

土研資料第1394号

土木研究所資料

河口処理論〔I〕

—主に河口砂州を持つ河川の場合—

昭和53年 5 月

建設省土木研究所

鹿島試験所

ま え が き

本報告は河川事業調査費昭和46年～49年「河口導流堤に関する研究」昭和50年～昭和53年「河口処理工に関する研究」の一部および測量試験費による実際河川（最上川，千代川，手取川，大谷川，荒川，利根川，肝属川）の河口処理に関する模型実験，水理的検討を通して得られた研究成果を述べたものである。なお実験を行いながら，それに対する十分な検討が成されていないものも，そのまま報告した。機会があればそれらについてもう一度検討しなおしたいと思っている。

目 次

ま え が き

1 章 河口処理問題の概要	1
1-1 緒 言	1
1-2 河口閉塞によって生じる問題と処理工法	1
1-3 河口処理計画の流れ	4
1-4 河口処理に必要な調査項目	6
1-5 河口処理に必要な水理的検討項目	7
2 章 河口現象把握の基本理念	9
2-1 緒 言	9
2-2 河口問題のむずかしさ	9
2-3 河口現象の基本的考え方	11
2-4 河口現象把握の方法	15
3 章 河口現象の相似性	18
3-1 緒 言	18
3-2 二次元海浜地形の相似性	18
3-2-1 はじめに	18
3-2-2 海床 ripple の相似性	18
3-2-3 汀線に直角方向の海浜形状の相似性	21
3-2-4 海床における砂移動の相似性	27
3-3 河道現象の相似性	32
3-3-1 はじめに	32
3-3-2 河床の抵抗	32
3-3-3 流れによる流砂量	35
3-4 河口地形の相似性	35
3-4-1 はじめに	35
3-4-2 河口の分類と相似性	38
4 章 河口現象の実体とその把握	44
4-1 緒 言	44
4-2 大スケール・長時間スケール現象の把握	44
4-3 河口の最狭部の平衡断面形と外力	47

4-3-1	はじめに	47
4-3-2	河川流による動的平衡断面	47
4-3-3	静的平衡断面	53
4-3-4	波と河川流のある場合の平衡断面	56
4-3-5	潮汐による平衡断面	81
4-4	河口の中規模地形と外力	85
4-4-1	はじめに	85
4-4-2	河口砂州の形成	85
4-4-3	河口開口位置と変動速度	90
4-4-4	河口前面の bar について	92
4-5	河口導流堤による河口特性の変化	93
4-5-1	はじめに	93
4-5-2	河口砂州発生限界水深	94
4-5-3	導流堤による河口位置の変化	112
4-5-4	導流堤による河口河積の変化	112
4-5-5	導流堤による河口付近の汀線変化	113
4-6	河口閉塞限界	121
4-6-1	はじめに	121
4-6-2	日本における河口閉塞の状況	121
4-6-3	河口閉塞限界固有流量	122
4-7	河口部の水位	125
4-7-1	はじめに	125
4-7-2	固定した地形上での河口水位	125
4-7-3	外力によって河口地形が変化する場合の河口水位	160
4-8	波浪の侵入	171
4-9	塩水の侵入	174
5章	河口処理工法	179
5-1	緒言	179
5-2	河口導流堤工法	179
5-2-1	河口導流堤の機能	179
5-2-2	河口導流堤の長さ	179
5-2-3	河口導流堤の間隔	180

5-2-4	河口導流堤の方向	180
5-2-5	河口導流堤の高さ	181
5-2-6	河口導流堤の幅	181
5-2-7	河口導流堤の構造	182
5-2-8	その他の注意事項	190
5-3	河口部河道掘削	190
5-4	砂州開削	191
5-5	河口水門	192
5-6	暗きょ工	192
6章	河口部の水理計画	194
6-1	緒言	194
6-2	計画高潮位	194
6-3	計画河口水位	194
6-4	河口部の計画高水位	196
6-5	河口部の計画河道	197
あ	と	
が	き	200

1 章 河口処理問題の概要

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、河口問題は発生しない。それゆえ、人間の河口に対する係り合いが変れば、河口問題の内容は変わってくる。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して浮かび上がってきている。

また、河口部は、河川と海（湖）の接点部であり、川と海の異質な作用を受け、そこで生じる河口現象は個々の河川ごとの特殊性が強く、その特殊な相に応じて河口に対する人間の欲求も変り、河口問題の内容も変わってくる。

本章では、河口問題とは何なのか、河口に対する欲求とは何なのか、それに答える河口処理としてどんなものがあるかを述べ、河口処理問題の序説とし、全般的な把握を行う。

1-2 河口閉塞によって生じる問題と処理工法

筆者は、近代以前の河口処理技術について詳しくは知らないが、河口に生じる現象をそのまま受け入れ、それに応じた河口利用をしていたものと思われる。

本格的な河口処理が始まったのは、日本の近代化が進んだ明治以降と考えて良い。（明治以前でも日本の河川は航路として利用され、河口が港として機能していたが、船も小さく、河口砂州を人工的に取り除くということではなかったようだ。）船舶の大型化、海上交通量の増大は、河口に生じる砂州の発生を抑え、船が常時河口を通れるように、また、大河川が流れているような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多くの河川で行われた。処理工法としては、導流堤工法が行われたが、導流堤の施行は手さぐりで進んだものが多く、徐々に何年もかかって導流堤の長さが長くなっていったものが多い。河口維持のためという目的のためか、開口幅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が、中には、導流堤幅を広く取りすぎ、河口維持ができず、後になって新たに水制、導流堤を古い導流堤内に作っている例もある。このように河口水深維持の導流堤は、合理的な設計法があったわけではなく、手さぐりの経験の積み重ねによって施行されてきたものと考えて良い。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、治水のための堤防は、この河口利用状況を受け入れた形で計画されているものが多い。つまり、河口の利用の方が先に進んでいた。近年に経って、貨物取扱量の増加と、船舶の大型化は河口導流堤という手段による河口維持水深を上まわるようになり、また、河口港では手ぜまとなったため、河口と港の分離の方向に進みつつあり、河口と港の分離をどうしたら良いかという新たな問題が生じている。一方では、河川流域の安全度を高めるための

表 1-1 河口閉塞によって生じる問題と処理工法

河口調査要領(案)¹⁾を修正した。

	解決すべき問題点	影 響	現 象	原 因	処 理 工 法
河口閉塞によって生じる問題点	① 堤内地への侵水 排水困難	出水時の氾濫	河道内水位の上昇	河口の閉塞 河口河積の不十分	導流堤, 人工開削, 暗 きょ, 水門, 堤防の嵩 上げ
	② 舟運のための航路 維持	貨物量の減少, 舟運不 可能	河口における航路維持 の困難	河口の閉塞, 開口部, 水深および幅の不足, みお筋の変化	導流堤, 浚渫
	③ 漁業問題	漁獲量の減少	魚のそ上量の減少, 水 質の汚染, 操業の困難, 危険性の増大	河口の閉塞, 開口部, 流積の不足, 開口位置 の不安定	導流堤, 人工開削, 水 門, 浚渫
	④ 河口部安全度の増 加		河道, 河口計画の変化	計画高水流量の増加	導流堤, 人工開削, 暗 きょ, 水門, 堤防の嵩 上げ, 浚渫, 拡幅
処理工を行ったために生じる問題点	① 利水に対する影響	取水困難 取水不能	取水地点の塩水濃度の 上昇, 取水位の低下, 地下水位の低下	河口部における開口幅, 水深の増大	取水点の移設, 表層取 水, 取水堰の設置
	② 河川, 海岸構造物 に対する影響	構造物の破損, 倒壊, 腐蝕	波浪の侵入 塩水の侵入	河口部における開口幅, 水深の増大	構造物の補強, 構造物 の移設
	③ 治水, 海岸に対す る影響	出水時の氾濫, 海岸侵 蝕	水位の上昇, 海岸線の 変化, 波浪の侵入, 高 潮の侵入	河道の延長, 洪水時河 口河積の不足, 漂砂量 の変化, 水深の増加	浚渫, 突堤, 離岸堤, 高潮堤, 消波工
	④ 漁業に対する影響	漁獲量の減少	魚, 貝の減少	砂浜の減少, 河口流速 の増加, 塩分濃度変化	
	⑤ 舟運に対する影響	舟航不能	波浪の侵入	河口河積の増加	消波工

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ろう。

このほかに河口で生じる問題として、河口砂州の発生によって河口が塞がり、鮭等の魚が河口を登れず、漁業に被害を生じ、河口処理工によって閉塞を防ぎたいという例などがある。

以上は河口閉塞による直接的な問題点であったが、河口処理工を行ったために生ずる二次的な問題点としては、

- 治水上の問題として河道延長の影響、波浪の侵入の増加、高潮の侵入および海岸侵食
- 利水上の問題として塩分濃度の上昇、平水位と地下水位の低下
- 河川、海岸構造物への影響
- 漁業に対する影響

などがある。¹⁾以上のことをまとめると表1-1のごとくなる。なお、河口処理工法として河口調査要領¹⁾は、導流堤、人口開削、暗きょ、水門をあげているが、筆者は堤防の嵩上げ（計画高水位の増加）、浚渫をそれらと同格に取り上げるべきだと思っている。このほかに間接的な河口処理としては、放水路、ダム築造、遊水池、ポンプ排水、漂砂止め突堤、離岸堤、あるいは河口付近埋立なども広義の河口処理方法と言えよう。¹⁾

1-3 河口処理計画の流れ^{1),3)}

河口の処理のような問題では、構造物の設計のように外力が決まれば、その形が決まってくるようなわけにはいかず、個々の河川の状況、社会、経済条件に応じて河口処理案を作り、この案に対する外力の応答を調べ、計画が妥当であるかどうかを調べるというような方法を一般にとらざるを得ない。

一般に、河口における問題の発生から処理工の実施までの手順は、図1-1に示されたものとなる。

- ① 最初に、「問題の発生」があり、これは河口と係り合いを持っている住民、利用者、河川管理者等によって、河口をある状態にしたいという欲求として認識される。
- ② 次に発生している問題を見つめ、問題点を明らかにし、河口処理の目的を明確にする。
- ③ 問題点を具体的、数量的に検討するため、「調査方針」を立て、具体的調査内容を決める。ここにおいては、いわゆる「水理的調査」のみでなく、「社会経済調査」の面からも検討し、いくつかの採用可能な処理工法を予想、選定し、それに従って調査内容を決める。
- ④ 現地調査、資料の収集を行う。
- ⑤ 調査資料の解析を行い、「発生している問題の原因」を具体的に明らかにすると同時に、欲求水準を確定し、処理工計画に関係する入力条件（水文条件、社会経済条件）や、参考になる資料の整理解析をする。

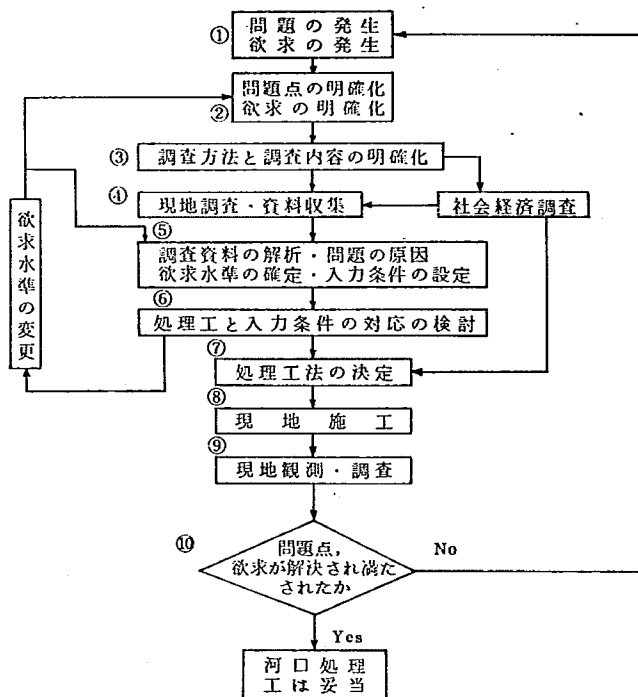


図 1-1 河口計画の流れ

- ⑥ 先に予想，選定した処理工と，それに入る入力条件との応答を解析し，その出力と欲求水準とを比較検討する。ここで，処理工によって，どうしても欲求水準が達成しえない場合には，欲求水準の変更を行わなければならない。
- ⑦ 処理工法の決定をする。
- ⑧ 処理工の現地施工を行う。
- ⑨ 施行後，定期的に「現地の状況の観測，調査」を行う。
- ⑩ 最初の問題が解決されているか否かの検討を行う。解決されていないければ，先の「問題発生」に戻り，上述の過程を繰り返すことになる。

1-4 河口処理に必要な調査項目¹⁾

河口処理を行うためには、対象河口の実体を知らなければならない。河口の調査は、対象認識の第一歩である。河口処理に必要な水利的調査項目を処理工別に表1-2に示した。この他にも航空写真測量、隣接河口調査、河口付近の地形、地質調査等が望まれる。なお、表1-2の調査項目が全てなければ、河口処理計画が立てられないということではない。河口処理の目的や、その質によって調査の精度や、調査法が変わるのは当然のことである。なお、具体的な調査法については、河口処理対策指針(案)⁴⁾あるいは建設省河川砂防技術基準(案)調査編⁵⁾を参照されたい。

表1-2 処理工法に対する必要資料

資 料 項 目		処 理 工 法				
		導流堤 (治水 目的)	導流堤 (舟運、 漁業)	人工 開削	暗渠	水門
波 浪	有義波の日平均頻度分布	○	○	△	○	△
	波向の日平均頻度分布	○	○	△	○	△
流 量	平水時の日平均流量	○	○	○	○	○
	入退潮量	○	○	○		○
	出水時の毎時流量	○	○	○	○	○
水 位	平水時の日平均水位	○	○	○	○	○
	出水時の毎時水位	○	○	○	○	○
潮 位	平均潮位	○	○	○	○	○
	朔望平均干満潮位	○	○	○	○	○
	気象偏差	○		○	○	○
漂 砂	沿岸漂砂の量および方向	○	○	○	○	△
底 質	粒径分布図	○	○	○	△	○
水 質	水質の分布図	△	○	△	△	△
風向・風速	毎時の風向・風速	△	△	△	△	△
	異常気象時の風向・風速	△	△	△	△	△
河 川 海 岸 地 形 測 量	等深線図(海域)	○	○		○	
	等高線図・縦断面図(海域)	○	○		△	
	汀線の経年変化図	○	○		○	○
	河道縦横断面図および変化図	○	○	○	○	○
河 口 部 縦 横 断 測 量	砂州の消長を示す平面図・等高線図	○	○	○	○	○
	平水時の河口開口部横断面図	○	○	○	○	○
	平水時の河口部縦断面図	○	○	○	○	○
	出水直後の河口開口部横断面図	○	○	○	○	○
	出水直後の河口縦断面図	○	○	○	○	○
沿 岸 流 潮 流	沿岸流の方向	○	○			
	潮流の方向					
河道の変遷	河道変遷図	○	○			

○ 必要項目 △ 有った方が望ましい項目

1-5 河口処理に必要な水理的検討項目³⁾

計画に必要な入力条件の設定も検討項目の中に入れば、検討項目として次のようなことを考えておく必要があろう。

i) 大スケール現象、長時間スケール現象の把握

まず、計画を行う場の大きな方向性、河道は河口に潟が残っているようなまだ河道内に土砂を沈積するような河道か、流出土砂が多いのか、少ないのか、漂砂は一方に卓越するか、しないのか、等を河道の変遷図や地形学、地理学的観点から把握しておく。

ii) 計画高潮位の検討

河口は洪水時に安全であるのみならず、高潮、津波に対しても安全でなければならない。

iii) 出発水位の検討（計画河口水位）

出発水位は、洪水時の水位を決定するための、不等流、不定流計算に用いる下流端水位である。出発水位は、洪水が高潮時と必ず同時に起るということではないから、洪水時に出現する潮位を統計的に評価することが良い決定法であるが、現況では河川の特徴に合わせて、洪水時既応最大潮位、朔望満潮位、朔望平均満潮位+気象偏差などが使われている。

iv) 洪水時水位の検討

洪水時の水位の決め方は、iii)で求めた出発水位および計画高水流量を条件として、不等流計算を行う方法で検討されることが多いが、砂州のある河川、河口部での河床変動の大きな河川では、河床変動を考慮した水位決定法が必要であろう。

v) 計画高水位の検討

ii), iv)の検討より、水位の高い方を計画高水位とすべきであるが、河口の河床変動の少ない河川では潮位と洪水との複合確率評価によって水位を求めた例もある。⁶⁾

vi) 河口部河床高、開口部河積の検討

洪水時には河口の河積、河床高は変動する。一般に洪水時の水位を検討する場合、河床高が変動しないとし、この河床高を計画河床高としている。この場合、この河床高は洪水時に出現するものかを検討する必要がある。また、平水時、濁水時の河床高、河積も航路維持、内水排除等の点から検討しておかなければならない。現況では、洪水時の河床変動を考慮に入れた検討がされている河川は少ないが、今後、河床変動を考慮に入れた検討が必要と思われる。

vii) 河道の安定性の検討

河道を掘削して河床を低下させるような場合、その河道は維持可能かどうか、河道内蛇行による局所洗掘、州の発生位置等を検討しておかなければならない。

viii) 波浪の侵入の検討

河口砂州は波浪の侵入を防いでいるが、河口水深を増大させる場合、導流堤を作る場合には、

波浪の侵入高が大きくなるのが普通である。河道内構造物，堤防保護のため河道内に侵入する波高を評価し，それに対する保護を検討する。

ix) 塩水の侵入の検討

河口の開口幅の増加，河道の河床低下は，塩水の侵入距離を増大させる。取水等に影響があるので塩水侵入量を評価しておかねばならない。

x) 隣接海岸に対する影響の検討

河口に導流堤等の処理工を施すと，漂砂の移動，波の変形に影響を与え，河口隣接海岸の前進や後退を起こすことがある。この量を把握して隣接海岸の防護処理を行わなければならない。

xi) 処理工による自然環境変化に関する検討

処理工の設置によって，河口付近の沿岸流，塩分濃度等が変化し，河口付近に住む生物に影響を与える。特に，漁業，しじみ等や養殖に対する検討が必要であろう。

この中で，処理工の変更によって変らないのは，i)，ii)，iii)で，他は処理工の変更による河口の対応を調べることになる。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所，河川局治水課；河口調査要領（案）1972
- 2) 須賀堯三；河口問題と現地調査，土木学会水工学に関する夏季研修会講義集 1973
- 3) 山本晃一；河口導流堤に関する一試論，土木技術資料 Vol. 17-1 1975
- 4) 建設省河川局治水課，土木研究所河川部；河口処理対策指針（案）1975
- 5) 建設省河川局監修；建設省河川砂防技術基準（案）山海堂 1976
- 6) 藤原軍治；苗村滋克；下流部河道の安全に関する研究，第19回建設省技術研究会 1965

2 章 河口現象把握の基本理念¹⁾

2-1 緒 言

河口部の現象は非常に複雑である。この複雑さは、河口部の合理的な河口処理計画を打ち立てることを妨げている。この原因は、河道に海からの影響要素（波、漂砂、飛砂、海水）が加わるため、地形変化の速度が激しく、それを予測し、計画の中に組み込むことに困難を覚えるからである。しかし、現実には河口があり、河口の状態をある一定の状態に置きたいという欲求は、河口現象の法則性、因果性の認識を深め、合目的、合理的な河口処理方法を追求することを要求する。それゆえ、今までにも多くの河口現象、河口処置工法に関する研究が行われ、一定の成果をあげてきたが、実験室内の単純な条件下での河口現象解析や、二、三の河口の解析例を通して、河口処理工法を提案し、それが特殊例であったり、経済合理性から見て不合理な工法を、一般化して述べるといような例も多い。

本章では、1章で述べた問題を解決するためには、どのような視点で河口現象を取らえて、河口調査、河口処理の設計を行ったら、間違いの少ない結果を得られるか、筆者の考えを述べてみたい。

2-2 河口問題のむずかしさ

河口処理に画一的な工法はないと言って良い。それは河口に対する人間の欲求、河口に作用する要因の多様性とその大きさが河口ごとに異なるのが原因である。

自然的要因の側面から、河口問題をむずかしくしている原因を述べれば、

i) 河口現象を支配する影響要素が多いこと

河口に及ぼす影響要素を思いつくままに述べると、河川固有流量、流砂量、河川縦断勾配、河川水の汀線への流下方向、河川の弯曲、河川の交互砂州の流下、河床材料、海床材料、河口水深、波高、波向、漂砂量、沿岸流、離岸流、潮位、入退潮量、海岸勾配、汀線形状、海岸構造物、風、飛砂、塩水くさび、海水準面の変化、地盤変動、等、枚挙にいとまがない。このように多数の因子がお互に絡み合うために、一つの現象がどのような因子から影響を受けるのか判別不能になってしまい、また一つの河口の現象がわかったとしても、影響因子が一つ異なるために、その結果が他河川に適用できないことも多い。

ii) 自然は動的であり、変動性が大きいこと

河口現象を解明するために、実験室内で単純な条件下で実験を行うが、実験室内での現象を現地河川に適用すると合わないことが多い。実際の河口は、外力およびその方向が絶えず変動し、それによって河口は時々刻々変化していて、常に移動状態にあり、ある時点の状態は、過去の外力の積分の結果であり、どの時点で、どれだけ影響されたか良くわからないからである。

また、外力が変化し、ある限界以上となると、それに作用される物の現象が質的に異なった運動機構を持ち、外力が少ししか変らないのに量的に非常な差を生じることがある。例えば、河床における、掃流力、水深の変化による河床波の質的变化に伴う、河床抵抗や流砂量の急変、波形勾配の変化による汀線の前進や後退等々も現象の解析を困難にしている。

iii) 作用は相互的であること

波は河口地形に応じて変形するが、逆に波によって河口地形が変化する。河口の砂州形状は波によって運ばれる漂砂、河川からの流出土砂によって形作られるが、逆に砂州形状が河川水の流出方向、波の侵入程度、波向きを変えてしまい、砂州の発達方向を変える。この作用の相互性は、砂州の発達速度等に影響が大きく、波を微地形の変化に従属させないと、河口現象を見間違ふことがある。

iv) 外力の非一様性

波一つ取っても、種々の波長、波高をエネルギー成分に持ち、単一の波高、波形を持つものではない。また、空間的にも一様でない。このような波の非一様性は離岸流の原因になるといわれている。

v) 底質の非一様性

底質材料は、平均値の回りにある分散を持った種々の粒径からなる。しかも時間的にも空間的にも変化する。特に河口は、波と河川流が作用し、底質材料も両方の影響を受け、その力の強さの変化によって粒度分布の変化が激しい。このように底質材料は、外力の場所的違いに応じて淘汰される性質があり、波が底質に作用する力に応じて、平均粒径、分布形を水深方向に変化させるし、小河川では、河口開口部において、底質材料が河水によってアーミングを受け、砂利が開口面をおおい、河床の低下を妨げている例などがある。

vi) 現象は線型和で表わすことができない

河口現象は主に波の力と河川流によるが、波の力による底質の運動と河川流による底質の運動とを別々に解析し、その和で現象を表わそうと思っても殆ど成功しない。河口現象は、外力に対して非線型性が強く、解析をより困難にしている。

人間がかかわり合う面から、河口問題をむずかしくしている原因を述べれば、

i) 観測値が取れないこと

河口現象を把握するには、第一に、河口の実体把握を行わなければならないが、波一つ測るのでも容易ではない。暴風時や洪水時のように、砂州形状が大きく変る時に観測するのは、より困難である。測定しなければならないことも多く、また一年以上継続しなければならないことも多い。

ii) 異常時と平常時を同時に満足する河口計画でなければならないこと

河口現象を支配する外力は急変する。平時の内水排除、航路維持のためには、河口を絞って、導流堤を長くし、河口水深を深くすることが望ましいが、洪水時の水位を下げるためには、上述のような導流堤では望ましくない。このように異常外力時にも、平常時にも、人間の欲求する水準内に河口が維持できるように河口計画を立てることは容易なことではない。

iii) 将来の変化に対応できる、計画でなければならないこと

我々が、河口の調査研究するのは、河口をある望ましい状態にとどめておきたいという欲求に客観的、合理的な解答を与えるためである。現状の調査はその一つの手段である。しかし、現況の河口現象把握ができたとしても、河口に新しい人間の作用（導流堤設置等）を加えた時、それが、河口にどのような反作用を及ぼすかを判断するためには、河口現象の実体的、本質的側面まで把握しないとむずかしい。また計画を立てる場合、将来の河口利用、計画高水量の変化、流況の変化をも見通しておかなければならない。未来の予測は、単に現状の延長でないことが河口計画を立てることをより困難にしている。

2-3 河口現象の基本的考え方

河口は外力（営力）の変化に応じて、それに応じる平衡な状態に向かって変化していくわけだが、外力とはそもそも何であろうか。外力とは対象とする系に何らかの結果を生じせしめる系の外にある独立変数と考えられるが、系を拡張すれば、外力がまた他の外力の従属変数にすぎないことがある。例えば、河口砂州を決める波と河川流量は、気象状況を含む系では気象変化に従属する。ここでは初めに、河口現象を支配する外力と系の関係について考えてみよう。

i) 時間スケールと影響要素

初めに、河口現象を長い時間かかる現象と短い時間で生じる現象に分けて考えてみよう²⁾。どのように時間スケールを変えると、系の広さが変わり、従って、その現象を支配する外力も変わってくる。勿論、長時間かかる現象は、短時間の現象の集積によるものだが、長時間現象は、短時間現象の中に見えてこない。例えば、砂州の変化も、分のオーダーの河口現象では砂州は変化しない固い境界にすぎず、一つの与えられた独立の境界条件である。

河口現象を、イ) 地質学的時間スケールの河口現象（ 10^4 年のオーダー）ロ) 1000 年から 100 年の時間スケールの河口現象、ハ) 数 10 年から 1 年の単位の河口現象、ニ) 月から週の河口現象、ホ) 時間から分の時間スケール現象に分けて、その現象を支配する外力について考えてみよう。

ここで、イ) の現象として第 4 紀以降の現象のみを考えておく。

変動帯である日本列島では、第 4 紀以降の地殻変動の方向は、ほぼ同一方向に向いていると

言われていること。現在の河川は、それ以前の河川とのつながりが薄いと考えられること。また河口処理論としては第4紀における地形発達、特に沖積世のみを考えておけば充分であるかである。イ)の現象は、海水準面の変化、地殻変動、古気象の変化による平野の形成、海進、海退、河蝕、海岸段丘、河岸段丘、潟湖の形成を含む地質学的、地形学的な現象であり、地震、火山の爆発による地形変化を除けば、連続的に変化しつつある過程であり、現在の河口は、この過程の中の一時期に当るわけである。ホ)の現象は、現象を定常と考えて良く、境界が変化しない場での流水、流砂の動き、波の変形を河口現象と考えて良い。この時間スケール現象では、流砂量、漂砂量は、流量、波に従属する。しかし、ロ)の段階は、流砂量、漂砂量と流量、波とは直接関係が少なくなり、特に、流砂量は流域の植生、人間の活動(鉱山等)、山崩れ等の発生源の変化が河口勾配、川幅、粒径を変えてしまい、流量と流砂量の一義的關係は少なくなる。

表2-1に時間スケールの違うことによって現象を支配する影響要素がどう変るか示したものである。ここでIは独立変数、DはIに従属する変数、Aは対象とする時間スケールの中で

表2-1 時間スケールと影響要素

要素(変数)	時間スケール イ) 10^4 年	ロ) 10^3 ~ 10^2 年	ハ) 10^1 ~ 10^0 年	ニ) 月~ 週	ホ) 分
1) 地質学的時代区分	D	A	A	A	A
2) 第三紀末の地形	I	A	A	A	A
3) 地質および地質構造	I	I	A	A	A
4) 地殻変動	I	I	A	A	A
5) 古気候	I	I or A	A	A	A
6) 海水準面変動	D	D	A	A	A
7) 古水文量	D	D or A	A	A	A
8) 土地利用	X	I	I	A	A
9) 人工工作物	X	A or I	I	I or A	A
10) 河川形態(幅、深さ、勾配)	D	D	D or I	I	I
11) 河口形態	D	D	D or I	D or I	I
12) 気象	X	I	I	I or A	A
13) 植物・植生	D	D or I	A	A	A
14) 水文量(流量・雨)	D	X or D	D	D or I	I
15) 水理量(流速・方向・水位)	X	D	D	D	D
16) 流砂量(河川)	D	D	D	D	D
17) 漂砂量	D	D	D	D	D
18) 波	X	D	D	D or I	I
19) 潮位変動	I or D	I	I	I	I
20) 底質材料	D	D	D or I	I	I
21) 沿岸流、離岸流	I or D	I or D	I or D	I or D	I or D
22) 風	X	D	D	D or A	A

は、時間スケールが大きすぎて関連性がない変数であり、Xは逆に時間スケールが小さすぎてIから決められない変数である。なお、動くものすべて時間という属性を持ち、時間なしに表現できないが、第一列の変数の中に含まれるものとして、ここでは時間を一つの変数としてとらない。また変数そのものも、時間スケールが変わることによって、その質のレベルが異なるものと考えてほしい。更に、要素の内一つを取り除くと、DがIになりうることもある。工学的に考える場合には、ハ)、ニ)的時間スケールでは気象変数を除き、流量、波を独立変数とした方が良いかもしれない。

地形学者にとって、イ)の段階は関心の的だが、河口処理問題としては、海岸、河口の侵食、堆積の問題を除けば、あまり重要ではなく、ロ)以下を一応考えておけば良い。その場合、ロ)、ハ)、ニ)、ホ)の時間スケールによって、独立変数(考えておかなければならない影響要素)が異なることに注意を要する。往々にして、ニ)、ホ)の段階の現象だけで河口処理計画を決めてしまいがちである。例えば、導流堤と河道掘削によって河口水位を低下させる計画を立てる場合、年的な土砂流砂量、漂砂量を把握し、十分な対策を立てないと、掘削してもすぐ掘削前に戻ったり、導流堤は単に河道の延長したにすぎないということも起る。ロ)、ハ)のスケール現象より、その川が持っている平衡川幅、平衡勾配、水深等を把握しておく必要がある。

ii) 距離スケールの変化と影響要素

次に距離スケールによる河口現象の違い、影響要素の違いについて述べてみたい。距離スケールが大きくなるということは、その現象が現れる時間スケールが大きくなるということであり、距離スケールと時間スケールは全く独立ということではないが、距離というスケールで河口現象を見ることも大切であろう。今、便宜的に距離スケールを大スケール、中スケール、小スケールに分けてみよう。ここで大スケールとは、岬に囲まれた砂浜海岸線の長さの程度、中スケールは、波の波長程度、小スケールは、m程度の長さ程度とする。大スケール現象としては、海岸線の向きの変化、海岸に近づくにつれての波向きや波高の変化、潮流、海岸の侵食性、堆積性の傾向、漂砂の移動方向の卓越性、河川勾配等が入ろう。中スケールとしては、砂州の変動現象、沿岸砂州の発生、消滅、河口微地形が及ぼす波向の変化、河川流の流出方向、汀線近くの波の運動が入る。小スケールとしては、流砂、漂砂の運動機構、水粒子の運動機構、海床 ripple の特性などが入ろう。

土木工学的には、大スケール現象を一つの境界条件として、中規模スケール現象を解析し、予測すれば良い。河口処理工は、大スケール現象にそれ程大きな影響を与えず、中規模スケール現象に大きく影響をするからである。もちろん中規模現象の解明には、大スケール現象の正確な把握が必要であり、小スケール現象の和として、中規模現象を取らえていく立場が必要である。

iii) 土木工学的見方

河口現象を河口処理という工学的立場から、もう少し詳しく見てみよう。今図2-1のように河口現象を解明する区域を設定する。ここでA B線は、大きな波がきても底質材料が実質的に移動しない水深まで、一般には20m以上の水深の所に、A C、B D線は固い岩とか岬があればそこまで取る必要があり、砂浜が続けば河口から数kmは取る必要がある。C D線は感潮区間とすれば良いが、感潮区間が数10km続くような河川では、10km位を一応の目安としておけば良い。

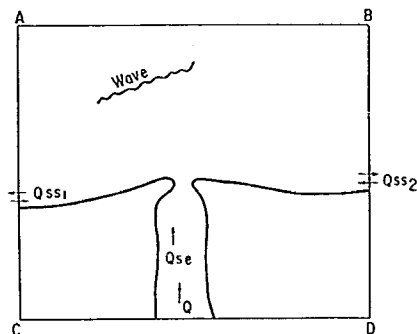


図2-1

まず初めに、大規模スケール、 ρ 、 h 的スケールの河口現象を見る必要がある。この区域の土砂の収支を見ると、C D線から入る河川流出土砂 Q_{ss} 、A C、B D線を出入する漂砂 Q_{ss} が、この区域内の全土砂量の変化を決める。 Q_{se} 、 Q_{ss} は、 ρ 的時間スケールで見れば、波とか流量に直接支配される割合が少なく、河川形態の変化、土砂発生量の変化によって決まるものであり、時間スケールが短くなるにつれて波と流量に支配される。この区域の全体的な汀線の前進、後退は Q_{se} と Q_{ss} および汀線に直角方向の土砂移動、海水準面変動によって決まる。地盤変動速度が汀線方向に違っている所とか、小河川で大河川が作った平野を流れている所とかを除けば、一般に自らの流出土砂で平野を流れている河川では、 Q_{ss} が一方に卓越することはほとんどない。扇状地が海に突きでたような川では両方に土砂を補給している。

我々が河口処理計画を立てる場合、このような漂砂の収支を考慮し、全体的な海岸地形は固定していると考えて進めて良いと思われる。ただし、現在のように経済活動が活発で自然をいじくりまわすことが多いと（砂利取り、河道掘削、ダム建設等）、自然の反応が急激に進み、今まで前進性の海岸であった所が、急激に侵食性になることもあるので、注意を要しよう。

次に、我々が主に対象とする中規模 h 、 ρ 的時間スケール現象は何によって決まるか考えてみよう。このスケールでは、底質移動は波、流れに従属だと考えて良く、影響の少ないものを無視すれば、河口形状 = f （波、河川流、初期形状、底質材料、淡水塩水の密度差、潮汐、海浜流、飛砂）と考えて良い。

波は、波向きと波形勾配、波高が問題となり、砂州高、砂州形状、沿岸砂州などに関係する。河川流は、流量とその変動性が河口形状を決める重要な要因で、河口の開口幅、砂州のフラッ

シュなどに関係する。初期形状は、その後の河口砂州形状を決める重要な要素である。特に海浜の初期勾配、砂州上流河床高、川幅の把握が必要である。なお、河口の初期形状としては、波の影響より河川流の影響が卓越する洪水後の河口付近形状を取るべきである。河口形状は、第一に河川流によって決まり、その後の波によって変形すると考えた方が河口現象を理解しやすいためである。なお、初期形状に浸漬計画などによって決まった断面形を取ると、河川自ら持っている状況に急速に戻ろうとし、大規模スケール、長時間スケールと考えられている現象が急に現われる。このような現象は、別個に考えておかなければならない。ここでは一応初期形状は、長時間スケール、大規模スケールで見た時の平衡状態の場で考えておく。底質材料は、波、河川流によって動かされるものである。粒径の違いは、波、河川流に対する応答特性が異なることであり、その結果として、河口砂州形状も粒径によって形態に差が生じる。淡水水の密度差は、河口感潮区間の塩水くさび現象や、洪水時河口前に生じる Bar や河口砂州の形成に関係している。潮汐は、日本海岸では小さいためほとんど無視して良いが、太平洋側では、砂州開口部断面や小河川の砂州形状特性に大きな影響をあたえる。海浜流の影響は大きなものではないが、人工工作物や、岬、島などの形によっては、定常的な海浜流を生じ、河口形状に影響をおよぼすことがある。飛砂は、それ程大きな要因とはならないが、風の強い所では、一応考えておく必要があろう。

2-4 河口現象把握の方法

ここでは河口処理計画を立てるために調査研究するには、どんな方法、形式を取ったら良いかを考えてみる。

i) 調査研究の方式は、研究される対象、内容に従属させなければならない。

河口の調査、研究は、河口現象全体を一般的に調べることが困難なので、対象河川の営力の卓越性、地域性を他河川などを参考に良く把握し、それに応じて調査項目、研究項目を決めなければならない。また、計画の内容、欲求に応じたものでなければならない。やたらに沢山の調査結果を記録するだけでは、その中から本質をつかむことができず、調査研究の目的を見失ってしまいがちである。たとえば、治水目的の河口計画と航路維持のための河口計画では、おのずから調査研究の重点は異なるだろう。また2-3で述べたように、調査研究する内容によってそれを支配するスケールが異なるから、時間スケール、距離スケールに応じて測定時間間隔、距離間隔を選ぶ必要がある。

ii) 統計的方法、分析的方法、経験主義的方法

河口現象のすべての側面を我々は一度にとらえることができず、河口現象を理解するためには、総体を破壊し、破壊された断面を個々に分析し、断片間の相互関係を明らかにしながら、

徐々に進まざるを得ないが、このような方法論は、時間とエネルギーを非常に食うものであり、河口現象のように複雑で現実に河口処理として解決を迫られている問題には、もう少し大ざっぱな接近の仕方を考えておくべきであろう。一つは、分析的方法として第一に取りかからなくてはならないことだが、現象を支配する種々の影響要素の内、影響の少ない微少項を無視して、主要因だけで河口現象を解析し、因果関係を明らかにする近似的な方法である。もちろん、これさえ簡単なことではないが、この方向に進む努力を常に持つべきであろう。

もう一つは、これを河口現象把握の最終的な目標とするべきでないけれども、統計的、経験的な把握の仕方である。たとえば、河口幅と流量と波との関係、開口位置と波の関係、開口幅の出現確率等々の関係を調べてみることである。ただし全国の多数の河口導流堤の長さ、構造などを統計的に調べ、これこれの河口処理工が最も良いというような方法は、導流堤の構造が過去の例の踏襲であったりすることも多く、また河口の特徴が異なり、河口現象が質的に違うものを比較しても意味がないことが多いので、注意を要する。統計的に物事を把握しようとする時には、母集団内の個々の標本の質的な違い、把握しようとするものの意味、サンプリングを良く考えないと、非常に片寄った結論を出してしまう。

二つの接近法は、もちろん対立したものと考えるべきでなく、前者は、後者を踏まえた上で明らかになるものである。

iii) 比較法

河口現象を把握するには、対象とする河川と似たような河川で生じた現象を参考にすることは、河口処理計画にとって非常に有効なことである。ただ比較する河川が、どの程度似ているかという考察がなければならない。つまり、河口の形態、変動特性が似ているものは、同じような営力（外力）の場にさらされ、それに対する応答特性が同じであるとみなして良いが、逆に似ていないものは、営力とその応答特性が異なっているわけである。（このことは、河口の地形的形態を似た物同志で分類することによって、河口に影響する主要因とその卓越性を同時に表現する可能性を含んでいる。）また、一つの支配要素が河口現象に及ぼす影響を調べるのに異なった河川を使う時には、河川同志の他因子の影響要素を良く把握しておかないと間違った結論を出すから注意を要する。原則として、一つの要因が及ぼす影響を比較するには、一因子だけ変化させ、他因子は同じにしておかなければならない。多数の因子の強さ、相互作用を同時的に把握しようとする推測統計学的方法は、実測値が少ないと現象を見間違ふ恐れがあるし、河口現象のように影響要素が多いと、実際には役立たないであろう。

iv) 人工工作物による河口変化を良く調べる。

自然河川に人工工作物（導流堤等）を設置した後の河口状況は、一つの異物を河口に加えた時の反応である。このような状況は、今まで見えにくかった物が変化として現われてくるわけ

であり、多くの情報をこれから読みとることができる。

実験的検討によって、河口現象を把握する時も、一因子だけ変化させ、他因子を同一として、現象の違いを調べることは有効な方法となる。

V) 河口の変遷を調査する。

河口の変遷を調査することは、河口に影響する長期的な要素の把握、また、社会史の河口に対する影響（河口利用状況の変化）を把握するのに役立つ。

参 考 文 献

- 1) 山本晃一：河口現象把握の問題点，土木技術資料 Vol. 15-12 1973
- 2) S.A. Schum : Fluvial Geomorphology, River mechanics (I) Edited by H.W. Shen

3 章 河口現象の相似性

3-1 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。

3-2 二次元海浜地形の相似性¹⁾

3-2-1 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運、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 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、砂運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。

3-2-2 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

運動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

$$\hat{V}_0 = \pi H / T \sinh 2\pi h / L \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

$$d_0 = H / \sinh 2\pi h / L \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

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

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

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 $\hat{V}_0 \eta / \nu$ 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, 底質が細かく $W_0 \propto d^{1/2}$ の関係からずれる d_m 0.2~0.3 mm 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。

(3-3) 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 3-1, 図 3-2 である。なお, 図 3-3 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

$$\lambda / d_m = f(\sqrt{g d_0} \cdot d_0 / \nu, \hat{V}_0 / \sqrt{g d_0}, d_0 / d_m, S) \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

となる。

図 3-1, 3-2, 3-3 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 $\hat{V}_0 / \sqrt{g d_0}$ が増加すると減少する。

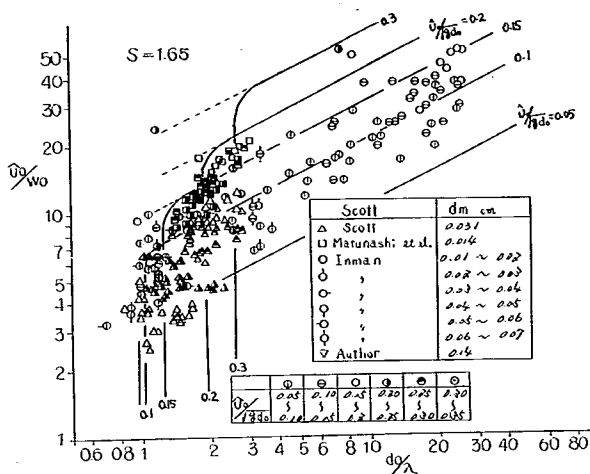


图3-1 Relation between $\hat{V}_0/W_0$, $\hat{V}_0/\sqrt{gd_0}$ and d_0/λ

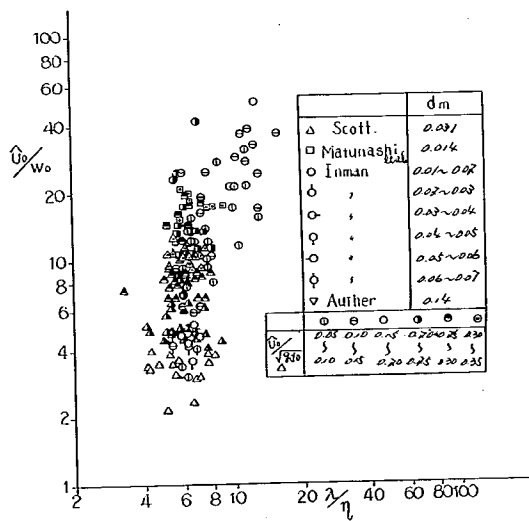


图3-2 Relation between $\hat{V}_0/W_0$, $\hat{V}_0/\sqrt{gd_0}$ and λ/η

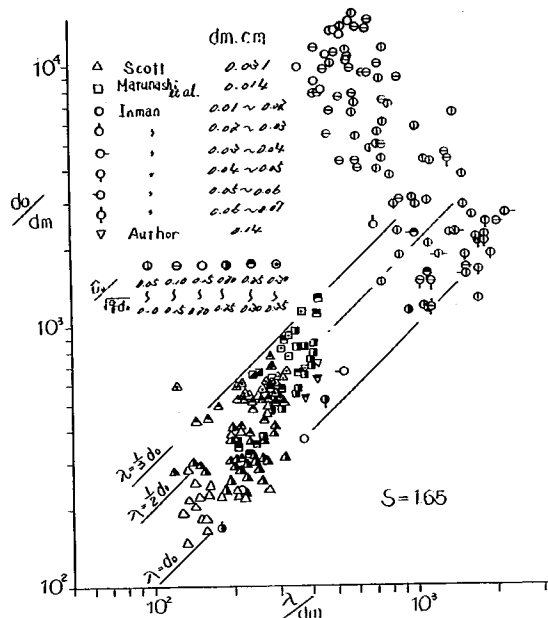


図3-3 Relation between d_o/d_m , $\hat{V}_o/\sqrt{gd_o}$ and λ/η

ii) d_o/d_m が 1500 以上となると、 λ はほぼ一方流れの ripple 長と近い値となり、 $\lambda/d_m = 500 \sim 800$ 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 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 $\hat{V}_o/W_o$ も小さいようだ。

以上のことより、ripple 形状は $\hat{V}_o/\sqrt{gd_o}$ 、 $\hat{V}_o/W_o$ 、 S あるいは $\hat{V}_o/\sqrt{gd_o}$ 、 d_o/d_m 、 S を同一とすれば、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。

3-2-3 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。

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_o 、沖波波長 L_o ）、流体の特性

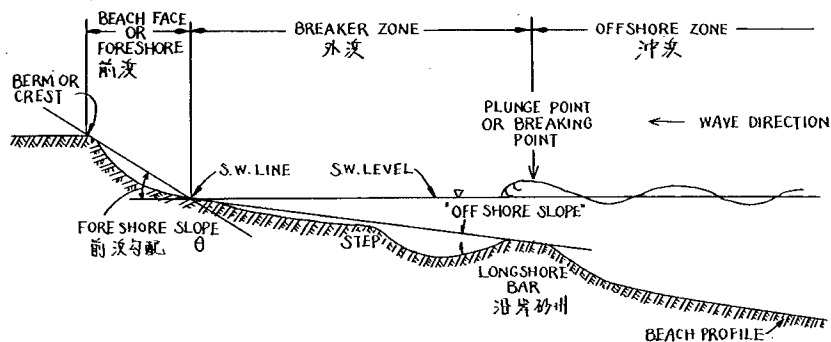


図 3-4 SHORE PROFILE TERMINOLOGY

(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

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

となる。ここで, 粘性項は, 底質粒径が 0.02 ~ 0.03 cm 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, (3-5) 式より

$$h/L_0 = f(x/L_0, H_0/L_0, \sqrt{gH_0}/w_0, i_0) \quad (3-6)$$

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, 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, 沿岸砂州と言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）

2L型

1/2L型

1/2L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3-5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。

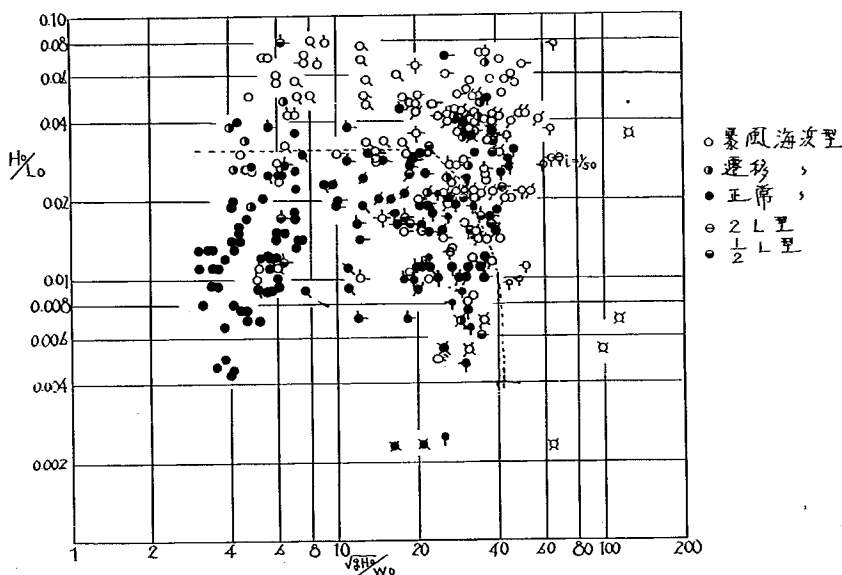


図3-5 沿岸砂州発生限界（砂） $S \approx 1.65$

ii) Berm 頂高 H_R

Berm 頂高 H_R （汀線高と Berm 頂との標高差）は、図3-6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、 $1/3$ 有義波を 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。

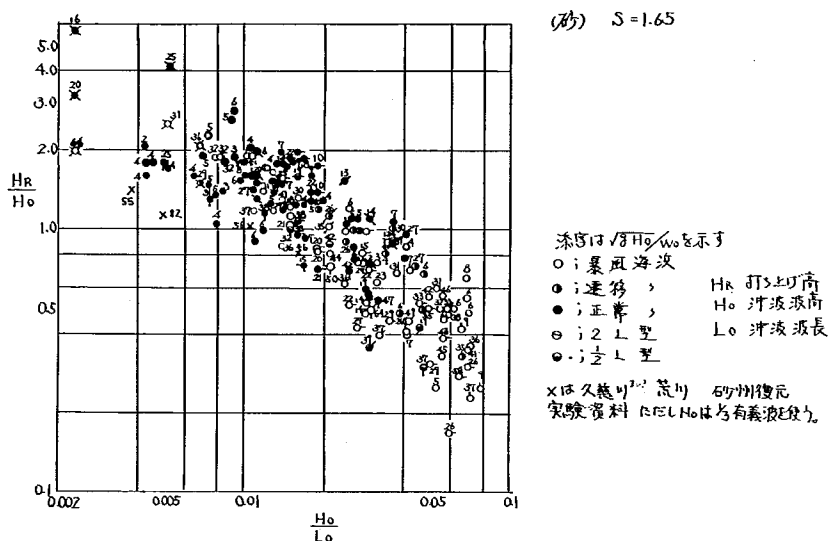


図 3-6 砂の打ち上げ高 (砂) $S=1.65$

III) 前浜勾配

図 3-7 は、前浜勾配 $\tan \theta$ と $H_0/L_0 \cdot \sqrt{gH_0}/w_0$ 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 3-8 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 0.02 cm 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 m ~ 3 m とすると、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ は $d_m = 0.1$ cm に対して 3.3 ~ 5.4、 $d_m = 0.05$ cm に対して 5.4 ~ 9.0、 $d_m = 0.02$ cm に対して 13.0 ~ 21.8 となり、図 3-7 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。

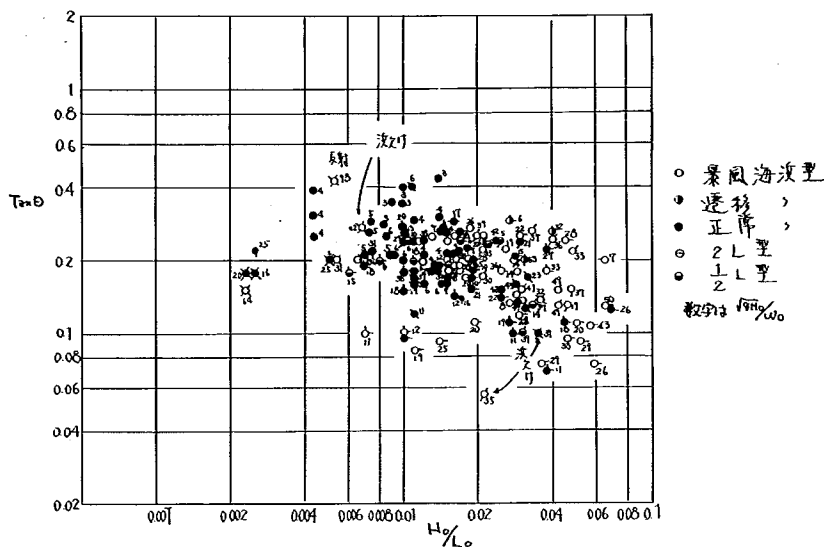


図3-7 前浜勾配と波形勾配 (砂)

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3-9,

図3-10, 図3-11

である。点のパラッキが

大きいのは、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 ~

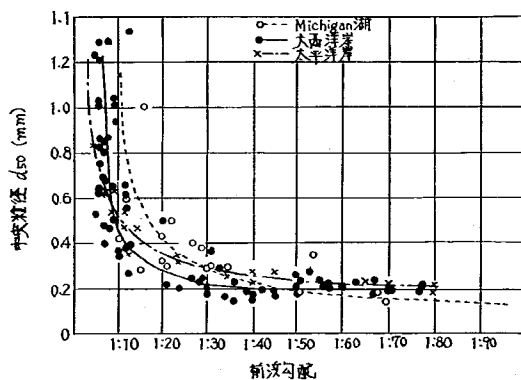


図3-8 中央粒径と前浜勾配との関係 (Beach Erosion Board, 1961)

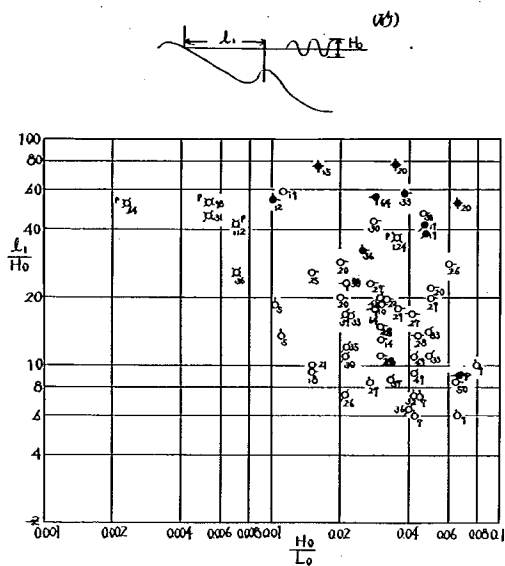


図3-9 l_1/H_0 と H_0/L_0 図

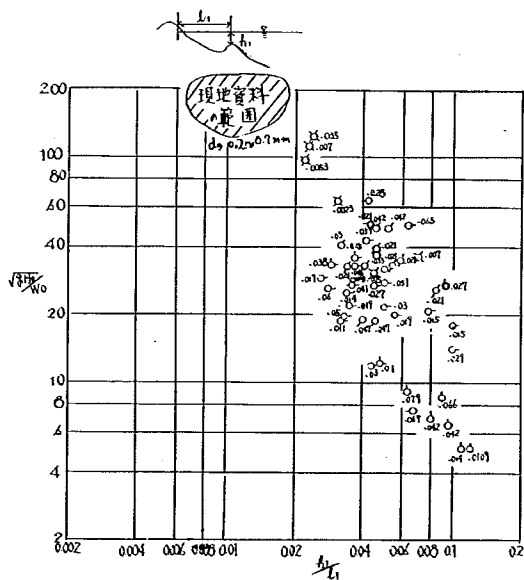


図3-10 $\sqrt{gH_0}/w_0$ と h_1/l_1 (砂)

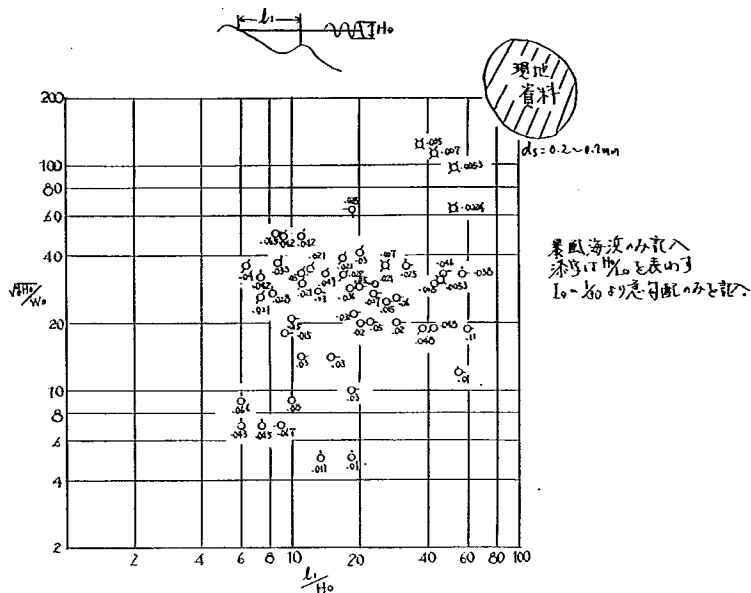


図 3-11 $\sqrt{gH_0}/w_0$ と L_1/H_0 図 (砂)

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かった。

3-2-4 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、Longuest-Higging¹⁴⁾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。勾配が有り、砕波するような場合は、筆者および堀川・砂村等の実験結果¹⁷⁾では、図 3-12 に示すごとく、砕波点より沖では、底面近くは岸向きに、砕波点より汀線よりでは沖向きの質量輸送がある。

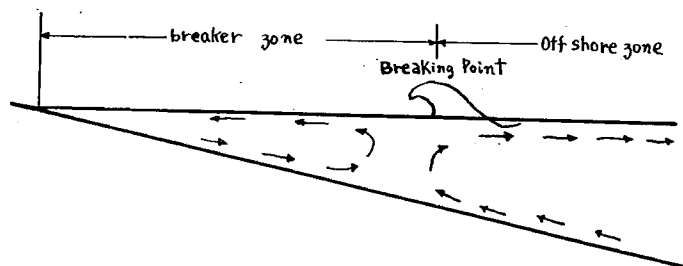


図3-12 Mass transport pattern in case of inclined flat bed

ところが海床に ripple などが存在するような移動床の場合では、図3-12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3-13

参照) ある程度水深の深い所では、ripple はほぼ対称で

あり $\hat{V}_0/w_0$ 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

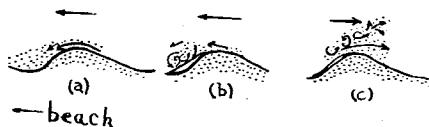


図3-13 Sand movement by vortex after Scott⁶⁾

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、岸側に近づく。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、波が岸に近ずき、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3-14にⅡ型、図3-15にⅢ型の例を示す。

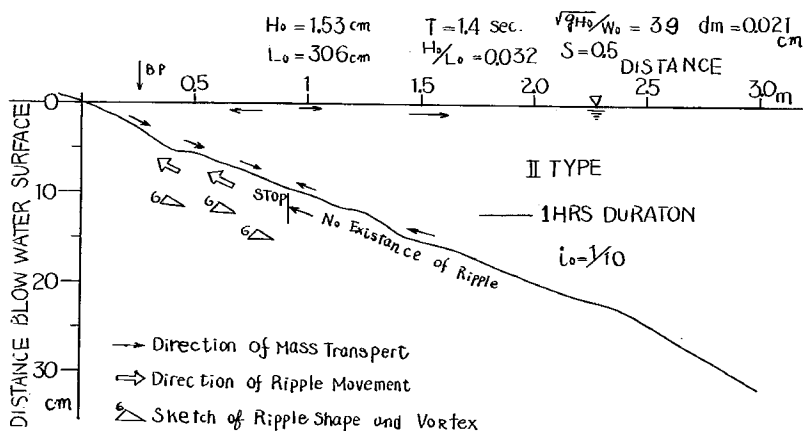


図3-14 Example of II type

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、砕波点の沖側では浸食され、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

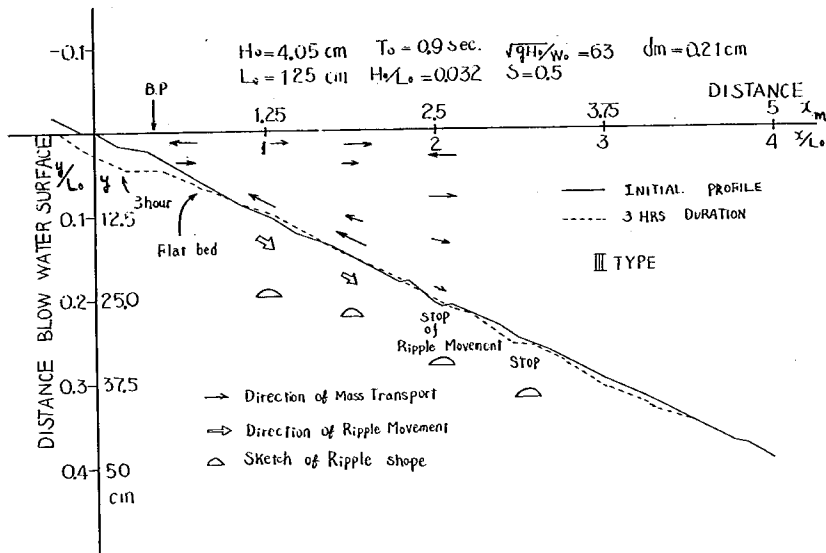


図3-15 Example of III type

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、沖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である。

質量輸送の分布型や、底質移動の型は、平衡海浜同様(3-6)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3-16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3-17には、砕波点背後が削られ、浸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沖向きであり、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

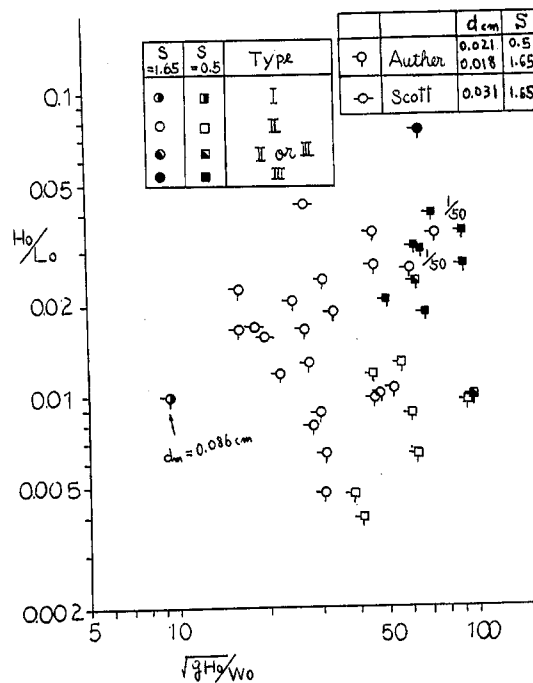


图3-16 Classification of mass transport pattern

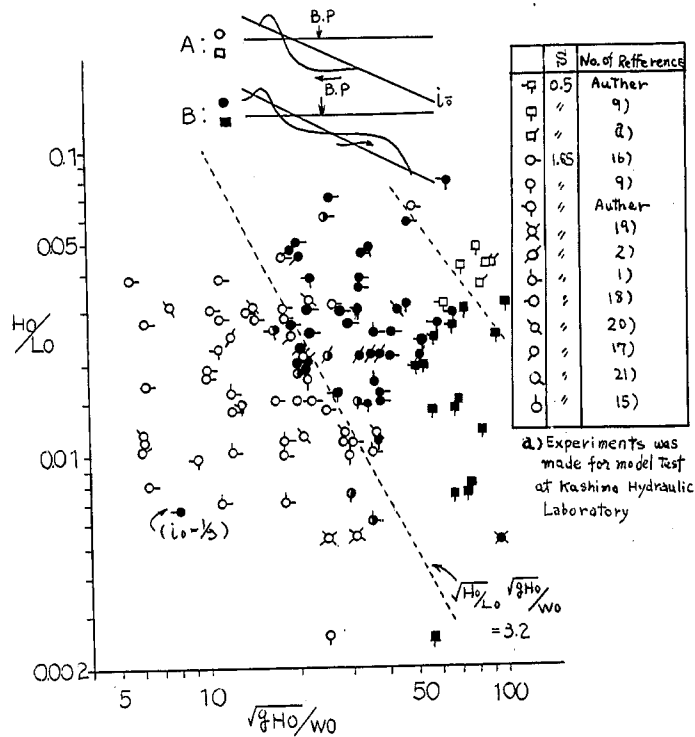


图3-17 Classification of beach changing process

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 $80 \sim 100$ 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、(3-6)式において、各項が同じ値を持つ海浜は、(3-3)式において粘性項が二次的と考えられるので、同一 ripple の形状 (λ/d_0 、 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。

3-3 河道現象の相似性^{2), 3)}

3-3-1 はじめに

河口現象の理解のためには、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_*, 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

$$\pi_\lambda = f(u_* d_m / \nu, u_*^2 / g d_m, H / d_m, B / H, s, \sigma / d_m) \dots (3-7)$$

となる。

3-3-2 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、とりもおさず、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) 砂漣、砂堆、反砂堆を伴ない、河床形態である。
- ・遷移河床 (Transition) 砂漣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3-18に土木学会移動床流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3-19は粘性項 $u_* d_m / \nu$ の影響が小さいと考えられる $d_m > 0.02$ 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3-20は、フルード数 $F_r = \varphi \cdot s^{1/2} \cdot \tau_*^{1/2} \cdot H/d_m^{-1/2}$ 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。

名 称	河床波の模式図		水流	備 考
	縦断面図	平面図		
小規模河床形態	砂漣		下流	波長、波高が粒径と関係する。
	砂堆		下流	波長、波高が水深と関係する。
	遷移河床			砂漣、砂堆、平坦河床が混在する。
	平坦河床			
	反砂堆		上流 停止 下流	水面波と強い相互干渉作用をもつ。
中規模河床形態	砂州			波長が水路幅と関係する。
	交互砂州		下流	
	うねり砂州		下流	

図3-18 河床形態の分類¹⁸⁾

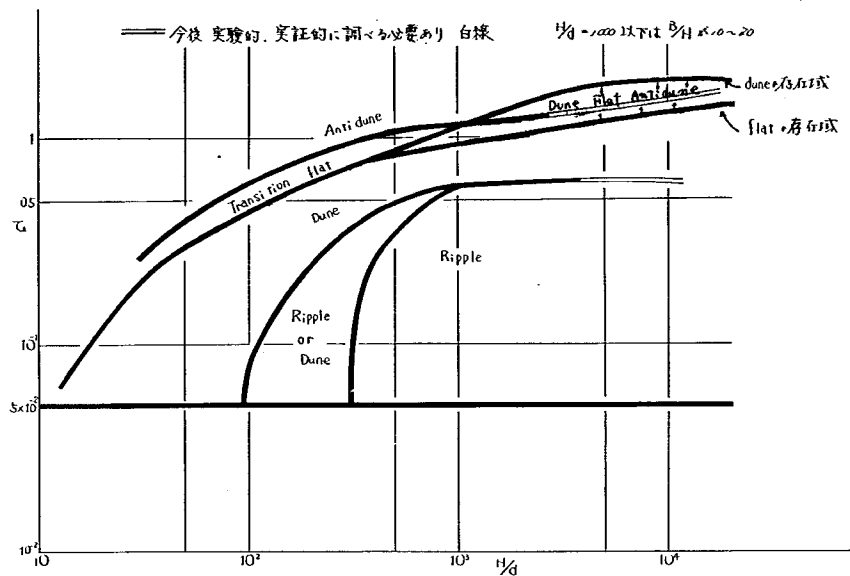


図3-19 $d > 0.02$ cm以上の領域区分 $\tau_{*}-H/d$ 平面

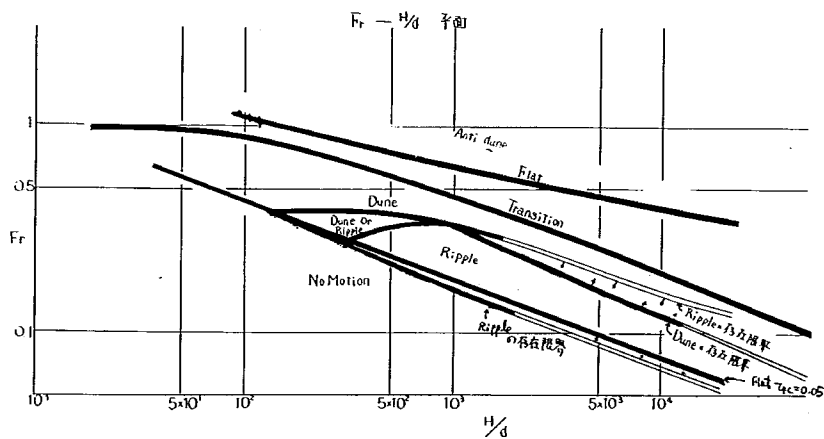


図3-20 $d > 0.02$ cm以上の領域区分 $B/H > 1.0$ 以上 $Fr-H/d$ 平面

図3-21, 図3-22は, ϕ の値が τ_* , H/d_m によってどう変るかを, 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, τ_*-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。

3-3-3 流れによる流砂量

無次元流砂量 q_s/u_*d 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3-23, 図3-24は, ほぼ均一砂の場合, q_s/u_*d 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_m 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, $H/d_m 400$ 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2000近くまで $H/d_m 1000$ 前後の q_s/u_*d とあまり変わ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 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3-24の流砂量は推定値である。²⁾

3-4 河口地形の相似性

3-4-1 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_0 , 沖波波長 L_0 , 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 ,

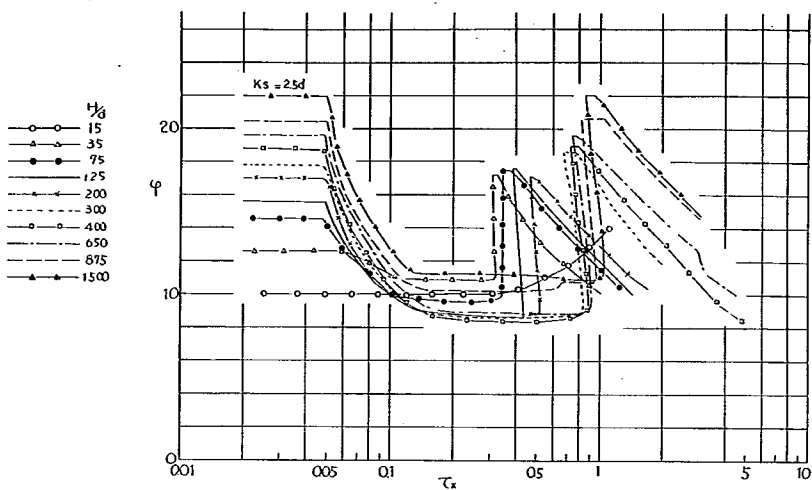


図3-21 交互砂州の発生しない場合の ϕ と τ_* , H/d

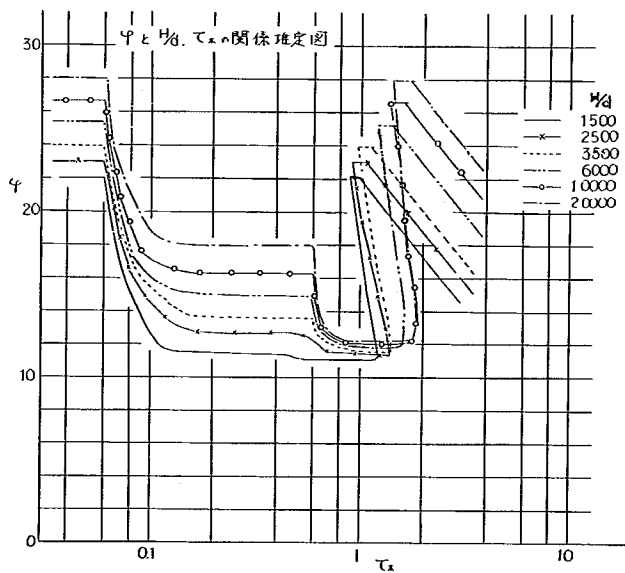


図3-22 ϕ と H/d , τ_* の関係推定図

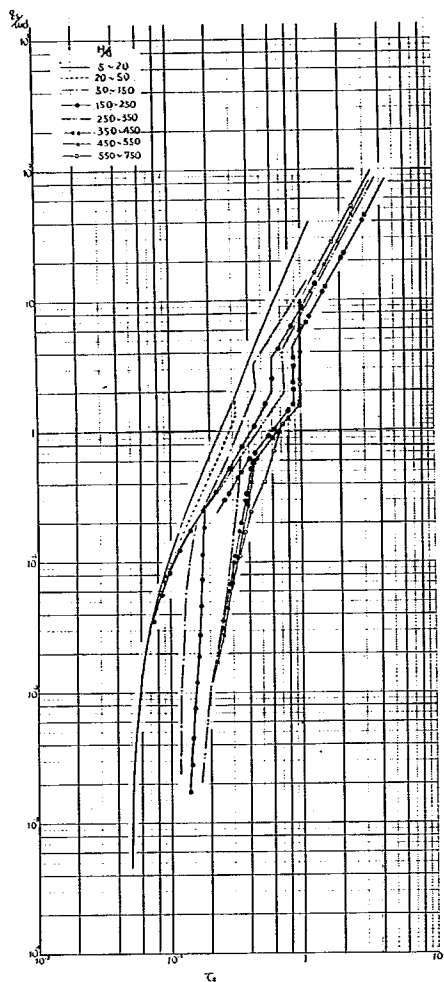
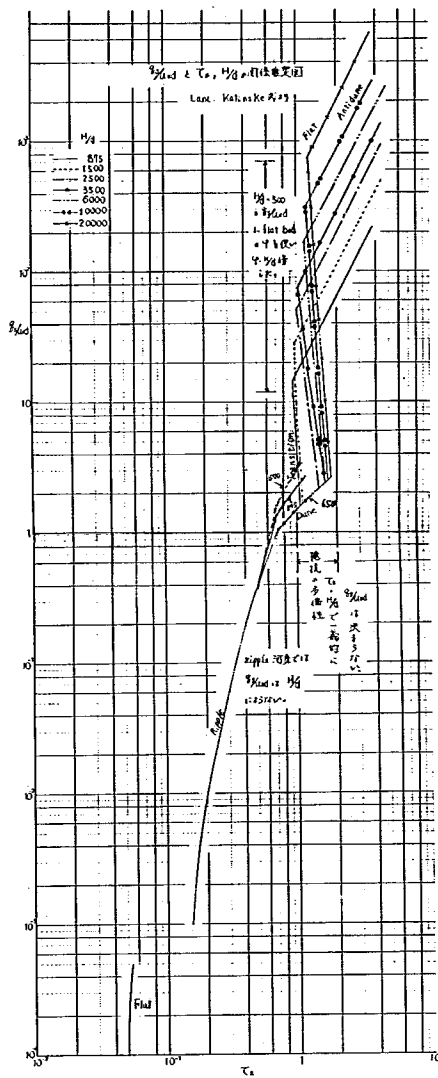


图 3-23 $q_s / u_* d$ vs. τ_*



よって,

$$\lambda = f(Q, H_o, L_o, \theta, d_m, \rho_s, \rho, \rho_w, g, \nu, \eta, T_\eta) \dots (3-8)$$

基本量として Q, ρ, g を取ると,

$$\begin{aligned} \pi_\lambda = f & \left(H_o / (Q^2/g)^{1/2}, L_o / (Q^2/g)^{1/2}, \theta, d_m / (Q^2/g)^{1/2}, \right. \\ & \left. \frac{\rho_w - \rho}{\rho}, \frac{\rho_s - \rho}{\rho}, (Q^2/g)^{3/2} g^{1/2} / \nu, \eta / (Q^2/g)^{1/2}, \right. \\ & \left. \eta / (Q^2/g)^{1/2}, T_\eta / \{ (Q^2/g)^{1/2} / g \}^{1/2} \right) \dots (3-9) \end{aligned}$$

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,

$$\begin{aligned} \pi_\lambda = f & \left(Q / H_o^2 \sqrt{g H_o}, H_o / L_o, d_m / H_o, \theta, \frac{\rho_s - \rho}{\rho}, \frac{\rho_w - \rho}{\rho}, \right. \\ & \left. H_o d_m / \nu, \eta / H_o, T_\eta / \sqrt{L_o / g} \right) \dots (3-10) \end{aligned}$$

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、 $d > 0.03$ cmである所が多いので、粘性項の影響も強くなく、 $\rho_s, \rho, \rho_w, T_\eta$ は、ほぼどの河口でも同一であるので,

$$\pi_\lambda = f(Q / H_o^2 \sqrt{g H_o}, H_o / L_o, d_m / H_o, \theta, \eta / H_o) \dots (3-11)$$

と考えて良い。なお粒径 d_m の変りに沈降速度 ω_o を使えば、 d_m / H_o を $\sqrt{g H_o} / \omega_o$ 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_o が (3-11) 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るまい。

3-4-2 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_o, L_o 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。

i) 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、河口砂州の発達が殆どない河川である。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、 $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ (あるいは H_0/d_m) と H_0/L_0 でほぼ決まるが、 H_0/L_0 は暴風時に0.015~0.04位であり、主に $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ 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、 $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ 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 $0.5\text{ mm} \sim 2\text{ mm}$ 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。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、 $1/5 \sim 1/15$ 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。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。

○ 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 10 m で 0.2 mm 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 5 mm の場合、波高 3 m としても $\sqrt{gH_0}/w_0 \div 2.5$ であり、前浜の砂利は浮遊されることは少なく、主に掃流型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、 $1/2 \sim 1/5$ 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 10 m 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、 $3 \sim 4\text{ m}$ 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、前浜材料の粒径、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3-25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、

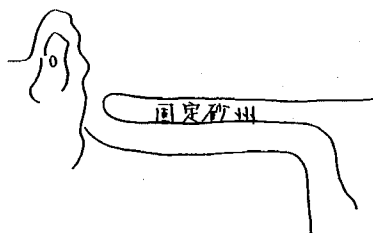


図3-25 偏流型河口

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り、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。

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3-26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。

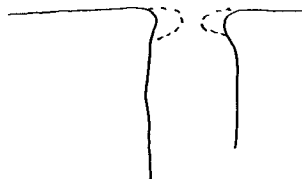


図3-26 直流型河口

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、また水深も大きいので、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ので、砂州を飛ばしてしまうこと、底質が大きいので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3-27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は異って、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。

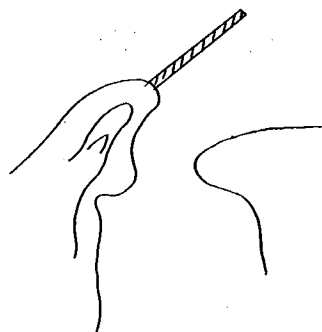


図3-27 遮閉型河口

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；波による底質のふり分け作用，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. 108~103
- 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

4 章 河口現象の実体とその把握

4-1 緒 言

河口処理を行うに当っては、河口現象の実体とその現象の法則性を知ることが、第一に必要であろう。本章においては、現地河口資料解析、基礎実験、模型実験の結果より把握した河口の実体とその法則性について記す。また、河口調査資料からどのようにして河口現象を把握すれば良いかについても述べる。

4-2 大スケール、長時間スケール現象の把握

河口処理を検討する場合、対象とする場所、検討する場所の長時間スケールの方向性、特徴を把握しておくことは、大切なことである。次のようなことを把握する必要がある。

1) 計画対象河口付近の海岸線の前進性、後退性の判断

海岸汀線の平均位置は、地殻変動（基盤岩の変動で、洪積世より古い地盤の変動を考えておけば良い。）、海水面変動、第四紀層の圧密沈下、波と河川流による海浜土砂の移動の強さによって、海岸線は前進あるいは後退する。工学的には、この中で沖積作用による海浜土砂の移動に原因する汀線変動のみを考慮することが多いが、他の作用を考えることなしに、汀線の変動方向を判断してはならない。

地殻変動の方向は、長時間スケールで見れば、第4紀においては、同一方向を向いていると言われるが、100年スケールの大地震による急激な地殻変動等があり、常に同一速度で、同一方向を向いているわけではない。地殻変動量の場所的な差は、海岸地形、平野地形の基本パターンに大きな作用を及ぼしている。¹⁾

海水面変動は、海水の量（氷河の消長）によって、海水面が変化するもので、海水面変化による侵食基準面の変化は、海岸段丘や、海岸平野の大きな原因となっている。我々の対象とする河口処理論には、特に沖積世の海水面変動が、河口、海岸の微地形、特に海岸砂丘の形成に大きな作用を及ぼしている。^{2) 3)}（沖積平野の海岸寄りに、数列の砂丘列が多くの海岸平野に存在する。この砂丘列を、沿岸砂州が離水したために生じたと考えるのは間違いであろう。砂州は、多分、浜堤が成長したものであり、砂丘列となったのは、縄文海進後の海水面低下の波動性に原因しよう。）この海岸近くの微地形は、土地利用の制約条件となっており、河口処理もこの微地形に制約される。

第四紀層、特に沖積層の圧密沈下（地下水の汲み上げによる地盤低下）は、近年特に激しくなった。この地盤低下による海岸汀線の後退、堤防高の減少が新たな河口改良の原因となった河川もではじめている。

波と洪水流による海岸汀線の前進後退は、海岸構成材料の供給と移動量の均合で決まる。構成材料の補給源は、海岸崖の波蝕によるもの、河川から流出するものの二つを考えておけば良い。補給された土砂の内、0.2mm以上のものは、水深20m以浅にとどまっているが、海岸近くにおぼれ谷、海盆の迫っている場合には、そこに落ち込むものも多い。

このように海岸線の前進、後退は、単に土砂の移動によるものではなく、海水面変化や、地殻変動の方が長時間スケールで見れば早いのだという視点を持つ必要があろう。対象河口付近の海岸変動の方向の判断は、対象河口近くの地形発達史に関する文献調査、微地形の調査、古地図、地元に対する聞き込み、古い写真、航測写真などによって総合的に判断することが必要である。

ii) 漂砂の移動方向の卓越性

漂砂が一方に卓越するかどうかは、海岸構造物（突堤等）周辺の海岸汀線の変化、汀線構成材料の汀線方向の変化、波向の卓越性、海岸地形、および i) で述べた方法によって判断しうる。

一般的な漂砂の移動方向と地形の関係を図4-2-1に示してまいた。

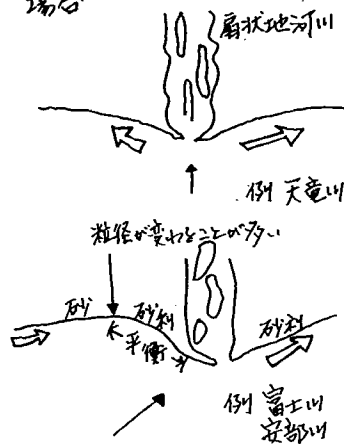
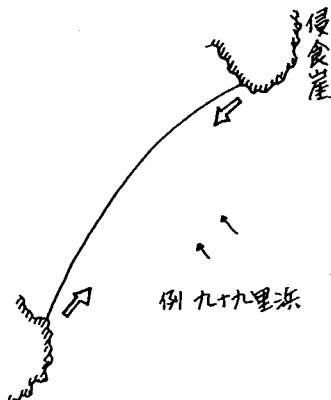
iii) 土砂補給量の把握

砂および砂利海岸の土砂の補給源としては、海浜に続く波蝕崖の後退に基づく土砂補給、および対象海浜に流出する河川である。補給量を考える場合には、その絶対量のみならず、粒径別の把握が大切である。外海に面している海浜では、波によって底質はふるい分けられ、一般に0.5mm以上のものは水深6m以浅、0.2mm以上のものは、水深20m以浅に存在することが多く、補給された土砂が、海浜のどこに堆積するかが問題になるからである。⁴⁾特に砕波点より浜に近い所の底質材量の増減が、汀線の前進、後退に大きく影響していると考えられる。ただし、土砂補給量を把握することは、非常に難しく、ある期間における、地形変化量より土砂の収支を把握する方法か、河川の補給砂量の場合には、流砂量計算を行って把握するしかあるまい。

iv) 将来、河川の現況を大きく変える程の河川工事とその影響

例えば、ダム工事、砂防工事、河道掘削等であり、これらの工事は河川からの流出土砂量の減少、流量の減少を生じて、河口部地形の変化となって現われる。また、流域の開発による流出特性変化、土砂流送特性変化、平水流量の変化なども河口地形を変える。これらによる変化を予測することは難かしいが、一応考慮に入れておく必要があろう。

イ 侵食崖からの土砂補給の場合、ロ 扇状地が海にせまっている場合



ハ サンドリッジの発達



ニ トンボロの発達



ホ 長い砂浜を持つ直線状海岸

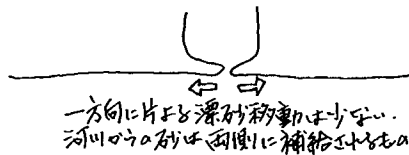


図 4-2-1 漂砂の移動方向と地形

4-3 河口の最狭部の平衡断面形と外力

4-3-1 はじめに

河口部の中規模地形は、河からの影響のみならず、海からの影響が強く、その変化を定量的に把握することは難しい。河口というものが、常に移動状態にあり、その速度が河川のスケール毎に異なることが現象の把握を困難にしている。しかし、河口部の地形、特に河口最狭断面が何によって決まるかを把握しようとする努力がなされてきた。これは、最狭断面が舟運、利水、治水に直接影響を与えるためであるが、その努力も実際の応用に十分な解答を与えているとはいえない。ここでは、今まで行われてきた研究成果を踏まえながら、河口地形として特殊な状態である河口の平衡断面形と外力の関係について説明を行う。

4-3-2 河川流による動的平衡断面⁶⁾

まず初めに、波の影響が小さく、潮位変動も小さい河口の場合、河口の断面形がどのようなか考えてみよう。

このような河川では、河口の断面形は、洪水によって決まると考えて良い。なぜなら、平水時は、流砂量は小さく、洪水時に出現した河口断面をそのまま平水時でも残しているからである。もちろん洪水は、非定常現象であり、河口地形は、洪水時に変化するが、河口地形を支配する支配流量という概念を導入し、この流量によって流砂量の連続という動的平衡断面に近ずくと仮定しよう。

動的平衡では、

$$\partial H / \partial x + Q^2 / 2g \cdot \frac{\partial}{\partial x} (1/h^2 B^2) + 1/g \cdot Q^2 / \varphi^2 B^2 h^2 = 0 \quad (4-3-1)$$

$$\partial / \partial x (B \cdot q_s) = 0 \quad (4-3-2)$$

となる。ここで H : 水位, Q : 流量, h : 水深, $\varphi = V_m / u_*$, q_s : 単位幅流砂量, B : 川幅
 φ および q_s は、河床材料が $d_m > 0.03 \text{ cm}$ 以上なら、

$$\varphi, q_s / u_* d_m = f(u_*^2 / s g d_m, h / d_m, s) \quad (4-3-3)$$

と考えると良く、 $s = 1.65$ の場合、 $\varphi, q_s / u_* d$ は、図3-21, 図3-22, 図3-23, 図3-24のごとく表わせる。この関係式をそのまま使うと、以下の展開がはん雑になるし、動的平衡断面の近似値さえ知れば、実用上十分であるので $q_s / u_* d$ と τ_* , H / d_m の関係を次のように単純化しよう。

$$q_s = k u_*^P \quad (4-3-4)$$

ここで P は, u_*^2/sgd_m , h/d_m によって 3~10 位に動く。

$$u_* \text{ は, } u_* = 1/\varphi \cdot Q/Bh \quad \dots\dots\dots (4-3-5)$$

であるから, (4-3-4), (4-3-5) を (4-3-2) 式に代入すると,

$$\partial/\partial x (k \cdot \varphi^{-P} \cdot B^{1-P} \cdot h^{-P}) = 0 \quad \dots\dots\dots (4-3-6)$$

となる。ところで, φ , k は, 場所的に変化するが, B , h の変化に対し, 河床の河床形態 (河床波) が変わらないような場合には, その変化は大きくないから定数とみなすと,

$$\partial h/\partial x = (1-P)/P \cdot h/B \cdot \partial B/\partial x \quad \dots\dots\dots (4-3-7)$$

今河口より上流の水深, 川幅を h_0 , B_0 とすると, (4-3-7) より,

$$h/h_0 = (B/B_0)^{(1-P)/P} \quad \dots\dots\dots (4-3-8)$$

となる。同様に, 河口の流水断面積 A は,

$$A/A_0 = (B/B_0)^{1/P} \quad \dots\dots\dots (4-3-9)$$

となる。河口幅として $B=B_0$ とすると, (4-3-1) より,

$$h = h_0 = \varphi^{-2/3} g^{-1/3} B_0^{-2/3} I^{-1/3} Q^{2/3} \quad \dots\dots\dots (4-3-10)$$

となり, 等流水深である。水位 H は, (4-3-8) を (4-3-1) に代入することによって求めることができる。

上式の関係が, 実際にも成立するかどうかを確かめるために次のような実験を行った。

実験に使用した水路は, 図4-3-1に示す如く, 幅7m, 長さ約30mの底床モルタル製, 側壁コンクリートブロック製の平面水路に, 幅1mの水路を作り, 流出部の幅を図4-3-2の如く変化させたものである。河床材料は, $d_m = 0.023$ cmのはば均一砂を使用した。上流端では, 河床低下に応じ給砂し, 河床が動的平衡に達したと思われる時点で, 河床高, 水位等を測定した。

図4-3-3は, ケース7の場合の実験値と計算値の比較をしたもので, $x=0$ mは河口, $x=0 \sim 2$ mで $B=0.5$ m, $x=3 \sim 10$ mで $B=1$ m, $x=2 \sim 3$ mで直線的に B が変化しているケースである。なお, $P=5$ とし, φ の代りに粗度係数 $n=0.022$ として計算してある。なお, (4-3-8) 式を使い, $P=4$ とした場合の河床高も示しておいた。 $P=4 \sim 5$ とすれば, はば実験値と計算値は一致する。

図4-3-4は, 実際河川でもこの関係が成立するかどうかを調べたものである。実河川の場合に

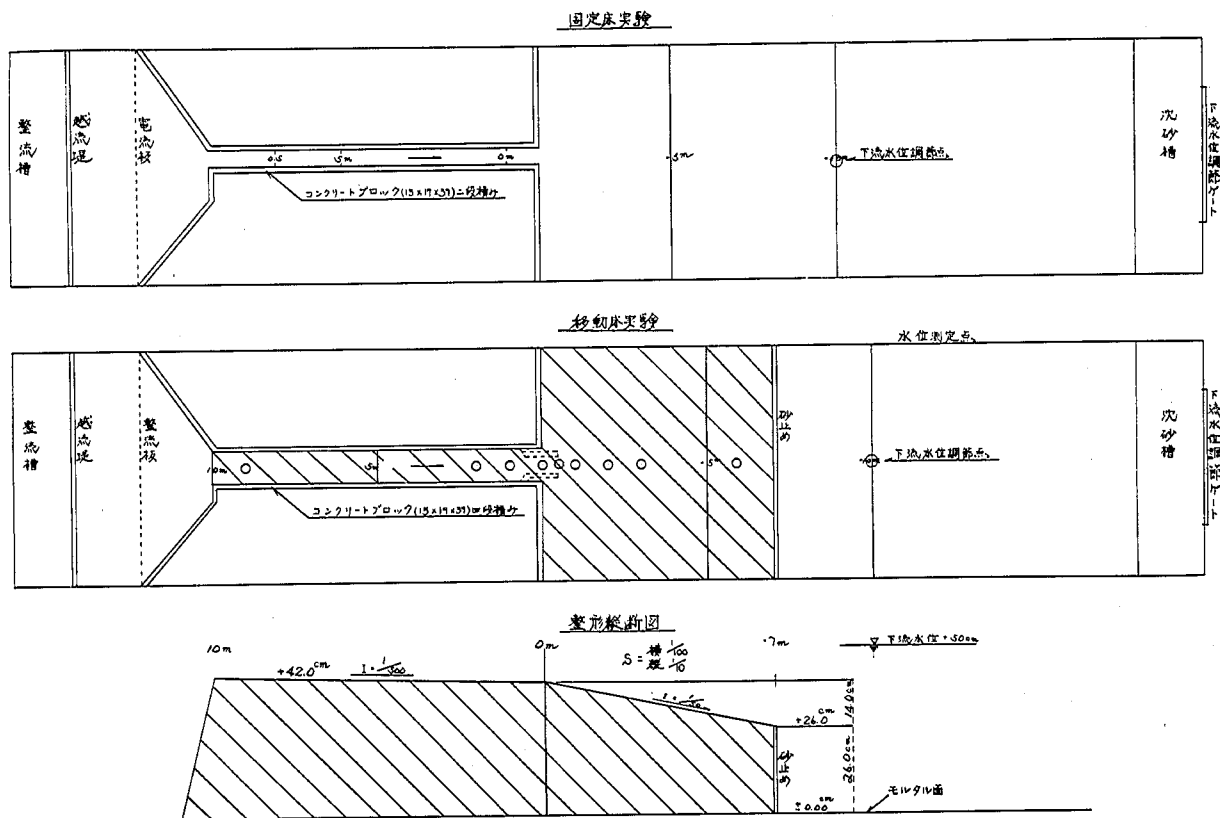


図4-3-1 実験水路平面図

$d = 0.023 \text{ cm}$

実験種類	実験番号	流量	下流水位	実験時間	補給砂量	河口部形状
移動床実験	No. 1	$40 \frac{\text{g}}{\text{s}}$	50 cm	120分	$1.72 \frac{\text{g}}{\text{min}}$	
	No. 2	$60 \frac{\text{g}}{\text{s}}$	50 cm	120分	$4.25 \frac{\text{g}}{\text{min}}$	
	No. 3	$80 \frac{\text{g}}{\text{s}}$	50 cm	90分	$6.76 \frac{\text{g}}{\text{min}}$	
	No. 4	$40 \frac{\text{g}}{\text{s}}$	50 cm	120分	$1.96 \frac{\text{g}}{\text{min}}$	
	No. 5	$60 \frac{\text{g}}{\text{s}}$	50 cm	120分	$5.50 \frac{\text{g}}{\text{min}}$	
	No. 6	$80 \frac{\text{g}}{\text{s}}$	50 cm	120分	$7.03 \frac{\text{g}}{\text{min}}$	
	No. 7	$60 \frac{\text{g}}{\text{s}}$	50 cm	120分	$3.76 \frac{\text{g}}{\text{min}}$	
	No. 8	$40 \frac{\text{g}}{\text{s}}$	50 cm	60分	$1.63 \frac{\text{g}}{\text{min}}$	

図4-3-2 実験ケース一覧表

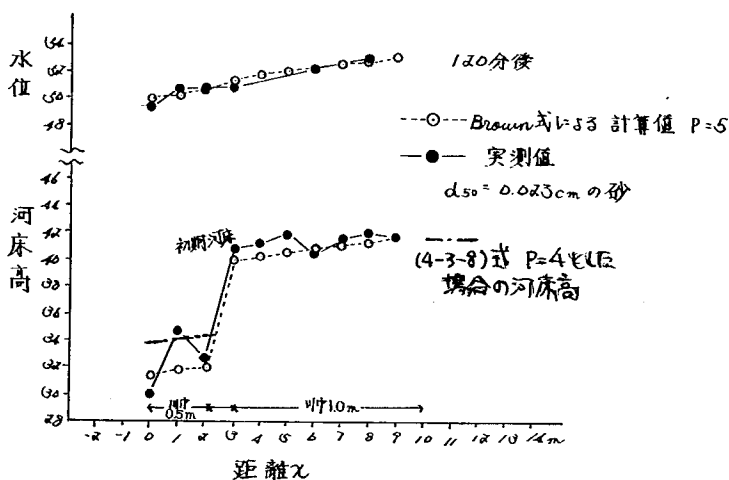


図4-3-3 動的平衡河床 No. 7

は、導流堤があって、導流堤先端水深が4 m以上の河川と、波の影響の少ない河川を選んだ。なお、先端水深3～4 m以上の場合は、波による漂砂の河口内持ち込みは少ないと考えて良い。また、水位は、年1回程度の洪水時を選んだ。その結果を図4-3-4の・印、また、前述の基礎実験の結果を○印で示した。なお、基礎実験において、河口幅50 cmのケース2, 3の場合、流れが急縮のため

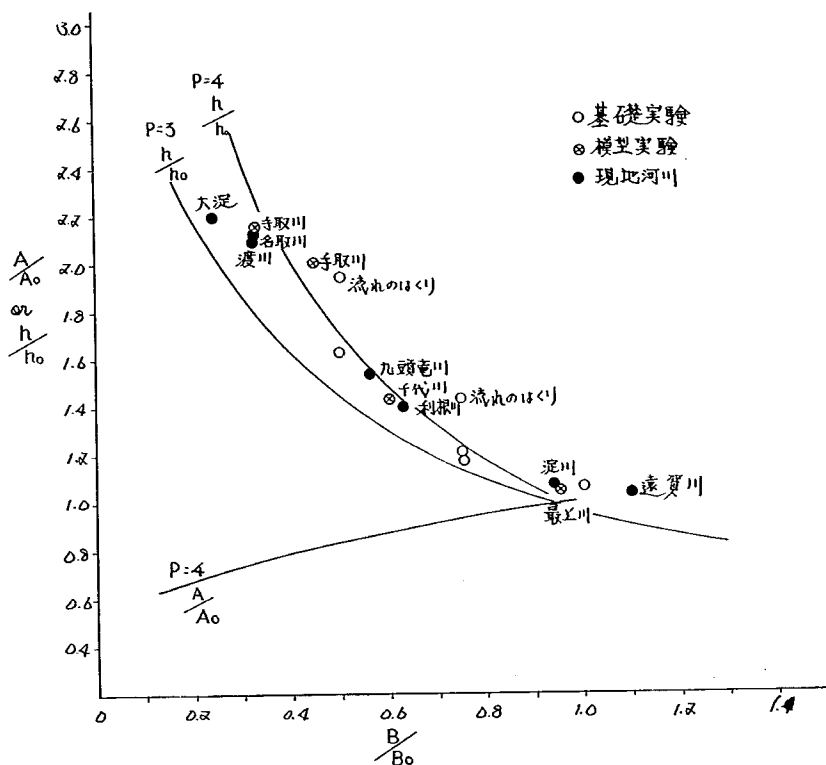


図4-3-4 動的平衡の場合の A/A_0 , h/h_0 v s B/B_0 .

め、はく離し、それが河口にまで及んだので、その資料は使わなかった。その他にも、筆者が行った最上川、千代川、手取川の河口模型実験結果も示した。ほぼ $P=4$ の場合 (4-3-8) 式に一致し、また河口の断面を決めている支配流量は、数年に1回程度の洪水流量位が適当であることが推測される。

このように、先端水深が深い河川では、河口断面積は、洪水時に決まってしまう、平水流量は、

表 4-3-1 基礎実験結果総括表

単位 cm

ケース	B ₀	B	上流河床高	河口河床高	h ₀	h	h/h ₀	そ の 他
1	100	50	39.4	30.6	11.3	19.7	1.74	
2	"	50	39.8	23.1	11.0	27.2	2.47	棄却
3	"	50	40.1	15.5	9.8	34.6	3.53	"
4	"	75	40.6	37.5	10.1	12.3	1.21	
5	"	75	39.0	36.1	12.0	14.2	1.18	
6	"	75	40.3	35.6	10.0	14.4	1.44	縮流の影響有り
7	"	50	41.5	34.8	9.3	15.2	1.63	
8	"	100	39.1	39.1	10.04	10.63	1.06	

表 4-3-2 現地および河川模型実験資料

河 川 名	Q m ³ /s	上流 Z	下流 Z	B ₀	B	h ₀	h	x ₀	x	h/h ₀	B/B ₀	そ の 他
千代川模型	2000	-1.6 ^m	-3.5 ^m	225 ^m	135 ^m	3 ^m	4.3 ^m	0.8 ^K	0 ^K	1.43	0.6	平均年最大流量* 1,200 m ³ /s
手取川模型	1500	-0.05	-4.0	300	137	2.06	4.15	0.4	-0.3	2.01	0.45	平均年最大流量* 1,850 m ³ /s
"	1500	-0.04	-5.0	300	100	2.31	5.0	0.4	-0.3	2.16	0.33	
最上川模型	2000	-4.2	-4.5	440	420	4.83	5.1	0.1	-0.2	1.05	0.95	平均年最大流量 4,000 m ³ /s
利根川	4000	-3.2	-5.4	600	380	4.7	6.6	1.5	-0.25	1.40	0.63	昭和 47 年 3 年に 1 回
大淀川	2200	-1.6	-5.5	165	100	2.7	6	0.2	-0.7	2.2	0.24	年最大流量時の水位
九頭竜川	3500	-2.5	-4.5~5	450	250	3.2	4.6	1.0	0.0	1.4~1.7	0.56	* 3,150 m ³ /s
淀川	3500	-2.2	-2.2	750	800	4.55	4.3	2	1	0.94	1.07	1.4 K と 9.4 K 水位より推定
遠賀川	830	-2.5	-2.7	251	277	2.7	2.84	0.6	0	1.05	1.10	不等流計算
名取川		-0.98	-3.64	261	84	3.98	1.88	0	-0.6	2.11	0.32	H.W.L より推定
渡川	3700	-4	-10~12	500	160	5	10~12	0.8		2~2.1	0.32	年* 4,700 m ³ /s

* 平均年最大流量 (数年に 1 回洪水)

河口河積に影響を与えない。河口砂州の存在する河川でも、洪水がだらだら続く裏日本の大河川の融雪出水後の河口水深もほぼ動的な水深と考えて良い。(例 阿賀野川⁷⁾)

4-3-3 静的平衡断面⁶⁾

次に、砂州開口部が、静的に平衡になった場合を考えてみよう。静的平衡では、開口部の流砂量が零で、限界掃流力状態にある。

粒径 d_m の限界まさつ速度を u_{*c} (cm/s) とすると、

$$u_{*c}^2 / s g d_m = \tau_{*c} \quad \dots\dots\dots (4-3-11)$$

ここで τ_{*c} は, flat bed の場合 $\tau_{*c} = 0.04 \sim 0.06$ である。ただし $d_m > 0.03$ cm 以上。図4-3-5に示す最深部で、限界掃流力状態にあるとすると、

$$g h_c I_e = g \cdot h_c \cdot 1 / \varphi_m^2 \cdot Q^2 / A^2 g R = \tau_{*c} \cdot s g d_m \quad \dots\dots\dots (4-3-12)$$

ここで、 I_e はエネルギー勾配 φ_m は $u_m / \sqrt{g R I_e}$ 、 R は径深である。今 $h_c \cdot S = \alpha \cdot A$ 、 $S = \beta \cdot B$ とすると、(4-3-12) 式は、

$$A = 1 / \varphi_m \cdot \alpha^{1/2} (\tau_{*c} \cdot s g d_m)^{-1/2} \cdot Q \quad \dots\dots\dots (4-3-13)$$

となる。

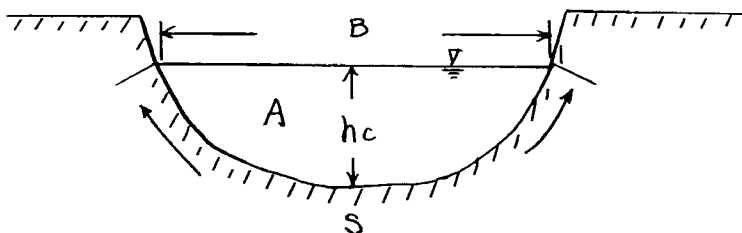


図4-3-5 記 号

上式の関係を確認するために、次のような実験を行った。図4-3-1と同一の水路に、図4-3-6に示すような砂州を作り、流量を段階的に増やし、静的平衡断面を測定した。使用した底質材料は、 $d_m = 0.023$ cmの均一砂、 $d_m = 0.021$ cm、 $d_m = 0.04$ cmの石炭粉である。

図4-3-7は、ほぼ流砂量が零に近くなった時の最狭断面面積 A と Q の関係を図示したものである。 $d_m = 0.023 \text{ cm}$ の場合は $A \approx 0.036 Q$ 、 $d_m = 0.021 \text{ cm}$ の石炭粉は、 $A \approx 0.061 Q$ 、 $d_m = 0.04 \text{ cm}$ の石炭粉は、 $A \approx 0.04 Q$ となった。但し A は、 cm^2 、 Q は cm^3/s の単位である。なお、開口部には全底質とも ripple が存在していた。図3-23より ripple 河床において流砂量が極端に小さくなる u_*^2/sgd_m は $0.1 \sim 0.2$ 位であるので、今 $\tau_* = 0.2$ 、 $\alpha = 1.8$ と

して上式の関係より $d_m = 0.023 \text{ cm}$ の場合の φ_m を求めると $\varphi_m = 1.37$ 、 $d_m = 0.021 \text{ cm}$ で $\varphi_m = 1.53$ 、 $d_m = 0.04 \text{ cm}$ の場合は $\alpha = 1.5$ として $\varphi_m = 1.54$ となる。この φ_m は多少大きすぎると考えられるが、もともと (4-3-12) 式は近似の関係であり、開口部断面形も単純な長方形でないこと、砂州開口部は河床波形態の遷移点 (flat $\rightarrow$ ripple)、流れの状況の変化点であることを考えると、近似的に (4-3-12) 式で A と Q の関係を表わすことができたと考えられる。なお、石炭粉の場合、石炭粉の中に $s = 1.65$ の砂が多少まざり、これが河床をおおうために石炭粉が動きにくくなった。これが石炭粉の φ_m を大きくする原因の一つとなっていたようだ。

なお、 A および hc を外力 Q だけから求めるためには、河口の断面特性が知られていなければならない。断面形状特性を把握するには、野田、木村⁸⁾が行ったように、 A と B を最深部水深 hc を使って、 $A_* = A/hc^2$ 、 $B_* = B/hc$ と無次元代すると、断面形状がどんな形か分りやすい。静的断面と考えられる A_* と B_* の関係を調べると、図4-3-8のごとくである。ここにおいて片側流出とは、水路の片側のみ砂州があり、その断面形状は、図4-3-5の断面形を中央で半分に切った形となる。それゆえ、 A_* と B_* を2倍とすると中央流出に相当する。これによると、静的平衡断面は、 $A_* = B_* - 1.8$ に近いことがわかる。ところでこの結果は、河口で流量が増すと水深

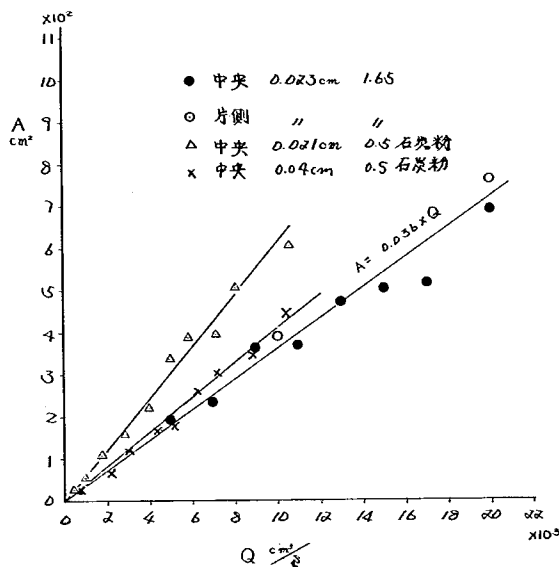


図4-3-7 A vs. Q

の変化よりむしろ水路幅が広がっているのだろうか。⁸⁾ 筆者の観測によると、断面形状は、その断面が作られるまでの履歴に支

配され、上流からの土砂補給なしに
 広がった場合には放物形（この断面
 は Lane の求めた静的安定断面⁹⁾
 に近く、砂の水中安息角を 30° と
 すると、 $B_x = 5.43$ 、 $A_x = 3.46$
 であり、図4-3-8の中の・×印は、
 砂州幅が短かく、上流からの土砂補
 給量が無いため上述の値に近くなっ
 ている。また砂州幅が大きい場合で
 も、砂州上流は補給砂が無いため、
 Lane断面に近い。）に近く、上流
 から土砂補給が有って広がった場合
 には、台形状になる。静的平衡断面
 は、 $A_x = B_x - 1.8$ の関係がほぼ
 成立するが、河口でどのような A_x 、
 B_x の値を取るかは、砂州の侵食の
 仕方が変わり、上述の関係だけで河
 口断面形状が明らかになるわけではない。

このような静的な断面が実際に河口で生じることは少なく、小河川で砂利まじり河口の場合、ア
 マリングされて静的な状態が生じるぐらいである。

4-3-4 波と河川流のある場合の平衡断面⁶⁾

次に、図4-3-9に示すように、波によって漂砂の補給があるが、補給量だけ河川流によって吐
 き出される場合を考えてみよう。ただし、河川上流からの補給砂はないものとする。

このような状態の底質の動きを見ると、流量の大きい時は、開口部主流部は流れの影響が強く、
 流の影響を殆んど受けず、底質は河川流によって動かされる。波による底質の動きが有る所は、図
 4-3-9に示す斜線の部分で、砂州先端部は流れによって干渉された波が砂州先端部を走るように
 入り、漂砂を河道内に持ち込む。もし、開口幅が平衡状態より広ければ、走り波による砂の持ち込
 みの方が多く、狭ければ河川流によって掃き出される。流量が波に対して小さくなると、波のエネ
 ルギーが相対的に強くなり、流れによる平衡領域が河道側にひっこむ形となり、汀線に直角方向の

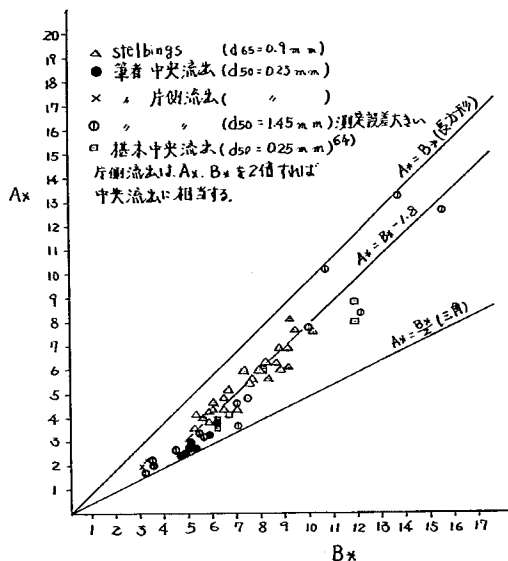


図4-3-8 静的平衡断面形状

表 4-3-3 実験ケースおよび結果まとめ

d = 0.023 cm s = 1.65

実験ケース	流量 ℓ/s	A cm^2	B cm	hc cm	α cm	β	S
1-1	5	192.3	44	8.3	2.12	1.12	49.2
1-2	7	223.8	48	8.2	1.93	1.10	52.7
1-3	9	365.4	57	12.1	2.10	1.12	63.7
1-4	11	370.6	58	11.7	2.19	1.20	69.4
1-5	13	479.7	67	13.7	2.13	1.11	74.6
1-6	15	505.9	67	13.0	1.92	1.03	74.7
1-7	17	522.2	72.5	11.8	1.69	1.03	74.9
1-8	20	699.6	88	12.0	1.66	1.10	97.0
2	10	392	43	14.2	1.70	1.09	47.0
3	20	762	61.5	18.2	1.56	1.06	65.2

d = 0.021 cm $s = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} = 0.5$ 石炭粉

実験ケース	流量 ℓ/s	A cm^2	B cm	hc cm	α cm	β	S
2-1	0.5	30.7	25.4	2.1	1.72	1.02	26
2-2	1.05	51.5	27.0	3.2	1.72	1.04	28.2
2-3	1.85	108.9	32.0	5.3	1.69	1.09	35.0
2-4	2.85	157.8	36.5	9.4	2.50	1.14	41.6
2-5	4.05	214.4	38.0	9.9	2.08	1.18	45.0
2-6	5.05	339.0	48.0	11.3	1.92	1.20	57.4
2-7	5.87	384.1	52.0	14.0	2.22	1.17	60.8
2-8	7.20	397.9	56.0	13.7	2.22	1.16	65.0
2-9	8.10	506.5	64.0	12.7	1.69	1.05	67.4
2-10	10.55	609.4	77.0	14.7	1.11	1.11	85.6

d = 0.04 cm s = 0.5 石炭粉

実験ケース	流量 ℓ/s	A cm^2	B cm	hc cm	α	β	S
3-1	0.65	22.5	13.5	2.6	1.44	1.04	14.1
3-2	2.23	68.9	18.5	4.8	1.29	1.07	19.8
3-3	2.95	113.0	22.5	6.9	1.51	1.10	24.8
3-4	4.38	115	25.7	8.8	1.59	1.09	28.0
3-5	5.25	179	30.3	7.9	1.42	1.06	32.2
3-6	6.20	257	33.5	11.25	1.59	1.08	36.2
3-7	7.10	304	35.0	12.9	1.68	1.13	39.7
3-8	8.95	343	39.0	11.5	1.34	1.05	40.8
3-9	10.40	441	49.5	12.4	1.49	1.06	52.8

漂砂移動が卓越し、河道内水位は上昇し、より流量が小さくなると、砂州部を浸透する流量が多くなり、河口は閉塞してしまう。

このような現象を把握するため、次のような実験を行って、その結果の力学的解釈を行った。

(I) 実験施設と実験方法

1) 筆者の実験

筆者は、波と河川流が存在する場合の平衡条件を見つけるために、次のような実験を行った。

実験は、図4-3-10 実験施設図に図示したごとく長さ50m、幅7m、高さ0.6mの矩形水槽の一端には、水が流せるように揚水ポンプと三角ぜきを取りつけた量水槽があり、他端は水位調節用のフラップゲートがある。このゲートの前方には、水路床にヒンジを持つ、単ヒンジフラッター型造波機が設置されている。

実験は、水槽中央コンクリートブロック壁で仕切り、造波機側に底質材料を搬入して行った。河水は、水路幅70cmの水路で導入した。移動床部分の河道幅は1.5mとし、河床高は0m(基準高)とした。開口部に導流堤が無いと河口位置が変動してしまうと考えたので、実験1-1から6-9までは図4-3-10に示す長さの導流堤を設置した。実験7-1から8-8は、導流堤を汀線近くまでとした。実験9-1から実験9-8は汀線を波向きに20°傾け、波向きの影響を調べた。使用した底質材料は、 $s = 1.65$ 、 $d_m = 0.023$ cmの砂と $d_m = 0.021$ cm、 $s = 0.5$ の石炭粉を使った。実験1-1から4-7および8-1から9-8は砂の実験で、実験5-1から6-9は石炭粉の場合である。

実験の手順は、砂、石炭粉とも図4-3-11に示すごとく、一様勾配に整形後(実験1-1、5-1、9-1の実験前のみ整形)、波を当て、流量0 ℓ/s 時の平衡海浜を作ったのち、小流量から実験を始め、平衡海浜が形成されたと考えられた時に、河口の地形測量を行い、順次段階的に流量を増加させた。波高は造波板の位置より約5m離れた位置で、2台の波高形にて測定した。その他に潮位(図4-3-10のA点にて測定)と砂州上流水位を測定した。平衡断面は、ほぼ断面変化がなくなった時とした。

II) 山口高志の実験

この実験は、1965年に土木研究所鹿島試験所で山口高志^{*}等によって行われたものであるが、資料が整理されることなくそのままになっていたものである。図4-3-12に示さ

^{*}土木研究所 都市河川室長

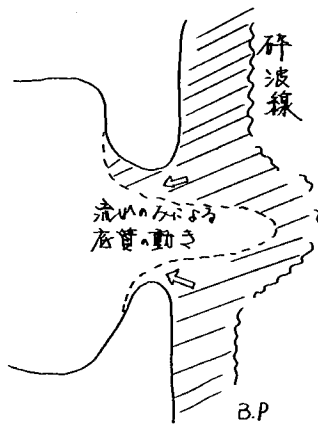


図4-3-9 底質の動き

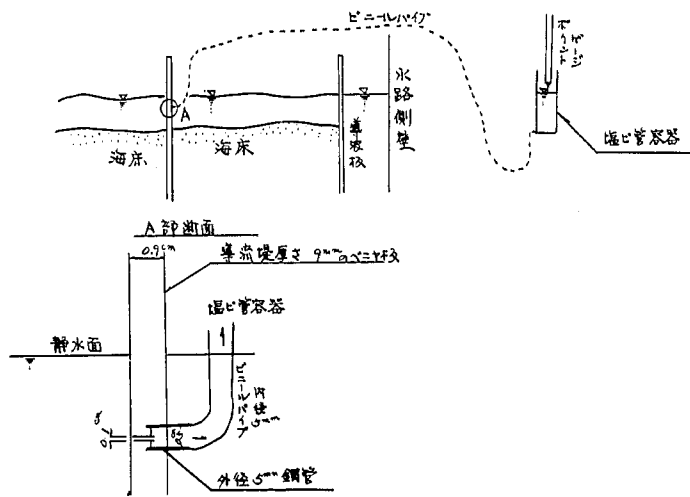
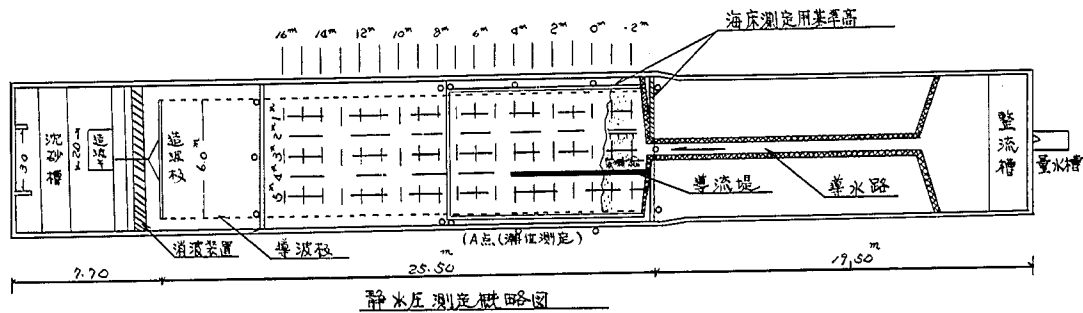
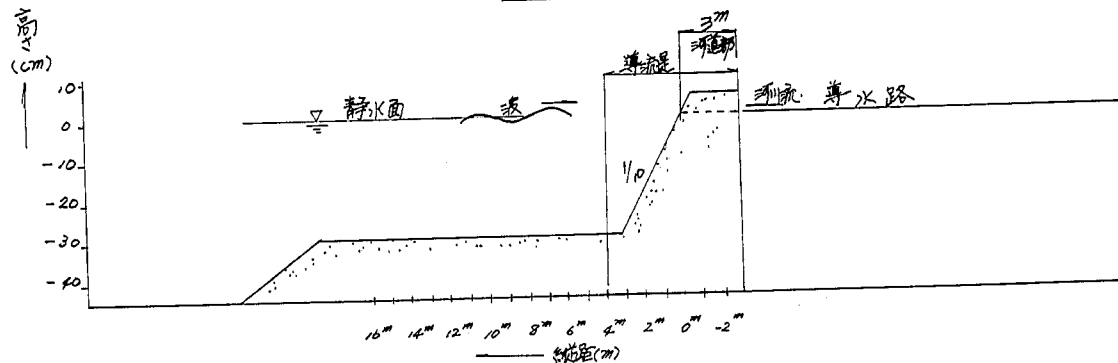


図 4-3-10 実験施設図

砂実験 海浜縦断面図



石炭粉実験 海浜縦断面図

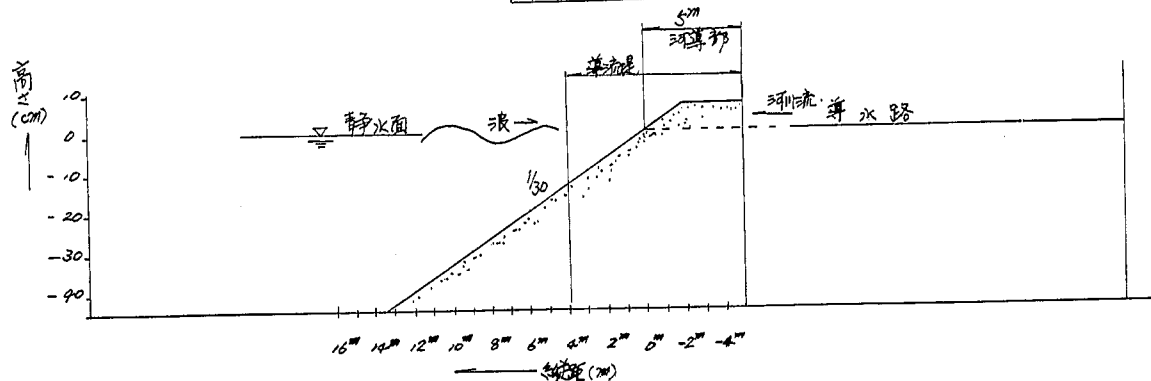


図4-3-11 初期海浜縦断面図

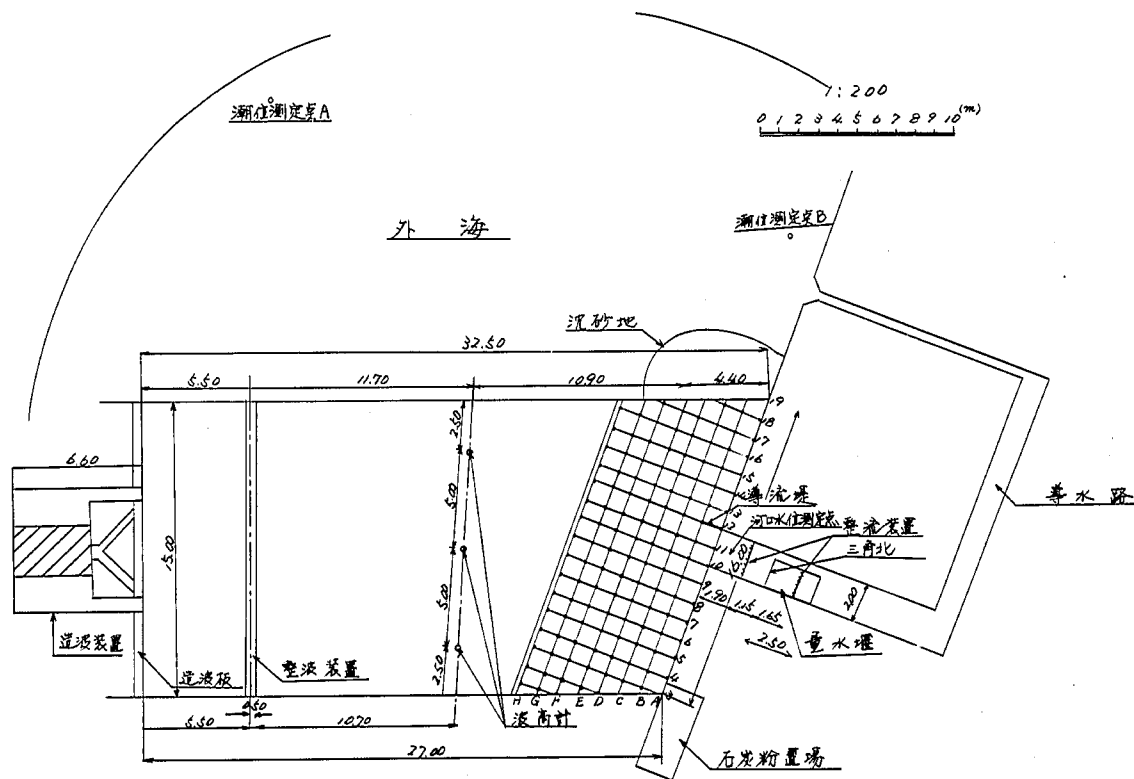


图4-3-12 模型平面图

れるごとく、扇形水槽内に幅 1.5 m の造波板に合わせて導波板を設置し、 $d_m = 0.04$ cm の石炭粉を勾配 1/15 および 1/10 に波向きに 20° 傾けて整形し、水深 3.5 cm の所で波高 5.43 cm、周期 2 sec の波を海浜に当て、一方、河川流を与え、河口断面形状を測定したものである。河口右岸側には、河口の偏流を防ぐために、短い導流堤が設置してある。なお、汀線の後退を防ぐために、1 分 48 秒に 0.02 m^3 給砂を行っている。

iii) Ernest C. Mc Nair Jr. の実験¹²⁾

この実験は、米国の Department of the Army Corps of Engineers で行われたもので、Tidal inlet の特性を調査することが目的であった。実験に使われた底質材料は、 $d_m = 0.025$ cm のほぼ均一砂である。海岸の勾配 1/20、湾側勾配 1/10 とし、初期開口部幅は、表 4-3-6 に示すごとく、30~280 cm、初期水路長（開口部長）を 400~1800 cm の範囲で実験条件を変えている。波高は小さく、約 2~4 cm の間で実験を行っている。また、波は海側からのみ当てている。

筆者の実験に比較して、水路長が約 6~15 倍長く、また、実験時間も非常に長い実験となっている。

(2) 波と河川流のある場合の河口付近の状況（付図 4-3-1~4-3-18 参照）筆者の実験の観察を通して、波と河川流のある場合の河口付近の状況を述べよう。

ケース 1 の場合、1-1 によって波による平衡海浜を作り、河口開口部は完全閉塞させた。1-2 の $Q = 2 \text{ l/s}$ を通水する時は、左岸導流堤沿いに水道を作ってやった。この流量の時は、砂州上流部の底質は動かず、砂州部のみ動き、波によって漂砂の持ち込みと釣り合っていた。流量を 4 l/s の場合には、砂州上流部には ripple が発生し、底質が動き出した。 $Q = 6 \text{ l/s}$ 以上になると、砂州上流部の底質はより動き出した。このため砂州部から出た砂量が多く海部に堆積した。平衡断面形測定は、砂州上流部の底質の動きが上まってから測定したが、この砂州上流側からの給砂は河口断面形に影響を与え、他のケースに比較して、砂州部の断面は水深が浅く、幅が広い台形状断面に近くなっていた。そのためか最深部は砂州最狭部ではなく、それより海側で生じていた。漂砂の補給は砂州沿いのみで、開口部主流部は静的平衡に近かった。

ケース 2 は、ケース 1 実験終了後、波高を変えて平衡海浜を作り、その後導水した。このケースの場合は、ケース 1 において砂州上流部は河床低下してしまったため、海部にでた砂の量はケース 1 に比較して小さい。この補給砂が無かったためか、最狭部においてほぼ最深部が生じ、Lane 断面に近くなった。流量が大きくなって砂州部の侵食された土砂は、開口部を中

心に逆U字型に堆積した。

ケース3もほぼケース2と同様であったが、ケース4の場合、波高が大きかったため、汀線が後退し、また河口から出た土砂も波によって動かされるためか、河口付近に顕著な堆積は生じなかった。

ケース5、6の石炭粉の場合は、流れや波によって底質が動かされやすく、海床が実験中大きく変わり、特にケース6の場合には、おし波や、2L波が発生し、同一沖波でも汀線に達する波エネルギーにはかなりの違いがあるものと思われる。砂州形状は、砂州に沿って走るように入る波によって、どちらかと言うと、河道側に砂州が入り込むようになった。ケース5の場合には、 $Q = 10 \text{ l/s}$ で砂州がほぼ無くなり、ケース6では 6 l/s で砂州がなくなってしまった。しかし、これは開口幅いっぱいには河川流が流れているということではなく、流量増によって水深が深くなったためか、波が砂州沿いに入りやすくなり、この波の質量輸送によって砂州先端部を削って、開口幅を拡げていた。この波によって、河道内に持ち込まれた砂は、河道内の流れと、波の強さが均り合う所で堆積し、新たな砂州を形成し始めていた。それ故、 6 l/s 以上の実験資料は、平衡断面とは言えない。なお砂、石炭粉の場合とも、 Q の小さい 1 l/s 以上では、開口部には河川流による ripple が存在していた。

ケース7、8は、左岸側導流堤を汀線近くまでとし、導流堤の長さが河口平衡形状に影響を与えるかを調べたものである。導流堤の長さが変わったことによる河口付近の流況等は、前ケースまでと殆んど変わらなかった。なお、河口近くの波による砂の持ち込み現象を観察してみると、最狭部では、波高が大きくなっても砂の持ち込み量にそれ程の差があるとは思われなかった。また、河口に持ち込まれる砂の量には、長周期の変動があり、河口に達する波が高い間は、土砂が持ち込まれ、低い時には、河川流で運び出されるという変化を繰り返しているようであった。このように河口に達する波エネルギーが変動する原因は、明確でないが、水槽内に発生するセイシュ（固有振動）と関係するものと考えられる。

ケース9は、前ケースまでの実験の結果、波高や導流堤の長さを変えても河口平衡断面が殆んど変わらないということが分り、波が汀線に直角なために漂砂量が小さいからだと考え、汀線を波向きに 20° 傾けて漂砂量を多くして、河口の断面形状がどう変わるかを見たものである。波向きを汀線に 20° 傾けたにも拘らず、河口付近の砂の移動状況は前ケースまでと殆んど変わらなかった。ただし、河口前面の砕波点付近は、汀線方向の漂砂が多く、汀線沿いの漂砂は河口前面を通して輸送されるようだ。なお、汀線沿いの漂砂量は、平均 0.49 l/min であった。

(3) 河口最狭部の通水断面積と河口形状特性

図4-3-13は、 $d_m = 0.023 \text{ cm}$ 、 $s = 1.65$ の場合の河口最狭部断面積 A と流量 Q の関

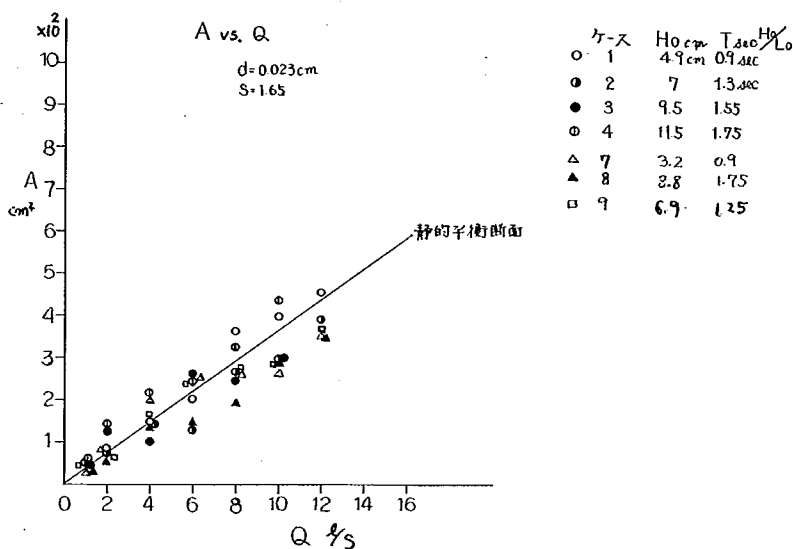


図 4-3-13 波と河川流のある場合の A と Q

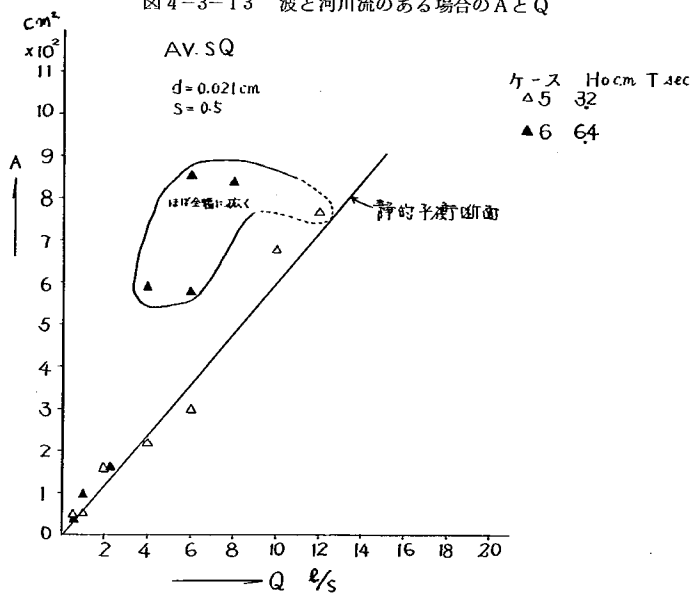


図 4-3-14

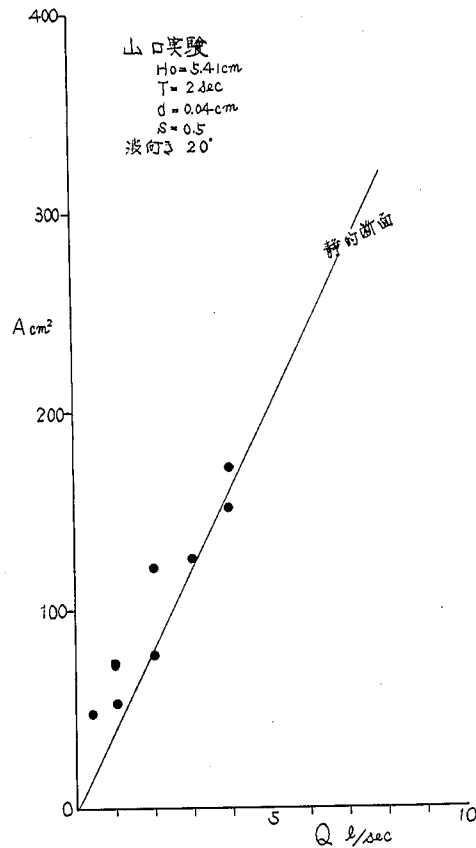


図 4-3-15

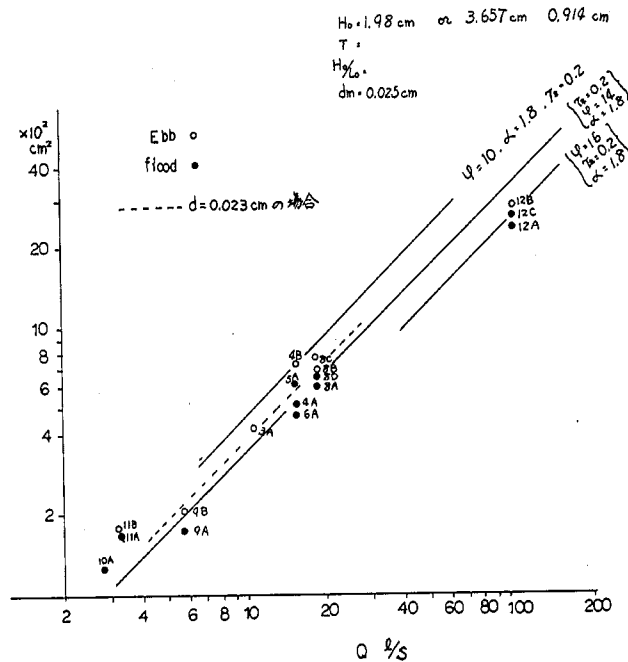


図 4-3-16

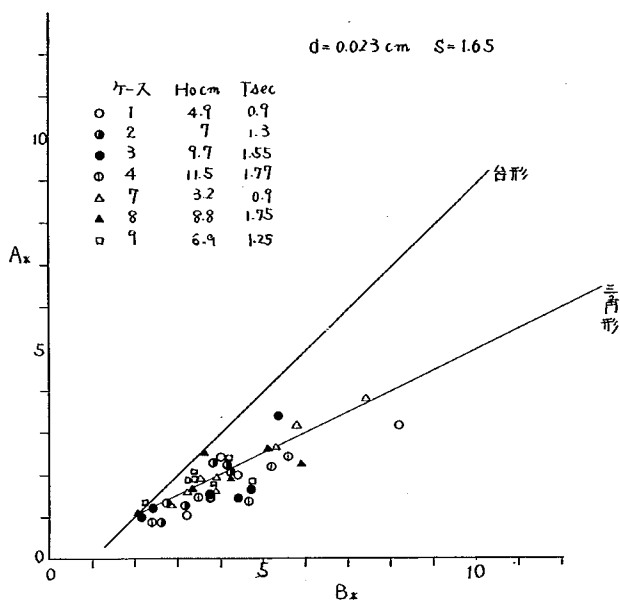


図4-3-17 波と河川流による平衡断面形状

$d = 0.023 \text{ cm} \quad s = 1.65$

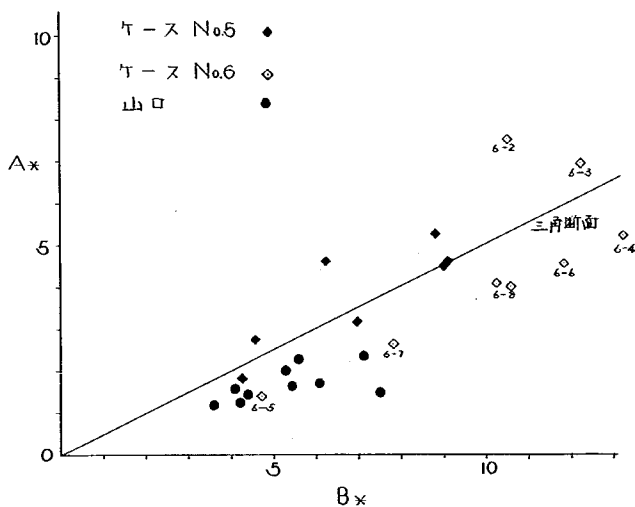


図4-3-18 波と河川流による平衡断面形状 (石岩粉使用)

係を調べたものである。これを見ると、河口の面積は波高の変化に対して有意な差は無く、ほぼ流量で決まり、その大きさも静的平衡断面積に近い。

図4-3-14は、 $d_m = 0.021\text{ cm}$ 、 $s = 0.5$ の石炭粉の場合だが、ケース5は静的平衡断面に近いが、ケース6の場合は、波が強くと、流量が増加して開口幅が広がった時に、波によってむしろ開口部が削り取られて断面が大きくなったために、静的断面より大きくなった。

図4-3-15は、波向きが汀線に 20° 傾いた、山口高志等による実験結果であり、これもAはQに比例し、静的平衡断面積に近い。

このことは、波と河川流による平衡断面は、波の影響は小さく、波は単に河口断面を静的平衡断面まで小さくする作用にすぎないように思われる。

図4-3-16は、Ernest C. Mc Nair, Jr.による実験結果であるが、筆者の実験 $d = 0.023\text{ cm}$ の砂によるAとQの関係にはほぼ一致する。なお $Q = 100\text{ l/s}$ 、 200 l/s の資料は、 $A \propto Q$ の関係より、多少小さい断面積となっている。開口部の河床形態は ripple である。また ebb flow (引き潮)の方が flood flow (上げ潮)より断面積が多少大きくなっている。これは当然のことであるが、その差が小さいことは、波による河口の最少河積に与える影響が小さいことを示している。

次に、開口部の断面特性について述べる。静的断面の特性を調べた時と同様に A_* 、 B_* の値を調べたのが、図4-3-17、図4-3-18である。これによると、断面形は、静的断面形と異なって三角形断面に近い。断面積は、静的に近いにも拘らず、波による横方向からの漂砂供給によって断面形が変わることは興味深い。なお、山口の実験結果と筆者の実験結果と有意な差があるが、これは山口の実験が汀線に対して 20° 傾いているため、波が図4-3-19のように河道側に入り、砂州先端部を削るためBが大きくなったためで、実質的な断面は、三角形断面に近い。なお、河口の最狭幅は、図4-3-20、図4-3-21、に示すごとく $Q^{1/2}$ に比例する。

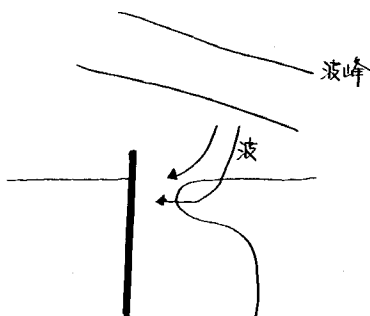
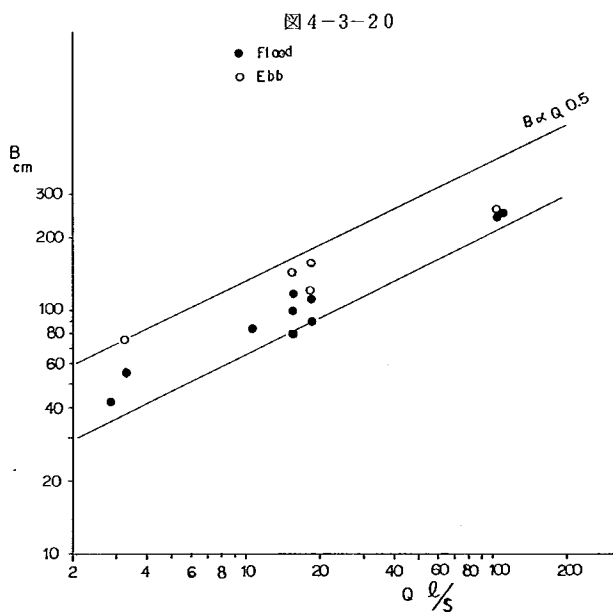
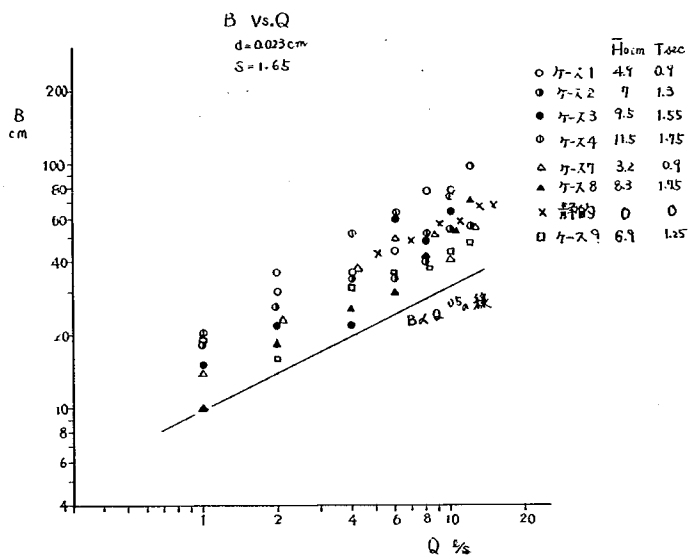


図4-3-19

(4) 最狭部の断面特性に関する力学的考察

波と河川流がある場合の最狭部の断面積、河口幅が、波のない場合の静的平衡断面と殆んど変わらない理由とを考えてみよう。

波によって単位時間当たり、河口最狭部に持ち込まれる漂砂量を W_s 、河川流によって海部に



□ 4-3-21

運び出される量を Q_s とする。

実験を観察してみると、波は最狭部で弱くなってしまい、この地点より上流側の河道には漂砂をあまり運んでいない。波高が大きくなっても、平衡状態ではこの状況は殆んど変わらない。波エネルギーが河口で小さくなるのは、河川流と波との干渉や、河口前面にたまる土砂によって最狭部に達する波エネルギーを小さくしてしまうためと考えられる。また、波高が大きい時には、砂州高、砂州幅も広くなり、波のそ上距離が大きくなることも、波高増加にも拘らず W_s の大きな増加の無い原因と考えられる。

一方 Q_s は、ripple 河床の場合、流砂量 Q_s は河床のまさつ速度 u_* の 10~12 乗に比例し、河口断面積の多少の減少によっても Q_s は急激に増大する。この河口断面変化に対する Q_s と W_s の変化量の差が、極端に違うことが、波があっても河口の河積は、静的平衡断面に近い理由となっている。つまり、波高の増加による W_s の増加は、河口の無次元掃流力 τ_* を多少増加させるだけで、平衡状態に達してしまうことになる。

河床が ripple 河床であれば、河口の最深部の無次元掃力 τ_* は波と河川流のある場合の平衡状態で

$$\tau_* = 0.15 \sim 0.3 \quad \dots\dots\dots (4-3-13)$$

位の値になり、河床が flat bed であれば

$$\tau_* = 0.06 \sim 0.08 \quad \dots\dots\dots (4-3-14)$$

位の値となろう。よって河口の最狭部断面積 A は、(4-3-12) 式同様

$$A = 1/\varphi \cdot \alpha^{1/2} (sgd_m)^{-1/2} \cdot \tau_*^{-1/2} Q \quad \dots\dots\dots (4-3-15)$$

となる。ここで φ は河口の平均の値であり、 τ_* の値は、(4-3-13)、(4-3-14) 式を参考にすれば良い。また、平衡河口幅 B は、(4-3-15) 式および $A_* = A/hc^2$ 、 $B_* = B/hc$ を使うことによって、

$$B = (B_*^2/A_*)^{1/2} \cdot \varphi^{-1/2} \cdot \alpha^{1/4} (sgd_m)^{-1/4} \cdot \tau_*^{-1/4} Q^{1/2} \dots\dots\dots (4-3-16)$$

となる。平衡河口幅は、河口断面形が相似なら、(A_* 、 B_* 、 α が同一)、 $Q^{1/2}$ に比例し、 $d_m^{-1/4}$ に比例する。このことは、河口の底質材料が 2~3 倍異なっても、 B にはそれ程影響を与えないことを示している。なお、河口の断面形は、波の影響が強ければ強い程、三角形状に近くなる。その場合 $\alpha \div 2$ である。図 4-3-22 は、実際の河口の断面形がどのような形状になっているかを調べるために、横軸に開口幅の 2 分の 1、縦軸に最深部水深を取ったもので

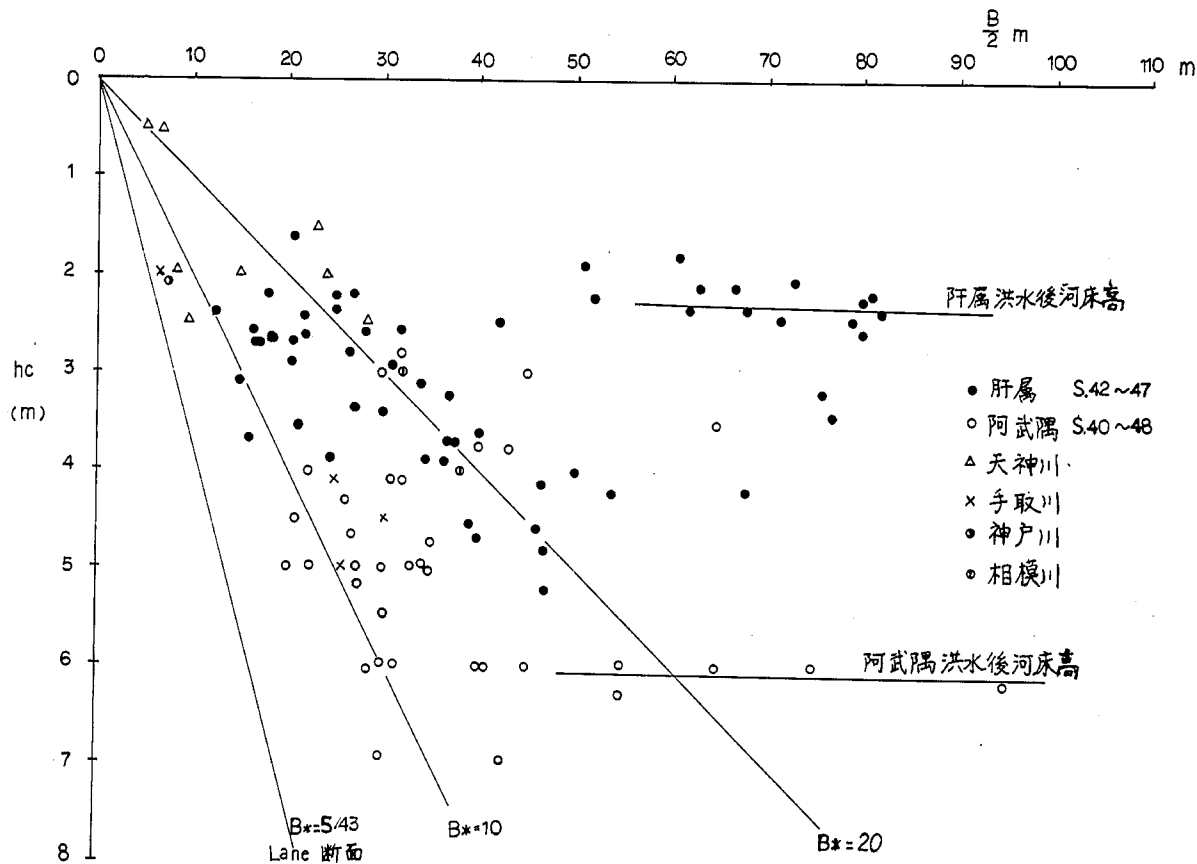


図 4-3-22 粒径 0.5 ~ 1mm の河口の河口断面特性

ある。これによると、開口幅が狭い内は、河川流によって上流から補給砂が無く、開口部のみ底質が動かされるので、断面形は、Lane 断面に近いが、川幅が広がる、上流からの補給砂があるため、水深が増加せず、川幅が増加することによって開口部断面積を拡げることが分る。したがって、砂州上流水深が浅い肝属川の方が、阿武隈川より、同一川幅でも最狭部水深は浅く、したがって A_x 、 B_x も大きくなる。このように、実際河川では、砂州上流の河床高、上流からの流砂量等によって A_x 、 B_x が変わり、 A_x 、 B_x を一義的に決めるわけにはいかないが、上流からの補給砂が無いような状態での波と河川流による平衡断面の B_x は 7~10 で断面形は三角形として良いようだ。

(5) 波と河川流による平衡断面形状を持つと考えられる実河川の例

実河川の例を述べる前に、筆者が行った実験結果は、実河川にまで適用できるかを述べておこう。3章3-4節によれば、河口の平衡断面積 A および河口幅 B は、

$$A / (Q^2/g)^{2/5}, B / (Q^2/g)^{1/5} = f \left(\frac{Q}{H_0^2 \sqrt{g H_0}}, H_0/L_0, \theta, \right. \\ \left. (\rho_s - \rho)/\rho, (\rho_w - \rho)/\rho, H_0 d_m/\nu, \eta/H_0, T_\eta/\sqrt{L_0/g} \right) \dots\dots\dots (4-3-17)$$

となる。

筆者が行った実験は、

H_0/L_0	は	0.018~0.040
$Q/H_0^2/\sqrt{g H_0}$	は	0.065以上
θ	は	0°~20°
$(\rho_s - \rho)/\rho$	は	1.65と0.5
$(\rho_w - \rho)/\rho$	は	0
H_0/d_m	は	砂の場合600以下、石炭粉は350以下の範囲で

ある。なお、石炭粉の H/d_m は、波による底質の動きやすさが、 $H_0/s d_m$ に比例すると考えられるから、砂の場合の1000~2000以下の実験を行ったことに相当しよう。

よって、現地河川として、平衡時に海水が河口最狭部から、流れによって押し出されてしまうような河川を考えれば、現地でも H_0/L_0 、 θ は、この程度であることより、 $Q/H_0^2/\sqrt{g H_0}$ が0.065以上、 H_0/d_m が1000~2000以下の河川に相当する実験を行ったことになる。よって、現地波高2mを考えると、流量1m³/s以上、粒径1mm以上の河川に相当する。現地河口においては、河口の粒径が0.3mm以上の場合が多いことを考えると、筆者の実験は河口で生じる H_0/d_m の全ての範囲を網羅していないが、現地河口でも実験と同様な河口断面特

表4-3-4 河口断面特性に関する実験の各種数値

実験 No.	Q ℓ/sec	A cm	B cm	hc cm	A*	B*	H ₀	T	河川 水位	潮位	潮位 差	備 考
1-2	2	89	30	92	105	326	472	0.9	237	0.94	1.43	s = 1.65 d _m = 0.023cm
1-3	4	145	36	96	145	375	391	"	175	0.94	0.81	
1-4	6	200	44	10	20	440	497	"	210	0.40	1.70	
1-5	8	356	78	67	793	1160	492	"	156	0.89	0.67	
1-6	10	395	78	8	617	975	495	"	173	0.45	1.28	
1-7	12	455	98	12	316	817	492	"	205	0.65	1.40	
2-2	1	50	18	47	226	383	690	1.3	222	0.39	1.83	
2-3	2	767	26	61	206	426	607	"	246	0.25	2.21	
2-4	4	142	34	107	124	318	748	"	206	0.28	1.78	
2-5	6	125	32	12	087	267	772	"	187	0.46	1.41	
2-6	8	265	40	144	128	278	816	"	160	0.18	1.42	
2-7	10	295	54	114	227	474	786	"	164	0.01	1.63	
2-8	12	395	56	134	220	418	911	"	149	0.33	1.16	
3-2	0.158	0.2	2	03	222	667	839	1.55	255	0.50	2.05	
3-3	1	44	15	61	118	246	904	"	126	0.30	0.96	
3-4	2	125	32	61	336	525	916	"	193	0.36	1.57	
3-5	4	100	22	101	098	218	887	"	256	0.37	2.19	
3-6	6	260	60	127	161	472	999	"	209	0.17	1.82	
3-7	8	246	48	128	150	375	1002	"	298	0.54	2.44	
3-8	10	299	64	145	142	441	951	"	318	0.57	2.61	
4-2	1	57	20	82	085	244	1094	1.75	130	-0.40	1.70	
4-3	2	135	36	75	240	400	1123	"	177	0.02	1.75	
4-4	4	218	52	10	218	520	1196	"	300	0.57	2.43	
4-5	6	243	62	133	137	466	1064	"	300	0.42	2.58	
4-6	8	324	52	149	146	349	1264	"	400	0.67	3.33	
4-7	10	437	75	134	243	560	1046	"	225	0.09	2.14	
5-2	0.16	22	20	22	454	909	340	0.9	188	0.24	1.64	石炭粉 s = 0.5 d _m = 0.021cm
5-3	0.5	45	34	33	413	1030	325	"	0.98	0.31	0.67	
5-4	1	48	20	32	469	625	311	"	0.63	0.01	0.62	
5-5	2	160	54	59	460	915	311	"	0.68	-0.04	0.72	
5-6	4	215	40	88	278	455	328	"	0.66	0.23	0.43	
5-7	6	300	54	127	186	425	332	"	0.63	0.02	0.61	
5-8	8	480	86	123	317	699	330	"	0.42	-0.04	0.46	
5-9	10	680	100	102	654	980	315	"	0.56	-0.12	0.68	
5-10	12	770	134	87	1017	1610	319	"	0.56	-0.55	1.11	

実験 No	Q ℓ/sec	A cm ²	B cm	hc cm	A*	B*	H ₀	T	河川 水位	潮位	潮位 差	備 考
6-2	0.16	244	19	18	753	1056	6.09	13	122	-034	156	s = 0.5 d _m = 0.021cm
6-3	0.5	37	28	23	122	530	6.52	"	129	-026	155	
6-4	1	938	68	42	532	162	5.88	"	151	015	136	
6-5	2	1599	50	105	145	476	6.43	"	139	008	131	
6-6	4	590	134	113	462	1186	6.46	"	098	-009	107	
6-7	6	850	220	145			6.14	"	143	-019	162	
6-8	8	840	154	145	400	1062	6.74	"	118	-027	145	
6-9	6	580	115	147	268	782	6.62	"	085	-001	086	
7-2	1	252	14	3.6	1.94	3.89	3.64	0.9	1.37	0.25	1.12	河道内水位
7-3	2	828	23	7.2	1.60	3.19	2.85	"	1.55	0.26	1.29	測定位置-1.5m
7-4	4	197	37	8.6	2.66	4.30	2.93	"	1.37	0.18	1.19	s = 1.65
7-5	6	246	59	8.0	3.84	7.38	3.00	"	1.67	0.20	1.57	d _m = 0.023cm
7-6	8	257	52	9.0	3.17	5.78	3.33	"	1.53	0.23	1.20	
7-7	10	258	41	11.6	1.92	3.53	3.15	"	1.83	0.40	1.43	
7-8	12	348	56	14.7	1.61	3.81	3.33	"	1.83	0.38	1.45	
8-1	0						8.46	1.75		0.05		河道内水位
8-2	1	24	10	4.8	1.04	2.08	7.36	"	2.25	0.20	2.05	測定位置-1.5m
8-3	2	52	18.5	5.6	1.66	3.30	8.30	"	2.49	-0.05	2.54	ただし2~8は
8-4	4	132	26	7.2	2.55	3.61	9.66	"	2.67	0.30	2.37	-2m
8-5	6	144	30	10.6	1.28	2.84	9.91	"	2.97	0.62	2.35	2次碎波あり
8-6	8	191	42	9.9	1.95	4.24	9.18	"	2.29	0.55	1.74	5~5.8m
8-7	10	288	53	10.4	2.66	5.10	8.60	"	2.47	0.52	1.95	および1~1.5m
8-8	12	340	72	12.2	2.28	5.90	8.42	"	2.09	0.16	1.93	
9-1	0						8.41	1.25		0.05		導流堤先端の断
9-2	1	45	19	4.0	2.81	4.75	6.17	"	3.49	0.10	3.39	面特性
9-3	2	66	16	7.0	1.35	2.29	6.64	"	2.64	0.14	2.50	
9-4	4	156	31	9.1	1.88	3.41	6.46	"	3.32	0.18	3.14	
9-5	6	240	36	9.4	2.72	3.83	6.95	"	2.49	0.17	2.32	
9-6	8	275	38	11.2	2.19	3.39	7.71	"	2.97	0.33	2.64	
9-7	10	283	44	11.0	2.34	4.00	6.18	"	3.02	0.32	2.70	
9-8	12	367	48	14.2	1.83	3.38	7.89	"	2.85	0.50	2.35	

表 4-3-5 山口の実験 $H_0 = 5.4 \text{ cm}$, $T = 2 \text{ sec}$, $d = 0.04 \text{ cm}$, $s = 0.5$

実験ケース	Q ℓ/s	A cm	B cm	hc cm	hc ²	$A_* = \frac{A}{h_c^2}$	$B_* = \frac{B}{hc}$	河川側水位 cm	海浜側潮位 cm	水位差
I	0.5							36.964	35.104	1.860
II	1.0							36.413	34.850	1.563
III	2.0							36.780	35.050	1.730
IV	3.0							36.693	34.915	1.778
V	6.0							36.732	35.289	1.443
VI	0.4	48.00	32.0	4.51	20.34	2.36	7.10	37.290	34.803	2.487
	2.0	76.50	32.5	6.22	38.69	1.98	5.23	36.973	34.679	2.294
	6.0							36.626	34.615	2.011
VII	1.0	73.75	40.0	6.60	43.56	1.69	6.06	36.970	34.967	2.003
	4.0	150.68	40.0	11.23	126.11	1.19	3.56	36.708	34.917	1.791
	8.0							36.323	34.883	1.440
VIII	10.0	355.00	69.5	12.60	158.76	2.24	5.52	36.567	34.816	1.751
	0.0							35.969	34.820	1.149
	0.0							36.346	34.887	1.457
IX	1.0	52.10	45.0	5.97	35.64	1.46	7.54	37.545	34.894	2.452
	2.0	120.73	48.0	8.74	76.39	1.58	5.49	37.322	34.995	2.527
	6.0							37.059	34.592	2.467
XI	4.0	172.73	49.0	11.61	134.78	1.28	4.22	37.051	35.051	2.413
	3.0	125.96	50.0	9.86	97.22	1.30	5.07	36.857	34.935	1.922

表4-3-6 Ernest C. McNair, Jr の実験

CASE	Q ℓ/s	H ₀ cm	T sec	実験 時間	A _s cm	B _s cm	A cm ²	B cm	F or E	Inlet Channel Length cm
1	Varies	1.98	1.0	28.3	668.9	128				
2	"	"	"	35.0	"	"				
3A	10.76	"	"	48.0	"	"	418	832	F	731
4A*	15.58	"	"	38	"	"	510	118	F	731
4B*	"	"	"	38	"	"	727	141	E	701
5A	"	"	"	38	55.7	31.7	552	99	F	762
6A	"	"	"	30	55.7	31.7	464	79	F	701
7A	"	"	"	12	185.8	61.0	510		F	
8A	18.40	"	"	30	55.7	31.7	590	90	F	731
8B	"	"	"	30	55.7	31.7	799	153	E	823
8C**	"	"	"	30	622	146	764	120	E	883
8D ⁺	"	"	"	30	901	82	655	117	F	944
9A	5.66	"	"	30	55.7	31.7	177	53	F	701
9B	"	"	"	30	55.7	31.7	208	81	E	671
10A	2.83	0.912	0.707	21.2	18.6	18.2	125	42	F	396
11A	3.25	"	"	21.2	18.6	18.2	170	56	F	457
12A	10.39	3.66	"	33.9	223	73.2	2316	248	F	1890
12B	"	"	1.414	42.4	223	73.2	2855	258	E	1585
12C ⁺⁺	"	"	"	42.4	323.2	280.4	2855	259	F	1829
3B	10.76	1.98	1.0	12.0	668.9	128			E	
11B	3.25	0.912	0.707	21.2	18.6	18.2	178	76	E	

A_s : Initial Inlet Area Below Still-water Level

B_s : Initial Inlet Width at Still-water Level

A : Average Minimum Area

B : Average Channel Width at A

F : Flood flow

E : Ebb flow

性を持つものと考えられる。(波による底質の動きやすさを粘性の影響も考えて $\sqrt{gH_0}/w_0$ で表わせば、石炭粉は80であり、現地河川で生じる $\sqrt{gH_0}/w_0$ をほぼ網羅している。)

現地河口において、筆者が行ったような条件に当てはまる河口での実測例は少ないが、ここでは天神川、神戸川、大北川、七北田川、阿武隈川、相模川の例を示す。

(i) 神戸川、天神川

神戸川と天神川は、流域面積それぞれ470km²、500km²の河川で日本海に注いでいる。

神戸川の河口特性については、佐藤・岸の報告¹³⁾、天神川については、中国地方建設局による報告¹⁴⁾を使って、両河川の河口特性を把握する。

まず初めに、河口開口幅と、河川流量の関係を調べる。天神川の場合、河口より5.1km上流の小田観測所における流量を使い、天神川の場合は、河口より11km上流の馬木堰の流量を使って解析を行う。

図4-3-23は縦軸に観測された最狭河口幅と、その時の流量の関係を示したものである。図中のQに対するBの下限線は、波が大きいても流量によって維持する河口幅を示し、波と河川流による平衡河口幅を示すものと考えられる。

いま、 $\tau_x = 0.25$, $d = 0.1$ cm,
 $\alpha = 2$, $B_x = 7.5$, $A_x = 3.75$ し
し、 ϕ を H/d が実験より大きいので、18とすると、(4-3-16)式より

$$B = 4.29 Q^{1/2} \quad \dots\dots (4-3-18)$$

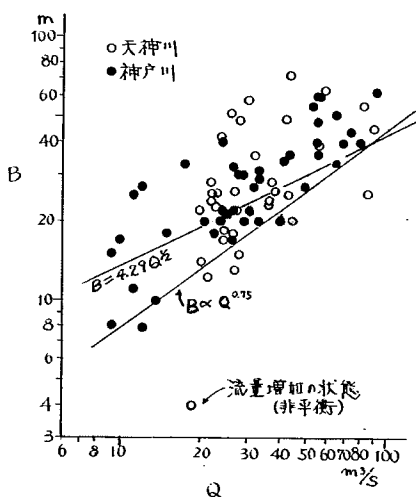


図4-3-23

となる。ここでBの単位はm、Qはm³/sである。なお、 A_x 、 B_x は実河川でとりうる最小値に近い値であり、神戸川の河口砂州の粒径は0.6~1mm、天神川は1~2mmである。図4-3-23に(4-3-18)式の関係を示したが、実河川の方がBが小さくなっている。この原因の一つに、流量観測所の流量が河口に達する間に堤体、砂州を通して浸透し、河口流量となっていないのが原因だろう。またQの乗数が0.5より大きいのは、流量が大きくなると河口断面形は相似に拡がらず、河口幅の増加で大きくなろうとするのが原因する。図4-

3-24は上森の報告¹⁵⁾による神戸川のAとQの関係で、 $\varphi = 1.8$, $\tau_* = 0.25$, $d = 0.07$ cm, $\alpha = 2$ として(4-3-15)式を使ってAを計算すると、 $A = 1.48 Q$ となり予測値と一致する。

(ii) 大北川, 七北田川

大北川は、茨城県北部で太平洋に流入する河川で、流域面積190km²、七北田川は宮城県を流れる流域面積208km²の河川で、河口底質材料の粒径は、それぞれ1mm, 0.5mm前後である。太平洋に面しているため、干満潮差が1~1.5mある。

1974年8月大北川で土木研究所海岸研究室と鹿島試験所で河口調査を行った。その結果より河口の断面積と河口流量の関係について述べる。図4-3-25は、河口付近の地形図である。河口近くで2kmほど偏流し、左岸の岩山にぶつかって海に流出している。この河口のA-A断面(最狭部より多少川幅が広い所)で流速と断面形の連続観測結果を整理したのが図4-3-26である。なお、河床の一部は岩が露出していた。河口では潮位変動にも拘らず逆流は

見られず、いつも順流であり、塩水くさびも存在しなかった。潮位が低下すると、河口の流速が増し、河口の τ_* は変化するが、平均的に見れば $\tau_* = 0.2$ 前後となっている。 $\varphi = 16$, $d = 0.1$ cm, $\tau_* = 0.25$, $\alpha = 2$ として(4-3-15)式よりAを求めると、 $A = 1.39 Q$ となり、 $Q = 5$ m³/s で $A = 7$ m²でAの最少値に近い。

図4-3-27は、上森の報告¹⁵⁾による七北田川のAとQの関係である。 $\varphi = 1.8$, $\alpha = 2$, $d = 0.05$ cm, $\tau_* = 0.25$ とすると、(4-3-15)式より、 $A = 1.74 Q$ となり、ほぼ観測値と近い値をあたえる。

以上の結果より、太平洋側の河川でも大北川、七北田川位の河川規模であれば(4-3-15)式による河口断面積の推定は可能である。

(iii) 阿武隈川, 相模川

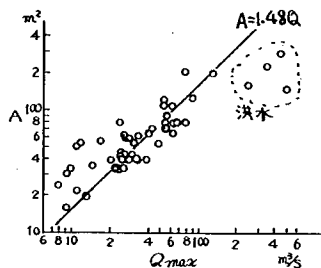


図4-3-24 神戸川河口

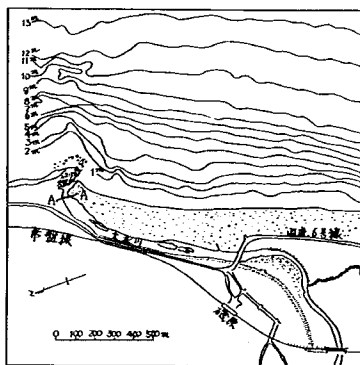


図4-3-25 大北川河口付近地形図

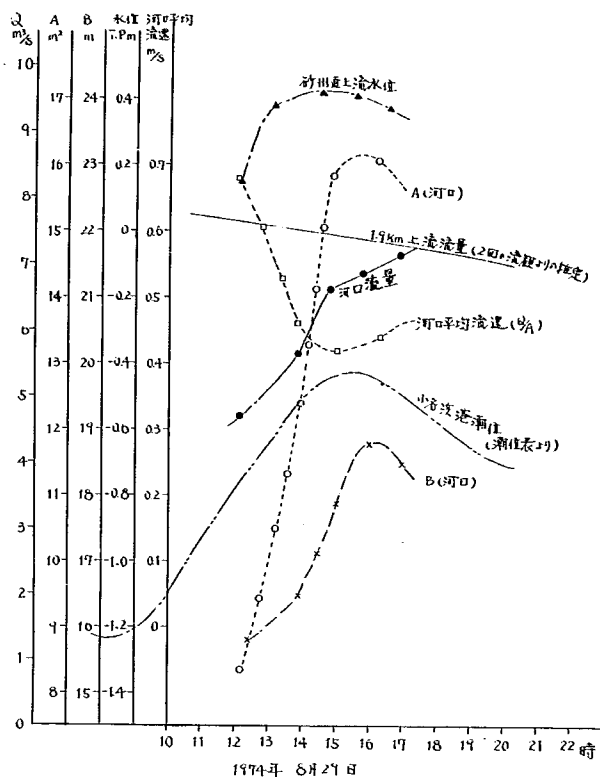


図4-3-26 大北川河口の特性

阿武隅川は、流域面積5405km²の河川で太平洋に注ぐ。河口部の底質材料は、0.6mm前後である。

この河口の断面特性を、 A_x 、 B_x の関係で示したのが図4-3-28である。河口幅が狭い時には A_x 、 B_x とも小さく、筆者が行った実験の値と近いが、河口幅が広いと、 A_x 、 B_x は大きくなる。これは洪水の時には河川上流からの補給砂があるた

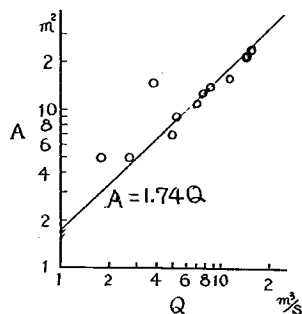


図4-3-27 七北田川河口

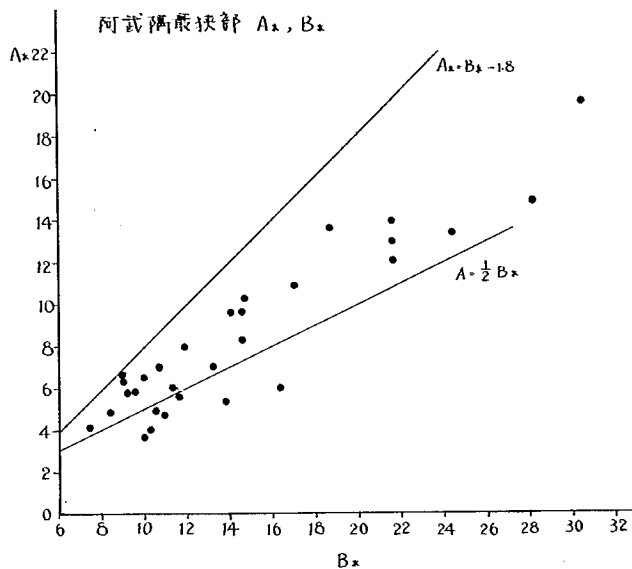


図4-3-28 阿武隈最狭部 A_* , B_*

め、水深の増加よりも河口幅の増加によって河積を増やそうとするためと考えられる。

図4-3-29は、河口より7.9 km上流の岩沼地点流量と河口開口幅の関係、図4-3-30は、流量と河口河積の関係である。図4-3-30中の・印は、河口の退潮時流量（実測値）、○印は岩沼流量を示している。今 $d = 0.6$ mm, $H/d = 5000 \sim 7000$

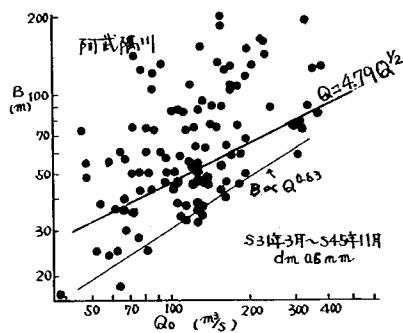


図4-3-29

であるので $\varphi = 20$ とし、 $\alpha = 2$, $\tau_* = 0.25$, また $A_* = 4$, $B_* = 8$ とし、(4-3-15)式 (4-3-16)式を使って、 A , B , を求めると $A = 1.43 Q$, $B = 4.79 Q^{1/2}$ となる。 A はほぼ妥当な値を与えるが、 B は実測値の方が小さくなっている。この原因としては、 B の方が資料が多く、図中の資料の中には流量が増加しつつある非平衡の資料が含まれる可能

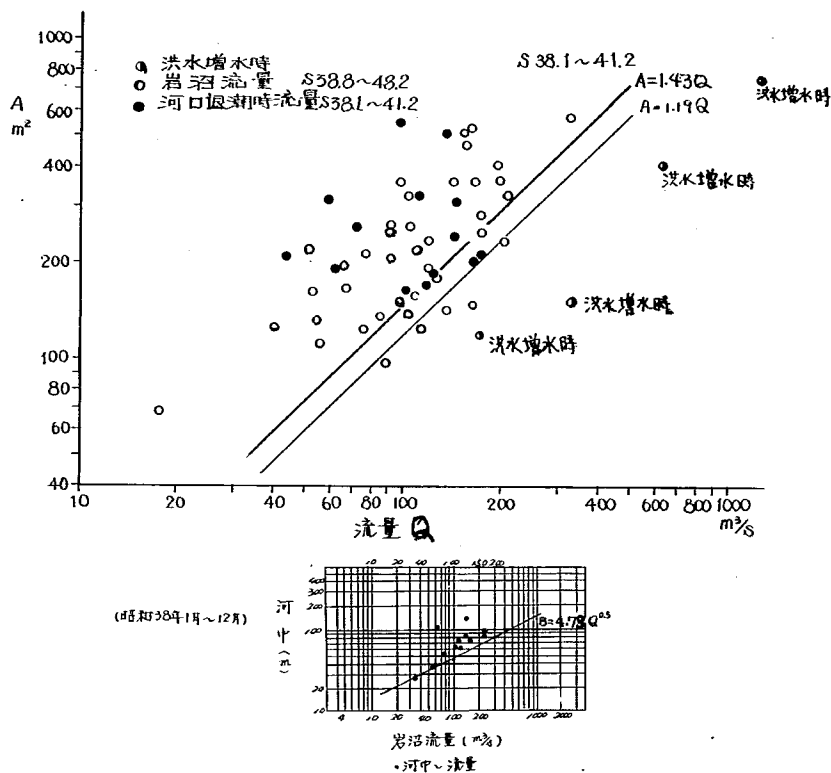


図4-3-30 阿武隈川のAとQ

性が多くなることによる。事実、昭和38年の資料のみ取ると良く合っていた。

図4-3-31は、本間等による相模川の河口幅と流量の関係の報告を示したものである。¹⁶⁾ 河口の底質の粒径は0.7~1mmであるので、 $\phi = 2.0$, $\alpha = 2$, $d = 0.8mm$, $\tau_{*c} = 0.25$, $A_{*c} = 4$, $B_{*c} = 8$ として、(4-3-16)式を計算すると、B

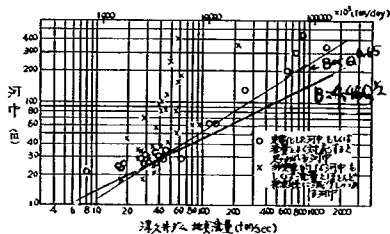


図4-3-31 流量および河口巾の相関

$= 4.46 Q^{1/2}$ となる。図中の下限線とはほぼ一致する。

阿武隈川や相模川のように、かなり大きな河川においても潮位変動や密度流の影響が少ない理由は次のように考えられる。

潮位変動の影響が少ないのは、潮位変動による入退潮より、河川固有流量の方が大きいからだと考えられる。(ただし両河川とも Q が $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下では入退潮による影響を受けているようで、予測値より A や B が大きくなっている。) 密度流の影響が小さいのは、平衡時には塩水くさびが河口に存在しないからと考えられる。なぜなら、河口から塩水の出る条件は、

$$Q/A\sqrt{\varepsilon gh} > 1 \quad \dots\dots\dots (4-3-19)$$

であり、阿武隈川において $\varepsilon = 0.023$, $h = 3\text{m}$, $A = 1.19Q$ とすると、上式は満足される。ここで ε は河水と海水の相対密度差。

4-3-5 潮汐による平衡断面

次に、潮汐による河口の平衡断面について検討してみよう。

日本においては、巨大なラグーンを持ち、それが海に tidal inlet でつながり、tidal inlet を航路として利用しているという所が少ないため、tidal inlet がどのような特性を持っているかという研究は殆んど行われていないが、America においては、tidal inlet が航路として利用されているため、tidal inlet に関する研究が進んでいる。^{11) 17) 18)}

M. P. O' Brien¹⁷⁾ は、tidal inlet の最少断面積 A とタイダルプリズム P の関係を調べ、次の結果を得ている。

Jetty (導流堤) の無い場合の inlet の最少断面積は

$$A = 2.0 \times 10^{-5} P \quad \dots\dots\dots (4-3-20)$$

となる。ここで A は、平均外潮位以下の開口部最少断面積 (feet^2)、 P はタイダルプリズムで、highwater 時の tidal area $\times$ 外海の潮位差 (feet^3) である。その他に次のことを述べている。

- Inlet の平衡断面は、Jetty が有っても無くてもタイダルプリズム量 P によって決まる。タイダルプリズムの減少は、 A を減少させる。
- Jetty は、開口位置の安定のみならず、波による閉塞を防ぐ。
- 強い沿岸流や沿岸漂砂から河口が守られていれば、小さい inlet でも潮汐流によって閉塞することはない。

。もし、開口部が二つ以上あれば、その開口断面積の和は(4-3-20)式に従う。

。平衡断面を底質材料の径との関係は二次的な効果しかない。

。掃流力は Inlet の平衡条件として意味ある基準とならない。

その後 J. W. Johnson⁸⁷⁾は、アメリカ太平洋岸の tidal inlet を最新の資料を使って図 4-3-33 の結果を得ている。なお P は、湾およびラグーンにおける high water と low water 時の平均面積×ラグーン側における平均潮位差より求めている。Jetty の無い場合は、ほぼ O' Brien の関係に等しいが、両側に jetty を持つ場合は、A が大きくなっているものがある。これは jetty 建設時およびその後の浚渫により開口部が平衡に達していないものと解釈されている。

このように平衡に達したと考えられる inlet の最小断面積 A が P によって決まってしまう理由を考えてみよう。

潮位がサインカーブで変動しているとする、潮位 η は、

$$\eta = \eta_0 \sin \left(\frac{2\pi}{T} t \right) \quad \dots\dots\dots (4-3-21)$$

となる。ここで T は周期。Tidal inlet における流速を V, tidal area を S とすると、

$$v = \frac{\partial \eta}{\partial t} \cdot \frac{S}{A} = \pi \frac{P}{AT} \cos \left(\frac{2\pi}{T} t \right) \quad \dots\dots\dots (4-3-22)$$

よって $v_{\max} = \pi P/AT$, 河口の最大流速時の流速係数を $\phi = (v_{\max}/u_x)$ とすると、A は

$$A = \frac{\pi P}{\phi T u_x} \quad \dots\dots\dots (4-3-23)$$

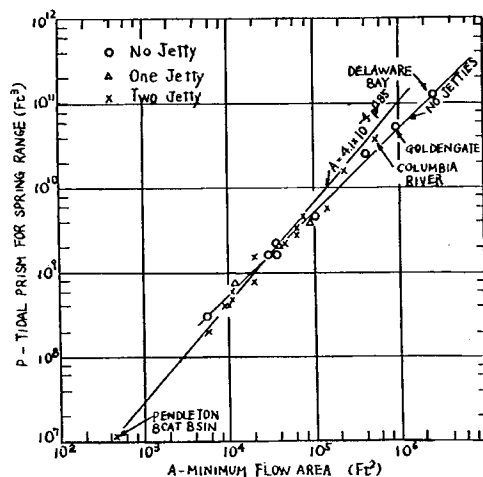
今、河口の最深部の最大流速時の無次元掃流力を τ_* とすると $hc/R = \alpha$ より、

$$P/A = \frac{\phi T}{\pi} \alpha^{-1/2} \cdot \tau_*^{1/2} \cdot (sgd)^{1/2} \quad \dots\dots\dots (4-3-24)$$

となる。¹⁷⁾

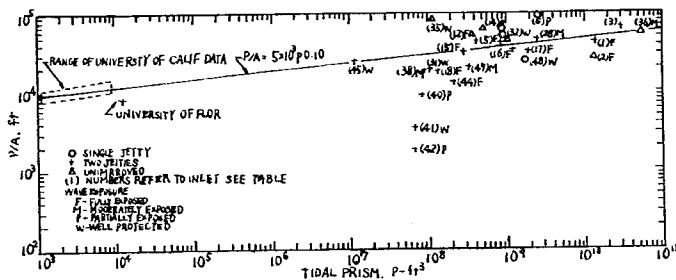
潮汐流と波による平衡断面積も基本的には、波と河川流による平衡断面の所で述べたように、開口部の面積は、波高の違いによる変化は少なく、河床が ripple であれば、 τ_* が 0.2 ~ 0.3 位の値になり、平衡断面は P の一乗に比例し、d の $1/2$ 乗に比例すると考えられる。ただし、潮汐流の場合、開口部の流量が変化するため、波と河川流の場合の τ_* より、最大流速時の τ_* は、多少大きくなろう。

A と P の関係に粒径の効果が顕著に現われなかった理由は、ほとんどの Inlet の底質材料は 0.2 ~ 0.5m 位の範囲にあるためと考えられる。また、tidal inlet の形状測定は天気の良い日に行



MINIMUM FLOW AREA AND TIDAL PRISM ¹⁷⁾

图 4-3-32



Ratio of Tidal Prism to Minimum Flow Area as Function of Tidal Prism for Pacific Coast Inlets and Model Data ⁸⁷⁾

图 4-3-33

われていること、年平均の波エネルギーが場所的にあまり変わらないことも（4-3-20）が良く合う理由となっていると思われる。

Inlet の断面形状は、タイダルプリズムの大きさに変わり、タイダルプリズムが大きくなると断面形は台形に近ずき、小さいと三角形に近づく。つまり、 P が大きくなると α は2から1に近ずいていく。図4-3-34は文献(11)に示されているオランダの inlet の断面形状であり、 B が400mを越えると、ほぼ長方形断面となっている。

O' Brien の関係式は A が 3500 m^2 以上で良く合っているので、この場合、開口部の τ_x がどの位の値になっているか評価してみよう。（4-3-20）式と

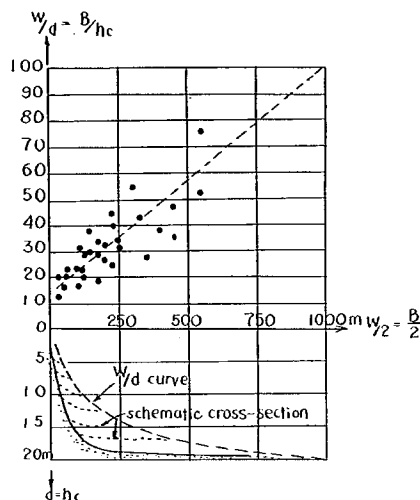
（4-3-24）式より、開口部の最大流速を計算すると約 100 cm/s となる。 α は長方形断面に近いので、 $\alpha \approx 1.2$ とし、 $d = 0.05\text{ cm}$ 、 ϕ は H/d が数万のオーダーであるので $\phi = 2.0$ とすると、 $\tau_x = 0.37$ となる。この値は波と河川流による平衡断面時の τ_x より多少大きい、開口部の断面積を決める流量は、最大流量時より小さい流量と考えられることを考えるとほぼ妥当な値であろう。

日本の河川の河口においては、 P が小さく、それに比して河川流の影響が大きいため、河川流の影響が小さく、 P も大きい浦戸湾口、サロマ湖は、ほぼ O' Brien の関係と合っているが、^(10) 19)

（4-3-20）式で河口の断面形を表わすことは無理があるようだ。ただし、河川流が小さい時には、肝属川、阿武鴨川、和模川、導流堤建設前の利根川などでは潮汐流によって河口が維持されているようで、最大流速が $70 \sim 120\text{ cm}$ になるような河積に維持されている。

追記) 1978 3/28

アメリカやヨーロッパの tidal inlet に波長 $60 \sim 100\text{ m}$ の dune 形状の河床波の存在することが報告されている。たとえば Fire Island Inlet (New York State, U.S.A.) では波長 $60 \sim 80\text{ m}$ 、波高 1.6 m 位の河床波が深響測深機によって測定された。⁽¹⁾ このことは dune の発生している所の ϕ が $1.2 \sim 1.3$ 前後であることを示している。今 $\phi = 1.5$ としても



Relation between width and depth of a number of tidal channels in the Dutch "Waddensea", according to Van Bendegom.

図4-3-34

$u_* = 6 \sim 7 \text{ cm/s}$ となる。このことは最大流速時に $\tau_{* \text{ max}} = 0.8 \sim 0.9$ に達することを示している。粒径が細かく ($0.1 \sim 0.3 \text{ mm}$) また wash load を多く含み, inlet の水深が 5 m を越えるような所では τ_* は上述のような値になっているようだ。この値は同一粒径の河床材料を持つ河川の小洪水時に生じるような値である。^{ロ)}

ここでは、なぜ τ_* が大きいのか、その原因についてこれ以上言及しないが、河川における河床材料の粒径と洪水時の τ_* の関係は一つの解答をあたえているようだ。^{ロ)} inlet の形状、底質材料に関する情報の集積を持って、結論を出すべきものと考えている。

今の所 inlet においては最大流速が 100 m/s 前後になるように断面が形成されるということにとどめておきたい。

イ) N. Kumar and J. E. Sanders : Inlet Sequence, Sedimentology
(1974) 21, 491-532

ロ) 山本晃一：未発表：別の機会に詳しく述べるつもりである。

4-4 河口の中規模地形と外力

4-4-1 はじめに

実際の河川の河口断面は、前述のように平衡状態にあるのは少なく、ほとんどが非平衡の状態にあり、大河川では大出水後の河口状態が通常の河口状態に戻るのに年以上の期間を要するものもある。このような非平衡状態の河口特性について研究した例として佐藤、岸による神戸川,¹³⁾ 広田の相模川^{20), 21)} の例があるが、流量が大きくなったり、流量が急激に変わるような場合には、それらの整理方法には問題が残っているようだ。河口の断面形は、波と流れの非線型的作用によるにも拘らず、波と河川流を分離して考える変数分離的、線型作用的考え方に無理があること、流量が大きくなると河口地形が大きく変わり、波と地形の相互作用が変わってしまうことによる。ここでは、非平衡状態の河口中規模地形把握の第一歩として、実際河口の河口地形変化の共通性について述べる。

4-4-2 河口砂州の形成

まず第一に、河口の断面は洪水によって支配され、この断面に波や流れ的作用によって砂州が形成され、河積が小さくなるという観点が必要であろう。この洪水後の断面形の特徴によって河口砂州の形態も変わってくる。洪水後の河口水深が浅い場合には、洪水時に掃き出された砂は波による二次元的平衡海浜（汀線に直角方向の砂移動による平衡海浜）に移行する方向に動き、砂は打ち上げられ、波のはいり高さまで砂州頂が高くなる。砂州先端部では、砂州を乗り越えて来た波による砂が堆積し、対岸で流れによって浸食されるような場合には、急激な河口位置の変動が生じるこ

とがある。この現象も基本的には汀線に直角方向の波による砂の打ち上げによる現象の変形と考えるべきである。このような砂州の形成の仕方を二次元砂州と名付ける。

この砂州の形成速さ、スケールが河口処理に問題となるので、それについて述べておく。

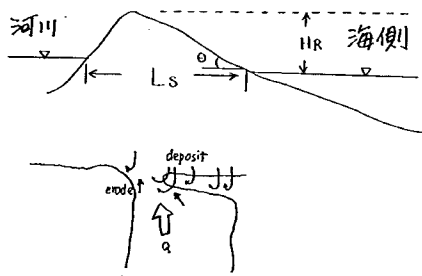


図4-4-1 二次元砂州

(i) 砂州高 H_R

河口に生じる砂州高は、3章3-

2-3, Berm 頂高 H_R で述べたように、砂州高 H_R と沖波波高 H_0 の比 H_R/H_0 は主に H_0/L_0 , $\sqrt{gH_0}/w_0$ によって決まり、図3-6に示すような関係となる。ただし、図3-6を現地河川に適用する場合、次のことに注意しておく必要がある。

図3-6は $\sqrt{gH_0}/w_0$ が7.0以下の資料のみである。 $\sqrt{gH_0}/w_0 = 7.0$ は $d_m = 0.5\text{ mm}$ の底質材料を持つ海浜に2mの波が来襲した場合に相当する。よって、 $d = 0.5\text{ mm}$ 以下の粒径を持つ海浜の場合には、図3-6の適用範囲を越えている。現地海岸は、深さ方向に粒径が異なり、どの粒径を使用したら良いか問題になるが、汀線近くの粒径を使えば良いと思われる。また現地海岸では、水深10m以上の海床勾配が1/100位である所が多い。このような海岸で、砂州高を評価するためには H_0 として3~4mを考えておけば十分のようだ。ただし、沖浜勾配の急な海岸では、より大きい波高で砂州高は形まる。現地海浜に來襲する波は、不規則波であり、 H_R を評価するのにどのような波を使ったら良いか問題になる。図4-4-2に示されるように、久慈川での砂州復元実験の観測によると、砂州高は、波の平均打上げ高 R_m と最大打上げ高 $R_{1/2}$ の間に有り、²²⁾ どちらかと言うと、 $R_{1/2}$ に近い。このことを考えると、沖波の有義波によって砂州高を評価して良いと思われる。

日本海側の外海に面した海岸で粒径0.5mm以上では、最高砂州高は、満潮面上3m程度を考えておけば良いが、太平洋側では幾分大きく平均潮位面から3~4mを考えておく必要がある。ただし河口砂州が洪水によってフラッシュされないような場合には、飛砂や波にさらされる時間が長くなるため5~6mに達している河口砂州の例もある。なお粒径が0.2~0.3mmでは砂州高は満潮面から1.0m程度である。

(ii) 砂州幅 L_s

砂州幅 L_s は実験結果からみると、前浜勾配 θ と砂州高 H_R で決まり、 $L_s/(H_R \cdot \tan \theta) = 2 \sim 3$ 位となっている。つまり H_R が高く、前浜勾配のゆるやかな砂州ほど L_s は大きくな

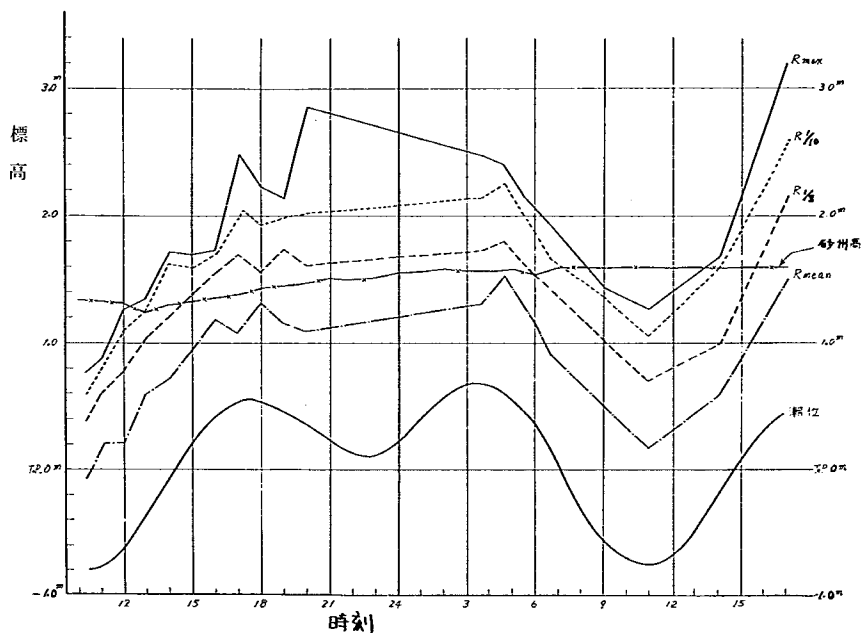


図4-4-2 現地実験によるうちあげ高と砂州高の関係(久慈川河口)^{22) 23)}

S. 4.4. 7 第3回現地観測による

る。前浜勾配は図3-7, 図3-8で評価しうる。今砂州高3m, 粒径0.5mmとすると, 図3-8より $\tan \theta$ が1/10前後と考えられるので, L_s は60~100mとなる。洪水後(砂州がフラッシュされた後)に生じる二次元砂州は, 実際の河口でもほぼこの程度であるが, 時間が経過するにつれて, 飛砂, 波による履歴効果, 海岸側汀線位置変化などによって砂州幅が徐々に大きくなる。

iii) 二次元砂州形成速度

砂州が形成される時の速さを知ることは, 砂州を掘削した場合, それがどの位の時間維持されるか検討するために必要なことである。砂州形成前の地表高が, 海水面から出ているような場合には, 波による砂州形成速度は非常に速く, 久慈川²³⁾ ($d_m = 0.4 \sim 0.5$ mm), 荒川²⁴⁾ ($d_m = 0.6$ mm)の砂州復元現地実験によると, 数時間でほぼ平衡砂州高に戻ってしまう。また, 砂利海滨の場合でも模型実験の結果などから判断すると, 砂州の復元速度は速く, 一回の暴風によって砂州は復元される。ただし, 砂州形成前の地表高が海面下になると, 平衡状態ま

での時間は長くなり、 -3 m より深いと容易には復元しえないようだ。この形成速度を知るには、模型実験が役立つ。

(iv) 太平洋・オホーツク海に面する小河川の二次元砂州 (図4-4-3)

これらの海岸に流出する河川では、波と河川流のほかに潮位変動の影響がある。砂州高等は、満潮時の海面上に前述の砂州高で述べた砂州が河口に形成されることになる。このように満潮時に生じた河口地形は退潮時に河川流によって崩れるが、流量 $1\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の砂河川では潮位変化に河川流による侵食が追いつかず、満潮時に海面下になってしまう所が新たな河道となり、斜面勾配が急なので、流れの状態が Upper Regime の状態にまでなってしまうことがあり、また、斜面上で蛇行することもある。このような河川での開口位置は、基本的には満潮時河口位置として把握すべきであろう。

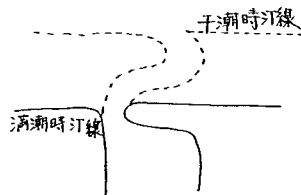


図4-4-3

また小河川では長周期波による海面上昇時に、多量の海水と砂を河道内に運び込み、低下時に河口を通過して砂と河水と海水の混合した水を運び出すことを繰り返し、この作用が非常に強いことがある。小河川では、河口地形を決める要因として、このような長周期波 (1分～数分の周期) を考慮に入れた河口現象の把握が必要である。

洪水後の河口水深がある程度深い場合には、二次元的砂州発生もあるが、次のような砂州発生を見る。この砂州は、砂州先端部を走るように入る走り波によって漂砂が河道内に持ち込まれ、流れと砂州を回る波の力が釣り合う所 (波の力が弱まる所で、走り波の波高も小さくなる。) に砂を堆積するもので、波が強いと州は河口内に入り込むようになり、流れが強いと海側に延びる。特に波が強いときには、砂州の①点 (図4-4-4) を削り取り、波は河川側に奥まで入り、回折波によって州はDのように鎌型になり、開口部をむしろ広げることもある。流れが強い時には、波は河口内に入らず、州を削った土砂はB型のように堆積する。波と流れがうまく釣り合うとC型のように州が延びる。これを三次元砂州と名づけよう。

三次元砂州発生の場合、海水の密度差による塩水くさびの影響は大きい。筆者は最上川の河口模型実験²⁵⁾において、現地砂州と同様な砂州形状を模型上で再現しようとしたことがある。

(現地の汀線の底質材料の粒型 $d_m \approx 0.05\text{ cm}$ 、模型上では $d = 0.021\text{ cm}$ の石炭粉を使った。 $\sqrt{gH_0}/w_0$ 。模型と現地でほぼ同一となっている。縮尺は $1/60$ である。) 河川流として低水流量 $162\text{ m}^3/\text{s}$ を与え、波向き、波高を種々変えて実験を行ったが、波高を 0.6 m に落とし

でも、どうしても現地と相似な砂州ができず、図4-4-6に示すごとくD型の砂州になってしまった。この原因として塩水くさびの存在が考えられた。現地では、塩水の河道内へのそ上によって、淡水層の厚さが減じられ、河口では淡水層の厚さは約1mとなっている。河口水深が5mであるので、現地流量の約5倍に相当する流量と模型上で流せば、現地河口表面流速に近くなると考え、流量 $800\text{ m}^3/\text{s}$ 、波高0.6mとした所、図4-4-7のようにはほぼC型の砂州となり、現地と同様な砂州を模型上で作ることができた。このように海水がくさび状に河道内に侵入している場合には、河口では表面流速が速くなっていることに注意を要する。²⁵⁾ 三次元砂州の場合、河口幅が小さくなる時、河口水深が変化せず、開口幅Bだけが小さくなる。つまり最深部の土砂は殆んど動かず、走り波による側面からの補給砂だけで河口幅を減少していく。特に裏日本の大河川は毎年決まって来る融雪出水によって春先に断面が大きくなり、秋期、冬期の季節風による波高増大によって河口幅が狭くなるため、この傾向が顕著である。二、三の例を示す。

○最上川^{25) 26)}

この川は、河口左岸に大きな河口砂州があり、冬期には波浪によって開口幅50m、春先の融雪出水(約 $2000\text{ m}^3/\text{s}$)によって200m前後に拡大することを繰り返している。図4-4-8に示すように開口幅Bと河口断面積Aの関係は一本の直線となり、河口水深4~5mを維持しているのが良くわかる。図4-4-9に河口砂州の変化図、

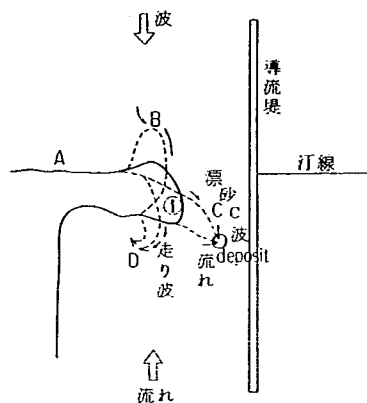


図4-4-4 三次元砂州

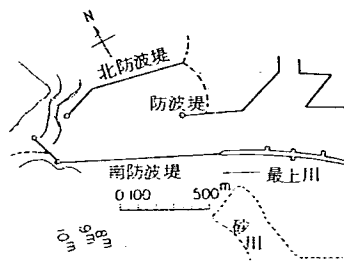


図4-4-5 改修後酒田港

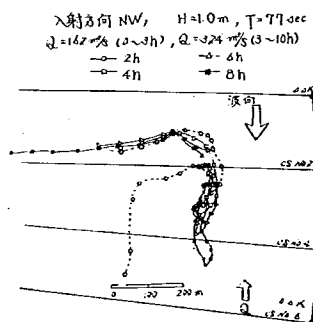


図4-4-6

図4-4-10に河口の横断形状の変化図を示しておいた。三次元砂州の特徴が良くでている。

この他にも江の川、米代川、荒川、阿賀野川で三次砂州形成が見られ、太平洋側でも北上川、川内川などでみられる。このような形態の河口変化を持つためには河口水深3~4m以上必要ようで、上述の河口はすべて4m以上となっている。このような三次砂州形成の河川では波と流れの非線型性が強く、また密度流の影響も強いいため単純な考えで河口断面変化を解析的に表わせるとは考えられない。

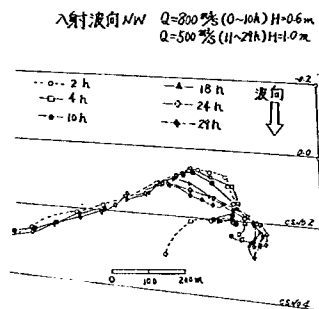


図4-4-7

4-4-3 河口開口位置と変動速度

河口の開口位置の移動に直接関与する外力としては、波、河川流量、潮位変動であるが、河川規模、底質材料によってその変動特性は大きく変わる。

河川流量が小さく、二次元砂州の形成する河川で、河口底質材料が細かい砂河川では、二次元砂州の所で述べたように波と河川流の相互作用によって一晩に数10mも動くことがある。^{58) 59)} 砂利の場合には、開口位置変化は遅く、また砂利のため透水量が多くなり、途中で完全閉塞してしまう。

大河川では、河川流量も多いため、小河川ほど開口位置変化は速くなく、多少の波向きの変化では河口の移動方向に変化を及ぼさず、一度動き出すとそれが一方向のみに進行していく性質が強い。この偏流砂州が大出水時に切れると、そこから新たな偏流が始まり、その方向が逆になることもある。大河川では河口の開口位置を決める要因として、洪水後の河口地形の影響が強く、みお筋位置の対岸側に砂州が延びることが多い。つまり、河口上流の中規模河床波（砂礫堆）が移動する場合、これに伴って開口位置が動くことがある。（例、阿賀野川）⁷⁾

開口位置の変動を波高、波向き、河川流量の相関で把握しようとする研究も二、三あるが、十分に満足のいく結果とは言いがたい。²⁷⁾ 開口位置の変化方向は、河口付近の微地形、流れと河川流の相互干渉の程度などが大きく関係し、解析的に現象を把握することは難しい。一般的傾向としては、波向きが重要な要因であり、波による沿岸漂砂の移動方向へ偏流することが多い。

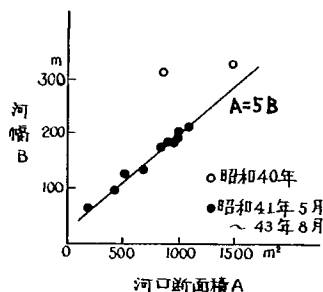


図4-4-8

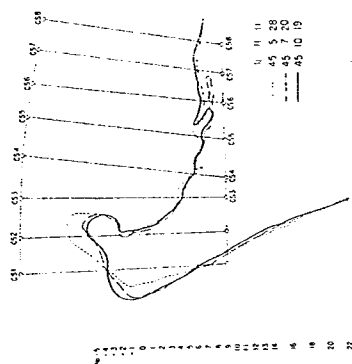
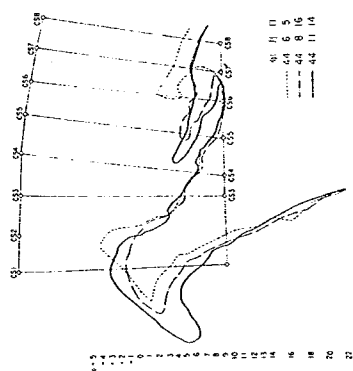
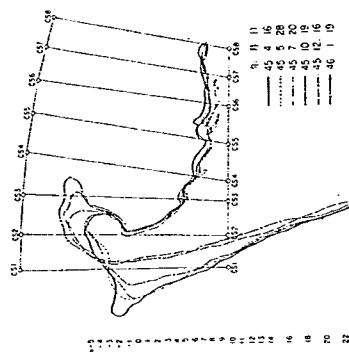
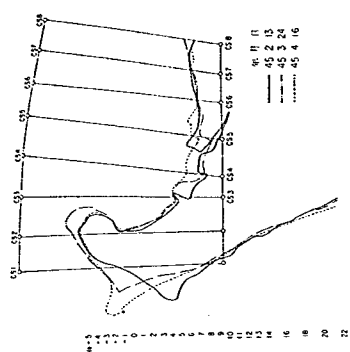


図 4-4-9 最上川河口砂州の変化

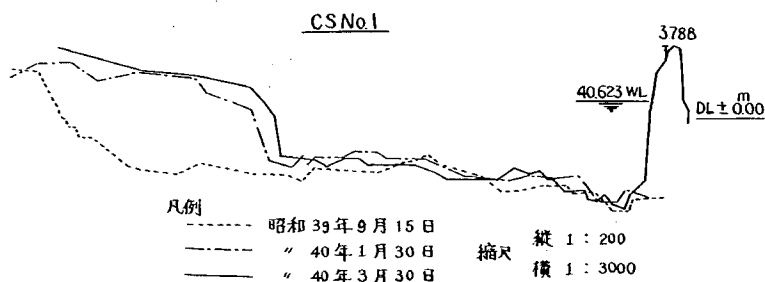


図4-4-10 河口内深浅変化図

4-4-4 河口前面のBarについて

河口砂州のある砂河川では、図4-4-11の石狩川のように洪水後河口前面につりがね状のBarを作ることが多い。これは洪水時、河川水の流速が河口を出て遅くなるため、そこに土砂を堆積するためである。海水と河水の密度差は、この傾向を強めている。つまりBar頂で生じると考えられる内部ジャンプによる底層流速の急激な減少が、土砂の堆積を助長するわけである。この河口前面Bar頂と河口までの距離と河口開口幅Bとの比は、洪水継続時

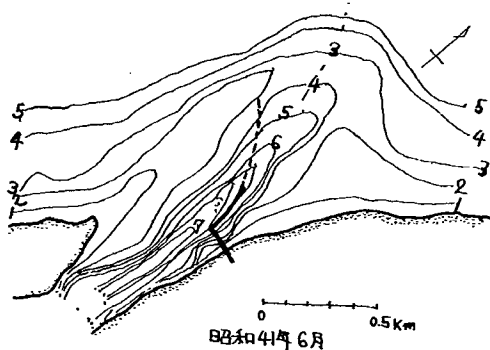


図4-4-11 石狩川河口

間つまり流出土砂量にもよるが、2～4位であり、水平床の場合の噴流のポテンシャルコアの長さとの比5より小さい。⁵⁶⁾ 表4-4-1は、筆者が行った実験に生じたBarのBar頂までの距離と現地河川のBar頂までの距離を示したものである。

このBarは、洪水後波が強くなればかなり長い期間残っている。日本海側の砂質の河口砂州を持つ大河川では、夏期に洪水によって生じたBarは冬期に波浪によって崩されるが、完全に崩されることはなく、河口への波浪の侵入を防ぎ、河口砂州の発達を防ぐ効果もある。ただし、小河川ではこのBarのスケールも小さいため、強風時の高波によって容易に崩され、河口のまわりの

表4-4-1 Bar 頂までの距離Lと河口幅

○基礎実験 ($d_m = 0.023\text{m}$, $\rho_s / \rho = 2.65$, 淡水のみ)

ケース	$Q \ell/s$	$L\text{cm}/B\text{cm}$	砂州頂水深 cm /河口水深 cm	実験時間
1	40	$190/50=3.8$	$9/20=0.45$	120分
2	60	$230/50=4.6$	$3/30=0.10$	120分
3	80	$225/50=4.5$	$2/30=0.07$	90分
4	40	$173/75=2.3$	$11/13=0.84$	120分
5	60	$233/75=3.1$	$11/15=0.73$	120分
6	80	$248/75=3.3$	$14/15=0.92$	120分

○現地資料

河川名	Q年最大	$L\text{m}/B\text{m}$	砂州頂水深 m /河口最大水深 m
天塩川	$1654\text{m}^3/\text{s}$	$390/130=3.0$	$1.5/10=0.15$
石狩川	4567	$1100/300=3.7$	$2.5/7=0.36$
最上川	3460	$600/220=2.7$	$3/5.5=0.55$
北上川	2260	$400/100=4.0$	$2.5/6=0.42$
天神川	630	$200/61=3.3$	$1.5/2.5=0.6$

海浜形状と同一形状になってしまう。

砂利を底質材料に持つ河川では、河口前面の勾配も大きく、また河口も大きく拡がり、Bar を作るだけの十分な土砂補給がないため、十分な河口前面の Bar を発達させず、舌状の堆積面を持つ。もし河口の水深が周囲の海床より浅ければ、堆積面はほぼ flat な面となり、ある程度河口から離れた所で急斜面を作る。洪水時には、この急斜面上に土砂を堆積し、堆積面を前進させる。砂州等による縮流のため、河口の水深が深い場合には、釣鐘状堆積面と似た形となることがあるが、砂州を飛ばしてしまうような大出水時には舌状堆積面が変わる。

4-5 河口導流堤による河口特性の変化

4-5-1 はじめに

本節では、河口改良のために、河口導流堤を河口に設置した場合、河口地形、河口特性がどう変化するかについて述べる。

4-5-2 河口砂州発生限界水深

河口に導流堤を汀線に直角方向に出した場合、波による底質の動きは二次元的である。図4-5-1のように単純な河口形状の所に波が来襲した場合、河口に砂州が発生するかしないかを判断することは河口処理にとって重要な問題である。

この問題に対して、篠原²⁸⁾野田²⁹⁾

鮭川³⁰⁾ 須賀・松村・末吉³¹⁾ は、波や河川流の影響を実験的に検討したが、 i_0 が $1/10 \sim 1/20$ の実験、また $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ も小さく、実際の河口で生じるような値の所の実験を行なっていない、これらの成果はそのまま実際の河口計画に利用できる

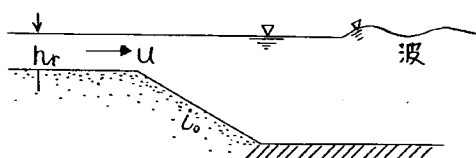


図4-5-1 実験の説明図

ないというのが現状である。特に、初期形状についての検討がなされていないことが大きな欠点となっている。

相似律の観点から河口砂州が発生するかしないかの限界水深 h_c は、次のものに支配されると考えられる。

$$h_c/H_0 = f(H_0/L_0, \sqrt{gH_0}/\omega_0, s, q/g^{1/2}H_0^{3/2}, \epsilon, i_0, \frac{\sqrt{\nu}H_0^{1/4}g^{3/4}}{w_0^2}) \quad (4-5-1)$$

ここで、 q は単位幅流量、 ϵ は河川水と海水の相対密度差、 i_0 は初期海浜形状

H_0/L_0 が大きく、 $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ が大きい程 h_c/H_0 が小さく、砂州が発生しにくいと言われているが、明確でない。筆者は千代川の河口処理を検討した時、千代川河口に対応する h_c/H_0 と H_0/L_0 、 $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ を同一にして二次元波浪水路で河口砂州が発生するかどうかを調べたことがある。³²⁾ 参考のためにその結果について述べる。

実験は長さ70m、幅6m、高さ1mのコンクリート水路の中に二本並列に設置されている長さ35m、幅0.7m、高さ0.8mの片面ガラス張コンクリート水路で行なった。水路の一端にはヒンジフラッター型の造波装置が設備されている。実験に用いた底質は、石炭粉であり、 w_0 は水温7°Cで、0.91cm/sであった。海床勾配は1:5.0とし、河道部は水平床として10mを取った。現地と模型の縮尺は沈降速度の比より1/25とした。(現地の粒径0.04cm $w_0 \approx 5$ cm/s) また、河道部の末端は、Openとし、ここから出た波は反射しない条件とした。(図4-5-2、図4-5-3)

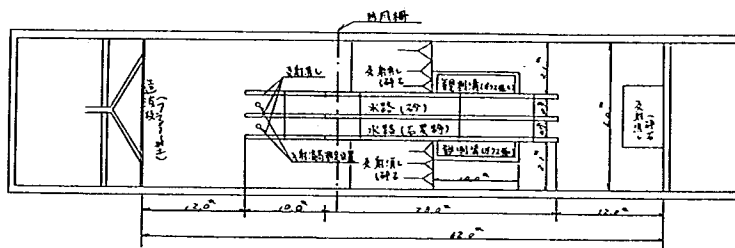


図4-5-2 平面図

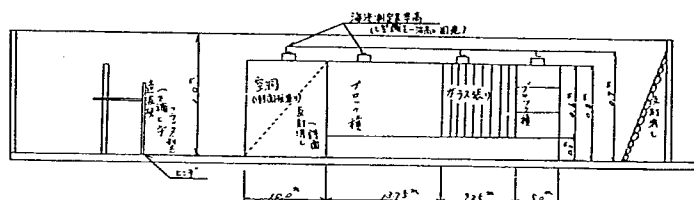


図4-5-3 側面図

i) 実験1 ($H_0 = 16 \text{ cm}$, $T = 2.28 \text{ sec}$, $H_0/L_0 = 0.0197$, $\sqrt{gH_0}/w_0 \approx 1.25$)

実験開始30分後には、砕波点より河道側にL波の砂堆の発生が見られた。0.5時間後から1時間目にかけて2.0m付近と5m付近のBar頂が高くなった結果、5m付近で砕波を始め、砕波後また元の波形に戻って2.0m付近で二次砕波を始めた。2時間目位には、1.3m付近にも砕波が発生し、0mでは三次砕波点となった。三次砕波後は波高が小さく、海床の動きも少ない。3時間目以降は、海床変化は少なく、10時間目の海床高と殆んど変わらない。その他気付いた点を述べると、実験初期L波の海浜形状が観測されたが、時間の経過と共に2L型への移行が見られた。そして、三次砕波点より河道側の土砂の動きを見ると、表層、中層、底層とも沖側へ移動していた。このことは、河道末端の開口部から実質的な質量輸送があったことになる。砕波型式は、一、二次砕波は崩れ波型であったが、三次砕波は巻き波型となっていた。実験中二次波峰が観測され、主峰が二次波峰を追い越す点すなわち二次波峰が重なる点でBarの存在が見られた。(図4-5-4)

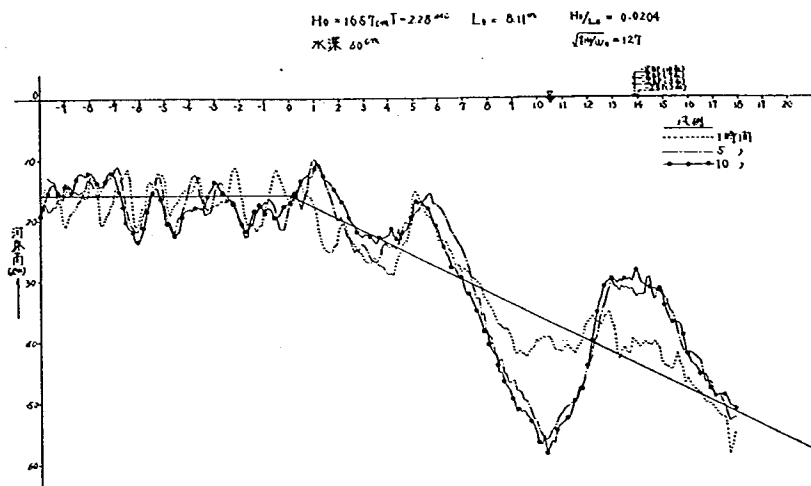


図 4-5-4 海浜縦断変化図 (実験 No. 1)

ii) 実験 2 ($H_0 = 12 \text{ cm}$, $T = 2.07 \text{ sec}$, $H_0/L_0 = 0.018$, $\sqrt{gH_0}/w_0 = 108$)

実験初期に実験 1 と同様 $1/2 L$ 間隔に Bar の発生が見られたのは同様であったが、河道から沖側への土砂移動が顕著であった。実験を開始して 1 時間後には 1 m 付近とその沖 6 m 付近の 2 ヶ所に碎波点が見われ、更に 14 ~ 15 m 付近の波高が高く、 $1/2 L$ 間隔にできていた Bar は、次第に $2 L$ 間隔に移行していった。3 時間目には二次碎波点の位置がかなり河道内へと移り (-2.4 m)，その付近に高い砂州の形成が見られた。一時碎波点付近はあまり変化がなかったが、こゝも砂州の形成が進み、更に 14 ~ 15 m 付近にも砂州ができた。3 時間 40 分には、二次碎波点付近で静水面近くまで堆積され、それより河道側の波高は小さく土砂の移動は少ない。4 時間目位での砂州間の土砂の動きを見ると、図 4-5-6 のごとくであった。4 時間目以降の石炭粉の動きはほぼ上図のような状況であったが、徐々に碎波点の位置は河道側へ移動していった。二次碎波点の砂州は、10 時間までに打ち上げられなかったが、これは河道端が Open であったため、河道内の砂州頂を越える波は砂州頂を掃くよう削り、5 時間目をピークに上流に進むにつれて砂州頂は低くなった。砂州の打ち上げには、三次元的な流れが必要なようで、もし河道端が Open でなかったら戻り流れを生じ、それがどちらかに片より砂州の打ち上げを促したと思われる。10 時間目までの海浜の変化が激しかったので、更に波を与え観測を行った。10 ~ 17 時間で徐々に碎波点は前進し、一次碎波点では巻き波碎波とな

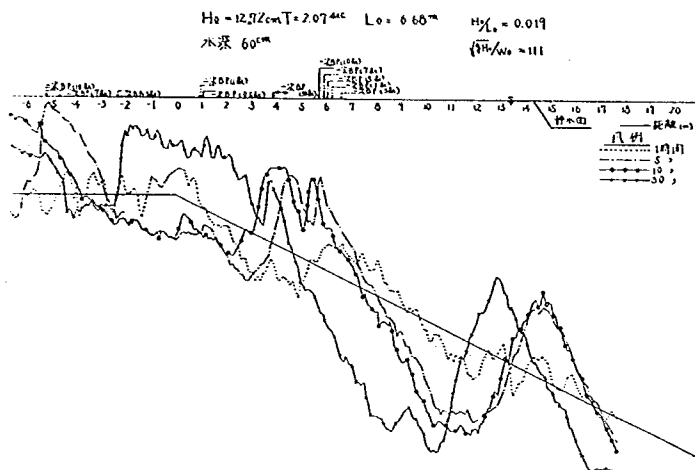


図 4-5-5 海浜縦断変化図 (実験 No. 2)

り、砕波後の波エネルギーの減衰が著しかった。そのため河道内砂州の前進は止まり、二次砕波の現象も見られなくなった。10時間目で5m付近にあった砂州は、17時間目までに2m付近まで前進し

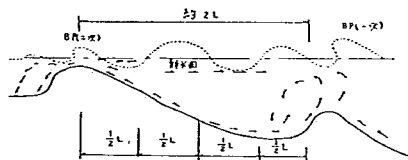


図 4-5-6

その砂州頂も高くなって20時間目までにはほぼ静水面近くまでになった。その後砂州頂を越える波により多少砂州頂が削られた。(図4-5-5, 4-5-6)

iii) 実験3 ($H_0 = 8 \text{ cm}$, $T = 1.86 \text{ sec}$, $H_0/L_0 = 0.0148$, $\sqrt{gH_0}/w_0 \approx 8.9$)

実験初期において、砕波点より河道寄りで底層土砂の動きが沖側に向いていること、 $1/2 L$ 型の砂州の発生があることは前ケースと同様であった。また $1/4 L$ 型は、 $2 L$ 型への移行が見られた。2時間目位で砂州頂が高くなると、砂州間の動きは図4-5-6と同様であった。ただし、波高が小さいため、浮遊砂が少なく、底面近くの掃流砂の移動が砂州形成に支配的であった。砕波型式は、海浜の変形につれ、崩れ波型、巻き波型、両者の混合型とその都度変化していた。

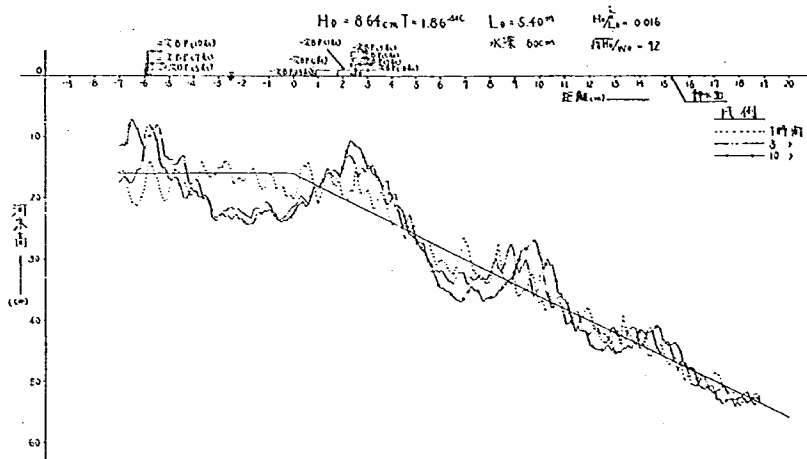


図 4-5-7 海浜縦断変化図 (実験No. 3)

以上の実験結果は、次のことを教えている。

波高が大きいからといって必ずしも打ち上がるかどうかは分らない。質量輸送速度の分布型の違いが砂州形成に及ぼす効果は大きく、河川流、密度流、潮汐流を無視した二次元水路の実験結果をそのまま信じることは疑問が残る。また波高の違いは海床形状に違いを生じさせるため、実河口のように種々の波高の波が来襲し、時間的にも波高が変わる場合の現象を一種の波だけで把握することには疑問が残る。

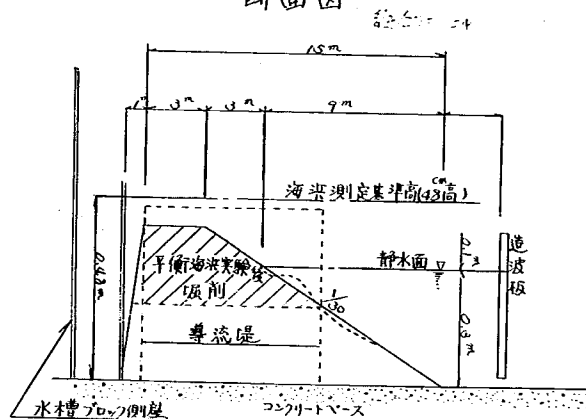
以上の検討は、二次元造波水路の場合であったが、導流堤を汀線に直角に出した場合を、平面水槽で実験を行った結果は次のごとくである。

IV) 実験 4 ($H_0/L_0 = 0.026$, $\sqrt{gH_0}/w_0 \approx 7.5$, $s = 0.5$)

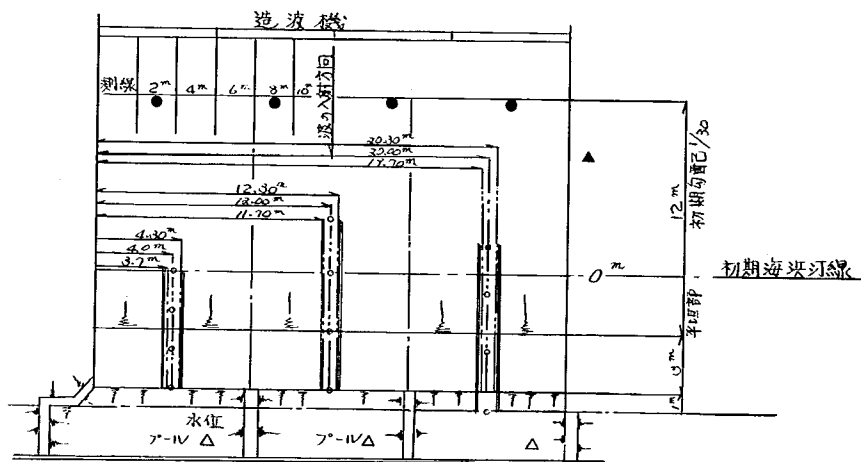
この実験は、現地底質材料 0.5 mm 前後の河口を対象とした実験である。

造波板の長さ 6 m の造波機を 4 連結なげた幅 2.4 m の実験平面を持つ水槽内に、石炭粉 ($d_m = 0.021$ cm, $s = 0.5$, $w_0 \approx 1$ cm/s) を 1/30 の前浜勾配に、沖波波高 5.76 cm, 周期 1.2 sec の波を 6 時間当て、ほぼ平衡海浜になった後に、幅 100 cm 導流堤を 3 基汀線に直角に設置し、波を 10 時間当て導流堤内の海床高の変化を調べたものである。導流堤は、図 4-5-8 に示すごとく

断面図



平面図



- 入射波高測点
- 波高測点
- ▲ 潮位与点
- △ 水位測点

図 4-5-8 実験 4 模型概要図

4時前後

縮尺
0 1 2 3

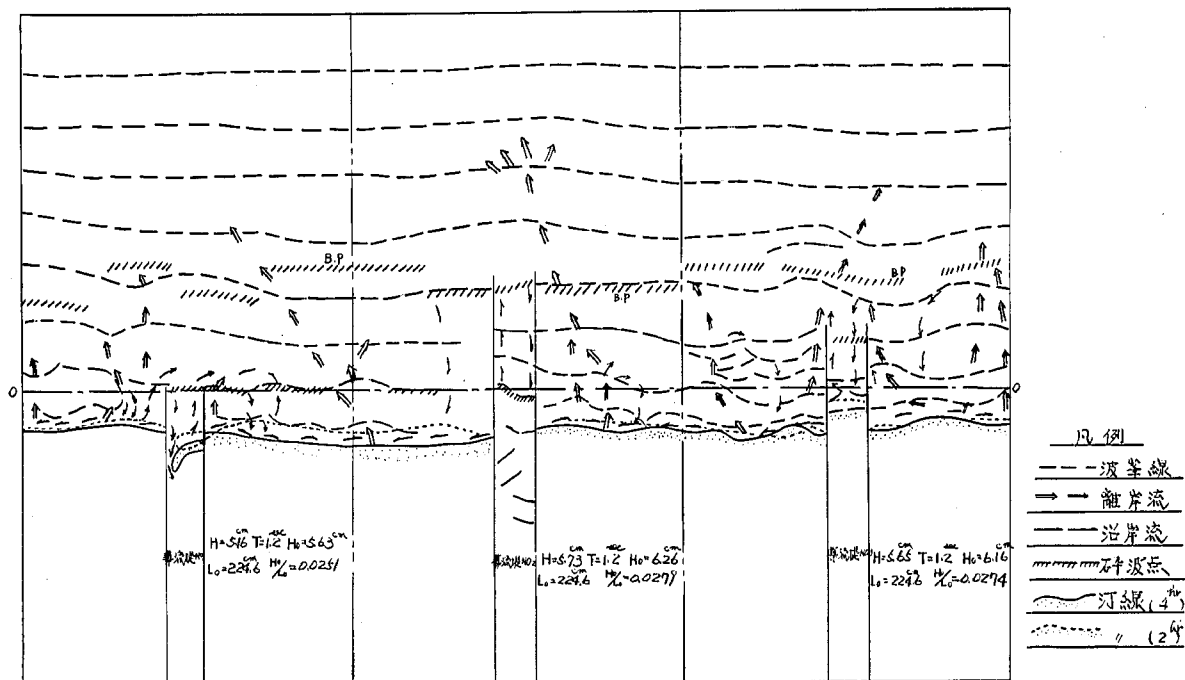


图 4-5-9 海浜流況图 (実験 4)

10時前後

0 1 2 3

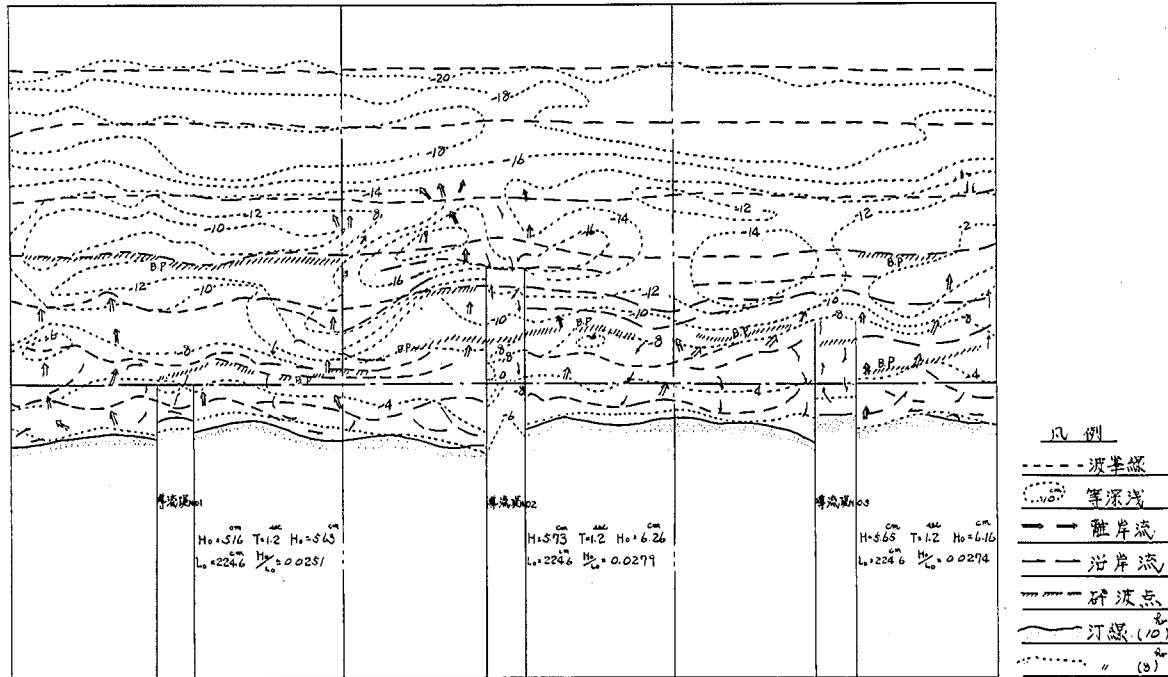


图 4-5-10 海滨流況图 (实验 4)

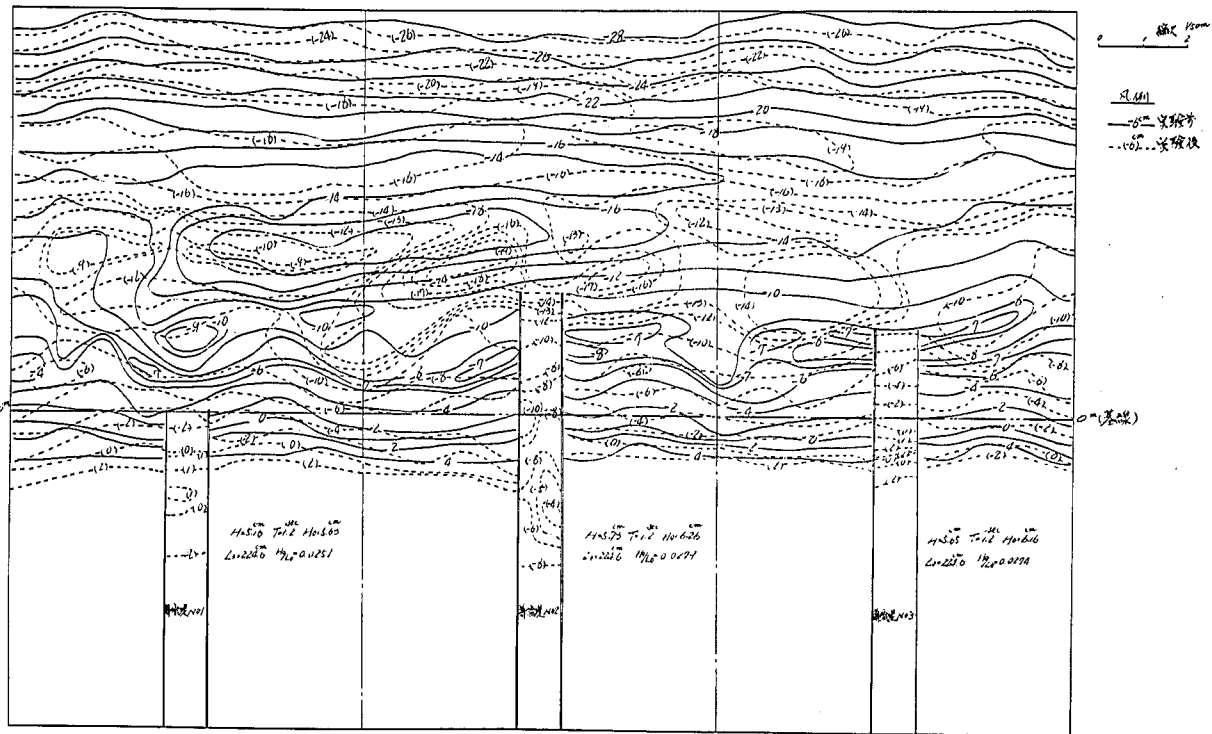


图 4-5-11 等深浅图 (实验 4)

Na 1は平衡海浜汀線位置より約60 cmを先端位置とし、導流堤内河床高を静水面より2 cm下とした。

Na 2は平衡海浜汀線位置より32.5 cmを先端位置とし、導流堤内河床高を静水面より-9 cmとした。

Na 3は平衡海浜汀線位置より25.0 cmを先端位置とし、導流堤内河床高を静水面より-5.4 cmとした。

導流堤設置後の導流堤内の河床高の変化は次のごとくである。導流堤Na 1は、導流堤間の水深が浅く、また堤長が短いため、河口砂州の発生は速く、実験後15分で基線付近に石炭粉が堆積し、30分後には基線より0.5~1 m河道側の左岸側より砂州が形成され始めていた。1時間後には約半分を閉塞し、2時間後には完全閉塞となっていた。しかし、4時間目には河口前面の海浜の変化により導流堤内に波が斜めから入射し、図4-5-12のように砂州左岸側が侵食され、砂州先端に沿う走り波によって、砂州先端部が河道側へ伸延する状況が観測された。6時間目には、導流堤前面での二次碎波の発生によって浮遊された石炭粉が砂州部に堆積したためか、完全閉塞の状況となった。この砂州の形成には、二次元的な砂州の形成の仕方が卓越していたが、堤長が短いため汀線方向の沿岸流による漂砂の回り込みも見られた。河口砂州幅は1 mと厚く、その高さ H_R は2 cmであった。この高さは、波高5.8 cmの波に対する石炭粉海浜での平衡海浜に相当する高さである。³³⁾

導流堤Na 2は、堤間水深が大いため碎波後の波は再生され、碎波無しに導流堤間を進んだ。碎波による浮遊砂は、再生波によって河道側に輸送されたと見えて、基線より約2 m上流側に沈積し、実験後には河床高が4 cmほど高くなっていた。

導流堤Na 3は、実験開始後1時間位までは、導流堤先端付近に碎波帯が存在し、そこから浮遊した土砂は基線より0.5 m上流に堆積して、2時間目にはほぼ完全閉塞の状態となっていた。その後、導流堤先端付近の地形変化による波高の時間的変化、碎波点位置の変化により、一時砂州左岸側の欠壊も見られた。しかし、6時間目にはほぼ周辺海浜の汀線位置に河口砂州が打ち上り、その高さは約2 cmとなっていた。

V) 実験5 大谷川河口模型実験³⁴⁾

静岡県大谷川の花浜は、水深6 mまでは前浜勾配1/15、それより沖側では1/100となっている。前浜の底質材料は小砂利(5~10 mm)である。模型は縮尺1/50とし、幅6 mの平面水槽の中央に開口幅約60 cmの導流堤を作り、導流堤先端を導流堤内水深と

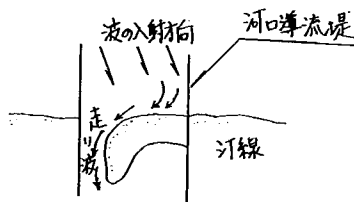


図4-5-12 導流堤Na 1, 4時間目の状況

同一水深まで延ばし、汀線に直角に波を当てた。波は 6 cm (現地 3 m) とした。この波とした理由は、これ以上の大きな波を与えても沖浜勾配が小さいため、沖で砕波し、汀線に達する波エネルギーが現地波高 3 m の場合と変わらないためである。(つまり、砂州の打ち上げ高 H_R が波高 3 m の場合と変わらない。) なお模型底質材料としては、 $d_m = 0.018$ cm の砂を使った。

この結果によると、波高 6 cm, $H_0/L_0 = 0.013$, $\sqrt{gH_0}/w_0 = 3.3$ の場合、河口水深 4 cm 以上の場合、ほぼ河口水深が維持しえた。

vi) 実験 6 最上川,²⁶⁾ 千代川,³²⁾ 手取川河口³⁵⁾ 模型実験

筆者は、最上川、千代川、手取川の河口模型実験を縮尺 1/60 とし、模型底質材料として石炭粉 ($d_m = 0.021$ cm, $w_0 = 1$ cm/s, $s = 0.5$) を使って行った。波による河口砂州の発生状況は、次のごとくであった。なお、現地砂州の材料の粒径は、0.4 ~ 0.6 mm である。

イ) 波が高いからと言って、砂州が打ち上がるわけではなく、導流堤先端付近で砕波した場合、河口内に土砂が堆積しやすい。

ロ) 導流堤内に砕波がないと、導流堤内河床はあまり変化を生じない。

ハ) 導流堤幅が広いと、導流堤内に循環流が発生することがあり、この循環流によって導流堤内の一部が浅くなることがある。特に、導流堤の形が汀線に直で無い場合、波が斜めに入るような場合には、思わぬ循環流が発生し、砂州の発生を見ることがある。

ニ) 河口前面の初期形状の違いは、砂州発生に大きな影響を与えている。河口前面の Bar は河口をまもる上で、有効である。

ホ) 河口水深 6 ~ 7 cm (現地 4 m) とすれば、現地で生じるような波に対してはほぼ河口を維持しうる。

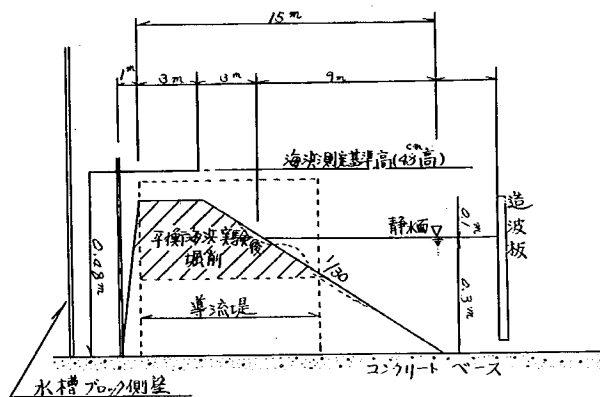
以上の検討は、導流堤の形が汀線に直角であり、また河口導流堤の形も単純な場合であったが、河口導流堤の形を変えた場合、砂州の発生状況はどう変わるのだろうか。筆者は砂質海岸を対象として次のような実験を行い、形の影響を調べてみた。

vii) 実験 7 ($H_0/L_0 = 0.026$, $\sqrt{gH_0}/w_0 = 7.6$, $s = 0.5$)

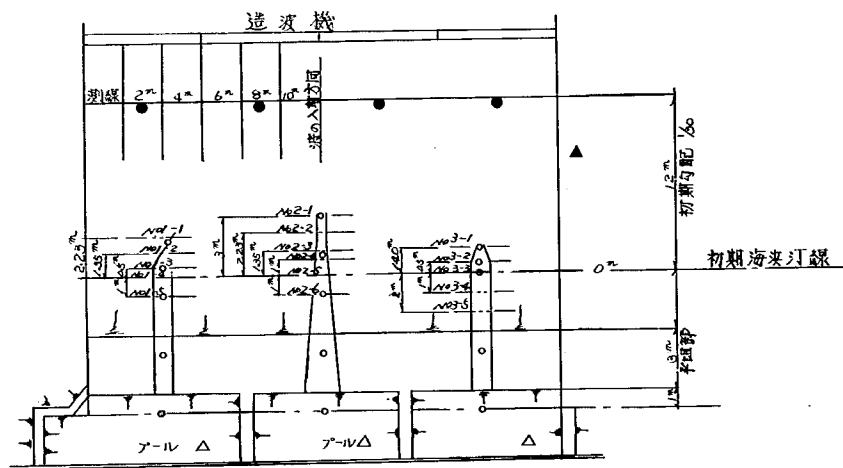
実験 4 と同一施設を使い、 $i = 1/30$ に石炭粉を整形後、波高 5.89 cm, $T = 1.2$ sec の波を 10 時間作用させ、平衡海浜を作った。平衡海浜形成時の状況は次のごとくである。

実験を開始して 1 ~ 2 時間目位までは、砕波点の位置が初期汀線位置 (基線位置) から約 1 m 位沖合にあったが、その後汀線が後退し、汀線付近の土砂が沖に移動するにつれて砕波点の位置も後退し、基線から約 2 ~ 2.5 m 付近にあった。4 ~ 6 時間目では、砕波点の位置が安定せず、汀線付近の海浜の変動もなお激しかった。しかし 6 時間目を過ぎると、砕波点の位置はほぼ造波板と平行な位置となったが、汀線はまだ不安定な状態が続いた。9 時間目には、ほぼ

断面図



平面図



- 入射波高測点、
- 波高測点、
- ▲ 潮位基点、
- △ 水位測点、

図 4-5-13 模型概要図 (実験 7)

／時前後

0 1 2 3

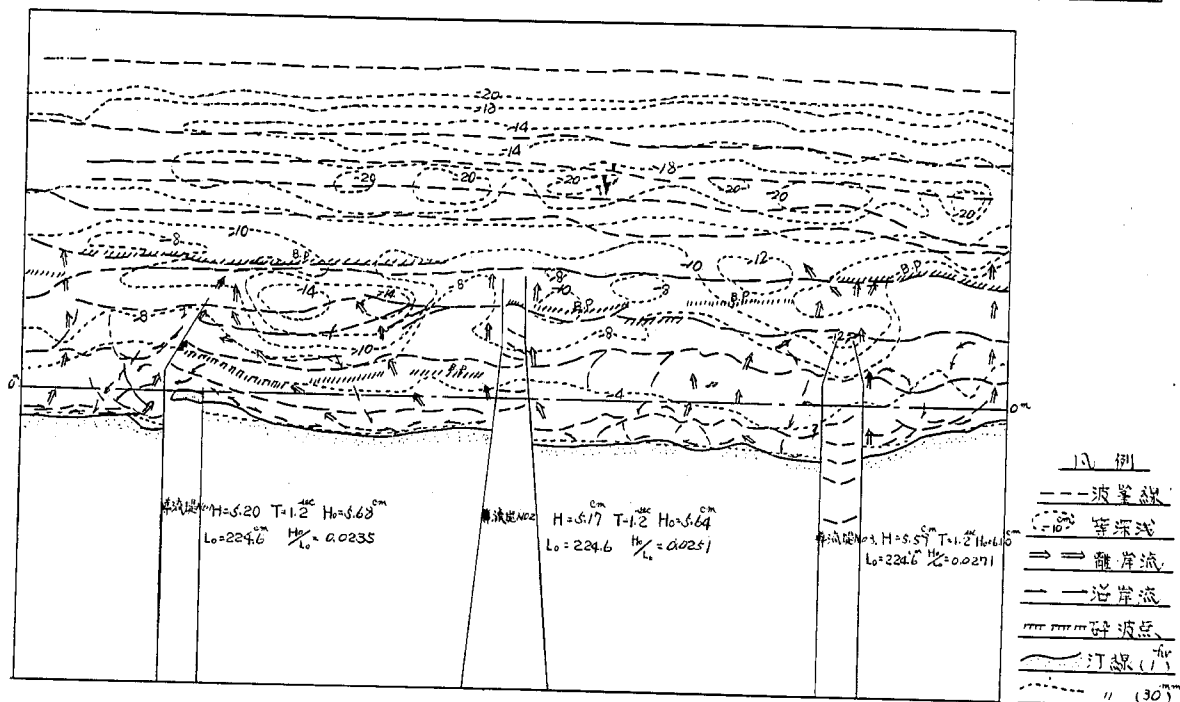


图 4-5-14 海浜淤沉图 (実験 7)

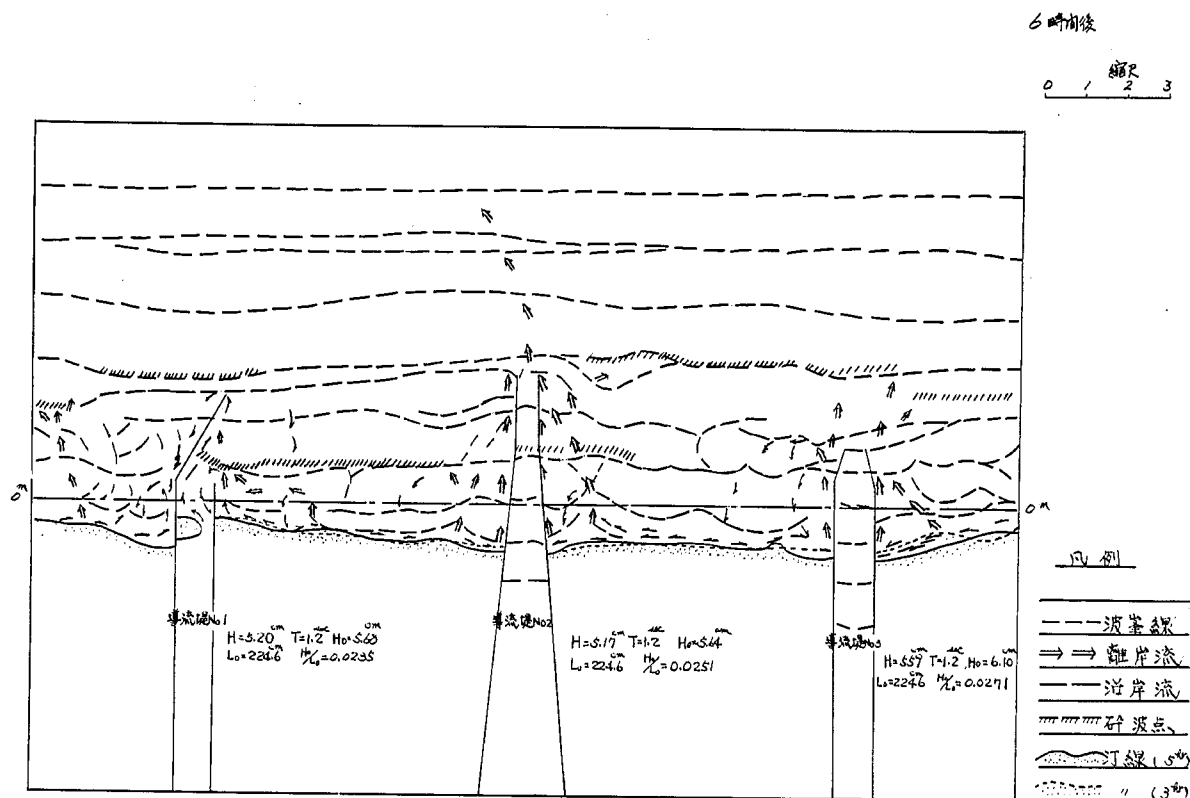


图 4-5-15 海滨流況图 (实验 7)

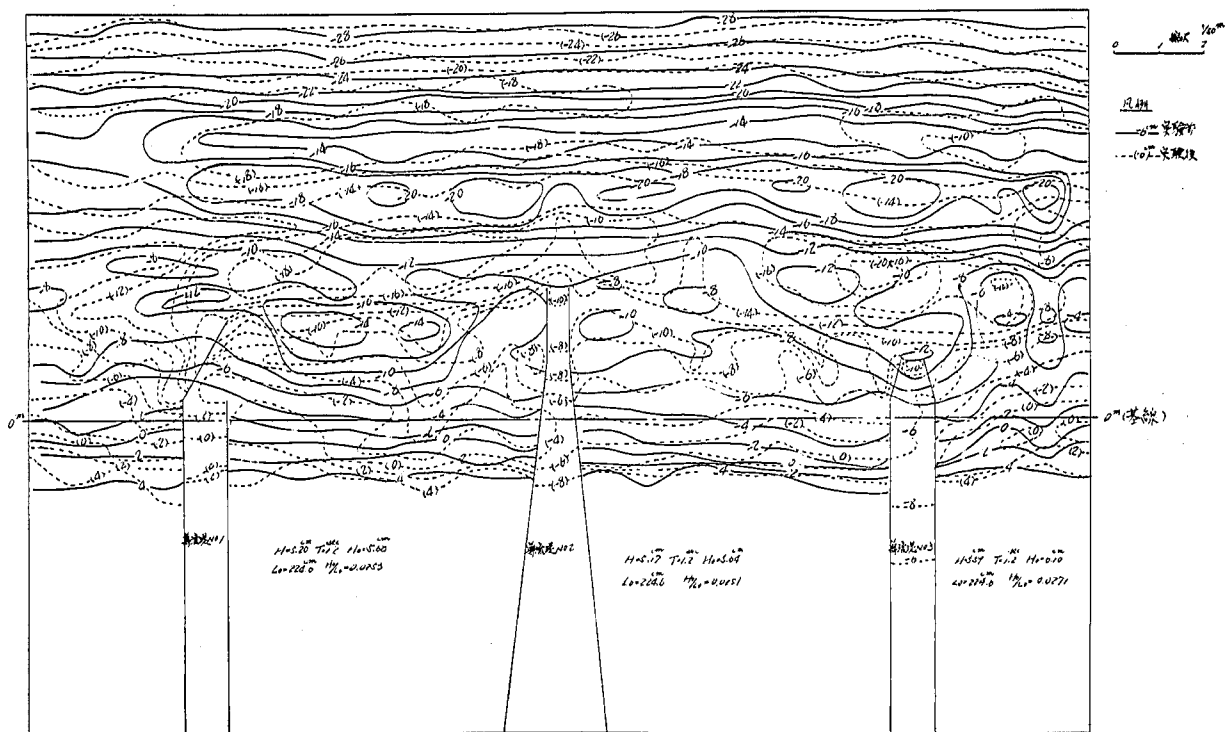


图 4-5-16 等深线图 (实验 7)

安定していた。

この10時間目の海浜に図4-5-13に示すように導流堤を三基設置した。導流堤は、9mmのベニヤ板で直立堤である。その後波を10時間当て海床変化と調べた。

導流堤No1は、図4-5-13に示すように左岸導流堤は基線より0.5mまでが汀線に直角で、そこから入射方向に対して右岸方向に 30° 曲げ、右岸導流堤延長線上まで折部を延ばした。右岸導流堤は基線より0.5mまでとした。導流堤間水深は右岸導流堤先端水深-2.2cmとした。図4-5-17に導流堤No1付近の海浜流模式図を示した。左岸導流堤の折部には、斜め入射によって生じる汀線方向の海浜流があり、直部には沖向きの流れがあり、屈曲部で両方向の流れがぶつかっていた。右岸側については、左岸側導流堤による回折波による導流堤方向の沿岸流と、回折波によって汀線の前進が見られ、右岸導流堤先端を通して沿岸漂砂の河道内への回り込み現象が見られた。河道内への侵入

波は、左岸導流堤の影となり、直進波の侵入がなく、回折波のみであったため、右岸側導流堤の外側の波高に比べ波高が小さく、wave set up 量が導流堤内で小さいため、河道内に引き込む沿岸流を発生させたものと思われる。河口開口部のほぼ中間位置（基線より1m沖合）に二次碎波があり、碎波によって浮遊された石炭粉は基線付近に堆積し、実験開始後30分目に砂州の発生が見られた。時間の経過と共に二次碎波の落下点付近での水深が大

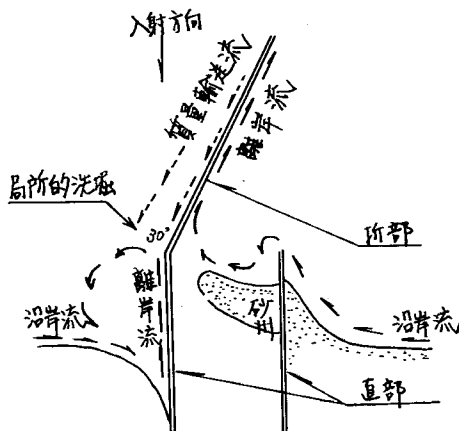


図4-5-17 導流堤No1海浜流

となり、碎波点の位置が前進し、その結果砂州へのはい上り波高が大きくなって、砂州を乗り越え、右岸側に開口部を生じていた。

(6時間目)ただし、最終的には河口砂州の打上がりにより完全閉塞を生じていた。その砂州形状は河口への回折波の波峰線に対応した形となり、左岸側が沖側に出た形状となっていた。

導流堤No2は、基線より1m岸側（汀線付近）の導流堤幅を1mとし、そこを基点に左右岸導流堤共、沖方向に 5° の角度で河口幅を漸減し、河口幅が0.5mになった所から直に沖3m（碎波点と汀線の距離の1.5倍）まで導流堤を延長した。導流堤内河床高は、-10cmとした。左右導流堤共入射波向に対してやや傾いているため、導流堤沿いに走り波が生じ、導流堤基部付近に波が収れんし、そのwave set up 量が大きくなり、中層から底層に戻り流れと、

導流堤から多少離れた所に離岸流を発生させる原因となった。導流堤先端付近では、水深が大きいにも拘らず碎波が見られ、また導流堤内の基線より1.5 m付近にも碎波が見られた。この二回の碎波によって浮遊され河道内に押し込められた土砂は、基線付近に堆積し、河床高が-3 ~ -4 cmと実験前より6 ~ 7 cm高くなっていた。

導流堤No. 3は、河道幅を1 mとし、基線より0.5 mまでは直部とし、それから先端で0.5 mとなるように絞った。先端位置は、基線より2.4 m沖合で、沿岸砂州の手前に当る。河道内の深さは-8 cmとした。導流堤形状をNo. 1同様先端に折部を設けたため、導流堤No. 1の左岸側同様の状況を示し、導流堤基部に局所洗掘を生じ、汀線の後退が見られた。すなわち、折部で岸方向への質量輸送と直部での離岸流による左岸導流堤の直部付近には左回りの流れが、右岸側には右回りの流れが生じていた。導流堤前面には、破砕が生じ、破砕後の波は導流堤先端で4 cmとなり、破波ぎりぎりであったが、河口幅が2倍となるため、波高は約3 cmになり、破波は見られなかった。それゆえ、河道内の波高は、まさつによる減衰のみだったので、減衰率は小さかった。河道内の河床は、全体に上昇したが、最浅部でも-4 cmと上昇量は小さかった。

以上の結果は次のことを教えている。

- イ) 砂質海岸(0.2 ~ 1 mm)での海浜変化においては、海浜流の効果を無視するわけにはいかず、十分な考慮が必要である。ただし、砂利海浜($\sqrt{gH_0}/w_0 < 30$)の場合には、浮遊砂は少なく、前浜のみによる土砂移動のため、海浜流の影響は少なく、回折波による波峰の変化や、反射波を考慮して土砂移動を考えておけば十分であろう。
- ロ) 片側の導流堤で河口をおおっても、対岸の導流堤を十分沖まで出さないと河口砂州の発生を防ぐことができない。
- ハ) 急激な波高減衰の生じる、碎波点より多少岸側に土砂がたまりやすい。
- ニ) 河口を絞ることは、波高減衰に有効であるが、半分に絞っても波高の減少は3割程度である。
- ホ) 導流堤内に循環流が発生すると、土砂堆積を増加させるようである。

以上汀線に直角に導流堤が出ている場合の砂州発生限界水深について実験結果を通して述べたが、その限界水深を求めることは容易でないことがわかった。筆者の現時点での河口維持水深の把握は、実際河川の経験にたよるべきであると考えている。表4-5-1は導流堤が設置されている河川で、ほぼ汀線に直に導流堤が出ている場合の導流堤内の砂州発生状況である。ここで維持可能とは、導流堤内河床高があまり変動しない場合である。ただし、これは河口部の底質が動かず、浅くならないと言うことではなく、1年ぐらいでは導流堤内にそれ程貯らず、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ろう。この表より、導流堤内水深が4 m以上あれば、その水深は維持でき、2 ~ 3 mでは浅くなることがあり、1 mでは砂州

表 4-5-1

河 川 名	先 端 水 深	粒 径	
遠 賀 川	4 m	0.7 mm	ほぼ維持可能
大 淀 川	5 m	0.5 ~ 1 mm	"
肝 属 川	2 m	0.7 mm	維持不能
千 代 川	3 ~ 4 m	0.5 mm	ほぼ維持可能, 時々浅くなる
高 津 川	3 ~ 4 m	砂利まじり 1 mm以下	"
相 模 川	1.5 m	0	維持不能
利 根 川	3 m	0.5 ~ 2 mm	河口前面で少く動く
那 珂 川	5 ~ 6 m	1 mm	維持不能
鳴 瀬 川	2 ~ 3 m	0.3	先端で 2 m 位になることあり
旧北上川	5 m	0.5 ~ 3 mm	維持可能
岩 木 川	4 m	0.5 mm	ほぼ維持可能
円 山 川	6 m	0.3 mm	維持可能
渡 川	11 ~ 12 m	1 ~ 5 mm	"
日 高 川	2 m		維持不能
関 川	2 ~ 2.5 m	1 ~ 3 mm	"

○ 導流堤が無いが三次元的砂州ができ河口水深変る河川

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

の発生を見ると考えられる。外海に面している河口では、 H_0 として、3 ~ 5 mを考えておけば良いから、 $hc/H_0 > 1$ となるような河口水深なら、ほぼその水深を維持しえると考えられる。

なお、河口を波から守るような導流堤を作れば、砂州は発生しないと考えられるが、河口排出土砂の堆積、水位の上昇、河口排出土砂の一方のみへの排出等による二次的影響が大きくなる。

4-5-3 導流堤による河口位置の変化

導流堤をある程度海に一本出した場合、河口の位置は、波向に拘らずほぼ導流堤沿いに固定する。波向きが図4-5-18のような場合でも固定するのは、導流堤による回折波によるものである。ただし、導流堤が低いと、越波による土砂の河道内への持ち込みが多くなって偏流する恐れがある。導流堤が汀線までしか無い場合で河川の両側にある場合は、河口開口部の変動位置を導流堤間にとじこめることができるが、開口位置を固定するには、漂砂の卓越性や、河川の主流部が一方に片寄っていない限り不可能と考えて良い。導流堤が一本で汀線までしかない場合は、漂砂移動の下手側に設置すればほぼ固定しうるが、上手側の場合は固定することはできない。

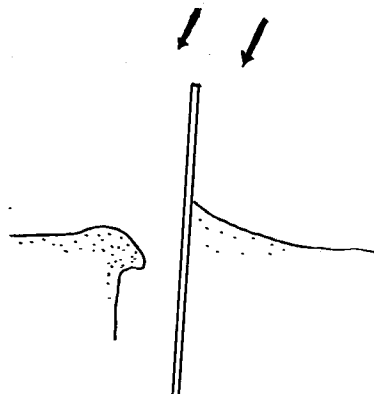


図4-5-18

4-5-4 導流堤による河口河積の変化

導流堤内に砂州が発生する限り、開口部の河積の増加を期待することはできない。ただ砂州の形成速度を遅くするだけである。砂州高は、導流堤による波高減衰があれば、ほぼ減水比だけ小さくなるが、導流堤を多少汀線から傾けたり、河口をおおうようにしても、砂州高を低くすることはできない。砂州高を低くするためには、導流堤先端を絞ったり、あるいは港のような導流堤を作らざるをえない。

肝属川河口 ($d_m = 0.6 \sim 1\text{mm}$) では、導流堤を汀線より沖へ100m出したが、導流堤幅が広く、従って河口水深が浅いため(導流堤先端水深1.5~2m)導流堤内に砂州が発生した。その砂州高、開口河積は設置前とそれ程変わらない。

なお、中小河川において、導流堤内の砂州高が導流堤外の砂州高より低いのがよく観測されるが、これは導流堤外の砂州高は長い時間の最大波高によって生じ、一方導流堤内の砂州高は出水後の波によってできたと考えられ、波作用の履歴の相違によるものと思われる。

また、砂州の発生位置は、河口前面の海浜形状が河口の回りとはほぼ同じで、河口水深が浅い場合(1m以下)は、河口は平衡海浜になろうとするため、導流堤外とはほぼ同じ位置に汀線、砂州頂がくる。幾分水深が深い場合には、導流堤外汀線位置より河道側で砂州の発生を見ることが多い。

4-5-5 導流堤による河口付近の汀線変化

河口に導流堤などを設置すると、河口付近の汀線や地形に変化が生じる。ここでは、河口導流堤が河口付近海浜に及ぼす影響について述べる。

まず初めに、河口構造物による河口地形の変化は、どのような因子に影響を受けるか考えてみよう。潮位変動の影響は小さいと考えられるので無視し、また河川流の影響も二次的と考えられるので、無視すると t 時間後の河口付近の地形 i_t は 3-4 より

$$i_t = f(H_0/L_0, \theta, \sqrt{gH_0}/w_0, l/H_0, i_0, t/\sqrt{L_0/g}) \quad \dots\dots\dots (4-5-1)$$

と考えられる。今外海に面している河口を考えると、波の大きさ等は、それ程変わらず、また初期形状 i_0 も H_0/L_0 、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ に従属と考えてよいから、 i_t に大きく影響するのは波向 θ と $\sqrt{gH_0}/w_0$ と河川構造物 l/H_0 と考えられる。つまり現地外海での構造物による地形変化を比較するには、波向、底質の粒径、構造物の形状の違いに十分注意して検討する必要がある。³⁶⁾

通常漂砂の一方向への

卓越する海岸に導流堤、突堤を出すと、図 4-5-19 のように漂砂の上手側の堆積、下手側の侵食を見る。(例、駿河湾における大井川港、焼津魚港、田子浦港) このよ

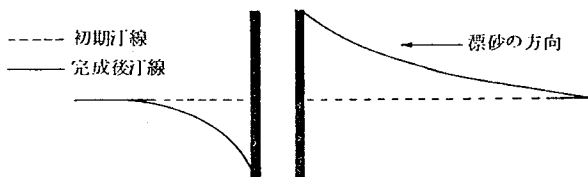


図 4-5-19 漂砂が卓越する場合

うな漂砂の一方向移動がある場合の汀線変化過程は、ある程度数式的モデルで海浜変化を予測することができ、岩垣,³⁷⁾ 橋本,³⁸⁾ 土屋³⁹⁾ 等の海岸地形変化予測計算法などがある。しかしこれらの方法も、導流堤によって土砂を完全に止めてしまうような場合には良い結果を得ることができるが、漂砂が導流堤を回ってしまうような場合などでは、その量的把握が現状では難しいこと、また海床が変化する水深を正しく評価できず、現地に適用する場合、海床変化が少なくなる水深を取っていること等によって、前浜勾配の大きい砂利海岸、正常海浜のみにしか適用できないものと思われる。

漂砂の一方向への卓越のない海岸に導流堤、突堤を出すと、その影響範囲は導流堤の長さ位であり、汀線は図 4-5-20 のごとく多少前進することが多い。表 4-5-2 は、汀線に直角方向に突き出た導流堤、突堤の影響域を調べたものである。汀線が多少前に出るのは、波が汀線に直角方向を中心として来襲し、回折波による沿岸漂砂の集積として現われたのであろう。

以上の検討結果は、導流堤、突堤が汀線にはほぼ直角方向に突きでた場合の検討結果であったが、

表4-5-2 直角方向に突き出た場合の影響域

	L	ℓ (右)	ℓ (左)	Δy (右)	Δy (左)
大 淀 川	500	450	500		
五 ヶ 瀬 川	700	1000~700			
赤 羽 漁 港	130		130		
浜 名 港	140		280	40	
	170	160			50
片 貝 漁 港	280		220		
石 巻 漁 港	195	195	0		
荒 浜 漁 港	120		110		
湧 別 川	120	100		28	
鉦 路 川	500	350		90	
岩 木 川	150	150		40	
馬 淵 川 (左)	200	200		30	
米 代 川	160		90	20	
名 取 川	110		100	30	
真 野 川	85	70		10	
那 珂 川	350		300		70
利 根 川	350		300	70	
梯 川	70	30		20	
九 頭 竜 川	160		140		65
狩 野 川	380	400		100	

導流堤の形がより複雑な場合や、斜めに導流堤が出ている場合どうなるのかを、現地の底質が砂質である海浜を想定して実験を行なったで、その結果を報告する。

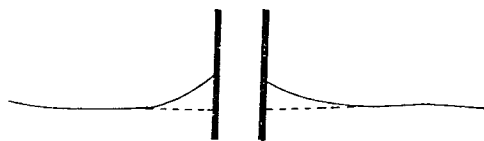


図4-5-20 漂砂が卓越しない場合

1) 実験8 ($H_0/L_0 = 0.025$, $\sqrt{gH_0}/w_0 \approx 7.5$, $s = 0.5$)

実験7と同一施設を用い、 $i_0 = 1/30$ の一樣勾配に石炭粉を整形後 $H_0 = 5.68 \text{ cm}$, $T = 1.2 \text{ sec}$ の波を汀線に直角に当てて平衡海浜を作った。作用時間は、5時間を予定していたが、5時間目の汀線付近の土砂移動が激しく、汀線形状が不安定なようなので引き続き波を作用させた。5時間目の状況は、次のごとくである。砕波点は、基線から約3m沖合と、それから2波

長程岸側の0.5mに二次碎波が見られた。両者共、巻き波型の碎波型式であったが、二次碎波は時々崩れ波碎波となった。汀線は約1m近く後退した。

10時間後に波を止めたが、10時間目の状況は次のごとくであった。

汀線より2.5m位置(基線より1.5

m沖合)に小規模な沿岸砂州が見られ、その2L沖合(基線より4.5m沖合)にも沿岸砂州が見られ、2L型の海床となった。汀線はカブス地形を形成していたが、その出入りは5時間目に比べて小さく、ほぼ一直線となった。

10時間波を作用させ、平衡海浜形成後、入射波高に対し 30° 及び 45° 傾けた2基の導流堤を図4-5-22のごとく設置し、5時間波を作用させ、海床および汀線の変化を調べてみた。導流堤先端位置は、二基共先端位置を基線より2.8m沖合になるように延長し、堤内河床高は-1.0cmとし、これより深い部分はそのまま残しておいた。導流堤は9mmの合板で直立壁とした。

○汀線変化の状況

導流堤No.1, No.2共、波向に対して、それぞれ 30° , 45° 傾いているため、実験開始後15分目には導流堤左岸側に斜め入射と反射によって生じる導流堤沿いの流れによって、図4-5-26のごとく汀線の後退と導流堤沿いの局所洗掘を生じた。導流堤No.2は、汀線に 45° 傾いているため、反射波は汀線と平行となり、左向きの漂砂を生じさせる原因となった。そのため導流堤No.1の右岸側の汀線は、この反射波と導流堤No.1による回折波で約1m近い前進を見た。導流堤No.2の右岸側は、波の回折現象によって、その波高は小さく、2時間目位まではほとんど汀線の変化は見られなかったが、その後図4-5-24に示すように回折波峰線と同線形に三日月型の砂州の打ち上がりが見られ、4時間目には完全に打ち上がり汀線の急激な前進が見られた。

○碎波点および海浜流

5時間目の実験を通して碎波点の位置はほとんど変化が見られず、一次碎波は基線から3.5m沖合付近、二次碎波は基線より0.5m沖合付近に見られた。導流堤内の碎波は、導流堤先端前面に一次碎波があり、その後導流堤内を遡上する波は、導流堤に対して斜め入射となっているので、反射波によって重複波が形成され、千鳥状に重複波の節と腹が出現していた。

海浜流については、図4-5-23, 図4-5-24, に図示したように導流堤左岸側は導流

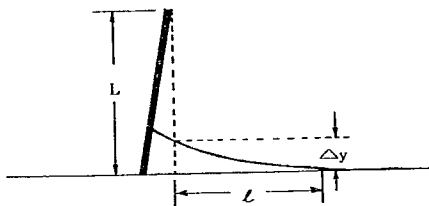
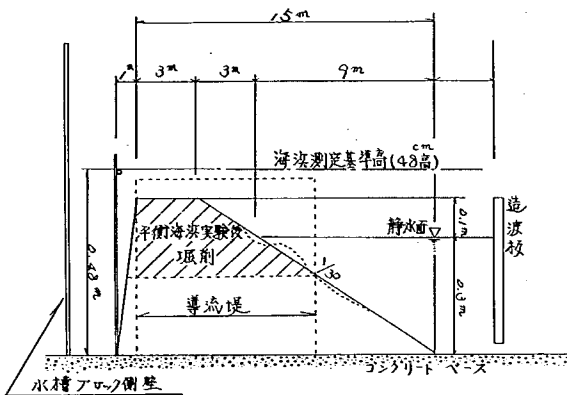
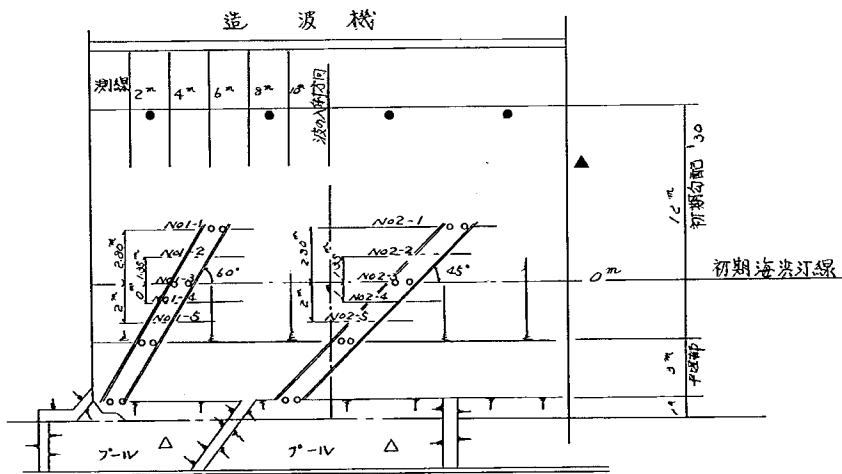


図4-5-21 表4-5-2の説明

断面図



平面图



- 入射波高測点、
- ◎ 波高測点、
- ▲ 潮位与点、
- △ 水位測点、

図4-5-22 模型概要図(実験8)

2 時前後

0 1 2 3

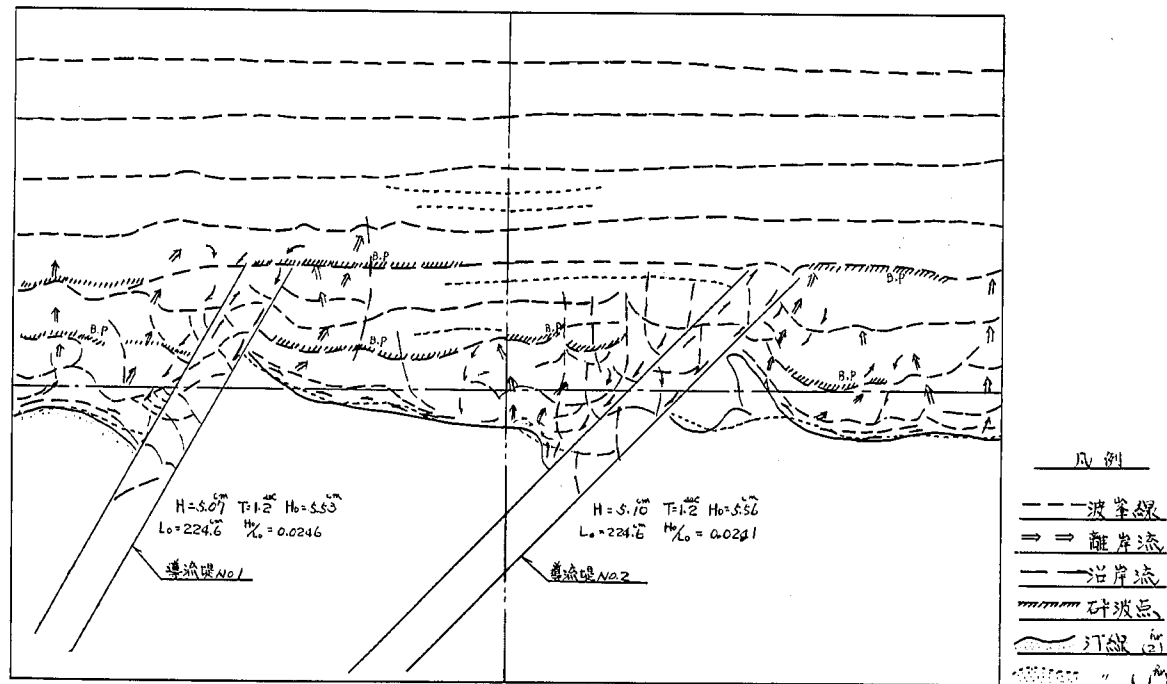


图 4-5-23 海浜流況図 (実験 8)

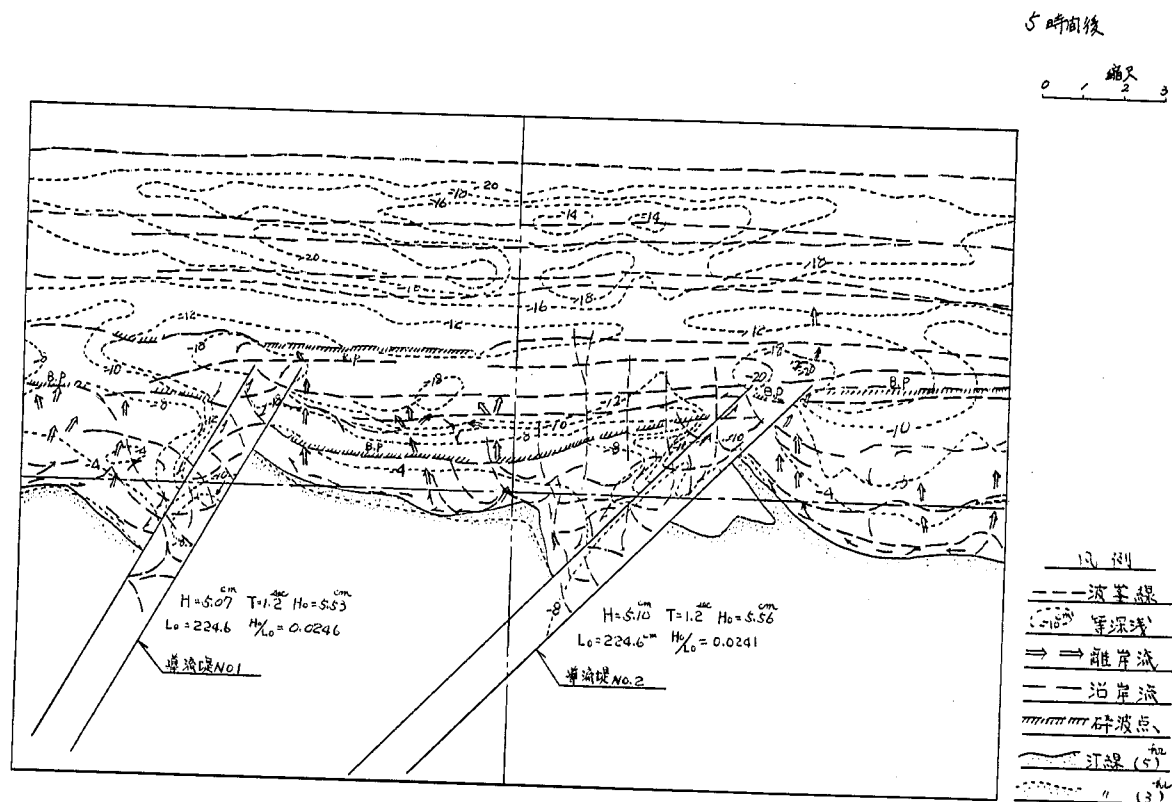


图 4-5-24 海滨流況图 (实验 8)

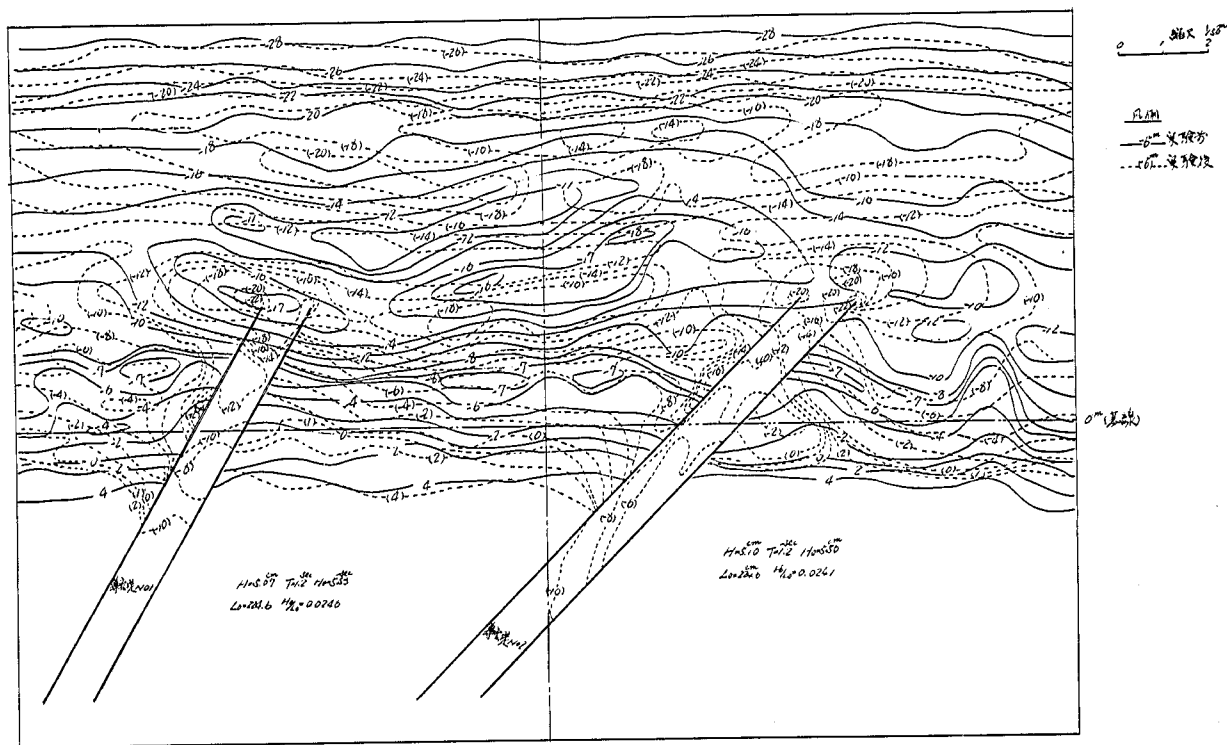


图 4-5-25 等深线图 (实验 8)

堤に沿う向岸流が、右岸側には離岸流が観測され、河口前面に離岸流頭が見られた。導流堤内は2基共右岸側より河道内への流れと左岸側から沖への戻り流れが観測された。

○導流堤および周辺の形状変化

波が導流堤に対し、斜め入射となるため、導流堤沿いに流れが生じ、左岸導流堤は海岸側に、右岸導流堤は河口側に局所的な洗掘が見られた。この斜め入射による防

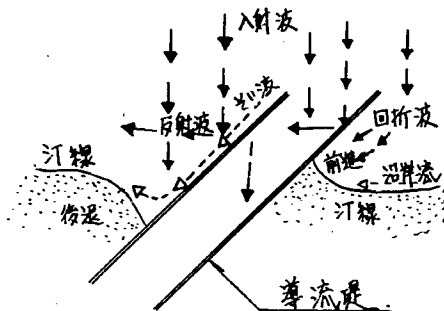


図 4-5-26 導流堤付近の状況図

波堤沿いの流れの平均流速は近似的に次式で求められる。⁴⁰⁾

完全反射の場合は水深 h ，波の入射角を θ_i とすると

$$u_m = \frac{1}{2} \left(\frac{2\pi}{L_i} \right)^2 H_i^2 C_i \frac{\coth(2\pi h/L_i \cdot \cos \theta_i)}{4\pi h/L_i}$$

部分反射の場合は、

$$u_m = \frac{1}{4} (2\pi/L_i)^2 (H_i - H_r)^2 C_i \frac{\coth(2\pi h/L_i)}{4\pi h/L_i} \cdot \cos \theta_i \\ + \frac{1}{4} (2\pi/L_i)^2 H_r^2 C_i \frac{\coth(2\pi h \cos \theta_i/L_i)}{4\pi h/L_i}$$

となる。ここで H_i ， L_i ， C_i ， H_r は入射波高，入射波波長，入射波波速，反射波高。

この流れによって、導流堤前面で浮遊した底質は岸向きに運ばれる。よって導流堤内では、波高が小さくなるにつれて運搬能力が落ちるため、基線より約 1～3 m 河道側に石炭粉を堆積した。また、河口前面に生じた碎波によって巻き上げられた浮遊砂も、この堆積に貢献したようだ。なお導流堤内の土砂の堆積は、No 2 の方が大きかった。

導流堤右岸海側の流れは、回折波によって生じた。つまり、波高の相違が wave set up 量の相違をもたらし、海浜流が生じたものである。

以上の結果のように、導流堤を斜めに出すと、反射波による汀線変化、導流堤沿いの洗掘を生じ、反対側は回折波によって生じる堆積が見られる。なお、反射の影響を小さくするためには、導流堤による反射率を小さくする必要がある。

なお、文献 4 1) は港湾周辺における種々の海浜変形状況が報告されていて参考になる。

4-6-1 はじめに

4-6-2 日本における河口閉塞の状況

[illegible]

図 4-6-1 河口閉そく状況

図4-6-1は、河口砂州部の底質材料の粒径と流域面積が河口閉塞に及ぼす効果を調べてみたものである。図中では外海に面している河川で、処理工の無い河川および導流堤が汀線より海側に出ていない河川のみを調べている。外海に面していれば、海外に來襲する波の大きさにそれ程差は無く、流域面積は河川流量を表わし、粒径は浸透能力を表わすと考えたからである。また、河口位置によって気候変化パターンと潮位変動量が異なるので、同一気候帯毎に調査する必要があると思われたが資料数が少なくなること、大略的傾向を把握すれば良いと考え、単に日本海側河川と太平洋、オホーツク海側河川の二つに分け、潮位変動量が河口閉塞に及ぼす効果を調べてみた。

この図によると、資料の数が多くないのではっきりしたことは言えないが、粒径が小さくなればなるほど透水係数が小さく、小粒径でも閉塞しない。また、潮位変動の差による影響はこの図では分らなかった。

このほかに気付いたことを述べると次のごとくである。

- イ) 日本海側河川は7～8月に渇水になるが、夏期は波浪が小さく閉塞は少ない。閉塞は波浪が大きくなり、また河川流も比較的小さい冬期の方が閉塞しやすい。
- ロ) 太平洋側は、波浪に顕著な季節的变化が無いためか、流量の小さい、夏期、冬期に閉塞しやすい。
- ハ) 小河川ほど閉塞しやすいが、河川ごとの特性、すなわち、水利利用状況や、流域の流出特性などが閉塞状況に大きな作用を及ぼしている。
- ニ) 同一流域面積なら粒径の大きいほど閉塞時間が大きく、砂利河口で流域面積の小さい井戸川、志原川などは閉塞している時の方が長いが、粒径0.2～0.3mmになると閉塞時間は非常に少なくなる。
- ホ) 異常気象（渇水の継続）があれば、大河川でも河口閉塞することがある。例えば、阿武隈川、名取川などは閉塞の記録がある。
- ヘ) 偏流を防止するために、汀線までの導流堤を出すと、閉塞回数が減少する。

4-6-3 河口閉塞限界固有流量

完全閉塞が生じる時には、河道側水位は砂州頂水位に等しく、河川固有流量は砂州部および堤体、河床を通して伏流する。この伏流量と河口、河道の地形、地質および海象条件の関係を明らかにすれば河口閉塞限界固有流量も明らかにする。

浸透流の流れ方向に直角の単位面積当り浸透流量 q は Darcy の法則により、

$$q = -k \frac{dh}{ds} \quad \dots\dots\dots (4-6-1)$$

である。ここで k は透水係数であり、 h はピエゾ水頭、 s は流れ方向の距離である。

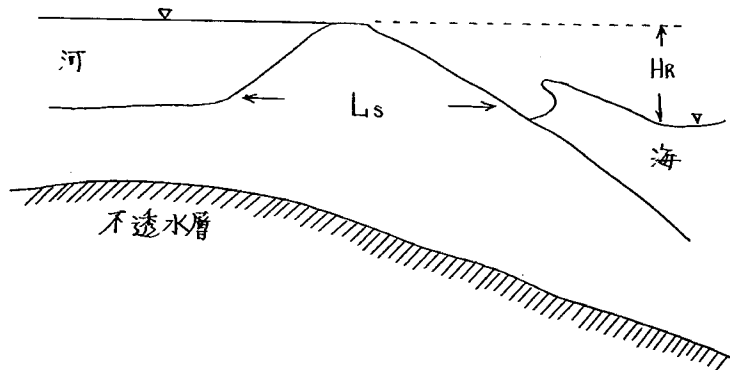


図4-6-2

今図4-6-2のように河口砂州上流の河川流量 Q_0 がすべて浸透する場合、その浸透量がどのような因子に作用されるか考えてみる。まず k は、Kozeny によれば

$$k = C \cdot g / \nu \cdot \lambda^3 / (1 - \lambda) \cdot d_e^2 \quad \dots\dots\dots (4-6-2)$$

である。ここで λ は砂州部の底質材料の空隙率、 g は重力加速度、 ν は動粘性係数、 d_e は有効径で $d_e = 1 / \Sigma \{ f(d_i) / d_i \}$ 、 $f(d_i)$ は底質材料の粒度分布密度関数 $C = 0.003 \sim 0.0054$ である。つまり k は底質の粒径の2乗にはほぼ比例する。

$dh/ds \propto H_R / L_s$ と考えられ、また透水面積は不透水層の位置等に変化を受けるが、河道側の川幅（偏流していれば偏流長） B と砂州高 H_R に比例しよう。よって全浸透量は、

$$Q_0 \propto d_m^2 \cdot H_R / L_s \cdot B \cdot H_R \quad \dots\dots\dots (4-6-3)$$

となろう。よって砂州高の高い河川、粒径の大きい川、川幅（偏流距離）の大きい河ほど浸透量が多く閉塞しやすいと考えられる。

（4-6-3）式は、完全閉塞回数を減少させるためには、次のような方法が有効であることを示している。

- イ) 偏流距離を短かくすること。（導流堤工法は有効）
- ロ) H_R 、 L_s を小さくすること、つまり河口に來襲する波高を低下させるような工法を考えること。
- ハ) 不透水層を作ること。河口部の固定床化（暗きょ）、矢板の打ちこみ。

次に閉塞限界固有流量 Q_0 は、実際河川でどの位の値であるかを検討してみよう。

○ 神戸川

神戸川の河口の d_m は $0.06 \sim 0.1$ cm の砂質であり、 B は $300 \sim 400$ m である。この川は佐藤・岸の報告¹³⁾によると $10 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量なら海象によらず、河口閉塞されることはない。(ただし、流量の観測所は河口より 11 km 上流である。) よって単位幅当り (Q/B) $25 \sim 30 \text{ l/s} \cdot \text{m}$ の流量があれば河口は閉塞しないことになる。

○ 渚骨川

渚骨川の d_m は 1 mm の砂の中に 50 mm 以下の玉石が混合している。この川は河口で偏流し、その距離は 700 m 、また L_s は $100 \sim 130 \text{ m}$ である。海象によらず閉塞しない流量は $10 \sim 14 \text{ m}^3/\text{s}$ と言われている。²⁷⁾ よって単位幅当り約 $20 \text{ l/s} \cdot \text{m}$ の流量があれば閉塞しない。なお、流量観測所は河口より約 7 km 上流である。

以上の二例によれば、外海に面している河川で粒径 $0.05 \sim 0.1 \text{ cm}$ 位の砂州部粒径を持つ河川では単位幅当り $20 \sim 30 \text{ l/s} \cdot \text{m}$ の流量があれば閉塞しないことになる。一つの参考資料になろう。ただし、透水係数 $k = 1 \text{ cm/s}$ (粗砂から小砂利の透水係数、表 4-6-1 参照) とし、 dh/ds を砂州高 (3 m) 割る砂州幅 (50 m) とし、透水層の深さを 6 m とすると、単位幅当り透水量は

$$Q/B = 0.01 \times 3/50 = 600 = 36 \text{ cm}^3/\text{cm} \cdot \text{s} = 3.6 \text{ l/s} \cdot \text{m}$$

であり、神戸川、渚骨川の値に比し、透水量が 1 オーダー小さい。現地河川では砂州部のみならず、堤体、河床を道して河川水が浸透漏水し、限界流量を大きくしているものと考えられる。事実渚骨川では上流 7 km 地点流量は、小流量時には河口で $1/2 \sim 1/4$ になっている。²⁷⁾

このことは、 Q_0 を評価するためには、河口と流量観測点間の水収支を把握しなければならないことを示している。 Q_0 は対象河川の地形、地質等にも影響を受けることが多いから、その流量を評価するためには現地観測を行うことが一番の近道であろう。

表 4-6-1 粒径による透水係数の概略値

	粘土	シルト	微細砂	細砂	中砂	粗砂	小砂利
粒径 (mm)	$0 \sim 0.01$	$0.01 \sim 0.05$	$0.05 \sim 0.10$	$0.01 \sim 0.25$	$0.25 \sim 0.50$	$0.50 \sim 1.0$	$1.0 \sim 5.0$
$k (\text{cm/s})$	3×10^{-6}	4.5×10^{-4}	3.5×10^{-3}	1.5×10^{-2}	8.5×10^{-2}	3.5×10^{-1}	3.0

4-7 河口部の水位

4-7-1 はじめに

河口部の水位を予測することは非常に難しい。河口部は暴風時、洪水時に河口の地形を変えてしまい、流体の運動だけで現象を説明しえず、流体にとっては境界である地形の変化を同時に考慮した予測法が必要であるからである。

ここでは初めに境界が固定した場（地形の固定した場）での水位について、次に境界が変化する場での水位について、最後に実用的な、河口水位の予測法について述べる。

4-7-2 固定した地形上での河口水位

ここでは河口地形が河川流、波によって変化しない場での河口水位、河口部の流水の運動機構について検討し、河口水位解明の第一歩とする。

(1) 河口水位を決める要因

河口部の水位を予測するということは、海の水位と河口砂州上流の水位の接続関係を明らかにすることである。この関係を決める水理的要素としては、次のものが考えられる。

海の潮位、河川の流量、波の波高、波の波長、海水の密度、河水の密度であり、上述の水理的な要素と河口の地形との対応を明確にすれば良い。上述の要素が時間的に変動しないとして河口水位に影響する個々の要因を述べると、

- 海水と河水の密度差による水位上昇
 - 河口砂州による縮流による水位上昇
 - 波による set up による水位上昇
- が考えられる。

(2) 洪水時海部の水位

洪水時河口より出た河水は、どのように拡散し、水位は場所的にどう変化するのであろうか。河口水位と潮位の接続はどうしたら良いのであろうか。まず密度差がない場合での現象を説明しよう。

図4-7-1のように河口よりでた水平床の場合の河水の動きは、流れが常流なら次のように考えられる。

- 主流の方向に直角方向の流速は、主流に比較して小さく、ほとんど無視して良い。
- 主流の方向の流速の変化は直角方向のそれに比較して小さい。
- 流れは常流で、流速は滑らかに変化している。

上述の条件は、自由乱流の場合とまったく同一であり、この場合の流れの基礎式は H i n z e によれば次のごとくである。⁴²⁾

$$U_1 \frac{\partial U_1}{\partial x_1} + U_2 \frac{\partial U_1}{\partial x_2} + U_3 \frac{\partial U_1}{\partial x_3} = -\frac{1}{\rho} \frac{dp_0}{dx_1} - \frac{\partial}{\partial x_2} \overline{u_1 u_2} - \frac{\partial}{\partial x_3} \overline{u_1 u_3} \quad \dots\dots\dots (4-7-1)$$

$$\frac{\partial \bar{p}}{\partial x_2} + \rho \frac{\partial}{\partial x_2} \overline{u_2^2} + \rho \frac{\partial}{\partial x_3} \overline{u_2 u_3} = 0 \quad \dots\dots\dots (4-7-2)$$

$$\frac{\partial \bar{p}}{\partial x_3} + \rho \frac{\partial}{\partial x_3} \overline{u_3^2} + \rho \frac{\partial}{\partial x_2} \overline{u_2 u_3} = 0 \quad \dots\dots\dots (4-7-3)$$

(4-7-2), (4-7-3) を x_2, x_3 で積分すると,

$$\bar{p} + \rho \overline{u_1^2} + \rho \int dx_2 \frac{\partial}{\partial x_3} \overline{u_2 u_3} = p_0 \quad \dots\dots\dots (4-7-4)$$

$$\bar{p} + \rho \overline{u_3^2} + \rho \int dx_3 \frac{\partial}{\partial x_2} \overline{u_2 u_3} = p_0 \quad \dots\dots\dots (4-7-5)$$

となる。ここで x_1, x_2, x_3 は流れ方向の距離と流れに直角方向の距離であり, $U_1, U_2, U_3, u_1, u_2, u_3$ は x_1, x_2, x_3 方向の平均流速および乱れ成分の流速である。

自由乱流の場合には, (4-7-4), (4-7-5) 式における第二項, 第三項は p_0 に比較して小さく, 平均圧力 $\bar{p}$ は乱れていない所の圧力とはほぼ等しいとして良い。(実際には多少小さくなる。) 自由水面を持つ場合でも海にでる所の圧力, つまり水位は外水位と等しいとして良く, このことは実験的にも確かめられた。

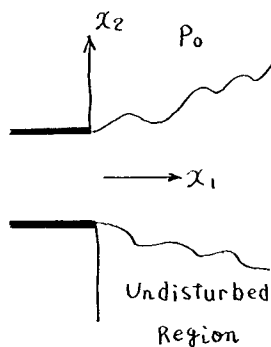


図 4-7-1

実際の河川の洪水時の場合は, 河川水と海水の密度差があり, 河口から出た河水は密度流的性格を持つが, 洪水時には, 河口幅の 3 ~ 4 倍の沖合までは噴流的性質が強く, 密度流効果は薄く流速分布は同一密度流れとほぼ同じと考えて良いと思われる。ただし海水の密度差にもとづく水位上昇量として潮位より

$$\Delta h \approx (\rho_w - \rho) / \rho \cdot h_c \quad \dots\dots\dots (4-7-6)$$

だけ河口水位が上昇すると考えておく必要がある。ここで h_c は河口の水深, ρ_w は海水の

密度、 ρ は河水の密度である。

河口で射流になるような場合は、河口水深を限界水深としておけば、上流側水位計算に当っては安全な水位となる。河口前面に土砂が堆積するような場合や、河口の両側に自然堤防のように高く土砂が堆積する場合は、地形の影響を受け、横方向流れが生じ、水位が外水位より高くなる。この量を把握するのは容易でないが、模型実験などから判断すると、実河川でも Δh は50cmを越えることはないと思われる。

(3) 洪水時海部の流速分布

河口の水位さえわかれば、海部でどのような河水の流れ方をしようと河道内水位を把握することに対しては、重要な問題ではないが、4-4-3節で述べた河口前面の Bar の形成の営力論的把握のために必要なことであろう。ここでは、まず初めに二次元噴流の場合の流速分布について述べ、それが自由水面を持つことによってどう変化するかについて述べる。また実際河川で洪水時にはどのような分布型を持つかについて簡単に記す。

i) 二次元噴流の場合

図4-7-2のような二次元噴流の場合、開口部から近い領域では流れの中心部は、開口前の流速と同一速度を持ち、この部分をポテンシャルコア（Potencial core）と言う。このポテンシャルコアの存在する範囲を zone of flow establishment と言い、これより離れた地点の乱流域は、乱流域を横断するぐらいのスケールの渦が生じる領域で、zone of flow established flow と言う。

このような二次元噴流の場合の流速分布、乱流域の形等については多くの研究があり、ほぼその性質がわかっている。^{42) 43) 44) 45)} それらの研究によるとポテンシャルコアの長さ

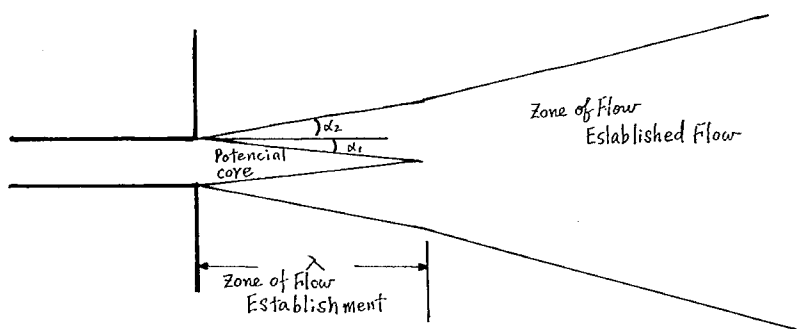


図4-7-2 二次元噴流

は、開口部の幅の約5倍であり、この領域までは渦域は約 10° で拡がり、zone of flow established flowの領域では約 14° で拡がる。

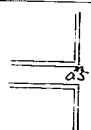
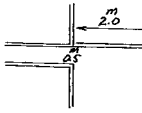
ii) 自由水面を持つ場合

自由水面を持つ場合、二次元噴流とどのような違いを生じるかを調べるために次のような実験を行った。

○ 実験装置および実験法

図4-3-1に示す幅7m、長さ35mのコンクリート水路に表4-7-1に示すような水路をブロック積みによって作った。水路部の長さは約10mであり、この部分が河道部に

表4-7-1 実験条件一覧表

実験番号		流量 (ℓ/s)	水流水深 (cm)	測定項目			河口部形状
				水位	流速、 流向	流況	
実験Na 3	Na 3-1	30	20	○	○	○	
	Na 3-2	42	20	○	○	○	
	Na 3-3	98	20	○	○	○	
実験Na 4	Na 4-1	30	20	○	○	○	
	Na 4-2	42	20	○	○	○	
	Na 4-3	98	20	○	○	○	
実験Na 5	Na 5-1	42	20	○	○	○	実験Na 3に同じ。但し 径3-5cmの碎石を10 cm間隔に千鳥状にはり 付けた。
	Na 5-2	98	20	○	○	○	

当る。川幅は0.5mとした。実験ケースは表4-7-1に示す。実験3は河道幅のまま流水が流出する場合、実験4は片側導流堤が流水におよぼす効果、実験5は河床粗度が流水の運動におよぼす効果を見るために行ったものである。なおブロックの厚さは15cmである。河床面、海床面はモルタル仕上げではば水平であるが、多少凹凸があり基準点（河口より8m海側で、河道中心線上の底床高）を0cmとすると最大±2mmの凹凸がある。

測定項目として、水位、流速、流向を選んだ。水位はポイントゲージで測定した。流速はプロベラ式流速計によって、2割、6割、8割水深の所の流速を計った。流向は約5m

の糸を流すことによって方向を求めた。

○実験結果

図4-7-3～図4-7-18は各実験の水位分布図および流向流速分布図である。この図から明白なように流速分布型は、左右非対称であり、右岸側に大きな渦を生じ、開口部より5mの所から主流が急速に右側に曲がっている。

モルタル底床で導流堤のない場合は、 s を河口から主流方向の距離、 B_0 を開口幅とすると、図4-7-19～図4-7-21に示すように主流の最大速度は $s/B_0=4$ 付近まで河口流速を保ち、その後 $s/B_0=8$ ぐらいまでは河口の流速を V_0 、距離 s における最大流速を $V_{\max}$ とすると、 $V_{\max}=V_0 \cdot (s/2)^{1/2}$ となるが、それを越えると主流は急激に右に曲がり加速されている。これより側壁の影響が強いことがわかる。この側壁の存在による渦の発生がおよぼす効果は、流量が増加するにつれて大きくなり、二次元噴流と異なった流速分布となった。なお S の単位はmである。

実験4-1、4-2、4-3の片側導流堤のある場合は、図4-7-22～4-7-24に示すように開口部より3m、つまり $s/B_0=6$ 近くまで河口流速をたもち、ポテンシャルコアの長さが増加している。以上のことよりポテンシャルコアの長さを決める乱れの境界面角度 α_2 は $\tan \alpha_2=1/8$ であるので約 7° である。二次元噴流の場合の $5\sim 6^\circ$ より多少大きくなった。片側導流堤を作るとポテンシャルコアの長さは長くなり、河口から流出砂をより沖合まで流送しうることを示している。なお渦の存在のため y 方向の流速分布は二次元噴流の場合とかなり異なっていた。

実験5-1、5-2は河床の粗度が大きい時、ポテンシャルコア内の流速がどう変わるかを見たものである。図4-7-25、4-7-26に示すようポテンシャルコアの部分がはっきりしなくなったが、粗度がどの程度流速分布形の影響をあたえるかははっきりさせることができなかった。なお実験5-2の場合河口から50cm程度の所の水面が低くなり、そこで流速が早くなった。河口のフルード数が0.7であり、波状跳水的になったためと思われる。また粗度が大きくなった影響か、右岸側の渦の強さが弱くなった。

iii) 実際河川の洪水時の海部の流速分布

実際の河川では、海水と河水の密度差により、河口幅の2～4倍程度河口から離れると密度流的性質が強くなり、そこで内部Jumpを生じ河水は表層のみを流れるようになる。そのためこの地点に土砂を堆積し、釣鐘状バーを作る原因となる。Jumpした後の河水は、流線幅を指数関数的に広げ、河水も塩水と混合し、徐々に流速が遅くなる。

(4) 砂州による水位上昇量

砂州による水位上昇量を検討するために、まず初めに図4-7-27のような単純な河口の場

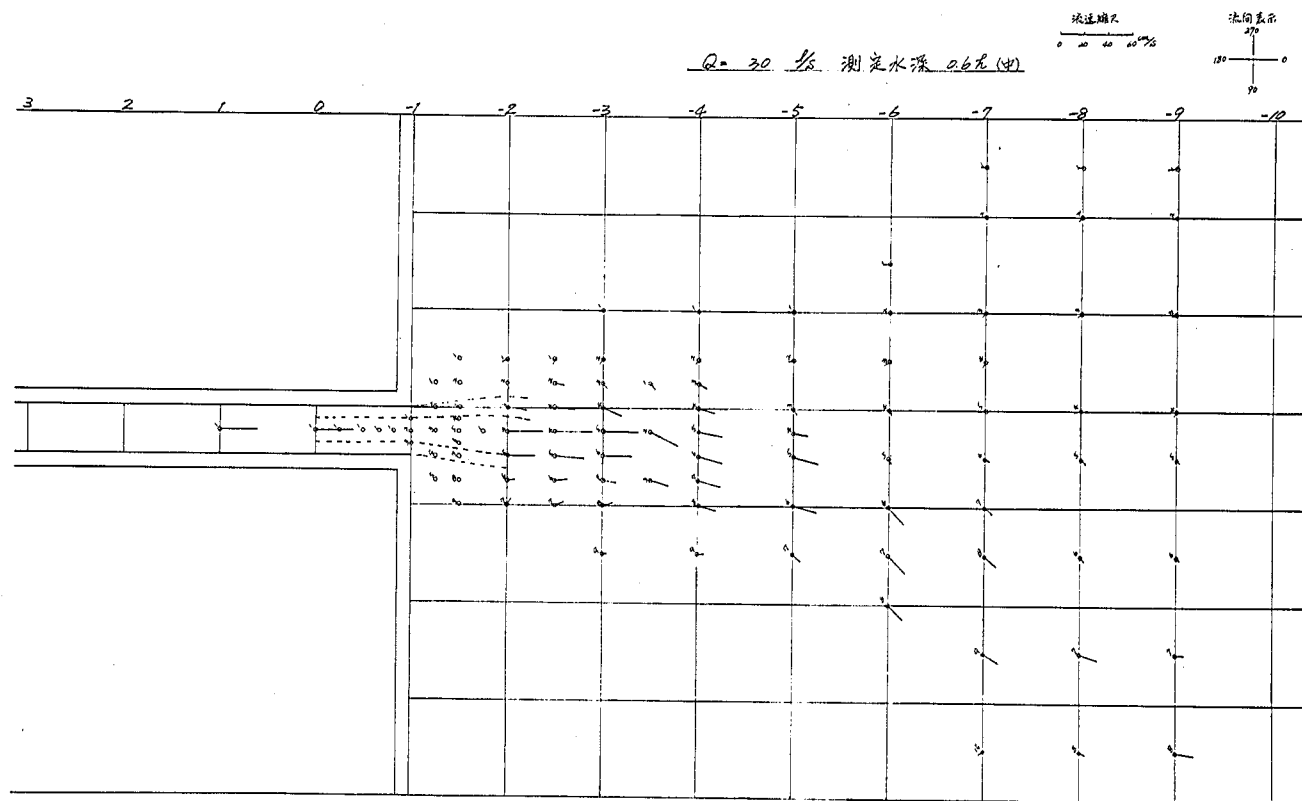


图-4-7-4 流 向 图 (实验 No. 3-1)

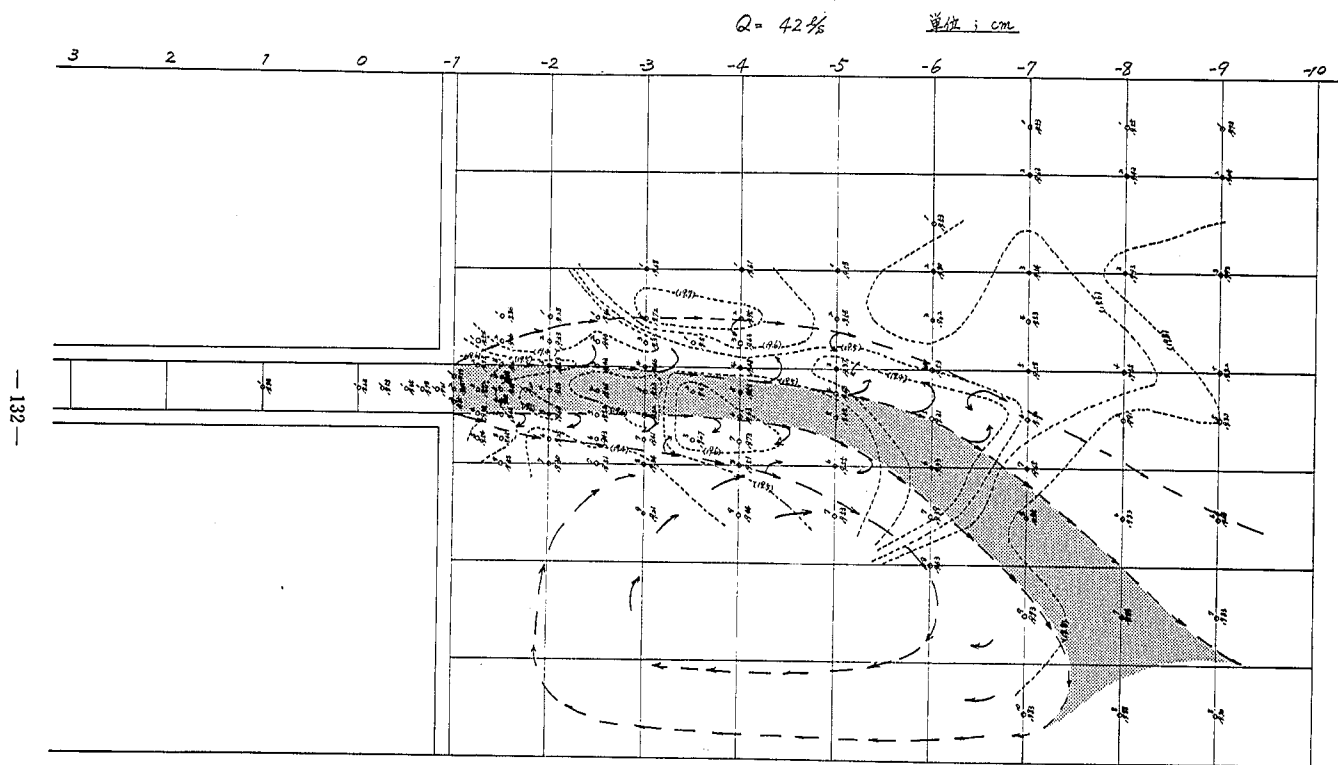


图-4-7-5 水位等高线, 流况图 (实验 No 3-2)

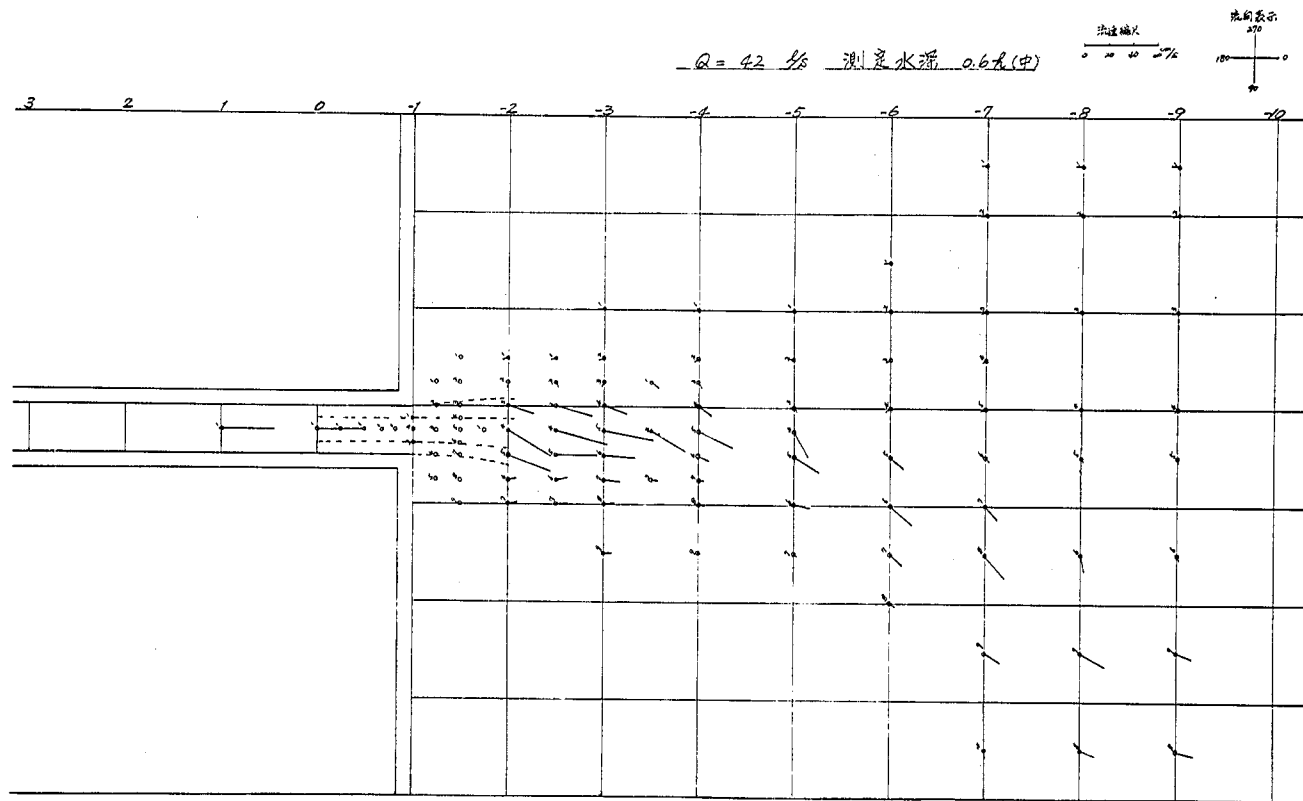


图-4-7-6 流向图 (实验 No. 3-2)

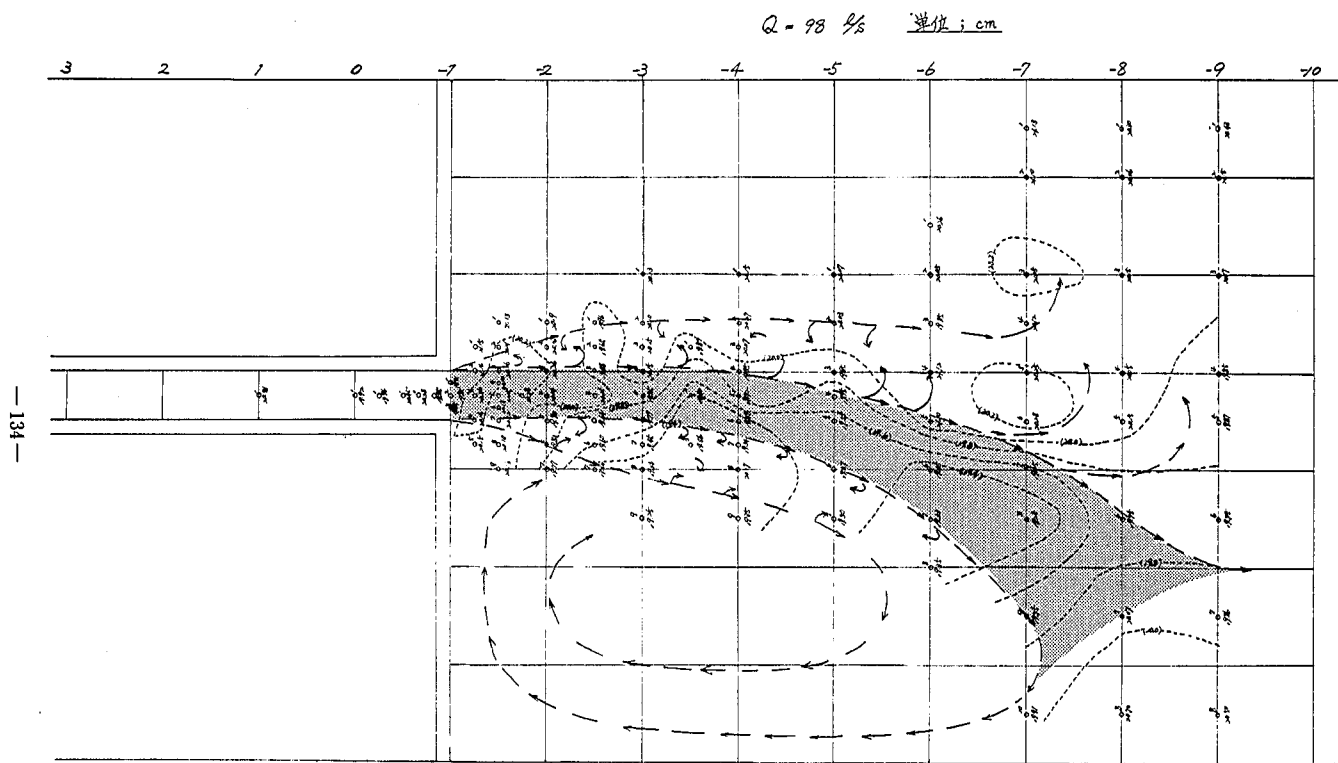


圖-4-7-7 水位等高線，流況圖（實驗No 3-3）

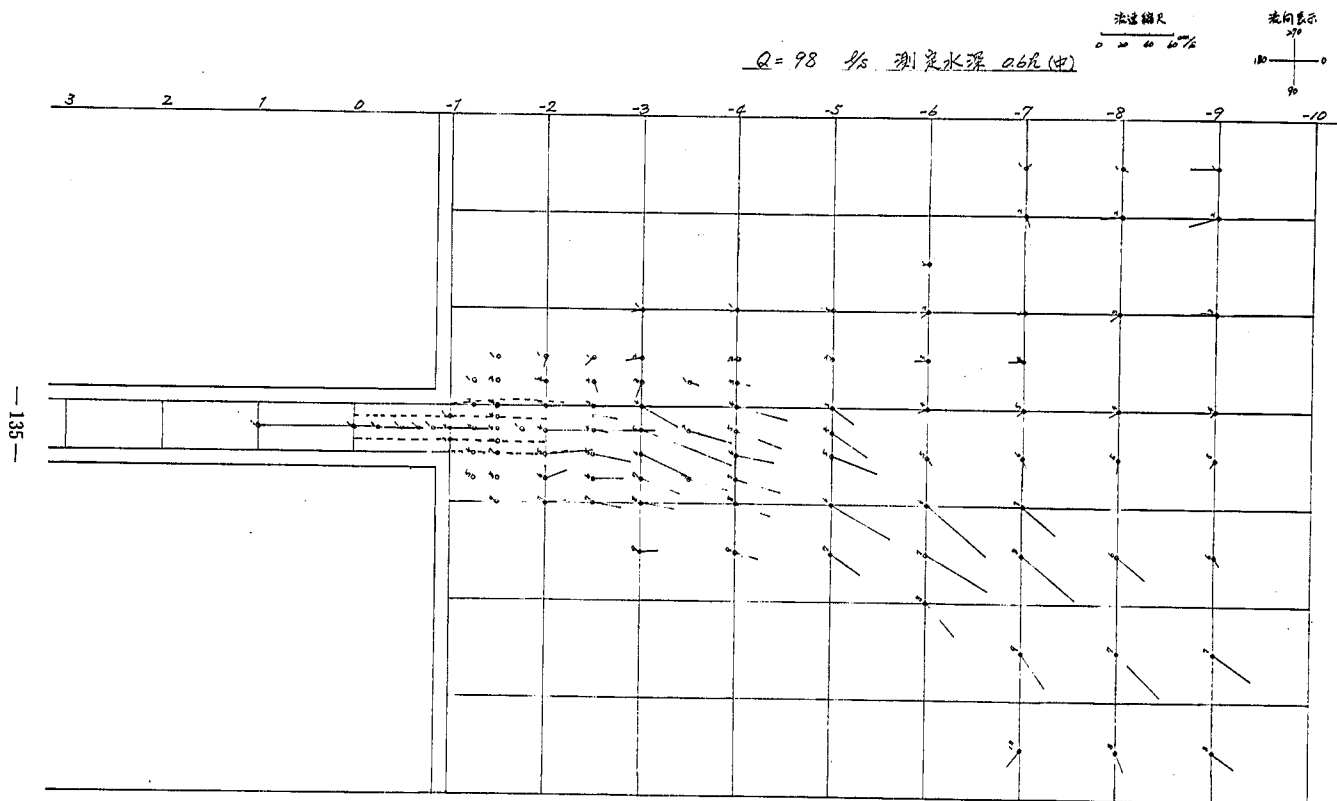


图-4-7-8 流向图 (实验No.3-3)

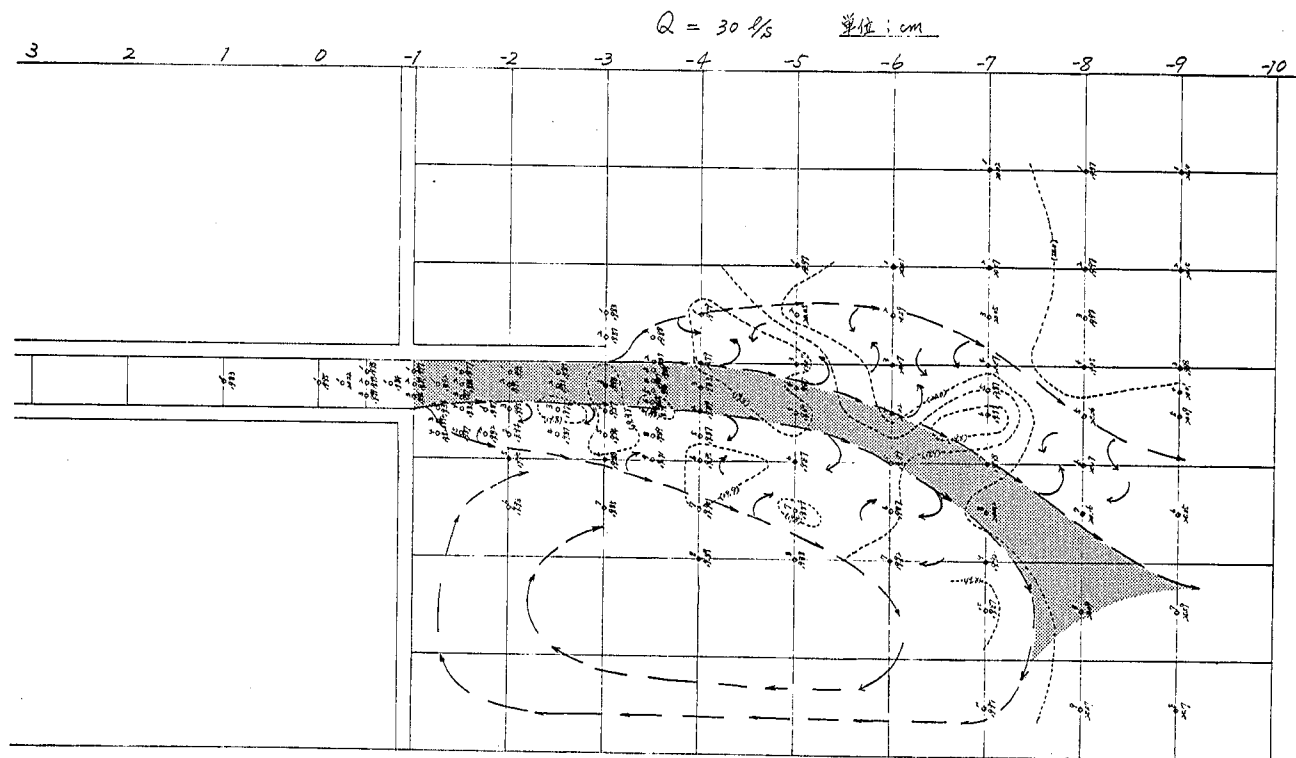


图 - 4 - 7 - 9 水位等高线, 流况图 (实验 No 4 - 1)

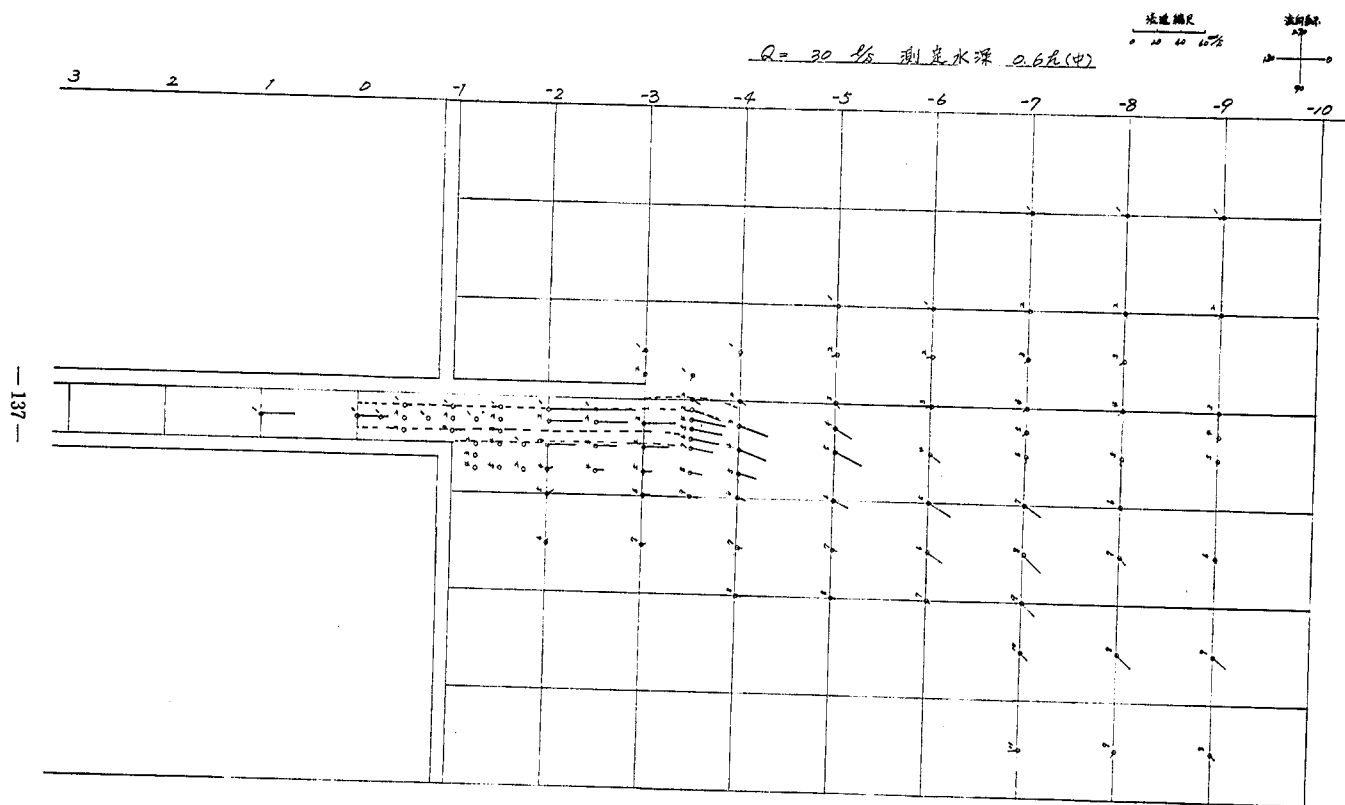


图-4-7-10 流 向 图 (实验 No 4-1)

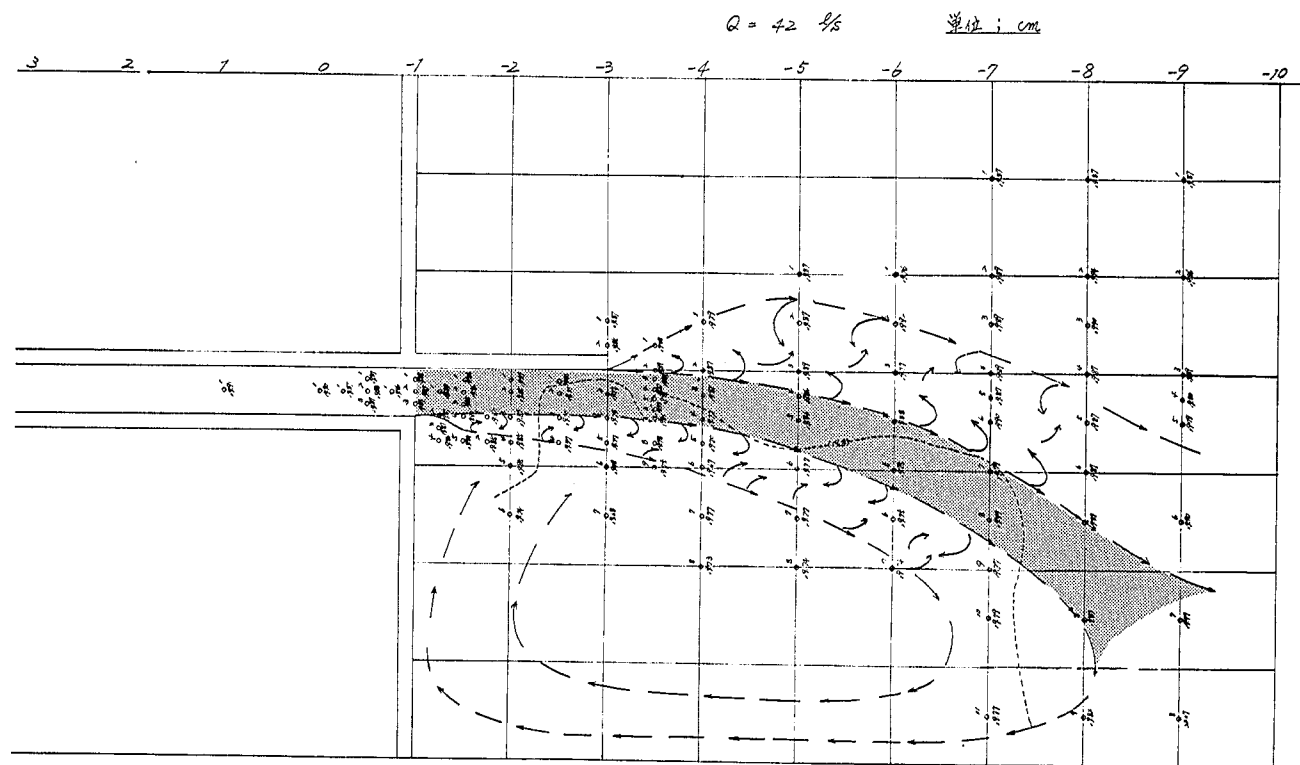
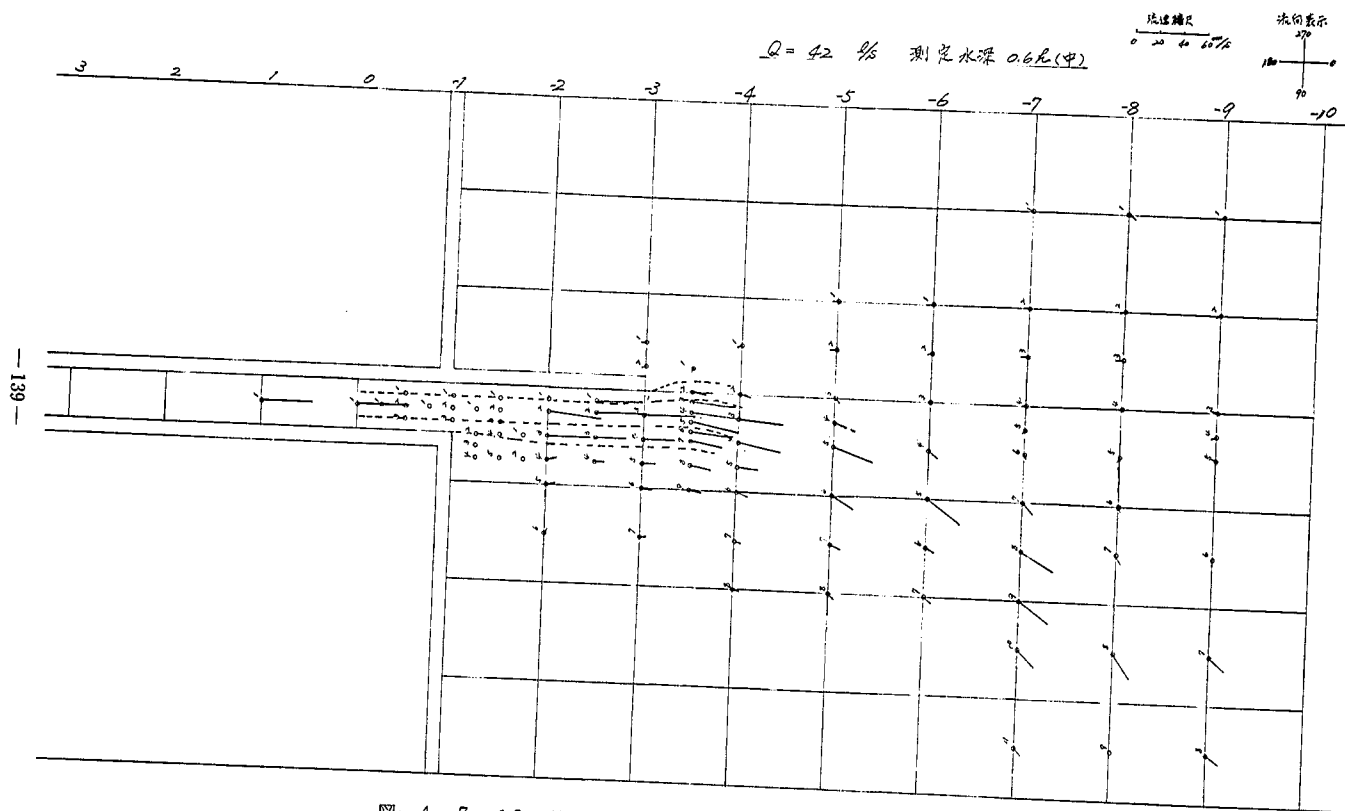


图-4-7-11 水位等高线, 流况图 (实验No 4-2)



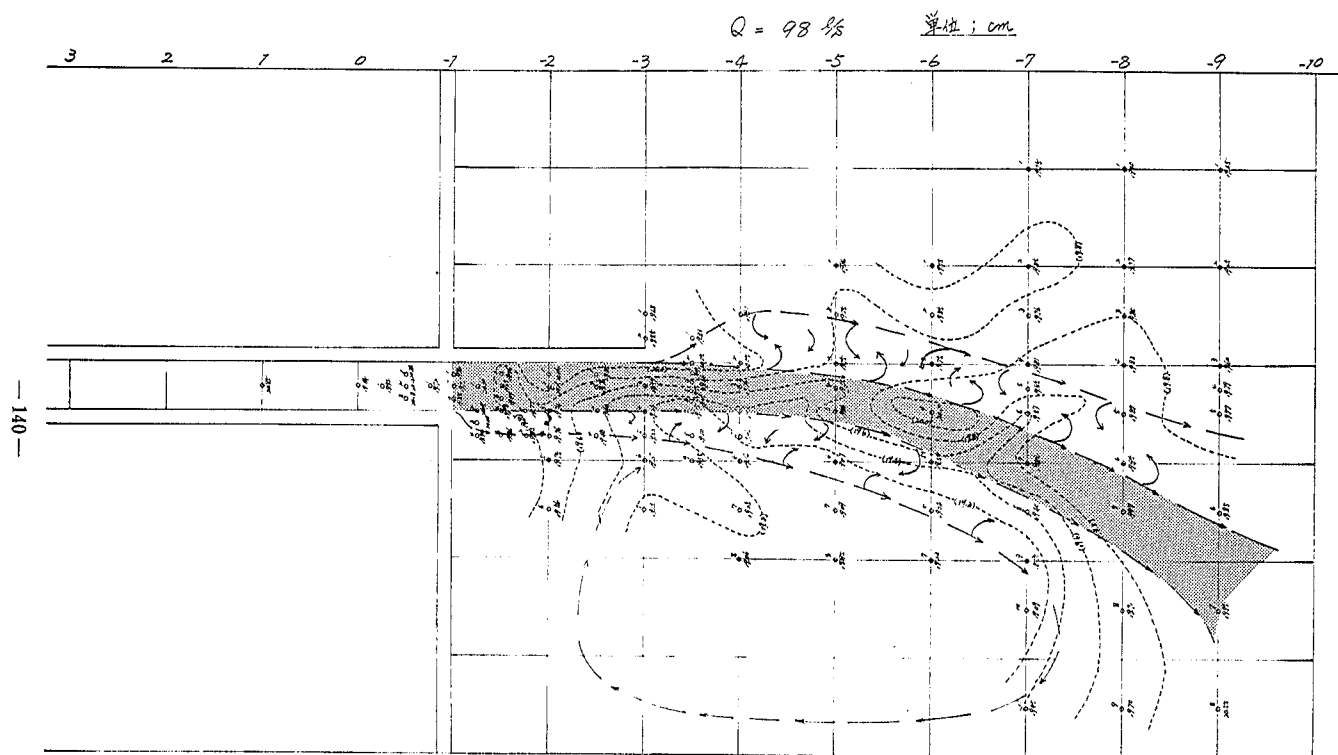


图-4-7-13 水位等高线, 流况图 (实验No. 4-3)

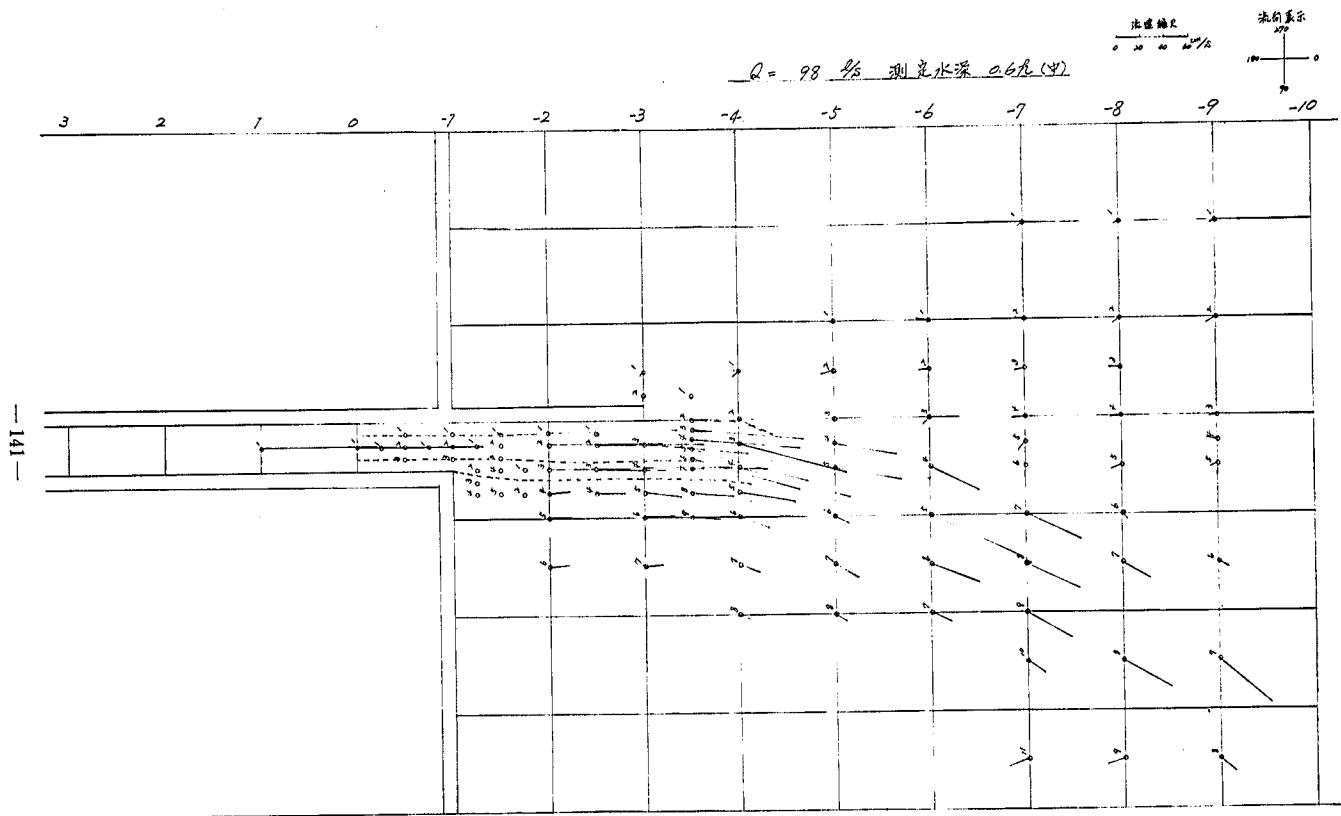


图-4-7-14 流 向 图 (实验 No 4-3)

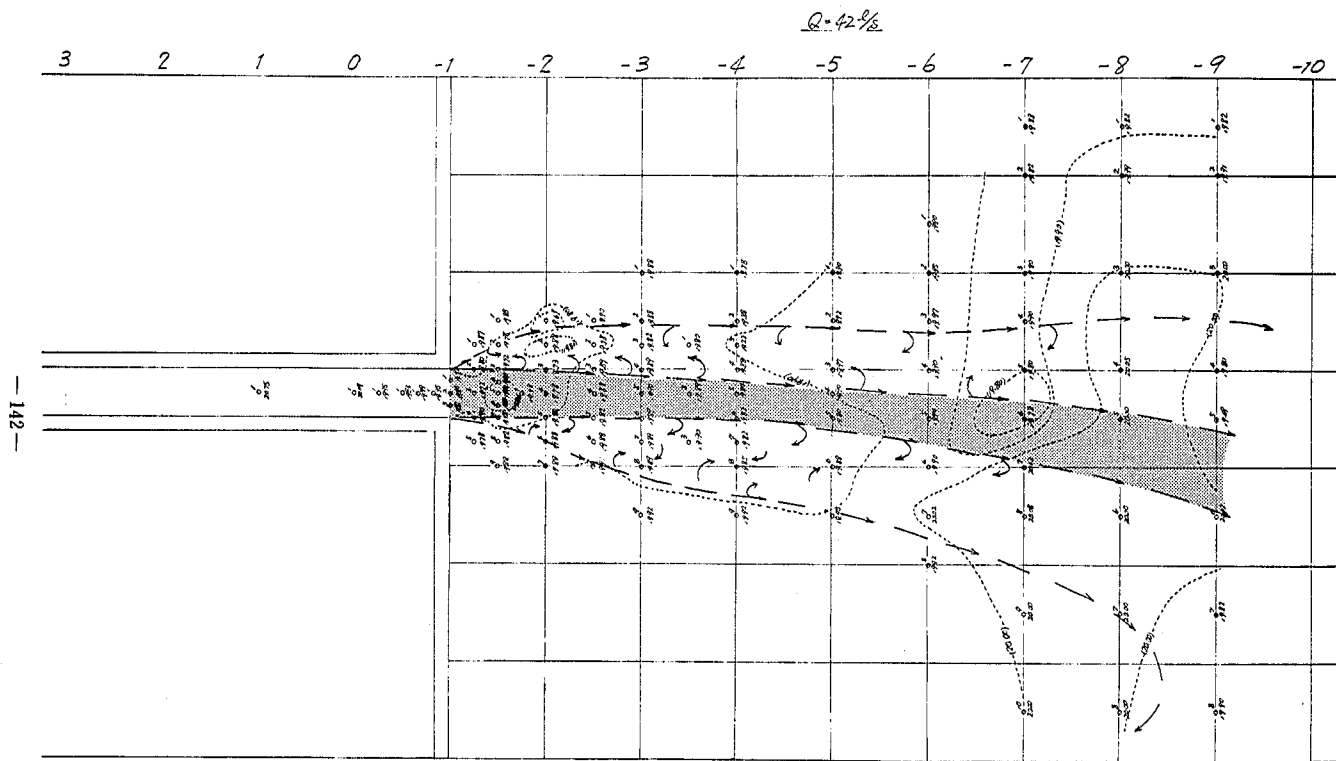


图-4-7-15 水位等高线，流况图（实验No 5-1）

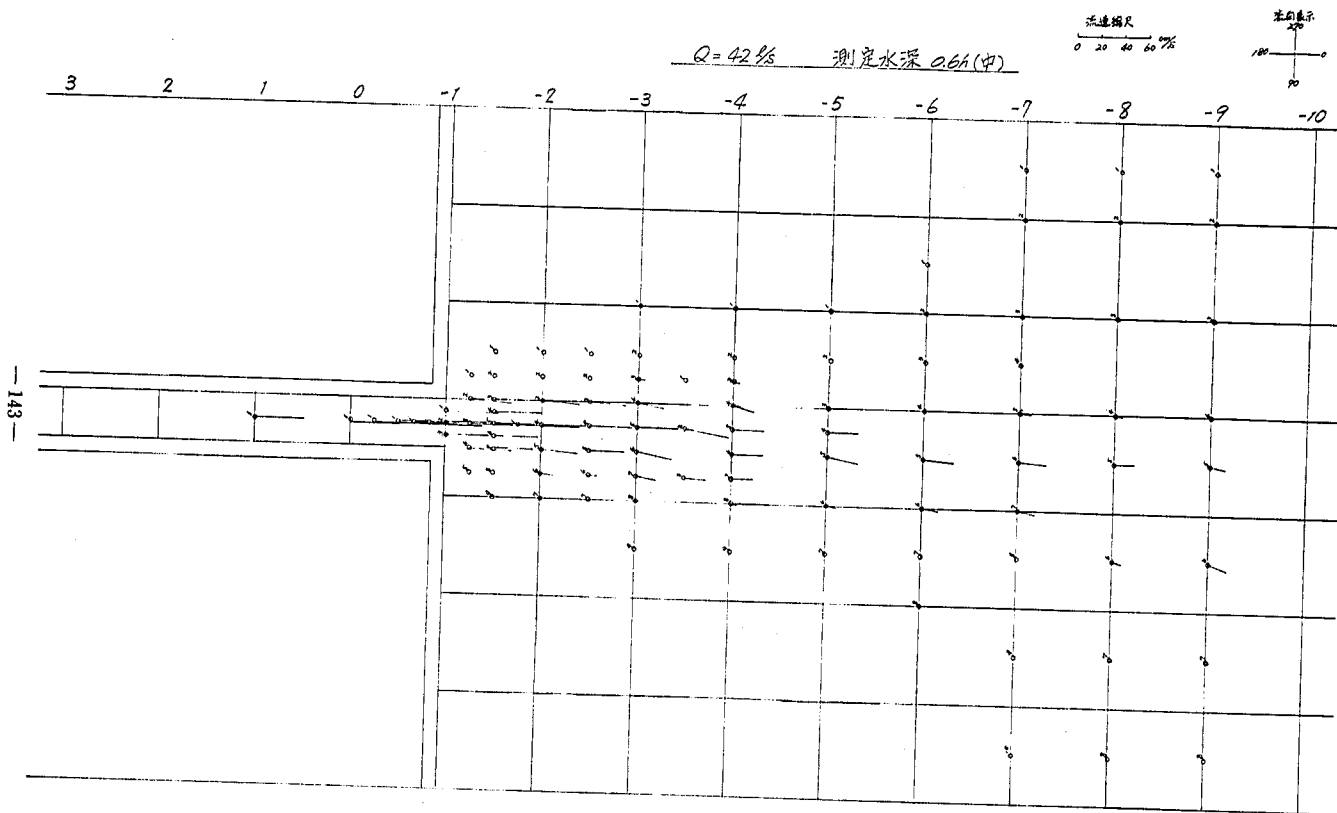


图-4-7-16 流 向 图 (实验No 5-1)

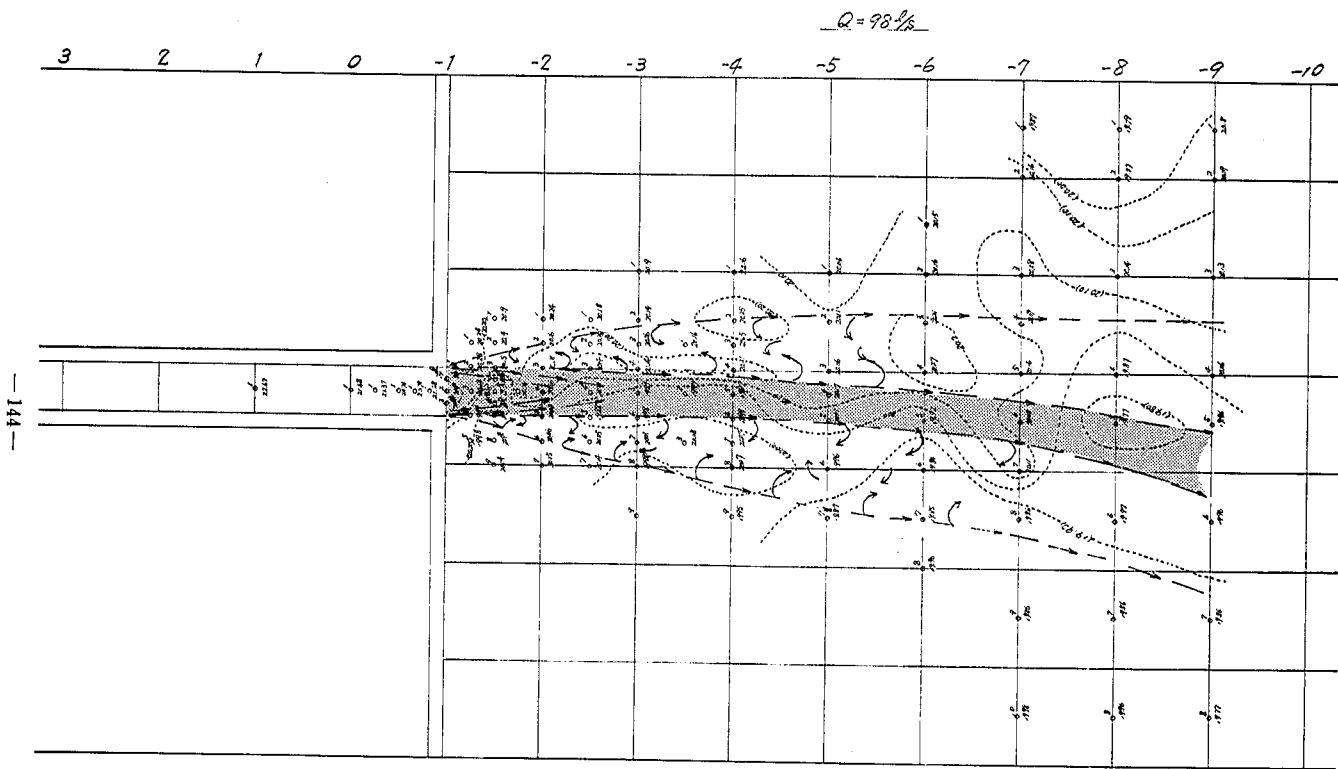


图-4-7-17 水位等高线, 流况图 (实验No 5-2)

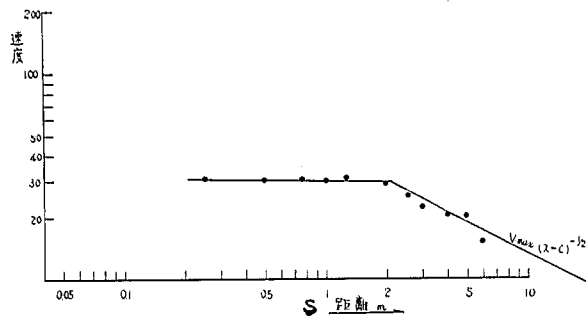


図 4-7-19 $V_{\max}$ 変化図 実験No 3-1 0.6 h の流速

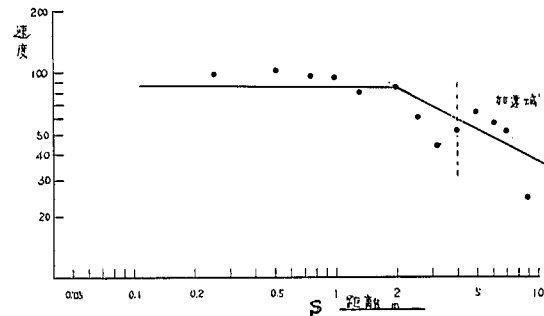


図 4-7-21 $V_{\max}$ の変化 実験No 3-3 0.6 h の流速

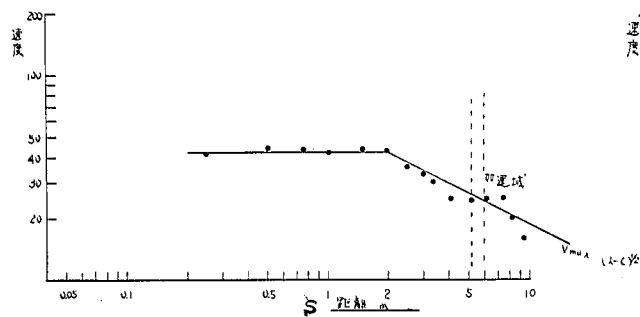


図 4-7-20 $V_{\max}$ の変化 実験No 3-2 0.6 h の流速

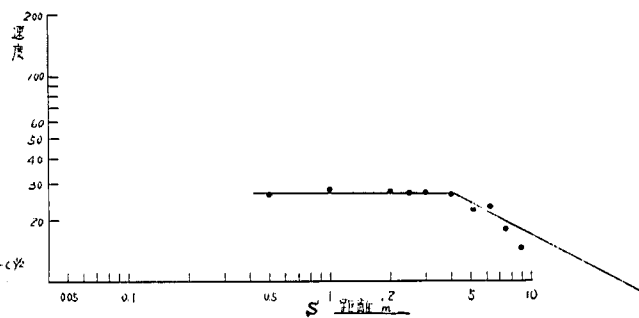


図 4-7-22 $V_{\max}$ の変化 実験No 4-1

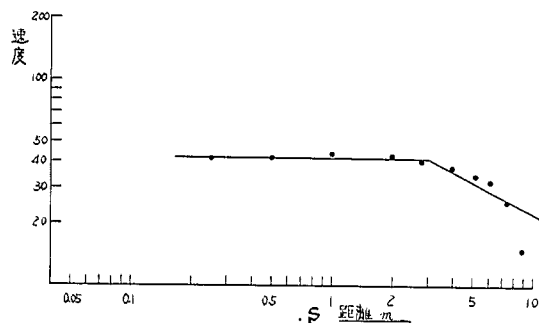


図 4-7-23 $V_{\max}$ の変化 実験No. 4-2

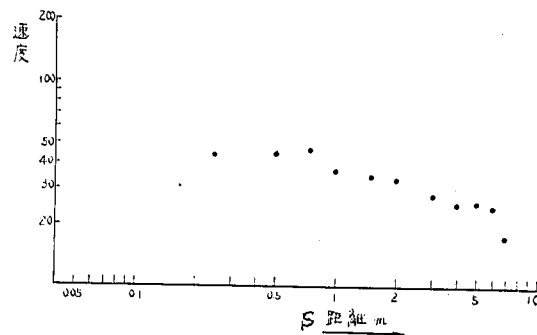


図 4-7-25 $V_{\max}$ の変化 実験No. 5-1

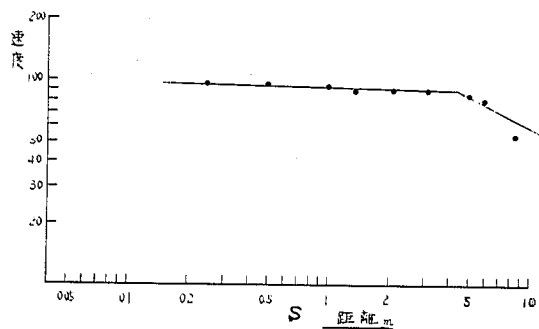


図 4-7-24 $V_{\max}$ の変化 実験No. 4-3

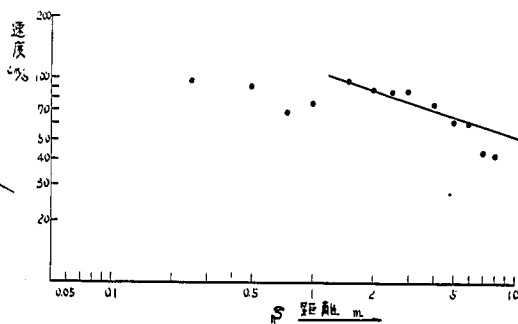


図 4-7-26 $V_{\max}$ の変化 実験No. 5-1

合の砂州上流水位を把握してみよう。

河口の開口幅を B ，上流①点の川幅，水深，流速を B_0 ， h_0 ， v_0 ，②点における流れの幅 cB ，水深 h_2 ，流速 v_2 とする。なお②断面は開口部よりある程度の距離を持ち，流れが x 方向にはば平行になる点とする。

①，②断面間の運動量の関係式より

$$\rho Q (v_2 - v_0) = \frac{1}{2} \rho g (B_0 h_0^2 - B h_0^2) - \frac{1}{2} (B_0 - B) h_1^2 - \int_1^2 \tau_0 b dx \quad (4-7-7)$$

連続の条件より

$$Q = B_0 h_0 = c B h_2 \quad (4-7-8)$$

ここで τ_0 は境界面に働くせん断力であり， h_1 は開口部河道側壁面の水位である。 b は川幅。

(4-7-7) 式の右辺第3項を無視しうるような場

合は $h_1 = h_0$ と考えて良く，(4-7-7) 式は，

$$\rho Q (v_2 - v_0) = \frac{1}{2} \rho g B (h_0^2 - h_2^2) \quad (4-7-9)$$

となる。ここで (4-7-8) 式を (4-7-9) 式に代入すると，

$$\rho Q^2 \left(\frac{1}{B c h_2} - \frac{1}{B_0 h_0} \right) = \frac{1}{2} \rho g B (h_0^2 - h_2^2) \quad (4-7-10)$$

$$\text{今, } F_2^2 = Q^2 / B^2 c^2 g h_2^3, \quad F_0^2 = Q^2 / B_0^2 g h_0^3,$$

$$\phi = h_0 / h_2, \quad \beta = B_0 / B$$

として上式に代入すると

$$F_2^2 (1 - c / \beta \phi) = \frac{1}{2c} (\phi^2 - 1) \quad (4-7-11)$$

$$F_0^2 = \frac{c^2}{\beta^2 \phi^3} \cdot F_2^2 \quad (4-7-12)$$

となる。

縮流係数 c が知れていれば， β ，および②点のフルード数 F_2 は既知であるので (4-7-

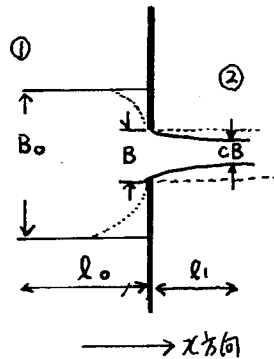


図 4-7-2 7

11) 式によって ϕ つまり h_0 を知ることができる。

河口における急縮によって失うエネルギー損失水頭 ΔE は

$$\Delta E = \left(\frac{v_0^2}{2g} + h_0 \right) - \left(\frac{v_2^2}{2g} + h_2 \right)$$

であるから

$$\Delta E / h_2 = \frac{1}{2} F_2^2 \left(\frac{c^2}{\beta^2 \phi^2} - 1 \right) + \phi - 1 \quad \dots\dots\dots (4-7-13)$$

となる。

図4-7-28は、 c および β によって、 F_2 と ϕ の関係がどう変わるかを (4-7-11) 式によって計算したものである。

流れの縮流係数は、二次元流れの場合等角写像を使うことによって解かれていて、図4-7-29のような場合 Von Mises⁶¹⁾ によると表4-7-2のごとくである。

自由水面を持ち、図4-

表4-7-2

β	理論 c
∞	0.611
10	0.612
5	0.616
3.3	0.622
2.5	0.633
2	0.644

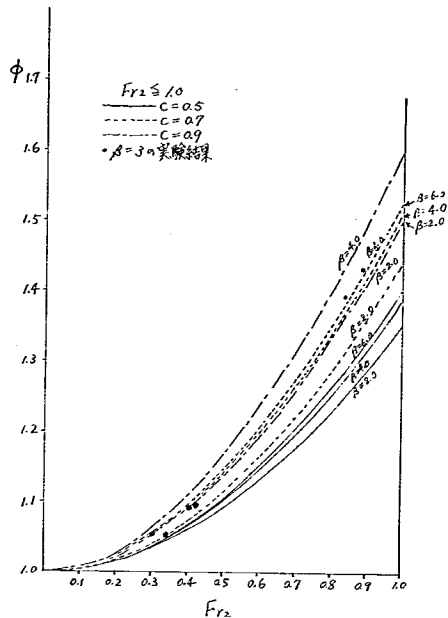


図4-7-28 $F_{r2} - \phi$ 関係図

7-28 の場合の縮流係数が、二次元完全流体とどう異なるかを調べるために次のような実験を行った。海部の流速分布の実験を行った水路に表4-7-3に示す縮流部をブロック (厚さ10 cm) で作り、水位、流速を測定した。開口部上流の水位、海部の水位、流量より (4-7-11) 式を使って縮流係数を求めた結果は、表4-7-4に示されている。縮流係数は $\beta = 3.0$ で0.65

～0.84の間にあり、 F_{r2} が大きいと、多少 c が大きくなるようだ。なお図4-7-30に示すような開水路急縮流係数は、石原、志方⁴⁶⁾によって調べられ、図4-7-31のごとくである。これを見ると筆者の実験の c の方が開水路縮流部の c より多少小さくなっている。これは開水路縮流部の場合、Coanda 効果によって流れが側壁に引き寄せられるためであると考えられている。

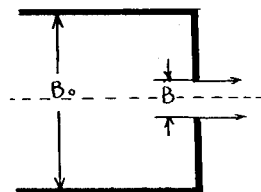


図4-7-29

表4-7-3 実験条件一覧表

実験番号		流量 (ℓ/s)	下流水深 (cm)	測定項目			河口部形状
				水位	流速, 流向	流況	
実験No 1	No 1-1	30	20	○	○	○	
	No 1-2	42	20	○	○	○	
	No 1-3	98	20	○	○	○	
実験No 2	No 2-1	30	20	○	○	○	
	No 2-2	42	20	○	○	○	
	No 2-3	98	20	○	○	○	

表4-7-4

。 c の値

$$\beta = 3.0 \quad 0.611 \times 1.073 = 0.656 \quad \text{critical depth } 20.8 \text{ cm}$$

	h_0	h_2	Q	c	F_2
No 1-1	20.85	19.80	30 ℓ/s	0.648	0.343
No 1-2	21.80	20.00	42 ℓ/s	0.745	0.403
No 1-3	27.90	20.00	98 ℓ/s	0.84	0.833
No 2-1	20.95	19.97	30 ℓ/s	0.710	0.302
No 2-2	21.90	20.00	42 ℓ/s	0.709	0.423
No 2-3	28.60	20.00	98 ℓ/s	0.787	0.889

以上単純な河口形状の場合の縮流係数、損失係数について述べたが、実河川の場合どのように水位の計算や損失を見積もったらよいかを述べよう。

○ 河口部の急縮のない場合 (図4-7-32)

この場合は、急縮による損失を無視しえるので通常の不等流あるいは不定流計算を行って水位を求めれば良い。出発水位位置は河口A点におく。ただしA点位置は海岸汀線の延長線上より多少海側においた方がよい。A点の水位は潮位に淡水と河水の密度差にもとづく水位差 $\Delta h \approx \epsilon gh$ を加えればよい。 ϵ は海水と河水の相対密度差、 h は河口水深である。なお潮位には気象潮も含むものとする。なお河口前面に釣鐘状 bar などが存在する場合には、河口から出た河水は横方向流れが生じるためA点水位は、周囲の水位より高くなる。この量を正確に見積もることはできないが、大河川でも50cmを越えることはあるまい。

○ 中導流堤の場合

図4-7-33のような中導流堤の場合、図中の斜線部分のような流れのはく離域を生じ、このため急縮によるエネルギー損失を生じる。実河川のように河口地形が複雑である場合、この損失を正確に見積もるには模型実験によるしかないが、石原、志方⁴⁶⁾による実験結果は参考になろう。彼らは断面急縮のある開水路の特性を論じ、損失係数を図4-7-34のごとくまとめている。ここで損失係数 ξ は、図4-7-35の①②断面間のエネルギー損失 ΔE として

$$\Delta E = \xi \frac{v_2^2}{2g}$$

としている。これによると損失係数は②断面のフルード数 F_{r2} より主に $\beta = \frac{1}{\beta_*}$ によって決まってしまう。ただし v_2 は②断面の流速である。

図4-7-34と死水域の形を石原、志方⁴⁶⁾などの実験結果などを参考にして決め、次の

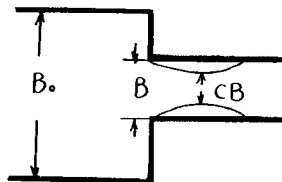


図4-7-30

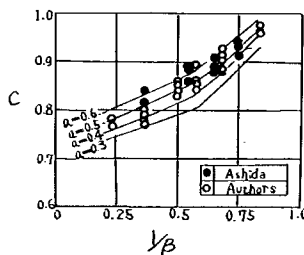


図4-7-31⁴⁶⁾



図4-7-32

ようにして不等流計算を行えば、中導流堤の場合の水位の把握が可能であろう。

出発水位は、河口部に急縮のない場合と同様にし、その位置はA点でよく、流水河積は死水域を除いた河積とする。流水の抵抗 φ は、河床のまさつによる流速係数を φ_s 、急縮による形状損失による抵抗を φ_f とすると

$$\frac{1}{\varphi^2} = 1/\varphi_s^2 + 1/\varphi_f^2$$

より求まる。 φ_f は急縮による損失が死水域長 ΔL に均等に配分されるとすると

$$\varphi_f^2 = 2/\xi \cdot \Delta L/h$$

となる。ここで h は水深で、 h としては ΔL 間の平均水深を取っておけばよい。死水域のない所は $\varphi = \varphi_s$ とすれば良い。以上の出発水位、河積、抵抗係数を使って不等流計算すれば、河口部の水位の概略値を得ることができよう。

○河口砂州がある場合

基本的には中導流堤の場合と変わらないが、河口地形がより複雑になるので、縮流による形状損失を見積もることがより困難になる。なお河口地形は河水に応じて変わり、死水域を消滅させる方に動くから河川流量が大きい時には、形状損失はそれほど大きくはならないであろう。

(5) Wave set upによる河口水位の上昇

波が海浜に近づくと、波は碎波し、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あたえ、碎波点近くでの平均海面の低

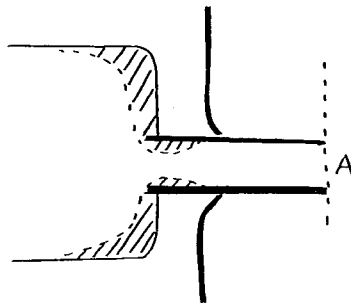


図4-7-33

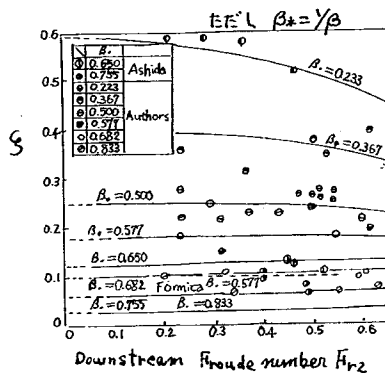


図4-7-34 急縮によるエネルギー損失係数⁴⁶⁾

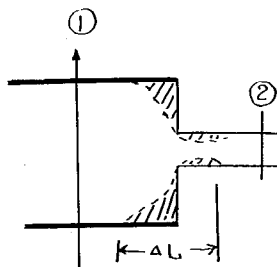


図4-7-35

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, Bowen⁴⁸⁾ 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

$$H = \gamma (h + \bar{\eta}) \quad \dots\dots\dots (4-7-14)$$

と仮定し, Radiation stress が平均水面勾配の変化による圧力差と均合うとして,

$$d\bar{\eta}/dx = -K dh/dx \quad \dots\dots\dots (4-7-15)$$

を得た。ただし h : 静止水深, $\bar{\eta}$: Radiation stress による静止水面より平均水面までの set up 量, H : 波高, x は汀線に直角方向の距離である。なお

$$K = 1 / (1 + 8/3 \gamma^2) \quad \dots\dots\dots (4-7-16)$$

である。

佐伯と佐々木は,^{49) 50)} Bowen, 豊島・橋本,⁵¹⁾ 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, $\bar{\eta}$ について調べた。図 4-7-36 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,

$$K = 3.85i + 0.015 \quad \dots\dots\dots (4-7-17)$$

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。また静水時の汀線の汀線における set up 量は, 図 4-7-37 のごとく

$$\bar{\eta}_s/H_B = 1.63i + 0.048 \quad \dots\dots\dots (4-7-18)$$

また砕波点における set down 量 $\bar{\eta}_B$ は, 図 4-7-38 に示すように i によらず,

$$\bar{\eta}_B/H_B = -0.03 \quad \dots\dots\dots (4-7-19)$$

とした。ここで H_B は砕波点の波高, 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。

i) 実験概要

図4-5-2で示した水路に、 $i = 1/10$ 、 $i = 1/30$ の底床勾配をモルタルで作り、水路の片側に図4-7-47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 mのビニール管を水路測壁へ鉛直にはりつけ、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。なお水压変動成分は、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。⁵¹⁾ 河道側水位は、図4-7-47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あたえると思われたので図4-47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、河道部の長さの導流堤を設置し、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効果も調べてみた。(実験結果は付表4-7-1～4-7-4に示されている。)

ii) 実験結果の考察

河口の set up 量 η は、沖波波高 H_0 、波高 L_0 、河道の形、海浜勾配 i によって決まると考えられる。従って

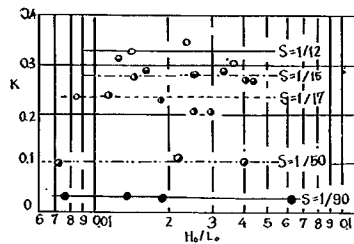


図4-7-36⁴⁹⁾

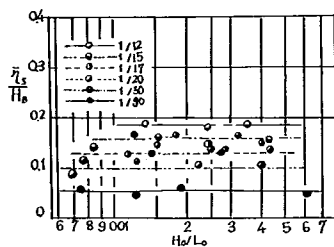


図4-7-37⁴⁹⁾

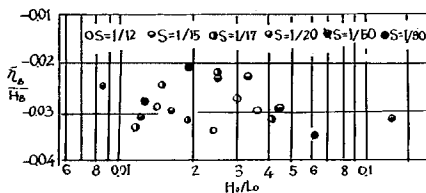


図4-7-38⁴⁹⁾

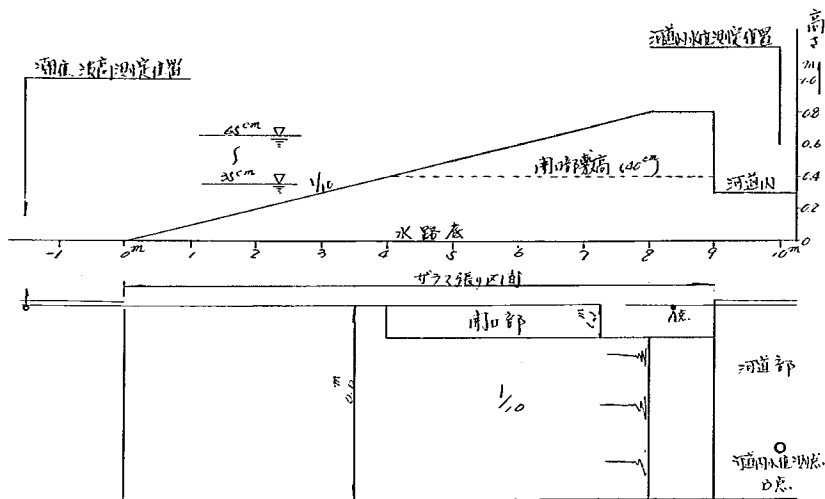


図4-7-39 砂州形状図

$$\eta/H_0 = f(H_0/L_0, h_c/H_0, i, B/H_0) \quad \dots\dots\dots (4-7-20)$$

と考えられる。ここで h_c は河口水深、 B は川幅である。上式において、 B/H_0 は波の河道内へのおち込み量などに関係するが、それほど大きな効果をおよぼさないと考えられるので、実験結果を η/H_0 、 H_0/L_0 、 h_c/H_0 の関係で整理したのが、図4-7-40～図4-7-43である。(付表4-7-1)

この結果によると $i = 1/10$ で、導流堤のない場合、 η/H_0 は波形勾配の小さい方が大きく、また h_c/H_0 が小さいほうが大きくなる。 H_0/L_0 が小さいほうが、碎波波高が大きく、 h_c/H_0 の大きいほうが、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_0 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そ上してくるためB点水位の方が大きくなった。そこで図4-7-48～4-7-51には h_c/H_0 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

$$H_B/H_0 = f(H_0/L_0, i) \quad \dots\dots\dots (4-7-21)$$

の関係にあるので、佐々木等と同様な形に整理しなおしたのが図4-7-44～4-7-47で

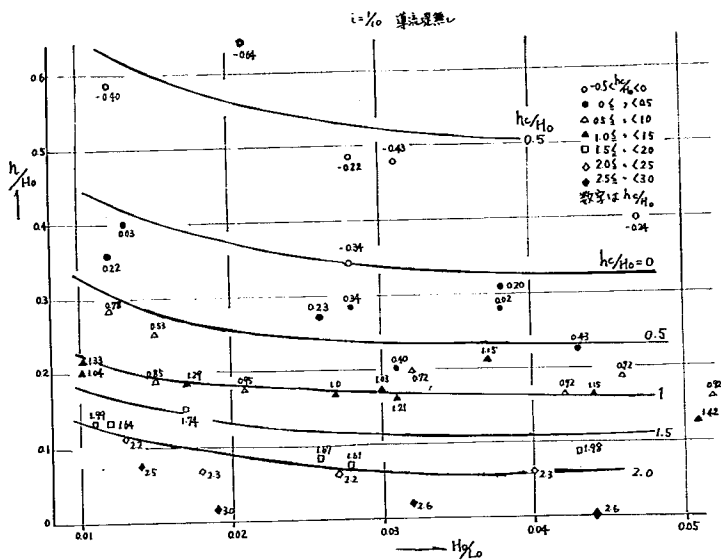


図 4-7-40 $H_0/L_0 \sim h/H_0$ 相関図

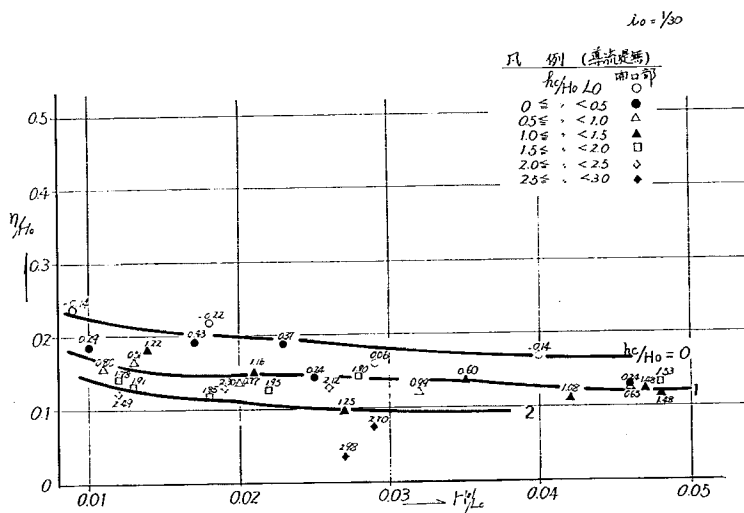


図 4-7-41 $H_0/L_0 \sim \eta/H_0$ 相関図

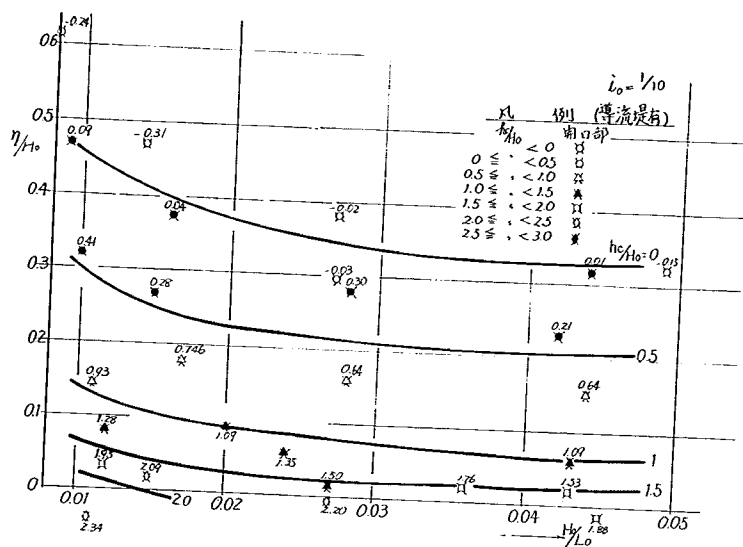


图 4-7-42 $H_0/L_0 \sim H_0$ 相関図

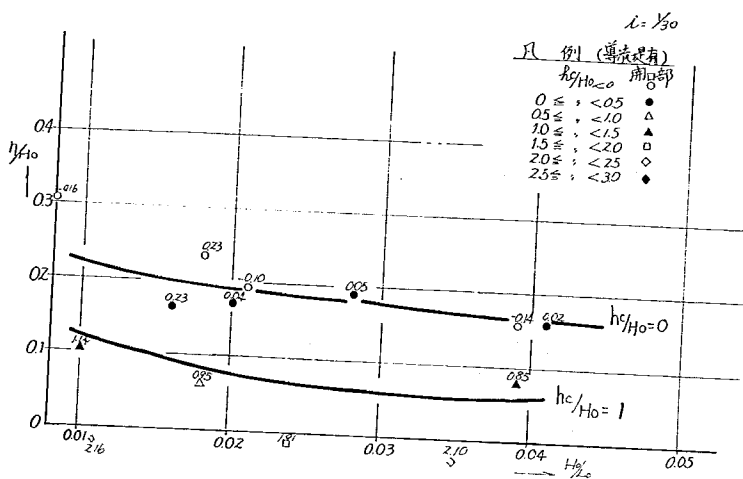


图 4-7-43 $H_0/L_0 \sim \eta/H_0$ 相関図

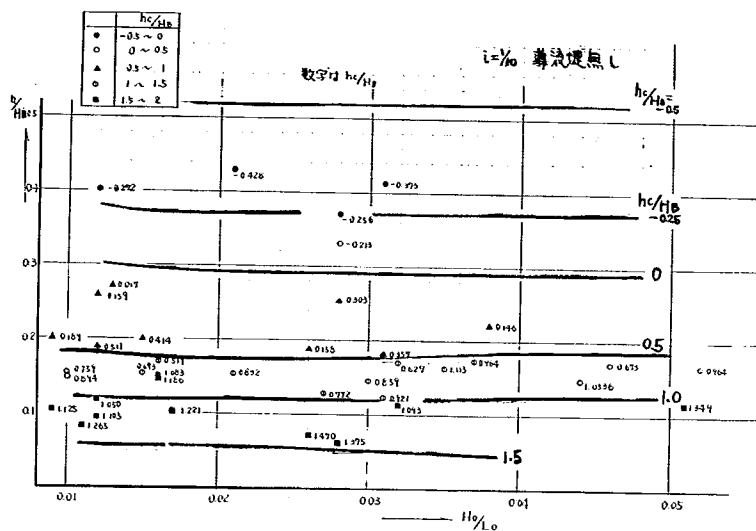


図 4-7-44 $H_0/L_0 \sim \eta/H_0$ 相関図

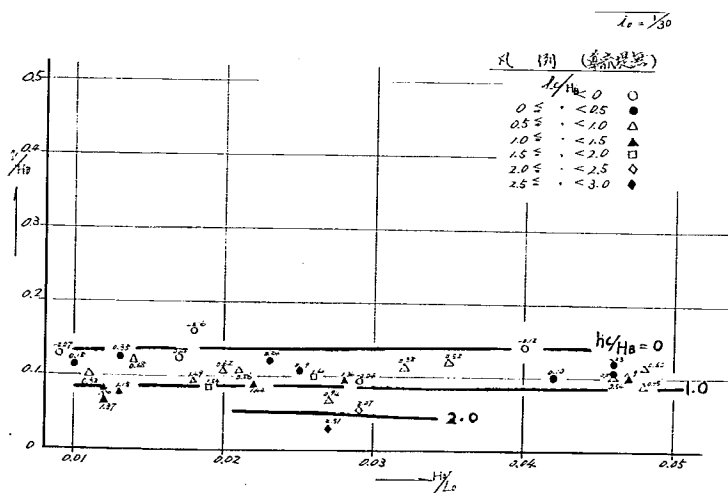


図 4-7-45 $H_0/L_0 \sim \eta/H_0$ 相関図

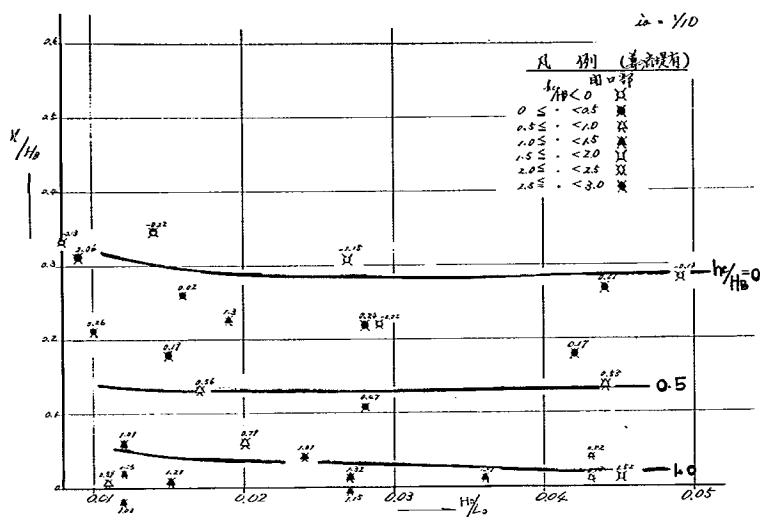


图 4-7-46 $H_0/L_0 \sim u/H_0$ 相関図

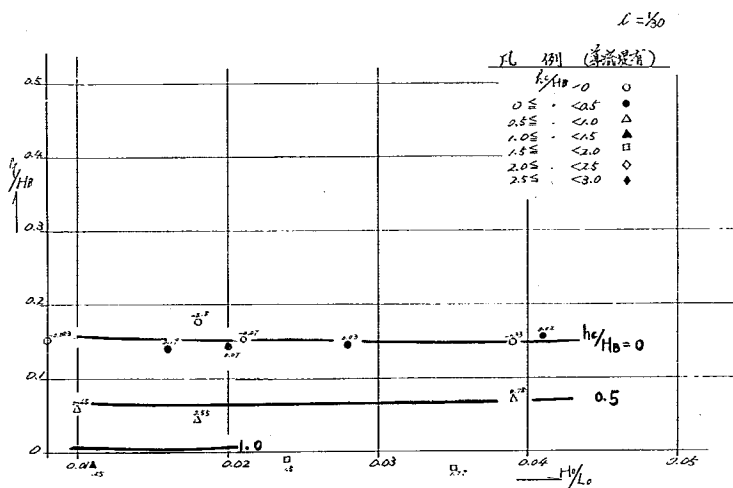


图 4-7-47 $H_0/L_0 \sim \eta/H_0$ 相関図

ある。この整理法によると η/H_B は、 H_0/L_0 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_0/L_0 、 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_0 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_0 が 2 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、0.5mm 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があるまい。また汀線付近の底質材料の粒径が 0.2mm 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。

4-7-3 外力によって河口地形が変化する場合の河口水位

ここでは波、河川流によって河口地形が変化する場合、河口水位をどのように把握したら良いかについて記す。

(1) 洪水時の河口地形変化

河口地形は洪水時に大きく変わる。この変化も河口の形状、底質材料、外力によって変化の型が異なる。次の四つの形に分類するのが水位評価のために便利である。

i) 垂直浸食型

河口において導流堤、あるいは護岸などによって側方浸食が防がれるような河川で、出水時には河口上流より河口の方が流砂量が大きいいため河口水深が増加する河川である。

ii) 側方浸食型

河口部において洪水時に河床の低下があまりなく、砂州を側方浸食して河口の河積を増加させるものである。このタイプの河川は裏日本の砂質大河川に多い。これは砂州上流の流砂が河口に集中し、河床の低下があまり大きくならないためである。ただし、この型も洪水初期には垂直浸食があるが、洪水後期は河口幅も拡がり、ほぼその河川が持つ動的平衡水深になるため、この水深が洪水前の水深と変わらないことが結果的に側方浸食型とみなされたとも考えることができる。

iii) 全方向浸食型

洪水時に河床の低下と砂州の側方浸食の両方向の拡がりて河口を拡げる河川で、砂質の大
河川はほぼこの型に入る。

IV) 越流型

砂州部を越流し、砂州を飛ばしてしまう型の河川で砂利河川や小河川が多い。砂利河川の
場合越流後の河床は砂州上流の河床高とはほぼ等しいと考えて良い。

以上4つの型に分けたが、同一河川でも洪水の規模、洪水前の河口地形によって河口の洪水
時の浸食形式は変わるので、以上の分類も絶対的なものとみなすべきでなく、洪水の規模等
によって検討対象河川の洪水時の河床変動型がどう変わるか十分な考察が必要である。

(2) 洪水時の河口水位の求め方

ここでは各々の河口浸食型式ごとに、どのように河口水位を求めたらよいかについて述べる。
なお移動床模型実験による洪水時の河口地形変化、水位の変化把握は最も有力な手段であるが、
ここでは主に模型実験にたよらない方法について述べる。

i) 垂直浸食型

側方への浸食が無いので、洪水時の河床変動は一次元的な現象としても、それほど実体と
大きな違いを生じないと考えられる。この場合、河口部の河床高、水位は次の三つの基本式
と流砂量式から求めることができる。

運動の式

$$\frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial t} (Q/BH) + \partial H / \partial x + \partial / \partial x (Q^2 / 2gh^2 B^2) + Q^2 / g \varphi^2 B^2 h^3 = 0 \quad \dots\dots\dots (4-7-22)$$

流体の連続式

$$\partial A / \partial t + \partial Q / \partial x + q_1 = 0 \quad \dots\dots\dots (4-7-23)$$

流砂の連続式

$$\partial z / \partial t + 1 / (1 - \lambda) \cdot 1 / B \cdot \partial Q_B / \partial x = 0 \quad \dots\dots\dots (4-7-24)$$

流砂量式

$$qs / u_* d = f (u_*^2 / sgd_m, H / d_m, s) \quad \dots\dots\dots (4-7-25)$$

ここで q_1 : 横流入量

上式を解くには差分化し、差分方程式を解けば良いが、解の安定性をよく考えて差分化し
なければならない。解の安定性の一つの条件として、差分式上の微小擾乱の影響域は、元の

式の微少擾乱の影響式より大きくなければならない。水面の重力波の波速は、河床変動速度よりずっと大きいので、近似的に安定化の一つの条件として

$$\Delta x / \Delta t > v_m + \sqrt{gh} \quad \dots\dots\dots (4-7-26)$$

が必要である。今水深 5 m, $v_m = 3 \text{ m/s}$, $\Delta x = 30 \text{ m}$ とすると $\Delta t < 0.73 \text{ sec}$ となる。差分時間間隔は小さく、計算時間が莫大となり、(4-7-22) (4-7-23) (4-7-23) 式の差分式をそのまま解くことは得策ではない。垂直侵食型の河口は、一般に河口での河道貯留効果は小さく、(4-7-22) 式の左辺第一項を無視してもほとんど結果に差を生じない。⁵²⁾ よって次のように簡略化すると良い。⁵³⁾

河口流出流量 Q と河口上流地点流量 I を同一とし、時刻 t において流入端と流出端（河口あるいは導流堤先端）の間は不等流的に流れるとし

$$\partial h / \partial x + \partial z / \partial x + \partial / \partial x (Q^2 / 2g B^2 h^2) + \frac{n^2 Q^2}{B^2 h^{10/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (4-7-27)$$

と (4-7-24) (4-7-25) 式を使って解けば良い。なおここでは河床の抵抗を表わすものとしてマンニングの粗度

係数 n を使った。計算の流れ

を図 4-7-48 に示す。

なお差分式の安定のために

は、河床の微少擾乱の波速

c より $\Delta x / \Delta t$ は大きく

なければならない。波速 c

は次のようにして求まる。

(4-7-27) 式を変形し、

単位幅流量を q とすれば

$$qs = A u_x^P = A (gh \cdot n^2 q^2 / h^{10/3})^{P/2} \quad \dots\dots\dots (4-7-28)$$

ここで $P = 3$ なら土研式、

$P = 5$ なら Brown 式に

相当する。上式を (4-

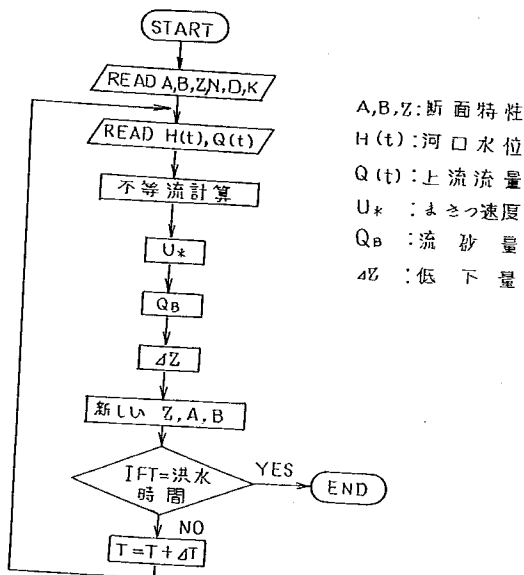


図 4-7-48 計算の流れ

7-24)式に代入すると

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{h} \{ (1-\lambda) \cdot \{-7P/6 \cdot A \cdot g^{P/2} \cdot n^2 q^P \cdot h^{-(7/6P+1)} \cdot \partial h / \partial x \} = 0 \quad \dots\dots\dots (4-7-30)$$

(4-7-30)・(4-7-28)式より

$$\begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial t} + 7P/6 (1-\lambda) \{ F_r^P / 1 - F_r^2 \} A \cdot g^P \cdot n^P h^{1/3P-1} \cdot \frac{\partial z}{\partial x} \\ = 7P/6 \cdot 1/1-\lambda \cdot \{ F_r^P / 1 - F_r^2 \} \cdot A \cdot g^P \cdot n^{P+2} \cdot q^2 \cdot h^{\frac{1}{3}P - \frac{13}{3}} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (4-7-31)$$

となる。よって

$$c = 7/6 \cdot P/1-\lambda \cdot \{ F_r^P / (1-F_r^2) \} A \cdot g^P \cdot h^{(1/3P-1)} \quad \dots\dots\dots (4-7-32)$$

となり、 $\Delta x / \Delta t > |c|$ になるように時間間隙を取る必要がある。ここで $F_r = v / \sqrt{gh}$ である。(4-7-32)式は流れが常流の場合、河床の微小擾乱は下流に伝わることを示し、(4-7-24)式の差分式は前進差分を取った方がよいことを示している。

境界条件は次のようにすればよい。ただし流れが常流の場合、流入端(上流端)は洪水時河床変があまり動かない点とし、そこで $\partial z / \partial t = 0$ 、および流量 $Q(t)$ をあたえ、下流端で潮位をあたえる。流入端の位置は砂利河川の場合には、より上流を流入端としておいた方がよい。

具体的な計算例として大淀川の模型実験⁵⁴⁾に適用し、実験結果と比較したものは次のごとくである。

模型縮尺 1/50 の大淀川河口模型に、現地換算 120m、および 200m 幅の導流堤を作り、図 4-7-49 に示す計画洪水を通水した場合の河床変動、水位変動を計算した。図 4-7-50 は導流堤幅 200m の場合の平面図であり、120m の場合は右岸導流堤が左岸側に移動している。また砂州を越流する流れが無いため図 4-7-50 に示す斜線部分を死水域とした。境界条件として 0.8km 地点に水位(潮位)、0.4km 地点に河床高(洪水中一定)と流量をあたえた。流砂量式としては Brown 式型を使い

$$q_s / u_{*d} = K \cdot 10 (u_{*d}^2 / sgd)^2 \quad \dots\dots\dots (4-7-33)$$

とし、K を流砂量公式の補正係数とした。実験に使用した河床材料は $d = 0.023\text{cm}$ 、 $s = 1.5$ の石炭粉である。空隙 $\lambda = 0.5$ 、現地換算の粗度係数 $n = 0.035$ として計算を行なっ

た。計算は模型上の値で行い、その結果を現

地に換算しなおした。

この計算結果の河床高と実験結果を比較した

のが、図4-7-51で

ある。これより $K=0.5$

が妥当な河床高を計算

している。 $K=0.5$ の

時の水位、河床高の時

間変化図を図4-7-

52、図4-7-53に

示す。この結果をみる

と、ほぼこの計算法で

河床高、水位を計算し

うることを示している。

ただし中導流堤の河道

側先端付近は、縮流に

よる渦の発生や、流れ

のはく離現象を適切に

評価しなかったためと、

渦による局所洗掘など

を計算に取りこむこと

ができなかったため、

計算と実験の河床高が

一致しなかった。導流

堤幅が200mの場合

には、流れが幾分な

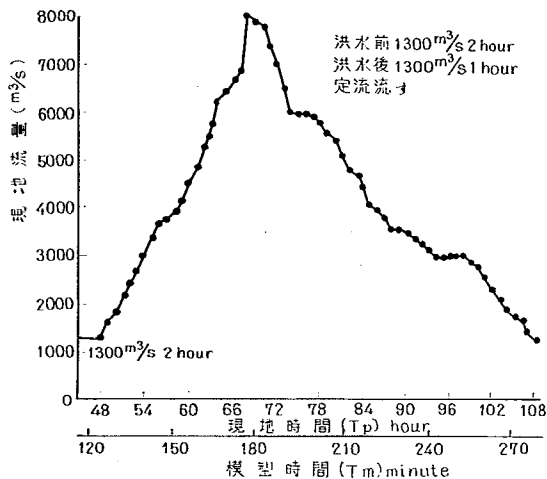


図4-7-49 洪水流量波形

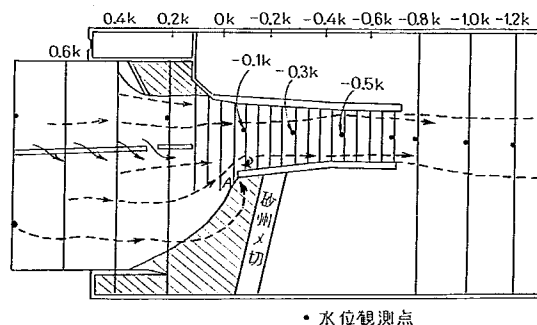


図4-7-50 大淀川河口平面図

らかになったため、120mに比較すればその差は小さい。また図4-7-52を見ると洪水ピーク流量前において計算水位は模型水位より大きい。この原因は、洪水ピーク時には導流堤内河床は、flat bedであつたらしく、粗度の減少または流砂量の急増を計算の中に入

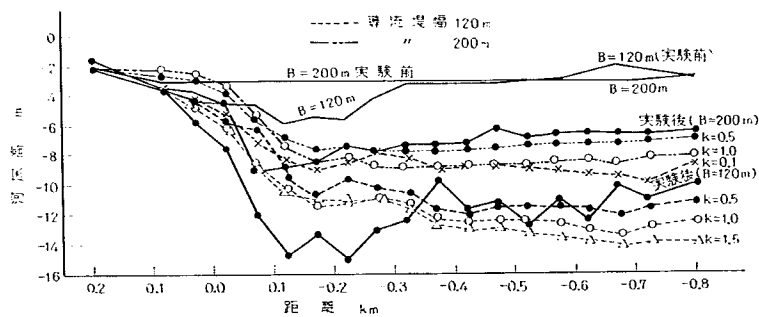


图 4-7-51 计算水位与模型实验水位 (导流堤幅 2.00 m)

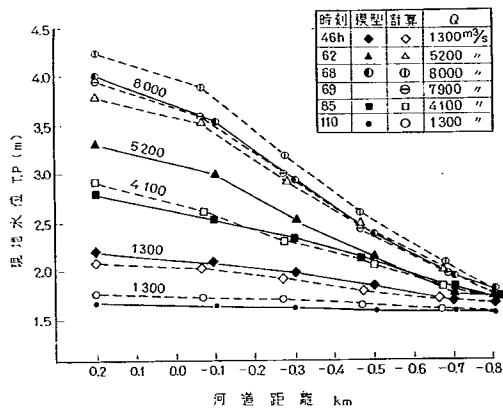


图 4-7-52 计算水位与模型实验水位 (导流堤幅 2.00 m)

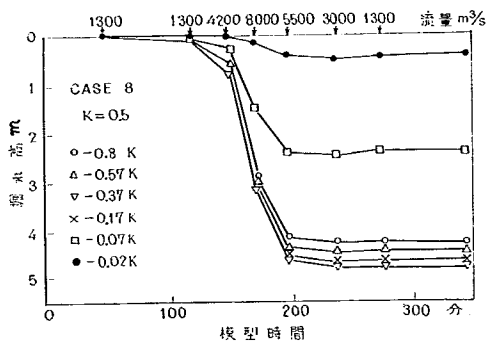


图 4-7-53 河床掘れ高時間変化

以上のように流砂量式および粗度を適切に評価することができるならば、一次元的河床変動計算によって十分に水位、河床高を把握しえろと考えられる。

ii) 越流型

越流型の河口の洪水時の水位を解析的に求めるのは不可能に近い。越流時には河口で限界水深が発生し、その位置が変動すること、水面波の発生、流れの集中などがあるからである。移動床模型実験が最も有効な把握法であるが、越流型の河口水位にはその水位に共通な特徴があり、これによってある程度砂州上流水位の把握が可能である。

越流型浸食型式の河口に、一山の洪水が来襲する場合、砂州直上の水位は、砂州によるせき上げ作用による第一のピーク（図4-7-5 4 A点水位）と砂州フラッシュ後、流量増大のための水位ピーク（B点水位）の二つのピークを持つことが多い。

前者の水位の上昇速度は後者より急である。A点水位は洪水前砂州形状によってほぼ決まり、洪水ピーク流量との相関はなく、洪水前砂州規模が同じならばほぼ同一水位になると考えてよい。よって過去の水位

観測記録からA点水位の最高水位を求めておけば、どのような洪水に対しても、ほぼA点水位はそれを越えることはない。A点水位は河口の砂州高（ただし洪水時にフラッシュされる変動砂州高）に多少の水位を和した水位と考えて良く、砂州頂高+50cmを考えておけば、これより高くなるこ

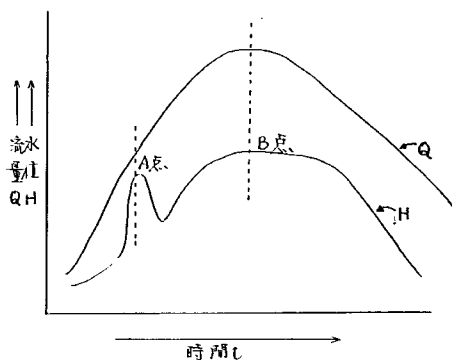


図4-7-5 4 越流型の場合の河口水位

とはないと考えて良い。表4-7-9にA点水位と砂州高の関係を示しておいた。

B点水位は、砂州のフラッシュ量と洪水流量に正確には求めることはできないが、次のような方法によって求めるしかあるまい。過去の洪水時の流量と河口水位の関係図を図4-7-5 5³⁵⁾ 図4-7-5 6^{32) 60)} のように作り、流量と水位の概略値を知る。この場合各洪水を図の中に示したように時間を記しておけば、砂州のフラッシュの影響もはっきりさせることができる。なお図4-7-5 5は手取川における美川（河口）地点水位と鶴来地点の流量の関係図であり、図4-7-5 6は千代川における賀露地点水位（左岸0.5km）と上流行徳地点（5.12km地点）で観測した水位を流量に換算し、河口までの流量到達時間を考慮した本川

表4-7-9 A点水位と砂州高

 d_p 現地粒径 d_m 模型粒径

河 川	水 位 と 砂 州 頂 の 関 係
大 谷 川 模 型	縮尺1/50, $d_m = 0.18\text{mm}$, $d_p = 10\text{mm}$ 前後, 砂州高 T.P 2.75 m とし、一部開口の場合、砂州上水位 max. T.P 2.49 m, T.P 3mの砂州頂の場合水位 max T.P 3m
渡 川 模 型	縮尺1/70, $d_m = 0.342\text{mm}$, $d_p = 9 \sim 15\text{mm}$, 最高水位は砂州頂高とほぼ一致, 現地でもほぼ一致
千 代 川 模 型	縮尺1/60, $d_m = 0.021\text{cm}$ の石炭粉, $d_p = 0.5\text{mm}$, 水位 max = 2.3 m, ほぼ砂州高に一致
大 淀 川 模 型	砂州の一部残る。水位は砂州頂を越えなかった。
久 慈 川 模 型	砂州頂3.5 m, 水位4.5 m (側壁の影響あり)
手 取 川 模 型	砂州頂2~3 m 最高水位 T.P 3.20 m (砂州部より0.2 K上流) 縮尺1/60 $d_m = 0.02\text{km}$ の石炭粉 現地も砂州高で決まる。T.P 2.8m
鳥川・乙大日川 模 型	砂州頂とピーク水位はほぼ一致 現地 $d_p = 0.5\text{mm}$ $d_m = 0.23\text{mm}$ 縮尺1/3
阿 武 隅 川	A点水位 T.P 2~2.5 m 砂州高2~2.5 m $d_p = 0.6\text{mm}$
大 瀬 川	A点2.5~3 m 砂州高2.5~3 m $d_p = 0.5\text{mm}$
天 神 川	A点水位2.5~3.5 m 砂州高2~3 m $d_p = 1 \sim 2\text{mm}$
日 野 川	A点水位2.5~2.8 m 砂州高2~2.5 m $d_p = 1.5\text{mm}$

筋の質露の推定流量に行徳より下流の支川量を加えて質露流量としたものである。この二つの河川の例では顕著なB点水位は現われていない。この方法によって計画高水流量位の流量の資料があれば、その水位より計画高水流量時の水位をある程度推定しうる。しかし一般にはそのような資料が無いのが普通であり、このような場合には過去の洪水後の河口断面形状を使って不等流計算を行い、計画高水流量時の水位を推定するほかあるまい。

iii) 側方浸食型および全方向浸食型

純粋の側方浸食型などというものは、河床面が固定床で側方のみ移動床という所以以外にはない。側方浸食型とみなされる最上川においても縦浸食と側方浸食を伴っている。図4-7-57は最上川河口の横断形の変化図である。冬期に発達した河口砂州は春の融雪出水によって拡がるが、出水初期には上流からの補給砂は少なく縦浸食があり、右岸側に深掘れ部がある。そ

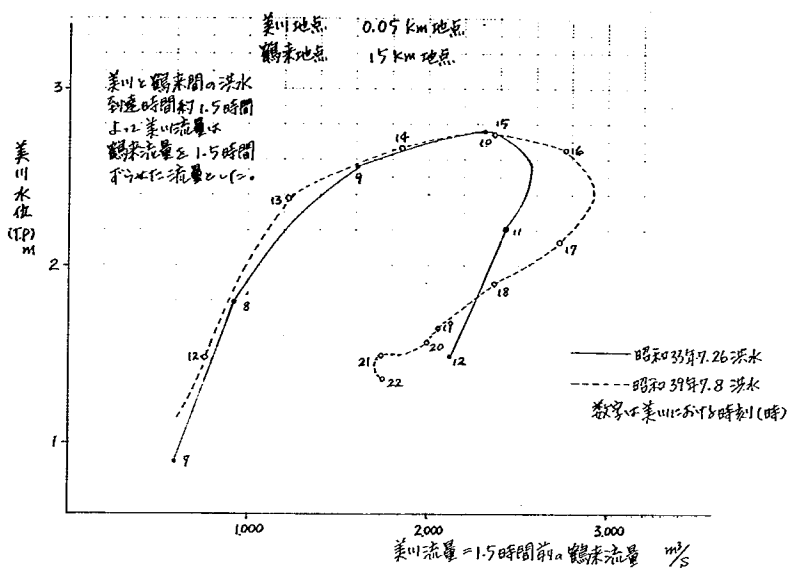


図4-7-55 手取川の水位と流量の関係

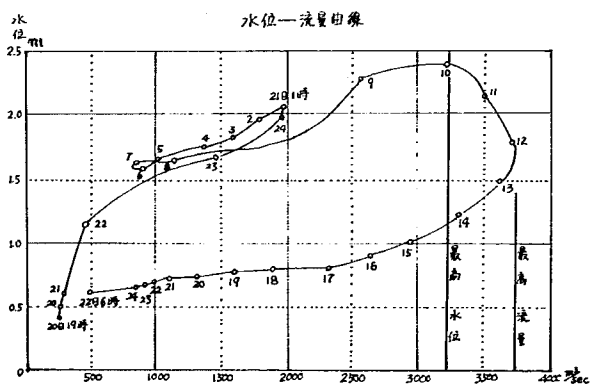


図4-7-56 昭和9年9月2日賀露量水標⁶⁰⁾

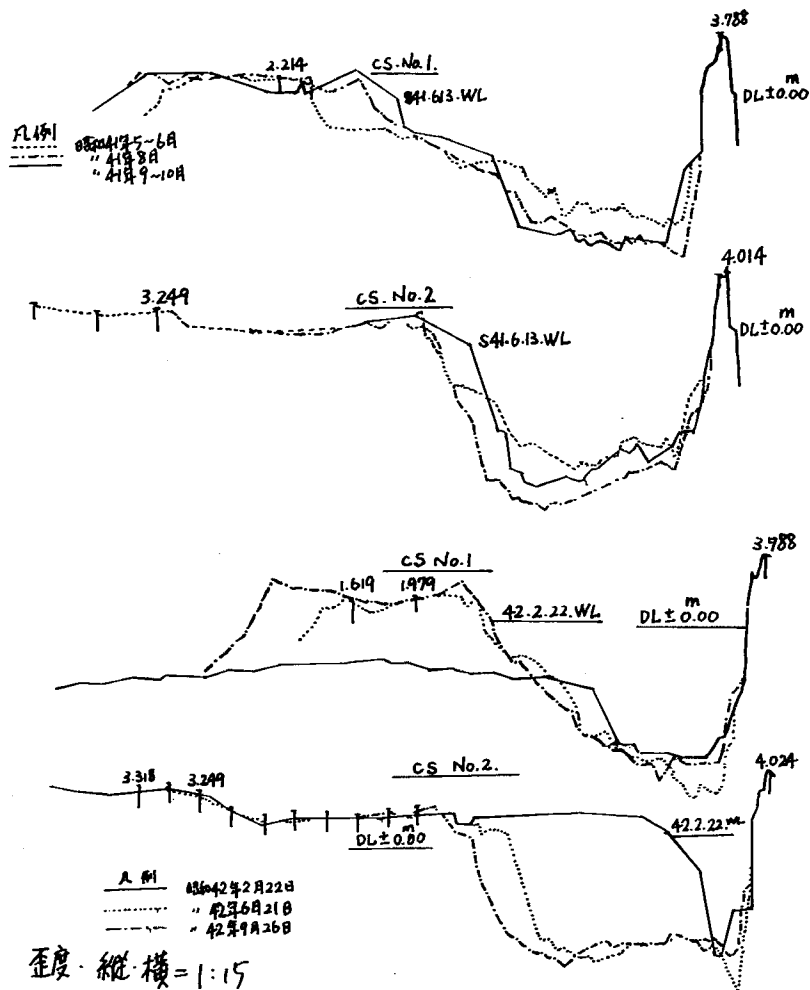


図4-7-57 最上川河口の断面形変化

の後の長く続く融雪出水によって上流からの補給砂と釣合った動的断面に近づき、ほぼ水平な河床高を持ったものと考えられる。このように側方浸食が卓越するか縦浸食が卓越するかは上流からの補給砂の量と河口の流砂量によって変わり、同一河川でも洪水の大きさによって変わるものである。それゆえ、ここでは両浸食型を分けることなく検討する。

まず初めに河口の断面形状と上流からの補給砂との関係について論じる。上流からの補給砂が少ない洪水初期には、砂州のA断面（図4-7-58）の断面型は縦浸食が強い Lane 断面形に近いような形となるが、上流からの補給砂が多くなると台形状になる。B断面は縮流の影響によって、流れが河心寄りに集中するためそこが深くなり、断面形状は三角形状に近くなる。このような流れの三次元性や流砂運動の三次元性を考慮して河床変動、水位変化を計算することは不可能に近い。

水位把握の方法は、越流型B点水位把握の方法と同じような方法にたよるか、移動床模型実験にたよるしかあるまい。なお筆者は河口の断面形を長方形と仮定し側方浸食量式⁵⁵⁾を仮定し、河口の砂州のフラッシュを計算したことがある。ある程度川幅の変化や河床高をシュミレートすることは出来たが、これを実際の河口に適用し、実用化するには無理と思われた。

なお河口砂州の河床材料の粒径が0.5～1mm位いの河では、洪水後の開口幅Bは、洪水ピーク流量を Q_{max} とすると、砂州を越流しなかった場合、 Q_{max} が4000 m^3/s で、200～300m、1000 m^3/s で100～150m、500 m^3/s で60～90m位となっている河川が多く、Bは Q_{max} の1/2乗に比例して広がっている。例（最上川、肝属川等）図4-7-59参照。

砂質河川の場合、河川平均流速が3～4 m/s になると、河床材料は浮遊し、土砂移動量が多くなる。河口部の洪水ピーク時の流速は砂質河川の場合3.5～4 m/s 前後になっているようである。

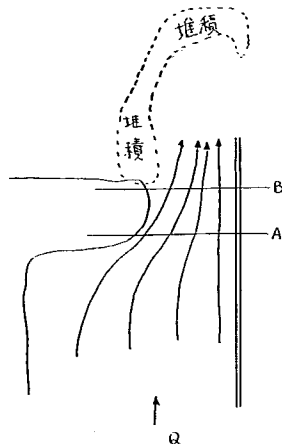


図4-7-58

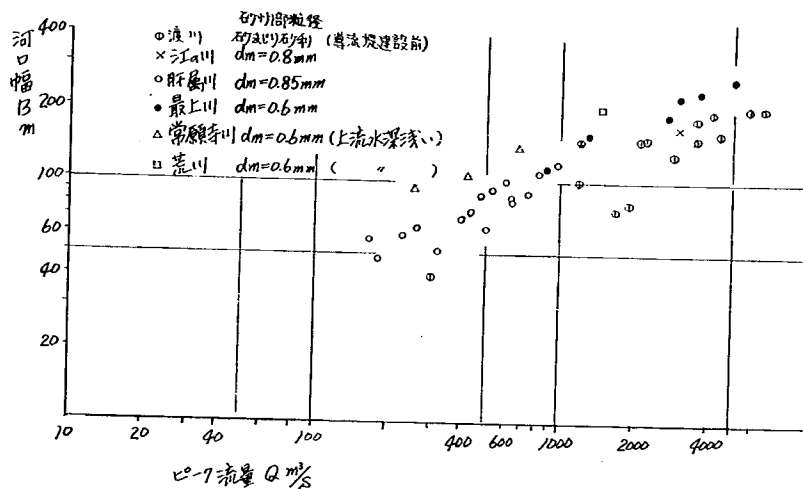


図 4-7-59 洪水後開口幅と洪水ピーク流量

4-8 波浪の侵入

河口に存在する河口砂州や河口前面の Bar 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、海浜形状、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、それらの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 4-8-1 は、最上川河口を図 4-8-2 の土研案 B=350m の導流堤によって砂州の発生を防いだ場合、河道内の波浪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。²⁶⁾ 波はほぼ導流堤の方向に侵入している。この実験や、千代川、³²⁾ 手取川、³⁵⁾ 大谷川、³⁴⁾ 利根川⁶³⁾ の模型実験によると、河道内への侵入波として破波ぎりぎりの波が、河道内への侵入波として一番危険な波と考えて良いようで、これより大きい波は沖で砕波し、河道内侵入波高は破波ぎりぎりの波とはほとんど変わらず、むしろ小さくなる。

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

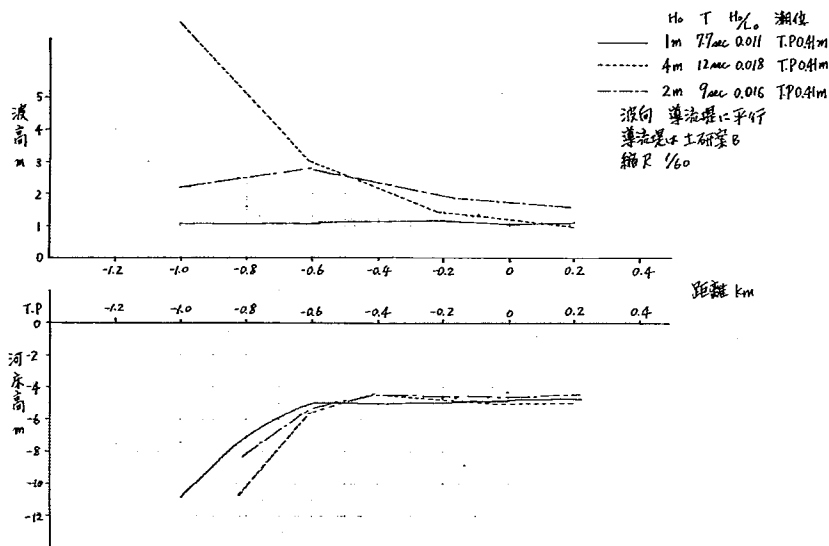


図4-8-1 最上川模型による河道内侵入波高の把握

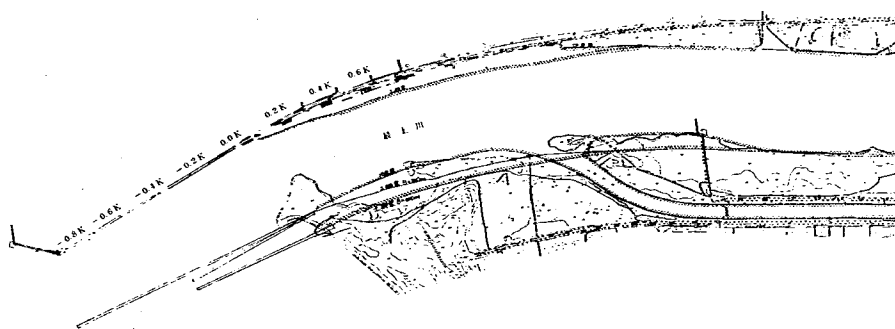


図4-8-2 計画法線

零とした場合には、波エネルギーの保存則より

$$H/H_0 = \sqrt{B_0/B} \cdot \sqrt{1/2 n \cdot c_0/c_n} = \sqrt{B_0/B} \cdot K_s \quad \dots\dots (4-8-1)$$

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、 $c_0 = gT/2\pi$ 、 $c = gT/2\pi \cdot \tanh 2\pi h/L$ 。

$n = \frac{1}{2} [1 + 4\pi h/L \cdot \sinh(4\pi h/L)]$ である。 K_s は浅水係数と言われている。

図4-8-3は4-5-2における実験7の終了後、導流堤先端幅0.5m、先端より1.15mより5°の角度で広がった導流堤を設置し、導流堤内水深を12cmとした場合に、波高がどう変わるかを調べたものである。河床高が移動床であったため、完全な水平床でなかったこともあって、導流堤内に反射波の影響などが生じ、波高が場所内に凸凹したが、ほぼ(4-8-1)式と一致している。こ

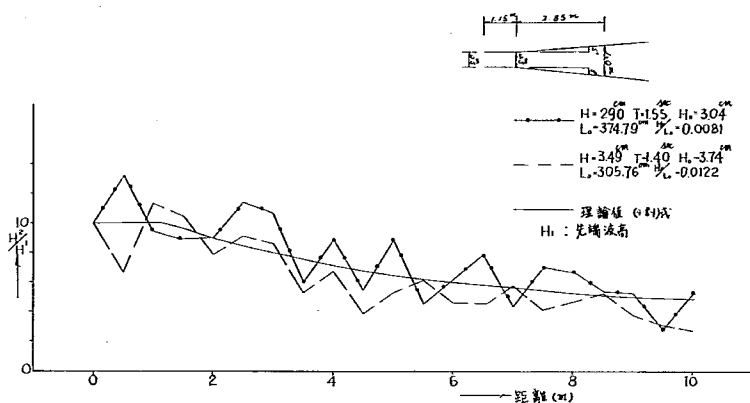


図4-8-3

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、Brestschneider 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_f は

$$k_f = H_2/H_1 = \left[1 + \frac{64}{3} \pi^3 / g^2 \cdot \frac{f H_1 \Delta x}{h^2} (h/T^2) \frac{K_s^2}{\sinh^3(2\pi h/L)} \right]^{-1} \quad \dots\dots\dots (4-8-2)$$

であたえられる。ここで f は底面のまさつ係数で、 $f = 0.01 \sim 0.02$ が適当とされている。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。 $f = 0.02$ $\Delta x = 50.0$ m とすると, 図 4-8-4 を使うと $T^2/h = 2.0$, $f \cdot H_1 \Delta x / h^2 = 1$ より, $K_f = 0.82$, $H_2 = 2.05$ m となり波高は大きくは減衰せず河道構造物に対して充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もあり, 模型実験等による検討が必要となろう。

河口に河口砂州が存在するような河川では, 砂州および, 河口前面の bar によって河道内に侵入する波の波高は小さくなり, 波浪に対する考慮はほとんどいらないが, 河口前面の海底勾配が急である海浜に流入する河川では, 波が汀線近くで砕波するため異常な高波が来襲すると, 波は河口砂州を越え, 河道内に侵入し河道構造物等に被害をあたえることがあるので, 十分な防護処置が必要である。

なお波の侵入高を把握する場合の水位は, 高潮時には波浪が大きいから, 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れば良いが, 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。

4-9 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なわなければならない場合も生じる。従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。

- a) 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
- b) 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, 全体としては塩水くさびの形をとる。

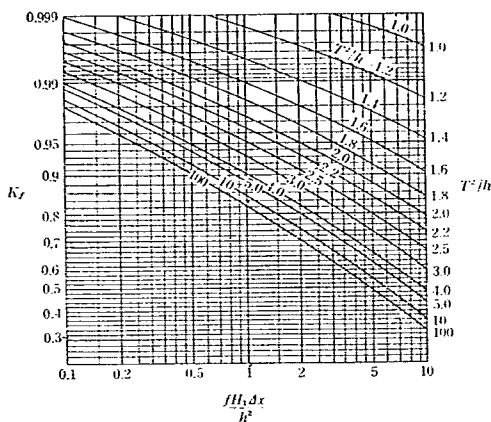


図 4-8-4 波高減衰を求めるための図 (単位: m-sec)

- c) 強混合型 乱れが強く、塩水の濃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良く、この場合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しうる。太平洋側で外海に面している河川は、潮位変動が1.5～2m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所が大きい。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あるまい。

参 考 文 献

- 1) 吉川虎雄・杉村新・貝塚爽平・太田陽子・坂口豊：日本地形論，東京大学出版会 1973
- 2) 三井秀夫：沖積世における海岸砂州の発達過程，The Quaternary Research Vol. 5 No.3～4 1966
- 3) 三井秀夫：海岸砂丘の形成について，The Quaternary Research Vol. 4 No.1 1965
- 4) 山本晃一：波による底質のふるまい分け作用，第24回海岸工学講演会 1977
- 5) 山本晃一：河口の砂州形状について，第19回水理講演会 1975
- 6) 山本晃一：河口の断面特性，第23回海岸工学講演会 1976
- 7) 竹田正敏，米田耕蔵：阿賀野川河口調査，北陸地方建設技術研究会論文集 1977
- 8) 野田英明，木村晃：河口閉塞に関する研究(1)，京都大学防災研究所年報13号B 1970
- 9) E.W. Lane：Design of Stable Channels，A.S.C.E. Vol. 120 1955
- 10) 吉高益男：河口安定論，1969年度水工学に関する夏期研修会講義集 1968
- 11) P. Bruum and F. Gerritsen：Stability of Coastal Inlets. A.S.C.E. ww 3 May 1958
- 12) Ernest C. McNair Jr.：Model Material Evaluation Sand Tests，Department of the Army Corps of Engineers，GITI Report 7 June 1976
- 13) 佐藤清一，岸力：河口に関する研究，土木研究所報告94号 1959
- 14) 建設省中国地方建設局：河口に関する研究（天神川河口について）第27回建設省技術研究会 1973
- 15) 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

- 16) 本間仁, 堀川清司, 影山正樹, 鮮干 : 相模川河口について, 第8回海岸工学講演会
1961
- 17) M.P. O'Brien: Equilibrium Flow Areas of Inlets on Sandy
Coast, A. S. C. E. ww1 Feb. 1969
- 18) J.W. Johnson: Characteristics and Behavior of Pacific Coast
Tidal Inlets, A. S. C. E. ww3 Aug. 1973
- 19) 近藤徹郎; 感潮狭口の最大流速水深と最小流積, 第21回海岸工学講演会 1974
- 20) 広田純也; 相模川河口堆積土砂量について, 第16回海岸工学講演会 1969
- 21) 広田純也; 河口堆積土砂量の計算について, 第17回海岸工学講演会 1970
- 22) 富永正照, 山口高志, 須賀堯三, 鶴木知夫, 高橋隆; 久慈川河口水理模型実験報告書Ⅱ, 土
木研究所資料631号 1971
- 23) 建設省常陸工事事務所; 久慈川砂州復元実験報告書, 1969
- 24) 建設省羽越工事事務所; 荒川河口砂州復元実験作業 1975
- 25) 須賀堯三, 山本晃一; 河口部水理模型実験の問題点, 第18回水理講演会 1974
- 26) 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
- 27) 小森保数; 渚骨川河口処理水理模型実験(Ⅰ) 開口位置の安定性について 北海道開発局
土木試験所 1973
- 28) 篠原謙爾・椿東一郎, 齊藤隆; 河口付近の碎波の性質と海岸形状について, 九州大学応用力
学研究所報第15号 1960
- 29) 野田英明; 河口閉塞に関する二, 三の実験, 京大防災研究所年報第10号B 1967
- 30) 鮭川登・浦路光央; 河口付近における砂の堆積現象に関する実験的研究, 土木学会第27回
年次講演会 1972
- 31) 須賀堯三・松村圭二・末吉一成; 河口砂州に関する実験的研究, 土木学会第27回
年次講演会 1972
- 32) 山本晃一, 野積尚, 林敏夫; 千代川河口付替に関する水理的検討, 土木研究所資料第1069
号 1975
- 33) 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
木研究所資料第975号 1975
- 34) 須賀堯三, 泉岩男, 山本晃一, 高橋晃; 大谷川河口模型実験報告書, 土木研究所資料 第
1009号 1975
- 35) 山本晃一, 野積尚, 林敏夫; 手取川河口処理に関する水理的検討, 土木研究所資料第1069
号 1975

- 36) 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
- 37) 岩垣雄一；海岸侵食論，1966年度水工学に関する夏期研修会講義集B-3 1966
- 38) 橋本宏；離岸堤による隣接海岸への影響予測モデル，第21回海岸工学講演会 1974
- 39) 土屋義人；海岸土砂収支と海浜変形，1973年度水工学に関する夏期研修会 1973
- 40) 佐藤清一，岸力；苦小牧港模型実験 主として防波堤によって生じる流れについて
第5回海岸工学講演会 1958
- 41) 田中則男，沢本正樹；砂浜港湾周辺における海浜変形，港湾技術資料No180 1974
- 42) J.O. Hinze；Turbulence P376~P450 McGraw-Hill Book
Company. INC. 1956
- 43) H. Schlichting；Boundary Layer Theory, McGraw-Hill Book
Company. INC. 1955 P590~614 Translated by J. Kestin
- 44) W. Tollmien；Berechnung Turbulenter Ausbreitungsvorgänge,
Zeitschrift für angewandte Mathematic und Mechanik. Vol. 6
1926
- 45) M.L. Albertson, R.A. Jensen and H. Rouse；Diffusion of
Submerged Jets, A.S.C.E. Dec. 1948
- 46) 石原藤次郎，志方俊之；開水路急縮部の水理学的性状に関する研究，土木学会論文集138
号 1968
- 47) 芦田和男；河川改修に伴なう断面急変部の水理とその適用に関する研究，京都大学学位論文
1961
- 48) A.J. Bowen, D.L. Inman and V.P. Simons；Wave Set Down
and Set Up. J.G.R. Vol. 73, 1968
- 49) 佐々木幹夫，佐伯浩；砕波後の波の変形に関する研究(2) 第21回海岸工学講演会
1974
- 50) 佐伯浩，佐々木幹夫；砕波後の波の変形に関する研究(1) 第20回海岸工学講演会
1973
- 51) 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，土木研究所報告第133
号 1968
- 52) 九州地方建設局；河口に関する研究“砂州のフラッシュ”第27, 28回建設省技術研究会
1973, 1974
- 53) 山本晃一；出水時砂州フラッシュ機構の検討法 土木技術資料 Vol. 14-8 1972

- 54) 須賀堯三, 浜谷武治; 大淀川河口模型実験報告書 土木研究所資料第705号 1972
- 55) 芦田和男, 村木嘉雄, 奈良井修二; 河川変動に関する研究(2) 京都大学防災研究所年報第14号 1971
- 56) Bates, C.C and J.C. Freeman Jr.; Inter-relations between jet behavior and hydraulic processes observed at deltalic mouths and tidal inlets, Proc. 3rd Conf. on Coastal Eng., 1952
- 57) 須賀堯三, 山田三郎; 河道内波浪通上と水理実験, 土木技術資料 Vol. 13-12 1971
- 58) 須賀堯三; 河口砂州におよぼす河川蛇行流の影響, 土木技術資料 Vol. 14-11 1972
- 59) 中国地方建設局; 第26回建設省技術研究発表会 河口調査, 写真撮映による河口調査 1972
- 60) 鳥取工事事務所; 千代川河口処理について 1963
- 61) M.I. Gurevich; Theory of Jets in Ideal Fluid, translated by R.L. Street and K. Zagustin, Academic Prees 1965 P57~94
- 62) 柏村正和, 吉田静男; 河口の流れの構造(1) 第15回海岸工学講演集 1968
- 63) 山本晃一, 林敏夫, 深見親雄, 坂野章; 利根川河口処理に関する水理的検討 土木研究所資料第1326号 1978
- 64) 榎木享; 河口砂州の安定断面について, 第26回土木学会年講 1971

5章 河口処理工法

5-1 緒 言

本章では、河口処理工法としての、導流堤、暗きょ、河道掘削、砂州開削、河口水門、設計のための基本事項について述べる。

河口処理を行うとは、人間の望む状態に河口をとどめておこうとするために、人間が自然に働きかける労働行為である。そうである以上、河口処理計画には、人間側の条件が大きく作用している。その第一の条件は、河口処理に対する投資額の限度である。現代の技術水準から言えば、投資量に限度がなければ、河口に対する人口の欲求を満足する技術手段は存在していると考えて良いが、現実の河口処理に当っては、河口改良による利益とその投資量等から、その経済性を判断することになしには河口処理工法を決めることはできない。優れた河口処理工法とは、少ない投資量でその目的を達するような工夫であると考えらるべきであろう。それゆえ河口処理工法の選定や設計に当っては、個々の河口ごとの自然的、人文的、経済的特殊性に合わせたものにならざるをえないが、ここでは一般論として、経済的、人文的特性にはあまりふれないで、どのような河川、どのような河口改良目的なら、どのような河口処理工法を選択し、どのような点に注意をはらって設計しなければならないかについて、実際例、前章までの結果を使って述べる。

5-2 河口導流堤工法

5-2-1 河口導流堤の機能

河口導流堤の機能として次のものが考えられる。

- イ) 河口位置の固定
- ロ) ミオ筋の安定
- ハ) 河口水深の維持
- ニ) 河口部洪水時水位の低下
- ホ) 河口閉塞の防止（平水位の低下）
- ヘ) 波浪侵入高低下

上述の機能も導流堤の設計を間違えると、その機能を発揮せず失敗におわる。

5-2-2 河口導流堤の長さ

導流堤の長さは、河口処理の目的、河川規模によって異なるが、原則として次のようなことが言える。

河口位置を偏流させず、河道幅の内に開口位置を固定させたい時は、汀線位置の季節的変動を見きわめた上で、干潮汀線より多少海まで導流堤を河道幅の間隔で二本出せば良い。一本の場合ではある程度海中にまで出せば、風上、風下どちらの側に設置しても導流堤沿いに河筋が固定する。

河口水深の維持のために導流堤を設置する場合には、年一回ぐらいの洪水で、導流堤内水深が4-5-2で述べた河口砂州発生限界水深以上に達するように導流堤間を絞り、砂州発生限界水深程度の所まで導流堤を延ばす必要がある。なお沖合の沿岸砂州を突き抜けるほどまで延ばす必要はなく、沿岸砂州手前のトラフ位置までで十分なようである。砂質大河川の場合導流堤を一本沖合まで出せば、流れが導流堤沿いに寄り、また砂州による縮流効果によって河口水深とみお筋が維持されるが、出水のたびごとに、河口前面 bar が発達し、船が通れなくなることがある。中小河川では河口水深を河川みずからの洪水によって維持することは不可能であり、河口水深を維持するためには導流堤と浚渫の併用が必要となろう。

導流堤の基部は原則として堤防、護岸などの構造物のある場合には、これに接着させ、天然海浜、中導流堤（図5-2-1のように導流堤が河道内にある導流堤）の場合は、荒天時に波が基部の背後に回り込まない位置まで河道側に延ばす。なお中導流堤の場合、基部の位置を図5-2-1に示すごとく、河川上流側に延ばすと砂州直上流の水位がA点の水位で決まってしまうため、砂州フラッシュ開始流量を小さくすることができる。⁴⁾（砂州を越流することがないと、砂州高は飛砂や、波にさらされる時間が長くなるため高くなってくる。それゆえ時々フラッシュさせた方が良い。）

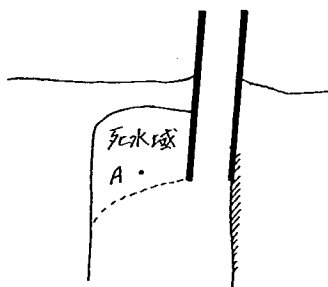


図5-2-1

5-2-3 導流堤の間隔

河口水深をある程度の深さ以上に維持するためには、4-3-2河川流による動的平衡断面で述べたことを考慮し、砂州の発生しない水深以上に導流堤の間隔を決めれば良い。ただし導流堤内は水深を維持しえても、河口からはき出された砂によって河口前面が浅くなることがあるから注意が必要である。しかし導流堤を出すと河口前面水深は、導流堤設置前に生じた洪水後の Bar ほど浅くなることはない。なお河口幅を狭くし、導流堤を延ばすことは、河口水位上昇の原因となるので河口水位がどう変わるかの考慮を入れて、河口幅を決めなければならない。

5-2-4 導流堤の方向

導流堤の方向は、なるべく汀線に直角になるようにする。沖においてゆるやかに曲げたり、多少の角度をつけることはかまわない。急激に曲げると、洪水時に主流が突き当たり、深掘れが生じる。また汀線に対して大きく傾けると、導流堤で反射した波によって汀線の後退等を生じることがあり、流砂量の多い河川では流出土砂を一方だけに補給するようになるので、この場合には十分な対策

を考えておかねばならない。

5-2-5 導流堤の高さ

導流堤の高さは、砂州部は波が導流堤の頂部を越えて、河道内に砂を送りこまないように、最高砂州高より1 m以上の高さにする必要がある。飛砂の多い所では別に飛砂対策を考えておく必要があろう。海部は波が越えないことが望ましいが、越波を許しても良い。一般には満潮位より2 m以上あれば十分なようだ。表-5-1に導流堤先端の天端高の例を示しておいた。

表5-1 導流堤先端高の例

	望満潮位	平均潮位	望干潮満位	先端高
遠賀川	T.P 0.81 m	T.P 0.14 m	T.P-0.46 m	T.P 2.5 m
延岡港	T.P 0.84 m	T.P 0.15 m	T.P-0.38 m	T.P 3.5 m
肝属川	T.P 0.97 m	T.P 0.10 m	T.P-0.51 m	T.P 2.2 m
大淀川	T.P 1.0 m	T.P 0.08 m	T.P-1.0 m	T.P 4.1 m
久慈川	T.P 2.24 m	T.P 1.83 m	T.P 1.399 m	T.P 3.66 m
利根川	Y.P 1.435 m	Y.P 0.832 m	Y.P 0.026 m	Y.P 2.6 m
円山川	T.P 0.534 m	T.P 0.308 m	T.P 0.065 m	T.P 2.3 m
渡川	T.P 0.68 m	T.P-0.065 m	T.P-1.21 m	T.P 2.16 m
江の川	T.P 0.411 m	T.P 0.290 m	T.P 0.169 m	T.P 1.0 m ただし水深-6 m 以浅はT.P 2.5 m
岩木川	T.P 0.556 m	T.P 0.341 m	T.P 0.117 m	T.P 2.045 m (途中まで) T.P 0.605 m(先端)
名取川	T.P 0.86 m	T.P 0.34 m	T.P-0.38 m	T.P 2 m(先端) T.P 3.7 m (途中まで)
相模川	1.50		0.0 m	2.5 m

5-2-6 導流堤の幅

導流堤の幅は、導流堤の構造によって決まるものであり、波によって破壊されないだけの十分な構造の幅とする。必要に応じて根固め、消波工を設けると良い。

5-2-7 導流堤の構造

導流堤の構造設計に当っては、波と河川流（洪水流）に対して大きくは破損されないだけの構造としなければならない。

i) 河川流に対する考慮

片導流堤や、二本の導流堤でも導流堤内に砂州の発生する場合には、砂州開口位置は片寄り、流れが集中し深掘れが生じる。平水時の深掘れ深さは、導流堤がなかった場合の深掘れ深さに相当する深さと考えて良い。洪水時は砂州フラッシュ形式によって深掘れ深さは異なるが、一般に砂質河口では深く、砂利河口では小さいようだ。最上川河口では最深部の水深が11mにも達したことがあり、砂質大河川では砂州縮流部の最深部の水深として10m程度考えておく必要があるようだ。ただし上流からの流砂量の大きい河川では側方侵食が早いので、これほど深くなることはない。中小河川でも砂質河川の場合は、4～5mは考えておく必要があろう。

導流堤内に砂州を発生させないような長い導流堤で、流れの片寄りが生じないような場合は、洪水時の河床高を一次元的河床変動計算によって知り、それに対応する導流堤の構造としておく必要がある。なお中導流堤の場合、河道側端部における洗掘深は大きく洪水時水深ぐらいは局所洗掘されると考えておくべきであろう。なお基部をブロックなどで保護し、そののり勾配を緩くすると局所洗掘深を小さくすることができる。

ii) 波に対する考慮

導流堤の設計に当っては、波と海岸地形の応答特性を把握しておかなければならない。沖波波高が同じであっても、海浜底質材料によって海岸地形や汀線近くの波の大きさも変わってくる。一般に砂利河川ほど汀線近くの波高は大きく、それゆえ波力も大きくなる。底質材料が細かくなるほど汀線近くの波力は小さい。また小粒径海浜では沖浜勾配が小さいので、大きな波は沖で砕波され汀線に対する影響は小さいが、砂利河川では沖浜勾配が急な海浜が多く、異常高波による波浪の河道内侵入や構造物破損を考慮しておかなければならない。

○導流堤の設計に当っては、波による局所洗掘に対する考慮しておかなければならない。洗掘されやすい地点は、導流堤先端部、砕波点位置であり、砂海浜の場合水深3～4m地点が一番はれやすいようで洗掘深3～4mにも達する。これ以浅では洗掘深は急激に小さくなり、深ければ徐々に小さくなる。⁵⁾

また導流堤が波向きに対して斜めの場合、波が導流堤沿いに走るようになり、導流堤沿いに洗掘されることがある。導流堤に波が直角に当たると反射波が発生し、1/2 L型の海床変化が生じる。深掘れ位置は波と底質によって変わるようである。⁷⁾

iii) 河口導流堤の構造型式⁸⁾

○ブロック積み上げ式

十字ブロック、テトラポットなどのコンクリートブロックを台形状に積み上げたもので、基

この工法の利点は施工が容易であり、修理が簡単であることである。ただし、波や洪水流による沈下やくずれなどがあり、ブロックが落ち付くまで長い時間がかかり、補修を続けなければならない欠点を持つ。また透水性構造物であるため、ブロックを3～4列並べただけでは、河水がブロックの下を通り抜け、偏流防止対策として成功しない例が数々見られる。河水の通り抜けを防ぐためには十分な幅断断面にする必要がある。

大淀川(天端幅7~12m, 勾配1:1.3, 5~8t乱積)

高津川(天端幅6~7 m, 勾配1:1.3, 6~10 t乱層積)図5-2-2

であり、天端幅 5 m 以上、勾配 1:13、ブロックの大きさ 5～16t となっている。なお荒天時には破損があり、補修積み重ねを続けている。

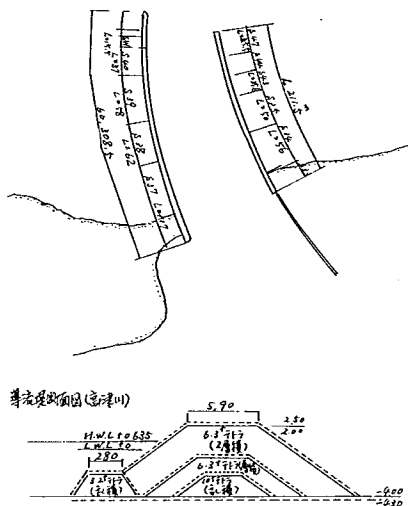


图 5-2-2

○捨石式

粗石を山形に盛上げて堤状に築いたもので、古くから用いられている。下部に沈床を敷き、その上に捨石することもある。多量の粗石を必要とするため施行位置付近に好適の採石場を有する必要がある。近年は前述のブロック積みにとって変わられつつある。例としては鳴瀬川河口導流堤がある。この導流堤は明治初期にC.J. Van Doorn の指導によって築堤されたものであるが、大波によって幾度も破壊され、石を積むことで補修してきた。

○捨石とブロックの組合せ式（図5-2-3）

下部に沈床を敷き、その上に捨石を行い、表面を人工ブロックで全面および一部をおおうもので、多くの河口で行われている。上部を場所打コンクリートで固めることもある。

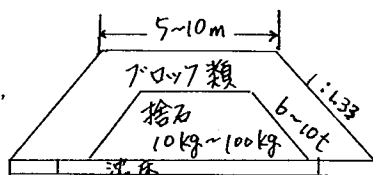


図5-2-3 捨石とブロックの組合せ式

○コンクリートパイル打込み中詰め式

コンクリートパイルを二列あるいはそれ以上打込み、その間にブロックや捨石を詰め込む方法である。上部にコンクリートを打設したり、消波工を側面に入れることがある。この工法は導流堤の幅を狭くすることができ、またブロックの消耗が少ない利点を持つ。例として石狩川河口を示す。（図5-2-4）

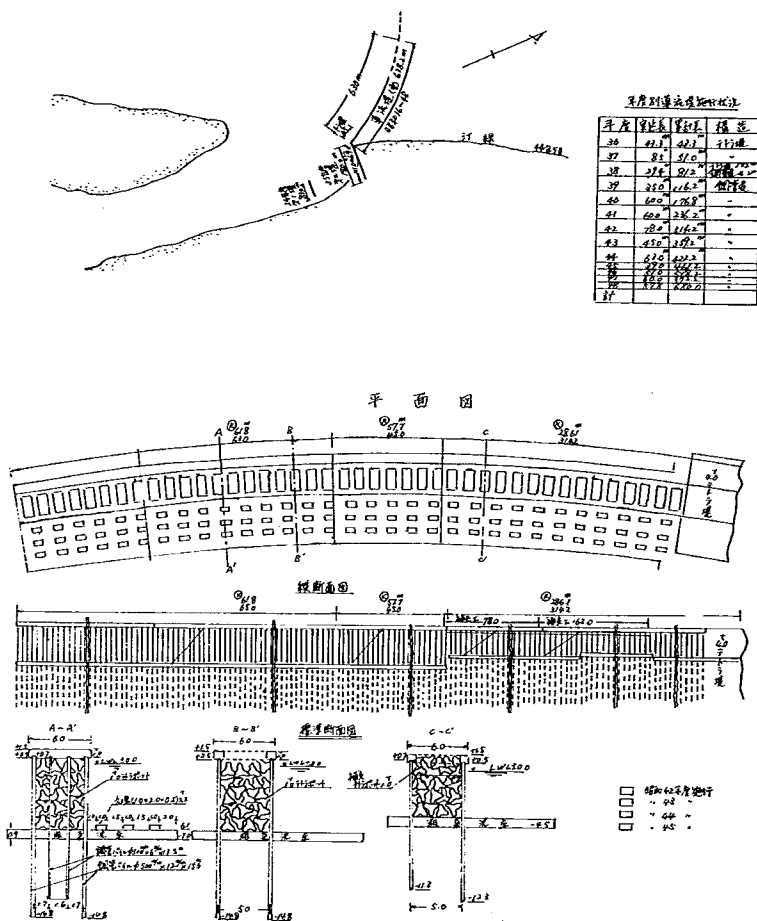


图 5-2-4 石狩港導流堤年度別施工状況图

○矢板打込み中詰め式(図5-2-5, 図5-2-6)

コンクリート矢板あるいは鋼矢板を二列打込み, 中に捨石を行い, 上部を場所打コンクリートで固めてしまうものである。洪水流によって深掘れが心配されるような所では有効な方法であらう。なお, 腐食に対する考慮が必要である。

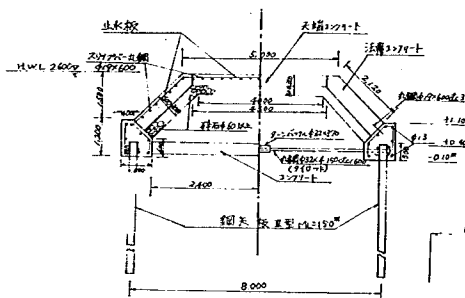


図5-2-5 天神川導流堤標準断面図

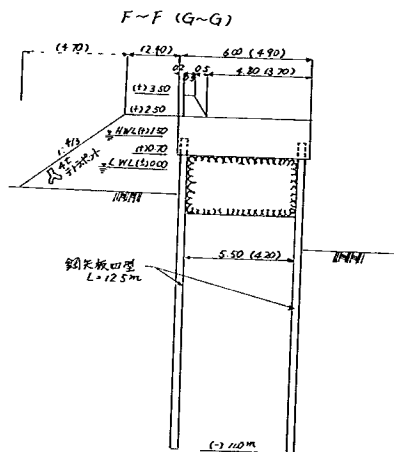


図5-2-6 相模川導流堤の一部分

○ケーソン式(混成堤)

ケーソンを捨石の上に設置するもので, 導流堤を防波堤の一部とするような強固な構造物を必要とする所, 水深の深い所で設置される。本体製作をドライワークで行うことができるため, 施工が確実で海上作業日数を短縮することができるなどの長所を有するが, ケーソン製作設置など相当の工費を要し, またケーソンの進水, 運搬, 据付けなどの可否が水深に左右されることが多い。例として久慈川河口を示す。(図5-2-7, 図5-2-8)

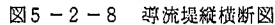
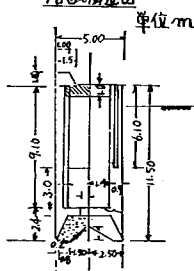


圖 5-2-8 導流堤縱橫斷圖

(S.39年完成の導流堤)

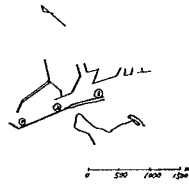
潛承構造図



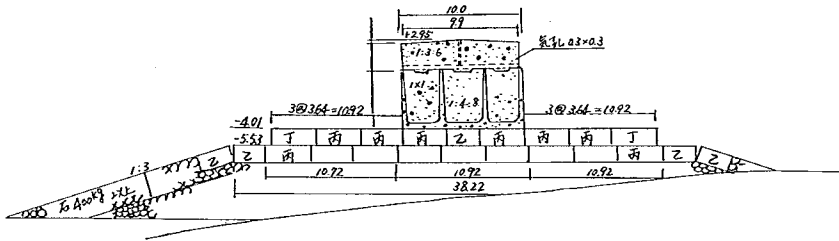
矢板導流堤：矢板の打込みは河川
工法とモノヰ一打工法を併用可。

図5-2-9 馬込川 処理工, 縦横断面図

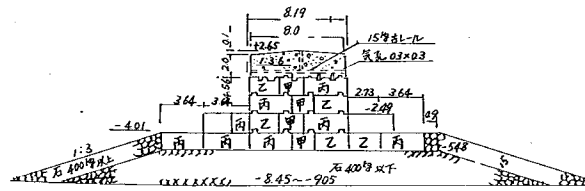
下部に捨石を行い、その上にコンクリート方塊を乗せるものである。多くの河口で施工されている。例として最上川を示す。(図5-2-10)



① 断面



② 断面



③ 断面

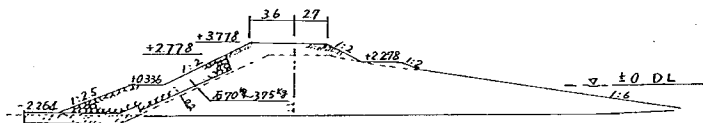


図5-2-10 最上川の導流堤

5-2-3 その他の注意事項

○漂砂の卓越性のある場合

漂砂が一方向に卓越している海岸には、沖に長く出る導流堤の建設は避けたい。どうしても設置する場合には、漂砂移動方向の上手側の堆積対策、下手側の浸食対策を考えておく必要がある。対策工としては堆積した土砂を下手側に人工的に輸送する Sand by-Pass 方式が一番良いが、日本においてはこのような方法が行われたことはなく、堆積した土砂は骨材として使い、浸食された海岸は、突堤、離岸堤などで浸食防止を企てる例が漁港などでは多い。導流堤工法の経済評価には、これらの対策工も一体として評価されるべきであろう。

○導流堤による平水位の低下効果

導流堤を汀線までしか出さない場合や片導流堤の場合には、河口開口部の河積はほとんど増加しないし、また平水位の低下効果も少ない。平水位を下げるためには、河口に砂州を発生させないような導流堤の配置計画としなければならない。

○偏流型河口における導流堤による Short-cut 効果

図5-2-11のような偏流

型河口は、偏流点で河道をショートカットし、岬の変わりに導流堤によって偏流を防げば、河道距離が短くなりA点水位を下げること、河口閉塞回数を下げること、また土地の利用面積が増大する。

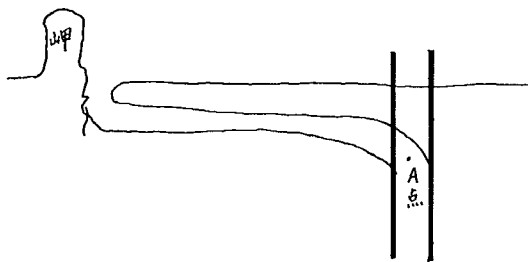


図5-2-11

5-3 河口部河道掘削⁶⁾

近年河川の計画流量改訂に伴って、河積を確保するために河道の掘削および低水路幅の増大化が計画されることが多くなってきた。河口部においても、計画高水位を変化させることなしに計画高水流量を河道に飲ますため、河川上流部、中流部と同様な計画がなされている。しかし河口部は河川上流部と異なって、河床の低下に伴って水位が低下することはないので、河川みずからが持つ平衡河道にもどる速度は早い。それゆえ掘削河道が維持できるか、その変動速度はどのくらいか十分に検討しておかなければならない。掘削河道を堆積させる土砂は、波による漂砂の持ち込みと、河川上流からの流出土砂によるものを考えておけば良い。河川からの流出土砂による河床上昇は、一次元的河床変動計算によって把握することができる。この計算の場合、小流量は日平均や周平均流量で良いが、洪水は時間流量をもちいることが必要である。計算にあたる流量は実際の記録を

もちい、10年以上の流況をあたえる必要があろう。また計画高水流量に相当する洪水が河口に来襲した場合、河口の河床がどう動くかを見ておく必要もある。

波による河道内の漂砂の持ちこみは、導流堤によって防ぐしかないが、導流堤内水深を砂州発生限界水深以上にしておかないと、導流堤内河床上昇速度は早い。たとえ砂州発生限界水深以上であっても、多くの港湾において定期的な浚渫が必要のように、しだいに波によって漂砂が持ち込まれ河床高は浅くなる。よって掘削河床高がその河川が持つ平衡河床高より低い場合には定期的な浚渫が必要となる。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、浚渫河床はある程度長い期間維持しえるようであるが、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。

このほかに河道掘削による二次的影響として、河口からの流土砂量の減少による河口近くの海浜変形、波浪の侵入高の増加、塩水の侵入距離の増加、取水位の低下などが生じる恐れが強いので、これらについて十分な検討を行い、対策工と一体となった河道掘削計画を立てる必要がある。

なお河口部を掘削する場合、あまりに河口断面積を大きくすると、洪水時に塩水が河口から出ず、河口河積がすべて有効河積とならないことがある。土砂堆積の面から考えると少なくとも年数回河口から塩水くさびが出ることが必要であろう。河口で塩水くさびが出る条件は、

$$Q \geq \sqrt{\epsilon g h_e} \cdot h_e \cdot B$$

である。 ϵ は海水と河水の比重差、 h_e は河口水深、 B は河口幅である。

5-4 砂州開削

小河川では、河口閉塞に伴って河道内水位が上昇し田畑がたい水し、農作物特に水稲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れば良いが、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。なお小河川では砂州開削の方法として水流ジェット（消防ポンプ）によって砂州を飛ばす方法なども考えられる。

また砂州のフラッシュを容易にするためと、洪水時の河口水位を低下させるために、河口砂州の一部または全部の砂州頂高をブルドーザー等で低めて、河口の洪水時水位を低くするという河口処理方法がある。ただし太平洋側のように台風による出水の場合、洪水前のうねりによって砂州開削部が埋めもどされ、また砂州高も開削前と変わらなくなってしまうことが多く、このような方法は

大河川ではなるべく避けたい。掘削幅が狭い場合には効果がない場合もあるので、幅については十分な検討が必要である。砂州部の開削はブルドーザー、グラブシャベルなどが一般であるが、ダイナマイトによる砂州爆破も試みられた例もある。開口幅は広いほど安全であり、開削する高さは高いほど維持しやすい。人工開削による河口水位低下効果を把握する方法は、模型実験あるいは現地試験施工し、洪水時の砂州上流水位がどう変わったか調べるしかないであろう。砂州開削を河口処理計画の中に入れる場合は、常に開削部を監視し、波浪によって大きな変化が起っていれば、常に計画の形に保つことが必要である。

5-5 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のようだ。

水門を汀線近くに設置し、砂州の発生を防ぐという例は筆者は知らないが、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、水門による河口閉塞防止工は有効と考えられる。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。

5-6 暗きょ工

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、現在実験的検討や現地資料を解析を通して検討中である。別の機会に詳しく報告したい。

参考文献

- 1) 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
- 2) 建設省河川局治水課，土木研究所；河口調査要領（案） 1972
- 3) 山口高志；河口閉塞とその調査の問題点，土木技術資料 Vol.11-10 1969

- 4) 山本晃一, 野積 尚, 林 敏夫; 手取川河口処理に関する水理的検討, 土木研究所資料第1069号 1975
- 5) 和田善吉, 西村一男, 楡井康裕; 防波堤周辺の洗掘および海岸の欠壊について, 第17回海岸工学講演会 1970
- 6) 山本晃一; 河川の流量改定に伴う河口処理の問題点, 土木技術資料 Vol. 20-2 1978
- 7) 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 Vol. 975号 1975
- 8) 建設省東北地方建設局; 河口に関する研究 処理工と構造物 第26回建設省技術研究会 1972

6章 河口部の水理計画

6-1 緒 言

本章では、河口部の水理計画はどうあるべきかを簡単に記す。

6-2 計画高潮位^{1) 2) 3)}

高潮は、強風や気圧の変化などの気象の原因で海水面が上昇する現象であり、気圧低下による海面上昇、風による吹き寄せ、波浪による set up などが総合されたものである。わが国では顕著な高潮は台風の接近によって起ることが多い。大きな高潮が発生しやすい所は湾に多く、東京湾、伊勢湾、有明海、瀬戸内海西部、鹿児島湾などで顕著である。

計画高潮位は、海岸保全計画を検討する場合の基本の高さであるが、特に河口部においては海面の高まりが河道内に入し、堤内地に影響をおよぼすほか、河川流の流出をさまたげる。

計画高潮位の決定方法としては

- ①既応の最高潮位
- ②朔望平均満潮位 + 既応最大潮位偏差
- ③朔望平均満潮位 + 堆算式を用いて計算された気象潮偏差
- ④潮位の確率評価値

などがある。

近年河川の計画が観測資料を統計処理し、計画規模を確率表示する方向にあり、今後計画高潮位も確率評価による方向に向うと思われるが、現状では潮位観測が確率評価するほど長い期間測定されていないことを考えると、既応の大きな台風が来襲した場合を想定し、気象潮を堆算する③の方法が良いと考えられる。なお気象潮の堆算には、気圧低下による海面上昇と風による吹き寄せの和として求められるが、河口の計画のためには、このほかに波による wave set up による海面上昇も考慮していく必要がある。^{4) 5)}

なお計画高潮位が算定されている河川は、今まで大きな高潮による被害のあった河川しか計画されておらず、日本海側河川や、外海に面している河川では、大きな高潮現象が生じたことはなく、一般には計画高潮位が算定されていない。

なお津波の恐れのある所では、これに対する考慮が必要である。

6-3 計画河口水位^{1) 5)}

計画河口水位は、計画高水流量時の計画上の河口の水位である。この水位は不等流計算における出発水位として使われる。急流河川では計画河口水位がある程度変化しても、上流の水位におよぼ

す影響範囲は小さいが、感潮部の長い緩流河川ではかなり上流まで影響をおよぼし、計画河口水位
の決定に当っては十分な検討が必要である。

計画河口水位として今まで次のような値が取られてきた。

- ①既応最大潮位
- ②塑望平均満潮位
- ③塑望平均満潮位 + 気象偏差
- ④年最大潮位による確率評価潮位
- ⑤洪水時の既応最大潮位
- ⑥洪水時の最大潮位の確率評価潮位
- ⑦洪水時の既応最大水位

①は、多くの河川で用いられているが、その場合、地震による津波の発生による異常潮位現象
などをチェックし、それらを除いた既応最大潮位としている所が多い。このように異常潮位の生起
原因までたどり帰って計画河口水位を決定する必要がある。一般に高潮があまり生じない河川、ま
た砂州による河水のせき上げ現象の小さい河川で取られている。

②は、異常潮位現象のない河川では妥当であるが、一般には計画値として安全度が小さいと思わ
れる。

③は、中小河川で河口までの洪水到達時間が短く、高潮などの気象潮の生じる時と洪水が一致す
る場合には妥当であるが、一般には計画高水のピークとは、ずれがあるので計画値としては過大と
なる。

④は、計画高水流量の確率年と同程度の潮位確率とするもので、計画高潮位としては妥当として
も、計画河口水位としては過大水位と考えられる。

⑤は、観測資料が少ないと多少安全度が落ちると考えられる。

⑥は、洪水時の最大潮位の生起確率として、計画高水流量の確率年として同程度のものとするも
のである。洪水と潮位変化がまったくの独立事象とすれば、この水位は塑望満潮位より多少高い潮位
となるだけでそれほど大きな水位となるわけではない。洪水と潮位変化が独立事象で無い河川では
高潮等の影響もあり、かなり安全度の高い水位となる。

⑦は、河口部に砂州などが存在する場合に、外潮位と河川水位の関係が明確でないことから、砂
州上流を計画河口水位位置とするもので河口砂州の存在する多くの河川で行われている。砂州のフ
ラッシュ過程を正確に評価しえない以上、この方法は妥当なものと考えられる。

以上のように河口出発水位は、潮位と洪水がまったくの独立事象でないことや、河口部の洪水時
の地形変化のため、一律的に決められるものではなく、河口の特性に合わせて上述のような値を使
って決めていく必要がある。

上記で求めた値を計画河口水位とする場合、問題となるのがその位置である。⑦の方法以外の場合は、河口先端部（導流堤先端部）とすれば良い。この場合潮位観測地点が河口先端付近であれば、①～⑥の値をそのまま使って良いが、離れている場合には河口先端水位と潮位の差 Δh を加えた水位を計画河口水位とするべきである。 Δh としては、淡水と塩水の密度差による水位上昇量 $\Delta h = \epsilon h$ (h は河口水深) を考えれば良いが、流出土砂が多く、河口に釣鐘状の bar の生じる場合には、それによる水位上昇量の考慮が必要となる。また洪水時に波が高い可能性のある所では wave set up による水位上昇への考慮も必要となろう。⁹⁾

なお出発水位位置を沖に置き、河口からその地点まで流水断面を断面幅が徐々に広がった仮想断面にして、不等流計算をすることは、河口水位を低下させ危険側の水位となることが多いので避けるべきである。

6-4 河口部の計画水位

河口部の計画高水位は、計画高潮位と、計画河口水位に計画高水流量が来襲した場合に出現すると考えられる水位の内高い方とするべきである。

計画河口水位に計画高水流量が来襲した場合出現すると考えられる水位の求め方は次のように考えればよい。

イ) 河口部に砂州が存在せず、洪水時に河床高もあまり変動しない河川

計画河口水位を出発水位とし、計画河床高、計画横断形に対して、計画高水流量で不等流計算より求めた水位とする。

ロ) 洪水時に河床高が変化する場合

垂直浸食型の河床変動の場合 4-7-3 (2) i) による計算法および移動床模型実験によって把握した水位とする。この場合平常時河床高に対する不等流計算も行なって河床変動がどの程度水位に影響をあたえるかも調べておく必要があろう。なお流砂量式としては、検証計算や実験を行うことによって、その流砂量式の適用性を調べておく必要があろう。

越流型浸食の場合は 4-7-3 (2) ii) による把握法および移動床模型実験による。なお計画河口水位が砂州上流である場合には、この水位を出発水位として計画高水流量で不等流計算しておけば安全側の水位となる。

側方浸食型および全方向浸食型の場合は 4-7-3 (3) iii) による方法および移動床模型実験によって把握した水位とする。

なお、このような方法のほかに次のような方法によって計画高水位を求めようとした例があることをつけ加えておく。

○ 潮位と流量の複合確率より各地点で生起するであろう水位確率を推定して求める方法

例 荒 川 6)

○風による吹きよせを考慮に入れて水位を求めた例

例 木 曽 川 2)

6-5 河口部の計画河道

河口の河道は、河川流のみならず潮位、波の影響を受け、河床変化は河口部より上流の河道に比べて急激である。通常の河道計画では計画河床高、計画横断形という計画論上の概念が使われ、河道が設定されたら計画上は動かないとしている。これは河道が急激には動かないという河道の現象の反映であるが、河口においては砂州などの存在によって平常時と洪水時では、河床高や川幅が異なり、河床高、川幅を水理量（流量等）の従属変数と考えるとおかなければならない。そういう意味で計画河床高や計画横断形という概念を河口より上流の河道と同じように使うことには疑問が残る。

一般に河口においては洪水時の河床は時間的に変動するものであり、計画ハイドロに対応して河床が動くという考え方が必要となるのではなかろうか。計画河床高という概念を使う時には、平常時に現われる河床と洪水水位ピーク時に現われる河床の二つを考えておく必要があるが、筆者の考えとしては、平常時現われる河床を計画河床とし、洪水時それが動くとした方が良いと思われる。

河口部の河道計画の策定にあたっては、まず現況の河道状態を尊重することが、維持という観点から必要であろう。ただし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、河口部の計画高水流量が増加し、この流量増に対応するために河道の大幅な拡幅、掘削が計画される河川が多くなり、現況河道を大幅に変える河道計画を立てざるを得なくなってきた河川が増えてきた。この場合にはその河道が将来どのような変化を生じるのか維持浚渫は可能なのか十分検討しておく必要がある。⁷⁾

1) 河口に砂州が存在する河川

このような河川の河道計画に当っては、河口部の中でも特に変動の激しい河口砂州部と河口砂州上流部に分けて計画することが必要であろう。砂州部は、その地形変化を流量、波とどのような関係にあるか、その変動特性を把握し、また洪水時どのように砂州がフラッシュされるのかを把握しておく必要がある。

砂州上流の計画川幅の策定に当っては、まず初めに海からの影響がない場合の河川が持つ河口近くの河幅（低水路幅）の把握がなされる必要がある。もしこの川幅より河口近くで拡げれば、土砂の水路内の沈積を生じ河床上昇の原因となる。図6-1は、日本の河川における河口近くの河道特性を調べるために行った調査の一例⁸⁾で、河口より0.5～1.0 km 付近の低水路幅と年一回洪水流量の関係を示したものである。図中の線は $B = 9.5 Q^{0.5}$ を示したものであるが、これを見ると川幅は流量の1/2乗に比例する傾向はあるが、非常にばらつきが大きく、レゾーム論的方法による計画河幅の把握はむずかしい。したがって川幅の把握は対象河川の実体

把握によって求めるのが一番良い。河口においては、川幅を人工的に変化させるとそこが堆積域であることもあって、河床高の変化として現われ、多少川幅を拡げたとしても、その川幅は維持しうるが、川幅を自然状態より大幅に拡げると、砂利河川では砂礫堆の発生位置の変化、中州の発生となり問題が多く、現状川幅より1.5倍以上には拡げるべきではあるまい。緩流河川の場合や、流砂量の少ない河川ではある程度川幅を拡

げてもその川幅は維持しえるようであろうが、同様に現況河道より大幅に拡げることは避けるべきであろう。

砂州上流の計画河床高の策定に当たっても、まず初めに通常の流況で現われると考えられる河口近く、の河床高を対象河川の河床高の資料より判断することがなされなければならない。河口近くの河床高や勾配を決めている支配流量を Q で代表し、河口部で川幅の変化がないとすると、流砂の連続という動的平衡状態では、河口の水深は等流水深となり、

$$h = \phi^{-2/3} \cdot g^{1/3} \cdot B^{-2/3} \cdot I^{-1/3} \cdot Q^{2/3}$$

となる。 Q の値は、河川特性によって異なるが年一回洪水量ぐらいであるらしい。砂州の場合には、砂州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は河道掘削にたよるほかない。

掘削河道を計画河床高とする場合は、かならず土砂の堆積が生じるので維持掘削が必要となる。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ってその変動速度を把握し、河床の維持対策を考えておかなければならない。

ii) 河口に砂州を発生させない場合

将来の維持という観点から言えば、河口の河道計画は河川自身が持つ平衡河床高、川幅を計

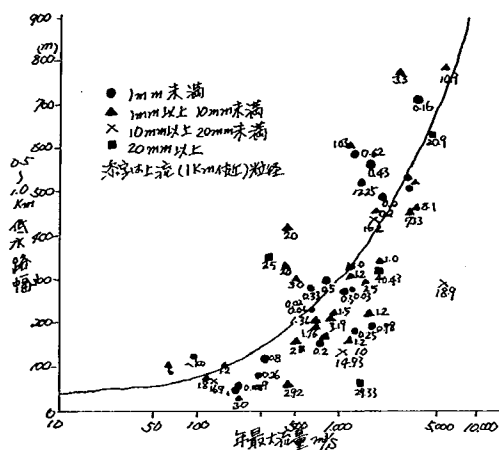


図 6 - 1

画河道をすればよい。航路維持のため河口を絞る場合には、4章4-3-2を参照し、河口先端水深が3~4 m以上になるように導流堤を計画すれば良い。この場合縮流による水位上昇についての十分な検討をしておかなければならない。

河口部の河積増加のため低水路の拡幅、河床高の低下を計画し、この断面を計画河床高にする場合には、河床の上昇速度を河床変動計算等によって把握し、将来の維持対策を考えておく必要がある。

参考文献

- 1) 赤羽英俊, 堀口 正; 関東地方建設局「河口に関する研究」 第27回建設省技術研究会 1973
- 2) 細井正延; 海岸・河口堤防の設計 山海堂 1964
- 3) 豊島 修; 現場のための海岸工学 高潮編 森北出版 1969
- 4) 西村一夫, 田中則男, 竹内秀哲; 日本海北部沿岸の異常気象時における潮位特性について, 第18回海岸工学講演会 1971
- 5) 富永正照; 河道の設計法(3) 河口水位のきめかた, 土木技術資料 Vol. 1-6 1959
- 6) 藤原軍治, 苗村滋治; 下流部河道の安全に関する研究, 第19回建設省技術研究会 1965
- 7) 山本晃一; 河川の流量改訂に伴う河口処理の問題点 土木技術資料 Vol. 20-2 1978
- 8) 山本晃一, 野積 尚; 河口近くの河道特性, 第29回土木学会年次講演会 1974
- 9) 山本晃一, 林 敏夫, 深見親雄, 坂野 章; 利根川河口処理に関する水理的検討, 土木研究所資料 第1326号 1978

あ　と　が　き

河口処理に関する研究課題を土屋昭彦河川部長からあたえられたのは、もう6年も前になる。初めのころは、河口現象に対する認識不足から、むだな実験や、現象をミクロに見すぎたりして、河口をどう処理するかという観点からは、研究方法論的に間違ったことも多かった。なんとなく河口の全体像が見えてきたのが3年位たってからであろうか。研究方法論や、課題の設定法、等々について教えられることは多かった。

本研究には次の人達がかかわった。資料の整理に当っては池田富美江氏の助力を受け、実験に当っては建設技術研究所古賀興一氏に多くの労をかけた。また元鹿試験所技官野積　尚氏には、河口近くの河道特性、海浜変形の相似性についての資料整理、実験等に多くの労をかけた。

都市河川研究室室長山口高志氏には、多くの資料の所在を教えていただいた。須賀亮三河川研究室室長には建設省技術研究会「河口に関する研究」や、模型実験を通して、直接指導していただいた。泉　岩男（現砂防研究室室長）、馬場　亨元鹿島試験所長には、この仕事を行う上で色々な手助けや便宜を計っていただいた。また各工事事務所調査課からは貴重な資料の提供をいただいた。深く感謝するしだいである。

1977年　9月2日

山　本　晃　一

付表 4-7-1 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 hc	η_A/H_0	η_B/H_0	hc/H ₀	沖波点	沖波々高 H _B	沖波水深 h _B	η_A/H_B	hc/H _B
									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	100	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	100	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	110	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	90	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	110	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	115	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	115	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	115	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	110	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	110	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	100	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	120	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	80	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	50	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	100	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	60	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	100	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	105	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	105	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	105	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		0.204	1.686	1.15	14.5	115		1.19
25	2.02	9.4	9.9	636.5	0.016	54.62		56.60			1.98		0.200	1.477	1.05	13.5	105		1.08
26	2.08	9.9	10.2	674.9	0.015	48.66		50.60			1.94		0.190	0.849	1.40	12.5	140		0.69
27	2.05	9.5	10.1	655.7	0.015	60.82		62.18			1.36		0.135	2.061	1.40	15.5	140		1.34
28	2.07	9.6	9.8	668.5	0.015	45.18		47.67			2.49		0.254	0.529	1.00	12.5	100		0.41
29	1.95	7.1	7.2	593.3	0.012	37.14		41.36			4.22		0.586	-0.397	0.90	10.5	90		-0.27

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	開口部水位	河道内水位	水位上昇高		開口部水深 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	6365	0.017	62.22		63.78	1.56	2222		0.141	2.002	1.15	160	11.5		139	
31	2.07	10.9	10.9	6685	0.016	66.00		67.65	1.65	2600		0.151	2.385		16.5			1.58	
32	2.03	7.9	80	6429	0.012	41.75		44.60	2.85	1.75		0.356	0.219	1.00	11.0	100		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	708		0.225	0.434	1.30		130			
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		100			
37	1.56	100	108	379.7	0.028	43.64		46.73	3.09	3.64		0.286	0.337	1.00	120	100		0.30	
38	1.56	100	10.7	379.7	0.028	36.42		41.62	5.20	-3.58		0.486	-0.335	1.00	14.0	110		-0.26	
39	1.56	7.5	80	379.7	0.021	34.86		4000	5.14	-5.14		0.643	-0.643	1.10	120	110		-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	140	404.4	0.035	64.28		6605	1.77	24.28		0.126	1.734	1.20	16.5	120		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	180	150		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	130	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	140		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	190		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	150		-0.21	
55	1.44	120	13.1	323.5	0.040	63.96		65.20	1.24	23.96		0.095	1.829	1.2	14.5	120		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	100	10.8	276.0	0.039	62.35		63.38	1.03	22.35		0.095	2.069	1.00	120	100		1.86	
60	2.39	10.9	11.1	891.1	0.012	57.88		59.88	200	17.88		0.180	1.611	1.25	170	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	140	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	100		1.13	
64	2.41	9.4	9.4	906.0	0.010	52.52		54.56	204	12.52		0.217	1.332	100	140	100		0.89	

付表4-7-2 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1/30

(導流堤無)

実験番号	周期	波高H cm	沖波々高 (H ₀) cm	沖波々長 (L ₀) cm	H ₀ / L ₀	潮位 cm	開口部水位 cm	河道内水位 cm	水位上昇高 cm		開口部水深 h _c cm	7A/ H ₀	7B/ H ₀	h _c / H ₀	砕波点 cm	砕波々高 H _B cm	砕波水深 h _b cm	7A/ H _B	h _c / H _B
									7A cm	7B cm									
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	12.5	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	13.5	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	0.103	0.53	
14	2.20	10.25	10.55	755.0	0.014	52.82	54.73		1.91		10.82	0.181		1.215	15.8	12.5	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	15.0	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	11.00	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	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	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	0.078	1.15	

付表 4-7-3 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 1/10

(導流堤有)

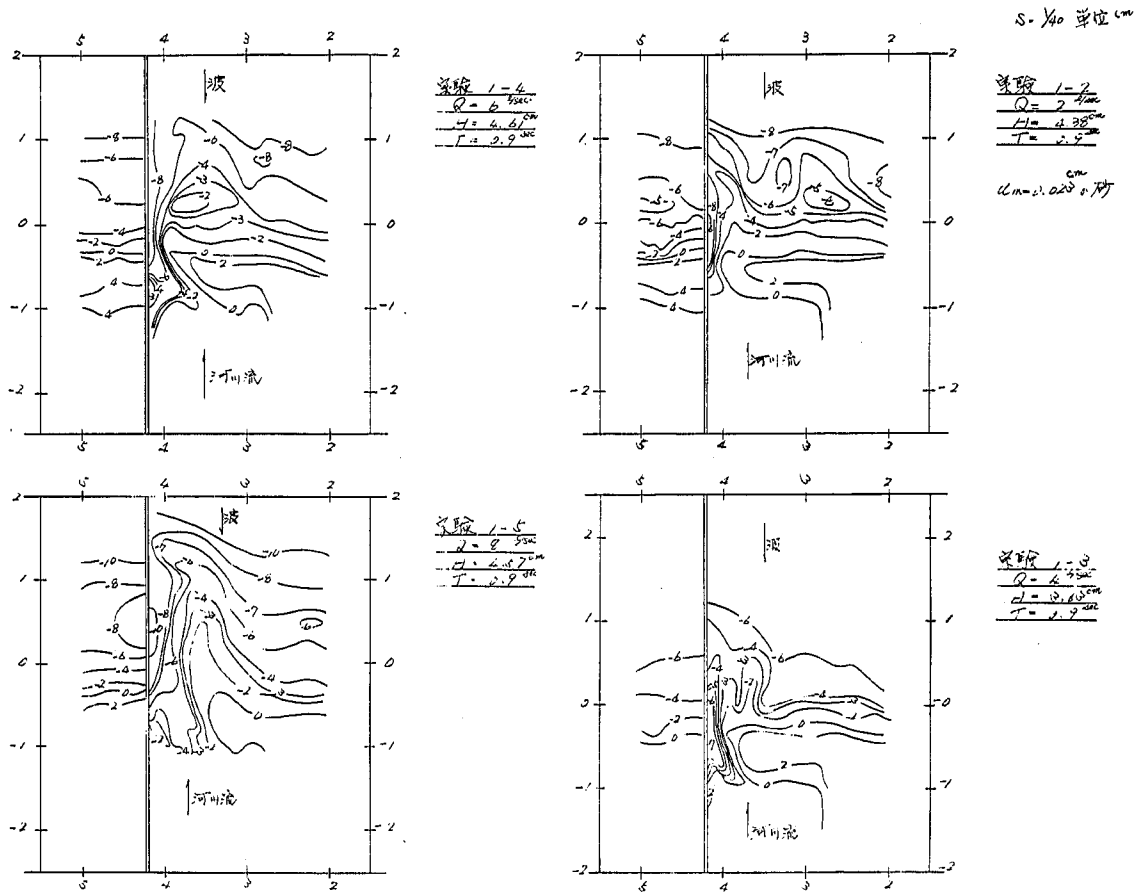
実験番号	周期	波高(H)	沖波々高 (H _o)	沖波々長 (L _o)	H _o L _o	潮位	開口部水位	河道内水位	水位上昇高		開口部水深 hc	7A H _o	7B H _o	hc H _o	砕波点	砕波々高 H _B	砕波水深 h _b	7A H _B	hc H _B
									7A	7B									
1	1.61 ^{sec}	103 ^{cm}	10.97 ^{cm}	404.4 ^{cm}	0.027	37.46 ^{cm}	41.65 ^{cm}	41.64 ^{cm}	4.19 ^{cm}	4.18 ^{cm}	-25.4 ^{cm}	0.381	0.112	-0.232	1.25 ^m	13.5 ^{cm}	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	1.23	12.3	12.5	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	1.15	11.5	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	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	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	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	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	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	14.5	0.021	1.25	
19	1.31	10.64	11.54	267.7	0.043	57.88	57.91	58.21	0.23	0.53	17.68	0.020	0.046	1.532	18.0	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	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	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	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	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	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	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	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	13.5	0.272	0.01	

付表 4-7-4 波による河口水位上昇量実験数値表

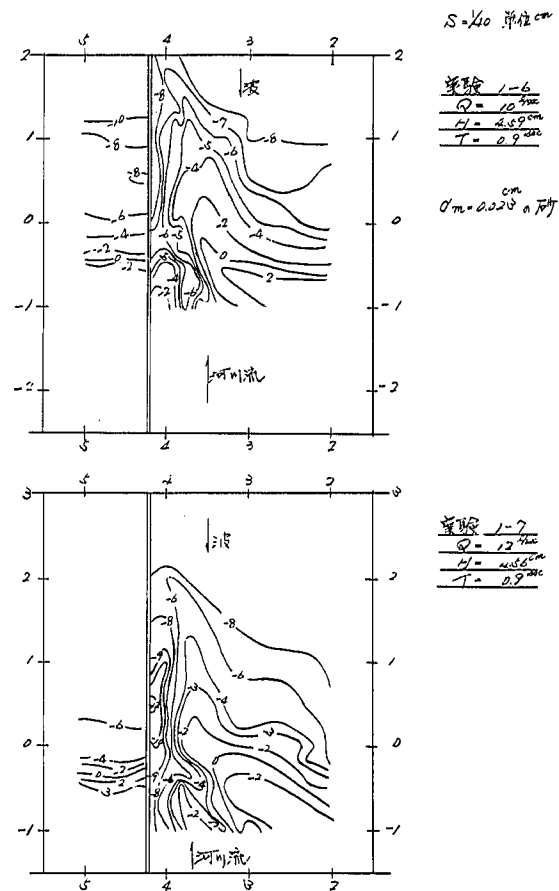
固定床実験前浜勾配 1/30

(導流堤有)

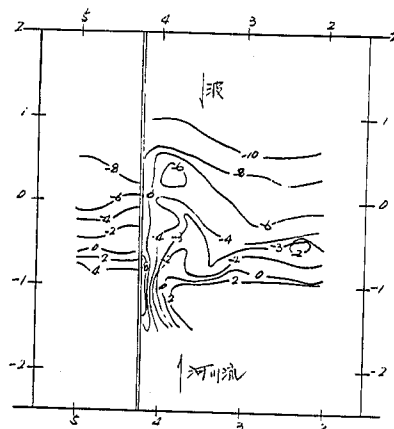
実験番号	周期	波高(H)	沖波々高 (H ₀)	沖波々長 (L ₀)	H ₀ /L ₀	潮位	開口部水位	河道内水位	水位上昇高		開口部水深	η_A/H_0	η_B/H_0	hc/H ₀	砕波点	砕波々高 H _B	砕波水深 h _B	η_A/H_B	hc/H _B
									η_A	η_B									
1	2.05	10.11	10.30	655.6	0.016	42.42	44.12		1.70		2.42	0.165		0.234	3.75	12.50	12.50	0.136	0.19
2	2.22	6.20	6.08	768.8	0.008	39.00	40.85		1.85		-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



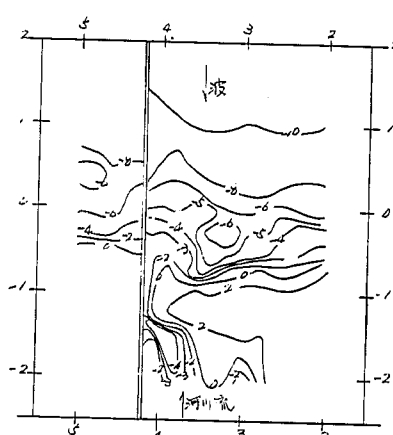
付図4-3-1 等深线图(实验1)



付图 4-3-2 等深线图 (实验 1)

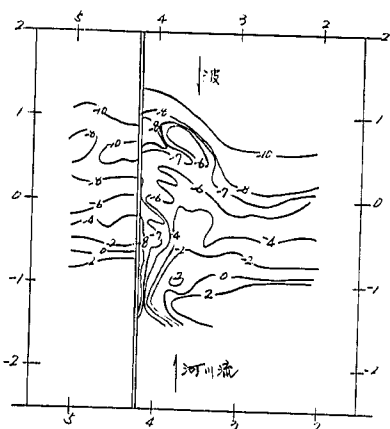


実験 2-4
 $Q = 4 \frac{m^3}{sec}$
 $H = 4.47m$
 $T = 1.2 sec$

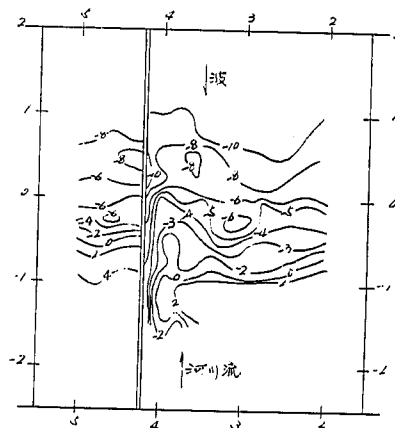


実験 2-2
 $Q = 1 \frac{m^3}{sec}$
 $H = 6.37m$
 $T = 1.3 sec$

$d_m = 0.025, 0.75m$

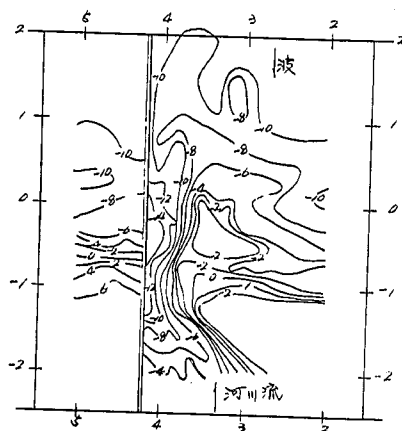


実験 2-5
 $Q = 6 \frac{m^3}{sec}$
 $H = 7.17m$
 $T = 1.3 sec$

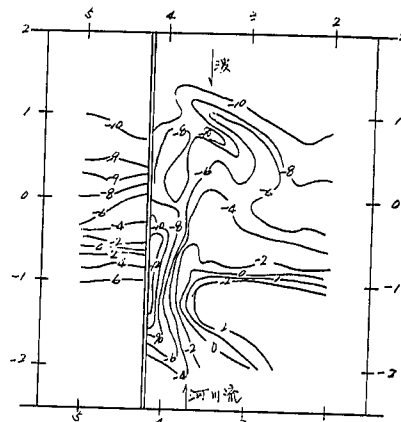


実験 2-3
 $Q = 2 \frac{m^3}{sec}$
 $H = 5.01m$
 $T = 1.2 sec$

付図 4-3-3 等深線図 (実験 2)

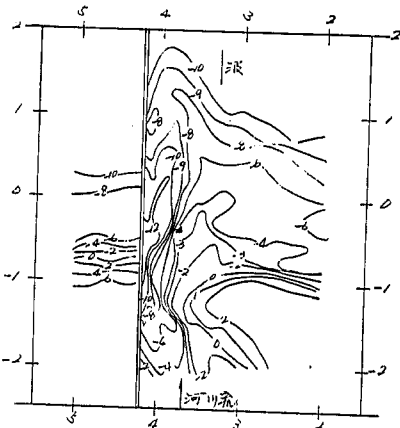


実験 2-8
 $Q = 1.5 \text{ sec}$
 $H = 8.0 \text{ cm}$
 $T = 1.2 \text{ sec}$



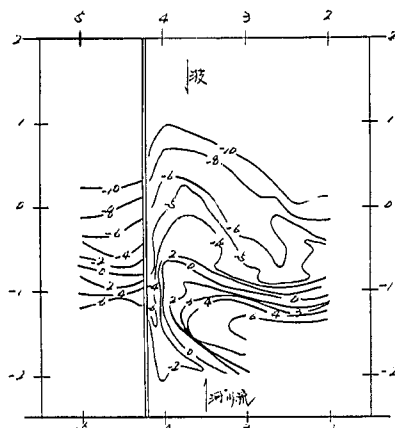
$S = 1/40$ 単位 cm
 実験 2-6
 $Q = 8 \text{ sec}$
 $H = 7.5 \text{ cm}$
 $T = 6.3 \text{ sec}$

0.023 cm
 0.12 sec

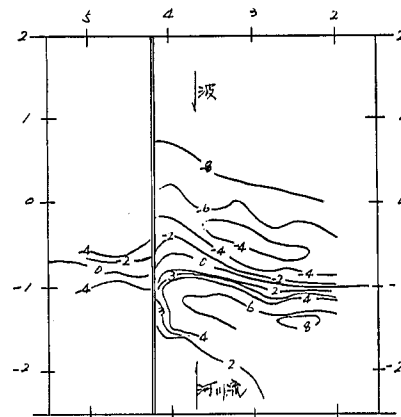


実験 2-7
 $Q = 10 \text{ sec}$
 $H = 7.6 \text{ cm}$
 $T = 1.2 \text{ sec}$

付図 4-3-4 等深線図 (実験 2)



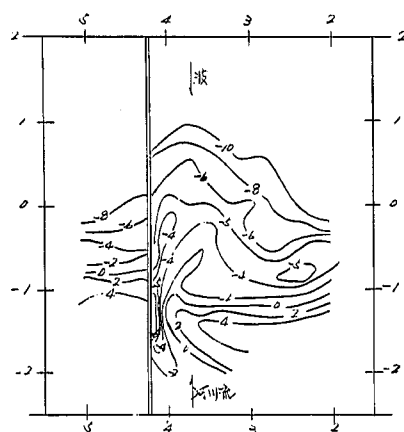
実験 3-4
 $Q = 2 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H = 8.25 \text{ cm}$
 $T = 1.55 \text{ sec}$



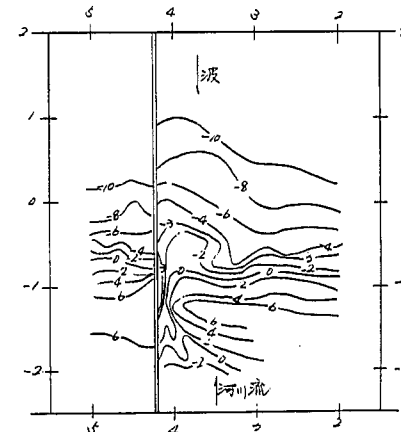
$S = 1/40$ 単位 cm

実験 3-2
 $Q = 0.55 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H = 8.01 \text{ cm}$
 $T = 1.55 \text{ sec}$

$d_m = 0.03 \text{ m}$ 砂

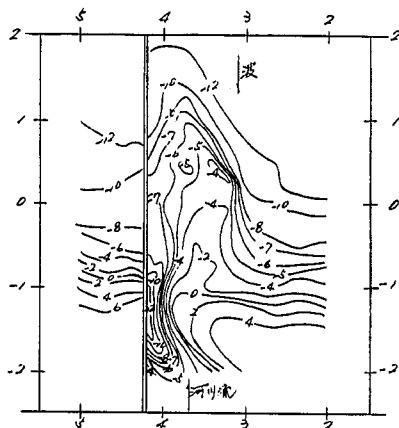


実験 3-5
 $Q = 1.45 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H = 8.47 \text{ cm}$
 $T = 1.55 \text{ sec}$

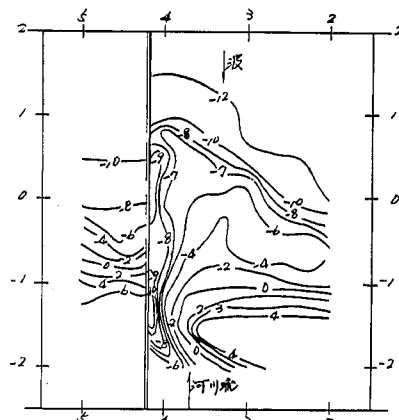


実験 3-3
 $Q = 1.45 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H = 8.45 \text{ cm}$
 $T = 1.55 \text{ sec}$

付図 4-3-5 等深線図 (実験 3)



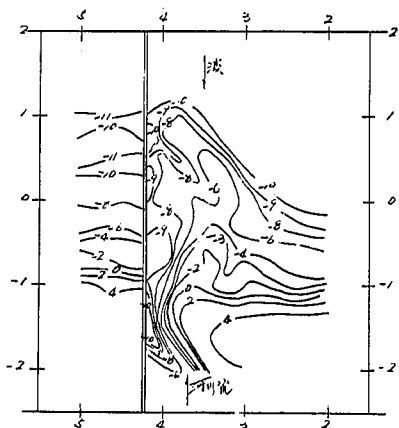
実験 3-6
 $Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H = 9.08 \text{ cm}$
 $T = 1.86 \text{ sec}$



$\delta = 1/40$ 単位 cm

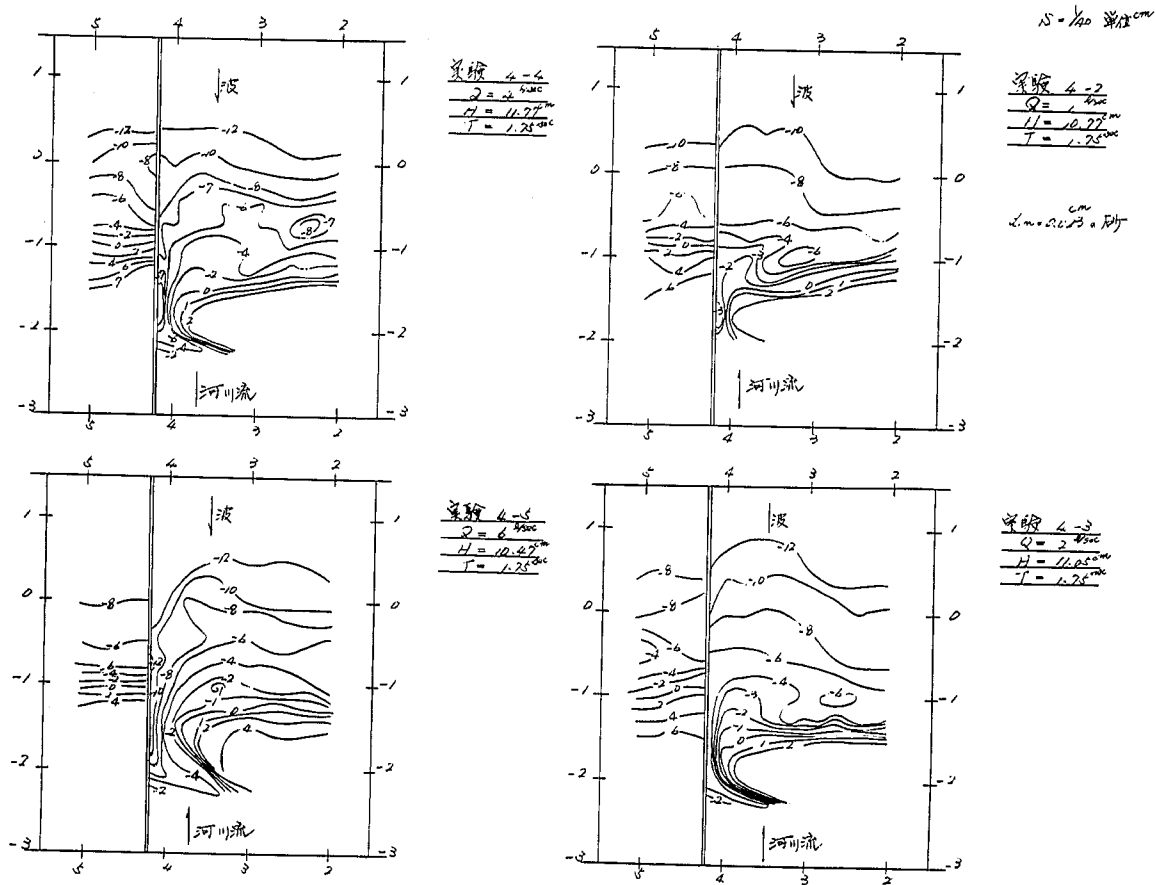
実験 3-6
 $Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H = 9.08 \text{ cm}$
 $T = 1.86 \text{ sec}$

$\alpha m = 0.023$ 1/秒

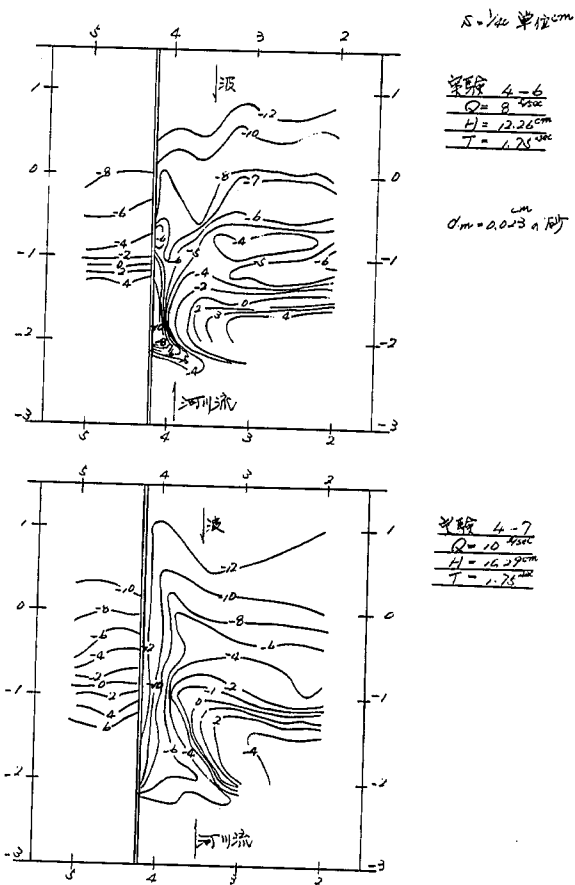


実験 3-7
 $Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H = 9.08 \text{ cm}$
 $T = 1.86 \text{ sec}$

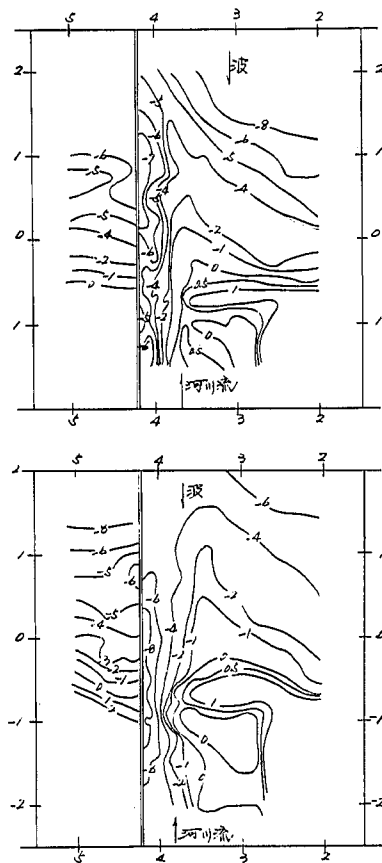
付図 4-3-6 等深線図 (実験 3)



付图 4-3-7 等深线图 (实验 4)

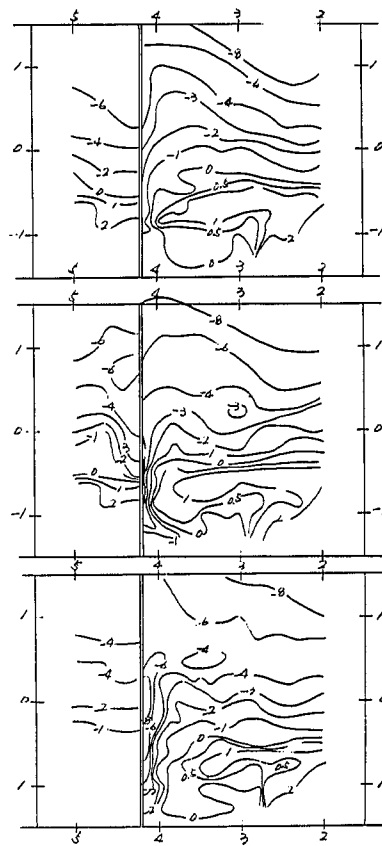


付图 4-3-8 等深线图 (实验 4)



実験 5-5
 $Q = 2.45 \text{ cm}^3/\text{s}$
 $H = 3.00 \text{ cm}$
 $T = 0.9 \text{ sec}$

実験 5-6
 $Q = 4.45 \text{ cm}^3/\text{s}$
 $H = 3.17 \text{ cm}$
 $T = 0.9 \text{ sec}$



$\Delta = 1/80$ 単位 cm

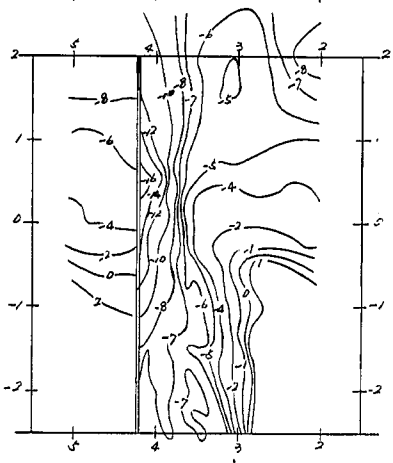
実験 5-2
 $Q = 0.65 \text{ cm}^3/\text{s}$
 $H = 3.28 \text{ cm}$
 $T = 0.9 \text{ sec}$

$d_m = 0.021$ の石炭粉

実験 5-3
 $Q = 0.55 \text{ cm}^3/\text{s}$
 $H = 3.14 \text{ cm}$
 $T = 0.9 \text{ sec}$

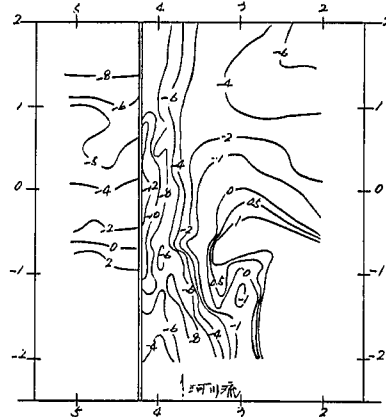
実験 5-4
 $Q = 1.45 \text{ cm}^3/\text{s}$
 $H = 3.00 \text{ cm}$
 $T = 0.9 \text{ sec}$

付図 4-3-9 等深線図 (実験 5)



實驗 5

$Q = 12$	$\frac{10}{1200}$
$H = 3.08$	mm
$T = 0.9$	sec



實驗 5-7

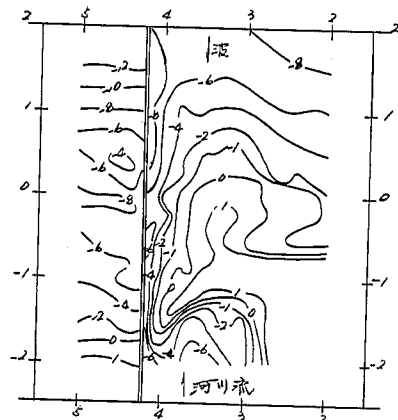
$Q = 6 \text{ mm}$

$H = 3.21 \text{ cm}$

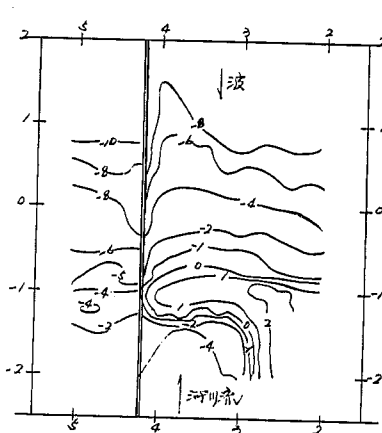
$T = 0.9 \text{ sec}$

$\lambda = 5.8$
 $Q = 8.45 \text{ cc}$
 $H = 3.19 \text{ cm}$
 $T = 0.9 \text{ sec}$

付図 4-3-10 等深線図(実験 5)

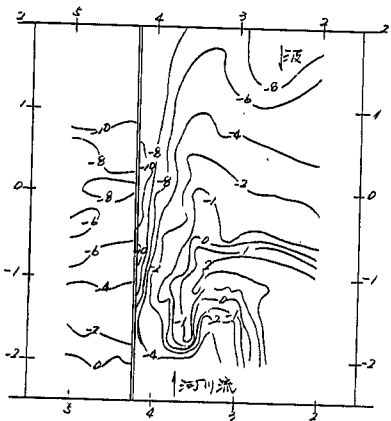


実験 6-1
 $Q = 1.4 \text{ sec}$
 $H = 5.37 \text{ cm}$
 $T = 1.3 \text{ sec}$

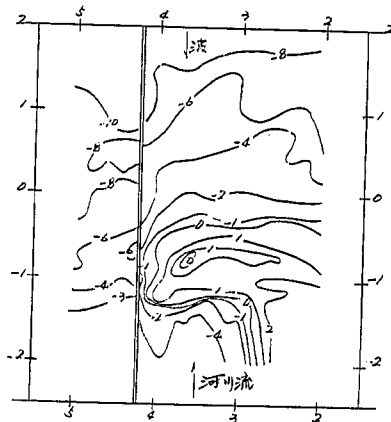


15 = 1/10 単位 cm
 実験 6-2
 $Q = 0.16 \text{ sec}$
 $H = 5.56 \text{ cm}$
 $T = 1.3 \text{ sec}$

$Q_m = 0.021 \text{ g 石灰粉}$

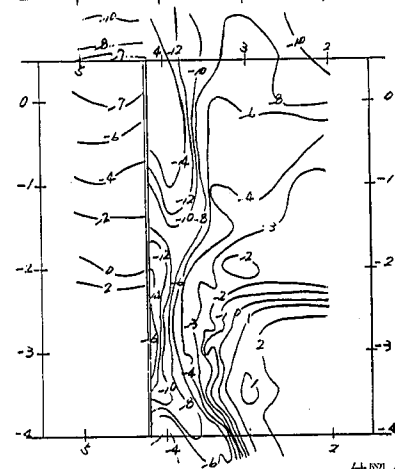


実験 6-3
 $Q = 2.4 \text{ sec}$
 $H = 5.87 \text{ cm}$
 $T = 1.3 \text{ sec}$

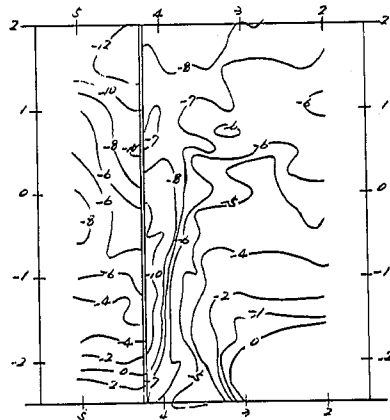


実験 6-4
 $Q = 0.3 \text{ sec}$
 $H = 5.26 \text{ cm}$
 $T = 1.3 \text{ sec}$

付図 4-3-11 等深線図 (実験 6)



實驗 6-9
Q = 6 $\frac{\text{kg}}{\text{sec}}$
H = 6.05 $\frac{\text{cm}}{\text{sec}}$
T = 1.3 $\frac{\text{sec}}{\text{cm}}$



實驗 6-6
 $Q = 4 \text{ } \frac{\text{kg}}{\text{sec}}$
 $H = 5.90 \text{ cm}$
 $T = 1.1 \text{ sec}$

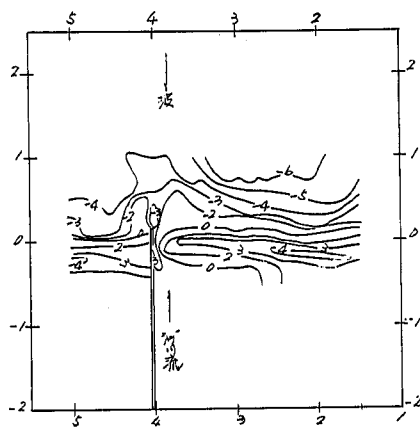
實驗 6-7

$\omega = 6 \text{ sec}$

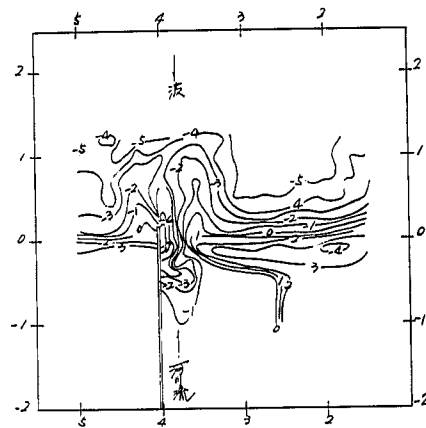
$f_1 = 5.61 \text{ cm}$

$T = 1.4 \text{ sec}$

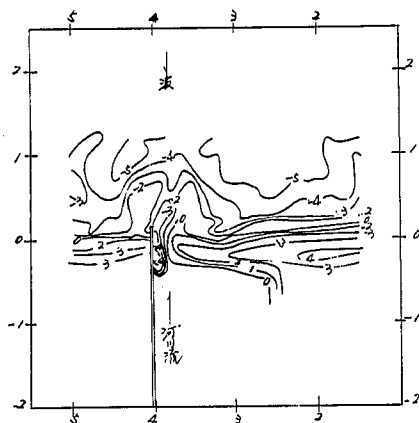
付図 4-3-12 等深線図(実験6)



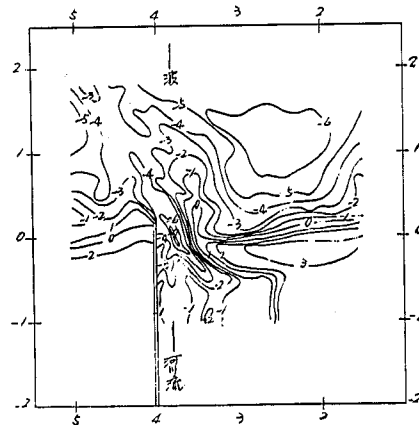
实验 7-2
 $Q = 1.5$
 $H = 3.57m$
 $T = 0.92s$



实验 7-4
 $Q = 4.43$
 $H = 3.83m$
 $T = 0.92s$

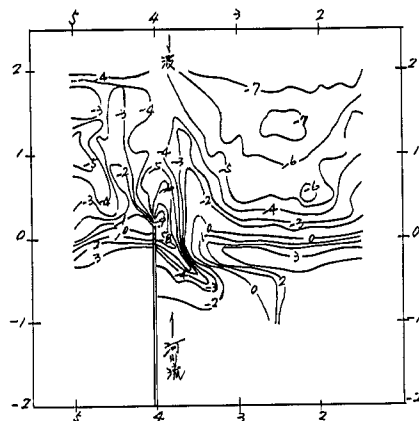


实验 7-3
 $Q = 2.45$
 $H = 2.78m$
 $T = 0.93s$

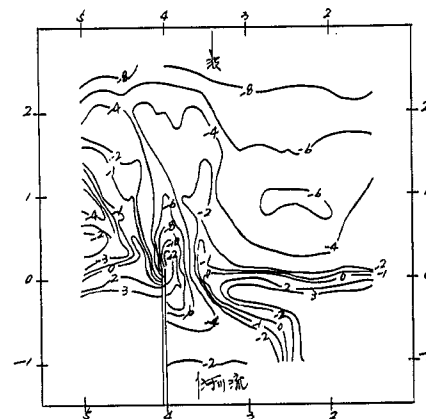


实验 7-5
 $Q = 6.43$
 $H = 3.33m$
 $T = 0.92s$

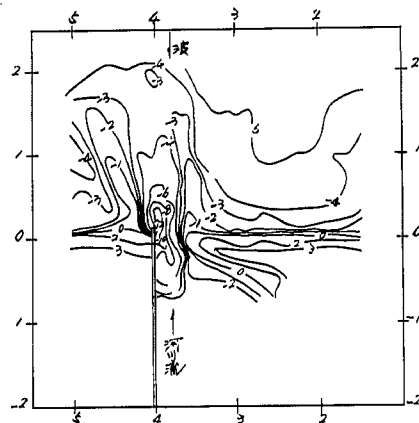
付图 4-3-13 等深线图 (实验 7)



実験 7-6
 $Q = 8.48$
 $H = 3.22 \text{ cm}$
 $T = 0.9 \text{ sec}$

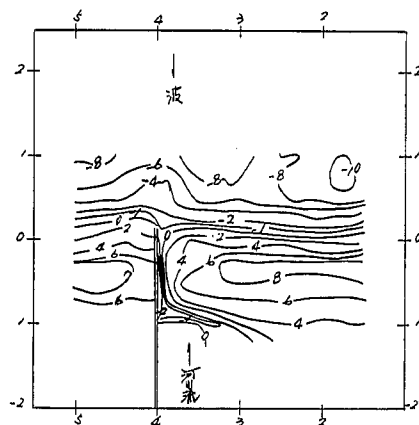


実験 7-8
 $Q = 12.45$
 $H = 3.22 \text{ cm}$
 $T = 0.9 \text{ sec}$

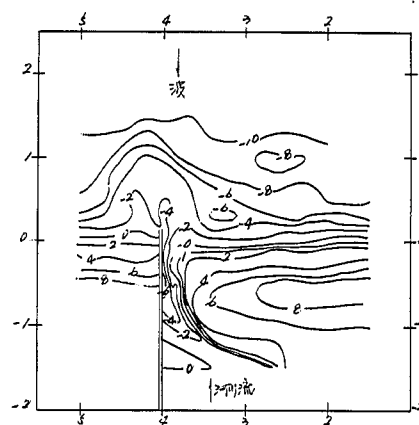


実験 7-7
 $Q = 10.48$
 $H = 3.04$
 $T = 0.9 \text{ sec}$

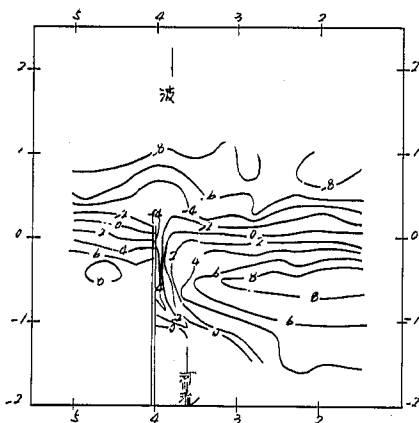
付図 7-3-14 等深線図 (実験 1)



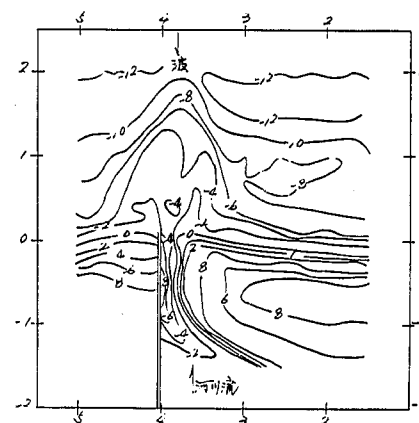
实验 8-2
 $Q = 1.45$
 $H = 6.90 \text{ cm}$
 $T = 1.28 \text{ sec}$



实验 8-4
 $Q = 4.45$
 $H = 9.05 \text{ cm}$
 $T = 1.78 \text{ sec}$

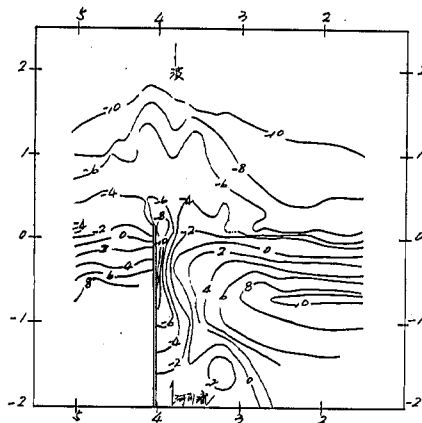


实验 8-3
 $Q = 2.45$
 $H = 7.79 \text{ cm}$
 $T = 1.28 \text{ sec}$

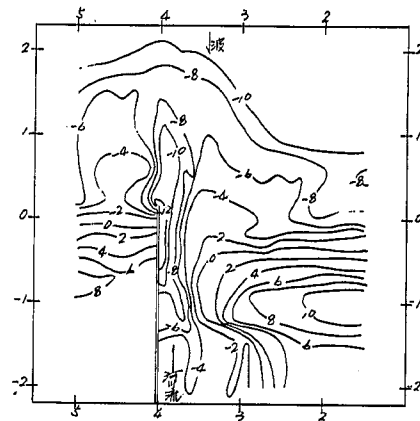


实验 8-5
 $Q = 6.45$
 $H = 9.28 \text{ cm}$
 $T = 1.28 \text{ sec}$

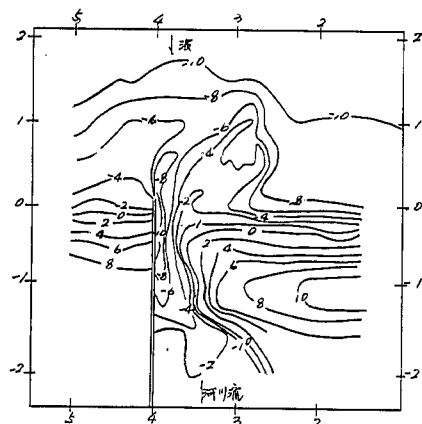
付图 7-3-15 等深线图



実験 8-6
 $Q = 8.74$
 $H = 8.68 \text{ cm}$
 $T = 1.78 \text{ sec}$

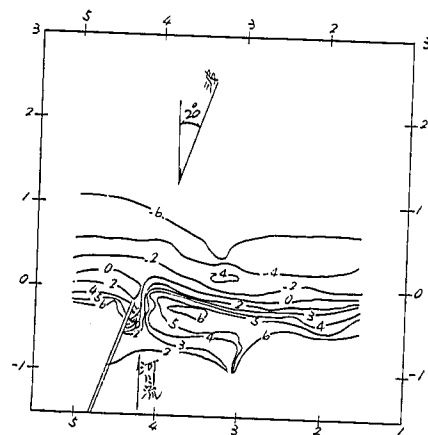


実験 8-8
 $Q = 12.45 \text{ sec}$
 $H = 7.89 \text{ cm}$
 $T = 1.78 \text{ sec}$

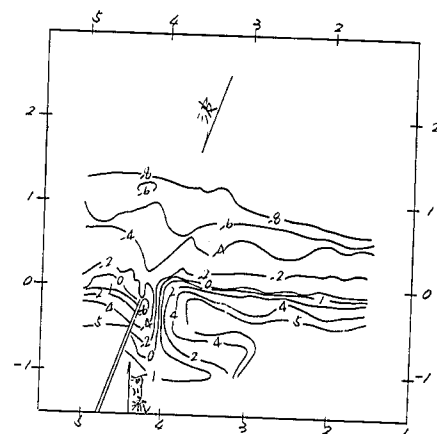


実験 8-7
 $Q = 10.45 \text{ sec}$
 $H = 8.06 \text{ cm}$
 $T = 1.78 \text{ sec}$

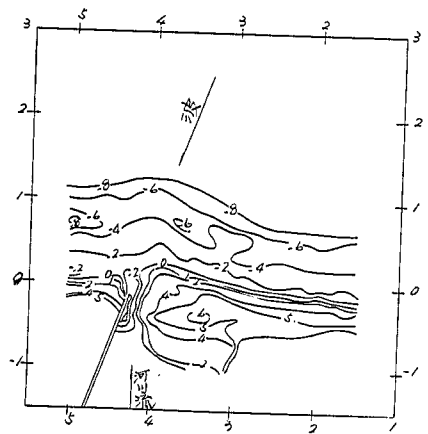
付図 7-3-16 等深線図 (実験 8)



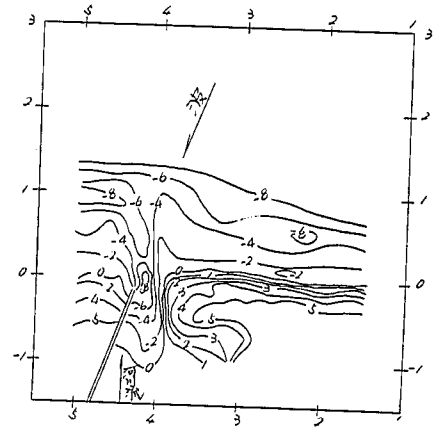
实验 8-2
 $Q = 1.45$
 $H = 5.65$
 $T = 1.28$



实验 8-4
 $Q = 4.15$
 $H = 5.9$
 $T = 1.26$

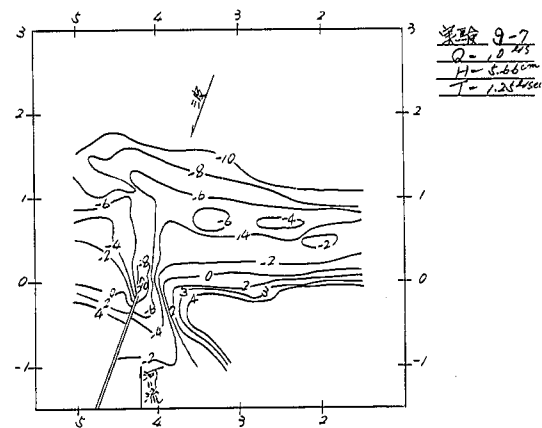
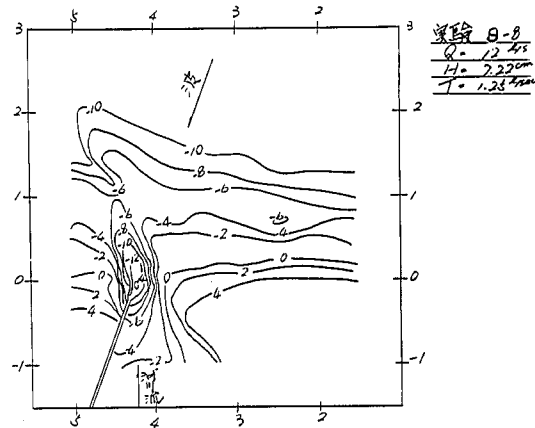
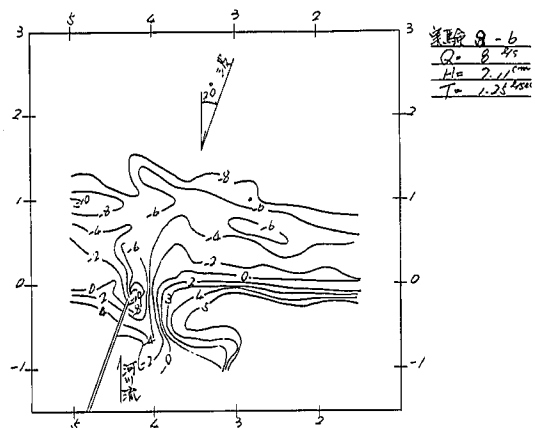


实验 8-3
 $Q = 2.45$
 $H = 6.08$
 $T = 1.26$



实验 8-5
 $Q = 6.45$
 $H = 6.31$
 $T = 1.28$

付图 7-3-17 等深线图 (实验 9)



付図 7-3-18 等深線図 (実験 9)