土木研究所報告

第140号

有明海締切堤防調査報告
序……福岡正巳…(1)
第1編　締切堤防の調査経緯と標準断面……川越達雄…(3)
第2編　締切堤の透水性……山村和也，佐々木康
富永正照，坂本忠彦…(9)
第3編　締切堤の安定性……山村和也，佐々木康…(21)
第4編　締切堤の耐震性……栗林栄一，岩崎敏男…(27)
第5編　締切堤の施工……伊勢田哲也，山下　宏，岡本隆一
菅原　　捷，富永正照，坂本忠彦…(41)
第6編　有明海流入量調査……木下武雄…(53)
第7編　淡水化過程の予測……山口高志…(75)
道路橋用プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版の研究
……多田安夫，太田　実…(97)
築堤土質の実態と2，3の考察……山村和也…(133)

建設省土木研究所
納本印

昭和46年3月

建設省土木研究所

有明海締切堤防調査報告

(昭和45年6月)

福岡正巳*

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea

(June 1970)

by **Masami Fukuoka**

序

第1編　締切堤防の調査経緯と標準断面
第2編　締切堤の透水性
第3編　締切堤の安定性
第4編　締切堤の耐震性
第5編　締切堤の施工
第6編　有明海流入量調査
第7編　淡水化過程の予測

序

近時建設事業は，年率10パーセントに達する驚異的な経済発展にささえられ，規模と速度において実に目ざましい進歩をとげている。海岸や湖水においても伊勢湾などの高潮対策事業，三陸海岸津波対策事業，八郎潟干拓事業などの大工事が次々と完成している。有明海締切計画はこれらの大規模な事業よりもさらにスケールの大きなものであり，それだけ幾多の難問題を含んでいる。この調査が開始されてからすでに約20年の歳月が流れたがこの間に当初締切の最大の目標であった沿岸の干拓による農地開発，海底炭田の開発についての要求度が次第に低下し，そのかわりに水資源の確保が浮かび上がりつつあるかに見える。時代の変遷は土地や資源に対する要求の軽重はもとより，内容までも大きく変えるものであるが，このような大事業は単に短期的な目先にとらわれず相当長期間を見通した計画の下に忍耐強く押し進められなくてはならない。オランダにおいてはゾイデルゼーの雄大な締切と干拓が長年にわたって強力に実施されている。これはひとつの生きた実例を我々の目の前に示してくれるものであろう。現時点においては土木研究所の実施したこの調査結果が直ちに工事の実施と結びつくとは思わないが，この種の計画は必ず実現の運びになるであろう。

締切に伴う技術的問題は無数に存在する。特に重要なものにしぼっても相当な数にのぼるが，締切堤防の構造設計と淡水化の過程を中心に約3年間にわたり，各部門の専門家が，海岸研究室を中心にそれぞれの立場で調査試験を分担した。この報告書の内容は昭和41年度に作成された報告書と比較して大した違いはないようだが，実質的にはさらに詳細に検討が加えられている。たとえば堤防の断面は耐震，透水，施工などの各方面から相当深く研究されている。締切堤の位置の水深は大であり堤体積も大きいので施工は相当困難であろうと予想される。堤防は陸上で施工されるダムと同様な働きをするものであるが，しゃ水のためにローラーで締め固めた粘土コーアを用いるなどということはできない。またコンクリートやスチールで造ったしや水膜を入れること，グラウトカーテンをつくることも容易ではない。そこで海上から投入する堤体材料に透水性のなるべく少ない材料を選ぶ必要が出てくるが，あまり細かい材料だと潮流に流されてしまう。細粒の材料を海中に投入したゆるい状態で使

* 土木研究所長，工博

用すれば常時においても安定性が悪い。大小粒の混合したロックを使用すれば透水性が大きくなりすぎて淡水化ができない。そこで堤体の施工を二段階に分け，第一段ではロックの混合した材料で堤体を形成して荒ら止めをし，その内側の斜面に砂のしゃ水壁つまりコーアを作る方法をとることにした。新潟地震の結果を見ると，粒のそろったゆるい砂は地震時に液体化現象を呈するから，なるべく大小粒の混合した砂が望ましい。マサ土(花崗岩風化土) はしゃ水用コーア材料としてほぼ満足できそうである。締切堤の予定地点はわが国でも大地震の最も少ないところであるから，地震のために破壊されることはまずないと考えられるが，材料の液状化については将来さらに検討する必要があろう。不幸にして万一液状化が起こり堤体の一部がすべるようなことがあっても，砂を投入することによって補修することは比較的容易であろう。大船渡の津波防波堤のように，ロックフィルの上にケーソンを並べる方法についても検討したが，地震によってケーソンが移動沈下したときの補修が容易でないこと，透水防止の砂を施工することを考慮すると全体を土石で造ったものと構造的に大した差がなくなるということで結局ケーソンを使用しなかった。

締切の結果，湖水の表面部分に莫大な量の淡水が貯水されることになるが，この淡水の利用方法は将来研究しなければならない。その研究結果によって堤防や水門の構造が変わる可能性も起こり得よう。

以上述べたようにこの報告書では締切について従来よりもさらに進んだ検討がなされているが，この調査で完全に結論がでたと言うのではない。したがって将来工事実施までにはさらに調査試験を積み重ねなければならない。科学技術の進歩も急激で新しい機械や工法が続々と誕生しているので，工事は次第に容易になるであろう。最近とみにやかましく論議されている海洋開発に関連のあることであるから，飛躍的な技術の進歩も期待されるであろう。

3カ年にわたる調査期間中，常に適切な御指導，御協力をいただいた，経済企画庁総合開発局，建設省計画局地域計画課，河川局河川計画課，海岸課，九州地方建設局の方々，並びに当土木研究所の関係各位に対し，深く感謝の意を表する。

有明海締切堤防調査報告

——第1編　締切堤防の調査経緯と標準断面——

川　越　達　雄*

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea

Chapter 1

——The Process of the Research and the Proposed Standard Cross Section of the Ariake Enclosure Dam——

by **Tatsuo Kawagoe**

Synopsis:

In 1966, the research comittee of the Ariake enclosure dam was estabished in Public Works Research Institute in order to study the structural design, the process of works and turning the enclosed sea into a fresh water lake.

The following standard section of the enclosure dam was finally decided by the activity of the comittee from 1966 to 1969

The enclosure dam is at first built of stones and lumps of rock and then the lake-side slope of the rock fill dam is covered with granite sand in order to decrease the permeability of it.

The forecasting of the duration necessary for turning the enclosed sea into a fresh water lake was carried out. It was found that it would take about 700 days, and the final depth of fresh water in the lake would be about 10m, and the mean salt content about 500 ppm.

Key words (the Ariake Enclosure Dam)

要　旨

昭和41年6月，所内に「有明海締切堤防調査連絡協議会」を設置して，締切堤防の構造，施工法，締切後の淡水化の可能性などの問題について検討した。

3年にわたる種々の調査の結果，雑石，巨れきで締切った後，透水規制材として，マサ土を腹付けする標準断面が採用された。

この締切堤防からの塩水の透水量は約25m³/sec. と推定されたが，約700日で水面下約10mまで淡水化されることが明らかになった。この場合淡水層の平均塩分濃度は500ppm と推定された。

キイワード（有明海締切堤防）

目　次

1. 調査の経緯……(3)
2. 締切堤防標準断面……(5)
〔1〕 概　要……(5)
〔2〕 標準断面……(5)
〔3〕 最終締切位置における標準断面……(7)
〔4〕 締切後の湖内の淡水化……(8)

1. 調査の経緯

有明海地域総合開発調査は，有明海地域が昭和28年1月に「有明海の干拓地およびその背後地を含めた農地の用水確保，防災対策，ならびに海底炭の採掘に関し，調査上総合調整を必要とする地域」として，国土総合開発法による調査地域に指定されたことから始められた。

その後昭和28年6月の大水害を契機として有明海の締切案が表面化し，有明海の湾口を締切って潮位を低下安定させ，災害を防除するとともに，干拓地の造成，地下資源の開発など多目的な総合開発計画として関係地域の関心を集めてきた。

昭和29年以来，各関係機関によって多くの調査が実施されてきたが，締切堤防の構造に関してなお不十分な面が認められたので，土木研究所において再検討することになった。

* 河川部長

そこで締切堤防の構造設計，施工，締切後の淡水化過程について，水理，構造両面にわたって総合的に調査を進めるために，昭和41年6月に，所内に「有明海締切堤防調査連絡協議会」を設置して，調査の推進を進めることにした。

調査の主体を締切堤の標準断面の検討におき，これの達成のために次の4課題を設定し，それぞれ担当研究室を決めて，調査を実施した。

(1)　締切後の淡水化に関する調査
　i）締切後の淡水化の過程　　鹿島試験所
　ii）河川からの流入量調査　　水文研究室
(2)　締切堤の構造設計に関する調査
　i）安定性に関する調査　　土質研究室
　ii）透水性に関する調査　　土質研究室，海岸研究室
(3)　締切堤の耐震性に関する調査　　振動研究室
(4)　締切堤の施工に関する調査
　i）施工に関する調査　　施工研究室
　ii）締切に伴う潮流の変化および海象に関する調査　　海岸研究室

調査費は41～43年度の3年間で総計12,270千円でその内訳は次表のとおりである。

課題名	担当研究室	調査費 41年度	42年度	43年度	担当者
		千円			
河川からの流入量調査	水文	1,290			木下　武雄
淡水化の過程	鹿島	950	2,040	970	山口　高志
安定性および透水性に関する調査	土質	180	200	1,750	山村　和也　佐々木　康
透水性に関する調査 潮流の変化，その他海象に関する調査 総合報告書のとりまとめ	海岸		1,160	1,730	富永　正照　坂本　忠彦
耐震性に関する調査	振動			300	栗林　栄一　岩崎　敏男
施工に関する調査	施工	580	500	620	伊勢田哲也　山下　宏
計		3,000	3,900	5,370	

調査費のうち957万円は海岸事業調査費（自省予算）であり，270万円（43年度）は国土総合開発事業調整費（経済企画庁予算）である。

今日までの調査により，締切堤防の標準断面に対する一応の結論を得ることができ，施工の可能性も確かめられ，締切後の淡水化も淡水深さ10mとした場合，約3カ年で完了する見込みがついたので，この機会に過去の調査結果をとりまとめ，報告書を作成したものである。この調査では，締切のルートを一応，大矢野線に想定しているが，調査結果は他のルートの場合にも充分応用できるものである。

なお，耐震性に関する調査は，この種の重要構造物においては，特に重要であるが，この調査で，その動的な挙動を充分に解明することは，時間的にも，経費的にも困難なので，大規模な調査は取りやめ，有明海の締切に関連して38年来実施してきた調査結果と，今回の補足的な調査結果に基づいて締切堤の耐震性を検討することにした。38年からの調査の概要は次表のとおりである。

年度	調査項目	調査費	報告書	担当者
		千円		
38	(1)　既往地震調査 (2)　常時微動調査 (3)　地震動観測（地震計設置）	3,678	有明海締切堤の耐震性調査報告（その1）九州西部既往地震調査 39年3月　土木研究所	大久保　忠　良 浜野　昭 寺島　敦 岩崎　敏雄
39	(1)　堤体模型振動実験 (2)　常時微動調査 (3)　地震観測	1,600	有明海における常時微動の測定結果 40年3月　土木研究所	大久保　忠　良 浜野　昭 寺島　敦 岩崎　敏雄
40 ｜ 42	(1)　模型実験結果の検討および文献調査 (2)　地震観測（41年4月九建に移管	0	土，地震およびフィルタイプ構造物の耐震に関する文献調査，フィルタイプ構造物の地震被害 41年10月　土木研究所彙報26，27号	栗林　栄一 岩崎　敏男
43	(1)　調査結果のとりまとめ (2)　スペクトル解析	300		栗林　栄一 岩崎　敏男
計		5,578		

以上のほか，43年度には，堤体材料として，菊池川流域における小袋山のマサ土の調査を行なった。これには地質，土質，海岸の3研究室が参加した。

実際に締切堤の工事が施工される際にはさらに細部にわたって調査検討が必要になると思われるが，今回の調査結果が，今後の有明海地域総合開発計画の推進にとって有益な指針になるものと信じている。

次に連絡協議会の組織は下記のとおりである。

「有明海締切堤防調査連絡協議会」の組織
昭和41年6月発足

主　査　河川部長　(41年6月～9月谷口敏雄，41年9月以降川越達雄)
幹　事　海岸研究室長
構成員　千葉支所長
　河川部　河川研究室長，水文研究室長，鹿島試験所長
　地質化学部　地質化学部長，地質研究室長，コンクリート研究室長，化学研究室長
　機械施工部　機械施工部長，施工研究室長，土質研究室長，機械研究室長
　構造橋梁部　構造橋梁部長，基礎研究室長，構造研究室長，耐震調査室長（現振動研究室長）

なお，協議会の事務的事項の処理は企画室で行なったことを付記し，桑垣悦夫室長および企画室の関係各位に深く謝意を表する。

また，本報告書のとりまとめは海岸研究室の富永正照室長，坂本忠彦研究員が担当したので，今後，この調査の全般的な問題に関して質問などのある場合は上記両氏に連絡されたい。

41～43年度にわたる調査期間中，種々御援助をいただいた建設省内の各機関の関係者の氏名は次のとおりである。

河川局河川計画課	川崎　精一，稲田　裕
	松尾　和幸，首藤　和正
	井上　喬之
海岸課	巌間　温，帯　猛
	豊島　修，桑鶴　公生
計画局地域計画課	今井　勇，清水　昭邦
	高橋　哲雄，矢沢　昭夫
九州地方建設局企画室	増村啓一郎，辻　栄一
	中本　至，泰　保之
	宮原　諄，甲斐　啓二
	伊藤　泰郎，諸岡　永史
	上村　恭一

なお，この報告は有明海締切堤の構造および淡水化が主となっているので，有明海締切の計画，内容，目的，効果等については「有明海総合開発調査報告書（経済企画庁)」を参照されたい。

2. 締切堤防標準断面

〔1〕概　要

昭和37年11月18日の有明地域総合開発協議会において立案された締切堤防の標準断面は，石塊を用いて荒止めを行なったあと，砂を腹付けして透水を規制し，さらにその外側を捨石で保護する形式であった。この断面案でも湖内の淡水化，堤体の安定性などについてはかなり検討されているが，39年の新潟地震の経験より，地震時には砂の流動化が著しいことが明らかとなったので，透水規制材として砂を大量に使用することには大きな不安がもたれるようになった。

耐震性の面から砂が使えないとすると，雑石，巨れきのみを使用したいわゆるロックフィル堤で締切ることが考えられる。

この場合には，当然塩水の透水量が多くなると予想されるので，淡水化の可能性について特に検討する必要がある。

主として以上のような見地から，土木研究所において断面の再検討を行なったのであるが，ロックフィル堤のみでは透水量が大きく，淡水化が非常に困難であることが明らかとなった。そこで，砂に類するもので，地震時にも安定であり，しかも透水を小さくできる材料が求められるに至った。このような条件を満たす材料としてはマサ土が適当であり，実際マサ土で締切られた例もいくつかあるので，有明海付近でマサ土を大量に得ることができるか否か調査を行なったところ，幸いにして菊池川流域の小袋山付近で，材料として適当なマサ土を大量に採取しうる見通しが得られた。

上述の調査に基づいて，以下に示すように，雑石で荒れ止めをしたあと，これにマサ土を腹付けする断面を最終的に採用することにした。

〔2〕標準断面

標準断面は図-1に示すとおりである。雑石のロックフィル堤にマサ土を腹付けし，さらにその湖側の表面は雑石で保護してある。

雑石堤の表のりこう配は2割としたが，裏のりはマサ土の使用量を節約するため，上部で2割5分，下部で3割とした。

湖側のこう配は，マサ土の地震時の安定性を考慮して下部では4割とした。雑石とマサ土のみの堤体を考え，安定性を検討すると，安全率は1.7となる。また，震度を

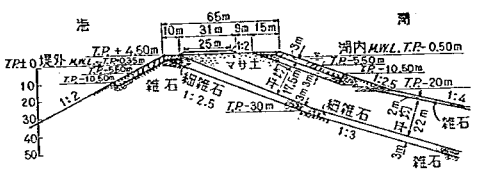


図-1　有明海大締切堤防標準断面図

0.15として地震時の場合を調べると，安全率は1.18となり，一応静的計算では安定であることが検証された。雑石の上にマサ土を直接捨てると，マサ土が雑石の中に流出しやすいので，雑石堤とマサ土との間に，雑石中の比較的粒径の小さい部分からなる遷移層を設けてある。

マサ土の表面は波，流れに対し抵抗力を持たせること施工上の面などから，雑石で保護してある。透水を規制するマサ土は湖側の方が水位変動が少ないこと，産出地に近いことなどを考慮して，湖側に腹付けすることにする。

海側，湖側とも波の作用の強いところの保護層は8トン，および4トンの重量のものを使用する。これは100年確率の風速から推算される波を用いてハドソン公式から計算したものである。

マサ土の層厚は，上部で約18m，下部で20m程度となっているが，これはマサ土の透水係数を調査結果に基づき，5×10^{-2}cm/secと仮定して，堤体からの塩水の透水量が30t/sec以下（湖内の淡水化の面から決められた。）になる厚さに相当な余裕を見込んで決定した。

天端高は，潮位をさく望平均満潮位（T.P.2.2m），湖水位T.P.0.5m（平常時の湖水位T.P.−0.5mに1mの余裕を見る。）とし，50年確率の風速から計算された波の打ち上げ高（海側2.4m×1.5=3.6m，湖側2.6m×1.5=3.9m）を考慮すると，海側ではT.P.5.8m，湖側でT.P.4.3m必要となる。堤防全体をT.P.5.8mにすることは不必要なので，海側に近い方の25m幅のみをT.P.6mとして道路に使用し，他の部分はT.P.4.5mに止める計画とした。天端幅は当初4車線以上あればよいとのことであったから，上述のような計画で十分と思われる。

なお海側部は外海より侵入してくる波の影響を受ける部分があると思われるので，将来，波浪観測によってその実態をは握し，その影響が大きい場合はこれに十分対処しうるように計画する必要があろう。

次に上記標準断面決定の基本条件，土工量，工費の概算，比較案などについて述べることにする。

（1）　基本条件

締切堤断面の検討に当たって特に考慮した条件は次のとおりである。

（a）　湖内の水位を平常時はT.P.−0.5mとする。これは干拓地の排水の関係から定められたものである。

（b）　淡水化が可能で，相当量の水利用をはかる。

そのほか，あとに出てくる土工量，工費の積算などでは一応，三角一大矢野一浦田線を対象としているが，この調査では，特にこのルートにこだわっているわけではなく，この点については別途検討すべきである。標準断面としては他のルートにも適用できると考えられる。

（2）　土工量および工費の概算

この点については，九州地方建設局で詳細な検討が実施される予定であるが，ここでは参考のため，おおよその土工量と単価から工費を概算してみた。なお，対象は三角一大矢野一浦田線である。

計算結果は表-1のとおりで，土工量は雑石2,900万m³，マサ土1,900万m³，細雑石530万m³となっている。ここで各材料の単価が問題であるが，一応雑石1,000円/m³

表-1　土工量および工費概算表

水深 hm	0～5	5～10	10～15	15～20	20～25	25～30	30～35	35～40	40～47m	
平均水深 hm	3	8	13	18	23	28	33	38	43	—
延長 km	1.55	2.55	0.90	1.50	1.80	1.00	1.40	2.20	1.40	総延長 14.30
雑石 m³	279,000	1,096,500	702,000	1,845,000	3,123,000	2,310,000	4,186,000	8,393,000	6,633,200	28,567,700
マサ土 m³	434,000	1,224,000	612,000	1,320,000	2,025,000	1,508,000	2,682,400	5,178,800	3,964,800	18,949,000
フィルター材 m³	141,050	397,800	198,900	429,000	631,800	424,000	716,800	1,331,000	980,000	5,250,350

雑石 1,000円/m³　$28.6\times10^6\times10^3$=286億　　マサ土 1,500円/m³　$18.9\times10^6\times1.5\times10^3$=283億
フィルター材 1,000円/m³　$5.3\times10^6\times10^3$=53億　　計　622億円

マサ土1,500円/m³とする。マサ土の単価が雑石より高くなっているが，これは捨てこみの際，材料の分離を防止する必要があるので，通常の捨てこみより単価が高くなると推定されること，土地の買収費などを考慮して若干の余裕を見込んだためである。

表-1によると，工費は約620億円となったが，これに水門，ロック，最終締切のための諸費用，土工量に対する若干の余裕を見込む必要があるので，実際の工費は

この数字を相当上回るものとなる。

九州地方建設局の詳細な積算によると三角一大矢野一浦田線の場合，築堤費1,383億9,400万円，水門，閘門，道路の経費199億4,400万円，計1,583億3,800万円となっている。

(3) 比較案

図-1の標準断面に対し，水深20m程度より上部に大規模なケーソンを使用する混成型の断面（図-2参照）についても検討した。この案の利点は断面が小さくなるため工費が安くなる可能性があったことであるが，ロックフィルタイプに比較して耐震性により多くの問題があること，および，マサ土などにより透水の規制を考えると，全断面積としては図-1の場合にほぼ一致する結果となり，工費軽減の利点が失われることなどの理由から採用するには至らなかった。

〔3〕 最終締切位置における標準断面

標準断面は図-2に示すとおりである。また，締切予定位置およびその付近の水深を図-3および図-4に示す。

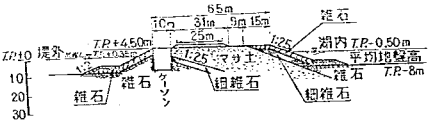


図-2 ケーソンによる締切部分

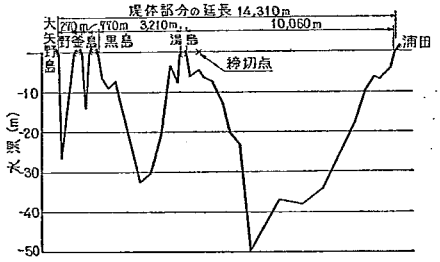


図-3 大矢野線縦断図

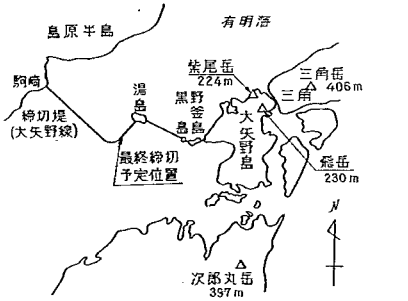


図-4 有明海締切堤防概要図

最終締切の幅は約2kmで，水深は10m以下である。この部分の締切は写真1～2に示すようなゲート付きのケーソンを使用して，他の部分に先立って施工される。

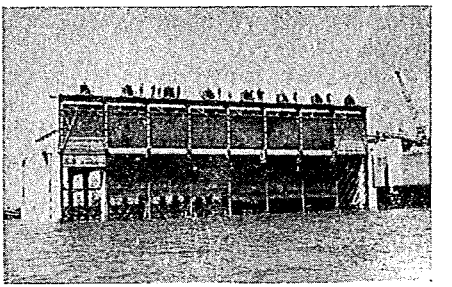


写真-1 オランダのデルタプランの締切に使用されたゲート付きケーソン

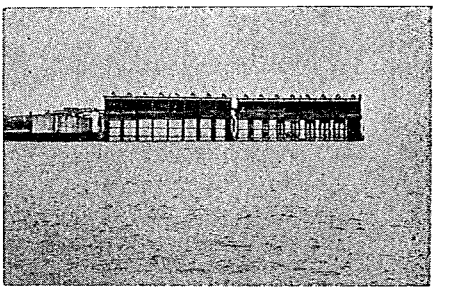


写真-2 オランダのデルタプランの締切に使用されたゲート付きケーソン

写真1および2はオランダのデルタプランで使用されたゲート付きのケーソンである。ケーソンの設置後はゲートを開放して，他の部分が完全に締切られるまで自由に潮流を出入させる。このケーソンのほかに，湖内の淡水化および洪水の排出に必要な水門が500m設置されるので両者により，潮流の最大流速は4.65m/sec程度に押えられる。

この流速に耐えられる捨石の重量は1トン程度と推定されるので，比較的容易に洗掘の保護，締切などを施工しうると考えられる。過去の記録によると最終締切時の流速はデルタプランでは5m/sec，錦海湾では3m/sec程度であった。締切堤の残部が完成後，ゲートを一時に閉じて潮流をしゃ断し，その後ケーソンの中詰，雑石，マサ土などの腹付けを行なって最終締切部を完成させる。したがって最終的な形状は堤体内にケーソンを埋め殺す以外は図-1と同様である。

〔4〕 締切後の湖内の淡水化

先に述べたように，締切の基本条件として，締切後の湖内を淡水化し，相当量の水利用をはかることが考えられているので，上記のような締切が行なわれた場合，湖内の淡水化がどのくらいの期間で，どの程度進むか検討された。詳細は第6～7編に述べられているので，ここでは結論のみを引用する。

淡水化の過程には種々の要素が影響して非常に複雑であるが，この調査では，堤体からの塩水の浸透量，河川などからの淡水流入量，干潮時におけるゲートを通しての淡塩水の排出の3要素のみを考慮して淡水化の過程を追跡した。

塩水の浸透量 25m³/s，淡水の平均流入量 519m³/s とし，ゲートからの淡塩水の排出比は実験から求めた結果を使用して，大矢野線について試算したところ，次のような結論が得られた。

(1) 淡水化は約700日で，ゲート敷高程度(T.P.－10m)まで進行する。その場合，淡水層の平均塩分濃度は500ppm 程度である。

(2) 湖内の水位をT. P. －0.5m とした場合，淡水深を10m以上にすることは困難である。

上述の検討ではかなり問題を単純化しているので，今後は模型実験などによるさらに詳細な調査が必要である。

特に，波浪，風によるじょう乱に対し，淡水深が10mでよいかどうか，また，将来の水質の保全，水温変化の影響などについては十分な検討が望まれる。

有明海締切堤防調査報告

——第2編　締切堤の透水性——

山村和也*
佐々木康**
富永正照***
坂本忠彦****

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea

Chapter 2

——On the Permeability of the Proposed Ariake Enclosure Dam——

by **Kazuya Yamamura**
Yasushi Sasaki
Masateru Tominaga
Tadahiko Sakamoto

Synopsis:

The permeability of the proposed Ariake Enclosure Dam was studied for the purpose of turning the enclosed sea into a fresh water reservoir.

The permeability of large rock-fill was investigated theoretically and experimentally in various range of Reynolds number according to a hydraulic radius theory. And a field observation was conducted on the coefficient of permeability of the ground reclaimed by the materials with a wide range of grain size. As a result it became clear that the permeability of large rockfill is so large that the desalting of the water of the lake is extremely difficult by simply building a rock-fill dam.

Therefore a layer of granite sand (tiny grains of weathered granite rocks) was adopted as a seepage restriction zone and the permeabilities of enclosure dams covered with granite sand were researched.

The coefficient of permeability of granite sand was assumed to be 5×10^{-2}cm/sec. from the results of investigation. The amount of sea water seepage through the proposed Ariake Enclosure Dam was estimated to less than 30m³/sec. which would enable the desalting of the water of the enclosed lake.

Key words (the Ariake Enclosure Dam, permeability of sand and rocks, permeability of granite sand, discharging-well method)

要　旨

有明海締切堤防の構造設計，湖内の淡水化などの検討の基礎資料として締切堤体の透水性の検討を行なった。

大粒径のれきの透水性に関して，径深理論に基づく理論的検討，実験および現地透水試験を行なった。その結果大粒径のれきを使用するロックフィルタイプの締切堤では透水性が大きすぎ，透水性の小さい材料も併用する複材料堤とする必要があることが判明した。

*　機械施工部土質研究室長
**　機械施工部土質研究室研究員
***　河川部海岸研究室長
****河川部海岸研究室研究員

透水規制材としてマサ土を取り上げ，その透水性，締切堤の施行例について検討を行なった。

さらに，ポテンシャル理論に基づく締切堤からの透水量計算法を示し締切堤防断面案について全透水量の推定を行なった。その結果マサ土の透水係数を調査結果に基づき 5×10^{-2}cm/sec. と仮定すると全透水量は30m³/sec. 程度となることが明らかとなった。

キイワード（有明海締切堤防，れきの透水性，マサ土の透水性，揚水試験）

目　　次

1. れきの透水性について……(10)
〔1〕 れきの透水性について……(10)
〔2〕 理論的考察……(10)
〔3〕 実験およびその結果……(11)
2. 現場揚水試験……(12)
〔1〕 試験現場……(12)
〔2〕 潮汐による地下水位の変動……(13)
〔3〕 揚水試験……(14)
3. マサ土(真砂土)の透水性について……(15)
〔1〕 マサ土の透水性について……(15)
〔2〕 マサ土を使用して締切られた堤体の実測透水係数……(16)
4. 締切堤からの透水量計算法について……(17)
5. 現地への適用……(18)

1. れきの透水性について

〔1〕 れきの透水性について

締切堤の構造設計，湖内の淡水化等の基礎資料として，堤内への塩水の透水量を推定することは非常に重要な問題であるが，この問題は究極的には，堤体の透水係数をいかに推定するかという問題になる。締切堤の構造が大粒径のれき，岩を使用して作るロックフィルタイプの均一材料堤であれ，あるいはその中央部または表面に透水性の低い材料(砂，マサ土等)を設置して作る複材料堤であれ，いずれにしても，堤体の大部分を占める，大粒径のれきあるいは岩の透水性を検討する必要がある。透水体の透水性の難易は通常透水係数で表示されているが，その概念の適用は低レイノルズ数に限られ，れきのように大粒径で透水性の大きい—したがって必然的に高レイノルズ数になりやすい—ものへの適用は困難である。そこでこのような領域における透水性の表示法，また透水性と粒径，粒度分布，空げき率等の諸要因との関係を理論的考察および実験により検討して，堤内への塩水の透水量を推定してみよう。

〔2〕 理論的考察[1)]

透水体の間げき内の流水を，間げきを連続させた仮想的な流管内の流れとして取り扱い，透水性を示す指標として，管路の抵抗係数の概念を採用しよう。仮想流管の大きさは，粒径，粒度分布，間げき率より求まる平均の間げきの大きさとして求める。透水体を次のようにモデル化[2) 3)]して考えてみよう。

1) 透水体の構成各粒は均一粒径であり粒径d[cm]とする。
2) 構成各粒は球形と見なされるものとする。
3) 各粒は等方的に詰めこまれているものとし，間げき率をPとする。
4) 毛細管現象，吸着水現象は無視する。

以上の仮定にしたがって間げきの平均の大きさを求めてみる。1)～3)の仮定より縦a，横aの$a\times a$断面を切断してみると，その断面には，大小各径の断面があらわれるが，その平均断面積は$\frac{\pi}{6}d^2$であるから，期待できる球の切断個数nは(1)式で与えられ，切断面における間げきの総面積Sは(2)式で与えられる。

$$n=a^2(1-P)/\left(\frac{\pi}{6}d^2\right) \cdots\cdots(1)$$

$$S=a^2P \cdots\cdots(2)$$

球の切断個数nと間げきの数Nとは比例関係にあるものと仮定し，間げきの平均の大きさより，間げきの平均径深R_Pを求めてみると(3)式となる。

$$R_P=\frac{P\cdot d}{1-P}/\left(6\sqrt{\frac{2}{3}}\right) \cdots\cdots(3)$$

透水体の抵抗係数ξを(4)式，一般の管路の抵抗係数ξ_fを(5)式のように定義する。

$$\Delta h=\xi\cdot\frac{\ell}{d}\cdot\frac{U^2}{2g} \cdots\cdots(4)$$

$$\Delta h=\xi_f\frac{\ell}{4R}\cdot\frac{U^2}{2g} \cdots\cdots(5)$$

ここに　Δh：損失水頭　　ℓ：水路長
　　R：径　深　　U：断面平均流速

R_PをRと見て，(5)式に代入し，このような間げきがN個あることを考慮し，(4)式と比較する。さらにξ，ξ_fがレイノルズ数の関数であることを考えると(6)式が得られる。

$$\frac{P^3}{(1-P)}\xi=\frac{P^3}{(1-P)}\cdot\frac{2gd}{U^2}\cdot\frac{\Delta h}{\ell}=f(R_e) \cdots(6)$$

透水流に関するR_e数は通常断面平均流速Uと粒径dによる(7)式によっているが，この物理的根拠は必ずしも明確でない。ξに関すると考えられるR_e数は流管（間げき）内の流速と流管の大きさを代表する長さによる

R_e 数であり，これをつくると（8）式のような表示となり，間げき率も考慮しなければならないことがわかる。

$$R_e'=\frac{U\cdot d}{\nu}\cdots\cdots(7)\qquad R_e=\frac{U\cdot d}{(1-P)\nu}\cdots\cdots(8)$$

以上の考察により透水性は（6）式と（8）式の関係により統一的に表現できるはずである。なお低 R_e 数の範囲に限れば透水係数は（9）式で表わされることになる。

$$k\propto\frac{\rho g}{\mu}\frac{P^3}{(1-P)^2}d^2\cdots\cdots(9)$$

この式は Kozeny-Carman の式，あるいは Fair-Hatch の式と一致する。

以上透水体が均一の粒径よりなる場合を考慮したが，粒度分布がある場合には，代表径として何をとれば良いであろうか。Hazen の提案とした10%有効径 d_{10} が有名であるが，d_{10} それ自身には意味がなく「透水性を規制するものは重量分布の中央径 d_{50} よりもかなり小さい粒径である」ことを便宜的に示しているにすぎない。粒径 d_i の全体に占める重量比を W_i とすると，（1）式に対応するものは(10)式となり，以下同様の考え方により粒径 $\bar{d}$ を(11)式のようにとれば，均一粒径の場合と同様の考察ができることになる。$\bar{d}$ を等価直径と名付けることにする。

$$n=a^2(1-P)\ \Sigma\left(W_i/(\frac{\pi}{6}d_i^3)\right)\cdots\cdots(10)$$

$$\bar{d}^2=1/\Sigma\left(\frac{W_i}{d_i^2}\right)\cdots\cdots(11)$$

〔3〕 実験およびその結果

大粒径のれきに関する透水実験は鹿島試験所構内に新設された透水流実験水路で行なわれた。透水供試体部分は図-1に示すように，長さ l=2.0m，幅 B=1.5m，高さ H=1.0mであり，閉水路として実験した。

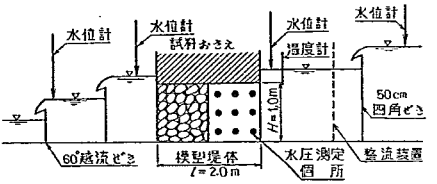


図-1　透水実験装置概要図（水路幅 B=1.5m）

小粒径の砂および砕石に関する透水実験は千葉支所において，大型透水実験装置を用いて行なわれた。これはこの実験のために製作したもので，内径60cm，長さ100 cm の鋼管製である。実験ケースは一覧表として表-1に

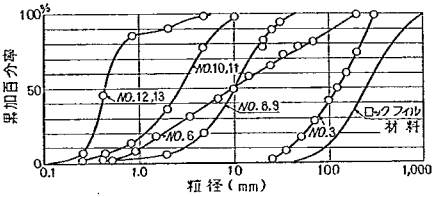


図-2　混合粒径の粒度分布

表-1　れきの透水性に関する実験ケース一覧表

実験番号	粒径（公称）mm	等価粒径 $\bar{d}$cm	間げき率
No. 1	2号砕石　40 ～ 60 mm	4.90cm	0.465
No. 2	100 mm 砕石	10.93	0.445
No. 3	砕石混合粒径 d_{50}=120，d_{60}/d_{10}=3.3	8.79	0.383
No. 4	1号 60 ～ 80　60% 5号 10 ～ 20　40%	2.30	0.320
No. 5	2号 40 ～ 60　70% 3号 30 ～ 40　30%	4.36	0.433
No. 6	混合粒径　d_{50}=10.2	0.270	0.240
No. 7	40 mm　玉砂利	4.13	0.361
No. 8	d_{50}=2.6，d_{60}/d_{10}=4.1	細粒部分の粒度分布の開きが大きく正確な計算が不可能 $\bar{d}=d_{50}$ で代用	0.544
No. 9	〃		0.380
No. 10	d_{50}=2.6，d_{60}/d_{10}=5.5		0.393
No. 11	〃		0.360
No. 12	d_{50}=0.43，d_{60}/d_{10}=1.6		0.518
No. 13	〃		0.504

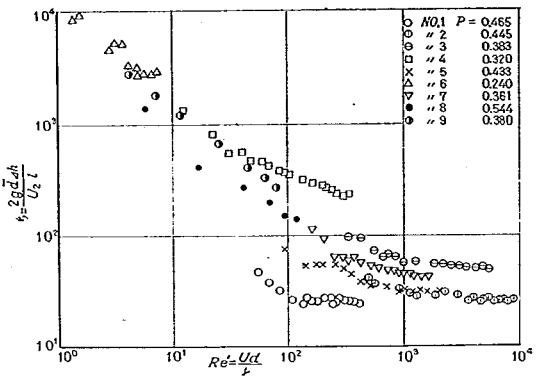


図-3　抵抗係数とレイノルズ数の関係

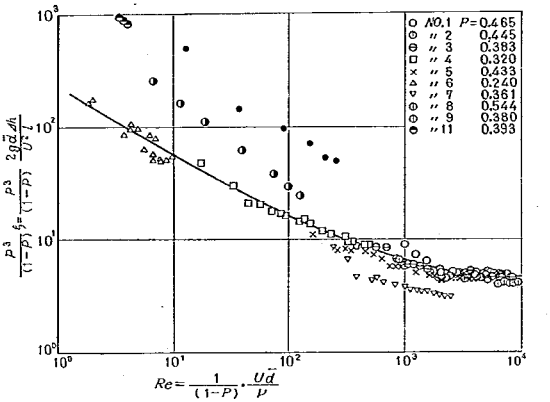


図-4　空げきを考慮した抵抗係数とレイノルズ数の関係

示した。混合粒径の粒度分布は図-2に示した。図-3は(4)および(7)式で定義されるξとRe'の関係をみたものであるが，実験値はかなり散らばり，ξはRe'と間げき率Pとの両方のであることがわかり，間げき率が大きいほど抵抗係数が小さくなることがわかる。図-4は(6)式の間げき率を考慮した抵抗係数と(8)式の間げき率を考慮したレイノルズ数との関係をみたものである。図-3と比較してみるならば，実験値はほぼ一つの曲線にまとまり，考察の妥当性を示しているものと考えられる。玉砂利の実験値のみは，他の砕石の実験値より，明らかに抵抗係数が小さくなっており，表面状態あるいは，形状の効果も考慮しなければならないことを示している。No.8～13の実験資料は粒度分布の開きが大きく，$\bar{d}$の正確な計算が困難なため，$\bar{d}$をd_{50}で代用している。このため抵抗係数がかなり大きくなっており，等価直径は，もっと小さくとる必要を示している。

砕石について実験値をつくれば(12)式となる。

$$\frac{P^3}{(1-P)}\cdot\frac{2g\bar{d}}{U^2}\frac{\Delta h}{\ell}=\frac{1000}{Re}+\frac{39.3}{\sqrt{Re}}+4.3\cdots\cdots(12)$$

なお，実験データー等の詳細は参考文献4.を参照されたい。

2.　現場揚水試験

〔1〕 試験現場

れきの透水性は1.での検討でほぼ明らかになったのであるが，実際に礫石のみで締切る場合は数mm程度の細粒から，数10cmのれきまで，かなり粒度分布の開きのあるものを用いることになろう。その場合には，潮流に

よる細粒分の流失，あるいは施工法の種別による間げき率の変化などにより，施工後の透水性を適確に推定することが困難である。そこで，粒度分布の広い材料を用いた大規模な埋め立て地において，どの程度の透水性を示すものか，実際に透水量を測定してみた。

試験現場は長崎市の南方，長崎外港建設現場の埋め立て地である。埋め立て地は図-5に示すように長崎市深堀町と香焼島間の海面を締切って造成したもので，約77万m² の面積を有し，総土工量は約 1000m³ に達した。埋め立て用材料は深掘住宅団地造成現場より得られたもので，かなり風化の進んだ雲母片岩である。採石にはＡＮＦＯ火薬を 0.25～0.4kg/m³ 程度用いたベンチカット工法を採用したが得られた材料は粒径 50cm 程度までのものが多い。この材料をダンプトラックで運搬し，ブルドーザーでまき出して埋め立て地を造成したものである。埋め立て現場で採取した資料について行なった粒度試験結果は図-6に示すとおりである。また水置換法によって

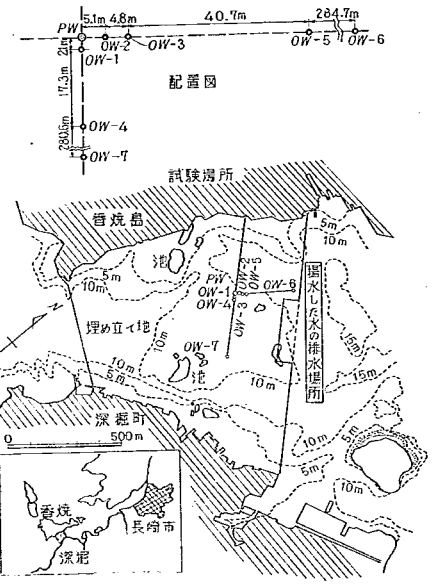


図-5　井戸配置図および試験場所平面図

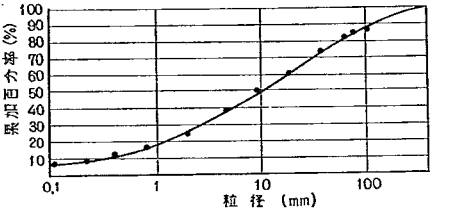


図-6　現場揚水試験地の粒度分布曲線

求めた現場密度はG. L. − 0.5m で $\gamma_d = 2.0 t/m^3$ であった。

現場密度の測定は，地表部だけでしか行なっていないが，この測定結果によるとダンプトラックとブルドーザーの走行によって，海面より上の部分については，かなり密に締まっていることがわかる。揚水試験は，この埋め立て地の東北端の一画において行なったもので，揚水井１本，観測井７本を用いた。

このほかに東側岸壁，西側岸壁および中央の池において水位を観測した。各井戸の配置と深さは図-5および表-2に示したとおりである。

〔2〕 潮汐による地下水位の変動

揚水に先立って揚水井ならびに全観測井を用いて地下水位の変動を３昼夜にわたって観測した。観測結果は図-7に示すとおりである。

今この埋め立て地をきわめて簡略に，図-8のように模型化して，その地下水位変動について考察してみる。埋め立て地内の流れは，x 方向だけの流れと仮定すると地下水の運動方程式は(13)および(14)式のようになる。

表-2　揚水井および観測井の配置

名　称	略　号	数　量	内　径	深　さ	揚水井からの距離
揚水井	PW		250mmφ	GL—10m	—
観測井	OW—1	1　本	65	—8	2.7m
〃	OW—2	〃	〃	〃	5.1
〃	OW—3	〃	〃	〃	9.9
〃	OW—4	〃	〃	〃	20.0
〃	OW—5	〃	〃	—7	50.6
〃	OW—6	〃	〃	—6	335.4
〃	OW—7	〃	〃	〃	300.6

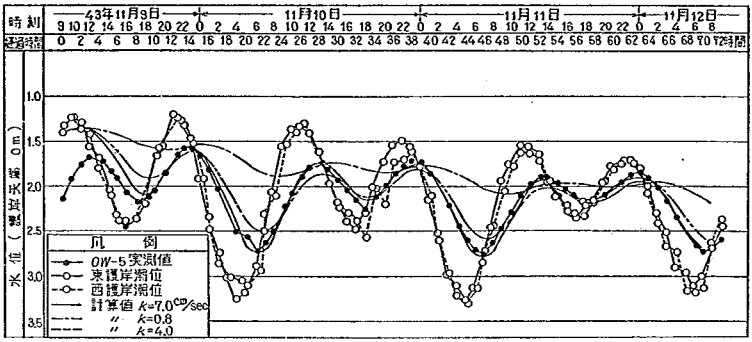


図-7　潮汐による地下水位の変動観測および解析結果

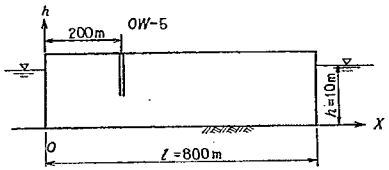


図-8　観測地の模型化

$$\lambda\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial uh}{\partial x}=0 \quad \cdots\cdots(13)$$

$$\frac{1}{\lambda g}\frac{\partial u}{\partial t}+\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{u}{k}=0 \quad \cdots\cdots(14)$$

ここに　λ：空げき率　　u：平面平均流速

h：水深　　k：透水係数

(13)および(14)式より次式が得られる。

$$\frac{\partial h}{\partial t}=\frac{k}{2\lambda}\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} \quad \cdots\cdots(15)$$

この式を階差式に展開し，$x=0$, $x=\ell$ における潮位を境界条件として与えて，逐次計算を行なった結果が，図-7に観測値と同時に示してある。数値計算に当たって与える間げき率の値は，現場密度を考慮して $\lambda=0.2$ と仮定した。この結果透水係数 $k=7$cm/sec のものが実測値とかなり良い一致を示している。

また，埋め立て地内部の地下水位の運動を，抵抗を受けながら透水構造物内を進行する潮汐の運動とみて振幅の減少の割合，および位相の遅れの割合より，透水係数を求めたところ，$k=8$cm/sec となった。いずれにしてもこの埋め立て地の透水係数ははなはだ大きいことが明らかになった。

〔3〕 揚水試験

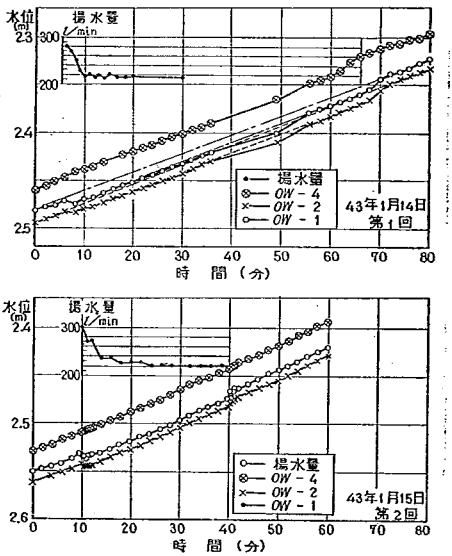


図-9　揚水による地下水位の変動

潮汐による地下水位変動の観測の結果，透水係数が当初推定した値より大きいことが判明したので，揚水試験は，潮汐の干満の間を選んで行なった。すなわち当初計画のポンプでは充分な地下水位低下を期待できなくなったので，潮汐による地下水位変動の定常的な時間にくみ上げを開始し，揚水による地下水位の低下と潮汐による地下水位変動をできるだけ区別できるようにした。揚水による地下水位の変動は図-9に示すとおりである。これから水位低下，回復とも2分程度で定常状態に

達することが知れる。

この水位低下量から

$$k=\frac{2.3\cdot Q\cdot \ell og(r_2/r_1)}{\pi(h_2^2-h_1^2)} \quad \cdots\cdots(16)$$

を用いて透水係数を求めてみると表-3に示すような結果となった。

表-3　揚水試験による透水係数の算定

井戸 No.	揚水量	水位低下量	透水係数
	ℓ/min	cm	cm/sec
OW—1	215	1.0	1.30
〃	220	0.8	1.67
OW—2	215	1.0	2.08
〃	220	0.7	2.37

潮汐による地下水位の変動ならびに揚水試験によって得られた透水係数は同じオーダーであって

$k=1.30\sim8.0$cm/sec　という大きな値となっている。図-6に示した粒度分布は細粒分をかなり含んでいて，均等係数も大きな材料であることを示しているにもかかわらず，このように大きな透水係数となった理由として考えられることは，この埋め立て地の造成に際して海中に投棄した材料のうち，細粒分が潮流によって失われたものではなかろうかという点である。

いま一つの点はダンプによるまき出しの際に，斜面を落下する材料の粒度に分離が生じ層状に堆積した結果，このように大きな透水係数となったのではなかろうかと考えられ，締切堤施行に当たっての施工法，施工管理の重要性を示唆している。

3.　マサ土(真砂土)の透水性について

〔1〕 マサ土の透水性[5)~20)]について

巨れき，雑石を使用して築造されるロックフィル堤のみでは，1. および2で検討したように透水係数が大きくなり，堤体からの透水量が多く，淡水化が困難であることが予想される。一方，透水規制材として砂を大量に使用することは，地震時における砂の流動化現象という面からみて好ましくないので，地震時にも安定であり，しかも透水を小さくできる材料が求められるに至った。このような条件をみたす材料としては，マサ土が適当であり，実際マサ土を使用して締切られた例もいくつかあるので，マサ土の透水性について検討を行なってみる。

マサ土の透水係数，セン断強度，粒度分布などの工学的性質は母岩の鉱物組成，一次鉱物と二次鉱物との組み合わせや変質の程度，粒度，粒径，間げき比などの多くの条件によって異なるものである。松尾，内田らはマサ土の風化の程度，鉱物組成などと工学的性質との関係を求める多くの実験を行なっている。風化の程度と母岩の鉱物組成によって粒度分布は異なるようであるが，それらの文献 5.～20. に現われたマサ土の粒度分布は図-10に示すようである。図中に示した数字は参考文献を示したものである。なお，熊本県菊池川流域小袋山付近で採取したマサ土の粒度分布は図-11に示したようである。

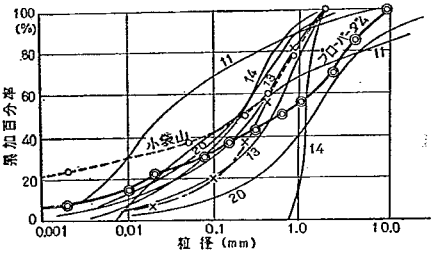


図-10　マサ土の粒度分布

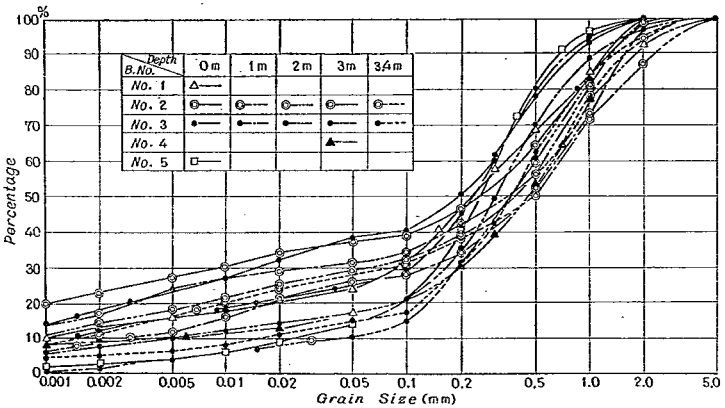


図-11　小袋山のマサ土粒度分布

マサ土は砂と粘性土との中間的な性質を有しており，締め固めの程度ばかりでなく，締め固め時の含水比によって，同一の間げき比の試料でも透水係数は異なった値となることを竹下らは示している。図-12の実線はこのことを示したもので締め固め時の含水比の増加する方向に矢印が示してある。なお点線は文献18，○，×印は文献20に示された試験結果である。これらの結果は室内において突き固めて作った試料について行なわれた結果であるが，マサ土の透水係数はかなり小さいものであることがわかる。

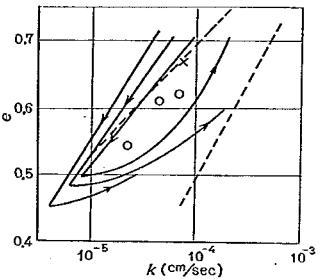


図-12　マサ土の透水係数

〔2〕 マサ土を使用して締切られた堤体の実測透水係数

（1） 香港(ホンコン)のプローバーコーブダムロックフィルタイプのダムであり，コアーに風化花こう岩(マサ土)が使用された。ダム建設に際して実施されたテストマウンドでは現場透水試験の結果 $k=10^{-4}$～10^{-6}cm/sec 程度の値が観測されている。

（1） 錦海湾締切堤防

岡山県邑久町にあり，瀬戸内海に面する錦海湾を塩田用に締切ったものである。その概要を図-13に示した。主たる堤体の材料はマサ土であり，堤体の南端取り付け地付近より採土し，バージによる海送および片押しによるまき出しにより施工した。総土工量は約45万m³であった。堤内地のたん水をポンプで排出しているため，堤体からの透水量はかなり正確にわかっており，それによれば透水係数の経年変化は図-14に示すとおりである。ただし，堤体延長 $L=1700$m，透水延長 $\ell=50$m，堤体の透水断面高 $h=2.5$m，平均水位差 $\Delta h=3.4$m として概算した。この結果 $k=2\sim8\times10^{-4}$cm/secとなるが，堤体下部のサンドマットからの透水量も含んでおり，マサ土自体の透水係数はかなり小さくなると考えられる。

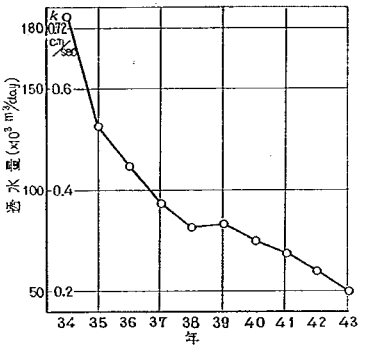


図-14　錦海湾締切堤防の透水係数の経年変化

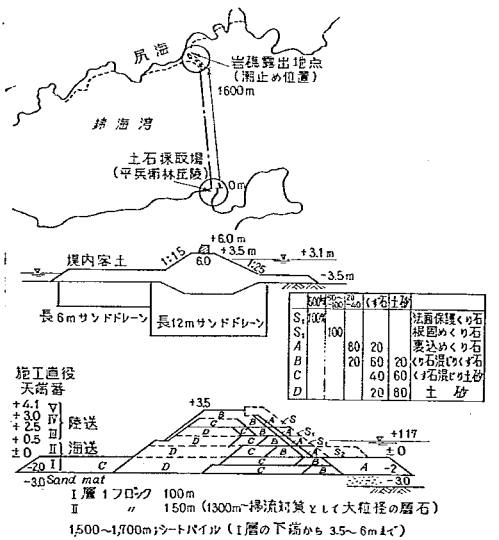


図-13　錦海湾締切堤の概要

（3） 児島湾締切堤防

岡山県児島町，玉野市にわたる延長1558mの農業干拓を目的とする締切堤である。その標準断面を図-15に示した。主たる堤体材料はサンドポンプによる海底砂であり，堤体の透水係数は $k=6\times10^{-3}$cm/sec 程度と予想されている。

塩水透水量が当初の計画を上回っているため，止水工の必要性を生じている。

以上の締切堤の実測透水係数およびマサ土自体の透水係数より考えて，マサ土を使用した場合の堤体の透水係数は，$k=10^{-1}$～10^{-2}cm/sec は十分に期待できることがわかる。

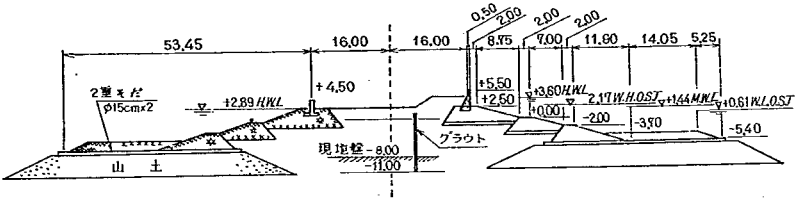


図-15　児島湾締切堤防標準断面図

4. 締切堤からの透水量計算法について

締切堤の透水係数が与えられた場合の透水量計算法を考えてみる。水理学的にみれば，締切堤内の透水流が自由表面をもつ場合（Unconfined Flow）とケーソンを使用した混成堤タイプの締切堤の場合のように自由表面をもたない場合（Confined Flow）に大別される。いずれの場合も締切堤外の潮位は，時間的に変動し，締切堤内の透水流の運動は定常的でない。そこで模型実験および理論的考察[1]を行なった結果，非定常の効果は，ほとんど無視でき，定常解の重ね合わせと考えても大差ないことがわかった。したがって以下の検討においてはすべて定常状態についての考察である。また自由表面をもつ簡単な長方形断面の堤体からの透水量に関する実験を行なった結果，従来の理論解と実験値は良く一致した。しかし複雑な断面については，精度が悪くなり，模型実験を行なって確かめた方が良いことが明らかになった。ここではケーソンを使用した混成堤からの透水量計算法について述べる。

ケーソン下部の断面は台形であろうが，計算を容易に

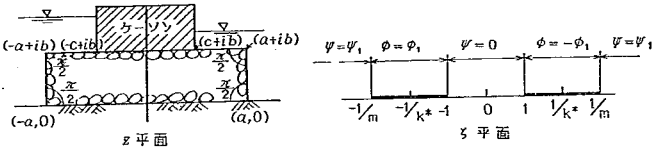


図-16　模型化したケーソン堤断面とその写像

するため図-16のような長方形断面からの透水を考える。

ポテンシャル理論で検討を行なうため，等角写像の手法を用いる。Z平面をξ平面の上半面に写像する関数はSchwarz-Christoffel の積分によって与えられる。

$$Z(\xi)=A\int_0^{\xi}(\xi-1)^{-1/2}(\xi+1)^{-1/2}\times\left(\xi-\frac{1}{k_*}\right)^{-1/2}\left(\xi+\frac{1}{k_*}\right)^{-1/2}d\xi+B \quad\cdots\cdots(17)$$

ただし　Z 平面　　ξ 平面

$$\left.\begin{array}{ll}(a,\ 0) & \rightarrow (1,\ 0)\\ (-a,\ 0) & \rightarrow (-1,\ 0)\\ (0,\ 0) & \rightarrow (0,\ 0)\\ (a,\ ib) & \rightarrow (1/k_*,\ 0)\\ (-a,\ ib) & \rightarrow (-1/k_*,\ 0)\\ (c,\ ib) & \rightarrow (1/m,\ 0)\\ (-c,\ ib) & \rightarrow (-1/m,\ 0)\end{array}\right\}\cdots\cdots(18)$$

に写像するものとし，$0<m<k_*<1$とする。

ここにϕはポテンシャル，ψは流れ関数である。

透水係数kと区別するため母数をk_*とする。

常数AおよびBは次のようにして決定できる。

$$\left.\begin{array}{l}Z=0 \rightarrow \xi=0 \qquad \therefore \quad B=0\\ a=Z(1)-Z(0)=A\displaystyle\int_0^1\frac{d\xi}{\sqrt{(1-\xi^2)(1-k_*^2\xi^2)}}\\ \qquad\qquad =AK(k_*)\end{array}\right\}\cdots(19)$$

ここに$K(k_*)$は母数k_*の第一種完全楕円積分である。

k_*は次のようにして決定できる。

$$\left.\begin{array}{l}a=Z(1)-Z(0)=AK(k_*)\\ ib=Z\left(\dfrac{1}{k_*}\right)-Z(1)=iAK(k_*')\end{array}\right\}\cdots\cdots(20)$$

ここに $k_*'=\sqrt{1-k_*^2}$ であり，(20)式より k_* は決まる。

mはZ平面$(c,\ ib)$がξ平面$(1/m,\ 0)$に写像することより

$$c+ib=\frac{a}{K(k_*)}\int_0^{1/m}\frac{d\xi}{\sqrt{(1-\xi^2)(1-k_*^2\xi^2)}}\quad\cdots\cdots(21)$$

楕円積分の逆関数としてS_nを定義し(21)式を表示すると

$$1/m=S_n\left[\frac{c}{a}K(k_*)+iK(k_*')\right]$$

$$=\frac{1}{k_*}\frac{1}{S_n\left[\dfrac{c}{a}K(k_*)\right]}\quad\cdots\cdots(22)$$

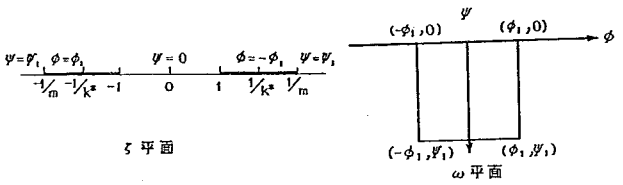


図-17 ζ 平面から w 平面への写像

図-17のようにξ平面を $w(\phi,\ \psi)$ 平面に写像すると

$$w=\phi+i\psi=C\int_0^{\xi}\frac{d\xi}{\sqrt{(1-\xi^2)(1-m^2\xi^2)}}+D\cdots(23)$$

$w=0$ をξ$=0$ に写像することにより$D=0$ となる。
常数 C は $w(-\phi_1,\ 0)$ をξ$(1,0)$ に写像することより

$$-\phi_1=C\int_0^{1}\frac{d\xi}{\sqrt{(1-\xi^2)(1-m^2\xi^2)}}=CK(m)\cdots(24)$$

ケーソン前後における potential の差を $\Delta\phi=2\phi_1=k\Delta h$ とすると$C=\dfrac{-\Delta\phi}{2K(m)}$，ここに k は透水係数，Δhは損失水頭である。

$$\therefore\qquad w=-\frac{\Delta\phi}{2K(m)}\int_0^{\xi}\frac{d\xi}{\sqrt{(1-\xi^2)(1-m^2\xi^2)}}\cdots(25)$$

ϕ_1 の値を求めてみると，

$w(-\phi_1,\ i\psi_1)$をξ$(1/m,0)$に写像することより

$$-\phi_1+i\psi_1=\frac{-\Delta\phi}{2K(m)}\int_0^{1/m}\frac{d\xi}{\sqrt{(1-\xi^2)(1-m^2\xi^2)}}$$

$$=\frac{-\Delta\phi}{2K(m)}[K(m)+iK(m')]\cdots(26)$$

ここに　$m'=\sqrt{1-m^2}$

流量は，流れ関数の差として表わされるから，

$$Q=-\psi_1=\frac{\Delta\phi}{2}\cdot\frac{K(m')}{K(m)}=\frac{k}{2}\cdot\frac{K(m')}{K(m)}\cdot\Delta h\cdots\cdots(27)$$

以上の理論的考察に基づき，縦20コ×横50コのエレメントをもつ，電気透水模型(1kΩの抵抗2000コ使用)を作製し，各種の断面形状による透水量の変化を調査した。長方形断面状の堤体にケーソンが乗った場合の透水量の変化の電気模型実験値とポテンシャル理論による計算値とを比較したものが図-18である。Q は図-16のような高さb，幅2aの堤体に幅2cのケーソンが乗つた場合の流量である。Q' は，長方形断面の堤体に全幅2aのケーソンが乗った場合の仮想値であり，比較の基準として採用してある。

$$Q'=\frac{k\cdot\Delta h\cdot b}{2a}\cdots\cdots(28)$$

両者の傾向は良く一致しているが，若干数値に食い違いがみられる。これは連続透水体を有限個の抵抗体で置き換えた影響が表われたものである。実際の締切堤からの透水量推定に当たっても，このような模型実験がなされるであろうが，電気模型の精度の検討を十分に行なう必要のあることを示唆している。このようなケーソンを使用した混成堤方式も考えられるが，ケーソン下部の基礎としては，強度のある雑石等が適当と考えられ，雑石のみでは透水を十分に規制できないと考えられるので，さらに砂，マサ土等による透水の規制が必要となろう。しかし，最終締切部においては，このようなタイプの締切堤の採用も考えられるので，その場合の透水量の計算には，ポテンシャル理論に基づく等角写像の手法が有効であると考えられるので，代表的な断面についてその計算法を示した。

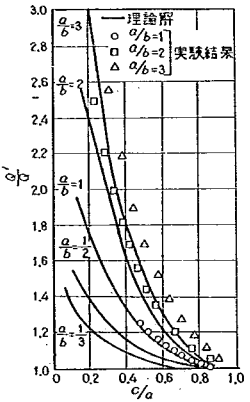


図-18　ポテンシャル理論による理論解と電気模型による実験結果の比較

5.　現地への適用

締切堤を大粒径のれきのみで築造した場合の概略の透水量を推定してみよう。

三角一大矢野一浦田ルートを例にとり，締切堤の総延長 L＝15,000m，平均水深 H＝20m，締切堤の堤体幅 ℓ＝100m と仮定する。現在，三角の平均潮位は T. P. 35cmであり，締切堤内は干拓地の排水上 T. P. －50cm 程度まで下げることが予想されるので，平均水位差Δh=

表-4　締切堤防からの予想透水量（ロックフィルタイプ）

粒径	間げき率	断面平均流速	総透水量	見掛けの透水係数
均一粒径 d=25cm	P=0.4	U=3.24cm/sec	Q=9,720m³/sec	k=324cm/sec
〃	0.3	2.00	6,000	200
混合粒径 d_{50}=25cm d_{60}/d_{10}=3.3 $\bar{d}$=19.2cm	0.4	2.79	8,400	279
〃	0.3	1.66	5,000	166

85cmとなるが，安全をみて Δh＝1.0mと仮定しよう。間げき率は締切堤の施工状態に近い状態で行なった実験結果に基づき P＝0.4および0.3の両者について計算した。締切堤の材料は中央粒径 d_{50}＝25cmとし，透水量を求めてみると，表-4のようになる。流速の計算は断面平均流速 Uを仮定して，(12)式と(8)式の関係を満たすまで，繰り返し計算を行なえばよい。表-4によれば 10^3～10^4のオーダーの透水量が生ずることになり，堤内池の淡水化はおぼつかない。したがって締切堤は大粒径のれき，岩を使用してつくる単一材料堤では，塩水の透水量が多すぎるので，砂，マサ土などの透水性の低い材料を併用した複材料堤としなければならないことがわかる。

次に，第1編図-1に示すような透水規制材としてマサ土を使用した複材料堤において，どの程度の透水が起こるか概算してみよう。外海と締切堤内の平均水位差を Δh＝1.0mとする。マサ土の透水係数を k＝5×10^{-2} cm/secとして透水量を計算すると表-5のようになる。

表-5　締切堤防からの透水量

水深 h m	0～5	5～10	10～15	15～20	20～25	25～30	30～35	35～40	40～47
平均水深 $\bar{h}$ m	2.5	7.5	12.5	17.5	22.5	27.5	32.5	37.5	42.5
透水面積 $\bar{S}$ m²/m	6.74	20.0	33.7	47.2	64.0	84.9	105.5	126.1	146.6
平均のマサ土の直厚 ℓ m	17.5	17.5	17.5	17.5	18.5	19.0	19.5	20.0	20.5
動水こう配 $I=\Delta h/\ell$	0.0572	0.0572	0.0572	0.0572	0.0541	0.0527	0.0513	0.0500	0.0488
堤体延長 L m	1550	2550	900	1500	1800	1000	1400	2200	1400
$I\bar{S}L$ m²	598	2,920	1,515	4,050	6,240	4,470	7,590	14,000	10,000
透水量 $Q_i=kI\bar{S}L$ m³/sec	0.30	1.46	0.76	2.02	3.14	2.23	3.79	7.00	5.00

全透水量　$Q=\Sigma Q_i$=25.7　m³/sec

なお，この計算はケーソンによる最終締切部を考慮せずすべて，通常の締切堤として計算したものである。マサ土層内の平均流速は $U=KI \fallingdotseq 0.05\times 1.0/17.5 \fallingdotseq 3\times 10^{-3}$cm/sec程度であり，このような微流速では，堤体本体の雑石部分での損失水頭は期待できず，透水の規制はマサ土層の部分でのみ行なわれることがわかる。全透水量は25m³/sec程度であり，この程度ならば第7編で述べるように，締切堤内は十分に淡水化可能であろう。

参考文献

1. 富永正照・坂本忠彦「礫の透水性について」第23回土木学会年次学術講演会講演概要（1968）
2. A. E. Scheideger "The Physics of Flow through Porous Media," University of Toronts Press.

3. Muskat, M. "The Flow of Homogeneous Fluid through Porous Media," Mc. Graw-Hill, New York (1937)
4. 建設省土木研究所「有明海締切堤防調査報告書」土木研究所資料第442号，(1969)
5. 松尾新一郎・西田一彦「花崗岩の真砂化とその物理的，工学的諸性質について」京大工業教員養成所研究報告第3号，P.63～68，(昭和41年)
6. 柏木日出治「花崗岩風化の研究（予報）」広島大学紀要P.319～342，
7. 山下親平「黒雲母花崗岩の風化作用とその影響」愛媛大学紀要第Ⅲ部（工学）第6巻第1号，(昭和43年)。
8. 松尾新一郎・西田一彦・山下親平「花崗岩の風化と地形岩質との関係」土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集P.161～162，(昭和40年)
9. 中沢圭二「花崗岩の深層風化について」未発表
10. 菅野一郎・本荘吉男・徳留昭一・有村玄洋「花崗岩類に由来する赤黄色土の粘土鉱物（第2報）」土壌肥料第28巻2号，P.13～16，(昭和32年)
11. 斎藤　実「花崗岩のマサ状風化」土と基礎，vol. 4，No. 3，P.32～33，(昭和31年)
12. 松尾新一郎・西田一彦「マサ土粒子の物理・化学的性質について」第2回土質工学研究発表会概要集P.1～6，(昭和42年)
13. 竹下春見・網干寿夫「真砂土の最適含水比付近の透水性について」土木学会誌 vol. 38，No. 2，P.48～54，(昭和28年)
14. 松尾新一郎・西田一彦「真砂土の工学的性質に関する研究（第3報）」第20回土木学会年次学術講演会講演概要P.Ⅲ-2，(昭和40年)
15. 松尾新一郎・西田一彦「真砂土の組成とその工学的性質について"とくに有色鉱物の影響について，"」土木学会関西支部年次講演会概要，P.161～162，(昭和41年)
16. 松尾新一郎・西田一彦「マサ土の風化度と工学的性質について」土木学会関西支部年次講演会概要，P.213～214，(昭和42年)
17. 松尾新一郎・西田一彦・山下親平「真砂土の組成と工学的特性について—とくに長石の影響について—」第22回土木学会年次学術講演会講演概要P.Ⅲ-79，(昭和42年)
18. 松尾新一郎・福田護・西田一彦「マサ土のコンシステンシーと工学的性質について」土木学会関西支部年次学術講演会概要P.Ⅲ-1，(昭和43年)
19. 内田一郎・松本錬三・鬼塚克忠「不飽和土のセン断強度について」第2回土質工学研究発表会概要集，P.101～106，(昭和42年)
20. 内田一郎・松本錬三・鬼塚克忠「福岡市周辺のマサ土について」第2回土質工学研究発表会概要集P.7～12，(昭和42年)

有明海締切堤防調査報告

——第3編　締切堤の安定性——

山　村　和　也*
佐々木　　康**

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea

Chapter 3

——On the Stability of the Proposed Ariake Enclosure Dam——

by **Kazuya Yamamura**
Yasushi Sasaki

Synopsis :

The stability of the proposed Ariake Enclosure Dam was studied for the purpose of deciding the standard section.

The enclosure dam will be built of layers of various size rocks and widened with a layer of granite sand to decrease the sea-water seepage through the enclosure dam. So the strength characteristics of various size rocks and granite sand were investigated. From the results of investigation, the strength characteristics were estimated as follows.

(1) the cohesion strength of various rocks　$c=5.0t/m^2$
(2) the angle of internal friction of various size rocks　$\phi=30°$
(3) the cohesion strength of granite sand　$c=1.0t/m^2$
(4) the angle of internal friction of granite sand　$\phi=25°$

The safety facter for the proposed Ariake Enclosure Dam was calculated with using these data. The safety facter will be 1.71 at the normal time and will be 1.18 at the time of earthquake whose horizontal seismic coefficient is 0.15.

Thus the statical calculations verified the sufficient safety of the proposed enclosure dam.

Key words (the Ariake Enclosure Dam, strength of rock, strength of granite sand, stability of rock-fill dam)

要　旨

有明海締切堤防の安定性の検討を行なった。

締切堤は透水規制の面より，れき，雑石を使用する締切堤本体に，透水を規制するマサ土層をもつ複材料堤となることが予想されるので，各材料の強度特性について調査した。この結果，れきの見掛けの粘着力を$c=5.0t/m^2$，内部摩擦角を$\phi=30°$，マサ土の粘着力を$c=1.0t/m^2$，内部摩擦角を$\phi=25°$と推定した。

これらの数値を用いて締切堤防断面案の安定計算を行なった結果，平時で1.71，水平震度0.15の地震時のとき1.18という安全率が得られ，地震時にも安定であることが検証された。

キイワード（有明海締切提防，れきの強度特性，マサ土の強度特性，提防の安定性）

*　機械施工部土質研究室長
**　機械施工部土質研究室研究員

目　次

1. れきの強度特性……(22)
〔1〕 れきの強度特性……(22)
〔2〕 れきの間げき率の測定……(23)
2. マサ土の強度特性……(23)
3. 堤体の安定計算……(25)

1. れきの強度特性

〔1〕 れきの強度特性

構造断面の安定性を検討するに当たって，堤体材料の強度特性について明らかにしておかなければならない。

土のせん断特性に関しては，古来多くの研究がなされてきており，その強度特性はほぼ明らかにされているがれき，特に大粒径の岩塊に関する資料はそれほど多くない。

これらの一般的な強度特性は土のそれと本質的な差異があるわけではないが，粒子のかみ合わせ（インターロッキング）による見掛けの粘着力を有しており，このため密度の変化によって強度は大きく変化するといわれる。一般的にれきのせん断強度に影響する要素は粒度，粒子の強度特性，平均粒径，間げき比などで，R.J.Marsal[1]は，直径113cm 高さ 250cm の供試体を用いた三軸圧縮試験結果に基づいて次のように言っている。

1) 粒度配合の良い材料はせん断強度が大きい。
2) 粒度曲線が似ていても，粒子の強さ，もろさなどがせん断強さをかなり変える。
3) せん断強さの小さい材料には試験中，粒子の破砕も多く起こる。

また最上[2]は粒状体の力学について研究を進める間にれきの内部摩擦角と間げき比との間に次のような興味ある関係を見出している。

$$\sin\phi=\frac{\overline{k}}{1+e} \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに$\overline{k}$は定数で岩質，粒度分布によって異なった値をとり，破砕されやすい，均等係数の比較的大きいれきの場合に0.8程度，均等係数の小さい固いれきの場合に1.2程度の値を得ている。

次にフィルタイプダムの材料について行なわれた諸家の調査結果[3)~6)]から，その粒度，強度常数をまとめてみると表-1および図-1のようになる。しかし施工するとれきの粒度と，試験によって求めた粒度曲線はかなり異なるのが普通である。ロックフィルダムのロック部の間げき比は大体18~35%程度で，主として粒度と細粒分の含有率によって決まり締め固め方法はあまり大きな影響を持たないようである。

表-1　フィルタイプダム材料の粒度および強度定数

試料 No.	n (%)	e	ϕ (°)	c(t/m²)	備考	試料No.	n (%)	e	ϕ (°)	c(t/m²)	備考
①—1	23.0	0.30	45	—	1)	②—2	24.2~30.3	0.32~0.43	40~29	5.0	3)
①—2	24.2	0.32	34	—	〃	②—3	26.1~35.7	0.35~0.56	43~27	5.0	〃
①—3	38.3	0.46	30	—	〃	③	—	—	40~39	認められる	4)
②—1	22.4~32.5	0.29~0.48	42~27	5.0	3)	④	—	—	45	—	5)
						⑤	—	—	45	0.5	6)

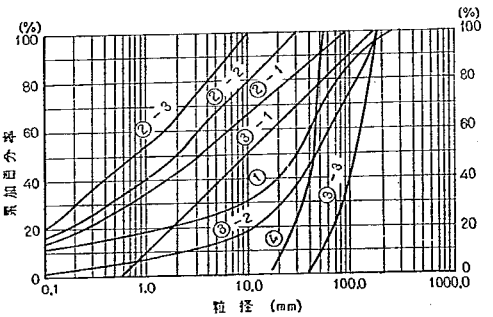


図-1　フィルタイプダム材料の粒度分布

内部摩擦角ϕの値は表-1に示したように，密度ならびに粒度によって27°~45°（平均37°）というかなり広い範囲に散らばっている。

有明海の締切堤が海中投棄によって築造されるであろうという施工条件を考えると，その密度はウォータージェットによる締め固めの可能な陸上のロックフィルダムより当然小さくなるものと考えなければならない。一般にロックフィルダムの築造の際に経験されるれきの安息角

は40°～45°程度であるのに対して，海中施工の防波堤の例ではこれよりいくらか小さい値となることが経験されている。

また図-2は先述した最上の理論によって$\overline{k}$=0.8，1.0，1.2 の各値に対してeとϕの関係を示したものであり，

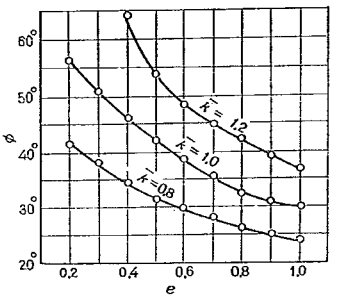


図-2　最上の理論によるeとϕの関係

強度特性のは握には，れきの間げき率に関する知識を得る必要があることがわかる。

〔2〕 **れきの間げき率の測定**

海中に投棄された岩塊の密度，間げき率がどの程度のものであるか，施工研究室により実験的な検討が行なわれた。実験は千葉支所構内の直径1.8m，深さ4.6mのサウンディング試験槽を利用して行なわれた。有明海締切堤の雑石部分の築堤材料としては，現地付近に大量に産出する安山岩類の使用が考えられるので，これと類似の角閃石安山岩を選んで試験材料とした。試験に用いた岩塊は静岡県田方郡長岡町（江間採石場）産出のものである。使用岩塊量は5m³でその最大径は30cm，最小径は5cmで粒度分布曲線を図-3に示した。この粒度分布は

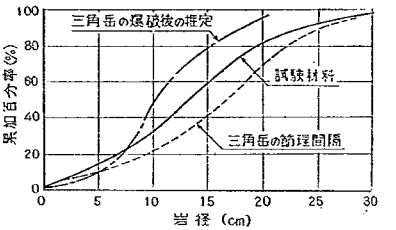


図-3　試験材料の粒度分布

有明海締切堤の原石山と考えられている三角岳の資料を参考にして描いたものである。試験材料の岩塊の比重は2.36であり，三角岳の2.57に比して幾分小さくなっている。測定方法および測定結果をまとめてみると表-2のようになる。この結果を参照し，e=0.8程度と仮定する。さらに，$\overline{k}$の値は岩質，粒度によって変化するが$\overline{k}$=0.9程度と仮定すればϕ=30°が得られる。

また図-1に示した調査結果に基づき，見かけの粘着力c=5.0t/m²を採用し，これらの値を用いて堤体の安定性を検討することにする。

表-2　間げき率の測定方法および測定結果

	投入量 (m³)	投入方法	試験回数	間げき比の測定方法	間げき比	間げき率 (%)
試験一	5.0	図に示した分布の岩塊5m³を3回に分けて，水面（試験槽底面より2m）より投入する。そのうち各回の投入は10数回に分けて行なう。	3	岩塊の投入前後の水位の変化量を測定し，間げき比を算出する。	1.16 0.89 0.55	53.8 47.1 35.5
試験二	5.0	手積み（空気中）3層	2	岩塊積み上げ後，水を岩塊表面まで満たし，要した水の量より間げき比を算出する。	0.62 0.32	38.2 23.9
試験三	2.4	空気中投入	1	試験二と同じ	0.37	26.8
摘要	1. 試験に供した岩塊は，表面乾燥飽和状態のものである。 2. 岩塊の吸水率は，2.5～4.5%であった。					

2. マサ土の強度特性

れきの透水試験結果ならびに現場揚水試験の結果によってれきのみによる海水の浸透防止は困難なことが明らかになり，れき以外の材料も用いる構造断面の検討が必要となった。

透水係数の小さい材料で現場付近で容易に得られる材料として花崗岩の風化したマサ土および海底の砂の2つが

土の直接せん断試験 I　　報告用紙

調査名・目的＿＿＿＿＿＿＿＿　　試験期日＿＿年＿＿月＿＿日

試料番号 No. 3 340　　試験者＿＿＿＿＿＿＿＿

試料：乱さない・(乱した)　　試験方法：(圧密排水)・圧密非排水・非圧密非排水

試料採取深さ＿＿＿＿＿＿＿＿　　せん断方法：応力制御・(ひずみ制御)

試験機の型＿＿＿＿＿＿＿＿　　せん断速さ (載荷速さ 1 mm/min)

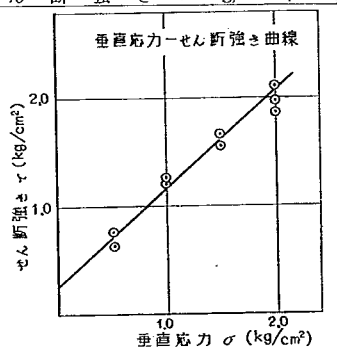
供試体断面積 28.26cm²　　せん断力測定用プルービングリング No.＿＿＿＿＿＿

供試体初期厚さ 2.00cm　　換算係数＿＿＿＿＿＿ kg/$\frac{1}{100}$mm

供試体初期体積 V 56.52cm³　　先行圧密応力＿＿＿＿＿＿ kg/cm²

土粒子の比重 G_s 2.659

	供試体番号		1	2	3	4	5	6
初期の状態	供試体重量 W	g	84.091	83.626	84.430	86.121	88.865	86.525
	湿潤密度 $\gamma_t=\frac{W}{V}$	g/cm³	1.488	1.303	1.494	1.347	1.572	1.513
	含水比 w	%	10.653	10.447	9.720	10.867	8.875	9.270
	乾燥密度 $\gamma_d=\frac{100\,\gamma_t}{100+w}$	g/cm³	1.345	1.171	1.362	1.215	1.444	1.385
	間げき比 $e=\frac{G_s\gamma_w}{\gamma_d}-1$		0.978	0.985	0.953	0.935	0.841	0.898
	飽和度 $S_r=wG_s/e$	%	28.964	28.202	27.120	30.904	28.060	27.449
圧密の状態	せん断時の垂直応力 σ	kg/cm²	2.0	2.0	1.5	1.5	1.0	1.0
	載荷(圧密)時間		7M	5M	5M	4M	4M	5M
	沈下量	cm	0.0902	0.1603	0.2749	0.2365	0.1095	0.943
圧密後の状態	供試体体積 V'	cm³						
	供試体重量 W'	g						
	湿潤密度 $\gamma'_t=\frac{W'}{V'}$	g/cm³						
	含水比 w'	%	9.476	9.572	9.711	9.387	9.092	9.172
	乾燥密度 $\gamma'_d=\frac{100\,\gamma'_t}{100+w'}$	g/cm³						
	間げき比 $e'=\frac{G_s\gamma_w}{\gamma'_d}-1$		0.875	0.816	0.640	0.698	0.793	0.842
	飽和度 $S'_r=w'G_s/e'$	%	28.796	31.191	40.346	35.759	30.419	28.965
せん断時の垂直応力		kg/cm²	2.0	2.0	1.5	1.5	1.0	1.0
せん断強さ τ		kg/cm²	1.851	2.092	1.576	1.661	1.254	1.213



粘着力 c= 0.28 kg/cm²

内部摩擦角 ϕ= 42°

tan ϕ= 0.90040

先行圧密応力に対するせん断強さ

τ_0＝＿＿＿＿＿＿ kg/cm²

〔注〕 含水比の測定は含水量測定試験試料は標準網フルイ 25.4mm によるを

図-4 直接せん断試験結果

考えられるが，このうち後者は，

1) 地震時に流動化現象を生ずる恐れがある。
2) 粘着力が期待できないため，特に地震時の安定性を確保するには，こう配をゆるくする必要があり，断面が増大する。

などの点から好ましい材料とは言い難い。

これらの問題に関しては，マサ土は砂より有利と言える。図-4は熊本県玉名市周辺の小袋山より採取されたマサ土の直接せん断試験結果の1例である。これらの結果および，過去のマサ土に関する強度資料を基にして，堤体の安定計算に用いるマサ土の強度定数として次の値を採用した。

$$\left.\begin{aligned} c&=1.0\mathrm{t/m^2}\\ \phi&=25°\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

なお，マサ土の流動化に関しては，その粒度組成と相対密度が支配的要素である。前者に関しては参考資料に掲げたごとく，風化の度合いによって微妙に変化するが一般に流動化を生じにくい粒度と言える。流動化現象に関しては，第5編において詳しく検討されるであろう。また相対密度に関しては，海中投棄の施工法を適当に選択することによってある程度の密度のコントロールは可能であり，実施に当たって海中施工による値について，実験的に検討する必要があるが，流動化を防ぐのに必要な相対密度の値については，今後の研究に待たなければならない。

3. 堤体の安定計算

塩水の浸透防止のために，マサ土ゾーンのある型式を採用するに先立って行なわれた均一堤の安定結果を参考にして，有明海締切堤の標準断面を仮定し，安定計算を行ないながら，標準断面の法こう配を決定していった。計算に用いた定数は1.および2.に述べた結論を参照して決定したもので，表-3に示してある。表-3に示した値のうち，地震時の震度は第5編に詳述されるように，振動研究室の調査結果に基づき，水平震度 $K_H=0.15$ を採用し，鉛直震度については $K_V=0$ とした。

なおマサ土の水中施工による密度の参考値としては，参考資料に掲げたブローバーコーブダムのテストマウンドにおける値 $\gamma_d=1.7\sim1.8\mathrm{t/m^3}$ がある。

計算は分割法による円弧すべり計算法を採用し，次式によって電子計算機を用いて行なった。

$$SF=\frac{R\cdot\Sigma\left(W\cdot\tan\phi-K_H\cdot W\cdot\sin\alpha\cdot\tan\phi+c\cdot l\right)}{\Sigma\left(W\cdot x+K_H\cdot W\cdot y\right)}\cdots(3)$$

ここに R：円弧の半径
W：分割片の重量
x：分割片重心と円弧中心との水平距離
y：分割片重心と円弧中心との垂直距離
α：分割片重心を通る鉛直線と半径のなす角
l：円弧の長さ

計算結果は図-5および図-6に示すとおりで，

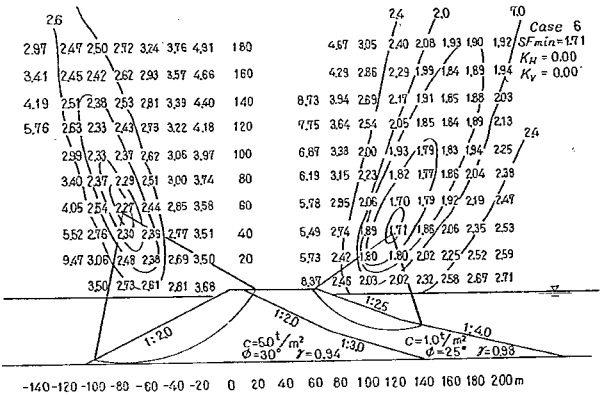


図-5　平時における堤体の安定性

平時時 1.71，地震時 1.18

という安全率が得られ，一応静的計算では安定であることが検証された。

なお，これらの安全率の算定に当たっては，基礎は岩盤を仮定していて，基礎地盤内の破壊は考慮していない。

また地震時に発生する間げき水圧を考慮していない。地震時のマサ土の流動化現象の発生の可能性とともに，今後さらに検討を要する点である。

プログラム化の簡単なために，堤体のうち海面上にあ

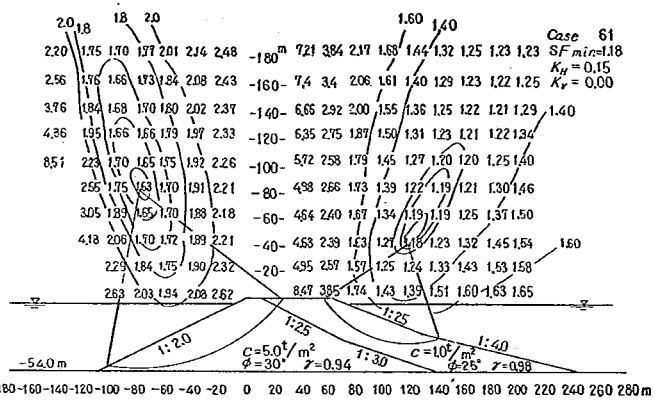


図-6 地震時における堤体の安定性

る部分についても，その単位重量を水中重量に等しくおいているために計算結果はいくらか大きすぎる安全率を示している。またメッシュに切った格子上の各点においてのみ計算を行なっているので，最小安全率を正確に求めるには，さらに細かく，メッシュを切り計算を行なってやる必要がある。

これらの諸点を改めて，実施設計に当たっては，フィルタイプダムと同程度の安全率（平時1.5，地震時1.1程度）は確保すべきであると考える。また同時に，実施設計に当たっては，1および2で述べたように，十分な土質力学的検討を加えることが必要である。

参 考 文 献

1. Raul, J. Marsal "Large-scale testing of Rock-fill Materials", Proc. A.S.C.E., vol. 93—SM2, (1967)
2. 最上武雄「レキの内部摩擦角と常数Kについて」土と基礎，vol.16, No. 11.
3. Zeller, J. D. & Willmann, R. "The Shear Strength of the Shell Materials, the Göshenenalp Dam Switzerland", Proc. 4th Int. Con. Soil Mech, Found. Eng, vol. 2, (1957)
4. Queiroz, L. "Geotechnical Properties of Weathered Rock and Behaviour of Fuinas Rock-fill Dam", Proc. 8th Congress on Large Dam, vol. 1, (1964)
5. Blee, C. E. "Rock Fill Dam, Proc. 4th Congress on Large Dam", vol. 1, (1951)
6. Sowers, C. E. "Large Scale Preconstruction Tests of Embankment Materials for an Earth-Rock-fill Dam".

有明海締切堤防調査報告

——第4編　締切堤の耐震性——

栗林栄一*
岩崎敏男**

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea

Chapter 4

——The Earthquake Resistibility of the Proposed Ariake Enclosure Dam——

by **Eiichi Kuribayashi**
Toshio Iwasaki

Synopsis:

A preliminary consideration on earthquake resistibility of the proposed Ariake Enclosure Dam is presented in this report. The main purpose of the studies is to assure feasibility of two proposed routes of the project. Several kinds of studies are presented.

Frequency of earthquake occurrences in the Ariake-Sea area was summarized to decide the magnitude of earthquake for designing. The horizontal seismic coefficient considering response characteristics of the structures was decided to be 0.15.

Microtremors at considerable sites on the ground surface and in the bottom of the sea along the routes were measured and actual earthquake have been observed, to get available information of ground motion during earthquakes. The strong motion records for response analyses are presented from the field observation, and response spectrum analyses were performed.

Survey of fill-type structures damaged to the experienced earthquakes in the world and model vibration tests on the embankments were performed to know critical acceleration and dynamic behavior of the structures. Earthquake damages of the fill-type structures are classified into nine types. And the critical acceleration to occur failure in embankments is clarified to be large than 300 gals by the model tests.

Dynamic deformations of the embankments were evaluated. The maximum deformation will develop into about 20cm at the crest.

Consideration on liquefaction of fill material was examined. A tentative criteria for determining occurrence of liquefaction is proposed as follows. The material within 10m below the crest and also having N-value (Standard Penetration Test) of 5 or less will liquefy subjected to estimated strong earthquakes. Regarding liquefaction the following two points are recommended: to assure spare material in advance and to pave the surface of tops of the embankments by flexible pavement material.

Conclusions and comparison between these two routes were performed from the view point of earthquake resistant design. It was concluded both routes would be constructed safely, but one route

* 構造梁部振動研究室長
** 構造梁部振動研究室研究員

would be safer than the other.

Key words (the Ariake Enclosure Dam, earthquake, earthquake response)

要　旨

有明海の締切計画に関する計画線上の締切堤防の耐震性について調査し，次の結論を得た。

既往地震の起生度から，計画線上における100年の再現期間に対する震度期待値は0.15である。

常時微動の検測から，卓越周期は相対的に三角線の方が大矢野線より長い。

室内における堤体模型による振動実験から，実物においては300ガル（約0.3g）の地震動に対しても安定している。

地震応答解析の結果から，堤体頂部の相対変位は20cmにまでなると推定される。

堤体に用いる砂の流動化には十分の配慮を怠るべきではない。

2計画線を比較すると三角線よりも大矢野線の耐震安全度が高いと言える。

キイワード（有明海締切堤防，地震，地震応答）

目　次

まえがき……(28)
1. 既往地震調査……(28)
2. 常時微動調査……(28)
3. 地震動観測調査……(29)
4. 既往震害例の調査……(31)
5. 堤体模型振動実験……(31)
6. 堤体の地震時における変形の検討……(31)
7. 結　論……(36)
あとがき……(38)

まえがき

有明海の締切計画線上に築造される締切堤防の耐震性に関する調査は，本州四国連絡橋の耐震に関する調査に引き続いて進められ，調査期間の初期に昭和39年の新潟地震を経験した。

このような事情から，調査の重点は，1)既往地震，2)地震動の特性，3)地盤の動特性，4)堤体の動的挙動，5)堤体を構成する材料の地震時における安定性などの諸点に置かれ，これらの問題の解決のために，現地における調査，室内実験による調査，解析による調査，既往の資料・文献などによる調査を，次に記述する課題ごとに必要に応じて実施し，締切堤の耐震性に関する結論を得た。

1. 既往地震調査

本調査は有明海地方に影響を及ぼした既往の地震を統計処理することによって，将来の地震を予測し，設計に考えるべき地震動の強さを定めるための調査である。

東径130.4° E，北緯32.6° N（有明海湯島付近）を中心として，126° E～136° E，28° N～37° Nで囲まれる範囲（1辺約1,000kmの四辺形）内に有史以来1961年までに発生した地震の震央とマグニチュードを各種文献から調べた。この資料から，各地震に対する有明海地方の震度を推定して，100年当たりの震度別発生回数を求めたのが表-1である。

表-1　100年当たりの震度別発生回数

気象庁震度（最大加速度）	調査期間 A D34 ～ 1961
I　(0.8 ～ 2.5gal)	9.3
II　(2.5 ～ 8.0)	5.39
III　(8.0 ～ 25)	3.48
IV　(25 ～ 80)	1.19
V　(80 ～ 250)	0.832
VI　(250 ～ 400)	0.208
VII　(400 ～　)	0

この調査からこの地方は有史以来震度VIIはわずかに3回しか経験しておらず，わが国の他の地域に比較すると非常に地震の活動度が低い地域であるといえる。さらにまた今後100年間に受ける最大の地震は震度V（最大加速度80～250gal*）と推定できる。

一方，河角博士の調査結果に従えば，最大加速度の期待値は100年で50gal以下，200年で100gal以下で，わが国では最も地震危険度の低い地域に属している[1)2)]。

以上のような諸点を考慮した上で，計画線上の地震の強さは，150gal（0.15g）とするのが適当である。

2. 常時微動調査

締切堤防の建設予定地点の基礎地盤の振動特性を求めるために，大矢野線（大矢野—湯島—南有馬間）および三角線（三角—有家間）に沿い陸上部および海底部（図

(※ gal は加速度の単位で1 galは1 cm/sec² の加速度を表わす。したがつて重力の加速度は980galになる。)

図-1　地震計設置点および常時微動測点図

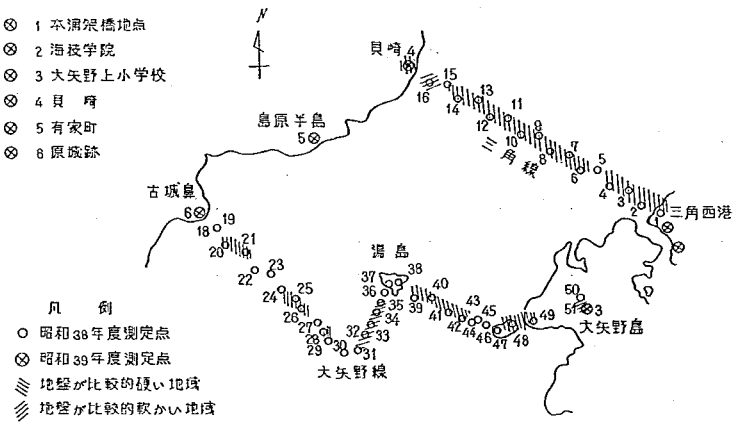


図-2　常時微動測定の結果からみた地盤の硬さ

-1参照）において常時微動の測定を行なった。各点における測定記録から，周期ひん度曲線を描き，卓越周期を求めて，次の結果を得た。

（i）　観測点の大部分で，0.6～1.0秒の間の値が得られた。

(ii)　大矢野線では，短周期（0.3～0.4秒）の場所と長周期（0.7～0.9秒）の場所とに分けられる。

(iii)　三角線では，ほとんどすべて0.6～1.0秒の間にある。

(iv)　地震観測所の大矢野島上小学校では0.1秒である。

（V）　本測定から予想される地盤の硬軟の概要として図-2の結果が得られた[3)4)]。

これによると大矢野島の地震観測点，湯島南西部，貝崎東部が比較的地盤の硬い地域で，この湯島，貝崎付近の一部を除く他の計画線上の地盤は，おおむね相対的に軟らかいものと推定される。

3.　地震動観測調査

建設予定地点付近において，実際の地震動を観測するため，昭和39年３月，大矢野島上小学校に加速度型電磁

表-2 地震計の概要

設置場所	熊本県天草郡大矢野町，上小学校構内（図-1）	
器種	加速度型電磁コイル地震計（勝島製作所製）	
構成	東西動ピックアップ，南北動ピックアップ，鉛直動ピックアップ → 感度調節器 → 電磁オッシログラフ（三栄製 MR－100） 鉛直動スターターピックアップ → 起動制御装置（AC 100V） → 電磁オッシログラフ（三栄製 MR－100）	
性能	ピックアップ	固有振動数：3c/s，感度：15μA/gal
	スターター	起動範囲：変位50～250μ可変（100μにセット）
	オッシログラフ	G－50Aガルバー使用，記録紙速度10cm/sec
管理・観測	九州地方建設局・熊本工事事務所	
記録保管	土木研究所	

表-3 大矢野島における主要地震記録

地震発生年月日（震央）	データ番号	最大加速度（gal）			周期（sec）			記録掲載資料	備考
		N－S	E－W	U－D	N－S	E－W	U－D		
S 41. 5. 16	18－1	7.76	7.13	6.05	0.08	0.09	0.04	土研資料217号	デイジタル値あり
41. 5. 26	18－2	5.84	7.87	2.99	0.09	0.09	0.06	〃	〃
41. 5. 7	18－3	4.3	6.2	3.2	0.08	0.08	0.08	土研資料341号	
42. 5. 25	18－4	8.9	9.5	3.8	0.10	0.08	0.07	〃	
43. 2. 21（えびの地震）	18－5	15.43	14.76	8.6	0.08	0.14	0.08	土研資料430号	デイジタル値あり

地震計（3成分）を設置し，地震動の観測を実施してきた。地震計の構成および特性の概要は表-2に示すとおりである。この地震計によって，すでに得られた記録のうち主要なものは，表-3に示す5回の地震による記録であり，いずれも比較的小さい加速度の記録である。

一方，近隣地区においては九州地方建設局，筑後川工事事務所が佐賀県佐賀郡東与賀村大詰（筑後川河口）の沖積層上に設置したSMAC-B2型の強震計によって，表-4に示す強震記録が得られている。これらの記録は，堤体構造の耐震安定性の検討に非常に有効なものとなろう。これを解析した地震応答スペクトル曲線の代表例を図-3に示す。

筑後川河口は有明海の堆積を代表する一例である。この応答スペクトル曲線は固有周期 0.2～0.7 秒の間で，地震時の構造物の応答が卓越することを示している。

表-4 筑後川河口における主要地震記録

地震発生年月日（震央）	データ番号	最大加速度（gal）			周期（sec）			記録掲載資料	備考
		N40°E	N50°W	U－D	N40°E	N50°E	U－D		
41. 11. 12（有明海）	801－GL－1	117.6	86.5	22.4	0.6	0.6	0.3	土研資料217号	デイジタル値スペクトル
43. 4. 1（日向灘）	801－GL－2	40	38	8	0.1	1.2	2.4	土研資料430号	

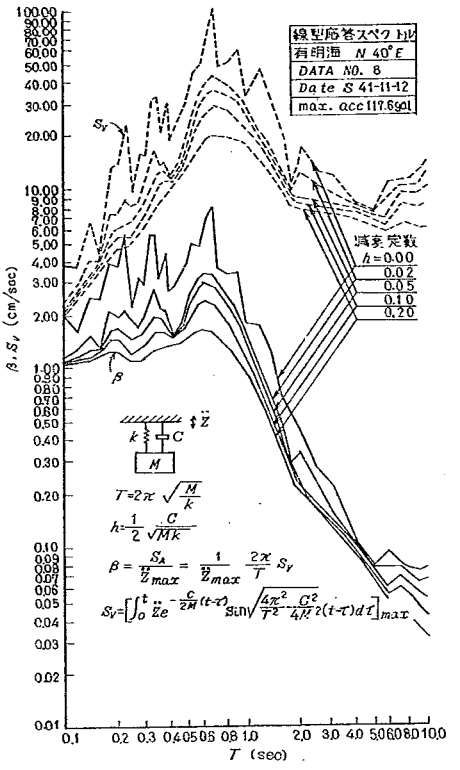


図-3　地震応答スペクトル曲線

4. 既往震害例の調査

フィルタイプ構造物（ロックフィルダム，アースダム，土堤防）の震害例は過去に相当数報告[5][6]されており，これをとりまとめて表-5に調査したダムの地震による被害の形態の分類を示した。被害の様相を軽微なものから甚大なものへと順次分類してみると，①堤軸方向の縦き裂，②沈下，③漏水量の変化，④法面のはらみ出し，すべり出し，崩壊，⑤堤体の部分的移動，⑥堤軸直角方向の横き裂，⑦堤体の流動，⑧堤体のせん断（全体的滑動），⑨基礎地盤の破壊あるいは移動（断層の発生），の９項目が考えられる。ここにおいて番号の大きいものほど一般に大きな被害につながり，それより前の番号の被害を含むことが多い。堤体を欠壊に至らしめるのは通常⑦以下であるが，⑥以前でも地震後の貯水の浸入等によって欠壊する場合がある。これらの被害は，いずれも基礎地盤の良否，堤体への浸透水の有無により大きく影響される模様である。

5. 堤体模型振動実験

堤体構造の部分縮尺模型を振動台上に作成し，加振実験を行なって，堤体の耐震安定性を検討するために実施した。

第一段階として，大矢野線最深部断面の 1/200 二次元模型を作成し，模型相似律の検証，実験法の確立を主なる目的とした実験を実施した[7]。

実験の結果，模型において，加速度 300gal 程度から断面の変状が現われ始めること，加速度 900gal 程度の振動で完全崩壊が起こることがわかった。この結果は力だけの相似を考慮する場合はそのまま実物にも当てはまることである。

しかし模型実験の相似律としては表-6の関係が要求されることが必要である。今回の実験では，振動実験設備ならびに模型材料の点で相似律を実用上十分なまで満足させることが困難であった。すなわち模型の寸法と比重ならびに振動台振幅をより大きくし，堤体の剛性をより低くして，速度の相似を満足させることが必要である。

しかしこれは諸国の実験例をみてもきわめて困難なことであるのでより忠実度の高い実験手法として，実物大に近い石塊を用いた部分堤体に対する高圧下での実験が検討されるべきであろう。

6. 堤体の地震時における変形の検討

〔1〕 堤体の概要

締切堤防の諸元は，最終案である図-4に示す断面について変形に関して動的な検討を行な

表-6　模型実験相似律

量		相似比（模型/原型）
長さ	L	$\frac{1}{n}=\frac{1}{200}$
単重	γ	$\frac{1}{\rho}=\frac{1}{1}$
加速度	a	1
時刻	t	$\frac{1}{\sqrt{n}}=\frac{1}{14.1}$
剛性率	G	$\frac{\frac{1}{n}}{\rho}=\frac{1}{200}$
内部摩擦角	ϕ	1
粘着力	C	$\frac{\frac{1}{n}}{\rho}=\frac{1}{200}$

表5 フィルタイプ構造物

型式	構造物名(場所)	構造物の諸元					地震の概要				
		高さ(m)	堤長(m)	こう配 上流	こう配 下流	基礎地盤	地震名(発生年)	Mag	D(km)	Δ(km)	I(Acc. in gal.)
ロックフィルダム	Malpass (Peru)	77.75	152.25	1:0.5	1:1 1/2 ~1 1/2	洪積 30m	Peru (1938)				MM VI (40)
	Cogoti (Chile)	83.8	158.4	1:1.6	1:1.8	岩盤	Central Chile (1943)	8.3			MM IX (140)
	皆瀬(秋田)	65.0	220.0	1:1.35	1:1.4	凝灰岩	新潟 (1964)	7.5	40	145	J MA IV
	皆瀬(秋田)	65.0	220.0	1:1.35	1:1.4	凝灰岩	十勝沖(1968)	7.8	20	350	J MA III (24)
アースダム	San Andreas(米)	29.9	271.1	1:3.5	1:3	洪積12.2m:岩	San Franciso (1906)	8.3		0	R F X (250)
	Upper Crystal Spring (米)	22.8	213.2	1:2	1:2	洪積18m:軟岩	〃	〃		0	R F X (250)
	Old San Andreas (米)	8.5	54.8			軟岩	〃	〃		0	R F X (250)
	Volcano Lake (Mexico)	3.6		1:2	1:4	軟弱沖積	Imperial Vallay (1915)	—		37	R F VI (60)
	大野 (山梨)	37.3	309.0		1:2~3	洪積3m:岩	関東 (1923)	7.9		100	J MA VI
	村山上 (東京)	24.0	320.0	1:3	1:2 ~2.5	沖積3m:三紀層	〃	〃		80	J MA VI
	村山下 (東京)	16.0 (30.3)	590.0	1:3	1:2	沖積6m:三紀層	〃	〃		80	J MA VI
	Sheffild (米)	9.14	244.0	1:2.5	1:2.5	沖積3m:軟岩	Santa Barbara (1925)	6.3		18	R F VII (100)
	Chatsworth (米)	13.4	823	1:2.5	1:2.5	—	Santa Monica Bay (1930)	—		19	MM VII (60)
	Bozsuiskayo (ソ)	22.4	280	1:3 ~4.5	1:4 ~4.5	—	Uzbakistan (1944)	—		—	MM VII (70)
	大谷池 (愛媛)	27.0	213	1:3	1:2.5	和泉砂岩	南海 (1946)	8.1		300	J MA IV
	North End (米)	—	—	—	—	—	Calipatria (1950)	5.5			MM VII (80)
	Buena Vista (米)	5.18	平均 10,000	1:3~4	1:3~4	軟弱沖積	Arrin-Tehachapi (1952)	7.7			MM X (250)
	Saint Mary (米)	16.8	87.0	1:2.5	1:2	—	San Francisco Bay East (1955)	7.7			MM VII (70)
	小池 (新潟)	14.5	356.0	1:2	1:1.8	沖積,第三紀	新潟 (1964)	7.5	40		J MA IV
	大平 (山形)	6.0	49.0	1:3	1:2	火山泥	〃	〃	〃	100	〃
	堀切 (山形)	9.0	72.8	1:1.8	1:1.2	風化砂岩	〃	〃	〃	80	〃
	深沢 (新潟)	5.0	30.0	1:1.8	1:3	安山岩	〃	〃	〃	100	〃
	鉢 (新潟)	5.3	45.0	1:1.4	1:1.4	三紀風化土	〃	〃	〃	150	〃
	荒沢三号 (青森)	22.2	155.0	1:2.5 ~3.0	1:2.0 ~2.3	凝灰岩	十勝沖 (1968)	7.8	20	240	J MA V
河川・海岸堤防・溜池	Hawkes Bay (New Zealand)	8.8-30.5		1:1.5	1:1.5	沖積・洪積	Hawkes Bay (1931)	7.9			R F X (200)
	Imperial Valley (米)					洪積	Imperial Valley (1940)	7.1			MM IX (400)
	ほそろぎ (福井)	8.5	500	1:1.5	1:1.5	沖積	福井 (1948)	7.2		10	N N XI (450)
	木崎干拓 (宮崎)	5				沖積(砂質)	日向灘 (1961)	7.0		50	J MA V
	阿賀野川 (新潟)			1:2	1:2	沖積	新潟 (1964)	7.5	40	60	J MA V
	信濃川 (新潟)					沖積	〃	〃	〃	100	〃
	大山川 (山形)	4		1:2	1:2	沖積	〃	〃	〃	50	〃
	赤川 (山形)	5		1:2	1:2	沖積	〃	〃	〃	50	〃
	最上川 (山形)	3				沖積	〃	〃	〃	70	〃
	八郎潟 (秋田)	4				沖積(軟弱)	〃	〃	〃	180	J MA IV (100)
	八郎潟 (秋田)	4				〃	十勝沖 (1968)	7.8	20	350	J MA IV (20)
	馬淵川 (青森)	4-5		1:2	1:2	沖積	〃	〃	〃	180	J MA V (200)
	早掛沼 (青森)	12.0	190	1:2.0	1:2.5		〃	〃	〃	200	〃

の地震被害分類表

被害の種類と程度									備考
①縦き裂	②沈下	③漏水	④法面崩壊	⑤部分移動	⑥横き裂	⑦流動	⑧せん断	⑨基礎地盤の破壊	
	◎0.07m			◎堤頂下流0.05m					
	◎0.38m		◎ロック上						
	◎0.2m		◎ロック落	◎堤頂下流0.05m					
			◎ロック落	◎堤頂下流0.01m					
◎					◎アバット付近			断層上	軽微な修復
◎ W1.8m D1.2m					◎		◎移動2.4m	断層上	大修復
					◎W0.05m		◎移動2m	断層上	上下流同水位となる
◎上，下 W0.5 D1.5		◎破堤	◎			◎		◎流動化	噴泥，1940 再破壊(断層)
◎天上，下 W0.2 D6 L40	◎0.3m		◎はらみ						
	◎0.2m								
◎天3本 W0.024 D10 L68									工事中(高さ30.3mのうち16.2mまで)
							◎破堤	◎基盤への水の浸透	下流洪水
◎ W0.07 D3.7		○0.5ℓ/s	○軽微						
	◎0.282								
◎3本 D3～5 L24,60,84									埋設管に被害
	◎								法尻地表面にき裂 Sheet Pile破壊
◎天 L600	◎0.76 (L60)		◎上ヴ	◎					
◎ W0.07	◎き裂部								
◎ W0.25 D5 L20			○のり先はらみ1.4						
		◎破堤			◎2本 W0.5 D2 L4				地震後の雨水が堤体に浸透し，欠壊
◎8本 W0.2 D2～3 L25			○						
◎15本 W0.05～0.1 D3～3.5 L4	◎	◎多量	◎上り		◎4本 W0.05～0.1 D2～3 L1～3	◎流動化			堤体材料（飽和砂）の流動化
◎4本 D0.02～0.03 D2～2.5 L10									
◎ W0.01 D0.1 L20			◎軽はらみ						
◎	◎12%破堤							◎流動化	築堤上の道路・鉄道破壊
							◎1.5m波堤	◎断層	
	◎40%破堤							◎破壊	
◎	◎0.9		◎上り	◎					
◎	◎							◎噴砂	旧河川数部分の被害が甚大
◎	◎								
◎	◎		◎						
◎			◎上り						
◎1.0	◎1.0		◎						
	◎1.7							◎噴砂	アスコン護岸のき裂・ずり出し
	◎1.0							◎噴砂	
◎0.5	◎1.0								
						◎全体欠壊			下流へ洪水

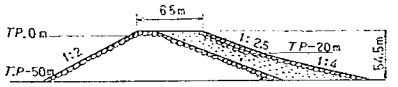
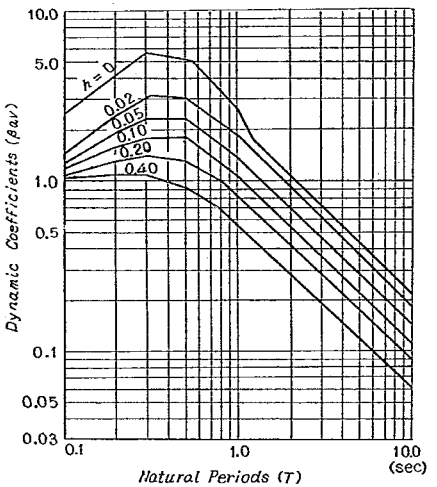
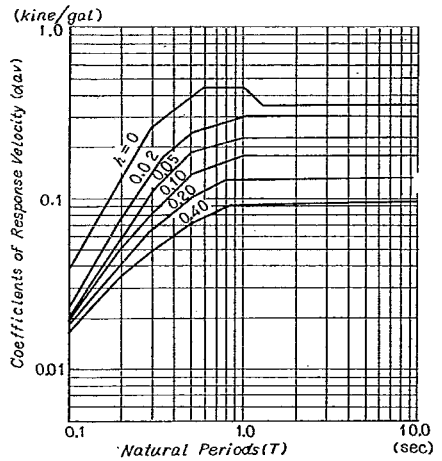


図-4 堤体の概要



Dynamic Coefficient Spectrum Curves
図-5

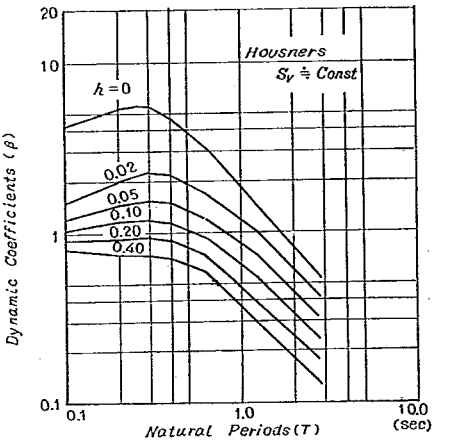


Spectrum Curves Coefficients of Response Velocity
図-6

う。

〔2〕 検討の方法

考えるべき地震の強さとしては，すでに述べたとお



Dynamic Coefficient Spectrum Curves Propcsed by prof. Housner
図-7

り加速度 150gal と考え，平均応答スペクトル値を応答の算定に用いる。土木研究所の提案になる平均応答スペクトル曲線[8]（図-5および図-6）から求められる応答速度を，構造物に生ずる最大速度とみなし，エネルギー一定の仮説から1自由度の応答値を算定する。

なお，ここでの検討はすべて堤軸直角方向を対象とする。また図-7に参考までに米国で提案された平均応答スペクトル曲線を示した。

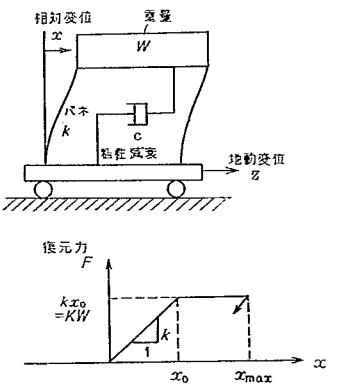


図-8 1自由度モデル

〔3〕 応答量（変形）の算定

図-8に示す1自由度のモデルについて考える。地震時にこの構造物に入射するエネルギーは

$$E=\frac{1}{2}\frac{W}{g}S_V^2 \cdots\cdots(1)$$

ここに S_V は応答速度スペクトル値であり，地震の最大加速度（$\ddot{Z}_{max}$）に比例し，周期（T）に対してはほぼ一定であるから，入射エネルギーもまた一定となる。

いま，この構造物は設計震度 K で設計されており，$K\cdot W$ なる力が作用すると（すなわち $\alpha=K\cdot g$ なる加速度が作用すると）降伏が起こり，以後は図-8に示すとおり，完全弾塑性系の挙動を示すものと仮定する。

周期 $T=2\pi\sqrt{W/gK}$ とし，応答速度 S_V および設計震度 K が与えられたとして，この系の最大応答値を求めてみる。結果のみを示すと，次のとおりである。

i) $T\geqq\frac{2\pi S_V}{Kg}$ のとき（線型：降伏しないとき）

応答加速度　$S_A=\frac{2\pi}{T}S_V$ (gal) ……(2)

応答変位　$X_{max}=\frac{T}{2\pi}S_V$ (cm) ……(3)

ii) $T<\frac{2\pi S_V}{Kg}$ のとき（非線型：降伏を伴うとき）

応答加速度　$S_A=Kg$　(gal)……(4)

応答変位　$X_{max}=\frac{1}{2Kg}\times\left\{S_V^2+\left(\frac{T}{2\pi}Kg\right)^2\right\}$ (cm)…(5)

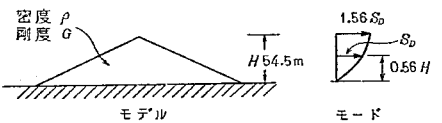


図-9　堤体モデルとモード

この仮説を本堤防を単純化した力学系に適用して応答を求める。その力学系として図-9に示すような均質の三角形断面の弾性体（shear wedge）を考え振動モードをせん断変形と考えると，固有周期は振動理論から

$$T=2.61H\sqrt{\rho/G}\ \text{(sec)}$$

ここに ρ は堤体の密度。いま単位体積重量を $\gamma=2.0\text{t/m}^3$（堤体内の水の重量を含む）と仮定すると $\rho=\gamma/g=0.204$ ($\text{t}\cdot\text{sec}^2/\text{m}^4$)。また G は堤体のせん断弾性係数である。G は堤体材料・施工方法・堤体部位などにより異なり，一概に決め得ないのでここでは既往資料を参考にした上で $G=(0.5\sim50)\times10^3$ t/m^2 の範囲を考えて，また減衰定数（h）は0.1として検討を進める。

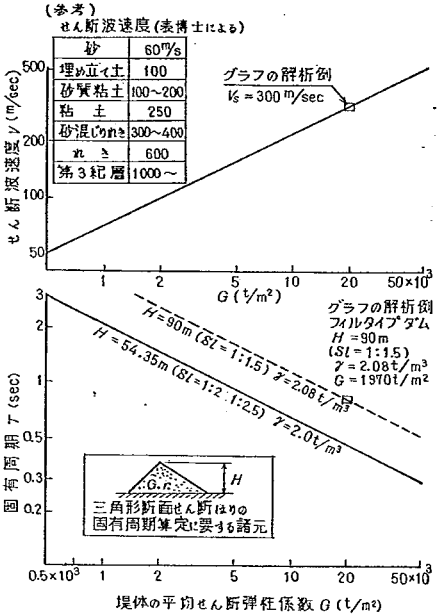


図-10　堤体のせん断弾性係数に対する固有周期およびせん断波速度の関係

堤体の固有周期 T (sec) および堤体内におけるせん断波の伝ば速度 V (m/sec) を G の関数として示したのが図-10である。この図には参考のために，カリフォルニヤ大学の R. W. Clough 教授が同種の構造物の地震応答解析計算に用いた G の値[9]を示すとともに表博士によって測定された地表に分布する沖・洪積層を伝わるせん断波速度の標準値[10]を示しておく。

次に，堤体の設計震度を $K=0.15$ とし，その場合に堤体に塑性流動が生じるとして，最大加速度が $\ddot{Z}_{max}=100,150,200,300$ および400galである地震動に対する応答を求めてみる。まず，減衰定数 $h=0.1$ の平均スペクトル(図-5)から応答速度を求めると，$S_V=18\cdot27\cdot36\cdot54$ および 72cm/sec が得られる。これらを用いて式(4)，(5)から求めた応答変位，応答加速度を示したのが図-11である。

この検討によれば，地震加速度を150gal(0.15g)，

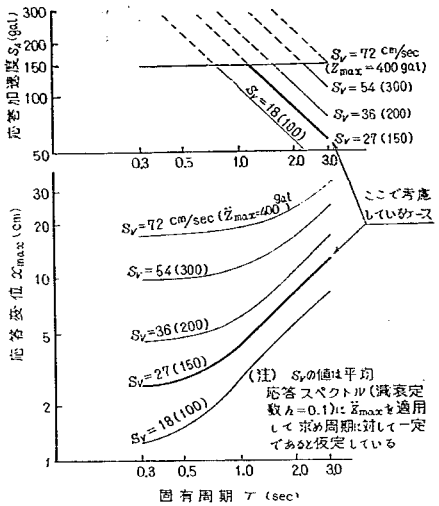


図-11　堤体の固有周期に対する応答位および応答加速度の関係

設計震度を0.15とし，実用の範囲の剛性を考慮すれば変形は重心点で2.6～13cm，天端で4～20cmで，底面における平均せん断応力は0.15～3kg/cm²の範囲となる。

表-7　有明地方・設計震度

ダム	コンクリート・ロック	0.1 ～0.15
	アース	0.12 ～0.2
港湾構造物		0 ～0.1
道路橋		0.1 ～0.2
国鉄構造物		0.15
建物基礎		0.096～0.24

7. 結　論

設計震度

本調査結果ならびに表-7に示す各種構造物の耐震設計指針が規定する設計震度の大きさからみて，堤体に対する設計震度は0.1～0.15とするのが妥当であると考えられる。構造物の地震応答の影響を加味した設計震度として0.15を提案する。

地震動の特性

詳細な地震応答解析を行なう際に必要となる地震動としては，現地での強震記録が不充分な現在，他地点での強震記録を併用していく必要があろう。この際常時微動測定結果が一つの目安となるが，筑後川河口における記録は最も説得力のある資料となりうる。応答解析の際の地震加速度の最大値としては，100～150galが妥当と考える。

堤体構造の水平変位

本締切堤防の耐震設計が震度0.15でなされたとして，最大加速度150galの地震を考えると，最大変形は10cm前後である。仮に加速度が2倍（300gal）の地震が発生したとしても20cm前後である。

模型振動実験

力の関係を満足させた小規模模型による振動実験では実物においては300gal（0.3g）程度で崩壊が始まる結果を得た。実施調査の段階ではより忠実度の高い模型実験として実物大の石塊を用いた高圧下での部分堤体実験で確認することを推奨する。

このほかに支持地盤の剛性と強度，堤体材料（特に砂質材料）の力学的性質の変化等にも着目する必要がある。

静的設計の結果と動的検討結果の比較検討

静的設計で考慮した円弧すべり面に沿う最大せん断応力は概略0.8kg/cm²であり，これは動的検討から得られた応力値の範囲内にある。

砂質材料の流動化についての判定と対策

（i）流動化の判定

新潟地震の震害例をひくまでもなく，構造物の震

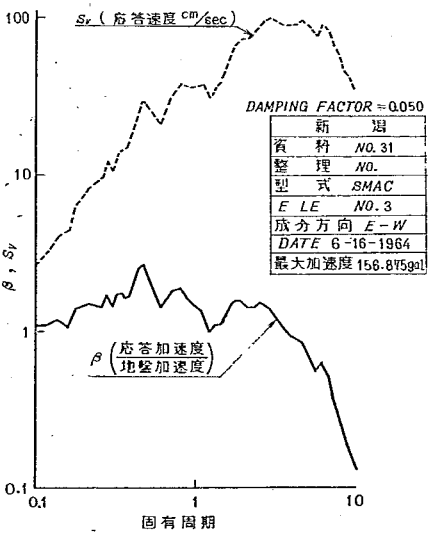


図-12　新潟地震スペクトル曲線(h=0.05)

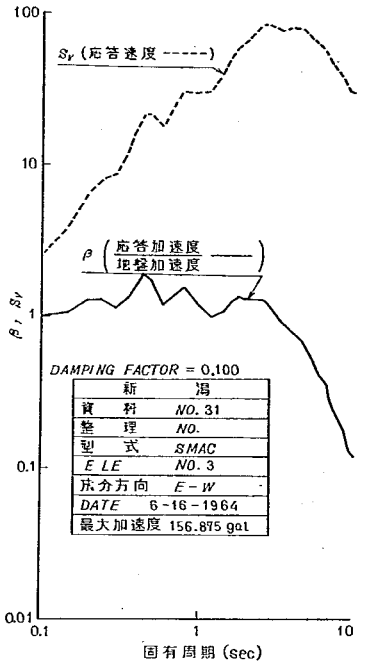


図-13　新潟地震スペクトル曲線 (h=0.1)

害の主要な原因の一つとして，砂質材料の流動化があげられる。新潟地震は実測加速度の最大値は約160galで特に大きい値を示していない。図-12，13のスペクトル曲線からもうかがえるように，長周期の波が卓越したことから，変位振幅がかなり大きかったことが予想されること，さらに地震の継続時間が長かったことが，新潟地方特有の飽和した比較的均一な粒径をもつ砂地盤を流動化させたものと考えられる。加速度値が小さいにもかかわらず，被害がじん大であったのは地盤の流動化に主なる原因があったと考えられている。

砂質材料の流動化に関しては，従来から各種の研究成果が示されているが，現在も各方面で実験や研究が進められている。しかしながら，まだ確固たる規準が確立されるに至っていない。当所において実施した新潟地震の震害調査を基にして，定めた流動化の発生規準は次のとおりである。

深さ15mより浅いところにある飽和砂地盤で，次の場合は地震時に流動化する可能性がある地盤とみてよい。

① 土質試験による判定法……現地盤の密度に相当する試料を用いてせん断破壊試験を行なったとき試料の体積が収縮する場合。ただし試験は，その試料に自然地盤内で作用していた拘束圧力または上載圧力に相当する圧力を加えた状態で実施するものとする。

② 過去の震害の資料による判定 …… N 値が10以下であり，粒度組成が図-14の範囲に該当する場合。

上記の②の基準を参考にして，本堤体のマサ土につき流動化の可能性を検討してみよう。現地のマサ土の粒度分布は図-14に示されるように，各種の粒

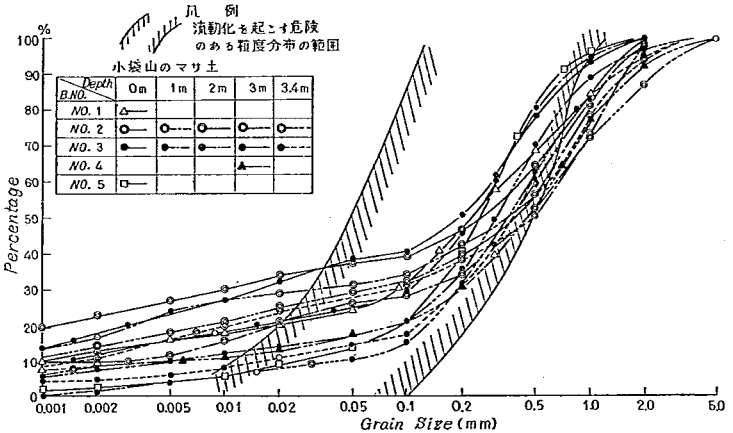


図-14　新潟地方の流動化した砂と小袋山のマサ土の粒度分布

度があるが，一般に広範囲の粒度を含んでおり，流動化に対する危険度はかなり和らいでいるものと考えられる。さらに想定する地震の大きさが，新潟地震に比べてやや小さいことを考慮に入れて，大略の目安として，次のように判定する。

「堤体天端からの深さが10m以内でN値が5以下の部分は流動化する可能性がある。」

実施に際しては，詳細な調査を行ない，構造物の変形状態を克明に求め，安全性を確認することを推奨する。

(ii) 流動化に対する対策

しゃ水層の厚さが不均等になり，内水により多量の海水が浸透しやすくなると考えた場合には，それに対してただちに砂を補充するよう採砂場所を常々検討しておくべきであろう。

また堤頂の流動化によって道路舗装に凹凸が生じやすいから，舗装は可とう性で補修の容易なものを選ぶべきであろう。

有明海締切堤防の「三角線」と「大矢野線」の耐震上の優劣

〔過去の地震被害〕

1792年5月21日（寛政4年4月1日），温泉岳（E130.3° N32.8°，現在の雲仙岳）噴火による地震M=6.4によって，島原城内の家屋倒壊は多数にのぼった。この地震による地変に伴って生じた津波によって，死者約1万5千人，家屋流失約8千5百の被害が島原市眉山地区に生じた。

〔地震の再現期間と震度期待値〕

過去における地震の発生状況から推定した値は，巨視的にみれば，再現期間を100年程度としたとき加速度は150gal となる。（震度5程度）

〔地盤の性質，性状〕

常時微動の周期は，三角線全線で0.6～1.0秒，大矢野線では0.3～0.9秒となる。

三角線の中央部で砂層は50mを越えるたい積をしており，一方，大矢野では島原側に30mを越える砂のたい積があるが，ほかでは10m前後であると見なせる。

〔地震危険度U〕

$$U=1-\left(1-\frac{1}{T_R}\right)^N \cdots\cdots (A)$$

ここでN：耐用年限，T_R：地震の再現期間

地震危険度Uを両計画線において同じ値にとれば，再現期間T_Rは巨視的に両計画線上で同等であるとしか与えられていないから，耐用年限Nも両計画線上で等値になる。しかし，過去の震害ならびに地盤の性質，性状からは，両計画線上で危険度が同等であるとは考えられない。

地震危険度は，技術上の観点から認定されるべきものである。$T_R \gg N$なる条件を与えて(A)式を簡略化すると次のようになる。

$$U=N/T_R \cdots\cdots (B)$$

多くの場合には，先ほどの前提条件を無視して便宜的に$N=T_R$として，$U=1$としている。しかし，本調査におけるように二計画線を比較する場合には，危険度に差をつけることが必要である。

〔両計画の優劣〕

大矢野線は地質と土質の面から三陸地方の山地よりやや劣る程度，三角線は山陸地方の河谷部と三陸山地の北部の沖積地の中間に当たると考えられる。しかし，関東地方の平野部より両計画線ともに良質な基盤および地盤の構成であると考えられる。

よって，**大矢野線が地震の震度6**に相当する地震で，おびただしい震害を受けるであろうし，同じ構造と材料と寸法をもった**三角線は震度5**で同程度の震害をこうむるものと考えられる。

堤体の構造設計には同一の地震作用を考慮したのであるが，三角線の**地震危険度は，識別しうる程度に，大矢野より高いと言える。**

また過去の地震による被害地点にごく近接していることも，三角線にとって信頼度を低める心理的作用を及ぼすが，これについてはさらによく調べる必要がある。

現存する資料から，大矢野線が，三角線より，かなり安全度が高いと言える。

あとがき

本報告の1. 2. 3. 5章にかかわる調査は構造研究室が実施し，従事した者は，室長 大久保忠良，研究員 浜野昭，寺島敦，岩崎敏男，研究補助員 鷹取 熱，三牧翹であった。

また4. 6. 7章にかかわる調査は振動研究室が実施し，従事した者は，室長 栗林栄一，研究員 岩崎敏男，研究補助員 斎藤俊三，森山英一であった。

本報告書を作成したのは栗林と岩崎であった。意を尽くし得ない点の多いことは自覚している。各位の御しつ正を賜わることを期待している。

最後に，本省，九州地建，土木研究所の関係各位に深じんなる感謝の意を表わす。

参考文献

1. 建設省土木研究所「有明海締切堤の耐震性調査報告（其の一）」九州西部既往地震調査（昭39.3）
2. 河角広「有史以来の地震活動より見たる我国各地の地震危険度及び最高震度の期待値」東大震研彙報29号（昭26）

3. 建設省土木研究所「有明海における常時微動の測定結果素報」（昭39.3）
4. 建設省土木研究所「"有明海における常時微動の測定結果素報" の解析結果」（昭40.3）
5. 建設省土木研究所「土・地盤およびフィルタイプ構造物の耐震に関する文献調査」土木研究所彙報 26号（昭41.10）
6. 建設省土木研究所「フィルタイプ構造物の地震被害」土木研究所彙報27号（昭41.10）
7. 九州地方建設局ほか「有明海地域総合開発調査結果の概要」（昭41.3）
8. 高田孝信・大久保忠良・栗林栄一「橋梁の耐震設計に関する研究（1）—地震応答スペクトル・1964—」土木研究所報告 128号（昭40.1）
9. R. W. Clough and D. Pirtz "Earthquake Resistance of Rock-Fill Dam" Trans. ASCE Vol. 123. Paper No. 2938 (1958)
10. 岡本舜三「地震力を考えた構造物設計法」オーム社

有明海締切堤防調査報告

——第5編　締切堤の施工——

伊勢田　哲也*　山下　宏**
岡本　隆一***　菅原　捷****
富永　正照*****　坂本　忠彦******

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea

Chapter 5

——On Some Engineering Problems in Constructing the Enclosure Dam——

by **Tetsuya Iseda, Hiroshi Yamashita**
Ryuichi Okamoto, Hayashi Sugawara
Masateru Tominaga, Tadahiko Sakamoto

Synopsis:

Some engineering problems in constructing the proposed Ariake Enclosure Dam were studied in considering its great quantities of constructing works.

As concerns dam construction materials, it became clear that various size rocks which product near Misumi Town and granite sand which products near Tamana City are most suitable from the stand points of quantity and strength characteristic.

The final closing works of the enclosure dam will be carried out with using the caissons which provide gates. After the installation of the caissons, the gates will be kept open to allow the currents of the sea to freely flow in and out until the other sections of the dam are completely closed. With these water passages, the maximum velocity of the currents was caluculated to less than 4.65m/sec. or so. Since about one ton of broken stone is estimated to enough to withstand the current, engineering work on the protection against scouring by the current and closing of the dam will be relatively easy to carry out.

In considering the climate around the enclosure dam, the height of waves were estimated from the probable wind velocity for the period of 100 years. The height of the dam crest and the weight of a rock in the protective layers against the wave actions were also estimated from the height and period of waves.

Key words(the Ariake Enclosure Dam, closing works of enclosure dam, materials for rock-fill dam, tidal current)

要　旨

有明海締切堤防の施工上の問題点を検討した。

堤体材料としては雑石類は三角産，マサ土は玉名市周辺に産出するものがよく，必要量だけ採取可能であるこ

*　機械施工部施工研究室長　　**　新潟試験所長
***　地質化学部地質研究室長　　****　地質化学部地質研究室研究員
*****河川部海岸研究室長　　******河川部海岸研究室研究員

とが判明した。大量の堤体材料の運搬・投入・締め固めの手段を過去の施工例に基づいて検討した。

締切が進行するにつれ，潮流が速くなるため，最終締切部分は穴あきケーソンを利用して施工する。最終締切時には潮流の最大流速は4.65m/secに達すると予想され，その時必要な捨石重量は1トンと推定された。

締切地点付近の気象および海象を検討し，波浪を推算し，締切堤の天ば高，堤体保護層の捨石重量などを決定した。

キイワード（有明海締切堤防，締切堤の施工，締切材料，潮流の変化）

目　次

1. 締切堤体の材料について……(42)
〔1〕 雑　石……(42)
〔2〕 マサ土……(42)
〔3〕 細雑石……(45)
2. 堤体材料の運搬，投入および締め固めについて……(45)
〔1〕 運　搬……(45)
〔2〕 投　入……(45)
〔3〕 締め固め……(45)
〔4〕 施工上の注意……(45)
3. 締切堤の施工に伴う潮流変化と施工上の問題点……(46)
〔1〕 締切堤の施工に伴う潮流変化……(46)
〔2〕 施工上の問題点……(47)
4. 有明海付近の海象と施工上の問題点……(48)
〔1〕 気象および海象……(48)
〔2〕 締切堤の天ば高および捨石重量の決定……(51)

1. 締切堤体の材料について

第3編において締切堤の透水性の検討を行なった。その結果，大粒径の雑石，巨れきのみを使用したいわゆるロックフィルタイプの堤体では塩水の透水量が多すぎ，堤内池の淡水化が不可能であることが明らかになった。したがって塩水の透水を規制するマサ土層をもつ複材料堤が考えられるに至ったのであるが，第1編に述べた締切堤の標準断面を参照しながら，堤体材料の面より検討を行なってみると以下のようである。

〔1〕 雑　石

雑石は締切堤の本体をなすもので，第1編に示す標準断面において，三角一大矢野一浦田ルートを想定するならばその必要量は約3,000万m^3必要である。三角一貝崎ルートを想定すれば，この数値は変わってくるし，またこの数値は，投入雑石に対する歩どまり等が考慮されていないため，実施設計に当たってはさらに詳細な検討がなされるべきであるが，ここでは一応，その工事量のオーダーを知る一つの手掛かりとして考えてみる。

締切堤の建設初期においては，雑石1個当たりの重量を特に考える必要はないが，締切が進むにつれ，捨石重量を増していく必要がある。

必要重量は締切の進行に伴う潮流の変化を検討しながら，慎重に決定しなければならないが，最終締切地のゲート付ケーソンに取り付く最終段階においては，〔3〕において述べるように1トン程度の重量が必要となろう。賦存量（2.5億m^3），岩質（比較的大塊とはならなく工費も安くなる）等より考えて三角産の角閃石安山岩が適当と考えられる。

堤体の法面に当たる部分，特に波力の影響を受けるような部分では，大きな岩塊を必要とする。〔4〕で述べるように水面下5mまでは8トン，10mまでは4トン，それより深い部分では200kg程度で十分と考えられる。この場合は天草上島東部産の砂岩が比較的大塊となって得やすいと考えられる。

〔2〕 マ サ 土

マサ土は約2,000万m^3必要であり，熊本県荒尾市，玉名市周辺に相当量のマサ土が分布していて，その透水性は第2編力学的特性は第3編で述べたように十分満足なものである。その粒度分布は，各編で示されているが，代表的な粒度分布を，雑石，細雑石のそれと対比して示すと図-1のようである。有明海周辺には，マサ土の母岩たる花崗岩は，八代東北部，佐賀北部，玉名地区の三カ所に分布しているが，マサ土の賦存量，締切堤との位置的関係，運搬手段，土地利用状況等より判断して，実施に当たっては玉名地区のマサ土の使用が考えられる。そこで玉名地区の花崗岩の分布状況を文献調査，現地踏査，オーガーによる調査等により，大略まとめた結果は以下のようである。

（1） 玉名地区の花崗岩

1） 分布　花崗岩は図-2に示すように，大牟田市から玉名市にかけて山地部（筑後山地南縁）に分布する。露出している範囲は東西約9km，南北約7kmでそれより西側および南側は第3紀層および沖・洪積層におおわれ，北側は変成岩と接し，東側では阿蘇溶岩におおわれている。

2） 岩質　中生代（初期説と末期説の2説がある）に貫入したもので，岩質や地質的位置などから領家型花崗

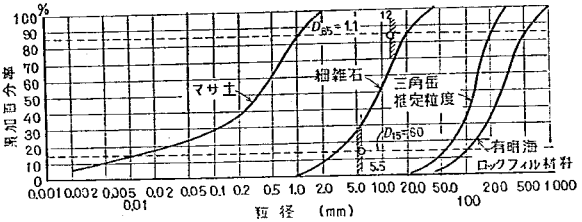


図-1　各材料の粒度分布

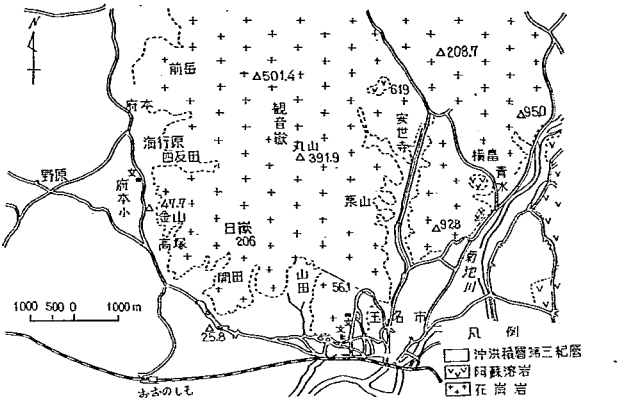


図-2　玉名地区花崗岩分布図

岩（玉名花崗閃緑岩）といわれている。

（i）細粒型両雲母花崗岩　細粒型両雲母花崗岩は小袋山の日嶽，前嶽を中心として発達しているもので，優白色の花崗岩である。構成鉱物は長石と石英が圧倒的に多く，黒雲母，白雲母，ざくろ石，磁鉄鉱等も含む。本岩は長石の含有率が高いので，風化すると粘土質の土を生じ，風化の進んだところでは，外観は関東ロームに似た赤色の粘性土である。また風化のまだ進んでいないところは，原岩を反映して，白色を呈するが，前者と同様高含水の粘性土である。一般に花崗岩の風化では節理にそって玉ねぎ状にはく離してゆき，風化漸移帯では巨れきを残すことが多いが，踏査による現地調査によれば，本地区は観音嶽のような高い所をのぞくと地表からほぼ一様に風化していき，巨れきを残すことは少ない。

（ii）粗～中粒黒雲母花崗岩

玉名市の北東部に発達するもので優白色の花崗岩であるが，大きな黒雲母や角閃石の結晶がみられる。前者に比し，構成鉱物全体が粗粒で石英の量が多いので，砂状のマサ土となっている。

（2）花崗岩の風化について

花崗岩の風化の要因としては，物理的なものと化学的なものとがあり，この地区に関係する主要なものをあげると，

（i）物理的な風化要因

温度変化　気温変化だけでなく，直射日光によるものも大きい。長石は異方性があり，特にこの影響を受けやすい。

岩体の生成およびその後の上下運動，生成時に蓄積されたひずみエネルギーの隆起（洪積層のたい積以後だけでも30～40m），侵食（削剝）による解放など

（ii）化学的な風化要因

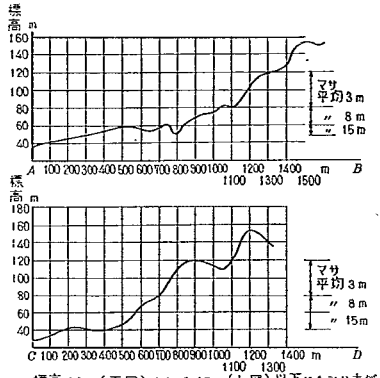
鉱物特に長石が雨水，地下水の影響を受けやすく，粒子の小さい粘土になりやすい。

上記の理由のうち，この地域の花崗岩は特に石英に比し長石の含有率が大きいこと，鉱物粒子が大きいこと，岩体の隆起量が大きいことなどから風化しやすい条件があり，起伏の小さいところでは侵食・運搬されることも少ないのでマサ土が厚く存在する。

（3） マサ土の賦存量の推定

1） マサ土の厚さ（主として金山～四反田地区）

図-3は金山～四反田地区（図-4の⑤，⑥に相当）の地



標高40m（下図）および45m（上図）以下にもマサ土が存在するがこの面は沖積面である。

図-3 金山～四反田地区地形断面図およびマサ土平均厚さ（推定）

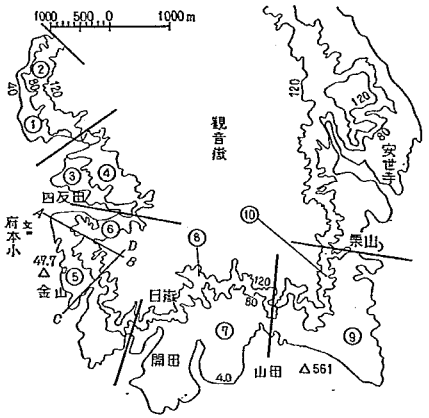


図-4 土量計算区分図

形縦断図である。花崗岩の風化は，地盤の上昇～停止～下降～停止～上昇～…のサイクルで促進されたり，停止したり，あるいは侵食・運搬されたりする。そのサイクルが地形に反映するわけで，縦断図を多くとり，地形の変換点を求めていけば，風化によって規制されたグルーピングができる。さらにグループごとに厚さを求めれば土量が計算できる。

以下は地表踏査だけからであるが，次のように推定できる。

（i） 標高35mまたは40mから60mまで

地形上台地をなすもので風化が深い。確認できる深さは10m程度だが，平均15m程度は期待できる。

（ii） 標高60mから80mまで

台地から丘陵地に相当するところで，カッティングやミカン園の開拓工事などより考えると平均8m程度と思われる。

（iii） 標高80mから120mまで

丘陵地から山地麓部に相当するところで，マサ土の厚さは場所によって大きく変化する。また山腹傾斜の急な所では未風化の巨れきを多量に含む。マサ土の厚さは平均3m位は期待できる。

（iv） 青木，横畠地区（玉名市北東部）

この地域に発達するマサ土は粗粒で，原岩は石英が多いので砂状のマサ土である。その厚さは10～15m位期待できる。ただし，東部にいくにつれ，マサ土の上に阿蘇溶岩（安山岩）がのってくる。

2） 採取可能量の推定

図-4は(3)に基づいてグルーピングを行ない，地区別に分けたものである。これに基づいて，マサ土の量を計算すると表-1のようになる。

表-1 マサ土賦存量の推定

	面積 (万m³)	土量 厚さ 10m (万m³)	土量 厚さ 3m (万m³)
1	38	380	—
2	55	—	160
3	36	360	—
4	46	—	140
5	108	1080	—
6	65	—	196
7	254	2540	—
8	57	—	172
9	190	1900	—
10	42	—	126

注 ブロックは図-4参照，面積は1/5万の地形図からグラフを使用して求めた。マサ土の厚さは標高35または40m～80mは10m，80m～120mは3mとした。

これによれば約7,000万m³となるが，人家の密集度，開発の程度などからみて採掘しやすい南西部(表-1 5,6の地区）に限ると約1,300万m³となる。また現地踏査後九州地方建設局によって行なわれたボーリングによるやや詳細な調査によると，この南西部地区の採取可能量は約2,000万m³であった。一方透水規制材としての所要量は概算2,000万m³程度なので必要量は十分に確保しうる見通しが得られた。

（4） 今後の調査方針

締切堤実施段階に当たっては，さらに群細な調査が必要となる。マサ土の厚さを調査する方法としては，ボーリングと弾性波探査が考えられるが，この地区はボーリングが最適と考えられる。その理由は面積に比較して起伏が大きいため，弾性波探査では解析誤差が大きいこと，測線延長は調査しようとする深さの7倍以上とらなければならないことなどである。ボーリングの配置は縦断面が描けるようにし，しかも(3)に述べたグルーピングに基づいて行なう必要がある。

〔3〕 細 雑 石

細雑石の必要量は約600万m³と比較的量は少ないが，その目的である雑石とマサ土の混入の恐れが生じないような粒度分布が必要である。図-1で左の曲線はマサ土の代表的粒度分布であり D_{65}=1.1mmである。また右の曲線はロックフィルタイプの締切案の際予定されていた粒度分布である。三角岳の節理間隔より推定された三角岳の粒度分布が右から2番目の曲線であり，D_{15}=60mmである。いまこの粒度分布をもつ雑石を使用するものとし，必要な細雑石の粒度分布を求めてみる。

細雑石とマサ土との混合をおさえるための条件として

D_{15}（細雑石）$<5D_{65}$（マサ土）$=1.1\times5=5.5$mm

D_{65}（細雑石）$>\frac{1}{5}D_{15}$（雑石）$=\frac{1}{5}\times60=12$mm

以上の2つの条件を満足する必要があり，これはたとえば図-1の実線で示されるような粒径分布をもった材料が考えられるが，実施段階においては使用するマサ土と雑石の粒度分布に応じて各種の粒度分布が考えられることは論を待たない。

2. 堤体材料の運搬，投入および締め固めについて

〔1〕 運　搬

堤体材料の運搬は大量の材料をかなり遠距離まで運搬しなければならないこと，投入に際して材料の分離をできる限り起こさないように考慮することなどが問題となる。材料別に検討を行なってみると，

（1） マ サ 土

土砂をパイプ輸送している実積はあるが，粒度によっては沈殿が生ずるため，効率が落ちることがあり，有明海締切堤の場合，むしろ神戸の埋め立て工事にならって，大型のプッシャーバージ方式が適当と考えられる。神戸の埋め立て工事では2,000トン積みバージ2隻を後ろから，プッシャーボート（130トン，1,240HP）1隻で押していて積トンに比して喫水も浅く，水深−1.0mまでの土運搬，捨土が可能である。(普通のバージでは−3.0mが限度である。)また普通のバージに比較して，輸送費で3～4割，建造費で5～6割，人件費で3～5割安く，経費が安くなる。

（2） 雑石および細雑石

雑石類の運搬には，一般に自航式のバージが用いられていて，大船渡津波防波堤建設の場合には180m³積み自航式バージ2隻が使用された。

有明海締切堤の場合も大型の自航式バージによるのが適当と考えられる。

〔2〕 投　入

投入後材料の分散と分離を押えることが望まれ，その程度と対策を検討してみると以下のようである。

（1） マ サ 土

土捨船から投入された材料のうち，マサは雑石など一つ一つの粒子の動きとは異なった運動を行ない，一つの固まりの落下と見なされる速度で沈下する。締切ルートの深い水深の場所で，大きな分散を生じないようにするには，巨大なバージと短時間の底開き時間を必要とする。土捨船からの投棄土砂の分散を実測した例[1]としては，ホッパー底板からの水深8.3m，ホッパー底板の面積16.5m²，砂排出時間2～3秒，材料は良質の砂（比重2.66，空げき率0.38）の場合，分散の限界水深は18mというものがある。

しかしながら，細粒分は相当遠くに分離分散する傾向を示すので，マサの投入には，バージを大きくすることのほかに，水深が深い場所では，海底近くで投入する必要が生じる。そのためには，バージ内部を海底近くに下げるか，バケットコンベア式にしてまき出すか，あるいはマサを相当密実にして，大塊として投入するなどの考慮が必要である。

（2） 雑　石

自航式底開き船から投入の際の分離はあまり問題にならないが，分散については水深約30mで岩石のテラバリは15～17m平方程度であり，設計断面に対する余裕量として30～40%程度見込む必要があろう。

（3） 細 雑 石

細雑石の場合，きわめてせまい地域にまき出しが行なわれなくてはならないし，また材料の分離，分散が許されないので，マサ土の場合と同様に海底近くまでまき出しを行なう必要がある。

〔3〕 締め固め

水中に投入するだけで，砂の場合も，岩石の場合もかなり締め固まるようである。締め固め不足を補う水中締め固め機械も開発されているので，これらの利用も考えられる。

〔4〕 施工上の注意

雑石が分散するため，法面こう配が，寺こう配となりやすいが施工に当たっては，断面の実測と検討を行ないながら進めていく必要がある。なお水中の測量には，レ

ーザー光線を利用した器具が開発されつつあるので，これらの利用も考えられる。

また各種の材料の粒度の施工管理には十分に注意を払う必要がある。

なお有明海締切堤の検討を行なうに当たり参考になると考えられる大船渡津波防波堤の概要，海外の深海防波堤の断面，ならびにわが国における港湾工事において，どのような施工法が可能であり，どのような点が問題となっているかなどについては参考文献[5]を参照されたい。

3. 締切堤の施工に伴う潮流変化と施工上の問題点

〔1〕 締切堤の施工に伴う潮流変化

締切堤の施工が進むにつれ，有明海湾全体に潮流の変化が生じてくると考えられるが，ここでは施工に最も重大な影響を及ぼす締切地点の流速変化に注目してみる。

有明海締切堤に伴う潮流変化については，すでに九州大学農学部および長崎海洋気象台による小縮尺模型実験[3]，および土木研究所におけるアナログ計算機による解析[4]などの成果があるので，これらを参照しながらディジタル電子計算機による計算を行なうことにした。まず有明海を湾軸に沿って Δx=5km ごとに二次元化し，その区間の平均幅と平均水深を表-2のように決定した。

計算に用いた基礎方程式は次のとおりである。

海洋部　$\dfrac{1}{g}\dfrac{\partial M}{\partial t}+(H-Z)\dfrac{\partial H}{\partial x}+\dfrac{\gamma^2}{g(H-Z)^2}M|M|=0$ ……(1)

連続方程式　$\dfrac{\partial(BH)}{\partial t}+\dfrac{\partial(BM)}{\partial x}=0$ ……(2)

締切部　$M=\pm C\sqrt{2g\Delta H}\,(H-Z)$ ……(3)

ここに　H：水位，B：平均幅，M：流量，
Z：海底の地盤高，γ^2：摩擦係数，C：係数

表-2　有明海を二次元化した場合の諸元

No.	平均幅 B	平均水深(−Z)	区間に含まれる地点名
0	13.0Km	30 m	富岡
1	4.5	50	
2	12.0	27.5	口之津，本渡，鬼池
3	14.2	25	赤崎
4	17.2*	25.9*	大矢野，須川（大矢野線）
5	12.8	36.8	
6	11.9	43.0	三角
7	16.2	34.9	
8	14.3	31.0	網津
9	16.9	27.4	
10	19.1	23.0	射崎鼻
11	16.7	22.9	島原，横島
12	15.1	21.1	
13	14.1	26.8	長洲，多比良
14	33.3**	13.8**	大島
15	33.3**	9.5**	三池
16	24.9	12.7	竹崎
17	22.4	7.2	塩塚川
18	21.9	4.6	筑後川，紅粉屋
19	17.2	3.5	六角川，住之江，八田江，百貫

*　現状の値である。
**　長崎干拓が施行されたあとの値である。

海洋部の運動方程式は計算を二次化した精度等を考慮し微小項を省略して，簡略化したものを採用している。締切部の流速はもぐりせきの公式によった。係数Cの値は境界条件および本間のもぐりせきに関する実験値を検討した結果，常に1.0とした。これは最大流速の推定に関して安全側の値を与えている。

(1)，(2)および(3)式を差分表示し，Δt=150sec，Δx=500,000cmとして電子計算機により逐次計算を行なった。使用した電子計算機は C. D. C. 3,600 および TOSBAC3.400である。摩擦係数は通常 γ^2=0.026 とされているが，γ^2を種々変化させて計算値と実測値を比較した結果 γ^2=0.038 を使用した。複雑な湾形状を単純な二次元表示にしたため，流れやすくなったので実測値とあわせるには，摩擦係数を増加する必要が生じたものと考えている。計算は60時間継続し，湾内の潮位変動が定常的になった48時間以後の値を計算値として採用してい

る。

検証計算として締切らない現状において九州地建が昭和36年に実測した結果[5]と計算値を比較したものが図-5および図-6に示してある。有明海の湾口として富岡で潮

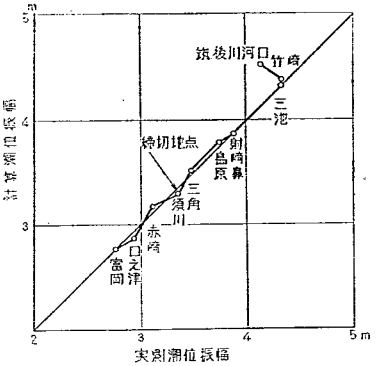


図-5　実測潮位振幅と計算潮位振幅の比較(現状)

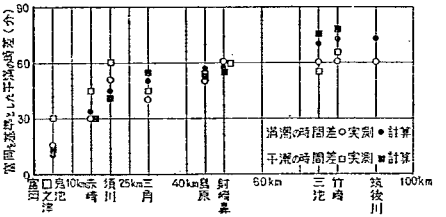


図-6　時差の実測値と計算値の比較

位変動を±138cmとし，半日周潮の周期で潮位変動は正弦的に起こるとして計算している。図-5および図-6によれば有明海をかなり大胆に二次元化したにもかかわらず実測潮位と計算潮位，および実測時差と計算時差は良く一致しており，計算精度はかなり高いものであることがわかる。有明海湾奥部で計算値が実測値より大きく出ているのは，干潟の効果が計算にはとり入れられていないためである。締切堤の施行が進むにつれ，潮流が変化してくるが，締切地点の流速に注目してみると有明海湾口の富岡の潮位変動を±138cm（ほぼ最大の大潮）のとき，表-3のような結果を得た。

表-3　締切堤の施工に伴う最大流速の変化

締切堤の開口部の幅	締切水深　T. P. −10m	T. P. −20m
0.5Km	+5.12* m/sec −5.49　(5.58) **	+5.12 −5.47
1.0	−4.90 −5.30	+4.68 −5.07
1.5	+4.78 −5.20	+4.46 −4.87
2.5	−4.65　(4.62)	
5.0	−3.52	
10.0	−2.78	
現状　幅　17.2Km 平均水深25.9m	−0.93　(1.09)	

*　流速の符号は，＋外海より内海方向　－内海より外海方向
**　（　）の流速は土木研究所のアナログ計算機によるもの

〔2〕 施工上の問題点

〔1〕 によれば締切が進むにつれ，最大流速は増大するが，開口部の幅を2.5km，その深さをT.P.−10mとして他の部分を全部締切った場合の最大流速は4.65m/secであり，以後締切が進行すると最大5.5m/sec程度に達することがわかる。締切堤の施工が可能な最大流速がどのくらいかは，種々の要因を検討して総合的に判断する必要があるがオランダのデルタプランでは5.0m/sec以下，錦海湾の締切堤では3.0m/sec以下を目標にしている。ここでは一応の目安として荒止めを行なう際，容易に投入できる捨石が移動しない限界より，施工できる最大流速を決めることにする。4～5m/secという高流速中におかれた巨れきの移動限界を算定する精度良い公式は今のところないが，岩垣博士による限界掃流力公式および*U.S.W.S.*公式によって計算してみると表-4のようになる。なお*U.S.W.S.*公式は大船渡津波防波堤開口

表-4　水平床上におかれた捨石の安定重量

流速	5.49m/sec 開口部 0.5km 締切水深 T. P. −10m		4.65m/sec 開口部 2.5km 締切水深 T. P. −10m	
	粒径	重量	粒径	重量
岩垣公式*	38cm	76kg	27cm	27kg
U.S.W.S.公式** 最小	54	218	47	144
平均	77	600	67	417
最大	105	1610	91	1045

*　岩垣公式 $U^*c^2=80.9\,d$　d=cm　$U_*=\frac{1}{10}U$ と仮定して求めた。

**　$W=\frac{U^6 W_W{}^3 W_S\,\pi}{48\times y^6(W_S-W_W)^3(\cos\alpha-\sin\alpha)^3 g^3}$

W=所要重量，U=流速(m/s)，W_W=水の単位体積重量，W_S=石，ブロック等の比重(t/m³)

α=法こう配，y=係数，埋め込んだ場合1.20，埋め込まない場合0.86，捨石の場合1.00

部の捨石重量の算定に使用され，浅海部は1トン石，深海部は300kg石が投入された。1968年十勝沖地震に伴う津波により生じた流速4～5m/secに対しては大規模な洗掘は生じなかったようである。表-4の *U.S.W.S.* 公式による値は水平床上におかれたものに対するものであって任意の角度をなす斜面上のものについては，式より計算しなければならない。概算すると

2割こう配の場合，必要粒径2.22倍，必要重量11倍

2割5分こう配の場合，必要粒径1.82倍，必要重量6倍

なお実河川における資料では常願寺川で平均流速4m/secの流速で粒径60cm，重量300kgの巨れきが移動した記録がある。

これを流速4.65m/secの場合に換算すると，粒径81cm，重量740kg程度となる。このように計算方式により大差があるが，流速4.65m/secでは捨石重量は約1トン程度で十分と考えられる。

どの公式によっても，必要重量は流速の6乗に比例して増加するので少しでも流速の小さい方が施工が容易である。

堤防全延長をバージによる投入，あるいはまき出しにより雑石で荒締切りを行なう方法によることは，かなり困難と考えられるので，第1編で述べたように，ゲート付きケーソンを使用した締切を行なうのが適当である。

最終地点は大矢野—湯島—浦田ルートでは地形より考えて，湯島近傍の浅瀬で行なうのがよく，他の部分に先立ってゲート付きケーソンを設置する。ケーソンの設置後はゲートを開放して，他の部分が完全に締切られるまで，自由に潮流を出入させる。最大流速を4.65m/sec程度に押えるには表-3の結果よりケーソン，水門，こう門を合わせて25,000m²程度の有効断面積が必要であり，最終締切地点の水深に対応してケーソンの深さを変化させるとして，ケーソン延長は約2kmは必要と考えられる。

締切堤の残部が完成後，ゲートを一時に閉じて，潮流をしゃ断し，ケーソンの中詰め，およびケーソン部分の堤体に雑石，マサ土などの腹付けを行なって最終締切部を完成させる。潮流をしや断した直後のケーソンは，外海の潮位変動に伴って生ずる静水位差による力，波浪による波圧などを受ける不安定な構造物であるため，中詰め，腹付けを急がなければならない。しかしそれをケーソン全延長にわたり潮流をしゃ断した直後に行なうのは土工量がぼう大なため困難であり，ケーソンが安全になるには，かなりの波圧を受けてもケーソンが安定であるようケーソン重量をあらかじめ考慮しておかねばならない。

これには，一般的に行なわれているケーソンの滑動に対する安定性，転倒に対する安定性，地耐力の安定性について計算を行なえば良い。静水位差1.75m，S. M. B. 法により推定した1年確率の波（波高 $H_{1/3}=1.75$m，$T_{1/3}=5.5$sec）によるSainflouの重複波圧を仮定して計算してみると，平均水深10mの地点に，底幅10mのケーソンが設置された場合でも70トン/m程度のケーソン重量であればよい。ケーソン自体を重くしても，あるいはケーソン上に，ブロック，巨れき等を載荷してもよく，施工に当たっては各種の施工法が考えられよう。

4.　有明海付近の海象と施工上の問題点

〔1〕　気象および海象

締切堤の施工に当たり問題が生じると思われる海象とその施工上の問題点を考えてみよう。

有明海は潮位偏差が大きいことで有名であるが，三角港における各潮位の関係[6]は図-7のとおりである。締切堤の施工に伴ない，この関係自身も変わってくると考えられるが，現在平均潮位はT.P.0.35mであり，さく望平

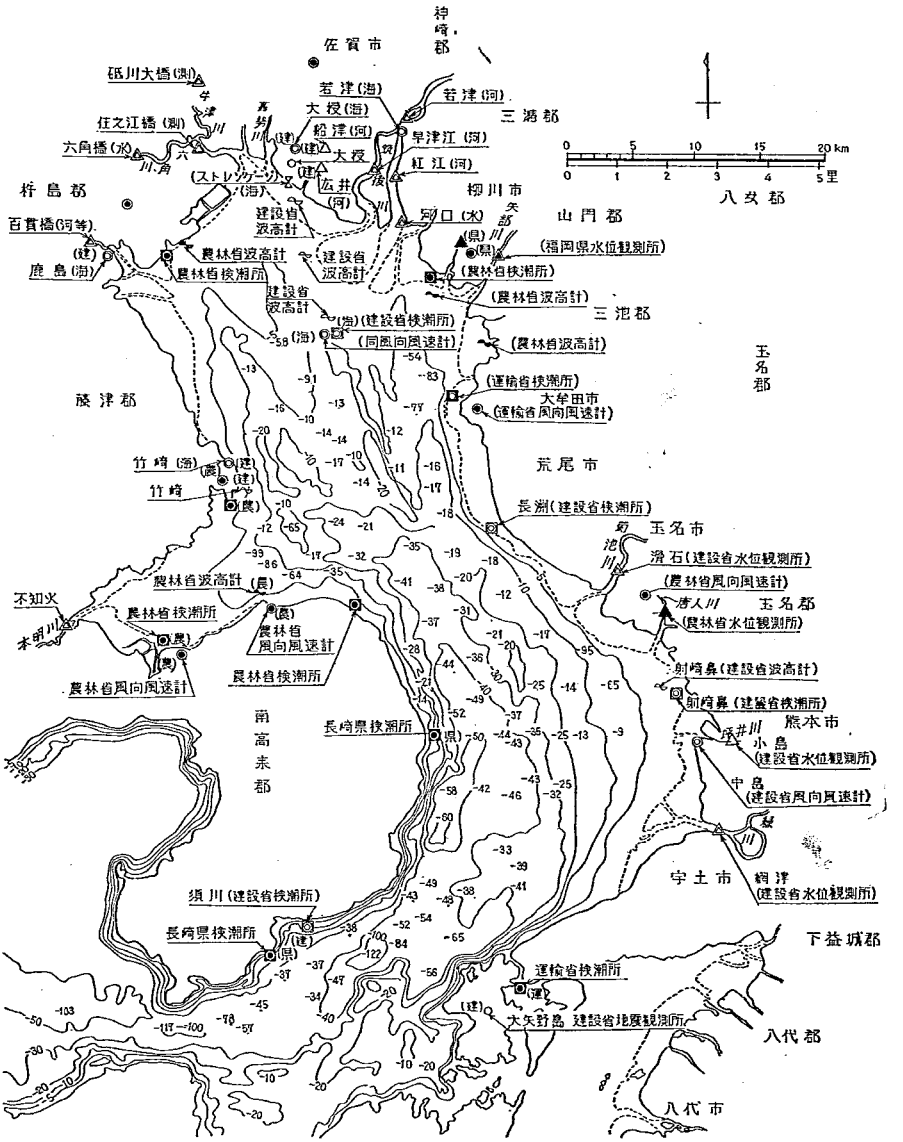


図-8　有明海周辺の気象および海象の観測体制

観測期間　1936 内28年 1965

月平均潮位		
月	最近5年	推算
Ⅰ	4.046	
Ⅱ	3.975	
Ⅲ	3.997	
Ⅳ	4.049	
Ⅴ	4.159	
Ⅵ	4.268	
Ⅶ	4.313	
Ⅷ	4.354	
Ⅸ	4.334	
Ⅹ	4.289	
Ⅺ	4.207	
Ⅻ	4.097	
年	4.174	

8.969m　球分体
8.014　気象標石
6.640　高極潮位 1959. 9. 17. 9h15m
6.022　さく望平均満潮位
4.174　最近5年平均潮位
3.839　東京湾中等潮位
2.044　さく望平均干潮位
1.984　潮位表 D.L.
1.560　最極潮位 1955. 5. 23. 16h10m
0.000　D.L.

図-7　三角港における潮位記録

均満潮位はT.P.2.18mである。波高は内海であるためかなり小さい。有明海周辺のおもな気象および海象の観測体制は図-8のようである。締切ルート付近において永続的に測定された風および波浪の資料は現在のところ，入手できていない。風資料については熊本地方気象台が明治35年より測定した資料があり，人吉，阿蘇，牛深，雲仙の各測候所の資料も利用できる。これらの資料については十分に地域的特性について注意しなければならない。

なお三角―大矢野―浦田ルート上の湯島に昭和40年5月末に熊本地方気象台により無線ロボット風向風速計が設置された。この記録は熊本地方気象台に保存されているが観測機器の保守が十分でなく，安定的に作動していないこともあって十分には解析されていない。湯島の風配図は図-9のとおりである。NE～E方向およびSW～W方向からの風が卓越することがわかる。これは有明海を軸方向に吹き抜ける風であって，地形的影響を大きく受けているようである。資料数501回の内，10m/sec以上の風が吹いたものは69回あり，30m/sec以上の風も記録されている。湯島の強風は突風的なものでなく，かなり長時間にわたり吹く傾向があるようである。

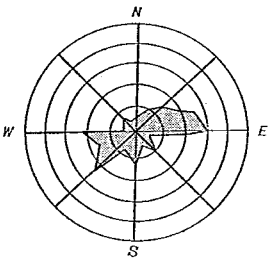


図-9　湯島の風配図

締切堤付近には波高計が設置しておらず波高は風より推算しなければならない。風速，風向とも記録が十分なものがないため，熊本地方気象台の強風記録より波を推算した結果は表-5のとおりである。

表-5　S.M.B法による波浪の推算

方向	吹送距離	確率年数100年 風速*	有義波高 $H_{1/3}$	周期 $T_{1/3}$	最小吹送時間	確率年数50年 風速	有義波高 $H_{1/3}$	周期 $T_{1/3}$	最小吹送時間
内海より外海 E方位～N方位の風向	30km	30m/s	4.0m	7.6秒	1.75時間	22m/s	2.6m	6.5秒	2.0時間
外海より内海 W方位よりS方位の風向	13	35	3.3	6.3	1.0	26	2.4	5.3	1.2

方向	吹送距離	確率年数1年 風速	有義波高 $H_{1/3}$	周期 $T_{1/3}$	最小吹送時間
全方向		15.5m	1.75m	5.5秒**	2.5時間

*　明治24年より昭和42年に至る66年間の日最大風速（10分間平均）による。
**　吹送距離は30kmとしている。

熊本における風は陸上風であり，波の推算に用いるべき風は海上風である。一般に海上風の方が大きく，この風速を割増しして考えるべきであるが現在熊本と締切地点との相関は明らかでない。また日最大風速は10分間の平均値であるが，風波が完全に発達するには有明海締切堤の場合には，風の最小吹送時間が1時間程度以上必要であり，長時間の平均値は10分間平均よりかなり下回るものと考えられるが，この補正法も現在のところ明らかでない。したがって，相殺する要因を考えて熊本における当該確率年数の日最大風速を設計風速として，S.M.B.法により波を推算した。施工中しばしば来襲するような比較的小さい波の波高，周期等の特性は波浪解析が必要であり，現在のところ明らかでない。

〔2〕 締切堤の天ば高および捨石重量の決定

締切堤の天ば高は，通常の波浪では波がうち上がらない程度の高さとしなければならないが，以上述べてきた潮位および波高より次のようにして決定できる。

海側の天ば高＝さく望平均満潮位＋波のうち上げ高
＝T.P.2.18m＋2.4×1.5≒T.P.6.0m

湖側の天ば高＝湖内平均水位＋出水による湖水位上昇の余裕高＋波のうち上げ高
＝T.P.－0.5m＋1.0＋2.6×1.5
＝T.P.4.4m≒T.P.4.5m

上の計算では波高は50年確率の波高を用いた。波のうち上げ係数は粗石堤で法面こう配2割～2割5分に対する実験結果[7]を参照して，若干の安全率を見て，1.5と決定した。

締切堤体の表層部は波力を受けるため巨れきあるいはブロックで保護しなければならない。その必要重量を計算して見よう。表面保護層の安定性は直接堤体の安全性に関係する重要な要因であるから，100年確率の波 $H_{1/3}=4.0$m を対象波として考えることにする。捨石重量の計算方式は現在のところ Hudson 公式あるいは Iribarren 公式が考えられるが，ここでは次のHudson公式によった。

$$W=\frac{\gamma_r H^3}{K_D(S_r-1)^3\cot\alpha} \quad \cdots\cdots(4)$$

W：表面捨石または異形ブロックの重量（トン）
γ_r：石または異形ブロックの空中単位体積重量
S_r：石または異形ブロックの海水に対する比重
α：斜面と水面のなす角
H：波高(m)
K_D：常数，砕波があり角ばった石　$K_D=2.8$
テトラポッド(2層積み)$K_D=6.6$

(4)式において　$\cot\alpha=2$（2割こう配）
$\gamma_r=2.65$, $S_r=2.57$, $K_D=2.8$, $H=4.0$m
として計算すると必要捨石重量は7.8トン程度であり，異形ブロックを使用すればさらに軽くてもよく，テトラポッド2層積みの場合は3.3トン程度で良いことがわかる。ここでは安全を見て捨石の場合T.P.－5.0m より浅い部分では8トン，T.P.－5.0mよりT.P.－10mの部分は4トン，それより深い部分は200kg程度の重量と決定した。

以上述べてきた数値は一応の目安であり，実際の施工に当たってはさらに詳しい検討が必要なことは言をまたない。

参考文献

1. 小川　元，竹内益雄「土捨船による投棄土砂の分散」土木学会論文報告集，No. 161，(1969-1)
2. 建設省土木研究所「有明海締切堤防調査報告書」土木研究所資料第442号，(昭和44年)
3. 九州農政局，九州地方建設局，第四港湾建設局，福岡通産局，有明海地域総合開発協議会「有明海地域総合開発調査結果の概要」（昭和41年）
4. 木下武雄「アナログ計算機による有明海締切堤防水理計算」土木技術資料5－12（昭和38年）
5. 前出の文献 3
6. 日本気象協会「潮位表」（昭和42年）
7. Rudolph P. Savage "Wave run-up on roughened and Permeable Slopes", Trans. A.S.C.E. Waterways and Harbors division, WW3, May (1958)

有明海締切堤防調査報告

——第6編　有明海流入量調査——

木　下　武　雄*

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development project of the Ariake Sea

Chapter 6

——On the Inflow into Ariake Bay from the Surrounding Basins——

by Takeo Kinosita

Synopsis:

Ariake Enclosure Dam is proposed to be constructed at the mouth of Ariake Bay, one of the biggest bays in Japan. This bay will be used for a fresh water reservior after construction of this dam. Fresh water will be supplied by rivers flowing from the surrounding basins and by direct rainfall into Ariake Bay.

The mean five day inflow from 1951 to 1965 was estimated by means of simulation of the tank model. The inflow hydrographs are shown in Fig. 10. The average annual hydrograph for fifteen years and the standard deviations, Fig. 11, indicate the hydrological feasibility of fresh water storage. The annual amount of inflow is converted into the depth over Ariake Bay. See Fig. 12. Climatological conditions and the long term trend of rainfall are also discussed.

Key words (the Ariake Enclosure Dam, inflow, tank model)

要　旨

有明海締切堤防建設のための水文学的調査である。第1にはこの周辺の気候条件を論じた。全般的におだやかな気候の土地と言える。第2に昭和26年より昭和40年までの15年間の半旬流入量を推算した。変動は大きいが最小で110m³/s程度である。第3に長期にわたる降雨の変動を調べた。大雨のみならず無降雨日数としては30日前後の記録があるのは注目すべきである。年平均降水量は1873mmである。

キイワード（有明海締切堤防，有明海への流入量，タンクモデル）

目　次

1. 目的と概要……(53)
2. はじめに……(53)
〔1〕 地形の概観……(53)
〔2〕 河川の概観……(54)
〔3〕 気　候……(54)
〔4〕 降水量……(54)
〔5〕 蒸　発……(58)
3. 流入量と降水量……(58)
〔1〕 過去15年間の半旬流量……(58)
〔2〕 半旬流量についての結果および解釈…(65)
〔3〕 降水量の長期傾向について……(71)
4. まとめ……(72)

1. 目的と概要

有明海の湾口において大締切堤防を作った場合有明海が流入する河川水，雨水によって徐々に淡水化されていく。その場合どれくらいの河川水・雨水が年間に補給されていくのか，季節変動はどの程度あるのか，半旬的にはどの程度変動するのか，さらにこのような有明海への流入流量は定常的に期待できるのか，あくまでも確率的なものか，さらに気候的にみて有明海の淡水化を阻害する要素はあるのかを調べるのが本調査の目的である。

2. はじめに

〔1〕 地形の概観

有明海はわが国の最も西にある屈指の湾であって，その面積は約1434km²である。形はやや細長くて長軸はほぼ南北（南々東～北々西）を向いているが湾口は西へ向いて東シナ海につながっている。

海岸線は凹凸が多く複雑であるが，北と東とは沖積平野に接している。このうち主なものは筑後平野であって筑後川などの河川が注いでいる。この平野の北は背振山塊で限られている。東側は阿蘇山が大きく流域を限って

* 河川部水文研究室長 理博

いてこのカルデラの内の雨水はもちろんカルデラの北側，南側に降った雨水はすべて有明海へはいる。

有明海の西側は温泉岳・多良岳の火山によって流入流域が限られていて，海岸線は火山性の急な斜面となっている。

湾内の最深部は－122mであるが，沿岸はおおむね遠浅である。沿岸には「ガタ」と呼ばれる細粒径のシルトがたい積している。

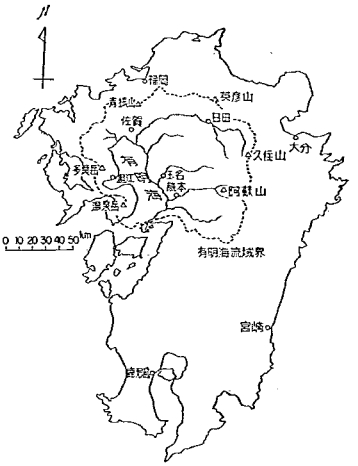


図-1　九州地方地図

〔2〕 河川の概観

有明海へ流入する河川の第1は筑後川である。阿蘇山カルデラの北面と久住山とから流れ出し，筑後平野を流れて久留米を経て有明海へ注ぐ。その南に矢部川，菊池川があり，白川は阿蘇のカルデラ内の水を集めて，熊本を経て有明海へ注ぐ。緑川は阿蘇山カルデラ南面の水を集めて宇土半島のつけねで有明海へ注ぐ。筑後川から西へは嘉瀬川があり六角川がある。この両者の河口付近は干拓によってできた平野が発達し，六角川河口は特に日本で最も潮汐の干満差のはげしい所である。多良岳から流れ出す川に本明川があり諫早を経て有明海へ注ぐがあまり大きくはない。

〔3〕 気　　候

九州地方の気候は，北部の裏日本海型と，南部の太平洋（いくらか亜熱帯的な）型と，それにはさまれて東部は瀬戸内海型を示す。有明海流域はそれらの中間的な地域で，九州型とでも言うべき気候型である。有明海の代表点として，熊本または佐賀のデータで2，3例を理科年表によってあげれば，

(i)　1月の日最低気温の月平均：熊本－0.3°C，佐賀＋0.8°C。対照地点：鹿児島1.8°C，福岡1.2°C，大阪0.5°C，東京－0.9°C，福井－0.3°C。有明海流域の冬の冷えこみは福岡よりも寒く，東京よりは暖かい。ほぼ裏日本並みと言える。

(ii)　8月の日最高気温の月平均：熊本32.5°C，佐賀32.0°C。対照地点：鹿児島31.8°C，福岡31.4°C，大阪32.8°C，東京30.7°C，甲府31.8°C。有明海流域の夏の暑さは，鹿児島より暑く，(i)と合わせて考えると，内陸性の気温変動をすることがうかがえる。

(iii)　日照時間

熊本2148時/年，佐賀2171時/年。対照地点：鹿児島2220時/年，福岡2056時/年。九州は全国的にみて日照時間の長い地方で，有明海地域はそのほぼ平均的な値となっている。

(iv)　月平均湿度の年変化：熊本71～81%，佐賀71～82%。対照地点：鹿児島73～82%，福岡70～82%，大分68～83%，長崎69～84%。有明海流域の湿度は九州のほぼ平均的なもので，しかも変動が小さいのが特徴である。熊本，佐賀の気温，湿度は近い値であるので，両者平均してクリモグラフを書いたのが図-2である。これによると，有明海流域は気温最低の1月から気温は徐々に上がるが湿度は3月を最低としてそれ以後上昇する。7月，8月が湿度，気温の最高であることは他の地域と同じだが，気温の減小にもかかわらず，湿度はあまり減小しないので，クリモグラフは8の字を描く。この点は裏日本（湿度のピークが年2回），表日本（湿度，気温がそろって上下する）のと異なっている。

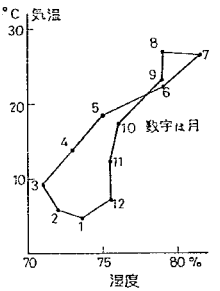


図-2　Climograph（熊本＋佐賀）÷2

〔4〕 降　水　量

九州で年降水量が多いのは九州山地の南東側で，その量は3,000mmを越える所もある。（図-3参照）。いくつもの凹凸はあるが，この付近は2,500mm前後である。有明海流域を中心とする九州中部北部では，阿蘇山，英彦山，温泉岳などの山岳で2,400mmを越しているほか，他の山岳でも年降水量は多い。有明海・瀬戸内海沿岸では年降水量が1,500mm以下となる所もある。つまり有明海流域は九州全体からみれば降水量の少ない地方である。有明海上の降雨は不明であるが，図-3から見てあまり多いとは言えない。

図-4は寒半年（10月～3月）と暖半年（4月～9月）の降雨量分布である。寒半年は全体の変化が少ない。有明海周辺はほとんど400～600mmの範囲内におさまって

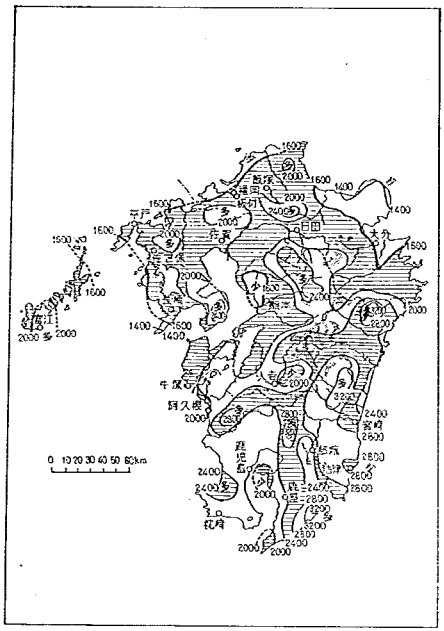


図-3　年降水量分布図（1921～1950年，単位mm）
（日本の気候　和達清夫より）

いる。極大値のあらわれているところは流域界をなす山岳地方で，これも600～800mmの間におさまっている。暖半年は山岳地方が多いという傾向は似ているが，大小の差はぐっと開いている。阿蘇山では2000mmを越えているのに，熊本北方には1200mmを割る地域がある。温泉岳，英彦山，背振山，多良岳などにはそれぞれ極大があらわれている。

図-5には降水日数分布をあげる。1mm/day以上の降水量をみた日数は，やはり山岳で多く有明海で少ないが，差にはあまり著しくない。流域全体として年間120日ぐらいは1mm/day以上の降水量を見る。換言すれば3日に一度雨が降っているということである。30mm/day以上の降水量をみた日数は，山岳地方に多いのは同じ傾向であるが，極大と極小との比が大きくなっている。年間30mm/day以上の降水日数の分布が年降水量の分布（図-3）に類似している。また300mm/day以上の降水日数が6～7月に最も多いのは梅雨期の豪雨を意味する。

図-6には昭和元年より昭和40年までの流域平均月降水量の月別分布とその極値を示した。6月，7月に著しく大きい月降水量があらわれている。12月には注目すべき小さい降水量も観測されている。

降水の変動を月ごとに追っていくと*，最も降水が少ないのは1月である。この頃は冬の季節風が最も強い時期であるが，低気圧のくる数が少ないので降水量は少ない。1月後半から2月前半には九州全般にわたって，雪が降ることもあるが，その量はあまり多くなく，山間部でも根雪とはならない。これは低水流出計算にとって大変好都合である。2月には低気圧性の降雨が南九州ではみうけられるが，有明海周辺では降水量は少ない。

3月には気団の交代がひんぱんになり低気圧や前線の通る回数が増すので，降水量も増加する。3月から4月へかけての花見時の春雨も時には大雨になる。4月以後は暖半年として前に述べたとおりの雨期である。4月～5月の降雨は低気圧や前線によるものである。

6月になると梅雨前線が活動するので，各地とも急に雨量が増し，九州北部山岳と南九州では400mm以上の月降雨量になる。この梅雨はふつう6月上旬に始まり7月中旬に降る。梅雨にともう降水量は非常に多

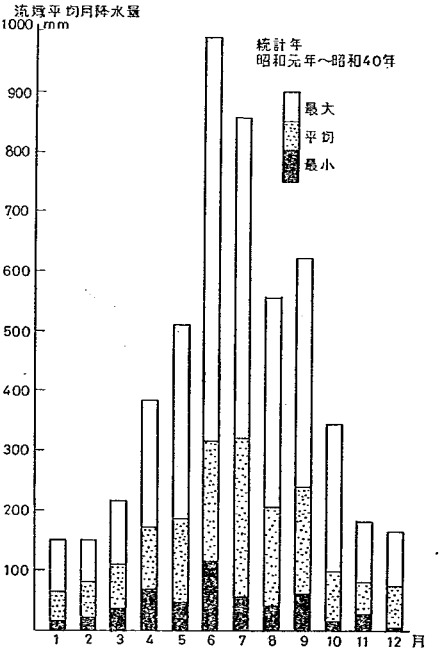


図-6　熊本，佐賀の月雨量図

* 日本の気候　和達清夫参照

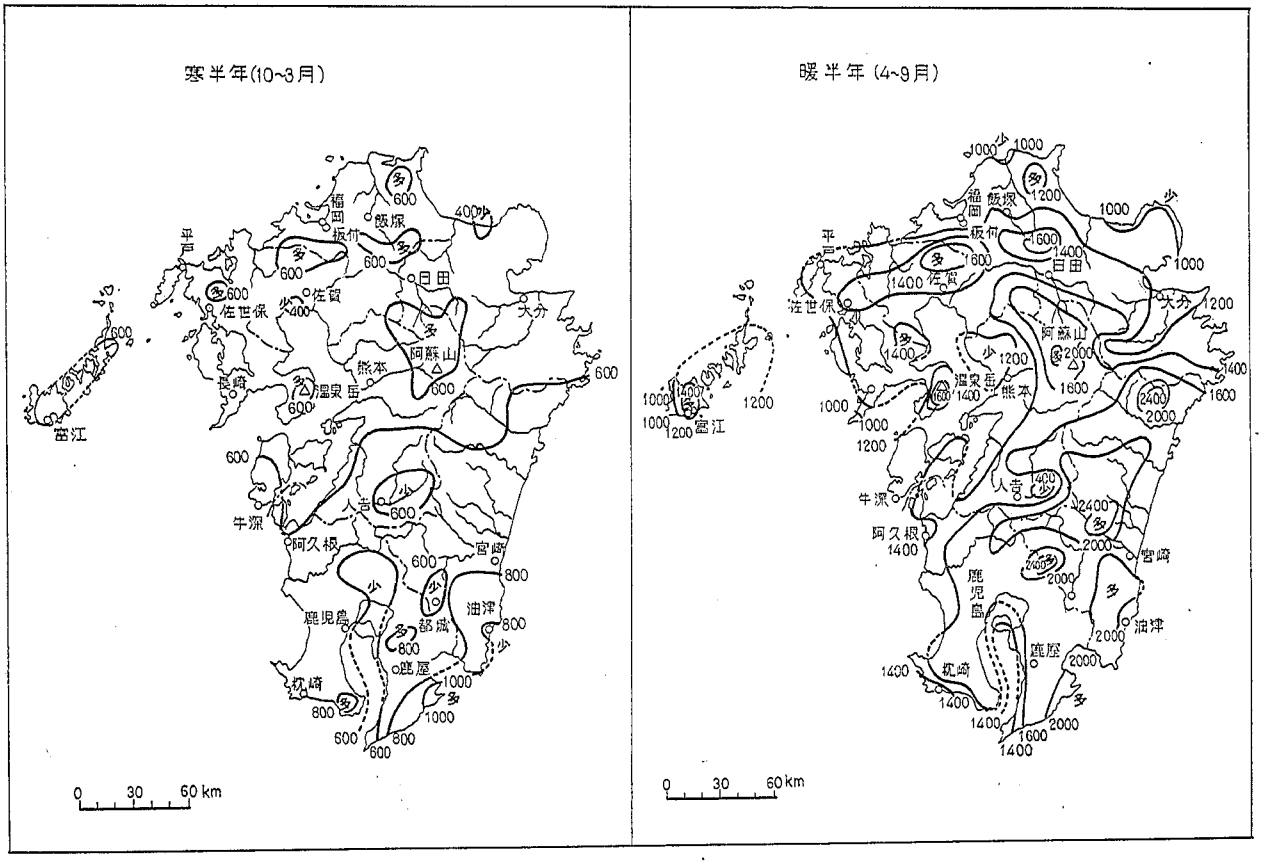


図-4 寒・暖半年の降水量分布図（1921～1950）単位mm（日本の気候　和達清夫より）

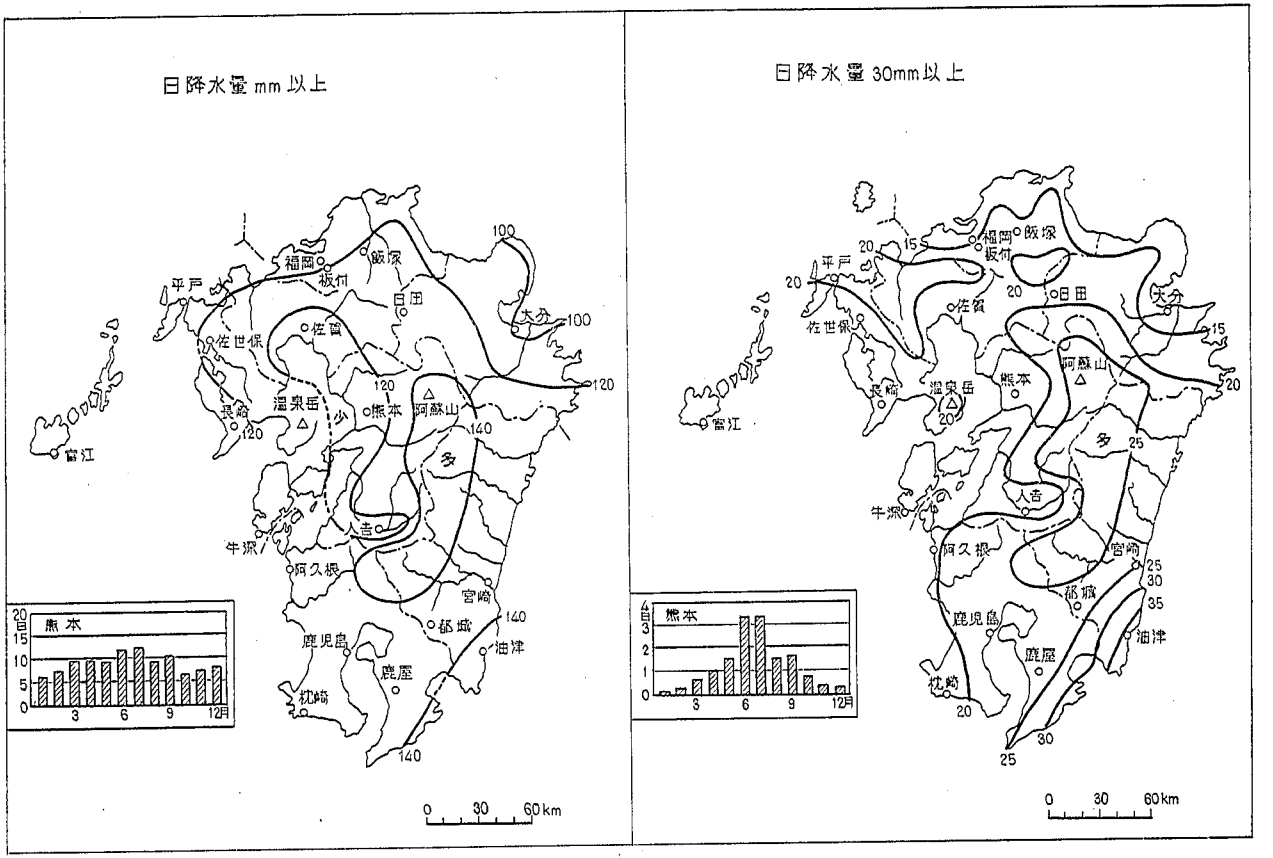


図-5　年間降水日数分布図と熊本の月間降水日数の年変化図（日本の気候　和達清夫より）

く，6月の降水量は多くの地域で年間の最大である。梅雨末期の大雨は雷を伴って，しばしばひどい被害をもたらす。1957年7月25～26日の諫早の豪雨は中でも有名である。

8月は北太平洋高気圧におおわれるので，降水量は少なく，年によって干ばつの被害が起こる。しかし，8月中旬から下旬までは年間でも台風の襲来が最もひんぱんな時期である。

9月は台風の上陸期でまた，秋雨の時期でもある。全般に降水量が多い。10月には降水量は急激に少なくなる。11月は一般に天気のよい時期であるが，月末には季節風のため雨が降るようになる。季節風の影響は北九州の山岳部に著しく，雪をかなり降らせる。

降雨日数，無雨日数の最大継続記録は表-1のとおりである。これによると雨の続いたのは40～50日の記録はあるものの周辺地域で，流域内においては30日前後である。

無雨日数も約30日ほど続いている。表-2には最近15年の最長無雨継続日数およびその生起月日をあげておいた。つまりこのぐらいの乾天が過去に起こったことを覚悟しなければいけない。もしそうなれば，かなりの流入量減小をきたす恐れがあるであろう。

表-1　降水量統計（最大値）　　（和達清夫　日本の気候より）

	降雨継続	無雨継続	日降水量	時間雨量
福岡	33日	47日	307.8mm	67.2mm
飯塚	31	27	301.8	58.7
佐世保	25	31	344.4	102.4
佐賀	32	33	381.7	101.5
長崎	27	36	385.4	87.8
温泉岳	45	33	459.2	96.8
熊本	32	32	411.9	65.5
阿蘇山	37	33	359.5	68.1
牛深	50	28	192.8	97.6
日田	26	26	292.4	97.6

日降水量の最大値も同じく表-1に示した。大体400 mm/day であって，特に多いというほどではない。しかし，前にもふれたが，諫早では1957年7月25日～26日の豪雨で時間雨量140.5mm，日雨量1109.2mmの記録がある。局地的だったとは言え，今後この地方にこのような豪雨の降らないという保証はないわけで，このような豪雨に対しても対策は考えておかねばなるまい。表-3には最近15年の年最大2日雨量をあげておいた。熊本は多く，佐賀は少ない。400mm/2day以上の雨が2回ほど起こっている。

〔5〕 蒸　　発

蒸発に関しては我々の知識はあまりにも不十分である。流域からの蒸発については流量算定の折にすでに考慮されているが，有明海からの直接蒸発に関しては実測値がないのみならず，どうして推定してよいかも明らかでない。ただ普通蒸発計の各月平均値を表-4にまとめて示す。もし，この値が有明海からの蒸発量とみなせるならば，年間約1150mmほどの蒸発を考えられるだろう。ただ有明海のような大規模蒸発は，有明海の表面水温，上空の気温，湿度などによって決定されるもので，蒸発計の水温は気温の関数として与えられるのと本質的に異なるものであることを指摘しておこう。

3. 流入量と降水量

有明海へ流入する河川流量および直接有明海へ降る雨の量をは握することが重要である。これは過去15年間にわたって半旬流量について調べた。次に過去80年間にわたって，有明海流域の降水量の確率と長期傾向とを調べた。この2つの作業によって，有明海の締切堤防建設に伴う淡水化と施工中の問題などに対して，長期的な見通しを確実にし，短期的にはその変動を予想することができる。

〔1〕 過去15年間の半旬流量

期間：昭和26年1月1日より昭和40年12月31日までの15年間

半旬流量を求めることの意味：

雨量から流出を推算するには幾つかの方法があって，それぞれ有効性が立証されている。実測流量のない流域（後に残流域と呼ぶ）からの流出も多いので有明海への全流入量を求めるためには何らかの形で高水から低水までの流出を推算せねばならない。そのためにタンクモデルを用いる。このモデルの実用上の精度，流量を受け入れる側の有明海の貯留能力よりくる応答時定数，さらに統計的にみた時の気候変動の周期等を勘案すると，流入流量を調査するためには10日（旬）平均流量で十分と考

表-2　年最長無雨継続日数

昭和年	熊本 期間	熊本 日数	佐賀 期間	佐賀 日数
26	1.26—2.4	10	10.23—10.31	9
	7.21—7.30	10		
27	5.12—5.18	7	11.16—11.23	8
28	4.16—4.25	10	10.10—10.19	10
29	10.26—11.12	18	10.21—11.12	23
30	11.28—12.7	10	11.27—12.7	11
31	12.18—12.29	12	11.12—11.22	11
32	11.17—11.24	8	10.8—10.15	8
			11.26—12.3	8
33	11.16—11.28	13	5.23—5.31	9
34	10.7—10.16	10	10.7—10.16	10
35	7.11—7.25	15	7.31—8.10	11
36	7.10—7.18	9	7.12—7.19	8
37	10.15—10.31	17	10.21—10.31	11
38	10.26—11.2	8	7.30—8.5	7
			10.1—10.7	7
			10.30—11.5	7
39	6.28—7.7	10	11.22—11.28	7
40	10.16—10.28	13	10.19—10.29	11

表-3　年最大二日雨量一覧表　（単位：mm）

昭和年	熊本 月	日	雨量	二日合計	佐賀 月	日	雨量	二日合計
26	7	9	113.9	212.0	7	8	71.1	164.5
		10	98.1			9	93.4	
27	6	19	156.4	205.1	7	8	74.0	161.0
		20	48.7			9	87.0	
28	6	25	76.1	488.0	6	25	366.5	465.1
		26	411.9			26	98.6	
29	6	29	243.0	252.3	9	24	18.7	302.7
		30	9.3			25	284.0	
30	6	17	2.4	168.6	4	15	274.6	366.8
		18	166.2			16	92.2	
31	8	26	0.4	220.4	8	27	100.5	138.8
		27	220.0			28	38.3	
32	7	25	480.5	518.5	7	25	167.4	234.4
		26	38.0			26	67.0	
33	4	21	26.3	169.4	8	13	68.6	143.7
		22	143.1			14	75.1	
34	7	14	69.4	105.6	3	6	90.4	103.5
		15	36.2			7	13.1	
35	6	21	184.5	190.8	6	20	17.5	114.1
		22	6.3			21	96.6	
36	6	8	88.0	116.3	8	18	25.2	165.4
		9	28.3			19	140.2	
37	7	2	89.2	216.6	7	7	160.4	176.3
		3	127.4			8	15.9	
38	8	16	124.8	254.2	5	9	68.0	175.7
		17	129.4			10	107.7	
39	6	25	86.1	181.7	6	25	121.3	138.0
		26	95.6			26	16.7	
40	6	19	235.2	398.2	6	19	138.5	194.3
		20	163.0			20	55.8	

表-4　平均月蒸発量（単位mm）　（蒸発について　竹内俊雄　より引用）

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	全年
熊本	49.6	61.6	86.8	114.0	130.2	117.0	148.8	167.4	126.0	102.3	69.0	49.6	1217.3
佐賀	40.3	50.4	80.6	111.0	133.3	102.0	130.2	139.5	114.0	86.8	63.0	43.4	1094.5
長崎	49.6	56.0	86.8	111.0	136.4	129.0	164.3	170.5	126.0	102.3	69.0	49.6	1250.5
福岡	46.5	50.4	80.6	108.0	133.3	81.0	117.8	139.5	114.0	83.7	33.0	34.1	1021.9

えられたが，1年が365日であることを考えて，半旬（すなわち5日）平均の流量をもって有明海への流入流量と考えた。

ここで言う半旬とは1月1日～1月5日，1月6日～1月10日……というふうに1年を73分割してそのおのおのを言う。うるう年は2月29日をはさむ半旬を6日として数えることによって調整する。

流量の計算手法：(表-5参照)

流域からの流出は流量年表による方法と残流域に対してはタンクモデルで推定する方法とがある。また，有明

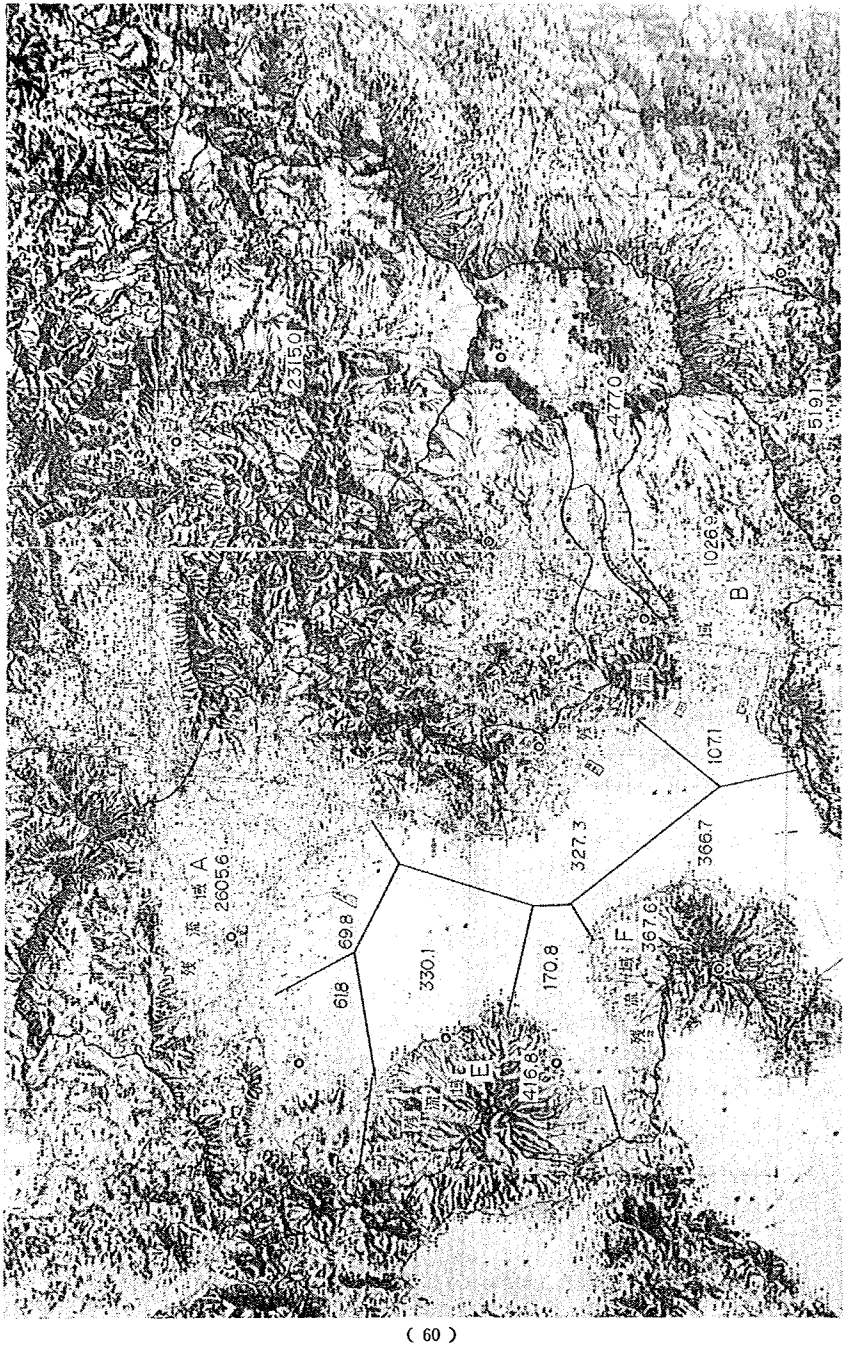

流域 A
2605.6
618
69.8
330.1
170.8
416.8
流域 E
流域 F
367.6
327.3
366.7
107.1
流域 B
1026.9
519.1
477.0
2315.0

図-7 布 朗 流 域 平 面 図

表-5　流出計算を行なった時の計算条件一覧表

	昭和26年～昭和30年				昭和31年～昭和40年			
	流量観測所	流域面積 km²	雨量観測所	タンクモデル	流量観測所	流域面積 km²	雨量観測所	タンクモデル
筑後川	瀬の下	2315.0			左に同じ			
残流域A		2605.6	$\frac{1}{2}$（佐賀＋玉名）	筑後川①		2605.6	$\frac{1}{2}$（佐賀＋玉名）	筑後川②
残流域B		1026.9	$\frac{1}{2}$（玉名＋隈府）	菊池川		1026.9	$\frac{1}{2}$（熊本＋玉名）	菊池川 緑川 白川
残流域C		1477.8	$\frac{1}{2}$（熊本＋砥用）	緑川	菊池川 玉名*	906.9		
					白川 代継橋	477.0		
残流域D		425.0	内牧	白川	緑川 中甲橋	519.1		
残流域E		416.8	$\frac{1}{2}$（湯江＋多良）	本明川		左に同じ		
残流域F		367.6	0.9×温泉岳	本明川		左に同じ		
有明海面		1433.6	〔次項参照〕			左に同じ		

＊　玉名が欠測の場合は分田・山鹿の流量値を流域面積比で補正して使用した。

海へ直接降る雨による流出も考える。

筑後川は流量年表に長期にわたって記載されているのでその値を用い，半旬流量を求めた。

菊池川，白川，緑川については最近は流量年表にのっているのでその値を用い半旬流量を求めた。昭和30年以前には，流量がそろっていないため，残流域C，Dと名付けて，既存の流量資料からタンクモデルを作成し，それによって日流出を推算して半旬流量とした。その他の小河川流域は地形地質によって次のように分けた。残流域Aは背振山系を背にした佐賀平野，小矢部川を中心とする地方。残流域Bは阿蘇外輪山を中心とする西向き斜面で菊池川，白川，緑川の残流域を中心とする。残流域Eは多良岳を中心とする火山性山地で本明川を含む。残流域Fは温泉岳を中心とする火山性山地とする。流域の分割は図-7に示した。これらの残流域についての計算のデータは表-3にまとめた。雨量観測所の欄は用いた日雨量データの地名と流域平均化の手法を述べた。タンクモデルは図-8に示すようなものを用いた。作業を2回に分けたため，タンクの係数に若干の違いがあるが日雨量に直すとあまり著しくは違わないし，半旬流量にしているので重大な違いとはならない。

このタンクモデルは何回かの試算によって決定されたもので，それぞれ明示されたような河川の実測量を降水量と結びつけるために求められたものである。その適合性については図-9.1～9.3に示す。

タンクモデルについては，その原理とともに，それを使

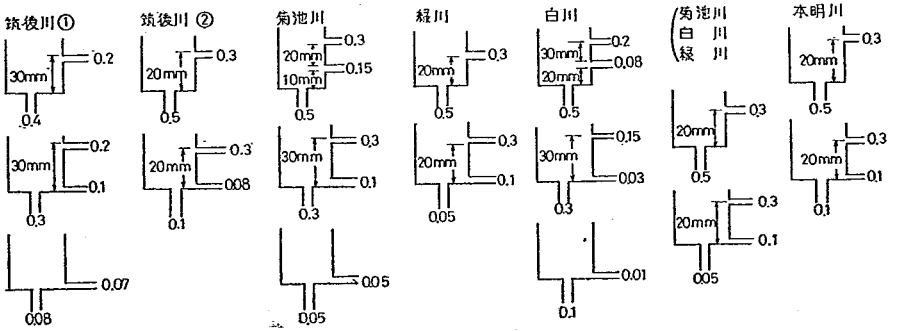


図-8　タンクモデル

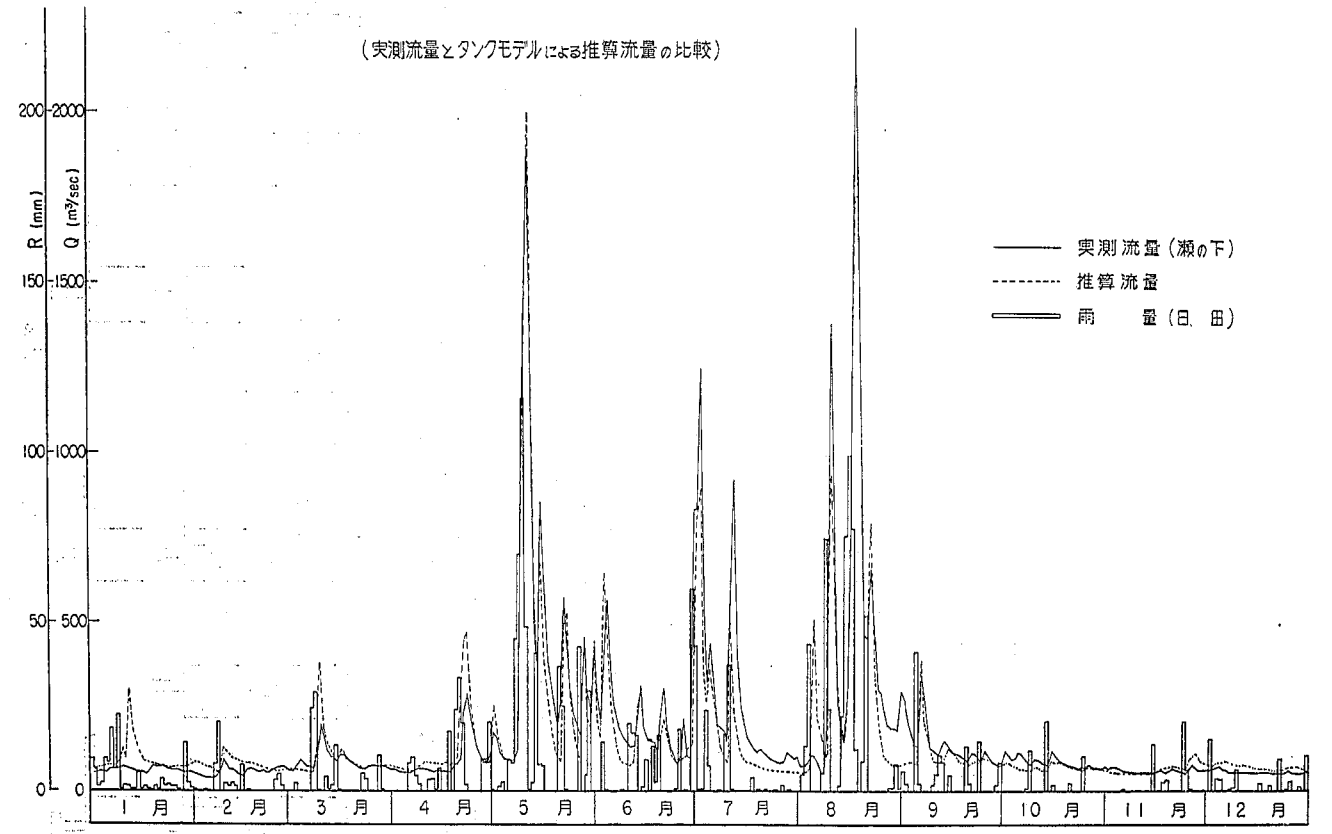


図-9.1 筑後川 日流量，日雨量図 昭和38年

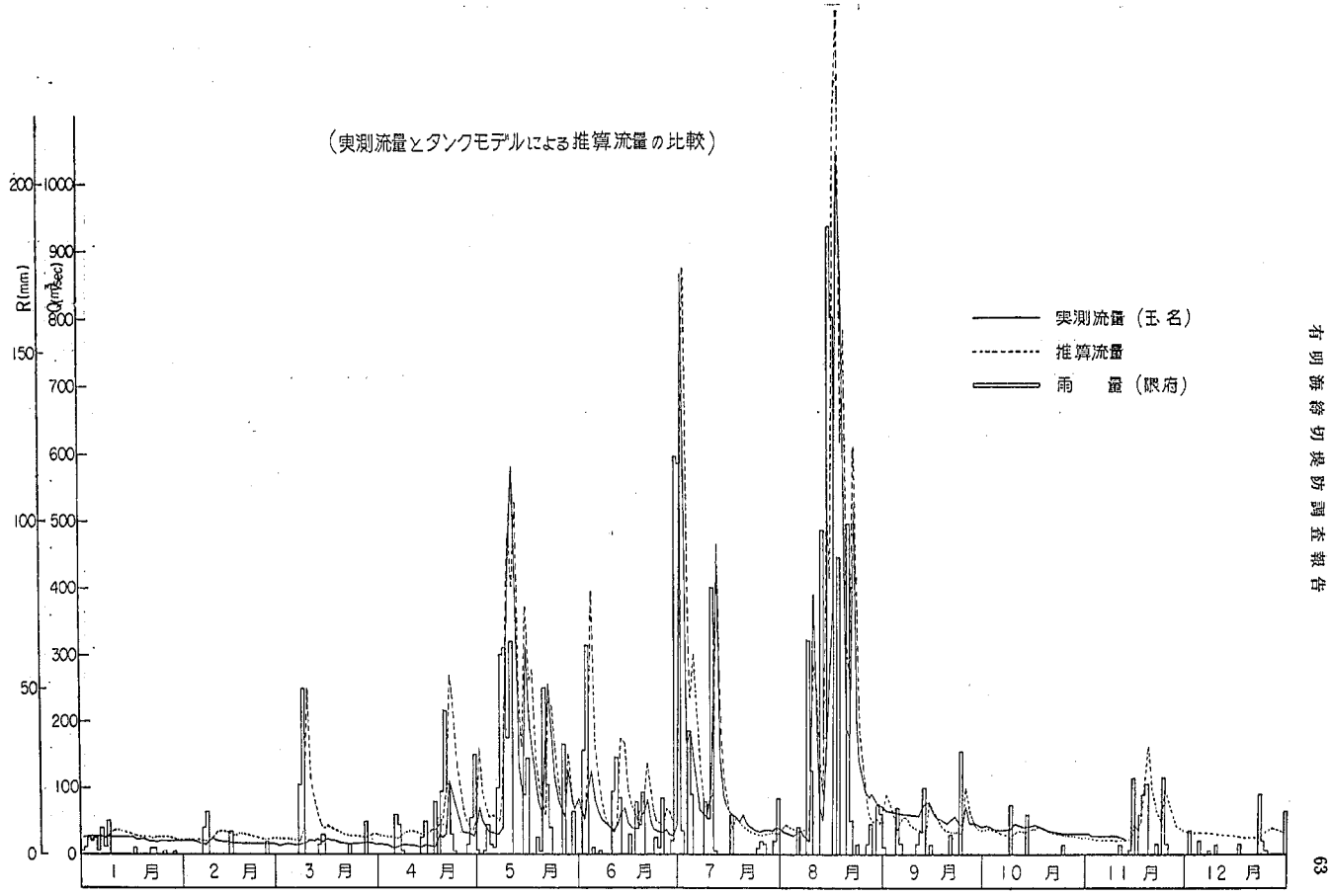


図-9.2　菊池川　日流量，日雨量図　昭和38年

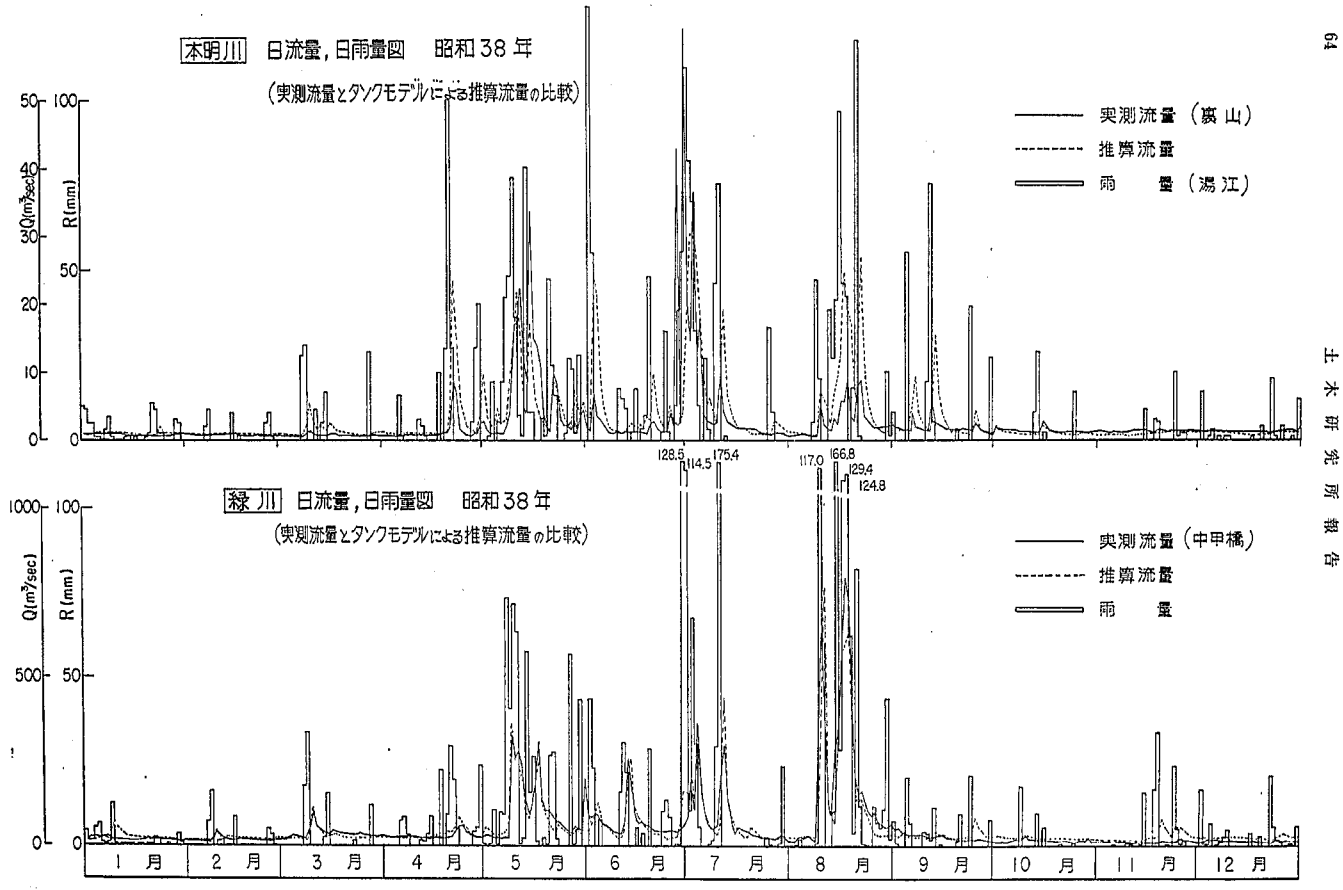


図-9.3 本明川，緑川 日流量，日雨量図 昭和38年

用した理由を付録に記しておいた。一口にして言えば，その適応範囲が妥当であったからである。なおタンクモデルの解説は菅原正巳の原論文を参照するのがよいが，水越らも実例とともにその解説を行なっている。他の流出モデルとの比較は木下が解説している。

土木研究所で別に研究中の直列4段タンクモデルで筑後川の流出を解析した結果を付録に付す。

有明海への直接降雨：

直接有明海へ降った降水量については，図-7のようなティーセン分割によって面積比をきめ，流入係数1.0としてm³/sに換算し，半旬流量とした。なお降水量は午前9時を日界としているため，河川流量と時間的に界がずれるが，それは半旬（＝5日＝120時間）に比べて微小であるとして無視した。

〔2〕 **半旬流量についての結果および解釈**

半旬流入量のグラフは図-10.1～10.5に示す。

結果について各項目別にみよう。

（i） 半旬流入量＞5000m³/sとなる半旬はこの15年間に

昭和26年7月10日～14日	5833m³/s	豪雨
28年6月25日～29日	9132 〃	梅雨
32年7月25日～29日	6811 〃	梅雨
37年7月5日～9日	6320 〃	梅雨
38年8月14日～18日	5779 〃	梅雨
40年6月30日～7月4日	5364 〃	梅雨

これらの原因別でみるように，梅雨が多く，台風はあまり重要性をもたない。

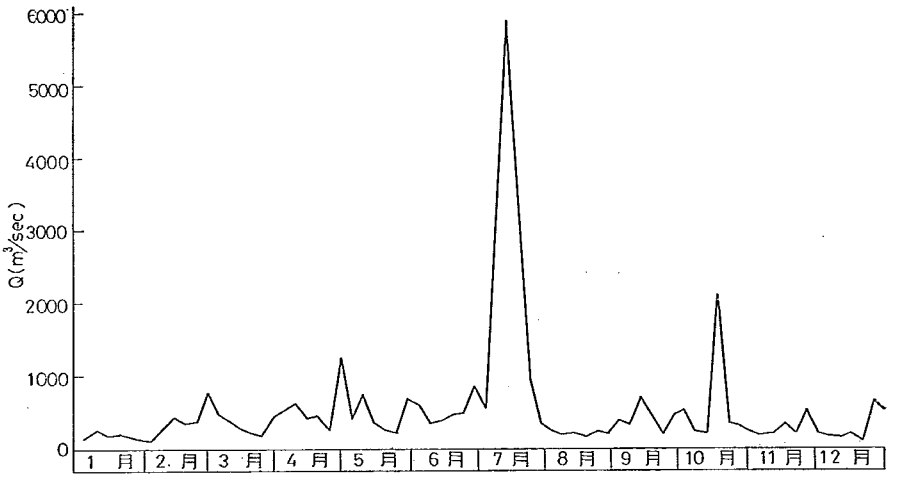


図-10.1 有明海半旬平均合計流入量図　昭和26年

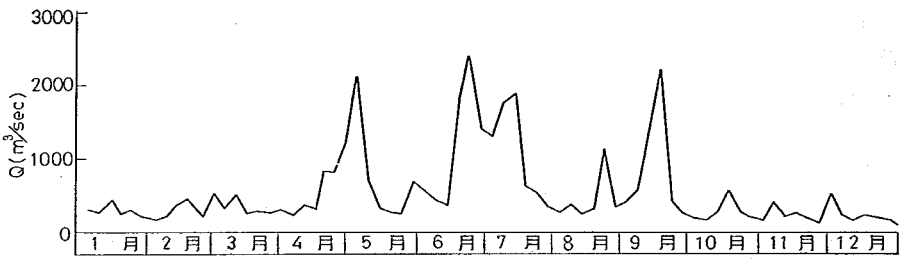


図-10.2 有明海半旬平均合計流入量図　昭和27年

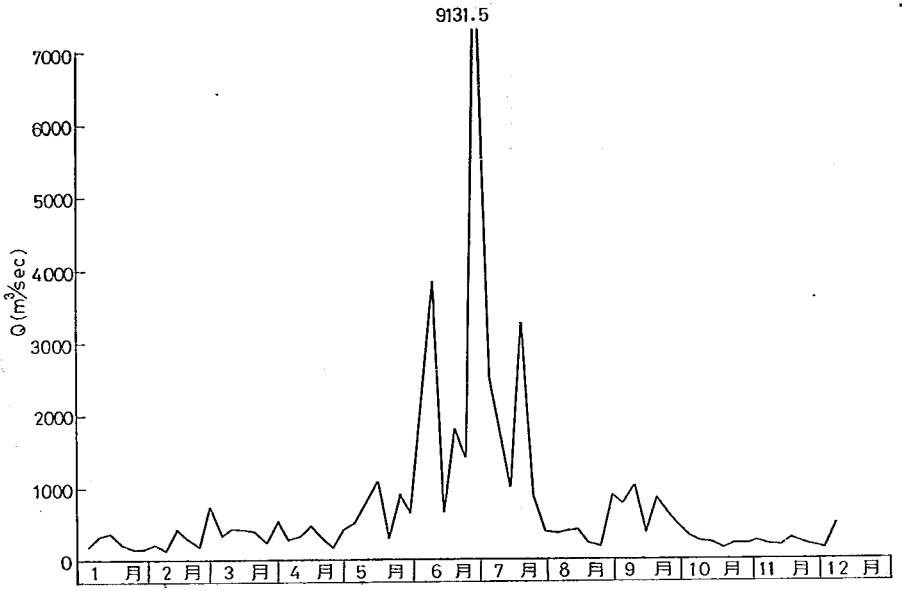


図-10.3 有明海半旬平均合計流入量図 昭和28年

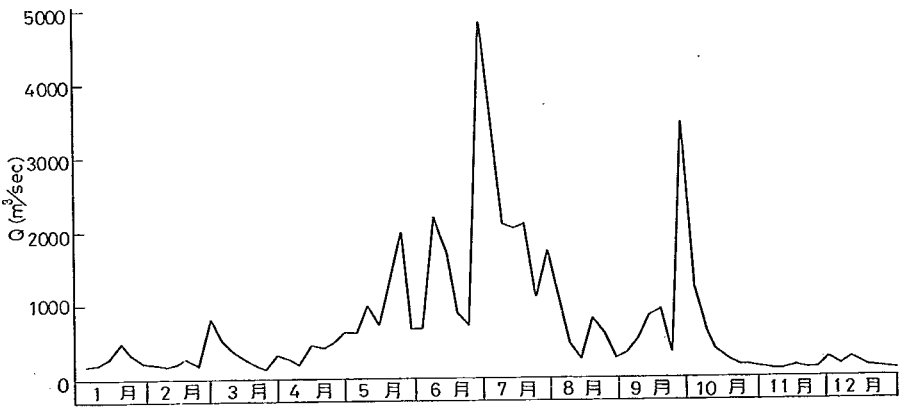


図-10.4 有明海半旬平均合計流入量図 昭和29年

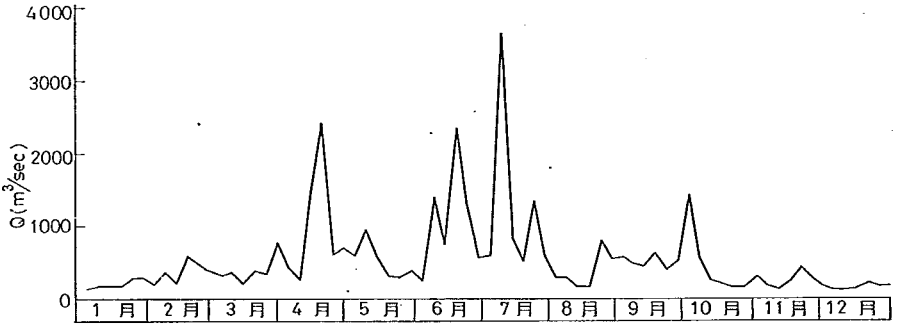


図-10.5 有明海半旬平均合計流入量図 昭和30年

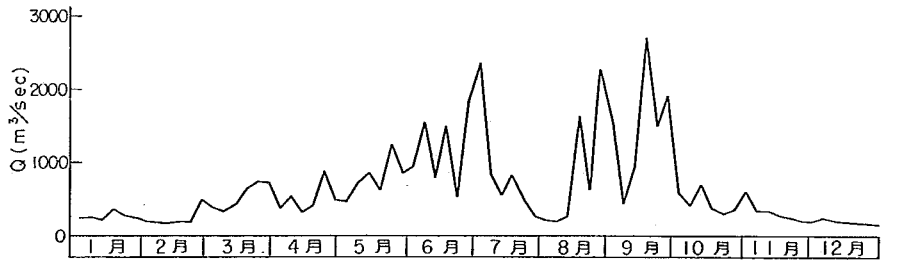


図-10.6 有明海半旬平均合計流入量図 昭和31年

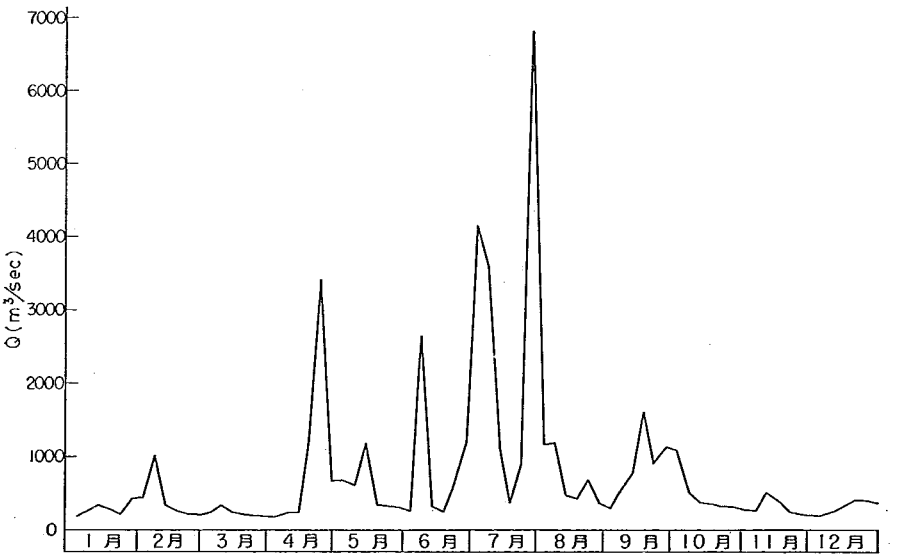


図-10.7 有明海半旬平均合計流入量図 昭和32年

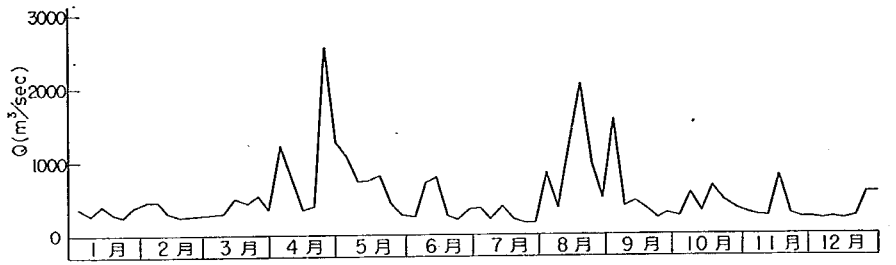


図-10.8 有明海半旬平均合計流入量図 昭和33年

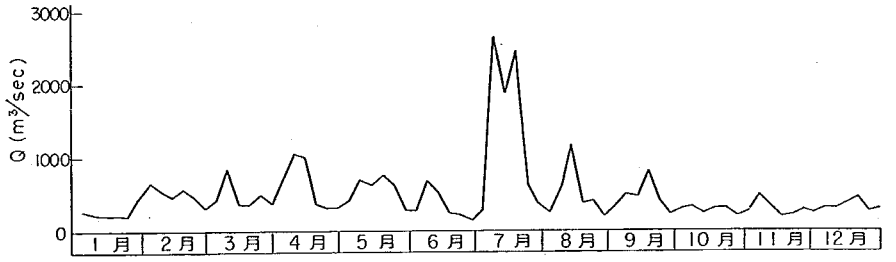


図-10.9 有明海半旬平均合計流入量図 昭和34年

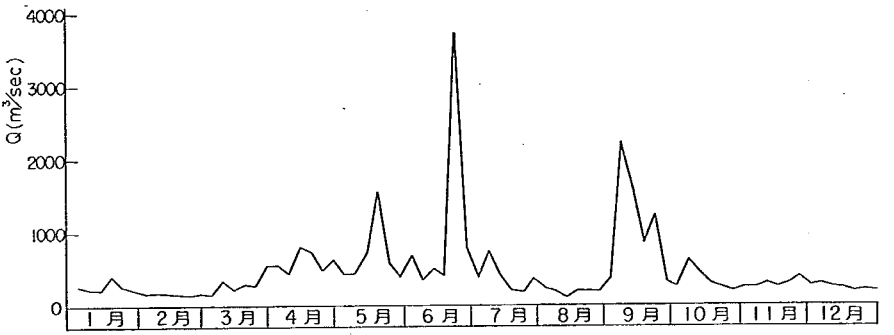


図-10.10 有明海半旬平均合計流入量図 昭和35年

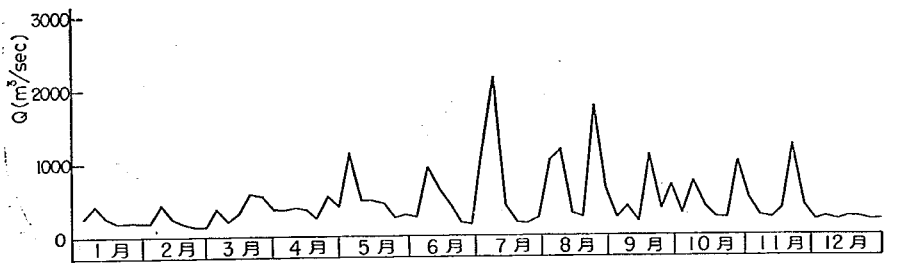


図-10.11 有明海半旬平均合計流入量図 昭和36年

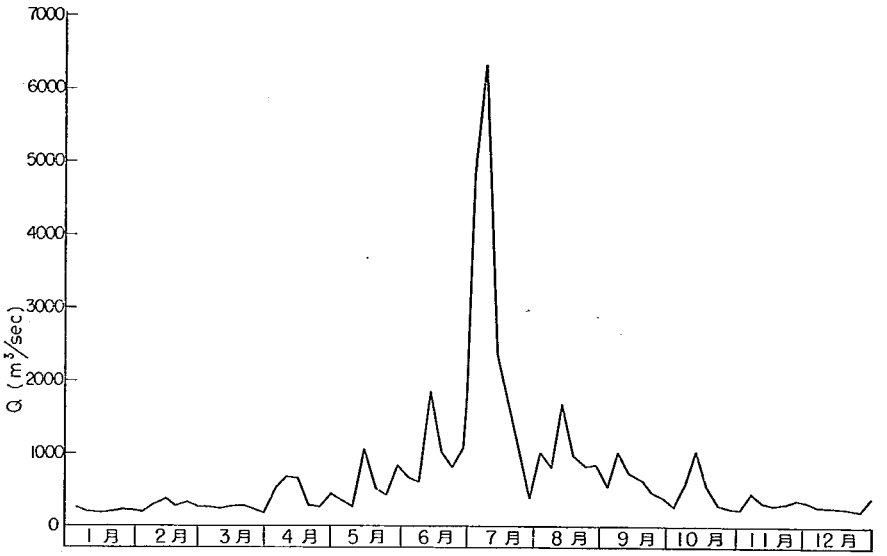


図-10.12 有明海半旬平均合計流入量図 昭和37年

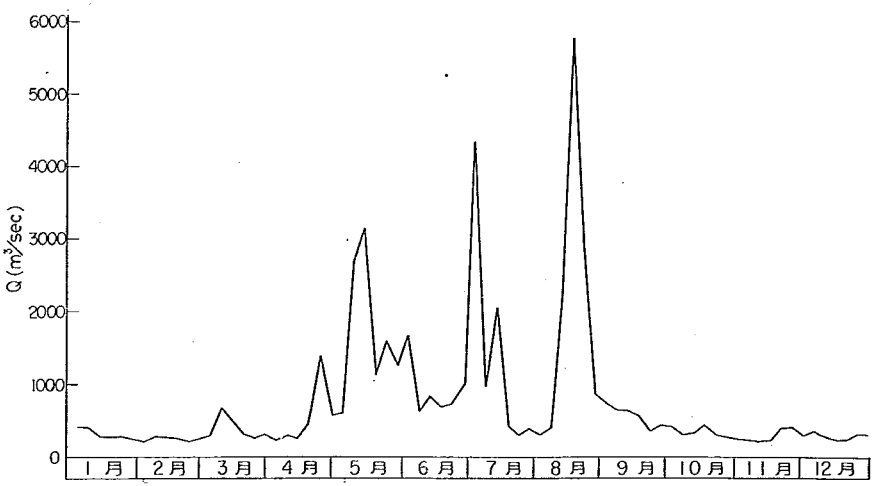


図-10.13 有明海半旬平均合計流入量図 昭和38年

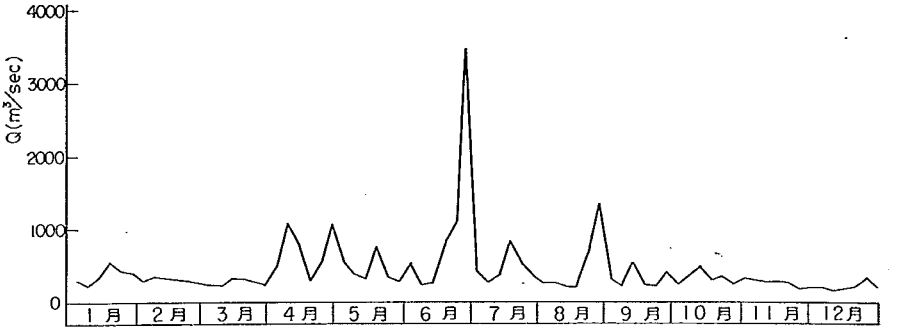


図-10.14 有明海半旬平均合計流入量図 昭和39年

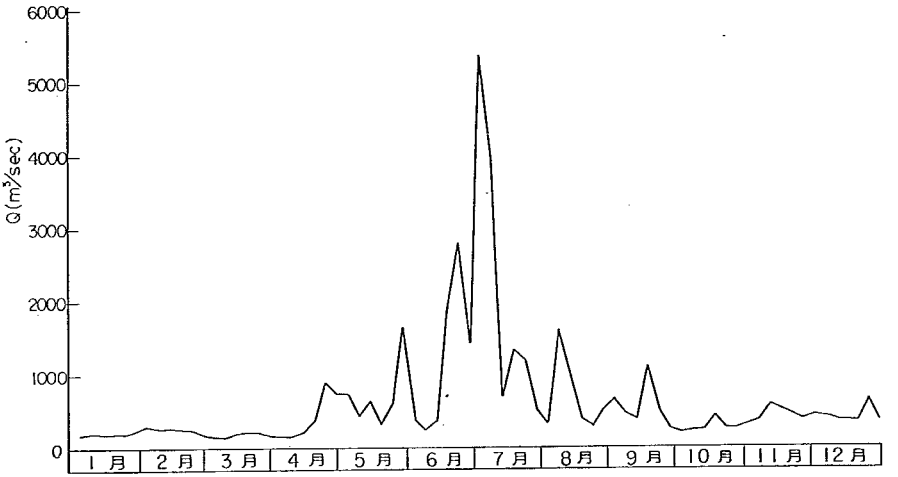


図-10.15 有明海半旬平均合計流入量図 昭和40年

(ii) 半旬流入量<200m³/sが最も長く続いたのは，この15年間に

昭和29年10月18日～同11月26日 8半旬(40日)
昭和29年12月12日～昭和30年1月20日 8半旬(40日)
昭和35年1月31日～同3月6日 7半旬(35日)

である。なおこの期間には半旬流量が110m³/s近くまで減少している。これは全面積10068km²で割ると日本の河川で平均的に言われている渇水時の比流量0.01 m³/s/km²とほぼ等しくなる。

(iii) 平均半旬流入量は図-11に示す。同図にはあわせてこの15年間の標準偏差も記入してある。平均によってみると，10月～翌3月が渇水期で4月～9月が豊水期である。

逆に，平均半旬流入量<500m³/sが続くのは

10月3日～4月5日 37半旬(185日)

となっている。

つまりこの頃というのは渇水で，しかも標準偏差と比べてみてもわかるように，この頃は決まって渇水である。時々にでも大きな流入量が起これば，標準偏差がもっと大きくなるはずである。1カ月に1度ずついくらか流入量の山があらわれているが，大きな意味は持たないであろう。

(iv) 平均半旬流入量の最大は，

7月5日～7月9日 2254m³/s

である。この半旬の標準偏差は1587m³/sで相対的に小さい。ちょうど梅雨の中頃で，このころの流入量は

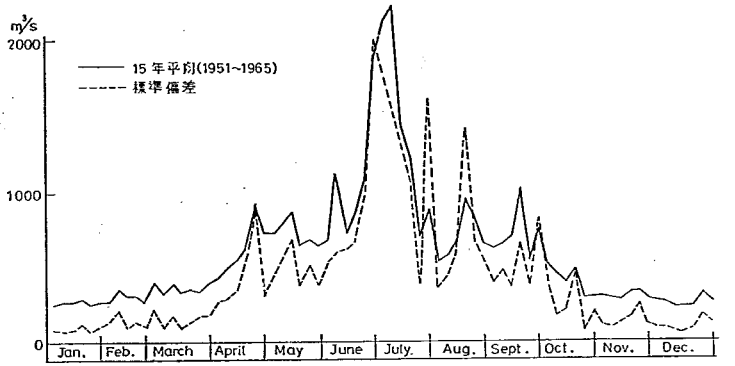


図-11　有明海流入半旬流量（15年平均と標準偏差）

かなり期待できることを示している。

豊水期の他の半旬，たとえば6月25日～29日，7月25日～29日，8月14日～18日などは流入量も多い代わりに，標準偏差がさらに大きい。これは，この頃の雨がでたらめに降ることを意味している。7月25日～29日の例で言えば，たいていは400m³/sほどの流入量であるのに，昭和32年だけ6000m³/sを越える流入量が計算されている。そのために平均値が893m³/sとなる。有明海の淡水化をはかるとき，このような大流入量にあえばよいが，そうでないと400m³/sぐらいしか期待できないから，平均というものの意義に関しては十分慎重でなければならない。

（v）　年間流入量は図-12に示す。

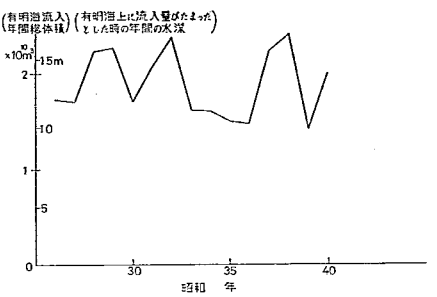


図-12　15年間の有明海流入毎年総量

年間流入量（体積）を有明海の面積で割って，年間に有明海面上に貯留された場合の水深を図-12の縦軸に目盛ってある。

流入量の大きな年（200億m³以上）昭和26，27，30，31，32，37，38，40年

流入量の小さな年（200億m³以下）昭和28，29，33，34，35，36，39年

最大　昭和38年　2.41×10^{10}m³，有明海上16.78m

最小　昭和39年　1.42×10^{10}m³，〃　9.88m

よって，蒸発が1.15m程度あったとしてもあまり問題にはならないように思われる。

さらに年間流入量にすると，あまり変動がないというのも一つの特徴かも知れない。経年的な変動については次に述べる。

〔3〕　**降水量の長期傾向について**

有明海流域に降る年降水量の資料は長崎においては明治19年から，熊本，佐賀においては明治24年から現在まで約80年間ある。これら3地点を平均した年雨量を図-13に示す。80年間の平均は1873mm/yearである。

（i）　年降水量＞2500mmとなるのは

大正12年	2544mm
昭和28年	2579 〃
〃 29年	2553 〃
〃 32年	2626 〃

である。もちろん最大は昭和32年の2626mmである。

（ii）　年降水量＜1200mmとなるのは

明治27年　1007mm

である。明治27年の1007mmはちよっと異常と言えるぐらい少ない。このほかに昭和14年の渇水は有名ではあるが1268mmで少ない方から第2位である。

(iii)　10年間の移動平均をとったものを図-13の中に書きこんである。移動平均の濾波特性は一般に複雑である。年降水量の移動平均のグラフそのものにも高周波成分が残っている。しかし，長期傾向としてみると，明治25～30年頃に谷があり，それから大正年間はほぼ一様で，昭和10～20年頃に再び谷があらわれ，次に昭和25～35年が山となっている。（i）(ii）で述べた極値

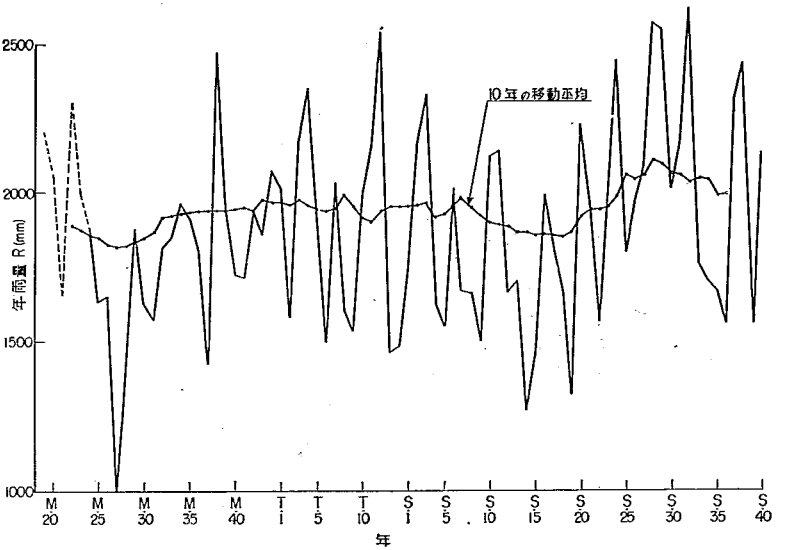


図-13 降水量経年変化（佐賀，熊本，長崎平均）

もそれに対応しておこっている。しからば何年かのちに締切工事を行なった場合，降水量の少ない時に淡水化をはかることになりはしないかという問題がある。確かにこのままの漸減の傾向が続くかもしれない。ただ10年移動平均の振幅が300mm以下なので，淡水化が渇水によって不可能になってしまうことはあるまいと思われる。

(iv) この年降水量の経年変化について，周期性は見られないだろうか？図-13を見ると確かに振動しているようである。しかしよく見ると，山から山への間隔が3年あり……で一定していない。それでコレログラムを作った。図-14に示す。このように，自己相関係数が0.1～0.2のあたりにあるということは，目立った周期性を持たないという意味で，統計的にはランダムに近い様相を呈している。

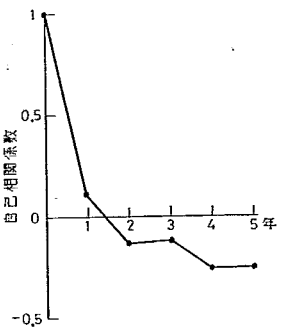


図-14 年降水量コレログラム

(v) このランダムという内容を明らかにするために，年降水量の度数分布をとってみると図-15のようになる。このヒストグラムの特徴は，全体的には正規分布かも知れないが，平均値周辺に谷があるということである。つまり，年降水量は平均よりずっと多いか，平均よりずっと少ないかのどちらかで，平均値当たりの年降水量となる確率は少ないという奇妙な分布である。なおその度数分布の中で，最近の10年間すなわち昭和31年～40年の年降水量は，同図中黒く塗って示してある。

図-15に対して累積ひん度分布をとって，正規確率紙にプロットしたものが図-16である。これによると細かい変動は消えて，大局的な分布をは握することができる。このグラフで，正規確率分布を求めれば，

$$Pr=\frac{1}{2\pi\cdot 360}\,e^{-\frac{(R-1873)^2}{2\times 360^2}}$$

Rなる年降水量を起こす確率をPrとおいた。

4. まとめ

すでに2.で述べたように，昭和26年より昭和40年までの15年間の半旬流入量を算出し，その値の変動についていろいろな角度から検討を加えた。10月～翌年3月の流

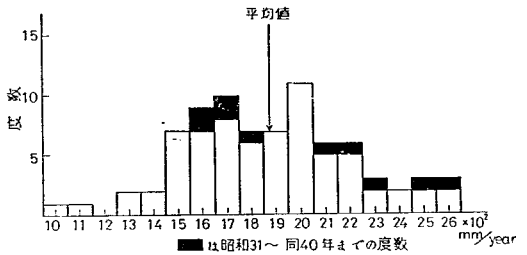


図-15　年降水量度数分布

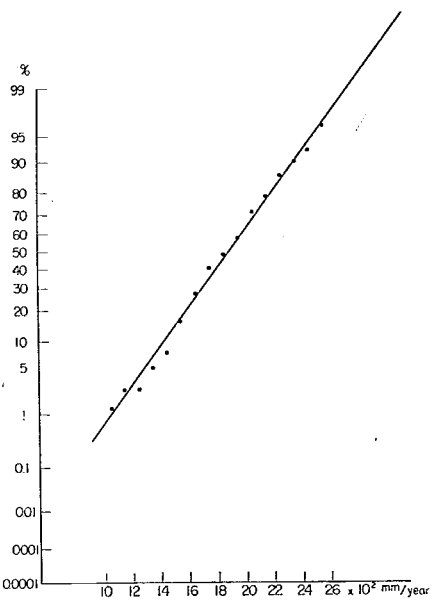


図-16　年降水量度数分布

入量の少ない期間と，4月～9月の流入量の多い期間とに分かれること，4月～9月の間でもつゆの雨ははっきりきまっているが，8月9月などの雨はばらつきが大きいことなどをあげることができる。

過去80年間の年降水量について見ると，平均は1873mm/年であるが，その度数分布は多い年は多く，少ない年は少なく，(つまり平均的な年はあまりない)という分布をしていて，最大2626mm/年最小1007mm/年となっている。

これらの調査はまだ中間的な段階であって，このような種類の調査は今後も続けていく必要性が大いにある。

付　録　タンクモデルについて

流出推算の方法にはいろいろな方法が提案されている。たとえばユニットハイドログラフ法，流出関数法，貯留関数法，タンクモデル法など。これらのうちにはあまり物理的意味のはっきりしないものや，いたずらにむずかしい式を取り扱ったもの，高水だけ，低水だけというような単目的のものもある。数学的な発展のやさしいものは何と言ってもユニットハイドログラフ法であろう。たたみこみ関数によって表現されている一次関係であるため取り扱いがきわめて容易である。

著者ははじめ残流域から有明海への日流入量 $Q(t)$ を日降水量 $R(t)$ から算出するに当たって

$$Q(t)=\alpha R(t)$$

を考えたのだがこれでは何としても粗すぎるので，

$$Q(t)=\alpha_0 R(t)+\alpha_1 R(t-1)$$

ぐらいの式はどうかと思った。$R(t-1)$ は1日前の日降水量。ところがこの一般形

$$Q(t)=\sum_{i=0}^{\infty}\alpha_i R(t-i)$$

はとりもなおさずユニットハイドログラフであるので，それなら本格的にユニットハイドログラフをとり上げようかと思った。この α_0，α_1，α_2……を決めねばならないのであるが，単純な方が何かにつけてよい。単純なものとしては指数関数低減形がある。ところがそれは，下に1つだけ穴のあいたタンクモデルと全く等価である。

タンクモデルについてはよく知られているので，実計算上のことのみ記す。普通，図-17のような直列に並んだタンクを考える。降雨は最上段にはいってたまるとする。横穴からは，穴にかかる水圧に比例した流出があり，横穴からの流出量の合計が河川の流量となると仮定する。底穴も水圧に比例する流出を考えるが，これはより下のタンクにためられると仮定する。日流出の計算なら穴の係数は1/dayの単位をもつ。たとえば図-17の上段のタンクがはじめ5mmはいっていたのに，55mmの日降水量があったとしよう。水深は60mmとなる。

上の穴から　(60−50)×0.3＝ 3mm/day

下の穴から　(60−10)×0.2＝10mm/day

このタンクからの河川流量への寄与は13mm/dayである。

底の穴から 60×0.4＝24mm/day

これだけ深層へ浸透すると考える。したがって，上のタンクの水位は1日に (3+10+24)＝37mm だけ下降する。すなわち，60−37＝23mmがタンクに残る。

概して上のタンクからの流出は洪水流出，下のタンクからの流出は低水流出と考えてよい。これは，非線形性

の流出特性を巧みにとり入れ，浸透などをよく表現でき，しかも計算も単純である。

それなら，わずらわしい掛け算，足し算のユニットハイドログラフ法よりなお手がはぶける。それでタンクモデルを採用することに決めた。タンクに2つ穴をあけた方が高水流出を表現できるので2つ穴をあけ，タンク2段にした方がよく合うのでタンクを直列2段にした。こうして実測流量によって検証しつつタンクの穴の定数を改良していってこの報告としてまとめた段階のものが，図-8にあげたようなタンクモデルである。勿論これで満足しているわけではないが，日流入量を結論として用いるのではなく，半旬流入量を用いるのであるために，一応の目的は達せられると判断した。

これとは別個に，土木研究所では直列4段のタンクモデルを本邦各河川について研究していたので，そのシミュレーション用プログラムを筑後川について適用し，かなりの精度で日流量を計算することができた。結果のタンクモデルを図-17に示す。これは21回の試算による結果である。図-17は図-8とは一見大いに違っているが，穴の定数を比べてみると，図-17の上2段のタンクと図-8の筑後川のモデルとは相互に類似性があるのに気付くであろう。

図-17　タンクモデル（筑後川）

有明海締切堤防調査報告

——第7編　淡水化過程の予測——

山　口　高　志*

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea

Chapter 7

——The Estimation on the Process of Desalting the Enclosed Sea——

by **Takashi Yamaguchi**

Synopsis:

The forecasting of the duration necessary for turning the enclosed sea into a fresh water lake was carried out by use of simple models.

The salt water in the enclosed sea flows out through the gates which will be set in the enclosure dam. Therefore the volume of fresh and salt water which flow out through a gate was studied experimentally at first, and then calculation of forecasting was carried out considering the volume of the fresh water which flows into the Ariake Sea, the volume of salt water which flows into the lake through the enclosure dam, and the volume of salt water which flows out through the gate.

It was found that it would take about 700 days to turn the enclosed sea into a fresh water lake, and the final depth of fresh water in the lake be about 10m, and the mean salt content of upper fresh water about 500 ppm.

Key words (the Ariake Enclosure Dam, desalting of enclosed sea, flow through a slice gate)

要　旨

有明海締切後の湖内の淡水化の可能性について検討した。淡水化は堤防に設置される水門から塩水を排除することにより行なわれるので，まず第一に水門から流出する淡水量と塩水量との比について実験的に検討を行なった。

第二に堤体からの塩水浸透量，周囲からの淡水流入量，干潮時における水門からの流出などを考慮して，淡水化の予測を行なった。

淡水化される水深は水門の敷き高程度（本報告の場合は約10m）であること，平均塩分濃度は約 500p.p.m.，淡水化に要する日数は約700日であることが推定された。

キイワード（有明海締切堤防，淡水化の予測，水門からの塩分排出）

目　次

1. まえがき……(76)
2. 淡水化過程およびこれに影響を及ぼす諸要素について……(76)
〔1〕 これまでの淡水化過程の計算例……(76)
（1） 「有明海地域総合開発調査結果の概要」にある方法……(76)
（2） 奥田博士の方法……(77)
〔2〕 淡水化過程に及ぼす諸要素について…(77)
（1） 淡水の流入量……(78)
（2） 塩水の浸透量……(78)
（3） 種々のじょう乱による淡塩二層の混合……(79)
（4） 水門よりの排出……(80)
（5） そ の 他……(80)
3. 水門よりの淡塩排水比に関する実験……(80)
〔1〕 実験施設……(81)
〔2〕 実験方法……(81)
〔3〕 実験結果……(82)
4. 淡水化過程の計算……(83)
〔1〕 淡水化過程のモデルについて……(84)
〔2〕 初期条件および境界条件について……(84)
（1） ほぼ確定している初期条件および境界条件……(84)
（2） 淡水化段階ごとの諸条件について…(85)
〔3〕 計 算 式……(88)
〔4〕 計算ケース……(88)
〔5〕 淡水化過程において大きなじょう乱が与えられた場合の検討……(89)
〔6〕 計算結果について……(89)
5. ま と め……(90)
〔1〕 結　論……(90)
〔2〕 参考資料……(91)

* 河川部都市河川研究室長

1. まえがき

締切が完成してから，何年後に湖水の水が用水として使用に耐えるようになるのか，そうなるためには，どのような条件が，またそれを積極的に促進するにはどのような条件が必要なのか，これがこの課題に課せられた問題の内容といえよう。

簡単な例を示すと，たとえば建設される堤防が，施工面の制約のため大粒径の岩石ばかりで築かれた場合，その見掛けの透水係数は $K=10^2\sim10^3$cm/sec. にも達してしまい，淡水化はほとんど実現されない。また逆に排水水門を築堤法線上の最深部に設ければ，塩水の排出率は100%になることが期待されるので，ほかの条件さえそろえば，淡水化は1年でも完了するかもしれない。

淡水化の計算は，これまで日本でも二，三試みられているが，いずれも計算過程中に大きな仮定を含んでおり，うなずきがたい点がある。加えて，有明海のように，大容量（面積約1,500km²，最大水深約120m）の貯水池の淡水化過程の計算などは，行なわれた例がない。

本調査では，なるべく合理的な計算法を確立することを目標に，これまでの手法のうち，欠けている部分について実験的に検討を加え，そのモデル化を行なってみた。

あとに示す，淡水化過程の計算法にも，もちろん多くの欠陥があり，二，三の点では安全側をとったものもあるが，これまでの例に比して，幾分なりとも信頼度が上がったものと思っている。

2. 淡水化過程およびこれに影響を及ぼす諸要素について

淡水化の過程については 2〔1〕，2〔2〕などで個々に説明を加えていくので，ここでは南の説明[1]を借用するにとどめよう。南はこれを単純化して次の三段階に分けている。すなわち

1) 第1次淡水化過程とは図-2.1のように，最初全面的塩水湖であったものが，水門による淡水化操作を始めてから，淡塩躍層の形が，だんだんに明りょうになり，躍層の位置がちょうど，水門敷き高付近に生ずるまでを呼び，この時期においては水門による除塩は密度流特性による水平方向流動によるものが支配的で，水門開口部からは原塩水に近い高濃度のものを排出する。

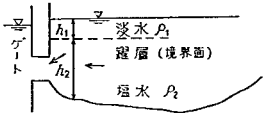


図-2.1　第1次淡水化過程

2) 第2次淡水化過程とは図-2.2のように，躍層の高さが排水水門敷き高より低下した場合で，鉛直方向密度差の影響は，塩水の流出に逆らって働き，下層塩水の排除を困難にする。この機構の除塩形態は下層の塩分がいったん淡水流中に拡散し，または波によって鉛直拡散したあと，水門から排水されるものである。

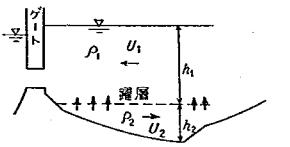


図-2.2　第2次淡水化過程

3) 第3次淡水化過程とは図-2.3のように，淡塩躍層が消失し，湖底土塩分が淡水中に鉛直拡散後水門から除

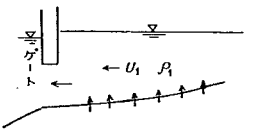


図-2.3　第3次淡水化過程

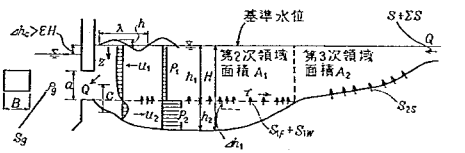


図-2.4　淡水湖の一般的モデル

塩される機構を持ち，淡水化の過程は非常に長期間にわたって継続する。実際の河口湖淡水化の機構は図-2.4に示すように，これら3種の除塩形態の混在したもので児島湾淡水湖は現在第2次淡水化過程に分類されるものと思われる。

〔1〕 これまでの淡水化過程の計算例

（1）「有明海地域総合開発調査結果の概要」[3]にある方法

計算に考慮した要素は 1) 河川からの流入量，2) 締切堤を通じての海水の透水量，3)混合に影響を与える貯水池容量とし，これを用いて連続式を誘導している。逐次計算の単位時間としては1カ月，影響水深としては20mおよび30mの二種類をとった。

連続式は　Q_n：有明海に流入する月別流入量
P_0：海水塩分濃度
q：堤防からの海水透水量（月当たり）
P_n：締切後 n カ月経過後の塩分濃度
V：淡水化に影響する混合容量

とすると，まず $n-1$ カ月経過後の塩分総量は

$P_{n-1}\cdot V$

はいってくる塩分量は　$P_0\cdot q$

出ていく塩分量は　$P_{n-1}(Q_n+q)$
結局残った塩分量は

$$P_{n-1}\cdot V\left\{1-\left(\frac{Q_n+q}{V}\right)\right\}+P_0q$$

これは　$P_n\cdot V$に一致する。これをまとめて

$$P_n=\left(1-\frac{Q_n+q}{V}\right)P_{n-1}+\frac{P_0q}{V}\quad\cdots\cdots(1)$$

が得られる。

次に　$Q_n=Q=$const. とすると式は簡単になる。式において　$1-(Q_n+q)/V=a$,　$P_0q/V=b$ とし

$$\begin{aligned}P_n&=aP_{n-1}+b\\&=a^2P_{n-2}+ab+b\\&=a^3P_{n-3}+a^2b+ab+b\\&=a^nP_0+b(a^{n-1}+a^{n-2}+\quad+a+1)\\&=a^nP_0+\frac{1-a^n}{1-a}b\quad\cdots\cdots(2)\end{aligned}$$

$n\to\infty$, $a<1$ とすると(2)式は

$$P_n=\frac{b}{1-a}\quad\cdots\cdots(3)$$

すなわち$P_n=\left(1-\frac{Q+q}{V}\right)^nP_0+\frac{q}{Q+q}\times\left\{1-\left\{1-\left(\frac{Q+q}{V}\right)\right\}^n\right\}P_0\quad\cdots\cdots(4)$

$$P=\frac{q}{Q+q}P_0\quad\cdots\cdots(5)$$

を得る。ほかに用いた数値を示すと

$Q=12.3\times10^8$m³(月)　(=475m³/sec)
(昭和34年度)
$V=170\times10^8$m³　影響水深30m
$=130\times10^8$m³　影響水深20m

透水関係のものとしては

$L=40$および70m, $\Delta H=3.5$m, $t=3.7$hr.,
$K=0,10^{-3}$, 10^{-2}, 10^{-1} (cm/sec.) である。結果の一例を図-2.5に示す。なお図-2.8によれば昭和34年は比較的流量が少ない年である。

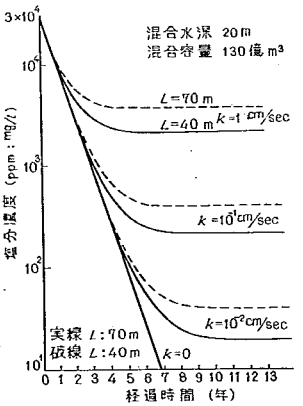


図-2.5　締切に伴う塩分濃度変化曲線

(2)　奥田博士の方法[3)4)]

連続式の設定は上に同じである。すなわちinをはいってくる量の，outを出ていく量の指標とすると，Δt時間での塩分濃度変化 (ΔP) は

$$V\cdot\Delta P=P_{in}\cdot Q_{in}\cdot\Delta t-P_{out}\cdot Q_{out}\cdot\Delta t$$

すなわち

$$\frac{dP}{dt}=\frac{1}{V}(P_{in}\cdot Q_{in}-P_{out}\cdot Q_{out})\quad\cdots\cdots(6)$$

有明海の場合の記号になおすと（但し，Vは貯水量をとる）

$$\frac{dP}{dt}=\frac{1}{V}\{P_0\cdot q-P_{out}\cdot(Q+q)+P_{in}\cdot Q\}\quad\cdots\cdots(7)$$

となる。（前者では$P_{in}=0$）

ここでP_{out}とP（前者ではP_nとP_{n-1}）の間に一定の関係を仮定する。奥田氏はヤンセンが$P_{out}/P=\gamma$を特定の湖に対して一定値をとるとしたことは現象を正しくとらえていないとして，淡水化初期，すなわち重い塩水の上に淡水が載る場合には層化が起こり，混合が起こりにくいためγは小さい。淡水化が進めばγは徐々に大きくなるとして　$\gamma=1-K(P-P_{in})^n\quad\cdots\cdots(8)$
とし，($K=0\sim0.1$)，これを積分した。すなわち，

$P_{in}=0$　として

$$\frac{dP}{dt}=-\frac{Q}{V}(1-KP^n)\cdot P\quad\cdots\cdots(9)$$

より　$\dfrac{P}{P_0}=\dfrac{1}{\left\{(1-\gamma_0)+\gamma_0\cdot e^{\frac{nQt}{V}}\right\}^{\frac{1}{n}}}\quad\cdots\cdots(10)$

ただし，　$\gamma_0=1-KP_0^n=(P_{out}/P)_{t=0}$

本式を児島湖のdataに適用した結果，$n=1,\gamma_0=0.04$の場合が実測結果と良く一致したとしている。

〔2〕 淡水化過程に及ぼす諸要素について

図-2.6は，実際に有明海を想定して，ある程度淡水化

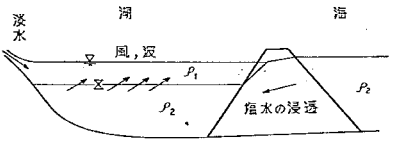


図-2.6　淡水化過程の模式図

が進んだ状態を示したものである。本図およびこれまでに触れた内容などからわかるように，淡水化に影響を与える要素としては，

1)　流域からの淡水の流入量（湖面降雨および蒸発量を含む）（$=Q_{in}$）

2)　堤体を浸透してはいってくる塩水量（$=Q_s$）

3)　塩水は密度が大きいので淡水の下に成層するが，風，波，洪水の流入等の撹乱により，上層に塩水が混入する，その程度（$\fallingdotseq\gamma$）

4)　流入してくる水を排除しなければならないが，その排出方法および排出時淡塩排出比（図-2.7），($\fallingdotseq\gamma$ または $=Q_s/Q$)

などがあげられる。ほかに

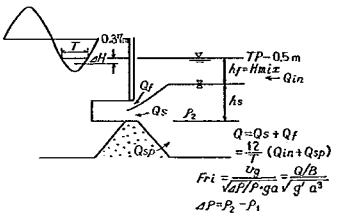


図-2.7　せき付近の模式図

5)　湖内の維持水位（堤内外水位の相対関係）が影響する。有明海の場合，維持水位はT.P.−0.50mであり，これに比べて，三角の平均潮位はT.P.+0.35mであるので，排水の時期は干潮時のわずかな時間に制約され，最適な水門操作などといった試みを不可能にしたこと，また塩水の浸透量をより多くする原因にもなった。たとえば平均水位差0.35−(−0.50)=0.85mのほかに，淡水化が10m進行すると，その密度差0.03×水深10m=0.30mに対応する水位差も加わることになり，これは排出する側から見て大きな負担といえる。

このほか，文献1)，5)などによれば土壌中の塩分の拡散流出が指摘されているが，有明海の場合，後述するが最終の状態でも図-2.6に示すように塩水が十分な厚さで残存すること，洪水容量が十分大きいことなどを考えて無視した。

以上示した各項の効果を実際に定量的に表わすことができれば，過去数年間の流量，風速などの時系列を用いて逐次計算を行ない，淡水化過程を追跡することも可能と思われる。

以下，各要素についての実験，検討した結果について簡単に触れ，計算に採用した条件までを示そう。

（1）　淡水の流入量

本項は，Q_{in}（または$Q_f=Q_{fresh}$）に相当する項で，その重要性については触れる必要もあるまい。有明海への淡水の流入量は第6編にその調査結果が示されているが，簡単に説明を加えておくと，小河川では流量観測がなされていないことから，直轄河川（筑後川，緑川，白川，菊池川，本明川）の観測流量と，降雨記録より，各河川のタンクモデルを作成し，これを残流域に適用するという方法を取っている。用いた資料は昭和26年より40年までの15年間，これに有明海への直接降雨量を加えて全流域流入半旬流量を時系列として求めている。

実際の淡水化の計算には，有明海の貯留面積が大きいため，少しぐらいの流量変化は影響しないこと，さらに計算精度の点をも考慮して，15年間の平均流入量591m³/secを採用することにした。この値の年ごとの幅は約2割程度，また半旬流量の最大は6,000～7,000m³/sec.に達している。（図-2.8および図-2.9を参照）。ちなみに6,000m³/sec.が1潮汐（12時間）の間流入しての水位上昇量は約20cmである。

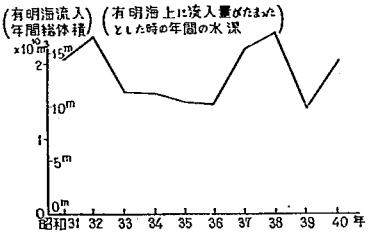


図-2.8　10年間の有明海流入量年間総量

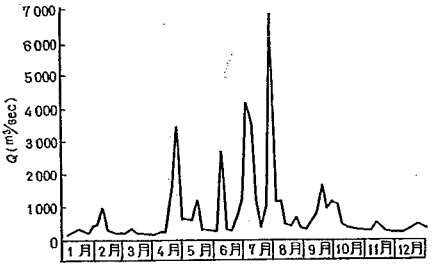


図-2.9　有明海半旬平均合計流入量図

次に有明海内の蒸発量を差し引かねばならないが，種々の資料[7][8]について調べた結果，あまり確定的な答は出せなかったので，一応大ざっぱに降雨量／蒸発量＝1とした。この結果 Q_{in}=519m³/sec. となった。

（2）　塩水の浸透量

締切計画に際して，塩水の逆流入はなるべく生じないよう設計すべきであることは，言うまでもない。加えて締切堤が完成後どの程度の塩水の浸透が期待されるかは，重要な問題である。

有明海の場合，潮汐の干満差が大きいために入退潮量が大きく，特に締切が進行する際にはその狭さくによって流速は非常に大きくなる。木下氏[9]の検討によれば最大4～5m/sec.が現われるとされている。締切堤体材料がこの流速によって流失しないためには，粒径もある程度大きいことが要求される。しかし，まえがきにも触れているように，あまり大粒径のものを用いると，見かけの透水係数が10^2～10^3cm/sec.程度になり，淡水化は達成されない（以上詳細は，第3編参照）。

後述の淡水化過程の計算には，淡水流入量Q_f=519m³/sec.を考慮して塩水透水量 Q_{sp}=0，30，および150m³/sec.の三種について計算した。なお計算条件としては，堤体幅約100m，水位差0.85m（三角平均潮位0.35m

－（−0.50m）および淡水化水深10mとして，0.35mを加えて1.20m程度の値なので，ダルシー則を用いた一次元の運動方程式で十分精度は期待できよう。

ちなみに透水係数1cm/sec.，堤防延長15km，平均水深20mとすると，

$$Q_{sp}=10^{-2}\times1.2\times10^{-2}\times1.5\times10^{4}\times2\times10^{1}$$
$$=36\mathrm{m}^3/\mathrm{sec}.$$

となる。

なお，堤体材料，透水係数および潮汐による非定常効果に関する検討は第2編，施工については第5編を参照されたい。また透水防止工法には，粒径の小さな透水規制層を設置する方法，止水壁を設ける方法，Water curtain 工法，堤防幅を大きくとる方法などが考えられるので，それぞれの参考文献5)，10)，11)，その他を参照していただきたい。

（3） 種々のじょう乱による淡塩二層の混合

一般に塩水と淡水の二相が共存する場合，特にじょう乱が与えられなければ重い塩水は淡水の下に成層する。この境界面を二層境界面または躍層などと呼んでいる。たとえば，垂直方向濃度分布（または密度分布），図-2.10などはその1例である。

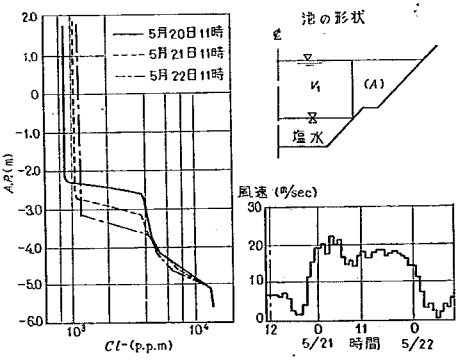


図-2.10　モデル池の観測値

ここにいう種々のじょう乱とは，河川より洪水が流入する際のもの，波浪によるもの，風によって起こる吹送流によるものなどが考えられる。この要素の働きが大きいか小さいかは次項（4）で触れる水門よりの淡塩水排水比とともに，機構こそ異なれ，淡水化の遅速を決定する大きな要素といえる。しかし，上記諸要素に関する物理的な検討は，つい最近進められている河口湖委員会によるもの程度しかなく，まだまだ実用の段階には，ほど遠いというのが現状のようである。

そこでここでは岸氏による一連の検討[5)12)13)]を紹介して，今後の問題点を明らかにしておくに留めたい。

岸博士，加藤の両氏は風による二層面間の混合について二層間の乱流混合を想定し，

$$q=-\varepsilon\frac{dC}{dy}\quad\cdots\cdots(11)$$

で表わし（ただし q：界面より乱れにより輸送される塩分量，ε：渦動拡散係数，C：濃度，y：鉛直上方にとる），ε が鉛直安定度を表わすリチャードソン数 R_i

$$R_i=-\frac{g\dfrac{d\rho}{dz}}{\rho\left(\dfrac{du}{dy}\right)^2}\quad\cdots\cdots(12)$$

の関数と考え，実験を行なって以下の実験式を求めた。R_i 数は $R_i>1$ で安定，$R_i<1$ で不安定とされているが，式からわかるように界面が明りょうな場合 $\dfrac{d\rho}{dy}$ は∞にも達し安定となり，流速こう配（または相対速度）が大きいほど，また密度こう配がゆるやかなほど安定度は悪くなる。

吹送流による実験（説明省略）で流速分布および濃度分布の時間変化を測定し界面付近での流速分布特性としては，

$$\frac{du}{dy}=20\frac{U_{*s}}{h_f}\quad\cdots\cdots(13)$$

（h_f：淡水深または境界面までの水深，風速 V と U_{*s} の関係については別に岸らが $U_{*s}=1.289\times10^{-3}V$ の関係を得ている。U_{*s}：風による水面での摩擦速度，V：風速）

次に ε については実験結果より逆算して

$$\varepsilon=\varepsilon_0(1+0.848R_i)^{-2}\quad\cdots\cdots(14)$$

ただし ε_0 は均質流体の渦動拡散係数である。（これについては対数形の流速分布を仮定して

$$\varepsilon_0=KU_{*b}y$$

および V_{on} D_{orn} の結果 $U_{*b}^2/U_{*s}^2=0.1$ を用いて

$$\varepsilon_0=0.1265\,U_{*s}y$$

U_{*s} の式を代入して

$$\varepsilon_0=8.15\times10^{-6}h_f V\quad\cdots\cdots(15)$$

の実験式を得ている。

以上の結果を小櫃川モデル河口湖の観測結果に適用したところ R_i 数の小さい範囲（不安定）では非常に良い一致をみたが R_i 数の大きいところではかなりの差をみたとしている[12)]。

これらの関係式を用いて境界面からの混合量を求める場合，必要な諸量について考えれば，まず風速 V，各段階ごとの h_f などの値は想定できるが，各段階ごとの dC/dy または $d\rho/dy$ が求まらないことに気付く。前述した奥田氏の方法，$P_{out}/P=\gamma$ に関する実験式もこの間の関係を示す便法といえよう。

参考までに，この関係の実験的研究には著名な Keu-

legan の実験[14]，実測例に考察を加えたものに奥田氏の論文[15]がある。次に文献2）に用いられている手法，すなわち初めから影響水深（または混合水深 H_{mix}）を設定し，この水深以上の塩水は流入淡水と完全に混合するという考え方について少し触れておこう。

岸[13]が種々の貯水池の実測値より求めた風速とその風速がどの程度の水深まで影響を及ぼすかを調べた式がある。

$$H=5.0\log V-1.0\ (\mathrm{m})\cdots\cdots(16)$$

たとえば $V=13, 20, 30$m/sec. を代入すると，それぞれ 4.6m，6.5m，7.4m を得る。実際の問題としては，千葉県小櫃川河口湖の必要淡水深として 6 mが採用されたと聞いている。この式から判断すると文献 2）で仮定した $H_{mix}=20$m および30mは非常に過大なものとなる。しかし本式中には垂直安定度を示すパラメーター（R_i 数など）がはいっていないこと，および用いられた資料のとられた湖の大きさが有明海に比して小さいことなどの問題を含んでいる。すなわち吹送距離も非常に大きくなるので，発生する波なども大きなものが期待され，影響水深も大きくなることが予想される（ほかに，湖の形状も関係すると思われる）。

（4） 水門よりの排出

前項（3）で考察したように，淡水化過程の計算モデルを設定するに当たって，下層塩水の上層への混合機構を考慮するのは，現在の段階では無理がある。しかし，児島湖のように浅く比較的小さな湖で得られた関係式をそのまま有明海に利用することにも種々問題があると判断される。

そこで，奥田氏の手法（$P_{out}/P=\gamma$）と同じような発想で水門からの淡塩排水比を各種条件について実験を行ない，その実験式を用いて淡水化過程を計算することにした。本法によれば，実験の相似律については，いくぶんあいまいな点を残すにせよ，比較的合理的に淡水化過程を追跡できると考えられる。

実験に関連する事項は章を変えて述べるが図-3.3，3.4および 3.5 に示すように，相対塩水深 h_i/a，内部フルード数 $F_{ri}=V_a/\sqrt{(\Delta\rho/\rho)\cdot g\cdot a}$ が与えられれば Q_i/Q が与えられるという関係が得られた。(図中の記号は図-2.7 参照)

この関係の適用に当たって問題になるのは，淡水化初期の界面位置の設定であろう。淡水化初期には淡水が流入しても種々のじょう乱が非常に卓越しているためすぐに濃度一様になり境界面の設定がほとんど不可能なことである。淡水化がある程度進行すれば，潮時境界面が明りょうになってくるため，本図は非常に有効となる。なお淡水化過程に大きな影響を及ぼす水門敷き高については，湖内維持水位が低いこと，かなりの塩分浸透量が予想されることなどから，可能な限り下げることにし，淡水化の促進および界面の低位置への維持を計ることにした。

（5） その他

1） 水門操作

湖内維持水位が高ければ図-3.5などを勘案して塩分排出に効率の良い水門操作が考えられるのであるが，図-2.7 左上にも示したように海の方の水頭が低くなるのは短時間に限られているので，水門操作は各淡水化過程に対してほとんど一義的に決まってしまった。

あとに触れるが計算に際しては淡水化過程ごとに，まず水門操作時間 T を求め，これより $\overline{\Delta H}$ および $Q_{out}=\frac{12}{T}\times(Q_{in}+Q_{sp})$ を算出する（図-2.7）．次にトツホによる潜り水門の実験結果より簡単な逐次計算で，流量係数 C および水門開度 a を求めた。この結果，湖側の水頭 h_i（モデル 1 では h_s）に対して，Q，a が一義的に求まるわけである。（但し水門敷き高，水門幅，Q_{in} などが変わればこの関係は変わる）。

用いた潮汐波形は三角の満干平均値を求め，この間を sin 曲線で結んだ。

ここで再び塩水排出効率の良い水門操作について具体的な数字を用いて説明を加えれば，まず淡水流入量（Q_{in} あるいは Q_f）は約500m³/sec. であり，これに堤体よりの塩分浸透量を加えたものを実際には上記 T 時間で排出しなければならない。

有明海の場合 $T=1\sim3$ 時間程度であったから，約 6 倍位，すなわち約3,000m³/sec. の水を幅500～1,000mの水門から排出しなければならないことになる。もし仮に湖内維持水位がもう少し高ければ，T も長くなり水位差が大きい時，小さい時それぞれについて，どのような水門開度を選べば良いのか，ひいては最適操作はどういうものかといったことが問題となり，（4）の結果を用いて検討できるということになる。

2） 風速資料

有明海域風速資料として，筑後川下流，三池港，島原および西郷の 4 カ所について各地点に共通する昭和36，37および38年の日平均風速および $V>10$m/sec. のときの毎時風速について調査した。表-2.1 に 3 年間平均の風級別頻度（月換算）を示す。これを(16)式を使用する際の参考資料とする。

ただし，これは調査期間として短期間にすぎる恐れもあり，事実，他の資料によればもっと大きな風速が観測されている。それらも考慮して，1年に 1 回程度は 20 m/sec. 以上の風を予想するのが安全と思われる。

3. 水門よりの淡塩排水比に関する実験

図-3.1および 5.9 のような条件下で上層の淡水を排出

表-2.1

	0≦V≦2.0	2.0≦V≦6.0	6.0≦V≦13.0	13.0<V
西　郷	17.8日	11.2	1.4	0
島　原	20.1	9.8	0.5	0
三池港	8.3	18.9	3.3	0

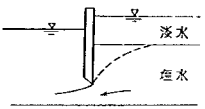


図-3.1

しない限界条件または下層の塩水を取水しない限界条件を求める実験式はベルヌーイの式をもとに組み立てられ，実験結果より実験定数を求める形で多くの人によって提案されている[17) 18) 19)]。もちろん有明海の淡水化においても各淡水化段階ごとに，この条件を満たしていけば，非常に効率の良い淡水化が行なわれるわけであるが，そのためには，ぼう大な水門延長と，水門敷き高を非常に深くする必要が生じ，費用的に問題とならない。

そこで，先にも述べた趣旨に従って，各種の条件下における淡塩排水比に関する実験を行なうことにした。

〔1〕 実験施設

用いた実験施設の概要は図-3.2に示す。個々の概略の示様は以下のようである。

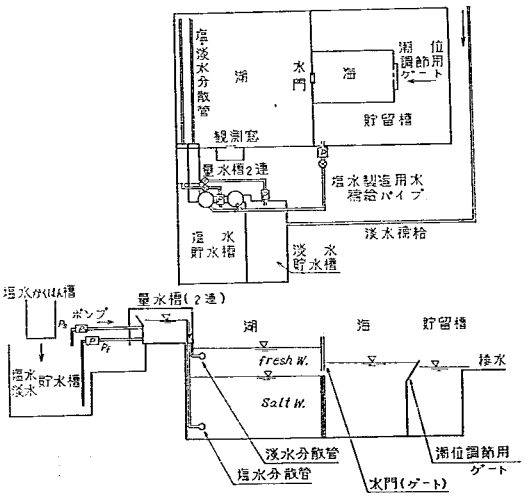


図-3.2 実験施設図

湖	10m×10m×1.4m
海	3m× 5m×1.4m
貯水槽	10m×10m×1.4m（含む.海）
塩水貯水槽	6m× 5m×1.0m
淡水貯水槽	6m× 3m×1.0m
塩水かくはん槽	1.5m　　2基
淡水および塩水量水槽	2基（0.5~1.0ℓ/sec.）
	0.5ℓ/sec. 以下は1インチのローターメーターを使用
かくはん機	2台
ポンプ	3台（6インチおよび3インチ2台）
水門幅	0.6m

海，湖などは大きすぎるきらいもあるが，これは既設水槽を利用したことによる。このほか，界面測定用ののぞき窓（3.0m×1m）がある。

〔2〕 実験方法

実験の目的とするところは，淡塩境界面の位置と，水頭差が与えられたときの淡塩排水流量比であるが，これを直接非定常実験によつて求めることは技術的に問題があるので，逆に①潮位（H_s）②淡塩両流量（Q_f, Q_s）および③水門開度（a）を与えて，長時間流し，平衡状態時における淡塩境界面の高さ（h_s）をのぞき窓より測定した。

実験の縮尺としては一応1/50程度を想定している。水門は敷き高 T.P.－10m を考え，海底から1m（模型），潮位は同じく海底より1.18m付近で行なつた。水門幅は淡塩水の補給能力を考慮して 0.6m とした。塩水の密度は比重計（0.0005まで可測）を用いて測定し，また界面を見やすくするため，塩水にフルオレッセンを混入し着色した。ほかに四塩化炭素とキシロールの混合液を用いて淡水と塩水の中間の比重のものを作り界面のは握に努めた。

実験上支障となつた問題は塩水流量の補給を量水槽から，ジョウゴ，送水パイプ，分散管と送つているため，空気の連行が著

しく，これが分散管より上昇して，界面を乱したことであつた。この対策としては，分散管上におおいをつけ，その中央に空気抜き，また送水パイプにも同様の空気抜きを設けて，除去に努めた。

〔3〕 実験結果

実験条件および実験結果の一覧を表-3.1に示した。記号については，図-2.7を参照されたい。

これらの資料について Harleman らの整理[17] および利根川河口ぜきで行なつた同様の淡塩排水比の実験の整理[20]にならつて

$$Q_s/Q, \quad F_{ri}=V/\sqrt{g'a} \sim h_s/a$$

の関係を示したものが図-3.3である。

表-3.1 実験結果一覧表

No.	Q (ℓ/s)	Q_f (ℓ/s)	Q_s (ℓ/s)	Q_s/Q	a(cm)	Hs (cm)	F_{ri}	hs (cm)	hs/a	$\Delta\rho$
1	5.95	4.95	1.0	0.168	2	20.43	6.47	−2.5	−1.25	
2	5.90	4.95	0.95	0.161	〃	23.70	6.41	−2.95	−1.48	
3	5.85	4.95	0.90	0.154	〃	17.11	6.36	−3.1	−1.55	
4	5.95	5.47	0.49	0.082	〃	19.75	6.48	−3.5	−1.75	
5	5.96	5.47	0.49	0.082	〃	16.10	6.48	−3.6	−1.80	
6	5.98	5.70	0.28	0.047	〃	20.57	6.50	−3.7	−1.85	
7	3.00	2.50	0.50	0.160	〃	19.38	3.26	−1.4	−0.70	
8	2.98	2.68	0.30	0.101	〃	19.46	3.24	−1.8	−0.90	
9	7.92	7.45	0.47	0.059	〃	18.86	8.61	−4.5	−2.25	
10	5.93	1.98	3.95	0.666	〃	19.35	6.44	+5.0	+2.50	
11	6.02	3.00	3.02	0.502	〃	19.93	6.54	+2.3	+1.15	
12	5.95	3.95	2.00	0.336	〃	19.47	6.50	−0.2	−0.10	
13	3.92	1.15	2.77	0.707	〃	18.98	4.26	+4.0	+2.00	
14	9.98	7.00	2.98	0.299	〃	23.26	10.85	0.1	+0.05	
15	7.83	4.90	2.93	0.374	〃	23.04	8.51	+1.25	+0.63	0.03
16	2.03	1.43	0.60	0.296	〃	19.56	2.20	+0.5	+0.25	
17	1.00	0.30	0.70	0.700	〃	19.36	1.09	+2.9	+1.45	
18	1.85	0.75	1.10	0.595	〃	19.85	2.01	+1.9	+0.95	
19	7.95	6.75	1.20	0.151	〃	20.01	8.64	−2.9	−1.45	
20	2.90	0.30	2.60	0.899	〃	19.57	3.15	+4.7	+2.35	
21	2.00	1.75	0.25	0.125	〃	19.44	2.17	−0.4	−0.20	
22	5.75	0.51	5.24	0.911	〃	19.36	6.25	+7.8	+3.90	
23	0.85	0.20	0.65	0.765	〃	18.75	0.92	+2.9	+1.45	
24	0.77	0.60	0.17	0.220	〃	19.18	0.84	+1.1	+0.55	
25	1.00	0.90	0.10	0.110	〃	19.51	1.09	+0.3	+0.15	
26	0.97	0.57	0.40	0.410	〃	19.45	1.05	+1.7	+0.85	
27	3.07	0.52	2.55	0.83	6	19.25	0.64	+7.2	+1.2	
28	9.05	3.62	5.43	0.60	〃	19.28	1.89	+9.3	+1.55	
29	8.80	7.35	1.45	0.16	〃	19.38	1.84	−0.3	−0.05	
30	1.05	0.90	0.15	0.14	2	19.94	1.98	+1.9	+0.95	
31	1.00	0.50	0.50	0.50	〃	19.74	1.88	+2.6	+1.30	
32	0.90	0.15	0.75	0.83	〃	19.73	1.69	+3.3	+1.65	
33	1.98	1.68	0.30	0.15	〃	18.74	3.73	+0.0	+0.0	0.01
34	2.00	1.00	1.00	0.50	〃	19.08	3.77	+3.2	+1.60	
35	1.90	0.30	1.60	0.84	〃	18.83	3.58	+6.2	+3.10	
36	0.98	0.83	0.15	0.15	〃	19.13	2.92	+0.5	+0.25	
37	1.00	0.50	0.50	0.50	〃	19.74	2.98	+3.0	+1.50	
38	0.95	0.15	0.80	0.84	〃	19.53	2.83	+5.2	+2.60	
39	1.95	1.70	0.25	0.13	〃	18.98	5.80	−1.0	−0.50	0.004
40	2.05	1.10	0.95	0.46	〃	19.03	6.10	+3.7	+1.85	
41	2.04	0.32	1.72	0.84	〃	19.06	6.07	+7.6	+3.80	

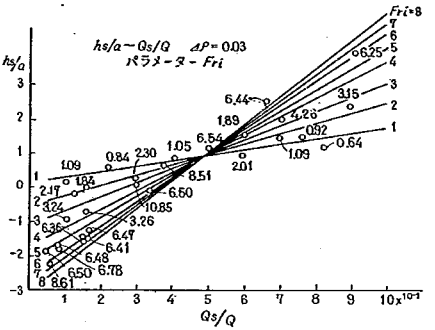


図-3.3（a）

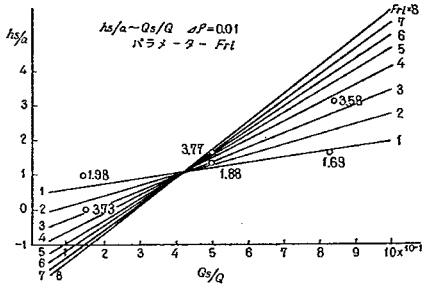


図-3.3（b）

まずおのおの同じ F_{ri} 数同志で，ほぼ一直線上にならんでいる（特に $F_{ri}=6.5$），しかもほぼ一点で交錯し，ほぼ $h_s/a>1$ の範囲では同じ h_s/a で F_{ri} が小さいほど，

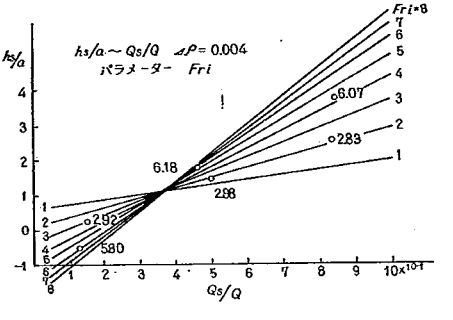


図-3.3（c）

$h_s/a<1$ の範囲では F_{ri} が大きいほど Q_s/Q が大きいことがわかる。

ただし $\Delta\rho$ の変化によつて多少の差異が認められた。

しかし文献(20)の場合の結果では $\Delta\rho$ による差異がそれほど表われなかったことを考慮し，いくぶんのずれを無視し，図-3.4を作り，横軸とパラメーターを交換すると図-3.5のようになる。これらの結果は今後実験数の増加などにより，さらに詳しく検討してみたいと思つている。

以上の結果より相似律にはいくぶん問題を残すと思われるが一応無次元表示で整理することができ，h_s/a，F_{ri} が与えられれば，Q_s/Q すなわち淡塩排水比は求められることになつた。

なお参考資料として，図-5.1のような条件下の淡塩排水比に関する実験結果および感潮河川取水口における限界取水条件に関する実験結果を巻末に付記する[20]。

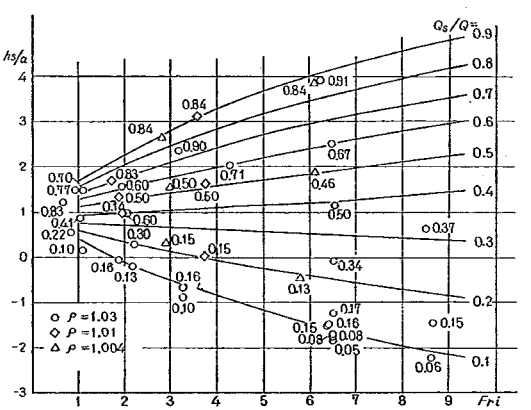


図-3.4　F_{ri}～h_s/a パラメーター Q_s/Q

4. 淡水化過程の計算

淡水化過程の厳密解は流入量，風速，潮汐の時系列を十分吟味したあと，刻明に逐次計算しなければならないと考えられる。しかしこれまで触れてきたことでわかるように，現段階では，淡水化過程に対するそれぞれの要素がどの程度影響を与えるのか，あまり明りょうにされていない状態であり，これから提案する淡水化過程のモデル自体にも，問題が多く含まれている。すなわち，あまり厳密な条件の設定を行なつても，結果について，それほどの精度が期待できないという観点から，用いる諸種の条件などについても簡単化，単純化を行なつた。たとえば淡水流入量として十年間の総合平均流量519m³/sec. を使用すること，

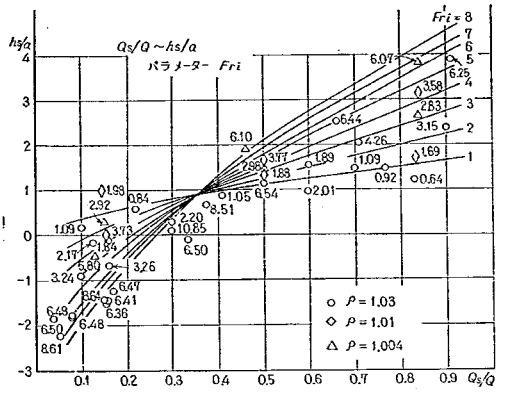


図-3.5　$Q_s/Q \sim h_s/a$ パラメーター F_{ri}

外海潮汐として一定の波形を用いることなどである。これを始めにお断わりしておく。

〔1〕 淡水化過程のモデルについて

2.で触れたように，塩分の排出機構として，水門よりの排出比を用いることを一つの前提にしているため，淡水化機構の満たすべき条件として，あくまで二層流でなければならない。その観点より，以下に述べる二つの淡水化モデルを考え，両者について計算を行なうことにした。現状ではやむを得ないことであるが，両者とも，二，三の欠陥を持っている。それについても触れていきたい。

（1） モデル1（初期混合無視）

仮定として，流入淡水は塩水上に層化するものとする。これはたとえば，児島湾の調査結果[15]によれば，水面下3mに躍層が存在した状態で，風速8m/sec. 以上（最大16.5m/sec.）が16時間吹送した場合に，ほとんどその前後での濃度分布変化が起こらなかったとのことであり，この事実を考慮し，初期の混合分は無視する考え方に根拠をおくものである（ただし，児島湖の面積は11km²）。

すなわち 図-2.6 中で流域よりの淡水（Q_{in}）は上層（h_r）に流入する。塩水浸透量（Q_{sp}）は下層に流入する。適当に時間を切り（Δt=10日）後述の図-4.4 などを用いて，一連の計算を行ない（h_r, Q, a, F_{ri}, h_s/a, Q_s/Q），塩水面の低下量（Δh_s）を求める。これを初期条件より出発して，以下同様の計算を繰り返す。

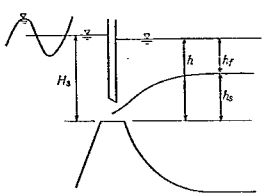


図-4.1

（2） モデル2

方法としてはモデル1と同じであるが，モデル1が風波等のじょう乱を無視していることをチェックする意味で，始めから混合層 H_{mix} を設定し，淡水 Q_{in} はこの層に流入混合するものとする。ただし h_s の減少とともに，H_{mix} は増加する。このため，モデル1が $\Delta\rho$=0.03 と一定であるのに対し，$\Delta\rho$ は漸次変化する。またモデル1が h_s だけを求めるのに対し，モデル2は h_s および $\Delta\rho$ を求める。すなわち本法は，岸らの求めた実験式（16）からの判断，および有明海が長径100kmに達するような吹送距離の大きな湖であるので，種々のじょう乱を想定しないわけにはいかないという立場にたっている。しかし，問題としては，淡水化が進行して H_{mix} が10mから15mにも達した際に，水面からのじょう乱が到達するかという問題が残る。もちろん，水門敷き高付近の高さが最も排除されやすいことから，混合の少ない中間層が形成されるとしても，早晩排除されると判断されるが，このように定性的な表現しかできない点が弱点といえよう。

〔2〕 初期条件および境界条件について

続いて計算式を説明すべきところであるが，与えられるべき境界条件の中に淡水化とともに，無視できない程度に変化するものがあるので，境界条件について先に触れる。

（1） ほぼ確定している初期条件および境界条件

ほぼ確定している条件を列挙すれば，以下のとおりである。

堤体長15km，　淡水流入量 Q_{in}=519m³/sec.
堤体幅約100m，　塩水浸透量 Q_{sp}=30m³/sec.
水門幅　500m，
水門敷き高−10m，内水位　−0.5m
せき付近平均水深　20m，　外水位平均　+0.35m

ただしこれらの数字の中には，塩水浸透量，水門敷き高などのように，この程度の値にしないと淡水化の実現が期待できないであろうとの判断のもとに決められたものがある。これらは水利用計画によつて当然変化する Q_{in}（あるいは Q_f）を含めて，モデル2で変化させ比較検討した。また水門幅×水門敷き高すなわち洪水疎通に必要な水門面積については本論では検討しえなかったので，文献（2）108ページの結果を参考にして与えたもの

である。

（2） 淡水化段階ごとの諸条件の変化について

これまでの検討でわかるように，諸種条件が淡塩界面の位置(高さ)，すなわち淡水化段階によつて変化する。たとえば，風の影響も界面が下がると混合量は減少すること，また湖水側の水頭も界面が下がると小さくなり同じ量の水を排出するには水門開度を大きくする必要がある。また開度が変わるとせきの流量係数も増加する。

そこで，ここでは諸量が界面の低下とともに，どのように変化するかを調べてみた。

i）まず湖と海の水頭差の変化について限定されている条件は，湖水位 T.P.−0.50m である。次に海側の潮位として現在の三角のそれを用いると，平均潮位 T.P. 0.35mである。

次図のように記号を決め，水門敷き高(T.P.−10mの場合）を新しい原点とし，淡水化過程を h_s で示すことにすると海側の水頭は

$$H_t=10.35\times1.03\text{m} \quad\cdots\cdots(17)$$

湖側はモデル 1 では

$$h_t=9.5+0.03h_s \quad\cdots\cdots(18)$$

モデル 2 では

$$h_t=1.03h_s+\rho_1 h_s \quad \text{または}$$

$$=1.03h_s+\rho_1 H_{mix} \quad\cdots\cdots(18)'$$

となる。境界面が水門敷き高以下になると，式の形が変わることはいうまでもない。以下モデル 1 について考えてみる。

堤体からの塩水浸透量は，水頭として(17)および(18)式を使用して，透水係数を仮定すれば，簡単なダルシーの法則より求められる。

次に，流入量を水門から排出する時間 (T)，およびその間の水頭差 (ΔH) を図-4.2 を参照して求めよう。

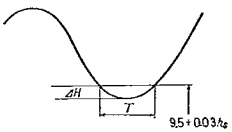


図-4.2

まず湖側については(18)式でよい。潮位については，昭和37年度の三角の潮位表を用いて，平均満潮位 T.P. 1.67mおよび平均干潮位 T.P.−0.96m を得た。周期は平均的に12時間とし，cos 曲線で近似すれば

$$H_t=\frac{1}{2}\{1.67-(-0.96)\}\cos\frac{\pi}{6}t+10.35\text{(m)}$$

水頭になおすと

$$H_t=1.35\cos\frac{\pi}{6}t+10.66\ \text{(m)} \quad\cdots\cdots(19)$$

(18)式と(19)式を等置して，淡水化過程ごとの T を h_s より求めると，表-4.1のようになる。次に $\overline{\Delta H}$ としては，

表-4.1　水門操作の条件

h_s	T	$\overline{\Delta H}$
9.5m	3.3 h_r	0.314m
8	3.13	0.285
6	2.89	0.245
4	2.64	0.206
2	2.35	0.167
1	2.20	0.147

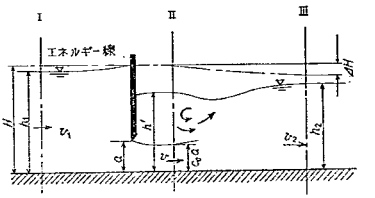
$$\overline{\Delta H}=\frac{1}{T}\int_T(h_t-H_t)\,dt \quad\cdots\cdots(20)$$

より求めた。結果を表-4.1に示してある。h_s の低下に従って T および $\overline{\Delta H}$ が減少することがわかる。

つまり12時間の間に流入した流量は，すべてこの T 時間内にこの $\overline{\Delta H}$ の水頭差を利用して排出しなければならないわけである。

ii） 水門開度の変化

図-4.3に示すようなもぐりぜきの流量式は



水門からのもぐり流出

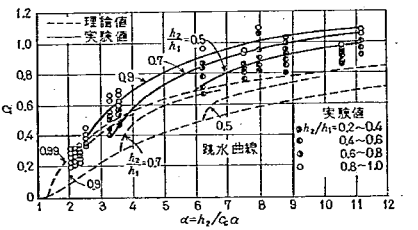


図-4.3　もぐり流出の関係曲線(トッホによる)

$$Q=C_q'\cdot a\cdot B\sqrt{2g\,(h_1-h_2)} \quad\cdots\cdots(21)$$

で表わされる。トッホはこれに関する実験[21]を行ない，

$$\Delta H=\Omega\frac{V^2}{2g} \quad\cdots\cdots(22)$$

ただし

$$Q=V\cdot C_c\cdot a\cdot B \quad\cdots\cdots(23)$$

で定義されるΩについて，図-4.3を得た。すなわち，横軸が $\alpha=h_2/C_c\cdot a$，パラメーターは h_2/h_1 である。

簡単に有明海の場合について試算すると，まず

$h_2 \fallingdotseq h_1 \fallingdotseq 10\text{m}$

$a = 2\,\text{m}$，$C_c = 0.6$，$\alpha = 9$

これより　$\Omega \fallingdotseq 1.0$

$h_1 - h_2 \fallingdotseq \Delta H$ として　(21)式に代入すると

$Cq' = 0.6$　　が得られる。

さて，(21)式にもどって考えれば，ここで変わりうるものは，Q(Tの関数)，ΔH ($=\overline{h_t - H_t}$)，a，Cq' である。このうち，Q と ΔH が与えられているので，Cq' および a を求める必要がある。まず(21)式を変形して

$$Cq' \cdot a = \frac{Q}{B\sqrt{2g\,(h_t - h_s)}} \quad \text{または}$$

$$= \frac{Q}{B\sqrt{2g\,\Delta H}} \cdots\cdots (24)$$

右辺については，Q は $Q = (12/T) \cdot Q_{in}$ で表わされるから，h_s の関数 $\overline{h_t - H_t}$ は $\overline{\Delta H}$ を用いるので，やはり h_s の関数である。B=500m および 1,000m を仮定して計算した結果を表-4.2に示した。

表-4.2 (24) 式 の 計 算 表

h_s	Q	$\overline{\Delta H}$	$\sqrt{2g}$	$B\sqrt{\Delta H}$	Cq' a	
			B=500m	B=1000m	B=500m	B=1000m
9.5	1887m³/s	0.314m	1240	2479	1.522	0.761
8	1990	0.285	1182	2364	1.683	0.842
6	2155	0.245	1096	2191	1.967	0.984
4	2359	0.206	1005	2010	2.347	1.179
2	2650	0.167	905	1811	2.927	1.464
1	2831	0.147	848	1696	3.339	1.670

表-4.3　$a \sim C_q'\,a$ の関係

a	α	Ω	C_q'	$C_q'a$
1m	1.5	1.1	0.52	0.572
2	7.5	1.0	0.60	1.20
3	5	0.81	0.67	2.01
4	3.75	0.67	0.73	2.92
5	3	0.5	0.85	4.25
6	2.5	0.4	0.95	5.70
7	2.14	0.3	1.10	7.70
8	1.97	0.2	1.34	10.72

左辺については，トツホの図を用いて a を仮定すれば Cq' が求まるので，これより $a \sim Cq'a$ の関係を示す図を作製する。h_1=9.5m，h_2=9.0m であるから，$h_2/h_1 \fallingdotseq 0.9$ の曲線を用いる。その結果は表-4.3に示すとおりであり，これを図-4.4に示した。この図から，先に求めた $Cq'a$ を用いて各 h_s に対する a が求まる。表-4.4には求めた h_s と a の関係のほかに，表-4.2の Q などから F_{rt} 数，h_s/a を算出しておいた。これらを用いれば，これと図-3.3より Q_s/Q ひいては Q_s が求められるわけである。求められた

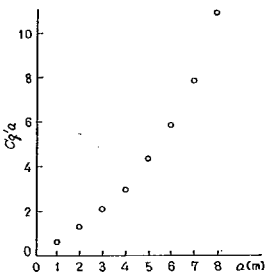


図-4.4　$a \sim C_q'a$ の関係

表-4.4　F_{ri} および h_s/a の算出表

h_s	a	$a^{3/2}$	$g'Ba^{3/2}$	F_{ri}	h_s/a	B=500m
9.5m	2.45m	3.835	1040	1.82	3.88	
8	2.60	4.192	1136	1.75	3.08	
6	2.95	5.067	1374	1.57	2.03	
4	3.45	6.408	1737	1.36	1.16	
2	4.00	8.000	2169	1.22	0.50	
1	4.35	9.073	2460	1.15	0.23	
9.5	1.35	1.569	851	2.22	7.04	B=1000m

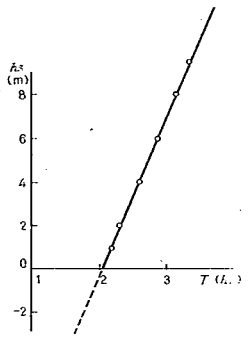


図-4.5　h_s～T の関係

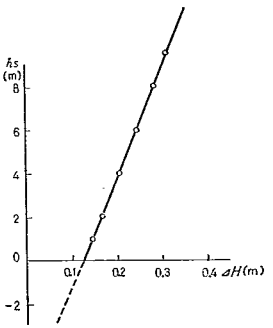


図-4.6　h_s～ΔH の関係

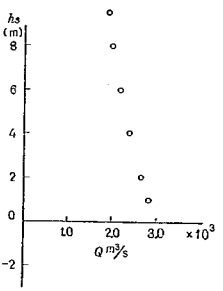


図-4.7　h_s～Q の関係

関係を各淡水化段階 (h_s) について図示すると 図-4.5～図-4.8に示したようになる。h_s の低下とともに，T および ΔH の減少，Q および a の増加の様子がよくわかる。

以上特に図-4.7，4.8などはQ_{in}，Q_{sp} などを固定した

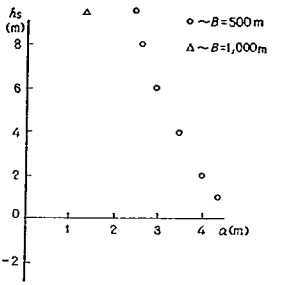


図-4.8　h_s～a の関係

場合の図であるが，計算に当たり，実際に電子計算機を使用した際には（モデル2），図-4.4，4.5および4.6を記憶させ，図-4.7，4.8などは計算により求めさせた。またモデル2の場合，いうまでもなく h_s は水頭 h_l に変換し，各図縦軸に示している。

ほかに淡水化の進行に伴う塩水浸透量の変化の計算も行なつたが，あまり大きな変化が無かつたので，モデル2では一定とした。

排水すべき塩水量としては，有明海等深図より図-4.9を求めた。

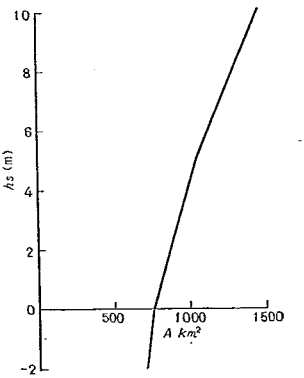


図-4.9

iii) 初期条件について

モデル2については，$Q_s/Q=1$ から始めても良いが，できれば $\Delta\rho$ がほしく，また初期の $H_{mix,o}$ が必要である。先に後者については，(16)式でV=10m/sec.に相当する $H_{mix,o}$=4m および比較として $H_{mix,o}$=5mを想定した。

前者については，締切時の水位を三角平均潮位(T.P. 0.35m) とし，これより－0.5m まで下げる間の淡水化計算を行ない，$\rho\fallingdotseq0.028$ すなわち $\Delta\rho=0.002$ を初期密度差とした。これは実際は締切過程中にも，濃度低下

は，ある程度進行するものと思われ，安全側の仮定であろう。

〔3〕 計算式

モデル1については4〔2〕などでも触れたので，ここではモデル2の計算過程の概略を示す。

（1） 湖側の水頭を計算する。

$$h_t = 1.03h_s + \rho_1 H_{mix} \quad \cdots\cdots(18)'$$

（2） h を用いて，T および ΔH ひいては Q_{out}, a, F_{ri} などを図および計算により求める。

（3） h_s/a および F_{ri} より図-3.3を使用して，Q_s/Q を求める。

（4） 水門より排出される下層塩水の量は

$$\frac{Q_s}{Q}(Q_{in}+Q_{sp})\,\Delta t$$

であるから，これに相当する Δh_s が界面低下量となる。

（5） 次の段階での ρ_1 はその前後について，$r-1$ および r をつけると

$$\rho_{1,r} = \frac{\rho_{1,r-1}\{V_{mix,r-1}-(Q_f/Q)_{r-1}(Q_{in}+Q_{sp})\Delta t+\rho_0\cdot Q_{in}\cdot\Delta t}{V_{mix,r-1}+\{(Q_s/Q)_{r-1}\cdot Q_{in}-(Q_f/Q)_{r-1}\cdot Q_{sp}\}\Delta t} \quad \cdots\cdots(25)$$

ただし $V_{mix,r-1}$：$r-1$ 段階での上層総容量（または影響水深内の水容量）

Q_{in} ：淡水流入量

ρ_0 ：流入淡水密度（≒1）

補足すればまず出ていく淡水の量は，

$$(Q_f/Q)_{r-1}\cdot(Q_{in}+Q_{sp})\cdot\Delta t \quad \cdots\cdots(25)'$$

ゆえに $\rho_{1,r-1}$ の水は

$$\rho_{1,r-1}\{V_{mix,r-1}-(Q_f/Q)_{r-1}\cdot(Q_{in}+Q_{sp})\cdot\Delta t\} \quad \cdots\cdots(25)''$$

になつている。$t=r$ の段階での上層水の総量は

$$V_{mix,r}=V_{mix,r-1}-(Q_f/Q)_{r-1}\cdot(Q_{in}+Q_{sp})\cdot\Delta t+Q_{in}\cdot\Delta t \quad \cdots\cdots(26)$$

書きなおして

$$V_{mix,r}=V_{mix,r-1}+\{(Q_s/Q)_{r-1}\cdot Q_{in}-(Q_f/Q_{r-1}\cdot Q_{sp}\}\cdot\Delta t \quad \cdots\cdots(27)$$

下層の塩水の量は，全体積を V として

$$V-V_{mix,r-1}-(Q_s/Q)_{r-1}\cdot(Q_{in}+Q_{sp})\cdot\Delta t+Q_{sp}\cdot\Delta t \quad \cdots\cdots(28)$$

書きなおして

$$V-(V_{mix,r-1}+(Q_s/Q)_{r-1}\cdot Q_{in}\cdot\Delta t-(Q_f/Q)_{r-1}\cdot Q_{sp}\cdot\Delta t) \quad \cdots\cdots(28)'$$

(26)式と(28)′式を加え合わせると，正しく V になつている。

（6）その次の段階になるが，再び ρ_{1r} などを用いて，h_t などを求め，諸数値を求めていけば良い。

なお，界面低下量は，塩水の出入量をその点での面積で割つて，

$$\Delta H_{mix}=\{(Q_s/Q)_{r-1}\cdot Q_{in}-(Q_f/Q)_{r-1}\cdot Q_{sp}\}/AH_{mix} \quad \cdots\cdots(29)$$

として求められる。ここに AH_{mix} は H_{mix} の水深における湖の面積である。

以上再度簡単に説明すると，現在，われわれの実験結果を用いる場合，濃度の異なる二層が存在すれば，F_{ri} 数および h_s/a および $\Delta\rho$ を与えれば Q_s/Q が求められることがわかっているので，これをある期間内は一定として，淡塩水の排出量を求め，その期間内の Q_{sp} は下層に，Q_{in} は上層にはいるものとし，次の段階の諸条件（Δh_s または ΔH_{mix}, $\Delta\rho$ など）を算出，淡水化逐次計算を完了させようとするものである。プログラムは省略する。

〔4〕 計算ケース

標準ケースとして，Case 1を選び，これを基本とし，各種の条件の効果を見るために，表-4.5に示すように，それぞれ1ないし2の要素を変化させて計算を行なった。ただしモデル1については，Δt を10日間に取り，手計算により Case 1 のみを行なつたのみである。

表-4.5 淡水化の計算条件一覧表

case / 条件	1	2	3	4	5	6	7
湖内水位	m −0.50	−0.50	−0.50	−0.50	−0.50	−0.50	−0.50
ゲート敷高	m T.P.−10	−7	−10	−10	−10	−7	−10
ゲート幅	m 500	700	500	500	500	700	500
塩水浸透量 (Q_{sp})	m³/s 30	30	150	30	30	150	0
初期混合水深 $H_{mix,o}$	m 4	4	4	5	4	4	4
流入淡水量	m³/s 519	519	519	519	419	519	519
備考					取水 100m³/s		

この他に

（1） 淡水化過程中に非常に大きなじょう乱（たとえば台風）があった場合，淡水化がどの程度遅れるか，

（2） 淡水化終了後，淡水流入量が激減した場合，どのようなことが起こるか

の二点について概略の検討を行なつてみた。

後者については，Case 1-3 としてCase 1 の600日経過後を初期条件とし，淡水流入量を 519m³/sec. より 200 m³/sec. に減少させて計算した。前者については，じょう乱による ρ_1 および h_s の変化を推定しなければならない。その方法については次節で触れよう。

〔5〕 淡水化過程において大きなじょう乱が与えられた場合の検討

設定した条件は，淡水化開始後，100 日および 150 日後に，風速（V）25m/sec. の風が24時間続いたとする。(Case 1)。このときの条件を Case 1 より拾うと，H_{mix} =6～7m，P_1=1.0135，1.01 となつている。この状態から風が吹き出した場合，下層からどの程度の塩分が上層に混合し，界面がどれだけ下がるか検討し，そして得られた結果を新たな初期条件として，淡水化過程を再び計算する。これを Case 1 と比較して，淡水化の遅れを検討しようとするものである。

じょう乱による界面よりの塩分の混入量の推定は，2〔2〕(3)で触れた岸氏の方法によつた。(ただし，式の得られた条件などを考慮し，若干安全側の操作を行なった。) 先に触れているので式だけを示すと単位面積当たりの塩分の混合量は

$$q=-\varepsilon\frac{dC}{dy} \quad \cdots\cdots(30)$$

ただし

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon &= \varepsilon_0(1+0.845R_i)^{-2} \\ \varepsilon_0 &= 8.15\times10^{-6}H_{mix}\cdot V \\ R_i &= -\frac{g}{\rho}\frac{\frac{d\rho}{dy}}{\left(\frac{du}{dy}\right)^2} \\ \frac{du}{dy} &= 20\frac{U_{*s}}{H_{mix}} \\ U_{*s} &= 1.29\times10^{-3}V \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(31)$$

この q を求め，これに時間を乗ずれば塩分混合総量が求まる。ただし C：濃度，ρ：密度，U_{*s}：水面での摩擦速度，R_i：リチャードソン数である。計算の概略を示すと，(30)および(31)式より q を求めるには，dc/dy および $d\rho/dy$ が与えられる必要がある。そこで小櫃川で強風が吹いた際の値を図-4.10より安全側にとって次のように推定した。

$$\frac{d\rho}{dy}=0.85\times10^{-4}$$

これより m² 当たりの塩分混合量を計算すると 9000 g が得られた。これが高さ 6 mの上層の水柱に溶けこむわけであるから

$$+\Delta\rho=0.009/6=0.0015$$

ここでもう一度安全側を取つてこれを3倍すると

$$+\Delta\rho=0.005$$

が得られた。この際の h_s の低下は約60cm である。

すなわち100日後のじょう乱の場合 ρ_1 =1.0185，150日後の場合 ρ_1 = 1.015 となる。

これを初期条件として計算したものが Case 1-1 および Case 1-2 である。

〔6〕 計算結果について

図-4.10にモデル 1 の結果，図-4.11および4.12にモデル 2 による結果を示す。また参考までに Q_s/Q の時間変化を図-4.13に示す。これからわかることは

（1） モデル 1 とモデル 2 とでは淡水化に要する日数にそれほど差異がない。

以下モデル 2 の計算結果より

（2） Case 1 の場合 700日程度で約 500 p.p.m. に達すること，同様の期間で淡塩境界面も敷き高近く（T.P.-9.3m，h_s=0.70m）程度に達することがわかる。

（3） Case 1 および 2 によれば，落ち着く淡塩境界面はゲート敷き高によつてほぼ決まる。しかし敷き高が T.P.-10m 以下になると排出に必要な水頭が足らないため，界面は下がらなくなる。Case 1-1 なども上層濃度の減少による水頭を補うため，h_s は上昇を示している。

（4） 塩水浸透量が多くなると，淡塩境界面が大きく上がることを Case 3 および 6 は示している。Case 7 の塩水浸透量が少ない効果はあまり結果には出ていないようであるが，これは 1 つには(3)で触れたように，湖面維持水位が T.P.-0.5m である場合の淡水化限界であると思われる。しかし実際の問題としては，淡水化終了後大きな効果を持つものと思われる。

（5） $H_{mix,0}$=4m と 5m の差はあまりない。

（6） ρ_1 の変化は各 Case によってそれほど変化がない。淡水流入量の小さい 419m³/sec. の場合がやや遅れる。

（7） Case 7 によれば，Case 6，2 および 3 に比して，淡水流量の減少がそれほど致命的な悪影響を及ぼさないことがわかる。これは水門開度の減少による F_{rt} 数の増

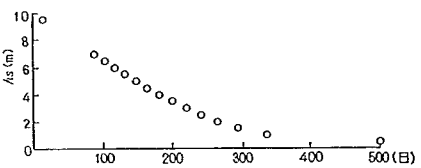


図-4.10 淡塩境界面の時間的変化(Model 1)

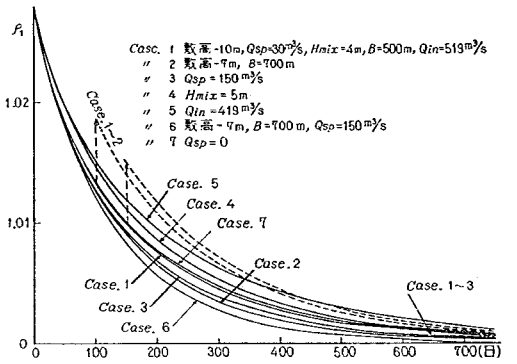


図-4.11　上層密度の時間的変化

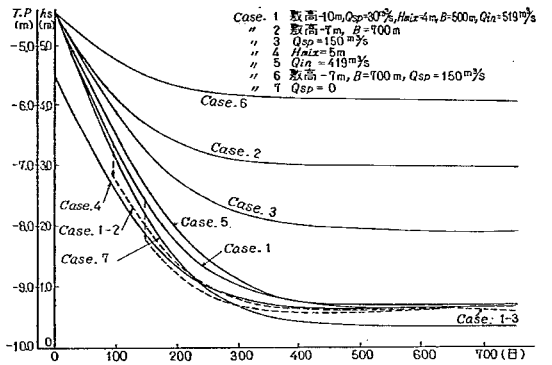


図-4.12　淡塩境界面の時間的変化

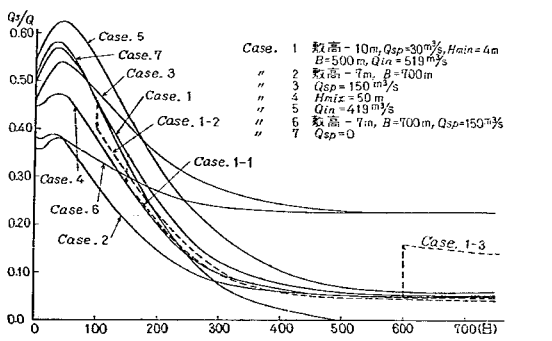


図-4.13　Q_s/Q の時間的変化

加が原因と思われる。

（8） Case 1-1 および 1-2 の結果より，淡水化開始後100日～150日後の台風によって下層から相当量の塩水の混合があったとしても，本計算方法では，上層の密度において100～150日程度の遅れですむことがわかる。

（9） Case 1-3（淡水化終了後，Q_{in} が 519m³/sec. から 200m³/sec. に減少した場合）によれば，予想に反して h_s は下がるという結果になつた。この原因は，ほとんど平衡に達している状態では，519m³/sec. を排出するのに非常に大きく水門をあけるという方法をとつているが，この場合 Q_s/Q は非常に小さい。ところが，Q_{in} が小さくなると，開度が小さくて良く，ひいては Q_s/Q に対して好条件になったものと判断される。

5. ま と め

〔1〕 結　論

以上の結果などより

（1） 有明海の淡水化はもちろん，必要塩分濃度によつて変わるが，農業用水程度ならほぼ3年程度で完了すること。これは H_{mix} = 20m = const. とした図-2.5 の報告による方法でも，7年でほぼ完了することと比較しても十分考えられうる期間である。

（2） そのためには水門として，最低限水門敷き高 T.P.-10m 以下，水門幅 500m 以上，堤体からの塩水浸透量 30 m³/sec. 程度以下という条件が必要となってくる。問題なのは，Case 1 で得られている淡水深 9 m が塩分濃度維持に十分かということであるが，まず(16)式から判断すると十分な値といえるが（事実千葉県の河口湖委員会では維持水深として 6 m を採用している），前にも触れたように(16)式自体まだまだ問題を持つており，また有明海の場合風の吹送距離も長く，波高 3 m程度の波の発生も予想されるので，実際の使用開始後を考えると，9 m程度でも少ないかもしれない。これについては今後十分な研究が必要と思われる。

（3） では，これ以上淡水深を大きくする方法として考えられるのは

（i） 湖内維持水深を5～10cm 上昇させる。これは塩水深1.5～3mに相当し，最も効果がある。

（ii） 大潮時を有効に利用して排水する。

（iii） F_{ri}数を大きくするため，水門幅を大きくする。

（iv） 塩水の浸透量を少なくする。

などが考えられる。(ii)および(iii)の効果はどちらかといえば消極的であるが，(iv)は先にも触れたように，実際的な効果が期待できよう。

〔2〕 参 考 資 料

淡塩排水比に関する実験はあまり行なわれていないようであるので，ここに参考として同種の実験結果を付しておこう。また塩水の取水限界についても，河川よりの通常の取水口での形での実験例は著者も知らないので，あわせて併載しておこう。

（1） 図-5.1のような場合の淡塩排水比の実験結果[20]

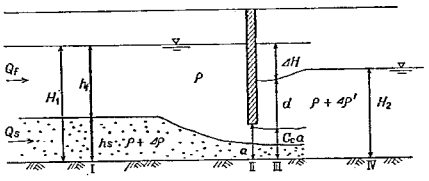


図-5.1

実験の方法は，本論文と同様，上流より淡水と塩水を適当な割合で撹乱しないように供給し（$Q_s+Q_f=Q$），落ち着いた時点での上流部(20m)での淡水水深（h_f），塩水水深（h_s），下流水深（H_2），水門開度（a）を求める方式によつた。実験に用いた水路は幅30cm，高さ40cm，長さ30cmのものであり，実験範囲は$\Delta\rho=0.005$～0.03，$Q\leqq 7\ell$/sec.，$a=2$～5cm，$F_{ri}=V_0/\sqrt{\rho' g a}=0.6$～26，$h_s/a=0.7$～10程度である。本実験の場合，$H_2$が大きい間は$h_s$はほぼ一定を示すが，$H_2$がある程度以下に小さくなると（$H_2/a<9$），$H_1$の減少に伴い，$h_s$および$h_f$がともに減少してくる。そこで整理も$H_2/a=9$のものについて$h_s/a, F_{ri}$および$Q_s/Q$の関係(図-5.2～5.3)，その他に$Q_s/Q$を固定して$H_2/a$による変化の図(図-5.4～5.6)も作製した。

（2） 図-5.7のような取水口条件での塩水取水限界に関する実験結果

模型は図-5.8に示す実験装置の下流端水槽を河道側，ガラス張り水路を取水路として実験を行なつた。

実験は$Z=h_0/2$程度から淡水のみ給水して実験を続けると界面は徐々に低下し，塩水の排水量も減少していく。取水路側で電導度計により濃度を連続的に測定していき，河道側淡水の塩分濃度（60p.p.m.程度）との差が20p.p.m. 程度になつたときをもつて限界とした。ほかに淡水流量に対して，塩水流量 1%，25%，5%，10%などを補給し，有明海の場合と同様，平衡状態における界面位置Z_0を測定した。

実験条件は取水路幅 $B=30$cm，水深 $h_0=12.5$cm，$Q=1$～12ℓ/sec.，$\varepsilon=0.004$～0.03 の範囲であり，ほか

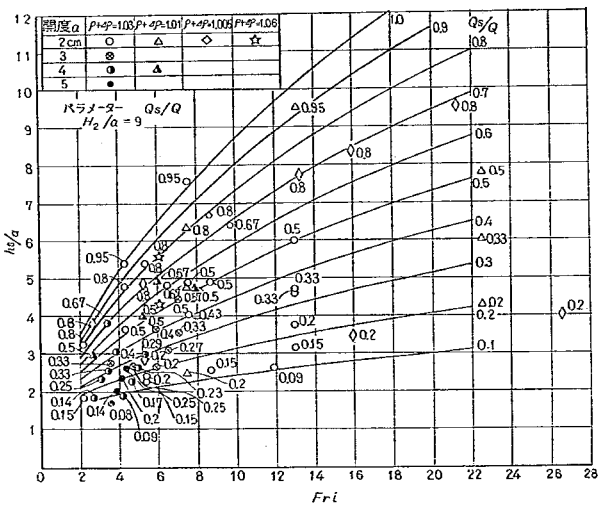


図-5.2 $h_s/a \sim F_{ri}$

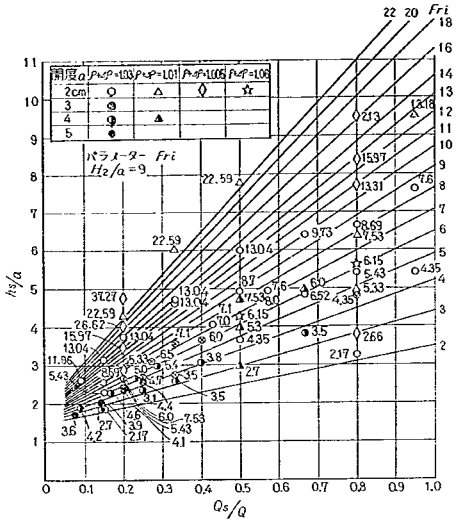


図-5.3 $h_s/a \sim Q_s/Q$

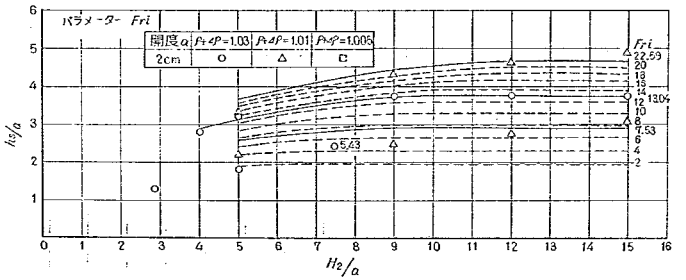


図-5.4 $Q_s/Q=0.2$ $h_s/a \sim H_2/a$

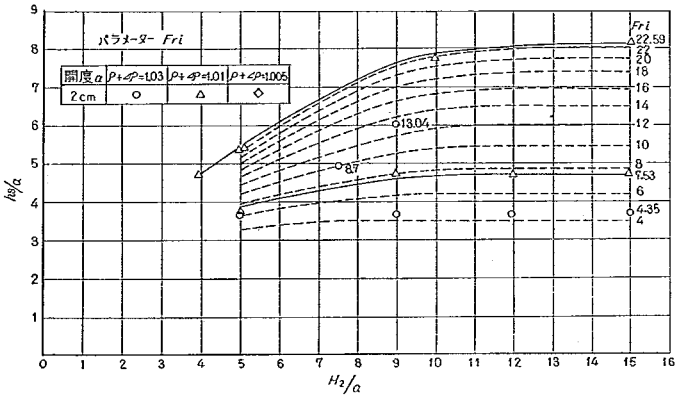


図-5.5 $Q_s/Q=0.5$ $h_s/a \sim H_2/a$

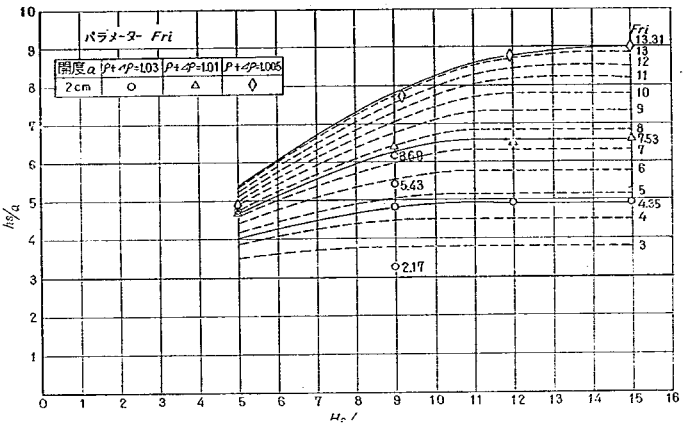


図-5.6　$Q_s/Q=0.8$　$h_2/a \sim H_2/a$

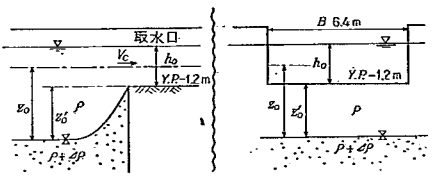


図-5.7　取水口断面図

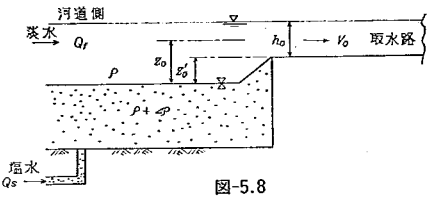


図-5.8

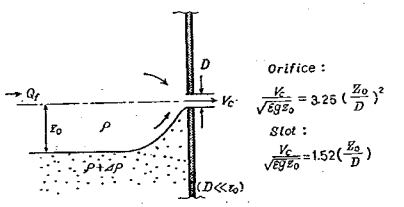


図-5.9　Craya の取水限界に関する実験式

に水路幅を半分にした場合，水深を 12.5cm から 8.5cm に減少した場合についても実験した。Craya の式（図-5.9，式の誘導は文献(18)および(20)を参照）の整理方法に $h_0=125$cm の場合についてプロットしたのが図-5.10 である。Z_0 を Z_0' のようにとれば，ほぼ $Z_0'=0$ の点を通ることになる（図-5.11）。$V_c/\sqrt{\varepsilon g z_0}$ $(\varepsilon=\Delta\rho/\rho)$ を $F_{ri}=V_c/\sqrt{\varepsilon g h_0}$ に変えると図-5.12のようになる。また取水口を変化させたものを含めると 図-5.13 が得られ，$B=15$cm の場合は Craya のオリフィスの結果に傾向は一致している。

(3) 参　考

今後河口湖を計画するに当たつて，参考になるように，本項に考慮しなかった要素を列挙しておくと，

i) 淡水化がある程度進んだ段階での干潟および海底土中よりの塩分拡散滲出による供給

ii) 外海の波浪が堤防を越波して，供給される塩水量

iii) 水質の問題（濁水による水質劣化）

iv) ポンプ，サイフォンを利用した淡水化の促進

などが考えられよう。

おわりに

多くの非常に大胆な条件の設定のもとに，有明海の淡水化過程について検討を行なつた。まだまだ多くの欠陥を含んでいるという意味では，「たたき台」を提供したというのが当たっているであろう。また実際に計画が具体化する際には，ここで提出されている問題点についてより一層の検討が必要であると考えている。

本論文作製に当たって，建設技官 本間久枝，高橋 晃，

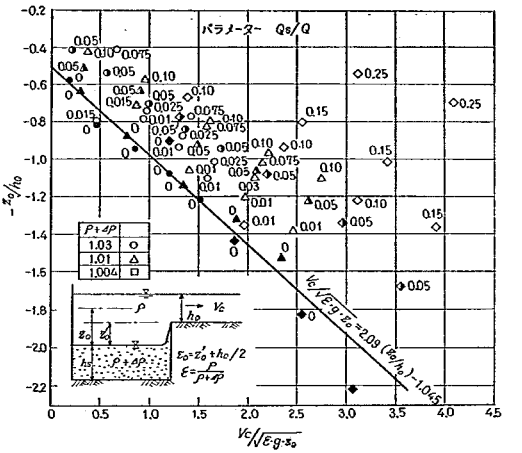


図-5.10　$-Z_0/h_0 \sim V_c/\sqrt{\varepsilon \cdot g \cdot Z_0}$

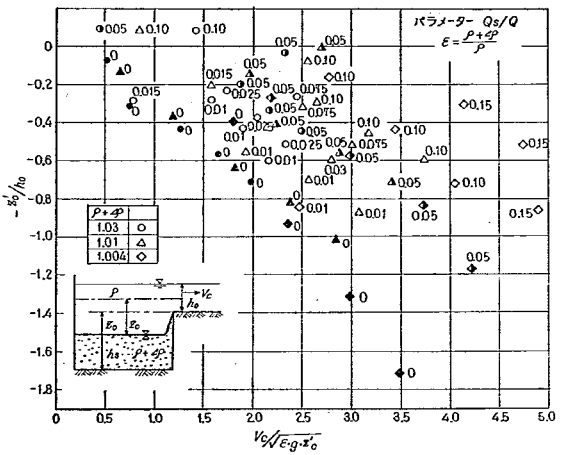


図-5.11　$-Z_0'/h_0 \sim V_c\sqrt{\varepsilon \cdot g \cdot Z_0'}$ 関係図

山守　隆の諸君に手伝つていただいた。ここに記して感謝の意を表したい。

参 考 文 献

1. 南　勲「河口淡水湖化」土木学会夏期水理講習会
2. 九州農政局・九州地建・第四港湾建設局・福岡通産局・有明海地域総合開発協議会「有明海地域総合開発調査結果の概要」昭和41年3月
3. 奥田節男「内湾締切後に於ける淡水塩水の交換」日本海洋学会誌　Vol. 16, No. 1. (1960),
4. 農林省中海干拓調査事務所「宍道湖，中海淡水化過程の検討」昭和35年12月
5. 日本工業用水協会河口湖開発調査委員会「河口湖工学　基礎篇」昭和43年5月
6. 土木研究所資料 No. 262「有明海流入量調査報

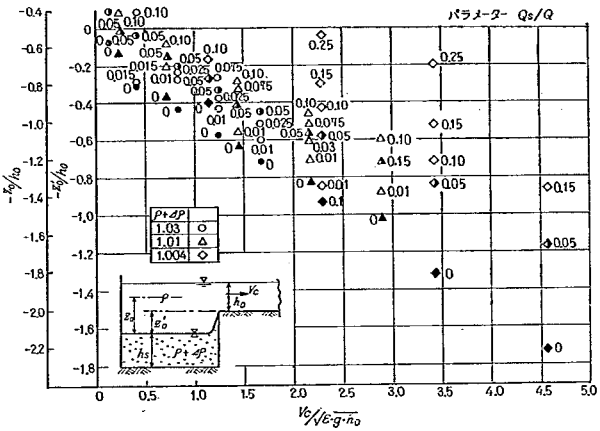


図-5.12　$-Z_0/h_0 \sim F_{ri}$ 関係図

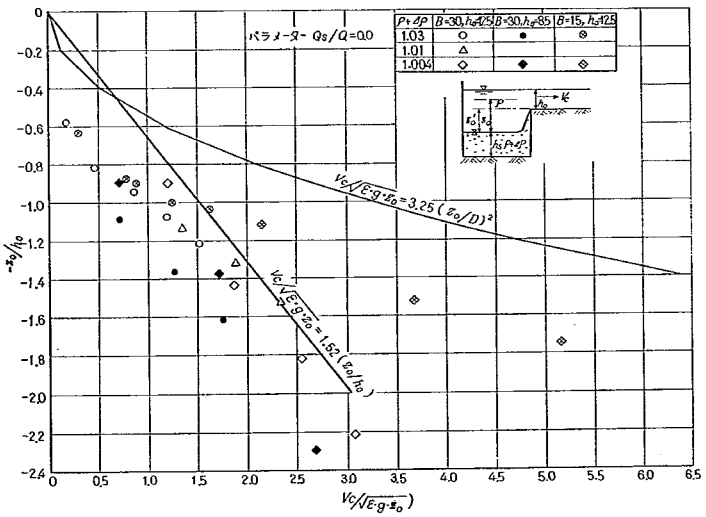


図-5.13　$-Z_0/h_0 \sim V_c/\sqrt{\varepsilon \cdot g \cdot Z_0}$

告」昭和42年3月
7. 河川工学便覧　コロナ社
8. 山本義一・近藤純正「水面蒸発の研究」発電水力
9. 木下武雄「アナログ計算機による有明海締切堤防水理計算」土木技術資料　Vol. 5, No. 12.
10. 山村和也：「河口湖貯水池堤防の塩水浸透防止工法に関する研究」土木研究所報告　No. 129, 昭和41年10月
11. 永岡乙哉　その他「止水壁工法（その1）」工業用水　No. 111, 昭和42年12月
12. 岸　力・加藤正進「二層流の風による混合に関す

る研究」第14回海岸工学講演会，昭和42年
13. 岸　力・加藤正進「河口湖二層流の安定に関する研究（風による二層流の混合）第二報」河口湖開発調査委員会研究報告，（昭和41年度）
14. G・H. keuleugan,: Interfacial Instability and Mixing in Stratified Flows, Journal of Research, N. B. S, Vol. 43, 1949, 11.
15. 奥田節男　「人造淡水湖（児島湖における塩水の収支推定について（その 1, 2, 3)」
16. 「有明海締切堤防調査報告書」付属資料15，土木研究所資料，No. 442号，昭和44年3月
17. Harleman, Gooch, Ippen:「Submerge Slice Control of Stratified Flows」HY 2, A. S. C. E., 1958.
18. 岩崎敏夫　「密度流の諸問題」土木学会水理委員会水工学シリーズ，66—16，1966年8月
19. 岸　力・加藤正進「垂直鉛管による下層取水に関する研究」土木学会第23回年次学術講演会，昭和43年，および同名の論文，土木学会第24回年次学術講演会，昭和44年
20. 山口高志・松田・高橋　晃「利根川河口堰塩水遡上に関する模型実験」土木研究所資料 No. 544.
21. 石原藤次郎編「応用水理学中 I」，丸善，昭和33年1月

道路橋用プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版の研究

(昭和45年7月)

多　田　安　夫*
太　田　　実**

Studies on Precast Reinforced-Lightweight Concrete Slabs for Highway Bridges

(July 1970)

by Yasuo Tada
Minoru Ohta

Synopsis :

This report presents some practical studies on design and construction of precast reinforced-lightweight concrete slabs which are aimed to decrease the dead weight and to shorten the construction period for long-span highway bridges.

Results of field investigations on workability in construction of such slabs and their behaviour on a highway bridge under actual traffic loadings were also presented.

Key words (slab, precast concrete)

要　旨

海峡連絡橋のような長支間道路橋において死荷重軽減および工期短縮をはかるため，厚さ20mm以下の薄層舗装が可能となり，かつ重量が場所打ち鉄筋コンクリート床版に比べ20%以上軽いプレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版を考え，これについてPC，RC工法の比較，最適断面の選定，実用設計法の提案を行なった。これを用いて重交通の実橋に適用してその施工性を明らかにするとともに実物大供試体による破壊試験を行ない安全性を確かめた。さらに5年間の挙動を調べ設計・施工法の改善すべき点を明らかにした。

キイワード（軽量床版・プレキャストコンクリート床版）

目　次

1. 序　論……(2)
〔1〕 研究の背景……(2)
〔2〕 舗装および床版死荷重の軽量化の方法……(2)
〔3〕 研究の対象とする床版の種類……(4)
〔4〕 既存のプレキャストコンクリート床版とその問題点……(4)
〔5〕 研究の目的と範囲および研究方法……(4)
2. 床版形式の比較……(5)
3. 設計法……(7)
〔1〕 計算法とその仮定条件……(7)
〔2〕 構造細目……(10)
〔3〕 設計法の検討のための実験……(11)
4. 実橋への適用……(17)
〔1〕 設　計……(17)
〔2〕 施　工……(21)
〔3〕 耐荷力検証試験……(25)
5. 実橋供用後の経過……(29)
〔1〕 概　説……(29)
〔2〕 その後の経過……(33)
6. 結　論……(35)

* 前構造橋梁部長，**構造橋梁部橋梁研究室主任研究員

1. 序　論

〔1〕 研究の背景

道路橋の経済性向上を目的とする研究の方向として次の二つは主要なものである。

(1) 死荷重の軽減をはかり，所要材料の節減とそれに伴う製作・輸送・架設などの施工費の低減を目的とする方向。

(2) 工期の短縮をはかり，間接費の節減，供用開始を早めることによる投資効率の向上を目的とする方向。

経済性に関する研究は一般にこのいずれか，もしくはこの両者を目標としている。

道路橋への荷重作用における死荷重の影響は長支間になるほどその影響は大きい。図-1.1は活荷重合成げた標準設計における舗装・床版重量の比，図-1.2は本州四国連

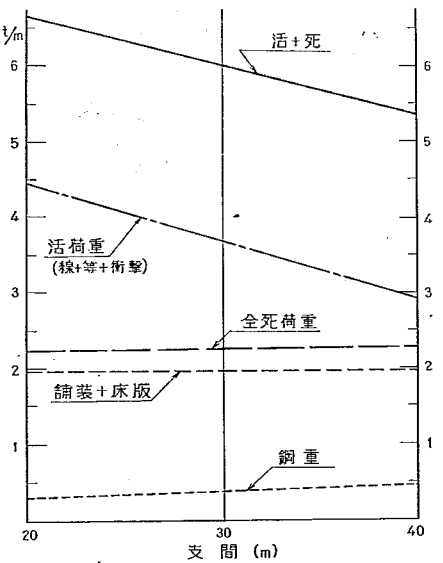


図-1.1　活荷重合成げたにおける荷重強度（主げた1本当たり）（活荷重合成げた橋標準設計，昭和38年）

絡橋の鋼重に対する舗装・床版重量の比を示したものである。したがって長支間橋での設計努力の主要なものとして死荷重軽減があげられるわけである。本州四国連絡橋の技術調査を開始するに当たって着目した点の一つはこの問題である。ただ吊り橋にあっては耐風安定性上死荷重が大きい方が望ましいという説が強いが，筆者は経済性に大きい影響のある死荷重軽減をはかる方向は経済

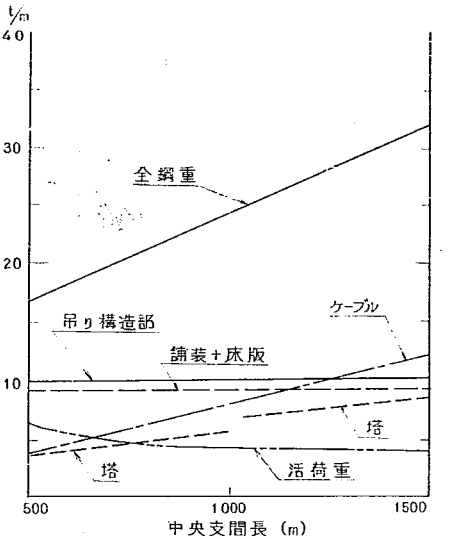


図-1.2　本州四国連絡橋（吊り橋）鋼　　重（土木学会報告書より）

性を追求する研究方向としては合理的なものであって，耐風安定性は別の方法で確保すべきであるという観点に立ち，この研究を立案したものである。この研究はこのうち，舗装および床版の軽量化を目的としたものである。前者は舗装材の軽量化でなく，床版の施工精度をあげることによって，薄層舗装を可能ならしめることに着目したものである。

次に海峡連絡橋の床版施工は橋下が海でかつ航行船舶の関係で橋下空間が40m～70mと大きいことから，橋の両端から行なうのが普通である。したがって中央支間1,500m級の主橋梁にあってはその施工日数はかなりの期間を要する。また海上では自然条件がきびしいので，施工時期・時間などを考慮するとさらに日数を要する。有料橋においては，施工期間の短縮は直接に償還期間の短縮につながるので，重要な課題である。連絡橋においては建設費が膨大であるだけにその効果も大きい。この研究はこの面からの観点も含めたものである。

〔2〕 舗装および床版死荷重の軽量化の方法

道路橋の舗装は現在一般道路で平均5cm厚，高速道路で平均8cm厚のアスファルト舗装が一般的である。この厚さは舗装として必要な最低25mm程度に加えて路面の縦断，横断面の所定高さ，路面の所要平たん性に対して床版上面の高さの仕上げ施工精度を考慮した厚さによって決まるものである。仕上げ精度には床版自体とけたの製作・架設の施工精度が含まれる。上記の舗装厚は

これらを考慮に入れ最低 25mm 厚を確保できるようにしたものである。すなわち床版とけたの施工精度を上げることが可能であれば舗装の平均厚は 25～30mm もあればよいことになる。このように舗装厚の低減には床版とけたの施工精度の向上が必要である。これにはコンクリート床版をプレハブ化し床版上面の平たん性を向上させるとともに，床版支持げたとの間で高さを調整する工法すなわちプレハブ床版工法と，コンクリート充てん I 形鋼格子床版のように床版支持げたとの間は調整可能にし床版上面の精度は I 形鋼上面を基準とすることにより施工が容易となるので必然的に精度が向上する工法，および鋼床版を用い現場継ぎ手を溶接する工法などが考えられる。

次に床版軽量化の方法としては，表-1.1に示すものが

表-1.1　通常の鉄筋コンクリート床版を軽量化する方法

（1）使用材料に軽量のものを使用する方法 ―― 1) 軽量骨材の使用。

（2）使用材料の強さを高くして結果的に軽量化する方法
- 1) 高強度コンクリートの使用。
- 2) 高強度鋼の使用。

（3）設計々算において全断面を有効に利用する構造にかえる方法
- 1) 引張側を鋼のみにする。
- 2) 鋼材のみ使用。

（4）施工精度を高くして安全率を減少させる方法
- 1) コンクリートの施工精度をあげ，強度のばらつきを小さくする。
- 2) 型枠と仕上げ寸法の施工精度をあげてその誤差を小さくする。

表-1.2　閉床式床版のおもな種類

構造形式	現場施工法	使用材料	床版重量 (kg/m²)
1. 鉄筋コンクリート床版（RC床版）	1.1 場所打ち	1.1.1 普通コンクリート	(19cm厚) 475
		1.1.2 軽量コンクリート	(19cm) 390（粗） 350（粗・細）
	1.2 プレキャスト	1.2.1 普通コンクリート	(17cm) 450
		1.2.2 軽量コンクリート	(17cm) 375（粗） 330（粗・細）
2. プレストレストコンクリート床版（PC床版）	2.1 場所打ち	2.1.1 普通コンクリート	(17cm) 425
		2.1.2 軽量コンクリート	(17cm) 350（粗） 315（粗・細）
	2.2 プレキャスト	2.2.1 普通コンクリート	(16cm) 410
		2.2.2 軽量コンクリート	(16cm) 340（粗） 300（粗・細）
3. コンクリート充てん鋼格子床版	3.1 場所打ち	3.1.1 軽量コンクリート	(総高 14cm) 310（粗・細）
4. 鋼床版	4.1 リベット接合または高力ボルト接合	4.1.1 普通鋼	≅ 160
		4.1.2 高強度鋼	≅ 160
	4.2 現場溶接接合	4.2.1 普通鋼	≅ 150
		4.2.2 高強度鋼	≅ 150

注：1) 床版重量は支間2.50m，短支間が車両進行方向に直角な一方向無限版の連続床版とする。
2) 床版重量で（粗）とは粗骨材のみ軽量骨材，（粗・細）とは粗骨材・細骨材とも軽量骨材を用いるものをいう。
3) プレキャストRC床版は鉄筋と金物あわせて 300kg/m³ と仮定した。
4) 軽量コンクリートのコンクリート重量は 1,600kg/m³（粗・細），1,900kg/m³（粗）とした。

考えられるが鋼床版が最も軽く次いで軽量コンクリート使用のI形鋼格子床版とプレキャストコンクリート床版であろう。

普通床版を含めて現在考えられる閉床式床版の種類を分類すると表-1.2のとおりとなろう。このうち通常のRC床版（1.1.1）の475kg/m²に比べ20%以上軽い床版を軽量床版ということにする。

〔3〕 研究の対象とする床版の種類

すでに本研究の意図するものが床版死荷重の軽減のみでなく厚さ25mm以下の薄層舗装を可能にすること，工期を短縮することにもあることを述べたが，この観点からすると表-1.1においてRC，PCの場所打ちコンクリート床版を除いたものが対象となる。しかし鋼床版についてはすでに多くの研究があるので除き，残ったうち工費ならびに維持費が最低と考えられるプレキャストコンクリート床版をまず対象とすることにした。

〔4〕 既存のプレキャストコンクリート床版とその問題点

研究開始の昭和38年当時には，次のものがあったが，まだ永久橋用床版としては不適であり，本格的に新設永久橋に使用された実績もなかった。

（1） プレストレストコンクリート床版（日本プレスコンクリート工業株式会社製品）

本床版はH形鋼橋の床版として開発されたもので図-

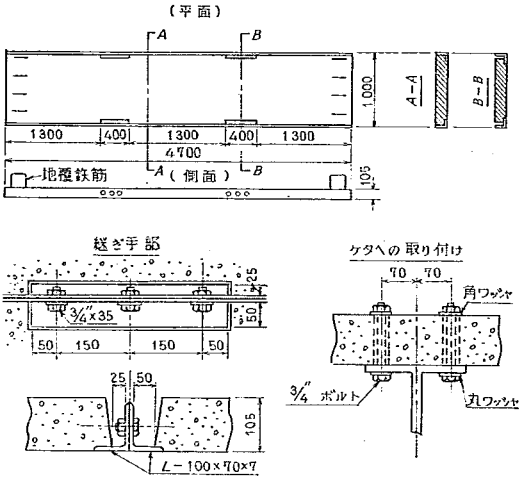


図-1.3　プレスコンクリート床版（日本プレスコンクリート工業株式会社）

1.3に示すような幅1m，長さ最大5m程度の平板状のプレキャスト鉄筋コンクリート床版である。図で明らかなように版間の継ぎ手が簡単であり，設計の前提としている橋軸方向無限版の仮定を満足できない。したがって版縁に輪荷重が繰り返し作用を行なうことを考慮すると繰り返し荷重に対する耐荷力に問題がある。またけたへの取り付けボルトが床版上面に出ており薄層舗装には障害となる。新潟地震後万代橋復旧工事中に仮橋として用いられたことがあるが，舗装は平均5cm程度にしてあるにもかかわらず版の継ぎ目は割れ目がすぐ現われ，かつ両方の高低差ができて路面の平たん性は悪かった。もちろん仮橋であるから，施工精度が高くなかったことと思われるが，構造細目にも問題があったものと言えよう。

〔5〕 研究の目的と範囲および研究方法

研究の目的は次の条件を満足するプレキャストコンクリート床版の実用設計・施工法を求めることにある。

(1) 薄層舗装が可能であること。
(2) 支間2.50m程度の床版で，単位面積当たり重量が通常の現場打ちRC床版に比べ20%以上軽いこと。
(3) 施工を容易かつ迅速にするため，版の架設後直ちに施工用車両が交通できるように，支持げたへの取り付けの構造細目は乾式を目標とする。

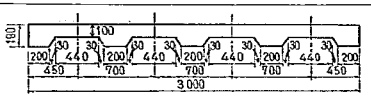
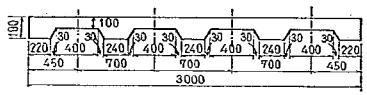
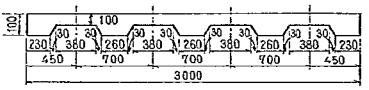
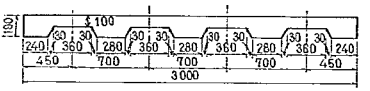
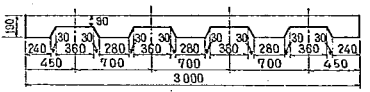
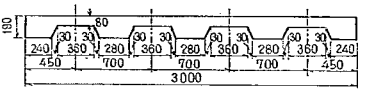
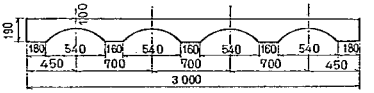
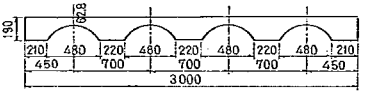
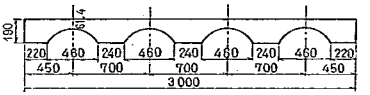
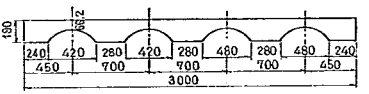
研究方法は次のとおりである。

(1) 床版の構造形式の比較検討と選定
(2) 設計法の提案
(3) 室内実験による設計法の検証
(4) 実橋への適用による，施工性の検討
(5) 実橋の追跡調査による重交通下および自然ばくろ下における繰り返し載荷の影響の経年変化調査

2. 床版形式の比較

プレキャストコンクリート床版で検討対象となるのはRC床版とPC床版である。比較検討の対象として図-2.1に示すような各様の断面形状を考えたが，断面効率，施工性を考慮するとa)およびd)が適当と判断し，これらについて表-2.1のような詳細検討を行なった。第一の条件は，最小断面積で最大断面性能を有するものである。これは鉄筋の重量はあまり影響がないのでコンクリート断面を最小にすることを目標にしたものである。

表-2.1　断　面　性　能　の　比　較

分類	断面形状（寸法単位：mm）	断面積 A (cm²)	断面2次モーメント I (cm⁴)	断面係数 (cm³) 上縁 W'	断面係数 (cm³) 下縁 W	単位断面積当たり断面2次モーメント (cm⁴/cm²)
A		4,008	97,600	13,300	8,450	24.4
B		4,152	105,700	13,910	9,240	25.5
C		4,224	109,500	14,200	9,710	25.9
D		4,296	113,300	14,470	10,140	26.4
E		4,140	112,500	14,500	10,010	27.2
F		3,984	111,900	14,500	9,920	28.1
G		4,376	107,100	13,770	9,540	24.4
H		3,984	109,700	14,140	9,760	27.5
I		4,028	112,600	14,340	10,110	27.9
J		4,221	119,300	14,820	10,890	28.3

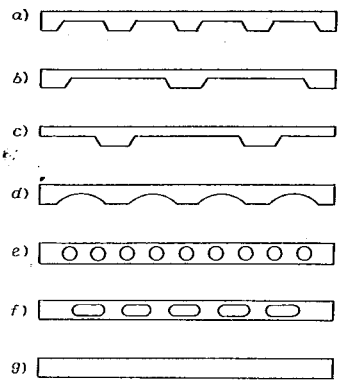


図-2.1　*RC* (*PC*) 床版の断面形状

G～Jはスラブ厚をリブ間のアーチ作用を期待することによって可能なかぎりスラブを薄くすることをねらったものである。

次にRC床版とPC床版を比較するため表-2.2のような設計条件のもとに試設計を行なった。そのうちPC床版の設計結果を示すと表-2.3のようである。ここで注目すべきことはd）たわみの表に示す初期のそり(たわみ)の値である。一般にPC床版ではこのことは避けがたいことである。値が小さければ問題ないが，4～5mmにもなってくると当初研究の目的で述べたように薄層舗装が困難であることを意味する。すなわち単一版のそりもさることながら隣接版間の高低差が相当生ずることが予想されるからである。橋の歩道部にPC版を使用する例があるが，舗装を5cm程度にしているのはこのためである。

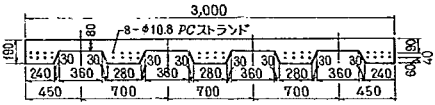
最後に重量軽減のためには，軽量骨材の使用と高強度鋼の使用が考えられる。前者には研究開始当時人工軽量

表-2.2　*RC*および*PC*床版の設計条件

床版の寸法	支間(主鉄筋が車両進行方向に平行な床版)		2.50m	
	幅		3.00m	
設計荷重	活荷重		*T*—20	
	衝撃		$i=20/(50+\ell)=0.381$	
	コンクリートのクリープ係数		$\varphi=2.0$	
	〃　乾燥収縮度		$\varepsilon_0=15\times10^{-5}$	
	*PC*ストランドのレラクゼーション		5%	
	*PC*鋼棒のレラクゼーション		3%	
許容応力度	*PC*ストランド	降伏点応力度	$\sigma_{Py}=150$kg/mm²	
		許容引張応力度(直後)	$\sigma_{Pat}=120$　〃	
	*PC*鋼棒	規格	*SBPC* 110	
		降伏点応力度	$\sigma_{Py}=95$kg/mm²	
		許容引張応力度	$\sigma_{Pat}=77$　〃	
	鉄筋	規格	*SR* 24	*SD* 30
		許容引張応力度	$\sigma_{sa}=1{,}400$kg/cm²	$\sigma_{sa}=1{,}800$kg/cm²
	付属鋼材	規格	*SS* 41	
		許容引張応力度	$\sigma_{sa}=1{,}600$kg/cm²	
	コンクリート *PC*の場合	許容曲げ圧縮応力度 部材圧縮縁	$\sigma_{ca}=140$kg/cm²	
		〃 引張縁	$\sigma_{cat}=180$　〃	
		許容曲げ引張応力度 部材圧縮縁	$\sigma_{ca}'=0$　〃	
		〃 引張縁	$\sigma_{cat}'=0$　〃	
	コンクリート *RC* 〃	許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}=130$　〃	
コンクリートの設計基準強度			$\sigma_{28}=400$kg/cm²	
コンクリートの弾性係数			$E_c=2.1\times10^5$kg/cm² ($n=10$)	

表-2.3　プレキャストPC床版の一設計例

a）設　計　断　面



b）断　面　諸　量　（幅1m当たり）

項　目		総断面	換算断面
コンクリート断面積	(cm²)	1,328	1,412
中立軸より上縁までの距離	(cm)	7.72	7.91
〃　下縁　〃	(cm)	11.28	11.09
断面2次モーメント	(cm⁴)	37,310	38,172
断面係数 (cm³)	上縁	4,834	4,828
	下縁	3,308	3,451
偏心距離	(cm)	—	−3.09

c）応　力　度（単位：kg/cm²）

荷　重	プレストレス導入直後 上縁	プレストレス導入直後 下縁	設計荷重時 上縁	設計荷重時 下縁
直後のプレストレス	7.7	180.7	—	—
有効プレストレス	—	—	6.0	141.4
版自重	4.3	−6.1	4.3	− 6.1
舗装	—	—	0.4	− 0.6
動荷重	—	—	96.1	−134.6
合計	12.0	174.6	106.8	0.1
（許容応力度）	0	180	140	0

d）た　わ　み　（単位：mm）

荷　重	プレストレス導入直後	設計荷重時
直後のプレストレス	−4.74	—
有効プレストレス	—	−3.70
版自重	0.38	0.38
舗装	—	0.02
動荷重	—	3.17
合計	−4.36	−0.13

骨材が国産化され，そのうちのメサライトが千葉支所近くの船橋工場で生産され始めた。そこでこれを対象に検討した結果，当面細骨材は川砂を使用し粗骨材のみに軽量骨材を使用することにした。これは耐久性について十分の研究がなされていなかったので，コンクリート強度の一方の主要部分であるモルタルは従来のものを用いるのが安全であろうと判断したためである。高強度鋼についてはすでにその使用が普遍化されていたので使用することに特に疑問はなかった。

以上の理由からこの研究の対象はプレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版とした。

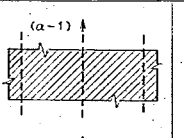
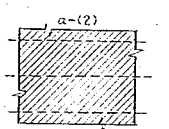
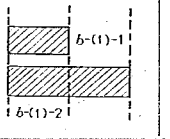
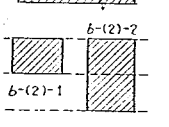
3. 設　計　法

〔1〕 計算法とその仮定条件

現場打ち鉄筋コンクリート床版の応力計算においては床版を等方性版として扱うのが普通である。また，長支間と短支間との比によって1方向版もしくは2方向版として扱う。現行の鋼道路橋設計示方書19条の1方向版の設計モーメントは，相対する2辺が単純支持される無限幅の等方性版としての理論値をもとに求められたものである[1]。

プレキャスト床版を用いるときは，1枚のパネルの長さや幅には施工性，特に輸送・架設条件に制約されておのずから限界があるので，示方書19条の前提となっているような無限版とすることはできない。プレキャスト床版を用いるときの区画のとり方を現場打ち床版の場合と対比して示すと，表-3.1のようである。現場打ち床版

表-3.1　現場打ち床版とプレキャスト床版の支持条件の比較

	主鉄筋の方向 (1) 車両進行方向に直角	主鉄筋の方向 (2) 車両進行方向に平行
(a) 現場打ち床版		
(b) プレキャスト床版		

（a—(1)），（a—(2)）は対辺が縦げたまたは横げたに支持される無限幅の版であるのに対し，プレキャスト床版（b—(1)—1），（b—(2)—1）では2辺単純支持，他の2辺は自由縁もしくは弾性梁支持の状態となる。（b—(1)—2），（b—(2)—2）は連続版であるが周辺は同じような支持条件となる。また，支持げたを格子状に設けるときは4辺支持の版となる。

プレキャスト床版を用いる際に考えられるこのようなさまざまな支持条件の場合についての厳密計算法や，計算図表はいろいろあるが[2)3)]，鍾示の実用計算法を適用できればきわめて便利である。そこで計算法としてはこのような考え方から検討してみる。版は1方向版を考える。

現場打ち床版を対象とした示方書19条の計算式をプレ

キャスト床版に適用するためには，次の２点を考慮する必要がある。

（1） 版厚の相違に対するモーメントの補正

（2） 無限版の仮定を満足させるための版縁の補強

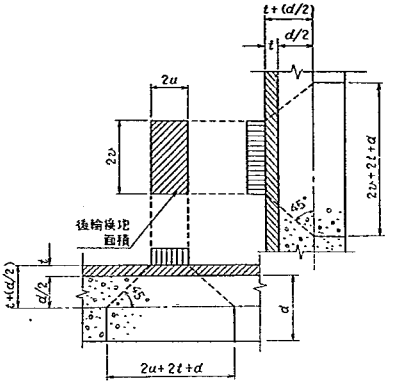
（1） 版厚の相違に対するモーメントの補正

鋼示19条のモーメント計算式の根拠となっている理論値は，表-3.2のような版厚を仮定し，これに5cm厚程度の舗装を考えて図-3.1のような輪荷重分布の仮定のもとに計算されている[1]。これに対し，プレキャスト版ではすでに述べたように厚さ10～20mmの薄層舗装を考え，さらに版本体は高強度コンクリートを用いかつ施工精度をあげて通常の現場打ちコンクリート床版より厚さを薄くすることを考えているので，示方書19条の式をプレキャスト床版の設計に適用するときは，版厚および舗装厚の相違による曲げモーメントの補正が必要である。

表-3.2　現場打ち鉄筋コンクリート床版の有効厚 d の仮定

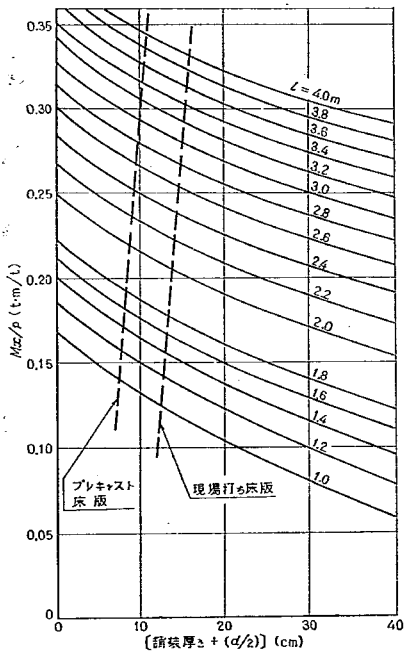
主鉄筋が車両進行方向に			
直角な床版		平行な床版	
l (m)	d (cm)	l (m)	d (cm)
1.0	14.4	1.0	16.0
1.5	16.1	1.5	17.1
2.0	17.6	2.0	18.7
4.0	22.4	4.0	21.0

注：参考文献1)より

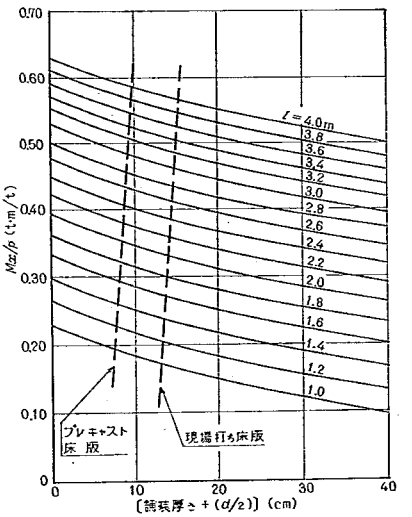


t：舗装厚さ　d：床版有効厚さ

図-3.1　輪荷重分布の仮定



(a)　主方向が車両進行方向に直角な版



(b)　主方向が車両進行方向に平行な版

図-3.2　床版の主方向曲げモーメント M_x (P=1t，床版幅 1m当たり)

示方書19条の算式が準拠している1方向無限等方性版の理論式[2]により版厚，舗装厚と曲げモーメントとの関係を求めると図-3.2の実線のようである。同図から，現場打ちコンクリート床版とプレキャスト床版のそれぞれの支間に対するモーメントの値が得られるので，プレキャスト床版と現場打ち床版のおのおのについて各種支間に対するモーメントを求め，それらの比を求めると表-3.3のようである。すなわち，従来の5cm厚程度の

表-3.3 モーメント（単位：t-m/t）

支間 (m)	主鉄筋が車両進行方向に直角な床版			主鉄筋が車両進行方向に平行な床版		
	① 現場打ち	② プレキャスト	③ (②/①)	① 現場打ち	② プレキャスト	③ (②/①)
1.0	0.125	0.140	1.12	0.171	0.194	1.13
2.0	0.206	0.219	1.06	0.331	0.353	1.07
3.0	0.280	0.293	1.05	0.458	0.483	1.05
4.0	0.332	0.344	1.01	0.565	0.585	1.04

舗装をもつ現場打ち床版を1.5cm厚薄層舗装をもつプレキャスト床版にしたときの〔版厚＋舗装厚〕の減少分が6～7cm程度であるとすれば，薄くなることによる曲げモーメント増分は支間1.0～4.0mの範囲で13～14%程度であるが，一般に用いられる支間2～3mの範囲では5～7%のモーメント増しとなる。したがって，版厚を現場打ち床版の場合の85%程度とし，これに1.5cm厚程度の薄層舗装を用いるプレキャスト床版の設計モーメントは，示方書19条の値の約7%増しの値を用いればよい。

（2） 無限版の仮定を満足させるための版縁の補強

プレキャスト床版は表-3.1に示すように有限版の形で用いられるので，鋼示の無限版の式を適用するためには有限版の縁端部において無限版と同程度の荷重分配が行なわれるように弾性梁で支持または補強することが必要である。いま無限版の単位幅当たりの EI と等しい EI をもつ矩形ばりの支間中央に輪荷重によって生ずる曲げモーメント（M_S）と無限版の支間中央に生ずる曲げモーメント（M_I）との比 M_I/M_S を荷重分配係数 k_I とし，M_S とプレキャスト版の自由縁端部に生ずる曲げモーメント（M_F）との比 M_F/M_S を k_F とすれば，自由縁を補剛しなければ明らかに $k_I < k_F$ である。いま荷重分配係数は EI に比例するものとすれば，有限長の版の縁端を補剛する場合の縁端部の所要 EI は次式で与えられる。

$$E \cdot I_R = \alpha \cdot E \cdot I_S \quad \cdots\cdots (3.1)$$

ここに，$E \cdot I_R$：有限版の自由縁端部の縁端からの単位幅当たりの EI または補強部材の EI

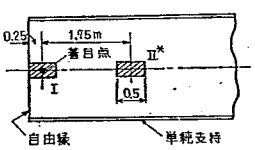
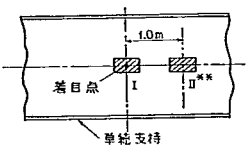
α：有限版の自由縁端部の補剛係数

$E \cdot I_S$：無限版の単位幅当たりの EI

これは，有限版の縁端部が版の中央部に比べて荷重分配が悪くなるので，縁端部の曲げ剛性を適当に補強すれば縁端部においても無限版におけると同等の抵抗曲げモーメントを付与することができると仮定したものである。

いま，Adorf Pucher の図表[3]を用いて無限長の版および有限版縁端の荷重分配係数から上式の α 値を求めると表-3.4のとおりである。上記の仮定にしたがって有限版における最も不利な載荷条件に対しても自由縁を

表-3.4 荷重分配係数 k と α 値

	① 1方向有限・1方向無限版	② 両方向無限版	α=①/②
載荷位置			
(1) 荷重Iのみの場合	k=0.514	k=0.250	2.06
(2) 荷重(I＋II)の場合	k=0.594	k=0.360	1.65

* 1台の車両の右車輪　　** 2台目の車両の左車輪

版中央部の約2倍の EI をもつように補剛すれば，自由縁でも無限版におけると同等の荷重分配が期待できることになる。このことが検証できれば，プレキャスト版に鋼示の式を準用できることになる。

〔2〕 構造細目

構造細目に関して，プレキャスト床版と現場打ち床版との次のような相違点についてあらかじめ検討しておく必要がある。

（1） 支承部の不整合による支承部の局部的応力集中および2次応力

現場打ち床版では支承部コンクリートは支持げたに完全に密着して均等支持されるのに対して，プレキャスト床版では版および支持げた双方の製作・施工・誤差のために床版支承部にある程度の不整合を生ずることは避

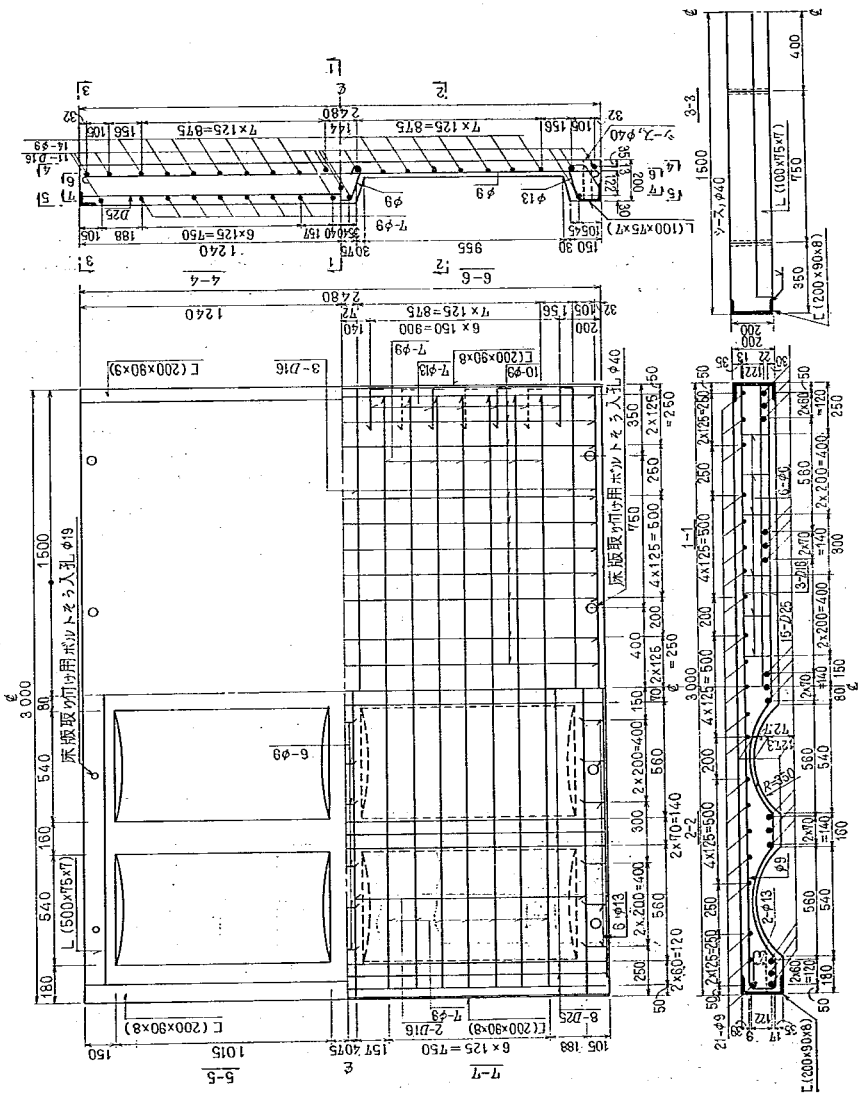


図-3.3 破壊試験供試体

け難く，そのために支承部近傍に局部的な応力集中または2次応力が発生する。このような，支承部の不整がおよぼす影響が無視できないものであるときは設計においてそれを考慮する必要がある。しかし原則的にはこの不整合部の透き間の値を可能なかぎり小さい値にする方法を考えるべきである。

（2） 支承部の拘束度の影響

プレキャスト床版を支持げたにボルトで取り付けると，ボルト締めによる支点の拘束を生じ，半固定支持の状態になる。このような状態と設計で仮定する単純支持との版の応力度に関する差異が無視し得ないものであるときは設計においてそれを考慮する必要がある。

以上のほか，リブ鉄筋端部の配置方法として通常行なう引張側鉄筋の曲げ上げは，リブの厚さが薄いことと，鉄筋が太径になることから，施工がむずかしい。そこでこれを曲げあげず直線で用いる方法が考えられる。この際斜引張応力にはスターラリブを密にして抵抗させる。この方法による細目の強度は4.〔3〕での試験で安全性が確かめられた。

〔3〕 設計法の検討のための実験

上記計算法および計算法の仮定ならびに構造細目などを総括した設計法を検討するために実験を行なった。実験は図-2.1に示す各種断面形状のうち，d)の断面形の供試体について行なった。リブ形状として特にアーチリブをまず対象としたのは，このような断面では局部的にアーチとしての力学作用が期待されて同一断面積からなる台形リブつき版よりも有利でないかということを予想し，その実際の応力状態と耐荷力を確かめようとしたためである。

（1） 供試体の設計

車両進行方向に平行なアーチリブ（リブ厚20 cm）を持つ支間2.5m，幅3.0mの供試体を表-2.2の設計条件により設計した。その構造を図-3.3に示す。次に，この供試体の設計の概要について述べる。

1） リブ方向の設計

リブ方向には主鉄筋が車両進行方向に平行な1方向単純版と考えて，鋼示19条の式によりモーメントを求めリブを設計した。

自由縁端部は図-3.3に示すように，1[−200×90×8を用いて補剛した。補剛された端リブのEI_Rは中間リブのEI_Sの2.07倍，すなわち$\alpha=2.07$で，3〔1〕(2)に述べた縁端補剛の条件を満足している。

断面算定は通常の鉄筋コンクリート構造の計算と同じ方法で計算したものである。

2） リブに直角な方向の設計

リブに直角な方向には連続アーチリブからなる断面をそれと等断面の矩形リブ断面に置換して，版厚7.3cmのスラブがリブに連続支持されるものと考え鋼示19条の主鉄筋が車両進行方向に直角な連続版の式を用いて設計した。

使用材料は，鋼材（鋼形鋼）はSS—41，鉄筋はSD—30（D25，D16）およびSR—24（ϕ13，ϕ9）をまた，コンクリートは粗骨材のみ人工軽量骨材使用の軽量コンクリートを用いた。コンクリートの材料，配合，強度試験結果を表-3.6に示す。なお，硬化後におけるコンクリートの単位容積重量は1,880kg/m³であった。

表-3.5 使用コンクリート

a) 使用材料

セメント	普通ポルトランドセメント
混和剤	ポゾリスNo.5
細骨材	川砂
粗骨材	人工軽量骨材（メサライト，三井金属鉱業製）

b) 示方配合

粗骨材最大寸法(mm)	C (kg)	W (kg)	W/C (%)	S/A (%)	S (kg)	G (kg)	ポゾリスNo.5 (kg)	空気量 (%)	スランプ (cm)
15	467	168	36	37	631	545	2.34	3～5	3～5

c) 強度試験結果

材令28日			材令98日			
供試体	σ_{28}	(平均)	供試体	σ_{98}	(平均)	Ec(kg/cm²)*
1	464		4	425		2.22×10^5
2	470	469	5	544	484	1.97×10^5
3	475					

＊ワイヤストレーンゲージによるひずみ測定値より求めたもの。

（2） 実験内容

表-3.6，写真-3.1に示すように，まずリブの支間中央点に載荷を行なって弾性域内の各部の挙動を確かめ（実

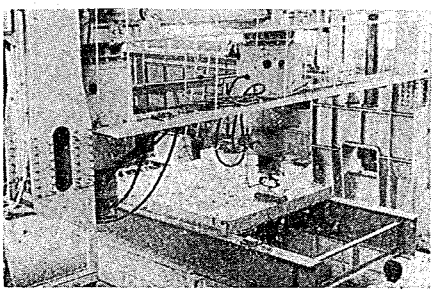
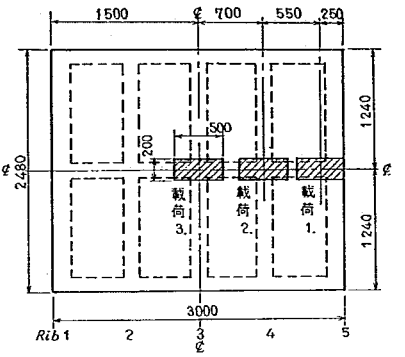
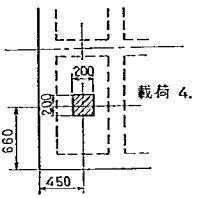
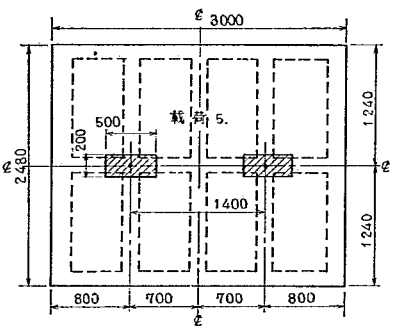


写真-3.1 試験状況

表-3.6 試験内容と載荷状態

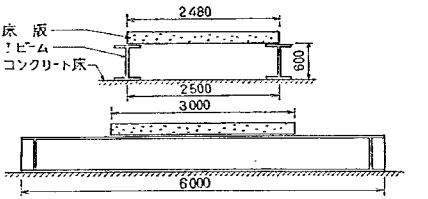
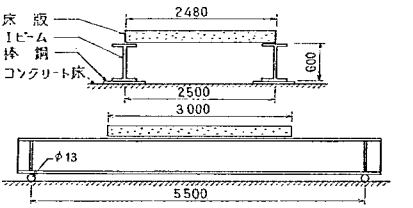
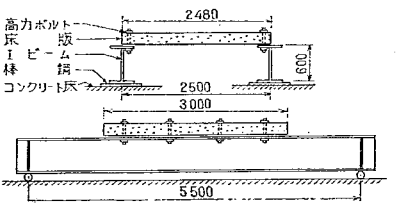
試験番号	試験内容	載荷状態
1	弾性域載荷試験	
2	薄厚部載荷試験	
3	破壊試験	

験－1），次に薄厚部への集中載荷を行ない（実験－2），最後に2点載荷による版全体の曲げ破壊を行なった（実験－3）。ひずみおよびたわみ測定はそれぞれワイヤストレーンゲージおよびダイヤルゲージによった。主鉄筋のひずみゲージはコンクリート打設前に貼付しておいた。

載荷は能力250tの油圧ジャッキを有する橋梁大型模型載荷装置を用いて行なった。載荷板は，実験－1および実験－3においては20×50cm，実験－2では 20×20cmの鋼板を用い，さらに荷重の均等分布をはかるため床版載荷板との間に硬質ゴム板を用いた。

支承状態は表-3.7に示す3種とした。Ⅰは剛支承上に相対する2辺が単純支持された状態，Ⅱは弾性支承（鋼げた）上に相対する2辺が単純支持された状態，そしてⅢはこのような床版が実際に使用されるときの状態を想定して弾性支持げたに床版をボルトで固定したものであ

表-3.7 支　承　状　態

番号	床版の支承状態	支　承　状　態
I	剛支承上における2辺ヒンジ支承	
II	弾性支承上における2辺ヒンジ支承	
III	弾性支承上における2辺準固定支承	

る。実験－1はこれら3種の支承状態のおのおのについて，実験－2は支承状態Iについて，また，実験－3（破壊実験）は支承状態IIIについてそれぞれ実施した。

（3） 実験結果および考察

床版の支間中央断面において測定した主鉄筋およびコンクリート圧縮縁のひずみをそれぞれ図-3.4および図-3.5に示す。これらはそれぞれ載荷状態ごとに3回試験を行なったときの平均値である。支承状態Iの場合のこれらの実測ひずみを応力度に換算した値を各種荷重分配計算法による理論値と比較して示すと，図-3.6，図-3.7のとおりである。

図-3.8は支間中央断面におけるたわみの実測値を示す。ただし，同図の値は支持げたのたわみも含めた床版のたわみである。

次に，実験－2における薄厚部集中載荷の場合のコンクリート表面におけるひずみ分布を図-3.9に示す。同図において一部実測値が欠けているのはゲージの不良等によって実測できなかったものである。

次に，これらの実験結果について考察する

1） 荷重分配

図-3.4，図-3.5のひずみ実測値および図-3.8のたわみ実測値より，版縁端載荷（載荷I）の場合と版中央載荷（載荷III）の場合の同一荷重下での値を比較すると表-3.8のようである。いま両者のたわみを比較すると同一荷重のもとでたわみはほぼ等しい。これより端リブの EI を版中央部の2.07倍としたことにより版縁端部における荷重分配は版中央部と同程度にすることができたことが検証された。

次に，図-3.6，図-3.7に示すように主鉄筋およびコンクリートの実応力度と各種理論によるそれらの計算値との間にはかなりの差がみられるが，比較に用いた二つの理論値のなかでは，猪股氏の理論[9]が傾向的には実測値に比較的近似しており，この供試体の版縁端に用いた溝形鋼が床版を支持する弾性梁として作用していることがわかる。

2） 支承条件の違いによる版への影響

図-3.4，図-3.5および図-3.6より支承状態の違いによる主鉄筋およびコンクリートの応力度ならびに

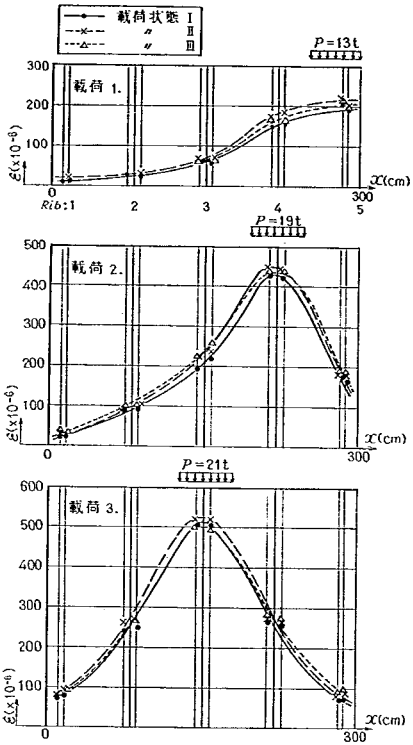


図-3.4　主鉄筋のひずみ（支間中央断面）

表-3.8　縁端載荷の場合と中央載荷の場合のたわみとひずみの比較

		①縁端載荷（載荷Ⅰ）*	②中央載荷（載荷Ⅲ）**	①/②
たわみ(mm)		2.3	2.2	1.05
ひずみ (×10⁻⁶)	主鉄筋	190	315	0.60
	コンクリート	220	290	0.76

* P=13 t 載荷時（支承状態Ⅰ）
** P=13 t 載荷時に換算（支承状態Ⅰ）

たわみの大きさの違いをみると，それら相互の差は13～21t載荷時の応力度で主鉄筋で最大20kg/cm²程度；コンクリートで2～3kg/cm²程度で，たわみについても差は僅少である。

したがって，ここに比較したような3種の支承状態の違いによる版中央部の断面力への影響は無視しうるものであると判断される。したがってボルト固定による支承部応力度も問題にするほどではないと考えられる。

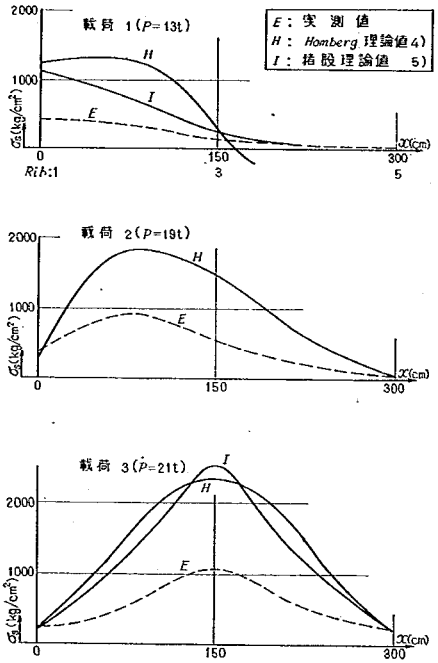


図-3.6　主鉄筋の引張応力度　実測値と理論値との比較—

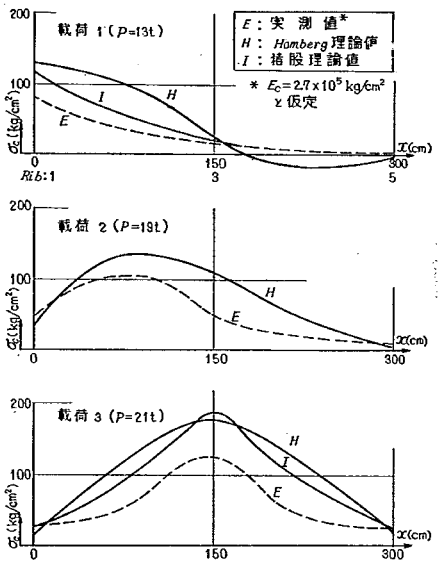


図-3.7　コンクリートの圧縮応力度
—実測値と理論値との比較—

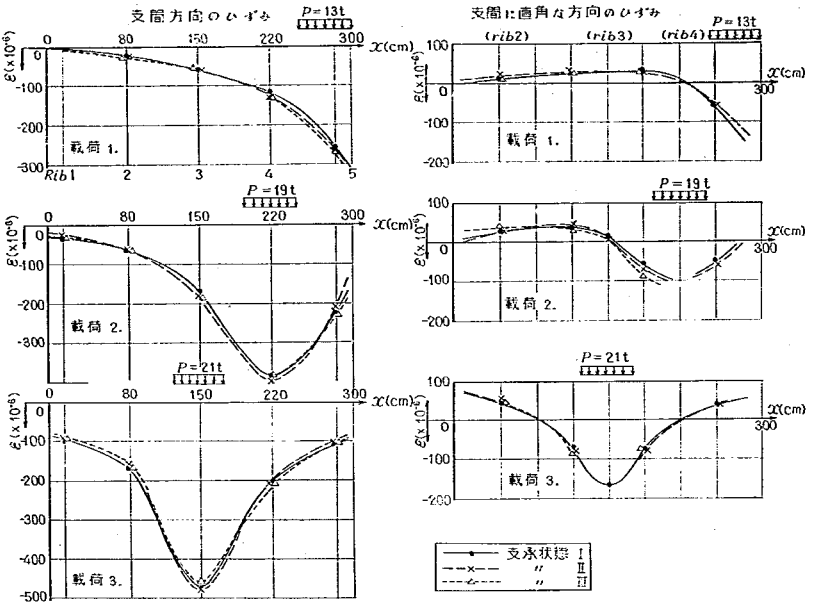


図-3.5　コンクリート圧縮縁のひずみ（支間中央断面）

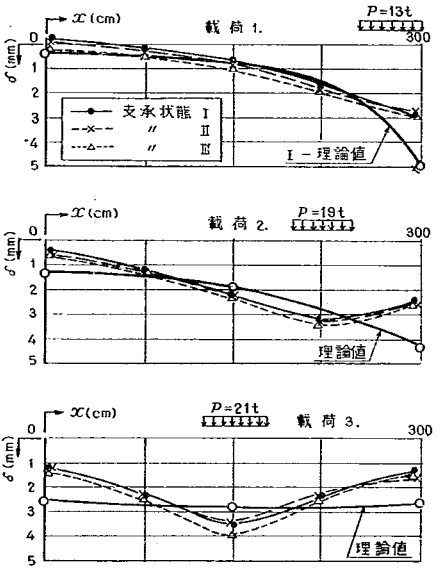


図-3.8　版のたわみ（支間中央断面）

3)　支承部の不整合による2次応力

この供試体を支持げた上に載せたときに床版と支持げたとの接触面に最大約 2mm の不整合を生じたが，このような不整合によって生じた透き間には薄鋼板片をそう入して床版と支持げたとができるだけ均等に接触するように処置してから載荷を行なった。

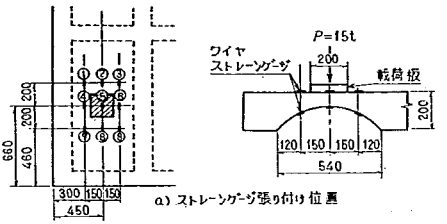
その際，支承線上におけるコンクリート圧縮縁（上面）の支承線方向のひずみ分布を実測したところ，支承状態の違いによる多少の相違はあったものの全般的には応力度換算で最大 15kg/cm² 程度であった。

このことから，支承面の不整合に対してここで用いたような方法で処置すれば支承部における2次応力は無視しうる程度に押えることができる，と言えよう。

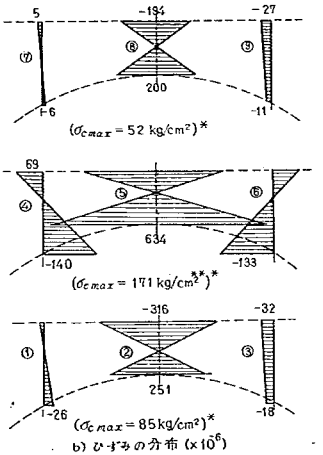
4)　薄厚部の応力状態および強度

薄厚部上に載荷したときのその付近のコンクリート表面のひずみ分布は図-3.9のようであった。ゲージの不良などにより十分にひずみ分布の状況をとらえることができなかったが，おおよその傾向はみることができる。

応力度は P=15 t 載荷時に載荷点直下で最大170



a) ストレーンゲージ張り付け位置



b) ひずみの分布 ($\times 10^{-6}$)

*　$E_c = 2.7 \times 10^5$ kg/cm² と仮定

**　圧縮縁のひずみは実測できなかったので，中立軸が版厚の中央にあるとして引張縁のひずみと等値異符号のひずみを仮定。

図-3.9　薄厚部の応力状態（載荷4）

kg/cm² 程度となっているが，これは設計輪荷重に対して荷重強度で約3倍の荷重のもとでの値であることを考えると，この供試体におけるような薄厚部の強度は設計輪荷重の静的な作用に対しては，十分安全であると言えよう。

5)　破壊強度および破壊状況

表-3.6の載荷3に示す2点載荷により曲げ破壊試験を行なったところ，最終耐力は82 t（2点合計）であった。そのときの幅 1mm 以上のひびわれの模様を示すと，図-3.10のようである。（写真-3.2 参照）。図-3.10のひびわれ線のうち床版上面の支間中

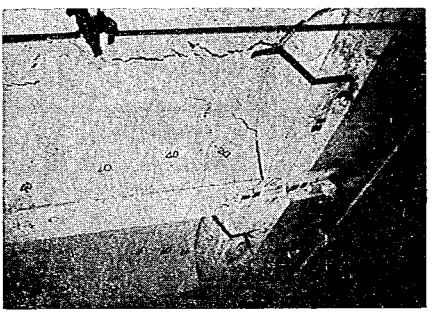


写真-3.2　破　壊　状　況（底面）

央線に沿った破壊はコンクリートの圧壊を示すもので，これがこの床版の最終耐力を支配したものと考えられる。

載荷板の周辺には押し抜きせん断による破壊の様相がみられた。また，版の隅角部には 10～20cm 間

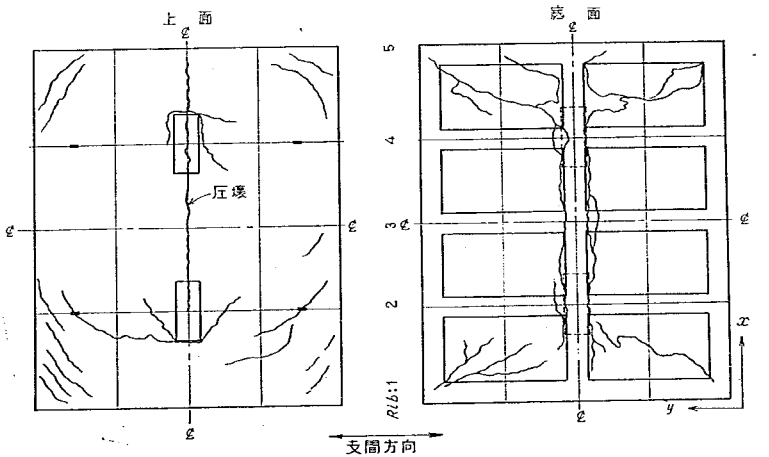


図-3.10　破壊時（$P=82\,t$）におけるきれつの状況

隔に x, y 軸に斜め方向の微小なひびわれを生じたが，これは床版を支持げたへボルトで固定したための負モーメントによるものと考えられる。

破壊荷重 82t に対応する破壊モーメントを逆算すると 55.8t-m となるが，これに対して設計モーメントは24.2t-m で破壊モーメントは設計モーメントの2.3倍となり，通常の現場打ち鉄筋コンクリート床版における破壊モーメントと設計モーメントの比にほぼ合致する。すなわち鉄筋の許容応力度は降伏点応力度に対して約 1.7 の安全率を有し，さらに床版を鋼示19条で設計する場合，計算式には理論値に対して約15%の余裕が含まれているので，全体として破壊モーメントは設計モーメントの 1.7 ×1.15≒2 倍となる。これに降伏点規格値に対する実際値が上積みされる。

（4） 総　括

この実験によって次のことがらが明らかになった。

1) この版のような有限幅の版の縁端部を版中央部の約2倍の EI をもつように補剛することにより，縁端部も無限版と同等以上の荷重分配を期待することができる。

2) この実験で用いたような床版の支承状態の違いによる版への影響（応力度，たわみ）は無視しうる程度である。プレキャスト床版を支持げたにボルトで取り付ける場合も，通常の単純支持版として計算して差しつかえない。

3) 支承線に生ずる不整合は透き間に薄鋼版片をそう入するなどして調整するだけでその部分の2次応力は無視しうる程度に減少せしめることができる。

4) この供試体に用いたような薄厚部は，設計輪荷重に対して十分な静的強度を有する。

5) 版全体としての静的耐力は十分である。

以上のように，前述の設計法によりプレキャスト床版は鋼示19条の計算式を準用して設計できることが検証された。

供試体の構造形式からみて，図-2.1に示すａ)の台形リブつき床版にもこれと同様の結論が適用されることは明らかであろう。

ただ，以上はいずれも静的な荷重に対する性状強度が検証されたのみで，支承部の不整合による局部的応力集中の動荷重下での影響，支承部および取り付け部の耐久性およびそれらの疲労の影響などについては確認されていない。それらについて実際に即した資料をうるために実験室での疲労試験のみでなく実橋に適用して調査するのが最も適当である。

4. 実橋への適用

第3章で述べたように，静的な見地からはプレキャスト床版の安全性と実用性が明らかになったが，床版製作における実際の施工性と施工精度，架設後における実交通荷重による繰り返し作用の影響その他予期せぬ現象などは，実橋で確かめるほかはない。たまたま，日本道路公団施工による花輪跨道橋（千葉県船橋市地内の京葉道路花輪インターチェンジの跨道橋）の建設に当たり，その工期短縮の必要からこの工法が採用されたので，その機会にプレキャスト床版の実際の施工と架設後の挙動についての一連の調査を行なった。

花輪跨道橋は昭和39年10月に竣工した橋長29.1m，幅員 6.5 mの2主げた中路プレートガーダー橋で（写真-4.1），床版は図-4.1に示す骨組図の橋の中央部25m区間

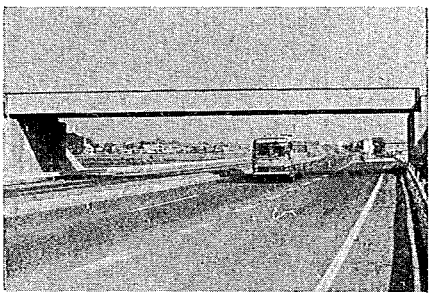


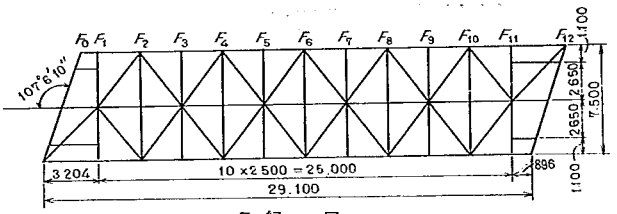
写真-4.1　花輪跨道橋（日本道路公団）

に10パネルのプレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版が用いられ，両橋端部のみ現場打ち軽量コンクリートで施工された。主げたには80キロ鋼が用いられ，けたの剛度は1/500に近い。なお同橋の工事報告は文献(6)に報告されている。

〔1〕 設　計

（1） 設計の方針および設計条件

第2，3章に述べたように，プレキャスト床版の調査，研究の結果，厚さ7cm程度の薄厚部を有するアーチリブつき版も版厚が薄くなることによる曲げモーメント増と有限版縁端部の剛性について考慮すれば鋼示19条のモーメント計算式に準拠して設計することができ，かつそのように設計された版の静的耐力は十分であることが確かめられた。しかし，アーチリブ版の薄厚部の強度は厚さが薄いだけにわずかの施工誤差にも影響されやすいなど施工性の面からやや難点があると考えられ，また，このような薄厚部の繰り返し荷重に対する耐力についても未確認であった時点において，この断面形をただちに実橋に採用するのは時期尚早との判断から，本橋の床版には第3章で扱ったアーチリブつき版のように極端な薄



骨組み図

設計条件表

設計荷重	活荷重		T-L 20	
	コンクリート単位重量		1880 kg/cm³	
許容応力度	プレキャスト部	スラブ	σ_{ca} = 80kg/cm²	
		リブ	σ_{ca} = 130 〃	
	場所打ち部		σ_{ca} = 85 〃	
	鉄筋	材質	SSD 49	SS 41
		引張応力度	1800	1400
	床版コンクリートの28日強度			
	プレキャスト部		σ_{28} = 400 kg/cm²	
	場所打ち部		σ_{28} = 255 〃	

〔注〕

1. 粗骨材はメサライト
   細骨材は川砂とする

プレキャスト版

Mark	Dimension	No	Piece Wt	Total Wt	Remarks
1	Dφ25×2460	22	9.791	215	SSD 49 —
1'	〃 ×2510	11	9.990	110	〃 ～
2	Dφ16×6690	4	10.354	41	SSD 49 —
3	Dφ10×7050	39	3.941	154	〃 ～
3'	〃 ×6910	2	3.863	8	〃 ～
3''	Dφ13×7480	16	7.435	119	〃 ～
3'''	〃 ×7280	2	7.236	14	〃 ～
4	Dφ10×2480	95	1.386	132	〃 ～
5	φ 9× 880	308	0.439	135	SS 41 ～
6	(平均長さ) Dφ10×650	66	0.363	24	SSD 49 口
7	Dφ13×2460	8	2.558	20	〃 —
8	〃 ×1330	26	1.383	36	〃 口
9	φ 9× 820	30	0.309	9	SS 41 ～
1	1 − BLOCK			10 − BLOCK	
Dφ 25	SSD 49	325		3.250	
〃 16	〃 39	41		410	
〃 13	〃	189		1.890	
〃 10	〃	318		3.180	
φ 9	SS 41	144		1.440	
		1,017 kg		10.170 kg	

Mark	Dimension	Length	No.	Piece Wt	Total Wt	Remarks
L	100×75×7	6700	20	62.44	1250	
ボルトナット	5/8 φ	65	200	0.18	36	8.T.H.T.ボルト
ワッシャー	32φ	45	200	0.028	6	
				Total	1292	
シース	40φ	40.8m				

プレキャスト床版場所打ち部 合計

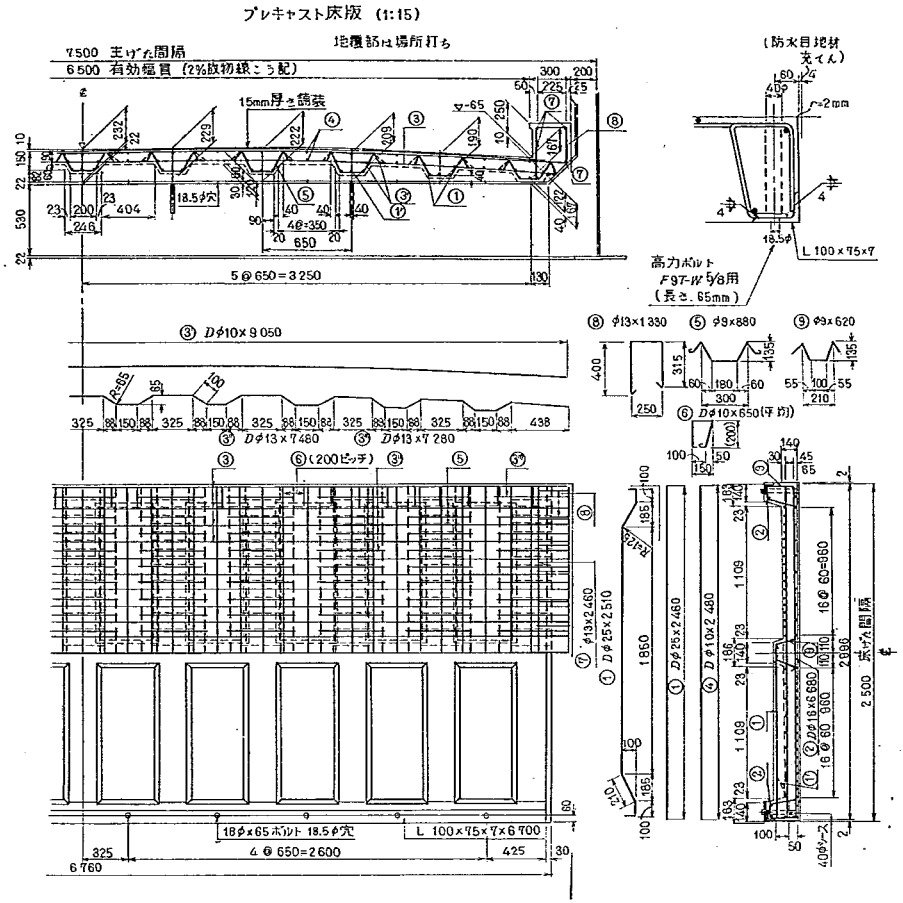
コンクリート	26.5m³	10.4m³	36.9m³
型わく	195.7m²	65.9m²	261.6m²

図-4.1 床 版

表-4.1 設 計 条 件

設計荷重	活荷重		T-20	
	コンクリート単位容積重量		1,800kg/m³	
許容応力度	コンクリート	リブ部 スラブ部	130kg/cm²(1) 80kg/cm²(2)	
	鉄筋	材質 引張強度	SD-30 1,800kg/cm²	SR-24 1,400kg/cm²
コンクリートの設計基準強度			σ_{28}=400kg/cm²(3)	

注 (1) 設計実応力度は 125 kg/cm²
(2) 設計実応力度は 75 kg/cm²
(3) 実際に得られたコンクリートは σ_{28} 最低416kg/cm², 最高580kg/cm² 平均 497kg/cm² で, リブの設計実応力度に対して3.3～4.6の安全率を有する。



厚部をもたず，また形状的にも施工の容易な台形リブつき版を採用することにした。

本床版は厚さ19cm，底幅20cmの台形リブを65cm間隔に設け，リブ間のスラブ厚を12cmとした台形リブつき版（図-4.4参照）として，表-4.1に示す設計条件より設計した。リブ間隔65cmにしたのは，スラブの純間隔を輪帯幅50cmより小さい40cmにするためである。

1) リブ方向の設計

1方向単純版と考えて，鋼示の式によりモーメントを求め，Tげたとして設計した。設計モーメントは，実験的に行なうので施工を特に入念にすることが可能であったことから割り増しは行なわなかった。自由縁端は地覆部となるため，特に形鋼などを用いて補剛することをせず，地覆断面が端リブの剛性増大に寄与するものと考えて床版と地覆とを一体とした断面算定を行なった。地覆全断面が端リブと一体的に作用するとした場合の端リブの剛性は中間リブの剛性の約6.5倍あるので，地覆断面の約1/3が有効に作用すれば端リブの所要剛性は満足される。

2) リブに直角な方向の設計

リブに直角な方向は，スラブはリブに支持され主鉄筋が車両進行方向に直角な1方向連続版として，鋼示19条の主鉄筋が車両進行方向に直角な連続版の式を用いて設計した。スラブ厚は10cmでも十分であるが安全のため12cmとし，かつ許容応力度は80kg/cm²に押えた。

（2）構造概要

床版の形状・寸法・配筋の概略は図-4.1および図-4.5の供試体Ⅰ，Ⅱとして示す図のとおりである。床版パネル1枚の大きさは約7.1m（幅）×2.5m（長さ）≒18m²で，リブは橋軸方向主リブが11本，横方向には支間中央部に主リブと同寸法の中間横リブ1本を配し支承部には端横リブを設けた。床版上面には横断方向に2％の放物線こう配を付した。

細部構造について特に配慮した点をあげると次のとおりである。

1) 配筋：リブは3×D25による単鉄筋としたが，スラブ部分はD10とD13とによる複鉄筋とし，これらのうちD13はリブ上にて曲げ上げてリブ～スラブ境界部のせん断抵抗を増大せしめた。

2) 床げたへの取り付け部：床版の支承部に1L-100×75×7を設け（以下，これをコーナーアングルと呼ぶ），これにあらかじめ20cm間隔に溶接で取り付けたスターラップ状のアンカー鉄筋によりコンクリートの緊結をはかった。コーナーアングルには65cm間隔にボルト孔をあけ，その位置に鋼製シースを鉛直にセットしてコンクリート打設後に円孔を残し，ここよりボルトを通して支持げたのフランジに床版を固定させる構造とした。

3) 吊り金具：運搬および架設時に床版を吊り上げるための金具として，φ25鉄筋をフック状に加工したものを4個所に埋め込んだ。金具は架設終了後にガス切断により突出部を除去した。そのあとグラインダーでならした。

4) 地覆：花輪跨道橋は2主げたの中路プレートガーダー橋であるため，床版をけたの上方から吊り込んで架設する際に主げた上フランジ内側間隔と床版幅との差にできるだけ余裕をもたせて架設を容易ならしめるよう，地覆はプレキャスト床版製作時には鉄筋のみを取り付けておき，コンクリートは現場打ちとした。結果的には本橋の場合，地覆までプレキャストしたパネルの架設も容易に行ない得たと考えられるが，地覆の仕上がりの“通り”をよくするうえからは，地覆は現場打ち施工する方が調整しやすい。しかし精度をあげて，現場打ちをなくする工場製作方向が好ましい。

（3）使用材料

鉄筋はD25～D10はSD-30を，φ9のみSR-24を用いた。強度試験結果を表-4.2に示す。

表-4.2 鉄筋の引張試験結果

種類	引張試験			曲げ試験
	降伏点 (kg/mm²)	引張強さ (kg/mm²)	伸び (%)	
D 25	37	54	30	合格
D 16	39	55	29	〃
D 13	38	63	23	〃
D 10	44	55	31	〃
R 9	36	51	33	〃

注） 各径とも試験片3本の平均値を示す

次に，使用したコンクリートの材料，配合および強度試験結果は表-4.3のとおりである。単位容積重量は約60本の供試体について実測した結果は1,887kg/m³で，設計条件として仮定した値との誤差は0.4％であった。軽量化のためには粗骨材のみならず細骨材にも軽量骨材を用いることが目的にかなうところであるが（粗細骨材ともここに用いた種類の人工軽量骨材を用いると，単位容積重量は1,650～1,680kg/m³程度となる），この種の軽量コンクリートの橋梁構造物への使用経験がわが国においてはまだ十分でなく，また，この種のコンクリートの

表-4.3 コンクリート

a） 材料

種類	使用材料	備考
セメント	普通ポルトランドセメント	
混和剤	ポゾリス No. 8	凝結遅延効果
細骨材	安倍川産，鬼怒川産混合	比重 2.65，単重 1610kg/m³，F.M.2.53
粗骨材	メサライト （三井金属鉱業製）	比重 1.36，吸水量 10%

b） 示方配合

粗骨材最大寸法 (mm)	W (kg/m³)	C (kg/m³)	W/C (%)	S/A (%)	S (kg/m³)	G (kg/m³)	ポゾリス No. 8 (kg/m³)	スランプ (cm)
15	178	540	33	38	615	515	1.35	4±1

c）強度試験結果

（単位：kg/cm²）

種類 / 養生 / 材令	圧縮(φ15×30) 現場 36hr	現場 7日	現場 28日	標準 28日	曲げ(15×15×53) 標準 28日
試験結果 最高	441	531	532	580	32.7
試験結果 最低	262	399	349	416	22.5
試験結果 全平均	353	460	469	497	29.0
供試体数	27	32	39	24	15

引っ張りおよびせん断強さにやや難点があり，その疲労強度，耐久性などについてもまだ十分な資料が得られていない時点において，本床版のように作用応力が大きくかつ厚さの薄い床版に対して従来の普通コンクリートから一気に粗細骨材とも軽量骨材を用いた軽量コンクリートにかえることには不安があったので，本床版においては粗骨材のみ人工軽量骨材を用い，細骨材は天然砂（川砂）を用いることとした。

〔2〕施工

（1）床版の製作

1）型わく

プレキャスト床版に要求される製作寸法精度を確保するため，鋼製型わくを用いた(図-4.2a)．および写真-4.2)。この型わくは3.2～6mm厚鋼板を用いて全溶接により製作したもので，脱型時の便利のためにスラブ部分は台形状の小型わくを分離して製作し，底板にボルトで

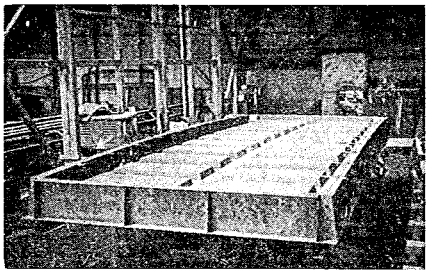


写真-4.2　型　わ　く

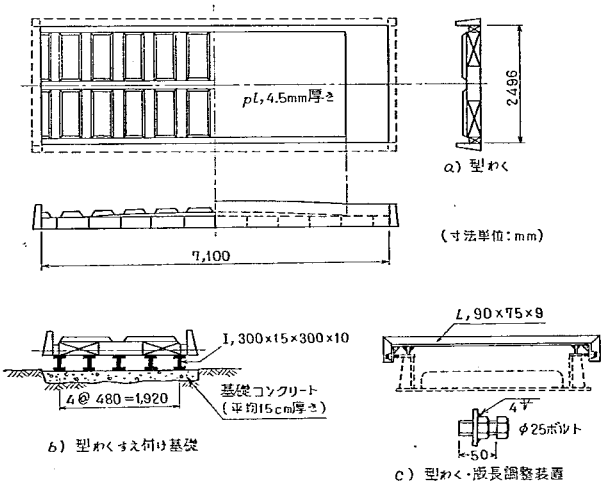


図-4.2　型　わ　く

容易に取り付け，取りはずしができる設計とした。

図-4.2 b).は型わくすえ付け基礎を，また図-4.1 c).は橋軸方向版長の誤差を ±1mm 以内に保つためと（設計目地間隔は4mm）コンクリート打設時における型わく側板の張り出しを押えるために用いた調整装置を示す。

2）鉄筋・鋼材の加工，組み立て

鉄筋の切断・曲げ加工・コーナーアングルへのアンカー鉄筋の溶接等は工場内作業として行ない，加工されたものは本組み立ての際に手もどりが生じないようにあらかじめ用意しておいた木製部分型わくの上で寸法を照査しておいた。本型わく（屋外ヤードに設置）への組み込みは，コンクリート打設直前に行なった（写真-4.3)。

3）床版の製作

作業工程を図-4.3に，また，コンクリート作業における作業員構成および使用機器に関する実績の一例を表-

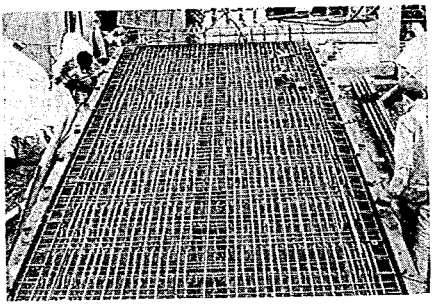


写真-4.3 配　筋　状　況

4.4 に示す。本床版の製作はたまたま7～8月の高温期に行なわれたのでコンクリート強度の発現が早く，普通ポルトランドセメントを用いながら打設後36時間（脱型時）ですでに300kg/cm²を越える強度が得られたので，打設は隔日に行なうことができた。屋外施工のため，日射を避けてコンクリートの打設は日没時前後に行なった。

床版パネル1枚当たりの全作業時間ないしは作業工程別所要時間は製作枚数が進むにつれて減少し，かつ労力（作業員数）もある程度まで減少せしめることができた。その状況を図-4.4に示すが，とくに表面仕上げの所要時間は最終の10枚目では1枚目の1/4に低下しており

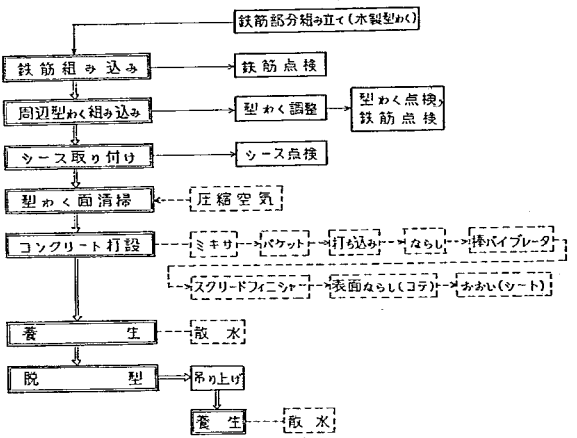


図-4.3 床 版 製 作 作 業 工 程

表-4.4 コンクリート作業の作業員構成ならびに使用機器（代表例）

（係）	（作業内容）	（人員(人)）	（機器(数量)）
主任(1)			
骨材係	骨材搬送(コンベア)	土工(3)	ベルトコンベア(1)
ミキサ係	ホッパ作業(骨材量調整，セメント投入)	土工(2)	ミキサプラント(1)
	秤量検針，水量調整，ミキサー運転	係員(1)	
打設係	バケット運転(クレーン車)	オペレータ(1)	クレーン車(1)
	打設・締め固め 棒バイブレータ	土工(2)	バケット(1)，棒バイブレータ(2)
	打設・締め固め スクリートフィニシャ	土工(2)	スクリードフィニシャ(1)
	表面仕上げ	左官(3)	仕上げ定規(1)
試験係	材料・コンクリート試験，供試体作製	係員(2)	試験器具(1式)，供試体型わく(13)
記録係	型わく・配筋等の形状寸法照査，作業進行状況記録，試験結果記録	係員(1)	
		（計） 17人	

熟練の度合いが作業時間にかなりの変動をもたらすことを示している。

4）養　生

コンクリート打設直後から脱型時まではシートおおいにより，また，脱型して養生ヤードに移してからはぬれむしろとシートで2重におおって適宜散水を行ない，少なくとも2週間は湿潤状態を保った。しかし，強度の発現状態よりみて，この場合湿潤養生期間は1週間で十分

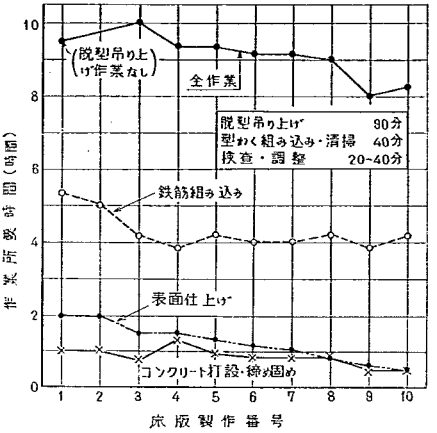


図-4.4 作業所要時間

であったと判断される。

5) 施工管理

版の形状寸法および鉄筋位置を正しく保つため，コンクリート打設前に型わく側壁間（版長），地覆鉄筋間(版幅）の寸法ならびに主鉄筋有効高さを照査して，誤差の大きいものは所定の誤差内となるように調整した（主鉄筋有効高さの誤差範囲は＋5～0mmを目標とした)。

本床版のコンクリートに用いた軽量骨材（粗骨材）の吸水量は天然骨材のそれよりはるかに大きいために，これを表面乾燥飽和状態よりも水分の少ない状態でコンクリート混合に供すると，練り上がったコンクリートのコンシステンシーが時間の経過とともに変動しやすく，表面仕上げ等の作業がしにくくなる傾向がある。そこで本床版の製作に当たってはあらかじめ24時間浸水して飽和状態になるまで吸水させた骨材をプラントわきに貯蔵し，適宜散水を行なってコンクリート混合時に表面乾燥飽和状態をやや上まわる程度の含水量となるよう調整した。

コンクリートはその許容応力度を大きくとったため，設計基準強度を確実にうることにつとめた。すなわち，配合試験結果より許容最大水セメント比を35%と定め，それに相応するスランプ5cmを上回るバッチは原則として捨てることとした。結果的にはスランプ平均3cm前後の固練りコンクリートを用いたが，この程度の固練りなら適当な振動器さえ用いれば打設・締め固め・表面仕上げ作業等を通じてさしたる困難はなく，むしろ材料の分離やブリージングを減ずるうえで効果的であった。ただし，振動をあまり与えすぎると軽量骨材が分離して浮き上がる傾向がある。

次に，本床版上の舗装は一貫した軽量化の目的に合わせて設計厚1.5cmのゴムアスファルト舗装を計画したので，床版の表面精度はこの薄層舗装に見合うものとなるよう特に注意した。コンクリート打設後，棒バイブレーターによる締め固めとスクリードフィニシャ（平面バイブレーター）がけを行なってから，まず木ごてによる荒仕上げを行ない，次に木製定規でタッピングして設計水準面を定め，最後に再び木ごてによる精密仕上げを行なった（写真-4.4)。仕上げに木ごてを用いたのは，床

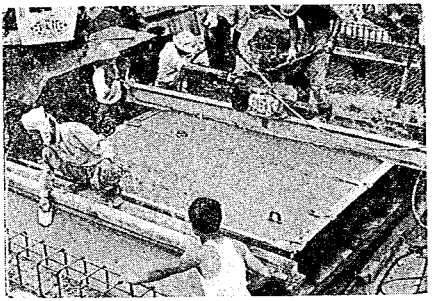


写真-4.4 コンクリート作業

版コンクリートと舗装との付着効果を考え，床版コンクリート表面にある程度の粗度をもたせようとしたためである。

（2） 床版パネルの輸送および架設

1) 輸　送

写真-4.5に示すように，8t トラックにパネル1枚ず

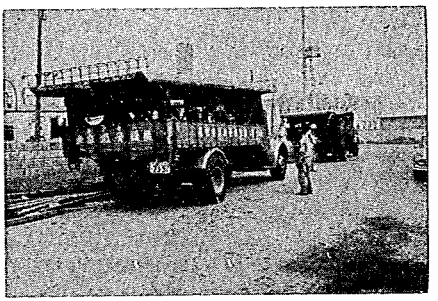


写真-4.5 輸　送

つ積載して製作ヤード～架設現場間（都内→船橋市）を輸送した。トラック荷台に木製架台を置き，2本の枕木上に床版のリブ位置が支持されるように積載したが，この場合自重によってひびわれが生じることはないことをあらかじめ検算して確かめ，事実，安全に輸送することができた。

2) 架　設

写真-4.6に示すように，橋下からクレーン(25tP&H,

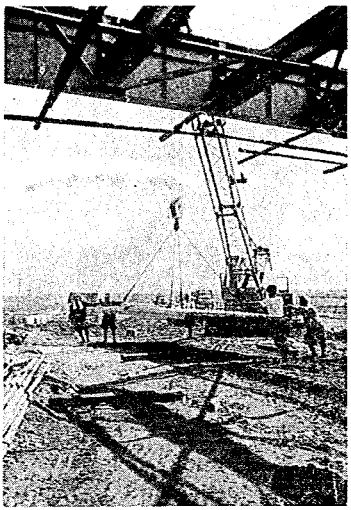


写真-4.6　架　　設

ブーム長18m）により主げた下側方より吊り込んで架設した。

床版のコーナーアングルと床げたの上フランジとは，F9T-W5/8高力ボルト（長さ65mm，材質SAE-1041）により接合した。なお，このボルト締めに先立って，コーナーアングルと床げたフランジのボルト孔にずれを来たしたものは床げたのボルト孔にリーマーを通して両者のボルト孔を合致せしめた。

のちに述べるように，コーナーアングル底面と床げたフランジ上面との間には最大3.6mmの透き間を生じたが，ボルト締めに先立ってこのような透き間には鋼板片（10×6cm，厚さ0.8，1.2，1.6，3.2mmの4種）を適宜そう入して，床版支承部と床げたフランジとができるだけ均等に接触するよう調整した。

（3）　施工精度

1）　型わく製作精度

完成した型わくについて寸法精度の照査を行なった結果を表-4.5に示す。版長および版幅の寸法誤差は所定寸法に対して±1mm以内であったが，リブ底幅，リブ高さ，スラブ部厚さなど細部寸法には最大4～8mmの誤差を生じた。これは主として溶接ひずみ量の予測値と実際値との違いによるもので，結果的にはこの程度の寸法誤差のために床版の強度のうえで欠陥となることはなかったが，ただ，リブ高さ，支承部高さにおける平均5～6mmの誤差は，設計寸法どおりの表面仕上げを行なううえに不都合をきたした。このことから型わく精度は極力あげるべきである。この値としては±2mm程度までは経済的に可能であろう。

表-4.5　型わく製作誤差

（単位：mm）

項　目	所定寸法	所定寸法に対する誤差			測長個所数
		最大	最小	平均	
版長	2,496	+1.0	− 0.5	+0.3	11
版幅	7,100	+1.0	0	+0.7	3
リブ底幅	200	+4.0	−13.0	−3.5	33
スラブ厚	120	+4.5	+ 0.5	+2.5	22
支承部高 中間リブ高	166.6～231.6	+8.0	+ 1.9	+5.6	33

2）　配筋精度

10枚の床版パネルについて，主鉄筋の有効高さの所定位置に対する誤差を実測した結果は表-4.6のとおりである。配筋誤差は＋5～0mmの範囲に押えることを目標とし，誤差の大きい個所については修正を施した。

表-4.6　主鉄筋有効高さの誤差

（単位：mm）

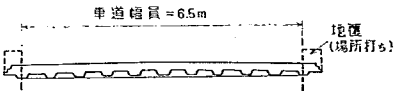
床版No.	リブ主鉄筋 ① Dφ25			スラブ上筋 ② Dφ10			スラブ下筋 ③ Dφ10			スラブ下筋 ④ Dφ13		
	最大	最小	平均	最大	最小	平均	最大	最小	平均	最大	最小	平均
1	+8.5	−3.5	+1.7	+10	−10	−2.6	+11	− 7	+2.5	+15	− 6	+5
2	+5.5	−2.5	+0.1	+ 5	− 5.5	−1.8	+10.5	0	+3.9	+ 4	− 1.5	+1.4
3	+9.0	−2.5	+1.8	+ 2	− 7	−2.5	+ 6.5	− 0.5	+2.5	+ 6.5	− 3.0	+1.4
4	+7.5	−4.5	+1.2	+ 3	−10	−3.2	+10	− 1	+5.4	+12	+ 1	+5.6
5	+1.5	−6.5	−1.3	+ 1	−10	−4.7	+ 8	0	+3.0	+ 7	− 1	+3.1
6	+3.5	−3.5	−0.5	+ 2	− 5	−2.9	+ 6	− 7	+0.1	+ 5	− 7	+0.5
7	+3.5	−6.5	−0.8	+ 2	− 4	−1.4	+ 1	− 2	−0.3	+ 4	− 2	+0.5
8	+7.5	−4.5	+1.1	+ 6	− 2	+0.5	+ 3	− 7	−0.5	+ 3	− 5	+0.2
9	+7.5	−1.5	+1.7	+ 7	− 3	+3.0	+ 2	− 3	−0.2	+ 5	− 1	+1.2
10	+4.5	−6.5	+0.2	+ 5	0	+3.3	+ 1	− 7	−3.2	+ 3	− 5	−1.4
平均	+9.0	−6.5	+0.5	+10	−10	−1.2	+11	− 7	+0.4	+15	− 7	+1.7

注）　床版1枚当たり測点数は
①33点，②～④各20点である。

3）　床版重量

床版パネル10枚中の1枚についてロードセルによる重量実測を行なったところ，実重量は設計重量の約2％増しであった（表-4.7(1)。ロードセルの誤差は0.5％）。規則的に行なわれた施工経過からみて，他の版も重量の誤差は2％程度以内におさまっているものと推定され

表-4.7 床版重量の誤差



(1) プレキャスト部分全体の重量（地覆鉄筋を含む）

計算値		実測値	差
コンクリート	4.90 t	6.17 t	+0.12 t (1.98%増)
鉄筋	1.01		
鋼材	0.13		
吊り金具	0.01		
計	6.05 t		

(2) 車道幅員区間についての床版の単位容積重量，単位橋面積当たり重量（床版平均厚=15.7cm）

容積 (m^3)	重量 (t)	橋面積 (m^2)	単位容積重量 (t/m^3)	単位橋面積重量 (kg/m^2)
2.55	5.64 (5.52)	16.25	2.22 (2.17)	347* (340)

( )内はコーナーアングルを除いた重量。
* 橋面積 1m^2 当たり鉄筋量は58kgである。

る。

この実測結果より，地覆部を除く部分（車道幅員の部分）についての床版の単位容積重量および単位橋面積当たり重量を求めると，表-4.7(2)のようである。

4) 架設精度

（a） 架設後の縦断凹凸度

10枚の床版パネルを架設し終わった状態において，相となる2枚の版の目地位置での高さの差を地覆寄り両端部と幅員中央部にて測定した結果，測点27点中の最大値は8mm，平均値は2.5mmであった。

（b） 床げたへの取り付け部の不陸

コーナーアングル底面と床げた上フランジ上面との間に不規則に生じた透き間を，ボルト締め前に透き間計を用いて測定したところ，透き間の最大は 3.6mm，平均0.9mm（測点数：210点）であった。すでに述べたように，この透き間には0.8~3.2mm厚の鋼板片をそう入した。

（c） ボルト孔の合致度

コーナーアングルと床げたフランジのボルト孔がリーマー通しを行なうことなく合致したものは，ボルト孔全数（200個所）の約60%であった。

（d） 目地間隔

目地の開きは，設計値4 mmに対して実際値は最大11 mm，最小3 mm，平均5.4mmであった。

［3］ **耐荷力検証試験**

（1） 供試体

試験に用いた供試体は図-4.5に示すようなI，II，IIIの3体である。I，IIは実橋に用いられたものと同じもので，IIは実橋用床版の製作に先立って作られたいわば第1号のパネルであり，Iは実橋用床版パネル10枚の製作終了に引き続いて作られたものである。したがってIとIIとでは鉄筋の加工・配筋・コンクリートの表面仕上げなどの精度（施工精度）のうえでかなりの差があり（これは作業のなれの度合いの違いによるものである），極言すればIは最良の施工精度をもつもの，IIは施工精度が最悪のものを代表すると考えることができ，このことからI，IIの2体により施工精度のばらつきによる強度上の差異を比較することができる。

供試体IIIはスラブ部分の厚さをI，IIより薄く10cmとしたもの（花輪橋床版の当初案による）で，あわせてリブ端の合理的な補強方法を調査するため，リブによって3とおりの補強方法を用いたものである。IIIのRib6,7は当初案である。

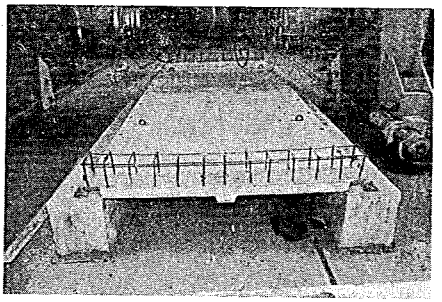


写真-4.7 供試体外観

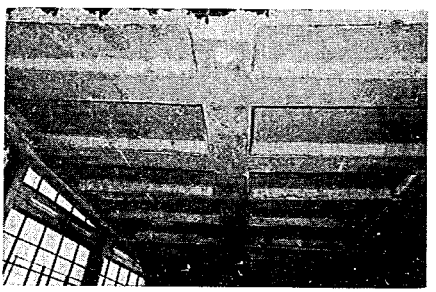


写真-4.8 供試体（底面）

設計条件，使用材料等は実橋に用いた床版のそれらと全く同じである。

（2） 試験内容

ひびわれ荷重，版端部のせん断強度，押し抜きせん断強度，および曲げ強度の検証を行なった。載荷には 250t 油圧ジヤッキを有する橋梁大型模型載荷装置を用いた。

（3） 試験結果

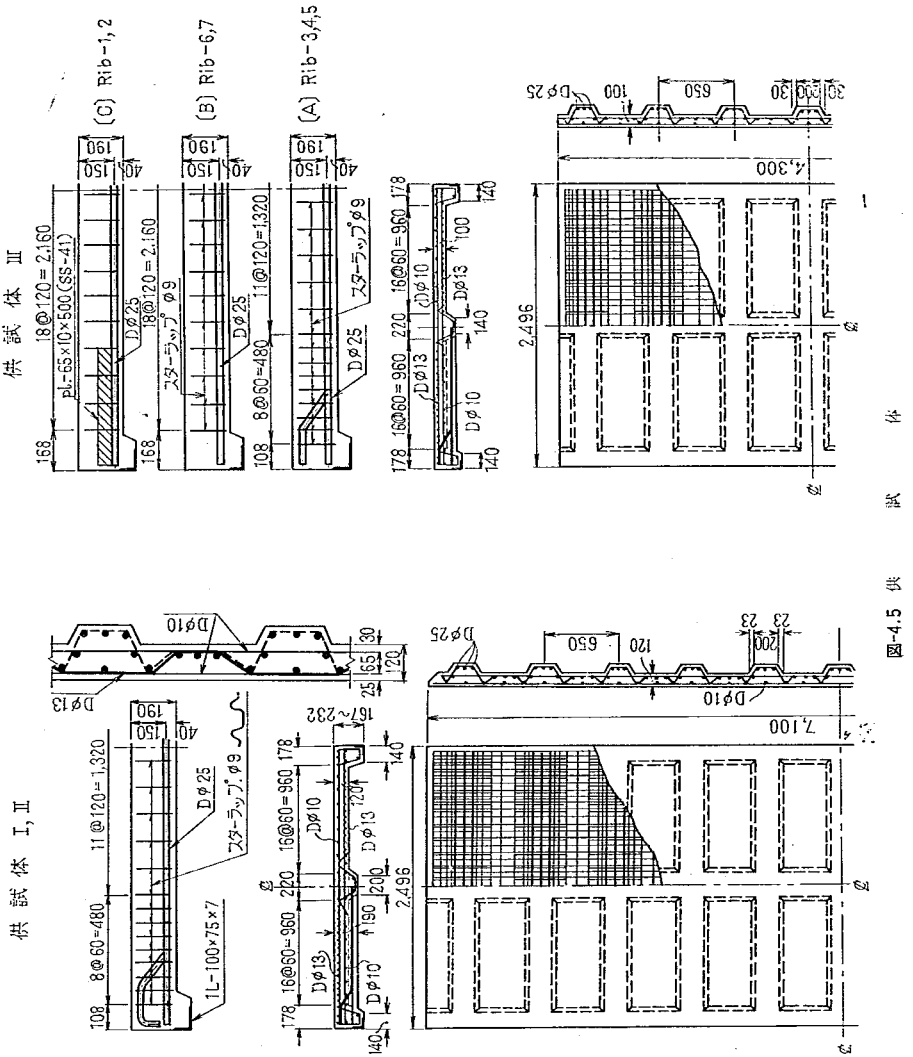


図-4.5 供試体

1) ひびわれ荷重

各リブの支間中央に1点載荷（載荷板：20×50cm）したときのひびわれ荷重は表-4.8のようであった。ここに計算値として示した値は，リブの全断面を有効としたときの引張縁におけるコンクリートの応力度がコンクリートの引張強度に達するときの荷重として，1方向無限等方性版の理論（鋼道路橋設計示方書19条のモーメント算式の根拠となっているもの）により，コンクリートの引張強度を 40kg/cm² ($1/13 \cdot \sigma_c$) と仮定して求めた値である。

2) 版端部のせん断強度

版端部（支承線近傍）のリブ上とリブ間とに載荷した場合の破壊荷重は表-4.9のようであった。

3) 押し抜きせん断強度

表-4.8 ひびわれ荷重　(載荷板：20×50cm)

供試体 I					供試体 III				
リブ番号*	ひびわれ荷重(t) 実測値 各リブ	① 平均	② ** 計算値	①/②	リブ番号*	ひびわれ荷重(t) 実測値 各リブ	① 平均	② ** 計算値	①/②
1 11	12 13	12.5	5.33	2.3	1 7	10 9	9.5	5.07	1.9
4 8	13 13	13	5.33	2.4	3 5	13 13	13	5.07	2.6
6	13	13	5.33	2.4	4	12	12	5.07	2.4

* 最端リブより順に1, 2, 3,……とする。
** 1方向無限版（等方性版）としての理論値。

表-4.9 版端部のせん断強度　(載荷板：20×50cm)

供試体 I		供試体 II		供試体 III	
載荷位置	破壊荷重(t)	載荷位置	破壊荷重(t)	載荷位置	破壊荷重(t)
リブ 3	160	リブ 3	153	リブ 2*	148
〃 5	165	〃 5	129	〃 4**	149
〃 2～3	160	〃 2～3	133	〃 6***	118
〃 4～5	140	〃 4～5	129	〃 1～2*	—
				〃 3～4**	142
				〃 6～7***	118

* 配筋〔C〕, ** 配筋〔A〕, *** 配筋〔B〕
(図-4.5 参照)

表-4.10 押し抜きせん断強度　(載荷板：20×20cm)

供試体 I (スラブ厚12cm)		供試体 II (スラブ厚12cm)		供試体 III (スラブ厚10cm)	
載荷位置	破壊荷重(t)	載荷位置	破壊荷重(t)	載荷位置	破壊荷重(t)
リブ 7～8	52	リブ 3～4	57	リブ 1～2	35
〃 9～10	60	〃 5～6	65	〃 3～4	42
				〃 6～7	45
平均	56	平均	61	平均	41

スラブ部分における押し抜きせん断破壊荷重は，表-4.10のようであった。ただし，この場合の載荷面積は20×20cmである。

4) 曲げ強度

1)～3)の試験ののちに支間中央断面に2点載荷して曲げ破壊せしめた。その結果を表-4.11に示す。同表中に示す計算値は，鉄筋と圧縮側コンクリートを有効とみなした断面について1方向無限等方性版理論によって求めた値である。

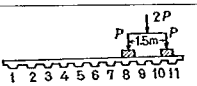
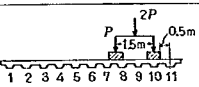
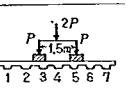
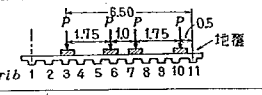
(4) 試験結果の考察

1) ひびわれ荷重

表-4.8 よりリブにひびわれが生じるときの荷重は衝撃を含む T-20 の後輪荷重にほぼ等しいことがわかる。また，供試体 I と III のスラブ厚の差 (2cm) によるひびわれ荷重の違いはほとんどないことがわかる。

2) せん断強度

表-4.11 曲げ破壊強度

	供試体		I	II	III
①	試験に用いた荷重状態				
①の荷重状態における破壊荷重，P（t）（σ_c = 500kg/cm², σ_{sy}=3,800 〃）	②	実験値	48.0	55.5	52.5
	③	計算値*	43.0	43.0	40.9
④	②/③		1.12	1.29	1.28
⑤	設計荷重				
⑤の荷重状態における破壊荷重，P（t）（σ_c = 500kg/cm², σ_{sy}=3,800 〃）	⑥	実験値** ④×⑦	34.8	40.1	37.9
	⑦	計算値*	31.1	31.1	29.6
〃（σ_c および σ_{sy} がそれぞれ下限値の400および3,000であるとき）	⑧	実験値** ④×⑨	27.5	31.6	29.8
	⑨	計算値*	24.5	24.5	23.3
⑩	設計輪荷重，$P_{(1+i)}$（t）		11.1	11.1	11.1
⑪	⑥/⑩		3.1	3.6	3.4
⑫	⑧/⑩		2.5	2.9	2.7

* 1方向無限版（等方性版）としての理論値
** ④の比率を用いて推定

版端部載荷の場合の強度は，リブ上に載荷した場合とリブ間（スラブ部）に載荷した場合とで明確な差がない。これは，本床版はリブ中心間隔を65cmとしてリブ純間隔が輪帯幅（＝載荷板幅：50cm）より小さく約40cmとなるようにしたために，厚さ12～10cmのスラブ上に載荷した場合もリブが荷重の一部を負担することになって，結果的には総厚19cmのリブ上に載荷した場合と同程度の耐力を示したものと考えられる。

リブ上載荷2個所，リブ間載荷2個所，計4個所についての実測値の平均値は，供試体Ⅰでは156t，供試体Ⅱでは136tでⅡはⅠの87%となっており，また，ⅠおよびⅡのおのおのの平均値に対する個々の実測値のばらつきの最大はⅠで10.3%，Ⅱで12.5%であるが，ⅠとⅡの強さの差は施工条件のよしあしの相違による強度上の差異，後者のばらつきは施工精度の差の強度のばらつきへの現われとみることができよう。

供試体Ⅰ，Ⅱの版端部破壊荷重の平均値は146tで，これは衝撃を含む設計輪荷重11.1tの約13倍に相当する。この版のせん断力に対する設計は，1つのリブとその左右に連続するスラブ部とで構成されるTげたを考え，版端部では横方向への荷重の分配がないものとして（すなわち輪荷重11.1tはこの1つのTげたのみで受けるものとして）せん断耐力が十分なように設計したものである。これに対し試験の結果非常に大きな強度を示したのは，実際の構造は端横げた（横リブ）があり，これのねじり剛性とスラブの曲げ剛性によって支承線近傍においてもかなりの横方向の荷重分配が生じたこと（事実，この試験においては端横リブのねじりせん断による破壊が生じたし――写真-4.9参照――，版端部における載荷点を中心としたたわみは外観的にも明りょうに認められるほどであった），材料の実強度が高かったこと，などによるものと考えられる。

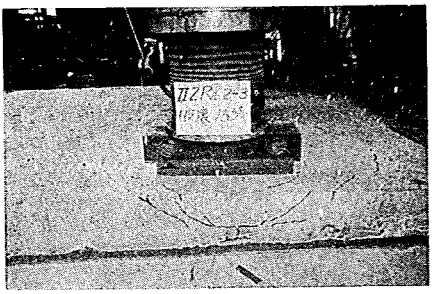


写真-4.9　版端部の破壊状況

以上のことから，このような版に対して通常行なわれているような支点付近のせん断力に対して荷重横分配を無視して行なう設計は，安全に過ぎるものといえよう。

供試体Ⅲに用いた版端部に対する3様の補強方法とそれぞれの強度についてみると，様式A（3本の主鉄筋のうち1本を端部で曲げ上げるとともに版端部のスターラップを密に配したもの。供試体Ⅰ，Ⅱにはすべてこの様式を用いた）と様式C（主鉄筋は曲げ上げず，鋼板で補強したもの）とがほとんど同程度の値で，それらの平均値が146tであるのに対し，様式B（主鉄筋は曲げ上げず。スターラップ間隔はAの2倍）のそれは118tで，A，Cの場合より約20%低い強度となっている。しかし所要強度に対しては十分であり，施工の容易さを考慮すると，この形成も十分対象にしうるものといえよう。

スラブ部分の押し抜きせん断強度は，スラブ厚12cmの場合で52～65t，スラブ厚10cmの場合で35～45tで，20×20cm載荷板の四周におけるせん断力に換算するとそれぞれ650～810kg/cmおよび440～560kg/cmとなるが，これらはT-20の後輪荷重の分布面積20×50cm（分布面積の広がりを無視して）の四周における1後輪荷重によるせん断力80kg/cmに対してそれぞれ8～10倍および6～7倍となっている。10～12cm厚程度の薄いスラブにおいてもこのような高い強度を示したのは，スラブでは曲げ応力度が支配的なことを示している。

3）　曲げ強度

表-4.11に示すとおり，床版の実極限強度は設計荷重の3.1～3.6倍となっており（実際の材料強度 $\sigma_c = 500$ kg/cm², $\sigma_{sy} = 3{,}800$kg/cm² に対応するもの），仮に材料の強度が規格値下限の $\sigma_c = 400$kg/cm², $\sigma_{sy} = 3{,}000$ kg/cm² であったとしても設計荷重に対して2.5～2.9倍の実強度を確保できると推定される。特に，供試体Ⅰにおける2.5倍という値は，荷重分配の最も不利な縁端載荷の場合の実極限強度を基準に推定した値であり，これよりこのような有限幅の版を無限版理論によって設計しても，版の静的強度は少なくとも2.5倍程度の安全率を確保しうることがわかる。

（5）　総　括

以上述べた強度検証試験の結果より，次のことがいえよう。

1）　実橋に用いたような端横リブのある台形リブつきプレキャスト床版のリブ端のせん断耐力は，通常の荷重分配を無視した設計法で行なえば設計せん断力に対し約10倍の余裕をもつ。

2）　スラブ厚10cmでも押し抜きせん断力に対し6～7倍の耐力を有する。したがってプレキャスト版の耐力は曲げによって支配される。

3）　実橋に用いたような有限幅の版を無限版理論（実用的には鋼道路橋設計示方書の計算式）によって設計しても，静的荷重による曲げに対して少なくとも2.5倍程度の安全率を確保できる。

5.　実橋供用後の経過

〔1〕　概　説

プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版が使用された花輪跨道橋は昭和39年10月に一般交通への供用が開始されたが，それ以来実交通荷重作用下における床版の挙動について調査を行なってきた。

床版を支持する床げたは支間7.5mで，この床げたにプレートガーダーの対傾構の規定（鋼道路橋設計示方書90条）を準用すると，けたの中間に対傾構もしくはストラットを設ける必要がある。そこで，本橋の場合床げたの支間中央部に対傾材として1本のストラットを設ける設計とした。

しかし，本床版はそれ自体の剛度がかなりあるうえ，それを高力ボルトで床げたに取り付けたときには床げたと一体となってさらに剛度が高まることを期待し，ストラットがない状態での床版の挙動を調査するためストラットを設けないまま本橋の供用が開始された。

ところが，ストラットのない状態では，床げたのねじり抵抗の不足のために車両が床版から床げたフランジ端上および床げたフランジ端上から版へ通過する際に床げたの回転（ねじり）が生じそのために床版支承部に局所的な応力集中が起こりコンクリートのはく離を生じた。また取り付けボルトに繰り返し引張力の作用が生じたため，ゆるみを生じた。

そこで設計どおり床げたのストラットを設けたところ，このような挙動はなくなり，その後現在に至るまでおよそ10,000台/12時間の交通荷重のもとで満足すべき状態を保っている。

（1）　ストラット取り付け前における挙動

供用開始後2日目における挙動調査で，次のことが観察された：

1) 床版の目地位置（床げた上）を車輪が通過する際に床げたおよび床版支承部は図-5.1のように変位する。この現象は横構で拘束されていない床げた（図-4.5に示す F_2, F_4, F_6……）で著しく，貨物を満載した大型トラックなど重車両通過時にはそれらの床げたのねじり振動による下フランジの振幅は20mm程度にもおよぶものであった。

2) このような床版支承部の変位の際に騒音を発生。

3) 支承部の繰り返し変位のために版上の薄層舗装（平均厚1.5cm）も繰り返し変形を受け，すでに床げた F_4 上の舗装面には最大幅1mm程度のきれつが発生（図-5.1(C) および 写真-4.10参照）。

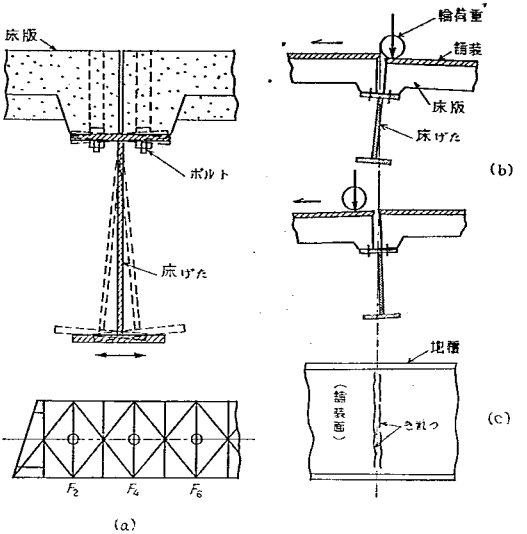


図-5.1　床版と床げたの挙動（ストラット取り付け前）

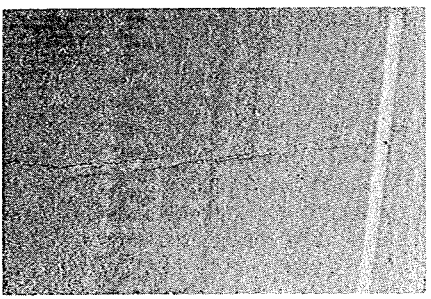


写真-4.10　舗装面のひびわれ

床げたのねじりモーメントによる変位の大きさを，床版の取り付けによる床げたの拘束を無視して計算すると，T-20の後輪軸荷重作用時の床げた下フランジの最大変位量は約80mmとなるが，当日観察した車両の推定重量とそれによる床げたの変位量とからみて，実際に生じた変位量は上記のような仮定での計算値の1/3程度であった。

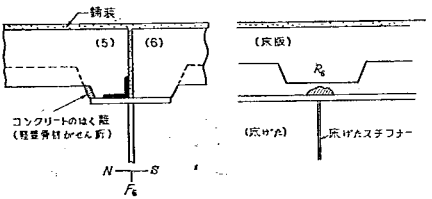


図-5.2　コンクリートのはく離

次に，供用開始後19日目の挙動調査で，次のことが明らかになった：

1) 床版取り付けボルトのなかに，導入軸力が全く失われナットのゆるんでいるものが発見された（当初のボルト締め付け力は測定しなかったが，その時用いたスパナを用いて後日実験してみたところ，現場の足場条件を考慮しても18～20kg-mのトルクは導入されたものと推定される）。

2) ボルト締め前に支承部の不陸による透き間にそう入しておいたライナープレート（6×10cm鋼板片，

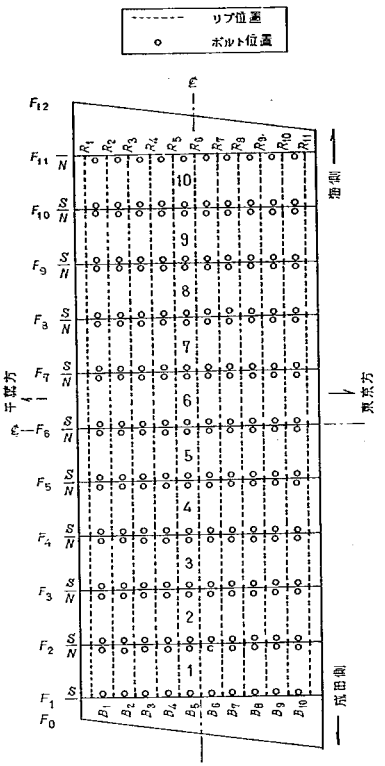


図-5.3　床版，床げた，ボルトおよびリブの記号，番号

厚さ 0.8, 1.2, 1.6, 3.2mm の4種）のうち，10～20mm抜け出しているもの数枚を発見。

3) 舗装は，ほとんどの床げた上の位置においてきれつ発生。

4) 床版パネル5の F_6-N 支承部（図-5.3参照）のコンクリートが1個所はく離（図-5.2）

5) 舗装のきれつより雨水が浸入し床げたや取り付けボルトに回って部分的にさびが発生。これは，舗装施工時に床版の目地にはアスファルト系の材料を充てんしたが，その部分が十分水密になるまでに材料がゆきわたっていなかったためと考えられる。

以上，床げたのストラットがない状態における挙動より，

1) 床版取り付けボルトは全般的にかなりゆるんでいること，

2) 床げたの振れを止めないかぎり床版支承部の変位，それに伴う騒音，舗装への影響，ボルトのゆるみなどをなくすることは困難であること，

3) 床版支承部のコンクリートには局部的に応力集中を生じており，とくに床げたのフランジに直接接触している部分は車輪によるつち打ち作用によりはく離する危険があること，

などが考えられたので，設計どおりストラットを設けて床げたのねじり抵抗を増すこととなった。

ストラットの断面寸法および取り付け方法は図-5.4のとおり，また，ストラット取り付け後の床組の状況は写真-4.11のようである。

ストラット取り付け作業時に，ライナープレートの位置を正しつつ床版取り付けボルトの再締め付けを行なった。このボルト締めにはトルクレンチを用い，共回りなどで締め付け不良となったものを除いて25kg-m のトルクを導入した。

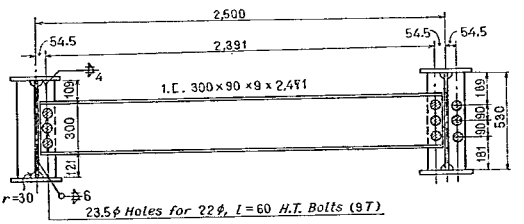


図-5.4　ス　ト　ラ　ッ　ト

ストラット取り付けと床版のボルト再締め付けが終わった状態において，車両通過時における床げたの振動や床版支承部の変位は止まり，騒音も全く生じなくなった。

（2）ストラット取り付け後における挙動

ストラット取り付け時における床版取り付けボルトの再締め付けの際に全ボルトについて残留トルク値を調べたところ，当初の締め付けによるトルクはほとんど消失していた（図-5.5，図-5.7(a)参照）。そこで，ストラット取り付け後もほぼ2週間ごとにボルトのトルク値の

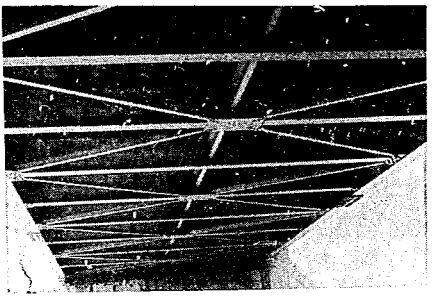


写真-4.11　床　組(ストラット取り付け後)

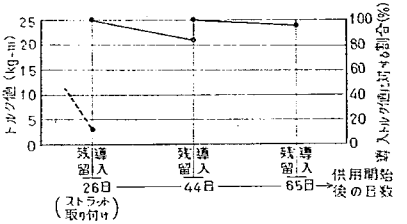


図-5.5　ボルト全体としてのトルク減少度

調査を行なうとともに，トルク減少をきたしたボルトはその都度トルクの調整を行なうこととした。

次に，供用開始後19日目の調査で床版支承部コンクリートのはく離を発見したが，その時点でやがてはく離するであろうとのきざしのうかがわれる個所が数個所見受けられたので，床版コンクリートの破損についても調査することとした。

以下にこれらの調査結果を示すが，ボルトのトルク減少は供用開始後65日目の調査時にはほとんど認められなくなっており，また床版コンクリートのはく離はストラット取り付け時と前後してひんぱんに起こったものの，その後2週間あまりでこれも全くなくなったので定期調査はそれまでで打ち切りとし，以後は外観の観察のみを続けることとした。

1)　床版コンクリートの破損状況の調査

供用開始後19日目に床版支承部コンクリートのはく離個所を1個所発見したが，その6日後（ストラット取り付け時）には7個所，7日後には14個所，10日後には17個所，そして25日後には21個所となった（図-5.6)。しかしコンクリートのはく離はこれで停止し，その後現在にいたるまでに破損個所は増加していない。

ストラット取り付け後においてはく離個所のかなりの

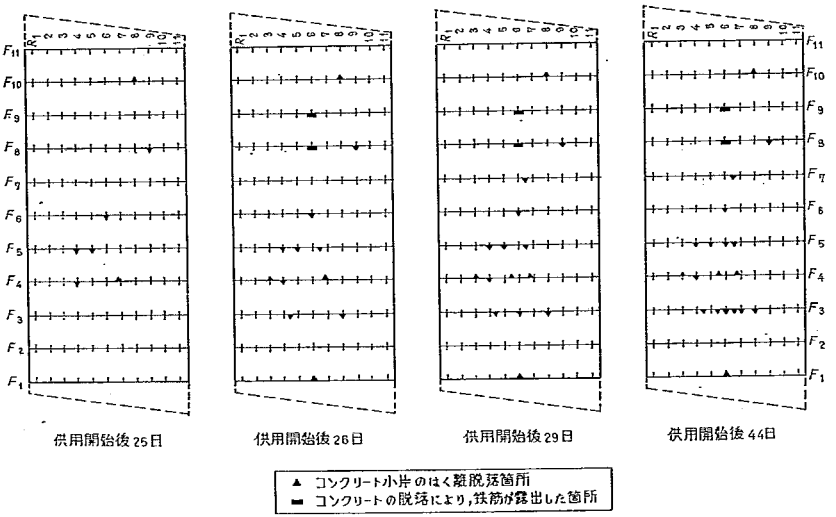


図-5.6　床 版 コ ン ク リ ー ト の 破 損 個 所

増加をみたのは，その時期に特に異常な荷重や衝撃が床版に与えられた事実がないことから，たまたまストラットを取り付けるまでのつち打ち作用によって支承部コンクリートが局部的に弱化していたものが，床版取り付けボルトの再締め付けのために圧されさらに振動によって欠け落ちたものと考えられる。

このような床版コンクリートの局部的破損を生ずるに至らしめた原因は床げたの剛度不足のためにそのねじれ振動によって，床げたフランジと版コンクリートとの間に局所的応力集中個所が生じコンクリート側の耐力不足によりコンクリートが破壊するに至ったものである。この場合床版支承部底面と床げた上フランジとの間の不整合による透き間の処理方法が問題で，この場合のように床げたと版の間の不整合が拡大される状態ではライナープレートを用いて透き間を埋めただけでは接触面の応力分布を均等ならしめるのに十分でなかったといえよう。

しかしながら，ストラット取り付け後の挙動を観察すると，支持げたが安定している場合には本橋のような方法でも一応均等支承という目的は達しているものと考えられるので，今後このようなコンクリートのはく離を生じる懸念はなかろう。

この点に関しては，現場打ちコンクリートの優位は明らかで，本橋においても現場打ち施工した両橋端部の床版には，何らの変状も認められなかった。

今後，本橋のようにプレキャスト床版を床げたの上に直接のせて用いることを計画する際には，床げたは鉛直沈下を生じるのみでねじりによる回転などを生じないような剛度をもたせるように考慮するとともに，床版とけたとの接触面の処理方法について後述のような工夫が必要であろう。

本床版の場合には，本設計のような支承部形式のほかに合成樹脂接着剤を用いる方法，ネオプレーンのような強力ゴム板を用いる方法，あるいはT げた橋の支承のようにリブ位置にのみ鋼板支承を設ける方法なども考慮したが，前二者は工費が高く特に接着法は施工にも難があり，接着剤の塗布に熟練が必要な上，養生期間をおかねばならないので研究目的からも施工性のみならず不適として対象としなかった。またけた式鋼板支承はこの床版を線支承上の版として設計していることから，構造的に次善策と考えられた。そこで，現場作業はすべて乾式で行ない得てコストも最も安い本設計を採用したものである。

コンクリートはく離の現象を材料的にみると，はく離面は軽量骨材がせん断破壊しており，このような破壊はせん断に弱い軽量コンクリートの欠陥の現われのようにも思われるが，必ずしもそう断定することはできない。すなわち，この場合の局部的な応力集中の度合いいかんによっては，仮に普通コンクリートを用いていたとしてもこのような局部的破損は避けられなかったものと察せられる。

2)　床版取り付けボルトのトルク値の調査

本橋の供用開始後26日目と44日目にボルト全数について残留トルク値の調査を行ない，トルクが基準値25kg-m以下であったものについてはトルクを再導入した。さらに供用開始後65日目には，前回調査時における残留トルクが15kg-m 以下であったもの全部と，同じくトルクが25kg-m であったものの中から任意抽出したものとの計60本について残留トルク値の調査を行なった。残留トルク値の調査およびトルク再導入にはトルクレンチを用いた。

各時点におけるボルト全数についてのトルクの状態を図-5.7に示す。また，各調査時点における残留トルクの平均値の，その前の調査時における導入トルク(25kg-m)に対する比率，言いかえれば全ボルトの平均的なトルク減少度を示すと，図-5.5のようである。

図-5.5から明らかなように，ストラット取り付け後においてトルク減度は急激に小さくなり，本橋の開通後2カ月目にはトルクの減少はほとんど停止して，床版取り付け部は安定した状態を保つに至ったものと考えることができる。

床版が安定するとともに，舗装面に生じていたきれつはゴムアスファルトの変形によって自然に消失し，その後全橋面にわたって良好な路面状態を保っている。

〔2〕 **その後の経過**

(1)　交通量

本橋は京葉道路をまたいで本道と従来の国道(14号線)とを連絡している。本橋の開通当初は幕張インターよりはいって，ここで京葉道路から従来の国道へ降りる車両が多かったために本橋を通過する自動車は1日20,000台を数えた。その後交通量の一部は京葉道路に移行して本橋上の交通量はやや減少したものの，現在まで10,000台/12時間 程度の交通量をみている。

参考までに，本橋の開通後約1.5年後の41年3月末に行なった交通量調査の結果より，12時間交通量（8時～20時）を示すと表-5.1のとおりである。

(2)　床版取り付け部空げきへの樹脂注入

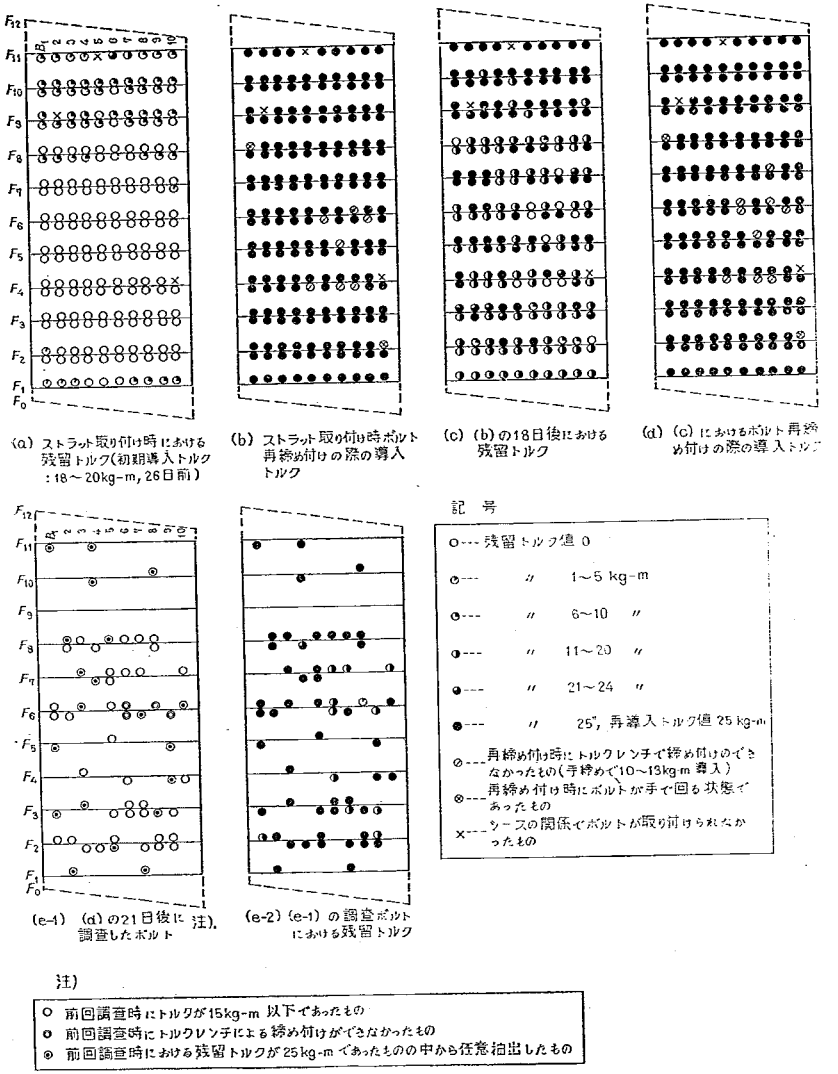
前に述べたように，床げたへのストラットの取り付けと床版取り付けボルト再締め付けの結果橋床部全体は安定するに至ったが，さらに長期にわたる安定を確実ならしめることと，この種の床版を架設したのちに流動性のある空げき充てん材を取り付け部の空げきに充てんする工法の施工性を調査することを目的として，プレキャスト床版取り付け部の空げきにエポキシ系樹脂材料の注入を行なった。

1)　使用樹脂材料の物理的性質

使用した樹脂材料の物理的性質は表-5.2に示すとおりである。

2)　施工方法

図-5.8に示すように，床版支承部の床げたフランジ縁に接する部分をエポキシ系樹脂シール剤でシールし，そ



(a) ストラット取り付け時における残留トルク(初期導入トルク：18～20kg-m, 26日前)

(b) ストラット取り付け時ボルト再締め付けの際の導入トルク

(c) (b)の18日後における残留トルク

(d) (c)におけるボルト再締め付けの際の導入トルク

(e-1) (a)の21日後に調査したボルト 注)

(e-2) (e-1)の調査ボルトにおける残留トルク

図-5.7 各時点におけるボルトのトルク

のシール線に沿って20～50cm 間隔に設けた注入パイプ（φ6mm, 長さ 50mm, 座金付け）から流動性のあるエポキシ系樹脂注入剤を注入した。注入には手動式グラウトポンプを用いた。

この作業の施工工程は次のようである。

（1） 表面処理：シール剤を接着させる面の清掃。

（2） シール工および注入口の取り付け，

（3） 樹脂注入，

（4） 仕上げ：注入口の徹去および注入口跡の充てん仕上げ。

3) 施工経過

本作業は花輪橋の交通は開放のまま，しかも同橋下を

表-5.1 12 時 間 交 通 量（8時～20時）　〔41.3.30調査〕

車種	貨物車			乗用車		軽自動車	自動2輪車，原付自転車	合計
	特殊大型（3軸以上）	大型4輪	小型$\frac{3}{4}$輪	普通	バス			
台数	239	1,680	3,625	2,651	128	1,033	441	9,797

表-5.2 使用した樹脂材料の物理的性質

項目	条件	シール剤	注入剤
色調	硬化後	暗緑色	半透明
配合比	主剤/硬化剤	7/3	8/2
可使時間	20°C	100分	50分
指触乾燥時間	20°C	180分	350～400分
比重		1.55	1.13
伸び率	常温，1週		100%
引張強度			10kg/cm²
せん断強度	常温，1週	51.2kg/cm²	40 〃
圧縮強度	常温，1週	900 〃	800 〃
曲げ強度	常温，1週	400 〃	

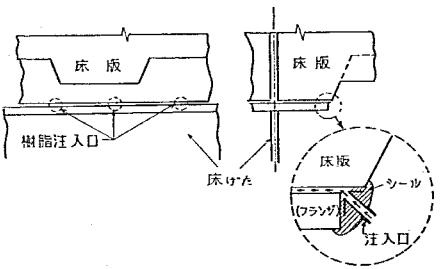


図-5.8 樹 脂 注 入 位 置

交差する京葉道路上からトラック荷台に組んだ足場上において行なったもので，施工条件はかなりきびしいものであった。工程中，2）と3）は樹脂の硬化時間を必要とするので施工時間の短縮にはかぎりがあるが，（1）～（4）の工程を適宜並行することにより，床げた1本当たりの施工日数を約1日とすることができた。交通開始前の好施工条件のもとでこのような注入作業を行なう場合は，施工時間をさらに短縮しうることは明らかである。

注入された樹脂材の量は，作業中における材料の損失を考慮して実質的に床げた1本当たり4～6ℓであった。この量は，床版取り付け部の床版と床げたフランジ間の透き間と床版目地の一部を含む床げた1個所当たりの予想空げき量とほぼ一致するもので，これより床版取り付け部における空げきには十分に樹脂が充てんされたものと判断される。樹脂が十分に充てんされたかどうかの確認は，グラウト注入施工において一般に行なわれるように1つの注入口から注入されたものがある程度の距離を隔てた他のパイプから流出するのを確かめる方法によった。

なお，注入中に床版目地部を浸透した樹脂が舗装の微細なきれつを通して路面まで浸出した部分があったが，これはグラウトポンプによる圧入でこの種の空げき充てんの目的は十分に達せられることを示すものと考えられる。

4）注入後の挙動

空げきに充てんされた樹脂の状況を直接確かめるすべはないが，床版と支持げたの挙動全体からみると，取り付け部は十分安定した状態にあると判断される。

（3）現　況

昭和39年10月供用開始後，昭和45年2月の現在まで約1,900日（5年4カ月）を経過したが，表-5.1 の交通量をもとに疲労に大きい影響のある大型車の通過台数を求めてみると，全交通量約2,000万台の20%とすると400万台となる。この回数は鋼材であると一般に疲労限に近い値を推定しうるものであるが，鉄筋コンクリートであるので何ともいえないが疲労限に近いものであろう。しかし膨張頁岩の人工軽量骨材の耐久性については今後の状況に待つほかはない。しかしながら細骨材は川砂であること，現況は何ら支障がみられないことなどから一応所期のとおり，今後の供用にも十分耐えうるものと推定してよかろう。

6. 結　論

この研究において得られた結論を総括すると次のとおりである。

（1）薄層舗装を可能とするプレキャストコンクリート軽量床版の形式は，軽量骨材を使用する鉄筋コンクリート版が適当である。PC版は初期変形が残留するので薄層舗装を考慮するときは不適である。

（2）床版の断面形状はスラブにリブをつけた形状すなわちTげた形式が最も断面効率がよい。

（3）設計モーメントは辺長比が2：1以上ある場合には長辺方向縁端部を中央部の約2倍のEIをもつように補剛すれば，1方向無限版理論に基づく鋼道路橋示方書19条の計算式を実用的に準用し

て算定してよい。この場合，同式で仮定しているスラブ厚より薄くするときは，スラブ厚の減小のため輪荷重分布面積が減少することによって曲げモーメントは増加するが，その影響は普通は7％以下，薄層舗装を考慮した最悪の場合でも10％未満である。この値は工場製作による施工精度の向上によって，品質，寸法精度の向上が可能なので，十分な施工管理が可能なところではそれほど問題にすることはない。しかし一般の場合は安全のためスラブ厚減少の程度に応じて適当に設計モーメントを増加させるのがよい。

(4) 床版間の継ぎ目を少なくするため，また床版支持げた上の床版支承部応力の分散をはかるとともに局所的な応力集中を少なくするため，床版の形式は可能なかぎり連続版が望ましい。

(5) 床版の支持げたは車両通行によってねじり回転しないように対傾材などによって変位方向を鉛直方向に保持すべきである。

(6) 架設をすべて乾式で行なう場合に問題となる床版支承部と支持げたとの不整合によって生ずる透き間の処理は，薄鋼板片の充てん工法で十分行なえる。ただしこの場合は薄鋼板片の抜き落ちを防ぐため（8）で示す防水処理をかねたシール剤注入を考慮すべきである。

(7) 床版を支持げたに固定するための高力ボルトは固定することによって支承点に生じるモーメントに対して引張ボルト接合として設計するのがよい。この場合ボルトのねじ部余裕長は，万一ゆるんだときの締め直し作業に必要な長さを考慮しておくのがよい。

(8) 床版間の継ぎ目は防水処理を必ず行なって雨水・汚水が支承部および支持げたへ流れないようにしなければならない。使用する充てん剤は支承部の不整合による透き間を薄鋼板片などで処理しているときは，その抜き落ちを防止する能力も合わせ有しているものがよい。

(9) プレキャスト鉄筋コンクリート床版の重量は±2％程度の誤差で設計時に推定できる。しかし長大橋に用いるときはあらかじめ試作して確かめるべきである。厚さなどの寸法精度は±2mm程度は期待できる。配筋精度は通常の配筋方法によるかぎりは＋5～0mm程度である。

(10) 表面仕上げ精度，版間継ぎ目に生ずる高低差のばらつきを含めても平均10mmの薄層舗装は可能である。ただし縦断標高の架設誤差は支持げたで主として調整されるものとする。

(11) 版の支承部は今回の全幅面支承よりリブ部分のみの線支承の方が，支承部不整合によって生じる問題を少なくしうるものと思われる。

(12) 版製作の作業内容，所要人員と作業員に必要な熟練度などをは握できたので今後の合理化すべき点が明らかになった。

(13) 支持げたへの取り付け部は，乾式を特に必要としないときは，場所打ちコンクリートが最適である。

謝　辞

本研究は本州四国連絡架橋調査の一環として行なったもので，関係者の皆様の御協力を感謝する次第である。特に実橋への適用に当たっては当時の村上土木研究所長，高田部長，道路公団の比留間部長，米沢課長，米村，坂野所長，谷合，今中，立花，長野技師，施工側の東京鉄骨，清水建設の方々特に横田元土木研究所長，松岡氏にはお世話になった。ここに紙上をかりて厚く御礼申しあげる。

参考文献

1. 田原保二「鋼道路橋設計示方書改正の要点」，「鋼橋示方書とプレストレストコンクリート指針」，土木学会，昭和30-8．P.57～P.66.
2. たとえば
S. Timoshenko "Theory of Plale and Shells (Second Edition)," Mc Graw Hill Book Company, New York.
3. たとえば
Adorf Pucher "Einfluβfelder elastischer Platten," Springer-Verlag, 1951.
4. H. Homberg, Trenks "Drehsteife Kreuzwerk," Springer-Verlag, 1962.
5. 猪股俊司「相対する2辺が単純支承であり他の相対する2辺が弾性梁上に自由に乗る版の解（一近似解法）（第一報）」昭和38年3月（未発表）
6. 比留間　豊「花輪跨道橋工事報告」，「道路」，昭和40年3月，4月。

築堤土質の実態と2，3の考察

(昭和45年11月)

山　村　和　也*

Studies on Fill Material of River Embankment

(November 1970)

by **Kazuya Yamamura**

Synopsis :

Quality of materials for river embankment is discussed from the soil mechanical point of view Availability of the unified soil classification system for the evaluation of fill materials is also brought up for discussion.

The results obtained from a series of field soil tests on actual embankments show the fact that the dry density and the degree of compaction of the embankment are considerably lower than those of road embankments. Soil type of the fill materials and equipment for tamping exert an influence on the degree of compaction.

The data presented in this paper will be helpful in determining the standards of quality control of the embankment under construction.

Key words(River Embankment, Unified soil classification, Fill material, Soil compaction)

要　旨

河川堤防の築造に用いる材料はおもに経済的な理由からできるだけ現場に近い土取り場の材料が用いられ，質的な検討はあまりなされていない。また施工に関しての品質管理もほとんど決められていないのが現状である。本報告ではまず堤体材料の選定に土の分類法を利用し，各土質の堤体材料としての適否について論じ，材料の評価の基準を示してみた。次に堤防の実態調査として東北地方の堤防について実施した土質調査資料の検討を行ない，使用されている土の種類，乾燥密度，含水比，締め固め度などの実態を示した。道路盛土と比較した場合，堤防は均質であるが締め固め度，乾燥密度は低いことが明らかになり，安定性の増加のため締め固めの必要なことを指摘した。築堤土工の設計施工指針を作成する上にも堤防の実態を知ることは必要であり，品質管理の基準の決定の上にも参考資料として利用しうると考える。

キイワード（河川堤防，統一分類法，築堤材料，土の締め固め）

目　次

1. まえがき……(1)
2. 築堤材料の選定方針……(2)
3. 築堤材料の分類……(3)
〔1〕 築堤材料の分類法の現況……(3)
〔2〕 統一分類法による築堤材料の評価……(4)
〔3〕 堤防土質の種類……(5)
4. 堤体土質の実態……(6)
〔1〕 土の含水比，乾燥密度などの状態……(6)
〔2〕 堤体土のコーン指数……(7)
〔3〕 試験値の深さ方向の変化……(9)
〔4〕 施工法の差による締め固め度の変化…(10)
〔5〕 道路盛土と堤防との比較……(11)
5. 品質管理に用いる締め固め度，飽和度，空気間げき率……(14)
6. 結　語……(14)

1. まえがき

河川堤防の安定性は，築堤材料ならびに施工法すなわち締め固めの良否によって大きく左右される。良質の材料を用いて入念な施工を行なえば，安定性の高い堤防ができるはずであるが実際は必ずしもそうでない。築堤工

* 機械施工部　土質研究室長

事では現場付近で入手できる材料を適当に盛り立てているのが実態で，築堤工事の長年の歴史および経験に比較し，その内容ははなはだ粗末であった。最近堤防工事にも土質工学の知識が取り入れられ，また施工法自体も大型土工機械による機械化作業が行なわれるようになり，築堤の質的な向上も目ざましいが，同種の構造物である道路盛土などと比較すると，土質工学的な検討に見劣りのすることは否めない。

河川堤防を土質工学的な立場から検討した例は少なく，実際の堤防土質の実態を調査した報告もほとんどないので，本報告では各地の堤防について実施した土質調査資料を中心にして，築堤材料に一般的な考察を加え，また実際の河川堤防の築堤に当たっての土質工学上の問題について検討を加える。

2. 築堤材料の選定方針

築堤工事には普通現場付近で容易に入手できる材料が利用される例が多いが，材料の良否は直接堤防の安定性に大きな影響を持つので，その質的な検討もゆるがせにできない。

土質工学的立場から見て，堤体材料として良好と考えられる材料の性質は一般的な表現をすると次のようになろう。すなわち，

① 降雨あるいは浸透流で堤体内の含水比が上昇してものり崩れを起こさないような土質であること。
② 洪水時の湯水に対しても安定していること。
③ 掘削，運搬，まき出し，締め固めなどの施工が容易であること。
④ 乾燥期に有害なひびわれを生じないこと。

などである。

このような土の性質をもう少し詳しく眺めてみると土そのものの種類がどうであるかということと，その土の状態がどのようであるかという2つの性質に分けて，材料の良否を論じることができる。まず土の種類では土が本来持っている性質がどうであるかという意味でたとえば土の中に有害な可溶性成分，有機成分が含まれているかどうか，透水性，せん断強さ，圧縮性などがどうであるかなどが対象として考えられる。

しかし，土の性質は土の種類のみで決まるものでないことはよく知られているとおりであって，土の工学的性質には土の置かれている状態がきわめて大きな影響をもつ[8]。状態とは，土の含水比，密度，組織などがどうであるかその状態をさし，同じ種類の土であっても含水比，密度，組織が異なると土の工学的な性質は大幅な変化を示す。したがって先に土の種類によって透水性，せん断強さ，圧縮性が異なると述べたが，これらの工学的性質は土の状態によってももちろん異なるわけであるから，土の種類と状態のどちらか一方のみが明らかになったとしても，土の工学的性質を知ることはむずかしいわけで，あくまでも相対的な評価にすぎないわけである。良質な堤体材料の一般的な性質として示した4項目についても，土の種類とその状態が，それぞれ関連を持っているが，のり崩れを起こさないような土質，湯水に安定した土質，ひびわれを生じない土質という性質については土の種類による影響が大きく，施工の難易については含水比，土の組織などの土の置かれている状態との関連が深いように考えられる。

安定性の高い堤防を作るには良質な材料を使用することが望ましく，良質の材料であるためには土の種類のみならず，状態まで含めて検討が必要であることを述べたが，実際の築堤工事では使用する材料の選択が行なわれる場合は非常にまれであるというのが実態である。

材料の選択が行なわれないのはおもに経済的理由からで，現場付近での河床掘削土あるいは手近な土取り場を求め，築堤材料を供給するのが最も有利であるからである。

河川工事における築堤土工量はぼう大な量にのぼるため，土取り場が遠方になると工費の大幅増額を招くことは明らかである。しかし，防災上きわめて重要な構造物であることを認識すれば，築堤材料に関しても一層深い関心が払われるべきだと考えられる。

築堤材料の選択が行なわれるのはどのような場合か実例を調べてみると，草木，竹根などの不純物の混じった土，腐食土のように特に有機質含有率の多い土で締め固めが十分行なわれず，浸透水の水みちが生じやすかったり，大きな変形の予想される材料の場合および，含水比の高い粘土，シルト質の土で施工が著しく困難な場合程度に限られている。材料の取捨選択を行なう場合は非常にまれであると言うことである。粘土から砂れきまでほとんどの土はそのまま築堤材料として利用されている。特殊な例として，北海道の泥炭，九州の有明沿岸のがた土などによっても堤防が築造されている例があることから，ほとんどすべての土が築堤材料として利用されているのが現状である。

このように各種の土が築堤材料として利用されているので，堤体の透水性，せん断強さなども種々様々である。材料の選択，使用の制限がなされないならば堤体の土質力学的な安全率が等しくなるように築堤するためには，堤体幅，のり面こう配，あるいは転圧方法などを変え，土質に応じた堤体を作ることが必要と考えられる。しかし現実の築堤工事は河川ごとに堤防定規が定められて，土質条件は考慮せずに画一的な堤防が施工されているのが現状である。作られている堤防は一応すべての土質条件に対して安全なように経験から定められていると

解されるので，土質条件のよい個所では必要以上に安全な断面になっているとも考えられる。土質の差によって堤防断面を変えるだけでなくアースダムのように断面構造をたとえば，粘性土を川表側にまた透水性の砂れきを川裏側に配置することなども考えるべきで，わずかの工夫によって堤体の安全性を大幅に向上させることが可能と考えられる。

3. 築堤材料の分類

河川堤防の材料にはすでに述べたように，ほとんどすべての種類の土が利用されている。しかし土を材料として築造される構造物であるから，材料の良否ができ上がった堤体の安定性に大きな影響を持つことは言うまでもない。従来の河川工事は現地にある材料をそのまま利用しようとする姿勢で工事が進められ，土質に関する関心はほとんど払われていなかったため，堤防土質に関する質的検討の資料はきわめて少ないが材料の分類ならびにその利用について多少述べてみる。事実，洪水時の浸透が起こったり，のり崩れ，洗掘の起こる原因に使用された築堤材料の土質に問題があると思われるケースがしばしば見出されており，安定性の高い堤防を作るためには材料の質的検討もきわめて大切なことで判断される。

〔1〕 築堤材料の分類法の現況

土の分類とは類似した性質を持つ土を，グループに分けることで目的に応じていろいろの種類の分類法がある。たとえば土の構造や，物理的性質を知るため，土の生成ならびに堆積の方法などによって分類する方法などもその一つである。ここでは土を築堤材料として眺めた時の分類について考えるため，土そのものの性質に主眼を置いた分類について述べる。

築堤材料として土を用いるとき，それが築堤材料としての良否は，土質試験を行なって一応の判定を下すことはできる。しかし各種の土が混在する土取り場で面倒な土質試験をいちいち行なうことは非常に手間のいることであるから，できれば簡単な操作，試験によって判定できればはなはだ都合がよい。

土の分類はこのような目的で利用されるものであって，築提工事のみに限らず各種の土工に広く用いられている。従来から用いられている土の分類法のおもなものは三角座標による土の分類，統一分類法，改訂PR法（別名AASHO分類法）などがある。これらのうち統一分類法はその分類が工事の計画および施工を通し，有効に利用できることが認められ，近年特に広く用いられるようになってきた。

築堤工事と同種の工事である道路盛土の築造工事では，統一分類法を用いるのが最も適当であるとの結論を得て，「道路土工指針」[5]には統一分類法が，土の分類の基準として採用されている。また，国鉄の盛土掘削などの土工の設計施工の基準を示している「土構造物の設計施工指針」にも土の標準的な分類方法として統一分類法が採択されている。また農林省関係では古くからフィルダムの工事が米国の Bureau of Reclamation の基準を参考にして行なわれているため，以前から統一分類法が用いられている。このように最近のわが国の土の判別分類法はほぼ全面的に統一分類法に統一されたと考えてよい。

統一分類法は米国において飛行場の滑走路の路床，路盤土の良否判定の目的で作られた Cassagrande の分類から発展したもので各分野の利用を計るように調整され，1953年以降，統一分類法と呼ばれるようになったものである。この方法による土の分類は現場での簡易判別法あるいは室内試験で土の粒度とコンシステンシーを測定すれば容易にでき，しかも分類結果を利用するために各土質の特徴をまとめた分類表ができ上がっていることである。この方法は現在のところ，最も合理的な分類法と考えられているが[6][7]，築堤工事を対象とする場合，分類区分が多少，多すぎることや，実際の工事ではよく出会う玉石，れき混じりの土に適用しにくい欠点がある。特に工事の計画を立てる段階や，土工の工費の積算の段階では土の分類を細分化することはかえって面倒であるという議論もあり，道路土工指針においても，統一分類法と並列に表-1に示すような分類を作成した。その後，

表-1　土工指針ならびに建設省土木試験基準における土の分類と統一分類法による分類

統一分類法の記号	土工指針における土の名称	
	岩　石	
	岩　塊，玉　石	
GW，GP	れ　き	
GM，GC	れき質土	
SW，SP	砂	
SM，SC	砂質土	普通土
ML，CL，OL	粘質土	普通土
MH，CH，OH	粘　土	
Pt	有機土	

建設省の工事の調査試験関係の基準を示す建設省土木試験基準においても，道路土工指針で採用した土の分類方法，すなわち，統一分類法とそれをまとめた大まかな分類の併用に決定したので，現在のところ，河川築堤材料も一応この分類を適用することになっていると理解している。しかしこの大まかな分類法は土工を対象にして作成

したものであるから，水理構造物としての堤体材料の良否を判定する分類とてはいささか不満がある。

統一分類法のほかでは三角座標による分類を堤体材料の分類に用いた例もあるが，分類名が材料の性質とあまりよい一致をみないので最近はほとんど用いられてない。

また統一分類法と同様に粒度試験およびコンシステンシー試験結果を利用して土を分類する改訂PR法を河川堤防の材料の検討に適用した例もある。しかし路床土を対象とした分類法であるため，土の強度に重点を置いた分類法で，河川堤防の材料の分類としては適当とは思われない。結局，河川堤防の分類にも，統一分類法を準用し，多少の補足をして，利用するのが最もよいと考えられる。

〔2〕 統一分類法による築堤材料の評価

統一分類法による土の判別分類が有効なことは広く認められているが，わが国の河川堤防のような特殊な水理構造物への適用について多少の検討を行なってみる。なおここでは建設省土木試験基準で定めている統一分類法と並行して作られている分類についても合わせ考えることにする。

WESの統一分類法[1][2][3]による分類表には盛土および基礎用，道路および滑走路用の2種類があって，土を材料として考える場合の特徴が整理してある。この中に盛土用土としての価値を示した欄がある。盛土用土とはフィルダム堤防などの用土を意味するものであるが，河川堤防も規模は小さいが同種の構造物であるから，参考のため簡単に整理してみる。すなわち，土の種類ごとに材料として良質のものから順番に並べると表-2のようになる。

表-2　統一分類法による分類表から判断される堤体材料の評価

堤体部分	土の種類
透水性部	GW→GP→SW→SP
不透水性部	GM→GC→SC→CL→CH→MH
不適	OL→OH→Pt

右側が劣位

Wagner[4]の示している土の工学的利用に関する表では，土の材料としての価値をアースダム，水路，基礎，道路などの対象別に評価している。河川堤防はこのうちアースダムに最も類似した構造物であるのでその部分のみを示すと表-3のとおりである。表中に示す数字は良質の方から順位を付けたものである。

河川堤防はアースダムのように不透水性のコアあるいは透水性のシェルというようにゾーンに分けて造られることはまれで，堤体表面の土羽土部分を除けばほぼ均質型の堤体が多い。したがって表-3の中では均質堤を対象として与えてある評価が最も参考になる値を示していると考えられる。ただし均質堤の場合には，GW，GP，SW，SPが材料として不適当ということになっているが河川堤防ではこれらの材料が堤体材料として使われている実績もあり，洪水継続時間，地盤条件などを考え，必要な断面をもった堤防を作るならば，必ずしも使用できない材料と考える必要はないと考えられる。

表-3　土のアースダム材料としての評価

種類＼使用目的	均質堤	不透水性部	透水性部
GW	—	—	1
GP	—	—	2
GM	2	4	—
GC	1	1	—
SW	—	—	3*
SP	—	—	4*
SM	4	5	—
SC	3	2	—
ML	6	6	—
CL	5	3	—
OL	8	8	—
MH	9	9	—
CH	7	7	—
OH	10	10	—
Pt	—	—	—

* れき質の場合のみ
数字は平均的な順位を示す

実際の工事の計画，設計には統一分類法の分類は詳しすぎて，使用しにくいという点から，建設省土木試験基準の分類を用いるのがよいという見解をさきに示したので，この分類と，河川堤防の材料の評価について少し考

表-4　土木試験基準の分類と堤体材料の評価

土の種類	土の名称	評価
	岩石	——
	岩塊，玉石	——
GW GP	れき	6
GM GC	れき質土	1
SW SP	砂	5
SM SC	砂質土	2
ML CL OL	粘質土	3
MH CH OH	粘土	4
Pt	有機土	7

数字は順位を示す

えてみる。

河川堤防の材料として要求される土の性質は大きく言って，ある程度の止水性が得られること，浸透水に対して安全であること，施工がしやすいことの3つである。

この条件を考慮に入れ，堤体材料としての良否を相対的に評価すると表-4のようになる。この評価は先に示した統一分類法の分類表および Wagner の示した表と，わが国の堤防工事の実績あるいは堤防の災害例などを参考にして試みたものである。

〔3〕 堤防土質の種類

現在実際に作られている堤防の築堤材料ならびに締め固め度などの実態を示すため，東北地建企画室材料試験係および仙台技術事務所が東北地方の河川堤防について実施した実態調査の結果を述べる。調査は特に北上川および最上川に重点をおき下流から上流まで代表的と思われる個所を選んで11個所および12個所で実施した。その他，岩木川，米代川，雄物川，江合川，鳴瀬川，名取川阿武隈川でもそれぞれ調査個所を3～1個所選び合計40個所で堤防土質の実態調査を行なった。調査個所は図-1のとおりである。

調査は天端にテストピットを掘り，地表1m，2mと1mの深さごとに試料採取をして，土質試験を行なうと同時に，コーン貫入抵抗の測定を行なった。天端と同時に小段についても同様な試験を実施した個所もあり，土質がかなり変化する個所では，2つのテストピットを掘って試験を実施したので，合計のテストピットの数は72になった。採取した試料は実験室で，土の分類のための粒度試験，コンシステンシー試験および突き固め試験を実施した。土質試験は各深度ごとに行なったが，深度1mの試料に対する試験は全調査個所で行なっていて，資料がそろっていること，地表面から1m程度の深さの土は人為的あるいは気象条件などによる乱れの影響を受けにくく，ほぼ堤体内の土の状態の実態を示すものと考えられることから，1m深度の試料に対する試験結果をおもに取りまとめることにする。まず統一分類法によって分類

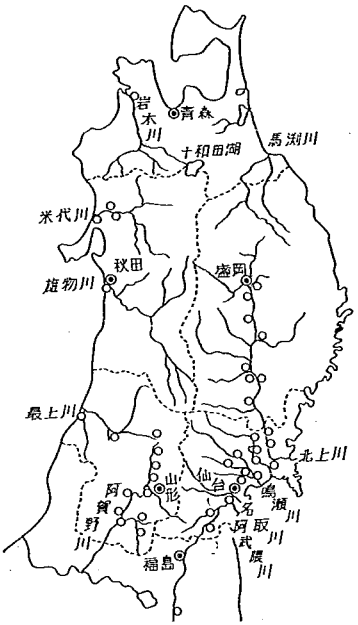


図-1 堤防実態調査個所

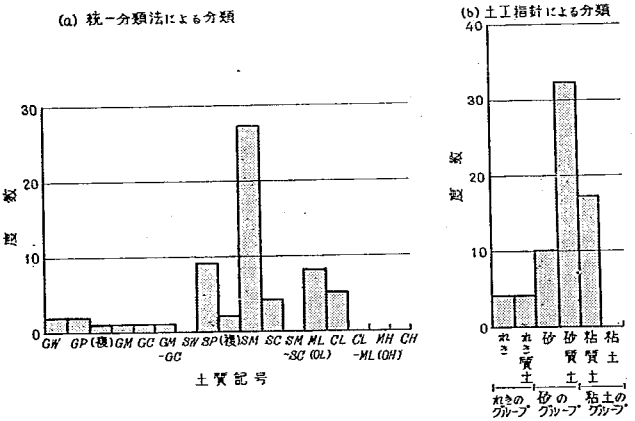


図-2 堤体材料の分類

した結果をヒストグラムに表わしたものが図-2(a)である。統一分類法から作られた土木試験基準の分類で整理したのが(b)である。この場合複合記号に属する境界の土は粒度によってそれぞれどちらかの分類に仕分けた。調査総数が63になっているのは土質試験のデータ不備のものを切り捨てたためである。堤体材料には現地で入手できる土を利用するのが原則であり，各種の土が使われているが，統一分類法での分類記号SM，すなわち砂質土が圧倒的に多いことがわかる。堤体材料を築堤現場に近い土取り場に求める場合，河川の洪水敷がその対象になることが多いが河川の堆積土砂は砂質土であることが多いためと考えられる。次に粒度曲線をまとめてみると

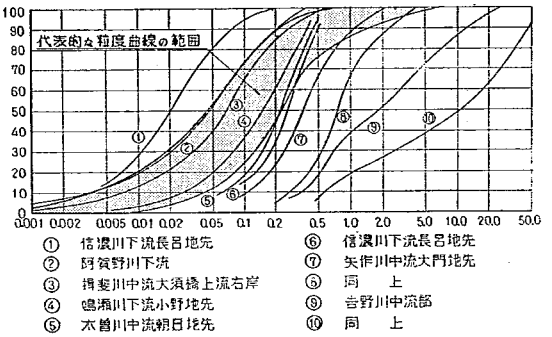


図-3　東北地方の河川堤防材料の代表的な粒度曲線の範囲と各地方の堤防の粒度曲線

図-3に示すゾーンの曲線が圧倒的に多い。参考のため各地の河川の堤体材料のいくつかを同時に記入した[13]がこれは堤体材料として広範囲の種類の材料が使われている例を示し一般に広く使われている材料との比較をするためにのせたものである。

豪雨によって斜面崩壊を起こした堤体材料の粒度曲線の範囲が調査の結果わかったが，これは一般に広く用いられている堤体材料と大体一致しており，SMを主とする砂質土によってできている一般の堤防は豪雨によって斜面崩壊を起こす可能性があると言うことになる。また図-4には塑性図上にプロットした結果を示した。砂質土が主体であるため資料数は減るが②の部分および①の部分に集中している。液性限界の値の高い資料は少ないが③の部分を占める傾向にある。

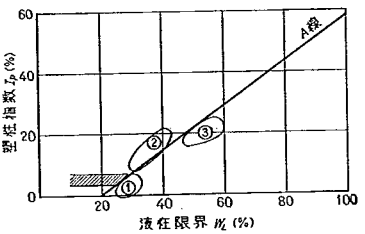


図-4　塑性図による土質分類

4.　堤体土質の実態

〔1〕　土の含水比，乾燥密度などの状態

土の性質は土の種類とともに，その状態によつて異なるので，各堤防の密度，含水量など土の状態を示す数値を整理し，また室内試験の結果を用い，締め固め度，間げき比などを算出し，現場含水比，あるいは均等係数，コーン指数などとの関係を検討してみた。

土の密度は締め固める時の含水比，締め固めエネルギーなどによって変化するが，土の種類の相違による変動が非常に大きい。いま，調査した堤防のすべての資料を用い，現場乾燥密度と自然含水比の関係を示すと図-5のとおりとなる。れき，砂，粘土の3つのグループに分けて眺めると当然ながら粘土グループに比し，砂ないしれきのグループは大きな乾燥密度を示している。

施工時の含水比と調査時点の含水比は同じ程度とは必ずしも考えられないが，グループごとに上限値を結べば突き固め曲線に類似した曲線が得られる。

施工後の経過日数，施工法などに差があるにもかかわらず堤体土の乾燥密度は，土の含水比ならびに土の種類に関係していることが知られ，特に土質の変化が非常に大きな影響を持つことを示している。東北地方の資料に限れば含水比40%以下の土が用いられ，乾燥密度はおおむね1.1t/m³以上となっている。使用する材料が締まりやすい良好な土かどうかの判定はむずかしいが，一つの目安に粒度配合の良否が考えられる。粒度配合がよいこ

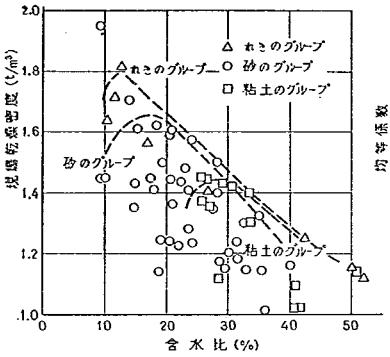


図-5　乾燥密度と含水比の関係

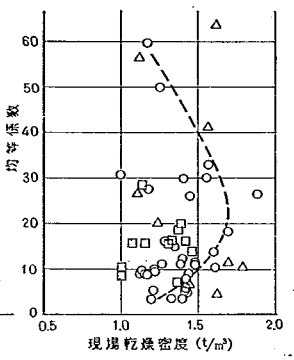


図-6　均等係数と乾燥密度の関係

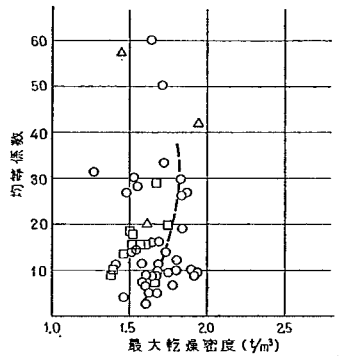


図-7　均等係数と最大乾燥密度

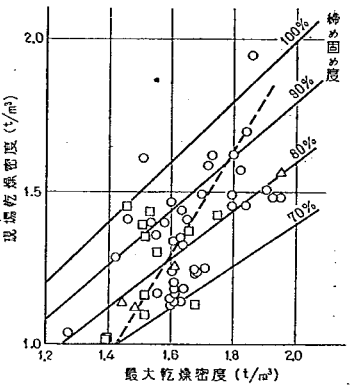


図-8　現場乾燥密度と最大乾燥密度の関係

と，すなわち均等係数が大きいことであると言えるので図-6に均等係数と現場乾燥密度との関係を掲げた。また図-7には最大乾燥密度と均等係数の関係を示したが，両図ともかなりのばらつきはあるものの砂質土については均等係数が一定の範囲の値でよく締まることが示されている。

図-8に現場乾燥密度と最大乾燥密度の関係を示した。現場乾燥密度と最大乾燥密度の比が締め固め度であるから，この図は最大乾燥密度が小さい土ほど，現場の締め固め度も小さいという傾向を示している。粘性土は砂質土に比較して一般に小さい最大乾燥密度を示すから，現場の築堤工事において粘性土では高い締め固め度を得にくいことを表わしている。

次に現場乾燥密度の代わりに，締め固めの程度を判定すると数値としてよく用いられる締め固め度によって検討してみる。

まず締め固め度と現場含水比の関係を示したのが図-9である。砂質土と粘性土を比較して砂質土は含水比が低く締め固め度が幾分高い，粘性土はその逆の傾向にある。砂質土では20%前後，粘土質土では30%前後の含水比の堤体がよく締まっている。締め固め度の値としてはほとんどすべてが70%から100%の間に分布しているが道路盛土施工管理の規準にしている締め固め度90%に比較するとかなりの堤体が規準値を下回る値を持つことを示している。

また締め固め度と均等係数の関係を求めると図-10のとおりとなり，砂質土においては締め固め度は均等係数が20～30程度まで増加するに従い大きい値を示す。

〔2〕 **堤体土のコーン指数**

静的貫入試験によつて求めるコーン指数は建設機械のトラフィカビリティーと結び付け[9]，建設機械の施工の可否，機種の選定の面でかなりの効果を上げている。ま

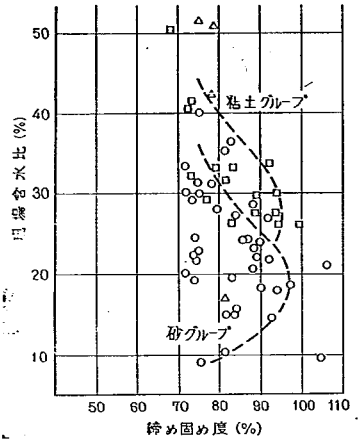


図-9 現場含水比と締め固め度の関係

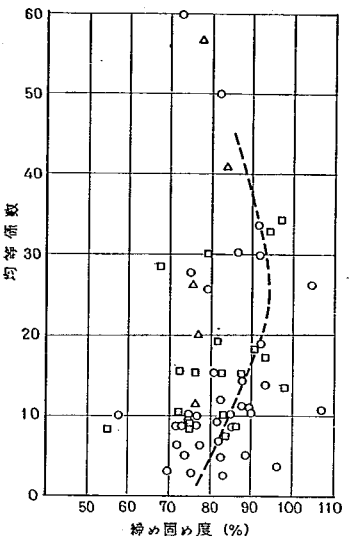


図-10 均等係数と締め固め度の関係

た一部施工中の盛土の品質管理や，盛土材料の選定の補助手段に用いられている。現場で簡単にしかも迅速にできる試験なので堤体の実態調査にもその試験を適用した。試験は各テストピットの掘削面で実施しているた

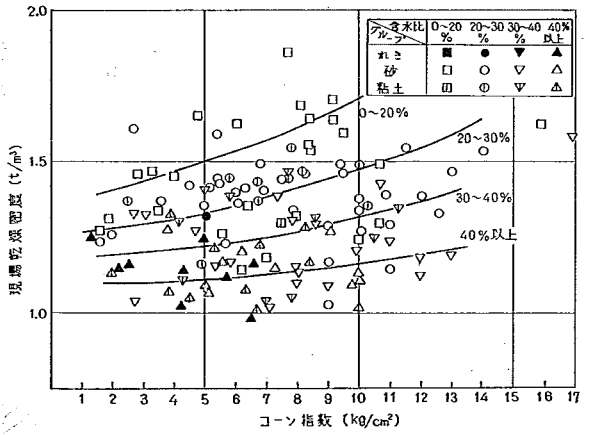


図-11 現場乾燥密度とコーン指数の関係

め，他の試験値との比較が可能である。

まず図-11に現場乾燥密度とコーン指数の関係を示した。両者の関係はかなりのばらつきがあるが，含水比をパラメータに取ると図のような曲線が得られる。れき，砂，粘土のグループ別に記号を変えて，点がプロットしてあるが，グループ別の乾燥密度とコーン指数の関係はあまり顕著に現われていない。しいて特徴をあげればれきおよび粘土のグループでは，コーン指数が小さいときは現場乾燥密度も小さいが，コーン指数が大きくなると乾燥密度も比較的急に大きくなる。言い換えると乾燥密度の変化が割合，敏感にコーン指数に反応するということである。

含水比別の曲線の意味することは含水比の高い土はコーン指数が大きくても現場乾燥密度は比較的小さいこと，また含水比の低い土はコーン指数が小さくても乾燥密度は大きく，コーン指数の増加に従って乾燥密度の増

分も大きい。また別の見方をすれば土の含水比とコーン指数の測定を行なえば現場乾燥密度の概略を予想できることがわかる。

次に図-12に締め固め度とコーン指数の関係を示した。測定値はかなりのばらつきを示す。土質グループごとに記号を変えてプロットするとグループごとに締め固め度の下限値のあることが見出される。砂グループに属する土でできた堤防でコーン指数が10kg/cm²以上，粘土グループで4kg/cm²以上，れきのグループで6kg/cm²以上であれば締め固め度は確実に70%以上であるということになる。コーン指数はその値単独で他の土質試験によって求められる定数との関連をつけようとするとばらつきはきわめて大きくなるが，他の定数，たとえば含水比をパラメータに用いれば，乾燥密度との結び付きがある程度可能なことが明らかになった。ここに示したデーターは施工後かなり時間の経過した堤防に対する試験値であるが，施工完了直後の盛土についても同様な関係を求めることができると考えられ，施工管理への利用も有効であると考えられる。

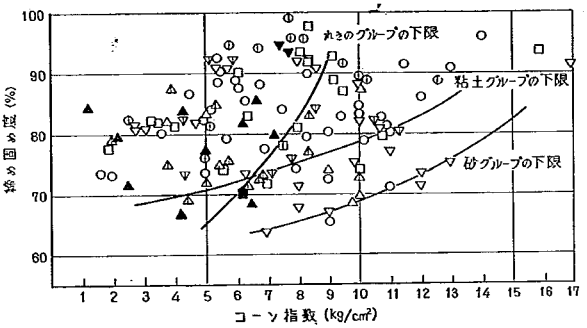


図-12　締め固め度とコーン指数の関係

[3] 試験値の深さ方向の変化

土の含水比，乾燥密度などの検討はテストピットで深度1mの位置についての試験値のみを用いて実施した

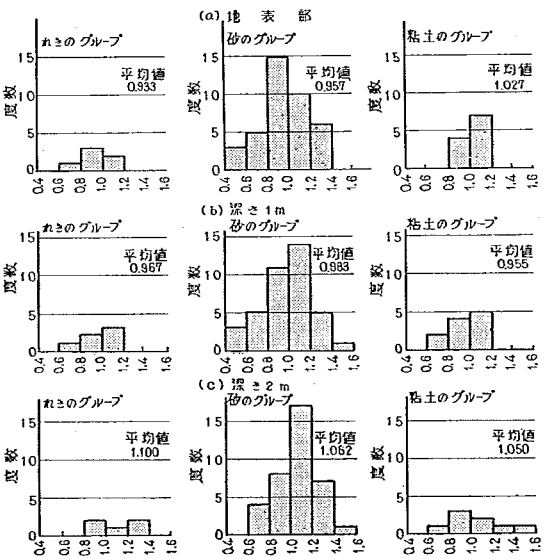


図-13　含水比のばらつき

が，テストピットを3m以上掘って，1mごとに試験を行なっている調査個所が半数以上あるので，含水比，乾燥密度の深さ方向のばらつきについて少し触れる。

ここで行なった整理は，テストピットごとに，含水比および乾燥密度の平均値を求め，各深さの値を平均値で除した比を算出しそのばらつきをヒストグラムに示した。土質の相違によって試験結果がそれぞれ異なった特徴を持つと思われるので，レキ，砂，粘土のグループごとに整理した。まず図-13に示した含水比であるが，地表部の値がかなり堤体内部の値と異なるものと予想されたが，1m深さの値よりやや低めで，むしろ，1m深さと2m深さの値の差が大きいことが知られた。含水比は深さとともに大きな値を与えているが，地表面からの水分の蒸発と深部からの毛管力による補給を考えれば当然のことである。粘土のグループのみ地表面の含水比が多目にでているが，試験時の気象条件の影響と考えられる。

次に乾燥密度であるが図-14に示したように，各深度

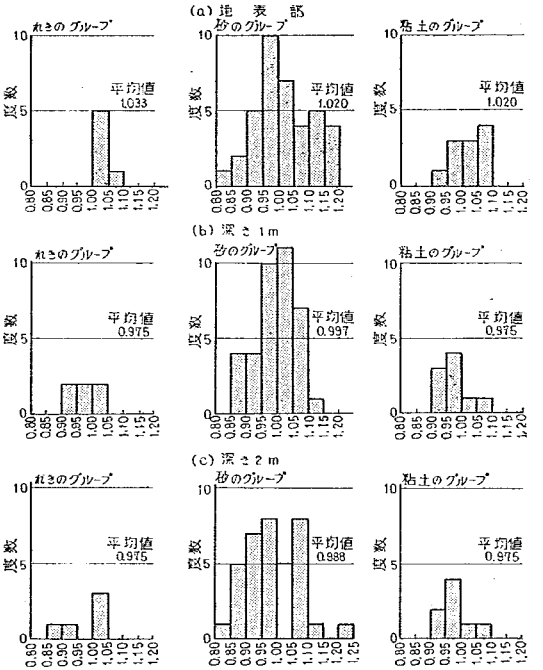


図-14 乾燥密度のばらつき

の測定値はかなりばらついているが平均値を求めると，非常に接近した値を示す。ただ地表部のみは，大きな値が得られており，地表面のみは，交通荷重あるいは気象の作用によって堤体内に比較して締め固められていることがわかる。深度1mおよび2mの値はほとんど同じであって，深度が1m程度になるともはや築堤完了後の交通荷重などによる締め固め効果のないことがわかる。一つのテストピットで実施した試験値にもかなりのばらつきが見られ，築堤時の締め固めのむら，場所ごとの土質の差が密度に大きなばらつきを与えているものと考えられる。

〔4〕 施工法の差による締め固め度の変化

築堤工事の施工法は最近の工事においてはダンプトラック運搬，ブル転圧がその主流になっているが約10年以上前までは機関車運搬，ブル敷きならしが大部分であった。さらにそれ以前の大正，昭和の初め頃の工事には人力，馬トロ運搬，人力築立てという人力，畜力に頼った施工法がかなり取られていた。

施工法，すなわち運搬，締め固め工法が異なれば築造される堤防の締め固まり具合も違ってくると考えられる。

図-15には土質をれき，砂，粘土のグループに分け施

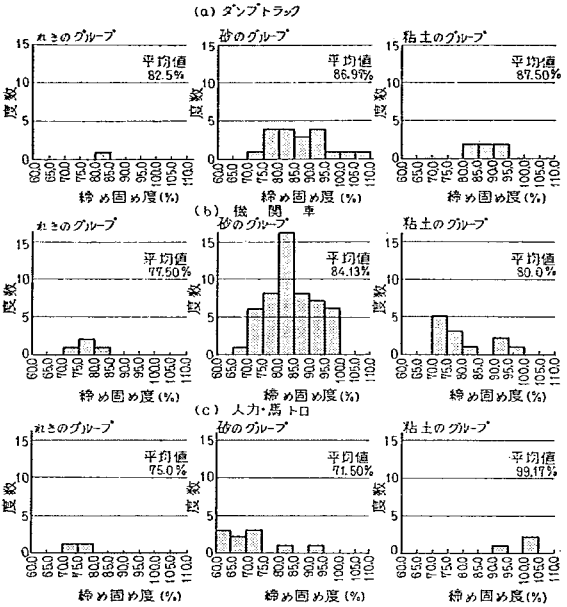


図-15　施工法による締め固め度のばらつき

工法別に締め固め度の分布をヒストグラムに示したものである。(a)ダンプトラックは，土運搬をダンプトラックで行ない転圧はブルドーザーを用い層厚30cmで3～6回転圧を加えたものである。(b)機関車はトロによる機関車運搬でブルドーザーで敷きならしを行なったものが標準になっている。ただし，その中のいくつかはブルドーザー転圧を加えたものも含まれている。(c)人力，馬トロは，人力畜力土運搬で築立ても人力で行なったと推定されるものである。

データーの数の多い砂のグループでいうと施工法の差によって締め固め度が明らかに異なっている。人力，畜力によって築造した堤防の締め固まり程度は機械化施工によって締め固められたものに比べ平均値ははるかに低い。またダンプトラックによるものは機関車によるものより平均値は高いが，ばらつきは大きい。ダンプトラックによる施工では運搬路に当たる部分がきわめて高い密度に締め固められるため，締め固め度のむらができるものと考えられる。れき，粘土のグループは調査資料が少ないが，締め固め度に関しては砂のグループとほぼ同じ傾向を示す。ただ粘土のグループで人力，馬トロで作った堤防の締め固め度が高いことを示しているが，良質の粘土を使い人力によって十分締められた堤防についての資料で，このような堤防の安定性の高いことを示している。

施工方法が時代とともに変わってきているが，堤防の締め固め度もそれに応じ向上してきている。ただ，機械化施工による締め固め度のばらつきはかなり大きいので，局部的にルーズな個所のできないよう適当な施工管理が必要である。

〔5〕 道路盛土と堤防との比較

河川堤防と同じ規模の盛土に道路盛土がある。道路盛土の土工としての技術的経験は，堤防築堤に比較してはるかに浅い。しかし近年の急激な自動車交通の増加に伴い，工事量が激増し建設機械を用いての急速施工や大量の土を動かす大土工工事が各所で行なわれている。土工を進めるに当たって土質工学上の問題も数多く起こり，それを解決するために多くの調査研究が行なわれているので，最近は道路土工が技術的に優位にある感すらする。防災構造物である堤防は一度破壊したときに生じる被害の大きさを考えると，道路盛土よりも重要度の高い構造物と考えられるので築堤に関しても一層，土質工学的な立場からの検討がなされなければならないと思われる。

堤防の土質の実態がどの程度であるかを明らかにするためにも道路盛土と比較する必要があるので，道路盛土について実施した調査資料と堤防に関する調査資料の比較を行なう。

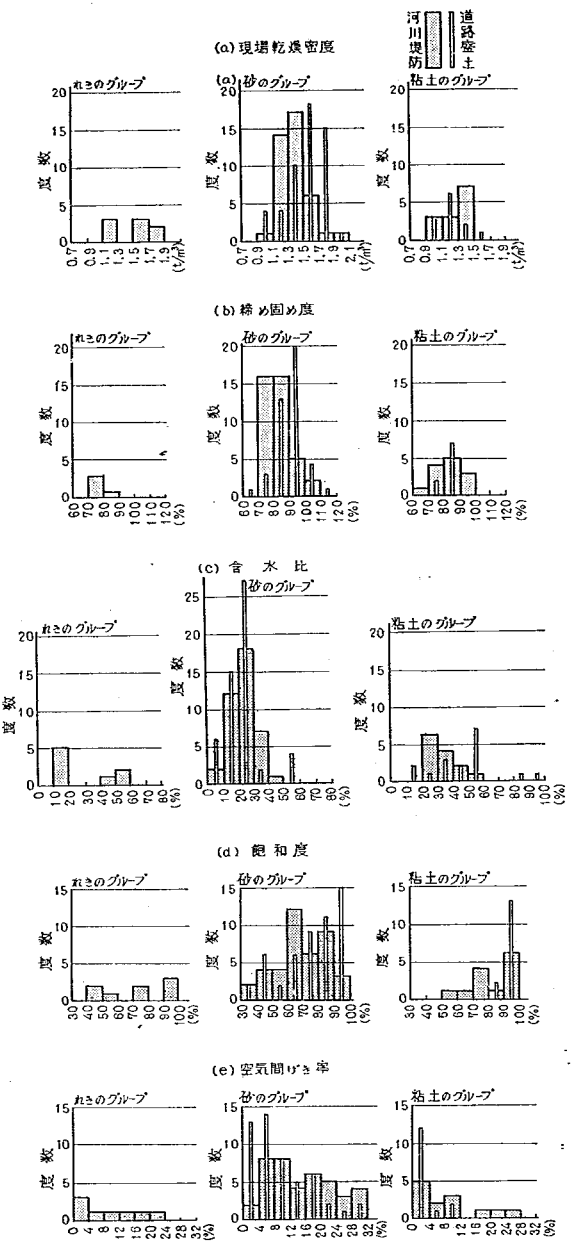


図-16 河川堤防と道路盛土の比較

道路盛土に関する資料は先年建設省の技術研究会の指定課題，「細粒土を材料とする盛土の締め固め基準に関する研究」の課題で実施した調査結果の一部を利用する[10)11)]。したがって道路の資料は細粒度にとどまり，れき質土については比較できないこと，のり肩での調査結果であることなど，必ずしも両者を比較するために行なった調査資料でないため，多少問題もあるが，一般的傾向を示す資料にはなりうると考えられる。

道路の調査資料も堤防の調査深度に合わせて深度1mのものにかぎり，しかも砂，粘土のグループに分けて比較してみる。図-16には現場乾燥密度，締め固め度，含水比，空気間げき率，飽和度の値の分布の比較をするためヒストグラムで表示した。なお図面で太い柱が河川堤防の資料を表わし細い柱が道路の試料を示す。表-5には調

表-5　測定値の平均値，標準偏差，変動係数

（a）砂のグループ

	測定項目	種別	試料数	平均	標準偏差	変動係数(%)
砂のグループ	現場乾燥密度 (t/m³)	河川堤防	40	1.380	0.186	0.135
		道路盛土	52	1.546	0.229	0.148
	締め固め度 (%)	河川堤防	39	82.62	9.033	0.109
		道路盛土	42	91.38	9.819	0.108
	含水比 (%)	河川堤防	40	23.39	7.436	0.318
		道路盛土	54	22.12	10.97	0.496
	飽和度 (%)	河川堤防	40	68.53	16.43	0.240
		道路盛土	51	75.71	18.72	0.247
	空気間げき率 (%)	河川堤防	40	14.92	8.52	0.571
		道路盛土	51	9.82	7.66	0.781

（b）粘土のグループ

	測定項目	種別	試料数	平均	標準偏差	変動係数(%)
粘土のグループ	現場乾燥密度 (t/m³)	河川堤防	13	1.274	0.158	0.124
		道路盛土	15	1.091	0.224	0.206
	締め固め度 (%)	河川堤防	13	82.34	9.35	0.114
		道路盛土	9	82.32	3.69	0.045
	含水比 (%)	河川堤防	13	33.19	6.93	0.209
		道路盛土	18	50.71	23.12	0.456
	飽和度 (%)	河川堤防	13	83.40	13.50	0.162
		道路盛土	15	95.15	4.75	0.050
	空気間げき率 (%)	河川堤防	13	8.79	8.89	0.888
		道路盛土	15	2.92	2.95	1.009

査資料からまめた平均値，標準偏差，変動係数を土質別に堤防と道路盛土と比較するため一覧表にしたものである。まず砂のグループについて明らかなことは道路盛土の方が堤防に比べ，全般的に良好な値を示していることである。道路盛土がよく締まっていることは乾燥密度，締め固め度が大きいことから明らかであり，また，空気間げき率が小さく，飽和度が大きなことも道路盛土がよく締まっていることを意味している。

次に粘土のグループであるが，測定値の分布をヒストグラムで表わすと，乾燥密度，含水比は，ともに堤防と道路盛土では傾向が逆になっている。これは堤防に使われる粘性土は，洪水敷きなどに堆積している沖積層のルーズな土であるのに反し，道路盛土に使われている粘性土は土丹など比較的固結した粘土が材料として用いられ

ているためと考えられる。

各試験値の分布している範囲は堤防および道路盛土ともほぼ同じようであるが，一般に河川堤防の試験結果の方がばらつきが少ない。現場乾燥密度ならびに含水比の変動係数は河川堤防が小さいことは，堤防は比較的類似した材料で作られ，類似した状態におかれていることを意味している。

河川堤防は道路盛土に比較し飽和度は低く，空気間げき率は大きいが，これはまだ締め固め可能の余地を残していることであり，適切な施工法の適用によって堤防の安定性を向上させることが可能と考えられる。

5. 品質管理に用いる締め固め度，飽和度，空気間げき率

工事の施工管理は工事が安全かつ経済的に，しかも品質，工期などが種々の条件のもとで合理的に所期の計画を達成するように行なわれる。施工管理には工程管理，出来形管理，品質管理があるが，これらのうち土質工学に最もつながりの深いのは品質管理である。

土工における品質管理にはいろいろのものが列挙できるが，用いる土の材料の品質管理，施工条件の管理，締め固めの管理などがおもなものとしてあげられる。

同一の土質を用いて土構造物を作る場合，他の条件が同じと仮定すれば，土の密度が高く，よく締め固められたものの安定性が高い。また土構造物の完成後，種々の外的条件が加わった場合においても，よく締められた土構造物は安定を保つ。したがって工事中最も重視されるのは良質の材料を選定することと，土構造物としての土を十分締め固めることの管理である。

しかしこれらの品質管理は実際に工事を施工していく場合には土質の変化が大きく，また試験の精度の問題などもあって適用はすこぶるむずかしい。

現在，締め固めを管理する方法として用いられているものに締め固め度（最大乾燥密度に対する比率）による方法あるいは飽和度，空気間げき率による方法，その他があり，それぞれ現場に応じて使い分けられている。

道路土工指針においては一応締め固め度90%以上，飽和度85%～95%，空気間げき率10～2%という標準値を示して，施工管理も，この線に沿って行なわれているが，河川堤防の築堤に関しては標準値が全く定められていない。現場における判断の基準として本報告で述べてきた検討結果から次のような標準値を提案する。

まず締め固め度は80%以上とする。なぜなら締め固め度で管理できる砂質土のグループにおいて，実態調査の結果道路盛土と河川堤防の締め固め度の平均値に10%程度の差のあることと，河川堤防に使われる材料は比較的良質な土である程度締めれば比較的均質になること，および，施工完了後の堤体の圧縮変形が起こったとしても余盛りでカバーできることなどからである。

また粘性土について飽和度，空気間げき率で規定する場合には実態調査の結果からは道路盛土の標準値よりかなり低い値でもよさそうな感じを受けるが，この場合現場含水比の影響が非常に大きく，また実態調査における含水比が施工時の含水比を示すとも限らないので，取りあえずは道路土工指針と同じ値を採用したい。

6. 結　語

河川堤防の築堤材料は経済的理由からできるだけ現場に近い土取り場から入手して使用するのが原則で，材料としての良否の検討はあまり行なわれていない。土質工学的な立場から言えば程度の悪い材料で作られた堤防は安全性の程度も悪いということになるが，その点の配慮はほとんどなされていない。また土で作られる構造物は使用材料のみならず，施工が十分入念に行なわれ，締め固めが十分かどうかも安全性に大きな影響を持つものであるが，河川堤防に関しては施工に関しての品質管理の基準もほとんど決められていない。このため本報告ではこれらの点について将来の河川土工指針作成の参考資料ともなるようにいくつかの問題点をとらえ検討を加えた。

まず材料の選定に関しては統一分類法と建設省土木試験基準の分類法を示し，各土質の堤体材料としての適否について論じ，材料の評価の基準を示した。

次に堤防の実態調査として東北地方の河川40個所で実施した調査資料の検討を行ない，堤防土質に関してのいくつかの特徴を明らかにした。すなわち①築堤材料として用いられている土は統一分類法でのSMが圧倒的に多いこと。②現場乾燥密度，締め固め度が含水比や均等係数に関係をもち，最大乾燥密度の大きい材料でできた堤防は締め固め度も大きい値を有すること。③堤体で測定したコーン指数は他の土の定数たとえば含水比などがわかっているときは現場乾燥密度，締め固め度などを関連付けることができ，施工管理などに利用しうることなどである。

また堤体内部の土の状態についてもある程度の資料が得られ，乾燥密度は地表部を除きかなりのむらはあるが大体同程度であること，また含水比は地表部より深部に進むにつれ逐次増加することが知られた。

また河川堤防の土質の実態を過去に実施した道路盛土の調査結果と比較し，河川堤防の方が均質であるが，締め固め度，乾燥密度はかなり低いことが明らかになり，河川堤防の安定性を増すために締め固めの必要なことを指摘した。

最後に築堤の品質管理の基準として締め固め度80%以上とするのが妥当であろうとの見解を示したがれき，粘

土質の土については調査資料が少なく，問題なしとしない。

堤防の設計施工基準を作成する上にも堤防の実態をは握することが必要であり，同種の調査資料がないだけに，参考資料として有効なものと考える。なお資料をまとめるに当たり，佐藤工業研修員，森山君の手をわずらわしたことを付記し，謝意を表する。

参考文献

1. Corps of Engineers, WES "Unified Soil Classification System" Technical Memorandam, No. 3-357, Vicksburg, Miss., 1953
2. U. S. Bureau of Reclamation "Earth Manual" Denver, 1960
3. Cassagrand, A. "Classification and Identification of Soils" Trans, ASCE, Vol. 113, 1948
4. Wagner, A. A. "The Use of the Unified Soil Classification System by the Bureau of Reclamation" Proc. 4th ICSMFE, 1957
5. 日本道路協会「道路土工指針」1967
6. 三木五三郎「判別分類試験」,土質調査試験結果の解釈と適用例　土質基礎工学ライブラリー4，土質工学会，1968
7. 植下協，林茂昭「土質分類とその活用」第11回土質工学シンポジウム，昭和41年度発表論文集，土質工学会，1966
8. 三笠正人「土の工学的性質の分類表とその意義」土と基礎，Vol. 12, No. 4, 昭和39年4月
9. Corps of Engineers, WES "A Summary of Trafficability Studies through 1955" Technical Memorandum, No. 3-240, 1956
10. 土木研究所施工研究室「細粒土を材料とする盛土の締固め基準に関する研究」第21回建設省技術研究会報告書，1966
11. 土木研究所「細粒土を材料とする盛土の締固め基準に関する研究」第22回建設省技術研究会報告書，1967
12. 福岡正巳，山村和也「河川堤防」,土質工学ハンドブック，土質工学会，1965

土木研究所報告140—1
昭. 46. 3 (1971)

有明海締切堤防調査報告

——第7編 淡水化過程の予測——

山口高志

要 旨

有明海締切後の湖内の淡水化の可能性について検討した。淡水化は堤防に設置される水門から塩水を排除することにより行なわれるので，まず第一に水門から流出する淡水量と塩水量との比について実験的に検討を行なった。

第二に堤体からの塩水浸透量，周囲からの淡水流入量，干潮時における水門からの流出などを考慮して，淡水化の予測を行なった。

淡水化される水深は水門の敷き高程度（本報告の場合は約10m）であること，平均塩分濃度は約 500p.p.m.，淡水化に要する日数は約700日であることが推定された。

キイワード（有明海締切堤防，淡水化の予測，水門からの塩分排出）

土木研究所報告140—2
昭. 46. 3 (1971)

道路橋用プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版の研究

多田安夫，太田 実

要 旨

海峡連絡橋のような長支間道路橋において死荷重軽減および工期短縮をはかるため，厚さ20mm以下の薄層舗装が可能となり，かつ重量が場所打ち鉄筋コンクリート床版に比べ20%以上軽いプレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版を考え，これについてＰＣ，ＲＣ工法の比較，最適断面の選定，実用設計法の提案を行なった。これを用いて重交通の実橋に適用してその施工性を明らかにするとともに実物大供試体による破壊試験を行ない安全性を確かめた。さらに５年間の挙動を調べ設計・施工法の改善すべき点を明らかにした。

キイワード（軽量床版・プレキャストコンクリート床版）

土木研究所報告140—3
昭. 46. 3 (1971)

築堤土質の実態と2，3の考察

山村和也

要 旨

河川堤防の築造に用いる材料はおもに経済的な理由からできるだけ現場に近い土取り場の材料が用いられ，質的な検討はあまりなされていない。また施工に関しての品質管理もほとんど決められていないのが現状である。本報告ではまず堤体材料の選定に土の分類法を利用し，各土質の堤体材料としての適否について論じ，材料の評価の基準を示してみた。次に堤防の実態調査として東北地方の堤防について実施した土質調査資料の検討を行ない，使用されている土の種類，乾燥密度，含水比，締め固め度などの実態を示した。道路盛土と比較した場合，堤防は均質であるが締め固め度，乾燥密度は低いことが明らかになり，安定性の増加のため締め固めの必要なことを指摘した。築堤土工の設計施工指針を作成する上にも堤防の実態を知ることは必要であり，品質管理の基準の決定の上にも参考資料として利用しうると考える。

キイワード（河川堤防，統一分類法，築堤材料，土の締め固め）

Report of The Public Works Research Institute Ministry of Construction Vol. 140, March 1971

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea Chapter 7

——The Estimation on the Process of Desalting the Enclosed Sea——

Takashi Yamaguchi

Synopsis:

The forecasting of the duration necessary for turning the enclosed sea into a fresh water lake was carried out by use of simple models.

The salt water in the enclosed sea flows out through the gates which will be set in the enclosure dam. Therefore the volume of fresh and salt water which flow out through a gate was studied experimentally at first, and then calculation of forecasting was carried out considering the volume of the fresh water which flows into the Ariake Sea, the volume of salt water which flows into the lake through the enclosure dam, and the volume of salt water which flows out through the gate.

It was found that it would take about 700 days to turn the enclosed sea into a fresh water lake, and the final depth of fresh water in the lake be about 10m, and the mean salt content of upper fresh water about 500ppm.

Key words (the Ariake Enclosure Dam, desalting of enclosed sea, flow through a slice gate)

Report of The Public Works Research Institute Ministry of Construction Vol. 140, March 1971

Studies on Precast Reinforced-Lightweight Concrete Slabs for Highway Bridges

Yasuo Tada and Minoru Ohta

Synopsis:

This report presents some practical studies on design and construction of precast reinforced-light weight concrete slabs which are aimed to decrease the dead weight and to shorten the construction period for long-span highway bridges.

Results of field investigations on workability in construction of such slabs and their behaviour on a highway bridge under actual traffic loadings were also presented.

Key words (slab, precast concrete)

Report of The Public Works Research Institute Ministry of Construction Vol. 140, March 1971

Studies on Fill Material of River Embankment

Kazuya Yamamura

Synopsis:

Quality of materials for river embankment is discussed from the soil mechanical point of view Availability of the unified soil classification system for the evaluation of fill materials is also brought up for discussion.

The results obtained from a series of field soil tests on actual embankments show the fact that the dry density and the degree of compaction of the embankment are considerably lower than those of road embankments. Soil type of the fill materials and equipment for tamping exert an influence on the degree of compaction.

The data presented in this paper will be helpful in determining the standards of quality control of the embankment under construction.

Key words(River Embankment, Unified soil classification, Fill material, Soil compaction)

土木研究所報告140—1
昭. 46. 3 (1971)

有明海締切堤防調査報告

——第1編　締切堤防の調査経緯と標準断面——

川越達雄

要　旨

昭和41年6月，所内に「有明海締切堤防調査連絡協議会」を設置して，締切堤防の構造，施工法，締切後の淡水化の可能性などの問題について検討した。

3年にわたる種々の調査の結果，雑石，巨れきで締切った後，透水規制材として，マサ土を腹付けする標準断面が採用された。

この締切堤防からの塩水の透水量は約25m³/sec. と推定されたが，約700日で水面下約10mまで淡水化されることが明らかになった。この場合淡水層の平均塩分濃度は500 ppmと推定された。

キイワード（有明海締切堤防）

土木研究所報告140—1
昭. 46. 3 (1971)

有明海締切堤防調査報告

——第2編　締切堤の透水性——

山村和也，佐々木　康，富永正照，坂本忠彦

要　旨

有明海締切堤防の構造設計，湖内の淡水化などの検討の基礎資料として締切堤体の透水性の検討を行なった。

大粒径のれきの透水性に関して，径深理論に基づく理論的検討，実験および現地透水試験を行なった。その結果大粒径のれきを使用するロックフィルタイプの締切堤では透水性が大きすぎ，透水性の小さい材料も併用する複材料堤とする必要があることが判明した。

透水規制材としてマサ土を取り上げ，その透水性，締切堤の施行例について検討を行なった。

さらに，ポテンシャル理論に基づく締切堤からの透水量計算法を示し締切堤防断面案について全透水量の推定を行なった。その結果マサ土の透水係数を調査結果に基づき 5×10^{-2}cm/sec. と仮定すると全透水量は30m³/sec. 程度となることが明らかとなった。

キイワード（有明海締切堤防，れきの透水性，マサ土の透水性，揚水試験）

土木研究所報告140—1
昭. 46. 3 (1971)

有明海締切堤防調査報告

——第3編　締切堤の安定性——

山村和也，佐々木　康

要　旨

有明海締切堤防の安定性の検討を行なった。

締切堤は透水規制の面より，れき，雑石を使用する締切堤本体に，透水を規制するマサ土層をもつ複材料堤となることが予想されるので，各材料の強度特性について調査した。この結果，れきの見掛けの粘着力を $c=5.0$t/m²，内部摩擦角を $\phi=30°$，マサ土の粘着力を $c=1.0$t/m²，内部摩擦角を $\phi=25°$ と推定した。

これらの数値を用いて締切堤防断面案の安定計算を行なった結果，平時で1.71，水平震度0.15の地震時のとき1.18という安全率が得られ，地震時にも安定であることが検証された。

キイワード（有明海締切堤防，れきの強度特性，マサ土の強度特性，堤防の安定性）

Report of The Public Works Research Institute Ministry of Construction Vol. 140, March 1971

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea

Chapter 1

——The Process of the Research and the Proposed Standard Cross Section of the Ariake Enclosure Dam——

Tatsuo Kawagoe

Synopsis:

In 1966, the research comittee of the Ariake enclosure dam was estabished in Public Works Research Institute in order to study the structural design, the process of works and turning the enclosed sea into a fresh water lake.

The following standard section of the enclosure dam was finally decided by the activity of the comittee from 1966 to 1969.

The enclosure dam is at first built of stones and lumps of rock and then the lake-side slope of the rock fill dam is covered with granite sand in order to decrease the permeability of it.

The forecasting of the duration necessary for turning the enclosed sea into a fresh water lake was carried out. It was found that it would take about 700 days, and the final depth of fresh water in the lake would be about 10m, and the mean salt content about 500 ppm.

Key words (the Ariake Enclosure Dam)

Report of The Public Works Research Institute Ministry of Construction Vol. 140, March 1971

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea Chapter 2

——On the Permeability of the Proposed Ariake Enclosure Dam——

Kazuya Yamamura, Yasushi Sasaki, Masateru Tominaga and Tadahiko Sakamoto

Synopsis:

The permeability of the proposed Ariake Enclosure Dam was studied for the purpose of turning the enclosed sea into a fresh water reservoir.

The permeability of large rock-fill was investigated theoretically and experimentally in various range of Reynolds number according to a hydraulic radius theory. And a field observation was conducted on the coefficient of permeability of the ground reclaimed by the materials with a wide range of grain size. As a result it became clear that the permeability of large rockfill is so large that the desalting of the water of the lake is extremely difficult by simply building a rock-fill dam.

Therefore a layer of granite sand (tiny grains of weathered granite rocks)was adopted as a seepage restriction zone and the permeabilities of enclosure dams covered with granite sand were researched.

The coefficient of permeability of granite sand was assumed to be 5×10^{-2}cm/sec. from the results of investigation. The amount of sea water seepage through the proposed Ariake Enclosure Dam was estimated to less than 30m³/sec. which would enable the desalting of the water of the enclosed lake.

Key words (the Ariake Enclosure Dam, permeability of sand and rocks, permeability of granite sand, discharging-well method)

Report of The Public Works Research Institute Ministry of Construction Vol. 140, March 1971

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea Chapter 3

——On the Stability of the Proposed Ariake Enclosure Dam——

Kazuya Yamamura and Yasushi Sasaki

Synopsis:

The stability of the proposed Ariake Enclosure Dam was studied for the purpose of deciding the standard section.

The enclosure dam will be built of layers of various size rocks and widened with a layer of granite sand to decrease the sea-water seepage through the enclosure dam. So the strength characteristics of various size rocks and granite sand were investigated. From the results of investigation, the strength characteristics were estimated as follows.

(1) the cohesion strength of various rocks $c=5.0t/m^2$
(2) the angle of internal friction of various size rocks $\phi=30°$
(3) the cohesion strength of granite sand $c=1.0t/m^2$
(4) the angle of internal friction of granite sand $\phi=25°$

The safety facter for the proposed Ariake Enclosure Dam was calculated with using these data. The safety facter will be 1.71 at the normal time and will be 1.18 at the time of earthquake whose horizontal seismic coefficient is 0.15.

Thus the statical calculations verified the sufficient safety of the proposed enclosure dam.

Key words (the Ariake Enclosure Dam, strength of rock, strength of granite sand, stability of rock-fill dam)

土木研究所報告140—1
昭. 46. 3 (1971)

有明海締切堤防調査報告

——第4編 締切堤の耐震性——

栗林栄一，岩崎敏男

要 旨

有明海の締切計画に関する計画線上の締切堤防の耐震性について調査し，次の結論を得た。

既往地震の起生度から，計画線上における100年の再現期間に対する震度期待値は0.15である。

常時微動の検測から，卓越周期は相対的に三角線の方が大矢野線より長い。

室内における堤体模型による振動実験から，実物においては300ガル（約0.3g）の地震動に対しても安定している。

地震応答解析の結果から，堤体頂部の相対変位は20cmにまでなると推定される。

堤体に用いる砂の流動化には十分の配慮を怠るべきではない。

2計画線を比較すると三角線よりも大矢野線の耐震安全度が高いと言える。

キイワード（有明海締切堤防，地震，地震応答）

土木研究所報告140—1
昭. 46. 3 (1971)

有明海締切堤防調査報告

——第5編 締切堤の施工——

伊勢田哲也，山下 宏，岡本隆一，菅原 捷，宮永正照，坂本忠彦

要 旨

有明海締切堤防の施工上の問題点を検討した。

堤体材料としては雑石類は三角産，マサ土は玉名市周辺に産出するものがよく，必要量だけ採取可能であることが判明した。大量の堤体材料の運搬・投入・締め固めの手段を過去の施工例に基づいて検討した。

締切が進行するにつれ，潮流が速くなるため，最終締切部分は穴あきケーソンを利用して施工する。最終締切時には潮流の最大流速は4.65m/secに達すると予想され，その時必要な捨石重量は1トンと推定された。

締切地点付近の気象および海象を検討し，波浪を推算し，締切堤の天ば高，堤体保護層の捨石重量などを決定した。

キイワード（有明海締切堤防，締切堤の施工，締切材料，潮流の変化）

土木研究所報告140—1
昭. 46. 3 (1971)

有明海締切堤防調査報告

——第6編 有明海流入量調査——

木下武雄

要 旨

有明海締切堤防建設のための水文学的調査である。第1にはこの周辺の気候条件を論じた。全般的におだやかな気候の土地と言える。第2に昭和26年より昭和40年までの15年間の半旬流入量を推算した。変動は大きいが最小で110m³/s程度である。第3に長期にわたる降雨の変動を調べた。大雨のみならず無降雨日数としては30日前後の記録があるのは注目すべきである。年平均降水量は1873mmである。

キイワード（有明海締切堤防，有明海への流入量，タンクモデル）

Report of The Public Works Research Institute Ministry of Construction Vol. 140, March 1971

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea Chapter 4

——The Earthquake Resistibility of the Proposed Ariake Enclosure Dam——

Eiichi Kuribayashi and Toshio Iwasaki

Synopsis:

The earthquake resistibility of the proposed Ariake Enclosure Dam was studied to assure feasibility of two proposed routes of the project.

Frequency of earthquake occurences was summarized and the horizontal seismic coefficient considering response characteristics of the structure was decided to be 0.15. Microtremors and actual earthquake have been observed and response spectrum analyses were performed.

Earthquake damages of the fill-type structures are classified and the critical acceleration to occure failure in embankments is clarified to be large than 300 gals by model tests. Dynamic deformations of the embankments were evaluated. The maximum deformation will develop into about 20 cm at the crest.

Consideration on liquefaction of fill material was examined and a tentative criterion was presented.

It was concluded both routes would be constructed safely, but one route would be safer than the other.

Key words (the Ariake Enclosure Dam, earthquake, earthquake response)

Report of The Public Works Research Institute Ministry of Construction Vol. 140, March 1971

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea Chapter 5

——On Some Engineering Problems in Constructing the Enclosure Dam——

Tetsuya Iseda, Hiroshi Yamashita
Ryuichi Okamoto, Hayashi Sugawara
Masateru Tominaga and Tadahiko Sakamoto

Synopsis:

Some engineering problems in constructing the proposed Ariake Enclosure Dam were studied in considering its great quantities of constructing works.

As concerns dam construction materials, it became clear that various size rocks and granite sand are most suitable from the stand points of quantity and strength characteristic.

The final closing works of the dam will be carried out with using the caissons which provide gates. The gates will be kept open to allow the currents to freely in and out until the other sections are completely closed. With these water passages, the maximum velocity of the currents was calculated to less than 4.65m/sec.

The height of waves were estimated from the probable wind velocity for the period of 100 years. The height of the dam crest and the weight of a rock in the protective layers against wave actions were also estimated from the wave.

Key words (the Ariake Enclosure Dam, closing works of enclosure dam, materials for rock-fill dam, tidal current)

Report of The Public Works Research Institute Ministry of Construction Vol. 140, March 1971

Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea Chapter 6

——On the Inflow into Ariake Bay from the Surrounding Basins——

Takeo Kinosita

Synopsis:

Ariake Enclosure Dam is proposed to be constructed at the mouth of Ariake Bay, one of the biggest bays in Japan. This bay will be used for a fresh water reservior after construction of this dam. Fresh water will be supplied by rivers flowing from the surrounding basins and by direct rainfall into Ariake Bay.

The mean five day inflow from 1951 to 1965 was estimated by means of simulation of the tank model. The inflow hydrographs are shown in Fig. 10. The average annual hydrograph for fifteen years and the standard deviations, Fig. 11, indicate the hydrological feasibility of fresh water storage. The annual amount of inflow is converted into the depth over Ariake Bay. See Fig. 12. Climatological conditions and the long term trend of rainfall are also discussed.

Key words (the Ariake Enclosure Dam, inflow, tank model)

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 140, March 1971

CONTENTS

1. Report on the Enclosure Dam in the Comprehensive Development Project of the Ariake Sea
Introduction Masami Fukuoka……(1)
Chapter 1. Tatsuo Kawagoe
The Process of the Research and the Proposed Standard Cross Section of the Ariake Enclosure Dam……(3)
Chapter 2. Kazuya Yamamura, Yasushi Sasaki, Masateru Tominaga and Tadahiko Sakamoto
On the Permeability of the Proposed Ariake Enclosure Dam……(9)
Chapter 3. Kazuya Yamamura and Yasushi Sasaki
On the Stability of the Proposed Ariake Enclosure Dam……(21)
Chapter 4. Eiichi Kuribayashi and Toshio Iwasaki
The Earthquake Resistibility of the Proposed Ariake Enclosure Dam……(27)
Chapter 5. Tetsuya Iseda, Hiroshi Yamashita, Ryuichi Okamoto, Hayashi Sugawara, Masateru Tominaga and Tadahiko Sakamoto
On Some Engineering Problems in Constructing the Enclosure Dam……(41)
Chapter 6. Takeo Kinosita
On the Inflow into Ariake Bay from the Surrounding Basins……(53)
Chapter 7. Takashi Yamaguchi
The Estimation on the Process of Desalting the Enclosed Sea……(75)
2. Yasuo Tada and Minoru Ohta
Studies on Precast Reinforced-Lightweight Concrete Slabs for Highway Bridges……(97)
3. Kazuya Yamamura
Studies on Fill Material of River Embankment……(133)