

土木研究所資料

河口処理論〔Ⅱ〕

—暗きょ工に関する実験資料集—

昭和63年12月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

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、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料第2677号正誤表

ページ	正	誤
P 4 10行	$\sqrt{\nu}$	$\sqrt{\mu}$
P 145~155 (図-2.1~2.6)	P 1 3 2の後に図-2. 1~図-2. 6が入る。	図-2. 1~図-2. 6 の挿入位置。

河口処理論〔Ⅱ〕

一暗きょ工に関する実験資料集一

河川研究室 室長 山本晃一
高橋 晃

要 旨

本報告書は、河口処理工に関する研究を通して得られた調査成果のうち、小河川での河口処理の問題点について論じ、さらに暗きょ工法に関する実験とその検討結果について述べたものである。

キーワード：河口閉塞，河口処理，河口水位，河口砂州，暗きょ工

ま え が き

本報告は、まず小河川における河口処理の問題点、および底質粒径の違いによる海浜形状と河口閉塞状況の特性について論じ、次に河道内の水位におよぼす波の影響を実験によって調べた結果について述べ、さらに小河川の河口処理として、暗きょ工法に関する実験とその検討結果について述べたものである。また巻末には、参考資料として河口現象の相似性、暗きょ工に関する現地写真と図面資料などを掲載した。

なお、本成果は、河川事業調査費昭和50年～昭和53年「河口処理工に関する調査」を通して得られた調査成果の内、暗きょ工に関する検討結果を述べたものである。本検討は、鹿島試験所が筑波に移転する直前に行われ、また途中で調査担当者が変わり、さらに筑波に移転するに当たって土木研究所の組織変えもあり、報告されないままになっていたものである。

目 次

まえがき

1章 小河川河口処理の問題点	1
1-1 緒言	1
1-2 小河川の河口処理の問題点	1
2章 小河川における河口水位上昇量	4
2-1 緒言	4
2-2 河口閉塞による河口水位上昇量	4
2-3 Wave set upによる河口水位上昇量	6
2-3-1 実験概要	7
2-3-2 実験結果の考察	8
3章 水理模型実験による暗きょ工法の検討	19
3-1 緒言	19
3-2 砂利を海浜材料に持つ場合の暗きょ工法	19
3-2-1 実験概要	19
3-2-2 実験結果	22
3-2-3 暗きょ内への波の侵入機構	34
3-2-4 現地への適用について	36
3-3 砂を海浜材料に持つ場合の暗きょ工法	36
3-3-1 実験概要	37
3-3-2 実験結果	42
3-3-3 砂を海浜材料に持つ場合の暗きょ工法に関する実験結果の総括	86
3-3-4 現地への適用について	88
4章 暗きょ工計画の留意点	89
4-1 緒言	89
4-2 暗きょ工計画の留意点	89
あとがき	91
参考文献	92

参考資料	93
Ⅰ 河口現象の相似性について	93
Ⅱ 暗きょ工に関する現地写真および図面資料	117
Ⅲ 波による底質のふるい分け作用	133
Ⅳ 河川の流量改定に伴う河口処理の問題点	138

1 章 小河川河口処理の問題点

1-1 緒言

人間と河川河口の係り合いから河口の問題が生じる。人間の自然に対する働きかけの無い所に、河口問題は生じない。このことは、人間の河口への係り合いが変われば、河口問題の内容も変わってくることを示している。近年、河川流域の社会、経済環境の変化や、流域の自然環境の変化により、河口部に生じる種々の現象が新たな問題となることが多くなってきた。

河口部は、河川と海（湖）の接合部であり、そこで生じる河口現象は川と海からの作用の強さに応じて異なり、個々の河川ごとの特殊性が強い。特に小河川においては、海からの作用に比較して河川からの作用が小さく、河口閉塞の問題が生じやすい。

本章では、河川規模の小さい河川での河口処理の問題点について論じる。なお小河川とは大臣管理河川（1級河川）以外を対象とする。

1-2 小河川の河口処理の問題点

河口処理を考える場合、大河川と小河川と分けて考える必要があるのだろうか。水理学、流体力学的立場に立てば、大河川であろうと小河川であろうと、自然の営力に対する河口の応答に関する法則性に違いがあるわけではなく、法則性さえ把握すれば河口の研究は完結するということになる。しかしながら、河口を処理するという技術学的立場に立てば、大河川と小河川の河口処理は、大きく違うと言わざるを得ない。ここでは大河川と小河川でなぜ河口処理に違いが生じるのか明らかにしておくこととする。

小河川では、近年に至って海岸浜堤後背湿地が水田と利用される等、土地利用の高度化が進んだ。このような低平地の排水を行うための排水路や小河川は、波によって容易に河口が完全閉塞し、低平地を湛水させ、農業生産物に被害を与える。この被害を防ぐために人口的に河口砂州部を切り開いたり、導流堤、暗きょ等によって閉塞回数を減らす努力がなされてた。しかしこの努力も十分な効果を発揮したとは言えず、導流堤の場合、多少閉塞回数を減らすことができたが、多くの効果を得る事ができなかった例が多い。また暗きょ工も適切なる計画、施行がないと失敗している。

このように小河川の河口処理が難しいのは、大河川でも、小河川でも海側からの営力が変わらないのに、流域面積が小さく、流量が小さいため、河川水による砂州のフラッシュ能力が小さいためである。また、小河川のために河口処理に多額の治水投資ができないという経済上の制約も加わってくる。その上農業被害を減らし、土地の生産力を高めるという目的と治水との矛盾も大きい。小河川で、計画高水流量を大きくし、それを河道のみで受け持たそうとすると、暗きょや河口河積を大きくしなければならなくなり、河口閉塞をより防ぎにくくする。また技術的手段によって洪水時の河口水位を下げることができず、結局堤防の嵩上げや、河川の川幅の拡幅を行うという計画を立てざるを得なくなる。このため、地域の被害額から見て、治水投資が巨額となりすぎたり、守るべき農地を減少させてしまうというような計画となってしまう、本来の目的からはずれてしまう計画になりがちである。小河川では、流域の土地利用の仕方や、河口近くの氾濫特性に応じた柔軟な河口処理を考えるべきであり、治水投資に当たっては、単に侵水を生じさせないということではなく、治水投資額、災害被害額、土地の生産力を考慮して、河口処理、治水計画が

立てられるべきであり、画一的な河口処理は避けるべきである。

具体的な河口処理方式としては、導流堤、人口開削、暗きょ、水門、ポンプ排水、堤防の嵩上げがあるが、小河川でのこれらの工法の問題点を以下に簡単にふれる。

(1) 堤防の嵩上げ

一番安易な河口処理は、河口閉塞して湛水しても良い土地利用をすることであるが、土地利用の高度化の要求は、これを許さなくなっている。この要求に答える一つの手段は堤防の嵩上げである。この場合河道側の計画は河口砂州の背後（河川側）から始まり、つまり水位計画の出発点は砂州背後から始まる。この出発水位は考えられる砂州打上げ高に30～50cm程度高い水位としておけば良い。しかしながら海浜の材料が、砂利の場合には、その海浜が外海に面していれば、砂州高は満潮位上3～4 mにも達するし、粒径0.4～1 mm程度の場合には2～3 m、粒径0.2～0.3 mm程度で1～2 mに達する。この砂州を受け入れた水位計画に対応した堤防を作ると、小河川の場合、河川規模に比較して、堤防が巨大なものになりすぎ、地域の土地利用、浸水被害額から見てこのような計画を受け入れられないことが多い。従って河口に何らかの技術的手段を用いて河口処理を行えという要求となってくる。

(2) 導流堤

小河川の河口処理として導流堤が行われた河川は多い。導流堤は、その河口が港として利用される場合を除けば、その先端は海浜汀線近くにとどまっている例がほとんどである。先端が海浜汀線近くにとどまっている場合確かに河口位置は固定しえたが、河口閉塞を防ぐという意味では、ほとんど効果が無いものがほとんどである。河口閉塞を防ぐには、港のように長大の防波堤を作らなければならない、治水投資額が大きくなりすぎ、導流堤によって河口閉塞を防ぐという案は断念せざるを得ないことが多い（導流堤の具体的問題点、機能、設計の考え方には、河口処理論〔1〕¹⁾を参照されたい）。

(3) 砂州開削

小河川では、河口閉塞に伴って河口水位が上昇し、田畑が湛水し、農作物特に水稻に対する被害は大きい。これを防ぐために、河口部の砂州の一部を人工的に切り開き、河水の排除を行うという河口処理が多くの河川で行われてきた。この内水排除のための砂州開削は、閉塞状況と河道内水位を見ながら、ブルドーザー、グラブシャベル、人力等で砂州を開削するものである。この方法は河川管理者が責任を持つて行うことが不可能なことが多く、地元住民の協力が必要である。この方法は、閉塞回数が少なければ費用もかからず経済的である。

(4) 河口水門

水門は、河口部のやや上流部に設けられるものと、河口部に水門を設け、波や構造物前面の洗掘作用によって河口維持を行うものがある。なお水門は塩水、波浪および高潮の侵入防止、水位維持の目的を兼ねる場合が多い。河口部のやや上流部に水門を設けた例として志原川（熊野灘）がある。この水門の目的は河口閉塞を防ぐというより、高波時の波浪侵入を防ぎ、塩水が水田に入らないようにするのが目的と考

えられる。水門の操作によって河水を一気に排出することによって砂州の発生を防ぐという計画は、砂州高より水門上流の水位を高くせねばならず、また貯留面積が確保されないような河川では行えず、水門操作による砂州発生防止という方法は無理である。水門を汀線近くに設置し、砂州の発生を防ぐという方法は、もし波力にたえるだけの構造物を作るだけの投資が可能なら、河口閉塞防止工法として有効と考えられる。なお水門前面に砂州を発生させないようにするためには、水門を汀線近くまでに出さなければならず、汀線変化の激しい海浜に設置する時には、設置位置を十分に検討する必要がある。また水門の維持管理は、海浜汀線付近の構造物ということもあって、非常に難しいことをこころえておくべきである。

(5) ポンプ排水

ポンプ排水は、図-1.1のごとく河口部のやや上流部に設けた水門と一体として考えるべき河口構造物である。この水門は出水時の排水を行うと同時に塩水、波浪および高潮の侵入防止を兼ねている。

ポンプ排水容量は、水門上流部の治水計画によって異なり、河口閉塞による湛水を防ぎ、出水による一時的湛水を許すならば、河口閉塞が生じやすい季節の河川流量を把握し、ポンプ容量を決めれば良い。

ポンプ排水は、他の工法に比較して、その投資効果が判定しやすく（つまり将来の河口状況が予測しやすい。）確実な河口処理技術手段と考えられる。

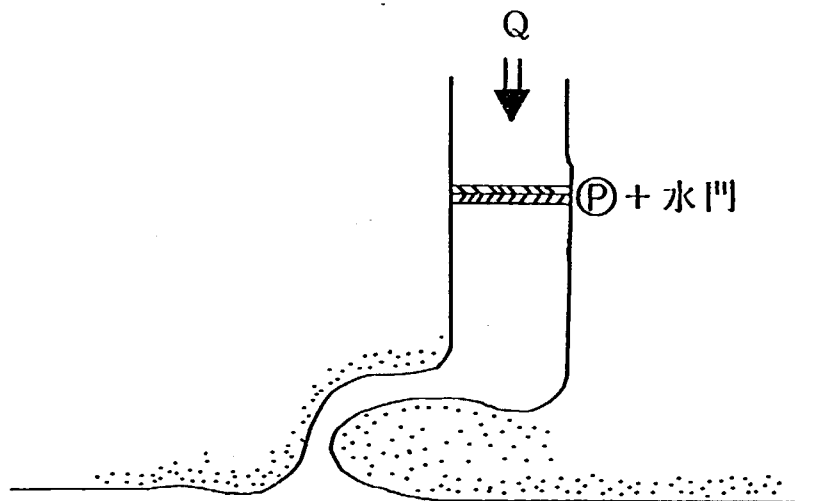


図-1.1 水門設置によるポンプ排水

(6) 暗きょ

この工法は、河口の砂州部を暗きょで抜いてしまうもので、河口砂州の変動にはほぼ無関係に河水を海に放流することができる。一般に計画流量が小さい河川で用いられる。暗きょ工に関する種々の問題は3章で詳しく述べる。

2 章 小河川における河口水位上昇量

2-1 緒言

本章においては、小河川における河口閉塞、波等による河口水位上昇量がどの程度であるかについて論じる。

2-2 河口閉塞による河口水位上昇量

小河川においては、平水時の流量が小さく、また河口部の水深が浅いため、波によって河口砂州が容易に発達し、完全閉塞し易い。この場合河口水位は砂州の高さに規定される。従って河口閉塞が生じた場合、どの程度の河口水位になるのかは、砂州の高さを予測する必要がある。

砂州の高さ、すなわち前浜頂の高さ H_R は

$$H_R/H_o = f(H_o/L_o, \sqrt{gH_o}/W_o, L_o, \sqrt{\mu}(H_o)^{1/4}g^{3/4}/W_o^2) \dots\dots\dots (2-1)$$

で規定される。なお $d > 0.3 \text{ m}$ 以上では最終項の影響はそれほど大きくないと考えられる。図-2.1に海浜形状の各部名称を、図-2.2に実験による H_R/H_o と H_o/L_o 、 $\sqrt{gH_o}/W_o$ の関係をさらに1/3有義波高を H_o とした久慈川、北陸荒川での現地観測結果を示した。^{1) 2)}

この図によると H_o/L_o の減少に伴って H_R/H_o は大きくなっている。 $\sqrt{gH_o}/W_o$ の効果は、この図でははっきりしないが、同一実験者が行った実験資料を取り出してみると、 $\sqrt{gH_o}/W_o$ が大きい方が H_R/H_o が小さくなる傾向がある。

外洋に面している河川では、海浜形状を決めている波浪の強さに場所的に大きな差はない。風の強い時に2~4mの波高となり、4m以上の波は、年に数える位しかない。波と底質の応答特性は、 $\sqrt{gH_o}/W_o$ （あるいは H_o/d_m ）と H_o/L_o でほぼ決まるが、 H_o/L_o は暴風時に0.015~0.04位であるので、主に $\sqrt{gH_o}/W_o$ で決まると考えて良い。この事は、底質材料が同一の海浜であれば、ほぼ同一な海浜形状を持つことを示している。

粒径毎にその海浜形状の特性について述べる。

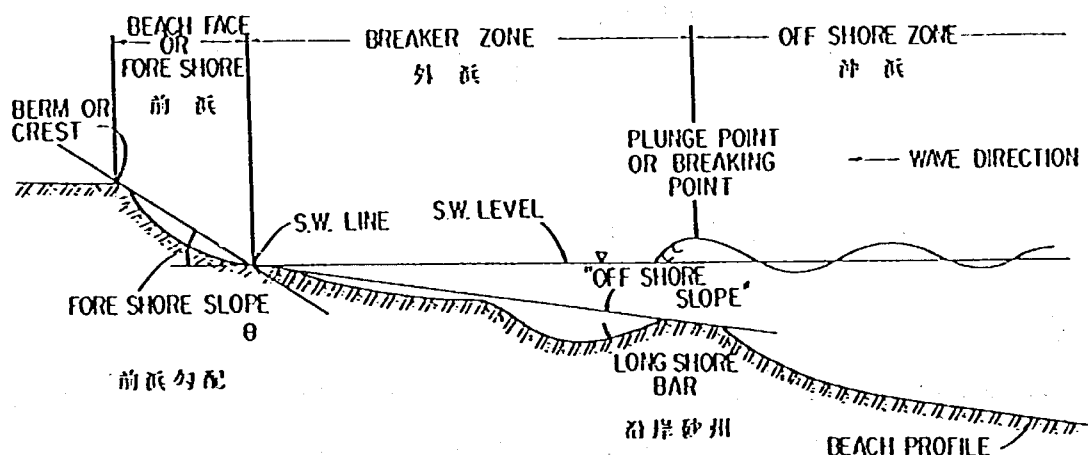
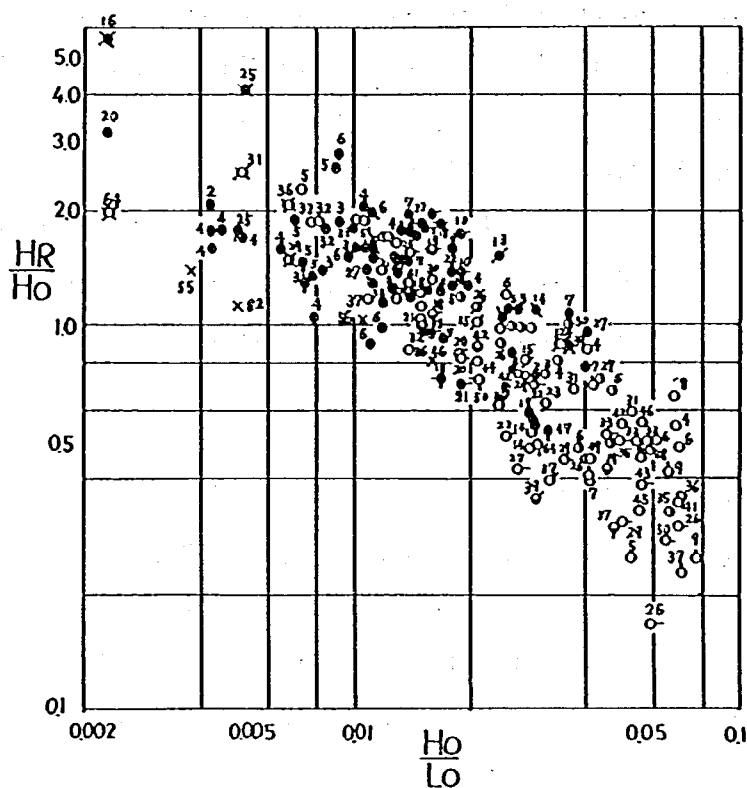


図-2.1 SHORE PROFILE TERMINOLOGY



(砂) $S=1.65$

添字は $\sqrt{gHo}/Wo$ を示す

○; 暴風海浜 H_R 打ち上げ高

●; 遷移 " H_o 沖波波高

●; 正常 " L_o 沖波波长

⊖; 2L 型

⊙; $\frac{1}{2}L$ 型

× は久慈川 荒川 砂州復元

実験資料 ただし H_o は $1/3$ 有義波を使う

図-2.2 砂の打ち上げ高

(1) 粒径 $0.2 \sim 0.3 \text{ mm}$ の砂を前浜材料に持つ河口

波高 $1 \sim 3 \text{ m}$ で、 $\sqrt{gHo}/Wo$ が $60 \sim 200$ に達するし、波によって底質は浮遊する。従って、潮位変化や、波の変化に対する追従性が大きく、海浜形状の変化は大きい。前浜勾配は、非常に緩く、砂州頂高も低く、 1 m 以下になることが多い。汀線変動は激しく、波が高いからといって汀線が後退しない場合もある。また、粒径が小さいため、透水係数が小さく、かなり小さい流量でも河口は完全閉塞しない。このような海浜は、現河川（沖積世における河川）の流出砂が海浜を作ったのではなく、海蝕による第三紀、第四紀の固結度の小さい砂質、シルト質の岩が砕けて、これが海浜を作っている例が多い。

(2) 粒径 $0.5 \text{ mm} \sim 2 \text{ mm}$ の粗砂を前浜に持つ河口

このような海浜は、 $0.5 \text{ mm} \sim 2 \text{ mm}$ の粗砂を前浜部、及び沿岸砂州部に持ち、水深が $7 \sim 8 \text{ m}$ 以上では、粒径 $0.15 \sim 0.2 \text{ mm}$ となっており、底質はふるい分け作用を受けている。³⁾

暴風時には、一般に汀線が後退し、波が弱くなると、堆積するパターンを繰り返している。粒径が大きくなるため、小河川では、完全閉塞することも多くなる。前浜勾配は、 $1/5 \sim 1/15$ 位であるが、沖浜勾配は、 $1/60 \sim 1/120$ である所が多く、2列、3列の沿岸砂州を持つ所もある。^{1) 2)} この沖浜勾配の緩さは、暴風時に海浜に達する波の強さを弱めている。つまり、高い波は、沖で砕波し、汀線に達する波は波高 $3 \sim 4 \text{ m}$ の波とそれ程変らない。

(3) 粒径 5 mm 以上の砂利を前浜に持つ河口

粒径 5 mm 以上の砂利を前浜に持つ海岸であっても、海岸前面に海盆を持ち、沖浜勾配 $1/10 \sim 1/20$ の

ような駿河湾富士海岸のような場合を除けば、水深10mで0.2程度になっており、砂利は前浜のみに存在している。粒径5mmの場合、波高3mとしても $\sqrt{gH_0}/W_0 \approx 25$ であり、前浜の砂利は浮遊されることは少なく、主に掃流形式で動くと考えて良い。沿岸砂州は存在せず、正常海浜を持ち、前浜勾配は急であり、1/2～1/5位にも達する。砂利のため透水係数は大きく、容易に閉塞する。

なお、水深が10mより沖の海浜勾配が急な場合には、波高の大きな波が沖で砕波することなく海浜に達し、暴風時の波のはいり高が大きくなり、海浜構造物の設計に当っては、沖で生じる波高を設計波高としておかなければならない。一方、沖の勾配が緩い場合には、高波は沖で砕波するため、3～4mの波を考えておけば良いようである。

2-3 Wave set up による河口水位の上昇

波が海浜に近づくと、波は砕波し、波高が小さくなる。この波高の変化は、波による運動量輸送に変化を与え、砕波点近くでの平均海水面の低下 (Wave set down) と汀線付近の平均海水面の上昇 (Wave set up) をもたらす。この変化をLonguest — HigginsとStewartはRadiation stressの効果の現れとし、理論的にWave set downを明らかにした。砕波後の波については、Bowen⁴⁾がLonguest — Higgins等の理論を応用して次の式を導いている。

砕波後の波高の変化を

$$H = r(h + \eta) \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

と仮定し、Radiation stressが平均水面勾配の変化による圧力差と釣り合うとして、

$$d\eta/dx = -Kdh/dx \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

を得た。ただしh；静止水深， η ；Radiation stressによる静止水面より平均水面までのSet up量，H；波高，r；係数，xは汀線に直角方向の距離である。なお、

$$K = 1 / (1 + 8 / 3r^2) \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

である。

佐伯と佐々木は、⁵⁾Bowen, 豊島・橋本、⁶⁾の実験結果に彼ら自身の実験を加え、底床勾配によるKの変化、 η について調べた。図-2.3はその結果であり、Kは底床勾配が増加すると大きくなり、

$$K = 3.85i + 0.015 \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

ただし $1/90 \leq i \leq 1/12$, $0.006 \leq H_0/L_0 \leq 0.05$ の範囲である。また静止時の汀線におけるSet up量は、図-2.4のごとく

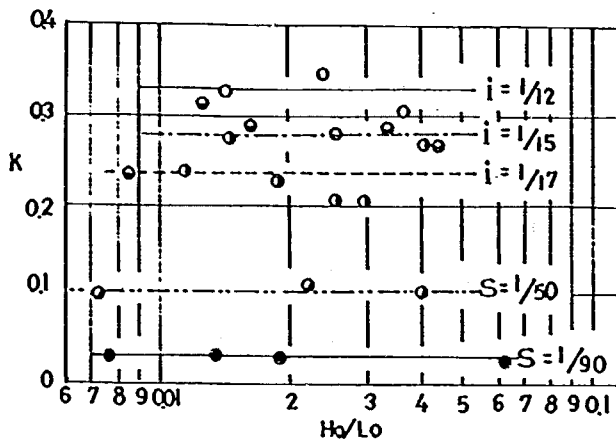
$$\eta_S/H_B \approx 1.63i + 0.048 \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

また砕波点におけるSet down量 η_B は、図-2.5に示すようにiによらず、

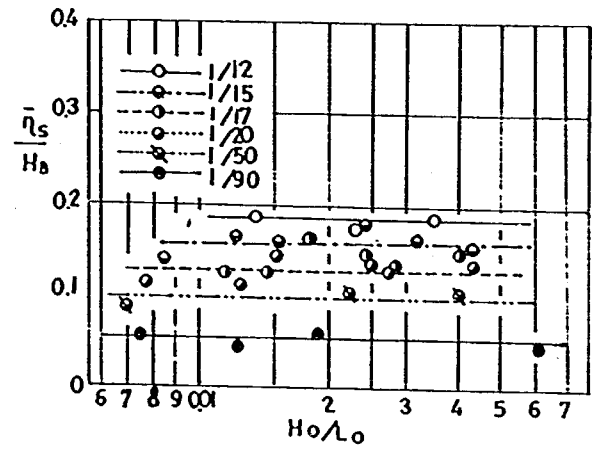
$$\eta_B/H_B \approx -0.03 \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

とした。ここで H_B は分岐点の波高、このようにSet up量は波高の数割に達する。

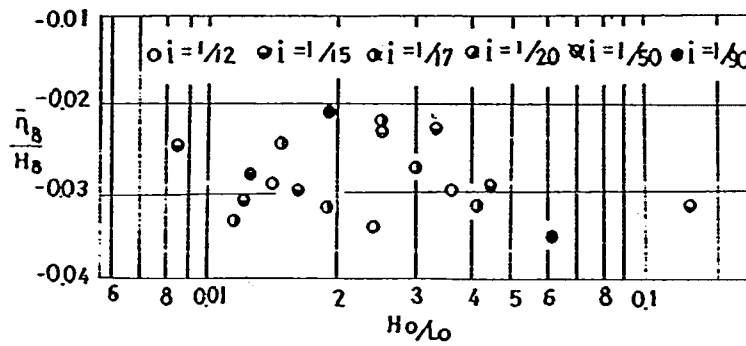
河口の場合には、河道部分が水路となっていること、また打上げた波の河道内の落ち込み、河道内水位を決めるのが汀線でないこと、河川流量の影響があることにより、平坦海床と異なったSet up量になると考えられる。そこで次のような実験を行い、河道内の水位におよぼす波の影響を調べることにした。



図—2.3



図—2.4



図—2.5

2-3-1 実験概要

図—2.6に示す水路に、 $i = 1/10$ 、 $i = 1/30$ の底床勾配を持つ海浜をモルタルで作製、水路の片側に図—2.7に示すような開口部を持つ河道を作った。実験は潮位、波高、周期を適当に変化させ、波高、砕波水深、砕波点、潮位、河道内水位を測定した。周期は10波の平均周期であり、波高はスケールによって10~20波を読み取り、平均化した。潮位は傾斜面と水平床面との交点より1.5 m離れた位置に、内径6 mm、長さ7 mmのビニール管を水路側壁へ鉛直に貼り付け、その口は水路床より5 cm高くした。他端は水路外に置かれた内径90 mmの円筒につなぎ、その水面を潮位とした。なお水圧変動成分は、ビニール管が長く、またビニール管と円筒の断面積比が1 : 225であるので変動成分は消え、ほぼ静水圧として良い。⁶⁾河道側水位は、図—2.7のB点位置でポイントゲージで計ったが、河道幅の変化と水深の変化が河道内水位に影響を与えると思われたので、図—2.7のA点位置でビニール管を用い、潮位測定と同様な装置でA点水位を測定した。

また導流堤を河口に設置した場合のSet up量を把握するために、河道部に導流堤を設置し、海浜側から打ち上げた波が河道内に入らないようにし、河道内水位におよぼす導流堤の結果も調べてみた。

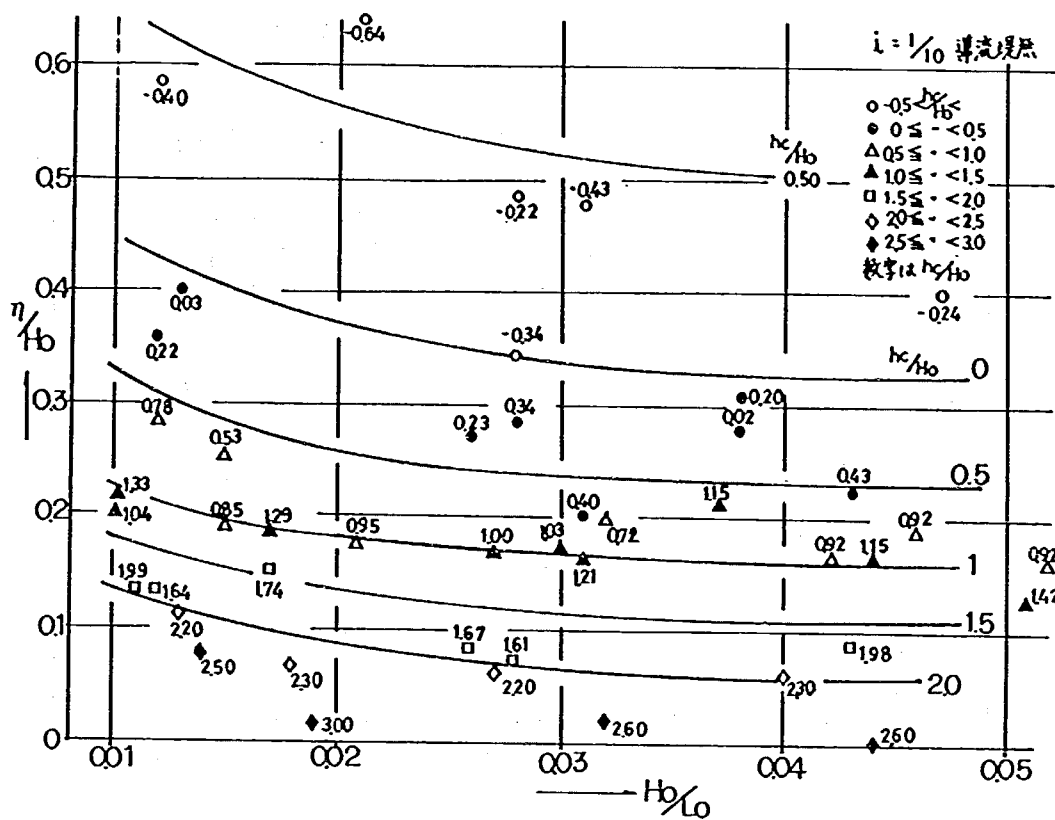


図-2.8 $H_0/L_0 \sim \eta/H_0$ 相関図

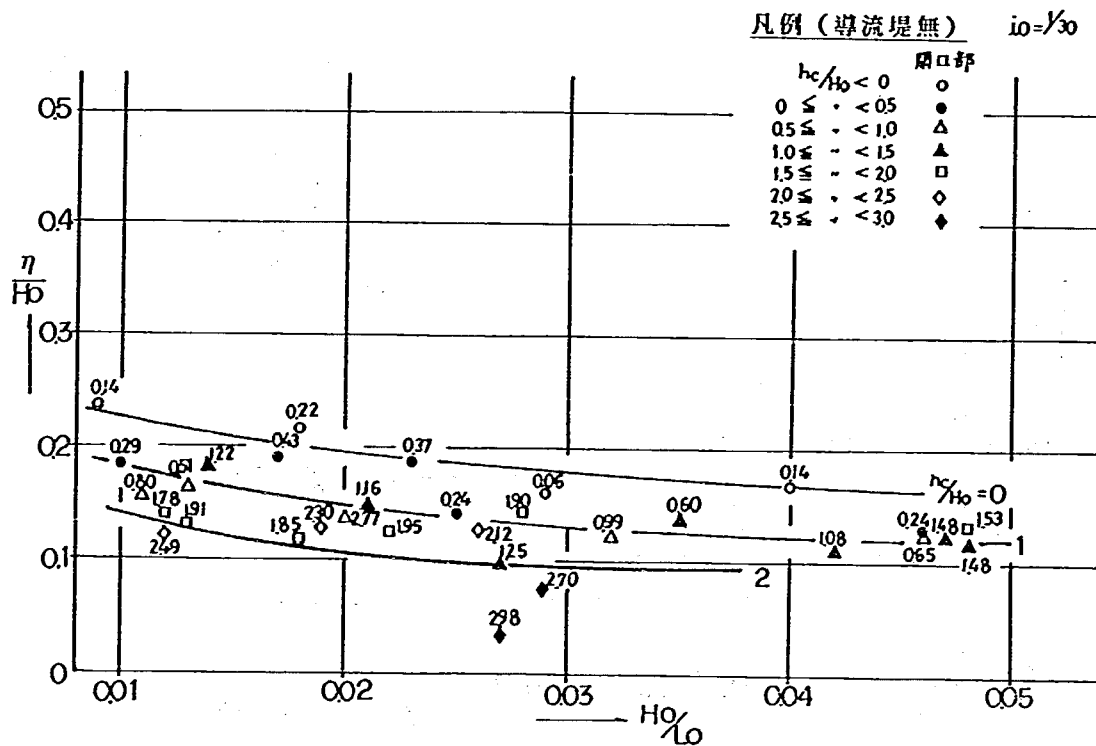


図-2.9 $H_0/L_0 \sim \eta/H_0$ 相関図

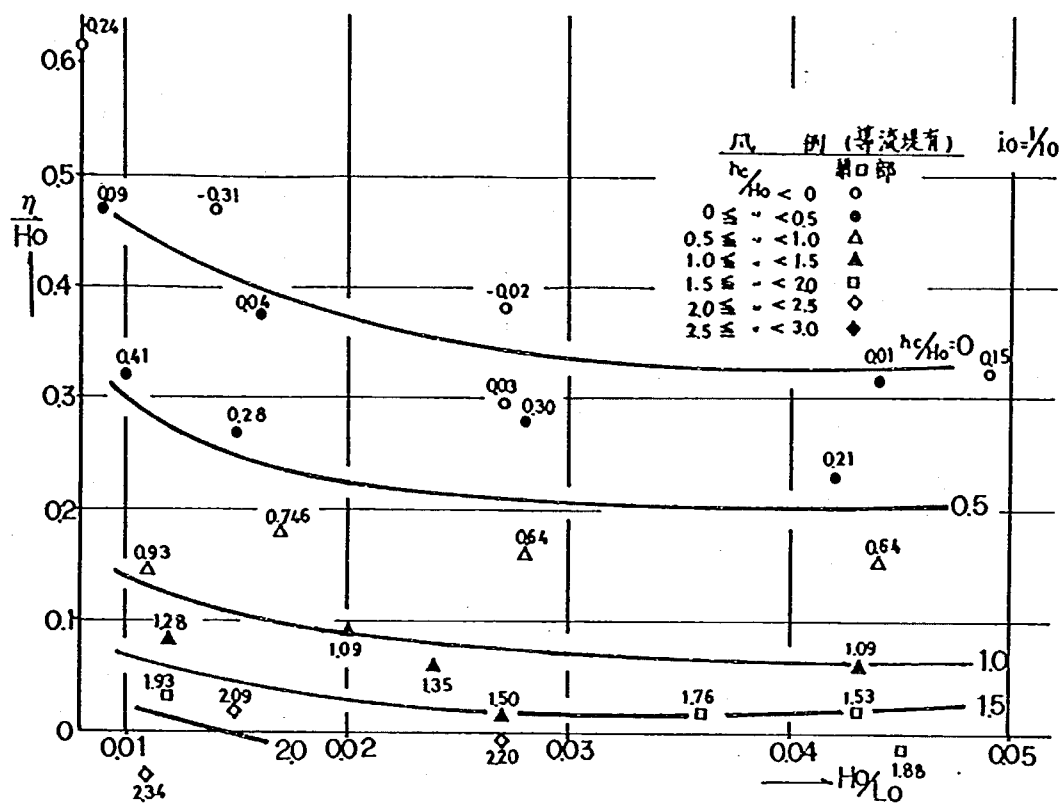


図-2.10 $H_0/L_0 \sim \eta/H_0$ 相関図

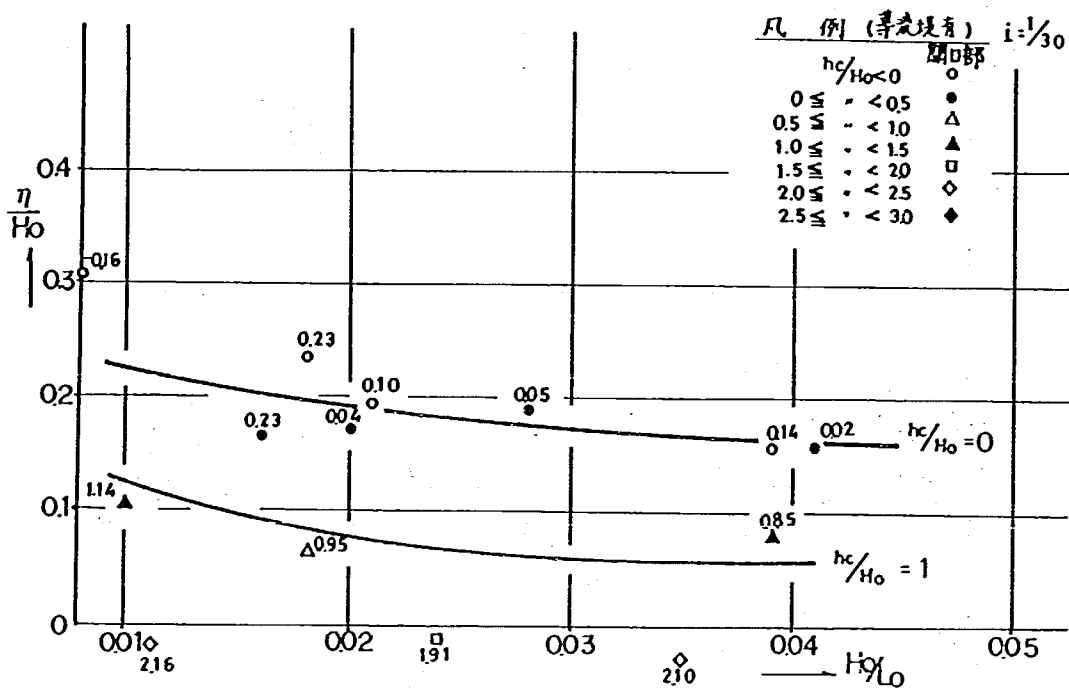


図-2.11 $H_0/L_0 \sim \eta/H_0$ 相関図

この結果によると $i = 1/10$ で、導流堤のない場合、 η/H_o は波形勾配の小さい方が大きく、また h_c/H_o が小さい方が大きくなる。 H_o/L_o が小さい方が碎波波高が大きく、 h_c/H_o が大きい方が、沖側の水位によって河口水位が決まることから当然の結果であろう。なおA点水位とB点水位は、 h_c/H_o が1以下ではほとんど差がなかったが、これ以上となると波が河道を遡上してくるためB点水位の方が大きくなった。そこで図-2.8～図-2.11には h_c/H_o が1.25以上の資料はA点水位を使って整理してある。

ところで碎波波高 H_B は、

$$H_B/H_o = f(H_o/L_o, i) \quad \dots\dots\dots (2-9)$$

の関係にあるので、佐々木等と同様な形にし直したのが図-2.12～図-2.15である。

この整理法によると η/H_B は、 H_o/L_o によってあまり変化を受けず、 h_c/H_B によって決まってしまう。ただし H_o/L_o 、 h_c/H_B の大きな資料は、 h/H_B が多少大きくなった。導流堤を設置した場合には、 h_c/H_o が0.5位までは、 η が導流堤のない場合とほぼ同じであったが、これより大きくなると、導流堤によって波の河道内への落ち込みが防げるため、Set up量が小さくなり、 h_c/H_o が2倍近くなると、Set up量もほぼ0となり、むしろSet downとなった。

$i = 1/30$ の場合は、佐々木等の報告と同様Set up量は、 i の影響を受け小さくなっている。

以上の実験結果より、前浜勾配が大きい汀線近の底質材料の粒径が、0.5 mm以上の海岸に流入する小河川では、河口が完全に閉塞しなくても、Wave set upのみによっても、河口内水位が、波高の3～4割に達してしまうことになる。ただし大河川のように河口水深が大きい場合や、導流堤が作られ、河口水深の深い場合にはSet up量は小さく、河口処理計画の中に考慮する必要はないと考えられる。また汀線付近の底質材料の粒径が0.2 mm前後の海岸でも前浜勾配が小さいためSet up量が小さく、問題にすることは無いと思われる。

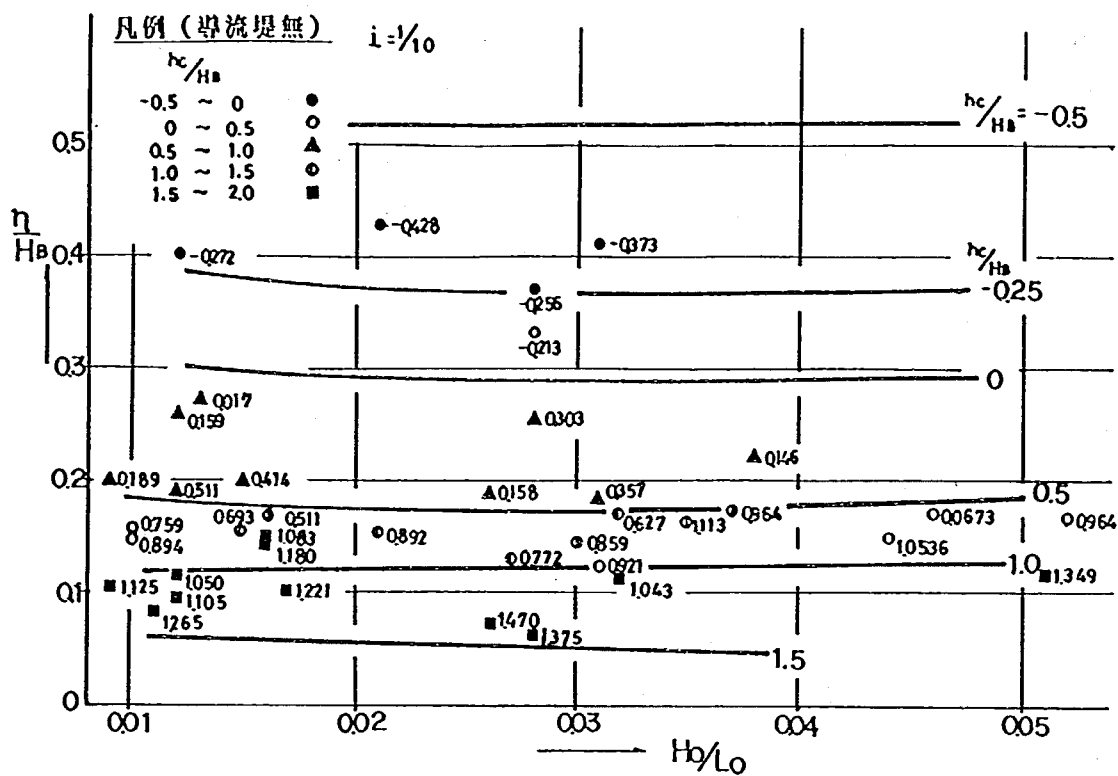


図-2.12 $H_0/L_0 \sim \eta/H_B$ 相関図

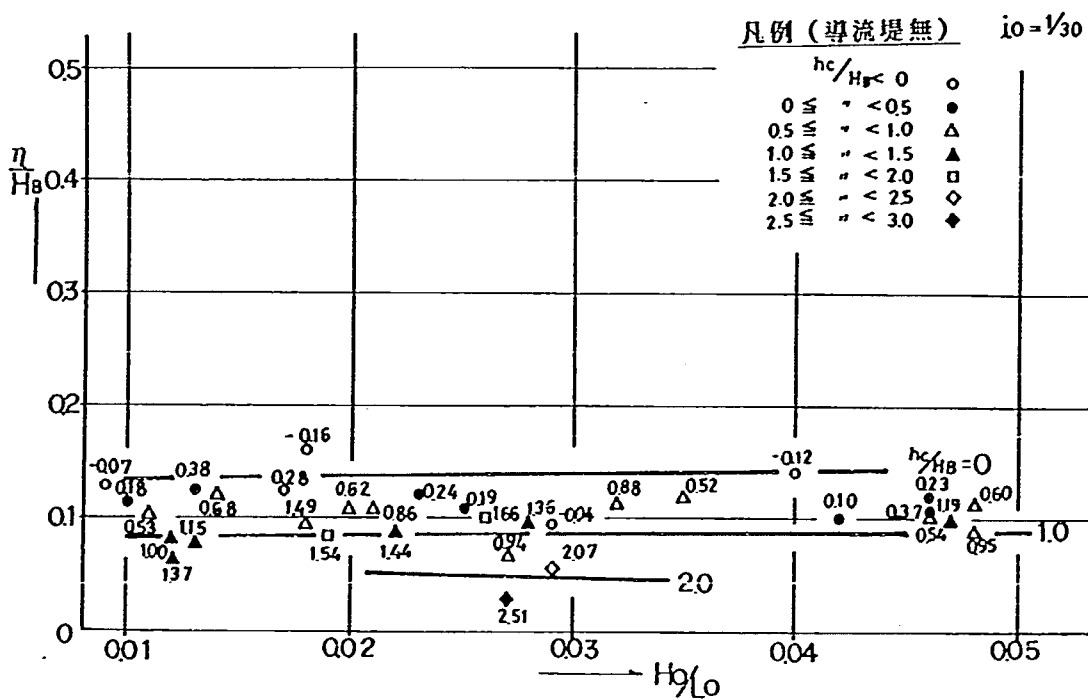


図-2.13 $H_0/L_0 \sim \eta/H_B$ 相関図

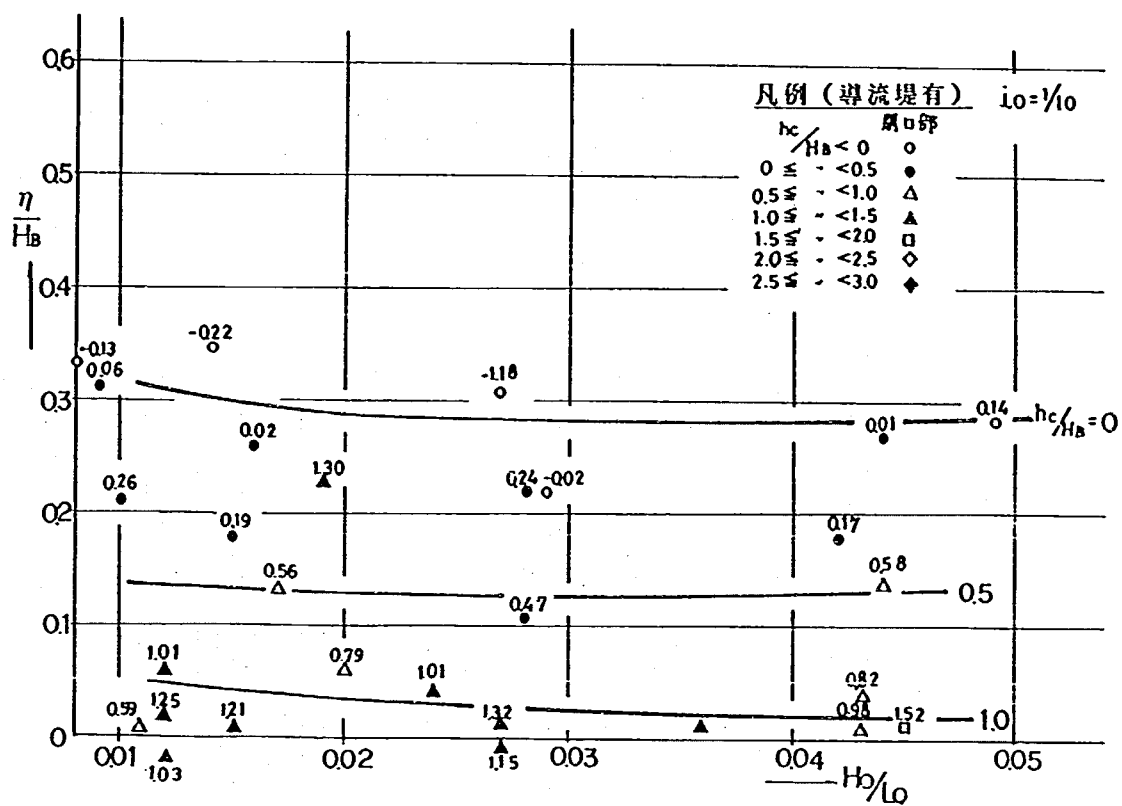


図-2.14 $H_0/L_0 \sim \eta/H_B$ 相関図

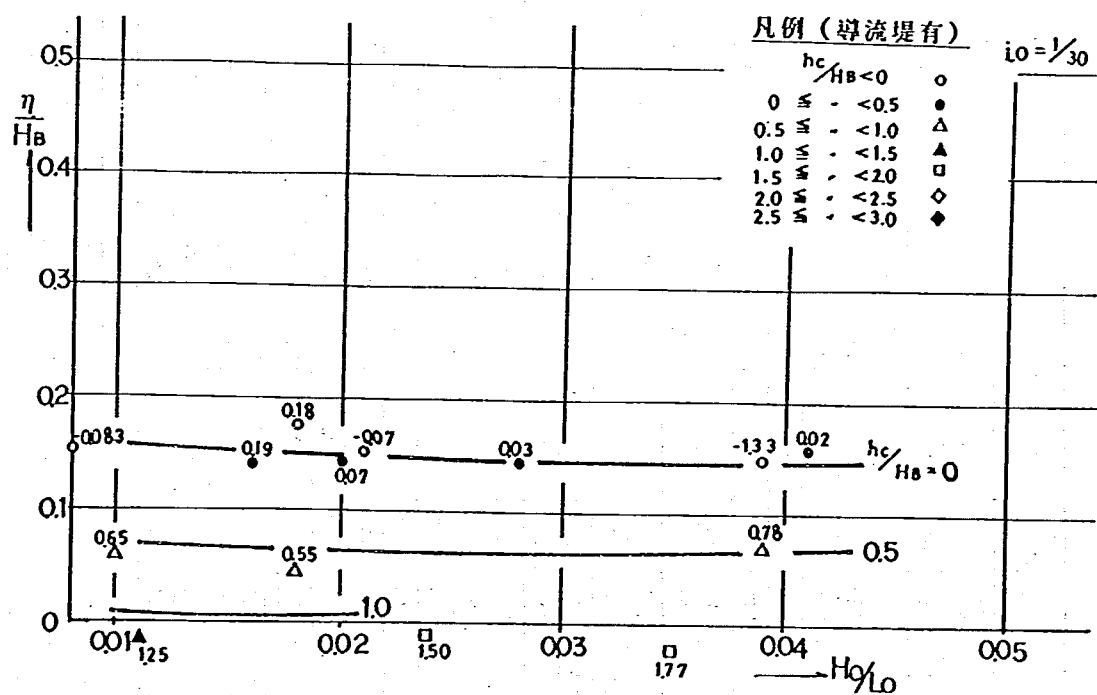


図-2.15 $H_0/L_0 \sim \eta/H_B$ 相関図

付表-2.1 波による河口水位上昇量実験数値表
固定床実験前浜勾配 1/10

(導流堤無)

実験番号	周期	波高FH	沖波々高 (H ₀)	沖波々長 (L ₀)	H ₀ / L ₀	潮 位	開口部水位	河道内水位	水位上昇高		開口部水深 hc	η _A / H ₀	η _B / H ₀	hc/ H ₀	砕波点	砕波々高 H _s	砕波水深 h _s	η _A / H _s	hc/ H _s
									η _A	η _B									
1	2.4	9.3	9.5	898.6	0.011	58.98	60.22		1.24		18.98	0.131		1.998	1.0	15.0	10.0	0.083	1.27
2	1.64	10.3	11.2	419.6	0.027	51.21	53.02		1.82		11.20	0.163		1.000	1.0	14.5	10.0	0.126	0.77
3	1.82	10.3	11.0	516.7	0.021	50.40	52.32		1.92		10.40	0.175		0.945	1.10	12.5	11.0	0.154	0.83
4	2.25	8.0	8.1	789.8	0.010	48.35	50.00		1.65		8.35	0.204		1.044	0.90	11.0	9.0	0.150	0.76
5	1.25	10.3	11.2	243.8	0.046	48.08	50.14		2.06		8.08	0.184		0.721	1.10	12.0	11.0	0.176	0.67
6	1.64	10.1	11.0	419.6	0.026	58.38	59.27		0.89		18.38	0.081		1.670	1.15	12.5	11.5	0.074	1.47
7	1.20	10.6	11.4	224.6	0.051	56.19	57.61		1.42		16.19	0.125		1.420	1.15	12.0	11.5	0.118	1.35
8	1.95	9.8	9.8	593.2	0.017	57.09	58.56		1.47		17.09	0.150		1.744	1.15	14.0	11.5	0.105	1.22
9	2.34	10.1	10.1	854.2	0.012	56.58	57.91		1.33		16.58	0.132		1.642	1.10	15.0	11.0	0.089	1.11
10	1.60	11.0	11.0	399.4	0.028	57.87	58.66		0.79		17.87	0.071		1.610	1.10	13.0	11.0	0.061	1.37
11	1.24	9.0	9.0	239.9	0.038	41.38	44.60		2.77		1.83	0.304		0.201	1.00	12.5	10.0	0.053	0.15
12	1.17	11.9	13.0	213.6	0.061	42.72	45.51		2.79		2.72	0.215		0.209					
13	1.67	10.4	11.1	435.1	0.026	42.52	45.55		3.03		2.52	0.273		0.227	1.20	16.0	12.0	0.004	0.16
14	2.22	7.2	7.1	768.8	0.009	42.36	44.96		2.60		2.36	0.366		0.332	0.80	12.5	8.0	0.208	0.19
15	1.30	7.80	8.41	263.6	0.032	61.68	61.86	61.89	0.18	0.21	21.68	0.021	0.025	2.578	0.50	12.0	5.0	0.015	1.81
16	1.30	10.47	11.28	263.6	0.043	62.28	63.18	63.24	0.90	0.96	22.28	0.080	0.085	1.975	1.00	17.0	10.0	0.053	1.31
17	1.60	6.84	7.49	399.4	0.019	62.38	62.45	62.50	0.07	0.12	22.38	0.009	0.016	2.988	0.60	12.0	6.0	0.006	1.87
18	1.55	9.07	9.93	374.8	0.027	61.78	62.45	62.41	0.67	0.62	21.78	0.067	0.062	2.193	1.00	14.5	10.0	0.046	1.50
19	1.87	9.13	9.90	545.5	0.018	63.14	63.86	63.80	0.72	0.66	23.14	0.073	0.067	2.337	1.05	14.5	10.5	0.050	1.60
20	2.00	8.32	8.92	624.0	0.014	62.61	63.28	63.33	0.67	0.72	22.61	0.075	0.081	2.535		14.0		0.048	1.62
21	2.21	9.66	10.13	761.9	0.013	62.06	63.20	63.30	1.14	1.24	22.06	0.113	0.122	2.177	1.05	17.0	10.5	0.067	1.30
22	1.24	9.05	9.67	239.9	0.040	62.46	63.07	63.08	0.61	0.62	22.46	0.063	0.064	2.323	1.05	13.0	10.5	0.047	1.73
23	1.10	8.0	8.35	188.8	0.044	62.11	62.13	62.28	0.02	0.17	22.11	0.002	0.020	2.648		10.0		0.002	2.21
24	2.04	9.6	10.2	649.3	0.016	57.2		59.28		2.08	17.2		0.204	1.686	1.15	14.5	11.5		1.19
25	2.02	9.4	9.9	636.5	0.016	54.62		56.60		1.98	14.62		0.200	1.477	1.05	13.5	10.5		1.08
26	2.08	9.9	10.2	674.9	0.015	48.66		50.60		1.94	8.66		0.190	0.849	1.40	12.5	14.0		0.69
27	2.05	9.5	10.1	655.7	0.015	60.82		62.18		1.36	20.82		0.135	2.061	1.40	15.5	14.0		1.34
28	2.07	9.6	9.8	668.5	0.015	45.18		47.67		2.49	5.18		0.254	0.529	1.00	12.5	10.0		0.41
29	1.95	7.1	7.2	593.3	0.012	37.14		41.36		4.22	-2.86		0.586	-0.397	0.90	10.5	9.0		-0.27

付表-2.2 波による河口水位上昇量実験数値表
固定床実験前浜勾配 1/10

(導流堤無)

実験番号	周期	波高H	沖波々高 (H ₀)	沖波々高 (L ₀)	H ₀ / L ₀	潮 位	閉口部水位	河道内水位	水位上昇高		閉口部水深 h _c	η _A / H ₀	η _B / H ₀	h _c / H ₀	砕波点	砕波々高 H _B	砕波水深 h _B	η _A / H _B	h _c / H _B
									η _A	η _B									
30	2.02	10.4	11.1	636.5	0.017	62.22		63.78		1.56	22.22		0.141	2.002	1.15	16.0	11.5		1.39
31	2.07	10.9	10.9	668.5	0.016	66.00		67.65		1.65	26.00		0.151	2.385		16.5			1.58
32	2.03	7.9	8.0	642.9	0.012	41.75		44.60		2.85	1.75		0.356	0.219	1.00	11.0	10.0		0.16
33	1.97	7.6	7.8	605.4	0.013	40.20		43.33		3.13	0.20		0.401	0.026		11.5			0.02
34	1.56	13.5	14.5	379.7	0.038	40.28		44.32		4.04	0.28		0.279	0.019	1.00		10.5		
35	1.56	15.0	16.3	379.7	0.043	47.08		50.75		3.67	7.08		0.225	0.434	1.30		13.0		
36	1.56	14.6	16.0	379.7	0.042	51.55		54.20		2.65	11.55		0.166	0.720	1.00		10.0		
37	1.56	10.0	10.8	379.7	0.028	43.64		46.73		3.09	3.64		0.286	0.337	1.00	12.0	10.0		0.30
38	1.56	10.0	10.7	379.7	0.028	36.42		41.62		5.20	-3.58		0.486	-0.335	1.00	14.0	11.0		-0.26
39	1.56	7.5	8.0	379.7	0.021	34.86		40.00		5.14	-5.14		0.643	-0.643	1.10	12.0	11.0		-0.43
40	1.56	12.1	13.2	379.7	0.035	57.25		59.76		2.51	17.25		0.190	1.307		15.5			1.11
41	1.56	10.8	11.8	379.7	0.031	54.28		56.18		1.90	14.28		0.161	1.210	1.05	15.5	10.5		0.92
42	1.61	12.8	14.0	404.4	0.035	64.28		66.05		1.77	24.28		0.126	1.734	1.20	16.5	12.0		1.47
43	1.58	11.6	12.6	389.4	0.032	49.10		51.60		2.50	9.10		0.198	0.722	1.5	14.5	15.0		0.63
44	1.60	11.7	12.8	399.4	0.032	59.68		61.72		2.04	19.68		0.159	1.538	1.5	18.0	15.0		1.09
45	1.58	11.3	12.2	389.4	0.031	44.82		47.28		2.46	4.82		0.202	0.395	1.05	13.5	10.5		0.36
46	1.60	10.5	11.2	399.4	0.028	37.55		41.38		3.83	-2.45		0.342	-0.219	0.95	11.5	9.5		-0.21
47	1.60	9.9	10.8	399.4	0.027	62.38		63.70		1.32	22.38		0.122	2.027	1.15	14.0	11.5		1.60
48	2.05	10.3	10.6	655.6	0.016	47.53		49.93		2.40	7.53		0.226	0.710	1.10	14.5	11.0		0.52
49	2.21	9.1	9.2	761.9	0.012	47.16		49.78		2.62	7.16		0.285	0.780	1.25	14.0	12.5		0.51
50	2.21	12.5	13.0	761.9	0.017	56.70		59.10		2.40	16.70		0.185	1.290	1.4	16.5	14.0		1.01
51	1.84	14.6	15.9	528.2	0.030	56.32		59.08		2.76	16.32		0.174	1.030	1.4	19.0	14.0		0.86
52	1.46	15.7	17.2	332.6	0.052	55.90		58.64		2.74	15.90		0.159	0.920	1.9	16.5	19.0		0.96
53	1.31	7.5	8.2	267.7	0.031	36.46		40.38		3.92	-3.54		0.478	-0.432	0.75	9.5	7.5		-0.37
54	1.38	12.8	13.9	297.0	0.047	36.62		42.15		5.53	-3.38		0.398	-0.243	1.5	16.0	15.0		-0.21
55	1.44	12.0	13.1	323.5	0.040	63.96		65.20		1.24	23.96		0.095	1.829	1.2	14.5	12.0		1.65
56	2.10	7.0	7.4	688.0	0.011	63.00		63.40		0.40	23.00		0.054	3.300	0.85	12.0	8.5		1.92
57	2.10	9.6	10.2	688.0	0.015	62.33		64.18		1.85	22.33		0.181	2.189		15.5			1.44
58	2.22	9.0	9.4	768.8	0.012	62.12		63.28		1.16	22.12		0.123	2.353		14.5			1.53
59	1.33	10.0	10.8	276.0	0.039	62.35		63.38		1.03	22.35		0.095	2.069	1.00	12.0	10.0		1.86
60	2.39	10.9	11.1	891.1	0.012	57.88		59.88		2.00	17.88		0.180	1.611	1.25	17.0	12.5		1.05
61	1.43	10.7	11.7	319.0	0.037	53.50		55.96		2.46	13.50		0.210	1.154	1.35	14.0	13.5		0.96
62	1.30	10.6	11.5	263.6	0.044	53.17		55.03		1.86	13.17		0.162	1.145		12.5			1.05
63	2.40	8.5	8.5	898.6	0.009	52.94		54.20		1.26	12.94		0.148	1.520	1.00	11.5	10.0		1.13
64	2.41	9.4	9.4	906.0	0.010	52.52		54.56		2.04	12.52		0.217	1.332	1.00	14.0	10.0		0.89

付表-2.3 波による河口水位上昇量実験数値表
固定床実験前浜勾配1/30
(導流堤無)

実験番号	周期	波高(H)	沖波々高 (H ₀)	沖波々長 (L ₀)	H ₀ /L ₀	潮位	開口部水位	河道内水位	水位上昇高		開口部水深 h _c	H ₀ /h _c	H ₀ /H ₀	hc/H ₀	碎波点	碎波々高 H _B	碎波水深 h _B	H ₀ /h _B	hc/h _B
									7A	7B									
1	1.50	9.33	10.09	351.0	0.029	39.45	41.06		1.61		-0.55	0.160		-0.055	6.42	13.0	21.4	0.124	-0.04
2	1.81	8.62	8.94	511.1	0.018	38.07	40.00		1.93		-1.93	0.216		-0.216	12.0			0.161	-0.16
3	2.20	8.71	9.50	755.0	0.013	44.81	46.37		1.56		4.81	0.164		0.506	12.5			0.124	0.38
4	1.83	8.60	9.06	522.4	0.017	43.90	45.63		1.73		3.90	0.191		0.430	4.05	14.0	13.5	0.124	0.28
5	1.57	8.24	8.92	384.5	0.023	43.30	44.96		1.66		3.30	0.186		0.370	4.95	13.5	16.5	0.122	0.24
6	1.32	11.46	12.55	271.8	0.046	43.05	44.65		1.60		3.05	0.127		0.243	6.00	13.5	20.0	0.119	0.23
7	1.31	11.66	12.75	267.7	0.048	48.35	49.98		1.63		8.35	0.128		1.527	5.40	14.0	18.0	0.116	0.60
8	1.57	12.53	13.60	384.5	0.035	48.13	49.97		1.84		8.13	0.135		0.596	6.60	15.5	22.0	0.119	0.52
9	1.85	9.83	10.43	533.9	0.020	48.00	49.42		1.42		8.00	0.136		0.768	4.05	13.0	13.5	0.109	0.62
10	2.23	7.70	7.58	775.8	0.010	42.23	43.63		1.40		2.23	0.185		0.294	3.75	12.3	12.5	0.114	0.18
11	2.23	7.42	7.25	775.8	0.009	39.00	40.72		1.72		-1.00	0.237		-0.138	3.45	13.5	11.5	0.127	-0.07
12	1.31	9.68	10.59	267.7	0.040	38.52	40.30		1.78		-1.48	0.168		-0.140	4.35	12.5	14.5	0.142	-0.12
13	2.20	8.02	8.12	755.0	0.011	46.48	47.75		1.27		6.48	0.156		0.798	3.75	12.3	12.5	0.103	0.53
14	2.20	10.25	10.55	755.0	0.014	52.82	54.73		1.31		10.82	0.181		1.215	15.8			0.121	0.68
15	1.83	10.02	10.74	522.4	0.021	52.46	54.06		1.60		12.46	0.149		1.160	14.5			0.110	0.86
16	1.55	10.93	11.95	374.8	0.032	51.84	53.30		1.46		11.48	0.122		0.991	4.50	13.0	15.0	0.112	0.88
17	1.33	10.60	11.57	275.9	0.042	52.48	53.75		1.27		12.48	0.110		1.079	3.90	12.5	13.0	0.102	0.10
18	1.59	9.22	9.95	394.4	0.025	52.42	43.82		1.40		2.42	0.141		0.243	4.80	13.0	16.0	0.108	-0.19
19	1.31	11.88	12.87	267.7	0.048	59.07	60.56		1.49		19.07	0.116		1.482	6.00	16.0	20.0	0.093	0.95
20	1.50	9.02	9.88	351.0	0.028	58.73	60.06		1.33		18.73	0.135		1.896	4.05	13.8	13.5	0.096	1.36
21	1.30	11.00	12.02	263.6	0.046	47.85	49.34		1.49		7.85	0.124		0.653	6.45	14.50	21.50	0.103	0.54
22	1.49	8.55	9.36	346.3	0.027	51.74	52.62		0.88		11.74	0.094		1.254	3.45	12.50	11.50	0.070	0.94
23	1.79	8.42	9.12	449.8	0.018	56.87	57.94		1.07		16.87	0.117		1.850	3.45	11.30	11.50	0.095	1.49
24	2.20	8.86	9.21	755.0	0.012	56.40	57.69		1.29		16.40	0.140		1.781	4.35	15.50	14.50	0.083	1.06
25	1.31	11.18	12.24	267.7	0.046	44.60	46.09		1.49		4.60	0.122		0.376	4.80	12.50	16.00	0.119	0.37
26	1.30	11.53	12.48	263.5	0.047	58.48	60.00		1.52		18.48	0.122		1.481	5.40	15.50	18.00	0.098	1.19
27	1.26	6.28	6.75	247.7	0.027	60.08	60.32		0.24		20.08	0.036		2.975	2.10	8.00	7.00	0.030	2.51
28	1.26	6.78	7.30	247.7	0.029	59.68	60.22		0.54		19.68	0.074		2.696	2.70	9.50	9.00	0.057	2.07
29	1.48	8.20	8.97	341.7	0.026	59.05	60.19		1.14		19.05	0.127		2.124	3.45	11.50	11.00	0.099	1.66
30	1.81	8.89	9.67	511.1	0.019	62.27	63.51		1.24		22.27	0.128		2.303	14.50			0.086	1.54
31	1.81	10.19	11.08	511.1	0.022	61.62	62.98		1.36		21.62	0.123		1.951	4.95	15.00	16.50	0.091	1.44
32	2.17	8.10	8.52	734.6	0.012	61.19	62.23		1.04		21.19	0.122		2.487	4.35	15.50	14.50	0.067	1.37
33	2.30	10.46	10.85	825.2	0.013	60.70	62.10		1.40		20.70	0.129		1.908	5.70	18.00	19.00	0.078	1.15

付表-2.4 波による河口水位上昇量実験数値表

固定床実験前浜勾配 1/10

(導流堤有)

実験番号	周期	波高(H)	沖波々高 (H ₀)	沖波々長 (L ₀)	H ₀ /L ₀	潮位	開口部水位	河道内水位	水位上昇高		開口部水深 h _c	H _A /H ₀	H _B /H ₀	h _c /H ₀	砕波点	砕波々高 H _B	砕波水深 h _b	H _A /H _B	h _c /H _B
									H _A	H _B									
1	1.61	103	10.97	404.4	0.027	37.46	41.65	41.64	4.19	4.18	-2.54	0.381	0.112	-0.232	1.25	13.5	12.5	0.310	-1.18
2	1.88	7.38	7.56	551.4	0.014	37.68	41.20	41.22	3.52	3.54	-2.32	0.466	0.468	-0.307	1.05	10.2	10.5	0.345	-0.22
3	2.16	5.90	5.82	727.8	0.008	38.59	42.14	42.13	3.55	3.54	-1.41	0.610	0.608	-0.242	0.75	10.5	7.5	0.338	-0.13
4	1.32	12.22	13.36	271.8	0.049	37.96	42.22	42.26	4.26	4.30	-2.04	0.319	0.322	-0.153	1.10	15.0	11.0	0.284	-0.14
5	1.60	10.26	11.07	399.4	0.028	43.30	46.36	46.32	3.06	3.02	3.30	0.276	0.273	0.298	1.00	14.0	10.0	0.219	0.24
6	1.90	7.91	8.22	563.2	0.015	42.32	44.50	44.60	2.18	2.28	2.32	0.265	0.277	0.282	/	12.3	/	0.177	0.19
7	2.20	7.56	7.55	755.0	0.010	43.06	45.50	45.50	2.44	2.24	3.06	0.323	0.297	0.405	/	11.5	/	0.212	0.26
8	1.35	10.96	12.00	284.3	0.042	42.55	45.28	45.42	2.73	2.87	2.55	0.228	0.239	0.213	1.25	15.0	12.5	0.182	0.17
9	1.58	10.11	10.99	389.4	0.028	46.98	48.70	48.88	1.72	1.90	6.98	0.157	0.173	0.635	1.35	15.0	13.5	0.115	0.47
10	1.81	8.34	8.86	511.1	0.017	46.61	48.18	48.32	1.57	1.71	6.61	0.177	0.193	0.746	0.90	11.8	9.0	0.133	0.56
11	2.20	8.36	8.48	755.0	0.011	47.86	49.07	49.20	1.21	1.34	7.86	0.143	0.158	0.927	1.20	13.3	12.0	0.09	0.59
12	1.31	10.71	11.72	267.7	0.044	47.55	49.30	49.48	1.75	1.93	7.55	0.149	0.165	0.644	0.95	13.0	9.5	0.135	0.58
13	1.85	7.53	8.11	533.9	0.015	56.92	57.07	57.12	0.15	0.20	16.92	0.018	0.025	2.086		14.0		0.011	1.21
14	1.60	8.83	9.64	399.4	0.024	52.97	53.52	53.60	0.55	0.63	12.97	0.057	0.065	1.345		12.8		0.043	1.01
15	1.30	10.32	11.25	263.6	0.043	52.23	52.88	53.19	0.65	0.96	12.23	0.058	0.085	1.087		15.0		0.043	0.82
16	1.85	9.95	10.64	533.9	0.020	51.63	52.58	52.63	0.95	1.00	11.63	0.089	0.094	1.093		14.8		0.064	0.79
17	2.27	9.29	9.47	803.9	0.012	52.07	52.80	52.80	0.73	0.73	12.07	0.077	0.077	1.275		12.0		0.063	1.01
18	2.28	9.05	9.34	811.0	0.012	58.19	58.50	58.68	0.31	0.49	18.19	0.033	0.052	1.945		14.5		0.021	1.25
19	1.31	10.64	11.54	267.7	0.043	57.68	57.91	58.21	0.23	0.53	17.68	0.020	0.046	1.532		18.0		0.013	0.98
20	1.31	8.97	9.74	267.7	0.036	57.14	57.35	57.70	0.21	0.56	17.14	0.022	0.057	1.760		16.0		0.013	1.07
21	1.61	9.90	10.82	404.4	0.027	56.18	56.35	56.54	0.17	0.36	16.18	0.016	0.033	1.495		12.3		0.014	1.32
22	2.28	8.95	9.32	811.0	0.011	61.58	61.19	61.60	-0.39	-0.02	21.58	-0.042	-0.002	2.341		21.0		-0.004	1.03
23	1.55	9.08	9.94	374.8	0.027	61.82	61.75	61.88	-0.07	0.06	21.82	-0.007	0.006	2.195		19.0		-0.004	1.15
24	1.27	10.55	11.34	251.6	0.045	61.32	61.14	61.37	-0.18	-0.05	21.32	-0.016	0.004	1.880		14.0		-0.013	1.52
25	1.85	11.16	12.10	533.9	0.023	62.18	62.51	62.66	0.33	0.48	22.18	0.027	0.040	1.833	/	17.0	/	0.019	1.30
26	1.58	10.60	11.38	389.4	0.029	39.72	43.05	43.03	3.33	3.31	-0.28	0.292	-0.290	0.025	1.30	15.0	13.0	0.222	-0.02
27	1.90	8.58	8.87	563.2	0.016	40.30	43.52	43.43	3.22	3.13	0.30	0.370	0.360	0.041	/	12.3	/	0.262	0.02
28	2.20	7.16	7.09	755.0	0.009	40.65	43.90	43.82	3.25	3.17	0.65	0.456	0.446	0.092	0.85	10.5	8.5	0.310	0.06
29	1.30	10.58	11.59	263.6	0.044	40.15	43.82	43.80	3.67	3.65	0.15	0.316	0.315	0.013	/	13.5	/	0.272	0.01

付表-2.5 波による河口水位上昇量実験数値表

固定床実験前浜勾配 1/30

(導流堤有)

実験番号	周期	波高(H)	沖波々高 (H_o)	沖波々長 (L_o)	H_o/L_o	潮 位	開口部水位	河道内水位	水位上昇高		開口部水深	η_A/H_o	η_B/H_o	h_c/H_o	砕波点	砕波々高 H_B	砕波水深 h_b	η_A/H_B	h_c/H_B
									η_A	η_B									
1	2.05	10.11	10.30	655.6	0.016	42.42	44.12		1.70		2.42	0.165		0.234	3.75	12.50	12.50	0.136	0.19
2	2.22	6.20	6.08	768.8	0.008	39.00	40.85		1.85		-1.00	0.304		-0.164	3.45	12.00	11.50	0.154	-0.083
3	1.74	9.38	9.87	472.3	0.021	39.00	40.87		1.87		-1.00	0.189		-0.101	4.20	13.00	14.00	0.144	-0.077
4	1.70	7.87	8.29	450.9	0.018	38.06	40.00		1.94		-1.94	0.234		-0.234	4.20	11.00	14.00	0.176	-0.18
5	1.80	9.63	10.10	505.4	0.020	40.89	42.60		1.71		0.89	0.169		0.088	3.60	12.00	12.00	0.143	0.07
6	1.60	10.36	11.11	399.4	0.028	40.50	42.55		2.05		0.50	0.185		0.045	4.50	14.50	15.00	0.141	0.03
7	1.34	10.00	10.93	280.1	0.039	38.46	40.15		1.69		-1.54	0.154		-0.141	4.35	11.50	14.50	0.147	-1.33
8	1.80	8.63	9.22	505.4	0.018	48.75	49.33		0.58		8.75	0.063		0.949	4.80	13.00	16.00	0.045	0.55
9	2.20	8.04	8.12	811.0	0.010	49.15	50.00		0.85		9.15	0.105		1.138		14.00		0.059	0.65
10	1.32	9.62	10.55	271.8	0.039	49.00	49.80		0.80		9.00	0.076		0.853		11.50		0.070	0.78
11	1.34	10.39	11.37	280.1	0.041	40.27	42.05		1.78		0.27	0.157		0.024	5.67	11.50	17.00	0.155	0.02
12	2.26	8.63	8.95	796.8	0.011	59.33	59.12		-0.21		19.33	-0.023		2.160	4.95	15.50	16.50	-0.014	1.25
13	1.62	9.03	9.88	409.4	0.024	58.85	58.72		-0.13		18.85	-0.013		1.908	3.60	12.50	12.00	-0.010	1.50
14	1.27	8.21	8.86	251.6	0.035	58.56	58.30		-0.26		18.51	-0.029		2.095	4.05	10.50	13.50	-0.025	1.70

3 章 水理模型実験による暗きょ工法の検討

3-1 緒言

中小河川の河口処理として暗きょ工は効果があると言われている。しかし現在施工されている暗きょを見ると、閉塞して効果のない例なども見られる。本章においては、現地で砂利および砂を海浜材料として持つ海岸での暗きょを想定して行った実験を通して、暗きょ工法の問題点を論じる。

3-2 砂利を海浜材料に持つ場合の暗きょ工法

砂利海浜に相当する底質材料の動き易さ、つまり実際の砂利海浜に相当する $\sqrt{gH_0}/W_0$ で、暗きょ工内の土砂の堆積状況を種々の条件で調べた。

3-2-1 実験概要

実験(ケースB-1~B-11)は、図-3.1に示す水路に粒径0.023mmの底質材料を用いて1/30の一樣勾配に海浜を整形後、水深45cm(コンクリート底床より水面までの高さ)まで給水し、所定の波高、周期の波を作用させ平衡海浜を形成させた。平衡海浜となったと判断された状態で波を止めて、海浜形状を測定後、図-3.1に示す1m、3m、5mの位置に、10cm正方の暗きょを設置した。設置した暗きょの敷高、その位置については表-3.1の実験条件および結果総括表に示した。暗きょは、厚さ9mmの耐水ベニアで図-3.2に示すような形状をしており、その開口部は、河川側から言うと左岸側に10cm正方の開口部を設けた。暗きょは相互の影響が無いように2mづつ離れた。

設置後平衡海浜を形成させた波と同一の波を作用させ、0.5hr、1hr、2hr後に暗きょ上流での河道内水位、潮位、海浜流の観測を行い、これらの時間に波を止めて、海浜と暗きょ内に堆積した砂の断面形状の測定を行った。また波高もこの時に測定した。測定方法は次のごとくである。

実験中の測定は入射波高、潮位、暗きょ上流側水位、暗きょ周辺の海床高と暗きょ内の堆砂高、海浜縦断測定、海浜流況および入射波向の撮影とスケッチである。入射波高は造波板より3m離れた位置に1mm目盛のスケールを立てて、目視読み取りにて10~20波を測定した。潮位は汀線より8m離れた位置(砕波点より約3m沖合)に導波板に沿って内径5mm、長さ7mのビニールホースを鉛直にホースの口が海床から5cm位上った所になるよう導波板に取り付け、そのホースの另一端は内径120mmの塩ビ管で作った容器のなかへ入れサイフォンにより容器へ導水し、その容器内の平均水面高をポイントゲージで測定することにより求めた。暗きょ上流側水位は、暗きょ上流側にプールを作って、そこでの水位をポイントゲージをレベルで視準することにより求めたが、プールはなるべく小さくし、測定位置も暗きょ上流端とした。次に暗きょ周辺の海床高、暗きょ内の堆積高および海浜縦断測定は海床整形と同様に、測定しようとする測線上に水系で水平に基線を設定し、それから海床までの高さをスケールで測定することにより求めた。暗きょ周辺の海浜高と暗きょ内の堆積高は、暗きょを設置して波を作用後0.5、1、2時間の3回、横断方向に測定した。海浜縦断測定は、平衡海浜実験後と暗きょを設置して2時間後の2回測定を行った。なお、高さは図-3.1の断面図に示す右側の高さ0cmを基準高にして整理した。0cmはほぼ潮位に対応する。

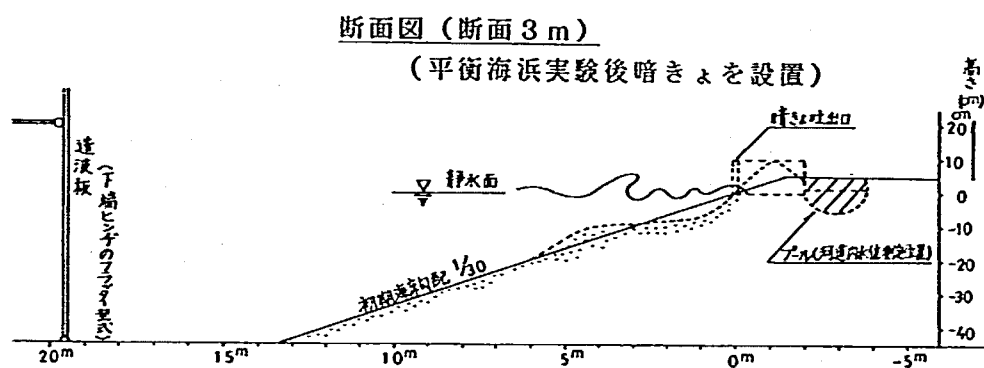
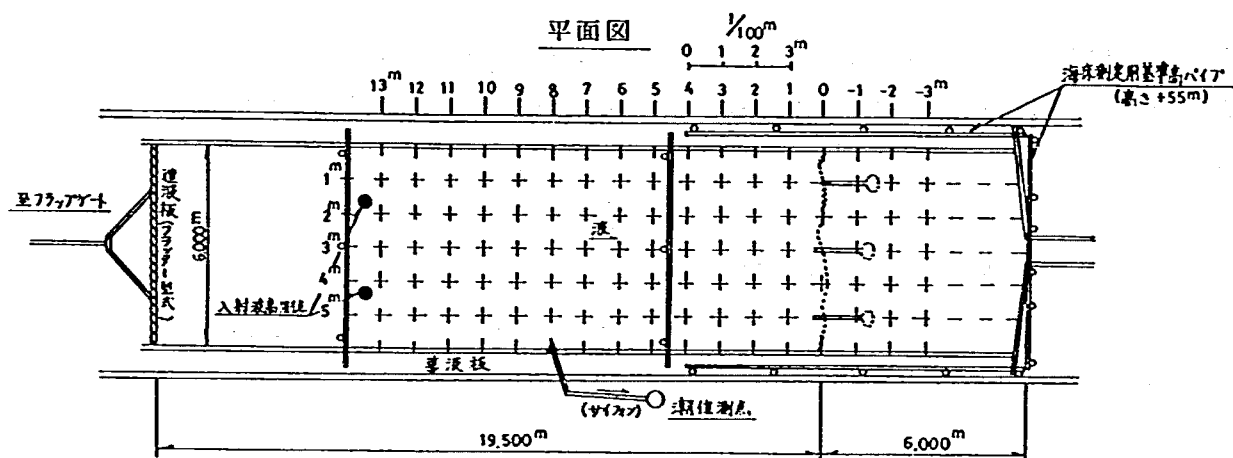


図-3.1 実験水槽概略図 (実験B)

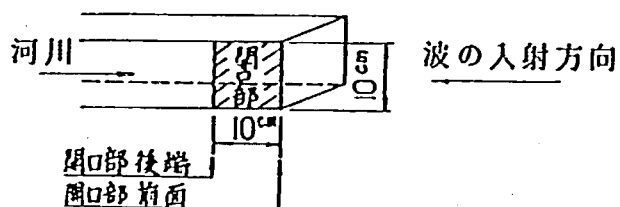


図-3.2 暗きよ形状図

表-3.1 河口暗きょ実験の総括表

実験番号	実 験 条 件							実 験 結 果				
	沖波波高 (H_o) cm	H_o/L_o	潮 位 cm	初期 海床形状	敷 高 cm	暗きょ前面の位置	底 質 材 料 cm	暗きょ上 流水位 cm	砂 面 高 cm	厚 さ cm	堆積範囲 cm	周囲砂州 高 cm
B-1	9	0.034	-0.38	1/30	+4 0 -4	初期汀線に前面を 一致させる	$d_m = 0.023$ (砂)	0.72 2.76 2.30	6 4 1.5	2 4 5.5	60 70 70	+6~7 " "
B-2	9	0.033	-0.3	"	+4 0 -4	初期汀線より10cm 前に前面を一致さ せる	"	3.87 3.43 0.70	4 5 -2.5	0 5 1.5	78 70 90	+7.0 " "
B-3	7.5	0.015	0.60	"	+4 0 -4	初期汀線に前面を 一致させる	"	5.42 4.08 1.18	7 4.5 2	3 4.5 6	62 74 80	+8~9 " "
B-4	7.5	0.015	0.37	"	+4 0 -4	初期汀線より10cm 前に前面を一致さ せる	"	3.25 2.50 1.19	6 3 0.5	2 3 4.5	82 108 70	+8~9 " "
B-5	8.0	0.016	-0.12	"	+4 0 -4	初期汀線より30cm 前に前面を一致さ せる	"	4.04 1.20 0.85	4.25 0.25 -1.5	0.25 0.25 2.5	40 50 126	8
B-6	9.0	0.037	0.28	"	+4 0 -4	初期汀線より30cm 前に前面を一致さ せる	"	2.07 2.03 1.17	4.3 3 -1.0	0.3 3 3	16 74 104	4~5
B-7	10.1	0.041	-0.27	"	巾 0(1.0) 0(5) 0(2.5)	敷高0cm	"	2.90 2.22 3.15	4 3 3	4 3 3	60 48 48	3~4
B-8	8.2	0.034	-0.10	"	高さ 0(5) 0(2.5) 0(1.0)	敷高0cm	"	2.85 2.82 1.57	3.5 3.9 1.5	3.5 3.9 1.5	50 54 40	4.5~5
B-9	9.0	0.037	0.61	"	0 -4		"	3.15 2.05	3.5 -2	3.5 2	50 64	4~5
B-11	8.2	0.016	-0.45	"	0 -4		"	2.90 1.02	3.0 -1.6	3.0 2.6	68 38	

海浜流況と入射波向の撮影及びスケッチは、汀線付近に染料（フルオレッセン溶液）を滴下して、沿岸流や離岸流を撮影およびスケッチした。

なお海浜流況の撮影は、平衡海浜実験中及び暗きょを設置して0.5 hr, 1 hr, 2 hr のそれぞれの時間に行った。

3-2-2 実験結果

表-3.1に実験結果を示した。ここで敷高とは、暗きょ前面の開口部の底高であり、基準点の高さ（コンクリート床より45 cmの位置を0 cmとしている。）よりの敷高である。潮位は基準点の高さに合わせようとしたが実際には多少それとずれており、そのずれは潮位として示してある。砂面高は暗きょ内の堆積砂面の最高点高、厚さとは、砂面高から暗きょ敷高を引いた値、暗きょ上流水位は、測定された暗きょ河道側の水位の内最大の値を示したものである。周囲砂州高は、暗きょ周辺におけるBarの頂の高さである。

実験は $\sqrt{gH_0}/W_0=30$ 前後で行われている。これは波高3 mが来襲した海岸では粒径が4 mmの小砂利海浜に相当し、また実験時間2時間は現地で約10時間に相当する。なお、模型縮尺約1/30に対応する。

1) 実験B-1, B-2, B-3, B-4

実験B-1, B-2, B-3, B-4は、暗きょ内の堆積状況が、暗きょ敷高、暗きょ前面の汀線からの位置、また波形勾配によって変化するかどうかを調べるために行ったものである。この実験結果の等深線図を図-3.3~3.4に示す。

- ① 暗きょ前面の位置を汀線とした実験B-1およびB-3の実験結果を見ると、敷高の高い方が暗きょ内堆積厚さが小さいが、堆積砂面高は反対に高い。特に敷高が+4 cmの場合は、周囲の砂州高より多少小さい程度の砂面高となっている。このことは一般に言われているように敷高が高い方が閉塞しにくいということを示しているが、暗きょ上流側水位が低くなるということではない。なお敷高が0 cm, -4 cmと低くなるほど砂面高も低くなっているが、波を2時間しか当てていないため、まだ堆積の過程にあると考えられ、波浪が続くと敷高+4 cmと同程度の高さになってしまうものと考えられる。
- ② 波形勾配の影響を見ると、波形勾配の小さい実験B-3, B-4は、B-1, B-2に比較して波高が小さいにもかかわらず、周囲砂州高が大きくなり、暗きょ内砂面高、堆積範囲も大きい。同一 $\sqrt{gH_0}/W_0$ なら、波形勾配の小さいほど暗きょ内堆積高、堆積範囲も大きくなると思われる。
- ③ 暗きょの前面位置の影響を見ると、実験B-1, B-3の汀線位置に暗きょを置いた場合に対して、前面位置を汀線より30 cm沖合いに出した場合は、明らかに暗きょ内堆積高、堆積量は小さくなっている。

(2) 実験B-5及び実験B-6

実験結果の暗きょ内堆砂の時間変化図を図-3.5.1~3.6.3に、等深線図を図-3.7~3.8に示す。

- ① 実験B-5は、実験B-6と比較して波形勾配が緩く波長が長いため、打上げ高が大きく、また初期汀線の後退が大であった。暗きょ設置後もやや後退気味であった。
- ② 実験B-5は波長が長いために、暗きょ内へ運ばれた砂は暗きょ奥まで広く沈積していた。

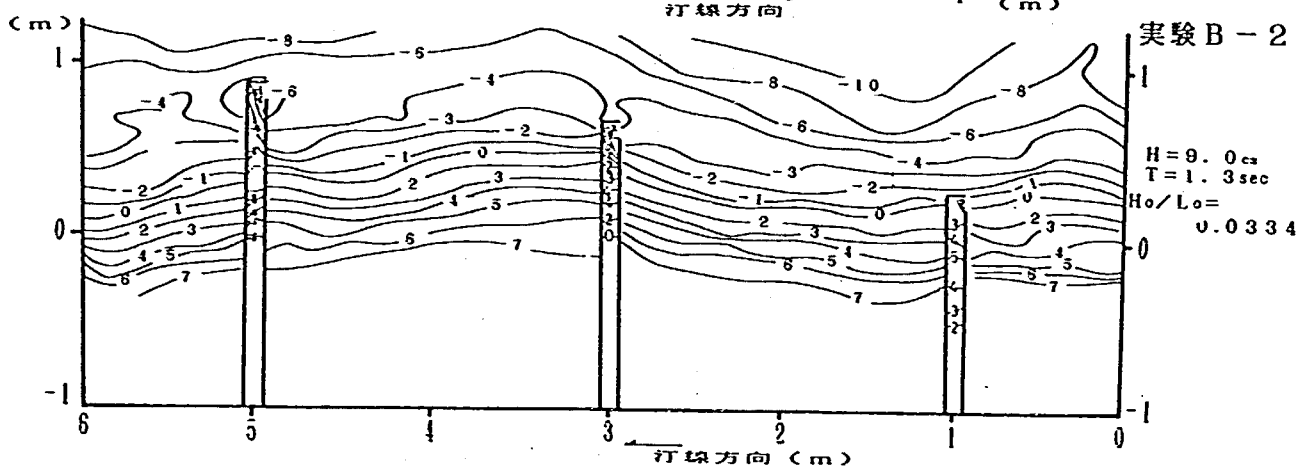
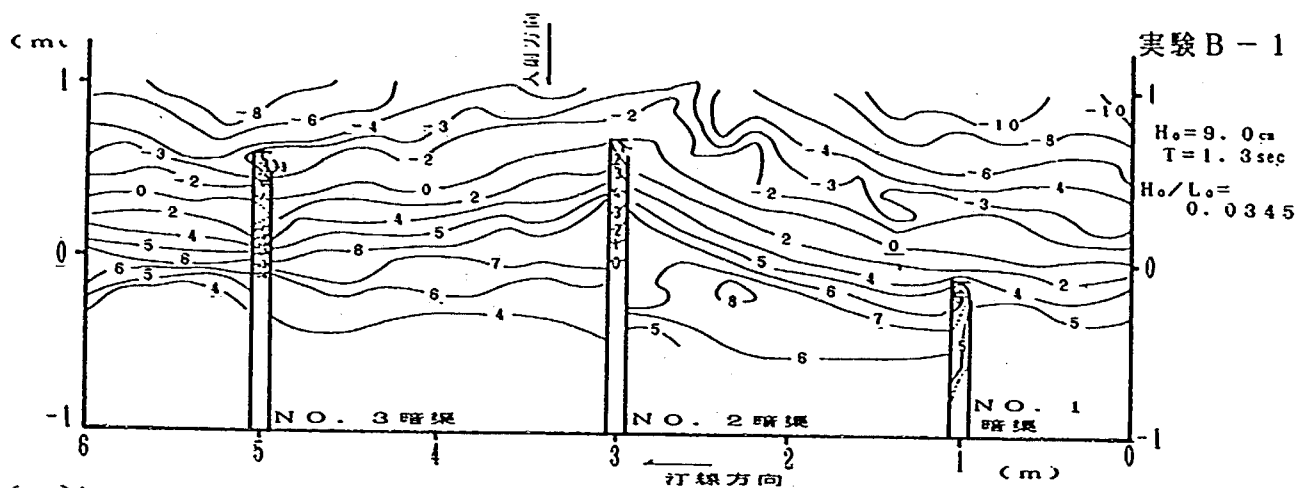


図-3.3 等深線図

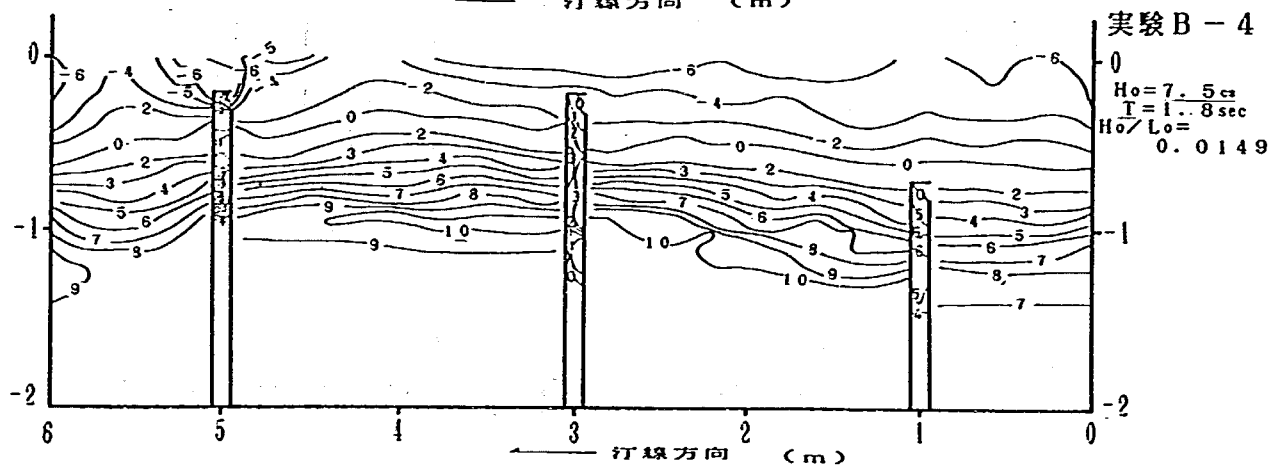
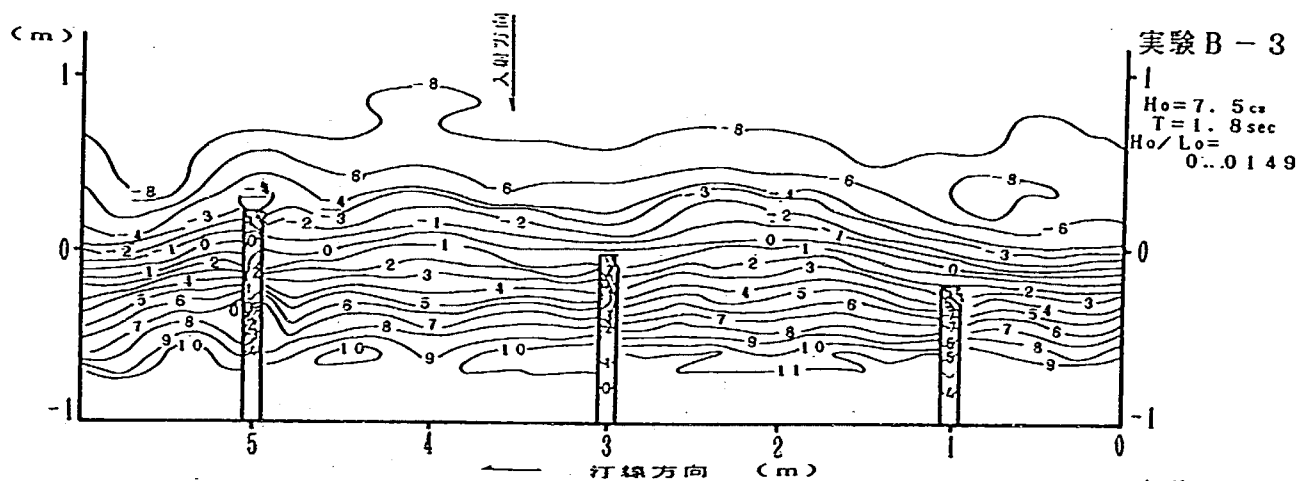


図-3.4 等深線図

高 中
実験B-5 No. 1 砂吐出出口10 x 10 cm
数高4 cm、先端を海床から30 cm 押へ出す。

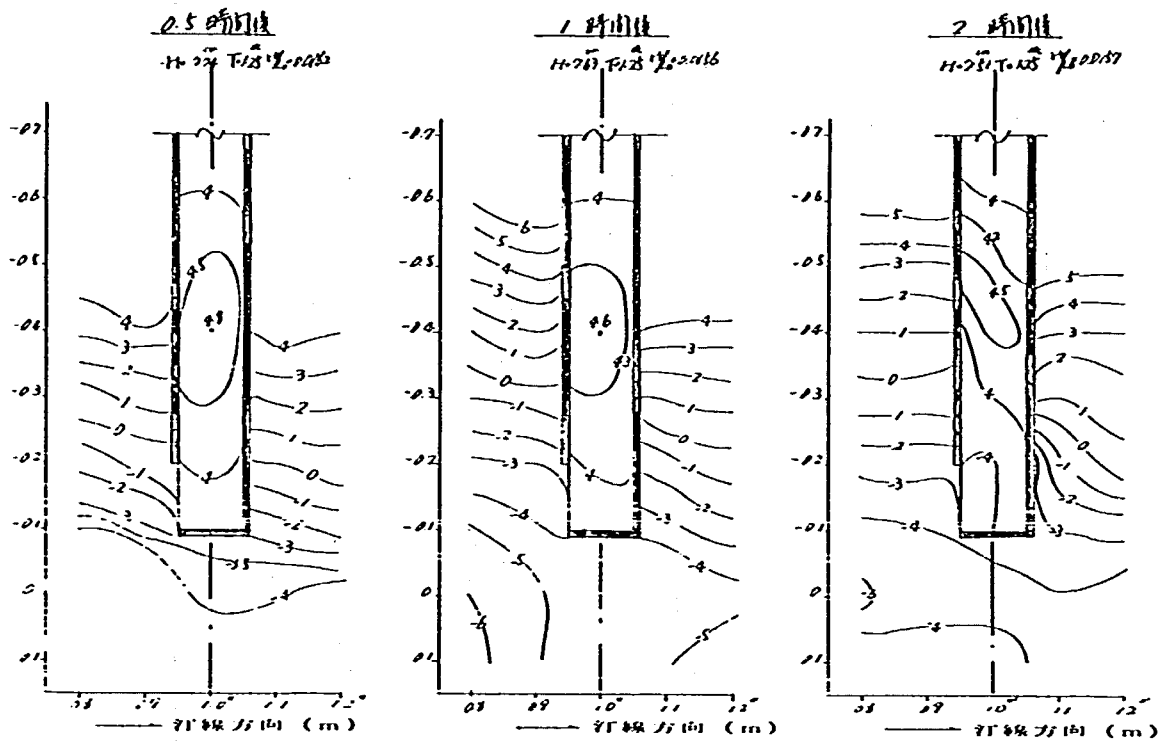


図-3.5.1 暗きょ内堆砂の時間変化図

高 中
実験B-5 No. 3 砂吐出出口10 x 10 cm
数高0 cm、先端を海床から30 cm 押へ出す。

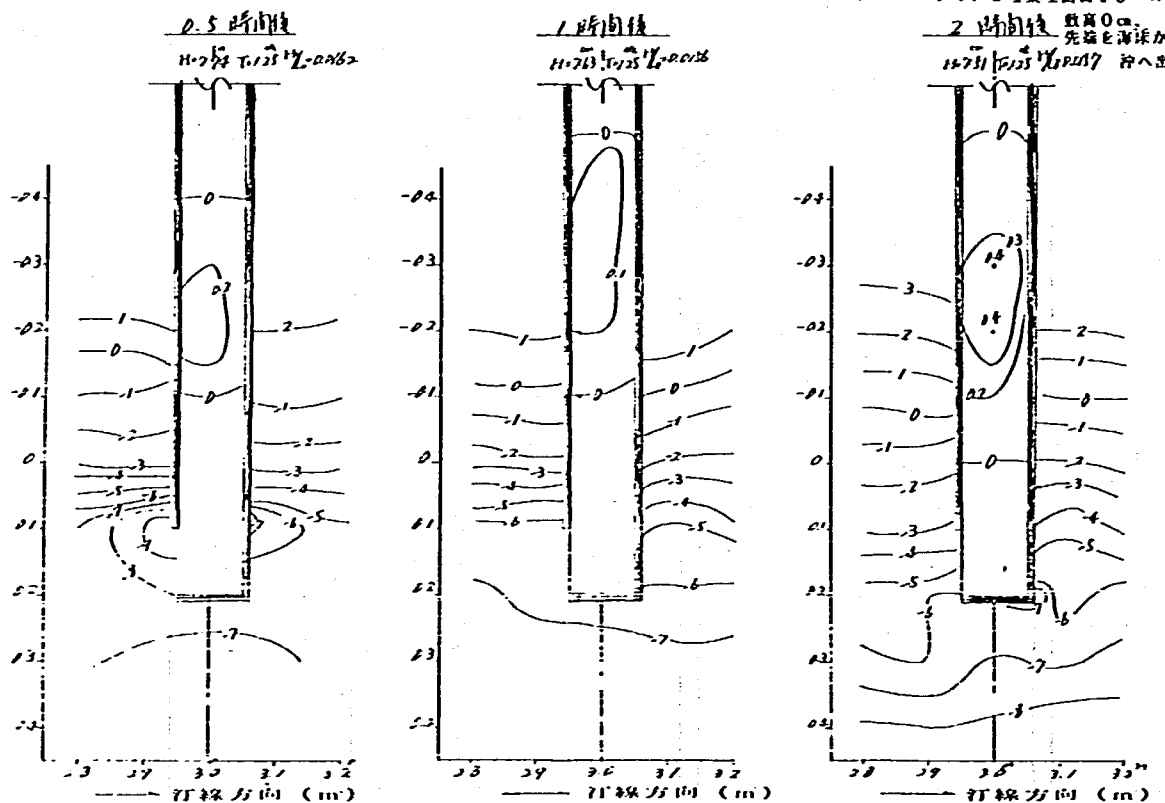


図-3.5.2 暗きょ内堆砂の時間変化図

実験B-5 No. 5暗渠吐出口10m×10m
 数高4m、先端を海床から30cm沖へ出す。

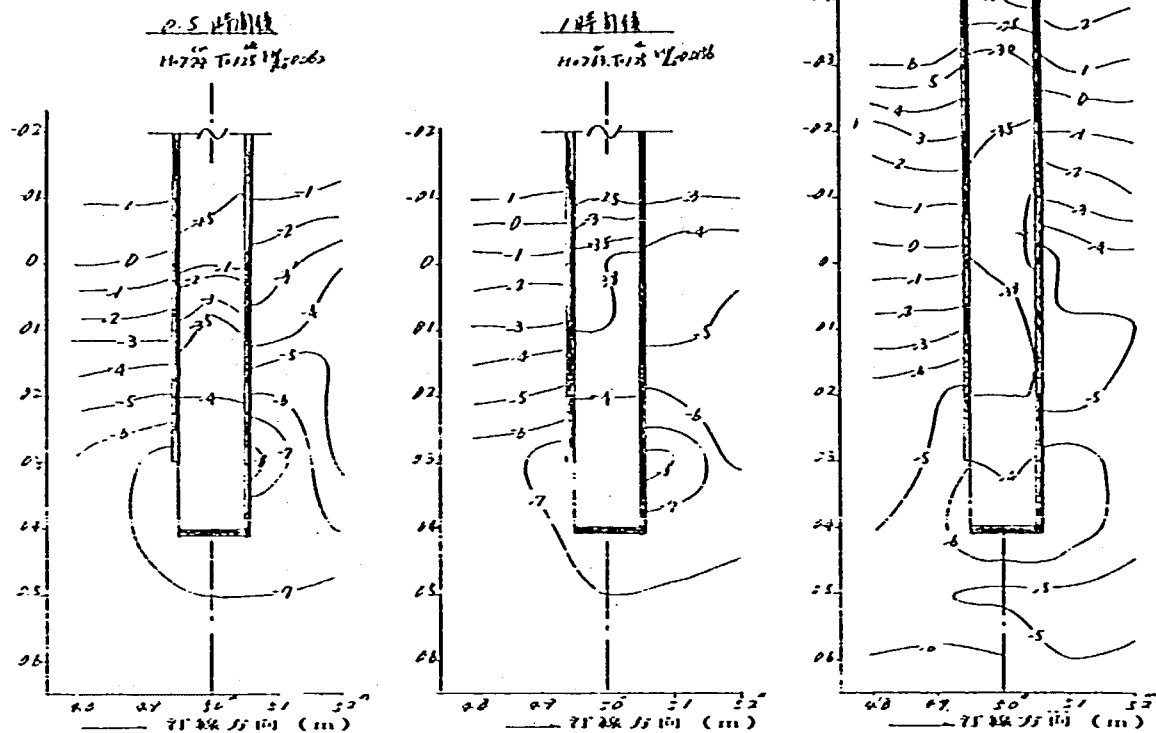


図-3.5.3 暗きよ内堆砂の時間変化図

実験B-6 No. 1暗渠吐出口10m×10m
 数高4m、先端を海床から30cm沖へ出す。

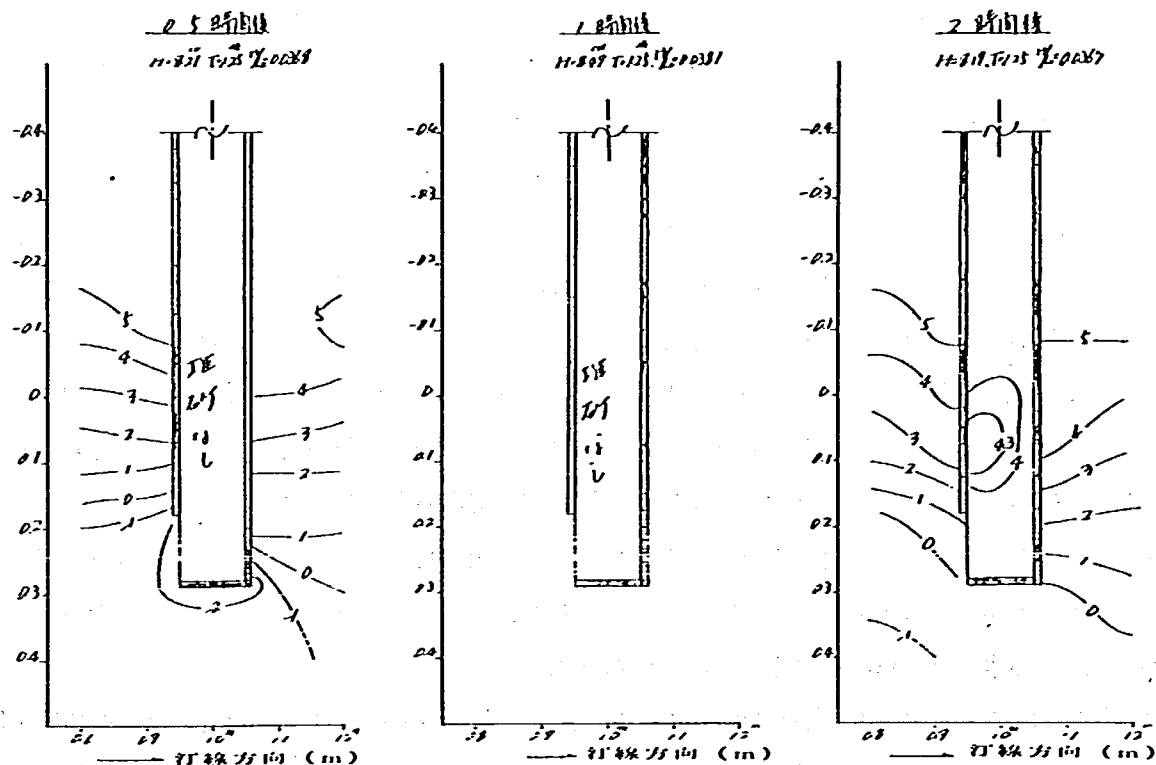
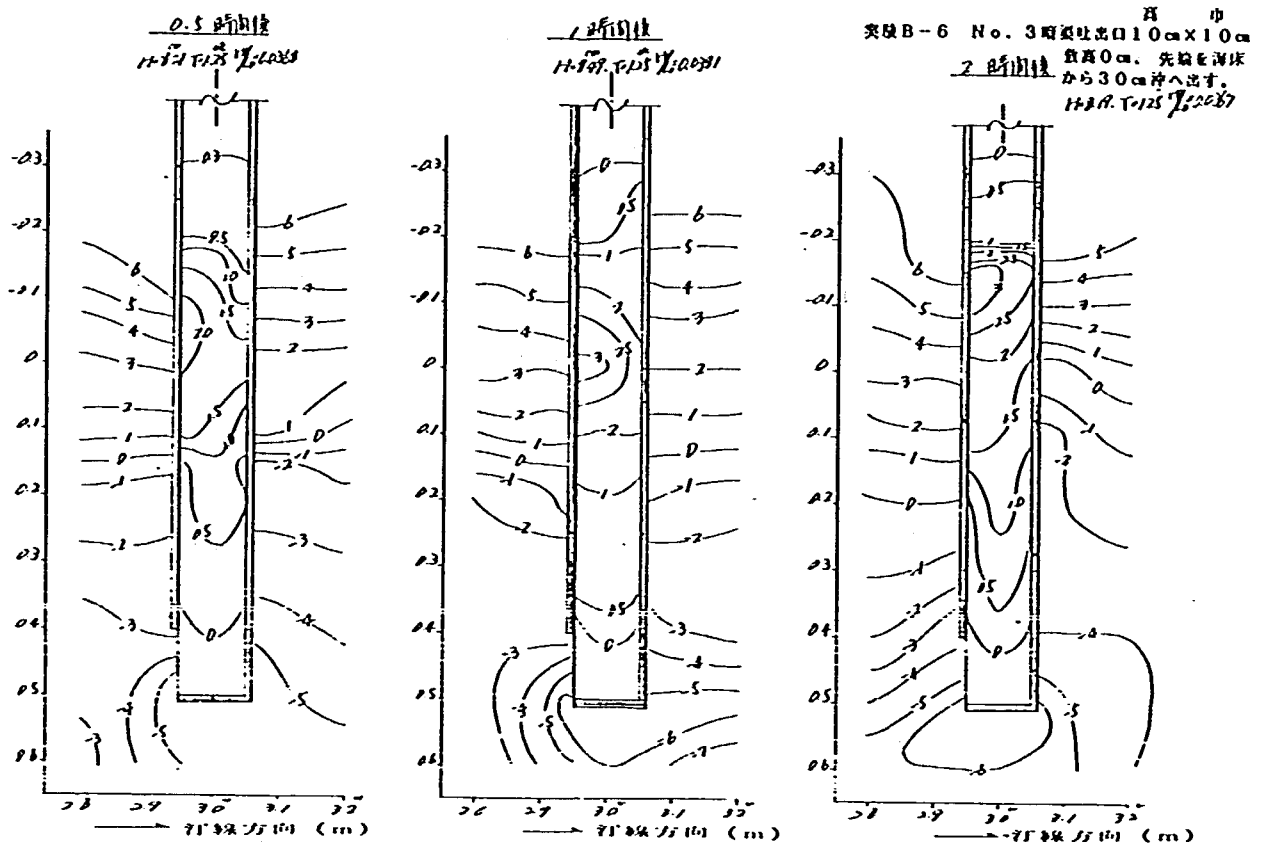


図-3.6.1 暗きよ内堆砂の時間変化図



図－3.6.2 暗きょ内堆砂の時間変化図

- ③ $\sqrt{gHo}/Wo \approx 30$ と小さいため、暗きょから離れた所の汀線付近は掃流形式で移動していた。
- ④ 実験B-5、B-6共にNa 1^m 暗きょは、敷高を4cmと高くし、しかも先端を汀線から30cm沖へ出したことによって、また汀線付近で浮遊砂がほとんどないため暗きょ内の堆砂は見られなかった。実験B-5の暗きょ上端端の水位は、暗きょ敷高よりやや高い値を示していた。しかし実験B-6は2cm前後と低くなっていた。これは波形勾配が大きいため波の暗きょ内への侵入量が少なくなったものと思われる。
- ⑤ Na 3^m 暗きょは敷高を0cm、先端を汀線から沖へ30cm出して設置した。その結果実験B-5は、厚さ0.25cm位に薄く堆積した程度であるが、実験B-6では、暗きょ外の砂州位置付近とはほぼ同位置に最頂部で3cmの高さまで暗きょ内へ砂州の打ち上がりがみられた。実験B-6は、B-5より波形勾配が大きいので前浜勾配が小さくなり、暗きょ前面付近で碎波しながら前浜へ波が打上がっていた。そのため暗きょ吐出口付近で浮遊砂が多く、暗きょ内へ侵入する波により、その土砂が持ち込まれ、暗きょ内に沈積していた。実験B-5は、B-6より前浜勾配がやや急で、進行波と砂州を遡上した波のもどり流れがぶつかる位置に砂の浮遊が見られたが、吐出口より汀線寄りであるために、暗きょ内への流入土砂量が少なかったものと思われた。上流側水位は、実験B-5は砂州の打ち上げが少なく、この水位と潮位との差がWave set upによって上昇しているものと思われた。実験B-6は暗きょ内で砂州の打ち上げがあったので最高の水位は砂州高に対応した高さになった。
- ⑥ Na 5^m 暗きょは2ケース共に先端を前浜より30cm沖へ出し、敷高を-4cmに設置した。その結果堆砂高はほぼ同じであったが、最頂部の位置は異なっていた。実験B-5は波形勾配が緩く波長が長いので、暗きょの奥へ広く分布していた。なお最頂部の位置はほぼ暗きょ外側の砂州位置と等しかった。

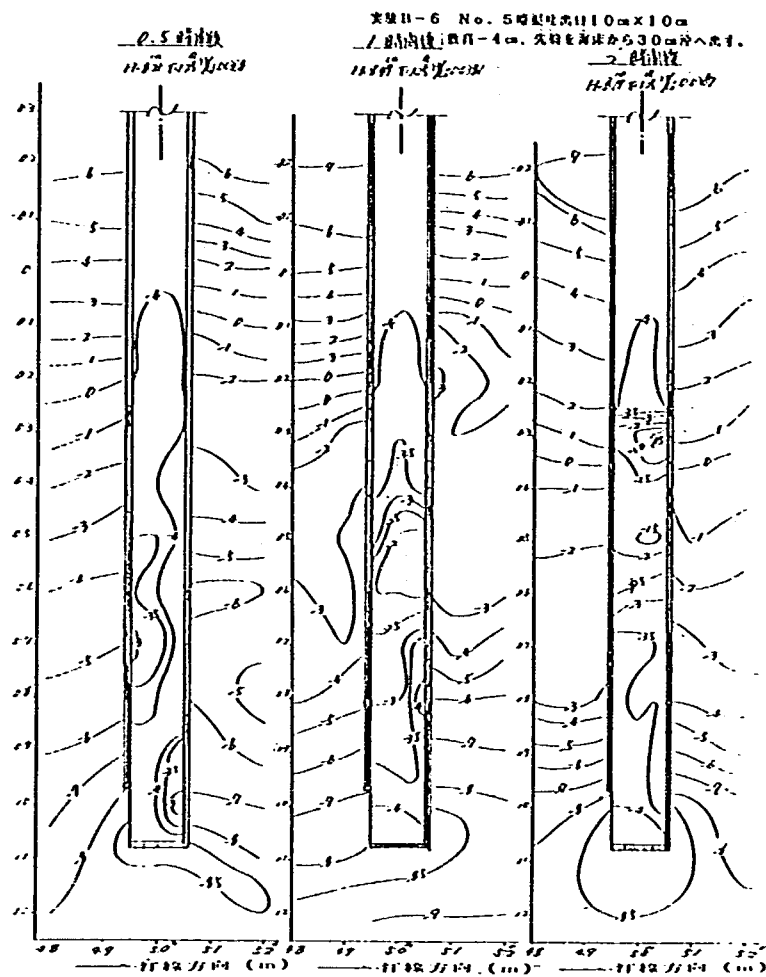


図 - 3.6.3 暗きょ内堆砂の時間変化図

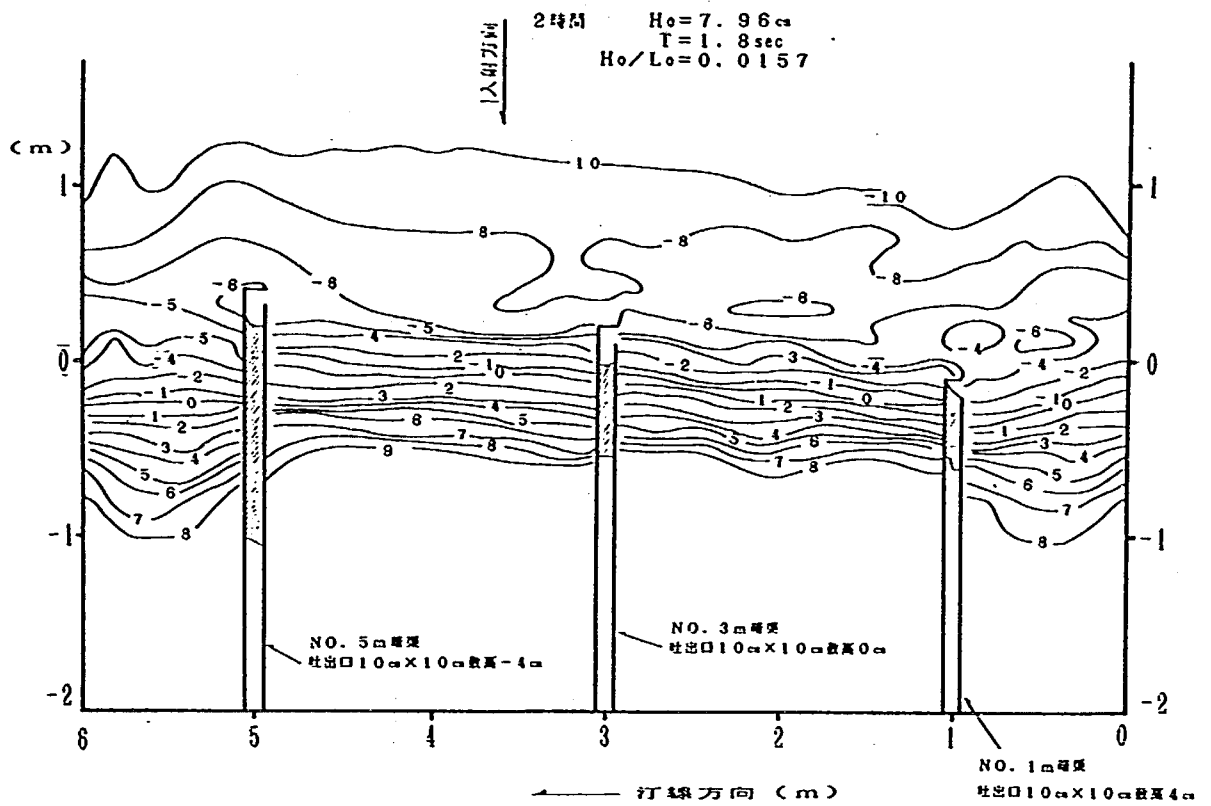


図-3.7 等深线图 (実験B-5)

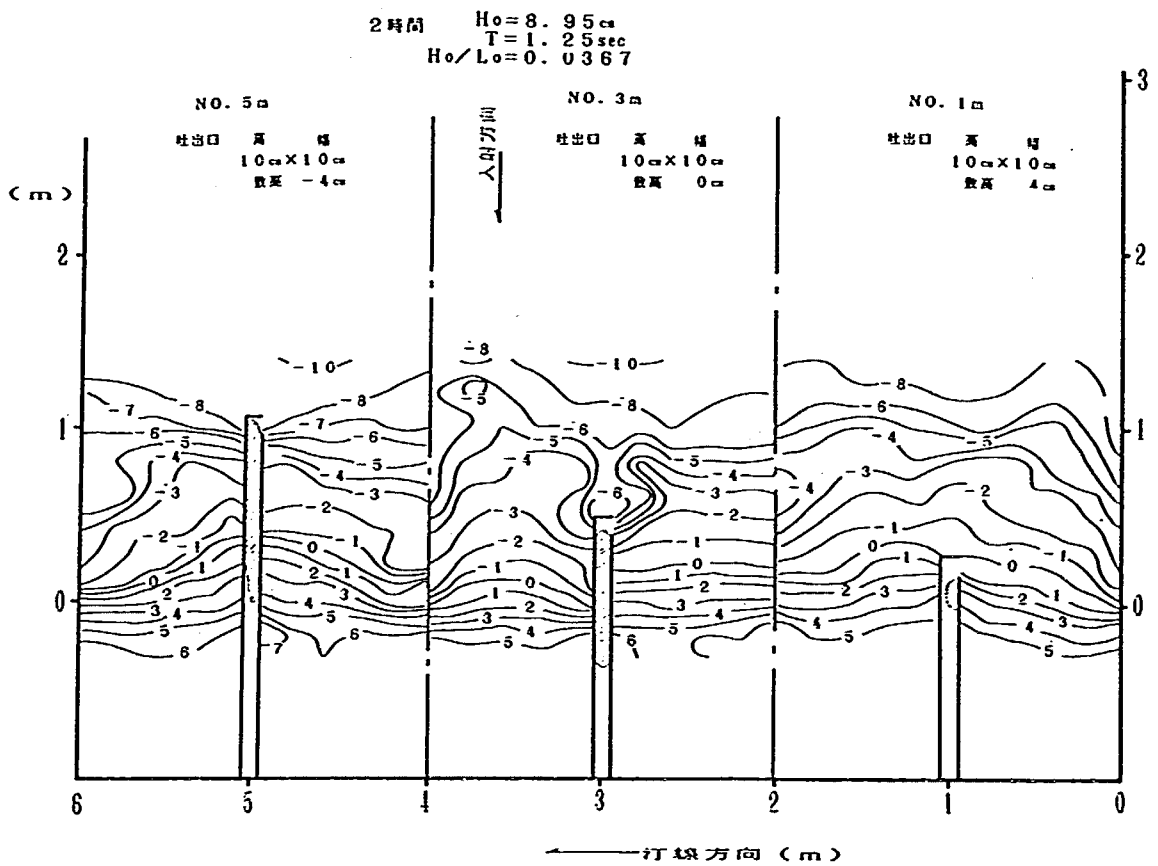


図-3.8 等深线图 (実験B-6)

暗きょ敷高が低く、波がかなり奥まで伝播していたために、両ケース共平均水面高までしか堆積しなかった。

暗きょを低くしたこのケースは、暗きょにぶつかった波により、その周辺海浜が乱され浮遊砂が多く、又暗きょ内への侵入波も水深が他の位置の暗きょと比べ深いために、減衰率が小さく流入土砂がかなり奥まで侵入した。

(3) 実験B-7～実験B-8

- ① 実験B-7は、暗きょ敷高を0cmとし、吐出口の幅を10cm, 5cm, 2.5cmと変化させた時の暗きょ内の堆砂量を比較した実験である。この結果の暗きょ内堆砂の時間変化図を図-3.9.1～3.9.3に、等深線図を図-3.10に示す。堆砂量は吐出口の幅の大小に比例している。最頂部は3基共に周辺海浜の砂州と同高となっていたが、その位置は幅が狭くなるにつれ吐出口に近くなっており、上流の水位も高くなっていた。

暗きょ先端を海床と一致させたため、吐出口幅10cmの暗きょ(No.1^m 暗きょ)は暗きょ内で砂州の打上がりが見られた。No.3^m 暗きょは流入土砂量がやや少ないため、中央から右岸側が高く左岸側は波の出入りがみられた。No.5^m 暗きょは完全に吐出口が砂で閉塞していた。

- ② 実験B-8は吐出口の幅は10cmとし、高さを5cm, 2.5cm, 1cmと変えたケースで、3基共に暗きょ吐出口先端部を海床と一致させ、敷高は0cmとした。この結果の暗きょ内堆砂の状況を図-3.11.1～

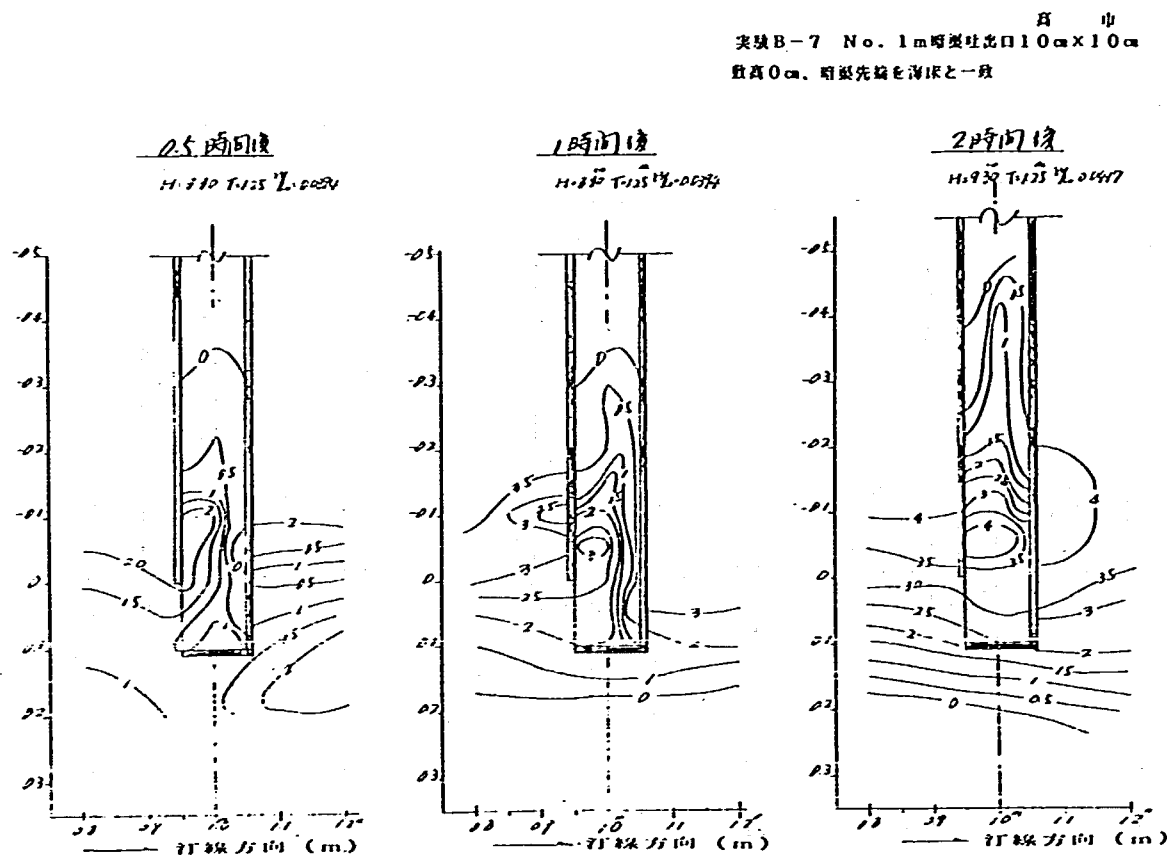


図-3.9.1 暗きょ内堆砂の時間変化図

実験B-7 No. 3m暗渠吐出口10cm×5cm
 数高0cm、暗渠先端を海床と一致

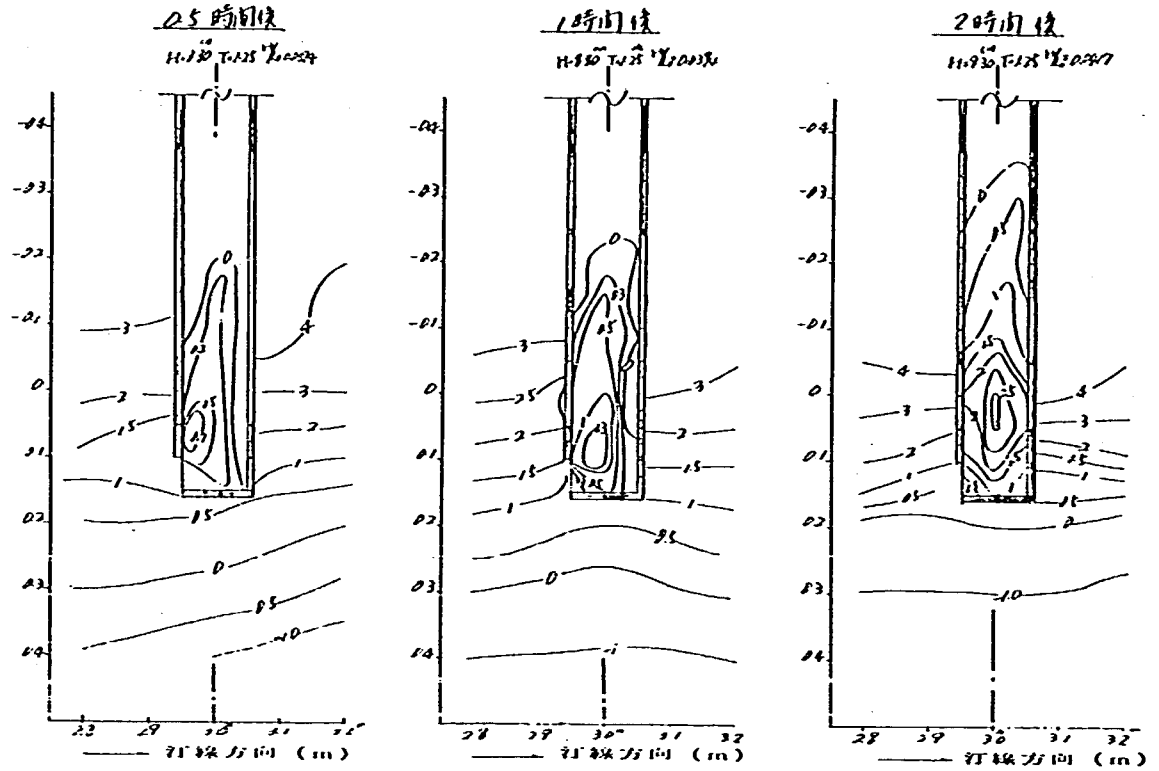


図-3.9.2 暗きょ内堆砂の時間変化図

実験B-7 No. 5m暗渠吐出口10cm×2.5cm
 数高0cm、暗渠先端を海床と一致

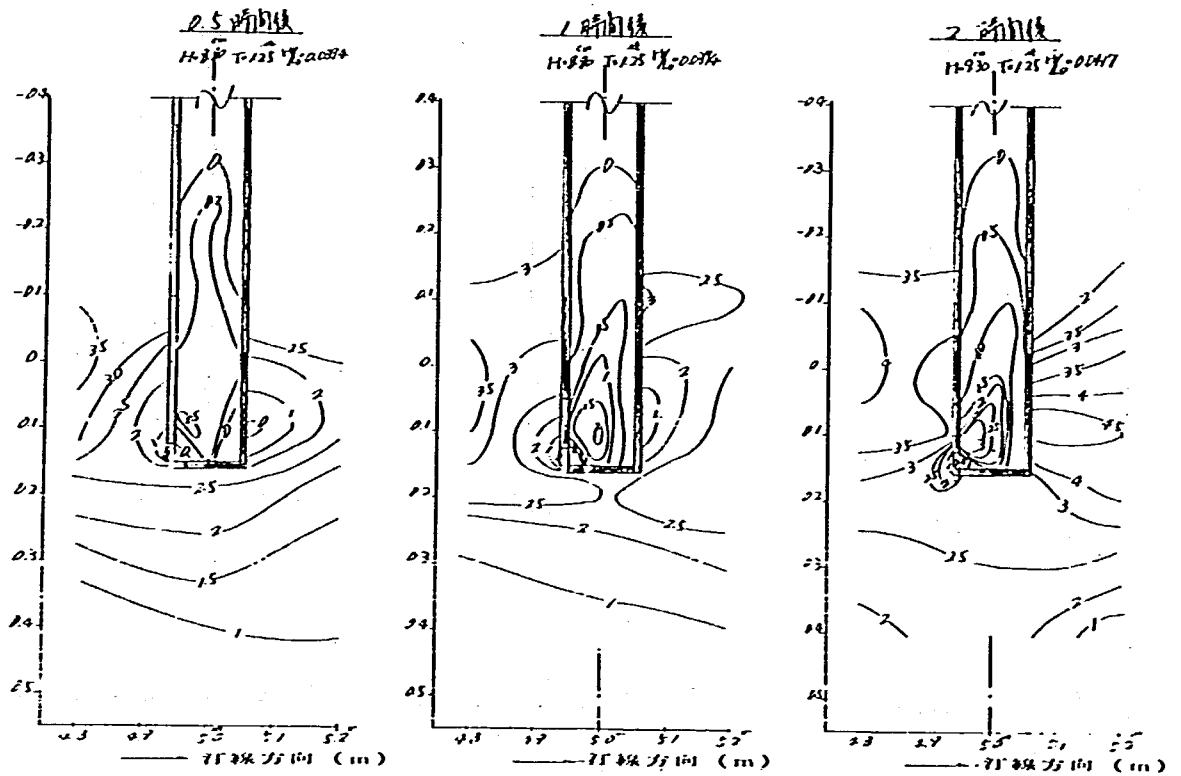


図-3.9.3 暗きょ内堆砂の時間変化図

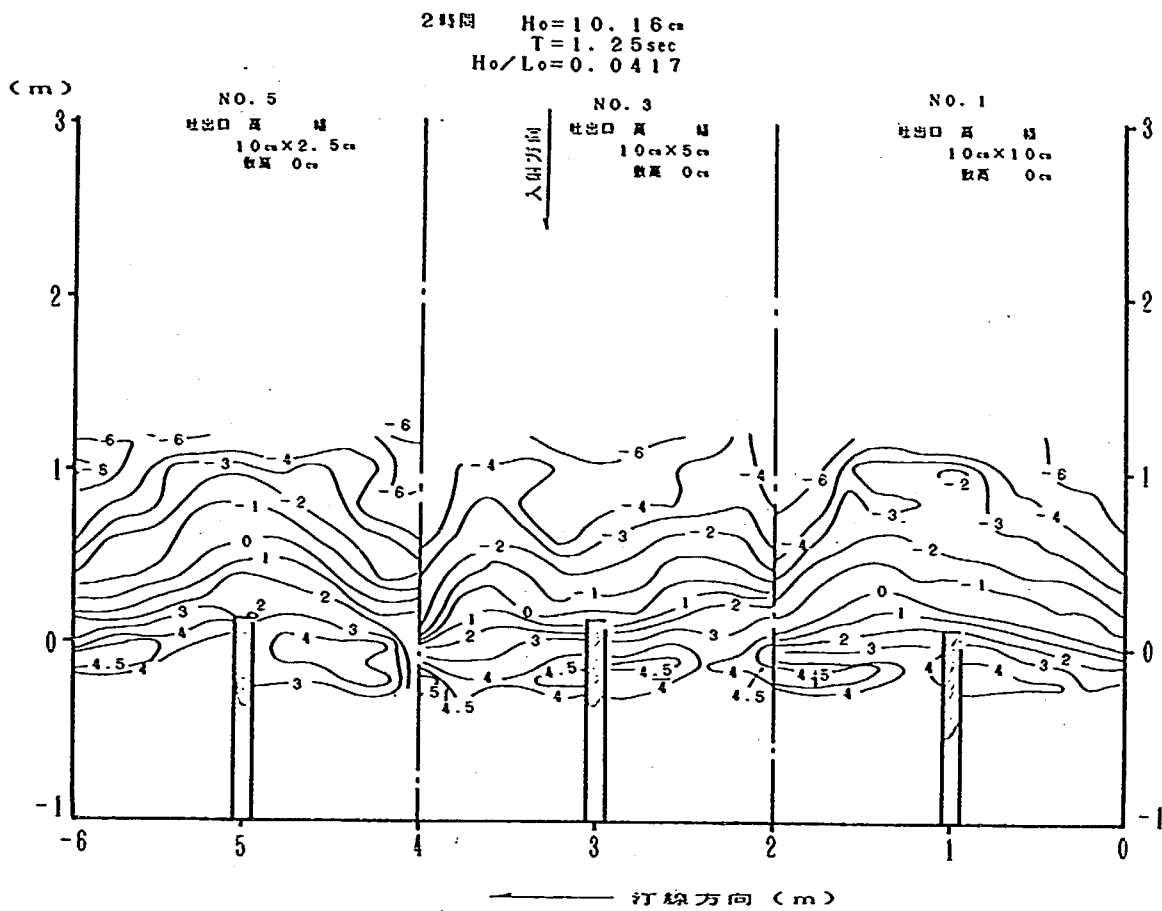


図-3.10 等深線図 (実験B-7)

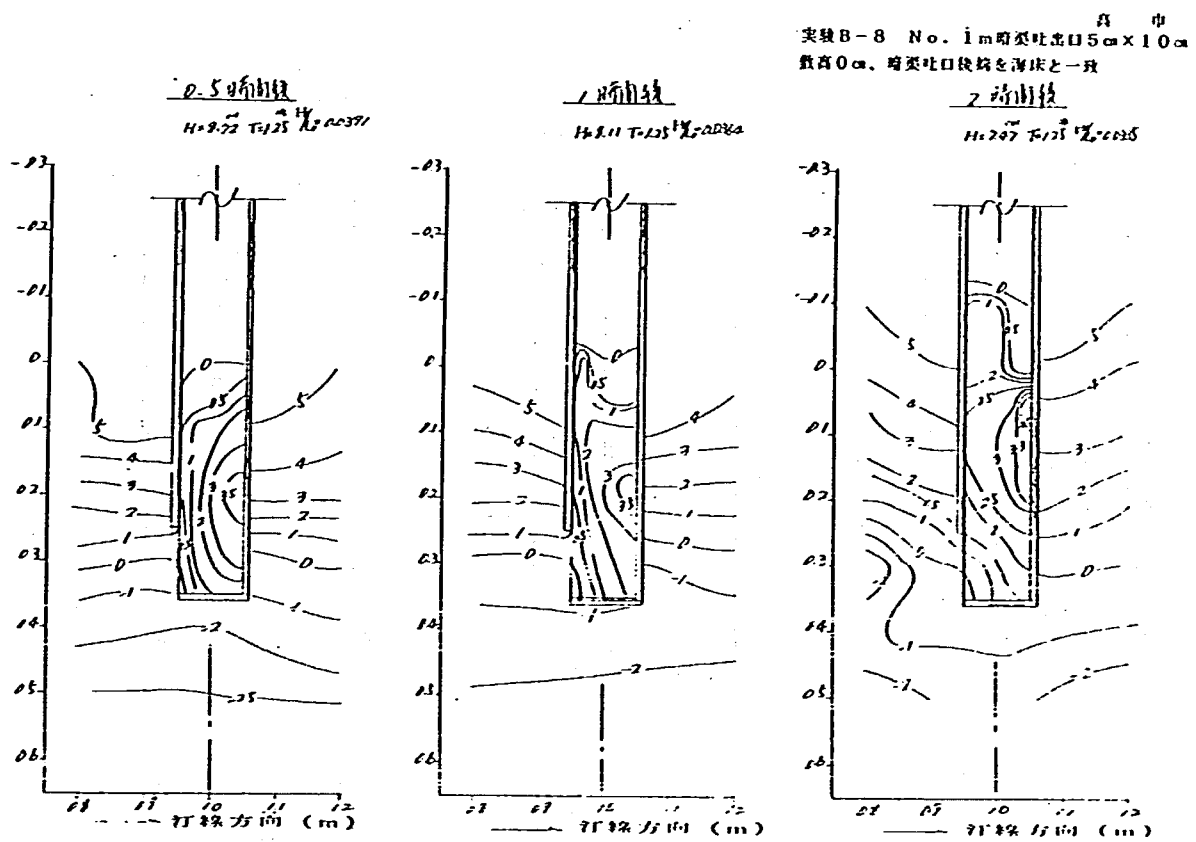


図-3.11.1 暗きよ内堆砂の時間変化図

市
実験B-8 No. 3m暗渠吐出口2.5m×10m
敷高0m、暗渠吐出口後端を海床と一致

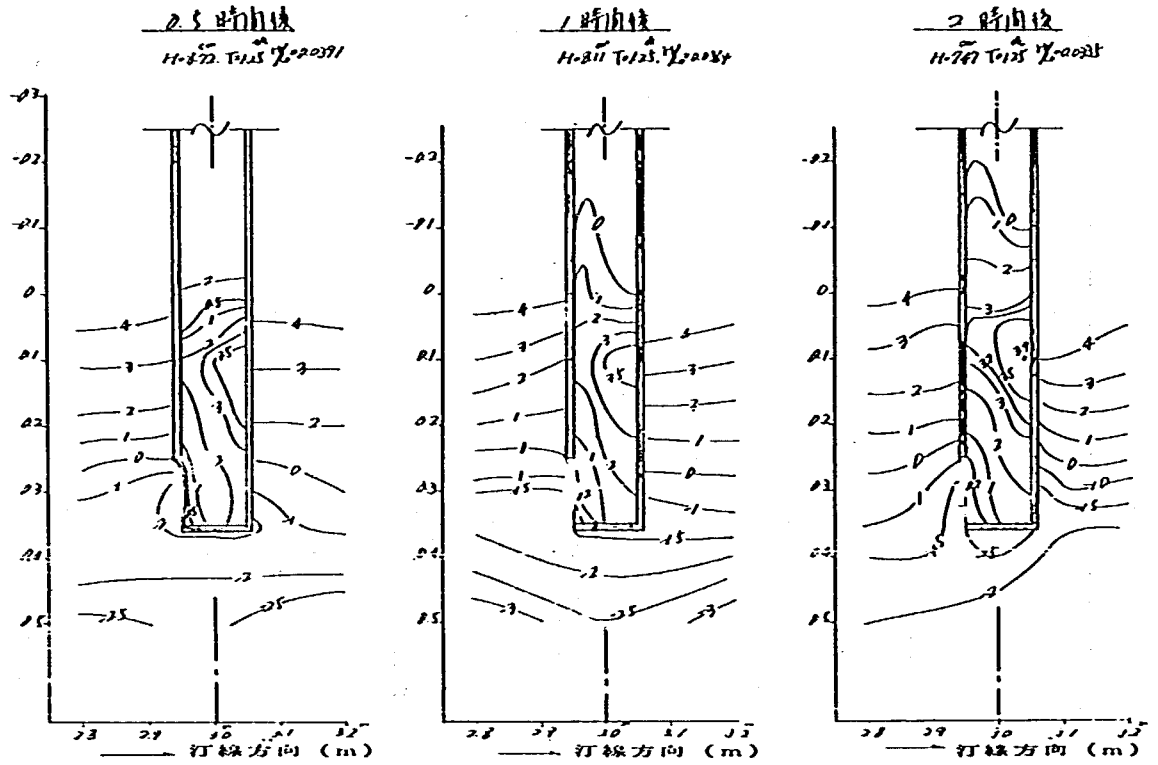


図-3.11.2 暗きょ内堆砂の時間変化図

市
実験B-8 No. 5m暗渠吐出口1m×10m
敷高0m、暗渠吐出口後端を海床と一致

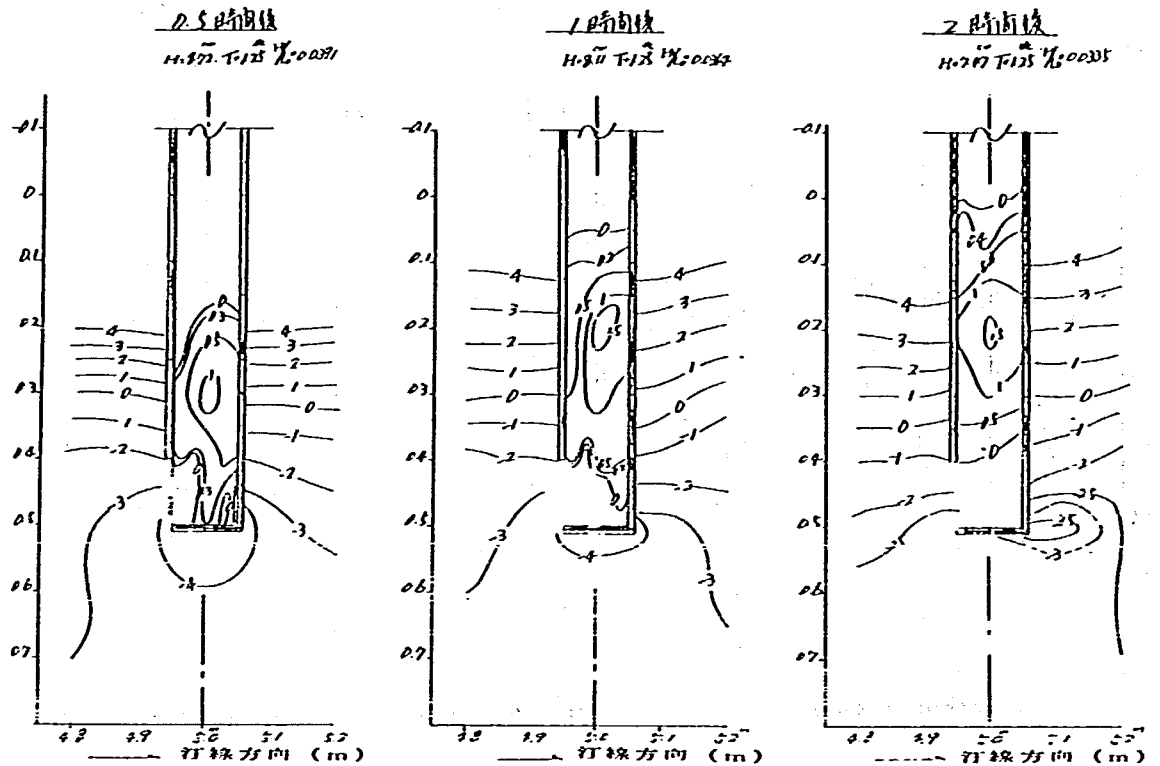
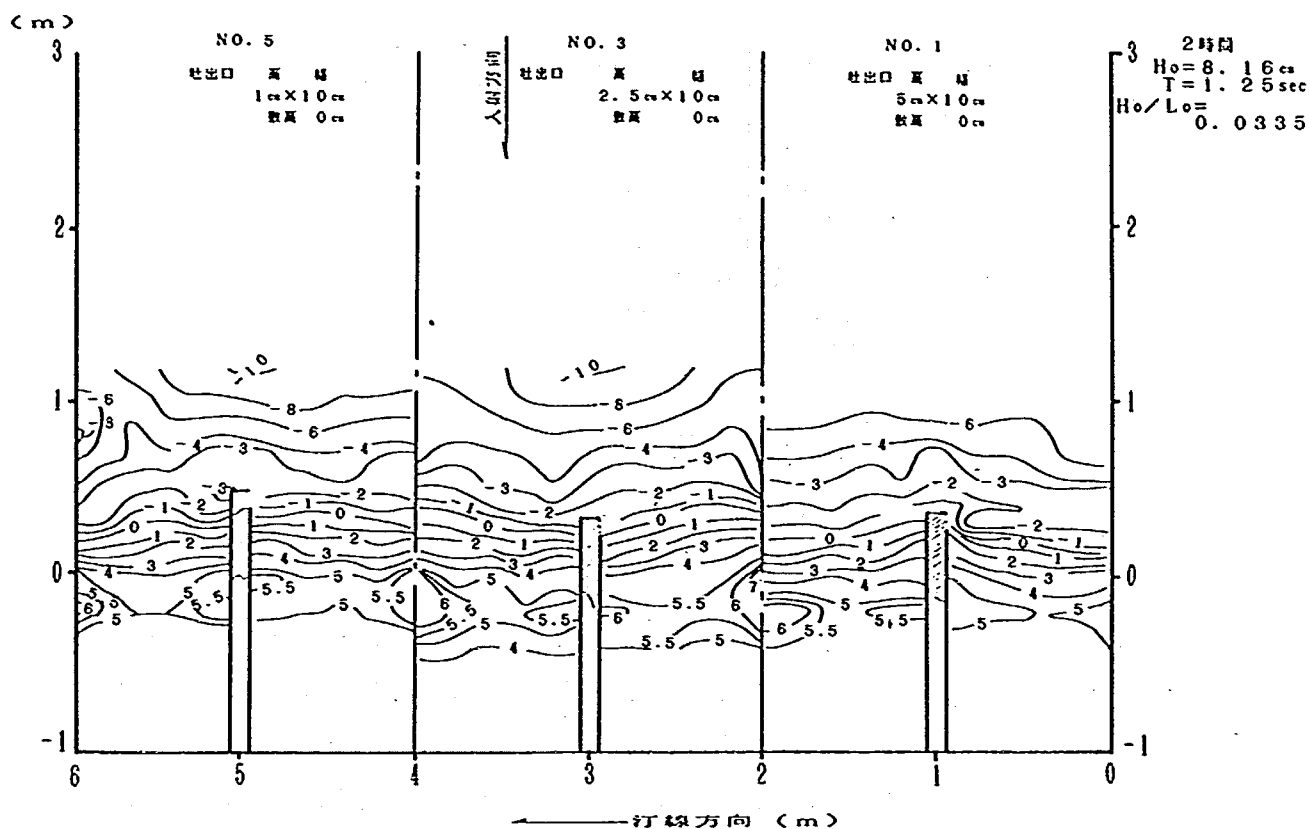


図-3.11.3 暗きょ内堆砂の時間変化図



図一 3.12 等深線図 (実験B - 8)

3.1 1.3に、等深線図を図一 3.1 2に示す。Na 1^mとNa 3^m暗きよ (それぞれ高さを 5 cm, 2.5 cmとする。) はほぼ同じ位の堆砂量がみられたが、1 cmの高さにしたNa 5^m暗きよは極端に堆砂量が少なかった。上流水位はNa 1^mとNa 3^m暗きよがほぼ同じ高さとなっていた。

(4) 実験B - 1 1

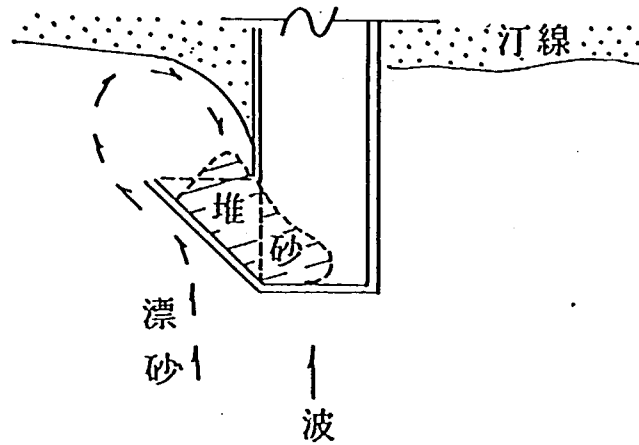
本ケースは暗きよ開口部に 45°の傾けた翼を出した実験である。

① 暗きよ周辺と暗きよ内の波高について

暗きよ周辺と暗きよ内の波高について、前回までの実験結果によると (実際に測定を行ったのはB - 9のみであるが)、敷高の高い + 4 cmの暗きよを除けば、敷高 0 cmの暗きよでも砂が打上がるまでは、吐出口付近で暗きよ内と外の波高はあまり違いがなく、暗きよ内を遡上する波もかなり大きい。しかし、今回は吐出口に翼をつけたことにより、吐出口から入射する波のエネルギーが減少し、暗きよ外の波高の半分となっており、さらに暗きよ内を遡上する波も沖波波高の 1 割前後と小さくなった。前回までのケースは、暗きよ開口部内と外の水位差が波動に変換されて暗きよ内を遡上するという現象であったが、今回翼をつけたことにより、開口部付近の直接的な水位差というより前浜へ打上がった波が吐出口へ流入し、それが暗きよ内で周期的な波に変換されて暗きよ内を遡上するというような波の侵入形態となった。

② 暗きよ吐出口附近の堆移

前回までの暗きよ内への供給土砂は、沖からの漂砂が吐出口付近で暗きよ内外の水位差により、暗きよ内へ流送され、暗きよ内を遡上する波によって、さらに奥へと運ばれて砂州の形成が見られた。しかし、今回は図



図－3.13 暗きょ内への堆砂状況図

－3.13のように、吐口へ入射方向に対し、 45° 傾けて翼を出したため、沖からの漂砂は一旦斜め上方の前浜を這い上がって、前浜からのもどり流れにより吐出口付近に堆砂するという現象となった。この暗きょ内堆砂の時間変化図を図－3.14.1～3.14.2に、等深線図を図－3.15に示す。前浜からのもどり流れで吐出口から暗きょ内へ土砂が流送されるが、前回までのケースと比べ堆砂して打上がる時間も遅く、打上がる位置も暗きょ先端から翼の後方付近と吐出口近傍であった。また、打上げ高も前浜からの補給砂のみのために小さく、完全に打上がって波の侵入を阻止するというまでに至らず、暗きょ内に進入する波が砂州を越える度毎に少しずつ砂州頂位置が暗きょ奥へ進んだ。ただし、その速度は遅々たるものであった。

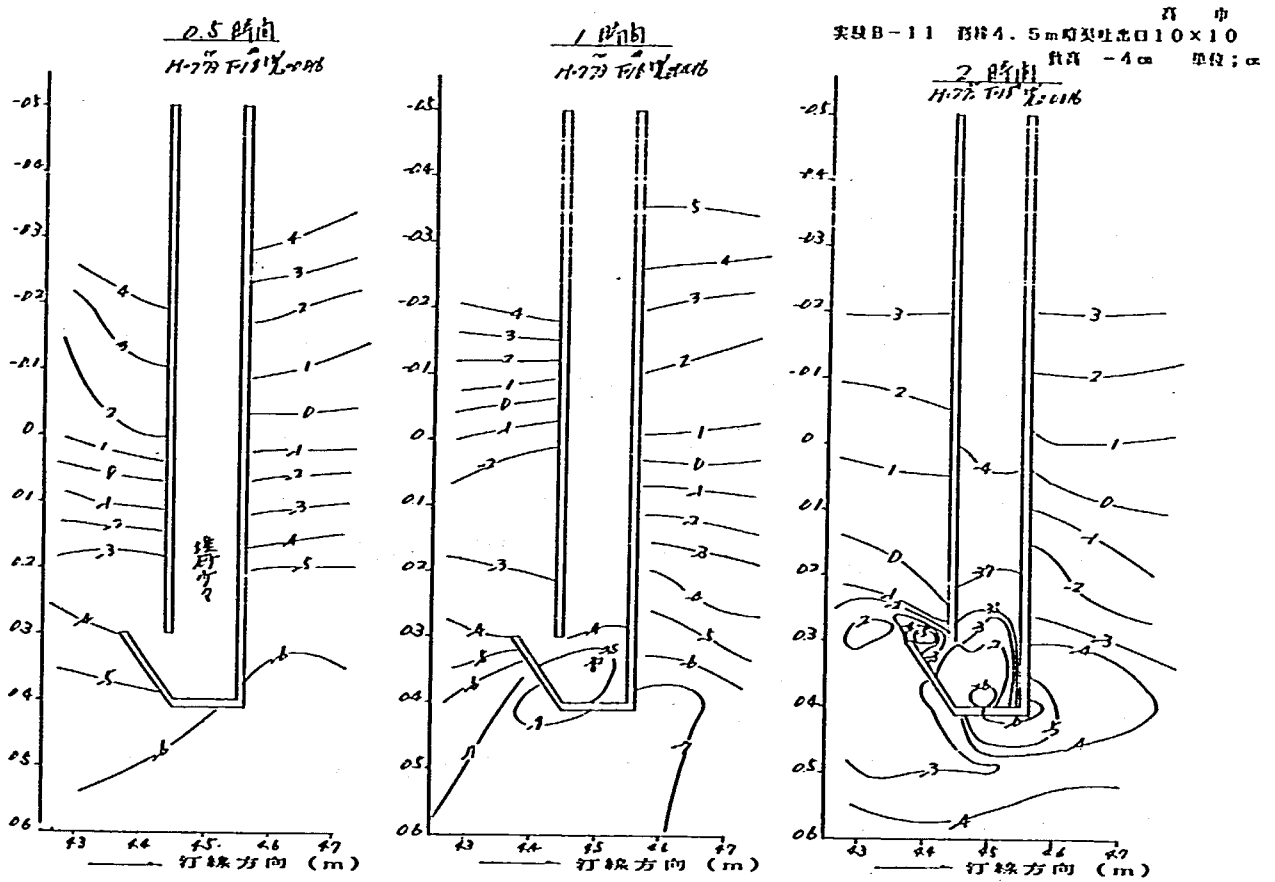
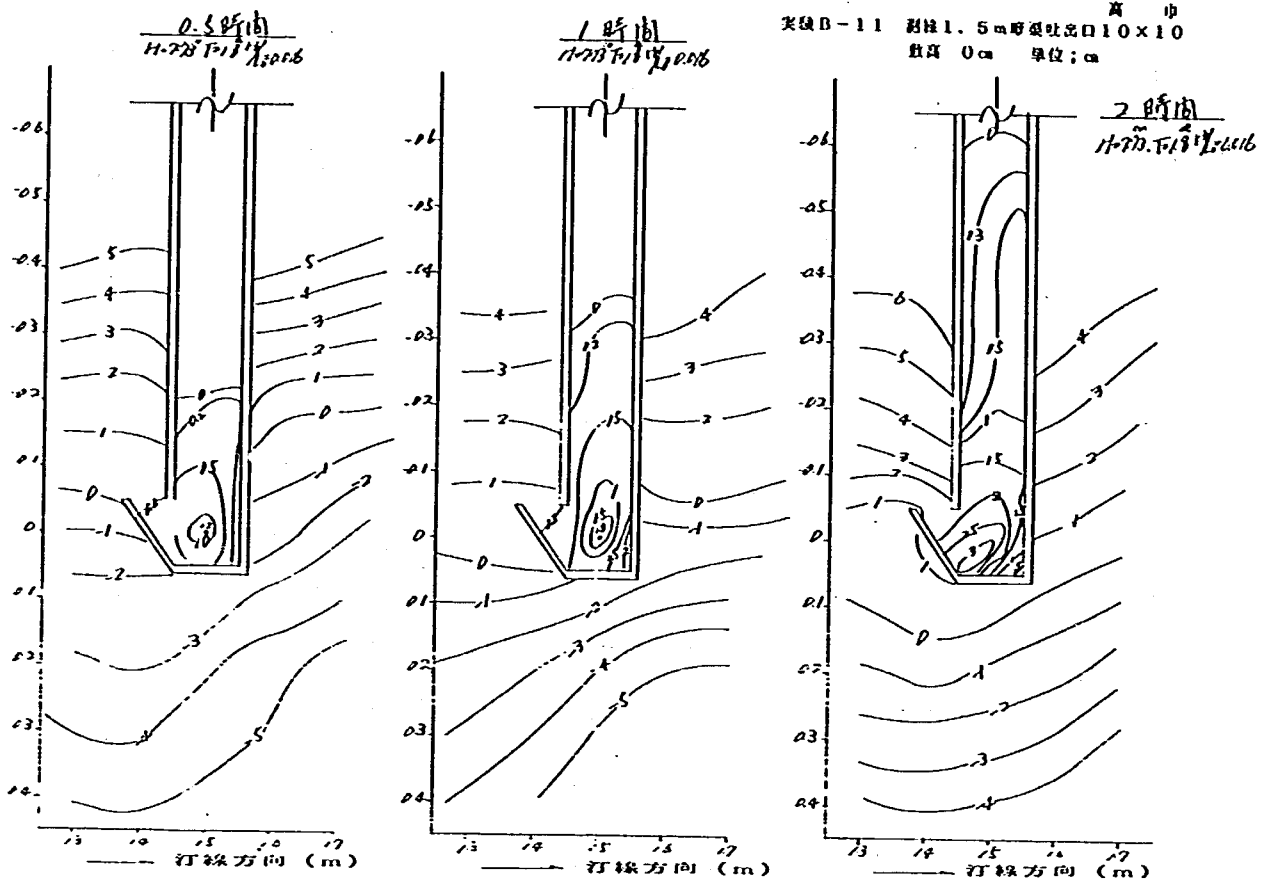
なお、漂砂の移動の激しい場所は、汀線付近と砕波点付近のため、敷設高を0 cmと静水面に合わせて設置した暗きょと、－4 cmと深く敷設した暗きょと比較した場合、土砂の移動の激しい付近に設置した前者の堆砂が大であった。暗きょ内の堆砂が2時間経過後もほとんど吐出口付近だったので、さらに16時間波を作用させたが、前回までの実験と比較して暗きょ内を遡上する波高が小さいため、移動速度も遅く、暗きょ内の堆砂位置もこれまでの実験結果より海側であった。

③ 今回の吐出口形状は、漂砂に対しては前回までの側面に吐出口を持つ暗きょに比べ、堆砂量も少なく効果的である。しかし、吐出口前面に翼があるため、河川流に対してはエネルギー損失が大きく、一旦堆砂した場合の土砂吐出しが困難のように思われた。

④ 今回の形状の場合は、敷高の低い方が堆砂高も低く、暗きょ内への波の遡上も小さいので河口閉塞対策としてより効果があるように思われた。

3－2－3 暗きょ内への波の侵入機構

暗きょ内の土砂の侵入機構は、波エネルギーがどのようにして暗きょ内に伝達されるのかと密接に関係している。沖合から来た波は、暗きょ開口部でも波動的運動をしているが、この波動による開口部での水面の上下運動は、暗きょ内に伝達され、暗きょの深さまで波が入る。この波の位置エネルギーが暗きょ内に波を作る主因と考えられる。このほかに波の回折作用によっても波エネルギーは伝達される。このエネルギー伝達を防ぐには開口部を小さくするか、開口部前面での波高を低くするような方法をとるしかないように思える。暗きょ位置が沖に出るほど、このような機構で暗きょ内に波エネルギーが伝達されるが、



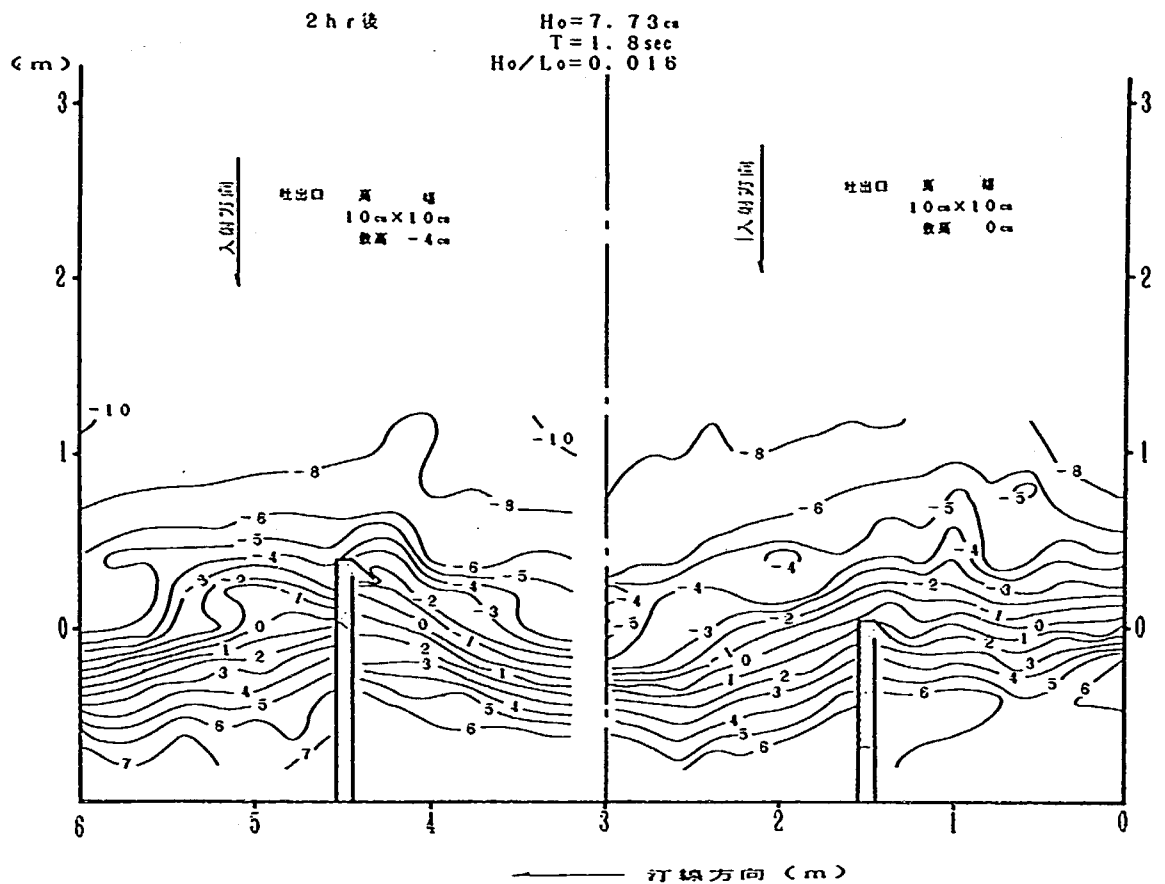


図 - 3.15 等深線図 (実験B - 11)

暗きょ前面位置が汀線および前浜にあるような場合には、上述のエネルギー伝達機構のほかに暗きょ前面における波の反射のため、その波高が高くなり、これが暗きょ内に進入するエネルギーを大きくしているようである。

3-2-4 現地への適用について

暗きょ前面をなるべく汀線より沖合に、また敷高を高くすれば、土砂の堆積量は小さくなるが工事費が高くなる。河口水位を下げるためには、暗きょ前面をなるべく沖合にもってきて敷高と海浜の海床高との差を大きくするべきである。暗きょ内での砂州の堆積高は、最終的には波の打ち上がり高さまで上昇する。上昇速度は敷高が低いほど遅いと考えられるが、一度土砂がたまったら排砂しにくい。暗きょ内の堆砂高は、暗きょ前面位置を沖合に出すほど周囲砂州高より低くなるが、汀線に位置した場合、周囲砂州高とあまり変わらない。暗きょの前面に、波浪減衰構造物（離岸堤等）を設置するのが堆積高を低くすることに対して効果があろう。

3-3 砂を海浜材料に持つ場合の暗きょ工法

砂海浜に相当する底質材料の動き易さ、つまり実際の砂海浜に相当する $\sqrt{gH_0}/W_0$ で、暗きょ工内の土砂の堆積状況を種々の条件で調べた。

3-3-1 実験概要

(1) ケースB-12~B-13

$d_m = 0.023 \text{ cm}$ の砂を使った実験と同一の施設(図-3.1)を使い、石炭粉($d_m = 0.027 \text{ cm}$, $s = 0.5$)を1/40の勾配に整形後、 $d_m = 0.023 \text{ cm}$ の砂を使った実験と同様に実験を行った。ただし暗きょの大きさは、波高が4~7cmと小さいため、表-3.2に示すごとく、暗きょの開口部および暗きょの幅は5cmとした。その理由は想定している暗きょの大きさを波高程度としたためである。

実験は $\sqrt{gH_0}/W_0 = 60 \sim 70$ 前後で行われた。これは波高2mが来襲した海岸では粒径が0.5mmの砂海浜に相当する海浜材料の動きやすさとなっている。また、模型の縮尺は1/20~1/30に対応している。

(2) ケースC-1~C-6

本実験は、離岸堤と暗きょ工を併用し、離岸堤によって海浜流を制御することによって、暗きょ内堆砂の防止ができるか検討したものである。実験に使用した水路は図-3.16に示すごとくであり、ケースC-4以降は導波板によって幅6mとなるように平面水槽を仕切った。使用された底質材料は $d_m = 0.27 \text{ mm}$ の石炭粉である。暗きょは、厚さ9mmの耐水ベニヤで作られ、その形状は幅15cmの矩形状のものを使用した(図-3.17参照)。実験は、海床を図-3.16のごとく整形し、その後所定の波を起し、ほぼ平衡海浜を形成させ、次に離岸堤を所定の位置に設置し、再び波を起し、トンボロの発達した後に暗きょを設置した(図-3.18に暗きょ離岸堤設置位置を示した)。これらの実験条件および結果の一覧表を表-3.2に示す。

(3) ケースD-1-1~D-5-2

本ケースは、ケースC-1~C-6と同一の施設、同一底質材料を使用して行った。ただし、離岸堤の

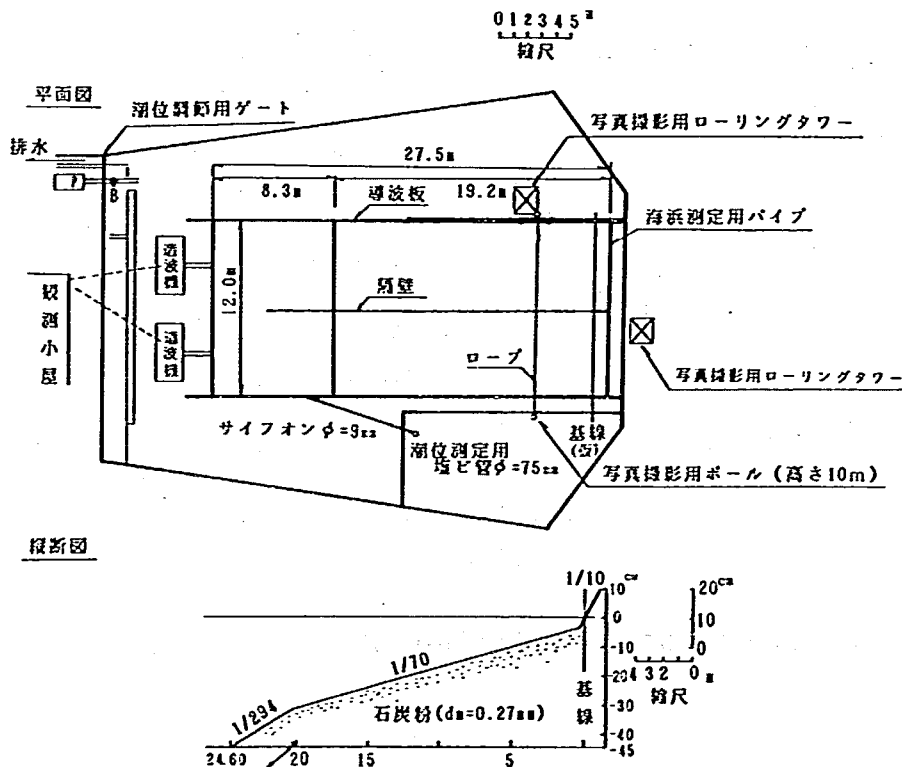


図-3.16 実験用水槽概略図

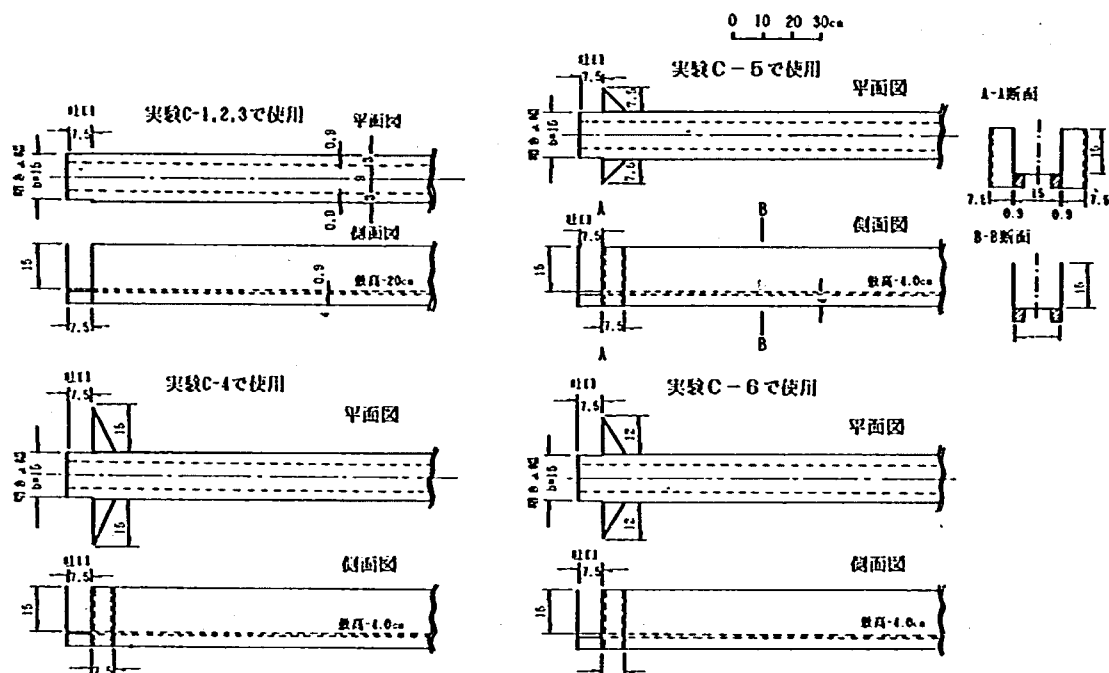


図-3.17 暗きょ工詳細図 (単位:cm)

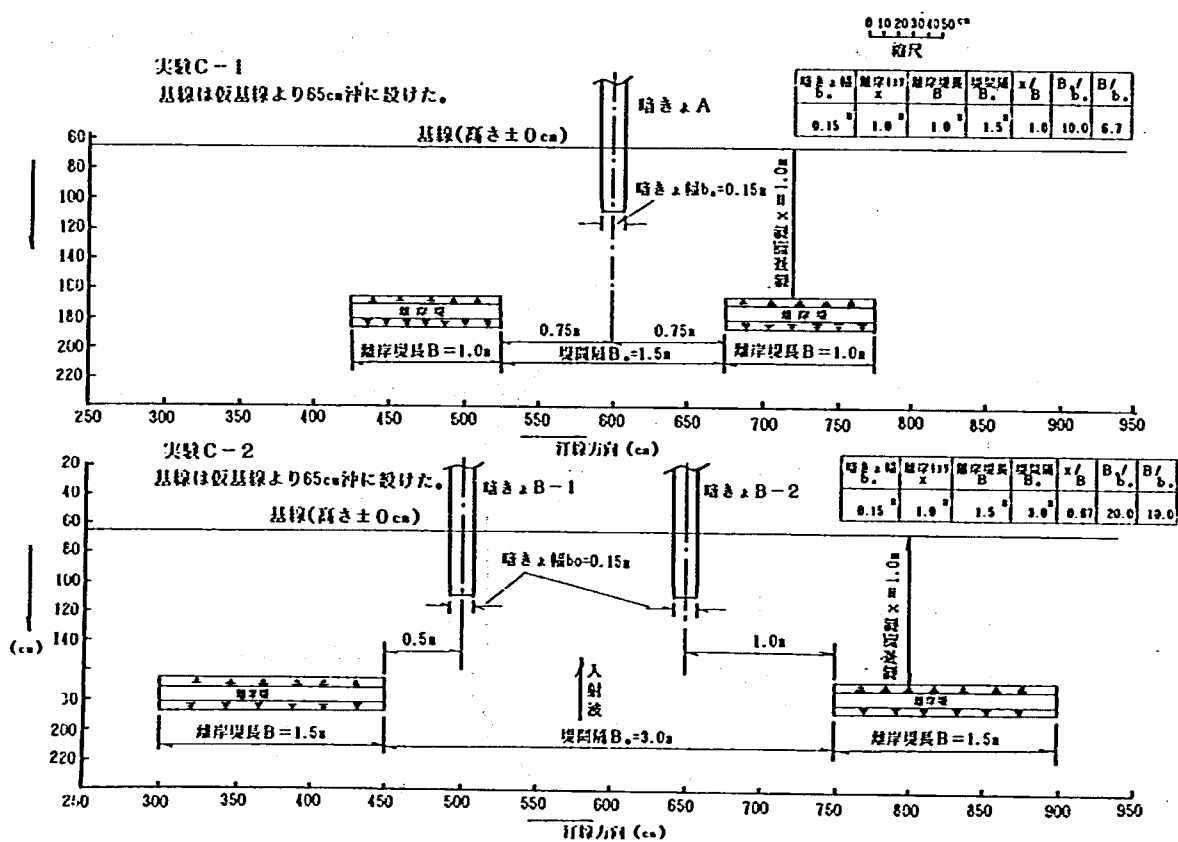


図-3.18.1 暗きょ・離岸堤設置図 (実験C-1, C-2)

表-3.2 実験条件および結果一覧表

実験 番号	実 験 条 件						実 験 結 果					
	沖波高 (H_0) cm	H / Lo	泥 位 cm	初期 海床形状	数 高 cm	堆き・前面の位置 cm	底質材料 cm	堆き・上 流水位cm	砂 面 高 cm	厚 さ cm	堆積高さ cm	周 囲 砂州高cm
B-12	4.6	0.03	0.08	1/40	1h→2cm その後1cm 0 -2	3本の堆き・共先端を 海床と一致させる。	dm=0.027 (石灰粉)	1.00 0.90 0.10	1.2 0.8 -1	0.2 0.8 1	6 30 30	0~0.5
B-13	4.6	0.03	0.02	"	1 0 -2	3本の堆き・共先端を 海床位置より15cm 沖に出す。	"	1.18 1.41 1.08	1.8 0.5 0	0.8 0.5 2	70 80 84	1~1.5
B-14	6.9	0.02	-0.35	"	1 0 -2	3本の堆き・共先端を 海床と一致させる。	"	- 1.05 -	1.7 1.7 0	0.7 1.7 2	80 70 170	2.5~3

実験ケース	堆 岸 距 x	堆 岸 長 B	堤間幅 Bo	堆き・幅 b	泥 位 cm	波 高 Ho	周 期 T	H ₀ /Lo	堆き・内 堆 砂 高 h _R	河道内 水 位 h _W	堆き・地 点汀線との 距離 h _T	堆岸堤から平均汀 線の実験後距離	実験海床形状	備 考
C-1	1.0	1.0	1.5	0.15	0.96	5.04	1.30	0.019	2.9	1.47	1.25	0.99	平衡海浜後堆き・ を配置	堆き・数高-2.0cm
C-2	"	1.5	3.0	"	1.06	5.05	"	"	0.9 1.4	1.44 1.57	0.88 0.80	0.93	堆岸堤設置後海浜 に堆き・を配置	堤間左右に2本の堆き・ を配置(数高-2.0cm)
C-3	"	1.0	2.0	"	0.97	4.98	"	"	-1.0	1.34	1.25	1.50	"	堆き・数高-2.0cm
C-4	1	1.5	1.0	-	0.15	1.03	5.02	1.3	-2.0	1.51	1.48	1.66	平衡海浜後、堆き・ を配置	堆岸堤背後に堆き・を設 置(数高-4.0cm)
	2	1.0	"	"	"	"	"	"	-1.5	1.61	0.91	1.18	"	"
C-5	1	1.0	0.5	-	"	1.06	5.01	"	-1.4	1.91	0.99	1.30	"	"
	2	0.75	"	"	"	"	"	"	-2.7	1.99	1.14	1.04	"	"
C-6	1	1.0	0.75	-	"	0.92	4.86	1.32	-2.2	1.78	0.44	0.90	"	"
	2	0.75	"	"	"	"	"	"	-1.8	1.77	0.84	0.88	"	"

表-3.3 実験条件および結果一覧表

実験ケース		堆岸距 x	堆岸長 B	堤間幅 Bo	堆き・幅 b	泥位 cm	波高 Ho	周期 T	H ₀ /L ₀	堆き・内 堆砂高 h _R	河道内 水位 h _W	堆き・地 点汀線との 距離 h _T	堆岸堤から平均汀 線の実験後距離	実験海床形状	備 考
D-1	1	1.0	1.0	2.0	0.15	1.06	5.0	1.30	0.02	0.1	1.75	1.20	1.48	平衡海浜後堆き・ 堆岸堤を設置	堆き・数高-2.0cm
	2	"	"	"	"	1.0	5.1	"	"	0.2 1.8	1.73 1.66	1.03 1.13	1.30	"	堤間左右に2本の堆き・ を設置(数高-2.0cm)
D-2	1	"	"	"	"	1.01	3.1	1.41	0.01	1.7	1.52	0.60	0.60	"	堆き・数高-2.0cm
	2	"	"	"	"	0.95	7.8	1.29	0.03	-0.2	2.31	1.35	1.25	D-2-1終了後 海浜形状	"
D-3		1.5	1.5	3.0	"	1.03	4.9	"	0.02	1.5	1.67	2.0	1.78	堆岸堤設置後海浜 に堆き・を設置	"
D-4	1	1.0	1.0	-	"	1.12	2.9	1.38	0.01	-0.1	1.51	0.85	0.85	平衡海浜後堆き・ 堆岸堤を設置	堆き・数高-4.0cm
	2	"	0.5	-	"	"	3.2	"	"	-2.0	1.35	0.93	1.17	"	"
D-5	1	"	1.0	-	"	1.04	8.5	1.3	0.03	0	2.18	0.37	0.95	実験D-4終了後 海床	"
	2	"	0.5	-	"	"	8.1	"	"	-2.3	2.30	0.95	1.20	"	"

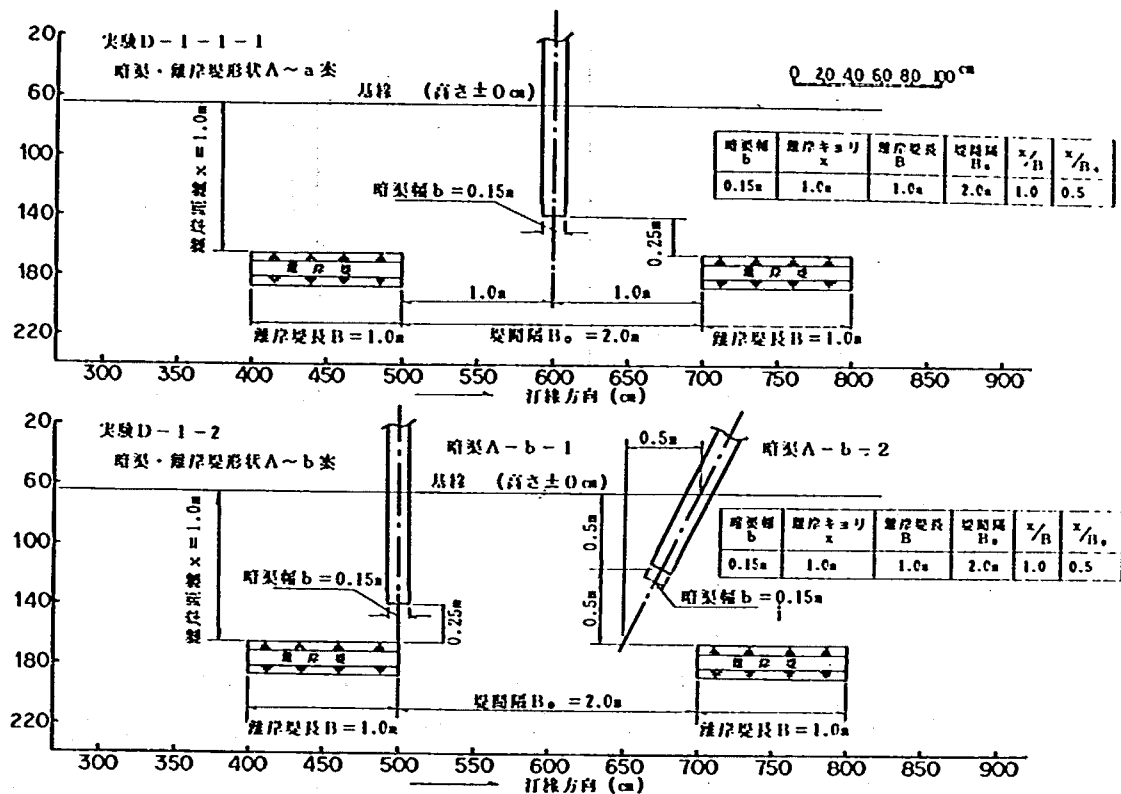


図-3.1 9.1 暗きよ・離岸堤設置図 (実験D-1-1, 1-2)

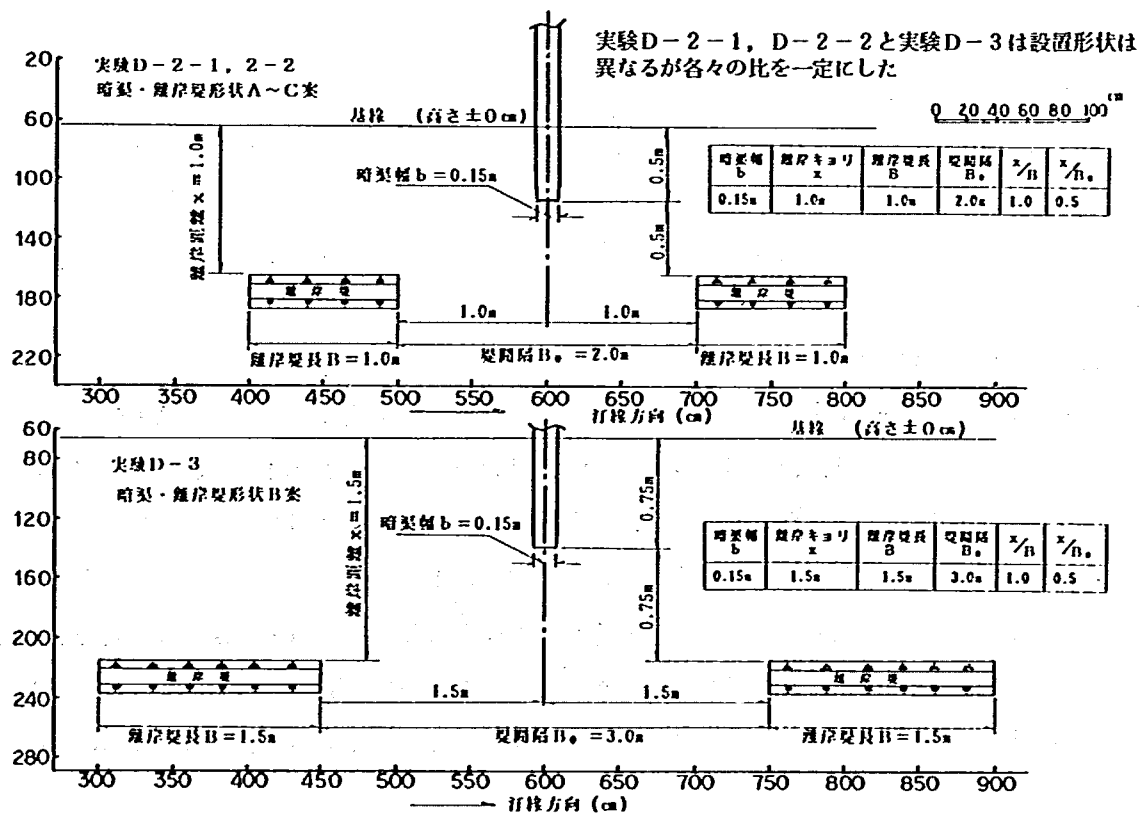


図-3.1 9.2 暗きよ・離岸堤設置図 (実験D-2-1, 2-2, 3)

平衡海浜形成後の左右水槽内汀線が異なるため設置位置を変えた

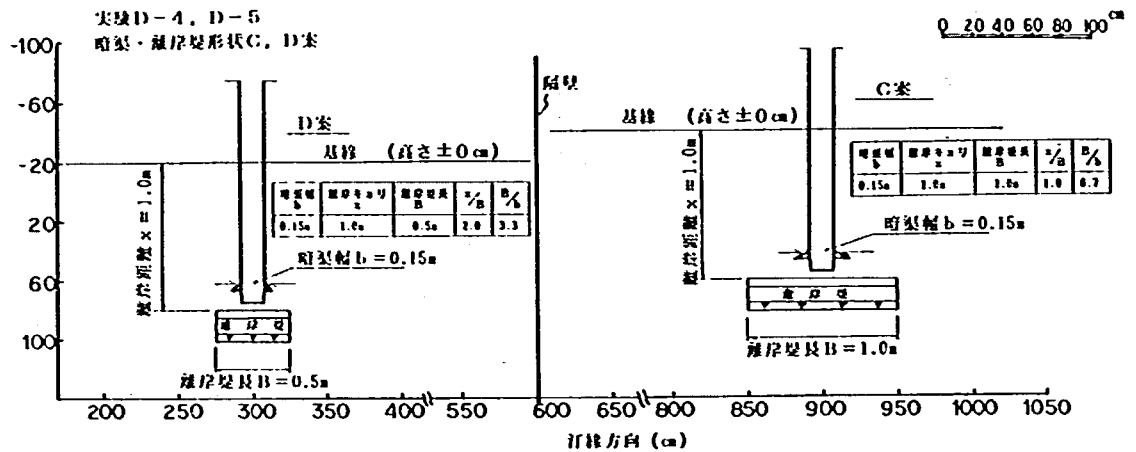


図-3.19.3 暗きょ・離岸堤設置図(実験D-4, D-5)

位置および暗きょ先端部の形状を変えて行ったものである。図-3.19.1～3.19.3に暗きょ、離岸堤設置図を示した。初期海浜形状は、実験D-1, D-2, D-3については、実験C-1の実験後の平衡海浜形状をそのまま使用し、一連の実験を行っている。実験D-4, D-5については実験水槽内に隔壁を設置し、各々暗きょと離岸堤を設置して実験を行った。これらの実験条件および結果の一覧表を表-3.3に示す。

3-3-2 実験結果

(1) 実験B-12～B-14

実験B-12～B-14の3ケースは底質材料として石炭粉を用い、底質材料を動き易くして、砂質海岸に相当する実験を行ったものである。波浪条件は前回までの実験と同様、波形勾配0.015と0.030の2種類である。これらの暗きょ内堆砂の時間変化図を図-3.20.1～3.20.3に、等深線図を図-3.20.3～3.20.5に示す。

① 汀線への海浜材料の打上げ高について

石炭粉と砂との実験結果より、汀線への海浜材料の打上げ高を比較した場合、過去の実験データの範囲内(波高3～10cm)では、波高に対する石炭粉の打上げ高は、砂の場合の1/2位となっている。2) 今回の実験も同様な傾向がみられた。砂の場合、波形勾配が0.030で波高が5～6cmの時は、大体沖波波高の1/2位の打上げ高となるので、石炭粉では沖波波高の1/4位の打上げ高となる。今回波高を5cmとしたので打上げ高は、実験B-12で約1.5cm前後となる。最初No.1暗きょの敷高を2cmとしたが、暗きょ内への波の侵入はまったくなかった。その時の打上げ高は約1.5cm前後となっていた。実験B-13は波形勾配を0.015としたケースであるが、波形勾配が緩くなったため、打上げ高は2cmと大きくなった。

② 暗きょ内及び暗きょ周辺の波高について

①で記したように打上げ高が小さいため、No.1暗きょ(測線1.1m暗きょ)は敷高を1cmとしたが、暗きょ設置後も汀線の変化があり、沖に移動し、しかも砕波後のいそ浜帯での波高の減衰が大きかった。

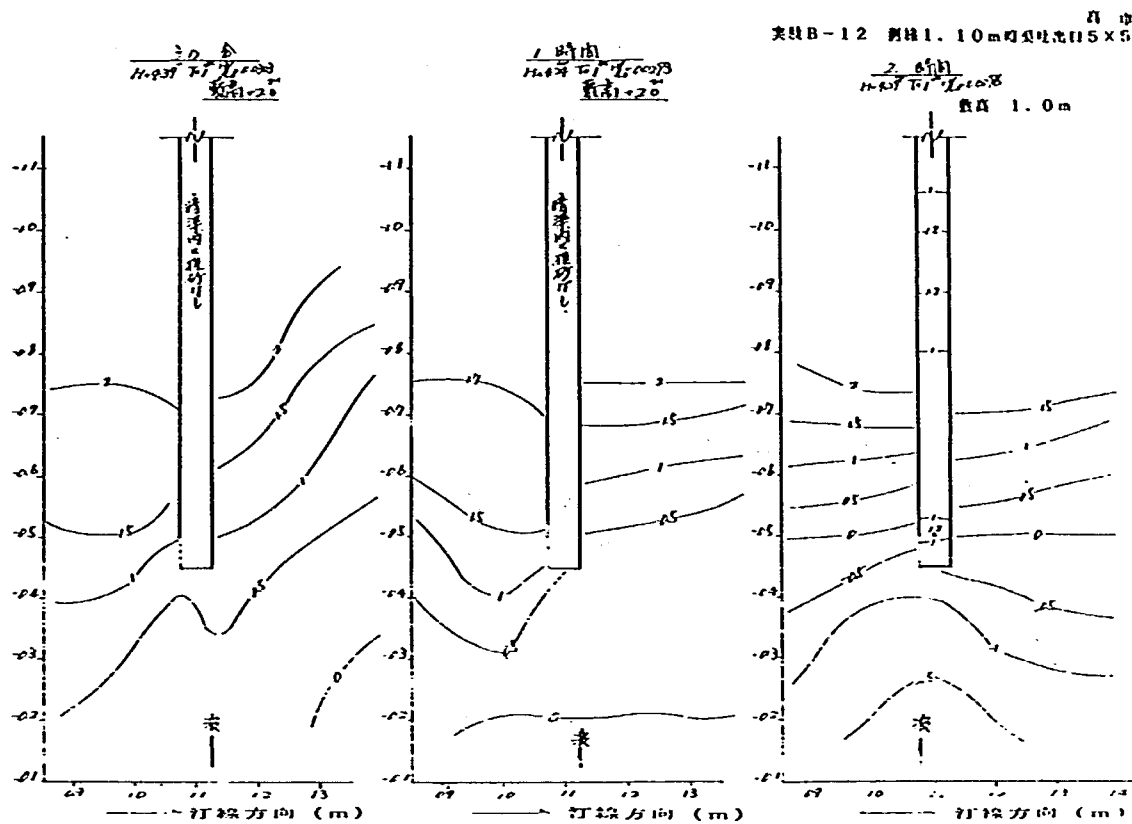


図-3.2 0.1 暗きょ内堆砂の時間変化図

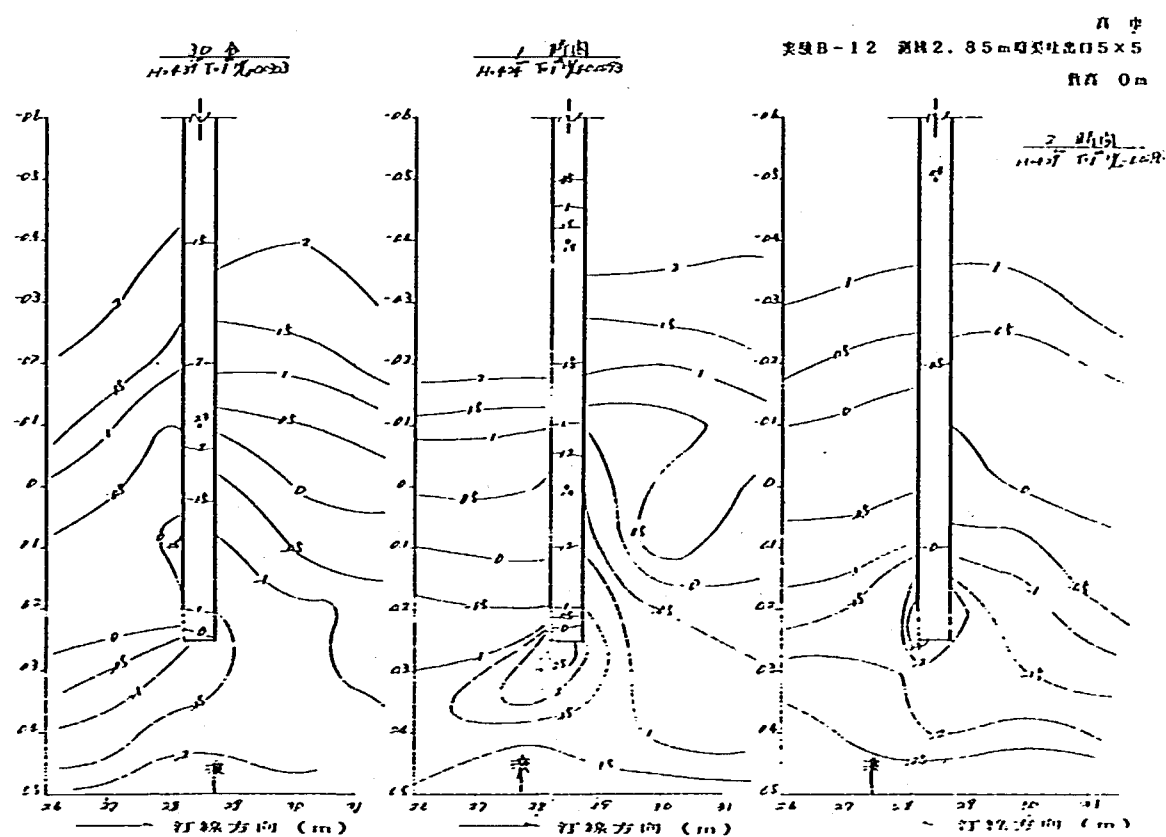


図-3.2 0.2 暗きょ内堆砂の時間変化図

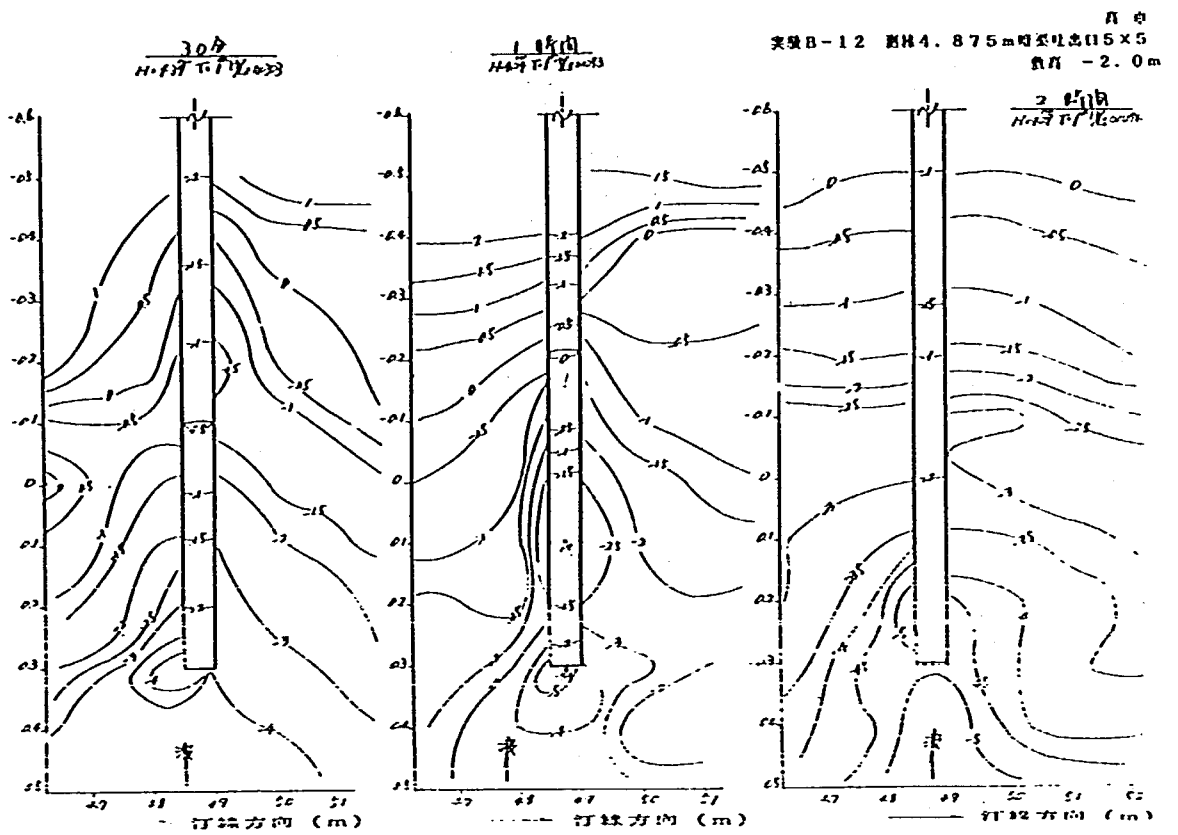


図- 3.2 0.3 暗きよ内堆砂の時間変化図

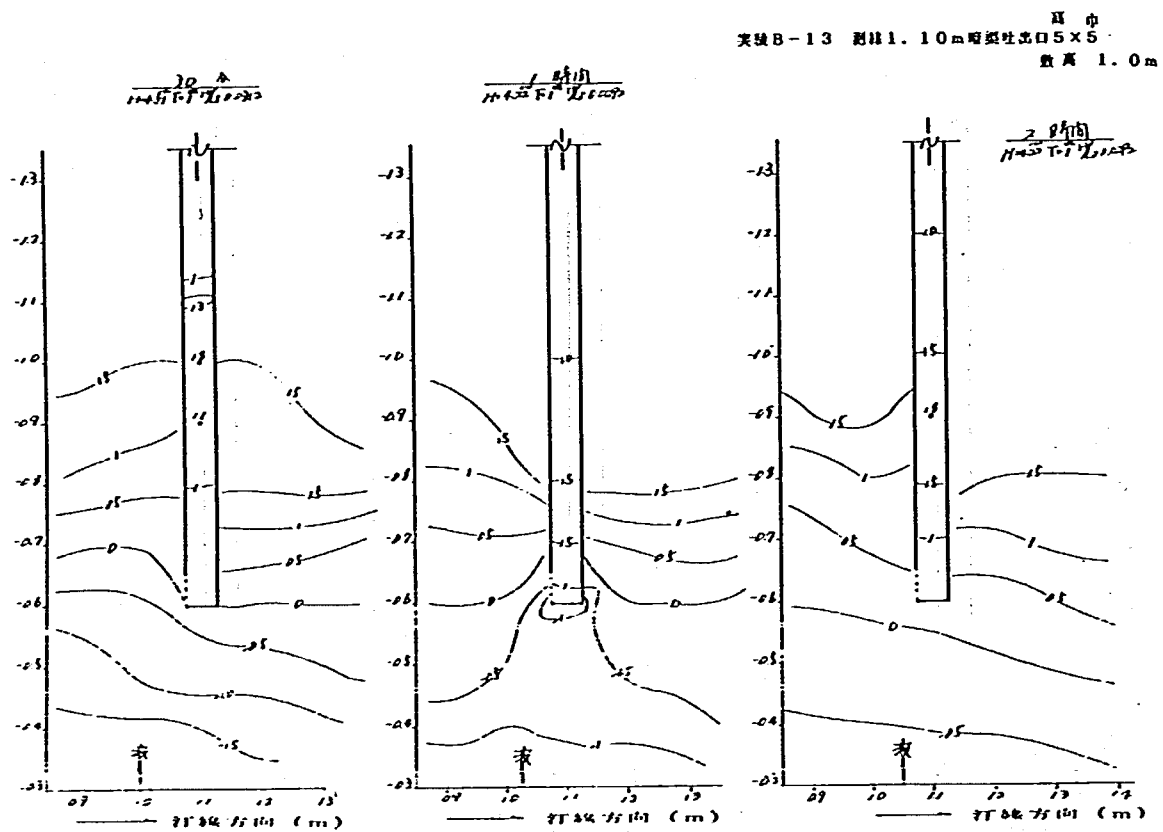


図- 3.2 1.1 暗きよ内堆砂の時間変化図

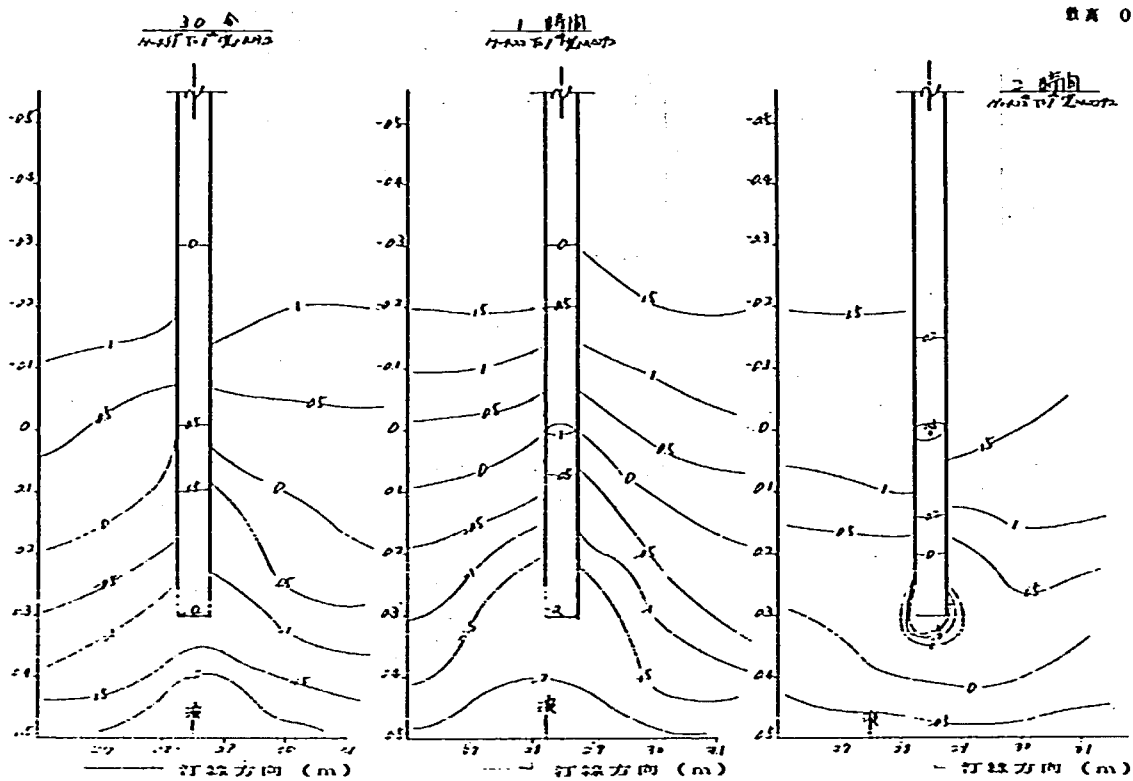


図-3.2.1.2 暗きょ内堆砂の時間変化図

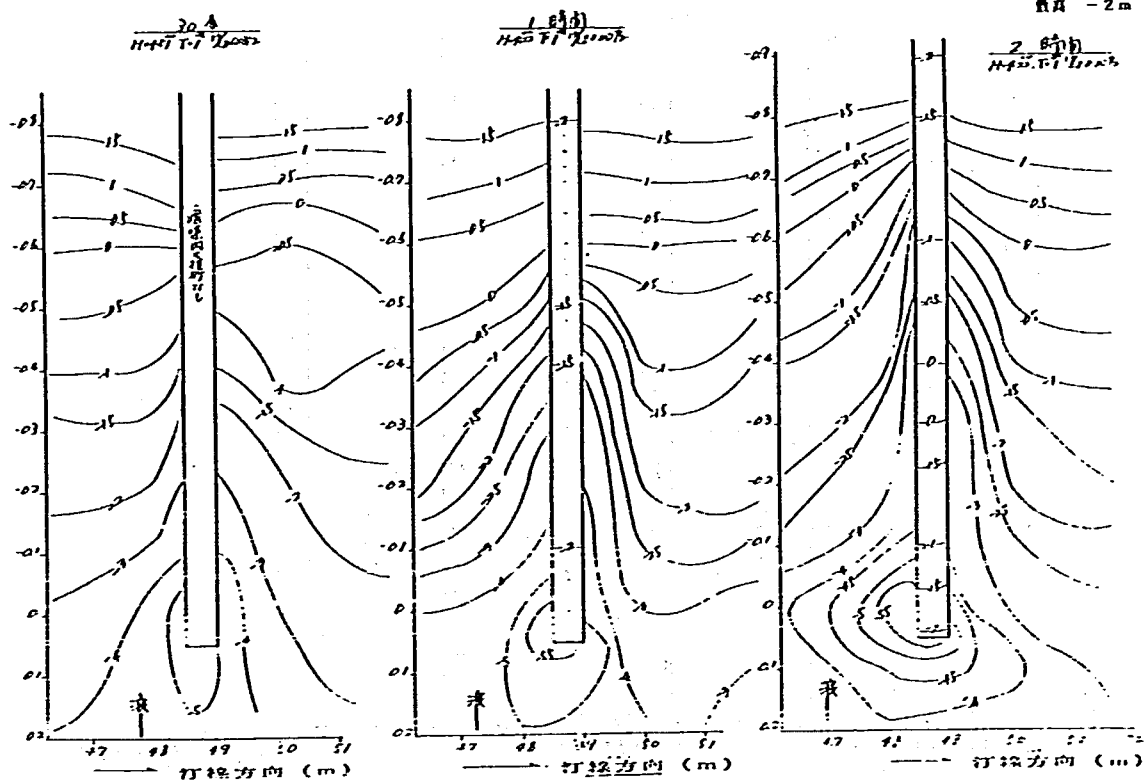


図-3.2.1.3 暗きょ内堆砂の時間変化図

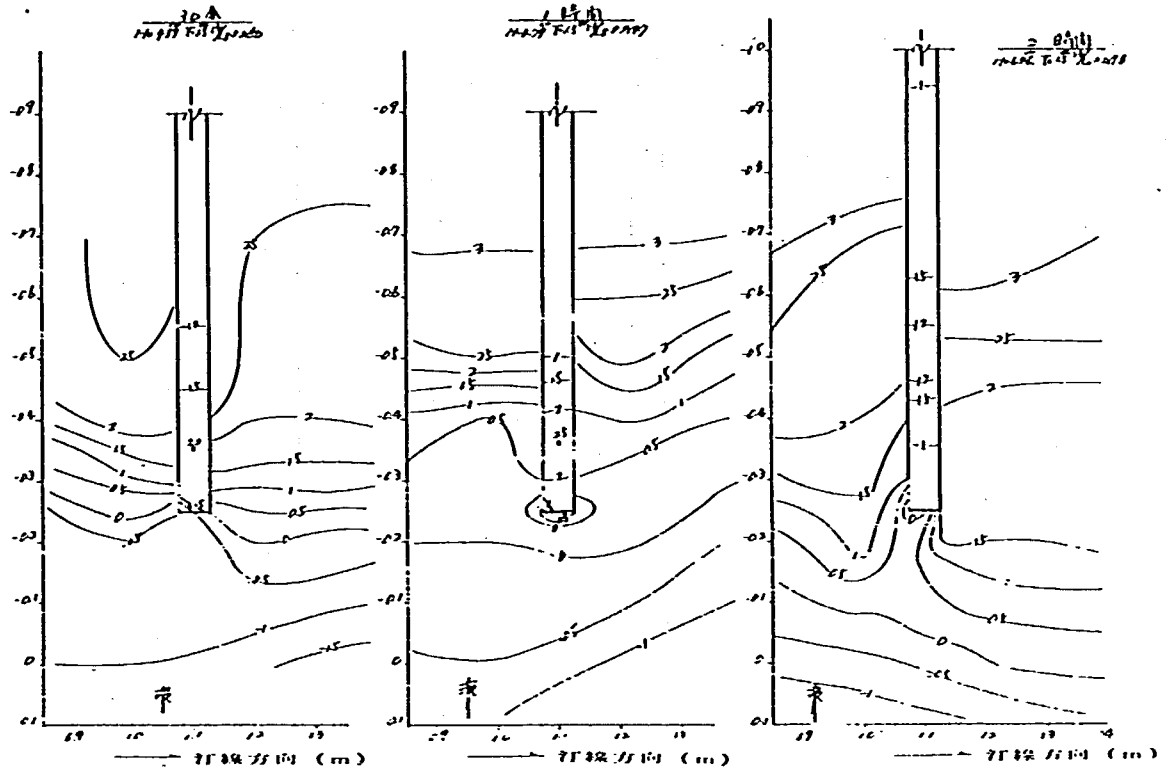


図- 3.2 2.1 暗きょ内堆砂の時間変化図

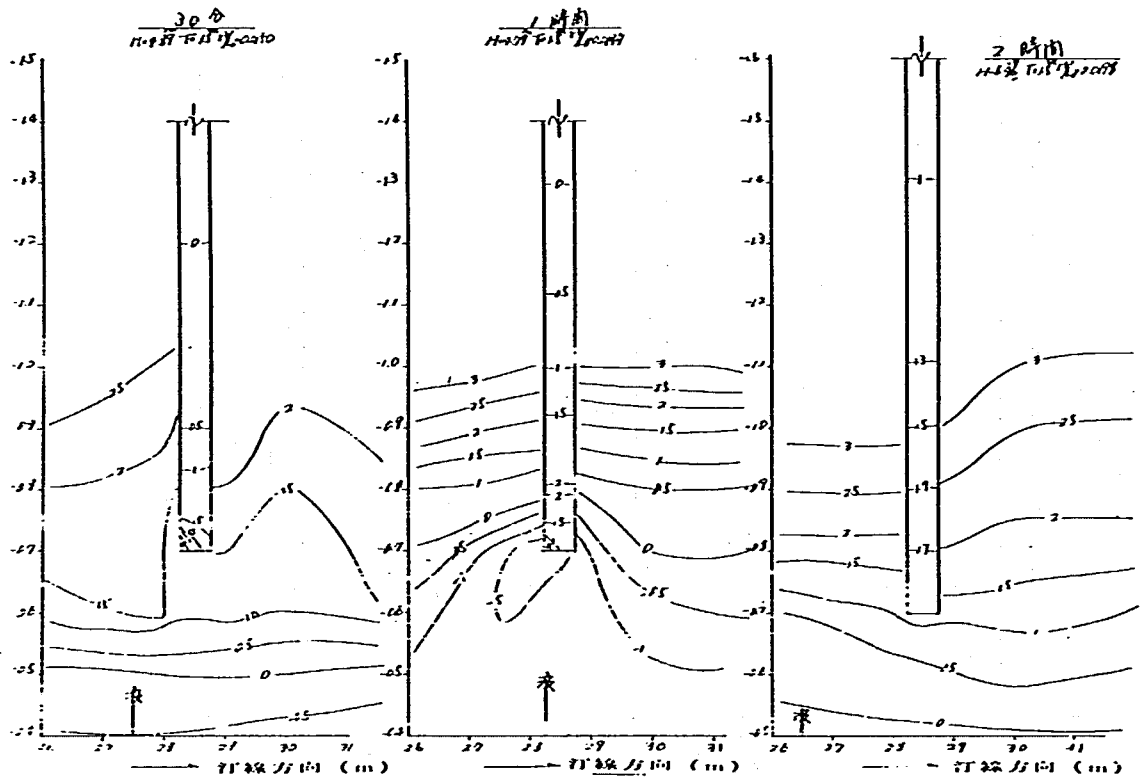
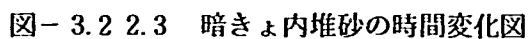
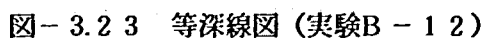


図- 3.2 2.2 暗きょ内堆砂の時間変化図



$$\begin{array}{r} H_0 = 4.29 \\ T = 1 \text{ sec} \\ H_0 / L_0 = 0.0296 \end{array}$$



2時間 $H_0 = 4.2 \text{ cm}$
 $T = 1 \text{ sec}$
 $H_0/L_0 = 0.0292$

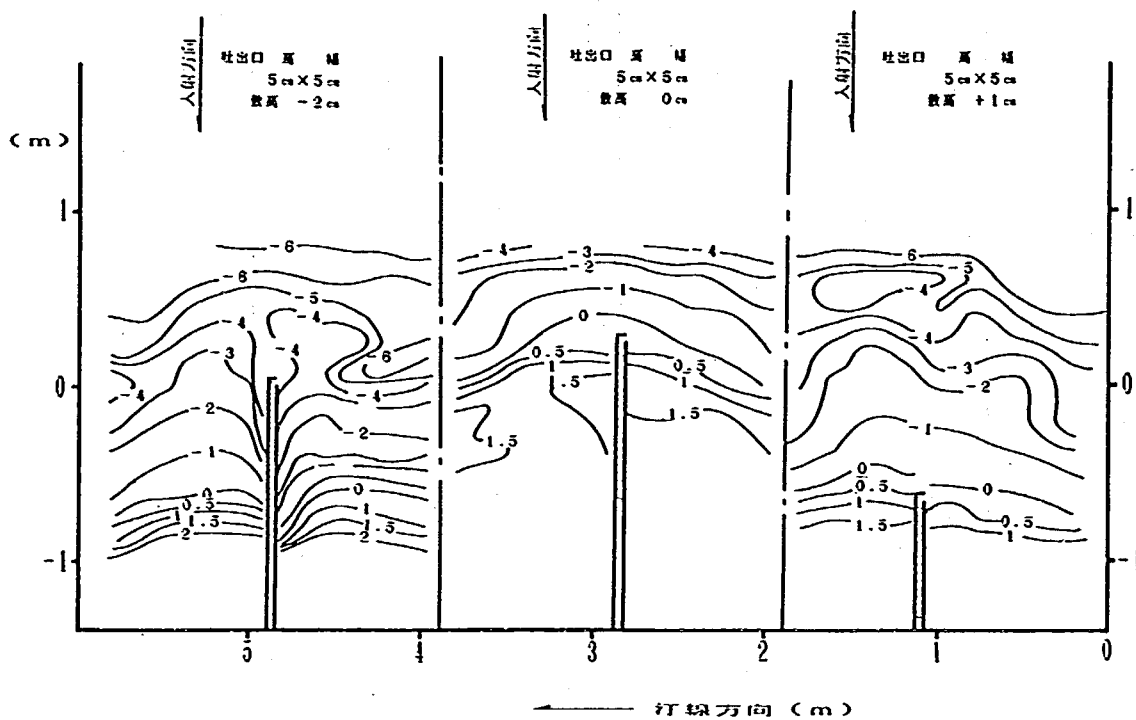


図-3.2.4 等深線図 (実験B-13)

2時間 $H_0 = 6.46 \text{ cm}$
 $T = 1.5 \text{ sec}$
 $H_0/L_0 = 0.0198$
 1時間終了後波高を大とする

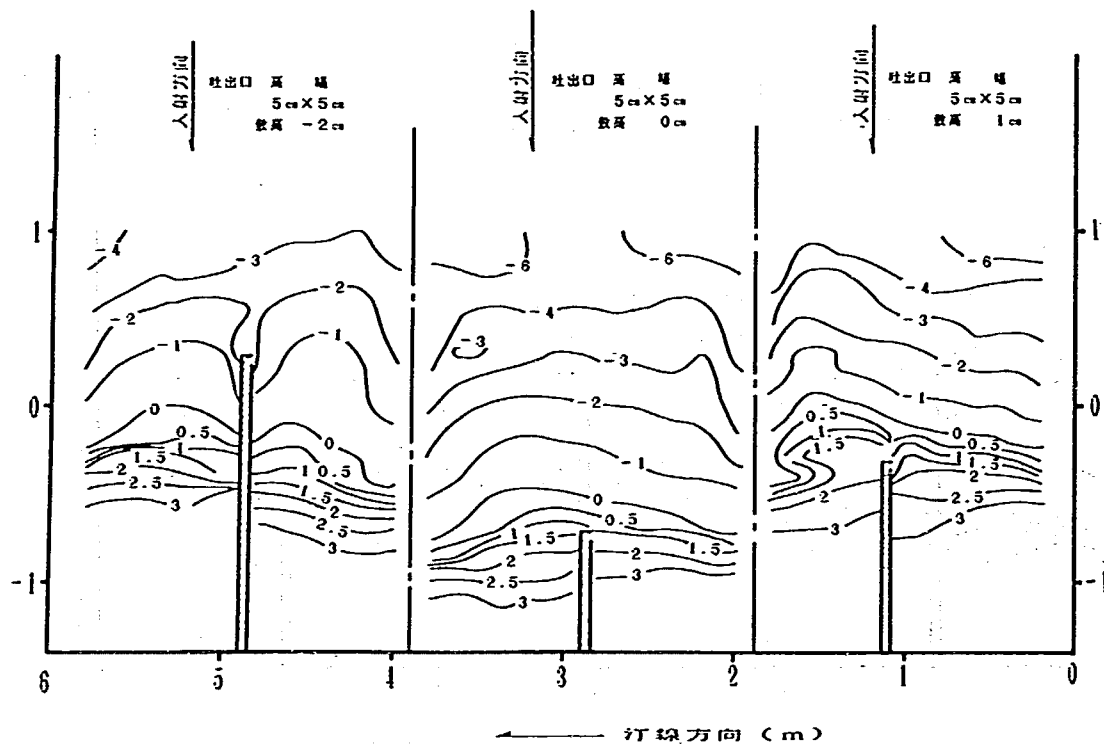


図-3.2.5 等深線図 (実験B-14)

このため暗きょ周辺の波高も小さく、暗きょ内への波の侵入はほとんど見られなかった。敷高 0 cm の Na 2 の暗きょについても同様であったが、波形勾配の緩い実験 B - 1 3 の場合、多少波が暗きょ内に侵入する。しかし、暗きょ内は砂が打上げられ、また暗きょに沿う沖向きの流れにより、汀線の前進が見られ、ほとんど暗きょ奥に進入する波は見られなかった。Na 3 の暗きょは敷高を - 2 cm と低くしたケースであるが、これは前回までの砂の実験と同様に波浪の侵入が大きかった。石炭粉の実験のため浮遊砂が多く、これによって暗きょ内の堆砂が進行し、このため暗きょ内を遡上する波の減衰が大きかった。

③ 暗きょ内の堆砂について

石炭粉の実験は砂質海岸を対象としており、波高を 5 cm 位としたが、いそ浜帯でエネルギーの減衰が大きく、波高も小さくなった。このため汀線付近では、底質材料を十分に移動させるまでには至っていない。砕波点付近は土砂の移動が激しいが、汀線付近の土砂移動は緩慢である。しかし、Na 3 の暗きょのように敷高が低い場合、砕波点に吐出口が近くなるため、より浮遊砂が侵入する。この浮遊砂は暗きょ内を遡上する波により奥まで運ばれ、波高の減衰と共に暗きょ内奥に沈積し、沈積した事によりさらに波高を減衰させ、沈積を助長するという状態を示し、3 ケース共に 2 時間後には砂州の打上がりがみられた。Na 1 と Na 2 の暗きょは時々侵入する波により、浮遊された土砂が吐出口付近に打上がっていた。しかし、浮遊し易いためか打上がった砂州は、さらに越波する波により奥へと持ち込まれ、薄く広く堆積する。石炭粉の場合比重が砂よりも小さいため、実際の海浜との現象の相似性はあまり良くないと思われるが、浮遊砂濃度が大きいことによって、Na 3 の暗きょのような現象が実際には生じるものと思われる。

④ 砕波形式は巻き波型から崩れ波型と絶えず海浜地形に対応して変化し、そのため汀線位置の変化が激しかった。

⑤ 海浜縦断面図形状は 2 L 型の海浜地形となっていて、^{※)}いそ波帯で波高の減衰が大きく、これによって汀線が前進する傾向を助長しているものと思われた。

※) 2 L 型の海浜地形とは、沿岸砂州が波長の 2 倍程度の間隔に 2 列あるいは 3 列生じる海浜地形である。²⁾

(2) 実験 C - 1 ~ C - 6

① 実験 C - 1

・離岸堤、暗きょ設置位置

図 - 3.1 8.1 に示すように離岸堤は基線より 1 m (仮基線より 1.65 m) 沖に、汀線方向に平行に、水槽中央線から 75 cm ずつ離し 2 基設置した。すなわち、堤間隔 (Bo) を 1.5 m、離岸堤長 (B) を 1.0 m とし、また天端高を + 8.0 cm とした。暗きょは水槽中央に 1 基設置し、吐口部を基線から 1.0 m 沖に出し、敷高を - 2.0 cm とした。

・実験方法

この実験の初期海床形状は、前浜勾配を 1/10、外浜勾配を 1/70 とし、この海浜にまず実験条件に示した波浪を与えて (15 時間) 平衡海浜形状を形成させた。さらにこの海浜に暗きょ 1 基、離岸堤 2 基を同時に設置し、4 時間 30 分波を与えた。

実験 C-1

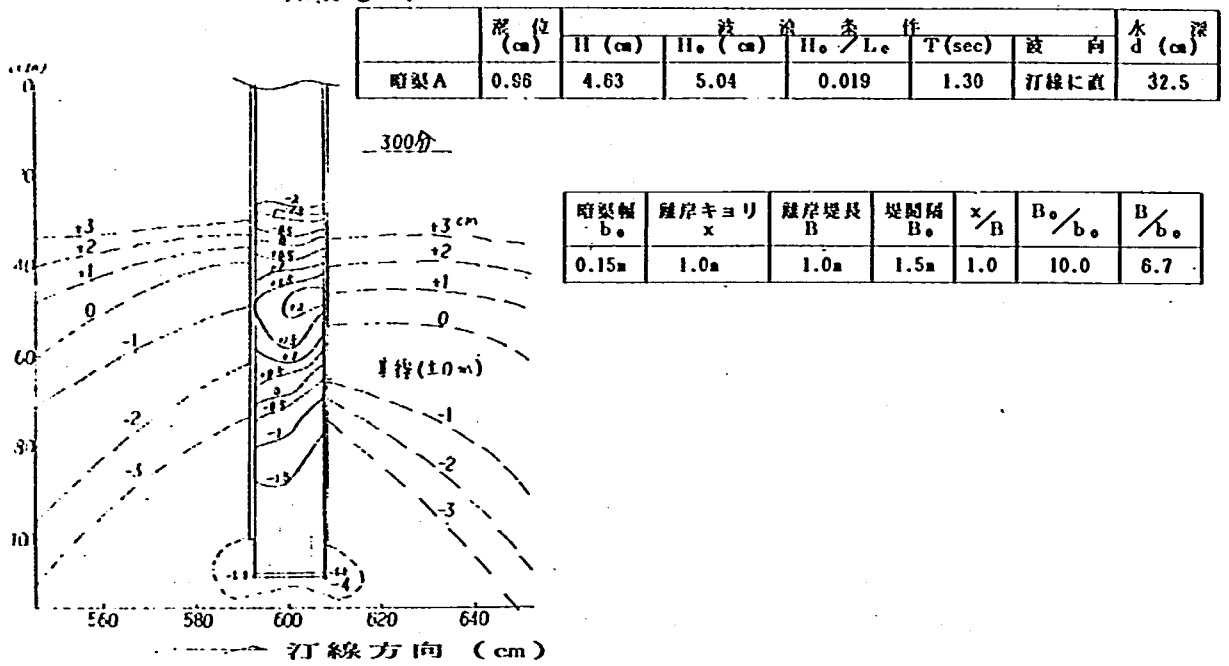


図- 3.2 6.1 暗きょ内堆砂状況図

平均潮流後、暗渠、離岸堤を設置して実験を行う

タイプ	水位 (cm)	H (cm)	H ₀ (cm)	H ₀ /L ₀	T(sec)	波 向	水深 (cm)
暗渠 A 渠	0.96	4.63	5.04	0.019	1.30	汀線に直	32.5

暗渠幅 b ₀	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	堤間隔 B ₀	x/B	B ₀ /b ₀	B/b ₀
0.15m	1.0m	1.0m	1.5m	1.0	10.0	6.7

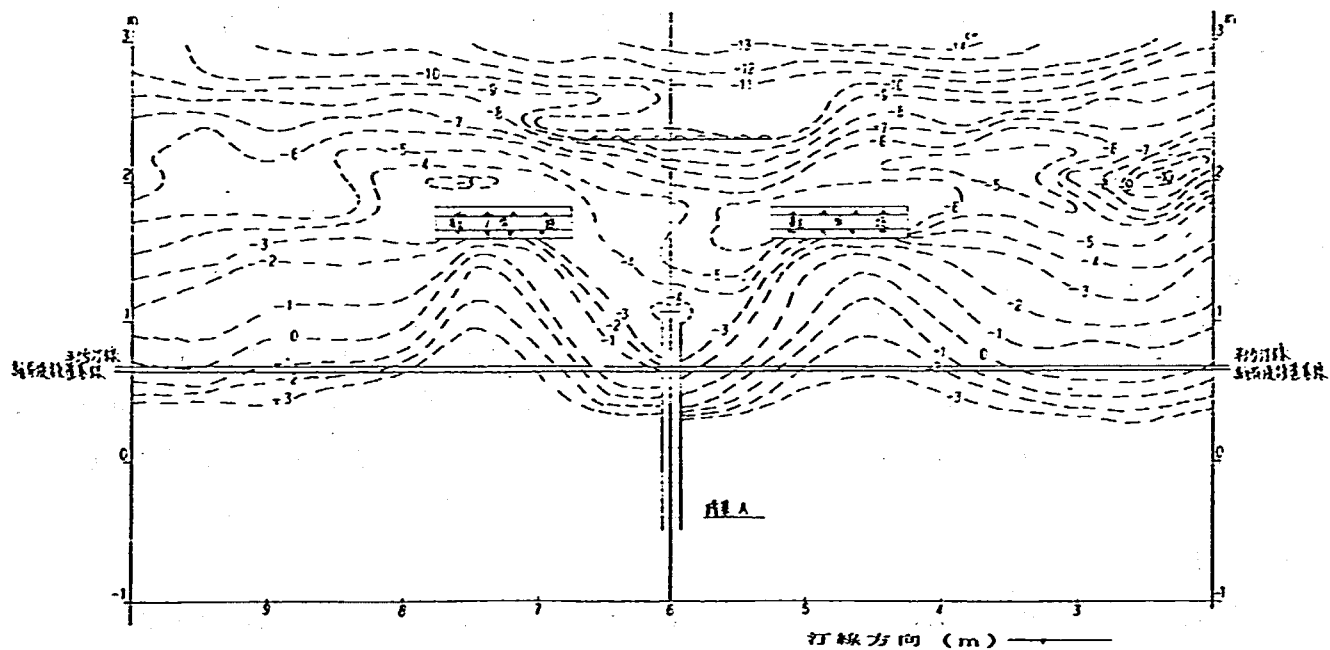


図- 3.2 6.2 等深線図 (実験 C-1)

・実験結果

暗きょ内堆砂状況の時間変化図を図-3.2 6.1に、実験結果の等深線図を図-3.2 6.2に示す。碎波点の位置は、実験当初は離岸堤設置位置、すなわち基線から1 m付近に発生していた。しかし、1時間目ごろから基線（仮）より約4 m沖側に1次碎波点が水槽中央部に発生し、この部分の水深がかなり浅くなったものと思われた。汀線の変化状況は、トンボロが実験初期の早くから形成されたが、当初全体に後退し、1時間後には反対に徐々に前進し、2時間目には再び後退と約1時間周期で変化していた。暗きょ内は離岸堤周辺の漂砂の移動が激しいためか、実験当初からかなり堆積されており、暗きょ先端から30～40 cm河道内側で約1.0 cm、2時間後には80～90 cm河道内側で2～2.5 cmの堆積をみた。

また、4時間後には50～70 cm河道内側で約5 cm近く堆積し、閉塞現象がみられた。この堆積高は隣接する海浜の打ち上げ高とほぼ同一である。いっぽう、この堆積された漂砂を除去し、再び実験を行ったが、1時間後にはほぼ同様の浮遊土砂による堆積をみた。これは実験中碎波点の位置が比較的安定しており、常に浮遊砂があるためと考えられる。波高分布状況は、離岸堤前面では4～5 cmの波高となっているのに対し、暗きょ吐口部では1～2 cmの波高であり、碎波後の減衰が大きい。また閉塞しないときの河道内水位は、相当沖波波高の1割弱のSet up値を示していた。

② 実験C-2

この実験では、実験C-1で得た平衡海浜を初期海床として、最初は離岸堤のみを設置して実験を行い、その後さらに暗きょを設置して実験を行った。

・離岸堤、暗きょ設置位置

図-3.1 8.1に示すように暗きょは2基設置することにし、共に暗きょ吐口先端を基線から1 m沖へ出し、敷高を-2.0 cmとした。暗きょB-1（右側）は離岸堤から0.5 m離し、暗きょB-2（左側）は離岸堤から1.0 m離して設置した。離岸堤は離岸距離（x）を1.0 mとし、離岸堤長（B）を1.5 m堤間隔（Bo）を3.0 mにし、離岸堤天端を+8.0 cmとした。

・実験方法

実験は、先の実験C-1で得た平衡海浜形状に；離岸堤2基を設置して7時間波を作用させ、離岸堤設置後の汀線安定化を試みた。次に暗きょを所定の位置に設置し4時間30分波を与えた実験を行った。

・実験結果

離岸堤間が広がったためか、最初離岸堤だけを設置して実験を行ったところ、汀線がなかなか安定せず、トンボロが発達したり後退したりしていた。これは水槽幅12 mに対し、離岸堤長が長いために、離岸堤からの反射波、あるいは水槽側壁の影響等で沖側海浜が時間的に変形し、それにつれて波浪条件が不安定になったためと思われる。波高の分布を見ると、両側壁沿いの波浪が大きく、離岸堤間から侵入する波浪が小さく感じられた。漂砂源は離岸堤設置位置すなわち基線（仮）から1.6 m付近と思われ、汀線付近に打ち上げられては両トンボロの先端方向に移動していた。汀線は、実験中常に変化が認められたが比較的変動が少なくなったので、離岸堤設置後約7時間で安定とみなした。

次に暗きょ設置後の暗きょ内堆砂状況を図-3.2 7.1に、海浜等深線図を図-3.2 7.2に示す。暗きょ設置後の汀線変化状況は、設置後約1時間周期で離岸堤間の汀線の変動、すなわち前進後退が見られた。また、碎波点が近いせいか、離岸堤背後の波浪もかなり大きく、トンボロの発達もかぎられ、離岸

	潮位 (cm)	波 浪 条 件				波 向	水 深 d (cm)
		H (cm)	H_o (cm)	H_o/L_o	T (sec)		
暗渠B	1.06	4.64	5.05	0.019	1.30	汀線に直	33.0

実験 C-2

暗渠幅 b_o	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	堤間隔 B_o	x/B	B_o/b_o	B/b_o
0.15m	1.0m	1.5m	3.0m	0.67	20.0	10.0

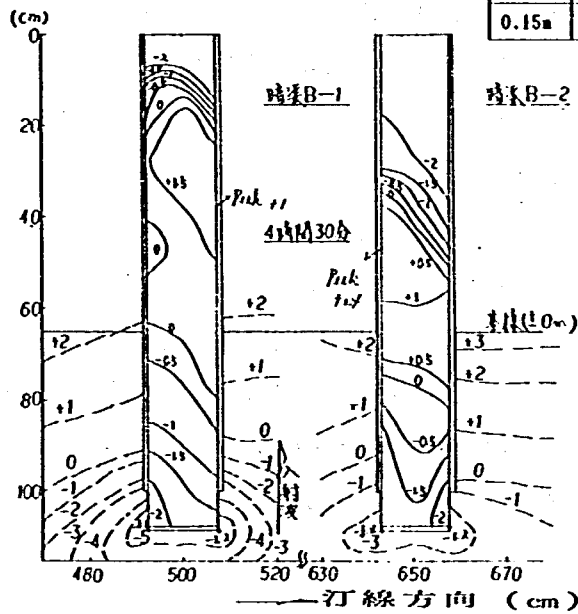


図-3.2.7.1 暗きょ内堆砂状況図

タイプ	潮位 (cm)	H (cm)	H_o (cm)	H_o/L_o	T (sec)	波 向	水深 d (cm)
暗渠B型	1.06	4.64	5.05	0.019	1.30	汀線に直	33.0

離岸堤設置後海浜に暗渠を設置して実験した

実験終了後

0 0.5 1.0
m

暗渠幅 b_o	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	堤間隔 B_o	x/B	B_o/b_o	B/b_o
0.15m	1.0m	1.5m	3.0m	0.67	20.0	10.0

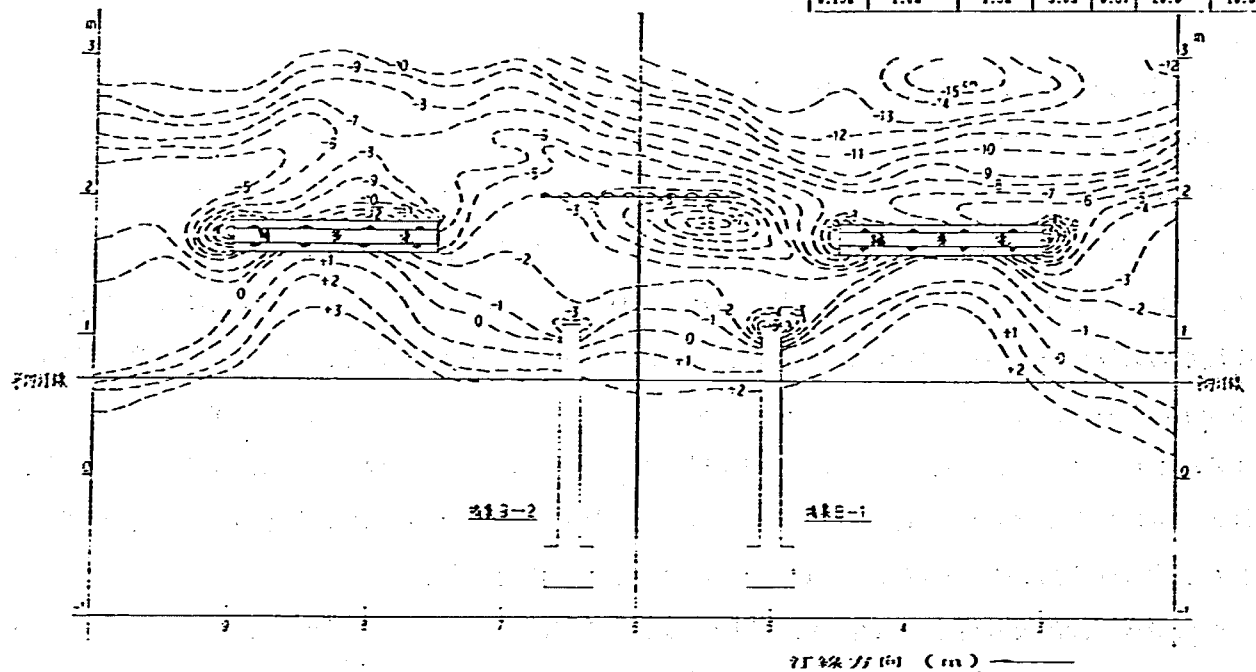


図-3.2.7.2 等深線図 (実験C-2)

堤とトンボロ先端とは 30 ～ 40 cm の間隔を有していた。暗きょ内の堆積状況は、最初離岸堤間中央から離岸堤背後に向う一方向の流れが著しく、浮遊土砂の移動が激しい。そのため暗きょ B-1 は、2 時間目には吐口から 50 cm 付近で ± 0 cm すなわち 2 cm の堆積が生じた。さらに時間の経過とともに両暗きょの堆砂量が増大し、4 時間 30 分後で 3 cm 近く堆積していた。ただし、暗きょ B-2 は、B-1 に比較すれば堆積範囲が狭い。波高分布は、離岸堤前面で 2.5 ～ 5 cm、離岸堤と暗きょ間では 1 ～ 4 cm とかなり変動があり、暗きょ吐口では波高 1.1 ～ 1.9 cm と離岸堤前面に比べて約 4 割近くに減衰されていた。河道内水位は、暗きょ B-1、暗きょ B-2 とともに波高 (H_o) の 1 割弱の Set up を示していた。

③ 実験 C-3

・離岸堤、暗きょ設置位置

図-3.18.2 に示すように離岸堤を 2 基、暗きょは離岸堤間中央部に 1 基設置した。離岸距離 (x) は 1.0 m、離岸堤長 (B) を 1.0 m、堤間隔 (B_o) を 2.0 m とし、水槽中央に対して対称に設置した。離岸堤天端は +8.0 cm とした。暗きょ吐口を基線 (仮) から 1.0 m 沖へ、敷高を -2.0 cm とし、水槽中央に設置した。

・実験方法

実験 C-1 で得た平衡海浜に同じ形状に仮基線から 13 m まで整形し、それから沖は実験 C-2 後のままの海浜で離岸堤 2 基を所定の位置に設置して 15 時間波を与え、汀線安定化を試みた。次に暗きょを所定の位置に設置し、4 時間 30 分波を与えた。

・実験結果

暗きょ設置後の暗きょ内堆砂状況の平面図を図-3.28.1 に、縦断図を図-3.28.2 に、海浜等深線図を図-3.28.3 に示す。砕波点は、実験 C-2 と同様離岸堤設置位置、すなわち基線 (仮) から 2 m 付近に生じており、実験中移動することは少なく、比較的安定していた。しかし、離岸堤間と暗きょ周辺の漂砂の移動は激しく、汀線変化も著しい。なお、造波 3 時間後には基線 (仮) から 4 m 沖の水槽右側に 1 次砕波がみられたが、4 時間過ぎには再び 2 m 付近に戻っていた。汀線の変動状況は、実験当初左側離岸堤の前面において反射波と入射波の重複波によって波高が大きくなり、離岸堤背後に越波していた。このため、トンボロの発達が非常に遅く、汀線は徐々に前進する傾向が見られる程度であった。しかし、造波 3 時間後には左側離岸堤背後にも漂砂の堆積が見られ、同時にトンボロが徐々に発達していった。暗きょ内は当初、両吐口から同時に波が侵入するため、互いに減衰し合いほとんど漂砂の沈積は見られなかった。しかし、時間の経過とともに徐々に沈積したが、実験 C-2 に比べて非常に少なかった。これは、堤間隔が狭いために波浪の侵入量が少なく、浮遊砂量が少なくなっているためと思われる。波高分布は、離岸堤前面で約 3 ～ 5 cm、暗きょ吐口部で約 1 ～ 2 cm の波高となっており、また河道水位は波高 (H_o) の 1 割弱の Set up 量であった。

④ 実験 C-4

実験 C-4 から実験 C-6 までは、水槽中央に隔壁を設けて実験を行った。隔壁は 9 mm の耐水ベニヤを使用して設置した。詳しくは図-3.16 を参照されたい。

なお、この実験 C-4 からは、今までの実験とは異なり離岸堤 1 基とし、その背後に暗きょ工を設置したときの堆砂防止効果について、それぞれ諸条件を変えた検討を行ったものである。

	潮位 (cm)	波 浪 条 件				波 高 H (cm)	水深 d (cm)
		H (cm)	H ₀ (cm)	H ₀ /L ₀	T (sec)		
暗渠C	0.97	4.58	4.98	0.018	1.32	汀線に直	33.0

実験 C-3

暗渠幅 b ₀	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	堤間隔 B ₀	x/B	B ₀ /b ₀	B/b ₀
0.15m	1.0m	1.0m	2.0m	1.0	13.3	6.7

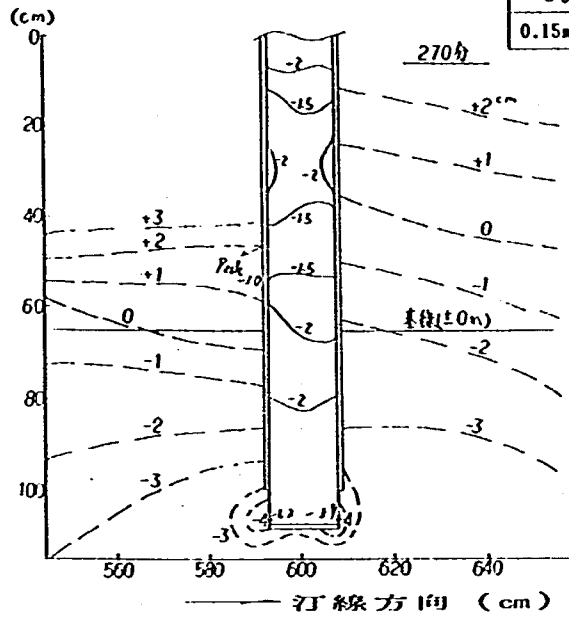


図-3.2 8.1 暗きよ内堆砂状況図

タイプ	暗 渠	波 浪 条 件					
		堤 高	相当砂堤堤高	堤 間	H ₀ /L ₀	波 高	
C	0.97	4.58	4.98	2.00	0.018	汀線に直	

右側壁 —
中 央 —
左側壁 - - -

暗渠幅 b ₀	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	堤間隔 B ₀	x/B	B ₀ /b ₀	B/b ₀
0.15	1.0	1.0	2.0	1.0	13.3	6.7

暗きよC

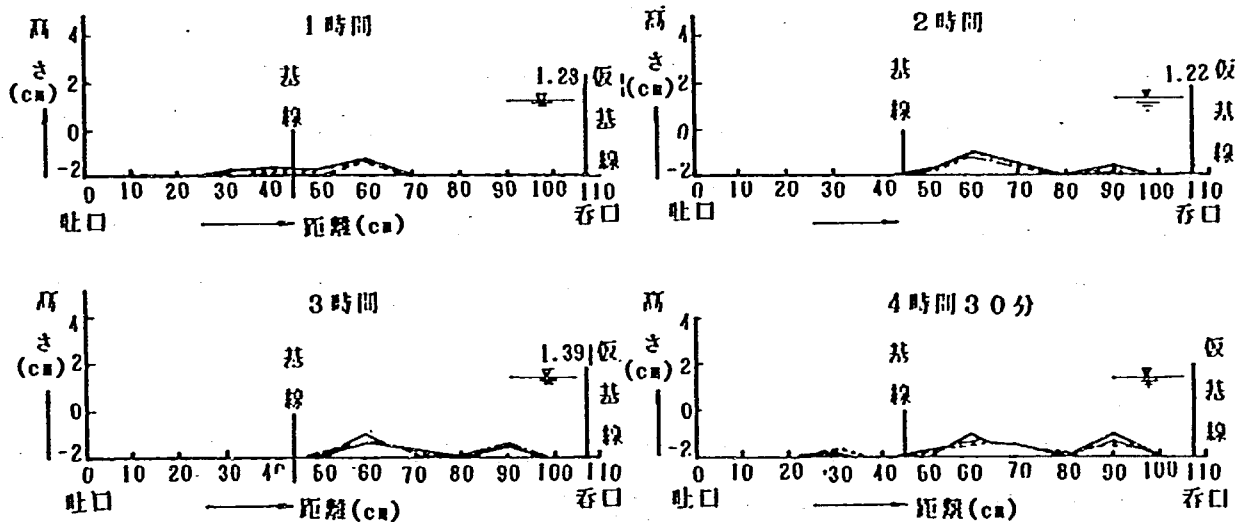


図-3.2 8.2 暗きよ内堆砂縦断面図 (実験C-3)

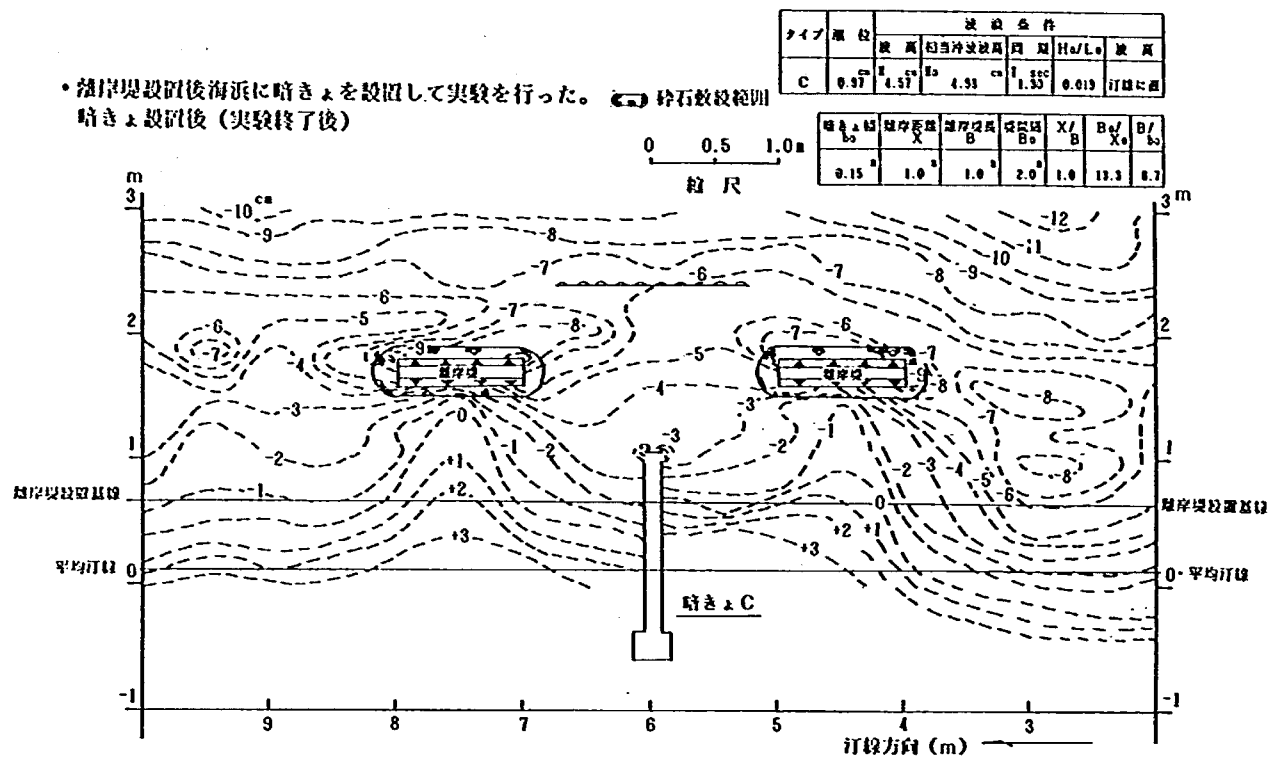


図- 3.2 8.3 等深線図（実験C - 3）

• 離岸堤、暗きょの設置位置

図- 3.1 8.2 に示すように、暗きょは各々の水槽中央に一基ずつ設置した。右水槽には離岸距離（ x ）を 1.5 m に、離岸堤長（ B ）を 1.0 m にした。暗きょの敷高は -4.0 cm で水平にセットし、離岸堤天端は $+6.0\text{ cm}$ に設置した。

次に左水槽には離岸距離（ x ）を 1.0 m に、離岸堤長（ B ）を 1.0 m とした。暗きょの敷高は -4.0 cm の水平にセットし、離岸堤天端 $+7.0\text{ cm}$ に設置した。また、暗きょは離岸堤との間にすき間を開けず直背後に設置し、その周辺は 5 号碎石（径 $2 \sim 1.3\text{ cm}$ ）を敷設し、局所洗掘を防止させた。

• 実験方法

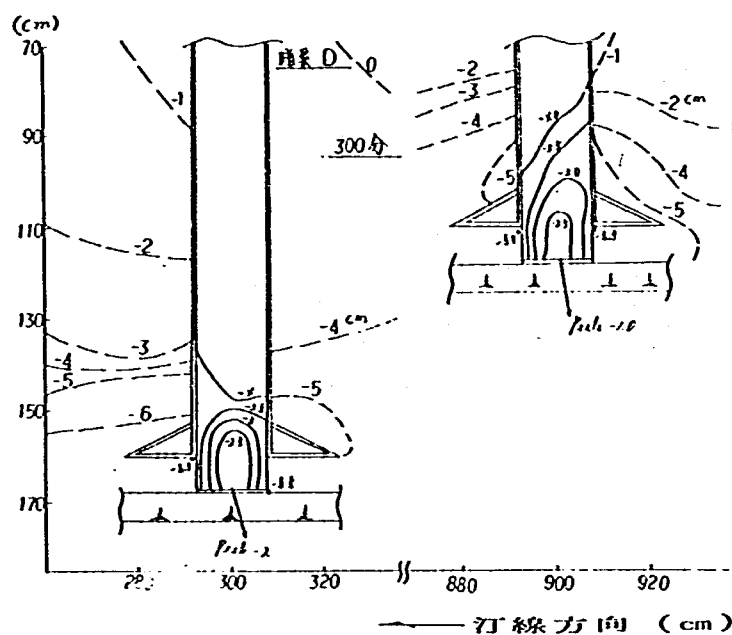
この実験からは水槽中央に隔壁を設置したため、再び平衡海浜を形成させる実験を行った。前浜勾配を $1/10$ 、外浜勾配を $1/70$ とした河床整形を行い、12 時間波を与え平衡海浜を形成させた。この平衡海浜の右水槽の汀線方向 3 m 位置の海浜縦断形を、仮基線から 10.5 m 沖までモデル化して以後用いた。この平衡海浜に暗きょ、離岸堤を所定の位置に設置し、5 時間 30 分波を与えた実験を行った。

• 実験結果

実験中の汀線および碎波点位置の変動は少なく、汀線は基線から 20 cm 前後を後退したり前進したりしており、一次碎波線は基点から $2 \sim 3\text{ m}$ 沖を変動していた。暗きょ内の堆砂状況を図- 3.2 9.1 に、海浜等深線図を図- 3.2 9.2 に示す。これによると暗きょ内の堆積量は、先の実験 C - 1, C - 2, C - 3 に比べて非常に少ない。このことはいろいろな原因が考えられ、1 つは離岸堤直背後であるため、波が直接暗きょ吐口へ侵入せず、また吐口付近では浮遊砂の移動が少なかったことによる。

	潮位 (cm)	波 浪 条 件				波 向	水 深 d (cm)
暗渠 D, E	1.03	H (cm)	H_0 (cm)	H_0/L_0	T (sec)	打線に直	33.0

実験 C-4



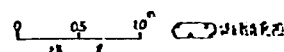
暗渠幅 b	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	x/B	B/b_0
0.15m	1.5m	1.0m	1.5	6.7

暗渠幅 b	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	x/B	B/b_0
0.15m	1.0m	1.0m	1.0	6.7

図-3.2 9.1 暗きよ内堆砂状況図

平面湾流形成後暗渠、離岸堤を設置 暗渠設置後(実験終了後)

タイプ	潮位 (cm)	H (cm)	H_0 (cm)	H_0/L_0	T (sec)	波 向	d (cm)
暗渠 D, E	1.03	4.61	5.02	0.019	1.30	打線に直	33.0



次にトンボロの発達が非常に遅く、暗きょ先端付近まで発達しきらなかったため、沿岸流による漂砂の移動も暗きょ吐口にまでとどかず、吐口付近の浮遊土砂の移動が少なかったためと思われる。暗きょ内の堆積状況は、離岸距離の長い方、すなわち暗きょDの方が暗きょEよりも多く沈積している。しかし、暗きょ内の沈積範囲はほぼ同じであった。トンボロの発達現象を比較してみると、暗きょDは離岸距離が長いから離岸堤背後にまわり込む波が大きい。このため汀線付近でもあまり波の減衰はみられず、ほぼ直線状の汀線を示しており、さほど離岸堤の設置による変動は見られなかった。

暗きょEは、離岸堤による波の減衰に伴って、暗きょDに比べてトンボロの発達がわずかに見られたが、暗きょ吐口部にまで達するほどではなかった。波高分布は、暗きょDが離岸堤前面で約2.5～4.3 cmの波高であるのに対し、暗きょ吐口では約0.4～1.1 cmの波高となっている。暗きょEは離岸堤前面で約2.4～4.4 cm、暗きょ吐口部で約0.6～0.9 cmの波高であり、暗きょDとはほぼ同じであることがわかった。河道内水位は、暗きょDと暗きょEはほとんど変化はなく、波高(Ho)の1割弱のSet upであった。

⑤ 実験C-5

・離岸堤、暗きょ設置位置

図-3.18.3に示すように離岸堤、暗きょとも先の実験C-4と同様に各水槽に1基ずつ設置した。右側水槽は、離岸距離(x)を1.0 m、左側水槽は離岸距離(x)を0.75 mとし、離岸堤長(B)を0.5 mとして、水槽中央部に設置した。離岸堤天端は+8.0 cmにセットした。暗きょは、吐口先端を離岸堤背後から3 cm離し、敷高を-4.0 cmに設置した。

・実験方法

実験C-4に先立って得られた平衡海浜形状に暗きょ工、離岸堤を同時に設置し、5時間30分波を与えた実験を行った。

・実験結果

砕波点の位置は、右側水槽で基線から2～3 m付近を1時間～1時間半の周期で前後していたのに対し、左側水槽では基線から2 m付近で常に砕波しており、移動は少なかった。なお、水槽の隔壁沿い両側付近には、巻波型の砕波が生じ、かなりの浮遊砂を汀線方向に移動させているようであったが、巻波型の砕波はその後の波高減衰が大きく、汀線付近では波高が小さくなる。しかし、この反対側すなわち側壁側では、巻波は生じておらず、汀線の変化が著しかった。

また、離岸堤長(B)が短く、離岸堤効果が少ないため、離岸堤背後には漂砂の堆積はみられず、トンボロの発達はなかった。しかし、暗きょFでは両側壁の汀線の後退が生じ、反対に暗きょ付近の汀線の前進がわずかではあるが見られた。これらの暗きょ内堆砂状況平面図および縦断面図を図-3.30.1～図-3.30.3に、等深線図を図-3.30.4に示す。

暗きょ内の堆砂量を比較すると、暗きょFの方が暗きょGに比べて多く堆積しており、離岸距離(x)の長い方が多く堆積していることになる。堆砂範囲を見ると、暗きょFは吐口先端から約30～40 cm付近までしか侵入していない。また、堆砂高は-1.4 cm(敷高から2.6 cm)まで沈積していた。暗きょGはほとんど堆積していないと言ってよく、平均で約2～3 mmの堆積であり、この堆砂範囲は暗きょFの方が暗きょGよりやや広い。

	潮位 (cm)	波高 (cm)	波長 (cm)	周期 T(sec)	波向	水深 (cm)
暗渠 F, G	1.06	4.60	5.01	0.019	1.30	汀線に直 33.0

実験 C-5

暗渠 F

暗渠幅 b_o	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	x/B	B/b_o
0.15m	1.0m	0.50m	2.0	3.3

暗渠 G

暗渠幅 b_o	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	x/B	B/b_o
0.15m	0.75m	0.50m	1.5	3.3

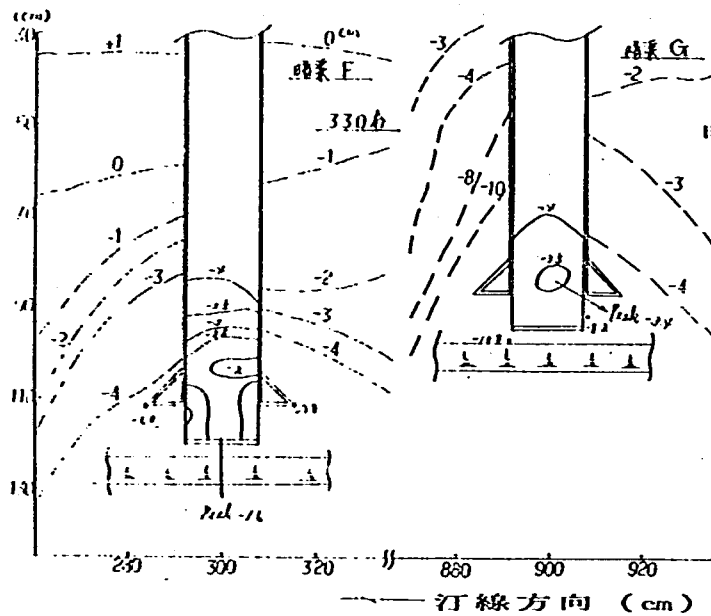


図- 3.3 0.1 暗きょ内堆砂状況図

タイプ	潮位	波浪条件				
		波高	相当沖波波高	周期	Ho/Lo	波向
暗きょ G	1.06	4.60	5.01	0.019	0.019	汀線に直

暗きょ幅 b_o	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	x/B	B/b_o
0.15	0.75	0.50	1.50	3.3

—— 右側壁
—— 中央
—— 左側壁

暗きょ G

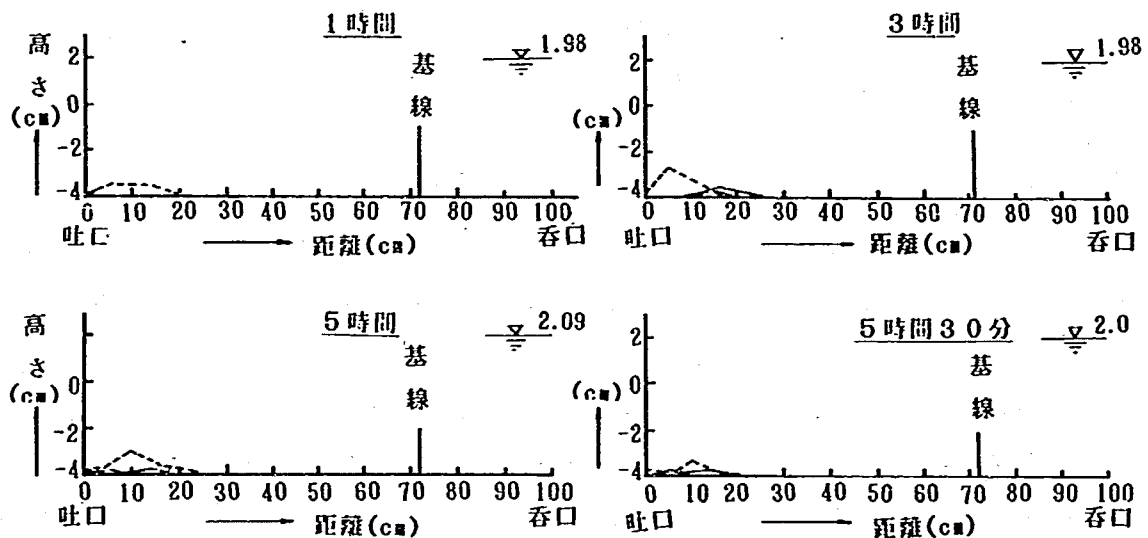


図- 3.3 0.2 暗きょ内堆砂縦断面図

タイプ	潮位	波 向 尺 寸				
		波 高	相当沖波波高	周 期	Ho/Lo	波 向
暗きょF	1.05 ^m	1.60 ^m	5.01 ^m	1.30 ^{sec}	0.019	汀線に直

暗きょ幅 b_0	障壁位置 X	障壁長さ B	X/B	B/b_0
0.15 ^m	1.0 ^m	0.50 ^m	2.0	3.3

—— 右側壁
----- 中 央
--- 左側壁

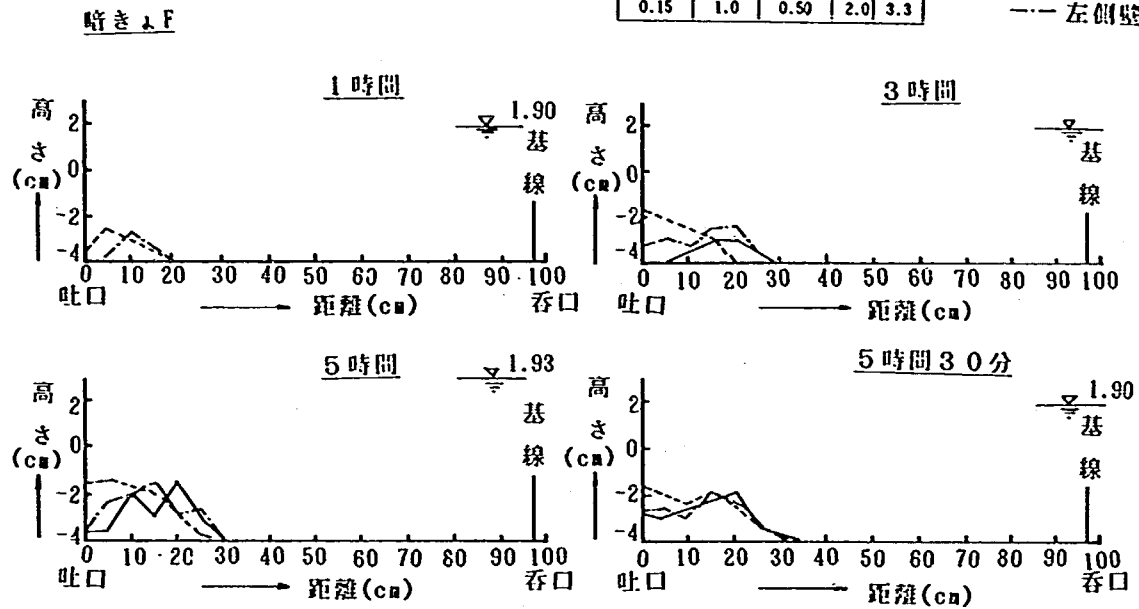


図-3.3.0.3 暗きょ内堆砂縦断面図

・平衡海浜形成後、暗きょ・障壁堤を設置して実験を行う。
実験終了後

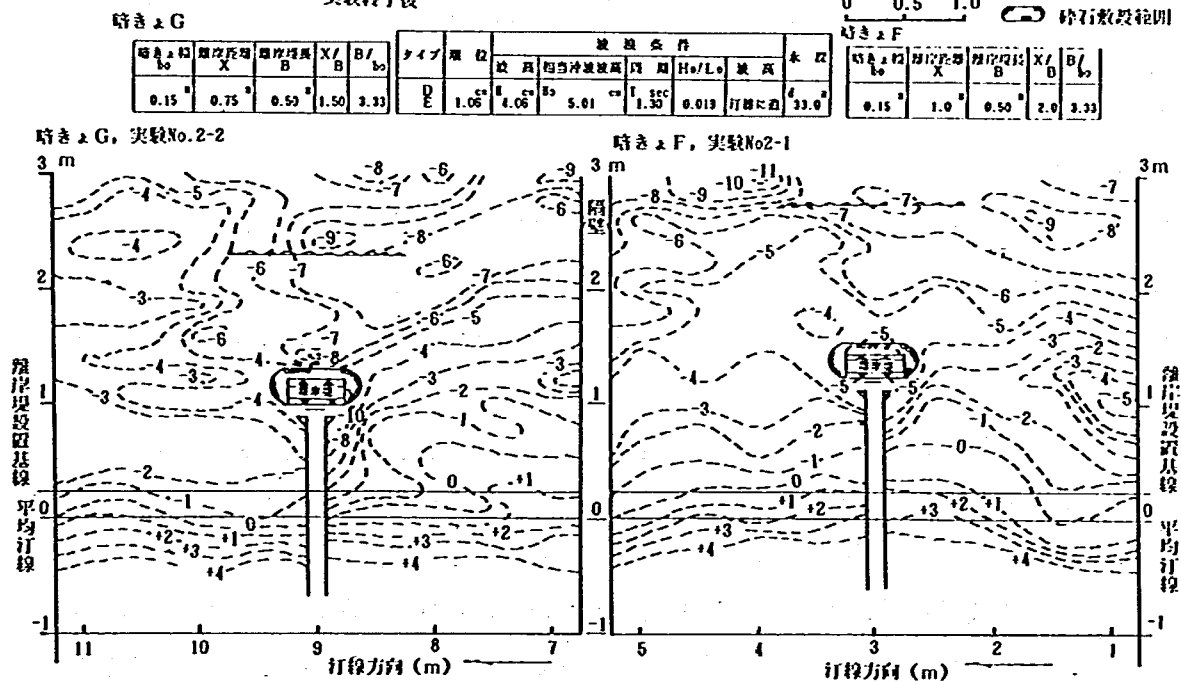


図-3.3.0.4 等深線図 (実験C-5)

波高分布は、離岸堤前面で $2.4 \sim 3.4 \text{ cm}$ 、吐口付近で $1 \sim 1.7 \text{ cm}$ となっており、実験C - 4に比べて離岸堤長が短いため波の減衰が少ない。河道内水位も、時間的にはほとんど変化なく、波高 (H_0) の約1割強の値を示していた。

⑥ 実験C - 6

・離岸堤、暗きょ設置位置

図-3.18.3に示すように離岸堤距離は左右側水槽ともに実験C - 5と同一とし、基線から各水槽中央に左右対称になるように設置した。離岸堤長 (B) は 0.75 m 、離岸堤天端を $+8.0 \text{ cm}$ にセットした。暗きょは吐口先端を離岸堤背後から 3 cm 離し、敷高を -4.0 cm に設置した。

・実験方法

実験C - 4でモデル化された平衡海浜形状に整形し、さらに暗きょ、離岸堤を同時に設置して5時間30分波を与える実験を行った。

・実験結果

砕波点の位置は、実験中ほとんど変化がなく $2.5 \sim 3.0 \text{ m}$ 付近で砕波していた。また、実験C - 5で発生していた巻波が本実験でも見られ、 $2.5 \sim 3.0 \text{ m}$ 付近の浮遊砂の移動が著しく、離岸流によって沖へ運ばれるものと汀線付近へ運ばれるものとがあった。汀線変化状況もその移動は少なく、基線より約 $20 \sim 30 \text{ cm}$ 付近を前後している程度であった。この実験結果の暗きょ内等深線図を図-3.31.1に、海浜等深線図を図-3.31.2に示す。暗きょ内堆砂状況は、暗きょHに比べて暗きょIの方が多く堆積しており、先の実験C - 4、C - 5とまったく逆の傾向を示している。暗きょIについては、砕波点からの浮遊漂砂の供給が終始見られ、離岸堤前面から暗きょ先端付近に向う砂の移動が著しかったことが一つの原因であるように思われた。それに比べ、暗きょHの吐口付近の砂の移動はあまり激しくなく、漂砂の沈積はあまり見られなかった。

次に河道内水位を見ると、これまでと同様に暗きょH、暗きょIともに波高の1割弱の値を示しており、実験中は一樣な値を示していた。

⑦ まとめ

本実験は大きく二つに分かれ、一つは離岸堤を2基設置した場合と、もう一つは離岸堤を1基設置した場合である。この二つを比較してみると、離岸堤を2基設置した場合の方が1基設置した場合よりも暗きょ内へ堆積し易いことが言える。しかし、例外もあり離岸堤を2基設置した実験C - 3の場合のようにほとんど堆積していなかったケースもある。これは、汀線が前進せず吐口から汀線まで比較的距離があったためと思われる。

また、今回の実験では、離岸堤長 (B) と開口部幅 (B_0) の関係、及び離岸距離 (x) に対する離岸堤長 (B) や、開口部幅 (B_0) の関係についてある一定の傾向が得られなかった。これは同じ波浪条件を与えても、離岸堤や暗きょ付近の海浜流況が各実験毎に異なるためと思われる。

なお、離岸堤を1基設置した場合、離岸距離 (x) が長い方が短い方よりも暗きょ内へは堆積しやすい傾向のようであったが、実験C - 6の場合のように逆の結果もあった。離岸堤を1基設置した場合、離岸堤長 (B) が長い方が短い方よりも暗きょ内へ堆積しにくい。しかし、実験C - 5の暗きょGの場合のように、離岸堤が短いにもかかわらず、堆積量の少ないケースもあった。

	潮位 (cm)	H (cm)	H ₀ (cm)	H ₀ /L ₀	T(sec)	波向	水深 d (cm)
暗渠 H, I	0.92	4.57	4.96	0.018	1.32	汀線に直	32.5

実験 C-6

暗渠 I-I

暗渠幅 b ₀	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	x/B	B/b ₀
0.15m	1.0m	0.75m	1.33	5.0

暗渠 I

暗渠幅 b ₀	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	x/B	B/b ₀
0.15m	0.75m	0.75m	1.0	5.0

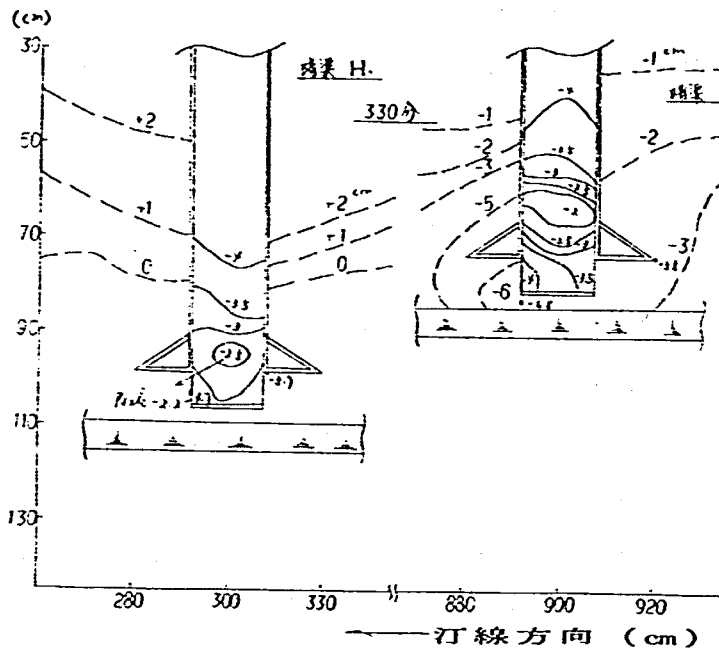


図-3.3 1.1 暗きよ内堆砂状況図

平衡海浜形成後暗渠、離岸堤を設置して実験を行う

実験終了後

タイプ	潮位 (cm)	H (cm)	H ₀ (cm)	H ₀ /L ₀	T(sec)	波向	水深 d (cm)
暗渠 H, I	0.92	4.57	4.95	0.018	1.32	汀線に直	32.5

暗渠 I

暗渠幅 b ₀	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	x/B	B/b ₀
0.15m	0.75m	0.75m	1.0	5.0

暗渠 I-I

暗渠幅 b ₀	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	x/B	B/b ₀
0.15m	1.0m	0.75m	1.33	5.0

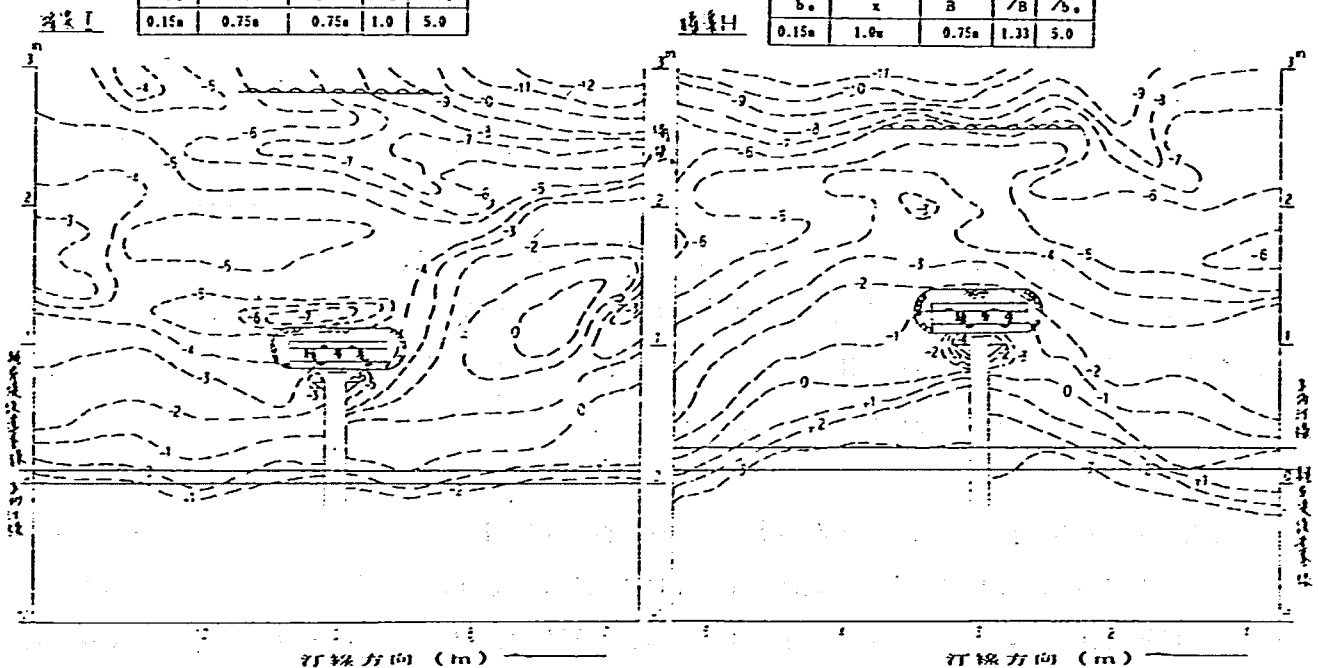


図-3.3 1.2 等深線図 (実験 C-6)

(1) 実験 D-1-1~D-5-2

① 実験 D-1-1

・実験方法

海浜は先の実験 C-1 で求めた平衡海浜に整形し、離岸堤のみを設置し、4 時間 30 分波を与えた。さらに本実験として暗きょを所定の位置に設置して 4 時間 30 分波を与えた実験を行った。離岸堤、暗きょ設置位置は図-3.19.1 に示した。

・実験結果

砕波点は、実験当初仮基線から 2.5 m 付近で 1 次砕波が発生していたが、1 時間過ぎには 3.8 m に、さらに 2 時間後には 4 m 付近へと後退した。しかし、2 時間以後はほぼ安定し、実験終了時（4 時間 30 分）まで 4 m 付近で砕波していた。ただし、砕波点が沖に後退しても離岸堤前面の波浪はかなり大きく感じられた。実験中の汀線変化は少なく、しいて言えば離岸堤背後の汀線変化、すなわちトンボロ形状が左右交互に発達しては消え消えては発達していた。なお、実験終了時の平均汀線（水槽内を汀線方向に 50 cm ピッチで測定した値を算術平均した値を言う）は、基線から約 -60 cm（初期汀線より -60 cm）とやや後退していた。これらの暗きょ内堆砂状況の縦断および平面図を図-3.32.1、図-3.32.2 に海浜等深線図を図-3.32.3 に示す。これより暗きょ内の堆砂状況を見ると、時間の経過とともに堆積が増大し、汀線付近が最大となって沈積した。しかし、暗きょ先端が沖側に位置しているためか、この先端付近の波浪が若干大きく、吐口部において卓越方向からの波の侵入により、吐口を通過する浮遊土砂も比較的多く、実験終了時でも吐口部で最大値 0.1 cm（堆積厚は 2.1 cm）の堆積を測定した。このように暗きょ先端付近の漂砂源は常にあり、さらに長時間波を与えたならば、いずれは打ち上げられ、吐口は閉塞状態になると思われる。

波高と汀線位置の関係は、離岸堤前面の波高が大きい時は離岸堤背後の汀線の後退を見、小さくなると汀線の前進が見られた。

② 実験 D-1-2

・実験方法

この実験は実験 D-1-1 の終了後海浜を汀線付近のみを初期整形海浜に整形し、離岸堤を設置し、再び 4 時間 30 分波を起して平衡海浜を形成させた。さらに本実験として暗きょ 2 基をそれぞれ所定の位置に設置し 7 時間 30 分波を起した。これらの離岸堤、暗きょ設置図は図-3.19.1 に示すとおりである。実験中の諸測定は汀線変化状況を除き 4 時間 30 分まで測定し、4 時間 30 分以後は暗きょ内堆砂状況を見るだけに止め、終了時に河川流を徐々に注入し、河道内への浮遊漂砂の侵入を防ぐ最少流量（言いかえれば河口維持流量）を求める実験を行った。

・実験結果

実験結果の暗きょ内堆砂状況の縦断および平面図を図-3.33.1、図-3.33.2 に、海浜等深線図を図-3.33.3 に示す。これによると実験 D-1-1 に比較して暗きょ内の堆砂状態はあまり変らなかった。また、汀線形状については、実験 D-1-1 とまったく異なり、暗きょ A~b~1 及び暗きょ A~b~2 とともに突堤みたいな役目をはたしているような感があり、暗きょ A~b~1、A~b~2 それぞれ右側汀線は堆積が生じ、前進傾向となり、左側汀線は沿い波により徐々に後退している傾向が見受けられた。

暗渠形状	間隙 (cm)	H (cm)	H ₀ (cm)	H ₀ /L	T (sec)	波高	水深 (cm)
A-a 型	1.06	4.6	5.0	0.02	1.3	打線に直	33

暗渠幅 B	暗渠キリ x	暗渠長さ B	埋込深 B ₀	x/B	x/B ₀
0.15a	1.0a	1.0a	2.0a	1.0	0.5

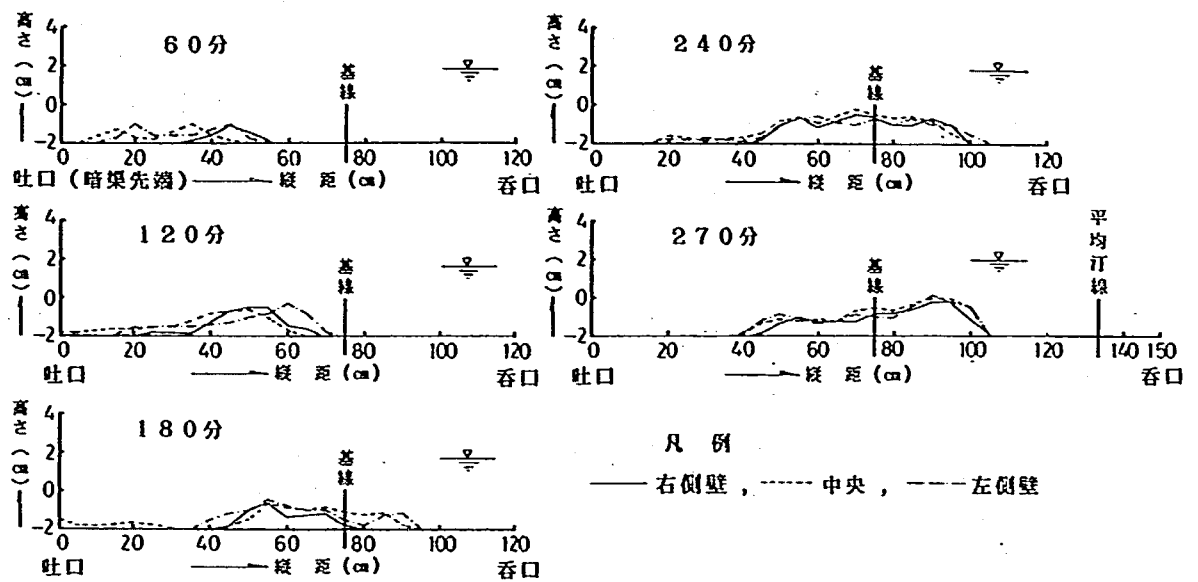


図- 3.3 2.1 暗きよ内堆砂縦断面図 (実験D-1-1)

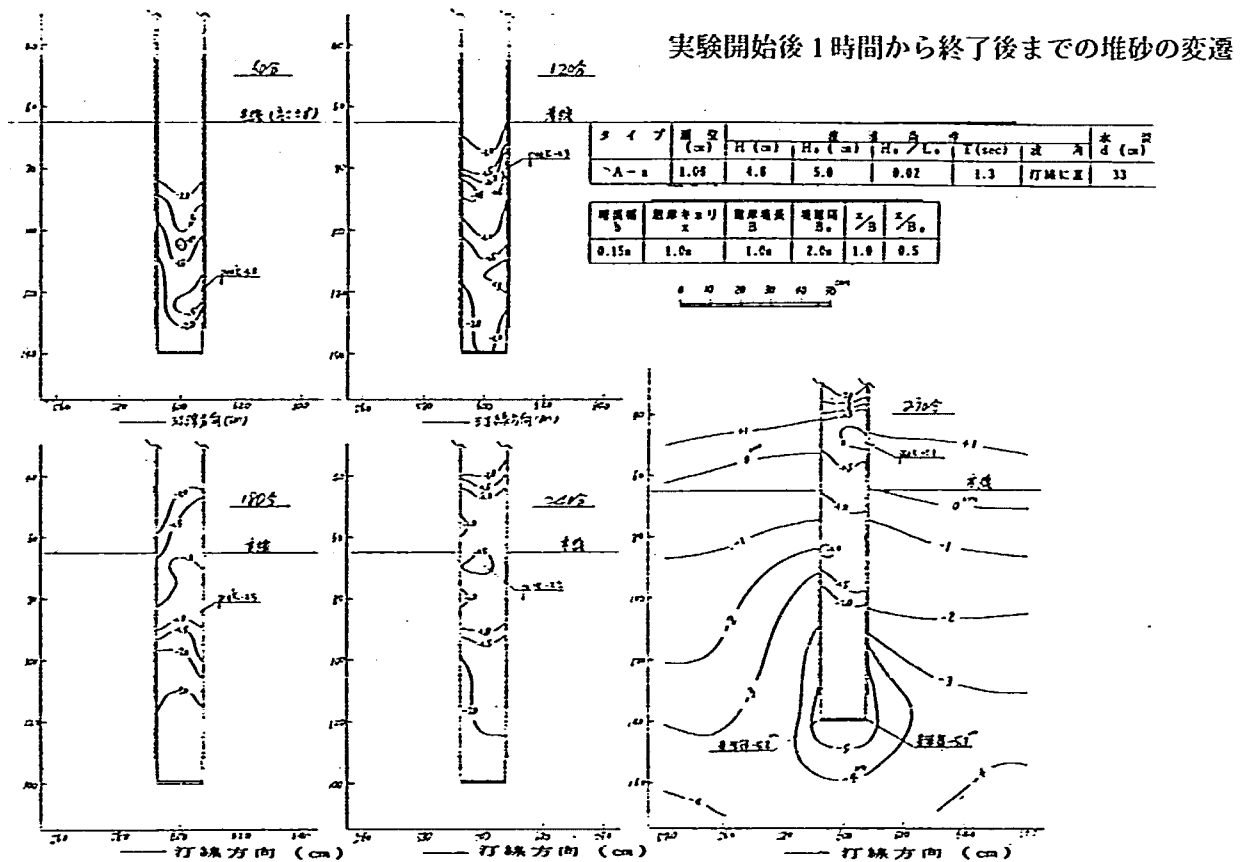


図- 3.3 2.2 暗きよ内等深線図 (実験D-1-1)

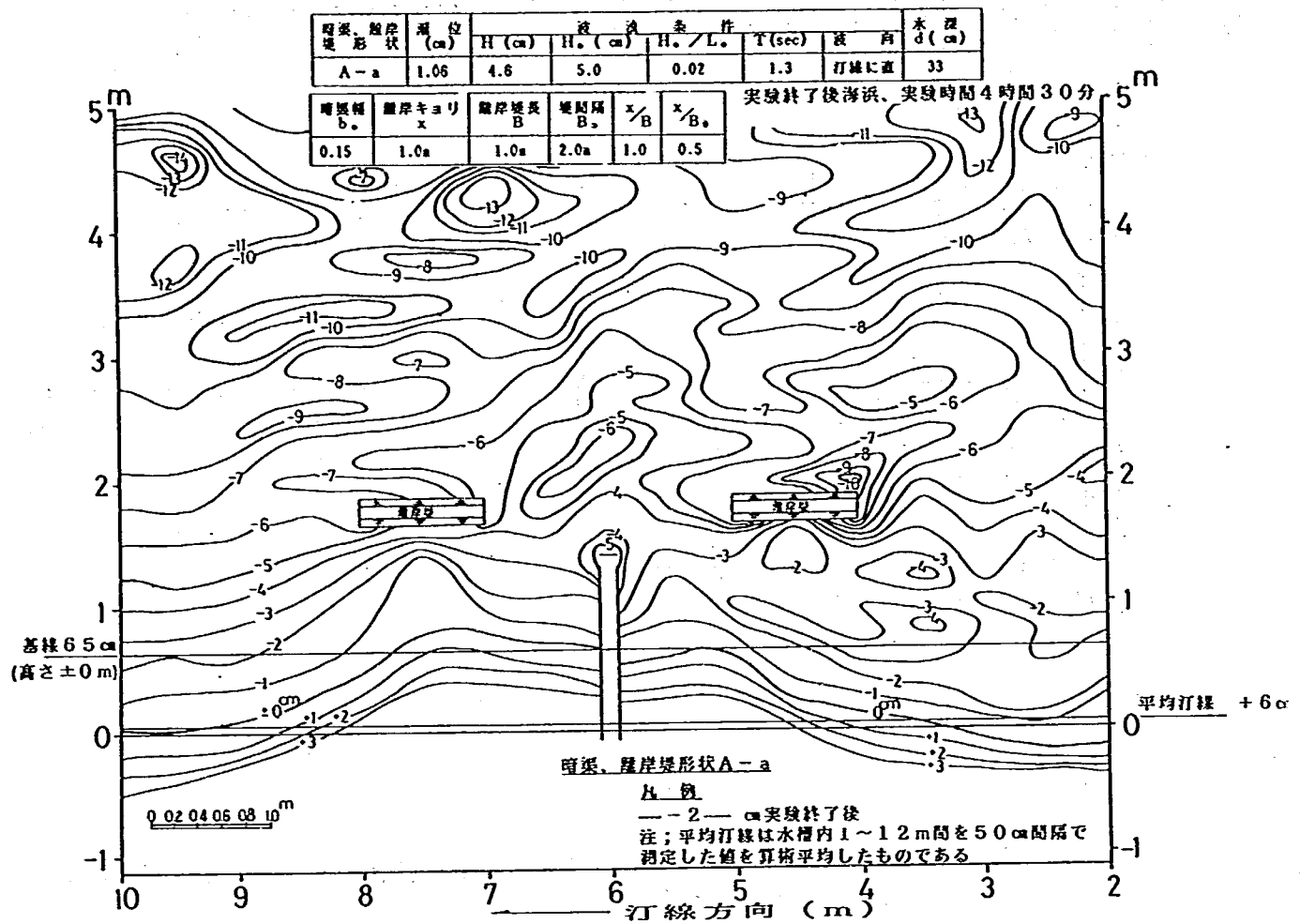


図-3.3 2.3 等深線図 (実験D-1-1)

実験開始後（60分）から実験終了後（450分）までの堆砂状態

凡 例

- 暗渠内右側壁沿い
- 暗渠中央綫
- - - 暗渠内左側壁沿い

暗渠、離岸堤形状	潮位 (cm)	II (cm)	III (cm)	IV (cm)	T (sec)	波 向	水 深 (cm)
A-b 类	1.09	4.7	5.1	0.02	1.30	汀線に直	33

暗渠幅 b	離岸堤ヨリ x	離岸堤長 B	堤脚間 B ₀	x/B	x/B ₀
0.15m	1.0m	1.0m	2.0m	1.0	0.5

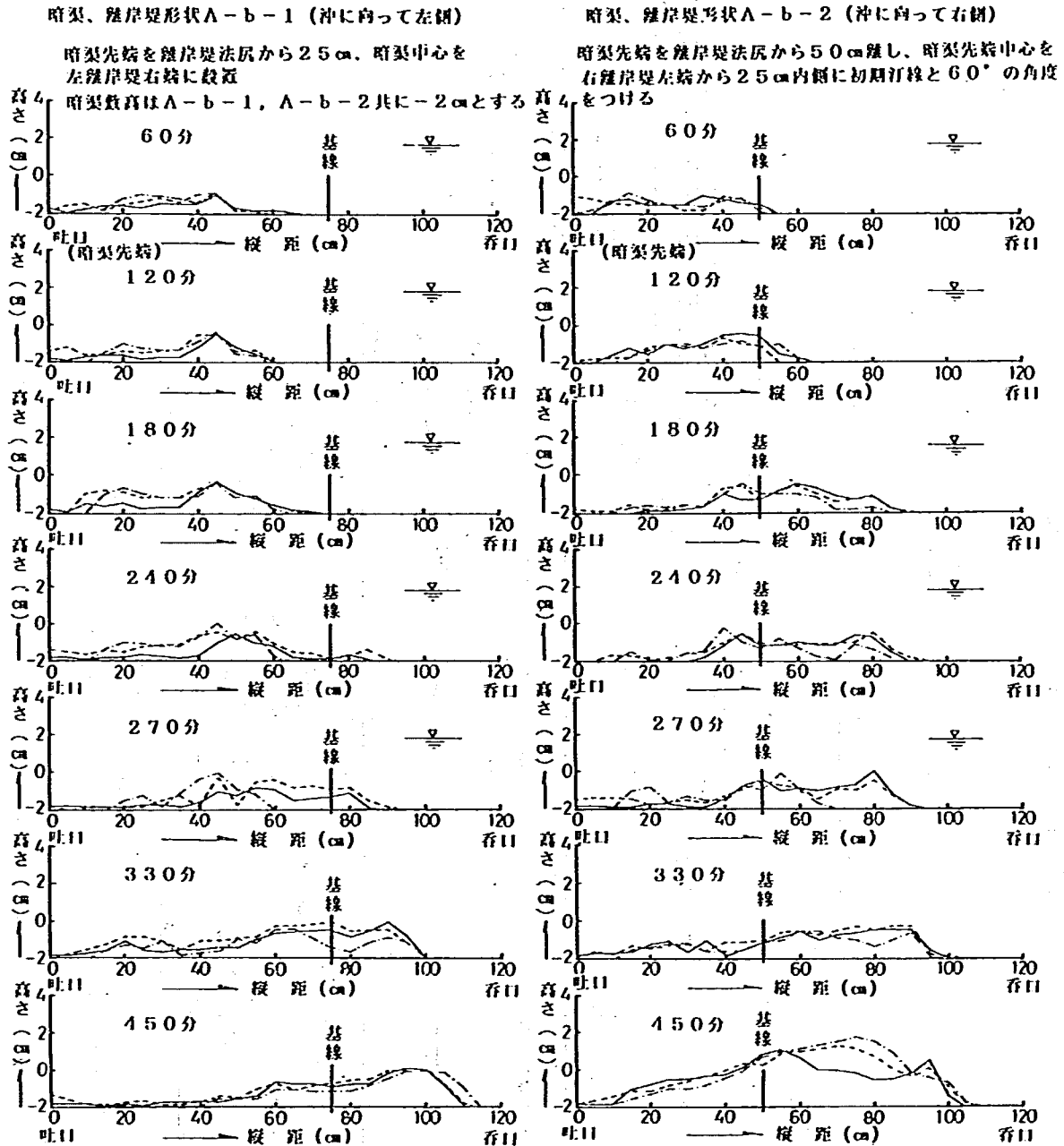


図-3.3.3.1 暗きょ内堆砂縦断図 (実験D-1-2)

実験開始から 240 分までの堆砂の変遷

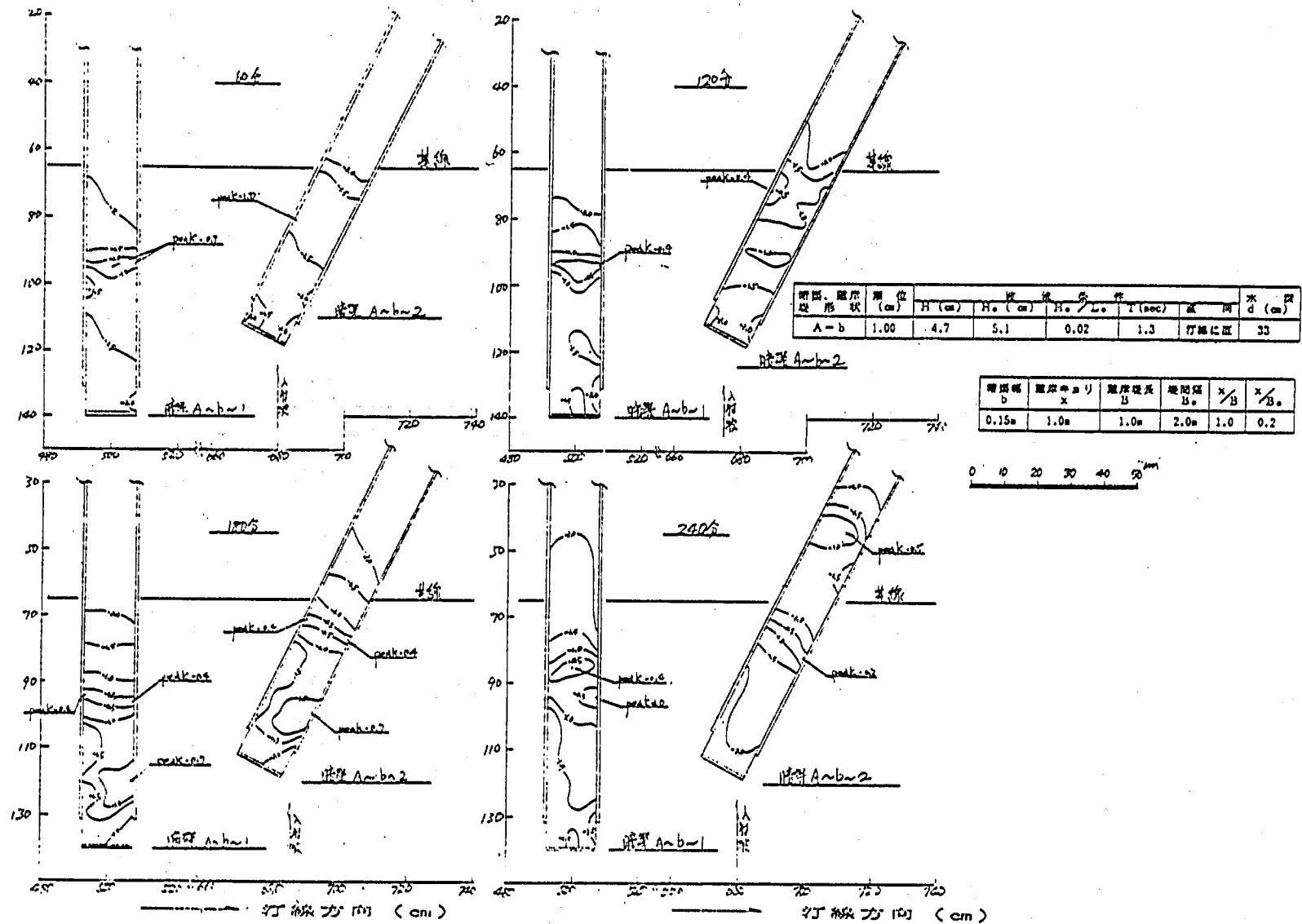


図-3.3 3.2(1) 暗きよ内等深線図 (実験D-1-2)

実験開始後 270 分から実験終了後までの堆砂の変遷

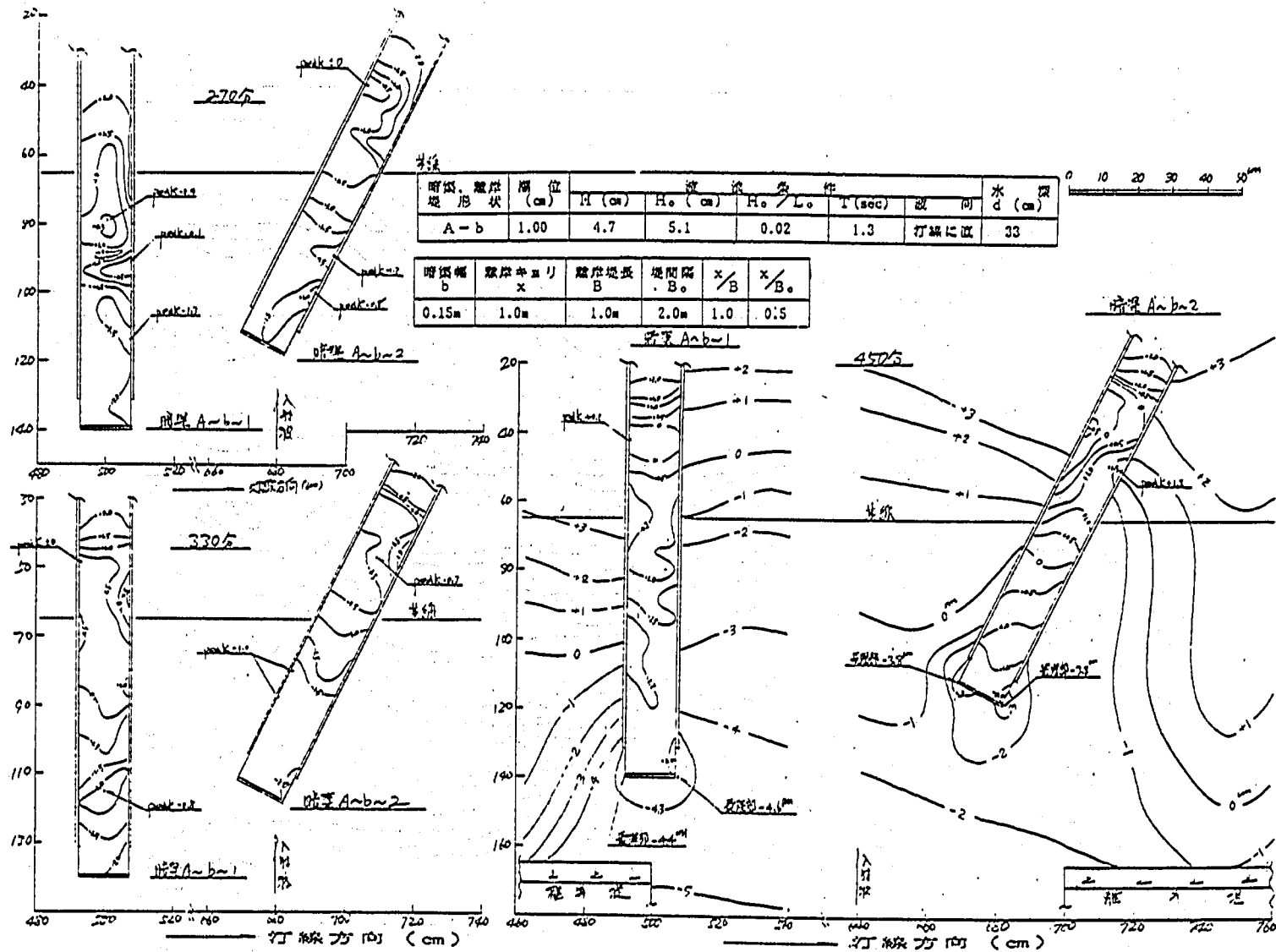


図-3.3 3.2 (2) 暗きよ内等深線図 (実験D-1-2)

実験終了後海浜（平衡海浜形成後から4時間30分後）

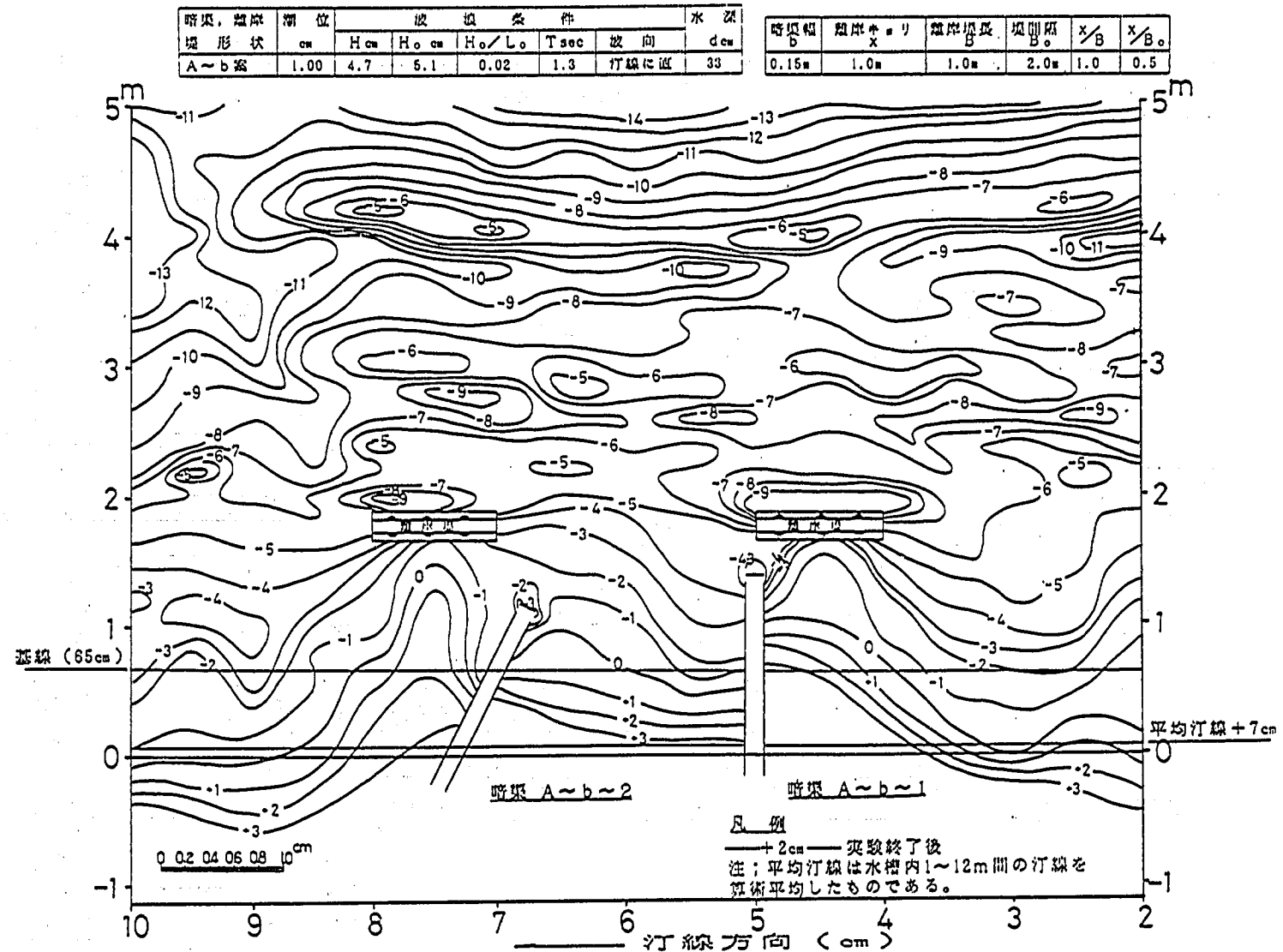


図-3.3.3.3 等深線図（実験D-1-2）

この実験終了時付近の平均汀線は、基線から -40 cm 付近（初期汀線より約 -20 cm ）にあった。河道内水位は、両暗きょ内ともに波高の1割弱のSet upを示していた。

次に暗きょ内へ河川流を流入させ、暗きょ吐口部における浮遊漂砂の移動状態、すなわち浮遊漂砂の侵入を防ぐ最少流量を求めてみた。その値は暗きょA $\sim$ b $\sim$ 1では約 167 cc/sec 、暗きょA $\sim$ b $\sim$ 2（入射方向に対して角度をつけたもの）では 244 cc/sec と暗きょA $\sim$ b $\sim$ 2の方が暗きょA $\sim$ b $\sim$ 1に比べて約5割ほど多くなっている。この事は暗きょ先端付近の波高のエネルギーがかなり影響しているように思われる。

③ 実験D-2-1

・実験方法

前回の実験Cおよび今回の実験D-1-1、D-1-2の結果より、離岸堤配置形状は、離岸距離 $x = 1.0\text{ m}$ 、離岸堤長 $B = 1.0\text{ m}$ 、堤間隔 $B_0 = 2.0\text{ m}$ 、 $x/B = 1.0$ 、 $x/B_0 = 0.5$ が比較的海浜形状の安定に良い結果が得られた。しかし、この配置形状が他の波浪条件においても適用可能かどうか検討する必要がある。そこでこの実験では波形勾配を $H_0/L_0 = 0.01$ とした検討を行った。浜形状は仮基線から 10 m までは実験C-1で形成された平衡浜形状に整形し、離岸堤を設置した後3時間30分波を作らせ浜測定を行った（この形状を実験前の浜とした）。次に暗きょを所定の位置に設置して5時間30分造波させた実験を行った。

・実験結果

波形勾配が 0.01 と小さく、また波浪も小さくなったことによって、砕波点が汀線に近くなり、離岸堤設置位置すなわち仮基線から $1.8 \sim 2.0\text{ m}$ 付近の浮遊漂砂がかなり多かった。これらの暗きょ内堆砂状況の縦断面図および平面図を図-3.3.4.1、図-3.3.4.2に、浜等深線図を図-3.3.4.3に示す。暗き

実験開始後（60分）から実験終了後（300分）までの堆砂状態

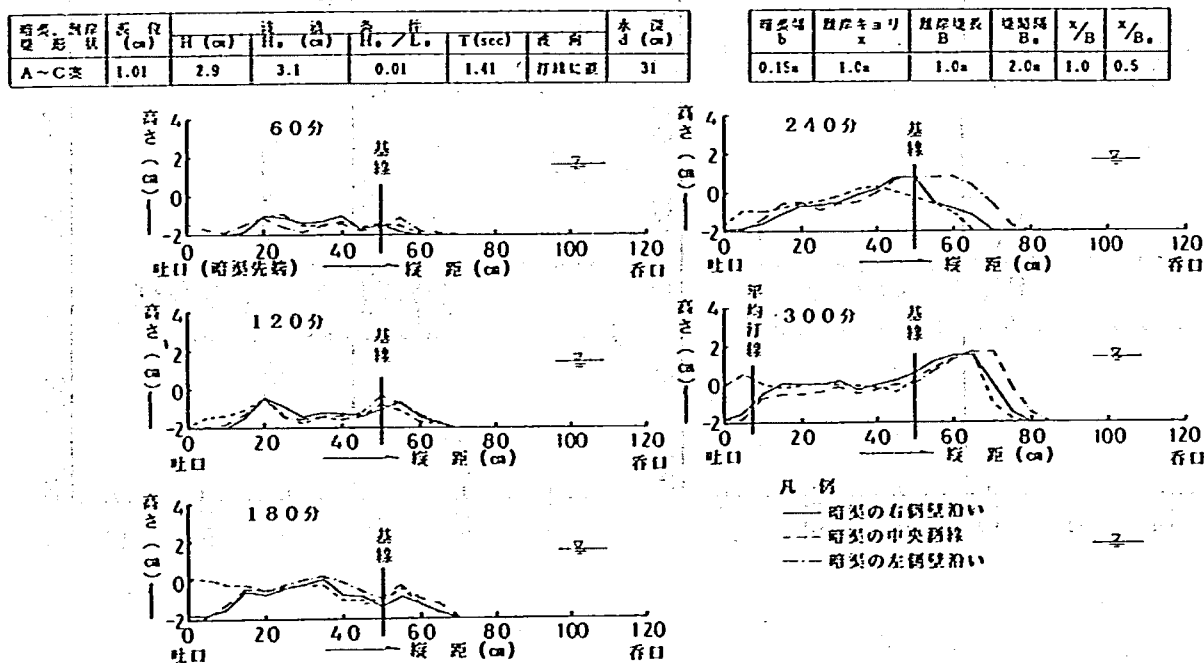


図-3.3.4.1 暗きょ内堆砂縦断面図（実験D-2-1）

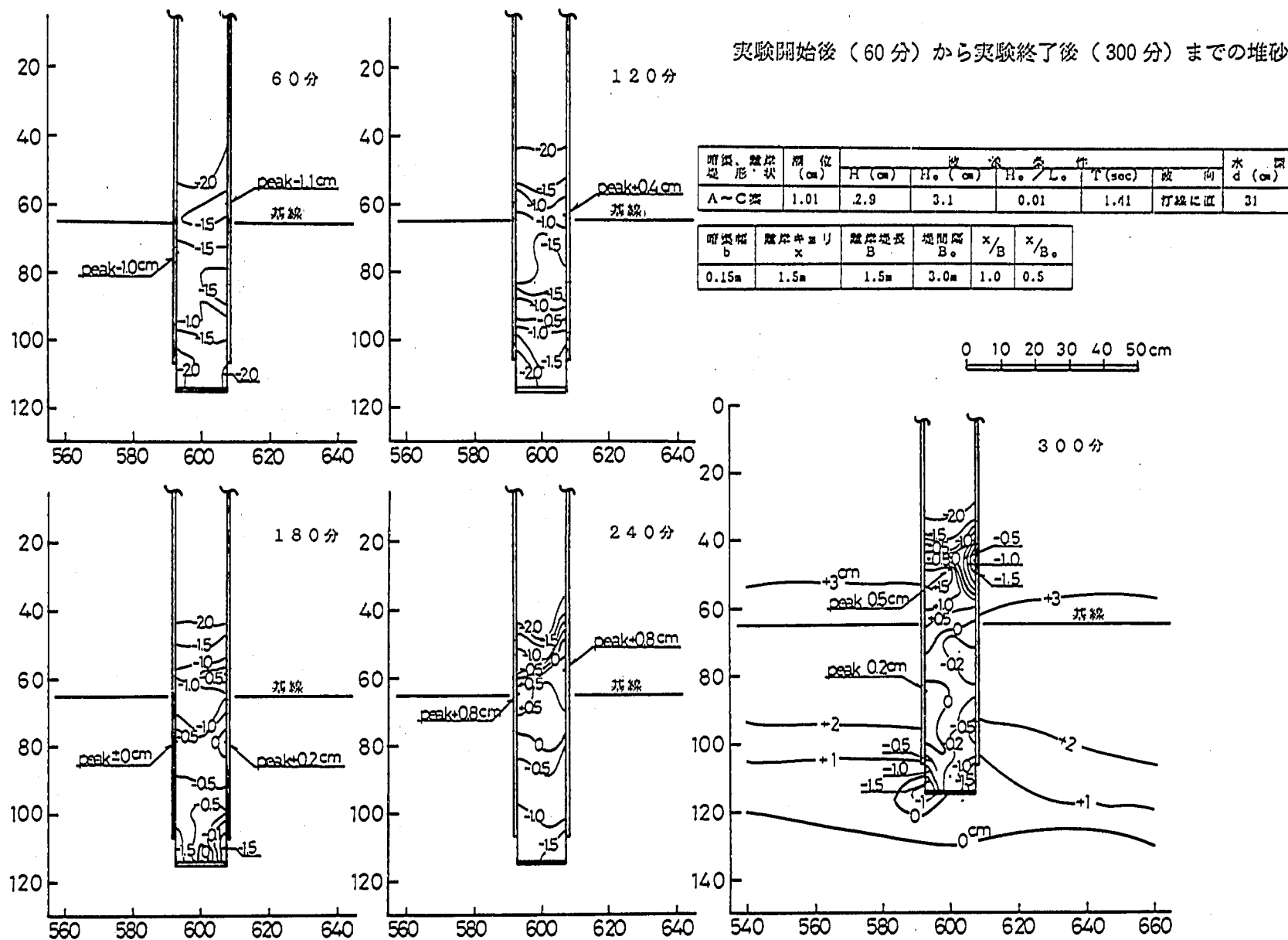


図-3.3.4.2 暗きよ内等深線図（実験D-2-1）

実験終了後海浜5時間30分後 (Total 9時間後)

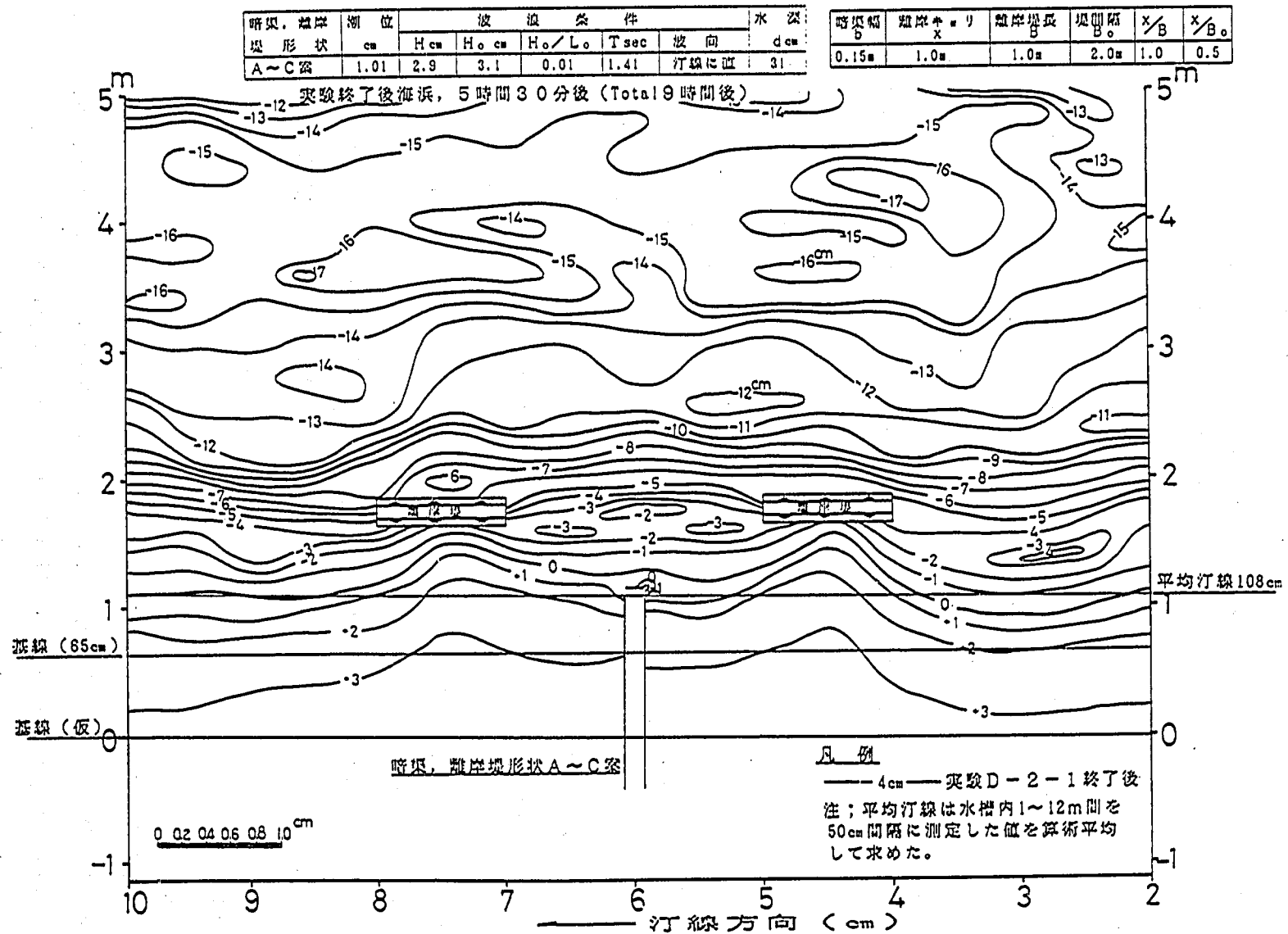


図-3.3 4.3 等深線図 (実験 D-2-1)

よ内の堆砂量は、浮遊漂砂によって先の実験D-1-1, D-1-2に比べて多く、4時間後の堆積高は+0.8cm(堆積厚2.8cm)となる結果が得られた。また汀線変化も顕著に現われ、トンボロの発達と同時に平均汀線が基線から約50cmも沖へ前進している。

以上の結果より、波形勾配が小さい場合、一般に言われているように堆積型となり、汀線の前進とともに暗きょ内への堆積も波形勾配の大きい場合より多い。したがって波浪条件によって堆砂状況の違いも大きいため、常にそれを防止することは非常に困難であろうと思われた。

④ 実験D-2-2

・実験方法

この実験は先の実験D-2-1に引き続き、波形勾配を0.01から0.03に変えて実験を行った。したがって、実験D-2-1の実験終了後海浜をこの実験の実験前海浜とした。実験は4時間30分波を作用させた。

・実験結果

波形勾配が大きいことから実験当初より汀線は徐々に後退し、離岸堤背後のトンボロ形状も様相を変えてだんだん消滅していった。1次碎波点は実験当初仮基線から6m付近にあったものが終了間際には8m付近に移動していた。これらの暗きょ内堆砂状況の縦断面図および平面図を図-3.35.1, 図-3.35.2に、海浜等深線図を図-3.35.3に示す。

汀線は実験当初に後退してからほぼ安定し、平均汀線は基線から約-60cm付近にあった。

(初期汀線から-20cm後退)

暗きょ内の堆砂状況は、実験D-2-1の堆積土砂を除去せずにさらにどの程度堆積が増大するか試みた結果、実験開始から1時間で約2.3cmに打ち上がり、完全閉塞状態となった。そのため一度暗きょ内の土砂を全て除去し再び実験を行った。しかし、離岸堤背後および、暗きょ先端周辺の浮遊漂砂が多くまた汀線の後退に伴い、暗きょ内の堆砂範囲も広く、暗きょ先端から150cm付近まで堆積していた。暗きょ内の堆積土砂を除去してから4時間経過しても水面まで打ち上がりはしないが、いずれは完全閉塞状態になると思われる。

次に河川流を流入させ、先の実験D-1-2と同様、浮遊土砂が河道内へ侵入しないための最少流量を求めると約540cc/secとなり、これは吐口付近の波高および、卓越波の侵入状況等に関係しているように思われる。

⑤ 実験D-3

・実験方法

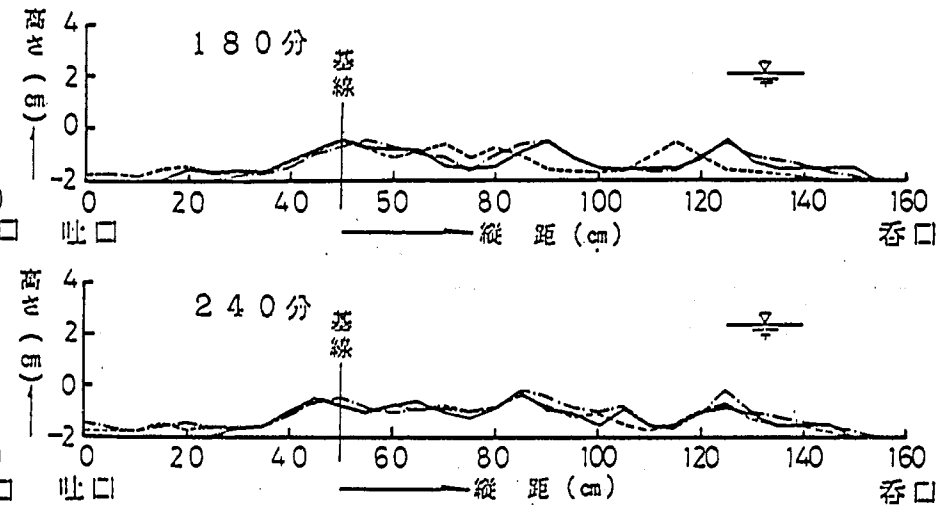
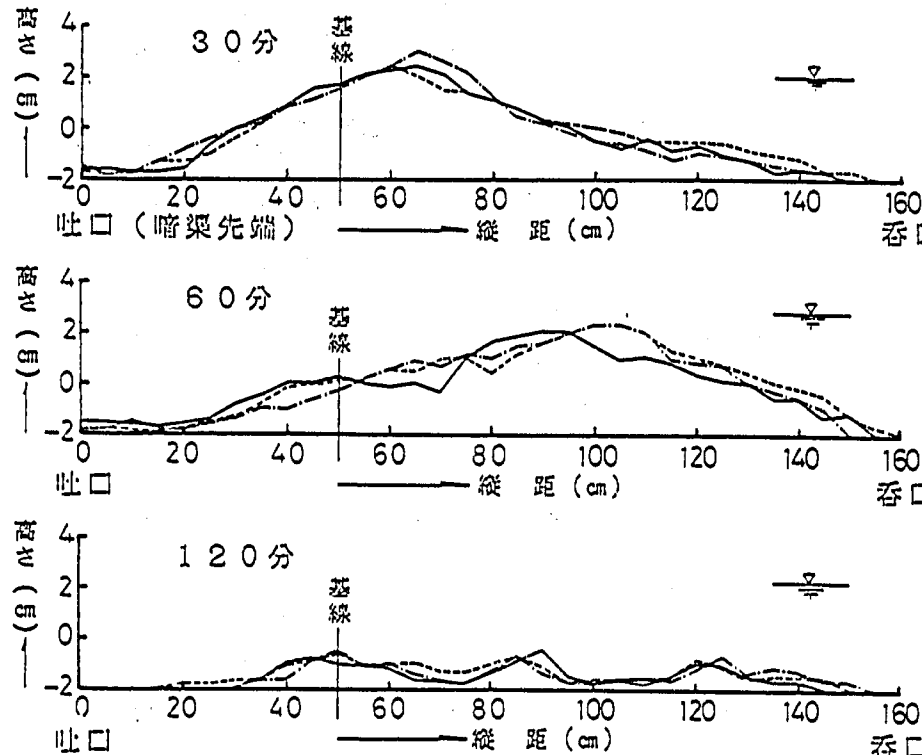
この実験は先の実験D-2-1, 2-2に対し、離岸堤長と離岸距離等の比、すなわち x/B , x/B_0 を同一とした場合、はたして同じ傾向を示すかどうか、言いかえれば汀線変化、暗きょ内堆砂状態、及びトンボロの発達状態等の傾向を比較検討しようとしたものである(図-3.19.2参照)。

海浜形状は前回の実験C-1で使用した平衡海浜形状を仮基線から10m沖まで整形し、それから沖は実験D-2-2を使用した。この海浜にまず離岸堤を設置し、5時間30分波を作用させ、この海浜を平衡海浜とした。次に暗きょを設置した後6時間波を作用させた実験を行った。

実験開始後（30分）から実験終了後（240分）までの堆砂の変遷

暗渠形状 堤形状	潮位 (cm)	波 浪 条 件				水深 d (cm)
		H (cm)	H_0 (cm)	H_0/L_0	T (sec)	
A~C类	0.95	7.2	7.8	0.03	1.29	32.5

暗渠幅 b	堆砂キョリ x	堆砂堤長 B	堤間隔 L_0	x/B	x/L_0
0.15m	1.0m	1.0m	2.0m	1.0	0.5

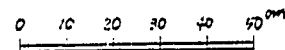


凡 例

- 暗渠右側壁沿い
- 暗渠中央側線
- .-.- 暗渠左側壁沿い

実験開始後から60分で暗渠内打ち上がったので一度漂砂を除去し、再び実験を行った。
(60分までは実験D-2-1の終了後に実験を行った。)

図-3.3.5.1 暗きょ内堆砂縦断面図(実験D-2-2)



実験開始後（30分）から実験終了後（240分）までの堆砂状態

堤形・構造	潮位 (m)	波 浪 条 件					水深 (m)
		H (m)	H ₀ (m)	H ₀ /L ₀	T (sec)	波 向	
A-C	0.95	7.2	7.8	0.03	1.29	釘線に直	32.5

暗渠幅 b	遊岸キヨリ x	遊岸堤長 B	堤間隔 B_0	x/B	x/B_0
0.15m	1.0m	1.0m	2.0m	1.0	0.5

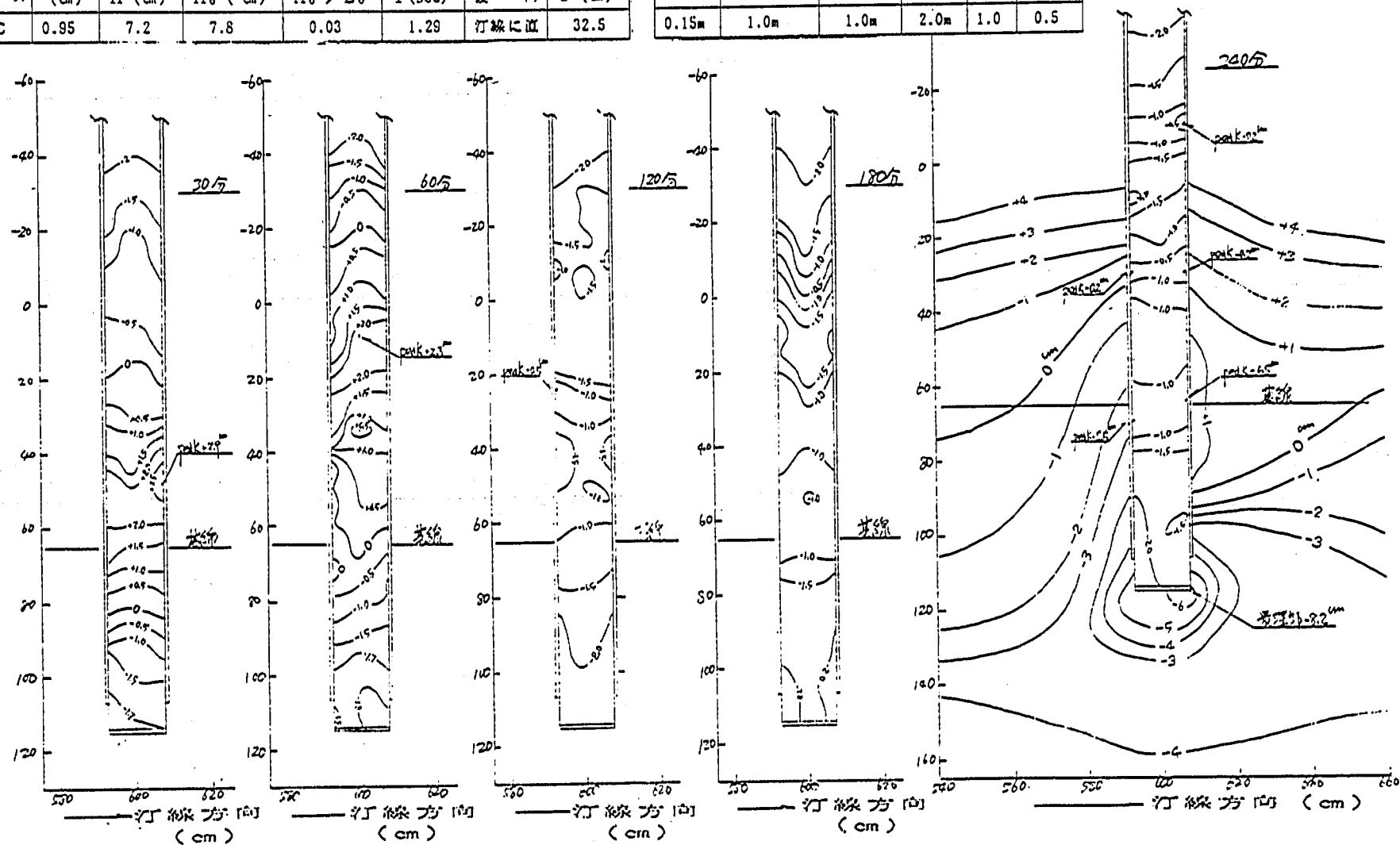


図-3.3 5.2 暗きよ内等深線図 (実験D-2-2)

実験終了後海浜 実験時間 4 時間30分

暗渠，離岸堤形状	潮位 cm	波 浪 条 件				水深 d cm
		H ₀ cm	H ₀ cm	H ₀ /L ₀	T sec	
A~C案	0.95	7.2	7.8	0.03	1.29	汀線に直

暗渠幅 B cm	離岸堤幅 X cm	離岸堤長 B cm	堤間隔 B ₀ cm	X/B	X/B ₀
0.15m	1.0m	1.0m	2.0m	1.0	0.5

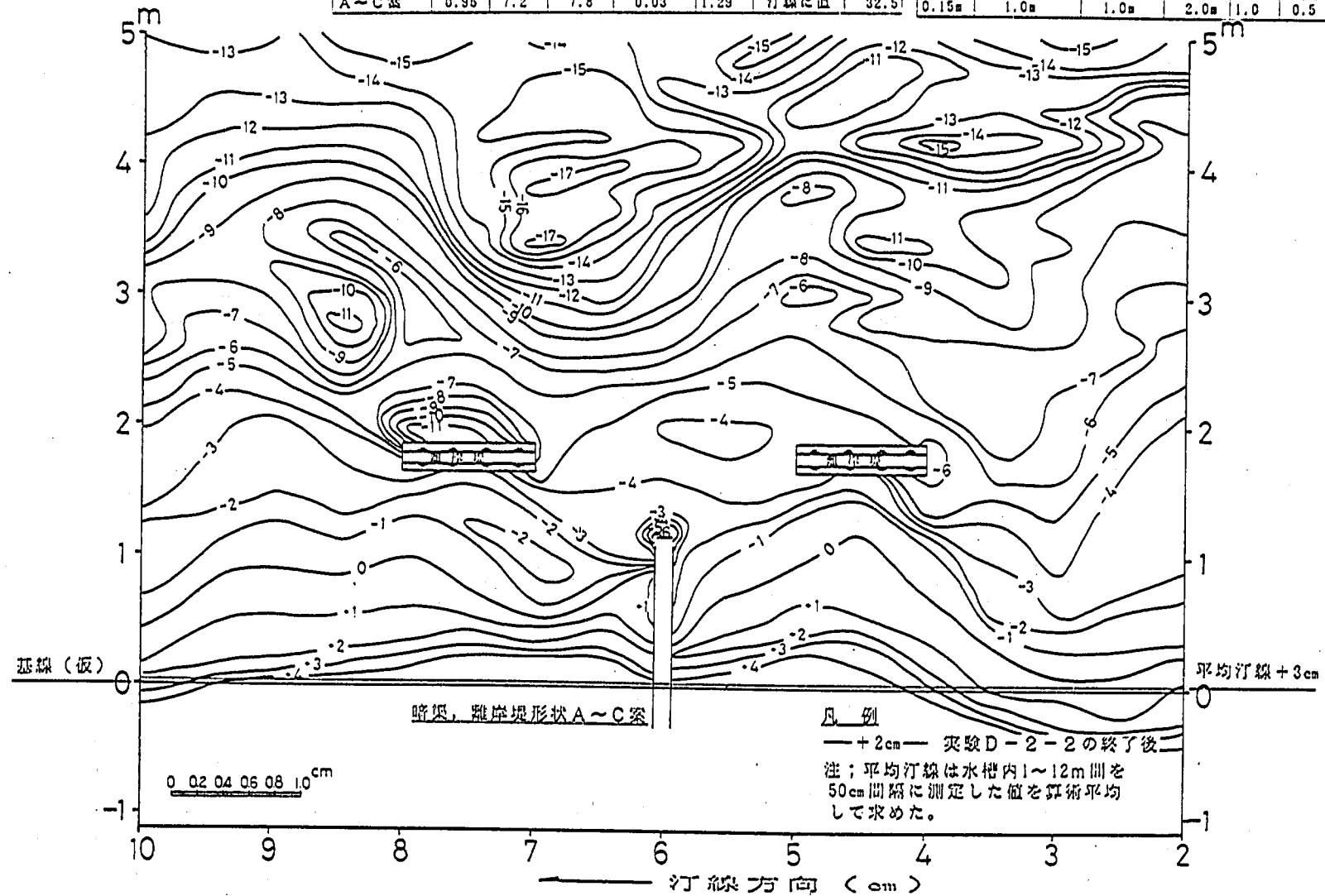


図-3.3.5.3 等深線図 (実験D-2-2)

・実験結果

平衡海浜の形成時では、離岸堤が汀線から離れ過ぎたためかトンボロの発達が非常に遅く、3時間過ぎに右離岸堤背後にトンボロが徐々に発達しはじめ、それと同時に両側沿いの汀線の後退も目立ってきた。さらに時間の経過とともに、離岸堤間の波浪の減衰が目立ち、汀線が徐々に前進し、トンボロの形状が消滅しつつあった。

トンボロの先端と離岸堤間の汀線が基線とほぼ平行になった所で汀線が一応安定したと判断し、暗きょを設置した実験を行った。この実験も先の実験D-2-1と同様にトンボロの発達が交互に見られた。この実験結果の暗きょ内堆砂状況の縦断面図および平面図を図-3.3 6.1、図-3.3 6.2に、海浜等深線図を図-3.3 6.3に示す。暗きょ内の堆砂は、実験D-2-1に比べて時間的に非常に遅く、4時間経過してもほとんど堆積しておらず、量的にも非常に少ない事が明らかとなった。しかし、5時間、6時間後には徐々に堆積が進行し、最大堆積高は約+1.6 cm (堆積厚 3.6 cm) となり、いずれは完全閉塞状態になるものと考えられた。

この実験では x/B 、 x/B_0 の比を実験D-2-1と同一とした。その結果、汀線変化、暗きょ内堆砂状態、海浜形状などを先の実験D-2-1と比較してみると多少の違いはあるものの、ほぼ同様の現象となっているようであった。

⑥ 実験D-4

・実験方法

この実験以降は、実験水槽中央に隔壁を設置し、水槽を2つに分け、各水槽に所定の暗きょ、離岸堤を設置して実験を行った。これは前回の実験(C-4~C-6)の離岸堤背後に暗きょを設置した場合に対し、波浪条件が変わったときの現象とその効果について検討したものである。波高を3 cmに設定し、3時間ほど波を作用させた海浜を平衡海浜とし、その後暗きょ、離岸堤を同時に設置して本実験を行った。本実験では4時間30分波を作用させた。

・実験結果

実験結果の暗きょ内堆砂状況および海浜等深線図を図-3.3 7.1~3.3 7.3に示す。この実験のC案とD案を比較すると、離岸堤の長いC案の方が離岸堤背後の波浪の減衰が大きく、トンボロの発達が顕著に現われている。また波高も3 cmと小さいため、汀線の後退も見られなかった。

D案の方は離岸堤が短いので入射波が直接暗きょに沿い、これが汀線に向っていたためトンボロの発達は見られない。しかし、汀線も時間的な変化は見られずほぼ安定していた。

暗きょ内の堆砂状態はC案の方がややD案に比べ量的に多いものの、その堆砂範囲はほとんど変わりがなく吐口付近に集中していた。

⑦ 実験D-5

・実験方法

この実験は実験D-4の実験終了後海浜を実験前海浜として、波形勾配を0.01から0.03に変えて実験を行った。実験は4時間波を作用させた検討を行った。

・実験結果

この実験の碎波点は、1次碎波が仮基線から9 m付近にあったが、1時間後には仮基線から10~11 m

実験開始後 60 分から実験終了後 (360 分) までの堆砂の変遷

暗渠、堆砂 形状	潮位 (cm)	波 浪 条 件				水深 d (cm)
		H (cm)	H ₀ (cm)	H ₀ / L ₀	T (sec)	
B 渠	1.03	4.5	4.9	0.02	1.25	31.5

暗渠幅 b	堆砂キョリ x	堆砂堤長 B	堤間隔 B ₀	x/B	x/B ₀
0.15m	1.5m	1.5m	3.0m	1.0	0.5

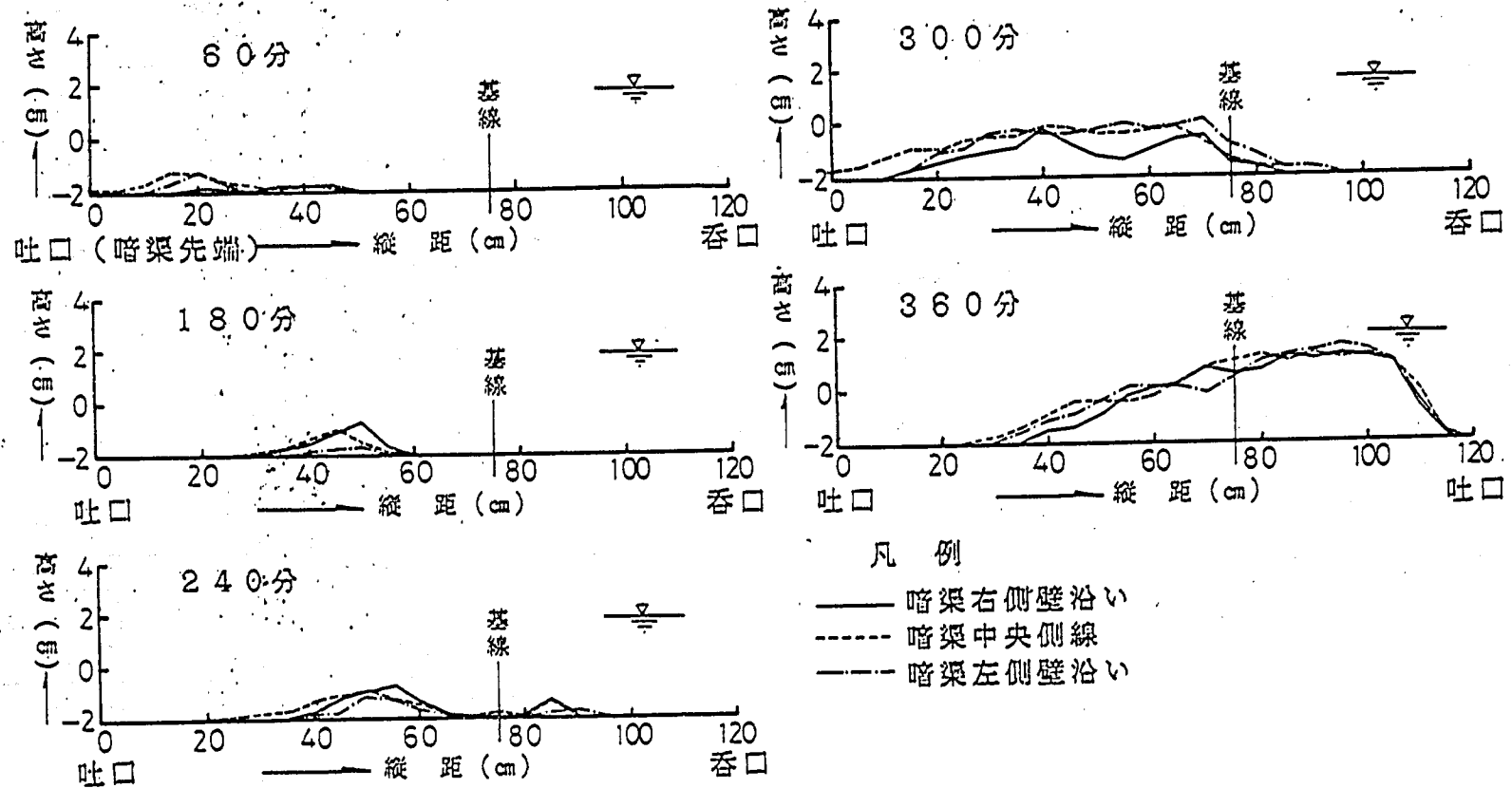


図-3.3 6.1 暗きょ内堆砂縦断面図 (実験D-3)

実験開始後（60分）から実験終了後（360分）までの堆砂範囲の変遷

暗き 堤形状	潮位 (cm)	H (cm)	H ₀ (cm)	H ₀ /L ₀	T(sec)	波向	水深 d (cm)
B型	1.03	4.5	4.9	0.02	1.25	打線に直	31.5

暗き の 距離 x	離岸距離 x	離岸距離 B	堤間隔 B ₀	x/B	x/B ₀
0.15m	1.5m	1.5m	3.0m	1.0	0.5

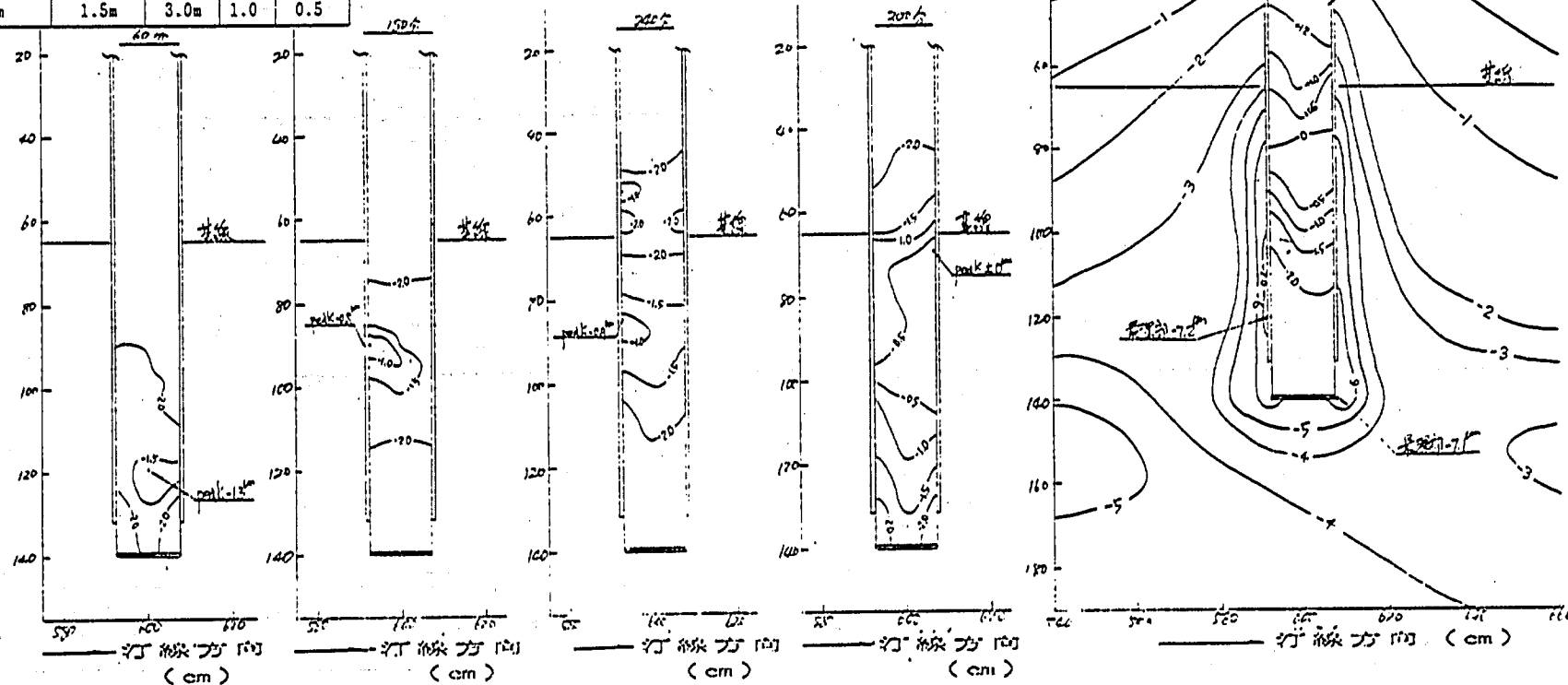


図-3.3.6.2 暗きよ内等深線図(実験D-3)

実験終了後海浜 実験時間 6 時間 (Total 11 時間 30 分)

暗渠，離岸堤形状	潮位 cm	波 浪 条 件					水深 d cm
		H cm	H ₀ cm	H ₀ /L ₀	T sec	波 向	
B 案	1.03	4.5	4.9	0.02	1.25	汀線に直	31.5

暗渠幅 b	離岸堤幅 x	離岸堤長 B	堤間隔 B ₀	x/B	x/B_0
0.15m	1.5m	1.5m	3.0m	1.0	0.5

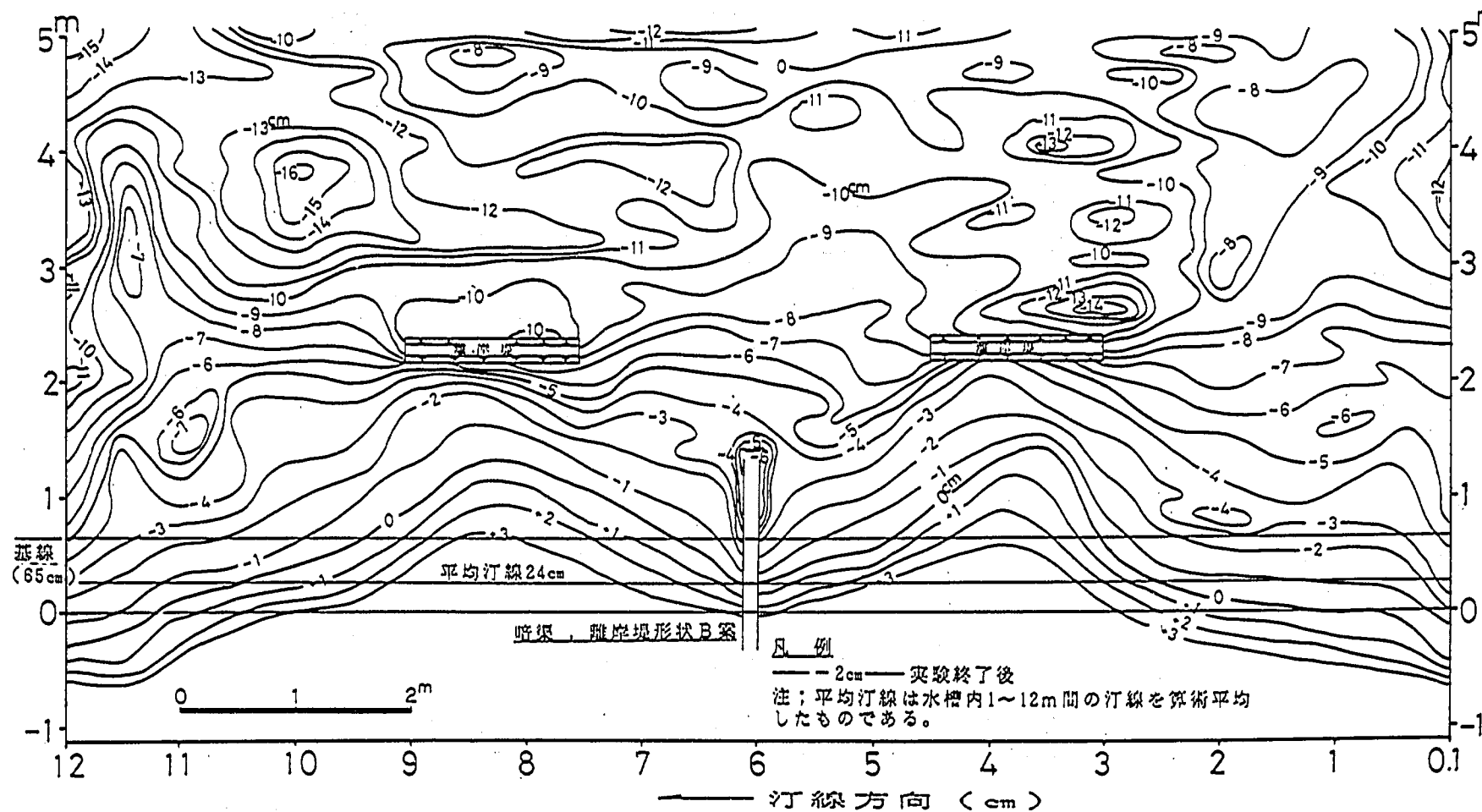


図 - 3.3 6.3 等深線図 (実験 D - 3)

暗渠、離岸 堤形状	河位 (cm)	H (cm)	流 速 H ₀ (cm)	条 件 H ₀ /L	T(sec)	波 向	水 深 d (cm)
C类		2.9	3.2	0.01	1.38		32.5
D类	1.12	2.6	2.9	0.01	1.38	打柱に直	33.0

凡 例

- 暗渠内右側壁沿い
- 暗渠中央側線
- - - 暗渠内左側壁沿い

暗渠C

暗渠幅 b	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	x/B	B/b
0.15a	1.0a	1.0a	1.0	6.7

暗渠D

暗渠幅 b	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	x/B	B/b
0.15a	1.0a	0.5a	2.0	3.3

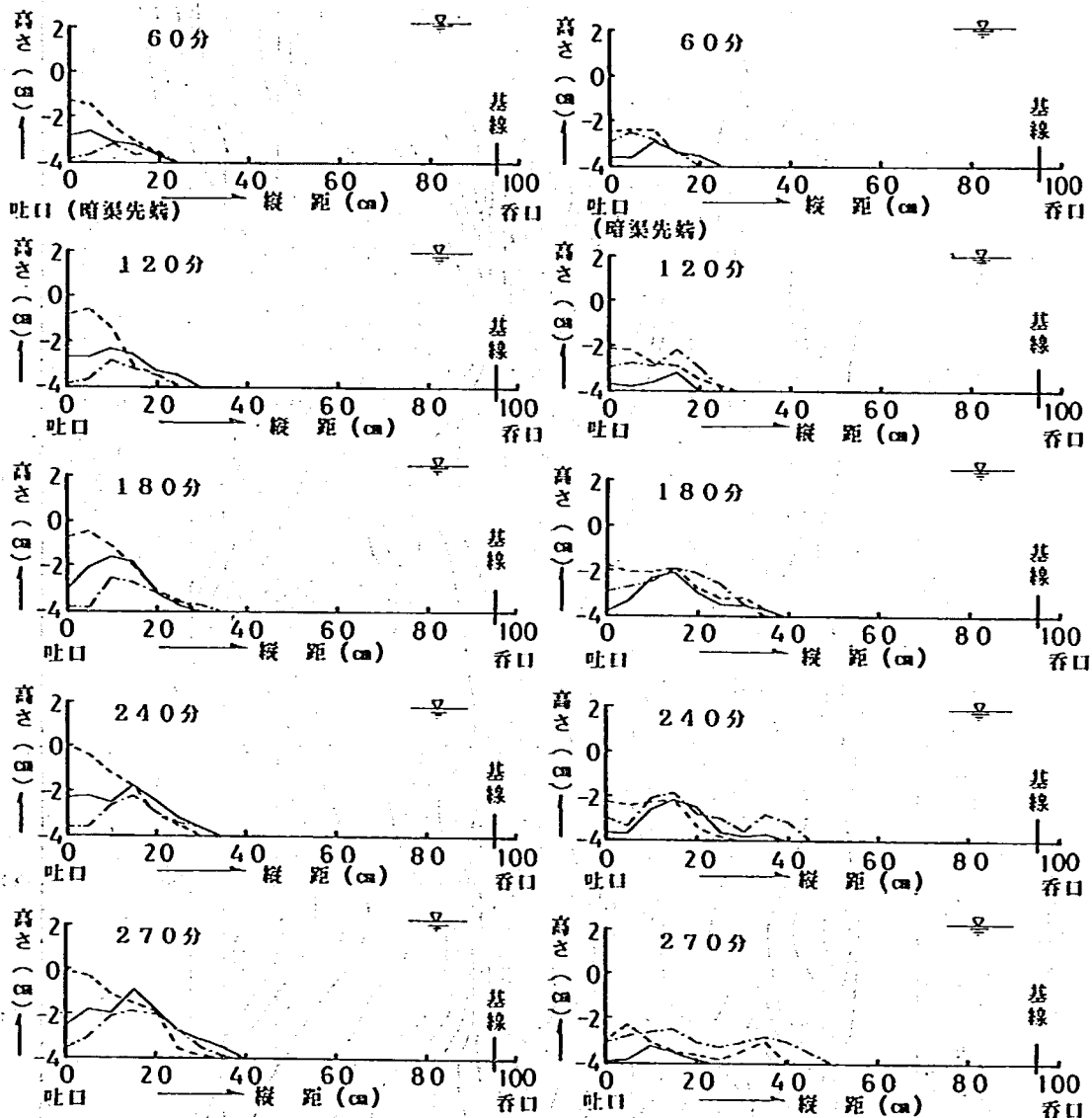


図-3.3 7.1 暗きょ内堆砂縦断面図 (実験D-4)

付近に移動していた。しかし、離岸堤前面での波浪も大きく、C案の暗きょ内の堆砂量も実験D-4に対してかなり多く、図-3.3 8.1~3.3 8.2の暗きょ内堆砂状況図に示すように、堆積高は±0 cm (堆積厚4 cm) となる結果が得られた。また、D案についても、暗きょ内の堆積量、堆積範囲は実験D-4とほとんど変わらなかった。

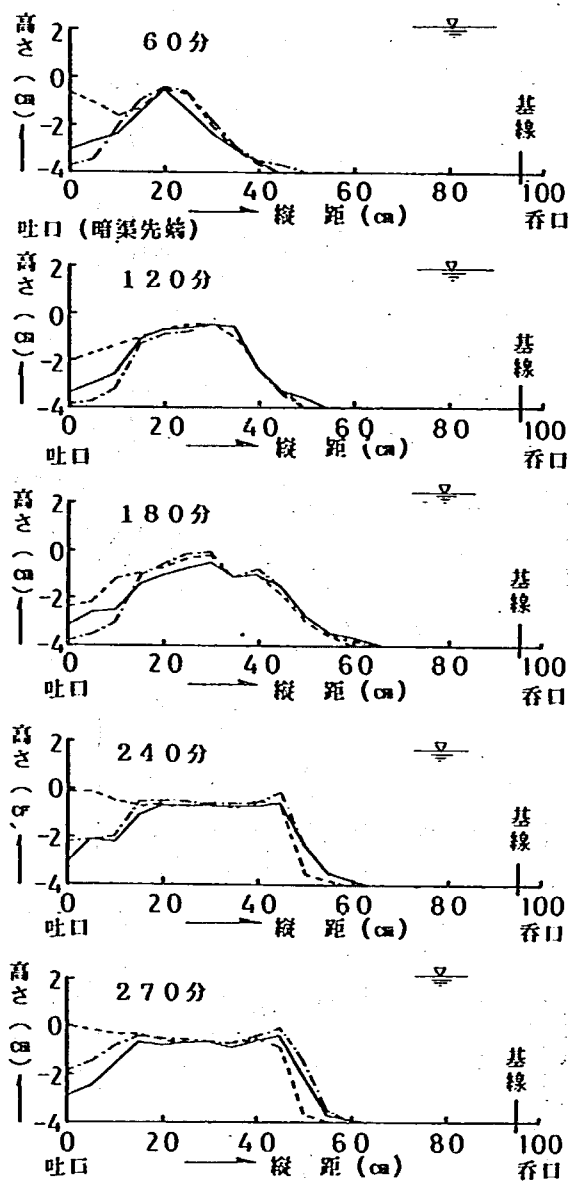
暗渠、離岸堤 形状	高 位 (cm)	注 意 条 件				波 向	水 深 d (cm)
		H (cm)	H_0 (cm)	H_0/L_0	T (sec)		
C案		7.8	8.5	0.03	1.30		32
D案	1.04	7.4	8.1	0.03	1.30	汀線に直	32.5

凡 例

- 暗渠内右側壁沿い
- - - 暗渠中央側線
- · - 暗渠内左側壁沿い

暗渠C

暗渠幅 b	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	x/B	B/b
0.15m	1.0m	1.0m	1.0	6.7



暗渠D

暗渠幅 b	離岸キヨリ x	離岸堤長 B	x/B	B/b
0.15m	1.0m	0.5m	2.0	3.3

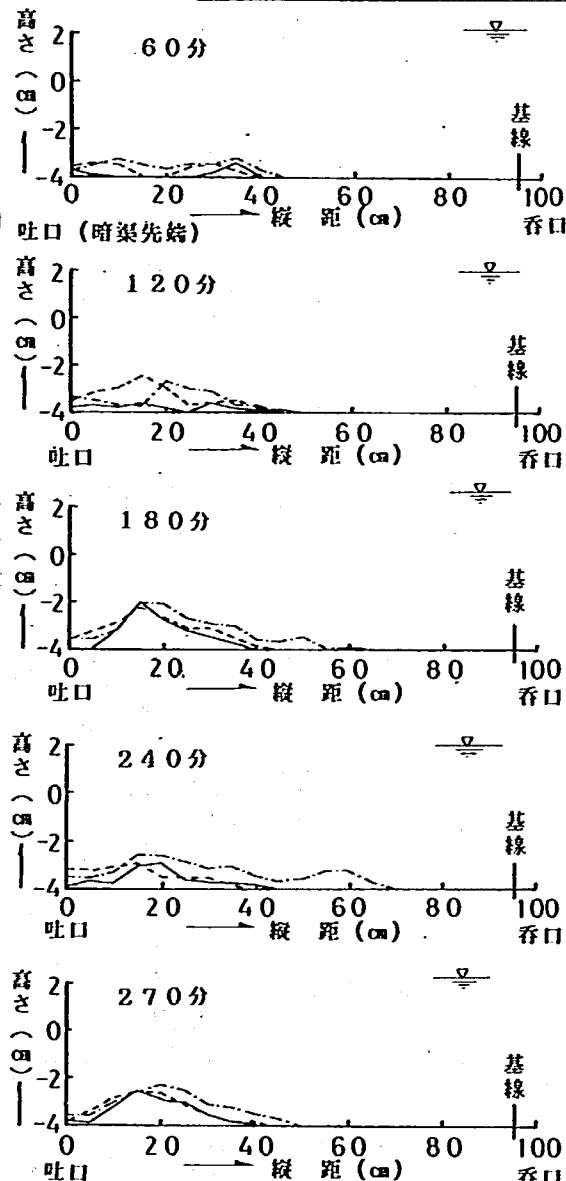


図-3.3 8.1 暗きょ内堆砂縦断面図 (実験D-5)

実験開始後60分から終了後 270 分までの堆砂形状

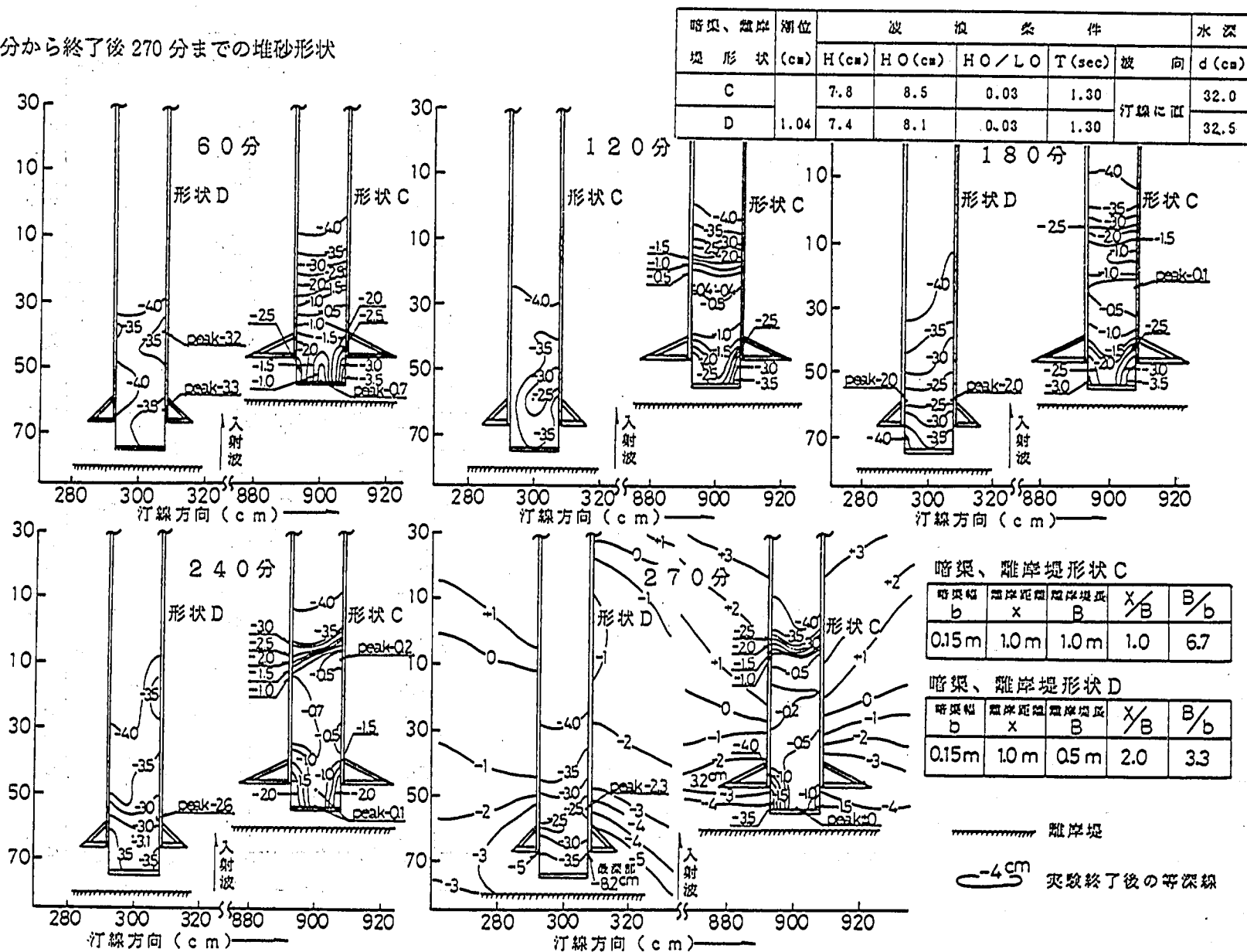


図-3.3 8.2 暗きょ内等深線図 (実験D-5)

実験D - 4 終了後から4時間30分後の海浜

測定 位置	測深 間隔 (m)	H_0 (m)	H_1 (m)	H_2 (m)	H_3 (m)	H_4 (m)	H_5 (m)	H_6 (m)	水深 d (m)
C線	1.04	7.4	8.1	8.5	8.9	9.3	9.7	10.1	32.0
D線	1.04	7.4	8.1	8.5	8.9	9.3	9.7	10.1	32.5

図 3.3.3.3 等深線図 (実験D - 5)

測深 位置	測深 間隔 (m)	H_0 (m)	H_1 (m)	H_2 (m)	H_3 (m)	H_4 (m)	H_5 (m)	H_6 (m)	水深 d (m)
C線	1.04	7.4	8.1	8.5	8.9	9.3	9.7	10.1	32.0
D線	1.04	7.4	8.1	8.5	8.9	9.3	9.7	10.1	32.5

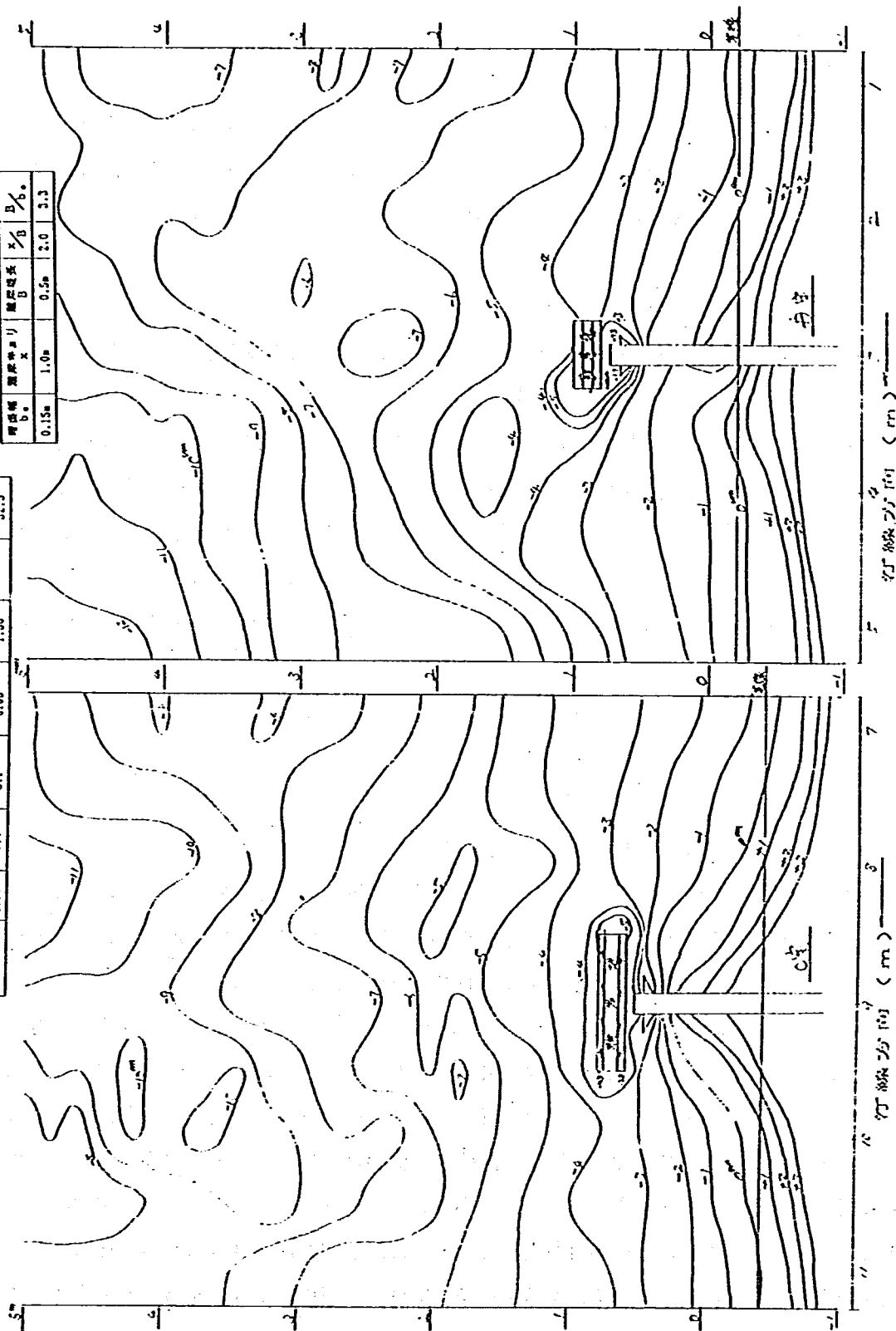


図 - 3.3.3.3 等深線図 (実験D - 5)

いっぽう、汀線の変動状況は、図-3.3 8.3の海浜等線図に示すように実験D-4に比べ、C案はトンボロの発達が顕著に見られた。この平均汀線はC案で基線-10cm、D案で基線から-40cmとD案の方が後退していた。

⑧ まとめ

以上の実験結果から、暗きょ内の堆砂は離岸堤の長さが大きくなり過ぎると、そのしゃへい域との関連によって、トンボロが大きく発達し、そのため必ずしも堆砂量が少なくなるとは言えないようであった。したがって、離岸距離 x とともに離岸堤長 B および暗きょ幅 b の比を適切に考慮する必要があるものと思われる。

3-3-3 砂を海浜材料に持つ場合の暗きょ工法に関する実験結果の総括

(1) 暗きょのみの場合 (B-12~B-14)

暗きょ敷高が低い場合、先端吐出口が砕波点に近くなり、浮遊土砂が暗きょ内に入り易い。この浮遊土砂は、暗きょ内を遡上する波により奥まで運ばれ、波高の減衰とともに奥より沈積し、それによってさらに波高を減衰させ、沈積を助長する。敷高の高い方が砂州高が高いという結果となったが反対に堆積厚さは小さい。もし実験時間がより長ければ敷高の低い場合の堆積高より高くなろう。このことは、一般に言われているように敷高が高い方が閉塞しにくいことを示しているが、暗きょ上流側の水位が低くなるということではない。

いずれにしても暗きょ吐出口が砕波帯内で、その吐出口から波が進入すれば、暗きょ内の波の打ち上がり高さまで砂が堆積するものと考えられる。

(2) 離岸堤併用による暗きょ内堆砂防止工法 (C-1~C-6)

離岸堤は、堤内に砂を保留する機能が大きく、海岸侵食防止工法としてすぐれているばかりでなく、トンボロの発生により砂浜が形成されて、砂浜の多目的利用にも利用されている。このトンボロの発生は、図-3.9に示すように離岸堤による波の回折や沿岸流の発生によって形成される。

この漂砂の卓越性と沿岸流の卓越性を利用して、暗きょ内堆砂を防ぐことができるかと考え、それが本実験ケースCであった。しかしながら実験結果を見ると、表-3.2のように同一波浪条件でも離岸堤周辺の海浜流況が各実験毎に異なり、離岸堤の配置と暗きょ内堆砂量等の一定した傾向は得られなかった。しかし図-3.2 8.3, 図-3.3 0.4の実験後等深線図の例のように、実験後の平均汀線とともに暗きょ地点汀線も後退しているケースが暗きょ内堆砂高も小さい。この汀線の前進、後退は、実験C-3およびC-5-1とC-5-2のように、砂の打ち上げ高とともに波形勾配 H_o/L_o の減少に伴って前進し、その影響が大きいようである。したがって、ある波浪条件では、離岸堤、暗きょをうまく配置することによって暗きょ内堆砂を少なくすることはできる。しかし実際の海岸では、種々の波高が時間的に変化し、不規則波が絶えず打ち寄せるので最終的には暗きょ内の波の打ち上がり高さまで砂州は上昇するものと考えられる。いっぽう、離岸堤開口領域では暗きょ位置、長さの違いによる顕著な効果はみられず、むしろトンボロの形成や発達に大きな影響を与える。とくに暗きょ長が長すぎると、離岸堤開口部の沿岸流をさえぎるかたちとなり、暗きょ左右岸汀線位置が著しく異なってくる。

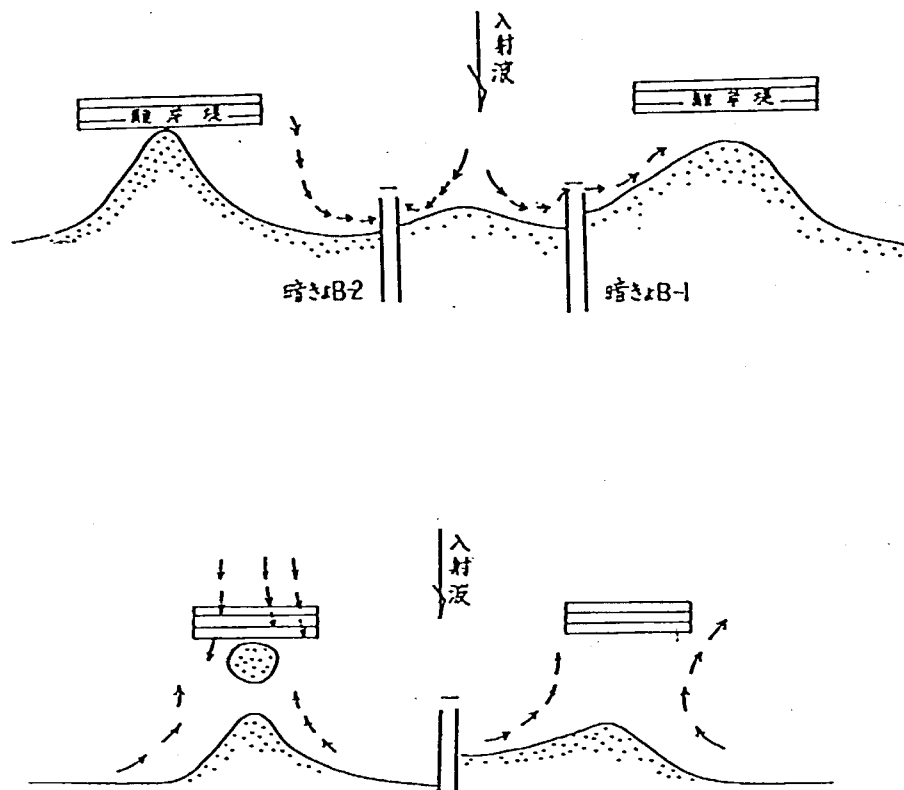


図-39 離岸堤によるトンボロの発生

暗きょ内堆砂状況は、図-3.28.2、図-3.30.2、図-3.30.3の堆積高縦断面図に示すように、暗きょ内を遡上する波により、浮遊砂が暗きょ奥まで運ばれ、波高の減衰とともに奥より沈積し、それによってさらに波高を減衰させ、沈積を助長するというような状態を示している。

河道内水位は、暗きょ先端での遮蔽にもかかわらず、いずれも波高の1割から2割弱のset upがある。中小河川の河口では、このwave set upの影響で河口が完全に閉塞しなくとも暴風時には、平均海面よりかなり上昇する。このset up量は前浜勾配や河口水深、波浪条件によって異なるが、前浜勾配が大きく、河口水深の小さい場合は、沖波波高 H_o の2～3割プラス潮位の水位まで上昇する。したがって、強波浪時に河口部が湛水するのは、むしろ河口閉塞というより、wave set upの原因によるものも多い。

以上の結果より、2基の離岸堤併用によっても暗きょ内堆砂を防止することは困難と考えられる。しかし、砂を海浜材料として持つ小河川では汀線の変動が大きいことより、河口処理がより難しいので、離岸堤によってこの汀線変動を少なくし、偏流距離を短くするとともに、河口部を固定化する効果は大きいと考えられる。したがって、離岸堤を設置することによって暗きょ長を短くすることができ、他に暗きょ内へ波が侵入しないような対策を考慮することによって、河口維持を容易にすることができると考えられる。

(3) 単堤による暗きょ内堆砂防止工法（ケースD-1～D-5）

河口閉塞を軽減防止するのは、河口砂州高および砂州幅を小さくすることであるから、結局河口に来襲する波高を低下させるような工法を取れば良いということになる。そこで本実験は、離岸堤背後において比較的静穏な海面が形成されるので、この背後に暗きょ工を設置し、その効果を検討したものである。ただし、ここでは離岸堤背後の補砂機能は期待せず、離岸距離 X と離岸堤長 B の関係 X/B は1.0以上とし

た。また暗きょ側壁の先端吐出口部には、引き波による流れが暗きょ内へ入らないように、三角状構造物を取り付けた。表- 3.3 はこれらの条件と実験結果の一部である。この実験によるといずれの場合も離岸堤背後の暗きょ先端での波高は沖波に比較して小さく、暗きょ内堆砂量は非常に少ない。しかし離岸距離に比して、離岸堤長が大きい場合、その遮蔽域との関連によるトンボロの発達によって、離岸堤長の短い場合より、暗きょ内の堆砂量は多いようである。これは遮蔽域が大きいとそこへ向う沿岸流が卓越し、トンボロの発達とともに、暗きょ側壁沿い先端流出口へ向う流れが生じ、それが離岸堤背後に回り込む波によって暗きょ内へ浮遊砂が侵入するためである。反対に離岸堤長が短い場合、離岸堤から回り込む波は、暗きょ流出口後方の側壁にそって、あまり減衰せず進行するため、図- 3.3 7.3, 図- 3.3 8.3 の等深線図のように汀線の前進もなく、暗きょ内堆砂量も少ない。この離岸堤長 B と暗きょ幅 b の効果的な規模は $B/b = 3$ 程度と考えられ、離岸距離にもよるが、それより大きければトンボロが発達し、小さければ直接暗きょ内へ波浪が侵入することにより堆砂量が増大するようである。この暗きょ内堆砂状況は、図- 3.3 7.2, 図- 3.3 8.2 に示すように波の減衰が大きいことによって、いずれの場合も先端流出口付近のみに堆積し、その範囲も非常に少ない。また波浪条件の違いによっても、汀線の変動や堆砂量も少なく、河口維持対策としての効果は大きいと考えられる。したがって、維持用水としての流量が得られる河口ではその効果が期待できよう。ただし海岸沿いの一方向に卓越する漂砂の移動がある場合は、漂砂上手側全体に堆積する可能性もあり、周辺海浜形状変化におよぼす影響とともに、その維持が困難となろう。

3-3-4 現地への適用について

砂海浜の高波浪時には、海浜近くで、海浜材料が浮遊砂形式で移動すること、また汀線位置変動の激しいことにより、暗きょ内の堆砂を防止することは非常に難しい。小河川の河口処理は、まず河口部の位置を固定することが第一条件であり、それによって暗きょ工以外の河口処理が可能になる場合もある。とくに河口維持用水としての河川流量が得られない場合は、暗きょ吐出口が開口している限り、暗きょ内外の水位差が、暗きょ内で波動に変換されて、暗きょ内を遡上する波が発生する。このため暗きょの形状や方向を工夫して堆砂の進行を遅らせることは可能であっても、それを完全に防止することは困難であり、水門等の他構造物との併用以外解決できないと考えられる。

4 章 暗きょ工計画の留意点

4-1 諸言

3章で述べた、水理模型実験による暗きょ工法の検討によって得られた結論を、より実証的に強固なものにしていくためには、現地における暗きょ工の機能と比較することが好ましいが、筆者等は、黒部川扇状地扇端に流出する排水河川の暗きょ工、高知海岸および駿河湾に流出する小河川の暗きょ工しか見たこともなく、それも単に見たというだけにすぎない。従って現地資料を使って暗きょ工法の検討をするわけにはいかない。よって、ここでは文献7)、8)に示したすぐれた暗きょ工に関する現地報告結果をよりどころとして、暗きょ工計画の留意点に関する簡単なコメントをつけるのみにとどめたい。

4-2 暗きょ工計画の留意点

巻末の参考資料を読めば分かるように、河川の規模、流域の地形、海象の違いによって、暗きょ工の目的も、また河口暗きょ構造物の形態、規模も異なっている。このことは、河口処理工の計画、設計に当っては、河口の特殊性をしっかりと把握しなければならないことを示している。

また、河口暗きょ工に関するマニュアル的設計指針を作ってもあまり意味の無いことを示していよう。

結局河口暗きょ工の計画、設計に当っては、対象としている河口の海象、地形特性、洪水特性、土地利用形態をしっかりと把握した上で、本報告で述べた実験結果や現地での施工例を参照し、個別的に検討していくほかあるまい。この場合移動床模型実験は、有力な検討手段となろう。

暗きょ工の計画に当って留意しておかなければならないこととして次のようなものが挙げられよう。

(1) 漂砂の卓越性の把握

漂砂の卓越性のある海岸では、汀線より沖に出す海浜構造物は、漂砂の上手側の堆積、下手側の侵食を生じる。

(2) 汀線位置の変動性の把握

海浜の汀線位置は、波の大きさが変化すると移動する。一般に海浜材料が小さいほど汀線位置の変動性は大きい。この変動性に対する考慮が無いと暗きょ工法の目的も達せられないことがある。

(3) 暗きょ内堆砂の排除方法に対する考慮

暗きょ内に堆砂を完全に防ぐことは難しい。もし堆砂した場合、その堆砂をどのように排除するのか設計の段階で考えておく必要がある。

(4) 波浪に対する考慮

小さい河川の河口でも、大きい河川の河口でも、波の営力に差があるわけではない。このことは小さい河川の河口処理工でも、大きい河川の河口処理工でも、同じ波の営力に耐えられる構造物にしなければならないことを示している。小さい河川の河口であるからと言って、簡単な河口処理構造物にするということになりかねないのだということを心しておくべきである。

(5) 妥当投資額

暗きょ工は決して安いものではない。他の処理手段も同時に検討するべきである。

(6) 維持管理

暗きょ工を考える場合、維持管理に対する十分な考慮が必要である。たとえば暗きょ吐口にゲートを取りつける場合、そのゲートをだれがいつどのように操作するのかという考慮が必要であろう。

あ と が き

本研究は、筑波への移転前の鹿島試験所で行われたものである。本研究を担当した筆者等は、幸いなことに筑波において河川研究室で仕事をする事になり、調査資料をなんとか資料集の形で保存しようということで、とり急ぎまとめたのが本報告である。両者とも新たに仕事をかかえ十分な検討時間が無く、報告書にするのには、はずかしいような内容となってしまったが、義務を果たしたようでなんとなくほっとしている。今後本資料がどこかで利用されれば幸いだと思っている。

本調査は、昭和50年4月から52年10月まで山本が担当し、それ以後54年3月までを高橋が担当した。実験に当っては建設技術研究所古賀興一氏には多くの労をかけた。また元土木研究所豊島修赤羽支所長、須賀堯三河川研究室長には貴重な助言をいただいた。

1988年12月

山 本 晃 一
高 橋 晃

参 考 文 献

- 1) 山本晃一；河口処理論（1），土木研究所資料第1394号，昭和53年5月
- 2) 山本晃一；海浜変形の相似性に関する研究，土木研究所資料第975号，1975
- 3) 山本晃一；波による底質のふり分け作用，第24回海岸工学講演会，1977
- 4) A. T. Bowen, D. L. Inman and V. P. Simons；Wave Set Down and Set up. T. G. R. Vol. 73, 1968
- 5) 佐伯浩，佐々木幹夫；砕波後の波の変形に関する研究（1），（2）
第20回，21回海岸工学講演会，1973，1974
- 6) 豊島修，富永正照，橋本宏；砕波後の波の変形に関する実験的研究，土木研究所報告133号，1968
- 7) 上森千秋；河川吐口の閉塞とその処理に関する研究 P. 73～P. 82，高知大学農学部記要第9号，1963
- 8) 野島信久；新川海岸地帯の河口処理（方式と位置）について，出所不明

参 考 資 料

I 河口現象の相似性

1 緒 言

河口地形をマクロに見れば、個々の河口ごとの特殊性が強いと言っても似たような河口が存在する。これは、河口に作用する諸営力とその応答がほぼ同一であることの結果が河口地形の同一性として現われたわけである。本章では、河口地形を作る営力の違いが、どのような河口地形の違いとして現われるのか、他河川の河口現象を参考にして、河口で生じる現象を予測する場合、どんな河川同志なら参考にしうるのかを、河口の地形的分類と営力との関係、相似律を通して述べる。

まず、海浜現象の相似律、河道現象の相似律について、簡単に説明し、河口現象の相似性理解への序説とする。なお、海浜変形、河道現象の相似律については、文献1), 2), 3), 4), に詳しく述べておいた。本論は、この問題が主題でないので河口処理論に必要なことのみ記す。

2 二次元海浜地形の相似性¹⁾

2-1 はじめに

海浜地形の相似性としては、ここでは底質の移動限界水深より浅い所の海浜地形の相似性を問題とする。

海床には種々の成因の異なる海床波が存在する。小は底面近くの水粒子の運動に起因するといわれる砂漣、大は沿岸砂州のようにスケールの大きなもの、このほかにも波の反射によって生じる重複波に起因すると言われる波長 $\frac{1}{2}$ L位の海床波、二次波峯の発生に原因されると考えられる波長約2Lの海床波などがある。ここでLは波の波長。この中で、特に問題となるのは、碎波に起因すると言われる沿岸砂州で、これは海岸汀線の前進、後退の問題と関連づけられて特に注目されてきた。

ここでは、このような沿岸砂州や、砂漣などの海床波が何によって決まるのか、底質の移動は何によって支配されるのかについて記す。

2-2 海床rippleの相似性

海床には波による水粒子の往復運動によって底質が動き出すと ripple と言う小規模な海床波が発生する。この海床波は、水粒子の往復距離スケールの海床波であり、このスケール程度の現象は、河口処理に関しては無視しえるものであるが、この ripple の発生と、その形の非対称性が、後で述べる二次元海浜平衡形状、底質の移動に重要な影響をあたえるので、ripple 形状を支配する要因について述べておく。

ripple 形状は、底面近くの水粒子の運動によって決まる。したがって、その非対称性を問題にしないならば、ripple の形状に関係する要因は次のものとなろう。

流体の物理的特性	ρ ; 流体の密度
	ν ; 流体の動粘性係数
底質の特性	W_0 ; 底質の沈降速度
	ρ_s ; 底質の密度
底面近くの流れの特性	d_0 ; 底面近くの水粒子の軌道長

$\hat{V}_0$; 底面近くの水粒子の最大水平速度

運場の場のポテンシャルを表わすもの

g ; 重力加速度

なお, $\hat{V}_0$, d_0 は微小振幅波理論より

$$\hat{V}_0 = \pi H/T/\sinh 2\pi h/L \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$d_0 = H/\sinh 2\pi h/L \quad \dots\dots\dots (2)$$

である。ここで, H, T は波の波高, 周期, h は水深である。よって, ripple の波高と波長を η, λ とすると, 次元解析により,

$$\lambda/d_0, \eta/\lambda = f(V_0^3/\nu g, \hat{V}_0/\sqrt{gd_0}, \hat{V}_0/W_0, S) \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる。上式において, 粘性の関与する無次元パラメーターは, ripple が発生すれば底面近くの渦, 乱れは ripple 形状 (λ, η) で決まり, このような現象を支配する $\hat{V}_0$ 。 η/ν は十分大きく, 渦のスケールなどは ripple スケールで決まってしまう領域であり, 大きくないものと考えられる。粘性が関係するとすれば, 砂粒子の抗力係数 C_D であろう。もし C_D が一定と考えられるなら, 粘性に関するパラメーターの影響は, 二次的であろう。ただし, 定質が細かく $W_0 \propto d_m^{1/2}$ の関係からずれる d_m 0.2~0.3mm 以下の底質の場合には粘性の影響が残るものと思われる。なお $S = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$ である。

(3)式に従って, $S = 1.60 \sim 1.65$ の Inman⁵⁾ ($d_m = 0.01 \sim 0.1$ cm), Scott⁶⁾ ($d_m = 0.031$ cm), 松梨大味⁷⁾ および筆者の資料を整理したのが図-1, 図-2 である。なお, 図-3 は W_0 のかわりに d_m を使って整理したものである。この場合, 次元解析より

$$\lambda/d_m = f(\sqrt{gd_0} \cdot d_0/\nu, \hat{V}_0/\sqrt{gd_0}, d_0/d_m, S) \quad \dots\dots\dots (4)$$

となる。

図-1, -2, -3 より, 次のことが言えよう。

- i) d_0/d_m が 1500 以下の場合には, λ はほぼ d_0 に比例するが, λ/d_0 は $\hat{V}_0/\sqrt{gd_0}$ が増加すると減少する。
 - ii) d_0/d_m が 1500 以上となると, λ はほぼ一方向流れの ripple 長に近い値となり, $\lambda/d_m = 500 \sim 800$ となる。このことは, ripple の発生機構が一方向流れと同一な機構によることを暗示している。
 - iii) S の異なる石炭粉, ポリステロールの ripple の特性も調べてみたが, 資料が少なく明確なことはわからないが, S の小さいほど, η/λ が小さく, また ripple の消滅限界 $\hat{V}_0/W_0$ も小さいようだ。
- 以上のことより, ripple 形状は $\hat{V}_0/\sqrt{gd_0}$, $\hat{V}_0/W_0$, S あるいは $\hat{V}_0/\sqrt{gd_0}$, d_0/d_m , S を同一とす

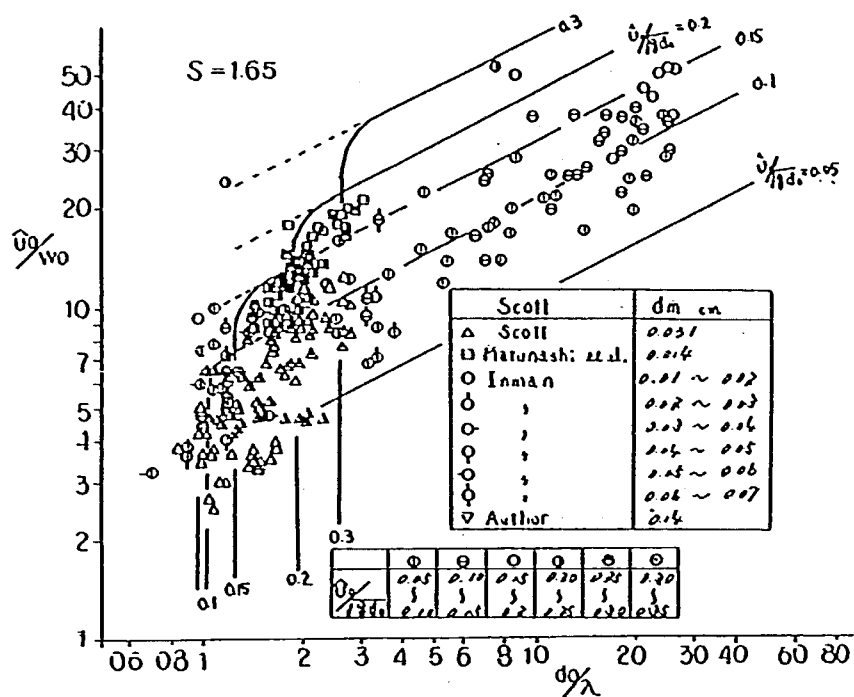


图-1 Relation between $\hat{U}_0/W_0$, $\hat{U}_0/\sqrt{gd_0}$ and d_0/λ

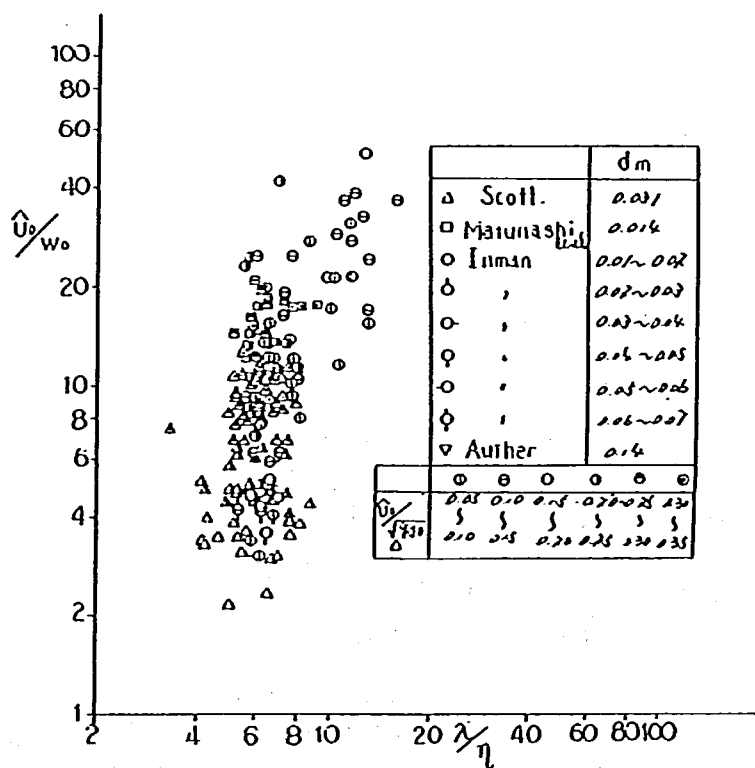


图-2 Relation between $\hat{U}_0/W_0$, $\hat{U}_0/\sqrt{gd_0}$ and λ/η

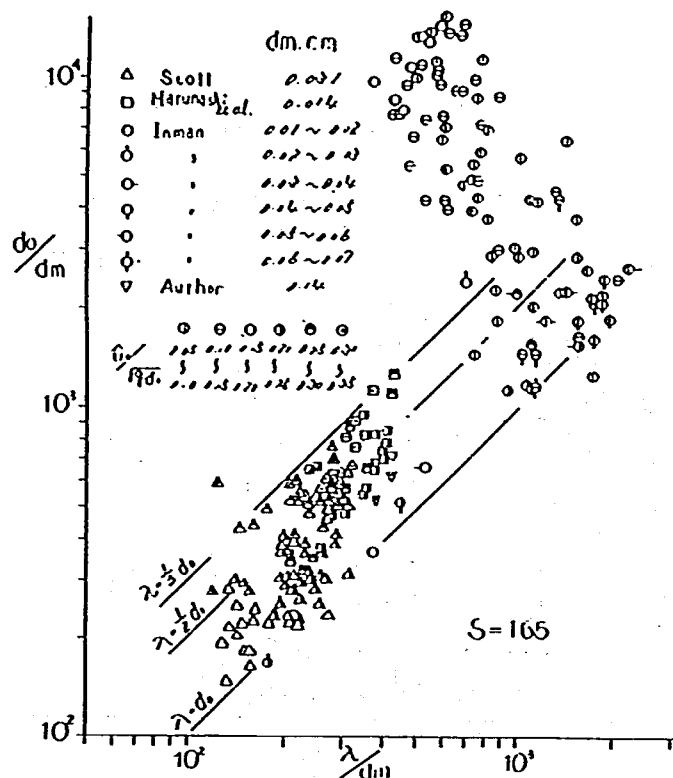


図-3 Relation between d_o/d_m , $\hat{V}_o/\sqrt{gd_o}$ and λ/η

れば、ほぼ相似な ripple 形状が成立し、粘性の影響は二次的であると思われる。

2-3 汀線に直角方向の海浜形状の相似性^{8) 9) 10) 11) 12) 13)}

汀線に直角方向の海浜形状の相似性を調べるために、ここでは、波高一定の波を海浜に当てた時、最終海浜形状がどのような物理量によって決まるかを調べてみる。

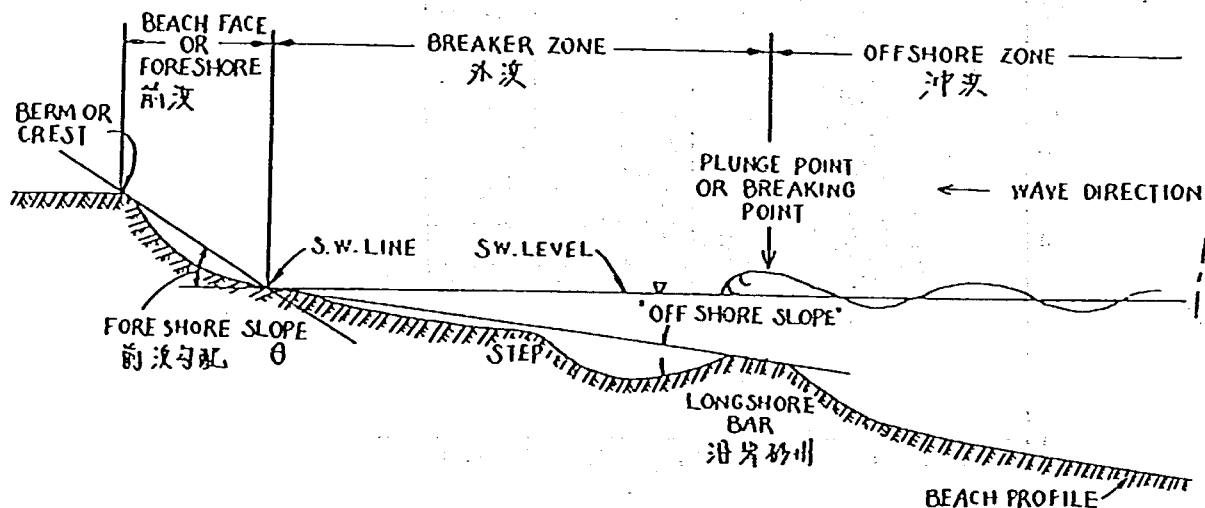


図-4 SHORE PROFILE TERMINOLOGY

海浜変形過程は、次のものに支配される。波の特性（沖波波高 H_0 ，沖波波長 L_0 ），流体の特性（動粘性係数 ν ，密度 ρ ），底質の特性（ W_0 ， ρ_s ），場の特性（ g ），初期海床勾配 i_0 ，および，時間 t ，よって，汀線より x の距離の所の時刻 t における水深 h は，次元解析より

$$h/L_0 = f(x/L_0, H_0/L_0, \sqrt{gH_0}/W_0, s, \sqrt{\nu}(H_0)^{1/4} g^{3/4}/w_0^2, i_0, t/\sqrt{L_0}/g) \dots \dots \dots (5)$$

となる。ここで，粘性項は，底質粒径が0.02～0.03cm以上なら影響が小さく，ほとんど無視してよいと考えられる。

まず初めに， t が大きくなり，ほぼ平衡海浜形状と考えられる海浜形状について調べる。 $s=1.65$ の場合のみを考えれば，平衡海浜形状は，(5)式より

$$h/L_0 = f(x/L_0, H_0/L_0, \sqrt{gH_0}/w_0, i_0) \dots \dots \dots (6)$$

となる。上述の式を使って，筆者等が調べた結果は次のごとくである。

1) 沿岸砂州の発生

平衡海浜は，一般に暴風海浜型（沿岸砂州発生），正常海浜型（沿岸砂州非発生）⁸⁾に分けられると言われるが，実測資料を二つの形態に区分しようとすると，どちらに組み入れるべきか困難を覚えることが多かった。筆者は，沿岸砂州というものが砕波と深く結びついている物と考え，砕波点近くに海床の凸部が存在するものは暴風海浜とみなすようにつとめた。なお，海床には，沿岸砂州以外に波長約 $\frac{1}{2}L$ の海床波，および波長 $2L \sim 3L$ の海床波が見られた。よって海床形状を次の5つに区分することにした。

暴風海浜型（沿岸砂州発生）

遷移海浜型

正常海浜型（沿岸砂州発生）

2 L 型

$\frac{1}{2} L$ 型

$\frac{1}{2}L$ 型は，入射波と反射波の干渉による部分重複波と密接に結びついている。この型は，暴風と正常の二つの区分に入れると正常海浜型とみなされる。2L型は，汀線に近いBarの背後に波長 $2L \sim 3L$ の第2，第3のBarが生じるもので， i_0 の小さい場合に良く現われる。このBarは，二次波峯現象（Solitonの発生）と密接な関係を持っている。

図-5はその結果であり，暴風海浜と正常海浜を明確に区分できないが，図中の点線を一応の区分線としておく。

ii) Berm 頂高 H_R

Berm頂高 H_R （汀線高とBerm頂との標高差）は，図-6のごとくである。 H_0/L_0 の減少に伴って， H_R/H_0 は大きくなっている。 $\sqrt{gH_0}/w_0$ の効果は，この図でははっきりしないが，同一実

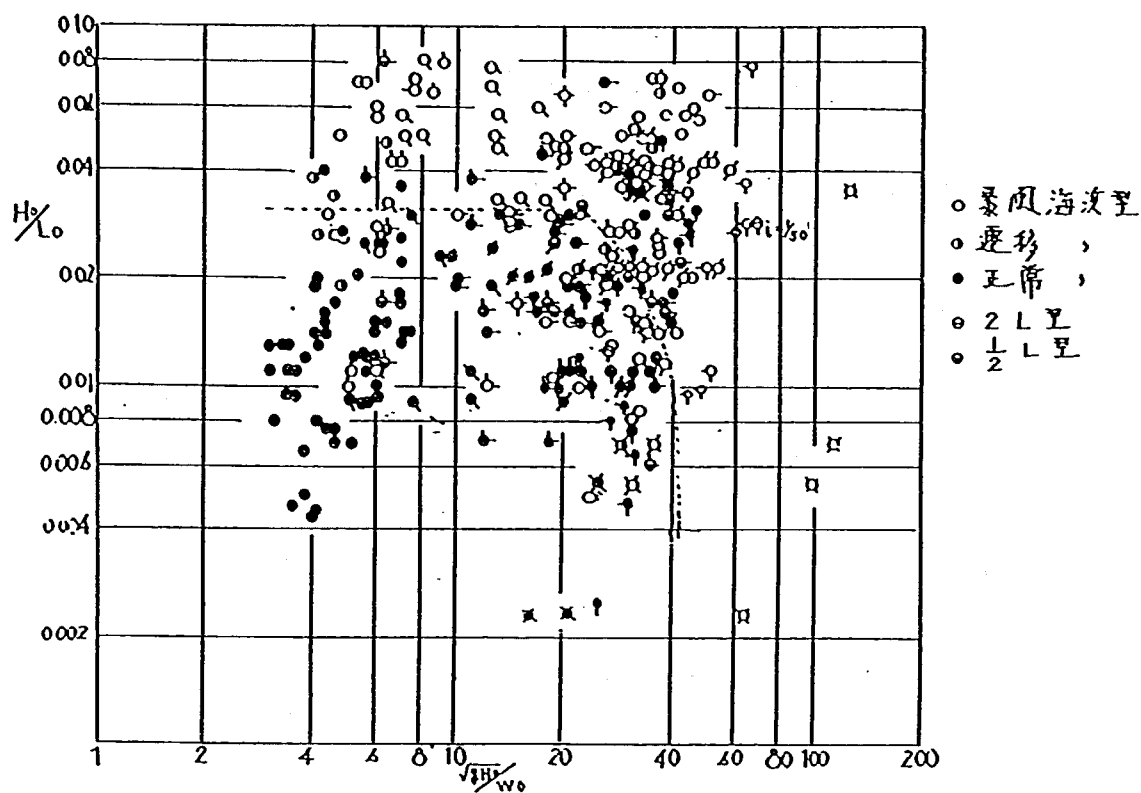


図-5 沿岸砂州発生限界(砂) $S=1.65$

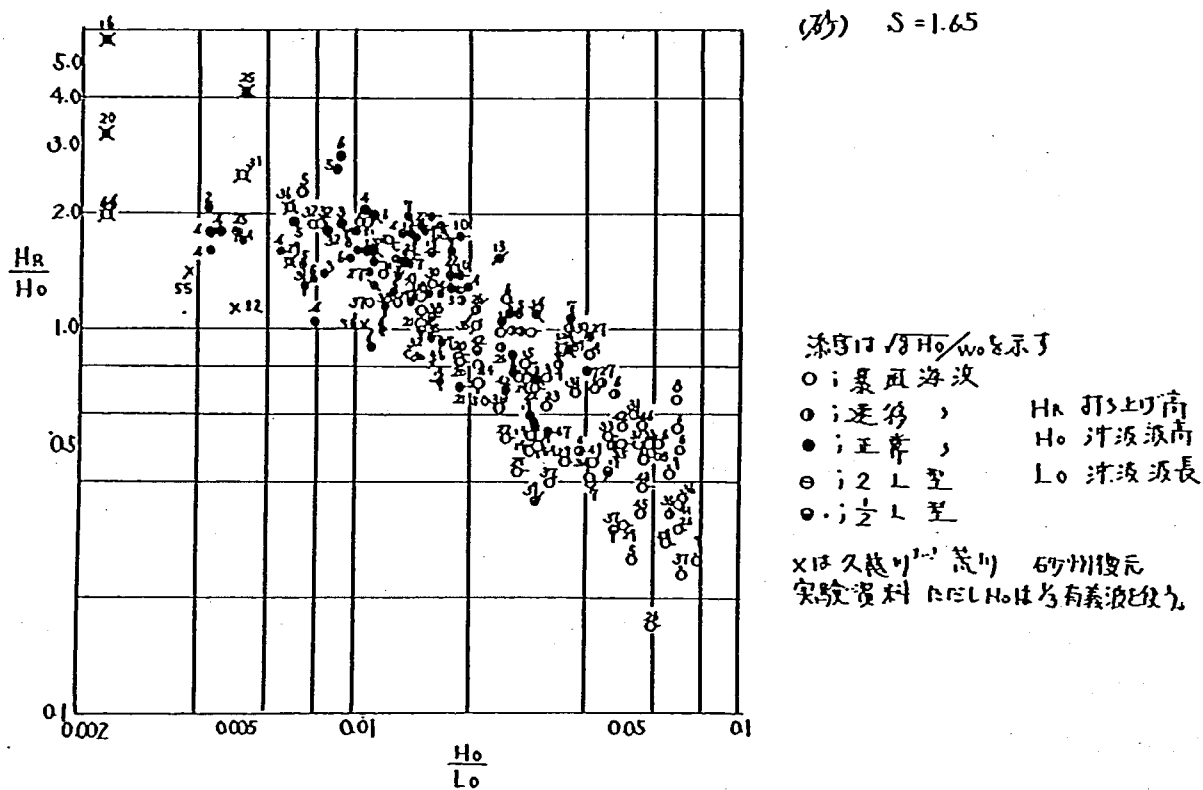


図-6 砂の打ち上げ高(砂) $S=1.65$

験者が行った実験資料を取り出してみると、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ が大きな方が H_R/H_0 が小さくなる傾向がある。なお、図中には、与義波を H_0 として久慈川と北陸荒川河口の現地観測結果も入れておいた。

iii) 前浜勾配

図-7に、前浜勾配 $\tan \theta$ と H_0/L_0 、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ の関係を示したものである。 H_0/L_0 の増加につれて $\tan \theta$ の減少の傾向があり、また $\sqrt{gH_0}/w_0$ の小さい資料が図の上部に集中し、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ が小さくなると勾配の増加する傾向もあることがわかる。図-8は、アメリカにおける現地海岸における d_m と前浜勾配の関係である。(この関係は、ほぼ日本の海岸でも成立するようだ。)これによると、粒径 0.02cm 位になると急激に前浜勾配が減少し、 $\tan \theta = 0.02$ 位までにもなっている。今、現地海岸で前浜勾配を作った波を $0.5\text{m} \sim 3\text{m}$ とすると、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ は $d_m = 0.1\text{cm}$ に対して $33 \sim 54$ 、 $d_m = 0.05\text{cm}$ に対して $54 \sim 90$ 、 $d_m = 0.02\text{cm}$ に対して $130 \sim 218$ となり、図-7の実験範囲を越えている。もし実験範囲を $\sqrt{gH_0}/w_0$ を 10^2 のオーダーまで広げれば $\tan \theta$ は現地同様小さくなるものと考えられる。

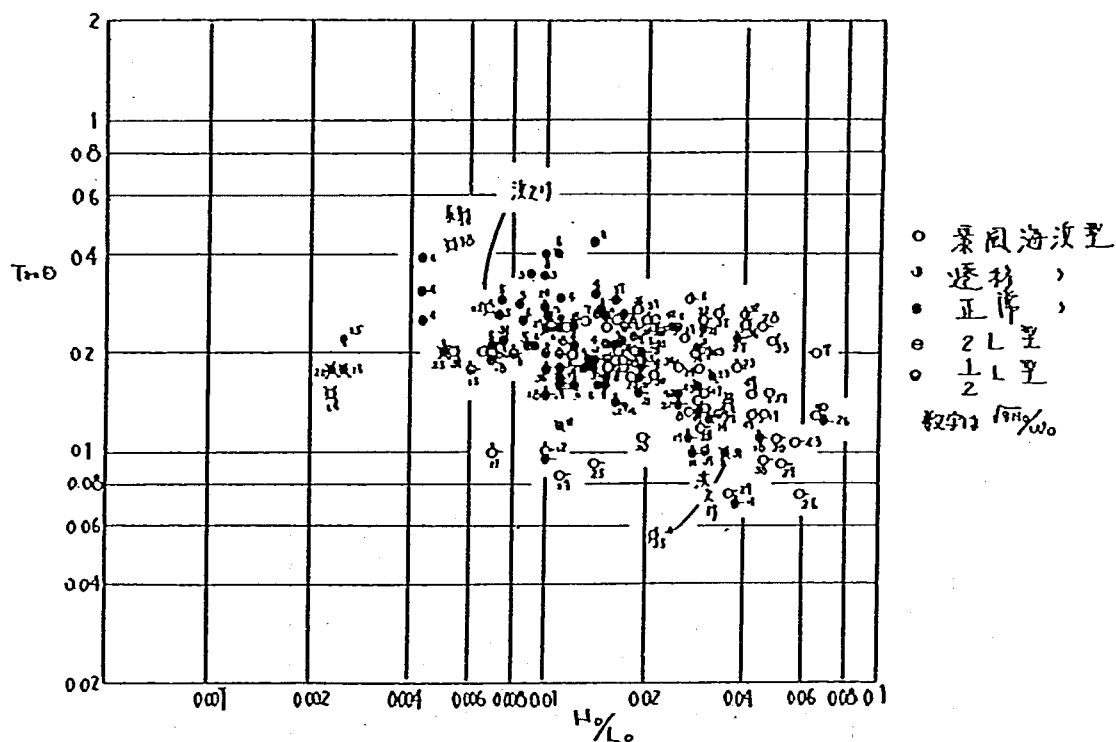


図-7 前浜勾配と波形勾配(砂)

iv) 汀線から沿岸砂州頂までの距離

沿岸砂州頂と汀線までの距離 l_1 と H_0/L_0 、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ 、 i_0 の関係を調べたのが、図-9、図-10、図-11である。点のバラツキが大きい、これは初期勾配 i_0 の影響が残ったためと考えられる。(i_0 の小さいデータが l_1/H_0 が大きいのは、1つにはまだ平衡海浜に達していないためであろう。) 一般に $\sqrt{gH_0}/w_0$ が大きいほど、 l_1/h_1 、 l_1/h_0 が大きい。なお、 h_1 は沿岸砂州頂水深であり、

この水深は沖波波高 H_0 の0.5~1.5倍位である。

以上の結果より、ばらつきが大きい、 s が一定の場合、 H_0/L_0 、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ 、 i_0 が同一なら、ほぼ相似な海浜形状を持つことがわらう。

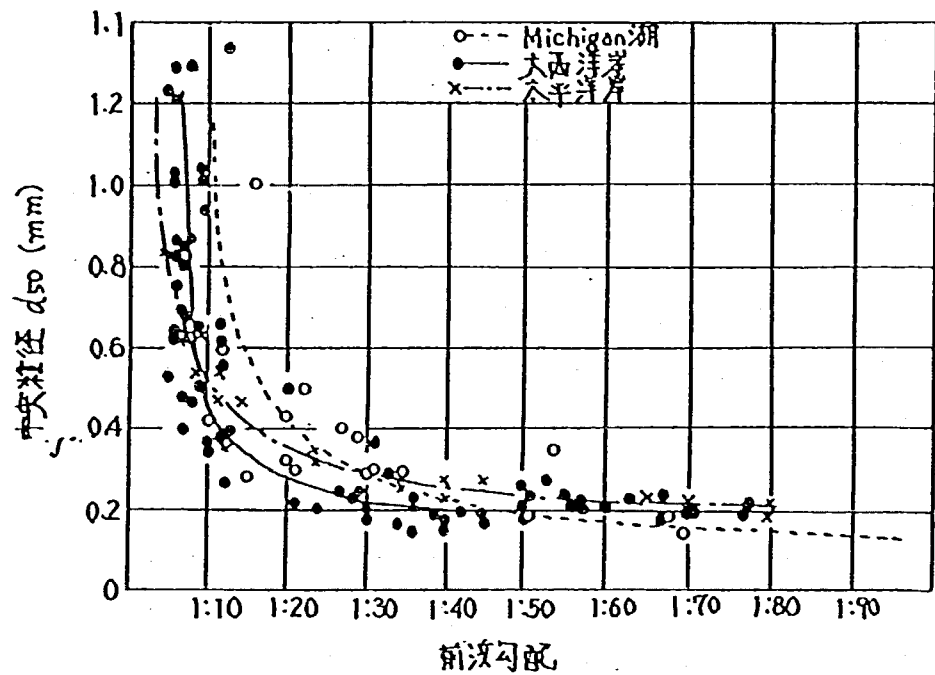
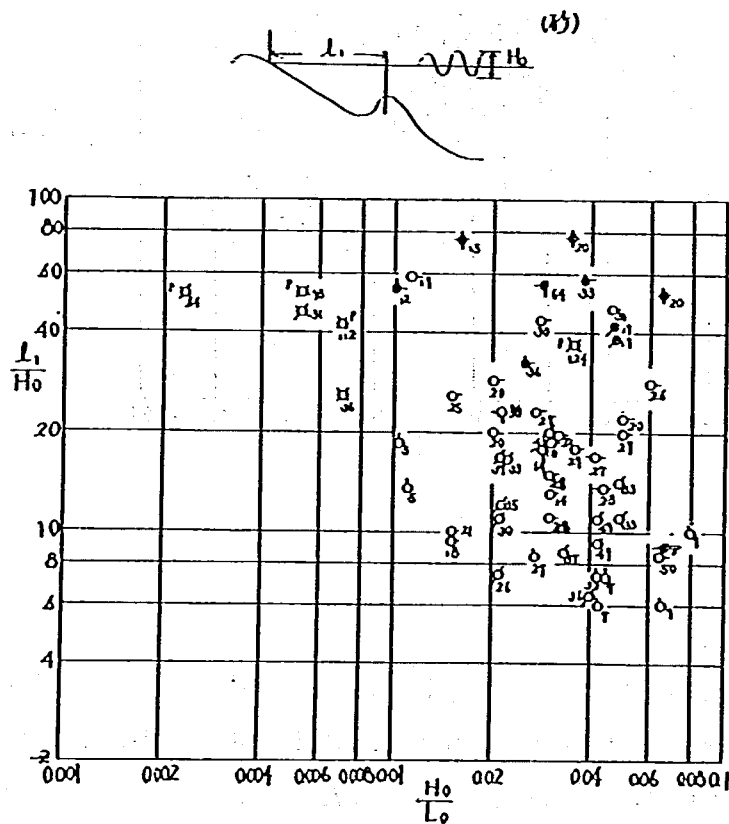


図-8 中央粒径と前浜勾配との関係 (Beach Erosion Board, 1961)



暴風波の波長
 L_1 は $\sqrt{gH_0}/w_0$ と表わす
• $L_0 \leq L_1$

図-9 L_1/H_0 と H_0/L_0 図

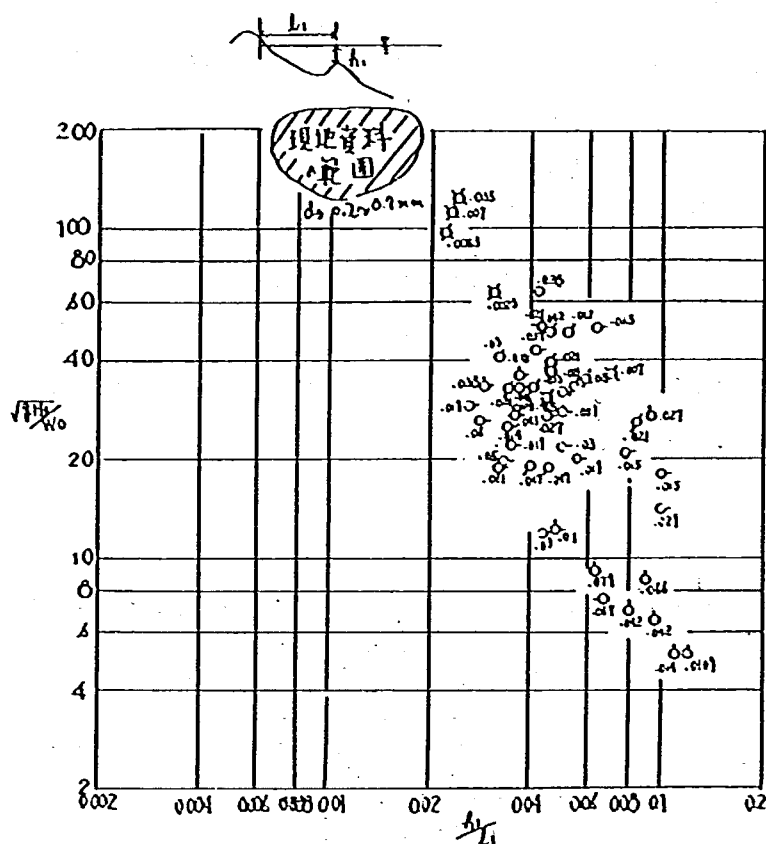


図-10 $\sqrt{gH_0}/w_0$ と h_1/L_1 (砂)

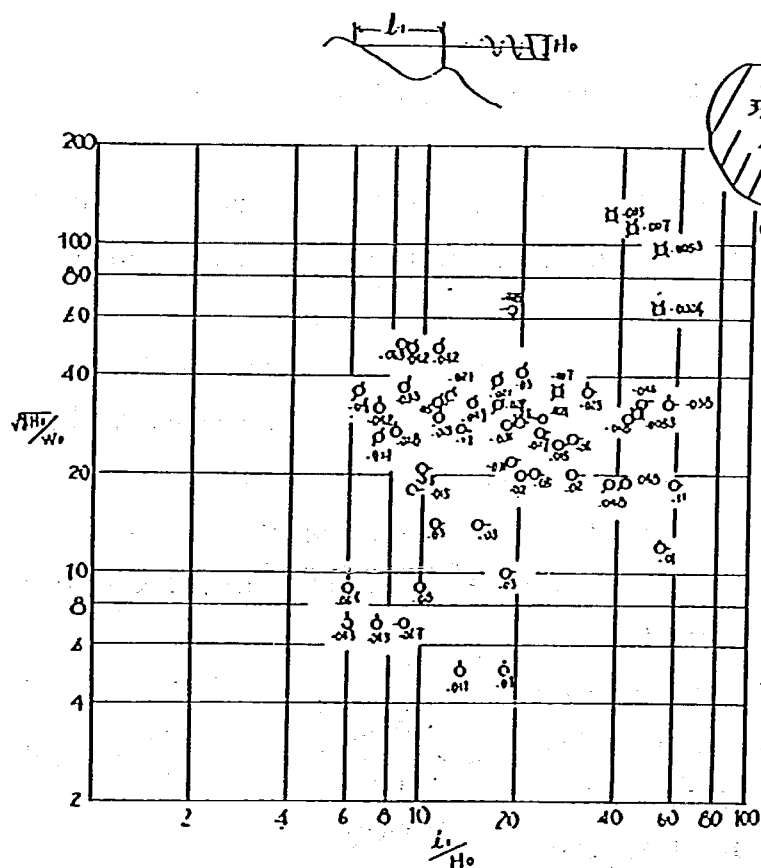


図-11 $\sqrt{gH_0}/w_0$ と L_1/H_0 図 (砂)

2-4 海床における砂移動の相似性

同一初期海浜に $\sqrt{gH_0}/w_0$, H_0/L_0 が同一な波を当てると、ほぼ相似な海浜形が生じるということは海床における底質の移動方向、水粒子の質量輸送の方向が同一であることを示している。ここでは波によって底質はどのような移動形態を持つかを述べておく。

まず初めに、質量輸送速度の分布形について述べる。有限な二次元水路で、一定水深、底面平滑の場合、Longuet-Higgins¹⁴⁾の理論、Eagleson, Deanの実験¹⁵⁾、野田の乱流境界層理論¹⁶⁾によると、底面近くの質量輸送の方向はすべて岸向きになる。勾配があり、砕破するような場合は、筆者および堀川・砂村等の実験結果¹⁷⁾では、図-12に示すごとく、砕波点より沖では、底層近くは、岸向きに、砕波点より汀線よりでは冲向きの質量輸送がある。

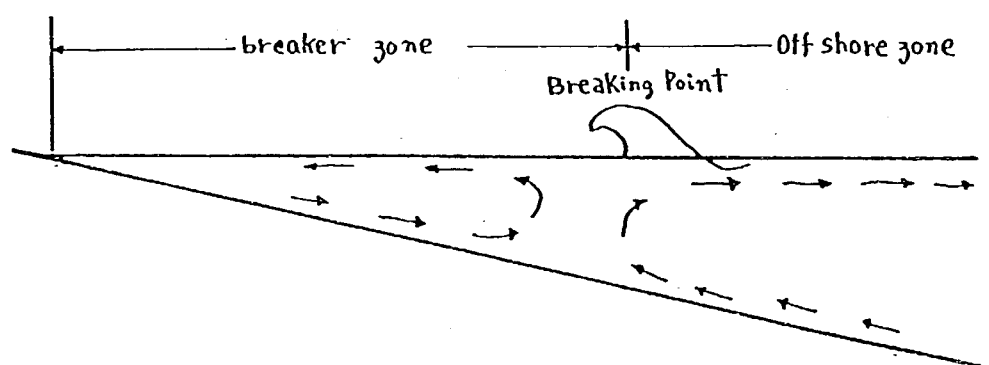


図-12 Mass transport pattern in case of inclined flat bed

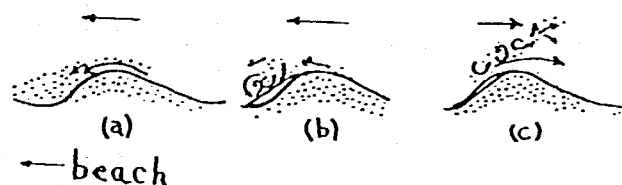
ところが海床に ripple などが存在するような移動床の場合は、図-12と異なった複雑な質量輸送パターンを持つ。筆者およびScott⁶⁾の実験結果を見ると、複雑なパターンも、海床のrippleとの関係とともに基本的には三つの型に分けられる。

I型；底面には ripple は存在しないが、あっても η/λ が小さい場合で、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ が小さい。つまり底面近くの $\hat{V}_0/w_0$ が小さい場合で、このような場合には、ripple の η/λ が小さいため、ripple による渦の発生はなく、平坦海床と同様な質量輸送の分布となる。s=1.65の砂の場合には、ripple の発生限界近くでの η/λ が大きいため、ripple の発生しない場合に限るようだ。

II型； $\sqrt{gH_0}/w_0$ が少し大きくなると、底床には明確な ripple が生じ、砕波点より少し沖側では岸側に急斜面を持つ ripple が生じ、岸側の急斜面のみ、あるいは岸側の方が強い渦を生じ、底面の質量輸送は沖を向き、ripple は岸向きに前進する。

(図-13参照) ある程度水深の深い所

では、ripple はほぼ対称であり、 $\hat{V}_0/w_0$ 図-13 Sand movement by vortex after Scott⁶⁾



が小さい時はまだ flat であり、大きくなると尖がってきて両側で渦を発生する。この場所での底層の質量輸送は、岸向きであり、ripple の移動速度は遅く、どちらかというと沖向きである。

Ⅲ型： $\sqrt{gH_0}/w_0$ が大きくなると、砕波点より少し沖側では、ripple 頂部が平らになり、渦の発生がなくなる。より $\sqrt{gH_0}/w_0$ が大きくなると ripple は消滅してしまう。このような場合の砕波点より多少沖の位置の質量輸送の方向は岸向きとなり、ripple の動きは小さいが沖を向く。

このように質量輸送の方向、ripple の移動方向は、底床 ripple の形状と深い関連性があり、ripple がほぼ対称な形をしている場合には、岸向きに流れ、非対称な場合には、ripple の二つの斜面の内、急勾配の方向から流れることが多い。この ripple の非対称性は、底面近くの水粒子の往復運動の非対称性と深い結びつきがあり、岸向きの方が速いと、ripple は岸側の方が勾配が急になり、それによって片側のみ、あるいは岸側の斜面上での方が強い渦を生じるようになる。この渦の発生の非対称性が水粒子の行きと帰りの移動距離を異ならしめる。つまり、岸向きの流れの時、水粒子は渦に巻き込まれ、岸側に近づけない。これが岸側の斜面上でより強い渦を生じる場合、底層で質量輸送の方向が沖を向く原因である。なお、岸向きの水粒子の速度が、沖向きより速くなるのは、波が岸に近づき、水深の影響を受け、微小振幅波から有限振幅波に変るためであり、また、斜面はこの効果を強めていると思われる。図-14にⅡ型、図-15にⅢ型の例を示す。

次に、底質の移動について述べてみよう。砕波点より少し沖側の場所では、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ が小さい内は、砂移動は掃流型式であり、岸向きの強い水粒子運動によって、岸向きの砂移動が多く、ripple も岸向き

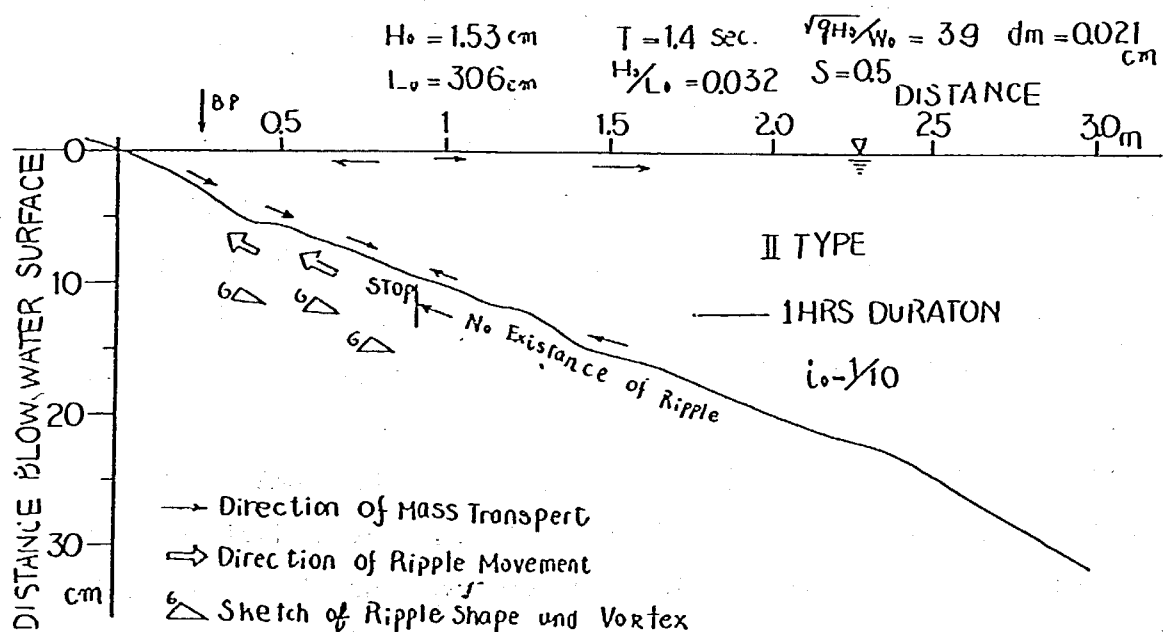


図-14 Example of II type

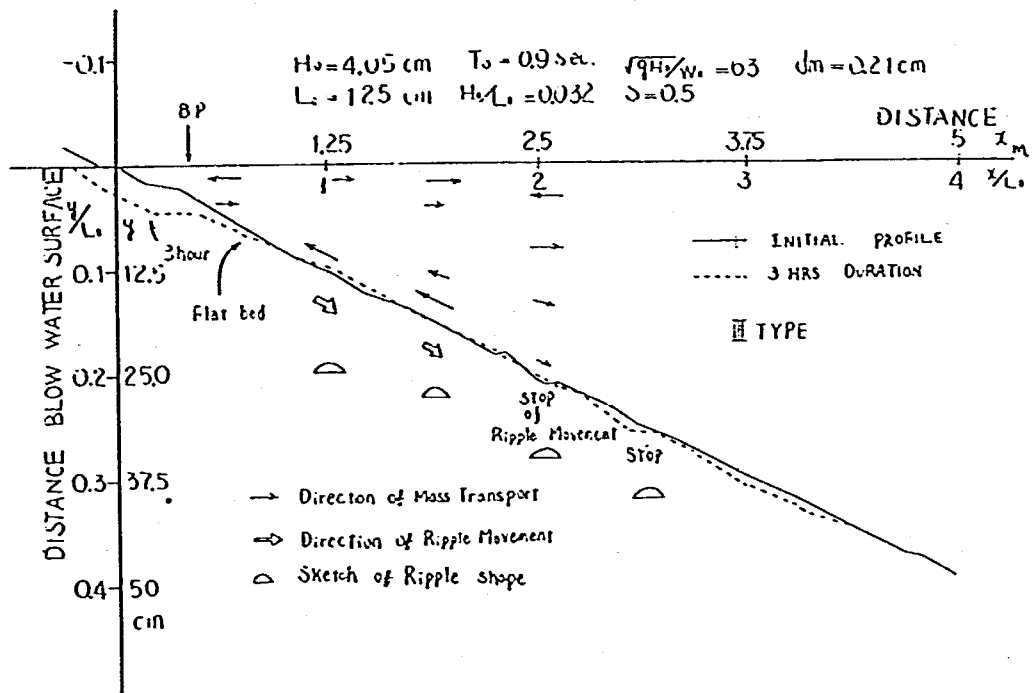


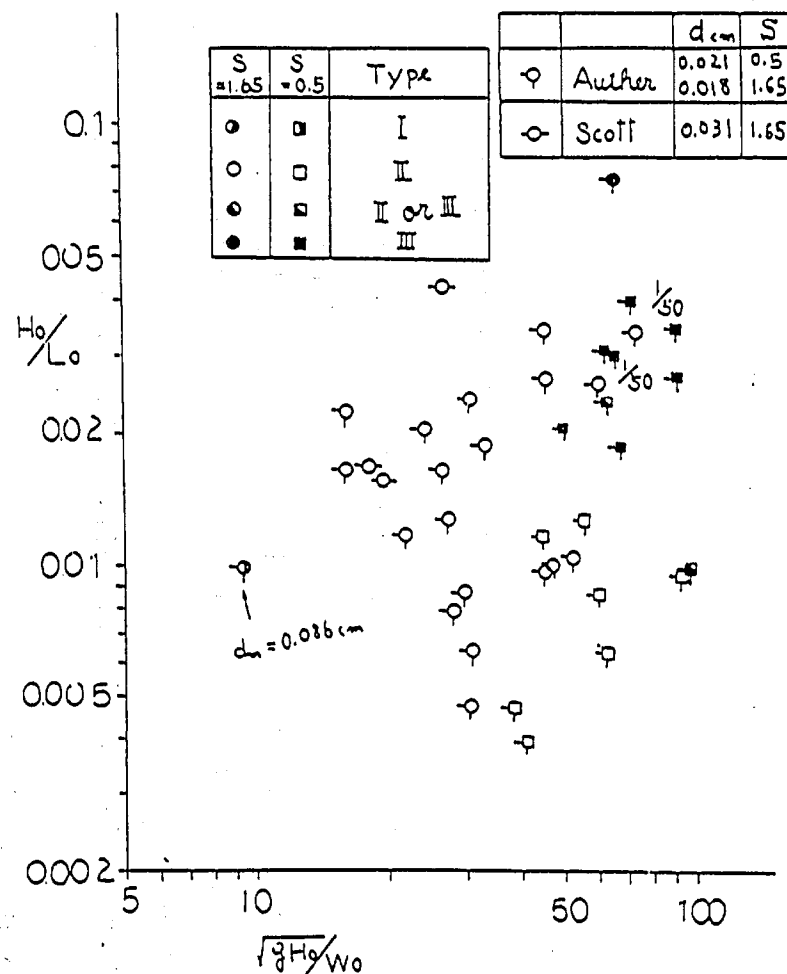
図-15 Example of III type

に前進する。このため初期形状 i_0 が直線的であれば、砕波点の沖側では侵食され、前浜の方へ土砂移動を生じせしめる。ただし、 i_0 が極端に大きい場合には、底質移動に斜面方向の重力効果を受け、砕波点の背後に堆積する。 $\sqrt{gH_0}/w_0$ が大きくなると、浮遊砂が多くなり、渦による斜面上の砂の巻き上げによって、ripple の前進速度は遅くなるようであり、浮遊された底質は質量輸送に乗って沖に向かい、冲向きの土砂移動が多くなる。したがって、砕波点から多少離れた波高の2から3倍の h の所に、砂が堆積するようになる。より $\sqrt{gH_0}/w_0$ が大きくなると、質量輸送の分布型がIII型に入り、土砂は砕波点の方向に運ばれるようだ。

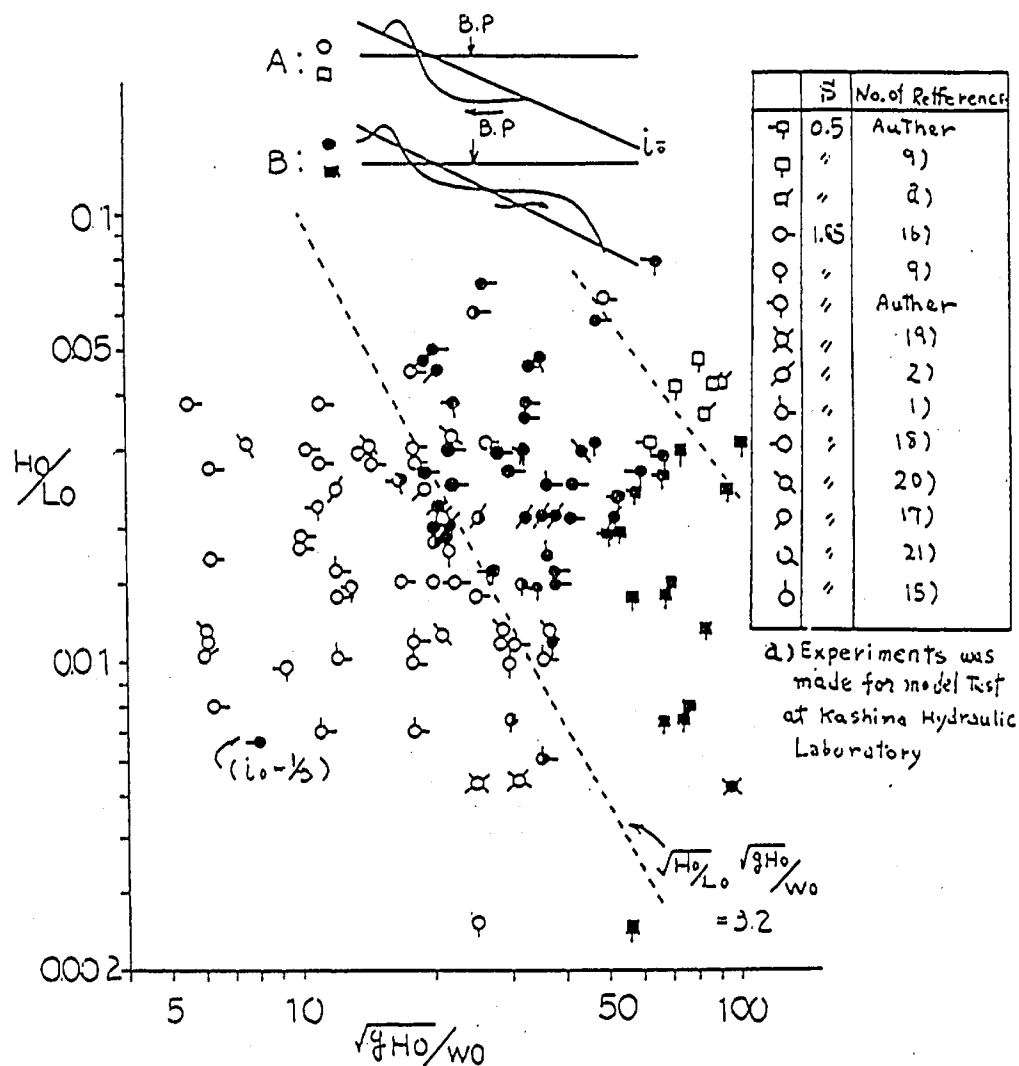
質量輸送の分布型や、底質移動の型は平衡海浜同様(6)式のパラメータに支配されると考えられる。ここで、 i_0 が極端に大きくなれば影響が小さいとして、質量輸送の分布型を $\sqrt{gH_0}/w_0$ 、 H_0/L_0 で分類したのが図-16である。これによると、同一 H_0/L_0 に対して s の小さい石炭粉は、小さい $\sqrt{gH_0}/w_0$ でIII型に入る。これは石炭粉の方が ripple の η/λ が小であり、また、ripple の消滅限界の $\hat{V}_0/w_0$ が砂より小さいためである。

図-17には、砕波点背後が削られ、侵食された砂が前浜や砕波帯に堆積するA型、砕波点背後の土砂移動が冲向きであり、その土砂が更に沖に堆積するB型を同様に $\sqrt{gH_0}/w_0$ 、 H_0/L_0 で示したものである。A型とB型の区分線は $s=1.65$ の場合 $\sqrt{H_0/L_0} \cdot \sqrt{gH_0}/w_0 \approx 3.2$ となった。同一 $\sqrt{gH_0}/w_0$ に対して、 H_0/L_0 が大きくなると、底面の $\hat{V}_0/w_0$ が増し、底質がより動きやすくなっているのが、この傾きの原因である。また H_0/L_0 が0.04、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ が80~100で、A型が現われている。これは、質量輸送がIII型に入ったためであろう。

なお、(6)式において、各項が同じ値を持つ海浜は、(3)式において粘性項が二次的と考えられるので、同



☒-16 Classification of mass transport pattern



☒-17 Classification of beach changing process

一 ripple の形状 (λ/d_o , λ/η) を持ち、二次元海浜を決めるパラメーター間との矛盾はない。

3 河道現象の相似性^{2) 3)}

3-1 はじめに

河口現象の理解のために、河道現象、特に河川流による砂州フラッシュ現象、河道内水位の把握等には、流砂量、河床の抵抗係数等の把握が必要である。ここでは初めに、流れによる流砂量、河床の抵抗が何によって決まるか、相似律の観点から説明する。

自然河川の状態では、河川の川幅 B は、河川流量や、流砂量等によって決まり、独立な変数ではないが、我々が対象とする河口現象では、河口より上流の川幅は動かないものとして良い。よって、川幅 B が固定されている場合の流砂量、抵抗係数について、ここでは述べる。

河道の現象 λ (流砂量、河床波、抵抗係数) を決める独立変数は次のようなものであろう。

流体の特性	ρ, ν
底質の特性	ρ_s, d_m, σ
流れの特性	u_s, H
水路の特性	B
場の特性	g

ここで σ は河床材料の標準偏差である。混合粒径河床の場合、粒度分布形そのものが、河道現象 λ を決める要因であるが、ここでは σ で代表しておく。

次元解析より

$$\pi_\lambda = f(u_s d_m / \nu, u_s^2 / g d_m, H / d_m, B / H, s, \sigma / d_m) \dots\dots\dots (7)$$

となる。

3-2 河床の抵抗

河床の粗度は、河床に生じる河床波と密接な関係があり、河床の粗度を予測するとは、とりまなおさず河床波を予測するということである。

移動床水路では、水理条件と粒径に応じて、河床面に各種の河床波が発生し、これが河床の抵抗係数や流砂量に大きな影響を与える。それ故、初めに、河床波について簡単に説明しよう。

- 砂漣 (ripples) 砂漣は、河床近傍の物理量によって支配される最も小規模な河床形態であって、その波長、波高は、粒径と密接な関係があり、平均水深のような物理には殆ど影響を受けない。波長は粒径の 800~1500 倍である。
- 砂堆 (Dunes) 砂堆は、その波長、波高が水深と密接な関係があり、その波長は水深の 3 倍から 10 倍位である。
- 反砂堆 (Antidunes) 反砂堆は、水面波 (重力波) と強い相互干渉作用を持って形成され、河床波

と同位相の水面波を持つ河床形態である。

○砂州 (Bars) 砂州は、最も規模の大きい河床形態であって、川幅があまり広くなければ、直線水路では交互に発生する。その波長は、水路幅と密接な関係がある。

○平坦河床 (Flat Bed) 砂澁、砂堆、反砂堆を伴ない、河床形態である。

○遷移河床 (Transition) 砂澁や砂堆を平坦河床の遷移領域における河床形態である。

図-18に土木学会移動床流れと河床形態研究会小委員会¹⁸⁾による河床形態の分類を示す。

各河床波は、それぞれ異った要因によって形成されるものと考えられる。水理量の変化に応じて、河床はそれぞれの卓越要因に応じて河床を変化させ、それに応じて河床の抵抗を変化する。

図-19は粘性項 $u_* d_m / \nu$ の影響が小さいと考えられる $d_m > 0.02 \text{ cm}$ 以上の場合の実験室資料、実河川資料より河床波の領域区分を示したものである。ただし、 $H/d_m < 2000$ の場合は、 $10 < B/H < 20$ の領域区分図である。 B/H の値によって、小規模河床形態の領域区分は、多少変わるが、それ程大きいものではない。ただ B/H が大きくなると、中規模河床波が生じ、ripple, dune の発生をおさえることがある。なお、図-20は、フルード数 $F_r = \varphi \cdot g^{1/2} \cdot \tau_*^{1/2} \cdot H/d_m^{-1/2}$ の関係を使って、 $\tau_* - H/d_m$ 平面上の領域区分を $F_r - H/d_m$ 平面上に転換したものである。ここで φ は平均流速 u_m ÷まさつ速度 u_* である。この値は、河床の抵抗を表わすものと考えられ、 $\varphi = \sqrt{8/f} = c/\sqrt{g}$ の関係にある。ここで f は、まさつ係数、 c はChezy 係数である。

図-21、図-22は、 φ の値が τ_* 、 H/d_m によってどう変わるかを、ほぼ均一砂の場合について調べた結果である。 H/d_m の大きな所の資料は、実河川の資料しかなく、また、測定精度も悪く、 $\tau_* - H/d_m$ 平面上のすべての φ を実証的に調べるわけにはいかず、 $H/d_m < 2000$ 以下の河床波の特性や、資料のある所の τ_* 、 H/d_m 、 φ の関係より、 φ がどのようなになるかを推定したものである。

河床形態		形状・流れのパターン		移動方向	河床波の特性
		縦断面図	平面図		
小規模河床形態	砂澁		直線状	下流	河床波の移動速度は、流水の速度よりも小さい。砂澁の波長は河床材料の粒径の約500~1,500倍である。
	砂堆		白線状 三日月状 舌状	下流	河床波の上流側斜面は、通常勾配の急な下流側斜面に比べると緩やかに傾斜している。砂堆の波長は水深の約4~10倍である。
	遷移河床				発達初期段階にある小さな砂澁と砂堆が平坦河床の間に広がっている。
	平坦河床				多量の流砂が平坦な河床上を流れている。
	反砂堆		十字状	上流 停止 下流	河床波と同位相の水面波と強い相互干渉をもつ河床波。
中規模河床形態	交互砂州			停止 下流	水流は水路内を曲がりくねって流れる。交互砂州の波長は水路幅の約5~16倍である。
	複列砂州			下流	-
	うろこ状砂州			下流	うろこ状砂州は B/H が非常に大きい領域で発生する。それは魚のうろこのように見える。

図-18 河床形態の分類¹⁸⁾

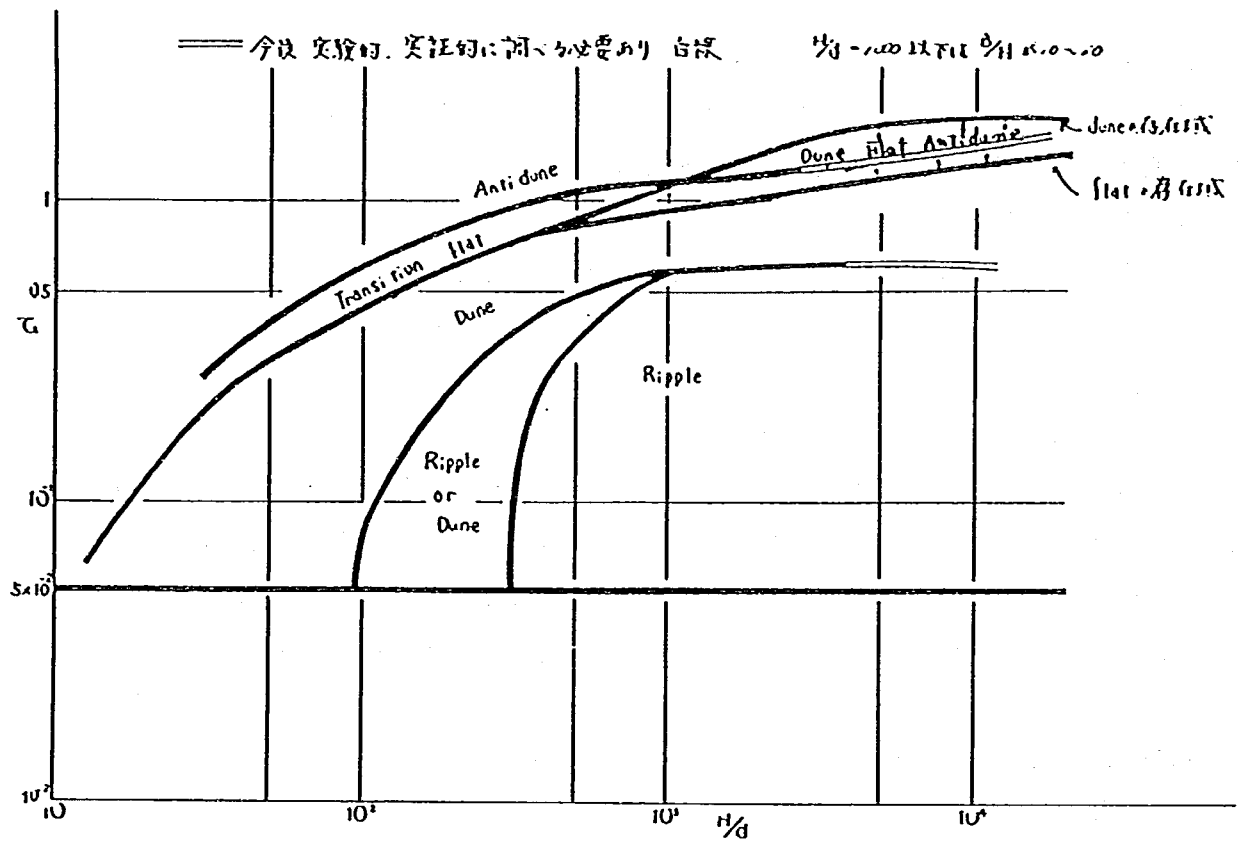


図-19 $d > 0.02\text{cm}$ 以上の領域区分 $\tau_s - H/d$ 平面

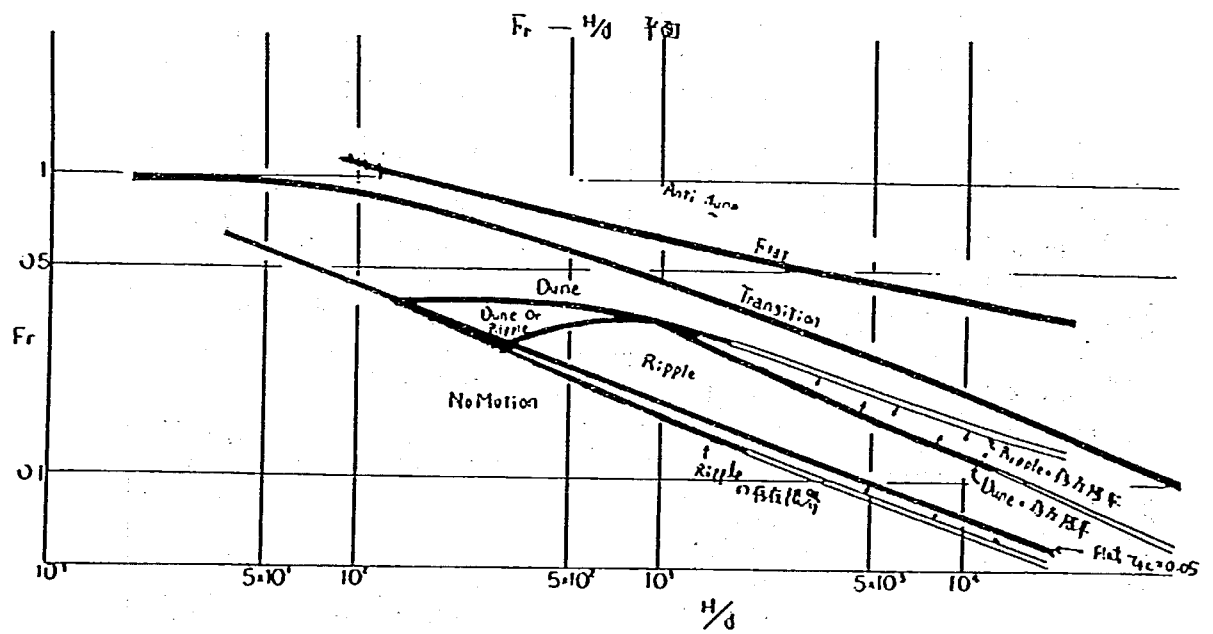


図-20 $d > 0.02\text{cm}$ 以上の領域区分 $B/H > 10$ 以上 $Fr - H/d$ 平面

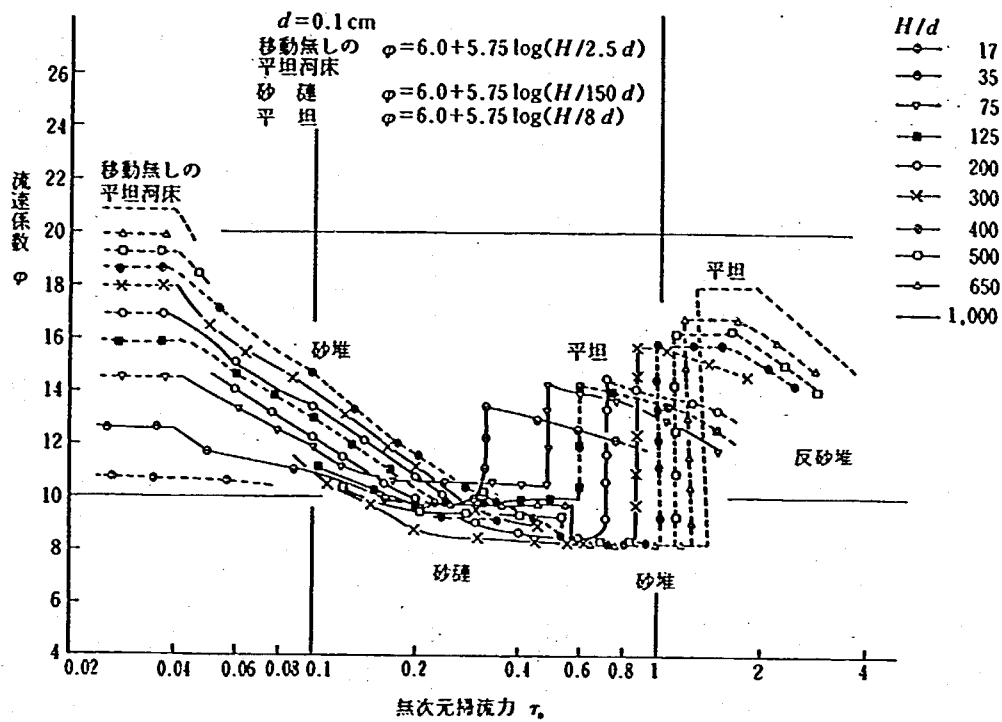


図-21 交互砂州の発生しない場合の ϕ と τ_* , H/d

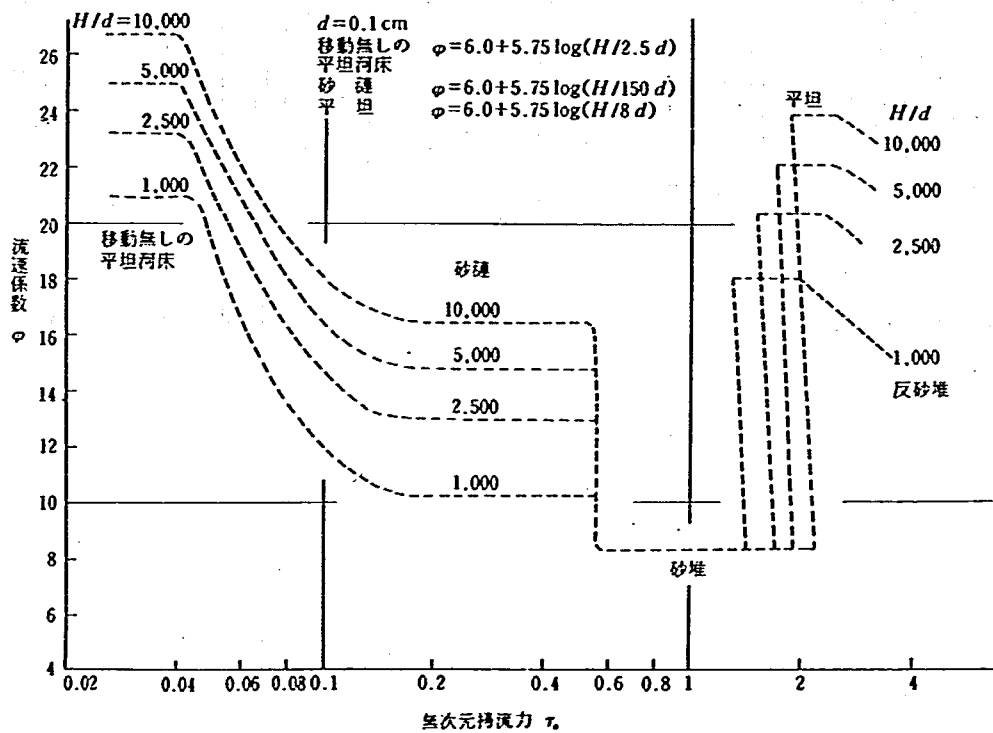


図-22 ϕ と H/d , τ_* の関係推定図

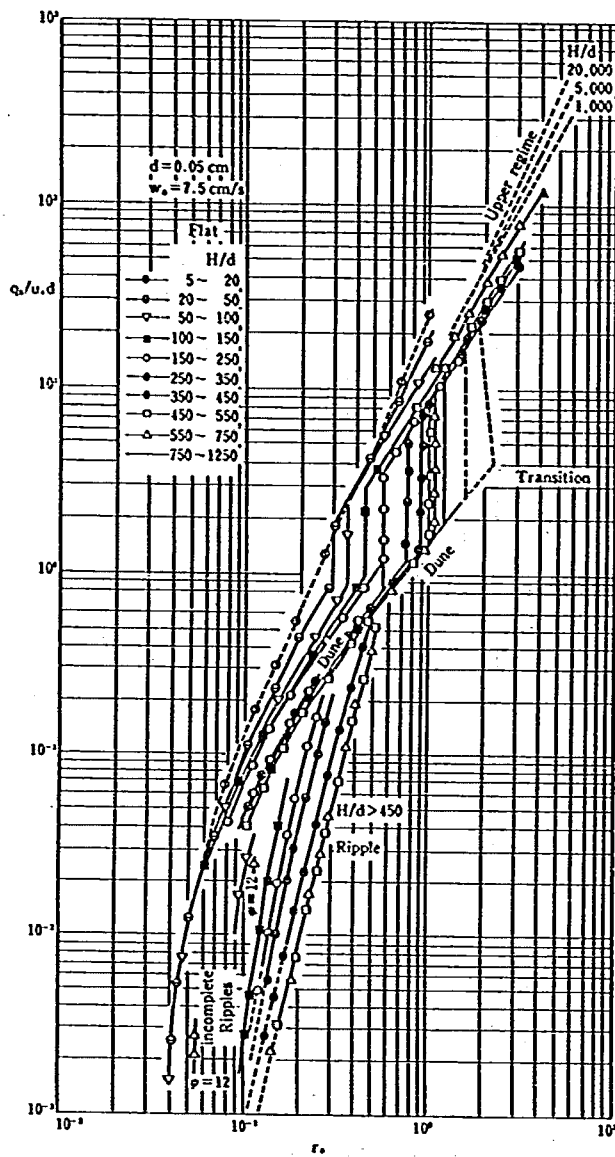


图-23 $q_s / u_* d$ vs. τ_*

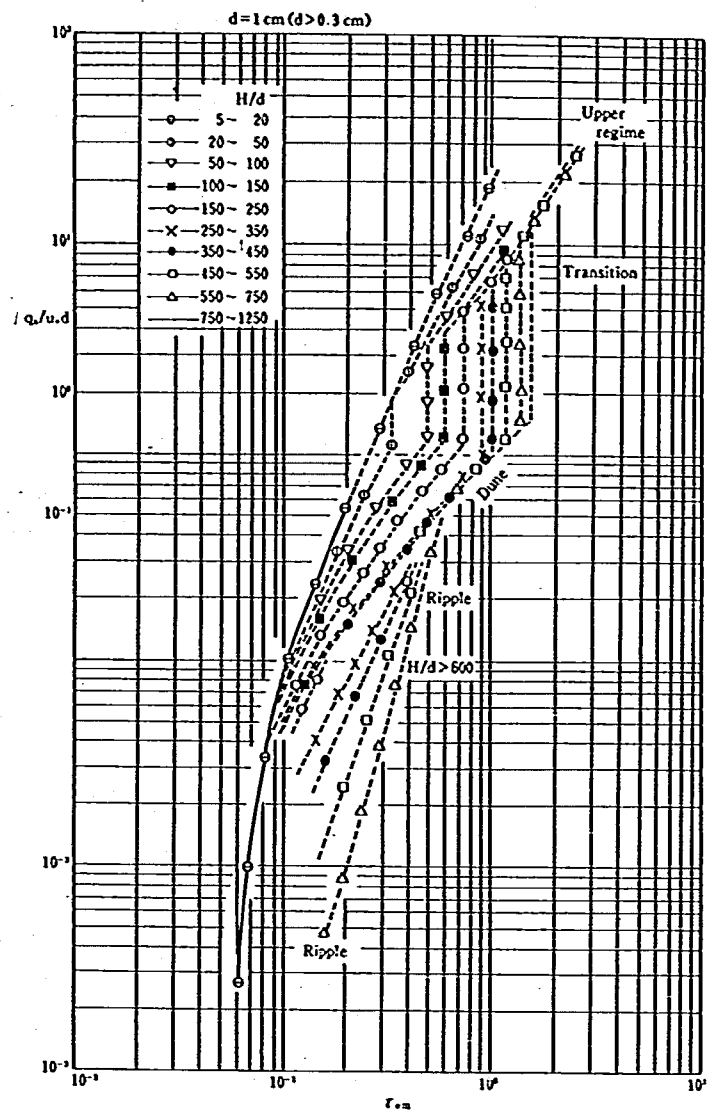


图-24 $q_s / u_* d$ vs. τ_*

3-3 流れによる流砂量

無次元流砂量 $q_s/u, d_m$ は、 $d_m > 0.02\text{cm}$ 以上の場合には、ほぼ τ_* , H/d_m によって決まると考えられる。図-23, 図-24は、ほぼ均一砂の場合、 $q_s/u, d_m$ が τ_* , H/d_m によって、どう変化するかを調べたものである。各河床波毎の流砂量は、次のように考えられる。

○Ripple bed

Ripple bed の場合、流砂は河床近くのみ流れ、河床近くの流れの構造に支配される。よって H/d_m の影響は少ない。

○Dune bed

Dune bed の場合、 H/d_m が大きくなると、河床の抵抗に占める表面抵抗の割合が減少するため、 H/d が小さい時より、同一 τ_* で $q_s/u, d_m$ が小さくなると考えられるが、 H/d_m が400付近より $q_s/u, d_m$ は H/d_m の増加に対して減少が見られないことより、 H/d_m が20,000 近くまで H/d_m 1,000前後の $q_s/u, d_m$ とあまり変らないと考えられる。

○Flat bed, Antidune bed

Flat bed, Antidune bed では、有効掃流力が dune bed に比し、急激に増加し、浮遊砂の割合が増加する。 H/d_m が大きくなると、浮遊砂の存在域が増すため、 $q_s/u, d_m$ が大きくなると考えられるが、 H/d_m の大きい所の Antidune の q_s の測定値は無く、図-24の流砂量は推定値である。²⁾

4 河口地形の相似性

4-1 はじめに

次に河口の中規模地形（開口幅、河口水深、河口砂州形状等）の相似性について考えてみよう。実際の河口は、外力の変化によって常に動いているが、まず初めに、外力が一定の場合の河口地形は、何によって決まるか述べる。河口の中規模現象 λ を決める独立な変数として考えられるものは、次のようなものであろう。

河川流量 Q , 沖波波高 H_o , 沖波波長 L_o , 底質の粒径 d_m , 底質の密度 ρ_s , 河水の密度 ρ , 海水の密度 ρ_w , 波向き θ , 動粘性係数 ν , 場の加速度 g , 潮位変動量 η , 潮位周期 T_η ,

よって,

$$\lambda = f(Q, H_o, L_o, \theta, d_m, \rho_s, \rho, \rho_w, g, \nu, \eta, T_\eta) \dots\dots\dots (8)$$

基本量として Q, ρ, g を取ると,

$$\pi_\lambda = f(H_o / (Q^2/g)^{1/5}, L_o / (Q^2/g)^{1/5}, \theta, d_m / (Q^2/g)^{1/5},$$

$$\frac{\rho_w - \rho}{\rho}, \frac{\rho_s - \rho}{\rho}, (Q^2/g)^{3/10} g^{1/2} / \nu, \eta / (Q^2/g)^{1/5},$$

$$\eta / (Q^2/g)^{1/5}, T_\eta / \{ (Q^2/g)^{1/5} / g \}^{1/2}) \dots\dots\dots (9)$$

となる。右辺の各項を、良く知られている無次元量で表わすと、

$$\pi_{\lambda} = f \left(Q/H_0^2/\sqrt{gH_0}, H_0/L_0, d_m/H_0, \theta, \frac{\rho_s - \rho}{\rho}, \frac{\rho_w - \rho}{\rho}, H_0 d_m/\nu, \eta/H_0, T_{\eta}/\sqrt{L_0/g} \right)$$

..... 06

となる。ここで第一項は、河川流と波の強さの比と考えられる。現地河川と考える場合、 $d > 0.03 \text{ cm}$ である所が多いので、粘性項の影響も強くなく、 ρ_s , ρ , ρ_w , T_{η} は、ほぼどの河口でも同一であるので、

$$\pi_{\lambda} = f \left(Q/H_0^2/\sqrt{gH_0}, H_0/L_0, d_m/H_0, \theta, \eta/H_0 \right) \dots\dots\dots (II)$$

と考えて良い。なお粒径 d_m の変りに沈降速度 ω_0 を使えば、 d_m/H_0 を $\sqrt{gH_0}/W_0$ に変えれば良い。上式は、河口の中規模現象を河川同志と比較する場合、どのような河川同志なら同一現象が生じるのか、あるいは現象の違いは、どこにあるのかを考える時、考えておかなければならない要因を示している。なお、河口構造物による変化を比較する場合には、河口構造物の代表長 L で表わせば、 L/L_0 が(II)式に加える必要があろう。また、感潮面積の大きな河川や飛砂の大きい河川では、これらの効果も考えておかなければならない。

4-2 河口の分類と相似性

実河川の河口形状を考える場合には、 Q や H_0 , L_0 の変動特性を考慮に入れた河口地形の相似性について考える必要があろう。本節では、河口の中規模現象が、どのような河川ならほぼ同一になるのか、あるいは、河口地形の相違が何によるのか、河口に働く営力と、河口地形(河口の分類)を通して述べる。

1) 河口の位置による河口分類

河口の位置は、その河口に作用する気候的条件、潮位変動量を決めている。それ故、河口をその位置で把握することが第一になされねばなるまい。日本においては、次の三つに分類しておくのが便利であろう。

○日本海側河口

日本海に流出する河川の河口で、潮位変動は小さく、(10~20cm)、潮位変動が河口現象に及ぼす影響は小さい。冬期は大陸からの季節風によって海は荒れ、河川流量は小さく、渇水期に当る。春になると、冬に積った雪の融雪による出水がある。春期、夏季は、海は緩やかであり、前線性の雨や、台風による出水がある。なお、山陰地方では、融雪による出水は、降雪量が小さいため、小さい。

○太平洋側河口

太平洋に流出する河川の河口で、潮位変動が1~2m有り、潮位変動による汀線位置変化は大きく、河口地形にも潮位変動の影響があると考えられる。冬期に河川流量が小さいのは、日本海側と同様であるが、北海道を除けば、融雪出水は小さい。洪水としては、前線性の雨や、台風によって

もたらされる降水による。波浪は、台風性のうねりや、低気圧の通過に伴う波浪が大きなものである。

なお、オホーツク海に流入する河川は、本州河川と洪水特性が多少異なるが、潮位変動を重く見れば、太平洋側河川の中に入れて良いだろう。

○内海型河口

湾や入江に流入する河川の河口で、河口に達する波の波高が小さく、河口砂州の発達が始まらない河川である。瀬戸内海、東京湾、三河湾、有明湾等に流入する河川がこの中に入ろう。

ii) 波と底質の応答特性による分類

外洋に面して河川では、海浜形状を決めている波浪の強さに場所的に大きな差は少ない。暴風時に2～3mの波高となり、4m以上の波は、年に数える位しかない。波と底質の応答特性は、 $\sqrt{gH_0}/W_0$ （あるいは H_0/d_m ）と H_0/L_0 でほぼ決まるが、 H_0/L_0 は暴風時0.015～0.04位であり、主に $\sqrt{gH_0}/W_0$ で決まると考えて良い。この事は、底質材料が同一なら、ほぼ同一な海浜形状を持つことを示している。

粒径毎にその海浜形状の特性について述べてみよう。

○粒径0.2～0.3mmを前浜材料に持つ河口

波高1～3mで、 $\sqrt{gH_0}/W_0$ が60～200に達する河口で、波によって底質は容易に浮遊する。従って、潮位変化や、波の変化に対する追従性が大きく、海浜地形の変化は激しい。前浜勾配は、非常に緩く、砂州頂高も低く、1m以下になることが多い。汀線変動は激しく、波が高いからといって汀線が後退しない場合もある。粒径が小さいため、透水係数が小さく、かなり小さい流量でも完全閉塞しない。このような海浜は、現河川（沖積世における河川）の流出砂が海浜を作ったのではなく、海蝕による第三紀、四紀の固結度の小さい砂質、シルト質の岩が砕けて、これが海浜を作っているのが殆どである。

○粒径0.5mm～2mmの粗砂を前浜に持つ河口

このような海浜は、0.5mm～2mmの粗砂を前浜部、及び沿岸砂州部に持ち、水深が7～8m以上では、粒径0.15～0.2mmとなっており、底質はふるい分け作用を受けている⁴⁾。

暴風時には、一般に汀線が後退し、波が弱くなると、堆積するパターンを繰り返している。粒径が大きくなるため、小河川では、完全閉塞することも多くなる。前浜勾配は、1/5～1/15位であるが、沖浜勾配は、1/60～1/120である所が多く、2列、3列の沿岸砂州を持つ所もある。この沖浜勾配の緩さは、暴風時に海浜に達する波の強さを弱めている。つまり、高い波は、沖で碎波し、汀線に達する波は波高3～4mの波とそれ程変らない。

○粒径5mm以上の砂利を前浜に持つ河口

粒径5mm以上の砂利を前浜に持つ海岸であっても、海岸前面に海盆を持ち、沖浜勾配1/10～1/20のような駿河湾富士海岸のような場合を除けば、水深10mで0.2mm程度になっており、砂利は、前浜のみに存在している⁴⁾。粒径5mmの場合、波高3mとしても $\sqrt{gH_0}/w_0 \div 25$ であり、前浜の砂利は浮遊されることは少なく、主に掃流形式で動くと考えて良い。沿岸砂州は存在せず正常海浜を持ち、前浜勾配は急であり、1/2～1/5位にも達する。砂利のため透水係数は大きく、

容易に閉塞する。

なお、水深が10mより沖の海浜勾配が急な場合には、波高の大きな波が沖で砕波することなく海浜に達し、暴風時の波のはい上り高が大きくなり、海浜構造物の設計に当っては、沖で生じる波高としておかなければならない。一方、沖の勾配が緩い場合には、高波は沖で砕波するため、3～4 mの波を考えておけば良いようだ。

iii) 波と河川流を考慮した分類

ii)においては、海浜形状を決める要因のみに注目して述べたが、河口現象を正しく捉らえるためには、河川流の影響と波向きに対する正しい考察がなければならない。つまり $Q/H_0^2/\sqrt{gH_0}$, $\sqrt{gH_0}/w_0$, θ が同一なら、同じような河口現象が生じているわけである。

外海に面している河川で、漂砂の一方向への卓越のない河川なら、海浜材料の粒径、河川流量（代表流量として平水流量、あるいは年一回洪水流量を取れば良いが、流域面積でもある程度代用できよう。）と、i)で述べた河口位置が同じである河川同志は、ほぼ同一の河口の中規模現象が生じ、一つの河川で生じた現象を他の河川にも適用しえんと考えて良い。

iv) 河口地形による分類と営力

上森¹⁹⁾によって行われた河口の地形学的分類である偏流型河口、直流型河口、遮へい型河口は、河口に作用する営力とその応答である地形を表わしていると考えられる。

○偏流型河口

河口が図-25のごとく偏流する河口である。この偏流も固定的な偏流と一時的な偏流に分けておいた方が良い。固定的な偏流は、通常の洪水では砂州部を越えるような水位になることはない。開口部位置は、岬等の固いものに沿って流出していることが多い。このような形態を持つ河口の底質材料は、0.5～1mm前後の河川に多いようだ。この砂州は、砂丘ほど規模が大きくなく、大出水時には一部越流することもある。この砂州は、現世の浜堤と考えて良い。砂丘の背後を偏流する河川は、砂丘の成因に飛砂や海水面変動が加わっており、より時間スケールの長い現象が関係しているため、形態は似ているが、別の分類型に入れるべきであろう。

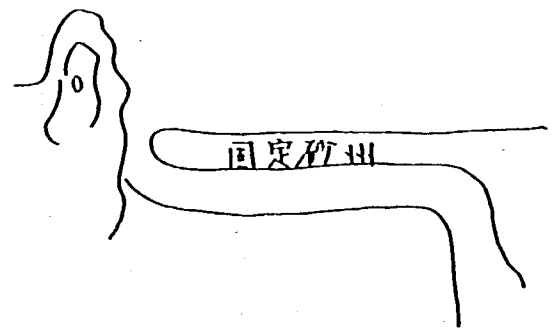


図-25 偏流型河口

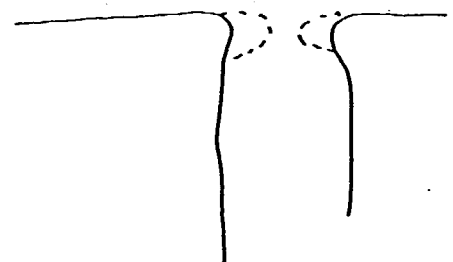


図-26 直流型河口

一時的偏流河川は、砂を海浜材料に持つ中小河川で多く見られ、偏流州は、波の変化や河川流の変化に応じ、移動が激しく、洪水時には砂州を越流し、新しい河口を生じる。

○直流型河口

直流河口は、図-26のように、汀線にはほぼ直角な開口部を持つ河口で、河口に砂州を持つ場合と持たない場合に二つに分けられる。

砂州を持たない河口は、波高が小さい内湾に流入する河川、外海に面していても、河口閉塞するだけの漂砂が存在しない河川に限られる。

砂州を持つ場合の直流型河口は、大きな河川で洪水時流量の大きな河川、砂利河川で見られる。砂利河川の場合は、洪水時に河口が大きく開き、また水深も大きいため、河口を偏流させるだけの漂砂堆積が生じない内に、次の洪水が来襲し、貯った漂砂を飛ばしてしまうためであり、砂利河口では、洪水流の流れの直線性が強いから、砂州を飛ばしてしまうこと、底質が大きい漂砂移動が小さいことによる。ただ、砂利河川の場合、現在直流型でも偏流する可能性は強く、一度曲がり出すとその方向を継続しやすい。また、直流型河川であるものも、導流堤等によって偏流防止工法によって直流型となっているものも多い。

○遮閉型河口

図-27のように、河口が岬や防波堤によって妨げられている河口である。この型は、前述した二つの型のように、波と河川流、底質の違いによって、河口地形の違いが生じ、その地形を分類したというのと異って、構造物等の影響を強調したものであり、河口地形の分類としては良いが、河口に作用する営力との関連性から言えば、別の範ちゅうに入れるべきであろう。

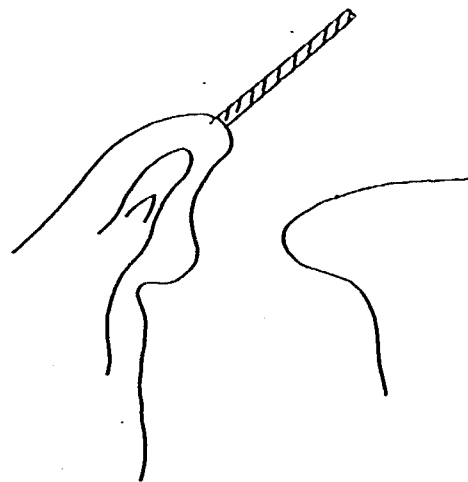


図-27 遮閉型河口

V) 河口に作用する主要因による分類

河口を河口形状を決める主要因による分類として、河川流型、波動流型、潮汐流型河口の三つに分類することがある。

河川流型は、波より河川流の影響が卓越する河川で、日本では、内海型河川に限られよう。波動流型は、河口砂州を作るような河川であり、日本においては、外海に面している砂、砂利河川は、すべて波動流型と考えて良い。潮汐流型は、河口の河積が潮汐流によって決まるような河川であり、日本では、潟湖に流入するような河川に限られる。

参 考 文 献

- 1) 山本晃一、野積 尚；海浜変形の相似性に関する研究 — 海浜移動床模型実験の相似律 — 土木研究所資料 Vol. 975号 1975
- 2) 山本晃一；相似律の観点から見た移動床の水理〔Ⅰ〕、〔Ⅱ〕、〔Ⅲ〕、土木研究所資料 Vol.1059, 1074, 1154 1975, 1976, 1976
- 3) 山本晃一；河川の抵抗係数の予測法、土木技術資料 Vol. 19-7 1977
- 4) 山本晃一；波による底質のふるい分け作用、第24回海岸工学講演会 1977

- 5) Inman D. L ; Wave-Generated Ripples in Nearshore Sand, Beach Erosion Board Tech. Memo. No.100 1957
- 6) Scott T. ; Sand Movement by Waves, Beach Erosion Board Tech. Memo. No.48 1954
- 7) 松梨順三郎, 大味啓介; 波による底質の変形について, 第11回海岸工学講演集 1964
- 8) 岩垣雄一, 野田英明; 海岸変形の実験における縮尺効果の研究, 第8回海岸工学講演会 1961
- 9) Nayak I. V. ; Equilibrium Profiles of Model Beaches, University of California Technical Report HEL-2-25 1970
- 10) 須賀堯三・松村圭二・末吉一成; 河口二次元砂州に関する実験的研究, 土木学会年次学術講演会 1972
- 11) Recter R.L. ; Laboratory Study of Equilibrium Profiles of Beaches. Beach Erosion Board Tech. Memo. No.41 1954.
- 12) 田中則男・新保 修; 移動床模型実験用底質材料としての石炭粉の特性について, 港湾技術研究所報告 Vol. 12, No.1, 1973
- 13) 篠原謹爾・椿東一郎・斉藤 隆; 漂砂と波の特性に関する研究, 第5回海岸工学講演集 1958
- 14) Longuet-Higgins ; The Mechanics of Boundary Layer near the Bottom in Progressive Wave. Coastal Engi. 1958
- 15) Ippen Editor ; Estuary and Coastalline Hydrodynamics, McGraw-Hill Book Company pp.108~113
- 16) 野田英明; 波動による乱流境界層の発達, 第16回海岸工学講演集 1969
- 17) 堀川・砂村・鬼頭・品川; 海浜変形に関する実験的研究, 第27回土木学会年次講演会 1972
- 18) 移動床流れと河床形状研究小委員会; 移動床流れにおける河床形態と粗度, 土木学会論文集 第210号 1973
- 19) 上森千秋; 河口吐口の閉塞とその処理に関する研究, 高知大学農学部紀要第9号 1963
- 20) 尾崎 晃; 漂砂による小港湾埋没防止対策に関する一考察, 第19回海岸工学講演会 1972

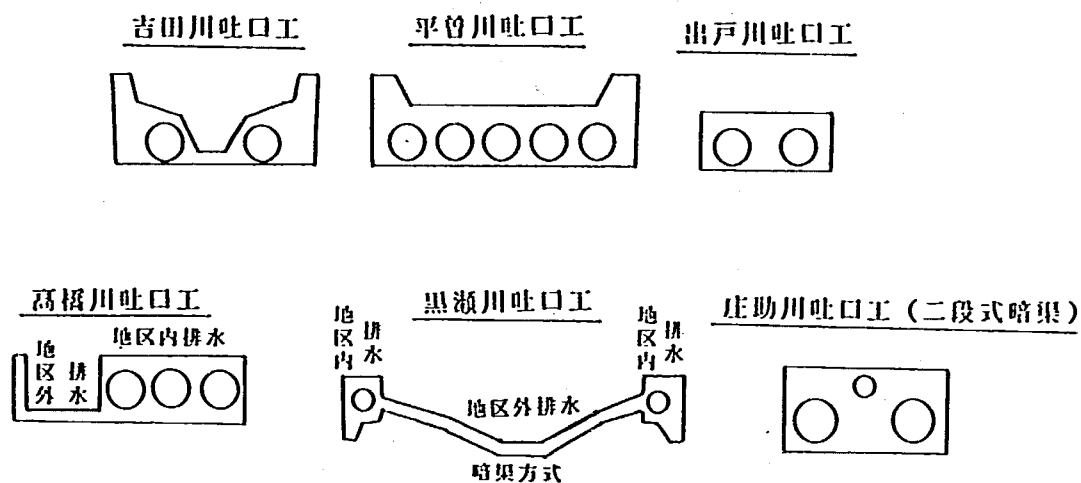
Ⅱ 暗きょ工に関する現地写真および図面資料

1. 概 要

暗きょ工の施工例については、先に述べたように、黒部川扇状地扇端に流出する排水河川、高知海岸および駿河湾に流出する小河川等がある。これら暗きょ工の構造、計画諸元等の詳細は不明であるが、ここでは暗きょ工の現地状況の写真および施工図面等について以下に示す。

2. 黒部川扇状地排水河川の暗きょ工

黒部川扇状地の新川海岸地帯における小河川河口の状況とその処理工計画の一覧を表－1に、その状況を図－1および以下の写真に示す。



図－1 排水方式の実例

表-1 新川海岸地帯の河口処理

地区名	排水路名	流域面積	前左内訳		施工前河口状況			洪水量 (m^3/s)	平水量 (m^3/s)	河口付近勾配	砂の有無	平水時に於ける被害状況		堆積砂	河口処理工	
			地区内	地区外	方針	施設	付近					静穏時 波高0.0~0.50m	高波時		方針	方式
新川地区	黒瀬川	町歩 2,091	町歩 84	町歩 2,006	単独 排除	片側合掌杵 川巾8m	砂浜	41.60	4.0	1/5000~1/10000	有(小)	水位上昇 (0.20~0.30m)	水位上昇 (0.80~1.00m)	砂利 1.0~7.0cm	単独排除	地区外排水 閉渠
	出戸川	171	104	67	"	両側合掌杵 川巾10m	砂利 栗石	38.1	0.2~0.3	1/15000	無	水位上昇 (0.30~0.40m)	河口閉塞、塩害	砂利~栗石 3.0~15.0cm	"	地区内排水 閉渠 地区内外排水 閉渠
	高橋川	885	114	771	"	片側合掌杵 川巾7~10m	"	25.62	3.0	1/2000~1/6000	有(小)	水位上昇 (0.40~0.50m)	水位上昇 (1.20~1.50m)	"	"	地区外排水 閉渠 地区内排水 閉渠
	大野川	296	140	156	"	漁港	砂利	8.16	0.6	1/7000	有(中)	水位上昇	漁港に流砂の堆積	荒砂	高橋川河口について 単独排除	地区内外排水 閉渠
	吉田川	600	52	548	"	両側合掌杵 川巾13m	砂浜	14.06	3.0	1/500	有(中)	水位上昇 (0.40~0.60m)	河口障害、水位上昇 (1.00~1.20m)	砂利~栗石 2.0~10.0cm	荒瀬川を合流排除	地区内外排水 閉渠 (閉渠併用)
	荒瀬川	133	83	50	"	施設なし	"	3.68	0.2~0.3	1/5000	有(小)	水位上昇 (0.40~0.50m)	河口閉塞	"	吉田川へ合流排除	
平野地区	庄助川	170	169	-	合流 排除	黒部川河口付近 へ排除	砂利 栗石	4.80	0.4	1/7000	無	水位上昇 (0.50~0.80m)	水位上昇 (1.20m)	砂利~栗石 4.0~15.0cm	単独排除	地区内外 閉渠 (二段式)
	平曾川	465	461	-	単独 排除	両側合掌杵 川巾15m	砂浜 栗石	15.67	1.8	1/30000	無	水位上昇 (0.70~0.80m)	河口閉塞	砂利~栗石~玉石 3.0~15.0~25.0cm	"	" 閉渠併用
	田茂川	272	270	-	"	両側合掌杵 川巾10m	砂浜 砂利 栗石	7.12	0.5	1/5000	無	水位上昇 (0.80m内外)	"	砂利~栗石 3.0~15.0cm	"	" 閉渠

(1) 庄 助 川

○流 域 面 積 1.7 Km²

○計 画 流 量 4.8m³/s(平水0.4m³/s)

○暗 き ょ 敷 高 T.P-0.186m

○河 口 付 近 勾 配 1/7000

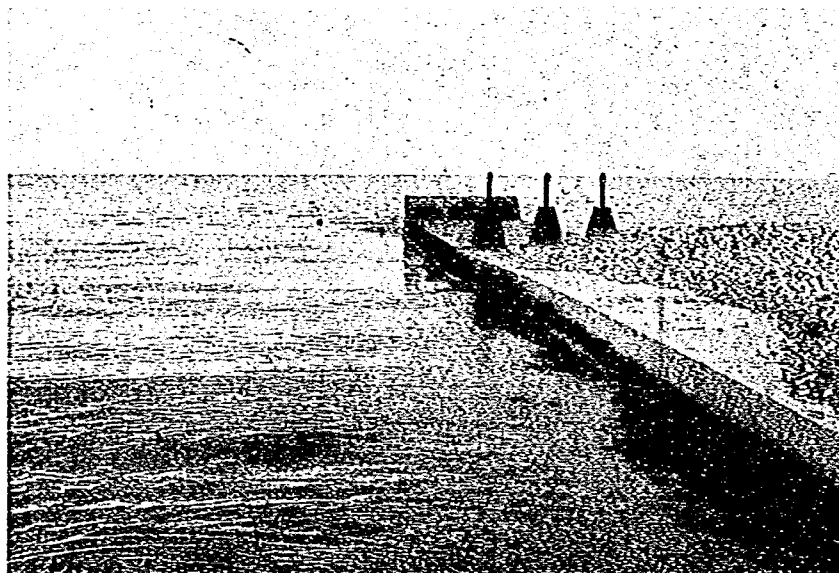


写真-1 暗きょ形状(庄助川, 1977年8月25日)

(右一連は完全閉塞状態であった)



写真-2 暗きょ呑口部の状況(庄助川, 1977年8月25日)

(2) 平 曾 川

○流 域 面 積 4.65Km²

○計 画 流 量 15.67m³/s (平水1.8m³/s)

○河 口 付 近 勾 配 1/30,000

○呑 口 高 -0.54m ○吐 口 高 -1.34m

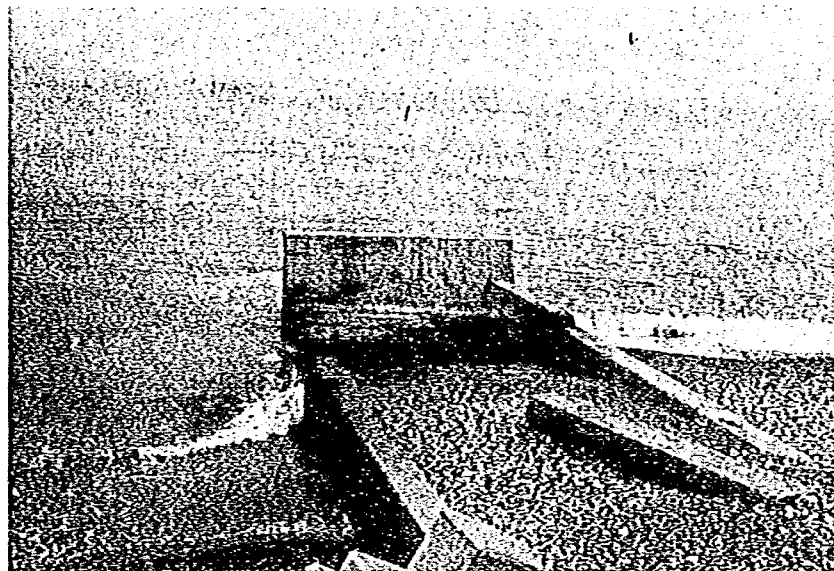


写真-3 平曾川 (以前は図-1 に示すように上部は開水路
になっていたものと思われる。1977年8月25日)

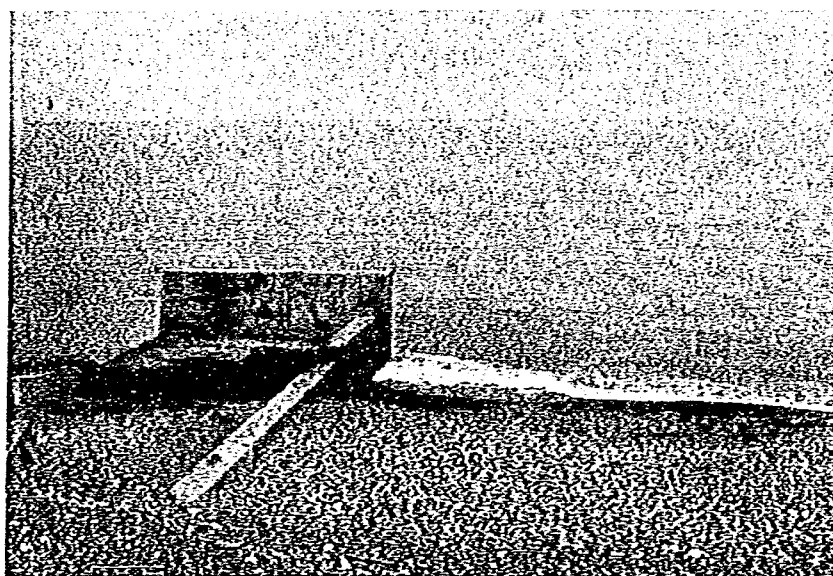


写真-4 平曾川 (暗きよは5列になっており、上部に空気
抜きと思われるものが見られる。1977年8月25日)

(3) 田 茂 川

◦流 域 面 積 2.7 Km^2

◦河 口 付 近 勾 配 $1/5,000$

◦計 画 流 量 $7.1 \text{ m}^3/\text{s}$ (平水 $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$)

◦呑 口 高 0.08 m ◦吐 口 高 -0.45 m

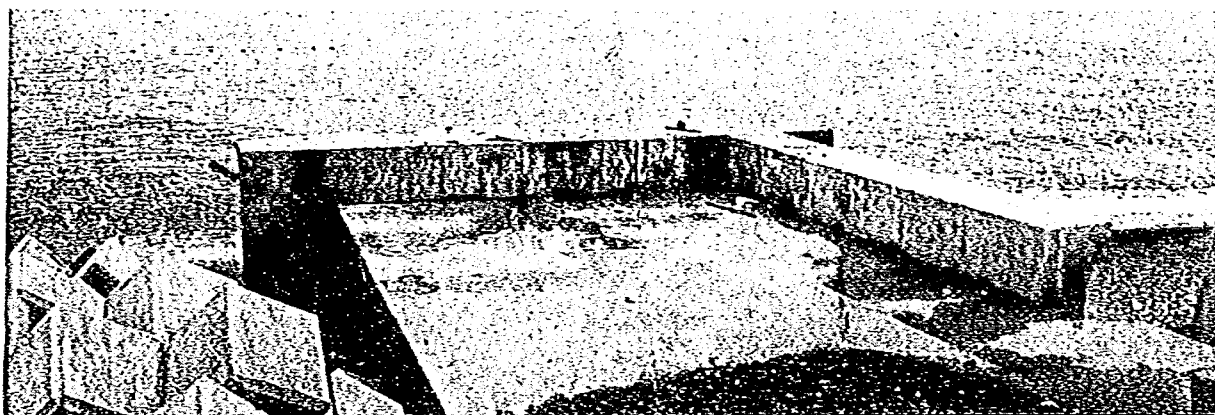


写真-5 田茂川（暗きょは2連になっており，そのうち1連は完全閉塞状態であった。1977年8月26日）

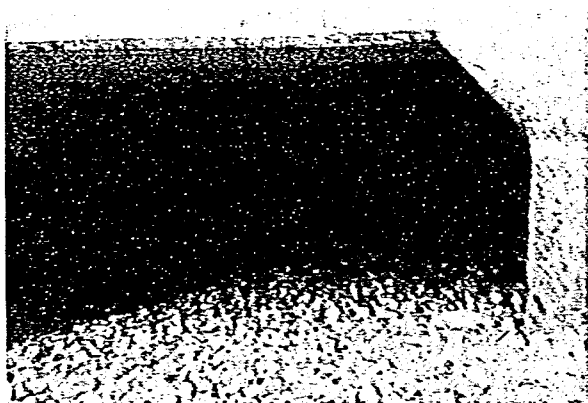


写真-6 田茂川（吐口の状況）

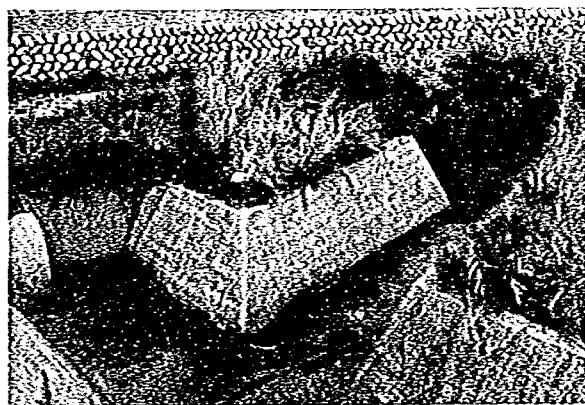


写真-7 田茂川（呑口付近の状況）

(4) 吉田川

○流域面積 6.0 Km²

○河口付近河床勾配 1/500

○計画流量 14.06m³/s (平水3.0m³/s)

○呑口高 -2.08m ○吐口高 -2.72m

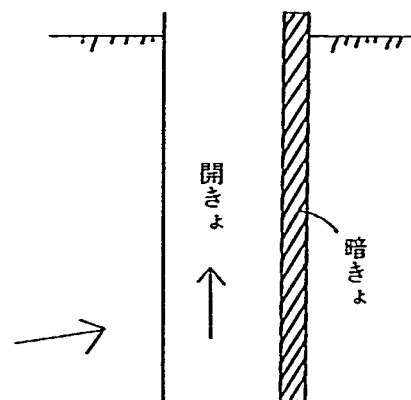
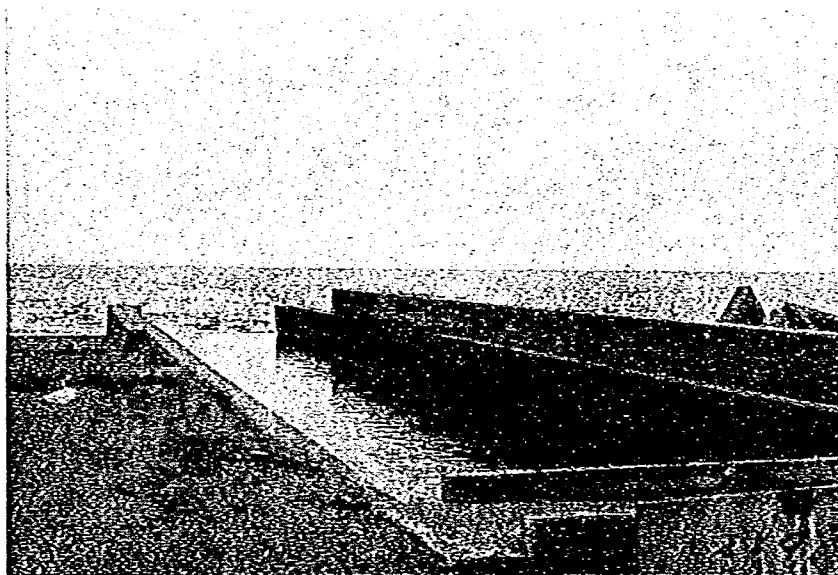


写真-8 吉田川 (図-1では両岸沿いが暗きよであるが、写真では右岸側のみである。1977年8月25日)



写真-9 吉田川 (暗きよ呑口部)



写真-10 吉田川 (上流側河道状況)

(5) 高 橋 川

- 流 域 面 積 8.85 Km^2
- 計 画 流 量 $25.6 \text{ m}^3/\text{s}$ (平水 $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$)
- 河口付近勾配 $1/2000 \sim 1/6000$
- 呑口高 -0.63 m ◦ 吐口高 -0.37 m

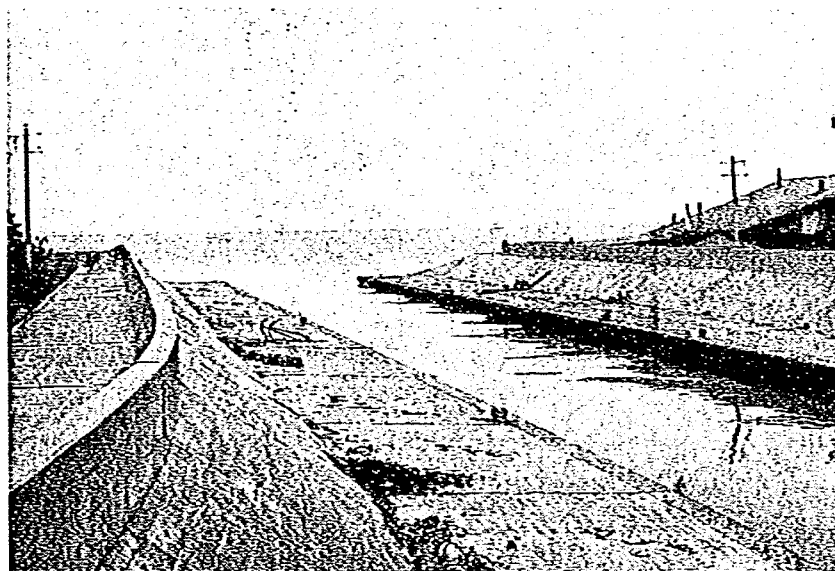


写真-11 高橋川（写真の右岸高水敷内は暗きよになっている。1977年8月26日）

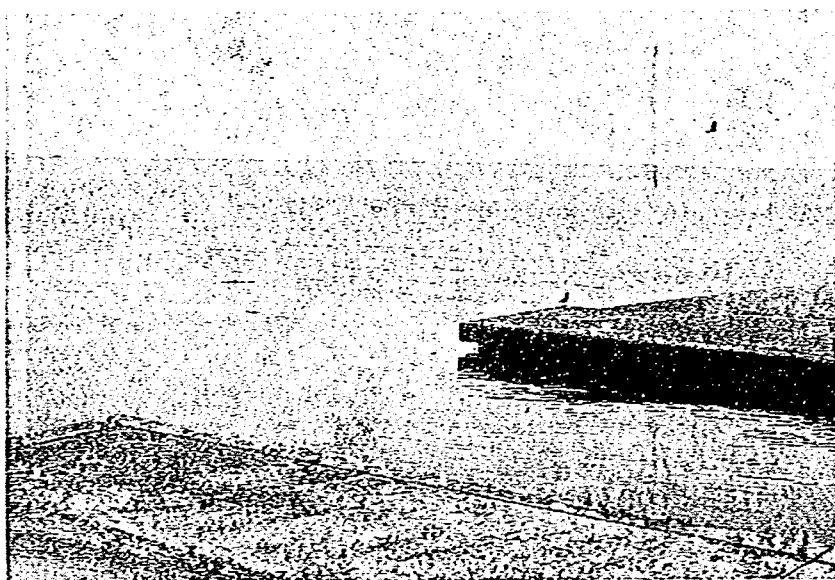


写真-12 高橋川（河口吐口の状況）

(6) 出戸川

○流域面積 1.71 Km²

○河口付近勾配 1/15,000

○計画流量 3.8m³/s (平水0.2~0.3m³/s)

○呑口高 -0.41m ○吐口部 -0.70m

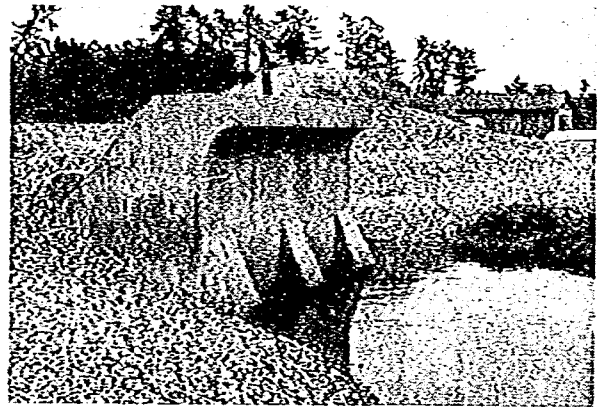
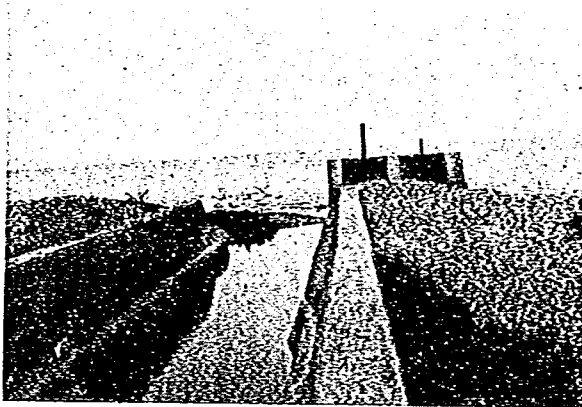


写真-13 出戸川

(暗きょは2連となっており、左側は暗きょ
設置前からあった開水路と思われる。

1977年8月26日)

写真-14 出戸川(暗きょ吐口部の状況)

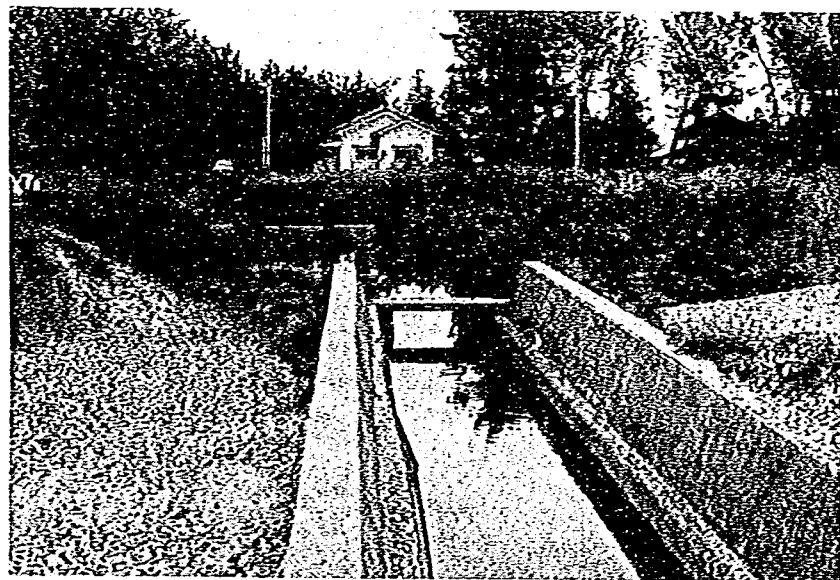


写真-15 出戸川(暗きょ呑口部の状況)

(7) 黒瀬川

○流域面積 20.9 Km²

○計画流量 41.6m³/s (平水 4.0m³/s)

○河口付近勾配 1/5,000~1/10,000



写真-16 黒瀬川 (河口左岸側に砂州が形成され、右岸側壁内が暗きよと
なっている。1977年8月26日)

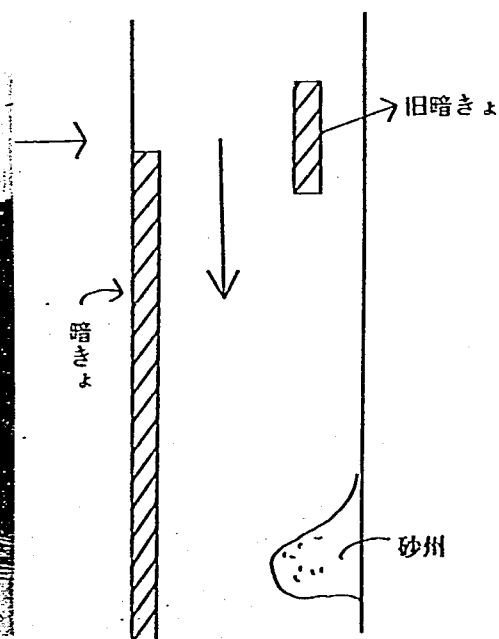


写真-17 黒瀬川 (上流側暗きよ呑口部付近の状況)

(9) 上 原 用 水

○河道諸元等不明 ○呑口高 0.77m ○吐口高 0.55m



写真-18 上原用水（吐口は暗きよとなっているが、敷高は比較的高い。1977年8月25日）

(10) 布 合 川

○河道諸元等不明 ○呑口高 0.92m ○吐口高 0.04m

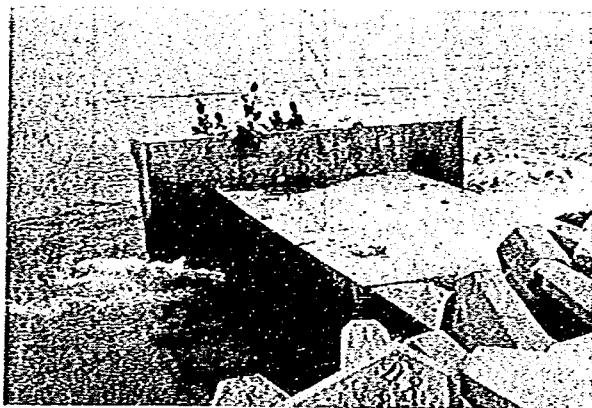


写真-19 布合川（暗きよ吐口部，左右二連となっている。敷高は平均潮位程度，1977年8月25日）

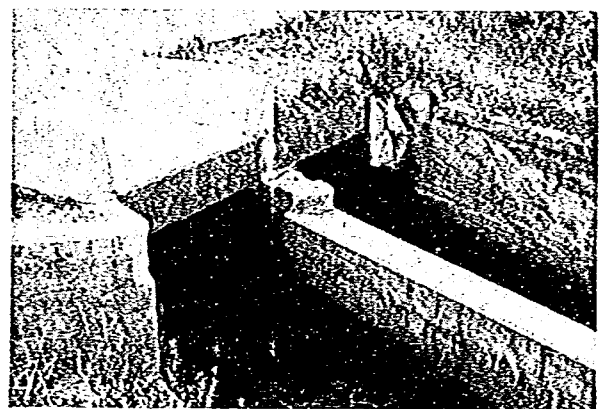


写真-20 布合川（暗きよ呑口部，二連）

3. 三重県熊野灘海岸

(1) 井戸川

○河道諸元は不明

前浜勾配 $1/2.5$, $dm \div 2cm$

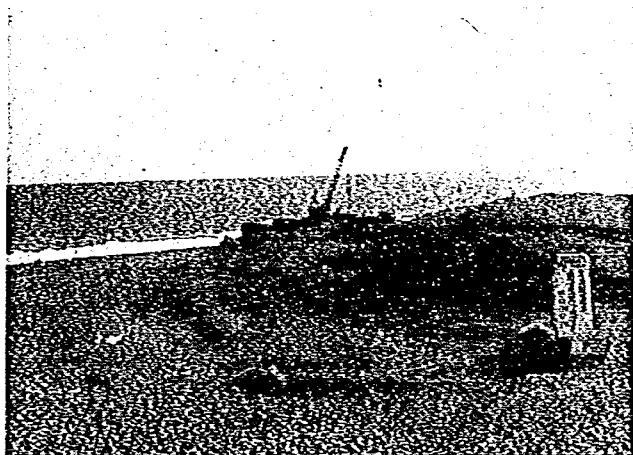


写真-21 井戸川（暗きょ吐口付近の状況
1975年3月11日）

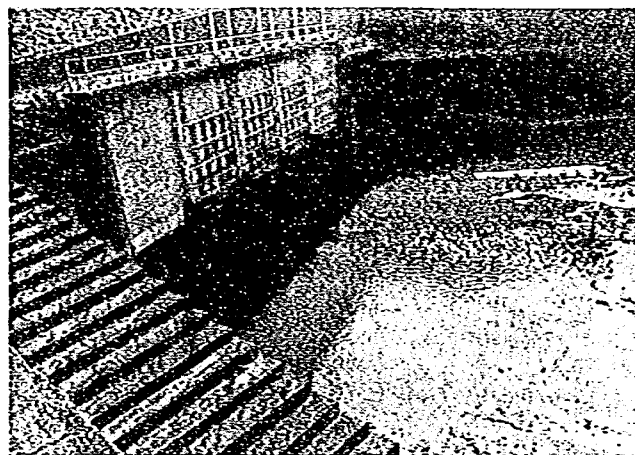


写真-22 井戸川（暗きょ上流側5連となっ
ている）

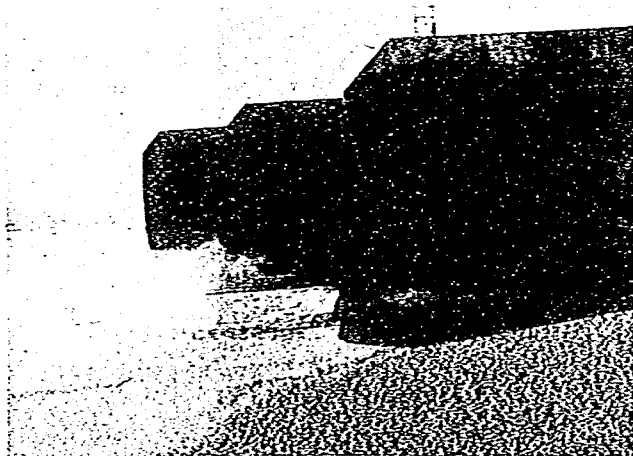


写真-23 井戸川（右岸側排水口）

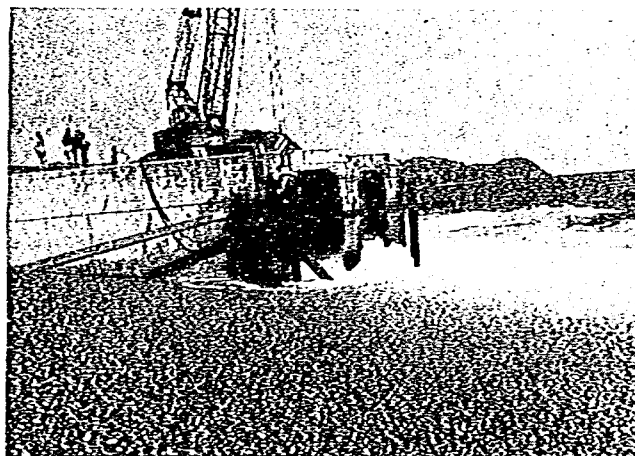


写真-24 井戸川（左岸側排水口）

4. 高知海岸の暗きょ工

(1) 甲 殿 川

○河道諸元不明

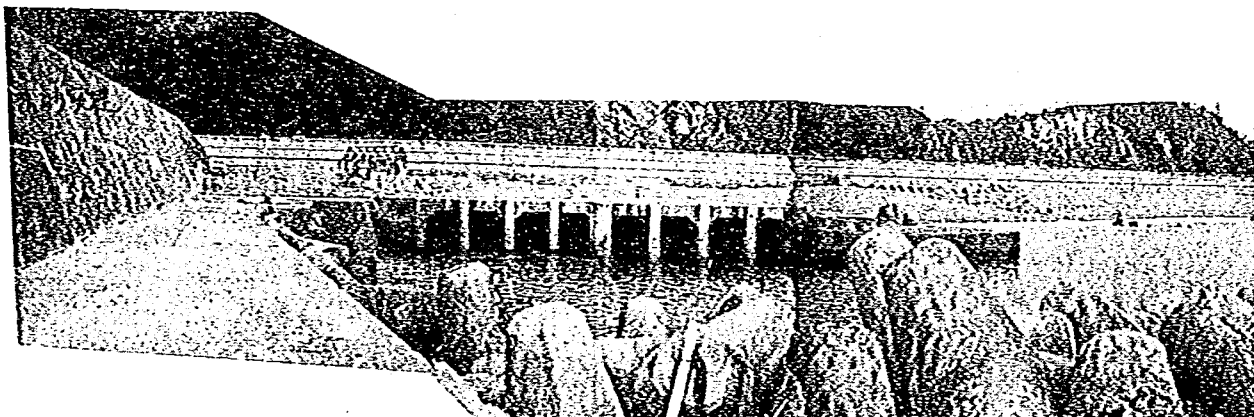


写真-25 甲殿川（左岸側は砂浜，右岸側が防砂突堤となっている。暗きょは4連である。）S.47年9月

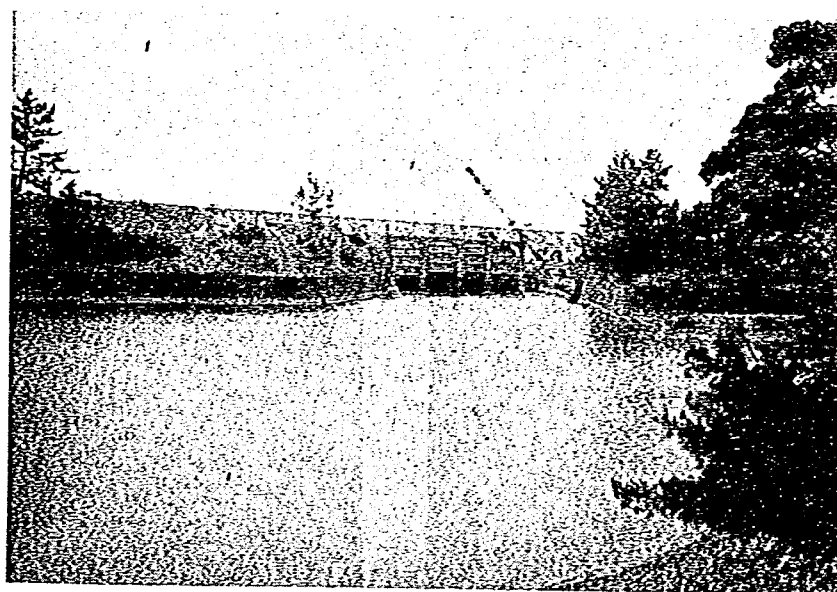


写真-26 甲殿川（陸側の状況，水門がついている）

、(2) 市 川

○河道諸元不明

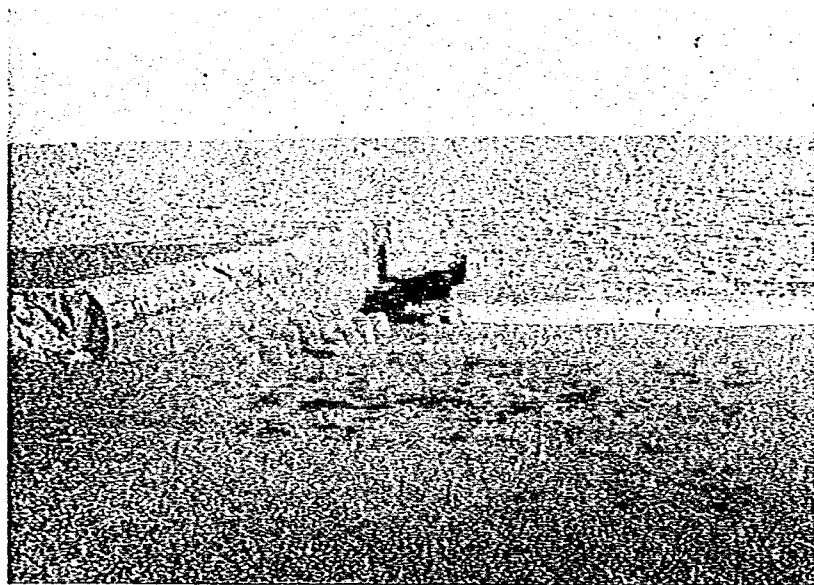


写真-27 市川（暗きょ吐口の状況, S47年9月）

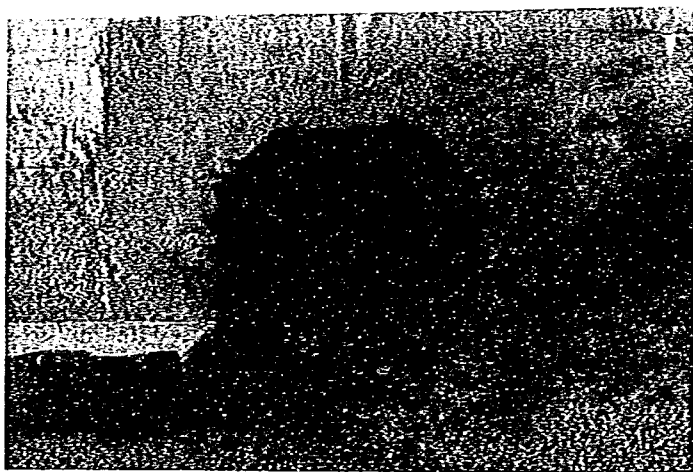


写真-28 市川（左岸側, 砂で閉塞状態となっている）

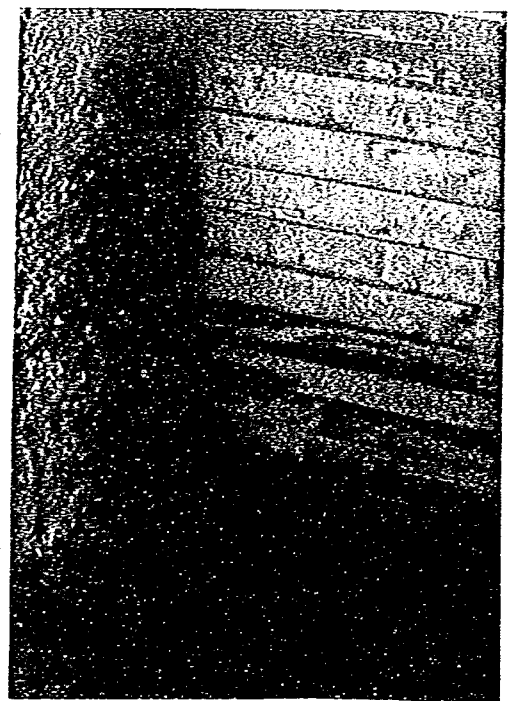


写真-29 市川（右岸側は角材を使って, 砂の侵入防止をさせている）

(3) 鎗 野 川

○河道諸元不明

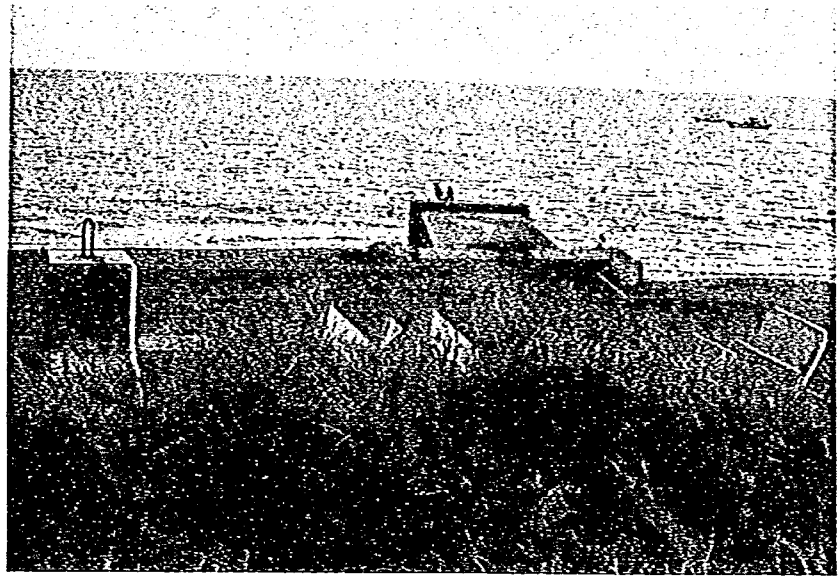


写真-30 鎗野川（暗きょ吐口は左右両側となっている。S.47年9月）

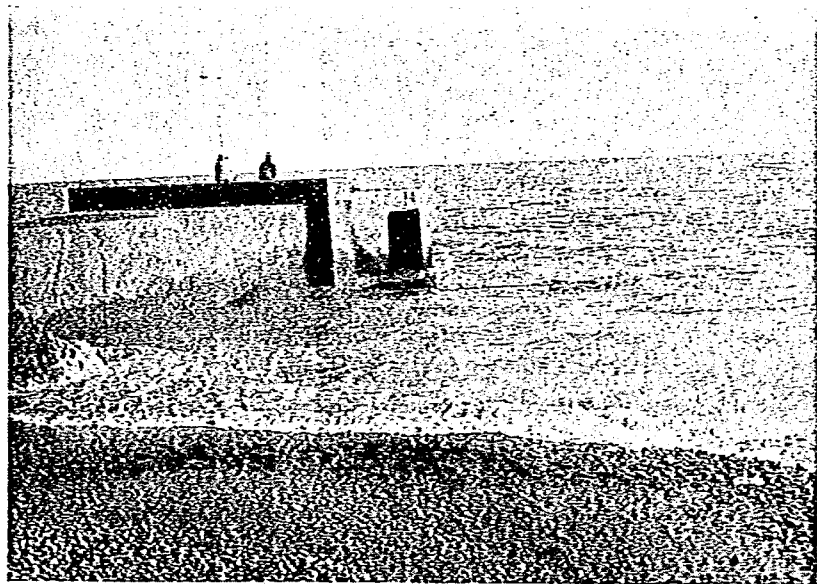


写真-31 鎗野川（暗きょ敷高は比較的高く河口閉塞は生じていない）

(4) 後 川

○河道諸元不明

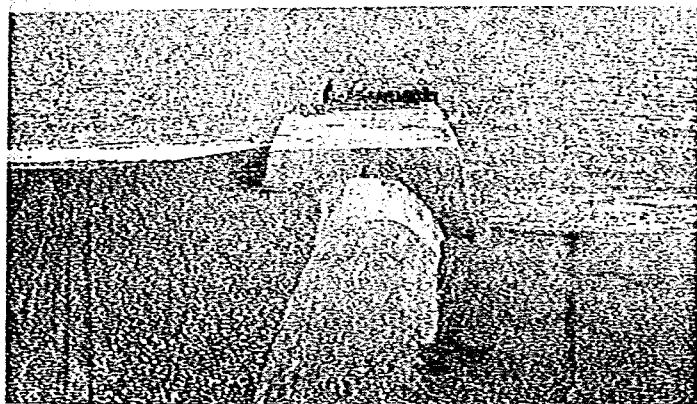


写真-32 後川（暗きょ吐口は左右両側となっており、敷高は比較的高い。S.47年9月）

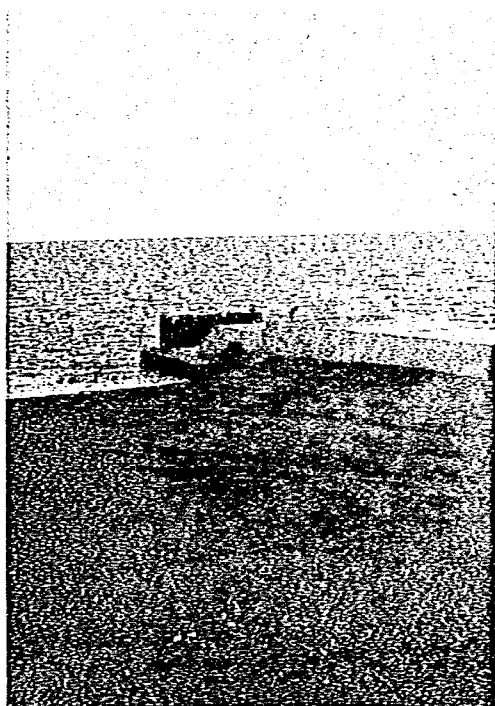


写真-33 後川（左岸側吐口閉塞状態となっている）

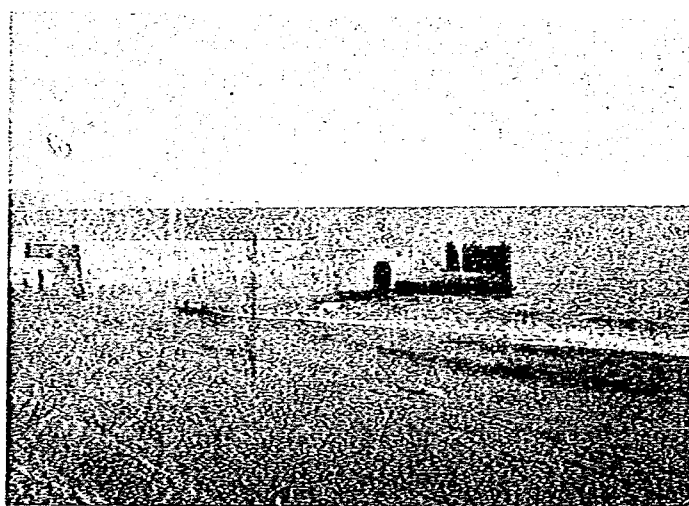


写真-34 後川（右岸側、吐口は開口している）

5. 暗きょ工に関する図面資料

暗きょ工の現地図面資料は少なく、かつ河口部河道諸元も多くは不明である。ここでは数少ない入手図面資料であるが、暗きょ工施設の概略を知るうえの参考として以下に示した。

図面番号	暗きょ工施工場所	施 設 名	河 川 名
図-2.1	駿河湾海岸	昭和第1放水口	山 牛 川 不明（侵食対策事業） 小早月川 不明（侵食対策工事） 不明（侵食対策工事）
図-2.2	富山海岸	護岸及び突破工施設	
図-2.3	富山海岸	不 明	
図-2.4	富山県魚津港海岸	河口突破工	
図-2.5	富山県魚津港海岸	河口突破工	
図-2.6	富山県魚津港海岸	突 堤	

Ⅲ 波による底質のふるい分け作用

山 本 晃 一*

1. はじめに

海浜の海床材料は均一粒径ではない。特に砕波点と前浜頂の間は底質がふるい分けられ場所的に大きな違いを示す。外海に面している海浜で汀線近くの粒径が 0.4~2mm の海浜では、前浜および砕波点付近が粒径の大きな場所であり、水深 8m では 0.3~0.2mm, 10~15m では 0.15mm, 20m 以深ではシルト質に変わる所が多い。砂利浜海浜においても、水深 10m 以深では底質は砂質に変わり、10m では 0.3~0.5mm ぐらいとなっている。(沖浜の急な駿河湾の富士海浜では、水深 15m で 1~2mm ぐらいとなっている。この海岸は沖浜勾配が急であり、波が沖で砕波することなく海岸に達する。このことは海浜地形を決める波高が、他の海浜より大きいことを示している。これが深い所まで粒径を大きくしている理由であろう)。

このような底質のふるい分けがなぜ生じるのか、河川から出た土砂がどのように海浜に分散されていくのか、また海浜養浜材料としてどんな粒径の砂を使えばよいかを把握することは必要なことであろう。そこで底質材料として混合砂を使い、波によって底質がどのようにふるい分けられていくのかを観察し、その原因について考察を行った。

2. ほぼ均一砂を持つ二次元海浜の底質移動機構

混合砂の波によるふるい分け現象について述べる前に、均一砂の場合どのような底質の移動機構を持つか簡単に説明しておく^{1),2),3)}。

移動床の場合、底床に ripple を生じるため flat bed の場合と異なった波による質量輸送の分布型を持つ。この質量輸送の分布型は、波高、周期、底質材料の変化によって種々変化するが、基本的には 3 つの型に分けられる。

I 型：波によって底質があまり動かないような場合で、底床には ripple が存在しないか、あっても ripple の波高と波長の比 η/λ が小さい場合である。このよう

な場合 ripple の存在による渦の発生はなく、平坦海床の場合と同様な質量輸送の分布となり、砕波点より沖の底面近くの質量輸送の方向は岸向きである。

II 型：底質がより動くようになると、底床には明確な ripple が生じる。砕波点より少し沖側では岸側に急斜面を持つ ripple であり、岸側の急斜面のみ、あるいは岸側の方が強い渦を生じる。底面近くの質量輸送の方向は沖を向き、ripple は岸向きに前進する。ある程度水深の深い所(沖波波高 H_0 の 3~4 倍より深い所)では、ripple はほぼ対称であり、この場所での底面近くの質量輸送の方向は岸向きであり、ripple の移動速度は遅く、どちらかという沖向きである。

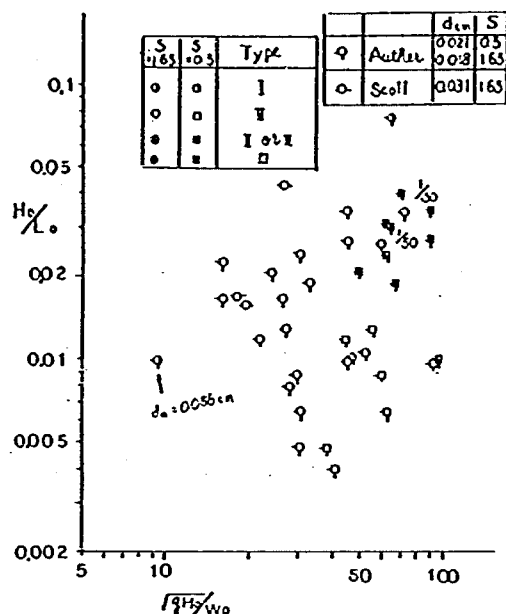
III 型：さらに底質が激しく動くようになると、砕波点より少し沖側では ripple は頂部が平らになり、渦の発生がなくなる。より底質が波によって動かされると ripple は消滅してしまう。このような場合の砕波点より多少沖の位置の質量輸送の方向は岸向きとなり、ripple の動きは小さいが沖を向く。

次に底質の移動について述べてみよう。砕波点より少し沖側の場所では、波による底質の動きが激しくないうちは、砂移動は掃流型式であり岸向きの強い水粒子運動によって岸向きの砂移動量が多く、ripple も岸向きに前進する。このため初期海浜形状が直線的で、勾配が極端に大きくなければ、砕波点の沖側は侵食され前浜の方へ土砂移動が生じる。より底質の移動が激しくなると浮遊砂が多くなり、ripple の岸側斜面上で発生する渦による岸側斜面上の砂の巻き上げによって、ripple の前進速度は遅くなり、浮遊された底質は質量輸送に乗って沖に向かい、沖向きの土砂移動が多くなる。したがって H_0 の 2~3 倍の所に土砂が堆積するようになる。より波によって底質が動くようになると、質量輸送の分布形が III 型になり、土砂は砕波点方向に運ばれるようだ。

上述のような質量輸送の分布形や土砂輸送形式を区分するパラメーターは、次元解析より、沖波波形勾配 H_0/L_0 、底質の動きやすさを示す $\sqrt{gH_0}/w_0$, $s=(\rho_s-\rho)/\rho$ 、初期勾配 i_0 、および粘性の影響を表わす $\sqrt{\nu}(H_0)^{1/4}g^{1/4}/w_0^2$ と考えられる(ここで w_0 は底質の沈降速度)。この中で底質が極端に小さくなければ粘性の影響は大きくな

* 正会員 建設省土木研究所

と思われる。図—1 は H_0/L_0 と $\sqrt{gH_0}/w_0$ によって質量輸送の分布型がどう変わるか整理したものであり、図—2 は碎波点より沖側の部分の底床変化型式の違いを、初期勾配 1/10~1/40 の資料を使って整理したものである。



図一1 質量輸送の分布型

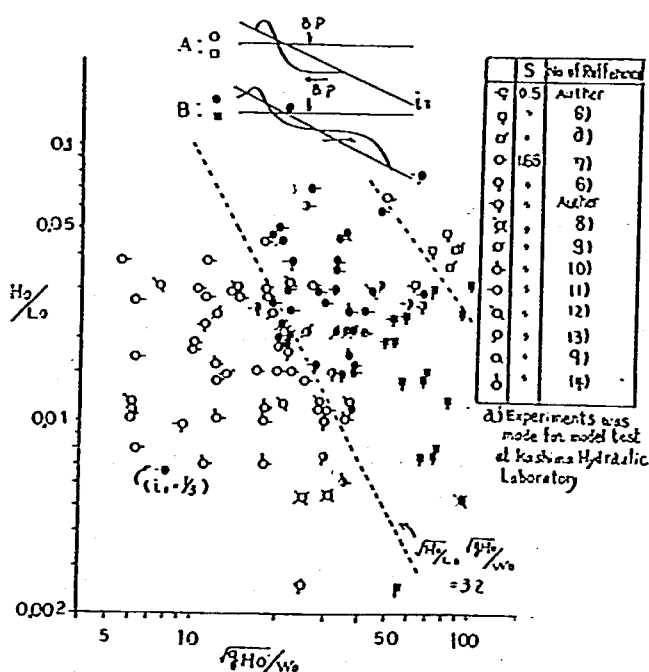


図-2 タイプAとタイプBの区分図

3. 混合砂の波による移動機構の観察

底質材料が混合砂の場合、前述した均一砂の底質移動機構がどのように変わるのか、底質材料がどのように波によってふるい分けられるのか、次のような実験を行って現象の観察を行った。

(1) 実験方法

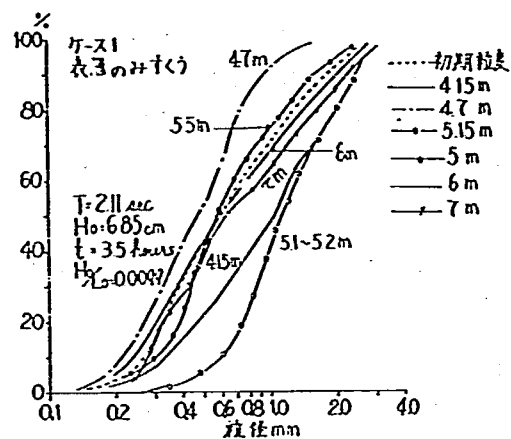
実験は長さ 70m, 幅 6m, 高さ 1m のコンクリート水路の中に 2 本並列に設置されている長さ 35m, 幅 0.7 m, 高さ 0.8m の片面ガラス張コンクリート水路で行った。実験開始前に所定の海浜形状を混合砂で作り、所定の波を当て、所定の時間に海床高、底質の動き、ripple の動き、質量輸送の方向を調べた。実験終了後、底床面の粒度分布を調べるために ripple の生じている所は、ripple 高の厚さに、flat bed の所は表層のみ採取するように心がけ、それをふるい分け試験して粒度分布を調べた。実験は 6 ケース行った。初期底床材料の粒度分布は 6 ケースとも同一である。

(2) 觀察結果

6 ケースのうち、3 ケースの観察結果を報告する。

ケース1: ケース1は、図-3の破線の粒度分布を持つ混合砂で初期勾配 i_0 を $1/10$ に整形した後に、沖波波高 $H_0=6.85$ cm, $T=2.11$ sec, $H_0/L_0=0.0099$ の波を作用させたものである。

初期海床材料 $d_{85}=0.86\text{ mm}$, $\sqrt{gH_0}/w_{85}\div 9.3$ である。底床材料は水深 23 cm 以浅のみで動き、ripple は生じなかった。質料輸送のパターンは ripple が生じなかったため I 型となった。それゆえ碎波点より沖側は底質は岸向きに動いた。この場合、細砂が速く動き、粗砂に徐々におおわれると思われたが、粗砂は細粒子が動いて



図一3 ケース1 表面粒度分布変化

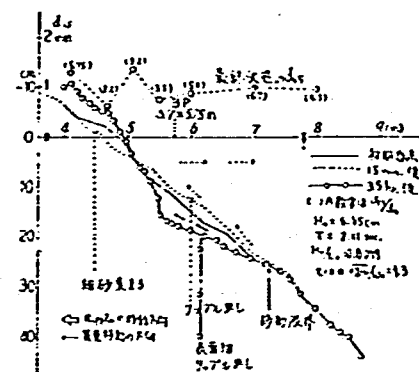


図-4 ケース1の海床高の変化と粒度変化

しまうと砂面よりの突出高が高くなり、水粒子の動きにさらされる面積が増加するため、動きやすくなり細砂と同様に岸向きに運ばれた。もし初期底床の粒度の分散がより大きければ、大粒子は動くことができず底床はアーマリングされたであろう。前浜では水路幅 70 cm 内で碎波点と汀線間で循環流(軸は垂直)が発生し、その方向が変わるためか、細砂と粗砂が層状にたまった。底床変化のパターンはA型で、 $t=3.5$ hr の表面底床材料は、碎波点より沖側は底質が岸向きに動き侵食されるのみであったので、初期底質材料の粒度分布とほとんど変わらなかった。汀線および汀線より少し沖合は粒度が粗くなった。

ケース 2, ケース 3: 図-5, 図-6 に, ケース 2, ケース 3 の観察結果を示す。

ケース 4: このケースは $H_0=22.0$ cm, $T=1.96$ sec, $H_0/L_0=0.037$, 初期 $\sqrt{gH_0}/w_{ss}=16.7$ の場合である。 $t=0.5$ hr. では 5.7 m より沖で ripple が発生し, II 型の質量輸送パターンとなっていた。ripple の山部は細砂で谷部は粗砂が集まっていた。 $t=0.5$ hr. には bar 頂が 4.1 m にあったが, 時間の経過につれて bar 頂は沖に移動し, $t=10.0$ hr. には 4.9 m 地点にまで達した。ripple は岸向きに動き bar に達すると消滅してしまう。 $t=10$

hr. に $d_m=5$ mm の小砂利を 1.3 m, 4.3 m, 5 m 地点に投入した所, 1.3 m, 4.3 m 地点はほとんど動かず停滞したが, 5 m 地点では沖に移動し 5.3 m 地点に達した。同様に $d_m=1.4$ mm の砂を 4.3 m, 4.8 m に投入した所, それぞれ 4.1 m, 5.3 m 地点に集まった。また石炭粉($d_m=0.21$ cm, $S=0.5$)を投入した所 8~10 m 地点に達した。

底質材料の変化を見ると, 6.5~9 m 地点は細砂が沖向きの質量輸送に乗って運ばれたため細くなり, 8 m 地点で $d_{50}=0.3$ mm にもなった。Bar 地点の 4~5 m の表層は粗くなり, 3 m 地点は侵食されるのみであったためか, 初期粒度分布とあまり変わらず, 汀線である 1.5 m 地点は粗くなり, 1 m では多少細かく, 0.4 m ではさらに細かくなっていた。

ケース 5: ケース 5 の観察結果を図-8 に示す。

ケース 6: ケース 6 は $H_0=12.0$ cm, $T=1.53$ sec, $H_0/L_0=0.03$, 初期海浜勾配 1/10, 初期 $\sqrt{gH_0}/w_{ss}=9.9$ の場合である。 $t=1$ hr. には bar が発生した。汀線付近の砂は細かく, 4.2 m 地点は粗砂がたまり, bar 背後には ripple が発生していた。ripple を構成する砂は 0.2~0.3 mm であった。(この実験は新潟大学学生藤巻誠が筆者の指導で行ったものである。筆者自身も, 質量

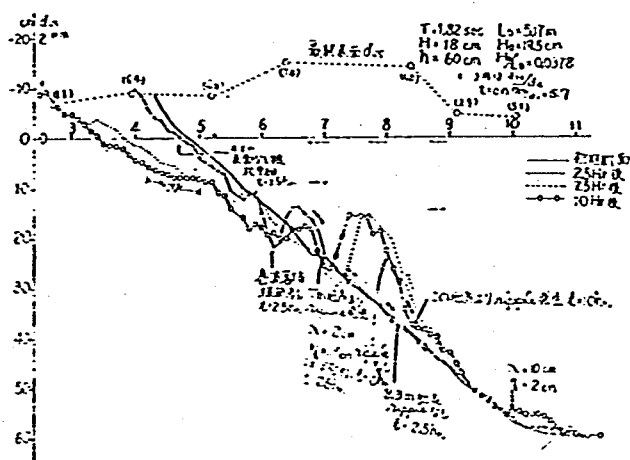


図-5 ケース 2 の水深変化と粒度変化

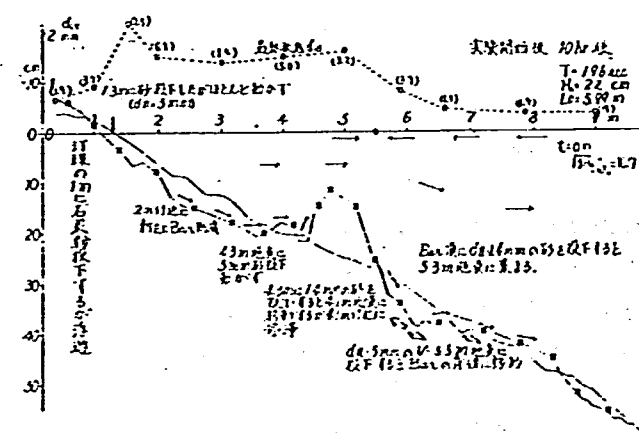


図-7 ケース 4 の水深変化と粒度変化

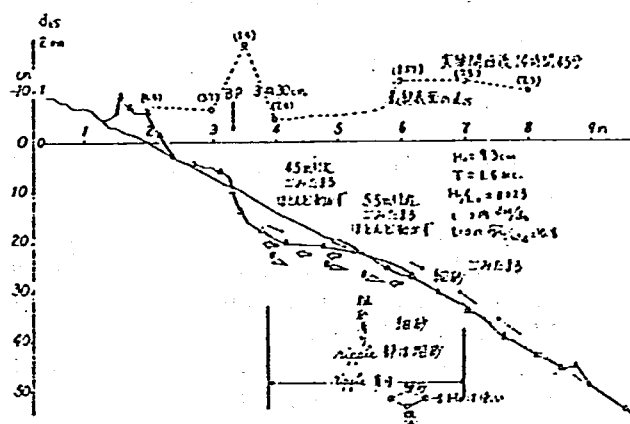


図-6 ケース 3 の水深変化と粒度変化

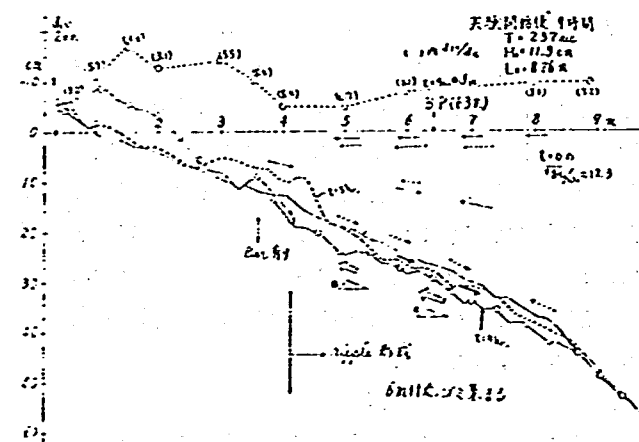


図-8 ケース 5 の水深変化と粒度分布

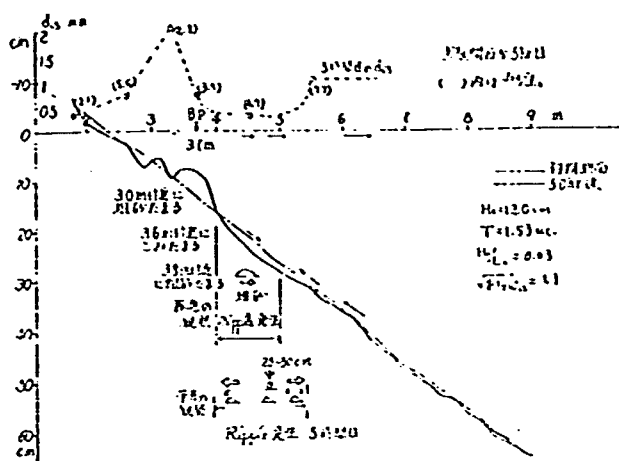


図-9 ケース6の水深変化と粒度変化

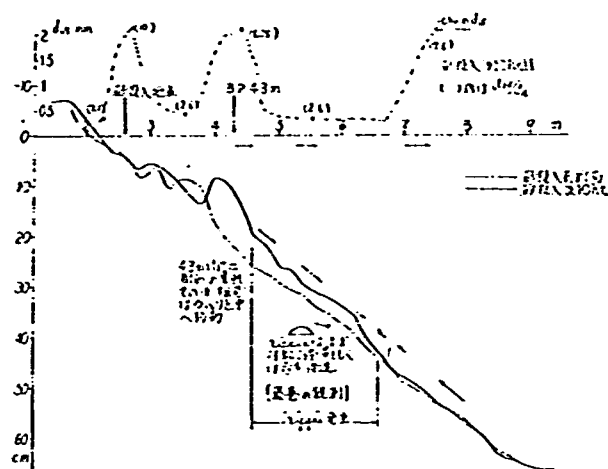


図-10 砂投入後 10 hr. の海床高と粒度変化

輸送の方向、底質移動現象を観察したが、藤巻と多少異なる観察結果となっていた。どちらの観測結果が正しいとも言えないが、ここでは筆者の観察結果を重じて述べる。) Bar 近くの ripple は岸を向き、岸側に強い渦を生じていた。より沖の ripple は頂部がまるく両側に渦を生じほとんど停止していた。t=5 hr. には bar がはっきりしなくなり正常海浜に近くなった。碎波の落下点は d_m が大きくなり、ripple の発生部は $d_m=0.2\sim0.3$ m となった。その後 $d_m=0.33$ mm, $d_{84}/d_{16}=0.45$ mm/0.19 mm=2.4 の砂を 2.0 l/min. 50 回汀線近くに投入して、この砂の移動状況を観察した。砂投入後 4 時間目の観測によると、碎波点は 4.3m 地点に後退し、投入された砂は前浜部、碎波点背後にたまり、表面粒度はほぼ投入砂の粒径に等しくなった。t=10 hr. には前浜部の形状は砂投入前とほぼ同一となった。投入された砂は前浜から抜けだし、碎波点背後に堆積して、ripple の発生域が 7m 近くまでなった。

(3) 実験結果の考察

実験結果をとりまとめると次のようなことが言える。

① 均一砂の場合、底床材料が動きだすと ripple が生

じるが、混合砂の場合、粒径の違いによって水粒子の運動に対する応答が異なるため、ripple の発生がおさえられるようだ。

② 碎波点より沖の砂粒子の運動は(ただし $h/H_0=2\sim3$ 位の所), ripple の生じない場合、質量輸送の分布は I 型となり、初期勾配が極端に急でなければ底質は岸向きに動き A 型となる。ripple の生じる場合、質量輸送の分布は II 型となり、Bar 背後近くの砂粒子の移動方向は、粗砂は岸向き、細砂は沖向きとなる。沖向きになるか岸向きになるかの限界は、粒径ごとの $\sqrt{gH_0}/w_0$ を計算し、図-2 を使えばある程度把握しえるようだ。

③ 前浜部の底質材料より細かい材料を前浜に投入すると、投入された砂は沖に出てしまい、前浜形状は投入される前とほとんど変わらなくなる。

④ 粗砂は、細砂の中に入ると突出高が大きく、均一砂に比べて動きやすくなる。ケース 1 ではアーミング現象が生じなかった。

⑤ 粗砂は、前浜、碎波帯にとどまり沖に出ることはない。もしより大きい波で沖にもっていかれても、より小さい波で前浜にもどってこよう。

⑥ 前浜部では、循環流の発生のためか堆積面をみると細砂と粗砂の互相が見られた。前浜部は、碎波帯内より粒径が小さいようだ。

4. あとがき

実際の海浜で生じている底質のふるい分け現象の生じている場合は、砂利海浜を除けば本実験で行った $\sqrt{gH_0}/w_{85}$ を越えた所で生じている。実際の海浜で生じる現象を把握するためには、今後波高 50 cm 以上、長さ 100m 以上の造波水路での実験および現地海浜での観測が必要となろう。また汀線方向のふるい分け現象把握も今後の課題となろう。

参考文献

- 1) 山本晃一・野積 尚: 海浜変形の相似性に関する研究, 土木研究所資料第 975 号。
- 2) 山本晃一・野積 尚: 海床における砂の移動と水粒子の運動, 第 30 回土木学会年講, 1975。
- 3) 山本晃一: 波によるリップルの相似性, 第 29 回土木学会年講, 1974。
- 4) Bascom, W.N.: The relationship between sand size and beach-face slope, Trans. A.G.U. Vol. 32, No. 6, 1951。
- 5) Rector, R.L.: Laboratory study of equilibrium profiles of beaches, Beach Erosion Board, Tech. Memo., No. 41, 1954。
- 6) 田中則男・新保 修: 移動床模型実験用底質材料としての石炭粉の特性について, 港湾研報告, Vol. 12, No. 1, 1973。
- 7) 須賀晃三・松村圭二・末吉一成: 河口二次元砂

- 州に関する実験的考察, 第27回土木学会年講, 1972.
 - 8) Saville, T.: Scale Effects in Two Dimensional Beach Studies, Trans. I.A.H.R. 7th General Meeting, 1957.
 - 9) Iwagaki, Y., N. Noda: Laboratory Study of Scale Effect in Two Dimensional Beach Processes, Proc. 8th Conf. Coastal Engineering, 1963.
 - 10) Rector, R.L.: Laboratory Study of Equilibrium Profiles of Wave Motion, Trans. A. G. U. Vol. 130, 1949.
 - 11) Popov, I.J.: Experimental Research in Formation by Waves of Stable Profiles of Upstream Faces of Earth Dams and Reservoir Shores, Proc. 7th Conf. Coastal Engineering, 1961.
 - 12) Watts, G.M.: Laboratory Study of Varying Wave Period on Beach Profiles, Beach Erosion Board Tech. Memo., No. 53, 1954.
 - 13) Eagleson, P.S., B. Glenne, and J.A. Draucup: Equilibrium Characteristics of Sand Beaches, A.S.C.E. Hy. 1, Jan. 1963.
 - 14) 保原謹爾・椿東一郎・齊藤 隆: 漂砂と波の特性に関する研究, 第5回海岸工学講演集, 1958.
-

IV 河川の流量改定に伴う河口処理の問題点

山 本 晃 一*

まえがき

河口部の河道計画は非常に難しい。河口部は河川流のみならず波や潮汐の影響を受け、その地形変化速度が上流の河道に比べて早いからである。特に外海に面した所では巨大な河口砂州が発生し、洪水時の河口水位の上昇、河口を航路や港と利用している所では航路維持の困難などを生じる原因となっている。

これらの対策工法として古くから導流堤工法が多くの河川で採られてきた。特に大河川が流れ込む砂質海岸では天然の良港に恵まれなかったこともあって、河口を河口港として利用しようとする河口処理が明治初期から多くの河川で行われた。河口水深維持のためという目的のためか、導流堤間隔を上流川幅より絞っているという特徴を持っている例が多い。河口港としての性格が強いため、治水に対する配慮は少なく、治水のための河口計画は、この河口の利用状況を受け入れた形で計画されているものが多い。

治水という単目的のための河口処理として河口導流堤工法も行われたが、この場合には河口砂州の発生を積極的に防ごうというのではなく、単に河口位置の変動を防ぐというものが多く、導流堤も汀線付近までにとどまっている。それゆえ治水としての河口計画は、河口砂州の発生をそのまま受け入れ、河口砂州部を除外した砂州上流を河道計画論上の出発点としている。この出発点の計画高水位は、大出水時の河口砂州上流水位に多少の安全性を見込んだ水位としているものが多く、治水上問題となった河川は少ない。

ところが近年河道流域の安全度を高めるために、河川の計画高水流量の変更を計画する河川が多くなり、河口部の計画流量が増加し、既設の導流堤が新たな治水上の隘路となってきた河川や、河口部の河道計画の全面的な見直しをせまられている河川が増えてきた。そのために土木研究所でも、これらの問題に対する実験依頼や技術的意見を求められることが多い。その場合、担当事務所で考えた河道計画案を示されるが、この案には種々の問題点や検討不足を含んでいるものが見られる。本論では現在多くの河川で考えられている流量改訂に伴う河口の河道計画案の問題点を記し、流量改訂に伴う河口計画を考える場合、どのようなことを検討しておかなければならないかを述べてみたい。なおここで述べることは、一

級河川ぐらいの河川規模の河口を対象としている。

1 現状の計画高水流量改訂に伴う河口部の河道計画

現状の河川の計画高水流量改訂に伴う河口部の河道計画は、まず河口部の計画高水流量の改訂計画がなされ、この流量を河道内で流すために、河口部の河積増加が計画される。河積増加の方法として、次の三つの方法

- i) 河口部の計画河床高を低下させる。
- ii) 低水路幅を増加させる。あるいは引堤を行う。
- iii) 河口部の計画高水位を上昇させる。

が考えられるが、この内 iii) の計画高水位の変更が計画される河川はほとんど無く、また堤防も完成されている所が多いため引堤計画も少ない。結局流量改訂前の計画高水位を変えず、この水位以下に改訂計画高水流量を

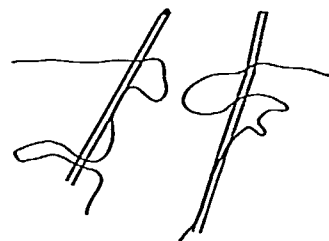


図-1 河口導流堤案の一例

流すに必要な河積を、河床掘削（計画河床高の低下）および低水路幅によって確保し、河口における波による漂砂の河道内持込み、河川砂州の発生を防ぐために、河口導流堤を図-1のように計画する河川が多い。確かにもし河床が動かないのであれば、このような計画によって、計画高水流量時の河口部の水位を計画高水位以下におさえられるが、次節以下で述べるように、種々の問題が発生させる恐れが強いので、それらについての十分な検討を行い、将来の河口部の河道維持が容易なように河道計画がなされるべきであろう。

2 河口導流堤による河口河積維持

河口は、河川流のみならず波の作用を受ける。よって外海に面している河口では、掘削によって砂州を取り除いても、ある程度沖まで延びた導流堤が無いと、河口の水深が深い場合には、図-2のように河口近くの汀線が波によって侵食され、それが河道内に入り込み、河口より多少河道内に砂州が発生し、河口の水深が浅ければ汀線に直角方向の土砂移動によって、短時間の内に元の砂州にほぼ等しい高さの砂州が発生する。それゆえ河口に導流堤を設けて、漂砂の侵入を防ぐことになるわけだが、導流堤内水深が浅ければ、同様に導流堤内に砂州が短時

*建設省土木研究所河川部河川研究室主任研究員

表-1

河川名	先端水深	粒 径	
這 賀 川	4 m	0.7mm	ほぼ維持可能
大 深 川	5 m	0.5~1 mm	"
野 呂 川	2 m	0.7mm	維持不能
千 代 川	3~4m	0.5mm	ほぼ維持可能、時々浅くなる
高 津 川	3~4m	砂利まじり 1mm以下	"
相 模 川	1.5m	0.	維持不能
利 根 川	3 m	0.5~2mm	河口前面で少し動く
野 間 川	5~6m	1 mm	維持可能
鳴 門 川	2~3m	0.3mm	先端で2m位になることあり
旧北上川	5 m	0.5~3mm.	維持可能
岩 木 川	4 m	0.5mm	ほぼ維持可能
丹 山 川	6 m	0.5mm	維持可能
長 川	11~12m	1~3mm	"
日 高 川	2 m		維持不能
徒 川	2~2.5m	1~3mm	"

○導流堤が無いが三次元的砂州ができ河口水深変らぬ河川

河川名	最狭部水深	粒 径	
最 上 川	5 m	0.5mm	
江 の 川	5~6m	0.7mm	
米 代 川	5~6m	0.5mm の砂中に5mm 粒まじり	
旧北上川	5~6m		
阿賀野川	5 m	0.5mm	
川 内 川	7 m	1 mm	
荒 川	3~4m	5 mm 以下の砂、砂利まじり	川幅狭くなると浅くなる

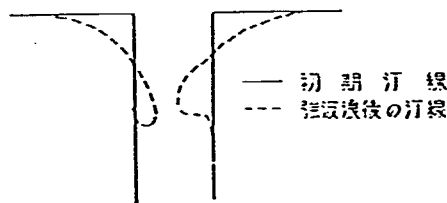


図-2 汀線の変形

間で発生し、水深が深くなればなるほど底質材料が動きにくくなるので砂州は発生しにくい。この砂州が発生するかしないかの導流堤内の限界水深 h_c と沖波波高の比 h_c/H_0 は、波の波形勾配 H_0/L_0 、底質材料の動きやすさ $\sqrt{gH_0}/W$ (W は底質の沈降速度)、河口地形の初期形状、導流堤の配置形状に影響を受ける。その関係は今もって明確になっていないが、筆者は現地の導流堤間の砂州発生状況と導流堤内河床高の関係、河口模型実験例から次のように考えている。表-1は、導流堤が汀線にほぼ直角に出ている実際の河口の導流堤内水深と、導流堤間の河床変動を調べたものである。ここで維持可能とは河床高があまり変化しない場合であるが、これは導流堤間の底質材料が動かず浅くならないということではなく、1年ぐらいの期間では導流堤内に土砂がそれほどたまりず、多少浅くなくても、洪水によって掃き出されると考えるべきである。この表より外海に面している河口でも、導流堤間水深が4 m以上あれば、その水深は1年ぐらいは維持でき、2~3 mでは強波浪時に浅くなることがあり、2 m以下では砂州の発生を見られると考えられる。なお

模型実験結果によると h/H_0 が1前後が砂州発生の限界のようである。ただし H_0/L_0 や $\sqrt{gH_0}/W$ 、初期形状の違いによって、 h/H_0 が0.5でも打上がらないこともあるし、 h/H_0 が1より大きくても打上がることもある。現地の H_0 としては、現地の砂州高が最大3~4 m、沿岸砂州頂水深が3~5 mであることを考えると、外海に面している所では3~4 mを考えておけば良いと思われるので、現地においても、ほぼ $h_c/H_0 \approx 1$ が砂州発生の限界水深と考えられよう。

このことは、河口の河床掘削高を海水面より3 m以下とすると、その河床高を維持することは非常に難しいことを示している。もし掘削河床を維持しようとするならば河口を図-3に示すように導流堤によって囲まなければならない。計画河床高を海水面より4 m以下とし、導流堤を沖まで出し計画河床高まで掘削した場合は、波による砂の堆積速度は遅く、1年ぐらいいは砂州が発生することはないが、この河床高がその河川が持つ動的な平衡河床高より深い場合には、年一回洪水ぐらいの流量では、河口部の水面形はせき上げ背水となり、河口部で土砂の堆積

が進む。また多くの港で維持波濤が必要のように、波によっても導流堤内に漂砂が少しずつ堆積するので、河口部の水深は徐々に浅くなり、水深が2 m以下となれば砂州の発生を見ることがなろう。これを防ぐには維持波濤が必要となるが、河川からの流出土砂が海岸漂砂の供給源となって

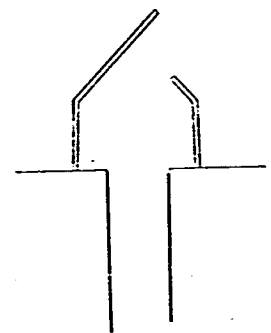


図-3

いる所では、波濤土砂を河口部汀線付近に捕給しなければ、河口部付近の海岸侵食の原因となろう。

一般に日本の河川においては、河川自身の力で水深4 m以上を維持しうる河川は、砂質大河川に限られ、一般には導流堤の間隔を上流川幅より絞り、導流堤間水深を深くして砂州の発生を防ぐ方法が取られている。導流堤内の水深は、ほぼ年1回ぐらい洪水によって決まるように、その水深は、流砂量の連続という動的平衡河床の条件より求まる。動的平衡では

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{Q^2}{2g} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{h^2 B^2} \right) + \frac{1}{g} \cdot \frac{Q^2}{\phi^2 B^2 h^3} = 0 \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (B \cdot q_s) = 0 \quad \dots \dots \dots (2)$$

となる。ここで H : 水位, Q : 流量, h : 水深, $\phi = U_m/u_*$, U_m : 平均流速, u_* : まさつ速度, q_s : 単位幅流砂量, B : 川幅

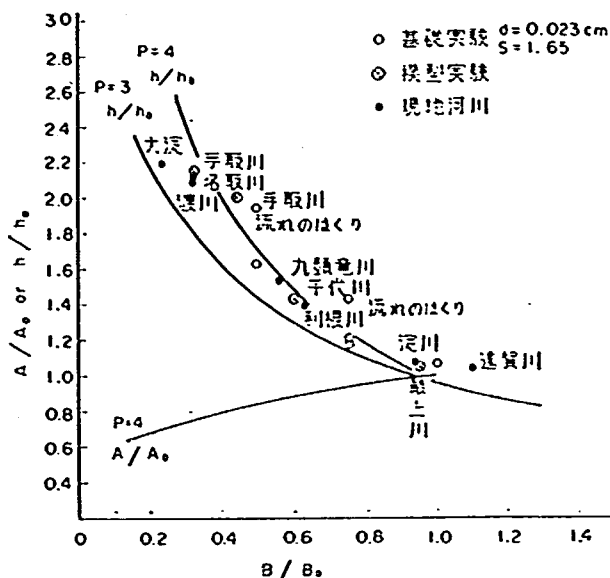


図-4. 動的平衡の場合の A/A_0 , h/h_0 VS B/B_0

今流砂量式として

$$q_i = Ku_*' \dots \dots \dots (3)$$

と仮定すると

$$u_* = 1/\sigma \cdot Q/Bh \dots \dots \dots (4)$$

であるから、(3)、(4)式を(2)式に代入し、 φ , K が場所的に変わらないとすると、

$$\partial h / \partial I = (1 - p) / p \cdot h / B \cdot \partial B / \partial I \dots \dots \dots (5)$$

となる。河口より上流の水深、川幅を h, B とすると
(5) 式は

$$h/h_s = (B/B_s)^{(1-p)/p} \dots \dots \dots (6)$$

となる。図-4は、実際の河口における資料と筆者等が行った実験結果を示したものであるが、 $p \approx 4$ とすれば、ほぼ(6)式を満たしている。

ただし、このように河口を絞って河口水深を大きくすると、縮流の影響によって水位が上昇するので、水位に余裕のない河川では、この方法は困難となる。したがって、外海に面している日本の河川においては、導流堤の間隔を低水路幅とし、ほぼ海岸に直角に出した場合には、砂質大河川を除き、河川みずからの力で水深3～4m以上を確保することは不可能で、維持浚渫によって河口水深を確保するか、あるいは河口に砂州の発生を許す河口部河道計画にせざるを得ない。砂州の発生を許す場合は、砂州上流の河道を掘削しても、洪水時の水位は砂州高で決まってしまうから、河口部の水位を低下させることは難しい。

3 河川流送土砂による河床上昇

河口は海の水位の影響を受ける所であり、河口中流部の河道のように河床を低下させたからと言って、それに応じて水位が下がるわけではない。したがって現状において安定している河床を低下させれば、必ず堆積すること

とになる。潮位の影響の受けない河口部より上流の河道では河川勾配の急変点を除けば河床勾配を現状河道とはほぼ同一としたまま、河床を低下させれば、その河床高は工学的単位では十分に維持しえると考えて良く、河川の改修方式として河道掘削を取り入れる十分な理由があるが、河口部の場合には土砂が堆積するので、その堆積速度を把握し維持浚渫を考慮しておく必要がある。一般に河床材料が 0.5mm 以下の緩流河川でヘドロの堆積のない河川では、浚渫河道はある程度長い期間維持しうるようであるが、扇状地性河川や、粗砂の河床材料を持つ河川では河床変動速度は早い。特に掘削河道がその河川が持つ動的な平衡河床高と大きく離れている場合には堆積速度は早くなる。河口近くの河床高や勾配を決める支配流量を Q で代表し、河口部で川幅の変化がないとすると、動的平衡状態では、河口の水深は等流水深となり

$$h = \sigma^{-2/3} \cdot g^{-1/3} \cdot B^{-2/3} \cdot I^{-1/3} \cdot Q^{2/3} \dots \dots \dots (7)$$

となる。ここで ϕ は流速係数で U_m/u_* 、 I は勾配、 Q は平衡状態を決める支配流量である。 Q の値は、河川の特徴によって異なるが、年一回洪水流量ぐらいであるらしい。通常の河口は砂州等によって河口幅を狭められているので、砂州上流での水位のせき上げにより、川幅一定の場合の動的河床高より河床高が高くなっているため、導流堤によって砂州の発生を防ぐことができれば、砂州上流の河床高は多少低くなるが、河川自身では、上述の水深以上にはなりえず、河床をより低くする場合には河道掘削にたよるほかない。

河床掘削後の河床変動速度を知るには、種々の問題点があるが、河口近くの河床変動計算を行う必要があろう。河床変動計算に当っては、数10年間ぐらいの流量時系列での河床変動量把握、河道の動的平衡河床を決めると考えられる年1回、数年に1回の洪水流量に対する動的平衡河床の把握、および計画洪水に対する河口部の洪水時の河床変動を把握しておく必要があろう。なお河床変動計算を行う場合、流砂量式が必要であるが、現在ある流砂量式の精度はあまり良いものではない。流砂量式として種々のものがあるが、これをそのまま流砂量式として使うことは危険が大きい。それゆえ計算式と実測値との検証計算を通じて流砂量式の補正をしていく必要があろう。なお土木研究所では現在、河川の流砂量の評価法について検討中であり、多くのことがわかってきた。近い将来もう少し精度の良い流砂量の評価法をお伝えできるものと考えている。

4 低水路の拡幅

自然河川の低水路幅は、河川流に対して平衡な川幅にあり、一般に河川流量の0.5乗に比例すると言われている。図-5は日本の一級河川における河口近くの低水路幅と年最大流量の関係である。たしかに平均的にみれば、

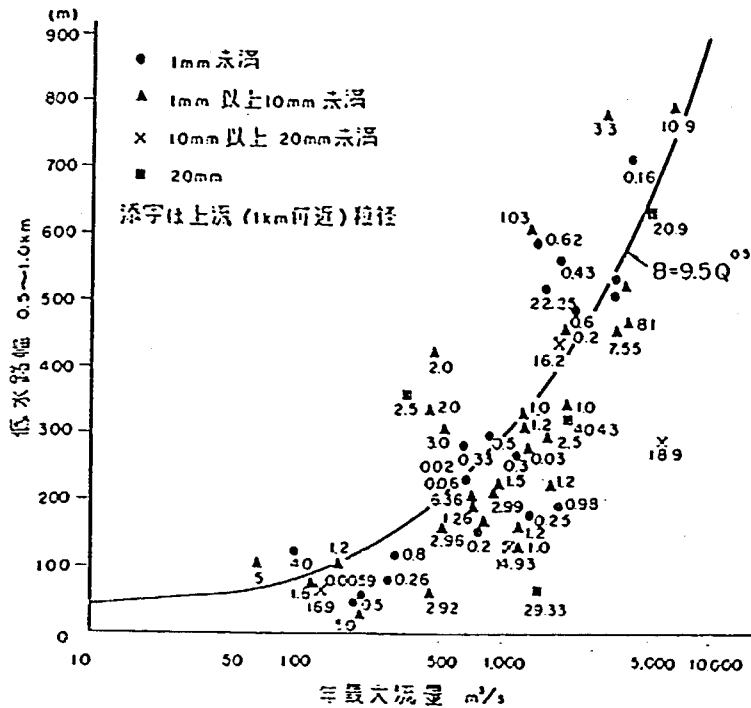


図-5

低水路幅は河川流量の0.5乗に比例しているが、ばらつきが非常に大きく、これを低水路幅の計画に利用することは無理がある。

河口近くの川幅の拡張は、河口近くが河川における堆積域であるということもあって、河床高が変化することによって、動的な平衡をとりもどすようである。それゆえ、ある程度の低水路幅の拡張は、堆積土砂の維持掘削がなされれば、それほど問題はないが、水路幅の変化によって流れの蛇行ピッチが変わり、水筒位置の変化や、中州の発生が生じることがあるので、低水路放線計画と一体となった低水路計画がなされねばならない。

5 河口近くの海浜変形

河口は河川の流送土砂の終着点であり、また海岸漂砂の供給源である。河口付近の河道掘削は河口からの流出土砂量を減少させ、河口付近の海浜の土砂収支を変えてしまう。内海に面していて、波による河口付近の土砂移動が少ない河川で急激な沈降性海岸でなければ河口前面の堆積速度を多少遅くするだけで、海岸侵食が起る可能性はほとんどなく、問題となることはないが、河口が外海に面しているような場合には、河口付近海岸の海岸侵食の原因となる。特に扇状地が河口近くまで達し、河口近くの河床材料が砂利や粗砂の場合には、河口近くの河道掘削、維持浚渫はかならずと言ってよいほど海岸侵食の大きな原因になるようだ。

なお河口砂州を定常的に掘削してそれを骨材として利用しているような河川においても、河口付近に海岸侵食が見られ、河口砂州の定常的掘削は問題があるようだ。

このほかに河口近くの海浜変形の原因として、導流堤

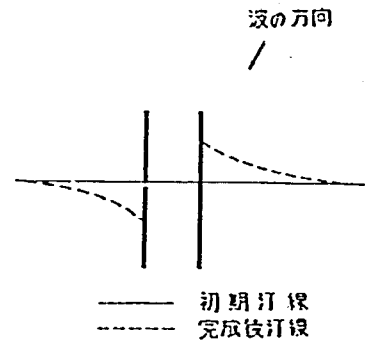


図-6

の設置に起因するものがある。通常漂砂の一方に卓越する海岸に導流堤を出すと、図-6のように漂砂の上手側の堆積、下手側の侵食を見る。漂砂の方向は河口近くの海岸地形や、古地図、波向きなどによって判断することができ、もしこれらの調査によって漂砂の一方の卓越がある場合には、導流堤を出すことはなるべく避けたいが、出す場合には堆積および侵食対策を立てておかなければならない。

また導流堤を汀線に対して直角方向から大きく傾けると、導流堤で反射した波および回折波によって汀線の後退等を生じること、また流砂量の多い河川では流出土砂を一方だけに供給することになり、この場合にも十分な対策を考えておかなければならない。漂砂の一方の卓越のない海岸に導流堤を出した場合には、導流堤沿いに汀線が多少前進することが多く、海岸侵食に対してそれほど心配することはないようだ。

6 波浪の侵入

河口に存在する河口砂州や河口前面の沿岸砂州は、河道内への波浪の侵入を防いでいる。もしこの河口砂州を取り除き河口水深を深くすると、波は河口で砕波することなしに河道内に侵入し、護岸、堤防などの河川構造物に被害をあたえることになる。

河道内で波がどのように変形し、波高がどのくらいになるかは、海底形状、河道形状、河川流量、河川構造物、密度流の影響を受けて複雑に変化し、それらすべてを見積もることは不可能で、現状では一部の効果を見逃した把握しかできない。密度流の効果を考えない時は、無歪の模型により一番良い答を得ることができる。

図-7は、最上川河口を図-8のごとく導流堤によって砂州の発生を防いだ場合、河道内の波高がどのくらいになるかを移動床の模型実験によって調べたものである⁹⁾。波はほぼ導流堤の方向に一致している。この実験や、他の模型実験によると、河道内への侵入波として砕波ぎりの波が、河道内への侵入波として一番危険な波と考えてよいようで、これより大きい波は沖で砕波し、河道

内侵入波高は砕波ぎりぎりの波とはほとんど変わらず、むしろ多少小さくなる。

波が砕波せず入ってくる場合の波高は、底面のまさつによるエネルギー損失を無視し、河川流を零とした場合には

$H/H_0 = \sqrt{B_0/B} \cdot \sqrt{1/2n \cdot C_0/C_n} = \sqrt{B_0/B} \cdot K$,
で評価しうる。ここで H_0 は沖波波高, B は川幅, B_0 は導流堤先端川幅, $C_0 = gT/2\pi$, $C_n = \frac{gT}{2\pi} \tanh 2\pi h/L$,
 $n = \frac{1}{2} \left[1 + 4\pi h/L \cdot \sinh \left(\frac{4\pi h}{L} \right) \right]$ である。 K は浅水係数とされている。

これによると導流堤先端を川幅の半分に絞っても、波高は $1/\sqrt{2}$ しか小さくならない。河口よりの距離が長くなる場合には、まさつ損失を考えなくてはならず Breitschneider Reid によると、一定水深 h の水域を断面 I から断面 II までの距離 ΔX だけ伝播する場合の波高比 K は

$$K = H_2/H_1 = \left[1 + 64/3 \cdot \pi^3/g^2 \cdot \frac{fH_1\Delta X}{h^2} \cdot (h/T^2) \cdot \frac{K_f^2}{\sinh^3(2\pi h/L)} \right]^{-1}$$

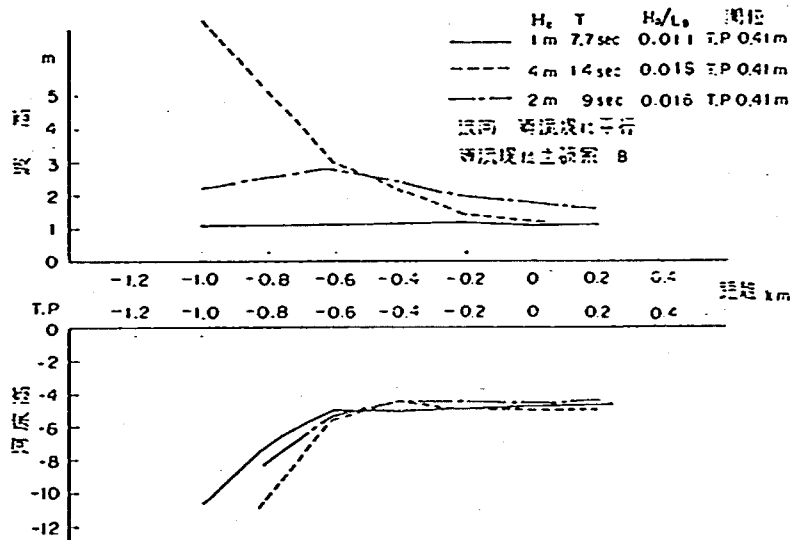


図-7 最上川模型による河道内侵入波高の把握

で求められる。ここで f はまさつ損失係数で f として $0.01 \sim 0.02$ が適当と言われている。今周期 10 sec, 水深 5 m, $H_1=2.5$ m の波が河口に来襲したとしよう。 $f=0.02$, $\Delta X=500$ m とすると, $T^2/h=20$, $f \cdot H_1 \Delta X/h_2=1$ であるので、図-9より $K_f=0.82$, よって $H_2=2.05$ m となり波高は大きくは低下せず、河道構造物に対して十分な防護処置をしなければならないことを示している。導流堤の方向や、河道などが曲っている場合には、波の反射や回折が生じ、思わぬ所で波高が高くなることがあり、模型実験等による検討が必要であろう。

なお波の侵入高を把握する場合の水位は、計画高潮位とし、計画波浪としては、一般に観測波浪の 1/3 有義波の最大値を取るが、河道内の波の侵入高評価のためには、河口で砕波しないで侵入する最大波を取っておけば十分であろう。

7 塩水の侵入

河口は塩水と淡水の混合の場合でもある。河口砂州は、河口の幅を狭め、塩水の侵入を防いでいる。河口砂州を取り除き、河道掘削することは塩水の侵入距離を長くし、

河口近くで取水しているような所では、水質が悪化し、取水位置の変更等を行わなければならない場合も生じる。したがって河口処理前に河道内への塩水の侵入状況を予測し、利水等に影響がある場合には、その対策をしておかなければならない。

河口部の淡水と塩水の存在状況は通常三つに分類される。

- 弱混合型 河口部、河道内の乱れが少なく塩水と淡水の混合がほとんど生じない場合
- 緩混合型 ある程度の乱れによって塩淡水間に混合が生じる場合で、等濃度線が傾斜しており、全体として塩水くさびの型を取る。
- 強混合型 乱れが強く、塩水の浸

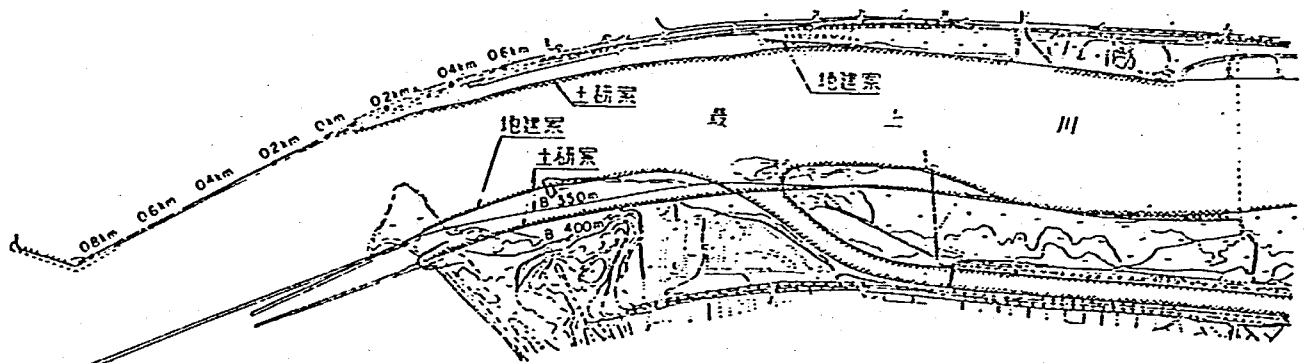


図-8 計画法線

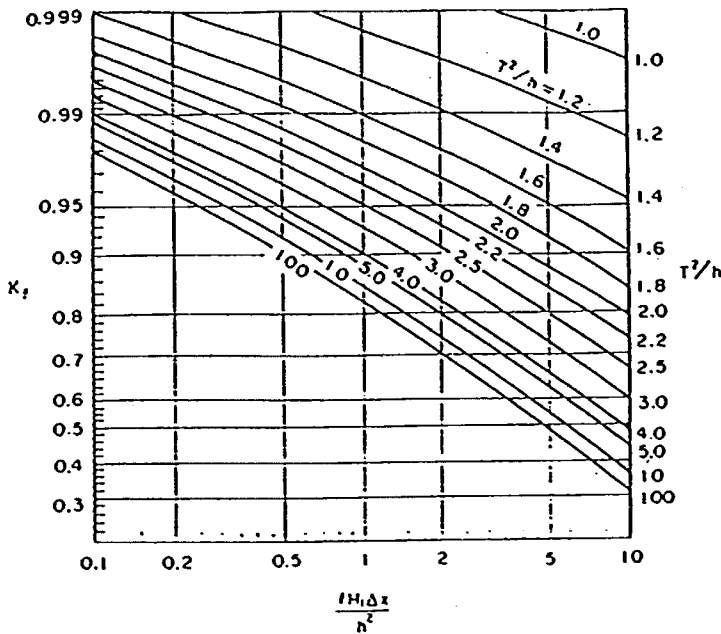


図-9 波高減衰を求めるための図 (単位: m-sec)

度分布に起因する密度流の影響を打ち消してしまうような場合で塩水の等濃度曲線が鉛直に近くなる。

日本海に流入する河川は、潮位変動が小さいためほぼ弱混合型と考えてよく、この場合には数値計算を行うことによって、河口地形の変化による塩水くさび長の変化を予測する。太平洋側で外海に面している河川は潮位変動が1.5m~2mあるため、緩混合型、強混合型となる。このような場合の河水と塩水の混合状況を予測した計算例も2,3あるが、完成されたものとは言えず今後の研究に待つところが大きい。このような河川で将来の塩水の侵入状況を予測するには、現況河川の実態からの推測、弱混合型の計算によってその変化を推測するしかない。

あとがき

以上、流量改訂に伴う河口処理の問題点を述べたが、このほかにも海水と河水の混合状態の変化によって、魚や貝などの生物相の変化、平水時水位の低下に伴う地下水位変化、取水時の低下などが問題となる所では、これらについて十分な検討を行い、対策について考えておく

必要があろう。

なお本論においては、通常の河道計画と同様に計画河床高という概念をそのまま受け入れて述べてきたが、実際の河口は、大出水時には河床変動が激しい。特に砂質河床では河口部河床を深く掘り下げているなら、河床低下は大きく、そのため計画高水時には、計画河床高を使って不等流計算を求めた水位より低くなる。もし河床の洪水時の河床変動を評価しようなら、河床変動量を見積もった河口部計画高水位の設定がなされるべきであろう。そのためには移動床の模型実験によって河口部の洪水時の河床変動、水位を把握することも一つの方法であるが、河川における河床変動量の計算法をより河川の実体合ったものにしていく必要がある。結局河口部の河道計画に当っては、河川における土砂流送量の推算の不正確さが河口計画のネックとなっており、今後の我々の大きな課題となっている。

なお筆者は河口部の計画に当っては、河口の自然的な状態にさからって、河口部を常に維持管理していくような計画はなるべく避けるべきであると思っている。河口部の計画高水位を上げることは抵抗があるようだが、多少上げるだけで、無理な維持管理や、費用のかかる河口構造物や海岸構造物を作らなくて済む場合も多い。

参考文献

- 1) 山本晃一：河口部流堤に関する一試論，土木技術資料 Vol. 17-1, 1975
- 2) 山本晃一：河口の断面特性，第23回海岸工学講演会 1976
- 3) 山本晃一：出水時の砂州フラッシュ機構の検討法，土木技術資料 Vol. 14-8, 1972
- 4) 須賀堯三，松村圭二：河道内波浪の推定法，土木技術資料 Vol. 16-6, 1974
- 5) 須賀堯三，山本晃一，高橋晃，林敏夫：最上川河口模型実験報告書 第887号 1974

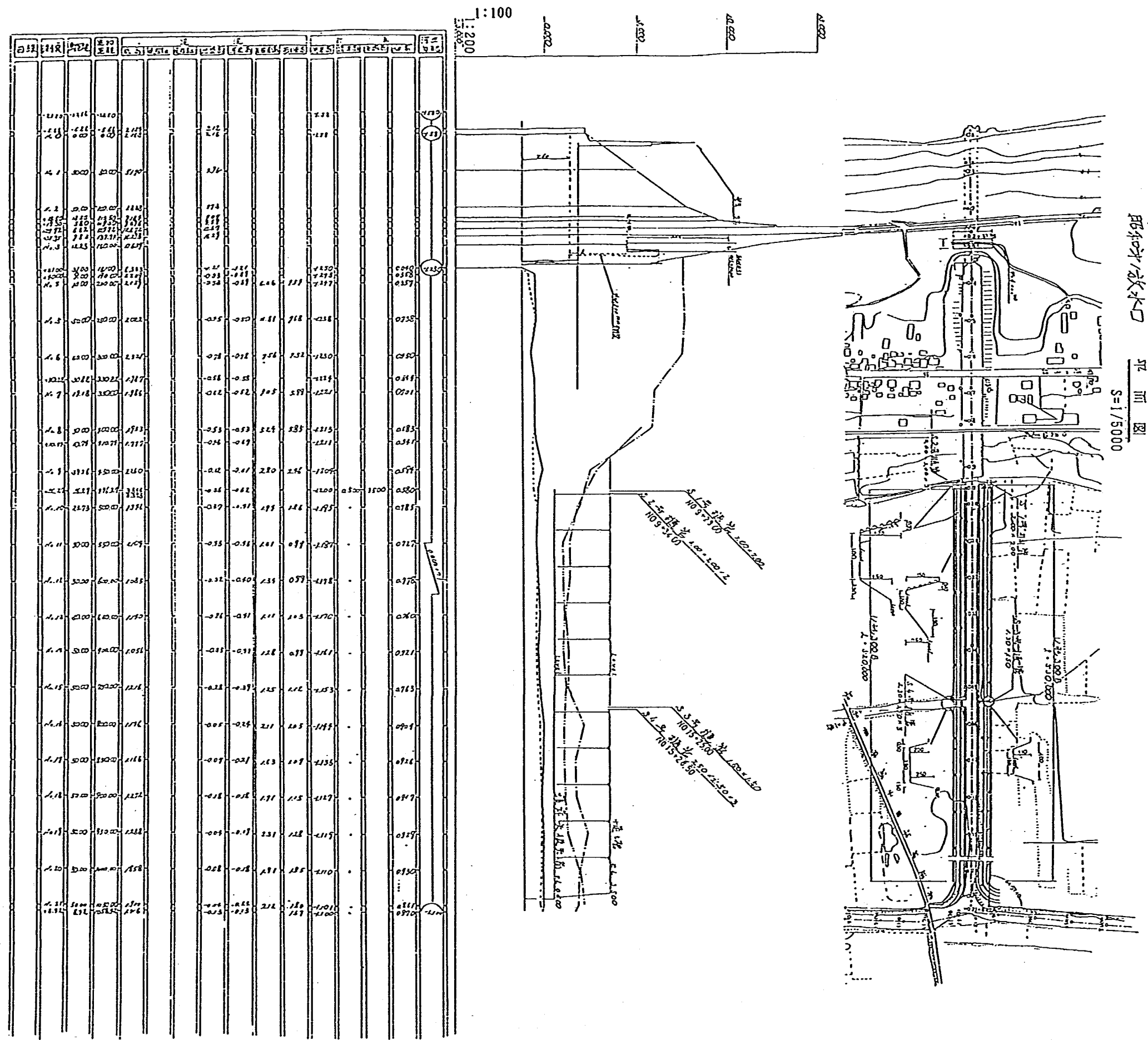


図-2.1 暗きょ工構造図

S=1/250

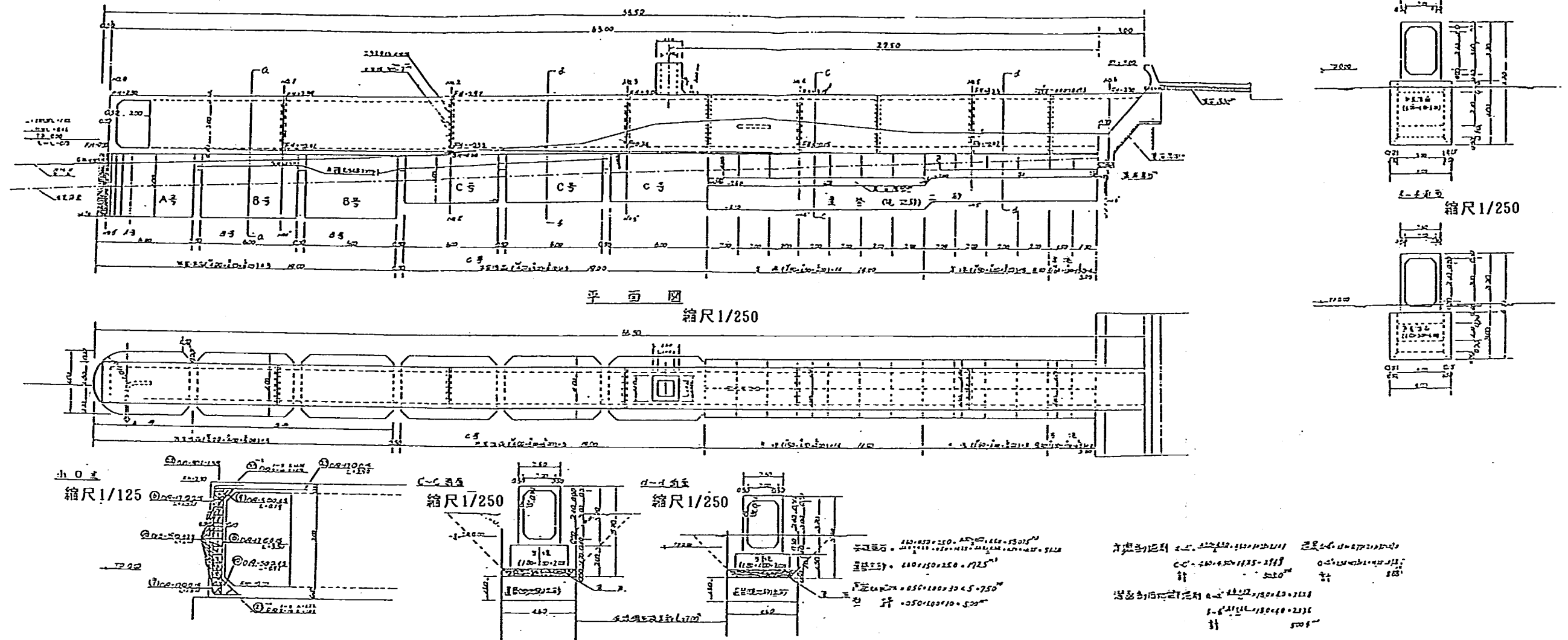
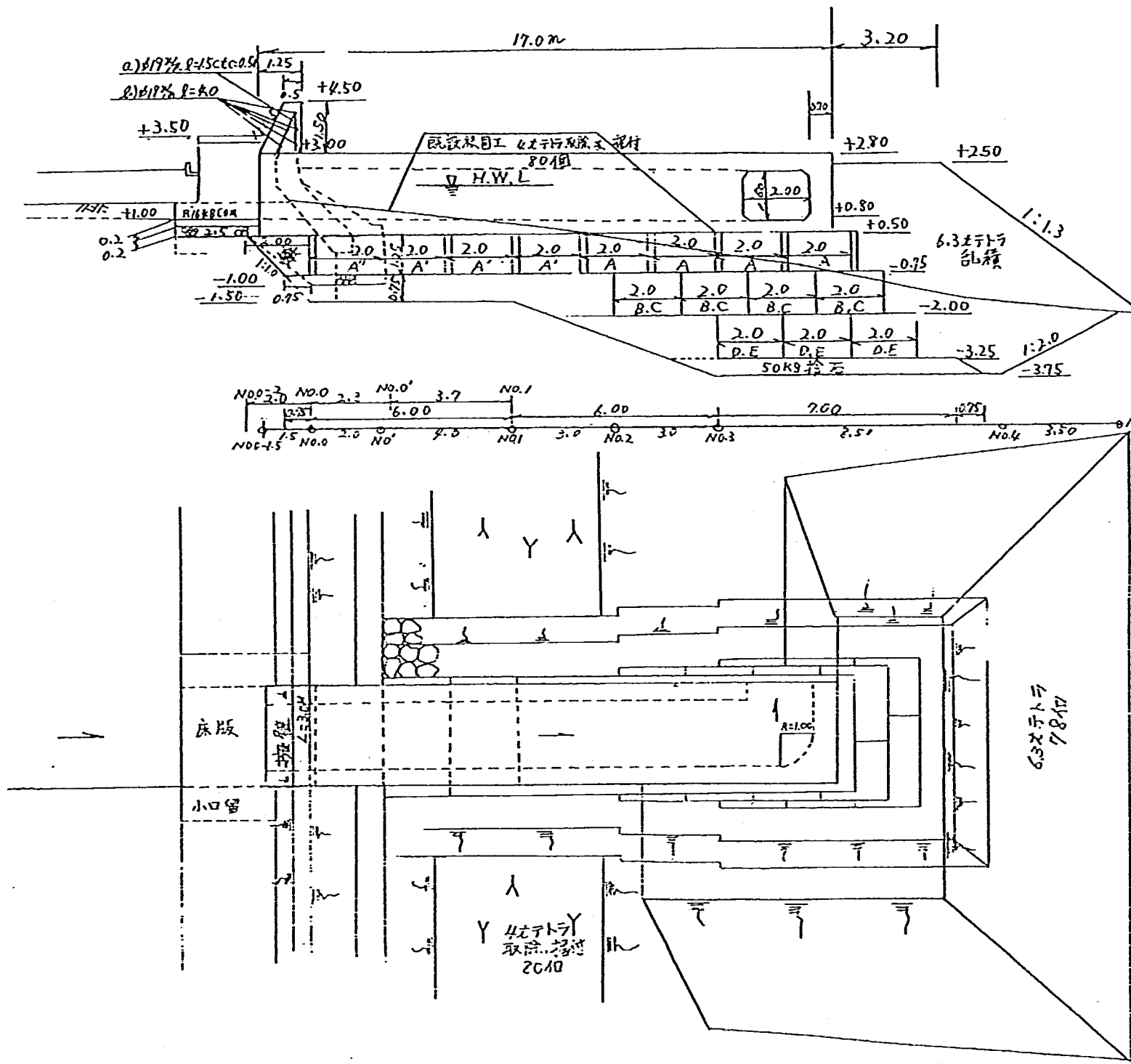
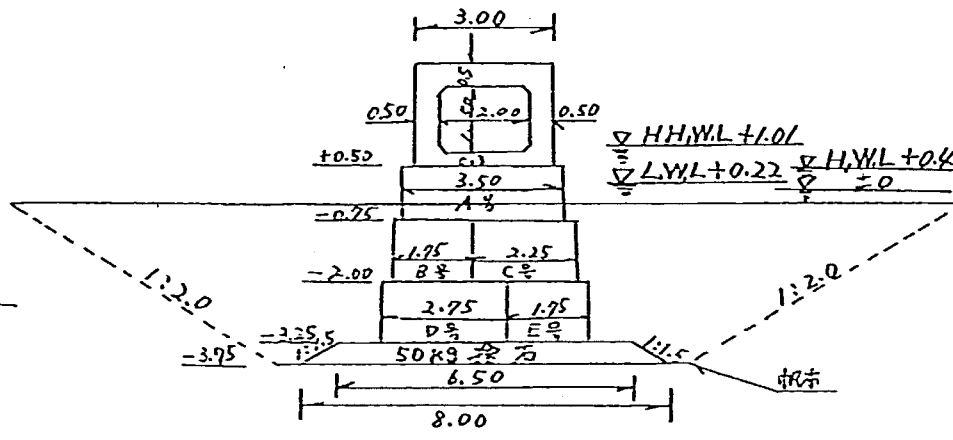


図-2.3 暗きょ工構造図

側面図



断面图



路線名	魚津港域海岸				
工事箇所	魚津市				
工事名	昭和50年度 糧食対策工事				
小字別	河口奥波詳細図				
宿尺	縦				
	横				
所長	工務課	係長	調査	設計	製図
魚津土木事務所					

図-2.4 暗きょ工構造図

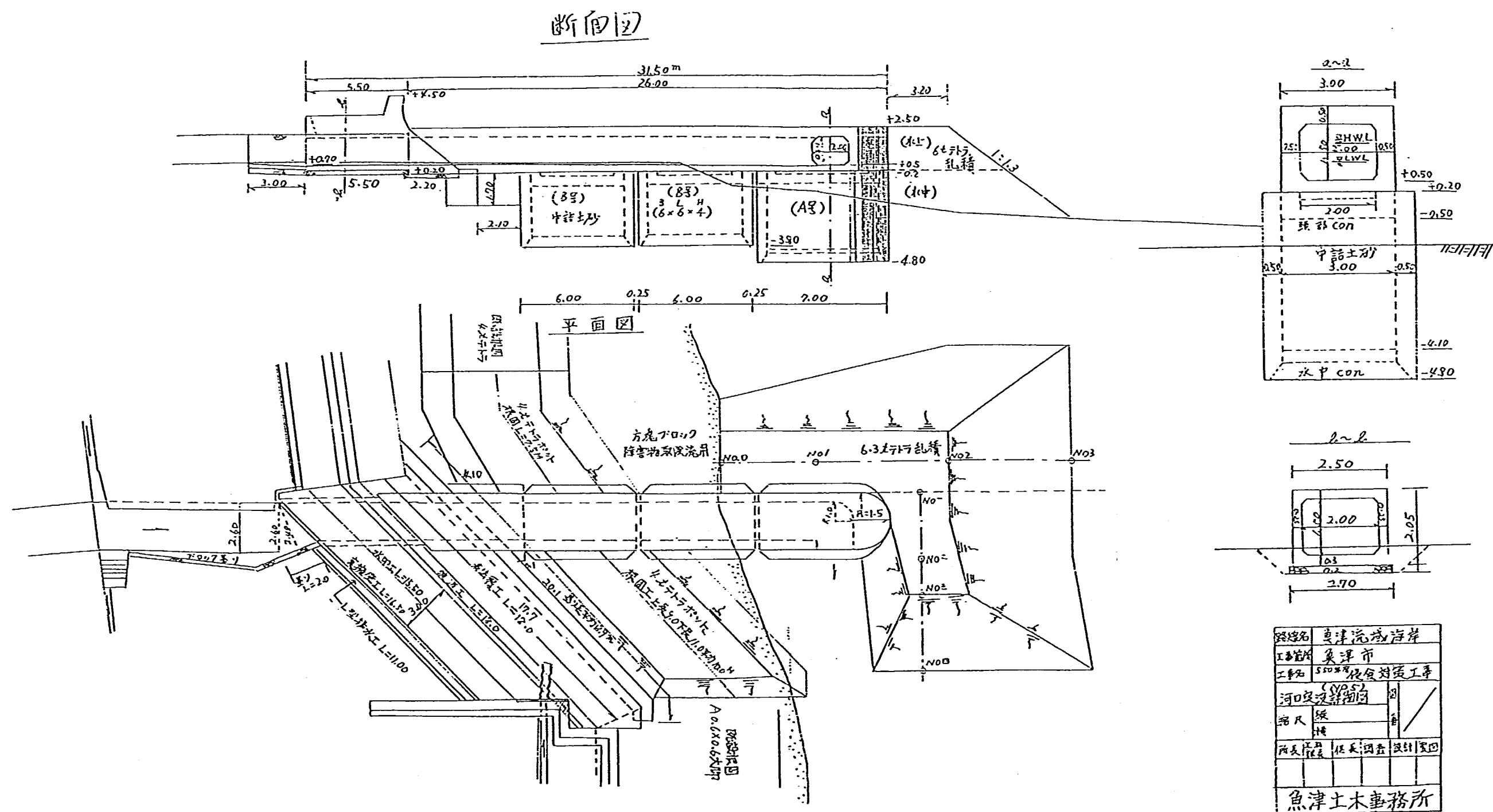
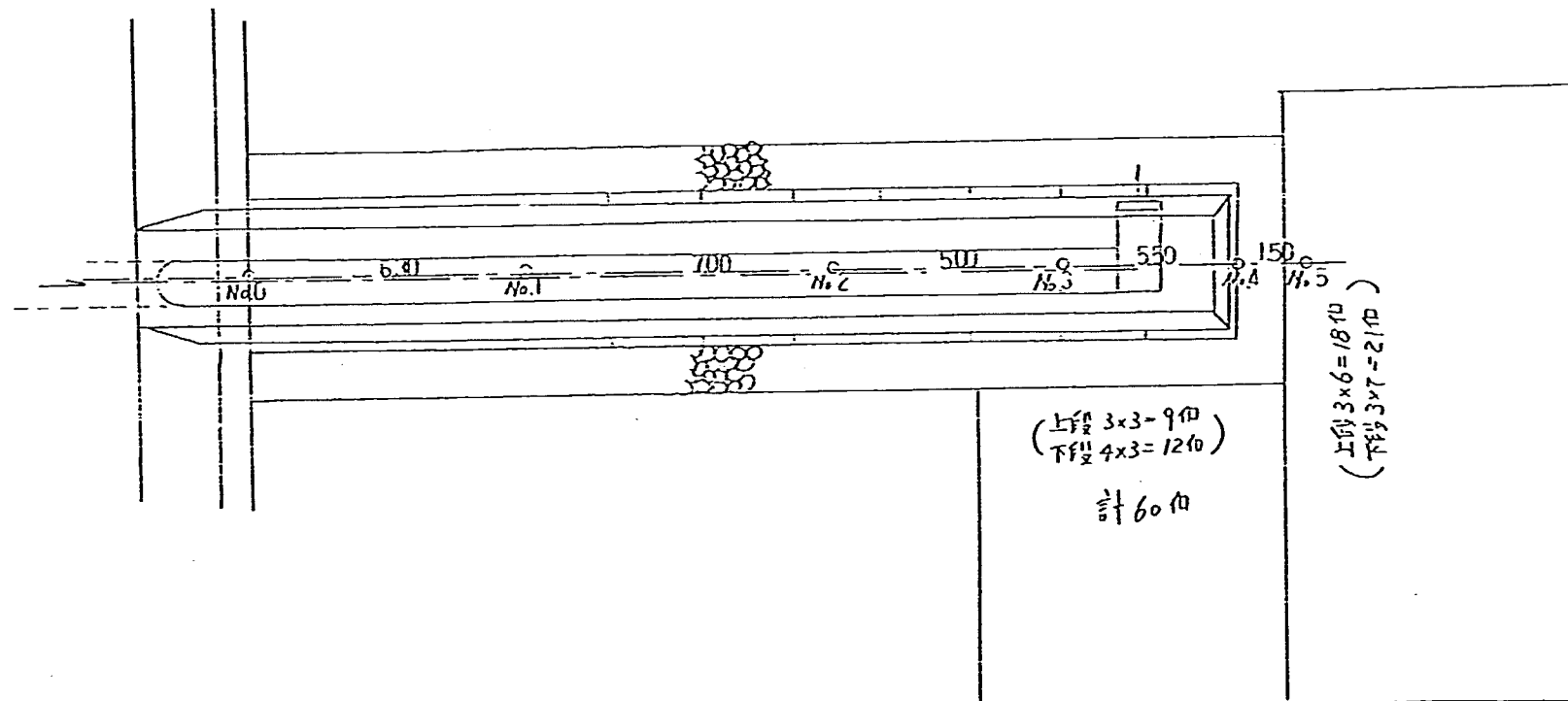
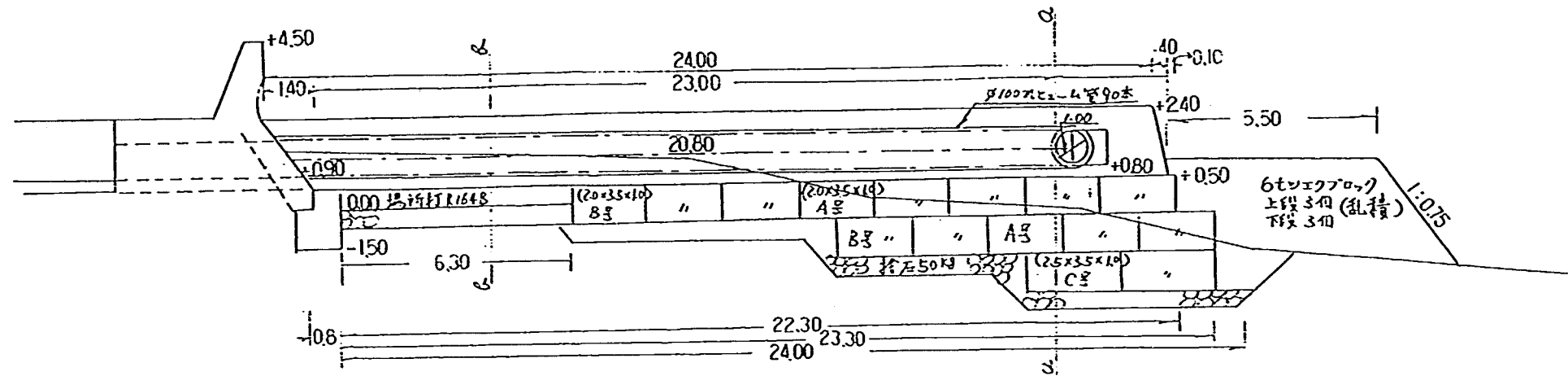
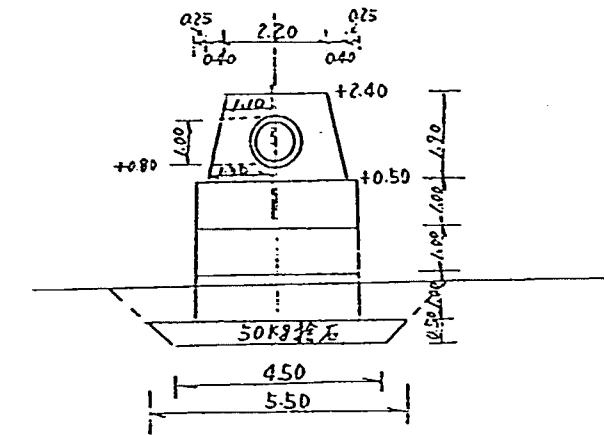


図-2.5 暗きょ工構造図

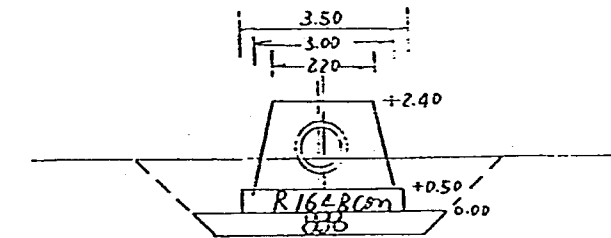
1.23. 突堤構造図



a-a 断面



b-b 断面



年度工事番号	昭和49年度
海岸名	魚津港海岸
施工位置	魚津市 三ヶ地先
工事名	侵食対策工事
図種	突堤構造図 No.4
図番	
縮尺	
所長	課長
部長	設計
製図	

図-2.6 暗きょ工構造図

河口処理論〔Ⅱ〕
一暗きょ工に関する実験資料集一

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第2677号
昭和63年12月 (1988)

河川研究室 室長 山本 晃一
高橋 晃

要旨

本報告書は、河口処理工に関する研究を通して得られた調査成果のうち、小河川での河口処理の問題点について論じ、さらに暗きょ工法に関する実験とその検討結果について述べたものである。

○

郵便はがき

3 0 5 - □ □

40円切手
をはって
下さい。

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部河川研究室 行

№ _____

№ _____

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料第 2677 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住 所)

氏 名

⑩

○