

土 木 研 究 所 資 料

越水堤防調査最終報告書

— 解説編 —

昭和 59 年 3 月

建設省土木研究所
河 川 研 究 室

Copyright © 1983 fiscal year by P.W.R.I.

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

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

はじめに

越水堤防とは、通常の土堤防を補強することによりある程度の越水が生じても破堤に至らないようにした堤防のことである。土木研究所では昭和51年度からの河川事業調査費研究課題「越水堤防に関する調査」及び関東地方建設局からの依頼である課題「越流堤防模型実験」（昭和54年度より）において、この越水堤防に関する調査を行なっている。本年度は調査の最終年度にあたるため、一連の調査の成果をまとめ報告書を作成することとした。

調査期間が長期にわたり実験データが膨大な量になっていること、及び調査が河川研究室と総合治水研究室との分担で行なわれていることから、報告書は内容別に以下のように分冊化されている。

- < i > 越水堤防調査最終報告書 土研資料 2074 号
—解説編—
- < ii > 越水堤防調査最終報告書 土研資料 2081 号
—越流水の水理特性と越水堤防
の導入に伴う問題点の検討—
- < iii > 越水堤防調査報告書 土研資料 2050 号
—資料編(Ⅱ)—

また既に、

- < iv > 越水堤防調査中間報告書 土研資料 1761 号
—資料編—

が、昭和57年3月に作成されている。このうち< i >・< iii >・< iv >は越水堤防に関する技術的諸問題を中心に据えたものであり、河川研究室が担当している。< i >は、調査結果の全容を系統的に明らかにすることに重点を置いた「解説編」であり、< iii >及び< iv >は昭和54年度から58年度にかけて行なわれた実大堤体模型越流実験のデータをそのまま収録した「資料編」である。一方< ii >は、主に実際の堤防に越水堤防を導入するにあたっての諸問題を治水計画上の観点から検討したものであり、総合治水研究室の担当となっている。

本報告書は< i >の「解説編」にあたる。

河川研究室 須賀堯三（現宇都宮大学）
橋本 宏
石川忠晴（現東京工業大学）
藤田光一
葛西敏彦（現岩手工事々務所）
加藤善明

目 次

はじめに

第1章 概論	1
1-1 越水堤防の考え方	1
1-2 研究過程と本報告書の内容	3
第2章 外力の評価（越水堤防の設計条件）	6
2-1 外力評価の視点	6
2-2 越水事例から	7
2-3 川幅縮小部での越流水深	8
2-4 湾曲部での越流水深	11
2-5 まとめ	13
第3章 越流による堤防破壊機構	15
3-1 堤体に働くせん断力	15
3-2 大型越流実験による土堤防の破壊機構の検討	26
3-3 実験では考慮できない要因とその重要性	37
第4章 越水堤防の開発	39
4-1 保護工の基本的な考え方	39
4-2 各種保護工について	39
4-3 保護工の評価	52
おわりに	55
付録	56

第1章 概 論

1-1 越水堤防の考え方

越水堤防とは、通常の土堤を補強することによりある程度の越水に耐えられるようにした堤防のことである。

従来の堤防は特殊な場合を除いてほとんどが土で造られている。このため堤防は越水に対して非常に弱く、越水した際破堤に至る可能性は越水しない場合に比較して圧倒的に大きい（過去の破堤の約8割は越水によると言われている）。極端な言い方をすれば、「従来の堤防は洪水があふれるまではその機能を維持するが、越水した後は洪水防御の機能をほとんど失ってしまう」ということになる。このような問題が起きるのは、堤防の設計法自体に欠陥があるからではなく、越水という事象がもともと設計に考慮されていないからである。現在の治水は、自然的・社会的条件を勘案して計画洪水を定め、それを対象に種々の対策を講じるという方式で進められている。この場合、計画高水量以上の洪水は計画の対象外とされるので、堤防を造るにあたっては越水は考慮されないのである。

このような治水方式は、治水の目標を明確化・単純化し、治水事業に客観性を与えるという意味で有用である。また、治水事業にかかる費用が災害を直接受けけない人々からも集められることを考えると、治水事業をその時々¹の社会情勢に見合う妥当な範囲内に収めるための目安を設定するという意味もあるだろう。しかし、この方式だけで充分だとは必ずしも言えない。最も大きな問題点は、上述したように計画以上の洪水に対する配慮がなされていないことにある。降雨という自然現象の性質上、どんなに計画規模を引き上げても計画以上の洪水が発生する確率が0になることは本来あり得ない。むしろ、長い年月の間には計画以上の洪水が来るのは当たり前と考えるべきであろう。したがって、計画洪水に対する治水対策だけでなく、計画を上回る洪水が生じた時の対応策をも立てておくことが、重要^{*}となる。想定した外力に耐えることはもちろん、それ以上の外力に対してもある程度対応できる策を講じておくことが、望ましい防災のあり方だと筆者は考えている。（今述べたことは、治水施設が暫定の場合にも全く同様に当てはまる。要するに、現在対処できる能力以上の外力に対して、どう対処するかを問題にしているのである。）

このような考えに基づいた対策が今まで全く無かったわけではない。洪水の予警報システム・水防活動・避難活動がそれに当たる。しかしこれらは全てソフト面に限られ、しかも消極的なものである。ハード面、中でも堤防においてこのような考え方をより積極的に反映させようとしたのが「越水堤防」である。堤防が耐越水性を持つようになれば洪水被害が軽減されることは明らかである。第一に、氾濫量自体が減少し被害が量的に軽減される。第二に、被害の発生状況が越水即破堤というカタストロフィックな性質のものから、人間にとってより対処しやすい性質のものに転換される（越水してもすぐには破堤しないため、水防・避難活動が余裕をもって行なえるようになるなど）。言わば、被害の質的軽減効果である。第

^{*} 計画洪水を対象にした治水対策とそれを上回る洪水に対する治水対策とは根本的に性質を異にするものであり、どちらか一方でもう一方を代用することはできない。

三には、氾濫水が1ヶ所（破堤箇所）に集中せず分散するため、破堤地点の被害が堤防を高くしたためかえって従前よりも大きくなるという事態を避けることができる。この被害の分散効果は、水害の負担を河道の各区分で公平にするという観点から見ても重要である。以上の目的のため「堤防を従来の脆弱な構造物から少しでも“ねばり”のある構造物に変えるための何らかの方策を考えよう」というのが、越水堤防開発の発想の原点である。

ところで、実際に越水堤防を開発するにあたっては、その機能や性質を明確にしておく必要がある。そのためには、越水堤防が治水計画上どのような位置付けで導入されるかをある程度想定しておかなければならない。以下でこの点について考える。

越水堤防を実際に導入する根拠は、大きく2つに分けられる。第一は、河川全体の安全度（超過洪水に対するものも含む）を、バランスを保ちながら向上させることを目的とするものである。具体的には、超過洪水発生時に比較的重要度の低い堤内地に調節池的役割を持たせるため越水堤防を設置したり、水害を上下流で均等に負担させるために設置する場合などである。いずれも、越水堤防の効果を定量的に算定し厳密な治水計画を立てることが必要となる。しかし、厳密な計画に見合う確実性のある越水堤防（例えば、調節池にある越流堤のようなもの）を造ろうとするとかなりの費用を要する。また、計画の段階からあらかじめ越水する場所を決めておくという色彩を帯びるため、簡単には住民の合意を得られないであろう*。以上の意味で、こうした根拠に基づき越水堤防を導入するには、まだ時間を要すると思われる。第二は、危険度の高い区間に越水堤防を導入し、その付近の堤内地の安全度を向上させようとするものである。「越水堤防の導入は、想定以上の外力に対してもある程度機能を維持するという防災施設の本来あるべき姿に堤防を近づけることを意味するにすぎない。すなわち越水堤防は、特別な施設ではなく、従来の土堤防の延長線上にある。したがって、現在の治水計画に超過洪水対策を正面切って取入れるというよりも、とにかく現在危険と思われる個所に越水堤防を導入して堤防の機能を少しでも高めれば良い」と考えるのである。この場合、越水堤防の導入にあたっては、超過洪水に対する計画論よりも、まず客観的・合理的に河道及び堤内地の安全度を評価することが必要となる。また、越水堤防の機能にそれ程高度なものを要求されることもなく、費用の面では有利となる。なぜなら多少損傷を受けても、ある程度の越水に耐えれば、少しでも安全度を向上させるという越水堤防の目的は達せられるからである。現状では、後者の考え方をとった方がより現実的だと、著者は考えている。（もちろん、越水堤防導入が他の場所に及ぼす影響を検討することは必要である）

以上述べた越水堤防の定義と位置付けに基づいて、その機能と性格を具体的に考えると、次の4点が挙げられよう。

- ① ある程度の越水に耐えること
- ② 安価であること
- ③ 現地堤防への設置が容易なこと（現状の堤体形を大きくは変えない）
- ④ 長期間（少なくとも数十年以上）機能を失わないこと

* 現在の治水整備の進捗状況から考えて越水するのは“当たり前”のことだとも言えるが、越水が社会に与える影響は現実には大きい。

①において「ある程度」としたのは、厳密な計画にのっとり、越水に確実に耐える堤防を造るというよりも、堤防の安全度を少しでも向上させるために越水堤防を設置するとの考え方を重視したからである。「ある程度」の内容については、2章で述べる。②、③は、①と同様に重要かつ本質的な項目である。越水堤防に対しては、一種のぜいたく品であり同じ金をかけるならまず堤防を高くすべきだとの意見がある。この意見は、暫定堤が数多く残っている現状では強い説得力を持つ。こうした反論にこたえるには、ただ前述した超過洪水対策の重要性を述べるだけでは不十分であり、実際役に立つことを示さなければならない。具体的には、「堤防をかさ上げるよりもはるかに小さな費用と労力で、ある程度越水に耐えるという機能が堤防に加わる」ことが重要なのである。越水堤防の設置にかかる費用と労力が堤防をかさ上げて完成堤にするのに要するよりも大きいとあっては、いくら越水堤防の持つ防災施設としての有利さを説いても、その場所の住民は納得しないであろう。越水堤防にかけられる費用と労力の上限は、堤防をかさ上げる費用及び労力との相対関係とその堤防の危険度から決まるが、調節池で用いられている越流堤のような構造では高価すぎることは明らかである。現堤防に“ちょっとした”保護工を施す程度のものが妥当だと考えられる。以上の意味で②と③は①と同様重要なのである。なお④は、越水という事象の頻度を考えれば当然必要となる。本調査では、こうした①～④の条件を満たす範囲で、数種の越水堤防を開発している。

最後に、本調査で開発した越水堤防を実用化するにあたっての留意点を述べておく。越水堤防の開発は、直接的には昭和54年度から58年度まで行なわれた実大堤体模型越流実験によっている。これは、堤防の破壊という現象が、土の強度や植生という物理的機構の不明確な要素に依存しているため、解析や小規模実験では定量的な議論が充分できないためである。しかし、実大模型実験と言えどもあくまで特殊な条件の下での越水現象であって、現実とはかなりのギャップがある。したがって、越水堤防の効果を議論する際には、実験結果と合わせて現実に設置されたとしたらどうなるかを想像する必要がある。本報告書においても、実験結果の考察にはそうした視点を入れるよう努力しているが、限界はある。以上の意味において、開発された工法は完成されたものでなく、今後現地に適用される越水堤防のたたき台と考えていただきたい。本報告書は、越水堤防に関する最終版ではなく、越水堤防を実現するための端緒だと著者は理解している。

1-2 研究過程と本報告書の内容

河川研究室における越水堤防に関する調査は昭和51年度から58年度まで行なわれた。一連の調査における検討項目を図1.1に示す。また調査のフローと調査項目との関連を図1.2に示す。

第1期：赤羽支所及び篠崎試験所で行なわれたもので、予備的調査と小・中規模実験による現象の定性的把握を主体としている。

第2期：昭和54年の筑波研究学園都市への移転を契機として、大型モデルを用いた越流破壊実験や現地資料の数量化解析など堤防破壊機構に関する定量的把握が始められた。また耐越水対策工の開発実験も行なわれ資料が集積されてきている。

第3期：耐越水対策工・越流破壊機構に関する実験が引続き行なわれ、また、現地堤防の植生調査が実施された。その他、追加実験が小規模堤体モデルについて行なわれた。

年 度 (昭和)		51	52	53	54	55	56	57	58
調 査 内 容	I 現地調査	(資料収集)	(一次解析)			(二次解析)			
	1. 越水事例調査						(資料収集・解析)		(植生調査)
	2. 現地実験調査								
	3. 現況堤防調査								
	II 机上検討								総 合 検 討
	1. 越流水解特性	(越流水面形)	(せん断力分布)						
	2. 越流水深分布	(矢作用シミュレーション)				(理論解析)			
	III 実験	(越流破壊の定性的把握)	(土質・締固度と破壊特性)				(越流水深分布)		
	1. 小規模モデル		(装置・モデル製作)	(乏の状態と破壊特性)				(せん断力分布)	
	2. 中規模モデル			(装置・モデル製作)	(破壊進行の定量的把握・各種保護工の試験)		(保護工試験・越水堤防開発)		
	3. 大規模モデル								
区 分		第1期 (定性的把握を中心として)			第2期 (定量的把握を中心として)			第3期 (総括と補遺)	
担 当 者	研究主任	須賀 堯 三						橋本 宏	
	研究担当者	馬場 洋二	吉野 文雄		石川 忠晴		森田 光一		
		伊藤雄二	山本 祐二		葛西 敏彦		加藤 晋明		
論 文 ・ 報 告 書					第24回水講演文 季刊防災61号 第25回水講演文 土木技術資料 23・3	第26回水講演文 土研資料1761号			土研資料2050号 土研資料2074号

図1.1 越水堤防調査年表

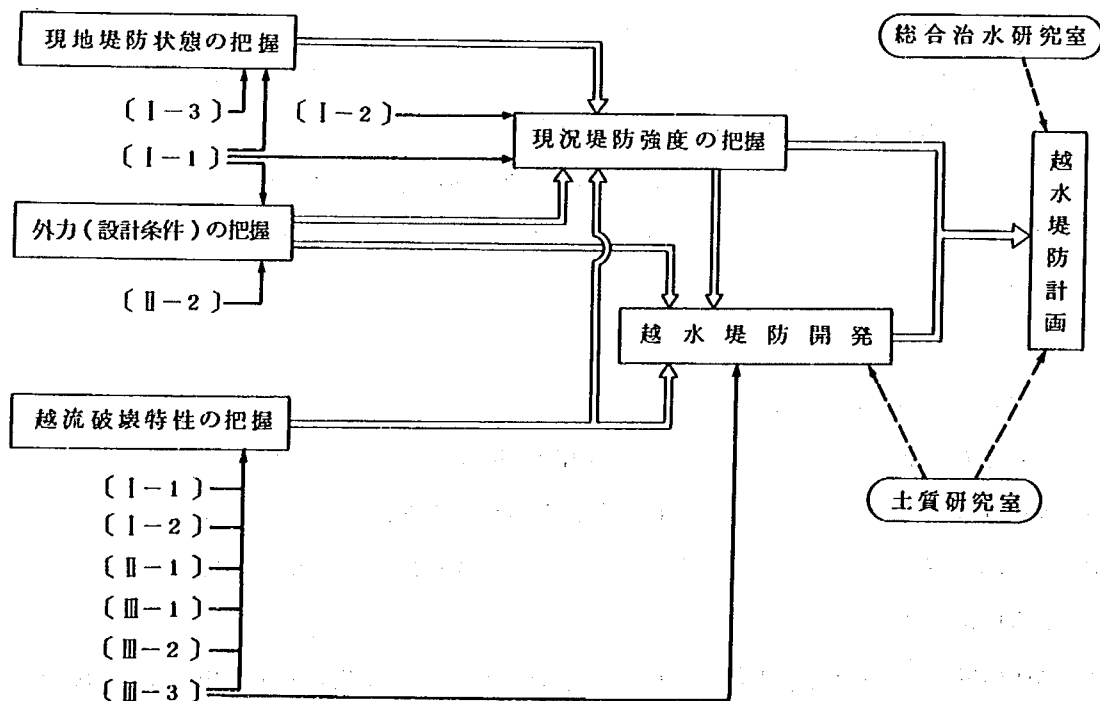


図1.2 検討事項と調査フロー

本報告書は最終報告書であり、一応全期間の調査内容を対象としている。ただし、主要な部分だけを抜き出し整理した上で解説を加えているので、すべてが網羅されてはいないことをお断りしておく。（大型越流実験のデータについては、本書と別に、土研資料 1761 号・2050 号に収録されている）

なお、総合治水研究室と土質研究室においても並行して堤防強化に関する調査が行なわれている。これらの成果については、以下の文献を参照されたい。

○越水堤防導入時の諸問題と越流水の水理特性について

……土研資料 2081 号（総合治水研究室）

○河川水や雨水の浸透に対する堤防強化策について

……土研資料 1772 号（土質研究室）

第2章 外力の評価（越水堤防の設計条件）

2-1. 外力評価の視点

通常構造物を設計する際には、まず適当な外力を想定してその外力に耐え得る強度条件のもとで設計する。しかし越水堤防の場合には必ずしもこれに従わない。まず対象とするのが計画高水以上の洪水の話であるので、明確な外力評価の基準が無いということである。次に第1章で述べたように、越水堤防は少しでも破堤に対する安全度を上げようという構造物なので、特定された強度に満たないから駄目だとか、或る水準に達したからそれで良い、というものではないからである。もう少し具体的に述べよう。

洪水流量が河道の疎通能力を上回らない限り、洪水流の挙動を計算で追跡することができる（ことになっている）。したがって降雨条件を指定しさえすれば各地点の流量と水位とが数値として与えられるわけで、それに従って築堤なりを行なえばよい。それで不十分ならダム貯水池や遊水池を造ってハイドロを変形すればよい。（この過程も計算でフォローできる。）要は降雨条件をどう指定するかであって、後は計算すれば各地点の外力を決められるのである。これが現在の治水計画の基本思想である。

さて、ここで対象とするのは計画高水以上の越水を伴う洪水である。まず計画高水以上の洪水の降雨条件を指定することができるのだろうか。便宜的な方法によって仮りに指定できたとしても、次に各所で越水しながら流下する洪水をどの程度精度よく計算できるだろうか。次章で明らかになるように、越流水深が10 cm 違うと越流水脈の力は全く異なる。ところが現在の越水を伴わない計画での計算においてすら各地点において10cm以内の精度で水位を予測することなど到底できないのである。以上から通常の方式によって外力を評価することが困難であることがわかる。

次に越水堤防は、確実な機能を要求される構造物ではないということである。越流水による破堤は堤防のわずかな傷が拡大されるものでカストロフィックな性質を持っている。堤防の耐越水強度は施工された保護工のみによって定まるものではなく、堤体自身の傷や施工後に表面に生じた傷に左右されるところが大きい。したがって仮りに越流水深が43cmだとわかったとしても、それにちょうどあてはまる保護工が定まるものではない。

結局、外力条件を明確に定めることなど望むべくもないし、また与えられたとしても生かすことはできないだろう。ここで我々が必要とするものは実験を行なうにあたっての外力の規模の目安である。すなわち実験条件設定および実験データ評価のための基準値である。

ここではふたつの方法によって外力（越流水深）の目安を得る。ひとつは越水事例から今までに生じた越流水深の分布を求める方法である。この結果は非常に説得性を持つ。例えば「この川のこの堤防が切れなかったら何億円助かったはず」というような話とすぐ結びつくからである。しかし精度の点で多少問題がある。また不等沈下や河道閉塞などにより局部的に大きな越水を生じた例もかなり入る恐れがある。「それが災害の実体だからそのまま集計すればよい」との見方もあるが、しかし将来の堤防を論ずるのであるから、整正された河道で生じる越水の可能性という点も検討した方がよいと考える。そこでふたつ

めの方法として単純な形の河道（川幅縮小部，河道湾曲部）における越流水深の理論解析を行なった。

2-2. 越水事例から

昭和42～51年に生じた越水事例から，最大越流水深と越流時間が調べられている。ただし，破堤した事例については，破堤した時点までの時間しか記載されていないので越流水深についてのみ使用した。

図2.1は「越水したが破堤しなかった事例」について，横軸に越水時間を縦軸に最大越流水深をとってプロットしたものである。これから越流水深は60cm以下が圧倒的に多く，越水時間は5時間以内に集中していることがわかる。図中の破線は越流水深60cm，越水時間3時間の点をとおり総越流量が一定となるように引いたものである。総点数90点のうち68点がこの線より下になっている。したがって仮りにこのような強度を有する耐越水工法が開発されれば，超過外力の約75%が堤防強度内に収まることとなる。もちろん残りの25%は破堤する恐れがあるが，しかし3時間程度持ちこたえれば住民は十分避難できるので最悪の事態は避けられよう。そこで越流水深60cmで3時間「持ちこたえること」がひとつの目安と考えられる。

図2.2は「破堤」のデータ，「非破堤」のデータと全データについて越流水深の累積度数分布を示したも

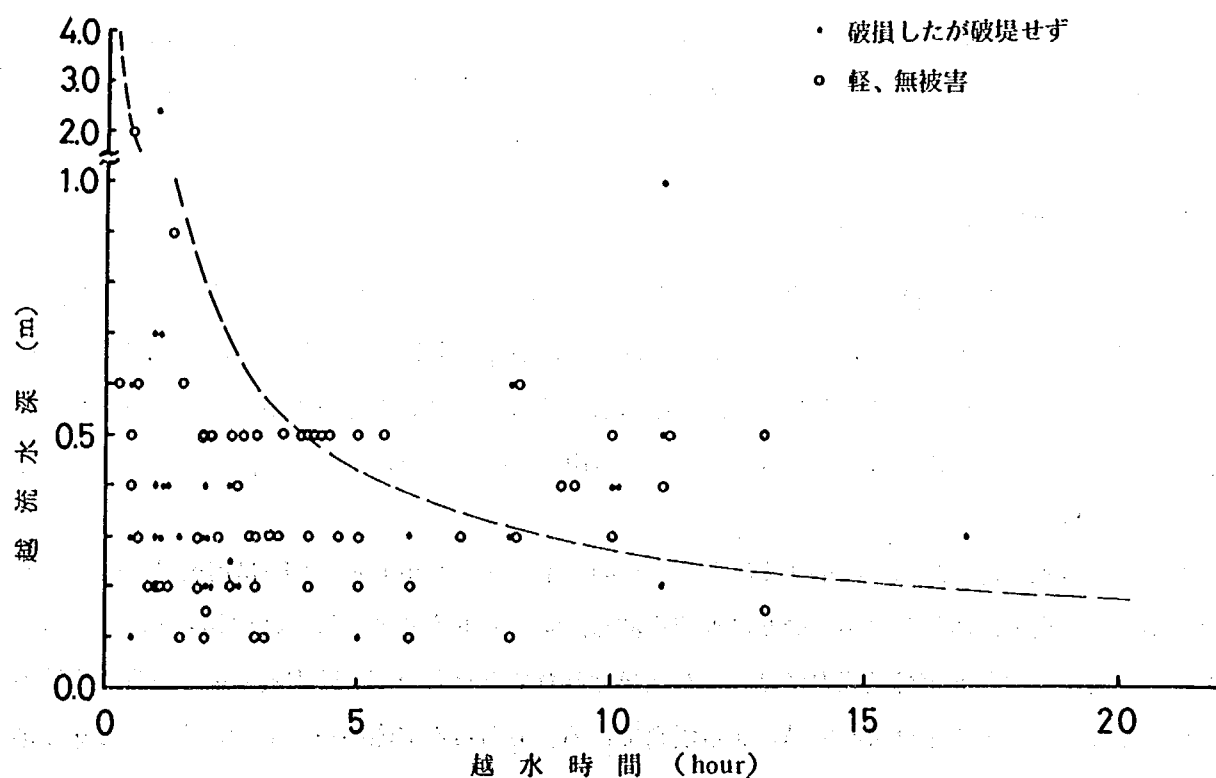


図2.1 最大越流水深と越水時間

のである。分布形に注目すると、越流水深が60cmを越えるのは極めて稀であることがわかる。

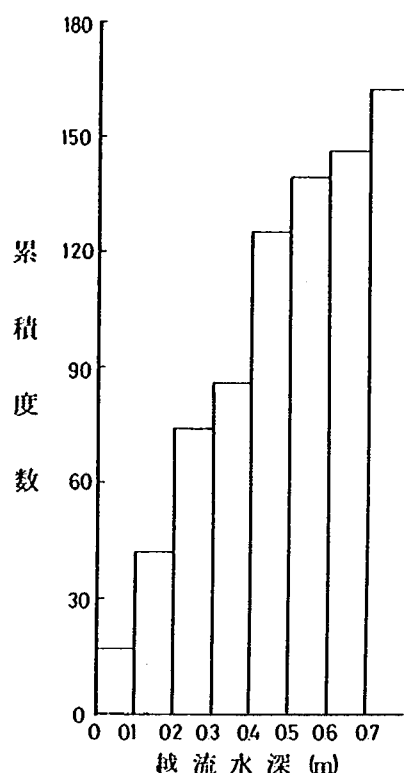


図 2.2.1

越水事例での越流水深の
累積度数 (破堤データ)

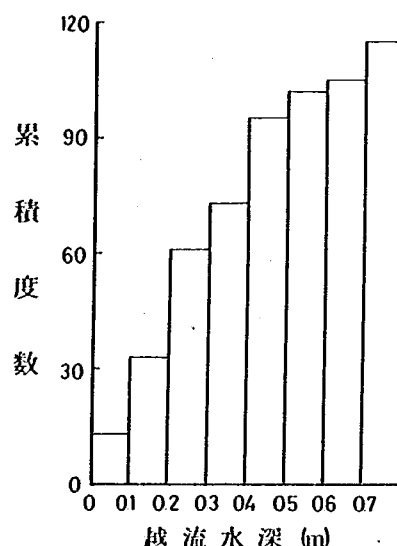


図 2.2.2

越水事例での越流水深の
累積度数 (非破堤データ)

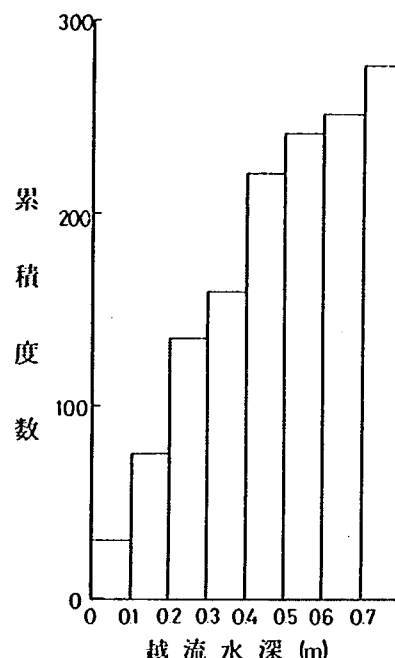


図 2.2.3

越水事例での越流水深の
累積度数 (全データ)

2-3. 川幅縮小部での越流水深

計画降雨の2倍の大雨が降れば堤防の2倍の高さまで水位が上昇するかと言うと、そんなことは決して無い。なぜなら上流部で溢れる分が多いからである。したがって十分整正された河道では越流水深がそれほど大きくなることはないと考えられる。大きな越水は疎通能力が不連続的に小さくなる地点もしくはその上流部で起こる。そのような箇所のうち、本節では川幅縮小部について解析し、次節において河道湾曲部について解析する。

整正された直線河道の越水には図 2.3 に示す二つの基本パターンがある。〔I〕は河道疎通能力を上まわる洪水が来た場合で、越流しながら徐々に水深を減じ、ずっと下流では河道満杯状態で等流となる。〔II〕は上流域で既に溢水し河道疎通能力に見合った流量で流れてきたものが、障害物(堰、橋脚、合流点、狭窄部など)によってセキ上げられて越水する場合である。もちろん実際の河道形状は非常に複雑であるから、このように単純な形状ですべてを代表させられないが、越水の規模を大略推定するには役立つ。例えば、図 2.4 のように2川が合流する所では、下流河道の疎通能力は上流2川の疎通能力の合計より大きく

ない場合があるから、この地点を中心に越流の生じる恐れが大きい。この場合、合流点下流部では〔I〕の状態が、合流点上流部では〔II〕の状態が生じる。そこで流量及び水深の連続性を考慮して〔I〕と〔II〕の解を接続すればこの場合の水面形を得られる。

〔I〕と〔II〕の状態における越流水深と流量の関係は次式で与えられる。

$$q_1 = r h_1 + \delta h_1^2 \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

ここに、 h_1 は基準地点の無次元越流水深、 q_1 はその地点の無次元超過流量で次のように表わされる。

$$h_1 = \Delta H / H_0 \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

$$q_1 = \Delta Q / Q_0 \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

ここに、 H_0 = 河道満杯時の水深、 Q_0 = 河道満杯流量である。

また r と δ は次のように表わされる。

$$r = \frac{(3\beta + b p^*) \pm \sqrt{(3\beta + b p^*)^2 + 8\beta b(\alpha - 1)}}{4\beta} \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

$$\delta = \frac{(1-\alpha)a + (2r-3\alpha)b - (a+b)r p^* - b r^2 p^* - \beta(3-r^2)r}{2\{b p^* + 3(1-r)\beta\}} \quad \dots\dots (2-5)$$

式中の諸記号は次の意味である。

$$\alpha = \frac{1}{i \varphi^2} = \frac{1}{F_0^2} \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

$$\beta = \frac{1}{F_0 C} \cdot \frac{B i}{H_0} \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

$$a = 2.0 \quad p^* = 1.0 \sim 2.0$$

$$b = 0.12$$

また i = 河床勾配、 φ = 流速係数、 F_0 = 満杯流量時のフルード数、 C = 越流係数、 B = 河幅である。 r は 2 根持ちそれに対応して δ もふたつ求まる。 r の正符号の根とそれから求まる δ が図 2.3 の〔I〕のパターンに、負符号が〔II〕のパターンに対応する。なお解析の詳細については下記文献^(*)を参照されたい。

以上の解析結果を幅員縮小部にあてはめる。水面形状は図 2.5 の 2 ケースが考えられる。ケース 1 では上流側で図 2.3 の〔II〕の状態、下流側で〔I〕の状態となる。断面変化部では水位が不連続となるが、これは急縮部の局所的な水面降下である。ケース 2 では上流側で〔II〕の状態が生ずるが、急縮部での水面降下が大きく下流側では越水が生じない。すなわち疎通能力の小さい区間では越水せず、むしろ大きな区間で越水する。

(*) 文献(1) 石川忠晴：堤防越水をとまう直線矩形断面河道の水面形、第 26 回水理講演会論文集。

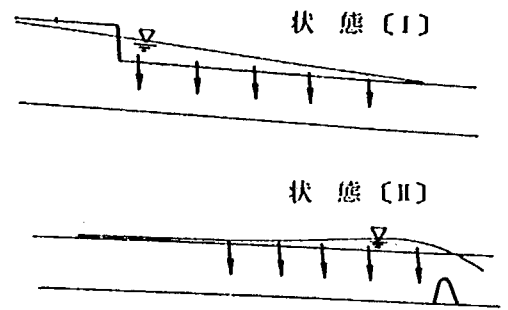


図 2.3 直線河道の越水の基本パターン

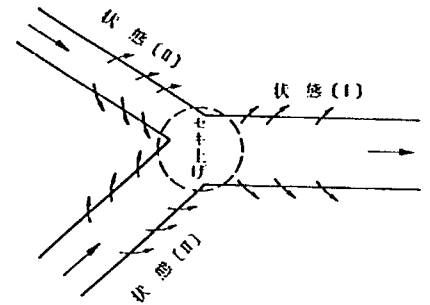


図 2.4 合流部の越水

ケース 1:

水位の連続条件は、 $\Delta H_1 + \Delta H = \Delta H_2$ 。これから、

$$h_1 + \Delta h = h_2 \quad \dots\dots\dots (2-8)$$

ただし、 $h_1 = \Delta H_1 / H_0$ 、 $\Delta h = \Delta H / H_0$ 、 $h_2 = \Delta H_2 / H_0$ である。次に流量の連続条件は、 $Q = Q_{02} + \Delta Q_2 = Q_{01} + \Delta Q_1$ と表わされる。ここに Q_{02} は上流河道の疎通能力、 ΔQ_2 は不連続断面の直上流側の過剰流量、 Q_{01} は下流河道の疎通能力、 ΔQ_1 は不連続断面の直下流側の過剰流量である。これから、

$$1 + \Delta Q_2 / Q_{02} = (Q_{01} / Q_{02}) (1 + \Delta Q_1 / Q_{01}) \quad \dots\dots\dots (2-9)$$

無次元表示記号を使うと、

$$1 + q_2 = (1 - \tilde{b}) (1 + q_1) \quad \dots\dots (2-10)$$

ただし、 $\tilde{b}$ = 河道縮小率 = $(B_2 - B_1) / B_2$ 。さらに(2-10)式の水位・流量条件が上下流についてあり、

$$q_1 = r_1 h_1 + \delta_1 h_1^2 \quad \dots\dots\dots (2-11)$$

$$q_2 = r_2 h_2 + \delta_2 h_2^2 \quad \dots\dots\dots (2-12)$$

以上4式を連立すると次式を得る。

$$\{ \delta_1 (1 - \tilde{b}) - \delta_2 \} h_2^2 + \{ (r_1 - 2 \Delta h \delta_1) (1 - \tilde{b}) - r_2 \} h_2 - (1 - \tilde{b}) (r_1 \Delta h - \delta_1 \Delta h^2) - \tilde{b} = 0 \quad \dots\dots\dots (2-13)$$

Δh は縮小部の運動量式から近似的に求まる次式を用いる。

$$\Delta h = F_0^2 \tilde{b} / (1 - F_0^2) \quad \dots\dots\dots (2-14)$$

ケース 2:

同様の取り扱いにより次の4本の無次元式を得る。

$$h_2 = \Delta h + h_1 \quad (\text{水位連続条件}) \quad \dots\dots\dots (2-15)$$

$$h_1 = \frac{2}{3} q_1 \quad (\text{下流等流条件}) \quad \dots\dots\dots (2-16)$$

$$q_2 = r_2 h_2 + \delta_2 h_2^2 \quad (\text{上流の水位・流量関係}) \quad \dots\dots\dots (2-17)$$

$$1 + q_2 = (1 - \tilde{b}) (1 + q_1) \quad (\text{流量連続条件}) \quad \dots\dots\dots (2-18)$$

$$\text{以上より、} \delta_2 h_2^2 + \{ r_2 - \frac{3}{2} (1 - \tilde{b}) \} h_2 + \frac{3}{2} (1 - \tilde{b}) \Delta h + \tilde{b} = 0 \quad \dots\dots\dots (2-19)$$

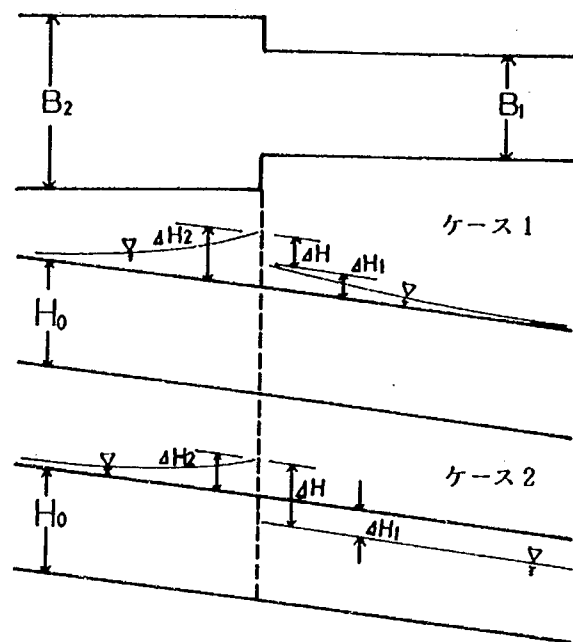


図2.5 川幅縮小部の越水パターン

ただし、 $h_1 > 0$ の時には (2-13) 式の解を、 $h_1 < 0$ の時には (2-19) 式の解を用いる。

さて、(2-13) 及び (2-19) 式中の r 、 δ は (2-4) 式と (2-5) 式に示されたように $\alpha = \frac{1}{F_0^2}$ と $\beta = \frac{1}{F_0 C} \cdot \frac{B}{H_0} i$ の関数である。したがって河道満杯流量時のフルード数 F_0 と $\frac{B}{H_0} i$ 及び堤防の越流係数 C を知る必要がある。そこで全国主要河川粗度資料集より、一級河川の主要断面形（主に流量基準点）と計画高水位を調査し、 F_0 と $\frac{B}{H_0} i$ の頻度分布を得た。この結果を図 2.6、図 2.7 に示す。それぞれの値を用いて (2-13) 及び (2-19) 式から得られた越流水深頻度分布の計算例を図 2.8、2.9 に示す。図 2.8 では越流係数 $C = 0.8$ (両側越流)、縮小率 $\tilde{b} = 0.1$ としており、図 2.9 では $\tilde{b} = 0.2$ としている。

以上の計算は理想化された河道に関してのものであり、これから現実の河道での越流水深をダイレクトに議論できないことは言うまでもない。しかし代入したパラメータ (F_0 、 $\frac{B}{H_0} i$) の値は実際河道の値であり、越水堤防を開発するうえでひとつの目安としてよいと考えられる。

図 2.8 は縮小率 0.1、すなわち下流河道の疎通能力の 1 割増しの流入が最大流入量として考えられる場合に相当する。この時、全体の 90% は越流水深が 30 cm 以下となっている。また図 2.9 は縮小率が 0.2 の場合であるが、全体の 90% は越流水深が 50 cm 以下となっている。どの程度の縮小率が現実的かと言う問題が残されるが、疎通能力が下流に向けて 2 割も減じるという場合は（山間部から有堤部に出る地点などを除けば）稀と考えられるので、図 2.9 を越流水深の上限を考えるひとつの目安としてよからう。

2-4. 湾曲部での越流水深

局所的な影響による越流水深の目安として湾曲部外側における水位上昇量を概算する。直線河道から湾曲部に入ると遠心力により外側水位が上昇する。直線河道部で流れが河道満杯状態であったとすると湾曲部では外側水位上昇量に相当する越流水深が生じる。外側水位上昇量 ΔH は平衡状態における横断方向の力のバランスから、

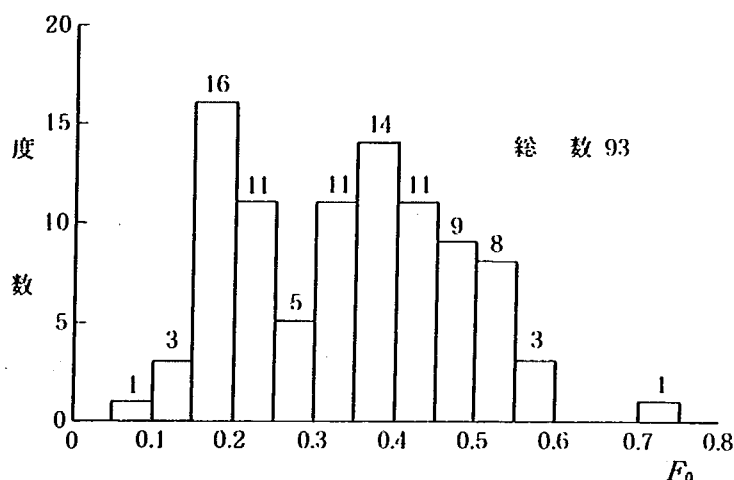


図 2.6 F_0 の頻度分布

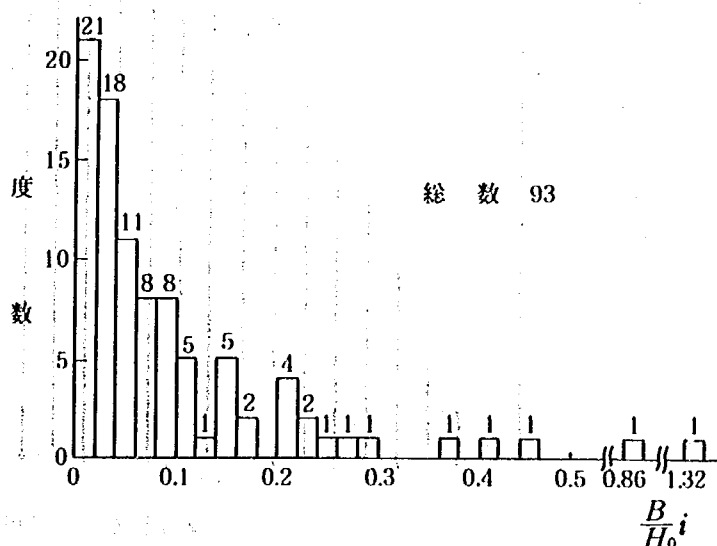


図 2.7 $\frac{B}{H_0} i$ の頻度分布

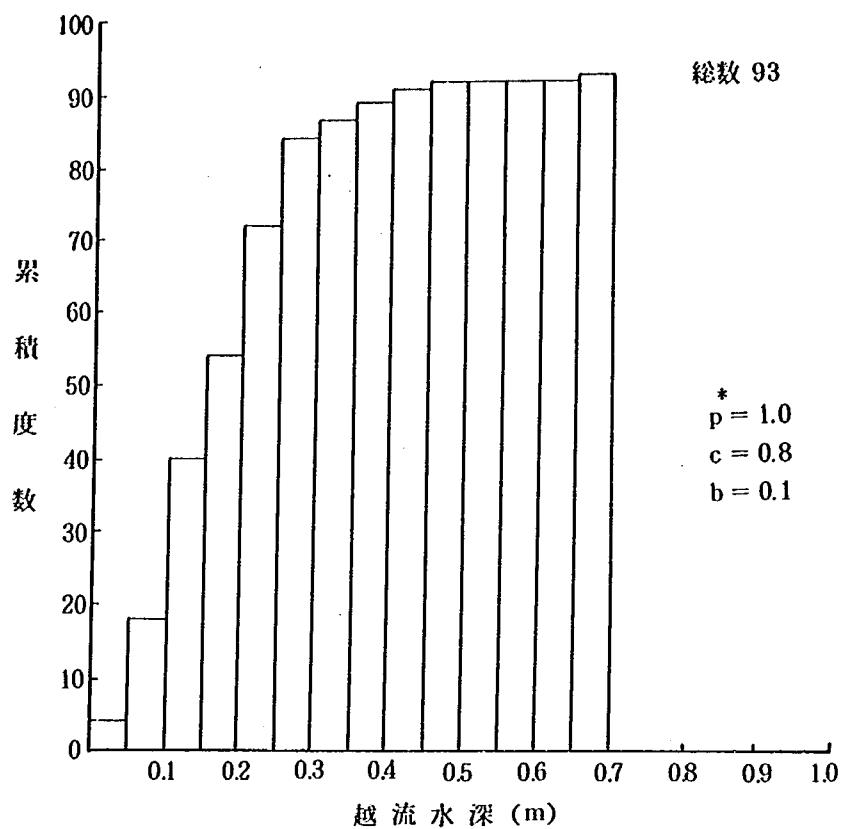


図 2.8 川幅縮小部越流水深の累積度数－1

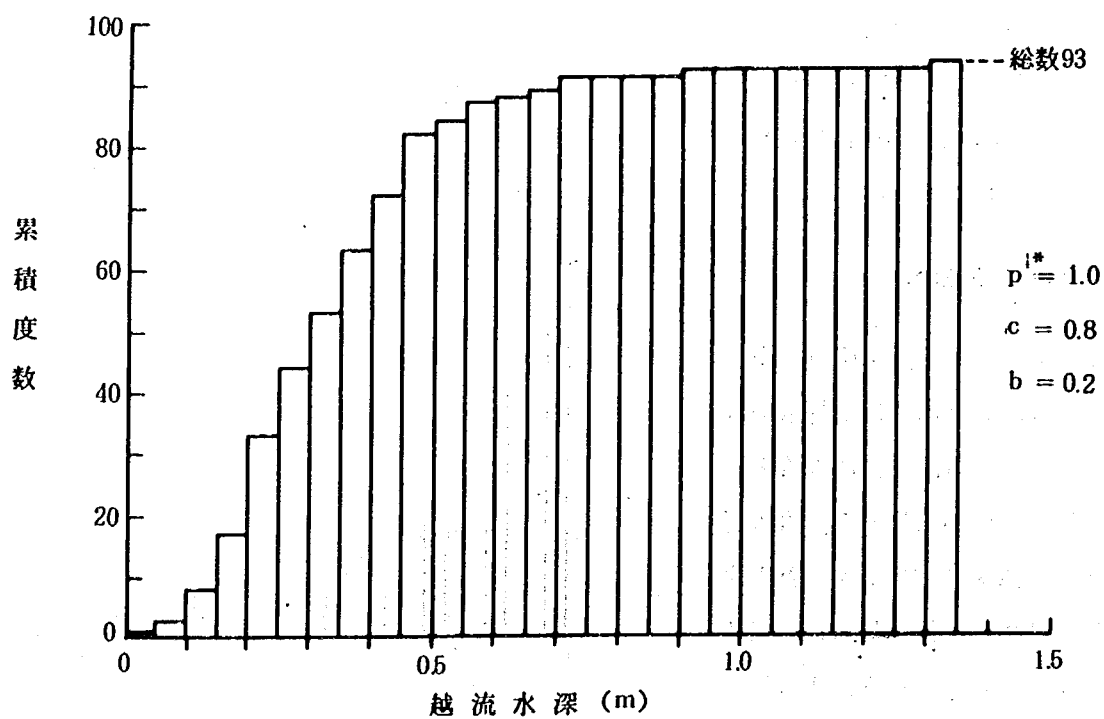


図 2.9 川幅縮小部越流水深の累積度数－2

$$\frac{\Delta H \cdot g}{B/2} = \frac{V^2}{R} \quad \dots\dots\dots (2-20)$$

ここに、 B ＝河幅、 g ＝重力加速度、 V ＝平均流速、 R ＝曲率半径、である。上式より、

$$\Delta H = \frac{V^2}{gR} \frac{B}{2} = F_0^2 \frac{B}{R} \frac{H_0}{2} \quad \dots\dots\dots (2-21)$$

ここに、 F_0 ＝河道満杯時のフルード数、 H_0 ＝河道満杯水深である。(2-21)式を具体的に計算するために、全国粗度資料集から一級河川の代表断面をとり、計画高水位における F_0 と H_0 の値を計算した。また R/B の値については昭和32年度直轄技術研究会報告書に掲載されている図2.10から、ほぼ最小とみなせる $R/B=2$ (図中の点線)とした。以上の値を(2-21)式に代入して得られた ΔH の累積度数分布を図2.11に示す。これから全体の90%が越流水深50cm以下である。ただし $R/B=2$ というのは極めて厳しい条件であるから、越流水深50cmはかなり安全側に見ていると言える。

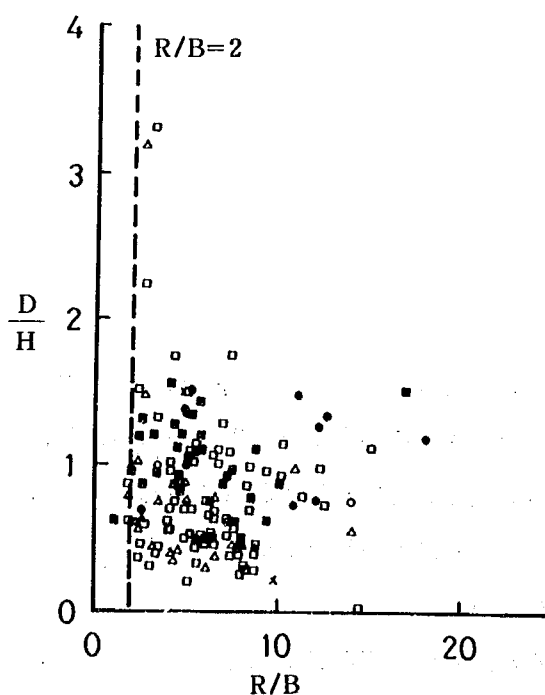


図 2.10 R/B の分布

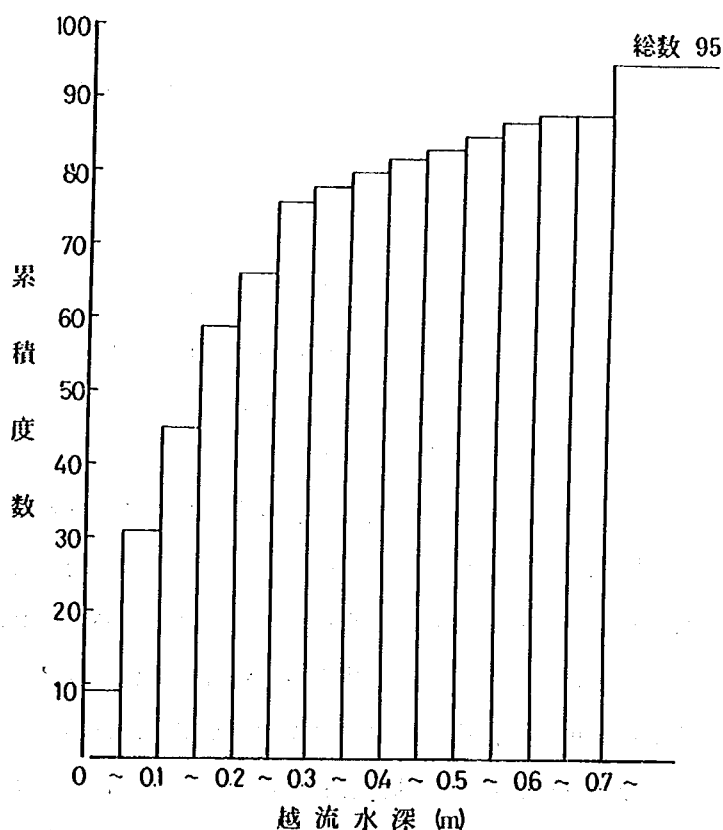


図 2.11 湾曲部における越流水深の累積度数

2-5. ま と め

以上の検討結果を越流水深の累積率についてまとめると図2.12となる。前記検討項目別に分けて線を引いてあり、番号の内容は次のとおりである。

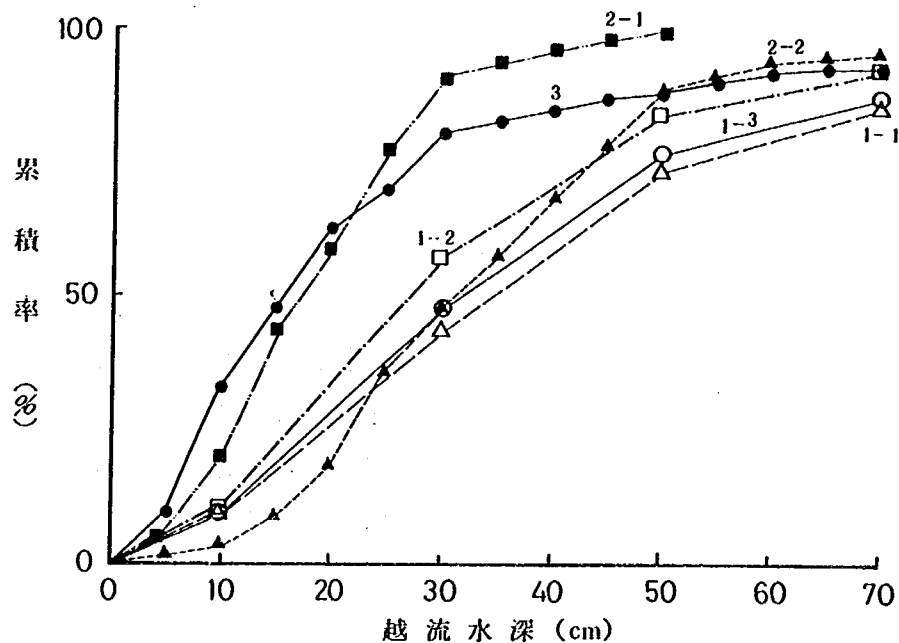


図 2.12 越流水深の累積率

- 1-1 越水事例調査(破堤資料)
- 1-2 越水事例調査(非破堤資料)
- 1-3 越水事例調査(全資料)
- 2-1 幅員縮小部一次元計算(縮小率 0.1)
- 2-2 幅員縮小部一次元計算(縮小率 0.2)
- 3 湾曲部外側水位上昇量

1-1~3 は事例調査結果であり多様なケースを含んでいる。例えば圧密沈下による天端の凹凸や流木による橋脚間の閉塞などによる越水例も含まれる。将来越水堤防が施工される場合には天端面や河道の整正も合わせて行われるであろうから、このような特殊な状況によって生じる分は軽減されるであろう。一方 2-1~2 及び 3 では理想化された状況においてひとつのファクタ(幅員縮小及び湾曲)のみを考えている。したがって、複数のファクタが効く場合には不適當かもしれない。

このようにいずれも外力評価の決め手とするには不十分であるが、しかし堤防越流水深がどの程度なのか、その目安を得ることはできる。すなわち、余程特殊な状況でない限り越流水深は数十 cm のオーダーである。恐らく 60 cm を越えることは稀であり、これを上の目安としてよいと考えられる。また代表値として累積率 50% をとるとすれば 30 cm を目安としてよいと思われる。

越流時間についてはあまり手掛りが無いが、図 2.1 からみて 3 時間をひとつの目安としてよいと思われる。

第3章 越流による堤防破壊機構

本章では、保護工を施さない通常の土堤の越流による破壊機構を実験により明らかにし、耐越水工法を開発するのに必要な知見を得る。

3-1. 堤体に働くセン断力

一般に越流による堤体の破壊は裏法部の浸食から始まる。この裏法部に作用する越流水の力の特性を把握することは、堤体の強度や初期の破壊機構を考える上でも、保護工を設計する上でも重要である。そこで小型の固定床堤体模型を用いた越流実験により、浸食が始まる前の裏法部に作用する力、特にセン断力の特性を明らかにすることとした。

ところで、裏法部分のうち法肩付近と小段付近は流線が急に曲がるため、漸辺流を前提とした通常の不等流計算は適用できない。一方、その他の部分は一様勾配の開水路流れであるから、粗度さえ明らかになればセン断力を算定できるものと予想される。したがって、法肩及び小段付近のセン断力の分布特性を明らかにすれば、計算によりセン断力を求めることが可能になると思われる。以上の理由から、本実験ではセン断力の具体的な数値よりも法肩と小段部分を中心にセン断力の分布特性を明らかにすることに重点を置いている。

(1) 実験内容

実験に用いた堤体模型を図3.1に示す。模型は表面にペンキが塗られたラワン合板で造られており、勾配は1割と2割の2種類である。また、水路幅は2mである。実験条件を表3.1に示す。

表 3. 1 実験条件

実 験	裏法勾配	越流水深	単位幅越流量 ($l/s/m$)	n	相当粗度 K_s
Case 1-10	1 割	10 cm	45	0.0065	滑面
Case 1-20	1 割	20 cm	130		
Case 2-10	2 割	10 cm	45	0.009	0.014 cm
Case 2-20	2 割	20 cm	130		

* ……越流水深は天端の上流端での水深

* ……n はマンニングの粗度係数(対数則から求めたもの)

* …… K_s は流速分布の測定から求めたもの

測定項目は流速・圧力(静圧)・水深である。水深は、底面に対して垂直方向に測定している。圧力と流速は1測定断面で底面も含め3～5点測定した。流速測定にはピトー管(外径2mm, 内径1.2mm)を用い、底面の圧力は埋め込まれた圧力管によって、その他の点の圧力はピトー管の静圧管によって測定した。なお、流れが縦断方向に大きく変化する法肩及び法尻付近では、総圧と動圧の測定点を完全に一致させるためそれらを別々に測定している。以下に実験結果を示す。

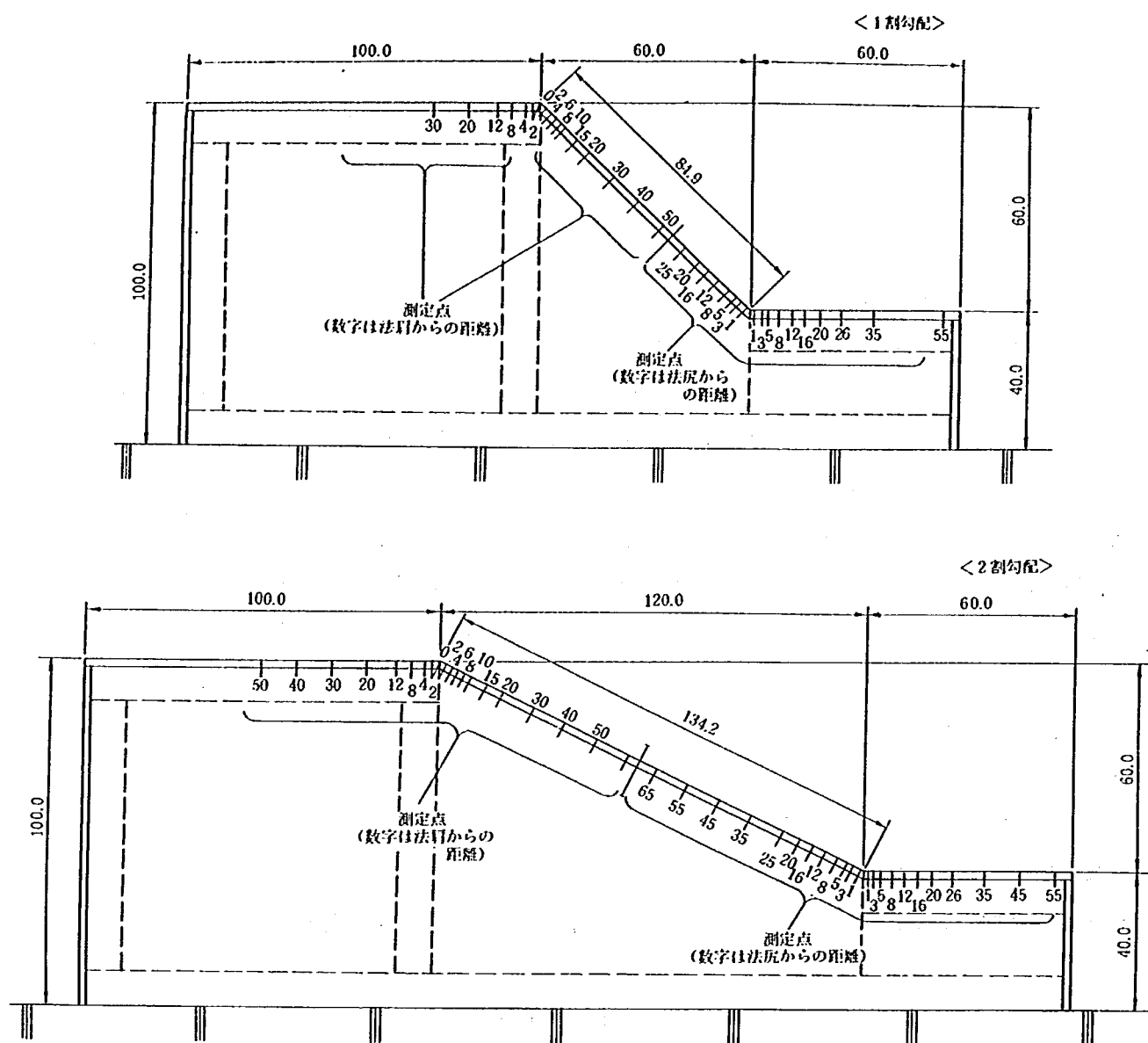


図3.1 小型堤体模型(固定床) (単位: cm)

(2) 実験結果 —越流水の水理特性—

< i > 水深分布

水深の縦断分布を図 3.2 に示す。越流水脈は天端の中央で射流となり、水深を減じながら裏法を流れ、法尻ではやや水深が増加する。小段では流下するにしたがい水深がわずかず増加するが、跳水は起きない。図 3.3 には、裏法面に対し垂直に測定した法肩での水深と限界水深の関係を示している。(昭和51年に赤羽支所で行なわれた実験のデータも示している) なお、限界水深 h_c としては次式を用いている。

$$h_c = (q^2 / g \cos \theta)^{1/3} \quad (3-1)$$

q : 単位幅当たりの流量, θ : 裏法面の角度 (水平なら 0°)

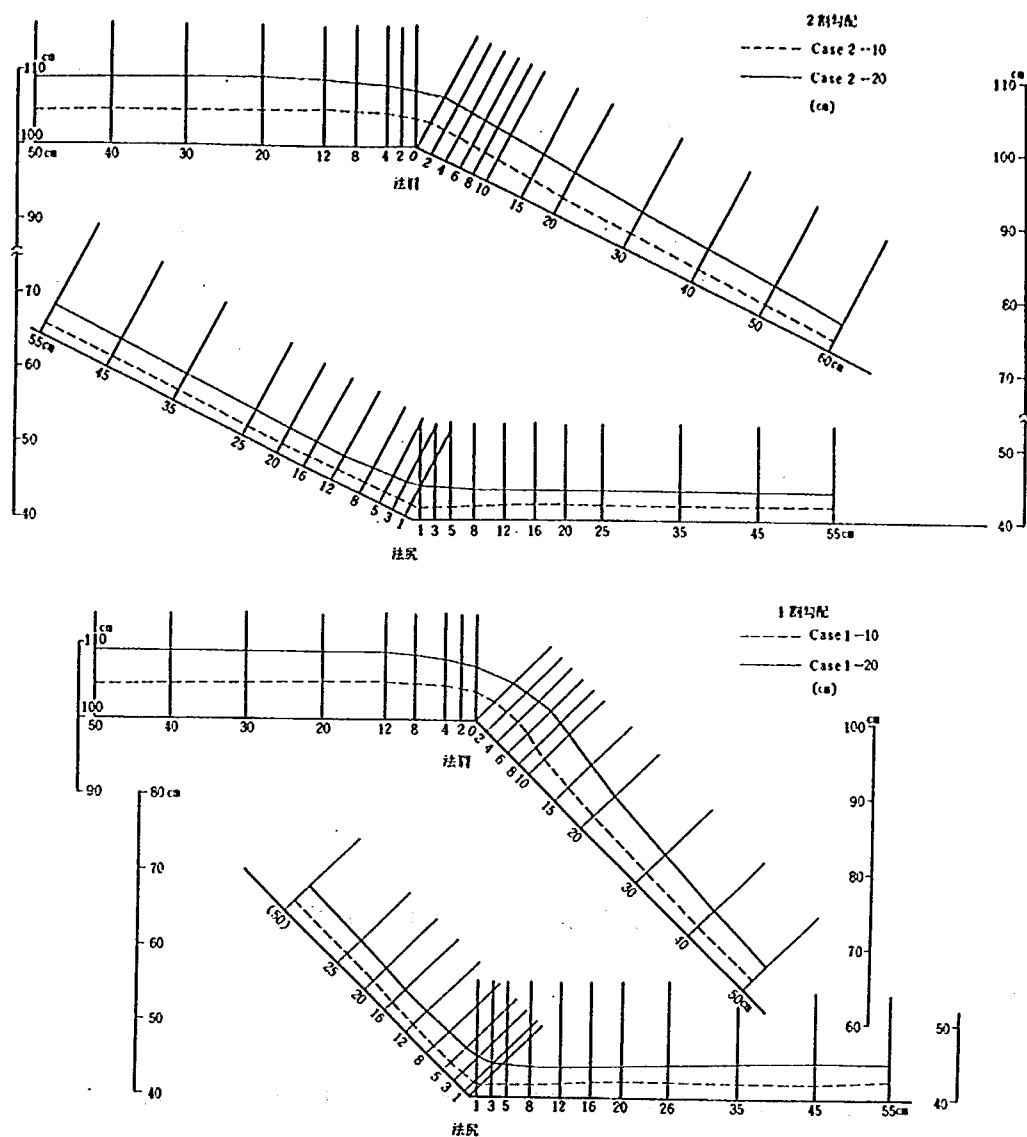


図3.2 水面形縦断面図

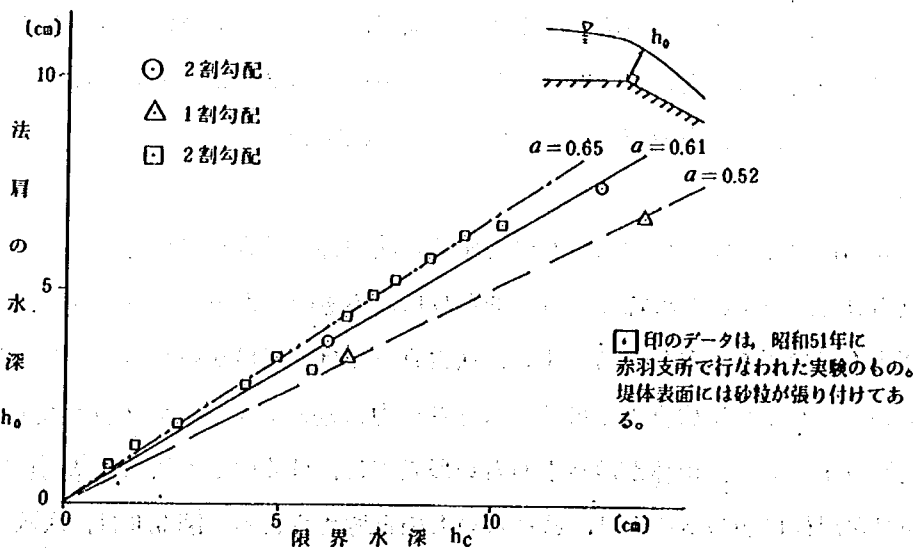


図 3.3 法肩の水深と限界水深の関係

この図より法肩での水深はほぼ次式で表わされることがわかる。

$$h_0 = a \cdot h_c \dots\dots\dots (3-2)$$

h_0 : 法肩での水深 (法面に対し垂直方向)

a : パラメータ

本実験の結果では、1割勾配で $a \approx 0.52$ 、2割勾配で $a \approx 0.61$ となっている。

また、流れが法肩部からはく離を起していることが、底面流速測定と可視化より確認された。このはく離長 l の長さと h_c (限界水深) の関係が図 3.4 に示されている。この図から、 h_c と l について次に示す関係を見出すことができる。

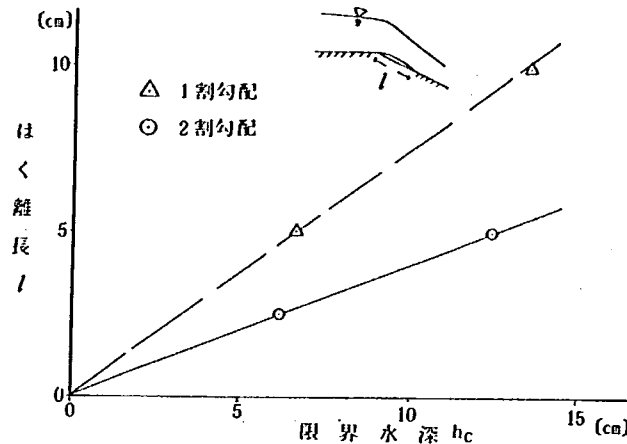


図 3.4 限界水深とはく離長の関係

$$l = b \cdot h_c \dots\dots\dots (3-3)$$

b : パラメータ

本実験の結果では、1割勾配で $b = 0.75$ 、2割勾配で $b \approx 0.4$ となっている。なお、法尻でもはく離は起っている。

(3-2)式・(3-3)式は、 h_0 や l が裏法勾配だけから決まるパラメータ a, b と流量に応じた限界水深 h_c から決定されることを意味している。これは、法肩付近の流れがほとんど重力により支配されているためと思われる。ただし、この a, b の値は粗度や天端幅等によって若干変化する可能性もあるので、すべての場合に本実験値を用いることには問題がある。したがって、(3-2)・(3-3)式と上記の a, b の値から求めた h_0 と l は、あくまで目安の値として用いるべきであろう。

< ii > 圧力分布

図 3.5 に、底面における圧力の縦断分布図を示す。法肩部では大きな圧力低下が、また法尻では大きな圧力上昇が見られる。いずれも流線の急激な曲がりによるものである。これより、特に法尻部では堤体が非常に強い圧力を受けることがわかる。また、法肩直下のはく離域が終わる所でも流れが堤体面にぶつかる形になっている。しかし法肩直下では特に大きな圧力は現われていない(法肩での負圧が回復しているだけである)。したがって、堤体が浸食されない段階では、はく離した流れが法肩直下において再付着する際大きな衝撃が堤体に加わることは、特にないものと考えられる。図 3.6 は、次式で表わされる圧力補正係数 α の縦断分布を示したものである。

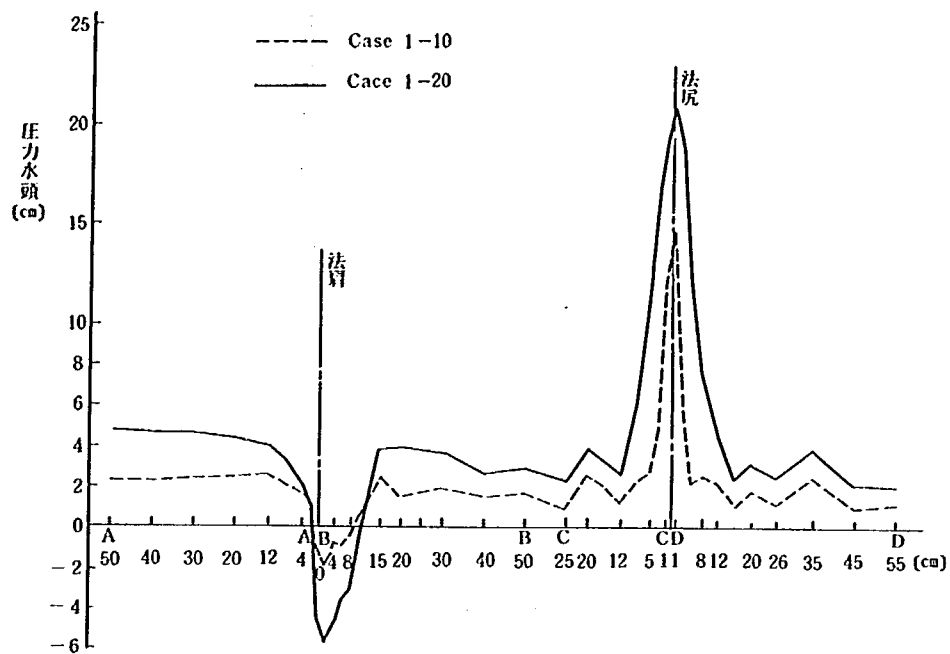


图 3.5 (a) 底面水压縱断图 (1 割勾配)

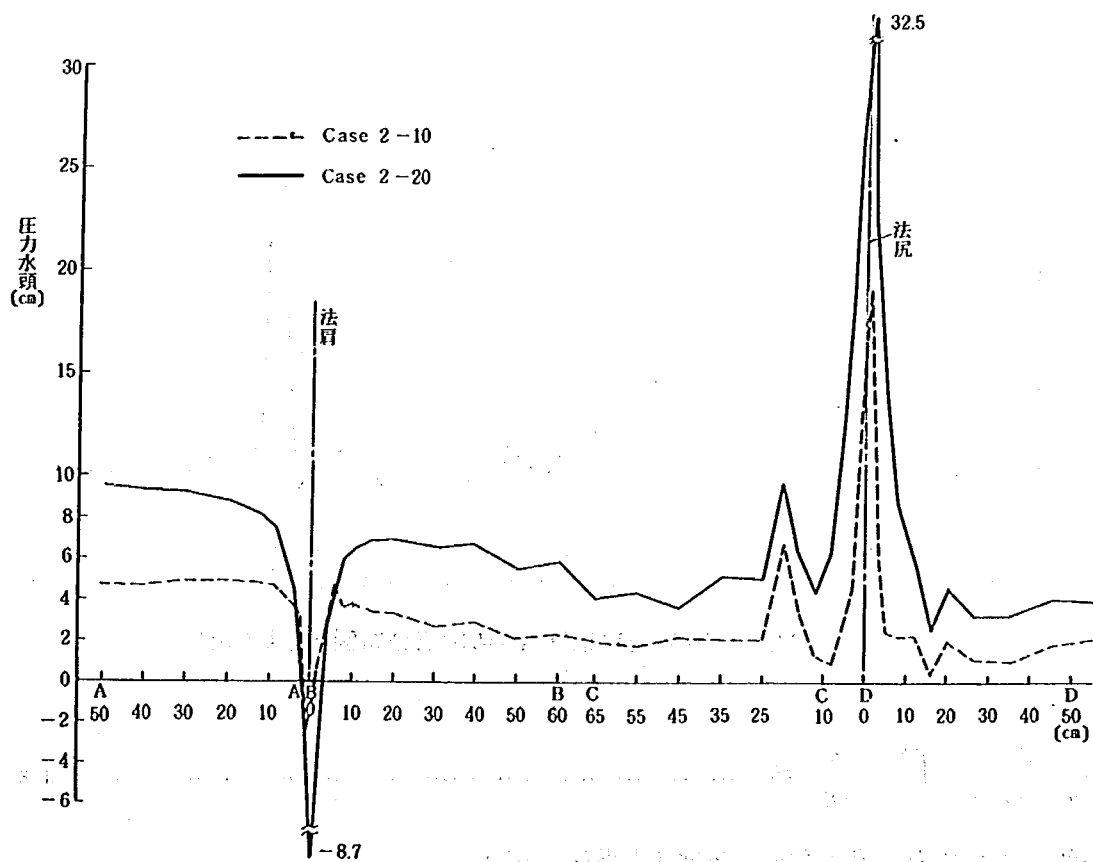


图 3.5 (b) 底面水压縱断图 (2 割勾配)

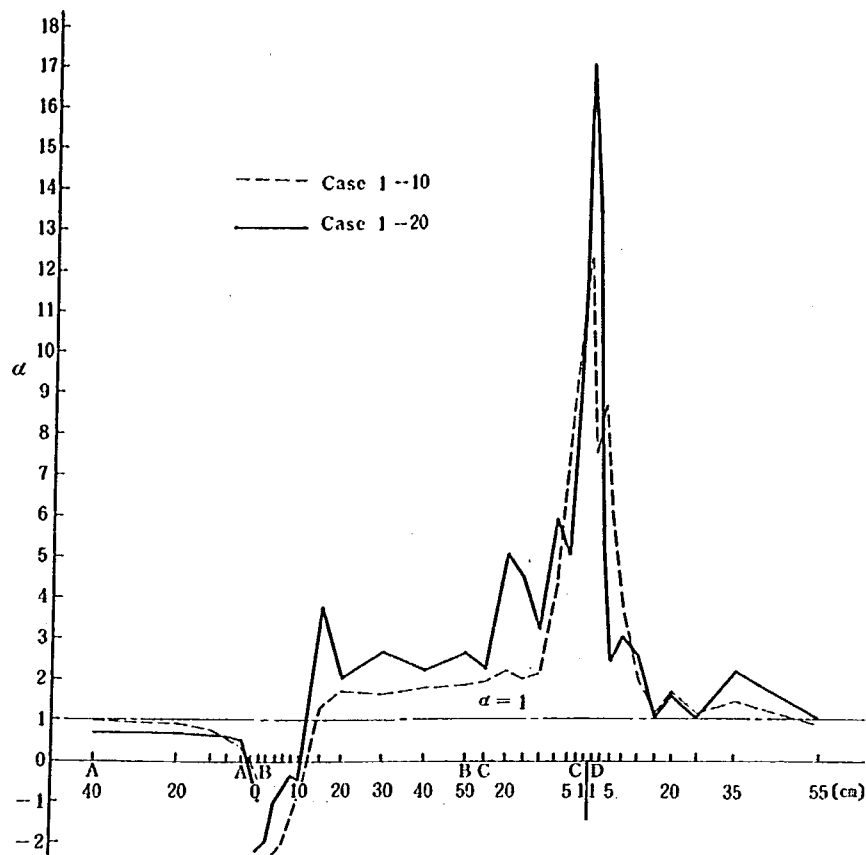


図3.6 (a) 圧力補正係 α の縦断分布図 (1 割勾配)

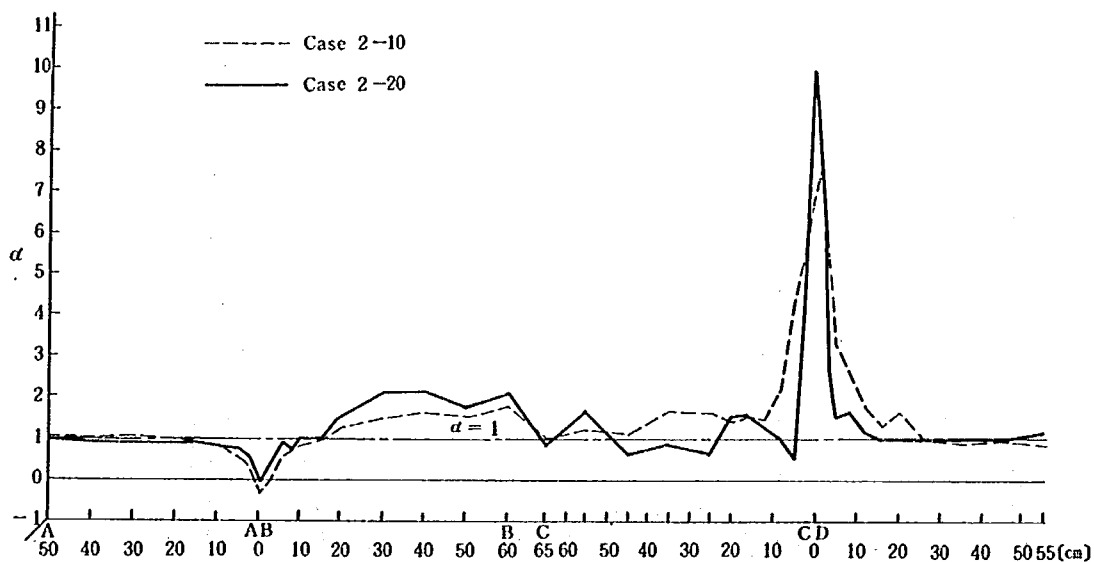


図3.6 (b) 圧力補正係数 α の縦断分布図 (2 割勾配)

$$\alpha = \frac{2}{h^2 \cos \theta} \int_0^h \frac{p}{\rho g} dh \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

h : 水深, p : 圧力, θ : 斜面の角度 (水平なら 0°)

α の値が 1 から離れる程, 底面と直角方向の圧力分布が静水圧分布からずれることを表わす。この図より, 法肩付近と法尻付近では圧力分布が静水圧分布から大きくずれることがわかる。

＜iii＞ 底面せん断力

底面の流速を測定することにより底面に作用するせん断力を求めた。(せん断力の求め方については、付録参照) 結果を図3.7に示す。天端では法肩のごく近傍を除いてせん断力は小さい。裏法部については、法肩直下のせん断力がほとんど0に近く、流下するにしたがってせん断力は大きくなる。等流時のせん断力は以下のように実験値より大きいことから、小段がもっと下にあれば裏法部のせん断力はさらに大きく

等流時の せん断力 (kgf/m ²)	Case 1 - 10	5.44
	Case 1 - 20	10.18
	Case 2 - 10	4.96
	Case 2 - 20	9.32

なるはずである。法尻ではせん断力が急激に小さくなり、法尻の少し下流で再びせん断力が上昇し最大値を示す。ただしこの最大値は、裏法部下流端付近のせん断力に比べかけ離れて大きいわけではない。この点を過ぎ法尻からある程度下流の部分では、せん断力は減少するようになる。以上の特性は、1割・2割勾配の堤体に共通している。次にこれらの特性の原因について考察する。法肩直下と法尻においてせん断力が小さいのは、はく離が生じているためである。また、法尻の少し下流で最大値が現われているのは、はく離した流れが再付着する際底面に強く当たるためだと考えられる。このことは、法尻部での曲がり角度が大きい1割勾配の方が法尻直下におけるせん断力増加の傾向を顕著に示していることからわかる。

以上のせん断力分布特性から、天端と法肩直下は浸食に対して比較的安全であり、一方法肩直下を除く裏法部と法尻に近い小段(法尻のごく近傍を除く)は非常に浸食されやすいことが予想される。

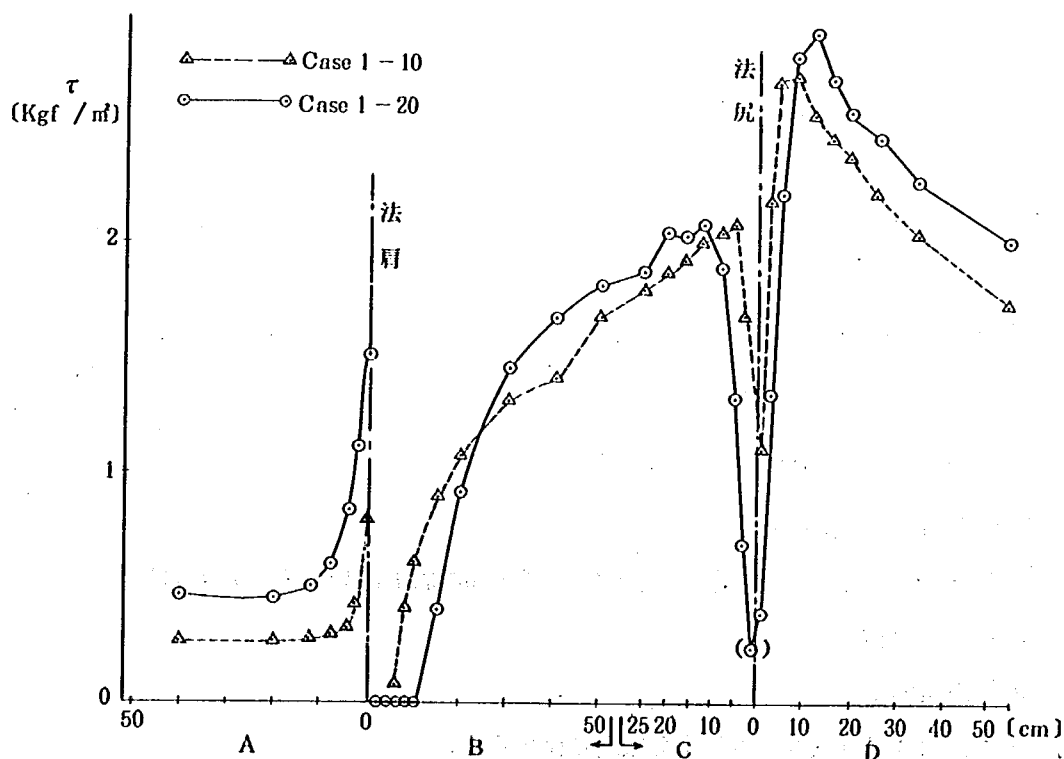


図3.7(a) セン断力の縦断分布図 (1割勾配)

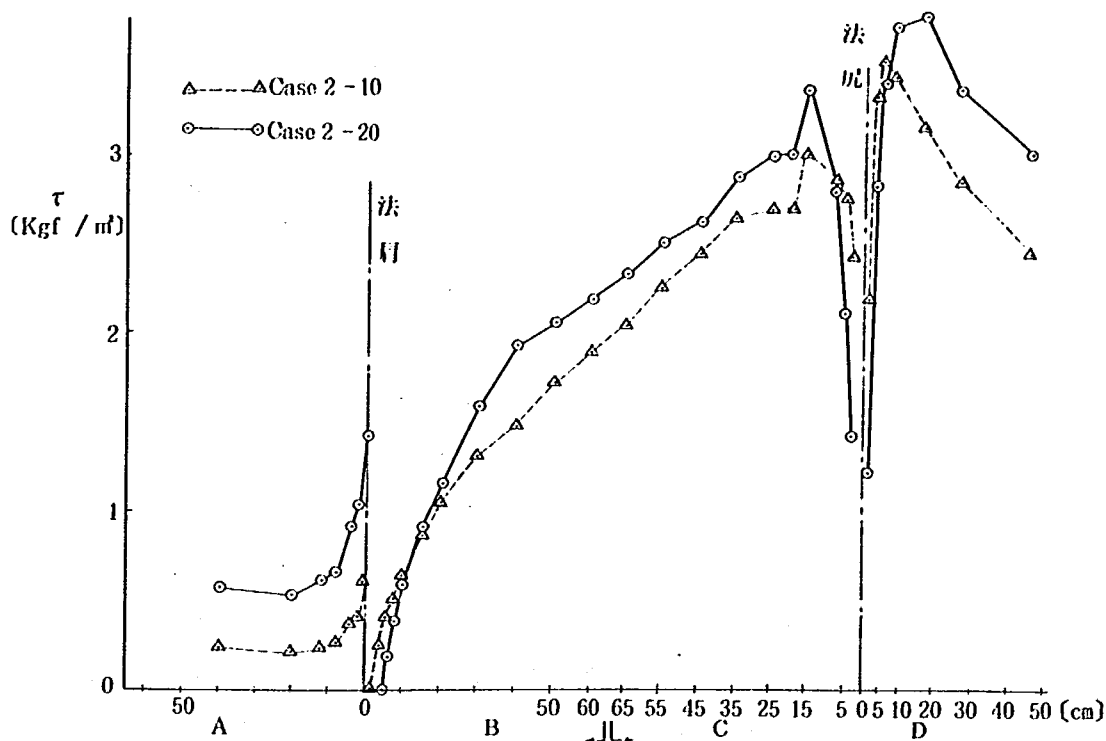


図3.7(b) セン断力の縦断分布図 (2割勾配)

(3) 裏法部に作用するセン断力の計算

<i> 計算式の誘導

漸辺流の仮定に基づく開水路方程式を用いてセン断力を計算し、実測値と比較する。基本方程式と境界条件は次式で表わされる。

$$\frac{dh}{dx} = \frac{\sin \theta}{\cos \theta} \frac{1 - (h_n/h)^3}{1 - (h_c/h)^3} \dots\dots (3-5)$$

$$h = h_0 \quad \text{at } x = 0 \dots\dots (3-6)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} h_n &= (q/c\sqrt{\sin \theta})^{2/3} : \text{等流水深} \\ h_c &= (q^2/g \cos \theta)^{1/3} : \text{限界水深} \end{aligned} \right\} \dots\dots (3-7)$$

h : 水深 (法面と直角方向に測ったもの)

θ : 裏法面の角度 (水平なら 0°)

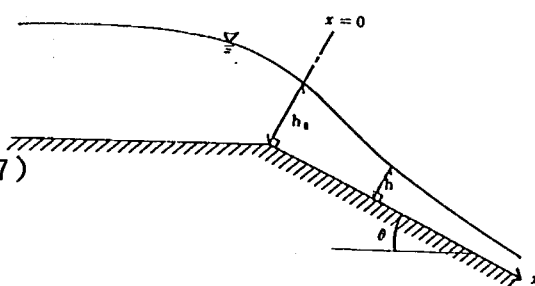
x : 法肩を原点とし、下流を正とする座標 (裏法部の底面沿いにとったもの)

c : シュジーの係数

q : 単位幅越流量

次式を用いて(3-5)式・(3-6)式を無次元化すると、

$$\left. \begin{aligned} h_* &= h/h_n \\ x_* &= x \sin \theta / (h_n \cdot \cos \theta) \end{aligned} \right\} \dots\dots (3-8)$$



次式が得られる。

$$\frac{dh_*}{dx_*} = \frac{1 - (1/h_*)^3}{1 - Fr_n^2 (1/h_*)^3} \dots\dots\dots (3-9)$$

$$h_* = h_0/h_n \quad \text{at} \quad x_* = 0 \dots\dots\dots (3-10)$$

h_0 は法肩での水深であり、 Fr_n は次式で表わされるパラメータである。

$$Fr_n^2 = (h_c/h_n)^3 = \frac{c^2 \sin \theta}{g \cos \theta} \dots\dots\dots (3-11)$$

(3-2) 式を用いて (3-10) 式を変形すると

$$h_* = ah_c/h_n = a(Fr_n)^{2/3} \quad \text{at} \quad x_* = 0 \dots\dots\dots (3-12)$$

となる。(3-9) 式と (3-12) 式が無次元化された基本方程式と境界条件である。この2式から、現象を支配するのは勾配と粗度から決まる Fr_n と a だけであることがわかる。

(3-12) 式をもとに (3-9) 式を解くと次式が得られる。

$$x_* = (h_* - a Fr_n^{2/3}) - \{1 - Fr_n^2\} \{ \phi(h_*) - \phi(a Fr_n^{2/3}) \} \dots\dots\dots (3-13)$$

ここで、

$$\phi(h_*) = \frac{1}{6} \ln \left\{ \frac{h_*^2 + h_* + 1}{(h_* - 1)^2} \right\} + \frac{1}{\sqrt{3}} \tan^{-1} \left(\frac{2h_* + 1}{\sqrt{3}} \right) \dots\dots\dots (3-14)$$

水深とせん断力の間には次の関係があるから、

$$\tau = \frac{\rho g q^2}{c^2 h^2} \dots\dots\dots (3-15)$$

無次元化することにより次式を得る。

$$\tau_* = 1/h_*^2 \dots\dots\dots (3-16)$$

ここで、

$$\tau_* = \tau / \{ \rho g q^2 / c^2 h_n^2 \} \dots\dots\dots (3-17)$$

以上により、(3-13) 式・(3-14) 式から h_* を求めれば、(3-16) 式により τ_* を求めることができる。

最後に、 $x = 0$ から $x = L$ までの間に働くせん断力の合力 F_L を計算する式を示しておく。

$$F_L \cdot \frac{h_n \cdot c^2 \cdot \sin \theta}{\rho g q^2} = (Fr_n)^2 \left(\frac{1}{a Fr_n^{2/3}} - \frac{1}{h_{*L}} \right) + (1 - Fr_n^2) \{ \phi(h_{*L}) - \phi(a Fr_n^{2/3}) \} \dots\dots\dots (3-18)$$

$$\phi(h_*) = \frac{1}{6} \ln \frac{(h_* - 1)^2}{h_*^2 + h_* + 1} + \frac{1}{\sqrt{3}} \tan^{-1} \left\{ \frac{2}{\sqrt{3}} \left(h_* + \frac{1}{2} \right) \right\} \dots\dots\dots (3-19)$$

h_{*L} : $x_* = L/h_n$ での h_*

<ii> 計算値と実測値の比較

水深及びせん断力に関する計算値と実験値の比較を図3.8、図3.9にそれぞれ示す。これより、法肩直下を除いて計算値は実測値をよく表わしていることがわかる。法肩直下で計算値が実測値と合わないのは、先に述べたように流線が大きく曲がりまく離域が生じているため、漸辺流の開水路方程式がこの領域では成立しないからである。しかし、この区間は比較的短い。さらに、 τ_* の大きい場所では計算と実測値が比較的よく一致し、また法肩直下の計算が合わない場所では計算値の方が大き目に出ている。以上より、

<i>で誘導したセン断力算定式を用いても実用上は問題ないと思われる（安全側である）。ただし、（2）の<iii>で示したように、法肩直下流の小段では裏法部最下端よりもやや大きいセン断力が現われることに注意しておく必要がある。

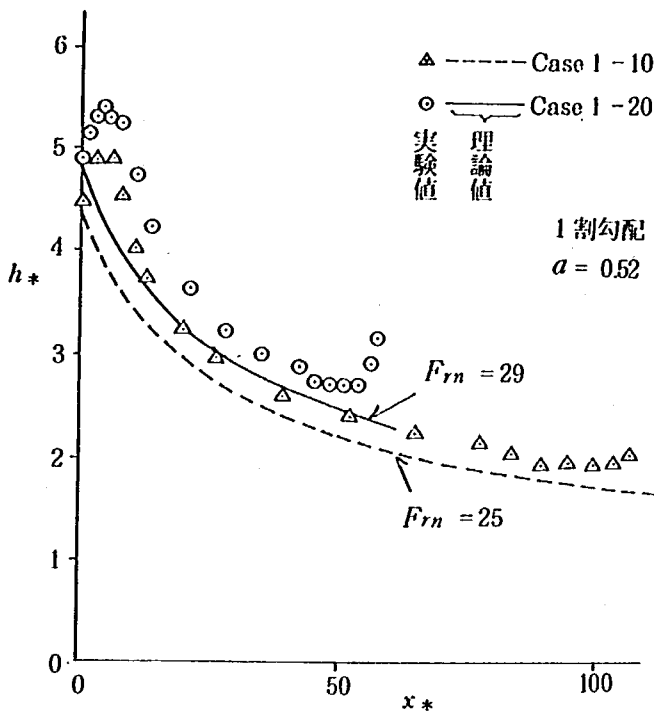


図3.8(a) 裏法の水深（実験値と理論値の比較）

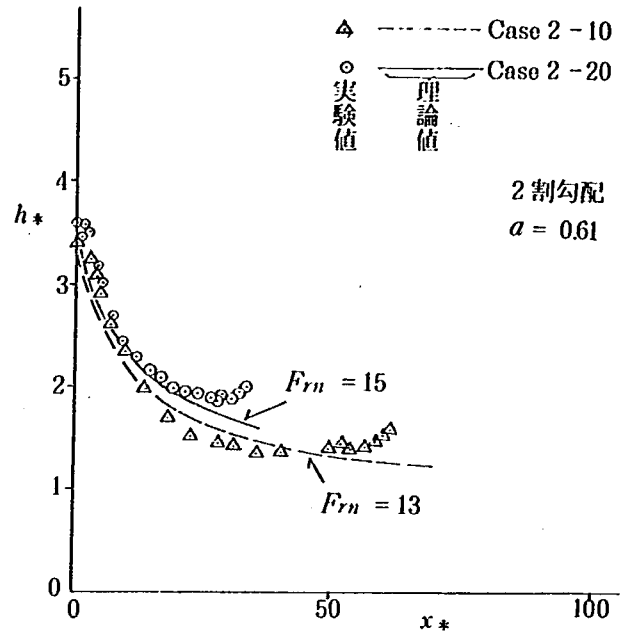


図3.8(b) 裏法の水深（実験値と理論値の比較）

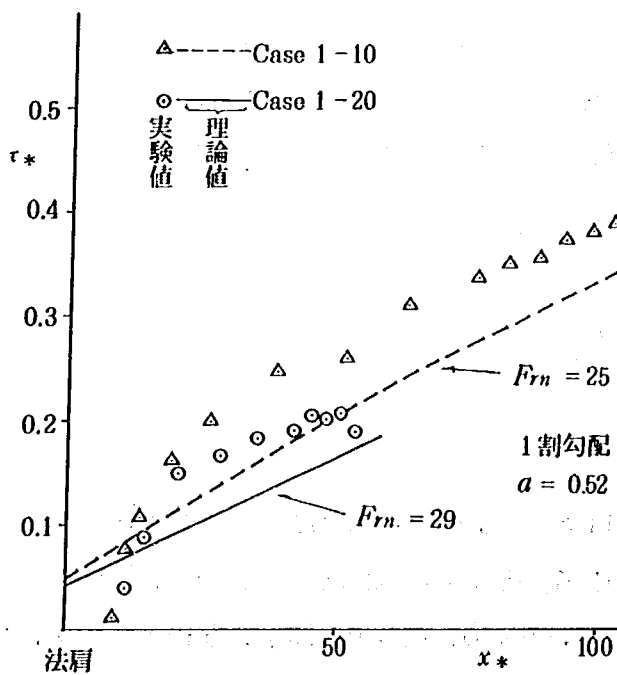


図3.9(a) 裏法のセン断力分布（実験値と理論値の比較）

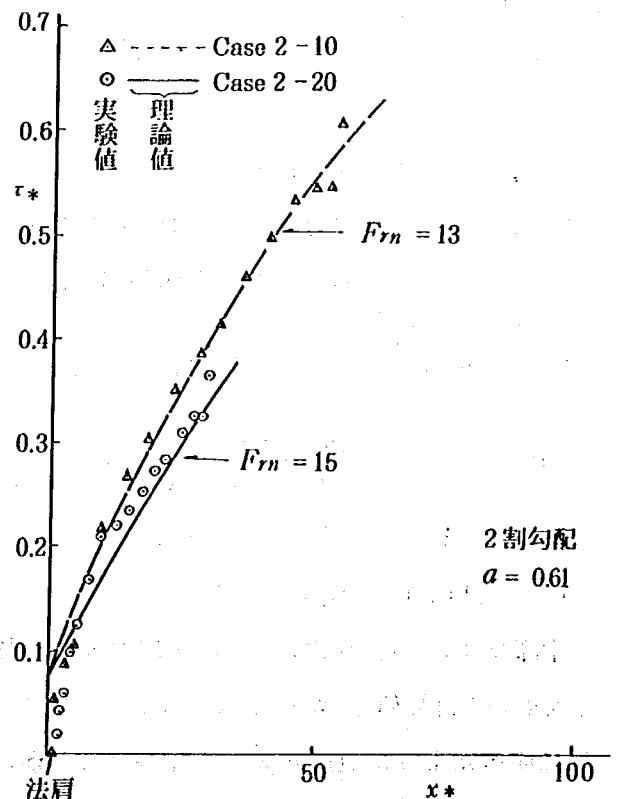


図3.9(b) 裏法のセン断力分布（実験値と理論値の比較）

<iii> 実際の堤体裏法部に働くせん断力の大きさ

最後に、<i>に示したせん断力算定式を用いて、標準的な堤防に働くせん断力を計算しておく（図3.10参照）。計算の対象とした堤体は勾配2割の土堤（裸堤）であり、マンングの粗度係数 $n = 0.025$ とした。（ジェジーの係数に直すと $c = h^{1/6}/n \approx 27$ となる）また与えた流量は $0.2 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$ である。（天端越流水深に直すと約20cm）この図より法肩が50cmの所でせん断力は $10 \text{ kgf}/\text{m}^2$ 以上に達することがわかる。粘着性土の許容せん断力（浸食を起こさない限界のせん断力）は、次節で述べる実大堤体模型実験に用いた土では大きくても $1 \text{ kgf}/\text{m}^2$ 程度のオーダーである。したがって越流に伴う外力は、土の耐浸食能力よりもはるかに大きいことがわかる。（ただし植生がある場合は、別である）

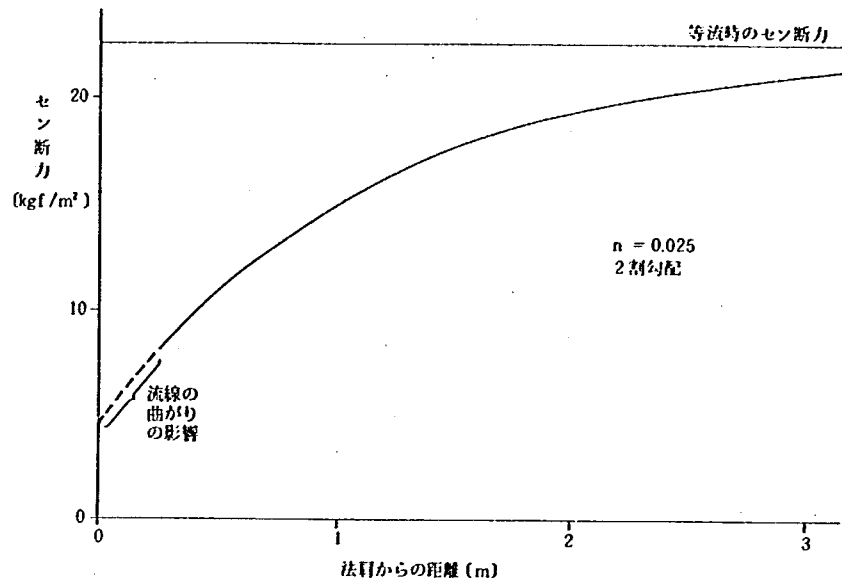


図3.10 土堤の裏法部に作用するせん断力(計算値)

(4) まとめ

- <i> 堤体に作用する圧力は、法尻部分で非常に大きくなる。それ以外の所に大きな圧力が現われることはない。一方法肩では大きな負圧が現われる。
- <ii> せん断力は、天端（法肩付近を除く）と裏法部の法肩直下では小さい。裏法部では下流に行く程せん断力が大きくなる。小段では、法尻より少し下流の地点にせん断力のピークが現われる。このピーク値は、裏法最下端よりもやや大きく最大せん断力値となる。この地点から下流に行くと、せん断力は減少する。
- <iii> 裏法部のせん断力は、法肩直下の部分を除けば、漸辺流の仮定に基づいた開水路方程式によって実用上十分な精度で求めることができる。
- <iv> 実際の堤防に天端越流水深20 cm程度の越流が起こった場合の裏法に働くせん断力は、通常堤体に用いられる土の許容せん断力（植生がない場合の）よりもはるかに大きい。

なお、以上の結論は凹凸の少ない堤体面を越流水がきれいに流れる場合についてのものである。途中で空気が混入した流れや、浸食が始まり堤体に顕著な凹凸が発生した後の流れに上記の結論をそのまま当ては

* 文献(2) Ven Te Chow : Open - Channel Hydraulics , McGraw - Hill , p 172 ~ p 175 .

めることはできない。しかし、次節に示す実大堤体模型越流実験では浸食が始まる前の流れは芝張堤・裸堤の種別を問わず比較的きれいな流れとなっている。したがって浸食が始まる前については本節の検討内容が実際の土堤に対してもそのまま適用できるものと考えられる。

3-2. 大型越流実験による土堤防の破壊機構の検討

浸食が始まる前の裏法部に作用するせん断力・圧力等は越流水の水利特性と表面の粗度だけから決まる現象なので、前節で扱った小型の堤体模型を用いた越流実験による検討が可能であった。しかし、裏法部の浸食に対する強度や浸食が進行し破堤に至る過程などには土の性質や植生という複雑な因子が新たに加わるので、小型模型実験による定量的な検討は困難である。これは、土の浸食に対する強度や植生の効果に関する物理的機構が十分に解明されておらず、小型模型実験の結果を実際の堤防に適用する明確な手段がないからである。このことは、耐越流工法の効果を検討する場合についても言えるであろう。そこで、ほぼ現寸大に近い土堤を用いた越流実験により、越流による土堤の破壊機構の解明と耐越流工法の開発を行なうこととした。本節ではまず、保護工を施さない通常の土堤（裸堤と芝張堤）に関する実験結果をもとに、越流による破壊過程及びその機構についての検討を行なう。なお、耐越流工法（越水堤防）に関する実験結果については次章で述べる。（本節と次章の内容は、別刷「資料編」のデータやビデオ・写真による実験の観察に基づき、重要と思われる部分を抜き出して解説を加えたものである。そのため著者の主観も一部に入っており、できれば「資料編」（土研資料 1761号, 2050号）と対比してお読みいただきたい。）

(1) 実験施設の概要と実験ケース

河川屋外実験場に幅 5 m、長さ 22.3 m、最大深さ 4.5 m の水路が設置されている。（図 3.11）図の左側に矢印で示す給水管から最大 $2 \text{ m}^3/\text{s}$ で給水される。水は一旦整流槽に貯留されたのち堰を越流して水路部に入る。側面図にハッチで示す位置に堤体模型が設置されている。標準断面は、堤高 2.5 m、天端幅 4.0 m、表裏法勾配 2 割である。一部の実験では天端幅と法勾配を変えている。堤体を越流した水は水路下流端か

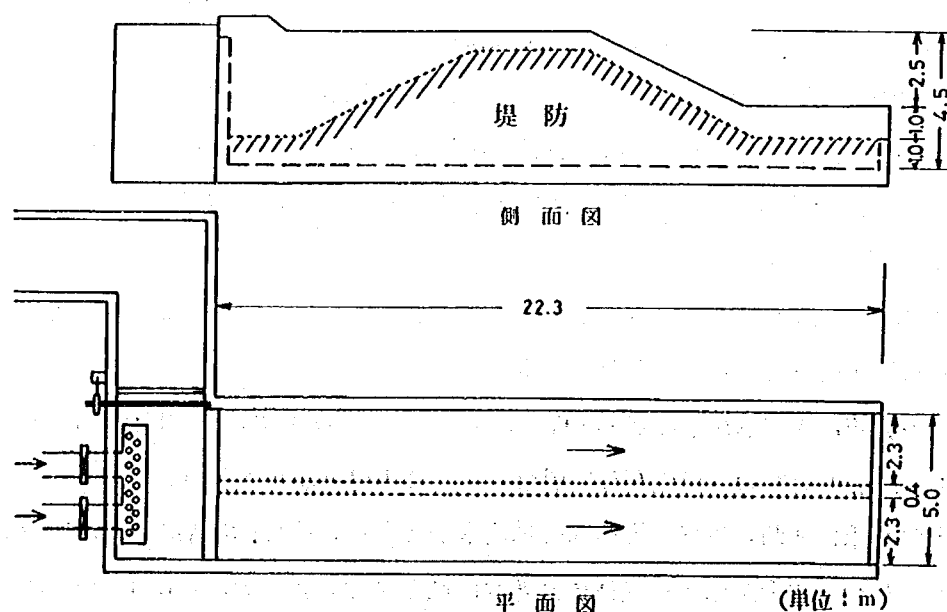


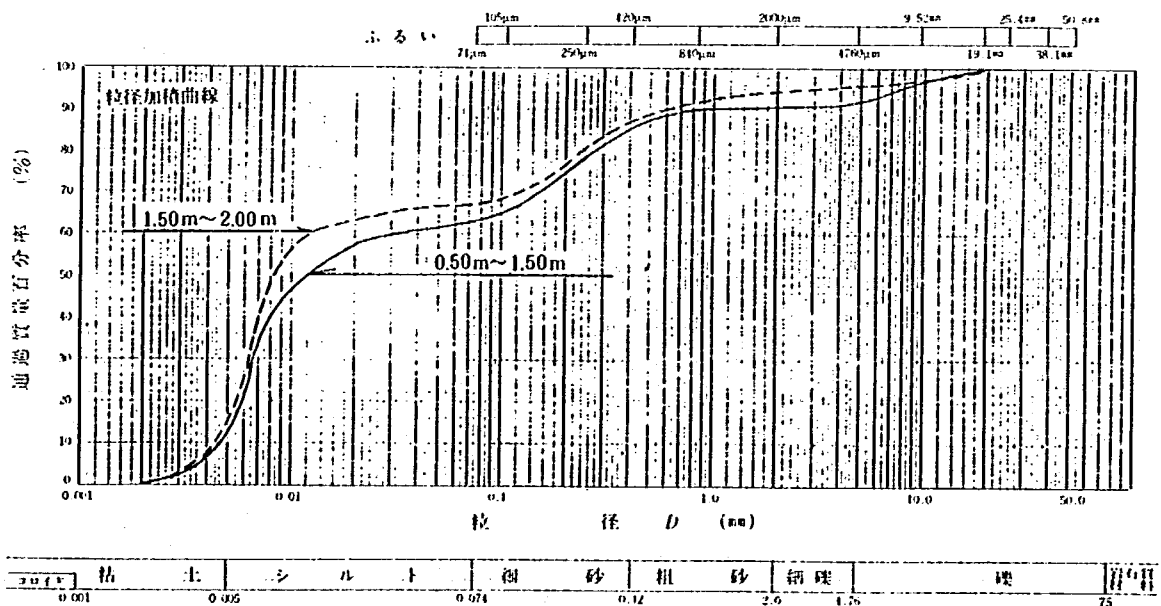
図3.11 実験施設

らそのまま沈砂池へ入る。ここで含溶した堤体土を落したのち帰環水路を経て低水槽に戻る。

後に述べる実験No 4 終了後、単位幅流量の増大と1 ケースあたりの実験期間の短縮を図り、平面図に破線で示す位置に厚さ40cm の隔壁を設けた。したがって実験No 5 以降での水路幅は2.3 m となっている。これにより、最大の単位幅流量は $0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ から $0.87 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ に増加した。

実験内容は、所定の流量での堤体形状と水面形状の時間的変化を測定及び観察するものである。測定は水路側壁上に1 m 間隔で張った糸からスケールを垂直に降ろして行なった。また下流側からビデオおよび写真撮影により破壊形状を記録した。なお前記降雨および川表側の水位上昇にともなう浸透水による強度低下を考慮するため、各ケースとも川表側に約3～7 日間湛水したのち、越水実験を行なった。

堤防に用いた土は、関東ローム土・江戸崎山砂・小貝川土砂①・小貝川土砂②の4 種類である。このうち江戸崎山砂と小貝川土砂はそれぞれ江戸崎と小貝川河川敷から採取したもので、両方とも実際の堤防に使われている土である。(小貝川土砂の①と②は採取位置が異なる。) これらの土の性質を、図3.12 に示す。小貝川土砂①—関東ローム土—小貝川土砂②—江戸崎山砂の順に砂質分が多くなっている。築堤は約50cm 土を盛るごとに人力で締め固めながら行なわれた。ただし後述する実験No 1～4 だけは機械施工によって行なわれている。芝張堤の場合は、上記のように築堤した土堤の表面に野芝を植え付け、3 ヶ月～9 ヶ月養生した。なお、含水量や間げき比、芝生の繁殖状態のコントロールは困難であるため、土の種類が同じであってもこれらの条件が完全に同じにはなっていないことに留意されたい。



深 度 (m)	粒 度 組 成 (%)				粘着力 Cu (kg/cm^2)
	レキ	砂	シルト	粘土	
0.50 ~ 1.50	9	28	50	13	0.87 0.46
1.50 ~ 2.00	5	28	51	16	0.58 0.48

注) 粘着力は上段が三軸圧縮試験、下段が一面せん断試験結果である。

a) 関東ローム土

図3.12(a) 堤体に使った土の性質

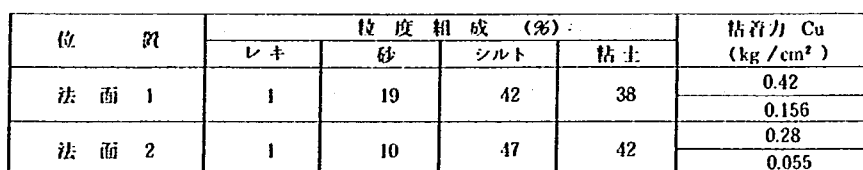
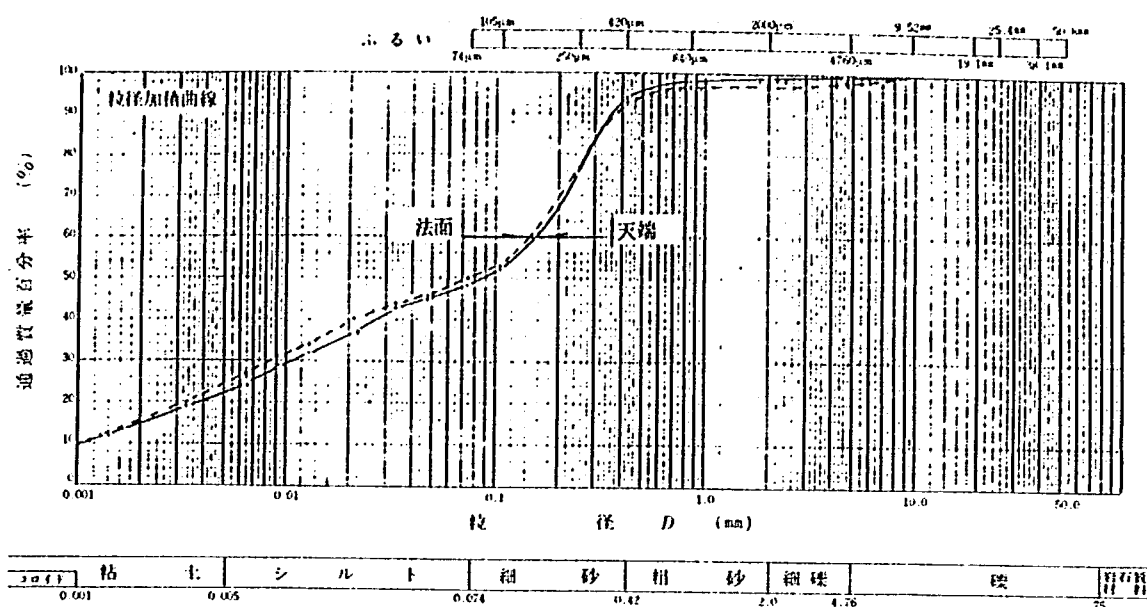


図3.12(b) 堤体に用いた土の性質

図3.12(c) 堤体に用いた土の性質



注) 粘着力は上段が一面せん断, 下段が三軸圧縮試験結果である。

d) 小貝川土砂 ②

図3.12(d) 堤体に用いた土の性質

実験では、堤体の破壊の進行状況に応じて単位幅流量を $0.2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ から $0.87 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の範囲で変えている。また、本実験で用いた堤体については越流水深（表法肩での水深）と単位幅流量の間に図 3.13 に示す関係がある。この図から流量に関する本実験条件は越流水深にすると $20 \sim 60 \text{ cm}$ に相当することがわかり、これは 2 章で示した実際に起こりうる越水深の範囲にほぼ一致している。以上より、本実験で与えた外力（越流量）は妥当であるものと考えられる。

最後に、実験条件と実験結果の概略を表 3. 2 に示す。

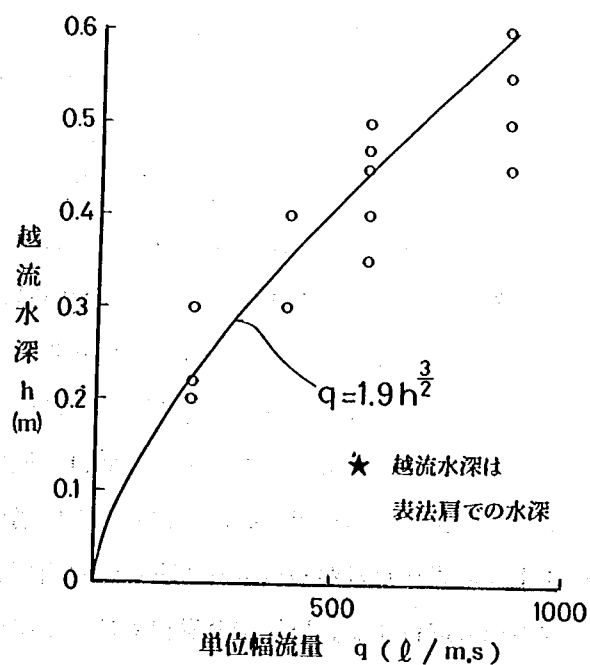


図3.13 単位幅流量と越流水深

表3.2 実験条件と実験結果の概略(保護工の施されていない通常の土堤の場合)

実験 No.	堤防の 種類	堤体上の 種類	天端幅 (m)	法勾配	芝の養 生期間	洪水 期間	単位幅当 たりの費用 (円/m)	単位幅流量 (m ³ /s/m)	通水 時間 (分)	総越流量 (m ³ /m)	備 考
1	全面芝張	関東ローム	4	2 割	?	7 日	25000	0.27 0.41	64 9	1258	非常によく締め固まっている
2	裸	小貝川土砂①	4	2 割	--	7 日	(60,000)	0.41	4	98	
8	全面芝張	"	4	2 割	7ヶ月	7 日	25000	0.2	15	180	芝の生育状態が悪い。根はど く表層までしか入っていない
11	裸	江戸崎山砂	4	2 割	--	7 日	(60,000)	0.2 0.57 0.87	5 2 0.5	155	
12	全面芝張	"	4	2 割	7ヶ月	7 日	25000	0.4	15.5	372	芝の根は深さ30cm程入っている
22	全面芝張	"	7.75	1.5 割	10ヶ月	6 日	25000	0.4	30	720	芝の根は深さ30～50cm入っている
23	全面芝張	"	7.75	1.5 割	10ヶ月	7 日	25000	0.25	26	390	"
31	裸	小貝川土砂②	4	2 割	--	3 日	(60,000)	0.2 0.4	15 12	468	非常によく締め固まっている

注1) 実験は、天端が崩壊し破堤したところで終了している。

注2) 費用からは土を盛るのに要する費用を差し引いている。したがって芝張堤の場合は芝張にかかる費用だけが示されている。
ただし裸堤の場合は、() で築堤の費用を示した。

(2) 土堤防の基本的な破壊過程及びその機構

<i> 裸堤の破壊過程

裸堤の代表例として実験No31の結果をまず示そう。越流が始まると、裏法部分では法肩直下の約1mの区間を除いて浸食が始まり、浸食を受けている部分の流れは大きく乱れ白濁する。(写真 3.1.a) 1分通水後、写真 3.1.b に示すように裏法部は、法肩直下を除いてほぼ一様に削られる。また法尻では裏法部よりさらに深く浸食されている。(写真の水溜りになっている部分) 18分通水した後は、写真 3.1.c のように裏法部はほぼ完全に削られ、堤体は法肩から切り立ったような形となる。この段階まで天端と表法はほとんど浸食されていない。これ以降、天端に越流方向と直角の割れ目が入り、土が大きな塊りとなって崩落しながら天端幅が減少し、破堤に至る。写真 3.1.d はこの天端崩落の過程を示している。

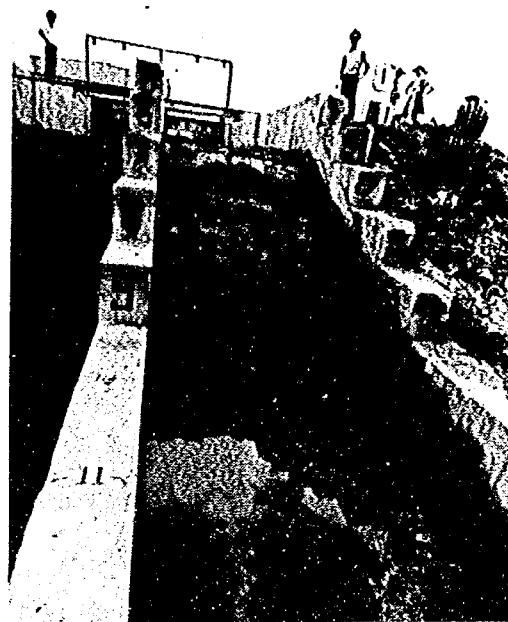
このような破壊過程は、他の裸堤の実験においても基本的には変わらない。ただし、通水初期の浸食形態は土の性質によってやや異なる。今示したNo31の裸堤はかなりよく締固まった粘性土に近い土であった。これに対して、砂質土で造られた No 11 の裸堤における裏法浸食の様子を写真 3.2 に示す。写真 3.1.b と比較すると、法尻よりも裏法の上半分の部分で大きく浸食されている。一連の実験では、早く浸食が進む土については、No31よりも今示したNo11に近い浸食傾向が見られた。

以上の観察結果から裸堤の破壊過程とその機構は次のように要約される。裸堤の破壊過程は、図 3.14 に示すように裏法だけが浸食される裏法浸食過程と、裏法全体がほぼ浸食された後天端が崩壊する天端崩壊過程の順に進行する。裏法浸食過程では、主に越流水による直接の力(せん断力、圧力)により浸食されるのに対して、天端崩壊過程では、流水の力だけでなく切り立った裏法を持つ堤体自身の不安定性が、崩壊の原因となる。このため、天端の表面が浸食されるのではなく、大きな土塊が崩れ落ちるという破壊形態を示す。越流初期に天端が浸食されないのは、裏法部に比較して表面に働くせん断力が小さいからである。次に通水初期の裏法浸食機構について考える。越流開始直後の裏法浸食は、せん断力が土を浸食しう



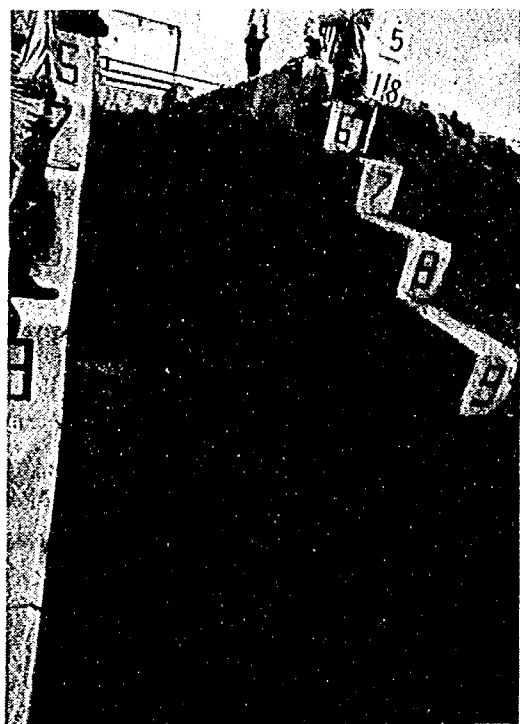
a) 通水開始直後

途中から白濁した流れになっている。
この部分で浸食が始まっている。



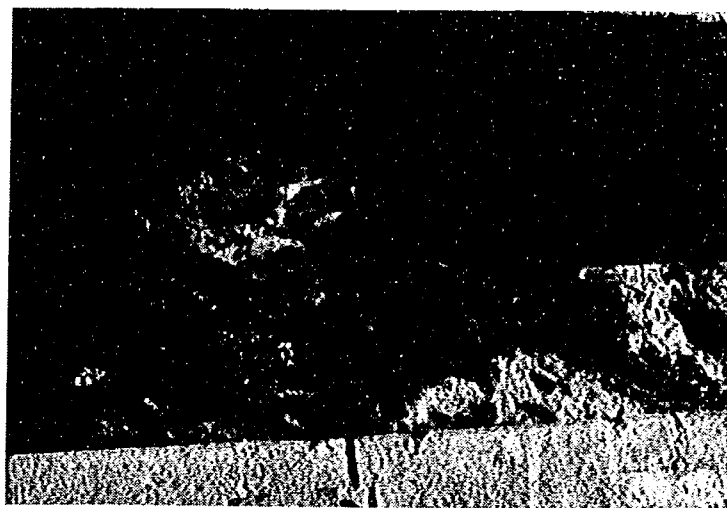
b) 1分通水後

法尻部が特に深く浸食されている。
裏法部の浸食については、上部・下部
に大きな差はない。



c) 18分通水後

裏法部がほぼ浸食され、堤体が
切り立った形になっている。



d) 27分通水後

天端の部分が大きな土塊となっ
てくずれていく

写真3.1 実験No.31 (裸堤) の破壊状況 $\left(\begin{array}{l} 15\text{分間 } q = 0.2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \\ 12\text{分間 } q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \end{array} \right)$



2分通水後
($q = 0.2 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}$)

裏法の上部の浸食が特に激しい

写真 3.2 No.11の破壊状況

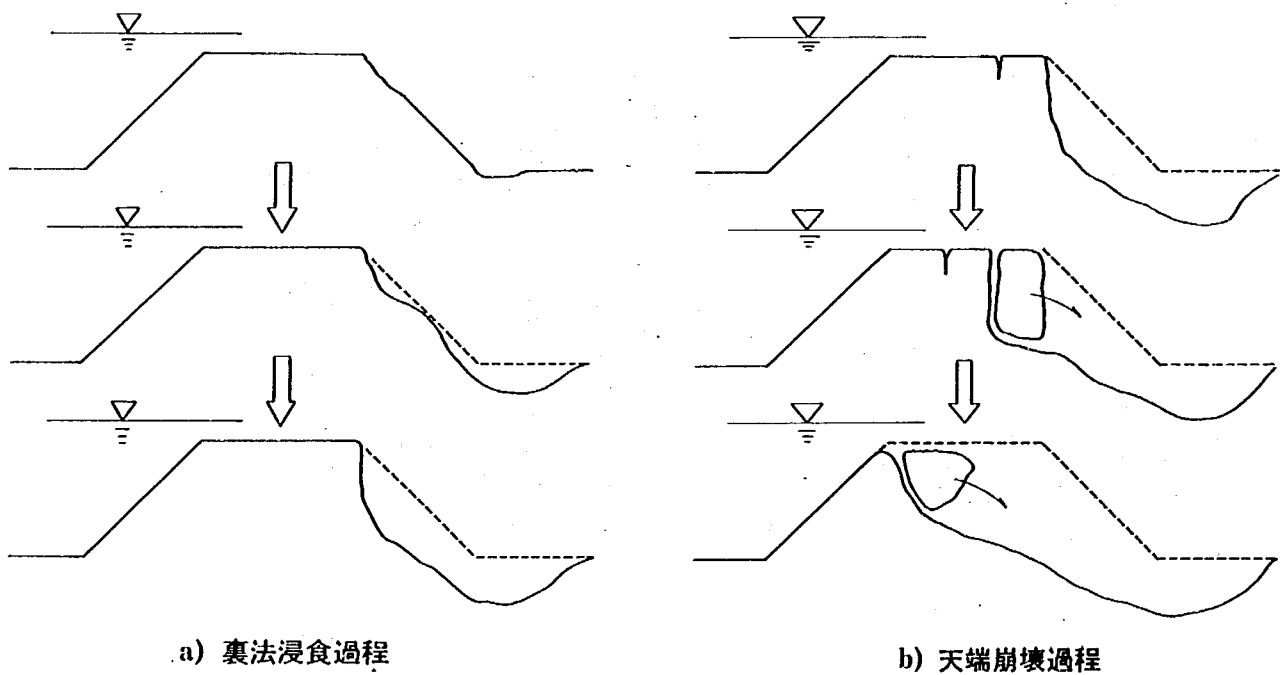


図3.14 土堤の破壊過程

る大きさになった部分より下流で生じる*。このため、法肩直下のせん断力が小さい領域は通水初期には浸食されにくい。また、土の強さと裏法の浸食形態については次のことが言える。土が比較的強い場合には、浸食の進行が遅いため越流水があまり乱されずそのまま法尻まで達する。このため、裏法部は一様に削られ、また法尻の浸食が大きくなる。一方、土の強度が小さいと、裏法の浸食進行速度が大きいため裏法部の形状が上部において大きく変形する。これにより越流水が法尻に達する前のある程度減勢されるので、どちらかというとなら裏法下部や法尻よりも上部の方が浸食が激しくなる。このため、しばしば階段状の浸食形態が見られる。最後に法尻部の浸食特性について述べる。前節の結果からわかるように、法尻部のせん断力がその部分だけ特に大きいということはない。しかし、一度浸食を受けると流水の力をまともに受けるようになるので、浸食が進行しやすい場所であることは確かである。このため土の強度が大きい場合には、他の部分に比較して浸食の進行が相対的に早くなる。ただし、ある程度浸食が進むとその部分が水溜りとなり減勢工の役目を果たすこと、上からの土砂がたまること、の2つの理由で意外に浸食が進まない場合もある。一方土の強度が小さいと他の部分も同様に浸食され、しかも上からの土砂も多いので、法尻の浸食だけが特に大きくなることはない。

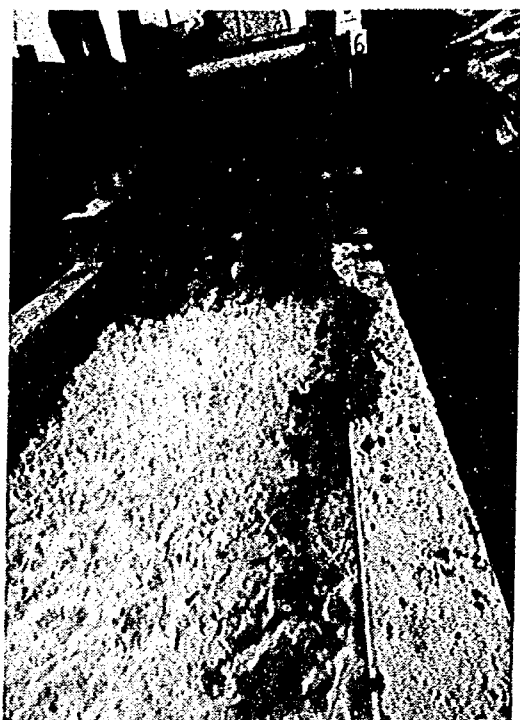
<ii> 芝張堤の破壊過程

芝張堤の破壊過程は基本的には裸堤と同じであり、図 3.14 に示す2つの過程を経て破堤に至る。そこで、ここでは植生が堤体表面にあることによる破壊形態の裸堤との違いに重点を置いて説明する。まず、芝の生育状態が良かったNo22の実験結果を写真 3.3 に示す。写真 3.3.a は通水1分30秒後の越流の様子である。裏法部の流れは裸地の場合と違って白濁しておらず、浸食が始まっていないことを示している。法尻より下流の流れはかなり乱されている。写真 3.3.b は17分通水後の様子である。裏法部では芝が堤体を被うように堤体表面にかぶさり、浸食は全く起こっていない。一方、法尻から小段にかけて左側壁沿いの芝生がめくり上がり浸食されている。この3分後には、写真 3.3.c に示すように裏法がすべて浸食された。この3分間に、写真 3.3.b に示されている小段部分の浸食された領域が、急激に上部に進行して行くのが観察されている。写真 3.3.d は天端崩壊の過程であり、裸堤の場合とほとんど同じ破壊形態を示した。

このような破壊過程は、時間的な差異は多少あるものの他の芝張堤についても同様に見られた。この特徴をまとめると以下の通りである。①浸食が始まるまでの時間が裸堤に比較して長い。(同規模の越流量に対して) しかし、一度浸食が始まると、急に浸食が進行する。②浸食は法尻付近から始まり、上部に進行する。また、芝が浸食される際には根が張っている層ごとと流出する。③天端崩壊に対する芝の効果はほとんど見られない。

以上の結果から、芝張堤の破壊機構を考える。堤体表面に芝(一般的には植生)があると、浸食に対する抵抗力が増す。これは、芝の葉が表面を被うため土自体に作用するせん断力が減少するためと、土塊が堤体から離脱するのを芝の根が防ぐからである。こうした芝の耐浸食効果のため、浸食が始まるまでの時間は裸堤にくらべ大きくなり、また浸食が始まる位置はせん断力が大きくなる法尻から小段にかけてに限られる。また芝は根によって土同士を強く結合させているので、浸食される場合には根の張っている土層

* 3-1の結果から、裏法部に働くせん断力は、下部に行く程大きいことがわかっている。



a) 1分30秒通水後



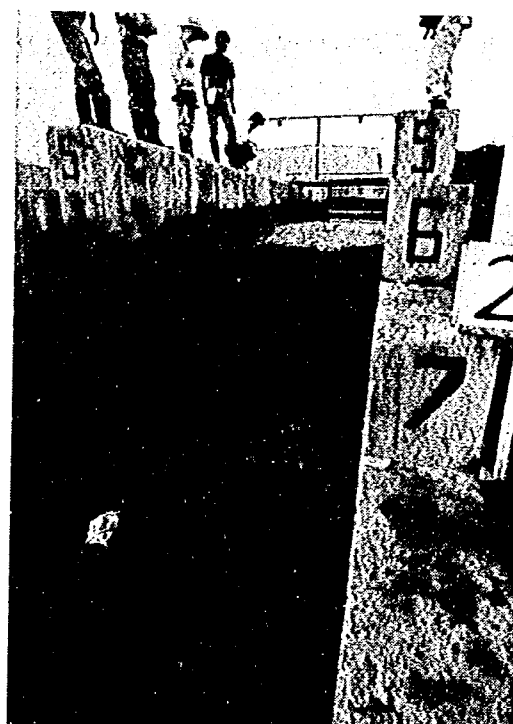
b) 17分通水後

法尻から小段にかけて芝がめくれ上がっている。



c) 20分通水後

裏法がすべて浸食され、堤体が切り立った形になる。



d) 21分通水後

天端崩落の状況

写真 3.3 実験No22(芝張堤)の破壊状況

が一度に離脱する。ところで芝は、このように表面と直角方向に働く引き抜こうとする力に対しては強い抵抗を示すが、堤体面と平行に働く引裂こうとする力に対しては弱い。このため、天端崩壊過程ではほとんど崩壊防止効果を示さない。また、浸食された部分の直上流の芝の層には表面と平行の引張り力が作用するので、新たにこの部分が浸食される。このため、一ヶ所浸食を受けるとかなり早く他の部分に浸食が波及する。したがって、芝張堤はどこかに浸食を受けるまではかなりの耐浸食性を持つが、一度浸食を受けるとほとんどその効果を失うと考えられる。（但し、今の議論は実験で用いた芝張堤の場合に限っている。養生期間が1年以内のこれらの芝張堤よりも、現地堤防の植生の方が強いことは充分考えられる。）

(3) 累積越流量と浸食量の関係による堤防破壊過程の表現

ここでは、堤体の破壊過程を定量的に表現することにより、越水に対する土堤の強度についての客観的な評価を行なう。

堤防の破壊状況を表わす量としては、単位幅当たりの浸食量を用いる。外力の指標には、越流量（単位幅当たり）×越水時間、すなわち累積越流量（単位幅当たり）を用いてみる。両者の関係を調べれば堤体の強度が定量的に評価できると考えられる。この関係を調べる前に外力の指標として累積越流量を用いたことが妥当かどうかを確かめておこう。同じ土質、同じ堤体形の場合についての浸食量と累積越流量の関係を図3.15に示す。それぞれの実験の越流量は異なるのにもかかわらず、これらの関係はだいたい一致している。（片方は芝張堤であるが、裏法の芝が浸食されてからの累積越流量で比較しているので、その影響は打ち消されていると考えられる。）以上から、明確な物理的根拠がなく便宜的方法ではあるが、外力の指標として累積越流量を取っても大きな問題はないと思われる。

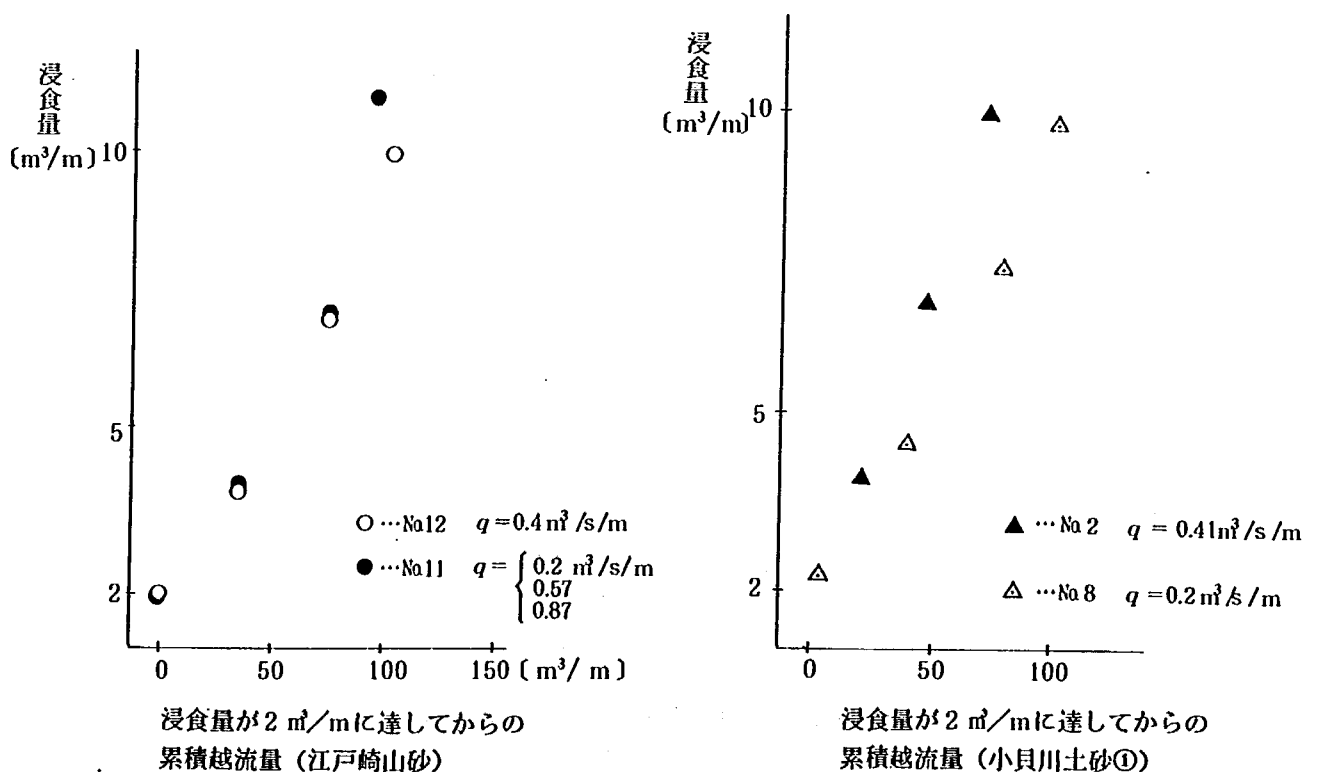


図3.15 浸食量と累積越流量の関係に与える越流量の影響

図 3.16 に本実験の累積越流量と浸食量の関係を示す。グラフは破堤に至るまで書かれている。この図から裸堤については次のようなことがわかる。(図中の黒い点) 裸堤の浸食速度は裏法浸食過程でも天端浸食過程でも変わらず、ほぼ一定の浸食速度で破堤に至る。このことは、初期の裏法浸食の激しきの程度が、ほぼその堤体の破堤に対する危険度を表わすことを意味する。(ただし、後述するように天端幅がかなり大きいと、必ずしもこうは言えない) 3種の土の強度を比較すると、No31の曲線の傾きが他の裸堤の曲線にくらべ小さく、裸地としては非常に強い堤体土であったことがわかる。No31の堤体に使われた堤体が特に特徴のある土ではないことから、堤体土の強度には土質以外の他の因子、例えば締め固め度なども大きな影響を持つものと考えられ^{*)}。(後半の実験の方が、堤体の締め固め方はよくなっている。)

次に芝張堤の浸食量～累積越流量曲線について考察する。(図中の白抜きの点) 曲線の傾きがほとんど0の部分浸食の初期に見られる。これが、(2)で述べた芝による表面侵食防止効果を表わしている。また、浸食量が一定に達すると急に曲線が立ち上がり裸堤とほぼ同じ傾きとなっている。この傾向は、一度浸食を受けると芝の効果がほとんどなくなるという(2)で述べた特徴を裏付けるものである。曲線のこうした傾向は堤体によらずほぼ同じである。しかし、芝が浸食に耐える累積越流量は大きく異なっている。この量が少ないNo8の芝は、堤体土が粘性土で固結していたため根が表層にしか入っていなかった。一方、No22の芝はよく生育し根も30～50cm程の深さまで達しており、浸食に耐える累積越流量も大きい。以上より芝(一

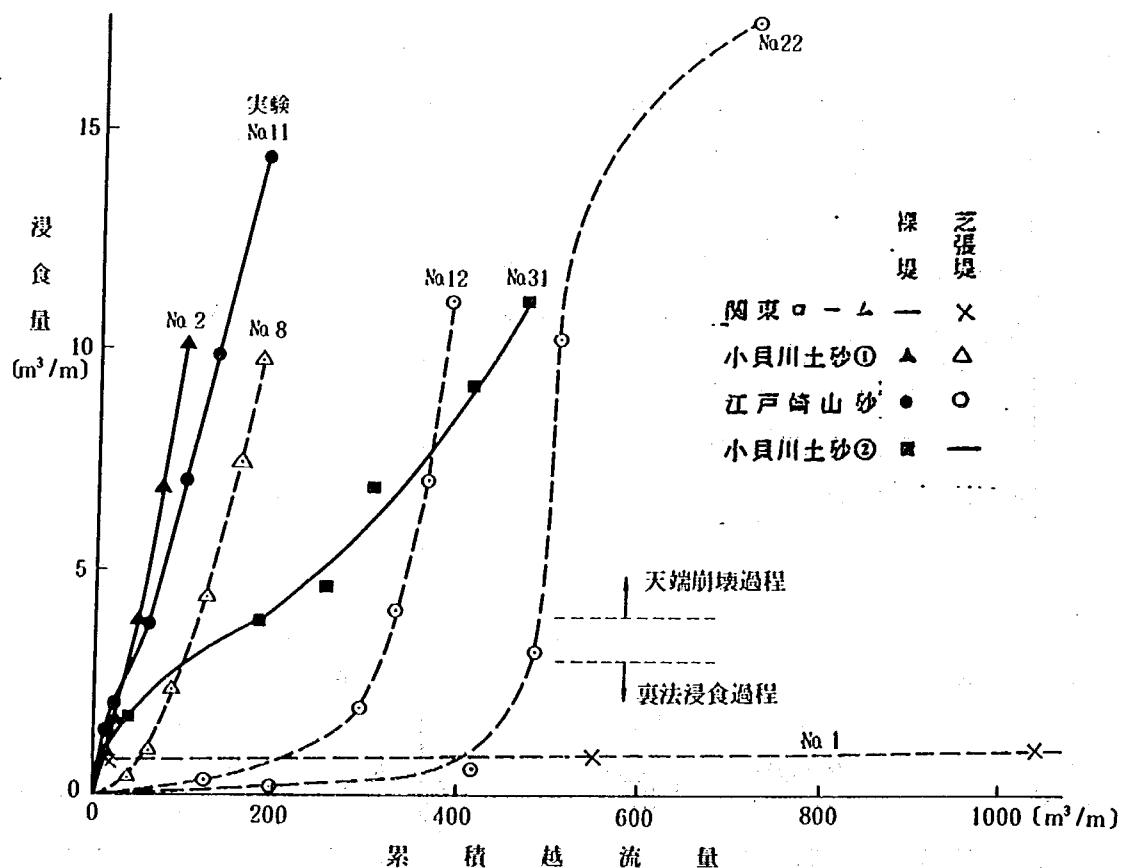


図3.16 累積越流量と浸食量の関係

* 文献3) 山本・吉野：「越流水による堤体法面の浸食特性」，第33回年講。この文献の中で、小型堤体模型実験により、乾燥密度が浸食速度に大きな影響を与えることを示している。

般には植生)による浸食防止効果は、芝の状態により大きく変わるものと考えられる。このことは、植生がかなりの累積越流量に耐える可能性を示していると思われる。(なお、No 1の結果については、堤体が機械施工されており他と条件が異なると思われるので、ここでは考察の対象としなかった。)

ところで図3.16をよく見ると、芝が浸食され曲線が急に立ち上がった後、No22だけは再び傾きが減じていることに気づく。図に示した堤体のうちNo22だけは天端が7.75 mであり他の4 mにくらべ大きい。データが少ないので図には示していないが、No23(これも天端幅が7.75 m)についても同様の傾向が見られた。(ビデオによる観察から) 天端崩壊過程では芝の効果はほとんどないはずである。したがって、このように堤体が再び抵抗を示すのは、天端幅が大きいためだと思われる。このことから、ある程度天端幅があると堤体自身が安定するため天端が多少の耐越流性を持つものと考えられる。この耐越流性を持ち始める天端幅は本実験の結果を見る限り4 m~7 mの間であろう。

最後に、今まで示した土堤が、実際に起こりうる越流に対してどのような強さを持つのかを示す。2章の結果から、起こりうる越水の規模の目安として、越流水深60cm, 越流時間3時間が与えられた。図3.13により、この数値を総越流量に直すと、約9300 m³/mとなる。図3.16より、通常の土堤では天端幅7.75 mの芝張堤という越水に最も強い堤体であっても、破堤時の総越流量は800 m³/mに満たない。したがって、本実験の結果で見る限り堤防に耐越流性を持たせるには何らかの保護工が必要であると結論付けられる。

(4) まとめ

- <i> 保護工を施さない通常の土堤は、多くても総越流量が800 m³/mに達すると破堤する。越水に対する強度が非常に小さいことが確かめられた。
- <ii> 土堤の破壊は、裏法浸食過程→天端崩壊過程の順に進む。裏法浸食の原因は流水による直接の力なのに対して、天端崩壊の主因は裏法が浸食された後の堤体自身の不安定性にある。
- <iii> 浸食が始まる場所は、堤体表面が浸食に対して強い程、裏法面の下部に移る。
- <iv> 堤体表面の植生は、浸食が始まる時期をかなり遅らせる効果を持つ。ただし、一ヶ所浸食を受けると、以後ほとんど耐浸食性を示さない。また、植生の浸食に対する強さは、生育状態に大きく影響される。
- <v> 天端幅が4 mの場合、裏法破壊時と天端崩壊時の浸食速度はほとんど変わらない。(裸堤) 天端幅がある程度と大きくなると、裏法が浸食された後でも天端はある程度の自立性を保持し、裏法浸食時(裸堤)よりも強く越流に抵抗する。この傾向を示し始める限界の天端幅は、本実験では4~7 mの間にある。

3-3. 実験では考慮できない要因とその重要性

前節でとりあげた実験モデルは急速施工してすぐに壊すので、実際の堤防と異なった点がいくつかある。そのうち重要と思われるものについて述べておく。

第1は植生である。実験モデルでは法面に草が生えていない。芝張堤について数ケース行なっているがこれも冬場に半年程度の生育期間しか取れないので十分に根付いているとは言い難い。旧篠崎試験所で昭

和53年に実施された中型モデル実験^{(*)1}では芝張堤が実に総越流量 8,000 m³/m まで耐えている。この実験では芝の生育期間を夏期にとり肥料と手入れが十分であり、通常見られないような立派な芝であった。また堤高が若干低く (2 m), 単位幅流量も少い。しかしそれにしても手入れさえすれば芝でもこれだけ耐えられるのである。また昭和56年4月に筑後川旧堤で実施された越水実験^{(*)2}では、生い繁った雑草が裏法面をベタッと被覆する形となり、越流水の法面浸食を長時間妨げていた。以上のように植生が保護工の役割を果たしうるとすれば、これを剝して無粋なコンクリートブロックを置く必要はない。したがって植生の効果を何とかして定量的に評価しなければならないと考える。

第2は天端の締め固まり度である。堤防天端が舗装されていなくとも車が通行する場合が多い。轍を見ると碎石が堤体に食い込んでカチカチに固結している。前述の筑後川旧堤もこのような状態であって、裏法肩まで崩れたところで破壊の進行がほとんど止まってしまった。固結層の厚さはわずか10 cm 程度であったが、かなりの耐久性を持っていると思われた。これは長年月の車の通行によるものであり、実験モデルで同程度締め固めるのは容易なことではない。

以上のように実際の堤防は実験モデルの芝張堤よりもずっと強いのではないかと考えられる。事実越流しても破堤しなかった例はかなりあると聞く。したがって実験では考慮できないこのような因子の影響も決して無視できないことを認識しておく必要がある。

(*) 1 文献(4) 吉野, 土屋, 須賀: 越流水による堤防法面の破壊特性, 第24回水理講演会

(*) 2 文献(6) 筑後川工事事務所: 筑後川堤防浸透越流実験資料, 昭和56年12月

第4章 越水堤防の開発

4-1 保護工の基本的な考え方

越水時に堤防の破壊が発生する部分は、堤体土の締固め具合、植生の状態、堤体表面、凹凸などによって千差万別であり、一律に決めることは出来ない。但し、前記の条件が一様とすれば、越水時の初期の浸食箇所は裏法面の上部から小段に掛けての部分に限定して差し支えないものとする。そこで、越水に強い堤防とするためには、越水初期に浸食が始まるこの部分を保護すれば良いと思われるが、浸食力に抵抗するためには非常に強固なものが必要とされる。また、部分的な被覆を行なった場合、その保護工の上、下部が局所的に浸食され、崩壊を早める可能性も充分考えられる。これらの事を踏まえ本論では、2通りの基本的な考え方をもとに保護工の開発を行なった結果について述べる。

堤防の機能は、堤体高つまり天端が初期の形状で維持されていれば保たれるものと考えられる。越水時の天端上の流れは穏やかであり、設置する保護工も比較的簡単なもので良いと思われる。ところが半壊状態で維持するために、天端保護工を支持すべき堤体土の強度に左右されることも考えられる。このような保護工は越水時に天端を維持することによって川表側への崩壊を防ぐことを主眼とするので、裏法面の崩壊は特に考慮しない。具体的にここでは、天端に設けられているアスファルト舗装を改良、工夫することによって耐越水性を向上させようとするものである。次にもう一つの保護工の考え方として越水初期に浸食が発生すると想定される部分すべてを被覆するものが挙げられる。流水の力を保護工のみで抵抗しなければならないために、堅固なものが要求され、その設置方法や使用材料を種々検討しなければならない。ここでは、一般に河川の護岸や越流堤で用いられているブロック、シート、蛇籠を被覆材としたケースと堤体表面を難透水性の改良土で被覆した場合の検討を行なった。

4-2 各種保護工について

各種保護工の開発のための実験は、建設省土木研究所河川屋外実験場に設置された特殊水路で行なった。この水路は、幅5m、長さ22.3m、最大深さ4.5mのものである。装置の概略及び実験内容、方法は第3章の通りである。

堤体に用いた土は、実験No.1のみ関東ロームを用い、No.2～No.10は小貝川土砂①、No.11～No.27は江戸崎山砂、No.28～No.32は小貝川土砂②で実験を行なった。

各保護工の特徴を、実験結果を踏まえて以下の6種類に分けて、順に述べるものとする。

- | | |
|---------------------------|-----------------------|
| (1) 天端アスファルト保護工……………10ケース | (4) 防水シート保護工……………2ケース |
| (2) 連節ブロック保護工……………4ケース | (5) 改良土被覆保護工……………4ケース |
| (3) かみ合せブロック保護工……………2ケース | (6) その他の保護工……………2ケース |

保護工の各種類の実験結果の一覧表を以下に示す。

表4.1 実験結果一覧表 (天端アスファルト保護工)

No	被覆状態	堤体土の種類	天端幅	法勾配		養生期間	湛水期間	m当費用 (円/m)	単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$)	通水時間 (分)	総越流量 (m^3/s)	実験結果の概略
				表	裏							
3	天端アスファルト	小貝川土砂①	4.0	1:2	1:2	—	7日	10,000	0.41	33	812	天端下貫通
9	天端アスファルト 裏法蛇籠	小貝川土砂①	4.0	1:2	1:2	—	7日	60,000	0.57	38	2135	裏法崩壊 天端下貫通
13	天端アスファルト (遮水壁有り)	江戸崎山砂	4.0	1:2	1:2	—	7日	14,000	0.87	10		
14	天端アスファルト (遮水壁有り)	江戸崎山砂	7.75	1:15	1:1	—	7日	51,000	0.20	77	924	天端下貫通
15	天端アスファルト (遮水壁有り)	江戸崎山砂	7.75	1:15	1:1	—	7日	51,000	0.57	224	7661	天端下貫通
16	天端アスファルト (遮水壁有り)	江戸崎山砂	7.75	1:15	1:1	—	7日	51,000	0.87	63	3289	天端下貫通
17	天端アスファルト (遮水壁有り)	江戸崎山砂	4.0	1:2	1:2	—	7日	14,000	0.20	14.5	174	天端下貫通
24	天端アスファルト (ロープ埋設)	江戸崎山砂	7.75	1:15	1:1	—	7日	51,000	0.87	49	2558	天端下貫通
28	天端アスファルト (ロープ埋設)	小貝川土砂②	4.0	1:2	1:2	—	3日	33,000	0.20	81	972	天端下貫通
28	天端アスファルト (ロープ埋設)	小貝川土砂②	5.0	1:2	1:2	—	4日	54,000	0.20	21	9420	天端幅約3m残し。崩壊せず。
									0.40	159		
									0.87	20		
									0.40	100		
									0.57	10		
									0.87	30		
30	天端アスファルト	小貝川土砂②	5.0	1:2	1:2	—	3日	24,500	0.20	1	4510	天端下貫通
									0.40	11		
									0.57	78		
									0.87	30		

表4.2 実験結果一覧表 (連節ブロック保護工)

No	被覆状態	堤体土の種類	天端幅	法勾配		養生期間	湛水期間	m当費用 (円/m)	単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$)	通水時間 (分)	総越流量 (m^3/s)	実験結果の概略
				表	裏							
6	全面凸型 連節ブロック	小貝川土砂①	4.0	1:2	1:2	—	7日	82,000	0.87	0.5	80	ブロックがすぐに滑り落ちNo.2と同様になる。 天端崩壊
7	全面平型 連節ブロック	小貝川土砂①	4.0	1:2	1:2	—	7日	120,000	0.10	9		
7	全面平型 連節ブロック	小貝川土砂①	4.0	1:2	1:2	—	7日	120,000	0.57	10	7389	ほとんど変化しない 32分・80分にブロック中の鉄線が切れて一部 ブロックが抜け落ちる天端下貫通
									0.87	1.35		
25	簾型連節 ブロック	江戸崎山砂	4.0	1:2	1:2	—	3日	192,000	0.57	140	4788	ブロックが連節したまま流される。天端崩壊
29	簾型連節 ブロック	小貝川土砂②	4.0	1:2	1:2	—	3日	153,000	0.57	180	11794	ブロックが連節したまま流される。
									0.87	108		

表4.3 実験結果一覧表 (かみ合せブロック保護工)

No.	被覆状態	堤体土の種類	天端幅	法勾配		発生期間	湛水期間	m当費用 (円/m)	単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$)	通水時間 (分)	総越流量 (m^3/s)	実験結果の概略
				表	裏							
20	かみ合わせ ブロック	江戸崎山砂	4.0	1:2	1:2	—	7日	130,000	0.57	16.5	564	堤体土洗い出し、かみ合わせがはずれる
21	かみ合わせブロック 吸い出し防止側壁 との接合や改良	江戸崎山砂	4.0	1:2	1:2	—	7日	148,000	0.57	30	3271	堤体土洗い出し かみ合わせがはずれる。
									0.87	40		

表4.4 実験結果一覧表 (防水シート保護工)

No.	被覆状態	堤体土の種類	天端幅	法勾配		発生期間	湛水期間	m当費用 (円/m)	単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$)	通水時間 (分)	総越流量 (m^3/s)	実験結果の概略
				表	裏							
5	防水シート	小貝川土砂①	4.0	1:2	1:2	—	7日	10,000	0.87	3.5	183	シートがすぐはかれてあとはNo.2と同じ
32	防水シート	小貝川土砂②	4.0	1:2	1:2	—	3日	48,000	0.20	3	5508	法面中腹までで破壊せず。
									0.40	3		
									0.57	24		
									0.76	18		
									0.87	72		

表4.5 実験結果一覧表 (改良土被覆保護工)

No.	被覆状態	堤体土の種類	天端幅	法勾配		発生期間	湛水期間	m当費用 (円/m)	単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$)	通水時間 (分)	総越流量 (m^3/s)	実験結果の概略
				表	裏							
18	改良土(消石灰 10%三週間養生)	江戸崎山砂	4.0	1:2	1:2	3週間	7日	26,000	0.87	103	1417	クラックから割れ落ちる。
19	改良土	江戸崎山砂	4.0	1:2	1:2	3週間	7日	26,000	0.57	37	1265	クラックから割れ落ちる。
26	改良土(アスファルト 乳剤1:山砂10)	江戸崎山砂	4.0	1:2	1:2	6週間	3日	87,000	0.20	24.5	294	天端崩壊
27	改良土(アスファルト 乳剤:山砂10)	江戸崎山砂	4.0	1:2	1:2	6週間	3日	87,000	0.40	10.3	247	天端崩壊

表4.6 実験結果一覧表 (その他の保護工)

No.	被覆状態	堤体土の種類	天端幅	法勾配		発生期間	湛水期間	m当費用 (円/m)	単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$)	通水時間 (分)	総越流量 (m^3/s)	実験結果の概略
				表	裏							
4	裏法蛇籠	小貝川土砂①	4.0	1:2	1:2	—	7日	32,000	0.40	—	—	天端が徐々に削られて下から
10	全面空石張	小貝川土砂①	4.0	1:2	1:2	—	7日	35,000	0.20	10	355	ほとんど変化なし すぐに玉石が流失裸になる。天端崩壊
									0.87	4.5		

(1) 天端アスファルト保護工

既存の堤防は、ある程度の天端幅を有し、道路として供用されていることが多い。ここでは、管理用または一般道路として天端部分を舗装してある堤防を考慮して、この部分を利用、工夫することによって耐越水強度を向上させようとしたものについて述べる。先に述べたように天端アスファルト保護工では、裏法面の崩壊については特に留意しないものとした。

一連の実験の天端アスファルト保護工の代表的な被覆方法は図4.1に示すとおりである。施工方法は先ず碎石を1層5cmずつ3層に分けて、それぞれ締め固める。次に、アスファルト層を1層5cmずつ2層に分けて締め固める。この場合アスファルト層上部は、水の浸入を防ぐために密粒度アスファルトを用いた。

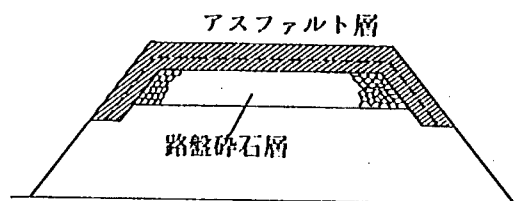


図4.1 保護工概略図

表、裏の法肩部分は、天端部分に帽子を被せたように法面に少し垂らした形とした。

実験を行なったのは表4.1に示すとおり計10ケースであり、その都度アスファルトの設置の仕様の改良等行なって一応の結果を得た。最初に典型的な崩壊状況を述べる(図4.2)。

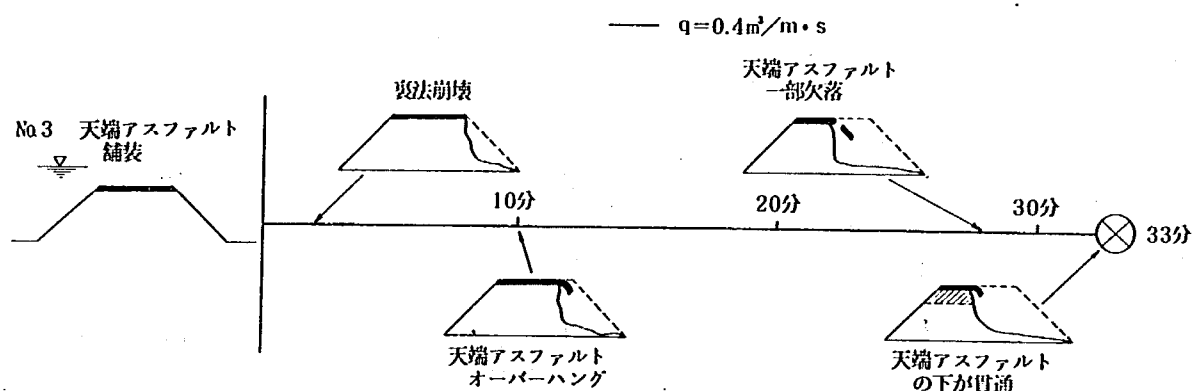


図4.2 天端アスファルト舗装破壊過程

- <i> 越水開始から裏法面の浸食が始まり、裏法肩から直壁になるまで比較的短時間に崩壊する。
- <ii> 天端アスファルト下の堤体土が湿潤状態となり、上部から徐々に崩れる。
- <iii> 支持層を失ったアスファルトは、自重によって沈下して折れ曲がり、その部分等に亀裂が発生し、欠落する。
- <iv> <ii>、<iii>が繰り返されながら天端幅が減少し、側壁沿いや表法面からの浸入水によって、アスファルト下の碎石層が水みちとなって崩壊する。

このパターンで崩壊が進行するわけであるが、天端部分の強度で耐越水性をもたすことが天端アスファルト保護工の目的である。従って、パターン<iii>、<iv>の発生、進行を食い止めることができれば耐越水強度を大きく増すことができるわけである。実験状況から①亀裂からのアスファルトの欠落、②碎石層からの崩壊の2つが強度を低下させている原因として挙げられる。そこで、①については実験No. 24, 28, 30の3ケース、②についてはNo. 13~16の4ケースで対策案の検討を行なった。以下それぞれの実験状況

を述べる。

① 亀裂からのアスファルトの欠落対策

アスファルト、コンクリートなど路盤材料は、引っ張り、曲げに弱く屈撓性が少ない。また、一般の道路と同じ施工をしているために、<iii>のような状況での亀裂の発生と欠け落ちを防ぐことは難しい。そこで、吸い出し防止材として用いられているアスファルトマットを参考にした仕様を考え、改良を行なった。(アスファルトマットの特徴としては補強材としてロープを網状としたものを埋め込んで、引っ張り強さをもたせたことである。)設置の標準断面を図4.3に示す。ロープは、各接点を針金で縛って固定した。実験に用いたロープは、合成繊維(テトロン)で、軟化点は約240℃である。アスファルト施工時の温度は150℃程度であり、ロープが熱によって溶けるようなことはなくやや変形する程度で引っ張り強度等は、ほとんど変化することはないと考えられた。

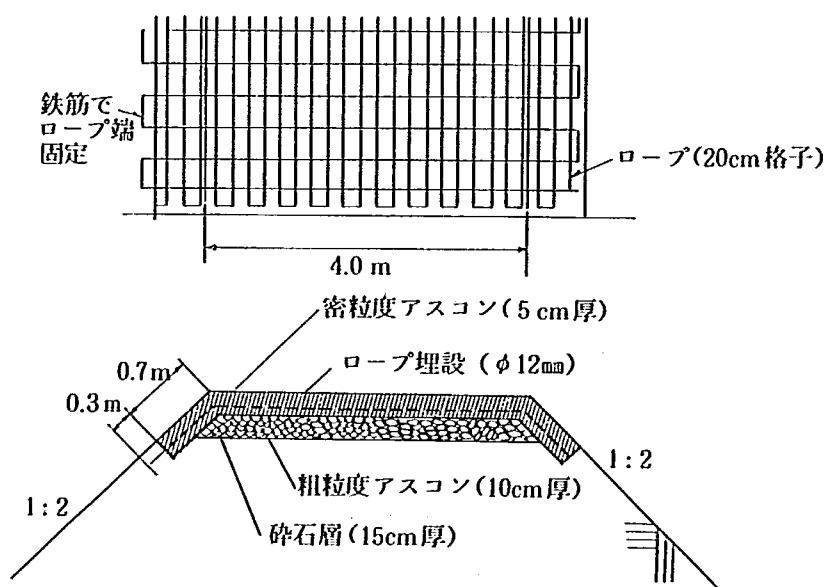


図4.3 天端アスファルト設置図(ロープ埋設, No.24)

各ケースの実験状況は、資料編に依るとしてアスファルトの欠落防止について述べる。

結果としては、亀裂が発生しても3ケースとも欠け落ちることなく繋がったまま(写真4.1)堤体を覆う形状となった。この形は、堤防の天端と裏法面を被覆したものと相似の形状であり、越流水による法面浸食は起こりにくい構造である。よって、アスファルトが欠落しないものとして越水浸食を食い止めるためには、崩壊途中の天端幅と法面を覆うだけのアスファルトの長さが必要である。つまり設置当初の天端幅がそのときの長さに等しくなければならない。

実験 No.28では、天端幅を標準幅4mから5mとした

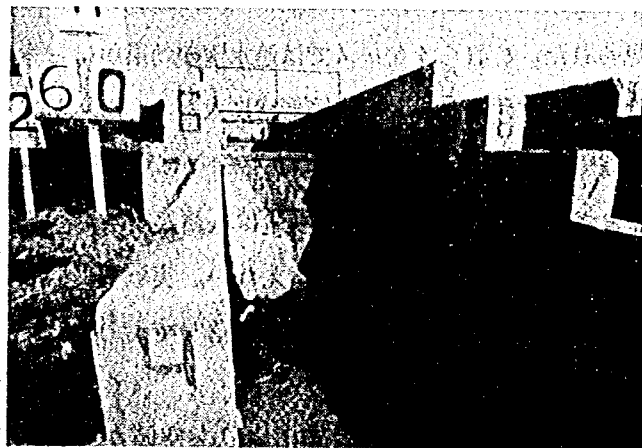


写真4.1 崩壊状況(No. 28)

ところ、良好な結果が得られた。

② 砕石層からの崩壊対策

天端アスファルトの最終的な崩壊原因は、実験 No. 28 を除いて、天端下の砕石層に水みちができたことによるものである。いずれのケースも砕石層からの浸透水が、崩壊途中で見られ、その量が徐々に増えたと考えられる。浸透水の低減のためには、砕石層を水密化する。遮水板的なものを設けるの2つの方法が挙げられる。前者の場合、砕石層とアスファルト乳剤を散布する方法が考えられるが、多量に散布すると固結度は増すと考えられる一方、ただアスファルト層の厚さを増加させただけのものになりかねない。また、砕石層の除去も考えられるが、道路としての強度の低下や堤体とアスファルトの密着の問題等があり好ましいとは言えない。

ここでは、遮水部分を設けた場合の効果の検討を中心に行なう。具体的には、堤体の天端中央に継断方向（水路に対して横断方向）に各ケース次のようなアスファルトの遮水壁を設けた（図4.4）。

各ケースの実験状況は、資料編に記載したとおりである。遮水壁の効果は、実験状況を見たところ崩壊の進行状況に相違があるために、各ケースを一律に比較することは難しい。各ケースの遮水壁の効き方を図4.5に示す。実験 No. 13, 16では、崩壊の進行中遮水壁が露出するなど、その効果が確認されずに崩壊した。実験 No. 14, 15では、遮水壁で浸透水が止められたために、内部圧によって遮水壁の上流側のアスファルトが盛り上がる現象が見られた。これら4ケースでは遮水壁の効果がはっきりと把握されず、それまでの崩壊形状に大きく左右されているようである。従って、裏法面から徐々に堤体断面積が減少する形で崩壊が進行する場合は、遮水壁を設けることは、必ずしも有効な手段と言えない。実験 No. 16では、遮水壁のアスファルトが自重で欠落しており、材料の軽量化も考慮すべきであろう。

基本的に砕石層は、堤体土よりも空隙が非常に大きいため、浸透水の通り道となりやすい。従って遮水す

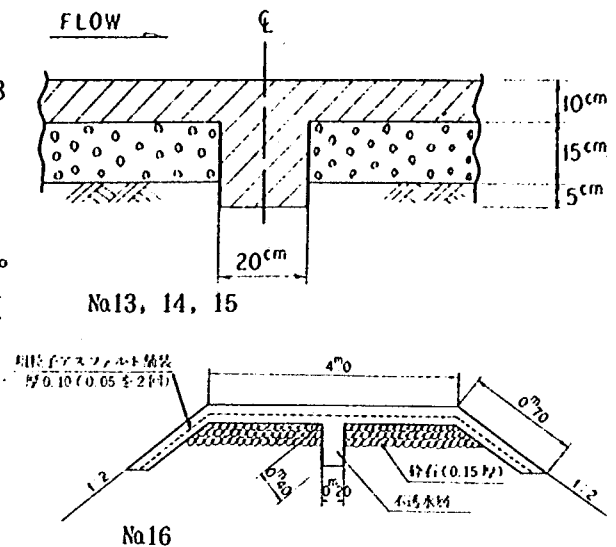


図4.4 遮水壁設置図

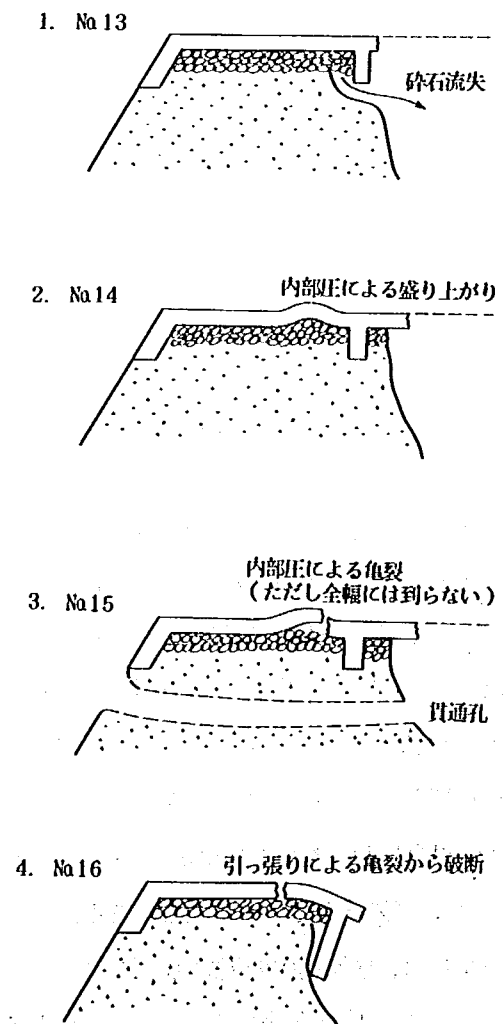


図4.5 遮水壁の効き方

るのでなく、透水性を低くする工夫が、天端アスファルト保護工の耐越水強度を向上させるために有効な方法と考えられる。つまり、砕石層を数層に分けて敷設し、その後アスファルト乳剤等瀝青材を適量散布し、締め固める方法が良いと考える。

以上①、②の検討結果から得られた天端アスファルト保護工の最良形状を示す。

砕石層を3層に分け、1層毎に砕石敷設後アスファルト乳剤を散布し良く締め固める。次にアスファルトを2層に分けて施工する。第1層は粗粒度アスファルト、第2層は密粒度アスファルトとする。第1層の粗粒度アスファルトは、2層で締め固め、5～10 cm の径のロープ（軟化点 200℃以上）を網状にしたものをはさんで埋め込む。このような仕様とすれば、現況のアスファルト舗装と同様の外観を保ちながら相当の耐越水強度が期待できると思われる。

(2) 連節ブロック保護工

越流開始時に浸食される部分は、裏法肩下から小段にかけての部分と考えられる。そこで河川護岸等に用いられている連節ブロックによって、天端から小段を保護して耐越水性を向上させることを考えた。連節ブロックは、堤体の天端から小段までの部分すべてを被覆するために、ブロックの形状によっては流れによる非常に大きい抵抗を受ける。実際に実験 No.6 の全面凸型連節ブロックは、通水初期にブロックが一塊りとなって一挙に流されてしまった。従って連節ブロックによる実験は、その後3ケースではすべて突起を取除いたものを用い、連節方法や設置方法等について検討を行なった。

平型連節ブロックは、越流水がブロック表面を滑らかに流れるために、ブロック設置時に不整部分が生じていなければほとんど流れが乱れることはない。しかしながら、裏法尻から小段にかけての流れは流速が大きいために、そのせん断力や圧力が徐々に保護工に影響を与える。そこで、実験 No.7 を取り挙げて、崩壊状況を順を追って見よう。(図 4.6) ブロックの形状は、小牧式ブロックの突起を切り取ったものである。ブロック下には吸い出し防止材としてステラシート（1 cm 厚）を敷いた。ブロックの連節は鉄線により行なった。保護工の設置図を図 4.7 に示す。

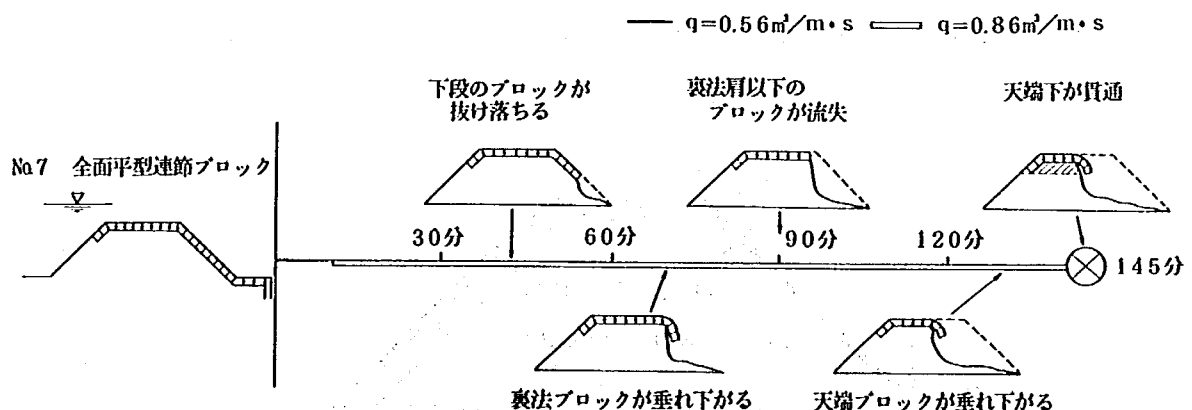


図4.6 平型連節ブロックの破壊過程

先ず、前述のように裏法尻から小段で流速が増大すること、流れが急激に曲げられることから、徐々にブロックの不整が生じ、その部分から堤体土が吸い出される。ブロックと堤体の隙間が大きくなると、ブ

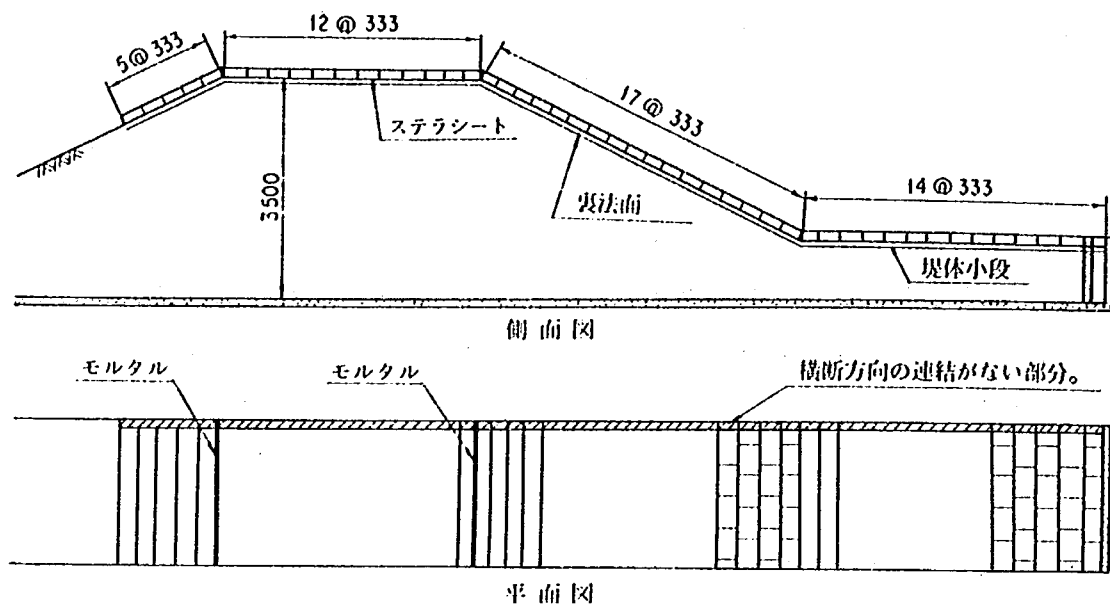


図4.7 連節ブロック設置図(No. 7)

ロックが浮き上がりやすくなり、流水の抵抗を大きく受けて吸い出し及び浸食が激しくなる。堤体形の変形とともに水刃ねが大きくなり、鉄線が切れて小段部分のブロックが下流側にずれ、そのはずみで鉄線の切れた所からブロックが抜け落ち法面が浸食された。実験途中で通水を止め鉄線の先を結びブロックの抜け落ちを防いだところ、崩壊速度が小さくなった。最終的には保護工下が抜け破堤した。この結果から、①ブロックの隙間から徐々に堤体土が吸い出される、②半壊時にブロックが抜けて崩壊が促進される、の2点が崩壊要因の特徴として挙げられる。①の対策としては、ブロックの隙間を埋め浸入水のない構造とする、堤体土自体が吸い出されないような改良を加えるか吸い出し防止材を用いる等が考えられる。前者は、ブロックの形状及び連節方法の工夫だけでは難しくたとえ目地を埋めても余り強固にはならないために、後者の方法を採用することにした。②の対策としては、鉄線に節を設けて抜け落ちないようにする方法が考えられるが、施工及び材料の加工が難しく、鉄線は半壊時に折れ曲がって切れる場合があるなど、ブロックの変形に追随できる材料を用いた方が良くと思われた。実験No.25, 29の結果から①, ②の対策案の検討を行なってみた。

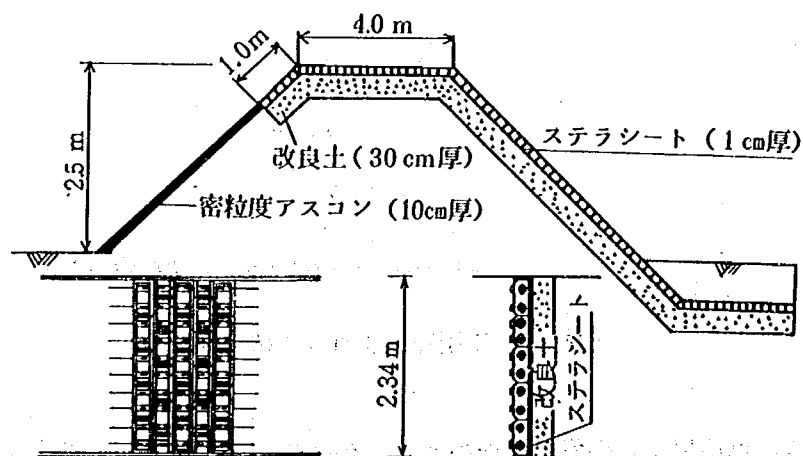


図4.8 保護工設置図(No.25)

(保護工の概略)

No. 25

最初に表法肩から小段にかけて30 cmの厚さで改良土を設置する。改良土はアスファルト乳剤と江戸崎山砂を1:10の重量比で混合したものを用いた。次にステラシートを改良土と同じ範囲に敷設した。使用したブロックの詳細は、図4.9に示すとおりである。ブロックの連結は、テトロンロープ(軟化点240℃, 引っ張り強度2.2t)を用い、ブロック1個毎にロープの結び目を設け、抜け落ちないように

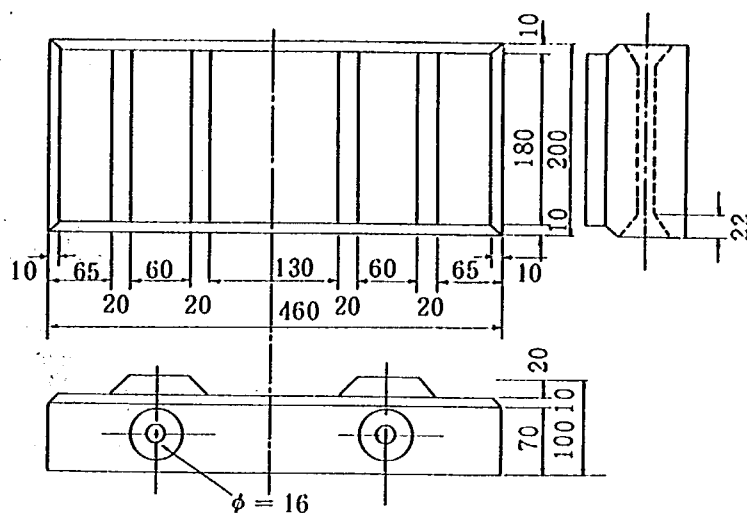


図4.9 ブロック詳細図 (単位: mm)

した。設置の概略は、図4.8に示すように表法面は密粒度アスファルトで被覆し、小段部はブロックを50 cm下に埋め込んでそのまま延ばした形とした。

No. 29

保護工の設置方法は、No. 25とほぼ同一仕様である。改良土は消石灰と小貝川土砂を1:10の重量比で混合したものである。ブロックの連結はテトロンロープにより行なっているが、このケースでは結び目をブロック4個毎に設けた。ブロックは、裏法面からそのままの勾配で水路床まで伸ばし埋め込んでいる。

(実験状況)

実験No. 25, 29ともに越水初期にブロックの不整部分が生じて水刎ねがあったが、その後消えてそれぞれ変化のないまま通水を続けた。しかしながら徐々に裏法尻から小段にかけてのブロック2~3列が浮き上がり、ブロックと堤体の隙間が大きくなっていった。吸い出しによる浸食は、ステラシートと改良土によって防がれているために緩慢であり、ロープが切れてブロックが流出することなかった。その後両ケースともに吸い出しによって裏法尻から小段にかけてブロック全体が沈下する現象が見られた。次に各ブロックの隙間が徐々に大きくなり、そこからの越流水の流入によって堤体の浸食が盛んになった。そして最後に堤体断面積が裏法面から減少していき、ブロックが一塊りとなって流出するという崩壊形状となった。

以上の結果から、次の数点の指摘ができる。

- <i> 裏法面から流下した流れによって、小段部分が大きな力を受けるために、その設置方法に工夫が必要である。
- <ii> ロープによる連結は、鉄線のように折れ曲がったり切れたりしないが、引っ張りによる伸びがあるので、ブロック間に隙間が生じてしまう。
- <iii> 改良土や吸い出し防止材は、効果が認められるものの、特に吸い出し防止材はできる限り透水係数の低いものの方が良いと思われた。
- <iv> 裏法面の沈下が見られると崩壊速度は急激に増す。

連結ブロックは、一般に鉄線で連結が行なわれており、実験No25、29のようにロープが用いられている例はない。しかしながら、引っ張り強さは問題のない強度を有しており、結び目を設けられるなど工夫が容易であり、ブロック保護工に堤体形状の変化に追随する屈撓性を付加することができる。但し、テトロンロープは、破断時で30%程度の伸びを示すので、越水中にブロックの隙間が増し、堤体の浸食速度を増大させる危険性も有している。(写真4.2)



写真4.2 保護工の崩壊状況 (No.25)

(3) かみ合せブロック保護工

鉄線で連結したブロックでは鉄線の腐食が大きな問題となる。すなわちブロックは単に被覆の役割しか持たず、応力は鉄線が受け持つからである。越水は数十年に一度という現象であるから「いざという時にバラバラであった」という恐れが無きにしもあらずである。そこで鉄線を用いずにブロック自身に引張力を受け持たせようということ

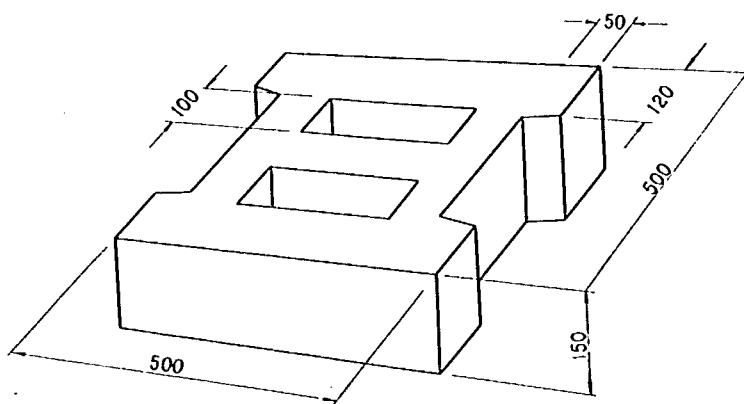


図4.10に示す形状のブロックを製作し実

図4.10 平型かみ合せブロック詳細図 (単位: mm)

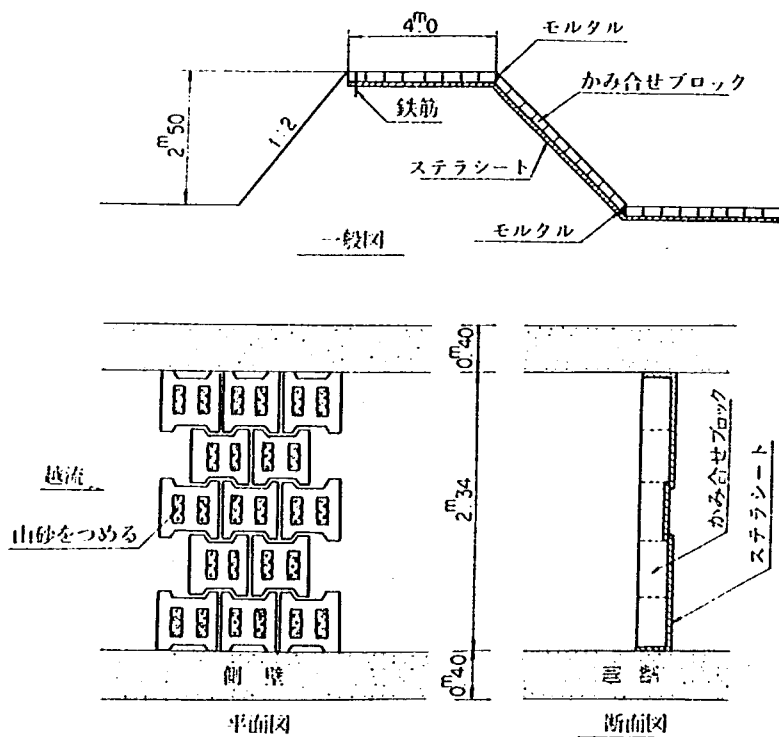


図4.11 平型かみ合せブロック設置図 (No.20)

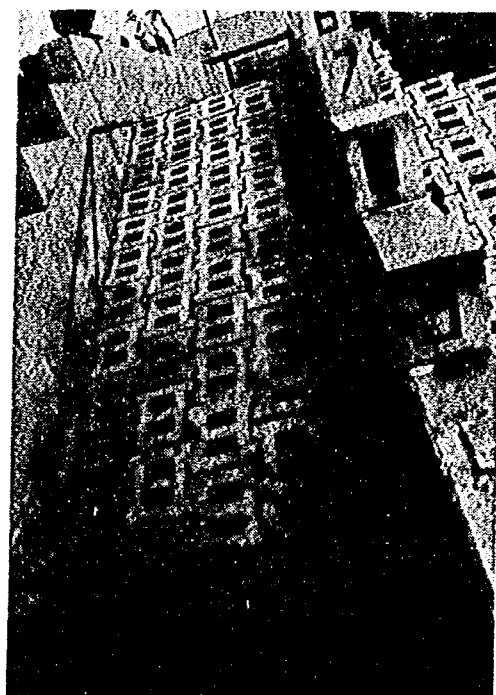


写真4.3 保護工の崩壊状況 (No.20)

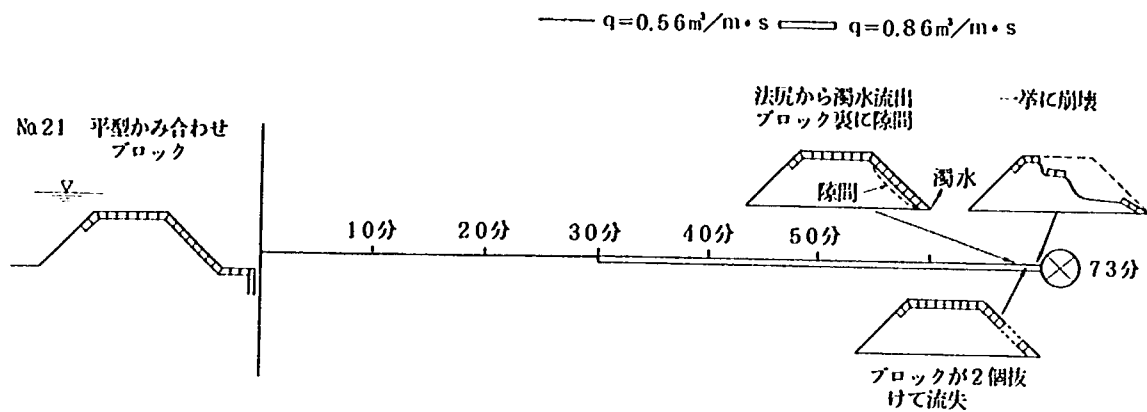


図4.12 平型かみ合わせブロック破壊過程

験 No. 20, 21 で実験した。ブロック 1 個あたりの重量は約 50 kg である。なお吸い出し防止用にブロック下にステラシート (1 cm 厚) を敷き、端の部分をモルタルで側壁に接着した。(図 4.11)

本保護工も連節ブロックと同様、越水時の流水が非常に滑かであり、長時間にわたってほとんど変化が見られなかった。しかし、裏法部中央から法尻にかけて次第に堤体土が洗い出され、ステラシートの下が空洞化していった。但し、ブロックが互いに強くかみ合っているために、当初考えたような堤体変形に追隨したブロックの沈下は生じず、空隙の大きさはますます増大していった。通水約 70 分で最も空洞化の大きい領域のブロックが 2 個流出した (この時点での空隙厚さは 7 ~ 10 cm であった。) これは空洞によってブロックが斜めに沈下し流体力をまともに受けるようになったためである。その結果連鎖反動的にブロックが流出し、約 1 分間で裏法面のブロックはすべて無くなってしまい破堤した。(写真 4.3) (図 4.12)

本保護工の破壊はブロック下の堤体土洗い出しより始まった。かみ合わせブロックである限りブロック下に水が入り、ブロック下を流下することを防げない。おそらく越流がないとしても長期間の降雨の作用によって同様の状態が生じるものと考えられる。したがって流下する水が堤体土を洗い流さない工夫が必要とされる。今回用いた吸い出し防止材ステラシートは洗い出しに対しては無効であった。ひとつの案としてフィルタ材を完備した排水層が考えられる。^(*)

かみ合わせブロックの特長のひとつに堤体の変形にあわせて沈下できることがあげられている。しかし本実験に関する限りはそれがマイナスに作用した。すなわちすべてのブロックが法面を滑らかに保ったまま沈下できないため、沈下によってブロックに働く流体力が増加し、個々のブロックが下流に“吹き飛ばされる”ようになる。ブロックの厚みを増すことによりこれに対する抵抗力を多少増加できると考えられる。しかし数個のブロックが抜け落ちると一気に崩壊するという特性は、長大な堤防のメンテナンスの困難さを考えあわせると、かなり大きな問題と言えよう。

(4) 防水シート保護工

“堤体と流水の間に不透水性のものを設ければ、堤体は浸食されないのではないか” これは、誰でも思いつくことであり、本保護工はそのような考えから不透水性のものとしてビニール、ゴムシートを用いたものである。水防工法の中にも、川表側の浸食箇所を被覆して堤防の破堤を防ごうとするものがある。こ

* 文献(5) 豊島修：新しい法面被覆工法の開発，第28回海岸講演会

の場合もビニール製のシートが用いられており流水によってシートが堤体から離れないような工夫がなされている。同様の方法を用いた実験No.5では、設置方法の工夫が足らず越水初期に流水によって下流に引かれ、一挙に流失してしまった。それゆえ実験 No. 25では、シートを水路の両側壁に接着剤で留めた(図 4.13)。

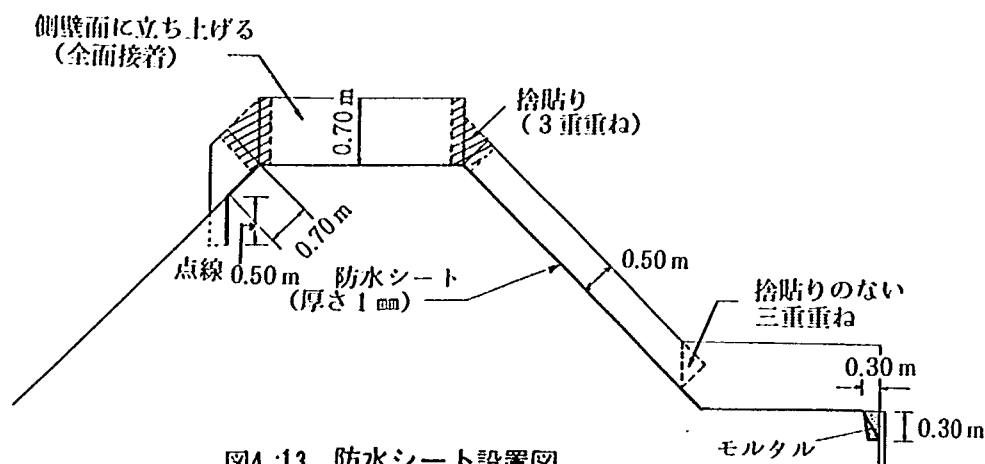


図4.13 防水シート設置図

本保護は、越水中の堤体上の流れは非常に滑かであり、水路下流端でも跳水が越えることなく流出しており、No. 5のようなシートの流失もなかった。しかしながら止水してみると写真 4.4に見られるように、シートが流下方向にたるみ、側壁との接着がややはがれていた。その後の通水によって、小段下流端で裂け目が発生し、裂け目の拡がりに伴って小段から堤体の浸食が進んでいった。但し、シートが両側壁に接着されていることで保護工自体が支持されて、流水に抵抗していたため、堤体を保護するという意味での評価はできなかった。

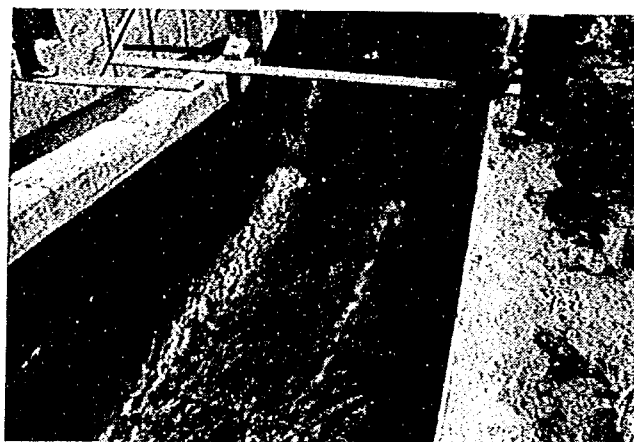


写真4.4 保護工の状況

防水シートは、止水材として使用されているために、堤体土を被覆している部分の浸食はほとんどない。よって、いかにして堤体上に設置しておくかが課題である。また、応急処置用として使用する場合は重量も軽く施工もしやすく問題が少ないが、長期間の使用については、裂け目の発生防止や紫外線による材質の劣化等を十分考慮しなければならない。

(5) 改良土被覆保護工

土木研究所土質研究室では、堤体への降雨浸透量を減少することにより堤体強度の増加をはかるための調査・研究を行なっている。この工法は、堤防表層（1 m～2 m）を剥いで消石灰またはアスファルト乳剤を混ぜた後締め固めるものである。但し、本実験では堤高が2.5 mしかないので、表層 50 cm のみを改良した。消石灰との混合方法は、アスファルト道路上に山砂 1 m³ と消石灰 200 kg を交互に敷き均すように各 4 層積み重ね、タイヤショベルで20～25回すくい上げてまき散らすように落した。アスファルト乳剤と土砂の混合は、土質研究室で所有する土質改良用混合装置を用いて行なった。

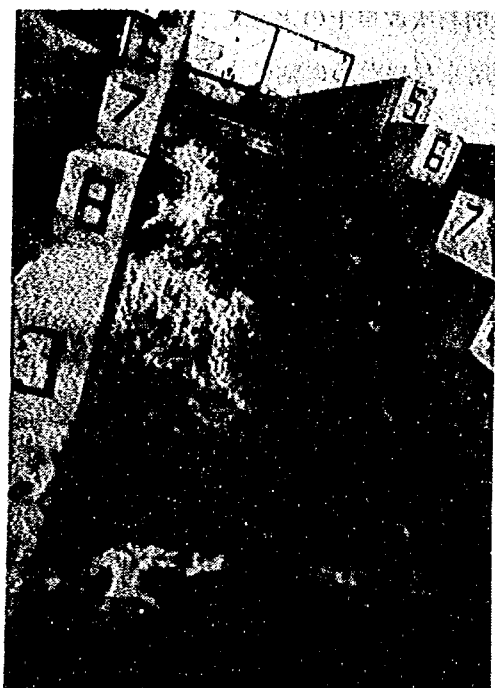


写真4.5 保護工の崩壊状況(No.18)

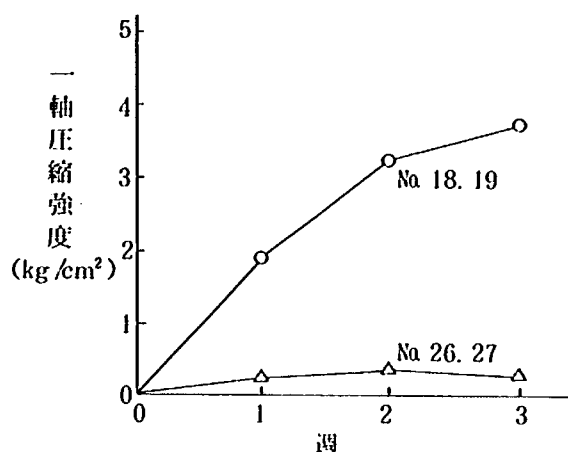


図4.14 改良土の一軸圧縮強度

施工の後 1, 2, 3 週間後に堤体天端よりコアカッターで試料採取し一軸圧縮強度を調べた。結果を図4.14に示す。時間的に強度は増加しているが、土質研究室のモールドでつくられた供試体の試験値に較べ、No.18, 19 で $1/6 \sim 1/4$, No. 26, 27 で約 $1/10$ の強度となっ

ていた。しかしそれでも表層は固結して容易には変形しない状態である。

施工後 No. 18, 19 は 3 週間、No. 26, 27 は 6 週間の養生期間をとり、No. 18, 19 は 1 週間、No. 26, 27 は 3 日間の湛水後実験を行なった。しかしこの時点ですでに天端および裏法面に水路に対して横断方向にクラックが入っていた。おそらく乾燥収縮によるクラックと思われる。

越流開始まもなく落水水脈によって、消石灰改良土では法尻から下流が掘られ水路床版が現れた。また、アスファルト乳剤改良土では、裏法肩下から下流が凸凹となり洗掘された。消石灰改良土では、その後天端及び裏法面に新しいクラックが生じるとともに先述のクラックが数mmに拡大した。これは法尻が洗掘されて改良土の自重により引張力が働いたためと考えられる（写真4.5）。クラックが堤体土まで貫通し、被覆工がいくつか分離すると水が浸入して吸い出しが生じ流水が濁り始める。その後間もなく堤体が少し落下するとともに、丁度板チョコを割るように被覆工がバラバラとなった。（図4.15）アスファルト乳

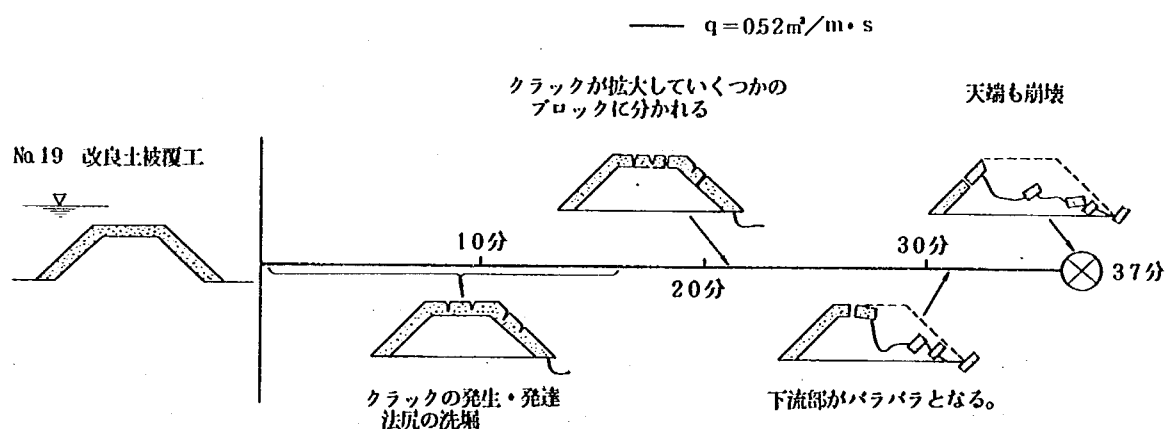


図4.15 改良土被覆工破壊過程

剤改良土では、通水中細かい亀裂が無数に発生し、そこから消石灰改良土のように浸入水によって崩壊していった。これは、図 4.14 に示されるように固結の割合が高くないために粘性土の裸堤のような崩壊形状をとったものと考えられる。

以上のようにこの被覆工は引っ張りに弱く亀裂が生じやすい。亀裂が拡大すると中に水が進入し堤体の支持力が弱まり一挙に崩壊する性質がある。したがって引張力が生じないように裏法尻の洗掘防止工、支持基礎工などが必要とされよう。

(6) その他の保護工

実験No 4, 10ともに写真 4.6～4.7 に示すように表面が非常に凸凹しており、一見して流水の力を大きく受けることがわかる。特にNo 4 では流水初期に天端が削られてしまい、保護工としての効果の検討ができなかった。

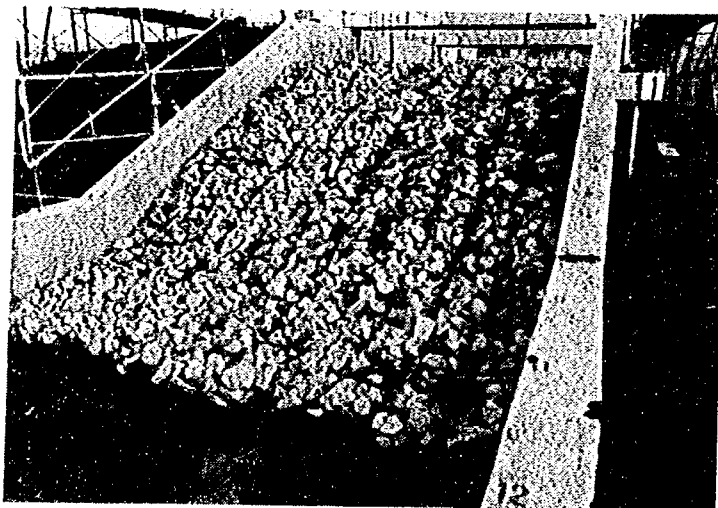


写真4. 6 保護工の設置状況 (No. 4)

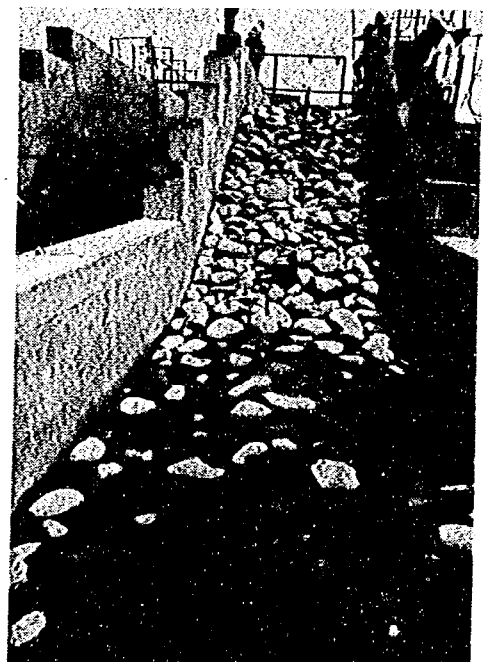


写真4. 7 保護工の設置状況 (No.10)

両ケースともに、少流量時には保護工上の流れが水しぶき化することで流水による引っ張り力も小さく保護工の重量で抵抗できるが、大流量時には崩壊が一挙に起る傾向がある。実験No.10では、単位幅流量 $0.57\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ としたところ、裏法面の玉石が越流開始直後に流出してしまった。

このような保護工は、その重さとかみ合せによって流水に抵抗しているために、吸い出しが発生し易く、堤体が変形すると力の均り合いが乱れ一挙に崩壊する。ゆえに、堤体全体を被覆するような形で越流水に抵抗することが望ましく、その堤体高も出来る限り低いものだけに適用した方がよいと考える。

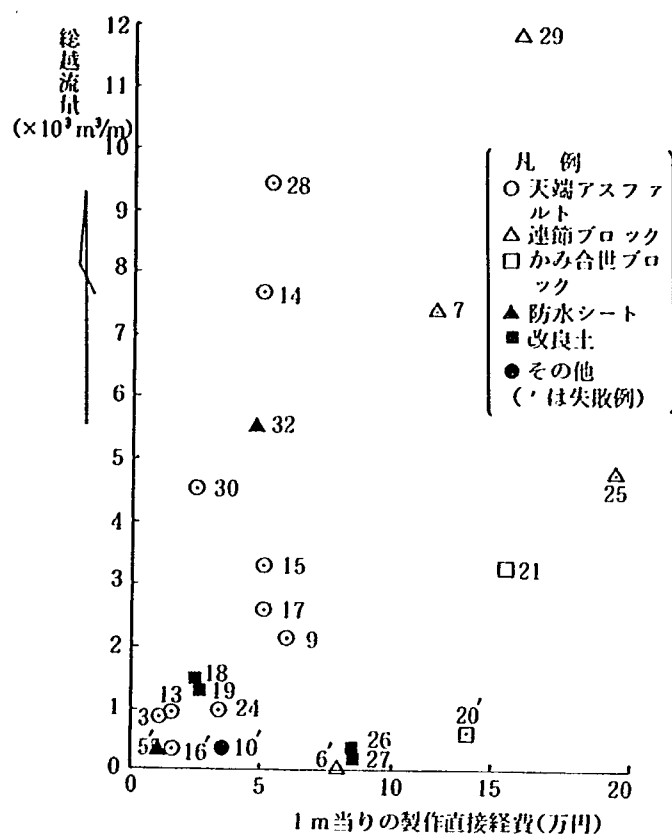
4-3 保護工の評価

保護工の評価を行なう場合、まず考えなければならないのはその経済性である。越流させないためには、堤体の嵩上げを行なえば良いとの意見がある。保護工の設置費用がこの費用に比べて極端に高価であれば、当然この意見が選択されるものと思う。本実験規模（天端幅 4 m、堤防高 2.5 m、裏法勾配 2 割）の堤防を 1 m 嵩上げ、腹付けする場合、約 1.6 万円直接費としてかかる。これに対し芝張りだけでも単位幅当り 2.5 万円必要であ

り、他の保護工にはオーダー違いのものもある。従って、保護工を設置すべき範囲及び部分は、非常に限定されるものと思われる。しかしながら、第2章で述べているように、越流水深が50cmだから $(50 + \alpha)$ cm嵩上げすれば越流が起こらないということにはならない。

保護工の耐越水強度は、あくまで実際の洪水ハイドロを通水して求まるものである。ここでは、各保護工の相対的な評価を与える基準として、総越流量と保護工を設置するための直接費を比較する。図4.16からわかるとおり、各保護工とも可成りバラツキが認められる。天端アスファルト保護工が価格の割りに高強度を示している。そこで1万円当りの越水強度を、失敗例を除いて各保護工それぞれ単純平均して算出すると図4.17のようになる。実験方法に問題のあった防水シートを除いて考察すると、天端アスファルト>連節ブロック>改良(消石灰)>かみ合せブロックの順の越流量となっている。連節ブロックは、施工価格を低くしなければ、投資効率的には不利である。また、改良土保護工は、その施工及び養生が良ければかなり高い投資効果をあげられると思われる。

洪水時の越水は、数年に一度あるかないかのものである。よって越水時の保護工の効果を十分発揮させるためには、その維持、修繕が問題となる。図4.18に横軸に各保護工の種類毎の総越流量、縦軸に崩壊範囲をとったものを示す。これから、各保護工の越流量による崩壊範囲の概略がつかめる。たとえば、洪水によって $2,000 \text{ m}^3 / \text{m}$ の越流があった場合、かみ合せブロック及び改良工保護工では持ち堪えることはできず、天端アスファルトでもかなり浸食(天端幅が減少する程度)される



と考えられる。この程度の越流が数年に一度ずつ起こるとすると、その都度天端アスファルト保護工では補修を行なわなければならない。(但し、確実な補修が行なわれれば、堤体の強度は出発点に戻るわけである。) 次に連節ブロックでは、 $2,000\text{ m}^3/\text{m}$ では裏法尻から小段にかけて堤体土が吸い出される程度で、一見浸食されているとは気付かないかも知れない。この場合補修が行なわれない訳であるから、次の洪水時には崩壊途中から残りの強度しかない事となり、その点留意しなければならない。連節ブロック、かみ合せブロックを用いた保護工は、浸食部分が表面から見えにくいという難点も有している。

崩壊までの総越流量が大きいということは、越水開始から破堤までの時間が長いわけであるから、それまでに十分な避難体制をとることができる。背後地に住宅や学校等があり、破堤による経済的、社会的損害が大きく、かつ破堤の危険度も大きいところでは連節ブロック、また、破堤の危険度がそれ程大きくない地域であれば、補修が容易な天端アスファルトの導入が良いと思われる。これら保護工の設置価格は、嵩上げに比べてかなり高価なものである。しかしながら前述のように、越流水深がこれだからそれだけの嵩上げをすれば事足りるわけではない。この点の議論に結論を出せるだけの資料が以上の実験結果だけで得られているとは考えられない。今後、これら保護工の導入場所等を考えることが、越水に河川関係者がどう対応し、対策を立てていくのか、この問いに一つの答えを出す道につながるであろうと考える。

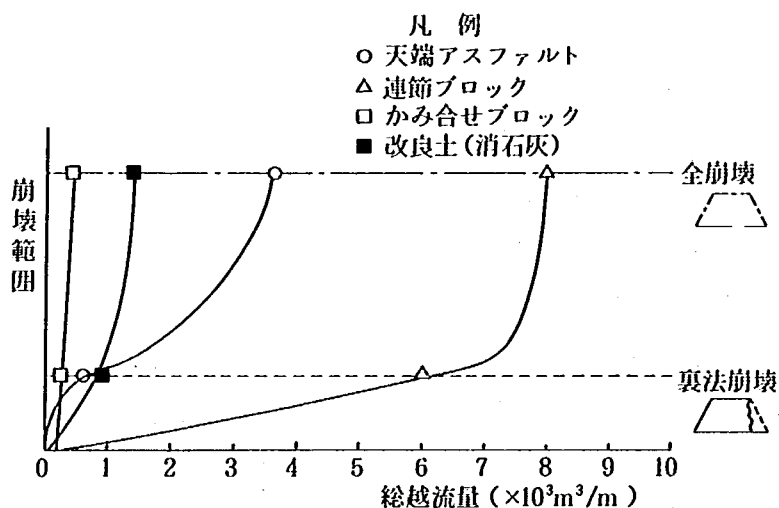


図4.18 越流量による崩壊範囲

おわりに

昭和51年度から始まった越水堤防に関する調査も最終年度を迎えた。この間多くの担当者が調査に携わり、各人の問題意識に基づいて様々な調査を行ってきた。本報告書がそれらの成果をまとめ切れているかどうか、いささか心許無い。また、文中かなり現担当者の意見を述べたところもある。御批判、御意見がいただければ幸いである。

越水堤防に関する技術的な問題は、充分とは言えないものの本調査により展望が開けたと著者は考えている。しかし、「これをどこにどのような位置付けで設置するのか」という問題に対しては、明確な答えは出ていない。これは、超過洪水・越水という従来の治水計画論・治水技術の枠を踏み越えた治水方式に真正面から取組んでいるからであろう。確かに、治水計画上の位置付けも重要ではあるが、現に危険な状況にある堤防を放置しておくわけにはいかない。せめて天端が舗装されていれば破堤を逃れたということもありうるだろう。本調査で開発した越水堤防そのものではなくても、「越水堤防」の考え方が現場に少しでも生かされることを、著者は切に希望する。

付録 底面せん断力の測定法

急変流中の底面せん断力を底面流速を測定することにより求める方法について説明する。(3-1で用いた方法)

(1) 原理

仮定<i>< i > Re数が大きい(流れは乱流)</i>

<ii> 境界層内では, 滑面ならばベキ乗則が, 粗面なら対数則が成立する。

<iii> 流れが2次元の

境界層内の流速分布形があらかじめわかっているならば, 境界層内の一点で流速を測定すればせん断力を求めることができる。流れが急変する場所の境界層は一般に薄い。しかしそうした場所でも底面付近では境界層が発達しているはずである。したがって, 底面付近の充分境界層の中にある点で流速を測定すれば, 急変流であってもせん断力を求めることができる。

(2) 計算式

<i>< i > 滑面の場合</i>

ベキ乗則は次式で表わされる,

$$u = U_{\infty} \left(\frac{y}{\delta} \right)^n \quad \dots\dots\dots (A-1)$$

U_{∞} : 境界層外縁の流速, δ : 境界層厚, y : 底面からの距離

滑面の抵抗則は,

$$\tau_0 = 1/8 \times f \rho \bar{u}^2 \quad \dots\dots\dots (A-2)$$

$\bar{u}$: 境界層内の平均流速

$$f = 0.3164 \left(\frac{4 \bar{u} \delta}{\nu} \right)^{-1/4} \quad \dots\dots\dots (A-3)$$

$$\bar{u} = \frac{1}{n+1} U_{\infty} \text{ より}$$

$$f = 0.2237 (n+1)^{1/4} \left(\frac{U_{\infty} \delta}{\nu} \right)^{-1/4}$$

よって

$$\tau_0 = 0.02796 (n+1)^{-1/4} \cdot \rho U_{\infty}^2 \left(\frac{U_{\infty} \delta}{\nu} \right)^{-1/4}$$

滑面の場合 $n = 1/7$ であるから,

$$u = U_{\infty} \left(\frac{y}{\delta} \right)^{1/7}$$

$$\tau_0 = 0.02213 \rho U_{\infty}^{7/4} \cdot \delta^{-1/4} \cdot \nu^{1/4}$$

上2式より

$$\tau_0 = 0.02213 \rho \frac{u^{7/4}}{y^{1/4}} \nu^{1/4} \dots\dots\dots (A-4)$$

上式から、底面付近の流速を測定すれば、底面せん断力を求めることができる。

< ii > 粗面の場合

粗面の流速分布は、

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{y}{k_s} + Ar \dots\dots\dots (A-5)$$

よって、

$$\tau = \frac{\rho u^2}{\left(\frac{1}{\kappa} \ln \frac{y}{k_s} + Ar \right)} \dots\dots\dots (A-6)$$

k_s : 相当粗度

$\kappa = 0.4$ であり、完全粗面ならば $Ar = 8.5$ となる。以上より A-6 式からせん断力を算定することができる。ただし遷移域の場合には、 Ar は $\frac{u_* k_s}{\nu}$ の関数となるので、逐次計算が必要となる。

(3) 具体的な手順

まず、最も粗面となりやすい所 (u_* の大きい所) で流速分布を細かく測定し、表面の粗滑を調べる。

< i > 滑面と判断された場合

底面付近の流速を一点測定し、A-4 式を用いてせん断力を計算する。測定位置が粘性底層内に入っていないかをチェックする。

< ii > 粗面と判断された場合

測定した流速分布から、 k_s を求める。底面付近の流速を一点測定し、求めた k_s と A-6 式からせん断力を測定する。求めたせん断力から $u_* k_s / \nu$ を計算し A-6 式で用いた Ar が妥当であるかチェックする。 Ar が不適であれば、 Ar を修正して計算し直す。 (Ar と $\frac{u_* k_s}{\nu}$ の関係は求まっている) (滑面になった場合、滑面の計算を行なう)

底面付近の流速は、ピトー管を底面につけて流速を測定することにより簡単に得られる。この場合測定高さは、管径 (外径) の半分となる。

越水堤防調査最終報告書
—解説編—

土研資料第2074号
昭59年3月(1984)

キーワード：堤防，模型実験，保護工，
超過洪水対策

橋本 宏
藤田 光一
加藤 善明

要 旨

昭和 51 ～ 59 年度において実施した越水堤防調査
の内容を要約し解説を加えている。



郵便はがき

3 0 5 - □ □

40円切手
をはって
下さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部河川研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 2074 号 部

越水堤防調査最終報告書 一解説編一
橋本・藤田・加藤

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

