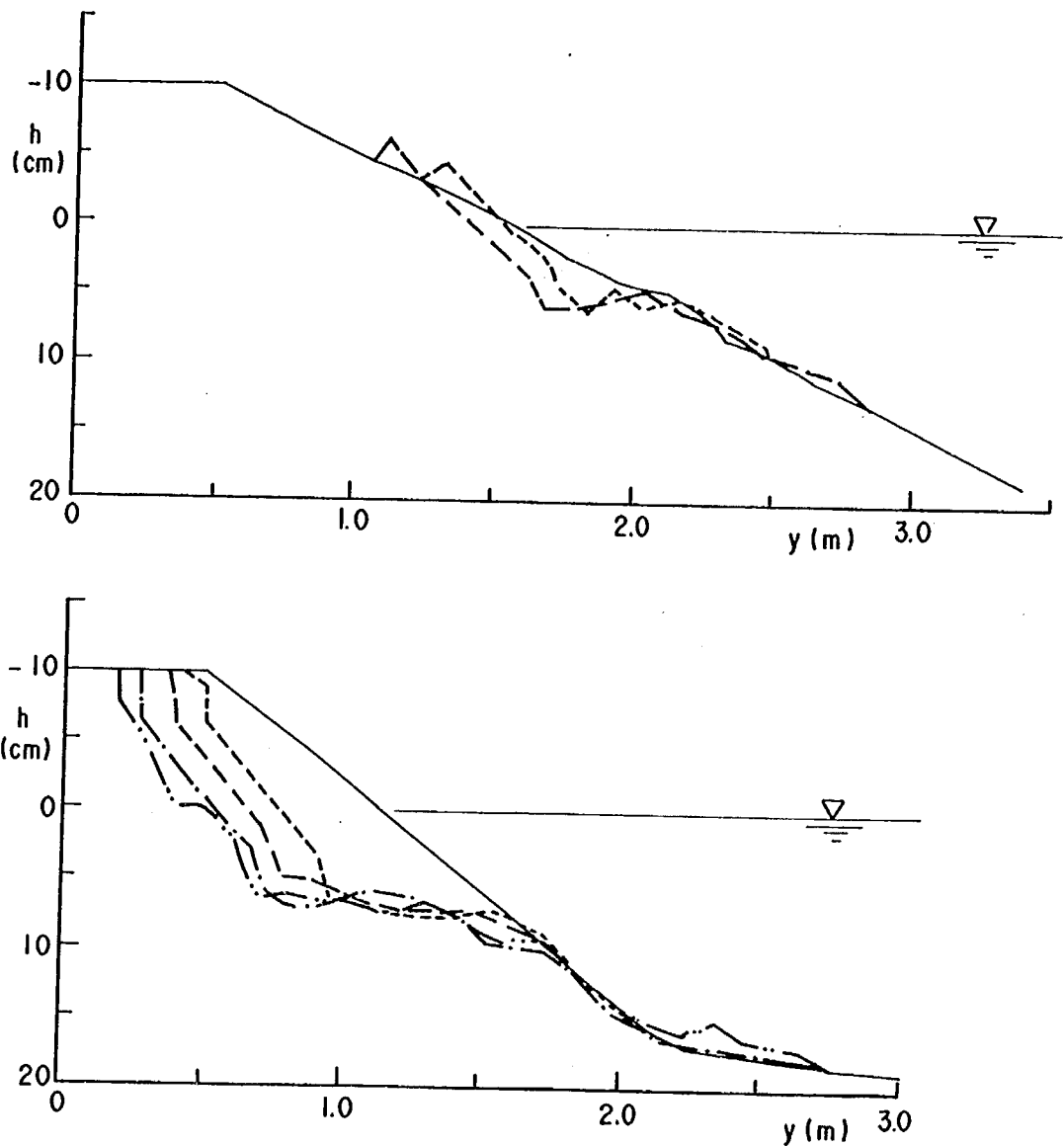
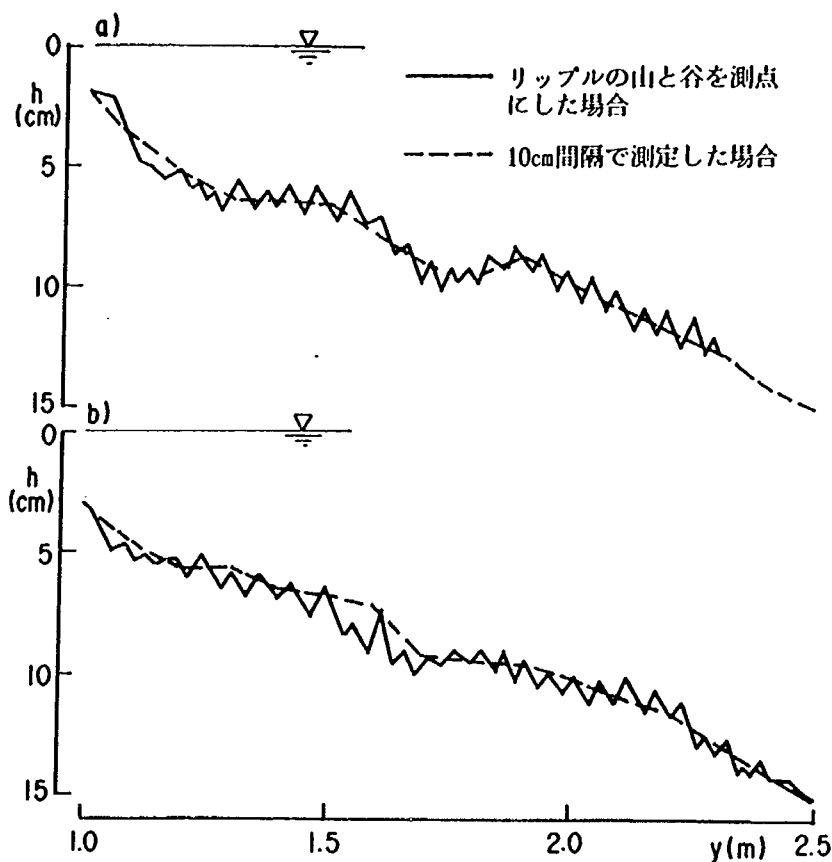


図-3.5 断面の測定例

間隔としたときの測線間の地形変化量にすると、 0.7ℓ と -0.3ℓ になる。 h の分散から計算される各測線間での地形変化量 V_i の標準偏差が 0.2ℓ 程度であり、リップルが地形変化量に与える誤差は、測定深の誤差によるものと同程度以上になるものと考えられる。

③ 構造物の影響

移動床上に異形ブロックで透過性の突堤、離岸堤等の構造物を設置した場合、洗掘や沈下等により、構造物周辺の地形測定に問題を生じる。突堤、離岸堤の断面変化図の一例を図-3.7に示す。この例は特に沈下が顕著な場合である。例えば幅5cm、堤長1mの離岸堤が3基一様に3cm沈下すると -4.5ℓ の E_v を生じる。よって、沈下が著しい場合には、構造物の影響も測定深の場合と近いものとなることが考えられる。しかし、この場合には、離岸堤の沈下を測定上無視することで、沈下による E_v への影響を抑えることが可能である。



図一 3.6 リップル上の測定例

④ 締め固めの变化

実験中に移動床が締め固まると影響範囲が広いために大きな誤差の要因となる。

実験は全て十分な水締めの後に行っており、実験中には締め固めは生じないものと考えられる。締め固めは測定領域から砂がなくなるのと同義であり、 E_v は負の方向に偏って生じることになる。しかし、図一 3.8 に示す E_v の頻度分布はほぼ正負対称であり、締め固めは E_v にあまり影響しないものと考えられる。

以上のように、 E_v を支配する要因としては主に測定深の誤差とリップルが挙げられる。リップルのような地形変化が E_v に影響することから、測線間で無視される小さな地形変化も E_v に影響するものと考えられる。しかし、地形測定の効率と誤差の程度より判断すると現状の測線配置でも精度のよい測定は可能なものと考えられる。

測定深誤差は主に測定方法に、リップルは波浪条件や底質に支配されるから、これらの条件が等しければ E_v は測点の数、すなわち測定領域の広さに支配されるものと考えられる。これらの条件は、今回対象とした測定例では表一 3.1 に示すようにほぼ同一である。そこで測定領域の広さと E_v の関係を調べる。図一 3.9 は横軸を沿岸方向と岸沖方向の測定距離の積 WB 、縦軸に E_v をとったものである。データ数が限られており、特に WB が 60 m^2 の場合にデータ数が少ないため明確な傾向をみることはできない。各測線間の体積変化量 V_i の誤差は、測線間隔、測線長やリップルを規定する波の条件、底質などの実験スケールによって決まるものと考えられる。 E_v の標準偏差 σ_{E_v} は V_i の標準偏差 σ_{v_i} より計算さ

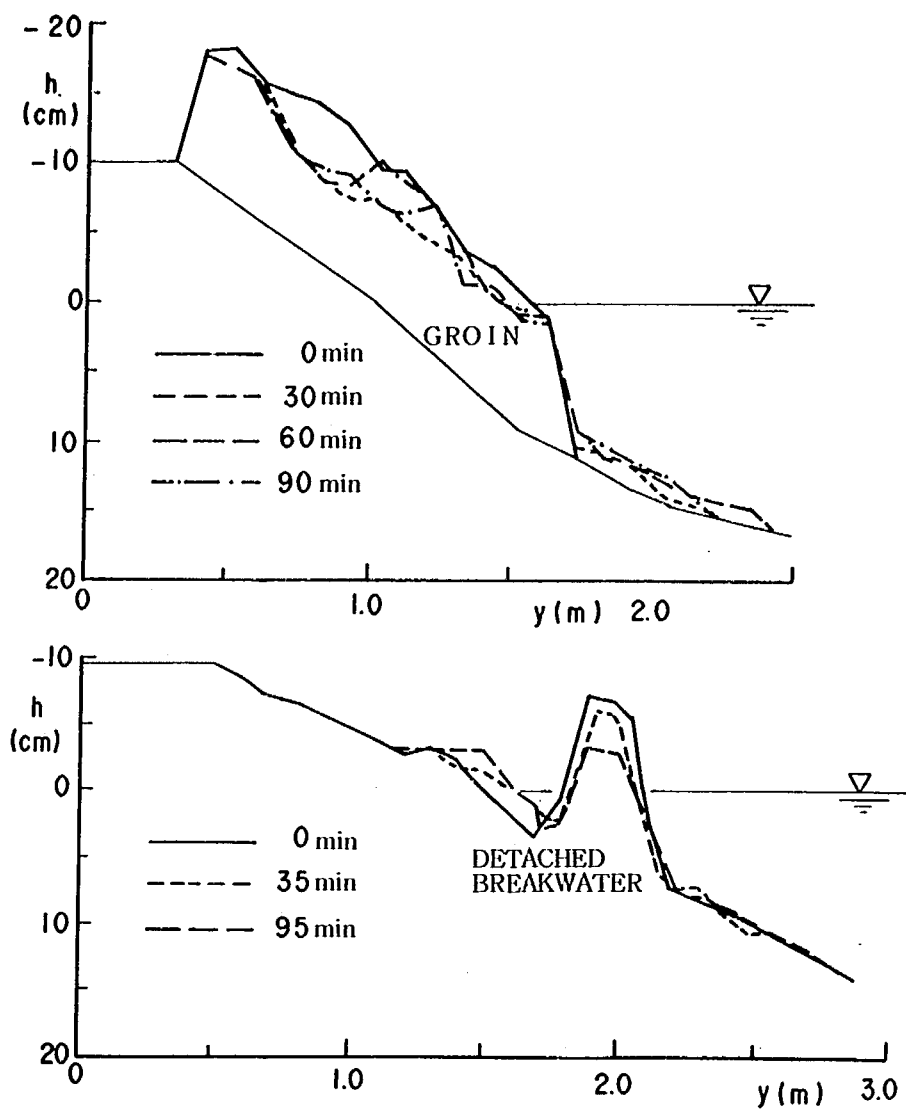


図-3.7 構造物部分の測定例

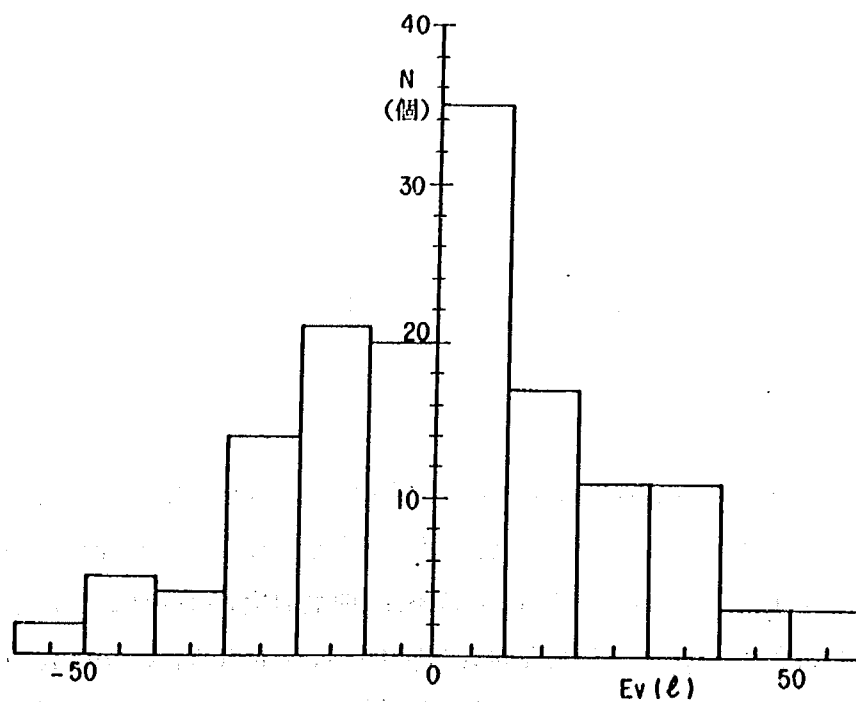


図-3.8 E_v の分布

れるが、各測線間で σ_{vi} はあまり変わらないとし、 σ_v で代表すると

$$\sigma_{Ev} = \sqrt{(\sum \sigma_{vi}^2)} = \sqrt{n \sigma_v} \quad (3-7)$$

となる。 n は沿岸方向の測定距離 W を地形測定間隔で除したものであるから、各地形測定の測線間隔がほぼ等しければ σ_{Ev} は W の $1/2$ 乗に比例することになる。一方、 σ_v は測線長 B によって変わる。測線長 B の効果については、今回用いたデータだけでは判断できない。波浪条件および底質が一定であればリップルの形成領域は限定されるので、 B が変わってもリップルによる σ_{vi} への影響は一定である。したがって、 B が変化することによる σ_{vi} への影響は測点数が変化することによるものとなる。 B が大きくなると、測点数が増す分 σ_v も大きくなるが、リップルの影響が一定のため、 B の σ_v に対する影響は比例関係より弱いものと考えられる。これらのことから、 σ_{Ev} は測定領域の広さ WB の $1/2$ 乗程度に比例し、図中に破線で示す傾向を持つものと考えられる。

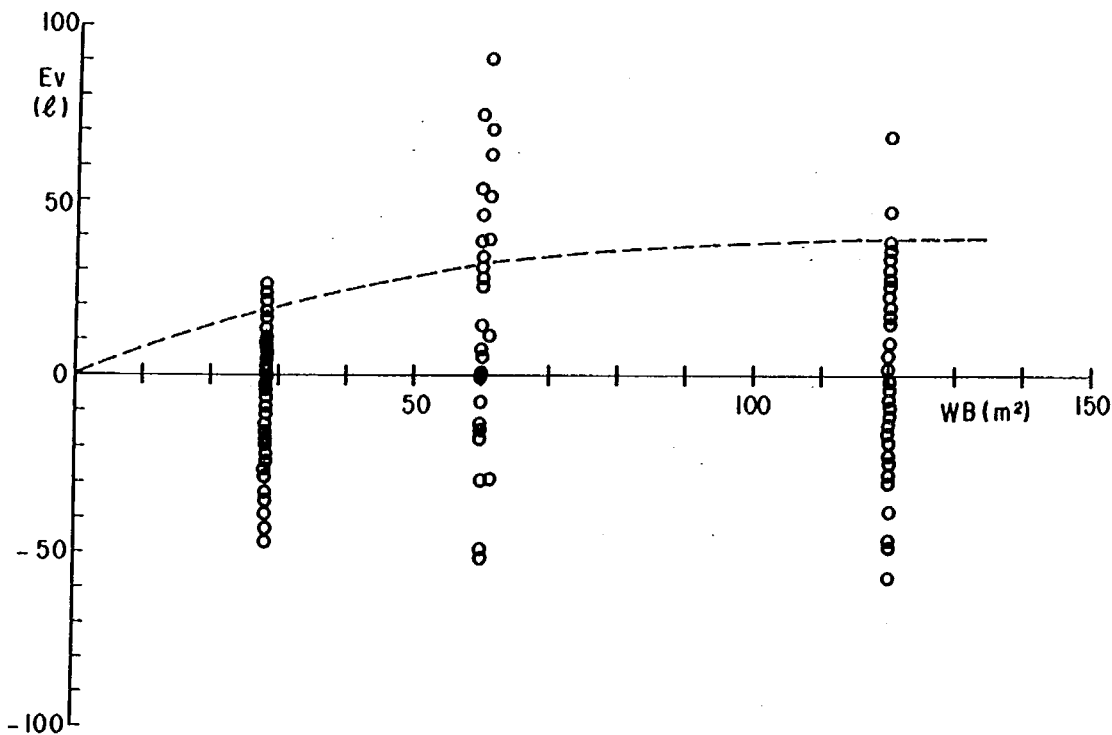


図 - 3.9 E_v と WB の関係

3.4 誤差の評価について

通常用いられる測線および測点間隔のもとでは、地形測定の誤差の指標となる E_v は測定領域の広さ（測点数）と波の条件で決まることがわかった。また、総地形変化量 T_v は全沿岸漂砂量、すなわち波浪条件や底質と測定時間間隔によって決まる。波浪条件や底質は実験の目的によって定まるものである。よって、地形測定の精度は測点数や測定時間間隔で調整することになる。この場合、 T_v と E_v は独立として扱うことができる。 T_v に対して E_v が小さければ全沿岸漂砂量の精度も良いものと考えられる。

そこで T_v と E_v の関係で地形測定の精度を検討する。このとき問題となるのは地形測定の有効性の判断である。ここでは以下のような方法で地形測定の有効性の判断を行った。

ある岸沖測線において沿岸漂砂上手側の総地形変化量と下手側の総地形変化量が同符号である場合は、上手側と下手側の領域ともに侵食または堆積が生じたことになり水槽全体での土砂収支は合わなくなる。これは、水槽外からの土砂の流入または水槽外への土砂の流出が生じたことになり実際には生じない。このように、ある岸沖測線の上手側と下手側の地形変化量が同符号になる場合には、この時の地形測定の精度はよくないことになる。そこで、各岸沖測線における沿岸漂砂の上手側の総地形変化量 V_e と下手側の総地形変化量 V_a が同符号になる測線数の全体に占める割合を地形測定の有効性の目安とした。同符号になる測線が全く無い場合を 1、全体の $1/5$ 程度を 2、 $1/3$ 程度を 3、それ以上を 4 とし、横軸に T_v 、縦軸に E_v をとり図 3.10 に示した。図に見られるように 1 とプロットされたものは E_v が T_v のほぼ 1 割以下の場合である。また 2 とプロットされたものは E_v が T_v の 2 割以下の場合である。このように、地形測定の精度がよいと考えられる場合、すなわち上手側と下手側の総地形変化量が同符号になる測線が全く無い場合は、 E_v が T_v のほぼ 1 割以下になっている。このことから、 T_v に対する E_v の大きさを測定の有効性を判断できることがわかる。

E_v はリップルを支配する波浪条件が一定であれば地形測定領域の広さ WB でほぼ決まり、図 3.9 で推定できる。また、 T_v は全沿岸漂砂量 Q_c と測定時間間隔 Δt で決まる。波浪条件、底質は実験の目的により定まり、リップルや Q_c は所与の件となるから、 E_v と T_v は独立に扱え、各々が選択可能である。よって、実験にあたっては与えられた波浪条件や底質のもとで $E_v/T_v \leq 0.1$ になるよう WB や Δt を設定することが、有効な全沿岸漂砂量の算定を行うための地形測定の条件となる。

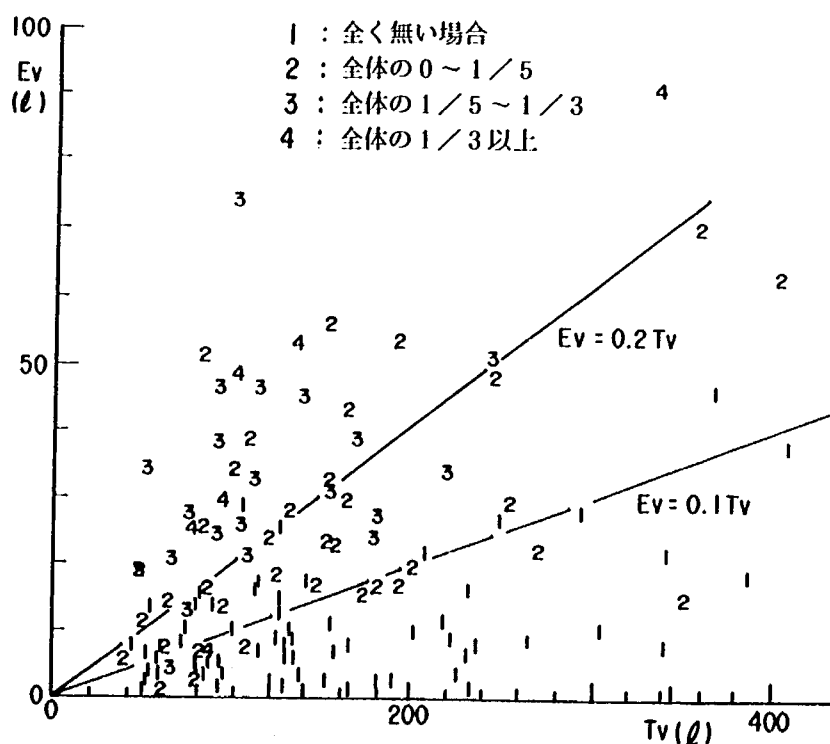


図 3.10 V_a と V_e が同符号となる場合の分布図

3.5 結 論

主な結論を以下に示す。

- ① レベルや水系を用いた地形測定方法による測定深の精度は1mm程度であり、地形測定の有効性を損なうものではない。地形測定の効率と算出される全沿岸漂砂量の誤差の程度より判断すると、測定深の精度は1mm以下であればよい。
- ② 特に高い精度を要求する場合には沖のリップル形状が測定されるよう測点間隔を細かくする必要がある。一般には、測線間隔を適切に選べば、10cm程度の測点間隔で十分な精度の地形測定が行える。
- ③ 総地形変化量 T_v は全沿岸漂砂量と測定時間間隔で、累積地形変化量 E_v は測定領域の広さで決まり、両者は同じ波浪条件下では独立に扱うことができる。
- ④ 全沿岸漂砂量を算出するにあたって有効な地形測定を行うためには、 E_v を T_v の1割以下にすることが望ましい。すなわち、 E_v に対して、十分な地形変化量が生じるように測定領域の広さと地形測定時間間隔を選定する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 宇多高明・小俣 篤・山本幸次：駿河海岸安定化手法調査報告書，土木研究所資料第2285号，67p.，1986.
- 2) 宇多高明・村井禎美・竹渕 勉：富士海岸離岸堤模型実験報告書，土木研究所資料第2337号，97p.，1986.

4. あ と が き

本報告書では、突堤、離岸堤による沿岸漂砂制御に関する移動床模型実験の結果および移動床模型実験の地形測定の精度について述べた。突堤・離岸堤群の急勾配海浜での沿岸漂砂制御効果については、諸元決定のための基礎資料を示すことができたと考えられる。ただし、緩勾配海浜の場合や浮遊漂砂が著しい場合については、ここで得られた結果をそのまま用いることはできない。特に離岸堤では沖から岸へと砂が堆積する場合には別の機構が働くので注意する必要がある。この点については実験による検討が難しく、今後現地データによる検討が必要である。また砂の供給が減少しつつある現在、静的に海浜を安定化させる手法についての検討が重要となる。また地形測定の精度については今後実験を行うにあたっての測定条件の設定法を示すことができた。

付 録 地形測定の誤差数値地

凡 例

H_o :	実験沖波波高 (cm)	t_1 :	測定開始時間
T :	実験周期 (sec)	t_2 :	測定終了時間
i :	海底勾配	Δt :	測定時間間隔
d_{50} :	底質の中央粒径 (mm)	T_v :	総地形変化量
B :	岸沖測定長 (m)	E_v :	累積地形変化量 (誤差量)
W :	沿岸方向測定幅 (m)		

砂捕捉構造物水理模型実験（昭和59年度）

$H_o = 3.3 \text{ cm}$ 、 $T = 1.46 \text{ sec}$ 、 $i = 1/7$

$d_{50} = 0.28 \text{ mm}$ 、 $B = 3.0 \text{ m}$ 、 $W = 9.4 \text{ m}$

ケース	$t_1 \sim t_2$ (分)	Δt (分)	T_v (ℓ)	E_v (ℓ)
1	0 ~ 60	60	120.3	-23.9
1	0 ~ 120	120	153.7	-32.6
1	0 ~ 180	180	209.3	-22.0
1	0 ~ 264	264	250.0	-26.1
1	60 ~ 120	60	70.8	-8.7
1	60 ~ 180	120	127.9	1.9
1	60 ~ 264	204	180.0	2.1
1	120 ~ 180	60	100.3	
1	120 ~ 264	144	134.2	6.6
1	180 ~ 264	84	57.9	-4.1
2	0 ~ 20	20	55.4	4.2
2	0 ~ 50	50	93.1	5.4
2	0 ~ 90	90	130.0	8.1
2	0 ~ 150	150	156.3	-11.2
2	20 ~ 50	30	48.7	1.2
2	20 ~ 90	70	90.5	3.9
2	20 ~ 150	130	125.3	-15.2
2	50 ~ 90	40	50.1	2.6
2	50 ~ 150	100	84.8	-16.6
2	90 ~ 150	60	46.8	-19.0
3	0 ~ 20	20	91.2	-25.1
3	0 ~ 20	50	131.9	-28.1
3	0 ~ 90	90	163.6	-42.9
3	0 ~ 150	150	194.5	-16.9
3	20 ~ 50	30	79.2	-2.9
3	20 ~ 90	70	114.9	-17.7
3	20 ~ 150	130	164.6	8.2
3	50 ~ 90	40	63.5	-14.8
3	50 ~ 150	100	131.8	11.1
3	90 ~ 150	60	83.6	25.9
4	0 ~ 20	20	74.8	13.4
4	0 ~ 50	50	107.1	21.2
4	0 ~ 90	90	134.0	9.2
4	0 ~ 150	150	154.0	-25.3
4	20 ~ 50	30	58.4	7.9
4	20 ~ 90	70	84.6	-4.1
4	20 ~ 150	130	108.9	-38.7
4	50 ~ 90	40	49.7	-12.0
4	50 ~ 150	100	91.4	-46.6
4	90 ~ 150	60	50.7	-34.6
5	0 ~ 20	20	62.4	7.5
5	0 ~ 50	50	93.4	4.3
5	0 ~ 90	90	126.9	12.4
5	0 ~ 150	150	166.6	-1.5
5	20 ~ 50	30	51.1	-3.2
5	20 ~ 90	70	81.2	4.9
5	20 ~ 150	130	125.8	-9.0
5	50 ~ 90	40	42.5	8.1

ケース	$t_1 \sim t_2$ (分) (分)	Δt (分)	T_v (ℓ)	E_v (ℓ)
5	50 ~ 150	100	86.1	-5.8
5	90 ~ 150	60	52.6	-13.9
6	0 ~ 20	20	63.5	5.0
6	0 ~ 50	50	104.0	-26.1
6	0 ~ 90	90	129.7	6.9
6	0 ~ 150	150	158.7	23.1
6	20 ~ 50	30	65.8	21.1
6	20 ~ 90	70	91.1	2.0
6	20 ~ 150	130	142.3	18.1
6	50 ~ 90	40	46.1	-19.1
6	50 ~ 150	100	120.4	-3.0
6	90 ~ 150	60	81.7	16.2
7	0 ~ 20	20	56.9	6.4
7	0 ~ 60	50	73.5	10.0
7	0 ~ 90	90	110.9	16.4
7	0 ~ 150	150	152.1	2.6
7	20 ~ 50	30	50.1	3.6
7	20 ~ 90	70	72.5	10.0
7	20 ~ 150	130	138.1	-3.7
7	50 ~ 90	40	51.0	6.4
7	50 ~ 150	100	113.9	-7.3
7	90 ~ 150	60	90.1	-13.7

砂捕捉構造物水理模型実験（昭和60年度）

$H_o = 3.3 \text{ cm}$ 、 $T = 1.46 \text{ sec}$ 、 $i = 1/7$

$d_{50} = 0.22 \text{ mm}$ 、 $B = 4.0 \text{ m}$ 、 $W = 15.0 \text{ m}$

ケース	$t_1 \sim t_2$ (分) (分)	Δt (分)	T_v (ℓ)	E_v (ℓ)
1	0 ~ 120	120	359.3	70.4
2	0 ~ 30	30	245.7	51.7
2	0 ~ 60	60	336.7	90.5
2	0 ~ 90	90	404.3	63.2
2	30 ~ 60	30	168.6	39.0
2	30 ~ 90	60	219.0	11.4
2	60 ~ 90	30	105.2	-29.1

沿岸漂砂制御水理模型実験（昭和60年度）

$H_o = 3.3 \text{ cm}$ 、 $T = 1.39 \text{ sec}$ 、 $i = 1/10$

$d_{50} = 0.22 \text{ mm}$ 、 $B = 4.0 \text{ m}$ 、 $W = 15.0 \text{ m}$

ケース	$t_1 \sim t_2$ (分) (分)	Δt (分)	T_v (ℓ)	E_v (ℓ)
予備	6 ~ 126	120	182.0	-17.1
1	10 ~ 60	50	115.0	47.4
1	10 ~ 130	120	193.0	54.9
1	60 ~ 130	70	105.5	7.5
2	10 ~ 45	35	99.7	33.7
2	10 ~ 90	80	145.7	-17.4
2	45 ~ 90	45	82.7	-51.1
3	10 ~ 45	35	99.8	74.7
3	10 ~ 90	80	140.9	45.5
3	45 ~ 90	45	94.0	-29.3
4	10 ~ 35	25	59.7	1.3
4	10 ~ 65	55	81.0	6.9
4	35 ~ 65	30	38.4	5.6

沿岸漂砂制御水理模型実験（昭和61年度）

$H_o = 3.3 \text{ cm}$ 、 $T = 1.39 \text{ sec}$ 、 $i = 1/10$

$d_{50} = 0.22 \text{ mm}$ 、 $B = 4.0 \text{ m}$ $W = 24.0 \text{ m}$

ケース	$t_1 \sim t_2$ (分) (分)	Δt (分)	T_v (ℓ)	E_v (ℓ)
1	100 ~ 190	90	211.9	38.1
2	70 ~ 130	60	136.2	27.1
3	70 ~ 130	60	107.7	-27.7
4	90 ~ 150	60	130.5	71.0
5	60 ~ 120	60	124.1	34.8
6	45 ~ 105	60	143.9	24.9
7	10 ~ 130	120	190.2	41.9
8	70 ~ 130	60	161.9	-26.3

離岸堤水理模型実験（昭和60年度）

$H_o = 3.3 \text{ cm}$ 、 $T = 1.39 \text{ sec}$ 、 $i = 1/10$

$d_{50} = 0.22 \text{ mm}$ 、 $B = 4.0 \text{ m}$ 、 $W = 15.0 \text{ m}$

ケース	$t_1 \sim t_2$ (分) (分)	Δt (分)	T_v (ℓ)	E_v (ℓ)
1	10 ~ 45	35	86.7	-7.4
1	10 ~ 105	95	152.4	29.4
1	45 ~ 105	60	87.7	36.7
2	10 ~ 45	35	75.6	28.0
2	10 ~ 105	95	134.7	53.4
2	45 ~ 105	60	77.8	25.4
3	10 ~ 45	35	102.5	48.7
3	10 ~ 105	95	172.1	-15.4
3	45 ~ 105	60	112.3	33.3
4	10 ~ 45	35	78.8	14.1
4	10 ~ 105	95	138.9	0.4
4	45 ~ 105	60	94.2	13.7

富士海岸水理模型実験（昭和60年度）

$H_o = 5.5 \text{ cm}$ 、 $T = 1.34 \text{ sec}$ 、 $i = 1/9$

$d_{50} = 0.24 \text{ mm}$ 、 $B = 5.0 \text{ m}$ 、 $W = 24.0 \text{ m}$

ケース	$t_1 \sim t_2$ (分) (分)	Δt (分)	T_v (ℓ)	E_v (ℓ)
1	0 ~ 120	120	564.0	34.6
1	0 ~ 180	180	675.7	20.0
1	0 ~ 240	240	761.5	47.1
1	0 ~ 300	300	824.6	18.8
1	0 ~ 360	360	868.4	-4.7
1	120 ~ 180	60	180.0	-24.3
1	120 ~ 240	120	232.0	1.8
1	120 ~ 300	180	294.1	-27.8
1	120 ~ 360	240	367.0	-46.3
1	180 ~ 240	60	127.2	26.0
1	180 ~ 300	120	226.0	-3.6
1	180 ~ 360	180	314.7	22.1
1	240 ~ 300	60	163.2	-29.6
1	240 ~ 360	120	247.1	-48.1
1	300 ~ 360	60	124.1	-18.5
2	0 ~ 120	120	712.0	-14.8
2	0 ~ 180	180	769.6	30.3
2	0 ~ 240	240	825.5	5.2
2	0 ~ 300	300	846.2	22.7
2	0 ~ 360	360	943.8	16.1
2	120 ~ 180	60	237.5	8.5
2	120 ~ 240	120	304.2	-10.9
2	120 ~ 300	180	340.4	-8.2
2	120 ~ 360	240	344.0	-1.5
2	180 ~ 240	60	201.8	-19.4
2	180 ~ 300	120	232.9	-16.7
2	180 ~ 360	180	202.4	-10.0
2	240 ~ 300	60	190.3	2.7
2	240 ~ 360	120	222.8	9.4
2	300 ~ 360	60	156.7	6.6
3	0 ~ 120	120	637.4	38.4
3	0 ~ 180	180	876.0	36.4
3	0 ~ 240	240	899.1	36.1
3	0 ~ 300	300	997.0	68.5
3	0 ~ 360	360	1008.6	14.2
3	120 ~ 180	60	264.3	-8.9
3	120 ~ 240	120	351.5	-15.4
3	120 ~ 300	180	386.0	18.8
3	120 ~ 360	240	409.6	-37.7
3	180 ~ 240	60	230.0	-6.5
3	180 ~ 300	120	180.9	27.7
3	180 ~ 360	180	254.5	-28.8
3	240 ~ 300	60	221.3	34.2
3	240 ~ 360	120	270.0	-22.3
3	300 ~ 360	60	155.3	-56.5

沿岸漂砂制御実験報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料2507号
昭和62年7月(1987年)

海岸研究室 宇多高明
小俣 篤
山本幸次

キーワード: 海岸侵食, 突堤, 離岸堤, 沿岸漂砂, 移動床模型実験,
沿岸漂砂制御効果, 地形測定 of 精度

要 旨

海岸侵食の対策として突堤, 離岸堤群により沿岸漂砂を制御する方法について移動床模型実験により検討した。その結果より急勾配海岸における突堤, 離岸堤群の諸元と沿岸漂砂制御効果の関係を明らかにした。また移動床模型実験での地形測定の精度を検討し, 測定条件の設定法を示した。



郵便はがき

40円切手
をはって
下さい

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
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2507号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

